ЗАСНОВНИКИ

ДЕРЖАВНА КОРПОРАЦІЯ «УКРМОНТАЖСПЕЦБУД»

ТОВ «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ СТАЛЕВИХ 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.
**Гордеєв В.М.**, д.т.н., проф.
**Гуляєв В.І.**, д.т.н., проф.
**Єгоров Є.А.**, д.т.н., проф.
**Кваша В.Г.**, д.т.н., проф.
**Корольов В.П.**, д.т.н., проф.
**Лантух-Лященко А.І.**, д.т.н., проф.
**Лобанов Л.М.**, академік НАНУ, д.т.н., проф.
**Мущанов В.П.**, д.т.н., проф.
**Оглобля О.І.**, д.т.н., проф.
**Пасечнюк В.Л.**
**Пічугін С.Ф.**, д.т.н., проф.
**Стоянов В.В.**, д.т.н., проф.
**Шимановський О.В.**, член-кор. НАНУ, д.т.н., проф.

МІЖНАРОДНА РЕДАКЦІЙНА РАДА
на 2012 — 2013 роки

**Абель Д.**, д.т.н., проф. (США)
**Агощ З.**, д.т.н., проф. (Словаччина)
**Бєлоєв 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)

НАУКОВО-ВИРОБНИЧИЙ ЖУРНАЛ

# ПРОМИСЛОВЕ БУДІВНИЦТВО ТА ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

1'2013

Виходить 4 рази на рік

Заснований у листопаді 2007 року

## ЗМІСТ

**НАУКА – ВИРОБНИЦТВУ**

**О.В. Шимановський**
СТАТИКА ГНУЧКИХ НИТОК ЗА МЕЖЕЮ ПРУЖНОСТІ. ПОВІДОМЛЕННЯ 1. ІДЕАЛЬНИЙ ПРУЖНО-ПЛАСТИЧНИЙ МАТЕРІАЛ . . . . . 2

**В.І. Гуляєв, В.В. Гайдайчук, В.П. Носенко**
СКІНЧЕННОЕЛЕМЕНТНИЙ АНАЛІЗ СТІЙКОСТІ КОЛИВАНЬ ЛОПАТЕЙ ВЕУ ПРИ СКЛАДНОМУ ОБЕРТАННІ . . . . . 8

**С.В. Колесниченко**
ОЦЕНКА РИСКОВ ЭКСПЛУАТАЦИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В УСЛОВИЯХ ИСЧЕРПАНИЯ ИХ РЕСУРСА . . . . . 14

**Я.О. Бова**
ВИПРОБУВАННЯ ДВОВІСНО НАПРУЖЕНИХ ПЛИТ ЗІ ЗМІШАНИМ НОРМУВАННЯМ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМУ ЗГИНІ . . . . . 19

**СТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ**

**С.Ф. Пічугін, К.В. Чичуліна**
УДОСКОНАЛЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ ФОРМ БАЛОК ІЗ ПРОФІЛЬОВАНОЮ СТІНКОЮ . . . . . 23

**ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ**

**В.З. Кліменко**
НОВИЙ НОРМАТИВНИЙ ДОКУМЕНТ ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ. . . . . 28

**ВИСОТНІ СПОРУДИ**

**А.В. Перельмутер**
БАШНИ ВЕТРОЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ УСТАНОВОК МЕГАВАТТНОГО КЛАССА . . . . . 33

**ПРОЕКТУВАННЯ**

**А.С. Білик, М.О. Бут**
АТРАКЦІОН У ВИСОТНІЙ БУДІВЛІ ТЕХНОЛОГІЧНОГО УНІВЕРСИТЕТУ м. БАТУМІ. . . . . 37

**РЕКОНСТРУКЦІЯ**

**Д.Ф. Гончаренко, Н.А. Меленцов, А.С. Константинов**
ТЕХНОЛОГИЯ ДЕМОНТАЖНЫХ И СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫХ РАБОТ ПРИ ВОССТАНОВЛЕНИИ ЧАСТИЧНО РАЗРУШЕННОГО ЗДАНИЯ. . . . . 42

**НОВІ КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ**

**Л.О. Кагановский**
НОВОЕ КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ АНТИСЕЙСМИЧЕСКОЙ ДЕМПФИРУЮЩЕЙ СВЯЗИ . . . . . 45

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

Київ 2013

© Промислове будівництво та інженерні споруди, 2013

УДК 539.3:624.074.04

# СТАТИКА ГНУЧКИХ НИТОК ЗА МЕЖЕЮ ПРУЖНОСТІ. ПОВІДОМЛЕННЯ 1. ІДЕАЛЬНИЙ ПРУЖНО-ПЛАСТИЧНИЙ МАТЕРІАЛ

Викладена постановка задачі та наведені основні залежності для визначення напружено-деформованого стану гнучкої нитки, робота матеріалу якої описується моделлю ідеального пружно-пластичного тіла без та з урахуванням зміцнення. Представлені умови змін фаз роботи нитки та рівняння для визначення розпору в нитці для кожної із фаз.

Statement of a task is stated and the main dependences for definition of the stress-strained state of flexible thread which work of a material is described by model of an ideal elastic-plastic body without and with hardening are given. 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.

**Ключові слова**: гнучка нитка, поперечний переріз, граничний стан, ідеальне пружно-пластичне тіло, зміцнення.

**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

Вивченню напружено-деформованого стану гнучких ниток присвячена значна кількість публікацій [2, 3, 5, 7]. Однак слід зауважити, що в більшості зі згаданих робіт постановка задачі розрахунку гнучких ниток сформульована у найбільш простому з фізичної точки зору сенсі – шляхом врахування лише пружних деформацій нитки під навантаженням. Більше того, у деяких роботах нехтується навіть і цими деформаціями, тобто вважається, що нитка під навантаженням працює нерозтяжно. Саме з цієї причини зазначені постановки і побудовані на їх основі розрахункові співвідношення, хоча і дозволяють виявити багато практично важливих закономірностей поведінки гнучких ниток у межах пружності, але не дають можливості знайти відповіді на питання, які стосуються інших характерних особливостей їх роботи, серед яких можна виділити, наприклад, визначення величини фактичного запасу міцності ниток. У цьому контексті необхідно зазначити, що у більшості випадків пластичні деформації призводять до перерозподілу і вирівнювання напружень, а, отже, й до підвищення несучої здатності конструкції. Ця обставина може дати особливо значний ефект при розрахунку таких нелінійно деформованих систем, як гнучкі нитки.

Загалом теорія пластичних гнучких ниток базується практично на тих же припущеннях, що й теорія гнучких ниток при роботі матеріалу в межах пружності. Єдина додаткова передумова пов'язана з ідеалізацією діаграми напруження–деформація реальних матеріалів, яка насправді виявляється досить складною для безпосереднього застосування при розрахунку конструкцій. Тому реальна залежність між напруженнями і деформаціями замінюється якоюсь аналітичною кривою. Зазвичай цю діаграму представляють у вигляді ламаної лінії з двома ділянками, рідше застосовуються полігональна, параболічна та інші ступеневі апроксимації. Частіше інших використовуються чотири моделі роботи матеріалу: жорстко-пластична, жорстко-пластична з лінійним зміцненням, пружно-пластична і пружно-пластична з лінійним зміцненням [1, 6]. Із зазначених моделей найбільш широкого застосування набула модель ідеального пружно-пластичного матеріалу. Як показали численні дослідження, така апроксимація в цілому цілком задовільно відображає роботу багатьох реальних матеріалів і дозволяє більш повно порівняно з пружною стадією роботи проаналізувати поведінку та визначити додаткові резерви міцності конструкції. Тому на початку розгляду напружено-деформованого стану гнучких ниток за межею пружності будемо вважати матеріал нитки ідеальним пружно-пластичним.

**Робота поперечного перерізу нитки**. Розгляд поведінки гнучкої пружно-пластичної нитки почнемо з напружено-деформованого стану її довільного поперечного перерізу (рис. 1, а). Встановимо вид залежності між поточним значенням розпору в нитці і його граничною величиною, яка описує настання у поперечному перерізі граничного стану. Для її виведення спроектуємо діючі у площині перерізу нитки

 © Шимановський О.В. 

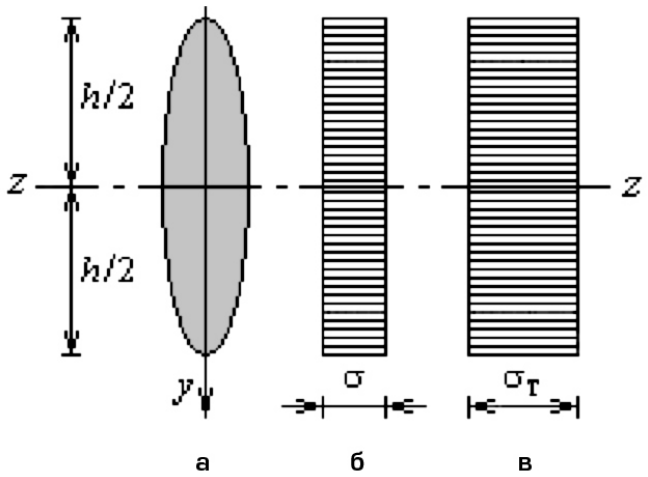



**Рис. 1. Робота поперечного перерізу гнучкої пружно-пластичної нитки:**
**а** – поперечний переріз нитки; **б** – епюра напружень у пружній стадії роботи; **в** – епюра напружень у граничному стані

елементарні сили (епюра розподілу яких показана на рис. 1, б) на горизонтальну вісь $z$–$z$:

$$dF \quad H, \qquad (1)$$

де $\quad - {}^{F}$ нормальне напруження; $F$ – площа перерізу нитки; $H$ – розпір.

Нормальне напруження , що входить до виразу (1), є функцією відносного подовження , вид якої встановлюється відповідно до прийнятої діаграми розтягнення матеріалу. У розглянутому випадку ідеального пружно-пластичного матеріалу для першої – пружної ділянки діаграми, цю функцію можна представити відомою формулою

$$E_{\ 0} \text{ при } \quad {}_{\text{T}}, \qquad (2)$$

де $E$ – модуль пружності; ${}_0$ – відносне подовження осі нитки; ${}_{\text{T}}$ – напруження текучості.

Якщо діючий у гнучкій нитці розпір не викликає напружень текучості, то її поперечний переріз працює у пружній стадії (рис. 1, б). Тоді, підставляючи (2) у рівняння рівноваги (1), прийдемо до виразу, що визначає відносне подовження осі нитки у цій стадії роботи:

$$\frac{E_{\ 0}}{{}_{\text{T}}} \quad \frac{H}{H_{\text{гр}}}, \qquad (3)$$

де $H_{\text{гр}} = \ {}_{\text{T}}F$ – граничний розпір нитки.

Пружна стадія роботи перерізу закінчиться, коли розпір $H$ у нитці досягне свого граничного значення $H_{\text{гр}}$, а напруження досягнуть межі текучості ${}_{\text{T}}$. Після цього відповідно до прийнятої діаграми розтягнення матеріалу їх величина зростати не буде (рис. 1, в).

Умову появи пластичних деформацій можна встановити за допомогою рівняння рівноваги (1), прирівнявши в ньому $= \ {}_{\text{T}}$, тобто отримаємо:

$$\frac{H}{H_{\text{гр}}} \quad 1 \quad 0. \qquad (4)$$

Відзначимо тут наступне. По-перше, поява у поперечному перерізі гнучкої нитки пластичних деформацій означає реалізацію в ньому граничного стану. По-друге, реалізація граничного стану в будь-якому довільному поперечному перерізі гнучкої пружно-пластичної нитки призводить до поширення пластичних деформацій за всією її довжиною. Звідси випливає, що процес деформування нитки протікає у наступній послідовності: при $< \ {}_{\text{T}}$ всі поперечні перерізи нитки працюють у пружній стадії, а при $= \ {}_{\text{T}}$ – всі вони переходять у граничний стан.

**Основні залежності розрахунку ниток**. Використаємо отримані результати для складання рівнянь теорії деформування гнучких пружно-пластичних ниток (рис. 2, а). Перша фаза деформування гнучкої пружно-пластичної нитки є пружною і представлена на рис. 2, б. Ця фаза роботи закінчується, коли зі зростанням навантаження діючий у нитці розпір $H$ досягає свого граничного значення $H_{\text{гр}}$. Тоді у поперечних пе-

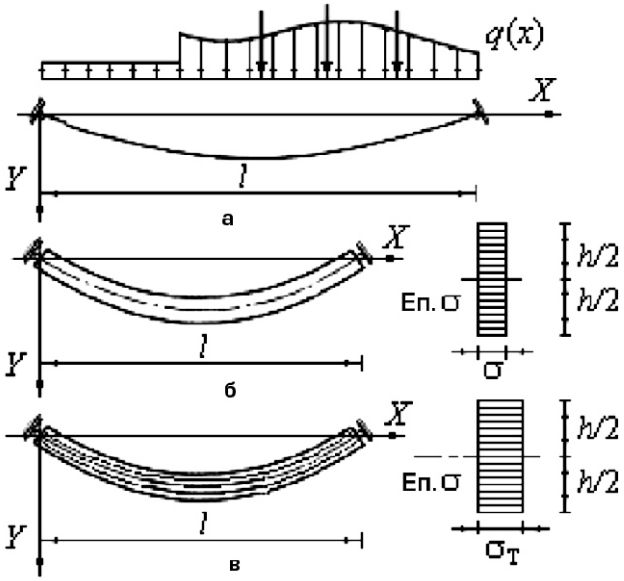
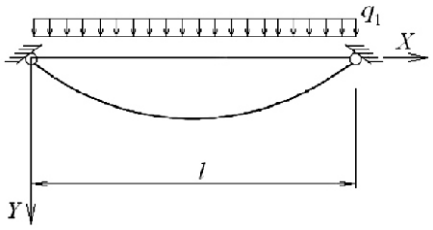
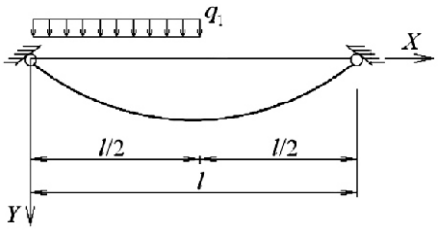
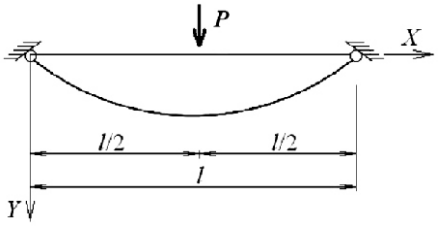
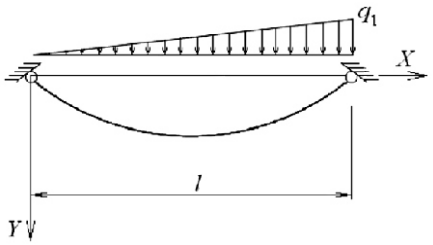
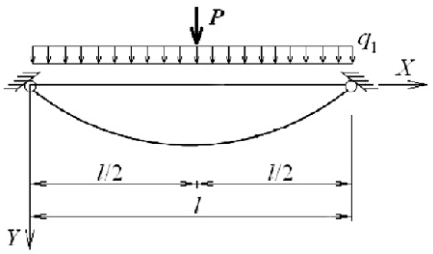



**Рис. 2. Схема роботи гнучкої пружно-пластичної нитки:**
**а** – розрахункова схема нитки; **б** – пружна фаза роботи; **в** – пластична фаза роботи

Таблиця

| Схема навантаження | Вид залежності для умови закінчення першої і початку другої фази роботи гнучкої пружно-пластичної нитки | Величина граничного навантаження гнучкої пружно-пластичної нитки |
|---|---|---|
|  | $\frac{H}{H_{гр}}$ 1 0 | $q_{1,гр}$ $\frac{24m^3}{l^2}$ $H_{гр}^3$ $\frac{8}{3n^2m^3}H_{гр}^2$ $^{1/2}$ |
|  | $\frac{H}{H_{гр}}$ 1 0 | $q_{1,гр}$ $\frac{384m^3}{5\ l^2}$ $H_{гр}^3$ $\frac{8}{3n^2m^3}H_{гр}^2$ $^{1/2}$ |
|  | $\frac{H}{H_{гр}}$ 1 0 | $P_{гр}$ $\frac{8m^3}{}$ $H_{гр}^3$ $\frac{8}{3n^2m^3}H_{гр}^2$ $^{1/2}$ |
|  | $\frac{H}{H_{гр}}$ 1 0 | $q_{1,гр}$ $\frac{90m^3}{l^2}$ $H_{гр}^3$ $\frac{8}{3n^2m^3}H_{гр}^2$ $^{1/2}$ |
|  | $\frac{H}{H_{гр}}$ 1 0 | $P_{гр}$ $\frac{8m^3}{}$ $H_{гр}^3$ $\frac{8}{3n^2m^3}H_{гр}^2$ $\frac{q_1^2l^2}{12}$ $^{1/2}$ $\frac{q_1l}{2}$ |

**Примітка**. У таблиці прийнято, що у випадку дії початкового і додаткового навантажень різного типу величина граничного навантаження приведена для додаткового навантаження.

рерізах нитки, по-перше, задовольняється умова (4) і, по-друге, пластичні деформації поширюються за всією її довжиною (рис. 2, в), реалізуючи тим самим у нитці граничний стан. Тобто умова закінчення першої (пружної) фази роботи нитки є одночасно умовою початку і закін-

чення другої – пластичної фази її роботи, оскільки пластичні деформації охоплюють всю нитку. Таким чином, розрахунок гнучкої нитки, що володіє ідеальною пружно-пластичною діаграмою розтягнення матеріалу, дозволяє знайти тільки величину її граничного навантаження. Причому для цього можна скористатися відомим рішенням для гнучких ниток [3], поклавши у ньому $H = H_{гр}$.

Відповідні залежності, які характеризують умови закінчення першої і початку другої фази роботи, а також визначають величину граничного навантаження гнучкої пружно-пластичної нитки для деяких найбільш поширених типів навантажень, наведено у таблиці.

Розглянемо, зупиняючись на найбільш характерних моментах, деформування ниток із ідеального пружно-пластичного матеріалу зі зміцненням. Як відомо, врахування зміцнення у задачах пластичного деформування дозволяє не лише детальніше врахувати особливості дійсного характеру роботи матеріалу, але й водночас дає змогу виявити невраховані раніше запаси міцності конструкції. У низці практичних випадків розрахунку ці запаси можуть бути достатньо значні, тому таке уточнення діаграми призводить до більш достовірних рішень у порівнянні з тими, які одержимо при використанні ідеальної пружно-пластичної діаграми розтягнення.

Робота гнучких ниток із матеріалу зі зміцненням може бути розглянута з урахуванням припущень і передумов, прийнятих при вивченні роботи ідеально-пластичних ниток. Також відзначимо, що загальна послідовність побудови рішення для ниток із матеріалу зі зміцненням практично не відрізняється від аналогічних задач для пружно-пластичних ниток. Однак рішення, як правило, виходить більш складним. У зв'язку з цим розглянемо найбільш просту, після ідеально-пластичної, апроксимацію діаграми роботи матеріалу, а саме: приймемо матеріал таким, що зміцнюється лінійно.

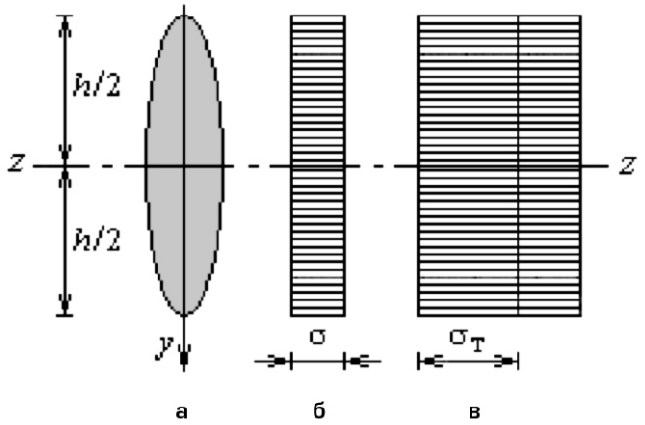



**Рис. 3. Робота поперечного перерізу гнучкої нитки із пружно-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням:**
**а** – поперечний переріз нитки; **б, в** – епюри напружень у пружній і пластичній стадіях роботи

**Робота поперечного перерізу нитки**. Розглянемо роботу поперечного перерізу гнучкої нитки, вважаючи матеріал пружно-пластичним із лінійним зміцненням. Для цього звернемося до складеної раніше умови рівноваги (1) і розглянемо на її основі роботу довільного поперечного перерізу гнучкої нитки (рис. 3, а). При цьому відзначимо, що напруження і деформація , які входять до рівняння (1), будуть пов'язані відомою умовою [1, 6]

$$E \quad \text{при} \quad {}_{т}$$
$$ {}_{т} \; 1 \; \frac{E_0}{E} \; E_0 \quad \text{при} \quad {}_{т} \; , \qquad (5)$$

де $E_0$ – модуль зміцнення.

У даному випадку необхідно розглянути дві стадії роботи перерізу: першу – пружну і другу – пластичну. Зауважимо, що робота поперечного перерізу нитки у першій стадії буде однакова незалежно від властивостей матеріалу у пластичній області і розглядалася раніше. Тому тут лише нагадаємо, що вираз, який характеризує умову закінчення пружної стадії роботи поперечного перерізу, має вид (4).

Розглянемо другу стадію роботи поперечного перерізу нитки, коли весь переріз охоплений пластичними деформаціями (рис. 3, в). Підставляючи умову (5) у рівняння рівноваги (1), запишемо співвідношення для відносного подовження осі нитки $_0$ у другій стадії роботи в наступному виді:

$$\frac{E \; {}_0}{{}_{т}} \quad \frac{E}{E_0} \; \frac{H}{H_{гр}} \quad 1 \quad 1 \, . \qquad (6)$$

Таким чином, розглянуті всі можливі стадії роботи поперечного перерізу гнучкої нитки з пружно-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням, а також отримані залежності, які пов'язують діючий у нитці розпір із відносним подовженням її осі.

**Основні залежності розрахунку ниток**. Використаємо отримані результати для виведення розрахункових залежностей теорії деформування гнучких пружно-пластичних ниток із лінійним зміцненням матеріалу. Припустимо, що гнучка нитка з поперечним перерізом $F$, а також модулями пружності $E$ і лінійного зміцнення $E_0$ навантажена довільним вертикальним навантаженням $q(x)$ і перебуває у стані рівноваги (рис. 4, а). Виберемо в якості незалежної змінної жорсткість нитки на розтяг у пружній $= EF$ і в пластичній $_0 = E_0F$ фазах роботи, а в якості шуканої функції приймемо величину розпору $H$.

Поведінку гнучкої нитки в першій фазі деформування (рис. 4, б), коли всі її поперечні перерізи працюють у пружній стадії, докладно розглянуто в [4]. Пружна фаза роботи нитки закінчується, коли задовольняється умова (4) і величина розпору досягає свого граничного значення.

Після досягнення зовнішнім навантаженням значення, обумовленого виразом (4), розпочинається друга – пластична фаза деформування, коли вся нитка охоплюється пластичними деформаціями (рис. 4, в). Визначимо розрахункові залежності при роботі гнучкої нитки у цій фазі деформування, використавши принцип можливих переміщень. У відповідності з

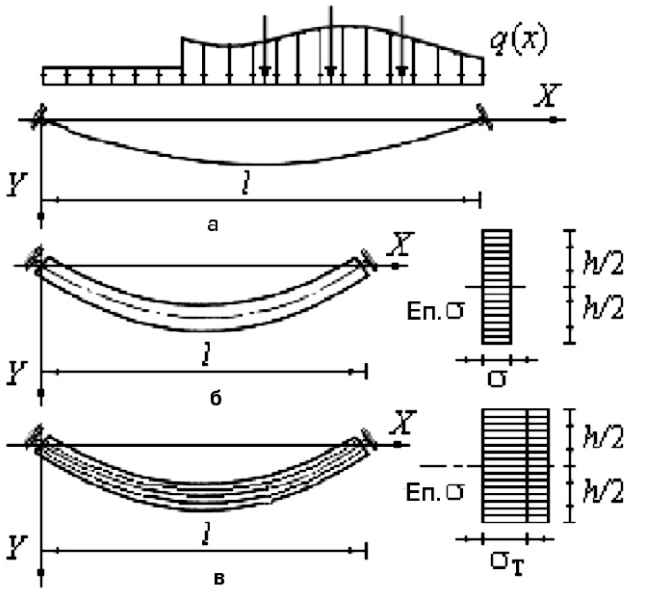



**Рис. 4. Деформування гнучкої нитки із пружно-пластичного матеріалу з лінійним зміцненням:**

**а** – розрахункова схема нитки; **б** – пружна фаза роботи; **в** – пластична фаза роботи з лінійним зміцненням матеріалу

цим принципом приймемо, що жорсткість $_0$ отримала дуже мале, але скінченне прирощення своєї величини, що дорівнює $_0$. Тоді розпір $H$ отримає деяке збільшення $H$, а нитка переміститься зі свого положення рівноваги на величину $y(x)$. Зазначена величина може бути записана так:

$$y \quad \frac{M^б}{H+\ H} \quad \frac{M^б}{H} \quad \frac{M^б\ H}{H(H\quad H)}. \qquad (7)$$

Знайдемо роботу зовнішніх сил, тобто навантаження $q(x)$, на переміщеннях $y$:

$$U_1 \quad \int_0^l \frac{q(x)M^б\ H}{H(H\quad H)}dx \quad \frac{D\ H}{H(H\quad H)}. \qquad (8)$$

Цілком зрозуміло, що оскільки вирази (7) і (8) отримані з використанням лише умов рівноваги, то вони є справедливими при будь-якій діаграмі .

Визначимо роботу внутрішніх сил. У другій фазі роботи нитки подовження її нескінченно малого елемента $ds$ можна представити таким чином:

$$ds \quad \frac{T \quad T \quad T_{гр}}{_0 \quad _0} \quad \frac{T \quad T_{гр}}{_0} ds \quad \frac{_0 T \quad T \quad _0 \quad T_{гр} \quad _0}{(\ _0 \quad _0)} ds, \qquad (9)$$

де $T$ – поздовжнє зусилля в нитці, $T$ – прирощення величини цього зусилля, а $T_{гр}$ – граничне поздовжнє зусилля в нитці.

Елементарна робота внутрішніх сил визначиться як добуток зі зворотним знаком подовження $ds$ на величину діючого в елементі зусилля, що дорівнює $T+\ T$, а повна робота – як інтеграл цього добутку, поширений на всю довжину нитки $L$:

$$U_2 \quad \int_0^L \frac{(\ _0 T \quad T \quad _0 \quad T_{гр} \quad _0)(T \quad T \quad T_{гр})}{_0(\ _0 \quad )} ds. \qquad (10)$$

Підставляючи сюди значення

$$T \quad \frac{H}{\cos}, \quad T_{гр} \quad \frac{H_{гр}}{\cos},$$

$$T \quad \frac{H}{\cos} \quad \text{і} \quad ds \quad \frac{dx}{\cos}, \qquad (11)$$

де – кут нахилу дотичної до нитки по відношенню до горизонту, отримаємо:

$$U_2 \quad \frac{(\ _0 T \quad T \quad _0 T_{гр} \quad _0)(T \quad T \quad T_{гр})}{_0(\ _0 \quad )} \int_0^l \frac{dx}{\cos^3}. \qquad (12)$$

Значення інтеграла в останньому співвідношенні для пологих ниток із достатнім ступенем точності можна прийняти таким, що дорівнює $lm^3$, де $1/m$ – середнє значення cos , що дорівнює $l/L$. Тоді вираз для роботи внутрішніх сил остаточно можна представити так:

$$U_2 \quad \frac{(\ _0 H \quad H \quad _0 H_{гр} \quad _0)(H \quad H \quad H_{гр})lm^3}{_0(\ _0 \quad )}. \qquad (13)$$

Згідно з принципом можливих переміщень сума робіт усіх зовнішніх і внутрішніх сил на нескінченно малих можливих переміщеннях системи з положення рівноваги дорівнює нулю, тобто:

$$U_1 \quad U_2 \quad 0. \qquad (14)$$

Підставляючи (8) і (13) у рівняння (14), переходячи потім до межі при $_0 \quad 0$ і $H \quad 0$, після деяких перетворень прийдемо до наступної диференціальної залежності:

$$\frac{d \ _0}{dH} \quad \frac{_0}{H \quad H_{гр}} \quad \frac{D \ _0^2}{lm^3 H^2 (H \quad H_{гр})^2} \quad 0. \qquad (15)$$

Потрібно сказати, що отримана залежність є одним із окремих випадків диференціального рівняння Бернуллі, загальний інтеграл якого має вид

$$\frac{1}{_0} \quad \frac{C}{H \quad H_{гр}} \quad \frac{D[H \ln H \quad H \ln(H \quad H_{гр}) \quad H_{гр}]}{lm^3 H H_{гр}^2 (H \quad H_{гр})}. \qquad (16)$$

Значення довільної сталої інтегрування можна знайти, якщо врахувати, що у випадку, коли модуль лінійного зміцнення $E_0$ дорівнює модулю пружності $E$ (що призводить також до рівності жорсткостей $_0$ і ), тобто коли гнучка нитка є пружною, величина розпору $H_1$ може бути визначена за допомогою відомих рішень для гнучких пружних ниток [4]. Підставляючи потім значення $C$ у вираз (16), прийдемо до шуканого рішення, що описує роботу гнучких пружно-пластичних ниток із лінійним зміцненням матеріалу,

$$\frac{H \quad H_{гр}}{_0} \quad \frac{H_1 \quad H_{гр}}{} \quad \frac{D}{lm^3 H_{гр}^2} \quad \frac{H \ln H \quad H \ln(H \quad H_{гр}) \quad H_{гр}}{H} \quad \frac{H_1 \ln H_1 \quad H_1 \ln(H_1 \quad H_{гр}) \quad H_{гр}}{H_1}, \qquad (17)$$

причому величина $m$ обчислюється тут без урахування пружних і пластичних деформацій нитки, тобто за її вихідною геометрією.

Таким чином, повністю визначено поведінку гнучкої пружно-пластичної нитки з лінійним зміцненням матеріалу і встановлені залежності для знаходження параметрів напружено-деформованого стану нитки у всіх фазах її роботи.


[1] *Безухов Н.И.* Основы теории упругости, пластичности и ползучести. – М.: Высш. шк., 1968. – 512 с.

[2] *Качурин В.К.* Теория висячих систем. – М.-Л.: Госстройиздат, 1962. – 224 с.

[3] *Мацелинский Р.Н.* Статический расчет гибких висячих конструкций. – М.-Л.: Госстройиздат, 1950. – 192 с.

[4] *Мацелинский Р.Н.* Статический расчет упругих нитей // Строительная механика и расчет сооружений. – 1959. – № 4. – С. 3–9.

[5] *Москалев Н.С.* Конструкции висячих покрытий. – М.: Стройиздат, 1980. – 331 с.

[6] *Постнов В.А.* Теория пластичности и ползучести. – Л.: ЛПИ, 1975. – 266 с.

[7] *Шимановский А.В., Оглобля А.И.* Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций. – К.: Сталь, 2002. – 372 с.


*Надійшла 28.09.2012 р.*

УДК 539.3; 621.548

# СКІНЧЕННОЕЛЕМЕНТНИЙ АНАЛІЗ СТІЙКОСТІ КОЛИВАНЬ ЛОПАТЕЙ ВЕУ ПРИ СКЛАДНОМУ ОБЕРТАННІ

Розглянуто особливості динамічної поведінки лопатей ВЕУ при їх обертанні від дії статичного і динамічного навантажень, які можуть призвести до аварій. Проведений розрахунок напружено-деформованого стану лопатей при складному обертанні та аналіз стійкості стінок лопатей.

The features of dynamic behavior of the wind power station blades under action of static and dynamic loads are considered. Calculations of stress-strain states and stability of the blades in their compound rotations are performed. The possibilities of emergency situations appearance are demonstrated.

**Ключові слова:** скінченні елементи, складне обертання, статичні і динамічні навантаження, напружено-деформований стан, стійкість

**В.І. Гуляєв**
завідувач кафедри вищої математики Національного транспортного університету, завідувач відділу моделювання конструкцій ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського», заслужений діяч науки і техніки України, д.т.н., професор

**В.В. Гайдайчук**
завідувач кафедри теоретичної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури, головний науковий співробітник відділу моделювання конструкцій ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» д.т.н., професор

**В.П. Носенко**
аспірант кафедри теоретичної механіки Київського національного університету будівництва і архітектури

Україна має досить високий енергетичний потенціал вітрового потоку. В Карпатах, Криму, Причорномор'ї та Приазов'ї середньорічна швидкість вітру на висоті 10 м складає 5 і більше метрів за секунду, тобто вітрова енергія посідає перше місце серед поновлюваних джерел для виробництва електричної енергії.

Вітроелектростанції (ВЕУ) існують у більшості високорозвинутих країн. Вони ідеально підходять для термінового введення в експлуатацію нових потужностей, можуть бути введені в дію і підключені до енергомережі за більш короткий термін і з меншими витратами в порівнянні з великими електростанціями, яким необхідна складна інфраструктура щодо виробництва і передачі електроенергії.

Крім екологічності та низьких експлуатаційних витрат, незаперечною перевагою вітроенергетики є її відновлюваність. Донедавна розвиток галузі стримувався відносно високою вартістю установок, їхньою складністю в обслуговуванні, частими поломками і нестабільністю вироблення електрики. Однак завдяки сучасним технологічним процесам установки стали дешевшими, надійнішими і досить простими в обслуговуванні, що сприяло швидкому зростанню даного сектора енергетики.

Слід зазначити, що крім більших запасів поновлюваних джерел енергії вітрова енергетика має цілий ряд інших переваг, а саме: невичерпність запасів через постійну поновлюваність, відносна простота перетворення і екологічна чистота. Особливої актуальності цей напрям набув в Україні через обмежені запаси енергоносіїв.

Так, сьогодні держава забезпечена лише на 10 % нафтою і на 18 % природним газом. Крім цього, існує і цілий ряд проблем щодо розвитку самої традиційної енергетики: небезпека аварій при їхній експлуатації, викиди забруднюючих речовин та інше. За таких умов особливого значення набуває використання нетрадиційних і поновлюваних джерел енергії (сонця, біомаси, тепла землі, вітру тощо), тобто потрібно створювати принципово нову систему енергопостачання, яка б дала можливість народногосподарським об'єктам отримати значну енергетичну незалежність свого розвитку. Вагоме значення у вирішенні цієї проблеми має енергія вітру.

**Особливості динамічної поведінки лопатей при їх обертанні**. В процесі експлуатації вітроенергетичні установки піддаються складним статичним і динамічним навантаженням, які обумовлені впливом сил власної ваги, відцентрових сил інерції від обертання вітрового колеса, гіроскопічних сил інерції, спричинених складним обертанням вітроколеса, а також аеро-

 © Гуляєв В.І., Гайдайчук В.В., Носенко В.П. 

динамічних сил від зустрічного потоку вітру [1–4]. Ці сили можуть діяти як окремо, так і в комбінації і призводити до критичних станів окремих підконструкцій або всієї установки, що може спричинити тяжкі аварії. Складні стани напружень і коливань можуть виникати в найбільш відповідальних підконструкціях системи, таких як опорна башта, фундамент і лопаті. З метою запобігання аварійним режимам експлуатації та оптимізації конструктивної схеми й деталей був виконаний аналіз на міцність і динамічну поведінку як цих підконструкцій, так і всієї конструкції вітроустановки. Проведений розрахунок напружено-деформованих станів лопатей під дією відцентрових сил інерції при їх простому обертанні, знайдені значення нижчих частот вільних коливань лопатей і побудовані форми коливань, досліджений напружено-деформований стан під дією аеродинамічних сил, виконано аналіз динамічної стійкості лопатей при складному обертанні й локальній стійкості їх стінок та розрахунок вимушених коливань при їх складному обертанні.

Раніше при проектуванні роторів вітроенергетичних установок вибиралася різна кількість радіальних лопатей. Однак пізніше були проведені спеціальні аеродинамічні дослідження з визначення оптимального числа лопатей у вітроколесі, а також у пропелерах авіаційних двигунів, у результаті яких було встановлено, що найбільш ефективним щодо забезпечення найбільшої потужності, яка знімається з вітроколеса, є ротор із трьома лопатями. Було відмічено, що в роторах із великою кількістю лопатей аеродинамічні потоки, що формуються на кожній із них, взаємодіють один з одним і знижують при цьому аеродинамічні сили, що діють на кожну з лопатей.

Проектувалися також (та існують до теперішнього часу) ротори з двома лопатями. Однак дволопатеві ротори не є динамічно збалансованими при їх складних обертаннях, коли додатково до обертання відносно власної осі ротор починає здійснювати також поворот разом із гондолою відносно вертикальної осі башти. В цьому випадку еліпсоїд інерції ротора перестає бути круговим і стає тривісним. При цьому гіроскопічний момент сил інерції від складного обертання із стаціонарного перетворюється у періодичний, викликаючи додаткову вібрацію всієї системи відносно горизонтальної осі, яка обертається разом із гондолою.

На відміну від дволопатевого ротора, ротори з великою кількістю лопатей є динамічно збалансованими і при складному обертанні генерують стаціонарний гіроскопічний момент сил інерції, що не викликає коливання всієї системи [5–7]. Хоча при цьому, звичайно, гіроскопічні моменти, які діють на кожну з лопатей, є періодичними, з періодом, що дорівнює часу одного оберту ротора. У зв'язку з цим в останні роки використовуються вітрові колеса лише з трьома лопатями (рис. 1).

За розробленою методикою та обчислювальною системою моделювалися статика, динаміка та стійкість вітроколіс діаметром 17, 51, 80, 100 м.

Кожна лопать має певний кут атаки, що змінюється вздовж її довжини в результаті закручування. Як правило, лопаті виготовляються порожнинними з поперечним перерізом, що змінюється вздовж осьової лінії (рис. 2).

**Рис. 1. Конструктивна схема ротора з трьома лопатями**

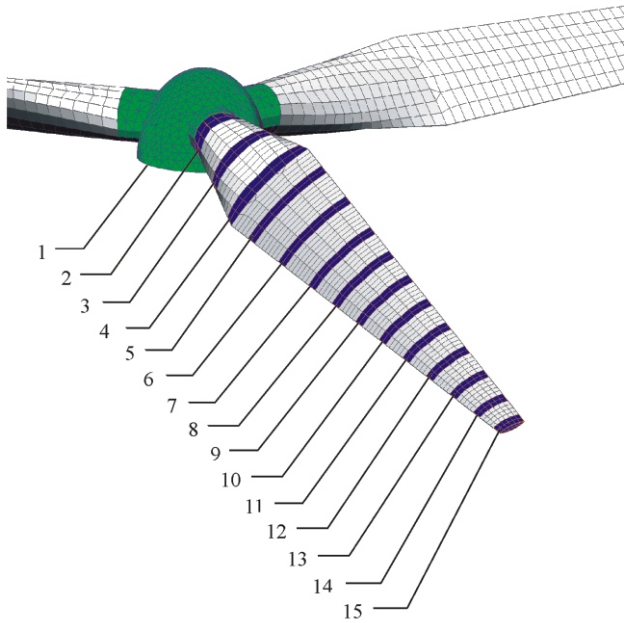



**Рис. 2. Скінченноелементна схема лопаті з виділеними фрагментами**

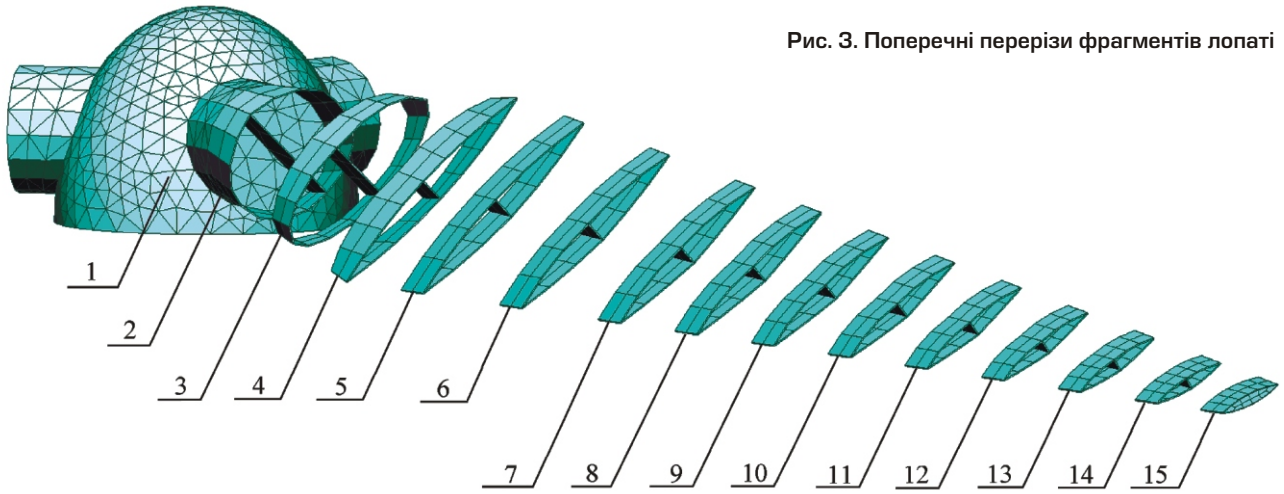



**Рис. 3. Поперечні перерізи фрагментів лопаті**

На рис. 3 показана лопать, розбита на 15 окремих фрагментів.

Своїми кореневими перерізами лопаті прикріплюються до головки центральної втулки, пов'язаної з обертальним валом (рис. 4).

При розрахунку лопаті товщини $h$ її елементів вибираються в залежності від рівня напруження лопаті в даній зоні. Цей вибір здійснюється на основі багатоваріантних розрахунків системи. Основна мета полягає в розробленні методики визначення критичних станів ВЕУ, тому дослідження виконані для двох значень товщини $h = 20$ і 30 мм.

На ранніх етапах проектування і створення ВЕУ для виготовлення лопатей використовувалися металеві матеріали (алюмінієві сплави). Пізніше було виявлено, що металеві вітроколеса, які обертаються, генерують радіошуми, що призводить до суттєвих радіоперешкод для літаків. Тому в останні роки застосовуються неметалеві вітроколеса. Лопаті виготовляються із вуглепластика густиною 1150 кг/м$^3$ і модулем пружності $E = 1{,}6 \quad 10^{11}$ Па.

Для теоретичного моделювання механічної поведінки вітроколеса в процесі експлуатації обрано метод скінченних елементів. Усі підконструкції системи, що розглядаються, є тонкостінними, тому вони моделюються трикутними або чотирикутними пластинчастими елементами. Центральна головка включає також і тривимірні скінченні елементи (див. рис. 1–4). При розрахунках загальна кількість цих елементів у моделі вітроколеса досягала 7457, скінченноелементних вузлів – 10027, загальна кількість шуканих величин склала 40836.

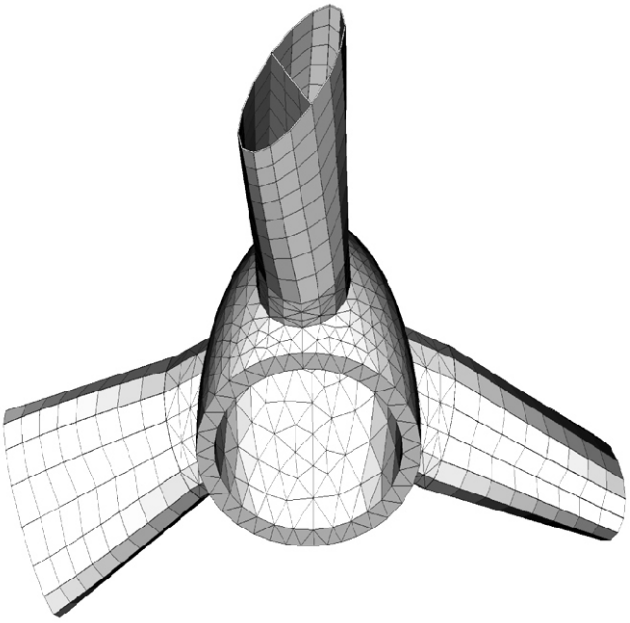


**Рис. 4. Схема приєднання лопатей до вала, який обертається**

**Вільні коливання лопатей ВЕУ.** Рівняння руху елементів конструкції в цьому аналізі записуються в наступному виді:

$$[M]\{\ddot{u}\} \quad [K]\{u\} \quad 0, \qquad (1)$$

де $[K]$ і $[M]$ – відповідно матриці жорсткості і мас; $\{u\}$ – вектор динамічних переміщень.

У результаті відповідних підстановок рівняння (1) зведено до задачі на власні значення для системи алгебраїчних рівнянь

$$K \quad {}^2_i L \ \{ \quad {}_i\} \quad 0, \qquad (2)$$

де $\{ \quad {}_i\}$ – власний вектор (мода коливань), який відповідає власному значенню ${}_i$ (кругова або циклічна частота).

Таблиця 1

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | $D$ = 17 м | $h$ = 3,5 мм | $n$ (об./хв) | 0 | 20 | 40 | 60 | 80 |
| | | | $C_1$ (Гц) | 3,47359 | 3,50032 | 3,57922 | 3,70668 | 3,87749 |
| | | | $C_2$ (Гц) | 13,77473 | 13,79860 | 13,86978 | 13,98695 | 14,14789 |
| | | | $C_3$ (Гц) | 16,65069 | 16,65706 | 16,67630 | 16,70885 | 16,75552 |
| | | | $C_4$ (Гц) | 33,70035 | 33,72544 | 33,80061 | 33,92548 | 34,09944 |
| | | | $C_5$ (Гц) | 61,89833 | 61,92293 | 61,99664 | 62,11923 | 62,29026 |
| 2 | $D$ = 51 м | $h$ = 10 мм | $n$ (об./хв) | 0 | 7 | 14 | 21 | 28 |
| | | | $C_1$ (Гц) | 1,15718 | 1,16963 | 1,19858 | 1,24521 | 1,30748 |
| | | | $C_2$ (Гц) | 4,60639 | 4,62748 | 4,65445 | 4,69892 | 4,76016 |
| | | | $C_3$ (Гц) | 5,84105 | 5,85074 | 5,85692 | 5,86731 | 5,88208 |
| | | | $C_4$ (Гц) | 11,24735 | 11,28692 | 11,31463 | 11,36064 | 11,42473 |
| | | | $C_5$ (Гц) | 20,69709 | 20,76104 | 20,78841 | 20,83392 | 20,89742 |
| 3 | $D$ = 80 м | $h$ = 16 мм | $n$ (об./хв) | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 |
| | | | $C_1$ (Гц) | 0,73919 | 0,74705 | 0,77009 | 0,80691 | 0,85558 |
| | | | $C_2$ (Гц) | 2,94370 | 2,95094 | 2,97250 | 3,00793 | 3,05652 |
| | | | $C_3$ (Гц) | 3,72790 | 3,72955 | 3,73450 | 3,74285 | 3,75477 |
| | | | $C_4$ (Гц) | 7,18756 | 7,19497 | 7,21713 | 7,25391 | 7,30506 |
| | | | $C_5$ (Гц) | 13,22567 | 13,23298 | 13,25488 | 13,29127 | 13,34200 |
| 4 | $D$ = 100 м | $h$ = 30 мм | $n$ (об./хв) | 0 | 4 | 8 | 12 | 16 |
| | | | $C_1$ (Гц) | 0,59120 | 0,59127 | 0,61592 | 0,64539 | 0,68433 |
| | | | $C_2$ (Гц) | 2,35471 | 2,35477 | 2,37775 | 2,40611 | 2,44500 |
| | | | $C_3$ (Гц) | 2,98233 | 2,98235 | 2,98761 | 2,99429 | 3,00383 |
| | | | $C_4$ (Гц) | 5,74976 | 5,74982 | 5,77342 | 5,80286 | 5,84379 |
| | | | $C_5$ (Гц) | 10,58169 | 10,58175 | 10,60506 | 10,63419 | 10,67479 |

П'ять значень $C_i$ некратних власних частот для різних діаметрів $D$ ротора з підкріпним ребром наведені в табл. 1.

Обчислення проведені при різних значеннях кутової швидкості $n$ власного обертання вітроколеса, яка змінювалась від 0 до 80 об./хв для колеса з $D$ = 17 м і при $n$, яке змінюється від 0 до 16 об./хв при $D$ = 100 м. У таблиці вказані також товщини $h$ лопатей, що змінюються від $h$ = 0,0035 м для $D$ = 17 м і до $h$ = 0,03 м для $D$ = 100 м.

Аналіз отриманих результатів свідчить, що зі збільшенням кутової швидкості обертання $n$ частоти власних коливань зростають. При цьому введення підкріпного ребра також збільшує частоти власних коливань, хоча і незначно.

На рис. 5 у тривимірному зображенні під різними кутами зору показані форми коливань лопатей вітроколеса діаметром $D$ = 100 за першою частотою $C_1$. Вони характеризуються не тільки деформуванням лопатей із площини їх обертання, але також і їх закручуванням. При збільшенні номера $C_i$ на формі коливань з'явля-

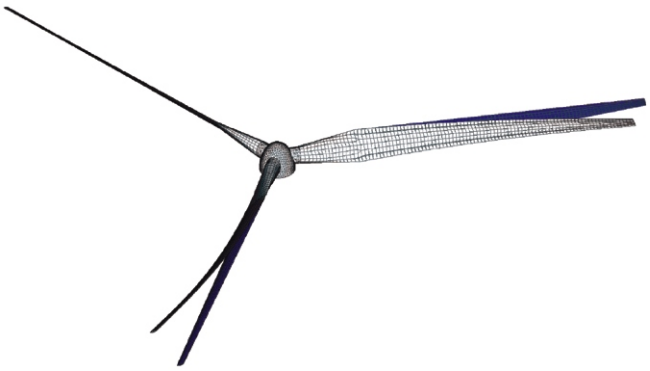


**Рис. 5. Форми власних коливань за першою частотою вітроколеса діаметром $D$ = 100 м**

ються вузлові точки, кількість яких збільшується зі зростанням $C_i$ і, крім того, відбувається додаткове закручування лопаті.

Знайдені значення частот і форм власних коливань дозволяють контролювати вимушені коливання системи і відслідковувати її резонансні вимушені коливання.

**Загальна і локальна стійкість лопатей ВЕУ**. Проведений аналіз статично-напруженого стану ВЕУ під дією сил тяжіння й аеродинамічного тиску, а також коливань під дією гіроскопічних сил інерції складного обертання показав, що конструкції ВЕУ знаходяться в режимах складних механічних дій. Але умови роботи лопаті ускладнюються ще більше, коли вона здійснює складне обертання, частина тонкостінної обшивки втрачає стійкість та випинається. У цьому випадку через періодичні зміни в часі сил інерції у стінках лопаті в переднапруженій зоні періодично то з'являються, то зникають випинання. Такий режим втрати стійкості призведе до інтенсивних втомних напружень у цій зоні і до швидкого руйнування лопаті. Теоретичне моделювання цих процесів за допомогою розробленої методики дозволяє внести раціональні зміни у конструкції системи та уникнути руйнувань.

Дослідження стійкості здійснювалося із урахуванням наступних чинників:

- дії стискального навантаження від власної ваги у положенні, коли ротор не обертається і лопать знаходиться у верхньому вертикальному положенні;
- стійкості та випинання стінки лопаті в зоні дії стискальних сил від аеродинамічного навантаження;
- стійкості та випинання стінки лопаті в зоні виникання стискальних зусиль при дії гіроскопічних сил інерції від складного обертання лопаті.

Аналіз стійкості був виконаний на основі постановки проблеми на власні значення для лінеаризованої системи алгебраїчних рівнянь, побудованої методом скінченних елементів

$$\left|K \quad {}_iL\right| \quad 0, \qquad (3)$$

де $K$ – матриця жорсткості для ненапруженої конструкції; $L$ – різницева матриця жорсткості; ${}_i$ – шукані власні значення параметра навантаження (статичних сил тяжіння, квазістатичних сил аеродинамічного тиску, добутку кутових швидкостей власного і поворотного обертання ротора); прямі вертикальні лінії позначають знак обчислення детермінанта.

Обчислення власних значень ${}_i$ виконувалося методом Ланцоша.

При перевірці стійкості лопаті у вертикальному положенні вважалося, що перше власне значення ${}_1$ чисельно дорівнює величині, на яку потрібно помножити навантаження від власної ваги, щоб лопать випинала за Ейлером як вертикальний стрижень. Для аналізу була вибрана найбільша лопать від вітроколеса діаметром $D$ = 100 м. Найменше значення ${}_1$ = 32,56 свідчить про достатню загальну і локальну стійкість лопаті в цьому положенні.

Більш небезпечним з точки зору стійкості лопаті є її навантаження аеродинамічними силами. Як показали обчислення, під дією цих сил у кореневій зоні лопаті з однієї сторони виникають зусилля розтягу, з іншої – зусилля стиснення. Можна очікувати, що в стисненій зоні може виникнути локальна втрата стійкості і випинання стінки.

Результати обчислення наведені в табл. 2 для лопаті під дією максимального вітрового навантаження ($D$ = 100 м, $n$ = 16 об./хв) з підкріпленим ребром і без нього. Їх аналіз свідчить, що лопать завтовшки $h_2$ = 0,03 м має достатнє значення стійкості в будь-якому випадку, завтовшки $h_1$ = 0,02 м без підкріпного ребра залишається стійкою тільки до навантаження, що складає ${}_1$ = 0,6254 частини від її номінальної величини. Тому для такої лопаті зазначений режим не є припустимим і її потрібно підкріпляти.

Таблиця 2

| Товщина стінок, м | Власні значення задачі втрати стійкості лопаті без підкріпного ребра | Власні значення задачі втрати стійкості лопаті з підкріпним ребром |
|---|---|---|
| $h_1$ = 0,02 | ${}_1$ = 0,625476<br>${}_2$ = 0,882134<br>${}_3$ = 1,146549 | ${}_1$ = 1,401709<br>${}_2$ = 2,006203<br>${}_3$ = 2,065246 |
| $h_2$ = 0,03 | ${}_1$ = 1,939503<br>${}_2$ = 2,137713<br>${}_3$ = 3,207263 | ${}_1$ = 3,955077<br>${}_2$ = 4,819500<br>${}_3$ = 5,068620 |

На рис. 6 показана форма випинання лопаті при втраті стійкості, яка реалізується в її прикореневій зоні.

Було проведено комп'ютерне дослідження стійкості тонкостінної лопаті під дією гіроскопічних сил інерції. В зв'язку з тим, що на лопать при її складному обертанні діють розподілені

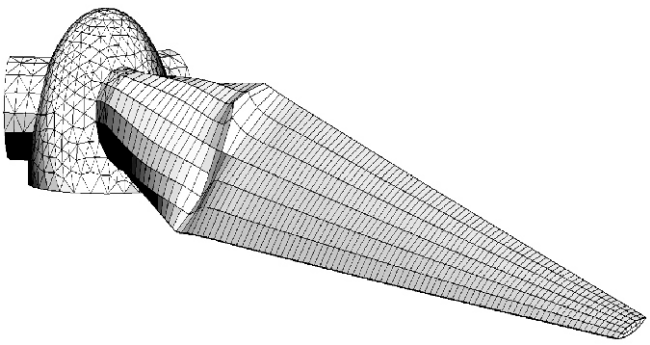


**Рис. 6. Форма локального випинання лопаті з підкріпним ребром під дією вітрового навантаження (випадок *n* =16 об./хв, *h* = 0,03 м)**

сили інерції Коріоліса, паралельні осі вітроколеса, в її кореневій зоні виникають, як зазначено вище, значні напруження, які змінюють свій знак за один оберт ротора [6–8]. При вибраних значеннях чисел оберту $n$ вітроколеса можна вважати, що період коливань немалий. Тому для перевірки стійкості доцільно розглядати їх квазістатичними і перевіряти можливість як загальної, так і локальної втрати стійкості стінки і її випинання. Ці розрахунки були виконані за допомогою розв'язання системи (3) шляхом визначення її власних значень $_i$. Результати розрахунків наведені в табл. 3 для випадку $D$ = = 100 м, $n$ = 16 об./хв, $_0$= 0,1 рад/с. Товщини стінок склали $h_1$ = 0,02 м, $h_2$ = 0,03 м, для випадку лопаті без підкріпного ребра.

Зазвичай при перевірці стійкості конструкцій враховуються лише перші (нижчі) власні значення $_1$. В табл. 3 наведено три перших власних значення $_1$, $_2$, $_3$ для того, щоб перевірити можливість існування кратних (або близьких) власних значень, які ускладнюють роботу конструкції і можуть зменшити її несучу здатність. Знайдені значення $_1$ = 1,17 при $h_1$ = = 0,02 м свідчать про те, що запас стійкості лопаті незначний і навіть невелике перевищення статичного стискального навантаження призведе до її проклацування.

Таблиця 3

| Товщина стінок, м | Власні значення задачі втрати стійкості лопаті без підкріпного ребра |
|---|---|
| $h_1$ = 0,02 | $_1$ = 1,174139<br>$_2$ = 1,646205<br>$_3$ = 2,158483 |
| $h_2$ = 0,03 | $_1$ = 4,849725<br>$_2$ = 5,339431<br>$_3$ = 8,113201 |

Форма втрати стійкості лопаті, як і для випадку на рис. 6, також є локальною та реалізується в прикореневій зоні.

Якщо товщину лопаті збільшити до $h_2$ = = 0,03 м, то запас її стійкості за цим навантаженням зросте до $_1$ = 4,85. Однак це не означає, що він є достатнім, оскільки в загальному випадку до лопаті прикладаються також і інші навантаження (наприклад, аеродинамічні та гравітаційні) і вона може втратити стійкість при їх комбінаційній взаємодії. Можливість такого ефекту повинна бути перевірена окремо.


[1] *Андрианов В.Н., Быстрицкий Д.Н., Вашкевич К.П., Секторов В.Р.* Ветроэлектрические станции. – М.: ГЭИ, 1960. – 323 с.

[2] *Фатеев Е.М.* Ветродвигатели и ветроустановки. – М.: ОГИЗ, 1948. – 542 с.

[3] *Шефтер Я.И., Рождественский И.В.* Ветронасосные и ветроэлектрические агрегаты. – М.: «КОЛОС», 1967. – 376 с.

[4] *Харитонов В.П.* Автономные ветроэлектрические установки. – М.: ГНУ ВИЭСХ, 2006. – 273 с.

[5] *Гуляев В.И., Гайдайчук В.В., Кошкин В.Л.* Упругое деформирование, устойчивость и колебания гибких криволинейных стержней. – К.: Наукова думка, 1992. – 344 с.

[6] *Гуляев В.И., Худолий С.Н.* Колебания криволинейных закрученных лопастей при сложном вращении // Прикладная механика. – 2005. – Т. 41, № 4. – С. 126–132.

[7] *Гайдайчук В.В., Худолий С.Н.* Резонансные колебания упругих лопастей при сложном вращении // Вібрації в техніці та технологіях, 2004. – № 6 (38) . – С. 54–57.

[8] *Гайдайчук В.В., Носенко В.П.* Компьютерное моделирование динамического поведения и прочности конструкций ветроэнергетических установок // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2009. – № 3. – С. 22–26.


*Надійшла 21.11.2012 р.*

УДК 624.076.2

# ОЦЕНКА РИСКОВ ЭКСПЛУАТАЦИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В УСЛОВИЯХ ИСЧЕРПАНИЯ ИХ РЕСУРСА

Предлагается методика оценки риска, входящая в состав работ по риск-анализу возможности дальнейшей эксплуатации строительных стальных конструкций в условиях исчерпания их ресурса. Методика основана на учете как существующих дефектов и повреждений конструкций, так и гипотетических (необнаруженных) несовершенств.

Methodology of risk assessment which is a part of risk-analysis for prediction of possibility safety operation for building steel structures in the condition of project exhausted residual has suggested. Methodology based also on the analysis of defined defects and damages also as hypothetic (non-defined) imperfections.

**Ключевые слова:** риск, анализ риска, ресурс.

**С.В. Колесниченко**
заместитель директора по науке
Донбасского центра
технологической безопасности
ООО «Укринсталькон
им. В.Н. Шимановского»,
к.т.н.

В Украине имеется значительный фонд производственных зданий и сооружений, стоимость которого доходит до 60 % основных фондов народного хозяйства. Сохранение и поддержание этого фонда в рабочем состоянии в течение всего проектного, а часто и назначенного запроектного срока эксплуатации является важной экономической задачей. По ряду объективных и субъективных причин в последнее время количество аварий приобрело лавинообразный характер. С 1991 г. и до сегодняшнего дня на предприятиях горнодобывающей, металлургической, машиностроительной отраслей и в строительстве произошли тысячи аварий, большое количество которых сопровождалось человеческими жертвами. Значительная часть аварий обусловлена процессом физического старения конструкций.

Современная концепция эксплуатации сложных инженерных систем, к которым относятся здания и сооружения, предполагает переход от понятия «абсолютная безопасность» к «приемлемому риску». Для этого необходимо проведение анализа рисков и выработки системы по управлению рисками, т.е. снижению их до приемлемого уровня. Задачей безаварийной эксплуатации строительных металлических конструкций является расчет остаточного ресурса (ОР) на основе результатов, полученных во время выполнения работ по обследованию и оценке технического состояния.

Расчет ОР выполняется путем уточнения действующих нагрузок, расчетной схемы, свойств материала, обнаруженных дефектов и повреждений (ДиП) с учетом интенсивности их развития во времени. Однако, всегда существует вероятность того, что в процессе обследования часть ДиП не будет обнаружена, их количество, распределение и местонахождение будут неизвестны. Кроме этого, даже для прогнозируемых ДиП возможно их спонтанное неконтролируемое развитие при несанкционированном субъективном изменении проектных параметров функционирования системы «узел – конструкция – здание – нагрузка – материал – расчетная схема» в сроки между плановыми обследованиями (проектного, назначенного или остаточного ресурса).

В связи с тем, что значительная часть эксплуатирующихся конструкций находится в состоянии практически полного исчерпания их проектного ресурса, проблеме безопасной эксплуатации конструкций, зданий и сооружений в последнее время уделяется достаточно большое внимание. Особенно активно исследования безопасности стали выполняться после выхода Постановления КМУ № 1331 [6]. В рамках целевой комплексной программы НАНУ «Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин» осуществляется координация работ по проблеме ресурса и безопасности как для объектов повышенной безопасности, так и для обычных промышленных зданий и сооружений [1, 8, 11].

Большинство публикаций по проблеме риск-анализа посвящены экономическим аспектам оценки возможного ущерба, проблеме планирования и организации работ, разработке рекомендаций по безопасной эксплуатации в условиях разработки и реализации мероприятий по уменьшению риска [2, 7, 12]. Малоизученной при оценке риска эксплуатирующихся сталь-

ных конструкциях в условиях исчерпания их ресурса для прогнозирования остаточного ресурса остается проблема анализа обнаруженных дефектов и повреждений, прогнозирования их развития, возможного учета не обнаруженных во время обследования несовершенств.

В данной работе предлагается методика риск-анализа эксплуатации строительных стальных конструкций, при котором основными факторами опасности предлагается считать вероятность их разрушения при наличии как выявленных повреждений (реальный риск), так и невыявленных несовершенств, развивающихся спонтанно и хаотически, не в соответствии с расчетными прогнозными моделями (гипотетический риск).

В действующих технических нормах общепринятым для количественного анализа рисков считается следующее определение: риск – это вероятностные потери, которые могут быть установлены путем умножения вероятности (относительной частоты) негативного события определенной интенсивности на величину возможного ущерба от него [7]. Определение количественного риска является достаточно сложной экономической задачей, так как требуется точное оценивание возможного ущерба в случае аварии.

С точки зрения перехода в технический аспект проблемы будем опираться на следующие определения, широко использующиеся в практике:

- риск, или степень риска – сочетание частоты (или вероятности) и последствий определенного опасного события, которое может состояться в определенное время или при определенных обстоятельствах на территории объекта повышенной опасности и/или за его пределами. Понятие риска всегда включает два элемента: частоту, с которой осуществляется опасное событие, и последствия этого события [1, 3, 5];
- потенциальный риск – распределение частоты реализации негативного воздействия определенного уровня [2];
- оценка риска – общий процесс анализа и оценивания риска [3, 4];
- анализ риска – систематическое использование информации для определения источников и количественной оценки риска [3, 4].

С позиции регулярного надзора за состоянием стальных конструкций сложившаяся схема их эксплуатации представлена блок-схемой.

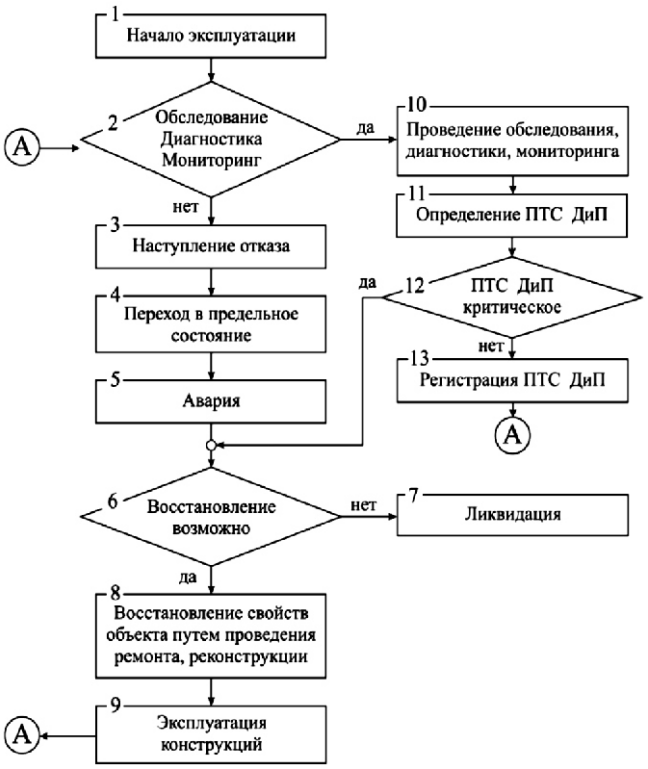



**Схема эксплуатации стальных конструкций производственных зданий и сооружений**

По результатам обследования конструкций должна быть сформирована база обнаруженных дефектов и повреждений, на её основе получены качественные и количественные показатели дальнейшей эксплуатационной пригодности объекта (параметры технического состояния – ПТС), выполнены необходимые перерасчеты и определена возможность продления ресурса.

Продление ресурса эксплуатирующихся строительных конструкций, в т.ч. металлических, всегда связано с определенным риском. Возможно несколько причин отказов:

1. Изменение (ухудшение) параметров конструктивной безопасности, а именно:

- развитие во времени обнаруженных ДиП, значения параметров технического состояния которых могут превысить допустимые и перейти в опасные;
- реализация скрытых ДиП, обнаружить которые в процессе обследования не удалось.

2. Изменение (ухудшение) организационно-технических показателей. Эти показатели связаны с регулярным выполнением процедур, направленных на безопасность технологического процесса и поддержание состояния строительных конструкций здания (сооружения) в условиях выполнения требований действующих норм.

3. Ухудшение показателей природного воздействия.

4. Влияние показателей технологии и производства на состояние строительных конструкций.

В данном исследовании анализируется конструктивная безопасность – эксплуатация конструкций с обнаруженными и необнаруженными ДиП.

Конечной задачей обеспечения безаварийной эксплуатации конструкций является назначение их остаточного ресурса. При этом рассматривается несколько групп типовых ситуаций, характеризующихся взаимосвязью и наличием информации между прямыми и косвенными параметрами системы, результатами периодических измерений параметров, а также результатами натурного эксперимента. В зависимости от этого возможно использование соответствующих видов распределений при прогнозировании интервальной или точечной оценки ресурса. С учетом стоимости работ по техническому обслуживанию и ремонтам определяются коэффициенты готовности и пригодность конструкции к эксплуатации. В зависимости от информации об объекте, остаточный ресурс которого прогнозируется, рассматриваются три группы типовых ситуаций.

*Первая группа* характеризуется наличием следующей информации: известны вид функции $F$, определяющий связь между прямыми и косвенными параметрами системы, все коэффициенты и дисперсии этих коэффициентов, а также имеются результаты периодических измерений каждого косвенного параметра.

*Вторая группа* типовых ситуаций характеризуется следующей информацией: вид функции $F$ известен, коэффициенты неизвестны; имеются результаты периодических измерений косвенных параметров, а также результаты эксперимента, в процессе которого производится одновременное измерение прямых и косвенных ПТС.

Для *третьей группы* характерно наличие следующей информации: функция $F$ монотонна и непрерывна (общий вид неизвестен); имеются результаты эксперимента.

Используется DM-распределение, прогнозируется интервальная или точечная оценка ресурса [14].

Для эксплуатирующихся стальных конструкций показателями надежности, рассчитываемыми в рамках ПОН, являются показатели долговечности (ресурс) и комплексный показатель – коэффициент готовности

$$K_{\text{г}}(t) \quad \frac{T_0(t)}{[T_0(t) \quad T_{\text{в}}(t)]}, \qquad (1)$$

где $T_0(t)$ – средняя наработка объекта между отказами; $T_{\text{в}}(t)$ – среднее время восстановления.

Пригодность конструкции к эксплуатации может быть определена как:

$$S \quad \frac{K_{\text{г}}}{C_{\text{то.р}}/T_{\text{кл}}}, \qquad (2)$$

где $C_{\text{то.р}}$ – стоимость работ по техническому обслуживанию и ремонтам; $T_{\text{кл}}$ – расчетное календарное время эксплуатации.

Общая методология риск-анализа заключается в следующих последовательных действиях:

- планирование и организация работ;
- идентификация опасностей и реципиентов риска;
- оценка риска;
- расчет ущерба;
- разработка рекомендаций по уменьшению риска.

Остановимся подробнее на определении безопасности объекта – оценке риска – ряде логических шагов, позволяющих обеспечить систематическим образом рассмотрение факторов опасности. Основной для оценки рисков $R$ являются функционал $F$, связывающий вероятность $P$ возникновения неблагоприятного события и математическое ожидание ущерба $U$ от этого неблагоприятного события:

$$R \quad F_R\{U,P\} \quad {}_i \quad [F_{R_i}(U_i,P_i)] \\ C(U)P(U)dU \quad C(P)U(P)dP, \qquad (3)$$

где $i$ – виды неблагоприятных событий; $C$ – весовые функции, учитывающие взаимовлияние рисков.

В общем случае для качественного и количественного анализа рисков по выражению (3) на базе исследований сложных динамических нелинейных опасных процессов (возникновения повреждений, отказов, разрушений и аварий) осуществляется построение физических и математических моделей анализируемых объектов, создающих угрозы как по отдельным видам безопасности (локальные риски), так и комплексной безопасности по соответствующим сочетаниям и видам безопасности (глобальный риск).

В этих моделях и сценариях возникновения и развития неблагоприятных событий используются как заданные, так и расчетные и постулированные опасные процессы, развивающиеся во времени $t$. При таком подходе используются временные шкалы рисков $R(t)$.

Условие безопасности может быть записано в следующем виде:

$$\{R, R_{F,t}\} \quad \{[R],[R_{F,t}]\}, \qquad (4)$$

где $R_{F,t}$ – значения рисков для заданной точки $F$ и времени $t$.

В процессе обследования конструкций зданий и сооружений основной задачей является выявление ДиП с разработкой мероприятий по их устранению. Несмотря на использование методов контроля (ультразвукового, рентгеновского, др.), всегда существует вероятность необнаружения скрытых ДиП. Сюда относятся коррозионные дефекты, трещины, непровары в сварных швах и основном металле подкрановых балок и листовых конструкциях резервуаров, бункеров, силосов, трубопроводов, большепролетных покрытий. Количество этих ДиП, их распределение по толщине металла и местонахождение неизвестны. Для прогнозирования существования невыявленных несовершенств можно воспользоваться информацией об обнаруженных ДиП.

Пусть:

- $K_{oi}(t_j)$ – общее количество дефектов (повреждений) $i$-го наименования, распределенных по толщине металла $t_j$;
- $K_{нi}(t_j)$ – количество невыявленных дефектов (повреждений) $i$-го наименования, распределенного по толщине металла $t_j$;
- $K_{вi}(t_j)$ – количество выявленных дефектов (повреждений) $i$-го наименования, распределенных по толщине металла $t_j$.

Для трещин, несовершенств сварного шва и коррозионных дефектов вероятность обнаружения дефекта для $j$-й толщины металла можно описать как [9–11]

$$I(t_j) \quad 1 \quad e^{\quad tj}, \qquad (5)$$

где – коэффициент, характеризующий параметры распределения.

Общее количество всех $i$-х дефектов, обнаруженных на $j$-й толщине:

$$K_{oi}(t_j) \quad \frac{K_{вi}(t_j)}{I(t_j)}. \qquad (6)$$

Тогда соответствующее количество невыявленных $i$-х дефектов, распределенных на $j$-й толщине:

$$K_н(t_j) \quad K_0(t_j)(1 \quad I(t_j)). \qquad (7)$$

Общее количество ДиП для всех толщин:

$$K_н \qquad {}_j K_н(t_j). \qquad (8)$$

На основании установленных в результате обследования размеров ДиП определяется опасность каждого из них.

Вероятность разрушения из-за гипотетического (необнаруженного) ДиП определяется произведением вероятного количества таких ДиП на вероятность разрушения от единичного ДиП для $t_j$, которая определяется расчетным путем. Если нужно оценить вероятность разрушения по всему диапазону толщин, то вероятности суммируются.

Отдельной проблемой может стать определение критических размеров ДиП, при которых возможно разрушение всей конструкции (глобальное разрушении) или локальное разрушение. В качестве исходной информации как детерминированные показатели можно использовать параметры критических значений ДиП, приведенные в ДБН 362-92. Вместе с тем, для расчета остаточного ресурса требуется использование точных временных непрерывных расчетных моделей, тогда, например, для расчета скорости коррозионного износа можно использовать зависимости, систематизированные в работе [13].

После определения критических размеров ДиП возможно дать оценку глобальному или локальному разрушению:

$$_0 \quad k \quad _R, \qquad (9)$$

где $_R$ – предельная несущая способность конструкции; $k = f(R_y, t_j, z)$, $z$ – критические размеры ДиП.

Количество реальных ДиП – $K_f$, которые могут привести к разрушениям, определяется отношением их числа к общему количеству выявленных ДиП. Отсюда можно определить и количество невыявленных ДиП, которые могут привести к разрушениям:

$$Kf_н = K_f \cdot K_н. \qquad (10)$$

Для коррозионных ДиП, в которых на период обследования размеры не достигли критического значения, можно определить скорость их роста через $T$ лет после обнаружения. Считая, что скорость подчиняется нормальному (Гаус-

совому) распределению, плотность вероятности будет иметь вид

$$(T,z) \quad \frac{1}{\sqrt{2}} e^{(z \quad m)^2/2 \quad ^2}, \qquad (11)$$

где $m$ – математическое ожидание; – среднеквадратичное отклонение.

Тогда глубина дефекта считается нормально распределенной величиной с параметрами

$$m = d + Tv_d; \qquad \sqrt{\quad ^2 \quad T^2 \quad ^2_v}, \qquad (12)$$

где $d$ – измеренное значение критического параметра; $v_d$ – скорость роста коррозионного дефекта; – среднеквадратичное отклонение начального выявленного размера дефекта; $_v$ – среднеквадратичное отклонение скорости роста дефекта.

Вероятность того, что через $T$ лет обнаруженный дефект приобретет критические значение с возможным разрушением конструкции имеет вид

$$I_{\text{кр,в}}(T,z) \quad _{d_{\text{кр}}} \quad (T,z)dz. \qquad (13)$$

Для гипотетических ДиП удельная вероятность разрушения конструкции рассчитывается как

$$I_{\text{кр,в}}(T,z) \quad \frac{1 \quad (1 \quad I_{\text{кр}1}(T_1 t_{\text{кр}1}))k_1(t_1)\ldots(1 \quad I_{\text{кр}l}(T_1 t_{\text{кр}l}))k_l(t_l)}{z}, \qquad (14)$$

где $k$ – поправочный весовой коэффициент отдельного ДиП; $1\ldots l$ – общее количество гипотетических ДиП.

Основываясь на (3), риск разрушения всей конструкции определяется как

$$F_R(T,z) \quad U(Z)( \quad ^n_1 I_{\text{кр,в}}(T,z) \quad I_{\text{кр,н}}(T,z)). \qquad (15)$$

В случае, если возможны локальные разрушения конструкций, риск их возникновения определяется как

$$F_R^{LOC}(T,z) \quad U(Z_{LOC})(I_{\text{кр,в}}(E \quad 1, t_{\text{кр}}) \quad I_{\text{кр,н}}(T, t_{\text{кр}})), \qquad (16)$$

где $n$ – общее количество критических обнаруженных ДиП; $U(Z)$ – ущерб от разрушения, рассчитанный по экономическим критериям.

Определенный по (15) и (16) риск эксплуатации конструкций с обнаруженными и гипотетическими ДиП позволяет рассчитать их безопасную эксплуатацию при расчете остаточного ресурса. В данной ситуации появляется реальная возможность реализации системы управления рисками через механизм их переоценки после выполнения ремонтных работ и проведения регулярных работ по обследованию и паспортизации.

**Выводы**

Предлагаемая методика оценки риска, входящая в состав работ по риск-анализу, выполняемого в условиях исчерпания конструкциями их ресурса, позволяет получить прогнозные модели для нормальной эксплуатации объекта, предотвращения возможных аварийных ситуаций.


[1] Методика определения рисков и их приемлемых уровней для декларирования безопасности объектов повышенной опасности. Министерство труда и социальной политики. Приказ № 637 от 04.12.2002.

[2] РД 08-120-96. Методические указания по проведению анализа риска опасных промышленных объектов/Госгортехнадзор России. – Утверждены Госгортехнадзором России 12.07.96. Постановление № 29.

[3] ГОСТ Р 51897-2002. Менеджмент риска. Термины и определения. Государственный стандарт РФ. – 6 с.

[4] ДСТУ 2156-93. Безпечність промислових підприємств. Терміни та визначення.

[5] ДСТУ-П OHSAS 18001:2006. «Системы управления безопасностью и гигиеной труда. Требования».

[6] Постанова КМУ № 1331 від 8 жовтня 2004 р. «Про затвердження Державної науково-технічної програми «Ресурс».

[7] Ренн О. Три десятилетия исследования риска: достижения новые горизонты // Вопросы анализа риска. – 1999. – Том 1. – № 1. – С. 80–100.

[8] *Шимановский О.В.* Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних конструкцій. / А.В. Шимановський, В.П. Корольов // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – № 1. – С. 3–9.

[9] Pandey M.D. Probabilistic models for condition assessment of oil and gas pipelines. NDT&Intern. – 1998, 31. – № 5. – P. 349–358.

[10] *Yuan X., Pandey M.D. and Bickel G.A.* A Probabilistic Model of Wall Thinning in CANDU Feeders due to Flow-Accelerated Corrosion. Int. J. Nuclear Engineering and Design, 2008, 238 (1), 16-24.

[11] *Ориняк І.В.* Методики проведення ризик-аналізу магістральних трубопроводів з метою декларування їх безпеки та подовження терміну експлуатації./І.В. Ориняк, М.В. Бородій, А.С. Батура, С.М. Анеєв.// Зб. Наукових статей «Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин». Цільова комплексна програма НАН України. Наук. керівник Б.Є. Патон. С. 22–28.

[12] *Булгаков С.Н.* Снижение рисков в строительстве при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера. / Булгаков С.Н., Тамразян А.Г., Рахман И.А., Степанов А.Ю./М.: МАКСпресс, 2004. – 304 с.

[13] *Королев В.П.* Теоретические основы инженерных расчетов стальных конструкций на коррозионную стойкость и долговечность./Научные труды ДГАСА. Вып. 1 –95. – Макеевка, 1995 – 110 с.

[14] ДСТУ 2862-94. Надежность техники. Методы расчета показателей надежности. Общие требования.


*Надійшла 28.05.2012 р.*

УДК 624.012.464

# ВИПРОБУВАННЯ ДВОВІСНО НАПРУЖЕНИХ ПЛИТ ЗІ ЗМІШАНИМ АРМУВАННЯМ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМУ ЗГИНІ

Наведено результати проведеної експериментальної частини дослідження впливу різного коефіцієнта змішаного армування на міцність, тріщиностійкість та характер руйнування плоских плит.

This article includes the results of the experimental part of biaxial prestressed effect methodic research on strenth, crack resistance and destruction character of flat slabs.

**Ключові слова:** змішане армування, двовісне напруження, коефіцієнт змішаного армування, характер руйнування, поперечний згин.

З огляду на розвиток будівельної галузі в світі, та в Україні зокрема, виникла потреба у розробленні нових більш економічних конструкцій та споруд. Існуючі конструкції дають можливість з економічної точки зору – зменшити кількість високоміцної арматури, а при розрахунку дотримуватись умов 1-ї та 2-ї груп граничних станів. До таких конструкції належать конструкції зі змішаним армуванням, в яких одночасно використовують напружену та ненапружену арматуру.

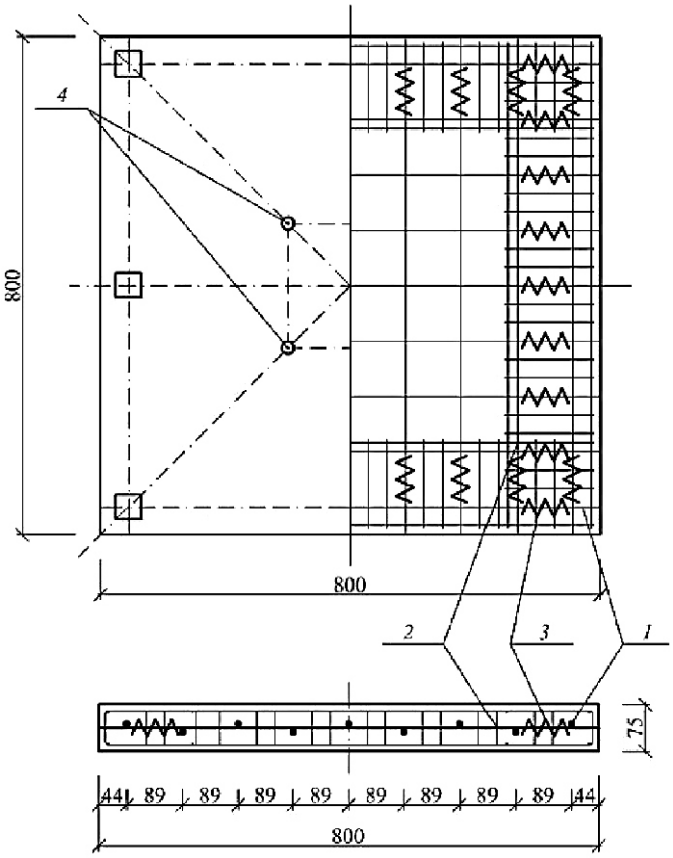



**Рис. 1. Армування випробувальних плит-зразків:**
**1** – арматурні стрижні; **2** – П-подібні арматурні сітки; **3** – спіралі; **4** – круглі марки

**Я.О. Бова**
асистент кафедри
залізобетонних конструкцій
Київського національного
університету будівництва
і архітектури

Після проведеної аналітичної роботи [2–7] було запроектовано та виготовлено дослідні зразки для наступних випробувань залізобетонних плит зі змішаним армуванням при поперечному згині з метою дослідження впливу різного коефіцієнта змішаного армування на несучу здатність, тріщиностійкість та характер руйнування плоских залізобетонних плит при поперечному короткочасному навантаженні.

Зразки виготовлені згідно з методикою [1] проведення експериментальних досліджень у КНУБА (рис. 1). Для визначення несучої здатності, тріщиностійкості та деформацій запроектовано та виготовлено плити розмірами 800 800 75 мм із різним коефіцієнтом змішаного армування (табл. 1). Коефіцієнт змішаного армування визначають відношенням площі напруженої арматури до загальної площі всієї арматури в перерізі елемента.

Арматурні стрижні у плитах кожної серії розміщували вздовж осі *X* у шаховому порядку, вище й нижче серединної площини плити, а в напрямку осі *Y* – перпендикулярно до стрижнів по осі *X*. В обох напрямках встановили по 9 стрижнів із кроком 89 мм. У плитах серії П-2, зі змішаним армуванням в обох напрямках, 5 стрижнів попередньо напружували та 4 – залишали ненапруженими (рис. 2).

© Бова Я.О.

Таблиця 1

**Характеристика плит-зразків**

| № серії та шифр зразка | Розміри плит-зразків, мм | | | Коефіцієнт змішаного армування, $K_p$ | Клас напруженої арматури | Клас ненапруженої арматури | Кількість зразків, шт. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *h* | *ℓ* | *b* | | | | |
| **П-1** (звич.арм.) | 75 | 800 | 800 | 0 | – | А500С | 4 |
| **П-2** (зміш.арм.) | 75 | 800 | 800 | 0,65 | А800С | А500С | 4 |
| **П-3** (попер.напр.арм.) | 75 | 800 | 800 | 1 | А800С | – | 4 |

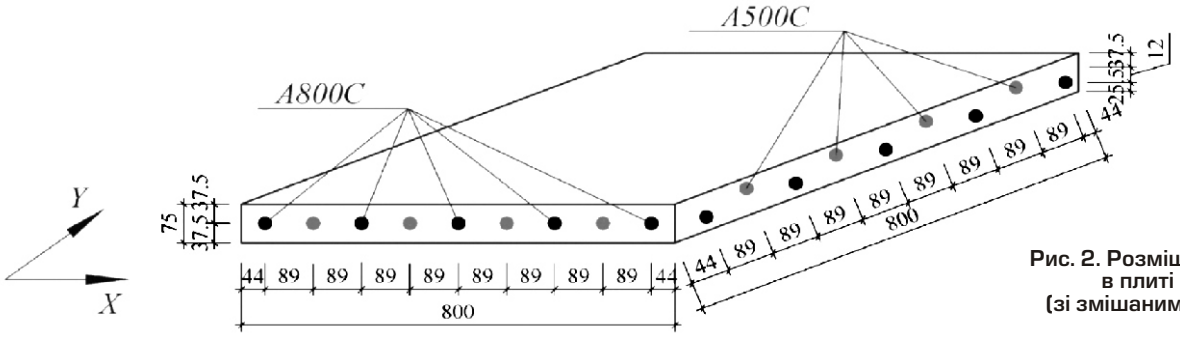



**Рис. 2. Розміщення арматури в плиті серії П-2 (зі змішаним армуванням)**

Таблиця 2

**Міцність і тріщиностійкість зразків-плит**

| Вид армування | Номер серії та шифр зразка-плити | Зусилля тріщиноутворення, $P_{1,crc}$, кН | | Руйнівні зусилля, $P_1$, кН | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | однієї плити | середнє | однієї плити | середнє |
| Звичайне | П-1-1 | 19,4 | 19,5 | 79,7 | 79,1 |
| | П-1-2 | 20,1 | | 82,0 | |
| | П-1-3 | 19,9 | | 80,1 | |
| | П-1-4 | 18,6 | | 74,5 | |
| Змішане | П-2-1 | 34,3 | 44,4 | 85,3 | 90,0 |
| | П-2-2 | 49,0 | | 93,1 | |
| | П-2-3 | 50,2 | | 93,4 | |
| | П-2-4 | 44,1 | | 88,2 | |
| Попередньо напружене | П-3-1 | 46,6 | 51,5 | 94,4 | 98,3 |
| | П-3-2 | 57,6 | | 106,6 | |
| | П-3-3 | 53,9 | | 95,6 | |
| | П-3-4 | 47,8 | | 96,8 | |

Випробування плит виконували на спеціально запроектованій установці, що створює поперечний згин (рис. 3). Зосереджене навантаження на зразки передається за допомогою двох траверс, через чотири зосереджені сили. Опирання плити прийнято як вільно опертих згідно з ДСТУ Б В.2.6-7-95 [8].

Навантаження здійснювали за допомогою двох гідравлічних домкратів потужністю 250 кН. Перед початком випробувань систему створення навантаження (насосна станція, домкрат, зразковий манометр) тарували за допомогою зразкового динамометра системи Токарєва.

Рис. 3. Експериментальна установка для випробування зразків на поперечний згин

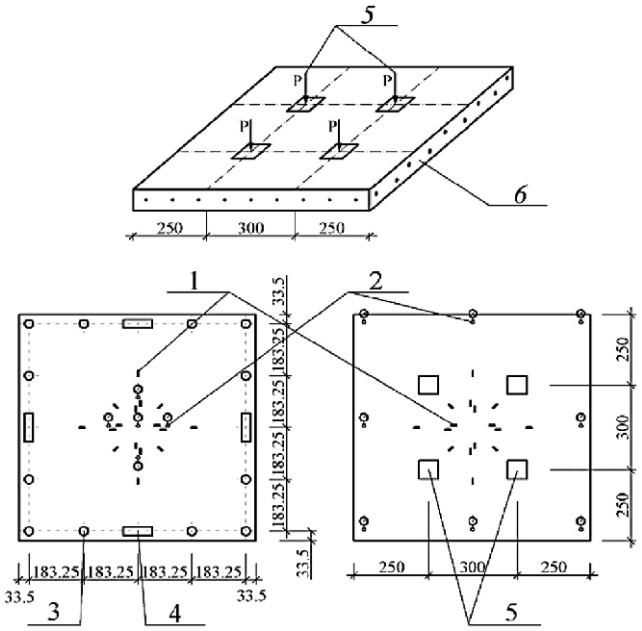



Рис. 4. Схема навантаження та розміщення індикаторів та тензодатчиків на зразках:

**1** – тензодатчики; **2** – індикатори-прогиноміри; **3** – кулькова опора; **4** – шарнірна опора; **5** – місце прикладання зусилля; **6** – зразок-плита

Рис. 5. Розміщення тензодатчиків у бетоні

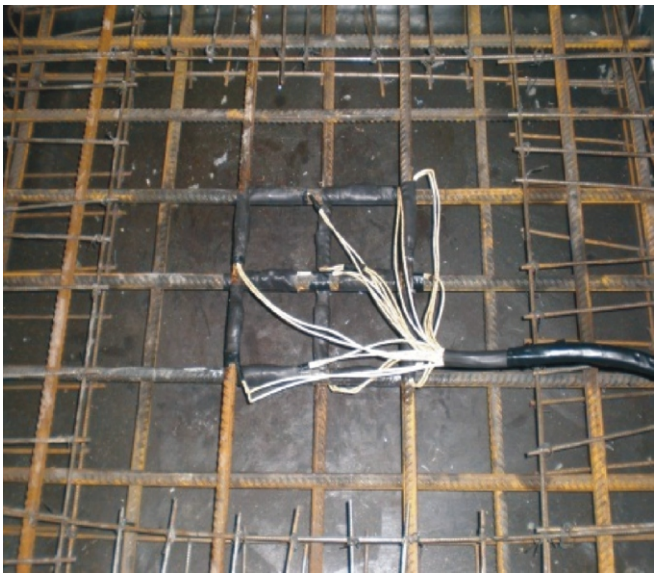


Рис. 6. Тензодатчики на арматурі в тілі плити

Схема прикладення навантаження та розміщення індикаторів і тензодатчиків наведена на рис. 4.

У процесі навантаження з кроком 19,62 кН та витримування протягом 3 хв. у плитах визначали прогини у центрі та 1/3 прогону, а також деформацію бетону нижньої та верхньої граней плити за допомогою тензодачиків (рис. 5). Напруження в арматурі фіксували за допомогою тензодатчиків, розміщених безпосередньо на арматурі в центрі плити (рис. 6). Для визначення прогинів застосовували індикатори годинникового типу, з ціною поділки 0,01 мм.

**Результати досліджень**. У процесі випробування експериментальні зразки-плити були доведені до руйнування. Випробування проводили у віці від 245 до 274 діб від початку їх виготовлення. Руйнування зразків відбувалось внас-

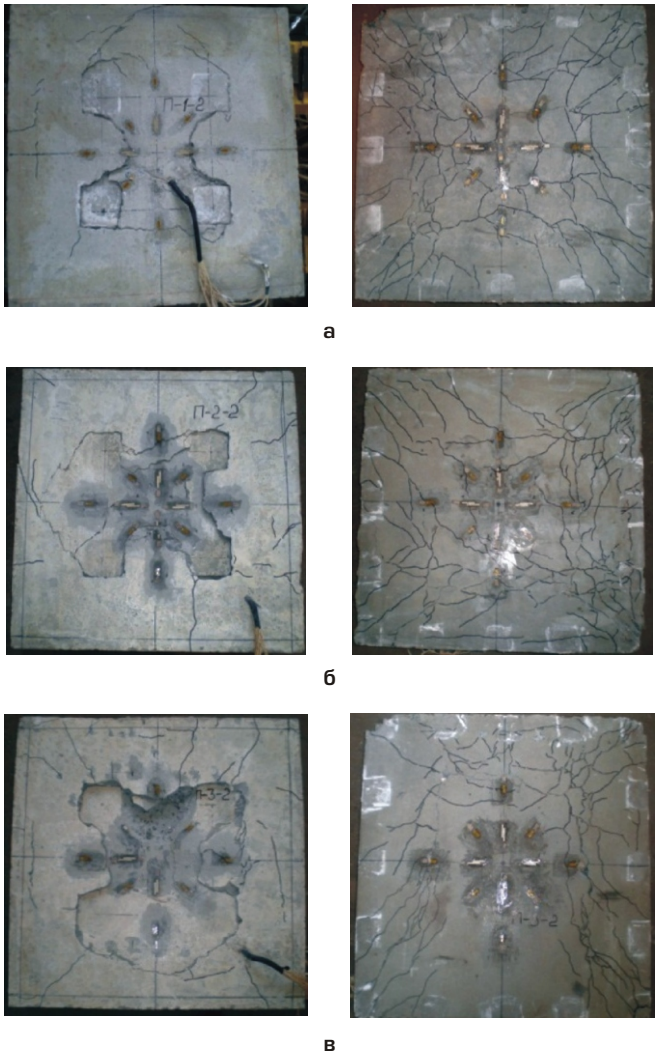



**Рис. 7. Характер руйнування випробувальних зразків-плит з нижньої та верхньої площини:**
**а** – П-1 (звичайне армування); **б** – П-2 (змішане армування); **в** – П-3 (попередньо напружене армування)

лідок роздроблення бетону в стиснутій зоні та значного розкриття тріщин у розтягнутій зоні в центрі прогону плити між зосередженими силами. Руйнування носило раптовий характер. Розриву поздовжньої арматури не відбулось. Було отримано класичну форму руйнування плити при продавлюванні. Експериментально встановлено, що характер розвитку тріщин на нижній поверхні зразків-плит практично однаковий (рис. 7).

Під час випробувань було встановлено зусилля тріщиноутворення та руйнівне зусилля зразків-плит із різним коефіцієнтом змішаного армування (табл. 2). У плитах серії П-1 поява перших тріщин зафіксована при навантаженні $P_{crc,1}$ = 18,6 кН, а плитах серії П-2 – $P_{crc,1}$ = 34,3 кН, в плитах серії П-3 – $P_{crc,1}$ = 46,6 кН. Експериментальні зразки-плити серії П-1 зруйнувались при навантаженні $P_1$ = 74,5 кН, серії П-2 – при навантаженні $P_1$ = 85,3 кН та плити серії П-3 – при $P_1$ = 94,4 кН.

**Висновки.**

Підводячи підсумки виконаної роботи, можна констатувати, що змішане армування з огляду на експериментальні дані впливає на несучу здатність та тріщиностійкість у порівнянні зі звичайним армуванням та дає змогу скоротити витрати на процес натягу арматури та кількості високоміцної арматури у порівнянні з попередньо напруженим армуванням.


[1] *Журавський О.Д.* Напряженно-деформированное состояние железобетонных плит при двухосном предварительном обжатии: автореферат. К.: 1988. – 25 с.

[2] *Данилина Т.К.* Панели перекрытий, предварительно напряженные в двух направлениях/Т.К. Данилина, Ф.Е. Гитман //Жилищное строительство. – 1982. – №1 – С. 17–19.

[3] *Карчемский М.Ю.* Железобетонные плиты, предварительно напряженные в двух направлениях/М.Ю. Карчемский. – К.: Госстройиздат, 1958. – 121 с.

[4] *Лисицин Б.М.* Теоретическое и экспериментальное исследование предварительно напряженных в двух направлениях железобетонных плит и шатровых панелей: автореф. канд. дисс. К.: 1961. – 20 с.

[5] *Бабич Є.М.* Залізобетонні балки і плити зі змішаним армуванням/Є.М. Бабич, О.П. Борисюк, П.П. Коцебчук// Вид-во – Рівне, 1998. – 134 с.

[6] *Светов А.А.* Ребристые плити покритий с экономичным смешанным армированием//Бетон и железобетон. – 1981. – №1 – С. 7–9.

[7] *Чалкатрян Д.А.* Трещиностойкость многопустотных панелей со смешанным армированием//Совершенство технологий и расчета железобетонных конструкций. – М.: 1984. – С. 114–118.

[8] ДСТУ Б В.2.6-7-95 Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості// Вид-во – ДЕРЖСТАНДАРТ УКРАЇНИ – К.: 1997.


*Надійшла 15.01.2013 р.*

# УДОСКОНАЛЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ ФОРМ БАЛОК ІЗ ПРОФІЛЬОВАНОЮ СТІНКОЮ

**С.Ф. Пічугін**
завідувач кафедри конструкцій з металу, дерева та пластмас Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, д.т.н., професор

**К.В. Чичуліна**
старший викладач кафедри економіки підприємства Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, к.т.н.

Легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК) набувають усе більшого застосування завдяки легкості, економічності, довговічності, надійності, достатнім теплоізоляційним якостям, високій вогнестійкості (при використанні пінополістиролу), можливості виготовлення на будівельному майданчику, швидкості складання за рахунок застосування болтів, самонарізних гвинтів, шурупів, заклепок, точкового зварювання. З появою в Україні технологічних ліній з виготовлення балок із гофрованими стінками (гофро-балок) з'явилась можливість виготовлення тонкостінних конструкцій такого типу без особливих ускладнень.

Теоретичні та експериментальні дослідження балок, пояси яких складаються з гнутих С-утворювальних профілів коробчастого перерізу та стінки з профільованого листа з несучими з'єднаннями на попередньо-напружених болтах, виконав А.Н. Кретинін, який відзначив ефективність такого компонування [1]. Жорсткість стінки підвищується за рахунок додаткових елементів у конструкції сталевої балки з установленими похилими планками, що сприяє також підвищенню несучої здатності профілю при скручуванні, утворюючи тим самим умовно замкнутий контур поперечного перерізу [2]. Відомим аналогом решітчастих балкових конструкцій є сталева балка з установленою додатковою «стінкою» у вигляді зигзагоподібного арматурного стрижня [3] завдяки чому збільшуються критичні навантаження тонкої стінки з додатковим стрижнем, привареним короткими планками до стінки.

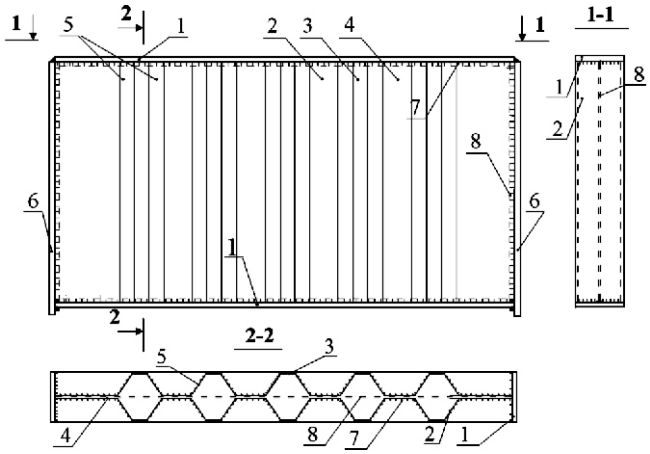



**Рис. 1. Балка з подвійною профільованою стінкою трапецієподібного обрису:**

**1** – полиці двотавра; **2** – профільовані листи; **3**, **4** – горизонтальні ділянки листа; **5** – похила ділянка гофри; **6** – опорні ребра; **7** – місце зварювання; **8** – ламелі

Невирішеною проблемою є те, що за умови популяризації гофро-балок на сучасному етапі розвитку ринку металевих конструкцій існує необхідність пошуку нових конструктивних рішень, які б задовольнили вимоги споживачів та відповідали всім експлуатаційним показникам при мінімальній вартості. В державних нормах відсутні рекомендації щодо проектування та оцінки несучої здатності балок саме з трапецієподібною стінкою.

Переваги гофро-балок у світовій будівельній практиці давно відомі, зокрема – це зниження матеріаломісткості за рахунок виключення ребер жорсткості та гофрування стінки, виробничої потужності, витрат на виготовлення, монтаж та транспортування. Суттєві переваги такого типу конструкцій спонукають до розроблення та урізноманітнення сталевих легких балок із профільованою стінкою.

Запропонована конструкція *сталевої балки з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з нерівномірним кроком гофрів* (рис. 1) [4].

Профільована стінка балки має трапецієподібну форму і складається з довшої та коротшої горизонтальних ділянок профільованого листа, а також похилої ділянки гофрів. Гофри мають нерівномірні кроки, які можна регулювати, що є неможливим для хвилястих стінок. Стінка балки являє собою два холодногнутих профільованих листа, що закріплюються до поясів і ребер по всьому периметру, або в даному випадку з використанням ламелей, за допомогою зварювання. В торцях балки розташовані опорні ребра, а полиці двотавра виконані з листів. При цьому дію згинального моменту сприймають полиці, а поперечну силу – стінка балки.

© Пічугін С.Ф., Чичуліна К.В.

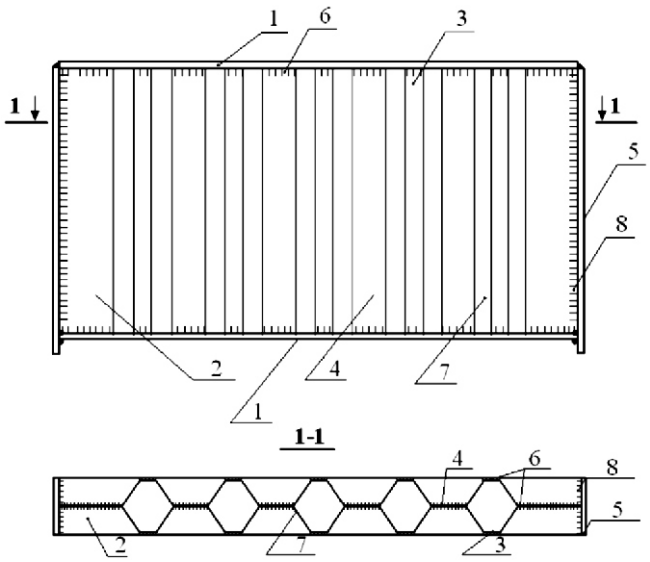



**Рис. 2. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з переривчастими поясними швами:**
**1** – пояси; **2** – профільована стінка; **3**, **4** – горизонтальні ділянки листа; **5** – ребра; **6** – місце зварювання; **7** – похила ділянка гофри; **8** – зварювання

*Модифікована форма запропонованої сталевої балки* має поперечно профільовану стінку коробчастого перерізу з нерівномірним кроком гофрів та переривчастими поясними швами [5] (рис. 2). Стінка балки складається з двох профільованих листів, що прикріплюються до ребер безперервним зварюванням, а до поясів – за допомогою переривчастих зварних швів, що і відрізняє її від попередньої. Особливістю роботи балки є те, що на ділянки гофрів не передаються поздовжні деформації, що забезпечує більш рівномірне завантаження стінки балки від полиць. Завдяки переривчастим зварним швам відбувається рівномірний перерозподіл зусиль у полицях на стінку балки, оскільки в суцільних швах зусилля швидко спадають до мінімальних без залучення більшої частини стінки. В такому випадку переривчасті зварні шви (довжина окремих ділянок від 50 до 150 мм, а відстань між ділянками, зазвичай, в 1,5–2,5 раза більша ніж довжина ділянки) дають деяку економію виробничих витрат і забезпечують достатню стійкість стінки, яка не сприймає зусиль із площини балки.

*Нові конструкції сталевих балок із поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з поясами зі зварних таврів* (рис. 3, а) [6] *та з прокатних таврів* (рис. 3, б) [7]. Профільована стінка балки має трапецієподібну форму, що утворюється з похилої ділянки гофри, довшої та коротшої горизонтальних ділянок профільованого листа. Стінка балки складається з двох профільованих листів, що закріплюються точковим зварюванням до поясів, які складаються зі зварних або прокатних таврів, паралельно осі балки. Стінка до опорних ребер прикріплюється за допомогою суцільного зварювання. В даному випадку використані точкові зварні шви для прикріплення таврових поясів та стінки, що призводить до ліквідації складного напруженого стану. Прикріплення ділянок стінки, які наближені до пояса, точковим зварюванням надає деякої піддатливості стінці вздовж балки та забезпечує жорсткість балки в цілому, а також сприйняття локальних напружень у її стінці. Стінка не доходить до полиці й не сприймає нормальних зусиль, а тільки поперечну

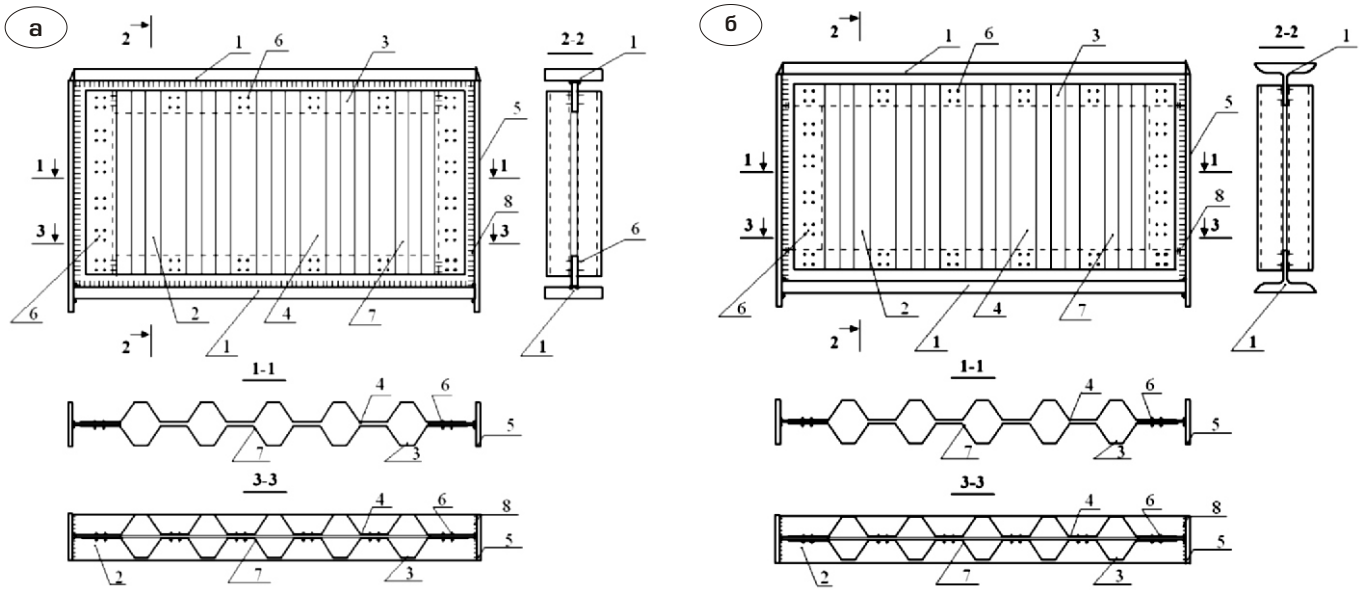



**Рис. 3. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з поясами зі складених (а) та прокатних (б) таврів:**
**1** – пояси; **2** – профільована стінка; **3**, **4** – горизонтальні ділянки листа; **5** – опорні ребра; **6** – точкове зварювання; **7** – гофр; **8** – суцільне зварювання

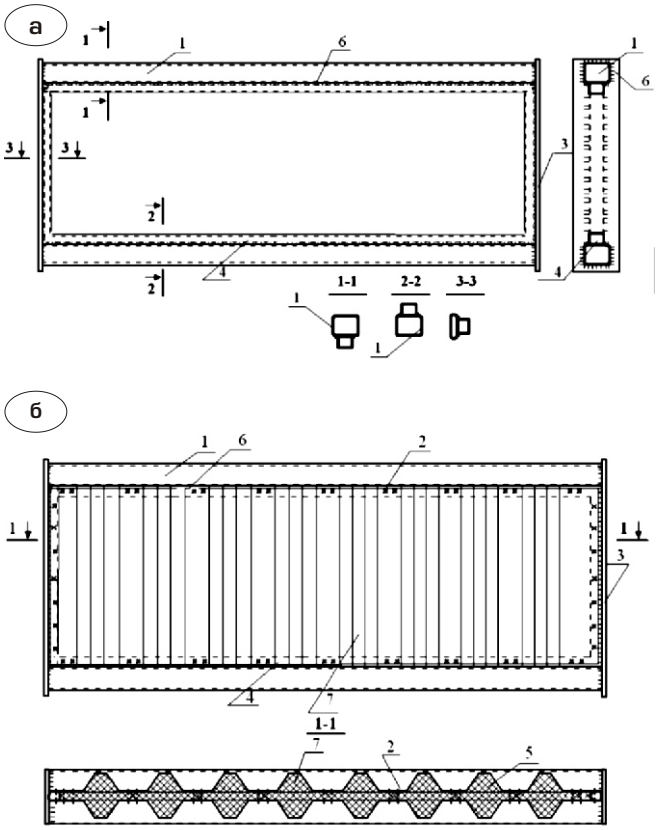



**Рис. 4. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з заповненням внутрішнього простору між стінками пінополістиролом:**

**а** – вихідна заготовка; **б** – готовий відсік:
**1** – пояси; **2** – самонарізні гвинти; **3** – опорні ребра; **4** – направляючі; **5** – пінополістирол; **6** – суцільне зварювання; **7** – профільовані листи

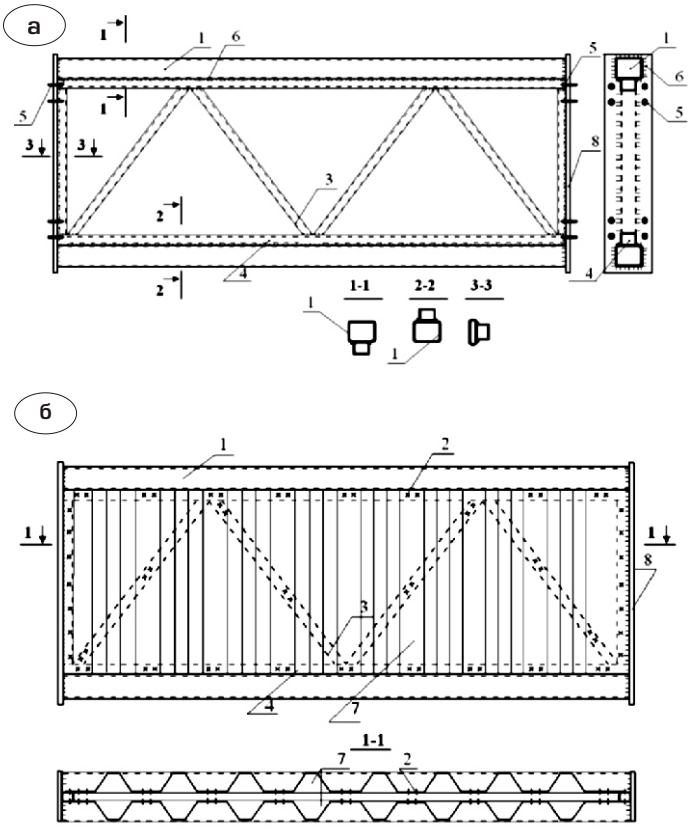



**Рис. 6. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу, розкріплена розкісною решіткою:**

**а** – вихідна заготовка; **б** – готовий відсік:
**1** – пояси; **2** – самонарізні гвинти; **3** – решітка; **4** – направляючі; **5** – отвори; **6** – суцільне зварювання; **7** – профільована стінка; **8** – опорні ребра

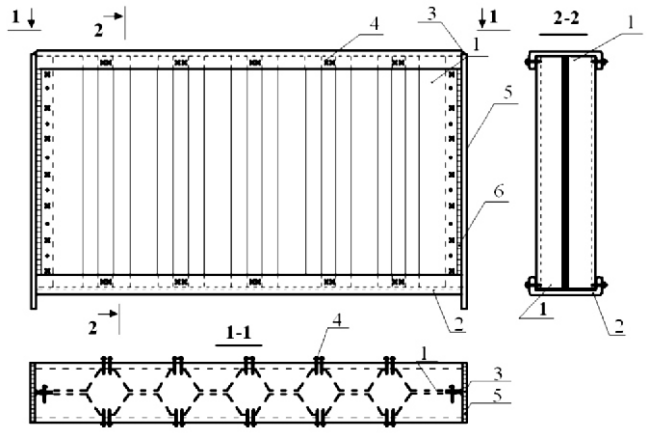



**Рис. 5. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з поясами із гнутих швелерів:**

**1** – профільована стінка; **2** – пояси; **3** – місце зварювання; **4** – самонарізи; **5** – опорні ребра; **6** – зварювання

силу (дотичні напруження). Нормальні напруження сприймаються тільки тавровими поясами, як в ідеальних двотаврах. На опорних частинах балки застосовуються складені зварні таврові опорні ребра, які забезпечують стійкість. Головною перевагою таких конструкцій є те, що пояси з таврів сприймають дію згинального моменту в балці й працюють на розтяг і стиск як ідеальний двотавр, а стінка сприймає поперечну силу. На ділянках з'єднання стінки і полиць у вигляді таврів не виникає зональних нормальних напружень у верхній та нижній частинах стінки. Крім того, при встановленні таврових опорних ребер забезпечується стійкість та унеможливлюється випинання стінки в зоні опорного вузла. Стінка прокатного тавра має значну висоту, що забезпечує міцність пояса і верхньої частини стінки балки за нормальними напруженнями. Зміна нормальних напружень відображається гіперболічною залежністю [8], яка має максимальні значення у верхній частині стінки. Невеликі локальні навантаження на верхній пояс балки більш рівномірно розподіляються на стінку балки за рахунок таврового пояса.

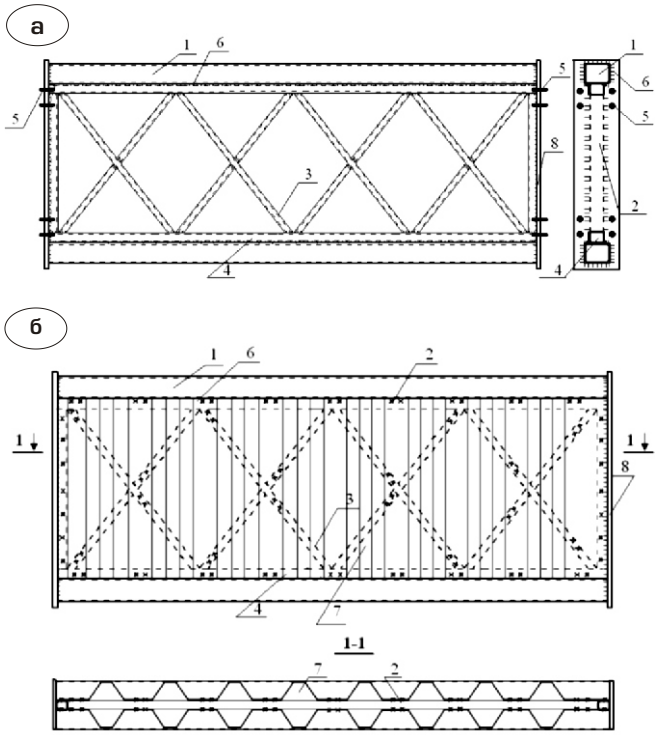



**Рис. 7. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу, розкріплена хрестовою решіткою:**

**а** – вихідна заготовка; **б** – готовий відсік:

**1** – пояси; **2** – самонарізні гвинти; **3** – решітка; **4** – направляючі; **5** – отвори; **6** – суцільне зварювання; **7** – профільована стінка; **8** – опорні ребра

*Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу із заповненням внутрішнього простору між стінками пінополістиролом* (рис. 4) [9]. Для забезпечення сумісної роботи профільованих листів (стінки) і підвищення їх стійкості простір між ними заповнюється пінополістиролом, пояси та направляючі виконані з труб квадратного перерізу, які прикріплені суцільним зварюванням, стінка до направляючих приєднується за допомогою самонарізних гвинтів, опорні ребра виконані з листів. Виготовлення балки починається зі зварювання вихідної заготовки. Спочатку встановлюється профіль з одного боку балки, яка надалі знаходиться в горизонтальному положенні, і наноситься пінополістирол пошарово з подальшим установленням верхніх профільованих листів. Прикріплення профільованих листів виконується самонарізними гвинтами і встановленням через направляючі монтажу, щоб запобігти випинанню стінки, це дозволяє застосовувати профільовану стінку меншої товщини (оцинковані листи), що майже неможливо при зварюванні. Листи з'єднуються між собою внапуск і закріплюються саморізами. Застосування полістирольного заповнення даної конструкції підвищує її теплозахисні та звукоізолювальні характеристики.

Новою формою є *балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з поясами із гнутих швелерів* (закріплення на саморізах) (рис. 5). Така конструкція поясів дозволяє застосувати тонкі профільовані листи від 1 до 2 мм (зварювання при цьому є складним). До складу даної конструкції відноситься профільована стінка, яка має трапецієподібну форму і складається з двох профільованих листів, що закріплюються до поясів у вигляді гнутих або прокатних швелерів саморізами. Профілі між собою можна скріплювати самонарізними гвинтами. Опорні ребра являють собою зварні таври, котрі прикріплюються до поясів зварюванням, а до стінки – саморізами. Стінка такої конструкції може бути одинарною і мати хвилястий обрис.

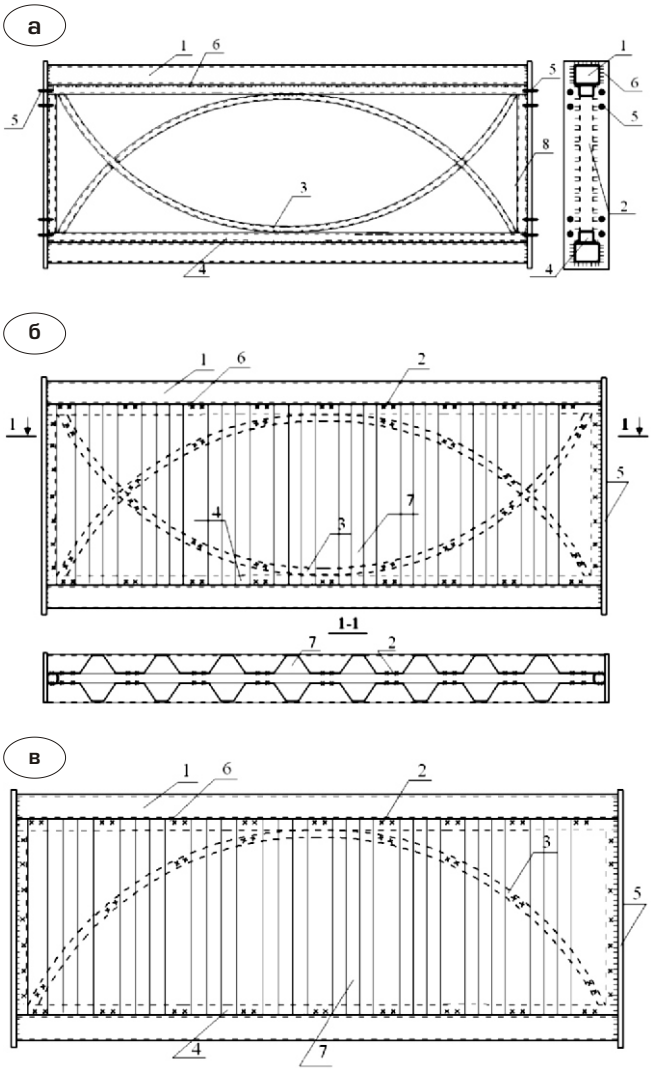



**Рис. 8. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з решіткою у вигляді аркових елементів:**

**а** – вихідна заготовка з подвійними арковими елементами;
**б** – готовий відсік із подвійними арковими елементами;
**в** – готовий відсік із одиночним арковим елементом:

**1** – пояси; **2** – самонарізні гвинти; **3** – решітка; **4** – направляючі; **5** – отвори; **6** – суцільне зварювання; **7** – профільована стінка; **8** – опорні ребра

Ще одним типом легких конструкцій є *сталеві балки з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу, розкріплені розкісною решіткою* (рис. 6) [10], *хрестовою решіткою* (рис. 7) та *решіткою у вигляді аркових елементів* (рис. 8). Профільована стінка балок має трапецієподібну форму та складається з двох профільованих листів, що закріплюються до направляючих у вигляді квадратних труб за допомогою самонарізних гвинтів. До поясів, які складаються з труб квадратного перерізу, прикріплені направляючі за допомогою суцільного зварювання. Опорні ребра виконані з листів із урахуванням роботи на зминання та зрізання. Решітка приєднується до профільованих листів самонарізними гвинтами. Для прикріплення балок до можливої колони можна виконувати отвори.

Вихідні заготовки для такого типу конструкцій, як і для представлених нижче, виконуються перед виготовленням балок. Розташування розкісної решітки повинно відповідати локальному навантаженню на верхній пояс балки. Якщо встановлюється розкісна решітка, можна не використовувати ребра жорсткості під локальне навантаження. Ще однією особливістю роботи даного типу конструкції є те, що елементи решітки в поєднанні з профільованою стінкою забезпечують більшу стійкість, ніж окремо розкоси решітки та стінка. Хрестова решітка (див. рисунок 7) має перевагу щодо жорсткості стінки та забезпечення її стійкості по всій висоті балки і розподіляє дію згинального моменту по довжині прогону та розкріплює профільований лист, забезпечуючи стійкість.

Решітка із аркових елементів своєю формою відтворює епюру моментів і сприймає частково їх дію. В зонах, наближених до опор, арки перехрещуються і сприймають додаткові зусилля у зоні похилих перерізів балки. В прогоні переріз двотаврової балки близький до «ідеального двотавра», що є оптимальним перерізом для сприйняття згинального моменту. З метою отримання менш металомістких конструкцій раціонально застосовувати аркову решітку, яка може бути як подвійною, так і одиночною.

**Висновки**.

Запропоновані легкі сталеві балки з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу нового типу суттєво зменшують матеріаломісткість при достатніх показниках ефективності. Вони можуть застосовуватись у кроквяних конструкціях, балкових клітках та інших балкових конструкціях при зведенні житлових і громадських будівель, мансард, надбудов, ангарів і прибудов.


[1] *Кретинин А.Н.* Тонкостенные балки из гнутых оцинкованных профилей: составных поясов коробчатого сечения и гофрированных стенок: автореф. дис. на соискание уч. степ. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / А.Н. Кретинин. – Новосибирск, 2008. – 25 с.

[2] Тонкостенная металлическая балка. А. с. СССР №894126 Е04 с 3/06.

[3] Тонкостенный металлический элемент открытого профиля. А. с. СССР № 897995 Е04 с 3/06.

[4] Пат. 45328 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з нерівномірним кроком гофрів / Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.; власник: Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № u 2009 03785; заявл. 17.04.2009; опубл. 10.11.2009, Бюл. № 21. – 4 с.

[5] Пат. 51629 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу з перервними поясними швами / Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.; власник: Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № u 2010 00424; заявл. 18.01.2010 ; опубл. 26.07.2010, Бюл. № 14. – 4 с.

[6] Пат. 64444 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчатого перерізу з поясами зі зварних таврів Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.; власник: Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № u 2011 04041; заявл. 04.04.2011; опубл. 25.01.2012, Бюл. № 2. – 4 с.

[7] Пат. 64444 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчатого перерізу з поясами з прокатних таврів Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.; власник: Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № u 2011 04044; заявл. 04.04.2011; опубл. 10.11.2011, Бюл. № 21. – 4 с.

[8] *Чичуліна К.В.* Надійність вузлів сталевих балок з профільованою стінкою: автореф. дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук: спец. 05.23.01 / Чичуліна К.В. – Полтава, 2011. – 26 с.

[9] Пат. 64443 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчатого перерізу з заповненням внутрішнього простору між стінками пінополістиролом / С.Ф. Пічугін, В.П. Чичулін, К.В. Чичуліна; власник: Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № u 2011 04036; заявл. 04.04.2011; опубл. 10.11.2011, Бюл. № 21. – 4 с.

[10] Пат. 64445 Україна, МПК (2006) Е 04 С 3/02. Сталева балка з поперечно профільованою стінкою коробчастого перерізу, розкріплена розкісною решіткою / Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В.; власник : Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – № u 2011 04051; заявл. 04.04.2011; опубл. 10.11.2011, Бюл. № 21. – 4 с.


*Надійшла 03.07.2012 р.*

# НОВИЙ НОРМАТИВНИЙ ДОКУМЕНТ ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

**В.З. Кліменко**
професор кафедри металевих та дерев'яних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури, к.т.н., професор

За період, що минув після прийняття останніх СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования», накопичено досвід застосування нового виду конструкцій із клеєної деревини, які в зазначених нормах були присутні декларативно. Досвід засвідчив, що сталі правила проектування конструкцій з цільної деревини не можна механічно переносити на нові конструкції. В новому нормативному документі ДСТУ-Н Б В.2.6-184:2012 «Конструкції будинків і споруд. Конструкції із цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування» відображені досягнення будівельної науки і практики, що стосуються конструкцій з клеєної деревини.

**Загальна характеристика нормативного документа**. У ДСТУ-Н, що набуває чинності згідно з наказом Мінрегіону України від 21 грудня 2012 р. № 655 з 1 квітня 2013 р., дається визначення цільної і клеєної деревини і приведена нормативна база стосовно їхніх розрахункових опорів. Визначення «клееные деревянные конструкции» скоріше є ознакою виготовлення, ніж сутністю нового виду конструкцій з деревини. З метою гармонізації вітчизняних норм до європейських стандартів структура ДСТУ-Н прийнята відповідно до EN5 «Дерев'яні конструкції» з чітко відокремленими правилами проектування конструкцій з деревини клеєної і цільної. В попередніх нормах через відсутність конкретних правил проектування конструкцій з клеєної деревини на них розповсюджували давно розроблені правила проектування конструкцій з цільної деревини. Впровадження нового виду дерев'яних конструкцій з деревини клеєної засвідчило, що така практика проектування є помилковою [1].

ДСТУ-Н за змістом суттєво відрізняється від попередніх будівельних норм і правил, що пояснюється як наявністю нових правил проектування ККД, так і заміною або відмовою від деяких правил щодо конструкцій із цільної деревини і ККД. Технічний зміст ДСТУ-Н об'єктивний, оскільки нові правила проектування ККД відповідають природі фізичних явищ, які відбуваються в цих конструкціях. Основні засади нової концепції проектування ККД, що стали основою ДСТУ-Н, сформульовані авторами стандарту в [1]. Нова концепція враховує особливості деформовано-напруженого стану клеєної деревини в прямолінійних і криволінійних елементах: балках, рамах, арках, верхніх поясах крупнопанельних ферм, а також у з'єднаннях елементів у конструкціях [2, 3].

Наприклад, досвід застосування балок змусив впровадити несподіване в проектуванні великопрогонових балок із клеєної деревини конструктивне підсилення. В прямолінійних балках це робиться для сприйняття напружень, що діють під кутом до волокон деревини, і для передачі великої реакції при обмежених розмірах опорної ділянки (рис. 1, а, б). У криволінійних балках і на криволінійних ділянках інших конструкцій підсилення здійснюється для сприйняття напружень, що діють поперек волокон деревини. Підсилення виконується вклеюванням металевих стрижнів ортогонально чи під кутом до волокон (рис. 1, в).

Для забезпечення надійності ККД за умови міцності недостатньо виконати розрахунки на дію максимальних нормальних і дотичних напружень у відповідних розрахункових перерізах. В елементах великопрогонових наскрізних ККД і у вузлах міцність матеріалу може бути вичерпана в довільному місці від сумісної дії напружень уздовж волокон, згинальних, дотичних і поперечних раніше, ніж окремі напруження у відповідних розрахункових перерізах досягнуть розрахункових опорів матеріалу. Розрахунок ККД в умовах складного напруженого стану матеріалу має імперативний характер і повинен бути представлений у нормах проектування [4]. На рис. 2 показано дійсний напружений стан клеєної деревини в зоні торця панелі верхнього поясу великопрогонової ферми при стикуванні у вузлах панелей частинами торців. До дотичних напружень $_{м}$ додаються напруження зминання $_{зм.90}$, які діють поперек волокон.

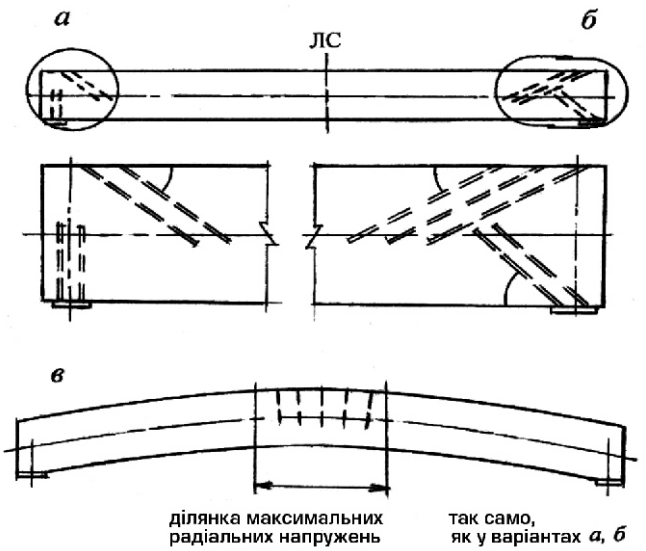



**Рис. 1. Конструктивне підсилення балок із клеєної деревини**

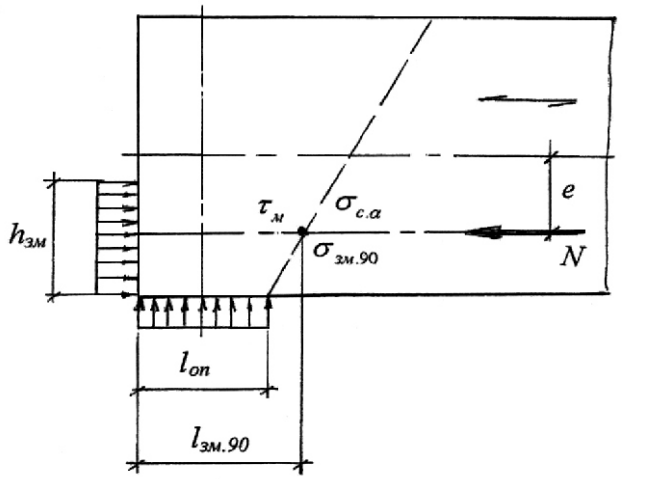



**Рис. 2. Напружений стан клеєної деревини в зоні опорного вузла**

Одночасно з напруженнями від поздовжнього зусилля $_c$ і місцевого згинального моменту в зоні торця формується складний напружений стан, що спричинило руйнування вузлів ферм навіть при тому, що перевірка по $_{макс}$ згідно з діючими нормами виконувалася.

**Новим у ДСТУ-Н** є розрахунок елементів із клеєної деревини в умовах складного напруженого стану матеріалу. В огляді норм проектування дерев'яних конструкцій зарубіжних країн та СРСР (1982 р.), виконаного ЦНИИСК имени В.А. Кучеренко, загальним недоліком усіх норм визнано відсутність розрахунку за СНС.

У ДСТУ-Н даються принципово важливі доповнення до розрахунку прямолінійних і криволінійних верхніх поясів ферм із урахуванням їхнього деформованого стану, чим можна було знехтувати в дрібно-розмірних панелях ферм із цільної деревини.

Представлені також нові види з'єднань. Для конструкцій із цільної деревини це з'єднання на металевих зубчастих пластинах, які набули широкого застосування у світовій практиці і почали використовуватися у вітчизняних конструкціях із дощок. Для ККД приводяться такі нові з'єднання: на вклеєних нагелях, що є розвитком традиційних з'єднань на циліндричних нагелях; на гладких кільцевих шпонках, ці з'єднання представлені у новій інтерпретації; на похило вклеєних стрижнях [5], це універсальний вид з'єднання (системи ЦНИИСК), який дозволяє успішно вирішувати проблему з'єднань у ККД для отримання надійних різноманітних за конструкцією з'єднань (рис. 3), які можуть замінити піддатливі з'єднання на циліндричних нагелях.

**Невизначеність нормативного положення (СНиП II-25-80).** Розглядається приклад невизначеності, неприпустимий з методологічної точки зору і з фізичної позиції, як невідповідність розрахунку фізичному явищу, яке відбувається в дерев'яних конструкціях (п. 3.5 СНиП): «*Модуль упругости древесины при расчете* (чого? Яких конструкцій чи елементів?) *по предельным состояниям второй группы следует принимать равным вдоль волокон E* = 10000 МПа».

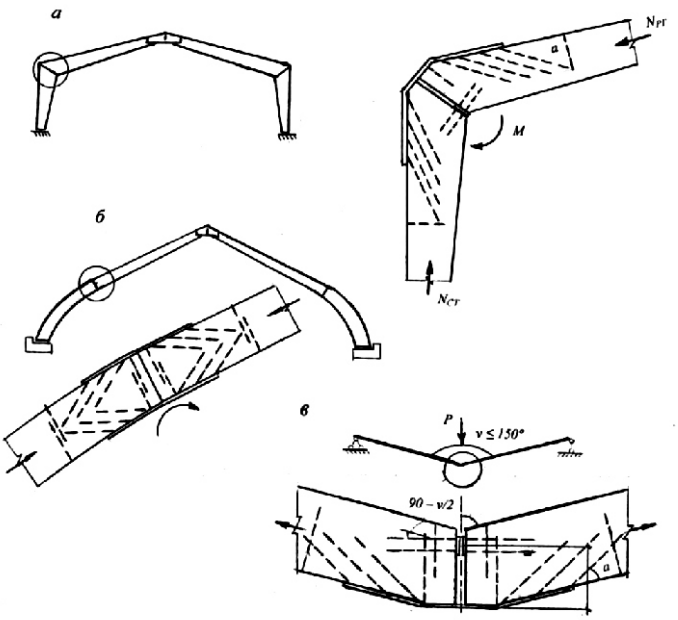



**Рис. 3. Приклади з'єднань на вклеєних стрижнях:**
**а** – карнизний вузол рами; **б** – укрупнювальний вузол рами; **в** – монтажний вузол висячої жорсткої конструкції

У п. 1.3 СНиП пояснюється, що друга група граничних станів – це розрахунок за деформаціями. Далі в п. 3.5 наводиться вимога щодо уточнення значення модуля $E$ в розрахунках конструкцій із урахуванням коефіцієнтів умов роботи. Це відповідає суті розрахунку дерев'яних конструкцій за методом граничних станів.

Закінчується п. 3.5 наступним правилом: «*Модуль упругости древесины в расчетах конструкций на устойчивость и по деформированной схеме следует принимать равным* $E^1 = 300R_c$ ($R_c$ – *расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон*)». Тут з'являється деформована схема.

Вперше в нормах з'явився ще один модуль пружності деревини вздовж волокон. Розглянемо наведене правило по суті.

*Розрахунок елементів на стійкість* – виконується в розділі «Расчет элементов деревянных конструкций». Це розрахунок центрально-стиснутих елементів на стійкість за формулою

$$N/\ A_{розр}\quad R_c\,; \qquad (1)$$

розрахунок на стійкість плоскої форми деформування елементів, що працюють на згин, за формулою

$$M/\ \ {}_M W_{бр}\quad R_{зг}\,. \qquad (2)$$

Формулювання цих положень розрахунку елементів чіткі.

Проте, у формулі (1) коефіцієнт (згідно з формулою (8) СНиП) і у Посібнику до СНиП формули для $_M$ (формула (23) СНиП) використовується модуль $E$, а у п. 3.5 вимагається використання модуля $E^1$.

*Розрахунок конструкцій за деформованою схемою* – СНиП і Посібник (1986 р.) до нього не пояснюють, що таке деформована схема. Користувач норм вперше зустрічається з цим поняттям. Яка різниця між поняттям деформована схема і деформації дерев'яних конструкцій (п. 1.3 і п. 4.31 СНиП)? Розрахунком за деформаціями встановлюється деформований стан конструкцій чи елементів (у СНиП часто трапляється підміна понять: конструкція-елемент). Чим відрізняється деформований стан від деформованої схеми?

Пункт 4.1 Посібника: «*В расчетах элементов на прочность по деформированной схеме и на устойчивость используются параметры жесткости EJ,GJ и безразмерный параметр в виде отношения кратковременного модуля упругости* $\overline{E}$ *к временному сопротивлению сжатию* $R_{вр}$ *(для древесины* $\overline{E}/R_{вр} = 300$)». Які фізичні підстави для об'єднання в одному елементі двох модулей пружності при розрахунку в пружній стадії?

Пункт 4.2 Посібника: «*Расчет изгибаемых и сжато-изгибаемых елементов на прочность и на устойчивость плоской формы деформирования производится по упругой стадии работы, …*» заперечує модуль пружності $\overline{E}$.

У п. 3.5 СНиП використовується в розрахунках за деформованою схемою модуль $E^1 = 300R_c$, а у п. 4.1 Посібника – $\overline{E} = 300R_{вр}$. Різниця між модулями пружності деревини вздовж волокон становить більш ніж удвічі. Невизначені деформовані схеми навіть різні при використанні двох модулів пружності. Подібної плутанини в нормативному документі бути не повинно.

Приклад 1 Посібника – визначення деформованої схеми. Розрахунок верхнього поясу ферми без урахування його нерозрізності виконується за формулою складного опору

$$N/A_{розр}\quad M/(K_н\ \ W_{розр})\quad R_c \qquad (3)$$

з урахуванням деформованої схеми (слід так розуміти) з коефіцієнтом , при визначенні якого, до речі, використовується коефіцієнт $> 1$ і модуль пружності $E$.

Розрахунок верхнього поясу з урахуванням нерозрізності виконувався за схемою нерозрізної трипрогонової балки на опорах, що осідають. Осідання опор визначалися за формулою Мора з використанням жорсткості стрижнів ферм $E^1_{пр}A_{бр}$ із підрахунком $E^1_{пр}$ через модуль $E^1$. Далі виконувався *деформаційний розрахунок* балки на осідаючих опорах для визначення моментів на опорах $M_{оп}$. Перевірка міцності верхнього поясу виконувалася за формулою складного опору в розрахунковій панелі

$$N/A_{розр}\quad M_Д/W_{розр}\quad R_c\,. \qquad (4)$$

На відміну від форми (3) в цій формулі $M_Д$ знаходився як сума моментів від позавузлового навантаження і $M_{оп}/2$ додатковий момент у панелі (з коефіцієнтом ) не визначався. В розрахунку однієї конструкції використовуються два взаємосуперечливі положення: правило опору матеріалів із модулем $E$ і правило СНиП з модулем $E^1$.

Незрозуміло, що таке деформована схема і деформований стан верхнього поясу ферми в цих двох його розрахунках.

Розрахунок за деформацією виконується на експлуатаційні розрахункові навантаження, розрахунок на міцність у деформованому стані –

на граничні розрахункові навантаження. В одному елементі одночасно при двох розрахунках два різні модуля пружності деревини. Це нісенітниця. В методі розрахунку за граничними станами передбачається один модуль *E*.

***Врахування складного напруженого стану.*** Розрахунок ККД із урахуванням складного напруженого стану (СНС) матеріалу є складовою нової концепції проектування цих конструкцій. Приводом для цього став досвід застосування ККД наприкінці минулого століття, які набули статусу типових. Запроектовані за правилами СНиП II-В.4-71, в яких розрахунок ККД був відсутнім, нові конструкції не мали необхідної надійності. Фахівці достатньо швидко з'ясували причини цього. Окремі результати наукових досліджень увійшли до СНиП II-25-80. В наукових публікаціях 70–80-х років, в яких наводились результати експериментальних досліджень ККД при сумісній дії різних напружень, уникали визначати напружений стан клеєної деревини в елементах і з'єднаннях як складний. Руйнування матеріалу не знаходило логічного пояснення з позиції традиційного погляду на його міцність, оцінюючи сепаратний вплив окремих напружень. Щодо сталого уявлення про міцність клеєної деревини результати експериментів були парадоксом. При цьому СНС, як фізичний факт у деревині внаслідок надзвичайної анізотропії її міцності, був відомий.

Поява в елементах і з'єднаннях ККД напружень поперек волокон, особливо розтягу, якому деревина опирається дуже слабо, формує небезпечний СНС матеріалу.

У теперішній час існує три підходи щодо оцінки міцності клеєної деревини в умовах СНС, фізична природа яких різна.

*Перший підхід* – небезпечними для деревини вважаються не максимальні напруження вздовж волокон, а менші за величиною, орієнтовані під кутом до волокон. Умова міцності згідно з уявленнями про головні розтягувальні напруження має вид

$$_{\text{р.}} \quad 0{,}5[(\ _{x} \quad _{y}) \quad \sqrt{(\ _{x} \quad _{y})^2 \quad 4\ ^2_{xy}}] \quad R_{\text{р.}} \quad ,(5)$$

де $R_{\text{р.}}$ – розрахунковий опір деревини розтягу під кутом до волокон.

З опору матеріалів відомо, що умова (5) прийнятна тільки для прямолінійних балок з ізотропного матеріалу, в яких при згині формуються чітке поле головних деформацій і відповідно в полі напружень – лінії головних напружень. Експериментальні підтвердження умови (5) в балках із клеєної деревини не відомі. В Посібнику до СНиП умова (5) пропонується для перевірки міцності клеєної деревини близько до нейтрального шару в зоні опорних вузлів, де діють максимальні напруження $_{xy}$. Проте тут напруження $_{x}$ мінімальні і значно менші напруження $_{y}$, що викликані тиском від поперечного навантаження. Якщо вже нехтувати гіпотезою ненатискання шарів, то неможливо не враховувати іншу комбінацію напружень в зоні вузла, як показано на рис. 2, коли визначальною може стати перевірка напружень $_{\text{с.}}$, а не $_{\text{р.}}$, порівнюючи їх з $R_{\text{с.}}$ .

Ще у 1951 р. академік Ф.П. Белянкин [6] писав: «…*опасное место элемента, для которого составляется уравнение прочности, не всегда может быть точно определено, и поэтому уравнения прочности составляются обычно для ряда мест, которые можно принять за опасные*».

Відмова від гіпотези натискання шарів вимагає врахування у деформованому стані балок радіальних напружень, яки посилюють СНС матеріалу, додаючись до $_{y}$.

*Другий підхід* – оцінюється вплив на міцність клеєної деревини не абсолютних величин напружень, а відносних величин, і умова міцності при СНС має вид [7]

$$\frac{\ _{x}}{R_x^{\text{вр}}} \quad \frac{\ _{y}}{R_y^{\text{вр}}} \quad \frac{\ _{xy}}{R_{xy}^{\text{вр}}} \quad 1\,. \qquad (6)$$

Умова (6) однотипна щодо формули, відомої як теорема П.Ф. Папковича, яка застосовується для розрахунку шарнірно обпертої квадратної у плані металевої пластини при стиску у двох площинах і зсуві.

*Третій підхід* – із застосуванням четвертої (енергетичної) теорії міцності твердого тіла отримано багато критеріїв міцності при СНС для ізотропних, ортотропних і анізотропних матеріалів. Критерій Е.К. Ашкеназі для деревини вимагає для свого використання фізичних характеристик, встановлення яких не передбачене державними стандартами. У світовій практиці відомий тільки критерій Норріса (США) у вигляді $(\ _{i}/R_i)^2 \quad 1$, в якому індекс «*i*» означає вид напруження і відповідного розрахункового опору деревини. В проектній практиці цей критерій застосовується для перевірки міцності клеєної деревини двосхилих балок у зоні схилів у місці дії розрахункового згинального моменту. Критерій Норріса не враховує анізотропію фізико-

механічних властивостей деревини. Ця обставина заважає отриманню об'єктивного результату при перевірці клеєної деревини в умовах СНС в інших елементах і вузлах.

Українськими фахівцями, проф. В.В. Фурсовим (Харківський ДТУБіА) і автором статті, запропоновані умови міцності клеєної деревини у вигляді квадратичних критерієв. За цих умов враховується анізотропія фізико-механічних характеристик деревини: модулі пружності і коефіцієнти поперечних деформацій в ортогональних площинах структурної симетрії деревини. Умова міцності проф. В.В. Фурсова має такий вид:

$$\frac{{}^{2}_{\text{с}}}{R^2_{\text{с}}} \quad \frac{{}^{2}_{\text{с.90}}}{R^2_{\text{с.90}}} K_1 \quad \frac{{}^{2}_{\text{с}} \; {}^{2}_{\text{с.90}}}{R^2_{\text{с}} R^2_{\text{с.90}}} K_2 \quad \frac{{}^{2}_{\text{ск}}}{R^2_{\text{ск}}} K_3 \quad 1 . \qquad (7)$$

Коефіцієнти $K_i$ є модулями об'ємної деформації при СНС і можуть бути встановлені випробуванням матеріалів у просторі напружень. Поки що державні стандарти на подібні випробування деревини відсутні.

Отримана автором умова міцності аналогічна умові (7) при плоскому СНС при врахуванні початкового рівня напружень мала вид

$$\frac{{}^{\text{о.с.р}}}{R_{\text{о.с.р}}} \text{ або } \frac{{}^{u}}{R_u} \quad \frac{{}^{2}}{R_{\text{ск}}} \quad \frac{{}^{\text{90.с.р}}}{R_{\text{90.с.р}}} \quad 1 , \qquad (8)$$

а після врахування доц. Д.В. Михайловським анізотропії фізичних характеристик деревини набула наступного виду:

$$\frac{{}^{2}_{\text{о.с.р}}}{R_{\text{о.с.р}}} \quad A_i \; \frac{{}^{2}}{R_{\text{ск}}} \quad B_i \; \frac{{}^{2}_{\text{90.с.р}}}{R_{\text{90.с.р}}} \quad 1 . \qquad (9)$$

В умові (9) коефіцієнтами $A_i$ та $B_i$ враховані пружні сталі і коефіцієнти $_{ij}$ деревини, які знаходяться звичайними механічними випробуваннями. Це дозволяє застосувати умови (9) в інженерних розрахунках.

Характер руйнування елементів і з'єднань ККД має логічне пояснення з позиції СНС матеріалу. При встановленні причин руйнування арок стрільчастого обрису прогоном 45 м перевірні розрахунки засвідчили, що руйнування було неминуче: воно «запрограмовано» відсутністю в нормативному документі необхідного розрахунку [8]. У напіварках, згідно з теорією згину кривого бруса, на додаток до напружень від поздовжнього зусилля, згину, поперечних сил з'являються радіальні напруження, які в одній напіварці діють на стиск поперек волокон, в іншій – на розтяг (від снігового навантаження). Міцність клеєної деревини на розтяг поперек волокон у шість разів менша ніж на стиск. В умові СНС за формулою (8) при складовій $( {}_{\text{90.р}} / R_{\text{90.р}})^2$ залишається дуже мало резерву міцності деревини для інших складових, порівняно з (8) при $( {}_{\text{90.с}} / R_{\text{90.с}})^2$: таке відбувається фізично в матеріалі. Тому руйнувалися напіварки з напруженими $_{\text{90.р}}$ при дії значно меншого згинального моменту, а не піварки з $_{\text{90.с}}$ від дії моменту, значно більшого за величиною. Вичерпання міцності матеріалу при усіх інших чинниках у напіварках сталося там, де формувався більш небезпечний СНС.

Автори нового, еволюційного за змістом ДСТУ-Н «Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування» сподіваються на те, що впровадження його сприятиме відродженню в Україні ефективних конструкцій не тільки для масового капітального будівництва, а й в сучасних конструктивних формах для перекриття великих і дуже великих прогонів.


[1] Проектирование современных конструкций из клееной древесины на принципах новой концепции/ *В.З. Клименко, А.Я. Найчук, В.В. Фурсов, Д.В. Михайловский.* К.: Издательство «Сталь». 2010. – 24 с.

[2] *Найчук А.Я., Серов Е.Н.* Патология клееных деревянных конструкций и новые воззрения на оценку их прочности/ В сб.: Соврем. металлические и деревянные конструкции (нормирование, проектирование и строительство). – Брест. 2009. – С. 283–289.

[3] *Серов Е.Н.* Современные воззрения на оценку прочности КДК и пути совершенствования норм их проектирования/ Сб. научн. тр.: «Современные строительные конструкции из металла и древесины». Одесса. 2007. С.178–181.

[4] Методические рекомендации по расчету строительных конструкций из клееной древесины с учетом сложного напряженного состояния материала/ Сост. В.З. Клименко. – Киев: КИСИ. 1989. – 52 с.

[5] *Турковский С.Б.* Обобщение результатов исследований и опыта применения сборных клееных деревянных конструкций системы ЦНИИСК// Деревообрабатывающая промышленность. 2008. № 3. – С. 12–16.

[6] *Белянкин Ф.П.* Современные методы расчета прочности элементов деревянных конструкций/ Киев: Изд-во АН УССР. 1951. – 20 с.

[7] *Знаменский Е.М.* Совершенствование норм проектирования деревянных конструкцій/ В кн.: Состояние и перспективы исследования в области деревянных строительных конструкций. ЦНИИСК им. Кучеренко. – М. 1983. – С.10–22.

[8] *Клименко В.З.* Особенности напряжено-деформированого состояния большепролетных деревянных стрельчатых арок при эксплуатационных загрузках/ Известия вузов «Строительство и архитектура». 1983, №12. – С. 9–13.


*Надійшла 15.01.2013 р.*

# БАШНИ ВЕТРОЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ УСТАНОВОК МЕГАВАТТНОГО КЛАССА

**А.В. Перельмутер**
д.т.н., академик РААСН

Наиболее распространенные конструкции башен для размещения ветроэнергетических установок (ВЭУ), мощность которых не превышает 1000 КВт, рассматривались в работах [1], [4], [6]. Были приведены зависимости габаритных размеров башен и их весовых характеристик от мощности ветроэнергетических установок и прогнозировались возможные изменения основных параметров башен и принимаемых конструктивных решений. Однако за последнее десятилетие типичная мощность ВЭУ выросла на порядок, и это потребовало пересмотра некоторых положений прежних публикаций.

**Параметры башен**. Как и ранее, в подавляющем большинстве случаев используются традиционные схемы ВЭУ с горизонтальной осью вращения типа ветряных мельниц (рис. 1). Передача мощности на таких ВЭУ осуществляется от *лопасти* через *ступицу и редуктор на электрогенератор*. К этой механической системе обычно добавляются еще *система управления углом рыскания ротора*, обеспечивающая его разворот по направлению ветра, и *система управления углом атаки лопастей*, реализующая управление числом оборотов ротора и оптимизирующая энергетическую характеристику машины. Все эти механические системы требуют регулярного технического обслуживания, а для башен они зачастую являются источником интенсивных вибраций.

**Рис. 1. Использование энергии ветра:**
**а** – ветряные мельницы XIX в.;
**б** – ветроэлектростанция морского базирования XXI в.

В настоящее время массово производятся ВЭУ номинальной единичной мощности от 0,5 до 3,0 МВт, имеются опытные образцы и более мощных ВЭУ и наблюдается тенденция к увеличению *единичной мощности* ВЭУ и установке ВЭУ в прибрежных водах (рис. 2).

Основными конструктивными параметрами ВЭУ, которые определяют генеральные размеры башни, является диаметр ветроколеса $D$ и высота установки ветротурбины $H$. Для установок различной мощности, выпускавшихся ведущими фирмами мира в последние 10 лет, значения диаметра ветроколеса $D$ представлены на рис. 3. Зависимость между $W$ и $D$ (мощность в киловаттах, диаметр в метрах) хорошо аппроксимируется выражением

$$D \quad 33{,}7 \ln W \quad 58\,, \qquad (1)$$

которое справедливо для $W$>0,5 Мвт.

Высота $H$ расположения оси ротора ВЭУ по тем же данным представлена в зависимости от диаметра $D$ на рис. 4. Усредненно можно считать, что она определяется выражением

$$H = D + 1000/D^2, \qquad (2)$$

хотя разброс данных относительно этой аппроксимации достаточно велик.

© Перельмутер А.В.

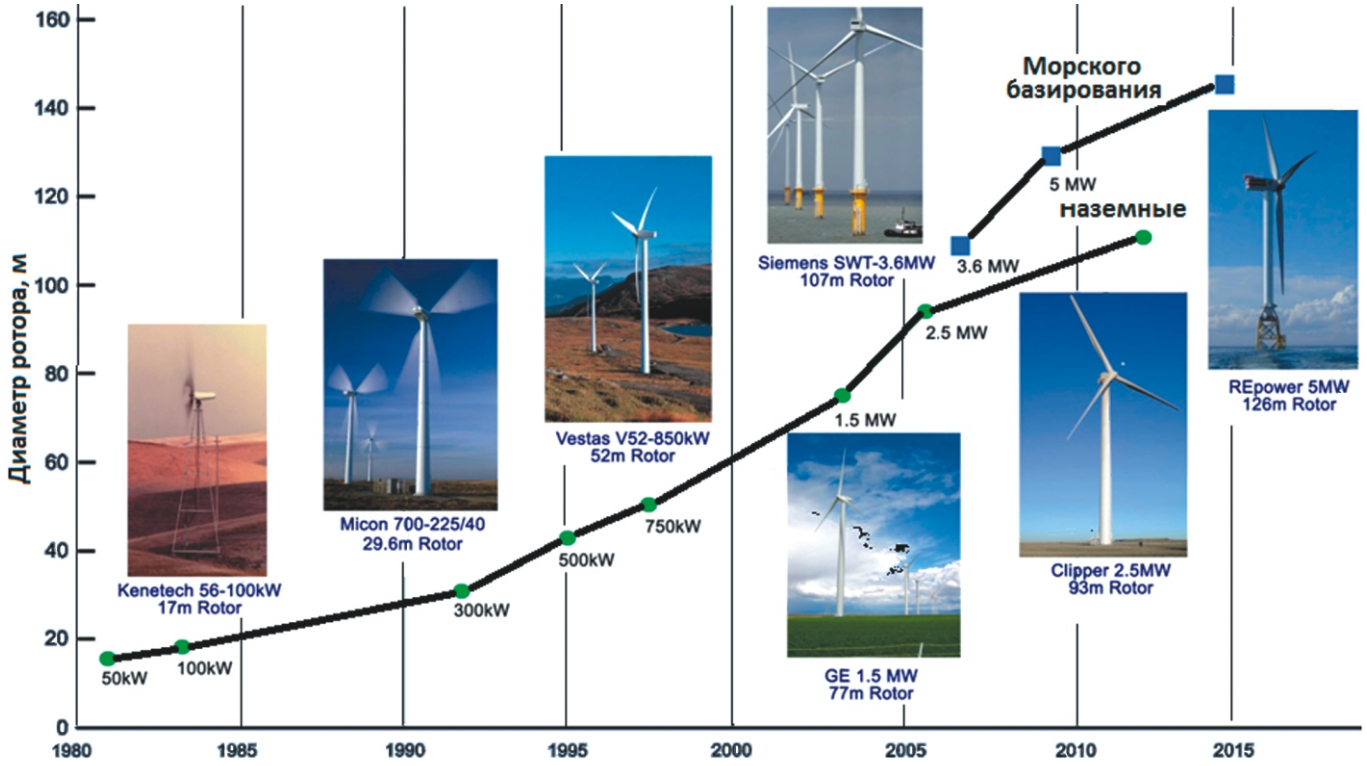



Рис. 2. Изменение мощности ВЭУ

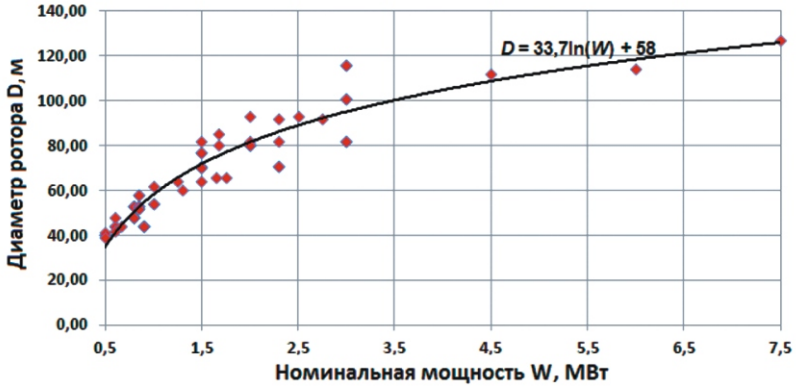



Рис. 3. Зависимость диаметра ветроколеса от мощности ВЭУ

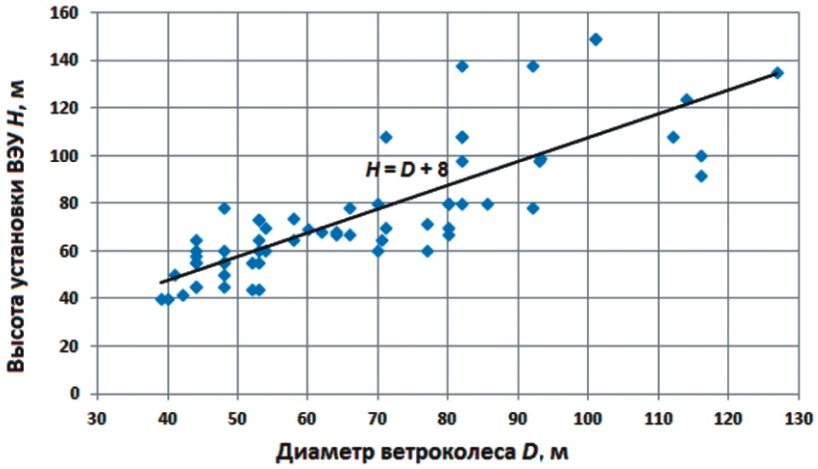



Рис. 4. Диаметр ветроколеса и высота башни

**Конструктивные решения**. Мегаваттные ВЭУ чаще всего монтируются на башнях сплошного трубчатого сечения, которые способны выдержать значительные нагрузки и обеспечивают защищенную от ветра внутреннюю прокладку лестниц и всех необходимых кабельных систем.

Стальные трубчатые башни проектируются чаще всего простой слабоконической формы или имеют ступенчато-цилиндрическое очертание. В последнем случае цилидрические участки сопрягаются коническими вставками с наклоном образующей конуса порядка 1:3 – 1:4. Для трубчатых башен (рис.5,а) диаметр башни в основании обычно намного меньше ширины сквозной опоры аналогичного назначения. Это вызвано как стремлением к уменьшению ветрового напора на конструкцию башни, так и тем, что здесь чаще всего используется общий фундамент.

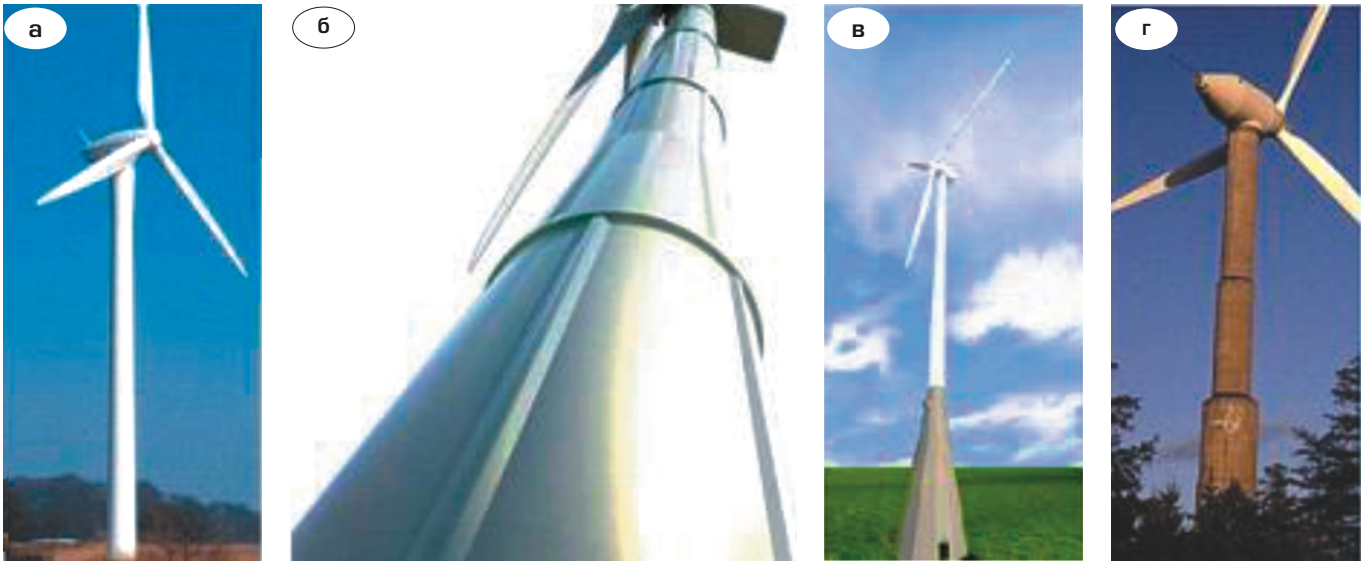



**Рис. 5. Конструкции башен:**
**а** – стальная, из конических секций; **б** – с нижней частью из конических панелей; **в** – комбинированная с железобетонной базой; **г** – железобетонная

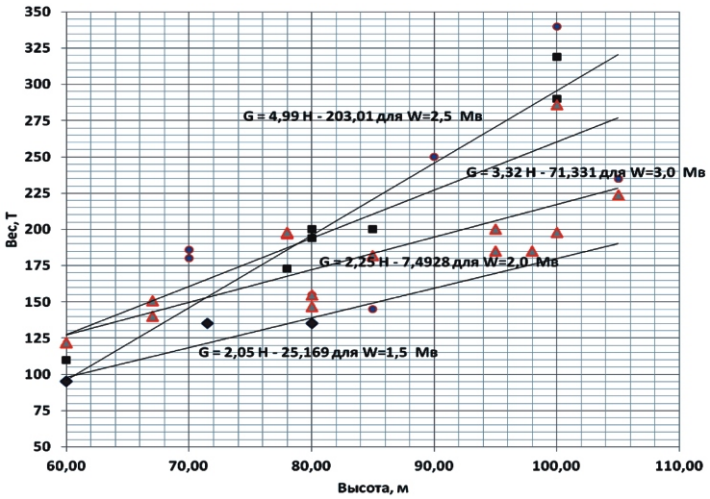



**Рис. 6. Зависимость веса башни от высоты**

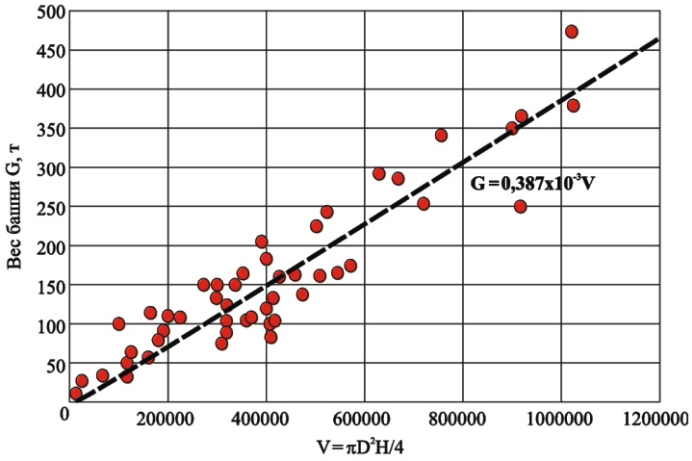



**Рис. 7. Закономерность изменения веса башен**

Из соображений транспортировки конструкций габаритный диаметр оболочечной башни в большинстве случаев не может превышать 4,3 м, а вес монтажной единицы должен быть меньше 40–50 тонн. Так в работе [5] приведен пример оболочечной конической башни высотой 70 м, для которой оптимальным было бы принять диаметр нижнего основания 5,6 м, а толщина оболочки при этом была бы равна 24 мм. Ограничение диаметра значением 4,3 м приводит к необходимости использовать толщины до 36 мм, вес башни возрастает с 110 до 150 тонн.

Конструкция с коническими секциями полной заводской готовности конкурентоспособна до высот порядка 80 м, для более высоких башен требуется уширение базовой части. Оно может достигаться использованием конических панелей, которые соединяются в полный конус на укрупнительной сборке. Прямолинейный стык панелей выполняется на сварке или же используется фрикционное соединение на высокопрочных болтах (рис. 5, б).

Для башен большой высоты иногда принимаются комбинированные решения (рис. 5, в), согласно которым из железобетона выполняется нижняя часть конструкции. Имеются также примеры башен, полностью выполненных из предварительно напряженного железобетона (рис. 5, г).

Вес башни зависит как от размера мощности ротора $W$, так и от высоты $H$, это хорошо видно на рис. 6, где представлены данные о весовых показателях башен, изготавливаемых различными производителями.

Поскольку мощность ВЭУ пропорциональна площади поверхности $S \quad D^2/4$, ометаемой лопастями турбины, то естественно использовать комплексную характеристику

$$V \quad SH \quad D^2 H/4.$$

Зависимость веса башни $G$ от $V$ приведена на рис. 7.

Фактические данные хорошо аппроксимируются выражением

$$G \quad 0{,}387 \ 10^{\ 3} V, \qquad (3)$$

здесь параметр $V$ задается в кубических метрах, а вес башни получается в тоннах. Выражение типа (3) может использоваться при предварительных оценках для определения оптимальной высоты опоры. С одной стороны рост высоты увеличивает выработку электроэнергии за счет возрастания скорости ветра на высоте расположения ветротурбины, а с другой стороны – возрастает вес башни. Удвоение высоты турбины увеличивает ожидаемую скорость ветра на 10 % и ожидаемую выработку энергии на 34 %. Но удвоение высоты башни резко увеличивает вес башни.


[1] *Перельмутер А.В., Микитаренко М.А.* Башни для ветроэнергетических установок: Вып. XXIII. тенденции развития // Будівельні конструкції, будівлі і споруди / Вісник Донбаської державної академії будівництва і архітектури. – Макеевка: ДонГАСА, 2001. – Вып. 2001–5 (30). – С. 8–13.

[2] *Engström S., Lyrner T., Hassanzadeh M., Stalin T., Johansson J.* Tall towers for large wind turbines. Report from Vindforsk project V-342 Höga torn för vindkraftverk. – Stockholm: Elforsk, 2010. – 48 p.

[3] Fingersh L., Hand M., Laxson A. Wind Turbine Design Cost and Scaling Model. – Technical Report NREL/TP-500-40566, 2006. – 43 p.

[4] *Mikitarenko M., Perelmuter A.* Design of tubular towers for wind power units // Proceedings Seventh International Symposium on Tubular Structures. Miskolc (Hungary) 28-30 August 1996. – A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands, 1996. – P. 53–58.

[5] *Nicholson J.C.* Design of wind turbine tower and foundation systems: optimization approach / master's thesis, University of Iowa, 2011. – 50 p.

[6] *Perelmuter A. V., Mikitarenko M. A. Nechaev S. I.* Outlook of the Wind Energy Converter Towers // Proceedings of 3-rd East European Conference on Wind Engineering. – Kiev: Institute of Hydromechanics of NAN Ukraine, 2002 – P. 190–195

[7] *Reuter A, Bormann.A.* New concept and optimal design of steel towers for large wind turbines // Proceedings of 1996 European Union Wind Energy Conference, Goteborg, Sweden, 20–24 May 1996, Information Press, UK


*Надійшла 29.10.2012 р.*

*ОФІЦІЙНА ІНФОРМАЦІЯ*

## У ТЕХНІЧНОМУ КОМІТЕТІ 301 «МЕТАЛОБУДІВНИЦТВО»

5 лютого 2013 року у приміщенні ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського» відбулось засідання колективних членів ТК 301 «Металобудівництво» із наступним порядком денним:

- Звіт про роботу ТК 301 протягом 2012 р.;
- Затвердження плану роботи ТК 301 на 2013 р. та приймання нових членів.

Заступник голови комітету Адріанов В.П. у своїй доповіді висвітлив особливості практичної діяльності підкомітетів щодо підготовки у минулому році 38 проектів стандартів України, у т.ч. 24 гармонізованих до Європейських стандартів, 11 Технічних умов на продукцію будівельного призначення, а також виконання 50 експертиз проектів нормативних документів. Крім того фахівцями ТК 301 була проведена значна робота із ознайомлення будівельної спільноти із головними напрямками своєї діяльності у галузі стандартизації при проектуванні, виготовленні та монтажі металевих будівельних конструкцій на об'єктах промислового і цивільного призначення шляхом обміну передовим досвідом, публікації статей у фахових виданнях та засобах масової інформації, організації проведення конференцій і семінарів, у т.ч. першої Міжнародної українсько-польської науково-технічної конференції, присвяченої чемпіонату Європи з футболу «ЄВРО-2012», «Металеві конструкції просторових спортивних споруд», яка відбулась у м. Києві 16–19 жовтня 2012 р.

Під час обговорення організаційно-технічних заходів ТК 301 на 2013 р. було наголошено на тому, що фахівці колективних членів ТК мають брати активну участь у підготовці проектів національних додатків до 30 стандартів України у галузі будівництва, гармонізованих до Європейськиих норм.

На засіданні комітету одноголосним рішенням до складу ТК 301 були прийняті – НТВ ОВ «СКАД Софт» та фахівці спеціалізованої кафедри Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка.

# АТРАКЦІОН У ВИСОТНІЙ БУДІВЛІ ТЕХНОЛОГІЧНОГО УНІВЕРСИТЕТУ м. БАТУМІ

**А.С. Білик**
доцент кафедри
металевих та дерев'яних конструкцій
Київського національного
університету будівництва
і архітектури,
к.т.н.

**М.О. Бут**
аспірант кафедри
металевих та дерев'яних конструкцій
Київського національного
університету будівництва
і архітектури

Будівля нового Технологічного університету в м. Батумі (Грузія) загальною висотою біля 180 м має залізобетонний каркас із решітчастою баштою зі сталі та архітектурним елементом «парус», що розміщуються на її даху. На позначці +102,55 м до залізобетонного ядра жорсткості та підсиленого перекриття передбачено закріплення атракціону – колеса огляду діаметром 18,25 м із вісьмома кабінами. Розрахунок колеса огляду був проведений українською компанією «Вартість» (м. Київ), а виготовлено та змонтовано воно компанією «Сармат» (м. Вінниця).

Первинна конструктивна схема колеса продиктована фіксованим розміром кабінок, висотними позначками та вильотом. Конструктивно атракціон має три опори, дві з яких (діагональні ноги) кріпляться односпрямовано шарнірно до підсиленої плити перекриття будівлі, а направляюча труба валу обертання – жорстко до залізобетонного ядра жорсткості, при цьому саме колесо виявляється консольно вивішеним за межами будівлі. При цьому під час обертання кабінки заходять у контур будівлі лише на половину в нижній точці для висадки/посадки пасажирів. Фактично, дане колесо є єдиним у світі консольним за способом закріплення. Найближчий аналог, всесвітньо відомий London Eye на березі Темзи в Англії, має закріплення від фронтального зміщення в місці розташування штовхальних коліс у нижній частині.

Швидкість обертання колеса складає 0,2 оберту за хвилину. Маса кожної з 8 кабінок дорівнює 5 т, а пасажировмісність – 6 чол. Усі несучі елементи атракціону виконуються зі сталі 09Г2С, а вал оберту – з сталі марки 40ХНМ2, яка шляхом загартування доводиться до гарантованого нормативного опору за межею текучості $_y$ $R_{yn}$ 785 МПа. Директивно встановлений технічним завданням коефіцієнт запасу за міцністю для несівного вала 1,5, зважаючи на несприятливі умови його роботи і забезпечення живучості колеса. Коефіцієнт надійності за призначенням був прийнятий таким, що дорівнює $_n = 1$.

При проектуванні замовником була поставлена задача оптимізації конструкції атракціону з метою неперевищення його спорядженої маси 60 т. Відповідно, маса конструкцій без урахування кабінок обмежена величиною 20 т.

У зв'язку зі специфікою конструкції, а також із тим, що аеродинамічний експеримент проводився одночасно з проектуванням у стислі строки, робота виконувалася у два етапи.

**1. Проектування** – компонування схеми, узгодження геометрії, статичний і динамічний розрахунки, підбір перерізів, аналіз переміщень та конструювання вузлів.

**2. Перевірний розрахунок** – врахування уточнених вітрових навантажень, статичний і динамічний розрахунки, перевірка граничних станів для вузлів і елементів, розроблення рекомендацій і обмежень з експлуатації атракціону.

На основі архітектурних креслень і креслень заводу-виробника була розроблена геометрична та розрахункова схема колеса (рис. 1). Збір навантажень на атракціон був здійснений згідно з СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [1], ГОСТ Р52170-2003 «Безопасность аттракционов механизированных» [2] і експериментальними даними, отриманими із досвіду натурних та стендових випробувань компанії «Сармат». Сейсмічні навантаження на першому етапі не враховувалися, оскільки були відсутні дані щодо розрахункової схеми будівлі (проектування якої велося грузинською стороною). Також на першому етапі розрахунку, зважаючи на відсутність даних щодо жорсткості підсиле-

© Білик А.С., Бут М.О.

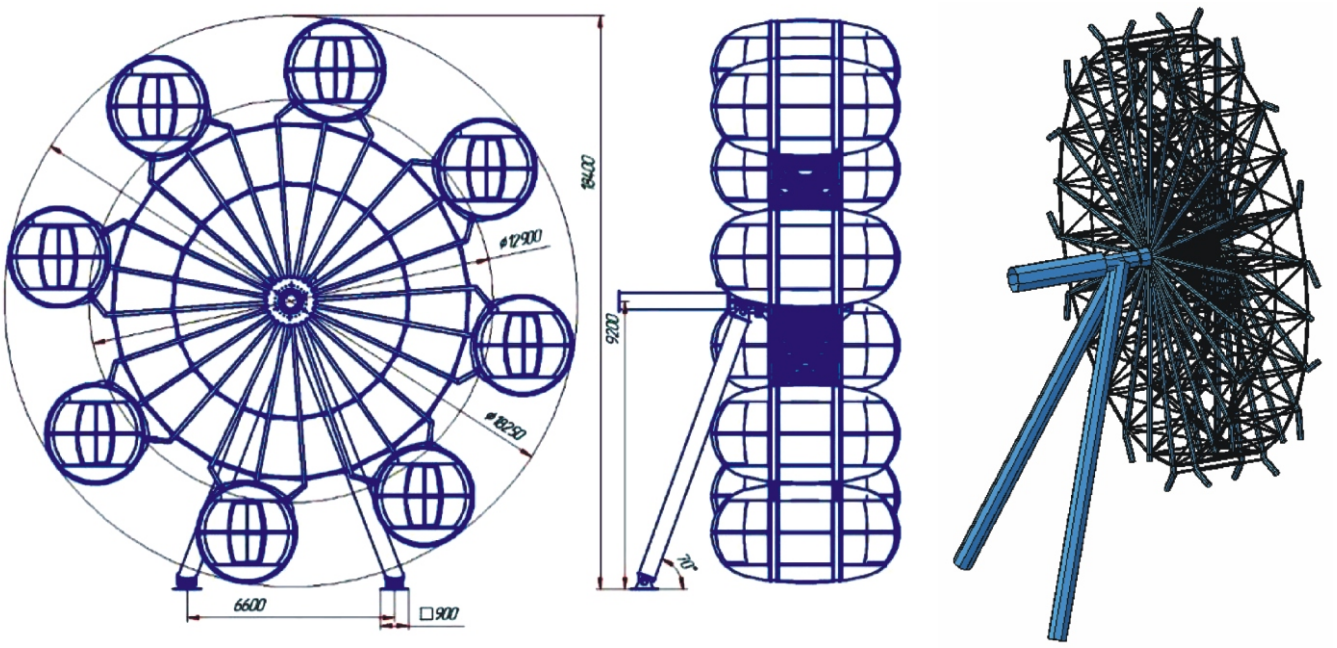



**Рис. 1. Геометрична схема та розрахункова цифрова модель атракціону**

ного перекриття будівлі, опори колеса були прийняті без урахування піддатливості. Коефіцієнт невизначеності розрахункової моделі прийнятий для елементів колеса $_s$= 0,85; для несучого вала $_s$= 0,7.

*Власна вага конструкцій і кабін* прийнята з коефіцієнтом надійності за розрахунковим значенням навантаження $_{fm}$= 1,35 згідно з [2], *вага відвідувачів* прийнята від одного пасажира 0,75 кН із коефіцієнтом перевантаження $_{fm}$ = = 1,35. Згідно з [2] було враховане як повне (8 кабін), так и часткове завантаження атракціону відвідувачами – 3/8 кабінок.

*Температурні навантаження* прийняті згідно з [1] із урахуванням кліматичних особливостей м. Батумі. Верхня межа розрахункового значення температурного навантаження $t_W$ $_{fm}$ = +31 °С, а нижня $t_C$ $_{fm}$ –5 °С.

*Гальмові та пускові зусилля* залежать від лінійної швидкості обода, яка за формулою Ейлера становить $V$ $R$ 0,0033 18,25 = 0,061 м/с. Відповідно до [2], оскільки лінійна швидкість руху не перевищує 3 м/с, прискорення пуску (гальмування) можна приймати таким, що дорівнює $a$ = 0,7 м/с$^2$. З метою спрощення розрахунку припущено, що маса колеса зосереджена в точках приєднання кабін, що враховано коефіцієнтом компенсації моментів 1,3. Визначені таким чином гальмові й пускові зусилля розраховані для випадків як порожніх, так і повністю або частково завантажених кабін.

*Вітрове статичне навантаження.* Нормативна швидкість вітру на рівні 10 м для місця будівництва становить 38 м/с. Тип вітрової місцевості прийнятий *А*, оскільки будівля розташована на узбережжі і поряд із нею нема істотної забудови. Отримані згідно зі СНиП значення приведеного аеродинамічного коефіцієнта при вітрі, перпендикулярному до площини атракціону, $C_t$ = 0,79, а вздовж площини атракціону $C_t$ = 0,92. Значення аеродинамічного коефіцієнта менше одиниці свідчать про достатню наскрізність конструкції при дії вітру. Для подальших розрахунків на першому етапі було прийнято $C_t$ = 1. При формуванні вітрового навантаження враховували також розміщення на стрижнях колеса декоративних елементів – імітації штурвала на променях і в центрі. Під час розрахунків було встановлено, що діагональний тиск вітру не входить до розрахункового сполучення навантажень, тому надалі враховувалися тільки його фронтальний, контрфронтальний, а також знакозмінний торцевий напрямок.

Власні частоти коливань атракціону, знайдені за результатами модального аналізу розрахункової схеми $f_1$ = 0,623, $f_2$ = 1,686, $f_3$ = 2,006 Гц, що менше граничного значення частоти власних коливань $f_l$ = 3,8 Гц [6], відтоді сили інерції пульсації, що виникають при коливаннях по відповідних формах, не враховувалися.

Досвід розрахунку коліс огляду, виконаний авторами раніше, показав [3], що ожеледно-віт-

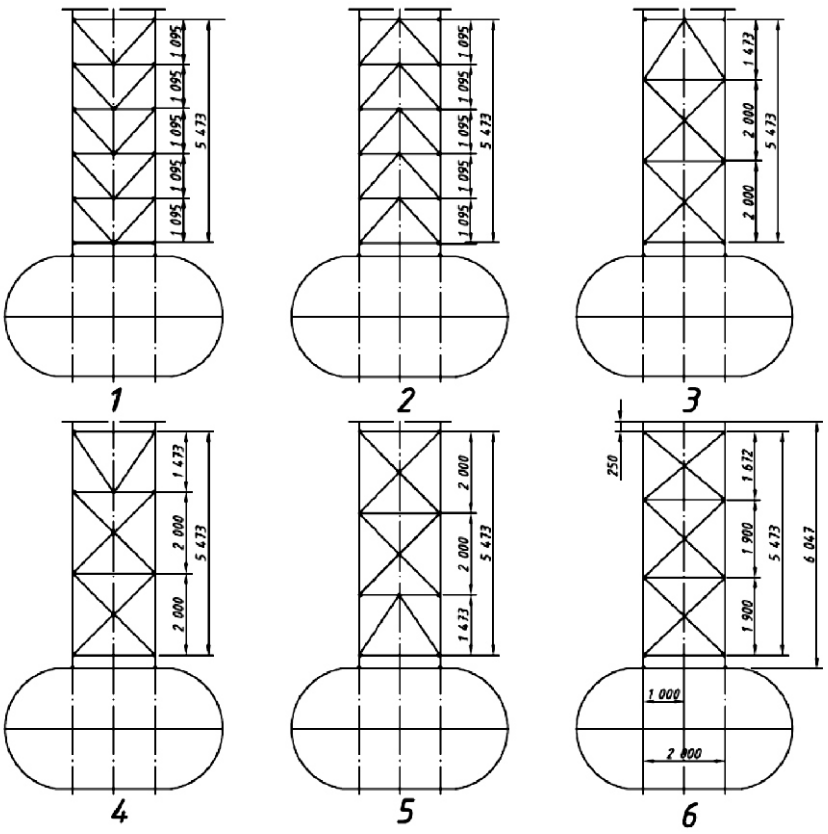



Рис. 2. Альтернативні системи решітки колеса

рові навантаження для даного типу конструкцій, як правило, не входять до підсумкових розрахункових сполучень. Снігові навантаження також не враховуються в розрахункових ситуаціях, тому при накопиченні снігу на атракціоні його експлуатація забороняється до очищення снігу. Відсутності накопичення снігу на атракціоні сприяє затінення основною будівлею і перекриття його елементами.

Таким чином, усього було отримано 12 завантажень. Розрахунки виконувалися в програмному комплексі «Ліра» 9.6.

Основні елементи при підборі перерізів були взяті згідно з ГОСТ 10704-91 «Трубы электросварные прямошовные». Несучий вал є повнотілим елементом кругового перерізу, діаметр якого ступінчасто

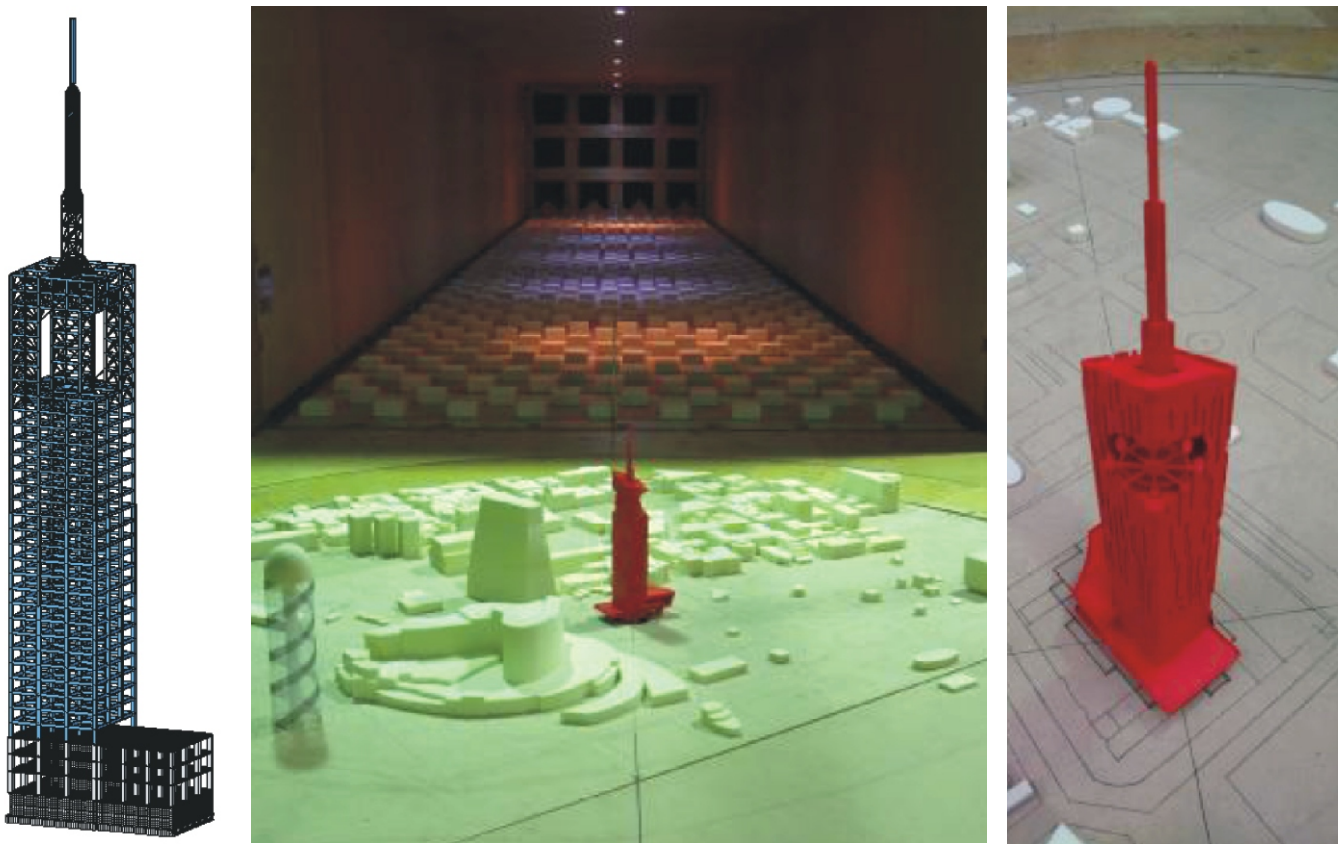


Рис. 3. Розрахункова модель будівлі та проведення аеродинамічного експерименту

змінюється залежно від технологічних вимог. З урахуванням рекомендацій норм щодо розрахунку атракціонів – Додаток Ж до [2] і вимог таблиці 19* СНиП II-23-81*, граничні гнучкості розтягнутих елементів прийняті 300, а елементів, що працюють на стиск:

$$_{u} \quad \min 120;180 \quad 60 \max \frac{N}{AR_{y} \quad C};0,5 \quad .$$

Всі елементи колеса прийняті як основні, оскільки вихід із ладу хоча б одного з них призведе до дестабілізації всієї конструкції (нульова живучість).

Для мінімізації маси елементів конструкції колеса на кожному етапі застосовувалася система оптимального проектування, розроблена на кафедрі МДК КНУБА [4]. Також проведений пошук оптимальної геометрії променів колеса. Було встановлено, що найменшу металоємність при забезпечених вимогах щодо переміщень для розглянутого атракціону має перехресна система решітки (рис. 2, схема 6).

З метою уточнення вітрових навантажень на будівлю були проведені аеродинамічні випробування. Експеримент проводився фахівцями Rowan Williams Davies&Irwin Inc., Канада, Онтаріо, в аеродинамічній трубі розмірами 2,4 на 2,0 м у лабораторії Dunstable, Bedfordshire, Англія (рис. 3), [5].

Модель була створена в масштабі 1:400 і оснащена 10 датчиками вимірювання вітрового тиску. Вітрові умови масштабувалися відповідно до швидкості вітру для періоду повторюваності 50 років при тривалості вітрового тиску 3 с і дорівнювали 45 м/с на висоті 10 м. Був проведений як дренажний, так і ваговий аеродинамічний експеримент.

Також була створена розрахункова модель усієї будівлі, що дозволило врахувати ефект «батога» при визначенні сейсмічних навантажень. При аналізі роботи конструкції в умовах сейсмічного впливу враховувалася різна інерційність систем будівлі і атракціону. Була перевірена можливість зісковзування колеса з вала від імпульсу сили сейсмічного впливу, за умови збігу частот обох систем. Перевірний розрахунок був проведений з урахуванням також усіх 24 можливих вітрових навантажень, встановлених у результаті аеродинамічного моделювання.

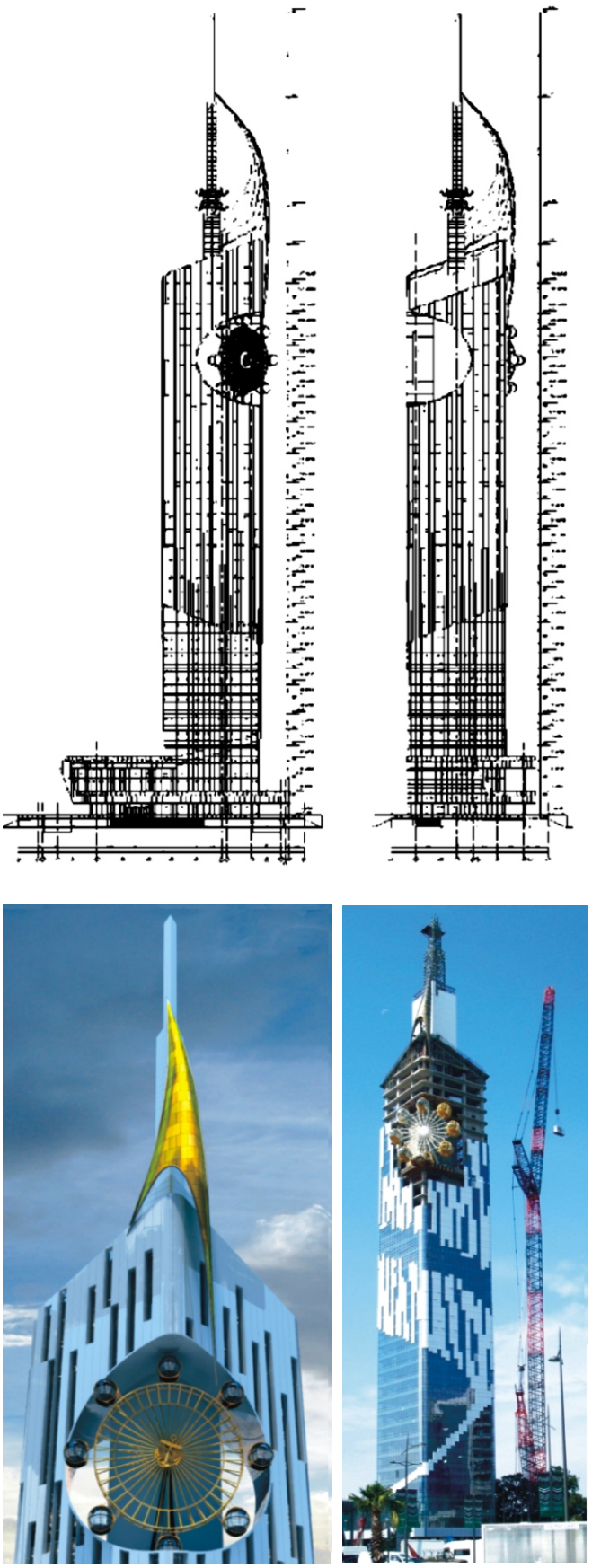


**Рис. 4. Початковий проект, візуалізація і змонтоване колесо огляду у висотній будівлі**

**Висновки.** Результати перевірного розрахунку показали забезпеченість граничних станів у межах прийнятих раніше коефіцієнтів невизначеності розрахункової моделі. Остаточна маса всіх основних і другорядних елементів конструкції колеса без кабін склала 18,8 т, що відповідає умові тендера.

Порівняння результатів аеродинамічних випробувань і навантажень за існуючими методиками показало достатню збіжність у геометричному центрі колеса, де як воно, так і будівля мають хорошу наскрізність. У той же час отримані аеродинамічні коефіцієнти для будівлі в цілому більш значні при зростанні, ніж нормативні. Значущою виявилася дія крайових ефектів отворів у будівлі, тоді як істотні перешкоди, здатні створювати такі ефекти, поблизу відсутні. Це свідчить про те, що аеродинамічні випробування доцільно виконувати вже при висоті будівель понад 50 м (рис. 5), [6].

Перший рік експлуатації атракціону передбачений у тестовому режимі при граничній швидкості вітру 15 м/с. Після цього буде проведена переоцінка навантажень та уточнені рекомендації щодо його експлуатації. Для контролю навантажень і переміщень колесо має бути оснащене автоматичною системою моніторингу та

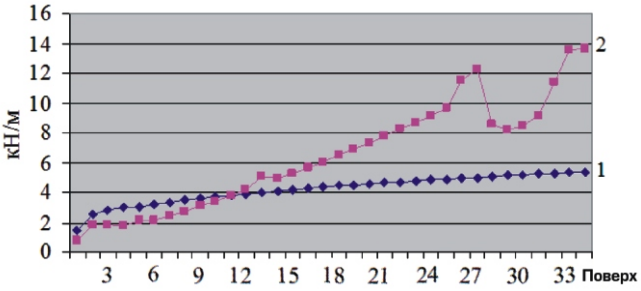



**Рис. 5. Порівняння значень вітрового тиску, розподіленого на перекриття:**
**1** – за СНиП; **2** – аеродинамічні випробування

управління, з'єднаною з відповідною АСМУ всієї будівлі.

Крім того, для забезпечення одиничної живучості розроблено рішення додаткової опори, яка піднімається з перекриття і приєднується до несучої конструкції кабінки в нижній точці. Підйом опори відбувається автоматично керуючою функцією АСМУ при вирішальній суперпозиції критичних чинників. Таким чином, атракціон повинен працювати як система із змінною розрахунковою схемою [7], що відповідає новітній світовій практиці подібних споруд.


**[1]** СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. Введ 1985-08-29-М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.

**[2]** ГОСТ 52170-2003 «Безопасность аттракционов механизированных» Основные положения по проектированию стальных конструкций. Введ 2005-01-01. Нац. стандарт РФ.

**[3]** Расчет колеса обозрения, закрепленного в высотном здании [Текст]: отчет о НИР: Билык А.С., Бут М.А. – К.: НИЧП «Вартість», 2012. – 78 с. – Библиогр.: с. 77–78. – Инв. № 75.

**[4]** *Білик А.С.* Вибір оптимальних конструктивних рішень сталевих ферм покриттів [Текст]: дис. ...канд. техн. наук : 05.23.01: защищена 19.12. 09: утв. 04.04.10 / Билык Артем Сергеевич – К.: КНУБА: 2009. – 268 с. – UA04200201.

**[5]** Final Report: Wind-Induced Structural Responses for Batumi Tower [Text] / Rowan Williams Davies & Irwin Inc., Ontario, Canada N1K 1B8. – February 10, 2012. – 43 p. – RWDI # 1101530.

**[6]** *Лісненко О.О.* Хмарочос у місті Батумі [Текст]: атест. робота...спеціаліста. / Лисненко Александр Александрович – К.: КНУБА: 2012. – 221 с. – UA52356241.

**[7]** *Білик А.С.* Оптимізація конструкцій з дискретно змінною схемою навантаження [Текст] // «Современные конструкции из дерева и пластмасс» / Зб. наук. праць ОДАБА. – 2012. – С. 21–29.

**[8]** СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР Введ. 1981-08-14. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 96 с.


*Надійшла 18.10.2012 р.*

# ТЕХНОЛОГИЯ ДЕМОНТАЖНЫХ И СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫХ РАБОТ ПРИ ВОССТАНОВЛЕНИИ ЧАСТИЧНО РАЗРУШЕННОГО ЗДАНИЯ

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

**Н.А. Меленцов**
главный инженер
ООО «Стальконструкция»,
г. Харьков

**А.С. Константинов**
аспирант Харьковского
национального университета
строительства и архитектуры

Разрушение зданий или их частей в результате природных или техногенных катастроф, в том числе вызванных неправильной эксплуатацией бытовых приборов, влечет за собой большие затраты, связанные с восстановлением первоначального состояния конструктивных элементов зданий. Большую роль при этом играют скоординированные действия заказчика, проектной, генподрядной и субподрядных организаций.

Представляют интерес технические, технологические и организационные решения, принятые при восстановлении частично разрушенной в результате взрыва бытового газа части жилого дома по ул. Слинько 2,б в г. Харькове. Выполненные институтом ЧАО «Харьковский ПромстройНИИпроект» обследования показали следующее. В результате взрыва строительные конструкции жилого дома получили значительные повреждения, что привело к невозможности дальнейшей его безопасной эксплуатации. В наружной стене с первого по шестой этажи образовалась вертикальная трещина шириной раскрытия до 25,0 см. Наружные стены в месте пересечения вышли из плоскости на величину до 25,0 см (рис. 1). Разрушены междуэтажные перекрытия над первым–третьим этажами.

В наружных и внутренних стенах с первого по четвертый, а также шестого этажей обнаружены вертикальные и наклонные трещины силового характера от воздействия ударной волны шириной раскрытия от 2,0 до 20,0 мм.

**Рис. 1. Разрушение стен 3-го этажа с элементами их временного усиления**

Разрушены перегородки со второго по пятый этажи, а также ограждающая перемычка над дверным проемом на третьем этаже, которая вышла из плоскости на 150 мм.

Поэтому было принято решение демонтировать наружные кирпичные стены и междуэтажные перекрытия и выполнить временное крепление несущей стены в уровне второго, третьего и четвертого этажей системой балок и тяжей.

Проект производства работ был разработан проектной группой ООО «Стальконструкция» и согласован с Департаментом жилищного строительства Харьковского горсовета. Демонтажные и строительно-монтажные работы выполнялись ООО «Стальконструкция».

В соответствии с проектом производства работ предусматривалась следующая последовательность выполнения технологических процессов:

- монтаж металлоконструкций балок по усилению стен третьего этажа;
- разборка парапета;
- демонтаж плит покрытия;
- поэтажная разборка кирпичных стен с демонтажем плит перекрытия каждого из этажей.

 © Гончаренко Д.Ф., Меленцов Н.А., Константинов А.С. 

Для производства демонтажных работ на аварийном участке дома были задействованы следующие грузоподъемные машины: гусеничный кран СКГ 40/63, оборудованный стрелой $L$ = 20 м, $L$ клюва = 20,5 м; самоходный кран на специальном шасси QY-70K, $L$ стрелы = 42 м; автомобильный кран GROVE RT-530E, $L$ стрелы = 25 м, КТА-25 – $L$ стрелы = 21,7 м.

В связи со стесненностью строительной площадки, кран СКГ 40/63 работал с ограничением поворота стрелы в 70°, QY-70K – 90°, GROVE RT-530E – 135°, КТА-25 – 145°. Расстояние между грузовыми полиспастами составляло не менее 5 м. Под аутригеры кранов укладывались дорожные плиты.

Одним из важных этапов восстановления разрушенной части дома было усиление стен третьего этажа, которое согласно проекту производства работ выполнялось путем установки балок из швеллеров 18 профиля, соединенных между собой пластинами (см. рисунок 1). Балки заводились через окна с выводом наружу и соединялись между собой тяжами из круга 20 мм. Внутри дома балки опирались на стены, в которых заранее были вырублены ниши и соединялись между собой тяжами из круга 20 мм.

После усиления участка стены в районе взрыва выполнялись работы по разборке кровли над аварийной частью дома. Надрезы кровли производились с помощью угловой шлифовальной машины, затем с помощью ломиков в виде «лопаты» небольшие части кровли с утеплителем грузились в специальную емкость, подвешенную на крюке крана СКГ 40/63. Таким же образом выполнялась разборка и удаление элементов кровли с технического этажа.

Демонтаж плит покрытия осуществлялся с помощью крана СКГ 40/63 (рис. 2) после полной разборки кровли и очистки плит от мусора. Строповка плит выполнялась следующим образом. Под каждую из плит заводились два кольцевых стропа, которые стропились к четырехветвевому стропу. Кроме этого, к плите крепились две пеньковые оттяжки диаметром 16 мм. После создания натяжения в грузовом канате люлька с монтажниками отводилась в сторону и выполнялся демонтаж плиты покрытия. Максимальный вылет стрелы гусеничного крана при этом составлял 17 м.

Разборка кирпичной кладки каждого из этажей выполнялась после демонтажа соответственно плит покрытия или перекрытий над соответствующим этажом поярусно из расчета – один ярус равен высоте этажа. Работа крана QY-70 K, удерживающего люльку с рабочими, предусматривалась на выносных опорах.

После выполнения демонтажных работ (рис. 3) приступили к восстановлению демонтированной части дома.

При этом был выполнен комплекс строительных работ, основными из которых являются следующие:

- демонтированный участок наружной стены был восстановлен силикатным кирпичом М125 на

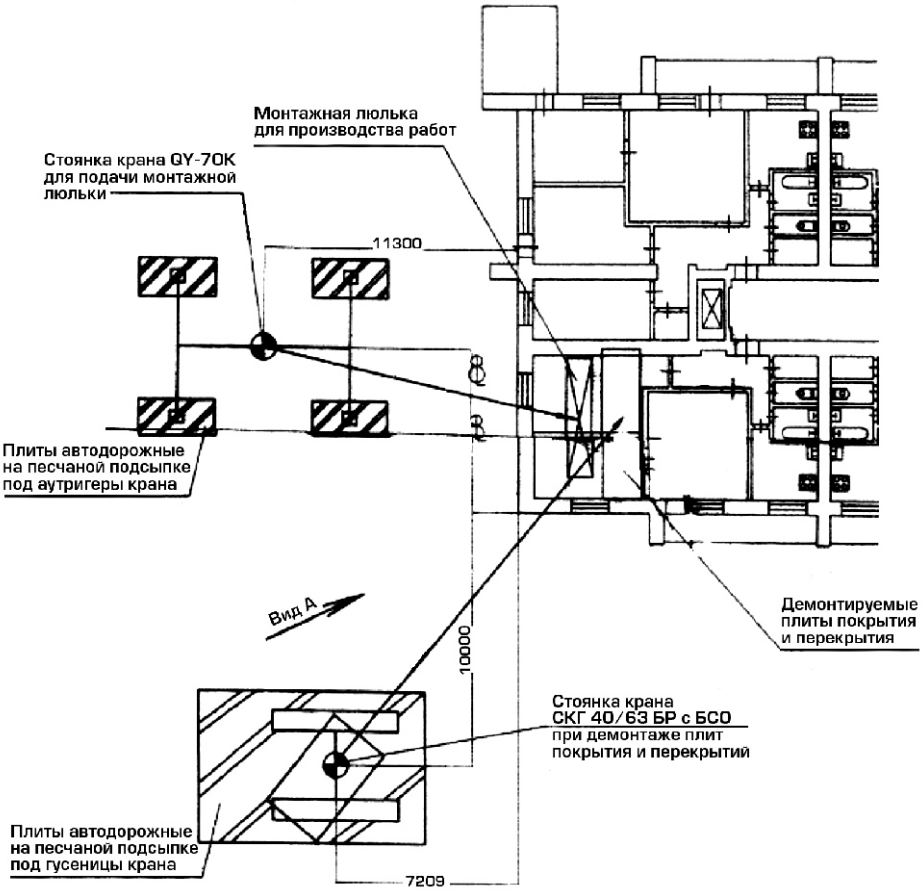



**Рис. 2. Схема расположения кранов при демонтаже плит покрытия и перекрытий**

Рис. 3. Вид здания после окончания демонтажных работ

Рис. 4. Возведение кирпичных стен взамен разрушенных

цементном растворе М75, с установкой кладочных сеток через 4 ряда и анкеровкой со старой кладкой металлическими анкерами через 4 ряда (рис. 4);

- междуэтажные перекрытия выполнены в монолитном железобетоне по металлическим балкам;
- ограждающая перемычка над дверным проемом на третьем этаже демонтирована и установлена новая;
- новые межкомнатные перегородки со второго по пятый этажи выполнены из гипсокартона по металлическим профилям;
- разрушенные перегородки в санузлах со второго по четвертый этажи восстановлены с использованием керамического кирпича на цементном растворе марки М50;
- вертикальные трещины в перегородках и в местах примыкания перегородок к кирпичным стенам зачеканены цементным раствором марки М100. Перед зачеканкой трещина расшивалась острым шабером, обеспыливалась и увлажнялась;
- заинъектированы вертикальные и наклонные трещины силового характера в стенах с первого по четвертый и на шестом этажах шириной раскрытия от 2,0 до 4,0 мм жидким закачиваемым раствором для укрепления.

Особое внимании при производстве всех видов работ уделялось вопросам безопасности. В период возведения новых конструктивов временные и проектные проемы в перекрытиях, к которым возможен доступ людей, имели ограждение или были закрыты сплошным настилом. Проемы в стенах при одностороннем примыкании к ним перекрытия были ограждены, если расстояние от уровня настила до низа проема составляло менее 0,7 м.

Подготовка и проведение работ по демонтажу аварийных конструкций здания выполнялись под непосредственным контролем ответственного ИТР генподрядчика с соблюдением правил техники безопасности, предусмотренных ДБН А.3.2-2-2009 «Промислова безпека у будівництві. Основні положення».

Все работы по демонтажу аварийных и возведению новых конструкций части жилого дома, разрушенного взрывом газа, были выполнены в соответствии с установленными в проекте сроками.

*Надійшла 08.01.2013 р.*

# НОВОЕ КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ АНТИСЕЙСМИЧЕСКОЙ ДЕМПФИРУЮЩЕЙ СВЯЗИ

**Л.О. Кагановский**
инженер-конструктор
(Израиль)

В мировой практике строительства идет поиск новых эффективных конструктивных решений укрепления зданий и сооружений при землетрясениях. На проходящей в Киеве в сентябре 2010 года V1 международной научно-технической конференции по строительным конструкциям обсуждался доклад представителя фирмы «STAR SEISMIC», посвященный противодействию сейсмике в районах с повышенной сейсмичностью путем применения антисейсмических демпфирующих стержней в виде связей, которые устанавливаются наклонно между колоннами [1].

Эта связь состоит из стального кожуха прямоугольного поперечного сечения, заполненного бетоном. По продольной оси в бетоне имеется сквозное отверстие, в котором свободно расположен сердечник в виде стальной полосы. По торцам связи расположены манжеты, соединенные сваркой с сердечником. При этом кожух может свободно перемещаться относительно торцевых манжет. Эти манжеты обеспечивают шарнирное или сварное крепление к колоннам. От воздействия сейсмической знакопеременной нагрузки в связях возникают переменные усилия сжатия и растяжения. В процессе растяжения происходит упругая деформация стали сердечника, ограниченная напряжением до предела пропорциональности. При этом, например, для низколегированной стали относительное удлинение равно 0,1 %, для связи длиной 10 м удлинение сердечника равно 10 мм. При удлинении сердечника происходит демпфирование (поглощение энергии) за счет превращения кинетической энергии в тепловую. При сжатии сердечник, изгибаясь, контактирует с бетоном. При этом продольную устойчивость связи обеспечивает кожух. В таком конструктивном решении в связи происходит ограниченное пределом пропорциональности и соответственно с небольшим удлинением малоэффективное демпфирование за счет упругой деформации сердечника при повышенной материалоемкости и сложности изготовления связи. Это конструктивное решение антисейсмических демпфирующих связей нашло широкое применение в различных странах Америки, Европы и Азии.

В результате поиска новых конструктивных решений автором разработано новое конструктивное решение антисейсмической демпфирующей связи, в котором за счет применения других элементов и их взаимодействия достигается более эффективное демпфирование путем сухого трения элементов связи, а также снижение материалоемкости и повышение технологичности изготовления (рис. 1–3).

Антисейсмическая демпфирующая связь состоит из двух трубчатых ветвей прямоугольного поперечного сечения, расположенных параллельно определенному зазору. Эти ветви шарнирно соединены поперечными листовыми пластинами через шайбы, приваренные к ветвям связи. В каждой шайбе имеется резьбовое отверстие для болта, а в листовой пластине два отверстия, через которые проходят болты. Между шайбой и пластиной может быть установлена фрикционная прокладка. Пластины устанавливаются в двух противоположных поверхностях связи. Такое податливое болтовое соединение, в котором внешние усилия сжатия или растяжения воспринимаются вследствие сопротивления сил трения, возникает по контактным плоскостям соединяемых элементов от предварительного натяжения болтов. Каждая ветвь одним противоположным концом крепится к колоннам при помощи отдельно изготовленной вилки, состоящей из двух изогнутых фасонок, соединенных поперечным и продольным ребрами жесткости. Эти вилки привариваются к скошенным торцам ветвей связи. Торец противоположной части ветви заварен листовой заглушкой. Такое конструктивное решение способствует плавному переходу силового потока от ветви к шарниру без концентрации напряжения.

© Кагановский Л.О.

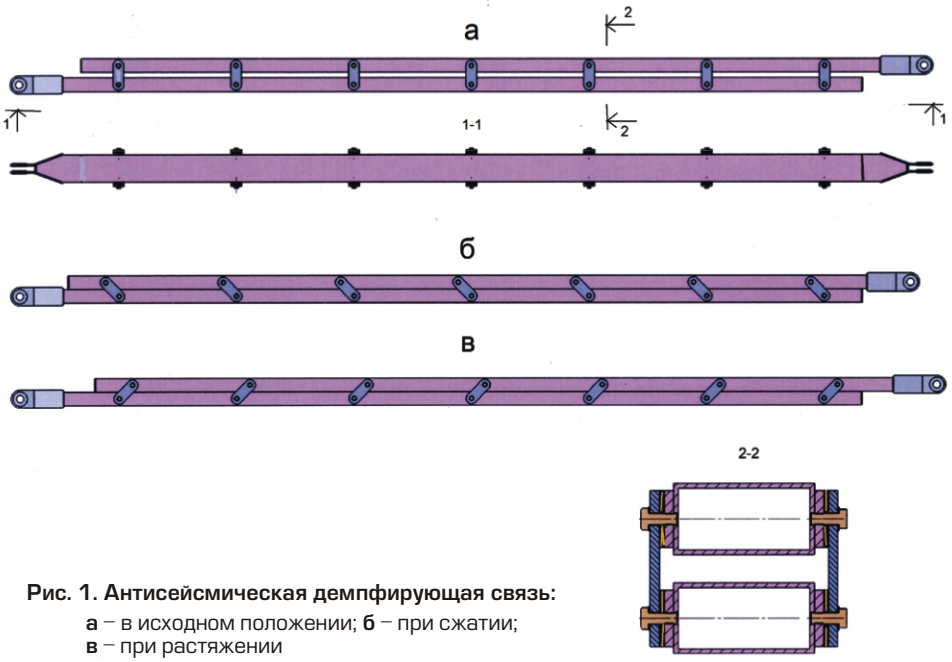



**Рис. 1. Антисейсмическая демпфирующая связь:**
**а** – в исходном положении; **б** – при сжатии;
**в** – при растяжении

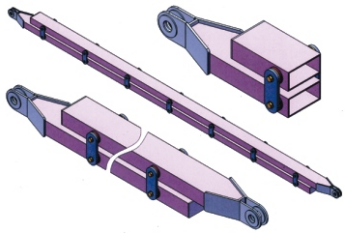


**Рис. 2. Соединения антисейсмической демпфирующей связи**

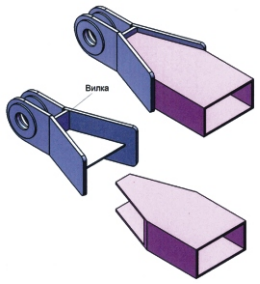



**Рис. 3. Концевые элементы ветви демпфирующей связи**

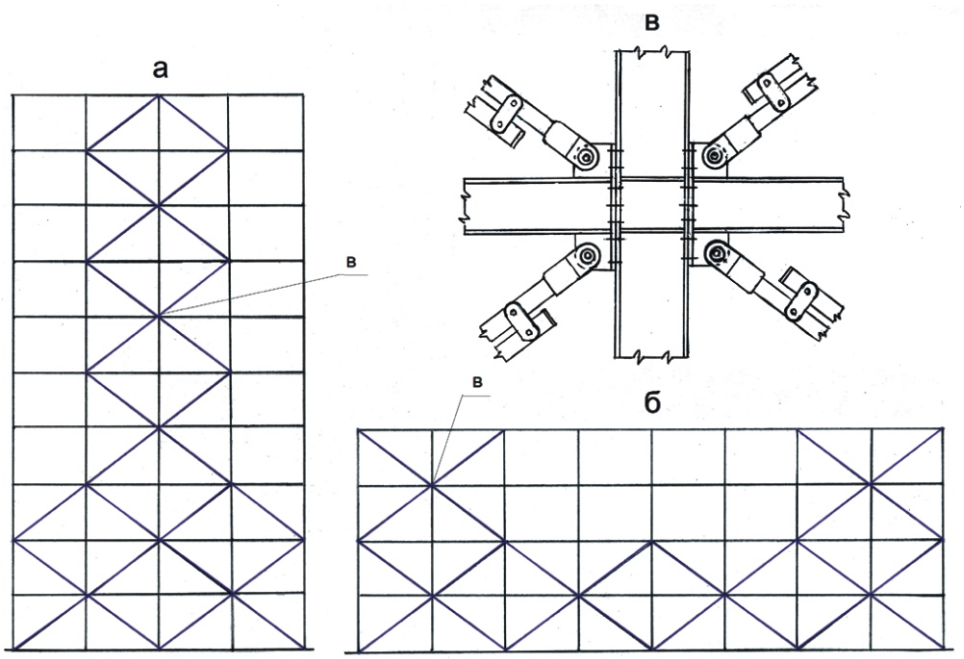



**Рис. 4. Схемы развязки каркасов зданий антисейсмическими демпфирующими связями:**
**а, б** – вертикальное и горизонтальное расположение связей соответственно;
**в** – узел крепления связей к колонне

Демпфирование в связи происходит за счет сухого трения между листовыми пластинами и шайбами через фрикционные прокладки, соединенные болтами, обеспечивающими упругую податливость при повороте пластин. Зазор между ветвями связи определяется возможной величиной амплитуды колебания объекта. Количество устанавливаемых листовых пластин определяется необходимым уровнем демпфирования. Исходное рабочее положение пластин – под прямым углом к продольной оси ветвей связи.

От знакопеременных усилий, воздействующих на связь, происходит взаимное продольное смещение ее ветвей до продольного соприкосновения их граней. При этом пластины от силы сжатия в связи поворачиваются в одну, а при растяжении в противоположную сторону. При сухом трении соприкасающихся поверхностей шайб с листовыми пластинами происходит демпфирование, то есть превращение кинетической энергии в тепловую. Натяжение между трущимися частями регулируется высокопрочными болтами. Продольная устойчивость связи при

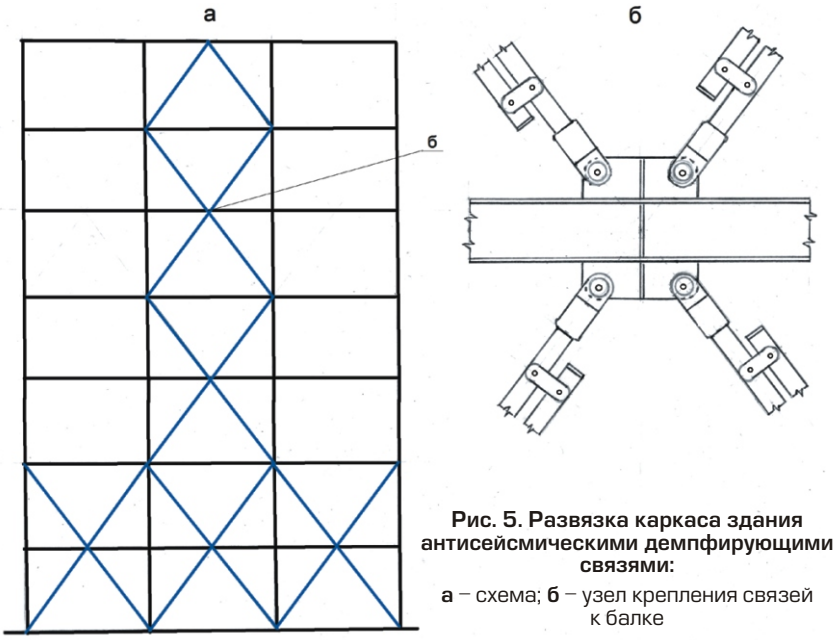



**Рис. 5. Развязка каркаса здания антисейсмическими демпфирующими связями:**

**а** – схема; **б** – узел крепления связей к балке

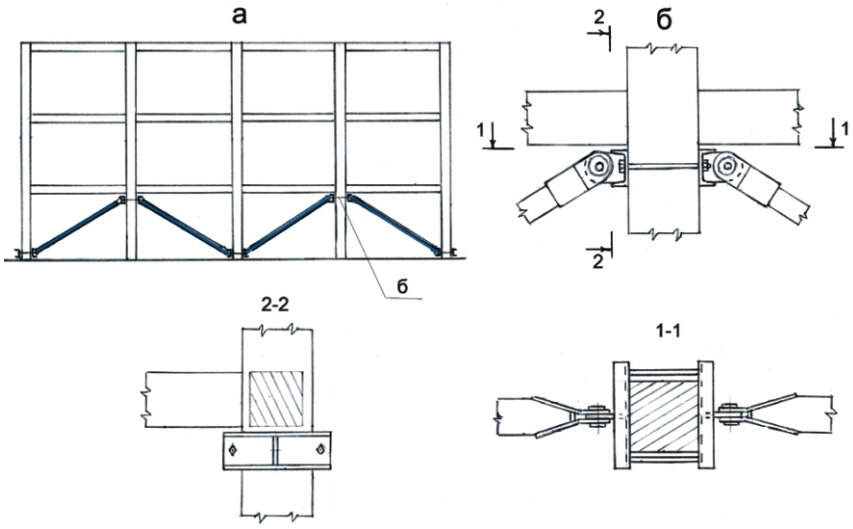



**Рис. 6. Развязка железобетонного каркаса здания антисейсмическими демпфирующими связями:**

**а** – схема; **б** – узел крепления связей к колонне

сжатии обеспечивается совместной жесткостью двух трубчатых ветвей. За счет большого количества мест соприкосновения трубчатых ветвей с поперечными пластинами и необходимого количества связей происходит значительное поглощение и рассеивание энергии. Причем демпфирование происходит как при сжатии, так и при растяжении. При продольном соприкосновении граней трубчатых ветвей от знакопеременных усилий связи работают на передачу ослабленных демпфированием усилий на фундаменты.

От высокого уровня поглощения и рассеивания кинетической энергии при демпфировании в значительной степени снижается сейсмическая нагрузка и амплитуда колебания, что, в свою очередь, снижает материалоемкость (металлоемкость) и общую стоимость зданий и сооружений, обеспечивая их защиту при землетрясениях. Конструктивное решение связи позволяет настраивать ее на необходимый уровень демпфирования путем установки необходимого количества листовых пластин и количества связей на объекте. Кроме того, за счет установки необходимого зазора между ветвями связей можно настраивать связь на необходимую амплитуду колебания. Антисейсмические демпфирующие связи устанавливаются наклонно между колоннами и стойками металлических или железобетонных каркасов зданий или сооружений, причем верхнее крепление связи может быть к средней части балки перекрытия (рис. 4–6). Антисейсмические демпфирующие связи технологичны в изготовлении и монтаже.

Антисейсмические демпфирующие связи могут быть использованы:

1. При строительстве зданий и сооружений в районах с повышенной сейсмичностью.

2. В высотных зданиях и сооружениях, подверженных воздействию ветровых нагрузок.

3. Для крепления эксплуатируемого оборудования и агрегатов электростанций, в том числе атомных, от сейсмических нагрузок и взрывов.

4. Для крепления контейнеров при морских перевозках.

5. Для крепления оборудования и агрегатов морских кораблей при продольной и поперечной качке.

6. Для крепления рекламных щитов от ветровой нагрузки.

**[1]** http: //www.starseismic.eu, краткое описание.

*Надійшла 02.08.2012 р.*

## 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. |
|---|---|---|---|---|---|
| А4 | 185 x 270 | | 150 | 300 | 450 |
| 1/2 А4 | 85 x 270 | 185 x 130 | 75 | 150 | 240 |
| 1/4 А4 | 85 x 130 | 185 x 60 | 40 | 75 | 130 |
| 1/8 А4 | 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 № 1 від 28.02.2013 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 та дизайн – **Цапро Т.І.**

Дизайн обкладинки – **Артюшенко В.С.**

Підписано до друку 01.03.2013 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**