



Товариство з обмеженою відповідальністю  
«Український інститут сталевих конструкцій  
імені В.М. Шимановського»

**ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ**  
**Українського інституту сталевих конструкцій**  
**імені В.М. Шимановського**



Під загальною редакцією  
заслуженого діяча науки і техніки України,  
члена-кореспондента НАН України,  
доктора технічних наук,  
професора О.В. Шимановського

Науковий збірник

---

Випуск 9

Видавництво «Сталь»  
Київ – 2012

**УДК 001.32:624](477)(082)**  
**ББК 30.4л2(4Укр)я43**  
**З-41**

**РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ:**

Шимановський О.В., д.т.н. (відп. редактор); Адріанов В.П.; Божко В.А., к.т.н.;  
Гайдайчук В.В., д.т.н.; Голоднов О.І., д.т.н. (відп. секретар); Гордєєв В.М., д.т.н.  
(заст. відп. редактора); Гром А.А., к.т.н.; Гуляєв В.І., д.т.н.; Кириллов В.В.;  
Корольов В.П., д.т.н.; Лисицин Б.М., д.т.н.; Лебедич І.М., к.т.н.;  
Оглобля О.І., д.т.н.; Цихановський В.К., д.т.н.

**З-41** Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, члена-кореспондента НАН України, д.т.н., професора О.В. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2012. Вип. 9 – 276 с.

**ISBN 978-617-676-009-2**

У збірнику наведено статті з результатами досліджень у галузі розрахунку та проектування конструкцій, теоретичної та будівельної механіки, теорії пружності та пластичності. Особливу увагу приділено розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель та споруд, розробленню раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичним дослідженням роботи елементів і з'єднань, удосконаленню матеріалів, технології виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкції будівель і споруд, розвитку та вдосконаленню нормативної бази в цих галузях будівництва, а також дослідженням напружено-деформованого стану тіл складної структури при постійних і змінних у часі навантаженнях, включаючи випадкові впливи. Для наукових працівників, аспірантів та інженерів, зайнятих у різних галузях науки і техніки.

**УДК 001.32:624](477)(082)**  
**ББК 30.4л2(4Укр)я43**

**АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:**

вул. В. Шимановського, 2/1,  
Київ 02660,  
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»  
тел. 543-97-40, e-mail: [icbmc@urdisc.com.ua](mailto:icbmc@urdisc.com.ua)

**ISBN978-617-676-009-2**

© ТОВ «Укрінсталькон  
ім. В.М. Шимановського», 2012  
© ТОВ «Видавництво «Сталь», 2012

## ЗМІСТ

<b>Гуляев В.И., Худолый С.Н., Андрусенко Е.Н.</b> Нелинейное деформирование бурильных колонн в сверхглубоких цилиндрических скважинах.....	5
<b>Гайдайчук В.В., Шевчук Л.В.</b> Моделювання коливань кружляння колон глибокого буріння.....	18
<b>Білик С.І.</b> Методика визначення оптимальної висоти сталеві двотаврової балки зі змінним перерізом стінки при розвитку обмежених пластичних деформацій.....	28
<b>Мариан Гвождж</b> Коэффициент грузоподъемности прутковых конструкций из стали по стали по Еврокодам 1990 и 1993.....	34
<b>Пічугін С.Ф., Махінько А.В.</b> Експериментальна оцінка аеродинамічних характеристик гратчастих опор зв'язку.....	47
<b>Семко О.В., Семко В.О., Шумейко К.О., Лебединський С.П.</b> Нові способи з'єднання легких сталевих тонкостінних конструкцій.....	62
<b>Ажермачев Г.А., Ажермачев С.Г., Абдурахманов А.З.</b> К вопросу сейсмостойкости большепролетных зданий и сооружений.....	72
<b>Бабічев П.Є.</b> Розрахунок підсилення кроквяних ферм підведенням поздовжньої вертикальної ферми.....	79
<b>Нілова Т.О., Лавріненко Л.І., Лазнюк М.В.</b> До розрахунку на місцеву стійкість стиснутих поясів двотаврових елементів з поперечно-гофрованими стінками.....	93
<b>Молчанов Д.С.</b> Дефекти опор мобільного зв'язку.....	103
<b>Ленда А.В.</b> Рациональные параметры нити конечной жесткости, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой.....	113
<b>Тищенко-Шаманская Н.В.</b> Влияние ветровой нагрузки на конфигурацию решетчатых башен.....	120
<b>Valdek Kulbach, Karl Oiger</b> Design of spatial cable structures for sport arenas.....	142

<b>Костюченко І.А., Холькин В.В.</b> Особенности адаптации рабочей документации стадиона «Донбасс Арена» в г. Донецке.....	156
<b>Dariusz Kowalski</b> The aluminium and polycarbonate covering of the canopy above the stadium in Gdansk.....	166
<b>Губанов В.В., Межинская И.В.</b> Совершенствование методов расчета и диагностики металлических мачт сотовой связи.....	177
<b>Білик А.С., Лапонов М.В.</b> Визначення геометричних характеристик холодноформованих тонкостінних аркових профілів.....	193
<b>Mariusz Maślak, Małgorzata Snela</b> Influence of increasing joint flexibility on critical temperature of steel frame in fire.....	204
<b>Кліменко В.З.</b> З'єднання на клеєних сталевих нагелях в конструкціях з клеєної деревини.....	218
<b>Иванов Б.В., Голоднов А.И.</b> О возможности выравнивания предварительно деформированных стальных конструкций методом локальных термических воздействий.....	227
<b>Королёв В.П., Мацегора А.А., Кущенко И.В.</b> Методика риск-анализа показателей долговечности металлоконструкций при выборе мер первичной и вторичной защиты от коррозии.....	232
<b>Гибаленко А.Н.</b> Диагностика и мониторинг металлоконструкций здания предприятия углеобогащения при коррозионном разрушении.....	245
<b>Филатова Л.Н., Голоднов А.И.</b> Результаты экспериментального определения остаточного напряженного состояния в сечениях сварных двутавровых элементов.....	253
<b>Колесниченко С.В.</b> Оценка рисков эксплуатации стальных конструкций в условиях истощения их ресурса.....	262
<b>Вимоги до оформлення статей.....</b>	273

УДК 539.3:622.24

## **Нелинейное деформирование бурильных колонн в сверхглубоких цилиндрических скважинах**

<sup>1,2</sup>Гуляев В.И., д.т.н., <sup>1,2</sup>Худолий С.Н., к.т.н., <sup>1</sup>Андрусенко Е.Н.

<sup>1</sup>Национальный транспортный университет, Украина  
<sup>2</sup>ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

**Аннотация.** Рассмотрена задача упругого нелинейного изгибного деформирования бурильных колонн в цилиндрических полостях вертикальных сверхглубоких нефтяных и газовых скважин. На основе теории гибких криволинейных стержней с использованием специально выбранной системы отсчёта построены нелинейные обыкновенные дифференциальные уравнения, описывающие контактное взаимодействие трубы бурильной колонны со стенкой скважины. Предложена методика численного решения разрешающих уравнений. Рассмотрены результаты компьютерного моделирования.

**Анотація.** Розглянуто задачу пружного нелінійного згинного деформування бурильних колон у циліндричних порожнинах вертикальних надглибоких нафтових і газових свердловин. На основі теорії гнучких криволінійних стрижнів із використанням спеціально обраної системи відліку побудовані нелінійні звичайні диференціальні рівняння, що описують контактну взаємодію труби бурильної колони зі стінкою свердловини. Запропоновано методику чисельного розв'язку розв'язувальних рівнянь. Розглянуті результати комп'ютерного моделювання.

**Abstract.** The problem about non-linear bending of drill strings in cylindrical cavities of vertical hyper deep oil and gas bore-holes is considered. On the basis of the theory of flexible curvilinear rods with the use of a specially selected reference frame the non-linear ordinary differential equations are constructed, which describe contact interaction of the drill string with the bore-hole wall. The techniques for numerical solution of the constitutive equations are proposed. The results of computer simulation are discussed.

**Ключевые слова:** бурильная колонна, полость скважины, закритическое деформирование.

**Введение.** По результатам геологоразведочных исследований ресурсы углеводородных топлив в украинском секторе морских акваторий составляют значительные объёмы, однако проблема их извлечения сопряжена со значительными технологическими трудностями проходки глубоких скважин. Одно из основных препятствий глубокого бурения связано с возможностью появления нештатных ситуаций, вызванных критическими состояниями квазистатического равновесия бурильной колонны (БК), её изгибным выпучиванием, контактными взаимодействиями со стенкой скважины и её так называемым «прихватыванием». При этом возникает две проблемы исследования механики упругого изгиба БК. Первая проблема заключается в определении критического состояния

колонны, которая формулируется как задача эйлеровой потери устойчивости длинного вращающегося трубчатого стержня, преднапряжённого переменной по длине продольной силой, вызванной силами гравитации и крутящим моментом. Такая задача сформулирована и решена на основе теории прямолинейных балок в работах [3, 6, 7]. В них показано, что она является сингулярно возмущённой, поскольку коэффициент  $EI$  перед старшей (четвёртой) производной в разрешающих уравнениях оказывается намного меньше коэффициентов перед другими слагаемыми. При этом форма бифуркационного выпучивания БК представляет собой трёхмерную спираль с переменным шагом.

Однако не менее существенный интерес вызывают вопросы исследования процесса последующего (закритического) деформирования колонны, когда в результате выпучивания она вступает в контакт со стенкой скважины и продолжает изменять свою форму под действием увеличивающихся продольной силы, распределённой контактной силы и крутящего момента [4, 5, 8]. Моделирование этого процесса может быть выполнено только с помощью нелинейной теории гибких криволинейных стержней. При этом, как показано ниже, весьма важным оказывается вопрос правильного выбора системы отсчёта, в которой рассматривается изгибание колонны. Применение для этих целей сопутствующей системы координат, одна из осей которой ортогональна поверхности скважины, позволило уменьшить число искомых переменных и исключить из рассмотрения неизвестную реакцию давления БК на стенки скважины.

**Разрешающие уравнения изгиба колонны в полости скважины.** Примем, что при закритическом изгибании буровой колонны постоянного радиуса  $r_1$  она по всей своей длине безотрывно контактирует со стенкой скважины. Осевая линия скважины вертикальная, а стенка – круговая цилиндрическая поверхность радиуса  $r_2$ .

Будем рассматривать деформирование колонны как движение её осевой линии  $L$  по цилиндрической поверхности  $D$  радиуса  $a = r_2 - r_1$ .

Введём неподвижную декартову систему координат  $OXYZ$  и систему координатных линий  $u, v$  на поверхности  $D$ , направленных вдоль образующих и в окружном направлении, соответственно (рис. 1).

Положение кривой  $L$  на  $D$  определяется равенствами (рис. 2)

$$u = u(s), \quad v = v(s).$$

Здесь  $s$  – натуральный параметр, измеряемый длиной линии  $L$  от некоторой начальной точки до текущей.

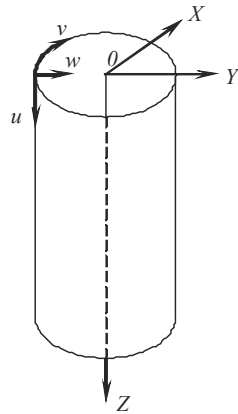


Рис. 1. Схема поверхні скважини

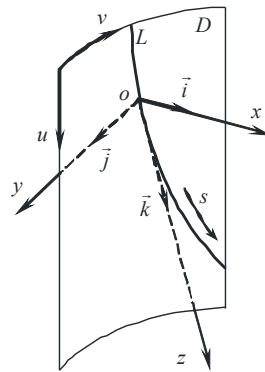


Рис. 2. Положення осевої лінії  $L$  на поверхні  $D$

На кривій  $L$  введём супутствующую систему координат  $OXYZ$  с ортами  $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ . Ось  $OX$  этой системы направлена вдоль внутренней нормали к поверхности  $D$ , ось  $OZ$  – вдоль касательной к кривой  $L$ , ось  $OY$  дополняет эту систему до правой тройки.

При моделировании закритического деформирования БК считаем, что она уже не вращается и центробежные силы инерции равны нулю, влияние потоков промывочной жидкости на изгибание колонны можно не учитывать, однако в результате движения её потоков и лёгких потряхиваний колонны при её малых движениях устраняются силы трения и ими также можно пренебречь. Тогда деформирование БК происходит в упругой стадии, а напряжённо-деформированное состояние определяется главными векторами внутренних сил  $\vec{F}(s)$ , внутренних моментов  $\vec{M}(s)$  и вектором  $\vec{f}(s)$  внешних распределённых сил, который складывается из вектора  $\vec{f}^{gr}(s)$  сил тяжести и вектора  $\vec{f}^c(s)$  контактных сил. Эти силы и моменты подчиняются уравнениям равновесия элемента БК [1]

$$\frac{d\vec{F}}{ds} = -\vec{f}, \quad \frac{d\vec{M}}{ds} = -\vec{k} \times \vec{F}. \quad (1)$$

Обычно уравнения (1) формулируются в подвижной системе координат, оси которой совпадают с главными центральными осями инерции поперечных сечений гибкого стержня. В анализируемом случае такая необходимость отпадает, поскольку сечение БК – кольцевое и все его центральные оси являются главными. В то же время рассматриваемая задача связана с другим осложнением, обусловленным наличием связи в

виде жёсткой поверхности скважины, ограничивающей перемещения БК, и появлением дополнительных неизвестных контактных сил  $\vec{f}^c(s)$ , увеличивающих число искомых функций. Однако, если рассматривать деформирование БК в сопутствующей системе отсчёта  $OXYZ$ , то тем самым можно не только разделить переменные и исключить неизвестную реакцию связи  $\vec{f}^c(s)$ , но и уменьшить общее число искомых функций. Такой подход аналогичен использованию обобщённых координат в методе уравнений Лагранжа второго рода по сравнению с применением уравнений Лагранжа первого рода.

С учётом отмеченного придадим абсолютным производным  $d\vec{F}/ds$ ,  $d\vec{M}/ds$  в (1) форму

$$\frac{d\vec{F}}{ds} = \frac{\tilde{d}\vec{F}}{ds} + \vec{\omega} \times \vec{F}, \quad \frac{d\vec{M}}{ds} = \frac{\tilde{d}\vec{M}}{ds} + \vec{\omega} \times \vec{M}. \quad (2)$$

Здесь  $\tilde{d}\dots/ds$  – локальная производная,  $\vec{\omega}$  – обобщённый вектор Дарбу, представляющий собой вектор угловой скорости системы  $OXYZ$  при движении её с начала вдоль кривой  $L$  с единичной скоростью [1]. Вектор  $\vec{\omega}$  определяется равенством

$$\vec{\omega} = k_x \vec{i} + k_y \vec{j} + k_z \vec{k}, \quad (3)$$

где  $k_x$  – геодезическая кривизна кривой  $L$ ;  $k_y$  – определяемая по формуле Эйлера нормальная кривизна поверхности  $D$  вдоль кривой  $L$ ;  $k_z$  – кручение кривой  $L$ .

В системе отсчёта  $OXYZ$  уравнения (1) приобретают вид

$$\frac{\tilde{d}\vec{F}}{ds} = -\vec{\omega} \times \vec{F} - \vec{f}, \quad \frac{\tilde{d}\vec{M}}{ds} = -\vec{\omega} \times \vec{M} - \vec{k} \times \vec{F}. \quad (4)$$

Для цилиндрической поверхности  $D$  компоненты вектора  $\vec{\omega}$  вычисляются по формуле [2]

$$k_x = -a(u''v' - v''u'), \quad k_y = a(v')^2, \quad k_z = u'v'. \quad (5)$$

В этих равенствах штрихом справа сверху обозначается производная по параметру  $s$ .



С учётом равенства (3) преобразуем уравнения (4) к скалярному виду отдельно для соотношений силовой группы

$$\begin{aligned}\frac{dF_x}{ds} &= -k_y F_z + k_z F_y - f_x^{gr} - f^c, \\ \frac{dF_y}{ds} &= -k_z F_x + k_x F_z - f_y^{gr}, \\ \frac{dF_z}{ds} &= -k_x F_y + k_y F_x - f_z^{gr}\end{aligned}\tag{6}$$

и моментной группы

$$\begin{aligned}\frac{dM_x}{ds} &= -k_y M_z + k_z M_y + F_y, \\ \frac{dM_y}{ds} &= -k_z M_x + k_x M_z - F_x, \\ \frac{dM_z}{ds} &= -k_x M_y + k_y M_x.\end{aligned}\tag{7}$$

В уравнениях (7) моменты  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$  вычисляются по формулам

$$M_x = EI k_x, \quad M_y = EI k_y, \quad M_z = GI_0 k_z,\tag{8}$$

где  $E$ ,  $G$  – параметры упругости Ляме материала трубы БК;  $I$  – центральный осевой момент инерции площади поперечного сечения трубы;  $I_0$  – полярный момент инерции площади сечения.

С помощью равенств (5) и двух первых уравнений системы (7) можно получить:

$$F_x = -2EIav'v'' - a(M_z - EIU'v')(u''v' - v''u');\tag{9}$$

$$F_y = -EIa \frac{d}{ds}(u''v' - v''u') + a(M_z - EIU'v')(v')^2.\tag{10}$$

Из первых двух равенств системы (8) следует, что правая часть третьего уравнения системы (7) равна нулю, поэтому

$$M_z = const\tag{11}$$

и его значение задаётся в граничных условиях.

Соотношения (5) – (8) позволяют сформулировать систему шести дифференциальных уравнений первого порядка относительно шести искомых

функцій  $u$ ,  $v$ ,  $v'$ ,  $k_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$ . Для их записи удобно ввести обозначения  $q_1 = F_y$ ,  $q_2 = F_z$ ,  $q_3 = k_x$ ,  $q_4 = v$ ,  $q_5 = v'$ ,  $q_6 = u$ . Тогда имеем:

$$\begin{aligned} \frac{dq_1}{ds} &= 2EIq_3(q_5^2 - a^2q_5^4) - (M_z - EIq_5\sqrt{1-a^2q_5^2})q_3q_5\sqrt{1-a^2q_5^2} + \\ &+ q_2q_3 - f^{gr}aq_5; \\ \frac{dq_2}{ds} &= -q_1q_3 - 2EIaq_5^3q_3\sqrt{1-a^2q_5^2} + a(M_z - EIq_5\sqrt{1-a^2q_5^2})q_3q_5^2 - \\ &- f^{gr}\sqrt{1-a^2q_5^2}; \\ \frac{dq_3}{ds} &= -\frac{aM_z}{EI}q_5^2 + a\sqrt{1-a^2q_5^2}q_5^3 + \frac{1}{EI}q_1; \\ \frac{dq_4}{ds} &= q_5; \\ \frac{dq_5}{ds} &= \frac{1}{a}q_3\sqrt{1-a^2q_5^2}; \\ \frac{dq_6}{ds} &= \sqrt{1-a^2q_5^2}. \end{aligned} \quad (12)$$

Решение этой системы при заданных граничных условиях и величине  $M_z$  даёт возможность с помощью формул (5), (8), (9) найти остальные функции, определяющие напряжённо-деформированное состояние колонны, и по формуле

$$f^c = -k_yF_z + u'v'F_y - f_x - dF_x/ds \quad (13)$$

подсчитать силу контактного взаимодействия БК со стенкой скважины.

Подчеркнём ещё раз, что благодаря применению сопутствующей системе отчёта  $OXYZ$ , общее число разрешающих уравнений системы (12), включающей уравнения равновесия и геометрические уравнения, уменьшен до шести, в то время как порядок разрешающих уравнений общей теории криволинейных стержней равен двенадцати [1]. К тому же, если в рассматриваемой задаче не применять систему  $OXYZ$ , число уравнений увеличилось бы ещё на единицу в связи с добавлением новой искомой функции  $\vec{f}^c(s)$ .

**Методика решения системы нелинейных уравнений.** Для решения сформулированной задачи используем метод продолжения решения по параметру совместно с методом Ньютона [1]. Представим систему (12) в векторной форме:

$$\vec{q}' = \vec{f}(\vec{q}, s, \lambda), \quad (14)$$

где  $\vec{q}(s) = [q_1(s), q_2(s), \dots, q_6(s)]^T$  – шестимерный вектор состояния;  $\vec{f}(\dots)$  – вектор-функция правых частей системы (12);  $s$  – натуральный параметр, измеряемый длиной осевой линии БК;  $\lambda$  – параметр интенсивности возмущения (нагрузки); штрихом обозначена производная по  $s$ . Отметим, что вводимый параметр  $\lambda$  может быть как действительным, так и формальным, отражающим какие-либо количественные характеристики.

На краях  $s = 0$  и  $s = S$  интервала  $0 \leq s \leq S$  изменения переменной  $s$  заданы по три независимых краевых условия, представленных в векторной форме:

$$\vec{\phi}[\vec{q}(0), \lambda] = 0, \quad (15)$$

$$\vec{\psi}[\vec{q}(S), \lambda] = 0. \quad (16)$$

Уравнения (14) – (16) составляют зависящую от параметра  $\lambda$  нелинейную двухточечную краевую задачу. Пусть при некотором исходном значении  $\lambda = \lambda^{(n)}$  известно решение  $\vec{q}^{(n)}(s)$  поставленной задачи. Выбирая это решение в качестве опорного, дадим малое приращение  $\delta\lambda^{(n)}$  параметру  $\lambda$ . Тогда соответствующую ему вариацию  $\delta\vec{q}^{(n)}(s)$  решения  $\vec{q}(s)$  можно найти из линейного уравнения

$$\frac{d\delta\vec{q}^{(n)}}{ds} = \frac{\partial\vec{f}}{\partial\vec{q}}\delta\vec{q}^{(n)} + \frac{\partial\vec{f}}{\partial\lambda}\delta\lambda^{(n)}, \quad (17)$$

полученного линеаризацией уравнения (14) в состоянии  $\vec{q}^{(n)}, \lambda^{(n)}$ .

Краевые уравнения для функции  $\delta\vec{q}^{(n)}$  формируются линеаризацией уравнений (15), (16):

$$\frac{\partial\vec{\phi}}{\partial\vec{q}}\delta\vec{q}^{(n)}(0) + \frac{\partial\vec{\phi}}{\partial\lambda}\delta\lambda^{(n)} = 0, \quad (18)$$

$$\frac{\partial\vec{\psi}}{\partial\vec{q}}\delta\vec{q}^{(n)}(S) + \frac{\partial\vec{\psi}}{\partial\lambda}\delta\lambda^{(n)} = 0. \quad (19)$$

Здесь матрицы Якоби  $\partial\vec{\phi}/\partial\vec{q}$ ,  $\partial\vec{\psi}/\partial\vec{q}$  и векторы  $\partial\vec{\phi}/\partial\lambda$ ,  $\partial\vec{\psi}/\partial\lambda$  также вычисляются в состоянии  $\vec{q}^{(n)}, \lambda^{(n)}$ .

Для построения  $\delta\bar{q}^{(n)}(s)$  выберем среди составляющих  $\delta q_i^{(n)}(s)$  ( $i=1,2,\dots,6$ ) такие три компоненты  $\delta q_j^{(n)}(s)$ , любые значения которых  $\delta q_i^{(n)}(0)$  не нарушат систему (18). Перенумеровав неизвестные  $\delta q_i^{(n)}$  ( $i=1,2,\dots,6$ ) так, чтобы индекс  $j$  принимал значения  $j=1,2,3$ , решение задачи (17) – (19) представим в виде

$$\delta\bar{q}^{(n)}(s) = \bar{y}_\lambda \delta\lambda^{(n)} + Y(s)\delta c^{(n)}, \quad (20)$$

где  $\bar{y}_\lambda$  – решение задачи Коши для системы

$$\frac{d\bar{y}_\lambda}{ds} = \frac{\partial \bar{f}}{\partial \bar{q}} \bar{y}_\lambda + \frac{\partial \bar{f}}{\partial \lambda} \quad (21)$$

при нулевых начальных условиях;  $Y(s)$  – матрица размера  $6 \times 3$  решений системы

$$\frac{d\bar{y}}{ds} = \frac{\partial \bar{f}}{\partial \bar{q}} \bar{y} \quad (22)$$

с начальными условиями  $y_j(0) = (\delta_1^j, \delta_2^j, \dots, \delta_6^j)$  ( $j=1,2,3$ ) для независимо варьируемых условий и начальными условиями, подбираемыми из уравнений (18) для остальных переменных  $y_i(0)$  ( $i=4,5,6$ ). Здесь  $\delta_k^i$  – символ Кронекера. Вектор  $\delta c^{(n)} = [\delta c_1^{(n)}, \delta c_2^{(n)}, \delta c_3^{(n)}]^T$  подбирается так, чтобы удовлетворялось уравнение (19), т.е.:

$$\frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \bar{q}} Y(s)\delta c^{(n)} = -\frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \bar{q}} \bar{y}_\lambda(s)\delta\lambda^{(n)} - \frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \lambda} \delta\lambda^{(n)} \quad (23)$$

Состояния, в которых

$$\left| \frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \bar{q}} Y(s) \right| = 0, \quad (24)$$

являются бифуркационными. В них система теряет устойчивость.

Так как вектор  $\delta\bar{q}^{(n)}(s)$  найден с использованием линеаризованных уравнений (17)–(19), решения  $\bar{q}^{(n+1)}(s) = \bar{q}^{(n)}(s) + \delta\bar{q}^{(n)}(s)$ ,  $\lambda^{(n+1)} = \lambda^{(n)} + \delta\lambda^{(n)}$  будет удовлетворять нелинейным краевым уравнениям (18), (19) приближённо с невязками

$$\vec{r}_\varphi^{(n+1)} = \bar{\varphi}[\bar{q}^{(n+1)}(0), \lambda^{(n+1)}], \quad \vec{r}_\psi^{(n+1)} = \bar{\psi}[\bar{q}^{(n+1)}(S), \lambda^{(n+1)}]. \quad (25)$$

Поэтому на следующем шаге варьирования параметра  $\lambda$  невязки  $\vec{r}_\varphi^{(n+1)}$ ,  $\vec{r}_\psi^{(n+1)}$  добавляются в правые части соответствующих линеаризованных граничных условий (18), (19) с обратными знаками.

Для поставленной задачи уравнения (17), соответствующие системе (12), имеют вид:

$$\begin{aligned} \delta q'_1 &= q_3 \delta q_2 + \left[ 3EIq_5^2(1-a^2q_5^2) - M_z q_5 \sqrt{1-a^2q_5^2} + q_2 \right] \delta q_3 + \\ &+ \left[ 6EIq_3q_5(1-2a^2q_5^2) - M_z \frac{q_3(1-2a^2q_5^2)}{\sqrt{1-a^2q_5^2}} - af^{gr} \right] \delta q_5 + \\ &+ (-q_3q_5\sqrt{1-a^2q_5^2}) \delta M_z; \\ \delta q'_2 &= -q_3 \delta q_1 + (-3EIaq_5^3\sqrt{1-a^2q_5^2} + M_z a q_5^2 - q_1) \delta q_3 + \\ &+ \left[ \frac{EIaq_3q_5^2}{\sqrt{1-a^2q_5^2}}(-9+12a^2q_5^2) + 2M_z a q_3q_5 + \frac{f^{gr} a^2 q_5^2}{\sqrt{1-a^2q_5^2}} \right] \delta q_5 + \\ &+ a q_3 q_5^2 \delta M_z; \\ \delta q'_3 &= \frac{1}{EI} \delta q_1 + \left[ -\frac{2a}{EI} M_z q_5 + a q_5^2 \frac{(3-4a^2q_5^2)}{\sqrt{1-a^2q_5^2}} \right] \delta q_5 - \frac{a}{EI} q_5^2 \delta M_z; \\ \delta q'_4 &= \delta q_5; \\ \delta q'_5 &= \frac{1}{a} \sqrt{1-a^2q_5^2} \delta q_3 - \frac{a q_3 q_5}{\sqrt{1-a^2q_5^2}} \delta q_5; \\ \delta q'_6 &= -\frac{a^2 q_5}{\sqrt{1-a^2q_5^2}} \delta q_5. \end{aligned} \quad (26)$$

Конкретные зависимости для краевых уравнений (15), (16) выбираются в зависимости от условий опирания БК на краях  $s=0$  и  $s=S$ . Они выражаются через вертикальную силу давления  $R$  долота на дно скважины, крутящий момент  $M_z$ , изгибающий момент  $M_x$  и перемещения  $u$  и  $v$ . Каждая из этих величин может быть задана в качестве ведущего параметра  $\lambda$ . Интегрирование уравнений (26) при

построении матрицы  $Y(s)$  и системы (12), а также вычислении невязок (25) осуществляется методом Рунге-Кутты совместно с методом ортогонализации по Годунову.

**Результаты численных исследований.** С помощью предложенной методики выполнено компьютерное моделирование упругого закритического деформирования БК внутри цилиндрической вертикальной скважины. Принято, что своим нижним концом БК упирается в дно скважины, поэтому на него действует сжимающая сила реакции  $F_z(S) = -R$ . Величина  $R$  изменялась, и по мере её увеличения происходило закритическое деформирование БК. На верхний конец БК действует сила  $F_z(0) = G - R$ , где  $G$  сила тяжести всей БК, подсчитанная с учётом действия гидростатической выталкивающей силы от промывочной жидкости.

Расчёты выполнены при следующих значениях исходных данных:  $E = 2,1 \cdot 10^{11}$  Па,  $L = 500$  м,  $r_1 = 0,3$  м,  $r_2 = 0,28$  м,  $a = 0,05$  м,  $G = 53598$  Н. Величина  $M_z = 1000$  Нм считалась неизменной.

Вычисления показали, что как и для большинства задач механики бурильных колонн, из-за малого отношения  $2r_1/L$  данная задача также оказалась сингулярно возмущённой, поэтому для обеспечения сходимости расчётов пришлось шаг интегрирования уменьшить до величины  $\Delta s = L/5000$  и использовать 2000 точек ортогонализации. В качестве параметра  $\lambda$  была выбрана величина углового смещения  $\nu(S)$  нижнего конца БК. Величина его приращения задавалась равной  $\Delta \nu(S) = 2\pi/16000$ .

На рис. 3 представлена форма изогнутой оси бурильной колонны при  $R = 12238$  Н. Она соответствует спиральной кривой с одним витком. Угол наклона спирали изменяется, причём наибольшее значение имеет место на нижнем конце  $s = S$  и наименьшее – на верхнем конце  $s = 0$ .

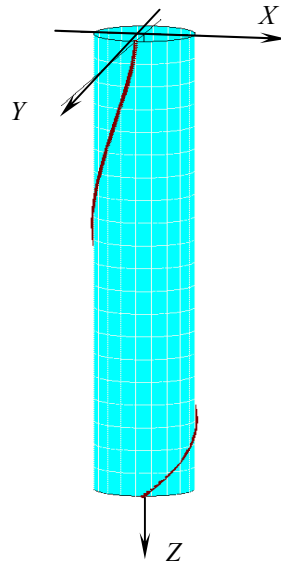


Рис. 3. Форма изогнутой оси  
бурильной колонны

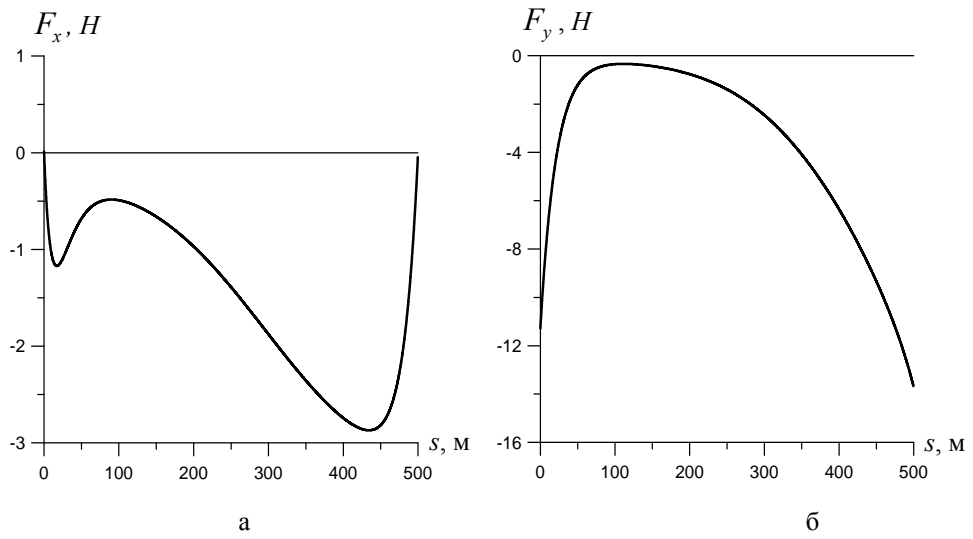


Рис. 4. Графики изменения перерезывающих сил  $F_x$  (а) и  $F_y$  (б)

Интересно отметить, что даже при  $M_z = 1000 \text{ Нм}$ ,  $R = 12238 \text{ Н}$  максимальные значения этих функций сравнительно малы.

### **Выводы**

В данной работе поставлена задача об упругом закритическом изгибании протяжённых бурильных колонн в цилиндрических полостях вертикальных нефтяных и газовых скважин.

На основе теории гибких криволинейных стержней построены существенно нелинейные обыкновенные дифференциальные уравнения, описывающие контактное взаимодействие трубы бурильной колонны со стенкой скважины. Показано, что использование специально выбранной подвижной системы координат в качестве сопутствующей системы отсчёта позволяет не только в два раза понизить общий порядок разрешающих уравнений, но и существенно упростить их.

Выполнено компьютерное моделирование процесса упругого деформирования бурильной колонны в цилиндрической полости под действием крутящего момента, распределённых осевых сил тяжести, вертикальной реакции взаимодействия колонны с дном скважины и искомых распределённых сил давления стенки скважины на колонну. Исследовано её напряжённо-деформированное состояние.

Показано, что изгибание колонны происходит по форме трёхмерной спирали с переменным шагом. При этом значения внутренних перерезывающих сил и моментов сравнительно невелики.

Работа выполнена в рамках проекта № 0112U000137.

### **Литература**

- [1] Гуляев В.И., Гайдайчук В.В., Кошкин В.Л. Упругое деформирование, устойчивость и колебания гибких криволинейных стержней. – К.: Наукова думка, 1992. – 344 с.
- [2] Гуляев В.И., Горбунович І.В., Гловач Л.В. Елементи теорії поверхонь. – К.: Видавництво РВВ НТУ, 2011. – 239 с.
- [3] Гуляев В.И., Луговой П.З., Гайдайчук В.В., Соловьёв И.Л., Горбунович И.В. Анализ влияния длины вращающейся бурильной колонны на устойчивость её квазистатического равновесия // Прикладная механика. – 2007. – Т. 43, № 9. – С. 83 – 92.
- [4] Brett J.F., Beckett A.D., Holt C.A., Smith D.L. Uses and limitations of drill string tension and torque models for monitoring hole conditions // SPE Drilling Engineering. – 1989. – № 4. – P. 223 – 229.



- [5] Choe J., Schubert J.J., Juvkam-Wold H. C. Well-control analyses on extended-reach and multilateral trajectories // SPE Drilling and Completion. – 2005. – № 3. – P. 101 – 108.
- [6] Gulyayev V.I., Borshch E.I. Free vibrations of drill strings in hyper deep vertical bore-wells // Journal of Petroleum Science and Engineering. – 2011. – V. 78. – P. 759 – 764.
- [7] Gulyayev V.I., Gaidaichuk V.V., Solovjov I.L., Gorbunovich I.V. The buckling of elongated rotating drill strings // Journal of Petroleum Science and Engineering. – 2009. –V. 46, № 2. – P. 140 – 148.
- [8] Mohiuddin M. A., Khan K., Abdurraheem A., Al-Majed A., Awall M.R. Analysis of wellbore instability in vertical, directional and horizontal wells using field data // Journal of Petroleum Science and Engineering. – 2006. – V. 55. – P. 83 – 92.

*Надійшла до редколегії 22.05.2012 р.*

УДК 539.3

## Моделювання коливань кружляння колон глибокого буріння

<sup>1</sup>Гайдайчук В.В., д.т.н., <sup>1,2</sup>Шевчук Л.В.

<sup>1</sup>Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

<sup>2</sup>Національний транспортний університет, Україна

**Анотація.** Розглядається проблема коливань кружляння долота бурильної колони, яка попередньо напружена поздовжньою силою і обертається під дією прикладеного до долота моменту сил різання. Виконано аналіз механізму самозбудження коливань. Наведено результати комп'ютерного моделювання.

**Аннотация.** Рассмотрена проблема колебания кружения долота бурильной колонны, которая предварительно напряжена продольной силой и вращается под действием прилагаемого к долоту момента сил резания. Выполнен анализ механизма самовозбуждения колебаний. Обсуждаются результаты компьютерного моделирования.

**Abstract.** The problem of the whirling vibrations of a bit of a drillstring, which is prestressed by longitudinal force and rotates under the applied forces is stated. The analysis of the mechanism of the vibration self-excitation is performed. The results of computer simulation are discussed.

**Ключові слова:** бурильна колона, долото, неголономна в'язь, автоколивання кружляння.

**Вступ.** У зв'язку з вичерпанням легкодоступного вуглеводневого палива останнім часом все більші обсяги нафти і газу добуваються із дуже глибоких підземних резервуарів. За даними геологорозвідки, ресурси газу в українському секторі акваторії Чорного і Азовського морів оцінюються в 1228 млрд. м<sup>3</sup>. Проте глибина цих покладів складає 7000 м і більше, а рекордна глибина буріння в Україні поки що становить 6200 м. Однак за цих умов проблема видобування нафти і газу пов'язана зі значними технологічними труднощами буріння глибоких свердловин [1, 3, 4, 5, 7] та можливістю появи нештатних ситуацій через критичні стани квазістатичної рівноваги і коливань бурильної колони (БК).

Проте найбільш складним механізмом характеризуються згинні коливання низу БК, які викликані дією на долото змінних із часом нормальних і дотичних сил контактної і фрикційної взаємодії долота зі стінкою свердловини. В цьому випадку геометричний центр долота починає рухатися навколо осьової лінії свердловини, обганяючи або відстаючи від обертального руху самої колони [8, 9]. Схожі рухи здійснюють під дією гіроскопічних сил інерції гіроскоп або ротор центрифуги пральної машини старої конструкції. У механіці вони отримали назву процесійних коливань.

У роботах [6, 8, 9] відзначається, що описаний вище рух центра долота має іншу природу і для його визначення використовують термін «whirling» – кружляння. Воно вивчалось на дуже спрощених фізичних і математичних моделях з одним або двома степенями вільності при різних законах фрикційної взаємодії долота зі стінкою та дном свердловини. Ці моделі далекі від реальної системи і слабо відображають реальні динамічні процеси.

Як показують експерименти та спостереження, при деяких режимах коливань кружляння долота починає перекинутися по криволінійній поверхні дна свердловини, а його центр рухається по досить складних траєкторіях, які нагадують багатопелюсткову квітку.

Вивчення автоколивань такої системи можливе лише методами неголономної механіки. Ця робота присвячена проблемі комп'ютерного передбачення і моделювання явища коливань кружляння долота і бурильної колони як неголономної системи.

**Моделювання кочення з вертінням твердого тіла по шорсткій поверхні.** Багато питань механіки неголономних систем тісно пов'язані з застосуванням методів теорії диференціальних рівнянь і диференціальної геометрії. Загальне геометричне трактування проблем руху таких систем призвело до створення нового розділу диференціальної геометрії – неголономної геометрії, основу якої складає задача про кочення без ковзання однієї поверхні по іншій [2]. Вона формулюється таким чином: є нерухома поверхня  $S_1$  і рухома поверхня  $S_2$ , яка контактує з  $S_1$  у точці дотику  $G$  (рис. 1). Задана вектор-функція  $\vec{\omega}(t)$  залежності миттєвої кутової швидкості  $\vec{\omega}$  поверхні  $S_2$  від часу  $t$ . Потрібно побудувати траєкторії  $l_1$  і  $l_2$  руху точки  $G$  на кожній із поверхонь.

При розв'язанні цієї задачі необхідно враховувати, що в кожен момент часу поле швидкостей точок рухомої поверхні таке ж, як би вона оберталася з деякою кутовою швидкістю  $\vec{\omega}$  навколо деякої осі, що проходить через точку дотику. Залежно від напрямку миттєвій осі обертання розрізняють чисте або власне кочення і так зване вертіння. Чисте кочення має місце у разі, якщо миттєва вісь обертання рухомої поверхні лежить у дотичній площині, дотичній до обох поверхонь, і крутиться – коли миттєва вісь обертання нормальна до цієї площини.

У загальному випадку кочення поверхні  $S_2$  по поверхні  $S_1$  можна розкласти на чисте кочення і чисте вертіння відповідно до розкладання

вектора  $\vec{\omega}$  на складову  $\vec{\omega}_\tau$ , яка лежить в дотичній площині, і складову  $\vec{\omega}_n$ , нормальну до поверхонь (рис. 1).

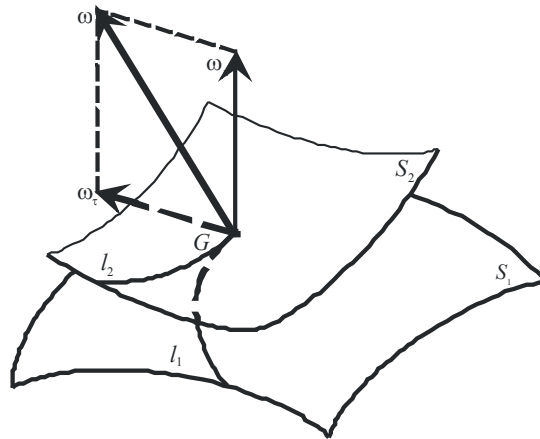


Рис. 1. Неголономне кочення з вертінням поверхні  $S_2$  по поверхні  $S_1$

Задача щодо кочення і вертіння суттєво ускладнюється, якщо вектори  $\vec{\omega}_\tau(t)$  та  $\vec{\omega}_n(t)$  не є заданими, а мають бути визначені з будь-яких додаткових умов. Так, в неголономній механіці вважається, що поверхні  $S_1$  та  $S_2$  обмежують тверді шорсткі масивні тіла і їх взаємний рух без ковзання здійснюється в результаті прикладання до них сил, які залежать (або не залежать) від часу  $t$ . Тоді складаються динамічні рівняння руху тіл, для яких кінематичні умови їх контактної взаємодії відіграють роль неголономних в'язей. У такій постановці розв'язані задачі щодо кочення без ковзання тіл простих форм по простих поверхнях. Зокрема, показано, що залежно від початкових умов кочення шорсткої кульки по шорсткій сферичній поверхні може супроводжуватися рухом точки їх контакту уздовж деяких гладких синусоїдальних траєкторій, кривих із точками повернення і петлеподібних кривих.

Мабуть, найбільш яскравим із відомих прикладів неголономних систем є двоколісні і навіть одноколісні (моноцикли) велосипеди, які зберігають стійкість свого вертикального положення завдяки наявності неголономної керованої в'язі.

Умови кочення з вертінням можуть бути реалізовані і в системі долото-дно свердловини. Вони забезпечуються за рахунок наявності на поверхні долота діамантових вкраплень, які при коченні відіграють роль твердих

інденторів, які вдавлюються в скельну породу на поверхні дна свердловини і перешкоджають ковзанню долота по ній.

Оскільки поверхня долота (рис. 2) і дна свердловини можуть мати різні геометричні форми, в процесі буріння можливі переходи руху долота від чистого вертіння (штатний процес буріння) до його додаткового кочення, відходу з вертикалі точки дотику долота з дном свердловини і викривлення осі бурильної колони. Для дослідження цих явищ необхідно розглянути задачу про пружні поперечні коливання бурильної колони, в якій неголономні в'язі є граничними умовами для рівнянь руху долота.



Рис. 2. Геометричні форми доліт

**Рівняння коливань БК у нижньому прогоні.** Коливання кружляння долота, яке обертається з кутовою швидкістю  $\omega$ , зазвичай супроводжується залученням до вібраційного процесу також і нижніх ділянок колони, які розташовані між центруючими пристроями і відіграють роль додаткових опор. Тому при аналізі механізму збудження коливань кружляння долота будемо нехтувати впливом верхньої частини БК і виділимо її фрагмент завдовжки  $l$  (рис. 3).

Виділена трубчаста ділянка БК попередньо напружена прикладеним до долота крутним моментом  $M_z$  і подовжньою стискувальною силою  $T$ , рівною реакції опирання долота на дно свердловини. Динаміку цієї ділянки моделюватимемо на основі теорії стисло закручених стрижнів, що обертаються. Для цього введемо нерухому систему координат  $OXYZ$  і систему координат  $Oxyz$ , що обертається разом із БК, із загальним початком  $O$  на опорі  $A$  (рис. 4).

Для кількісного аналізу кінематично збуджуваних коливань кружляння необхідно скласти рівняння динаміки всієї виділеної для розгляду двопрогенової балки  $ABC$ , що обертається, попередньо напруженої крутним моментом  $M_z = -M^{fr}$  і подовжньою стискальною силою  $T = -R$ .

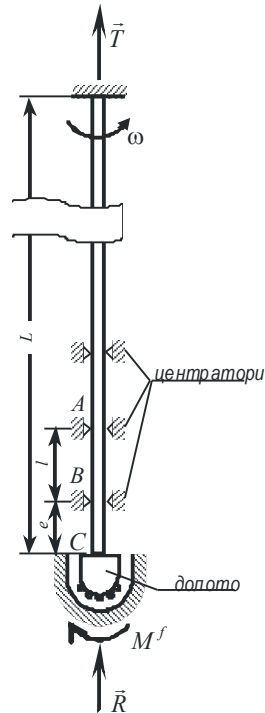


Рис. 3. Розрахункова схема бурильної колони

Рівняння динамічного пружного згинання БК при наявності відмічених факторів мають форму:

$$\begin{aligned}
 EI \frac{\partial^4 u}{\partial z^4} - T \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - M_z \frac{\partial^3 v}{\partial z^3} - (\rho F + \rho_l F_l) \omega^2 u - \\
 - 2(\rho F + \rho_l F_l) \omega \frac{\partial v}{\partial t} + (\rho F + \rho_l F_l) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0; \\
 EI \frac{\partial^4 v}{\partial z^4} - T \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + M_z \frac{\partial^3 u}{\partial z^3} - (\rho F + \rho_l F_l) \omega^2 v - \\
 - 2(\rho F + \rho_l F_l) \omega \frac{\partial u}{\partial t} + (\rho F + \rho_l F_l) \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0,
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

де  $u(z, t)$ ,  $v(z, t)$  – пружні переміщення елемента труби БК у напрямках осей  $Ox$ ,  $Oy$  відповідно;  $EI$  – жорсткість труби БК при згині;  $\rho$ ,  $\rho_l$  – густина матеріалу труби і промивної рідини відповідно;  $F$ ,  $F_l$  – площі поперечних перерізів стінки труби і її внутрішнього каналу відповідно;  $t$  – час.

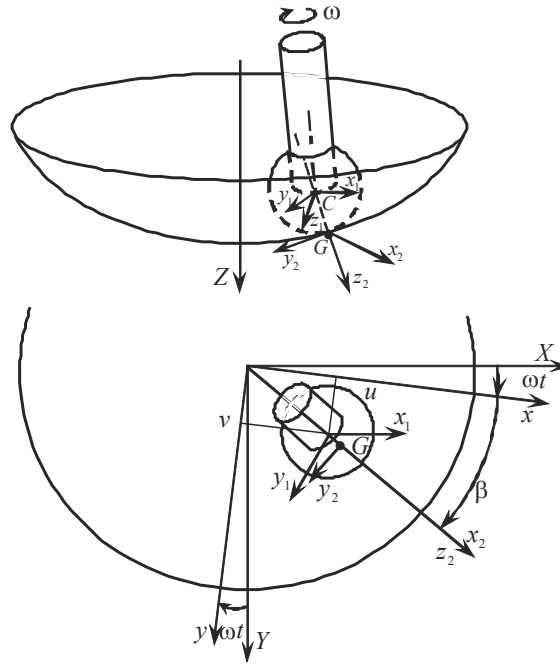


Рис. 4. Схема кочення долота по поверхні дна свердловини

Для опису пружного повороту долота введемо також жорстко пов'язану з ним систему координат  $Cx_1y_1z_1$ , осі  $Cx_1$ ,  $Cy_1$  якої у початковому положенні паралельні осям  $Ox$ ,  $Oy$  відповідно, а при пружній деформації долота повертаються на кути  $-v|_C$  і  $u|_C$  (рис. 4).

Кочення поверхні  $S_2$  по поверхні  $S_1$  задаватимемо в рухомій системі координат  $Gx_2y_2z_2$ , початок  $G$  якої збігається з точкою зіткнення поверхонь  $S_1$  і  $S_2$ ; вісь  $Gz_2$  є продовженням відрізка  $CG$ ; вісь  $Gy_2$  перпендикулярна площині, яка містить вісь  $OZ$  і відрізок  $CG$  і орієнтована у напрямі обертання; вісь  $Gx_2$  доповнює систему осей до правої трійки.

Умова кочення долота без ковзання дозволяє сформулювати в точці  $C$  дві групи крайових рівнянь. Вони включають два кінематичні рівняння, які задають швидкість точки  $C$ , і два динамічні рівняння, які визначають динамічну рівновагу всіх моментів відносно точки  $G$ .

Для виведення кінематичних крайових умов обчислимо абсолютну швидкість центра  $C$ , тіла  $S_2$ , що котиться, в проекціях на осі системи  $Oxyz$ .

У той же час цю швидкість можна обчислити, виходячи із аналізу пружних коливань кінця  $C$  стрижня:

Порівнюючи праві частини цих рівностей, одержимо кінематичні крайові умови:

$$\dot{u} - \frac{R-2a}{R-a} \omega v = 0, \quad \dot{v} + \frac{R-2a}{R-a} \omega u = 0. \quad (2)$$

Вони є неголономними, оскільки містять похідні  $\dot{u}$  і  $\dot{v}$ .

Для побудови рівнянь руху скористаємося теоремою про зміну моменту кількостей руху долота відносно точки  $G$

$$\frac{d \vec{K}_G^{(2)}}{dt} + \vec{\Omega}_{(2)} \times \vec{K}_G^{(2)} = \vec{M}_G^{(2)}, \quad (3)$$

де  $\vec{K}_G^{(2)}$  – момент кількостей руху долота відносно точки, наведений у системі  $Gx_2y_2z_2$ ,  $\vec{M}_G^{(2)}$  – момент сил пружності, які діють на долото, також записаний в цій же системі.

Вектор  $\vec{K}_G^{(2)}$  у системі координат  $Gx_2y_2z_2$  підраховується за формулою

$$\begin{aligned} \vec{K}_G^{(2)} = & \frac{J+ma^2}{\sqrt{u^2+v^2}} \left\{ [(-\dot{v}'+\omega u')u + (\dot{u}'+\omega v')v] \sqrt{1-\frac{u^2+v^2}{(R-a)^2}} - \omega \frac{\sqrt{u^2+v^2}}{R-a} \right\} \vec{i}_2 + \\ & + \frac{J+ma^2}{\sqrt{u^2+v^2}} [(\dot{v}'-\omega u')v + (\dot{u}'+\omega v')u] \vec{j}_2 + \\ & + J \left\{ [(-\dot{v}'+\omega u')u + (\dot{u}'+\omega v')v] \cdot \frac{1}{R-a} + \omega \sqrt{1-\frac{u^2+v^2}{(R-a)^2}} \right\} \vec{k}_2. \end{aligned} \quad (4)$$

У цій же системі координат підраховується і момент  $\vec{M}_G^{(2)}$ .

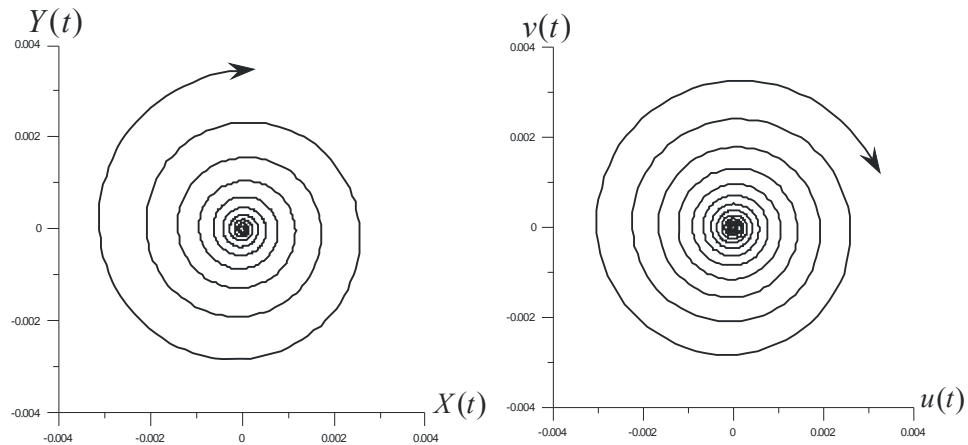
Співвідношення (1) – (4) визначають триточкову крайову задачу динаміки нижнього прогону бурильної колони з долотом. Вони доповнюються також початковими умовами, які задають початкове збурення системи. Числове розв'язання поставленої задачі здійснюється методом скінченних різниць із використанням неявної схеми за часом  $t$ .



За розробленою методикою були проведені дослідження коливань сферичного долота постійного радіуса  $a$  при різних значеннях радіуса  $R$  дна свердловини і кутових швидкостях  $\omega$  обертання колони.

**Результати чисельних досліджень.** У результаті підрахунків встановлено, що значний вплив на динамічний процес має величина  $R$ . Встановлені найнесприятливіші випадки. Так, при великих  $R$  центр долота починає рухатися по спіралі, яка розширюється. На рис. 5 показана траєкторія руху в нерухомій і рухомій системах координат. Такий рух нестійкий. При деяких  $R$  обертання долота (рис. 6) стійке, однак обертання колони і долота відбувається в різних напрямках. Воно є небезпечним, так як в цьому випадку відбувається викришування алмазних різців.

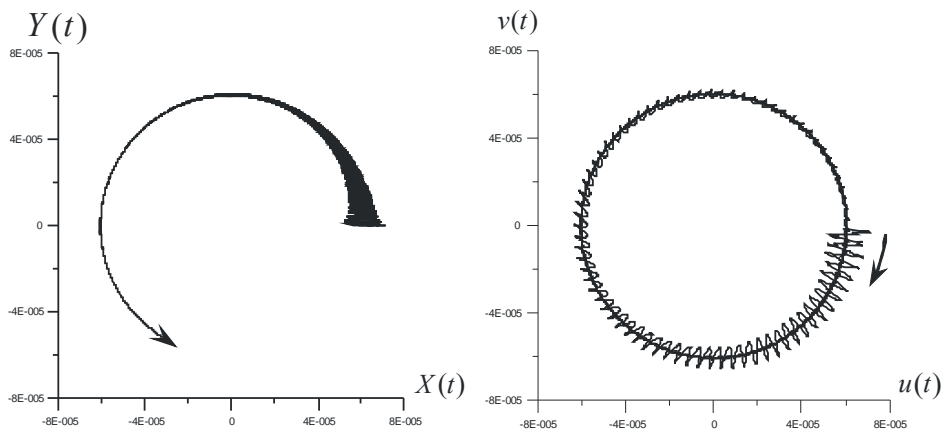
Цікавий випадок наведено на рис. 7. Тут у нерухомій системі координат долото, яке обертається, намагається зайняти положення, в якому відбувається його чисте вертіння, тобто буріння. Однак воно також недопустиме, так як тут вісь свердловини відхиляється вбік.



Нерухома система відліку

Система відліку, що обертається

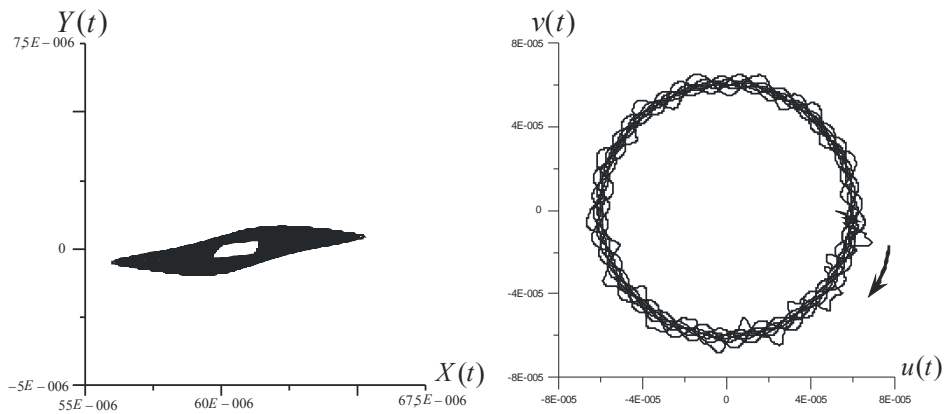
Рис. 5. Нестійке обертання  $R = 0,25$  м,  $a = 0,2$  м,  $\omega = 20$  рад/с,  $t = 1$  с



Нерухома система відліку

Система відліку, що обертається

Рис. 6. Стійке обертання  $R = 1$  м,  $a = 0,2$  м,  $\omega = 1$  рад/с,  $t = 30$  с



Нерухома система відліку

Система відліку, що обертається

Рис. 7. Стійке вертіння  $R = 0,677$  м,  $a = 0,2$  м,  $\omega = 5$  рад/с,  $t = 10$  с

## Висновки

На основі методів неголономної механіки розглянуто задачу щодо коливання кружляння долота бурильної колони, яка попередньо напружена поздовжньою силою і обертається під дією прикладеного до долота моменту сил різання. Виконано аналіз механізму самозбудження коливань. Проаналізовані динамічні ефекти, спричинені змодельованою

контактною взаємодією долота з дном свердловини, а також умови прямого і оберненого кочення долота по поверхні дна свердловини.

Виконано комп'ютерне моделювання механізму кінематичного збудження коливань кружляння на простих кінематичних схемах із простими геометричними тілами. Вони дозволили визначити найбільш важливі чинники, що впливають на характер протікання цих коливань. Отримані результати можуть бути враховані при проектуванні конструкцій доліт і режимів буріння.

### **Литература**

- [1] Борщ Е.И. Спиральные бегущие волны в упругих стержнях / Е.И. Борщ, Е.В. Ващилина В.И. Гуляев // Известия Российской академии наук. Механика твердого тела – 2009. – № 2. – С. 143 – 149.
- [2] Неймарк Ю.И. Динамика неголономных систем /Ю.И. Неймарк, Н.А. Фуфаев. – М.: Наука, 1967. – 519 с.
- [3] Gulyayev V.I. Free vibrations of drill strings in hyper deep vertical borewells / V.I. Gulyayev, O.I. Borshch // Journal of Petroleum Science and Engineering. – 2011 — V. 78. — P. 759 – 764.
- [4] Gulyayev V.I. The buckling of elongated rotating drill strings / V.I. Gulyayev, V.V. Gaidaichuk, I.L. Solovjov, I.V. Gorbunovich // Journal of Petroleum Science and Engineering. – 2009. – 67. – P. 140–148.
- [5] Gulyayev V.I. The computer simulation of drill column dragging in inclined bore-holes with geometrical imperfections / V.I. Gulyayev, S.N. Hudoly, L.V. Glovach // International Journal of Solids and Structures. – 2011. – V. 48. – P. 110–118.
- [6] Gulyayev V.I. Simulation of torsion relaxation auto-oscillations of drill string bit with viscous and Coulombic friction moment models / V.I. Gulyayev, S.N. Hudolij, O.V. Glushakova // Journal of Multi-body Dynamics. – 2011 – V. 225. – P. 139 – 152.
- [7] Gulyayev V.I. Sensitivity of resistance forces to localized geometrical imperfections in movement of drill strings in inclined bore-holes / V.I. Gulyayev, S.N. Khudolij, E.N. Andrusenko // Interaction and Multiscale Mechanics. – 2011. – V. 4. – No.1. – P. 1–16.
- [8] Christoforou A.P. Dynamic modelling of rotating drillstrings with borehole interactions / A.P. Christoforou, A.S. Yigit // Journal of Sound and Vibration. – 1997. – 206(2). – P. 243 – 260.
- [9] Jansen J.D. Wirl and chaotic motion of stabilized drill collars / J.D. Jansen // SPE Drilling Engineering. – 1992. – 7(2). – P. 107 – 114.

*Надійшла до редколегії 03.06.2012 р.*

УДК 624.014

## **Методика визначення оптимальної висоти сталевій двотавровій балки зі змінним перерізом стінки при розвитку обмежених пластичних деформацій**

**Білик С.І.**, д.т.н.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

**Анотація.** Проведені теоретичні дослідження оптимальної висоти сталевій двотавровій балки з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій. Отримані формули для визначення оптимальної висоти балки змінного перерізу при розвитку малих пластичних деформацій. Оптимальна висота балок визначається з урахуванням змінності їх форми по довжині.

**Аннотация.** Проведены исследования оптимальной высоты стальной двутавровой балки с учетом развития ограниченных пластических деформаций. Получены формулы для определения оптимальной высоты балки переменного сечения при развитии малых пластических деформаций. Оптимальная высота балок определяется с учетом переменности их формы по длине.

**Abstract.** The famous researches are the fundamental theoretical apparatus for the decision of a numerous problems of the optimum height of I-shaped cross-section with variable web height with limited plastification.

**Ключові слова:** сталеві двотаврові балки, пластичні деформації, дослідження, перерізи.

**Постановка проблеми.** Питання міцності та стійкості зварних двотаврових елементів зі змінним перерізом пов'язане з задачами урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій. Такі задачі є актуальними внаслідок широкого використання зварних двотаврів змінного перерізу у рамних каркасах будівель універсального призначення, побудованих за енергозберігаючими технологіями. Розвиток теорії малих пластичних деформацій в елементах змінного перерізу є також одним із важливих напрямків, який допомагає визначити ресурс сталевих рамних конструкцій, підвищити ефективність використання сталі.

Теорія малих пластичних деформацій базується на глибоких дослідженнях металевих конструкцій постійного перерізу [1...5]. Теорія оптимальних сталевих конструкцій зі зварних двотаврів змінного перерізу при пружній роботі сталі висвітлена у роботах [6, 7, 8]. До перших досліджень із врахування розвитку пластичних деформацій у балках змінного перерізу слід віднести роботи [5, 9]. Але ряд задач з визначення раціональної форми балки зі змінною висотою стінки, розвитку зони пластичних

деформацій при врахуванні малих пластичних деформацій необхідно вирішити.

Дослідження присвячені пошуку оптимальної висоти двотаврової балки зі змінною висотою перерізу при розвитку обмежених пластичних деформацій, а також узагальненню підходу щодо визначення розрахункового перерізу та зон розвитку пластичних деформацій залежно від форми балки.

Розглянута металева двоскатна двотаврова балка завдовжки  $l$  зі змінною висотою стінки. Висота стінки змінюється за лінійним законом:

$$h_{wn} = h_{w0} \left( 1 - \gamma_n \frac{2z}{l} \right),$$
  $h_{wn}$  – найменша висота стінки,  $h_{w0}$  – максимальна висота стінки.

При розвитку обмежених пластичних деформацій значення пластичного моменту опору перерізу буде залежити від геометричних характеристик перерізу (розмірів і площі перерізу:  $h_{wz}$ ,  $A_f$ ,  $t_w$ ), від зони розвитку обмежених пластичних деформацій  $a_{wz}$  за висотою перерізу, а також від прийнятої уніфікованої діаграми розтягу сталі на ділянці розвитку пластичних деформацій. [1]. При прийнятті діаграми пластичних деформацій Прандтля та розкривання умови рівноваги будь-якого перерізу балки, де виникають максимальні напруження значення, пластичний момент опору перерізу слід визначати за традиційною формулою як для балок постійного перерізу при врахуванні розвитку обмежених пластичних деформацій [1].

$$W_{xplz} = \left[ A_f (h_{wz} + t_f) + \frac{h_{wz}^2 t_w}{4} - \frac{1}{3} a_{wz}^2 t_w \right]. \quad (1)$$

При округленні висоти перерізу двотавра ( $h_z$ ) до висоти стінки двотавра ( $h_{wz}$ ):  $h_{wz} \approx h_z$ , ( $h_{wz} + t_f \approx h_z$ ) остання формула набуде вигляду (1):

$$W_{xplz} = \left[ A_f h_z + \frac{h_z^2 t_w}{4} - \frac{1}{3} a_{wz}^2 t_w \right]. \quad (2)$$

Пружний момент опору поточного перерізу визначається через момент інерції перерізу [1]

$$I_{xz} = 2A_y \left( \frac{h_{wz} + t_f}{2} \right)^2 + \frac{h_{wz}^3}{12}; \quad W_{xz} = A_f (h_{wz} + t_f) + \frac{h_{wz} t_w}{6}. \quad (3)$$

Для перерізу балки з максимальною висотою пружно-пластичний момент і пружний момент опору перерізу визначають за формулами (1, 2, 3).

$$W_{x0} = A_f h_0 + \frac{h_0 t_w}{6}. \quad W_{xp/0} = \left[ A_f h_0 + \frac{h_0^2 t_w}{4} - \frac{1}{3} a_{w0}^2 t_w \right]. \quad (4)$$

Оптимальна висоти балки змінного перерізу згідно з роботами [6, 8] враховує змінність висоти стінки через вагу двох полиць площею  $A_f$ , вагу стінки трапецієподібної форми, а також конструктивні коефіцієнти полиці  $\psi_f = (m_f + m_{df})/m_f$  та стінки  $\psi_w = (m_w + m_{dw})/m_w$ . Таким чином, приведені значення витрат сталі на одиницю довжини балки ( $m_b/l$ ) буде.

$$\frac{m_b}{l} = \rho \left[ 2\psi_f A_f + \psi_w t_w h_{w0} \left( 1 - \frac{\gamma_n}{2} \right) \right]; \quad (5)$$

$$\frac{m_b}{\rho l} = \frac{2W_{xp0}\psi_f}{h_0} + t_w h_0 \left[ \psi_w \left( 1 - \frac{\gamma_h}{2} \right) - \frac{\psi_f}{2} \right] + \frac{2}{3} \frac{a_{w0}^2 t_w \psi_f}{h_0}. \quad (6)$$

Введення відносного параметра пружних деформацій [1]: відношення висоти пружної зони стінки до висоти балки –  $a_{w0}$  дає відношення залежності ваги конструкції від відносних параметрів.

$$\xi_{w0} = 2a_{w0}/h_0; \quad 2a_{w0} = \xi_{w0} h_0; \quad a_w^2 = \frac{\xi_w^2 h_0^2}{4}; \quad (7)$$

$$\frac{m_b}{\rho l} = \frac{2W_{xp0}}{h_0} \psi_f + t_w h_0 \left[ \psi_w \left( 1 - \frac{\gamma_h}{2} \right) - \frac{\psi_f}{2} \right] + \frac{2}{3} \frac{\xi_{w0}^2 t_w h_0}{4} \psi_f. \quad (8)$$

Критерієм визначення оптимальної висоти балки змінного перерізу з урахуванням розвитку пластичних деформацій є умова екстремуму функції (8).

$$\left( \frac{m_b}{\rho l} \right)' = -\frac{2W_{xp0}}{h_0^2} \psi_f + t_w \left[ \psi_w \left( 1 - \frac{\gamma_h}{2} \right) - \frac{\gamma_f}{2} + \frac{1}{6} \xi_{w0}^2 t_w \psi_f \right] = 0. \quad (9)$$

Оптимальна висота балки змінного перерізу з урахуванням обмеженого розвитку пластичних деформацій слід визначати за формулами:

$$h_0 = k_{t0} \sqrt{\frac{W_{xpl0}}{t_w}}; \quad k_t = \sqrt{\frac{2\Psi_f}{\Psi_w \left(1 - \frac{\gamma_h}{2}\right) + \frac{1}{2}\Psi_f \left(\frac{1}{3}\xi_{w0}^2 - 1\right)}}; \quad (10)$$

$$h_0 = k_{\lambda 0} \sqrt[3]{W_{xpl0} \lambda_{w0}}; \quad k_{\lambda 0} = \sqrt[3]{\frac{2}{2\frac{\Psi_w}{\Psi_f} \left(1 - \frac{\gamma_h}{2}\right) - 1 + \frac{1}{3}\xi^2}}. \quad (12)$$

Важливим є відношення пластичного моменту опору перерізу до пружного моменту опору перерізу розрахункового перерізу

$$\tilde{N}_{pl} = \frac{W_{xpl}}{W_{xl}} = \frac{A_f / A_w + 0,25 - \xi_w^2 / 12}{A_f / W_x + 1/6}. \quad (13)$$

Останній вираз враховує зону розвитку пластичних деформацій по висоті перерізу і при зміні апроксимації діаграми розтягу сталі, при переході від діаграми Прандтля до уніфікованої діаграми [9] стає більш точним. Так при  $\xi = 0$  значення  $\tilde{N}_{pl}$  співпадає з формулами [1].

За формулами (2, 6) пластичний момент опору перерізу можна переписати через пружний момент опору перерізу:

$$W_{xpl0} = \left[ W_{x0} + \frac{h_0^2 t_w}{12} - \frac{1}{3} a_{w0}^2 t_w \right]; \quad W_{xplz} = \left[ W_{xz} + \frac{h_z^2 t_w}{12} - \frac{1}{3} a_{wz}^2 t_w \right]. \quad (14)$$

Висота пружного ядра буде залежити від відношення

$$a_{wz} = \sqrt{\frac{3(W_{xz} - W_{xplz})}{t_w} + \frac{h_z^2}{4}}. \quad (15)$$

Момент опору перерізу краще записати через момент опору полиці і стінки (14):

$$W_{xplz} = [W_{xfz} + n_{pl} W_{xwz}]; \quad n_{pl} = \left( \frac{3}{2} - \frac{2a_{wz}^2}{h_z^2} \right); \quad (16)$$

$$W_{xwz} = W_{xf0} (1 - \gamma_h t_z) + n_{pl} W_{xw0} (1 - \gamma_h t_z)^2.$$

Умова міцності шарнірно опертої балки змінної висоти з урахуванням пластичних деформацій при рівномірно розподіленому навантаженні має вигляд:

$$\sigma = \frac{M_{x0}(1-t_z^2)}{[n_{pl}W_{xw0}(1-\gamma_h t_z)^2 + W_{xf0}(1-\gamma_h t_z)]} \quad (17)$$

При врахуванні розвитку обмежених пластичних деформацій умовою визначення координати  $t_{zm}$  розташування розрахункового перерізу (перерізу з максимальними напруженнями) є умова ( $\sigma' = 0$ ) виникнення максимальних напружень за (17).

$$t_{zm} = \frac{[n_{pl}(\gamma_h^2 + 1)W_{xw0}/W_{x0} + W_{xf0}/W_{x0}]}{\gamma_h(2n_{pl}W_{xw0}/W_{x0} + W_{xf0}/W_{x0})} \pm \sqrt{\left[ \frac{n_{pl}(\gamma_h^2 + 1)W_{xw0}/W_{x0} + W_{xf0}/W_{x0}}{\gamma_h(2n_{pl}W_{xw0}/W_{x0} + W_{xf0}/W_{x0})} \right]^2 - 1} = 0. \quad (18)$$

Важливою задачею також є визначення по довжині балки зони розвитку пластичних деформацій.

$$\left( \frac{n_{pl}\gamma_h^2 W_{xw0} + M_{x0}/R_y}{W_{x0}} \right) t_z^2 - \gamma_h \left( \frac{W_{xf0} + 2n_{pl}W_{xw0}}{W_{x0}} \right) t_z + \frac{n_{pl}W_{xw0} + W_{xf0} - M_{x0}/R_y}{W_{x0}} > 0. \quad (19)$$

Таким чином, розроблений комплексний підхід до визначення оптимальних балок зі змінною висотою стінки з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій: методика визначення оптимальної висоти балок, методика визначення розрахункового перерізу, де виникають максимальні напруження, методика визначення зони розвитку пластичних деформацій, а також вплив форми балок на визначення зони розвитку пластичних деформацій.

### Література

- [1] Металеві конструкції. Загальний курс. / Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавриненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. – К.: Видавництво «Сталь», 2010. – 869 с.
- [2] Стрелецкий Н.Н. Расчет элементов стальных конструкций по критерию предельных пластических деформаций / Н.Н. Стрелецкий, Г.Е. Бельский, Б.И. Любаров, А.Л. Чернов // Промышленное строительство. – 1978. – № 6. – С. 7–11.
- [3] Металлические конструкции / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников. – М.: Стройиздат, 1991. – 687 с.



- [4] Бельский Г.Е., О едином подходе к использованию диаграмм работы строительных сталей / Г.Е. Бельский, П.Р. Одесский // Промышленное строительство. – 1980. – № 7. – С. 4–6.
- [5] Шибанін В.С. Аналітичні залежності розрахунку прогинів стержнів при складному опорі за межею пружності / В.С. Шибанін, І.І. Хилько // Металеві конструкції, 2003. – Т. 6. – № 1. – С. 31–33.
- [6] Білик С.І. Рациональні сталеві двотаврові балки зі змінною висотою стінки / С.І. Білик // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Сб. наук. праць / МОН України, НУВГП. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 73–78.
- [7] Катюшин В.В. Здание з каркасами из стальных рам переменного сечения / Катюшин В.В. – М.: Стройиздат, 2005. – 651 с.
- [8] Билык С.И. Оптимальные стальные двутавровые балки переменного сечения / С.И. Билык // Современные металлические и деревянные конструкции: Сб. науч. тр. Междунар. Симпозиума, г. Брест, 15-18 июня 2009 г. – Брест: ОАО «Брестская типография», 2009.
- [9] Білик С.І. Апроксимація діаграми розтягу сталі / С.І. Білик, Білик А.С., Усенко М.В. // Современные строительные конструкции из металла и древесины / МОН України / Одесская ГАСА. – Одесса, 2011. – Випуск 15 – Ч. 3. – С. 15–18.

*Надійшла до редколегії 02.06.2012 р.*

УДК 69

## Коэффициент грузоподъемности прутковых конструкций из стали по Еврокодам 1990 и 1993

Мариан Гвождж

Краковский технологический университет, Польша

**Аннотация.** В докладе использованы для оценки коэффициентов грузоподъемности  $\gamma_M$  доступные результаты отечественных и зарубежных статистических исследований в области особенностей стальных механических металлургических продуктов, изготовленных в 1960-1990 гг. Представлены также результаты собственных статистических исследований прочности стальных листов и прокатанных профильных сталей, изготовленных в Польше. Проведенные исследования вызваны необходимостью проверки еврокодов в региональном масштабе, а прежде всего проверки приложений к норме PN-EN 1993-1-1 и норме PN-EN 1993-1-3.

**Анотація.** У доповіді використані для оцінки коефіцієнтів вантажопідйомності  $\gamma_M$  доступні результати вітчизняних і закордонних статистичних досліджень в області особливостей сталевих механічних металургійних продуктів, виготовлених у 1960-1990 рр. Наведені також результати власних статистичних досліджень міцності сталевих листів і прокатаних профільних сталей, виготовлених у Польщі. Проведені дослідження викликані необхідністю перевірки еврокодів у регіональному масштабі, а перше за все перевірки додатків до норм PN-EN 1993-1-1 і норм PN-EN 1993-1-3.

**Abstract.** For the estimation of coefficients of carrying capacity of  $\gamma_M$  accessible results of domestic and foreign statistical researches in the field of peculiarities of steel mechanical metallurgical products made in 1960-1990 are used in the paper. The results of own statistical researches of steel rolled sheeting durability made in Poland are presented. These researches follow from the necessity of verification of Eurocodes on an regional scale, and foremost verification of Annexes to the norm PN-EN 1993-1-1 and norm PN-EN 1993-1-3.

**Ключевые слова:** коэффициенты грузоподъемности, прочность, статистические исследования, сталь.

**Введение.** Статистические исследования механических свойств стали и математические анализы в области спецификации проверкой коэффициентов грузоподъемности стальных прутьев необходимы в связи с проверкой еврокодов в региональном масштабе, прежде всего норм PN-EN 1990 [1] и PN-EN 1993 [2].

Коэффициенты грузоподъемности сечений и стальных прутьев  $\gamma_M$  имеют форму произведения материального коэффициента  $\gamma_m$  коэффициента точности моделирования конструкции  $\gamma_{Rd}$ , а также коэффициента редукиции (потери) приведения, который учитывает уровень проверки во время производства металлургического продукта или монтажного элемента

$$\gamma_M = \gamma_m \gamma_{Rd} \gamma_{IL}. \quad (1)$$

Материальный коэффициент:

- $\gamma_m = \gamma_{m0}$  учитывает статистический эффект разброса предела текучести;
- $\gamma_m = \gamma_{m2}$  учитывает статистический разброс прочности на растяжение;
- $\gamma_m = \gamma_{m1}$  учитывает статистический разброс модуля упругости материала.

Коэффициент точности моделирования из мультипликативной формы коэффициентов грузоподъемности (1) требует разделения ответственности между участниками инвестиционного процесса за надёжность строительной конструкции в области ее грузоподъемности. За выполнение гарантий в рамках проектирования строительных конструкций величины материальных коэффициентов  $\gamma_m$  отвечает производитель. В случае металлургических продуктов, ответственность за их качество несут металлургические заводы. Ответственность за величину коэффициента точности моделирования  $\gamma_{rd}$  несут совместно: учреждения, занимающиеся стандартизацией, и проектировщик. При применении в проектировании еврокодов ответственность за точность приведенных там вычислительных процедур несет Европейский комитет по стандартизации CEN. Ответственность проектировщика связана с выбором альтернативных вычислительных процедур, помещенных в еврокодах. Ответственность за качество монтажа строительных конструкций несет подрядчик, а параметром контроля в этой области является коэффициент  $\gamma_{IL}$ , который в случае строгого контроля за выполнением может редуцировать величину материального коэффициента.

Коэффициенты грузоподъемности сечений и стальных прутьев  $\gamma_M$  были однозначно определены нормой PN-EN 1990 [1] как отношение характерной величины  $R_k$  к вычислительной величине свойства продукта. Определение коэффициента грузоподъемности  $\gamma_M$  для стальных конструкций повторено в норме PN-EN-1993-1-1:

$$\gamma_M = \frac{R_k}{R_d}, \quad (2)$$

где  $R_k$  - нижний/первый квантиль свойства продукта на уровне вероятности  $\omega = 5\%$ ;  $R_d$  - нижний/первый квантиль на уровне вероятности  $\omega = 0,1\%$ .

Величины коэффициента грузоподъемности для зданий наведены в первом издании нормы PN-EN 1993-1-1, приняты по спецификации CEN в величине  $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,0$ . Подтверждена CEN оригинальная версия нормы EN 1993-1-1 предусматривает однако возможность отечественной проверки коэффициентов грузоподъемности, а также другую их спецификацию в отечественных положениях.

**Статистическая проверка коэффициентов грузоподъемности.** Определение на основе исследований вычислительных величин: механических свойств материала, а также параметров моделей или грузоподъемности конструкции, можно выполнить одним из двух способов, наведенных в норме PN-EN 1990 [1]:

- a) пользуясь оценкой характерной величины, которая, если ее деление на частичный коэффициент и умножение на коэффициент конверсии составляет/дает оценку вычислительной величины;
- b) непосредственным обозначением вычислительной величины, которая явно или скрыто учитывает конверсию вычислений и требуемый уровень надежности.

Оба подхода учитывают у исследуемых случайных переменных распределение Гаусса или логарифмически нормальное распределение, кроме того нет предварительной информации, касающейся средней величины. Знания меры разброса случайных переменных могут быть полными (коэффициент изменений  $v_x(z)$  известен или таких знаний нет (коэффициент изменений  $v_x(nz)$  непознанный, значит оцениваемый по пробе). Вычислительная величина отдельной оценочной величины способом (a) определяется по формуле

$$X_d = \eta_d \frac{X_k}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} m_x (1 - k_n v_x), \quad (3)$$

где  $m_x$  – это средняя величина;  $v_x$  – коэффициент изменчивости. Величину можно принять согласно таблице 1 указанной нормы [1], в зависимости от численности  $n$  – другие для известной и неизвестной величины коэффициента  $v_x$ . Для логарифмического нормального распределения на вычислительную величину  $X_d$  используется формула

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \exp(m_y - k_n s_y), \quad (4)$$

где

$$m_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i), \quad (5)$$

$$s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - m_y)^2}. \quad (6)$$

Таблиця 1

**Величини статистики  $k_n$  для 5 % характерной величины  $X_k$**

$n$	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
$v_x(z)$	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
$v_x(nz)$	–	–	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

где выражения (5) и (6) - это оценка свойств распределения вероятностей материальных свойств  $X$ . В случае известного коэффициента изменчивости  $v_x(z)$  в формуле (4) можно принять  $s_y \approx v_x$ .

Вычислительная величина  $X_d$  отдельной величины, оцененной способом (b), определяется по формуле

$$X_d = \eta_d m_x (1 - k_{d,n} v_x), \quad (7)$$

или для логарифмического нормального распределения по формуле

$$X_d = \eta_d \exp(m_y - k_{d,n} s_y), \quad (8)$$

где величины статистики  $k_{d,n}$  во всех формулах (7) и (8) даны в таблице 2 (сравни с нормой [1]).

Таблиця 2

**Величины статистики  $k_{dn}$  для 0,1 % вычислительной величины  $X_d$**

$n$	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
$v_x(z)$	4,36	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16	3,13	3,04
$v_x(nz)$	-	-	-	11,40	7,85	6,36	5,07	4,51	3,64	3,44	3,04

Оценка грузоподъемности стальных прутьев в инженерской практике вытекает из двух проектных ситуаций. Первая касается случая проверки грузоподъемности более старых стальных конструкций, запроектированных согласно отечественным нормам и отвечающих качественным требованиям польских металлургических норм, для которых спецификации коэффициентов грузоподъемности  $\gamma_M$  по еврокодам [2] не действуют. Вторая проектная ситуация касается современных стальных конструкций, отвечающих необходимым металлургическим минимумам по еврокодам [3].

Ниже приводятся некоторые результаты отечественных статистических исследований в области прочности основных металлургических продуктов, особое внимание уделено профильной стали и металлическим листам, изготовленным из конструктивной стали, произведенной в Польше в 1963÷1968 гг., а также в 1976÷1980 гг. Результаты статистичес-

ких досліджень прочності металургічних продуктів того часу доповнені доступними результатами німецьких досліджень [4].

Таблиця 3

**Параметри прочності листової сталі, виготовленої в Польщі  
в 1963÷1968 гг. [6]**

Знак сталі	Товщина $t$ [мм]	Предел пластичности $R_e$ [МПа]					Прочность на растяжение $R_m$ [МПа]				
		$\bar{R}_e$	$v_{Re}$	$R_{ed}$	$f_y$	$\gamma_{m0}$	$\bar{R}_m$	$v_{Rm}$	$R_{md}$	$f_u$	$\gamma_{m2}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
St3S	6÷20	304	0,081	229	235	1,026	447	0,066	357	372	1,042
St3SX/Y	20÷40	294	0,100	205	216	1,054	447				
18G2	6÷16	392	0,075	303	353	1,165	554	0,058	456	510	1,118
18G2A	16÷24	384	0,071	301	333	1,106	554				
18G2ACu	24÷40	372	0,066	297	314	1,057	554				

Механічні властивості сучасних сталевих конструкцій перевірені власними дослідженнями прочності металургічних продуктів, вироблених в Польщі в 2006–2010 гг. Результати статистичних досліджень прочності сучасної металургічної продукції доповнені доступними чеськими дослідженнями [5].

*Статистична проба 1963÷1968 гг.* Статистичну пробу загальною чисельністю  $n = 12568$  реалізацій склав в 1963÷1968 гг. З. Мендера [6]. Зібрані лабораторні металургічні аттестати охоплювали механічні властивості листової сталі товщиною  $6 \div 40$  мм, виготовлених із сталі зі знаком St3\*- (St3S, St3SY, St3SX), а також із сталі зі знаком 18G2\*- (18G2, 18G2A, 18G2ACu). Сводна таблиця результатів проведеного статистичного аналізу по дослідженням [5] приведена в таблиці 3. в колонках (4) і (5). В (8) і (9) таблиці порівнюються вичислені середні величини і коефіцієнти змінюваності: межі пластичності  $R_e$  і прочності на розрив  $R_m$  відповідно. В колонках (5) і (10) приводяться вичислені по формулі (7) нижні/перші квантілі на рівні ймовірності  $\omega = 0,1\%$ , а в колонках (6) і (11) – відповідуючі нарицательної цінності, значить – металургічні мінімуми, які діяли в польських металургічних нормах в 1960 г.

Величини коефіцієнта пластичної грузопідйомності  $\gamma_{m0}$  вичислені як співвідношення (6):(5), а величини коефіцієнта грузопідйомності на розрив  $\gamma_{m2}$  як співвідношення (11):(10).

Таблиця 4  
**Параметры распределения предела пластичности  $R_e$  [МПа] профильной стали  
и стальных листов, изготовленных в Польше в 1976÷1980 гг.  
по исследованиям [8]**

Сорт стали	Толщина $t$ [мм]	Стальные листы					Профильная сталь				
		$\bar{R}_e$	$v_{Re}$	$R_{ed}$	$f_y$	$\gamma_{m0}$	$\bar{R}_e$	$v_{Re}$	$R_{ed}$	$f_y$	$\gamma_{m0}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
St0	5	291	0,113	191	196	1,026	280	0,113	184	196	1,065
St3SX/Y	5	299	0,077	229	235	1,026	287	0,077	220	235	1,068
	6÷16	291		223	235	1,054	281		215	235	1,093
	17÷40	280		214	225	1,051	268		205	225	1,098
St3S	5	308	0,068	244	235	1,000	296	0,068	235	235	1,000
	6÷16	300		238	235	1,000	290		230	235	1,022
	17÷40	288		228	225	1,000	276		219	225	1,027
St4 St4S	5	329	0,083	246	255	1,037	316	0,083	236	255	1,081
	6÷16	320		239	255	1,067	309		231	255	1,104
	17÷40	308		230	245	1,065	295		221	245	1,109
18G2 18G2A	5	409	0,077	313	353	1,128	406	0,077	311	353	1,135
	6÷16	402		308	353	1,146	400		306	353	1,154
	17÷40	391		299	333	1,114	386		296	333	1,125

*Статистическая проба 1976÷1980 гг.* Вторую статистическую пробу предела пластичности стали  $R_e$ , высокой численности составил в Польше в 1976÷1980 гг. коллектив исследователей Краковской Политехники [7].

Упомянутые исследования учитывали полный ассортимент металлургических продуктов в Польше для строительства, то есть не только стальных листов, а также прокатных профилей и прутьев. При этом учитывали все польские металлургические заводы, производящие сталь для нужд строительства, а также следующие сорта стали: St0, St3S, St3SX, St3SY, 18G2, 18G2A, а также новые на польском рынке со знаком St4 і St4S. Параметры распределения предела пластичности исследуемых сортов стали, вычисленные для статистически однородных популяций стальных листов и профильных сталей, приведены в работе [8] в таблице 4.

Величины коэффициента пластичности грузоподъемности  $\gamma_{m0}$  вычислены для стальных листов как соотношение (6):(5), а для прокатных профилей как соотношение (11):(10) и представлены в колонках (7) и (12) соответственно (сравни [9]).

Немецкие исследования 1979 г. Статистическую пробу общей численностью  $n = 2174$  реализации составил М. Rohde [4]. Собранные лабораторные металлургические аттестаты охватывали механические свойства стальных листов толщиной  $0 \div 63$  мм, изготовленных в Германии в 1979 г. со знаком St37 (в общем 1734 реализации). А также из стали со знаком st52 (в общем 440 реализаций). Общая ведомость проведенного статистического анализа по исследованиям [4] приведена в таблице 5.

Таблица 5

**Параметры прочности стальных листов, изготавливаемых в Германии в 1997 г., по [4]**

Знак стали	Толщина $t$ [мм]	Предел пластичности $R_e$ [МПа]					Прочность на растяжение $R_m$ [МПа]				
		$\bar{R}_e$	$v_{Re}$	$R_{ed}$	$f_y$	$\gamma_{m0}$	$\bar{R}_m$	$v_{Rm}$	$R_{md}$	$f_u$	$\gamma_{m2}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
St37	0÷16	292	0,092	210	235	1,119	419	0,054	350	340	1,000
	16÷40	260	0,079	198	225	1,136	418	0,049	356	340	1,000
	40÷63 <sup>1</sup>	260	0,068	205	215	1,049	424	0,047	362	340	1,000
	0÷63	280	0,104	191	215	1,126	419	0,052	353	340	1,000
<sup>1</sup> численность проб $n = 36$ , для которой из таблицы 2 принято $k_{dn} = 3,13$ ; в остальных случаях принято $k_{dn} = 3,04$											
St52	0÷16	409	0,065	328	355	1,082	577	0,042	503	490	1,000
	16÷40	393	0,062	319	345	1,082	574	0,043	499	490	1,000
	40÷63 <sup>2</sup>	378	0,057	308	335	1,088	563	0,031	506	490	1,000
	0÷63	402	0,066	321	335	1,044	576	0,042	502	490	1,000
<sup>2</sup> численность проб $n = 8$ , для которой из таблицы 2 принято $k_{dn} = 3,27$ ; в остальных случаях принято $k_{dn} = 3,04$											

В рамках тех же самых исследований механических свойств металлургической продукции, изготовленной в Германии в 1979 г., М. Rohde [4] представил результаты разработки статистического модуля продольной упругости  $E$ , приведенные в таблице 6. В колонке (5) поданы величины, характерные для  $E_k$ , вычисленные с помощью формулы (3) для статистики  $k_n = 1,64$  (сравни: таблица 1), зато в колонке (6) даны вычислительные величины  $E_d$  по формуле (7) для статистики  $k_{dn} = 3,04$  (сравни: таблица 2).

Не учитывая в формуле (1) других показателей, влияющих на грузоподъемность, то есть для  $\gamma_{Rd}\gamma_{IL} = 1,0$ , численные дробные по таблице 6 ведут к следующим оценкам коэффициента грузоподъемности прута:

- для стали St37 –  $\gamma_{M1} = 1,054/0,924 = 1,14$ ;
- для стали St52 –  $\gamma_{M1} = 1,036/0,952 = 1,09$ .

Схожий результат получается при делении соответствующих величин из (7) и (6), то есть для  $\gamma_{M1} = (7):(6)$ .



Таблиця 6

**Статистические параметры модуля упругости стали,  
изготавливаемой в Германии в 1979 г. по [4]**

Знак стали	Числен- ность пробы	Модуль продольной упругости $E$ [GPa]						$\gamma_{m1}$
		$\bar{E}$	$\nu_E$	$E_k$ ( $\omega = 5\%$ )	$E_d$ ( $\omega = 0,1\%$ )	$E_{nom}$ по EC3	$\eta_d =$ $E_{nom}/E_k$	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
St37	278	205,5	0,034	194	184	210	0,924	1,054
St52	77	209,2	0,026	200	193	210	0,952	1,036

Аналогичную процедуру статистической проверки матриальных коэффициентов можно применить, принимая величины  $\gamma_{M0} \approx \gamma_{m0}$  согласно таблицам 3, 4 и 5, а также  $\gamma_{M2} \approx \gamma_{m2}$  согласно таблицам 3 и 5. Для металлургической продукции, изготавливаемой в Польше, это минимальные оценки, потому что не учитывают отрицательного/нижнего отклонения допуска размера, характерных для профильной стали и прокатных профилей 1960 и 1970 гг. (сравни: напр. [9]).

*Статистическая проба прочности тонких стальных листов 2005–2010 гг.* Составленная статистическая проба охватывает свойства стальных листов нарицательной толщиной  $0,50 \div 2,00$  мм, из стали S250GD, S280GD и S320GD (сравни: работа [10]).

Это луженые стальные листы из углеродной стали, для которой номинальные величины предела пластичности  $f_{yb}$  и прочности на растяжение  $f_u$  по данным для нормы PN-EN 1993-1-3, приведены в таблице 7.

Таблиця 7

**Номинальные величины предела пластичности  $f_{yb}$   
и прочности на растяжение  $f_u$**

Стальная продукция	Нормы	Сорт	$f_{yb}$ МПа	$f_u$ МПа
Луженый стальной лист	EN 10326	S250GD	250	330
		S280GD	280	360
		S320GD	320	390

В общем обработано 13544 пробы для каждого свойства (предел пластичности  $R_e$ , прочность на растяжение  $R_m$  и относительное удлинение  $A_{10}$ ). Результаты проведенного статистического анализа механических свойств тонких стальных листов приведены в таблице 8 (сравни: (3) и (4), а также (8) и (9)). В этой таблице представлены также меры безопасности, то есть коэффициенты грузоподъемности  $\gamma_{m0}$  и  $\gamma_{m2}$ , частичные коэффициенты надежности  $\beta_R$ , а также отвечающие им «глобальные» коэффициенты надежности  $\beta$  (согласно спецификации, содержащейся в норме PN-EN 1990, существует обусловленность:  $\beta_R = 0,8\beta$ ).

Коэффициент  $\beta_R$  в колонках (5) и (10) определен по формуле на переменную стандартизованую нормальную для параметров распределения оцененных статистически. Вычисленные величины равны номинальным согласно норме PN-EN 1993-1-1[2]:

$$\beta_R = \frac{\bar{R}_e - f_y}{\mu_{Re}}, \quad \beta_R = \frac{\bar{R}_m - f_u}{\mu_{Rm}}. \quad (9)$$

Таблица 8

**Общая сводка мер безопасности прочности металлургических продуктов  
из стали, учтенных в статистических пробах 2005÷2010 гг.  
по собственным исследованиям**

Знак стали	Толщина $t$ [мм]	Предел пластичности $R_e$ [MPa]					Прочность на растяжение $R_m$ [MPa]				
		$\bar{R}_e$	$\nu_{Re}$	$\beta_R$	$\beta$	$\gamma_{m0}$	$\bar{R}_m$	$\nu_{Rm}$	$\beta_R$	$\beta$	$\gamma_{m2}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
Статистическая проба прочности тонких стальных листов, изготовленных в 2005÷2010 гг. по [10]											
S250GD	0,5÷2,0	301	0,053	3,18	3,98	1,000	369	0,034	3,16	3,94	1,000
S280GD		307	0,050	1,76	2,21	1,076	372	0,028	1,14	1,43	1,058
S320GD		336	0,036	1,34	1,67	1,067	405	0,027	1,37	1,71	1,050
Статистическая проба прочности стальных листов 3÷20мм, изготовленных в 2005÷2010 гг. по [11]											
S235	3÷20	301	0,086	2,55	3,19	1,059	414	0,059	2,22	2,77	1,058
S275		326	0,095	1,65	2,07	1,184	460	0,058	1,12	1,40	1,137
S355		432	0,082	2,18	2,72	1,094	561	0,055	1,64	2,05	1,093
Статистическая проба прочности толстых стальных листов 5÷40 мм, изготовленных в 2006÷2010 гг.											
S235	5÷40	312	0,096	2,56	3,20	1,065	438	0,040	4,49	5,62	1,000
S275		328	0,095	1,71	2,14	1,178	471	0,042	2,10	2,62	1,000
S355		410	0,081	1,66	2,08	1,149	552	0,040	1,92	2,40	1,000
Статистическая проба прочности профильных сталей, изготовленных в 2006÷2010 гг. по [11]											
S235	5÷20	272	0,062	2,19	2,73	1,066	404	0,038	2,84	3,55	1,009
S275		301	0,071	1,22	1,53	1,166	454	0,038	1,38	1,73	1,071
S355		398	0,063	1,72	2,14	1,104	542	0,038	1,56	1,95	1,064

Статистическая проба прочности профильных сталей и прокатных листов 2005–2010 гг. Собранные благодаря собственным исследованиям [11] лабораторные металлургические аттестаты охватывали механические свойства стальных листов и профильных сталей со знаком S235, S275 і S355, изготовленных в Польше в 2005–2010 гг.

Таблиця 9

**Параметры прочности металлургических продуктов, изготовленных  
в Чехии в 2000 – 2001 гг., по [5]**

Знак стали	Толщина $t$ [mm]	Предел пластичности $R_e$ [MPa]					Прочность на растяжение $R_m$ [MPa]				
		$\bar{R}_e$	$v_{Re}$	$R_{ed}$	$f_y$	$\gamma_{m0}$	$\bar{R}_m$	$v_{Rm}$	$R_{md}$	$f_u$	$\gamma_{m2}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
S235	Двутавры IPE 160 ÷ IPE 220, изготовленные в 2000 г.; численность пробы $n = 562$										
	< 16	297	0,057	246	235	1,000	404	0,028	370	360	1,000
	Металлургические продукты, изготовленные в 2001 г.; численность пробы $n = 5493$										
	< 40	285	0,075	220	235	1,068	422	0,046	363	360	1,000
S355	Металлургические продукты, изготовленные в 2001 г.; численность пробы $n = 1089$										
	< 40	394	0,064	317	355	1,120	566	0,044	490	510	1,000

Статистические исследования проводились на большой пробе общей численностью:  $n = 86190$  (для прокатанных профильных сталей),  $n = 15120$  (для универсальных стальных листов), а также  $n = 175375$  реализаций (для толстых стальных листов). Результаты проведенного статистического анализа сведены в таблице 8.

*Чешские исследования 2000–2001 гг.* Статистическую пробу общей численностью  $n = 7144$  реализаций составили М. Fajkus, J. Melcher и другие [5]. Собранные лабораторные металлургические аттестаты охватили химические свойства стальных листов и прокатанных двутавров IPE, изготовленных в Чехии в 2000 и 2001 гг. из стали со знаком S235 (в общем 6055 реализаций), а также со знаком S355 (в общем 1089 реализаций). Сводная ведомость результатов проведенного статистического анализа по исследованиям [5] представлена в таблице 9.

**Спецификация коэффициентов грузоподъемности  $\gamma_M$  по выбранным нормам EN-1993/NA.** Отечественные приложения к еврокоду EN 1993 (*National Annexes to EN 1993*) в отдельных странах Европейского Союза находятся на различных уровнях региональных спецификаций. Это вытекает из разной продвинутости внедрения еврокодов в этих странах. Срок полного введения (запланированный на 2010 г.) в общем не был выдержан, в настоящее время в странах ЕС введен переходный период – истечения срока действия отечественных норм с одновременным пополнением отечественных приложений. Описанное состояние внедрения еврокодов означает, что ниже выбранные составленные отечественные регуляции в области спецификации коэффициентов грузоподъемности сечений  $\gamma_{M0}$  и  $\gamma_{M2}$  могут подвергаться модифицированию. Учтены отечественные приложения для норм:

- EN 1993-1-1 (Австрія, Бельгія, Чехія, Данія, Фінляндія, Франція, Нідерланди, Німеччина, Норвегія);
- EN 1993-1-3 (Австрія, Бельгія, Чехія, Данія, Фінляндія, Франція, Нідерланди, Німеччина).

Из ниже приведенных отечественных приложений большинство отечественных Комитетов по стандартизации приняло для металлургических продуктов горячего проката (также как Польский Комитет по стандартизации) европейские рекомендации EN 1993-1-1:  $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,0$  і  $\gamma_{M2} = 1,25$ , а другие спецификации приведены ниже. Стоит однако заметить, что рекомендации ПКпС были приняты без региональной проверки.

- DK-EN 1993-1-1; NA:2007 (Дания).

Отечественное приложение для нормы DK-EN 1993-1-1 NA:2007 рекомендует следующие величины коэффициента грузоподъемности:

- $\gamma_{M0} = 1,1\gamma_3$ ;
- $\gamma_{M1} = 1,2\gamma_3$ ;
- $\gamma_{M2} = 1,35\gamma_3$ .

Для нормального уровня инспекции  $\gamma_3 = 1,0$ , а для повышенного –  $\gamma_3 = 0,95$ .

- NS-EN 1993-1-1 (Норвегия).

Отечественное приложение для нормы NS-EN 1993-1-1 рекомендует следующие величины коэффициента грузоподъемности:

- $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,05$ ;
- $\gamma_{M2} = 1,25$ ;
- DIN-EN 1993-1-1/NA:2010.

Отечественное приложение для нормы DIN-EN 1993-1-1/NA:2010 рекомендует следующие величины коэффициента грузоподъемности для зданий:

- $\gamma_{M0} = 1,0$ ;
- $\gamma_{M1} = 1,1$ ;
- $\gamma_{M2} = 1,25$ ;
- DIN-EN 1993-1-3 /NA:2010.

Отечественные приложения почти всех проанализированных отечественных Комитетов по стандартизации принимают для всех металлургических продуктов тонкостенных холодного проката европейские рекомендации EN 1993-1-3:  $\gamma_{M0} = 1,0$  і  $\gamma_{M2} = 1,25$ , а другую спецификацию

содержит только отечественное приложение для немецкой нормы DIN-EN 1993-1-3/NA:2010, для которой принято:

—  $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$ ;

—  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

### **Выводы**

Результаты проведенных статистических исследований в области прочности металлургических продуктов, изготовленных в Польше, указывают на необходимость усовершенствования отечественных приложений для норм PN-EN 1993-1-1/NA і PN-EN 1993-1-3/NA. Минимальный объем усовершенствований охватывает величины коэффициентов грузоподъемности сечений и прутьев  $\gamma_M$ , изготовленных из сталей, которые не принимают во внимание еврокоды (напр. сталь St3S, St4V, 18G2 и другие).

Результаты проведенной статистической проверки обуславливают оценку коэффициентов грузоподъемности для этой группы прутьевых конструкций, равных  $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$ , а также  $\gamma_{M2} = 1,25$ , редуцирующих металлургические минимумы  $R_e$  і  $R_m$ , даны в отечественных металлургических нормах.

Статистическая проверка прочности грузоподъемности современных металлургических продуктов показала, что их качество отвечает стандартам по сравнению с металлургическими продуктами, изготовленными на протяжении 1970 и 1980 гг.

По этой причине в усовершенствованных отечественных приложениях можно принять одинаковые величины коэффициентов грузоподъемности  $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$ , а также  $\gamma_{M2} = 1,25$ , редуцирующих прочность стали  $f_y$  и  $f_u$  определенные в еврокодах PN-EN 1993-1-1 и PN-EN 1993-1-3.

Металлургические продукты, выполняющие требования нарицаемой прочности по нормам PN-EN 1993-1-1, не охвачены предлагаемыми изменениями. Критерием обеспечения качества выдвигается условие превышения нарицаемой величины в ежегодной пробе статистического предела пластичности:

$$R_e = (1 - 3,04v_{Re}) \geq f_y. \quad (10)$$

Научные исследования были проведены в рамках реализации Проекта: «Инновационные меры и эффективные методы улучшения безопасности и прочности строительных сооружений инфраструктуры транспорта в стратегии уравновешенного развития», софинансированного Европейским Союзом из Европейского фонда регионально развития в рамках Операционной программы Инновационного хозяйства.

## **Литература**

- [1] PN-EN 1990:2002. Basis of structural design.
- [2] PN-EN 1993:2005. Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [3] PN-EN 10025:2007. Hot rolled products of structural steels.
- [4] Rohde M.: Zur qualitätssicherung mechanischer eigenschaften von baustahl. Technischen Universität zu Braunschweig (dissertation). Braunschweig 1987.
- [5] Fajkus M., Melcher J., Holicki M., Rozlivka L., Kala z.: Design characteristics of structural steels based on statistical analysis of metallurgical products. Eurosteel, Cimbra 2002.
- [6] Mendera Z.: Zagadnienia stanów granicznych konstrukcji stalowych. Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej, Budownictwo Lądowe z. 33, Zeszyt Naukowy 7, Kraków 1969.
- [7] Sowa A.: Statystyka wytrzymałości stali a bezpieczeństwo konstrukcji. Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej, Budownictwo Lądowe z. 59, Zeszyt Naukowy 2, Kraków 1980.
- [8] Murzewski J.: Niezawodność konstrukcji inżynierskich. Arkady, Warszawa 1989.
- [9] Gwóźdź M., Machowski A.: Wybrane badania i obliczenia konstrukcji budowlanych metodami probabilistycznymi. Wydawnictwo politechniki Krakowskiej, Kraków 2011.
- [10] Gwóźdź M., Żwirek P.: Weryfikacja statystyczna współczynników częściowych nośności blach cienkich. Inżynieria i Budownictwo, nr 9/2011.
- [11] Gwóźdź M., Żwirek P.: Statystyczna ocena wytrzymałości blach i kształtowników walcowanych na gorąco. Inżynieria i Budownictwo, nr 3/2012.

*Надійшла до редколегії 03.06.2012 р.*

УДК 624.042.41

## Експериментальна оцінка аеродинамічних характеристик ґратчастих опор зв'язку

Пічугін С.Ф., д.т.н., Махінько А.В., к.т.н

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,  
Україна

**Анотація.** В статті описано серію експериментальних досліджень із оцінки дійсних аеродинамічних характеристик ґратчастих опор зв'язку. Дослідження виконувались за допомогою методів фізичного моделювання (аеродинамічна труба) та імітаційних процедур комп'ютерного експерименту (алгоритми CFD). Показано, що для сучасних опор зв'язку із асиметрично закріпленим антенно-фідерним обладнанням можлива реалізація розрахункових ситуацій, які не передбачені чинними світовими нормами та документами рекомендаційного характеру.

**Аннотация.** В статье описана серия экспериментальных исследований по оценке действительных аэродинамических характеристик решётчатых опор связи. Исследования выполнялись при помощи методов физического моделирования (аэродинамическая труба) и имитационных процедур компьютерного эксперимента (алгоритмы CFD). Показано, что для современных опор связи с асимметрично закреплённым антенно-фидерным оборудованием возможна реализация расчётных ситуаций, которые не предусмотрены действующими мировыми нормами и документами рекомендационного характера.

**Abstract.** In this paper series of experimental researches to estimation of aerodynamic characteristics of communication lattice tower and guyed masts are described. Researches were fulfilled by means of physical methods (wind tunnel) and imitative procedures of computer experiment (algorithms CFD). It is shown that for modern communication poles with ancillaries design situations are not provided by world codes and other recommendations.

**Ключові слова:** аеродинамічні характеристики, методи фізичного моделювання, ґратчасті опори зв'язку.

**Вступ.** Аеродинамічний розрахунок ґратчастих опор зв'язку пов'язаний із визначенням аеродинамічних сил та моментів, що діють на них. У ряді випадків ця задача може бути вирішена теоретичним шляхом, але теоретична схема явищ в аеродинаміці не завжди точно описує їх, тому експериментальний шлях є більш обґрунтованим і достовірним.

Необхідна експериментальна інформація про аеродинамічні сили та моменти може бути отримана за допомогою методів фізичного (аеродинамічні труби) або математичного (комп'ютерного) моделювання. Перший метод є класичним для будівельної аеродинаміки і саме йому завдячують всі світові стандарти за первинну інформацію про вітрові впливи на будівлі та споруди. Проте результати випробувань в аеродинамічних трубах дуже залежать від «чистоти» дослідних моделей та

можливості відтворення аеродинамічних ефектів в заданому масштабі. Це обумовлює високу вартість таких досліджень, яка додатково посилюється довготривалим періодом підготовчих робіт.

Методи комп'ютерного моделювання менш трудомісткі й дорогі та з властивою їм математичною точністю дотримуються наперед заданої програми експерименту. Однак задачі комп'ютерного обтікання пов'язані із підвищеними вимогами до потужності обчислювальних платформ, зокрема переходом на високопродуктивні багатопроцесорні системи кластерного рівня. Крім цього, особливості «комп'ютерної аеродинаміки» такі, що практично на всіх етапах роботи: при підготовці геометричної моделі, постановці контактних і граничних умов, виконанні дискретизації, налаштуванні параметрів розв'язувальних процедур, відображенні та інтерпретації результатів тощо присутній фактор неоднозначності. Недарма чимала кількість публікацій у своїй назві містить слово «мистецтво» або похідне від нього. Тому комп'ютерні моделі, починаючи з деякого рівня складності, потребують як певного рівня знань у конкретних галузях, так й деякої частки творчості, вміння відчутти грань між допустимою та прийнятною точністю, відокремити проблеми, що породжуються недосконалістю програми, від результатів своєї діяльності. Більшість питань вирішуються за допомогою «об'єктивних» інструментів, але й випадків, коли вимагається експертний, суб'єктивний за характером аналіз, більш ніж достатньо. Доволі часто одним із факторів, який стимулює впровадження розрахункових програм, називають можливість заміни або скорочення фізичних експериментів за рахунок комп'ютерної симуляції. Проте, як показує практика у сфері «машинних» розрахунків, думка щодо універсальності та самодостатності комп'ютерного моделювання є помилковою. Звичайно, суть проблеми не тільки в недосконалості інструментів, але й в людському факторі. Він, в свою чергу, складається із нестачі знань у предметній області, а також із нерозуміння або недорозуміння особливостей реалізації знань у конкретних програмах. Ці складові, навіть при наближенні якості та функціональності програм до ідеалу, непереборні в принципі. Тому експериментальне відпрацювання, яке, до речі, теж не застраховане від потенційних методичних помилок, залишається обов'язковим.

Автори, об'єктивно зацікавлені у вслякому поширенні методів комп'ютерної аеродинаміки, вважають, що слід раціонально поєднувати фізичні та комп'ютерні методи інженерного аналізу. Саме в такій постановці була виконана серія експериментальних досліджень аеродинамічних характеристик ґратчастих опор зв'язку, основні положення й результати якої наводяться нижче.



**Оцінка аеродинамічних характеристик ґратчастих опор зв'язку на основі випробувань в аеродинамічній трубі.** В умовах сьогодення лабораторіями будівельної аеродинаміки різних країн для фіксування вітрових впливів використовуються датчики тиску різної конфігурації. Розташовані у конкретних (найбільш характерних) точках моделі, датчики тиску служать локальною характеристикою інтенсивності вітрового впливу на задану споруду. Відповідно, для отримання інформації про результуючі сили та моменти, які безпосередньо фігурують у розрахунках несучої здатності переважної більшості споруд, до первинної інформації із датчиків тиску повинна бути застосована операція інтегрування за поверхнею споруди. Очевидно, що точність такої оцінки прямо пов'язана із кількістю та щільністю розташування датчиків тиску на поверхні моделі. Слід зазначити, що це дорогий і доволі трудомісткий шлях, який у підсумку може не забезпечити потрібної точності обчислень. Крім того, для класу ґратчастих споруд він взагалі не є прийнятним, так як малий розмір їх елементів просто не дозволяє розташувати жодного датчика тиску.

Відповідно до цього найбільш точним і надійним є безпосередній метод виміру сил і моментів за допомогою аеродинамічних ваг. Даний метод, який добре зарекомендував себе в авіаційних лабораторіях, має тільки один недолік. На території України немає ваг, які повною мірою були б зорієнтовані на вирішення проблем будівельної аеродинаміки. Зазначимо, що наявні у деяких навчальних закладах, лабораторіях та підприємствах одиничні екземпляри авіаційних аеродинамічних ваг, наприклад, ваги АВТ-5 [1], важко, якщо взагалі можливо, пристосувати для потреб будівельної аеродинаміки, а методи реєстрації сигналів, які застосовуються в них, не передбачають протоколювання даних у цифровому форматі.

З метою подолання окреслених проблем авторами були сконструйовані електронні аеродинамічні ваги (рис. 1). За кількістю компонентів аеродинамічного впливу на модель, які підлягають виміру, дані ваги можна віднести до трикомпонентних: з їх допомогою вимірюється лобовий опір, підйомна сила та аеродинамічний момент. За конструктивною ознакою, тобто за способом кріплення моделі до вагової системи, ваги є жорсткими, так як модель кріпиться до динамометричних пристроїв за допомогою жорстких стійок.

В основу конструкції аеродинамічних ваг покладений наступний принцип роботи (див. рис. 1). До центральної платформи 10 за допомогою восьми болтів жорстко кріпиться дослідна модель. Кріплення виконуються таким чином, щоб геометричний центр моделі співпадав із центром платформи. У центрі останньої є вертикальний штифт, який без зазору влаштовується у порожнисту циліндричну стійку, забезпечуючи тим самим вільне

обертання платформи навколо вертикальної осі. Поблизу її зовнішнього діаметра розташований тензодатчик 9, який дозволяє кількісно оцінити момент закручення платформи, тобто аеродинамічний момент. Циліндрична стійка, в яку влаштовується штифт із платформою, жорстко з'єднана із рухливою рамкою 3. Рамка за допомогою чотирьох гнучких елементів підвішена до горизонтальної лицьової поверхні ваг і додатково зафіксована розтяжками 5. Накладені таким чином в'язі дозволяють виконувати поступальні переміщення рамки, і відповідно платформи з моделлю, тільки вздовж однієї координатної осі, суміщеної із напрямом вітрового потоку (вісь  $OX$ ). Пов'язаний із рамкою тензодатчик 8 кількісно фіксує ступінь зміщення останньої і дозволяє оцінити лобовий опір дослідної моделі. Визначення бокової (підйомної) сили виконується за тим же принципом: на рухому рамку 2 накладаються в'язі 4 вздовж вітрового потоку, один кінець яких жорстко з'єднаний з основою 1 ваг, а переміщення, перпендикулярні до напрямку вітрового потоку (вісь  $OY$ ), оцінюються тензодатчиком 7. Сигнали із усіх трьох тензодатчиків поступають на цифровий комутатор, а потім на персональний комп'ютер, оснащений системою збирання, обробки та відображення інформації<sup>1</sup>. Система виконує опитування віддалених датчиків із заданою дискретністю у темпі зміни параметрів, що підлягають контролю (за умовчанням одна секунда) і видає адекватні цифрові сигнали за відповідними каналами. Всі інформаційні потоки мають графічне й табличне представлення в комп'ютері. Результати вимірів видаються у вигляді середніх, середньоквадратичних відхилень, максимальних та мінімальних коефіцієнтів лобового опору, бічної сили та аеродинамічного моменту з фіксуванням орієнтації моделі по відношенню до вітрового потоку. Збереження даних виконується в звичайному текстовому форматі, що дозволяє легко експортувати їх в інші, більш зручні, системи обробки даних.

Тестування і тарування аеродинамічних ваг, а також подальший цикл експериментальних досліджень виконувались у метеорологічній аеродинамічній трубі МАТ-1 лабораторії будівельної аеродинаміки ДонНАБА [2 – 4]. Об'єктом експериментальних досліджень в аеродинамічній трубі були десять гратчастих секцій опор зв'язку. Розміри, взаємне розташування, форма перерізів і розміри стрижнів секцій, види вузлових сполучень та кількість стрижнів в одному вузлі обирались виходячи із аналізу конструкцій, які набули найбільшого розповсюдження в якості опор зв'язку. Масштаб моделей становив 1:5: ширина основи 150 мм,

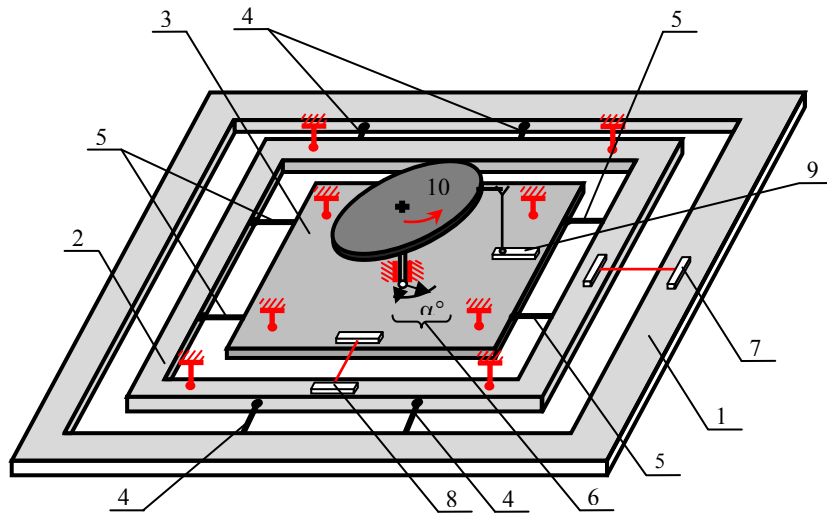
---

<sup>1</sup>Тут і далі мається на увазі система збору та контролю даних лабораторії будівельної аеродинаміки Донбаської національної академії будівництва та архітектури, у якій автори виконували експериментальні випробування.

висота 500 мм. Умовно дослідні секції були поділені на дві групи: А – секції тригранного обрису в плані та В – чотиригранного обрису. До складу кожної групи входили по три секції трубчастого профілю із напіврозкісною, розкісною та перехресною решітками та дві секції із кутникового профілю: для чотиригранних секцій досліджувалась напіврозкісна та перехресна решітки, для тригранних – секцій з поясами із кутників під  $60^\circ$  напіврозкісної решітки із трубчастих елементів та елементів кутникового профілю з полицями під  $90^\circ$ . Секції із трубчастих елементів були виготовлені із неіржавіючої сталі, а з'єднання стрижнів решітки із поясами виконане на аргоновій зварці. Секції кутникового профілю виготовлялись із сталі та алюмінієвого сплаву; приєднання елементів решітки до поясів – на болтах  $\varnothing 3$  мм. Для імітації фідерів на гранях просторових секцій використовувались алюмінієві стрижні трубчастого профілю  $\varnothing 6$  мм. Для кріплення моделей фідерів до секцій були передбачені тонкі (3 мм) пластикові хомути. Такі розміри фідерів та елементів кріплення забезпечували влаштування на гранях моделей до 19 умовних фідерів.

Під час випробувань моделі секцій жорстко закріплювались на платформі аеродинамічних ваг, верх якої збігався із площиною робочої області аеродинамічної труби. Навколо секцій був влаштований проградуєваний диск діаметром 900 мм, на зовнішньому діаметрі якого нанесена шкала із рисками через  $15^\circ$ . Крок градуєвання був обумовлений програмою випробувань, відповідно до якої аеродинамічний опір моделей секцій вивчався при кутах атаки із приростами у  $15^\circ$ . За нульовий напрям повітряного потоку приймався напрям, перпендикулярний до однієї із граней секцій. Зміна кутів атаки від  $0^\circ$  до  $360^\circ$  виконувалась шляхом перестановки моделей секцій на потрібний напрям. Швидкість вітрового потоку у всіх дослідженнях приймалась 10 та 15 м/с.

Кожний цикл експериментальної продувки (заданий кут атаки, швидкість вітрового потоку, коефіцієнти суцільності граней) складався з наступних етапів. Запуск вітроколеса із шістдесятисекундною нормалізацією швидкості вітрового потоку. Реєстрація сигналів із трьох тензодатчиків аеродинамічних ваг (лобового опору, бічної сили та крутного моменту) протягом 120 с. Записування результатів виміру в текстовий формат із осередненням у часі аеродинамічних впливів на модель. Представлення даних вимірів у безрозмірному вигляді, коефіцієнтів лобового опору, підйомної сили та моменту. Після цього цикл повторювався для іншого вітрового режиму та кута атаки. Характерні приклади продувки моделей секцій гратчастих опор наведені на рис. 2.



а



б

Рис. 1. Трикомпонентні аеродинамічні ваги: а – кінематична схема; б – фото ваг:  
1 – основа ваг; 2 – рухлива рамка 0Y; 3 – рухлива рамка 0X; 4, 5 – розтяжки;  
6 – вимірювач кута повороту; 7 – тензодатчик 0Y; 8 – тензодатчик 0X;  
9 – тензодатчик 0Z; 10 – платформа

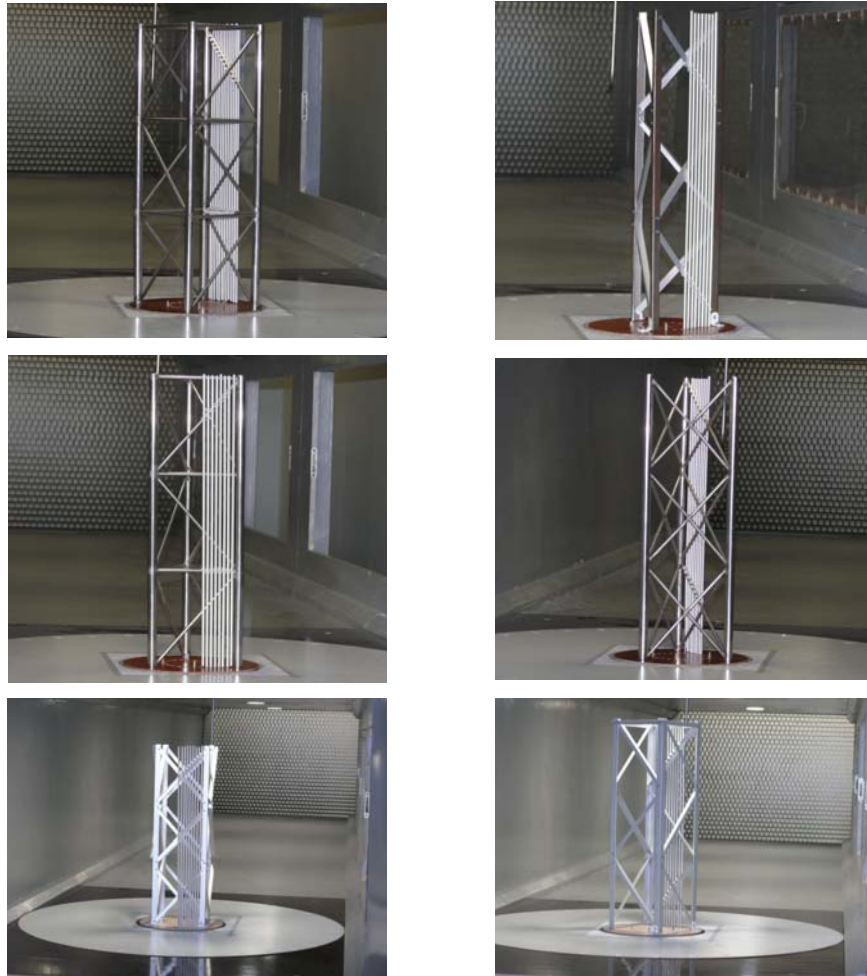


Рис. 2. Приклади дослідних моделей секцій ґратчастих опор зв'язку в аеродинамічній трубі

Моделювання захарашування секцій фідерами антенного обладнання виконувалось при коефіцієнтах суцільності  $\varphi_A = 0,1 \div 0,7$  із кроком  $\Delta\varphi_A = 0,1$ . Екрануванню підлягала спочатку одна, а потім дві грані ґратчастих секцій. Секції без фідерів також підлягали продувці в аеродинамічній трубі з метою верифікації отриманих даних із попередніми експериментальними дослідженнями [5 – 11] – розбіжність у результатах не перевищувала 15 %. Продувка окремої секції при двох швидкісних режимах, 24 кутах атаки та можливих комбінаціях затінення граней моделей фідерами антенного обладнання виконувалась протягом вісімнадцяти годин.

УК результаті виконаних досліджень було виявлено, що фідери антенного обладнання надзвичайно сильно підсилюють не тільки реакцію гратчастих опор вздовж потоку, але й у перпендикулярному напрямі. Так, наприклад, для чотиригранних секцій при коефіцієнті суцільності  $\varphi_A = 0,2$  коефіцієнт бічної сили складає приблизно 45 % від коефіцієнта лобового опору, а при  $\varphi_A = 0,6$  – 80 %. Для тригранних секцій ці показники ще більші: приблизно 65 % – при  $\varphi_A = 0,2$  й 95 % при  $\varphi_A = 0,6$ . При розташуванні фідерів на двох гранях опор поперечна реакція поступово зменшується і при рівних коефіцієнтах суцільності (залежно від кута атаки вітрового потоку) не перевищує 40 % для чотиригранних секцій та 50 % для тригранних. Слід також зазначити, що ефект закручення секцій відносно вертикальної осі має суттєве значення при односторонньому закріпленні фідерів, коли їх коефіцієнт суцільності  $\varphi_A$  перевищує 0,4. При менших значеннях коефіцієнта  $\varphi_A$  впливом крутних моментів можна знехтувати. Конструктивне вирішення ґраток секцій (розкісна, напіврозкісна, перехресна) має опосередковане значення для узагальненої реакції опор і проявляється тільки при незначних значеннях коефіцієнта суцільності  $\varphi_A$  граней опор.

Максимальні значення коефіцієнта лобового опору як чотиригранних, так й тригранних опор у випадку розташування фідерів на одній грані секцій спостерігаються при вітрі, перпендикулярному до цієї грані, а при одночасному розташуванні фідерів на двох гранях – при вітрі, спрямованому на пояс секцій, з обох боків яких закріплені фідери. Хоча при прямуванні коефіцієнта  $\varphi_A$  до нуля, положення максимуму лобового опору зміщується у бік кута атаки  $45^\circ$ . Мінімальні значення коефіцієнта лобового опору всіх секцій спостерігаються в ситуаціях, коли вітровий потік є паралельним грані або граням, на яких закріплені фідери обладнання. Коефіцієнти поперечної сили та крутного моменту, незалежно від обрису секцій у плані, реалізують свої максимальні значення при кутах атаки  $45^\circ$ . Нульові значення цих коефіцієнтів, як і слід очікувати, спостерігаються у випадках геометричної симетричності секцій відносно напрямку вітрового потоку.

**Оцінка аеродинамічних характеристик ґратчастих опор зв'язку на основі методів комп'ютерного моделювання.** Комп'ютерне моделювання вітрових впливів на секції ґратчастих опор виконувалось в середовищі Ansys Workbench, із наступною передачею розрахункової сітки в Ansys CFX. Конструктивне вирішення секцій відповідало дослідним моделям, що використовувались в експериментальних продувках в аеродинамічній трубі. Розмір кінцевоелементної сітки для різних у конструктивному відношенні секцій коливався від 5,5 до 6,4 млн. об'ємних елементів

(тетраедри, призми, піраміди). Для розв'язання рівнянь Нав'є-Стокса, що описують в'язкі турбулентні течії, використовувався метод кінцевого об'єму, чисельна схема високого порядку точності та модель турбулентності SST, що дозволяє моделювати вітрові потоки із розвинутими турбулентними відривами. Комп'ютерне моделювання дозволило відобразити основні особливості відривного турбулентного обтікання ґратчастих секцій і визначити аеродинамічні сили та їх безрозмірні коефіцієнти. В розрахунках також варіювались кут атаки вітрового потоку та коефіцієнти суцільності граней опор, вкритих фідерами антенного обладнання. На рис. 3 показані поля миттєвих швидкостей при обтіканні ґратчастих секцій різного конструктивного вирішення. Співставлення результатів комп'ютерного моделювання із продувками в аеродинамічній трубі показало добру узгодженість між собою.

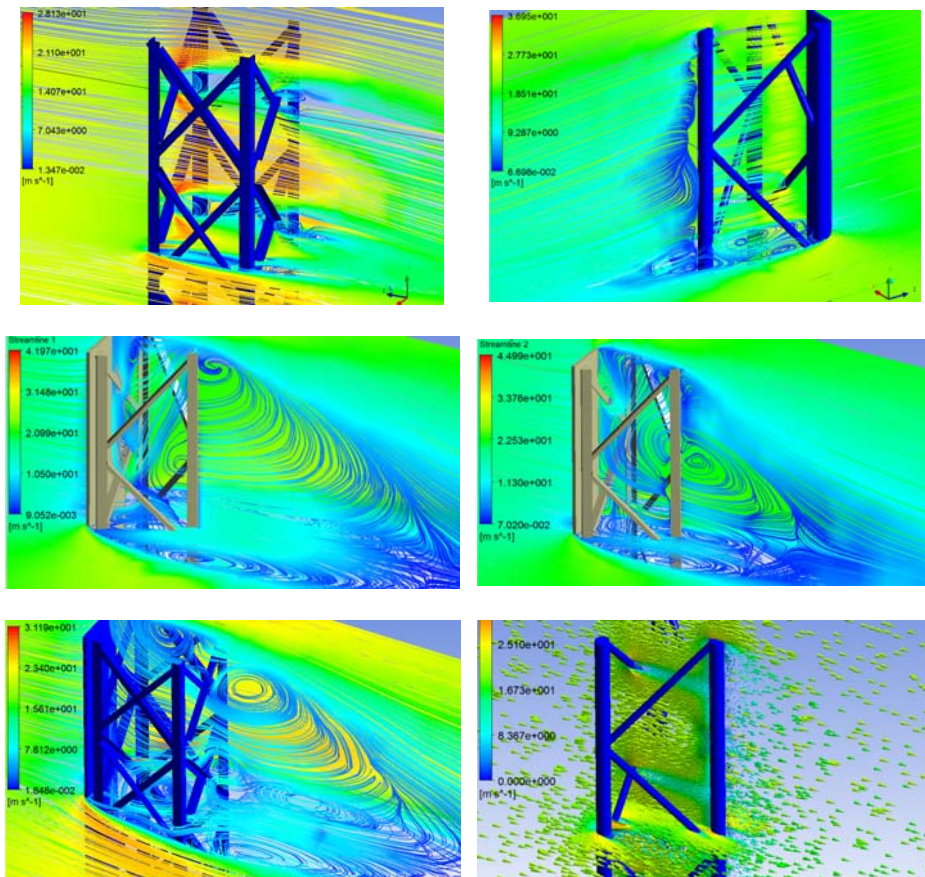


Рис. 3. Комп'ютерне моделювання вітрових впливів на ґратчасті секції опор зв'язку

**Методика оцінки аеродинамічних характеристик ґратчастих опор зв'язку.** Відповідно до циклу експериментальних випробувань була розроблена аналітична методика із визначення аеродинамічних характеристик секцій ґратчастих опор частково вкритих фідерами антенного обладнання. Для чотиригранних опор коефіцієнт лобового опору пропонується знаходити за наступною емпіричною залежністю:

$$C_D(\theta) = \begin{cases} C_{D,21}K_B(\theta) + [C_{D,11}K_A(\theta) - C_{D,21}K_B(\theta)]\cos^2(\theta), & 0 \leq \theta \leq \pi/4, \\ C_{D,21}K_B(\theta) + [C_{D,12}K_C(\theta) - C_{D,21}K_B(\theta)]\cos^2(\theta), & \pi/4 \leq \theta \leq 3\pi/4, \\ C_{D,22}K_D(\theta) + [C_{D,12}K_C(\theta) - C_{D,22}K_D(\theta)]\cos^2(\theta), & 3\pi/4 \leq \theta \leq 5\pi/4, \\ C_{D,22}K_D(\theta) + [C_{D,11}K_A(\theta) - C_{D,22}K_D(\theta)]\cos^2(\theta), & 5\pi/4 \leq \theta \leq 7\pi/4, \end{cases} \quad (1)$$

де  $C_{D,11}$ ,  $C_{D,12}$ ,  $C_{D,21}$  та  $C_{D,22}$  – константи, які визначаються за формулами:

$$C_{D,11} = C_{D,s} + C_{D,f}\varphi_A + (C_{D,s} + C_{D,f}\varphi_C)(1 - \varphi_S - \varphi_A)^2, \quad (2)$$

$$C_{D,12} = C_{D,s} + C_{D,f}\varphi_C + (C_{D,s} + C_{D,f}\varphi_A)(1 - \varphi_S - \varphi_C)^2, \quad (3)$$

$$C_{D,21} = C_{D,s} + C_{D,f}\varphi_B + (C_{D,s} + C_{D,f}\varphi_D)(1 - \varphi_S - \varphi_B)^2, \quad (4)$$

$$C_{D,22} = C_{D,s} + C_{D,f}\varphi_D + (C_{D,s} + C_{D,f}\varphi_B)(1 - \varphi_S - \varphi_D)^2, \quad (5)$$

де  $C_{D,f}$  – коефіцієнт лобового опору окремого фідера антенного обладнання;  $\varphi_A$ ,  $\varphi_B$ ,  $\varphi_C$  і  $\varphi_D$  – коефіцієнти суцільності граней опори при врахуванні навітряних площ тільки фідерів антенного обладнання.

Коефіцієнт лобового опору  $C_{D,s}$  окремої грані секції без урахування затінення її елементів фідерами антенного обладнання визначається як:

$$C_{D,s} = \text{tg}(a\varphi_s^b), \quad (6)$$

де  $a$  та  $b$  – безрозмірні коефіцієнти форми кривої аеродинамічного опору.

Рекомендовані значення коефіцієнтів  $a$  і  $b$  наступні: для ферм, складених із елементів з гострими кроями:  $a = 1,1$ ,  $b = 0,70$ ; для трубчастих ферм у докритичному режимі обтікання:  $a = b = 1,1$ ; для трубчастих ферм у закритичному режимі обтікання:  $a = 1,1$ ,  $b = 1,5$ . Якщо ферма складена із елементів різного профілю або трубчастих елементів, криза обтікання яких виникає при різних швидкостях вітру, то сумарний лобовий опір слід визначати у вигляді:



$$C_{D,s} = \sum_{i=1}^3 C_{D,s(i)} \varphi_{S,i}, \quad (7)$$

де  $C_{D,s(i)}$  – лобовий опір ферми за формулою (6), визначений при коефіцієнті суцільності  $\varphi_{S,i}$  (коефіцієнт суцільності  $\varphi_{S,i}$  відноситься до елементів одного типу).

Коефіцієнти  $K_A(\theta)$ ,  $K_B(\theta)$ ,  $K_C(\theta)$  та  $K_D(\theta)$  слід знаходити за виразом:

$$K_\epsilon(\theta) = A_0(\varphi_\epsilon) + A_1(\varphi_\epsilon) \cos^2(A_2 \cdot \theta), \quad (8)$$

де  $A_0$ ,  $A_1$  та  $A_2$  – безрозмірні коефіцієнти, зміст яких дається нижче;  $\varphi_\epsilon$  – коефіцієнт суцільності грані  $\epsilon \equiv A \vee B \vee C \vee D$ , визначений із урахуванням навітряних площ як несучих елементів, так й фідерів антенного обладнання.

Коефіцієнти  $A_0$ ,  $A_1$  та  $A_2$  оцінюються за виразами вигляду:

$$\begin{aligned} A_0(\varphi_\epsilon) &= 1 + \{a_0 + a_1 \exp[-(a_2 \varphi_\epsilon - a_3)^2]\} [0,8 - 0,25C_k]; \\ A_1(\varphi_\epsilon) &= 1 - A_0(\varphi_\epsilon); \\ A_2 &= 2,0, \end{aligned} \quad (9)$$

де  $a_0$ ,  $a_1$ ,  $a_2$  та  $a_3$  – безрозмірні коефіцієнти, числові значення яких рекомендовано приймати  $a_0 = 0,20$ ,  $a_1 = 0,30$ ,  $a_2 = 5,0$  та  $a_3 = 2,5$ ;  $C_k$  – частка навітряної площі елементів із гострими кінцями.

На відміну від коефіцієнта лобового опору, який необхідно враховувати у всіх розрахункових ситуаціях опор зв'язку, коефіцієнти підйомної (бокової) сили  $C_L$  та аеродинамічного моменту  $C_M$  слід залучати до розгляду лише у тих випадках, коли одна грань опори сильно затінена фідерами антенного обладнання. В першому наближенні можна рекомендувати наступні залежності (при  $\varphi_s \leq 0,30$ ):

$$C_L(\theta) = (\varphi_s + \varphi_\epsilon)^a \sin(2\theta)/b, \quad C_M(\theta) = (\varphi_s + \varphi_\epsilon)^c \sin(2\theta)/d, \quad (10)$$

де  $a$ ,  $b$ ,  $c$  та  $d$  – безрозмірні коефіцієнти:  $a = 1,2$ ,  $b = 1,0$ ,  $c = 1,0$  та  $d = 3,0$ .

Експериментальні дослідження секцій, складених із елементів різного профілю, виявили доволі несуттєву мінливість коефіцієнтів  $C_L$  та  $C_M$ . Це дозволяє з єдиних позицій вирази (10) застосовувати для секцій чотиригранного обрису незалежно від типу елементів, що їх утворюють.

Для коефіцієнта лобового опору секцій тригранних гратчастих опор пропонується залежність вигляду

$$C_D(\theta) = C_{D,0}(\varphi_S)K_\theta(\theta)(1 - \varphi_A) + \varphi_A[C_{D,0}(\varphi_S)\sin^2(\theta) + (1,2 + \varphi_A)\cos^2(\theta)], \quad (11)$$

де  $C_{D,0}(\varphi_S)$  – коефіцієнт лобового опору тригранної гратчастої секції без додаткового обладнання на її гранях при нульовому напрямі вітри (за нульовий приймається напрям, перпендикулярний одній із граней);  $K_\theta(\theta)$  – функція, яка описує залежність коефіцієнта лобового опору гратчастої секції від кута атаки вітрового потоку;  $\varphi_A$  – коефіцієнт суцільності грані гратчастої секції, на якій розташоване додаткове обладнання (при визначенні цього коефіцієнта враховуються навітряні площі тільки додаткового обладнання, навітряні площі елементів секції не враховуються).

Для функції  $C_{D,0}(\varphi_S)$  пропонується застосувати описаний вище вираз (6) при наступних значеннях його складових: для елементів із гострими краями  $a = 1,1$ ,  $b = 0,5$ , для трубчастих елементів  $a = 1,2$ ,  $b = 1,0$ . Якщо гратчасті секції опори зв'язку утворені елементами різного типу, то сумарний коефіцієнт лобового опору слід визначати як лінійну комбінацію функцій  $C_{D,0}(\varphi_S)$ , записаних по відношенню до секцій, утворених тільки із елементів з гострими краями та елементів із труб:

$$C_{D,0}(\varphi_S) = \text{tg}(1,1\varphi_S^{0,5})C_k + \text{tg}(1,2\varphi_S)(1 - C_k). \quad (12)$$

Функція  $K_\theta(\theta)$ , як поправка лобового опору гратчастої секції на кут атаки вітрового потоку, може бути описана формулою (8) з тією різницею, що замість коефіцієнта суцільності  $\varphi_e$ , який відноситься до навітряних площ додаткових елементів, слід використовувати коефіцієнт  $\varphi_S$ , що відноситься до навітряних площ несучих елементів. Значення коефіцієнтів  $A_0$ ,  $A_1$ ,  $A_2$  слід визначати за формулами:

$$A_0 = 1 - 0,1C_k, \quad A_1 = 0,1C_k, \quad A_2 = 1,5. \quad (13)$$

Для оцінки коефіцієнтів бічної (підйомної) сили та аеродинамічного моменту з достатньою для практики точністю можна застосувати підхід, описаний при дослідженні чотиригранних гратчастих секцій. При цьому значення коефіцієнтів залежності (10) слід залишити без змін. Це буде створювати певний запас при нормуванні вітрових впливів поперек потоку та крученні.

**Моделювання вітрових впливів на антенне обладнання.** Разом із моделюванням вітрових впливів на секції опор зв'язку були виконані комп'ютерні розрахунки аеродинамічних характеристик найбільш розповсюджених типів антен мобільного зв'язку. Моделювання виконувалось як на окремо розташовані антени (див. таблицю), так й групи антен (див. рис. 4). Зокрема, для коефіцієнта лобового опору антен запропонована емпірична залежність

$$C_{D,\lambda} = C_{D,a} k_{\lambda}, \quad (14)$$

де  $C_{D,a}$  – коефіцієнт лобового опору антени за таблицею 1;  $k_{\lambda}$  – коефіцієнт відносного подовження, який залежить від відношення висоти антени  $L$  до її ширини  $W$  :

$$k_{\lambda} = 0,01L/W + 0,6. \quad (15)$$

Таблиця

**Коефіцієнти лобового опору найбільш розповсюджених типів антен мобільного зв'язку**

Переріз антени	$C_D$	Переріз антени	$C_D$	Переріз антени	$C_D$
	1,1		1,3		1,4
	1,8		1,8		1,9

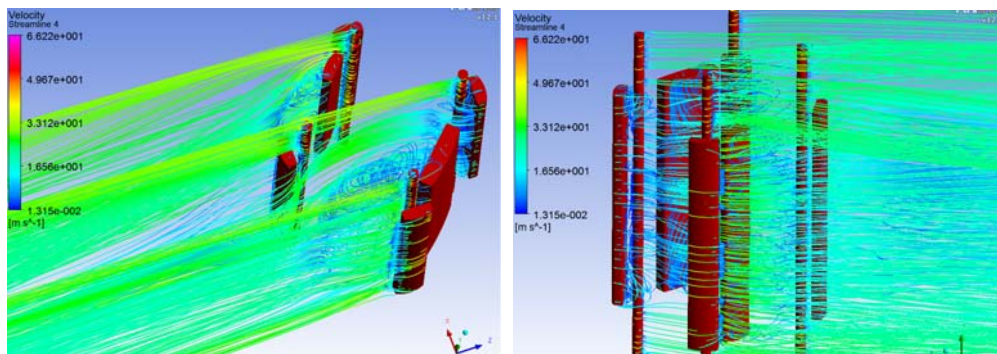


Рис. 4. Комп'ютерне моделювання вітрових впливів на антенне обладнання

## **Висновки**

Виконані масштабні експериментальні випробування моделей ґратчастих опор зв'язку із різними коефіцієнтами суцільності плоских граней при варіюванні кута атаки вітрового потоку. Випробування виконані в лабораторії будівельної аеродинаміки ДонНАБА. За матеріалами експериментальних досліджень розроблена теоретична модель із визначення повного спектра аеродинамічних характеристик опор зв'язку (коефіцієнта лобового опору, бокової сили і крутного моменту). Модель враховує довільне розташування фідерів антенного обладнання на гранях ґратчастих опор і може застосовуватись до просторових секцій опор, виконаних із елементів з гострими краями, трубчастих елементів та секцій змішаного типу. Результати розрахунків показують, що асиметричне кріплення фідерів антенного обладнання може надзвичайно сильно підсилювати не тільки реакцію опор за напрямом вітрового потоку, але й провокувати появу поперечних коливань із великою амплітудою та моменту.

## **Література**

- [1] Соляник П.Н. Экспериментальная аэродинамика / П.Н. Соляник, М.Л. Сургаило, В.В. Чмовж. – Харьков : ХАИ, 2007. – 95 с.
- [2] Аэродинамика электросетевых конструкций [Горохов Е.В., Казакевич М.И., Шапавалов С.Н., Назим Я.В.]; под ред. Е.В. Горохова, М.И. Казакевича. – Донецк, 2000. – 336 с.
- [3] Горохов Е.В. Экспериментальное определение результирующих аэродинамических характеристик моделей зданий и сооружений / Е.В. Горохов, С.Ф. Пичугин, А.В. Махінько, Я.В. Назим // Металлические конструкции : междунар. науч. журн. – 2011. – Т.17. – № 2. – С. 85–95.
- [4] Горохов Е.В. Экспериментальные методы определения ветровых нагрузок на здания и сооружения / Е.В. Горохов, С.Г. Кузнецов. – Донецк : Норд-Пресс, 2009. – 168 с.
- [5] Махінько А.В. Ймовірнісний розрахунок баштових опор зв'язку / А.В. Махінько. – Полтава, 2012 – 407 с.
- [6] Махінько А.В. Два погляди на сучасну аеродинаміку опор зв'язку / А.В. Махінько // Зб. наук. пр. – Полтава : ПолтНТУ, 2012. – Вип. 2(24). – С. 72–76. – (Серія «Галузеве машинобудування, будівництво»).
- [7] Березин М.А. Атлас аэродинамических характеристик строительных конструкций / М.А. Березин, В.В. Катюшин. – Новосибирск : Олденполиграфия, 2003. – 130 с.
- [8] Савицкий Г.А. Ветровая нагрузка на сооружения / Г.А. Савицкий. – М.: Изд-во лит. по стр-ву, 1972. – 111 с.

- [9] Соколов А.Г. Опоры линий передач (расчёт и конструирование) / А.Г. Соколов // Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам. – М., 1961. – 171 с.
- [10] Brian W. Smith. Communication Structures / W. Smith Brian // Published by Thomas Telford Publishing, Thomas Telford Ltd. –ASCE Press, 2007. – 338 p.
- [11] Harris R.I. The Structure of Strong Wind / R.I. Harris, D.M. Deaves // Wind Engineering in the Eighties :Proceedings of the CIRIA Conference, 12-13 November 1980. – London. – 1981.

*Надійшла до редколегії 03.06.2012 р.*

УДК 621.812:621.981

## **Нові способи з'єднання легких сталевих тонкостінних конструкцій**

**Семко О.В.,** д.т.н., **Семко В.О.,** к.т.н., **Шумейко К.О.,** **Лебединський С.П.**

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,  
Україна

**Анотація.** У роботі запропоновані нові варіанти з'єднань легких сталевих тонкостінних конструкцій, приведені результати експериментальних досліджень нових з'єднань.

**Аннотация.** В работе представлены новые варианты соединений легких стальных тонкостенных конструкций, приведены результаты экспериментальных исследований новых соединений.

**Abstract.** The paper represents new variants of connections of light steel thin-walled structures and the results of experimental researches.

**Ключові слова:** з'єднання, фальцьові з'єднання, легкі сталеві тонкостінні конструкції.

**Постановка проблеми у загальному вигляді.** Легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК) широко використовуються в будівельній індустрії як несучі та огороджувальні конструкції. Робота таких конструкцій, як і з'єднаних стиків, досліджена неповністю. Технологія з'єднання тонкостінних конструкцій передбачає використання зварювання або більш поширеного варіанта з'єднання з використанням різноманітних метизів, також існує спосіб з'єднання типу прес-з'єднання, який є прототипом нових способів, запропонованих у даній статті.

**Аналіз останніх досліджень та виділення не вирішених раніше частин загальної проблеми.** При монтажі конструкцій з холодноформованих профілів із оцинкованої сталі завтовшки 0,5–2 мм, як правило, з'єднання виконують за допомогою самосвердильних, самонарізних гвинтів та витяжних заклепок [1]. Питаннями дослідження та розрахунку роботи з'єднань ЛСТК займаються фахівці різних країн протягом останніх 60-ти років. Найбільше досліджень щодо роботи та поведінки з'єднань проведено у США, Канаді та у країнах Західної Європи [7]. У Росії це: ЦНДІПСК (м. Москва), І.Г. Катранов (МДСУ) [2], к.т.н., професор Кунін Ю.С., Айрумян Е.Л.

Мета даної статті – запропонувати нові варіанти з'єднань ЛСТК із холодноформованих профілів без використання додаткових кріпильних елементів – метизів (болтів, заклепок, самонарізних та самосвердильних

гвинтів), які реалізуються шляхом виконання отвору та закріплення відігнутих кромки, утворених унаслідок виконання отвору.

**Виклад основного матеріалу.** Аналогом запропонованих методів з'єднань слугує закордонний досвід експериментальних та теоретичних досліджень так званих безметизних кріплень – прес-з'єднань. Одним із варіантів прес-з'єднання є з'єднання, що виконується механічним защемленням, мовою оригіналу «mechanical clinching», процес виготовлення даного з'єднання зображено на рис. 1. Цей варіант з'єднання був розроблений в Единбурзькому університеті, дослідженнями займалися: Pedreschi, Sinha, Lennon, Davies та Helenius [4, 5]. Другим варіантом є «Rosette-joints» – автоматизований метод виконання з'єднання, який впроваджений у виробництво для з'єднання профілів ЛСТК у вузлах ферм, а також у стінових каркасах.

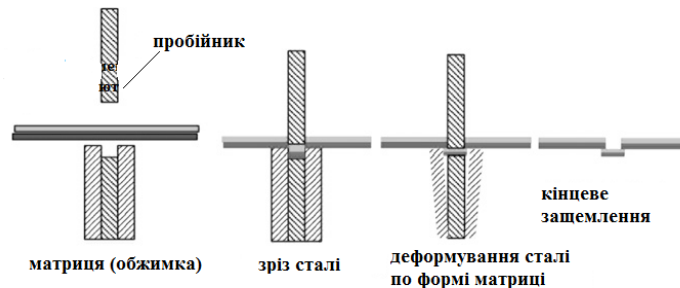


Рис. 1. Процес виконання з'єднання типу механічне защемлення («mechanical clinching») [4]

Він виконується з пари елементів, один із яких має круглий отвір з «комірцем» діаметром 20 мм, а в іншому елементі виконується лише круглий отвір діаметром 22 мм, процес з'єднання продемонстрований на рис. 2. Більш детальне зображення самого конструктиву з'єднання – на рис. 3. Дослідженням даного типу з'єднань займається технологічний університет Гельсінкі, Фінляндія [6].

Для вирішення поставленої задачі були запропоновані наступні види з'єднань: Х-подібні з різними варіантами відгинання кромки, та Н-подібні з кромками та подвійним фальцем на кромках.

Розглянемо деталі для Х-подібного та Н-подібного способу з'єднань. Для випробувань були виготовлені зразки, які склались із пластин розміром 150×40 мм, в яких прорубувався Х-подібний отвір розміром 20×20 мм завтовшки 1 мм або Н-подібний отвір розміром 20×20 мм завтовшки 1 мм, центр якого знаходився на відстані від краю елемента вздовж дії сили на

40 мм та на 20 мм впоперек дії сили. Схеми деталей для Х-подібного та Н-подібного з'єднань зображені на рис. 4 та рис. 5.

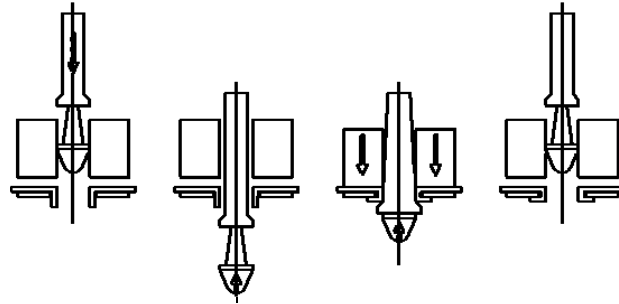


Рис. 2. Процес виконання з'єднання типу «Rosette-joints» [6]

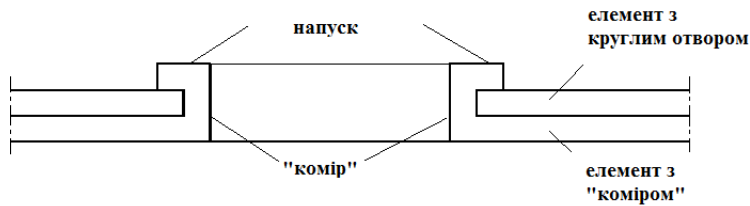


Рис. 3. Детальне зображення «Rosette-joints» [6]

Перший варіант Х-подібного з'єднання наведено на рис. 4 (умовно позначений Х-1). Виконується за допомогою прорізання Х-подібного отвору в тілі конструктивного елемента, після чого два конструктивні елементи сполучають між собою через прорізані отвори, а кромки у вигляді трикутника, що утворилися після Х-подібного прорізу, притискають два краї уверх на лицьову сторону з'єднання і два краї униз на тильну сторону з'єднання, а потім їх загинають. Можливо також спочатку відігнути кромки під кутом  $45^\circ$ , але кромки повинні співпадати за напрямом залежно від роботи з'єднання (стиск-розтяг), скласти два конструктивних елементи, а потім загнути їх. Робота з'єднання відбувається за рахунок спірання конструктивних кромки на несучі. У даному виді з'єднання працюють усі несучі (на які спираються конструктивні) кромки. Конструктивні кромки не беруть участі в роботі і їх можна відрізати, але тоді за рахунок гострої частини деталі, яка спирається на несучу кромку, може знизитись несуча здатність з'єднання.

До переваг відноситься те, що дане з'єднання виготовляється без використання кріпильних елементів – метизів (болтів, заклепок, самонарізних та самосвердлильних гвинтів). До недоліків – габарити з'єднання, форма та розмір отвору, який потрібно закривати.



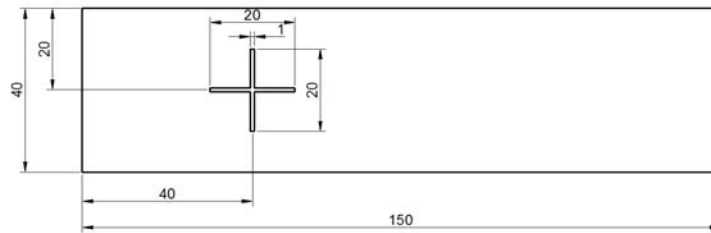


Рис. 4. Схема деталі для зразка з Х-подібним з'єднанням

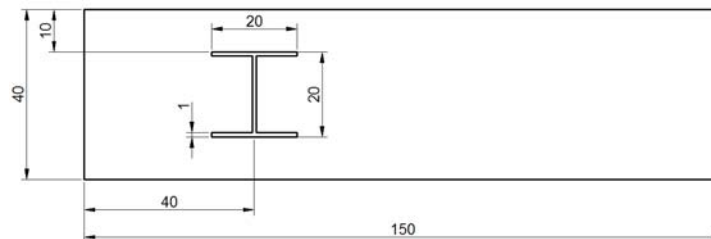


Рис. 5. Схема деталі для зразка з Н-подібним з'єднанням

Другий варіант відрізняється тим, що кромки відгинаються та притискаються у протилежні сторони на лицьовій та тильній частинах з'єднання (рис. 7) (умовно позначено Х-2). Дане з'єднання працює на розтяг незалежно від напрямку загинання кромки, за рахунок протилежного загинання кромки різних деталей з'єднання (рис. 7,а,б). Так як працює лише половина несучих кромки, то несуча здатність з'єднання зменшується приблизно в 2 рази, що підтверджено результатами дослідів. Недоліком даного варіанта є незручність та трудомісткість виготовлення.

Третій варіант відрізняється тим, що кромки притискаються в одну сторону на лицьовій або тильній стороні з'єднання (рис. 8) (умовно позначено Х-3). Даний варіант актуальний при з'єднанні елементів різної товщини. Несучі кромки –1 (рис. 8) відповідно елемента, який має більшу товщину.

Перший варіант Н-подібного з'єднання наведено на рис. 9 (умовно позначено Н-1). Виконується за допомогою прорізання Н-подібного отвору в тілі конструктивного елемента, після чого два конструктивні елементи сполучають між собою через прорізані отвори. Кромки у вигляді прямокутників, що утворилися після Н-подібного прорізу, притискають один край угору на лицьову сторону з'єднання, а інший униз на тильну сторону з'єднання, а потім їх загинають. Можливо також спочатку відігнути кромки під кутом  $90^\circ$ , скласти два конструктивні елементи і загнути кромки. У даному з'єднанні працюють усі несучі кромки. Цей варіант з'єднання є найбільш простим у виготовленні.

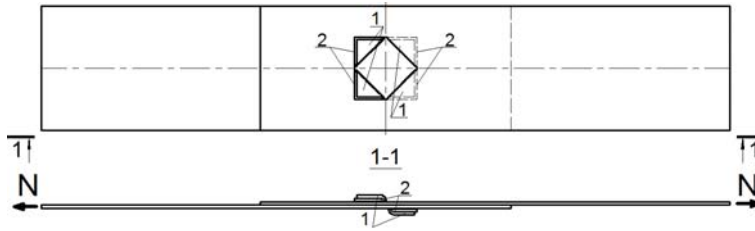


Рис. 6. Схема першого варіанта Х-подібного з'єднання (Х-1):  
1 – несучі кромки; 2 – конструктивні кромки

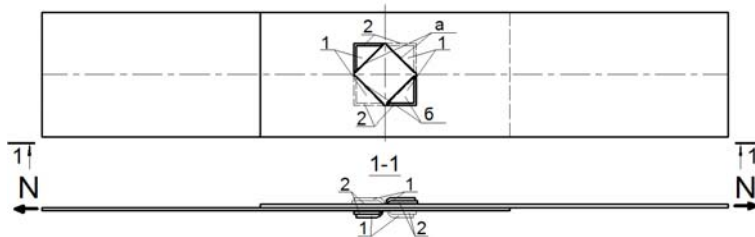


Рис. 7. Схема другого варіанта Х-подібного з'єднання (Х-2):  
1 – несучі кромки; 2 – конструктивні кромки; а – кромки лицьові;  
б – кромки, що розташовані з тильної сторони

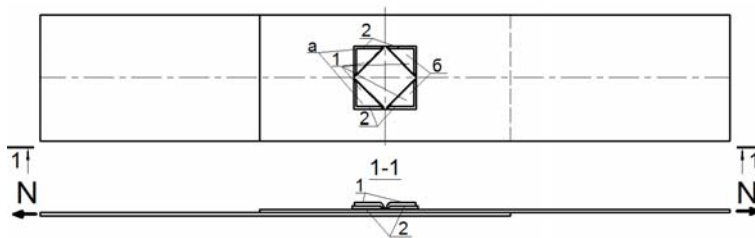


Рис. 8. Схема третього варіанта Х-подібного з'єднання (Х-3):  
1 – несучі кромки; 2 – конструктивні кромки;  
а – лицьові кромки; б – тильні кромки

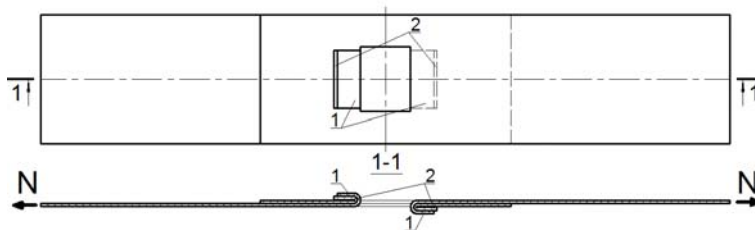


Рис. 9. Схема першого варіанта Н-подібного з'єднання (Н-1):  
1 – несучі кромки; 2 – конструктивні кромки

Другий варіант Н-подібного (умовно Н-2) з'єднання відрізняється наявністю фальца та формою отвору (рис. 10), де центральний проріз зміщений від центру отвору (умовно літери Н) на 2–4 мм для можливості загинання фальца [3]. При роботі на розтяг проріз зміщують у бік до більш короткої частини деталі. Спочатку кромки відгинають під кутом  $90^\circ$ , потім з'єднують відповідним чином, щоб коротший елемент спирався на довший. Потім довший елемент відгинають, утворюючи петлю, далі відбувається остаточне загинання, тобто закриття подвійного фальца. Другий варіант з'єднання наведений на рис. 11.

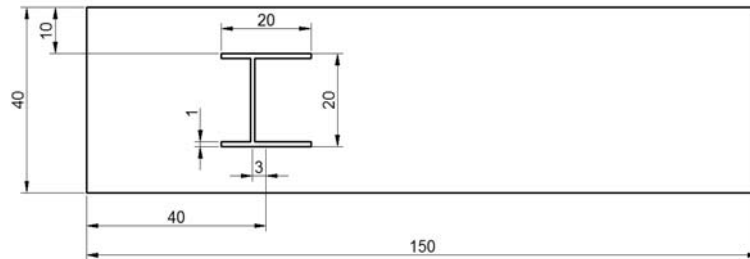


Рис. 10. Схема деталі для зразка для Н-подібного з'єднання з подвійним фальцем (розтяг)

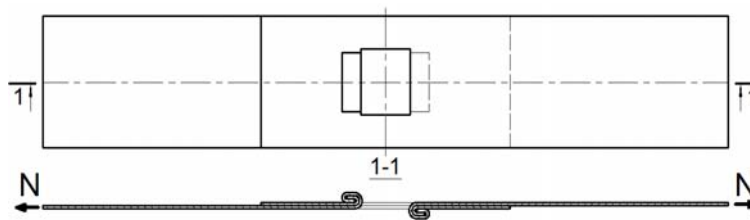


Рис. 11. Схема другого варіанта Н-подібного з'єднання (Н-2)

У рамках експерименту було проведено випробування на розтяг по 7 зразків варіантів: Х-1, Н-1, Н-2 та 3 зразки варіантів Х-2, Х-3. Схема випробувань на розтяг приведена на рис. 12.

Процес випробування зразків показано на рисунках 13–15. Результати випробування наведені в таблиці. Роботу з'єднання під навантаженням можна поділити на два етапи. Під час першого етапу роботи з'єднання не відбувалось жодних змін у геометрії зразків. При досягненні першого контрольного зусилля (позначеного, як зусилля «А» в таблиці) в з'єднанні розпочинались деформації вільних кінців елементів у вигляді відхилення їх від вертикальної площини. На другому етапі несуча здатність з'єднання збільшувалась з одночасним зростанням кута відхилення вільних кінців елементів від вертикалі. Зі збільшенням кута відхилення вільного кінця

елементів, відбувалося поступове відгинання несучих кромок. При досягненні другого контрольного зусилля (позначеного, як зусилля «Б» у таблиці) зростання несучої здатності припинялось і починалась активна фаза збільшення кута відгину несучих кромок. Після чого з'єднання розкривалось. В з'єднанні типу Н-2 відгину фальця не відбувалось, руйнування проходило за рахунок змінання основного металу. На рис. 16 наведено порівняння форми отворів та варіанти закріплення кромок деяких запропонованих варіантів з'єднання та закордонного аналога прес-з'єднання «Rosette-joints».

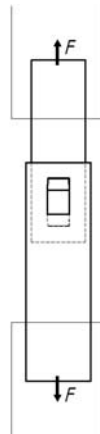


Рис. 12. Схема випробувань зразка на розтяг



Рис. 13. Випробування X-подібного з'єднання на зріз



Рис. 14. Випробування Н-подібного з'єднання на зріз



Рис. 15. Випробування Н-подібного з'єднання з подвійним фальцем на зріз

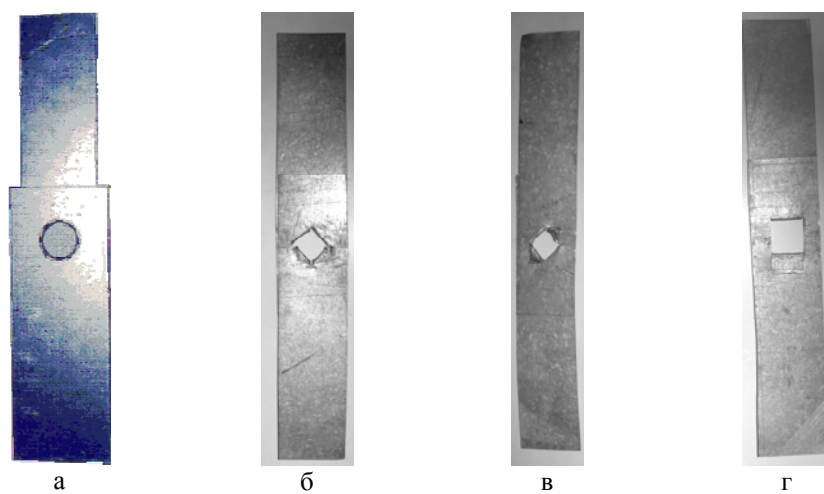


Рис. 16. Графічне порівняння варіантів з'єднань:  
а – «Rosette-joints», б – Х-1; в – Х-2; г – Н-2

Таблиця

Результати випробувань на зріз

№ зразка	Товщини з'єднуваних пластин $t_1=t_2$ , мм	Вид з'єднання									
		Хрестові						Н-подібні			
		Х-1		Х-2		Х-3		Н-1		Н-2	
		Зусилля А, кН	Зусилля Б, кН	Зусилля А, кН	Зусилля Б, кН	Зусилля А, кН	Зусилля Б, кН	Зусилля А, кН	Зусилля Б, кН	Зусилля А, кН	Зусилля Б, кН
1	0,7	1,36	2,14	0,73	1,17	0,90	1,32	1,36	1,90	1,85	2,40
2		1,41	2,20	0,83	1,34	0,85	1,26	1,19	1,70	1,89	2,52
3		1,67	2,31	0,80	1,27	0,84	1,29	1,15	1,74	1,96	2,80
4		1,71	2,38	-	-	-	-	1,17	1,72	2,04	2,71
5		1,76	2,43	-	-	-	-	1,24	1,80	2,00	2,76
6		1,86	2,58	-	-	-	-	1,34	1,89	2,00	2,74
7		1,83	2,52	-	-	-	-	1,38	1,92	1,98	2,52
Ср.зн		1,66	2,37	0,77	1,26	0,86	1,29	1,26	1,81	1,96	2,63

Порівнюючи отримані результати експерименту для з'єднань, що зображені на рис.16 та закордонного аналога прес-з'єднання «Rosette-joints», можна дійти висновку, що максимальне руйнівне навантаження складає для варіанту а) – 6,9 кН (товщина зразків 1 мм) [6], відповідно для варіантів: б) – 2,37 кН, в) – 1,26 кН, г) – 2,63 кН.

**Висновок**

На основі результатів проведених експериментальних досліджень було зроблено висновки про характер роботи даних з'єднань, а також встановлено тип відмов роботи з'єднань. У Х-подібних та Н-подібних з'єднаннях відмова роботи розпочиналась при відгині кромки, а в Н-подібних з'єднаннях із подвійним фальцем відбувалось зминання. На основі цих дослідів можна дійти висновку, що з'єднання Х-2 та Х-3 мають меншу несучу здатність та нестабільний характер руйнування, тому в подальшому перспективно досліджувати з'єднання видів Х-1, Н-1 та Н-2. Також до перспективних питань відноситься механізація створення з'єднань за допомогою спеціальних пристроїв.

## **Література**

- [1] ДСТУ-Н Б В.2.6-87:2009 Настанова з проектування конструкцій будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів. – К.: НДІБК, 2009. – 73 с.
- [2] Катранов И.Г. Эффективность применения вытяжных заклепок и винтов в соединениях ЛСТК [Текст] / И.Г. Катранов, Ю.С. Кунин // Научные труды XIII международной научно-практической конференции молодых ученых, аспирантов и докторантов «Строительство – формирование среды жизнедеятельности». – М. – МГСУ. – 2010. – С. 108–110.
- [3] Кровельные материалы. Практическое руководство. Характеристика и технология монтажа новейших гидроизоляционных, теплоизоляционных, пароизоляционных материалов / М.В. Панасюк – Ростов-на-Дону: – Феникс, 2005. – 448 с.
- [4] Factors influencing the strength of mechanical clinching / Pedreschi R, Sinha BP, Lennon R, Davies R. // 14th international speciality conference on cold-formed steel structures, Louis Missouri, USA. – 1998. – P. 549–562.
- [5] Helenius A. Shear Strength of clinched connections in light gauge steel. // VTT Research Notes 2029. Technical Research Centre of Finland, Espoo. – 2000.
- [6] Makelainen P., J. Kosti, W. Lu, H. Pastemak : Static and Cyclic Shear Behavior Analysis of the Rosette-Joint // Proceedings of the Fourth Conference on Light-Weight Steel and Aluminium Structures (ICSAS'99), Espoo, Finland. – 1999. – P. 585–592.
- [7] Yu W.-W. Cold-Formed Steel Design : third edition / Wei-Wen Yu. – New York : John Wiley & Sons Inc., 2000. – 645 p.

*Надійшла до редколегії 05.06.2012 р.*

УДК 624.014.074

## К вопросу сейсмостойкости большепролетных зданий и сооружений

Ажермачев Г.А., к.т.н., Ажермачев С.Г., к.т.н., Абдурахманов А.З.

Национальная академия природоохранного и курортного строительства, Украина

**Аннотация.** При расчете конструкций большепролетных сооружений на сейсмические воздействия расчетная схема сооружения в виде консоли становится некорректной, так как не учитываются условия закрепления основных несущих конструкций покрытия; колебаний конструкций покрытия, которые могут быть соизмеримы с горизонтальными колебаниями опорных конструкций и другое. Неучет взаимовоздействия опорных и пролетных конструкций при землетрясениях может вызвать разрушение сооружений в результате наложения собственных частот колебаний. Даются рекомендации по уменьшению сейсмических нагрузок на сооружение при землетрясениях и регулирования частот собственных колебаний основных конструкций.

**Анотація.** При розрахунку конструкцій великопрогонових споруд на сейсмічні впливи розрахункова схема споруди у вигляді консолі стає некоректною, оскільки не враховуються умови закріплення основних несучих конструкцій покриття; коливань конструкцій покриття, які можуть бути порівняні з горизонтальними коливаннями опорних конструкцій тощо. Неврахування взаємовпливу опорних і прогонових конструкцій під час землетрусів може викликати руйнування споруд у результаті накладення власних частот коливань. Даються рекомендації щодо зменшення сейсмічних навантажень на споруду під час землетрусів і регулювання частот власних коливань основних конструкцій.

**Abstract.** During the seismic impact calculation of long-span constructions, the structure design model in form of cantilevers is not correct, because it isn't taken into account the conditions of fixation of the main bearing structures cover; structure vibrations of the cover that can be compared with the horizontal vibrations, and other supporting structure. Neglecting of the supporting and span structures interaction during the earthquakes can cause structural failure as a result of oscillation self-frequencies superposition. The recommendations for the reducing of building seismic loads during the earthquakes and regulation of the self-oscillation frequencies of the main structures.

**Ключевые слова:** большепролетные сооружения, сейсмические воздействия, колебания, консоли.

**Введение.** В большинстве случаев при определении напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций зданий и сооружений при сейсмических воздействиях принимают расчетную модель в виде консоли с расположенными на ней массами и закрепленной жестко в основании. Однако для большепролетных сооружений такая расчетная модель становится некорректной, так как не учитываются условия закрепления основных несущих конструкций покрытия; колебания



конструкцій покриття, частоти и амплитуды которых могут быть близки к опорным конструкциям и др. [1, 2].

**Цель исследования** – создание корректных расчетных моделей, наиболее точно отражающих действительную работу конструкций.

Конечно, создание корректной расчетной модели очень трудная задача. Для её решения специалист должен иметь опыт исследования действительной работы конструкций и сооружений, а лучше, если эти исследования проводились на натуральных конструкциях при действительных силовых воздействиях. Но это идеально. Известно, что результаты, полученные при эксперименте, будут отвечать только этим экспериментальным условиям. Однако они полезны и для других подобных условий [3].

**Способ создания корректной расчетной модели.** Создать такую модель удалось при экспериментальных исследованиях сооружения в натуральную величину в условиях, близких к действительным нагрузениям при создании землекаменной противоселевой плотины путем подземного взрыва.

При исследовании НДС конструкций покриття большепролетного сооружения (рис. 1), при мощном подземном взрыве было отмечено значительное влияние динамических характеристик опорных конструкций на колебания конструкций покриття [4].



Рис. 1. Дворец спорта на 5000 зрителей в г. Алма-Ата

Исследуемое сооружение представляло собой прямоугольное каркасное здание пролетом 50 м, перекрытое стальными фермами, которые опирались на железобетонные колонны, закрепленные в железобетонных трибунах. Целью исследования была проверка фактических динамических характеристик ферм покриття и сравнение полученных результатов с теоретическими, принятыми при расчете конструкции покриття.

Показания фиксирующих приборов выводились на многошлейфовые осциллографы с последующей записью на осциллографические ленты.

Время исследования было согласовано с моментом возведения земляной насыпной противоселевой плотины в урочище Медео в 11 км от г. Алма-Ата. Для возведения земляной противоселевой плотины был использован подземный взрыв большого объема тротила.

В результате взрыва сейсмический толчок в эпицентре составлял силу, превышающую 8 баллов по шкале Рихтера, а в районе исследуемого объекта несколько больше 5 баллов.

**Анализ исследований.** Записи осциллограмм частот колебаний ферм в системе покрытия хорошо согласовались с теоретическими, принятыми при расчете покрытия. Однако через определенные промежутки времени возрастали амплитуды колебания ферм, т. е. наблюдался эффект биения, даже тогда, когда прошло некоторое время после взрыва.

Анализ всех показаний измерительной аппаратуры позволил установить причину появления биения – частоты собственных колебаний опорных конструкций и конструкций покрытия имели близкие значения, а это при определенных отрезках времени приводило к наложению частот и увеличивало амплитуду колебаний ферм.

Конечно при сейсмических воздействиях силой 8-9 баллов (в Алма-Ате уже были землетрясения силой 9 баллов в 1887 г. и в 1911 г.) могут быть большие отрицательные последствия, несмотря на то, что при кратковременных нагрузках предел текучести стали и временное сопротивление возрастают, однако сварные соединения подвергаются большому риску [5].

Такое «недоразумение» получилось потому, что проект опорной части сооружения (трибуны, колонны) выполнял один институт, а проект покрытия – другой институт, а в задании на проектирование не были указаны динамические характеристики опорных конструкций.

В настоящее время проектируется и возводится много большепролетных сооружений (спортивные, зрелищные, промышленные, специальные и др.) [6], в том числе в регионах с высокой сейсмической активностью. Не редки случаи, когда проекты этих сооружений и авторский надзор осуществляют специалисты, не имеющие достаточной квалификации. Поэтому такими серьезными объектами должны заниматься коллективы с высокой квалификацией исполнителей.

**Рекомендації.** Особенностью большепролетных сооружений является то, что сейсмостойкость таких объектов зависит от динамических характеристик как опорных конструкций, так и конструкций покрытия. Поэтому вопросы сейсмостойкости большепролетных сооружений необходимо решать комплексно с учетом одновременного взаимовлияния работы одних конструкций на другие [5]. А это возможно только с учетом активного вмешательства в работу инженера-проектировщика. Этот специалист, понимая как работает конструкция в тот или иной момент [7] (а при сейсмических воздействиях расчетная модель сооружения постоянно меняется), должен «настроить» конструкцию, чтобы она во время всей работы могла уйти от резонансных явлений или хотя бы сгладить пики сейсмических нагрузок.

Такой эффект можно получить, применяя сеймопоглотители с заданными динамическими характеристиками. Конструктивных решений сеймопоглотителей очень много, но для рассматриваемого случая, по нашему мнению, могут быть использованы сеймопоглотители кольцевого типа (СПК) [8]. Они просты в изготовлении и расчет их относительно прост [9, 10].

Разработанная методика расчета СПК позволяет подобрать геометрические параметры таким образом, чтобы уменьшить сейсмические нагрузки на сооружения в 1,5 – 3 раза, а при необходимости можно и больше.

СПК удобнее всего устанавливать в крестовых связях (рис. 2) При таком конструктивном решении лучше всего проявляются положительные качества этих сеймопоглотителей. Они не только снижают сейсмические силы воздействия на объект, но приводят к минимуму энергию колебаний от грунта к опорам несущих конструкций покрытия.

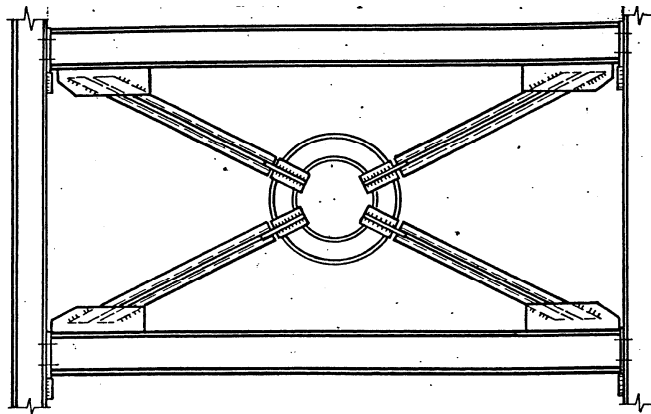


Рис. 2. Кольцевой сеймопоглотитель

Высокая энергопоглощающая способность СПК обеспечивается за счет его конструктивного решения и включения большого объема металла в пластическую работу [10].

В зависимости от периода собственных колебаний сооружения с СПК по основному тону, геометрические параметры СПК должны удовлетворять следующим условиям:

$$\frac{I}{r \cdot \eta} = \frac{a_0 K u k_{II} k_{\phi} \sin \varphi}{16 \pi \sigma_T N_k} \sqrt{m C_k \frac{i - \gamma^2}{(i - \mu^2) \gamma^2}} \quad (1)$$

или

$$\frac{I}{r} = \frac{4,4 C_k m a_0 K \beta_{\max} k_{II} k_{\phi} \sin \varphi}{\sigma_T E N_k^2} \gamma \left( \frac{\gamma^2 - \mu^2}{i - \gamma^2} \right) \quad (2)$$

$$\frac{r^3}{I_k} \leq [y_d] \frac{\alpha_n E}{0,286 P_T}, \quad (3)$$

где  $I$  – момент инерции сечения кольца;  $\eta$  – расстояние срединной поверхности нижнего или верхнего пояса от нейтральной оси;  $r$  – радиус кольца;  $a_0$  – ускорение колебаний основания;  $K$  – коэффициент, равный произведению коэффициентов  $k_1, k_2, k_{\psi}$ ;  $u$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от категории и мощности слоя грунта основания;  $\beta_{\max}$  – максимальное значение коэффициента динамичности, соответствующее определенной категории и мощности слоя грунта основания;  $k_{II}$  – коэффициент перегрузки;  $k_{\phi}$  – коэффициент, учитывающий влияние высших форм колебаний;  $m$  и  $C_k$  – инерционная масса и жесткость каркаса;  $i$  и  $\mu$  – коэффициенты, зависящие от интенсивности неупругих деформаций;  $\gamma$  – коэффициент, определяемый по формуле;  $N_k$  – число колец в одном направлении;  $[y_d]$  – предельные деформации ЭПК, ограниченные допустимым перекосом каркаса.

Проверяется условие  $T \leq T_{\min}$ , где  $T$  – период собственных колебаний сооружения. При его невыполнении подбор геометрических параметров кольцевых сеймопоглотителей следует производить по формулам (1) и (3). При выполнении данного условия – по формулам (2) и (3).

После подбора геометрических параметров кольцевого сеймопоглотителя и назначения их количества необходимо проверить условие надежности работы стального каркаса при землетрясении расчетной интенсивности [11]:

$$\overline{W}_u G_3 \geq 2 \cdot 0,95 V_1,$$

где 0,95 – коэффициент, учитывающий поглощение энергии при упругих колебаниях каркаса;  $G_{\Sigma}$  – суммарная масса сеймопоглотителей;  $\bar{W}_{\Sigma}$  – удельная одноцикловая энергоемкость сеймопоглотителя;  $V_1$  – энергия внешних сейсмических воздействий, полученная каркасом за один полуцикл собственных колебаний основного тона.

Предлагаемая методика использована в нескольких реально запроектированных объектах.

### **Выводы**

Большепролетные сооружения широко применяются в строительной практике в обычных и сейсмоопасных районах.

Конструктивная схема таких сооружений, возводимых в сейсмоопасных районах, не позволяет, как правило, применять упрощенную расчетную модель в виде консоли, защемленной внизу и массами приложенными по высоте.

При землетрясении на опорные и пролетные конструкции воздействуют усилия, которые при определенных условиях могут вызвать резонансные явления.

Чтобы обеспечить заданную надежность сооружения необходимо стремиться уменьшить сейсмические воздействия и «настраивать» его основные несущие конструкции так, чтобы не возникали резонансные явления или хотя бы сглаживались пики максимальных сейсмических нагрузок.

Для «настройки» конструкций можно применить сеймопоглотители кольцевого типа.

### **Литература**

- [1] Ажермачев Г.А. Влияние способа сопряжения ригелей и колонн в одноэтажных промышленных зданиях и сооружениях на сейсмостойкость / Строительство и техногенная безопасность. Сб. научн. трудов. Вып. 11. НАПКС. Симферополь. – 2005. – С. 6 – 7.
- [2] Ажермачев Г.А. Учет вертикальных колебаний балочных конструкций при расчете на сейсмические воздействия / Строительство и техногенная безопасность. Сб. научн. трудов. Вып. 7. КАПКС. Симферополь. – 2002. – С. 11 – 15.
- [3] Ажермачев Г. А. Конструктивные решения сооружений и расчетные модели / Международная научная конференция «Геодинамика, сейсмическая опасность, сейсмостойкость сооружений». Симферополь. – 2011. – С. 193 – 197.

- [4] Ажермачев Г.А., Остриков Г.М. Результаты натурных замеров сейсмических колебаний большепролетных зданий / Промышленное строительство. – № 5. – 1970. – С. 27 – 29.
- [5] Ажермачев С.Г. Долговечность сварных соединений элементов решетки опорных блоков морских стационарных платформ при волновых воздействиях / Строительство и техногенная безопасность. Сб. научн. трудов. Вып. 33-34. НАПКС. Симферополь. – 2010. – С. 52 – 55.
- [6] Горохов Е.В., Мушанов В.Ф. Надежность эффективных пространственных большепролетных конструкций покрытий спортивных сооружений / Сб. научн. трудов института строительства и архитектуры. МГСА. – М.: 2008. – С. 91 – 95.
- [7] Югов А.М. Оценка надежности металлических конструкций на этапах жизненного цикла. – Макеевка: ДонГАСА, 2003. – 200 с.
- [8] Ажермачев Г.А., Абдурахманов А.З. Особенности применения кольцевых сейсмопоглотителей в каркасах зданий / Збірник матеріалів всеукраїнської науково-практичної конференції «Сучасні наукові досягнення – 2008. Том III. Миколаїв, 2008. – С. 4 – 8.
- [9] Ажермачев Г.А., Морозова Е.В., Абдурахманов А.З. Применение энергопоглотителей в стальных каркасах типа «Фламинго» / Сборник научных трудов НАПКС. Вып. 19-20 СиТБ, 2007.
- [10] Каркас сейсмостійкої багатоповерхової будівлі: Пат. 44968 Україна: МПК E04H 9/02 E04B 1/24 / Г.А. Ажермачов, С.Г. Ажермачов, А.З. Абдурахманов (Україна). – № u200903727; Заявл. 16.04.2009; Опубл. 26.10.2009, Бюл. № 20. – 3 с.
- [11] Остриков Г.М., Максимов Ю.С. Стальные сейсмостойкие каркасы многоэтажных зданий. – Алма-Ата: Казахстан, 1985. – 120 с.

*Надійшла до редколегії 23.04.2012 р.*

УДК 624.014.2

## **Розрахунок підсилення кроквяних ферм підведенням поздовжньої вертикальної ферми**

**Бабічев П.Є., к.т.н.**

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

**Анотація.** В статті розглядається розрахунок підсилення кроквяних ферм підведенням поздовжньої вертикальної ферми. Визначаються методи розподілу навантажень від підвісних кранів між кроквяними фермами.

**Аннотация.** В статье рассматривается расчет усиления стропильных ферм подведением продольной вертикальной фермы. Определяются методы распределения нагрузок от подвесных кранов между стропильными фермами.

**Abstract.** In the given paper the calculation of roof truss strengthening by attaching of longitudinal vertical truss is considered. The methods of loading distribution from the suspended cranes between roof truss are determined

**Ключові слова:** кроквяні ферми, вертикальні ферми, методи розподілу навантажень, підвісні крани.

Одним із способів підсилення металевих ферм покриттів змінної конструктивної схеми є застосування поздовжньої розподільної вертикальної ферми, розташованої по всій довжині покриття (рис. 1). Цей спосіб застосовують при реконструкції виробничих будівель, коли змінюють підвісні крани на нові більшої вантажності або при установленні нових додаткових кранів [1, 2, 3]. Локальні навантаження від підвісних кранів, які діють на розрахункову (найбільш навантажену) кроквяну ферму, розподіляються поздовжньою фермою на кілька ферм (звичайно враховують у розрахунках просторових каркасів 5–7 ферм).

Методи розрахунку підсилення кроквяних ферм поздовжньою вертикальною фермою в літературі висвітлено не в повній мірі, наприклад в [2] вказано тільки на розрахункову схему ферм, які слід розглядати як системи на пружних опорах.

У статті викладена методика розрахунку, яка дозволяє визначити переріз елементів поздовжньої ферми і ступеня підсилення кроквяних ферм.

При розрахунку підсилення треба підібрати необхідний (оптимальний) момент інерції перерізу поздовжньої ферми і визначити реакції пружних її опор від додаткового навантаження.

Розрахунок пропонується виконувати із застосуванням одного із методів – методу нерозрізної балки і методу консолі [4].

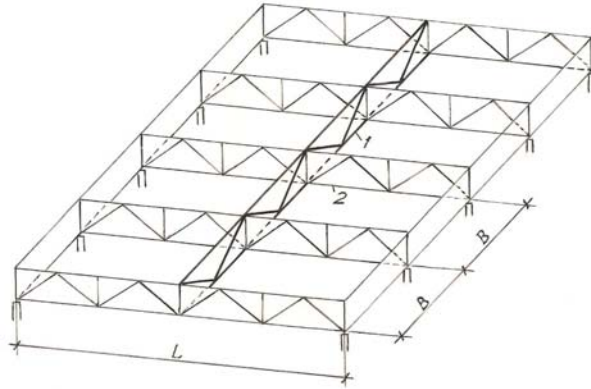


Рис. 1. Конструктивна схема

Перший метод заснований на зрівнюванні просадки поздовжньої ферми, як нерозрізної балки на пружних опорах, у вузлах перетину з кроквяними фермами і прогину кроквяної ферми у відповідному вузлі перетину. При цьому для розрахункової кроквяної ферми отримують систему рівнянь переміщень, у результаті розв'язування якої одержують реакції пружних опор балки, які розглядаються як навантаження на відповідну кроквяну ферму. Цей метод може застосовуватися як при симетричному, так і несиметричному навантаженні на поздовжню ферму. В другому методі поздовжня ферма розглядається при симетричній формі її згину як консоль, затиснена у вузлі перетину з розрахунковою кроквяною фермою. У цьому методі зрівнюють прогин консолі у вузлах перетину з кроквяними фермами і прогин кроквяної ферми у відповідному вузлі. В результаті розв'язування одержаної системи рівнянь, як і в першому методі, отримують опорні реакції поздовжньої ферми у вузлах перетину з кроквяними фермами.

Розподіл навантаження між кроквяними фермами залежить від співвідношення жорсткостей поздовжньої і кроквяної ферм, а при однаковому модулі пружності – від співвідношення моментів інерції. Момент інерції ферми визначають за формулою

$$I = (A_b z_1^2 + A_n z_2^2) K_1, \quad (1)$$

де  $A_b$  і  $A_n$  - площі бругто верхнього і нижнього поясів у середині прогону;  $z_1$  і  $z_2$  - відстані від центра ваги поясів до нейтральної осі ферми;  $K_1$  - коефіцієнт, який враховує нахил верхнього поясу та пружність ґрат ферми і береться рівним: при уклоні верхнього поясу  $i = 1:10$ ,  $K_1 = 0,7$ ; при  $i = 1:15$ ,  $K_1 = 0,8$ ; при уклоні, близькому до нуля,  $K_1 = 0,9$ .



Потрібний момент інерції поздовжньої вертикальної ферми запишемо у вигляді  $I_1 = I \cdot k$ , де  $k$  - коефіцієнт, який відповідає потрібному розвантаженню кроквяної ферми або заданий за конструктивними міркуваннями.

Осідання кроквяної ферми від сили  $F = 1$ , прикладеної в місці кріплення поздовжньої ферми, визначаємо за відомою формулою

$$\Delta = \sum \frac{\bar{N}_i^2 l_i}{EA_i}. \quad (2)$$

Розглянемо спочатку розрахунок розподілу навантаження від підвісних кранів на кілька ферм за першим методом.

Поздовжню ферму, як відзначено вище, враховуємо як нерозрізну балку постійного перерізу на пружних опорах. Позначаємо прогин балки, вільно лежачої на двох крайніх пружних опорах,  $\delta$ , а осідання самих пружних опор, тобто кроквяних ферм, від вантажу  $F = 1$  позначкою  $\Delta$ .

Осідання деякої точки розрізної балки на пружних опорах складається з двох частин: перша частина  $\delta'$  залежить від осідання опор, друга частина  $\delta''$  залежить від прогину самої балки, який в свою чергу залежить від її згинної жорсткості. Цю частину осідання балки визначаємо від навантаження епюрою моментів при дії вантажу  $F = 1$  з урахуванням взаємного впливу кроквяних ферм на ділянці, яка розглядається (рис. 2, 3).

Осідання балки  $\delta'$  визначаємо за першою епюрою переміщень, наведеною на рис. 2, 3 безпосередньо після розрахункової схеми балки, а  $\delta''$  – за другою епюрою, наведеною нижче. Формули для визначення осідання балки в проміжних точках зведені в таблицю.

Якщо додаткове навантаження передається одній кроквяній фермі, для визначення реакцій пружних опор нерозрізної розподільної системи треба скласти систему рівнянь (3 або 4), яка відповідає цій розрахунковій кроквяній фермі. Якщо ж додаткове навантаження передається на розрахункову ферму і ще, наприклад, на дві суміжні ферми – треба скласти системи рівнянь і для них.

У системі рівнянь для розрахункової ферми враховуємо еквівалентне (за прогином) зосереджене навантаження в місці з'єднання з поздовжньою фермою  $F_{e1}$ , яке в цій системі замінюємо на одиницю. В системі рівнянь для суміжних ферм, якщо навантаження на них однакове, враховуємо

зосереджене навантаження, яке дорівнює  $p = \frac{F_{e2}}{F_{e1}}$  ( $F_{e2}$  - еквівалентне

зосереджене навантаження на суміжну ферму). Переміщення  $\delta''$  в системах рівнянь для цих ферм беремо із таблиці з множенням на  $p$ , що менше одиниці.

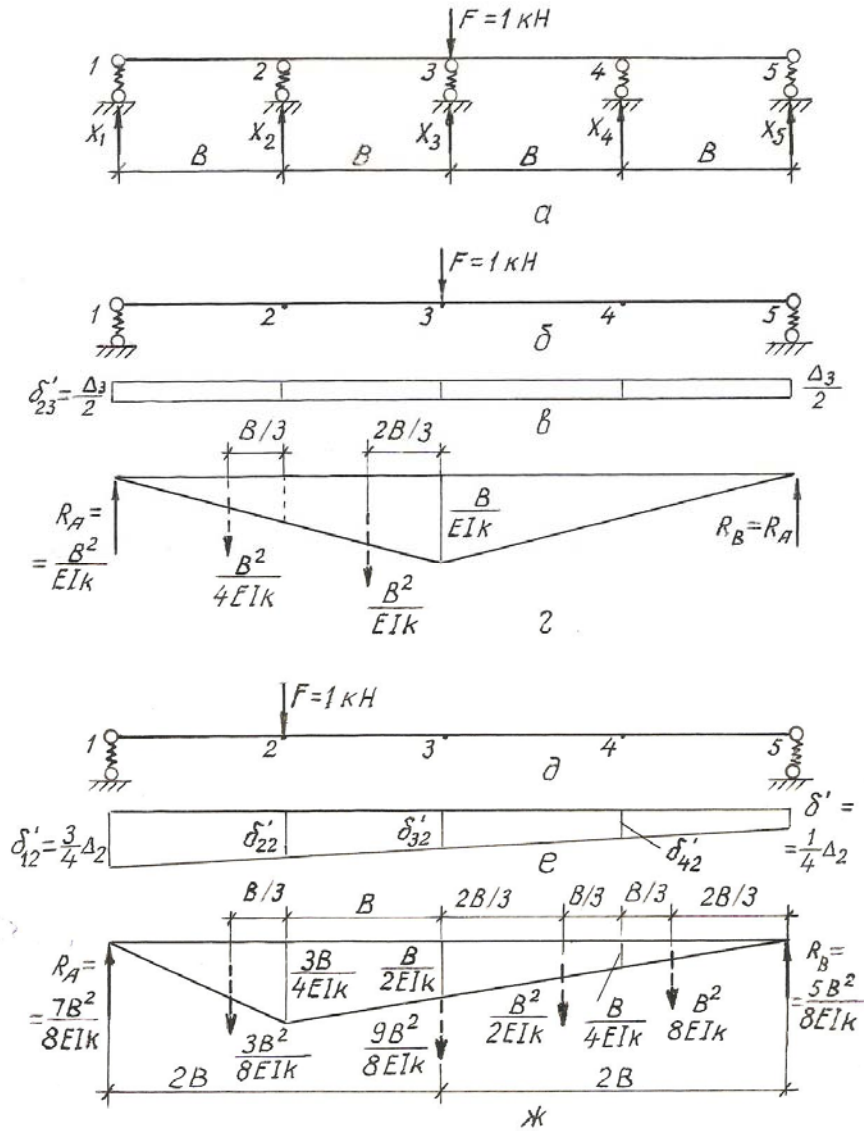


Рис. 2. Епюри моментів при дії вантажу  $F = 1$  з урахуванням взаємного впливу кроквяних ферм

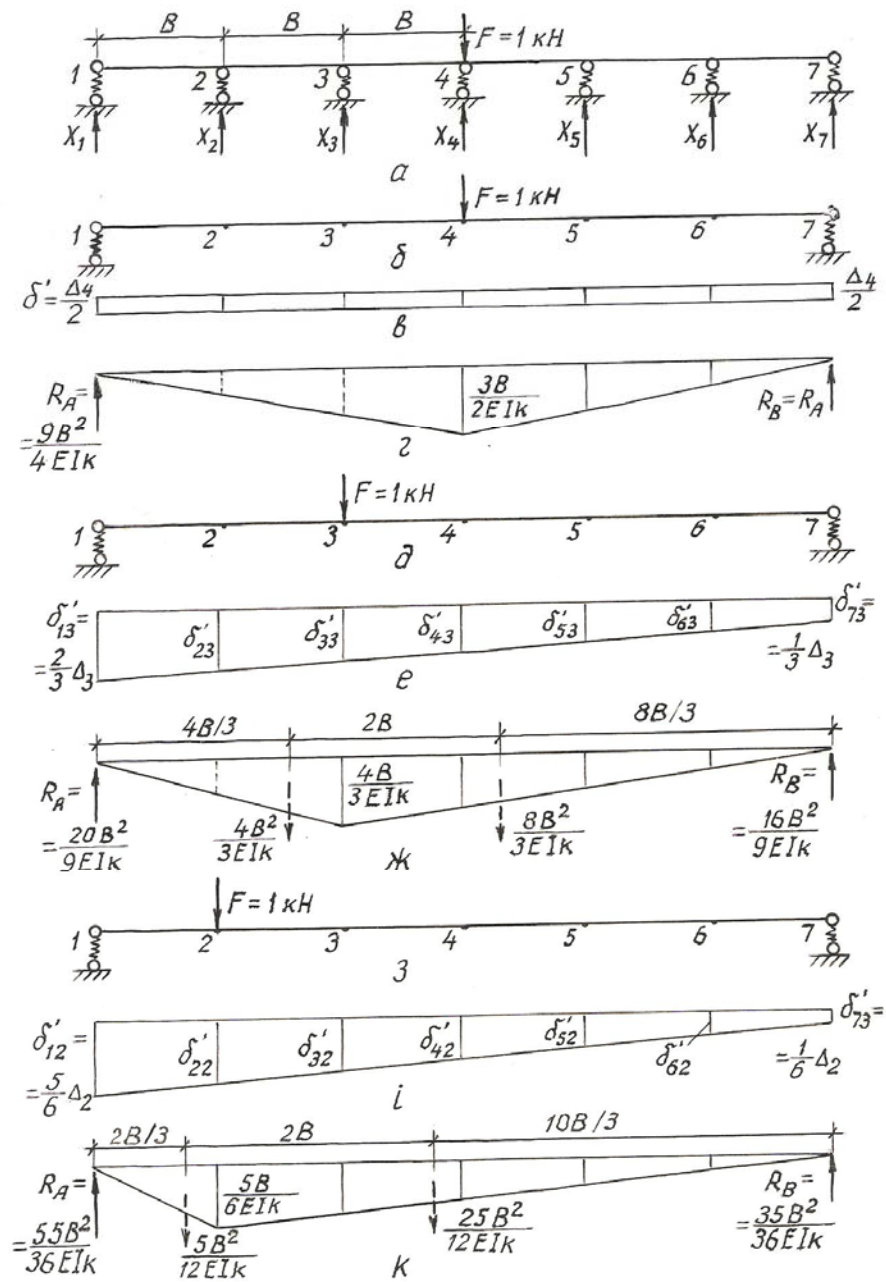


Рис. 3. Епюри моментів при дії вантажу  $F = 1$  з урахуванням взаємного впливу кроквяних ферм

Таблиця

Кількість кроквяних ферм	
5	7
$\delta = \delta' + \delta''$	$\delta = \delta' + \delta''$
$\delta_{33} = \frac{\Delta_3}{2} + \frac{4}{3} \cdot \frac{B^3}{EI k}$	$\sigma_{44} = \frac{\Delta_4}{2} + \frac{9B^3}{2EI k}$
$\delta_{23} = \delta_{43} = \delta_{32} = \delta_{34} = \frac{1}{2}\Delta_3 + \frac{11}{12} \cdot \frac{B^3}{EI k}$	$\delta_{34} = \delta_{54} = \delta_{43} = \delta_{45} = \frac{\Delta_4}{2} + \frac{23}{6} \cdot \frac{B^3}{EI k}$
$\delta_{22} = \delta_{44} = \frac{5}{8}\Delta_2 + \frac{3}{4} \cdot \frac{B^3}{EI k}$	$\delta_{24} = \delta_{42} = \delta_{64} = \delta_{46} = \frac{\Delta_4}{2} + \frac{13}{6} \cdot \frac{B^3}{EI k}$
$\delta_{42} = \delta_{24} = \frac{3}{8}\Delta_2 + \frac{7}{12} \cdot \frac{B^3}{EI k}$	$\delta_{33} = \delta_{55} = \frac{5}{9}\Delta_3 + \frac{32}{9} \cdot \frac{B^3}{EI k}$
	$\delta_{23} = \delta_{65} = \frac{11}{18}\Delta_3 + \frac{19}{9} \cdot \frac{B^3}{EI k}$
	$\delta_{53} = \delta_{35} = \frac{4}{9}\Delta_3 + \frac{28}{9} \cdot \frac{B^3}{EI k}$
	$\delta_{63} = \delta_{25} = \frac{7}{18}\Delta_3 + \frac{31}{18} \cdot \frac{B^3}{EI k}$
	$\delta_{22} = \delta_{66} = \frac{5}{18}\Delta_2 + \frac{25}{18} \cdot \frac{B^3}{EI k}$
	$\delta_{32} = \delta_{56} = \frac{7}{18}\Delta_2 + \frac{19}{9} \cdot \frac{B^3}{EI k}$
	$\delta_{52} = \delta_{36} = \frac{11}{18}\Delta_2 + \frac{31}{18} \cdot \frac{B^3}{EI k}$
	$\delta_{62} = \delta_{26} = \frac{13}{18}\Delta_2 + \frac{17}{18} \cdot \frac{B^3}{EI k}$

Рівняння переміщень для розрахункової ферми мають вигляд:

— при розподілі навантаження на 5 ферм

$$(F_{e1} - x_3)\delta_{33} - x_2\delta_{32} - x_4\delta_{34} = x_3\Delta_3;$$

$$(F_{e1} - x_3)_{23} - x_2\delta_{22} - x_4\delta_{24} = x_2\Delta_2;$$

$$(F_{e1} - x_3)\delta_{43} - x_2\delta_{42} - x_4\delta_{44} = x_4\Delta_4.$$

(3)

— при розподілі навантажень на 7 ферм

$$\begin{aligned}
 (F_{e1} - x_4)\delta_{43} + x_3\delta_{43} - x_2\delta_{42} - x_5\delta_{45} - x_6\delta_{46} &= x_4\Delta_4; \\
 (F_{e1} - x_4)\delta_{33} - x_3\delta_{33} - x_2\delta_{32} - x_5\delta_{35} - x_6\delta_{36} &= x_3\Delta_3; \\
 (F_{e1} - x_4)\delta_{23} - x_3\delta_{23} - x_2\delta_{22} - x_5\delta_{25} - x_6\delta_{26} &= x_2\Delta_2; \\
 (F_{e1} - x_4)\delta_{53} - x_3\delta_{53} - x_2\delta_{52} - x_5\delta_{55} - x_6\delta_{56} &= x_5\Delta_5; \\
 (F_{e1} - x_4)\delta_{63} - x_3\delta_{63} - x_2\delta_{62} - x_5\delta_{65} - x_6\delta_{66} &= x_6\Delta_6.
 \end{aligned} \tag{4}$$

Індекс при позначці  $\Delta$  вказує, якій опорі нерозрізної балки, тобто якій кроквяній фермі, відповідає рівняння. При однаковій жорсткості кроквяних ферм його можна пропускати.

Для зручності розв'язування систему рівнянь перетворюємо до вигляду:

— при розподілі навантаження на 5 ферм

$$\begin{aligned}
 x_3(\Delta_3 + \delta_{33}) + x_2\delta_{32} + x_4\delta_{34} &= F_{e1}\delta_{33}; \\
 x_2(\Delta_2 + \delta_{22}) + x_3\delta_{23} + x_4\delta_{24} &= F_{e1}\delta_{23}; \\
 x_4(\Delta_4 + \delta_{44}) + x_2\delta_{42} + x_3\delta_{43} &= F_{e1}\delta_{43}.
 \end{aligned} \tag{5}$$

— при розподілі навантаження на 7 ферм

$$\begin{aligned}
 x_4(\Delta_4 + \delta_{44}) + x_3\delta_{43} + x_2\delta_{42} + x_5\delta_{45} + x_6\delta_{46} &= F_{e1}\delta_{44}; \\
 x_3(\Delta_3 + \delta_{33}) + x_4\delta_{34} + x_2\delta_{32} + x_5\delta_{35} + x_6\delta_{36} &= F_{e1}\delta_{34}; \\
 x_2(\Delta_2 + \delta_{22}) + x_4\delta_{24} + x_3\delta_{23} + x_5\delta_{25} + x_6\delta_{26} &= F_{e1}\delta_{24}; \\
 x_5(\Delta_5 + \delta_{55}) + x_4\delta_{54} + x_3\delta_{53} + x_2\delta_{52} + x_6\delta_{56} &= F_{e1}\delta_{54}; \\
 x_6(\Delta_6 + \delta_{66}) + x_4\delta_{64} + x_3\delta_{63} + x_2\delta_{62} + x_5\delta_{65} &= F_{e1}\delta_{64}.
 \end{aligned} \tag{6}$$

Аналогічно складається система рівнянь для розподілу навантаження з суміжних ферм. При цьому замість  $F_{e1} = 1$  необхідно підставити  $p$ .

Після розв'язування системи рівнянь отримаємо реакції проміжних опор нерозрізної балки. Реакції крайніх опор балки на пружних опорах визначаємо як у звичайній однопрогоновій балці на крайніх опорах, завантаженій відповідною силою  $F_{e1} = 1$  або  $p < 1$  та відповідними реакціями проміжних опор. Контроль правильності визначення реакцій опор виконуємо за умовами: при розподілі навантаження розрахункової ферми  $\Sigma x = 1$ , суміжних ферм  $\Sigma x = p$ .

За результатами розподілу навантажень трьох ферм реакція опори нерозрізної балки, яка відповідає розрахунковій кроквяній фермі, дорівнює:

$$x = x_{F1} + 2x_p.$$

Отримана таким чином реакція опори відповідає частці еквівалентного зосередженого навантаження на розрахункову ферму після розподілу навантажень трьох ферм.

У системі (5) друге і третє рівняння однакові, якщо врахувати симетрію схеми та принцип взаємності переміщень. Тому реакції опор нерозрізної балки в загальному вигляді визначаємо з двох перших рівнянь:

$$x_3 = 1 - \frac{\Delta(\delta_{24} + \delta_{22} + \Delta)}{(\Delta + \delta_{33})(\delta_{24} + \delta_{22} + \Delta) - 2\delta_{23}^2}; \quad (7)$$

$$x_2 = x_4 = \frac{\Delta\delta_{23}}{(\Delta + \delta_{33})(\delta_{24} + \delta_{22} + \Delta) - 2\delta_{23}^2}; \quad (8)$$

$$x_1 = x_5 = \frac{1 - x_3 - 2x_2}{2}. \quad (9)$$

У другому методі розрахунку, як відзначено раніше, поздовжню ферму можна розглядати, при симетричному її згині, як консольну балку, затиснуту на розрахунковій фермі (рис. 4), тобто на середині довжини.

При згині консолі виникають реакції пружних опор в місцях кріплення її до кроквяних ферм, які можна визначити шляхом розв'язування системи рівнянь, одержаних при запису рівності прогинів консолі у відповідних її перерізах і осідання кроквяної ферми від сили  $F = 1$ .

У випадку розподілу навантаження між 5-ма фермами рівняння мають вигляд (див. рис. 4,а):

$$\begin{aligned} f_2 &= \delta_3 - \delta_2; \\ f_1 &= \delta_3 - \delta_1. \end{aligned} \quad (10)$$

Запишемо ці рівняння в розгорнутому вигляді при розташуванні поздовжньої ферми в середині прогону кроквяних ферм. При цьому прогин консолі та осідання кроквяних ферм ураховуємо як для балок, а вплив ґрат ураховується при визначенні моментів інерції:

— для ферми 2

$$f_2 = \frac{(x_1 + x_2)B^3}{3EI_k} + \frac{x_1B^2}{2EI_k} \cdot B = \frac{B^3(5x_1 + 2x_2)}{6EI_k} = \frac{L^3(x_3 - x_2)}{48EI}; \quad (11)$$

— для ферми 1

$$f_1 = \frac{x_1(2B)^3}{3EI_k} + \frac{x_2B^3}{3EI_k} + \frac{x_2B^2}{2EI_k} \cdot B = \frac{B^3(16x_1 + 5x_2)}{6EI_k} = \frac{L^3(x_3 - x_1)}{48EI}. \quad (12)$$

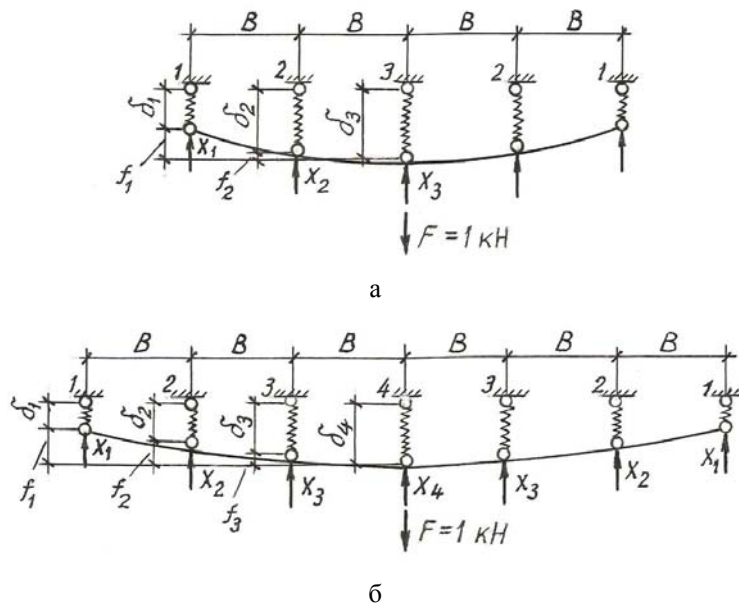


Рис. 4. Розподіл навантаження між 5-ма фермами

Рівняння (11), (12) зведемо до вигляду

$$\begin{cases} x_3 - x_2 = n(2x_2 + 5x_1); \\ x_3 - x_1 = n(5x_2 + 16x_1), \end{cases} \quad (13)$$

де  $n = \frac{8B^3}{kL^3}$ ;  $k = \frac{I_1}{I}$ ;  $I_1$  - момент інерції поздовжньої ферми;  $I$  - аналогічна характеристика перерізу кроквяної ферми.

Для визначення невідомих реакцій опор до (13) додамо умову рівноваги

$$1 = x_3 + 2x_2 + 2x_1. \quad (14)$$

Після розв'язання системи з трьох рівнянь одержимо:

$$x_3 = \frac{1 + 18n + 7n^2}{5 + 34n + 7n^2}; \quad (15)$$

$$x_2 = \frac{1 + 11n}{5 + 34n + 7n^2}; \quad (16)$$

$$x_1 = \frac{1 - 3n}{5 + 34n + 7n^2}. \quad (17)$$

Аналогічно викладеному напишемо систему рівнянь при розрахунку розподілу навантаження між 7-ма фермами (див. рис. 4,б):

$$f_3 = \frac{(x_3 + x_2 + x_1)B^3}{3EI_k} + \frac{(x_2B + 2x_1B)B^2}{2EI_k} = \frac{B^3(2x_3 + 5x_2 + 8x_1)}{6EI_k} = \frac{L^3}{48EI}(x_4 - x_3); \quad (18)$$

$$f_2 = \frac{x_3B^3}{3EI_k} + \frac{x_3B^2}{2EI_k}B + \frac{(x_1 + x_2)(2B)^3}{3EI_k} + \frac{x_1B(2B)^2}{2EI_k} = \frac{B^3}{6EI_k}(28x_1 + 16x_2 + 5x_3) = \frac{L^3}{48EI}(x_4 - x_2); \quad (19)$$

$$f_1 = \frac{x_1(3B)^3}{3EI_k} + \frac{x_2(2B)^3}{3EI_k} + \frac{x_2(2B)^2B}{2EI_k} + \frac{x_3B^3}{3EI_k} + \frac{x_3B^2}{2EI_k} \cdot 2B = \frac{B^3}{6EI_k}(8x_3 + 28x_2 + 54x_1) = \frac{L^3}{48EI}(x_4 - x_1). \quad (20)$$

Перетворимо ці рівняння до спрощеного вигляду і додамо до них рівняння рівноваги:

$$\begin{cases} x_4 - x_3 = n(2x_3 + 5x_2 + 8x_1); \\ x_4 - x_2 = n(28x_1 + 16x_2 + 5x_3); \\ x_4 - x_1 = n(8x_3 + 28x_2 + 54x_1); \\ 1 = x_4 + 2x_3 + 2x_2 + 2x_1. \end{cases} \quad (21)$$

Після розв'язання системи рівнянь (21) одержимо:

$$x_4 = \frac{1 + 72n + 131n^2 + 26n^3}{7 + 196n + 193n^2 + 26n^3}; \quad (22)$$

$$x_3 = \frac{1 + 57n + 46n^2}{7 + 196n + 193n^2 + 26n^3}; \quad (23)$$

$$x_2 = \frac{1 + 23n - 18n^2}{7 + 196n + 193n^2 + 26n^3}; \quad (24)$$

$$x_1 = \frac{1 - 18n + 3n^2}{7 + 196n + 193n^2 + 26n^3}. \quad (25)$$

Порівняємо викладені методи за результатами розрахунків розподілу навантаження між 5-ма фермами при наступних даних:  $L = 36$  м;  $B = 6$  м;



$I = 3,3 \cdot 10^6 \text{ см}^4$ ;  $\Delta = 0,0171 \text{ см}$  від сили  $F = 1$ , прикладеної в середині прогону де прикріплюється вертикальна поздовжня ферма;  $k = 1$ .

За формулами, що наведені в таблиці, одержані такі значення переміщень, см:  $\delta_{24} = 0,008266$ ;  $\delta_{22} = 0,013071$ ;  $\delta_{33} = 0,012787$ ;  $\delta_{23} = 0,011463$ .

За формулами (7) і (15) одержані значення реакції опори 3, яка відповідає розрахунковій кроквяній фермі:  $x_3 = 0,2581$  і  $x_3 = 0,2674$ . Розходження цих значень складає 3,6 % від значення за першим методом розрахунку, що свідчить про практичну ідентичність методів. Перший метод виявився трохи вигіднішим для розподілу навантажень, оскільки значення  $x_3$  за цим методом менше.

На розподіл навантаження між фермами значно впливає співвідношення жорсткостей  $k$  поздовжньої та кроквяної ферм. Наближення жорсткості поздовжньої ферми до жорсткості кроквяної ферми мало відбивається на зміні розподілу навантаження, а при зменшенні жорсткості поздовжньої ферми ефективність розподілу різко знижується. На рис. 5 наведена залежність реакції опори поздовжньої ферми, яка відповідає розрахунковій кроквяній фермі при  $F = 1$ , від  $k$  (суцільна лінія відповідає розподілу навантажень між 7-ма фермаи, а крапкова – між 5-ма).

Прикріплювати поздовжню ферму до кроквяних ферм вигідніше в середині прогону кроквяних ферм, де прогин  $\Delta$  від зосередженої сили  $F = 1$  найбільший, а коефіцієнт  $n$  виходить меншим, що наближає до більш рівномірного розподілу навантаження.

У деяких випадках при симетричному навантаження відносно поздовжньої осі покриття можуть бути підведені дві поздовжні ферми. При цьому розвантаження розрахункової ферми може бути трохи більшим. Вплив місця розташування поздовжніх ферм урахується коефіцієнтом  $n$ . Якщо розташувати поздовжні ферми в площині стояків кроквяних ферм за рис. 6 на відстані  $a$  від опор, то вираз прогину від сил  $F = 1$  у місцях розташування поздовжніх ферм і коефіцієнта  $n$  набуде вигляду:

$$f = \frac{a^2(3L - 4a)}{6EI}; \quad (26)$$

$$n = \frac{B^3}{a^2(3L - 4a)k}. \quad (27)$$

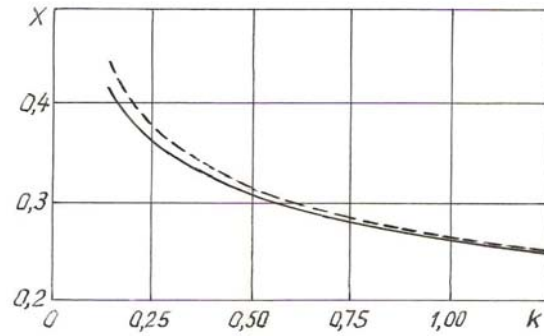


Рис. 5. Залежність реакції опори поздовжньої ферми, яка відповідає кроквяній фермі при  $F = 1$ , від "k" (суцільна лінія відповідає розподілу навантажень між 7-ма фермами, а крапкова – між 5-ма)

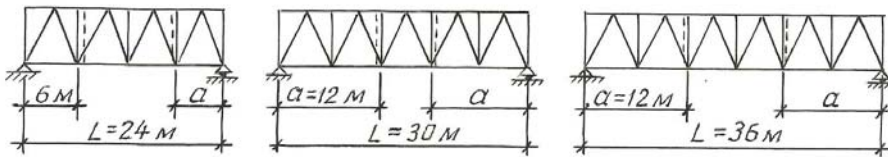


Рис. 6. Позначення розмірів ферм прольотом 24 м, 30 м і 36 м

При позначених на рис. 6 розмірах коефіцієнти  $n$  для ферм прольотом 24, 30 і 36 м обчислюються за формулами, відповідно:

$$n = \frac{B^3}{1728k}; \quad n = \frac{B^3}{6048k}; \quad n = \frac{B^3}{8640k}. \quad (28)$$

Для ферм прогоном 24 м коефіцієнт  $n$  при двох і одній поздовжніх фермах однаковий, тому і розподіл навантаження однаковий.

Якщо додаткове навантаження діє на одну кроквяну ферму, то потрібний коефіцієнт  $k$  для випадку розподілу навантаження між 7-ма фермами можна знайти за рис. 7 при поздовжній фермі, розташованій на середині прогону покриття (залежність між  $k$  та  $x$  при двох поздовжніх фермах не наведено у зв'язку з обмеженим обсягом статті). При цьому треба попередньо визначити потрібну реакцію  $x_4$ , при якій забезпечується несуча здатність усіх стрижнів ферми або зменшуються обсяги робіт із підсилення шляхом збільшення перерізу стрижнів, урахувавши, що зусилля в стрижнях ферми від підвісних кранів після розподілу навантаження зменшуються в  $F_{e1}/x_4$  разів ( $F_{e1} = 1$ ).

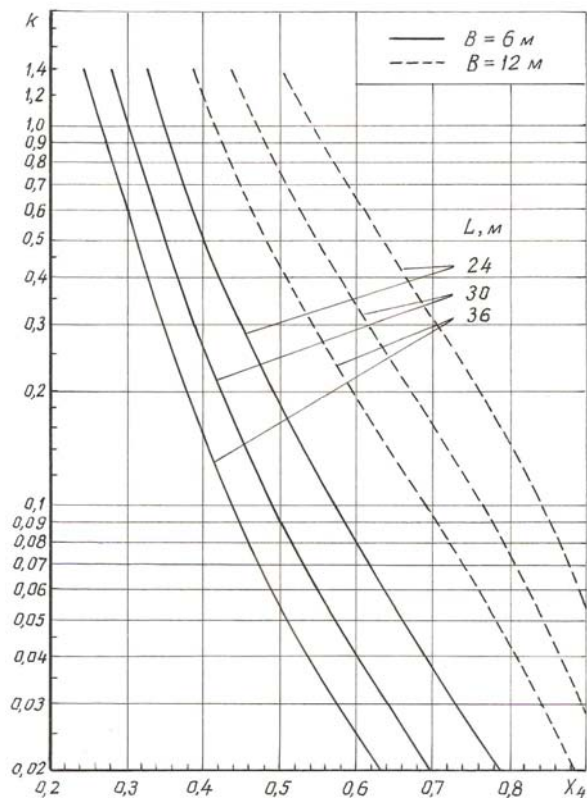


Рис. 7. Розподіл навантаження між 7-ма фермами

Потрібний коефіцієнт  $n$  при відомому відповідному значенні  $x$  ( $x_3$  чи  $x_4$ ) можна визначити з рівняння (15) або (22), а після цього – потрібний коефіцієнт  $k$  для однієї поздовжньої ферми. Після підбору поясів поздовжньої ферми перевірку розрахунку розподілу навантаження виконують в оберненій послідовності: визначають фактичні значення  $k$ ,  $n$ ,  $x$ . При правильному розрахунку значення  $x$  повинно бути не більше ніж попередньо визначене.

У випадку, коли при встановленні підвісних кранів для розрахункової ферми навантаження передається також на суміжні ферми – треба врахувати передачу його частки на розрахункову ферму аналогічно тому, як це враховано в методі нерозрізної балки.

Для розподілу навантаження біля торців будівлі слід застосовувати метод нерозрізної балки, оскільки при методі консолі кількість ферм, що враховується, зменшується.

## **Висновки**

Запропоновано два методи розподілу навантажень від підвісних кранів між кроквяними фермами, які забезпечують практично однакові результати розрахунку. Метод нерозрізної балки може застосовуватися при будь-якому розташуванні навантажень, а метод консолі – при симетричному їх розташуванні відносно осі розрахункової ферми.

За допомогою методу консолі побудовані графіки для визначення потрібного відношення моментів інерції поздовжньої і кроквяної ферм у залежності від реакції опори поздовжньої ферми після розподілу навантажень і вказано шлях розв'язування цієї задачі аналітичним способом.

При розташуванні двох поздовжніх ферм у покритті момент інерції перерізу поздовжньої ферми менший ніж при одній поздовжній фермі, якщо прогін кроквяних ферм 30 м і 36 м, і не змінюється коли прогін кроквяних ферм 24 м.

Зі збільшенням кроку кроквяних ферм відношення моментів інерції перерізу поздовжньої та кроквяної ферм значно збільшується.

При застосуванні викладених методів розрахунку підсилення конструкцій покриття рекомендується перевірити їх експериментально в натурних умовах, а також розробити конструктивні схеми поздовжніх ферм і варіанти їх прикріплення.

## **Література**

- [1] Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II – 23 – 81\*) / Укрпроектстальконструкция. - М.: Стройиздат, 1989. – 159 с.
- [2] Металлические конструкции. Т.3. Стальные сооружения, конструкции из алюминиевых сплавов. Реконструкция, обследование, усиление и испытание зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / Под общ. ред. В.В Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова). – М.: изд-во АСВ, 1999. – 528 с.
- [3] Типовые строительные конструкции, изделия и узлы. Серия 1.420.2-27. Усиление стальных конструкций производственных зданий. Выпуск 4. Фермы и прогоны покрытий. Материалы для проектирования.
- [4] Симинский К.К. Строительная механика. Неразрезные балки. Киев: издательство кассы взаимопомощи студентов, 1930. – 298 с.

*Надійшла до редколегії 06.06.2012 р.*

УДК 624.014

## **До розрахунку на місцеву стійкість стиснутих поясів двотаврових елементів з поперечно-гофрованими стінками**

<sup>1</sup>Нілова Т.О., <sup>1</sup>Лавріненко Л.І., к.т.н., <sup>2</sup>Лазнюк М.В., к.т.н.

<sup>1</sup>Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

<sup>2</sup>ТОВ „ПЕМ Україна”, Zeman Group, Україна

**Анотація.** Пропонується методика розрахунку на місцеву стійкість стиснутих поясів сталевих двотаврів із тонкими поперечно-гофрованими стінками за умови пружної роботи сталі. Сформульовані умови забезпечення пружної роботи матеріалу стінки при складному напруженому стані з урахуванням параметрів гофрування.

**Аннотация.** Предлагается методика расчета сжатых поясов стальных двутавров с тонкими поперечно-гофрированными стенками на местную устойчивость при условии упругой работы стали. Сформулированы условия обеспечения упругой работы материала стенки при сложном напряженном состоянии с учетом параметров гофрирования.

**Abstract.** The method of local buckling analysis of I-section steel compression flanges with thin cross-corrugated webs under steel elastic behavior is proposed. Conditions for the elastic behavior of the web material under complex stress state are formulated with regard to the parameters of corrugation.

**Ключові слова:** місцева стійкість поясів, гофрована стінка, пружна робота.

Успішне застосування двотаврів із тонкими поперечно-гофрованими стінками [1] дає всі підстави для їх поширення в практиці ЛМК, а також подальшого обговорення та удосконалення методів розрахунку. З появою нових ДБН «Сталеві конструкції» питання щодо проектування елементів із гофрованими стінками не знімається, хоча конструкції такого типу застосовуються все частіше.

Подальше застосування таких двотаврів, на нашу думку, потрєбує уточнення розрахункового апарату елементів з поперечним гофруванням тонкої стінки для пошуку резервів несучої здатності, а також у дослідженні таких конструктивних форм, що надади б можливість застосовувати гофровані елементи в рамних та комбінованих системах [5].

Особливої уваги вимагають такі специфічні для цього виду профілів питання, як забезпечення загальної та місцевої стійкості стінки та полиць. На сьогодні питання про забезпечення місцевої стійкості гофрованої стінки вже має досить суттєве обґрунтування, існують аналітичні методи розрахунку гофрованої стінки на загальну і місцеву стійкість, які підтверджені експериментальними дослідженнями [2]. Проте, при

використанні гофрованих профілів у колонах виробничих будівель актуальним стає підвищення загальної стійкості елемента при випинанні поза площиною згину, що може бути забезпечене збільшенням ширини стиснутої полиці [1]. Така ж проблема виникає і при розрахунку ригелів, в яких виникають змінні за знаками моменти за довжиною (рис. 1), де стиснутим є нижній, не розкріплений ані прогонами, ані настилом, пояс. Тут забезпечення стійкості балки на ділянці зміни знаку моменту також може бути здійснене за рахунок збільшення ширини поясу. Проте збільшення ширини полиці у цьому разі стримується вимогами норм проектування.

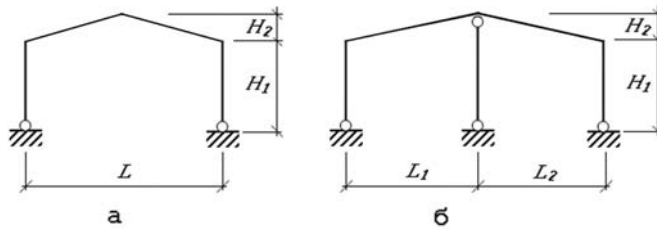


Рис. 1. Схеми рам: а – однопрогонова; б – багатопрогонова

Для розрахунку стиснутих поясів на місцеву стійкість прийнятої методики, на наш погляд, ще не розроблено (або всі вони вимагають уточнень). Складність побудови такої методики обумовлена змінною шириною звису поясу по довжині по обидві сторони від поздовжньої осі стінки, що значно ускладнює завдання форми випинання в аналітичному вигляді. У зв'язку з цим запропоновано деякі підходи до вирішення питання місцевої стійкості стиснутої полиці як довгої пластини, рівномірно стиснутої вдовж довгої сторони.

Як відомо [6], критичні напруження для розрахункової схеми полиці, що вважається шарнірно або жорстко закріпленою до стінки, в межах пружної роботи можуть бути записані як

$$\sigma_{cr} = K \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left( \frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2, \quad (1)$$

де  $K = 0,425$  - коефіцієнт стійкості довгої пластини, рівномірно стиснутої нормальними напруженнями та шарнірно закріпленої однією стороною. Таке значення теоретично дозволяє для балок приймати співвідношення звису полиці до її товщини

$$b_{ef} / t_f = n \sqrt{E / R_y} = 0,61 \sqrt{E / R_y}. \quad (2)$$

З урахуванням початкових недосконалостей, прогинів і залишкових напружень, а також рівня діючих напружень у практичних розрахунках це співвідношення дещо в запас стійкості набуло саме того вигляду, у якому регламентується чинними нормами проектування:

$$\bar{\lambda}_{uf} = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_y / E} \leq 0,5 \sqrt{R_y / \sigma_c}, \quad (3)$$

де  $\sigma_c$  – величина стискального напруження.

Проте, на відміну від двотаврів з плоскими стінками, гофрована стінка створює певним чином ефект защемлення полиці через сприйняття моменту протилежними вершинами гофрів, розміщеними по різні сторони від поздовжньої осі. При повному защемленні безкінечно довгої пластини в [6] наводиться значення критичних напружень при  $K = 1,28$ , якому відповідає теоретичне співвідношення  $b_{ef} / t_f = 1,07 \sqrt{E / R_y}$ . Тут і далі за розрахункову ширину полиці, або її вільний звис  $b_{ef} = 0,5b_f$ , приймається половина ширини полиці, тобто відстань від вільної крайки полиці до осі стінки балки, решта позначень відповідно до рис. 2.

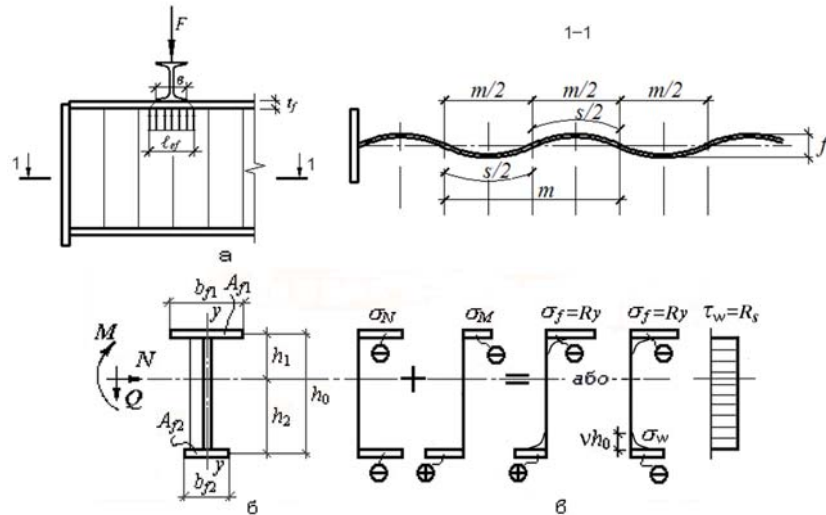


Рис. 2. До визначення напружень у перерізі елемента:  
а – схема елемента; б – схема перерізу; в – нормальні і дотичні напруження

Задача стійкості пластини в такій постановці може бути вирішена залежно від ступеня защемлення полиці стінкою, який описується через коефіцієнт защемлення  $\zeta = 2t_f^3 h_w / t_{eq}^3 b_{ef}$ . При цьому враховується, що поперечно-гофрована стінка практично не сприймає поздовжніх зусиль.

Задача стійкості полиці балки з гофрованою стінкою може бути приведена до аналогічної задачі з плоскою еквівалентною за жорсткістю стінкою. У випадку гофрованої стінки її товщина має бути врахована як еквівалентна через те, що жорсткість гофрованої стінки відносно поздовжньої осі балки суттєво підвищує ефект защемлення полиці. За геометричними параметрами хвилі гофра обчислюємо його момент інерції на одиницю довжини стінки  $I_w = I/m$ , де  $m$  - довжина хвилі гофра, відповідно еквівалентна товщина стінки становитиме  $t_{eq} = \sqrt[3]{12I_w}$ . В таблиці наведено значення еквівалентних товщин гофрованих стінок для сортаменту фірми «Zeman» при технологічно обумовлених параметрах гофрування (амплітуда гофра  $0,5f = 20$  мм, довжина хвилі гофра 155 мм).

Таблиця 1

$t_w$ , мм	1,5	2,0	2,5	3,0
$t_{eq}$ , мм	15,69	17,28	18,62	19,78

Далі за схемою розв'язку задачі з плоскою стінкою можемо отримати значення коефіцієнта  $K$  для аналізу ступеня защемлення полиці гофрованою стінкою за (1).

Як видно з таблиці, еквівалентна товщина стінки надає їй значної жорсткості, а проведені дослідження показали, що значення коефіцієнта  $K$  практично для всього сортаменту [7], що застосовується у теперішній час (стінки заввишки 333...750 мм при товщині 1,5...3,0 мм та 1000 мм ...1500 мм при товщині 2,5...3,0 мм; полиці завширшки 200...430 мм, завтовшки 10...30 мм), ефект защемлення набуває досить високих значень. Так перерізи із співвідношеннями  $0,6 \leq t_f^3 h_w / t_{eq}^3 b_{ef} \leq 10,0$  мають значення коефіцієнта  $1,29 \leq K \leq 1,05$ . Відносно більш тонкі полиці (400×10; 500×10) защемляються стінкою сильніше та можуть мати значення  $K \leq 2,02$ , що свідчить про високий ступінь защемлення, проте цей випадок має скоріш теоретичне значення, аніж практичне.

Проведеними дослідженнями встановлено, що для елемента з гофрованою стінкою критичні напруження втрати стійкості полиці наближаються до довгої пластини, защемленої з одного боку, для якої  $K = 1,28$ . У різних джерелах це питання вирішується по-різному, та безсумнівним є те, що защемлення полиці підвищує її стійкість та впливає на її граничний розрахунковий звис. Через те, що довжина півхвилі пластини за втрати нею стійкості приймається у задачі такою, що приблизно дорівнює половині ширини полиці, довжина хвилі гофра (відстань між вершинами по один бік від осі балки) при розглядуваних параметрах гофрування є



порівнюванню з величиною звису. Таке рішення є справедливим для широкого діапазону перерізів із значеннями  $t_f^3 h_w / t_{eq}^3 b_{ef} \leq 10$ .

Уточнення результатів та з'ясування впливу параметрів гофрування виконано на основі аналітичних рішень роботи [9], де відзначено, що за примикання гофрованої стінки до поясів із збільшенням амплітуди та зменшенням довжини півхвилі гофра стійкість стиснутого поясу підвищується на 15...50 % та більше. В роботі наводиться рішення щодо місцевої стійкості полиці, отримане в припущенні, що з одного боку пояс шарнірно спирається на гофровану стінку, а вплив деформацій поясу з іншого боку при цьому не враховується. За розрахункову модель прийнято віддзеркалений відносно поздовжньої осі фрагмент полиці, шарнірно обпертий на стінку (рис. 3). При цьому, виходячи з припущення про те, що довжина півхвилі випинання збігається з довжиною хвилі гофрування, шарнірно обпертим вважається прямолінійний край, а криволінійний – вільним.

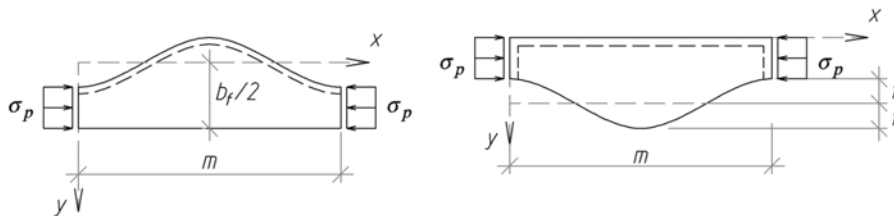


Рис. 3. Дійсна та розрахункова схеми ділянки звису поясу при визначенні критичного стискаючого зусилля (за дослідженнями А.М. Степаненка)

Враховуючи змінну ширину полиці, критичні напруження зручно визначати залежно від повної ширини полиці. В роботі [9] для критичних напружень  $\sigma_{cr,f} = K_{sp} E (t_f / b_f)^2$  отримані значення коефіцієнтів  $K_{sp}$ , які дають змогу проаналізувати граничні значення умовної гнучкості полиці  $\bar{\lambda}_{uf} = (b_f / t_f) \sqrt{R_y / E} \leq n_1 \sqrt{R_y / \sigma_c}$ . Чисельний аналіз залежності критичних напружень від відносної амплітуди гофра  $0,5f / b_f$  та відносної довжини гофра  $b_f / a$  і порівняння отриманих результатів із балкою з плоскою стінкою показали, що тривіальні значення при  $0,5f / b_f = 0$  та  $b_f / a = 0$  дають граничні мінімальні значення  $b_f / t_f = 1,239 \sqrt{E / R_y}$ , а з урахуванням дотичних напружень  $b_f / t_f = 1,235 \sqrt{E / R_y}$ , що повністю відповідає отриманим за (2). Як відомо, довжина півхвилі випинання для довгої стиснутої полиці приблизно дорівнює половині її ширини, тому

характерним значенням може бути  $b_f/a = 4$ . Найменше допустиме значення умовної гнучкості полиці складає за цієї умови  $b_f/t_f = 2,269\sqrt{E/R_y}$ . Всі значення умовної відносної гнучкості при  $b_f/a < 4$  стосуються більш довгих гофрів та при  $b_f/a \leq 2$  для пологих синусоїд із значеннями  $0,5f/b_f < 0,2$  займають проміжне положення між шарнірним та жорстким примиканням. Більш короткі гофри з  $b_f/a > 4$  скорочують півхвилю випинання та підвищують вплив жорсткості стінки. Врахування дотичних напружень несуттєво змінює результат.

Для реальних значень гофрування відповідно до прийнятої технології з  $a = 155/2$  (мм) та  $f = 40$  мм і полиць завширшки 200...450 мм відповідні значення складають  $b_f/a = (2,58...5,81)$  та  $0,5f/b_f = (0,10...0,04)$  (табл. 2).

Таблиця 2

Відносні параметри гофрування	Значення відносних параметрів гофрування при ширині полиці $b_f$ , мм							
	200	220	250	300	350	400	430	450
$b_f/a$	2,58	2,839	3,225	3,87	4,52	5,16	5,55	5,81
$0,5f/b_f$	0,10	0,09	0,08	0,065	0,055	0,05	0,045	0,04

Граничним оцінним значенням умовної гнучкості полиці за таких відносних параметрів при  $b_f/a = 2,58$  та  $0,5f/b_f = 0,1$  можна вважати  $b_f/t_f = 2,20\sqrt{E/R_y}$ , що наближене до  $b_{ef}/t_f = 1,07\sqrt{E/R_y}$  для балки з плоскою стінкою. Аналіз наведеного аналітичного рішення підтверджує думку про суттєвий вплив гофрованої стінки на місцеву стійкість стиснутої полиці та її істотне підвищення за реально існуючих параметрів гофрування.

Проведені авторами чисельні дослідження в МКЕ (ПК ЛИРА) в пружній постановці дають підстави вважати, що наведені вище значення можна вважати не стільки кількісними, скільки якісними, оскільки в процесі випинання полиці жорсткість стінки не врахована [9] або врахована опосередковано [6]. При випинання поясу завжди відбуваються деформації стінки, а отже при розрахунку його на місцеву стійкість необхідно враховувати жорсткість стінки (рис. 4). При втраті стійкості полицею стінка деформується, а деформації протилежного (звуженого краю) полиці не є нульовими і збільшують довжину півхвилі випинання

полиці, що є непрямим доказом недостатньої для повного защемлення жорсткості стінки.

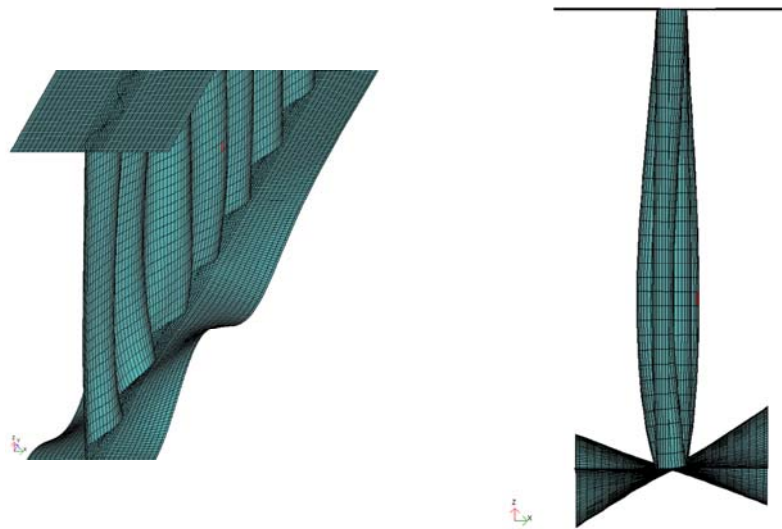


Рис. 4. Деформації стиснутого поясу та стінки при втраті стійкості полицею

Отримані результати дають підстави для обґрунтованого збільшення граничної умовної гнучкості полиці  $\bar{\lambda}_{uf} = (b_f / t_f) \sqrt{R_y / E} \leq n_1 \sqrt{R_y / \sigma_c}$  до значень  $n_1 = 1,2$  та приймати розрахунковий звис полиці таким, що дорівнює  $b_{ef} = b_f / 2 + f / 2$ , тобто:

$$\bar{\lambda}_{uf} = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_y / E} \leq 0,6 \sqrt{R_y / \sigma_c} . \quad (4)$$

Для стиснутих поясів колон, а також стиснутих поясів балок (або ділянок, розкріплених від випинання в поперечному напрямку в'язями або прогонами з кроком  $l_{ef}$ ) ширина звису може бути збільшена. Для цього в (3) треба прийняти  $\sigma_c = \sigma_{cr}$ , і тоді формула (4) набуває виду

$$\bar{\lambda}_{uf} = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_y / E} \leq 0,6 \sqrt{1 / \varphi} . \quad (5)$$

Коефіцієнт критичних напружень при центральному стиску  $\varphi$  визначається за гнучкістю  $\lambda = l_{ef} / i_y$ , де  $i_y$  – радіус інерції полиці відносно вертикальної осі.

Формули для розрахунку стиснутих поясів на місцеву стійкість справедливі за умови пружної роботи сталі перерізу. Доведено, що поперечно-гофровані стінки з умовною гнучкістю  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} > 6$

сприймають нормальні напруження у поздовжньому напрямку  $\sigma_w$  лише у вузькій зоні заввишки  $\nu h_w$  біля поясів, а тому їх вплив на несучу здатність елемента є вкрай незначним, і ним зазвичай нехтують. Проте експериментальні і чисельні дослідження свідчать, що хоча нормальні напруження в стінці  $\sigma_w$  і не впливають практично на несучу здатність елемента, проте змінюють НДС стінки в рівні її сполучення з поясами і можуть спричинити появу в цій зоні пластичних деформацій. Так в роботі [4] показано, що в стінці виникають пластичні деформації, які повинні враховуватися при розрахунках на місцеву стійкість поясів, що є важливим для уточнення розрахункової ситуації. Згідно з [8] міцність плоскої стінки в рівні її сполучення з поясами при складному напруженому стані має перевірятися за формулою

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_w^2 + \sigma_{loc}^2 - \sigma_w \sigma_{loc} + 3\tau^2} \leq \beta R_{yw} \gamma_c. \quad (6)$$

Внаслідок сумісної поздовжньої деформації полиці і кромки гофрованої синусоїдної стінки при однаковому поздовжньому видовженні  $\Delta l$  відносне видовження полиці буде  $\varepsilon_f = \Delta l / m$ , а видовження дуги стінки –

$$\varepsilon_s = \Delta s / s. \text{ Довжина дуги хвилі становить } s = m \left( 1 + \frac{\pi^2 f^2}{16 \left( \frac{m}{2} \right)^2} \right).$$

Зробимо очевидні перетворення  $\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_f} = \frac{m}{s} \left( \frac{\Delta s}{\Delta m} \right) = \frac{m}{s} \frac{ds}{dm} = \frac{m}{s} k_s$ , де

$$k_s = m \left( 1 - \frac{\pi^2 f^2}{16 \left( \frac{m}{2} \right)^2} \right).$$

Це дозволяє записати значення нормальних напружень у стінці через нормальні напруження в полиці:

$$\sigma_w = \sigma_f \frac{m}{s} k_s. \quad (7)$$

Для профілів фірми «Zeman» за [7], для яких  $t = 155$  мм та  $f = 40$  мм, нормальне напруження в стінці  $\sigma_w = 0,72\sigma_f$ .

У формулі (6) локальні напруження, що виникають у стінці елемента від зосереджених сил (опорних реакцій – прогонів), визначаються за формулою

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (8)$$

при цьому  $l_{ef}$  приймається з врахуванням параметрів гофрування

$$l_{ef} = (b + 2t_f) \frac{S}{m},$$

де  $b$  – ширина елемента вузла спирання прогону, що передає зусилля на пояс.

Дотичні напруження в формулі (6) приймаються такими, що рівномірно розподілені по висоті стінки. На сьогодні в Україні при виготовленні гофро-балок за технічними умовами заводів-виробників для стінок найчастіше використовується гарячекатана сталь С245, а для поясів сталі С255 і С345 [7]. При використанні сталі С345 ( $R_y = 315$  МПа при  $t = 11 \div 20$  мм) значення нормальних напружень у стінці можуть сягати  $\sigma_w = R_y \cdot (m/s) \cdot k_s = 315 \cdot 0,72 = 226,8$  МПа і значно перевищувати  $R_{wy}$  для сталі С245.

### Висновки

Розроблена методика визначення відношення ширини звису полиці до її товщини в елементах з гофрованими стінками дає можливість використовувати більш тонкостінні полиці в порівнянні з вимогами [8] і таким чином підвищувати ефективність перерізів при розрахунку на загальну стійкість поза площиною згинання.

### Література

- [1] Нилов А.А., Мартинюк А.Я., Лазнюк М.В., Рыженко С.С. Рамы из сварных двутавров с гофрированной стенкой // Збірн. наук. праць УкрНДІПСК ім.В.М. Шимановського. – К.: «Сталь», 2009. Вип. 4. – С. 71–78.
- [2] Нилов А.А., Лазнюк М.В., Мартинюк А.Я. К вопросу о нормативном обеспечении проектирования стальных двутавров с гофрированными стенками // Збірн. наук. праць УкрНДІПСК ім.В.М. Шимановського. – К.: «Сталь», 2008. Вип. 1. – С. 44–54.

- [3] Нілова Т.О., Білик С.І., Лавріненко Л.І. Розрахунок і компонування перерізів стиснутих сталевих елементів з поперечно-гофрованими стінками // *Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. научных трудов, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, № 15, часть 2. – Одесса, 2011, – С. 165 – 172.*
- [4] Нілова Т.О. До розрахунку на міцність сталевих двутаврових елементів з поперечно-гофрованою стінкою при складному напруженому стані // *Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: Зб.наукових праць, Національний університет водного господарства та природокористування. Вип. 23 – Рівне, 2012. – С. 341–346.*
- [5] Нилов А.А., Мартынюк А.Я, Лавриненко Л.И., Лазнюк М.В., Рыженко С.С. Применение сварных двутавров с гофрированной стенкой в комбинированных конструкциях // *Сб. научн. тр. ОГАСА «Современные строительные конструкции из металла и древесины». - Одесса, 2010, №14, ч. 1 – С. 169–174.*
- [6] Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. – М.: Физматгиз, 1959. – 544 с.
- [7] АО «Металлист – СМК». Рекомендации по проектированию (для внутреннего пользования). Балки двутавровые гофрированные облегченные (гофро-балки). ТУ У В.2.6.-28.1-30653953-007:2007. IV редакция. 2008.
- [8] ДБН В.2.6-163:2010 «Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу» – К., Мінрегіонбуд, 2011. – 219 с. – Чинні з 01.12.2011 р.
- [9] Степаненко А.Н. Прочность и устойчивость конструкций из двутавра с волнистой стенкой. Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук; Хабаровск 2001. – 234 с.
- [10] Лавріненко Л.І., Лазнюк М.В, Нілова Т.О. Резерви несучої здатності та застосування профілів з поперечно гофрованими стінками в легких металевих конструкціях // *Донбас-Ресурс 2011. Якість і безпека у будівництві/ Матеріали II Міжнародної науково-практичної конференції, Маріуполь, 2011. – К., «Сталь», 2011.– С. 77–81.*

*Надійшла до редколегії 03.06.2012 р.*

УДК 624.014.27

## Дефекти опор мобільного зв'язку

Молчанов Д.С.

Полтавський національний технічний університет імені Ю. Кондратюка,  
Україна

**Анотація.** Стаття присвячена аналізу дефектів елементів опор мобільного зв'язку, які були виявлені при проведенні планових обстежень діючих антенно-щоглових споруд.

**Аннотация.** Статья посвящена анализу дефектов элементов опор мобильной связи, которые были обнаружены при проведении плановых обследований действующих антенно-мачтовых сооружений.

**Abstract.** This article analyzes defects of the elements of communication structures, which were found during routine maintenance of the existing structures.

**Ключові слова:** аналіз дефектів, опори мобільного зв'язку, антенно-щоглови споруди.

**Загальні дані.** У статті використані дані п'ятирічного обстеження опор мобільного зв'язку – більш ніж 400 опор різного типу. Для уніфікації та полегшення обробки статистичних даних їх можна розділити на такі типи:

1. *Комбіновані опори*, що складаються із залізобетонного стовпа (опори контактної мережі або лінії електропостачання) та сталеві надбудови, що являє собою щоглу заввишки від 2 м до 22 м із 1–2 рівнями відтяжок або без відтяжок. Рідше зустрічаються стовпи, обладнані лише надбудовою у вигляді майданчика з трубостійками для кріплення антен. Несуча здатність такої опори обмежена несучою здатністю залізобетонної частини та наявністю або відсутністю фундаменту у вигляді залізобетонної плити, розташованої на поверхні землі. Завдяки своїй низькій вартості такий тип опор широко розповсюджений на території України.

2. *Башти* – вільно розташовані висотні споруди, встановлені на залізобетонні фундаменти, що сприймають усі навантаження, що діють на башту. Несуча здатність башти забезпечена перерізом стовбура башти, анкерними пристроями та конструкцією фундаментів. Башти є найбільш різноманітними структурами з точки зору конструктивних рішень: розрізняють три-, чотири- та восьмигранні, конструкції поясів та решітки, виконані з прокатних кутиків (одиночних або складеного перерізу), труб або суцільних стрижнів. Найчастіше висота існуючих башт коливається від 25 м до 80 м. Окремим видом башт є суцільностінчасті, що виконані з труб різного діаметра і мають високі аеродинамічні характеристики та

значно нижчу металомісткість. Башти зазвичай найбільш матеріаломісткі, однак однак вони не потребують постійного технічного нагляду.

3. *Щогли* – це конструкції, які складаються із стовбура, постійного за висотою перерізу, та системи відтяжок. Стовбур щогли зазвичай є три-, чотиригранним, із поясами та решіткою, виконаними з прокатних кутиків, труб або суцільних стрижнів. Також існують щогли круглого перерізу, стовбур яких виконано з труби. Стійкість щогл забезпечена встановленими відтяжками, що виконані зі сталевих тросів. Кількість рівнів відтяжок визначається конструктивними особливостями щогли. Найчастіше наземні щогли мають висоту 40...80 м. Щогли є достатньо економічними конструкціями, проте вони потребують постійного технічного нагляду, що полягає в контролі монтажного натягу відтяжок та вертикальності стовбура щогли.

4. Окремою групою можна виділити *опори, що встановлені на дахах будівель*. Ці опори являють собою: сталеві трубостійки заввишки до 6 м, сталеві гратчасті три- або чотиригранні башти заввишки до 20 м, алюмінієві трикутні щогли висотою до 20 м та сталеві три- або чотиригранні щогли заввишки до 30 м. Несуча здатність таких опор обмежена міцністю будівлі в цілому та його окремих елементів. Такі споруди потребують постійного технічного нагляду внаслідок встановлення їх у місцях щільної міської забудови та масового скупчення людей.

Обстеження проводилися згідно з вимогами ДБН 362-92 «Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що експлуатуються», а також «Нормативних документів з питань обстеження, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель та споруд».

**Статистичні дані.** Під час роботи було обстежено 455 опор, із них:

Комбіновані опори – 113 шт

Башти:

- розташовані на землі – 131 шт
- розташовані на дахах будівель – 6 шт

Щогли:

- розташовані на землі – 63 шт
- розташовані на дахах будівель – 142 шт

Типи дефектів, що були виявлені під час обстежень.

**Нерівномірне просідання фундаментів.** Даний дефект найчастіше спостерігається у баштах і зазвичай є наслідком низької якості проектування (без урахування інженерно-геологічних особливостей майданчи-



ка) та виконання будівельно-монтажних робіт. Через те, що у замовника, як правило, відсутні дані про інженерно-геологічні умови майданчика, виконавчі схеми та журнали робіт, а такі конструкції є досить новими і планові обстеження проводяться рідко або не проводяться взагалі, зазвичай неможливо зробити правильний висновок щодо появи такого дефекту. При виявленні просідання, яке виходить за межі норми, потрібно організувати постійний нагляд за такою конструкцією, а вже на основі накопичених даних робити висновки щодо заходів із ремонту опори.

**Відхилення стовбура опори від вертикалі, його скручування та викривлення поясів опори.** У випадку комбінованих опор поява такого дефекту пов'язана:

- з якістю складання опори – кріплення металевої надбудови до бетонного стовпа, яке зазвичай виконується в горизонтальному положенні опори;
- з якістю будівельно-монтажних робіт при встановленні опори у вертикальне положення;
- з якістю геодезичного контролю встановлення опори;
- з недостатньою глибиною занурення бетонної частини в ґрунт та відсутністю вимощення навколо стовпа або монолітної бетонної плити, що стабілізує вертикальне положення опори;
- із заводським браком – викривлення бетонної частини.

У випадку башт поява такого дефекту пов'язана:

- з якістю монтажу фундаментів (відхилення позначок верхніх частин фундаментів);
- з якістю елементів опори (виготовлення, доставка та монтаж конструкцій);
- з якістю виконання будівельно-монтажних робіт та вибором схеми складання опори: поелементне збирання, посекційне нарощування або перекидання.

Це стосується також щогл, але ще додається якість та контроль натягів у відтяжках та контроль за їх станом.

Також для всіх типів опор це може бути пов'язане з нерівномірністю встановлення обладнання на опорі.

У будь-якому випадку при виявленні зазначених дефектів слід встановити контроль за розвитком деформацій і тільки на основі накопичених даних приймати рішення щодо заходів із ремонту опори.

**Невідповідність монтажних натягів відтяжок проектним вимогам.**

Цей дефект спостерігається у 95 % обстежених щогл і є наслідком:

- недоопрацьованої проектної документації;
- неякісного виконання фундаментів відтяжок: помилки в розташуванні фундаментів, невідповідність їхньої конструкції та маси сприйняттю зусиль, що виникають у відтяжках, і, навіть, використання випадкових, тимчасових або застарілих конструкцій;
- використання тросів, що не відповідають вимогам конструкцій відтяжок;
- монтажу відтяжок без попереднього витягування тросів;
- доступу до регулюючих пристроїв сторонніх осіб;
- самовільного розкручування регулюючих пристроїв.

Контроль монтажних натягів у відтяжках є одним із найважливіших чинників при обслуговуванні щогл і потребує кваліфікованого персоналу та комплексу спеціального вимірювального обладнання.

Для запобігання виникненню таких дефектів потрібно дотримуватись технологічної послідовності щодо підготовчих та завершувальних робіт, а також вимог норм щодо роботи з тросами.

**Пошкодження лакофарбового або гальванічного захисного покриття та корозія елементів конструкцій.** Цей дефект спостерігається у 98 % обстежених опор і є наслідком:

- неякісної підготовки конструкцій перед нанесенням захисного покриття;
- використання неякісних матеріалів для захисного покриття;
- неякісного виконання робіт з нанесення захисних покриттів;
- недотримання регламенту обслуговування опор.

**Відсутність або пошкодження гідроізоляції бетонних конструкцій.** Спостерігається у майже 50 % опор. Довготривала відсутність гідроізоляції призводить до поступового руйнування бетонних конструкцій, а тому необхідно виконувати періодичні обстеження та відновлювати гідроізолюючий шар.

**Руйнування бетону фундаментів.** Цей дефект тісно пов'язаний із попереднім, але також може виникати при виконанні бетонних робіт у зимовий період або/та у разі використання бетону невідповідної якості. Спостерігається у майже 5 % опор. На практиці зустрічались випадки руйнування бетону на глибину більш ніж 150мм і, виходячи з того, що такий дефект може призвести до поступової деформації та руйнування структури в цілому, потрібно на етапі будівництва дотримуватися

технології виконання бетонних робіт, а в період експлуатації негайно усувати подібні дефекти.



Рис. 1. Пошкодження гідроізоляції фундаменту



Рис. 2. Руйнування бетону фундаменту

**Дефекти анкерних пристроїв опор.** Це такі дефекти як:

- невідповідність діаметрів анкерних болтів навантаженням, що виникають у конструкції (помилки на стадії проектування);
- відсутність одного або декількох анкерних болтів;
- відсутність контргайок на анкерних болтах;
- дефекти гайок анкерних болтів (невідповідність висоти гайки, її пошкодження внаслідок неможливості «нормального» закручування, недостатня щільність болтового з'єднання).

Усі ці дефекти (спостерігаються на майже 10 % башт) виникають внаслідок низької якості будівельно-монтажних робіт і при невчасному виявленні та усуненні призводять до поступового руйнування бетонних конструкцій, зварних швів та деформацій металевих елементів.



Рис. 3. Відсутність анкерного болта



Рис. 4. Відсутність контргайок, гайки не затягнуті, корозія елементів



Рис. 5. Дефект гайки



Рис. 6. Руйнування бетону  
фундаменту під дією динамічних  
навантажень

**Відсутність або заміна елементів конструкції.** В конструкціях щогл цей дефект проявляється в невідповідності типів, діаметрів та засобів кріплення відтяжок, зазначених у проекті. Так як стійкість щогли забезпечується відтяжками, то такий дефект може призвести до миттєвого руйнування конструкції і має негайно усуватись. Дефект зустрічається у 40 % щогл.

У випадку башт це:

- відсутність елементів решітки або їх заміна на інші профілі, що не вказані в проекті, такий дефект викликає перерозподіл напружень в елементах конструкції і, як наслідок, перенапруження в елементах та їх деформацію, що може призвести до руйнування опори (5 % опор);
- відсутність елементів кріплення та стабілізації положення антен (3 % опор).

Двома окремими групами можна виділити:

1. Самовільний демонтаж елементів решітки башт, відтяжок щогл, зрізання фідерів, демонтаж елементів заземлення та блискавкозахисту, підпали та розведення багаття навколо елементів опор та контейнерів, демонтаж та руйнування огорожень майданчика та фундаментів відтяжок.
2. Відсутність або недбале ставлення до елементів, що забезпечують безпечне виконання робіт на висоті: відсутність драбин або шаблів, невідповідність нормам конструкцій драбин (зменшення діаметра або заміна шаблів круглого профілю на періодичний, завуження ширини драбини внаслідок недбалого проектування або кріплення фідерів безпосередньо до шаблів, відсутність огорожувальних корзин або шинних пристроїв), відсутність або невідповідність нормам майданчиків для відпочинку та їх огорожень. Відсутність одного або декількох видів

засобів для безпечного виконання робіт на висоті зустрічається у: 10 % наземних башт, 80 % башт, розташованих на дахах будівель, 85 % щогл та комбінованих опор.



Рис. 7. «Стабілізація» положення антени



Рис. 8. Відсутність елементів решітки

**Дефекти болтових та зварних з'єднань.** При обстеженні приблизно у 30 % щогл, башт та надбудов комбінованих опор виявлено такі «класичні» дефекти зварних з'єднань: кратери, пори, включення шлаку, напливи, підризи, непровари, пропали, нерівномірні форми швів, тріщини та, навіть, розриви з'єднань. Такі дефекти є наслідком низької кваліфікації зварювальників та відсутності технічного контролю готової продукції. Такі дефекти в польових умовах досить складно виправляти, а наслідки руйнування таких з'єднань можуть бути катастрофічними.

Дефектами болтових з'єднань є:

- відсутність метизів у пакеті;
- невідповідність діаметрів болтів діаметрам отворів;
- невідповідністю класу міцності болтів напруженням, що виникають у з'єднанні;
- відсутністю маркування класу міцності та клейма заводу-виробника на болтах та гайках;
- відсутністю контргайок, пружинних шайб або їх надмірне встановлення;
- розкручування болтів.

Дефекти болтових з'єднань призводять до виключення елементів конструкції із силової схеми структури та непередбачуваного перерозподілу зусиль, що можуть призвести до руйнування конструкцій.

Поява дефектів болтових з'єднань на 95 % залежить від низької кваліфікації робітників та відсутності технічного нагляду за будівництвом. Приблизно 60 % башт, 40 % щогл та 15 % комбінованих опор мають дефекти болтових з'єднань.

Зазвичай такі дефекти усувають заміною метизів у з'єднаннях.



Рис. 9. Встановлення болтів меншого діаметра



Рис. 10. Ослаблення болтового з'єднання



Рис. 11. Відсутність метизів у пакеті



Рис. 12. Відсутність зварного шва



Рис. 13. Неналежна якість зварного з'єднання

**Деформації елементів конструкцій.** Такими деформаціями є вигини, зім'яття та подрізи елементів конструкцій. Найчастіше спостерігаються в елементах решітки, рідше в елементах поясів. Поява таких дефектів пов'язана з недбалим ставленням до елементів під час монтажу та навіть падінням опор під час підйому, рідше встановленням елементів невідповідної довжини. Незначні вигини елементів спостерігаються на 80 % опор і виправляються, як правило, рихтуванням або підсиленням,

значні вигини, зім'яття та подрізи зустрічаються на майже 5 % опор та виправляються заміною елементів або їх підсиленням.



Рис. 14. Подріз полиці розкосу



Рис. 15. Зім'яття розкосу

**Морозні деформації.** Причиною появи таких деформацій є замерзання рідини всередині трубчастих конструкцій з роздуттям або розривом стінки елемента. Спостерігаються в конструкціях щогл та металевих надбудов, в яких для поясів використані труби. Довжина тріщин складає від 20 мм до 250 мм, ширина до 40 мм. Такі дефекти можуть призвести до миттєвого руйнування опори, тому що вони з'являються в нижній частині структури і таким чином знижують несучу здатність як окремого елемента, так і конструкції в цілому. Ремонтуються підсиленням елементів або повною заміною секції.



Рис. 16. Морозні деформації



Рис. 17. Морозні деформації

### **Висновки**

Слід відмовитися від використання тимчасових конструкцій та конструкцій, виготовлених у кустарних умовах.

Необхідно підвищити контроль за якістю виконання проектної документації, а саме в частині, де розроблені будівельні конструкції (практика показує, що в загальному обсягу проектної документації цей розділ зазвичай займає не більше 5–10 %) і змонтовані конструкції не відповідають проектним рішенням.

Необхідно також покращити якість технічного нагляду за будівельно-монтажними роботами.

Власник повинен розробити регламент планового обстеження та ремонту всіх існуючих АЩС.

Всі ці заходи потребують додаткових витрат, але при постійному контролі виконання робіт дадуть значну економію на етапі експлуатації.

#### **Література**

- [1] ДБН В.2.6-163:2010 Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с.
- [2] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 62 с.
- [3] ДБН 362-92 Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будинків і споруд, що експлуатуються. – К.: Госстрой України, 1993. – 47 с.
- [4] Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 146 с.
- [5] ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд, 2011. – 71 с.
- [6] ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд, 2009. – 86 с.
- [7] СНиП II-23-81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Госстрой СССР, 1990. – 96 с.
- [8] СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии. – М.: Госстрой СССР, 1986. – 49 с.

*Надійшла до редколегії 03.06.2012 р.*



УДК 539.3

## Рациональные параметры нити конечной жесткости, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой

Ленда А.В.

ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

**Аннотация.** Проведено исследование гибкой нити и нити конечной жесткости при действии равномерно распределенной нагрузки. Установлены и приведены в виде семейства графиков рациональные относительные параметры нитей, которые отвечают их минимальному объему.

**Анотація.** Проведено дослідження гнучкої нитки та нитки скінченної жорсткості при дії рівномірно розподіленого навантаження. Встановлено і наведено у вигляді сімейства графіків раціональні відносні параметри ниток, що відповідають їх мінімальному об'єму.

**Abstract.** Research of flexible tendon and finite rigidity tendon under the action of uniformly distributed load is provided. Set of graphs of rational relative parameters of tendons, which correspond a minimum of their volume are gotten and received.

**Ключевые слова:** гибкая нить, нить конечной жесткости, высота сечения нити, относительный объем нити.

**Введение.** В последнее время особый интерес проявляется к висячим системам, получившим широкое распространение в различных отраслях народного хозяйства. При проектировании несущих элементов таких систем актуальной проблемой является выбор рациональных параметров элемента исходя из классических условий оптимального проектирования – обеспечить заданные свойства конструкции при минимальных затратах материала. Поэтому решение данного вопроса при действии на конструкцию наиболее распространенного вида загрузки – равномерно распределенной нагрузки – имеет для проектировщиков первостепенное значение.

**Постановка задачи.** Для начала рассмотрим оптимизационную задачу о поиске геометрических параметров гибкой нити минимального объема.

Дано:  $l$  – пролет нити;  $q$  – погонная равномерно распределенная нагрузка;  $[\sigma]$  – допустимое напряжение для материала нити.

Найти:  $f$  – стрелу провеса гибкой нити из условия минимума объема нити.

**Гибкая нить.** Для решения задачи используем аппроксимацию линии провеса нити дугой окружности.

В связи с этим логично ввести в рассмотрение вспомогательные геометрические параметры:  $L$  – длина дуги аппроксимирующей окружности;

$R$  – радіус дуги аппроксимирующей окружности;  $\varphi$  – угол, соответствующий половине дуги аппроксимирующей окружности. При выбранной аппроксимации длина дуги нити выражается через ее радиус и угол  $\varphi$  по формуле

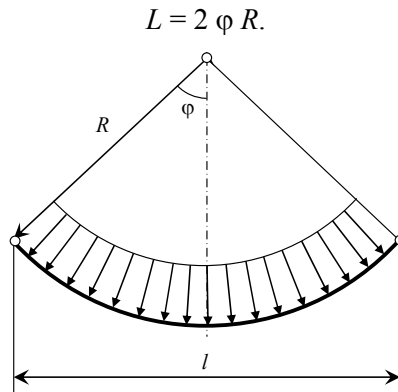


Рис. 1. Общая схема нити

Усилие в нити определяется простой формулой:

$$H = q R.$$

Площадь поперечного сечения нити выражается через это усилие формулой

$$A = \frac{H}{[\sigma]},$$

а ее объем

$$V_0 = L A.$$

Для избранной аппроксимации более удобно вместо стрелы провеса искать угол  $\varphi$ , через который стрела провеса выражается формулой:

$$f = R(1 - \cos \varphi).$$

Выразим объем нити в функции  $\varphi$ :

$$V_0 = \frac{\varphi q l^2}{2 \sin^2 \varphi [\sigma]}.$$

Для определения  $\varphi$ , соответствующего минимуму объема нити, продифференцируем объем нити  $V_0$  по искомой переменной  $\varphi$  и приравняем эту производную нулю:

$$\frac{dV_0}{d\varphi} = \frac{2 \sin \varphi [\sigma] q l^2}{(2 \sin^2 \varphi [\sigma])^2} (\sin \varphi - 2 \varphi \cos \varphi) = 0.$$

Это уравнение эквивалентно следующему:

$$\operatorname{tg} \varphi = 2 \varphi.$$

Полученное трансцендентное уравнение имеет ненулевое решение

$$\varphi = 1,167,$$

что соответствует относительной стреле провеса:

$$\frac{f}{l} = \frac{R(1 - \cos \varphi)}{l} = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}.$$

Оптимальное значение относительной стрелы провеса

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \frac{1,166}{2} = 0,33.$$

**Нить конечной жесткости с заданной высотой сечения.** Как и в предыдущем случае, будем пользоваться приближенной расчетной схемой, в которой нагрузка действует по нормали к деформированной схеме нити (см. рис. 1). Для придания жесткости нити разовьем ее по высоте. Обозначим через  $a$  половину высоты сечения. В случае несимметричного сечения  $a$  – расстояние от центра тяжести сечения до нижнего волокна. Будем полагать, что закрепление концов нити близко к шарнирному, и изгибающий момент по всей длине нити постоянен.

Если стержень, из которого сделана нить, растянут силой  $H$  и искривлен по дуге с радиусом  $R$ , то напряжение в нижнем волокне составит:

$$\sigma = \frac{H}{A} + \frac{Ea}{R}, \quad (1)$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения нити;  $E$  – модуль упругости материала нити.

Действительно, по формуле сопротивления материалов

$$\sigma = \frac{H}{A} + \frac{M}{I} a. \quad (2)$$

В то же время,  $M = \frac{EI}{R}$  или  $\frac{M}{I} = \frac{E}{R}$ . Если в формулу (2) подставить это выражение, то получим формулу (1).

Рассмотрим следующую оптимизационную задачу.

Даны:

- пролет нити  $l$ ;
- погонная нагрузка  $q$ ;
- полувысота сечения  $a$ ;
- допускаемое напряжение  $[\sigma]$ .

Требуется найти угол  $\varphi$ , при котором объем нити будет минимальным.

Объем нити выражается формулой

$$V = 2R\varphi A. \quad (3)$$

Заметим, что

$$l = 2R \sin \varphi, \quad (4)$$

$$H = qR. \quad (5)$$

Из формул (2), (4), (5) найдем  $R$  и  $A$ :

$$R = \frac{l}{\sin \varphi} \text{ и } A = \frac{ql}{2 \sin \varphi \sigma - Eal}.$$

С учетом этого

$$V = \frac{\varphi}{\sin \varphi} \frac{ql^2}{2 \sin \varphi (\sigma - \frac{a}{l} 2E \sin \varphi)}. \quad (6)$$

Необходимым условием минимума объема  $V$  является равенство нулю производной  $\frac{dV}{d\varphi}$  при условии, что  $\sigma$  равняется допускаемому напряжению  $[\sigma]$

$$\frac{dV}{d\varphi} = \frac{l^2 q \left( \frac{[\sigma]}{E} \sin \varphi - 2 \frac{a}{l} \sin^2 \varphi - 2\varphi \frac{[\sigma]}{E} \cos \varphi + 6 \frac{a}{l} \varphi \cos \varphi \sin \varphi \right)}{2 \sin^3 \varphi E \left( \frac{[\sigma]}{E} - 2 \frac{a}{l} \sin^2 \varphi \right)^2} = 0. \quad (7)$$

Это равенство эквивалентно следующему:

$$\frac{[\sigma]}{E} \sin \varphi - 2 \frac{a}{l} \sin^2 \varphi - 2\varphi \frac{[\sigma]}{E} \cos \varphi + 6 \frac{a}{l} \varphi \cos \varphi \sin \varphi = 0,$$

которое можно записать так:

$$\frac{[\sigma]}{E}(1 - 2\varphi \operatorname{ctg} \varphi) + 2\frac{a}{l}(\sin \varphi + 3\varphi \cos \varphi) = 0. \quad (8)$$

Как видно из этого уравнения, значение  $\varphi$  не зависит от нагрузки на нить, а зависит только от двух безразмерных параметров:  $\frac{[\sigma]}{E}$  и  $\frac{a}{l}$ . Это обстоятельство значительно облегчает анализ поставленной задачи.

Уравнение (8) будем решать численным методом при различных значениях безразмерных параметров. Будем полагать, что  $\frac{[\sigma]}{E}$  изменяется

в диапазоне  $[0,001; 0,003]$ ,  $\frac{a}{l}$  – в диапазоне  $[10^{-5}; 10^{-2}]$ , что соответствует реальным пределам изменения этих параметров.

Результаты решения представлены в графическом виде, наглядно отображающем характер изменения данного результата для более жестких нитей.

Результаты являются функциями безразмерных параметров. Значения безразмерного параметра  $\frac{a}{l}$  отложены по оси абсцисс, а значения  $\frac{[\sigma]}{E}$  указаны в виде чисел рядом с соответствующей кривой.

На рис. 2 показаны оптимальные значения угла  $\varphi$ . Максимальное значение этого угла равно 1,167, что соответствует оптимальному значению угла для гибкой нити. С увеличением относительной высоты сечения нити оптимальные значения угла  $\varphi$  уменьшаются.

На рис. 3 показаны оптимальные отношения стрелы прогиба нити

$$f = R(1 - \cos \varphi)$$

к ее пролету  $l$ . Наибольшее значение этого отношения 0,33 наблюдается для нити с исчезающе малым отношением высоты сечения к пролету нити. С увеличением относительной высоты сечения нити эти отношения уменьшаются. Естественно, для более прочного материала оптимальные стрелы провеса нити имеют большие значения.

На рис. 4 показаны отношения объема нити конечной жесткости к объему гибкой нити  $V_0$ . Из графиков видно, что при увеличении жесткости нити эти отношения резко растут. Таким образом, за увеличение жесткости элемента приходится расплачиваться зачастую десятикратным расходом материала.

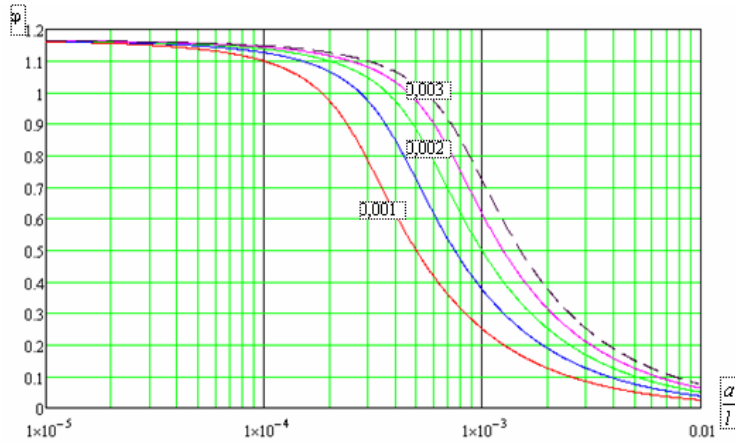


Рис. 2. Рациональные значения угла  $\varphi$

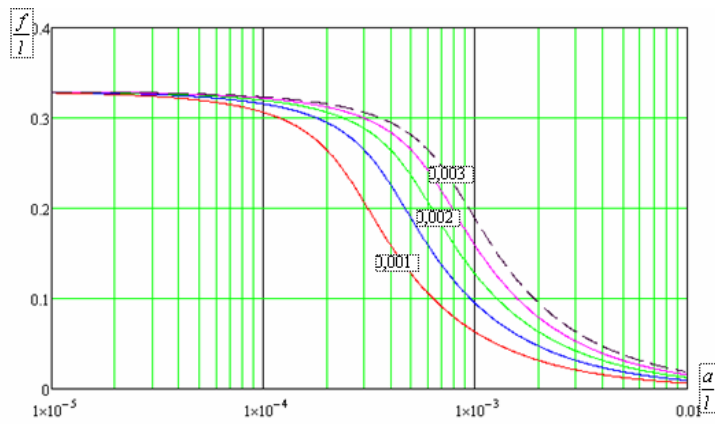


Рис. 3. Рациональные относительные стрелы провеса

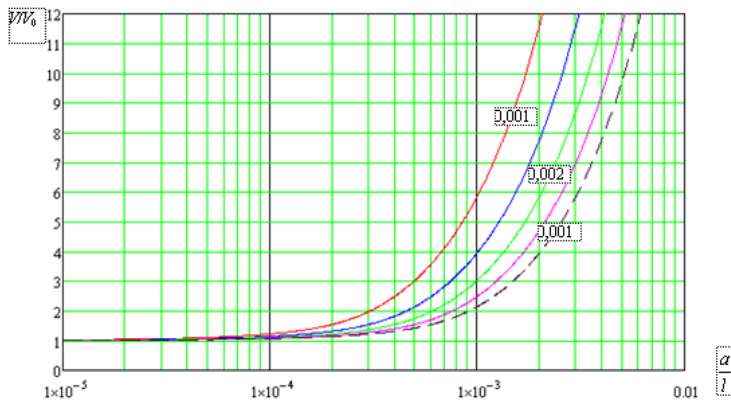


Рис. 4. Относительные объемы нити

### **Выводы**

Таким образом, на основании аппроксимации формы прогибов нити установлены рациональные относительные параметры гибкой нити и нитей конечной жесткости, соответствующие минимуму объема нити. Оказалось, что эти параметры не зависят от пролета нити и нагрузки на нее. Это позволяет все результаты исследований изобразить в виде семейства графиков.

### **Литература**

- [1] Качурин В.К. Гибкие нити с малыми стрелками. – Гостехтеориздат, 1956. – 224 с.
- [2] Качурин В.К. Статический расчет вантовых систем. – Л.: Стройиздат, 1969. – 141 с.

*Надійшла до редколегії 20.05.2012 р.*

УДК 624-074.5

## Влияние ветровой нагрузки на конфигурацию решетчатых башен

Тищенко-Шаманская Н.В.

ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского», Украина

**Аннотация.** Рассматриваются беспоясные решетчатые металлические башни, предназначенные для поддержания на требуемой высоте радиотехнического, телевизионного или иного оборудования. Основными нагрузками на башню являются нагрузка от оборудования, собственный вес и ветровое воздействие. Задача заключается в минимизации теоретического веса башни. Искомыми параметрами являются геометрические размеры башни при фиксированной ее высоте. В качестве ограничений выступают прочность и устойчивость стержней. Отклонения конструкции от вертикали в расчет не принимаются.

**Анотація.** Розглядаються безпоясні гратчасті металеві башти, призначені для підтримання на необхідній висоті радіотехнічного, телевізійного або іншого устаткування. Основними навантаженнями на башту є навантаження від устаткування, власна вага і вітрова дія. Завдання полягає в мінімізації теоретичної ваги башти. Шуканими параметрами є геометричні розміри башти при фіксованій її висоті. Як обмеження виступають міцність і стійкість стрижнів. Відхилення конструкції від вертикалі в розрахунок не приймаються.

**Abstract.** In the paper latticed metal towers, intended for support on the required height of radiotechnical, televisional or another equipment are considered. The basic loads on the tower are loads from equipment, self weight and wind action. The task consists in minimization of theoretical weight of the tower. Required parameters are geometrical sizes of the tower if height is fixed. Durability and stability of bars come forward as limitations. There is no need take into account deviations of the construction from vertical line.

**Ключевые слова:** высотные сооружения, решетчатая башня, оптимизация, ветровая нагрузка.

**Введение.** Башня представляет собой решетчатую конструкцию, состоящую из узлов и стержней (рис. 1). Для конкретизации геометрии системы выберем правую декартову систему координат  $x, y, z$ . Начало системы координат совместим с вершиной башни так, чтобы ось  $z$  была направлена сверху вниз. Выберем  $m$  плоскостей, перпендикулярных оси  $z$  так, чтобы одна из них проходила через вершину башни, а остальные располагались ниже нее на определенном расстоянии одна от другой. Пронумеруем плоскости в направлении сверху вниз числами  $0, 1, \dots, m-1$ .



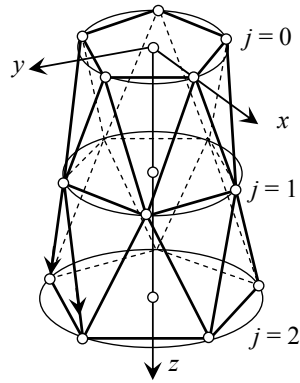


Рис. 1. Схема башни

Выбранные плоскости образуют ярусы, в которых располагаются узлы башни. Узлы соединены друг с другом стержнями двух типов: распорками, соединяющими соседние узлы одного яруса (тип 0) и раскосами, соединяющими узлы соседних ярусов (тип 1). Будем полагать, что стержни в узлах соединены шарнирно.

Ярус с номером  $j$  характеризуется координатой  $z(j)$  ( $j = 0, 1, \dots, m-1$ ). Проведем на каждой из плоскостей окружность радиуса  $R$  с центром, лежащим на оси  $z$ . Будем полагать, что окружность содержит  $n$  узлов, находящихся в вершинах правильного  $n$ -угольника. Такую башню будем называть  $n$ -гранной.

Все элементы башни можно разбить на  $m$  секций. Секцией с номером  $j = 0, 1, \dots, m-1$  будем называть набор стержней, состоящих из  $n$  распорок, соединяющих узлы  $j$ -го яруса, и  $2n$  раскосов, соединяющих узлы  $j$ -го и  $j+1$ -го ярусов башни.

Дальнейшее изложение будет сопровождаться формулами. В отличие от обычной записи в формулах будем допускать не только односимвольные, но и многосимвольные обозначения величин, как это делается в алгоритмических языках. Многие рассматриваемые величины являются функциями номеров. Эти номера будем располагать после обозначений величин в скобках.

**Усилия в стержнях.** При решении задачи оптимизации башни возникает необходимость многократного определения усилий в ее стержнях. Для сокращения времени вычислений полезно иметь компактные замкнутые формулы.

При этом длины стержней определяются формулами:

$$\begin{aligned} l(j,0) &= R(j)2 \sin \gamma; \\ l(j,1) &= R(j)\sqrt{1+tr(j)^2 + tz(j)^2} - 2tr(j)\cos \gamma, \end{aligned} \quad (1)$$

где обозначено:

$$\gamma = \frac{\pi}{n}; \quad tr(j) = \frac{R(j+1)}{R(j)}; \quad tz(j) = \frac{z(j+1) - z(j)}{R(j)}. \quad (2)$$

Замкнутые формулы для усилий в стержнях выведены в предположении, что можно ограничиться двумя членами разложения этих усилий в тригонометрические ряды по окружной координате. В этом приближении усилия в стержнях могут быть выражены через интегральные факторы – продольную силу, поперечные силы и изгибающие моменты в башне как в прямолинейном стержне. Учитывая то, что ветровая нагрузка может действовать в произвольном направлении, удалось получить замкнутые формулы для определения максимального и минимального усилий в каждом из видов элементов башни:

$$\begin{aligned} N \max(j,s) &= N0(j,s) + \sqrt{Nc(j,s)^2 + Ns(j,s)^2}; \\ N \min(j,s) &= N0(j,s) - \sqrt{Nc(j,s)^2 + Ns(j,s)^2}. \end{aligned} \quad (s = 0,1), \quad (3)$$

Величины, находящиеся в правой части равенств, вычисляются по формулам:

$$\begin{aligned} N0(j,0) &= Np0(j,0) + Nt0(j,0); \\ Nc(j,0) &= Npc(j,0) + Ntc(j,0); \\ Ns(j,0) &= Nps(j,0) + Nts(j,0); \\ N0(j,1) &= -\frac{l(j,1)}{2nR(j)tz(j)} Qz(j); \\ Nc(j,1) &= \frac{l(j,1)}{nR(j)^2 tz(j)} My(j); \\ Ns(j,1) &= \frac{l(j,1)}{nR(j)tr(j)\sin \gamma} \left( Qx(j) - \frac{1-tr(j)\cos \gamma}{R(j)tz(j)} My(j) \right), \end{aligned} \quad (4)$$

где

$$N_{p0}(j, 0) = \frac{tr(j-1) - \cos \gamma}{2n \sin \gamma t z(j-1)} Q_z(j-1);$$

$$N_{pc}(j, 0) = \left( \left( 1 - \frac{2 \cos \gamma}{tr(j-1)} \right) Q_x(j-1) - \frac{2 My(j-1)}{Rtz(j-1)} \left( 1 - \frac{\cos \gamma}{tr(j-1)} \right) \right) \frac{1}{2n \sin \gamma}; \quad (5)$$

$$N_{ps}(j, 0) = \left( \left( -tg \gamma + \frac{2 \sin \gamma}{tr(j-1)} \right) Q_x(j-1) + \frac{2tg \gamma My(j-1)}{Rtz(j-1)} \left( 1 - \frac{\cos \gamma}{tr(j-1)} \right) \right) \frac{1}{2n \sin \gamma};$$

$$N_{t0}(j, 0) = \frac{1 - \cos \gamma tr(j)}{2n \sin \gamma t z(j)} Q_z(j);$$

$$N_{tc}(j, 0) = \left( Q_x + \frac{2}{Rtz(j)} (\cos \gamma tr(j) - 1) My \right) \frac{1}{2n \sin \gamma}; \quad (6)$$

$$N_{ts}(j, 0) = \left( -tg \gamma Q_x - \frac{2tg \gamma}{Rtz(j)} (\cos \gamma tr(j) - 1) \cdot My \right) \frac{1}{2n \sin \gamma};$$

$Q_z(j)$ ,  $Q_x(j)$ ,  $My(j)$  – продольная сила, направленная вдоль оси  $z$ , поперечная сила, направленная вдоль оси  $x$  и изгибающий момент относительно оси, параллельной оси  $y$  в башне как в прямолинейном стержне на уровне яруса с номером  $j$ ;  $Q_z(j-1)$ ,  $Q_x(j-1)$ ,  $My(j-1)$  – то же на уровне яруса с номером  $j-1$ .

Здесь рассмотрен случай, когда ветер направлен вдоль оси  $x$ . Однако формулы (3) по информации о ветре лишь одного направления определяют максимальное и минимальное усилия в стержнях с учетом произвольного направления ветра.

Формулы (3) – (6) являются точными при принятых предположениях.

**Площади поперечных сечений и ширины стержней.** По полученным экстремальным усилиям надо уметь определять поперечные сечения стержней. В этой работе использован принцип подбора сечений из множества геометрически подобных. Характеристикой этого множества может служить удельный радиус инерции

$$\rho = \frac{r}{\sqrt{A}}; \quad (7)$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения стержня;  $r$  – его радиус инерции.

Для реальных сечений значение  $\rho$  меняется в диапазоне  $0,3 \div 0,6$ , причем большие значения соответствуют более эффективным профилям. Можно

ввести безразмерный параметр  $\alpha$  для площади поперечного сечения стержня  $A$  и безразмерный параметр  $\nu$  для продольной силы в стержне  $N$ .

$$\alpha = A \left( \frac{\rho}{l} \right)^2; \nu = \frac{N}{Rr} \left( \frac{\rho}{l} \right)^2, \quad (8)$$

где  $l$  – расчетная длина стержня;  $Rr$  – расчетное сопротивление материала стержня.

Использование введенных безразмерных параметров позволяет получить прямые формулы для вычисления площадей сечений стержней. В этих формулах существенным образом используется зависимость коэффициента продольного изгиба от гибкости стержня. В работе рассмотрены два варианта такой зависимости. Первый из них более грубый, но позволяющий записать зависимость в аналитическом виде. Второй – более точный, базирующийся на аппроксимационных формулах работы [3], однако требующий применения итерационного процесса.

Первый вариант базируется на использовании принятого в этой работе принципа аппроксимации коэффициента продольного изгиба (рис. 2).

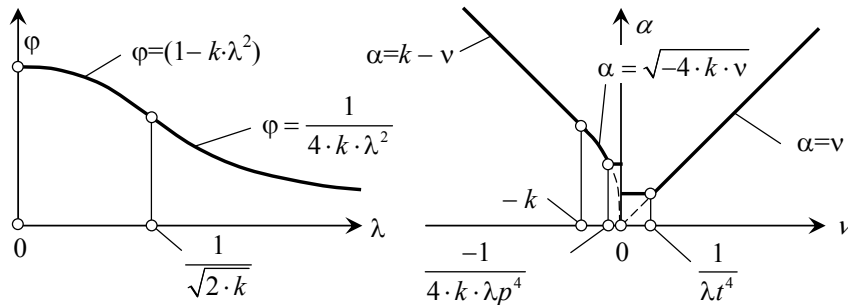


Рис. 2. Аппроксимация коэффициента продольного изгиба (слева);  
график для прямого подбора сечений (справа)

Расчетные формулы этого варианта выглядят следующим образом:

$$\alpha = k - \nu \quad (\nu \leq -k); \quad \alpha = \sqrt{-4k\nu} \quad \left( -k < \nu \leq -\frac{1}{4k\lambda p^4} \right); \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{1}{\lambda p^2} \quad \left( -\frac{1}{4k\lambda p^4} < \nu \leq 0 \right); \quad \alpha = \frac{1}{\lambda t^2} \quad \left( 0 < \nu \leq \frac{1}{\lambda p^2} \right); \quad \alpha = \nu \quad \left( \frac{1}{\lambda^2} < \nu \right),$$

где  $\lambda p$  – минимально допустимая гибкость сжатого стержня;  $\lambda t$  – минимально допустимая гибкость растянутого стержня;  $k$  – эмпирический коэф-

коэффициент, определяемый из условий наилучшей аппроксимации коэффициента продольного изгиба и принимаемый из диапазона  $0,5 \cdot 10^{-4} \div 0,7 \cdot 10^{-4}$ .

Второй вариант использует аппроксимационные формулы из работы [3]:

$$\begin{aligned}\varphi &= 1 - 0,066\bar{\lambda}\sqrt{\bar{\lambda}} & (0 \leq \bar{\lambda} \leq 2,5); \\ \varphi &= 1,46 - 0,34\bar{\lambda} + 0,021\bar{\lambda}^2 & (2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5); \\ \varphi &= \frac{332}{\bar{\lambda}^2(51 - \bar{\lambda})} & (4,5 < \bar{\lambda}),\end{aligned}\tag{10}$$

где  $\bar{\lambda}$  – условная гибкость, определяемая по формуле

$$\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}};\tag{11}$$

$\lambda$  – гибкость стержня;  $R_y$  – предел текучести;  $E$  – модуль упругости.

Для сбора ветровых нагрузок на элементы башни требуется знать ширину каждого элемента. Учитывая то, что сечения выбираются из серии геометрически подобных, любой размер сечения, в том числе и его ширина, пропорциональна корню квадратному из площади поперечного сечения. Коэффициент пропорциональности зависит от вида сечения и его удельного радиуса инерции. В частности, ширину (диаметр) трубчатого стержня можно вычислить по формуле

$$b = \sqrt{2A\left(\frac{1}{\pi} + 4\rho^2\right)},\tag{12}$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения стержня;  $\rho$  – его удельный радиус инерции.

**Ветровая нагрузка на элементы.** В рассматриваемых башнях стержни могут быть произвольно ориентированы по отношению к ветру. Если стержень направлен вдоль вектора  $l$ , а ветровой напор вдоль вектора  $w$ , то вектор погонной нагрузки на стержень лежит в плоскости, параллельной векторам  $l$  и  $w$  и перпендикулярен стержню. При этом величина погонной нагрузки вычисляется по формуле

$$q = cx \cdot w \cdot b \cdot \sin \beta;\tag{13}$$

где  $cx$  – лобовой коэффициент обтекания,  $w$  – ветровой напор;  $b$  – ширина стержня;  $\beta$  – острый угол между направлениями ветра и стержня.

Исходя из этого правила, выведены формулы для определения ветровой нагрузки на стержни одной секции. При направлении ветра вдоль оси  $x$  равнодействующая ветровой нагрузки также направлена вдоль оси  $x$ . Ее значения  $qx(j,0)$  для распорок и  $qx(j,1)$  для раскосов яруса с номером  $j$  могут быть представлены формулами:

$$\begin{aligned} qx(j,0) &= Q0(j,0) \frac{n}{2}; \\ qx(j,1) &= Q0(j,1)n \left[ 1 + \frac{tz(j)^2 R(j)^2}{l(j,1)^2} \right]. \end{aligned} \quad (14)$$

Здесь  $Q0(j,s)$  – ветровая нагрузка, действующая на стержень типа  $s$ , расположенный перпендикулярно потоку ветра. Она определяется формулой

$$Q0(j,s) = kd \cdot w10 Ch(h(s)) cx(j,s) l(j,s) b(j,s), \quad (s = 0,1), \quad (15)$$

где  $kd$  – коэффициент динамичности;  $w10$  – ветровой напор на высоте 10 м;  $Ch(h)$  – коэффициент возрастания ветрового напора по высоте на отметке  $h$ ;  $cx(j,s)$  – коэффициент обтекания;  $l(j,s)$  – длина стержня;  $b(j,s)$  – ширина стержня.

Равнодействующая ветровой нагрузки находится на расстоянии

$$\zeta(j,s) \cdot R(j) \cdot tz(j) \quad (16)$$

от низа секции.

Безразмерный коэффициент уровня равнодействующей ветровой нагрузки  $\zeta(j,s)$  для распорок и раскосов вычисляется по формулам:

$$\zeta(j,0) = 1; \quad \zeta(j,1) = \frac{1 + tz(j)^2 - tr(j) \cos \gamma}{1 + tr(j)^2 + 2tz(j)^2 - 2tr(j) \cos \gamma}. \quad (17)$$

Формулы (14) и (17) являются точными.

**Оптимизационная задача.** Исходные данные:  $HT$  – высота башни;  $n$  – число граней;  $Qo$  – вес поддерживаемого оборудования;  $So$  – наветренная площадь поддерживаемого оборудования;  $sxo$  – коэффициент обтекания оборудования;  $ho$  – возвышение центра наветренной площади оборудования над вершиной башни;  $w10$  – ветровой напор на высоте 10 м над поверхностью земли;  $Ch(h)$  – коэффициент возрастания ветрового напора по высоте (функция);  $kd$  – коэффициент динамичности;  $Rr$  – расчетное сопротивление материала;  $\lambda p$  – минимально допустимая гибкость сжатого

стержня;  $\lambda t$  – минимально допустимая гибкость растянутого стержня;  $\rho t$  – максимально допустимый удельный радиус инерции сечения.

Основные неизвестные:  $R(0)$  – радиус верхнего основания башни;  $m$  – число секций башни;  $tr(j)$ ;  $tz(j)$  – коэффициенты, определяемые формулами (2);  $\rho(j)$  – удельные радиусы инерции сечений ( $j = 0, 1, \dots, m-1$ ).

Вспомогательные неизвестные (вычисляемые на базе основных неизвестных):  $R(j)$  – радиусы окружностей в ярусах;  $z(j)$ ; – вертикальные координаты ярусов ( $j = 1, 2, \dots, m$ ;  $s = 0, 1$ );  $A(j,s)$  – площади поперечных сечений стержней ( $j = 0, 1, \dots, m-1$ ;  $s = 0, 1$ );  $G$  – теоретический вес башни.

Целевая функция – теоретический вес башни, определяемый формулой

$$G = \sum_{j=0}^{m-1} qz(j); \quad (18)$$

где

– вес стержней секции  $j$ :

$$qz(j) = \gamma sn \sum_{s=0}^1 (s+1) l(j,s) A(j,s), \quad (j = 0, \dots, m-1); \quad (19)$$

– площадь сечения стержня:

$$A(j,s) = \alpha(j,s) \left[ \frac{l(j,s)}{\rho(j)} \right]^2 \quad (j = 0, \dots, m-1; s = 0, 1); \quad (20)$$

$\alpha(j,s)$  – безразмерная площадь сечения, определяемая по формулам (9);  $\gamma s$  – удельный вес материала стержней.

Ограничения – условия прочности и устойчивости, исходя из которых определяются площади поперечных сечений стержней  $A(j,s)$ , а также ограничения-неравенства:

$$\rho(j) \leq \rho t. \quad (21)$$

Ограничения по прогибам башни не учитываются.

**Методы решения.** В работе [1] А.Г. Соколов высказал идею о том, что в оптимальной башне верхние секции должны быть запроектированы так, чтобы ветровая нагрузка на них была бы по возможности меньше, а нижние секции – так, чтобы был минимальным их собственный вес. Уменьшения ветровой нагрузки на верхние секции следует добиваться даже ценой увеличения их собственного веса. Проектируя отдельную секцию, следует учитывать не только тот металл, который расходуется на

элементы этой секции, но и дополнительный металл нижележащих секций, который необходим для восприятия ветровой нагрузки на данную секцию. Уменьшение ветровой нагрузки на проектируемую секцию уменьшает вес нижележащей части башни. Поэтому может оказаться выгодным применение неоптимальных по весу секций, если они позволяют уменьшить действующую на них ветровую нагрузку.

Первое, что приходит в голову при реализации этой идеи, это уменьшение диаметров стержней в верхних секциях башни. Такое уменьшение, как правило, связано с увеличением их толстостенности, то есть с уменьшением удельных радиусов инерции стержней. Некоторые авторы рекомендуют даже выполнять верхние секции из прутков в надежде минимизировать ветровую нагрузку. К сожалению, попытки авторов этой работы снизить вес башни за счет уменьшения удельных радиусов инерции стержней верхних секций никогда не приводили к успеху.

Существует другой метод уменьшения ветровой нагрузки на секцию. Это уменьшение числа распорок на погонную единицу высоты башни. Такой эффект может быть достигнут за счет увеличения вытянутости секций башни.

**Метод коэффициентов вытянутости.** Если считать нормой секцию с минимальной погонной массой, то вытянутой секцией можно считать секцию, высота которой получается путем умножения высоты нормальной секции на коэффициент вытянутости, больший единицы. Радиусы оснований секций остаются при этом без изменения. Будем полагать, что этот коэффициент  $k(z)$  является функцией координаты  $z$ . Этот коэффициент у основания башни должен быть близок к единице и увеличивается с увеличением отметки секции. Суть метода заключается в нахождении такой функции  $k(z)$ , которая доставляет башне минимальный вес. Аппроксимируя эту функцию полиномом, мы приводим задачу к поиску нескольких чисел – коэффициентов этого полинома. В качестве математического аппарата использовалась стандартная программа минимизации функции нескольких переменных.

При этом функция  $k(z)$  аппроксимировалась полиномом второй степени:

$$k(z) = kt - \frac{3kt - 4ks + 1}{H}z + \frac{2kt - 4ks + 2^2}{H^2}z^2. \quad (22)$$

Данная форма представления полинома была выбрана с тем, чтобы коэффициенты  $kt$  и  $ks$  имели физический смысл. А именно, коэффициент  $kt$  – это коэффициент вытянутости при  $z = 0$ , а  $ks$  – коэффициент вытянутости при  $z = 0,5 \cdot H$ .



Были выполнены оптимизационные расчеты серии башен четырех-, шести- и восьмигранных высотой от 100 м до 1000 м. Материал конструкций башен – сталь с плотностью  $7,85 \text{ т/м}^3$  и расчетным сопротивлением  $2,4 \cdot 10^4 \text{ тс/м}^2$ . Предельная гибкость сжатых элементов принята 120, растянутых – 200. Удельный радиус инерции усреднен и для всех элементов равен 0,6. Радиус описанной окружности для верхнего основания 0,4 м.

При сборе ветровых нагрузок на элементы башни были приняты следующие исходные данные: аэродинамический коэффициент – 0,8; коэффициент динамичности – 1,4.

На башне установлено условное оборудование, масса которого составляет 1 т. Оно расположено на высоте 4-х м от верхнего уровня башни. Ветровая площадь оборудования принята равной  $8 \text{ м}^2$ , с аэродинамическим коэффициентом 1.

Основные результаты расчетов приведены в таблице 1. Как следует из таблицы, теоретическая масса башни оказывается весьма небольшой. Это объясняется, по-видимому, тем, что башня несет лишь небольшое антенное оборудование на ее верху, а также отсутствием площадки и конструктивных элементов. Обращает на себя внимание то, что оптимальные башни очень вытянуты в высоту.

Таблица 1

Высота башни, м	Диаметр основания, м			Число ярусов			Теоретическая масса башни, т		
	$n = 4$	$n = 6$	$n = 8$	$n = 4$	$n = 6$	$n = 8$	$n = 4$	$n = 6$	$n = 8$
100	2,985	3,62	4,3	46	57	64	19,561	19,474	19,763
200	4,73	5,81	6,96	57	68	78	94,162	97,37	101,48
400	7,88	9,73	11,67	70	83	93	502,77	534,96	567,0
600	10,77	13,32	15,94	78	92	102	1400,0	1510,0	1610,0
800	13,55	16,77	20,00	84	98	110	3000,0	3230,0	3440,0
1000	16,11	20,09	23,96	87	103	115	5450,0	5890,0	6260,0

Отношение высоты башни к диаметру основания при шести гранях меняется в пределах от 28 до 50. С увеличением числа граней масса башни увеличивается. Причину таких результатов можно объяснить тем, что многогранные башни содержат в своем составе много элементов и, несмотря на то, что эти элементы более короткие и имеют меньшие диаметры, суммарная ветровая нагрузка на башню значительно увеличивается.

В табл. 2 для всех башен приведены число элементов и суммарная ветровая нагрузка на башню. С увеличением числа граней резко увеличивается число элементов башни. При переходе от четырехгранной башни к шестигранной число элементов увеличивается не в полтора раза,

как можно было бы прогнозировать, а в 1,7–1,8 раза. При переходе от четырехгранной башни к восьмигранной число элементов увеличивается не в два раза, а примерно в 2,6 раза.

Таблица 2

Высота башни, м	Число элементов			Суммарная ветровая нагрузка, т		
	$n = 4$	$n = 6$	$n = 8$	$n = 4$	$n = 6$	$n = 8$
100	556	1032	1552	7,26	9,35	11,57
200	688	1230	1880	16,12	22,09	28,04
400	844	1500	2240	42,30	58,19	74,07
600	940	1662	2456	77,33	106,37	134,55
800	1012	1770	2648	121,36	167,33	209,97
1000	1048	1860	2768	170,24	239,46	298,75

Что касается суммарной ветровой нагрузки, то при переходе от четырехгранной башни к шестигранной ветровая нагрузка увеличивается в 1,4 раза. При переходе от четырехгранной башни к восьмигранной ветровая нагрузка увеличивается примерно в 1,75 раза.

Масса башен с увеличением числа граней тоже возрастает, но в значительно меньшей степени. Например, для башни высотой 1000 м при переходе от четырехгранной башни к восьмигранной это увеличение составляет 15 %.

**Метод учета массы нижележащих секций.** Рассмотрим более подробно второй метод оптимизации, использованный в работе. При этом заметим, что важным является показатель погонного веса башни в окрестности каждой ее отметки. Интегрируя этот показатель по высоте башни, получим ее суммарную массу. Другой важный показатель – это погонная ветровая нагрузка на башню в окрестности той же отметки. От этого показателя зависит масса нижележащих секций башни. Если бы можно было добиться, чтобы оба эти показателя достигали минимума, то такая башня была бы оптимальной. На самом деле минимизация одного из этих показателей влечет за собой увеличение другого. Задача заключается в том, чтобы найти такое их соотношение, при котором суммарная масса башни становится минимальной.

Для нахождения их рационального соотношения важно знать насколько утяжеляет нижележащую часть башни каждая единица ветровой нагрузки, приложенная на рассматриваемой отметке. Тогда, определяя параметры рассматриваемой секции, можно было бы учитывать увеличение массы нижележащей части башни за счет увеличения ветровой нагрузки на данную секцию. Как показывают численные эксперименты, таким путем удастся получить еще более легкую башню.

Рассмотрим более подробно размеры утяжеления нижележащей части башни от единицы ветровой нагрузки, приложенной на рассматриваемой отметке. Для этого воспользуемся предыдущим методом. В результате экспериментального проектирования башен по этому методу, с приложением дополнительной нагрузки на избранных отметках, были получены данные утяжеления нижележащей части башни, приведенные в таблице 3. Размерность полученных добавок – т/тс.

Таблица 3

Число граней	Высота башни, м	Отметка приложения единичной силы				
		0,2·H	0,4·H	0,6·H	0,8·H	H
n = 4	100	0,122	0,504	1,187	2,279	4,039
	200	0,311	1,305	3,161	6,337	12,221
	400	0,750	3,235	8,079	16,903	35,203
	600	1,245	5,420	13,823	29,981	66,018
	800	1,757	7,743	20,089	44,622	104,575
	1000	2,292	10,207	26,902	62,423	153,94
n = 6	100	0,100	0,412	0,972	1,877	3,388
	200	0,250	1,048	2,541	5,140	10,222
	400	0,594	2,552	6,378	13,459	29,075
	600	0,969	4,214	10,855	23,874	53,152
	800	1,428	6,169	15,959	35,726	83,041
	1000	1,838	8,126	21,411	49,072	119,009
n = 8	100	0,087	0,359	0,846	1,644	3,056
	200	0,213	0,888	2,158	4,388	9,031
	400	0,507	2,166	5,389	11,463	25,954
	600	0,839	3,628	9,239	20,236	47,796
	800	1,179	5,152	13,323	29,946	72,689
	1000	1,535	6,820	17,944	41,100	100,746

Интерполируя данные этой таблицы, рассчитанные только для пяти уровней приложения нагрузки, можно получить величины утяжеления для любой отметки ее приложения. На основании этих данных можно оптимизировать каждую панель башни, выбирая в качестве целевой функцию

$$C = \frac{M + W \cdot DM}{R \cdot tz}, \quad (23)$$

где  $M$  – масса яруса;  $W$  – ветровая нагрузка на ярус;  $DM$  – утяжеление нижележащей части башни на каждую единицу ветровой нагрузки,  $R \cdot tz$  – высота яруса.

Увеличение высоты яруса влечет за собой увеличение погонной массы этого яруса, но приводит к уменьшению погонной ветровой нагрузки, а вместе с ней и снижению утяжеления нижележащей массы башни.

Уменьшение высоты яруса в определенных пределах приводит к уменьшению его погонной массы, но увеличивает погонную ветровую нагрузку на ярус и утяжеляет нижнюю часть башни. Минимум целевой функции  $C$  свидетельствует о том, что достигнуто равновесие в этом процессе и получены оптимальные параметры каждой секции.

Величины утяжелений нижней части башни были получены для башен с неоптимальными параметрами и являются приближенными. Можно организовать итерационный процесс, уточнив эти данные на основе использования геометрической схемы башни, полученной на предыдущем приближении. Такой процесс можно будет остановить, когда снижение веса башни на следующей итерации будет пренебрежимо малым.

Расчеты показывают, что для этого достаточно двух-трех итераций. После первой итерации были получены данные, приведенные в таблицах 4 и 5.

Таблица 4

Высота башни, м	Диаметр основания, м			Число ярусов			Теоретическая масса башни, т		
	$n = 4$	$n = 6$	$n = 8$	$n = 4$	$n = 6$	$n = 8$	$n = 4$	$n = 6$	$n = 8$
100	3,058	3,695	4,295	43	52	59	18,415	18,239	18,49
200	4,860	5,927	7,035	54	65	74	88,072	90,853	94,38
400	8,021	9,935	11,848	65	78	88	468,72	498,497	528,48
600	10,929	13,576	16,250	73	86	97	1302,62	1405,66	1497,75
800	13,678	17,003	20,379	78	91	103	2745,82	2985,38	3191,16
1000	15,848	19,901	24,348	81	96	108	4998,38	5421,68	5796,80

Сравнивая таблицы 4 и 1, замечаем, что достигнуты более рациональные решения, приводящие к снижению массы башен. Для башен высотой 100–200 м снижение массы составляет 6 %, 400–600 м – 7 %, 800–1000 м – 7,5–8 %, Диаметр основания при этом увеличивается на 1 %, а число ярусов уменьшается примерно на 5–7 %.

Наиболее важной причиной снижения расхода стали на башню является снижение ветровой нагрузки. Как показывает сравнение таблиц, суммарная ветровая нагрузка на башню значительно снижается. Для башен высотой 100–200 м это снижение составляет 6–9 %, 400–600 м – 6,5–12,5 %, 800–1000 м – 10–16 %. Число ярусов и элементов при этом тоже снижается.

Обращает на себя внимание существенная зависимость ветровой нагрузки на башню от числа ее граней. Так по сравнению с четырехгранной башней шестигранная собирает на себя на 30–40 %, а восьмигранная – на 65–85 % больше ветровой нагрузки. Это означает, что при увеличении числа граней диаметры элементов башни меняются незначительно. Пытаясь увеличить число элементов башни в одном сечении, мы тем самым увеличиваем

нагрузку на башню и не получаем существенного уменьшения усилий в элементах.

Таблица 5

Высота башни, м	Число элементов			Суммарная ветровая нагрузка, т		
	$n = 4$	$n = 6$	$n = 8$	$n = 4$	$n = 6$	$n = 8$
100	520	942	1424	6,59	8,71	10,74
200	652	1176	1240	15,13	20,76	26,35
400	784	1410	2120	38,03	53,80	69,25
600	880	1554	2336	67,63	96,08	124,54
800	940	1644	2480	102,58	145,81	189,43
1000	976	1734	2600	142,69	203,62	263,04

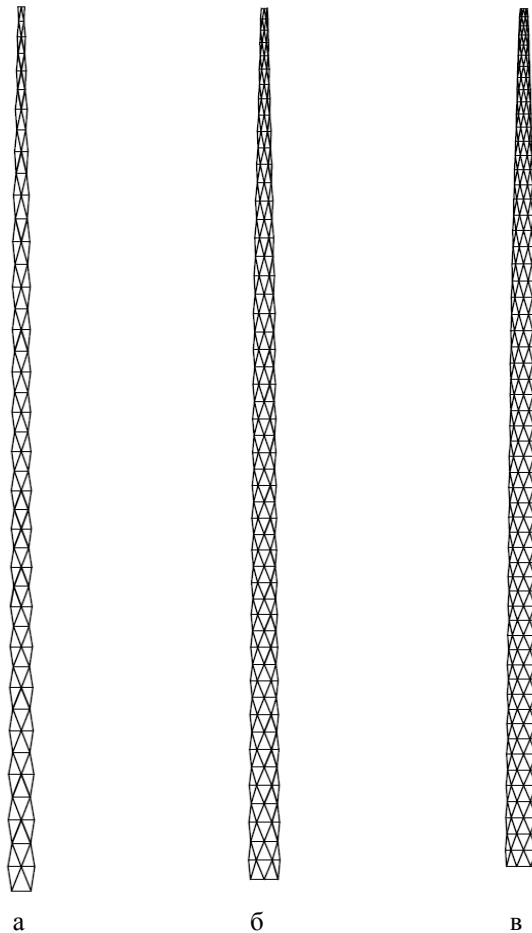


Рис. 3. Схема башен высотой 100 м:  
а – 4-гранная; б – 6-гранная; в – 8-гранная

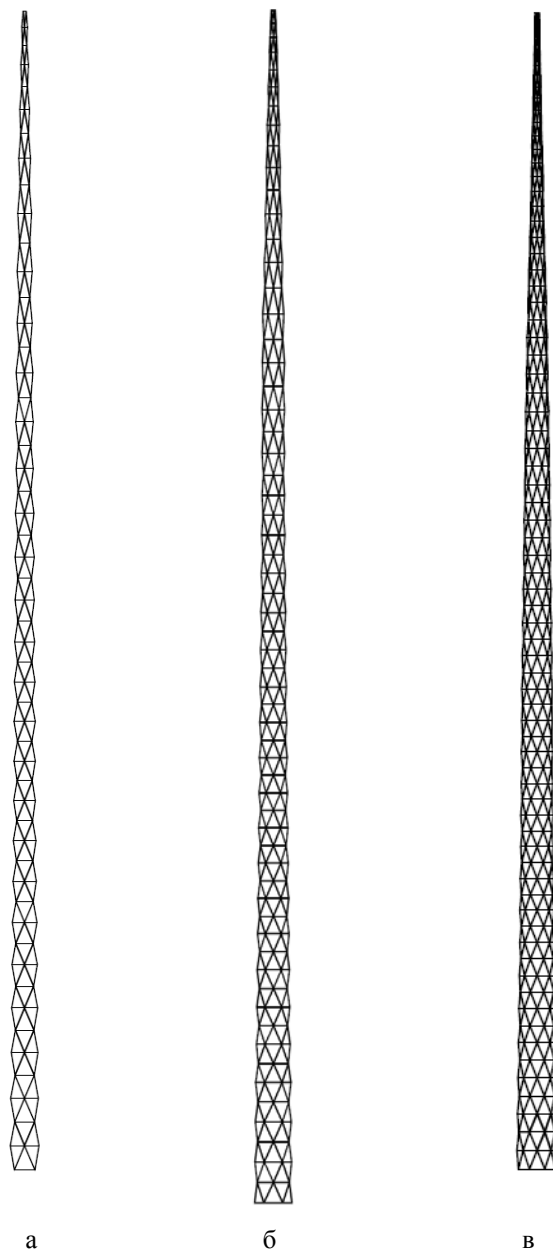


Рис. 4. Схема башен высотой 200 м:  
а – 4-гранная; б – 6-гранная; в – 8-гранная

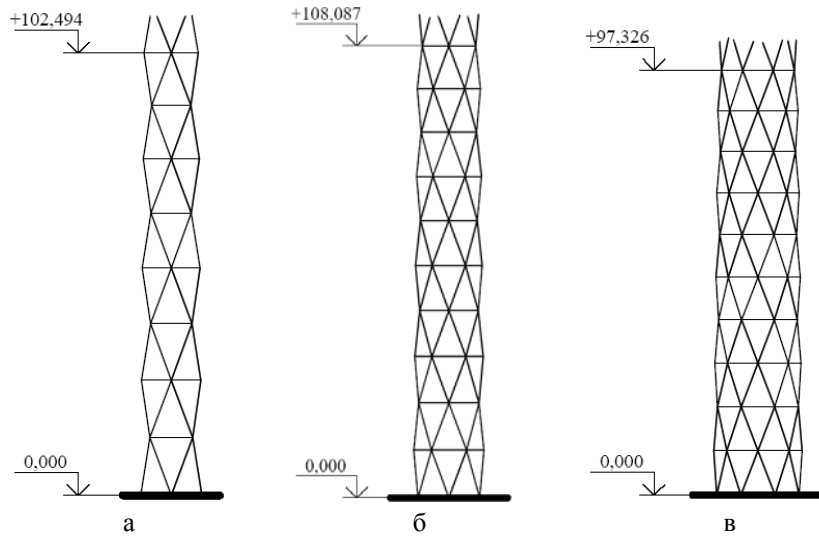


Рис. 5. Схема низа башен высотой 800 м:  
а – 4-гранная; б – 6-гранная; в – 8-гранная

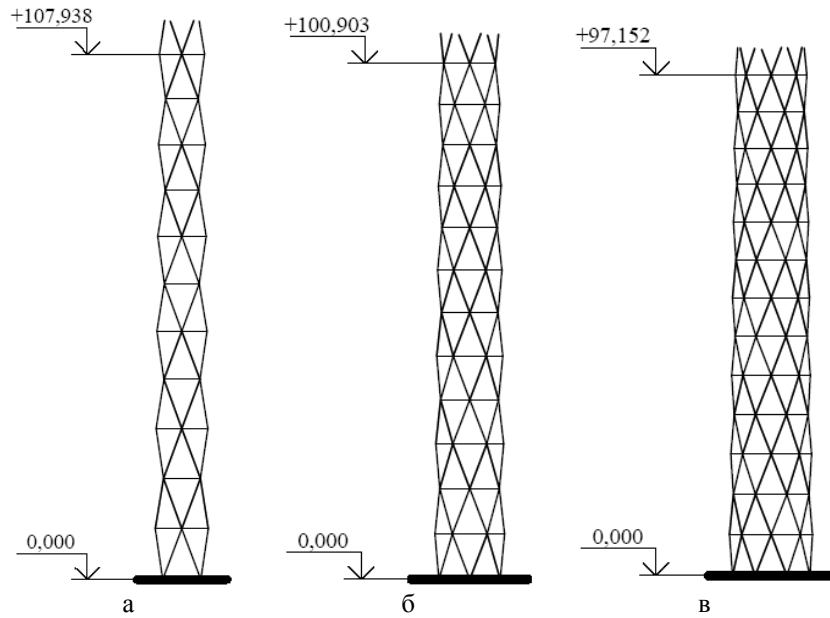


Рис. 6. Схема низа башен высотой 600 м:  
а – 4-гранная; б – 6-гранная; в – 8-гранная

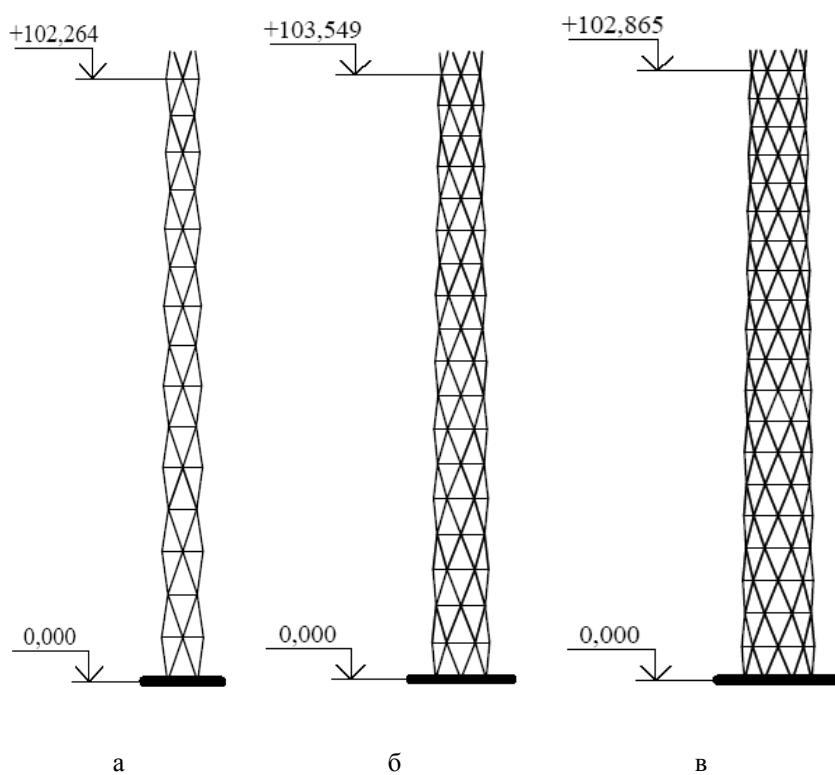


Рис. 7. Схема низа башен высотой 400 м:  
а – 4-гранная; б – 6-гранная; в – 8-гранная



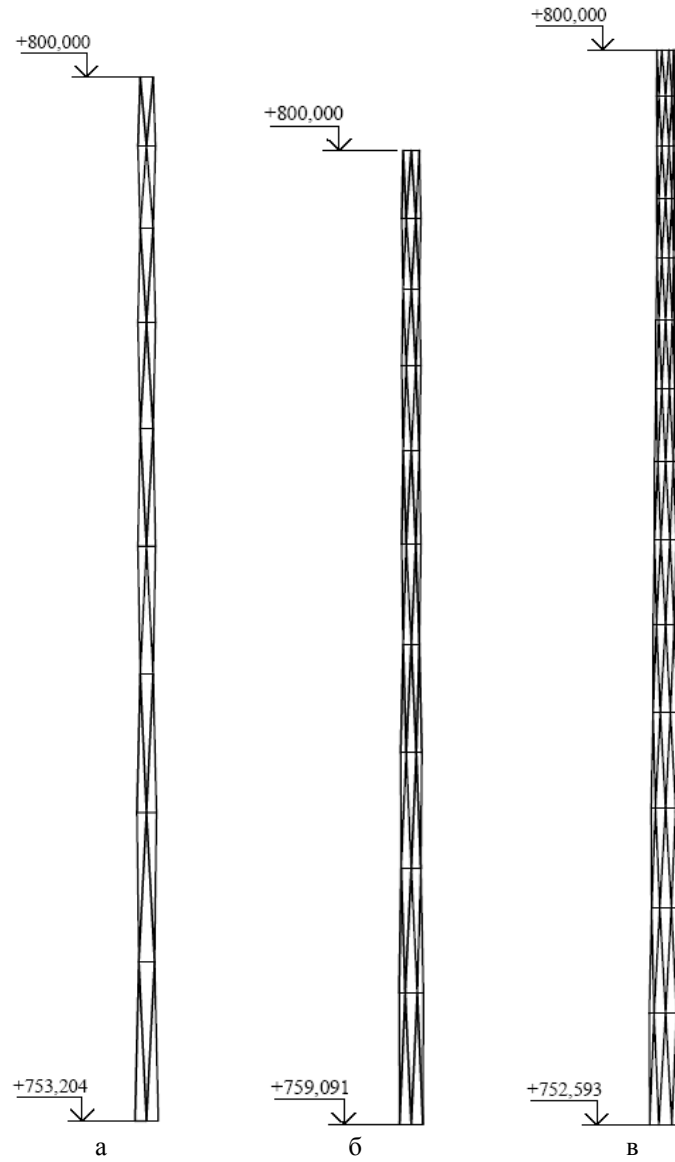


Рис. 8. Схема верха башен высотой 800 м:  
а – 4-гранная; б – 6-гранная; в – 8-гранная

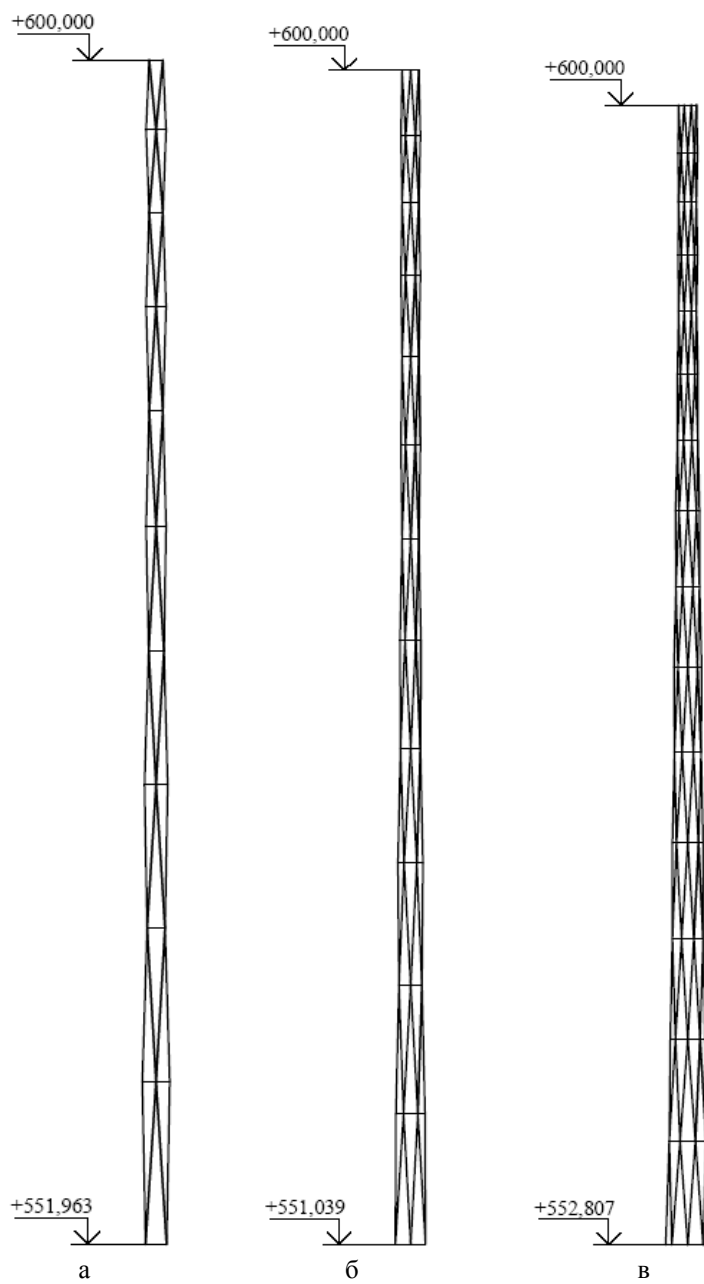


Рис. 9. Схема верха башен высотой 600 м:  
а – 4-гранная; б – 6-гранная; в – 8-гранная

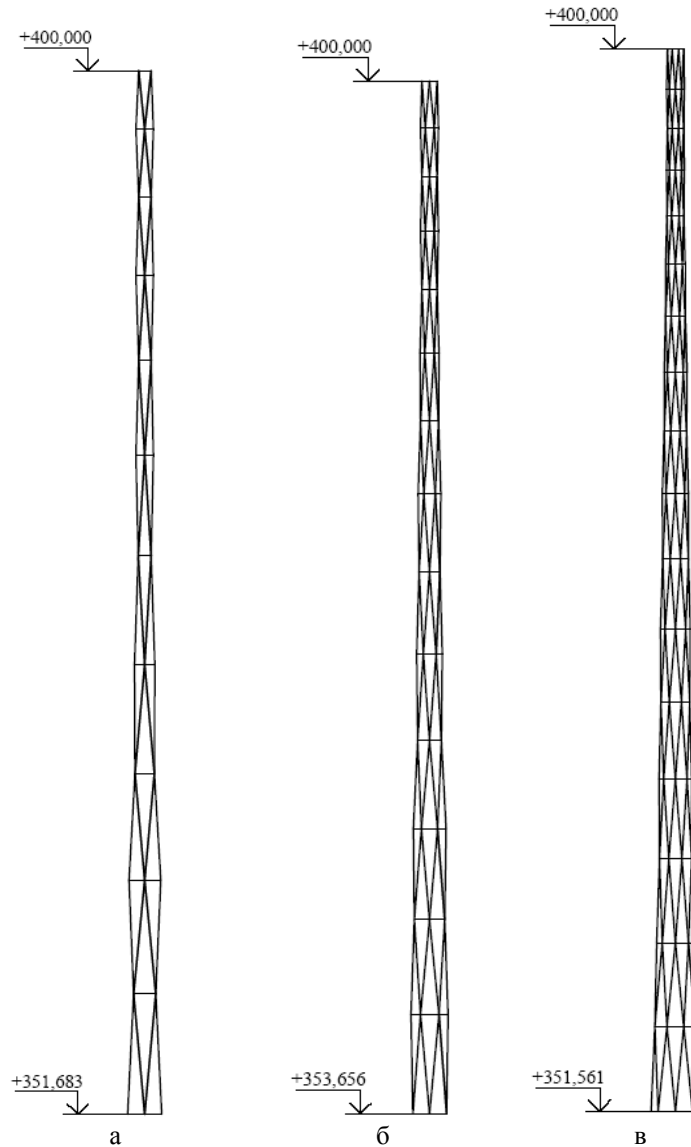


Рис. 10. Схема верха башен высотой 400 м:  
а 4-гранная; б – 6-гранная; в – 8-гранная

На рис. 3–10 показаны схемы башен высотой от 100 до 800 м. Из рисунков видно, что оптимальные башни сильно вытянуты в высоту. Это свидетельствует о том, что ветровая нагрузка сильно влияет на оптимальную форму башни. Соотношение высоты ярусов к их диаметрам в верхней части башен достаточно велико, что связано с необходимостью

уменьшения ветровой нагрузки. Более того, в верхней части башни диаметры нескольких секций меньше диаметра верхнего основания башни, заранее заданного равным 0,8 м. Это также результат того, что ветер на верхние секции башни сильно влияет на ее вес и ветровая нагрузка любыми средствами должна быть минимизирована.

Нижние части башен имеют ярусы с привычными соотношениями размеров, хотя их диаметры очень малы по сравнению с высотой башни. Это во многом связано с тем, что при оптимизации башен не учтены расходы на фундаменты. В противном случае башни заметно бы уширялись в нижней части.

### **Выводы**

Поставлена задача оптимизации формы беспоясных металлических башен, учитывающая взаимное влияние конструктивной формы башни и ветровой нагрузки.

Получены замкнутые формулы для сбора ветровой нагрузки на секции башни, определения усилий в элементах башни, подбора сечений элементов башни и вычисления их диаметров при любом числе граней.

Предложены два эвристических метода решения поставленной задачи: метод коэффициентов вытянутости и метод учета влияния массы нижележащих секций.

На основании этих методов исследованы беспоясные башни в диапазоне высот от 100 до 1000 м.

Вычислены рациональные отношения размеров секций в зависимости от их расположения по высоте башни и диаметра основания башни к ее высоте.

В верхней части оптимальных башен панели вытянуты по высоте, а у основания имеют привычные соотношения размеров. Отношение высоты панели к ее диаметру достигает у вершины башни 3, а у основания башни составляет 0,84.

Показано, что характерной особенностью беспоясных башен является большое отношение высоты башни к диаметру основания, которое меняется в пределах от 22 до 60.

Как правило, более легкими оказываются башни с меньшим числом граней, поскольку ветровая нагрузка существенно увеличивается с увеличением их числа. Так по сравнению с четырехгранной башней шестигранная собирает на себя на 40 %, а восьмигранная – на 80 % больше ветровой нагрузки.

Учет взаимного влияния конструктивной формы башни и ветровой нагрузки свидетельствует о том, что наиболее выгодными являются четырехгранные башни с большими отношениями высоты к ее диаметру.

#### **Литература**

- [1] Соколов А.Г. Металлические конструкции антенных устройств. –М.: Стройиздат, 1971. – 240 с.
- [2] Остроумов Б.В. (2009), Совершенствование конструктивных форм высотных сооружений на основе экспериментально-теоретических исследований их взаимодействия с ветровым потоком. Труды института к 100-летию со дня рождения академика Н.П. Мельникова. Эдисон. – С. 61–85.
- [3] Пособие по проектированию стальных конструкций (к СниП II-23-81\* «Стальные конструкции») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989, – 148 с.
- [4] Соколов А.Г. Выбор оптимальных решений телевизионных опор большой высоты. «Материалы по строительным конструкциям». – № 1, Проектстальконструкция, Госстройиздат, 1957.
- [5] Гордеев В.Н., Гринберг М.Л., Кондра М.П. Оптимальные параметры решетчатых башен симметричной структуры // Промышленное строительство, 1985. – № 9. – С. 12–14.
- [6] Гордеев В.Н., Борисенко Ю.С., Гринберг М.Л., Кондра М.П. Оптимизация геометрических параметров строительных металлоконструкций. В кн. «Основные направления развития стальных конструкций и современные методы их изготовления»: Заключительный отчет симпозиума АИПК. – М.: 1978. – Т. 3. – С. 47–56.
- [7] Гордеев В.Н., Кондра М.П. О выборе рациональных схем решетчатых башен. Сб. «Строительные конструкции», вып. XXVII. – Киев, «Будівельник», 1976. – С. 135–137.

*Надійшла до редколегії 25.11.2011 р.*

УДК 624.01

## **Design of spatial cable structures for sport arenas**

**Valdek Kulbach, DSc., Karl Oiger, DSc.**

Tallinn University of Technology, Estonia

**Анотація.** Розглядаються 2 види покриттів: 1) сітки, сформовані усередині контуру двома нахиленими плоскими арками і 2) сітки у вигляді гіпару, оточені замкнутим контуром еліптичної форми в плані. Дані рекомендації щодо вибору початкової форми, розмірів сіток і контурного кільця. Наведені методи визначення внутрішніх зусиль і переміщень для сіток і контурного кільця. Наведені приклади покриттів, побудованих в Естонії, для акустичних екранів трибун. Приведені рекомендації щодо використання гіпарів для покриттів спортивних і громадських будівель.

**Аннотация.** Рассматриваются 2 вида покрытий: 1) сети, сформированные внутри контура двумя наклоненными плоскими арками и 2) сети в виде гипара, окруженные замкнутым контуром эллиптической формы в плане. Даны рекомендации по выбору начальной формы, размеров сетей и контурного кольца. Представлены методы определения внутренних усилий и перемещений для сетей и контурного кольца. Приведены примеры покрытий, построенных в Эстонии, для акустических экранов трибун. Даны рекомендации по использованию гипаров для покрытий спортивных и общественных зданий.

**Abstract.** Two types of roof networks are under investigation in our report: 1) networks, formed inside the contour of two inclined planar arches and 2) hyper-formed networks, surrounded by a closed contour ring, having an elliptical form on plan. Recommendations for choice the initial form and dimensions of the network and the contour ring are given. Methods of determination of inner forces and deflections for the network and the contour ring are presented. Erected in Estonia networks for the acoustic screens of song festival tribunes is presented. Use of hyper-networks as roof structures for sports and spectacle halls is recommended.

**Key words:** Cable structures, suspension roofs, hyper-formed networks.

**Introduction.** The most propagated roof networks are shaped inside the contour of two inclined planar arches. Massive counter-forts are usually supporting the arches. When the zones at arches' abutments have a curved form, the areas neighbouring the keys of arches are very flat. The curvature in these flat zones may even change the direction for stretching cables. As an example of an unsuitable behaviour of the network in these zones the well-known Raleigh Arena may be presented, erected in the USA in 1953. For stabilizing the action of the blast wind, it was necessary to strengthen it by additional inclined cables. Investigation of pre-stressed roof networks started at TUT at the end of 1950s in connection with design of the acoustic screen for the song festival tribune in Tallinn [1]. This acoustic screen is a hanging roof of negative Gaussian curvature. The acoustic factor was dominant in the design of the screen surface, so it is inclined in the direction of the audience. The roof of the screen consists

of ribbed wooden panels, resting on the bearing cables. Its pre-stressed network is formed inside the contour case, consisting of two planar arches. The back and the front arches have common main supports in the form of massive counter-foots, which develop considerable horizontal reactions to the arch forces. Vertical columns are supporting the back arch. The front arch has no intermediate supports, therefore it has to resist not only the moments applied in its plane, but the perpendicular forces as well. Experience in design, model testing and field investigation on the acoustic screen in Tallinn served for subsequent investigations on network structures. The main advantages of networks with elliptical contour ring consist in its fluent form and the possibility of renounce to outer horizontal supports. These advances and thorough investigations encouraged us to use the network of this kind in design and construction of the acoustic screen for the song festival tribune in Tartu.

**Initial form of the network. Networks inside the contour of two inclines planar arches.** The initial form of the network depends upon distribution of cables' prestress forces and of mutual connecting cables in the nodes. For the sake of simplicity of building up the network, usually networks with planar cables (orthogonal networks or surfaces of revolution) and networks formed in conditions of free mutual sliding of the cables in all internal nodes (so-called self-forming networks) are preferred. The cables of the former networks are to be connected during pre-stressing the network. In actual cases the network's surface is exclusively determined by the conditions of equilibrium of the nodes [2]. Our main attention in the following will be paid to the self-forming and orthogonal networks. In the first case the co ordinates of a network may be determined by a vector equation of equilibrium for every node  $i,k$ .

**Orthogonal network** is the simplest case for determination of the initial form of a network. Both the carrying and the stretching cables are located in parallel and orthogonal vertical planes. The spacing between the cables has to be determined in the state of structural design. Only the nodes' co-ordinates, which have to be determined by the conditions of equilibrium, are vertical. Such kind of network is characterized by equal horizontal components in all sections of every cable (the inner force of a section of a cable may be determined as the quotient of the horizontal cable force to the corresponding cosine of the section under investigation). The condition of equilibrium for the node  $i,k$  (the point of intersection of the  $i$ th carrying and the  $k$ th stretching cable) may be presented in the following form:

$$H_{0xi} \left( \frac{z_{i,k+1} - z_{i,k}}{a_{i,k}} + \frac{z_{i,k-1} - z_{i,k}}{a_{i,k-1}} \right) + H_{0yk} \left( \frac{z_{i+1,k} - z_{i,k}}{b_{i,k}} + \frac{z_{i-1,k} - z_{i,k}}{b_{i-1,k}} \right) = 0, \quad (1)$$

where  $H_{0xi}$  and  $H_{0yk}$  are horizontal forces of the  $i$ th carrying and the  $k$ th stretching cable in the state of pre-stressing,  $a_{i,k}$  and  $b_{i,k}$  are horizontal projections of the corresponding cable sections. In the case of a network with equidistant cables this condition of equilibrium takes a simpler form

$$z_{i,k} = \frac{(z_{i,k-1} + z_{i,k+1}) + \lambda(z_{i-1,k} + z_{i+1,k})}{2(1 + \lambda)}, \quad (2)$$

where  $\lambda = H_{0y}a_1/H_{0x}b_1$ ,  $a_1$  and  $b_1$  are distances between the stretching and the carrying cables, respectively. It is worth mentioning, that for the case  $\lambda = 1$  we have

$$z_{i,k} = 1/4(z_{i,k-1} + z_{i,k+1} + z_{i-1,k} + z_{i+1,k}). \quad (3)$$

Equation (3) corresponds to the hyperbolic network. Equation (2) may be written for every node of the network with given horizontal components of cable forces. As a result, we obtain a system of linear algebraic equations related to the unknown ordinates  $z_{i,k}$ . Every equation consists of 5 unknown ordinates. It should be mentioned that the product of the cable force and the quantity in the parentheses represent the initial contact load  $F_{0,i,k}$  in the node. The system of equations (2) may be solved by means of standard programs or by means of simple iteration. The ordinates of the contour beam are to be given ahead. For the ordinates of the contour beam located outside the regular nodes we may use the iteration formulas of Collatz for fictitious nodes.

**Hyperbolic networks.** Equation for determination of a hyperbolic-parabolic (hypar) surface (Figure 1) may be presented in the following form

$$z = f_x \frac{x^2}{a^2} - f_y \frac{y^2}{b^2}. \quad (4)$$

The contact load between two families of cables in case of a hyperbolic network surrounded by an elliptical contour beam represents a uniformly distributed load  $p_0$ . Therefore the initial cable (pre-stressing) forces have the following horizontal components

$$H_{0x} = \frac{p_0 a^2}{2f_x}; \quad H_{0y} = \frac{p_0 b^2}{2f_y}, \quad (5)$$

where  $f_x$  and  $f_y$  are the sags of the central cables,  $a$  and  $b$  are the half-axes of the elliptical contour.



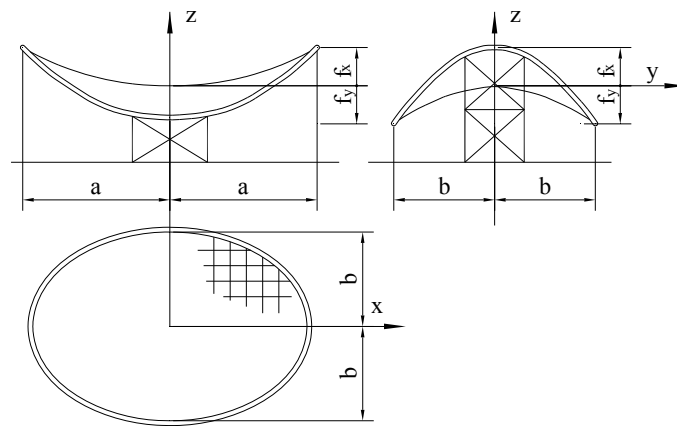


Fig. 1. Hyper-formed roof structure

**Behaviour of a network under the action of external loads. Self-forming networks.** In general, the initial form of a network is characterized by the position vectors of its nodal points  $\vec{r}_{i,k}$  or by the corresponding co-ordinates  $x_{i,k}$ ,  $y_{i,k}$  and  $z_{i,k}$  and by the cable forces  $S_{0,i}$  and  $T_{0,k}$ . The stress-strain state of the network under the action of nodal forces of any kind is determined by vector equations of equilibrium of nodal points and equations of deformation compatibility for the cable sections neighbouring the node. The unknowns for actual calculation cases include 3 displacement components and 2 inner forces of the cable's sections for every nodal point; these unknowns are covered by 3 conditions of equilibrium and 2 equations of deformation compatibility of cable sections for every nodal point. Detailed method for analysis of self-forming networks under the action of outer loads is left aside in that report and in following the main attention will be paid to the orthogonal networks.

**Orthogonal networks under the action of vertical loads applied in the nodes.**

For an orthogonal network loaded by vertical loads a simplified solution can be obtained in the form of a system of non-linear equations [3], including one unknown displacement for every node and one unknown inner force component for every cable. On the base of our former works the transversal horizontal displacements of the networks nodes have been left aside in these equations. In the case of a network with equidistant cables the condition of equilibrium for the node  $i,k$  may be presented in the form

$$\begin{aligned}
 w_{i,k} = & \left\{ (w_{i,k-1} + w_{i,k+1}) + (z_{i,k-1} - 2z_{i,k} + z_{i,k+1}) + \right. \\
 & + \frac{H_{y,k} a_1}{H_{x,i} b_1} \left[ (w_{i-1,k} + w_{i+1,k}) + (z_{i-1,k} - 2z_{i,k} + z_{i+1,k}) \right] - \\
 & \left. - \frac{F_{i,k} a_1}{H_{x,i}} \right\} / \left[ 2 \left( 1 + \frac{H_{y,k} a_1}{H_{x,i} b_1} \right) \right]
 \end{aligned} \quad (6)$$

and the equations of deformation compatibility for the  $i$ -th carrying and the  $k$ -th stretching cable as follows

$$\begin{aligned}
 \frac{H_{x,i} - H_{0,x,i}}{EA_i} \sum \left[ 1 + \left( \frac{z_{i,k+1} - z_{i,k}}{a_1} \right)^2 \right]^{3/2} = & \frac{u_{i,m} - u_{i,0}}{b_1} + \\
 + \sum \left[ \frac{w_{i,k+1} - w_{i,k}}{a_1} \left( \frac{z_{i+1,k} - z_{i,k}}{a_1} + \frac{w_{i+1,k} - w_{i,k}}{2a_1} \right) \right];
 \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned}
 \frac{H_{y,k} - H_{0,y,k}}{EA_k} \sum \left[ 1 + \left( \frac{z_{i+1,k} - z_{i,k}}{b_1} \right)^2 \right]^{3/2} = & \frac{v_{k,n} - v_{k,0}}{b_1} + \\
 + \sum \left[ \frac{w_{i+1,k} - w_{i,k}}{b_1} \left( \frac{z_{i+1,k} - z_{i,k}}{b_1} + \frac{w_{i+1,k} - w_{i,k}}{2b_1} \right) \right],
 \end{aligned} \quad (8)$$

where  $u_{i,m}$  and  $u_{i,0}$  are displacements of contour nodes for the  $i$ th carrying cable and  $v_{k,n}$  and  $v_{k,0}$  for the  $k$ th stretching cable. The displacements may be determined by means of influence lines composed for the displacements of the contour beam.

**Hypar-network under the action of uniform vertical loads.** In the following the analytical model of calculation for a hypar-network is presented. As the most influential factors in presented approximate model of analysis may be considered the following ones: 1) casting aside lateral displacements in conditions of equilibrium and equations of deformation compatibility; 2) use of simplified approximation of deflection functions for the network; 3) simplified approximation of deformed form of the contour ring and its linear dependence upon cable forces; 4) casting aside deformation of the contour ring under the action of pressure forces (bending deformations are taken into account as the main factors influencing onto the form transformation); 5) linear dependence of network's deflections upon the cable forces; 6) substitution of the real mesh of the network by a fictitious differential one (Fig. 2).

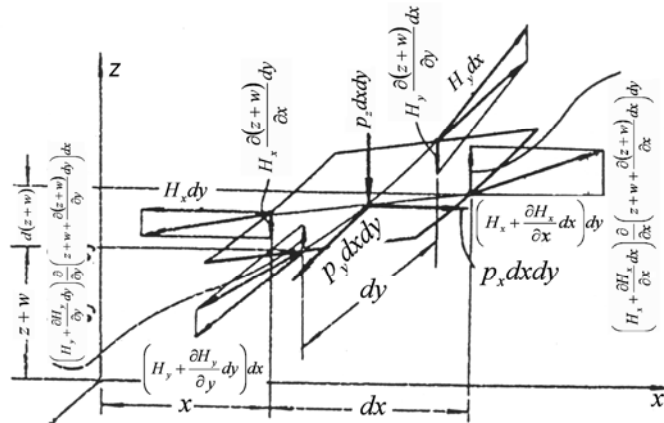


Fig. 2. Equilibrium of differential element for a fictitious network

The conditions of equilibrium for a differential element of an orthogonal network (Fig. 2), in the case of application only vertical loads may be presented as follows

$$H_x \frac{\partial^2 (z+w)}{\partial x^2} + H_y \frac{\partial^2 (z+w)}{\partial y^2} = p. \quad (9)$$

Conditions of deformation compatibility for a network's differential element connect the cable forces with deflections of the network. For determination of the stress-strain state two following equations of deformation compatibility are to be used

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial x} \left( \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{1}{2} \frac{\partial w}{\partial x} \right) = \frac{H_x - H_{0x}}{Et_x} \left[ 1 + \left( \frac{\partial z}{\partial x} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}; \quad (10)$$

$$\frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial y} \left( \frac{\partial z}{\partial y} + \frac{1}{2} \frac{\partial w}{\partial y} \right) = \frac{H_y - H_{0y}}{Et_y} \left[ 1 + \left( \frac{\partial z}{\partial y} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}, \quad (11)$$

where  $H_x$  and  $H_y$  are forces of carrying and stretching cables correspondingly,  $u$ ,  $v$  and  $w$  are the components of displacements in direction of axes  $x$ ,  $y$  and  $z$  respectively,  $Et_x$  and  $Et_y$  are the rigidities in tension of the families of carrying and stretching cables reduced to a width unit. For elimination of horizontal displacements  $u$ ,  $v$  we have to integrate Eqs. (10) and (11). Integrals

$$u = \int_{x_1}^{x_2} \frac{\partial u}{\partial x} dx \quad \text{and} \quad v = \int_{y_1}^{y_2} \frac{\partial v}{\partial y} dy \quad \text{are to be equalized to corresponding}$$

displacements of the contour structure; the integrating boundaries corresponding to elliptical contour structure, have the following values  $x_2 = -x_1 = a(1 - x^2/a^2)^{1/2}$  and  $y_2 = -y_1 = b(1 - y^2/b^2)^{1/2}$ .

Horizontal displacements of an elliptical contour ring under action of cable forces may be approximated in the following form

$$u_1 = \frac{5b^2 \sqrt{\frac{a}{b}}}{72E_c I_c} \left[ -(H_x - H_{0x})b^2 + (H_y - H_{0y})a^2 \right] \left( 1 - \frac{y^2}{b^2} \right)^{\frac{3}{2}}; \quad (12)$$

$$v_1 = \frac{5a^2 \sqrt{\frac{a}{b}}}{72E_c I_c} \left[ (H_x - H_{0x})b^2 - (H_y - H_{0y})a^2 \right] \left( 1 - \frac{x^2}{a^2} \right)^{\frac{3}{2}}, \quad (13)$$

where  $E_c I_c$  is the bending rigidity of the contour beam. Approximation of displacements  $u_1$  and  $v_1$  brings us to values, very near to exact ones. For solution of Eqs (11), (12), (13) we have to approximate the deflection function of the network's surface. Assuming the form of deflected cables square parabolas, we may use the following approximation

$$w = w_0 \left( \frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} - 1 \right). \quad (14)$$

Taking into account Eqs. (10) and (11), determining their second and third integrals and presenting the cable forces as function of displacements from the equations of deformation compatibility, we obtain a system of two equations

$$A_1 \Delta H_x + B_1 \Delta H_y = C_1; \quad (15)$$

$$A_2 \Delta H_x + B_2 \Delta H_y = C_2, \quad (16)$$

where coefficients  $A_1, A_2, B_1, B_2, C_1, C_2$  depend from the deflection  $w_0$  and coordinates  $x, y$ .

Cable forces  $\Delta H_x$  and  $\Delta H_y$ , determined from Eqs. 6-16 as functions of the network's deflection, are to be inserted into the condition of equilibrium 3.4; as result we obtain a cubic equation regard to  $\zeta_0 = w_0 / f_x$  containing functions of powers of independent parameters  $x$  and  $y$ . To eliminate these functions we have to apply a certain method for approximate analysis of mathematical physics. As the main method we have preferred method of Galyorkin (known also as Bubnoff-Galyorkin method); the latter consists in inserting the basis function (in our case  $(1 - x^2/a^2 - y^2/b^2)$ ) as multiplier into the equation to be solved, and integrating the obtained equation in boundaries of elliptical contour ring (in case of doubly symmetrical structure in boundaries of a quarter of it). The functions to be integrated may be written as follows:

$$\int_0^b dy \int_0^{a\sqrt{1-y^2/b^2}} \left(\frac{x}{a}\right)^{2m} \left(\frac{y}{b}\right)^{2n} \left(1-\frac{x^2}{a^2}\right)^q \left(1-\frac{y^2}{b^2}\right)^q \left(1-\frac{x^2}{a^2}-\frac{y^2}{b^2}\right) dx. \quad (17)$$

After integrating and taking into use non-dimensional parameters we obtain the key formula as a cubic equation for determination of the relative deflection of the network  $\zeta_0 = \frac{w_0}{f_x}$  [5]

$$(1 + \psi + 4\xi)\zeta_0^3 + 3[(1 - \alpha\psi) + 2(1 - \alpha)\xi]\zeta_0^2 + \left\{2\left[(1 + \alpha^2\psi) + (1 - \alpha)^2\xi\right] + \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)p_0^*\right\}\zeta_0 = p^*, \quad (18)$$

where  $\alpha = \frac{f_y}{f_x}$ ;  $\psi = \frac{a^4 t_y (1 + \kappa_x)}{b^4 t_x (1 + \kappa_y)}$ ;  $\kappa_x = \frac{5 f_x^2}{3 a^2}$ ;  $\kappa_y = \frac{5 f_y^2}{3 b^2}$ ;  $\mu = 1 + 1/\psi$  are

geometrical factors,  $\Phi = \frac{5 E t_x f_x^2}{9 a^2 (1 + \kappa_x) (1 + \mu \xi)}$  - is the rigidity parameter of the

network (dimension kN/m);  $\xi = \frac{5 E t_y a^3 \sqrt{\frac{a}{b}}}{72 E_c I_c (1 + \kappa_x)}$  - is the relative stiffness of the

contour ring  $p_0^* = \frac{p_0 a^2}{2 f_x \Phi}$ ,  $p^* = \frac{p a^2}{2 f_x \Phi}$  are the parameters of the initial and the additional loading correspondingly.

For the cable forces we may write

$$H_x = H_{0x} + \Phi \zeta_0 [(2 + \zeta_0) - 2(1 - \alpha + \zeta_0)\xi]; \quad (19)$$

$$H_y = H_{0y} - \beta^2 \Phi \zeta_0 [(2\alpha - \zeta_0)\psi - 2(1 - \alpha + \zeta_0)\xi]. \quad (20)$$

After determination of the relative deflection and cable forces we can calculate the extreme bending moments of the contour beam by the equation

$$M_{x=0} = \frac{1}{2} (H_x b^2 - H_y a^2) \left[ \frac{1+k^2}{3k^2} - \frac{(1-k^2)K(k)}{3k^2 E(k)} - 1 \right], \quad (21)$$

where  $k = (1 - \beta^2)^{1/2}$ ,  $K(k)$  and  $E(k)$  are the full elliptical integrals of the first and the second grade accordingly. For the cross section at  $x = a$  the equation (21) is to be taken without the member 1 inside the square brackets.

Effectiveness at use of hypar-network roof structures with deformable elliptical contour ring depends greatly upon their structural parameters. The latter are connected with successful collaboration between the network and the surrounding contour ring. Limitations at evaluation the behaviour of the structure are usually determined by excessive tensile and bending deformations of cables (together with the roof covering) and resistance of the contour ring to bending moments (with consideration of its pressure). Self-evidently the economy of materials is also to be taken into account.

The layout dimensions  $a$ ,  $b$  (simultaneously their relationship  $\beta = b/a$ ) and the overall sag of carrying and stretching cables ( $f = f_x + f_y$ ) are usually given beforehand. The main factors, having remarkable influence upon behaviour of the structure under the action of network's external loads, are the following ones:

1. ratio between the cable sags  $\alpha = f_y/f_x$ ;
2. ratio between the effective thickness of the fictitious shell layers  $\tau = t_y/t_x$
3. factor of rigidity for the network layers  $\Phi$ ;
4. relative stiffness of the contour ring  $\xi$ ;
5. network's pre-stressing parameter  $p_0^*$ ;
6. parameter of the external load  $p^*$ .

Dependence of network's deflection upon the loading factor by different values of the factor  $\xi$  is presented in Fig. 3. It may be stated, that smaller deflections correspond to relatively small curvature of stretching cables; for actual structures the value  $\alpha$  is to be chosen in bounds of 0.3–0.5. Limitations are connected mainly with bending moments in the stage of pre-stressing the network and action of interrupting the stretching cables. The other considerations, in the first place estimation of the contour ring's bending, constrain renunciation from the values  $\beta > 1$ . The influence of ratio of cables' cross sectional areas  $\tau$  onto the network's deflection may be evaluated as moderate one. Variation of this factor in bounds from 0,7 to 1,5 brings about moderate changes of the network's relative deflection. Its main influence onto the structural behaviour is connected with reduction of deformation of the contour ring – that phenomena is expressed by the value of the parameter  $\xi$ . The relative stiffness (more punctually the relative yielding) of the contour ring is probably the most influential factor in determination of network's deflection. Usually it is suitable to choose the values of the contour rings cross section of minimal dimensions; at need of restriction of the network's deflection, it is more effective to increase the cross section area of cables (at first of stretching ones) than increase of the rigidity of the contour ring.

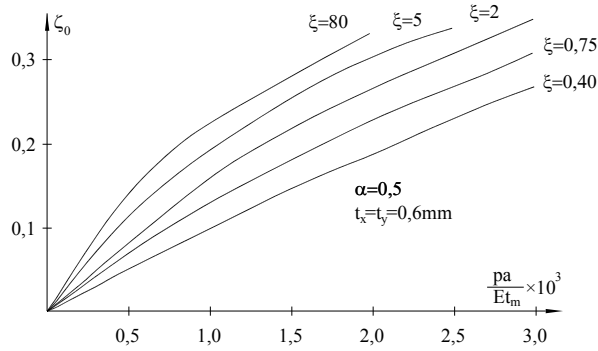


Fig. 3. Dependence of the relative deflection upon the loading parameter

The influence of the network's pre-stressing factor  $p_o^*$  in case of suitable structure parameters is moderate, it may be limited by very small values (for example about 10 % - 20 % from the maximum loading parameter  $p^*$ ). Nevertheless, when it is not contradicted by conditions of prestressing realization or by need of minimizing the contour ring's bending moments, the increase of pre-stressing forces may be useful in consideration the network's rigidity.

**Conceptual design of the possible roof structure for a football stadium.** Let us have as calculation example the roof structure in the form of a hyper-network surrounded by an elliptical contour ring; the structure parameters are chosen with consideration of accommodation the stadium with a football playground and tribunes for the spectators. Let us proceed from the main dimensions  $L = 2a = 160$  m,  $B = 2b = 128$  m (corresponding  $\beta = 0,8$ ),  $f = f_x + f_y = 28,0$  m. The dead load  $p_1 = 0,80$  kN/m<sup>2</sup>, the live load  $p_2 = 1,0$  kN/m<sup>2</sup>, the initial contact load together with the own weight of the cable net  $p_{0x} = 0,40 + 0,28 = 0,68$  kN/m<sup>2</sup>,  $p_{0y} = 0,40 - 0,28 = 0,12$  kN/m<sup>2</sup>. Taking for the ratio of cable sags  $\alpha = 0,4$ , we have  $f_x = 20,0$  m,  $f_y = 8,0$  m.

Let us have the cables as steel ropes  $d = 60$  mm for carrying cables doubled ropes with the distance  $b_1 = 2,0$  m, for stretching cables single ropes with the same distance  $a_1 = 2,00$  m; then we have the effective thickness  $t_x = 2,390$  mm,  $t_y = 1,195$  mm and their ratio  $\tau = 0,5$ . Now we may calculate the values of geometrical parameters  $1 + \kappa_x = 1 + \frac{5f_x^2}{3a^2} = 1,104, \dots 1 + \frac{5f_y^2}{3b^2} = 1,026$ ,  $\psi = 1.3135$  and  $\mu = 1 + \frac{1}{\psi} = 1,7613$ .

For the following we have to choose the contour ring's cross section; let us have a tubular bar  $D_c \times t_c = 3600 \times 80$  mm; it's geometrical parameters  $A_c = 0,8847$  m<sup>2</sup>,  $I_c = 1,3709$  m<sup>4</sup>,  $W = 0,7616$  m<sup>3</sup>. Now we may calculate  $\xi = 22,419$  and  $\Phi = 389,89$  kN/m.

For the key equation (18) we have the network's pre-stress forces  $H_{0x} = 108,8$  kN/m,  $H_{0y} = 30,72$  kN/m; pre-stress and loading parameters for cases of loading the network by total or dead load have correspondingly values  $p_0^* = 0,2260$ ;  $p_1^* = 0,3064$  for dead load and  $p^* = 0,7150$  for total load.

After calculating the coefficients we have the cubic key equation as follows

$$91,99 z_0^3 + 82,132 z_0^2 + 89,676 z_0 = 0,7387 \text{ or } 0,3283.$$

Corresponding values for the relative and absolute deflection are  $\zeta_0 = 0,03306$ ,  $w_0 = 0,661$  m and  $\zeta_0 = 0,01574$ ,  $w_0 = 0,315$  m.

Change of the curvature may be characterized by the ratio of the roof centre deflection under the action of the live load to the shorter span (diameter); for our actual case we have the ratio  $\frac{0,661 - 0,315}{128} = \frac{1}{370}$ , what may be taken as normal for suspension roof structures. The cable forces for the state of pre-stressing are  $H_{0x} = 108,80$  kN/m and  $H_{0y} = 30,72$  kN/m.

For their increments we have  $\Delta H_x = 392,1$  kN/m and  $\Delta H_y = 225,84$  kN/m.

The maximum cable force  $N = \frac{108,8 + 392,1}{\cos\left(\arctg \frac{2f_x}{a}\right)} = 560,0$  kN/m and corresponding

tensile stress  $\sigma = 560 / 2,390 = 234,3$  N/mm<sup>2</sup>.

For determination of the bending moment for the contour ring we have to calculate its ellipticity  $k = \sqrt{1 - \beta^2} = 0,6$ ; to this value correspond the full elliptical integrals  $K(k) = 1,7508$ ,  $E(k) = 1,4181$ ; calculation of coefficients  $\frac{1+k^2}{3k^2} - \frac{(1-k^2)K(k)}{3k^2E(k)}$  and  $\frac{1+k^2}{3k^2} - \frac{(1-k^2)K(k)}{3k^2E(k)} - 1$  brings us to the values  $0,5277$  at  $x = a$  and  $-0,4723$  at  $x = 0$ ; these coefficients are to be multiplied to the value  $\frac{1}{2}(H_x b^2 - H_y a^2)$  in cases both of maximum loading and pre-stressing.

Taking into account corresponding forces and contour ring's dimensions, we have for the state of loading max  $M = 108100$  kN/m the maximum compression stress we obtain at the normal force  $N = H_y a$  and the bending moment max  $M$ ; so we have

$$\max \sigma = \left( \frac{108100}{761,6} + \frac{256,56 \times 80}{884,7} \right) 10^{-3} = 141,9 + 23,2 = 165,1 \text{ N/mm}^2.$$



**Examples of construction of networks in Estonia.** For Estonia song festivals are events of important meaning. Therefore we have special song festival courts both in our city Tallinn and in the second town Tartu, where the first song festival was organized more than 140 years ago. On the both courts acoustic screens for song festival tribunes were constructed as inclined network structures. The first of them [1] was built in 1960 with the contour structure of two planar arches and massive counter-forts, the latter, erected in 1994 [4], represents an inclined hyper-network surrounded by an elliptical contour ring and covered by a timber shell (Fig. 4).



Fig. 4. Acoustic screen for the song festival tribune in Tartu

Both of them differ from roof structures for usual buildings by inclined form and absence of supporting columns on the front side. In Fig. 5 is presented the model 1:10 of the acoustic screen for the song festival tribune in Tartu.

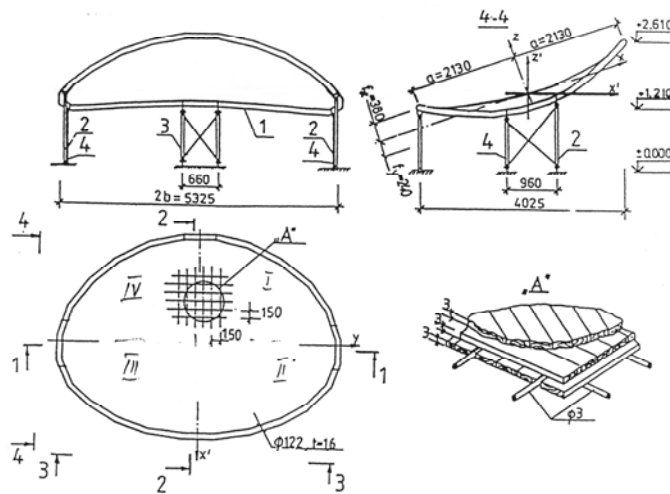


Fig. 5. Experimental model for the acoustic screen of the song festival tribune in Tartu

The possible roof structure for a spectacle or sports building may be illustrated by an experimental model, investigated at TTU (Fig. 6).

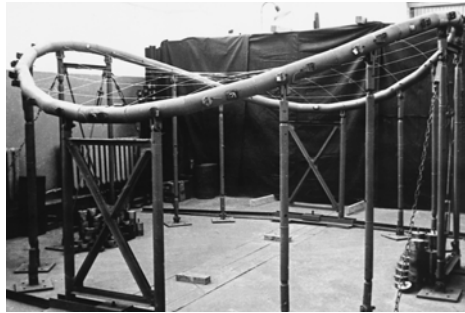


Fig. 6. Model for a roof network for spectacle or sports buildings

### Conclusion

**Methods of calculation.** For analysis of roof cable networks both discrete and continual models of calculation may be used. Continual models are suitable for hyperbolic networks. One of the most important preferences of the method, described in the subsection 3.3, consists in use of the cubic equation as the key equation for analysis. In that equation the linear member is the most importance. Therefore it may be solved by simple iteration process. Our experience affirms possibility to extend the results of analysis, obtained for hyperbolic networks, without remarkable inaccuracy also onto self-forming networks. Proceeding from a number of approximations in the continual model of analysis, presented in the subsection 3.3, we have compared corresponding results of analysis with results of more precise calculation for cases of symmetrical and one-sided live loading (Fig. 7). Our experience demonstrates appropriateness of using the method of calculation, given in the subsection 3.2, not only for orthogonal, but also for other form of networks (for example to self-forming ones). It is worth mentioning, that continual and discrete methods of analysis are eminently analogous.

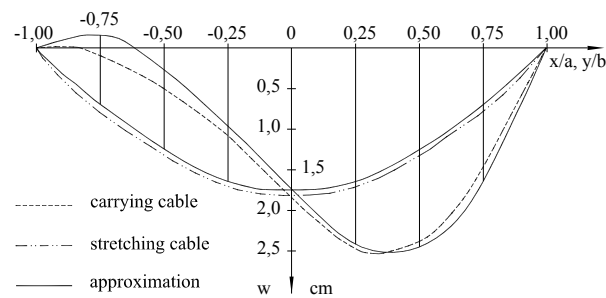


Fig. 7. Comparison of results of approximate and more precise analysis

**Comparison of networks with the contour structures of inclined arches and elliptical ring.** The contour structure of two inclined planar arches is usually supported by massive counter-forts and due to its great stiffness, the network may be characterized by relatively small deflections under the outer loads. But this advantage is contracted by abrupt change of cables' curvature. Relatively flat regions at the arch crowns are especially unfavourable as they tend to loose contact load and are susceptible to the action of fluctuating wind. The unfavourable distribution may be observed as for deflections so for cable forces. It is to be mentioned, that the comparison was made with equal areas of under-roof room; the stiffness of the contour bars was also equal (corresponding to the parameter  $\xi = 80$ ). The additional material consumption for the massive counter-forts was not taken into account by comparison in spite of its remarkable cost.

#### Reference

- [1] Laul, H. and Kulbach, V. Aus den Erfahrungen beim Modellversuch und beim Prüfen des Hängedachs des Musikpavillons in Reval. *Hängedächer / I.M. Rabinovitš, ed.*) Bauverlag GmbH, Wiesbaden, Belin, 1966, pp. 202 – 206.
- [2] Kulbach, V. and Oiger, K. About the initial form of the pre-stressed cable network. *Trans. Tallinn Polytechn. Inst.*, 1969, No 278, pp. 105 – 118 (in Russian).
- [3] Kulbach, V. and Oiger, K. Investigation and erection of the saddle-shaped suspended, cable-tent and wooden shell roofs. *Proc. of the 1-st Intern. Conf. On Light-weight Structures.* Sydney, 1986, pp. 131 – 138.
- [4] Kulbach, V. and Oiger, K. Rational form of saddle-shaped shells and suspension roofs. *Abstracts of the 2-nd Conf. "Spatial Roof Structures"*. Tbilisi, 1984, pp. 47 – 48 (in Russian).
- [5] Kulbach, V. Cable structures. Design and Static analysis. *Estonian Academy publishers.* Tallinn, 2007, 224 p-s.

*Надійшла до редколегії 03.06.2012 р.*

УДК 624.014

### **Особенности адаптации рабочей документации стадиона «Донбасс Арена» в г. Донецке**

**Костюченко И.А., Холькин В.В.**

ООО «Укринсталкон им. В.Н.Шимановского», Украина

**Аннотация.** В статье описаны основные конструктивные решения стадиона. Рассмотрены особенности адаптации рабочей документации наземной части железобетонных и металлических конструкций стадиона. Изложены особенности монтажа металлоконструкций покрытия стадиона укрупнительными блоками.

**Анотація.** В статті описані основні конструктивні рішення стадіону. Розглянуті особливості адаптації робочої документації наземної частини залізобетонних та металевих конструкцій стадіону. Викладені особливості монтажу металоконструкцій покриття стадіону укрупненими блоками.

**Abstract.** The article describes the main structural decisions of the stadium. Major adaptation features of the above-ground part in the reinforced concrete and metal structures of the stadium are presented. There have been also described some distinctive features of stadium roof erection by means of pre-assembly blocks application.

**Ключевые слова:** стадион, структурные блоки покрытия, радиальные фермы, изготовление, монтаж, расчет, экспертиза.

«Донбасс Арена» – это стадион категории «Элит», отвечающий стандартам УЕФА для проведения матчей футбольных турниров высшего ранга. Стадион «Донбасс Арена», введенный в эксплуатацию в 2009 году, вместе с парковой зоной занимает площадь 25 га. Из них 13 га – это зеленые насаждения и газоны. Стадион рассчитан на 51504 мест для зрителей. Размер футбольного поля 105×68 м.

В условиях конкурса на лучший дизайн-проект стадиона были определены требования относительно его гармоничного сочетания с живописной естественной средой парка имени Ленинского Комсомола, минимального выноса конструкций покрытия за пределы контура зрительских трибун и соответствия проектных решений требованиям UEFA и FIFA к пятизвездочным стадионам. Ведущими архитекторами с мировым именем на конкурс было представлено более 20 проектов. В результате заказчик выбрал дизайн-проект компании «АрупСпорт», который отличается высокой степенью обеспечения комфорта и безопасности для всех посетителей, улучшенным обзором футбольной арены со всех зрительских мест и элегантностью формообразования при внешней простоте и обеспечении максимального естественного освещения футбольного поля и всего стадиона (рис. 1).



Рис. 1. Внешний вид пятизвездочного стадиона в г. Донецке

Генподряд на проектирование и строительство стадиона по результатам тендера получила компания «ЕНКА» (Турция). Проектирование и изготовление металлоконструкций покрытия над трибунами на субподряде выполнили компании «MERO» (Германия) и «СІМТАS» (Турция).

Для проведения экспертизы и адаптации принятых проектных решений по основным несущим конструкциям стадиона компания «ЕНКА» привлекла ряд ведущих научно-исследовательских институтов Украины. Экспертиза и адаптация рабочей документации наземных несущих конструкций данного сооружения были поручены ООО «Укринсталькон им. В.Н.Шимановского». Для проведения экспертизы железобетонных конструкций ООО «Укринсталькон им. В.Н.Шимановского» привлекло Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций (НИИСК), для выполнения проверочных расчетов НП ООО «СКАД Софт», а для оценки принятых в рабочей документации механических свойств сталей импортного производства и технологии их сварки – Государственное предприятие «Исследовательское конструкторско-технологическое бюро института электросварки им. Е.О. Патона» (ГП ИКТБ ИЭС им. Е.О. Патона НАНУ).

**Конструктивные решения.** Главными несущими конструкциями сооружения стадиона являются монолитные железобетонные фундаменты, которые в блоке южных трибун и части секторов восточных и западных трибун опираются на сваи, монолитные железобетонные конструкции каркасов наземной части секторов, к которым крепятся сборные железобетонные конструкции трех ярусов трибун, и металлические конструкции покрытия над трибунами.

Стадион расположен на подрабатываемой территории IV группы, что наложило определенные ограничения на выбор конструктивного решения. Каждый сектор трибун отделен от соседних секторов деформационными

швами. Железобетонный каркас наземной части стадиона включает четырнадцать секторов зрительских трибун – по три сектора в северном и южном и по четыре в западном и восточном блоках трибун. Покрытие решено в форме овального кольца, которое незначительно наклонено в южном направлении. Это позволило увеличить продолжительность природного освещения травяного газона футбольного поля.

Основными металлическими конструкциями покрытия являются пространственные консольные радиальные фермы длиной ~60 м (рис. 2), на которые опираются структурные блоки покрытия (рис. 3). Структурные блоки в форме кольцевых секторов имеют габаритные размеры в плане ~60x60 м и ~60x30 м. Каждый структурный блок покрытия опирается по двум сторонам на соседние радиальные фермы в уровне их нижних поясов на специальные консоли, причем на одной из ферм опоры шарнирно закреплены в трех взаимно перпендикулярных направлениях, а на другой опоры могут перемещаться в плоскости нижних поясов пространственных радиальных ферм. Структурные блоки покрытия образованы из стержневых элементов, узловых деталей и опорных конструкций. Стержневые элементы структурных блоков приняты их круглых труб по сортаменту Германии. Каждый трубчатый элемент имеет по концам приваренные к нему конусы, в которых с помощью муфт закреплены болты (рис. 4). С помощью этих болтов стержневые элементы крепятся к узловым деталям. Узловые детали решены в виде стальных шаров, в которых имеются отверстия с нарезанной резьбой для крепления стержневых элементов структурных блоков и прогонов покрытия. Опорные конструкции служат для опирания и крепления структурных блоков к радиальным фермам. Стержневые элементы радиальных ферм приняты из прокатных двутавров, а также прямоугольных и квадратных замкнутых профилей, сваренных из листового проката.



Рис. 2. Радиальная ферма покрытия

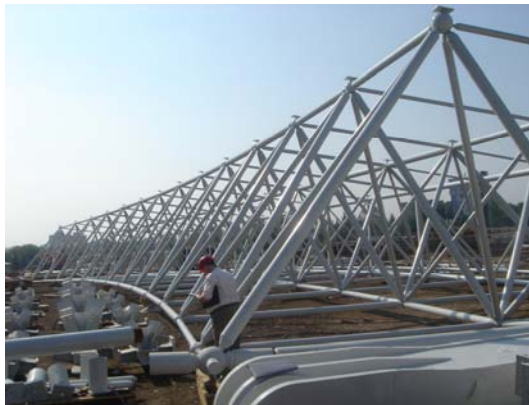


Рис. 3. Структурный блок покрытия



Рис. 4. Узел «MERO»

Одной из главных отличительных особенностей дизайна стадиона является устройство витражей по всему внешнему периметру на всю высоту фасадов. Общая площадь остекления стадиона составляет  $\sim 24\,000\text{ м}^2$ . Общая масса несущих металлоконструкций покрытия и фахверка остекленных фасадов составляет  $\sim 4,5$  тыс. тонн.

**Экспертиза рабочей документации наземной части конструкций стадиона.** На основе предоставленных компанией «ЕНКА» расчетов и рабочей документации на железобетонные конструкции трибун были составлены расчетные схемы железобетонных конструкций каркаса каждого сектора с учетом фундаментов и грунтового основания, определены, в соответствии с украинскими нормами, действующие нагрузки и воздействия, а также выполнены проверочные статические расчеты с подбором необходимой рабочей арматуры во всех элементах железобетонных конструкций.

На основе предоставленной фирмой «MERO» геометрической схемы металлических конструкций покрытия НП ООО «СКАД Софт» была составлена расчетная схема, определены, в соответствии с украинскими нормами, действующие нагрузки и воздействия и выполнены проверочные статические расчеты металлических конструкций всего покрытия стадиона с проверкой несущей способности стальных элементов, сечения которых соответствовали принятым в рабочей документации фирмы «MERO». Расчеты выполнялись в программе «SCAD» с учетом постоянных нагрузок, временных нагрузок от снега и ветра, а также влияний температурных колебаний, подработки территории и сейсмичности площадки строительства в 6 баллов.

НИИСК выполнил экспертизу предоставленной заказчиком рабочей документации наземной части железобетонных конструкций секторов трибун с анализом конструктивных решений на соответствие их отечественным нормам, а также проверку фактически принятого в рабочей документации армирования железобетонных монолитных конструкций с подобранной арматурой по расчетам НП ООО «СКАД Софт». ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского» с участием ГП ИКТБ ИЭС им. Е.О. Патона провел экспертизу рабочей документации металлических конструкций покрытия.

Экспертизы выполнялись в сжатые сроки параллельно с рабочим проектированием. Результаты проверочных расчетов, выполненных НП ООО «СКАД Софт», были вторично проверены специалистами института НИИСК и ООО «Укринсталькон им. В.Н.Шимановского» в части правильности задания расчетных схем, нагрузок, соответствия подобранной в проверочных расчетах арматуры, фактически установленной в железобетонных конструкциях, и обеспечения несущей способности стальных элементов ферм и структур, сечения которых соответствовали принятым в чертежах фирм "MERO" и "CIMTAS".

Проверочные расчеты металлоконструкций покрытия над трибунами стадиона оказались довольно трудоемкими из-за того, что необходимо было задавать жесткости элементов вручную, приняв их по схемам фирмы «MERO». При этом, фирма «MERO» кроме первоначальных схем с сечениями элементов покрытия меняла их дважды, а затем изменила геометрическую схему, уменьшив на ~ 1 м радиусы построения внешнего овала покрытия.

Работа выполнялась в период вступления в действие новых строительных норм [1] и [2]. Поэтому фирмы «ЕНКА» и «MERO» получили необходимые разъяснения относительно учета в своих расчетах требований этих норм и назначения новых увеличенных нагрузок от снега, ветра и сейсмичности.



По просьбе фирмы «ЕНКА» НП ООО «СКАД Софт» вместе с НИИСКом были выполнены численные исследования с анализом напряженно-деформированного состояния модели растянутого опорного железобетонного узла металлической радиальной фермы покрытия (рис. 4). Выполненные с использованием двух программных комплексов (SCAD в линейной постановке и «Лири-Windows» в нелинейной постановке) расчеты моделей узла опирания радиальной фермы покрытия позволили получить достаточно полные данные о его напряженно-деформированном состоянии. Анализ результатов расчетов показал, что содержание армирования в узле, предусмотренное проектом (по направлению и количеству), соответствует распределению напряжений, полученному при расчете, прочность бетона при сжатии (с учетом сложного напряженно-деформированного состояния) является обеспеченной, а ширина раскрытия трещин и величины деформаций не превышают допустимых значений. Численные исследования подтвердили надежность работы принятого конструктивного решения данных узлов.



Рис. 4. Узлы опирания радиальных ферм

В результате проведенных экспертиз фирма «ЕНКА» получила положительные отзывы на все разделы рабочей документации наземных железобетонных конструкций трибун и металлических конструкции покрытия. Все замечания по рабочей документации железобетонных конструкций наземной части, которые возникали во время проведения экспертизы, были учтены фирмой «ЕНКА», соответствующие листы рабочей документации были скорректированы авторами и прошли повторную экспертизу.

При проведении экспертизы рабочей документации металлических конструкций покрытия были решены следующие важные вопросы обеспечения их надежности. В рабочих чертежах металлоконструкций опор пространственных радиальных ферм фирмы «ЕНКА» (рис. 5), значительные усилия растяжения (до 3000 т) передаются в направлении толщины проката. Данное конструктивное решение с учетом механических характеристик отечественных сталей не рекомендуется к применению. Предоставленные фирмой «СІМТAS» сертификаты на примененную сталь импортного производства и результаты испытаний этих сталей, засвидетельствованные в соответствующих протоколах, показали, что эти стали имеют лучшие показатели при испытаниях на растяжение в направлении толщины проката, чем отечественные стали той же прочности при их испытании на растяжение вдоль направления прокатки. Поэтому вопросы по принятым в рабочей документации конструктивным решениям с передачей значительных растягивающих усилий в направлении толщины проката после изучения материалов по испытаниям примененных сталей экспертизой были сняты.

В этих же рабочих чертежах металлоконструкций опор отдельные сварные швы, которые передают значительные растягивающие усилия, были запроектированы без полного провара, что снижало их надежность. После обсуждения этого вопроса проектировщиками фирмы "ЕНКА" были внесены соответствующие изменения в рабочие чертежи и скорректированная рабочая документация получила позитивный отзыв экспертизы.

В рабочих чертежах отдельные элементы радиальных ферм, их опор, ферм, а также некоторые элементы структурных блоков покрытия запроектированы из стали S355 (аналог отечественной стали С350). Эти стали, согласно отечественным нормам, должны поставляться с гарантированными показателями при испытании их на ударную вязкость при температуре минус 40 °С. В предоставленных фирмой «СІМТAS» сертификатах на сталь S355 были приведены данные по ударной вязкости при испытании образцов этих сталей только при температуре минус 20 °С. Согласно требованиям экспертизы все партии стали S355 для опор радиальных ферм и самих ферм были испытаны на ударную вязкость при температуре минус 40 °С на образцах с V-подобным надрезом. Результатами испытаний, подтвердили, что образцы из этой стали отвечают требованиям отечественных норм. Стали S355 для элементов структурных блоков покрытия также были испытаны на ударную вязкость при температуре минус 40 °С на образцах с U-подобным надрезом. Фирма «МЕРО» в соответствующих протоколах подтвердила соответствие применяемых сталей требованиям отечественных норм. Испытание на

ударную вязкость примененных для структурных блоков сталей S355 на образцах с U-подобным надрезом не противоречит отечественным нормам, так как на эти конструкции не действуют значительные динамические нагрузки.

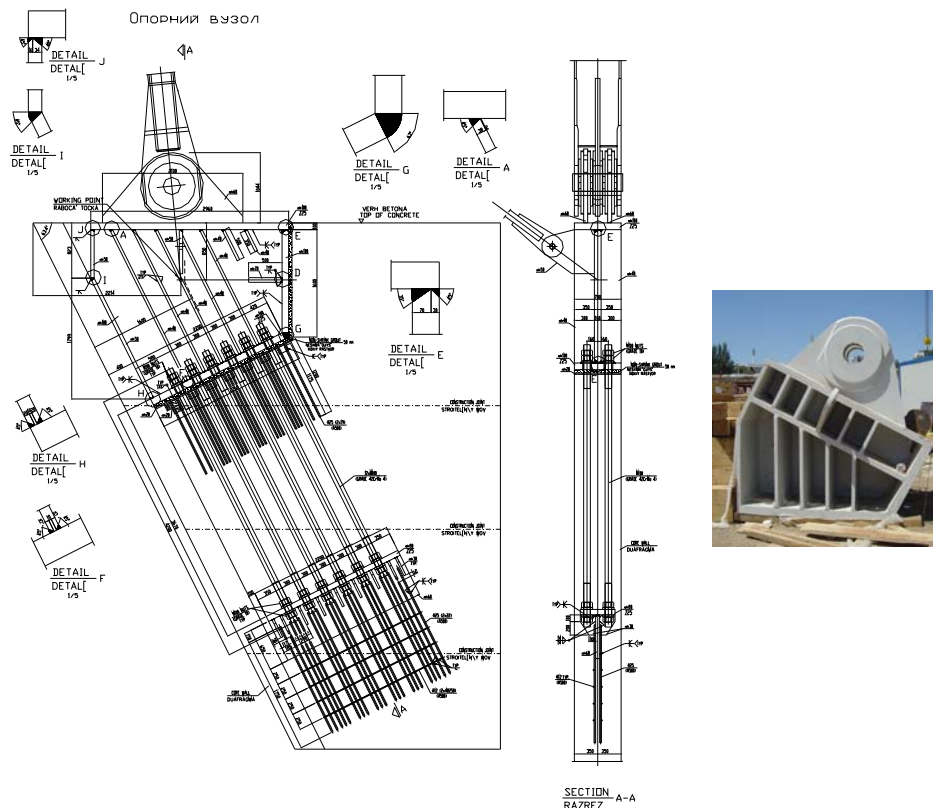


Рис. 5. Чертеж опорного узла радиальной стропильной фермы.  
Верхняя закладная деталь

В целом следует отметить высокий уровень разработки рабочей документации на строительные конструкции стадиона фирмами «ENKA», «СІМТАS» и «MERO», а также оперативное решение их специалистами технических вопросов при проведении экспертиз.

**Изготовление и монтаж металлоконструкций.** Изготовление металлоконструкций структурных блоков покрытия осуществляла фирма "MERO". Изготовление стальных радиальных ферм, их опор и закладных деталей было поручено фирме "СІМТАS". Конструкции, качество которых соответствовало отечественным и европейским стандартам, были изготовлены и поставлены в оговоренные контрактом сроки.

Монтаж металлоконструкций покрытия (рис. 6) стадиона велся в следующей последовательности:

- установка закладных деталей и опорных частей радиальных ферм;
- укрупнительная сборка на уровне земли и монтаж в проектное положение двух соседних радиальных ферм;
- укрупнительная сборка на уровне земли и монтаж в проектное положение структурного блока с опиранием на смонтированные радиальные фермы;
- укрупнительная сборка и монтаж следующей радиальной фермы;
- укрупнительная сборка и монтаж следующего структурного блока;
- монтаж остальных радиальных ферм и структурных блоков.



Рис. 6. Смонтированные фермы и структурные блоки покрытия

Монтажные соединения элементов структурных блоков решены на болтах с использованием шаровых узловых деталей (известны как узлы типа «MERO»). Монтажные соединения элементов пространственных радиальных ферм запроектированы на болтах высокой прочности. Пространственные радиальные фермы крепятся к закладным деталям с помощью стержневых элементов с монтажными шарнирными соединениями на валиках.

Структурные блоки опираются по двум противоположным сторонам на радиальные фермы. Каждый структурный блок опирается на одну из радиальных ферм в 15 узлах, обеспечивающих шарнирное закрепление в трех взаимно перпендикулярных направлениях. На вторую радиальную ферму этот блок опирается также в 15 узлах, обеспечивающих шарнирное закрепление только в вертикальном направлении, при этом узлы могут перемещаться в двух взаимно перпендикулярных направлениях в

плоскості нижніх поясів радіальних ферм на  $\pm 140$  мм. Возможность реализации данных перемещений решается путем устройства в этих узлах специальных прокладок, обеспечивающих минимальный коэффициент трения при возможных смещениях структурных блоков в результате деформации земной поверхности от подработки. Обеспечение вертикального опирания каждого структурного блока на 30 опор достигается регулировкой каждой опоры по высоте во время монтажа.

#### **Литература**

- [1] ДБН В.1.2-2:2006 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования / Минстрой Украины.– Киев, 2006. – 60 с.
- [2] ДБН В.1.1-12:2006 Строительство в сейсмических районах Украины / Минстрой Украины.– Киев, 2006. – 84 с.

*Надійшла до редколегії 06.06.2012 р.*

УДК 624.01

## **The aluminium and polycarbonate covering of the canopy above the stadium in Gdansk**

**Dariusz Kowalski, Dr. Sc.**

Gdansk University of Technology, Poland

**Анотація.** У роботі надаються відомості про елементи покриття навісу над стадіоном у Гданську, побудованим до Європейського футбольного чемпіонату у Польщі та Україні. У даній роботі розглянуті елементи полікарбонатного покриття, несуча конструкція та дренажна система. Також надана інформація щодо випробувань та досліджень, виконаних до здачі об'єкта, які визначають обрані конструктивні рішення, а також нинішній та майбутній технічний стан споруди.

**Аннотация.** В работе предоставляются сведения об элементах покрытия навеса над стадионом в Гданьске, построенным к Европейскому футбольному чемпионату в Польше и Украине. В данной работе рассмотрены элементы поликарбонатного покрытия, несущая конструкция и дренажная система. Также предоставлена информация о испытаниях и исследований, выполненных до сдачи объекта, которые определяют выбранные конструктивные решения, а также нынешнее и будущее техническое состояние сооружения.

**Abstract.** The paper presents information about structural elements of covering of the canopy above the stadium in Gdansk as delivered due to the European football cup in Poland and Ukraine. The paper discusses elements of polycarbonate covering, bearing structure and drainage system. It also gives information about tests and research performed before delivery of the facility, which determined adopted solutions as well as its present and future technical condition.

**Key words:** covering, polycarbonate plate, roof purlins, canopy.

**Introduction.** Apart from its shape, the most distinguishing element of the Gdansk football stadium delivered for this year's European sports event, is the colour of its covering. It is this element of external enclosure in yellow and brown that reflects the architectural vision originating from amber, a fossil treasure of the Gdansk coast (Fig. 1). The pattern of an oval shape of amber is ideal for the functional system of the fan stands surrounding the football pitch. The delivered sports facility with its oval shape and measurements of 235,88 x 203,51 m became a reflection of the idea (Fig. 2).

Authors of the project submitted their all design activities to the above-mentioned architectural vision. The structure of canopy of the entire facility fully reflects the shape and colour of amber [6].



Fig. 1. An example of polished amber

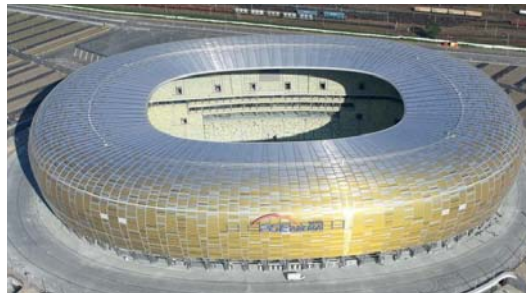


Fig. 2. The sports facility with its shape matching the concept of local richness

**The general outline of the facility structure.** The facility may be divided into two basic parts both as regards its material and functions. The first part is a wholly independent reinforced concrete bearing structure for fans, into which the permanent facility is embedded. This part of the facility is responsible for all functions connected with organisation of sports events and satisfying of fans' demands – stands with seats, catering facilities, social amenities and any transport routes. The technical core of the entire facility and its technical infrastructure is the above-mentioned permanent facility.

The reinforced concrete part is a base for support at an elevation of 6.82 from the football pitch level, which is the other and independent part of the steel bearing structure of the stadium canopy. This part functions both as a wall enclosure, i.e. façade covering the reinforced concrete part as well as a canopy over the reinforced concrete stands for fans.

The basic bearing structure of the stadium consists of 82 steel girders creating a ribbed structure of low-elevated dome with a hole in the middle. The size of this oval hole corresponds approximately to the size of a football pitch, i.e. 122,4 x 90 m. The lattice girders with a system of twenty circumferential pipes connecting the girders and the system of rod bracing are elements, which give the basic shape to the stadium body.

Thus constructed main body of the stadium and its covering reach the height of approx. 45.2 m above the football pitch level. The rod bearing structure of the canopy was clad with polycarbonate slabs on supporting elements in the form of aluminium beams.

**The structure of roofing cover.** The roofing cover of the stadium was made of stripes of flat plate polycarbonate elements. Particular stripes of the covering are separated from one another with radial roof gutters. The gutters are embedded in the covering and in the roofing part of the canopy they are used for drainage of rainwater. In the façade part the gutters, at the considerable part of their length, constitute a spacing element between particular stripes of the covering

made of colourful plates. The covering plates are made of modules with fixed width of 800 mm. In this axial spacing, aluminium supporting elements were mounted. At the circumference of the facility, the plate length is determined by a division imposed by the geometrical system of the belt of the upper bearing girder and variable distance between particular girders. This method of coverage made it necessary to built each of its elements individually. A plate with specific geometrical format may be mounted only in two places on the stadium covering.

The polycarbonate plates are mounted on two longitudinal edges – on aluminium bearing purlins equipped with a set of seals. At shorter edges located at radial gutters, the plates are based only on special elements, i.e. so-called “parapets” equipped with seals in the plate support zones. The method of fixing and sealing of the covering plate was developed following additional tests made in the Institute of Building Technology in Warsaw [4, 5]. The fixing and sealing deviates from standards solutions commonly used in the types of building elements (Fig. 3). The above-mentioned tests confirmed correctness of use of the double set of seals due to ensuring of the covering tightness, thermal operation of the plates and ensuring of appropriate tolerance of delivery and assembly of bearing and covering elements (Fig. 4).

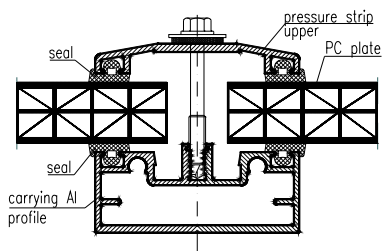


Fig. 3. Standard method of fixing and sealing of polycarbonate plates

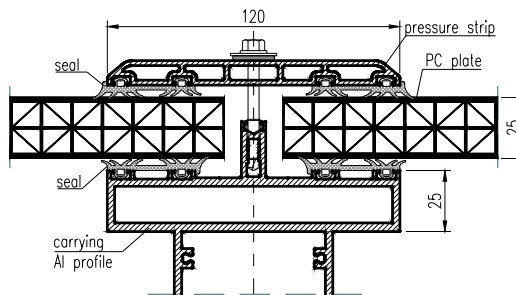


Fig. 4. The fixing and sealing made in the covering of the Gdansk stadium

**The supporting structure of the covering.** Bearing purlins of the polycarbonate covering were made individually of designed aluminium sections with closed cross-sections and various heights (Fig. 5) ranging from the minimum height of 25 mm to the height of 225 mm [7]. The possibility of individual production of the sections made it possible for optimum selection of heights of the sections due to needs resulting from the span between support points on the girders and distribution of loads. The bearing sections were made of aluminium type acc. to EN AW-6060 (EN AW - AlMgSi) and PN EN 573-3:2009 and the delivery condition of T64 acc. to PN-EN 515:1996. The sections were made with the use of a squeezing method. This technology of production



of elements made it possible to deliver bearing sections together with support elements for the plates and elements used for fixing of seals.

The small slope on the roof part of the covering made it necessary for bearing purlin sections used in this part to be made with bending enabling water to drain away from polycarbonate plates and directly to the radial gutter. At the section between circumferential gutter No. 1 and 2, the bending radius was  $R=50$  m. On the façade part, straight-lined elements were used. the elements were bent with the use of a cold method in a prefabrication plant with the use of appropriate roller bending machines.

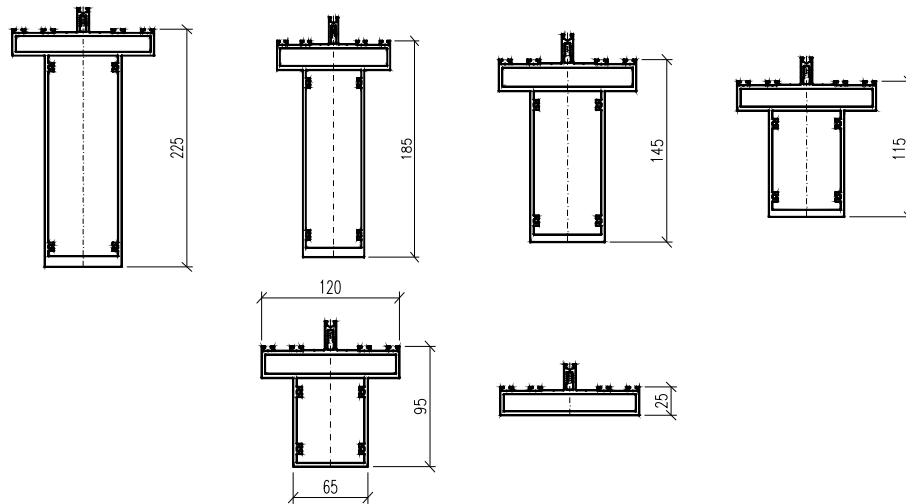


Fig. 5. Aluminium sections of roof purlins

Bearing elements of the gutters were made of aluminium sheets in sections with the modular length of 800 mm. the metal gutter is merely a support element, which gives a basic shape to the eater drainage elements, which were made of reinforced roof film made of modified PVC.

Elements of the aluminium substructure of the external covering are fixed on the steel bearing structure with the use of support elements enabling adjustment of their location with respect to one another. The adjustment made it possible to mount bearing elements of the covering in compliance with the fixed assembly spacing regardless of tolerances for the delivered steel bearing structure. The connection consists of two parts:

a) fixed part – made in the form of steel support tables, which were connected with the main bearing structure by way of welding. The elements were used for profiling of the support surface for the covering. The support plate of the table

was equipped with oval holes for adjustment of location of subsequent elements;

b) adjusted part:

- made in the form of steel angle bars with uneven angles for assembly of bearing purlins joined with screws and equipped with oval holes at the contact with the fixed surface of the table,
- made of aluminium angle bars for bearing gutters, which were fixed with the use of self-tapping screws at appropriate levels.

Due to assembly tolerances, oval assembly holes in the purlins were also used. all elements of the steel and aluminium substructure were covered with paint coats at the stage of workshop production. Furnace-hardened powder paints were used for protection purposes (Fig. 6). Durability of this type of protection was confirmed by tests performed in salt chambers, in which conditions favouring accelerated degradation of the coat and development of corrosion of elements were created.



Fig. 6. The support structure of the covering

**The covering material – polycarbonate.** They used one type of polycarbonate boards manufactured by Bayer, namely Makrolon Multi extended UV 3x25-25 ES. It is a board with the thickness of 25 mm and chamber structure presented in Fig. 7. As seen in the transverse cross-section, the board has a lattice structure, which determines its high bearing capacities and rigidity. For the

purposes of the Gdansk design, the geometrical structure of the board cross-section was modified by the manufacturer by way of additional thickening of all walls creating the element (tab. 1). The board used is characterised by greater unit weight – 5 kg/m<sup>2</sup> [2] as compared to boards manufactured as standard and according to the manufacturer’s approval. [1] – 3,5 kg/m<sup>2</sup>. Owing to this operation, it was possible to obtain greater bearing capacities of the board as well as rigidity, durability and resistance to impacts from large soft bodies with the weight of 50 kg and small bodies being equivalents of hale.

Properties of the entire covering set consisting of the polycarbonate board and aluminium support structure have been confirmed in tests on elements with real measurements as performed in test stations in the Institute of Building Technology in Warsaw [4].

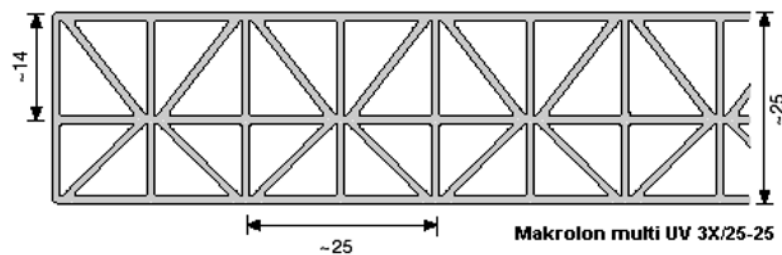


Fig. 7. The transverse cross-section through the polycarbonate board

Table 1

<b>Comparison of thicknesses of constituents of polycarbonate boards</b>		
Board constituent	Standard thicknesses according to the Technical Approval [1]	Thicknesses delivered for the purposes of the stadium in Gdansk [4]
	<i>[mm]</i>	<i>[mm]</i>
upper wall	0,7 ± 0,20	1,32 <sup>-0,12</sup>
lower wall	0,7 ± 0,15	1,30 <sup>-0,11</sup>
rib wall	0,45 ± 0,15	0,43 <sup>-0,03</sup> upper part
		0,63 <sup>-0,09</sup> lower part
slanted wall	0,12 ± 0,04	0,15 <sup>-0,02</sup> upper part
		0,11 <sup>-0,02</sup> upper part

The increase of thickness of the element also improved fire resistance parameters, which made it possible to classify the boards according to EN 13501-1:2007 as classes with the following properties [3]:

- B – as regards response to fire – non-flammable product, no flashover,
- s<sub>2</sub> – as regards smoke emission – average smoke emission,
- d<sub>0</sub> – as regards occurrence of burning drops/particles – no burning particles.

In order to increase protection against destructive power of ultraviolet, during production the board material was coated with a special 100 mm coextruded layer, which was melted homogenously into the material. The manufacturer ensures that this solution will increase life of the material by at least three times [2]. This will mean over 40 years of use of polycarbonate elements in the facility.

However, the modification of the material connected with thickening of walls creating the board structure had a negative impact upon a light transmission index, which decreased by about 10 % and continued to be the value at the intended level of 60 % for colourless boards. This value is particularly significant for issues connected with vegetation of grass on the football pitch. Therefore, considerable part of the canopy was clad with colourless boards with greater light transmittance.

Bearing capacity of boards with axial support span of 800 mm and greatest assembly length of approx. 7 m is at least 7.9 kN/m<sup>2</sup>, which ensures appropriate reserve of bearing capacity for environmental loads such as wind and snow and treading of technical staff on the canopy. It should be emphasized here that bearing capacity of the board will depend on its length as presented in table 2.

Table 2

**Bearing capacity of polycarbonate boards according to [4]**

Support conditions	Board length	Characteristic bearing capacity
	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]
free support on two longitudinal edges with axial support span of 800 mm, free rotation on the support	1	>10
	2	>10
	3	9,2
	4	8,4
	5	8,2
	6	7,9
	7	7,9

However, it should be pointed that, during use, the material is subject to degradation and decrease of its strength as connected with the degradation. Pursuant to the information received from the manufacturer, the initial strength of the level of approx. 60 MPa will decrease with time to approx. 50 MPa. This decrease of strength may occur within 20 years of use.

Boards in five amber colours laid in a composition specified in the design were used for covering of the stadium. The polycarbonate boards were cut in workshops at appropriate lengths and equipped with channel closing elements. At the end of each board they installed sealing tapes protecting against penetration of water into the channels as well as metal protective fixtures. At the contact point with the board the metal protective elements were additionally sealed with silicon compound (Fig. 8).

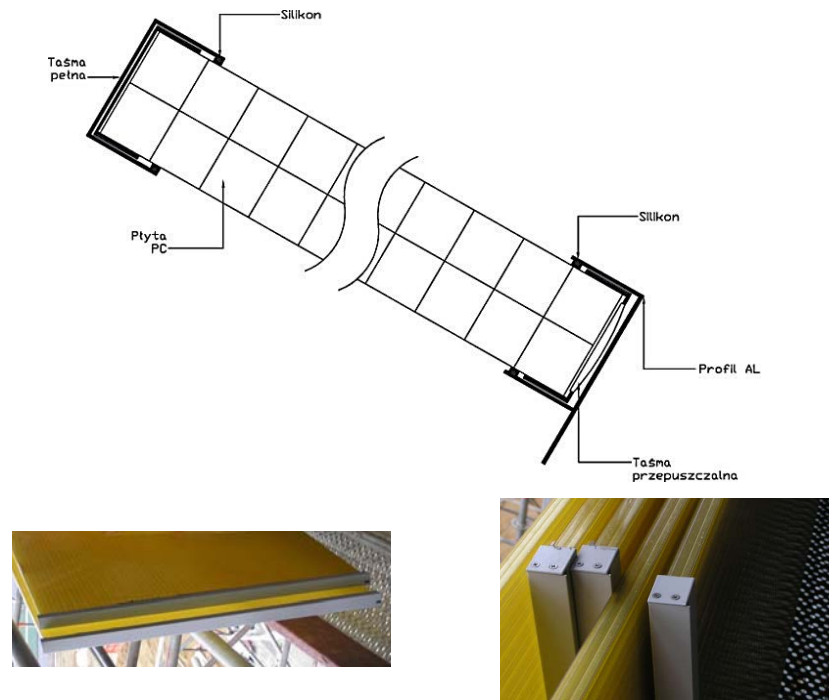


Fig. 8. Sealing of the polycarbonate board channels

**Assembly.** The assembly of the covering support structure elements and the very polycarbonate covering will be made with the use of a single element method. The façade was assembled with the use of scaffolding placed on the ground level and the roof was assembled with the use of scaffolding suspended on steel bearing girders. The strong point of aluminium and polycarbonate, i.e., their little weight, proved extremely useful during the assembly, as the entire process was realised only with the use of human hands. [Fig. 9]. Cranes and freight lifts were used only for transportation of material boxes. All connections within the covering are delivered as screw connections with the use of ordinary and self-tapping screws. The polycarbonate boards were fixed to the structure with the use of tightening strips connected with self-tapping screws.

The assembly of support structure under the roof covering started in June 2010 before completion of assembly of the steel bearing structure – following the period of approx. 3 months from placing of the first steel element. The first elements of the covering made of boards were mounted at the end of November 2010 and the assembly completed at the turn of April and May 2011. In this period the assembly works had to be interrupted due to severe weather conditions during the winter period. Some figures such as the below-mentioned prove the large number of works performed in connection with the covering:

- approx. 44.000 m<sup>2</sup> of the covering to be laid – i.e., approx. 17.500 board elements,
- over 400 t of aluminium structure used for delivery of the very bearing purlins.

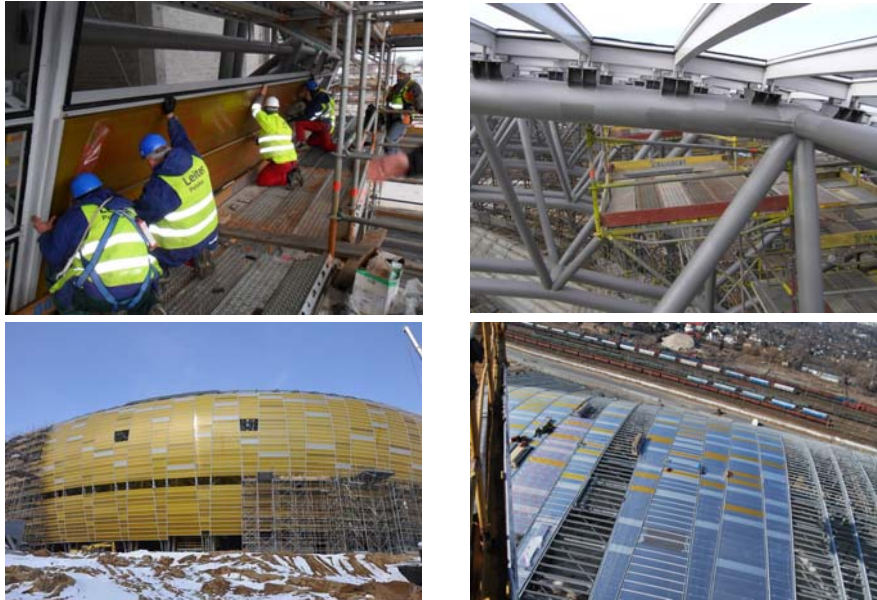


Fig. 9. Assembly of the covering made of polycarbonate boards

**Drainage of the canopy.** Drainage of the entire covering was embedded in the roof covering structure. The open drainage system includes a system of 144 radial gutters and three circumferential gutters. Both gutter systems were placed both on the roof part and façade part. The radial gutters were mounted above each tubular section of the upper belt of the main steel girder. The circumferential gutters constituting the main drainage system for the canopy were located in the following places:

- internal edge of the canopy, above a bearing pipe fastening the canopy,
- at the breaking of the facade and roof part,
- at the half height of the facade part.

The method of assembly and fastening of polycarbonate boards with the use of tightening strips forced delivery of the roof part and the already mentioned bent bearing purlins. The bending enables gravitational drainage of rainfall water from the board surface and directly into the radial gutters adjacent on both sides. Water from the radial gutters is drained into circumferential gutters, where drainage inlets were located. Next, the water flows through ducts fastened to

girders. The water drains through the ducts to a channel located at the base of girders, where it is directed to storage containers. The water is then used for watering of the lawn and for sanitary purposes.

**Illumination.** The facade enclosure of the facility is used not only for protection against natural environment effect, but it also constitutes a decorative and informative element. Transmittance of light through polycarbonate boards was used by designers for the purposes of delivery of illumination of the entire facility. Lighting installation of the decorative back lighting of the façade were placed on three levels on the reinforced structure of the facility. The backlit facade emphasizes accurately the shape of bearing structure of the facility roof and covering as visible in the presented photographs (Fig. 10). The upper line of back lighting reflects the variable shape of stands, which is also visible on the facility facade.

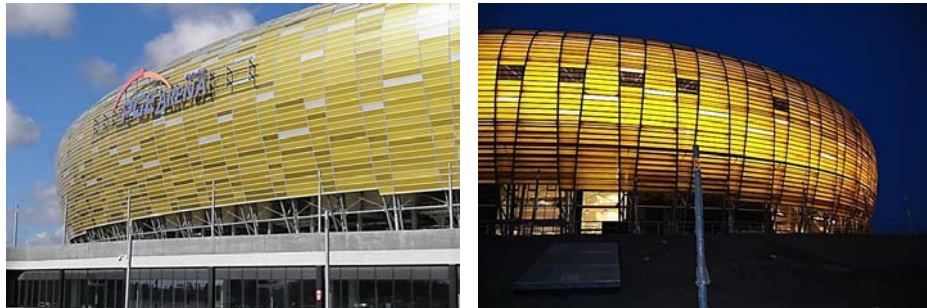


Fig. 10. The wall enclosure in daytime and at night

**Additional elements.** Apart from the above described basic elements of the covering, the following technical equipment was delivered in the subject part as embedded and sealed:

- a two-row circumferential set of snow guards protecting against sudden sliding of a thick layer of snow from the arced part of the covering,
- a drive system used for operational use of the covering,
- a system of protection against fall from height for technical staff performing any works on the covering,
- manholes for the covering and technical manholes,
- a system of weather monitoring.

**Evaluation of the covering.** Following one year of use after commissioning of the facility, no cases of damage to boards or worsening of properties connected with tightness of the entire covering were found on the covering of the stadium roof. The experience gathered from stadiums delivered worldwide and the Gdansk stadium allow us to assume that such type of solutions will become common in our landscape on a greater scale both as regards public and housing facilities.

It is expected that within next approx. 15-20 years of use, the polycarbonate covering and its support structure will not require any major renovations, which will certainly contribute to lowering of costs of use of the facility.

#### **Literature**

- [1] Technical Approval ITB AT-15-3518/2005 Chamber polycarbonate boards MAKROLON MULTI UV, Bayer Sheet Europe, Institute of Building Technology, Warsaw, 2005.
- [2] Technical sheet of product – Makrolon multi UV 3x/25-25 ES, Stadion Gdańsk, Bayer, 2010.
- [3] Classification as regards response to fire according to EN 13501-1:2007, Institute of Building Technology, Warsaw, 2010.
- [4] Technical evaluation of MAKROLON MULTI extended UV 3X/25–25 ES boards in the context of use for canopy and enclosure of BALTIC ARENA stadium in Gdansk, Institute of Building Technology, Warsaw, 2010.
- [5] Research work and technical opinion relating to roof covering/wall enclosure of BALTIC ARENA stadium in Gdansk, Institute of Building Technology, Warsaw, 2010.
- [6] The construction and working design, including technical specifications of delivery and acceptance of works, Konsorcjum Stadion Gdańsk, RKW Rhode Kellermann Wawrowski GmbH+Co. Dusseldorf, 2008.
- [7] Workshop design – Documentation of polycarbonate cladding, RH Plus Robert Hulewicz Warszawa, Metalplast Stolarka Sp. z o.o. Bielsko Biala, 2009.

*Надійшла до редколегії 21.05.2012 р.*



УДК 621.396

## **Совершенствование методов расчета и диагностики металлических мачт сотовой связи**

**Губанов В.В., к.т.н., Межинская И.В.**

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

**Аннотация.** В статье приведены результаты натурных обследований мачт сотовой связи на основе специальной методики. Выполнен анализ и классификация дефектов мачт, допущенных на стадиях проектирования, изготовления, возведения, эксплуатации, и повреждений, приобретенных на протяжении эксплуатации. Рассмотрена методика расчета предварительных напряжений оттяжек. Определены направления ветра и сочетания нагрузок, которые являются критическим из условия жесткости ствола, прочности оттяжек и определяют требуемую величину предварительного натяжения оттяжек. Выполнено исследование свойств ветрового потока над поверхностью опорного здания в результате проведения лабораторного эксперимента в аэродинамической трубе. Получены безразмерные коэффициенты увеличения скорости ветра при обтекании здания ветровым потоком. Предложен способ совершенствования методики расчета ветрового давления на мачты сотовой связи, расположенные на крышах зданий, с учетом изменения свойств потока.

**Анотація.** В статті наведено результати натурних обстежень щогл стільникового зв'язку на основі спеціальної методики. Виконаний аналіз і класифікація дефектів щогл, допущених на стадіях проектування, виготовлення, зведення, експлуатації, і пошкоджень, отриманих упродовж експлуатації. Розглянута методика розрахунку попередньої напруги відтяжок. Визначені напрями вітру і поєднання навантажень, які є критичними з умови жорсткості стовбура, міцності відтяжок і визначають необхідну величину попереднього натягнення відтяжок. Виконано дослідження властивостей вітрового потоку над поверхнею опорної будівлі в результаті проведення лабораторного експерименту в аеродинамічній трубі. Отримані безрозмірні коефіцієнти збільшення швидкості вітру при обтіканні будівлі вітровим потоком. Запропонований спосіб вдосконалення методики розрахунку вітрового тиску на щогли стільникового зв'язку, розташовані на дахах будівель, з врахуванням зміни властивостей потоку.

**Abstract.** The results of field inspections of cellular communication guyed masts, which made on the basis of a special technique, are given in the paper. It is analysed and classification of defects of guyed masts allowed at design stages, manufacturing, construction, operation, and the damages acquired throughout operation. The guys preliminary tension design procedure is considered. The directions of a wind and a combination of loadings which are critical of a condition of rigidity of a trunk, durabilities of delays are defined and define the demanded size of a preliminary tension of guys. Research of wind stream properties over a surface of a basic building as a result of carrying out laboratory experiment in a wind tunnel is executed. Dimensionless factors of increase in speed of a wind are received at a building flow by a wind stream. The way of improvement of a design procedure of wind pressure upon the guyed masts of cellular communication located on roofs of buildings, taking into account change of properties of a stream is offered.

**Ключевые слова:** мачта сотовой связи, проектирование, изготовление, возведение, эксплуатация, аэродинамическая труба.

**Особенности мачт сотовой связи.** Впервые сотовая связь появилась на территории Украины в 1991 году. В соответствии с технологической спецификой передачи сигналов для нормальной работы сотовой связи необходимо образование узкой сети антенных устройств, расположенных на высоте до 80 м над поверхностью земли. В качестве опор антенных устройств сотовой связи широко применяются металлические решетчатые мачты на оттяжках. Данные сооружения являются относительно новым типом высотных сооружений, имеющим ряд отличительных особенностей по сравнению с крупногабаритными мачтами теле- и радиосвязи [1, 2, 3].

Мачты имеют следующие преимущества по сравнению с сооружениями башенного типа:

- меньшую массу ствола вследствие поддерживающего бокового влияния оттяжек;
- равные поперечные сечения по высоте ствола;
- база ствола шарнирно закреплена с основанием, при этом не требуется возведение массивного центрального фундамента.

Особенности и малые габариты мачт сотовой связи позволяют располагать их на крышах существующих зданий. Это дает возможность:

- экономить городскую территорию;
- уменьшить высоту конструкций опор.

В силу своих размеров мачты сотовой связи передают на конструкции нижерасположенных зданий нагрузки небольших масштабов, которые при проектировании изначально не были рассчитаны на восприятие дополнительных нагрузок. Положительным фактором при выборе площадки строительства является наличие нескольких анкерных фундаментов оттяжек мачт, что позволяет равномерно распределять усилия на несущие конструкции нижестоящих зданий. Более того, при шарнирном закреплении ствола мачты с центральным фундаментом в основании отсутствуют изгибающие моменты, следовательно, центральный фундамент не требует массивных размеров. Так, при расположении мачт на крышах существующих построек возникают новые специфические конструктивные решения фундаментов.

Важным параметром, определяющим воздействие на здание, является предварительное натяжение в оттяжках, так как оно представляет собой постоянную нагрузку на мачту и соответственно на здание на протяжении всего периода эксплуатации мачты. При проектировании мачт необходимо учитывать недопустимость превышения нагрузок на существующие здания.

Отличительные особенности расположения мачт на кровле зданий порождают специальные требования к расчету ветровой нагрузки с учетом собственных аэродинамических свойств существующего здания.

**Результаты натурных обследований и анализа опыта эксплуатации мачт.** На основании проведения натурных обследований, изучения проектной документации мачт, анализа и систематизации опыта эксплуатации мачт выполнено описание применяемых на практике конструктивных решений мачт сотовой связи в целом и их отдельных элементов [4]. Анализ видов конструктивных решений показывает, что существует большое разнообразие вариантов проектирования. Разработка унифицированных проектов мачт при условии устранения выявленных недостатков позволит уменьшить стоимость изготовления и строительства, а также сократить расходы на стадии эксплуатации конструкций.

Натурные обследования мачт выполнялись в соответствии со специальной структурированной методикой [4], которая основана на существующих методиках обследования решетчатых конструкций: башен, опор линий электропередачи, больших переходов воздушных линий электропередачи, шахтных копров и антенных сооружений, но в то же время учитывает специфические особенности мачт сотовой связи.

Дефекты мачт сотовой связи можно разделить на четыре группы:

а) Допущенные на стадии проектирования:

- оси элементов ствола не центрированы в узлах пересечения, эксцентриситеты составляют 4–12 см;
- элементы решетки соединяются с поясами встык;
- длина сварного шва решетки меньше минимально допустимой 35 мм;
- отсутствие дополнительных раскосов в приопорных зонах ствола;
- отсутствие диафрагм в местах крепления оттяжек;
- отсутствие проушин лацменных узлов;
- отсутствие горизонтальных ребер жесткости проушин;
- применение для проушин лацменных узлов съемных соединений;
- отсутствие указаний относительно предварительных натяжений оттяжек в проектной документации;
- равные величины предварительных напряжений для всех уровней оттяжек по высоте ствола;
- применение неоцинкованных канатов;
- применение канатов с органическим сердечником;
- применение в качестве материала оттяжек круглой стали;
- открытое закрепление нижнего конца оттяжки;

- применение натяжного устройства с недостаточной длиной резьбы;
- отсутствие анкерного фундамента, соединение натяжного устройства непосредственно с близрасположенной конструкцией;
- передача усилия от оттяжки не перпендикулярно к оси симметрии анкерного фундамента.

б) Допущенные на стадии изготовления:

- отклонение оси ствола от вертикального положения (при отсутствии горизонтальной нагрузки);
- закручивание секций ствола относительно друг друга;
- низкое качество сварных соединений: наплывы, непровары в корне шва, отдельные шлаковые включения, поры;
- некачественное изготовление фланцев: зазор между фланцами, смещение фланцев относительно друг друга в пакете;
- устройство соединения ствола с фундаментом путем приварки фланцев к фундаментной плите.

в) Допущенные на стадии монтажа:

- применение профилей элементов, не соответствующих проектным решениям;
- соединение фланцев с помощью сварки;
- прокладка между фланцами металлических пластин;
- неправильная ориентация секций по вертикали, в результате чего появляются эксцентриситеты крепления оттяжек относительно точки пересечения осей элементов ствола;
- неравномерное предварительное натяжения оттяжек одного яруса при разнице в величинах натяжений более 160 %;
- отсутствие предварительного натяжения в оттяжках;
- отклонение осей оттяжек от проектного положения в горизонтальной плоскости;
- отклонение осей оттяжек от проектного положения в вертикальной плоскости;
- неверное расположение зажимов на оттяжках.

На стадии эксплуатации:

- устройство отверстий в поясах ствола с целью отведения влаги при отсутствии заглушек;
- расположение на сооружении большего количества технологического оборудования (антенн, радиомодулей, фидеров и т.д.), чем это предусмотрено в проекте.

Повреждения мачт сотовой связи делятся на:

а) механические повреждения:

- искривления, погнутости элементов;
- трещины в поясах у основания ствола;

б) коррозионный износ:

- нарушение лакокрасочного покрытия (светодневной маркировки);
- нарушение коррозионной защиты и коррозионный износ конструкций мачт.

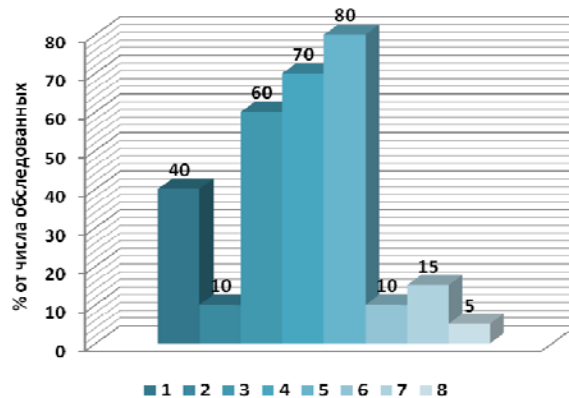


Рис. 1. Дефекты стволов мачт, допущенные на стадии проектирования:

- 1 – оси элементов ствола не центрированы в узлах пересечения;
- 2 – элементы решетки соединяются с поясами встык; 3 – длина сварного шва решетки меньше минимально допустимой; 4 – отсутствие дополнительных раскосов в приопорных зонах ствола; 5 – отсутствие диафрагм в местах крепления оттяжек; 6 – отсутствие проушин лацменных узлов;
- 7 – отсутствие горизонтальных ребер жесткости проушин;
- 8 – применение для проушин лацменных узлов съемных соединений

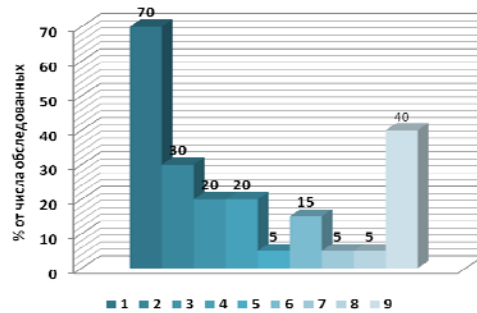


Рис. 2. Дефекты оттяжек и анкерных фундаментов мачт, допущенные на стадии проектирования:

- 1 – отсутствие указаний о предварительных натяжениях оттяжек в проектной документации; 2 – равные величины предварительных напряжений для всех уровней оттяжек; 3 – применение неоцинкованных канатов; 4 – применение канатов с органическим сердечником; 5 – применение в качестве материала оттяжек круглой стали; 6 – открытое закрепление нижнего конца оттяжки; 7 – применение натяжного устройства с недостаточной длиной резьбы; 8 – отсутствие анкерного фундамента, соединение натяжного устройства непосредственно с близрасположенной конструкцией; 9 – передача усилия от оттяжки под углом, отличным от 90°, к оси симметрии анкерного фундамента

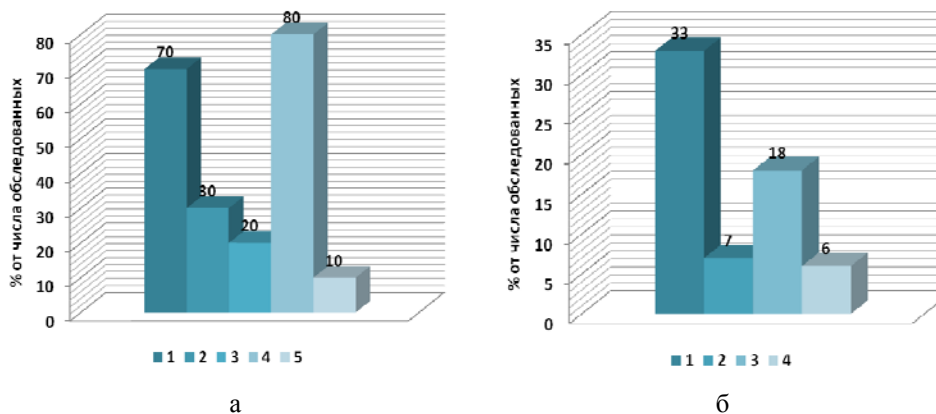


Рис. 3. Дефекты и повреждения мачт:

а – дефекты, допущенные на стадии изготовления:

- 1 – отклонение оси ствола от вертикального положения; 2 – закручивание секций ствола относительно друг друга; 3 – низкое качество сварных соединений; 4 – некачественное изготовление фланцев; 5 – устройство соединения ствола с фундаментом путем приварки фланцев к фундаментной плите;

б – повреждения мачт сотовой связи: механические повреждения:

- 1 – искривления, погнутости элементов; 2 – трещины в поясах у основания ствола; коррозионный износ: 3 – нарушение лакокрасочного покрытия (светодневной маркировки); 4 – нарушение коррозионной защиты и коррозионный износ конструкций мачт

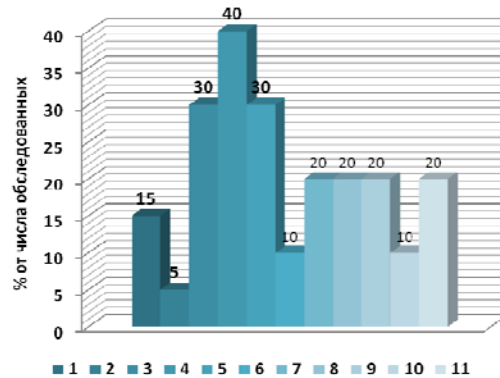


Рис. 4. Дефекты мачт, допущенные на стадиях монтажа и эксплуатации:  
1 – применение профилей элементов, не соответствующих проектным решениям;  
2 – соединение фланцев с помощью сварки; 3 – прокладка между фланцами металлических пластин; 4 – неправильная ориентация секций по вертикали;  
5 – неравномерное предварительное натяжения оттяжек одного яруса при разнице в величинах натяжений более 160 %; 6 – отсутствие предварительного натяжения в оттяжках; 7 – отклонение осей оттяжек от проектного положения в горизонтальной плоскости; 8 – отклонение осей оттяжек от проектного положения в вертикальной плоскости; 9 – неверное расположение зажимов на оттяжках; 10 – устройство отверстий в поясах ствола с целью отведения влаги при отсутствии заглушек; 11 – расположение на сооружении большего количества технологического оборудования, чем это предусмотрено в проекте

**Совершенствование методики расчета начальных напряжений оттяжек мачт.** Исходя из анализа результатов обследования мачт (рис. 2), одним из наиболее распространенных несовершенств, допущенных на стадии проектирования, является отсутствие в проектной документации указаний о предварительных натяжениях оттяжек. Подобные несовершенства были обнаружены у 70 % обследованных мачт. Данное обстоятельство практически обусловлено представлением методики расчета в технической литературе в несколько сложном виде, а также трудоемкостью расчетных операций в связи с необходимостью учета различных сочетаний нагрузок и предельных состояний. В литературе отсутствуют четкие сведения о расчетных сочетаниях нагрузок, которые необходимо рассматривать [1, 2, 3, 5].

В европейских нормах имеется отдельный обособленный нормативный документ, посвященный проектированию предварительно напряженных конструкций [6], однако данный нормативный документ приводит лишь общие рекомендации по расчету начальных натяжений оттяжек мачт.

Указано, что силы предварительного натяжения в канатах должны приниматься из условия, что при действии постоянных нагрузок конструкция имеет требуемую геометрическую форму и распределение напряжений.

Расчет предварительных натяжений выполняется в два этапа:

1 Определение перемещений и реакций оттяжечных узлов ствола при заданной равномерной распределенной по длине ствола эпюре изгибающих моментов и заданном отклонении верхнего оттяжечного узла (используются уравнения неразрывности упругой линии и уравнения равновесия узла).

2 Определение соответствующих начальных натяжений, а также напряжений в оттяжках и перемещений опорных узлов ствола при различных нагрузках (используются уравнения гибкой нити и уравнения статики).

В литературных источниках при расчете мачт предлагается рассматривать 3 направления ветра для трехгранных мачт и 2 направления ветра для четырехгранных мачт [1, 2, 5]. Задачей исследования было определение критических расчетных направлений ветра с целью упрощения расчетов. Рассмотрен оттяжечный узел мачты с тремя и четырьмя оттяжками в плане. На рис. 5 линиями показана сумма проекций предварительных натяжений в оттяжках при различных направлениях ветра с интервалом  $15^\circ$ . Величина горизонтального распора в направлении на оттяжку трехгранной мачты больше, чем в направлении под углом  $30^\circ$  к оттяжке в 1,155 раз. Величина горизонтального распора в направлении под углом  $45^\circ$  к оттяжке четырехгранной мачты больше, чем в направлении на оттяжку в 1,415 раз.

В соответствии с указаниями ДБН В.1.2-2:2006 [7] величина ветрового давления в направлении на ребро (или на оттяжку) четырехгранной мачты в 1,2 раза выше, чем в направлении на грань (под углом  $45^\circ$  к оттяжке). Для трехгранной мачты ветровое давление в направлении перпендикулярно оттяжки в 0,866 ( $\cos 30^\circ$ ) меньше, чем на грань. Таким образом, из рисунков видно, что критическим расчетным направлением ветра для четырехгранных мачт является направление ветра на одну из оттяжек, или на ребро. Для трехгранных мачт направление ветра на оттяжку является равносильным направлению ветра под углом  $90^\circ$  к одной из оттяжек за счет уменьшения величины ветрового давления. В дальнейшем при расчетах будем рассматривать направление ветра на оттяжку как для трехгранных, так и для четырехгранных мачт.



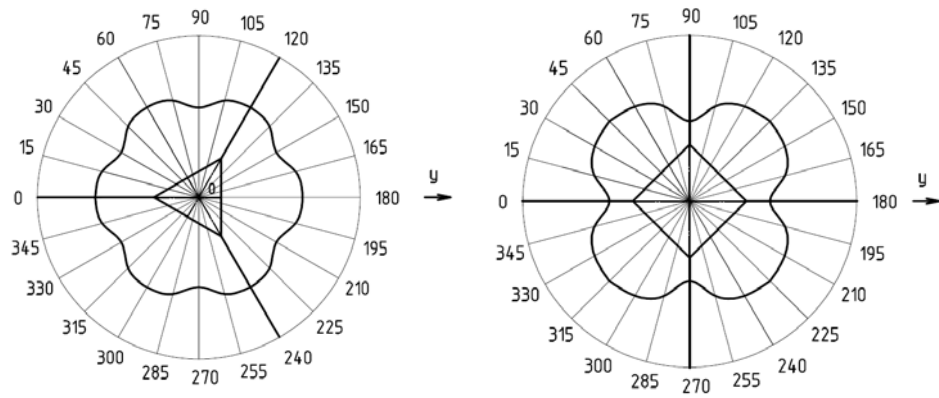


Рис. 5. Изменение суммы проекций сил предварительных натяжений в плоскости действия момента при различных направлениях ветра

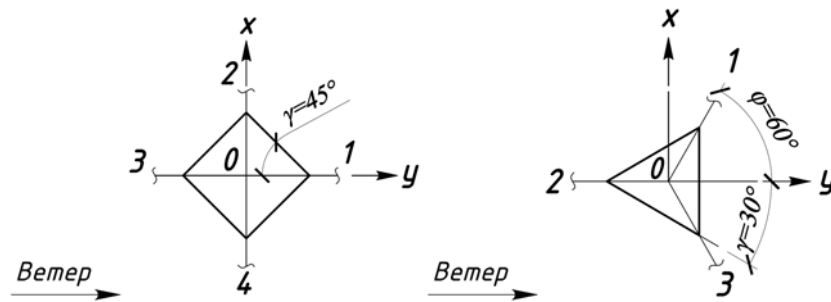


Рис. 6. Расчетные направления ветра для трех- и четырехгранных мачт

Система уравнений расчета оттяжек для четырехгранной мачты имеет вид:

$$\begin{cases} B \left( \left( \sigma_3 - \frac{D_3}{\sigma_3^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{D_0}{\sigma_0^2} \right) \right) = y; \\ -B \left( \left( \sigma_1 - \frac{D_1}{\sigma_1^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{D_0}{\sigma_0^2} \right) \right) = y; \\ (\sigma_3 - \sigma_1) \sin \beta A = H. \end{cases}$$

Система уравнений расчета оттяжек трехгранной мачты имеет вид:

$$\begin{cases} B \left( \left( \sigma_2 - \frac{D_2}{\sigma_2^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{D_0}{\sigma_0^2} \right) \right) = y; \\ -B \left( \left( \sigma_1 - \frac{D_1}{\sigma_1^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{D_0}{\sigma_0^2} \right) \right) = y \cos 60^\circ; \\ (\sigma_2 - 2\sigma_1 \cos 60^\circ) \sin \beta A = H, \end{cases}$$

где  $B = \frac{l}{E \sin \beta}$ ;  $\beta$  – угол наклона оттяжки к вертикали;

$$D_i = \frac{\gamma_i^2 l^2 E}{24};$$

$\gamma_i$  – объемная плотность каната, Н/м<sup>3</sup>;  $l$  – длина оттяжки, м;  $E$  – модуль упругости оттяжек.

Объемная плотность каната определяется как:

а) при отсутствии нагрузки

$$\gamma_0 = \frac{g}{A};$$

б) для наветренной оттяжки – с учетом положительного давления ветра

$$\gamma_3 = \gamma_{но} = \frac{g}{A} + \frac{W \cos \beta}{A},$$

для заветренной оттяжки – с учетом отрицательного давления ветра

$$\text{в) } \gamma_1 = \gamma_{зо} = \frac{g}{A} - \frac{W \cos \beta}{A},$$

где  $g$  – погонная масса каната, Н/м;  $A$  – площадь поперечного сечения оттяжки, м<sup>2</sup>;  $W$  – погонная нагрузка от ветра на оттяжку, Н/м.

Преобразование системы уравнений с учетом температурных воздействий для четырехгранной мачты:

$$\begin{cases} B \left( \sigma_3 + \alpha E(t - t_0) - \frac{\gamma_3^2 l^2 E}{24 \sigma_3^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{\gamma_0^2 l^2 E}{24 \sigma_0^2} \right) = y + \Delta H \operatorname{tg} \beta \\ -B \left( \sigma_1 + \alpha E(t - t_0) - \frac{\gamma_1^2 l^2 E}{24 \sigma_1^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{\gamma_0^2 l^2 E}{24 \sigma_0^2} \right) = y + \Delta H \operatorname{tg} \beta \\ (\sigma_3 - \sigma_1) \sin \beta \cdot A = H \end{cases} ,$$

где  $\Delta H$  – продольные деформации ствола от воздействия температуры.

Для трехгранной мачты преобразования выполняются аналогичным образом.

При гололедно-ветровых воздействиях изменяется объемная плотность канатов с учетом веса гололедных отложений на оттяжках. Для наветренной оттяжки объемный вес каната при этом вычисляется как для наветренной оттяжки:

$$\gamma_3 = \gamma_{no} = \frac{g}{A} + \frac{W \cos \beta}{A} + \frac{G}{A} ,$$

для заветренной оттяжки

$$\gamma_1 = \gamma_{zo} = \frac{g}{A} - \frac{W \cos \beta}{A} + \frac{G}{A} ,$$

где  $G$  – распределенная нагрузка от веса гололедных отложений, Н/м.

В проекте требуется указывать значения монтажных натяжений в канатах оттяжек при среднегодовой температуре воздуха в районе установки мачты, а также при температуре  $\pm 40^\circ\text{C}$  [8]. Монтажные натяжения в наветренной и заветренной оттяжках равны. Составление уравнения равновесия узла не требуется. Монтажные напряжения можно определить путем решения одного квадратного уравнения. При учете продольных температурных деформаций ствола монтажные напряжения для четырехгранной мачты определяются из уравнения

$$B \left( \left( \sigma_m + \alpha E \Delta t - \frac{D_0}{\sigma_m^2} \right) - \left( \sigma_0 - \frac{D_0}{\sigma_0^2} \right) \right) = \Delta H \cdot \operatorname{tg} \beta ,$$

где  $\Delta t = t - t_0$  – перепад температуры;  $t$  – температура для расчета монтажных натяжений ( $\pm 40$  °C);  $t_0$  – расчетная температура для предварительных натяжений;  $\sigma_m$  – монтажные напряжения.

Расчетные сочетания нагрузок для определения требуемого предварительного натяжения имеют следующую значимость:

- 1 Сочетание нагрузок ветра и температуры теплого периода года – критическое сочетание нагрузок из условия деформативности.
- 2 Максимальные усилия в оттяжке возникают при сочетании нагрузок ветра и температуры холодного периода года.
- 3 Сочетание гололедно-ветровой нагрузки и соответствующей отрицательной температуры не является критическим из условия прочности. Перемещения при данном сочетании нагрузок не превышают допустимые.

При определении предварительных напряжений оттяжек первого уровня достаточно одной итерации (предварительного задания начальных напряжений). Погрешность равна менее 0,001 %. В соответствии с полученными результатами исследования совершенствован алгоритм расчета предварительных напряжений оттяжек мачт.

**Совершенствование методики расчета ветрового давления на мачты, расположенные на покрытиях существующих зданий.** Первым и ответственным этапом при проектировании сооружений является определение расчетных нагрузок. Наиболее значимой нагрузкой на мачты, представляющие собой один из видов высотных сооружений, является ветровая нагрузка. Необходимо, чтобы расчетная схема нагрузки наиболее точно отображала характер действительного ветрового воздействия. При расчете величины ветрового давления на мачты в соответствии с нормативными документами [7, 9] учитываются аэродинамические коэффициенты пространственных решетчатых конструкций ствола, канатов оттяжек, а также технологического оборудования. Однако нижестоящее опорное здание также обладает собственными аэродинамическими свойствами, которые оказывают влияние на величину ветрового давления на конструкции, расположенные в окрестности здания [10, 11] и над зданием. При взаимодействии ветрового потока со зданием свойства его меняются. Переменными являются как направление, так и скорость ветра [12, 13, 14]. В существующих методиках расчета ветровой нагрузки на мачты влияние обтекания ветром нижерасположенного здания на величину нагрузки на конструкции мачты не учитывается [7, 9, 15, 16].

С целью исследования свойств ветрового потока над поверхностью опорного здания проводился эксперимент в аэродинамической трубе института стальных конструкций Технического университета г. Брауншвайг (Германия).

Для осей измерений «в центре» при углах действия ветра от  $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$  и для положения измерительного прибора «на диагонали» при углах действия ветра  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $180^\circ$  были получены следующие кривые:

1 – Средней скорости ветра.

2 – Интенсивности турбулентности.

3 – Спектральной плотности для всех высотных точек профиля в зависимости от частоты.

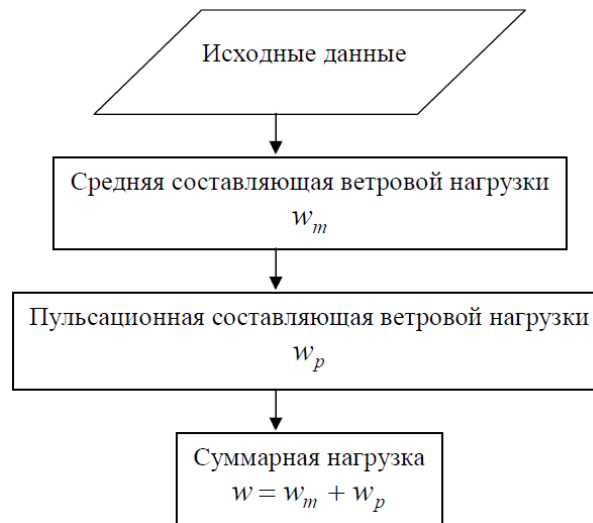
4 – Уточняющего коэффициента превышения средней скорости ветра, зависящего от нормированной высоты  $z/h$  объекта, где  $z$  – высота над поверхностью земли,  $h$  – высота существующего здания.

Значительные увеличения скорости ветра наблюдаются как по оси 1 (положение «в центре»), так и по оси 2 (положение «на диагонали»). Однако максимальные значения возникают по оси 1 при угле действия ветра  $\theta = 45^\circ$ , по оси 2 – при угле действия ветра  $\theta = 180^\circ$ . То есть в двух случаях – при направлении ветра по диагонали здания.

Уточняющий коэффициент превышения средней скорости ветра принимает значения от 1,00 до 1,15. Следовательно, при обтекании ветром здания происходит максимальное увеличение средней скорости ветра до 15 % и, соответственно, увеличение ветрового давления до 32 %, что до сих пор не учитывается в методиках расчета ветровой нагрузки.

В соответствии со СНиП 2.01.07-85\* [3] ветровую нагрузку следует определять как сумму средней и пульсационной составляющих (рис. 7, а). В соответствии со совершенствованной методикой при расчете ветрового давления предлагается учитывать превышение нормативного ветрового давления путем введения уточняющего безразмерного коэффициента  $\beta$ , зависящего от высоты опорного здания  $H$  и высоты рассматриваемой мачты (или другого типа опор сотовой связи)  $h$ . Алгоритм уточненной методики расчета изображен на рис. 7,б.

а



б

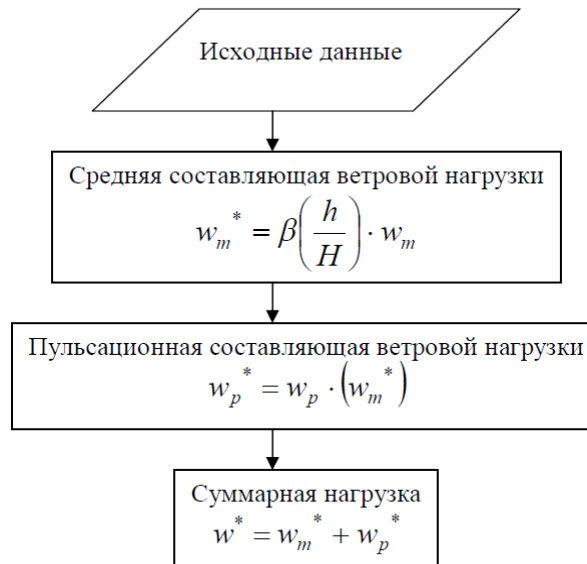


Рис. 7. Методика расчета ветрового давления на конструкции мачт:  
а – в соответствии с СНиП 2.01.07-85\* [3]; б – с учетом увеличения ветрового  
давления вследствие обтекания опорного здания

## Литература

- [1] Савицкий Г.А. Основы расчета радиомачт: статика и динамика / Савицкий Г.А. – М.: Государственное издательство литературы по вопросам радио и связи, 1953. – 111с.
- [2] Соколов А.Г. Опоры линий передач [расчет и конструирование] / Соколов А.Г. – М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1961. – 171 с.
- [3] Металлические конструкции: [под редакцией Н.С. Стрелецкого и др.]. - М: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1961. – 776 с.
- [4] Губанов В.В. Анализ конструктивных решений и технического состояния мачт / Губанов В.В., Межинская И.В. // СПГС. – 2011, том 7, выпуск 2. – С. 226–235.
- [5] Савицкий Г.А. Ветровая нагрузка на сооружения / Савицкий Г.А. – М.: Издательство литературы по строительству, 1972. – 111 с.
- [6] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components / British Standards BSI. – London, 2006. – 36 с.
- [7] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування / Державні будівельні норми України. – Офіційне видання. – К.: Мінбуд України, 2006. – 78 с.
- [8] ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції / Державні будівельні норми України. – Офіційне видання. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127с.
- [9] Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 3–1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste / Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN. – Berlin, 2010. – 93с.
- [10] Aldasoro H. A. Beeinflussung der Windstruktur an Schornsteinen durch umgebende Industriebebauung / Aldasoro H. A., Höbbel T., Clobes M. // DAST-Kolloquium Stahlbau 2010, Weimar, 5–6 Oktober. – Weimar, 2010.
- [11] Clobes, M. Böenbeanspruchung von Industrieschornsteinen unter Berücksichtigung umgebender Industriebebauung / Clobes, M. & Aizpurua Aldasoro, H. // 12 Dreiländertagung der Windtechnologischen Gesellschaft e.V., Aachen, 2011. – Aachen, 2011.
- [12] Ruscheweyh H. Dynamische Windwirkung an Bauwerken. Band 1 / Ruscheweyh H. – Berlin: Bauverlag GMBH, 2007. – 96с.
- [13] Ruscheweyh H. Dynamische Windwirkung an Bauwerken. Band 2 / Ruscheweyh H. – Berlin: Bauverlag GMBH, 2007. – 184с.
- [14] Симиу Э. Воздействие ветра на здания и сооружения / Симиу Э., Сканлан Р. [перевод с английского Маслова Б.Е., Швецовою А.В.]. – Москва: Стройиздат, 1984. – 358 с.

- [15] СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – Издание официальное. – М.: ФГУП, 2005. – 44с.
- [16] CSA Standard. Antennas, Towers, and Antenna-Supporting Structures. S37-01/ Canadians Standard Association – Toronto, Ontario, Kanada: Canadians Standard Association, 2001. – 119 с.

*Надійшла до редколегії 09.05.2012 р.*



УДК 624.014.2 (624.074.433)

## **Визначення геометричних характеристик холодноформованих тонкостінних аркових профілів**

**Білик А.С., к.т.н., Лапонов М.В.**

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

**Анотація.** У статті розглядається методика визначення геометричних характеристик холодноформованих тонкостінних аркових профілів.

**Аннотация.** В статье рассматривается методика определения геометрических характеристик холодноформированных тонкостенных арковых профилей.

**Abstract.** In article is presented a method of determination geometrical properties of cold-formed thin walled arch members.

**Ключові слова:** місцева стійкість, закритична робота, сталеві тонкостінні конструкції, безкаркасні аркові покриття.

**Постановка проблеми.** У теперішній час в Україні спостерігається великий попит на безкаркасні аркові конструкції, що обумовлено в першу чергу їх низькою вартістю та можливістю швидкого зведення.

Безкаркасні аркові конструкції складаються з однотипних лоткоподібних елементів, які профілюються безпосередньо на будівельному майданчику, і характеризуються високою тонкостінністю граней, гнучкість яких досягає значень  $\lambda = 100 \dots 350$ . Працюючи у складі безкаркасних споруд, профільовані елементи суміщують несучі і огорожувальні функції та безпосередньо сприймають атмосферні навантаження, під дією яких в елементах виникає складний напружений стан, що обумовлений просторовою роботою споруди, роботою елементів у закритичній стадії, безпосереднім прикладанням навантаження до поверхні граней елементів. Найбільш відомою є сучасна технологія та обладнання фірми «MIS Industries Inc.» (США).

Попри досить широке розповсюдження та використання сучасних безкаркасних аркових покриттів досить не розроблена методика їх проектування, яка б відповідала дійсній роботі конструкцій. На даний час існують тільки деякі загальні рекомендації щодо розрахунку вищенаведених конструкцій, випущені деякими виробниками як обладнання, так і самих гнутих профілів.

**Огляд останніх досліджень.** Використання тонкостінних холодноформованих профілів збільшується з кожним роком, при цьому виробники постійно пропонують все більш нові та ефективні конструктивні

елементи [3]. У статті [4] зазначається, що проектування та розрахунок тонкостінних аркових покриттів має ряд особливостей, обумовлених у першу чергу тонкостінністю профілів, їх підвищеною деформативністю, несиметричністю перерізів, початковими недосконаlostями форми, гофруванням полиць та стінок профілю при його вальцюванні та іншими чинниками. Національні норми наразі не описують особливості розрахунку тонкостінних профілів, зокрема умови редукування перерізу [10]. Загальні рекомендації із розрахунку конструкцій з тонкостінних профілів наведені у [5]. У посібнику [7] наведено алгоритм розрахунку пологих арок із профільованих настилів. Необхідність подальшого дослідження особливостей роботи безкаркасних аркових покриттів підтверджується у [9] на основі проведених випробувань.

**Постановка задачі.** Таким чином, актуальною задачею є визначення методики розрахунку та особливостей роботи поперечних перерізів холодноформованих тонкостінних трапецієподібних аркових профілів системи МІС у складі аркового покриття, а також врахування впливу наявного поперечного гофрування на криволінійних ділянках профілів.

**Виклад основного матеріалу дослідження.** Особливістю розрахунку конструкцій з тонкостінних гнутих профілів є необхідність врахування їх закритичної роботи, яка полягає у тому, що при досягненні певного рівня стискальних напружень у стінках та полицях втрачається місцева стійкість. При цьому з роботи виключається ділянка, яка втратила стійкість і відбувається перерозподіл напружень, проте це не призводить до втрати несучої здатності і профіль продовжує сприймати зростаюче навантаження.

У відповідності з зарубіжними методиками розрахунку тонкостінних профілів [1, 8] ширина ділянок стиснутих елементів поперечного перерізу, що втрачають стійкість і виключаються з розрахунку, нелінійно залежить від фактичного співвідношення рівня напружень на початку та кінці ділянки та товщини елемента, що розглядається. За звичайних умов у полицях це співвідношення дорівнює одиниці, а у стінках воно може змінюватись залежно від напружено-деформованого стану (рівномірний стиск, згин, стиск зі згином), що, у свою чергу, призводить до зміни ширини ділянки стінки, що включається до розрахунку.

Відповідно до Єврокоду 3, частина 1-3 [1, 2] та норм проектування США AISI [8] у тонкостінних профілях можуть виникати три види втрати стійкості:

1. Місцева втрата стійкості.
2. Втрата стійкості форми перерізу.
3. Загальна втрата стійкості.

У загальному випадку при навантаженні тонкостінних профілів спочатку виникає місцева втрата стійкості, а також втрата стійкості форми поперечного перерізу. Тому при розрахунку на міцність, стійкість та жорсткість холодноформованих тонкостінних профілів враховується вплив втрати місцевої стійкості та стійкості форми поперечного перерізу, що досягається шляхом застосування ефективних геометричних характеристик поперечного перерізу:

- ефективна площа поперечного перерізу  $A_{eff}$ ;
- ефективний момент опору поперечного перерізу  $W_{eff}$ ;
- ефективний момент інерції поперечного перерізу  $I_{eff}$ .

Вплив втрати стійкості може бути оцінений лінійним або нелінійним розрахунком на стійкість, чисельними методами а також випробуваннями.

Безкаркасні аркові покриття за розрахунковою схемою розглядаються як двохарнірні арки. По довжині покриття спостерігається нерівномірний розподіл внутрішніх зусиль, тому геометричні характеристики аркових профілів залежать від їх фактичного напружено-деформованого стану. Задача розрахунку безкаркасних аркових покриттів ускладнюється ще й тим, що геометричні характеристики поперечного перерізу змінюються по довжині покриття, оскільки технологія виробництва профілів дозволяє змінювати радіус сегментів безпосередньо під час прокату для отримання довільного абрису покриття. Відтоді окремі ділянки арки можуть бути прямолінійними і не мати поперечного гофрування зовсім.

При розгляді розподілення внутрішніх зусиль від типових зовнішніх навантажень (власна вага, сніг, вітер) по довжині аркового покриття зазвичай можна виділити три характерних небезпечних перерізи:

- приопорна ділянка: « $-N_{max}$ »;
- ділянка гребеневого вузла арки: « $+M_{max}; N_{відп.}$ »;
- ділянка між гребневим вузлом та опорою арки: « $-M_{max}; N_{відп.}$ ».

Тому при визначенні геометричних характеристик аркових профілів можна розглядати три можливі випадки їх роботи:

- рівномірний стиск усього перерізу;
- стиск верхньої полиці, розтяг нижньої;
- стиск нижньої полиці, розтяг верхньої.

Слід зазначити, що розрахунковий небезпечний переріз може знаходитись на ділянках, що розташовані між вищенаведеними. Тому на практиці за отриманими геометричними характеристиками необхідно виконувати попередні розрахунки, після чого уточнювати їх залежно від фактичного напруженого стану аркових профілів.

Поперечний переріз безкаркасного аркового покриття (рис. 1,а) утворюється з окремих профілів (рис. 1,б) шляхом їх поєднання у рівні верхнього поясу за допомогою завальцьовування відгинів країв профілів у фальцевий замок за допомогою спеціальної машинки. При цьому забезпечується міцне та герметичне з'єднання окремих профілів у просторову оболонку.

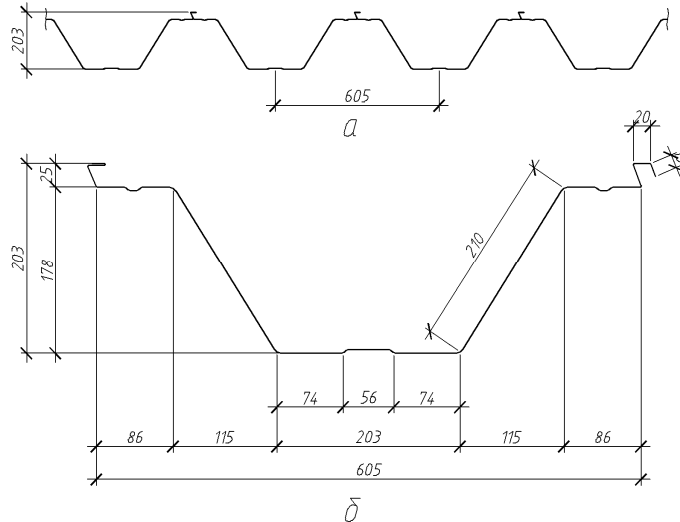


Рис. 1. Схеми поперечних перерізів:  
а – аркового покриття; б – окремого профілю МІС-240

Ефективні геометричні характеристики визначаються для одного профілю МІС-240, поперечний переріз якого наведено на рис. 1,б, після чого приводяться до 1 м довжини поперечного перерізу аркового покриття. При визначенні геометричних характеристик можна вважати, що фальцевий замок забезпечує досить жорстке з'єднання окремих елементів і при цьому забезпечується рівномірність деформацій всього арочного покриття. Тому поперечний переріз фальцевого замку включається до ефективного поперечного перерізу всього аркового покриття і розглядається як окремий елемент жорсткості верхніх полиць.

Ефективна ширина стиснутих елементів визначається у відповідності з ANSI/AISI S100-2007 [8] шляхом множення повної ширини елемента на знижувальний коефіцієнт, що враховує втрату стійкості пластини:

$$b_{eff} = \rho \cdot \omega,$$

де  $\omega$  – розрахункова ширина пластини;  $\rho$  – знижувальний коефіцієнт що враховує втрату стійкості пластини. Для пластини з двостороннім закріпленням коефіцієнт  $\rho$  визначається за формулами:

$$\rho = 1,0, \text{ при } \lambda \leq 0,673; \rho = \frac{1 - 0,22}{\lambda} \leq 1, \text{ при } \lambda \geq 0,673,$$

де  $\lambda$  – умовна гнучкість пластини, яка визначається за формулою

$$\lambda = \frac{1,052}{\sqrt{K}} \cdot \frac{w}{t} \sqrt{\frac{f_d}{E}};$$

$f_d$  – розрахунковий опір сталі;  $E$  – модуль пружності;  $w$  – розрахункова ширина пластини;  $K$  – коефіцієнт стійкості;  $t$  – товщина елемента. Коефіцієнт стійкості визначається як:

$$K = 4 + 2(1 - \psi)^2 + 2(1 - \psi),$$

де  $\psi$  – відношення напружень по краях пластини.

Геометричні характеристики визначалися при значеннях:

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}; \quad \nu = 0,3; \quad R_y = 240 \text{ МПа}; \quad \gamma_M = 1,0.$$

Для визначення значення критичного навантаження було створено скінченноелементну модель фрагмента прямолінійної ділянки аркового покриття без поперечного гофрування (рис. 2) за допомогою «PRE/POST processor FEMAP, version 10.3» в системі «Windows 7». Фрагмент покриття було змодельовано за допомогою оболонкових скінченних елементів типу «plate», що жорстко з'єднувались між собою у вузлах. Довжина досліджуваного фрагмента аркового покриття становила 480 мм, ширина 2420 мм.

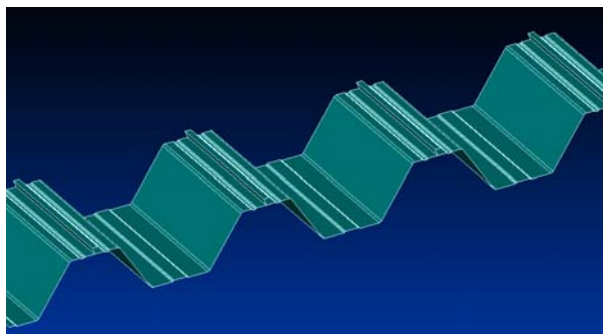


Рис. 2. Скінченноелементна модель фрагмента прямолінійної ділянки аркового покриття

Закріплення фрагмента моделювалося шляхом накладання ряду в'язей як по вузлах скінченних елементів, так і по їх гранях. В опорній частині фрагмента – жорстке закріплення, тобто унеможливлення всіх можливих

кутових та лінійних переміщень по всіх вузлах поперечного перерізу опорного вузла схеми. По торцях фрагмента заборонялося можливе лінійне переміщення по осі  $X$ , що дозволило попередити втрату місцевої стійкості непідкріпленого звису половини полиці та врахувати спільну роботу двох окремо розташованих звисів як цілої полиці, що найбільш точно відповідає реальній роботі аркового покриття в цілому.

Розрахунки на міцність та стійкість фрагмента аркового покриття виконувались за допомогою програмного комплексу «NX Nastran» із використанням модуля нелінійного аналізу «Nonlinear Static analysis». Використання останнього пов'язано з тим, що звичайний модуль розрахунку на стійкість «Buckling» може бути використаний для визначення критичних навантажень, при яких елементи поперечного перерізу втрачають стійкість, проте в ньому відсутній аналіз процесу переходу із існуючого стану рівноваги в закритичний. Лінійний аналіз стійкості за таких умов може призвести до значних похибок.

За результатами розрахунків для прямолінійної ділянки аркового покриття при згині, що викликає стиск верхніх полиць, втрата несучої здатності спостерігалася після втрати стійкості стінок профілів (рис. 3). При цьому плоскі ділянки фрагмента (пояси профілів) не втрачали стійкості після втрати стійкості стінками, що може свідчити про вплив їх проміжних елементів жорсткості.

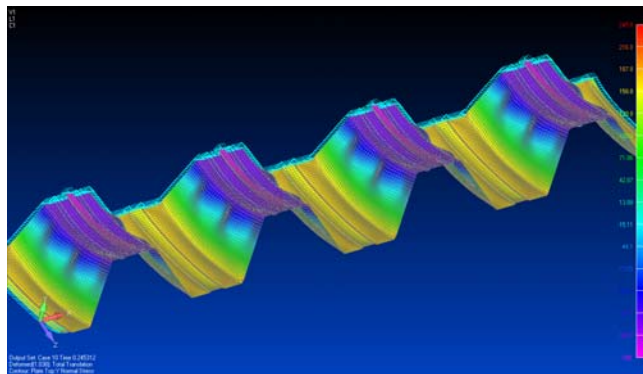


Рис. 3. Розподіл нормальних напружень при згині, що викликає стиск верхніх полиць

При згині, що викликає стиск нижніх полиць втрата несучої здатності спостерігалася після втрати стійкості нижнім поясом (рис. 4). При напруженнях, близьких до критичних, втрачала стійкість і стінка.

При рівномірному стиску профілю втрата несучої здатності спостерігалася після втрати стійкості стінками, а також нижніми полицями (рис. 5).

Верхні полиці не втрачали стійкість вочевидь через їх більшу жорсткість, зокрема через наявність фальцевого замка.

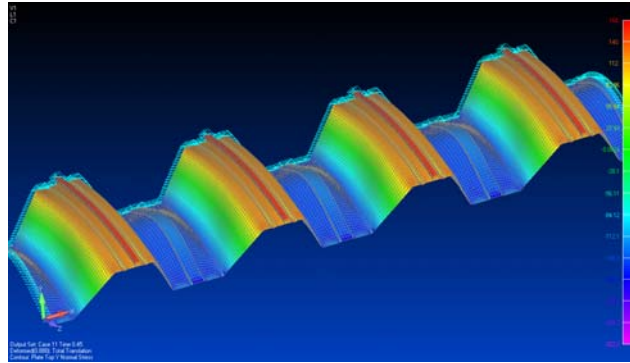


Рис. 4. Розподіл нормальних напружень при згині, що викликає стиск нижніх полиць

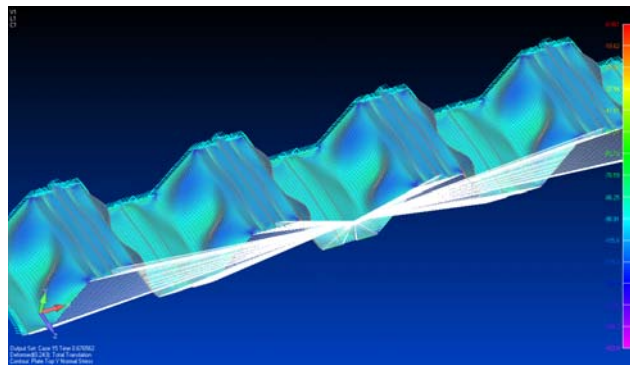


Рис. 5. Розподіл нормальних напружень при рівномірному стиску.  
Показано також роззосереджене прикладення сили

За результатами розрахунків отримано числові значення зовнішніх критичних навантажень, при яких спостерігалася втрата несучої здатності фрагмента аркового покриття, а також відповідні їм значення максимальних нормальних напружень. Також було отримано значення навантажень, що спричиняють нормальні напруження на рівні 240 МПа та відповідні значення переміщень для профілів завтовшки 0,6 – 1,5 мм.

На основі значень критичних навантажень було виконано порівняння несучої здатності аркового профілю, що була визначена за допомогою програмного комплексу «NX Nastran», з несучою здатністю профілю, визначеною за геометричними характеристиками, отриманими за методиками Єврокод та AISI. Для цього визначалося значення моменту опору та площі поперечного перерізу, що відповідали напруженням  $\sigma_{240}$ :

$$W_{\text{відп.}} = \frac{M_{240}}{\sigma_{240}}, \quad A_{\text{відп.}} = \frac{F_{240}}{\sigma_{240}}.$$

Порівняння результатів показали, що для випадків чистого згину геометричні характеристики, розраховані за методикою AISI, більш точно відображають напружено-деформований стан, отриманий за результатами скінченноелементного моделювання. Проте, при рівномірному стиску отримано значну різницю, тому при складанні сортаменту прийнято площі поперечних перерізів, отримані в результаті комп'ютерного розрахунку, а інші характеристики - за методикою AISI.

Для дослідження впливу поперечного гофрування на напружено-деформований стан аркових профілів скінченноелементну модель було модифіковано шляхом уведення поперечних гофр (рис. 6) із кроком по довжині нижньої полиці 30 мм і заввишки – 2 мм в осях скінченних елементів. По довжині стінок поперечні гофри приймалися з кроком 45 мм. Наведені розміри прийнято узагальнено за результатами натурних обмірів реальних профілів, гофрованих поперечно при наданні радіального абрису.

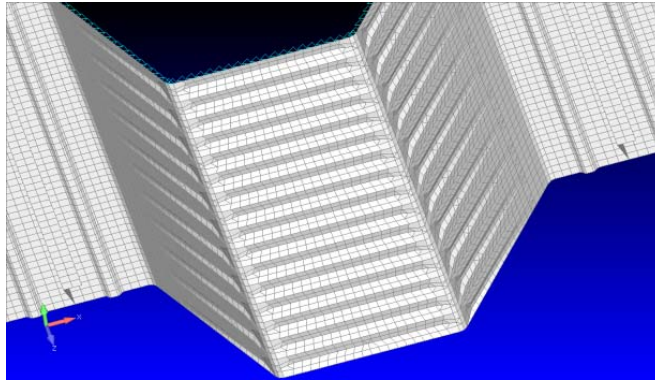


Рис. 6. Скінченноелементна модель фрагмента аркового покриття з поперечними гофрами

Розрахунки показали, що при згині, що викликає стиск верхніх полиць, втрата як загальної, так і місцевої стійкості не спостерігалася для всього діапазону навантажень та товщин профілів (рис. 7). При цьому нормальні напруження сприймалися переважно невеликими ділянками, що примикають до ребер гофрованих граней полиць та стінок, тому моментом втрати несучої здатності можна вважати досягнення напруженнями у цих ділянках рівня, що відповідає розрахунковому опору сталі.

При згині, що викликає стиск нижніх полиць (рис. 8), та при рівномірному стиску всього профілю (рис. 9) втрата несучої здатності спостерігалася після втрати стійкості стінкою, незважаючи на підкріплення гофрами.



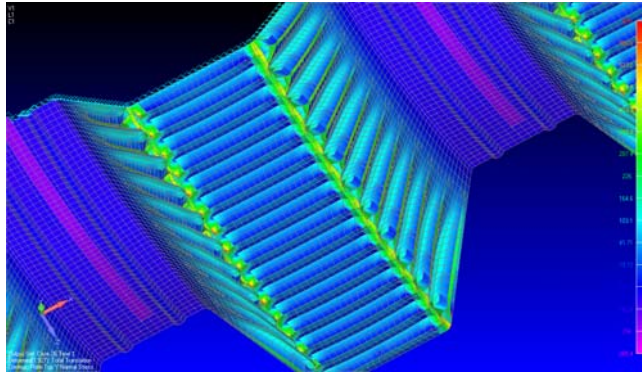


Рис. 7. Укрупнений фрагмент розподілу нормальних напружень при згині, що викликає стиск верхніх полиць

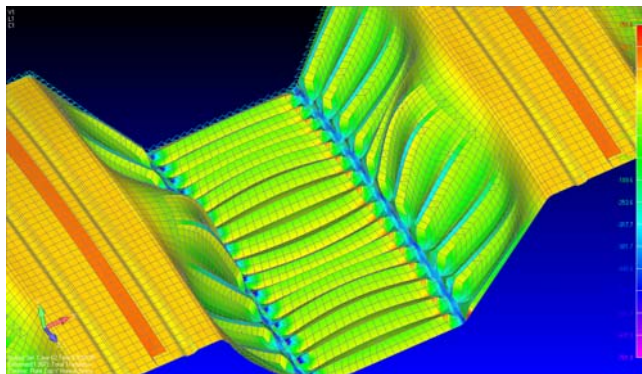


Рис. 8. Укрупнений фрагмент розподілу нормальних напружень при згині, що викликає стиск нижніх полиць

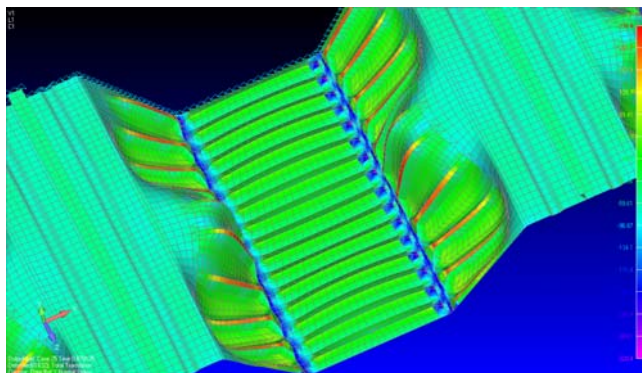


Рис. 9. Укрупнений фрагмент розподілу нормальних напружень при рівномірному стиску

Таким чином, при аналізі напружено-деформованого стану профілів із поперечним гофруванням встановлено, що поперечні гофри практично не сприймають нормальні напруження. Останні, у свою чергу, сприймаються вузькими ділянками, що примикають до ребер граней поперечного перерізу. Встановлено, що втрата несучої здатності може наступити тільки при досягненні та перевищенні нормальними напруженнями ребер рівня межі плинності сталі, бо значення нормальних напружень, що призводять до втрати стійкості граней профілів, перевищують розрахункові опори сталей, з яких виготовляються аркові профілі (240 – 380 МПа). В результаті розрахунків отримано числові значення зовнішніх критичних навантажень, при яких спостерігалася втрата несучої здатності фрагменту аркового покриття, а також відповідаючі їм значення максимальних нормальних напружень. Також було отримано значення навантажень, що спричиняють нормальні напруження на рівні 240 МПа та відповідні значення переміщень для профілів товщиною 0,6 – 1,5 мм.

### **Висновки**

Описано методика визначення геометричних характеристик для аркових гнутих тонкостінних профілів на основі аналізу чинних зарубіжних норм та результатів чисельних досліджень.

Окрім аналізу роботи прямолінійних ділянок профілів, вперше досліджено вплив поперечного гофрування на напружено-деформований стан аркових профілів. Зокрема при аналізі напружено-деформованого стану профілів з поперечним гофруванням встановлено, що нормальні напруження практично не сприймаються поперечними гофрами, а вузькими ділянками, що примикають до ребер граней поперечного перерізу. Також встановлено, що втрата несучої здатності може наступити тільки при досягненні та перевищенні нормальними напруженнями ребер рівня межі плинності сталі, бо значення нормальних напружень, що призводять до втрати стійкості граней профілів, перевищують розрахункові опори сталей, з яких виготовляються аркові профілі.

На основі проведених досліджень були вперше отримані геометричні характеристики прямолінійних та гофрованих холодноформованих тонкостінних аркових профілів МІС-240 в актуальному виробничому діапазоні товщин 0,6...1,5 мм для трьох характерних випадків з врахуванням їх закритичної роботи. Отриманий сортамент може бути використаний у реальному проектуванні, що дозволяє підвищити надійність і економічність рішень.

Результати впроваджено у оптимізаційно-розрахунковому комплексі для визначення оптимальних параметрів аркових покриттів, які працюють як системи зі змінною розрахунковою схемою при багатопараметричних навантаженнях [11].

Геометричні характеристики також можуть бути уточнені в результаті проведення натурних випробувань.

### **Література**

- [1] Eurocode 3: Design of steel structures. EN 1993-1-3:2004. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting, Stage 34. CEN. European Committee for Standardisation. 2004.
- [2] Eurocode 3: Design of steel structures. EN 1993-1-5:2006. Part 1-5: Plated structural elements. CEN. European Committee for Standardisation. 2006.
- [3] Айрумян Е.Л., Беляєв В.Ф. Эффективные холодногнутые профили из оцинкованной стали – в массовое строительство // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2005. – № 11.
- [4] Еремеев П.Г., Киселев Д.Б., Арменский М.Ю. К проектированию бескаркасных конструкций арочных сводов из холодногнутых тонколистовых стальных профилей // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2004. – № 7.
- [5] Айрумян Е.Л. Рекомендации по расчету стальных конструкций из тонкостенных гнутых профилей // СтройПрофиль. – 2009. – № 8 (78).
- [6] ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу / Мінрегіонбуд України.
- [7] Калью Лооритс. Арки Раннила. Временное руководство.
- [8] North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. AISI STANDARD. 2007.
- [9] Еремеев П.Г., Киселев Л.Б., Армейский М.Ю., Бурлай С.И. Натурные испытания фрагментов панелей из холодногнутых тонколистовых стальных профилей для арочных сводов // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2004. – № 9.
- [10] ДБН В.2.6-163:2010 Сталеві конструкції. Чииний з 1.12.2011. Мінрегіон, К: Сталь – 127 с.
- [11] Білик А.С. Оптимізація конструкцій з дискретно змінною схемою навантаження // «Современные конструкции..» Збірник наукових праць. – ОДАБА. – 2012. – С. 21-29.

*Надійшла до редколегії 12.05.2012 р.*

УДК 624

## **Influence of increasing joint flexibility on critical temperature of steel frame in fire**

<sup>1</sup>**Mariusz Maślak**, Dr hab. Eng., <sup>2</sup>**Malgorzata Snela**, M. Eng

<sup>1</sup>Cracow University of Technology, Poland

<sup>2</sup>Lublin University of Technology, Poland

**Анотація.** Вивчений вплив підвищеної температури на поведінку простої рамної конструкції. Зроблено припущення про застосування з'єднань балково-стоякового сопряження. Наведено дві технології альтернативного проектування і дається їх порівняння. Отримані рішення приведені на діаграмах.

**Аннотация.** Изучено влияние повышенной температуры на поведение простой рамной конструкции. Сделано предположение о применении соединений балочно-стоечного сопряжения. Представлены две технологии альтернативного проектирования и дано их сравнение. Полученные решения приведены на диаграммах.

**Abstract.** The influence of elevated temperature on the behaviour of a simple framed structure is studied. The assumption of the application of end-plate beam-to-column connections is made. Two alternative design techniques are presented and quantitatively compared one to another. Obtained solutions are shown in diagrams.

**Key words:** steel frame, joint flexibility, critical temperature.

To precisely estimate the critical temperature of steel frame subject to fire exposure, being the objective measure of structural fire resistance, not only the suitable reduction of material properties but also the adequate joint stiffness decrease should be taken into consideration in the analysis. In the presented article the influence of elevated temperature on the behaviour of a simple framed structure is studied in detail basing on the results of the adequate numerical example. It is assumed that the end-plate beam-to-column connections are applied in considered construction. The shape of moment-rotation-temperature curve, adopted to examine and describing joint flexibility at particular fire moments, is fully consistent with the adequate results obtained experimentally. Two alternative design techniques are presented and quantitatively compared one to another. The first one deals with classical first order analysis with the specification of member buckling lengths, whereas the second with another approach connected with the amplification of horizontal actions imposed to the structure. Obtained solutions depend on the adopted evaluation methodology. They are shown in detail in diagrams enclosed to the paper.

**Introduction.** Steel frame is typical and economically justified load-bearing structure applied in constructions of many football stadiums and other sports facilities. To reliably select necessary cross-sections of beams and columns composing the whole structure the adequate resistance and stability analyses have to be performed. They are usually based on the simple comparison of design value of a conclusive action effect with design value of a suitable member resistance, corresponding with such effect. The global action effect is generally specified as a sum of the partial effects originating from particular loads applied to the structure, provided that those effects are summed in accordance with the rule adequate for persistent design situations. However, in many cases, the potential accidental events can be decisive if the problem how to secure the required safety level for the user of considered building is studied in detail. The internal and fully developed fire, limited to the building compartment, seems to be one of the most dangerous events in such point of view. It is important for the identified risk of fire occurrence to be as small as possible in order that random fire ignitions would be the sufficiently rare episodes. If such conclusion can be accepted, having regarded all imminent unfavourable circumstances, then the another combination rule related to the summing of all effective partial action effects is adopted to the analysis. To specify the global action effect design value only the characteristic permanent loads as well as the frequent or quasi-permanent values of the most of variable loads are now taken into consideration. As a result of such calculation technique the reliable global action effect is in consequence significantly reduced in relation to that being adequate for classical structural analysis made in persistent design situation.

The structural fire resistance is the most frequently interpreted as a time of fire duration when the load-bearing structure can safely carry all imposed external loads, together with internal forces and moments thermally generated as a result of potential strain constraints. This time period, however, cannot be adopted as the objective safety measure because its value depends on the fire characteristics. For this reason the authors suggest to calculate an alternative quantity – the critical temperature of the whole frame - being independent on the intensity of imminent fire. It is assumed that all external loads applied to the structure remain constant during the whole fire time, but on the other hand, the member temperature  $\Theta_a$  is at the same time monotonically increasing. Temperature  $\Theta_{a,cr}$  related to the frame collapse is generally interpreted as critical for the analysed structure and for adopted level of its loading. The fire resistance limit state occurs in the point-in-time, described as  $t_{fi,d}$ , when the design value of the action effect  $E_{fi,t,d}(t_{fi,d})$  reaches the level specified by the design value of member carrying capacity  $R_{fi,t,d}(t_{fi,d})$ . However, the

occurrence of such event is not necessary because much earlier the random value of such effect can be too high ( $E_{fi,t} \geq E_{fi,t,d}$ ), or random member resistance may not remain large enough ( $R_{fi,t} \leq R_{fi,t,d}$ ). It is significantly important that this limit state is not reached exactly at the point-in-time when the considered member fails because its destruction really takes place, but earlier, when the probability of its failure becomes too high and, in consequence, it may no longer be tolerated.

The aim of the presented paper is to give and discuss in detail the appropriate design approach how to evaluate the critical temperature of a simple steel frame exposed to fully developed fire when the temperature of exhaust gas remains uniform inside the whole building compartment. Special attention is paid to the quantitative assessment of the influence of real joint stiffness, decreasing with member temperature growth, on conclusive frame fire resistance.

**Description of the considered frame.** The behaviour under fire conditions of two-aisle steel sway frame presented in Fig. 1 is systematically analysed in the enclosed numerical example. Such structure is made of steel for which the characteristic yield point value is equal to  $f_y = 412$  MPa. Let the spacing in building longitudinal direction between the adjoining frames be adopted as 6,0 m. As we can see all frame beams are constructed with I-sections UB356x171x51, whereas frame columns with another I-sections – UC254x254x89. On the right side in this Figure the arrangement of all external loads imposed to the frame is shown in detail. Please note that their values marked in such scheme are taken as the characteristic ones. The frame is simply supported on reinforced concrete foundation.

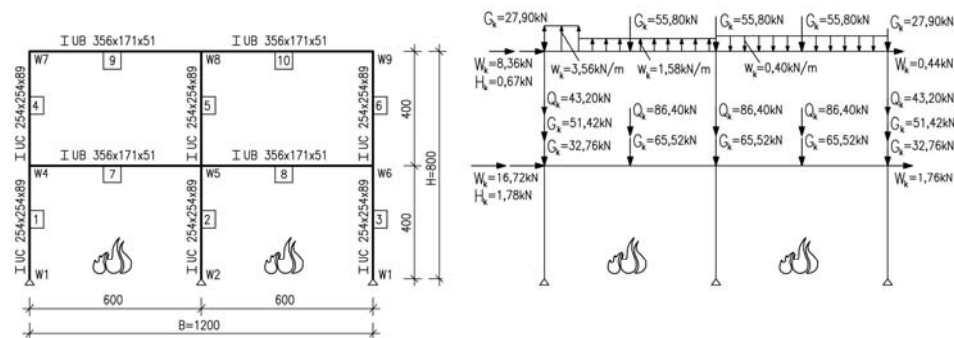


Fig. 1. Scheme of considered frame (on the left side) and external characteristic loads arrangement adopted to the analysis (on the right side).

It is accepted that in considered frame all beam-to-column joints have the same construction. However, two alternative statical schemes are quantitatively examined. In the first approach they are treated as fully-rigid ones during the whole fire time. The second approach is connected with the modelling of real joint flexibility being dependent on the actual member temperature. In fact, the steel temperature growth under fire conditions always means the simultaneous joint stiffness decrease. This influence is in general formally neglected in classical structural analysis, however, such simplification seems to be unjustified because it can lead to the assessments of the critical temperature of the whole structure being too optimistic and, in consequence, unsafe.

Let, in the second design approach, all beam-to-column joints will be adopted as the end-plate semi-rigid ones, shown in detail in Fig. 2. Such choice was determined by the authors' attainability to the experimentally obtained joint characteristics, representing by the set of the curves  $M - \Theta_a - \phi$  (bending moment – member temperature – rotation) [1]. In this place it is necessary to say that at present we have only a very little number of sufficiently justified joint characteristics in which the dependence between the joint flexibility and the steel temperature is expressed, despite the fact that since many years we can use significantly rich database with comprehensive set of classical  $M - \phi$  relations, specified for particular kind of joints [2].

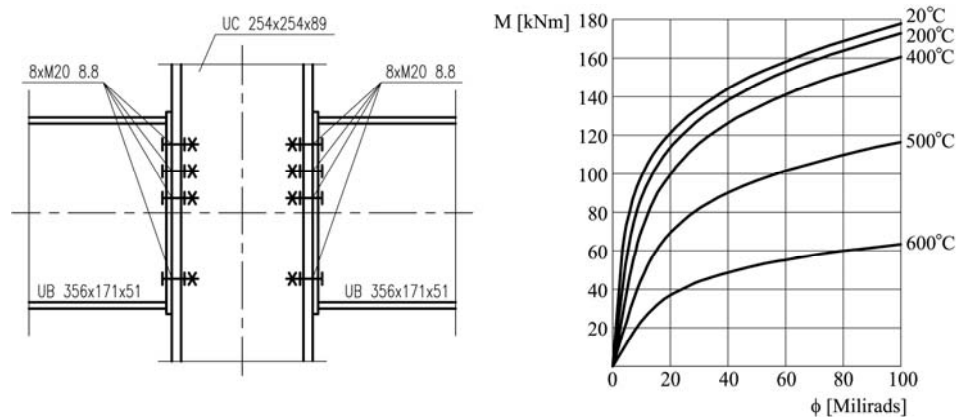


Fig. 2. Scheme of two-sided beam-to-column end-plate semi-rigid joint (on the left side) and its characteristic bending moment – member temperature – rotation, obtained basing on the experimental investigations presented in [1] (on the right side)

The statical analysis in this example was made with the computer program *Robot Structural Analysis 2010* [3]. The dependences between the member temperature and the steel yield point as well as the steel elasticity modulus were taken into consideration, in accordance with the following relations:  $f_{y,\Theta} = k_{y,\Theta} f_y$  and  $E_{a,\Theta} = k_{E,\Theta} E_a$ , where  $k_{y,\Theta}$  and  $k_{E,\Theta}$  are the suitable reduction coefficients specified in the standard EN 1993-1-2 [4].

**The fire limit state identification.** The members of the frame structure being reliable for the assessment of its critical temperature are the first floor column, marked by the symbol «3» in Fig. 1, as well as the beam «8», supporting the floor above the first story of the building. It is easy to notice that they are simultaneously bent and compressed so, according to the standard [4], the searched temperature  $\Theta_{a,cr}$  is determined by the compliance with the two following requirements:

$$\rho_1 = \rho(\Theta_{a,cr}) = \frac{N_{fi,Ed}^{\Theta}}{\chi_{\min,fi}^{\Theta} A k_{y,\Theta}^{\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y^{\Theta} M_{y,fi,Ed}^{\Theta}}{W_y k_{y,\Theta}^{\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1 \quad (1)$$

$$\rho_2 = \rho(\Theta_{a,cr}) = \frac{N_{fi,Ed}^{\Theta}}{\chi_{z,fi}^{\Theta} A k_{y,\Theta}^{\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT}^{\Theta} M_{y,fi,Ed}^{\Theta}}{\chi_{LT,fi}^{\Theta} W_y k_{y,\Theta}^{\Theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1 \quad (2)$$

The first formula is connected with the interaction of in-plane bending (without the imminence of lateral – torsional buckling) and axial compression with potential ability of flexural buckling towards to the «weak direction» (it can be both the in-plane buckling because of the significantly large effective buckling length and also the out-of-plane buckling, linked with the smaller radius of gyration of column cross-section). On the other hand, the second equation is the expression of another interaction, between the in-plane bending not secured against the ability of lateral – torsional buckling and in-plane axial compression. The more restrictive from those two presented formulae will be conclusive in the evaluation of the temperature  $\Theta_{a,cr}$ . Let us pay attention to the upper index  $\Theta$  applied to both discussed equations. It means that particular quantity, marked by such index, depends on the considered steel temperature and changes together with the temperature growth. It should be underlined that such quantities are not only the global instability factors ( $\chi_y$ ,  $\chi_z$ ,  $\chi_{LT}$ ) but also the coefficients resulting in the non-linear shape of  $M - N$  interaction curve (particularly  $k_y$  and  $k_{LT}$ ). However, the inevitable elastic moment redistribution (related also to other internal forces) being the result of joint



stiffness decrease under fire conditions seems to be of the greatest importance in the global safety analysis.

**The first order frame analysis with the application of the effective buckling length concept.** Let us analyse the considered frame by means of the classical first order analysis in accordance to which the concept of the effective buckling length is applied. The most dangerous fire scenario was adopted to the study, consequently the fully developed fire is modelled in the whole building first floor area (see Fig. 1). Furthermore, it is assumed that the second-story columns as well as the beams supporting the upper frame floor are perfectly isolated against the fire exposure so only the steel members localised inside the building first floor volume are monotonically heated by fire. Because of the fact that considered fire is fully developed and the steel thermal conductivity is significantly large the steel temperature distribution can be approved as uniform not only in each member cross-section but also across the length of each frame bar at particular points-in-time of fire duration, however, this temperature is higher and higher for the succeeding fire moments. The level of frame external loading is accepted as constant during fire and independent of fire intensity. Such simplification is slightly conservative and in general leads to the safe critical temperature evaluations.

Detailed structural analysis showed that the reliable accidental combination rule of the partial action effects was the following one: *the effect of characteristic dead weight of a frame structure ( $G_{0,k}$ ) + the effect followed from the characteristic permanent load ( $G_k - G_{0,k}$ ) + the effect being the result of the characteristic operational load ( $Q_k$ )  $\times 0,7$  + the effect originated from the characteristic wind load ( $W_k$ )  $\times 0,2$  + the effect of the temperature action  $\times 1,0$ .*

Conclusively, the equivalent horizontal forces  $H_k$ , being the model of sway imperfections and specified dependently on the sum of vertical actions, are calculated according to the same summing rule.

The first step of the analysis is to find the effective buckling length for particular compressed members. It is a simple assessment in relation to the critical load level  $N_{cr,z}$  and out-of-plane flexural buckling. The searched buckling length is then exactly equal to their theoretical length because all supports in this direction are adopted as non-sway and fully flexible. To identify the suitable buckling lengths related to in-plane buckling mode the critical load level  $N_{cr,y}$  is previously looked for by means of the calculation of the multiplier  $\lambda_{cr}$  being the solution of the adequate modal analysis (the first symmetrical form of frame free vibrations is examined when the frame beam behaviour is

studied in detail, whereas the first sway form of such free vibrations is appropriate in case of the column analysis). After the buckling lengths are univocally determined the relative slenderness  $\bar{\lambda}_y$  and also  $\bar{\lambda}_z$  can be calculated. Finally, the flexural buckling coefficients  $\chi_y$  and  $\chi_z$  are identified as well as the coefficient suitable for lateral – torsional buckling mode  $\chi_{LT}$ .

The stability analysis of considered steel frame was performed separately for two different design cases. The first case was connected with the situation when all beam-to-column joints were modelled as fully-rigid during the whole fire time. The second case, for which the real joint flexibility was taken into account, dependently on the actual member temperature, was studied for comparative purposes. Obtained results are shown in Tables 1 and 2 in relation to the column «3» and also in Tables 3 and 4 in relation to the beam «8». Tables 1 and 3 are linked with the fully-rigid joints, whereas Tables 2 and 4 with semi-rigid ones. As a result of such calculations the values of the coefficients  $\rho_1 = \rho_1(\Theta_a)$  and  $\rho_2 = \rho_2(\Theta_a)$  were estimated and marked in suitable figures (in Fig. 3 and Fig. 4 regarding to the column «3» and beam «8», respectively). The critical temperature of considered member is then evaluated as a temperature value for which the examined factor  $\rho_1 = \rho_1(\Theta_a)$  or  $\rho_2 = \rho_2(\Theta_a)$  reaches the level 1,0. In the case when such event will take place for steel temperature greater than 600 °C the searched temperature  $\Theta_{a,cr}$  is predicted by means of the polynomial interpolation.

Table 1  
**Results related to the column «3», obtained by means of the application of the first order analysis for the frame with all beam-to-column joints remaining fully-rigid in the whole time of fire duration**

$\Theta_a$ [°C]	$N$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$\lambda_{cr}$	$N_{cr,y}$ [kN]	$\bar{\lambda}_y$	$\chi_y$	$N_{cr,z}$ [kN]	$\chi_z$	$\chi_{LT}$	$\rho_1$	$\rho_2$
20	226,7	44,1	11,17	2533,1	1,36	0,35	5842,3	0,56	0,65	0,23	0,21
100	220,5	77,2	11,15	2458,2	1,38	0,34	5842,3	0,56	0,65	0,30	0,30
200	214,2	110,3	10,01	2145,1	1,47	0,31	5258,1	0,53	0,62	0,38	0,41
300	209,5	135,1	8,89	1862,0	1,58	0,28	4673,8	0,50	0,60	0,46	0,50
400	206,4	151,6	7,77	1603,2	1,70	0,25	4089,6	0,47	0,57	0,52	0,58
500	204,8	159,8	6,65	1362,8	1,63	0,27	3505,4	0,49	0,59	0,68	0,73
600	213,8	112,7	3,45	737,2	1,72	0,24	1811,1	0,45	0,55	1,03	0,91

It is noteworthy that the multiplier  $\lambda_{cr}$  estimated for the design case when the beam-to-column joints are modelled as flexible is significantly smaller in relation to another one being the result of similar calculations in which the model with all fully-rigid joints is applied. In consequence, both the buckling

length estimate for in-plane buckling mode and also the relative slenderness  $\bar{\lambda}_y$  are then greater than those, previously identified (see Fig. 5). Finally, the suitable flexural buckling coefficient  $\chi_y$  is much more restrictive. On the other hand, as a result of elastic moment redistribution, conclusive values of the bending moment  $M_{y,fi}$  and the compressive axial force  $N_{fi}$  related to the column «3» and taken from Table 2 are distinctly smaller than those taken from Table 1 (let us notice that such rule is not satisfactory in relation to the beam «8»).

Table 2  
**Results related to the column «3», obtained by means of the application of the first order analysis for the frame with beam-to-column joints being semi-rigid under fire conditions with the flexibility increasing together with the steel temperature growth**

$\Theta_a [^{\circ}\text{C}]$	$N$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$\lambda_{cr}$	$N_{cr,y}$ [kN]	$\bar{\lambda}_y$	$\chi_y$	$N_{cr,z}$ [kN]	$\chi_z$	$\chi_{LT}$	$\rho_1$	$\rho_2$
20	217,3	33,7	7,72	1677,5	1,67	0,26	5842,3	0,56	0,65	0,25	0,18
100	211,9	63,7	6,94	1469,9	1,78	0,23	5842,3	0,56	0,65	0,33	0,26
200	208,3	95,4	6,17	1286,1	1,95	0,21	5258,1	0,53	0,62	0,43	0,36
300	205,5	118,2	5,23	1074,3	2,14	0,18	4673,8	0,50	0,60	0,52	0,45
400	203,9	133,7	4,48	914,1	2,37	0,16	4089,6	0,47	0,57	0,60	0,52
500	203,1	138,2	3,26	662,4	2,23	0,15	3505,4	0,49	0,59	0,83	0,65
600	206,2	92,2	1,58	325,5	2,41	0,12	1811,1	0,46	0,55	1,41	0,78

Table 3  
**Results related to the beam «8», obtained by means of the application of the first order analysis for the frame with all beam-to-column joints remaining fully-rigid in the whole time of fire duration**

$\Theta_a [^{\circ}\text{C}]$	$N$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$\lambda_{cr}$	$N_{cr,y}$ [kN]	$\bar{\lambda}_y$	$\chi_y$	$N_{cr,z}$ [kN]	$\chi_z$	$\chi_{LT}$	$\rho_1$	$\rho_2$
20	-5,1	94,1	74,37	376,1	2,67	0,12	517,7	0,15	0,70	0,27	0,37
100	17,7	94,9	70,01	1242,6	1,47	0,31	517,7	0,15	0,70	0,30	0,40
200	40,6	95,7	58,56	2375,2	1,06	0,47	465,9	0,14	0,69	0,37	0,47
300	57,7	96,3	48,65	2804,9	0,98	0,52	414,1	0,13	0,66	0,44	0,53
400	69,1	96,7	40,39	2789,2	0,98	0,51	362,4	0,11	0,64	0,50	0,59
500	74,7	96,9	33,65	2514,2	0,91	0,55	310,6	0,12	0,66	0,64	0,73
600	42,3	95,8	20,04	848,0	1,22	0,40	160,5	0,11	0,63	0,91	1,03

Table 4

**Results related to the beam «8», obtained by means of the application of the first order analysis for the frame with beam-to-column joints being semi-rigid under fire conditions with the flexibility increasing together with the steel temperature growth**

$\Theta_a$ [°C]	$N$ [kN]	$M_y$ [kNm]	$\lambda_{cr}$	$N_{cr,y}$ [kN]	$\bar{\lambda}_y$	$\chi_y$	$N_{cr,z}$ [kN]	$\chi_z$	$\chi_{LT}$	$\rho_1$	$\rho_2$
20	-1,0	100,4	64,28	61,8	6,58	0,02	517,7	0,15	0,70	0,30	0,42
100	19,4	101,9	61,20	1187,9	1,50	0,30	517,7	0,15	0,70	0,35	0,46
200	38,9	102,3	53,37	2074,0	1,14	0,44	465,9	0,14	0,69	0,41	0,52
300	53,0	102,9	45,82	2427,3	1,05	0,48	414,1	0,13	0,66	0,47	0,58
400	62,4	103,2	38,91	2426,4	1,05	0,48	362,4	0,11	0,64	0,52	0,63
500	65,5	104,4	32,56	2131,0	0,99	0,51	310,6	0,12	0,66	0,67	0,79
600	39,4	105,0	17,72	698,3	1,34	0,35	160,5	0,11	0,63	1,02	1,18

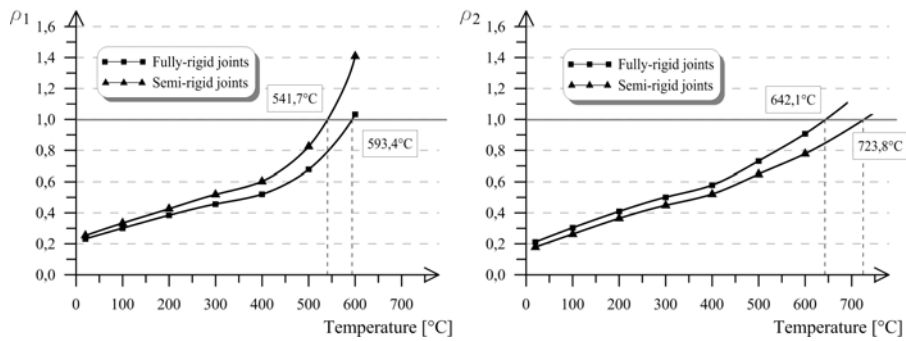


Fig. 3. Estimation of critical temperature of the column «3» when the first order frame structural analysis is made

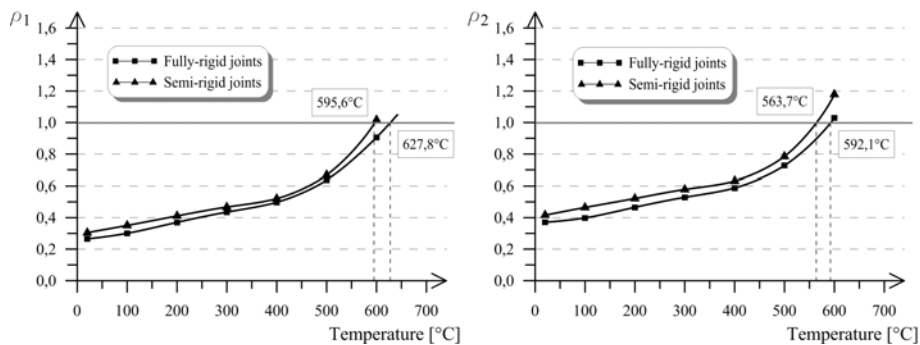


Fig. 4. Estimation of critical temperature of the beam «8» when the first order frame structural analysis is made

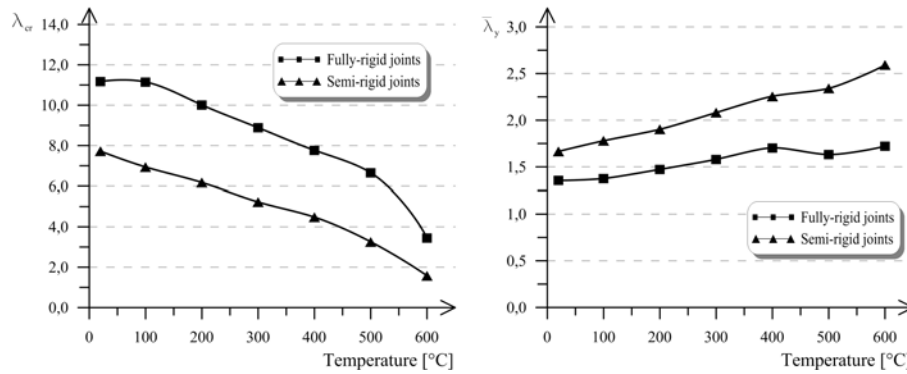


Fig. 5. The values of the multiplier  $\lambda_{cr}$  and the relative slenderness  $\bar{\lambda}_y$  in relation to the steel temperature  $\Theta_a$

**Alternative simplified second order approach with the amplification of horizontal loads.** It is obvious that the first order analysis described in the previous chapter is not the only one possible to apply if we want to reliably evaluate the critical temperature of considered steel frame. Let us study in detail an alternative simplified second order approach according to which the effective buckling length is not identified (the theoretical member length is always adopted to the analysis) but all horizontal loads, both external and equivalent ones, are amplified to take into account the real influence of sway imperfections. If the typical standard requirements are conclusive [4] then the first step of the analysis should be the verification whether the considered frame is sensitive to the potential second order effects. To do this the sensitivity factor  $\alpha_{cr}$  is calculated separately for the first and for the second frame story. The fulfilment of the limitation  $\alpha_{cr} < 10$  for only one examined story means that the whole load-bearing structure is really sensitive for such effects and at least the suitable amplification of horizontal forces should be made. This amplification can be taken into consideration by means of the multiplication of real load values by the coefficient  $\eta_{amp}$  being specified separately in the levels of upper and of lower frame beams. Finally, the classical static analysis is performed but for the amplified load arrangement. As a result of such calculation technique the conclusive distribution of the bending moments as well as of the other internal forces is found. It is necessary to remember that the values of the critical axial forces  $N_{cr,y}$  and  $N_{cr,z}$  are now admittedly specified similarly to the methodology adequate for the first order approach described above, however, a slight difference is the fact that no effective buckling length is defined in such calculations.

The results obtained in relation to the considered frame are shown in Table 5.

Let us notice that, in relation to the frame considered in the example, the sufficient sensitivity of load-bearing structure can occur not earlier than the temperature of steel members localised inside the first frame story will reach the level ca. 600 °C (i.e. when  $5,89 < 10$  – see Table 5). It is noteworthy that such imminence was detected only in the case when the model with semi-rigid joints was analysed. Furthermore, let us underline that it is the temperature value being something like the adequate critical temperature of the whole frame. In consequence of such conclusion it is really not necessary to make the amplification of all horizontal loads imposed to the structure, however, those calculations have been made only for comparative purposes. Obtained results are presented in Fig. 6 on the example of the column «3» and in Fig. 7 in relation to the beam «8». They are quantitatively significantly different than the previous ones, identified by means of the application of classical first order analysis. The basic reason of such inconsistencies seems to be the other way of the calculation of reliable value of flexural buckling coefficient  $\chi_y$ . As we can see the critical temperature evaluation related to the considered steel frame is not univocal because its value strongly depends on the applied calculation methodology. Nevertheless, it should be underlined that this type of the estimation uncertainty does not have the source in simplified modelling of fire phenomenon, but it is only the result of the lack of compatibility between various techniques currently used for structural analysis.

Table 5

**Sensitivity factors  $\alpha_{cr}$  for the influence of second order effects as well as the amplification coefficients  $\eta_{amp}$  obtained for considered steel frame**

$\Theta_a [^{\circ}\text{C}]$	Joints fully-rigid during the whole time of fire duration.		Joints semi-rigid with the flexibility increasing together with member temperature growth.	
	$\alpha_{cr}$ (for upper frame story / for lower frame story)	$\eta_{amp}$ (for upper beam level / for lower beam level)	$\alpha_{cr}$ (for upper frame story / for lower frame story)	$\eta_{amp}$ (for upper beam level / for lower beam level)
20	178,21/43,03	1,01/1,02	73,25/28,32	1,01/1,04
100	178,21/43,03	1,01/1,02	59,00/25,00	1,02/1,04
200	160,05/38,72	1,01/1,03	51,91/22,21	1,02/1,05
300	141,69/34,44	1,01/1,03	41,75/18,61	1,02/1,06
400	124,36/30,10	1,01/1,03	35,28/15,96	1,03/1,07
500	106,70/25,82	1,01/1,04	23,26/11,60	1,04/1,09
600	55,05/13,34	1,02/1,08	11,70/5,89	1,09/1,20

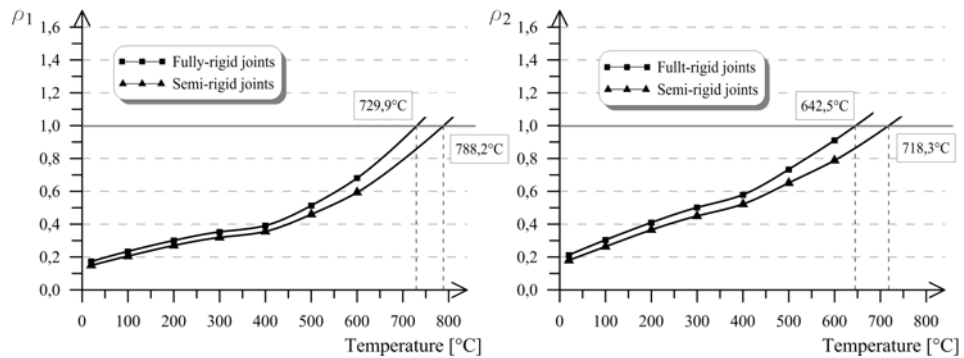


Fig. 6. Estimation of critical temperature of the column «3» when the amplification of horizontal loads was applied

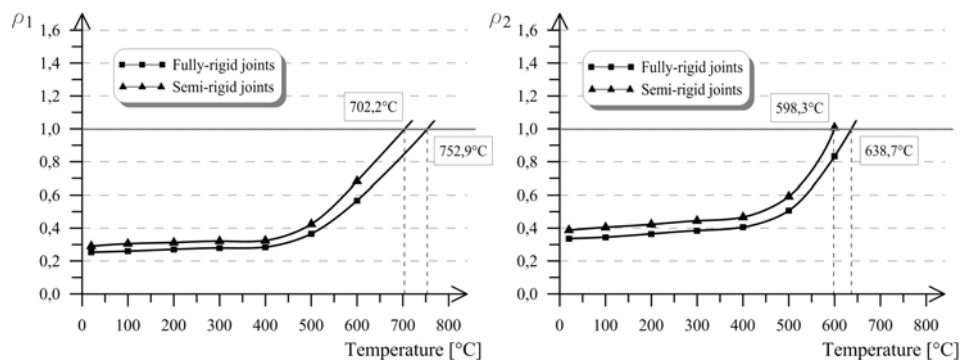


Fig. 7. Estimation of critical temperature of the beam «8» when the amplification of horizontal loads was applied

## Conclusion

The detailed analysis of the behaviour of considered steel frame under fire conditions allows to formulate some conclusions which seem to be of a great importance for the qualitative assessment of a structural safety level.

1. The application of the formal model with joints remaining fully-rigid during the whole time of fire duration led to the assessment of the frame critical temperature on the level 592,1°C, provided that the classical first order analysis was made. Let us notice that the beam “8” was the frame member reliable for the evaluation. On the other hand, if the real joint flexibility was taken into account, increasing together with the steel temperature growth, another and quite unexpected conclusion was met. In this case the critical temperature of the same frame was calculated to be equal to only 541,7°C, furthermore, such

evaluation was connected with the column «3». Such level of the steel temperature will be reached under potential fire significantly earlier than the previous one, which means that the value of frame fire resistance as well as the predicted safety level, if they both are estimated without any consideration of the influence of real joint stiffness, seem to be considerably overestimated.

2. If the simplified second order theory is applied to the analysis, according to which the amplification of both external and equivalent horizontal loads is implemented, then the evaluations of critical temperature of the frame, obtained as a result of such calculations, are less restrictive in relation to the other ones, resulting from using the classical first order design methodology. In the presented example they are as follows: 638,7°C if all joints were adopted as fully-rigid ones and 598,3°C when the real joint flexibility was considered. Let us see that the beam «8» was the reliable frame member in both cases. The reason of such general relation is the fact that in this kind of the analysis the considerable reduction of the member compression resistance was not implemented to the formal model, being the effect of the adoption of a large effective buckling length when the in-plane flexural buckling stability analysis was made.

3. If the first order frame analysis is performed then considering the real joint flexibility under fire gives, in general, the assessments of conclusive critical temperature being more careful in comparison with those resulting from the acceptance of the full joint stiffness, independent on the real steel temperature. The important exception is in this field the situation shown in detail on the right side in Fig. 3. In this case, for the evaluation of the value of  $\rho_2$  coefficient, the interaction between the member bending and compression is examined with potential out-of-plane buckling mode (see Eq. 2). Let us pay attention to the fact that the bar effective buckling length is then assumed in this direction to be exactly equal to its theoretical dimension.

4. When the second order analysis is carried out, with the amplification of horizontal loads, then the interpretation of obtained results has to be more complex. On one hand, taking into account the real joint flexibility under fire leads to the assessments of critical temperature being less restrictive in relation to the column «3» (see Fig. 6). On the other hand, such calculation procedure gives the evaluations being more restrictive in relation to the beam «8» (see Fig. 7). In such design approach the member effective buckling length is not specified at all; whereas, its specification is of the great importance when the classical first order analysis is performed.



**References**

- [1] Al-Jabri K.S., Burgess I.W., Lennon T., Plank R.J.: Moment-rotation-temperature curves for semi-rigid joints, *Journal of Constructional Steel Research*, 61, 2005, pp. 281-303.
- [2] Maślak M., Litwin M.: Flexibility of beam-to-column steel joint under fire temperature (in Polish), *Inżynieria i Budownictwo*, 8/2010, pp. 441-445.
- [3] Maślak M., Snela M.: Critical temperature of steel frame with joint stiffness decreasing in fire (in Polish), *Folia Scientiarum Universitatis Technicae Resoviensis*, (special issue containing Proceedings of 58th Scientific Conference KILiW PAN and KN PZITB, Rzeszów – Krynica, September 16-21, 2012).
- [4] EN 1993-1-2 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-2: General rules – structural fire design.

*Надійшла до редколегії 03.06.2012 р.*

УДК 624.011

## **З'єднання на вклеєних сталевих нагелях у конструкціях із клеєної деревини**

**Кліменко В.З.**, к.т.н.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

**Анотація.** Нагельне з'єднання на вклеєних стрижнях із арматурної сталі є еволюційним порівняно з традиційним нагельним з'єднанням на гладких циліндричних нагелях, які приводились в нормах проектування дерев'яних конструкцій. Несуча здатність нового типу з'єднання підвищується, по-перше, завдяки використанню для нагелів арматурної сталі, по-друге, внаслідок появи клеєного прошарку між нагелем і деревиною по всьому периметру отвору зростає опір деревини за рахунок включення в роботу розтягнутої зони навколо отвору.

**Аннотация.** Нагельное соединение на клеенных стержнях из арматурной стали является эволюционным по сравнению с традиционным нагельным соединением на гладких цилиндрических нагелях, которые приводились в нормах проектирования деревянных конструкций. Несущая способность нового типа соединений повышается, во-первых, благодаря применению для нагелей арматурной стали, во-вторых, вследствие появления клеевой прослойки между нагелем и древесиной по всему периметру отверстия увеличивается сопротивление древесины за счет включения в работу растянутой зоны вокруг отверстия.

**Abstract.** Nog connection to bonded rods of reinforcing steel is an evolution compared to the traditional nog compound on smooth cylindrical pins, which are cited in the rules of the design of timber structures. The new type of compounds increases carrying capacity, first, through the use of reinforcing steel for pins, and secondly, in consequence of the appearance of the adhesive layer between nog and timber around the perimeter of the hole increases the resistance of timber to include extended work area around the hole.

**Ключові слова:** нагельне з'єднання, вклеєні арматурні стрижні.

**Стан питання.** Пошуки нових більш ефективних рішень вузлових з'єднань у дерев'яних конструкціях великих прогонів із клеєної деревини привели до створення з'єднання на вклеєних нагелях з арматурної сталі. Окремі експериментальні дослідження, наприклад [1], свідчили про зростання несучої здатності при зменшенні деформативності з'єднань елементів дерев'яних конструкцій на вклеєних нагелях порівняно з традиційними з'єднаннями на невклеєних циліндричних нагелях із круглої сталі. Методики розрахунку нового виду з'єднання запропоновано не було. На кафедрі дерев'яних конструкцій (в ті часи КІБІ) були виконані наукові дослідження цього виду з'єднання, які завершилися розробленням методики його розрахунку [2]<sup>2</sup>.

---

<sup>2</sup> Дослідження виконані під науковим керівництвом автора статті.

Для встановлення характеру деформування деревини в отворі з гладким несклеєним циліндричним нагелем були проведені дослідження [3] із застосуванням поляризаційно-оптичного методу і фотопружних покриттів. Було встановлено, що деформації деревини в напрямку дії поперечного до осі нагеля зусилля відбуваються тільки в стиснутій зоні. В розтягнутій зоні спостерігається відрив нагеля від нагельного отвору. Контактна поверхня в стиснутій зоні між нагелем і отвором, яка визначається кутом обхвату становить не  $180^{\circ}$ , як уявлялось, а менше [4]. Міцність традиційного нагельного з'єднання за умови опору деревини навколо отвору визначається тільки опором деревини на стиск. Таким чином знаходилась несуча здатність традиційного з'єднання в нормах проектування з урахуванням середнього опору деревини стисканню між опором уздовж волокон і опором під кутом, близьким до  $90^{\circ}$ .

**Фізична природа з'єднання на вклеєних нагелях.** На початку дослідження нового виду з'єднання також застосувався метод фотопружності. В отвір  $d = 18$  мм зразка – пластини з чистої деревини сосни на епоксидному клею ЕПЦ-1 – було вклеєно нагель з арматурної сталі періодичного профілю номінальним діаметром 16 мм. Для виключення впливу згину нагеля на деформацію деревини в отворі товщина пластини призначена була рівною діаметру отвору. Оптично чутливе покриття навколо нагеля у вигляді шару завтовшки 1,6 мм являло собою тонку пластинку зі смоли ЕД-20, яка наклеювалась на зразок також епоксидним клеєм, до якого додавалась алюмінієва пудра, завдяки чому утворювався відбиваючий шар.

Картини смуг на оптично чутливому покритті показали, що деформації деревини відбуваються в зоні з'єднання з боку, що протилежний зоні стискання під нагелем. Кут обхвату контактної поверхні розповсюджується на увесь периметр нагельного отвору і становить  $360^{\circ}$  [4]. В новому виді з'єднання в роботу залучається значно більший об'єм деревини навколо отвору. Кількісна оцінка цього фізичного факту в початковому дослідженні з'єднання не виконувалася. Справа в тому, що жорсткість оптично чутливого покриття чинить підкріплюючий ефект, який особливо виявляється в анізотропній деревині на ділянках навколо отвору, на яких деформація деревини відбувається з усе більшим кутом до напрямку волокон аж до попереку волокон. Тому для більшої «чистоти» дослідження нового виду з'єднання були застосовані голографічні методи [5, 6, 7], позбавлені зазначеного ефекту.

**Еволюційність з'єднання на вклеєних нагелях.** Автор вважає, що в наукових роботах від статті до монографії і у дисертаціях повинні розглядатись питання філософії техніки, доречні в контексті наукової роботи. Будівельні конструкції, вузли в конструкціях – це антропогенні

технічні системи різної ієрархії (ТС, підТС, підпідТС), які удосконалюються під впливом об'єктивних законів розвитку ТС [8], які є проявом у техніці загальних природничих діалектичних законів.

У технічній системі, яка є об'єктом статті, до підТС – нагель і нагельне гніздо з деревини, що оточує отвір, додалась нова підТС, яка суттєво змінила фізичне явище, що відбувається в новій ТС – з'єднанні на клеєних нагельях. Між нагелем і деревиною нагельного гнізда з'явилась підТС – прошарок із відмінними від деревини фізичними властивостями, внаслідок просочування деревини полімерною смолою.

Завдяки більшій жорсткості прошарку і адгезійного зчеплення його з нагелем і деревиною навколо отвору почав діяти закон розвитку технічних систем – закон переходу ТС на мікрорівень, під дією якого відбувається більше використання резервів міцності деревини. В новому нагельному з'єднанні ефективно проявляє себе речовий ресурс, завдяки залученню до опору зусилля від нагеля значно більшого об'єму деревини навколо нагеля.

Якісна різниця між фізичними явищами у традиційному і новому нагельному з'єднанні встановлена дослідженням зразків з'єднань методом голографічної інтерферометрії. Кількісна оцінка здійснена порівнянням результатів дослідження зразків з'єднань методом спекл-інтерферометрії.

**Дослідження з'єднань на клеєних нагельях.** Мета дослідження полягала у встановленні деформованого стану деревини навколо нагельного отвору. Зразки виготовлені з чистої деревини (рис. 1). Діаметр нагеля із гладкої сталі становив 16 мм, номінальний діаметр нагеля клеєного дорівнював 14 мм. Діаметри нагелів визначалися можливостями створення у силовій рамі зусиль  $P$  для отримання в деревині навколо отвору достатніх деформацій і чітких картин смуг при товщині зразків 26 мм і 34 мм. Випробування виконувалося з дотриманням Рекомендацій [9].

Дослідження проводилося на голографічній установці УИГ-2М, до складу якої входять оптична система, інтерференційний стіл і джерело когерентного світла – гелій-неоновий лазер типу ЛГ-38. Для забезпечення вібраційного захисту зразків силова рама з динамометром була змонтована безпосередньо на інтерференційному столі (рис. 2).

Поверхня зразків (на рис. 1 показана похилими лініями) оброблялась клеєм БФ-2, після чого напилювалося відбивне покриття з алюмінієвої пудри. Для запису голограм використовувалися високочутливі фотопластинки марки ВР-Л. Запис голограм здійснювався в колімірованому пучку світла лазера методом двох експозицій.

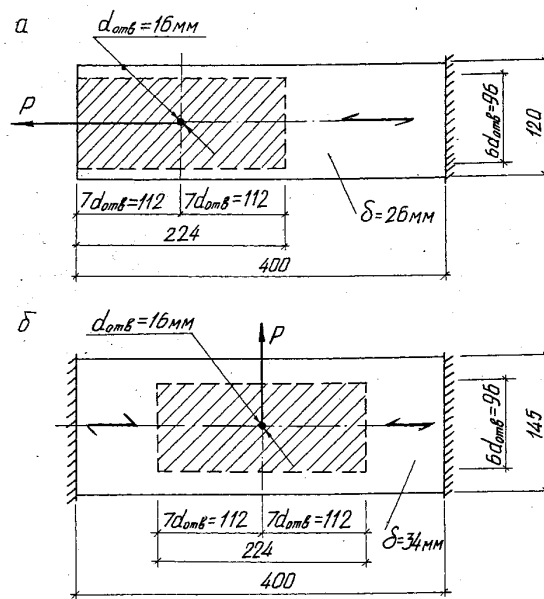


Рис. 1. Схеми зразків:  
а – при направленні зусилля від нагеля вздовж волокон деревини;  
б – те саме впоперек волокон деревини

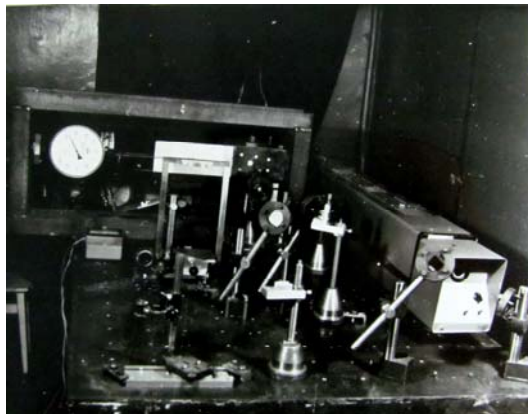


Рис. 2. Голографічна установка з силовою рамою

**Дослідження зразків з'єднань методом голографічної інтерферометрії.** Співставлення голографічних інтерферограм зразків, показаних на рис. 3, свідчить про те, що деформація деревини вздовж волокон у двох типах з'єднань принципово різна, особливо ця різниця помітна в зоні з'єднання, протилежній напрямку зусилля  $P$  (на рис. 3 праворуч від нагеля). В зразку

з вклеєним нагелем (рис. 3,б) є, принаймні, одна смуга в цій зоні, яка починається від поверхні контакту деревини з нагелем, і характер смуг у цій зоні однотипний з характером смуг у зоні з'єднання в напрямку зусилля  $P$ . Це свідчить про деформації деревини стиску в зоні ліворуч і розтягу в зоні праворуч від нагеля вздовж волокон. Деформації стиску в зоні напрямку зусилля розповсюджуються на значну частину деревини: характер смуг однотипний на всій площині інтерферограм. У протилежній зоні характер смуг змінюється швидко, тобто деформації розтягу «затухають».

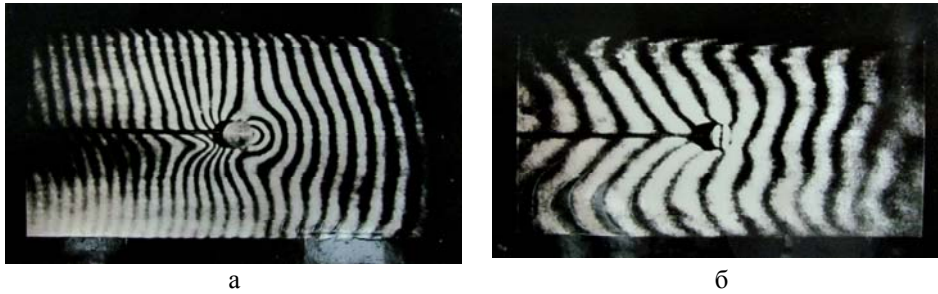


Рис. 3. Голографічні інтерферограми зразків при напрямку зусилля від нагеля вздовж волокон деревини:  
а – з невклеєним нагелем; б – з вклеєним нагелем

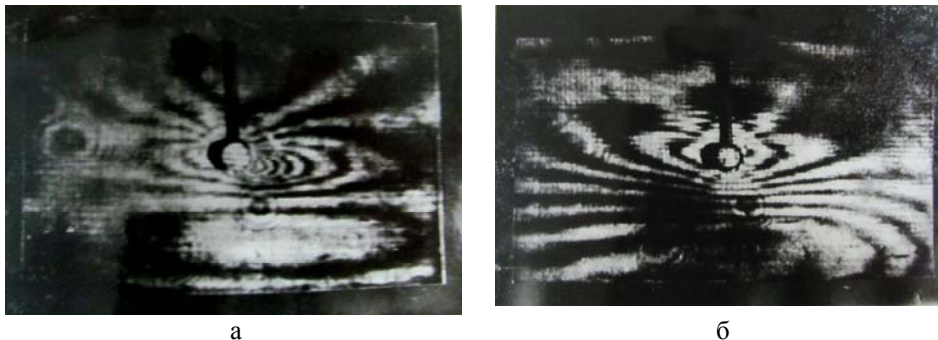


Рис. 4. Голографічні інтерферограми зразків при напрямку зусилля від нагеля впоперек волокон деревини:  
а – з невклеєним нагелем; б – з вклеєним нагелем

Експеримент проводився в наступній послідовності. Спочатку записувалися голографічні і спекл-інтерферограми зі зразків із гладким циліндричним нагелем. Після цього гладкий нагель виймався з отвору і на його місце вклеювався нагель із арматурної сталі. Експеримент

проводився з дотриманням того самого режиму навантаження на нагель, як і у випадку з гладким нагелем. Максимальне навантаження обмежувалося умовою розвинення пружних деформацій у деревині. Використання в зразках типів *a* та *b* (рис. 1) однієї пластини виключало вплив на результати дослідження деформованого стану деревини неоднорідності її будови, враховуючи розміри зразків. Зусилля на нагель утворювалося двома тяжами, розташованими симетрично з кожного боку зразка, і вимірювалося динамометром (на рис. 2 зразок розміщений у силевій рамі горизонтально).

У зразку з невклесним нагелем (рис. 3,а) характер смуг в обох зонах з'єднання різний. За рахунок підтримуючого ефекту в суцільному матеріалі в зоні з'єднання праворуч від нагеля відбуваються деформації, які швидко «затухають». При цьому вони не спостерігаються поблизу нагеля внаслідок перерізування волокон отвором і відсутності контактної шару, як в з'єднанні з вклесним нагелем, помітна концентрація деформацій, що демонструється двома кільцями навколо нагеля.

Слід зазначити, що спостерігається симетричність інтерференційних смуг при напрямку зусилля *P* вздовж волокон деревини, з деяким незначним порушенням симетрії в з'єднанні з невклесним нагелем.

Деформації деревини впоперек волокон у двох типах з'єднань різні в більшій мірі (рис. 4), ніж уздовж волокон. Це може бути пояснено тим, що навіть у зразках із чистої деревини проявляється масштабний фактор і вплив неоднорідності структури деревини. Однак наявність стиснутої і розтягнутої зон у з'єднанні з вклесним нагелем також спостерігається (рис. 4,б).

**Дослідження опору деревини в отворі.** Голографічними дослідженнями встановлено, що вклеювання нагеля викликає деформації як в стиснутій, так і розтягнутій відносно до нагеля зонах з'єднання. В зв'язку з цим замість поняття «зминання деревини в отворі» введено нове фізичне поняття – «опір деревини в отворі», яке характеризує інтегральний характер опору деревини  $R_{\text{отв}}$  в з'єднаннях з вклесними нагельми. Для встановлення цієї механічної характеристики деревини виконані випробування зразків із чистої деревини, показаних на рис. 5, за методикою [8].

У наведених на рис. 5 серіях зразків діаметри нагелів  $d_n = 14, 16, 18, 20$  мм, діаметри отворів відповідно 16; 18,5; 19,2; 22 мм.

Для оцінювання ефекту вклеювання нагеля дамо таке порівняння: опір деревини в отворі при напрямку зусилля вздовж волокон перевершував опір деревини на зминання в традиційному з'єднанні в 1,4 раза.

**Розрахунок нового типу з'єднання.** Отримані експериментальні дані апроксимовані формулами, які встановлюють залежність опору деревини в отворі від діаметра отвору  $d_{\text{отв}}$ , кута між напрямком зусилля від нагеля та напрямку волокон деревини  $\alpha$  і від відомої механічної характеристики деревини – міцності при стисканні вздовж волокон  $R_c$ :

$$R_{\text{отв.0}} = 1,33R_c (1 - 13,3d_{\text{отв}}); \quad (1)$$

$$R_{\text{отв.90}} = 0,65R_c (1 - 16,5d_{\text{отв}}); \quad (2)$$

$$R_{\text{отв.}\alpha} = \frac{1,76R_{\text{отв.0}}}{1,76 + \left(\frac{R_{\text{отв.0}}}{R_{\text{отв.90}}} - 1\right)\alpha}, \quad (3)$$

де  $\alpha_{\text{отв}}$  в м;  $\alpha$  - в радіанах.

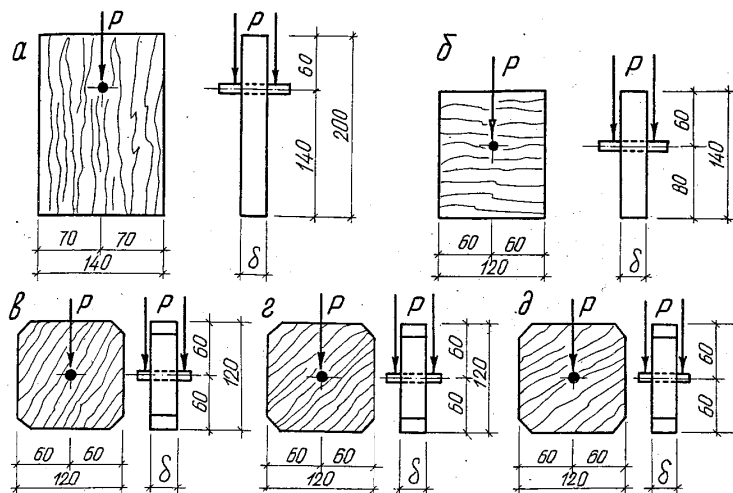


Рис. 5. Зразки для дослідження опору деревини в отворах з вклеєним нагелем:  
а – напрямок зусилля вздовж волокон;  
б, в, г, д – те саме впоперек і під кутом  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  до волокон деревини

Несуча здатність одного зрізу нагеля в симетричному з'єднанні приймається мінімальною за трьома умовами: в літерних позначеннях європейських норм EN5:



$$R_d = \min \begin{cases} f_{ct,\alpha,d} t_1 d_0 k_1; & (4) \\ f_{ct,\alpha,d} t_2 d_0 k_2; & (5) \\ \sqrt{f_{ct,0,d} f_t} d_{nom}^2 k_m. & (6) \end{cases}$$

У формулах (4), (5), (6) прийнято:  $f_{ct,\alpha,d}$  - розрахунковий опір деревини в отворі, який знаходиться за формулою (3);  $t_1$  і  $t_2$  - товщина відповідно крайнього і середнього елементів;  $d_0$  - діаметр отвору нагельного гнізда, в м;  $f_t$  - умовна межа плинності арматурної сталі;  $d_{nom}$  - номінальний діаметр стержня, в м;  $k_1, k_2, k_m$  - коефіцієнти, які залежать від співвідношення товщини з'єднувальних елементів і кута між ними.

### Література

- [1] Овчинникова И.Г. Узловые соединения элементов деревянных конструкций на клеенных нагелях / И.Г. Овчинникова, В.В. Королев // Реферативная информация ЦИНИС, серия 8, вып. 5, 1979. – С. 39-42.
- [2] Шевченко А.Е. Вклеенные нагели в соединениях элементов деревянных конструкций. Диссертация на соискание ученой степени е. т. н. – Киев: КИСИ. 1985. – С. 160.
- [3] Дмитриев П.А. Исследование смятия древесины в отверстиях с помощью оптически чувствительных покрытий / П.А. Дмитриев, В.А. Жилкин, Ю.Д. Стрижаков. // Изв. вузов, «Стр-во и архитектура», № 2, 1971. – С. 18-24.
- [4] Кліменко В.З. Еволюційний характер сучасної концепції проектування конструкцій з клеєної деревини / В.З. Кліменко // Зб. наук пр. Укрінстальконструкцій ім. В.М. Шимановського. – К.: В-во «Сталь», 2011. Вип. 8. – С. 5-14.
- [5] Александров Е.Б. Исследование поверхностных деформаций с помощью голографической техники / Е.Б. Александров, А.М. Бонч-Бруевич // ИТФ. – М.: 1967. – 37 с.
- [6] Вест Ч. Голографическая интерферометрия / Ч. Вест // Пер. с англ. – М.: Мир. 1982. – 504 с.
- [7] Волков И.В. Применение спекл-голограмм для измерения компонент деформаций натуральных конструкций / И.В. Волков // Материалы VII Всесоюзной школы по голографии. – Л.: ЛИЯФ, 1975. – С. 305–318.
- [8] Кліменко В.З. Будівельна біоніка. Закони розвитку технічних систем. Будівельні конструкції / В.З. Кліменко // Навч. посібник – К.: ТОВ «Вид-во «Сталь». 2010. – 299 с.

- [9] Рекомендации по испытанию соединений деревянных конструкций / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат. 1981. – 41 с.

*Надійшла до редколегії 05.12.2011 р.*

УДК 624. 072. 002.2

## **О возможности выравнивания предварительно деформированных стальных конструкций методом локальных термических воздействий**

<sup>1</sup>Иванов Б.В., <sup>2</sup>Голоднов А.И., д.т.н.

<sup>1</sup>Луганский национальный аграрный университет, Украина,  
<sup>2</sup>ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского», Украина

**Анотація.** Розроблено методику вирівнювання попередньо деформованих сталевих елементів. Вирівнювання виконується локальними термічними впливами (наплавленням зварних швів або прогріванням кромок до температури вище за критичну точку  $A_{C3}$ ). Після локальних термічних впливів виникають зони залишкових напружень розтягу і відбувається вирівнювання сталевих елементів, які раніше отримали залишкові викривлення.

**Аннотация.** Разработана методика выравнивания предварительно деформированных стальных элементов. Выравнивание выполняется локальными термическими воздействиями (наплавкой сварных швов или прогревом кромок до температуры выше критической точки  $A_{C3}$ ). После локальных термических воздействий возникают зоны остаточных растягивающих напряжений и происходит выравнивание стальных элементов, которые ранее получили остаточные искривления.

**Abstract.** Methodology of smoothing of the preliminary deformed steel elements is worked out. Smoothing is executed by local thermal influences (welding of the weld-fabricated guy-sutures or warming up of edges to the temperature higher than critical point of  $A_{C3}$ ). After local thermal influences there are zones of residual stretchings stresses and there is smoothing of steel elements which got remaining curvatures before.

**Ключевые слова:** стальные конструкции, локальные термические воздействия, остаточные напряжения, выравнивание.

**Введение. Постановка вопроса.** Строительные конструкции, которые эксплуатируются в условиях действующих предприятий, в большинстве случаев подвергаются воздействию агрессивной среды, а также получают механические повреждения. Следствием таких воздействий является уменьшение параметров сечения стального проката вследствие коррозии и истирания и появление остаточных прогибов [1, 2].

Дальнейшая эксплуатация стальных конструкций с остаточными прогибами может вызвать внезапный отказ, поскольку конструкции, как правило, не рассчитываются на такие условия эксплуатации. Установление действительного технического состояния и резервов несущей способности представляет собой непростую задачу для стальных конструкций. Зачастую единственным правильным решением может быть выравнивание или усиление.

Выравнивание конструкций с помощью локальных термических воздействий (наплавки сварных швов или прогрева участков конструкций до критической точки  $A_{C3}$ ) приводит к изменению остаточного напряженного состояния (ОНС). Зачастую, особенно в стесненных условиях эксплуатации, такой способ является единственно возможным способом усиления (ремонта) конструкций. Вопрос о том, насколько влияют локальные термические воздействия (ЛТВ) на напряженно-деформированное состояние (НДС) и несущую способность, остается открытым. Ответ на него могут дать результаты экспериментальных исследований стальных элементов, которые были испытаны на сжатие и после этого выровнены с помощью ЛТВ.

Цель настоящих исследований – обоснование возможности выравнивания конструкций с помощью локальных термических воздействий и разработка методики экспериментальных исследований стальных элементов, ранее подверженных сжатию и выровненных с помощью сварки.

**Основная часть.** Выравнивание конструкций возможно с использованием локальных термических воздействий. Наплавка сварных швов на выпуклых гранях приведет к изменению ОНС и исключению остаточного прогиба. Такое регулирование ОНС может существенно отразиться на несущей способности. Ответить на поставленный вопрос могут только результаты эксперимента.

Продолжительное время в ЛНАУ и ДонГТУ проводятся экспериментальные исследования ОНС, возникающего после изготовления и регулирования с использованием сварки и высокотемпературного нагрева, и его влияния на НДС и несущую способность. В процессе исследований было установлено, что наличие остаточных напряжений (ОН) растяжения, обусловленных сваркой поясных швов, вызывает появление уравновешивающих сжимающих напряжений в остальной части сечения, в т.ч. и на кромках поясов. Появление ОН сжатия на кромках приводит к снижению величин критических сил [1, 3, 4].

Экспериментально [1, 3] подтверждено снижение несущей способности сжатых двутавровых элементов до 40 %. Неблагоприятное влияние ОН определяет разграничение коэффициентов продольного изгиба для расчета сжатых элементов одного профиля. Различие в величинах коэффициентов продольного изгиба для стальных конструкций двутаврового и Н-образного сечения без ОН и с ОН сжатия на кромках поясов свыше 49 МПа может достигать 15...17 % (см. ДБН В.2.3-14:2006 [4]). В нормах проектирования стальных конструкций (ДБН В.2.6-163:2010 [5]) методика определения коэффициента продольного изгиба не учитывает технологию изготовления конструкций, т.е. наличие ОНС.

Усиление выполняется путем присоединения (с помощью болтов или прихваток) к стенке с двух сторон или к поясам металлических полос шириной 0,7...0,8 высоты стенки или ширины пояса с последующим разогревом кромок до температуры выше критической точки  $A_{C3}$  или наплавкой сварных швов обратноступенчатым способом. Способ усиления защищен авторским свидетельством СССР [6].

Для экспериментального подтверждения возможности выравнивания искривленных образцов путем наплавки валиков на выпуклых кромках и оценки влияния такого вида термического воздействия на несущую способность была разработана методика экспериментальных исследований, которая подразумевает проведение испытаний на сжатие стальных образцов, которые были испытаны ранее [7, 8]. Образцы каждой серии (сварные [7] или прокатные [8]) имели одинаковое поперечное сечение, но были подвергнуты различным видам регулирования ОНС.

Испытания образцов на сжатие были выполнены с одинаковыми (в пределах каждой серии) эксцентриситетами приложения нагрузки. Это достигалось за счет применения съемных опорных приспособлений, которые устанавливались на образцы, и несъемных, которые устанавливались на плиты пресса (рис. 1, 2). После проведенных испытаний образцы получили остаточные выгибы (рис. 3, 4).



Рис. 1. Общий вид съемных опорных приспособлений, устанавливаемых на сварных образцах [7] в нижней части

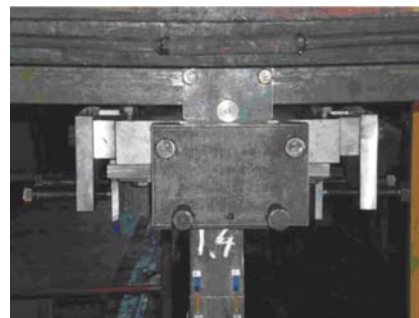


Рис. 2. Общий вид опорных приспособлений, устанавливаемых на прокатных образцах [8] в верхней части

Поскольку в результате проведенных испытаний образцов на сжатие были получены данные о величинах несущей способности, в задачу настоящих исследований входило выравнивание образцов путем наплавки валиков и проведение испытаний образцов на сжатие с целью получения данных о несущей способности после наплавки с использованием той же оснастки.

Сравнение результатов испытаний (данных о величинах несущей способности) позволит оценить влияние ОНС, возникающего после регулирования, на величину несущей способности.

Учитывая, что деформированные состояния образцов после испытаний на сжатие индивидуальны, наплавку холостых валиков предполагается выполнять для каждого образца также индивидуально. Таким образом, регулирование необходимо выполнить путем несимметричной наплавки сварных швов. ОНС у всех образцов до и после наплавки предполагается оценить неразрушающими методами, а часть образцов предполагается испытать разрушающим методом путем разрезки до и после наплавки.



Рис. 3. Общий вид сварных образцов [7] после испытаний



Рис. 4. Общий вид одной из серий прокатных образцов [8] после испытаний

### **Выводы**

1. Выравнивание конструкций с помощью ЛТВ приводит к изменению ОНС. Зачастую, особенно в стесненных условиях эксплуатации, такой способ является единственно возможным способом усиления (ремонта) конструкций, в т.ч. и в случае приварки усиливающих элементов.
2. Предложена методика экспериментальных исследований сжатых стальных элементов, подверженных выравниванию с помощью наплавки сварных швов на выпуклых кромках поясов. Методика позволяет оценить (качественно и количественно) изменение ОНС в сварных и прокатных элементах до и после наплавки, а также влияние измененного ОНС на несущую способность.
3. Предложенная методика позволит получить экспериментальный материал, сделать выводы о целесообразности такого способа выравнивания конструкций и разработать обоснованные рекомендации по его применению.

## **Литература**

- [1] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Сталь, 2008. – 150 с.
- [2] Иванов Б.В. Определение остаточного ресурса стальных конструкций в условиях действующих предприятий с учетом наличия остаточного напряженного состояния / Б.В. Иванов // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2011. – Вип. 8. – С. 110–120.
- [3] Голоднов А.И. К вопросу учета влияния остаточных напряжений при расчетах сжатых стальных двутавровых стержней / А.И. Голоднов, О.С. Балашова // Вісник Донбаської державної академії будівництва і архітектури: Збірник наукових праць / Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології. – Макіївка: ДонНАБА, 2009. – Вип. 2009-4 (78). – С. 193–198.
- [4] ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування / Мінбуд України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 359 с.
- [5] ДБН В.2.6-163:2010. Державні будівельні норми України. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 202 с.
- [6] А.с. 1523647 СССР, МКИ E04 C 3/10, E04 G 23/02. Способ усиления металлических колонн двутаврового сечения / И.И. Набоков, А.И. Голоднов, А.И. Филатов, В.П. Голоднова (СССР), Опубл. 23.11.89, Бюл. № 43. – 2 с.
- [7] Голоднов А.И. Экспериментальные исследования внецентренно-сжатых сварных двутавровых образцов-колонн / А.И. Голоднов, С.Н. Полишко // Вісн. Придніпр. Держ. академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ: ПДАБтаА, 2004. – № 1. – С. 43–50.
- [8] Скребцов С.И. Результаты экспериментальных исследований устойчивости элементов из прокатных двутавров после регулирования остаточного напряженного состояния на части длины / С.И. Скребцов, А.П. Иванов, А.И. Голоднов // Стр-во. Материаловедение. Машиностроение: Сб. науч. тр. / ПГАСиА. – Днепропетровск: ПГАСА, 2010. – Вып. 56. – С. 494–499.

*Надійшла до редколегії 03.06.2012 р.*

УДК 624.014:620.193

## Методика риск-анализа показателей долговечности металлоконструкций при выборе мер первичной и вторичной защиты от коррозии

<sup>1</sup>Королёв В.П., д.т.н., <sup>2</sup>Мацегора А.А., <sup>3</sup>Кущенко И.В.

<sup>1</sup>ООО «Укринсталкон им. В.Н. Шимановского», ДонЦТБ, Украина

<sup>2</sup>ПАО «Донецкий электротехнический завод», Украина

<sup>3</sup>ГВУЗ «Приазовский государственный технический университет», Украина

**Анотація.** У статті розглядається проблема забезпечення технологічної безпеки при експлуатації промислових об'єктів у корозійних середовищах. Методичною основою постановки задачі управління якістю протикорозійного захисту є системний підхід до оцінки деградаційних процесів, що викликають корозійне руйнування сталевих конструкцій. Формалізація процесу вибору оптимальних заходів із захисту від корозії виконується за допомогою критичних функцій безпеки залежно від заданої моделі експлуатації будівельного об'єкта.

Сформована логістична система управління і ухвалення рішень щодо забезпечення надійності конструкцій і їх захисних покриттів на основі розрахункових положень методики граничних станів. Визначені критерії оцінки ризиків при використанні матеріалів і технологій первинного і вторинного захисту від корозії.

**Аннотация.** В статье рассматривается проблема обеспечения технологической безопасности при эксплуатации промышленных объектов в коррозионных средах. Методической основой постановки задачи управления качеством противокоррозионной защиты является системный подход к оценке деградационных процессов, вызывающих коррозионное разрушение стальных конструкций. Формализация процесса выбора оптимальных мер по защите от коррозии производится с помощью критических функций безопасности в зависимости от заданной модели эксплуатации строительного объекта.

Сформирована логистическая система управления и принятия решений по обеспечению надежности конструкций и их защитных покрытий на основе расчетных положений методики предельных состояний. Определены критерии оценки рисков при использовании материалов и технологий первичной и вторичной защиты от коррозии.

**Abstract.** The paper deals with a problem of technological safety assurance in the course of the industrial facility use in corrosive environments. A technical basis for statement of the problem of corrosion protection quality management is the systems approach to the processes estimation of degradation causing the steel structure corrosion damages. Formalization of the process of choosing the optimal measures of corrosion protection is performed by means of the safety critical functions depending on the specified model of the building facility use.

The logistic control and decision-making system for assurance of the steel structure and protective coatings reliability on the basis of the design principles of the limiting state method is generated. The criteria of risk estimation using the materials and techniques of the primary and secondary corrosion protection are specified.

**Ключевые слова:** риск-анализ, логическая система управления, коррозия.



**Введение.** В условиях значительного снижения эксплуатационных свойств и остаточного ресурса зданий и сооружений при воздействиях агрессивных сред актуальной проблемой промышленной безопасности остается обеспечение надежности строительных металлоконструкций и их защитных покрытий [1]. Формирование экономических механизмов технического регулирования эффективности средств защиты от коррозии в условиях ограниченных финансовых и материальных ресурсов связано с обоснованием критериев коррозионной опасности [2]. В связи с этим существенное значение приобретает использование комплексных критериев, позволяющих выполнять анализ и управление рисками для предотвращения аварийных ситуаций и снижения экономических потерь.

Исследования видовых характеристик экономических потерь, на наш взгляд, должно строиться на основе соблюдения следующих методических принципов:

- народнохозяйственный подход (на любом уровне народнохозяйственной иерархии экономических потерь доминирующим является установление их влияния на состояние общего (национального имущественного) потенциала);
- ресурсный подход (экономические потери могут быть определены только характеристиками наличных ресурсов);
- комплексный подход (исследование должно быть многоаспектным, согласованным и одновременным при раскрытии различных признаков и характеристик потерь (экономических, правовых, организационных и т.д.);
- системный подход (исследование различных видов потерь и обусловивших их факторов во взаимосвязи, взаимодействии).

В настоящее время накоплен положительный опыт решения задач риск-анализа для предотвращения экономических потерь, обеспечения безопасности жизнедеятельности предприятий на основе снижения издержек при внедрении рискоснижающих мероприятий [3]. С учетом факторов неопределенности и риска, высокого уровня физического износа методология управления производственными фондами по фактическому состоянию позволяет получить количественные показатели технологической безопасности зданий и сооружений [4]. Развитие методов расчета конструкций по предельным состояниям позволяет разрабатывать практические меры по обеспечению надежности строительных объектов. К сожалению, неправильное понимание логистического механизма поддержания показателей качества и безопасности, отсутствие критериев оптимальности управленческих решений по защите от коррозии негативно влияют на устойчивое функционирование производственных предприятий.

**Целью статьи** является рассмотрение организационно-экономических аспектов выбора материалов и технологий противокоррозионной защиты стальных конструкций для обоснования логистической системы управления материальными, информационными и финансовыми потоками предприятия по критерию коррозионной опасности. При таком подходе создаются условия для создания системы менеджмента защиты от коррозии основных фондов, направленной на управление рисками с использованием адаптационных и превентивных инструментов повышения эффективности работы предприятий.

Инновационные и инвестиционные риски предприятий, связанные с использованием материалов и технологий противокоррозионной защиты, зависят от вероятности проявления неблагоприятных событий и степени защищенности строительных объектов. Для обеспечения безопасности конструкций и сооружений важное значение имеет организационно-экономическая и производственно-технологическая деятельность основного производства. Поэтому поставки материалов и услуг в области защиты от коррозии – это сложная логистическая система с высоким уровнем ответственности каждого участника процесса, конечной целью которой является оптимизация затрат на поддержание работоспособности объекта по фактическому состоянию в соответствии с установленными нормативными, технологическими и эксплуатационными требованиями.

**Методический подход к инновационному менеджменту мер защиты от коррозии.** Целью работы является обеспечение ресурса и снижение инвестиционных рисков на основе технологий инженерной защиты и управления технологической безопасностью трубопроводов шахтного водоотлива. Основная идея состоит в научно-методологическом обосновании процессного подхода к техническому регулированию безопасности и поддержанию работоспособности, повышению эксплуатационных свойств конструкций для управления проектным сроком службы на всех этапах жизненного цикла горношахтных сооружений.

Исследования по созданию теоретического обоснования и научно-практических механизмов технического регулирования технологической безопасности (1 этап – 2004–2011 гг.) включали анализ параметров конструктивной формы, требований надежности и управления безопасностью для разработки эффективных мер инженерной защиты [6, 7]. В результате внедрения разработанных подходов к обеспечению технологической безопасности на объектном уровне усовершенствованы организационная система, нормативно-правовое и методическое обеспечение работ по повышению надежности и безопасности конструкций, зданий и сооружений, установлены регламентные требования научно-технического сопровождения и мониторинга параметров напряженно-деформированного состояния конструкций зданий и сооружений

горно-металлургического комплекса. Реализация задачи обеспечения надежности, долговечности и безопасной эксплуатации стальных конструкций предполагает создание комплекса технических требований к оценке показателей качества первичной и вторичной защиты от коррозии. Надежная защита строительных металлических конструкций и элементов от коррозии определяет их безаварийную и экономичную эксплуатацию в течение заданного срока службы.

В результате выполненных исследований предложены новые подходы в развитии метода предельных состояний для определения коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности стальных конструкций и их защитных покрытий. На основе данных эколого-экспертных оценок реализованы меры по классификации и снижению агрессивности коррозионных воздействий при реконструкции и техническом переоснащении производственных объектов. Разработаны эффективные математические методы численного моделирования прочностных и деформационных критериев по показателям коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности стальных конструкций и их защитных покрытий.

Выполненный комплекс работ охватывает широкий спектр проблем контроля качества и эксплуатационных свойств обеспечения технологической безопасности производственных объектов различного назначения (рис. 1). Развитие методов управления технологической безопасностью связано с реализацией программ технического перевооружения и стратегического развития предприятий. Анализ функциональных требований и технических характеристик строительных объектов по данным экспертного диагностирования конструкций способствует формированию программ обеспечения надежности (ПОН) и позволяет определить объемы ремонтно-восстановительных работ для поддержания эксплуатационных параметров.

В соответствии с требованиями международных стандартов разработана методика подтверждения соответствия установленных показателей качества стальных конструкций и их защитных покрытий. Накопленный экспериментальный материал использован для построения информационной системы данных эксплуатационных свойств материалов первичной и вторичной защиты от коррозии и их теоретического обобщения. Внедрение унифицированного критерия оценки по уровню коррозионной опасности обеспечивает возможность выбора экономически обоснованных вариантов и использования технологий долговременной защиты от коррозии, которые имеются в Украине и за рубежом.

Таким образом, за счет эффективного управления физической, экономической и информационной составляющими (см. рис. 1) созданы условия для реализации инновационной программы обеспечения технологической безопасности структурными подразделениями предприятия на основе ресурсосберегающих материалов и технологий.

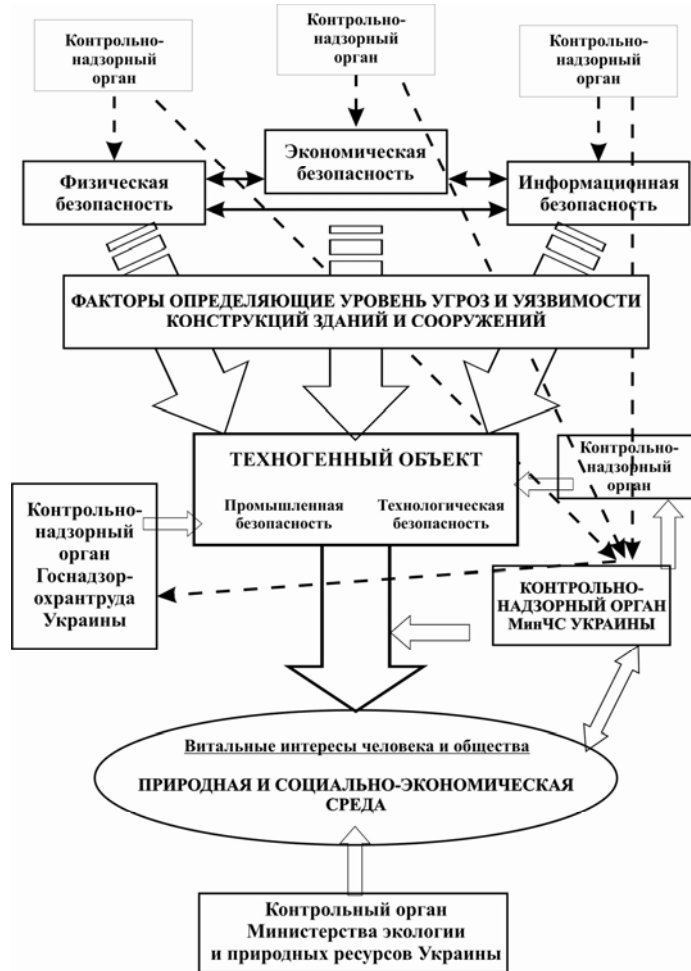


Рис. 1. Схема менеджмента технологической безопасности и ресурсосбережения по критерию коррозионной опасности

Использование критерия коррозионной опасности позволяет производить выбор мер первичной и вторичной защиты на стадии проектирования с учетом требований технологической рациональности противокоррозионной защиты при изготовлении и техническом обслуживании в процессе эксплуатации.

Таким образом, создаются условия для технического регулирования и подтверждения соответствия показателей коррозионной стойкости, долговечности, ремонтпригодности конструкций и их защитных покрытий на основе критических функций безопасности на всех стадиях жизненного цикла строительных объектов.

Конечной целью реализации инновационного проекта является создание специализированной аналитической системы, которая позволит выделять финансовые потоки инновационной программы из общих затрат компании и производить оценку эффективности затрат, связанных с обеспечением технологической безопасности и защиты от коррозии основных фондов и объектов инфраструктуры.

**Оценка характера и интенсивности коррозионного разрушения стальных трубопроводов.** Характерной чертой современного этапа в горнодобывающей отрасли является все более широкое вовлечение в эксплуатацию месторождений, расположенных в сложных горно-геологических условиях. Ухудшение природных экологических факторов разработки угольных пластов, обусловленное, в первую очередь, углублением горных работ, связано с увеличением числа шахт, сверхкатегорийных по газу, опасных по внезапным выбросам угля, газа и породы, по пыли, резкому увеличению водопритоков в горные выработки.

С увеличением глубины разработки угольных пластов агрессивность газообразных и жидких сред (в частности, минерализация и химический состав шахтных вод) возрастает. Шахтные воды угольных месторождений имеют различный химический состав. Разнообразие состава обусловлено сложными процессами формирования шахтных вод, основными из которых следует считать тектонику, литолого-минералогический состав осадочных отложений угленосного бассейна, условия питания водоносных горизонтов, интенсивность водообмена и др.

Шахтные воды, откачиваемые при добыче угля в верхних и средних зонах шахтных полей, формируются за счет атмосферных осадков, поверхностных вод, а также различных техногенных объектов (накопители шахтных вод и жидких отходов и другие источники техногенных вод). Трубопроводы, предназначенные для транспортировки воды, рассчитаны на долговременную эксплуатацию. Надежная и бесперебойная работа трубопроводов и наземных сооружений в значительной степени определяется эффективностью средств и методов противокоррозионной защиты. В противном случае, они подвергаются интенсивному коррозионному разрушению, что связано с возникновением аварийных ситуаций.

Принимая решение о выборе защитного покрытия для противокоррозионной защиты стальных конструкций трубопроводов подземной прокладки необходимо учитывать следующие требования:

- следует принимать во внимание все существующие нормативные требования (государственные и отраслевые стандарты), обосновывающие показатели эффективности технических решений по защите от коррозии;
- выбор материалов и технологий диктуется техническими условиями организаций-производителей средств защиты, в которых должны быть представлены характеристики, установленные государственными стандартами;
- заказчиком могут устанавливаться дополнительные требования, характеризующие показатели качества материалов и технологий противокоррозионной защиты с учетом условий изготовления, монтажа и эксплуатации;
- гарантийные требования к долговечности предоставляются производителями материалов, конструкций и их защитных покрытий на основе сертификатов, проектных спецификаций и технологических карт, подтверждающих выбор и обоснование сроков службы в условиях эксплуатации заданного объекта.

Для одного и того же назначения трубопроводов существуют различные варианты защитных покрытий, отличающиеся как по природе материала (металлические и металлизационные, битумные, битумно-полимерные, бутилкаучуковые, уретановые, эпоксидные и пр.), так и по способу нанесения (напыляемые, обмазочные, оклеечные и пр.). Чтобы осуществить выбор защитного покрытия, обоснованный с точки зрения свойств назначения покрытия и рациональности его нанесения, необходимо выполнить сравнение целесообразности конструктивных, технологических и эксплуатационных характеристик на основе экономических критериев стоимостных оценок материалов, оборудования и показателей долговечности.

На основании сбора данных по условиям эксплуатации определены характерные особенности конструктивных, технологических и эксплуатационных параметров шахтных трубопроводов (табл. 1). Результаты контроля коррозионного состояния, выполненного на фрагментах – образцах трубопроводов, систематизированы в табличной форме. Пример описания качественных и количественных показателей коррозионных разрушений для внутренней и наружной поверхностей трубопровода шахтного водоотлива приведен в табл. 2.

Аудит коррозионного состояния трубопроводов шахтного водоотлива выявил наличие множественных протечек, вызванных сквозными

коррозионными повреждениями стальных труб. Для контроля характера и интенсивности коррозионного разрушения были отобраны фрагменты стальных труб, для которых эксплуатационный ресурс составил от 2-х до 8-ми лет в зависимости от условий расположения трубопроводов.

Данные инструментальных замеров выявили очаги равномерной и местной (язвами и питтингами) коррозии со следующими показателями коррозионного износа:

- для наружной поверхности стальных труб от 0,3 до 0,7 мм/год;
- для внутренней поверхности стальных труб от 0,15 до 0,5 мм/год.

Технические решения по I варианту рассматриваются как базовые для обоснования экономической эффективности проектных и технологических решений по обеспечению заданного срока службы трубопроводов.

**Анализ рисков при выборе мер защиты от коррозии.** Выбор мер первичной и вторичной защиты производился на основе нормативных требований ДСТУ 4219-2003 противокоррозионной защиты для подземных трубопроводов, предусматривающих решения по «усиленным» и «весьма усиленным» покрытиям для следующих вариантов:

I вариант – *первичная защита*. Предполагается, что на протяжении срока службы секций шахтного трубопровода защита от коррозии осуществляется только за счет повышенной (обычной) коррозионной стойкости стали.

II вариант – *первичная и вторичная защита*. Срок службы секций обеспечивается за счет вторичной защиты внешней поверхности и первичной защиты внутренней поверхности трубопроводов.

III вариант – *вторичная защита*. Долговечность службы секций шахтного трубопровода достигается за счет защитных покрытий на внешней и внутренней поверхностях стальных труб.

Обоснование эффективности проектных решений по защите от коррозии производится на основе показателя среднего риска (среднего ущерба) согласно зависимости

$$R_c = \sum_{i=1}^{i=n} P_i X_i, \quad (1)$$

где  $R_c$  – количественная мера риска, средний риск, выражаемая величиной ожидаемых потерь (грн);  $P_i$  – вероятность получения ущерба размера  $X_i$  в результате наступления какого-либо неблагоприятного события (группы событий);  $X_i$  – величина ущерба в стоимостном выражении (грн);  $n$  – число возможных вариантов ущербов, которые могут иметь место при наступлении неблагоприятного события, включая и нулевой ущерб.

Таблиця 1


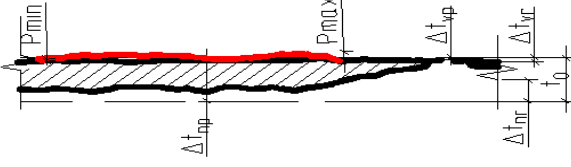
Експлуатаційні характеристики шахтних трубопроводів  
і їх захисних покриттів

Назначение трубопровода	Рабочее давление	Габаритные размеры: D – диаметр, b – толщина стенки, мм	Условия эксплуатации (состав среды, температура $t_{\text{ср}}$ , давление МПа, коэф. заполнения, место установки)	Конструкция защитного покрытия	Данные по отказам (коррозионным разрушениям), средний фактический срок эксплуатации существующих секций трубопроводов	Требование к сроку службы защитного покрытия трубопровода	Технические требования к производству работ
Откачка шахтной воды	$P_{\text{р}} = 6-27 \text{ атм}$	$D = 159 \text{ мм}$ $b = 4,5 \text{ мм}$		Грунтовка наружной поверхности в заводских условиях	От 2-х до 4 лет в выработках с исходящей струей и влажной средой (температура – $25 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , влажность – $86-90\%$ )	20 лет	Полная заводская готовность защитного покрытия
		$D = 219 \text{ мм}$ $b = 8 \text{ мм}$					
Противопожарный трубопровод	$P_{\text{р}} = 15-40 \text{ атм}$	$D = 159 \text{ мм}$ $b = 4,5 \text{ мм}$	Заполнение периодичное, температура – $25 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , среда – рудничная атмосфера, влажность – $86-88\%$	Грунтовка наружной поверхности в заводских условиях	от 4-х до 8 лет в выработках со свежей струей (температура – $16 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , влажность – $45-65\%$ ), воздействие шахтной воды	20 лет	Полная заводская готовность защитного покрытия
		$D = 219 \text{ мм}$ $b = 8 \text{ мм}$					
Трубопровод сжатого воздуха	$P_{\text{р}} = 6 \text{ атм}$	$D = 159 \text{ мм}$ $b = 4,5 \text{ мм}$		Грунтовка наружной поверхности в заводских условиях		20 лет	Полная заводская готовность защитного покрытия
		$D = 219 \text{ мм}$ $b = 8 \text{ мм}$					
		$D = 325 \text{ мм}$ $b = 10-12 \text{ мм}$					



Таблиця 2

Результати візуального і інструментального контролю  
фрагмента сталевий труби шахтного водоотливу

Образец	Схема характерного сечения образца	Обозначение характеристик коррозионных поражений равномерная (местная) коррозия	Интервальные значения параметров	Описание характера разрушения
		<p><math>t_0</math> – толщина стенки трубы, мм.  <math>\Delta t_{гр}</math> – потери сечения (мм) на наружной поверхности трубы при равномерной коррозии.  <math>\Delta t_{вн}</math> – потери сечения (мм) на внутренней поверхности трубы при равномерной коррозии.  <math>\Delta t_{гр}^{плп}</math> – потери сечения (мм) на наружной поверхности трубы при местной коррозии.  <math>\Delta t_{вн}^{плдх}</math> – потери сечения (мм) на внутренней поверхности трубы при местной коррозии.  <math>R_{плп}</math> – толщина (мм) ржавчины.</p>	<p>Интервальные значения параметров  <math>t_0</math> – 4,0  <math>\Delta t_{гр}</math> – 1,3–1,40  <math>\Delta t_{вн}</math> – 0,15–0,2  <math>\Delta t_{гр}^{плп}</math> – 0,5–3,8  <math>\Delta t_{вн}^{плдх}</math> – 0,2  <math>R_{плдх}</math> – 2,5</p>	<p>Преобладает местная коррозия с наружной стороны образца.          Степень поражения язвенной и пittingовой коррозией 50–60 %.          На внутренней стороне преобладает равномерная коррозия.          Коррозионная стойкость – 0,5–1,0 мм/год.</p>

Средний риск инновационной деятельности при реализации защитных мер по предупреждению коррозионного разрушения можно определить на основании выражения

$$R_c = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m g_{ij}(V) P_j P_i(j, z_j) X_i, \quad (2)$$

где  $P_i(j, z_j)$  – условная вероятность возникновения ущерба  $X_i$  при наступлении неблагоприятного события  $j$ -го типа и осуществления защитных мероприятий от него с затратами  $z_j$ ;

$g_{ij}(V)$  – вероятность выбора объектом ситуации, характеризующейся вероятностью наступления неблагоприятного события  $P_j$  и законом распределения ущерба  $P_j(j, z_j)$ , зависящим от принятых мер по защите  $z_j$ . Особенность подхода к определению риска на основе зависимости (4) представлена графически на рис. 2.

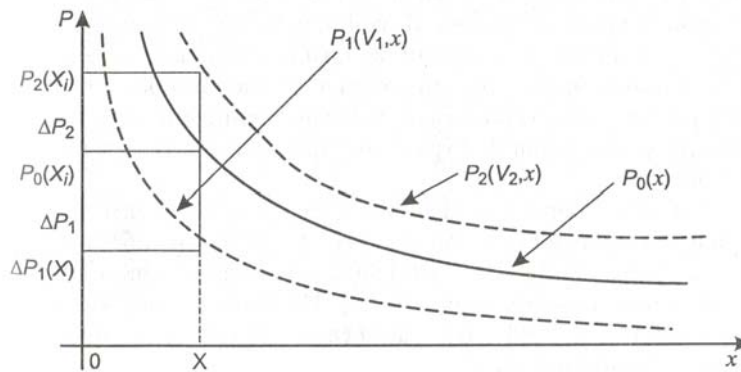


Рис. 2. Закон распределения ущерба при возможности и невозможности выбора мер по защите от коррозии

Разработанные требования к оценке качества противокоррозионной защиты и менеджменту показателей долговечности стальных трубопроводов применены для регламентных процедур выбора мер защиты по критерию коррозионной опасности.

Использование методов первичной защиты для установленных сроков службы секций шахтных трубопроводов требует применения коррозионностойких (нержавеющих) сталей марки 12Х18Н10Т. Рассмотрены технологические возможности выполнения противокоррозионной защиты в условиях существующего цеха металлоарочной крепи ПАО «ДЭТЗ».

Проанализированы преимущества и ограничения, связанные со следующими технологиями защиты:

I вариант – традиционный метод распыления для двухкомпонентных материалов на основе эпоксидов, полиуретанов;

II вариант – оклеечная изоляция фотополимерными материалами «ТехноПласт».

III вариант – порошковое наплавление эпоксидных покрытий.

На основе анализа конструктивных, технологических, эксплуатационных и экономических ограничений для применения рассмотренных вариантов первичной и вторичной защиты обоснованы проектные решения покрытий на основе материалов серии «Технопласт» [5]. Выполненные ускоренные коррозионные испытания на климатическое старение по стандарту ISO 12944, подтвердили срок службы принятых систем покрытий не менее 15 лет. Таким образом, применение II варианта обеспечивает защиту от коррозии наружной поверхности стальных труб при допустимых показателях коррозионного разрушения внутренней поверхности для срока службы первичной защиты в течение пяти лет.

### **Выводы**

Разработан методический подход, включающий обоснование выбора средств защиты от коррозии, на основе анализа рисков по критерию коррозионной опасности. Полученные результаты определяют проектные требования к показателям качества первичной и вторичной защиты шахтных трубопроводов, разработке технических регламентов, устанавливающих показатели технологической безопасности с учетом опасности коррозионного разрушения. Таким образом, предложен организационно-экономический механизм для решения задач ресурсосбережения, выбора средств первичной и вторичной защиты от коррозии шахтных трубопроводов, включающий требования к проектированию, изготовлению и эксплуатации по заданным показателям надежности.

### **Литература**

- [1] Шимановский А.В. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений / Шимановский А.В., Гордеев В.Н., Королёв В.П., Оглобля А.И., Рухович И.Р., Филатов Ю.В. – К.: Изд-во «Сталь», 2008.
- [2] Королёв В.П. Критические функции безопасности при анализе рисков коррозионного разрушения стальных конструкций. / Донбас-Ресурс 2011. Якість і безпека у будівництві / Тези доповідей конференції. – К.: Видавництво «Сталь». – С. 62–64.

- [3] Тихомиров Н.П. Риск-анализ в экономике / Н.П. Тихомиров, Т.М. Тихомирова. – М.: ЗАО «Изд-во «Экономика». – 318 с.
- [4] Korolov V., Vysotskyu Y., Gibalenko O., Korolov P. Estimation of steel structure corrosion risk level. EUROCORR-2010. The European Corrosion Congress / From the Earth's Depths to Space Heights.// 13–17 September 2010, Moscow, Russian Federation / Book of Abstracts, p. 534.
- [5] Рекомендации по применению фотополимерных волоконно-армированных материалов «ТехноПласт» при ремонтно-восстановительных работах и защите от коррозии листовых металлоконструкций. – Киев: УкрНИИПроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского, 2006, 48 с.
- [6] Королёв В.П. Реинжиниринг для обеспечения технологической безопасности конструкций зданий и сооружений / Королёв В.П., Лотоцкий О.Б., Филатов Ю.В. // Промислове будівництво та інженерні споруди. – № 2. – 2008,. – С. 26–33.
- [7] Филатов Ю.В. Обеспечение технологической безопасности и защита от коррозии основных фондов и объектов инфраструктуры горно-металлургического комплекса компании «Донецксталь» / Филатов Ю.В., Королёв В.П. // Инновационный дайджест, спец. вып., март 2012. – С. 34–36.

*Надійшла до редколегії 21.05.12 р.*

УДК 624.076.2

## **Диагностика и мониторинг металлоконструкций здания предприятия углеобогащения при коррозионном разрушении**

**Гибаленко А.Н., к.т.н.**

Приазовский государственный технический университет, Украина

**Аннотация.** Выполнены натурные и лабораторные исследования, направленные на обоснование временных интервалов для определения показателей надежности в процессе изучения эксплуатационного состояния конструкций каркаса здания и технологического оборудования обогатительной фабрики ПрАО «Донецксталь». Целью работы явилось разработка теоретических предпосылок определения остаточного ресурса объекта в коррозионно-агрессивных средах для внедрения расчетов на коррозионную стойкость и долговечность в соответствии с требованиями методики предельных состояний. Разработаны организационно-методические документы, определяющие порядок выполнения мониторинга технического состояния для обеспечения безотказной работы технологического оборудования и строительных металлоконструкций.

**Анотація.** Виконані натурні та лабораторні дослідження, які спрямовані на обґрунтування інтервалів часу для визначення показників надійності у процесі вивчення експлуатаційного стану конструкцій каркаса будівлі і технологічного устаткування збагачувальної фабрики ПрАТ «Донецьксталь». Метою роботи є розроблення теоретичних передумов визначення залишкового ресурсу об'єкта в корозійно-агресивних середовищах для впровадження розрахунків на корозійну стійкість і довговічність відповідно до вимог методики граничних станів. Розроблені організаційно-методичні документи, які визначають порядок виконання моніторингу технічного стану для забезпечення безвідмовної роботи технологічного устаткування і будівельних металоконструкцій.

**Abstract.** The natural and laboratory researches directed on a substantiation of time intervals for definition of indicators of reliability in the course of studying of an operational condition of designs of a skeleton of a building and the process equipment coal washing of factory steel ПрАО "Донецксталь" are executed. The work purpose was working out of theoretical preconditions definitions the residual an object resource in corrosion -excited environments for introduction calculations on Corrosion firmness and durability according to requirements of a technique of limiting conditions. Defining an order of performance of monitoring of a technical condition organizational-methodical documents are developed for maintenance of non-failure operation of the process equipment and building steel construction .

**Ключевые слова:** исследования, надежность, технологическое оборудование, металлоконструкции.

Увеличение объемов производства и возведения металлоконструкций в средах с различной степенью агрессивности воздействий требует определения структуры показателей надежности в зависимости от выбора средств и методов первичной и вторичной защиты [1]. Проблема норма-

тивно-технического обеспечения защиты от коррозии обостряется необходимостью обновления защитных покрытий действующих зданий и продления остаточного ресурса строительных конструкций и сооружений предприятий с различным составом и степенью агрессивности воздействий.

Осознавая важность совершенствования нормативно-методической базы по защите от коррозии зданий, сооружений и инженерных сетей, необходимо принятие организационных мер относительно учета коррозионного износа в соответствии с нормативно-правовыми актами по вопросам обследования, паспортизации, безопасной и надежной эксплуатации производственных зданий и сооружений.

Строительные металлоконструкции должны быть запроектированы таким образом, чтобы они обладали достаточной надежностью при возведении и эксплуатации с учетом характера и интенсивности коррозионных воздействий [2]. Основным свойством, определяющим надежность строительных конструкций, зданий и сооружений в целом, является безотказность их работы – способность сохранять заданные эксплуатационные качества в течение определенного срока службы. Незащищенная сталь в атмосферных условиях климатических воздействий подвергается коррозионному разрушению, что требует разработки дополнительных мер противокоррозионной защиты. Для предупреждения коррозионного разрушения стальных конструкций выбор защитных покрытий производится с учетом степени агрессивности среды эксплуатации объекта и уровня ответственности зданий и сооружений.

В соответствии с нормативными положениями [3] для обеспечения долговечности конструкций необходимо учитывать конструктивные особенности, условия окружающей среды, тип системы покрытий и предполагаемые сроки службы противокоррозионной защиты. Применение каких-либо защитных мер возможно только по достижении специальной договоренности между заинтересованными сторонами, участвующими в проектировании, возведении, эксплуатации, техническом обслуживании объектов.

Условия обеспечения долговечности при выборе систем противокоррозионной защиты определены нормами, которые устанавливают признаки классификации коррозионных воздействий, систем защитных покрытий, требования к контролю качества при нанесении покрытий и в процессе технического обслуживания конструкций [4] [5].

В процессе функционирования производственных мощностей выявлены отклонения от режима нормальной эксплуатации металлоконструкций главного корпуса и технологических модулей обогатительной фабрики «Свято-Варваринская» ПрАО «Донецксталь» – металлургический завод» (рис. 1), что вызвало необходимость временного ограничения технологи-

ческого процесса производства и послужило причиной проведения исследования действительного состояния сооружения [6].



Рис. 1. Общий вид производственной площадки ОФ «Свято-Варваринская» ПрАО «Донецксталь» – металлургический завод (в центре – главный корпус)

Условия эксплуатации сооружения характеризуются наличием вредных агрессивных промышленных выбросов и повышенной влажностью [7]:

- фазовое увлажнение конструкций (в результате капиллярной, адсорбционной и химической конденсации воды при относительной влажности воздуха до 100 %);
- длительное увлажнение конструкций (при критической величине относительной влажности 96...98 %);
- наличие примесей  $\text{SO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{S}$ ,  $\text{NH}_3$ ,  $\text{HCl}$  и твердых частиц пылевых выделений (являющиеся концентраторами увлажнения и агрессивных выделений).

Комплекс работ по оценке остаточного ресурса конструкций объекта при мониторинге технического состояния выполнен согласно разработанной методике технического аудита коррозионного состояния на основе классификации и зонирования агрессивных воздействий для выявления остаточного ресурса конструкций по фактическому состоянию, определения пригодности (или непригодности) к дальнейшей эксплуатации. В установленных характерных зонах определены основные дефекты и повреждения (рис. 2).

Методика включает процедуру оценки требований технологической безопасности по параметрам регламентированных типовых моделей эксплуатации и обеспечивает принятие решений для снижения определенной степени риска или опасности возникновения аварийной ситуации [8]. Регламентирование мероприятий по обеспечению сохранности строительных конструкций осуществляется путём организации соответствующего

надзора и контроля их состояния, своевременного и качественного проведения ремонта конструкций зданий и сооружений, а также предотвращения возникновения аварийных ситуаций (рис. 3).

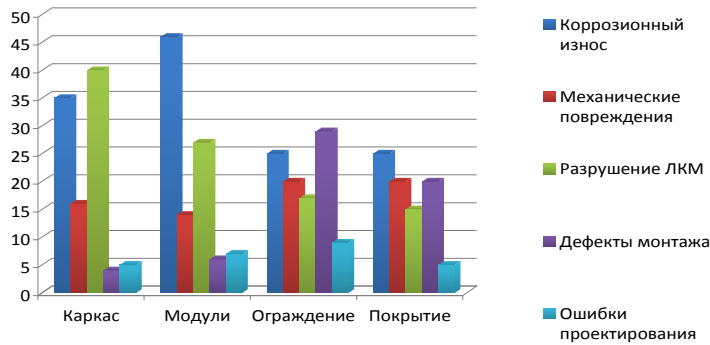


Рис. 2. Развитие дефектов и повреждений по данным мониторинга технического состояния (в % к общему числу дефектов характерных зон конструктивных, объемно-планировочных, технологических характеристик сооружения)

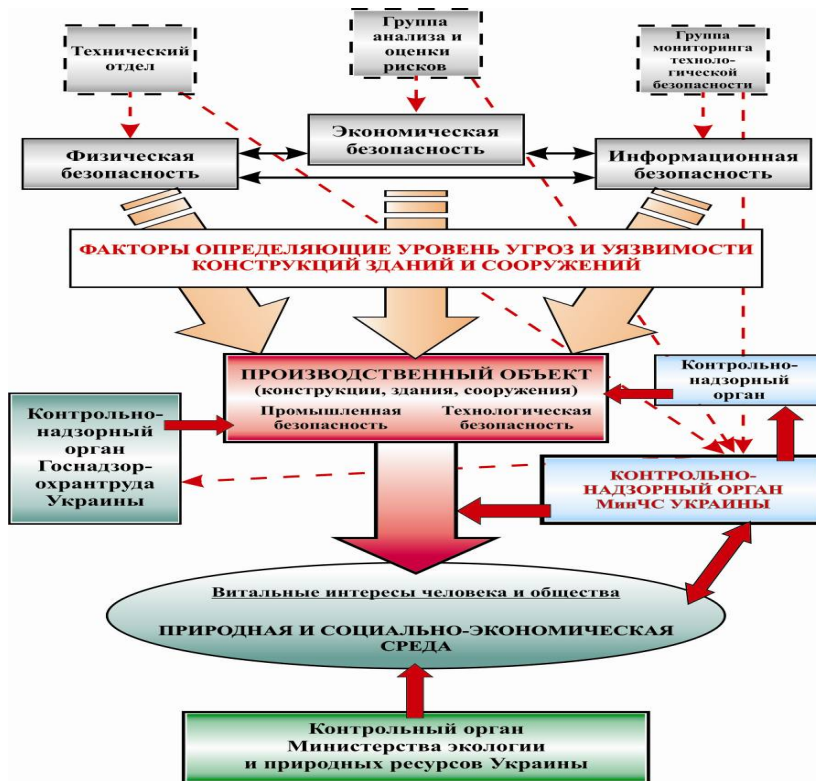


Рис. 3. Схема менеджмента технологической безопасности и ресурсосбережения на основе требований стандарта предприятия



Документ устанавлює порядок, принципи, методи, організацію контролю і управління системою технологічної безпеки і направлена на забезпечення нормальної експлуатації будівельних конструкцій будівель і споруд підприємства, містить опис процесів системи менеджменту експлуатаційного стану конструкцій будівель і споруд з урахуванням:

- технологічних особливостей углеобогатительного підприємства;
- нормативно-технічної бази і вимог, пред'являються до робіт по нагляду, вмісту і ремонту будівельних конструкцій;
- методів забезпечення ефективного функціонування процесів і їх контролю;
- вимог технологічної безпеки при експлуатації основних виробничих фондів по фактичному стану;
- ступеня оцінки безпеки процесів ресурсами;
- управління основними даними по параметрам режиму експлуатації конструкцій, процесам технічного обслуговування і організації ремонтних робіт.

Виконані натурні і лабораторні дослідження, направлені на обґрунтування тимчасових інтервалів для визначення показників надійності в процесі вивчення експлуатаційного стану конструкцій будівель і технологічного обладнання. Результатом досліджень виявилась розробка теоретичних передумов визначення залишкового ресурсу об'єкта в корозійно-агресивних середовищах для впровадження розрахунків на корозійну стійкість і довговічність відповідно до вимогами методики граничних станів.

Розроблені організаційно-методичні документи, що визначають порядок виконання моніторингу технічного стану для забезпечення безотказної роботи технологічного обладнання і будівельних металоконструкцій [9].

Документована процедура контролю корозійного стану, засобів і методів протикорозійної захисту будівельних конструкцій і технологічного обладнання встановлює основні вимоги до вибору захисних покриттів, виконанню протикорозійної захисту і методам контролю якості в умовах переробки і збагачення вугля.

Регламент включає контроль якості захисних матеріалів і робіт по протикорозійній захисті з урахуванням експлуатації будівельних конструкцій і технологічного обладнання по фактичному стану; встановлює мінімально необхідні вимоги в області протикорозійної захисту і ставить метою збереження основних фондів підприємства, захист навколишнього середовища, життя або здоров'я працівників.

В соответствии с установленными этапами менеджмента показателей качества противокоррозионной защиты разработана методика выбора и обоснования средств первичной и вторичной защиты на основе расчетно-экспериментальной оценки показателей коррозионной стойкости, долговечности, ремонтпригодности при заданном сроке службы конструкций.

По экспериментальным данным ускоренных коррозионных испытаний выполнена статистическая оценка показателей и установлен контрольный норматив системы защитного покрытия для определения гарантированной долговечности и ремонтпригодности конструкций. Результаты контроля показателей качества используются для формирования спецификации материалов по коррозионной стойкости, долговечности и ремонтпригодности (см. таблицу).

Таблица

**Спецификация показателей качества и технологической рациональности по результатам контроля средств первичной и вторичной защиты**

№ п/п	Система защитного покрытия	Подготовка поверхности	Условия нанесения	Среда эксплуатации
Стеновое ограждение				
1	Jotacote Universal + Hardtop Flexi 2-слойное покрытие. Общая толщина 210±20 мкм	Очистка от ржавчины, окалины, остатков старой краски ручным, механическим способом или пескоструйным методом до степени Sa2 ... Sa2½ по ISO 8501-1:1988	Послойное нанесение безвоздушным распылением. Сушка слоя от + 5 °C до +40°C и относительной влажности воздуха до 80 %	Средне-агрессивная
2	WG-Ferrogalvanic WG-Weleflex 2-слойное покрытие. Общая толщина 180 мкм	Очистка до степени St2 (St3)	Наносится при относительной влажности от 6 до 99 %. При температуре до -15 °C	Класс агрессивности C5-I согласно ISO 12944-2 и ISO 12944-5
3	Композиция ЦВЭС. 2 слоя. Толщина покрытия 80 мкм	Очистка поверхности до степени Sa2½ ISO 8501-1:1988	Послойное нанесение безвоздушным распылением. Сушка слоя при температуре (20±2) °C не более 0,5 часа	Слабо-агрессивная

Окончание таблицы

№ п/п	Система защитного покрытия	Подготовка поверхности	Условия нанесения	Среда эксплуатации
<b>Металлоконструкции каркаса и модулей</b>				
1	WG-Ferrogalvanic-WG-Weleflex 2-слойное покрытие. Общая толщина 180 мкм	Очистка поверхности до степени St2 (ISO 8501-1)	Нанесение при относительной влажности от 10 до 99 %	При агрессивности среды C5-I и ISO 12944-5
2	Jotacote Universal+ Hardtop Flexi 2-х слойное покрытие. Общая толщина 210±20 мкм	Очистка поверхности до степени Sa2½ по ISO 8501-1:1988	Послойное нанесение безвоздушным распылением. Сушка слоя при +23 °C...+40 °C 7,5 – 4 часа	Слабо-агрессивная
3	Jotacote Universal+ Hardtop Flexi 2-слойное покрытие. Общая толщина 210±20 мкм	Очистка поверхности до степени Sa2½ по ISO 8501-1:1988	Послойное нанесение безвоздушным распылением. Сушка слоя при +23 °C...+40 °C 7,5 – 4 часа	Агрессивность среды C5-I по ISO 12944-5
<b>Конструкции технологического оборудования</b>				
1	Jotamastic 80 + Hardtop Flexi 2- слоя. Общая толщина покрытия 210 мкм	Очистка поверхности от окислов до второй степени по ГОСТ 9.402-2004 или до степени Sa2½ или St3 по ИСО 8501-1:1988.	Послойное нанесение безвоздушным распылением. Сушка слоя при температуре + 5 °C до +40°C и относительной влажности воздуха до 80 %	Средне-агрессивная или при агрессивности среды C5-I по ISO 12944-5

### Выводы

Выполненные исследования в рамках диагностики и мониторинга технического состояния сооружения предприятия углеобогащения при коррозионном разрушении по систематизации факторов режима эксплуатации позволяют определить порядок подтверждения соответствия качества противокоррозионной защиты заданным требованиям по коррозионной стойкости и долговечности.

Полученные экспериментальные данные по коррозионной стойкости и долговечности используются для обоснования выбора проектных решений и формирования спецификации первичной и вторичной защиты согласно требованиям EN ISO 12944:98.

Підтверджена актуальність:

- нормативного регулювання определения остаточного ресурса и обеспечения проектного срока эксплуатации;
- установления ответственности собственников за соблюдение требований нормативно-эксплуатационной документации по поддержанию соответствующего технического состояния сооружений;
- внедрения методологии системы оценки надежности сооружений, внедрение новых современных нормативно-правовых актов, стандартов, технических регламентов.

### **Литература**

- [1] ДБН В.2.6-163:2010 «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу».
- [2] ДСТУ 2156-93 Безпечність промислових підприємств. – К.: Держстандарт України, 1994. – 31 с.
- [3] EN ISO 12944:98 «Лаки и краски – защита от коррозии стальных конструкций системами защитных покрытий».
- [4] СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии».
- [5] СНиП 3.04.03-85 «Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии».
- [6] Отчет НИР «Выполнить обследование металлоконструкций главного корпуса и технологических модулей обогащательной фабрики» / Авторы – Гибаленко А.Н., Рашкин П.С. и др.; Руководитель работы – Гибаленко А.Н., ДонЦТБ ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», 2012 г. – 30 с.
- [7] Информационное письмо. Научно-исследовательский центр «Качество». (Исх. № 77 от 31.08.2008). – 4 с.
- [8] СТП 101С-6.3-05-2007. Стандарта предприятия ОФ «Свято-Варваринская» ПрАО «Донецксталь» – металлургический завод» по обеспечению безопасной эксплуатации конструкций зданий и сооружений объектов металлургического комплекса.
- [9] Документированная процедура контроля коррозионного состояния, средств и методов противокоррозионной защиты строительных конструкций и технологического оборудования ОФ «Свято-Варваринская» ПрАО «Донецксталь» - металлургический завод» ТР № 19-11/23425.

*Надійшла до редколегії 10.05.2012 р.*

УДК 624.015.5

## Результаты экспериментального определения остаточного напряженного состояния в сечениях сварных двутавровых элементов

<sup>1</sup>Филатова Л.Н., <sup>2</sup>Голоднов А.И., д.т.н.

<sup>1</sup>Донбасский государственный технический университет, Украина,  
<sup>2</sup>ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Украина

**Аннотация.** Изложены методика и результаты определения остаточного напряженного состояния в элементах двутаврового сечения. Были исследованы образцы предварительно напряженные, в состоянии поставки и после регулирования остаточного напряженного состояния.

**Анотація.** Викладено методику і результати визначення залишкового напруженого стану в елементах двотаврового перерізу. Було досліджено зразки попередньо напружені, у стані постачання та після регулювання залишкового напруженого стану.

**Abstract.** The method and results of determination of the remaining tense consisting is expounded of elements of I-section. Standards were investigational preliminary tense, in a state of delivery and after adjusting of the remaining tense state.

**Ключевые слова:** остаточное напряженное состояние, предварительное напряжение, регулирование.

**Введение. Постановка вопроса.** Предварительное напряжение используется в различных конструкциях. Необходимость его диктуется различными целями: расширением области упругой работы материала, перераспределением усилий, уменьшением деформативности, повышением устойчивости и т.п. Предварительное напряжение может осуществляться на стадии изготовления, монтажа или в процессе эксплуатации [1, 2, 3, 4, 5].

Методы предварительного напряжения конструкций на стадии изготовления можно разделить на три группы [1, 4]:

- затяжные методы с использованием дополнительных элементов типа затяжек;
- беззатяжные методы, основанные на предварительном деформировании элементов с последующей фиксацией сваркой;
- методы предварительного напряжения путем локальных термических воздействий (ЛТВ).

К беззатяжечным относится метод предварительного напряжения вытяжкой поясов способом упреждающего разогрева. Предварительное напряжение осуществляется путем приварки к стенке двух поясов (для колонн) или одного нижнего пояса (для балок), которые перед сваркой поясных швов разогреваются газовыми горелками до заданной температуры. После сварки и остывания в поясах возникают остаточные растягивающие напряжения, а в стенке – уравнивающие их сжимающие [2, 3, 4].

Целью работы является разработка методики и проведение экспериментальных исследований остаточного напряженного состояния (ОНС) в сварных двутавровых элементах, возникающего при различных технологиях изготовления и регулирования.

**Основная часть.** Экспериментальные исследования проводились для получения данных о характере распределения остаточных напряжений (ОН) в сварных элементах одинакового сечения, но с различными технологиями изготовления и регулирования остаточного напряженного состояния (ОНС) и для последующей проверки теоретических предпосылок.

В качестве экспериментальных использованы сварные и прокатные двутавровые образцы-колонны (прокатные серии СП и сварные серии СЛ). Длина образцов составляла 1400 мм, сечение показано на рис. 1.

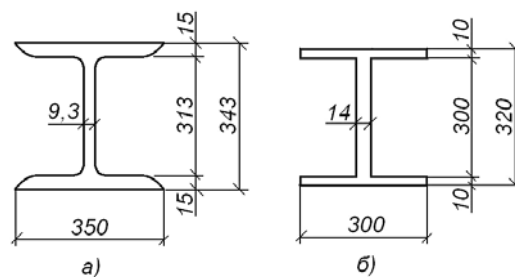


Рис. 1. Сечения экспериментальных образцов серий СП (а) и СЛ (б)

Образцы серии СП (рис. 1, а) были изготовлены путем разрезки ствола из широкополочного двутавра 35К1 на мерные длины – 2800 мм (для испытаний на сжатие) и 1400 мм (для определения ОНС).

Образцы серии СЛ (рис. 1, б) были изготовлены: пояса – из стали марки Ст3сп5, стенка – из стали марки 16Г2АФ-12. После изготовления стволов длиной 6 м, как и в случае с образцами серии СП, производилась разрезка на мерные длины – 2800 мм (для испытаний на сжатие) и 1400 мм (для определения ОНС).

Регулирование ОНС в образцах серий СЛ и СП осуществлялось ЛТВ путем разогрева двух кромок поясов шириной 20 мм газовым резаком с последующим остыванием на воздухе в такой последовательности:

- образец помещался на стенд, устанавливались приборы и проверялась их работоспособность. Схема размещения приборов приведена на рис. 2;
- производился съем начальных отсчетов по приборам;
- производился разогрев на одной из кромок пояса шириной 20 мм газовым резаком до температуры выше критической точки  $A_{C3}$  ( $850...950^{\circ}\text{C}$ ) по всей длине (или на части длины) образца. Контроль температуры выполнялся с помощью термопар, подключенных к регистрирующей аппаратуре;
- после остывания пояса производился съем промежуточных результатов;
- производился аналогичный разогрев другой кромки пояса с записью окончательных результатов после остывания.

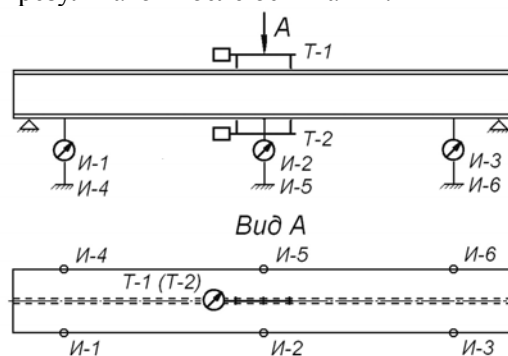


Рис. 2. Схема размещения приборов на образцах:

Т-1, Т-2 – приборы ИГМ-10 для измерения деформаций в верхней и нижней частях сечения; И-1, ..., И-6 – приборы ИЧ-10МН для измерения прогибов

Для каждого образца принималась индивидуальная схема регулирования ОНС. Разогрев кромок поясов осуществлялся как по всей длине образца (СЛ-20/3, СП-20/3), так и на участке длиной 800 мм в центральной части (СЛ-20/1, СП-20/4). Величины кривизны определялись по правилам строительной механики как отношение разности относительных деформаций на кромках поясов к высоте образца. Результаты измерений приведены в таблице.

Таблиця

**Результаты испытаний образцов серий СЛ и СП**

Серия и номер образца	Деформации поясов, е.о.д.		Кривизна $\kappa \cdot 10^5, \text{см}^{-1}$	Прогибы кромок поясов, мм		
	сжатого	растянутого		левой	правой	середины
СЛ-20/3	74,7	27,3	3,18	0,59	1,28	0,94
СЛ-20/1	79,1	27,0	3,37	-0,02	1,06	0,52
СП-20/4	68,3	13,4	2,38	0,18	0,72	0,45
СП-20/3	58,1	13,5	2,06	0,38	0,75	0,57

Кроме этих исследований были выполнены исследования стальной балки, предварительно напряженной вытяжкой нижнего пояса (серия БСУ). Подбор сечений балок производился на основе разработанных расчетных методик [4] и предложений. Длина балок составляла 2820 мм, сечение показано на рис. 3.

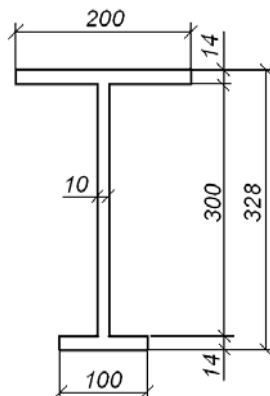


Рис. 3. Сечение экспериментальной балки серии БСУ, предварительно напряженной вытяжкой нижнего пояса

Изготовление предварительно напряженной балки серии БСУ было выполнено в такой последовательности.

1. На первом этапе по заводской технологии собирались верхний пояс и стенка в тавр. С помощью упругих металлических пластин закреплялся нижний пояс. Сборка контролировалась измерениями геометрических размеров.
2. На втором этапе собранный образец помещался в стенд и закреплялся в горизонтальном положении на упорах. Для измерения температурных деформаций в точке начала движения нагревательных устройств разогреваемый нижний пояс со стенкой скреплялись сварочной скрепкой.



Нижний пояс разогревался двумя горелками. Одновременно с разогревом шел процесс сварки двух швов. Температурные деформации измерялись прогибомером ПАО–6. Скорость сварки была равна 28...30 см в минуту.

Контроль температуры осуществлялся термопарами, впаянными в среднем сечении пояса, с последующей записью на регистрирующий прибор КСП-4.

Сварка двух швов синхронно выполнялась двумя полуавтоматами кремнемаргонцовой проволокой в среде углекислого газа катетом 5 мм.

3. На третьем этапе образец извлекался из стенда. Два оставшихся шва варились в освобожденном состоянии.

Стадия полной готовности определялась разрезкой на проектные длины, приваркой ребер жесткости и маркировкой по сериям. Балка, изготовленная с предварительным напряжением, имела предварительный выгиб 5,5 мм.

Все экспериментальные образцы были изготовлены на ДЗМК им. И.В. Бабушкина в 1981 году.

Исследования ОНС всех образцов проведены разрушающим методом с использованием тензорезисторов сопротивления и регистрирующей аппаратуры (системы СИИТ-3 с кабелями и коммутаторами). Это позволило получить распределение ОН в элементах путем измерения деформаций после разрезки и переводом показаний прибора в напряжения умножением на коэффициент тензочувствительности. Его величина ( $k=0,376$  МПа) определена путем тарировки на консольной тарировочной балке с переменным сечением, нагруженной силой на свободном конце.

Подготовка балок к испытанию проводилась в такой последовательности:

- разметка мест наклейки тензорезисторов;
- зачистка размеченных мест шлифовальной машиной с последующей доводкой шлифовальной шкуркой;
- обезжиривание и грунтовка зачищенных мест;
- группировка и наклейка тензорезисторов;
- коммутация и проверка работоспособности электрических цепей.

Группировка и наклейка тензорезисторов выполнялись согласно инструкции для принятых типов датчиков клеем БФ-2.

С учетом поставленной задачи в выборе средств измерения можно выделить следующие этапы:

- подбор первичной аппаратуры;
- согласование и выбор вторичной аппаратуры;

- схема соединений;
- сборка и проверка измерительного тракта.

Схема наклейки тензорезисторов приведена на рис. 4.

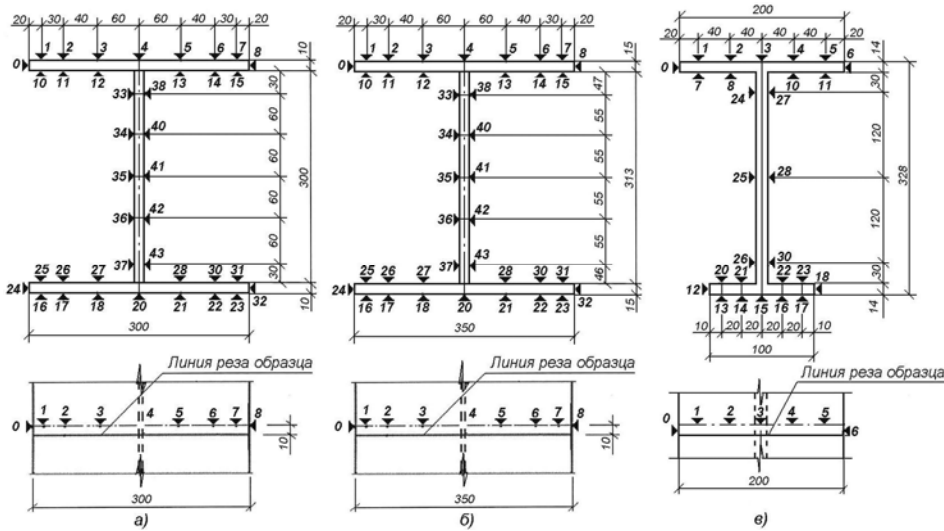


Рис. 4. Схема наклейки тензорезисторов на образцах серии СЛ (а), СП (б) и БСУ (в)

Деформации образцов определялись таким образом:

1. В местах определения деформаций наклеивались проволочные тензорезисторы сопротивления типа 2 ПКБ-30-20ХВ на бумажной основе.
2. Тензорезисторы подключались к регистрирующей аппаратуре и проводился съем начальных результатов (при этом за основу схемы и соединения тензорезисторов принята полумостовая схема с двумя компенсационными сопротивлениями при поочередном подключении активных датчиков). В качестве регистрирующей аппаратуры использовалась система тензометрическая СИИТ-3.
3. Производилась разрезка участка пояса с одной стороны образца на длину, позволяющую освободить элементы с ОН в пределах одного наклеенного тензорезистора, и производился съем показаний по прибору СИИТ-3.
4. Производилась разрезка участка пояса с другой стороны образца на длину, позволяющую освободить элементы с ОН в пределах одного наклеенного тензорезистора, и производился последующий съем показаний по прибору СИИТ-3.

5. После окончательного распуска поясов производилась поперечная разрезка стенки двутавра с поэтапным снятием отсчетов по прибору СИИТ-3 в пределах одного тензорезистора.

После каждого этапа выдерживалась пауза продолжительностью 15...20 минут, а затем брались отсчеты по всем тензодатчикам сопротивления исследуемого образца.

Окончательный съем показаний производился после полной распиловки балок и выдержки в течение 24 часов.

На рис. 5 (а, б) приведены эпюры ОН, полученные в образцах серий СП (а) и СЛ (б) после разрезки. На рис. 6 приведена эпюра ОН, полученная в предварительно напряженной балке серии БСУ после разрезки.

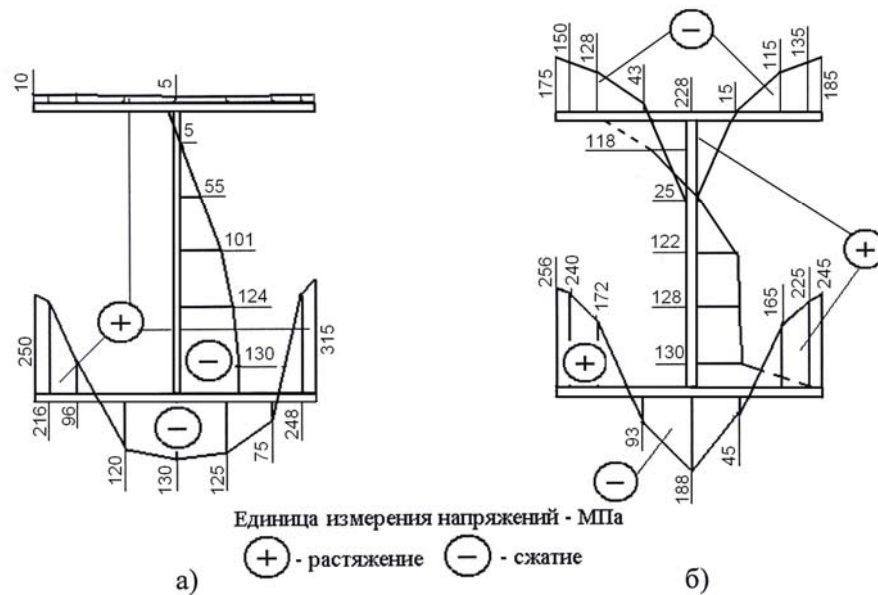


Рис. 5. Распределение ОН в сечениях образцов серий СП (а) и СЛ (б) после регулирования ОНС и поперечной разрезки

Полученные в ходе проведенных экспериментальных исследований данные позволяют проверить положения разработанной методики расчета сжатых элементов с наплавкой валиков на части длины.

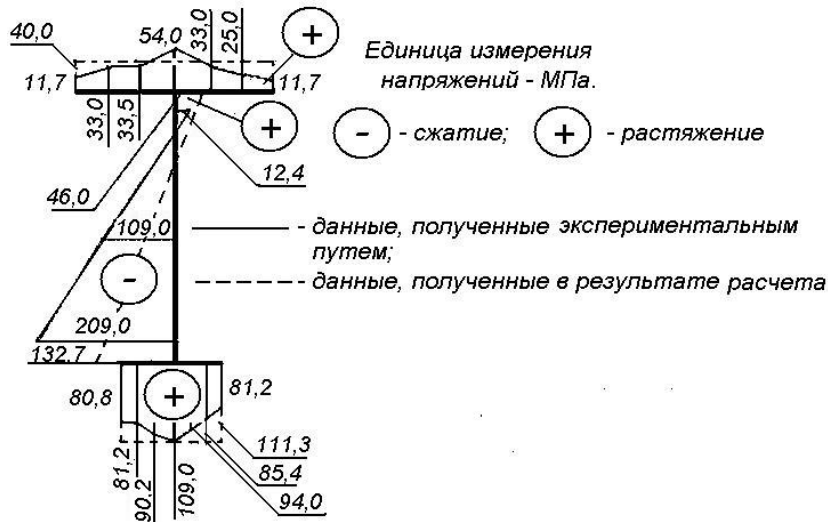


Рис. 6. Распределение ОН в сечении образца серий БСУ после поперечной разрезки

## Выводы

1. Разработана методика проведения экспериментальных исследований ОНС, возникающего в двутавровых элементах после регулирования путем разогрева кромок поясов до температуры, выше критической точки  $A_{C3}$ . ОНС определялось разрушающим методом путем разрезки образцов в поперечном направлении. В ходе исследований изучалось распределение ОН по сечению образца.
2. Впервые полученные в ходе проведения экспериментальных исследований данные позволили установить, что для сварных двутавровых образцов после регулирования ОНС путем разогрева двух кромок на одном поясе происходит изменение характера ОН – на кромках возникают остаточные растягивающие напряжения, а в районе поясных сварных швов остаточные сжимающие напряжения. В ходе регулирования для образца серии СЛ остаточные растягивающие напряжения в зоне сварных швов были ликвидированы. В образцах серий СЛ и СП стенка получила изгиб, а сами образцы – остаточный выгиб.
3. Получены данные о распределении ОН по сечению предварительно напряженной вытяжкой нижнего пояса (упреждающим разогревом) балки серии БСУ. Эти данные свидетельствуют о наличии относительно равномерного распределения ОН в нижнем поясе, что связано с применением упреждающего разогрева.

4. Полученные в ходе проведенных экспериментальных исследований данные позволяют проверить положения разработанной методики расчета сжатых элементов с наплавкой валиков на части длины.

#### **Литература**

- [1] Голоднов А.И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. – К.: Изд-во «Сталь», 2008. – 150 с.
- [2] А.с. 729327 СССР, МКИ Е04 С 21/12. Способ предварительного напряжения металлических колонн / И.И. Набоков, Е.П. Лукьяненко, В.А. Нелидов, В.А. Муляев (СССР); Опубл. 25.04.80, Бюл. № 14. – 2 с.
- [3] А.с. 1527393 СССР, МКИ Е04 С 3/10. Способ изготовления предварительно напряженной металлической балки / А.И. Голоднов, Е.П. Лукьяненко, И.И. Набоков (СССР); Опубл. 07.12.89, Бюл. № 45. – 2 с.
- [4] Методические рекомендации по применению облегченных предварительно напряженных сварных двутавров для реконструкции промышленных предприятий / НИИСП Госстроя СССР; Сост. И.И. Набоков, А.И. Голоднов, Е.П. Лукьяненко и др. – К.: НИИСП, 1988. – 45 с.

*Надійшла до редколегії 03.06.2012 р.*

УДК 624.076.2

## **Оценка рисков эксплуатации стальных конструкций в условиях исчерпания их ресурса**

**Колесниченко С.В.**

ООО «Укринсталькон им. В.Н. Шимановского», Донбасский центр  
технологической безопасности, Украина

**Аннотация.** 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 поврежденных конструкций, так и гипотетических (необнаруженных) несовершенств.

**Анотація.** Пропонується методика оцінювання ризиків, що входить до складу робіт із ризик-аналізу можливості подальшої експлуатації будівельних сталевих конструкцій в умовах вичерпання їх ресурсу. Методика базується на урахуванні як існуючих дефектів та пошкоджень, так і гіпотетичних (не знайдених) недосконалостей.

**Abstract.** 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 hypothetical (non-defined) imperfections.

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

**Описание проблемы.** В Украине находится значительный фонд производственных зданий и сооружений, стоимость которого доходит до 60% основных фондов народного хозяйства Украины. Сохранение и поддержание этого фонда в рабочем состоянии, возможного для использования в течение всего проектного, а часто и назначенного за проектного срока эксплуатации являются важной экономической задачей. По ряду объективных и субъективных причин в последнее время количество аварий приобрело лавинообразный характер. С 1991 года 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.

Задачей безаварийной эксплуатации строительных металлических конструкций является расчет остаточного ресурса на основе результатов, полученных во время выполнения работ по обследованию и оценке технического состояния.

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 рисков 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 будет неизвестно. 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).

**Анализ исследований и публикаций.** В связи с тем, что значительная часть эксплуатирующихся конструкций находится в условиях 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].

**Нерешенные проблемы, которые отражены в исследовании.** Несмотря на достаточно большое количество публикаций по проблеме риск-анализа, большинство из них посвящено 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 стальных 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.

**Цель публикации.** 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 могут считаться следующие определения: 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 используемые в практике:

- риск, или степень риска – это 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 риска 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, представленной на рис. 1.

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.



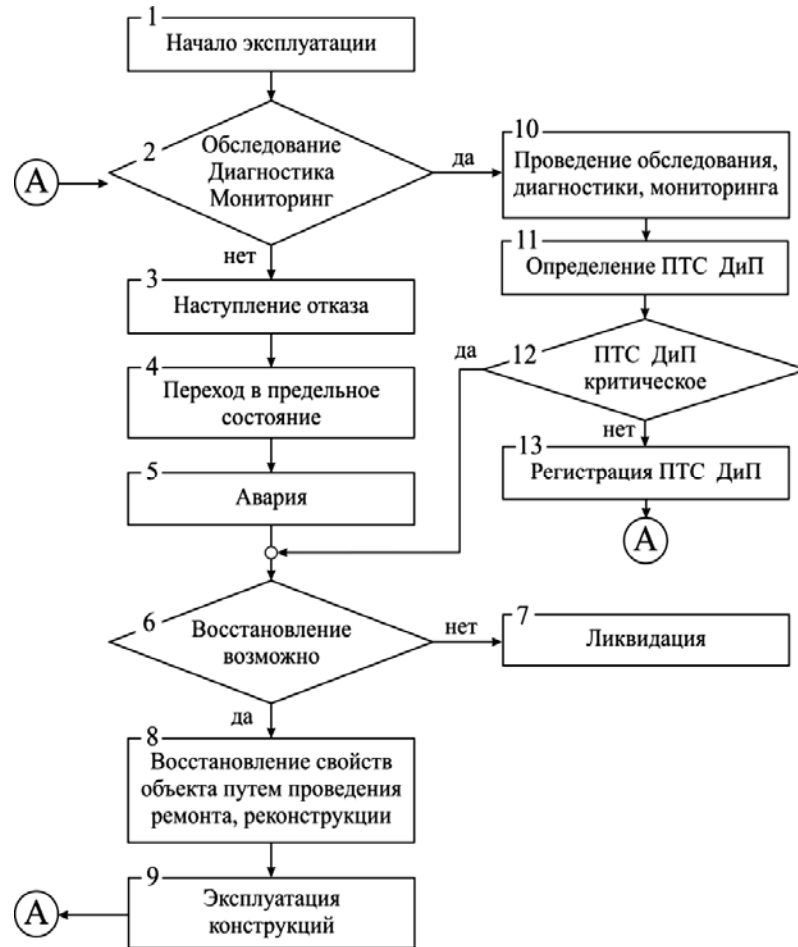


Рис. 1. Схема эксплуатации стальных конструкций производственных зданий и сооружений

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

1. Изменение (ухудшение) параметров конструктивной безопасности. Сюда относятся:

- 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 не обнаруженными 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 пригодности конструкции к содержанию. В зависимости от информации об объекте, остаточный ресурс которого прогнозируется, рассматриваются три группы типовых ситуаций.

Первая группа типовых ситуаций характеризуется наличием следующей информации:

- известны вид функции  $F$ , определяющий связь между прямыми и косвенными параметрами системы, все коэффициенты и дисперсии этих коэффициентов;
- 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.

Третья группа типовых ситуаций характеризуется следующей информацией:

- 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:

$$K_{\Gamma}(t) = \frac{T_0(t)}{[T_0(t) + T_B(t)]}, \quad (1)$$

где  $T_0(t)$  – средняя наработка объекта между отказами;  $T_B(t)$  – среднее время восстановления.

Пригодность конструкции к содержанию может быть определена как:

$$S = \frac{K_{\Gamma}}{C_{\text{ТОиР}}/T_{\text{КЛ}}} \quad (2)$$

$C_{\text{ТОиР}}$  – 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:

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

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 форме:

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

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

В процессе проведения 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  $t_j$ ;
- $K_{ni}(t_j)$  – количество невыявленных дефектов (повреждений)  $i$ -го наименования, распределенного по толщине металла  $t_j$ ;
- $K_{vi}(t_j)$  – 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]:

$$I(t_j) = 1 - e^{-\mu t_j}, \quad (5)$$

$\mu$  – коэффициент, характеризующий параметры распределения.

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

$$K_{oi}(t_j) = \frac{K_{Bi}(t_j)}{I(t_j)}. \quad (6)$$

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

$$K_H(t_j) = K_o(t_j)(1 - I(t_j)). \quad (7)$$

Общее количество ДиП для всех толщин:

$$K_H = \sum_j K_H(t_j). \quad (8)$$

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 разрушение) или локальное разрушение. В качестве исходной информации в качестве детерминированных показателей 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:

$$\sigma_0 > k \cdot \sigma_R, \quad (9)$$

где  $\sigma_R$  – 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:

$$K_{\text{н}} = K_f \cdot K_{\text{н}}. \quad (10)$$

Для коррозионных ДиП, в которых на период обследования размеры не достигли критического значения, можно определить скорость их роста через  $T$  лет после их обнаружения. Считая, что скорость подчиняется нормальному (Гауссовому) распределению, плотность вероятности будет иметь вид:

$$\varphi(T, z) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(z-m)^2/2\sigma^2}, \quad (11)$$

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

Тогда глубина дефекта считается нормально распределенной величиной с параметрами:

$$m = d + Tv_d; \quad \sigma = \sqrt{\sigma'^2 + T^2\sigma_v^2}, \quad (12)$$

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

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

$$I_{\text{кр,в}}(T, z) = \int_{d_{\text{кр}}}^{\infty} \varphi(T, z) dz. \quad (13)$$

Для гипотетических ДиП удельная вероятность разрушения конструкции рассчитывается как:

$$I_{\text{кр,в}}(T, z) = \frac{1 - (1 - I_{\text{кр1}}(T_1 t_{\text{кр1}})) k_1(t_1) \dots (1 - I_{\text{кр}l}(T_l t_{\text{кр}l})) k_l(t_l)}{z}, \quad (14)$$

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

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

$$F_R(T, z) = U(Z) \left( \sum_1^n I_{\text{кр,в}}(T, z) + I_{\text{кр,н}}(T, z) \right). \quad (15)$$

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

$$F_R^{LOC}(T, z) = U(Z_{LOC}) \left( I_{кр,В}(T+1, t_{кр}) - I_{кр,Н}(T, t_{кр}) \right), \quad (16)$$

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.

### **Литература**

- [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. Надійність техніки. Методи расчета показателей надежности. Общие требования.

*Надійшла до редколегії 28.05.2012 р.*



## **ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ**

У збірнику публікуються не опубліковані раніше та не призначені для одночасної публікації в інших виданнях статті, що містять нові результати теоретичних та експериментальних досліджень в області розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель і споруд, розроблення раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів і з'єднань, удосконалення матеріалів, технологій виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкцій будівель і споруд; пропозиції щодо розвитку і вдосконалення нормативної бази в цій галузі будівництва тощо.

Наукові статті повинні містити: опис проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими програмами чи практичними завданнями; короткий аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано вирішення даної проблеми і на які посилається автор; виділення невирішених питань або проблем, котрим присвячується стаття; формулювання цілей статті (постановка завдання); виклад основного матеріалу дослідження з обґрунтуванням отриманих наукових результатів; висновки з цього дослідження і перспективи подальших досліджень за даним напрямком.

Статті подаються українською, російською або англійською мовами, роздруковані в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті, а також в електронній формі, надсилаються звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 7 сторінок форматом А4 (210×297 мм), включаючи рисунки, таблиці та перелік використаної літератури. Статтю необхідно супроводжувати короткою анотацією, надрукованою українською, російською та англійською мовами. До статті потрібно додати для кожного із співавторів авторську довідку, в якій вказати прізвище, ім'я та по батькові, науковий ступінь, вчене звання, місце і адресу основної роботи, посаду та контактний телефон.

Стаття набирається в редакторі Microsoft Word, шрифт Times New Roman, розмір 11 пт., міжрядковий інтервал – одинарний. У лівому верхньому кутку сторінки зазначається УДК. Прізвища, ініціали авторів та назва статті вирівнюються по центру, друкуються напівжирним шрифтом. Із нового абзацу подається текст статті з вирівнюванням по ширині.

Таблиці набираються шрифтом Times New Roman, розміром 10 або 9 пт. Розмір таблиці не повинен бути більше 12 см по ширині.

Формули в тексті набираються в редакторі Word Microsoft Equation або у програмі MathType шрифтом Times New Roman, розміром 11 пт., текст та змінна формули – курсивом.

Креслення, рисунки, фотознімки вставляються в текст та додатково подаються окремими файлами з розширенням .tif, .gif або .jpg за розміром по ширині 10–15 см (300 точок/дюйм).

Перелік використаної літератури оформляється відповідно до ДСТУ ГОСТ 7.1-2006 і наводиться наприкінці статті за алфавітом. Наприклад, для книги – прізвище й ініціали автора, назва книги, місце видання й видавництво, рік видання, том (підкреслити), кількість сторінок. Не дозволяється робити посилання на неопубліковані роботи.

Кожна стаття підлягає рецензуванню. У випадку повернення статті на доопрацювання датою надходження вважається дата одержання редакцією остаточного варіанта тексту. Після доопрацювання стаття знову розглядається редколегією.

Дотримання зазначених вимог дозволить скоротити термін опрацювання та підготовки до друку матеріалів, що надійшли до редакційної колегії збірника.

***Розраховуємо на співпрацю.***



Наукове видання

Товариство з обмеженою відповідальністю  
«Український інститут сталевих конструкцій  
імені В.М. Шимановського»

**ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ**  
**Українського інституту сталевих конструкцій**  
**імені В.М. Шимановського**

Відповідальний редактор

О.В. Шимановський

Дизайн  
Комп'ютерна верстка  
та технічне редагування

О.Л. Ніколайчук  
Т.І. Лукашевич  
Т.І. Цапро  
В.С. Артюшенко  
Г.В. Ленда  
К.Л. Павлова

Рекомендовано до друку вченою радою  
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»  
(протокол № 6 від 7.06.2012)

---

Підписано до друку 7.06.2012.  
Формат видання 70x100/16.  
Папір офсетний. Друк офсетний.  
Умовн. друк. арк. 15,87. Обл.-вид. арк. 10,83.  
Тираж 100 прим.

Видавництво «Сталь».  
02660, ГСП-660, м. Київ, вул. Віталія Шимановського 2/1,  
тел. 229-83-51; 543-95-56  
[www.izdat.com.ua](http://www.izdat.com.ua)

---