

**ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ  
«УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»**

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

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

**ГОЛОВНИЙ РЕДАКТОР**  
Адріанов В.П.

**ВІДПОВІДАЛЬНИЙ СЕКРЕТАР**  
Лукашевич Т.І.

#### РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ

Абрашкевич Ю.Д., д.т.н., проф.  
Беркута А.В., к.е.н.  
Голоднов О.І., д.т.н., проф.  
Гончаренко Д.Ф., д.т.н., проф.  
Гордеев В.М., д.т.н., проф.  
Гуляев В.І., д.т.н., проф.  
Єгоров Є.А., д.т.н., проф.  
Кваша В.Г., д.т.н., проф.  
Корольов В.П., д.т.н., проф.  
Лантух-Лященко А.І., д.т.н., проф.  
Лобанов Л.М., академік НАНУ,  
д.т.н., проф.  
Мушанов В.П., д.т.н., проф.  
Оглобля О.І., д.т.н., проф.  
Пасечнюк В.Л.  
Пічугін С.Ф., д.т.н., проф.  
Стоянов В.В., д.т.н., проф.  
Шимановський О.В., член-кор. НАНУ,  
д.т.н., проф.

#### МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА на 2012 — 2013 роки

Абель Д., д.т.н., проф. (США)  
Агош З., д.т.н., проф. (Словаччина)  
Белоев М., к.т.н. (Болгарія)  
Грінченко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)  
Зюлко 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)  
Розерт Х., д.т.н., проф. (Німеччина)  
Сидорович Є.М., д.т.н., проф. (Білорусь)  
Спарлінг Б., д.т.н., проф. (Канада)  
Трощенко В.Т., академік НАНУ, д.т.н., проф. (Україна)  
Тулєбаєв К.Р., д.т.н. (Казахстан)  
Шугаєв В.В., д.т.н., проф. (Росія)  
Янковяк Р., д.т.н., проф. (Польща)



2'2012

Виходить 4 рази на рік

# ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

Заснований у листопаді 2007 року

## ЗМІСТ

### НАУКА – ВИРОБНИЦТВО

#### О.В. Шимановський

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН НИТОК  
СКІНЧЕНОЇ ЖОРСТКОСТІ З ЖОРСТКО-ПЛАСТИЧНОГО МАТЕРІАЛУ  
З ЛІНІЙНИМ ЗМІЦНЕННЯМ . . . . . 2

#### В.П. Максименко, П.В. Войтенко

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ  
ФУНДАМЕНТНОЇ ПЛИТИ НА ОСНОВІ ТРИВИМІРНОЇ МОДЕЛІ . . . . . 9

#### Ю.А. Мешков, С.А. Котречко, А.В. Шиян, В.И. Большаков, О.П. Носенко

ОЦЕНКА КАЧЕСТВА КОНСТРУКЦИОННЫХ СТАЛЕЙ . . . . . 16

#### Ю.И. Терещенко, Ф.Ф. Куклин

ВЛИЯНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ПОКРЫТИЯ  
НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ КАРКАСОВ  
ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ . . . . . 22

#### О.В. Яцько

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ УМОВ ЗЧЕПЛЕННЯ ВНУТРІШНЬОЇ ПОВЕРХНІ  
ТРУБИ З БЕТОНОМ У ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ. . . . . 26

### ПРОЕКТУВАННЯ У БУДІВНИЦТВІ

#### О.В. Шимановський, В.П. Адріанов

ОСОБЛИВОСТІ ТА НАСЛІДКИ РЕФОРМУВАННЯ ПРОЕКТНОЇ ДІЯЛЬНОСТІ . . . . . 32

### АРКОВІ КОНСТРУКЦІЇ

#### В.З. Кліменко

ПРИКЛАД ДЕГРАДАЦІЇ ЕФЕКТИВНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ ФОРМИ . . . . . 36

### ЗАРУБІЖНИЙ ДОСВІД

#### А.А. Беспяев, К.Р. Тулєбаєв, Т.М. Исаков

ПРИМЕНЕНИЕ МНОГОПУСТОТНЫХ  
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ПЛИТ  
СТЕНДОВОГО БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ  
В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ КАЗАХСТАНА . . . . . 41

### ЮВІЛЕЇНІ ДАТУ

СТОРОЖЕНКО ЛЕОНІД ІВАНОВИЧ  
(до 80-річчя від дня народження) . . . . . 47

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

УДК 539.3:624.074.04

## НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН НИТОК СКІНЧЕНОЇ ЖОРСТКОСТІ З ЖОРСТКО-ПЛАСТИЧНОГО МАТЕРІАЛУ З ЛІНІЙНИМ ЗМІЦНЕННЯМ

Викладена постановка задачі та наведені основні залежності для визначення напружено-деформованого стану нитки скінченної жорсткості, робота матеріалу якої описується моделлю ідеального жорстко-пластичного тіла зі зміцненням. Поперечний переріз нитки прийнятий у вигляді ідеального рівнополицевого профілю. Наведені умови змін фаз роботи нитки та рівняння для визначення розпору в нитці для кожної із фаз, а також результати числових досліджень.

Statement of a task is stated and the main dependences for definition of the stress-strained state of a thread of finite-stiffness which work of a material is described by model of an ideal rigid-plastic body with hardening are given. The cross-section of a thread is accepted in the form of an ideal equal shelf's profile. Conditions of change of phases of work of a thread and the equation for definition of efforts in a thread for each of phases are presented. Results of numerical researches are presented.

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

Урахування зміцнення в задачах пластичного деформування дозволяє не тільки краще враховувати особливості дійсного характеру роботи матеріалу, але й одночасно дає можливість виявити невраховані раніше запаси міцності конструкції. У низці практичних випадків розрахунку ці запаси можуть бути достатньо значними, тому таке уточнення діаграми напруження–деформація дає більш достовірні рішення. В роботі пропонується метод розв'язання вказаної задачі стосовно розрахунку ниток скінченної жорсткості з матеріалу зі зміцненням, заснований на використанні принципу можливих переміщень. У зв'язку зі значною нелінійністю задачі, що розглядається, принцип Лагранжа застосовується в своєму строгому вигляді, який, тим не менш, дозволяє виконати розв'язок у замкненій формі. При цьому розрахункові залежності мають компактний вигляд і дуже зручні для практичного використання.

Робота ниток скінченної жорсткості з матеріалу зі зміцненням може бути розглянута з використанням вихідних припущень і передумов, прийнятих при вивченні роботи пружних і пружно-пластичних ниток [1, 3]. Більше того, тут можуть бути застосовані отримані раніше умови рівноваги поперечного перерізу жорстко-пластичних ниток зі зміцненням [5], оскільки ніяких обмежень на характер зв'язку між напруженнями і деформаціями при виведенні цих функціональних залежностей не накладалося. Також зазначимо, що загальна послідовність побудови рішення для ниток скінченної жорсткості з матеріалу зі зміцненням практично не відрізняється від аналогічних задач для пружних і пружно-пластичних ниток. Однак розв'язки, як правило, виходять більш складними. У



**О.В. Шимановський**  
генеральний директор  
ТОВ «Укрінсталькон  
ім. В.М. Шимановського»,  
член-кореспондент НАН України,  
заслужений діяч науки і техніки  
України, д.т.н., професор

зв'язку з цим розглянемо найбільш просту, після ідеально-пластичної, апроксимацію діаграми роботи матеріалу, тобто приймемо матеріал таким, що зміцнюється лінійно. У цьому випадку напруження і деформація пов'язані відомою умовою

$$\sigma = E_0 \epsilon, \quad (1)$$

де  $E_0$  – модуль зміцнення.

Нагадаємо, що зазначена умова справедлива лише у разі, якщо величина напруження перевищує межу текучості матеріалу  $\sigma_T$ ; у протилежному випадку (при  $\sigma < \sigma_T$ ) розвиток деформацій у жорстко-пластичному матеріалі, за визначенням, неможливий, тобто  $\epsilon = 0$ .

Приймемо, що нитка з поперечним перерізом площею  $F$  і моментом інерції  $I$  навантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивності  $q = q_1 + q_2$  і перебуває в стані рівноваги (рис. 1, а). Будемо також вважати, що нитка на опорах закріплена шарнірно, а її поперечний переріз має ідеальний профіль. При виведенні розрахункових рівнянь приймемо як незалежну змінну площу поперечного перерізу  $F$ , а як шукану функцію – розпір  $H$ .

Для жорстко-пластичної нитки з лінійним зміцненням у загальному випадку необхідно розглянути три фази її роботи: першу – жорстку (рис. 1, б), а також другу і третю пластичні –

коли нейтральна вісь проходить всередині (рис. 1, в) і поза межами (рис. 1, г) поперечного перерізу нитки.

Насамперед відзначимо, що робота ниток, що розглядаються, у першій фазі значно відрізняється від поведінки пружних і пружно-пластичних ниток, які згідно з прийнятими вихідними допущеннями можуть або сприймати, або не сприймати вигин на всьому діапазоні зміни навантаження [1, 3]. Однак, оскільки у першій жорсткій фазі роботи в жорстко-пластичних нитках зі зміцненням виникають напруження менші ніж межа текучості, то відповідно до визначення жорстко-пластичного матеріалу нитка залишається недеформованою, а приріст кривини і відносного подовження її осі дорівнюють нулю. Тому робота цих ниток у першій фазі відбувається без вигину від навантаження, нитки сприймають тільки розпір, а їх поведінка може бути описана за теорією нерозтяжних ниток [2].

Жорстка фаза роботи закінчується, коли напруження у нитці досягають рівня, при якому створюються умови для реалізації граничного стану. При цьому, на відміну від нитки скінченної жорсткості з пружно-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням [4], реалізація граничного стану в будь-якому довільному поперечному перерізі жорстко-пластичної нитки зі зміцненням призводить (у зв'язку зі сприйняттям ниткою розпору і несприйняттям згинальних моментів) до поширення пластичних деформацій за всією її довжиною. Для цього значення розпору має задовольняти умову

$$\frac{H}{H_{гр}} \geq 1 \quad (2)$$

яка для випадку навантаження нитки, що розглядається, приймає вигляд

$$\frac{ql^2}{8y_0 H_{гр}} \geq 1 \quad (3)$$

де  $y_0$  – початкова стріла провисання;  $H_{гр} = \sigma_T F$  – граничний розпір нитки, тобто розпір, що викликає у перерізі нитки напруження, що дорівнюють межі текучості.

Після досягнення зовнішнім навантаженням значення, яке задовольняє умову (3), настає друга пластична фаза роботи, яка характеризується тим, що матеріал за всією довжиною нитки працює з лінійним зміцненням, а нейтральна вісь знаходиться всередині її поперечного перерізу (рис. 1, в). Відзначимо, що остання обста-

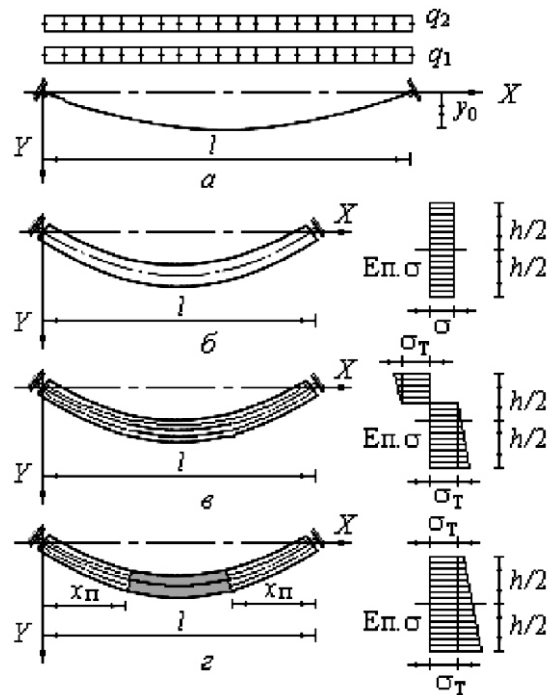


Рис. 1. Робота нитки скінченної жорсткості з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням: а – розрахункова схема нитки; б – перша жорстка і в, г – друга та третя пластичні фази роботи

вина є відмінною від ниток скінченної жорсткості з пружно-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням [4], у яких у другій фазі вигину в прогоні існує декілька різних за своїми властивостями ділянок. Для подальшого розв'язування задачі визначимо розрахункові залежності при деформуванні нитки скінченної жорсткості у другій фазі її роботи.

Якщо площа поперечного перерізу нитки отримає дуже малий, але скінченний приріст своєї величини, що дорівнює  $F$ , то зміняться внутрішні зусилля, що діють у нитці, і її геометрія. Згинальний момент  $M$  отримає деякий приріст  $M$ , кут між двома нескінченно близькими поперечними перерізами нитки – приріст  $\theta$ , а нитка переміститься зі свого положення рівноваги на величину  $y$ . Крім того розпір отримає деякий приріст своєї величини, що дорівнює  $H$ .

У другій фазі роботи вирази, що визначають вигнуту вісь нитки і епюру згинальних моментів, визначимо наступним чином:

$$y = \frac{(M^6 - H y_0) y_0^6}{H y_0^6 - M^6}; \quad (4)$$

$$M = \frac{(M^6 - H y_0) M^6}{H y_0^6 - M^6}, \quad (5)$$

де  $y^6$  і  $M^6$  – відповідно прогин і згинальний момент у балці, параметри якої подібні до нитки скінченної жорсткості.

Оскільки останні співвідношення отримані з урахуванням умов рівноваги, а також пропорційності прогинів і згинальних моментів у нитці скінченної жорсткості та аналогічній їй за всіма параметрами балці, то вони справедливі при будь-якій діаграмі . Необхідно тільки мати на увазі, що при визначенні зазначених параметрів у ці формули повинні бути підставлені відповідні залежності.

Тоді для приростів параметрів напружено-деформованого стану нитки для пластичної ділянки зі зміцненням ( $0 < x < l$ ) можна записати:

$$y = \frac{M^6 y^6 (y^6 - y_0) H}{(Hy^6 - Hy^6 - M^6)(Hy^6 - M^6)}; \quad (6)$$

$$M = \frac{(M^6)^2 (y^6 - y_0) H}{(Hy^6 - Hy^6 - M^6)(Hy^6 - M^6)}; \quad (7)$$

$$dx = \frac{T H}{E_0 H_{гр}} dx \quad \text{при} \quad \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 I k}{M_{гр}}; \quad (8)$$

$$dx = \frac{T}{M_{гр}} (I k - I k - I k) dx \quad \text{при} \quad \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 I k}{M_{гр}}; \quad (9)$$

$$d = \frac{1}{E_0 I (I - I)} \frac{I H (M^6)^2 (y^6 - y_0)}{(Hy^6 - Hy^6 - M^6)(Hy^6 - M^6)} - \frac{I M^6 (M^6 - Hy_0)}{(Hy^6 - M^6)} - I M_{гр} dx \quad \text{при} \quad \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 I k}{M_{гр}}; \quad (10)$$

$$d = \frac{M_{гр}}{2 E_0 I (I - I)} \frac{(M^6)^2 H (y^6 - y_0)}{M_{гр} (Hy^6 - Hy^6 - M^6)(Hy^6 - M^6)} - \frac{I H - H I}{H_{гр}} - I dx \quad \text{при} \quad \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 I k}{M_{гр}}. \quad (11)$$

При цьому зауважимо, що при виведенні останніх співвідношень значення кривини і відносного подовження осі нитки приймалися рівними  $k = \frac{M_{гр}}{E_0 I} = \frac{M}{M_{гр}} = 1$  і  $\epsilon_0 = \frac{T H}{E_0 H_{гр}}$  у випадку

$$\frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 I k}{M_{гр}}, \quad \text{а також} \quad k = \frac{M_{гр}}{2 E_0 I} = \frac{M}{M_{гр}} = \frac{H}{H_{гр}} = 1 \quad \text{і} \quad \epsilon_0 = \frac{T H}{M_{гр}} \quad \text{при} \quad \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 I k}{M_{гр}}.$$

Крім того було прийнято, що  $M_{гр} = T W_{гр}$  – граничний згинальний момент поперечного перерізу нитки за відсутності розпору, а  $W_{гр}$  – граничний момент опору профілю.

Знайдемо роботу зовнішніх сил і внутрішніх зусиль. Оскільки на нитку діє лише рівномірно розподілене навантаження  $q$ , то для роботи зовнішніх сил маємо:

$$U_1 = \int_0^l q y dx. \quad (12)$$

Робота внутрішніх зусиль складається з двох складових: роботи діючого в елементі  $dx$  зусилля  $H + H$  на переміщенні  $dx$  і роботи згинального моменту  $M + M$  на зміні кута між двома нескінченно близькими поперечними перерізами нитки  $d$ :

$$U_2 = \int_0^l (H - H) dx; \quad (13)$$

$$U_2 = \int_0^l (M - M) d. \quad (14)$$

Підставляючи в рівняння (12)–(14) відповідні співвідношення для зовнішніх сил, внутрішніх зусиль і можливих переміщень, приводячи подібні члени і застосовуючи принцип Лагранжа, згідно з яким сума робіт усіх зовнішніх сил і внутрішніх зусиль на нескінченно малих можливих переміщеннях системи з положення рівноваги дорівнює нулю, отримаємо:

$$\begin{aligned} & \text{■ при} \quad \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 I k}{M_{гр}} \\ & \int_0^l \frac{q M^6 y^6 (y^6 - y_0) H}{(Hy^6 - Hy^6 - M^6)(Hy^6 - M^6)} dx \\ & - \int_0^l \frac{T H (H - H)}{E_0 H_{гр}} dx \\ & - \frac{H I}{E_0 I (I - I)} \int_0^l \frac{(M^6)^3 (M^6 - Hy_0 - Hy_0) (y^6 - y_0)}{(Hy^6 - M^6)(Hy^6 - Hy^6 - M^6)^2} dx \\ & - \frac{I}{E_0 I (I - I)} \int_0^l \frac{(M^6)^2 (M^6 - Hy_0) (M^6 - Hy_0 - Hy_0)}{(Hy^6 - M^6)(Hy^6 - Hy^6 - M^6)} dx \\ & - \frac{I M_{гр}}{E_0 I (I - I)} \int_0^l \frac{M^6 (M^6 - Hy_0 - Hy_0)}{Hy^6 - Hy^6 - M^6} dx = 0; \quad (15) \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} & \text{при } \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 J k}{M_{гр}} \\ & \int_0^l \frac{q M^6 y^6 (y^6 - y_0) H}{(H y^6 - H y^6 - M^6)(H y^6 - M^6)} dx \\ & \int_0^l \frac{\tau}{M_{гр}} (I k - I k - I k) (H - H) dx \quad (16) \\ & \frac{H I}{2 E_0 I (I - I)_0} \int_0^l \frac{(M^6)^3 (M^6 - H y_0 - H y_0) (y^6 - y_0)}{(H y^6 - M^6)(H y^6 - H y^6 - M^6)^2} dx \\ & \frac{I}{2 E_0 I (I - I)_0} \int_0^l \frac{(M^6)^2 (M^6 - H y_0) (M^6 - H y_0 - H y_0)}{(H y^6 - M^6)(H y^6 - H y^6 - M^6)} dx \\ & \frac{M_{гр} (I H - I H - I H_{гр})}{2 E_0 I H_{гр} (I - I)_0} \int_0^l \frac{M^6 (M^6 - H y_0 - H y_0)}{H y^6 - H y^6 - M^6} dx = 0. \end{aligned}$$

Розділивши кожен член рівнянь (15) і (16) на  $H$  і переходячи потім до границі при  $H \rightarrow 0$  і  $F \rightarrow 0$ , остаточний розв'язок задачі з визначення розпору в нитці скінченної жорсткості з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням представимо у наступному вигляді:

$$\begin{aligned} & \text{при } \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 J k}{M_{гр}} \\ & E_0 I \int_0^l \frac{(M^6)^3 (M^6 - H y_0) (m_0 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^3} dx \\ & \frac{\tau I}{E_0 H_{гр}} \int_0^l \frac{H q}{q} \frac{M^6 m_0 (m_0 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^2} dx = 0; \quad (17) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{при } \frac{H}{H_{гр}} = \frac{E_0 J k}{M_{гр}} \\ & \frac{E_0 I}{2} \int_0^l \frac{(M^6)^3 (M^6 - H y_0) (m_0 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^3} dx \\ & \frac{q \tau I}{H M_{гр}} \int_0^l \frac{M^6 m_0 (m_0 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^2} dx \\ & \frac{M_{гр}}{2 H_{гр}} \int_0^l \frac{M^6 (M^6 - H y_0)}{H m_0 - E_0 I M^6} dx = 0, \quad (18) \end{aligned}$$

де  $m_0 = E_0 I y^6$ .

Значення інтегральних складових, що входять до останніх рівнянь, залежать від виду прикладеного до нитки навантаження і умов закріплення її кінців і можуть бути визначені безпосереднім або чисельним інтегруванням, або за квадратурними формулами Ньютона-Котеса.

Друга фаза роботи триває доки нейтральна вісь нитки знаходиться всередині її поперечного перерізу і закінчується, коли вона досягає верхнього поясу поперечного перерізу. Цьому моменту відповідає умова

$$\frac{H}{H_{гр}} = 1 - \frac{E_0 J k}{M_{гр}}, \quad (19)$$

яка після підставлення замість кривини  $k$  її значення, визначеного через згинальні моменти  $M$ , обчислені для найбільш навантаженого перерізу нитки (у даному випадку в середині прогону), приводиться до вигляду

$$\frac{6 E_0 I (q l^2 - 8 H y_0)}{M_{гр} (5 l^2 H - 48 E_0 I)} - \frac{H}{H_{гр}} = 1 = 0. \quad (20)$$

Після досягнення зовнішнім навантаженням значення, що визначається за допомогою останнього рівняння, розпочинається третя фаза деформування, коли в середині прогону нитки з'являється пластична ділянка скінченної протяжності, у якій нейтральна вісь проходить поза межами поперечного перерізу нитки (рис. 1, г). Визначимо розрахункові залежності при роботі нитки скінченної жорсткості в цій фазі вигину.

Зауважимо, що залежності, які визначають вигнуту вісь нитки і розподіл згинальних моментів за її довжиною, як уже зазначалося, зберігають вигляд (4) і (5). У свою чергу, збільшення параметрів напружено-деформованого стану нитки для пластичних ділянок, поперечні перерізи яких знаходяться у другій стадії роботи ( $0 < x < x_n, l < x_n < l$ ) також будуть описуватися співвідношеннями (6)–(11), а для пластичної ділянки, поперечні перерізи якої знаходяться у третій стадії ( $x_n < x < l - x_n$ ), прирости  $y$ ,  $M$ ,  $dx$  і  $d$  визначаються за формулами:

$$y = \frac{M^6 y^6 (y^6 - y_0) H}{(H y^6 - H y^6 - M^6)(H y^6 - M^6)}; \quad (21)$$

$$M = \frac{(M^6)^2 (y^6 - y_0) H}{(H y^6 - H y^6 - M^6)(H y^6 - M^6)}; \quad (22)$$

$$dx = \frac{\tau H}{E_0 H_{гр}} dx; \quad (23)$$

$$d = \frac{1}{E_0 I (I - I)} \frac{I H (M^6)^2 (y^6 - y_0)}{(H y^6 - H y^6 - M^6)(H y^6 - M^6)} \frac{I M^6 (M^6 - H y_0)}{(H y^6 - M^6)} dx. \quad (24)$$

Тут прийнято, що  $x_{\text{п}}$  – координата межі між пластичними ділянками, поперечні перерізи яких знаходяться у другій і третій стадіях роботи. Крім того, згідно з [5] кривина і відносне подовження осі ділянки нитки з розташованою поза межами поперечного перерізу нейтральною віссю приймалися рівними

$$k = \frac{M}{E_0 I}; \quad \epsilon = \frac{\tau}{E_0} = \frac{H}{H_{\text{гр}}} = 1.$$

Записуючи далі, як і при розгляді попередньої фази деформування нитки, вирази для роботи зовнішніх сил і внутрішніх зусиль для обох типів пластичних ділянок і складаючи рівняння принципу можливих переміщень, прийдемо до рівняння для визначення величини розпору в третій фазі роботи жорстко-пластичної нитки скінченної жорсткості з лінійним зміцненням матеріалу:

- за дотримання умови  $\frac{H}{H_{\text{гр}}} = \frac{E_0 I k}{M_{\text{гр}}}$  для пластичних ділянок, у яких нейтральна вісь проходить всередині поперечного перерізу,

$$2E_0 I \int_0^{x_{\text{п}}} \frac{(M^6)^3 (M^6 - H y_0) (m_0 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^3} dx + E_0 I \int_{x_{\text{п}}}^l \frac{(M^6)^3 (M^6 - H y_0) (m_0 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^3} dx - \frac{\tau l}{E_0 H_{\text{гр}}} H - 2q \int_0^{x_{\text{п}}} \frac{M^6 m_0 (m_0 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^2} dx - q \int_{x_{\text{п}}}^l \frac{M^6 m_0 (m_0 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^2} dx = 0; \quad (25)$$

- за дотримання умови  $\frac{H}{H_{\text{гр}}} = \frac{E_0 I k}{M_{\text{гр}}}$  для пластичних ділянок, у яких нейтральна вісь проходить всередині поперечного перерізу,

$$E_0 I \int_0^{x_{\text{п}}} \frac{(M^6)^3 (M^6 - H y_0) (m_0 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^3} dx - \frac{\tau}{M_{\text{гр}}} \frac{q I}{H} x_{\text{п}} - \frac{H M_{\text{гр}}}{E_0 H_{\text{гр}}} (l - 2x_{\text{п}}) + E_0 I \int_{x_{\text{п}}}^l \frac{(M^6)^3 (M^6 - H y_0) (m_0 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^3} dx - 2q \int_0^{x_{\text{п}}} \frac{M^6 m_0 (m_0 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^2} dx - q \int_{x_{\text{п}}}^l \frac{M^6 m_0 (y^6 - E_0 I y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)^2} dx - \frac{M_{\text{гр}}}{H_{\text{гр}}} \int_0^{x_{\text{п}}} \frac{M^6 (M^6 - H y_0)}{(H m_0 - E_0 I M^6)} dx = 0. \quad (26)$$

Координату межі між пластичними ділянками  $x_{\text{п}}$  визначаємо за формулою, отриманою з умови (19) із урахуванням кривини  $k$ , в свою чергу вираженої через згинальні моменти  $M$  і  $M^6$ , що в результаті дозволяє записати:

$$\frac{6E_0 I (l x_{\text{п}} - x_{\text{п}}^2) [q (l x_{\text{п}} - x_{\text{п}}^2) - 2H y_0]}{M_{\text{гр}} [H (l^3 x_{\text{п}} - 2l x_{\text{п}}^3 - x_{\text{п}}^4) - 12E_0 I (l x_{\text{п}} - x_{\text{п}}^2)]} = \frac{H}{H_{\text{гр}}} = 1. \quad (27)$$

Розв'язуючи рівняння (25) або (26) спільно з рівнянням (27), знайдемо невідому величину розпору  $H$  і координату межі між ділянками за довжиною нитки  $x_{\text{п}}$  для конкретних розмірів поперечного перерізу і величини зовнішнього навантаження. При цьому має дотримуватися відповідність між типом ділянки нитки і виглядом функцій  $y^6$  і  $M^6$ , які використовуються в обчисленнях.

Таким чином, повністю визначено поведінку жорстко-пластичної нитки скінченної жорсткості з лінійним зміцненням матеріалу та з ідеальним поперечним перерізом за межею пружності і встановлені залежності для знаходження параметрів напружено-деформованого стану нитки у всіх фазах її роботи.

Як результат отриманих рішень на рис. 2 наведена залежність переміщень, а на рис. 3 – розпору і згинальних моментів від інтенсивності додаткового рівномірно розподіленого навантаження. Напружено-деформований стан ниток скінченної жорсткості з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням досліджувався на нитках прогоном 30 м, кінці яких на опорах закріплені шарнірно, а поперечний переріз має ідеальний профіль. Було досліджено три типи ниток, що відрізняються один від одного лише параметрами поперечного перерізу, а саме: висота перерізу прийнята рівною 26,8; 60,0 і 89,0 мм, при цьому площа перерізу відповідно склала 2,11; 6,21 і 10,68 см<sup>2</sup>. Крім того відношення модуля зміцнення до модуля пружності матеріалу прийнято рівним  $E_0/E = 0,5$ , а межа текучості матеріалу –  $\tau = 220$  МПа.

Як свідчить рис. 2, у повній відповідності до прийнятої діаграми роботи матеріалу нитка залишається недеформованою аж до моменту досягнення навантаженням свого граничного значення (причому для нитки, поперечний переріз якої заввишки

$h = 26,8$  мм, значення граничного навантаження склало  $q_{гр} = 0,62 \cdot 10^3$  Н/м, для нитки з  $h = 60,0$  мм –  $q_{гр} = 1,82 \cdot 10^3$  Н/м і, нарешті, для нитки з  $h = 89,0$  мм –  $q_{гр} = 3,13 \cdot 10^3$  Н/м). І лише після перевищення навантаженням цього показника нитка починає переміщатися від свого початкового положення. При цьому можна вказати на дві характерні особливості – як якісну (пов'язану зі схемою деформування), так і кількісну (пов'язану з величинами переміщень) – які відрізняють поведінку ниток із жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням від роботи пружних і навіть пружно-пластичних ниток.

По-перше, схема деформованого стану ниток, що розглядаються, відрізняється від схеми деформування всіх інших ниток тим, що значення переміщень нитки як у чверті, так і в середині прогону практично однакові на всьому інтервалі зміни навантаження. Між тим, величини переміщень пружних і пружно-пластичних ниток у чверті прогону, як правило, завжди перевищують їх значення в середині прогону (особливо на початкових етапах навантаження), а іноді навіть мають протилежний знак. По-друге, нитки, що розглядаються, зазнають значно менших переміщень (у 2, 3 і більше разів), ніж пружні і пружно-пластичні.

Щодо фізичних позицій зміст цих відмінностей у роботі ниток має чітко виражене тлумачення. Дійсно відомо, що переміщення пружних і пружно-пластичних ниток у зв'язку з практично повною відсутністю початкового напруженого стану є кінематичними і відбуваються в цілому за рахунок зміни форми кривої провисання. Переміщення ж жорстко-пластичних ниток із лінійним зміцненням у зв'язку з наявністю значного (а точніше, граничного) напруженого стану на момент початку переміщення є деформаційними, тобто їхня природа є наслідком пластичного деформування матеріалу нитки. Саме останній фактор пояснює не тільки практичну рівність переміщень (і згинальних моментів також) розглянутих ниток як у чверті, так і у середині прогону, а й ті їх незначні значення, які виникають у нитці при її навантаженні.

Що ж стосується безпосереднього впливу жорсткості нитки на її деформативність, зауважимо, що з якісних позицій цей вплив є однаковим для всіх типів ниток (пружних, пружно- і жорстко-пластичних) і призводить до зменшення переміщень при збільшенні жорсткості. Так

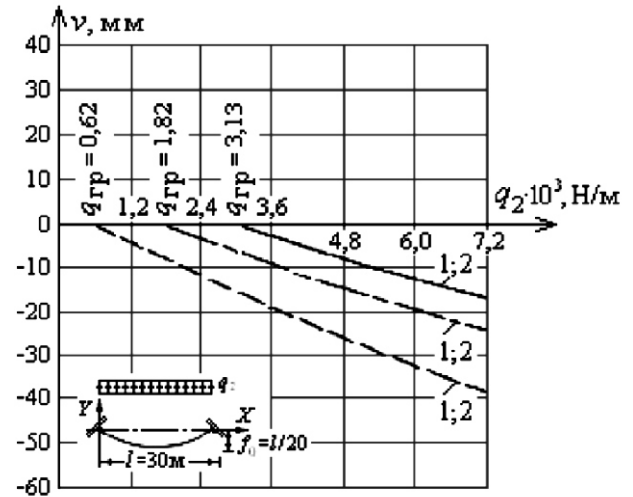


Рис. 2. Залежність переміщень ниток скінченної жорсткості з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням від інтенсивності додаткового рівномірно розподіленого навантаження:

1 – у чверті прогону; 2 – в середині прогону;  
- - - -  $h = 26,8$  мм; - - - -  $h = 60,0$  мм; —  $h = 89,0$  мм

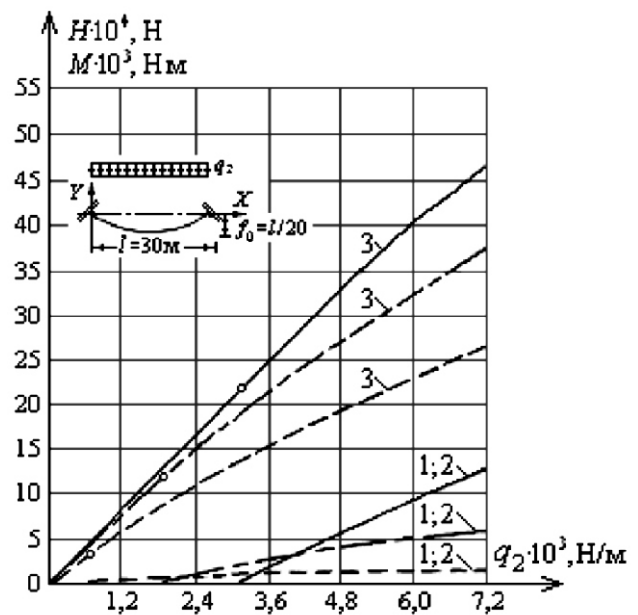


Рис. 3. Залежність зусиль у нитці скінченної жорсткості з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням від інтенсивності додаткового рівномірно розподіленого навантаження:

1 – згинальний момент у чверті прогону;  
2 – те ж, у середині прогону; 3 – розпір;  
- зміна фаз роботи нитки; - - - -  $h = 26,8$  мм;  
- - - -  $h = 60,0$  мм; —  $h = 89,0$  мм

при інтенсивності додаткового рівномірно розподіленого навантаження  $q^2 = 7,2 \cdot 10^3$  Н/м збільшення висоти поперечного перерізу нитки з 26,8 до 60,0 мм призводить до зменшення прогинів у 1,6 раза. В свою чергу, при збільшенні висоти поперечного перерізу нитки з 60,0 до 89,0 мм зменшення переміщень нитки склало 1,48 раза.

Криві змінення розпору і згинальних моментів для ниток різної жорсткості (різної висоти і відповідно площі поперечного перерізу) при дії додаткового рівномірно розподіленого навантаження наведені на рис. 3. Залежність розпору від інтенсивності додаткового навантаження наближена до лінійної у межах кожної фази вигину, причому ця крива має характерний злам у момент зміни фази. Зауважимо, що фази роботи нитки скінченної жорсткості з жорстко-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням змінюються тільки у разі (на відміну від пружно-пластичних ниток, зміна фаз в яких відбувається у момент появи перших пластичних деформацій) досягнення розпором свого граничного значення. В даному випадку для нитки з поперечним перерізом заввишки  $h = 26,8$  мм гранична величина розпору досягає  $H_{гр} = 4,64 \cdot 10^4$  Н, для нитки з  $h = 60,0$  мм –  $H_{гр} = 13,66 \cdot 10^4$  Н і, на решті, для нитки з  $h = 89,0$  мм –  $H_{гр} = 23,49 \cdot 10^4$  Н.

При цьому слід зазначити, що зменшення жорсткості нитки призводить при подальшому збільшенні навантаження до деякого уповільнення швидкості збільшення розпору.

Зі збільшенням жорсткості нитки збільшуються діючі в ній згинальні моменти. Так, згинальні моменти у нитці з поперечним перерізом заввишки 89,0 мм (при інтенсивності додаткового рівномірно розподіленого навантаження  $q_2 = 7,2 \cdot 10^3$  Н/м) перевищують згинальні моменти у нитці з поперечним перерізом заввишки 60,0 мм у 2,25 раза. В свою чергу, моменти у нитці з поперечним перерізом заввишки 60,0 мм більші ніж моменти у нитці з поперечним перерізом заввишки 26,8 мм у 5,6 раза. При цьому, як уже зазначалося раніше, величини згинальних моментів у жорстко-пластичних нитках із лінійним зміцненням матеріалу є практично однаковими як у чверті, так і у середині прогону.

- [1] Качурин В.К. Теория висячих систем. – М.-Л.: Госстройиздат, 1962. – 224 с.
- [2] Мацелинский Р.Н. Статический расчет гибких висячих конструкций. – М.-Л.: Госстройиздат, 1950. – 192 с.
- [3] Шимановский А.В. Исследование напряженно-деформированного состояния нитей конечной жесткости при активном нагружении и разгрузке // Прикладная механика. – 1991. – Т. 27. – № 11. – С. 110–117.

- [4] Шимановский А.В. Упругопластический расчет нитей конечной жесткости из упрочняющегося материала // Известия вузов. Строительство. – 1992. – № 2. – С. 27–32.
- [5] Шимановський О.В. Вплив зміцнення на роботу поперечного перерізу жорстко-пластичних ниток скінченної жорсткості // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2012. – № 1. – С. 2–4.

Надійшла 17.05.2012 р.

## У ТЕХНІЧНОМУ КОМІТЕТІ СТАНДАРТИЗАЦІЇ «МЕТАЛОБУДІВНИЦТВО» – ТК 301

24 квітня 2012 року в ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» відбулося чергове засідання колективних членів Технічного комітету стандартизації 301 «Металобудівництво», на якому були розглянуті питання щодо затвердження плану роботи комітету на 2012 рік, участі фахівців підкомітетів у виконанні завдань (39 розробок) Тематичного плану науково-технічних розробок із нормування та стандартизації на 2012 рік по Міністерству регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, а також були прийняті нові члени ТК «Металобудівництво».



УДК 624.044:624.012.45

## ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ФУНДАМЕНТНОЇ ПЛИТИ НА ОСНОВІ ТРИВИМІРНОЇ МОДЕЛІ

Розраховано три варіанти фундаментної плити в тривимірній постановці з врахуванням зміни характеристик бетону. На основі просторової розрахункової схеми висотної будівлі отримані дані напружено-деформованого стану фундаментної плити, створеної на основі теорії тонких плит Кірхгофа-Лява з врахуванням уточнювальних теорій Рейснера-Нагди, Амбарцумяна та ін., а також із використанням тривимірних скінченних елементів. Метою дослідження є оцінка доцільності використання просторових скінченних елементів при розрахунку товстих фундаментних плит. Для відповідності реальним умовам конструктивну схему будівлі змодельовано повністю з врахуванням впливу постійних, вітрових та сейсмічних навантажень. Відповідно до отриманих результатів можна дійти висновку, що такий метод моделювання дозволяє дослідити динаміку зміни напружено-деформованого стану фундаментної плити як в плані, так і за товщиною. Також важливим результатом дослідження є отримання оптимальної картини передачі зусиль на пальовий фундамент.

Within the limits of scientific work three variants of the base plate in the three-dimensional formulation, taking into account change of characteristics of concrete are calculated. On the basis of the spatial design model of a high-rise building the obtained data of the is stress-deformed condition of the base plate created on the basis of the theory of thin plates of Kirgofa-Ljafa with use of three-dimensional final elements and taking into account specifying theories of Rejsnera-Nagdy, Ambartsumjan, etc. The Research objective is to assess the expediency of using spatial finite element is at calculation of thick base plates. For conformity to real conditions, the constructive scheme of a building is simulated, taking into account the influence constant, wind and seismic by loadings. According to the results we can conclude, that such method of modeling allows to research the dynamics of change of stress-deformed state of the base plate, both in the plan and on a thickness. Also important result of the research is a base plate, both in the plan and on a thickness. Also important result of research is reception of the optimum picture transfer efforts at the pile base.

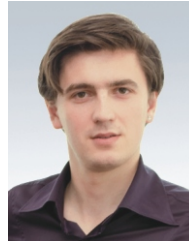
**Ключові слова:** фундаментна плита, просторовий скінченний елемент, матриця жорсткості, тривісний стиск, напружено-деформований стан, пальовий фундамент, тривимірна модель.

У теперішній час будівництво розширюється як за рахунок геометричних розмірів будівель, так і різноманіття та складності їх форм, внаслідок чого збільшуються робочі прогони будівель та висоти поверхів. Через нерівномірний розподіл навантажень від несучих вертикальних елементів по площі фундаментної плити виникають зони надмірної концентрації напружень. Додатково впливають також ґрунтово-геологічні умови.

У більшості випадків фундаментні плити розраховуються за допомогою програмних комплексів, для спрощення розрахунку використовуються гіпотези Кіргофа, а також уточнювальні теорії Тимошенка, який отримав диференційоване рівняння гіперболічного типу, що описує НДС плити з врахуванням впливу поперечних деформацій зсуву [2, 7]; теорія Рейснера-Нагди, що враховує поперечну деформацію зсуву і задовольняє три граничні умови у вигляді системи рівнянь шостого порядку [7]; Амбарцумяна, який встановив, що гіпотеза недеформованих нормалей для анізотропних пластин вносить неприпустимі похибки, які усуваються шляхом використання уточнювальних теорій [1, 2], та інші. Зазначені теорії дають похибку розрахунку для пластин значної товщини, особливо при дії зосереджених навантажень, тому що теорія тонких плит не враховує вплив зсувних деформацій та змінання в зонах



**В.П. Максименко**  
завідуючий сектором лабораторії висотного будівництва Науково-дослідного інституту будівельного виробництва (НДІБВ), к.т.н



**П.В. Войтенко**  
аспірант Київського національного університету будівництва і архітектури

концентрації вертикальних зусиль і потребує додаткового розрахунку на продавлювання. У таких випадках слід використовувати теорію товстих плит, в якій ця задача розглядається як просторова задача теорії пружності. Звісно, що при такому розрахунку мають місце похибки. Тому для визначення напружено-деформованого стану товстої плити потрібно використовувати розрахункову модель на основі просторових скінченних елементів з урахуванням усіх умов роботи.

**Вихідні співвідношення для просторового скінченного елемента.** Робота залізобетонних елементів, на відміну від бетонних, має ряд характер-

них особливостей. Якщо бетон, із деяким наближенням, можна вважати однорідним ізотропним матеріалом до моменту появи в ньому тріщин, то залізобетон є структурно неоднорідним анізотропним матеріалом. Характеристики анізотропії проявляються за наявності в залізобетоні двох матеріалів із різними деформативними характеристиками.

У залізобетонному елементі без тріщин бетон і арматура працюють спільно, і зусилля в такому елементі дорівнюють сумі зусиль у бетоні  $\{ \sigma_b \}$  та арматурі  $\{ \sigma_s \}$  [3]:

$$\{ \sigma \} = \{ \sigma_b \} + \{ \sigma_s \}. \quad (1)$$

Тоді матрицю жорсткості залізобетону можна отримати як суму відповідних пружно-пластичних характеристик бетону і арматури

$$D_{bs} = D_b + D_s. \quad (2)$$

Матриця жорсткості арматури  $D_s$  формується з врахуванням коефіцієнтів армування  $f_i$  та модулів пружності  $E_{si}$  відповідно у кожному  $i$ -му напрямку армування ( $i = x, y, z$ ):

$$D_s(ij) = E_{si} f_i f_j. \quad (3)$$

Для формування матриці жорсткості бетону  $D_b$  на  $n$ -му кроці навантаження з врахуванням попередніх навантажень, тобто відомого вектора напружень  $\{ \sigma_s \}$ , визначаються необхідні параметри нелінійності дилатаційної моделі [6, 7]. Для ділянок тривісного розтягу ( $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 \geq 0$ ) чи ділянок розтяг-розтяг-стиск ( $\sigma_1 > 0, \sigma_2 \leq 0, \sigma_3 < 0; \sigma_0 \leq 0$ ) матрицю жорсткості бетону  $D_b$  сформовано у наступному вигляді:

$$[D_b] = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 1 & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_b}{2(1-\nu_b)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_b}{2(1-\nu_b)} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{1-2\nu_b}{2(1-\nu_b)} \end{bmatrix}, \quad (4)$$

де  $E_b, \nu_b$  – відповідно дотичний модуль пружності бетону та коефіцієнт пластичних деформацій, які визначають за формулами:

$$E_b = 9K_t G_t / (3K_t + G_t); \quad \nu_b = (3K_t - 2G_t) / [2(3K_t + G_t)]. \quad (5)$$

На першому етапі розрахунку характеристикам  $E_b, \nu_b$  задаються початкові значення

$$E_b = E_0, \quad \nu_b = \nu_0.$$

Дотичні модулі  $K_t$  (об'ємний),  $G_t$  (зсувний),  $H_t$  (дилатації – взаємовпливу) обчислюються:

$$\begin{aligned} K_t &= \frac{K_0 H_0}{[H_0(k_{11} \quad k_{11}) \quad 0 \quad K_0 k_{12} T]}; \\ G_t &= \frac{G_0 H_0 T}{[H_0(k_{22} \quad k_{22}) T \quad G_0 k_{12} T]}; \\ H_t &= \frac{H_0}{(k_{12} \quad k_{12})}, \end{aligned} \quad (6)$$

де коефіцієнти  $k_{11}, k_{22}, k_{12}, k_{11}, k_{22}, k_{12}$  дорівнюють [4, 5]:

$$\begin{aligned} k_{11} &= 1 - L s_0^2; \quad k_{12} = 1 - M s_0^5 T^5; \quad k_{22} = 1 - N T^5; \\ k_{11} &= 2L s_0^2; \quad k_{12} = 5M s_0^5 T^5; \quad k_{22} = 5N T^5, \end{aligned} \quad (7)$$

де  $L, M, N$  – коефіцієнти нелінійності для тривісного стику, які визначаються за параметром навантаження  $R$  та коефіцієнтами  $q, s$ , що залежать від типу напруженого стану (параметр Лоде-Нада  $\frac{2}{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$ ):

$$\begin{aligned} L &= \frac{\bar{q}}{-2}; \quad M = \frac{\sqrt{3}}{2^{-2} T^6}; \\ N &= \frac{\bar{s}}{T^5} - \frac{3^{-2} (\bar{q} - 1)}{4T^7}. \end{aligned} \quad (8)$$

При розтягу дилатаційні ефекти в бетоні не проявляються і, відповідно, складові, що характеризують взаємний вплив, дорівнюють нулю ( $k_{12} = 0$ ), а співвідношення (6) матимуть вигляд

$$\begin{aligned} K_t &= K_0 / (k_{11} \quad k_{11}); \\ G_t &= G_0 / (k_{22} \quad k_{22}). \end{aligned} \quad (9)$$

Для ділянок тривісного стику ( $\sigma_1 = 0, \sigma_2 = 0, \sigma_3 < 0$ ) матрицю пружності бетону формуємо за іншими принципами. По-перше, створимо матрицю

піддатливості бетону  $B_f(\quad)$  за загальною схемою дилатаційної моделі із врахуванням сумісного впливу об'ємних та зсувних складових. Матриця  $B_f(\quad)$ , розміром шість на шість елементів, повністю заповнена, а для отримання матриці пружності бетону знайдемо обернену матрицю. Обернення виконаємо за допомогою стандартного методу виключень Гауса-Жордана з переконструюванням вихідної матриці в одиничну вибором вирішального елемента та перевірки стійкості розв'язання лінеаризованої системи рівнянь. Процес обчислення проходить цілком стійко, так як кожний основний елемент  $b_{ij}$  характеризує безпосередньо піддатливість конструкції, а отже відмінний від нуля. Але, так як головні елементи матриці  $B_f(\quad)$  мають порядок  $n \cdot 10^{-6}$ , то при визначенні детермінанта матриці  $\det[B_f(\quad)]$  чи оберненні може відбутися втрата значущих цифр. Це ніяк не відобразиться на процесі обчислення, але може внести деяку похибку у вихідну матрицю. Щоб цього уникнути, помножимо первісну матрицю піддатливості бетону на масштабний коефіцієнт  $B_f(\quad)k$ , де  $k = 10^6$ . Тоді, після обернення, матриця пружності бетону  $D_b(\quad)$  матиме такий вигляд:

$$[D_b] = k \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} & b_{14} & b_{15} & b_{16} \\ & b_{22} & b_{23} & b_{24} & b_{25} & b_{26} \\ & & b_{33} & b_{34} & b_{35} & b_{36} \\ & & & b_{44} & b_{45} & b_{46} \\ & & & & b_{55} & b_{56} \\ & & & & & b_{66} \end{bmatrix} \cdot 10^6 \quad (10)$$

Маючи матриці пружності арматури (3) і бетону (10) чи (4), згідно з (2) отримуємо композитну матрицю пружності залізобетону  $D_{bs}(\quad)$ .

Інший шлях отримання матриці пружності залізобетонного елемента  $D_{bs}(\quad)$ , реалізований у програмних комплексах, ґрунтується на теорії анізотропного тіла [1, 4, 6]:

$$[D_{bs}] = \begin{bmatrix} \frac{E_{xx}}{E_b} & a & a \\ \frac{E_{yy}}{E_b} & a & \\ \frac{E_{zz}}{E_b} & & \\ \frac{G_{xx}}{G_b} & b & \\ \frac{G_{yy}}{G_b} & b & \\ \frac{G_{zz}}{G_b} & b & \end{bmatrix} \quad (11)$$

де  $a = \nu_b / (1 - \nu_b)$ ;  $b = (1 - 2\nu_b) / (2 - 2\nu_b)$ .

Модуль пружності  $E_{ii}$  і модуль зсуву  $G_{ii}$  визначимо як

$$E_{ii} = E_b \cdot 1 - (n_i - 1) f_i \cdot \frac{1 - \frac{1}{n_{i-1}} f_{i-1}}{\sqrt{1 - \frac{1}{n_i} f_i^2 - 1 - \frac{1}{n_{i-1}} f_{i-1}^2}} \cdot \frac{1 - \frac{1}{n_{i-2}} f_{i-2}}{\sqrt{1 - \frac{1}{n_i} f_i^2 - 1 - \frac{1}{n_{i-2}} f_{i-2}^2}} ; \quad (12)$$

$$G_{ii} = G_b \cdot 1 - \frac{1 - \frac{1}{m_i} f_i - 1 - \frac{1}{m_{i-1}} f_{i-1}}{\sqrt{1 - \frac{1}{m_i} f_i^2 - 1 - \frac{1}{m_{i-1}} f_{i-1}^2}} ,$$

де  $n_i, m_i$  – коефіцієнти приведення жорстких характеристик для анізотропного тіла [1]

$$n_i = E_{si} / E_b; \quad m_i = G_{si} / G_b \quad (i = x, y, z). \quad (13)$$

Пружні характеристики для сталі  $E_s, G_s$  приймаємо згідно з прийнятою нелінійною діаграмою роботи металу. Для бетону знаходимо перемінні дотичні характеристики  $E_b, G_b, \nu_b$  на кожному кроці збільшення навантаження згідно з (5).

Для визначення об'ємного напружено-деформованого стану різних бетонних та залізобетонних конструкцій, особливо складних конструктивних вузлів, потрібні скінченні елементи, реалізація яких у постановці МСЕ розроблена і базується на теоретичних передумовах таких авторів, як М. Айронс, Дж. Аргіріс, К. Бате, Е. Вільсон, Т. Гелен, О. Зенкевич, Дж. Оден, Г. Стренг та інші.

Для опису об'ємного напружено-деформованого стану прийємо доволно орієнтований в просторі гексаedr із трьома ступенями вільності  $u, v, w$  у вузлі (рис. 1).

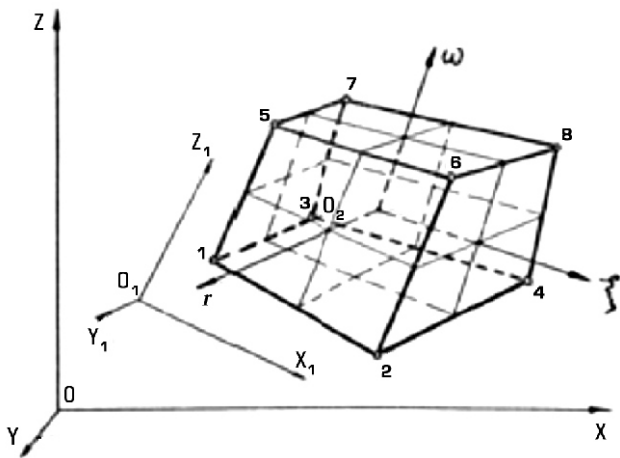


Рис. 1. Орієнтація об'ємного ізопараметричного скінченного елемента в просторі

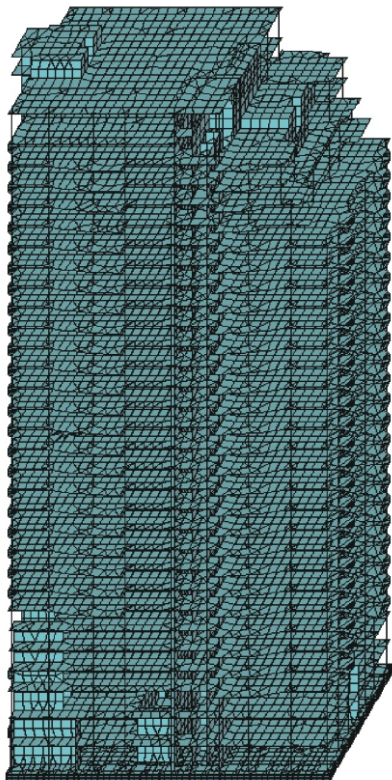


Рис. 2. Загальний вигляд висотної будівлі

Нелінійне матричне розв'язуване рівняння МСЕ на кожному  $n$ -му кроці навантаження має вигляд

$$[K(\{q\})]_n \{q\}_n = \{P\}_n, \quad (14)$$

де  $K(\{q\})$  – матриця жорсткості системи на  $r$  скінченних елементів;  $K(\{q\}) = \sum_{i=1}^r K_i$ ;  $\{q\}$  – вектор збільшення вузлових переміщень;  $\{P\}$  – вектор збільшення зовнішнього навантаження.

Використаний при такому підході простий кроковий метод, хоч і має деяку похибку, але при розв'язанні фізично нелінійних задач є найбільш стійким.

Після утворення тріщини в об'ємному елементі з повної матриці  $D_{bs}$  виключаються жорсткісні характеристики зруйнованого бетону в напрямку головного розтягувального напруження  $\sigma_1$ . При крихкому руйнуванні бетону його жорсткісні характеристики обнулюються і зусилля сприймає арматура. Досягнувши зусиль, що перевищують межу міцності, в арматурі фіксується її розрив чи зминання. У цьому випадку відповідні стовпці і рядки матриці жорсткості арматури  $D_{bs}(\quad)$  обнулюються.

**Дослідження напружено-деформованого стану фундаментної плити.** Відповідно до вимог ДБН В.2.2-24:2009 для будинків вище 73,5 м фахівцям незалежної спеціалізованої організації необхідно виконувати другий перевірений розрахунок [8]. Лабораторія висотного будівництва Науково-дослідного інституту будівельного виробництва виконує ці розрахунки шляхом моделювання системи «грунтова основа–фундамент–будова». В рамках виконання перевіреного розрахунку конструкцій висотного будинку з підземним паркінгом було здійснено розрахунок фундаментної плити і досліджено напружено-деформований стан конструкції з використанням просторових скінченних елементів.

Було створено загальну розрахункову схему для будівлі заввишки 110,5 м, розмірами в плані 25 53 м (рис. 2). Введення в модель всього каркаса будівлі в повній мірі дозволяє врахувати власну вагу споруди, а також вітрові та сейсмічні навантаження і розподілити їх по площі фундаментної плити відповідно до умов роботи реальної конструкції [9]. Для всіх елементів конструкції були задані реальні жорсткісні характеристики відповідно до проекту. На основі цієї моделі було розроблено три варіанти з різними способами моделювання фундаментної плити: в першому варіанті фундаментну



плиту змодельовано двовимірними елементами оболонки, що є класичним способом моделювання; у другому варіанті фундаментну плиту змодельовано двовимірними елементами товстої оболонки, в яких враховано уточнювальні теорії; третій варіант включає фундаментну плиту, змодельовану тривимірними скінченними елементами з характеристиками матеріалу бетону класу В30 ( $E = 19,6$  ГПа,  $R_0 = 25$  кН/м<sup>3</sup>). Товщина фундаментної плити у всіх варіантах  $H = 1,35$  м.

В першу чергу для порівняння було розглянуто варіанти плити перекриття з двовимірних скінченних елементів тонкої та товстої оболонок. Ізополя згинальних моментів  $M_x$ , наведені на рис. 3, а, б, та результати, зведені у табл. 1, свідчать, що різниця між значеннями згинальних моментів та їх розподілом по площині плити незначна. А для поперечних сил ця різниця досягає 50 %, це пов'язано з тим, що в скінченному елементі товстої оболонки враховано роз-

поділ напружень по товщині, що дає змогу більш точно вирахувати поперечне армування в зонах концентрації навантажень. На відміну від поперечного повздовжнє армування підбирається за згинальними моментами, тому можна використовувати обидва варіанти.

Таблиця 1

Максимальні напруження в фундаментній плиті для 1-го та 2-го варіантів

Найменування напружень	1-й варіант	2-й варіант
Згинальний момент $M_x$ , тм	-176 230	-172 229
Згинальний момент $M_y$ , тм	-198 123	-182 120
Згинальний момент $M_{xy}$ , тм	-67,5 82,6	-66,1 71,4
Поперечна сила $Q_x$ , т	-770 354	-410 319
Поперечна сила $Q_y$ , т	-722 574	-275 338

При розрахунку 3-го варіанта просторової моделі на основі виведених співвідношень із використанням програмних комплексів отримано результати у вигляді головних та дотичних напружень (рис. 4). Для порівняння з попередніми варіантами розрахункових схем потрібно результати розрахунку звести до однієї системи зусиль. Для цього обраємо найбільш напружені елементи фундаментної плити по її товщині, визначаємо напруження  $N$  та знаходимо величини згинальних моментів (табл. 2).

Метод моделювання товстих плит із використанням об'ємних скінчених елементів дозволяє описати роботу фундаментної плити, яка найточніше відповідає реальній конструкції та дає можливість дослідити розподіл напружень по товщині плити, визначити найбільш небезпечні зони та запроєктувати оптимальне армування.

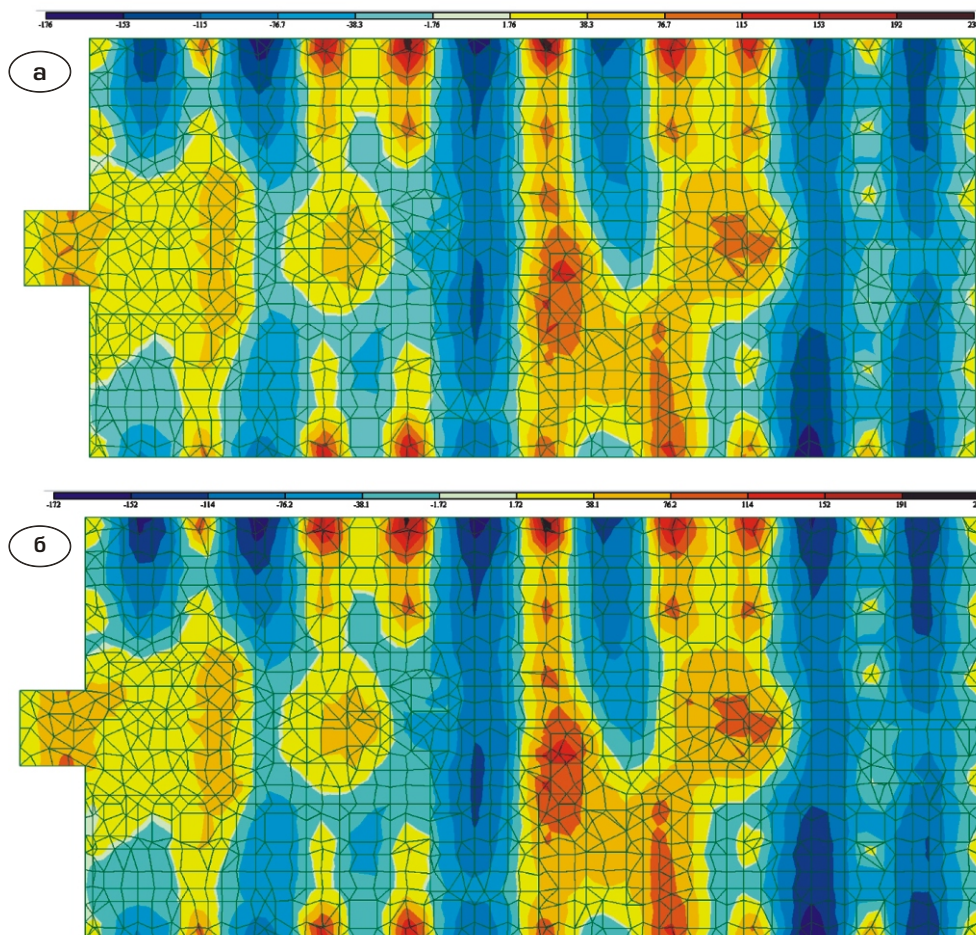


Рис. 3. Ізополя згинальних моментів  $M_x$  для 1-го (а) та 2-го (б) варіантів розрахункової схеми (т · м/м)

Таблиця 2

Максимальні зусилля в фундаментній плиті для 3-го варіанта

Повздовжнє напруження $N_x, \text{т/м}^2$	Згинальний момент $M_x, \text{тм}$	Повздовжнє напруження $N_y, \text{т/м}^2$	Згинальний момент $N_y, \text{тм}$	Поперечне напруження $N_z, \text{т/м}^2$	Поперечна сила $Q, \text{т}$
-504,22	132,3	-587,56	66,91	-671,53	-308,23
-132,62		-92,73		-473,35	-217,27
-36,44		7,57		-328,11	-150,6
0,17		55,38		-219,12	-100,57
59,99		16,17		-159,97	-73,43
225,22	-24,08	-702,3	93,83	333,06	99,92
2,28		-168,27		73,12	21,94
-38,74		-44,37		-28,49	-8,55
-27,63		16,25		-66,78	20,03
47,34		134,75		-107,84	-32,35
-582,36	137,47	-484,74	56,98	-734,12	-543,25
-164,25		-37,22		-487,41	-360,68
-38,91		35,27		-308,61	-228,37
7,41		57,64		-171,56	-126,95
54,65		68,69		-40,16	-29,72
-166,38	10,05	60,29	-49,08	349,22	104,77
-186,98		-30,91		80,77	24,23
-116,821		-23,24		-24,15	-7,23
-74,55		32,19		-63,43	-19,03
219,6		302,65		-110,66	-33,2
51,61	-27,72	150,91	-36,02	-639,65	-479,74
-12,73		47,64		-417,54	-313,15
-11,28		23,58		-263,79	-197,84
57,33		17,31		-146,46	-109,85
246,9		18,73		-35,55	-26,66

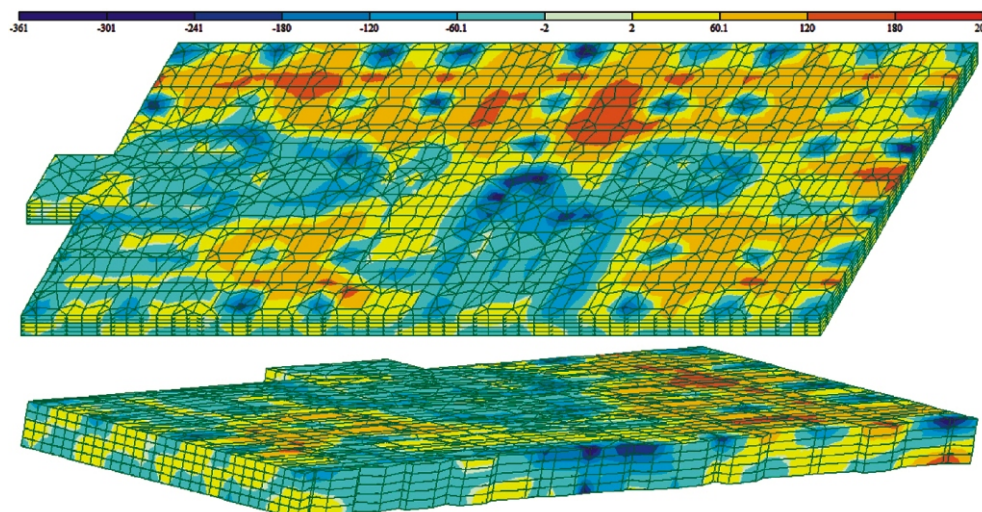


Рис. 4. Ізополя нормальних напружень  $N_x$  для 3-го варіанта розрахункової схеми ( $\text{т/м}^2$ )

Результати розрахунку 3-го варіанта показали, що максимальні згинальні моменти  $M_x$  та  $M_y$  значно менші ніж у попередніх варіантах.

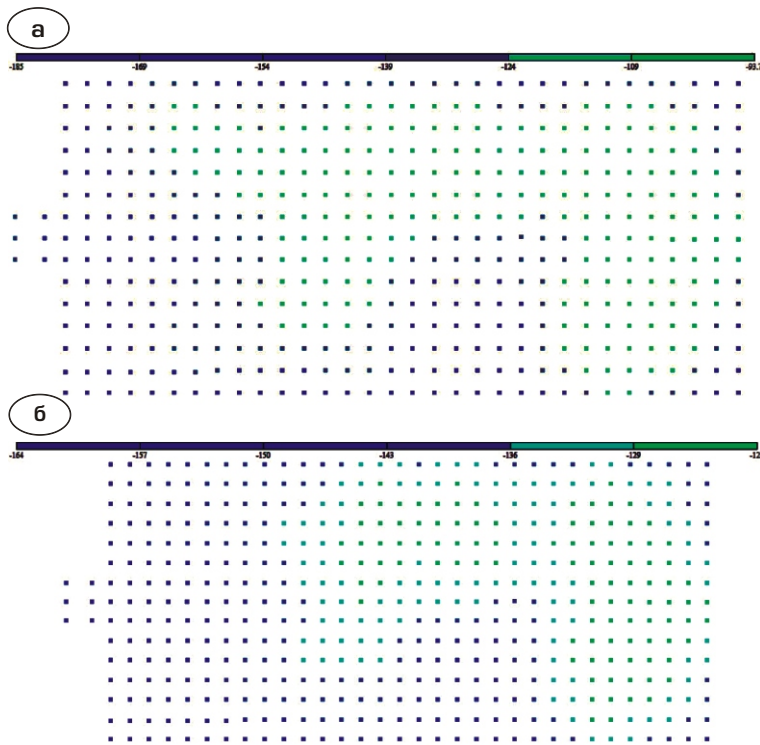
Це пов'язано з тим, що значну частину навантаження сприймають зсувні зусилля, які не враховані у плоских скінченних елементах. Результати для поперечної сили  $Q$  збіжні зі значеннями, отриманими в 2-му варіанті.

Також було досліджено зусилля в одноузлових скінченних елементах, які моделюють пальовий фундамент. На рис. 5 та в табл. 3 наведені ізополя та значення реакцій у них. У перших двох варіантах ізополя розподілу зусиль у палях близькі за значенням. Використання просторових скінченних елементів дозволяє змоделювати найбільш точну передачу зовнішніх сил, що діють на будівлю через фундаментну плиту на palі. Дані, отримані для 3-го варіанта, на 10 % менші ніж у попередніх двох. Також слід відзначити, що розподіл зусиль по площині став більш рівномірним (майже на 50 %), що є характерним для роботи паль у реальній конструкції.

Таблиця 3  
Максимальні зусилля в палях для 3-х варіантів фундаментної плити

Напруження	1-й варіант		2-й варіант		3-й варіант	
Зусилля в палях $R_z, \text{т}$	-185	-93,7	-187	93,3	-164	-122





**Рис. 5.** Ізополя реакцій в палях:  
а – для 1-го та 2-го варіантів, б – для 3-го варіанта (т)

**Висновок.** Проведене дослідження напружено-деформованого стану фундаментної плити з використанням різних методів моделювання дало можливість виявити недоліки та переваги кожного з них. Для моделі плити з плоскими скінченними елементами максимальні згинальні моменти в обох варіантах майже не відрізняються. Суттєва різниця між значеннями поперечних сил дозволяє зменшити поперечне армування в зонах спирання колон, стін та пілонів.

Використання двовимірних скінченних елементів дає змогу в автоматичному режимі розрахувати армування в фундаментній плиті. Але при розрахунку складних фундаментних плит або плит відповідальних чи небезпечних конструкцій моделювання з тривимірних скінченних елементів є необхідним. Такий спосіб моделювання дозволяє не тільки ефективно запроєктувати армування самої плити, а й дослідити характер розподілу напружень в її товщі, тим самим виявити слабкі та перевантажені ділянки. Ефективне проектування таких складних фундаментних плит суттєво знижує витрати на їх спорудження.

Результати розв'язання задачі, створеної просторовими СЕ, показали, що такий метод моделювання повністю описує роботу реальної конструкції, передачу в ній зусиль по товщині, що дозволяє ефективно розподілити всі навантаження на пальовий фундамент та отримати зусилля в палях, найбільш наближені до реальних.

Створення тривимірних розрахункових моделей фундаментних плит дає змогу більш точно аналізувати їх напружено-деформований стан, досліджувати еволюцію деформацій як в площині, так і по товщині плит. За ізополями напружень можна більш ефективно проектувати армування фундаментних плит, тому такий метод моделювання для складних будівельних конструкцій є необхідним.

- [1] Амбарцумян С.А. Теория анизотропных оболочек / С.А. Амбарцумян. – М.: Физматгиз, 1961. – 384 с.
- [2] Галишин А.К. Расчет пластин и оболочек по уточненным теориям / А.К. Галишин // Исследования по теории пластин и оболочек. – 1967. – Сб. V. – С. 27.
- [3] Голышев А.Б. Сопротивление железобетона / А.Б. Голышев, В.И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.
- [4] Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – К.: Факт, 2007. – 394 с.
- [5] Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.: ил. – ISBN 5-274-01682-0.
- [6] Максименко В.П. Реализация квазиизотропной модели бетона в трехосном напряженно-деформированном состоянии. – В кн. Вісник Одеського морського національного університету. Одеса, 2003 – №10. – С. 34–38
- [7] Тимошенко С.П. Пластинки и оболочки / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М.: Наука, 1966. – 636 с.
- [8] Державні будівельні норми. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків: ДБН В.2.2-24:2009. – Введено вперше; чинні від 2009-09-01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 103 с.
- [9] Державні будівельні норми. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006. – Замість СНиП 2.01.07-85; надано чинності 2007-01-01. – К.: Мінбуд України, 2006. – 61 с.

Надійшла 16.01.2012 р.

УДК 669.01:539.4; 539.2

## ОЦЕНКА КАЧЕСТВА КОНСТРУКЦИОННЫХ СТАЛЕЙ

Рассмотрена проблема количественной оценки качества сталей и сплавов по их способности сопротивляться хрупкому разрушению, при этом показано, что для этой цели может быть использована характеристика механической стабильности  $K_{ms}$ . Разработан метод количественной оценки качества сталей и сплавов по степени близости определенной комбинации сочетания свойств пластичности  $\epsilon_k$  и механической стабильности  $K_{ms}$  к оптимальной при заданном значении прочности  $\sigma_{0,2}$ . Введена новая характеристика («индикатор» качества) – мера оптимальности по механической стабильности при заданном значении прочности  $\sigma_{0,2}$ . Установлено наличие устойчивой закономерности, которая заключается в повышении критической температуры вязкохрупкого перехода по мере уменьшения индикатора качества металла.

The problem of quantitative quality rating of steels and alloys according to their ability to resist brittle fracture is examined. It was shown, that the characteristic of mechanical stability  $K_{ms}$  could be used for this aim. Method of quantitative quality rating of steels and alloys according to proximity level of certain combination of ductility  $\epsilon_k$  and mechanical stability  $K_{ms}$  to an optimal one at given value of strength  $\sigma_{0,2}$  was developed. A new characteristic «indicator» of quality was introduced – it is the measure of optimality at mechanical stability at given value of strength  $\sigma_{0,2}$ . Presence of stable regularity was estimated, according to which critical temperature of ductile-brittle transition increases while indicator of quality of metal decreases.

**Ключевые слова:** механическая стабильность, обобщенная диаграмма, кривая оптимизации, мера оптимальности, уровень качества.

**П**рочность и пластичность – базовые механические свойства конструкционных сталей, сочетание которых обеспечивает стойкость против хрупкости под воздействием таких факторов охрупчивания, как динамическое нагружение и понижение температуры эксплуатации (хладостойкость). Однако в современной науке о механических свойствах сталей нет четкого понимания того, как пластичность влияет на хладостойкость, т.е. как сохранить требуемые пластические свойства при низких климатических температурах. Влияние стандартной характеристики на хладостойкость, которая определяется при испытаниях на ударный изгиб образцов с надрезом типа Шарпи [1], не является достаточным для обеспечения необходимой хладостойкости. Однако, все же следует отметить, что с увеличением сопротивление вязкохрупкому переходу увеличивается. Вывод о том, что характеристика не дает однозначного ответа на вопрос о проявлении хрупкости металла в изделии был сделан также в работах [2, 3].

Более надежным способом оценки сопротивляемости металла хрупкости является измерение работы разрушения стандартного образца с надрезом типа Шарпи (KCV) или Менаже (KCU). Тем не менее есть мнение, что работа разрушения (ударная вязкость KCV) не является однозначной мерой способности металла оказывать сопротивление хрупкому разрушению, поскольку на ее величину значительное влияние оказывает абсолютный уровень прочности металла, в результате чего значение KCV возрастает с увеличением прочности [4].



**Ю.Я. Мешков**

главный научный сотрудник отдела физики прочности и разрушения ИМФ им. Г.В. Курдюмова НАН Украины



**С.А. Котречко**

заведующий отделом физики прочности и разрушения ИМФ им. Г.В. Курдюмова НАН Украины, д. ф.-м. н.



**А.В. Шиян**

старший научный сотрудник отдела физики прочности и разрушения ИМФ им. Г.В. Курдюмова НАН Украины, к. ф.-м. н.



**В.И. Большаков**

ректор ГВУЗ «Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры» (ПГАСА), д.т.н., профессор



**О.П. Носенко**

доцент кафедры «Материаловедение и обработка материалов» ГВУЗ «ПГАСА», к.т.н.



В существующей методологии оценки качества сталей определяются не прямые механические характеристики, отражающие способность металла сопротивляться переходу в хрупкое состояние, а косвенные, определяющие величины остаточной пластической деформации  $\epsilon_{0,2}$  или работы разрушения (KCV, KCU) образцов данной геометрии и в заданных условиях лабораторных испытаний. Таким образом, свойства пластичности  $\epsilon_{0,2}$  и ударной вязкости (KCV, KCU) объективно не могут однозначно характеризовать уровень хрупкости металла в конструкции.

Преодолеть этот принципиальный недостаток традиционных показателей пластичности и вязкости можно, если принять физически обоснованную концепцию силовой надежности металла в виде показателей механической стабильности  $K_{ms}$  или  $P_{ms}$  [3–6]. В указанных работах понятие свойства механической стабильности сформулировано на базе измерения только характеристик прочности металла при одноосном растяжении, но не в виде традиционных стандартных механических характеристик ( $\sigma_{0,2}$ ,  $\sigma_B$ ), а специальных, соответствующих критической стадии пластической деформации при растяжении –  $\sigma_{2C}$  и  $R_{MC}$ . Первая характеристика  $\sigma_{2C}$  – это прочность металла в пластическом состоянии при одноосном растяжении при комнатной температуре и степени деформации  $\epsilon_C = 2\%$  [7, 8], вторая  $R_{MC}$  – прочность того же металла при одноосном растяжении в криогенной области температур при критической степени деформации  $\epsilon_C = 2\%$ , но уже не в пластическом состоянии, а в состоянии перехода из пластического в хрупкое при температурах, близких к температуре вязкохрупкого перехода  $T_{в.х.}$  (рис. 1).

Сопоставление величин  $\sigma_{2C}$  и  $R_{MC}$  показывает, что для всех значений прочности  $\sigma_{2C} < R_{MC}$  металл не будет разрушаться вплоть до достижения температуры вязкохрупкого перехода  $T_{в.х.}$ . Это дает основания силовой интервал между  $\sigma_{2C}$  и  $R_{MC}$  считать интервалом механической стабильности, а  $K_{ms}$  – свойством механической стабильности металла при одноосном растяжении стандартных гладких образцов.

$$K_{ms} = \frac{R_{MC}}{\sigma_{2C}} = \frac{R_{MC}}{\sigma_{0,2} \cdot 10^n}, \quad (1)$$

где  $n$  – показатель деформационного упрочнения в области кривой растяжения за точкой  $\sigma_{0,2}$  (область, соответствующая относительному равномерному удлинению  $\epsilon_p$ ).

При разрушении в условиях концентрации напряжений, создаваемых при нанесении надреза или трещины, температура хрупкости металла возрастет до значения критической температуры вязкохрупкого перехода для образца с надрезом (трещиной)  $T_C$  (см. рис. 1). Вязкохрупкий переход такого образца произойдет при более низкой «хрупкой» прочности, чем  $R_{MC}$ :  $\sigma_{2C} < R_{MC}$ . Следовательно интервал механической стабильности уменьшится до величины  $P_{ms}$ :

$$P_{ms} = \frac{2C}{2}. \quad (2)$$

Из (1) и (2) получаем характеристику механической стабильности образца с надрезом (трещиной)  $P_{ms}$  в следующем виде:

$$P_{ms} = \frac{K_{ms}}{\frac{R_{MC}}{E_m}} = \frac{K_{ms}}{E_m} \cdot \frac{2C}{R_{MC}}.$$

Параметр  $E_m$   $\frac{K_{ms}}{P_{ms}}$  показывает во сколько

раз уровень механической стабильности металла в окрестности надреза (трещины) меньше  $K_{ms}$  в условиях одноосного растяжения, т.е. параметр  $E_m$  служит мерой силового эквивалента охрупчивающей силы концентратора.

Таким образом, характеристики  $K_{ms}$  и  $P_{ms}$  идентичны по своему физическому смыслу – они являются количественной мерой особого

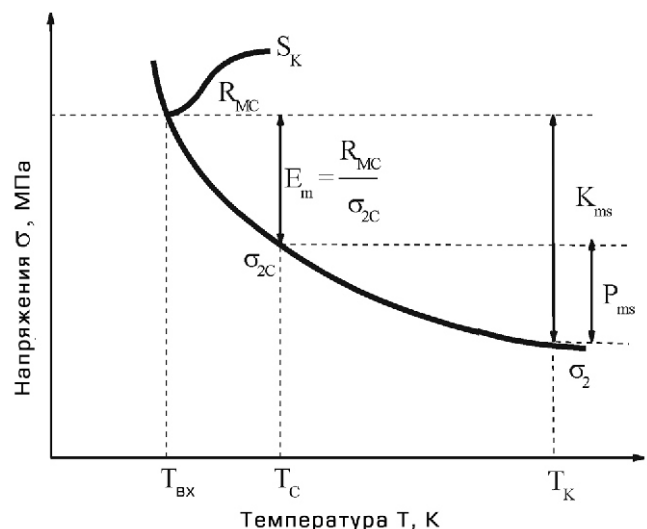


Рис. 1. Схема определения основных механических характеристик в концепции сопротивляемости металла хрупкости

механического свойства металла – сопротивляемости хрупкости, другими словами, мерой его механической стабильности с позиции силового представления. Поэтому, каждая из этих характеристик отражает влияние различных внешних факторов (температуры, скорости нагружения и т.п.), а также специфику напряженно-деформированного состояния (НДС) металла в различных условиях работы конструкции:  $K_{ms}$  – в условиях отсутствия каких-либо концентраторов напряжений (гладкие образцы), а  $P_{ms}$  – при наличии таких охрупчивающих факторов, как концентраторы напряжений (образцы с надрезами или трещиноподобными дефектами). Это позволяет использовать характеристику  $K_{ms}$  как количественную меру служебных свойств листового проката, а  $P_{ms}$  – металлоконструкций.

Таким образом, поиск взаимосвязи характеристики механической стабильности  $K_{ms}(P_{ms})$  со стандартными характеристиками механических свойств металла, такими как пластичность и прочность  $\sigma_{0,2}$ , позволяет найти оптимальные сочетания значений этих характеристик с точки зрения обеспечения максимального уровня сопротивляемости металла переходу в хрупкое состояние.

Поиск критерия и методов оптимизации основных механических характеристик сталей особенно важен в настоящее время, так как оценка качества сталей является практической задачей, актуальность которой приобретает первостепенное значение в связи со всеобщей тенденцией к определению оптимального сочетания свойств конструкционных материалов за счет улучшения их качества. Существующая методология классификации сталей по качеству не отражает особенностей работы металла в конструкции. Главным недостатком общепринятых классификационных признаков и характеристик металла является отсутствие количественной оценки важнейшего свойства металла, обеспечивающего его эксплуатационную надежность в конструкции, – сопротивляемости хрупкости, т.е. хрупкости, как состояния разрушения металла (сопротивляемость хрупкости – это свойство металла). Сопротивление хрупкому разрушению – это численное значение, соответствующее известному показателю хрупкой прочности  $R_{MC}$ .

Анализ конструкционных материалов в свете оценки их качества должен быть в боль-

шей степени детализирован, иметь количественную оценку и проводиться на основе показателя, отражающего меру непосредственно (степень) их сопротивления переходу к хрупкому разрушению под действием внешних факторов, т.е. характеристики механической стабильности  $K_{ms}(P_{ms})$ .

Устойчивая и однозначная связь между характеристиками пластичности и прочности  $\sigma_{0,2}$  проанализирована в работах [9–12]. Показано, что она проявляется при фиксированных значениях механической стабильности  $K_{ms}$ . В работе [12] на основе объединения зависимостей « $\sigma_{0,2}$ », полученных при различных фиксированных значениях механической стабильности  $K_{ms}$ , построена обобщенная диаграмма, отражающая запас пластичности, достаточный для «защиты» от перехода в хрупкое состояние сталей, в зависимости от их прочности при заданном уровне механической стабильности. Такая обобщенная диаграмма взаимосвязи свойств «пластичность–прочность–механическая стабильность» ограничивается с правой стороны (от значения максимальной пластичности  $\sigma_{K, \max}$ ) кривой 1 (рис. 2), которая представляет собой огибающую правых ветвей параболических зависимостей  $\sigma_{0,2}$  при  $K_{ms} = \text{const}$ , полученных по экспериментальным результатам. Кривая проходит как касательная к указанным параболическим зависимостям в диапазоне изменения механической стабильности 1,0  $K_{ms}$  2,2 и ограничивает всю исследованную область взаимосвязи свойств «пластичность–прочность–механическая стабильность», соединяя при этом две конечные точки с координатами:

- максимальное значение пластичности  $\sigma_{K, \max}$  при минимальной прочности  $\sigma_{0,2}$  и максимальном уровне механической стабильности  $K_{ms} = 2,2$ ;
- максимальное значение прочности  $\sigma_{0,2}$  при минимальном (критическом) уровне пластичности  $\sigma_{K, \max} = 2,0$  % и минимальном уровне механической стабильности  $K_{ms} = 1,0$ .

Кривая 1 на обобщенной диаграмме является геометрическим местом точек, ограничивающих такое предельное сочетание свойств металла, при котором любое повышение его прочности приводит к неизбежному согласованному падению пластичности и механической стабильности. Поэтому она названа кривой «оптимизации» [12], так как по своей сути характеризует

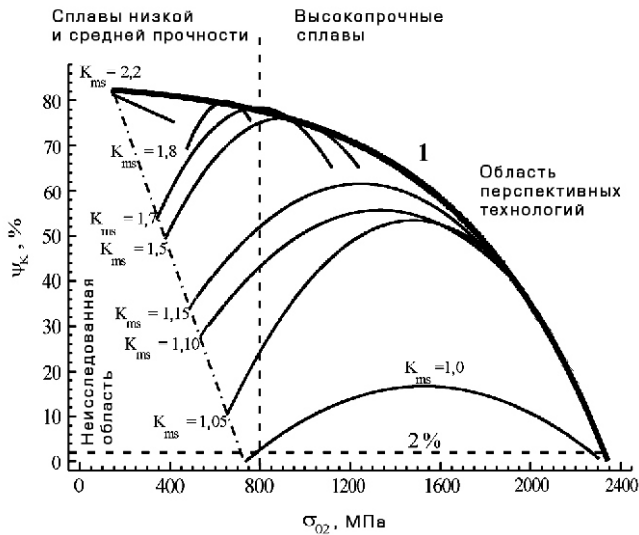


Рис. 2. Обобщенная диаграмма взаимосвязи свойств «пластичность–прочность–механическая стабильность»

оптимальные сочетания свойств пластичности  $\Psi_K$ , прочности  $\sigma_{0.2}$  и механической стабильности  $K_{ms}$  сталей повышенной и высокой прочности. Такие оптимальные сочетания характеристик должны обеспечивать наивысший уровень качества металла, а указанное свойство кривой оптимизации на обобщенной диаграмме взаимосвязи свойств «пластичность–прочность–механическая стабильность» может служить физической основой для введения в инженерную практику количественно интерпретированной категории «качество» конструкционного металла. Следовательно, кривую оптимизации можно использовать как базовую для разработки метода оценки качества сталей, отражающего меру (степень) близости сочетания их свойств во взаимосвязи «пластичность – прочность – механическая стабильность» к оптимальному значению. Такой подход даст возможность в инженерной практике проводить количественную оценку качества сталей при заданной прочности  $\sigma_{0.2}$  с целью выбора металла для конструкции, максимально близкого по сочетанию двух других свойств во взаимосвязи «пластичность–прочность–механическая стабильность» к оптимальному значению, т.е. к наиболее выгодному (наилучшему) сочетанию всего указанного комплекса свойств.

Таким образом, кривая оптимизации 1 (рис. 2, 3) взаимосвязанных свойств «пластичность–прочность–механическая стабильность» характеризует различную меру (степень) вклада

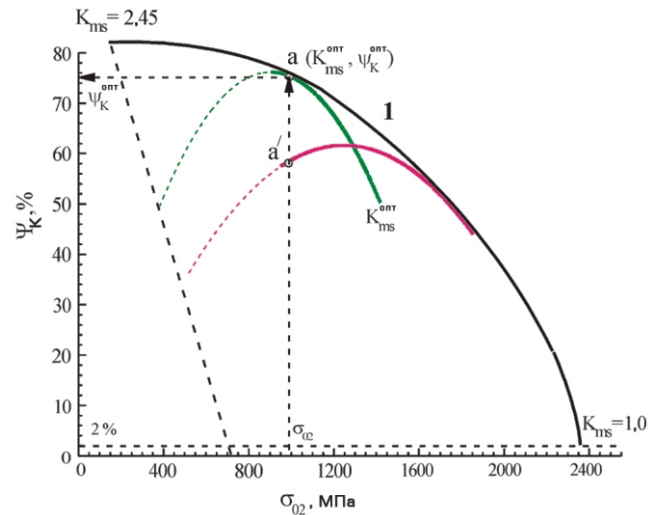


Рис. 3. Кривая (1) оптимизации сочетаний свойств пластичности  $\Psi_K$ , прочности  $\sigma_{0.2}$  и механической стабильности  $K_{ms}$  для сталей с повышенной прочностью

долей каждой из составляющих этого комплекса в их оптимальные сочетания при заданном значении  $\sigma_{0.2}$  и отражает при этом наивысший уровень качества металла.

Исходя из вышеизложенного, используя кривую оптимизации, можно проводить количественную оценку или, другими словами, оценку качества сталей в количественном представлении параметра качества.

Схематически метод количественной оценки качества как меры близости к оптимальному значению сочетания свойств сталей во взаимосвязи «пластичность–прочность–механическая стабильность» обозначен на рис. 3 точками «а» и «а». Точка «а» на кривой оптимизации оптимальное сочетание свойств механической стабильности  $K_{ms}^{opt}$  и пластичности  $\Psi_K^{opt}$ , а точка «а» – сочетание этих свойств ( $K_{ms}$ ,  $\Psi_K$ ) у выбранного металла при заданном значении прочности  $\sigma_{0.2}$ . Таким образом, можно рассчитать меру оптимальности по механической стабильности  $K_{ms}$  и по пластичности при заданной прочности  $\sigma_{0.2}$  для стали, обозначенной точкой «а»:

$$K_{ms} \frac{K_{ms}}{K_{ms}^{opt}}; \quad (5)$$

$$\frac{\Psi_K}{\Psi_K^{opt}}, \quad (6)$$

где  $K_{ms}^{opt}$  и  $\Psi_K^{opt}$  – оптимальные значения механической стабильности и пластичности соответственно.

Учитывая основополагающую роль характеристики механической стабильности  $K_{ms}$  в обеспечении сопротивляемости металла хрупкости, в качестве основного индикатора его качества принята мера качества по механической стабильности  $K_{ms}$ , которая определяется по формуле (5).

Расчет оптимальных значений механической стабильности  $K_{ms}^{опт}$  и пластичности  $\kappa^{опт}$  следует проводить с использованием зависимостей, полученных для кривой оптимизации [12]:

$$K_{ms}^{опт} = a \frac{b}{(1 - c \kappa_{0,2}^{опт})^d},$$

где  $a = 84,52$ ;  $b = 1,42$ ;  $c = 0,0001 \frac{1}{\text{МПа}}$ ;  $d = -19,58$ ,

$$K_{ms}^{опт} = 1 - \frac{a \kappa_{0,2}^{опт}}{c},$$

где  $a = 0,086$ ;  $b = 1,310$ ;  $c = 89,478$ .

Результаты расчетов величины меры качества по механической стабильности  $K_{ms}$  и вспомогательного показателя – меры качества по пластичности для некоторых сталей при заданных значениях  $\sigma_{0,2}$  – приведены в таблице.

Значения мер качества  $K_{ms}$  и  $\kappa$  при заданной прочности  $\sigma_{0,2}$  всегда  $\geq 1$ , причем  $K_{ms} = 1$  и/или  $\kappa = 1$  в том случае, когда  $K_{ms} = K_{ms}^{опт}$  и/или  $\kappa = \kappa^{опт}$  соответственно (т.е. механическая стабильность и пластичность достигают оптимальных значений).

Анализ результатов определения мер качества, приведенных в таблице, позволяет сделать следующие выводы:

- при одинаковых значениях мер качества по пластичности у стали марки 09Г2 и сварного шва из стали Х75, при заданной прочности  $\sigma_{0,2} = 370$  МПа (п/п № 4,5 – здесь и далее см. таблицу) в результате, предпочтительным по качеству является металл сварного шва Х75, который обладает более высоким значением меры качества по механической стабильности  $K_{ms}$  за счет более высокой сопротивляемости хрупкости  $K_{ms}$ ;
- значение меры качества по механической стабильности  $K_{ms}$ , близкое к 1, у стали АК35 при температуре минус 100 °С выше, чем у стали 15Х2МФА при температуре плюс 20 °С, при заданной прочности  $\sigma_{0,2} = 1130$  МПа (п/п № 11, 13) при примерно одинаковых

**Результаты расчета мер качества  $K_{ms}$  и  $\kappa$  для некоторых сталей при заданных значениях прочности  $\sigma_{0,2}$**

№ п/п	Сталь	$\sigma_{0,2}$ , МПа	$K_{ms}^{опт}$	$\kappa^{опт}$ , %	$T_{исп}$ , К	$K_{ms}$	$\kappa$ , %	$K_{ms}$	$\kappa$
1	15ГБ <sup>1</sup>	370 ± 4 %	2,072	81,7	293	1,915	71,0	0,924	0,869
2	15ГБ					1,301	56,5	0,628	0,692
3	12СГАФ					1,400	65,0	0,676	0,796
4	09Г2					1,349	61,8	0,651	0,756
5	Х75 (СШ) <sup>2</sup>					1,465	61,7	0,707	0,755
6	20ХГС2 <sup>3</sup>	560 ± 4 %	1,906	80,4	203	1,247	52,0	0,654	0,647
7	15ГБ <sup>4</sup>				233	1,762	75,0	0,924	0,934
8	10ГН2МФА				153	1,281	69,0	0,672	0,858
9	10Г2ФБ				1,712	68,0	0,898	0,846	
10	09Г2 <sup>5</sup>				1,604	71,0	0,842	0,883	
11	АК-35	1130 ± 3 %	1,460	73,0	173	1,322	67,8	0,905	0,929
12	15Х2НФМА				77	1,093	51,0	0,749	0,699
13	15Х2МФА <sup>6</sup>				1,177	67,2	0,806	0,921	
14	20Х <sup>7</sup>				1,068	53,9	0,732	0,738	

<sup>1</sup> Электронагрев 1173 К;

<sup>2</sup> Сварной шов (порошковая проволока АН30 – 2 слоя);

<sup>3</sup> Горячекатаный;

<sup>4</sup> Температура нагрева под закалку 1253 К;

<sup>5</sup> Температура нагрева под закалку 1173 К;

<sup>6</sup> Нагрев 1273 К; 4ч.+охл., масло+отпуск 893К, 6ч.;

<sup>7</sup> Отпуск 473 К.



показателях меры качества по пластичности, что свидетельствует о более высоком качестве и сопротивляемости хрупкости данной стали, обладающей особыми свойствами и используемой на практике для создания особо ответственных конструкций;

- на примере достаточно высоких мер качества по механической стабильности  $K_{ms}$  и по пластичности при заданных значениях прочности  $\sigma_{0,2}=370$  МПа и  $\sigma_{0,2}=560$  МПа у стали марки 15ГБ (п/п № 1, 7) показано влияние условий термообработки (закалка с последующим отпуском при температуре плюс 200 °С) на сохранение качества металла при повышении прочности и снижении температуры, что проявляется в одинаковом значении мер качества по механической стабильности  $K_{ms}$ .

Приведенные примеры показывают, что мера качества по механической стабильности  $K_{ms}$  действительно является индикатором качества металла с точки зрения его способности сопротивляться переходу в хрупкое состояние, в отличие от меры качества по пластичности, которая не всегда однозначно (косвенно) отражает сопротивляемость металла хрупкости.

## Выводы.

1. Предложенная кривая оптимизации комплекса свойств «пластичность–прочность–механическая стабильность» характеризует оптимальное соотношение между механическими свойствами механической стабильности  $K_{ms}$  и пластичности, обеспечивающее максимальную сопротивляемость стали переходу в хрупкое состояние при заданном значении прочности  $\sigma_{0,2}$ . При этом способность металла сопротивляться переходу в хрупкое состояние оценивается по величине характеристики механической стабильности  $K_{ms}$ .

2. Отношение значения механической стабильности выбранной стали  $K_{ms}$  к ее оптимальному значению  $K_{ms}^{opt}$  может быть использовано как мера качества металла  $K_{ms}$  при заданной прочности  $\sigma_{0,2}$ .

3. Предлагаемый принцип оценки качества стали дает возможность дополнить их общепринятую условную классификацию новой, позволяющей осуществить количественную оценку по величине меры и качества.

- [1] С.А. Котречко, Ю.Я. Мешков, А.В. Шиян Пластичность и хладостойкость конструкционных сталей // Проблемы прочности – 2010. – № 1. – С. 112–119.
- [2] С.А. Котречко, Ю.Я. Мешков, А.В. Шиян, Н.Н. Стеценко Новые подходы к оценке взаимосвязи свойств прочности, пластичности и механической стабильности // Металлофизика и новейшие технологии, – 2011, т. 33. № 9. – С. 1277–1290.
- [3] С.А. Котречко, Ю.Я. Мешков Новые подходы к оценке комплекса механических свойств конструкционных сталей // Металлофизика и новейшие технологии, – 2009, т. 31. – № 3. – С. 367–380.
- [4] С.А. Котречко, Ю.Я. Мешков Физические основы механической стабильности конструкционных сталей // Актуальные проблемы современного материаловедения. Т. 1. – Киев: ИД «Академперіодика», 2008. – С. 535–556.
- [5] С.А. Котречко, Ю.Я. Мешков Механическое состояние поликристаллов // Физические представления УФЖ. – 1991. – 36, № 7. – С. 1087–1094.
- [6] С.А. Котречко, Ю.Я. Мешков, Г.С. Меттус К вопросу о вязком и хрупком состояниях поликристаллических металлов // Металлофизика. – 1990. – 12, № 6. – С. 3–13.
- [7] Котречко С.А., Мешков Ю.Я. Предельная прочность. Кристаллы, металлы, конструкции – К.: Наук. думка. – 2008. – 295 с.
- [8] Котречко С.А., Мешков Ю.Я., Шиян А.В. Механическая стабильность – универсальная мера сопротивления переходу в хрупкое состояние металла // Успехи физики металлов, – 2009, т. 10. – № 2. – С. 207–228.
- [9] Ю.Я. Мешков, С.А. Котречко, А.В. Шиян, Н.Н. Стеценко Физические основы методики определения хрупкой прочности и механической стабильности сплавов на основе железа при комнатной температуре // Металлофизика и новейшие технологии. – 2011, т. 33. – № 4. – С. 545–560.
- [10] Н.Н. Стеценко Использование критерия механической стабильности для классификации конструкционных сталей по прочности // Свідчення про реєстрацію авторського права № 39306 від 22.07.2011 / Україна/. Опубл. Бюл. № 25. – 14 с.
- [11] А.В. Шиян Физическая природа влияния температуры на взаимосвязь свойств прочности, пластичности и механической стабильности сплавов на основе железа // Свідчення про реєстрацію авторського права № 39289 від 22.07.2011 / Україна/. Опубл. Бюл. № 25. – 16 с.
- [12] Ю.Я. Мешков, С.А. Котречко, А.В. Шиян, Н.Н. Стеценко Оптимизация свойств пластичности, прочности и механической стабильности сталей и сплавов в виде обобщенной диаграммы // Свідчення про реєстрацію авторського права № 39291 від 22.07.2011 / Україна/. Опубл. Бюл. № 25. – 15 с.

Надійшла 03.02.2012 р.

УДК 624.915 /.917

## ВЛИЯНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ПОКРЫТИЯ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ КАРКАСОВ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Рассмотрено влияние вертикальных нагрузок покрытия на горизонтальные деформации каркасов одноэтажных зданий в зависимости от формы и конструктивных решений опирания стропильных и подстропильных ферм.

We examined the influence of the vertical loads on the coverage, of the horizontal deformations on the structures of the single-storey buildings, depending on the type and constructive solutions of the support constructions of the rafter truss and the under rafter truss.

**Ключевые слова:** горизонтальные деформации, рамы каркасов, стропильные и подстропильные фермы, климатические воздействия.

**Р**амы каркасов одноэтажных промышленных зданий, как правило, выполняются из заземленных в основании колонн и разрезных балок и ферм, соединяющих колонны в поперечном и продольном направлениях каркаса, а также связей, которые в данной статье не рассматриваются. Разрезные стропильные и подстропильные фермы и балки деформируются от вертикальных нагрузок не только в вертикальном, но и в горизонтальных направлениях. Из горизонтальных деформаций балочных элементов покрытия состоит значительная, а часто и преобладающая часть горизонтальных перемещений каркаса в целом. Расчетная величина горизонтальных смещений оголовков крайних колонн вдоль ряда с подстропильными фермами общей длиной 240 м от вертикальных нагрузок покрытия может достигать 120 мм, а по поперечной раме со стропильными фермами или балками при общей ширине рамы 144 м – порядка 70 мм [1]. Раздвижка опор фермы или балки от вертикальной нагрузки с незначительной погрешностью определяется величиной удлинения их нижнего пояса или нижней полки, а при равномерной нагрузке среднее удлинение одного метра этих элементов достигает 0,8–1,0 мм. Очевидно, что взаимодействие нагрузочных и температурных горизонтальных деформаций каркаса нуждается в изучении.

Для оценки возможной раздвижки опор балки или фермы от вертикальных нагрузок вместе со средней величиной удлинения одного метра растянутых пояса фермы или полки балки 0,8–1,0 мм можно использовать связь этой раздвижки с прогибом конструкции. Так для равномерно нагруженной балки симметричного сечения, пренебрегая величиной сближения



**Ю.И. Терещенко**

директор Харьковского комплексного отделения ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», заслуженный строитель Украины



**Ф.Ф. Куклин**

главный конструктор Харьковского комплексного отделения ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского»

концов ее оси за счет выгиба, можем записать (см. рис. 1):

$$L \approx 2 \frac{H}{2} \alpha, \quad (1)$$

где  $L$  – раздвижка опор балки пролетом  $L$ ;  $H$  – высота балки;  $\alpha$  – угол поворота торцов балки.

Используя далее известные выражения для максимального прогиба  $f$  и угла поворота торцов равномерно загруженной балки, получим:

$$L \approx 3,2f \frac{L}{H}. \quad (2)$$

Из приведенного соотношения следует, что при  $L/H = 10; 20$  и  $30$  раздвижка опор балки составит соответственно 0,32; 0,16 и 0,107 от величины прогиба балки. В частности, для балки пролетом 12 м при ее прогибе 50 мм раздвижка опор балки при ее высотах 1,2; 0,6 и 0,4 м составит 16; 8 и 5,3 мм соответственно.

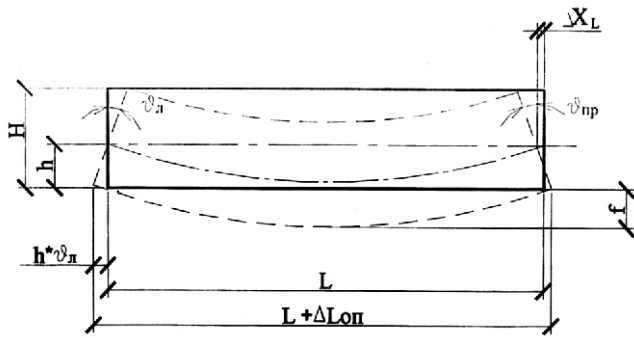


Рис. 1. Деформированное состояние балки

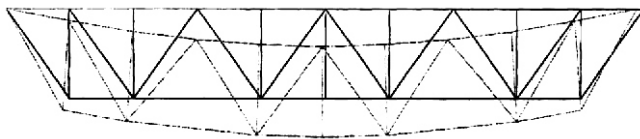


Рис. 2. Стропильная ферма с нисходящими опорными раскосами

В последнее время в стропильных и подстропильных фермах с параллельными поясами чаще стали применять схемы с нисходящими раскосами. Опирание таких ферм на колонны реализуется в уровне верхнего пояса. Для ферм с нисходящими раскосами с опорными узлами в уровне верхнего пояса (рис. 2), вне зависимости от схемы остальной решетки, явление раздвижки опор от вертикальных нагрузок заменяется явлением их сближения.

Оценка величины сближения опор ферм с нисходящими опорными раскосами при дефор-

мировании от вертикальной нагрузки может быть выполнена, как и для раздвижки ферм с восходящими опорными раскосами, по усредненной деформации «опорного» пояса. С учетом условий устойчивости сжатого пояса его средние напряжения и средние продольные деформации укорочения одного метра меньше чем у растянутых поясов и могут колебаться в пределах 0,5–0,8 мм. Это значит, что от нагрузок на покрытие при нисходящих опорных раскосах подстропильных ферм горизонтальные смещения верха крайних колонн ряда длиной 240 м к середине ряда могут доходить до 96 мм, а крайних колонн поперечной рамы при нисходящих раскосах стропильных ферм – до 55 мм к середине рамы (рис. 3). Приведенные выше значения раздвижки и сближения опор разрезных ферм могут реализоваться только при расчетном нагружении покрытия (т.е. весьма редко), при условии оптимального назначения сечений поясов ферм, а также при отсутствии разгружающего температурного воздействия.

Результаты анализа балок постоянного сечения и фермы с параллельными поясами распространяются и на фермы других очертаний. Так скатная треугольная ферма (рис. 4, а) всегда раздвигает опоры (колонны), а шпренгельная (рис. 4, б) – всегда сближает их. Трапецидальная ферма с восходящими опорными раскосами (рис. 4, в) раздвигает опоры (оголовки колонн), но направление смещения опор похожей фермы с нисходящими опорными раскосами и опорными узлами в уровне верхнего пояса (рис. 4, г)

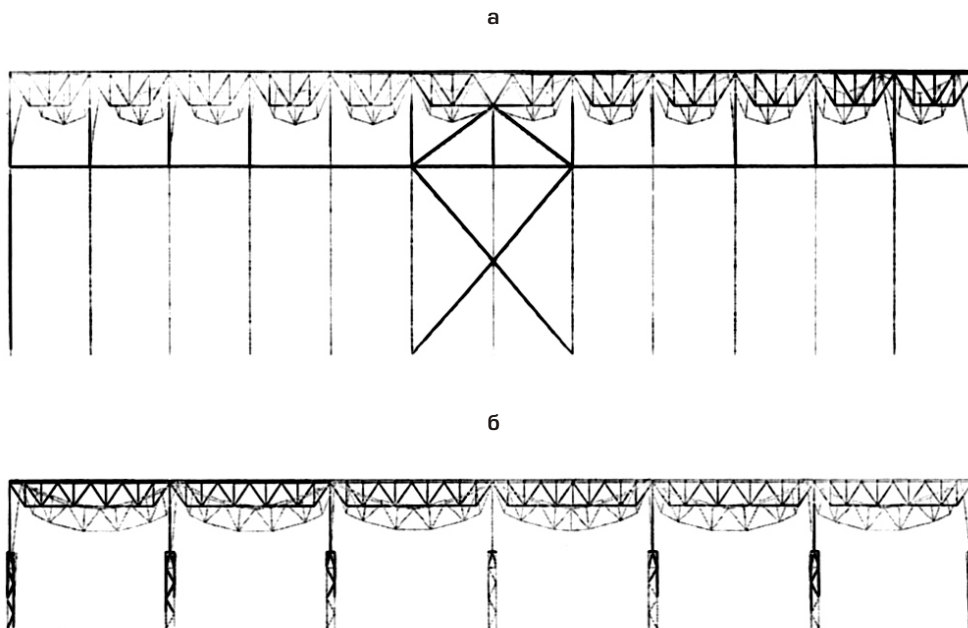


Рис. 3. Деформация ряда подстропильных ферм с нисходящими опорными раскосами (а) и стропильных ферм с нисходящими опорными раскосами в поперечной раме каркаса (б)

может быть разным, так как зависит от геометрических параметров фермы и продольной деформативности ее стержней. Это значит, что существуют такие параметры подобных ферм, при которых перемещения их опор от симметричной пролетной нагрузки отсутствуют. По отношению к ферме, изображенной на рис. 4, г, условие несмещаемости опор имеет вид

$$\frac{L_{\text{сж}}}{\sin \alpha_{\text{сж}}} f_{\text{подк}} = \frac{L_{\text{раст}}}{\tan \alpha_{\text{подк}}} - \frac{L_{\text{подк}}}{\cos \alpha_{\text{подк}}}, \quad (3)$$

где  $L_{\text{подк}}$  – удлинение опорного подкоса;  $\alpha_{\text{подк}}$  – угол отклонения подкоса от горизонтали;  $f_{\text{подк}}$  – прогиб нижнего узла опорного подкоса.

Выражение (3) получено из диаграммы перемещений Вильо, обобщенной по отношению к опорному узлу фермы (рис. 4, д).

Горизонтальные перемещения опор от вертикальной нагрузки практически отсутствуют у ферм, показанных на рис. 4.

На рис. 5 приведена схема подстропильной фермы, опоры которой не будут перемещаться, если углы наклона поясов ( $\alpha_{\text{сж}}$  и  $\alpha_{\text{раст}}$ ) и удлинение – укорочение ее поясов и стойки ( $L_{\text{сж}}$ ,  $L_{\text{раст}}$ ,  $L_{\text{ст}}$ ) будут соответствовать условию

$$L_{\text{ст}} = \frac{L_{\text{раст}}}{\sin \alpha_{\text{раст}}} - \frac{L_{\text{сж}}}{\sin \alpha_{\text{сж}}}. \quad (4)$$

Выражение (4) получено из диаграммы перемещений узлов Вильо, приведенной на рис. 6.

К балочным конструкциям, опоры которых практически не смещаются при вертикальной нагрузке и не перемещают оголовки колонн, относятся неразрезные стропильные и подстропильные фермы и балки.

На основании изложенного можно констатировать, что горизонтальные деформации каркаса одноэтажного промздания от вертикальной нагрузки покрытия могут отличаться по направлению и что направление этих деформаций вдоль и поперек каркаса зависит от конструктивных решений соответственно подстропильных и стропильных ферм и способа опирания ферм на колонны.

Взаимодействие рассматриваемых и температурных деформаций каркаса представляет интерес в условиях низкой температуры, так как в расчетную нагрузку покрытия входит снеговая нагрузка.

Горизонтальные деформации каркаса от вертикальной нагрузки на покрытие и от пони-

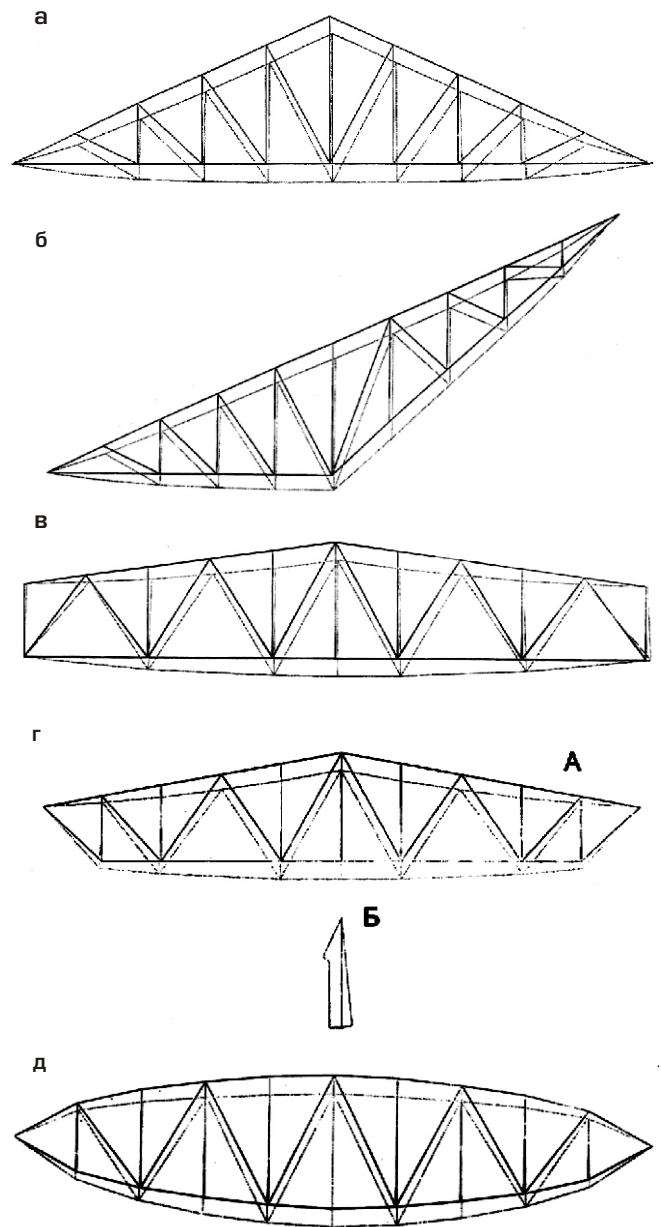


Рис. 4. Стропильные фермы:

- а – треугольная скатная;
- б – треугольная шпренгельного типа;
- в – трапецидальная с восходящими опорными раскосами;
- г – трапецидального типа с нисходящими опорными раскосами;
- д – полигонального типа со сходящимися поясами

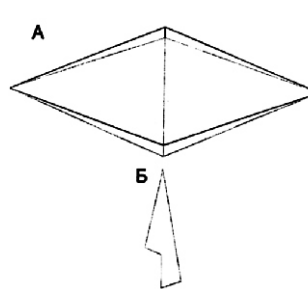


Рис. 5. Подстропильная ферма

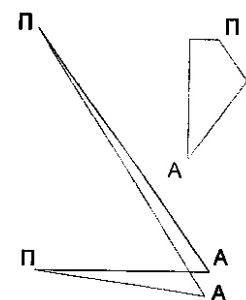


Рис. 6. Диаграмма перемещений узлов фермы Вильо



жения температуры совпадут и будут суммироваться, если здание неотапливаемое и опирания ферм сближает верхушки колонн, а также при опираниях ферм, которые раздвигают верхушки колонн, если замыкание каркаса в тепловой контур произошло при отрицательных температурах, а зимой здание отапливается. В неотапливаемых зданиях с фермами покрытия, которые раздвигают верхушки колонн, горизонтальные деформации от нагрузки на покрытие частично компенсируются деформациями от охлаждения конструкций.

Сопоставляя рассматриваемые составляющие горизонтальных деформаций каркаса, отметим, что перепады температур в 50 °С приводят к деформациям 0,60 мм/м, которые близки или меньше деформаций раздвижки – сближения колонн разрезными конструкциями покрытия 0,50–1,00 мм/м.

Перемещения верха колонн вдоль их ряда приведут к изгибу колонн из плоскостей рам. Горизонтальные перемещения верха колонн в плоскости рамы имеют решающее значение для формирования изгиба колонн многопролетных рам в этом направлении. Раздвижка оголовков колонн рамы ее стропильными фермами, как и их сближение, приводит к изменению расстояния между крановыми рельсами. Следствием этого является повышенный износ колес мостовых кранов и крановых рельсов, а также действие на колонны каркаса специфических горизонтальных крановых нагрузок.

Информацию о напряженно-деформированном состоянии каркаса, включающую результаты рассматриваемых раздвижки-сближения верхушек колонн горизонтальными перемещениями элементов покрытия, дает расчет его пространственной стержневой модели современными расчетными комплексами типа SCAD. При этом моделирование ферм должно выполняться без упрощений (представлений

осевой линией, элементом бесконечной жесткости и т.п.).

#### Выводы.

1. Горизонтальные деформации каркаса одноэтажного промздания от вертикальной нагрузки покрытия могут отсутствовать, присутствовать и иметь противоположное направление в зависимости от конструктивных особенностей главных несущих конструкций покрытия.

2. Величина горизонтальных деформаций каркаса одноэтажного промздания от вертикальных нагрузок из разрезных балочных элементов покрытия сопоставима с деформациями от климатических температурных воздействий и часто превышает их.

3. Горизонтальные деформации каркаса от нагрузок покрытия и горизонтальная составляющая температурных деформаций могут как суммироваться, так и вычитаться друг из друга.

4. Действующие нормативы по расстояниям между температурными швами [2] не учитывают нагрузочных горизонтальных деформаций каркаса вдоль и поперек здания. Это видно из того, что эти расстояния не связаны ни с какими конструктивными особенностями здания.

5. Нормативные размеры температурных отсеков (расстояния между температурными швами) должны быть пересмотрены с учетом конструктивных особенностей зданий или, например, заменены ограничением силовых воздействий на конструкции от температурных перепадов, предусмотренных нормами [3].

Основанием для устройства в здании температурного шва явилось бы превышение силовыми или деформационными характеристиками установленных пределов в одной из комбинаций с участием температурных нагрузок каркаса.

[1] Терещенко Ю.И., Куклин Ф.Ф. Особенности влияния деформирования элементов на общее напряженно-деформированное состояние каркасов одноэтажных промзданий // Будівельні металеві конструкції: сьогодення та перспективи розвитку: Зб. допов. Міжнародної науково-технічної конференції – К.: Вид-во «Сталь», 2006.

[2] СНиП II-23-81\* Стальные конструкции.

[3] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування

УДК 624.016(048)

## ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ УМОВ ЗЧЕПЛЕННЯ ВНУТРІШНЬОЇ ПОВЕРХНІ ТРУБИ З БЕТОНОМ У ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ

Розглянуто використання трубобетонних колон у складі каркасів багатопверхових будинків. Наведено результати дослідження та комп'ютерного моделювання напружено-деформованого стану трубобетонних колон під дією сконцентрованого осьового та вертикального циклічного навантажень. Метою досліджень є оцінка міцності, пластичності та характеру руйнування трубобетонних колон, без урахування адгезії між сталлю та бетоном. Враховуючи, що зусилля стиску головним чином сприймає бетонне ядро, розподілене навантаження до поперечного перерізу сталеві оболонки не прикладається, з метою наочно продемонструвати передачу вертикального тиску на трубу, за рахунок сумісної роботи бетону та сталі. Результати дослідження показали, що при відсутності зчеплення між елементами зразка, деформації зосереджені в області бетонного ядра, майже не передаються на сталеву оболонку, що суттєво впливає на характер руйнування як бетонного ядра, так і усїєї конструкції в цілому. Дані моделювання узгоджуються зі значеннями гіпотетично передбаченими.

The theme of an urgency of use concrete filled steel tube columns as a part of frameworks of many-storeyed buildings is considered. Results of research and computer modeling of the is stress-deformed condition concrete filled steel tube columns under the concentrated axial and vertical cyclic loading are presented. The purpose of research is the estimation of strength, plasticity and character of collapse concrete filled steel tube columns, without adhesion between a steel and concrete. Considering that efforts of compression are perceived mainly by the concrete core, the distributed loading to a lateral section of a steel mantle isn't put, on purpose visually to show drive of vertical pressure upon a tube, at the expense of concrete and steel teamwork. Results of probe have shown that in the absence of clutch between elements of the sample, deformation are concentrated in the field of a concrete core, and almost aren't told to a steel mantle that essentially influences character of collapse, both a concrete core, and all design as a whole. The modeling data will be coordinated with values hypothetically provided.

**Ключові слова:** трубобетонні конструкції, об'ємний напружений стан, адгезія, скінченно-елементна модель, реакція на дію сейсмічного навантаження

Серед основних тенденцій сучасного будівництва помітно зростаючий попит на нетипові, пристосовані до конкретних умов проекти. Як наслідок, підвищення висотності та збільшення робочих прогонів споруд, будівництво на територіях, що характеризуються особливими видами навантажень (сейсміка, буревії, вибухи тощо) та складними умовами зведення об'єктів (щільна забудова, незадовільний стан ґрунтової основи, вплив підземного транспорту неглибокого закладання). Відповідно, ведеться пошук нових ефективних технологічних рішень, конструкцій та матеріалів, які б задовольняли сучасні вимоги архітектурного проектування.

Наразі широкого застосування набувають трубобетонні конструктивні елементи, що поєднують кращі властивості сталі та залізобетону. Такі конструкції надійні в експлуатації, тому що у граничному стані не втрачають несучої здатності миттєво, як залізобетонні, тривалий час можуть витримувати зростаюче навантаження. Металева труба-оболонка в трубобетоні одночасно виконує функцію як поздовжнього, так і поперечного армування. А такі структурні властивості, як підвищена гнучкість і висока енергетична (силова) поглинальна здатність (втомна міцність) при циклічному сейсмічному навантаженні перевершують залізобетон. Тому трубобетонні конструкції набули широкого використання в Японії, Китаю [11], Австралії [7], сейсмічно-активних областях Південної та Пів-



**О.В. Яцько**  
аспірантка  
Київського національного  
університету будівництва  
і архітектури

нічної Америки, схильних до землетрусів країнах Європи [15], в тому числі в Україні [6].

Застосування трубобетону має також економічні переваги, оскільки потребує мінімальної кількості зварювальних робіт, не передбачає використання опалубки та зменшує витрати матеріалів порівняно із залізобетонними [14, 15].

Основним чинником, що стримує широке використання цього виду конструкцій є відсутність нормативних документів для їх розрахунку та проектування. Існують лише методики дослідження роботи трубобетону за чинними нормами і методами розрахунку типових будівельних конструкцій, а також результати експериментальних досліджень. Тому вивчення та передбачення поведінки трубобетонного елемента як при постійному навантаженні, так і під дією повторюваних циклів в умовах пластичних деформацій шляхом детального моделювання напружено-деформованого стану таких конструкцій цілком доцільне.

В рамках наукової програми, для досягнення кращого розуміння роботи трубобетону під

дією постійного і циклічного навантажень були виконані наступні дослідження.

- Аналіз опублікованих результатів наукових досліджень, що дав змогу визначити основні конструктивні характеристики підвищеної стійкості [7, 8, 10], а саме:

- підвищену жорсткість за рахунок об'ємного напруженого стану, в умовах якого знаходяться сталь і бетон;

- пружну роботу трубобетонного елемента під дією циклічних навантажень в результаті сприйняття поздовжніх зусиль сталеву трубою-оболонкою. Результати експерименту на шістнадцяти дослідних зразках [14] показали, що циклічність навантаження зі сталою амплітудою не має суттєвого впливу на загальну жорсткість і міцність трубобетонної конструкції;

- здатність до ефективного розподілення (розсіювання) динамічних навантажень [12];

- підвищену міцність залізобетонного ядра; в стиснутих трубобетонних елементах металева оболонка перешкоджає виникненню тріщин розриву у бетоні [16].

- Створена просторова скінченноелементна модель трубобетонної колони [1, 2] для визначення несучої здатності елемента з метою наочно продемонструвати схему розподілення напружень та, аналізуючи зони концентрації напружень, певною мірою передбачити розвиток руйнівних деформацій. Моделювання виконано у програмному комплексі ЛИРА 9.4 [3]. У тривимірній розрахунковій схемі колони бетонне ядро змодельоване розбиванням масиву на скінченні елементи (рис. 1, а). Труба-оболонка окремо представлена плоскими скінченними елементами пластин згідно з теорією Кірхгофа-Лява, вузли яких співпадають із вузлами скінченноелементної сітки просторового бетонного масиву, що дає можливість задовольнити сумісність деформацій бетону та арматури (рис. 1, б). Створені моделі колон були внесені до розрахункової схеми каркасно-монолітної будівлі та включені до загального розрахунку у ПК ЛИРА для отримання реальних навантажень на колону.

Враховано, що робота трубобетонних конструкцій під навантаженням значно відрізняється від роботи сталевих та залізобетонних, так як сталь і бетон знаходяться в об'ємному напруже-

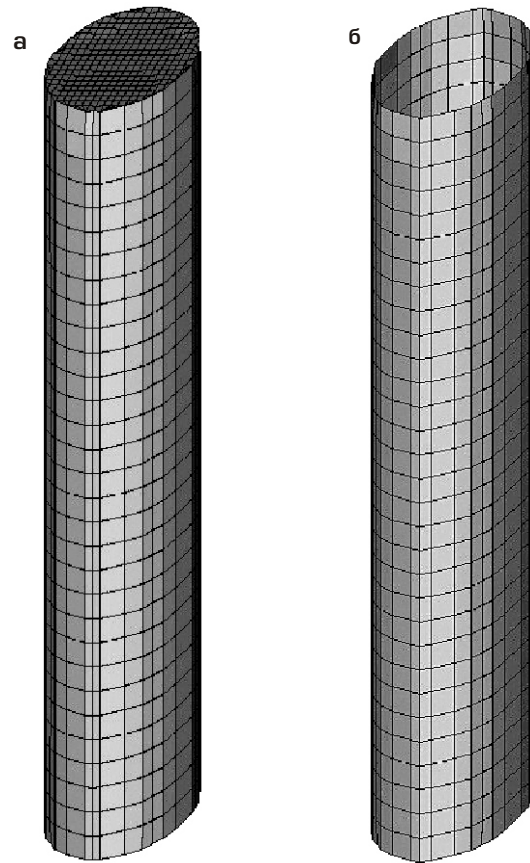


Рис. 1. Модель трубобетонної колони:  
а – бетонне ядро; б – сталева труба-оболонка

ному стані. Тому в розрахунку роботу металевої оболонки і бетонного ядра описано фізичними характеристиками, визначеними аналітичними методами, які враховують їх ефективність за таких умов. Це стосується, зокрема, розрахункового опору бетону на стиск  $R_b$ , що в трубобетоні підвищується у 1,5...2,0 раза.

- Виконано аналіз та порівняння отриманих результатів моделювання напруженого стану трубобетонного та залізобетонного варіантів каркасів 30-поверхового житлового будинку по вул. Героїв Сталінграда, 2 у м. Києві з урахуванням сейсмічного навантаження [2].

Основні параметри трубобетонного та залізобетонного каркасів наведено у табл. 1.

Перерізи колон обох варіантів еквівалентні за несучою здатністю на стиск, що визначено шляхом аналітичного розрахунку [1, 6]. Навантаження для розрахункових моделей прийняті для умов м. Києва, з використанням міцнісних і деформаційних характеристик ґрунтової основи конкретного району будівництва.



**Таблиця 1**
**Основні характеристики розрахункових моделей**

Найменування	Параметри трубобетонного каркаса	Параметри залізобетонного каркаса
Розмір поперечного перерізу несучої колони, м	0,6 0,01	0,8 0,8
Товщина монолітної плити перекриття, м	0,2	0,2
Товщина фундаментної плити, м	1,25	1,25
Висота поверху, м	3,3 (4,3)	3,3 (4,3)

Розрахунки моделей виконували на дію повного переліку навантажень для цивільної будівлі з урахуванням сейсмічних коливань, які відповідають землетрусу у 6 балів за шкалою MSK-84 у ПК ЛИРА 9.4 [3] та ПК «Мономах»-4.5. Результати моделювання наочно демонструють демпфірувальні властивості трубобетонних несучих елементів під дією циклічних сейсмічних навантажень, про що свідчать зовнішні переміщення верхніх вузлів каркаса з використанням трубобетону, які на 30 % нижчі у порівнянні з еквівалентним за несучою здатністю залізобетонним каркасом (рис. 2).

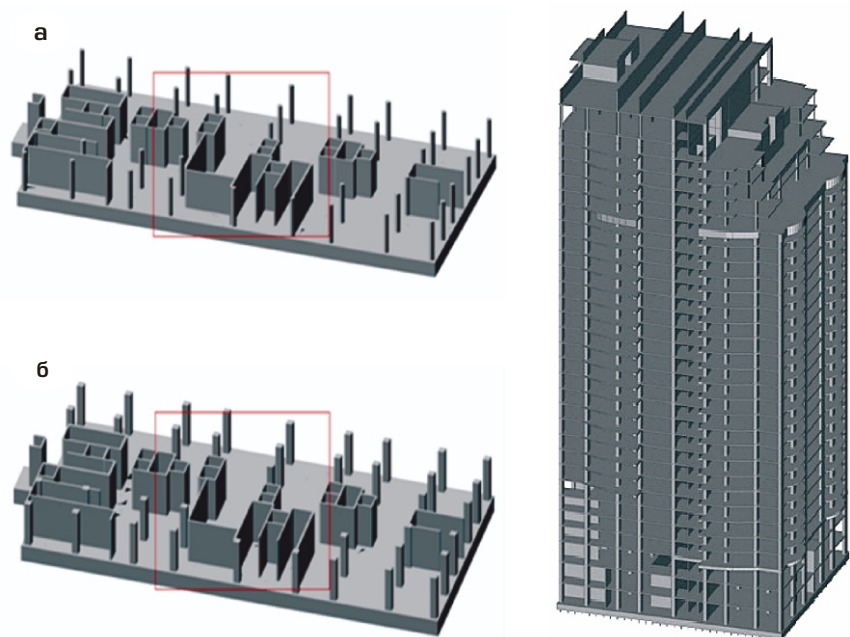
Наступний етап дослідження напружено-деформованого стану трубобетонного елемента під дією комбінованого (статичного та динамічного) навантаження було зосереджено на детальнішому вивченні впливу умов зчеплення внутрішньої поверхні труби з бетонним ядром. Як відомо [6], сумісна робота складеного перерізу забезпечується за рахунок:

- адгезії (міжмолекулярної взаємодії) між сталлю та бетоном під час виготовлення конструкції, що суттєво впливає на природу сил тертя між різнорідними матеріалами;
- напружень обтиснення, що виникають у сталевій оболонці і є прямим результатом впливу коефіцієнта Пуассона труби під дією осьового навантаження, так само, як ефект обтиснення за рахунок розширення бетонного ядра.

Відповідно досягаються такі необхідні характеристики трубобетону, як пружна робота

під дією циклічних навантажень і пластичний характер руйнування. Серед найрозповсюдженіших способів підвищення зчеплення сталі з бетоном використання трубчастих оболонок із поперечними та поздовжніми ребрами жорсткості та експансивного (розширювального) цементу, що забезпечує хімічне попереднє напруження елементів [12]. Фахівці дійшли висновку, що ефект від обтиснення знижується при використанні трубчастої оболонки прямокутного або квадратного поперечного перерізу [13].

Існує низка досліджень напружено-деформованого стану та характеру руйнування трубобетонних колон без урахування адгезії між сталлю та бетоном. Перешкоджають цьому явищу шляхом нанесення на внутрішню поверхню сталевий оболонки шару бітуму та прикладання навантаження лише на бетонне ядро. Такий підхід дає змогу дослідити ефект обтиснення бетонного ядра під дією постійного осьового навантаження у чистому вигляді. Вивчена також робота дослідних зразків на дію циклічного поздовжнього та поперечного навантажень [9, 10, 13]. Результати експериментів свідчать про порівняно низьку початкову жорсткість незв'язаних зразків (приблизно на 30 % у порівнянні зі зв'язаними) та передачу незначної частки осьового навантаження на сталеву трубу. Проте напруження текучості для таких колон на 21 % вище. Для трубобетонних зразків без зчеплення сталі з бетоном мінімальна несуча здатність залишається стабільною і зберігається майже



**Рис. 2.** Скінченноелементна модель каркаса будинку:  
а – трубобетонний каркас; б – залізобетонний каркас



постійною. Дослідні колони продемонстрували здатність витримувати прикладене зростаюче навантаження, незважаючи на руйнування бетонного ядра.

Такі результати експерименту можна пояснити характером розподілення деформацій у трубетонному елементі. Відомі три способи руйнування таких конструкцій під дією стискальних навантажень, залежно від співвідношення товщини стінки  $t$  до діаметра бетонного ядра  $D$  [6]. Зразки з досить великою товщиною стінки ( $t/D > 0,03$ ) характеризуються досягненням значних поздовжніх деформацій та виникненням кільцевих складок в оболонці. В елементах, що мають відносно малу товщину стінки ( $t/D < 0,03$ ), у граничному стані за міцністю спостерігається виникнення поздовжніх тріщин у трубі. В оболонках, заповнених високоміцним бетоном, відбувається руйнування бетонного осердя через утворення діагональної тріщини від зсуву верхньої частини по відношенню до нижньої під кутом  $60^\circ$ . Усі три способи руйнування трубетонного зразка свідчать про те, що межа міцності усього елемента відповідає межі міцності сталеві оболонки. Вищезгаданий експеримент передбачає включення труби у сумісну роботу складеного перерізу тільки після того, як швидкість бічного розширення бетону збільшується і перевищує початковий коефіцієнт Пуассона внаслідок поступового розвитку внутрішніх мікротріщин. У такому випадку до початку руйнування бетону сталеві труба-оболонка сприймає лише поперечні зусилля розтягу і, відповідно, термін роботи усієї несучої конструкції збільшується.

Для дослідження та порівняння напружено-деформованого стану варіантів трубетонних колон із різними умовами зчеплення бетонного ядра та сталеві оболонки створені тестові за-

дачі. Складові елементи конструкцій змодельовано об'ємними (бетонне ядро) та плоскими (сталеві труба-оболонка) скінченними елементами. Вузли плоских скінченних елементів пластин об'єднано з вузлами скінченноелементної сітки бетонного масиву за допомогою встановлених стрижневих елементів. Побудована таким чином модель задовольняє умови сумісності деформацій бетону і арматури та дає змогу дослідити механізм спільної роботи бетонного ядра і труби (рис. 3).

Розглянуто два можливих варіанти з'єднання сталі з бетоном у трубетонній колоні. У вузлах примикання стрижневих елементів до елементів бетонного масиву і сталеві оболонки за першим варіантом задано умови жорсткого з'єднання. Такі обмеження забезпечують сумісну роботу та переміщення складових елементів трубетонної колоні. У другому випадку елементам бетонного масиву було надано можливість переміщення по осі  $z$ . Таким чином, створено модель незв'язаного зразка.

Трубетонні колони мають розміри – 0,6 0,01 м; розрахункові характеристики матеріалів: оболонка – сталь марки 09Г2С,  $R_y = 355$  МПа,  $R_s = 195$  МПа,  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа; бетон класу В30:  $R_b = 28,1$  МПа;  $R_{bt} = 1,55$  МПа;  $E = 39 \cdot 10^3$  МПа. Коефіцієнт Пуассона – 0,2 МПа. Розрахунок проведено у лінійній постановці.

Створені трубетонні моделі внесені до розрахункової схеми каркасно-монолітної будівлі та до загального розрахунку у ПК ЛИРА для отримання реальних навантажень на кожен окрему колону. Розрахунок несучого каркаса будинку [2] дозволяє визначити найбільш навантажену колону та значення вертикальної сили  $N = 1184,05$  т. Враховуючи, що зусилля стиску головним чином сприймає бетонне ядро, розподілене навантаження  $6970,26$  т/м<sup>2</sup> до поперечного перерізу сталеві оболонки не прикла-

дається. Такий спосіб завантаження здійснюється з метою наочної демонстрації передачі вертикального навантаження на трубу і на комплексний переріз за рахунок сумісної роботи бетону та сталі. До зразків обох варіантів також прикладені сейсмічні навантаження, які відповідають землетрусу у 9 балів за шкалою MSK-84 [4,5]. Таким чином, визначене найнесприятливіше розрахункове поєднання навантажень (РПН), використане у тестових задачах, та отримані відповідні результати.

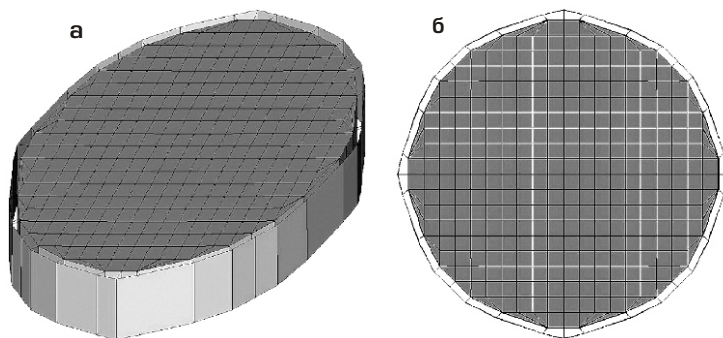


Рис. 3. Поперечний переріз скінченноелементної моделі колоні із включенням стрижневих елементів з'єднання:  
а – загальний вигляд; б – розрахункова модель

У табл. 2, 3 наведені дані, отримані в результаті розрахунків моделей трубобетонних зразків. На рис. 4 показані ізополя горизонтальних переміщень колони по осі  $y$ . На рис. 4,а деформації, зосереджені в області бетонного ядра, майже не передаються на сталеву оболонку. Характер деформацій навантаженого зразка, у якому було забезпечено жорстке зчеплення сталі з бетоном, відображено на рис 4, б. У даному випадку відбувається сумісне деформування елементів колони.

Таблиця 2

**Максимальні зусилля в елементах трубобетонних колон**

Найменування	Напруження	Зразок незв'язаної трубобетонної колони	Зразок зв'язаної трубобетонної колони
Бетонне ядро, т/м <sup>2</sup>	$N_x$	-690	-939
	$N_y$	-517	-939
	$N_z$	-5140	-4950
Сталева труба-оболонка, т/м <sup>2</sup>	$N_x$	$6,11 \cdot 10^3$	$4,13 \cdot 10^3$
	$N_y$	$5,16 \cdot 10^3$	$4,13 \cdot 10^3$
Стрижневі елементи з'єднання, т	$N$	-2,5876	-1,75
	$Q_y$	5,7922	0,9887

**Примітка.** Різні значення максимальних нормальних напружень  $N_x, N_y$  отримані внаслідок прикладання до зразків найнесприятливішого поєднання навантажень і відповідають результатам розрахунку за 2-ю та 3-ю формами коливань.

Таблиця 3

**Максимальні переміщення зразків трубобетонних колон**

Найменування	Напрямок переміщення, мм	Зразок незв'язаної трубобетонної колони	Зразок зв'язаної трубобетонної колони
Трубобетонна колона	по осі $x$	14,2	24,1
	по осі $y$	19,5	11,4
	по осі $z$	2,45	3,44

**Висновки.** Аналіз максимальних напружень в елементах дослідних зразків наочно демонструє розподіл вертикального навантаження стиску між бетонним ядром та сталеву оболонкою. Поперечні напруження у зв'язаному бетонному ядрі на 35 % перевищують відповідні дані незв'язаного зразка.

Також слід звернути увагу на зони концентрації деформацій, дослідження яких неможливе при аналітичному розрахунку трубобетонних елементів як суцільних стрижневих конструкцій. У разі якщо прикладене навантаження наближається до граничного, саме у таких місцях виникають перші руйнування. На рис. 4, а мак-

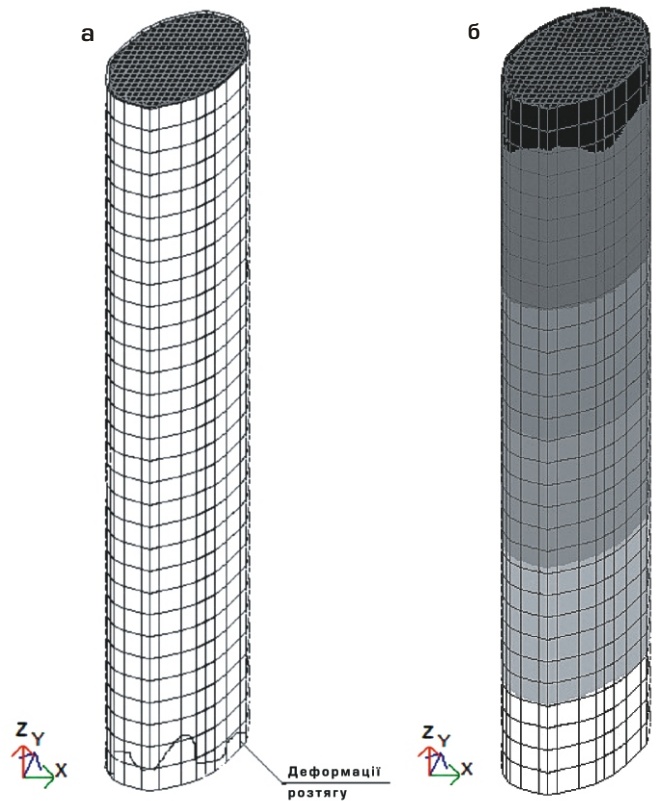


Рис. 4. Ізополя переміщень трубобетонної колони по осі  $z$ : а – незчепленої колони; б – зчепленої колони

симальні вертикальні деформації зосереджені в нижній частині колони, на рис. 4, б спостерігається протилежна картина.

Дослідження напружень стиску у стрижневих елементах (рис. 5) дозволяє стверджувати, що у трубобетонних зразках із жорстким зчепленням сталі з бетоном близько 40 % поздовжнього навантаження стиску передається на сталеву оболонку завдяки сумісній роботі елементів колони. При аналітичному розрахунку трубобетонного елемента не враховується передача навантаження стиску на трубу [9]. Якщо такі зусилля характеризуються значними показниками, доцільним є збільшення товщини стінки сталеву труби, оскільки при її пошкодженні ймовірна поява тріщин.

Схема розподілення навантажень за першим варіантом (рис. 5, а) демонструє процес рівномірного бічного розширення бетонного осердя внаслідок ущільнення під дією стиску. На рис. 5, б наведені зони зосереджених напружень стиску та розтягу, виникнення яких пояснюється дією сил тертя між внутрішньою поверхнею труби та бетоном, які зосереджені відповідно у верхній (область прикладання навантаження) та нижній (область опирання) частинах колони.

Зусилля бічного обтиснення зразка, у якому було задано зчеплення сталі з бетоном, на 33 % нижчі у порівнянні з незчепленим варіантом. Така відмінність пояснюється різним перебігом руйнівних процесів у бетонному ядрі. В першому випадку внаслідок виникнення перенапружень та мікротріщин в окремих мікрооб'ємах бетонне осердя ущільнюється. Розвиток тріщиноутворення більшого обсягу матеріалу до утворення суцільного розриву стримується сталевією трубою, що на даному етапі включається в роботу. Такий процес руйнування зі збереженням стабільної мінімальної несучої здатності підтверджує результати експериментальних досліджень [9, 10, 13].

При створенні дослідних моделей в заданих умовах дії сейсмічного циклічного навантаження більш стійким визначено трубобетонний зразок без зчеплення сталі з бетоном, який також дозволяє знизити внутрішні зусилля в сталевій оболонці від спільної дії зовнішніх навантажень і сейсмічних сил, і, як наслідок, збільшити жорсткість та тривалість роботи усієї несучої конструкції.

Недоліком такого способу моделювання є неможливість дослідити протікання процесів перерозподілу навантажень за критерієм «час». Для їх вивчення необхідно проведення дослідницького експерименту.

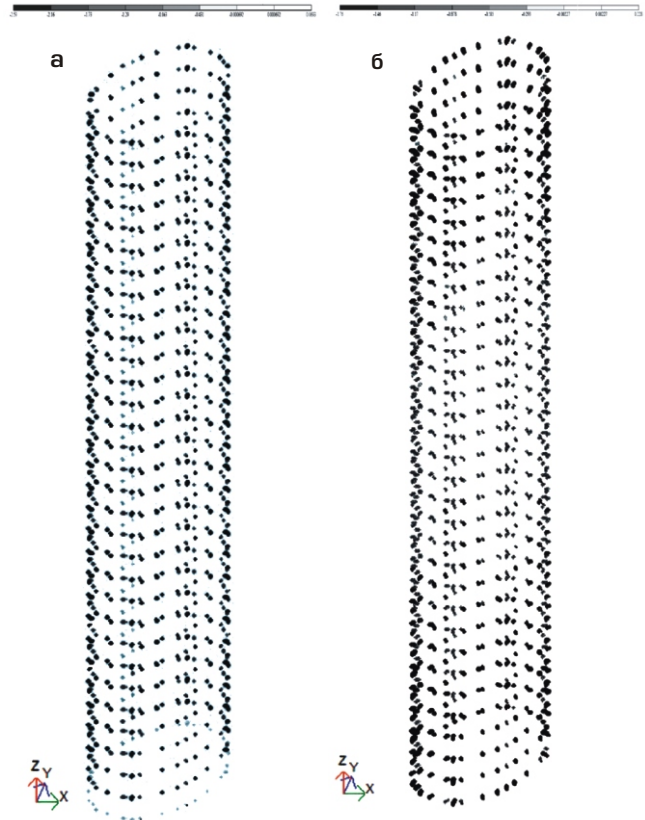


Рис. 5. Ізополя поздовжніх напружень  $N_x$  у стрижневих елементах з'єднання:

а – напруження в колоні без зчеплення бетону і труби;  
б – напруження в колоні зі зчепленням бетону і труби

- [1] Барашиков А.Я., Яцько О.В. Модель напруженого стану трубобетонної колони у складі проекту багатопверхового житлового будинку / Барашиков А.Я., Яцько О.В. // Состояние современной строительной науки: сборник научных работ. Вып. 8. – Полтава, 2010. – С. 272.
- [2] Барашиков А.Я., Яцько О.В., Эффективность трубобетонных конструкций у сейсмостойкому будівництві/Барашиков А.Я., Яцько О.В. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць, Вып.21. – Рівне, 2011. – С. 647.
- [3] В.Е. Боговис, Ю.В. Гензерский, Ю.Д. Гераймович, А.Н. Куценко, Д.В. Марченко, Д.В. Медведенко, Я.Е. Слободян, В.П. Титок // ЛІРА 9.4. Примеры расчета и проектирования: Учебное пособие – Киев: Видавництво «Факт», 2008. – С. 280.
- [4] ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. //Мінрегіонбуд України, – Київ, 2006. – С. 62.
- [5] ДБН В.1.1-12:2006. Будівництво в сейсмічних районах. // Мінрегіонбуд України, – Київ, 2006. – С. 26.
- [6] Л.І. Стороженко, В.Ф. Пенц, С.Г. Коршун // Трубобетонні конструкції промислових будівель: Монографія. – ПолтНТУ – Полтава, 2008. – С. 202.
- [7] Amit H. Varma, James M. Ricles, Richard Sause and Le-Wu Lu «Seismic behavior and modeling of high-strength composite concrete-filled steel tube (CFT) beam-columns», Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan State University, 3546 Engineering Building, East Lansing, MI 48824-1226, USA.
- [8] Chris Chaseling «At the southern end of the Sydney central business district, a major steel high-rise building reaches skyward in steel-Latitude at World Square (Ernst & Young Centre)». Modern Steel Construction, December 2004.
- [9] Furlong, R.W. (1968). «Design of steel-encased concrete beam-columns» 7. Struct. Div, ASCE, 94(1), 267–281.
- [10] Kilpatrick, A.E. and Rangan B.V. (1997a). «Tests on high-strength composite concrete columns». Research Report No. 1/97, School of Civil Engineering, Curtin University of Technology, Perth, Western Australia, March.
- [11] Lu W. «Research on Seismic Behavior of Concrete-Filled Rectangular Steel Tubular Columns under Cyclic Loading», Master degree dissertation, Research Institute of Engineering Structures, Tongji University, P. R.China. (in Chinese).
- [12] M. Bruneau & S. El-Bahey, «Structural Fuses and Concrete-Filled Steel Shapes for Seismic- and Multi-Hazard Resistant Design», Department of Civil, Structural, and Environmental Engineering, Weidlinger Associates Inc., Washington, D.C., USA.
- [13] Roeder C.W. (Cameron B., and Brown C.B. (1999). «Composite action in concrete filled tubes». J. Struct. Eng., 125(5), 477–484.
- [14] Tarics A.G. (1972). «Concrete-filled steel columns for multistory construction». Modern Steel Constr., 12, 12–15.
- [15] Webb J. and Peyton J.J. 1990. «Composite concrete filled steel tube columns». The Institution of Engineers Australian, Structural Engineering Conf., Adelaide, Australia, 181–185. JOURNAL.
- [16] Xilin LU And Weidong LU, «Seismic behavior of concrete and steel composite columns under cyclic loading». MS thesis, Univ. of Ottawa, Ottawa.

Надійшла 12.01.2012 р.



## ОСОБЛИВОСТІ ТА НАСЛІДКИ РЕФОРМУВАННЯ ПРОЕКТНОЇ ДІЯЛЬНОСТІ

**П**роєктування у будівництві – це процес колективної творчості, спрямований на пошук рішень, їх втілення та координацію дій розроблення всіх складових частин проекту будинку або споруди житлово-цивільного, комунального, промислового та іншого призначення для подальшого нового будівництва, реконструкції, реставрації або капітального ремонту.

На сьогодні в Україні зареєстровано біля 2 тис. організацій і підприємств із правом виконання проектно-вишукувальних, проектних, проектно-конструкторських та проектно-технологічних робіт. Серед них біля 300 відомих проектних інститутів або проектних фірм різної форми власності, очолюваних відомими фахівцями, докторами технічних наук, професорами, членами різних академій із багаторічним досвідом проєктування найскладніших у технічному плані об'єктів промислового та цивільного призначення як в Україні, так і за її межами.

Колективи проектних інститутів згідно зі своєю спеціалізацією і належністю до певної галузі економіки мають свої традиції, досвід, систему підготовки і виховання спеціалістів, а також авторитет у замовників.

Проектна справа у будівництві вкрай важливий елемент інноваційного розвитку економіки нашої держави через механізм розробки і реалізації інвестиційних проєктів із використанням новітніх технічних рішень, економічної і енергетичної ефективності, усіх рівнів безпеки, залучення до процесу будівництва підприємств інших галузей промисловості із поставки промбудматеріалів, конструкцій, обладнання, засобів механізації, комплектуючих виробів тощо.

Інтелектуальний потенціал проектних організацій на постійній основі залучається до розроблення, удосконалення та перегляду нормативних документів національної системи стандартизації з метою відображення у цих документах набутого передового вітчизняного та світового досвіду та останніх досягнень технічного прогресу у будівництві.

Протягом останніх років важливим елементом державного регулювання у інвестиційній сфері було ліцензування у будівельній діяльності, в тому числі ліцензування проектних



**О.В. Шимановський**  
генеральний директор  
ТОВ «Укрінсталькон  
ім. В.М. Шимановського»,  
член-кореспондент НАН України,  
заслужений діяч науки і техніки  
України, д.т.н., професор



**В.П. Адріанов**  
віце-президент Академії будівництва  
України

робіт. Звичайно, наявність ліцензії не є панацеєю від усіх проблем проектною справою, але вона створює певний бар'єр щодо недопущення на будівельний ринок як вітчизняних, так і іноземних дилетантів із неочікуваними наслідками їх діяльності. Ліцензія також дає змогу замовнику або підряднику з урахуванням чітких критеріїв знайти свого майбутнього партнера – проектну організацію.

Рішення Уряду від 27 лютого 2012 року № 148 щодо ліквідації ліцензування проектних робіт здивувало фахівців проектною справою, тим більше, що це рішення пов'язує із запровадженням із 01.06.2012 р. у будівництві обов'язкової системи атестації відповідальних виконавців окремих видів робіт. Але ж це непорівнянні речі! Проект нового будинку, шахти, залізниці, атомної електростанції – продукт колективної праці великої кількості фахівців інституту або групи інститутів. Атестація ж спеціалістів обумовлена тільки вимогами до підвищення персональної відповідальності окремого виконавця.

У Законі України «Про ліцензування певних видів господарської діяльності» чітко визначено, що «будівельна діяльність підлягає обов'язковому ліцензуванню». На жаль, у нашому законодавстві відсутнє визначення цього терміна, і тому до 2012 року ліцензування проектних робіт, як складова будівництва, мало місце, а наразі проєктувальників чомусь штучно відокремили від цього напрямку діяльності,



незважаючи на те, що вони, крім створення самого проекту, забезпечують проведення авторського нагляду за дотриманням проектних рішень на будмайданчику, а у разі необхідності – коригують проектну документацію, розробляють засоби технологічного оснащення, беруть участь в оформленні документів передачі об'єктів в експлуатацію тощо.

У процесі реформування проектної справи не була почута думка самих проектувальників. До її обговорення не були залучені навіть такі авторитетні громадські організації у будівельній галузі, як Академія будівництва України, Конфедерація будівельників України, Українська асоціація проектних організацій та інші.

Ініціатори реформ посилаються на досвід інших країн. Розглянемо стан справ у Російській Федерації у сфері проектування. Після дворічної підготовки тут був задіяний інститут саморегульованих організацій, яким держава делегувала частину своєї відповідальності та функцій регулятора ринку та захисника російського виробника шляхом видачі ними (за немалі кошти) дозволів на проектні та підрядні роботи для вітчизняних і закордонних організацій і підприємств. Реформаторський досвід Грузії, який полягає у легалізації дозвільної системи у проектуванні, теж нам не підходить, бо у цій країні ніколи не було своєї національної системи проектування, 90 % усіх її об'єктів запроектовані інститутами колишнього Радянського Союзу. Тому повна лібералізація ринку проектних робіт там виправдана. Україна повинна йти своїм шляхом і захищати свої національні інтереси.

Немає сумніву у необхідності реформування більшості напрямків капітального будівництва, але цей процес повинен бути обґрунтованим і зрозумілим, із прискіпливим аналізом очікуваних економічних і соціальних наслідків. Україна сьогодні повністю лібералізувала ринок проектних робіт, відмовившись від інструментів захисту вітчизняного розробника документації для будівництва. Постає питання щодо доцільності такого кроку. Адже маємо багато прикладів, коли іноземні фірми, проектуючи об'єкти до Євро-2012 та деякі промислові підприємства, закладають у технічну документацію умови постачання конструкцій, обладнання, комплектуючих виробів, елементів інженерних систем від заводів-постачальників своїх країн, завантажуючи їх потужності та

забезпечуючи фінансуванням, зменшуючи тим самим кількість робочих місць в Україні.

Законом України «Про регулювання містобудівної діяльності» задекларована можливість створення саморегульованих організацій у сфері архітектурної діяльності, але відсутність базового закону та низки нормативно-правових документів, які повинні були бути розроблені під керівництвом Міністерства регіонального розвитку України, звели нанівець питання поступової заміни державного ліцензування на дозвільну систему саморегульованих організацій для проектувальників і будівельників.

Започаткована професійна атестація відповідальних виконавців окремих видів робіт (послуг), пов'язаних із створенням об'єктів архітектури, крім експертів і інженерів технічного нагляду, стосується також архітекторів (ГАПів) та інженерів-проектувальників (ГППів). Прийняті організаційні методичні та процедурні документи стосовно її проведення викликають чимало питань. Наприклад, чому практичну роботу з передатестаційної підготовки проектувальників доручено новоствореній «Гільдії проектувальників у будівництві», яка невідома широкому загалу спеціалістів і не має досвіду з методології організації і проведення навчального процесу та підготовлених кадрів як у проектній, так і в науковій (розрахунковій) справі. А програми підвищення кваліфікації інженерів-проектувальників розробили хоча і знані науководослідні інститути НДІБВ та НДІБК, але без практичного досвіду широкого спектра реального проектування. Викликає сумнів і те, що 48 лекційних годин є достатнім для об'єктивної та професійної атестації спеціалістів усіх можливих напрямків проектування. Незрозумілі мотиви видачі атестаційною архітектурно-будівельною комісією сертифіката інженера-проектувальника робітникам-практикам без вищої освіти і спеціальних знань із правом розробки проектів будь-якої складності і відповідальності. Необґрунтованою видається вартість проведення атестації окремого спеціаліста, яка у декілька разів перевищує вартість за отримання ліцензії юридичною особою.

Слід також зазначити, що у цих керівних документах не обумовлені питання щодо обов'язковості атестації представників іноземних фірм, які виконують проектні роботи для об'єктів України. Важко уявити, як вони надава-

тимуть до комісії копії трудової книжки, дипломом про освіту, а також прослухають українською мовою курс підвищення кваліфікації та ознайомляться із змістом багатьох томів будівельних норм і стандартів нашої країни. Тому висновок щодо відомої тези стосовно захисту вітчизняного виробника напрашується одразу.

Запроваджена атестація, крім іншого, закладає руйнівну складову безпосередньо у саму проектну справу із наступних причин.

*По-перше.* Неможливо аргументовано, спираючись на здоровий глузд, пояснити, наприклад, ГПУ з вищою освітою, який до того ж є кандидатом технічних наук, доцентом, доктором технічних наук, професором, постійно підвищує свою кваліфікацію, має багаторічний досвід роботи та за проектами якого зведені та успішно експлуатуються складні об'єкти, чому він не може працювати ГПОм без отримання сертифіката. Хто і за якими критеріями атестуватиме конкретного ГПА з проектування АЕС, ТЕС, металургійного комбінату, нафтопереробного заводу, метрополітену тощо?

*По-друге,* персоніфікація відповідальності атестованого спеціаліста проектною справою за порушення ним вимог законодавства, будівельних норм, державних стандартів і правил руйнує роками відпрацьовану систему менеджменту якості проектною організацією, яка є самостійним господарюючим суб'єктом на ринку, і керівництво якої самостійно вирішує, хто буде ГПОм, ГАПОм, головним фахівцем, завідувачем відділу тощо і несе повну відповідальність за проектну продукцію відповідно до вимог укладених договорів із замовником.

При запровадженні обов'язкового підпису і печатки атестованого відповідального виконавця на проектній документації треба було врахувати усталену роками практику, що кожний виконавець підрозділу проектного інституту несе відповідальність за зміст перед перевіряючим і за оформлення креслень перед нормоконтролером. Відповідальність виконавця припиняється у той момент, коли свої підписи поставлять перевіряючий і нормоконтролер. У самій проектній організації знайти наступних за ними неможливо. Якщо з'являється підпис ГПА, то це буде означати, що він ще раз перевіряв усі проектні рішення на виконання чинних нормативів і стандартів і взяв усю відповідальність на себе. Але це неможливо і небезпечно, бо створює пре-

цедент покарання за чужу провину, в результаті настає колективна безвідповідальність усіх інших, причетних до підготовки проектною документації.

Апофеозом реформаторських заходів у проектній справі стали положення нещодавно прийнятого Закону України «Про внесення змін до деяких законодавчих актів України щодо посилення відповідальності за вдосконалення державного регулювання у сфері містобудівної діяльності» стосовно накладання значних штрафів на головного архітектора проекту (головного інженера проекту) за передачу замовнику проектною документації з порушенням вимог законодавства, будівельних норм і стандартів, а також на суб'єктів містобудування, які доручають виконання окремих видів робіт відповідальним виконавцям, які згідно з законодавством повинні мати кваліфікаційний сертифікат, але не мають його.

Враховуючи, що уповноваженим органом із розгляду таких справ і накладання штрафів призначено Державну архітектурно-будівельну інспекцію України, постає питання, яким чином дії атестованих спеціалістів проектних організацій будуть контролювати неатестовані працівники інспекції. Як наші судді із гуманітарною освітою будуть розглядати технічні аспекти застосування будівельних норм і стандартів (тільки перелік яких налічує біля 200 стор.) у ході оскарження в суді рішень інспекції та скільки бюджетних коштів буде витрачено на залучення незалежних експертів у таких справах.

На думку багатьох фахівців, взаємодія усіх учасників процесу будівництва із підрозділами Держархбудінспекції сприятиме створенню майбутніх корупційних схем – з'являється спокуса відкупу замість сплати штрафів.


Галузева будівельна інспекція стане в чергу за іншими аналогічними інспекціями із накладання штрафів, які у подальшому, безумовно, будуть компенсовані за рахунок збільшення вартості будівництва.

Таким чином, можна дійти висновку, що започатковане реформування проектною справою призведе до відмови від державного регулювання проектних робіт у будівництві через припинення їх ліцензування, а також до незахищеності цього сектора будівельного ринку, очікування руйнації організаційних основ діяльності проектних інститутів у результаті необґрунтованої атестації ГАПів та ГППів.

На жаль, поза увагою владних структур залишилися інші важливі питання підвищення рівня конкурентоспроможності вітчизняних проєктувальників, а саме:

- Створення механізму прискореного впровадження через проєктування останніх досягнень передового світового і вітчизняного досвіду, а також ефективних розробок інститутів Національної академії наук України, вузівської та галузевої науки.
- Удосконалення системи оплати праці проєктувальників, яка є найнижчою серед країн СНД, що призводить до соціального і фахового падіння авторитету професії, уповільнення темпів оновлення кадрового складу інститутів, поступового відставання від рівня розвинутих країн у підходах до розроблення складних в інженерному плані об'єктів.
- Запровадження дієвої системи підвищення кваліфікації проєктувальників, орієнтованої крім професійних знань на вдосконалення організації і управління проєктуванням, економічну ефективність проєктування будівництва та експлуатації об'єкта, системи, що відповідає реальним потребам часу, надзвичайно завантажених практичною роботою проєктувальників.
- Проведення на постійній основі моніторингу виробничої і науково-технічної діяльності проєктних та конструкторських організацій, розроблення системи стимулювання більш активного їх виходу на закордонні підрядні ринки та інші.

Місце і значення проєктної справи у проведенні державної інвестиційної політики важко переоцінити. Це національне надбання. Тому вкрай важливим є недопущення у ході реформування будівельної галузі погіршення умов праці вітчизняних проєктувальників.

Надійшла 18.04.2012 р. 

### **ПЕРША НАЦІОНАЛЬНА КОНФЕРЕНЦІЯ УЧАСНИКІВ РИНКУ МЕТАЛОБУДІВНИЦТВА**

У роботі Першої національної конференції учасників ринку металобудівництва, яка відбулася 16 травня ц.р. у м. Києві, взяли участь 25 організацій, діяльність яких пов'язана з виробництвом сталі та прокату, дистрибуцією металопрокату, проєктуванням, виробництвом та монтажем металоконструкцій, а також галузеві вищі навчальні заклади та наукові організації.

Під час роботи конференції її учасники (45 чол.) обговорили основні проблеми, що існують у галузі металобудівництва, а також «Програму популяризації сталі в будівництві», що була розроблена на базі діагностички стану галузі з залученням провідних вітчизняних та зарубіжних експертів.

За результатами обговорення були прийняті наступні рішення:

- 1.** Рекомендувати «Програму просування сталі як матеріалу вибору в будівництві» до реалізації із врахуванням коригувань та пропозицій, які були внесені учасниками конференції.
- 2.** Створити ініціативну групу задля реалізації зазначеної програми. Координатором групи призначити представника METINVEST – Романа Курашева, начальника управління маркетингу та продуктової політики (контакти: roman.kurashev@metinvestholding.com, тел. +38 (067) 543-26-16).
- 3.** Ініціативній групі розглянути можливі форми організації юридичної особи, на базі якої буде здійснюватись реалізація просування сталі в будівництві (маркетингова, технічна та інженерна функції).
- 4.** Провести перше засідання ініціативної групи в першій половині червня 2012 року.

УДК 624.011

## ПРИКЛАД ДЕГРАДАЦІЇ ЕФЕКТИВНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ ФОРМИ

У проектній практиці зустрічаються випадки трансформації раціональних конструктивних форм у напрямку, зворотньому еволюційним законам розвитку технічних систем. У статті розглядається подібний приклад з позиції філософії техніки і економіки конструкції.

In design practice there are cases of transformation of rational structural shapes in reverse evolution laws of technical systems. The article deals with positions similar philosophy of technology and economic structure.

**Ключові слова:** купольна конструктивна форма, трансформація купола.

**Е**фективна конструктивна форма погіршується внаслідок внесення до неї з різних причин змінень, які принципово змінюють статику конструкції. Будівельні конструктивні форми є технічними системами, тому зазначений шлях її погіршення суперечить об'єктивним законам розвитку технічних систем [1], які є складовою філософії техніки. Згідно з цими законами еволюція технічних систем – це процес збільшення ступеня їхньої ідеальності  $I$  [2], що визначається відношенням корисної функції  $TС - \Phi_k$  до фактора розплати –  $\Phi_p$ , завдяки якому покращується корисна функція  $TС$ :

$$I = \frac{\Phi_k}{\Phi_p} \quad (1)$$

В [2] умова (1) запозичена з [3], тому доцільно коротко зупинитися на формуванні та розвитку конструктивних систем природи. Остаточного конструктивного рішення живі організми набувають у процесі безперервної оптимізації систем по відношенню до зовнішніх впливів. В основі утворення біологічних конструктивних систем лежать енерговитрати, пов'язані з обміном речовин. Оптимізація конструктивного рішення організму полягає в оптимізації його маси. Звідси виникають основні критерії ефективності, яким користується природа при утворенні оптимальних конструктивних систем. Природа прагне будувати свої організми з найменшою масою, забезпечуючи одночасно високу несучу здатність їхніх конструктивних систем. Принцип досягнення максимального ефекта при мінімальній витраті матеріалів простежується у всіх конструктивних рішеннях біологічних систем. Вчені-природознавці оцінюють ефективність конструктивних систем співвідношенням ваги скелета  $P_{ск}$  до ваги тіла  $G_T$ :

$$I = \frac{P_{ск}}{G_T} \quad (2)$$



**В.З. Кліменко**

професор кафедри металевих і дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури, к.т.н., професор

Цей критерій дозволяє встановити вплив сил гравітації на формування несучої основи конструктивних систем живих організмів, що перебувають у різних природних умовах.

Будівельні конструктивні форми для перекриття прогонів зазнають таких самих сил гравітації від власної ваги і корисного навантаження, тому за аналогією з (1) можна для них записати критерій ефективності

$$I = \frac{P}{G}, \quad (3)$$

в якому  $P$  – граничне розрахункове навантаження на конструкцію;  $G$  – власна вага конструкції.

З умови (3) випливає, що ефективність будівельної конструктивної форми можна покращити як збільшенням її несучої здатності  $P$  зі збереженням, так і зниженням власної ваги конструкції  $G$  або у разі збереження, а краще збільшення  $P$ , з одночасним зниженням її  $G$ . В обох випадках підвищення ступеня ідеальності конструктивної форми залежить від міри успіху розв'язання інженером невидимого конфлікту в будівельних конструкціях [4], суть якого і відображена в критерії (3). Цей критерій не абстрактне поняття, він є економічною категорією, оскільки маса конструкції визначає, як правило, інші показники в номенклатурі техніко-економічних показників.

Несучі конструкції купольного покриття на рис. 1 виконані з клеєної деревини. Показником ефективності дерев'яної конструкції є коефіцієнт її власної ваги ( $k_{в.в}$ ), який встановлює співвідношення маси несучої конструкції до її несучої



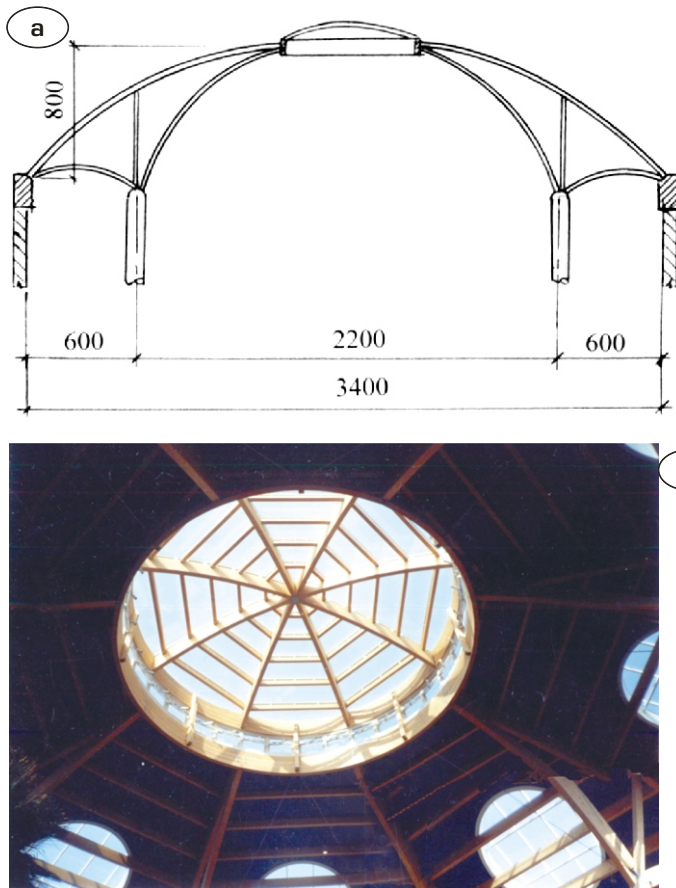


Рис. 1. Купольне покриття:  
а – поперечний розріз; б – фрагменти інтер'єру

чої здатності, визначеної відповідно до нормативних вимог щодо проектування. Коефіцієнт власної ваги визначається за формулою

$$k_{в.в} = \frac{1000m_{в.в}}{(m_{в.в} m_g S_0) l}, \quad (4)$$

де  $m_{в.в}$  – власна маса несучої конструкції на  $1 \text{ м}^2$  площі горизонтальної проекції;  $m_g$  – характеристичне постійне навантаження від покриття;  $S_0$  – характеристичне снігове навантаження;  $l$  – прогін конструкції, м.

Критерій (4) обрано для порівняння різних конструкцій купольного покриття, він є своєрідною формалізацією в дерев'яних несучих конструкціях умови оцінки їхнього ступеня ідеалізації за формулою (3). Порівняння виконано не за діючою методикою щодо співставлення техніко-економічних показників варіантів, що передбачає урахування змін у суміжних частинах конструктивних рішень (у нашому випадку, наприклад, зовнішнього опорного кільця, появу додаткових опорних конструкцій, фундаментів), а за спрощеною методикою – за масою  $m_{в.в}$ . Порівняння дає кількісну оцінку деградації раціональної конструктивної форми.

**Конструктивні рішення покриття.** Конструкція покриття розглядається у процесі трансформації первісної схеми – ребристого купола (схема 1, а на рис. 2) спочатку у підкісну (схема 2, а), а потім у стійково-підкісну систему (схема 3, а).

*Ребристий купол* утворено з вісьмох арок, з'єднаних зверху кільцем. Зовні арки спираються на залізобетонний опорний контур. У статичному відношенні арки – тришарнірні системи, виконані з клеєної деревини. Розрахунок арок зроблено відповідно до нової концепції проектування, викладеної у [5], з пошуком небезпечного місця за умови складного напруження стану матеріалу.

*Підкісна система* покриття утворилась з появою в арках підкосів. Імовірно для збереження візуального сприйняття арковості покриття підкосам надано криволінійної форми.

*Підкісно-стійкова система* з'явилась внаслідок аналізу статички попередньої системи: через необхідність додання стійок і розпірок. Криволінійна форма останніх пояснюється однотипністю несучих елементів покриття.

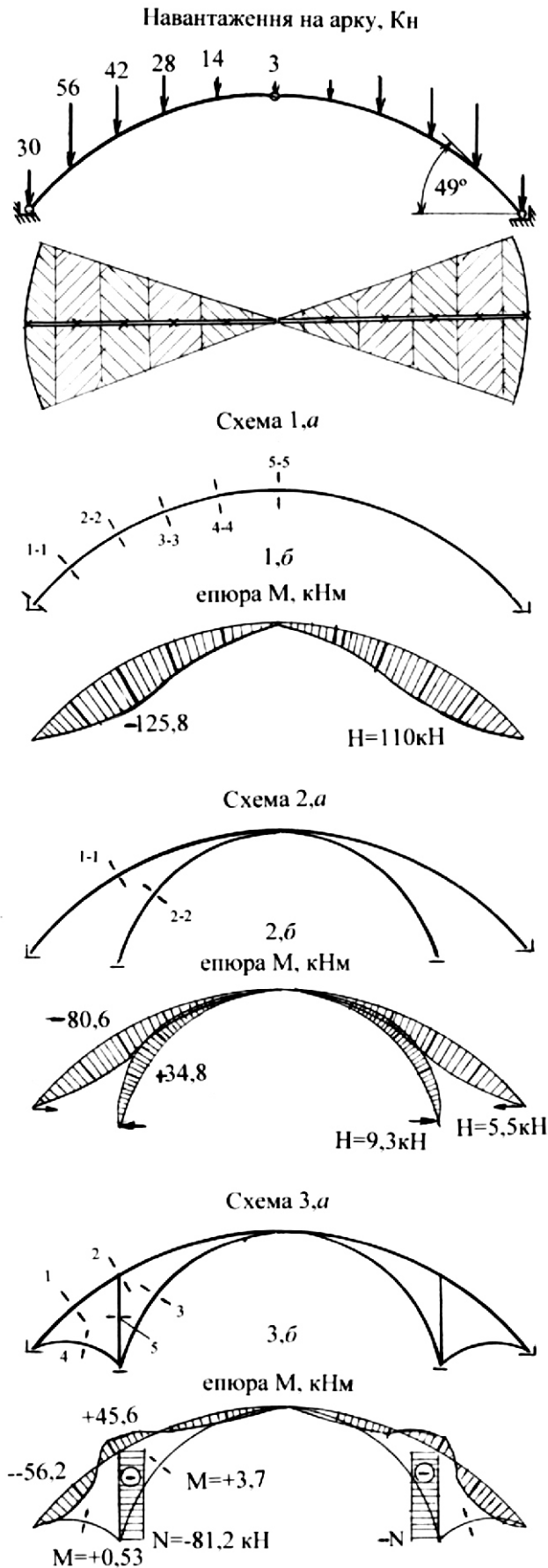


Рис. 2. Послідовність трансформації конструктивної форми покриття

Будівля торговельного комплексу двоповерхова без суцільного перекриття між ними. На другому поверсі влаштовані консольні перекриття: по колу у вестибюлі і уздовж стін центральної алеї торговельної зали, завдяки цьому вестибюль є великим вільним простором. Купольне покриття не вимагає проміжних опор, які з'явилися в інших системах у вигляді спарених труб.

**Аркова конструктивна форма з позиції філософії техніки.** В еволюційному ланцюгу площинних конструктивних форм, починаючи від архітравної, арка займає вищий щабель. Ступінь ідеальності цієї конструктивної форми обумовлений ефективним використанням такого фактора з позиції законів розвитку технічних систем, як «порожнеча» і речовинного ресурса на рівні мікроструктури клеєної деревини, який дозволяє створювати конструкції великої довжини з великими розмірами поперечних монолітних перерізів (тут виявляється руйнівний вплив закону переходу технічних систем на мікрорівень). Внаслідок поступового виродження ґрат сегментних ферм із клеєної деревини утворилась аркова конструктивна форма, згинальний момент у довільному перерізі якої знаходиться за формулою

$$M_a = M_6 - Hy, \quad (5)$$

де  $M_6$  – згинальний момент у відповідному перерізі балки;  $y$  – ордината довільного перерізу арки.

Перехід від балкової конструктивної форми до аркової є, можливо, найяскравішою демонстрацією появи антропогенних технічних систем у будівельних конструкціях під впливом законів розвитку технічних систем. Ступінь ідеальності аркової конструктивної форми досягається як завдяки комплексному характеру дії різних законів розвитку технічних систем, так і дії такого фактора, як «порожнеча». В загальній філософії питання порожнечі існує ще зі стародавніх часів. Так, Аристотель вважав, що: «Справа фізики – розглянути питання про порожнечу. Існує вона чи ні, і в якому вигляді існує, або що воно таке...», Леонардо да Вінчі писав: «Поміж значних речей, які знаходяться поза нас, існування «ніщо» – найвеличніше». Проблема порожнечі як філософської категорії існує і у теперішній час. З погляду на порожнечу в арковій конструктивній формі – «у» це фізична величина – плече зусилля  $H$ . Завдяки наявності порожнечі, по-

рівняно з балковою конструктивною формою, в арковій утворюється розвантажувальний ефект, який є дуже суттєвим при відносно незначних додаткових матеріальних витратах.

Ефект у вигляді зменшення розмірів поперечного перерізу арки перевершує збільшення її довжини порівняно з горизонтальною проекцією. Перетворення аркової конструктивної форми у підкісно-стійкову систему не можна вважати раціональним шляхом. У розробників проекту були свої міркування щодо такого перетворення. Автор розглядає об'єкт – вестибюль великого торговельного комплексу – тільки з точки зору інженерного підходу, висловлюючи власні думки стосовно його архітектурної виразності у зв'язку з конструктивними зміненнями.

**Трансформація статки конструкції покриття** розглядається шляхом порівняння розрахункових зусиль  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  в різних конструктивних системах покриття і напружень у розрахункових перерізах (див. таблицю). Змінювання згинальних моментів, від яких формуються переважно крайові напруження при складному опорі і залежать радіальні напруження, показано на схемах 1,б, 2,б, 3,б рис. 2.

**Схема 1.**

*Навантаження за попередніми нормами.*

Розрахунок арки за схемою 1,а виконано на навантаження від снігу за чинними на той час нормами. Розрахункові зусилля і напруження, а також розміри поперечного перерізу арки наведені у рядках 1 та 2 таблиці. Вимоги норм з проектування дерев'яних конструкцій дотримані.

*Навантаження за новими нормами.* Після впровадження нових норм щодо навантажень проектувальники вирішили залишити запроєктовані арки і обрали варіант, пов'язаний зі зміною статки конструкції покриття (на думку автора, логічним виправданням цьому може бути те, що арки вже були виготовлені). Результати розрахунку автором арок на нове навантаження наведені у рядках 3 та 4 таблиці.

Балковий згинальний момент у перерізі 2–2 дорівнює  $M_6 = 676$  кН·м, розрахунковий згинальний момент в арці становить  $M_{2-2} = M_6 - H_y = 676 - 110 \cdot 5 = 126$  кН·м. Ефект аркової форми (порожнечі) відчутний.

**Схема 2.**

Підкоси радикально змінили статистику покриття. Вони «прийняли» на себе 43 % згинального моменту. Але за рахунок збільшення поздовжнього зусилля міцність перерізу 1–1 (рядок 5 і графа 11 таблиці) за умови складного опорю на стиск зі згином не дотримується. Не виконується також умова міцності підкосів у перерізі 2–2 (схема 2,б на рис. 2, рядок 6 і графа 9) на складний опір:  $\sigma_{кр} = 14,51$  МПа  $>$   $R_p = 9$  МПа.

Арковий ефект практично зник, при цьому в опорних вузлах підкосів з'явилися горизонтальні зусилля назустріч розпору.

Для зменшення розрахункових зусиль у перерізі 1–1 відповідно до умов міцності за складним опором достатньо збільшити жорсткість підкоса, додавши одну дошку до його перерізу. Проте, цього недостатньо для забезпечення міцності самого підкоса. Додаємо ще одну дошку і

**Змінення напруженого стану несучих конструкцій купольного покриття**

№ схеми за рис. 2	№ строки	Переріз і розрахункові зусилля					Розпір $H$ , кН	Напруження, МПа				$q$ , кН/м <sup>2</sup>
		$p-p$	$v, h$ , см	$M$ , кНм	$N$ , кН	$Q$ , кН		$\sigma_{кр} = \frac{M}{N}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{r, max}$	умова 1	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	1	1-1	15 49,5	61,3	-111,5	19,71	63,2	11,51	4,0	+0,73	0,45 <sup>1)</sup>	1,00
	2	2-2		79,5	-87,5	8,72		14,6			0,60 <sup>2)</sup>	
	3	1-1	15 63	96,9	-176,5	31,2	110	11,62	4,95	+0,91	0,76 <sup>1)</sup>	1,55
	4	2-2		125,8	-138,61	13,8		14,15			0,78 <sup>2)</sup>	
2	5	1-1	15 49,5	-80,6	-209,2	5,0	5,5	16,0	0,7	-1,0	0,951	1,55
	6	2-2	15 31,5	+34,75	+23,7	3,1	-9,3	14,51				
3	7	1-1	15 49,5	-56,2	-99,7	3,0						
	8	2-2	15 31,5	+45,6	-96,6	29,4						
	9	3-3		+3,7	+2,53	0,33						
	10	4-4	15 20	+0,53	+0,64	0,08						
	11	5-5		0	-81,2	0						



міцність за умови складного опору стає достатньою. Але тут з'являється інша проблема, пов'язана зі складним напруженим станом клеєної деревини в криволінійних елементах, який є особливо небезпечним у розтягнуто-згинальних елементах і в розтягнутих зонах стиснуто-згинальних елементів. У графі 12 таблиці приведені умови складного напруженого стану клеєної деревини: з індексом 1) у стиснутій, а 2) – у розтягнутій зонах поперечного перерізу 1–1 для схеми 1 при різних навантаженнях. Умова міцності

$$\left( \frac{\sigma_i}{R_i} \right)^2 + 1 \quad (6)$$

виконується (методика розрахунку за цією умовою наведена в [5]).

У складову від радіальних напружень  $\left( \frac{\sigma_r}{R_{\text{раб0С,90}}} \right)^2$  залежить від величини згинального моменту, оскільки  $\sigma_r = 1,5M/\theta hr$ . Збільшення висоти поперечного перерізу підкоса більше позначиться на величині  $M$ , тобто на чисельнику наведеної формули, ніж на знаменнику. Відповідно зростає складова від радіальних напружень у формулі для  $\sigma_r$ . У випадку, що розглядається, при збільшенні висоти перерізу підкоса маємо  $\sigma_r > 1$ , тому необхідно додати до схеми 2 стійки, які суттєво змінюють розподіл зусиль в елементах схеми 3. Додатково з'являються розпірки для запобігання переміщенням верхівок металевих колон.

**Висновок.** Витрати на підсилення виготовлених арок до необхідних розмірів поперечного перерізу чи виготовлення нових арок з клеєної деревини склали  $6 V_{\text{ар}} = 3,12 \text{ м}^3$ . Змінення конструктивної форми з тими метаморфозами напруженого стану елементів, які були відмічені, призвело до витрат клеєної деревини  $V = 4,76 \text{ м}^3$ .

Коефіцієнт власної ваги аркової конструктивної форми дорівнює  $k_{\text{в,в}} = 2,4$  (у [6] рекомендується  $k_{\text{в,в}} = 2,5$ –4), а підкісно-стійкової системи –  $k_{\text{в,в}} = 3,52$ .



**Рис. 3.** Інтер'єр центральної алеї торговельного комплексу

З архітектурного погляду поява в просторовому рішенні купольного покриття додаткових елементів вносить дисонанс в емоційне враження від нього. Але, незважаючи на це, вплив інтер'єру вестибюля разом із центральною алеєю (рис. 3), яка з'єднує два таких вестибюля, розташованих на флангах комплексу, викликають позитивні емоції, адже у вітчизняній будівельній практиці подібних дерев'яних конструкцій немає.

- [1] Кліменко В.З. Будівельна біоніка. Закони розвитку технічних систем. Будівельні конструкції//Навч. посібник. Київ: Видавництво «Сталь». – 2010. – 300 с.
- [2] Балашов Е.П. Эволюционный синтез систем. – М. – 1985.
- [3] Темнов В.Г. Конструктивные системы в природе и в строительной технике. – Л.: Стройиздат. – 1987.
- [4] Кліменко В.З. Розв'язання невидимого конфлікту в будівельних конструкціях/Навч. посібник. Київ: Видавництво «Сталь». – 2006. – 108 с.

- [5] Кліменко В.З. Нова концепція проектування клеєних дерев'яних конструкцій аркового типу/Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2011. – № 2. – С. 35–38.
- [6] Кліменко В.З. Проектування дерев'яних конструкцій; Навч. посібник. – К.: ІЗМН. 1998. – 432 с.

Надійшла 26.04.2012 р.



## ПРИМЕНЕНИЕ МНОГОПУСТОТНЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ПЛИТ СТЕНДОВОГО БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ КАЗАХСТАНА

Одним из наиболее прогрессивных методов изготовления сборных железобетонных плит перекрытий является стендовый метод безопалубочного формования предварительно-напряженных многопустотных плит, позволяющий изготавливать плиты различных пролетов и несущей способности на универсальном стенде длиной до 200 м. Плиты, армированные предварительно-напряженной арматурой, отличаются высоким качеством изделий, низкой трудоемкостью изготовления и невысокой стоимостью.

Проектный институт «Алматыгипрогор-1» совместно с РГП «КазНИИССА» разработал для г. Шымкента (ТОО ШРМЗ) альбомы типовых чертежей плит перекрытий на итальянском оборудовании «Weiler Italia». Плиты рассчитаны на полезные нагрузки 450, 600, 800 и 1000 кгс/м<sup>2</sup>, имеют овальные пустоты и могут изготавливаться высотой 220 и 320 мм (рис. 1, 2) из бетона класса В30 и В40. Они армируются нижней напрягаемой арматурой из канатов К-7 диаметром 9 и 12 мм, а в верхней зоне – высокопрочной арматурной проволокой класса В-II диаметром 5 мм. При контрольной нагрузке по контролю жесткости в плитах не допускается образование трещин. Плиты высотой 220 мм позволяют перекрывать пролеты от 4,2 до 9,0 м, а 320 мм – от 9,0 до 12 м. Альбомы чертежей содержат варианты плит для применения на обычной территории и в сейсмических районах строительства.

После контрольных испытаний плит нагружением до разрушения в соответствии с ГОСТ 8829-94 «Изделия строительные железобетонные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости» они испытывались как балочные и устанавливались на шарнирные опоры. Нагружение плит производилось штучными грузами с помощью бетонных блоков размерами 500 600 2400 мм, при этом производились замеры вертикальных перемещений с помощью прогибомеров ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм, которые устанавливались в середине пролета, в третях пролета и на опорах. Кроме того, визуально определялся мо-



**А.А. Беспяев**

заведующий лабораторией «Конструкции из монолитного бетона и новых материалов» РГП «КазНИИССА», д.т.н., профессор, член-корреспондент НИА РК, Почетный строитель Казахстана



**К.Р. Тулебаев**

директор проектного института «Алматыгипрогор-1», д.т.н., академик НИА РК и МИА, лауреат Государственной премии РК



**Т.М. Исаков**

научный сотрудник лаборатории «Конструкции из монолитного бетона и новых материалов» РГП «КазНИИССА»

мент образования нормальных трещин, а затем замерялась ширина раскрытия трещин на уровне растянутой арматуры с помощью микроскопа МПБ-10 с ценой деления 0,05 мм.

В процессе испытаний двух плит перекрытий размерами 1,5 9 м и высотой 220 мм, армированных в нижней зоне 20 канатами диаметром 12 мм класса К-7 и в верхней – напрягаемой арматурой из 4 проволок диаметром 5 мм класса В-II, при увеличении вертикальной нагрузки наблюдалось увеличение вертикальных перемещений, а зависимость прогибов от вертикальной нагрузки носила выпуклый характер (рис. 3).

При контрольной нагрузке по жесткости плит трещин не наблюдалось, а величина прогибов в середине пролета составляла 27 и 28 мм (1/329 и 1/317 от пролета). При увеличении вертикальной нагрузки появлялись нормальные трещины в середине пролета при величине изгибающего момента  $M_1 = 32,2$  тм и  $M_2 = 31,4$  тм. Разрушение плит вызывалось непрекращаю-

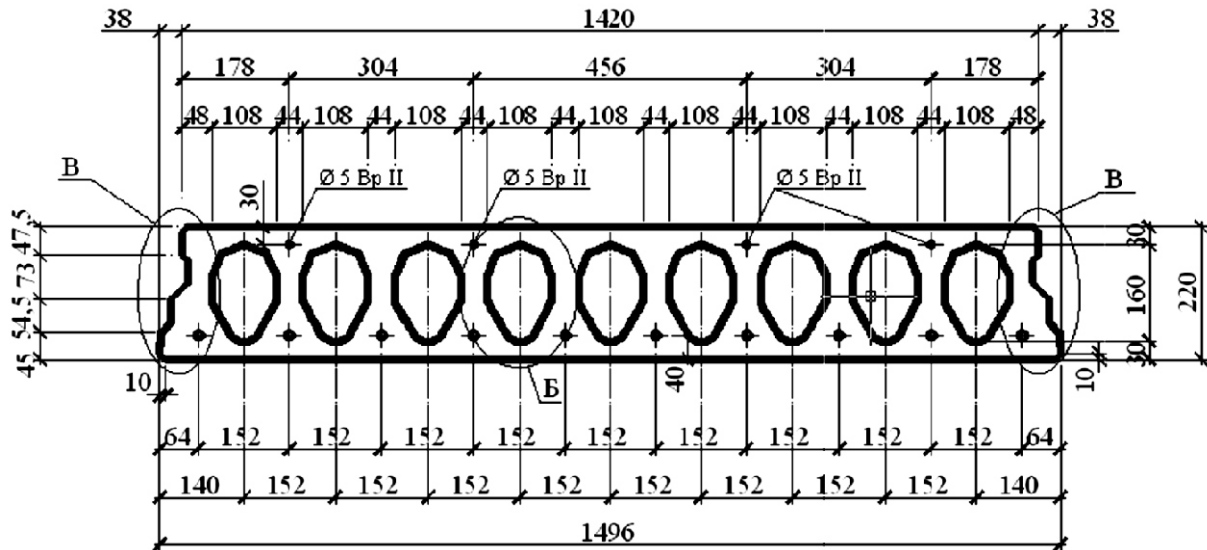


Рис. 1. Поперечное сечение плиты высотой 220 мм и шириной 1500 мм

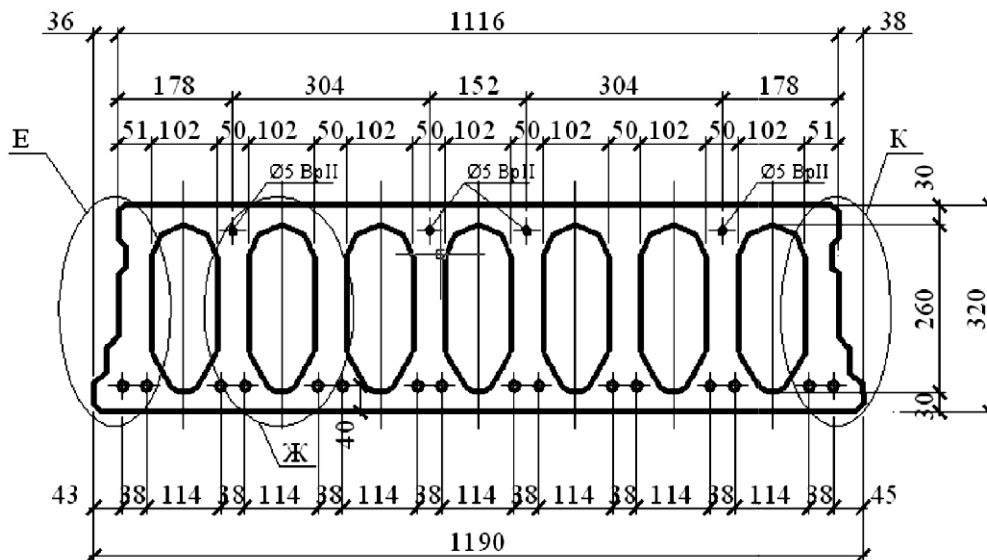


Рис. 2. Поперечное сечение плит высотой 320 мм и шириной 1200 мм

щимається збільшенням прогибів, перевищуючих  $1/40$  прольоту при ширині раскрытия тріщин більше 1,5 мм і началі руйнування сжатой зони бетону (рис. 4).

Були испытаны две плиты перекрытий размерами 0,9 12 м и высотой 320 мм, армированные в нижней зоне 12 канатами диаметром 12 мм класса К-7 и в верхней зоне – напрягаемой арматурой из 4 проволок диаметром 5 мм класса В-II. В процессе увеличения вертикальной нагрузки наблюдалось увеличение вертикальных перемещений, а зависимость прогибов от вертикальной нагрузки носила выпуклый характер (рис. 5).

При контрольной нагрузке по жесткости плит тріщин не наблюдалось, а величина прогибов в середине прольоту составляла 24 и 25 мм ( $1/495$  и  $1/475$  от прольоту). При увеличении вертикальной нагрузки происходило образование нормальных тріщин в середине прольоту при величине изгибающих моментов  $M_1 = 24,3$  тм и  $M_2 = 23,1$  тм. Руйнування плит вызывалось непрекращающимся нарастанием прогибов и хрупким руйнуванням сжатой полки плиты при наибольших изгибающих моментах  $M_{p1} = 39,7$  тм и  $M_{p2} = 40,4$  тм (рис. 6).

В целом испытания плит перекрытий прольотами 9 и 12 м подтвердили их соответствие

требованиям типовой серии и ГОСТ 8829-94 по жесткости, трещиностойкости и прочности.

Существенные трудности возникают при применении плит перекрытий безопалубочного формования в сейсмических районах, где для создания жестких перекрытий из сборных плит требуется наличие в плитах шпоночных или рифленых поверхностей, арматурных выпусков или закладных деталей для объединения с железобетонной обвязкой или сейсмопоясами, а также установка в приопорной зоне арматурных вертикальных каркасов.

Для создания жестких дисков перекрытий из плит безопалубочного формования используют следующие приемы:

- вырезают в крайних пустотах плит часть верхних полок, в них устанавливают арматурные вертикальные каркасы, концы которых выступают за пределы плит, обеспечивая возможность их соединения с монолитной железобетонной обвязкой или сейсмопоясом;
- на концевых участках плит вырезают отверстия с боков, через которые арматурные шпильки зацепляются за ребра плиты и замоноличиваются в железобетонной обвязке или сейсмопоясе;
- плиты протыкаются вертикальными стержнями сквозь пустоты, за них зацепляются арматурные шпильки, которые замоноличиваются в железобетонной обвязке или сейсмопоясе;
- в каждой пустоте или части пустот плит прорезают прорезы на концевых участках, в которых устанавливают вертикальные арматурные каркасы, выступающие за пределы плиты, а затем пустоты с вырезами замоноличивают одновременно с железобетонной обвязкой или сейсмопоясом.

Согласно [1] прочность продольных швов плит с углублениями по их боковым сторонам, а также поперечных швов плит, имеющих арматурные выпуски, с монолитной обвязкой более чем в 5 раз превышает расчетные усилия.

В работе [2] приведены экспериментальные данные по жесткости диска перекрытий из плит безопалубочного формования с вырезанными участками верхней полки длиной 600 мм, куда были установлены плоские вертикальные каркасы, выступающие за торцы плит. Замоноличивание блока плит производилось с помощью

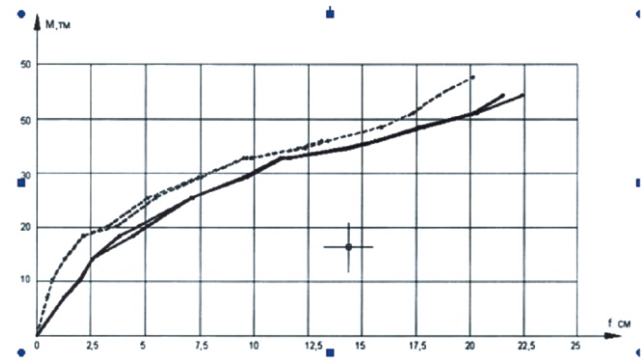


Рис. 3. Прогибы плиты 1,5 9 м в середине и в третях пролета



Рис. 4. Общий вид плиты при предельной вертикальной нагрузке

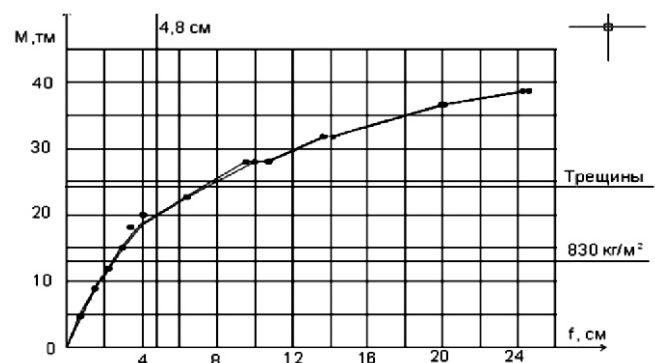


Рис. 5. Прогибы в середине пролета плиты 0,9 12 м



Рис. 6. Характер разрушения плиты 0,9 12 м



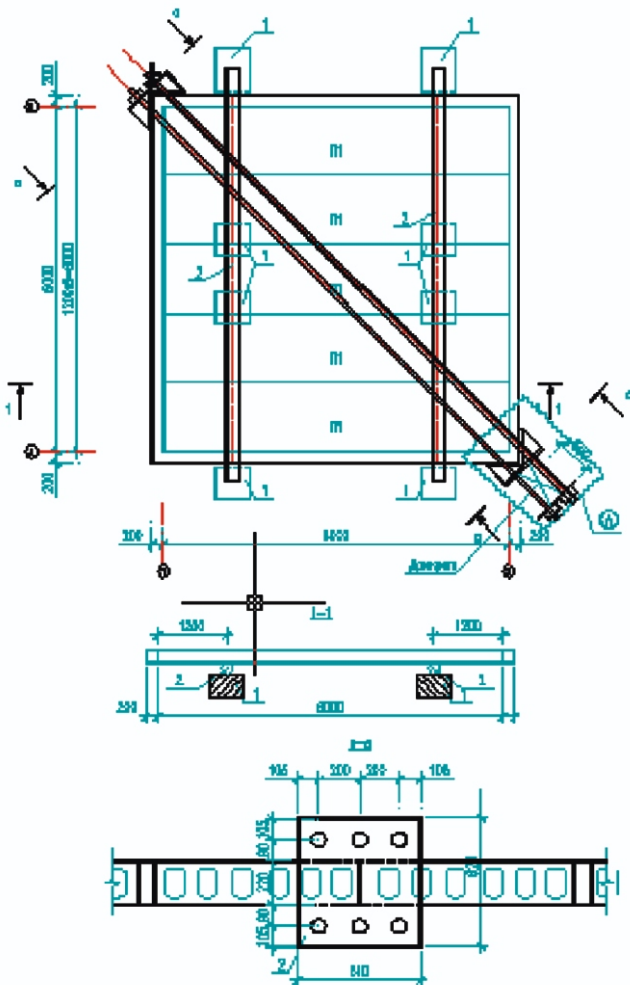


Рис. 7. Схема испытання  
опытного фрагмента перекрытия

железобетонной обвязки. Приложение сжимающей продольной силы по диагонали перекрытия подтвердило достаточную жесткость и прочность диска перекрытия в своей плоскости.

Поэтому при разработке рассматриваемых альбомов плит для сейсмических районов были проведены специальные экспериментальные исследования жесткости двух фрагментов перекрытий. В первом фрагменте применены многопустотные предварительно-напряженные железобетонные плиты перекрытий высотой 220 мм, изготовленные по безопалубочной стендовой технологии с овальными пустотами и армированием из высокопрочной арматурной проволокой 5 Вр-II. В приопорных зонах каждой плиты перекрытий перед бетонированием были установлены плоские вертикальные каркасы с продольными стержнями 10 А-III и поперечными 6 А-I. На боковых поверхностях плит пе-

рекрытий имелись углубления, а из плит выступали выпуски 8 А-III.

По периметру фрагмента перекрытия бетонировалась монолитная обвязка сечением 200 220 мм, армированная пространственным каркасом из 4 12 А-III и хомутами 6 А-I с шагом 250 мм.

Опытный фрагмент перекрытия испытывался на перекося путем действия горизонтальной силы, приложенной в направлении диагонали перекрытия (рис. 7). Увеличение горизонтальной нагрузки производилось этапами, после чего замерялись деформации перекрытия и величина действующей продольной силы. Горизонтальная нагрузка создавалась с помощью гидравлического домкрата мощностью 200 тс и ручной насосной станции. В процессе испытаний по показаниям манометра регистрировалась величина горизонтальной силы, а также деформации перекрытия в направлении сжатой и растянутой диагоналей. Деформации перекрытия замерялись с помощью прогибомеров ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм и лазерных дальномеров.

Опытный фрагмент был подвергнут действию 5 циклов повторных нагружений горизонтальной нагрузкой с максимальной величиной продольной силы  $N = 155$  тс. Дальнейшее увеличение оказалось невозможным из-за начавшегося раздробления бетона в зоне приложения горизонтальной силы, а также появления чрезмерных деформаций силовой оснастки. Каких-либо других повреждений в перекрытии обнаружено не было. Трещины в швах между плитами перекрытий и железобетонной обвязкой отсутствовали.

Для получения действительной картины напряженного состояния плиты перекрытия при действии сдвигающих сил выполнен расчет фрагмента перекрытия на вычисленном комплексе «Лира 9/6». На рис. 8 представлены изополюса перемещений плиты в направлении сжатой и растянутой диагоналей перекрытия, анализ которых показывает, что при перекашивающей горизонтальной силе  $N = 155$  тс расчетное изменение длины сжатой диагонали фрагмента перекрытия составляет 0,12 мм, а растянутая диагональ увеличивается на +0,18 мм, наибольшие сжимающие напряжения в средней части фрагмента перекрытия составляют около 3,2 МПа.



В целом, фрагмент перекрытия из сборных предварительно-напряженных железобетонных плит перекрытия стенового безопалубочного формования при перекашивающих повторных горизонтальных нагрузках работал как жесткий диск перекрытия.

Во втором фрагменте для оценки жесткости диска перекрытий использовались плиты перекрытий безопалубочного стенового формования серии «W1 Tech 2001/kz», имеющие по боковым граням шпонки (углубления), а на боковых сторонах – бетонные полочки, создающие между соседними плитами зазор 84 мм для установки вертикальных каркасов и качественного замоноличивания продольных швов, создавая сборно-монолитную конструкцию. Установка вертикальных каркасов в приопорных зонах перекрытий повышает их прочность на действие поперечных сил, кроме того, каркасы обеспечивают надежную анкеровку плит в монолитной железобетонной обвязке.

Многopустотные предварительно-напряженные железобетонные плиты перекрытий высотой 220 мм были изготовлены по безопалубочной стеновой технологии, имели овальные пустоты и армировались высокопрочной арматурной проволокой в верхней зоне – 5 Вр-II, а в нижней зоне – канатами – 12 К-7, на боковых поверхностях плит перекрытий имелись углубления (шпонки).

В продольных швах между плитами были установлены плоские вертикальные каркасы с продольными стержнями – 10 А-III и поперечными – 6 А-I. По периметру фрагмента перекрытия бетонировалась монолитная обвязка

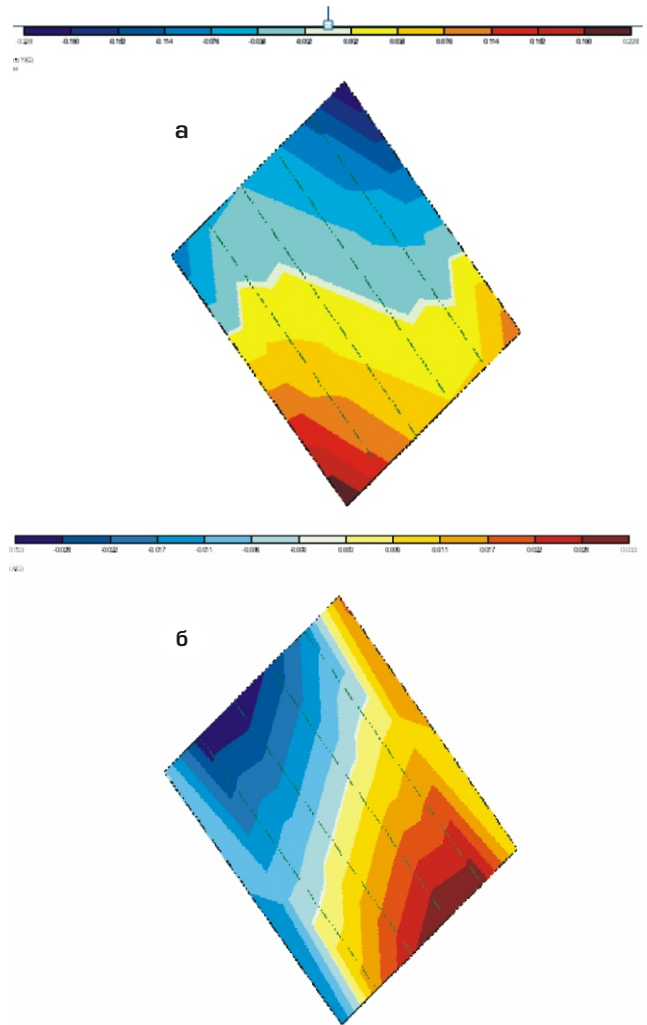


Рис. 8. Изополя перемещений плиты в направлении сжатой (а) и растянутой (б) диагонали при перекосе перекрытия

сечением 200×220 мм, армированная пространственным каркасом из 4 – 12 А-III и хомутами 6 А-I с шагом 250 мм (рис. 9).

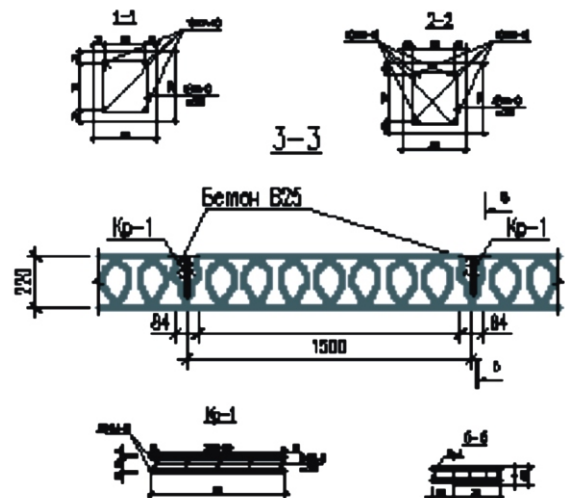
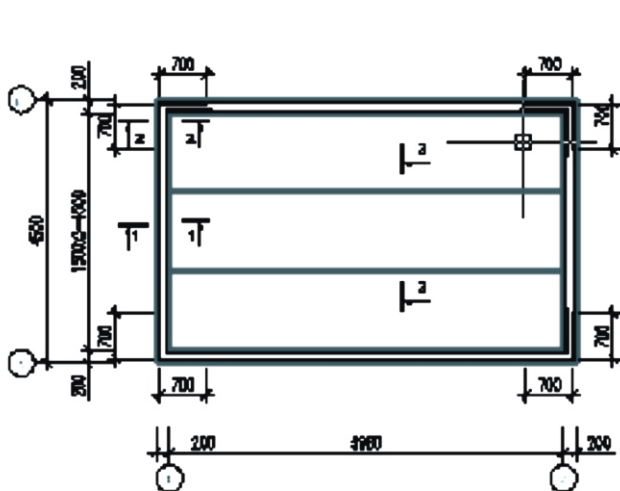


Рис. 9. Конструктивное решение второго фрагмента перекрытия

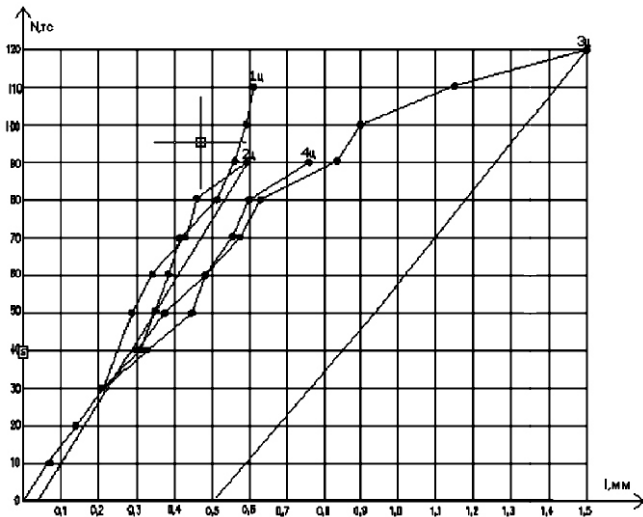


Рис. 10. Зависимость укорочения сжатой диагонали фрагмента перекрытия от величины перекашивающей силы (1ц, 2ц, 3ц, 4ц – циклы нагружения)

Опытный фрагмент был подвергнут действию 4 циклов повторных нагружений горизонтальной нагрузкой с максимальной величиной продольной силы  $N = 120$  тс. Дальнейшее увеличение оказалось невозможным в связи с начавшимся раздроблением бетона в зоне приложения горизонтальной силы, а также деформациями силовой оснастки. Каких-либо других повреждений в перекрытии не обнаружено. Трещины в швах между плитами перекрытий и железобетонной обвязкой не появились.

Анализ изополей перемещений показывает, что при перекашивающей горизонтальной силе  $N = 120$  тс расчетное изменение длины сжатой диагонали фрагмента перекрытия составляет 0,93 мм, а растянутая диагональ увеличивается на +0,14 мм. Изополя напряжений свидетельствуют, что наибольшие сжимающие напряжения в средней части фрагмента перекрытия составляют около 2,5 МПа.

На рис. 10 представлен график изменения длины сжатой диагонали фрагмента перекрытий из многопустотных предварительно-напряженных плит перекрытий безопалубочного формования в процессе увеличения перекашивающих усилий, которые носят практически линейный характер. Величина укорочения сжатой диагонали фрагмента перекрытия при перекашивающей горизонтальной силе  $N = 120$  тс составила 1,5 мм, превысив расчетные значения на 61 %. Величина удлинения растянутой диагонали фрагмента перекрытия при перекашивающей горизонтальной силе  $N = 120$  тс составила 0,55 мм, превысив расчетные значения почти в четыре раза.

В целом, фрагмент перекрытия из сборных предварительно-напряженных железобетонных плит стенового безопалубочного формования по серии «W1 Tech 2001/kz» при перекашивающих повторных горизонтальных нагрузках работал как сборно-монолитный жесткий диск перекрытия.

#### Вывод.

В разработанной серии типовых плит перекрытий, имеющих полки по боковым сторонам, для применения в сейсмических районах строительства предусмотрено устройство шпонок (углублений) по боковым граням. Разработаны технические решения перекрытий, в которых бетонные полочки создают между соседними плитами зазор 84 мм, который достаточен для установки вертикальных каркасов и качественного замоноличивания продольных швов, создавая сборно-монолитную конструкцию. Установка вертикальных каркасов в приопорных зонах перекрытий повышает их прочность на действие поперечных сил, кроме того, каркасы обеспечивают надежную анкеровку плит в монолитной железобетонной обвязке.

[1] Смирнов В.И., Готовский Д.С. «Адаптация плит экструзионного формования к применению в сейсмических районах» // ЦНИИСК им. Кучеренко «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» № 2, 2007, Москва, ВНИИТПИ.

[2] Беспяев А.А., Алмабаев А.А. «Жесткость перекрытий из многопустотных предварительно напряженных плит перекрытий стенового формования» // Труды Международной конференции «Современное сейсмостойкое строительство», КазНИИССА, июнь 2008, Алматы.

# Вітаємо з 80-річчям

## ЛЕОНІДА ІВАНОВИЧА СТОРОЖЕНКА

**доктора технічних наук, професора Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, академіка Академії будівництва України**

Стороженко Л.І. закінчив Київський будівельний технікум залізничного транспорту (1952) та будівельний факультет Московського інституту інженерів залізничного транспорту (1957) і до 1960 р. працював виконробом УНР-226 тресту «Дальморгидрострой» у м. Находка Приморського краю. У 1963 р. закінчив аспірантуру Київського інженерно-будівельного інституту і успішно захистив кандидатську дисертацію, присвячену проблемам попередньо-напружених залізобетонних конструкцій. Понад 50 років займається дослідженням сталезалізобетонних конструкцій.



«Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (2007), «Труробетонні конструкції промислових будівель» (2008), «Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій» (2008), «Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці» (2008), «Труробетон» (2010), «Дослідження та проектування сталезалізобетонних безбалкових і часторебристих перекриттів» (2011), «Високоєфективні технології

та комплексні конструкції в промисловому й цивільному будівництві» (2011) та інші.

З 1963 по 1986 р. Леонід Іванович працював викладачем, доцентом, професором Криворізького гірничорудного інституту, вісім років очолював деканат будівельного факультету, з 1980 по 1985 р. – проректором з навчальної роботи КГРІ. Стороженко Л.І. заснував у Кривому Розі наукову школу з труробетонних конструкцій. У 1985 р. захистив докторську дисертацію і з 1986 р. по теперішній час успішно обіймає посаду професора Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, 10 років очолював кафедру конструкцій із металу, дерева і пластмас. Під керівництвом Стороженка Л.І. захищено 55 кандидатських дисертацій та 4 докторські дисертації, опубліковано більше 500 наукових статей, монографій, навчальних посібників та підручників, серед них такі як: «Расчет труробетонных конструкций» (1991); «Изгибаемые труробетонные конструкции» (1994); «Сталезалізобетонные конструкции» (1997), «Строительные конструкции из стальных труб, заполненных центрифугированным бетоном» (2001), «Металеві конструкції» (2002),

За активної участі Стороженка Л.І. було розроблено ДБН В.2.6-160:120 «Конструкції будівель і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення». Леонід Іванович – лауреат Державної премії України в галузі науки і техніки 2011 р. за роботу «Високоєфективні технології та комплексні конструкції в промисловому і цивільному будівництві».

Відомий Стороженко Л.І. і як драматург та прозаїк. Серед його опублікованих творів – збірники п'єс «Час жайворонків» та «Ніч після вбивства», фантастичний роман «Сантікум». Широко відомі праці Л.І. Стороженка в зарубіжних наукових виданнях.

Леонід Іванович – добра, чуйна та небайдужа людина, принциповий, цілеспрямований науковець, який користується повагою у студентів та колег.

Колектив Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка бажає ювілярові міцного здоров'я, щастя, творчої насаги, успіхів у подальшій науковій та суспільній діяльності.

**ДО ВІДОМА ДОПИСУВАЧІВ ЖУРНАЛУ !**

**Вимоги щодо публікації статей:**

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

**ДО ВІДОМА РЕКЛАМОДАВЦІВ !**

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

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

**ОБКЛАДИНКА (190 x 220 мм):**

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

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

**Видавець ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»**

Рекомендовано до друку вченою радою ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» (протокол № 6 від 07.06.2012 р.)

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

ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

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

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

Комп'ютерна верстка – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Ніколайчук О.Л.**

Підписано до друку 07.06.2012 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



# Вітаємо з обранням членом-кореспондентом Національної академії наук України

## ШИМАНОВСЬКОГО Олександра Віталійовича

відомого вченого у галузі будівельної механіки, міцності та стійкості конструкцій,  
доктора технічних наук, професора,  
генерального директора ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського»

Наукові праці О.В. Шимановського стосуються дослідження роботи конструкцій у межах та поза межами пружності, розвитку теорії розрахунку сильнонелінійних великопрогонових просторових комбінованих висячих і вантових систем, розроблення методів дослідження і регулювання напружено-деформованого стану металевих конструкцій, розвитку методів чисельного розрахунку й автоматизованого проектування будівельних конструкцій, створення нових високоефективних типів металевих конструкцій (у т.ч. висячих і вантових систем) і способів їхнього виготовлення та монтажу.

Олександром Віталійовичем розроблена теорія розрахунку несучих елементів висячих конструкцій і систем на їхній основі у пружній і пластичній стадіях роботи матеріалу, яка відрізняється високою точністю та інформативністю. Вперше визначені особливості роботи висячих систем при розвитку пластичних деформацій, характер і закономірності зміни їх напружено-деформованого стану при протіканні процесу розвантаження та його вплив на міцність конструкцій. Сформульовані принципи удосконалення конструктивних рішень висячих систем підвищеної жорсткості і вперше в світовій практиці запропоновані нові ефективні висячі системи великопрогонових покриттів і продуктопровідних переходів.

Широке визнання на теренах СНД і далекого зарубіжжя набув розроблений О.В. Шимановським загальний метод розрахунку стійкості плоскої форми вигину несучих елементів висячих конструкцій і систем на їхній основі у пружній і пластичній стадіях роботи матеріалу. Ним створений новий науковий напрямок – розрахунок міцності та стійкості несучих елементів висячих конструкцій і систем на їхній основі у пружній і пластичній стадіях роботи матеріалу, який базується на застосуванні принципу можливих переміщень із використанням енергетичного критерію стійкості й теорії пластичної течії. Розроблені способи і технічні рішення підвищення жорсткості висячих конструкцій були застосовані при створенні нових ефективних висячих систем великопрогонових продуктопровідних переходів і покриттів.



О.В. Шимановський заснував визнану в Україні та поза її межами наукову школу в галузі теорії розрахунку та проектування лінійно-протяжних і великопрогонових просторових конструкцій будівель і споруд. Він активно співпрацює з науковими організаціями України, країн СНД і далекого зарубіжжя, є членом Національного комітету України з теоретичної та прикладної механіки, Російської міжрегіональної організації «Просторові конструкції» і Міжнародної асоціації з оболонкових і просторових конструкцій (IASS), виступає з науковими доповідями на престижних наукових форумах, конгресах і конференціях, очолює низку міжнародних проектів, є членом Науково-технічної ради Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України і головою технічного комітету 301 «Металобудівництво» при міністерстві, членом президії Академії будівництва України та керівником її галузевого відділення «Будівельні конструкції та споруди», членом Міжвідомчої комісії з питань науково-технологічної безпеки при Раді національної безпеки і оборони України, членом Науково-координаційної ради з питань ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд і машин при Президії НАН України, головою вченої і науково-технічної рад та головою спеціалізованої ради з захисту дисертацій інституту «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського», членом спеціалізованої ради з захисту дисертацій при Національному авіаційному університеті, а також членом редакційних колегій журналів «Промислове будівництво та інженерні споруди», «Автоматическая сварка», «Будівництво України», «Транспортное строительство Украины».

О.В. Шимановський – професор Національного авіаційного університету, на високому науково-методологічному рівні керує науковою роботою студентів, дипломантів і аспірантів. Він є автором більш ніж 250 наукових праць, у т.ч. 17 монографій, книг і посібників, 5 державних будівельних норм України, 12 авторських свідоцтв і патентів.

За вагомі досягнення у професійній діяльності О.В. Шимановському присвоєне почесне звання «Заслужений діяч науки і техніки України» та «Відмінник освіти України».



Щиро зичимо Олександрю Віталійовичу подальших успіхів у розвитку вітчизняної науки.





## Основні напрями науково-технічної діяльності інституту:

- 💧 Виконання робіт, пов'язаних з дослідженням та проектуванням:
  - 🌊 систем забору, очищення, підготовки і подачі води споживачам як з підземних, так і поверхневих джерел для питних та технічних потреб;
  - 🌊 систем водовідведення для населених пунктів та промислових об'єктів;
  - 🌊 комплексів споруд з очистки побутових та промислових стоків;
  - 🌊 магістральних самопливних трубопроводів з насосними станціями;
  - 🌊 шламосховищ із системами гідротранспорту та зворотного водопостачання;
  - 🌊 водосховищ, буферних ставків та каналів;
  - 🌊 комплексів споруд із захисту територій від підтоплення та ґрунтових вод від забруднення;
  - 🌊 накопичувачів промислових та побутових відходів.
- 💧 Розроблення проектів реконструкції систем водопостачання, водовідведення та промислових гідротехнічних споруд.
- 💧 Розроблення схем комплексного використання й охорони водних ресурсів, а також схем генеральних планів промислових вузлів у частині водопостачання та водовідведення.
- 💧 Проведення інженерних вишукувань та авторський нагляд за будівництвом систем водопостачання, водовідведення та промислових гідротехнічних споруд.
- 💧 Виконання функцій базової та територіальної організації в будівництві для об'єктів водопостачання, водовідведення та гідротехнічних споруд.
- 💧 Розроблення та супровід нормативних документів із проектування, будівництва та експлуатації систем водопостачання, водовідведення та гідротехнічних споруд.



### Контактна інформація:

проспект **Визволителів, 1**, м. Київ, 02660, Україна.  
Тел. 543-95-45, факс 543-98-42.  
e-mail: [main@uvkp.com.ua](mailto:main@uvkp.com.ua),  
web: [www.uvkp.com.ua](http://www.uvkp.com.ua)