

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

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

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

ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР
Адріанов В.П.

ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР
Лукашевич Т.І.

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.

Беркута А.В., к.е.н.

Голоднов О.І., д.т.н.

Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.

Гордеев В.М., д.т.н., проф.

Гуляев В.І., д.т.н., проф.

Єгоров Є.А., д.т.н., проф.

Кваша В.Г., д.т.н., проф.

Корольов В.П., д.т.н., проф.

Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.

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

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 2007 — 2010 роки

Абель Д., д.т.н., проф. (США)

Агощ З., д.т.н., проф. (Словаччина)

Белоєв М., к.т.н. (Болгарія)

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

Зюлко Є., д.т.н., проф. (Польща)

Кавагучі М., д.т.н., проф. (Японія)

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

Като Ш., д.т.н., проф. (Японія)

Кжупка В., д.т.н., проф. (Чехія)

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

Лан Т., д.т.н., проф. (Китай)

Назаров Ю.П., д.т.н., проф. (Росія)

Новак А., д.т.н., проф. (США)

Павлов А.Б., д.т.н., проф. (Росія)

Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)

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

Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)

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

Тулбаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)

Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)

Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



4'2010

Виходить 4 рази на рік

ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Заснований у листопаді 2007 року

ЗМІСТ

НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

О.В. Шимановський

ГРАНИЧНІ СТАНИ ПОПЕРЕЧНИХ ПЕРЕРІЗІВ
НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ ВИСЯЧИХ СИСТЕМ. 2

В.В. Шалінський

ДОСЛІДЖЕННЯ СТІЙКОСТІ НИТОК СКІНЧЕНОЇ ЖОРСТКОСТІ
З ШВЕЛЕРНИМ ПОПЕРЕЧНИМ ПЕРЕРІЗОМ. 6

В.П. Мущанов, Ю.В. Сивоконь, М.П. Кашенко, И.М. Тимошенко

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УЧАСТКА «СВОБОДНОЙ» ДЛИНЫ ОПОРНОГО КОНТУРА
МЕМБРАННОГО ПОКРЫТИЯ НА КВАДРАТНОМ ПЛАНЕ 10

М.А. Давлятов, Ж.Д. Ахметов, Ш.М. Давлятов

ОПТИМИЗАЦИЯ ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ ПЕРЕКРЕСТНЫХ ФЕРМЕННЫХ СИСТЕМ. 17

І.А. Ткачук

ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК МІЦНОСТІ АРМАТУРИ
ПРИ ВИСОКОТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВАХ. 21

Ю.Г. Перетяцько, П.А. Пугачев

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ СДВИГОВОЙ ЖЕСТКОСТИ
ФЛАНГОВЫХ ШВОВ В СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЯХ 24

О.І. Оглобля, О.В. Якімкін

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ РЕЗЕРВУАРА ПЕРЕТВОРЮВАНОВОГО ТИПУ
ПРИ ДІЇ СТАТИЧНИХ І ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ 26

ЗАРУБІЖНИЙ ДОСВІД

Thomas Moschner, Knut Göppert

SOUTH AFRICAN STADIUM PROJECTS:
JOHANNESBURG – DURBAN – PORT ELIZABETH – CAPE TOWN
UKRAINE STADIUM PROJECT: KIEV 31

ПРОЕКТУВАННЯ

М.А. Шимановская

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА
ЗДАНИЯ ТОРГОВО-ОФИСНОГО КОМПЛЕКСА 38

СЕЙСМОБЕЗПЕКА

Я.Л. Кранцфельд

ГУМОМЕТАЛЕВІ СЕЙСМОІЗОЛЮЮЧІ ОПОРИ 41

МІЖНАРОДНИЙ ДОСВІД

А.А. Гром

VI МІЖНАРОДНА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ
«БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ СПОРТИВНИХ ТА ПРОСТОРОВИХ СПОРУД:
СЬОГОДЕННЯ ТА ПЕРСПЕКТИВИ РОЗВИТКУ» 44

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

УДК 624.071.074:539.3

ГРАНИЧНІ СТАНИ ПОПЕРЕЧНИХ ПЕРЕРІЗІВ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ ВИСЯЧИХ СИСТЕМ

Викладені постановка задачі та основні залежності для визначення граничних станів поперечних перерізів несучих елементів висячих систем, робота матеріалу яких описується моделлю ідеального жорстко-пластичного тіла. Представлені рівняння кривих граничного стану поперечного перерізу для найбільш поширених видів профілів нитки скінченної жорсткості. Наведені результати числових досліджень.

Statement of the task and the basic ratio are set out to define the limiting conditions for cross-sections of the suspension systems' load-carrying elements, which material behaviour is described by the model of an ideal rigid-plastic body. The equations of cross-section limiting condition curves are submitted for the most prevailing types of finite-stiffness cable profiles. The results of numerical researches are cited.

Ключові слова: нитка скінченної жорсткості, поперечний переріз, граничний стан, ідеальне жорстко-пластичне тіло.

Відомо, що методи розрахунку в пружній стадії роботи матеріалу не дозволяють виявити дійсні резерви міцності конструкції. У більшості випадків пластичні деформації призводять не тільки до перерозподілу і вирівнювання напружень в окремих елементах, але й до підвищення несучої здатності всієї конструкції. Крім того, врахування пластичних деформацій при розрахунку споруди дає можливість визначити величину фактичного запасу її міцності.

Розрахунок конструкції при роботі матеріалу в області пластичних деформацій є нелінійною задачею і пов'язаний зі значними математичними труднощами навіть для найпростіших практичних випадків розрахунку. Дослідження, проведені шляхом аналізу рівнянь рівноваги, наведені у [2, 5, 6]. У роботах [3, 4, 8, 9] розв'язок отримано за допомогою енергетичних методів із використанням принципу мінімуму потенційної енергії та узагальненої теореми Кастільяно. Можливість застосування рівняння нерозривності деформацій для визначення параметрів напружено-деформованого стану нитки розглянута в монографіях [2, 12]. Унаслідок значної геометричної та фізичної нелінійності задачі в усіх зазначених підходах розв'язувальні рівняння є досить громіздкими, а їхній розв'язок достатньо трудомістким процесом. Тому актуальним є розроблення таких методів розрахунку, які б поєднували простоту та зручність у практичному використанні з правильним відображенням специфіки роботи конструкції в області пластичних деформацій. Досягти цього можна шляхом введення додаткових припущень у передумови розрахунку, а саме: в діаграмі напруження-деформація [1, 2, 7, 10]. Наприклад, при відмові від урахування пружної стадії роботи матеріалу може бути використана



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

діаграма жорстко-пластичного тіла [2–6], що дозволяє спростити залежність між згинальним моментом і кривиною. Ще більш істотно схематизувати вид цієї залежності можна, якщо додатково прийняти, що матеріал є ідеально пластичним. У цьому випадку прогин і кривина вважаються рівними нулю, якщо навантаження і згинальний момент, що діє у поперечному перерізі, менші за граничні, а також можуть приймати які завгодно великі значення, якщо навантаження і згинальний момент стають рівними граничним величинам. Таким чином, розрахунок несучого елемента, матеріал якого є ідеальним жорстко-пластичним, дозволяє не тільки знайти його граничне навантаження, але й відіграє визначальну роль при виборі раціонального типу або варіанта конструкції [4–6]. Вказана обставина може дати особливо значний ефект при розрахунку таких нелінійно деформованих систем, як висячі, оскільки знання величини граничного навантаження дозволяє попередити розвиток різних аварійних ситуацій.

Розглянемо напружено-деформований стан жорстко-пластичної нитки скінченної жорсткості з поперечним перерізом у вигляді ідеального рівнополицевого профілю (рис. 1, а). Профіль складається з двох однакових тонких полиць, які мають сумарну площу F і віддалені одна від одної на відстань h . При цьому вісь $z-z$ проходить через центр ваги профілю, а вісь $n-n$ є

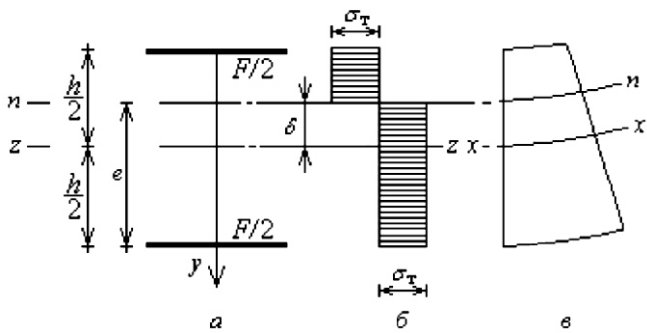


Рис. 1. Робота ідеального поперечного перерізу жорстко-пластичної нитки скінченної жорсткості: а – поперечний переріз нитки; б – епюри напружень у граничному стані; в – деформований елемент нитки

нейтральною. Як показано в роботах [2, 6, 11], використання поперечного перерізу нитки такого профілю дещо полегшує розв’язок задачі та спрощує розрахункові залежності. Однак принципові зміни у співвідношення при цьому не вносяться, що дозволяє на даному прикладі показати послідовність розв’язку і вид розв’язувальних рівнянь, характерних для даного методу розрахунку.

Знайдемо залежність між згинальним моментом і розпором, завдяки спільній дії яких у перерізі настає граничний стан. Для її виведення спроектуємо діючі в площині перерізу елементарні сили (епюри розподілу яких показано на рис. 1, б) на горизонтальну вісь z-z і складемо суму моментів цих сил щодо нейтральної осі n-n:

$$\int_{-e}^e \sigma_T dF \cdot H, \quad \int_{-e}^e y dF \cdot M \cdot H, \quad (1)$$

де σ_T – межа текучості матеріалу; M, H – відповідно згинальний момент та розпір у нитці; y – відстань між волокном та нейтральною віссю; e – відстань між осями n-n і z-z.

Представляючи площу елемента перерізу dF у виді $dF = b(y)dy$, де $b(y)$ – ширина профілю нитки на відстані y від осі n-n, перетворимо вираз (1) наступним чином:

$$\int_{-e}^e b(y) dy \cdot H, \quad \int_{-e}^e y b(y) dy \cdot M \cdot H. \quad (2)$$

Позначаючи граничний згинальний момент перерізу нитки при відсутності розпору як $M_{гр} = \sigma_T W_{гр}$, де $W_{гр}$ – граничний момент опору профілю, і граничний розпір нитки, тобто розпір, що викликає в перерізі нитки напруження, рівні межі текучості, як $H_{гр} = \sigma_T F$, а також записуючи параметр e у виді $e = h/2 + \delta$, рівняння (2) можна записати так:

$$\frac{H}{H_{гр}} = \frac{2}{F} \int_0^e b(y) dy; \quad \frac{M}{M_{гр}} = 1 - \frac{2}{W_{гр}} \int_0^e y b(y) dy. \quad (3)$$

Виключаючи з виразів (3) величину H , отримуємо рівняння, що встановлює співвідношення між згинальним моментом і розпором, спільна дія яких приводить поперечний переріз нитки до граничного стану

$$\frac{M}{M_{гр}} = 1 - f \frac{H}{H_{гр}}. \quad (4)$$

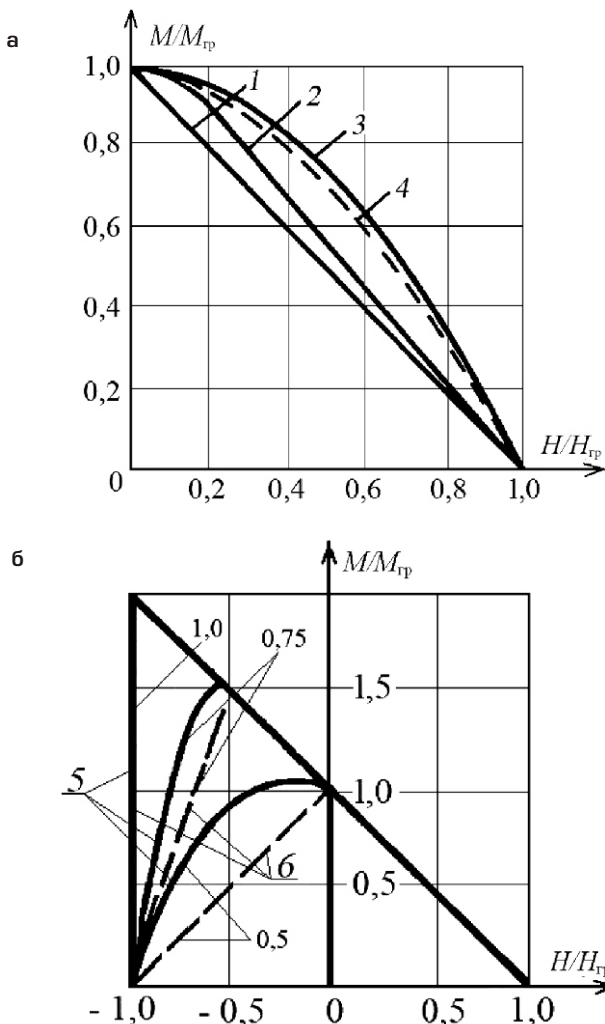


Рис. 2. Граничні криві для симетричних (а) та несиметричних (б) поперечних перерізів: 1 – ідеальний рівнополицевий; 2 – двотавровий; 3 – прямокутний; 4 – кільцевий; 5 – тавровий (при відношенні площі полиці до площі профілю від 0,5 до 1,0); 6 – ідеальний нерівнополицевий (при відношенні площі більшої полиці до площі профілю від 0,5 до 1,0)

Залежність згинальний момент–розпір у граничному стані поперечного перерізу

Поперечний переріз		Вид залежності	
Найменування профілю	Схема профілю		
Ідеальний рівнополицевий		$\frac{M}{M_{np}} \frac{H}{H_{np}} 1 0$	
Ідеальний нерівнополицевий		$\frac{M}{M_{np}} \frac{F}{f_1} 1 \frac{H}{H_{np}} 1 0,$ $\frac{M}{M_{np}} \frac{H}{H_{np}} 1 0,$	$1 \frac{H}{H_{np}} 1 2 \frac{f_1}{F}$ $1 2 \frac{f_1}{F} \frac{H}{H_{np}} 1$
Двотавровий		$\frac{M}{M_{np}} \frac{1}{f} \frac{H}{F} \frac{H}{H_{np}}^2 1 0,$ $1 \frac{f}{2F} \frac{M}{M_{np}} \frac{H}{H_{np}} 1 0,$	$0 \frac{H}{H_{np}} \frac{f}{F}$ $\frac{f}{F} \frac{H}{H_{np}} 1$
Тавровий		$\frac{M}{M_{np}} 1 \frac{H}{H_{np}} 1 \frac{2H}{H_{np}} 0,$ $\frac{M}{M_{np}} \frac{H}{H_{np}} 1 0,$	$1 \frac{H}{H_{np}} 0,$ $0 \frac{H}{H_{np}} 1$
Прямокутний		$\frac{M}{M_{gp}} \frac{H}{H_{gp}}^2 1 0$	
Кільцевий		$\frac{M}{M_{gp}} \cos \frac{H}{2H_{gp}} 0$	

Примітка. У таблиці прийнято, що f – площа стінки, а f_1 – площа меншого поясу; у тавровому профілі площа стінки дорівнює площі поясу.

Для ідеального рівнополицевого профілю, що розглядається, маємо:

- $b(y) = 0$ при $-(h - e) < y < e$;
- $b(y) = \frac{F}{2} \frac{1}{dy}$ при $y = -(h - e), y = e$.

Підставляючи останні умови у рівняння (3), після інтегрування і деяких перетворень отриманих виразів, замість співвідношення (4) прийдемо до рівняння кривої граничного стану ідеального рівнополицевого профілю нитки, або до граничної кривої

$$\frac{M}{M_{gp}} \frac{H}{H_{gp}} 1 0. \quad (5)$$

Вказаним способом можуть бути отримані

залежності згинальний момент–розпір у граничному стані будь-якого іншого поперечного перерізу нитки скінченної жорсткості, деякі з яких для найбільш поширених типів профілів наведено в таблиці, а відповідні їм графіки представлені на рис. 2. Граничні криві, за необхідності, можуть бути продовжені в область від'ємних значень як згинального моменту, так і розпору, що призведе до побудови замкнутих графіків, які обмежують певну внутрішню область. Ілюстрацією є рис. 2, на якому граничні криві продовжені в область від'ємних значень розпору. Усі граничні криві мають властивість центральної симетрії, а криві симетричних профілів, крім того, є симетричними відносно координатних осей.

Точки, що належать до внутрішньої області граничних кривих, відповідають сполученню згинального моменту і розпору, при якому переріз не може бути приведений до граничного стану. Точки ж, що лежать на цій кривій, відповідають сполученню розглянутих внутрішніх зусиль, коли напруження по всьому поперечному перерізу стають рівними межі текучості. При цьому зазначимо, що, як випливає з рис. 2, розпір суттєво впливає на величину згинального моменту, яка викликає в перерізі граничний стан. Так збільшення розпору практично при всіх типах перерізів призводить до зменшення згинального моменту, однак у випадку деяких типів несиметричних профілів його збільшення може призвести не тільки до зменшення, а й до збільшення моменту.

Слід зазначити, що застосування діаграми жорстко-пластичного тіла пов'язане з цілою низкою труднощів. По-перше, дана схематизація діаграми наближено відображає властивості реальних матеріалів. Тому рішення, побудовані з використанням цієї діаграми, як правило, не збігаються з рішеннями такої ж пружно-пластичної задачі при E , оскільки призводять

до верхньої оцінки величини граничного навантаження, а рішення пружно-пластичної задачі – до нижньої оцінки. По-друге, відсутні теореми, які дозволили б оцінити близькість розв'язку пружно-пластичних і жорстко-пластичних задач. По-третє, напруження в недеформованих частинах конструкції повинні мати прийнятний характер при продовженні їх із пластичної зони і не досягати межі текучості. Однак цю умову важко перевірити, тому що в недеформованих частинах розподіл напружень згідно з прийнятою діаграмою роботи матеріалу є невизначеним. По-четверте, результати, отримані з використанням діаграми жорстко-пластичного тіла, є надійними лише в області великих пластичних деформацій, коли їх пружною складовою у порівнянні з пластичною можна знехтувати.

Проте гіпотеза жорстко-пластичної роботи матеріалу дозволяє отримати ряд нових підтверджених дослідями рішень і більш правильно формулювати постановку багатьох практично важливих задач розрахунку конструкцій (особливо задач знаходження граничних навантажень).

-
- [1] Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. – М.: Высшая школа, 1968. – 512 с.
 - [2] Дикович И.Л. Статика упруго-пластических балок судовых конструкций. – Л.: Судостроение, 1967. – 264 с.
 - [3] Ильюшин А.А. Пластичность. – М.-Л.: Гостехиздат, 1948. – 376 с.
 - [4] Качанов Л.М. Основы теории пластичности. – М.: Гостехиздат, 1956. – 324 с.
 - [5] Лейтес С.Д. Устойчивость сжатых стальных стержней. – М.: Госстройиздат, 1954. – 308 с.
 - [6] Нил Б.Г. Расчет конструкций с учетом пластических свойств материала. – М.: Госстройиздат, 1961. – 315 с.
 - [7] Постнов В.А. Теория пластичности и ползучести. – Л.: ЛПИ, 1975. – 266 с.
 - [8] Прагер В. Проблемы теории пластичности. – М.: Физматгиз, 1958. – 136 с.
 - [9] Ржаницын А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материала. – М.: Госстройиздат, 1954. – 287 с.
 - [10] Соколовский В.В. Теория пластичности. – М.: Высшая школа, 1969. – 608 с.
 - [11] Шимановский А.В., Оглобля А.И. Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций. – К.: Сталь, 2002. – 372 с.
 - [12] Шимановский В.Н., Соколов А.А. Расчет висячих конструкций за пределом упругости. – К.: Будівельник, 1975. – 104 с.

Надійшла 09.07.2010 р. 

УДК 539.3:624.071

ДОСЛІДЖЕННЯ СТІЙКОСТІ НИТОК СКІНЧЕННОЇ ЖОРСТКОСТІ З ШВЕЛЕРНИМ ПОПЕРЕЧНИМ ПЕРЕРІЗОМ

Представлені рівняння стійкості плоскої форми згину ниток скінченної жорсткості при дії різних навантажень, отримані за допомогою енергетичного критерію стійкості у формі Лагранжа-Діріхле. З використанням зазначених залежностей досліджено стійкість ниток скінченної жорсткості з швелерним поперечним перерізом при різних положеннях та номерах швелера, а також початкових стрілах провисання.

The stability equations of plane shape under bending of finite rigidity tendons are presented at the action of different loads, got by the power criterion of stability in form Lagrange-Dirichle. The stability of finite rigidity tendons with the channel-type cross section at different positions and numbers of channel, and also initial sagging arrows is investigational with the use of the noted equations.

Ключові слова: нитка скінченної жорсткості, стійкість плоскої форми згину, швелерний поперечний переріз, дослідження.

Розв'язки задачі стійкості плоскої форми згину ниток скінченної жорсткості, що отримані за допомогою енергетичного критерію стійкості у формі Лагранжа-Діріхле [1], дозволяють знаходити критичні навантаження без інтегрування диференціальних рівнянь і отримувати рішення в доволі компактному і зручному для практичного застосування вигляді.

Розглянемо шарнірно закріплену нитку скінченної жорсткості, яка працює зі згином від початкового та додаткового вертикальних навантажень. Будемо вважати, що при дії початкового навантаження стійкість нитки забезпечена і її вісь є плоскою кривою. Під дією зростаючого додаткового навантаження нитка втрачає стійкість і її поперечні перерізи отримують поступальні зміщення в горизонтальній площині та повертаються на деякий кут у площині перерізу.

У роботах [1, 2] за допомогою методики, що базується на використанні енергетичного критерію стійкості у формі Лагранжа-Діріхле, отримані рівняння стійкості плоскої форми згину шарнірно закріплених ниток скінченної жорсткості при дії різних додаткових навантажень: рівномірно розподіленого на всьому прогоні та на його половині, зосередженого у середині та в чверті прогону. При цьому у всіх зазначених випадках на нитку діє початкове рівномірно розподілене навантаження на всьому прогоні.

У випадку дії додаткового рівномірно розподіленого навантаження на всьому прогоні (рис. 1) рівняння стійкості має вид:

$$r^2(P_z - H) P - H \frac{1}{r^2} (q_1 e_1 + q_2 e_2) - \frac{3}{12} \frac{q_1^2 + q_2^2}{1 + kH} = 0, \quad (1)$$



В.В. Шалінський

заступник начальника відділу мостових і спеціальних споруд ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», к.т.н.

де q_1 і q_2 – інтенсивність початкового і критичного додаткового рівномірно розподілених навантажень відповідно; e_1 і e_2 – ексцентриситети прикладання рівномірно розподілених навантажень q_1 і q_2 відповідно; f – прогін; H – розпір; $k = (EI_y)^{-1}$ – коефіцієнт; EI_y – згинальна жорсткість нитки в площині XOY ; $r^2 = I_y/F$ – радіус інерції поперечного перерізу нитки; $P_z = EI_z$ – ейлерова сила при поздовжньому згині в площині XOY ; $P = (EI^2 - GI_d)/r^2$ – критична сила для чисто крутильної форми втрати стійкості; EI і GI_d – секторіальна і крутильна жорсткості поперечного перерізу нитки відповідно.

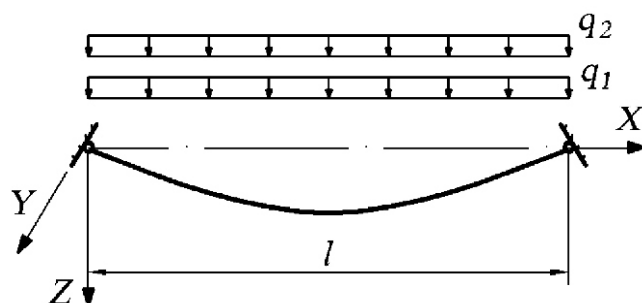


Рис. 1. Завантаження нитки додатковим рівномірно розподіленим навантаженням на всьому прогоні

Дане рівняння містить дві невідомі величини – критичне навантаження q_2 і критичний розпір H . Для зв'язку між ними використовується рівняння нерозривності деформацій

$$\frac{17(q_1 + q_2)^2 l^6 EF}{40320(EI_y)^2 (1 + kH)^2} H = \frac{17q_1^2 l^6 EF}{40320(EI_y)^2 (1 + kH_0)^2} H_0, \quad (2)$$

де H_0 – розпір у нитці при дії початкового навантаження q_1 .

Розв'язавши систему рівнянь (1) та (2), знайдемо критичне додаткове навантаження q_2 та критичний розпір H .

Для випадку додаткового рівномірно розподіленого навантаження на половині прогону (рис. 2) рівняння стійкості запишеться наступним чином:

$$r^2(P_z + H) P + H \frac{1}{4r^2} (q_1 e_1 + 0,5q_2 e_2) - \frac{3}{4} \frac{q_1^2 + 0,5q_2^2}{(1 + kH)^2} = 0, \quad (3)$$

де $P_z = 4EI_z$; $P = (4EI^2 + GI_d)/r^2$.

Відповідне рівняння нерозривності деформацій буде

$$\frac{17(q_1 + 0,5q_2)^2 l^6 EF}{40320(EI_y)^2 (1 + kH)^2} H = \frac{17q_1^2 l^6 EF}{40320(EI_y)^2 (1 + kH_0)^2} H_0. \quad (4)$$

Спільне розв'язання рівнянь (3) та (4) дозволяє знайти критичні параметри q_2 та H .

У тому випадку, коли на нитку діє додаткове зосереджене навантаження у середині прогону (рис. 3), рівняння стійкості приймає такий вид:

$$r^2(P_z + H) P + H \frac{1}{r^2} q_1 e_1 + 2 \frac{Pe_p}{l} - \frac{1}{24} \frac{2(3 + 4^2)ql + 3(4^2)P}{(1 + kH)^2} l^2 = 0, \quad (5)$$

де P – критичне додаткове зосереджене навантаження; e_p – ексцентриситет прикладання навантаження P .

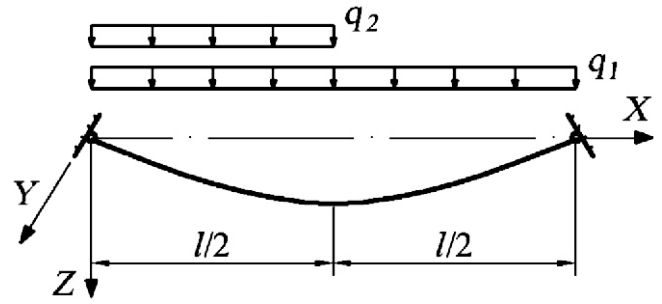


Рис. 2. Завантаження нитки додатковим рівномірно розподіленим навантаженням на половині прогону

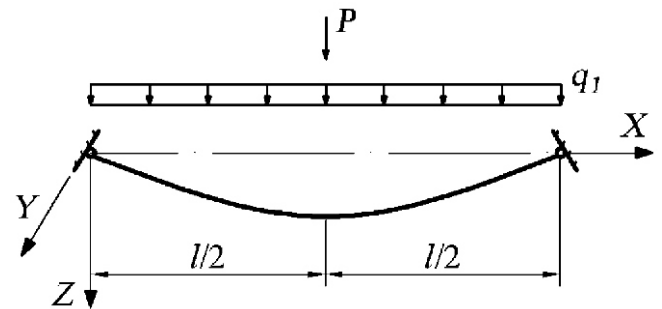


Рис. 3. Завантаження нитки додатковим зосередженим навантаженням у середині прогону

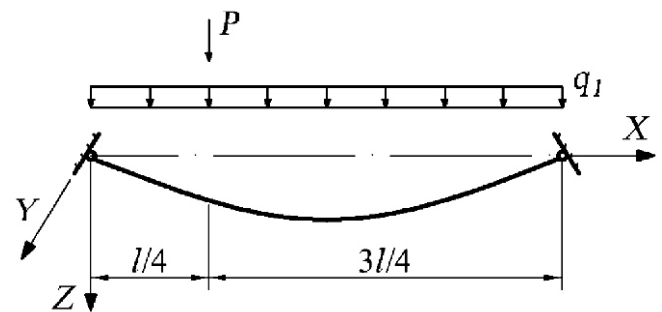


Рис. 4. Завантаження нитки додатковим зосередженим навантаженням у чверті прогону

Рівняння нерозривності деформацій тут записується так:

$$\frac{(136q_1^2 l^2 + 427q_1 Pl + 588P^2) l^4 EF}{322560(EI_y)^2 (1 + kH)^2} H = \frac{17q_1^2 l^6 EF}{40320(EI_y)^2 (1 + kH_0)^2} H_0. \quad (6)$$

Розв'язавши останнє рівняння спільно з рівнянням (5), знайдемо величини критичного додаткового навантаження P та критичного розпору H .

Якщо нитка завантажена додатковим зосередженим навантаженням у чверті прогону (рис. 4), то рівняння стійкості буде

$$1089r^2(P_z - H) P - H \frac{1}{r^2} \frac{27 Pe_p}{22 l} q_1 e_1 \frac{1}{22} \frac{Pe_p}{l} \quad (7)$$

$$\frac{1}{288} \frac{18(129 - 44^2) q_1 l (3730 - 891^2) P}{(1 - kH)^2} l^2 = 0.$$

Для зв'язку між критичним додатковим навантаженням і критичним розпором, як і раніше, використовується рівняння нерозривності деформацій

$$\frac{(8704q_1^2 l^2 - 19341q_1 Pl - 11592P^2) l^4 EF}{20643840(EI_y)^2 (1 - kH)^2} H - \frac{17q_1^2 l^6 EF}{40320(EI_y)^2 (1 - kH_0)^2} H_0 = 0. \quad (8)$$

Розв'язок системи рівнянь (7) та (8) визначить критичні параметри P та H .

За допомогою вище зазначених залежностей дослідимо стійкість плоскої форми згину ниток скінченної жорсткості з швелерним поперечним перерізом. При цьому швелерні поперечні перерізи усіх ниток, що розглядаються нижче, передбачають горизонтальне розташування їх стінок, а самі нитки завантажені початковим рівномірно розподіленим навантаженням q_1 на усьому прогоні – власною вагою нитки.

Розглянемо шарнірно закріплену нитку скінченної жорсткості прогоном $l = 60$ м, модулем пружності $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа та стрілою провисання $f = 5$ м при дії початкового навантаження. Визначимо критичні параметри у зазначеній нитці при різних швелерних поперечних перерізах, узятих відповідно до сортаменту металопрокату [3]. При цьому будемо вважати, що початкова стріла провисання складає 5 м до середини висоти профілю, тобто до середини полки, а стінка швелера завжди знаходиться зверху. Для визначення критичних параметрів при дії додаткових навантажень (рівномірно розподіленого на всьому прогоні та на половині прогону, зосередженого у середині та у чверті прогону) скористаємося залежностями (1) – (8).

На рис. 5 наведені графіки залежності між критичним додатковим навантаженням та номером швелера поперечного перерізу нитки скінченної жорсткості, узятого відповідно до [3]. З рисунка видно, що у випадку дії додаткового рівномірно розподіленого навантаження на всьому прогоні зі збільшенням номера швелера інтенсивність критичного навантаження

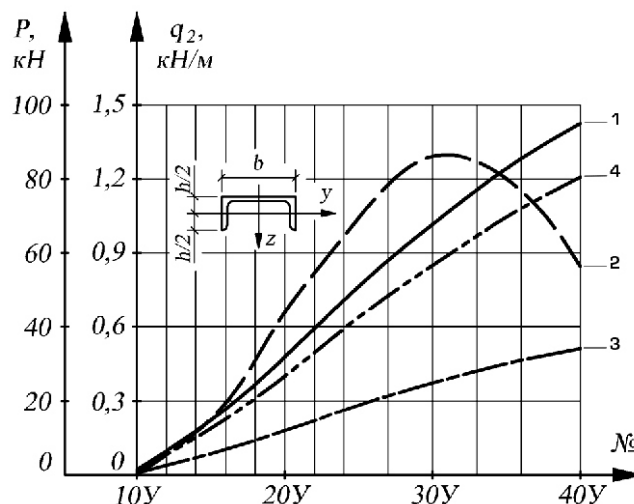


Рис. 5. Залежність між критичним додатковим навантаженням та номером швелера поперечного перерізу нитки скінченної жорсткості:

- 1 – рівномірно розподілене навантаження на всьому прогоні;
- 2 – рівномірно розподілене навантаження на половині прогону;
- 3 – зосереджене навантаження в середині прогону;
- 4 – зосереджене навантаження в чверті прогону

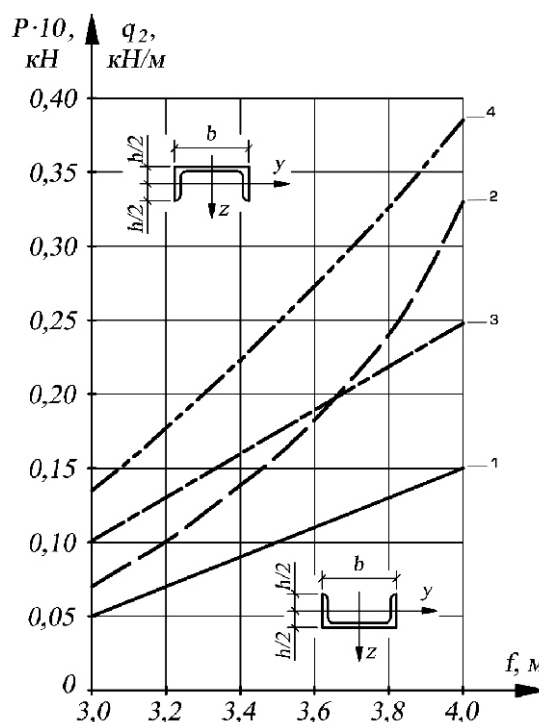


Рис. 6. Залежність між критичним додатковим навантаженням та початковою стрілою провисання:

- 1 – рівномірно розподілене навантаження на всьому прогоні (стінка швелера зверху);
- 2 – рівномірно розподілене навантаження на всьому прогоні (стінка швелера знизу);
- 3 – зосереджене навантаження в середині прогону (стінка швелера зверху);
- 4 – зосереджене навантаження в середині прогону (стінка швелера знизу)

зростає за залежністю, близькою до лінійної з максимальним значенням 1,42 кН/м при швелері № 40У. При додатковому рівномірно розподіленому навантаженні на половині прогону величина критичного навантаження спочатку

зростає майже лінійно в інтервалі № 10У–16У, де близька до кривої для випадку навантаження на всьому прогоні, а потім – в інтервалі № 16У – 30У починає збільшуватися більш інтенсивно за залежністю, близькою до параболічної і досягає максимального значення 1,29 кН/м при швелері № 30У. Після цього критичне навантаження поступово зменшується до величини 0,85 кН/м при швелері № 40У.

У випадку дії зосередженого навантаження зі збільшенням номера швелера поперечного перерізу нитки критичне навантаження зростає за залежністю, близькою до лінійної незалежно від місця прикладання навантаження, а відмінність кривих, відповідних для навантаження у середині та чверті прогону, полягає виключно у кількісних показниках. Якщо при дії зосередженого навантаження у середині прогону величина критичного навантаження досягає максимального значення при швелері № 40У і складає 34,15 кН, то у випадку дії навантаження у чверті прогону максимальне критичне навантаження становить 80,5 кН також при швелері № 40У.

Розглянемо шарнірно закріплену нитку скінченної жорсткості прогоном $l = 40$ м, модулем пружності $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа та поперечним перерізом із швелера № 10У. Визначимо критичні параметри в зазначеній нитці у випадках дії додаткового рівномірно розподіленого навантаження на усьому прогоні та додаткового зосередженого навантаження у середині прогону при різних початкових стрілах провисання та різних положеннях швелера: в одному випадку стінка швелера знаходиться зверху, а в іншому – знизу. Стріла провисання f варіюється від 3 до 4 м до середини висоти профілю, тобто до середини його полки. Для визначення критичних параметрів використаємо системи рівнянь (1) і (2) та (5) і (6).

На рис. 6 представлена залежність між критичним додатковим навантаженням та початковою стрілою провисання нитки скінченної жорсткості. З аналізу кривих видно, що зі збільшенням початкової стріли провисання величина критичного навантаження зростає незалежно від виду додаткового навантаження та положення швелера поперечного перерізу. Відзначимо, що при поперечному перерізі з швелера із стінкою знизу нитка є більш стійкою незалежно від виду додаткового навантаження. При завантаженні нитки з швелерним поперечним пере-

різом із стінкою зверху додатковим рівномірно розподіленим навантаженням на всьому прогоні із збільшенням початкової стріли провисання критичне навантаження зростає за лінійною залежністю і досягає максимальної величини 0,15 кН/м при початковій стрілі провисання 4 м. У випадку положення стінки швелера знизу критичне навантаження зростає за залежністю, близькою до гіперболічної і становить 0,33 кН/м також при $f = 4$ м. При завантаженні нитки додатковим зосередженим навантаженням у середині прогону інтенсивність критичного навантаження зростає майже лінійно в обох випадках положення швелера поперечного перерізу, що розглядаються, і досягає максимального значення 3,85 кН при положенні стінки знизу та 2,48 кН при положенні стінки зверху, що відповідає стрілі провисання 4 м.

Таким чином, виконані чисельні дослідження дозволили дійти наступних висновків:

- характер додаткового навантаження помітно впливає на стійкість плоскої форми згину ниток скінченної жорсткості з швелерним поперечним перерізом. Зокрема, при завантаженні зосередженим навантаженням у чверті прогону нитка є більш стійкою, ніж при аналогічному навантаженні у середині прогону. При завантаженні симетричним або несиметричним рівномірно розподіленим навантаженням нитка може бути більш стійкою в обох випадках залежно від номера швелера поперечного перерізу;
- положення швелера поперечного перерізу нитки скінченної жорсткості впливає на інтенсивність критичного додаткового навантаження. Незалежно від виду додаткового навантаження, нитки з поперечним перерізом із швелера з горизонтальною стінкою знизу більш стійкі порівняно з нитками з поперечним перерізом із швелера з горизонтальною стінкою зверху.

-
- [1] Шимановский А.В., Оглобля А.И. Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций. – К.: Издательство «Сталь», 2002. – 372 с.
- [2] Шалінський В.В. Особливості стійкості ниток скінченної жорсткості при спеціальних завантаженнях // Збірник наукових праць УПСК ім. В.М. Шимановського. – К.: Видавництво «Сталь», 2009, вип. 3. – С. 71 – 84.
- [3] ГОСТ 8240-97 (ДСТУ 3436-96) Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент.

Надійшла 09.09.2010 р. 

УДК 624.074:042

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УЧАСТКА «СВОБОДНОЙ» ДЛИНЫ ОПОРНОГО КОНТУРА МЕМБРАННОГО ПОКРЫТИЯ НА КВАДРАТНОМ ПЛАНЕ

Рассматривается совершенствование методики определения участка «свободной» длины сжато-изогнутого опорного контура по сравнению с известными ранее подходами. Результаты вычислений по предлагаемой методике могут быть использованы при оценке несущей способности элемента при расчетах по первой группе предельных состояний вместо громоздких и неудобных формул для вычисления критической силы в существующих методиках.

Abstract. A basic question, developed in the article, is perfection of methodology of determination of area of «free» length of the briefly-bent supporting contour as compared to the approaches known before. The results of calculations on the offered methodology can in future be drawn on at the estimation of bearing strength of element at calculations on the first group of the maximum states instead of existent bulky and uncomfortable formulas for the calculation of critical force in existent methodologies.

Ключевые слова: мембранное покрытие, сжато-изогнутый контур, напряженно-деформированное состояние, устойчивость, «свободная» длина.

Одним из наиболее динамично развивающихся в последнее время видов строительных конструкций являются пространственные большепролетные покрытия. Среди них архитектурной выразительностью, необычностью форм выделяются мембранные оболочки покрытий, в которых удачно совмещены несущие и ограждающие функции, позволяющие эффективно использовать материал конструкции.

Рассмотрим поведение опорного контура мембранного покрытия, опирающегося в вертикальной плоскости на сплошное основание, а в горизонтальной плоскости подкрепленного по всей длине мембранной оболочкой. К сожалению, вопросы нормирования предельной гибкости такого рода конструкций не освещены в современных нормативных документах [3]. На указанном моменте можно было не заострять внимание, если бы сжато-изогнутый опорный контур подкреплялся по всей длине растянутой мембраной, препятствующей потере устойчивости в плоскости мембраны. Однако, учитывая, что в приопорной зоне мембраны для различных планов и схем загрузки возникают участки с ярко выраженными сжимающими напряжениями, при которых тонколистовая мембрана может потерять устойчивость и, естественно, не сможет выполнять подкрепляющую функцию, вопрос нормирования предельной гибкости сжато-изогнутого контура в пределах «свободных» длин таких участков является актуальным.

Анализ работы замкнутого опорного контура мембранного покрытия на квадратном плане. Один из наиболее известных подходов излагается в [2], где в качестве определяющей гипотезы используется модель балки на упругом ос-



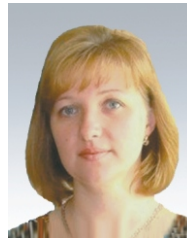
В.П. Муцанов

заведующий кафедрой «Теоретическая и прикладная механика», проректор по научной работе Донбасской национальной академии строительства и архитектуры, д.т.н., профессор



Ю.В. Сивоконь

доцент кафедры «Теоретическая и прикладная механика» Донбасской национальной академии строительства и архитектуры, к.т.н.



М.П. Кащенко

старший лаборант и магистрант кафедры «Теоретическая и прикладная механика» Донбасской национальной академии строительства и архитектуры



И.М. Тимошенко

магистрант кафедры «Металлические конструкции» Донбасской национальной академии строительства и архитектуры

новании, по которой анализируется поведение «балки» – сжато-изогнутого опорного контура, и упругого основания, создаваемого прикрепленной по всей длине мембранной оболочкой. Наличие участков мембраны со сжимающими напряжениями сводит на нет эффект ее подкрепляющего воздействия, в связи с чем появ-

ляются участка «свободной» длины опорного контура, для которых возможна потеря устойчивости в плоскости мембранного покрытия. В анализируемой методике расчета на устойчивость параметр «свободной» длины предлагается определять в пределах 0,5–0,46 его длины в независимости от геометрических и жесткостных параметров сооружения (рис. 1).

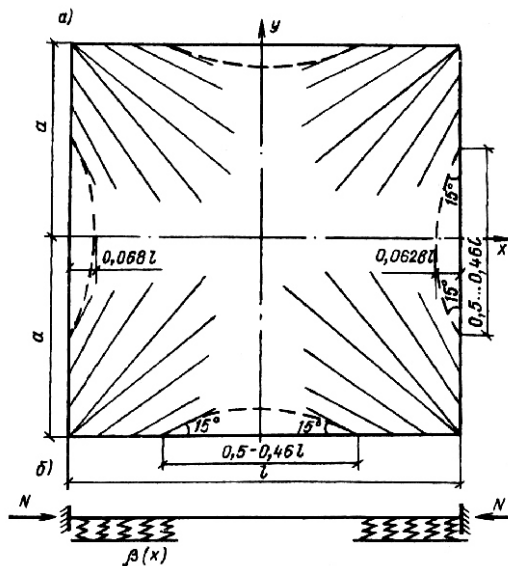


Рис. 1. Экспериментальная картина напряженного состояния мембраны в приконтурной зоне (а) и расчетная схема (б) контурного ребра (пунктирными линиями показаны экспериментальные траектории главных растягивающих напряжений)

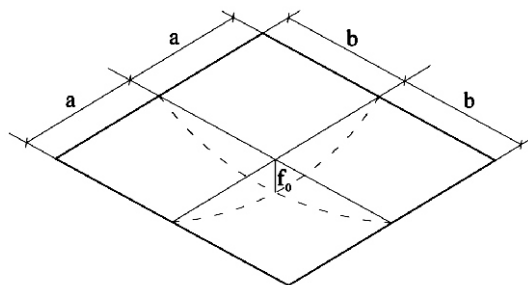


Рис. 2. Геометрические характеристики провисающего мембранного покрытия на квадратном плане

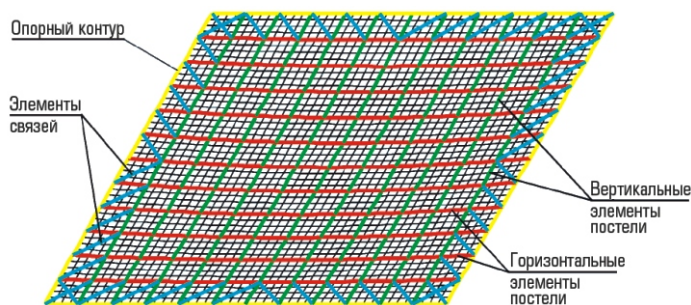


Рис. 3. Расчетная схема мембранного покрытия на квадратном плане с цветовым выделением жесткостных характеристик элементов

При таких изначальных условиях значение осевой критической силы в контуре авторами [2] предлагается определять по формулам:

$$N_{кр} \left(0,0283w^2/f_k \quad 0,126Ca/f_k \right) \quad (1)$$

$$0,00942 \quad a/f_k) E_0 t^2 E_k I/a^2;$$

$$N_{кр} \left[(0,194 \quad 0,423n \quad 5,08k \quad 3,78kn) \right. \\ \left. (0,15 \quad 0,342n \quad 4,44k \quad 6kn) \right] \quad (2)$$

$$\frac{w^2}{f_k} t E_0 / T^2 E_k I/a^2,$$

где w – прогиб мембраны; f_k – прогиб контурного ребра по горизонтали; C , T – величины, зависящие от размеров, прогиба мембраны, продольной и изгибной жесткости опорного контура; a – половина стороны мембраны; t – толщина мембраны; $E_k I$ – изгибная жесткость опорного контура; $E_0 = E/(1 - \nu^2)$, где E – модуль упругости, ν – коэффициент Пуассона; $(a_B/a)^2$ – коэффициент, где a_B – половина расстояния между концами вутов; n, k – жесткостные характеристики.

Для уточненного решения указанной задачи рассмотрим мембранное покрытие с размерами полуосей $a = b = 36$ м, начальной стрелой провеса $f = 1,6$ м и толщиной мембраны $t = 2$ мм. Начальную форму поверхности покрытия принимаем по формуле

$$z = f_0 \left(1 - \frac{x^n}{a^n} - 1 - \frac{y^n}{b^n} \right), \quad (3)$$

где a, b – половина сторон прямоугольного плана покрытия; f_0 – начальная стрела провеса в центре покрытия; x, y – текущие координаты (рис. 2).

Особенностью проводимого исследования является также изучение конструктивной формы мембранного покрытия не в упрощенной постановке (опорный контур + мембрана), а в полной мере соответствующего правилам конструирования (наличие связей по постели покрытия, самой постели, угловых вутов и т.д.). На рис. 3 представлена расчетная схема мембранного покрытия на квадратном плане с цветовым выделением жесткостных характеристик элементов.

С целью обоснования корректности расчетной схемы было выполнено сравнение результатов конечноэлементного расчета [1] при различных схемах сгущения сетки (6 × 6, 3 × 3, 1,5 × 1,5 м), результаты которого приведены в

табл. 1. По их данным для анализа принята сетка с разбиением стороны на 48 равных отрезков длиной 1,5 м.

Таблица 1

Обоснование расчетной модели

Параметры НДС	Разбиение мембраны сеткой, м				
	6 6	3 3	3 3 и 6 6	1,5 1,5	1,5 1,5 и 3 3
w_0	1,3069	1,4041	7 %	1,4317	2 %
ε_{\max}	857,1034	1288,43	33 %	1684,53	24 %
M_{1x}	130,8150	453,08	71 %	711,57	36 %
M_{2x}	134,2520	390,88	66 %	721,87	46 %
N_{1k}	8305,5050	8127,11	2 %	7974,99	2 %
N_{2k}	583,0530	2035,40	71 %	2505,21	19 %
Q_{kb}	146,0000	154,71	6 %	590,71	74 %
u_k	0,1115	0,1219	9 %	0,1265	4 %

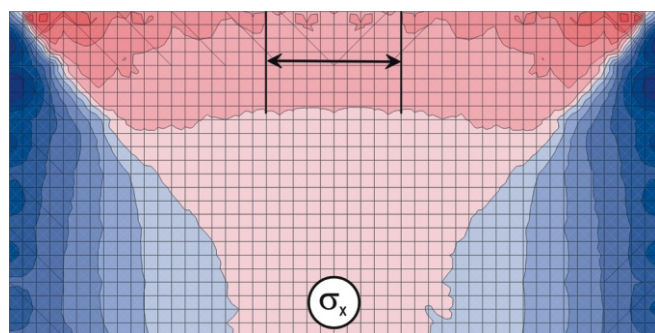


Рис. 4. К определению «свободной» длины опорного контура \bar{a} , поля растягивающих нормальных напряжений σ_x в горизонтальном направлении

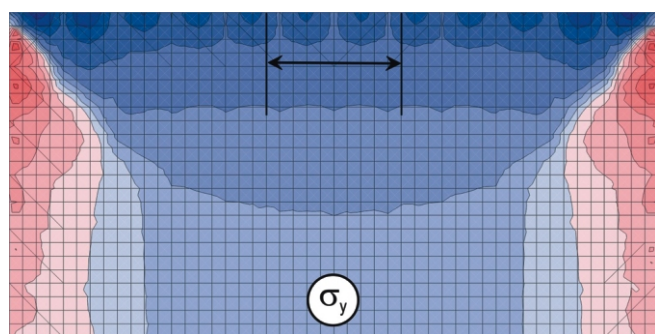


Рис. 5. К определению «свободной» длины опорного контура \bar{a} , поля сжимающих нормальных напряжений σ_y в вертикальном направлении

Для обработки результатов численного эксперимента используется общепринятая система безразмерных параметров:

- «свободной» длины опорного контура

$$\bar{a} = \frac{a}{L}, \quad (4)$$

где a – «свободная» длина; L – длина опорного контура;

- жесткостных характеристик

$$\bar{n} = \frac{(EI)_k}{Et a^3}, \quad \bar{k} = \frac{(EF)_k}{Et a}, \quad (5)$$

где $(EI)_k$ и $(EF)_k$ – изгибная и продольная жесткость контура; E – модуль упругости материала оболочки, (t) – приведенная толщина мембраны; a – половина пролета покрытия.

Расчет напряженно-деформированного состояния конструкции и последующий анализ влияния значимых факторов расчета на параметр «свободной» длины опорного контура выполняется методом конечных элементов, реализованным в виде универсального вычислительного комплекса SCAD. В зоне примыкания мембранной оболочки к опорному контуру возникает двухосное напряженное состояние: в направлении оси y возникают сжимающие напряжения, а в перпендикулярном ей направлении (вдоль оси x) – растягивающие напряжения. В средней зоне опорного контура имеются участки с незначительными растягивающими напряжениями по сравнению со сжимающими, что приводит к тому, что мембрана на этих участках не оказывает поддерживающего влияния на опорный контур, который подвержен потере устойчивости в горизонтальной плоскости. На основании этого в интерактивном режиме исследовались участки со сжимающими и незначительными растягивающими (не более 50 % от номинальной величины) напряжениями. На рис. 4 показаны изополя растягивающих нормальных напряжений σ_x , а на рис. 5 – изополя сжимающих нормальных напряжений σ_y на половине мембранного покрытия с указанием «свободной» длины опорного контура.

Для исследования влияния значимых факторов на величину параметра «свободной» длины выполнен численный эксперимент с варьированием этих факторов с матрицей планирования эксперимента, приведенной в табл. 2.

В табл. 3 приведены значения флагов варьируемых параметров, используемых в матрице планирования эксперимента.

На рис. 6 приведены зависимости изменения параметра «свободной» длины \bar{a} от безразмерных параметров \bar{n} и \bar{k} , согласно которым на определение б.п. «свободной» длины \bar{a} оказывают влияние все безразмерные параметры (\bar{n} , \bar{k} , s/g) при различных комбинациях. Как видно из анализа графика на рис. 6, предлагаемое

Таблица 2

Матрица планирования эксперимента

№ эксперимента	Изгибная жесткость EI	Продольная жесткость EA	Нагрузка «снег + кровля» q	№ эксперимента	Изгибная жесткость EI	Продольная жесткость EA	Нагрузка «снег + кровля» q
0	0	0	0	32	4	3	1
1	1	0	0	33	5	3	1
2	2	0	0	34	6	3	1
3	3	0	0	35	0	6	1
4	4	0	0	36	1	6	1
5	5	0	0	37	2	6	1
6	6	0	0	38	3	6	1
7	0	3	0	39	4	6	1
8	1	3	0	40	5	6	1
9	2	3	0	41	6	6	1
10	3	3	0	42	0	0	2
11	4	3	0	43	1	0	2
12	5	3	0	44	2	0	2
13	6	3	0	45	3	0	2
14	0	6	0	46	4	0	2
15	1	6	0	47	5	0	2
16	2	6	0	48	6	0	2
17	3	6	0	49	0	3	2
18	4	6	0	50	1	3	2
19	5	6	0	51	2	3	2
20	6	6	0	52	3	3	2
21	0	0	1	53	4	3	2
22	1	0	1	54	5	3	2
23	2	0	1	55	6	3	2
24	3	0	1	56	0	6	2
25	4	0	1	57	1	6	2
26	5	0	1	58	2	6	2
27	6	0	1	59	3	6	2
28	0	3	1	60	4	6	2
29	1	3	1	61	5	6	2
30	2	3	1	62	6	6	2
31	3	3	1				

Таблица 3

Флаги варьируемых параметров

Флаг	Изгибная жесткость EI (кН м ²)	Продольная жесткость EA (кН)	Нагрузка q (T лет)/кН/м ²
0	$EI_{opt}/10$	580062	$EA_{opt}/10$
1	сред. 1	530309,4	сред. 1
2	EI_{min}	480556,8	EA_{min}
3	EI_{opt}	5800620	EA_{opt}
4	EI_{max}	12081796,8	EA_{max}
5	сред. 2	120817968	сред. 2
6		5800620	$EA_{opt} 10$

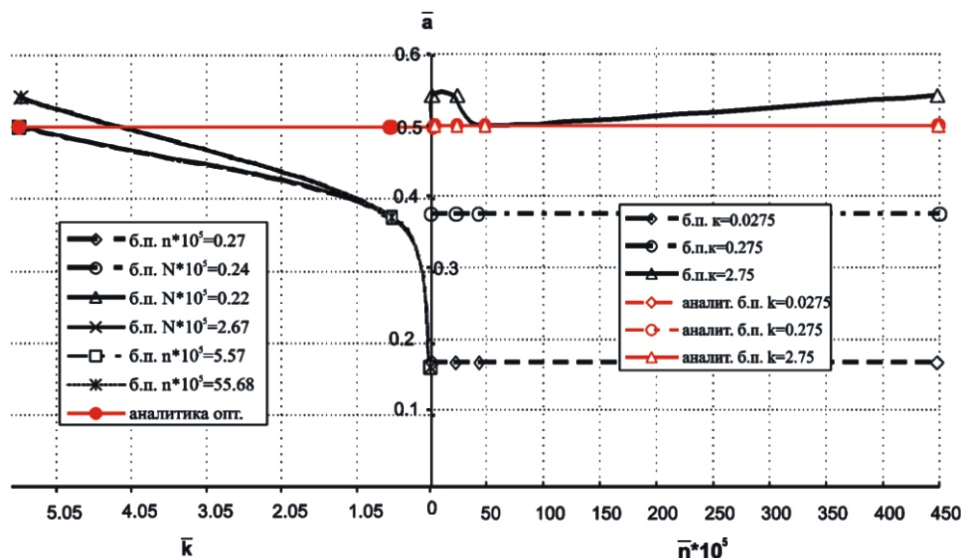


Рис. 6. Зависимость б. п. «свободной» длины опорного контура \bar{a} от б.п. относительной изгибной жесткости для отношения снеговой к постоянной нагрузке $s/g = 0,735$

в методике [4] значение «свободной» длины опорного контура 0,46–0,5 \bar{a} обеспечивается лишь при значениях параметров $\bar{k} = 2,75$ и \bar{n} ($45 \cdot 10^5$; $120 \cdot 10^5$).

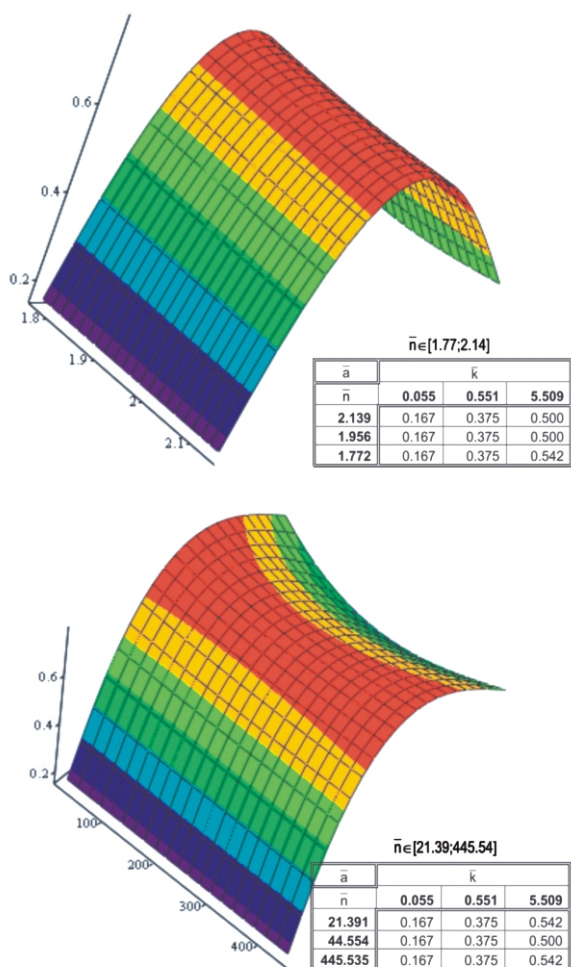


Рис. 7. Зависимость безразмерного параметра «свободной» длины опорного контура \bar{a} от \bar{n} и \bar{k} для отношения снеговой к постоянной нагрузке $s/g = 0,735$ после двумерной сплайн-интерполяции

При всех остальных сочетаниях безразмерных жесткостных параметров методика дает явно завышенные результаты и требует уточнения зависимости для определения указанного параметра. В связи с этим по результатам численного эксперимента были составлены матрицы изменения безразмерного параметра \bar{a} в зависимости от \bar{n} и \bar{k} для соотношения $s/g = 0,735$ (рис. 7). Графики, построенные после двумерной сплайн-интерполяции, позволяют при любых заданных исходных данных (безразмерный параметр \bar{n} принадлежит $[1,77...2,14]$, \bar{k} – от 0,055 до 5,51) средствами MathCAD вычислить безразмерный параметр \bar{a} .

Провисающее мембранное покрытие на круглом плане – рассмотрено покрытие с параметрами: диаметр покрытия 100 м, стрела провеса $f = 6$ м, толщина мембраны $t = 3$ мм. Поскольку для круглых в плане покрытий равновесной формой выступает параболоид вращения, то геометрия поверхности задана в соответствии с зависимостью

$$z = f \frac{x^2}{a^2} + f \frac{y^2}{a^2}, \quad (6)$$

где a – радиус покрытия; f – стрела провеса мембраны; x, y – текущие координаты.

Методика расчета мембранных оболочек на круглом плане на одностороннюю нагрузку [4] разработана на основе многовариантных исследований на ЭВМ с учетом геометрической нелинейности и податливости опорного контура для расчета провисающих оболочек вращения на одностороннюю нагрузку, постоянная часть которой равномерно распределена по всей поверх-

ности покрытия, а временная снеговая только на половине покрытия. Эта схема нагружения является определяющей для выявления максимальных изгибающих моментов в горизонтальной плоскости наружного опорного контура. Все остальные расчетные параметры – прогибы и усилия в мембране, перемещения и сжимающие усилия в контуре – определяются на первой, предварительной стадии проектирования расчетом на нагрузку, равномерно распределенную по всей поверхности покрытия.

Максимальные изгибающие моменты в опорном контуре в горизонтальной плоскости:

$$M_{1x} = \alpha_1 (EI)_k \sqrt[3]{q^2 / (E^2 t^2 R)}; \quad (7)$$

$$M_{2x} = \alpha_2 (EI)_k \sqrt[3]{q^2 / (E^2 t^2 R)}, \quad (8)$$

где $\alpha_{1,2}$ – коэффициент, определяемый в зависимости от относительной изгибной жесткости опорного контура.

Усилия сжатия в опорном контуре:

$$N_{1k} = \alpha_3 (EA)_k \sqrt[3]{\frac{qR}{Et}}; \quad (9)$$

$$N_{2k} = \alpha_4 (EA)_k \sqrt[3]{\frac{qR}{Et}}. \quad (10)$$

Для оценки поведения конструкций мембранных покрытий на круглом плане на недеформируемом опорном контуре могут быть использованы подходы, изложенные в работе [5]. Однако, для конечного решения поставленной задачи, связанной с оценкой устойчивости сжато-изогнутого контура, подкрепленного тонколистовой мембраной, при рассмотрении этой единой пространственной системы реализация предлагаемого алгоритма вызовет большие трудности. Кроме того, учет фактической жесткости опорного контура (в особенности в диапазоне больших гибкостей) вызовет не только количественные, но и качественные изменения картины напряженно-деформи-

рованного состояния этой единой пространственной системы, полученной для недеформируемого опорного контура.

Очевидно, что приведенные методики не решают поставленной задачи для мембранных покрытий на круглом и эллиптическом планах.

Сохраняя общий подход к рассмотрению задачи определения участка «свободной» длины сжато-изогнутого контура кругового очертания, при действии неравновесных нагрузений в качестве варьируемых факторов следует выделить:

$$\bar{n} = \frac{(EI)_k}{E t a^3}; \quad \bar{k} = \frac{(EA)_k}{E t a}; \quad \bar{f} = \frac{f}{l}, \quad (11)$$

где a – характерный размер плана оболочки (длина полуоси – для покрытий на круглом или эллиптическом плане); f – относительная стрела провеса мембраны.

Пролетная конструкция тонколистового покрытия аппроксимируется прямоугольными или треугольными мембранными (безмоментными) конечными элементами в МКЭ. Для оболочек вращения с круговым планом рациональна радиально-кольцевая разбивка. Исходная геометрия поверхности дискретной системы, аппроксимирующей мембрану, принята с учетом начальной стрелы провеса мембраны. Расчетная модель мембранного покрытия на круглом плане сформирована в УПК SCAD 1251 узлами и 2500 элементами.

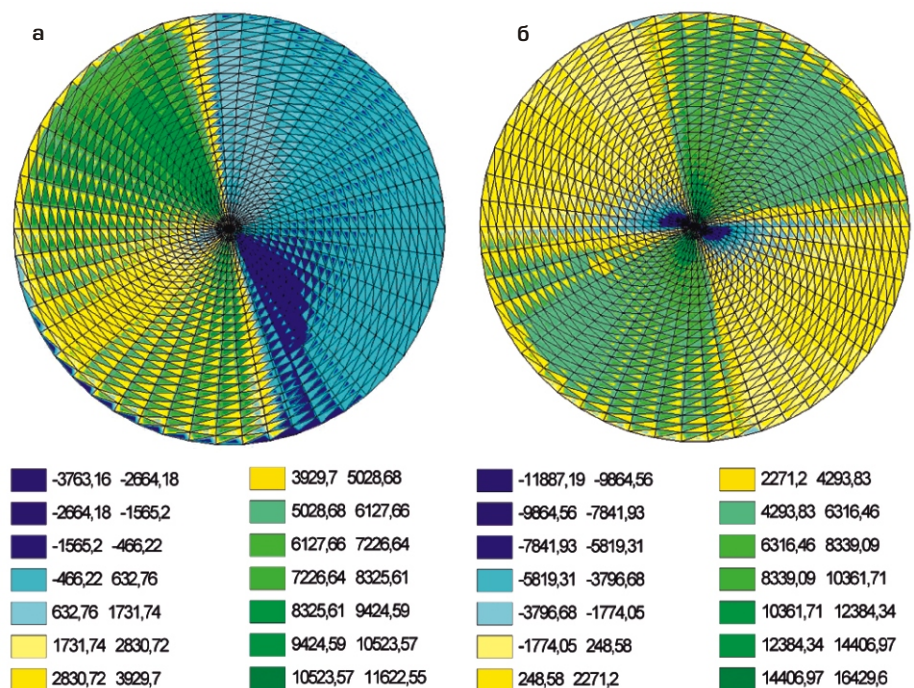


Рис. 8. Изополя радиальных напряжений при односторонней (а) и кососимметричной (б) нагрузках, Т/м²

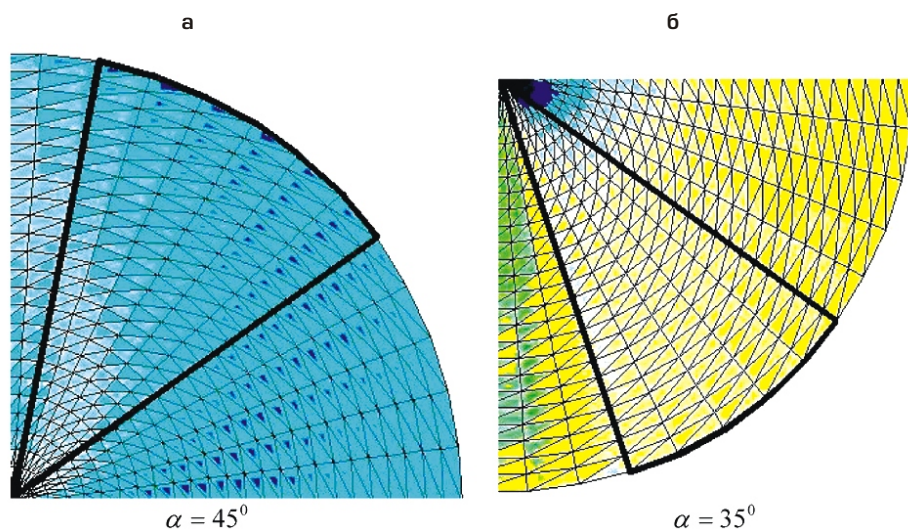


Рис. 9. Фрагменты сжатой зоны мембранного покрытия при односторонней (а) и кососимметричной (б) нагрузках

Как видно из рис. 9, для исследуемого варианта соотношения $\bar{n} \frac{(EI)_k}{E\eta a^3}$; $\bar{k} \frac{(EA)_k}{E\eta a}$; $\bar{f} \frac{f}{l}$, а также величин постоянной и временной нагрузок, зафиксированные длины участков опорного контура при действии односторонней и кососимметричной схемах загрузки временными нагрузками составили 45° и 35° соответственно.

Выводы

1. Уточненные значения параметра «свободной» длины \bar{a} свидетельствуют об ограниченном характере применимости рекомендаций по его назначению в рамках методики [4], при значениях $\bar{k} = 2,75$ и $\bar{n} (45 \cdot 10^{-5}; 120 \cdot 10^{-5})$.

2. Предложенные зависимости позволяют более четко назначить параметр «свободной» длины при отличных от выше указанного диапазона значениях безразмерных параметров \bar{n} и \bar{k} .

3. Уточнение значений параметра «свободной» длины позволяет во многих случаях снизить ее значения в среднем до 25 %, а при определенном сочетании значимых параметров – до 50 %. При этом зафиксированные значения \bar{a} могут быть определяющим фактором в расчетах устойчивости сжато-изогнутого контура.

4. Полученные результаты в части назначения «свободной» длины участка неподкрепленного сжато-изогнутого опорного контура могут быть использованы в сложившейся инженерной практике определения критических величин сжимающих усилий в элементах опорного контура.

- [1] Агапов В.П. Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости пространственных тонкостенных подкрепленных конструкций // Учебное пособие. М.: Изд. АСВ, 2000. – 152 с.
- [2] Гольденберг Л.И., Учитель З.Е. Напряженно-деформированное и предельное состояние гибкого контура металлической мембраны с начальным прогибом (экспериментально-теоретическое исследование) // Пространственные конструкции зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1991. – Вып. 6. – С. 116–135.
- [3] СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. – 96 с.
- [4] Трофимов В.И., Еремеев П.Г. Мембранные конструкции зданий и сооружений: Справ. пособие: В 2 ч.: Ч. 1. – М. Стройиздат, 1990. – 248 с.
- [5] Maria S. Nerantzakaki*, John T. Katsikadelis Ponding of floating membranes / Engineering Analysis with Boundary Elements 27 (2003). – с. 589 – 596.

Надійшла 13.07.2010 р.

УДК 69.024

ОПТИМИЗАЦИЯ ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ ПЕРЕКРЕСТНЫХ ФЕРМЕННЫХ СИСТЕМ

Исследуется возможность оптимизации параметров перекрестных ферменных систем с целью изыскания оптимального распределения усилий и материала.

The potential parameters optimisation of truss cross-connection systems is investigated to research the optimal forces and material distribution.

Ключевые слова: перекрестные ферменные системы, оптимизационный расчет, предварительное напряжение.

Поиск путей сокращения расхода металла и создание легких конструктивных форм является актуальной задачей в области совершенствования строительных металлических конструкций. Стремление получить наиболее легкие и экономичные конструкции привело к созданию целого ряда конструктивных форм, среди которых можно выделить перекрестные ферменные системы, эффективность которых значительно повышается при введении в конструкцию усилий предварительного напряжения. Решающее значение при этом имеют изыскания оптимального распределения усилий и материала, что дает минимум массы и соответственно стоимости конструкции.

Рассматривается задача прямого проектирования предварительно напряженных систем минимальной массы, в основу решения которой положен известный метод оптимизации распределения усилий и материала в предварительно напряженных конструкциях с заданными геометрическими параметрами сечения [1]. При этом из решения обратной задачи теории сооружений из бесчисленного множества вариантов распределения усилий и материала статически неопределимой системы отыскивается такое, при котором стоимость или расход материала являются наименьшими. Последнее достигается путем введения в лишние связи системы усилий предварительного напряжения. Задача оптимизации реализуется поэтапным решением основной задачи линейного программирования, в соответствии с которой по принятым в качестве первого приближения начальным параметрам – проектному решению (вид и геометрическая схема конструкции, типы узловых сопряжений и сечений, материал элементов, нагрузки) и вытекающим из условий проектирования конструктивным ограничениям определяются минимизирующие функцию цели неизвестные



М.А. Давлятов
декан строительного факультета
Ферганского политехнического
института, к.т.н., доцент



Ж.Д. Ахмедов
зам. декана строительного факультета
Ферганского политехнического
института, к.т.н.



Ш.М. Давлятов
научный сотрудник Ферганского
политехнического института

задачи (усилия предварительного напряжения в лишних связях системы и площади сечений элементов). В процессе подбора сечений элементов полученные значения сравниваются с начальными и при необходимости цикл расчета повторяется.

Рассматриваемые перекрестные ферменные системы являются многократно статически неопределимыми системами, поэтому количество вводимых независимых усилий должно быть равно или меньше степени статической неопределимости системы. Оптимальное распределение усилий и материала можно получить введением начальных усилий во все лишние связи системы. Однако экономический эффект, получаемый в результате регулирования вели-

чин усилий и расхода материала, во многом также зависит от трудоемкости создания предварительного напряжения, поскольку чем меньше лишних связей в процессе предварительного напряжения будут подвергнуты начальным деформациям, тем меньшими будут затраты, связанные с его созданием.

Исследование возможности введения начальных усилий не во все лишние связи, а лишь в некоторые из них позволило получить решение в части рационализации количества связей, не только незначительно отличающееся от оптимального по расходу материала, но одновременно уменьшающее трудоемкость создания предварительного напряжения. Указанная задача решается варьированием количества и типа напрягаемых лишних связей для возможных способов предварительного напряжения. В результате решения задачи вместе с оптимальными значениями усилий предварительного напряжения определяется теоретический объем или стоимость материала, т.е. значение целевой функции. Кроме того, сопоставление способов предварительного напряжения конструкции в части их трудоемкости и минимального расхода стали позволяет выбрать наиболее рациональный способ.

Таким образом, порядок оптимизационного расчета при реализации задачи поиска рационального количества лишних связей [1] имеет следующий вид:

1. При заданной геометрической и расчетной схеме и величине внешних нагрузок производится расчет статически неопределимой системы, при этом первоначальное соотношение жесткостей элементов может быть принято произвольным. Однако с целью ускорения сходимости итерационного процесса рекомендуется учитывать данные по ранее запроектированным подобным системам.

2. Выбирается статически определимая основная система (см. таблицу, варианты I, II) и системы с возможными способами предварительного напряжения. В качестве возможных систем для введения начальных усилий могут быть приняты как статически определимые (варианты I, II), так и статически неопределимые (вариант III) системы. Затем для основной и возможных систем определяются усилия от единичных неизвестных, причем при расчете статически неопределимых систем необходимо за-

даваться соотношением жесткостей в соответствии с рекомендациями п. 1. Направление неизвестных усилий предварительного напряжения x_{knn} в лишних связях может быть назначено произвольно (подобно расчету статически неопределимых систем методом сил), поскольку их направление определяется решением задачи линейного программирования.

3. Формируется система ограничений:

- для растянутых элементов

$$R_i F_i - \sum_{k=1}^n N_{ki} x_{knn} - [N_{cni}]_{\max} \leq 0; \quad (1)$$

- для сжатых элементов

$$R_i F_i - \sum_{k=1}^n N_{ki} x_{knn} - [N_{cni}]_{\min} \geq 0. \quad (2)$$

При этом в ограничении (1) усилия растяжения N_{ki} и N_{cni} записывают со знаком плюс, а усилия сжатия – со знаком минус, а в ограничении (2) – наоборот. В качестве $[N_{cni}]_{\max}$ в (1) подставляют наибольшее растягивающее усилие элемента статически неопределимой системы. Если же при любых комбинациях внешних нагрузок в элементе возникает только сжимающее усилие, то в качестве $[N_{cni}]_{\max}$ принимают наименьшую отрицательную величину. Соответственно $[N_{cni}]_{\min}$ является наибольшим сжимающим усилием в элементе статически неопределимой системы или его наименьшим растягивающим усилием.

Если знак полного усилия в элементе неизвестен или возможна перемена знака при эксплуатации, то должны быть записаны оба ограничения (1) и (2) для одного элемента в предположении, что в одном случае решающим для подбора сечения будет усилие растяжения, а в другом – сжатия.

4. Формируется целевая функция

$$Z = \sum_{i=1}^m F_i L_i. \quad (3)$$

5. Решается основная задача линейного программирования, т.е. минимизируется целевая функция (3) при соблюдении ограничений (1) и (2), а также рассматриваются различные способы предварительного напряжения проектируемой конструкции.

6. Для выбранной рациональной схемы предварительного напряжения определяются усилия в элементах

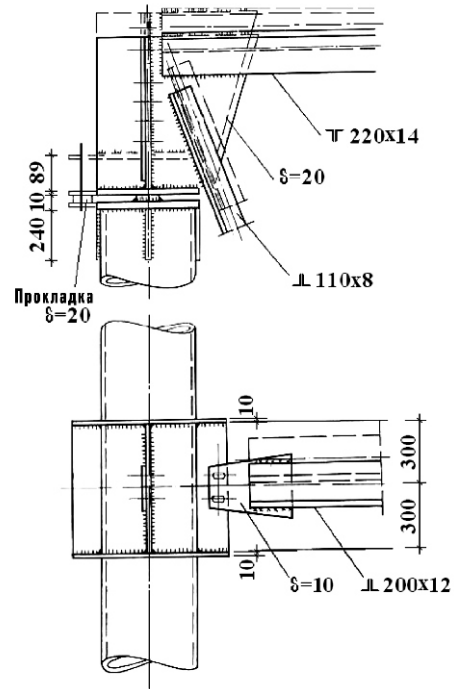
$$N_{nni} = \sum_{k=1}^p N_{ki} x_{knn}, \quad (4)$$

которые затем суммируются с усилиями, определенными ранее, для окончательного определения полных значений усилий

$$N_i^0 = N_{ни} + [N_{снi}]_{\max/\min} \cdot \quad (5)$$

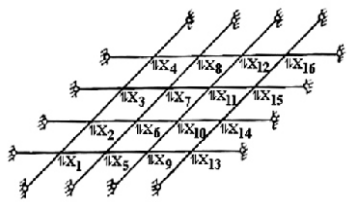
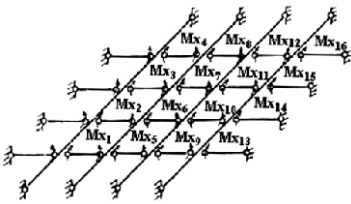
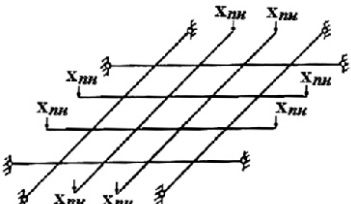
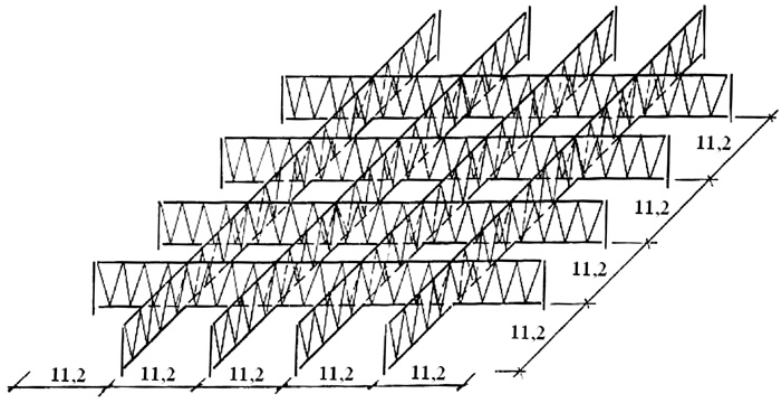
7. Производится повторный перерасчет с учетом уточненных соотношений жесткостей элементов и рациональной схемы предварительного напряжения, который при необходимости повторяется до получения заданного совпадения результатов предыдущего и последующего расчетов.

В формулах (1)–(5) приняты следующие обозначения: n – степень статической неопределенности; m – число участков; p – количество вводимых усилий предварительного напряжения; i – конструктивный коэффициент; F_i – неизвестная площадь поперечного сечения i -го элемента; L_i – длина i -го участка; α_i – коэффициент продольного изгиба i -го элемента; N_{ki} – усилия в k -м сечении от единичного значения усилия предварительного напряжения или перемещения.



Способ создания предварительного напряжения в конструкции покрытия павильона

Схемы систем покрытия павильона, способов создания предварительного напряжения и результаты расчетов

Варианты	Схемы создания предварительного напряжения	Варианты преднапряжения	Количество лишних связей	Объем материала конструкции после оптимизации, м ³				Расход стали, %
				Верхний пояс	Нижний пояс	Раскосы	Всего	
I		I	16	5,354	4,22	2,412	11,986	82,3
		II	16	5,354	4,22	2,412	11,986	82,3
		III	8	5,412	4,22	2,393	12,025	82,6
		Без оптимизации		6,854	5,223	2,481	14,558	100,0
II								
III								
								

Представленная методика применена при исследовании покрытия павильона механизации сельского хозяйства Национального комплекса «Экспоцентр Украины» в г. Киеве. Размер павильона в плане составляет 56 × 56 м. Разработанная в институте «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» конструкция покрытия павильона представляет собой систему перекрестных ферм с ячейками 11,2 × 11,2 м. Конструктивные элементы ферм выполнены из парных уголков из стали марки 14Г2. Кровля принята из профилированного стального настила с утеплением из пенополистирола. Расчетная нагрузка составляет 30,0 кН/м². Вся конструкция первоначально была смонтирована на земле и установлена в проектное положение с использованием четырех гидроподъемников. Расчетная схема покрытия павильона и схемы возможных способов его предварительного напряжения приведены в таблице. В данной схеме максимальное количество вводимых усилий предварительного напряжения равно шестнадцати.

Для всех рассмотренных схем предварительного напряжения при минимизации объема конструкции с учетом ограничений (1) и (2) производится решение задачи линейного программирования. Полученные результаты также представлены в таблице.

Расход стали для варианта III, предварительное напряжение в котором создается смещением опор, составляет 82,6 % по сравнению с

традиционным расчетом без оптимизации, а для вариантов I и II, требующих введения начальных усилий во все лишние связи (натяжение нижнего или сжатие верхнего пояса; натяжение или сжатие раскосов ферм) – 82,3 %. Расход стали для III варианта, при условии введения начальных усилий не во все лишние связи, на 0,3 % больше чем в вариантах I и II. Следовательно, наиболее рациональным является вариант III, предварительное напряжение в котором создается смещением опор, что позволяет снизить вес основных несущих конструкций на 17,4 %.

Необходимое усилие предварительного напряжения (1326 кН) создается смещением узлов сопряжения ферм с колонной на 89 мм (координаты опор предварительно отклонены от проектного положения) при помощи болтов. Способ создания предварительного напряжения приведен на рисунке.

Необходимо также отметить, что для закрепления поясов ферм предусмотрено устройство подмостей на уровне их нижнего пояса. Эти же подмости используются и для создания предварительного напряжения.

[1] Трофимович В.В., Пермяков В.А. Оптимальное проектирование металлических конструкций. – Киев: Будівельник, 1981.

Надійшла 18.08.2009 р.

ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ

У ДЕРЖАВНІЙ КОРПОРАЦІЇ «УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»

За підсумками проведених переговорів між керівництвом Української державної корпорації «Укрмонтажспецбуд» та ОАО «Корпорация Монтажспецстрой» (Російська Федерація) 25 жовтня 2010 року була підписана довгострокова Угода щодо розвитку взаємної співпраці у напрямку підвищення технічного рівня монтажних і спеціальних будівельних робіт.

В Угоді визначені зобов'язання сторін, спрямовані на обмін передовим досвідом і науково-технічною інформацією стосовно удосконалення відомчої нормативної бази, впровадження прогресивних технологій, конструкцій та обладнання, а також сучасних технічних рішень з питань екології, енергозбереження, підвищення конкурентоспроможності та якості виконуваних робіт, крім того об'єднання зусиль для опанування практики створення спільних підприємств для спорудження об'єктів в Україні, Російській Федерації та в інших країнах світу.

УДК 69.059.22:699.8

ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК МІЦНОСТІ АРМАТУРИ ПРИ ВИСОКОТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВАХ

Викладені методичні підходи до визначення характеристик арматури в процесі високотемпературних впливів. Показана важливість вирішення цього питання стосовно будівель для оцінки їхньої вогнестійкості та можливості подальшої експлуатації після пожежі.

The methodical going is expounded near determination of descriptions of armature in the process of high temperature influences. Importance of decision of this question is rotined as it applies to buildings for the estimation of their fire-resistance and possibility of further exploitation after a fire.

Ключові слова: арматура, міцність, текучість, високотемпературні впливи.

Залізобетонні елементи залишаються основними складовими частинами житлових і громадських будинків. Останнім часом у зв'язку зі значним зростанням обсягів будівництва монолітно-каркасних будівель підвищеної поверховості набуває актуальності питання пожежної безпеки при експлуатації, в першу чергу, колон і пілонів, оскільки виключення з роботи стиснутих елементів може призвести до руйнування будинку в цілому.

Досвід експлуатації стінових панелей, колон, інших пластинчастих стиснутих елементів свідчить про їхній достатній запас несучої здатності за умов відсутності непередбачуваних високотемпературних впливів. Нерівномірний нагрів і зміна характеристик міцності та деформативності матеріалів під час і після пожежі є однією з головних причин підвищеної небезпеки для таких конструкцій. Створити умови для тривалої та надійної експлуатації будівельних конструкцій, у т.ч. при дії високих температур, можна шляхом прийняття відповідних матеріалів або захисних покриттів, визначення напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій при різних впливах і виконання робіт із продовження терміну експлуатації як окремих конструкцій, так і будівель у цілому [1–5].

Метою роботи є виявлення особливостей роботи і зміни характеристик міцності та текучості сталевих арматур за наявності високотемпературних впливів.

До чинників, що визначають поведінку будівельних конструкцій під час пожежі, відносяться:

- ступінь навантаження конструкцій та окремих елементів;
- вид і величина пожежного навантаження, що визначає температурний режим, а також теплоту пожежі;
- теплове навантаження на конструкцію;



І.А. Ткачук
директор ТОВ «Тест»,
м. Бровари

- теплофізичні та фізико-механічні характеристики матеріалів, із яких виконані будівельні конструкції;
- умови нагріву та способи з'єднання конструкцій.

Згідно з ДСТУ Б В.1.1-4-98* [6] фактичні межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначаються при дії нормативних навантажень (приймаються характеристичні значення величин навантажень згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [7]). Величини нормативних навантажень встановлюються залежно від призначення конструкцій та умов їх експлуатації.

Класифікація навантажень, що використовується в ДБН В.1.2-2:2006, дозволяє віднести випадок пожежі до особливих впливів, у відповідності з цим для оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій використовуються постійні та тривалі навантаження.

Межею вогнестійкості будівельних конструкцій є показник вогнестійкості конструкцій, який визначається часом від початку вогневого випробування за стандартним температурним режимом до настання одного з нормованих для даної конструкції граничних станів із вогнестійкості [6]. Межа вогнестійкості знижується зі збільшенням навантажень, що діють на конструкції.

На несучу здатність і деформативність будівельних конструкцій в умовах пожежі впливають фізико-механічні властивості матеріалу конструкції, які змінюються залежно від темпера-

тури нагріву. Зокрема, такі властивості визначаються межею міцності (R) і модулем пружності (E) матеріалу, з якого виготовлені конструкції.

При зміні температури від 20 до 200...300 °С межа міцності деяких марок сталей і бетону збільшується: в першому випадку за рахунок зниження технологічних напружень, а в другому – за рахунок зменшення вільної вологи в порах бетону.

Збільшення температури матеріалу сприяє зниженню його модуля пружності, тобто деформативність конструкції при цьому збільшується. Модуль пружності конструкційних матеріалів при збільшенні температури знижується. Деформації температурного розширення арматурних сталей зростають із зростанням температури до 700 °С.

Стосовно сталеві арматури в залізобетонних конструкціях, значення загальної деформації при пожежі залежить від деформації температурного розширення, зміни модуля пружності, а також деформації повзучості. Під поняттям «температурна повзучість» мається на увазі зміна деформацій у часі постійних значень температури та прикладеного навантаження. Основними чинниками, які впливають на величину та швидкість повзучості, вважаються величини напружень, температура, а також тривалість їхніх дій. Серед цих чинників основним залишається рівень напружень, що впливає на швидкість повзучості при певній температурі. Зі збільшенням величини напружень швидкість температурної повзучості зростає.

Граничним станом за ознакою втрати несучої здатності для колон, які випробовують під навантаженням, а також для залізобетонних колон, які випробовують без навантаження, є обвалення зразка або виникнення граничних значень температур для арматури і металевих колон із вогнезахисним облицюванням. При цьому, за температуру, при якій арматура не може виконувати свої функції, приймають 500 °С.

Настання граничного стану для колон із покриттям та облицюванням, які випробовують без навантаження, контролюють за показниками термопар. Якщо випробовують зразки залізобетонних колон без навантаження, то для визначення межі вогнестійкості необхідно встановити не менш як 10 термопар рівномірно по товщині у центрі зразка.

Для зразків залізобетонних колон, які випробовуються без навантаження, час досягнення граничного стану за ознакою втрати несучої здатності визначають за даними вимірювань температури по товщині зразка розрахунковим методом, який має відповідати вимогам ДБН В.1.1-7-2002 [5].

Наведене свідчить, що визначення характеру деформування, міцності та текучості арматурної сталі при високотемпературних впливах є дуже складною задачею. Зокрема, прийняття температури 500 °С як граничної не є обґрунтованим, так як за такої температури арматурна сталь може чинити суттєвий опір згідно з розділом 4 проекту ДСТУ-Н Б В.2.6-XX:200X [8].

Для отримання експериментальних даних, які б свідчили про характер деформування і руйнування сталеві арматури під час впливу високих температур, були проведені дослідження зразків арматурної сталі різних класів (A240, A400, A500, A600) за ДСТУ 3760:2006 [9], виготовлених із одного прута арматурної сталі, з однаковим маркуванням.

Програмою випробувань передбачалось:

- виготовлення зразків з арматурної сталі для подальших випробувань при термічних впливах;
- проведення хімічного аналізу металу для уточнення класу арматурної сталі;
- визначення магнітних властивостей металу для виявлення однорідності матеріалу і бракування зразків;
- проведення випробувань виготовлених зразків при термічних впливах;
- проведення стандартних випробувань зразків на розтяг;
- визначення за результатами проведених випробувань класу арматурної сталі.

Випробувались зразки 4 серій, які були виготовлені з прутів арматурної сталі класів A240, A400, A500, A600 відповідно. Довжина кожного із зразків, які були взяті з прутів, становила 400 мм. Частина зразків (2 шт) були випробувані без нагрівання при кімнатній температурі на розривній машині ГРМ-2М.

Для проведення випробувань при термічних впливах з арматурної сталі 12 мм на токарному верстаку виготовлялись зразки згідно з вимогами ГОСТ 1497-84 [10] (Додаток 2, тип II), які мали вигляд гантелей із стовщеннями на кінцях.

Довжина зразків становила 100 мм, діаметр робочої частини 6 мм (рис. 1). Випробування проводились на розривній машині УМ-4Р, яка може розвивати максимальне зусилля розтягу 40 кН.

Зразки нагрівались до максимальної температури 700 °С за допомогою трубчастої електропечі. Температура нагріву контролювалась за допомогою термопар «платина-родій-платина» і фіксувалась за допомогою приладу КСП-3П.

Після встановлення зразка в розривну машину виконувався розігрів до фіксованої температури (100 °С, ..., 700 °С з інтервалом 100 °С). Після витримання при фіксованій температурі протягом 30 хв проводилось випробування на розтяг протягом 2-3 хв. Обладнання для проведення випробувань наведено на рис. 2.

Висновки

1. Для всіх випробуваних зразків залежність межі міцності від температури має схожий характер: при зміні температури від 20 °С до 200...300 °С межа міцності збільшується, а потім починає зменшуватись. При температурі 700 °С межа міцності дорівнює приблизно 0,1 від величини межі міцності при 20 °С (рис. 3). Межа текучості для всіх випробуваних зразків із збільшенням температури зменшується і має вигляд

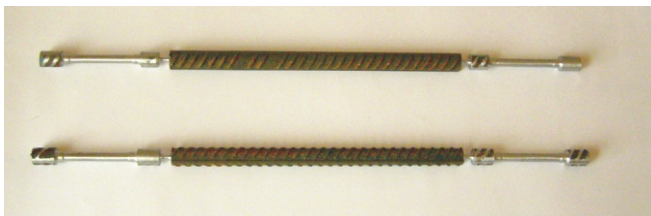


Рис. 1. Виготовлення експериментальних зразків з арматури періодичного профілю



Рис. 2. Загальний вигляд обладнання для проведення випробувань при термічних впливах

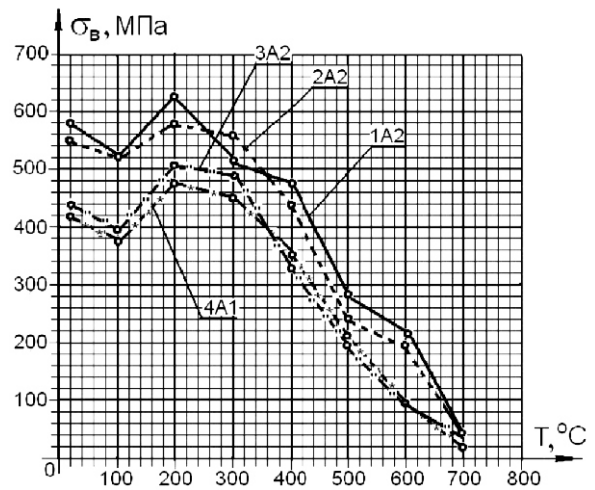


Рис. 3. Залежність межі міцності від температури

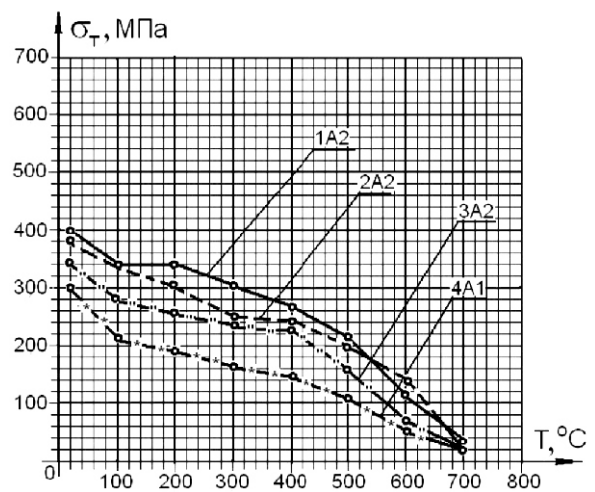


Рис. 4. Залежність межі текучості від температури

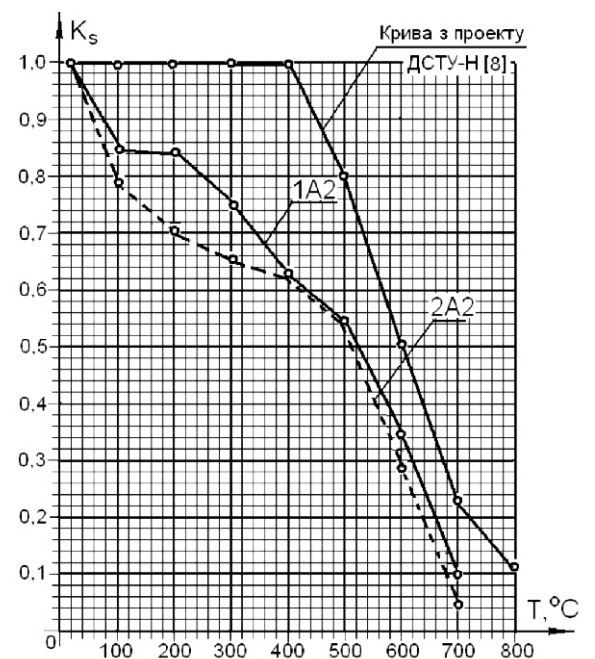


Рис. 5. Залежність коефіцієнта зниження нормативного опору від температури

пологої кривої (рис. 4). Це відповідає сучасним уявленням про характер роботи арматурної сталі при нагріванні.

2. Коефіцієнт зниження нормативного опору арматурної сталі зі збільшенням температу-

ри зменшується і має вигляд пологої кривої. Наведені в проекті ДСТУ-Н Б В.2.6-XX:200X [8] криві (рис. 4.2а, 4.2б) суттєво відрізняються від кривих, які були отримані в ході проведення експерименту.

- [1] Монолитные перекрытия зданий и сооружений / И.В. Санников, В.А. Величко, С.В. Сломонов, Г.Б. Бимбад, М.Г. Томильцев. – К.: Будівельник, 1991. – 154 с.
- [2] Мосалков И.Л., Плюснина Г.Ф., Фролов А.Ю. Огнестойкость строительных конструкций. – М.: Спецтехника, 2001. – 484 с.
- [3] Фомин С.Л. Огнестойкость железобетонных плит, работающих в двух направлениях // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник / НДІБК. – К.: НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 361-372.
- [4] СНиП 2.03.04-84. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстрой СССР. 1988. – 54с.
- [5] ДБН В.1.1-7-2002. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва / Держбуд України. – К.: Держбуд України, 2003. – 41 с.
- [6] ДСТУ Б В.1.1-4-98*. Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги / Держбуд України. – К.: Держбуд України, 2005. – 18 с.
- [7] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування / Мінбуд України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.
- [8] ДСТУ-Н Б В.2.6-XX:200X. Проектування залізобетонних конструкцій. Основні положення. Вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, MOD) / Мінрегіонбуд України, 200X. – 75 с.
- [9] ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. – Надано чинності 11.12.2006. К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 26 с.
- [10] ГОСТ 1497-84* (ИСО 6892-84, СТ СЭВ 417-77). Металлы. Методы испытания на растяжение: Взамен ГОСТ 1497-73. – Введ. с 01.01.86. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 1986. – 36 с.
- [11] ГОСТ 9651-84*. Металлы. Методы испытаний на растяжение при повышенных температурах: Взамен ГОСТ 9651-73. – Введ. с 01.01. 86. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 6 с.

Надійшла 27.10.2010 р.

УДК 624.078.3

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ СДВИГОВОЙ ЖЕСТКОСТИ ФЛАНГОВЫХ ШВОВ В СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЯХ

Методика для определения сдвиговой жесткости фланговых сварных швов, в соответствии с которой вычислен коэффициент сдвиговой жесткости фланговых швов катетом 6 мм, предложена в [1]. В настоящей работе определены сдвиговые жесткости швов с катетами 8, 10 и 12 мм с размерами зазора между стенкой и полкой сварного двутавра, равными 0,1, 0,5 и 1 мм. Расчетная модель (рис. 1) аналогична приведенной в [1].

В расчетной схеме данное соединение с учетом осесимметричности задачи представлено как пространственное тело, представляющее собой четверть расчетной модели, которое разбито на объемные конечные элементы (рис. 2). При этом, область шва покрыта конечными элементами с размерами 0,5 0,5 2,0 мм, что, как показали расчеты, для определения узловых перемещений соединения обеспечивает достаточную точность результатов.



Ю.Г. Перетятко
заведующий кафедрой металлических и деревянных конструкций ХГТУСА, к.т.н.



П.А. Пугачев
аспирант кафедры металлических и деревянных конструкций ХГТУСА

В расчетной схеме вместо поверхностных нагрузок q_1 на соответствующие торцы полков соединения были наложены кинематические граничные условия, обеспечивающие неподвижность системы в пространстве.

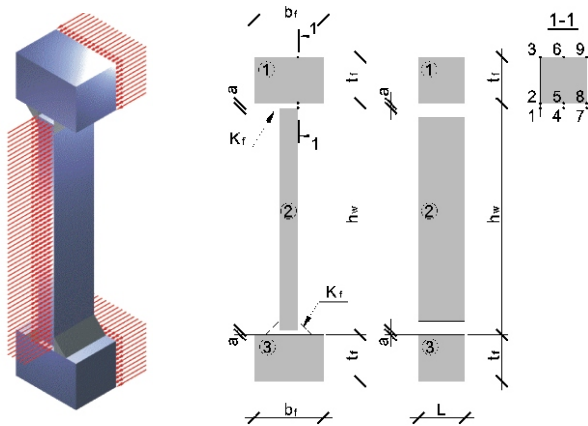


Рис. 1. Расчетная модель сварного соединения в виде составного двутавра (цифры в кружочках обозначают номера соединяемых элементов)

Задача объемного напряженно-деформированного состояния расчетной модели решена для варианта абсолютных жесткостей полки и стенки, что обосновано в [1].

Коэффициент упругой сдвиговой жесткости шва K_{12} является коэффициентом пропорциональности между сдвигающим усилием T_{12} и взаимным сдвигом соответствующих узлов u_{12} элементов 1 и 2 вдоль шва в сечении 1-1:

$$K_{12} = T_{12} / u_{12}.$$

Расчет был проведен для трех различных значений зазора между стенкой и полкой: 1 мм, 0,5 мм и 0,1 мм. В результате были получены постоянные по длине и высоте продольные перемещения стенки, в т.ч. и u_1 , u_4 , u_7 , и нулевые перемещения полки. Взаимные сдвиги соответствующих узловых точек в сечении 1-1 (рис. 1) равны:

$$\begin{aligned} \begin{matrix} (1 & 2) \\ 12 \end{matrix} u_2^{(1)} u_1^{(2)} u_2^{(1)} & \text{ – по линии 1-2-3;} \\ \begin{matrix} (4 & 5) \\ 12 \end{matrix} u_2^{(4)} u_1^{(5)} u_2^{(4)} & \text{ – по линии 4-5-6;} \\ \begin{matrix} (7 & 8) \\ 12 \end{matrix} u_2^{(7)} u_1^{(8)} u_2^{(7)} & \text{ – по линии 7-8-9.} \end{aligned}$$

Для швов с катетами 8 мм размеры соединяемых элементов приняты следующими: $h_w = 100$ мм; $t_w = 8$ мм; $b_f = 32$ мм; $t_f = 30$ мм; $L = 20$ мм; $r_f = 8$ мм; $a = 1; 0,5; 0,1$ мм (зазор между стенкой и полкой). Сдвигающей равномерно распределенной поверхностной нагрузке q_2 соответствует равнодействующая сила $P = 26,67$ кН. В результате расчета получены следующие значения сдвиговых жесткостей швов:

$$k_{12}^{1\text{мм}} = \frac{26,67 \cdot 10^3 / 4}{0,02 \cdot 0,00263} = 1,27 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2;$$

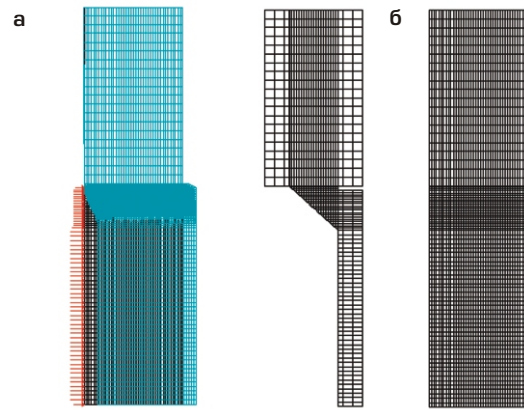


Рис. 2. Конечноэлементная модель соединения (для случая $K_f = 10$ мм):

а – разбивка на конечные элементы; б – деформированная схема в случае абсолютных жесткостей соединяемых элементов

$$k_{12}^{0,5\text{мм}} = \frac{26,67 \cdot 10^3 / 4}{0,02 \cdot 0,002} = 1,62 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2;$$

$$k_{12}^{0,1\text{мм}} = \frac{26,67 \cdot 10^3 / 4}{0,02 \cdot 0,00137} = 2,44 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2.$$

Для швов с катетами 10 и 12 мм были выполнены аналогичные расчеты.

Окончательные результаты исследований, включая результаты для швов 6 мм [1], представлены в таблице.

Значения коэффициентов продольной жесткости угловых швов

Зазор между полкой и стенкой, мм	Катет шва, мм	Коэффициент продольной жесткости шва, $1 \cdot 10^8$, кН/м ²
1	6	1,11
	8	1,27
	10	1,36
	12	1,44
0,5	6	1,47
	8	1,66
	10	1,75
	12	1,82
0,1	6	2,39
	8	2,93
	10	3,06
	12	3,13

[1] Перетяцько Ю.Г., Пугачев П.А. Теоретические исследования сдвиговой жесткости фланговых швов в сварных соединениях // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, 2007. – Вип. 27. – С. 193–197.

Надійшла 01.10.2007 р.

УДК 621.642.3

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ РЕЗЕРВУАРА ПЕРЕТВОРЮВАНОВОГО ТИПУ ПРИ ДІЇ СТАТИЧНИХ І ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Оцінюється несуча здатність надземного вертикального резервуара як ємності перетворюваного типу при експлуатаційних навантаженнях. Аналізуються величини тиску на поверхню конструкції від дії вітрового потоку, а також величини напружень від дії статичних навантажень.

It is evaluation strength of surface vertical reservoir, as capacities of the converted type at the operating loading.

Analysing the sizes of pressure on the surface of construction from the action of wind stream and also size of tensions from the action of the static loading.

Ключові слова: резервуар перетворюваного типу, скінченноелементні моделі, вітрове навантаження, статичне навантаження.

Потреба в конструкціях перетворюваного типу, особливо у вигляді замкнених оболонок, виникла в 1960-х роках із початком практичного освоєння космосу. Ці конструкції призначалися для будівництва житлових і лабораторних відсіків, шлюзових камер, переходів, складських і виробничих приміщень на орбітальних станціях.

Сьогодні розвиток нових технологій створює перспективи для вдосконалення такого типу конструкцій і розширення сфери їх застосування, зокрема, в нафтовій галузі як резервуарів для зберігання нафтопродуктів, які можна було б швидко монтувати і при транспортуванні не використовувати великих тягачів. При цьому є можливість об'єднувати необхідну кількість окремих гофрованих дисків у загальну конструкцію, яка після перетворення набуває потрібних розмірів і об'єму, конфігурації і архітектури. Застосування таких конструкцій є актуальним при дуже низьких температурах в умовах Антарктики або Арктики, коли технологічний процес зведення конструкції повинен бути якомога меншим, а сама конструкція за своїми транспортними параметрами має задовольняти можливість її перевезення до місця призначення.

Аналіз екстремальних умов експлуатації, існуючих варіантів доставки конструкції та її елементів, а також реально можливих термінів і обсягів монтажних робіт дозволив сформулювати основні вимоги до конструкції перетворюваного типу:

- конструкція та її монтажні елементи мають бути суцільнозварними, максимально повного заводського виготовлення;
- габаритні розміри складових елементів не повинні утруднювати транспортування їх існуючими транспортними засобами;



О.І. Оглобля

директор
ДІ «УкрНДІводоканалпроект»,
д.т.н., професор



О.В. Якімкін

завідувач лабораторії
ДІ «УкрНДІводоканалпроект»,
к.т.н.

- маса окремого монтажного елемента не повинна перевищувати вантажопідйомність суднових засобів розвантаження, не слід допускати переміщення конструкції по береговій смузі від місця вивантаження до місця монтажу;
- монтаж конструкції повинен полягати, головним чином, у механічному з'єднанні складальних елементів із мінімальним обсягом зварювання в стислі терміни (близько 10–12 діб) і виконуватися практично вручну або за допомогою підручних засобів;
- матеріал конструкції та її опорних елементів повинен відповідати умовам роботи при низьких температурах;
- термін експлуатації конструкції має бути не менше ніж апробованого об'єкта.

Важливим етапом на стадії проектування конструкції перетворюваного типу є обґрунтування її несучої здатності при раціональному виборі типів конструктивних елементів. У роботі досліджується несуча здатність резервуарної конструкції перетворюваного типу для зберігання нафтопродуктів при дії експлуатаційних статичних та динамічних навантажень, а саме:

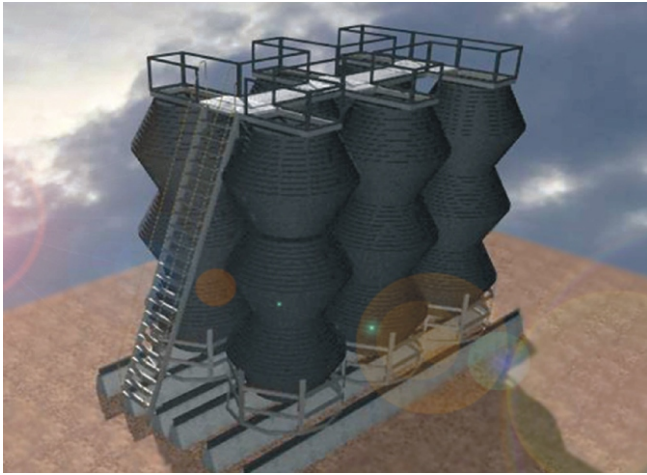


Рис. 1. Загальний вигляд конструкції перетворюваного типу

надземний вертикальний тонкостінний резервуар змінного за висотою поперечного перерізу об'ємом приблизно 25 м³. Висота резервуара складає 6,54 м, найменший діаметр поперечного перерізу – 1,5 м, максимальний – 2,5 м, а товщина стінки – 1,5 мм. Загалом конструкція являє собою блок із шести ємностей (рис. 1). Відмінною особливістю резервуара є його здатність змінювати свій об'єм. У транспортувальному положенні висота ємності дорівнює 40 см, її мобільність досягається за рахунок гофрованої стінки, висота хвилі гофра в проектному положенні складає приблизно 7 мм.

Опорний вузол конструкції виконано у вигляді просторового каркаса з прокатних металевих профілів. У місцях з'єднання конічних елементів ємності передбачені внутрішні кільця жорсткості завтовшки 5 мм і заввишки 6 мм. Товщина обичайки в зоні з'єднання ємності із стрижньовою системою опор складає 8 мм. Днище і кришка ємності мають змінну товщину. Товщина центральної частини днища радіусом 30 см – 8 мм, на решті ділянок – 1,5 мм. У верхній і придонній зонах ємності розташовані кільця жорсткості завтовшки 8 мм.

Для виготовлення перетворюваних конструкцій використовується досить обмежений набір типів сталей, що обумовлено високим ступенем вимог щодо міцності та безпеки експлуатації. В даній конструкції застосовується сталь, яка має тимчасовий опір розриву 600–650 МПа та межею текучості 320–350 МПа, модуль пружності $E = 210$ ГПа, коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,27$.

У виконаному розрахунку враховувалися навантаження від власної ваги ємності; ваги

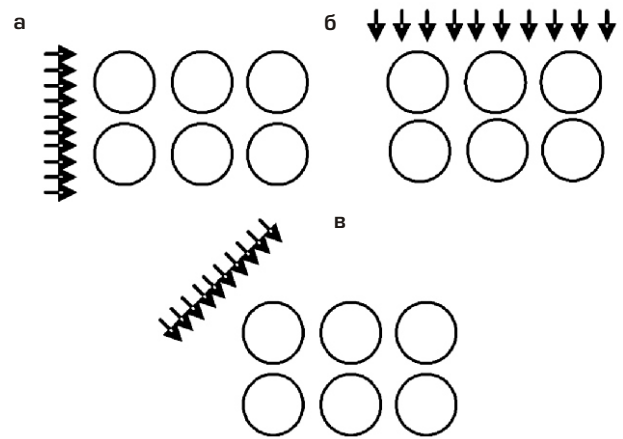


Рис. 2. Напрями дії вітрового навантаження: а – поздовжній; б – поперечний; в – діагональний

металевого настилу, сходів і огорожувальних конструкцій; вага обслуговуючого персоналу (300 кг); випробувальний тиск по внутрішній поверхні ємності, а також снігове навантаження (150 кг/м²) та вітрове з швидкістю вітрового потоку 50 м/с і трьома напрямками дії (рис. 2).

При виконанні розрахунку ємностей розглянуті три комбінації навантажень (див. таблицю).

Комбінації навантаження на ємність

Навантаження	Комбінації навантажень		
	№ 1	№ 2	№ 3
Власна вага ємності	+	+	+
Випробувальний тиск	+	–	+
Вага металевого настилу, сходів, огорожувальних конструкцій	+	+	+
Вага обслуговуючого персоналу	+	+	+
Вітрове навантаження	–	+	+
Снігове навантаження	+	+	+

При побудові розрахункової схеми ємності було враховано, що з'єднання опорної стрижньової конструкції та ємності є жорстким, а з'єднання конструктивних елементів ємності виконано по нейтральних осях. Крім того, в схемі не були враховані вузли впускних і випускних патрубків, а також вузли кріплення кришки люка до обичайки.

На рис. 3 наведені прийняті двовимірні аеромеханічні моделі для визначення аеромеханічних властивостей ємностей (характер розподілу і величин вітрового тиску). Перша модель призначена для визначення характеру розподі-

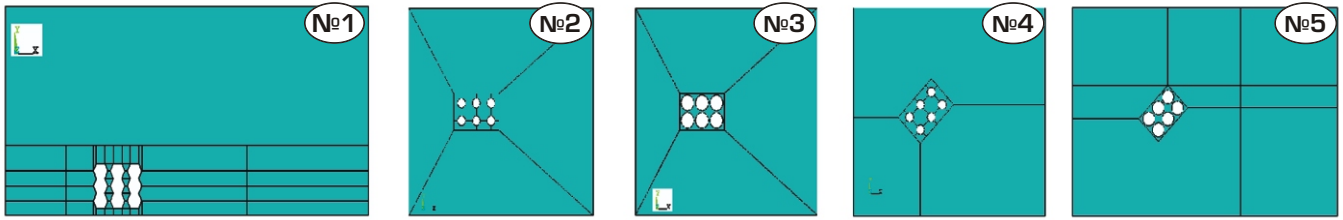


Рис. 3. Схеми аеромеханічних моделей

лу вітрового потоку за висотою ємності, друга і третя – для визначення величин і характеру обтікання вітровим потоком групи ємностей у круговому напрямку, а четверта і п'ята – для визначення параметрів вітрового потоку в залежності від форми ємностей, їх розмірів (найменший радіус ємності – 1,5 м, а найбільший – 2,5 м) і відстаней між ними. При цьому розподіл тиску за висотою ємностей, а також на ділянках між їхнім найменшим і найбільшим радіусом приймався шляхом лінійної інтерполяції.

Моделі побудовані з використанням спеціальних двовимірних скінченних елементів, що враховують параметри навколишнього середовища: атмосферний тиск, температуру повітря, а також швидкість, тип (ламінарний, турбулентний) і в'язкість вітрового потоку. Одна з аеромеханічних скінченноелементних моделей ємностей наведена на рис. 4.

У результаті розрахунків аеромеханічних моделей отримані величини тиску на поверхнях ємностей, а також характер розподілу тиску і швидкості вітрового потоку. Визначено, що за висотою ємностей вітровий потік розподіляється достатньо рівномірно, а найбільший тиск

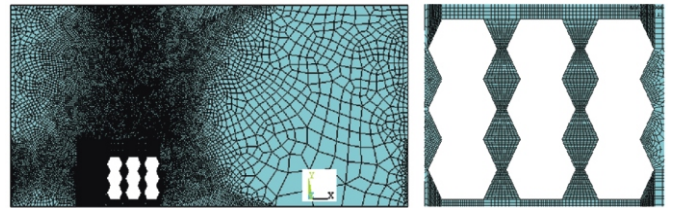


Рис. 4. Аеромеханічна скінченноелементна модель ємностей

виникає на фронті поверхні ємностей, які першими сприймають вітровий потік (рис. 5). При цьому його найбільші значення виникають у середній частині ємностей і зменшуються у напрямку їх верхнього і нижнього країв.

Характер розподілу тиску по поверхні ємностей свідчить, що в окружному напрямку його найбільші величини знаходяться також в ємностях, які першими сприймають вітровий потік (рис. 6). Значення тиску на фронті потоку складає $P = 1897$ Па, а на бічних поверхнях досягає $P = -3648$ Па. Крім того, необхідно відзначити вплив сусідніх ємностей на характер розподілу тиску.

Збільшення діаметра ємності призводить до незначного перерозподілу величин тиску і

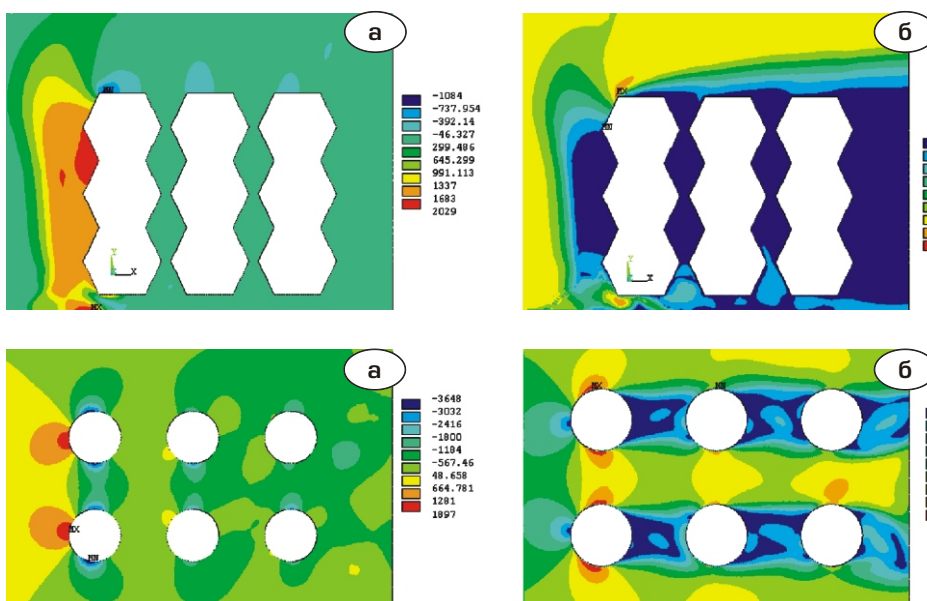


Рис. 5. Результати розрахунку для аеромеханічної моделі №1: а – характер розподілу тиску, Па; б – швидкість вітрового потоку, м/с

Рис. 6. Результати розрахунку для аеромеханічної моделі №2: а – характер розподілу тиску, Па; б – швидкість вітрового потоку, м/с

швидкостей вітрового потоку по її поверхні. Наприклад, значення тиску на фронті потоку в цьому випадку склали $P = 1939$ Па, на бічних поверхнях $P = -5016$ Па, а розподілення вітрового потоку характеризується утворенням зон із підвищеними величинами швидкостей на ділянці між першими ємностями. При цьому слід зазначити утворення зон пульсуючого тиску за кожною з ємностей.

Як свідчать результати численних досліджень, пульсації тиску за тілами циліндричної форми (а також наближеними до них) відповідають у широкому діапазоні чисел Рейнольдса числу Струхаля $Sh = 0,2$ [1]. При цьому параметри, що входять до формули обчислення числа Струхаля, дозволяють визначити величину частоти власних коливань конструкції, при якій можливе виникнення ефекту галоупування $Sh \approx nd/v$, де n – частота власних коливань, d – розмір (у даному випадку діаметр ємності, який змінюється від 1,5 до 2,5 м); v – швидкість вітрового потоку (у даному випадку 50 м/с). Для даної конструкції значення критичних частот власних коливань знаходяться у межах від 4 до 6,7 Гц.

Для визначення параметрів напружено-деформованого стану ємностей їх скінченноелементна модель виконана у тривимірній постановці з використанням оболонкових і стрижневих скінченних елементів, причому прийнято, що нижні кінці опорних стійок жорстко зв'язані з фундаментом, а на верхнє кільце жорсткості накладені пружноподатливі в'язі з метою обмеження його горизонтальних переміщень.

Визначення частот власних коливань виконане для одиночної, порожньої ємності з урахуванням граничних умов її проектного положення, а саме: за умови спирання на кільце жорсткості в нижній частині ємності і відсутності лінійних переміщень у верхній обичайці за всіма трьома напрямками. Перша і друга форми власних коливань із частотами відповідно 0,5889 та 0,5891 Гц супроводжуються деформацією центральної частини ємності в горизонтальній площині – уздовж осі OX для першої форми і уздовж осі OZ для другої (рис. 7). Третя форма власних коливань із частотою 0,972 Гц характеризується деформацією центральної частини ємності у вертикальному напрямку – уздовж осі OY . Останнє свідчить, що ці величини у декілька разів відрізняються від величин критичних частот. Таким чином, можна дійти

висновку, що вітровий потік не призводить до утворення резонансних коливань в елементах ємностей.

Дія першої комбінації призводить до рівномірної деформації конструкції. Аналіз величин переміщень, що виникають в елементах ємності, свідчить, що переміщення стінки ємності в радіальному напрямку (уздовж осей OX і OZ) склали $U_x = U_z = 1,6$ мм. Слід зазначити, що максимальні радіальні переміщення спостерігаються в безпосередній близькості від кільця жорсткості і знижуються у міру віддалення від нього.

Максимальні переміщення уздовж осі OY спостерігаються в донній частині конструкції і досягають величини $U_y = -3,85$ см, що обумовлено гофрованою стінкою ємності. При цьому гофри змінюють свою первинну форму.

Аналіз кільцевих напружень, що виникають у стінці і днищі ємності, показав, що найбільші величини напружень розташовані в нижній частині конструкції. Розподілення кільцевих напружень характеризується стискальними і розтягувальними напруженнями, що по черзі утворюються в гофрах стінки. Значення напружень змінюються в діапазоні від $S_x = -2486$ кг/см² до $S_x = 2946$ кг/см².

Величини меридіональних напружень у стінці ємності у декілька разів менші кільцевих і характеризуються рівномірним характером розподілення. Значення розтягувальних напружень у днищі досягають величини $S_y = 808$ кг/см².

Дія другої комбінації навантажень призводить до нерівномірної деформації конструкції, що обумовлено несиметричним характером вітрового навантаження. Переміщення стінки ємності у напрямку осі OX із навітряного боку дорівнюють $U_x = 1,6$ і $U_x = -6,1$ мм відповідно у верхній і нижній її частинах. У напрямку осі OZ вітрове навантаження спричиняє утворення зон випучення стінок ємності, а уздовж осі OY спостерігається утворення максимальних переміщень $U_y = -7,1$ мм у верхній частині конструкції.

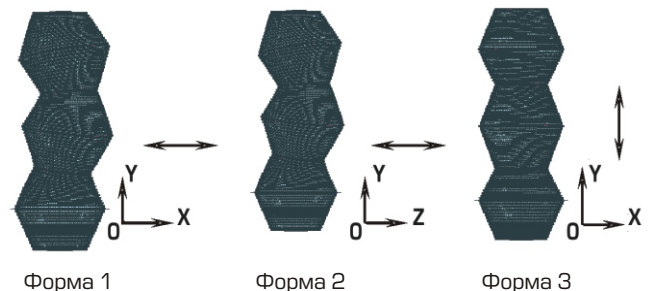
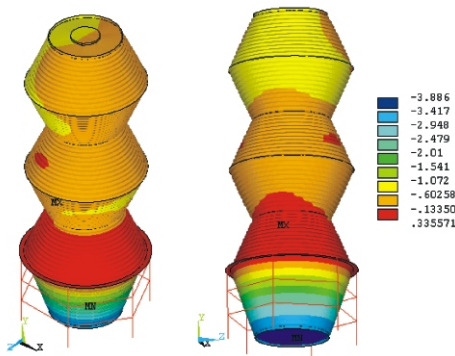


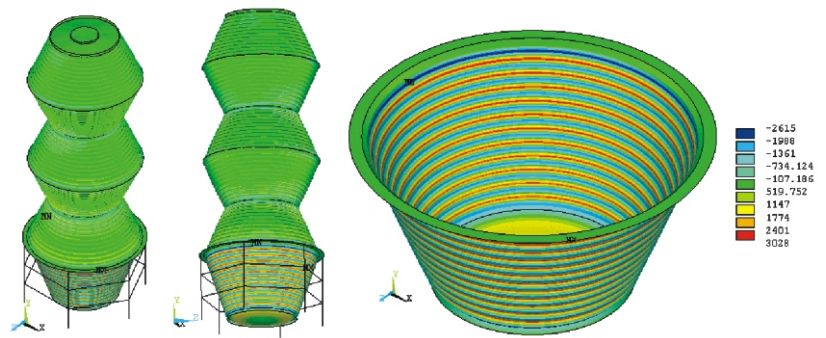
Рис. 7. Форми власних коливань ємності


 Рис. 8. Характер розподілу переміщень U_y , см

Аналіз кільцевих напружень, що виникають у стінці і днищі ємності, показав, що найбільші величини напружень розташовані в центральній частині конструкції. Значення напружень змінюються в діапазоні від $S_x = -759,99$ кг/см² до $S_x = 727,75$ кг/см². Максимальні напруження в стінці розташовані у безпосередній близькості від кільця жорсткості і зменшуються у міру віддалення від них. Значення кільцевих напружень в стінці резервуара на решті ділянок не перевищують 150 кг/см². Величини меридіональних напружень у стінці ємності значно менші кільцевих напружень і характеризуються рівномірним розподілом. Розтягувальні напруження при цьому досягають величини $S_y = 54,65$ кг/см², а стискувальні – $S_y = -55,75$ кг/см².

При сумісній дії вітрового навантаження і надмірного внутрішнього тиску максимальні значення переміщень стінки ємності у напрямку осі ОХ із навітряного боку складають $U_x = 6,1$ мм, крім того окремі ділянки стінки випучуються. На цих ділянках переміщення U_z досягають величини 2,99 мм. Розподілення переміщень уздовж осі ОУ характеризується утворенням максимальних переміщень у донній частині конструкції (рис. 8), у якій максимальні величини вертикальних переміщень становлять $U_y = -3,89$ см. Значні переміщення стінки в нижній частині ємності обумовлені гофрами, які під дією навантажень змінюють свою первинну форму.

Аналіз напружень, що виникають в стінці і днищі ємності, показав, що найбільш напруженою, як і в попередньому варіанті розрахунку, є нижня частина конструкції. Значення кільцевих напружень змінюються в діапазоні від $S_x = -2615$ до $S_x = 3028$ кг/см². На рис. 9 приведені величини і характер розподілу даних напружень для найбільш навантаженої ділянки ємності.


 Рис. 9. Характер розподілу напружень S_x , кг/см²

Максимальні напруження в стінці розташовані в безпосередній близькості від кільця жорсткості і зменшують свої значення у міру віддалення від нього. Утворення зон пластичних деформацій в гофрах, розташованих у безпосередній близькості від кільця жорсткості, обумовлене пристосованістю форми ємності до прикладеного навантаження. Згідно з [2] в процесі завантаження подібних конструкцій у зазначених місцях можливе утворення пластичних деформацій за умови неможливості появи в них змінної пластичності, що виключено в нашому випадку видом навантажень (немає змінних за напрямком навантажень). Значення кільцевих напружень у стінці резервуара вищі, ніж у кільці жорсткості, однак вони не перевищують 1000 кг/см². Напруження в днищі досягають величини $S_x = 1467$ кг/см².

Величини меридіональних напружень у стінці ємності у декілька разів менші кільцевих напружень і характеризуються рівномірним характером розподілу. Значення розтягувальних напружень у днищі досягають величини $S_y = 810,2$ кг/см².

У результаті виконаних розрахунків встановлено, що:

- для всіх розглянутих комбінацій навантаження величини максимальних напружень не перевищують допустимих значень;
- максимальними є вертикальні переміщення при дії внутрішнього тиску і вітрового навантаження;
- дія вітрового потоку не призводить до галопування конструкції.

[1] С.М. Горлин. Экспериментальная аэромеханика: Учеб. пособие для вузов. – М.: Высшая школа, 1970. – 423 с.

[2] Металлические конструкции. Справочник проектировщика / Под ред. Н.П. Мельникова: 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1980. – 776 с.

Надійшла 24.03.2010 р.



SOUTH AFRICAN STADIUM PROJECTS: JOHANNESBURG – DURBAN – PORT ELIZABETH – CAPE TOWN

UKRAINE STADIUM PROJECT: KIEV

South Africa's successful application for hosting the World Cup has resulted in the construction of several new stadia. The construction or modernization of these new arenas coincides with novel ideas for the design. In all cases the roofs play the major role when it comes to the question of unique design and easy recognition. The roof is the most important element to create the stadium look. Since the cable net structures for the Olympic Stadium roof in Munich, we use all our knowledge and creativity to make the roof of a stadium the star of the event. This can easily be observed in South Africa. The stadium roofs in Johannesburg (Soccer City), Durban, Port Elizabeth and Cape Town were designed by structural consulting engineers schlaich bergemann und partner under the lead of Knut Göppert, are already widely known for their special designs.

In addition the presentation gives an overview of the most recent state of the Kiev Stadium NSK Olympiski, which is under construction at the moment.

Під час будівництва та модернізації стадіонів до проведення Чемпіонату Світу, що проходив у Південній Африці, застосовувались сучасні технічні рішення у галузі проектування, особливо покриттів, які з архітектурного погляду надають стадіону привабливого вигляду. Ще від часу зведення Олімпійського стадіону в Мюнхені автори перебувають у творчому пошуку, намагаючись зробити покриття «родзинкою» усієї споруди, про що свідчать спортивні об'єкти Південної Африки, запроектовані висококваліфікованими інженерами-будівельниками під керівництвом Кнута Гепперта, унікальні проекти якого широко відомі у всьому світі.

Автори детально висвітлюють процес зведення чотирьох спортивних об'єктів і висловлюють своє бачення щодо перспективного проектування систем покриття стадіонів, а також надають загальний огляд стану стадіону НСК «Олімпійський», що зводиться у м. Києві.



Thomas Moschner
schlaich bergemann und partner,
Stuttgart, Berlin, New York, Sao Paulo



Knut Göppert
schlaich bergemann und partner,
Stuttgart, Berlin, New York, Sao Paulo

SOCCER CITY STADIUM JOHANNESBURG.

The earth coloured «African Pot», the traditional calabash, as a melting pot of cultures can be seen as the unique Pan-African symbol. This was the main idea of the architects for the design of the biggest stadium on the African continent.

The stadium can accommodate 94000 spectators. The three tier levels can be reached via curved inner and outer ramps.

The Stadium is located in close neighbourhood to Soweto. Historical parts of the upper tier level of the old stadium (built in 1987), where Nelson Mandela was present during important events have been retained and conserved, whereas the whole rest of the stadium has been newly built.

Specially arranged coloured facade-panels with 6 colours and 3 textures on the surface changing from darker to lighter colours on the top as well as the light coloured upper membrane blend into the natural surroundings of the typical local «mine-dumps».

Starting from the architects images and ideas, schlaich bergemann und partner designed and

developed the optimised structure for the huge roof and the facade structure in close corporation with the structural engineers of the concrete tiers structure, PDNA of Johannesburg.

The overall shell geometry (roof and facade) derives from a torus with an outer diameter of 300 m which was defined in section by several radiuses.

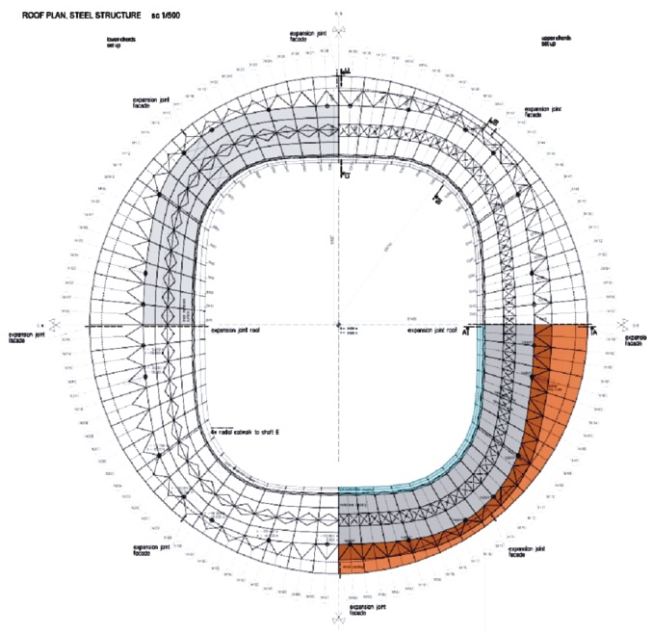
As the opening of the roof and the surrounding spatial ring truss (the most important structural element) follow the rectangular shape of the field and the arrangement of the tiers, both geometries combined create an impressive 3-dimensional curved structure.

The 800 m long spatial ring truss with its 3 chords (circular sections) is clad with polycarbonate panels. It is supported by 12 concrete shafts and 16 columns only.

The roof cantilever truss (open sections) length over the tiers is 38 m. The cantilevers are clad with arch supported PTFE membrane on the top side and an open mesh Glass/PTFE membrane on the bottom side. For the cladding of the inner edge of the roof also polycarbonate panels were used. Different



Soccer City Stadium,
Image by Steven Wilbrennick/Interbeton



Plan view of the structural system

from many different arch supported membrane roofs for stadia, the soccer city stadium uses a radial arch arrangement. This considers the comparative small panel size as well as the architectural idea of the «finger formed clay pot».

The slim shell structure of the facade, designed as curved steel beam is supported on inclined concrete columns and fixed on the top to the spatial ring truss.

The glass-fibre reinforced 13 mm thick concrete facade panels 1,2 m 3,6 m have been fabricated with natural colours and different textures and arranged exactly according to the architects special patterning design.

Info. Client: City of Johannesburg
Structural Engineers:

Roof and Facade: schlaich bergemann und partner, Stuttgart

Concrete Structure: PDNA, Johannesburg

Architects: Boogertman and Partners

(Bob van Beb-ber / Piet Boer), Johannesburg

Wind Engineering: Wacker Ingenieure, Birkenfeld

Contractors:

Main contractor: JV GLTA/Interbeton South

Africa / Netherlands

Main contractor roof: Cimolai, Pordenone / Italy

Membrane subcontractor: Hightex, Rimsting /

Germany

Fibre concrete subcontractor: Rieder, Austria

Capacity: 94.000 seats

Steelwork: 9.000 to

Roof area:

Upper membrane: 23.000 m² PTFE/Glass

Lower mesh membrane: 25.000 m² PTFE/Glass

Vertical mesh membrane: 2.000 PES/PVC

Glazing: 12.000 m² Polycarbonate, t = 12 mm

Facade area: 35.000 m² fibre reinforced concrete,

t = 13 mm

Start design – Completion:

April 2006 – February 2010

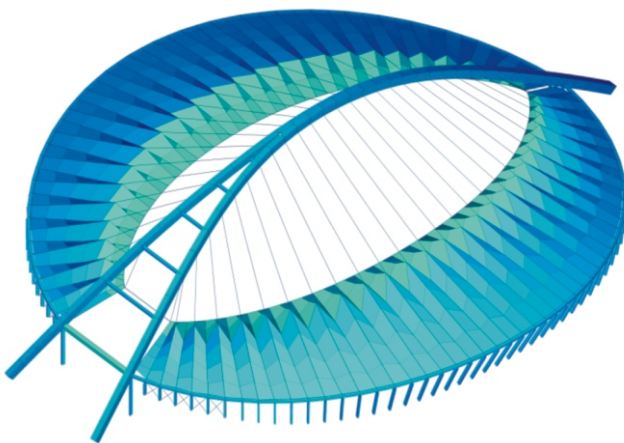
MOSES MABHIDA STADIUM, DURBAN. As part of the City of Durban's redevelopment program the projected World Cup stadium was chosen to create an icon for the KwaZulu Natal region and Durban, being the 2nd largest city in South Africa. The ambitious plan to gain international attention enabled the lead Architects von Gerkan Marg und Partner, Berlin, the lead structural engineers schlaich bergemann und partner, Stuttgart and BKS, Durban to design an outstanding stadium of unprecedented scale and beauty and therefore won the design competition.

The scope of work for the structural engineers did also include all erection engineering, the checking of all workshop drawings and surveys, the site and fabrication supervision as well as the technical lead for the tender process and the implementation phase for the client.

The multipurpose stadium with a possible capacity of 85.000 seats features a unique roof structure of 46.000 m² of Glass/PTFE membrane being prestressed against a cable net. The cable net is tensioned against two steel compression rings along the perimeter of the stadium and a major arch structure with 103 m height and 360 m distance between its foundations.



Plan Moses Mabhida Stadium Image by Markus Bredt



Analysis model

Governed by the high wind loads in close proximity to Durban's coastline the membrane structure required a rather dense cable support structure to minimize the membrane stresses. To achieve a global safety factor of greater than 5, as stipulated in the European design guide for tensile surface structures, the distance in plan between ridge and valley cables needed to be reduced to a maximum distance of only 8 m at the outside perimeter (compression ring).

Often the installation procedures reduce the material strength remarkably, especially when effective quality control is missing. To achieve the required safety factor in reality, a detailed investigation into the strength deterioration due to, manufacturing, handling, packing and installation was undertaken, to overcome the critical strength reduction due to folding of the glass/PTFE material. In order do not accept mishandling the breaking strength of the virgin material and the installed

material was defined and tested in several stages, even on installed material by taking out sub panels for testing.

The form found and most effective structural shape of the stadium roof drains 75 % of the rain water directly towards the gutter located at the compression ring. The remaining water is firstly running towards the tension ring, before it can be redirected naturally towards the compression ring in the areas underneath to the arches. To achieve this the membrane shape and the gutter located on the tension ring had to be form found in a specific manner. All membrane connections close to the gutter were connected using continuous cables and cable clamps requiring local membrane cut outs with unsupported membrane edges. These locations were designed and tested using bias cut and straight cut membranes.

The installation of the membrane panels was following structural design criteria that were derived using the local wind data of prevailing winds. Due to the open shape of the partly installed roof the wind loads during construction and therefore membrane stresses were higher than for the final building, even though reduced wind pressures for construction stages were used. Several construction stages, also for the membrane installation, had to be assessed in the wind tunnel.

Info. Client: City of Durban – eThekweni Municipality

Structural Engineers:

Roof: schlaich bergemann und partner, Stuttgart

Concrete Structure: BKS Durban, South Africa

Architects: gmp Architekten, Berlin

Wind Engineering: Wacker Ingenieure, Birkenfeld

Contractors:

Main contractor: JV WBHO / Group 5

Main contractor Roof:

Pfeifer Seil – und Hebetchnik, Memmingen

Membrane subcontractor: Birdair, Buffalo

Capacity: 70.000 World Cup mode, 54.000

legacy temporary seats will be substituted

by conference facilities, 85.000 Olympic mode

Roof area: 39.000 m² (vertical projection),

46.000 m² (membrane surface)

Steel work: 2.860 to main arch, 2.700

to compression ring and columns

Cable structure: 550 to

Start design – Completion

March 2006 – November 2009

NELSON MANDELA BAY STADIUM PORT ELISABETH. The Port Elizabeth, one of the South African cities selected to host the games of 2010 FIFA World Cup had the special challenge of building a world class sports arena.

A German design team started in 2005 the planning of the stadium, aiming to design a signature landmark that could be at the same time a structurally and economically meaningful building.

Contractors from South Africa, USA, Australia, Japan and Kuwait worked during 42 months in its construction, until its completion in April 2009.

Particular boundary conditions, as the frequent wind and an extremely corrosive environment, due to high temperatures combined with a high degree of humidity and salt content of the air required individual solutions from the very initial design of the roof until its final completion.

The architectural planning team was inspired by the privileged site, an elevated platform next to the North End Lake, to create a building that could be remarkable and visible from afar.

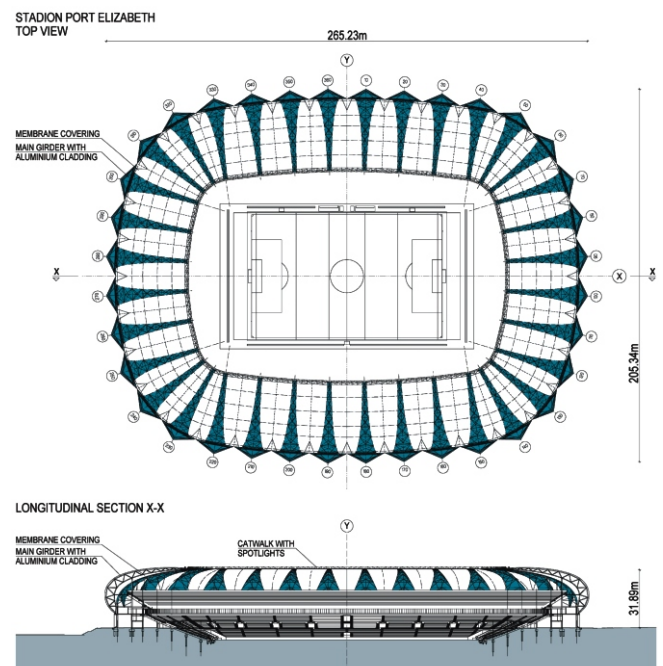
Roof and facade had a fundamental role in the planning process – integrated in an interesting interplay of concave and convexes forms, both created not only the stadium identification, but functionally they also provided a wind shelter for the internal stands. In addition to the wind tunnel tests to determine the wind loads acting onto the roof, a wind comfort study for the stands and the field was performed to provide the maximal comfort to the spectators as well as the owner's confidence in the project. Again, schlaich bergermann und partner's approach to control all stages of a project, from first design ideas until the last bolt being placed, was a fundamental contribution to the success of the project.

Thirty-six triple chord steel girders of spatial tubular framework, cantilevering over the grandstands, carry the roof and simultaneously articulate the unique outer appearance of the stadium like petals of a flower growing on top of monumental facade columns and tapering off towards the centre of the stadium, all together forming a calyx in a ridge and valley shape.

The girders, clad with aluminum standing seam sheeting, form the ridges. Fabric panels of PTFE coated glass fibre membrane, spanning between the girders, form the valleys and dewater the roof. The alternation of translucent and opaque material is visible as a series of illuminated surfaces: at day



Nelson Mandela Bay Stadium Image by Grinaker-LTA



Plan view, longitudinal section

from inside – at night from outside. A ring beam connecting the tops points of the girders forms the inner edge of the membrane bays and carries a circular walkway integrating the flood light system.

Polysiloxane based corrosion protection with high UV resistance has been chosen for the structural steelwork; movable and accessible parts are duplex coated. All relevant details of connections of the membrane and the aluminium sheeting had to pass a long term salt spray test to demonstrate their applicability.

Port Elizabeth stadium construction performed an interesting experience in the coordination of international suppliers and contractors, in a complex, but successful example of globalisation.



The steel framework girders were prefabricated in Kuwait and shipped to Port Elizabeth in parts. Next to the bowl, the girders were assembled on falsework templates considering tight tolerances. After surveying, the 45 m long 25 m wide curved 55 t trusses were lifted in position on top of the R/C structure by a crawler crane. Due to a maximum wind speed for the crane activity, most lifts had to be done in the early morning hours and had to be finished before the wind frequently started to increase. The membrane panels, fabricated in Japan, were unfurled on a temporary net spanning between the girders and pretensioned in steps. A big part of the aluminium sheeting has been installed by climbers sheet by sheet since only the area next to the facade was accessible by a movable shoring tower.

Besides accommodating sports events like a 2010 quarter final, the stadium also houses conference rooms, offices, gastronomy and corporate boxes.

The major legacy of Port Elizabeth stadium is, therefore, its remarkable contribution to the revitalization of the quarters around North End Lake, transforming the area with its architectural presence and opening its doors for the public, even beyond the final whistle of the 3rd place playoff match in South Africa this year.

Info. Client: Nelson Mandela Bay Metropolitan Municipality

Design Team Roof

Architects: von Gerkan Marg und Partner, Berlin

Roof engineers: schlaich bergemann und partner, Stuttgart

Local coordination: Iliso Consulting, Port Elizabeth

Wind engineering: Wacker Ingenieure, Birkenfeld Contractors

General Contractor:

Joint Venture Grinaker-LTA / Interbeton;

Steel and Membrane structure: Taiyo Membrane Corporation – Birdair, Australia/USA

Aluminium Cladding:

CC George Roofing, Cape Town, South Africa

Steel manufacture: ABJ, Kuwait

Capacity

48600 seats, thereof 45 940 permanent

Covered area: 30000 m²

Steel Structure: 2300 t

Membrane: 22000 m² Glass-PTFE membrane

Aluminium Cladding: 22500 m²

Costs Roof: ca. 22mio €

Start design – Completion

November 2005 – April 2009

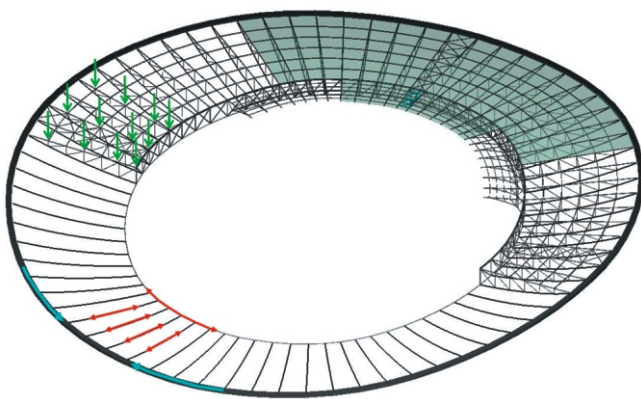
THE NEW CAPE TOWN STADIUM. The new Stadium in Cape Town is set into the spectacular scenery of the Table Mountain, Lions Head, City Bowl and Atlantic Ocean. Although the location within the Greenpoint Common Area was controversial at the beginning – set inbetween a golf course, cricket grounds, tennis courts, etc. – the completed building shows a respectful integration into its environment and surroundings. The design was driven by two main criteria: first, the city set forth specific criteria, which limited the maximum height of the building. The second parameter was the dominating impression of the horizontal silhouette of the Table Mountain. A simple spoke-wheel roof, as has been done many times before for other stadiums, was not possible due to the required height of the columns, which would have exceeded the limit by far. Even a cantilevered roof would have required a construction height at the outer edge that would have exceeded the set limit. Furthermore, to create a counterpoint to the Table Mountain, the eaves of the building should have an intentional curvature to their shape.

The final result is a roof design consisting of a strongly undulating compression ring, a suspended cable net and an elevated truss girder structure. The latter one stabilizes the «soft» cable net in case of unbalanced loads and lifts up the actual roof surface to an elevation that allows for natural dewatering to the outside. Since the suspension roof requires additional weight to bear uplift forces, the entire cladding system of the roof was designed as glazing, a first for any stadium roof. A mesh membrane, located underneath the truss girders and spanning between the radial cables, closes the roof void from below and positively influences the visual appearance, acoustic behaviour and wind exposure level. Only the cantilevering part of the structure, from the ring cable to the inner roof edge remains uncovered from below. The glazing above this area is clear, whereas on the rear part of the glazing (with the membrane underneath) a layer of white print was applied to its lower surface. Great importance was also attached to the design and appearance of the roof surface, since it is visible from many highly frequented observation points as well as from the higher situated properties of Greenpoint, and therefore acts as a «facade».

The lateral facade consists of an offset steel structure made of vertical and horizontal beams, which are connected to the concrete structure behind by diagonal struts. The horizontal beams,



Cape Town Stadium Image by Bruce Sutherland



Structural system of the roof

curved in plane, are arranged in front of the facade surface and therefore form a visible horizontal division of 14 strips. The steel structure is covered with a silver coloured mesh membrane. Its doubly-curved single panels form an almost chameleon-like skin, which intriguingly changes the appearance of the stadium in colour and translucence depending on the exterior lighting conditions.

Due to the seaside location and typically extreme wind conditions in Cape Town the wind loading was, of course, the governing aspect of the design of the structure. A particularity for the design was that not only the pressure values according to the standards had to be taken into account, but also the specific topographic conditions at that particular location between Table Mountain, Signal Hill and the close sea. The final wind loads acting on the structure had to be investigated by two different wind tunnel tests. The first one used a topographic model to determine the specific local wind and gust conditions, while the second one applied these first results to the model of the stadium building.

Another challenge specific to this structure was the interaction between cladding (glazing) and deformation. Despite the stiffening effect of the truss girders, the resulting deformations of the structure are not negligible; this means that there is significant amount of warping and bias/distortion in the substructure of the glazing. To allow for this, numerous tests had to be conducted to develop the bearing details for the glazing, which allow for the required relative movement between the glass panes and substructure.

A perfect interplay between design architects and the structural engineers from schlaich bergemann und partner as well as the smooth cooperation between the engineers of the roof and facade structure with our colleagues responsible for the reinforced concrete structure formed a strong base for the successful completion of the project. Again, it has been proven that it is fundamental for projects of this complexity to have design, erection engineering, site and fabrication supervision as well as the checking of all workshop drawings concentrated in the hands of the lead structural engineers of the roof.

Info. Client: City of Cape Town

Structural Engineers:

Roof and Facade: schlaich bergemann und partner, Stuttgart

Concrete Structure: BKS Bellville, South Africa

Architects: Stadiumarchitects (gmp Berlin, Louis Karol, Point Architects both Cape Town)

Wind Engineering: Wacker Ingenieure, Birkenfeld

Contractors:

Main contractor: JV Murray&Roberts WBHO

Roof: JV Pfeifer-Birdair

Facade: JV Hightex Mostostal

Capacity: 68.000 (WC), 55.000 afterwards (temporary seats will be substituted by lounges)

Roof area: Glazing ~37.000 m², ~9000 single panes (2 8 mm TVG)

Lower membrane: 35.000 m² mesh fabric (PES/PVC)

Facade area: ~27.000 m² mesh fabric (Glas/PTFE)

Start design – Completion:

April 2006 – December 2009

NSK OLYMPIYSKIJ, KIEV. The roof of the Kiev Stadium will serve to protect the spectators of the redeveloped stadium in its both versions athletic stadium and soccer stadium.

The roof is a «ring cable structure» which is composed of two outer steel compression rings and an inner cable tension ring and two sets of radial cables, which connect and tension the first two components. This primary structure will be covered by membrane material.

The roof will cover the existing grand stands as well as parts of the running track and areas surrounding the stadium which will be constructed along the perimeter of the existing upper tier.

In plan the structure is symmetrical with respect to two axes its plan shape is defined by concentric sections of circles. The span of the roof (the clear distance between outer lower compression ring and tension ring) is about 64 m.

This light-weight tensile roof structure is self-contained, all permanent pretension forces of the cables are brought into equilibrium by the tension ring and the compression rings (CRs). These compression rings are slender steel hollow sections, resisting the horizontal forces of 80 pairs of radial cables connected to it. The upper and lower CR is connected via fin shaped bending columns, which carry only axial normal forces under permanent conditions. As subject to environmental loading these columns take also bending and transfer moderate horizontal forces into the bowl structure or the foundations.

Due to the enormous snow loads in Kiev a rather dense structural grid is chosen to minimise cable and member sizes and further to ease the use of highly translucent membranes. Advantage of this is that the old number of eighty gridlines can be used and the roof columns line up in a way with the upper tier structure.

All columns and bearings are arranged in a way that they transfer mainly vertical and radial forces, but no bending moments.

Info. Client: NSK Olympiyskij
Structural Engineers Roof:
schlaich bergemann und partner, Stuttgart
Architects: gmp Architekten, Aachen
Wind Engineering: Wacker Ingenieure, Birkenfeld
Contractors:
Main contractor: Kievmiskbud, Kiev
Main contractor Roof:
Masterprofi Ukraine, Dnepropetrovsk



Rendering of NSK Olympiyskij Stadium



Stadium under construction

Membrane subcontractor: Hightex, Rimsting
Capacity: 72.500
Roof area: 45.000 m²
Facade area: 17.500 m²
Steel work: 5.700 to compression rings + columns
Cable structure: 770 to
Start design – Completion
September 2007 – June 2011

- [1] *Schlaich J., Bergemann R.* Leicht weit, Light Structures. – München: Prestel-Verlag, 2003
- [2] *Göppert K., Haspel L.* WM 2010 Stadionsdach für die «Windy City» Port Elizabeth // Stahlbau 78 (2009): Heft 6. – Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG
- [3] *Koch K-M.* Membrane Structures. – München: Prestel Verlag
- [4] *Göppert K., Balz M.* Membrantragwerke // Stahlbaukalender 2009, Kapitel 7. – Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG
- [5] *Bruno A., Bollinger K., Davies J., Feldmann M., Grohmann M., Mazzolani F.* Steel: Case study 22 Fiera Milano and Case study 25 Green Point Stadium. – München: Edition DETAIL
- [6] *Balz M., Göppert K., Haspel L., Moschner T., Simon F.* 4 South African Stadium Projects. // TENSINEWS Nr 18, April 2010.
- [7] *Jaeger F.* (ed.). 3 Stadia 2010: Architektur für einen afrikanischen Traum – Berlin: Jovis, 2010, ISBN 3868590633

Надійшла 15.07.2010 р.

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЯ ТОРГОВО-ОФИСНОГО КОМПЛЕКСА

В настоящее время в строительной отрасли имеется широкое разнообразие архитектурных и планировочных решений для возводимых зданий и сооружений. Еще недавно одной из основных характеристик, позволяющих выделить новый объект из существующей застройки, был его внешний вид. В настоящее время гражданские здания (особенно торгово-офисные и спортивные) проектируются с учетом не только конструктивных и технических решений, но и эксплуатационных, функциональных и экономических показателей (стоимость строительства и содержания, будущие доходы), т.е. все чаще принимается во внимание их рента-



М.А. Шимановская
старший научный сотрудник ОАО
«УкрНИИпроектстальконструкция
им. В.Н. Шимановского», к.т.н.

бельность. Практика современного строительства свидетельствует о том, что рентабельное здание должно отличаться не только уникальным дизайном, запоминающимся архитектурным обликом и органично вписываться в окружающую городскую среду, но также иметь конструктивно рациональную форму и технологичную планировку. В последнее время к перечисленным характеристикам добавляется требование о многофункциональности сооружения, что объясняется ускорением ритма жизни современных мегаполисов и естественным желанием их жителей проводить как можно меньше времени в дороге от дома до работы, мест торговли или проведения досуга. Одновременный учет всех указанных требований в проектом решении является весьма сложной задачей, решение которой предполагает участие в работе целого ряда разноплановых специалистов – высококвалифицированных инженеров, экономистов, технологов, менеджеров по направлениям работ и др.

Одним из примеров подобного здания может служить торгово-офисный комплекс с объектами гражданского назначения и паркингом, строительство которого по проекту ООО «БИП-ПМ» и института «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» ведется в настоящее время в центре Киева на пересечении бульвара Леси Украинки и улицы Эспланадной по адресу Спортивная площадь, 1 (рис. 1).

Общая площадь комплекса составляет около 150000 м², полезная – 135000 м². Комплекс функционально разделен на два независимых блока – торгово-развлекательный и офисный. Торгово-развлекательный блок с габаритными размерами в плане 95 72 м состоит из четырех подземных и девяти надземных этажей, а также венчающей шестизэтажной овальной в плане

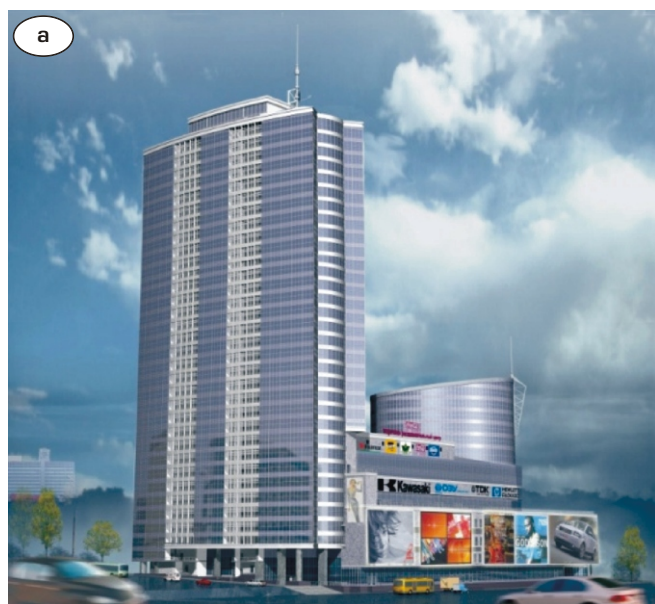


Рис. 1. Общие виды торгово-офисного комплекса:
а – со стороны улицы Бассейной;
б – со стороны улицы Рогнединской



Рис. 2. Общий вид торгово-офисного комплекса со стороны Спортивной площади в процессе строительства

офисной надстройки с размерами по осям овала 50 36 м и включает: паркинг (этажи с минус четвертого по минус второй), супермаркет общей площадью более 10000 м² (минус первый этаж), магазины, бутики и кафе (этажи с первого по четвертый), а также боулинг на 24-х дорожках, многозальный кинотеатр, детскую игровую зону, рестораны, салоны красоты, SPA-центры, фитнес-клуб с 25-метровым бассейном и развлекательные заведения различного назначения (этажи с пятого по девятый).

Офисный блок с габаритными размерами в плане 70 31 м представляет собой 33-этажный бизнес-центр с офисными помещениями класса премиум.

Первый блок комплекса конструктивно выполнен с применением металлического, а второй – железобетонного каркаса, причем перекрытия здания выполнены монолитными железобетонными. При проектировании металлического каркаса за основу была принята традици-

онная наиболее универсальная рамная схема с сеткой колонн 8 8 м. Колонны выполнены из сварных двутавров, а ригели, основные и второстепенные балки перекрытий – из сварных или прокатных профилей (рис. 2). Пространственная жесткость и устойчивость каркаса обеспечена за счет применения жестких узлов опирания колонн на фундаменты из буронабивных свай и примыкания ригелей к колоннам, а также использования дисков железобетонных монолитных перекрытий и системы связей.

По балкам перекрытий уложен стальной профилированный настил, надежно прикрепленный к их полкам и использующийся в виде

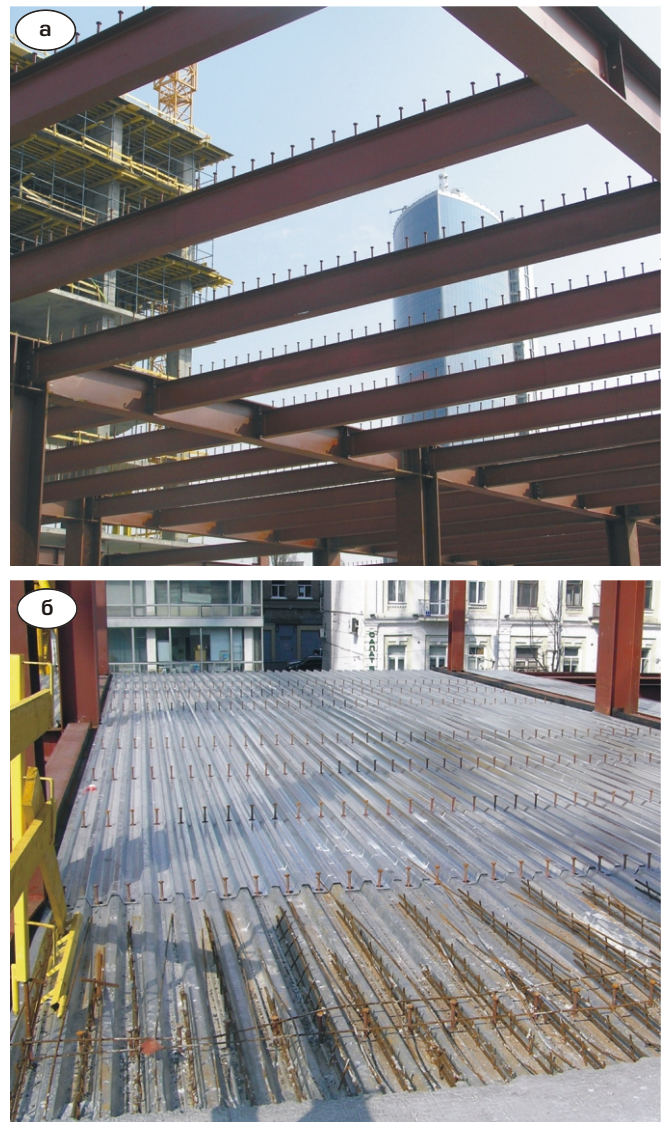


Рис. 3. Общий вид усиленного перекрытия торгово-развлекательного блока в процессе строительства:

а – балки с металлическими анкерами по верхним поясам;
б – подготовленное к бетонированию перекрытие

несъемной опалубки для монолитной железобетонной плиты толщиной 120 мм. При этом на первых семи этажах перекрытия выполнены с использованием металлических анкеров по верхним поясам балок, что значительно улучшает совместную работу бетона и металлической балки и, по сути, создает сталежелезобетонные диски перекрытий (рис. 3).

Стеновые ограждающие конструкции здания на большей части фасадов выполнены из стекла, а на некоторых участках – из сэндвич-панелей, для закрепления которых предусмотрены фахверковые стойки.

Отличительной особенностью строительства торгово-офисного комплекса явилось то, что после его начала в связи с очень удачным расположением площадки строительства в центре Киева в месте прохождения и пересечения значительных пассажиропотоков комплекс оказался в центре внимания различных торговых, спортивно-оздоровительных и развлекательных организаций, а также предприятий общественного питания и обслуживания, которые изъявили желание расположить здесь свои представительства. Однако, поскольку на этапе проектирования в соответствии с техническим заданием комплекс был рассчитан на размещение только определенного количества подобных учреждений, то для учета новых пожеланий пришлось вносить достаточно большие изменения в принятые проектные решения уже по ходу строительства. Последнее привело к необходимости проведения корректировок не только архитектурной части проекта, но и его конструктивных схем.

Среди всех вновь учтенных пожеланий можно выделить находящиеся в верхней части торгово-развлекательного блока 25-метровый бассейн фитнес-клуба глубиной 1,4 м и сопутствующие ему различные двухэтажные пристройки, корректировку места расположения и конфигурации многозального кинотеатра, а также увеличение этажности и изменение конфигурации овальной в плане офисной надстройки. Кроме того, необходимо отметить целый ряд изменений применительно к системам тех-

нологического обслуживания здания, а именно: технические помещения для размещения оборудования инженерных систем (котельная, трансформаторная, надстройки лифтовых шахт и лестничных клеток), опорные металлические конструкции под дополнительное технологическое оборудование (чиллера, дымовые трубы, грузопассажирский подъемник) и многое другое. Нельзя не отметить также вынужденную и существенную корректировку внутренней планировки блока, в том числе изменений в положении входов и выходов в здание, размещении лестниц и лифтовых шахт и пр.

Все указанные дополнения и изменения привели к увеличению (иногда существенному) нагрузок на несущие конструктивные элементы каркаса здания, что потребовало их последующего усиления. Кроме этого возникла необходимость установки дополнительных колонн и стоек каркаса с использованием как узлового, так и внеузлового их опирания на существующие балки. Последнее обусловило необходимость либо усиления сечений балок и узлов их примыкания к колоннам, либо установки дополнительных балок. В некоторых случаях усиление такого рода решалось за счет введения в конструктивную схему новых подкосов или связей.

Следует отметить, что все задачи, поставленные перед началом проектирования и возникавшие в процессе строительства торгово-офисного комплекса, были успешно решены. В настоящее время здание находится на заключительном этапе строительства перед сдачей в эксплуатацию.

Рассмотренный торгово-офисный комплекс, как и многие подобные объекты, по своему архитектурному решению, примененным при проектировании и строительстве сложным инженерным решениям по праву может быть отнесен к классу уникальных объектов и со временем станет украшением Киева.

Надійшла 02.06.2010 р.

ГУМОМЕТАЛЕВІ СЕЙСМОІЗОЛЮЮЧІ ОПОРИ

Незважаючи на широке застосування гумосталевих сейсмоізолюючих опор великої вантажопідйомності, їх довговічність та ремонтопридатність ще не достатньо обґрунтовані експериментально та теоретично. У міжнародній практиці сейсмостійкість будівель та споруд забезпечується сучасними сейсмосахисними системами, що включають різні типи гумометалевих опор. У вітчизняній практиці перевага надавалась конструктивним рішенням (гнучкі вставки, розмикання зв'язків тощо), які мають сейсмоізолювальні властивості.

Сейсмосахисні системи, які складаються із спеціальних заводських виробів, набули поширення у зв'язку з підвищенням вимог МАГАТЕ до сейсmobезпеки атомних електростанцій. Так у Франції ще у 70-х роках у проектах будівель реакторних відділень АЕС з реакторами типу ВВЕР використовувались гумометалеві сейсмоізолюючі опори фірми «СпїБатїньоль» – квадратні в плані блоки розміром 700 700 100 мм [1].

У 80-х роках минулого столїття обсяг використання сейсмосахисних систем, які включають пружні та пружноковзні опори, суттєво збільшився. Досвід їх застосування у Франції, США та Новій Зеландії узагальнено у роботах [2–4].

Для використання аналогічних рішень на будівництві АЕС колишнього СРСР було запропоновано ряд технічних рішень пружних, ковзних, пружноковзних і пружнодемпфіруючих опор, які в основному зводяться до поєднання металевих елементів із гумовими та іншими полімерними прошарками, призначеними для сейсмосахисних систем. Деякі з цих розробок були виконані на рівні винаходів [5]. Роботи виконувались у спеціалізованому енергетичному науково-дослідному і проектно-конструкторському інституті «Атомтеплоэлектропроект» (з 1986 р. «Атоменергопроект»). Однак, у зв'язку з припиненням будівництва нових атомних електростанцій після аварії на Чорнобильській АЕС виконання більшості інноваційних програм у сфері ядерної енергетики було припинено.



Я.Л. Кранцфельд
інженер ТОВ «ТЕП-СОЮЗ»,
почесний енергетик України
(м. Харків)

Одночасно в зарубіжній практиці продовжувалось інтенсивне освоєння сейсмосахисних систем, у т.ч. з використанням гумометалевих сейсмоізолюючих опор. Руйнівні землетруси, що відбулись у 1994–2005 рр. у Японії, США та Китаї, підтвердили їх надійність та працездатність. Випробування потужними реальними сейсмічними впливами пройшли і круглі, і квадратні в плані гумометалеві опори, в т.ч. зі свинцевими серцевинами. В цих опорах було використано гуму з різноманітними демпферувальними характеристиками [6, 7]. Такий позитивний досвід стимулював використання сейсмосахисних систем із гумометалевими опорами в РФ, зокрема – при будівництві багатоповерхових будівель у складних сейсмічних і геологічних умовах м. Великі Сочі [8]. При цьому було застосовано гумометалеві опори, виготовлені в Китаї та Італії, довговічність яких оцінена в інтервалі 20–50 років. Якщо врахувати, що директивний строк експлуатації капітальних будівель, встановлених на ці опори, зазвичай становить 100 років, то виникає питання про їх надійність у часі, тобто: безвідмовність, довговічність та ремонтопридатність. Якщо перша із цих характеристик підтверджується досвідом роботи таких опор в умовах реальної сейсміки, а також експериментальними дослідженнями, то достовірною інформацією щодо їх довговічності та ремонтопридатності фактично відсутня.

Ще в середині 80-х років були сформульовані наступні загальні вимоги до сейсмосахисних систем, які використовуються на АЕС [9]:

- сейсмостійкі опори та енергопоглинальні пристрої повинні витримувати багаторазові підземні поштовхи і динамічні перевантаження;

- сейсμοзахисна система повинна забезпечувати можливість перевірки її стану, ремонту і заміни елементів;
- сейсμοзахисна система повинна бути багатоконпонентною, її конструкція має забезпечувати надійну роботу системи у випадку виходу з ладу одного з її елементів;
- сейсμοзахисна система повинна витримувати коливання температур, обводнення, бути пожегобезпечною.

Ці вимоги, на наш погляд, слід застосовувати і до сейсμοзахисних систем при зведенні висотних будівель і деяких інших об'єктів, пов'язаних із перебуванням у них великої кількості людей, чи життєзабезпеченням населених пунктів, розташованих у зонах високої сейсмічності і розрахованих на тривалі директивні строки експлуатації. Однак на сьогодні відсутня інформація про можливість вжиття заходів, які б забезпечили реалізацію цих вимог у випадках використання гумометалевих опор, у т.ч. зі свинцевими серцевинами, чи іншого «м'якого» металу, а відомості про їх випробування носять фрагментарний характер. Наприклад у [6] описуються випробування однієї з чотирьох круглих у плані гумометалевих опор діаметром 600 мм, на яких було зведено невелику (10 10 м у плані) триповерхову будівлю, яка витримала землетрус інтенсивністю до 9 балів за шкалою MSK-64. Каркасна конструкція будівлі з розташуванням опор у прохідній підвальній частині забезпечувала вільний доступ до сейсμοізолюючих опор, а відносно невелике статичне навантаження від будівлі, що припадає на одну опору, дозволило, використовуючи тимчасове навантаження, дістати її з будівлі, у якій вона перебувала в робочому стані протягом майже семи років (1996–2003). Візуальним та експериментальним дослідженнями ознак старіння гуми і змін міцнісних і деформаційних технічних характеристик опори не виявлено.

Але ці висновки не можна вважати показовими через наступні причини:

- огляд і експерименти в даному випадку проводились з опорою, яка експлуатувалась відносно недовго (~ 10 % від директивного);
- старіння гуми викликається впливом чинників, головними із яких є підвищена температура середовища, статична втома, що

виявляється в результаті довгострокового перебування опори в інтенсивному напруженому стані, прямий вплив озону, а також частота і тривалість циклічних динамічних навантажень, тобто багаторазові деформації гумових шарів.

Однак, у даному випадку підвищення температури в експлуатаційний період не було зафіксовано, а при наявному низькому рівні напруженого стану опор (12 % від несучої здатності) статична втома гуми проявиться не може. Щодо динамічних впливів, то в [6] вказується лише на один поштовх, і навіть за наявності декількох афтершоків кількість циклів динамічного деформування не призведе до зменшення міцності матеріалу – т.з. динамічної втоми гуми.

Таким чином, результати випробувань не можуть бути використані для оцінки довговічності гумометалевих опор у реальних умовах експлуатації. При цьому конструкція сейсμοізованої офісної будівлі в даному випадку дозволяє демонтувати опори, що свідчить про її ремонтпридатність і, відповідно, можливість модернізації сейсμοзахисної системи.

В описаних у [10] атестаційних випробуваннях гумометалевих опор фірми «FIP industrial S.p.A» (Італія) експериментальна оцінка довговічності здійснювалась моделюванням умов інтенсивного старіння гуми шляхом витримання випробувальних виробів протягом 21 доби за температури +70 °С. Критерієм довговічності слугував модуль зсуву, експериментально встановлене значення якого, після штучного старіння G_c , не повинно більш ніж на 15 % перевищувати експериментально встановлений на цій опорі модуль зсуву G до штучного старіння, тобто:

$$G_c < 1,15G. \quad (1)$$

Рівень довговічності при виконанні умови (1) в [10] не наводиться. Крім того, для деякої гуми (наприклад, силіконової) суттєвий вплив на довговічність спричиняють температури, вищі +100 °С, що підтверджується також розрахунками з використанням температурно-часової залежності для полімерів (рівняння С. Арреніуса і його модифікації) та експериментальними даними.

Крім цього, при виконанні атестаційних досліджень, описаних в [10], не моделювався експлуатаційний напружений стан гумометалевих опор, так як постійне стиснення досліджуваних виробів обмежувалось 6 МПа (21 % від граничного і до 40 % від експлуатаційного рівнів напруження) і підтримувалось лише на період, необхідний для визначення статистичного і динамічного модулів зсуву. Таким чином, результати атестаційних досліджень також не дають уяви про довговічність гумометалевих опор, а конструктивні рішення сейсмосахисної системи в цілому не пристосовані до заміни, ремонту та моніторингу стану сейсмоізолюючих виробів, із яких вона складається в період їх експлуатації.

Висновки.


1. Надійність сейсмосахисних систем, основними сейсмоізолюючими елементами яких є гумометалеві опори різних типів, значною

мірою залежить від довговічності та ремонтопридатності останніх.

2. Сейсмосахисна система, яка складається з полімерних виробів, повинна забезпечувати моніторинг їх стану і можливість заміни, тобто мати безумовну ремонтопридатність.

3. При використанні гумометалевих опор великої вантажопідйомності (1000 т і більше) та великих габаритів (круглих діаметром 1000 мм і більше або квадратних з розмірами в плані 1000 1000 мм і більше) їх заміна в експлуатаційному режимі пов'язана з певними технічними труднощами, тому доцільним є розроблення спеціальних конструкцій опор, які б забезпечували технологічність і безпеку операцій із їх заміни, а також збереження необхідної несучої здатності всієї сейсмосахисної системи в період ремонтно-модернізаційних робіт. Одне з таких конструктивних рішень у теперішній час патентується за участі автора статті.

- [1] Кранцфельд Я.Л. Новый тип сейсмостойкого основания для реакторного отделения АЭС. «Энергетическое строительство за рубежом», 1979. – № 4. С. 14–15.
- [2] Gucroud R., Noch-Lxroux J.-P. Seismic isolation using sliding-elastomer bearing pads. «Nuclear Engineering and Design», 1985, Vol. 84. № 3. P. 363–377.
- [3] Derham C.I., Kelly J.M., Thomas A.G. Nonlinear natural rubber bearing for seismic isolation. «Nuclear Engineering and Design». 1985, Vol. 84. № 3. P. 417–428.
- [4] Bucle I. New Zealand seismic base isolation. «Nuclear Engineering and Design», Vol. 84. № 3. P. 313–326.
- [5] Скользящая опора для строительных элементов. Авторское свидетельство СССР № 696115. 1979 г.
Упруго-скользящая опора для строительных конструкций. Авторское свидетельство СССР № 910989. 1980 г.
Упруго-скользящая опора для строительных элементов. Авторское свидетельство СССР. № 936653. 1982 г.
Упруго-фрикционная опора. Авторское свидетельство СССР №1041650. 1983 г.
Упруго-скользящая опора для строительных конструкций. Авторское свидетельство СССР № 1672034. 1991 г.
- [6] Смирнов В.И. Анализ надежности сейсмоизолированных зданий при разрушительных землетрясениях в Японии. «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений», 2009. – № 5. – С. 24–32.
- [7] Смирнов В.И. Поведение изолированных зданий при Нортриджском землетрясении в США. «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений», 2009. – № 5. – С. 36–40.
- [8] Смирнов В.И. Современные методы снижения сейсмических нагрузок на здания – сейсмоизоляция, демпфирование. VIII Российская национальная конференция по сейсмической безопасности. Тезисы Докладов. Москва–Сочи, 2009. – № 5. – С. 15–16.
- [9] Edinger J.M., Kelly J.M., Seismic isolation for nuclear power plants. «Nuclear Engineering and Design», 1985. Vol. 84. № 3. P. 383–409.
- [10] Смирнов В.И. Испытания высокодемпфирующих резиноталлических опор для применения в сейсмоизолированном здании гостинично-туристического комплекса «See Plaza» в г. Сочи. «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». 2009. – № 4. – С. 40–48.

Надійшла 13.05.2010 р. 

VI МІЖНАРОДНА НАУКОВО-ТЕХНІЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ «БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ СПОРТИВНИХ ТА ПРОСТОРОВИХ СПОРУД: СЬОГОДЕННЯ ТА ПЕРСПЕКТИВИ РОЗВИТКУ»



У м. Києві 6–10 вересня 2010 р. відбулася VI Міжнародна науково-технічна конференція «Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку», організована ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» за підтримки Міністерства регіонального розвитку та будівництва України, Національної академії наук України, Міжнародної асоціації з оболонкових та просторових конструкцій (IASS), Академії будівництва України, Комітету наземного і гідротехнічного будівництва Польської академії наук. Спонсорами конференції виступили: Star Seismic Europe Ltd, ВАТ «ЖЗОК», ТОВ «Промбудремонт».



А.А. Гром
завідувач науково-дослідного відділу
технічного розвитку
ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім.В.М. Шимановського», к.т.н.

На засіданнях конференції було розглянуто 55 доповідей, підготовлених 78 вченими і фахівцями з 10 країн – України, Росії, Білорусі, Казахстану, Узбекистану, Німеччини, Франції, Польщі, Угорщини та Ізраїлю – за наступними напрямками досліджень:

- особливості проектування стадіонів, готелів, мостів і шляхопроводів до Євро-2012;
- розроблення раціональних типів будівельних конструкцій, експериментально-теоретичні дослідження роботи елементів та з'єднань;
- розвиток методів розрахунку та проектування будівельних конструкцій та споруд;
- проблеми технічної експлуатації, методи оцінювання технічного стану та визначення залишкового ресурсу будівельних конструкцій;
- розвиток і удосконалення нормативної бази в галузі будівництва.

Перед початком роботи учасників конференції привітали голова правління ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» О.В. Шимановський, заступник директора Інституту електрозарядження ім. Є.О. Патона Л.М. Лобанов, президент Академії будівництва України Г.К. Злобін.

На пленарних засіданнях з доповідями виступили В.М. Гордєєв, І.М. Лебедич, Ю.І. Серьогін, М.Л. Грінберг, Ю.І. Терещенко та І.З. Шульман (Україна), А.Я. Найчук (Білорусь), Апанас Лех та Войцех Сікерський (Польща), Золтан Баго та Адам Жарночай (Угорщина), Томас Мошнер (Німеччина).

Актуальною темою пленарних засідань було ознайомлення з унікальним архітектурно-конструктивним рішенням вантово-тентового покриття над трибунами стадіону НСК «Олімпійський» у м. Києві, висвітлене у доповіді І.М. Лебедича та Ю.І. Серьогіна. Головною особливістю стадіону є оригінальна система великопрогонового вантово-тентового покриття над трибунами. Усі колони покриття закріплюються до фундаментів шарнірно, що дозволяє уникнути виникнення в них великих згинних моментів і зробити конструкції привабливими з архітектурної точки зору. На сьогодні в реалізації проекту беруть участь десятки вітчизняних проектних і виробничих організацій. Успішне завершення цього проекту дозволить Україні піднятися ще на одну сходинку у справі створення сучасних унікальних великопрогонових будівельних комплексів.

На пленарних засіданнях розглядалися дерев'яні клеєні конструкції, які використовуються у будівництві об'єктів спортивного призначення (А.Я. Найчук). Був представлений проект покриття стадіону з трибунами на 15 тис. глядачів, конструкцію якого запроєктовано у вигляді гратчастого купола діаметром 120 м із клеєної деревини. Було з'ясовано, що найбільш складними при проектуванні дерев'яних клеєних конструкцій є вузлові з'єднання, які сприймають значні внутрішні зусилля.

На пленарних засіданнях розглядалося також питання динамічних випробувань конструкцій трибун Познанського стадіону, що були висвітлені в роботі Войцеха Сікерського. У доповіді був розглянутий поетапний процес випробування, а також представлені його результати з детальним аналізом.



Відкриття конференції

Робота конференції проводилась у п'яти секціях.

У роботі першої секції «Особливості проектування стадіонів, готелів, мостів і шляхопроводів з нагоди проведення чемпіонату Європи 2012 р. з футболу» взяли участь і виступили з доповідями О.В. Шимановський, В.В. Холькін, О.П. Лисенко, В.М. Васильов, С.Г. Кузнецов, В.З. Клименко, А.Є. Любін, В.І. Гуляев, І.В. Драган, В.П. Кириленко, П.С. Шльонський та ін.

Серед питань, що розглядались, був аналіз аеродинамічних навантажень на покриття стадіонів у залежності від їхньої геометричної форми (Р.М.Павловський). У доповіді відзначалося, що робота ґрунтується на результатах комплексних експериментальних науково-дослідних робіт, проведених у 2006–2008 роках у найбільшій в Україні аеродинамічній трубі ТАД-2. Метою цих робіт було отримання розподілу коефіцієнтів вітрового навантаження на поверхнях фізичних макетів стадіонів у містах Дніпропетровську, Харкові і Вільнюсі. Загальний аналіз отриманих результатів експериментальних досліджень дозволив дійти висновку, що розподіл коефіцієнтів статичного вітрового навантаження завжди є унікальним і не відповідає стандартним схемам. Зазначалося, що під час проектування слід звертати увагу на підвищені вітрові навантаження, що діють на верхній обріз контуру покриття. Було відзначено, що при значному зазорі між зовнішнім краєм навісу і верхнім краєм стін фасадів збільшується швидкість руху повітря вздовж нижньої поверхні покриття, що може збільшити вітрове навантаження на нього.

У роботі С.Г. Кузнецова розглядався моніторинг метеорологічних впливів на конструкції покриття стадіонів. Було з'ясовано, що метеорологічні впливи в умовах забудованих територій формуються багатьма природними факторами: снігові, вітрові та температурні поля всередині і над міськими районами зумовлені широким спектром атмосферних процесів. Основною метою роботи було представлення методу натурального вивчення метеорологічних впливів на конструкції покриття стадіону в реальних умовах забудови.

В інших доповідях розглядалися конструктивні рішення несучих металоконструкцій покриття над трибунами стадіону в м. Львові (Г.Г. Зубко, С.М. Евель), просторові вантово-ґратчасті покриття глядацьких будівель (О.Є. Любін), великопрогонові просторові конструкції системи «БрДТУ» (В.І. Драган) та ін.

У роботі другої секції «Розроблення раціональних типів будівельних конструкцій, експериментально-теоретичні дослідження роботи елементів та з'єднань» взяли участь В.М. Гордеев, Г.В. Ленда, В.К. Цихановський, О.І. Кордун, С.В. Козлов, В.В. Шалінський, О.І. Голоднов, Н.Т. Доан, І.С. Цимбалістий, В.В. Гайдайчук, Л.О. Кагановський, М.М. Шалобита, М.П. Гордіюк, В.П. Уласевич, О.В. Костюк, Я.Д. Семенюк, В.Ф. Мушчанов, Г.М. Трусов, І.В. Атаманенко, Р.І. Кінаш, М.А. Давлятов, Ш.М. Давлятов, В.В. Фурсов та ін.

Розглядалися нові рішення вузлових з'єднань стрижнів структурних одношарових ґратчастих конструкцій, які були висвітлені в доповіді Л.О. Кагановського, були запропоновані трубчасті стрижні та вузлові елементи, що забезпечують передачу діючих у стрижнях зусиль за допомогою болтів, які працюють на подвійний поперечний зріз. Відзначено, що запропоновані конструктивні рішення, у порівнянні з традиційно використовуваними вузловими з'єднаннями стрижнів системи «MERO», мають переваги, які зумовлені підвищенням технологічності виготовлення та надійності за рахунок зниження концентрації напружень в елементах.

У доповіді В.М. Гордеева, присвяченій особливостям роботи багаторядних фрикційних з'єднань на високоміцних болтах, розглядалися болтові з'єднання, що сприймають змінні за величиною зусилля. Було показано, що за відсутності проковзування ці зусилля сприймаються тільки крайніми рядами болтів. На основі теорії пристосовуваності встановлено діапазони зміни зусиль, при яких з'єднання зберігає працездатність незалежно від числа циклів навантаження.

Доповідь М.М. Шалобити була присвячена особливостям напружено-деформованого стану та методам розрахунку на міцність нового вузла з'єднання стрижневих елементів металевих структурних конструкцій типу «БрДТУ».



Робочі засідання конференції

У результаті аналізу конструкцій цих вузлів було виявлено, що несуча здатність і деформаційність забезпечуються високоміцними болтами та товстостінною сферичною оболонкою. Як показало зіставлення розрахунків і експериментальних даних, використання запропонованого геометричного параметра дозволяє визначити рівень максимальних навантажень для сфер вузлових елементів з точністю, достатньою для проектування сталевих конструкцій.

У роботі «Розрахунок на міцність великопрогонових залізобетонних оболонок із зовнішнім листовим армуванням методом скінченних елементів» (В.К. Цихановський, О.І. Кордун) розглядалися питання розрахунку міцності великопрогонових залізобетонних оболонок із зовнішнім листовим армуванням методом скінченних елементів. Було проведено дослідження напружено-деформованого стану нової комбінованої оболонкової конструкції вертикального циліндричного резервуара великої місткості для зберігання нафтопродуктів. У загальному підсумку роботи було отримано нову адаптовану методику дослідження комбінованих конструкцій з використанням тонких залізобетонних оболонок із зовнішнім листовим армуванням у якості покриттів циліндричних резервуарів великої місткості.

В інших доповідях розглядалися деформаційні розрахунки стрижневих систем довільної геометричної структури (О.В. Костюк), просторові системи фундаментів житлових та громадських будівель на нерівномірно-деформівній основі (Я.Д. Семенюк), оптимізація попередньо напружених перехресних систем ферм (М.А. Давлятов), проектування та реконструкція спортивних арен різного призначення (В.В. Фурсов), особливості реконструкції критих плавальних басейнів в агресивних умовах тощо.

У роботі третьої секції «Розвиток методів розрахунку та проектування будівельних конструкцій та споруд» узяли участь С.О. Довгий, А.Д. Головенко, В.З. Клименко, А.В. Махінко, С.Ф. Пічугін, В.М. Гордєєв, І.І. Годзинський та ін.

Доповідь В.З. Клименка була присвячена питанням розвитку методик розрахунку стиснуто-згинних елементів дерев'яних конструкцій в історичному аспекті.

У доповіді С.О. Довгого «Обчислювальні технології для визначення аеродинамічних навантажень та впливів» було представлено результати порівняльного аналізу математичних моделей, чисельних методів та обчислювальних технологій, результати яких забезпечують вимоги ДБН В.2.2-24:2009 при проведенні досліджень у галузі будівельної аеродинаміки. Зазначалося, що актуальними питаннями будівельної аеродинаміки є визначення осереднених та миттєвих інтегральних та розподілених навантажень на конструкції та споруди, прогнозування виникнення резонансного вихрового збудження тощо.

В інших доповідях розглядалися проблеми застосування кватерніонів у задачах формоутворення криволінійних стрижнів (В.М. Гордєєв, І.І. Годзинський), квазістатичні методи динамічного розрахунку споруд баштового типу (С.П. Пічугін, О.В. Махінко) та ін.

У роботі четвертої секції «Проблеми технічної експлуатації, методи оцінювання технічного стану та визначення залишкового ресурсу будівельних конструкцій» узяли участь І.А. Іванова, В.Б. Лисов, В.В. Шалінський, І.С. Цимбалістий, В.М. Гордєєв, С.В. Колесніченко, В.А. Головченко, В.П. Редченко, З.А. Шульман, А.П. Іванов, В.Ф. Мушанов, А.Б. Купрієвич, В.С. Мостовий та ін.

У доповіді С.В. Колесніченка розглядалися питання попередження аварійних ситуацій в умовах вичерпання ресурсу металевих конструкцій. Попередження аварійних ситуацій запропоновано виконувати в рамках програми забезпечення надійності та системи управління безпекою. Було зазначено, що проблема безпечної експлуатації будівельних сталевих конструкцій будівель та споруд може бути вирішена виключно шляхом проведення комплексних заходів.

І.С. Цимбалістий у доповіді «Ліквідація аварійного стану автошляхового переходу по спорудах греблі ДніпроГЕС» дійшов висновку, що корозійні процеси у конструкціях автопроїзду відбувалися в результаті протікання води через проїжджу частину. Із цього випливає, що без виконання робіт із заміни конструкцій деформаційних швів та поновлення гідроізоляції ремонт нижчерозташованих конструкцій проводити не слід. Зазначено, що для заміни деформаційних швів доцільно використовувати конструкції фірми «Maureg», які пройшли багаторічні дослідження та випробування і відповідають вимогам ISO 9001 та нормативної бази України.

Розглядалися також питання визначення міцності арматури методом «зрізу різьби» (Ю.А. Отрош), вібраційна діагностика просторових конструкцій великого розміру (В.П. Редченко), категорії дефектів та пошкоджень сталевих конструкцій для формування реєстраційних систем при обстеженні будівель та споруд (С.В. Колесніченко) та ін.

У роботі п'ятої секції «Розвиток і удосконалення нормативної бази в галузі будівництва» узяли участь І.П. Булеєв, В.П. Корольов, О.М. Гібаленко, В.Є. Симонович, М.Є. Самойленко, Я.С. Гук та ін.

У доповіді Я.С. Гука «Районування території Закарпатської області за максимальними сніговими та вітровими навантаженнями» було зазначено, що максимальні снігові навантаження для території Закарпатської області нормами СНиП 2.01.01.82 і ДБН В.1.2-2:2006 визначені не досить точно, тому за-



пропоновано розглядати вітрове навантаження на споруду як сукупність нормального тиску, прикладеного до її зовнішньої поверхні або до її елементів; сил тертя, спрямованих по дотичній до зовнішньої поверхні (для стін із лоджіями і подібних конструкцій), нормального тиску, прикладеного до внутрішніх поверхонь будівель з повітропроникними огорожами, з прорізами, що відчиняються або постійно відкриті.

Було розглянуто питання конструктивної пристосованості сталезалізобетонних конструкцій з позицій корозійної стійкості та довговічності (В.П. Корольов); встановлення показників якості протикорозійного захисту на основі вимог стандарту підприємства шляхом діагностики корозійного стану конструкції (О.М. Гібаленко); розроблення механізмів забезпечення технічного стану будівельних об'єктів із урахуванням рівня корозійної небезпеки (І.П. Булеєв) та ін.

Доповіді конференції опубліковані у Збірнику наукових праць інституту «УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» (вип. 5 та 6)^{*}, який ВАК України віднесено до фахових видань.

Конференція сприяла вирішенню багатьох актуальних проблем будівництва і пройшла як школа передового досвіду, творчих дискусій, апробації нових ідей і прогнозування перспективних напрямів розвитку.

За результатами роботи конференції учасники прийняли наступні рішення:

- відзначити успішну діяльність інституту «УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» у розробленні державних будівельних норм, гармонізованих із Європейськими стандартами;
- схвалити тенденції щодо проектування спортивних та просторових споруд із урахуванням архітектурної виразності, технологічності на стадіях виготовлення та монтажу, захисту від механічних пошкоджень та хімічної корозії;
- звернути особливу увагу на контроль стану існуючих мостів, висотних споруд, нафтових, паливних і технологічних ємностей для попередження їхнього критичного зносу і спонтанних руйнувань з метою забезпечення екологічних природоохоронних вимог і виключення загрози здоров'ю і життю людей;
- продовжувати удосконалювати матеріали, технології виготовлення і монтажу конструкцій, ремонту і реконструкції будівель і споруд;
- продовжити вивчення проблем технічної експлуатації, методів оцінки технічного стану і визначення залишкового ресурсу металоконструкцій;
- враховуючи вертикальне зонування українських Карпат і Криму, а також недостатнє висвітлення кліматичних навантажень і впливів у цих регіонах при розробленні нових кліматичних норм для території України, окремо випустити додаток до норм по Закарпатській області і Криму;
- інституту «УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» звернутись до Мінрегіонбуду України з пропозицією щодо розроблення доповнень до діючих норм стосовно проектування металевих силосів із гофрованими стінками;
- звернутись до Мінрегіонбуду України з пропозиціями щодо розширення фінансування фундаментальних та прикладних розробок за основними науковими напрямками з питань оцінки технічного стану та залишкового ресурсу об'єктів тривалої експлуатації, схвалених постановою Кабінету Міністрів України від 18.06.2008 р. № 184;
- рекомендувати проведення експериментально-теоретичних досліджень фахівцями ІЕЗ ім. Є.О. Патона НАНУ та ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» з метою розроблення методів розрахунку конструкцій з урахуванням впливу залишкового напруженого стану з подальшим включенням їх у відповідні нормативні документи;
- сприяти продовженню досліджень із розподілу вітрового навантаження на конструкції великопрогонових споруд (у т.ч. і покриттів над трибунами стадіонів) шляхом продування моделей в аеродинамічній трубі Національного авіаційного університету;
- сприяти прийняттю проекту ДБН «Конструкції з цільної і клеєної деревини. Норми проектування», який підготовлено провідними фахівцями в області дерев'яних конструкцій;
- рекомендувати розширити співробітництво з міжнародними організаціями і установами в галузі будівництва шляхом укладання угод про взаємний обмін досвідом, науковцями і спеціалістами, а також проведення спільних науково-технічних конференцій;
- з метою гармонізації діючих норм з європейськими нормативними документами щодо протикорозійного захисту потенційно небезпечних об'єктів створити організаційно-методичні засади для впровадження вимог конструктивної пристосованості та технологічної раціональності сталевих конструкцій і їхніх захисних покриттів у розрахунках на корозійну стійкість, довговічність і ремонтпридатність за граничними станами на стадії проектування та підготовки виробництва металоконструкцій;
- запропонувати проведення II Міжнародної науково-практичної конференції-виставки «Донбас-Ресурс – 2011. Якість і безпека у будівництві» з метою залучення провідних науковців до вдосконалення принципів технічного регулювання в зазначеній сфері та розроблення відповідних запобіжних заходів для зниження техногенних ризиків в основних галузях економіки України 12–16 вересня 2011 р. у містах Донецьку і Маріуполі.

Надійшла 14.10.2010 р.

* Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського – К.: Вид-во «Сталь», 2010. – Вип. 5 – 271 с. та Вип. 6 – 268 с.

ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !

Вимоги щодо публікації статей:

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

ДО ВІДОМА РЕКЛАМОДАВЦІВ !

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

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

ОБКЛАДИНКА (190 x 220 мм):

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

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

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

Рекомендовано до друку вченою радою ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського» (протокол № 8 від 25.11.2010 р.)

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

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

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

Комп'ютерна верстка – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Кучер А. В.**

Підписано до друку 09.12.2010 р. Формат 60 84/8. Папір крейдяний. Друк офсетний. Ум.-друк. арк. 8,1.

Тираж 300 прим.

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

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

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



ВАТ «ЕЛЕКТРОВАЖХІМПРОЕКТ»

Рік заснування 1922

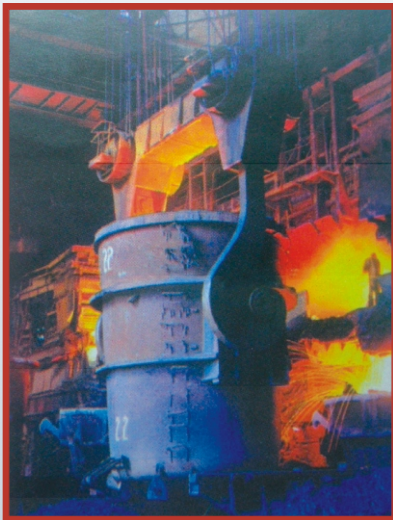


КОВАЛЬЧУК В.В.,
директор ВАТ
«Електроважхімпромект»

Відкрите акціонерне товариство «ЕЛЕКТРОВАЖХІМПРОЕКТ» – провідний спеціалізований інститут з комплексної електрифікації та автоматизації промислових підприємств, який входить до складу Державної корпорації «Укрмонтажспецбуд», – працює в будівельній галузі понад 85 років.

ВАТ «ЕЛЕКТРОВАЖХІМПРОЕКТ» виконує всі стадії проектних робіт від техніко-економічних обґрунтувань і технічних завдань до робочої документації, у т.ч.: електропостачання, силове обладнання, автоматизований електропривід, локальні системи автоматизації та системи діагностики устаткування, АСК ТП, телемеханіка і диспетчеризація тощо.

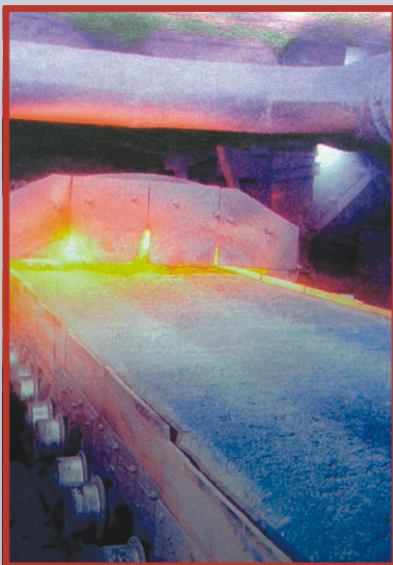
Інститут здійснює комплектацію устаткування, шефмонтаж і пусконаладжувальні роботи, інженерні вишукування. Його діяльність спрямована на використання сучасних технологій електротехнічного проектування, економію енергоресурсів, ефективне виробництво та автоматизацію технологічних процесів задля забезпечення якості продукції та виконання вимог замовника.



Сталеплавильне виробництво

Ефективність капітальних вкладень, надійність роботи електроустановок та використання індустріальних методів електромонтажних робіт на запроектованих ЕЛЕКТРОТЯЖХІМПРОЕКТОМ об'єктах забезпечуються:

- ✔ обладнанням технічних поверхів, багатопверхових електротехнічних приміщень, блокуванням будівель тощо;
- ✔ раціональними засобами каналізації електроенергії;
- ✔ переважно відкритим прокладанням електричних мереж;
- ✔ застосуванням комплектного крупноблокового електроустаткування;
- ✔ використанням електроприміщень і постів управління з легких огорожувальних конструкцій;
- ✔ застосуванням залізобетонних фундаментів як заземлювачів;
- ✔ виконанням на ЕВМ усієї проектної документації для конструювання, виготовлення та монтажу електрообладнання;
- ✔ формуванням кабелів у пучки з попередньою заготовлюю їх на монтажно-заготівельній ділянці (МЗД).



Агломераційне виробництво



Зливкоподача блюмінга 1150

**ВАТ «Електроважхімпромект»
гарантує високу якість науково-технічної продукції**

Адреса: вул. Леніна, 41, м. Дніпропетровськ, 49000

ВАТ «ЕЛЕКТРОВАЖХІМПРОЕКТ»

Рік заснування 1922



За проектами інституту побудовані сучасні металургійні комплекси та агрегати, серед яких чимало таких, що не мають собі рівних у світі – найбільший в Європі колесопрокатний цех ВАТ «Нижньодніпровський трубопрокатний завод», осепрокатний цех на заводі ім. Дзержинського, цех біметалевих труб ВАТ «Дніпропетровський трубний завод», трубопрокатний агрегат 30102 на Нікопольському південнотрубному заводі, стан «550» на заводі ім. Петровського, агрегат безперервного об'ємного гартування рейок на Дніпропетровському трубному заводі та багато інших.



САВАНЧУК М.І.,
головний інженер ВАТ
«Електроважхімпроект»

Успішно працюють зведені за кордоном сучасні прокатні та трубопрокатні агрегати, металургійні об'єкти – трубопрокатні і трубоелектрозварувальні стани на Волзькому трубному та Віксунському металургійних заводах, реконструйований рейкопрокатний цех з установкою неперервного гартування рейок на Новокузнецькому меткомбінаті в Російській Федерації, аглофабрики в Індії, Югославії, металургійні об'єкти у В'єтнамі, Китаї, Пакистані та інших країнах.

На будівництві промислових підприємств успішно впроваджені високовольтні струмопроводи, низьковольтні комплектні установки та тиристорні електроприводи, закриті електропідстанції, об'ємні пости керування, індустриальні електроприміщення та багато інших прогресивних розробок та технічних рішень, створених фахівцями ВАТ «ЕЛЕКТРОВАЖХІМПРОЕКТ».

Принципові та конструктивні рішення щодо систем керування електроприводами технологічних і допоміжних машин, механізмів і установок спрямовані на:

- ✔ автоматизацію керування за заданими програмами;
- ✔ використання в якості засобів керування та автоматизації сучасної напівпровідникової та мікропроцесорної техніки;
- ✔ використання крупноблокового комплектного електроустаткування високої заводської та монтажної готовності;
- ✔ дистанційний контроль за роботою устаткування;
- ✔ діагностику стану устаткування тощо.

Використання оригінальних, високоефективних рішень на рівні винаходів гарантує сучасний технічний рівень проектних розробок у галузі автоматизованого електроприводу. Більше 100 таких рішень проектувальників інституту захищені авторськими свідоцтвами.



Повітряна лінія електропередачі 110 кВ



Феросплавне виробництво



Цех вулканізації шинного заводу

**ВАТ «Електроважхімпроект» відкритий до співпраці.
Наш досвід – гарантія Вашого успіху!**

Контактна інформація: (056) 745-33-33 e-mail: institut@ethp.dp.ua