



ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського науково-дослідного
та проектного інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського



Під редакцією заслуженого діяча науки і техніки України,
доктора технічних наук,
професора О.В. Шимановського

Науково-технічний збірник

Випуск 1

Видавництво «Сталь»
Київ – 2008

УДК 061.62+624.014
ББК 30.4
З-415

З-415 Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського / Відп. ред. О.В. Шимановський. – К.: Вид-во «Сталь», 2008, вип. 1 – 168 с.

ISBN 978-966-1555-13-5

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 061.62+624.014
ББК 30.4

РЕДАКЦІЙНА КОЛЕГІЯ:

Шимановський О.В., д.т.н. (відп. редактор); Адріанов В.П.; Божко В.А., к.т.н.;
Васильченко В.В.; Гайдайчук В.В., д.т.н.; Голоднов О.І., д.т.н. (відп. секретар);
Гордеев В.М., д.т.н. (заст. відп. редактора); Гром А.А., к.т.н.; Гуляев 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.; Перельмутер А.В., д.т.н.

АДРЕСА КОЛЕГІЇ:

просп. Визволителів, 1,
Київ 02660,
ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»
тел. 543-97-40, e-mail: icbmc@urdisc.com.ua

Свідотство про державну реєстрацію
КВ №12628-1512Р від 03.05.2007 р.

ISBN 978-966-1555-13-5

**© ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»**

ЗМІСТ

Пічугін С.Ф., Дрижирук Ю.В. Аналіз розвитку норм проектування по сніговому навантаженню.....	5
Горохов Е.В., Кузнецов С.Г., Васылев В.Н. Расчет ветровых нагрузок на конструкции в условиях городской застройки.....	16
Семко О.В., Махінько Н.О. Порівняльний аналіз вітрового навантаження на металеві башти за СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" та ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи".....	23
Пічугін С.Ф., Бражник О.О., Маслова Ю.Е. Порівняльний аналіз горизонтальних кранових навантажень, визначених за різними нормами проектування.....	36
Нилов А.А., Лазнюк М.В., Мартынюк А.Я. К вопросу о нормативном обеспечении проектирования стальных двутавров с гофрированными стенками.....	44
Пичугин С.Ф., Махінько А.В. Предложения по нормированию коэффициента высоты сооружения в ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи".....	54
Шимановский А.В., Колесниченко С.В. Методологические основы создания информационных систем учета действительного состояния эксплуатирующихся строительных конструкций.....	68
Голоднов А.И., Козлова О.Н., Иванов А.П. Исследование остаточных напряжений в элементах трубчатого сечения после наплавки сварных швов.....	74
Шимановський О.В., Божко В.А., Перельмутер А.В. Нове конструктивне рішення симетричних ферм із одиночних кутиків.....	80

Cywiński Z. 150 years of an ironwork masterpiece.....	85
Тамразян А.Г., Степанов А.Ю. Количественная оценка риска прогрессирующего обрушения конструкций большепролетных сооружений.....	90
Rzadkowski J., Kraszewski K. Dynamic and fatigue analysis of steel space supporting frame structure for turbogenerator.....	98
Ажермачев Г.А., Перминов Д.А. О распределении усилий в элементах рамного узла сейсмостойкого стального каркаса с колоннами коробчатого сечения.....	111
Білик С.І. Просторова стійкість сталевих колон зі змінною висотою перерізу.....	120
Гоголь М.В., Пелешко І.Д., Більський М.Р. Ефективність регулювання зусиль у металевих конструкціях.....	127
Губанов В.В., Межинская И.В. Исследование характеристик сечений и оттяжек мачт сотовой связи.....	133
Пічугін С.Ф., Бібік М.В. Врахування пластичних деформацій для вант із прокатних профілів.....	139
Шалинский В.В. Исследование напряженно-деформированного состояния нитей конечной жесткости за пределом упругости.....	148
Пічугін С.Ф., Скляренко С.О. Дослідження навантажень на металеві конструкції буксирувальних канатних доріг.....	155
Вимоги до оформлення статей.....	163

УДК 624.042.4

Аналіз розвитку норм проектування щодо снігового навантаження

Пічугін С.Ф., д.т.н., **Дрижирук Ю.В.**, аспірант

Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка,
Україна

Анотація. Наводиться порівняльний аналіз вітчизняних ДБН В.1.2.-2:2006 "Навантаження і впливи" та закордонних норм проектування Eurocode 1 і ASCE 7-05 на прикладі оцінки параметрів снігових мішків біля перепадів висот будівель. Пропонуються снігозахисні конструкції для боротьби з підвищеним сніговим навантаженням.

Аннотация. Приводится сравнительный анализ отечественных ДБН В.1.2.-2:2006 "Нагрузки и воздействия" и зарубежных норм проектирования Eurocode 1 и ASCE 7-05 на примере оценки параметров снежных мешков около перепадов высот зданий. Предлагаются снегозащитные конструкции для борьбы с повышенной снежной нагрузкой.

Abstract. The comparative analysis is cited concerning Ukrainian DBN V.1.2.-2:2006 "Loads and influences" and foreign building norms Eurocode 1 and ASCE 7-05 by the example of parameters estimation of snow sacks near the over-falls of buildings heights. Snow protective constructions are offered to resist increased snow loading.

Ключові слова: навантаження і впливи, снігове навантаження, снігозахисні конструкції.

Постановка проблеми. Із введенням в дію нових вітчизняних норм ДБН В.1.2.-2:2006 "Навантаження і впливи" виникає багато питань, пов'язаних із відповідністю даного нормативу світовим аналогам, зокрема, підходу до нормування снігового навантаження. Також зацікавлення викликають снігозахисні конструкції для зниження цього виду навантаження біля перепадів висот будівель.

Аналіз останніх досліджень. Дослідження розподілу снігу по поверхні землі на території колишнього СРСР велися з початку XIX століття. Короткий огляд вітчизняних норм та порівняння їх із закордонними виконано в [4, 5]. Основні положення щодо проектування снігозатримувальних конструкцій наведені в [2].

Виділення невирішених частин загальної проблеми. Відсутній порівняльний аналіз визначення розподілу снігу біля перепадів висот будівель за методиками вітчизняних та закордонних норм.

Також актуальною є проблема боротьби зі "сніговими мішками", що утворюються внаслідок добудови до існуючих будівель нових, більш високих.

Мета роботи. Метою даної статті є порівняльний аналіз вітчизняних і закордонних норм та пропозиції щодо снігозатримувальних конструкцій.

Порівняльний аналіз норм проектування. Питання коректного врахування снігового навантаження є досить актуальним у наш час. Нехтування ним може призвести до важких наслідків. Так, на території Російської Федерації сніг став причиною численних випадків руйнувань та людських жертв: 2004 р. – руйнування Трансвааль-парку в м. Москва, 28 загиблих, причина – перевантаження покрівлі снігом; 2005 р. – місто Чусовий, руйнування басейну; 2006 р. – руйнування Басманного ринку, 65 загиблих, причина – мокрий сніг; 2007 р. – падіння даху супермаркету в м. Нижній Новгород, 2 загиблих, причина – перевантаження старої покрівлі снігом. Вражають своєю масштабністю руйнування виставкового залу в Польщі, ковзанки в Німеччині та покрівлі супермаркету в Чехії (2006 р.), причиною яких також стало снігове навантаження. В Україні, наприклад, мало місце руйнування даху школи в Луганській області (2006 р.), втрата несучої здатності легких конструкцій покриття в південних районах.

Нормування снігових навантажень розвивалося на основі досвіду експлуатації й будівництва будівель і споруд, а також у міру вдосконалення методів розрахунку будівельних конструкцій. Одним із перших нормативних документів щодо снігового навантаження в СРСР був ОСТ/ВКС 7626/Б (уведений з 1 червня 1933 р.). Потім з'явилися ОСТ 90058-40 (1940 р.), СНиП II-Б.1-54 (1954 р.), СНиП II-А.11-62 (1962 р.), СНиП II-6-74 (1974 р.), в яких не тільки додавалися та уточнювалися схеми розподілу снігового навантаження на покрівлях, а змінювалися підходи до його нормування. Всі ці напрацювання сприяли розробленню у 1985 р. СНиП 2.02.07-85 "Нагрузки и воздействия".

У порівнянні з попередніми документами уточнені схеми розподілу снігових навантажень для будинків зі склепінчастими і близькими до них за обрисом покриттями та покриттями з перепадом висот, уведено нові схеми розподілів снігового навантаження для висячих покриттів циліндричної форми й для покриттів із поздовжніми ліхтарями. Уточнена залежність зносу снігу вітром від висоти і ширини будинків. Але прагнення до уніфікації нормативних параметрів призвело до того, що при нормуванні снігових навантажень в один сніговий район включені території з досить великим розкидом снігових навантажень. Значні території Сибіру відносяться до II і навіть до I снігового району, однак

характер снігового покриву в цих районах істотно відрізняється від південних районів України й Північного Кавказу, що в ряді випадків стало причиною аварій легких покриттів на півдні України.



Рис. 1. Руйнування легких конструкцій під дією снігу



Рис. 2. Снігове навантаження на покрівлях та на поверхні землі

До 2007 р. снігові навантаження на покриттях будинків в Україні визначались на основі СНиП 2.01.07-85* "Нагрузки и воздействия" зі змінами № 132 1988 р., де значно доопрацьовані схеми снігового

навантаження, але з ряду причин не забезпечувався достатній рівень надійності запроєктованих конструкцій. Однією з причин була недосконалість імовірнісної моделі снігового навантаження на поверхні землі, а як наслідок – низька забезпеченість розрахункових навантажень. Запропоноване уявлення снігового навантаження у вигляді квазістаціонарного випадкового процесу [6, 9]. На базі узагальнених параметрів даної моделі снігового навантаження вдалося кількісно оцінити забезпеченість нормативів снігового навантаження для території України. Дані порівняльного розрахунку показують невелику повторюваність районних нормативних і розрахункових навантажень за СНиП у межах 3–5 років, що відображає відомий факт недостатньої забезпеченості й заниженості нормованих СНиП снігових навантажень.

Особливості європейських норм значною мірою враховані при розробленні ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи" [1], що введені в дію з 1 січня 2007 року. Результати багаторічних досліджень дозволили усунути суттєві недоліки СНиП, зокрема районування території за рівнем навантаження. У ДБН снігове навантаження вважається змінним повторним навантаженням з трьома розрахунковими значеннями: граничним (аналог розрахункового навантаження в нормах СНиП), експлуатаційним та квазіпостійним. Їх значення обчислюються на основі характеристичного значення снігового навантаження S_0 , що дорівнює вазі снігового покриву на 1 м^2 поверхні землі, що може перевищуватись раз на 50 років. Надійність конструкцій регулюється коефіцієнтом γ_f (для граничного навантаження), що залежить від строку служби конструкції (середнього періоду повторюваності). Також збільшена кількість чинників, що впливають на рівень даного навантаження.

Граничні розрахункові снігові навантаження в новому ДБН [1] у більшості випадків перевищують відповідні значення, встановлені СНиП. Для території України це має привести до підвищення рівня надійності конструкцій, хоча й дещо підвищить їх матеріаломісткість.

Відповідно до даних норм Єврокод-1 [7] снігове навантаження на покриття будинків і споруд визначається за формулою

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k, \quad (1)$$

де μ_i – коефіцієнт форми покриття; S_k – вага снігового покриву землі, кПа, період повторюваності 50 років; C_e – коефіцієнт, що враховує експозицію поверхні покриття; C_t – термічний коефіцієнт. На відміну від ДБН [1] Єврокод-1 [7] розділяє сніговий мішок на дві складові, обумовлені ковзанням (зсипанням) снігу з верхнього покриття й переносом снігу під дією вітру (рис. 3). Перша складова μ_s чітко пов'язана з ухилом покрівлі,

що знаходиться вище, й може досягати половини снігового навантаження, що перебуває на ній. Друга вітрова складова μ_w визначається з урахуванням ширини верхньої й нижньої ділянок покриття, але обмежена зверху випадком заповнення всього перепаду висот снігом. Таким чином, $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$.

Для $\alpha \leq 15^\circ$: $\mu_s = 0$; $\mu_w = (b_1 + b_2)/2h$; $0,8 \leq \mu_w \leq 4$.

γ – густина снігу, що приймається для даного розрахунку, 2 кН/м^3 .

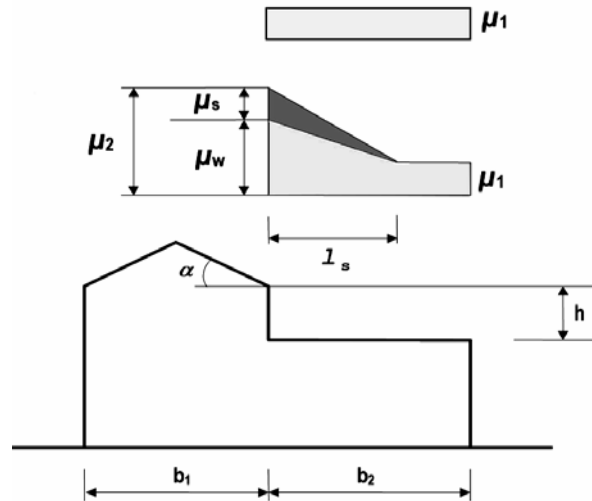


Рис. 3. Схема утворення снігового мішка за Єврокодом

Снігове навантаження на плоскому покритті будинків у стандарті ASCE 7-05 [8] Сполучених Штатів визначається за такою формулою:

$$P_f = 0,7 C_e \cdot C_t \cdot I \cdot P_g, \quad (2)$$

де C_e - коефіцієнт, що враховує захищеність покриття будинку сусідніми будівлями, лісом і т.п. (від 0,7 до 1,2); C_t - термічний коефіцієнт (від 1 до 1,2); I - коефіцієнт "важливості" ("відповідальності", від 0,8 до 1,2); P_g - снігове навантаження на землі.

Перехід від навантаження на землі до навантаження на плоскому покритті визначають за наступною формулою:

$$P_s = C_s \cdot P_f, \quad (3)$$

де C_s - коефіцієнт, що враховує ухил.

Всі коефіцієнти переходу до снігового навантаження на покритті встановлені у взаємозв'язку між собою. Для рівномірно розподіленого навантаження на плоскому покритті коефіцієнт C_s приймається рівним 1,0.

Коефіцієнт "відкритості" C_e враховує положення будинку на певній місцевості та перебуває у межах від 0,7 до 1,3.

У стандарті ASCE 7-05 за термічними умовами покриття розділені на три категорії: "теплі", покриття, що частково стримують тепловтрати, і холодні. Коефіцієнт C_t має відповідно для цих категорій значення 1; 1,1 і 1,2, тобто передбачене зростання навантажень для холодних покриттів.

На покриттях будинків із перепадом висот сніг розподіляється наступним чином (рис. 4).

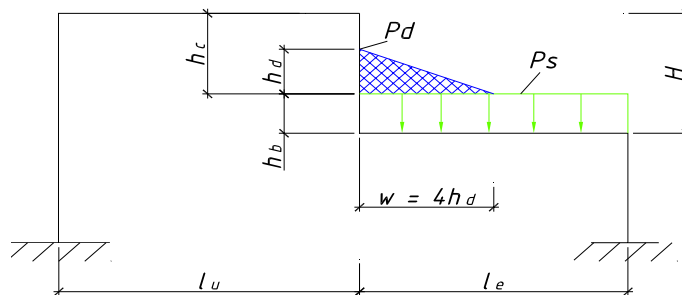


Рис. 4. Розподіл снігового навантаження на покриттях із перепадами висот

Стандарт рекомендує на нижньому покритті біля перепаду передбачати додатково, крім рівномірно розподіленого навантаження P_s , трикутне навантаження від додаткового накопичення снігу, викликаного переносом його вітром із найбільшою ординатою P_d (рис. 4). Навантаження від снігу P_d не враховуються при $h_c h_b < 0,2$, де h_c – висота перепаду; h_b – висота снігу на землі. Висота снігу, що накопичується в перепаді, визначається за формулою

$$h_d = 0,43 \sqrt[3]{l_u} \sqrt[4]{P_g + 10} - 1,5, \quad (4)$$

де l_u – прогін верхнього покриття; P_g – розрахункове снігове навантаження на землі (вага снігового покриву на землі) в l_b/f_t^2 .

Висота рівномірно розподіленого снігового покриву $h_b = P_s/\gamma$, висота h_d не повинна бути вище, ніж h_c (рис. 4). Довжина w епюри додаткового навантаження дорівнює $4h_d$. Якщо ця епюра перевищує прогін нижнього покриття, то довжина w приймається рівною прогону нижнього покриття. Максимальне значення додаткового навантаження P_d дорівнює $h_d \gamma$, де γ – щільність снігового покриву на покрівлі, визначена за формулою

$$\gamma = 0,13P_g + 14, \text{ система SI: } \gamma = 0,426P_g + 2,2, \quad (5)$$

де P_g – розрахункове снігове навантаження на землі в lb/ft^2 .

Щільність γ приймається не більше $4,7 \text{ кН/м}^3$.

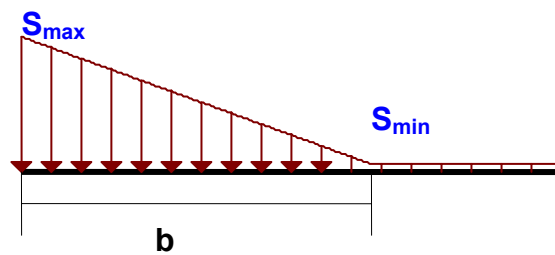
Для проведення порівняльного аналізу взято житловий будинок у м. Полтаві. Снігове навантаження на поверхні землі з урахуванням періоду експлуатації будівлі 100 років для розрахунків за всіма нормами вважалось рівним $1,653 \text{ кПа}$. Були розглянуті наступні випадки перепадів висот. Опустивши розрахунки, що виконувались у відповідності до нормативних документів, маємо наступні параметри снігових мішків (табл. 1):

Таблиця 1

Параметри епюру снігового навантаження

Випадок	$l_1, \text{ м}$	$l_2, \text{ м}$	$h, \text{ м}$
1	7,2	7,5	2,41
2	20,7	19,2	2,62
3	100	17,1	6

l_1 – довжина верхньої покрівлі, l_2 – довжина нижньої покрівлі, h – перепад висоти.
Епюра снігового навантаження



S_{\min} ; S_{\max} – найменше та найбільше значення ординат снігового навантаження;
 b – довжина зони підвищених сніговідкладень.

Випадок	ДБН В.1.2-2:2006			Eurocode 1			ASCE 7-05		
	$b, \text{ м}$	$S_{\min}, \text{ кПа}$	$S_{\max}, \text{ кПа}$	$b, \text{ м}$	$S_{\min}, \text{ кПа}$	$S_{\max}, \text{ кПа}$	$b, \text{ м}$	$S_{\min}, \text{ кПа}$	$S_{\max}, \text{ кПа}$
1	5,02	0,33	5,45	5	1,32	5,04	2,2	1,16	2,7
2	10,6	0,33	5,95	5,24	1,32	5,95	3,8	1,16	3,9
3	12,7	0,33	6,6	12,0	1,32	6,6	7,5	1,16	6,6

Порівняльну оцінку снігових мішків проведемо за вантажними площами епюр снігового навантаження.

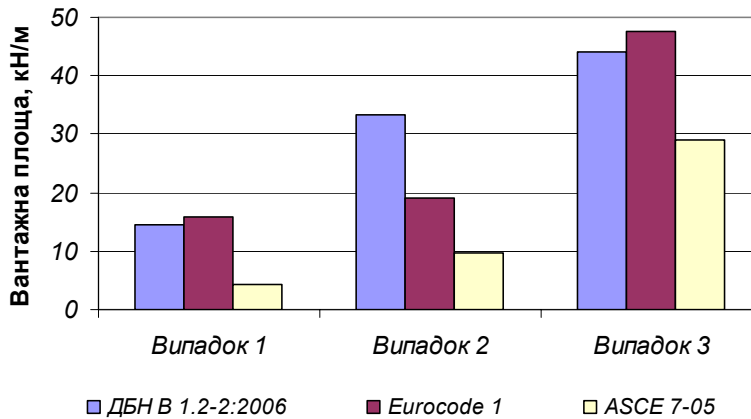


Рис. 5. Порівняння вантажних площ снігового навантаження за різними нормами

Як бачимо з рис. 5, норми ДБН та Eurocode 1 дають приблизно однакові результати. Норми ASCE 7-05 суттєво занижують надлишкове снігове навантаження, що негативно впливає на рівень надійності запроектованих конструкцій. Крім того, норми США є незручними в користуванні, а розрахункові формули дещо складні.

Снігозатримувальні конструкції. Під час реконструкції старих будівель та добудови до них значно вищих нових корпусів створюються перепади висоти між такими будівлями, що сприяє накопиченню снігу та виникненню "снігових мішків". Застосування снігозатримувачів є прогресивним методом боротьби з надлишковим сніговим навантаженням біля перепаду висот. Ці пристрої можуть закріплюватися до несучих конструкцій більш високої нової будівлі та сприймати надлишкове навантаження, що враховується при проектуванні.

Авторами доповіді за допомогою снігозатримувачів вирішені проблеми надлишкового снігового навантаження на 3-х об'єктах, де поруч із існуючими було споруджено набагато вищі нові будівлі. Розглянемо детальніше варіанти застосованих інженерних рішень.

1. Снігозатримувач, що є продовженням даху нової будівлі, доцільно застосовувати в ситуаціях, подібних до зображеної на рис. 6.

Дах нової будівлі продовжується до перетину з дахом існуючої будівлі. При цьому утворюється суцільний схил, зникає перепад висот (перекривається конструкцією снігозатримувального пристрою), "сніговий мішок" узагалі не виникає.

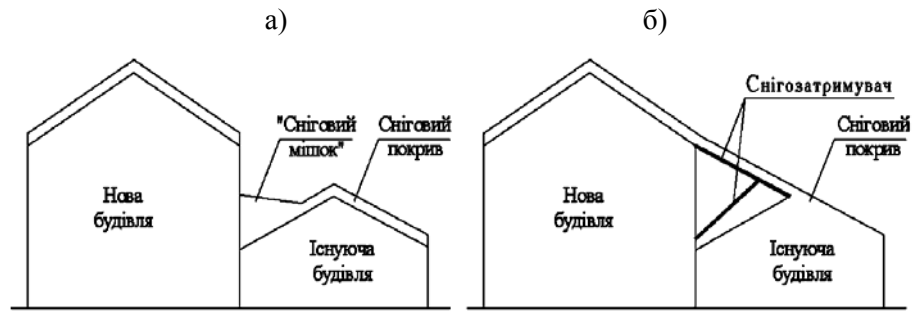


Рис. 6. Розподіл снігового навантаження по покрівлі будинку:
а) без снігозатримувача; б) із застосуванням снігозатримувача-продовження даху

2. Снігозбирач між будівлями. Між новою й існуючою будівлями встановлюється жолоб, у який здувається та сповзає сніг із покрівель (рис. 7). Ухил жолоба сприяє відведенню талої води й снігу на поверхню землі.

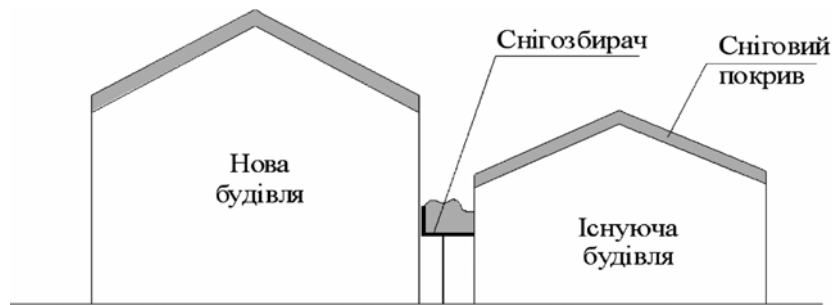


Рис. 7. Снігозбирач між будівлями

Застосуванню даного виду снігозбирачів можуть сприяти відповідні конструктивні особливості будівель.

3. Снігоутримувач-консоль (рис. 8) застосовується коли неможливо або недоцільно продовжувати покрівлю високої будівлі. Конструкція являє собою консоль, що закріплюється до колон нового об'єкта та продовжується до покрівлі існуючого. Зрозуміло, що при цьому виникає перепад висот, але "сніговий мішок" сприймається снігозапобіжником.

Запропоновані конструкції продовжують досліджуватися, розробляються підходи до їх проектування.

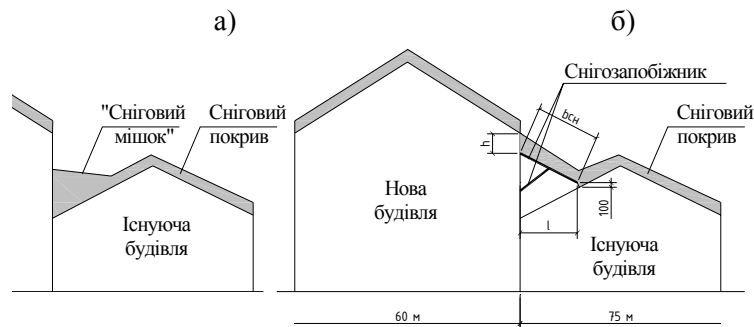


Рис. 8. Снігозатримувач-консоль:
а) без снігозатримувача; б) із застосуванням снігозатримувача-консолі

Висновки

Державні будівельні норми України враховують новітні досягнення норм Євросоюзу Eurocode 1, хоча й успадкували схеми розподілу снігу по покрівлях зі СНиП 2.01.07-85*. Незважаючи на меншу кількість відповідних схем, представлених в Eurocode, вони в більшості випадків дають аналогічні з ДБН результати, а їх розрахункові формули простіші та зручніші в застосуванні.

Виходячи зі складності розрахункових формул норм США ASCE 7-05 (2005 р.), великої кількості варіантів розподілу снігу по покрівлях, можна судити про високу точність визначення снігового навантаження. Але порівняльний аналіз показав значне заниження даними нормами параметрів "снігових мішків".

Таким чином, норми щодо снігового навантаження необхідно вдосконалювати з урахуванням світових досягнень у цій галузі. В складних випадках розрахунок слід проводити згідно з рекомендаціями різних норм, що призведе до підвищення рівня надійності конструкцій. Також необхідно приділяти більше уваги впровадженню снігозахисних інженерних заходів, котрі є прогресивним методом у боротьбі з надлишковим сніговим навантаженням.

Література

- [1] ДБН В.1.2.-2-2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: 2006. – 60 с.
- [2] *Пичугін С.Ф., Семко О.В., Дрижирук Ю.В.* Засоби боротьби з підвищеним сніговим навантаженням на покрівлю // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)/ Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. – Вип. 20. – ПолтНТУ, 2007.
- [3] Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / *В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин.* Под общей ред. А.В.Перельмутера. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 482 с.
- [4] Снеговые нагрузки на покрытия зданий в условиях Севера (на примере Якутии / *В.В. Филиппов, А.Т. Копылов, Т.А. Корнилов и др* – М.: Наука, 2000. – 246с.
- [5] *Пичугин С.Ф.* Вероятностное описание снеговых нагрузок для территории Украины // Технічна метеорологія Карпат. Матеріали першої Міжнародної науково-технічної конференції ТМК-98. – Львів, 1998. – С. 85 – 88.
- [6] EN 1991-1-3. Eurocode 1 – Actions on Structures. – Part 1–3: General Actions – Snow Loads. – July 2003. – 56 p.
- [7] ASCE 7-05. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. – American Society of Civil Engineers, 2005 (with commentary).
- [8] Snow Engineering / Recent Advances and Developments / Ed. Erik Hjørth-Hansen, Ivar Holand, Sveninung Loset and Harald Norem. – Rotterdam: A.A. Balkema, 2000. – 456 p.

Надійшла до редколегії 15.07.2008 р.

УДК 624.042.4

Расчет ветровых нагрузок на конструкции в условиях городской застройки

Горохов Е.В., д.т.н., **Кузнецов С.Г.,** к.т.н., **Васылев В.Н.,** к.т.н.

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры,
Украина

Анотація. Приводяться результати визначення вітрових впливів на висотні будівлі. Для чисельного вирішення сформульованої задачі за основу береться метод розщеплювання.

Аннотация. Приводятся результаты определения ветровых воздействий на высотные здания. Для численного решения сформулированной задачи в качестве основы берется метод расщепления.

Abstract. The results of determination of the wind influences acting on high-rise buildings are given. The breaking up method is accepted as a basis for numerical solution of the formulated task.

Ключевые слова: ветровой поток, ветровая загрузка, система уравнений Навье-Стокса, волна.

Введение. Строительство высотных зданий и сооружений является основной тенденцией развития городов. Одной из причин, которые тормозят развитие высотного строительства в Украине, является отсутствие современной нормативной базы, учитывающей аэродинамические особенности, возникающие при обтекании ветровым потоком высотных сооружений. Часто не учитывают последствия взаимодействия нескольких высотных зданий и сооружений, расположенных на различном расстоянии одно от другого, в частности, возникновение отрывных течений, генерации подветренных волн и их взаимодействие.

Все это говорит о необходимости натуральных, модельных и теоретических исследований как важного этапа во время проектирования и расчета конструкций, чувствительных к действию ветра. Благодаря развитию вычислительной техники численное моделирование стало важным звеном исследований по данной проблематике.

Расчет обтекания ветровым потоком высотных зданий необходим как для определения ветровых нагрузок на конструкции здания, так и для учета влияния ветра на воздухообмен помещений. В первом случае основной интерес представляют сильные кратковременные ветра (скорость потока 20–35 м/с), во втором – слабые квазистационарные со скоростью потока на уровне 5 м/с. В настоящее время в практике проектирования используются

методики, которые позволяют проводить оценку ветровых нагрузок на здания [1–3]. Однако возможность применения этих методик при проектировании современных высотных зданий, особенно если они имеют сложную геометрическую форму, вызывает вопросы, поскольку методики базируются, в основном, на опыте проектирования зданий малой и средней высоты довольно простой формы [1, 2].

Необходимая информация о распределении ветровых нагрузок на высотные сооружения сложной конфигурации может быть получена с помощью методов физического (в аэродинамических трубах [1, 3]) или математического (компьютерного) моделирования [4 – 6]. И в том, и в другом методе имеется ряд проблем адекватного моделирования природных явлений.

При проектировании высотных сооружений очень важно получить детальную картину обтекания их ветром. Для крупных объектов сложной формы и с учетом ветрового профиля (нарастания скорости ветра с высотой) это задача в полном объеме не решается даже современными вычислительными средствами. Именно поэтому в мировой практике высотного строительства принята стратегия определения ветровых воздействий в два этапа: оценочного расчета воздействий и испытаний макета в аэродинамической трубе с оснащением его датчиками для статических и динамических измерений. Расчеты должны быть основаны на результатах аэродинамических испытаний макетов (кроме одиночно стоящих высотных зданий простой формы). За рубежом используют трубы разных конструкций и размеров, при этом считается, что испытания крупномасштабных моделей дают более детальную и точную картину ветрового воздействия. Важным моментом испытаний макетов является создание вертикального ветрового профиля. Взаимодействие атмосферных потоков с поверхностью Земли даже при минимальном рельефе «тормозит» ветер внизу, при этом образуются внутренние вихри разных размеров. Известно, что с середины высоты для высотных зданий 40 % ветрового потока, набегающего на здание, движется вниз. Образуются вихревые структуры, размер которых зависит от конфигурации сооружения. При этом создаются локальные добавочные нагрузки (в первую очередь на фасад здания), причем с наветренной стороны на уровне входа в высотное здание ветровые нагрузки могут быть подобны или даже больше, чем на высоте 100 м.

Физическая модель подветренных волн. Анализ нынешнего состояния вопроса и научных достижений в области возникновения явлений волновой природы показал, что волны, возникающие при обтекании высотных сооружений, идентичны так называемым «корабельным» волнам. Данное приближение позволяет рассчитать характеристики

возникающих ветровых волн в зависимости от размеров высотного здания и свойств набегающего ветрового потока.

Так как расчет обтекания трехмерных препятствий крайне сложен, основные особенности таких течений продемонстрированы на простейшем примере, встречающемся в природе. С этой целью рассмотрим волны за источником возмущений, каким является, например, судно, движущееся по поверхности глубокой воды. Вся структура возникающих при этом волн остается неподвижной относительно судна и может рассматриваться как подветренные волны. Скорость волн на глубокой воде U определяется выражением (1) и если линейное возмущение составляет с нормалью к направлению движения угол φ , то поперечная составляющая $U \cos \varphi$ создает волны. Продольную составляющую скорости можно добавить после того, как форма волновой структуры найдена. Если подветренные волны пропорциональны $\sin kx$, где x – расстояние, отсчитываемое вниз по потоку в направлении перпендикуляра к линейному препятствию (рис. 1), то для точки P с полярными координатами r, θ из определения X и уравнения (1) получим следующие два уравнения (2):

$$U^2 = \frac{g}{k}, \quad (1)$$

$$X = r \cos(\varphi + \theta), \quad k = \frac{g}{U^2 \cos^2 \varphi}. \quad (2)$$

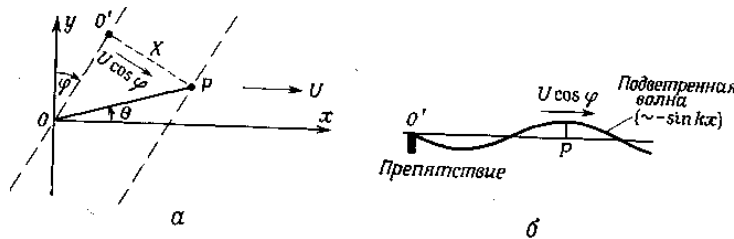


Рис. 1. Система координат (а) и подветренная волна в вертикальной плоскости за препятствием (б)

Волна в точке P , параллельной линейному препятствию OO' , составляет с нормалью к набегающему потоку угол φ . Набор линейных препятствий с разными углами φ образует в точке O изолированное препятствие. Подветренные волны получают суммированием отдельных подветренных волн. Справа показана элементарная подветренная волна в вертикальной плоскости, проведенной через $O'P$.

Наиболее интересной чертой волновой картины, показанной на рис. 2, является то, что она заключена между двумя значениями θ . Так максимальный угол раствора равен: $\operatorname{tg} \theta_{\max} = 2^{-3/2}$, или $|\theta_{\max}| = 19^\circ 28'$.

Другие линии постоянной фазы имеют аналогичную форму. Точка M , в которой расходящиеся линии постоянной фазы пересекают такие же поперечные линии, соответствует максимуму амплитуды волны. Иногда достигается второй максимум в точке N , но его не следует путать (в случае корабля) с гребнями волн типа M , создаваемых кормой корабля. Поперечные волны в точках L велики, однако для хорошо спроектированного корабля, идущего с расчетной скоростью, суммарное возмущение, создаваемое главным образом его носом и кормой, здесь минимально, и этим обеспечивается минимум волнового сопротивления.

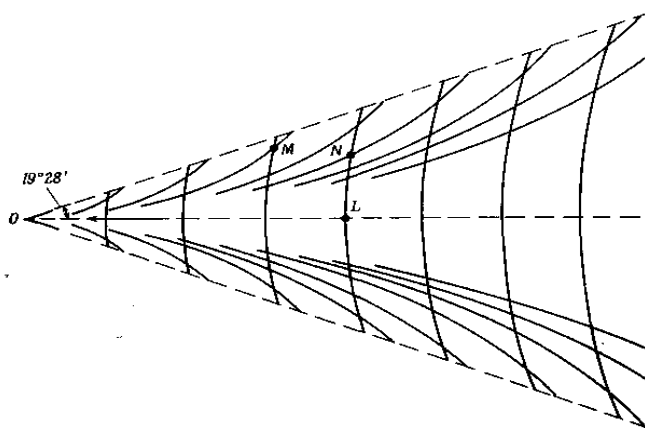


Рис. 2. Линии гребней суммарной структуры подветренных волн за возмущением с центром в точке O , движущимся по поверхности глубокой волны

Все фазовые линии волновой картины имеют одинаковую форму и получаются при последовательных значениях N , которые увеличиваются на 2π при переходе от одного гребня к другому.

Основы модельных экспериментов. Полученные формулы имеют простой вид благодаря простоте уравнения (1), которое связывает длину волны со скоростью на глубокой воде.

Одной из причин, вызывающих большие подветренные волны, является наличие нескольких параллельных групп препятствий, удаленных друг от друга на целое число длин подветренных волн. Амплитуда волны может удваиваться вторым препятствием, находящимся на расстоянии длины волны вниз по потоку от первого.

Точно так же второе препятствие, если поместить его вниз по потоку на расстоянии, равном нечетному числу полуволн, может полностью погасить подветренные волны, созданные первым препятствием. В общем случае второе препятствие просто меняет фазу подветренных волн.

Проведено физико-математическое моделирование обтекания высотного сооружения и группы сооружений путем решения полной системы уравнений Навье-Стокса в двумерной и трехмерной постановке. В данных расчетах были определены коэффициенты лобового сопротивления здания и группы зданий в зависимости от их взаимного расположения и угла атаки.

Система расчетных уравнений имеет вид:

$$\begin{aligned}\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= -\frac{\partial P}{\partial x} + \frac{1}{R_e} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right), \\ \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} &= -\frac{\partial P}{\partial z} + \frac{1}{R_e} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right),\end{aligned}\quad (3)$$

где $R_e = \frac{U \cdot b}{\nu}$ – число Рейнольдса.

Для удовлетворения граничных условий на препятствии применим метод фиктивных областей с продолжением по младшим коэффициентам в расширенной области $D_0 \cup D$. Запишем вспомогательную задачу для системы уравнений (1 и 2):

$$\begin{aligned}\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= -\frac{\partial P}{\partial x} + \frac{1}{Re} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) - S \cdot (u - u_0), \\ \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} &= -\frac{\partial P}{\partial z} + \frac{1}{Re} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) - S \cdot (w - w_0),\end{aligned}\quad (4)$$

где $S(x, z) = \begin{cases} 0, & (x, z) \in D \\ \varepsilon^{-2}, & (x, z) \in D_0 \end{cases}$, ε – малый параметр,

u_0, w_0, T_0 – значения составляющих скорости ветра и температуры на нижней границе.

Для численного решения сформулированной задачи в качестве основы был взят метод расщепления. Для аппроксимации конвективных членов использованы разности против потока, что приводит к повышению устойчивости расчетного алгоритма для более высоких чисел Рейнольдса.

Пусть в некоторый момент времени $t_n = n\tau$ (τ – шаг по времени, n – число шагов) известны поля скорости $V=(u, w)$ и давления. Тогда процедуру определения неизвестных функций в момент времени $t_{n+1} = (n+1)\tau$ организуем в виде трехэтапной схемы расщепления.

На первом этапе определим промежуточные значения скорости, температуры и концентрации по уравнениям

$$\begin{aligned}\frac{\tilde{u} - u}{\tau} &= -u \frac{\partial u}{\partial x} - w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{1}{R_e} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) - S \cdot (u - u_0), \\ \frac{\tilde{w} - w}{\tau} &= -u \frac{\partial w}{\partial x} - w \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{1}{R_e} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) - S \cdot (w - w_0).\end{aligned}\quad (5)$$

На втором этапе по вычисленным на первом этапе промежуточным значениям скорости выполним расчет поля давления по уравнению Пуассона:

$$\frac{\partial^2 P}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial z^2} = \frac{1}{\tau} \left(\frac{\partial \tilde{u}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{w}}{\partial z} \right).\quad (6)$$

На третьем этапе определим окончательные (на временном слое $n+1$) значения скорости по уравнениям:

$$\frac{u - \tilde{u}}{\tau} = \frac{\partial P}{\partial x}, \quad \frac{w - \tilde{w}}{\tau} = \frac{\partial P}{\partial z}.\quad (7)$$

Выводы

Результаты расчетов показывают наличие образования волн за сооружениями и, в некоторых случаях, возникновение картины течения аналогичной интерференции электромагнитных волн.

Наблюдаются области со значительным увеличением модуля скорости, что косвенным образом свидетельствует о возникновении интерференции образующихся при обтекании строений подветренных волн. Эффект интерференции проявляется из-за того, что разность хода образующихся волн за первым и вторым строением кратна целому числу длин волн. Данный эффект проявляется на значительном удалении от строений (порядка 7–10 калибров), что в значительной мере может влиять на обтекание далеко стоящих строений.

Следует также отметить, что в турбулентном режиме обтекания длинные подветренные волны не возникают, что связано с особенностями отрыва пограничного слоя.

Литература

- [1] *Реттер Э.И.* Архитектурно-строительная аэродинамика. – М., 1984.
- [2] ДБН В.1.2-2:2006 Нагрузки и воздействия (нормы проектирования), К.: Минстрой Украины, 2006, С. 25 – 34.
- [3] МГСН 4.19–05. Многофункциональные высотные здания и комплексы.
- [4] American Society of Civil Engineers. Minimum design loads for buildings and other structures. ANSI/ASCE 7–95, ASCE. New York, 1998.
- [5] *Горохов Е.В., Кузнецов С.Г., Васылев В.Н.* Эффект подветренных волн при определении ветровых нагрузок // Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сборник научных трудов. Ч. 1. – Одесса: ОГАСА, 2008. С. 36 – 41.
- [6] *Кузнецов С.Г.* Чисельне моделювання вітрових навантажень висотних будівель // Міжвузівський збірник. Наукові нотатки. – Луцьк: Луцький державний технічний університет, 2008. С. 168 – 173.

Надійшла до редколегії 24.07.2008 р.

УДК 69+624.042.4

Порівняльний аналіз вітрового навантаження на металеві башти за СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" та ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи"

Семко О.В., д.т.н., Махінько Н.О., аспірант

Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка,
Україна

Анотація. У даній роботі наведені пропозиції щодо вирішення проблеми знаходження вітрових навантажень на баштові споруди шляхом раціонального поєднання методики СНиП 2.01.07-85 із методологічними принципами опису вітрового навантаження у ДБН В.1.2-2:2006 та Eurocode 1. На основі дослідженого виконана серія розрахунків металевих ґратчастих башт, відповідно до методу, який пропонується, та СНиП 2.01.07-85, з наступним порівнянням значень статичної та пульсаційної складової вітрового навантаження, а також коефіцієнтів висоти споруди, пульсації та динамічності.

Аннотация. В данной работе приведены предложения относительно решения проблемы нахождения ветровых нагрузок на башенные сооружения путем рационального сочетания методики СНиП 2.01.07-85 с методологическими принципами описания ветровой нагрузки в ДБН В.1.2-2:2006 и Eurocode 1. На основе исследованного выполнена серия расчетов металлических решетчатых башен, в соответствии с методом, который предлагается, и СНиП 2.01.07-85, со следующим сравнением значений статической и пульсационной составляющей ветровой нагрузки, а также коэффициентов высоты сооружения, пульсации и динамичности.

Abstract. In this scientific paper the proposals are cited to solve the problem of determination of wind loadings influencing the tower-type installations by means of the method of rational combination of SNiP 2.01.07-85 with methodological principles of wind load description given in DBN B.1.2-2:2006 and Eurocode 1. On the basis of the investigation several calculations of the metallic latticed towers are executed in accordance with the offered method and SNiP 2.01.07-85, with further comparison of static values and wind load pulsation component, as well as coefficients of building height, pulsation and dynamicness.

Ключові слова: вітрове навантаження, металеві ґратчасті башти, коефіцієнт висоти споруди, коефіцієнт пульсації, коефіцієнт динамічності.

Вступ. Згідно з чинним ДБН В.1.2-2:2006 для визначення пульсаційної складової вітрового навантаження на сталеві ґратчасті башти передбачається виконання спеціальних динамічних розрахунків, процедура проведення яких не наводиться. Для вирішення цієї проблеми пропонується пов'язати методику динамічного розрахунку баштових споруд, яку передбачає СНиП 2.01.07-85, із європейськими нормами Eurocode 1 (ДБН В.1.2-2:2006). Запропонований метод є досить зручним, оскільки пропонує використовувати для динамічної складової вітрового навантаження таку саму процедуру обчислення, як і в СНиП 2.01.07-85. Різницю

становлять лише формули для визначення коефіцієнтів, що застосовуються у розрахунку і є повністю узгодженими з діючим ДБН В.1.2-2:2006. Ця відмінність викликана головним чином тим, що при обчисленні був застосований логарифмічний закон зміни швидкості вітру за висотою та спектр Соларі, які використані у ДБН В.1.2-2:2006

У зв'язку з цим цікаво провести порівняння розрахункових навантажень за методом, який пропонується, та СНиП 2.01.07-85 для баштових споруд різної висоти.

На підставі сформульованої мети виконана серія розрахунків металевих ґратчастих башт відповідно до окреслених методик та порівняння значень статичної і пульсаційної складової вітрового навантаження, повного вітрового навантаження, а також коефіцієнтів висоти споруди, пульсації та динамічності.

Числова оцінка розрахункових навантажень та показників дає змогу визначити раціональність застосування нового підходу та оцінити обґрунтованість значень вітрового навантаження у ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи".

Статична складова вітрового навантаження. При визначенні вітрового навантаження за ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи", граничне розрахункове значення W_m одночасно враховує вплив як статичної, так і пульсаційної складової швидкості вітру

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C, \quad (1)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження; W_0 – характеристичне значення вітрового тиску.

Оскільки, у запропонованій методиці збору вітрових навантажень на металеві ґратчасті башти передбачається їх роздільне визначення, необхідно вилучити пульсаційну частку із розрахунку, залишивши решту розрахунків незмінними.

Пульсаційна складова вітрового навантаження при визначенні повного розрахункового навантаження враховується шляхом введення як множника коефіцієнта динамічності C_d , при знаходженні коефіцієнта C .

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d, \quad (2)$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт; C_h – коефіцієнт висоти споруди; C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти; C_{rel} – коефіцієнт рельєфу; C_{dir} – коефіцієнт напрямку.

Окрім цього вплив пульсацій на висоті z передбачається при розрахунку коефіцієнта висоти споруди C_h [2]

$$C_h(z) = q_p(z) / q_b = [1 + 7I_{v'}(z)] \cdot c_r^2(z), \quad (3)$$

де $q_p(z)$ – максимальний швидкісний напір на висоті z ; q_b – середній швидкісний напір вітру на висоті $z = 10$ м; $I_{v'}(z)$ – інтенсивність турбулентності для поздовжніх пульсацій швидкості вітру; $c_r^2(z)$ – коефіцієнт, який визначає вертикальний профіль швидкості вітру на висоті z [2]:

$$c_r(z) = k_r \ln(z / z_0). \quad (4)$$

Вилучивши з формули (3) множник $I_{v'}(z)$, отримаємо вираз для розрахунку коефіцієнта висоти споруди без урахування пульсаційної складової швидкості вітру:

$$C_h(z) = k_r^2 \ln^2(z / z_0). \quad (5)$$

Остаточна формула для визначення статичної складової вітрового навантаження відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 [1] запишеться у виді:

$$W_m^c = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C^c, \quad (6)$$

де коефіцієнт C^c визначається за формулою

$$C^c = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir}. \quad (7)$$

Визначення решти коефіцієнтів необхідно здійснювати відповідно до вказівок нормативного документа [1].

Динамічна складова вітрового навантаження. Відповідно до запропонованої методики для визначення вітрового навантаження на металеві гратчасті башти передбачається окреме знаходження динамічної складової вітрового навантаження. Для цього буде застосовуватися звичний алгоритм розрахунку за СНиП 2.01.07-85, але з використанням нових значень коефіцієнтів пульсації, динамічності та просторової кореляції, для яких пропонується застосовувати наступні формули.

Коефіцієнт пульсацій $\zeta(z)$ тиску вітру відповідно до запропонованої методики розрахунку описується виразом [3]:

$$\zeta_E(z) = 7 / \ln(z / z_0), \quad (8)$$

де z_0 – параметр шорсткості поверхні землі.

Для квадрата коефіцієнта динамічності $\xi_{i,k}$ використовується формула [3]

$$\xi_{i,k}^2 = 2A_z \int_0^\infty \frac{\varepsilon^3 d\varepsilon}{\left(1 + \frac{B_z}{\varepsilon}\right)^{2/3} \cdot D}, \quad (9)$$

де $D = (\varepsilon + B_z) \left[\varepsilon^4 - 2(1 - \gamma^2/2) \varepsilon_{i,k}^2 \varepsilon^2 + \varepsilon_{i,k}^4 \right]$; $\gamma = \delta/\pi$; δ – логарифмічний декремент коливань; $\varepsilon(z_k, n_i) \equiv \varepsilon_{i,k}$ – безрозмірний період; $A_z = 6,868$; $B_z = 10,302$ – задані константи.

Числові значення для коефіцієнта динамічності можна отримати за контурною поверхнею (рис. 1), яка з невеликим запасом характеризує зміну коефіцієнта динамічності для будь-якого типу місцевості та довільного значення швидкісного напору в межах території України, залежно від власної частоти коливань та висоти металевої ґратчастої башти. На наведеному рисунку добре видно вплив на коефіцієнт динамічності таких параметрів, як висота H , шорсткість поверхні землі z_0 і власна частота коливань конструкції n_i .

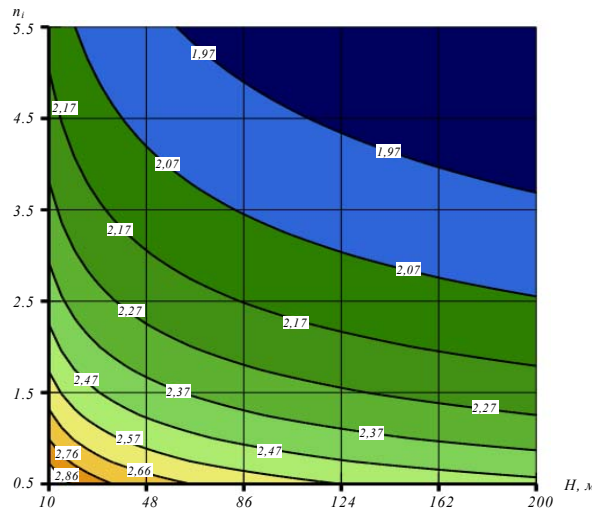


Рис. 1. Представлення коефіцієнта динамічності у вигляді контурного зображення відповідно до запропонованої методики до ДБН В.1.2-2:2006

На рис. 2 за аналогією до СНиП 2.01.07-85 зображені графіки коефіцієнта динамічності як функції безрозмірного періоду для значень $\delta = 0,15$ та $\delta = 0,3$.

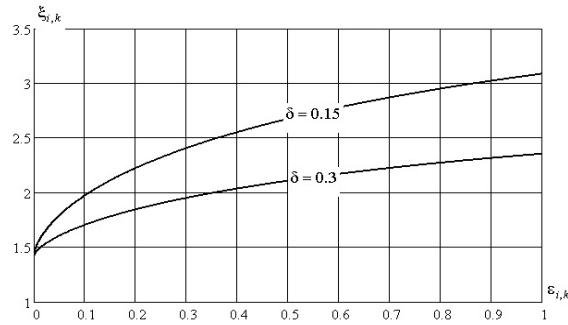


Рис. 2. Представлення коефіцієнта динамічності як функції безрозмірного періоду

При значенні логарифмічного декременту $\delta = 0,15$, обчислити коефіцієнт динамічності можна за апроксимованою формулою

$$\xi_{i,k} = 0,667 \cdot \ln(\varepsilon_i + 0,106) + 3,011. \quad (10)$$

При використанні спектра Соларі і логарифмічного закону для опису вертикального профілю швидкості вітру коефіцієнт просторової кореляції v_j запишеться у виді:

$$v_j(\varepsilon_{1,j}) = \frac{\int_0^\infty \left[\frac{\int_0^H \int_0^H E \cdot coh_{u'}(z_1, z_2, n) dz_1 dz_2}{\left[1 - \left(\frac{n}{n_1} \right) \right]^2 + \gamma^2 \left(\frac{n}{n_1} \right)^2} \right] dn}{\int_0^\infty \left[\frac{\int_0^H \int_0^H E dz_1 dz_2}{\left[1 - \left(\frac{n}{n_1} \right) \right]^2 + \gamma^2 \left(\frac{n}{n_1} \right)^2} \right] dn}, \quad (11)$$

$$\text{де } E = \ln\left(\frac{z_1}{z_0}\right) \ln\left(\frac{z_2}{z_0}\right) z_1^2 z_2^2 S_{u'}(z_1, n) \sqrt{\frac{S_{u'}(z_2, n)}{S_{u'}(z_1, n)}};$$

$S_{u'}(\bullet)$ – нормований спектр Соларі для поздовжньої компоненти швидкості вітру; n_i – i -частота власних коливань конструкції; $coh_{u'}(z_k, z_m, n)$ – функція когерентності, яка описує просторовий розподіл поривів вітру та характеризує кореляцію поривів між двома точками z_k і z_m в просторі для заданої частоти.

Визначення коефіцієнта просторової кореляції за формулою (11) досить складне та незручне, тому були обчислені значення цього коефіцієнта для різних значень висоти споруди h , середнього швидкісного напору w_0 та логарифмічного декремента коливань δ . Отримані результати були зведені в табл. 1. Для проміжних значень змінних величин коефіцієнт просторової кореляції пропонується знаходити лінійною інтерполяцією. Цей підхід нагадує процедуру визначення цього коефіцієнта у старій редакції СНиП II-6-74 "Нагрузки и воздействия".

Порівняння результатів розрахунку. Відповідно до зазначеного вище було виконано збір вітрового навантаження за СНиП 2.01.07-85 та запропонованою методикою для трьох металевих ґратчастих башт висотою 45 м, 60 м та 110 м. Згідно з класифікацією ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи" всі башти умовно приймалися розміщеними у місцевості типу "II", що відповідає сільській місцевості з невеликими спорудами та деревами. При визначенні вітрового навантаження характеристичне значення вітрового тиску обиралося рівним 500 Па (для II вітрового району). Період повторюваності вітрового навантаження приймався рівним $T=15$ років. На підставі пп. 9.14, 10.12 [1] період експлуатації башти назначався рівним середньому періоду повторюваності атмосферних навантажень.

При розрахунках за СНиП 2.01.07-85 для розглянутих башт був обраний тип місцевості "А". Нормативне значення вітрового тиску приймалося рівним 300 Па, що відповідає II вітровому району.

Розрахункова схема башти висотою 45 м (рис. 3,б) представлена у вигляді просторового призматичного стрижня, розбитого за висотою на 9 розрахункових полів (кількість розрахункових полів обрана рівною кількості монтажних секцій башти). Висота 1-го розрахункового поля 6,4 м, 2-го і 3-го – 4,8 м, 4 ÷ 7-го – 5,5 м, 8-го – 3,3 м, 9-го – 4,4 м. Пояси і решітка башти (розкоси, розпірки, горизонтальні діафрагми) виконані із одиночних кутиків за ГОСТ 8509-93. Ухил поясів башти постійний за її висотою до відм. +41,300 і складає $2,4^\circ$ до вертикалі. Сторона грані біля основи башти складає 2450 мм, сторона грані на верху башти 700 мм.

Металева башта висотою 60 м являє собою просторову чотиригранну ферму з поясами та решіткою з кутикового рівнополічкового профілю. Пояси верхньої секції (від відм. +50,4 м) виконані із безшовних гарячедеформованих труб за ГОСТ 8732-78. Розрахункова схема башти (рис. 4,б) складається з 16 розрахункових полів висотою 3,6 та 5,4 м (лише останнє розрахункове поле). Ширина основи башти складає 3990 мм, а ширина верху – 1650 мм.

Таблиця 1

n_1	Коефіцієнт V_j при $\delta = 0,15$ та висоті споруди h , м					
	50	75	100	125	150	200
$w_0 = 600$ Па						
0,1	0,88	0,84	0,81	0,78	0,755	0,715
0,5	0,68	0,64	0,605	0,585	0,57	0,55
1,0	0,63	0,60	0,585	0,575	0,57	0,57
1,5	0,62	0,60	0,595	0,59	0,58	0,58
2,0	0,62	0,613	0,61	0,60	0,60	0,60
Коефіцієнт V_j при $\delta = 0,3$ та висоті споруди h , м						
0,1	0,887	0,852	0,822	0,798	0,776	0,74
0,5	0,732	0,696	0,673	0,657	0,645	0,629
1,0	0,703	0,681	0,669	0,661	0,655	0,646
1,5	0,704	0,689	0,681	0,675	0,671	0,665
2,0	0,711	0,7	0,693	0,688	0,685	0,679
$w_0 = 500$ Па						
Коефіцієнт V_j при $\delta = 0,15$ та висоті споруди h , м						
0,1	0,869	0,828	0,794	0,766	0,741	0,7
0,5	0,672	0,628	0,601	0,581	0,567	0,548
1,0	0,625	0,6	0,586	0,577	0,57	0,562
1,5	0,622	0,606	0,598	0,592	0,589	0,584
2,0	0,628	0,617	0,612	0,609	0,606	0,603
Коефіцієнт V_j при $\delta = 0,3$ та висоті споруди h , м						
0,1	0,879	0,842	0,812	0,787	0,765	0,729
0,5	0,726	0,692	0,67	0,656	0,645	0,63
1,0	0,72	0,682	0,671	0,663	0,658	0,65
1,5	0,706	0,692	0,685	0,679	0,675	0,679
2,0	0,714	0,704	0,697	0,693	0,689	0,684
$w_0 = 400$ Па						
Коефіцієнт V_j при $\delta = 0,15$ та висоті споруди h , м						
0,1	0,857	0,814	0,779	0,749	0,724	0,683
0,5	0,661	0,620	0,595	0,577	0,565	0,548
1,0	0,623	0,600	0,588	0,580	0,574	0,567
1,5	0,623	0,610	0,603	0,598	0,595	0,591
2,0	0,632	0,623	0,618	0,615	0,613	
Коефіцієнт V_j при $\delta = 0,3$ та висоті споруди h , м						
0,1	0,868	0,83	0,799	0,773	0,751	0,715
0,5	0,719	0,687	0,668	0,654	0,645	0,631
1,0	0,702	0,684	0,674	0,667	0,662	0,655
1,5	0,708	0,696	0,689	0,684	0,681	0,675
2,0	0,718	0,708	0,703	0,698	0,695	0,682

Пояси і розпірки металевої башти заввишки 110 м виконані з труб за ГОСТ 8732-70 і розкосів із кутикових рівнополічкових профілів за ГОСТ 8509-72. Ухил поясів башти постійний по її висоті і складає 10 %. Сторона грані біля основи башти складає 12500 мм, сторона грані на верху башти складає 1500 мм. Розрахункова схема башти (рис. 5,б) являє собою просторовий призматичний стрижень, розбитий за висотою на 14 розрахункових полів. Висота 1–8 і 11–14 розрахункових полів прийнята рівній висоті монтажних секцій башти (7,5 м), висота 9 і 10 розрахункового поля призначена рівною 10,0 м.

Підймання розглянутих металевих башт над нульовим рівнем приймалося 5 м.

Результати розрахунку в графічному вигляді наведені на рис. 3, 4, 5, а в процентному співвідношенні – таблицях 2, 3, 4.

Порівняння коефіцієнтів та навантажень, отриманих у відповідності з нормами [1] та [7], показало наступне. Для всіх розглянутих металевих башт значення коефіцієнтів, які враховують зміну вертикального профілю швидкісного напору $k_E(z)$ та $k(z)$, розрахованих відповідно до Eurocode 1, в середньому перевищують відповідні значення, обчислені за [7] на 5–6 %. Це є результатом використання в даних нормативних документах різних аналітичних законів для опису вертикального профілю швидкості вітру.

Коефіцієнт пульсацій тиску вітру на рівні z , обчислений за виведеною формулою (8), дає стійке перевищення в межах 41–43 % на всіх ділянках розрахункових полів металевих ґратчастих башт у порівнянні з результатами, знайденими за СНиП 2.01.07-85.

Коефіцієнт динамічності, розрахований за [7], характерно приймає сталі значення по висоті башти. Натомість для обчислених за отриманою формулою (10) або визначених за контурною поверхнею (рис. 1) коефіцієнтів для кожного з розрахункових полів розглядуваних металевих башт спостерігається тенденція до зменшення при відповідному зростанні висоти. В цілому коефіцієнти динамічності, знайдені за (10), перевищують відповідні величини, розраховані за СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия", на 22–37 %.

Загалом різниця у значеннях статичної складової вітрового навантаження, обчислених за ДБН [1] та розрахованих за [7], складає 3–10 %. Для динамічної складової вітрового навантаження цей показник змінюється в межах 44–51 %.

Порівняння повного вітрового навантаження, розрахованого за наведеними методиками, показало зміну в межах 6–31 % по висоті башти.

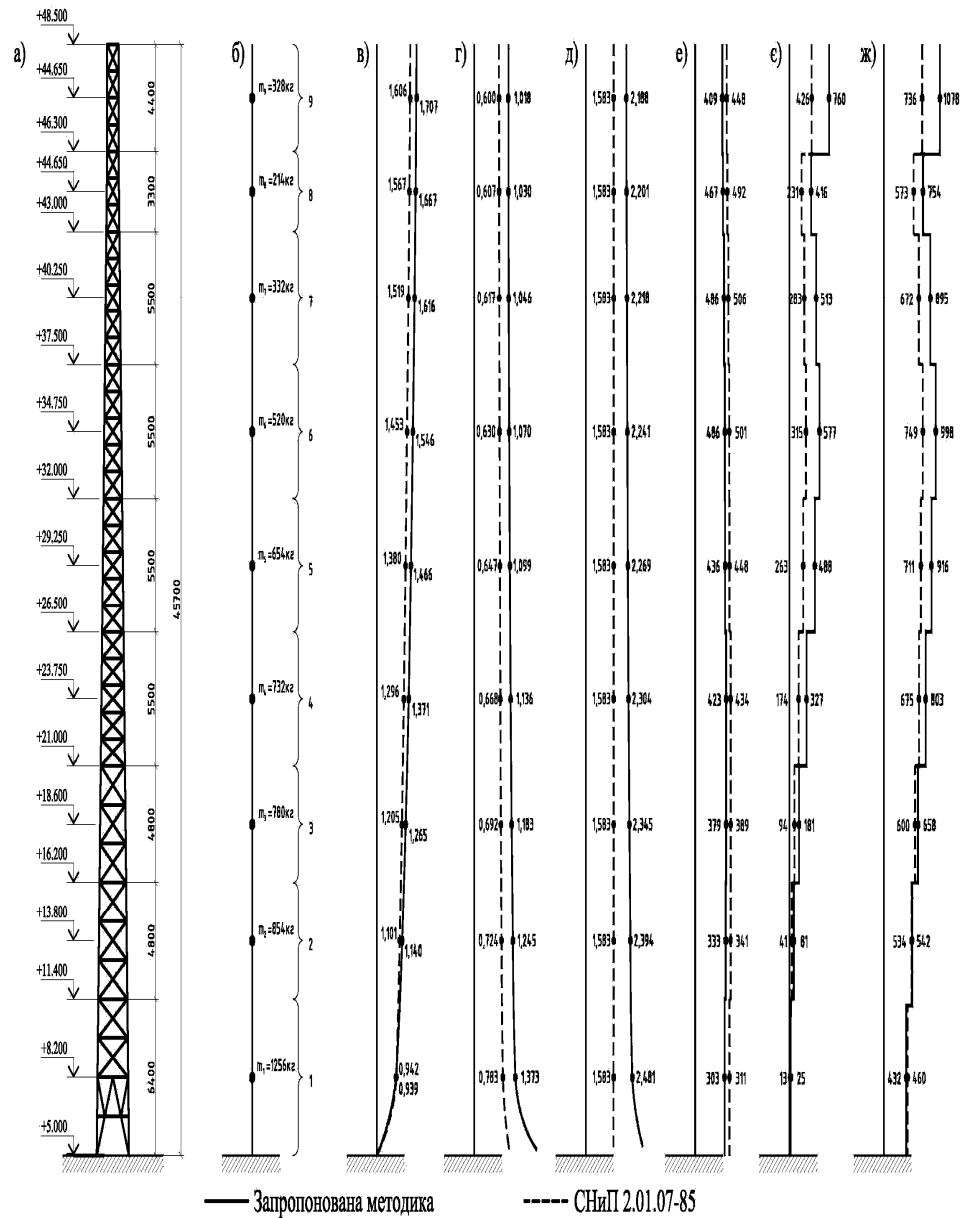


Рис. 3. а – МГБ висотою 45 м; б – розрахункова схема МГБ; в – коефіцієнти висоти; г – коефіцієнти пульсації; д – коефіцієнти динамічності; е – статична складова вітрового навантаження; є – динамічна складова вітрового навантаження; ж – повне вітрове навантаження

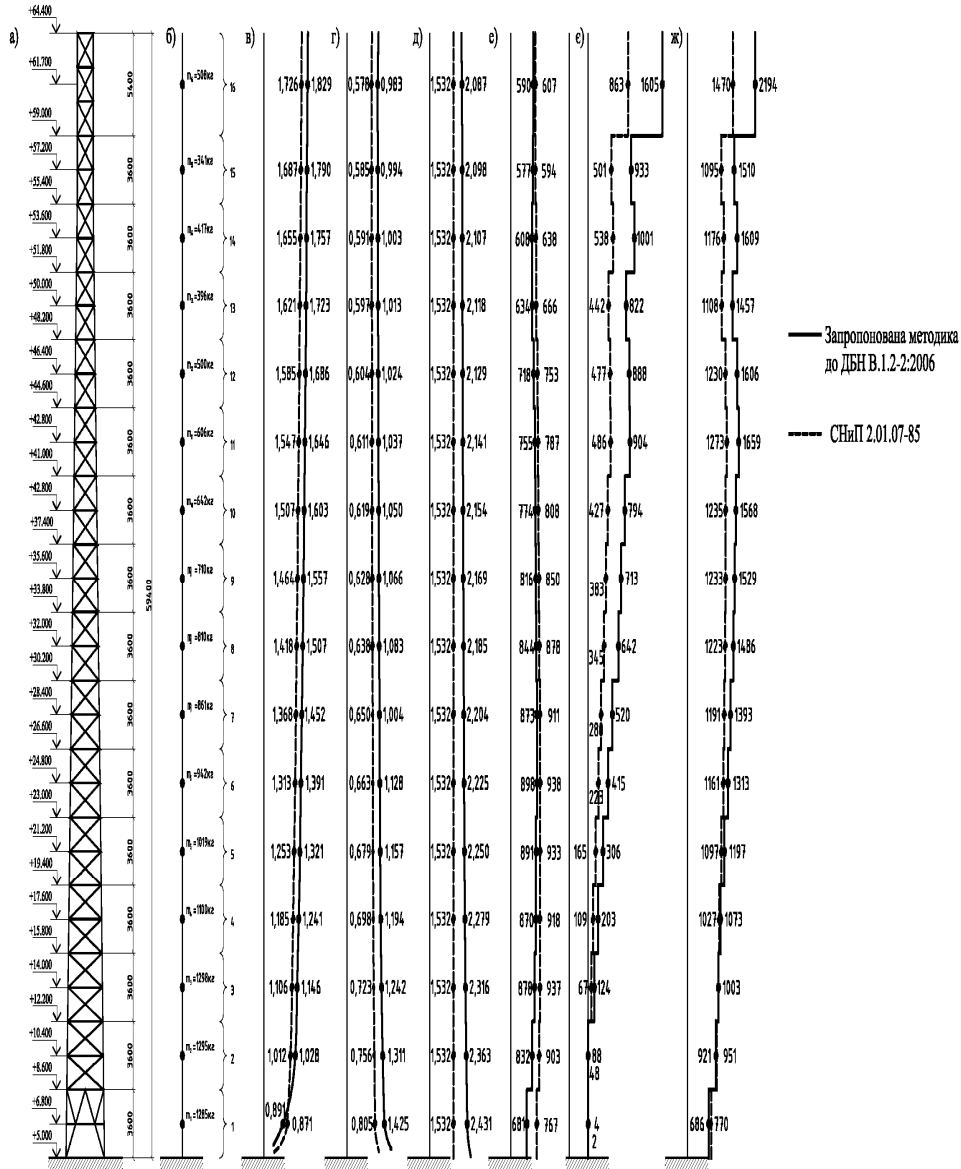


Рис. 4. а – МГБ висотою 60 м; б – розрахункова схема МГБ; в – коефіцієнти висоти; г – коефіцієнти пульсації; д – коефіцієнти динамічності; е – статична складова вітрового навантаження; є – динамічна складова вітрового навантаження; ж – повне вітрове навантаження

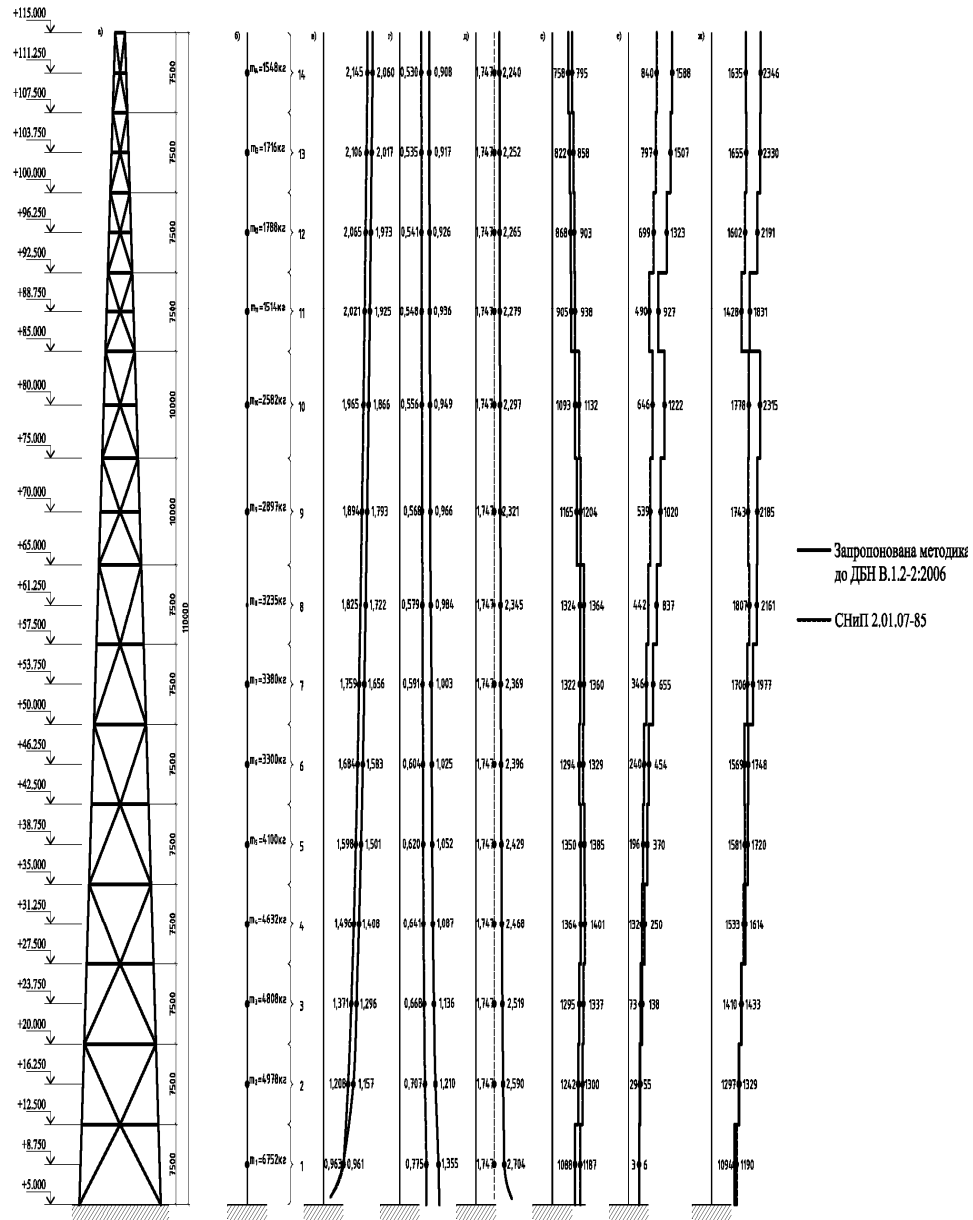


Рис. 5. а – МГБ висотою 110 м; б – розрахункова схема МГБ; в – коефіцієнти висоти; г – коефіцієнти пульсації; д – коефіцієнти динамічності; е – статична складова вітрового навантаження; є – динамічна складова вітрового навантаження; ж – повне вітрове навантаження

Таблиця 2

Башта висотою 45 м																			
№	z, м	C _h	k	Δ, %	ξ _{дбн}	ξ _{стп}	Δ, %	ξ _{дбн} (z)	ξ _{стп} (z)	Δ, %	Q ^c _{дбн} , Н/м	Q ^c _{стп} , Н/м	Δ, %	Q ^a _{дбн} , Н/м	Q ^a _{стп} , Н/м	Δ, %	Q _{дбн} , Н/м	Q _{стп} , Н/м	Δ, %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	8,2	0,94	0,94	0	1,373	0,783	43	2,401	1,583	36	409	448	-10	25	13	51	432	460	-7
2	13,8	1,14	1,1	3	1,245	0,724	42	2,394	1,583	34	467	492	-5	81	41	49	542	534	2
3	18,6	1,26	1,2	5	1,183	0,692	41	2,345	1,583	32	486	506	-4	181	94	48	658	600	9
4	23,75	1,37	1,3	5	1,136	0,668	41	2,304	1,583	31	486	501	-3	327	174	47	803	675	16
5	29,25	1,47	1,38	6	1,099	0,647	41	2,269	1,583	30	436	448	-3	488	263	46	916	711	22
6	34,75	1,55	1,45	6	1,070	0,630	41	2,241	1,583	29	423	434	-3	577	315	45	998	749	25
7	40,25	1,62	1,52	6	1,046	0,617	41	2,218	1,583	29	379	389	-3	513	283	45	895	672	25
8	44,65	1,67	1,57	6	1,030	0,607	41	2,201	1,583	28	333	341	-3	416	231	44	754	573	24
9	48,5	1,71	1,61	6	1,018	0,600	41	2,188	1,583	28	303	311	-3	760	426	44	1078	736	32

Таблиця 3

Башта висотою 60 м																			
№	z, м	C _h	k	Δ, %	ξ _{дбн}	ξ _{стп}	Δ, %	ξ _{дбн} (z)	ξ _{стп} (z)	Δ, %	Q ^c _{дбн} , Н/м	Q ^c _{стп} , Н/м	Δ, %	Q ^a _{дбн} , Н/м	Q ^a _{стп} , Н/м	Δ, %	Q _{дбн} , Н/м	Q _{стп} , Н/м	Δ, %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	6,8	0,87	0,89	-2	1,425	0,805	43	2,431	1,532	37	681	767	-13	5	2	53	686	770	-12
2	10,4	1,03	1,01	2	1,311	0,756	42	2,363	1,532	35	832	903	-9	98	48	51	921	951	-3
3	14	1,15	1,11	3	1,242	0,723	42	2,316	1,532	34	878	937	-7	134	67	50	1003	1003	0
4	17,6	1,24	1,18	5	1,194	0,698	42	2,279	1,532	33	870	918	-5	216	109	50	1073	1027	4
5	21,2	1,32	1,25	5	1,157	0,679	41	2,250	1,532	32	891	933	-5	322	165	49	1197	1097	8
6	24,8	1,39	1,31	6	1,128	0,663	41	2,225	1,532	31	898	938	-4	432	223	48	1313	1161	12
7	28,4	1,45	1,37	6	1,104	0,650	41	2,204	1,532	30	873	911	-4	536	280	48	1393	1191	15
8	32	1,51	1,42	6	1,083	0,638	41	2,185	1,532	30	844	878	-4	656	345	47	1486	1223	18
9	35,6	1,56	1,46	6	1,066	0,628	41	2,169	1,532	29	816	850	-4	723	383	47	1529	1233	19
10	39,2	1,60	1,51	6	1,050	0,619	41	2,154	1,532	29	774	808	-4	799	427	47	1568	1235	21
11	42,8	1,65	1,55	6	1,037	0,611	41	2,141	1,532	28	755	787	-4	905	486	46	1659	1273	23
12	46,4	1,69	1,58	6	1,024	0,604	41	2,129	1,532	28	718	753	-5	884	477	46	1606	1230	23
13	50	1,72	1,62	6	1,013	0,597	41	2,118	1,532	28	634	666	-5	814	442	46	1457	1108	24
14	53,6	1,76	1,65	6	1,003	0,591	41	2,107	1,532	27	608	638	-5	986	538	45	1609	1176	27
15	57,2	1,79	1,69	6	0,994	0,585	41	2,098	1,532	27	577	594	-3	915	501	45	1510	1095	27
16	61,7	1,83	1,73	6	0,983	0,578	41	2,087	1,532	27	590	607	-3	1565	863	45	2194	1470	33

Таблиця 4

Башта висотою 110 м																			
№	z, м	C _h	k	Δ, %	ξ _{дбн}	ξ _{стп}	Δ, %	ξ _{дбн} (z)	ξ _{стп} (z)	Δ, %	Q ^c _{дбн} , Н/м	Q ^c _{стп} , Н/м	Δ, %	Q ^a _{дбн} , Н/м	Q ^a _{стп} , Н/м	Δ, %	Q _{дбн} , Н/м	Q _{стп} , Н/м	Δ, %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	8,75	0,96	0,96	0	1,355	0,775	43	2,704	1,747	35	1088	1187	-9	6	3	47	1094	1190	-9
2	16,25	1,21	1,16	4	1,210	0,707	42	2,590	1,747	33	1242	1300	-5	55	29	47	1297	1329	-2
3	23,75	1,37	1,30	5	1,136	0,668	41	2,519	1,747	31	1295	1337	-3	138	73	47	1433	1410	2
4	31,25	1,50	1,41	6	1,087	0,641	41	2,468	1,747	29	1364	1401	-3	250	132	47	1614	1533	5
5	38,75	1,60	1,50	6	1,052	0,620	41	2,429	1,747	28	1350	1385	-3	370	196	47	1720	1581	8
6	46,25	1,68	1,58	6	1,025	0,604	41	2,396	1,747	27	1294	1329	-3	454	240	47	1748	1569	10
7	53,75	1,76	1,66	6	1,003	0,591	41	2,369	1,747	26	1322	1360	-3	655	346	47	1977	1706	14
8	61,25	1,83	1,72	6	0,984	0,579	41	2,345	1,747	26	1324	1364	-3	837	442	47	2161	1807	16
9	70	1,89	1,79	5	0,966	0,568	41	2,321	1,747	25	1165	1204	-3	1020	539	47	2185	1743	20
10	80	1,96	1,87	5	0,949	0,556	41	2,297	1,747	24	1093	1132	-4	1222	646	47	2315	1778	23
11	88,75	2,02	1,93	5	0,936	0,548	41	2,279	1,747	23	905	938	-4	927	490	47	1831	1428	22
12	96,25	2,06	1,97	4	0,926	0,541	42	2,265	1,747	23	868	903	-4	1323	699	47	2191	1602	27
13	103,75	2,11	2,02	4	0,917	0,535	42	2,252	1,747	22	822	858	-4	1507	797	47	2330	1655	29
14	111,25	2,14	2,06	4	0,908	0,530	42	2,240	1,747	22	758	795	-5	1588	840	47	2346	1635	30

У таблицях: M_0 – номер розрахункового поля; h – висота розрахункового поля; C_h – коефіцієнт висоти споруди (коефіцієнт, який ураховує зміну вітрового тиску по висоті) за [1]; k – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті за [7]; $\zeta_E(z)$ і $\zeta(z)$ – коефіцієнти пульсації тиску вітру на рівні z за [1] та [7]; $\xi_E(z)$ і $\xi(z)$ – коефіцієнти динамічності на рівні z за [1] та [7]; $Q_{ДБН}^c$ і $Q_{СНиП}^c$ – статична складова вітрового навантаження за [1] та [7]; $Q_{ДБН}^o$ і $Q_{СНиП}^o$ – динамічна складова вітрового навантаження за [1] та [7]; $Q_{ДБН}$ і $Q_{СНиП}$ – повне вітрове навантаження за [1] та [7].

Висновки

Представлений в даній статті метод є зручним інженерним засобом знаходження вітрових навантажень на баштові споруди.

Проведений аналіз співставлення обчислених характеристик вітрового навантаження показав добру узгодженість значень коефіцієнта висоти та статичної складової вітрового навантаження і досить велику розбіжність величин коефіцієнтів пульсації та динамічності. В цілому повне вітрове навантаження, розраховане за методикою, що пропонується, в середньому на 30 % перевищує аналогічні значення, обчислені за СНиП 2.01.07-85.

Література

- [1] ДБН В.1.2-2:2006 Система надійності та безпечності у будівництві. Навантаження і впливи. – К., 2006. – 100 с.
- [2] Пичугин С.Ф., Махінко А.В. Ветровая нагрузка на строительные конструкции. – Полтава: АСМІ, 2005. – 342 с.
- [3] Пичугин С.Ф., Махінко А.В. К вероятностным методам расчёта металлоконструкций // Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини: Зб. наук. пр. – Одеса: ОДАБА, 2005. – С. 161–171.
- [4] Пичугин С.Ф., Махінко А.В. Чисельно-аналітична методика розрахунку надійності елементів будівельних конструкцій // Будівельні конструкції: Зб. наук. пр. – К.: НДІБК, 2005. – С.591–598.
- [5] Пичугин С.Ф., Махінко А.В. О принципах нормирования ветровых нагрузок в Eurocode 1: "Actions on Structures" и СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. науч. тр. – Одесса: ОГАСА, 2006. – С. 152–164.
- [6] Руководство по расчёту зданий и сооружений на действие ветра. – М.: Стройиздат, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1978. – 216 с.
- [7] СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.
- [8] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3–1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts.

Надійшла до редколегії 08.03.2008 р.

УДК 624.042

Порівняльний аналіз горизонтальних кранових навантажень, визначених за різними нормами проектування

Пічугін С.Ф., д.т.н., **Бражник О.О.**, магістр, **Маслова Ю.Е.**, магістр

Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка,
Україна

Анотація. Наводиться порівняльний аналіз горизонтальних навантажень та відповідних зусиль в підкранових балках і поперечних рамах від мостових кранів з різними параметрами, визначених за СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" та ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи", намічені засоби зменшення негативних наслідків впровадження у практику проектування нових нормативів кранових бічних сил.

Аннотация. Приводится сравнительный анализ горизонтальных нагрузок и соответствующих усилий в подкрановых балках и поперечных рамах от мостовых кранов с разными параметрами, определенных за СНИП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" и ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи", намечены мероприятия уменьшению негативных последствий внедрения в практику проектирования новых нормативов крановых боковых сил.

Abstract. The comparative analysis is cited regarding horizontal loads and corresponding forces in crane girders and traveling cranes' transversal frames with different parameters specified according to SNiP 2.01.07-85 "Loads and influences" and DBN B.1.2-2:2006 "Loads and influences", the facilities are specified to decrease negative consequences after practical application of new norms for designing the crane lateral forces.

Ключові слова: навантаження і впливи, кранові навантаження, бічні сили мостових кранів, просторова робота каркасів.

Актуальність роботи. Навантаження від мостових кранів є основними для каркасів виробничих будівель різного призначення. До кінця 2006 р. значення кранових навантажень при проектуванні будівель і споруд визначались за СНиП [1]. У новому ДБН [2], що набули чинності з 1 січня 2007 р., методика та величини навантажень мостових кранів, що діють на конструкції каркасів промислових будівель, суттєво змінені. Особливо це стосується врахування горизонтальних кранових навантажень. Постає необхідність порівняльної оцінки нових нормативів кранових навантажень та мобілізації резервів каркасів промислових будівель, які виключать не виправдані додаткові витрати матеріалів конструкцій при переході на розрахунок за ДБН [2].

Аналіз результатів досліджень і публікацій. Згідно із СНиП [1] горизонтальні поперечні навантаження від дії найбільш розповсюджених

мостових кранів груп режимів роботи 1К-6К визначалися силою гальмування візка крана, що передаються на одну його сторону (рис. 1,а). В численних публікаціях, зокрема [4, 5], порівнюються значення навантажень від дії мостових кранів на конструкції виробничих будівель (ВБ), визначених за СНиП [1], зі значеннями навантажень, отриманими експериментально. Виявлено, що фактичні горизонтальні поперечні навантаження від дії мостових кранів можуть значно перевищувати гальмівні сили. Це пояснюється тим, що основну частку (порядку 80–90 %) поперечних навантажень усіх без винятку мостових кранів складають бічні сили, що за своєю фізичною природою є силами тертя, що виникають при поперечному ковзанні коліс крана, які рухаються по кранових рейках. Поперечне ковзання є результатом неспівпадіння площини обертання колеса крана із напрямом його руху, тобто перекосу колеса на деякий кут. Така картина є наслідком перекосу крана під час його руху, непаралельності кранових колій, неточної установки та нерівномірного зношення ходових коліс, несиметричності вертикального навантаження на кран, різного коефіцієнта тертя кранових колій, деформативності вузлових з'єднань моста крана тощо.

Нормативний документ [2], керуючись набутими протягом багатьох років відомостями про вплив мостових кранів на конструкції ВБ, встановлює новий порядок визначення горизонтальної поперечної складової кранового навантаження, яка визначається як значення бічної сили. Аналогічний підхід впроваджений у європейські норми проектування Єврокод [3]. У ДБН [2] чотириколісні крани виділені в окрему групу кранів, схильних до перекосів моста при русі, вони передають на конструкції поперечні сили, що значно переважають гальмівні сили за СНиП [1]. Максимальні бічні сили H_k^n (формула 7.9 ДБН [2]) виникають на колесах, що своїми ребордами обмежують перекіс моста крана. Ці сили залежать від вертикального тиску на колесо, приводу механізму руху моста і відношення прольоту крана до його бази, вони можуть бути прикладені до однієї сторони крана і спрямовані в різні сторони або до коліс по діагоналі крана і також спрямовані в різні сторони. При цьому до інших коліс, реборди яких не контактують із рейками, прикладаються сили $H_c^n = 0, 1F_{\max}^n$ або $H_c^n = 0, 1F_{\max}^n$. Кожна з бічних сил може бути спрямована як назовні, так і всередині прольоту. Бічні сили визначаються від одного мостового крана, вони враховуються при визначенні зусиль в усіх елементах будівлі: підкранових балках, колонах, фундаментах.

З питаннями силових впливів тісно пов'язані особливості дійсної роботи сталевих каркасів ВБ, насамперед врахування роботи каркаса як просторової системи. Просторова робота каркаса ВБ розглядалася багатьма

дослідниками, причому роботи минулих років [6] нещодавно доповнені новими даними (дослідження д.т.н. Єрмака Є.М. [7]). В розрахунках використовувалися плоскі поперечні рами, на які накладалися додаткові пружні в'язі, які моделювали зв'язки плоскої рами з іншими елементами каркаса. Проведені дослідження виявили значний ефект просторової роботи, який виражається в суттєвому зниженні зусиль в елементах поперечної рами каркаса та просядок основи від дії мостових кранів.

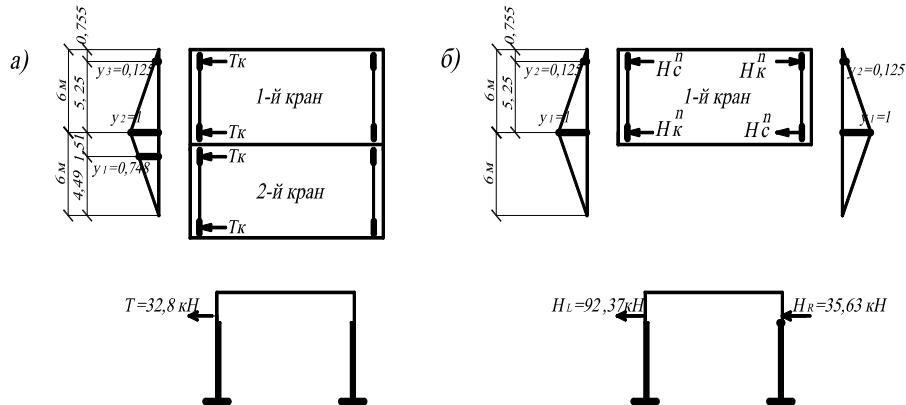


Рис. 1. Схеми прикладання кранових сил до поперечної рами:

а – гальмівних сил T від двох кранів; б – бічних сил H_R , H_L від одного крана

Мета роботи. Для чотириколісних кранів із різними параметрами провести порівняльний аналіз горизонтальних навантажень, визначених за СНиП [1] і ДБН [2], а також відповідних зусиль у підкранових балках і поперечних рамах; намітити шляхи зменшення негативних наслідків впровадження у практику проектування нових нормативів кранових бічних сил.

Порівняльний аналіз горизонтальних кранових навантажень. Авторами доповіді для чотириколісних мостових кранів були визначені згідно із ДБН [2] та СНиП [1] горизонтальні кранові навантаження на окремі колеса кранів, на підкранові балки та колони одноповерхових промислових будівель. Були розглянуті крани вантажопідйомністю 5–50 тс (8 варіантів), середнього та важкого режимів роботи, з центральним та роздільним приводом механізму руху моста, при кроці колон 6 м і 12 м.

Як приклад розглянемо крани середнього режиму роботи з центральним приводом механізму руху моста. Для них підраховані бічні сили на колесо H_k^n за ДБН [2] (формула 7.9) і відповідні гальмівні сили T_k за СНиП [1]. Як видно із табл. 1, бічні сили, підраховані за ДБН [2], в 6-10 разів

перевищують значення, отримані розрахунки за СНиП [1]. Слід при цьому відмітити, що європейські норми Єврокод [3] чітко і недвозначно враховують бічні сили мостових кранів, причому роздільно для двох складових: горизонтальних навантажень, що виникають при прискоренні або гальмуванні крана та навантажень від перекосу крана, що рухається. Порівняльний аналіз [4] показує, що включена в ДБН [2] формула (7.9) дає величини, близькі до рекомендованих Єврокодом горизонтальних сил від перекосу моста чотириколісних кранів, суттєво більших гальмівних сил за СНиП [1]. Це ще раз свідчить про актуальність і своєчасність врахування в ДБН [2] підвищених бічних сил чотириколісних кранів.

Із всіх можливих схем прикладання бічних сил, регламентованих ДБН [2] (рис. 7.1), були вибрані варіанти, що дають найбільш несприятливі завантаження колон і підкранових балок. Такою схемою виявився варіант з обмеженням перекосу крана колесами по діагоналі моста, коли до однієї колії прикладені однаково направлені бічні сили H_k^n і H_c^n (рис. 1,б, ліва колона). Визначені за цією схемою найбільші горизонтальні навантаження на колону H_L за ДБН [2] перевищують аналогічні навантаження T за СНиП [1] у 3,7–6,4 рази при кроці колон 6 м і в 2,9–5,0 разів при кроці 12 м (табл. 1). Як видно, різниця між навантаженнями на колону помітно менша, ніж різниця навантажень на окреме колесо, оскільки бічні сили на конструкції за ДБН [2] слід визначати від одного крана, а гальмівні сили – від двох кранів.

Таблиця 1

**Порівняння горизонтальних кранових навантажень,
визначених за ДБН [2] і СНиП [1]**

Вид навантаження		Крани					
		5тс	10тс	15тс	15/3тс	20/5тс	30/5тс
Навантаження на колесо H_k^n/T_k		10,46	9,62	8,69	7,94	7,19	6,35
Навантаження на колону H_L/T	Крок 6м	6,36	5,88	5,28	4,86	4,39	3,73
	Крок 12м	5,04	4,44	3,98	3,67	3,31	2,93

У той же час площі поперечних перерізів підкранових балок, підібраних за навантаженнями вибраних кранів згідно з ДБН [2], в середньому всього на 1,3–4,5 % перевищують значення, підраховані за СНиП [2] (табл. 2). Цей оптимістичний висновок пов'язаний з тим, що перерізи підкранових балок визначаються в більшій мірі вертикальним крановим навантаженням, яке залишилося практично незмінним у ДБН, у той час як підвищене горизонтальне навантаження незначно впливає тільки на гальмівну конструкцію, підібрану досить часто конструктивно із запасом.

Таблиця 2

**Порівняння перерізів підкранових балок, підібраних на навантаження
за ДБН [2] і СНиП [1] (%)**

Привід	Проліт, м	Крани						В серед- ньому
		5тс	10тс	15тс	15/3тс	20/5тс	30/5тс	
Цент- ральний	6	3,75	6,21	3,18	6,63	5,96	1,48	4,54
	12	2,18	4,53	5,17	2,56	4,12	2,42	3,50
Роз- дільний	6	3,84	5,41	1,65	0,79	0,00	2,93	2,44
	12	1,08	2,02	1,95	1,93	0,65	0,00	1,27

У статті наведено аналіз зусиль від горизонтальних кранових навантажень в однопрогоновій одноповерховій виробничій будівлі прогоном 24 м, довжиною 120 м, обладнаній мостовими кранами режиму роботи 5К та вантажопідйомністю 50 тс (база $B = 6760$ мм, проліт $L = 22,5$ м) і 30 тс (база $B = 6300$ мм, проліт $L = 22,5$ м), відмітка кранової рейки 12,4 м. Одержані результати ілюструються на рис. 2 (крани вантажопідйомністю 50 тс, з центральним приводом механізму руху моста, крок колон 6 м) у вигляді епюр згинальних моментів і табл. 3 у формі співвідношення моментів. При розрахунку плоскої рами згинальні моменти в опорних перерізах колон при дії на раму бічних сил за ДБН [2] у 1,6–3,7 раза перевищують моменти, визначені за СНиП [1], в залежності від приводу механізму руху моста і кроку колон.

Для зменшення несприятливих наслідків збільшення розрахункових горизонтальних кранових навантажень був проведений аналіз ефекту врахування просторової роботи на зусилля в конструкціях одноповерхової ВБ при різному кроці поперечних рам, приводі механізму руху моста крана (центральному та роздільному), різних видах покрівлі, у т.ч. при жорсткій покрівлі (залізобетонні панелі, приварені до верхніх поясів ферм) та при нежорсткій покрівлі (профільованому настилі) із в'язями по нижніх поясах кроквяних ферм, причому вважалось, що елементи в'язевих ферм з'єднувалися за допомогою зварювання [8].

Аналіз результатів розрахунків, представлених у вигляді епюр згинальних моментів у колонах (рис. 2), дозволив виділити наступні основні моменти. Урахування просторової роботи каркаса при розрахунку на вертикальне навантаження призводить до зменшення моментів, особливо в опорному перерізі (до 50 %), причому відбувається перерозподіл зусиль із нижньої частини колони у верхню. Значення моментів від бічних сил у просторовому варіанті зменшуються (до 40 %) в порівнянні з плоскою

розрахунковою схемою. Крім того, при зміні центрального приводу механізму руху моста крана на роздільний моменти в колонах зменшуються ще на 30 %.

Таблиця 3

Порівняння навантажень та зусиль поперечної рами

Крок поперечних рам	Тип приводу механізму руху моста крана	Тип покрівлі	Горизонтальне навантаження на рами від мостових кранів		Відношення значень бічної сили H_L до гальмівної T	Відношення значень згинальних моментів в опорному перерізі рами:				
			за СНиП [1]	за ДБН [2]		$M_T - \text{від гальмівної сили } T;$	$M_H^{PL} - \text{від бічних сил, плоска рама;}$	$M_H^{SP} - \text{від бічних сил, з урахуванням просторової роботи}$		
				Гальмівна сила $T, \text{ кН}$					Бічні сили	
Кран вантажопідйомністю 50 тс										
6 м	Центральний	жорстка	32,80	92,37	35,63	2,8	3,6	0,601		
		нежорстка						0,576		
	Роздільний	жорстка		66,20	38,90			2,0	2,9	0,798
		нежорстка								0,760
12 м	Центральний	жорстка	50,00	73,46	39,75	1,5	2,1	1,078		
		нежорстка						0,915		
	Роздільний	жорстка		73,46	28,31			1,5	1,9	1,146
		нежорстка								0,980
Кран вантажопідйомністю 30 тс										
6 м	Центральний	жорстка	21,1	62,00	22,41	2,9	3,7	0,582		
		нежорстка						0,558		
	Роздільний	жорстка		36,80	36,23			1,7	3,0	0,778
		нежорстка								0,742
12 м	Центральний	жорстка	31,9	49,61	25,65	1,6	1,8	0,828		
		нежорстка						0,681		
	Роздільний	жорстка		49,61	18,40			1,6	1,6	1,337
		нежорстка								1,152

У результаті значення зусиль від дії бічних сил з урахуванням просторової роботи каркаса наближаються до значень зусиль від гальмівної сили у плоскій рамі. При цьому жорстка покрівля забезпечує зниження моментів у колонах на 10 % у порівнянні з нежорсткою покрівлею із сталевго профільованого настилу.

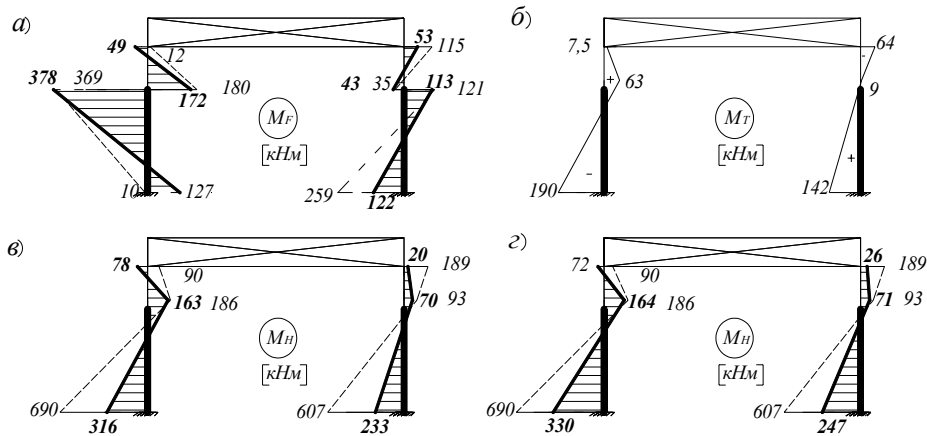


Рис. 2. Епюри моментів від навантажень мостового крана:

а – від вертикального навантаження; б – від гальмівної сили T (плоска рама);

в – від бічних сил H_L, H_R (жорстка покрівля); г – від бічних сил H_L, H_R

(нежорстка покрівля);

— — — — — без урахування просторової роботи каркаса;

————— з урахуванням просторової роботи каркаса.

Висновки

При переході до розрахунку за ДБН помітно зростають горизонтальні поперечні навантаження від мостових кранів, оскільки в попередніх нормах СНиП [1] вони були суттєво занижені. Особливо це стосується чотириколісних кранів груп режимів роботи 1К–6К. Як наслідок, відповідно збільшуються розрахункові зусилля в елементах каркасів виробничих будівель, запроєктованих за ДБН [2], за винятком підкранових балок, перерізи яких практично не змінюються. З метою зменшення негативних наслідків впровадження у практику проектування нових нормативів кранових бічних сил слід перейти до мостових кранів із роздільним приводом механізму руху моста (замість центрального приводу) та враховувати просторову роботу каркасів ВБ, що дає суттєве зниження зусиль в елементах конструкцій ВБ.

На забезпечення просторової роботи каркаса будівлі головним чином впливають вид покриття ВБ та крок поперечних рам. Цей резерв несучої здатності та жорсткості каркасів виробничих будівель необхідно частіше враховувати при проектуванні несучих конструкцій для виключення необґрунтованих перевитрат матеріалу.

Література

- [1] СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
- [2] ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи / Мінбуд України. – К.: Вид-во "Сталь", 2006. – 60 с.
- [3] EN 1991-1-3. Eurocode 1 – Actions on structures. Part 3: Actions induced by cranes and machinery – Brussels: CEN, 2003. – 43 p.
- [4] Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / *Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Пашицкий В.А., Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф.* Под общей ред. А.В. Перельмутера. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 482 с.
- [5] *Пичугин С.Ф.* Кранові навантаження в ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Зб.наук.пр. – К.: НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 691-702.
- [6] *Шапиро Г.А.* Действительная работа стальных конструкций промышленных цехов. – М.: Госстройиздат, 1952. – 288 с.
- [7] *Ермак Е.М.* Совершенствование расчетных моделей и конструкций для продления сроков эксплуатации промышленных зданий: Автореф. дис. докт. техн. наук / ХГАЖТ, – Харьков, 2003. – 36 с.
- [8] *Пичугин С.Ф., Маслова Ю.Е.* Порівняльний аналіз зусиль у поперечних рамах від горизонтальних навантажень, визначених за різними нормами // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. – Вип. 20. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – С.107 – 113.

Надійшла до редколегії 15.07.2008 р.

УДК 624.014.2

К вопросу о нормативном обеспечении проектирования стальных двутавров с гофрированными стенками

¹Нилов А.А., к.т.н., ²Лазнюк М.В., ²Мартынюк А.Я.

¹Киевский национальный университет строительства и архитектуры, Украина
²ООО "ПЕМ Украина", Zeman Group, Украина

Анотація. У даній статті описуються визначення розподілу і значення напружень в описуваній зоні резервуара. Проведений аналіз напружень у дніщі резервуара і в підсилювальній накладці на корпусі резервуара в зоні її з'єднання з днищем. Проаналізовано стан напружень у корпусі, дніщі і фундаменті резервуара.

Аннотация. В данной статье описываются определения распределения и значения напряжений в описываемой зоне резервуара. Произведен анализ напряжений в днище резервуара и в усилительной накладке на корпусе резервуара в зоне ее соединения с днищем. Проанализированы состояния напряжений в корпусе, днище и фундаменте резервуара.

Abstract. In this article the definitions are described concerning distribution and meaning of stresses in the specified reservoir's zone. The analysis is implemented in the reservoir's bottom and in the strengthening strap on the reservoir's shell in its connection zone to the bottom. States of stresses are analyzed in the shell, bottom and foundation of the reservoir.

Ключевые слова: резервуар, придонно-очистные люки, редуцированные напряжения, числовой анализ, система MSC/Nastran.

В настоящее время в строительстве Украины все большее распространение находят стальные конструкции с применением тонкостенных сварных двутавров с поперечно-гофрированными стенками (БТГС). В мире такие конструкции известны достаточно давно и их эффективность доказана в многочисленных отечественных и зарубежных исследованиях, однако их массовое внедрение сдерживалось из-за технологических трудностей сваривания тонкой криволинейной стенки с поясами. И только сравнительно недавно стало возможно быстро и качественно изготавливать такие конструкции благодаря новейшим технологиям, разработанным специалистами австрийской фирмы Zeman Group [1].

В последнее время появились заводы с автоматизированными линиями по производству балок с волнистой (синусоидальной) стенкой (в литературе встречаются название SIN-балки или гофро-балки), что позволило существенно расширить украинский рынок легких металлоконструкций (ЛМК) и быстромонтированных зданий (БМЗ). И сегодня производственные и гражданские здания, каркас которых выполнен из двутавров с

поперечно-гофрированными стенками, встречаются во многих регионах Украины (рис. 1, 2).



Рис. 1. Монтаж каркаса завода металлоконструкций в Киевской области



Рис. 2. Конструкции производственного цеха по производству безалкогольных напитков в Автономной Республике Крым

Несмотря на технологические возможности производства и значительное количество уже построенных зданий из таких конструкций, а также разработанные ведомственные технические условия [2], до сегодняшнего времени в Украине отсутствует нормативная методика их расчета и проектирования. При этом необходимо заметить, что двутавры с гофрированной стенкой рекомендованы в качестве ригелей каркасов сейсмостойких зданий в нормах [3]. В связи с сегодняшним обсуждением нового ДБН по стальным конструкциям [4], основной целью данной работы является решение вопроса о включении методики проектирования двутавровых конструкций с гофрированными стенками в государственные нормы Украины.

Для разработки достоверной методики расчета таких конструкций было проведено ряд дополнительных теоретических и экспериментальных исследований [5, 6]. На основании полученных результатов, а также всестороннего изучения отечественных и зарубежных публикаций и нормативных документов [7–13] предлагается включение в нормативные документы указаний по расчету и проектированию двутавров с гофрированной стенкой в качестве изгибаемых, центрально- и внецентренножатых (растянутых) элементов. Рассматриваются три формы гофрирования стенки, используемых в практике строительства: волнистая (синусоидальная), треугольная и трапециевидная (рис. 3).

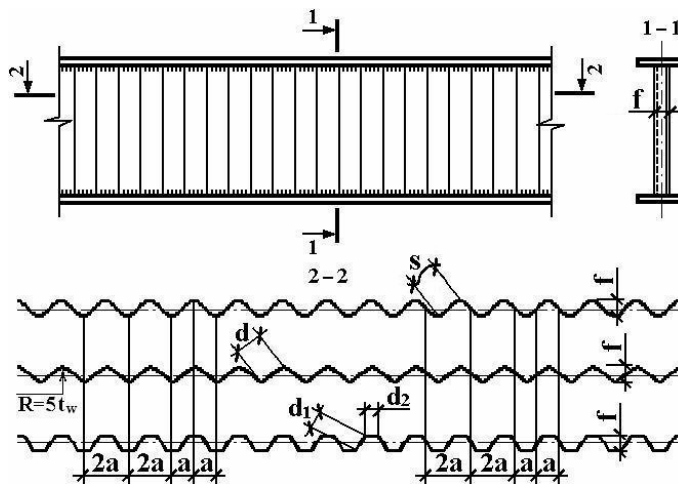


Рис. 3. К расчету двутавров с гофрированной стенкой

Известно [1, 2, 5 – 13], что тонкие поперечно-гофрированные стенки практически не включаются в работу на восприятие нормальной силы и изгибающего момента, а работают исключительно на действие

сдвигающих усилий. Учет в расчетах участков стенки, примыкающих непосредственно к поясам и воспринимающих долю нормальных напряжений, представляется нецелесообразным из-за используемых на практике малых толщинах гофрированного листа 1,5...3 мм. Поэтому расчет прочности и общей устойчивости от воздействия указанных усилий сводится к проверке поясных листов на прочность и устойчивость по аналогии с решетчатыми балками или сквозными колоннами соответственно. Для расчета прочности изгибаемых элементов при действии местных напряжений, по аналогии с двутаврами с плоской стенкой, также может быть принята нормативная методика [4]. Указанные процедуры приведены в нормах [4] и в данной работе более детально не рассматриваются.

Наибольшее отличие по сравнению с традиционными конструкциями представляет собою расчет прочности и устойчивости гофрированной стенки. Этот вопрос до сих пор обсуждается в литературе и имеет научный и практический интерес.

Значения касательных напряжений τ_{xy} , распределяющихся равномерно по высоте стенки в сечениях изгибаемых элементов с поперечно-гофрированной стенкой, предлагается определять по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{h_w t_w k_\lambda} \leq R_s \gamma_c, \quad (1)$$

где Q – поперечная сила в сечении; h_w и t_w – соответственно высота и толщина стенки; γ_c – коэффициент условий работы; k_λ – коэффициент, учитывающий геометрически нелинейное поведение тонкой гофрированной стенки [5], определяется по формуле

$$k_\lambda = 1,085 - 0,008 \bar{\lambda}_w \leq 1, \quad (2)$$

здесь $\bar{\lambda}_w = h_w / t_w \sqrt{R_y / E}$ – условная гибкость гофрированной стенки ($k_\lambda > 1$).

При расчете устойчивости гофрированных стенок при действии касательных напряжений рассматривают «местную» потерю устойчивости, когда устойчивость теряет панель гофра (пластинка, заключенная между поясами и вершинами гофров), и «общую» потерю устойчивости стенки, когда потеря устойчивости происходит по характерным диагональным полуволнам с продавливанием вершин гофров (рис. 4).

Расчет потери устойчивости гофрированных стенок балок при наличии местных напряжений ($\sigma_{loc} \neq 0$) выполняется по формулам

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{p,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (3)$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy,max}}{\tau_{o,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (4)$$

где σ_{loc} – местные (локальные) напряжения, определяемые по методике [4]; τ_{xy} – касательные напряжения в стенке, определяемые из формулы (1); $\tau_{p,cr}$ – критические касательные напряжения при местной потере устойчивости панели гофра, расчет которых сводится к определению критических тангенциальных напряжений бесконечной шарнирно-опертой по контуру пластинки с размерами $s \times h_w$ (волнистые гофры) или $d \times h_w$ (треугольные и прямоугольные гофры) (рис. 1):

— для синусоидальной стенки

$$\tau_{p,cr} = \left(5,34 + \frac{f \cdot s}{h_w \cdot t_w}\right) \frac{1,12 R_s}{\lambda_c^2}; \quad (5)$$

— для треугольных и трапецидальных гофров

$$\tau_{p,cr} = \frac{6 R_s}{\lambda_c^2}. \quad (6)$$

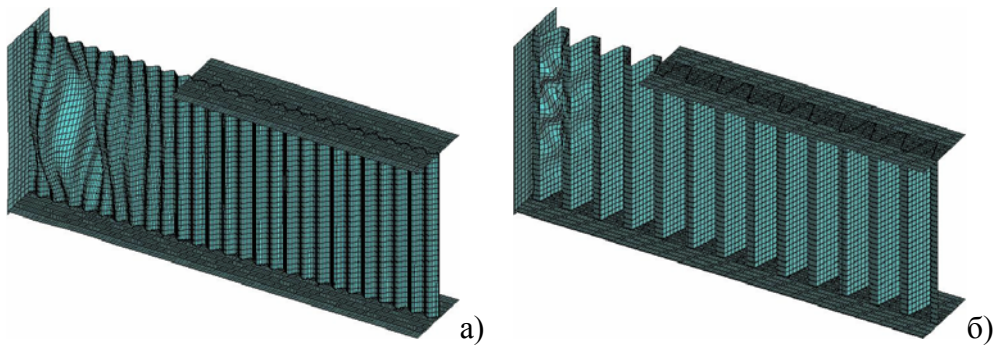


Рис. 4. Формы потери устойчивости гофрированной стенки:
а – "общая"; б – "местная"

В формулах (5), (6) $\bar{\lambda}_c$ – условная гибкость панели гофра

$$\bar{\lambda}_c = \frac{s}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad \text{или} \quad \bar{\lambda}_c = \frac{d_{\max}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (7)$$

где f – высота гофров (рис. 1); s – длина полуволны синусоиды; d_{\max} – ширина панели гофра, которая для трапецеидальных гофров принимается как большая из сторон d_1 или d_2 .

При выведении уравнений (5), (6) учитывалось снижения критических напряжений из-за влияния податливости опор (гофров), подпирающих друг друга, а также из-за начальных несовершенств и остаточных напряжений от сваривания и т.д. [5, 11].

Критические местные (нормальные) напряжения $\sigma_{loc.cr}$ в формулах (3), (4) определяются по формуле

$$\sigma_{loc.cr} = \frac{0,8 C_1 R_y}{\bar{\lambda}_c^2}, \quad (8)$$

где $\bar{\lambda}_c$ – определяется по выражениям (6), (7); C_1 – коэффициент, который принимается по табл. 1 [4], в зависимости от соотношений s/h_w или d/h_w и значения δ , которое определяется по формуле

$$\delta = 0,8 \frac{b_f}{h_w} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3. \quad (9)$$

Таблица 1

δ	Значения C_1 для балок с гофрированными стенками при s/h_w (d/h_w) равном				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
1	7,73	8,50	9,34	10,30	11,30
2	7,67	8,50	9,50	10,60	11,80
4	7,57	8,50	9,53	10,70	12,00
≥ 6	7,69	8,67	9,77	11,02	12,40

Критические тангенциальные напряжения при общей потере устойчивости гофрированной стенки вычисляются с помощью теории анизотропных (ортотропных) пластин в зависимости от соотношения $\beta = h_w/a$ [5] по различным методикам:

– при отношении высоты стенки к полуволне гофров $\beta = h_w/a \leq 8,4$ определяются критические тангенциальные напряжения свободно опертых бесконечно длинных пластин, часто подкрепленных ребрами жесткости, установленными друг от друга на расстоянии, равным полуволне гофров a

$$\tau_{o,cr} = \frac{1,12C_{o,cr}R_s}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (10)$$

здесь $C_{o,cr}$ – коэффициент, который определяется в зависимости от соотношения параметров гофров по формуле

$$C_{o,cr} = 5,34 + (5,5\beta^2 - 0,6) \sqrt[3]{\frac{\gamma}{4(7\beta^2 - 5)}}, \quad (11)$$

где γ – отношение погонной жесткости гофрированной стенки к цилиндрической жесткости плоской пластинки такой же толщины:

$$\gamma = \frac{EJ}{Da} = \frac{12(1-\nu^2) J}{t_w^3 a} = \frac{12(1-\nu^2) \bar{J}}{t_w^3}, \quad (12)$$

здесь J – момент инерции гофра; \bar{J} – погонный момент инерции гофрированной стенки.

Формула (11) справедлива только при $\gamma < 4(7\beta^2 - 5)$. Если $\gamma > 4(7\beta^2 - 5)$, то $C_{o,cr}$ не зависит от γ , то есть устойчивость стенки определяется местной устойчивостью панели гофра, и проверку устойчивости поперечно гофрированной стенки при соотношении $\beta = h_w/a \leq 8,4$ следует выполнять только по формуле (5).

При параметрах гофрирования $\beta = h_w/a > 8,4$ расчет общей устойчивости стенок балок выполняется по формуле

$$\tau_{o,cr} = 32,4 \frac{\sqrt[4]{D_1 D_2^3}}{h_w^2 t_w}, \quad (13)$$

где D_1 и D_2 – жесткостные характеристики изгиба гофрированного листа по главным направлениям:

$$D_1 = \frac{Et_w^3 a}{12 s}; \quad D_2 = \frac{EJ}{a}. \quad (14)$$

Уравнение (14) справедливо при $D_1 \ll D_2$, что всегда соблюдается для реальных конструкций.

Критические нормальные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки определяются как при центральном сжатии условной стойки из плоскости стенки, нагруженной сосредоточенной силой:

$$\sigma_{y,cr} = \varphi R_y \leq \sigma_{loc,cr}, \quad (15)$$

где φ – нормативный коэффициент продольного изгиба для центрально-сжатых элементов при гибкости условной стойки $\lambda = 2,5 h_w / f$.

В случае когда $\sigma_{y,cr} \geq \sigma_{loc,cr}$, при проверке общей устойчивости гофрированной стенки по формуле (4) следует принимать $\sigma_{loc,cr}$ вместо $\sigma_{y,cr}$.

При проверке устойчивости гофрированной стенки по формулам (3) и (4) должны выполняться следующие условия:

1) по аналогии с балками с гибкими стенками [14]:

$$\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \leq 0,75\gamma_c; \quad (16)$$

2) величина эксцентриситета, с которым передается сосредоточенная нагрузка, относительно продольной оси балки не должна превышать $e \leq f$, т.е. сосредоточенная нагрузка должна быть приложена в области высоты гофра.

Дополнительного пояснения требует формула (1). Введение коэффициента k_λ в (1) обуславливается применением очень тонких стенок с гибкостью $\lambda_w > 400 \dots 600$, что требует их расчета по деформированной схеме. В недавно утвержденных европейских нормах [7] коэффициент k_λ определяется по формуле

$$k_\lambda = \frac{1,5}{0,5 + \lambda_{c,g}^2} \leq 1,0, \quad (17)$$

в работе [12] на основании экспериментальных исследований предложено k_λ определять из выражения

$$k_\lambda = \frac{1}{\lambda_{c,g}^{1,5}} \leq 1,0. \quad (18)$$

В формулах (17) и (18) параметр $\bar{\lambda}_{c,g}$:

$$\bar{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{R_s}{\tau_{cr,g}}}. \quad (19)$$

С применением коэффициентов (17) или (18) уравнение прочности стенки при действии касательных напряжений (1) превращается, по сути, в уравнение устойчивости или так называемой в литературе «устойчивой прочности». Такой подход имеет место в европейских нормах проектирования и позволяет одновременно с расчетом на прочность контролировать недопущение местной потери устойчивости.

Коэффициент (2), предложенный в работе [5] на основании результатов ряда конечно-элементных исследований в геометрически и физически нелинейной постановке, а также результатов натурных экспериментов, предполагает учитывать нелинейное поведение стенки вследствие ее кривизны и наличия начальных несовершенств, возникающих при изготовлении, транспортировании и монтаже. Сравнительный анализ показал, что (2) по своей сути схож с (18), (19) и предполагает несколько меньшие значения предельных касательных напряжений при параметрах гофрированных стенок $\lambda_w = 400...500$ в используемых конструкциях.

На практике рекомендуется принимать такие параметры гофрирования, при которых $\tau_{p,cr} > \tau_{o,cr}$. При этом должен использоваться коэффициент (2).

В заключение отметим, что предложенная методика расчета охватывает не только конструкции, применяемые в настоящее время в Европейском Союзе и в Украине, но и предполагает возможность использования конструкций с другими параметрами гофров, для которых методы, изложенные в европейских нормах [7], могут давать завышенные значения критических касательных напряжений [5, 11].

Литература

- [1] Siokola, W. Wellstegträger. Herstellung und Anwendung von Trägern mit profilierten Steg. Stahlbau 66 (1997) Heft 9, S.595.
- [2] ТУ У В.2.6-28.1-30653953-007:2007 Балки двутавровые гофрированные облегченные (гофро-балки). Рекомендации по проектированию (четвертая редакция). – Харьков: АО «Металлист СМК», 2008. – 97 с.
- [3] ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінбуд України, 2006.
- [4] ДБН В.2.6-...:200... «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу». – К.: Мінрегіонбуд України, 200*. (проект)

- [5] *Нилов А.А., Лазнюк М.В.* Уточнение расчета тонких поперечно гофрированных стенок изгибаемых элементов двутаврового сечения с различной формой и параметрами гофров // *Науковий вісник будівництва: Зб. наук. пр.* – Харків: ХДТУБА, 2006. – Вип. 37. – С. 91–100.
- [6] *Лазнюк М.В.* Численное моделирование балок с тонкими гофрированными стенками // *Будівельні конструкції: Зб. наук. пр.* – К.; НДІБК, 2003. – Вип. 58. – С. 64–68.
- [7] EN 1993-1-5. October 2006. Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1.5: Plated structural elements.
- [8] СНиП РК 5.04-23-2002 Стальные конструкции. – Астана: Комитет по делам строительства Министерства индустрии и торговли Республики Казахстан, 2003. – 118 с.
- [9] СН РК 5.04-08-2004 Пособие по проектированию стальных конструкций. – Астана: Комитет по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства индустрии и торговли Республики Казахстан, 2005. – 144 с.
- [10] *Остриков Г.М., Максимов Ю.С., Долинский В.В.* Исследование несущей способности стальных двутавровых балок с вертикально гофрированной стенкой // *Строительная механика и расчет сооружений.* – 1983. – № 1. – С. 66–70.
- [11] *Максимов Ю.С., Остриков Г.М., Долинский В.В.* Устойчивость гофрированных стенок двутавровых балок // *Строительная механика и расчет сооружений.* – 1985. – № 6. – С. 43–45.
- [12] Gutachterliche Stellungnahme zur Querkrafttragfähigkeit von Wellstegträgern; Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Hartmut Pasternak, Braunschweig / Cottbus 1996.
- [13] Corrugated web beam. Technical documentation. – Vienna: Zeman & Co Gesellschaft mbH, 1999. – 14 p.
- [14] СНиП II-23-81* Стальные конструкции. Нормы проектирования /Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.

Надійшла до редколегії 20.08.2008 р.

УДК 69+624.014

Предложения по нормированию коэффициента высоты сооружения в ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи"

Пичугин С.Ф., д.т.н., Махинько А.В., к.т.н.

Полтавский национальный технический университет им. Ю. Кондратюка,
Украина

Анотація. У пропонованій роботі викладається методика з нормування коефіцієнта висоти споруди, що описує вертикальний профіль, як швидкості вітру, так і швидкісного напору. Методика базується на розробленій авторами моделі максимумів випадкового стаціонарного процесу, якій притаманні аналітична простота і лаконічність розрахункових математичних виразів. Приводиться порівняльний аналіз нормування коефіцієнта висоти споруди у вітчизняних нормах, загальноєвропейських нормах Eurocode 1 і за пропонованою методикою.

Аннотация. В предлагаемой работе излагается методика по нормированию коэффициента высоты сооружения, описывающего вертикальный профиль, как скорости ветра, так и скоростного напора. Методика базируется на разработанной авторами модели максимумов случайного стационарного процесса, обладающей аналитической простотой и лаконичностью расчётных математических выражений. Приводится сравнительный анализ нормирования коэффициента высоты сооружения в отечественных нормах, общеевропейских нормах Eurocode 1 и по предлагаемой методике.

Abstract. In the given paper the method for regulation of building height coefficient is under consideration, which describes the vertical profile, both of wind and pressure velocity. The methods are based on the model developed by the authors concerning maximums of random stationary process, which is remarkable for analytical simplicity and lucidity of mathematical expressions. The comparative analysis of regulation of building height coefficient in domestic norms, European norms Eurocode 1 and in relation with the offered method is reviewed.

Ключевые слова: ветровая нагрузка, вертикальный профиль скорости ветра, случайный процесс, пульсации ветра, статическая и динамическая составляющие ветровой нагрузки.

Введение. Вступление в силу новых украинских норм ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи" вызвало ряд вопросов. Такие как, увеличение ветровых нагрузок на строительные конструкции, обусловленных коэффициентом высоты сооружения $C_h(z)$, числовые значения которого в первой редакции ДБН [4] превышали аналогичные значения в отменённом СНиП [11]. Впоследствии в отечественных нормах значения коэффициента $C_h(z)$ были заметно снижены. Кроме этого, коэффициент $C_h(z)$ стал зависеть от периода собственных колебаний сооружения, что

отличалось от определения этого коэффициента в общеевропейских нормах [12] (в Eurocode 1 он имеет название коэффициента экспозиции $C_e(z)$). По нашему мнению, такое положение, связано с методологическими аспектами нормирования ветровой нагрузки в СНиП [11] и ДБН [4]. Если союзные нормы [11] оперировали дуалистической природой ветровой нагрузки, рассматривая отдельно статическую и динамическую составляющие, то в ДБН [4] эта граница отсутствовала, предоставляя инженеру-проектировщику суммарную ветровую нагрузку. Отсюда возникло отождествление коэффициента $C_h(z)$, учитывающего изменение по высоте как средней скорости ветра, так и интенсивности турбулентности с коэффициентом $k(z)$, задачей которого было описание только среднего вертикального профиля скорости ветра (точнее скоростного напора).

Сама суть коэффициента $C_h(z)$ предполагает использование выражения [9]

$$C_h(z) = k(z)[1 + \zeta(z)], \quad (1)$$

где $k(z)$ – коэффициент, учитывающий возрастание среднего скоростного напора по высоте; $\zeta(z)$ – коэффициент пульсации скоростного напора, как убывающая функция высоты.

При этом коэффициент пульсации скоростного напора выражается в виде

$$\zeta(z) = 2\alpha_c I_v(z), \quad (2)$$

где α_c – коэффициент обеспеченности; $I_v(z)$ – интенсивность турбулентности.

Таким образом, сопоставление коэффициентов $C_h(z)$ и $k(z)$ даёт закономерную систематическую разницу величиной $[1 + \zeta(z)]$, что объясняет возрастание ветровой нагрузки в исходном варианте украинских норм [4]. Аналогичная ситуация и в европейских нормах [12].

Другая причина увеличения ветровых нагрузок связана с использованием разных коэффициентов обеспеченности α_c в формуле (2). Так, к примеру, в союзных нормах [11] коэффициент $\alpha_c = 1,75$, а в Eurocode 1 [12] и ДБН [4] (до внесения в него исправлений) – $\alpha_c = 3,5$. Проблема выбора обеспеченностей коэффициента пульсаций как скорости ветра, так и скоростного напора довольно часто обсуждалась в отечественной литературе. Большое внимание ей уделено в фундаментальной монографии проф. М.Ф. Барштейна [3], где, обосновывается ранее принятая обеспеченность СНиП 2.01.07-85 $\alpha_c = 1,75$.

Два этих обстоятельства внесли путаницу в вычисление ветровых нагрузок на здания и сооружения. Поэтому, в сложившейся ситуации мы решили взять на себя ответственность немного разъяснить методологию коэффициента $C_h(z)$ и предложить простую, но математически строгую методику по его нормированию. Этим вопросам посвящена данная работа.

Основная часть. Коэффициентом высоты сооружения $C_e(z)$ (или *exposure factor*, как его принято называть в общеевропейских нормах) называется коэффициент перехода от скоростного напора на высоте $z=10$ м к скоростному напору на любой высоте. Этот коэффициент учитывает влияние не только статической составляющей скорости ветра, но и влияние её пульсаций на высоте z и выражается формулой [12]

$$C_e(z) = w_p(z) / w_{m,10,p}, \quad (3)$$

где $w_p(z)$ – расчетное значение суммарной ветровой нагрузки (статическая составляющая плюс пульсационная) на высоте z ; $w_{m,10,p}$ – расчетное значение статической составляющей ветровой нагрузки на высоте $z = 10$ м.

Одновременный учет обоих составляющих ветровой нагрузки в вероятностных расчетах рассматривается довольно редко в силу сложности математического аппарата, который используется при этом. Обобщенная вероятностная модель ветровой нагрузки в большинстве случаев схематизируется в виде квадратичного перехода суммы двух случайных процессов: статической $\tilde{U}_m(t)$ и пульсационной $\tilde{u}(\tau)$ составляющей скорости ветра:

$$w = \rho u^2 / 2 = 0,625u^2 = 0,625 \left(\tilde{U}_m(t) + \tilde{u}(\tau) \right)^2, \quad (4)$$

где ρ – плотность воздуха (согласно Eurocode 1 [12] $\rho = 1,25$ кг/м³).

Оба эти процесса рассматриваются как стационарные, но период их стационарности разный: если статическая составляющая скорости ветра может считаться стационарной (или квазистационарной) на всей временной шкале t , то период стационарности пульсационной составляющей ограничивается периодом осреднения Δt ординат случайного процесса статической составляющей. Это объясняется тем, что стандарт $\hat{u}_{\Delta t}$ процесса $\tilde{u}(\tau)$ является детерминированной функцией ординат случайного процесса $\tilde{U}_m(t)$ и связан с ним простым соотношением (здесь

и в последующем ограничимся рассмотрением продольной компоненты скорости ветра)

$$\hat{u}_{\Delta t} = k_r \cdot \tilde{U}_{m,10}, \quad (5)$$

где k_r – коэффициент местности, зависящий от шероховатости поверхности, значение его регламентировано нормами Eurocode [12] и ДБН В.1.2-2:2006 [4]; $\tilde{U}_{m,10}(t)$ – случайный процесс средней скорости ветра на стандартной высоте установки анемометра ($z = 10$ м), а $\tilde{U}_m(t)$ – случайный процесс средней скорости ветра на некоторой высоте z . При логарифмическом законе изменения скорости ветра по высоте (именно этот закон заложен в ДБН [4]) эти величины связаны соотношением

$$\tilde{U}_m(t) = k_r \cdot \tilde{U}_{m,10}(t) \cdot \ln(z/z_0) = \hat{u}_{\Delta t} \cdot \ln(z/z_0), \quad (6)$$

где z_0 – параметр шероховатости поверхности земли, который регламентируется аналогично коэффициенту k_r в нормах [4, 12].

Ограниченность стационарности процесса пульсаций скорости ветра является источником огромных трудностей в вероятностных расчетах и в общем случае требует привлечения сложной и неудобной техники нестационарных случайных процессов. Ввод некоторых ограничений может свести расчет данной задачи в рамки корреляционной теории стационарных случайных процессов. Эти ограничения сводятся к следующему [5]:

- Абсолютный (глобальный) максимум суммарного случайного процесса U_{\max} за выбранный период времени T возникает тогда, когда случайный процесс статической составляющей скорости ветра $\tilde{U}(t, \tau) = \tilde{U}_m(t) + \tilde{u}(\tau)$ достигает уровня абсолютного максимума $U_{m,\max}$.
- В запас надежности принимается то, что максимум u_{\max} случайного процесса пульсационной составляющей скорости ветра $\tilde{u}(\tau)$ может проявиться в окрестностях точки U_{\max} на длине реализации, равной интервалу осреднения Δt ординат случайного процесса $\tilde{U}_{m,10}(t)$ статической составляющей скорости ветра (или адекватного ему процесса скоростного напора).
- Интенсивности турбулентности скорости ветра и скоростного напора рассматриваются как детерминированные величины.
- Для максимумов процесса $\tilde{U}_m(t)$ на отрезке времени T и максимумов процесса $\tilde{u}(\tau)$ на отрезке Δt используется модель максимумов, разработанная авторами [5, 8, 13].

Первое из оговоренных ограничений является непосредственным следствием формулы (5) – чем больше ордината случайного процесса $\tilde{U}_{m,10}(t)$, тем больше стандарт процесса $\tilde{u}(\tau)$ и, соответственно, вероятность возникновения максимума суммарного процесса $\tilde{U}(t, \tau)$. Данное ограничение позволяет вместо всего случайного процесса $\tilde{U}_m(t)$ рассматривать только вероятностные характеристики его абсолютных максимумов, принимая их за случайные величины. Второе ограничение позволяет рассматривать процесс $\tilde{u}(\tau)$ только в пределах периода осреднения ординат процесса $\tilde{U}_{m,10}(t)$ и использовать для его анализа методы стационарных случайных процессов. Наконец, третье и четвертое ограничения позволяют значительно упростить процедуру получения плотностей распределения максимумов случайных процессов (рис. 1).

Нас будут интересовать максимумы обобщенной ветровой нагрузки (статическая составляющая плюс пульсационная), поэтому сразу поставим в соответствие случайным процессам $\tilde{U}(t, \tau)$, $\tilde{U}_m(t)$, $\tilde{U}_{m,10}(t)$ и $\tilde{u}(\tau)$ процессы скоростного напора $\tilde{w}(t, \tau)$, $\tilde{w}_m(t)$, $\tilde{w}_{m,10}(t)$ и $\tilde{w}_p(\tau)$.

В пределах периода осреднения Δt представим сумму статической $\tilde{U}_m(t)$ и пульсационной $\tilde{u}(\tau)$ составляющих скорости ветра на высоте z в виде

$$\tilde{U}(z, \tau) = \tilde{U}_m(z) + \tilde{u}(z, \tau) = \tilde{U}_m(z)[1 + \varepsilon_u \tilde{u}_\gamma(z, \tau)], \quad (7)$$

где $\varepsilon_u = \hat{u}_{\Delta t} / \tilde{U}_m(z)$ – интенсивность турбулентности скорости ветра; $\tilde{u}_\gamma(z, \tau) = \tilde{u}(z, \tau) / \hat{u}_{\Delta t}$ – случайный процесс приведенной турбулентности; $\tilde{u}_\gamma(z, \tau)$ – нормированный случайный процесс с распределением [6, 7]:

$$p_u(\gamma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp(-0,5\gamma^2) \Delta_\varepsilon(\gamma), \quad (8)$$

где $\gamma = (u - \bar{u}_{\Delta t}) / \hat{u}_{\Delta t}$ – нормированное отклонение от центра распределения.

Согласно (7) суммарный случайный процесс скоростного напора $\tilde{w}(z, \tau)$ может быть представлен в виде (пренебрегая малой величиной квадрата случайного процесса $\tilde{u}_\gamma(z, \tau)$):

$$\tilde{U}_{\max} = \tilde{U}_{m,\max} (1 + \varepsilon_u \tilde{u}_{\gamma,\max}); \quad (9)$$

$$\tilde{w}_{\max} = \tilde{w}_{m,\max} (1 + 2\varepsilon_u \tilde{u}_{\gamma,\max}), \quad (10)$$

где $\tilde{U}_{m,\max}$ и $\tilde{w}_{m,\max}$ – соответственно случайные величины максимумов статической составляющей скорости ветра и скоростного напора за время T ; $\tilde{u}_{\gamma,\max}$ – случайная величина максимумов случайного процесса $\tilde{u}_{\gamma}(z, \tau)$ на интервале Δt .

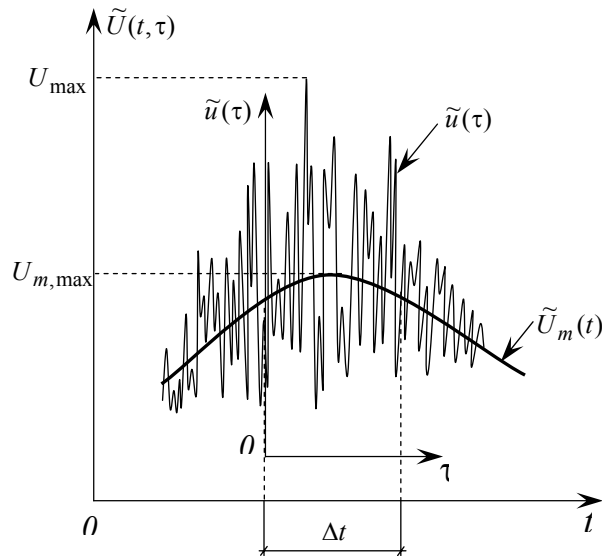


Рис. 1. Расчетная модель для максимума суммарного случайного процесса ветровой нагрузки

При этом связь между максимумами $\tilde{w}_{m,\max}$ случайного процесса статической составляющей скорости ветра на высоте z и максимумами того же процесса на высоте $z = 10$ м можно представить в виде

$$\tilde{w}_{m,\max} = \tilde{w}_{m,10,\max} k_r^2 / \varepsilon_u^2, \quad (11)$$

где $\varepsilon_u = 1 / \ln(z / z_0)$ – интенсивность турбулентности случайного процесса скорости ветра (формула принята по нормам [12], отражение которых прослеживается в [4]).

Согласно упрощенной экспоненциальной модели [5–7] распределения величин $\tilde{w}_{m,\max}$ и $\tilde{u}_{\gamma,\max}$ подчиняются двойному экспоненциальному распределению Гумбеля с параметрами $\gamma_{0,m}$, $\lambda_{0,m}$ и $\gamma_{0,u}$, $\lambda_{0,u}$.

На основании общих принципов упрощенной экспоненциальной модели находим распределение максимумов процесса $\tilde{u}_{\gamma}(z, \tau)$ в рамках выбранного интервала осреднения Δt . Для этого вначале необходимо

произвести оценку нормированного характеристического максимума $\lambda_{0,u}$ и характеристической интенсивности $\tilde{u}_\gamma(z, \tau)$ процесса $\tilde{u}_\gamma(z, \tau)$. На основании (8) после ряда математических преобразований получим [5, 13]:

$$\gamma_{0,u} = \sqrt{2 \ln \left[\frac{\omega_{e,u} \Delta t [1 + \Delta_\varepsilon(\gamma_{0,u})]}{2\pi\beta_{\omega,u}} \right]}; \quad (12)$$

$$\lambda_{0,u} = \frac{\Delta_\varepsilon(\gamma_{0,u}) [2 + \gamma_{0,u} \cdot \varepsilon_u] + \gamma_{0,u} \cdot \varepsilon_u}{\varepsilon_u [1 + \Delta_\varepsilon(\gamma_{0,u})]}, \quad (13)$$

где $\Delta_\varepsilon(\gamma) = \exp[-2\varepsilon_u^{-2}(1 + \gamma\varepsilon_u)]$ – функция интенсивности турбулентности скорости ветра; $\omega_{e,u}$ и $\beta_{\omega,u}$ – соответственно эффективная частота и коэффициент широкополосности случайного процесса скорости ветра.

При малом значении интенсивности турбулентности ε_u (что имеет место на больших высотах) для формул (12) и (13) справедливо

$$\gamma_{0,u} = \lambda_{0,u} = \sqrt{2 \ln \left[\frac{\omega_{e,u} \Delta t}{2\pi\beta_{\omega,u}} \right]}. \quad (14)$$

Определив значения $\gamma_{0,u}$ и $\lambda_{0,u}$, мы однозначно описываем величину максимумов $\tilde{u}_{\gamma, \max}$ суммарного процесса $\tilde{u}_\gamma(z, \tau)$.

Найдем условную функцию распределения величины \tilde{w}_{\max} , т.е. функцию распределения, предположив, что величина $\tilde{w}_{m, \max}$ детерминирована.

$$F_{w, \max}(w_{\max} | w_{m, \max}) = \exp \left\{ -\exp \left[-\frac{\lambda_{0,u}}{2\varepsilon_u} \left(\frac{w_{\max}}{w_{m, \max}} - 2\gamma_{0,u}\varepsilon_u - 1 \right) \right] \right\}. \quad (15)$$

Находим полную функцию распределения величины \tilde{w}_{\max} с учетом того, что величина $\tilde{w}_{m, \max}$ случайна и представлена техникой упрощенной экспоненциальной модели, т.е. двойным экспоненциальным распределением Гумбеля с параметрами $\gamma_{0,m}$, $\lambda_{0,m}$

$$F_{\max}(w_{\max}) = \int_0^\infty F_{w, \max}(w_{\max} | w_{m, \max}) f_{m, \max}(w_{m, \max}) dw_{m, \max}. \quad (16)$$

После ряда алгебраических преобразований и замены переменной интегрирования получим более расширенный аналог выражения (16):

$$F_{\max}(w_{\max}) = \int_0^1 \exp \left\{ -\exp \left[-\frac{\lambda_{0,u}}{2\varepsilon_u} \left(\frac{w_{\max}}{\bar{w}_m} \frac{1}{(1+\gamma_{0,m}V_m - V_m \ln(-\ln(Z))/\lambda_{0,m})} - 2\gamma_{0,u}\varepsilon_u - 1 \right) \right] \right\} dZ$$

или окончательно в нормированной форме $\gamma = (w_{\max} - \bar{w}_{m,10})/\hat{w}_{m,10}$:

$$F_{\max}(\gamma) = \int_0^1 \exp \left\{ -\exp \left[-\frac{\lambda_{0,u}}{2} \left(\frac{(1+\gamma V_m)\varepsilon_u k_r^2}{1+\gamma_{0,m}V_m - V_m \ln(-\ln(Z))/\lambda_{0,m}} - 2\gamma_{0,u} - \varepsilon_u^{-1} \right) \right] \right\} dZ, \quad (17)$$

где $\bar{w}_{m,10}$, $\hat{w}_{m,10}$ и V_m – соответственно математическое ожидание, стандарт и коэффициент вариации случайного процесса статической составляющей ветровой нагрузки $\tilde{w}_{m,10}(t)$.

Формула (17) решает задачу относительно распределения абсолютного максимума суммарного случайного процесса ветровой нагрузки и позволяет выполнять оценку надежности конструкций на совместное действие статической и пульсационной составляющих скорости ветра. Примеры построенных по (17) функций распределения приведены на рис. 2.

Определим статистические характеристики величины \tilde{w}_{\max} . Для этого воспользуемся теоремами теории вероятности о числовых характеристиках независимых случайных величин [2]. Математическое ожидание и стандарт при использовании упрощенной экспоненциальной модели равны [5]:

$$\bar{\gamma}_{VEM} = \gamma_0 + C/\lambda_0; \quad (18)$$

$$\hat{\gamma}_{VEM} = C/(0,45\lambda_0), \quad (19)$$

где $C \approx 0,577$ – постоянная Эйлера-Маскерони; γ_0 – уровень, для которого количество положительных пересечений случайного процесса $\tilde{w}(t, \tau)$ равно единице $N_+(\gamma | 0 \leq \tau \leq t) = 1$ (обоснование этих формул можно найти в [5]).

На основании (15) с учетом формул (18) и (19) после ряда математических преобразований получим:

$$\begin{aligned} \bar{w}_{\max} &= \bar{w}_{m,\max} (1 + 2\varepsilon_u \bar{u}_{\gamma,\max}) = \bar{w}_{m,10} \Phi_1; \\ \hat{w}_{\max} &= \hat{w}_{m,\max} \sqrt{1 + 4\varepsilon_u^2 [\bar{u}_{\gamma,\max}^2 + V_{m,\max}^2 \hat{u}_{\gamma,\max}^2 + \bar{u}_{\gamma,\max}^2]} + 1 + 2\varepsilon_u \bar{u}_{\gamma,\max} = \hat{w}_{m,10} \Phi_2, \end{aligned} \quad (20)$$

где безразмерные константы Φ_1 и Φ_2 показывают, во сколько раз увеличиваются соответственные статистические характеристики максимумов суммарной ветровой нагрузки \tilde{w}_{\max} по сравнению с соответ-

вующими характеристиками случайного процесса $\tilde{w}_{m,10}(t)$ статической составляющей ветровой нагрузки на высоте $z = 10$ м:

$$\Phi_1 = k_r^2 (1 + V_m \bar{\gamma}_m) (1 + 2\varepsilon_u \bar{\gamma}_u) / \varepsilon_u^2;$$

$$\Phi_2 = \frac{1,282 k_r^2}{\lambda_{0,m} \varepsilon_u^2} \sqrt{2(1 + \varepsilon_u \bar{\gamma}_u) + \frac{4\varepsilon_u^2}{\lambda_{0,u}^2} \left[1,645 + \bar{\gamma}_u^2 \lambda_{0,u}^2 + \frac{\lambda_{0,m}^2}{V_m^2} (1 + V_m \bar{\gamma}_m)^2 \right]}, \quad (21)$$

где $\bar{\gamma}_m = \gamma_{0,m} + C / \lambda_{0,m}$ – нормированное математическое ожидание максимумов статической составляющей ветровой нагрузки;
 $\bar{\gamma}_u = \gamma_{0,u} + C / \lambda_{0,u}$ – нормированное математическое ожидание максимумов процесса приведенной турбулентности.

Непосредственное использование (17) требует привлечения процедуры численного интегрирования, что усложняет путь получения результатов. В связи с этим авторами была исследована [5] и обоснована возможность аппроксимации функции (17) двойным экспоненциальным распределением Гумбеля с параметрами

$$\lambda_{0,\Sigma w} = 1,282 / \Phi_2; \quad (22)$$

$$\gamma_{0,\Sigma w} = (\Phi_1 - 1) / V_m - 0,45 \Phi_2. \quad (23)$$

В рамках разработанной модели максимумов случайного процесса обобщённой ветровой нагрузки может быть поставлен вопрос о нормировании коэффициента высоты сооружения. Так как максимумы процессов $\tilde{w}(t)$ и $\tilde{w}_{m,10}(t)$ описываются в рамках упрощенной экспоненциальной модели двойным экспоненциальным распределением Гумбеля, а расчетные значения нагрузок $w_p(z)$ и $w_{m,10,p}$ нормируются с одинаковой обеспеченностью P (вероятность превышения расчетного значения нагрузок), то согласно математической структуре выражения (3) коэффициент высоты сооружения $C_h(z)$ выразится простой формулой

$$C_h(z) = \frac{1 + V_m \{ \gamma_{0,\Sigma w} - \ln[-\ln(P)] / \lambda_{0,\Sigma w} \}}{1 + V_m \{ \gamma_{0,m} - \ln[-\ln(P)] / \lambda_{0,m} \}}. \quad (24)$$

Анализ (24) показал, что на значения коэффициента $C_h(z)$ не влияет период действия ветровой нагрузки и номер ветрового района, но сильное влияние оказывает обеспеченность нагрузок P (см. рис. 3, на котором коэффициент $C_h(z)$ построен для уровня обеспеченности $\ln[-\ln(P)] = 0$ и $P = 0,99$).

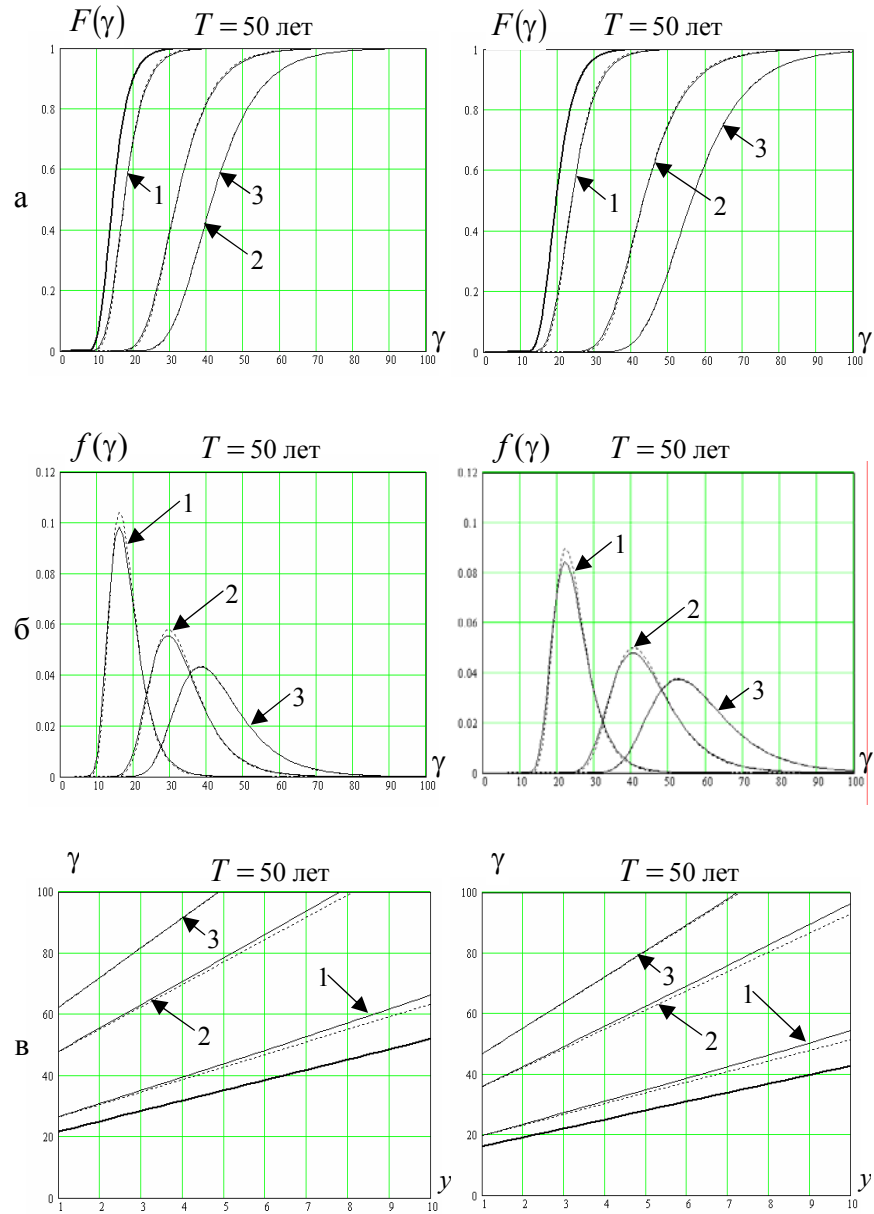


Рис. 2. Графики функций распределения максимумов обобщенной ветровой нагрузки (статическая и пульсационная составляющие) в нормированной форме: а – интегральные функции; б – плотности распределений; в – хвосты распределений $y = -\ln\{-\ln[F(\gamma)]\}$

- максимумы статической составляющей ветровой нагрузки;
- - - максимумы обобщенной ветровой нагрузки на основании формулы (17);
- максимумы обобщенной ветровой нагрузки на основании формулы (20);

параметр шероховатости: 1 – $z_0 = 1.0$ м; 2 – $z_0 = 0.1$ м; 3 – $z_0 = 0.01$ м

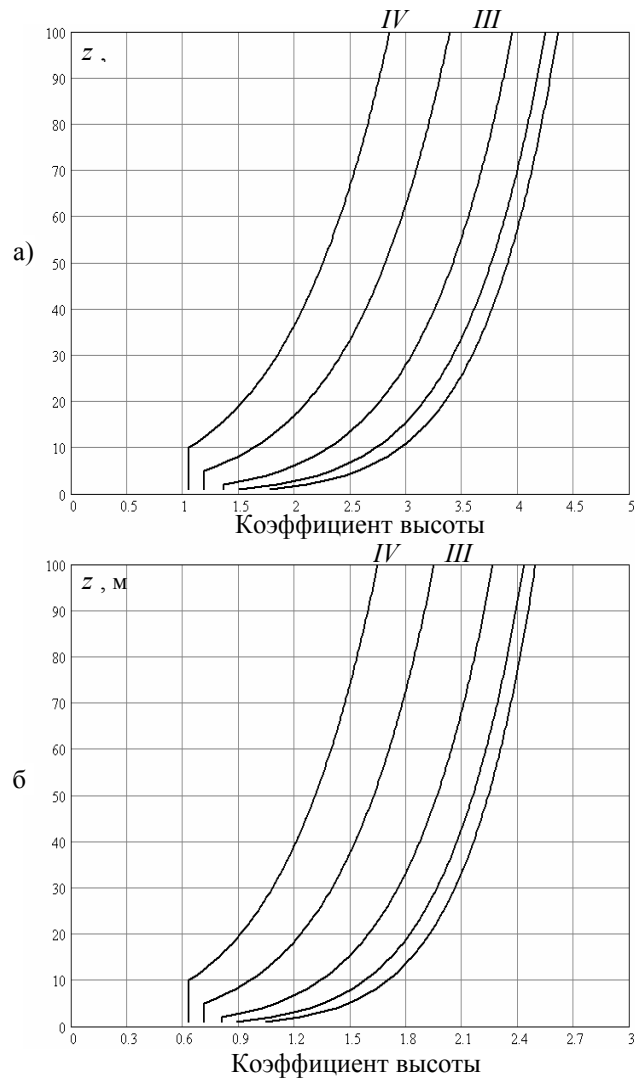


Рис. 3. Рекомендации по нормированию коэффициента высоты

Из рисунка видно, что по мере возрастания обеспеченности нагрузок коэффициент высоты сооружения уменьшается, т.е. недостаток обеспеченности нагрузок компенсируется высокими значениями коэффициента $C_h(z)$. И наоборот, если обеспеченность расчётных значений высока, то можно существенно снизить значения коэффициента высоты сооружения. Немного меньшее влияние, чем величина P , на коэффициент высоты оказывают эффективная частота $\omega_{e,u}$ и коэффициент

широкополосности $\beta_{\omega,u}$ пульсаций ветра – по мере роста соотношения $\omega_{e,u}/\beta_{\omega,u}$ значения коэффициента увеличиваются.

Для вывода практических рекомендаций по нормированию коэффициента высоты сооружения используем регрессионные зависимости [5], полученные на основе большой совокупности экспериментальных исследований как самих авторов, так и коллектива кафедры металлических конструкций ДонНАСА:

$$\beta_{\omega} = 5[1 + 10 \exp(-0.25\omega_e)]. \quad (25)$$

$$\omega_e = \bar{u}_{\Delta t} [1 + 50 \exp(-L_u^{1/2})], \quad (26)$$

где L_u – интегральный продольный масштаб турбулентности.

Согласно [4] максимальное значение статической составляющей ветровой нагрузки для территории Украины составляет 600 Па, что приблизительно соответствует скорости ветра 30 м/с. Используя последовательно формулы (25) и (26), получим $\omega_{e,u} = 30$ Гц, $\beta_{\omega} = 5$, откуда $\omega_{e,u}/\beta_{\omega} = 6$. На основе (12)–(14) определим нормированный характеристический максимум и характеристическую интенсивность случайного процесса пульсационной составляющей скорости ветра: $\gamma_{0,u} = \lambda_{0,u} = 3,31$. После определения параметров $\gamma_{0,m}$ и $\lambda_{0,m}$ случайного процесса статической составляющей ветровой нагрузки, рассчитываем величины Φ_1 , Φ_2 , параметры $\gamma_{0,\Sigma w}$, $\lambda_{0,\Sigma w}$ и по формуле (24) находим значение коэффициента высоты.

Таким образом, выбрав заданную обеспеченность ветровой нагрузки, можно обосновано нормировать коэффициент высоты сооружения. При этом территориальная изменчивость коэффициента $C_h(z)$, отпечаток которой накладывает коэффициент вариации статической составляющей ветровой нагрузки, очевидно, будет незначительной по сравнению с влиянием обеспеченности P . В нормах проектирования удобнее использовать графики коэффициента $C_h(z)$ или их табличную интерпретацию. Вопрос выбора необходимой обеспеченности расчётного значения ветровой нагрузки может быть решён в рамках существующих ДБН В.1.2-2:2006, который предоставляют проектировщику возможность выбора необходимой обеспеченности нагрузки. Заметим, что характеристическое значение статической составляющей ветровой нагрузки в данном документе нормировано с обеспеченностью $P=0,368$, т.е. $\ln[-\ln(P)]=0$. Рассчитанные значения $C_h(z)$ при $\ln[-\ln(P)]=0$ приведены на рис. 4. На рисунке также нанесены значения коэффициента высоты, которые регламентируются общеевропейскими нормами Eurocode [12]. При этом категория 0 отвечает параметру шероховатости

$z_0 = 0,003$ м, категория I – $z_0 = 0,01$ м, категория II – $z_0 = 0,05$ м, категория III – $z_0 = 0,3$ м и категория IV – $z_0 = 1,0$ м. На рисунке видно, что характер зависимостей $C_n(z)$ довольно близок, а незначительное отличие между графиками можно, очевидно, объяснить влиянием соотношения $\omega_{e,u} / \beta_{\omega,u}$, от величины которого, как было сказано, зависит расположение графиков на горизонтальной оси. Согласованность полученных результатов по коэффициентам высоты, во-первых, подтверждает правомерность разработанной модели максимумов обобщенного случайного процесса ветровой нагрузки (статическая и пульсационная составляющие), во-вторых, обосновывает использование формулы (24) для нормирования коэффициента высоты в разных ландшафтных условиях местности (отображается на параметре шероховатости поверхности z_0) и любой обеспеченности ветровой нагрузки. Кроме этого, данные рис. 4 могут служить некоторым обоснованием значений коэффициентов высоты, принятых в ДБН В.1.2-2:2006 (до внесения в него изменений по уменьшению расчётных ветровых нагрузок).

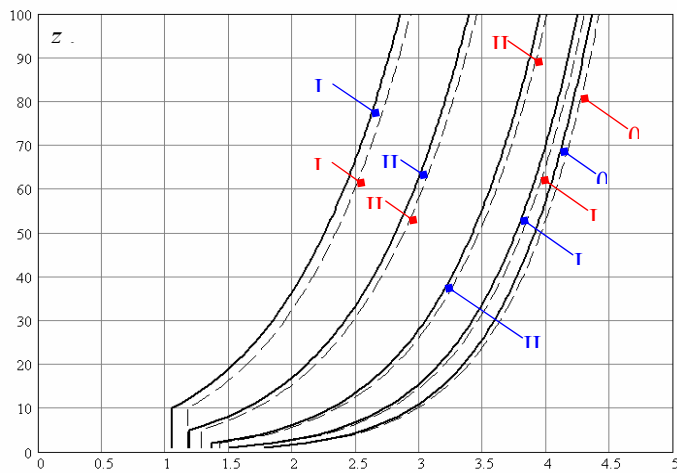


Рис.4. Сравнительный анализ коэффициентов высоты:
——— – рекомендованные авторами;
- - - - - – регламентированные нормами Eurocode 1 [12]

Выводы

Описанная в статье методика по нормированию коэффициента высоты сооружения позволяет обосновать расчётные значения этого коэффициента, принятые в ДБН [4] и Eurocode 1 [12], а также "управлять" коэффициентом

$C_h(z)$ посредством обеспеченности расчётного значения ветровой нагрузки. Что касается снижения расчётных нагрузок, то оно может осуществляться путём введения некоторых допущений по отношению к конкретному виду сооружений, например, как это сделано в п. 6.2 СНиП [11].

Литература

- [1] *Аугустин Г., Баратта А., Кашиати Ф.* Вероятностные методы в строительном проектировании: Пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1988. – 584 с.
- [2] *Вентцель Е.С.* Теория вероятностей: Учеб. для вузов. – 7-е изд. – М.: Высш. шк., 2001. – 575 с.
- [3] *Барштейн М.Ф.* Воздействие ветра на здания и сооружения // Нагрузки и надежность строительных конструкций: Труды ЦНИИСК. – Вып. 21. – М.: Стройиздат, 1973. – С. 65–84.
- [4] ДБН В.1.2-2:2006. Система надійності та безпечності у будівництві. Навантаження і впливи, 2006. – 100 с.
- [5] *Махінко А.В.* Надійність елементів металоконструкцій під дією випадкових змінних навантажень: Автореф. дис. канд. техн. наук / ПолтНТУ – Полтава, 2006. – 24 с.
- [6] *Некрасов Ю.П., Махінко А.В.* До обґрунтування імовірнісної моделі пульсаційної складової вітрового навантаження // Зб. наук. пр. (Галузеве машинобудування, будівництво). – Вип. 17. – Полтава: ПолтНТУ. – 2006. – С. 116-121.
- [7] *Некрасов Ю.П., Махінко А.В.* Чисельно-аналітична методика оцінки статистичних характеристик поривів вітру // Металеві конструкції. – Том 9, номер 1. – Макіївка. – 2006. – С. 29–41.
- [8] *Пичугин С.Ф., Махінко А.В.* К вероятностным методам расчёта металлоконструкций // Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини: Зб. наук. пр. – ОДАБА, 2005. – С. 161–171.
- [9] *Пичугин С.Ф., Махінко А.В.* О принципах нормирования ветровых нагрузок в Eurocode 1: "Actions on Structures" и СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. науч. тр.– Одесса: ОГАСА, 2006. С. 152–164.
- [10] *Пичугин С.Ф., Махінко А.В.* Ветровая нагрузка на строительные конструкции. – Полтава, АСМІ, 2005. – 342 с.
- [11] СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.
- [12] Eurocode 1: Action on Structures – Part 1-4: General Actions – Wind Actions.– Brussels: CEN TC 250, 2002. – 155 p.
- [13] *Pichugin S., Makhinko A.* Probabilistic Model of Wind Load Maxima // Proc. 3-rd Inter. Conf. "Problems of the Technical Meteorology". – Lviv. – 2006. – p. 92–97.

Надійшла до редколегії 08.03.2008 р.

УДК 624.01

Методологические основы создания информационных систем учета действительного состояния эксплуатирующихся строительных конструкций

¹Шимановский А.В., д.т.н., ²Колесниченко С.В., к.т.н.

¹ОАО “УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского”, Украина

²Донбасский центр технологической безопасности, Украина

Анотація. У даній роботі приведена методика створення інформаційних систем обліку дійсного стану будівельних конструкцій, що експлуатуються. Також описується принцип роботи, побудова і основні розділи бази даних.

Аннотация. В данной работе приведена методика создания информационных систем учета действительного состояния эксплуатирующихся строительных конструкций. Также описывается принцип работы, построение и основные разделы базы данных.

Abstract. In this paper the methods are considered for elaboration of information accounting system of real state of building structures under operation. Operation principle, structure and main divisions of the data base are also described.

Ключевые слова: состояние конструкции, база данных, повреждения, надзор, пригодность объекта.

В Концепции "Державної програми забезпечення технологічної безпеки для основних галузей економіки" [1] отмечается, что изношенность основных производственных фондов в разных отраслях экономики составляет 50–70 % и имеет тенденцию к росту. Такое состояние зданий и сооружений связано с окончанием нормативного срока эксплуатации строительных конструкций, инженерных сетей и оборудования и является потенциально опасным относительно возникновения аварий и чрезвычайных ситуаций техногенного характера и причиной нестабильной работы предприятия при выполнении в нем соответствующих производственных функций [6].

Технологическая безопасность является частной составляющей безопасности предприятия (наряду с экономической, финансовой, экологической и т. д.) и характеризует систему мер для сохранения допустимого уровня, его функционирования в условиях исчерпания строительными конструкциями и инженерными сетями своего нормативного ресурса. Таким образом, основной задачей технологической безопасности является повышение эксплуатационных свойств конструкций зданий, сооружений и инженерных сетей при их модернизации, техническом перевооружении и реконструкции.

Технологическая безопасность требует процессного подхода, который заключается в создании организационно-технических средств, основанных, прежде всего, на стремлении руководства предприятия системно реализовывать принципы управления качеством и надежностью продукции. Надежность объекта должна быть рассчитана на всех стадиях его жизненного цикла и соответствующих этим стадиям этапам видов работ. Необходимость расчета надежности, цели и задачи, номенклатуру рассчитываемых показателей, сроки и порядок оформления результатов устанавливают в программе обеспечения надежности (ПОН) [7].

Одним из методов определения показателей качества является регистрационный метод, осуществляемый на основе наблюдений за фактическим состоянием строительных конструкций. Регистрация состояния конструкции (элемента) осуществляется комплексными характеристиками, позволяющими оценить скорость развития повреждения во времени, определить степень его критичности. Для конструкций зданий (сооружений) в целом зарегистрированные повреждения и дефекты позволят анализировать виды, последствия и критичность возможных отказов (неисправностей) – АВПКО (по классификации ДСТУ 2860-94 также обозначается FMECA). АВПКО проводят по плану, непосредственно включаемому в ПОН или оформленному в виде самостоятельного документа, прилагаемого к ПОН.

Несмотря на наличие достаточной законодательной базы, регламентирующей эксплуатацию строительных конструкций зданий и сооружений в условиях действующего предприятия, реально сложившаяся ситуация по их содержанию и контролю состояния далека от идеальной.

Содержанием и надзором за состоянием зданий (сооружений) на предприятии занимаются службы технического надзора (СТН) и (или) отделы по безопасной эксплуатации зданий и сооружений (ОЭЗС). Как правило, в условиях крупного промышленного предприятия количество эксплуатирующихся объектов (со сроком службы 40–50 и более лет) исчисляется сотнями, при этом техническая, конструкторская и исполнительная документация на них полностью или частично отсутствует.

Информация о действительном состоянии конструкций зданий и сооружений поступает в СТН и ОЭЗС в двух видах. Первый – технические отчеты и паспорта, выполненные специализированными организациями. Отчеты и паспорта оформляются в соответствии с требованиями [2] и, как правило, содержат обмерочные чертежи, ведомости, карты и схемы расположения дефектов и повреждений, обнаруженных во время работ по обследованию.

Также состояние конструкций зданий (сооружений) определяется на основании регулярных осмотров, которые выполняются владельцем

объекта (обычно это специалисты цеховой службы эксплуатации) и специалистами СТН (ОЭЗС). Такие осмотры оформляются актами и предписаниями.

Вышеперечисленные документы необходимы для составления ведомостей объемов работ для выполнения ремонтов по ликвидации выявленных дефектов и повреждений. Проблема заключается в том, что полученная в процессе обследований и осмотров информация в связи с большими объемами не может быть проанализирована комплексно, а, в основном, направлена только на выполнение срочных единовременных работ для аварийно опасных объектов. Кроме того, действующие положения по СТН содержат общие указания по процедурам принятия решений, они не привязаны к сложившимся на предприятиях организационно-управленческим схемам. Все это указывает на необходимость разработки специальных стандартов (технических регламентов) предприятия в которых, с учетом реальных условий его функционирования, были бы закреплены процедуры принятия решений и ответственность каждого должностного лица, ответственного за содержание (надзор) здания (сооружения). Отметим также, что на необходимость разработки таких документов указывается и в Постановлении КМУ № 1331 [4], и в стандартах ISO 9000 и 9004 "Система менеджмента качества".

Безаварийная эксплуатация строительных конструкций возможна только на основе принятия решений при постоянном накоплении, систематизации и обработке информации об их состоянии, анализа развития повреждений во времени. Учитывая необходимость хранения и обработки большого количества информации, одним из вариантов решения проблемы может быть создание информационных систем, основанных на регистрационных методах – базах данных (БД) дефектов и повреждений конструкций. Блок-схема БД "Ресурс" представлена на рис. 1.

Основными разделами БД являются:

- паспортные данные о здании сооружении. Информация заносится на основании данных архитектурно-технического паспорта, данных генпроектировщика, сведений о предприятии;
- объемно-планировочные и конструктивные решения. Вводятся данные об объемно-планировочных решениях, принятых конструкциях, оборудовании и условиях эксплуатации объекта;
- информация о существующих дефектах и повреждениях. Для описанных конструкций вводятся данные обнаруженных при обследованиях и осмотрах дефектах и повреждениях. Номенклатура дефектов и повреждений с измеряемыми их значениями принята по действующим нормативным документам [2, 3, 5]. По требованиям

[3] каждый дефект (повреждение) может быть трех категорий. Категория "В" – дефект (повреждение) малозначителен. Он обозначен, но его значения не влияют на несущую способность или перемещения конструкции. Категория "Б" – дефект (повреждение) значителен. Его размеры имеют четкое количественное описание, но еще не влияют на несущую способность или перемещения конструкции. Категория "А" – дефект (повреждение) критический. Его размеры влияют на несущую способность или перемещения конструкции. Категорирование дефектов (повреждений) является непростой задачей. С одной стороны, некоторые повреждения можно четко оценить на основании [3], критичность некоторых определяется расчетным путем, но ряд повреждений можно классифицировать только на основании опыта или соответствующих прогнозных моделей;

- анализ и принятие решений по ремонту (усилению). На основании данных по категориям дефектов (повреждений) можно подготовить отчеты (выборки) по соответствующей категории повреждения. Отчет формируется на основании запроса соответствующего должностного лица как для отдельных зданий, так и для всех (группы) зданий. Для обеспечения возможности принятия решения по ремонту для каждого повреждения формируется база вариантов усиления и ремонта. Предлагается несколько принципиальных вариантов, из которых проектировщик может выбрать наиболее приемлемое решение и применить его для конкретной ситуации;
- справочная информация – справочные данные по организациям-поставщикам продукции (металл, лакокрасочные материалы, сварочные и т.п.), проектировщикам, изготовителям, ремонтным предприятиям. Также содержится информация о категориях здания по ответственности, взрыво- и пожароопасности, опасности технологических процессов.

Принципы построения базы данных таковы, что сведения об обнаруженных повреждениях, даже в случае их ремонта, сохраняются постоянно, с указанием лица, принявшего решение о ремонте, дате ремонта и сведений о послеремонтном состоянии.

База данных реализована в сетевом исполнении и предполагает доступ к ней определенных должностных лиц. При реализации базы данных устанавливается система доступа с возможностью только просмотра (подготовки отчетов) и редактирования. Права редактирования БД (ввод информации, внесения корректировок, формирования библиотек и справочных данных) предоставляется СТН (ОЭЗС).

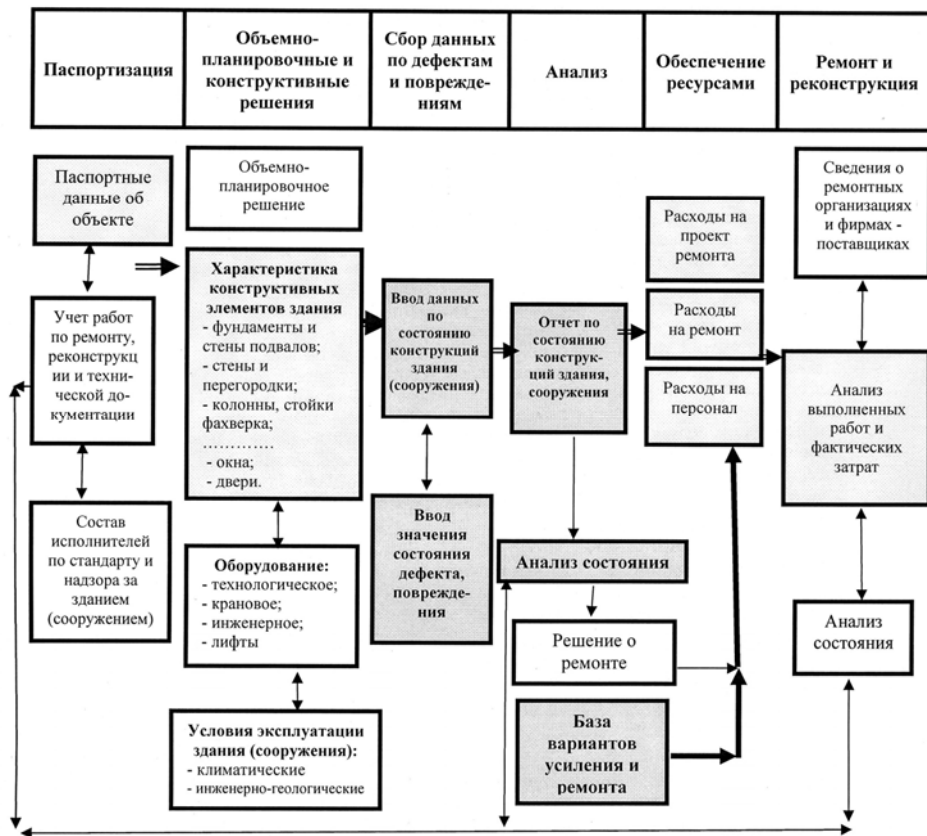


Рис. 1. Блок-схема БД “Ресурс”

Одним из преимуществ БД является возможность отслеживания развития характеристик повреждений во времени. В базе сохраняются все измеренные значения, в связи с чем предоставляется возможность прогнозирования перехода повреждения из одной категории в другую. Регистрация повреждений и дефектов конструкций позволяет производить АВПКО с разработкой соответствующих проектных решений по устранению неисправностей. План АВПКО должен обеспечивать взаимную увязку и согласование ПОН объекта по срокам устранения неисправностей, составу и содержанию ремонтных работ, обеспечению безаварийной послеремонтной работы. Постоянный контроль изменения значений повреждений позволяет прогнозировать плановые осмотры конструкций цеховым персоналом, сосредоточив их внимание на наиболее проблемных местах.

На основании полученных результатов эксплуатации конструкции, в рамках ПОН возможно производить оценку ее остаточного ресурса и

определять вероятность безотказной работы в заданном интервале для послеремонтного цикла (восстановленная конструкция) или продленный ресурс (для конструкций с закончившимся сроком эксплуатации). Расчет вероятности безотказной работы позволит оптимизировать процессы технического освидетельствования (обслуживания) и восстановления конструкций, что, в свою очередь, является показателями ремонтпригодности объекта. В рамках ПОН рассчитывается время и режим контроля для восстановления, который (в зависимости от категории дефекта или повреждения) имеет четкие временные рамки и регистрируется в БД.

БД "Ресурс" в настоящее время находится в стадии опытной эксплуатации и наладки на предприятиях: ЗАО "Макеевкокс", ОАО "Ясиновский коксохимический завод", филиал "Металлургический комплекс" ЗАО "Донецксталь" – металлургический завод".

Литература

- [1] "Про Концепцію створення системи технологічної безпеки для основних галузей економіки України" Лобанов Л.М., Олійник Н.І., Цибульник О.В. / Матеріали міжнародної науково-практичної конференції "Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж". 9–13 червня 2003 р., 14–19 с.
- [2] Нормативные документы по вопросам обследования, паспортизации, безопасной и надежной эксплуатации производственных зданий и сооружений. / Государственный комитет строительства, архитектуры и жилищной политики Украины, Госнадзорхрантруда Украины. К., 1997.
- [3] ДБН 362-92 Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений.
- [4] Постанова КМУ № 1331 від 8 жовтня 2004 р. "Про затвердження Державної науково-технічної програми "Ресурс".
- [5] Рекомендации по обеспечению надежности и долговечности железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений при их реконструкции и восстановлении. Харьковский ПромстройНИИпроект Госстроя СССР.
- [6] Забезпечення надійності й безпечної експлуатації будівельних металоконструкцій. О.В. Шимановський, В.М. Гордєєв, В.П. Корольов, О.І. Оглобля. / Будівництво України. № 2, 2004. С. 15–18.
- [7] Нормативное обеспечение безопасности зданий и сооружений при оценке остаточного ресурса металлоконструкций. Шимановский А.В., Гордєєв В.Н., Корольов В.П., Оглобля А.И., Перельмутер А.В./ Сб. трудов VIII Украинской научно-технической конференции "Металлические конструкции. Взгляд в прошлое и будущее", 2004 г. С. 417–428.

Надійшла до редколегії 12.06.2008 р.

УДК 624.072.002.2

Исследование остаточных напряжений в элементах трубчатого сечения после наплавки сварных швов

¹Голоднов А.И., д.т.н., ¹Козлова О.Н., аспирант, ²Иванов А.П., к.т.н.

¹ОАО “УкрНИИПроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского”, Украина
²Донбасский государственный технический университет, Украина

Анотація. Залишкове напруження впливає на стійкість і деформативність конструкцій. Цей вплив неоднозначний, тому актуальним є питання про розподіл залишкового напруження в перерізах елементів. В першу чергу це відноситься до елементів з перерізами із зварних двотаврових профілів, таврового з парних кутиків і електрозварюваних прямошовних труб. Експериментально доведено зниження критичних сил для стислих зварних двотаврових елементів через наявність у поясах залишкової стискуючої напруги і збільшення критичних сил для стислих елементів з труб після наплавлення валиків на кромках під кутом 120 градусів. Необхідність проведення справжніх досліджень виникла у зв'язку з відсутністю в нормативній літературі рекомендацій за визначенням залишкового напруженого стану і його обліку при розрахунках стислих елементів з труб.

Аннотация. Остаточные напряжения влияют на устойчивость и деформативность конструкций. Это влияние неоднозначно, поэтому актуальным является вопрос о распределении остаточных напряжений в сечениях элементов. В первую очередь это относится к элементам с сечениями из сварных двутавровых профилей, таврового из парных уголков и электросварных прямошовных труб. Экспериментально доказано снижение критических сил для сжатых сварных двутавровых элементов из-за наличия в поясах остаточных сжимающих напряжений и увеличение критических сил для сжатых элементов из труб после наплавки валиков на кромках под углом 120 градусов. Необходимость проведения настоящих исследований возникла в связи с отсутствием в нормативной литературе рекомендаций по определению остаточного напряженного состояния и его учета при расчетах сжатых элементов из труб.

Abstract. The residual stresses effect upon stability and deformability of the structures. This influence is ambiguous, so the problem of distribution of residual stresses in elements' sections is of primary importance. In the first turn it concerns the elements with sections made of compressed welded double-T profiles, T-sections of double angles and straight-seamed electrically welded pipes. It was proved experimentally a reduction of critical forces for compressed welded double-tee elements because of availability in chords the residual compressive stresses and increase of critical forces for compressed elements made of pipes after buttering under the angle 120 degrees. The need to make the present researches has arisen in connection with an absence in normative reference sources the recommendations for determination of parameters of residual stressed state and its taking into consideration during calculation of compressed elements made of pipes.

Ключевые слова: остаточные напряжения, электросварные прямошовные трубы, устойчивость.

Введение. Постановка проблемы. Как известно, остаточные напряжения (ОН) влияют на устойчивость и деформативность конструкций. Это влияние неоднозначно, поэтому актуальным является вопрос о распределении ОН в сечениях элементов [1–5]. К примеру, сварка, как и другие технологические процессы в машиностроении и строительстве (литье, обработка давлением, резание, термическая обработка), вызывает появление в конструкциях и частях сооружений остаточного напряженного состояния (ОНС). Для ОНС характерно, что ОН являются внутренними и уравниваются внутри изделия без приложения к нему внешних усилий.

При различных технологических операциях различны и причины, приводящие к неоднородным объемным деформациям, т.е. к появлению ОН. В сварочном процессе такими причинами являются: температурный цикл сварки, неоднородные структурные превращения в металле шва и в зонах термического влияния и, наконец, изменение растворимости газов, окружающих сварной шов. В полной мере это касается и элементов из электросварных и бесшовных труб, поскольку они входят в состав большепролетных покрытий гражданских и промышленных зданий, башенных сооружений, мачт и т.п.

Возрастающие требования к несущей способности и деформативности конструкций при одновременном уменьшении металлоемкости вызывают необходимость анализа их ОНС с учетом технологии изготовления и условий эксплуатации.

Исследования ОНС и его влияния на устойчивость конструкций проводились практически с момента появления сварки, как основного вида соединений металлоконструкций. В Институте электросварки НАН Украины еще в 30-е годы прошлого столетия исследовались элементы из труб с наплавленными валиками и без них на внецентренное сжатие [4]. Были испытаны сжатые образцы из труб с наружным диаметром 168 мм и внутренним – 144 мм (для образцов без наплавки) и диаметром 146 мм (для образцов с наплавкой) общей длиной 3512 и 3501 мм соответственно. У одной трубы (Н₃₅₀) были наплавлены три валика в средней части длины, а другая – (Н₀) испытывалась без наплавки. Труба Н₃₅₀ потеряла устойчивость при нагрузке 96,5 т, труба Н₀ – при 82,5 т, т.е. только за счет регулирования ОНС было достигнуто повышение устойчивости почти на 17 %.

Влияние ОНС на поведение сжатых элементов из труб отмечено в работе Я. Августына [5]. В качестве экспериментальных образцов применялись бесшовные трубы диаметром 40, 44 и 60 мм при толщине стенки 3–4 мм. На образцах производилась односторонняя и двухсторонняя наплавка, а также исследовались образцы без наплавки. Перед наплавкой образцы

отпускались при температуре 640 °С. Принимались во внимание только остаточные напряжения, направленные параллельно продольной оси элементов. Толщина стенки гарантировала отсутствие местного выпучивания. По результатам работы сделаны выводы о снижении критической нагрузки для шарнирно опертых элементов небольших гибкостей.

Цель работы. Целью настоящих исследований является изучение ОНС, возникающего в элементах из стальных труб после наплавки холостых валиков по образующим.

Основная часть. Как известно, ОН в сечениях элементов оказывают неоднозначное влияние на несущую способность и устойчивость конструкции, т.е. они могут как снижать, так и увеличивать величины критических сил. В связи с этим для обеспечения надежной эксплуатации ОН должны быть распределены в сечениях конструкций таким образом, чтобы их влияние было положительным.

Создание зон остаточных растягивающих напряжений (ОРН) возможно путем наплавки сварных швов (холостых валиков) или прогрева до температуры выше A_{C3} поверхности трубы по направляющим. Получаемое при таких воздействиях распределение ОН в сечениях конструкций, приводящее к увеличению несущей способности, в дальнейшем будет называться оптимальным.

На основании вышеизложенного, учитывая актуальность проблемы, ведется работа по исследованию распределения ОН и их влияния на устойчивость сжатых стержней трубчатого сечения.

Экспериментальные исследования ОНС, возникающего в элементах из труб после предварительного термического воздействия путем наплавки холостых валиков, проводились для решения следующих задач:

- определения ОНС в элементах из труб в состоянии поставки;
- определения ОНС в элементах из труб после регулирования путем наплавки холостых валиков по образующим;
- проверки основных положений разработанной методики определения ОН в сечениях элементов из труб после термического воздействия и обоснование возможности применения существующих методов моделирования ОН при расчетах сжатых элементов трубчатого сечения.

На первом этапе экспериментальных исследований была обоснована возможность получения оптимального, с точки зрения повышения устойчивости сжатых элементов из труб, распределения ОН. Для подтверждения теоретических предпосылок были выполнены натурные

испытания, которые проводились в лаборатории кафедры строительных конструкций ДонГТУ в г. Алчевске.

В качестве экспериментальных образцов были использованы электросварные прямошовные трубы по ГОСТ 10704-91 диаметром 89 мм длиной $L = 4850$ мм с толщиной стенки 3,0 мм и диаметром 48 мм длиной $L = 4550$ мм с толщиной стенки 4,0 мм, а также бесшовная труба диаметром 76 мм по ГОСТ 8732-78 (СТ СЭВ 1481-78) длиной $L = 3550$ мм с толщиной стенки 4,5 мм. На первом этапе экспериментальных исследований определялись ОН в сечениях труб в состоянии поставки, т.е. без наплавки холостых валиков (рис. 1).

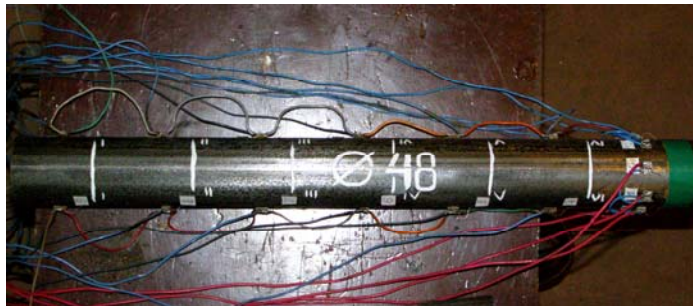


Рис. 1. Труба диаметром 48 мм с толщиной стенки 4,0 мм в состоянии поставки

После роспуска трех исходных труб проводились испытания с различной последовательностью наплавки холостых валиков. Валики наплавлялись ручной сваркой с использованием электродов марки Э-42А по ГОСТ 9467-75*.

Распределение ОН в сечениях труб выполнялось разрушающим и неразрушающим методами. Для определения характера распределения ОН разрушающим методом в местах определения деформаций на подготовленную поверхность от линии реза наклеивались линии тензорезисторов сопротивления с базой 20 мм по ТУ 25-01-100-68. После наклейки и проверки работоспособности тензорезисторов производилась разрезка трубы по линии реза и снимались промежуточные и конечные показатели. Методика испытаний приведена в работе [3]. Общий вид одной из труб после испытаний показан на рис. 2.

После разрезки было установлено, что в сечениях произошло упорядочение эпюр с образованием зон остаточных растягивающих и сжимающих напряжений. Характерные эпюры напряжений до и после термических воздействий представлены на рис. 3 и 4.

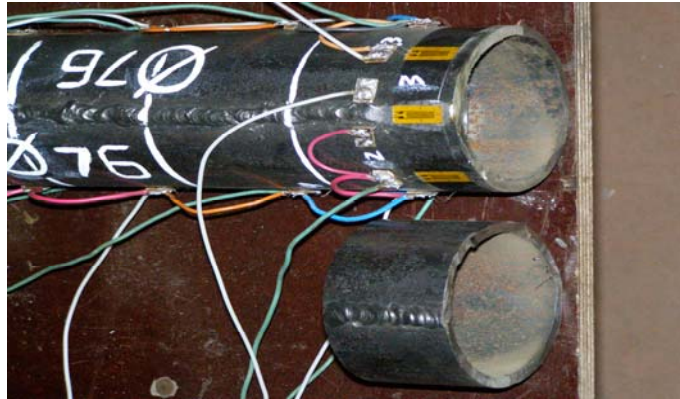


Рис. 2. Общий вид трубы диаметром 76 мм после разрезки

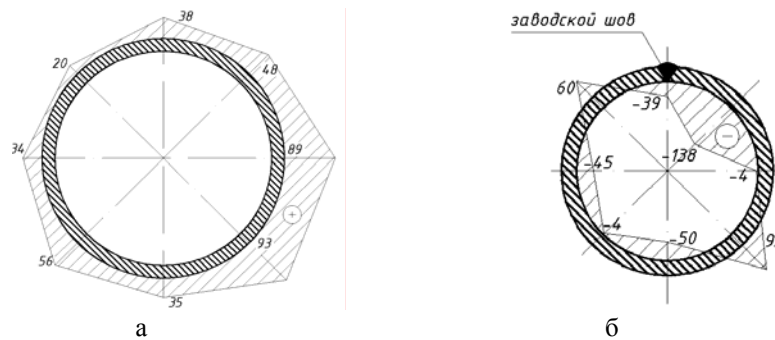


Рис. 3. Эпюры остаточных деформаций в трубах в состоянии поставки:
 а – диаметром 76 мм; б – диаметром 48 мм

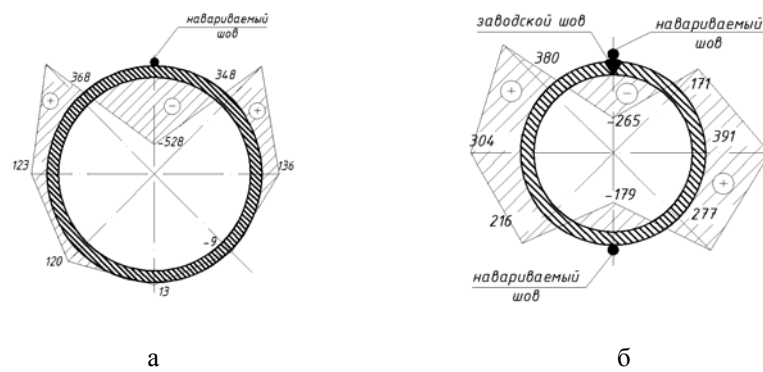


Рис. 4. Эпюры остаточных деформаций в трубах
 после наплавки холостых валиков:
 а – диаметром 76 мм; б – диаметром 48 мм

Выводы

Сжатые элементы из стальных труб имеют широкое применение в конструкциях большепролетных пространственных покрытий и перекрытий, высотных и башенных сооружений. Влияние ОНС при проектировании таких элементов не учитывается.

По данным ранее выполненных исследований подтверждена возможность увеличения несущей способности сжатых элементов из труб до 17 % только за счет регулирования ОНС.

Наплавка холостого валика на элементы трубчатого сечения позволяет создать в сечениях оптимальное с позиций повышения несущей способности ОНС.

Литература

- [1] *Голоднов А.И.* К вопросу учета остаточных напряжений в сечениях сжатых двутавровых стержней при их расчетах // Автомат. сварка. – 2001. – № 5. – С. 8–10.
- [2] *Голоднов А.И.* Расчет сжатых стальных двутавровых стержней с учетом влияния остаточных напряжений // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – Київ: НДІБК, 2002. – Вип. 57. – С. 43–49.
- [3] *Голоднов А.И., Козлов С.В.* Методика определения внутренних напряжений в сечении прокатного уголка // Металлические конструкции (Доклады на VII Украинской научно-технической конференции) – Днепропетровск: ОАО ДЗМК им. И.В. Бабушкина, 2000. – С.60–62.
- [4] *Патон Е.О., Горбунов Б.Н., Берштейн Д.И.* Влияние усадочных напряжений на прочность сварных конструкций // Автоген. дело. – 1937. – № 7. – С. 4–15.
- [5] *Августын Я.* Влияние остаточных напряжений на поведение сжатых стержней // Свароч. пр-во. – 1961. – № 11. – С. 15–18.

Надійшла до редколегії 15.07.2008 р.

УДК 624.01

Нове конструктивне рішення симетричних ферм із одиночних кутиків

Шимановський О.В., д.т.н, **Божко В.А.,** к.т.н., **Перельмутер А.В.,** д.т.н.

ВАТ "УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського",
Україна

Анотація. Наведені результати аналізу конструктивних рішень і особливостей застосування плоских ферм із одиночних кутиків. Вказані позитивні характеристики ферм, а також наведені їхні недоліки. Описане нове конструктивне рішення плоских ферм із одиночних кутиків, а також вказано на відмінності їхньої роботи порівняно з фермами, виконаними за традиційною схемою. Відзначено, що при розрахунку стиснутих елементів нових ферм не треба застосовувати існуючий коефіцієнт умов роботи, що дозволяє досягти 25 відсоткової економії матеріалу.

Аннотация. Представлены результаты анализа конструктивных решений и особенностей применения плоских ферм из одиночных уголков. Указаны позитивные характеристики ферм, а также приведены их недостатки. Описано новое конструктивное решение плоских ферм из одиночных уголков, а также указано на отличия их работы сравнительно с фермами, выполненными за традиционной схемой. Отмечено, что при расчете сжатых элементов новых ферм не нужно применять существующий коэффициент условий работы, что позволяет достичь 25 процентной экономии материала.

Abstract. The results of analysis of design decisions and peculiarities in application of flat trusses made of single angles are presented. Positive characteristics of trusses are indicated, as well as their disadvantages. The new structural decision of flat trusses made of single angles is described. Also differences of their behavior in comparison with trusses performed according to traditional way are indicated. It is noticed that during the calculation of the compressed elements of new trusses there is no need to apply the existing coefficient of working conditions, that allows to reach 25 percent saving of material.

Ключові слова: плоска ферма, конструктивне рішення, вузол, центрація елементів ферм, одиночний кутик, статичний розрахунок, поздовжня сила, вигинальний момент.

Введення. Плоскі ферми з одиночних кутиків застосовуються в будівництві порівняно нещодавно. В [1] пропонується виконувати кроквяні ферми з одиночних кутиків, що спрощує їхнє виготовлення та зменшує металомісткість, а також наводяться недоліки таких конструкцій, а саме – необхідність достатньо надійного розкріплення вузлів із площини, відсутність осі симетрії в площині навантаження, ексцентричне прикріплення елементів решітки з одиночних кутиків в одній площині, наслідком чого є закручення кутика пояса ферми, а також необхідність надійного розкріплення пояса в'язями по фермах.

Слід зазначити, що просторова робота таких ферм та відсутність на той час відповідних розрахункових програм не дозволили досконально дослідити напружено-деформований стан подібних конструкцій. Проведені експериментальні дослідження дали змогу визначити стан роботи тільки окремих дослідних зразків ферм. Тому все, що спромоглися створити дослідники на той час, – це об'єднати всі складнощі в коефіцієнт умов роботи, який дорівнював 0,75 і був уперше наведений в [2]. Цей коефіцієнт, який можна вважати коефіцієнтом недосконалості дослідження таких конструкцій, зберігся не тільки в наступних нормах проектування, а й діє до сьогоднішнього дня.

На жаль, проектувальники деяких об'єктів поспішили застосувати конструкції з одиночних кутиків при будівництві об'єктів, які на той час відносились до звичайних, а сьогодні, після більш як 30-річного терміну експлуатації, відносяться до категорії особливо відповідальних, наприклад, виробничі об'єкти деяких атомних станцій, кроквяні ферми з прогоном 39 м, виконані з одиночних кутиків.

У 1977 р. набули чинності вимоги проектування ферм із одиночних кутиків [3], у яких було обумовлено, що фермами з одиночних кутиків вважаються ферми, в яких усі елементи поясів та решітки виконані з одиночних кутиків, розташованих однією полицею в площині ферми, а другою – з площини. Також у [3] передбачені вимоги до конструктивних рішень таких ферм. Однак, оскільки вимоги [3] ще не існували під час будівництва об'єктів атомних станцій, то застосовані на цих об'єктах ферми із одиночних кутиків сьогодні вимагають ретельного обстеження і розрахунку.

Мета роботи. Метою даної роботи є створення ефективної щодо металомісткості, спрощеної щодо виготовлення, надійної за розрахунком та конструктивним виконанням ферми з одиночних кутиків, яка повинна прийти на зміну існуючих рішень. Враховуючи те, що головним недоліком існуючих ферм із одиночних кутиків є несиметричність ферми в площині навантаження, внаслідок чого елементи решітки та пояси сприймають дію вигинальних моментів та кручення з площини навантаження, що призводить до виникнення додаткових напружень в елементах та відповідно збільшення металомісткості та просторової деформативності, було вирішено створити симетричну ферму з одиночних кутиків.

Основна частина. Нове рішення [4] було досягнуто шляхом повороту всіх кутиків ферми на 45° стосовно поздовжньої осі: верхніх за, а нижніх – проти годинникової стрілки, а елементи решітки повернуті так, що обушки кутиків співпадають із обушками кутиків поясів та проходять через вертикальну вісь симетрії поперечного перерізу ферми (рис. 1). На

рис. 2 наведена півферма симетричної ферми з одиночних кутиків. Елементи решітки ферми обрізані по лінії їхнього дотику з поясами ферми та безпосередньо приварені до них. Лінія з'єднання полки решітки кутика з полкою пояса кутика перебільшує розмір полки решітки кутика на 30...60 % в залежності від кута нахилу решітки ферми і, таким чином, зусилля з решітки на пояс передаються через косий зварний шов. Останнє зменшує напруження в цих швах порівняно з напруженнями в полках, що підвищує надійність з'єднання вузлів ферми. Поступове зменшення зусилля в вузлах ферми дозволяє елементи решітки ферми виконувати з притупленням "а", розмір якого залежить від внутрішнього радіуса закруглення кутиків поясів (рис. 3). Причому вказане притуплення зменшує трудомісткість виготовлення ферм. Для дотримання рекомендованих нормами проектування відстаней між зварними швами кріплення решітки до поясів, в деяких вузлах застосовується розцентрування решітки ферми при її приєднанні до поясів. Останнє практично не впливає на напружено-деформований стан ферми, оскільки за невеликої погонної жорсткості елементів ферми вигинальні моменти, що виникають, розподіляються по більшості її елементів.

Для спирання елементів покриття на ферму, в вузлах спирання верхніх поясів передбачено приварювання елемента швелера або двох кутиків. Якщо навантаження на верхній пояс передається по всій довжині пояса, то ці елементи також виконуються по всій довжині пояса, що ефективно відображається при розрахунку пояса як елемента складного перерізу при позакентровому стисканні.

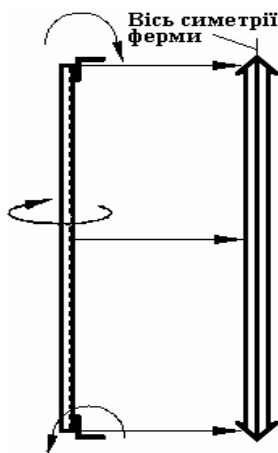


Рис. 1. Схема утворення симетричної ферми з одиночних кутиків

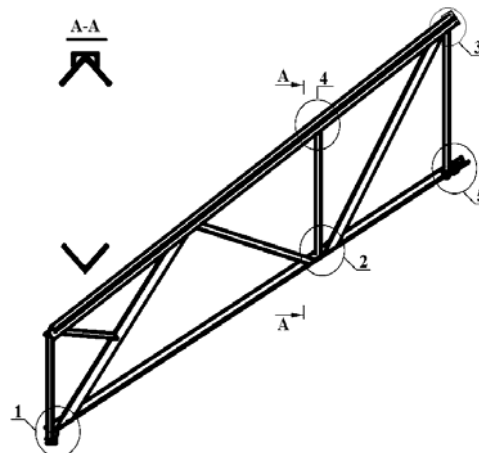


Рис. 2. Схема симетричної півферми з одиночних кутиків

Результати статичного розрахунку ферми з урахуванням розцентрування деяких її вузлів, які були отримані за програмами SCAD та Robot Millenium, досить добре співпадають із результатами інженерного розрахунку. Тобто ексцентриситет у вузлах та розрахункова схема ферми з жорсткими вузлами (що відповідає фактичному стану конструкції, але в розрахунках замінюється шарнірною) не змінюють результати інженерного розрахунку ферми, який з успіхом може використовуватися для попередніх розрахунків ферм.

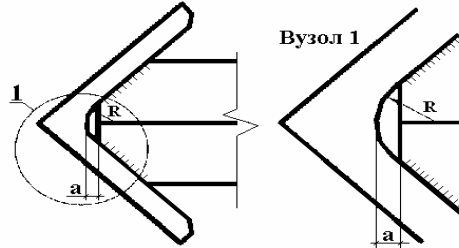


Рис. 3. З'єднання решітки ферми з поясом

Щодо загального питання центрації елементів ферми у вузлах слід зазначити, що в перших нормативних документах із проектування сталевих конструкцій було вказано на необхідність центрації вузлів. Але вже в [5] було додано "як правило". А сьогодні можна з упевненістю сказати, що єдиною вимогою хоч до ферм, хоч до конструкцій типу балки Веренделя є вимога відповідності розрахункової схеми конструктивному рішення, яка, до речі, повністю відповідає п. 1.6 [6].

Статичний розрахунок ферми у разі її вузлового завантаження виявляє поздовжні сили та несуттєві вигинальні моменти в її елементах, які, навіть при розцентруванні вузлів можна не брати до уваги. У разі рівнорозподіленого навантаження верхнього пояса ферми в його елементах з'являються рівновпливові поздовжня сила та момент.

Конструктивний розрахунок елементів ферми виконується за звичайними правилами розрахунку сталевих конструкцій, а саме: розтягнуті елементи розраховуються на міцність, стиснуті елементи – на стійкість, а у випадку рівнорозподіленого навантаження на верхній пояс – на позацентровий стиск. Оскільки сьогодні немає точних результатів теоретичного та експериментального дослідження роботи таких ферм, розрахункову довжину стиснутих елементів (як у площині ферми, так і з її площини) слід приймати рівною геометричній довжині, але такий розрахунок, безумовно, занижує критичну силу втрати стійкості і, відповідно, підвищує надійність роботи конструкції.

Особливо треба відзначити, що при розрахунку стиснутих елементів ферми не треба застосовувати передбачений у табл. 6 [5] коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,75$. Таким чином, навіть на початковій стадії впровадження ферм можна досягти 25-відсоткової економії матеріалу на стиснутих елементах. Слід також відзначити надійність вузлових з'єднань, оскільки довжина парних швів приварювання елементів поясів перевищує розмір полки кутика приблизно в 1,4 раза (при оптимальному куту нахилу решітки 45°).

Монтажні стики ферм виконуються за правилами стиків кутиків як на болтах, так і зварюванням (рис. 2, вузол 5).

Висновки

Нова симетрична ферма з одиночних кутиків вочевидь має великі переваги щодо металомісткості, трудомісткості при виготовленні та надійності і визнана такою, що відповідає вимогам Закону України "Про охорону прав на винаходи і корисні моделі" і рекомендується авторами до застосування. Подальше експериментально-теоретичне дослідження цієї конструкції та створення нових конструкцій на її основі дасть поштовх до створення нових ефективних споруд.

Література

- [1] Стрелецкий Н.С. и др. Металлические конструкции. – М.: Госстройиздат, 1962. – 358 с.
- [2] Строительные нормы и правила. Стальные конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-В.3-72. – М.: Стройиздат, 1974. – 94 с.
- [3] Руководство по проектированию сварных ферм из одиночных уголков. – М.: ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко, 1977. – 108 с.
- [4] Шимановський О.В., Перельмутер А.В., Божко В.А. Ферма з одиночних кутиків. – Заявка на винахід № а 2007 11900 від 29.10.2007 р.
- [5] Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Стальные конструкции. СНиП II-23-81*. – М.: Стройиздат, 1995. – 96 с.
- [6] Надежность строительных конструкций и оснований. ГОСТ 2.7751-88 (СТ СЭВ384-87) з доповненнями від 21.12.93 г.

Надійшла до редколегії 23.07.2008 р.

УДК 624.21

150 years of an ironwork masterpiece

Cywiński Z.

Gdańsk University of Technology, Poland

Анотація. Дана робота містить короткий звіт про важливість найстарішого моста для історії світового цивільного будівництва – про його особливості, які стали переломним моментом у будівництві вкликопрогонових мостів у середині XIX сторіччя.

Аннотация. Данная работа содержит краткий отчет о важности старейшего моста для истории мирового гражданского строительства – о его особенностях, которые стали переломным моментом в строительстве большепролетных мостов в середине XIX столетия.

Abstract. This paper reports briefly about importance of the oldest bridge, distinguished for the history of world civil engineering – and its peculiarities, which became keystone in the construction of large-span bridges at the midst of the 19th century.

Key words: bridge, span, damage.

On Oct. 12, 2007, the famous historic Tczew Bridge over the Wisla river in Poland celebrated its jubilee of 150 years of existence (fig. 1, fig. 2).

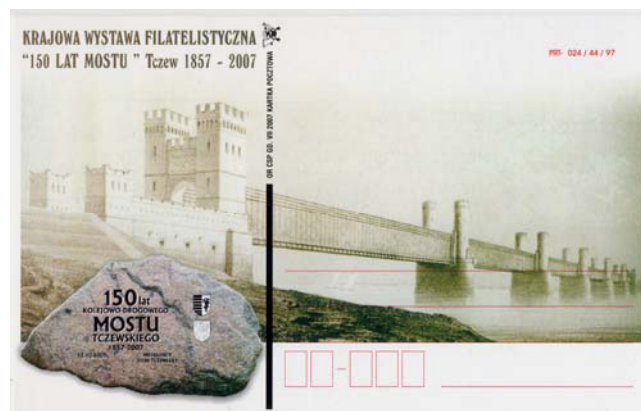


Fig. 1. Post-card commemorating the bridge jubilee:
original shape of bridge

The construction of that originally rail/road bridge started in 1851 and was completed in 1857; it followed only few years after the opening of the well known, magnificent, solid tube Britannia Bridge (1850), over the Menai Strait in Wales. The Tczew (Dirschau) Bridge has been built by Prussia on the railway

route connecting Berlin and Königsberg (presently – Kaliningrad); the Wisla River was here the largest obstacle [1, 2].



Fig. 2. Post-card commemorating the bridge jubilee:
reference to history

The bridge was designed by the German engineer Carl Lentze and calculated by the Swiss engineer Rudolf E. Schinz. The inspiration came from the above mentioned tubular Britannia Bridge. However, the latticed tube of the Tczew Bridge made it much lighter and less prone to wind. The pioneer character of that bridge system was a substantial stimulus for the construction of several other similar bridges in Europe, to mention only two very near located – the Warsaw “Most Kierbedzia” (fig. 3) and that in Grodno (Hrodna – Byelorussia) shown on fig. 4, both completed only few years after the opening of the Tczew Bridge. They suffered heavy damages during the last world wars and presently do not exist any more.



Fig. 3. “Kierbedź Bridge” in Warsaw (1859-1864)

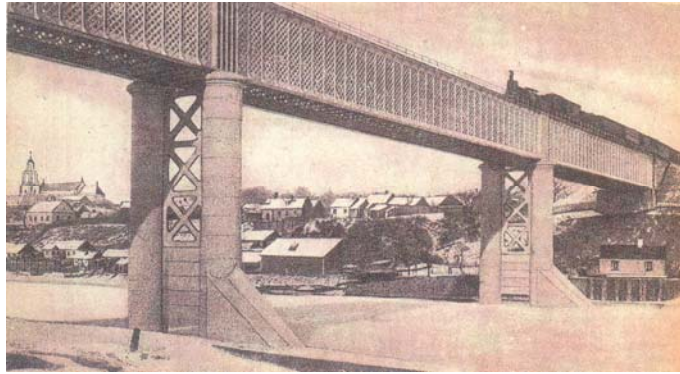


Fig. 4. Bridge in Grodno (1857-1862)

The historical Tczew Bridge had originally six superstructures, each two continuous, having spans 130 m ($L = 3 \cdot 2 \cdot 130 = 780$ m) – comp. fig. 1. The dimensions are: clear internal width $b = 6,20$ m, latticed web height $h = 11,82$ m. Growing railway traffic caused that in 1891 a new, stronger two-track railway truss bridge has been opened – 40 m downstream of the historical one, which now became a road bridge only (comp. fig. 2, bottom – left). In 1912 both bridges have been elongated on the eastern side by ca. 250 m each – due to the broadening of the river bed. They functioned well until 1939 when, at the beginning of W.W. II, they have been partly destroyed (comp. fig. 2, bottom – centre). Provisionally repaired, in 1945 they suffered another heavy damage. The railway bridge of 1891 vanished completely, whereas the historic bridge kept two spans intact.



Fig. 5. The preserved Tczew Bridge original superstructure side view

Its present external and internal views are given in fig. 5 and fig. 6, respectively (comp. also fig. 2, bottom – right).

The actual bird's eye view of the present situation of both the bridges in Tczew (a new railway bridge has been constructed after W.W. II in the place of the damaged bridge of 1891) is demonstrated in fig. 7. It should be added that in 2004 the historic Tczew Bridge has been honored by the American Society of Civil Engineers (ASCE) as the International Historic Civil Engineering Landmark (fig. 8) [3]. Thus, that bridge has been found to represent, indeed, a valuable part of the world bridge history. It is really an "Ironwork Masterpiece" – also because its outstanding, everlasting aesthetical effect [4, 5].



Fig. 6. The preserved Tczew Bridge original superstructure internal view



Fig. 7. Present aerial view of the Tczew bridges



Fig. 8. ASCE plaque honoring the historic Tczew Bridge as the International Historic Civil Engineering Landmark

References

- [1] *Ramm W.* Zeugnis der Geschichte: Die alte Weichselbrücke in Dirschau • Świadek przeszłości: Dawny most przez Wisłę w Tczewie. Technische Universität Kaiserslautern, Kaiserslautern 2004.
- [2] *Cywiński Z.* Historyczny most w Tczewie. Przegląd Budowlany 71(2000), 12, 9-12; 15.
- [3] *Cywiński Z.* Międzynarodowe wyróżnienie Amerykańskiego Towarzystwa Inżynierów. Budownictwa dla historycznego mostu w Tczewie. Drogi i Mosty 2005,m 1, 5-14.
- [4] *Cywiński Z.* Sprawy estetyki starych mostów w Tczewie. VI Krajowa Konferencja. „Estetyka Mostów”, Warszawa-Jachranka 2008, Materiały, 43-48.
- [5] *Golicki J.* Tczewskie mosty przez Wisłę – 150 lat historii. Wydawnictwo. „Bernardinum”, Pelplin 2007.

Надійшла до редколегії 26.02.2008 р.

УДК 624.015.5

Количественная оценка риска прогрессирующего обрушения конструкций большепролетных сооружений

Тамразян А.Г., д.т.н., Степанов А.Ю., к.т.н.

НТЦ "Риск и безопасность сооружений", Управление КАСРР, Россия

Анотація. Чинні та розроблювані нормативні документи, засновані на концепціях конструктивної безпеки і пов'язані з виконанням вимог граничних станів. Вони не відображають всіх особливостей експлуатації конструкцій і не дозволяють оцінити живучість конструктивних систем, що запроектованих із помилками або знаходяться в незадовільних умовах експлуатації, а також піддаються впливам, не обумовленим у проекті. Програма управління ризиком зобов'язана забезпечити максимальний захист від ризику при мінімальних витратах.

Аннотация. Действующие и создаваемые нормативные документы основаны на концепциях конструктивной безопасности и связаны с выполнением требований предельных состояний. Они не отражают всех особенностей эксплуатации конструкций и не позволяют оценить живучесть конструктивных систем, за проектированных с ошибками или находящихся в неудовлетворительных условиях эксплуатации, а также подвергающихся воздействиям, не оговоренным в проекте. Программа управления риском обязана обеспечить максимальную защиту от риска при минимальных издержках.

Abstract. Normative documents in force and being created are founded on concept of constructive safety, and they are connected with fulfillment of requirements as to limiting states. They do not reflect all specific features of constructions under operation and do not allow to assess survivability of structural systems designed with mistakes or found in unsatisfactory operational conditions, as well as being subjected to influences not stipulated in the project. Program of risk control is aimed at provision of maximum protection against risk under minimum costs.

Ключевые слова: большепролетные сооружения, обрушение, риск.

Введение. Постановка проблемы. Большепролетные покрытия представляют собой достаточно широкий класс строительных конструкций. В первую очередь, это объекты общественного назначения – развлекательные и спортивные сооружения. Оценка риска при проектировании и эксплуатации таких сооружений является важной, законодательно утвержденной в промышленно развитых странах, процедурой количественного определения потенциальных опасностей, связанных с функционированием объекта.

Программа управления риском призвана обеспечить максимальную защиту от риска при минимальных издержках. Она включает в себя собственно оценку риска, выбор таких мер, которые максимально

предотвращают убытки, претворение этих мер в жизнь и контроль за их выполнением. Реализации положений программы управления риском и посвящена предлагаемая статья.

Цель работы. Цель работы – определение количественных показателей риска прогрессирующего обрушения конструкций большепролетных сооружений.

Основная часть. Действующие и создаваемые нормативные документы, при всех положительных моментах, основаны на концепциях конструктивной безопасности, т.е. связаны с выполнением требований предельных состояний. Они не отражают всех особенностей напряженно-деформированного состояния во время эксплуатации конструкций, в том числе внезапные запроектные воздействия и, следовательно, не позволяют достаточно строго оценить живучесть конструктивных систем, запроектированных с ошибками в расчетах, а также аварийными и другими чрезвычайными ситуациями и воздействиями.

Оценка риска при проектировании и эксплуатации уникальных большепролетных сооружений является важной, законодательно утвержденной в промышленно развитых странах, процедурой количественного определения потенциальных опасностей, связанных с функционированием объекта.

Программа управления риском призвана обеспечить максимальную защиту от риска при минимальных издержках. Она включает в себя:

- оценку риска;
- выбор таких мер, которые максимально предотвращают убытки;
- претворение этих мер в жизнь и контроль за их выполнением.

Как правило, при разработке мероприятий по обеспечению безопасности большепролетных сооружений большое внимание уделяется системному подходу к проблеме и учету разнообразных факторов, влияющих на показатели риска. В общем виде под анализом риска подразумевается процесс выявления и оценки возможных негативных последствий в результате возникновения нарушений в работе конструктивной схемы сооружения и представления этих последствий в количественных показателях.

Анализ причин аварий проведен на основе материалов Главгосархстройнадзора России. Причинами аварий, как правило, являются ошибки при проектировании, просчеты в определении нагрузок, неудачные конструктивные решения связей, неправильный выбор стали для конкретных конструкций и условий строительства. К числу наиболее часто встречающихся дефектов относятся:

- неэквивалентная замена материала (класса стали, сечений элементов);
- изменение проектных размеров конструкций в целом и отдельных элементов;
- смещение осей от проектных геометрических центров узлов;
- дефекты изготовления и монтажа – погиби элементов, подрезы металла при сборке, неправильные соединения в монтажных узлах, отсутствие пространственной жесткости в процессе монтажа;
- непроектное приложение нагрузки.

Важным элементом анализа риска является идентификация возможных нарушений, которые могут привести к негативным последствиям. Выраженный в наиболее общем виде процесс анализа риска может быть представлен как ряд последовательных действий, связанных с:

- идентификацией возможных событий;
- определением вероятности их возникновения;
- выявлением вероятных негативных последствий (по возможности, количественных оценок).

Исходя из приведенного анализа, выделим следующие возможные причины аварий:

- ошибки при проектировании стальной конструкции;
- дефекты при изготовлении;
- ошибки при монтаже.

Риск-анализ живучести покрытия при аварийных воздействиях производится на основе следующих положений:

- вероятность локального разрушения – функция количества и сочетаний выхода из строя несущих конструкций;
- вероятность прогрессирующего обрушения – функция локальных разрушений;
- время от начала локальных разрушений до прогрессирующего обрушения должно обеспечить спасение и эвакуацию людей;
- индивидуальный риск (чел.смертей/год) – принимается при локальных разрушениях;
- социальный риск (чел.смертей/год) – принимается при прогрессирующем обрушении.

Программы, моделирующие ход аварий и их последствия, позволяют рассчитывать вероятность этих аварий и предсказывать их последствия.

На основе сметной стоимости строительства конькобежного центра проведена оценка вероятного размера экономического ущерба от аварии основных элементов стальной конструкции.

Ущерб от аварии определяется по формуле:

$$P_0 = P_{\text{ПП}} + P_{\text{СЭ}} + P_{\text{К}} \quad (1)$$

где P_0 – полный ущерб, руб.; $P_{\text{ПП}}$ – прямые потери, руб.; $P_{\text{СЭ}}$ – социально-экономические потери (затраты, понесенные вследствие гибели и ранения людей), руб.; $P_{\text{К}}$ – косвенный ущерб, руб.

В качестве примера выполнен анализ и расчет на аварийные воздействия и риск прогрессирующего обрушения уникальной конструкций покрытия конькобежного центра в Крылатском в г. Москве (рис. 1).

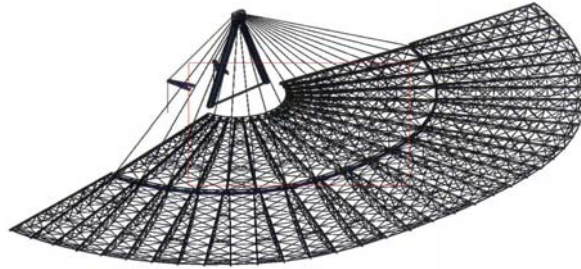


Рис. 1. Схема несущих конструкций покрытия конькобежного центра

Уникальный проект конструкции покрытия конькобежного центра в Крылатском представляет собой систему радиально расположенных ферм пролетом 50,4 м с верхним поясом из клееной древесины. Раскосы и нижний пояс выполнены из стальных труб. Фермы в центральной части пролета ледовой арены (~102 м) опираются на стальную полукольцевую балку. Балка подвешена в точках, близких к опорам ферм, за растянутые безизгибные ванты к Л-образной опоре. Общее количество вант – 19. Стальная опора высотой примерно 60 м оттягивается в противоположном направлении двумя заанкеренными в фундаменте стальными оттяжками. Объем фундамента составляет 4374 м³, а вес – 10 935 т.

Условные вероятности аварии по причинам отказа основных элементов стальной конструкции покрытия конькобежного центра определены методом анализа "дерева событий". Распределение условной вероятности аварии и возможных причин отказа основных элементов стальных конструкций показаны рис. 2 и 3.

Расчеты по определению значения ущерба от аварии проведены в безразмерном виде, приведенном к стоимости рассматриваемого объекта, C_0 .

Стоимость строительства конькобежного центра – 8122365 тыс. руб., $C = 8,1 \cdot 10^9$.

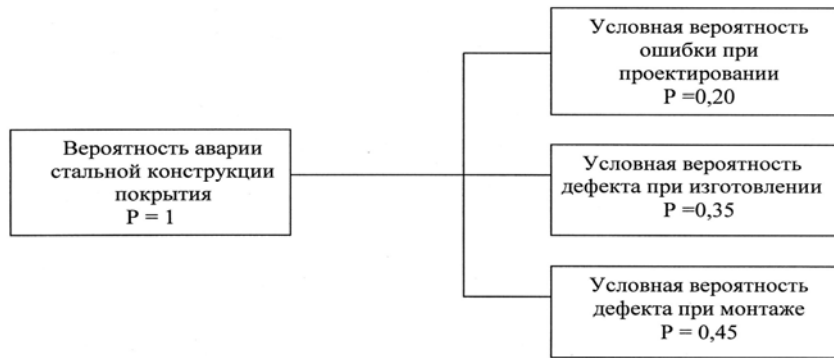


Рис. 2. Распределение условной вероятности аварии

Размер компенсационных выплат, связанных с гибелью человека C_q , принимаем в соответствии с декларацией Российского научного общества анализа риска "Об оценке стоимости среднестатистической жизни человека", в которой предлагается возможный диапазон количественных значений стоимости среднестатистической жизни человека для современных условий России в пределах от 1,5 до 15 млн.руб. Для рассматриваемого случая принимаем $C_q = 8000000$ руб. ($8 \cdot 10^6$ руб.). В безразмерном виде $C_q = 0,98 \cdot 10^{-3} \cdot C_0$.

Косвенный ущерб может быть определен как убытки из-за недополучения прибыли. Годовая прибыль крытого конькобежного комплекса составляет 76331760 руб. в год, ежемесячная прибыль – в среднем 6360980 руб. В безразмерном виде $C_k = 0,78 \cdot 10^{-3} \cdot C_0 \cdot n$, где n – число месяцев простоя.

Рассматриваются различные сценарии отказов конструкций покрытия.

1. Отказ Л-образной опоры. При отказе Л-образной опоры возможно разрушение несущих элементов конструкции покрытия (вантовой системы, кольцевой балки, на которую опираются фермы Ф1 и Ф2), образование очага локального обрушения покрытия, разрушение оборудования арены и трибун, деформация покрытия ледового поля. При ликвидации последствий аварии и восстановлении пострадавшего объекта потребуются:

- расчистка территории (для приведения территории в состояние, пригодное для проведения восстановительных работ);
- разборка, демонтаж конструктивных элементов;
- изготовление и монтаж новой конструкции покрытия;
- восстановление систем и оборудования;

- привлечение дополнительной строительной техники и оборудования, рабочей силы.

Период ликвидации последствий аварии и восстановления объекта может составить 2 года. Таким образом, возможный косвенный ущерб $C_k = 18,72 \cdot 10^{-3} \cdot C_0$.

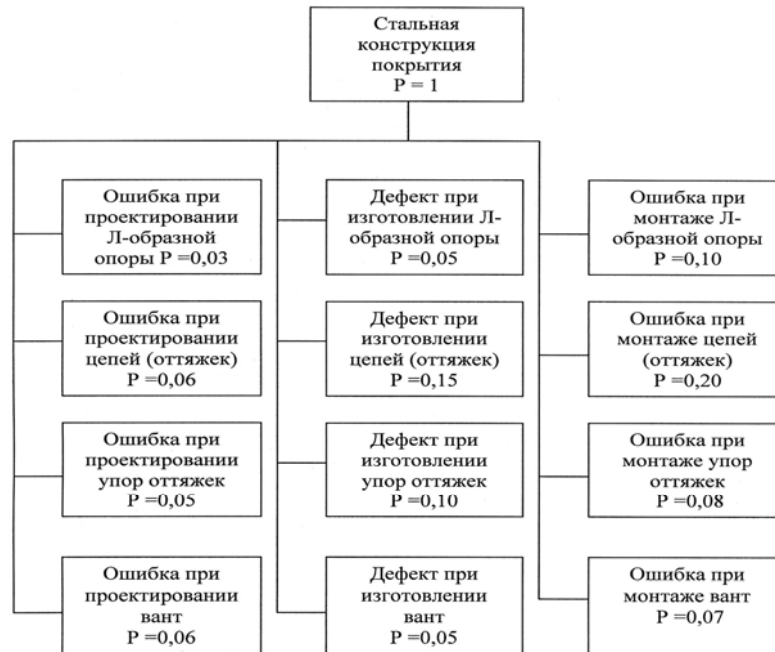


Рис. 3. Распределение условной вероятности отказа основных элементов стальной конструкции покрытия

2. Отказ одной из цепей оттяжек. При отказе одной из оттяжек возможна деформация каркаса покрытия. При ликвидации последствий аварии и восстановлении пострадавшего объекта потребуются:

- подготовка территории строительства;
- разборка, демонтаж конструктивных элементов;
- изготовление и монтаж новых элементов;
- привлечение дополнительной строительной техники и оборудования, рабочей силы.

Период ликвидации последствий аварии и восстановления объекта может составить 1 год. Поэтому возможный косвенный ущерб $C_k = 9,36 \cdot 10^{-3} \cdot C_0$. Аналогично определяется ущерб от отказа упора оттяжек и одной из вант.

Таблиця 1

Величина ущерб от отказа элементов конструкций покрытия

Вид ущерб	Элементы конструкции покрытия			
	Отказ Л-образной опоры	Отказ одной из цепей оттяжек	Отказ одного из упоров оттяжек	Отказ одной ванты
Прямые потери	$60 \cdot 10^{-3} C_0$	$2,5 \cdot 10^{-3} C_0$	$10 \cdot 10^{-3} C_0$	$50 \cdot 10^{-3} C_0$
Социально-экономические потери	$(300+0,07 \cdot 700) \cdot 10^{-3} C_0$	$(0,07 \cdot 10) \cdot 0,98 \cdot 10^{-3} C_0$	$(10+0,07 \cdot 50) \cdot 0,98 \cdot 10^{-3} C_0$	$(0,07 \cdot 20) \cdot 0,98 \cdot 10^{-3} C_0$
Косвенный ущерб	$18,72 \cdot 10^{-3} C_0$	$9,36 \cdot 10^{-3} C_0$	$1,25 \cdot 9,36 \cdot 10^{-3} C_0$	$9,36 \cdot 10^{-3} C_0$
Полный ущерб	$420,72 \cdot 10^{-3} C_0$	$12,62 \cdot 10^{-3} C_0$	$34,9 \cdot 10^{-3} C_0$	$60,8 \cdot 10^{-3} C_0$
Примечание. Максимальное количество погибших 300 чел., 700 чел. получат ранение различной степени тяжести; стоимость лечения – в размере 7 % от $C_ч$				

Обобщение оценок риска и ранжирование причин аварии по степени риска реализации угроз приведены в табл. 2.

Анализ показывает, что наибольший риск проявляется при выходе из строя Л-образной опоры, особенно при монтаже. Далее по степени опасности – это отказ вант и оттяжек.

Анализ потерь также показывает, что компенсационные выплаты, связанные с гибелью человека, намного превосходят остальные виды ущерба.

Исходя из этих данных, можно предложить следующие рекомендации по уменьшению ущерба:

1. Л-образную опору усилить контрфорсами, разгрузив тем самым две стальные оттяжки. Выход из строя оттяжек будет временно компенсироваться работой контрфорса, и потенциальный ущерб может быть уменьшен на порядок. Стоимость контрфорса примерно равна (3–4) $C_ч$.

2. При выходе из строя вант произойдет локальное разрушение. Чтобы уменьшить вероятность этого разрушения предлагается усилить поперечные связи жесткости, расположенные между фермами, так, чтобы при выходе из строя ванты освобожденная ферма опиралась на эти связи без разрушения и передала нагрузку на соседние фермы и далее на ванты. Стоимость несущих связей жесткости оценивается как 1,25 от стоимости самих связей. Стоимость связей эквивалентна стоимости фермы, а та, в свою очередь, равна примерно $1C_ч$. Т.е., стоимость дополнительных поперечных связей жесткости, поддерживающих ферму при выходе из строя ванты, равна $1,25C_ч$.

Таблиця 2

Уровни риска при реализации угроз в конструкциях покрытия

Причина аварии	Элемент стальной конструкции	Условная вероятность	Ущерб	Риск	Ранг
Ошибка при проектировании	Л-образная опора	0,03	$420,72 \cdot 10^{-3} C_0$	$12,6 \cdot 10^{-3} C_0$	3
	оттяжки	0,06	$12,62 \cdot 10^{-3} C_0$	$0,8 \cdot 10^{-3} C_0$	12
	упоры оттяжек	0,05	$34,9 \cdot 10^{-3} C_0$	$1,7 \cdot 10^{-3} C_0$	11
	ванты	0,06	$60,8 \cdot 10^{-3} C_0$	$3,6 \cdot 10^{-3} C_0$	5
Дефект при изготовлении	Л-образная опора	0,05	$420,72 \cdot 10^{-3} C_0$	$21 \cdot 10^{-3} C_0$	2
	оттяжки	0,15	$12,62 \cdot 10^{-3} C_0$	$1,9 \cdot 10^{-3} C_0$	10
	упоры оттяжек	0,10	$34,9 \cdot 10^{-3} C_0$	$3,49 \cdot 10^{-3} C_0$	6
	ванты	0,05	$60,8 \cdot 10^{-3} C_0$	$3,04 \cdot 10^{-3} C_0$	7
Ошибка при монтаже	Л-образная опора	0,1	$420,72 \cdot 10^{-3} C_0$	$42,07 \cdot 10^{-3} C_0$	1
	оттяжки	0,2	$12,62 \cdot 10^{-3} C_0$	$2,52 \cdot 10^{-3} C_0$	9
	упоры оттяжек	0,08	$34,9 \cdot 10^{-3} C_0$	$2,79 \cdot 10^{-3} C_0$	8
	ванты	0,07	$60,8 \cdot 10^{-3} C_0$	$4,26 \cdot 10^{-3} C_0$	4

Общая стоимость предлагаемых мероприятий по обеспечению безопасности конструкций покрытия конькобежного центра составляет:

- 2 контрфорса – $8C_ч$;
 - 56 дополнительных поперечных связей жесткости – $56 \cdot 1,25C_ч = 70 \cdot C_ч$.
- Всего: $78 \cdot C_ч$ или $78 \cdot 0,98 \cdot 10^{-3} C_0 = 76 \cdot 10^{-3} C_0$.

Выводы

Выполненный анализ показывает, что антирисковые мероприятия в размере 8 % от стоимости объекта уменьшают риск обрушения с $12,6 \cdot 10^{-3} C_0$ до $0,80 \cdot 10^{-3} C_0$ т.е. в 16 раз. Реальный ущерб при этом сокращается с $420,72 \cdot 10^{-3} C_0$ до $12,62 \cdot 10^{-3} C_0$, т.е. в 34 раза.

Такие мероприятия будут востребованы и эффективны как при ошибках при проектировании, наличии дефектов при изготовлении, так и при ошибках при монтаже, а также при несанкционированных воздействиях.

Надійшла до редколегії 15.07.2008 р.

УДК 624.04

Dynamic and fatigue analysis of steel space supporting frame structure for turbogenerator

Rzadkowski J., Kraszewski K.

Technical University of Wroclaw, PPiRB STALKON, Poland

Анотація: У статті розглядається динамічний вплив на сталеву просторову рамну конструкцію. Результати даного дослідження показують, що дефект будь-якої несучої конструкції впливає на спектр амплітуди вібрації залежно від його розташування, збільшуючи або зменшуючи значення амплітуди. Виявлено безліч видів дефектів турбогенератора, небезпечних для роботи визначеної системи F-V-M, які повинні враховуватися для аналізу явища втоми.

Аннотация: В статье рассматривается динамическое влияние на стальную пространственную рамную конструкцию. Результаты данного исследования показывают, что дефект любой несущей конструкции влияет на спектр амплитуды вибрации в зависимости от его расположения, увеличивая или уменьшая значения амплитуды. Выявлено множество видов дефектов турбогенератора, опасных для работы определенной системы F-V-M, которые должны учитываться для анализа явления усталости.

Abstract. In this paper the steel spatial supporting frame structure is investigated for taking into consideration the dynamic influence. The results of this analysis show that defect of any supporting structure exerts some action on vibration amplitude spectrum, depending on its location, increasing or decreasing the amplitude values. It is revealed that there are many types of defects in turbo-generator, regarded as dangerous for proper F-V-M system determination, which should be taken into account during fatigue analysis.

Key words: analysis, frame structure, vibroisolation, turbogenerator.

Introduction. Until late years of the last century a reinforced concrete had been most commonly applied as a constructional material for turbogenerators supporting structures. For the sake of reinforced concrete features such as fragility and a local loss of durability caused by oiling up of sparking plugs, after several decades of utilization, concrete foundations have to be carry out a thorough and expensive repairs. In many cases it leads to the inevitability of knocking out the entire supporting structure (fig. 1a, fig. 1b).

Concrete supported structures also have some significant advantages such as:

- vibration dumping because of its own large mass;
- possibility of using simplified analytical model in design process;
- possibility of easy forming of structural shape.

Steel supported structures require much more advanced dynamic and fatigue calculations and particularly careful design vibration dumping system as well as proper forming a shape of structure regard fatigue influence.



Fig. 1. An example of knocking out of concrete supported structure at Patnow power plant

Tools of dynamic analysis of supporting structures. For concrete supported structures dynamic and static analysis is commonly bounded to plane frames analysis. Such simplification is a result of assumptions:

- cooperation of concrete plate joining spandrel beams of frames is omitted;
- mass of structure is dumps upper forms of structure vibrations;
- large stiffness of structure lets for ignoring of fatigue influence.

At present, construction of steel space supporting frames for turbine sets becomes a common trend. Such ones can be repaired in relatively simple way or even be taken apart without trouble in case of serious damages. Modern power industry is based on biomass burning. Because of biomass store troubles 200 MW generators are in common use in a new and modernized power plants.

Steel supported structures (turbogenerator foundations) are *stricte* space bar frames. In static-dynamic calculations, foundations' work has been defined as an foundation-machine (F-M) integrated feedback system's work.

Differently to reinforced concrete supporting structures low mass steel structure elements are not able to dump vibrations in desirable extent. For that reason, all steel supporting foundations must be definitely designed with the integral vibroisolation system. In static-dynamic calculations, steel supporting structures have to be treated as a foundation-vibroisolation-machine (F-V-M) feedback system. So defined F-V-M system's analysis is necessary in taking into consideration various defects of a turbine set. For a high-speed turbogenerators used in power industry turbine bearing chamfering is the most frequent defect typical one generate in turbogenerators during their long-term utilization.

During stable (normal) turbine work mechanical vibrations of F-M feedback system are characterized by so called “small” displacements and deformations. By “small” stresses σ and deformations δ in the literature e.g. [1], [2] are defined as elastic. Turbines work in such way, in small vibration range may be treated as linear. In this case the stiffness matrix of supporting structures can be described by using of simple motion equations for common system. Calculations get complicated when even one of F-M subsystems has to be described by a nonlinear equations. For example as a nonlinear subsystem in turbine mechanics is an axis of rotor with geometrical imperfections (shaft disalignment) and structural imperfections (bearing chamfering, shaft cracking). Supporting structures of turbogenerators are usually treated as linear subsystems [1].

Mathematical conjugation of a system where subsystems are described both by liner and nonlinear equations is very sophisticated and difficult for numerical dissolving. This problem is one of most difficult in dynamic of rotor machines. Non proper solution of that problem causes significant errors of results. In Poland a team lead by Kicinski and Rzadkowski worked out a group of computer programs called MESWIR [1, 3-5].

MESWIR lets for description of dynamic work in whole range of rotor machine rotary speed both within linear and nonlinear scope also after crossing the limit of the system stability. MESWIR software enables to conduct a machine work analysis with material and geometrical imperfections giving a picture of joints vibration spectrum and a determination of their absolute dislocation trajectories. Simulation of shaft cracking, turbine bearing chamfering or rotor axis deflection is possible. Program enables also for regarding of kinetic-static forces including ones come from residual unbalance, aerodynamics and magnetic tensions. The scheme of MESWIR software analysis range is presented on fig. 2.

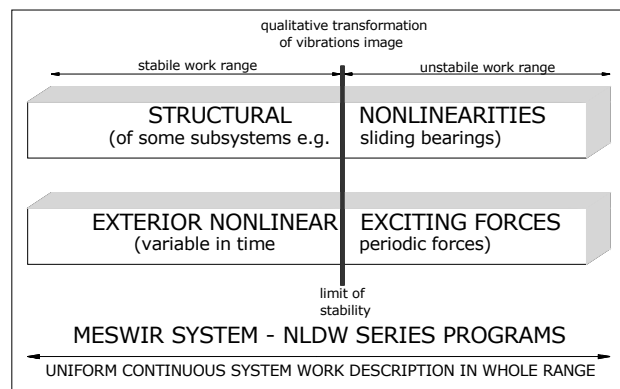


Fig. 2. Scheme MESWIR software rotor machine analysis range

Dynamic and static analysis of supporting structure. Dynamic and fatigue analysis has been conducted for a most popular in polish power industry 200 MW turbogenerator 13K215 (fig. 3) supported on the steel space frame given on fig. 4.

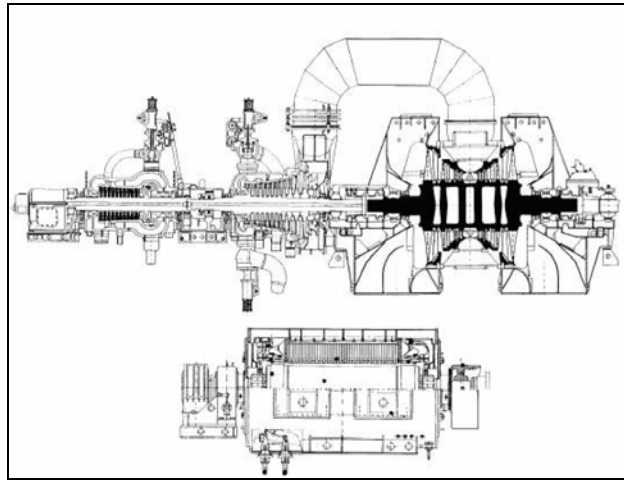


Fig. 3. Scheme of power transmission system of turbogenerator 13K215 [4]

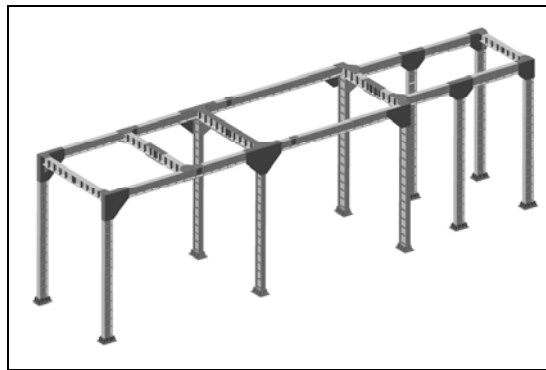


Fig. 4. The space supporting steel frame model rendering of considered structure

Turbine bearing chamfering was considered as an imperfection giving nonlinear effects in dynamical analysis. The scheme of turbine bearing chamfering is presented on fig. 5.

A location and a size of bearing chamfering are described by two angle α i β that determine the shape of grease crack what enables modeling of bearing chamfering in two planes perpendicular to shaft axle. Further results concerns

the chamfering of bearing no. 6 that was modeled as maximum and minimum chamfering value (angle α) in horizontal and vertical plane for which no physical contact of bearing pivot material appears. It means the determination of 4 defect values for considered bearing: $\alpha_{max}, \beta = 0^\circ$; $\alpha_{min}, \beta = 0^\circ$; $\alpha_{max}, \beta = 90^\circ$; $\alpha_{min}, \beta = 90^\circ$; [1].

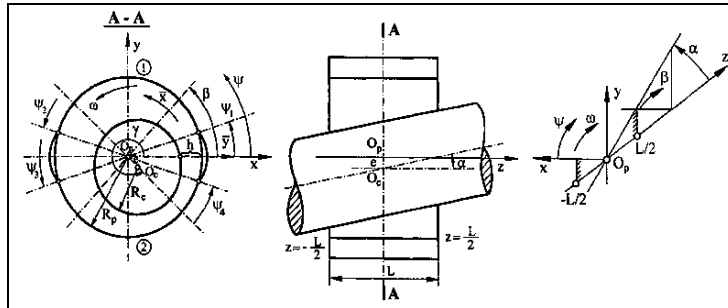


Fig. 5. The scheme of turbine bearing chamfering

Static scheme of analyzed supporting structure of turbogenerator 13K215 is shown on Fig. 6 where preliminary proposed steel profiles are also given. The values of acting forces are given in table 1.

Table 1

The list of turbogenerator static loads and exciting forces

Symbol	Name of element	Static loads G_w from rotating elements of machine [kN]		Exciting forces 0,20 G_w [kN]	
		vertical	horizontal	vertical	horizontal
P_1	Frame and turbine rotor	73,60	23,55	14,72	4,71
P_2	Frame and turbine rotor	88,30	28,50	17,66	5,70
P_3	Frame and turbine rotor	171,70	54,00	34,34	10,80
P_4	Frame and turbine rotor	$4 \times 52,00$	$2 \times 12,26$ $2 \times 16,70$	$4 \times 10,40$	$2 \times 2,45$ $2 \times 3,34$
P_5	Frame, bearing, rotor	147,15	46,10	29,43	9,22
P_6	Generator stator, hydrogen radiator covers, proofings	$4 \times 42,50$	-	-	-
P_7	Generator rotor, bearings	30,40	9,81	6,08	1,96
P_9	Condenser	$4 \times 58,90$	-	-	-
P_{11-37}	Other loads: dampers, pipeline suspensions etc.	76,50	-	-	-
Total of loads		719,15	219,88	143,83	43,98

Above listed values of forces were taken into static calculations with load factors according to [6]:

for static loads:

$$P_s = \gamma_{f1} \cdot G_w \quad (1)$$

and for exciting forces:

$$P_d = 0,20 \cdot \gamma_{f2} \cdot G_w \quad (2)$$

where: G_w – weight of rotating parts; $\gamma_{f1} = 1,2$ $\gamma_{f2} = 5,0$ – load factors.

For dynamic and fatigue calculations load factors are neglected.

Apart from loads listed in table 1 supporting structure is loaded by other variable short-time and long-time forces [6] listed in table 2.

Table 2

The list of additional short and long-time loads from turbogenerator

Force type	Value, kNm	Force type	Value
Short-time loads		Long-time loads	
Rotary moment \bar{M}	108,12 *	Loads of machine thermal deformation (uniform warming of the structure)	35°C for whole structure
Short circuit moment M_z	9626,40 **	Loads of machine thermal deformation (uneven warming of the structure)	65°C for turbine part 35°C for generator

For the forces listed in table 2 factor $\gamma_f = 1,2$ is taken into static calculations.

The value of rotary moment \bar{M} and short circuit moment M_z are given by formulas:

$$\bar{M} = \gamma_f \cdot \bar{F} \cdot r \quad (3)$$

$$M_z = \gamma_f \cdot 9,55 \cdot \frac{W}{n_m} \cdot k \quad (4)$$

where: \bar{F} – force of turbogenerator own weight; r – force action arm; W – machine rating power [kW]; n_m – rotary speed [rot/min]; $k = 12$ factor for turbogenerators,

* – moment attached to a single joint; ** – force from short circuit moment acting on single bolt are calculated according to formula:

$$P = \frac{M_z}{4a_s} \quad (5)$$

and resulted $P = 567,60$ kN for a_s – distance between anchorages of generator part of considered 200 MW turbogenerator.

For static and dynamic calculations of supporting structure were considered load schemes shown on fig. 6.

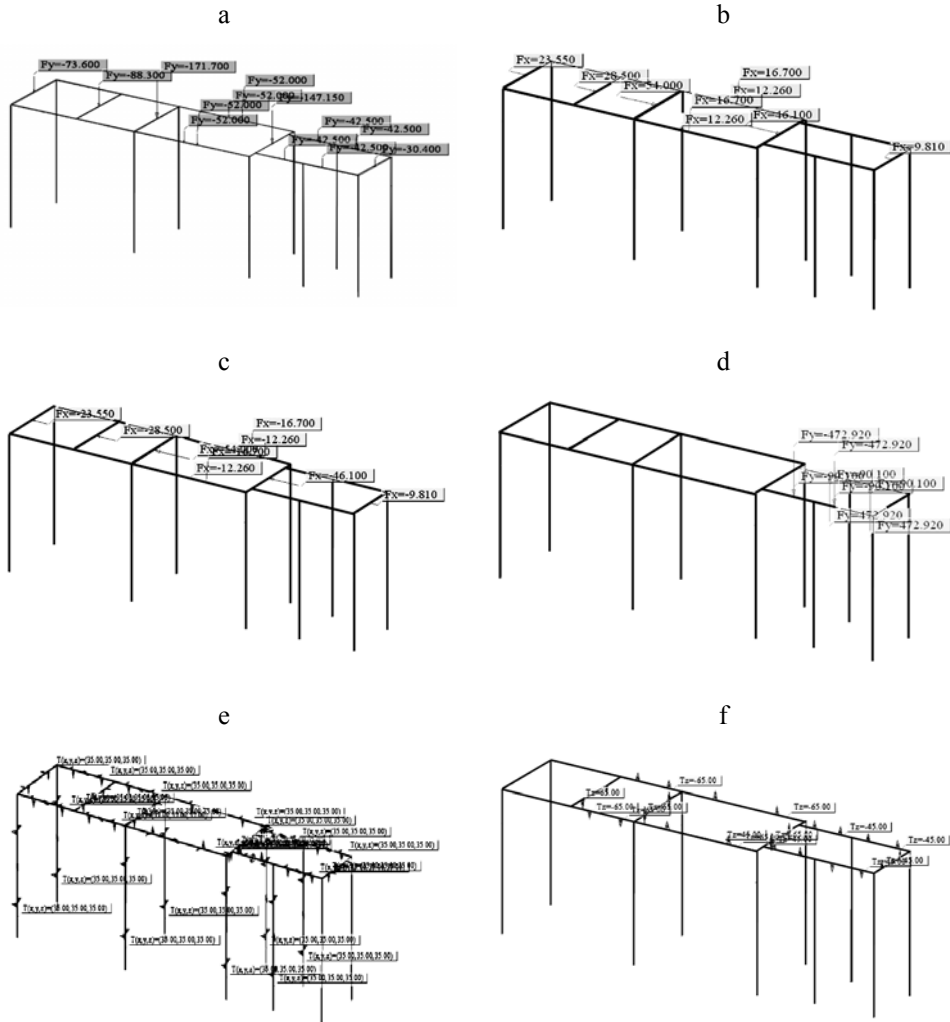


Fig. 6. The schemes of loads for static and dynamic calculations:
 a – vertical permanent loads; b – horizontal permanent loads – fore; c – horizontal permanent loads – back; d – vertical forces of short circuit moment and rotary moment; e – uniform warming loads; f – non-uniform warming loads.
 Additional exciting forces given in table 1 are located similarly to scheme a, b and c.

Chosen results of dynamic analysis. The main problem in dynamic analysis was determination of a proper vibration spectrum. The analysis of vibrations is essential for fatigue calculations of steel supporting structure. Particularly in steel structures vibration sourced in defects may have a great importance in fatigue analysis.

Vibration spectrums of selected space frame node (bearing no. 6) gained by MESWIR are shown on fig. 7 and 8.

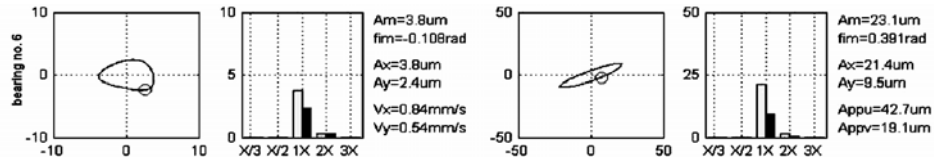


Fig. 7. Forced vibrations of bearing node no.6 in F-M integrated feedback system without defects given in MESWIR software:
left side - relative vibrations, right side - absolute vibrations

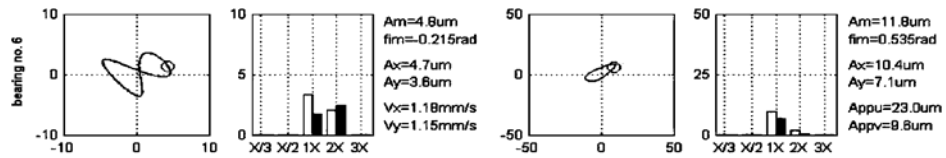


Fig. 8. Forced vibrations of bearing no. 6 in F-V-M integrated feedback system with chamfering of turbine bearing:
left side - relative vibrations, right side - absolute vibrations

The influence of chamfering of bearing no. 6 on vibrations level in the other bearings is presented on diagrams on fig. 9

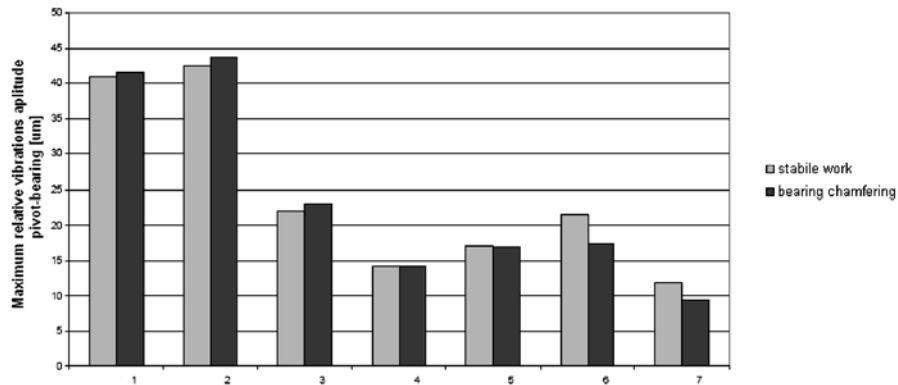


Fig. 9. Diagrams comparing relative vibrations amplitude in all bearings caused by chamfering of bearing no. 6 defect to stable work (without machine defect)

Supporting structure durability without vibroisolation. An example of fatigue calculation for node no. 6 was conducted. The period of the structure utilization was taken as 30 years. By machine work ($n_m = 50\text{Hz}$) without vibroisolation (uniform vibrations spectrum), the utilization time was converted to periods quantity: $n = 4,73 \cdot 10^{10}$. By machine work ($n_m = 50\text{Hz}$) with designed vibroisolation (natural frequency of vibroisolation $n = 1,2\text{Hz}$) the utilization time was converted to periods quantity: $n_v = 9,46 \cdot 10^8$. The range of variable tensions was determined as: I range: $\sigma_{p1} = \pm 88,75 \text{ MPa}$ for $n_1 = 9,46 \cdot 10^8$, II range: $\sigma_{p2} = \pm 88,75 \text{ MPa}$ for $n_2 = n_1$. For fatigue analysis was also taken [7]: maximum normal tensions inconstancy range for whole spectrum and for S235JR steel:

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} = 177,5 \text{ MPa} \quad (6)$$

heterogeneity spectrum factor $\alpha_k = 1$,

equivalent normal tensions inconstancy range:

$$\Delta\sigma_e = \alpha_k \max \Delta\sigma = 1,0 \cdot 177,5 = 177,5 \text{ MPa} \quad (7)$$

– fatigue category: $\Delta\sigma_c = 160 \text{ MPa}$;

– equivalent fatigue permanent durability: $\Delta\sigma_L = 65 \text{ MPa}$.

Fatigue durability $\Delta\sigma_R$ was calculated as [7]:

$$\Delta\sigma_R = 0,735 \Delta\sigma_c \left(\frac{5 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} = 0,735 \cdot 160 \cdot \left(\frac{5 \cdot 10^6}{2 \cdot 9,46 \cdot 10^8} \right)^{\frac{1}{5}} = 35,88 \text{ MPa} \quad (8)$$

$$\Delta\sigma_{R,red} = \Delta\sigma_R \left(\frac{25}{28} \right)^{\frac{1}{4}} = 35,88 \cdot 0,97 = 34,80 \text{ MPa} \quad (9)$$

Because $\Delta\sigma_R = 34,80 \text{ MPa} < \Delta\sigma_L = 65 \text{ MPa}$, was taken according to [7] $\Delta\sigma_R = \Delta\sigma_L = 65 \text{ MPa}$.

Because structure utilization conditions were far from average so destruction consequence factor was taken as $\gamma_{fat} = 1,10$ [8].

Beam fatigue load capacity was determined as:

$$\Delta\sigma_e = 88,75 \text{ MPa} > \frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{fat}} = \frac{65,0}{1,1} = 59,09 \text{ MPa} \quad (10)$$

Because condition (10) was not fulfilled (fatigue load capacity was not enough) double sheet overlays were designed to reinforce flanges.

Further calculations concern the case when the vibroisolation was assumed to be broken and the repair of it would be carried out within one year period:

Damping efficacy on vertical line decreases to zero:

I range: $\sigma_{p1} = \pm 11,50$ MPa $n_1 = 1,58 \cdot 10^9$ (horizontal element);

II range: $\sigma_{p2} = \pm 17,11$ MPa $n_2 = 3,15 \cdot 10^7$ (vertical element).

$max \Delta\sigma = 34,22$ MPa

$$p_1(\sigma) = \frac{\Delta\sigma_1}{max \Delta\sigma} = \frac{18,62}{27,54} = 0,67; m = 5 \quad (11)$$

$$p_2(\sigma) = \frac{\Delta\sigma_2}{max \Delta\sigma} = \frac{27,54}{27,54} = 1,00; m = 5 \quad (12)$$

$$N = n_1 + n_2 = 4,47 \cdot 10^{10} + 9,46 \cdot 10^8 = 4,56 \cdot 10^{10}$$

$$\alpha_k = \left[\sum_i (p_i)^{m_i} \frac{n_i}{N} \right]^{\frac{1}{m}} = \left[0,67^5 \frac{4,47 \cdot 10^{10}}{4,56 \cdot 10^{10}} + 1,0^5 \frac{9,46 \cdot 10^8}{4,56 \cdot 10^{10}} \right]^{0,2} = 0,69 \quad (13)$$

$$\Delta\sigma_e = \alpha_k max \Delta\sigma = 0,69 \cdot 34,22 = 23,61 \text{ MPa}$$

$$\alpha_k = \left[\sum_i (p_i)^{m_i} \frac{n_i}{N} \right]^{\frac{1}{m}} = \left[0,67^5 \frac{9,46 \cdot 10^8}{4,56 \cdot 10^{10}} + 1,0^5 \frac{4,47 \cdot 10^{10}}{4,56 \cdot 10^{10}} \right]^{0,2} = 1,00$$

$$\Delta\sigma_e = \alpha_k max \Delta\sigma = 1,00 \cdot 34,22 = 34,22 \text{ MPa} > \Delta\sigma_L = 29,09 \text{ MPa}$$

Fatigue durability level was crossed. Apparently failure of any of absorber could cause additional concentration of tensions and a damage of F-M system.

Additionally the load capacity of overlay – overlay junction had to be verified.

Type of notch : 2 wholes $\phi 25$ mm in row:

a) Tension

$$\sigma_{max} = 0,5 \cdot 58,16 \frac{34,0 \cdot 5,0}{(238,6 + 34,0 \cdot 2 \cdot 5,0)} = 8,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} \approx -8,55 \text{ MPa}$$

Average tensions: $\sigma_m = 0,00$ MPa

Period amplitude: $\sigma_a = 17,1$ MPa

Fatigue safety factor:

$$x_z = \frac{Z_o}{\beta \cdot \gamma \cdot \sigma_a + \sigma_m \left(\frac{2Z_o}{Z_j} - 1 \right)} \geq x_{zw} = x_1 x_2 x_3 x_4 \quad [9]$$

where: $x_1 = 1,3$ – reliability factor for calculation methods of ordinary precision with known steel kind; $x_2 = 1,2$ – damage consequence factor; $x_3 = 1,1$ – material homogeneity factor for rolled sections; $x_4 = 1,0$ – dimension strict factor for geometrical control.

Fatigue durability value for steel S235JR by variable periods: $Z_{go} = 170$ MPa

$$Z_{ro} = 130 \text{ MPa}; Z_{ij} = 210 \text{ MPa} \quad [9]$$

Tension concentration value factor:

$$\beta = [1 + \eta(\alpha_k - 1)] \beta_p, \quad [9]$$

where: $\beta_p = 1,1$ – surface state factor, for S235JR ($R_r = 400$ MPa); $\eta = 0,66$ – material sensibility factor (on notch influence); $\alpha_k = 2,8$ – shape factor for tensioned flat sheet with wholes for proportion $d/t = 25/400 = 0,062$ [15]; γ – object size factor; for overlay cross section area: $F = 78,75 \text{ cm}^2$; $\gamma = 1,75$ hence: $\beta = [1 + 0,66(2,8 - 1)] \cdot 1,1 = 2,41$

$$x_z = \frac{130}{2,41 \cdot 1,75 \cdot 17,10 + 0,0 \left(\frac{2 \cdot 130}{210} - 1 \right)} = 1,80 \geq 1,3 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 1,72$$

Additionally a condition below must be verified:

$$x_z = \frac{Q_r}{\beta \gamma \sigma_a + \sigma_m} \geq x_{zw}, \quad [9]$$

where: Q_r – plasticity limit for tension; for S235JR: $Q_r = 240$ MPa [9]

$$\text{hence: } x_z = \frac{240}{2,41 \cdot 1,75 \cdot 17,10 + 0} = 3,32 \geq 1,72$$

b) Bending

$$x_z = \frac{Z_{go}}{\beta_g \gamma_g \sigma_{ag}}$$

where: $Z_{go} = 170\text{MPa}$; $Z_{gi} = 300\text{MPa}$

$$\beta_g = [1 + \eta(\alpha_{kg} - 1)]\beta_p, \quad [9]$$

where: $\beta_p = 1,1$, $\eta = 0,66$, $\alpha_{kg} = 2,25$, $\gamma_s = 1,68$

hence: $\beta_g = [1 + 0,66(2,25 - 1)]1,1 = 2,0$

$$x_{zg} = \frac{170}{2,0 \cdot 1,68 \cdot 8,55} = 5,9 > 1,72$$

Another condition must be verified:

$$x_z = \frac{x_{zg} x_{zr}}{\sqrt{x_{zg}^2 + x_z^2}} \geq z_{zw} \quad (17.19) [9]$$

$$x_z = \frac{5,90 \cdot 3,32}{\sqrt{5,90^2 + 3,32^2}} = 2,89 > 1,72$$

Conclusion: A fatigue load capacity of weakened flat section was sufficient.

Conclusions

Conducted fatigue analysis indicated that defect of any bearing chamfering has an influence on vibration amplitude spectrum of others ones, depending on its location, increasing or decreasing the amplitude values. In detailed dynamic calculations of steel supporting structures for high-rotating machines taking this defect (possible in all bearings configuration) into consideration is very important because increasing of amplitudes directly causes decreasing of fatigue durability both of the structure and the machine. Besides, a designer should realize that there many other kinds of defects of turbogenerator that are dangerous for proper F-V-M feedback system work and should be respected in fatigue analysis.

The main element deciding about fatigue durability of all F-V-M system is vibroisolation. It was revealed that for vibroisolation efficiency $\eta = 100\%$, the estimated durability of considering node is 30 years and for $\eta = 50\%$, it

diminishes to only 0,75 year. Additionally wanting to consider the chosen bearing chamfering, that time is two times less.

Excluding the vibroisolation from F-V-M system or random reduction of its efficiency causes most of all a resonance zone increase what directly brings resonance peaks interference to machine work what particularly leads into total breakdown.

Hence, it is essential for normal utilization of machine and its steel supporting structure to be inspected (especially as most trouble spots – vibration absorbers) not rare then once in six months.

References

- [1] *Kicinski J.* Dynamika maszyn wirnikowych i łożysk slizgowych. Instytut Maszyn Przeplywo-wych PAN w Gdansku: Gdansk, 2003.
- [2] *Szolc T.* Rozprawa habilitacyjna: Analiza dynamiczna zlozonych, dyskretno-ciaglych ukladow mechanicznych., Prace IPPT PAN, Warszawa, 2003.
- [3] *Rzadkowski R., Sokolowski J.* Drgania własne ulopatkowanych tarcz wirnikowych osadzonych na wale, Akademia Marynarki Wojennej, Gdansk, 2005.
- [4] <http://www.dynamika-wirnikow.imp.gda.pl>
- [5] *Kicinski J. i in., Projekt Badawczy Zamawiany przez PBZ-K015/T10/2001*, Praca zbiorowa zespolu Instytutu Maszyn Przeplywowych PAN w Gdansku., Gdansk, 2001.
- [6] PN-80/B-03040 Fundamenty i konstrukcje wsporcze pod maszyny.
- [7] PN-90-B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [8] PN-82/B-02000. Obciazenia budowli. Zasady ustalania wartosci.
- [9] *Niezgodzinski E.N., Niezgodzinski T., Wzory, wykresy i tablice wytrzymaosciowe*, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa, 1996.

Надійшла до редколегії 14.03.2008 р.

УДК 624.042.7

О распределении усилий в элементах рамного узла сейсмостойкого стального каркаса с колоннами коробчатого сечения

Ажермачев Г.А., к.т.н., Перминов Д.А., магистр

Национальная академия природоохранного и курортного строительства,
Украина

Анотація. Розглядається конструктивне рішення рамного вузла сталевих каркаса з колонами коробчатого перерізу і двутавровими ригелями. У колони коробчатого перерізу встановлюються поперечні діафрагми і вертикальні ребра, які сприяють зниженню впливу концентраторів напруження в зварних швах прикріплення ригеля до колони і зменшенню напруження в полицях ригеля.

Аннотация. Рассматривается конструктивное решение рамного узла стального каркаса с колоннами коробчатого сечения и двутавровыми ригелями. В колонны коробчатого сечения устанавливаются поперечные диафрагмы и вертикальные ребра, которые способствуют снижению влияния концентраторов напряжений в сварных швах прикрепления ригеля к колонне и уменьшению напряжений в полках ригеля.

Abstract. Constructive solution of steel frame junction with box section columns and double-T collar-beams is under consideration. Transverse diaphragms and vertical ribs are fixed into the box section columns, which promote decreasing of influence caused by stress concentrators in welds connecting the collar-beam to the column and reducing stresses in collar-beam flanges.

Ключевые слова: сейсмостойкость, рамные узлы, элементы, напряжения, концентраторы напряжений, диафрагмы, ребра.

Рассматривается конструктивное решение рамного узла стального каркаса с колоннами коробчатого сечения и двутавровыми ригелями. В колонны коробчатого сечения устанавливаются поперечные диафрагмы и вертикальные ребра, которые способствуют снижению влияния концентраторов напряжений в сварных швах прикрепления ригеля к колонне и уменьшению напряжений в полках ригеля, сейсмостойкости, рамные узлы, элементы напряжения, концентраторы напряжений, диафрагмы, ребра.

Вопросы сейсмостойкого строительства имеют большое экономико-хозяйственное значение. Примерно одна треть территории Украины находится в зоне, где могут происходить землетрясения силой 6–9 баллов. На этой территории находятся большие города и промышленные комплексы.

Землетрясения, которые наблюдались в последние десятилетия, показали, что к вопросам сейсмостойкости зданий и сооружений должно быть повышенное внимание. В противном случае не избежать больших материальных потерь, а возможно – и человеческих жертв [1, 2, 3].

Для обеспечения заданной сейсмостойкости и надежности, здания в районах с 8–9-балльной сейсмической активностью возводятся с металлическим или железобетонным каркасом. Техничко-экономические сравнения показали, что в большинстве случаев применение стали для каркасов более рационально. Можно отметить, что сталь является эффективным материалом, который обладает высокими физико-механическими свойствами при работе конструкции в экстремальных условиях. Этот материал имеет высокую прочность, пластичность и относительную легкость. Однако положительные качества этого материала могут быть сведены на нет при создании конструктивных решений.

Самое уязвимое место в каркасах зданий – это узлы соединения элементов (колонна с ригелем и т.п.), которые, как правило, выполняются на монтаже. Здесь многое зависит от квалификации специалиста, его опыта, понимания работы конструкции и отдельных элементов при экстремальных воздействиях.

При циклических воздействиях типа сейсмических, особенно при высоких напряжениях в соединениях таких элементов, могут наблюдаться хрупкие разрушения из-за наличия высоких концентраторов напряжений в зоне сварных швов. Для сейсмостойких рамных каркасов часто принимают колонны коробчатого сечения, а ригели – двутаврового профиля. При необеспечении эффективного конструктивного решения узла соединения ригеля и колонны в зоне сварных монтажных швов могут наблюдаться хрупкие разрушения. При отсутствии поперечных диафрагм в колонне в уровне поясов ригелей в сварных швах, прикрепляющих пояс к колонне, и околошовной зоне, у ребер колонны будут наблюдаться пики напряжений, в несколько раз превышающие расчетные [4].

На рис. 1 показана расчетная модель узла без диафрагм и сечения, для которых на рис. 2 и 3 показаны эпюры распределения напряжения.

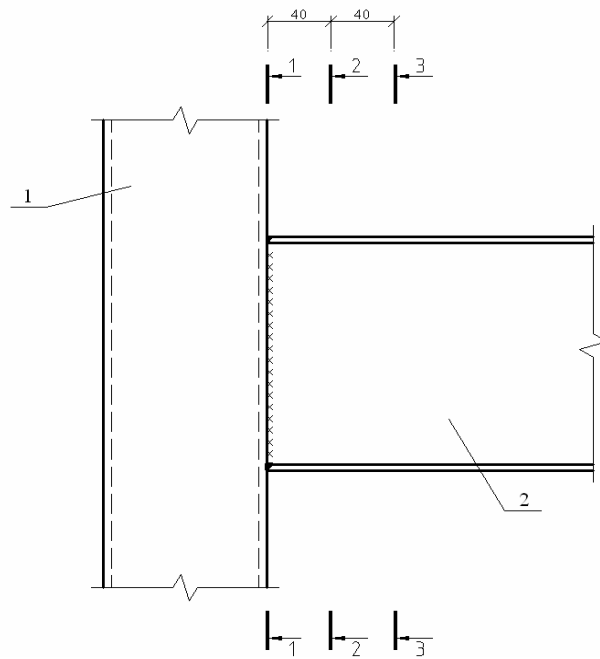


Рис. 1. Расчетная модель рамного узла:
1 – колонна коробчатого сечения; 2 – ригель



Рис. 2. Эпюра напряжений в сварном шве и в околошовной зоне полки ригеля для данной расчетной модели (рис. 1)

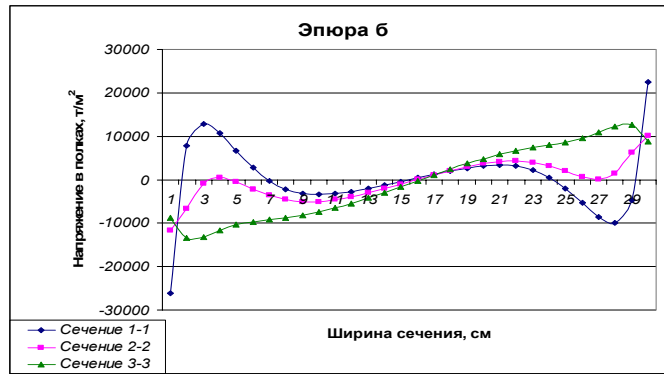


Рис. 3. Эпюра напряжений в сварном шве и в околошовной зоне по высоте стенки ригеля для данной расчетной модели (рис. 1)

Влияние концентраторов напряжений в зоне сварных швов, прикрепляющих пояса ригеля к стенке колонны, в рамных узлах можно уменьшить при помощи диафрагм (рис. 4) [4, 5]. Однако и при наличии диафрагм пики высоких местных напряжений остаются в результате стеснения поперечных деформаций, что видно на эпюрах напряжений (рис. 5 и 6).

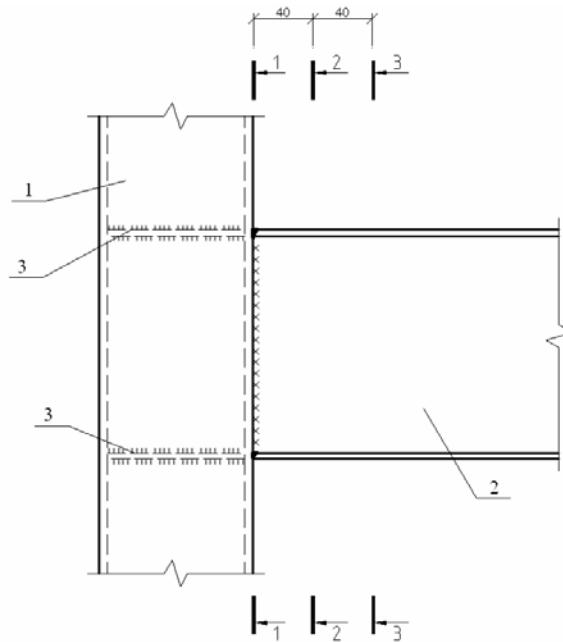


Рис. 4. Расчетная модель рамного узла при наличии внутренних поперечных диафрагм в колонне коробчатого сечения:
1 – колонна коробчатого сечения; 2 – ригель; 3 – диафрагма

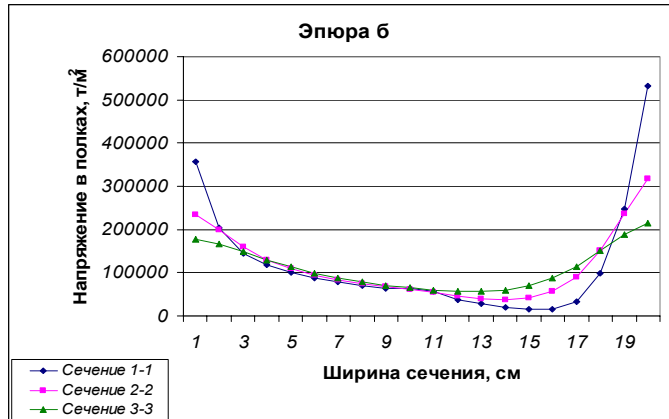


Рис. 5. Эпюра напряжений в сварном шве и в околошовной зоне полки ригеля для данной расчетной модели (рис. 4)

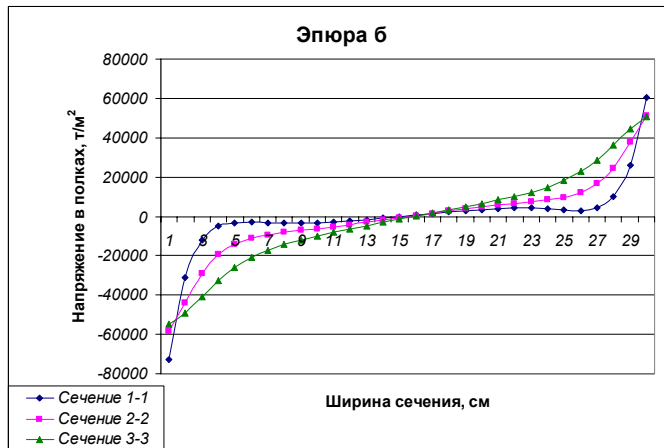


Рис. 6. Эпюра напряжений в сварном шве и околошовной зоне по высоте стенки ригеля для данной расчетной модели (рис. 4)

При статическом нагружении наличие концентраторов напряжений не так опасно, но в случае сейсмических воздействий могут наблюдаться малоцикловые хрупкие разрушения, когда циклические напряжения достигают или превышают предел текучести.

Рассмотрим эпюру напряжений, показанную на рис. 5. Распределение напряжений в полке ригеля по ширине достаточно равномерное. Влияние концентраторов напряжений уменьшается в 2–2,5 раза при установке горизонтальных диафрагм. Они устанавливаются в полости колонны на одном уровне с поясами ригеля. На рис. 3 по эпюрам распределения

напряжений в стенке ригеля видно, что она не включена в работу на восприятие изгибающего момента в узле. А при установке диафрагм (рис. 6) стенка ригеля начинает включаться в работу, но только в зонах поясов.

Для повышения надежности и заданной долговечности необходимо с одной стороны уменьшать влияние концентраторов напряжений, а с другой стороны снижать величину нормальных напряжений в поясах, в зоне прикрепления их к колонне. Это позволяет сделать конструктивное решение рамного узла (рис. 7, 8).

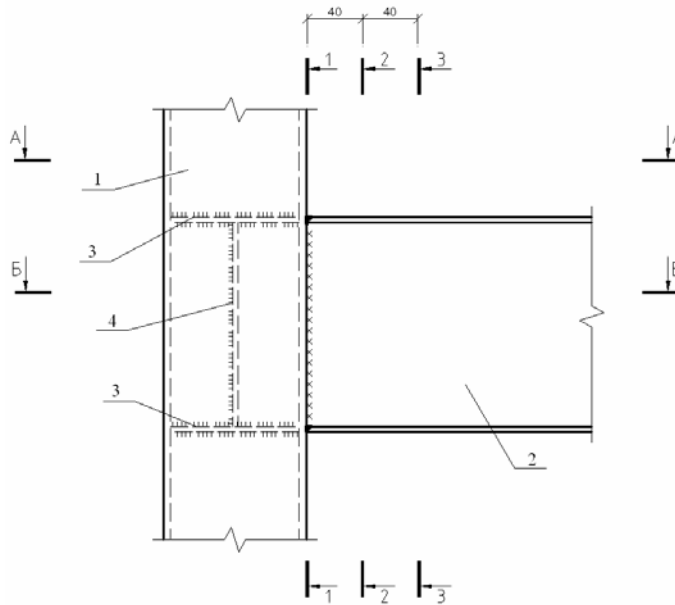


Рис. 7. Рамный узел с поперечными диафрагмами и вертикальными ребрами в колонне коробчатого сечения:
1 – колонна коробчатого сечения; 2 – ригель; 3 – диафрагма;
4 – вертикальное ребро

Конструктивное решение предлагаемого узла позволяет включить в работу стенку ригеля при восприятии изгибающего момента и снизить усилия в поясах ригеля в зоне их прикрепления к стенке колонны.

При изготовлении колонны коробчатого сечения из четырех листов или двух уголков сначала устанавливаются треугольные поперечные диафрагмы в заданных местах уголкового профиля, затем между поперечными диафрагмами уголкового профиля устанавливаются вертикальные ребра, которые привариваются к поперечным диафрагмам и к стенке колонны в

том месте, где будет прикрепляться стенка ригеля к грани колонны. После этого два уголкового профиля свариваются продольными швами по ребрам, образуя колонну коробчатого сечения.

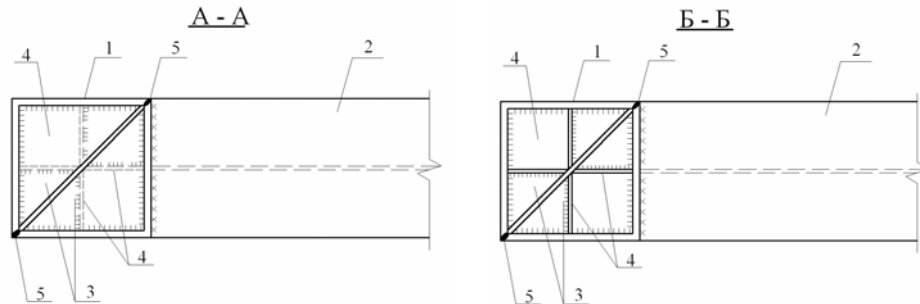


Рис. 8. Разрезы А-А, Б-Б

1 – колонна коробчатого сечения; 2 – ригель; 3 – диафрагма; 4 – вертикальное ребро; 5 – продольные сварные швы, соединяющие треугольные половины колонны

Предложенное конструктивное решение рамного узла сейсмостойкого каркаса позволяет снизить нормальные напряжения в сварных швах и околошовной зоне в поясах ригеля, сделать их более равномерными по ширине пояса, уменьшить влияние концентрации напряжений у ребер колонны, что значительно повысит надежность и долговечность рамного узла при сейсмических воздействиях.

На рис. 9 и 10 показан характер распределения нормальных напряжений в поясе и стенке ригеля в предлагаемом узле.

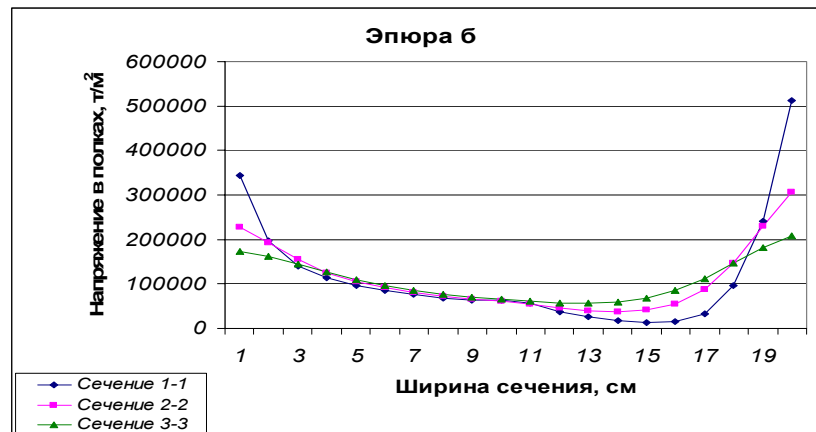


Рис. 9. Эпюра напряжений в сварном шве и в околошовной зоне полки ригеля для данной расчетной модели (рис. 7)

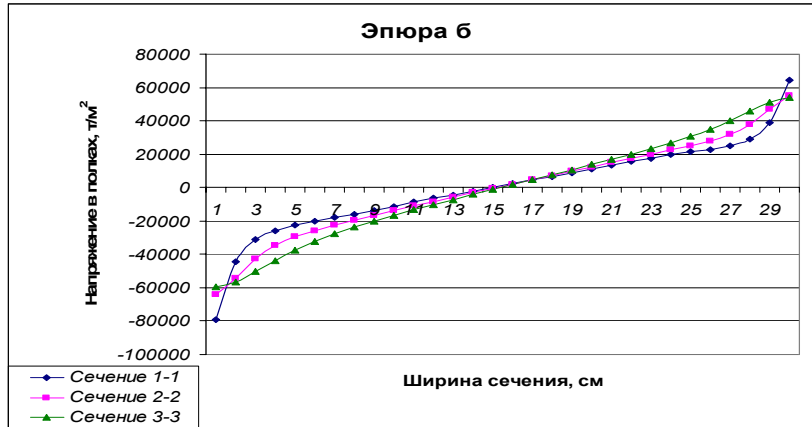


Рис. 10. Епюра напружень в сталевому шві та в околовшовій зоні по висоті стінки ригеля для даної розрахункової моделі (рис. 7)

Як видно з рис. 9, напруження в полці ригеля в зоні сталевих швів розподіляються більш рівномірно, а на відстані 50–100 мм від шва епюра напружень наближається до рівномірної.

Дослідження показали, що при установці трикутних горизонтальних діафрагм піки напружень в полках ригеля зменшуються в 2,5 рази. А після установки вертикального ребра напруження в полці, в зоні сталевих швів зменшилися на 7–10 % завдяки включенню в роботу стінки ригеля (рис. 11).

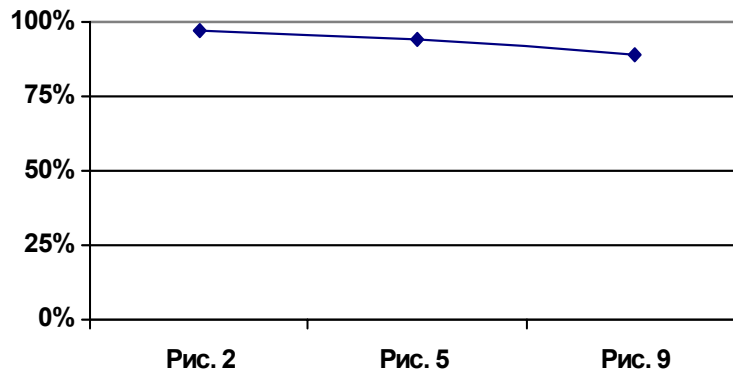


Рис. 11. Графік напружень в сталевому шві полки ригеля в відсотковому співвідношенні для розглянутих конструктивних рішень вузла

Выводы

Таким образом, новое конструктивное решение узла позволяет снизить напряжения в сварном шве, прикрепляющем пояс ригеля к колонне, за счет включения стенки колонны в работу.

Литература

- [1] *Жунусов Т.Ж.* Актуальные проблемы теории и практики сейсмостойкого строительства / ИВУЗ. Строительство. – 1997. – № 9. С. 39–42.
- [2] *Сапожников А.И.* Критерии сейсмостойкости зданий и сооружений / ИВУЗ. Строительство. 2001. – № 12. – С. 4–8.
- [3] I Международный симпозиум. Многоэтажные здания. М., 1972. 175 с.
- [4] *Ажермачев Г.А.* Влияние поперечных диафрагм в стальных колоннах рамных каркасов сейсмостойких зданий на распределение напряжений в поясе ригеля. Будівельні конструкції. Будівництво в сейсмічних районах України. Київ. – 2004. – С. 486 – 488.
- [5] Патент № 16549. Україна. Вузол рамного сейсмостійкого каркаса / Г.А Ажермачов, С.Г. Ажермачов, О.В. Морозова. Опуб. 15.08.2006. Бюл. № 8.

Надійшла до редколегії 27.03.2008 р.

УДК 624.014

Просторова стійкість сталевих колон зі змінною висотою перерізу

Білик С.І., к.т.н.

Київський національний університет будівництва і архітектури,
Україна

Анотація. Розроблена методика перевірки стійкості пружної двотаврової колони змінного перерізу із площини дії моменту.

Аннотация. Разработана методика проверки устойчивости упругой двутавровой колонны переменного сечения из плоскости действия момента.

Abstract. The method is elaborated for stability testing of elastic double-T variable cross-section column out of moment action plane.

Ключові слова: стійкість, колона, профілі, сталь, рівняння.

Актуальність роботи. Використання в конструкціях у несучих каркасах будівель зварних двотаврів змінного перерізу дає можливість проектувати конструкції з раціональними витратами сталі. Тому розробка надійної методики розрахунку на стійкість елементів рам змінного перерізу є важливою задачею.

Аналіз основних досліджень і публікацій. Відомі основні дослідження стійкості колон зі змінним перерізом у площині найбільшої жорсткості [2, 6, 9, 11, 12, 14]. В основу методологічного підходу розрахунку просторової стійкості сталевих колон постійного перерізу покладено теорію тонкостінних стержнів В.З. Власова. [4, 5, 7, 8, 9, 14]. Але просторова стійкість колон суцільного перерізу зі змінною висотою стінки потребує додаткових досліджень.

Постановка задачі. Розробити методику перевірки просторової стійкості колон зі змінною висотою стінки.

Основна частина. У дослідженнях [13] отримано систему диференціальних рівнянь, яка описує просторову стійкість колон довжиною l при лінійній зміні висоти симетричного і несиметричного перерізів. В основу дослідів покладені головні гіпотези теорії тонкостінних профілів В.З. Власова [8].

$$\begin{cases} EI_{x_0}(1-\gamma_y \frac{z}{l})^n \eta'''' + N\eta'' = 0; \\ EI_{y_0} \xi'''' + N\xi'' + M_x \theta'' - 2N\theta'(y'_z) = 0; \\ EI_{ax}(1-\gamma_\omega \frac{z}{l})^r \theta'''' - GI_x(1-\gamma_l \frac{z}{l})^p \theta'' + \xi'' M_x + \theta'' N r_z^2 - 2\theta'(y'_z) M_x. \end{cases} \quad (1)$$

Прийнята декартова система координат, початок якої розташований у центрі ваги нижнього кінцевого перерізу стрижня, x, y, z – координати будь-якої точки перерізу. Система (1) отримана за умови взаємозв'язку між переміщеннями точки перерізу ξ_s і η_s і переміщеннями центра ваги (η, ξ) та координатами точки перерізу $(x; y_z)$: $\eta_s = \eta$; $\xi_s = \xi - \theta y_z$, θ – кут повороту перерізу при втраті стійкості, $y_z = y_0(1 - \gamma_h t_z)$ – координата точки перерізу по осі ОУ.

У подальшому прийнято параболічну залежність апроксимації залежності зміни секторіального моменту інерції (I_{oz}) перерізу балки по довжині і моменту інерції (I_{xz}) перерізу відносно осі ОХ. Зміна крутильного моменту інерції перерізу прийнята за лінійним законом (I_{tz}).

$$EI_{xz} = EI_{x0} \left(1 - \gamma_y \frac{z}{l}\right)^2;$$

$$EI_{oz} = EI_{o0} \left(1 - \gamma_\omega \frac{z}{l}\right)^2;$$

$$t_z = \frac{z}{l};$$

$$\gamma_y = 1 - \sqrt{\frac{I_{xn}}{I_{x0}}};$$

$$\gamma_\omega = 1 - \sqrt{\frac{I_{\omega n}}{I_{\omega 0}}};$$

$$I_{tz} = I_{t0} (1 - \gamma_t t_z);$$

$$\gamma_t = 1 - \sqrt[p]{\frac{I_m}{I_{t0}}}.$$

Для двотаврових колон симетричного перерізу зі змінною висотою система диференціальних рівнянь (1) розпадається на диференціальне рівняння, яке описує стійкість в площині та з площини дії згинального моменту, тому друге і третє диференціальне рівняння системи (1) за прийнятими умовами можливо розглядати і вирішувати окремо від першого рівняння. Рішення першого рівняння приведено в [13] і базується на дослідженнях [14, 15]. При переході до безрозмірної координати розташування перерізу $t_z = z/l$ система диференціальних рівнянь, яка описує стійкість колони зі змінною висотою стінки з площини дії згинального моменту, приймає вид

$$\begin{cases} \xi^{IV} + \frac{Nl^2}{EI_{y0}} \xi'' + \frac{M_{xz} l^2}{EI_{y0}} \theta'' - 2y'_z \frac{Nl^2}{EI_{y0}} \theta' = 0; \\ (1 - \gamma_{\omega} \frac{z}{l})^2 \theta^{IV} + (\frac{Nr_z^2 l^2}{EI_{\omega 0}} - \frac{GI_{\omega} l^2}{EI_{\omega 0}}) \theta'' + \frac{M_{xz} l^2}{EI_{\omega 0}} \xi'' - \frac{2y'_z M_{xz} l^2}{EI_{\omega 0}} \theta' = 0. \end{cases} \quad (2)$$

Для спрощення записів прийняті позначення критичних сил, які описують можливість втрати стійкості стержня за різними формами,

$$\begin{aligned} I_{\omega m} &= I_{\omega 0} (1 - \gamma_t t_m); \quad r_m^2 = r_0^2 (1 - \gamma_r t_m)^2; \quad k_{\omega m}^2 = \frac{GI_{\omega 0} l^2}{EI_{\omega 0}} (1 - \gamma_t t_m); \quad k_y^2 = \frac{Nl^2}{EI_{y0}}; \\ N_{\omega m} &= \frac{\pi^2 EI_{\omega 0} (1 - \gamma_{\omega} t_m)^2}{l^2 r_0^2 (1 - \gamma_r t_m)^2} [1 + \frac{GI_{\omega 0} l^2 (1 - \gamma_t t_m)}{\pi^2 EI_{\omega 0}}]; \\ \frac{N_y}{N_{\omega m}} &= \frac{4r_m^2}{h_0^2 (1 + \frac{GI_{\omega m} l^2 A}{E \pi^2 A I_y h_0^2})}; \quad N_y = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2}; \\ \frac{N_y}{N_{\omega m}} &= \frac{4r_m^2}{h_0^2 (1 + 0,156 \frac{I_{\omega m} \lambda_y^2}{A h_0^2})}; \quad I_{\omega 0} = I_y h_0^2 / 4; \\ k_y^2 &= \frac{Nl^2}{EI_{y0}}; \quad k_{\omega m}^2 = \frac{GI_{\omega m} l^2}{EI_{\omega 0}}; \\ r_m^2 &= \frac{I_{ym} + I_{xm}}{A_m} = i_{ym}^2 + i_{xm}^2 = i_{ym}^2 (1 + \frac{i_{xm}^2}{i_{ym}^2}); \quad \frac{I_{\omega 0}}{I_{y0} r_m^2} = \frac{h_0^2}{4r_m^2}; \quad r_m = i_{ym} \sqrt{(1 + \frac{i_{xm}^2}{i_{ym}^2})}. \end{aligned} \quad (3)$$

Приблизне рішення системи диференціальних рівнянь (4) для граничних умов шарнірного опору стержня із площини дії згинального моменту також може бути побудоване через експотенціальні функції та через через параметр критичного навантаження – k_{ϕ} .

$$\xi = A e^{k_{\phi} t}; \quad \xi'' = A k_{\phi}^2 e^{k_{\phi} t}; \quad \xi^{IV} = A k_{\phi}^4 e^{k_{\phi} t}; \quad (4)$$

$$\theta = B e^{k_{\phi} t}; \quad \theta' = k_{\phi} B e^{k_{\phi} t}; \quad \theta'' = B k_{\phi}^2 e^{k_{\phi} t}; \quad \theta^{IV} = B k_{\phi}^4 e^{k_{\phi} t}.$$

Підстановка в систему диференціальних рівнянь (4) запропонованого рішення дає систему алгебраїчних рівнянь. Після відповідних перетворень система алгебраїчних рівнянь має вид

$$\left\{ \begin{aligned} &A(k_\phi^4 + k_y^2 k_\phi^2) + \left(\frac{e_{ym}}{f_0} k_y^2 k_\phi^2 + 2\gamma_h \frac{y_0}{f_0} k_y^2 k_\phi\right) B = 0; \\ &A\left(\frac{e_{ym} I_{y0}}{I_{\omega 0}} k_y^2 k_\phi^2\right) + B[(1 - \gamma_\omega t_m)^2 k_\phi^4 + \\ &+ (k_y^2 \frac{r_m^2 I_{y0}}{I_{\omega 0}} - k_{t\omega}^2) k_\phi^2 + 2\gamma_h \frac{y_0 e_{ym} I_{y0}}{I_{\omega 0}} k_y^2 k_\phi] = 0. \end{aligned} \right. \quad (5)$$

Нетривіальне рішення системи (5) отримаємо при виконанні умови (6).

$$\left| \begin{array}{cc} k_\phi^4 + k_y^2 k_\phi^2 & e_{ym} k_y^2 k_\phi^2 + 2\gamma_h y_0 k_y^2 k_\phi \\ \frac{e_{ym} I_{y0}}{I_{\omega 0}} k_y^2 k_\phi^2 & (1 - \gamma_\omega t_m)^2 k_\phi^4 + (k_y^2 \frac{r_m^2 I_{y0}}{I_{\omega 0}} - k_{t\omega}^2) k_\phi^2 + \\ & + 2\gamma_h \frac{y_0 e_{ym} I_{y0}}{I_{\omega 0}} k_y^2 k_\phi \end{array} \right| = 0. \quad (6)$$

Приведення подібних членів та запис у вид ступеневого алгебраїчного рівняння відносно k_y^2 приводить до такого вигляду критерію стійкості:

$$\frac{k_\phi^4}{k_y^4} + \frac{k_\phi^2}{k_y^2} \left[\frac{k_\phi^2 I_{y0} (r_m^2 + 2\gamma_h y_0 e_{ym} / k_\phi)}{[I_{\omega 0} (1 - \gamma_\omega t_m)^2 k_\phi^2 - I_{\omega 0} k_{t\omega}^2]} + 1 \right] + \frac{k_\phi^2 I_{y0} (r_m^2 - e_{ym}^2)}{[I_{\omega 0} (1 - \gamma_\omega t_m)^2 k_\phi^2 - I_{\omega 0} k_{t\omega}^2]} = 0.$$

Для шарнірно обертого стержня з площини дії згинального моменту граничні умови мають вид

$$\begin{aligned} z = 0 &\rightarrow \theta_0 = 0; & \theta'_0 &= 0; & \xi_0 &= 0; \\ \xi'_0 &= 0; & \eta_0 &= 0; & \eta'_0 &= 0; \\ z_n = l_0 &\rightarrow \theta''_n = 0; & \xi''_n &= 0; & \eta''_n &= 0. \end{aligned}$$

Значення параметра для обраних граничних умов буде $k_\phi^2 = \pi^2$. Його заміна у відношенні двох параметрів $\frac{k_\phi^2}{k_y^2}$ слабо впливає на кінцевий результат

$$\frac{k_{\phi}^4}{k_y^4} + \frac{k_{\phi}^2}{k_y^2} \left[\frac{\pi^2 I_{y0} (1 + 2\gamma_h y_0 e_{ym} / (r_m^2 \pi))}{[I_{\omega 0} (1 - \gamma_{\omega} t_m)^2 \pi^2 / r_m^2 - I_{\omega 0} k_{\omega m}^2 / r_m^2]} + 1 \right] + \frac{\pi^2 I_{y0} (1 - e_{ym}^2 / r_m^2)}{[I_{\omega 0} (1 - \gamma_{\omega} t_m)^2 \pi^2 / r_m^2 - I_{\omega 0} k_{\omega m}^2 / r_m^2]} = 0. \quad (7)$$

Прийmemo позначення параметра просторової стійкості

$$\frac{1}{c_y^2} = \frac{k_{\phi}^4}{k_y^4}. \quad (8)$$

Введення позначень критичних сил стійкості стержня N_y , $N_{\omega m}$ за (3) дозволяє перейти до спрощеної форми запису рівняння (7) при позначеннях (8)

$$\left(\frac{1}{c_y} \right)^2 + \left(\frac{1}{c_y} \right) \left\{ \frac{N_y}{N_{\omega m}} [1 + 2\gamma_h y_0 e_{ym} / (r_m^2 \pi)] + 1 \right\} + \frac{N_y}{N_{\omega m}} (1 - e_{ym}^2 / r_m^2) = 0. \quad (9)$$

Рішенням отриманого квадратного рівняння (9) буде:

$$\text{при } \rho_{em} = \frac{2\gamma_h y_0 e_{ym}}{r_m^2 \pi}; \quad y_0 = h_0 / 2$$

$$\left(\frac{1}{c_y} \right) = \frac{\frac{N_y}{N_{\omega m}} [1 + \rho_{em}] + 1 \pm \sqrt{\left\{ \frac{N_y}{N_{\omega m}} [1 + \rho_{em}] + 1 \right\}^2 - 4 \frac{N_y}{N_{\omega m}} (1 - \frac{e_{ym}^2}{r_m^2})}}{2}; \quad (10)$$

Максимальне значення параметра просторової стійкості у формі запису, яка прийнята у нормах, слід визначати за формулою

$$c_{y \max} = \frac{2}{\frac{N_y}{N_{\omega m}} (1 + \rho_{em}) + 1 + \sqrt{\left\{ \frac{N_y}{N_{\omega m}} (1 + \rho_{em}) + 1 \right\}^2 - 4 \frac{N_y}{N_{\omega m}} (1 - \frac{e_{ym}^2}{r_m^2})}}. \quad (11)$$

При постійному перерізі колони ($\gamma_h = 0$) остання отримана формула переходить у відому формулу визначення максимального значення

$$c_{y\max} = \frac{2}{\frac{N_y}{N_{ом}} + 1 + \sqrt{\left\{ \frac{N_y}{N_{ом}} + 1 \right\}^2 - 4 \frac{N_y}{N_{ом}} \left(1 - \frac{e_{ym}^2}{r_m^2} \right)}}.$$

$$c_{y\max} = \frac{2}{\frac{N_y}{N_{ом}} + 1 + \sqrt{\left\{ \frac{N_y}{N_{ом}} - 1 \right\}^2 + 4 \frac{N_y}{N_{ом}} \frac{e_{ym}^2}{r_m^2}}}. \quad (12)$$

Заміна у формулі (12) на відношення

$$\frac{N_y}{N_{\omega}} = \frac{4r_0^2}{h_0^2 \left(2 + \frac{GI_{t0}l^2}{E\pi^2 I_{\omega 0}} \right)}$$

приводить до відповідної формули будівельних норм СНиП II-23-81*.

За розрахункові значення ексцентриситету та геометричних характеристик перерізу рекомендується прийняті значення розрахункового перерізу при $t_m = 0,5l$, а значення згинального моменту при $t_m = 0,3333l$.

$M_{xm} = M_{x0}(1 - t_z) = M_{x0}(1 - 0,3333) = 0,6667M_{x0}$, але не менше половини максимального значення моменту.

Висновки

Таким чином, розроблена методика для перевірки стійкості пружних симетричних двотаврових балок зі змінною висотою стінки з площини дії згинального моменту.

Література

- [1] *Пермяков В.А.* Современное состояние проблемы оптимального проектирования стальных конструкций. // *Металеві конструкції.* – 1998, № 1. – С. 17–20.
- [2] *Пермяков В.О., Білик С.І.* Развитие теории прочности и устойчивости стержней стальных каркасов зданий универсального назначения. // *Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сборник научных трудов. Часть I.* – Одесса: МОН України, Одесская ГАСА, 2005. – С. 151–160.
- [3] *Енджиевский Л.В., Надеяев В.Д., Петухова И.Я.* Каркасы зданий из легких металлических конструкций и их элементы. – М.: Из-во АСВ, 1998 – 247 с.
- [4] *Бейлин Е.А.* Общие уравнения деформационного расчёта и устойчивости тонкостенных стержней // *Строительная механика и расчёт сооружений.* – 1969, № 5. – С. 35–41.

- [5] *Бейлин Е.А.* Определение дополнительных резервов устойчивости и прочности в центрально- и внецентренножатых тонкостенных стержневых элементах конструкций // Известия вузов. Строительство и архитектура, – 1995, № 12. – С. 34–40.
- [6] *Белый Г.И.* Приближенное решение задач деформационного расчета стержней в упругой среде // Строительная механика сооружений., Межвузов. тематич. сб. тр. – Л.: – ЛИСИ., 1981. – С. 13–22.
- [7] *Брудка Я., Гарцарек Р., Милачевски К.* Стальные складчатые конструкции в строительстве. – К.: Будівельник, 1989. – 150 с.
- [8] *Власов В.З.* Тонкостенные упругие стержни. – М.: Госиздат, Физматгиз – математической литературы, 1959. – 568 с.
- [9] Прочность, устойчивость, колебания. Справочник, Т.3 / Под ред. И.А. Биргера и Я.Г. Пановко. – М.: Машиностроение, 1968. – 567 с.
- [10] *Білик С.І.* Рамна конструкція будівлі, формоутворена навколо складного функціонального об'єму // Прикладна геометрія та інженерна графіка. Міжвідомчий науковий збірник. Випуск 75. – К.: МОН України, КНУБА, 2005. – С. 173–178.
- [11] *Билык С.И.* Расчетная длина элементов стальных рам из развитых двутавров с переменной высотой стенки // Соппротивление материалов и теория сооружений. – К.: Будівельник, 1989.
- [12] *Білик С.І.* Вплив пружної основи на стійкість сталевих колон рам із параболічним законом зміни жорсткості перерізу // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науковий збірник. Випуск 61, том 1. – К: ДНДІ БК, 2004. – С. 244–249.
- [13] *Билык С.И.* Совершенствование расчета на устойчивость и прочность двутавров с переменной высотой стенки как элементов стальных каркасов зданий универсального назначения // Современные проблемы совершенствования и развития металлических, деревянных, пластмассовых конструкций в строительстве и на транспорте. III Международная научно-техническая конференция. Сборник научных трудов, часть I – Самара: МОН Российской Ферерации, Самарский ГАСУ, 2005. – С. 262–268.
- [14] Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. / Под ред. проф. Уманского А.А. Книга 2. – М.: Изд. лит. по строительству, 1973. 415 с.
- [15] Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / А.Ф. Смирнов, А.В. Александров, Б.Я. Лащенко, Н.Н. Шарошников. М.: Стройиздат, 1984. – 416 с.

Надійшла до редколегії 25.08.2008 р.

УДК 69.059.3

Ефективність регулювання зусиль у металевих конструкціях

Гоголь М.В., к.т.н., Пелешко І.Д., к.т.н., Більський М.Р., к.т.н.

Національний університет "Львівська політехніка",
Україна

Анотація. Показано, що найбільш раціональним методом регулювання зусиль є розрахунковий, а конструктивні схеми, які базуються на такому методі регулювання, є високоефективними.

Аннотация. Показано, что наиболее рациональным методом регулирования усилий является расчетный, а конструктивные схемы, которые базируются на таком методе регулирования, являются высокоэффективными.

Abstract. It has been shown, that the design method is the most rational one to adjust forces, and the structural layouts based on such adjusting method are highly effective.

Ключові слова: проектування, комбіновані конструкції, покриття, перекриття, регулювання, оптимізація, програмне забезпечення.

Актуальність роботи. Розвиток будівельної індустрії України вимагає розробки раціональних типів металевих конструкцій, їхньої оптимізації або посилення в процесі експлуатації, які були б конкурентоздатними порівняно із зарубіжними аналогами. Найкращих результатів у цьому можна досягнути завдяки регулюванню в них зусиль. Найбільш чутливими до цього є статично невизначені комбіновані (шпренгельні, вантові, висячі) конструкції, основним несучим елементом яких є балка жорсткості, від металомісткості якої значною мірою залежать техніко-економічні показники всієї системи. Саме умови проектування балки жорсткості надають можливість регулювання зусиль у всій системі, тобто перерозподіляти зусилля, вирівнюючи напруження в розрахункових перерізах.

Аналіз основних досліджень і публікацій. З точки зору реалізації перерозподілу зусиль такий метод регулювання є економічно доцільним при проектуванні [5] і дозволяє наблизити роботу такої конструкції до рівномірної, найбільш раціональної системи. Тобто регулювання зусиль у комбінованих конструкціях розглядається вже на стадії їхньої розробки та проектування. Отже, для більш раціонального проектування таких комбінованих конструкцій, що задовольняють вимоги несучої здатності й придатності до нормальної експлуатації, необхідно мати дані про їхній дійсний напружено-деформований стан на певних рівнях навантаження

(нормативне, розрахункове навантаження), тобто виникає необхідність проведення цілеспрямованих досліджень [4]. На відміну від силових методів регулювання (попереднього напруження), які пов'язані з додатковими витратами на створення відповідних регулюючих зусиль, методи регулювання зусиль на стадії проектування, що супроводжуються шляхом раціонального вибору топології конструкції, підбору геометричних параметрів і жорсткісних характеристик стержневих елементів, не передбачають додаткових витрат на створення регулюючих зусиль і тому є більш ефективними. Такі конструкції вигідно конкурують з іншими комбінованими системами завдяки максимальній концентрації матеріалу, що робить їх більш корозійностійкими та технологічними при мінімальній кількості елементів, що знижує їх трудомісткість.

Разом із тим склалась така традиція, що силові методи регулювання зусиль у конструкціях перекриттів та покриттів (фермах, балках) за допомогою опускання опор, установлення напружуючих затяжок і т.п. були дотепер найбільш поширеними, незважаючи на те, що вимагали значних витрат праці на створення попереднього напруження.

Слід також відзначити, що силові методи регулювання напружено-деформованого стану конструкцій найбільш ефективні при посиленні поздовжньо-стиснутих конструкцій під навантаженням у процесі їхньої експлуатації [1].

З метою інтенсифікації практичного використання ефективних методів регулювання зусиль, розроблених у [2], було необхідно провести спеціальні дослідження.

Мета роботи. Метою роботи є науково-практичний аналіз ефективних методів регулювання зусиль у металевих конструкціях, їх порівняння із традиційними методами, також числовий аналіз результатів регулювання напружено-деформованого стану без застосування силових методів.

Основна частина. Комбіновані металеві конструкції відносяться до прогресивних конструктивних форм, що в даний період інтенсивно розвиваються. Вони складаються зі структурно об'єднаних елементів (вантів, тяжів) або системи підкріплення (шпренгелі) та елементів, які працюють на стиск та згин – балок жорсткості. Маса останніх досягає 60–70 % від маси конструкції.

Визначальними чинниками й принципами підвищення ефективності конструктивних вирішень металевих конструкцій є реалізація наступних основних ідей:

- створення раціонального механізму перерозподілу внутрішніх зусиль між балкою жорсткості та системою підкріплення;

– принцип концентрації металу в основних несучих елементах – балці жорсткості.

Для цього пропонується розрахунковий метод регулювання зусиль у комбінованих системах, який гарантує отримання запланованого результату вже в процесі проектування. Такий метод дозволив дослідити й запатентувати нову шпренгельну систему названу балко-фермою [3].

Числові дослідження свідчать, що найбільш раціональним є відношення маси балки жорсткості до маси системи приблизно 64 % (рис. 1). Результати отримано за допомогою програми OptCAD¹ [6] у процесі розв'язування задач оптимального проектування для кожної з конструкцій номенклатурного ряду (табл. 2) За критерій оптимальності прийнято теоретичну масу конструкцій. Висота конструкцій складає 1/10 їхнього прогону. За змінні проектування приймалися горизонтальні координати вузлів та розміри перерізів.

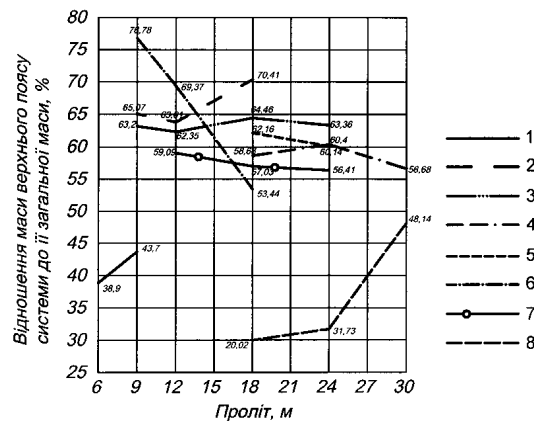


Рис. 1. Залежність відношення маси верхнього поясу малоелементних шпренгельних ферм до маси ферм від прогону (1...8 – схема ферми за табл. 2)

Результати порівняння витрат сталі на одну балко-ферму прогоном 18 м (за схемою 3 у табл. 2) з регулюванням зусиль приведені в табл. 1.

Дані витрат інших конструкцій узяті з [8]. Як видно з таблиці, маса балко-ферми є найменшою порівняно з елементами з висотою 2,3 м і на 3,8% більша порівняно з фермою з перфорованим верхнім поясом, при значно меншій трудомісткості.

¹ Програма OptCAD розроблена к.т.н. Пелешко І.Д., к.т.н. Юрченко В.В. і представлена в мережі Internet за адресою www.optimisation.com.ua.

Таблиця 1

**Показники витрати сталі на одну несучу конструкцію покриття
прогоном 18 м при зовнішньому навантаженні біля 4,0 кН/м²**

Маса ферми, кг		Тип конструкцій	Висота ферми, м
903		Балко-ферма з паралельними поясами з регулюванням зусиль	2,30
870		Ферма з перфорованим верхнім поясом змінної жорсткості	2,98
1050		Ферма з круглих труб	2,30
1162 (приведена до сталі Ст3)		Залізобетонна кроквяна двохскатна гратчаста балка	2,30
1190		Ферма з прямокутних зварних труб, з прокатних кутиків	2,30
1205		Ферма з поясами із двотаврів і гратами з одинарних кутиків	2,30
1310		Ферма з прямокутних зварних труб	2,30
1340		Ферма з таврів і гратами з одинарних кутиків	2,30
1350		Ферма з таврів і парних кутиків	2,30
1385		Ферма з поясами і гратами з таврів	2,30
1485		Ферми з стержнями із спарених кутиків	2,30
1500		Ферма з одинарних кутиків без фасонок	2,30

Результатом роботи стало видання навчального посібника [6], рекомендацій із використання результатів проведених 20-річних досліджень у конструкціях покриттів і перекриттів будинків і споруд [7].

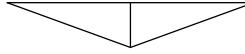
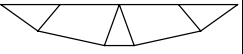

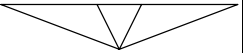
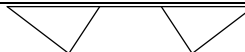

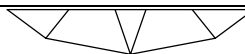

Для використання даних результатів у проектній практиці розроблена програма й алгоритм розрахунку зусиль розрахунковим способом на ЕОМ (мова – ФОРТРАН-IV).

Проведені числові співставлення результатів розрахунку комбінованих систем запропонованим методом і програмними методами "Міраж" і "SCAD", що ще раз підтвердило достовірність і ефективність розрахункового методу регулювання зусиль.

На підставі виконаних досліджень розроблено номенклатурний ряд комбінованих малоелементних шпренгельних ферм прогоном від 9 до 45 м (табл. 2). Деякі з них впроваджено в проектну практику: завод експериментальних досліджень м. Львів, бізнес центр "Підзамче", Миколаївський цементний завод, санаторій "Женева" м. Трускавець.

Таблиця 2

Номенклатурний ряд комбінованих малоелементних шпренгельних ферм

№ п/п	Схема комбінованої системи	Область використання, величини прогону в м	№ п/п	Схема комбінованої системи	Область використання, величини прогону в м
1		6,9,12	5		12,18,24
2		9,12,18	6		9,12,18
3		9,12,18,24	7		12,18,24,30
4		12,18,24	8		18,24,30,36,42

Висновки

1. Розроблений розрахунковий метод регулювання зусиль у комбінованих системах дозволяє одержати рівномірну конструкцію вже на стадії проектування.
2. Методи регулювання зусиль у комбінованих металевих системах на стадії проектування, що супроводжуються шляхом раціонального підбору геометричних параметрів конструкцій, не передбачають додаткових витрат на створення регулюючих зусиль і тому є більш ефективними.

3. Розроблені конструкції дозволяють максимальну концентрацію матеріалу в балках жорсткості і є технологічними при мінімальній кількості елементів, що знижує їхню трудомісткість.
4. Технологія виготовлення й монтажу таких систем є більш простою і доступною.
5. На основі проведених досліджень необхідно розробити альбоми типових конструкцій комбінованих металевих систем, що дають значний економічний ефект для будівельної індустрії України.

Література

- [1] *Бельский М.Р.* Усиление сжатых стержней стальных конструкций под эксплуатационной нагрузкой. М.: Стройиздат, – 1984, – 153 с.
- [2] *Гоголь М.В., Більський М.Р., Пелешко І.Д.* Проектування і розрахунок комбінованих металевих конструкцій з регулюванням зусиль // Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сб. науч. трудов ОГАСА. Часть 1. – Одеса, 2006. – С. 34–39.
- [3] Пат. 48841 А Україна, МКИ 7 Е04С3/08. Шпренгельна балка: Пат. 48841 А Україна, МКИ 7 Е04С3/08 Гоголь М.В., Чайка Б.С., Гайда О.М., Надала І.В. (Україна) – № 2001128874; Заявл. 21.12.01; Опубл. 15.08. 02. – 2 с.
- [4] *Гоголь М.В.* Узагальнений метод розрахунку металевих конструкцій з регулюванням зусиль // Вісник НУ "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. 2002. – № 462. – С. 25-34.
- [5] *Гоголь М.В.* Проблема економічності несучих металоконструкцій перекриття та покриття // Вісник НУ "Львівська політехніка". Теорія і практика будівництва. 2004. – № 520.– С. 42–45.
- [6] Проектування раціональних комбінованих металевих конструкцій / Укл.: В.О. Пермяков, М.В. Гоголь, І.Д. Пелешко, М.Р. Більський, Б.С. Чайка // За ред. проф. В.О. Пермякова. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", – 2005.– 180 с.
- [7] Рекомендації з проектування раціональних металевих несучих конструкцій перекриття та покриття для наукових працівників, аспірантів, студентів будівельних спеціальностей, інженерно-технічних працівників проектних і науково-дослідних організацій та підприємств будівельного профілю / Укл.: В.О. Пермяков, М.В. Гоголь. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", – 2006. – 24 с.
- [8] *Налена А.И.* Стальная стропильная ферма с перфорированным верхним поясом переменной жесткости: Дис... канд. техн. наук: 05.23.01. – К., 1989, – 193 с.

Надійшла до редколегії 09.03.2008 р.

УДК 624.97

Исследование характеристик сечений и оттяжек мачт сотовой связи

Губанов В.В., к.т.н., **Межинская И.В.,** аспирант

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

Анотація. У статті розглядаються питання вибору характеристик перерізів стовбурів і відтяжок для щогл стільникового зв'язку. За допомогою розробленої методики розрахунку проведені чисельні експерименти щодо дослідження впливу геометричних параметрів стовбура і форми ґрат на витрату матеріалу і щодо дослідження впливу переміщень стовбура на вертикальні навантаження в споруді і на підбір перерізу канатів.

Аннотация. В статье рассматриваются вопросы выбора характеристик сечений стволов и оттяжек для мачт сотовой связи. С помощью разработанной методики расчета проведены численные эксперименты по исследованию влияния геометрических параметров ствола и формы решетки на расход материала и по исследованию влияния перемещений ствола на вертикальные нагрузки в сооружении и на подбор сечения канатов.

Abstract. In the article the problems are under consideration concerning selection of tubes' and guys' sections for communication system masts. With the aid of elaborated calculation methods the numerical experiments were conducted related with investigation of influence of geometrical parameters of the tube and lattice shape on material consumption, as well as research concerning influence of tube displacements acting on the structure's vertical loads and on selection of rope sections also.

Ключевые слова: металлические мачты, методика расчета, ствол, оттяжки.

Введение. В настоящее время возрастает потребность в строительстве легких и надежных опор, которые поддерживали бы оборудование, передающее и принимающее сигналы. Для этой цели широко применяются металлические мачты на оттяжках. В условиях города мачты располагают на крышах зданий. Это позволяет уменьшить высоту самих сооружений и сэкономить городскую территорию. При этом высота мачт обычно не превышает 30 м. Однако на данный момент отсутствуют нормативные документы по расчету таких конструкций и рекомендации по их рациональному проектированию. В технической литературе исследованы вопросы расчета и конструирования высоких мачт – от 45 до 400 м [1–4]. Мачты мобильной связи имеют свои отличительные особенности, которые влияют на эффективность конструктивных решений.

Цель работы. Исследование характеристик сечений и оттяжек мачт сотовой связи.

Методика расчета. Методика расчета мачт реализована в среде программы MathCAD. Расчет мачты ведется в плоскости действия моментов как сжато-изогнутого стержня, поддерживаемого нелинейно-упругими опорами, на восприятие продольных и поперечных нагрузок. Критериями являются перемещение узла крепления верхнего яруса оттяжек к стволу и прочность оттяжек.

Исходные данные для расчета: геометрические параметры сооружения, ветровая и гололедная нагрузки, диаметры канатов.

В основе методики лежит принцип ограничения перемещения узла крепления верхнего яруса оттяжек. Для сооружений связей, поддерживающих антенны, критическим фактором являются деформации ствола. Превышение допустимых значений ведет к непригодности по условиям нормальной эксплуатации. Расчет мачт ведется по II группе предельных состояний.

Используется принцип оптимизации эпюры моментов, предложенный Соколовым А.Г. [1]. В соответствии с ним опорные моменты в стволе приблизительно равны пролетным. Данный принцип хорошо применим к высоким мачтам, у которых консольный участок имеет незначительную длину по отношению к размерам всего сооружения и не оказывает влияния на равномерность эпюры моментов. Момент на верхней опоре зависит только от длины верхнего участка и приложенной к нему ветровой нагрузки. К примеру, у мачты высотой 30 м с двумя уровнями оттяжек, где на консоли размещены антенны, максимальный момент по высоте ствола возникает на верхней опоре.

Применяются уравнения неразрывности упругой линии, равновесия узла и гибкой нити. Решается система трех уравнений, включая кубические. Искомые величины: предварительное напряжение, максимальное и минимальное напряжения в оттяжках при среднегодовой температуре и воздействии ветра.

Затем рассчитываются напряжения и перемещения при температурах теплого и холодного времен года, воздействиях ветра и гололеда. Определяются монтажные напряжения при отсутствии ветра и перепадах температур. Выполняется проверка прочности и устойчивости элементов ствола.

Результаты экспериментальных исследований. Важный вопрос при проектировании мачты – это назначение характеристик сечения ствола. Неизвестным является оптимальное расстояние между поясами ствола.

Для четырехгранной мачты высотой 24 м с двумя уровнями оттяжек, сходящимися у одного анкера, выполнены расчеты по определению

оптимального расстояния между поясами ствола. Мачта расположена в г. Донецке на отметке + 47,000 м.

На сооружении размещено оборудование: на отметке + 71,000 – 8 антенн GSM и 4 антенны РРЛ диаметрами 0,6 м; на отметке + 61,000 – 4 антенны РРЛ диаметрами 0,6 м; на отметке + 69,200 – Flexi BTS (133x447x560 мм); фидера по всей высоте (ширина кабеля 250 мм).

Расстояние между поясами равно длине панели ствола. Рассматривались стволы с расстоянием между поясами, изменяемым от 300 до 1500 мм. Расчеты выполнялись для двух вариантов решетки: треугольной и треугольной с распоркой. Схема мачты изображена на рис. 1.

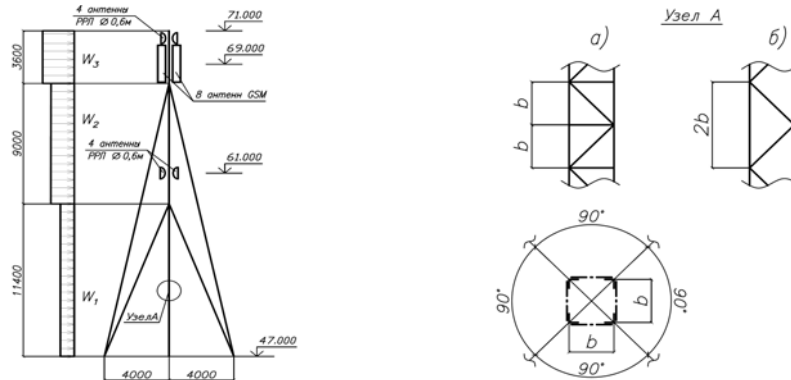


Рис. 1. Схема мачты высотой 24 м:
а – треугольная схема решетки с распоркой; б – треугольная схема решетки

При определении диаметра каната принималось, что усилие натяжения не должно превышать половины разрывного усилия [2]. Минимальные размеры поперечных сечений элементов ствола принимались в соответствии с требованиями о размещении болтов [п. 12.19*, 6] (минимальное расстояние от центра болта до края элемента 1,2d). Массы металлических конструкций мачт приведены в табл. 1.

Таким образом, минимальный расход металла как ствола, так и оттяжек наблюдается при наименьшем расстоянии между поясами ствола. Это связано с уменьшением наветренной поверхности элементов и, как следствие, снижением ветровой нагрузки на сооружение.

Выполнены расчеты массы металлических конструкций ствола и оттяжек для данной схемы мачты с устройством треугольной решетки. Расстояние между поясами принималось 300, 600 и 900 мм. Массы конструкций приведены в табл. 2.

Таблица 1

**Массы металлических конструкций для мачт с треугольной схемой
решетки с распоркой**

Расстояние между поясами ствола b , мм	Вес конструкции ствола, т	Вес оттяжек, т	Общий вес, т
300	0,469	0,047	0,516
600	0,706	0,061	0,767
900	1,043	0,066	1,109
1200	1,753	0,066	1,819
1500	2,120	0,087	2,207

Таблица 2

**Массы металлических конструкций для мачт
с треугольной схемой решетки**

Расстояние между поясами ствола b , мм	Вес конструкции ствола, т	Вес оттяжек, т	Общий вес, т
300	0,536	0,047	0,583
600	1,101	0,061	1,162
900	1,239	0,061	1,3

Сравнивая результаты, можно увидеть, что для данной мачты расход материала меньше при треугольной решетке с распоркой. При этом свободная длина поясов сокращается вдвое и уменьшается требуемая площадь поперечного сечения.

На примере данной мачты высотой 24 м с принятыми расстоянием между поясами 300 мм и треугольной схемой решетки с распоркой исследовались параметры оттяжек. Получена зависимость продольной нагрузки в стволе мачты N (от предварительного напряжения оттяжек одного яруса) при изменении отклонения узла крепления верхнего уровня оттяжек (см. рис. 2). Продольные нагрузки мачты нелинейно зависят от перемещений точек ствола.

Для исследования влияния перемещений точек ствола на подбор сечений канатов получены зависимости отношения $P/P_{разр}$ от величины отклонения узла верхнего яруса оттяжек для расчетной температуры холодного периода года и для гололеда (рис. 3, 4), где P – максимальное усилие в оттяжке от действия нагрузки, $P_{разр}$ – разрывное усилие в канате.

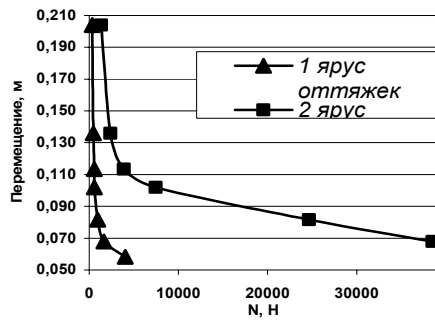


Рис. 2. Зависимость продольной нагрузки N (от предварительного напряжения оттяжек яруса) от величины отклонения узла крепления верхнего уровня оттяжек

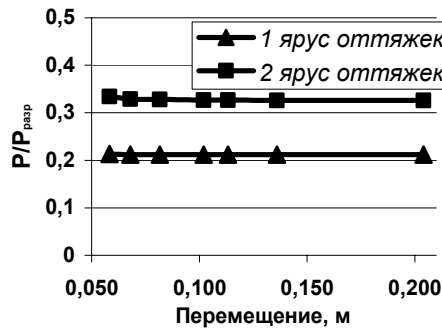


Рис. 3. Зависимость отношения $P/P_{разр}$ от величины отклонения узла крепления верхнего уровня оттяжек при расчетной температуре холодного периода года

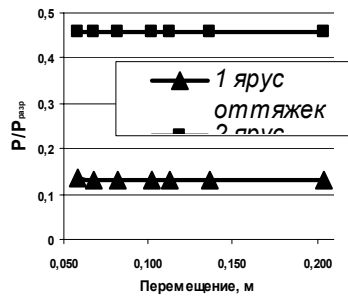


Рис. 4. Зависимость отношения $P/P_{разр}$ от величины отклонения узла крепления верхнего уровня оттяжек при гололеде

Для первого яруса оттяжек мачты при действии отрицательной температуры возникают большие усилия в канатах, чем в условиях гололеда. Для второго яруса оттяжек большие усилия в канатах возникают при гололедной нагрузке.

Выводы

1. Для мачт сотовой связи расстояние между поясами ствола следует принимать минимальным, оставляя возможность размещения фидеров внутри ствола.
2. Для мачт сотовой связи рациональной является треугольная схема решетки ствола с распоркой.
3. Полученные данные необходимо подтвердить для мачт высотой до 30 м.
4. Вертикальные нагрузки мачты нелинейно зависят от перемещений точек ствола.
5. Для первого уровня оттяжек мачты критической нагрузкой для подбора сечений оттяжек является расчетная температура холодного периода года, а для второго яруса – гололед.
6. Уменьшение перемещения ствола практически не влияет на подбор сечения канатов оттяжек, но оказывает влияние на подбор поперечных сечений элементов ствола.

Литература

- [1] *Соколов А.Г.* Опоры линий передач (расчет и конструирование). М., Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1961. – 171 с.
- [2] *Металлические конструкции.* Под ред. Кудишина Ю.И., М., Академа, 2006. – С. 600–624.
- [3] *Справочник проектировщика. Металлические конструкции.* Под ред. Мельникова. Н.П. 2-е изд., перераб. и доп. М, Стройиздат, 1980. – 776 с.
- [4] *Smith B.W.* Communication structures. Thomas Telford, 2007, – 352 p.
- [5] *Тимошенко С.П.* Устойчивость упругих систем. М, ИГИЗ-ГОСТЕХИЗДАТ, 1946. – 532с.
- [6] СНИП II-23-81* Стальные конструкции.

Надійшла до редколегії 19.07.2008 р.

УДК 624.072.002

Врахування пластичних деформацій для вант із прокатних профілів

Пічугін С.Ф., д.т.н., Бібік М.В., к.т.н.

Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка,
Україна

Анотація. Наведено результати проведених експериментальних досліджень пластичної роботи вант із прокатних профілів (згинально-жорстких ниток). Описані чисельні дослідження жорстких ниток у пружнопластичній стадії при значному розвитку пластичних деформацій.

Аннотация. Приведены результаты проведенных экспериментальных исследований пластичной работы вантов из прокатных профилей (изгибно-жестких нитей). Описаны численные исследования жестких нитей в упругопластичной стадии при значительном развитии пластических деформаций.

Abstract. In the first part of the article the results of the executed experimental researches of plastic behavior of guys made of rolled sections (bent and rigid tendons) are presented. The second part of the article is devoted to the numerical research of rigid tendons, at the elastically-plastic stage under considerable development of plastic deformations.

Ключові слова: згинально-жорсткі нитки, пластичні деформації, геометрична і конструктивна нелінійність, напружено-деформований стан.

Однією з актуальних проблем будівництва є питання вивчення роботи сталевих конструкцій, матеріал яких знаходиться в області пластичних деформацій. Перерозподіл зусиль внаслідок розвитку пластичних деформацій суттєво підвищує несучу здатність та сприяє більш ефективній роботі конструкції.

Останнім дослідженням пружнопластичної роботи згинально-жорстких ниток (з.ж.н.) присвячені роботи М.Л. Чернова, В.С. Шебаніна [1], Н.О. Чабан, О.В. Шимановського [2]. У цих працях досить широко висвітлені питання щодо роботи геометрично та фізично-нелінійних елементів, але певна кількість важливих задач ще вимагає вирішення. Так, розроблені методики розрахунку з.ж.н. у більшості випадків використовують ідеалізовані діаграми роботи матеріалу, недостатньо вивчено роботу елементів при значному розвитку пластичних деформацій, проблему розвантаження, а також питання конструктивної нелінійності з.ж.н. Тому розробка методики розрахунку, що більш точно описує дійсну роботу з.ж.н. у пружнопластичній стадії, є актуальною задачею.

Експериментальні дослідження. Метою експериментальних досліджень є перевірка характеру напружено-деформованого стану (НДС) вант із прокатних профілів при значному розвитку пластичних деформацій, який було отримано за допомогою розробленої інженерної методики розрахунку [3, 4]. Предметом досліджень є робота з.ж.н. у пластичній, процес переходу від пружної стадії до пластичної, а також поведінка елемента при розвантаженні та величина залишкових зусиль. Одним із завдань експерименту є аналіз впливу на НДС зміни прогону та повороту опорних перерізів з.ж.н.

У якості з.ж.н. розглядалася однопрогонова жорстко затиснута балка швелерного перерізу, завантажена зосередженою силою посередині прогону. Площина дії навантаження збігалася з площиною мінімальної жорсткості швелера. Для випробування були виготовлені стержні з прокатних швелерів № 6, 5 та 8 довжиною 4 м. Механічні характеристики сталі визначалися для кожного швелера шляхом випробування на розтяг коротких пропорційних зразків. У розрахунках отримані діаграми, представлені вузловими точками відповідними парами значень ε і σ (рис. 3–5).

Для випробування експериментальних зразків була розроблена спеціальна дослідна установка, яка дозволяла сприймати значне горизонтальне зусилля (розпір від з.ж.н.). Опорною частиною установки є залізобетонна база 1, на якій змонтовані металеві опорні обойми 2. Експериментальний зразок 3 приварювався до верхніх горизонтальних плит опорних обойм. Загальний вид установки наведено на рис. 1 та 2.

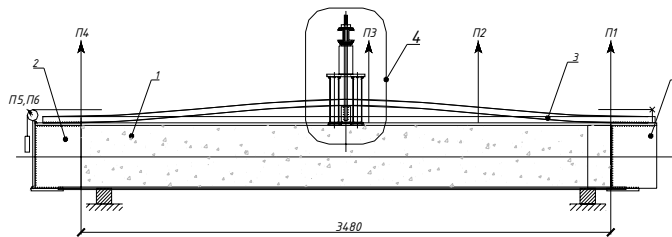


Рис. 1. Принципова схема установки для випробувань

Під час випробувань фіксувалися величина зосередженої сили, прогини в площині згину, зміна довжини елемента, кути повороту опорних перерізів, відносні фіброві деформації перерізів елемента. Фіброві деформації окремих волокон елемента вимірювалися за допомогою петлевих тензодатчиків типу 2ПКБ з базою 20 мм та автоматичного вимірювача деформацій АИД-4.

Навантаження прикладалося в три етапи з повним розвантаженням елемента. Після кожного етапу дослідний зразок отримував залишкові пластичні деформації, величина яких фіксувалася. Навантаження прикладалося ступенями 2 кН.



Рис. 2. Загальний вигляд установки зі зразком у процесі випробування

Результати експериментальних досліджень представлені на рис. 3–5. На рис. 3 показано графіки прогинів серединних перерізів. Значення внутрішніх зусиль у пластичній стадії роботи визначалися через відносні деформації за спеціально розробленою комп'ютерною програмою. Отримані значення поздовжніх сил для кожного етапу завантаження представлені на рис. 4 (цифри в дужках біля зусиль N означають відносну координату перерізів по довжині елемента).

Теоретичні криві (пунктирні лінії) отримані в результаті чисельного розрахунку без врахування (крива 1) та з врахуванням зміни прогону (крива 2) і повороту опорних перерізів (крива 3). Для цього в розрахунках на кожному ступені завантаження за отриманими експериментальними даними уточнювалась довжина елемента та величина повороту опорних перерізів. Експериментальні графіки зближення опор та вигину опорних плит наведені на рис. 5.

Аналіз отриманих результатів. Графіки прогинів та зусиль мають нелінійний характер, що свідчить про пластичну роботу елемента, показують етапи завантаження-розвантаження та залишкові значення величин НДС після кожного етапу. За даного співвідношення геометричних параметрів зміна (зменшення) прогону елемента внаслідок податливості (зміщення) опор суттєво впливає на внутрішні зусилля та прогини. При зменшенні прогону лише на 1/500 довжини елемента прогини збільшуються на 20 %, а значення розпору зменшуються на 25 %. Поворот опорного перерізу на 1⁰ призводить до збільшення прогинів на 3 % та до зниження розпору на 2 %.

Експериментальні дані підтверджують дані теоретичних розрахунків.

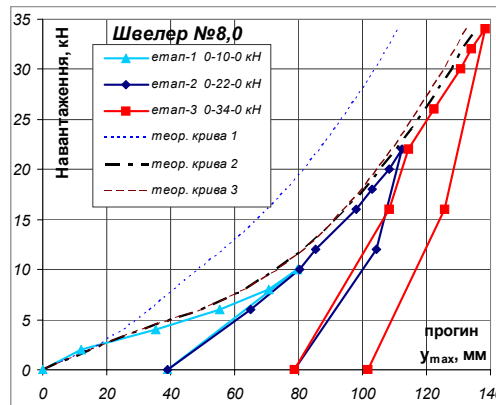


Рис. 3. Прогини швелера № 8,0

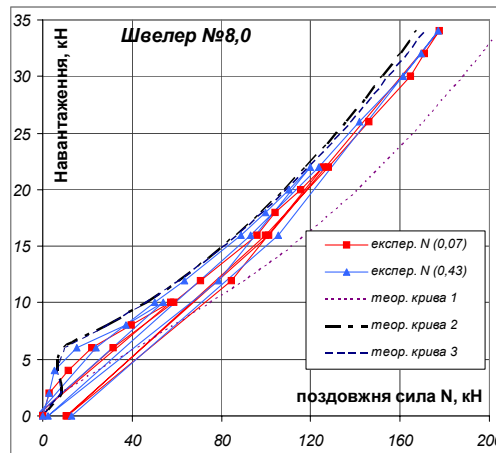


Рис. 4. Поздовжні сили для швелера № 8,0

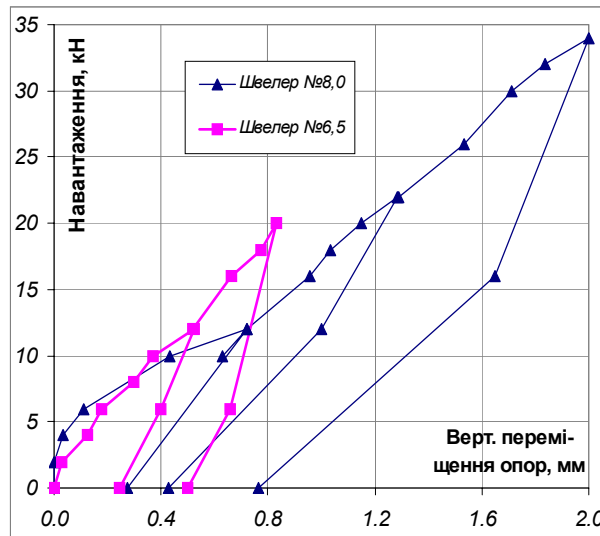


Рис. 5. Графіки зближення опор та вигину опорних плит

Чисельні дослідження проводилися щодо НДС згинально-жорсткої нитки при значному розвитку пластичних деформацій ($\epsilon_{max} > 30 \epsilon_{el}$), процесу переходу в стадію зміцнення матеріалу ниток із різними типами закріплення (шарнірним та жорстким), можливість виникнення текучості від дії поздовжньої сили та впливу цього явища на роботу елемента.

Дослідження проводилися за спеціально розробленою методикою чисельного розрахунку згинально-жорстких ниток [3, 4], яка дозволяє враховувати фізичну, геометричну та конструктивну нелінійність елементів.

Досліджувалися ванті із прокатних профілів з опорами, розташованими на одному рівні, які утворюються зі звичайних вільно обпертих балок шляхом закріплення їх шарнірно чи жорстко на опорах. У ході досліджень вважалося, що значення початкових прогинів та кутів виходу ниток на опорах дорівнюють прогинам та кутам повороту звичайних балок від власної ваги. Досліджувалась дія рівномірно розподіленого по всьому прогону навантаження. Розглядалися 2 типи поперечних перерізів з.ж.н. – двотавровий переріз № 10 та швелерний переріз № 12, зорієнтований в площині найменшої жорсткості. Площа поперечного перерізу приймалася постійною. Для кожного перерізу розглядалися 3 прогони – (1; 1,5; 2) L . В якості базового прогону для першого перерізу було прийнято прогін $L_1 = 12$ м, а для другого – $L_2 = 6$ м. Елементи, що мали один прогін, відрізнялися лише згинальною жорсткістю, початковим прогином та кутом виходу при жорсткому закріпленні, а елементи, що мали однаковий

переріз, – початковим прогином та кутом виходу. В якості матеріалу для всіх елементів обрано маловуглецеву сталь Ст3, а в якості критерію обмеження пластичних деформацій для визначення граничної несучої здатності – досягнення в крайньому волокні найбільш напруженого перерізу величини "граничних" відносних деформацій

$$\varepsilon_{lim} = 40 \cdot 10^{-3} \approx 0,25 \varepsilon_u \approx 35 \varepsilon_{el} \approx 1,35 \varepsilon_y'',$$

де ε_{el} – пружна деформація; ε_y'' – деформація кінця площадки текучості; ε_u – деформація межі міцності.

Для порівняння отриманих результатів прийняті наступні відносні одиниці:

$$\eta = p / p_{lim}; \quad \xi = x / L; \quad \bar{\varepsilon} = \varepsilon / \varepsilon_{el},$$

де p – величина додаткового навантаження, кН/м; p_{lim} – додаткове навантаження, що викликає "граничну" деформацію ε_{lim} , кН/м; ξ – відносна координата.

Результати розрахунків елемента із швелера № 12 ($L = 9$ м) для різних типів закріплення наведені на рис. 6–7. Епюри поздовжніх сил та відносних деформацій побудовані на половині прогону у координатах $\xi \in [0, 0; 0, 5]$ для навантажень $\eta = 0, 0; 0, 25; 0, 50; 0, 75$ та $1, 0$. Також наведені графіки розподілення напружень по висоті та довжині елемента.

Аналіз одержаних результатів. Для шарнірних з.ж.н. процес переходу в стадію зміцнення відбувається з виникненням поблизу опор елемента фронту пластичної течії (текучості від дії поздовжньої сили) із наступним його просуванням всередину прогону при збільшенні додаткового навантаження. Це явище добре видно на графіках $\varepsilon_N - \xi$ та $\sigma = f(\ell, h)$.

У перерізі, де відбувається текучість від дії поздовжньої сили, тобто де $N = \sigma_y \cdot A$, значення моменту падає до нуля, а на епюрі $\varepsilon_N - \xi$ відбувається збільшення деформацій на величину $(\Delta\varepsilon_y - kh)$, де $\Delta\varepsilon_y = \varepsilon_y' - \varepsilon_y''$ – довжина площадки текучості; k, h – кривина та висота перерізу.

Порівнюючи між собою графіки $\sigma = f(\ell, h)$ для обох варіантів закріплення опор, слід відзначити, що елемент із шарнірними опорами більш раціонально сприймає навантаження внаслідок ефективного перерозподілу напружень по своїй довжині та висоті. При навантаженнях $\eta > 0, 5$ пластичні деформації охоплюють майже весь об'єм з.ж.н. із шарнірними опорами, тоді як з.ж.н. із жорсткими опорами має лише незначні локальні,

розташовані поблизу опор та всередині прогону, пластичні зони, коли більша частина елемента має напруження, значно менші за $\sigma_y = 240 \text{ МПа}$. Те саме відбувається і при "граничному" навантаженні $\eta = 1,0$.

Порівнюючи між собою абсолютні значення "граничних" навантажень для шарнірно та жорстко закріплених з.ж.н., слід зазначити, що при шарнірному закріпленні вони в 3–4 рази більші. Це свідчить про те, що шарнірне закріплення кінців з.ж.н. (жорсткої нитки) дозволяє використати його матеріал більш раціонально. Текучість від дії поздовжньої сили суттєво знижує вплив згинального моменту на величину сумарних напружень, робить жорстку нитку майже гнучкою та суттєво збільшує інтенсивність росту прогинів елемента. Цей стан можна рекомендувати як критерій для обмеження розвитку пластичних деформацій в розрахунках конструкцій, для яких суттєвим є обмеження прогинів.

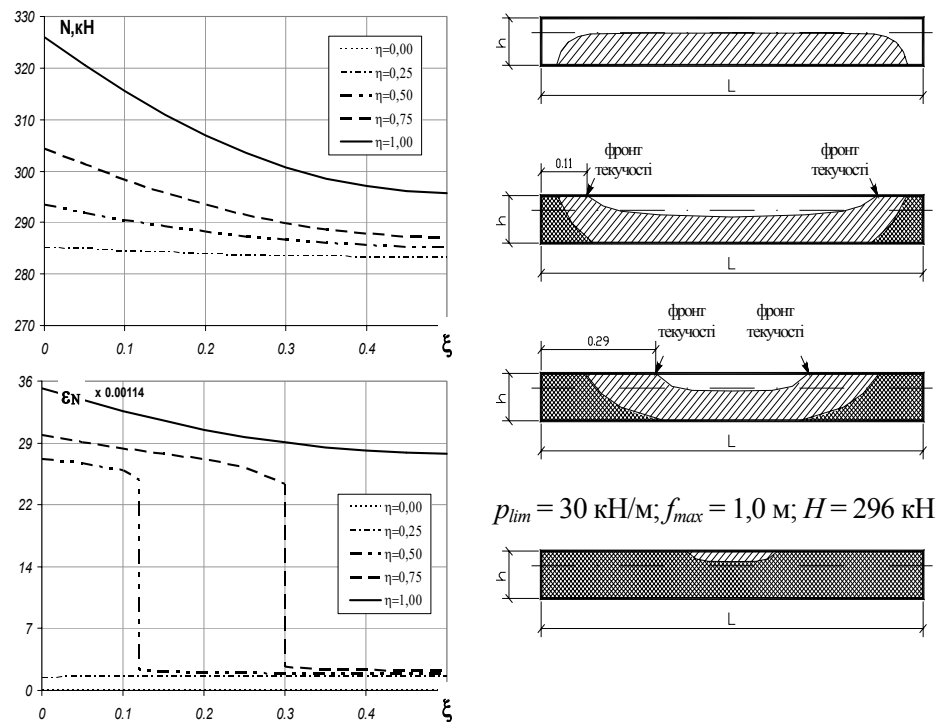


Рис. 6. Епюри поздовжніх сил, відносних деформацій та зони пластичності по довжині для з.ж.н. перерізом $\square 12$ прогоном 9 м при шарнірному закріпленні опор

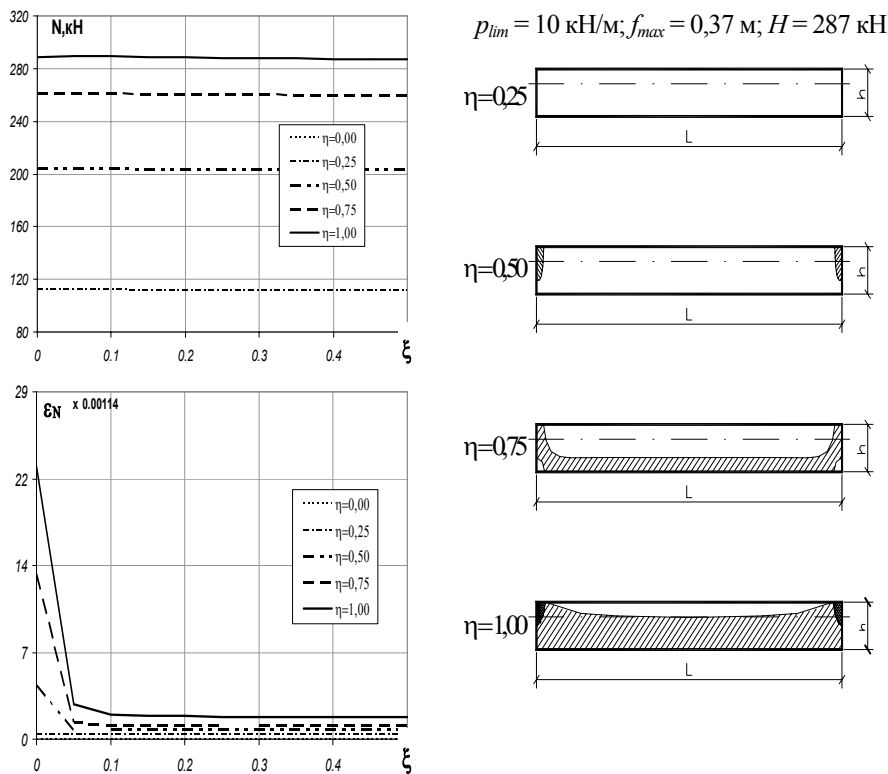


Рис. 7. Епюри поздовжніх сил, відносних деформацій та зони пластичності по довжині для з.ж.н. перерізом $\square 12$ прогоном 9 м при жорсткому закріпленні опор

Висновки

1. Експериментально досліджено роботу з.ж.н. у пружнопластичній стадії, отримано експериментальні дані щодо напружено-деформованого стану елемента з урахуванням зближення та повороту його опорних перерізів. Зменшення прогону внаслідок зміщення опор елемента суттєво впливає на внутрішні зусилля та прогини.
2. Співставлення експериментальних даних із даними теоретичних розрахунків дає підстави стверджувати, що розроблена методика чисельного дослідження достатньо добре описує дійсну роботу згинально-жорсткої нитки в пружнопластичній стадії.

3. Чисельно досліджено міцність та деформативність з.ж.н. із низько-вуглецевої сталі Ст3 у пружнопластичній стадії ($\varepsilon_{max} < 10 \varepsilon_{el}$) та при значному розвитку пластичних деформацій ($\varepsilon_{max} > 30 \varepsilon_{el}$).

4. Перехід із пружнопластичної стадії до стадії зміцнення для шарнірно та жорстко закріплених з.ж.н. відбувається по-різному. Для шарнірно закріплених ниток процес переходу в стадію зміцнення відбувається з виникненням поблизу опор елемента фронту пластичної течії (текучості від дії поздовжньої сили). Це явище суттєво знижує вплив згинального моменту на величину сумарних напружень, робить жорстку нитку майже гнучкою та вдвічі збільшує інтенсивність росту прогинів елемента. Появу текучості від дії поздовжньої сили рекомендується вважати критерієм для обмеження розвитку пластичних деформацій.

5. Вузли кріплення з.ж.н., що працюють у пластичній стадії, а матеріал яких має видовжену площадку текучості на діаграмі роботи, рекомендується виконувати шарнірними. Встановлено, що при розвитку пластичних деформацій ($\varepsilon_{max} > 15 \varepsilon_{el}$) в елементі з шарнірними опорами об'єм матеріалу використовується раціональніше, а пластичні деформації за його висотою та довжиною розповсюджуються більш рівномірно, ніж в елементі з жорсткими опорами, де пластичні деформації (деформації зміцнення) охоплюють лише припорні ділянки, тобто шарнірне закріплення робить жорстку нитку більш рівномірною в пластичній стадії.

Література

- [1] *Шебанін В.С., Хілько І.І.* Теоретико-експериментальне дослідження величини прогинів бісталевих стержнів при складному опорі за межею пружності. // Вісник ДонДАБА. Сер. "Будівельні конструкції, будівлі та споруди". Т. 2. – 2003. – С. 175–179.
- [2] *Шимановський О.В., Чабан Н.О.* Пружнопластичний розрахунок несучих елементів висячих систем підвищеної жорсткості при довільних навантаженнях. // Будівництво України. – 2003. – № 5. – С. 16–17.
- [3] *Пічугін С.Ф., Бібік М.В.* Чисельний розрахунок розтягнуто-зігнутих сталевих елементів у пружнопластичній стадії. // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: Зб. наук. праць. – Одеса. – 2003. – С. 196–200.
- [4] *Пічугін С.Ф., Бібік М.В.* Розрахунок сталевих елементів покриття із залишковими прогинами. // Будівництво та техногенна безпека. Зб. наук. праць. – Вип. № 6. – Сімферополь. – 2002. – С. 188–190.

Надійшла до редколегії 24.07.2008 р.

УДК 624.015

Исследование напряженно-деформированного состояния нитей конечной жесткости за пределом упругости

Шалинский В.В., аспирант

ОАО "УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского",
Украина

Анотація. Розглянуто задачу пружнопластичного деформування ниток скінченної жорсткості. Враховані геометрична і фізична нелінійності роботи нитки. Використана пружно-пластична модель матеріалу. Запропоновано метод розрахунку, що базується на принципі можливих переміщень. Наведено приклад чисельного розв'язання задачі при різних навантаженнях. Представлені результати чисельних розрахунків.

Аннотация. Рассмотрена задача упругопластического деформирования нитей конечной жесткости. Учтена геометрическая и физическая нелинейности работы нити. Использована упругопластическая модель материала. Предложен метод расчета, который базируется на принципе возможных перемещений. Рассмотрен пример численного решения задачи при разных нагрузках. Представлены результаты численных расчетов.

Abstract. The task of elastically-plastic deformation of finite rigidity tendons is considered. Geometrical and physical nonlinear behavior of tendon is taken into account. Elastically-plastic model of material is used. The method of calculation is offered, based on possible displacements principle. The example is illustrated concerning numerical solution of task under different loads action. The results of numerical calculations are given.

Ключевые слова: упругость, нити, методы решения, деформирование.

Рассматривается задача о деформировании упругопластических нитей конечной жесткости и методы ее решения. Исследование работы указанных систем путем анализа дифференциальных уравнений равновесия приведено в [4]. В работах [2, 3] решение получено с помощью энергетического метода, использующего обобщенную теорему Кастильяно. Возможность применения уравнения неразрывности деформаций, связывающего длины нити до и после приложения нагрузки, для определения параметров напряженно-деформированного состояния рассмотрена в монографиях [1, 5]. Вследствие значительной геометрической и физической нелинейности задачи во всех отмеченных подходах разрешающие уравнения имеют довольно громоздкий вид, а их решение представляет собой трудоемкий процесс.

В настоящей работе предлагается метод решения указанной задачи, основанный на использовании принципа возможных перемещений [6–9]. В связи со значительной нелинейностью рассматриваемых систем

принцип Лагранжа применяется в своем строгом виде, однако решение представляется в замкнутой форме. При этом расчетные зависимости имеют компактный вид и весьма удобны для практического применения. Представлено решение задачи для конкретно взятого примера при различных загрузках. Построены графики зависимости нагрузки, распора и прогибов от параметра, характеризующего достижение материалом нити предельного состояния по ее длине.

Рассмотрим задачу деформирования нити конечной жесткости за пределом упругости с идеальным поперечным сечением. Материал нити при этом будем считать идеальным упругопластическим, так как такая аппроксимация удовлетворительно отражает работу многих реальных материалов. При работе нити конечной жесткости с поперечным сечением идеального профиля за пределом упругости по ее длине развиваются только два типа участков: упругие и пластические. Это обусловлено тем, что появление в сечениях нити идеального профиля первых пластических деформаций означает реализацию в нем предельного состояния [1]. Последнее несколько облегчает решение задачи, так как позволяет избежать рассмотрения упругопластических участков нити, не внося при этом принципиальных изменений в расчетные зависимости [8].

В основу расчета положим принцип Лагранжа, согласно которому сумма работ всех внешних и внутренних сил на бесконечно малых возможных перемещениях системы из положения равновесия равна нулю. Исходя из этого, для определения распора H можно использовать следующее обыкновенное дифференциальное уравнение первого порядка:

$$\frac{dF}{dH} - \frac{F}{H} - \frac{EF^2}{\Delta H^2} \left(I_1 + \frac{1}{H^2} I_2 - I_3 \right) - \frac{F^2}{H^2} \left(1 - \frac{1}{2\Delta} \right) \left(\frac{qEI H_{np}}{HFM_{np}} - \frac{M_{np}^2}{H_{np}^2} (H - H_{np}) - 2 \frac{H}{F} \right) = 0, \quad (1)$$

$$\text{где } I_1 = q \int_0^{\Delta} \frac{M_z^6 m^2}{(Hm + EIM_z^6)^2} dx; \quad I_2 = \frac{q}{2} \int_{\Delta}^{1-\Delta} (M_z^6 - M_{np}) dx; \quad I_3 = EI \int_0^{\Delta} \frac{(M_z^6)^4 m}{(Hm + EIM_z^6)^3} dx,$$

где $m = y^6 EI$; F – площадь поперечного сечения нити; H – распор; E – модуль упругости; I – момент инерции поперечного сечения нити; Δ – координата между упругим и пластическим участками нити; q – интенсивность равномерно распределенной нагрузки; M_z^6 – балочный изгибающий момент; M_{np} – предельный изгибающий момент; H_{np} – предельный распор; y^6 – балочный прогиб.

Данное уравнение содержит неизвестную величину Δ – координату границы между упругим и пластическим участками нити. Ее можно определить, прибегнув к совместному решению уравнения (1) с

нелинейным алгебраическим уравнением, характеризующим кривизну нити в упругопластической стадии деформирования при действии равномерно распределенной нагрузки.

$$\frac{6\mu EI(1\Delta - \Delta^2)^2}{\Gamma^3 H(\Gamma^3 \Delta - 2\Delta^3 + \Delta^4) + 12EI\Gamma^2(1\Delta - \Delta^2)} + \frac{H}{H_{np}} - 1 = 0. \quad (2)$$

Рассмотрим упругопластическую нить конечной жесткости пролетом $l = 150$ м с идеальным поперечным сечением площадью $F = 1,2 \cdot 10^{-2}$ м² и материалом с модулем упругости $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа и пределом текучести $\sigma_m = 345$ МПа. Нить шарнирно подвешена к двум, расположенным на одном уровне, опорам и нагружена начальной равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью $q_l = 0,942$ кН/м. Стрела провисания нити при начальной нагрузке составляет $y_0 = 6$ м. Нить нагружена двумя видами дополнительных нагрузок: равномерно распределенной по всей длине (рис. 1,а) и сосредоточенной в середине пролета (рис. 1,б) с равными друг другу величинами.

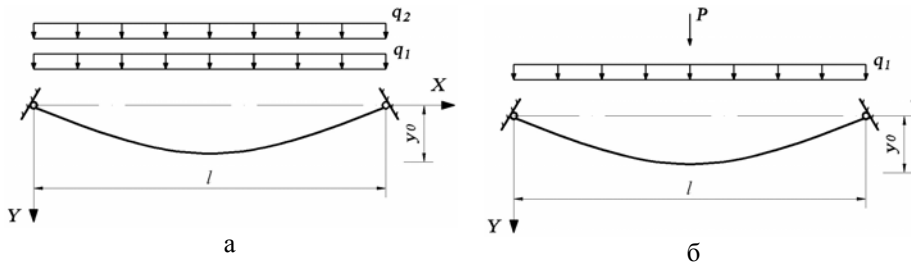


Рис. 1

Исследуем поведение нити в той фазе изгиба, когда в ней развивается область конечной протяженности, охваченная пластическими деформациями. Для определения распора H в нити конечной жесткости используем уравнения (1) и (2), для решения которых наиболее рациональным является итерационный метод, позволяющий с достаточно большой точностью определить неизвестные величины H и Δ . При этом заметим, что в случае равномерно распределенной нагрузки достаточным является выполнение 4–7 итераций, а при сосредоточенной нагрузке – 3–5 итераций.

На рис. 2 построена зависимость между распором H и координатой границы между упругими и пластическим участками нити Δ . При этом сплошная линия соответствует распределенной нагрузке, а пунктирная – сосредоточенной. Из приведенных кривых видно, что в случае нагружения

нити распределенной нагрузкой пластичность появляется при большей величине распора, чем при загрузке сосредоточенной нагрузкой: при $H = 1,88$ МН для распределенной и $H = 1,67$ МН для сосредоточенной нагрузки. Отметим также, что зависимости $H=f(\Delta)$ близки к параболическому виду, независимо от вида действующей нагрузки. С увеличением пластического участка, а соответственно и параметра Δ , кривые сближаются все больше, пока не пересекутся в точке с координатами $\Delta = 75$ м и $H = H_{пр} = 4,14$ МН. Тогда нить конечной жесткости становится полностью пластичной и начинает работать подобно гибкой нити, значение распора в которой неизменно и равно предельному. Заметим также, что при других видах загрузок кривые зависимости $H = f(\Delta)$ будут иметь аналогичный вид и проходить между представленными на рис. 2 графиками.

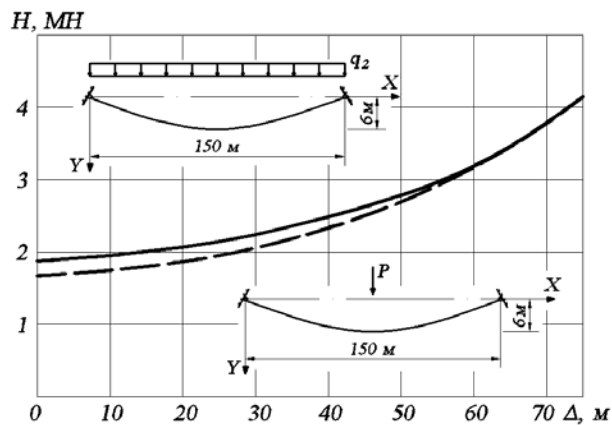


Рис. 2

На рис. 3 изображена зависимость дополнительной распределенной q_2 и сосредоточенной P нагрузок от координаты границы между упругими и пластическим участками нити Δ . Здесь также сплошная линия соответствует распределенной нагрузке, а пунктирная – сосредоточенной. В случае распределенной нагрузки пластичность возникает при $q_2 = 3,36$ кН/м. С увеличением параметра Δ интенсивность нагрузки q_2 увеличивается по зависимости, вид которой близок к параболическому. При $\Delta = 75$ м нагрузка достигает значения $q_2 = 8,17$ кН/м и нить становится полностью пластичной. В случае загрузки нити сосредоточенной нагрузкой P зависимость также близка к параболической, но кривая при этом имеет более пологий вид. При этом нить работает в упругой стадии до тех пор, пока нагрузка не достигнет величины $P = 221,8$ кН. Полностью пластичной нить становится при значении сосредоточенной нагрузки $P = 617,0$ кН.

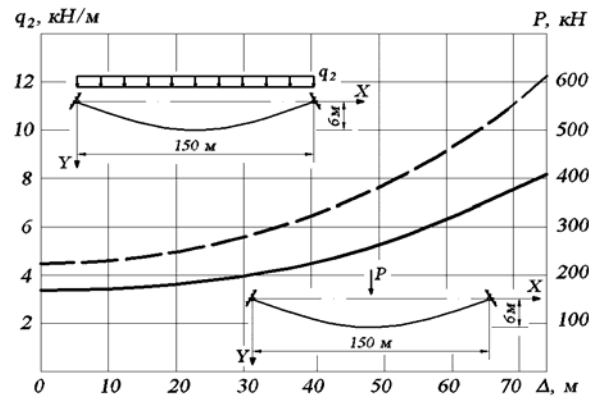


Рис. 3.

На рис. 4 показана зависимость прогибов в середине пролета нити конечной жесткости y для упругопластической стадии работы от параметра Δ при двух вариантах загрузки дополнительной нагрузкой: распределенной по всей длине нити q_2 (сплошная линия) и сосредоточенной в середине пролета P (пунктирная линия). В случае распределенной нагрузки, как видно из рис. 4, пока длина пластического участка не превысит треть длины нити, увеличение прогибов происходит довольно плавно, после чего – резко возрастает. Для сосредоточенной нагрузки характерно более равномерное увеличение прогибов с возрастанием параметра Δ . Следует отметить, что при равных значениях Δ величина прогибов больше в случае загрузки нити сосредоточенной нагрузкой. В частности, при $\Delta = 75$ м максимальный прогиб нити в упругопластической стадии работы составляет 0,192 м для сосредоточенной и только 0,178 м для распределенной нагрузки.

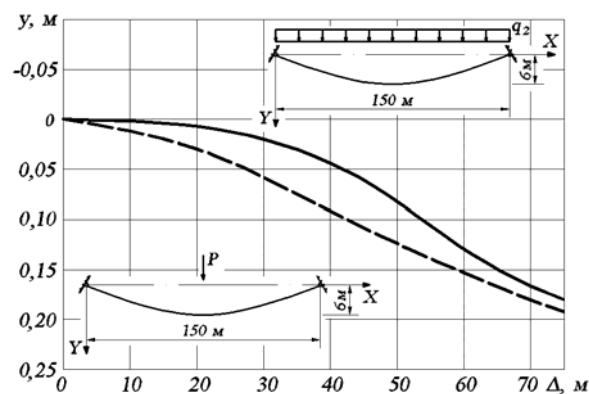


Рис. 4.

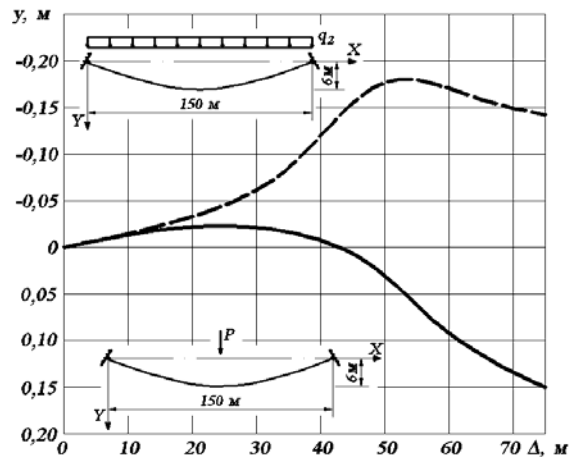


Рис. 5

На рис. 5 построена зависимость между прогибами в четверти пролета нити конечной жесткости y для упругопластической стадии работы от параметра Δ . Здесь также сплошная линия соответствует распределенной нагрузке, а пунктирная – сосредоточенной. Из рисунка видно, что прогибы нити определяются в основном кинематическими составляющими перемещений, связанными с изменением формы кривой провисания. В частности, с увеличением длины пластического участка под действием сосредоточенной нагрузки форма нити стремится к V -образному виду, а под действием распределенной – приближается к параболическому. Это объясняет то, что при непрерывном возрастании длины пластического участка и соответственно величины нагрузки прогибы нити вначале уменьшаются и нить поднимается, а только затем начинают увеличиваться, а нить – опускаться. Постоянное же увеличение прогибов начинается только после стабилизации формы нити под нагрузкой. При действии распределенной нагрузки максимальное значение прогиба достигает $y = 0,15$ м. В случае нагружения нити сосредоточенной нагрузкой даже при достижении нитью полной пластичности (при $\Delta = 75$ м) прогибы остаются отрицательными, а их значение равно $y = -0,14$ м.

Выводы

1. Дополнительная сосредоточенная нагрузка в середине пролета вызывает появление текучести при меньших значениях распора, что обусловлено большим значением возникающего изгибающего момента, чем в случае действия распределенной нагрузки. С увеличением нагрузки и ростом пластических деформаций распор стремится к своему предельному

значению, а нить конечной жесткости становится по характеру своей работы подобна гибкой нити.

2. Изменение формы кривой провисания влияет на деформативность нитей конечной жесткости. Если при действии дополнительной равномерно распределенной нагрузки это влияние не очень заметно, то в случае загрузки дополнительной сосредоточенной нагрузкой сечения нити на всем интервале изменения нагрузки могут иметь отрицательные прогибы, а нить подниматься по сравнению со своим исходным положением.

3. Пластические деформации, вызывая перераспределение и выравнивание напряжений в нити конечной жесткости, позволяют нити воспринять значительно большую нагрузку, чем в случае ее работы только в упругой стадии. Вследствие этого предельная нагрузка, приводящая нить в полностью пластичное состояние, более чем в 2,5 раза превышает нагрузку, соответствующую моменту появления первых пластических деформаций.

Литература

- [1] *Дикович И.Л.* Статика упругопластических балок судовых конструкций. – Л.: Издательство "Судостроение", 1967. – 263 с.
- [2] *Еришов Н.Ф.* Один из методов анализа упругопластического состояния пластинок // Прикл. механика. – 1965. – 1, № 8. – С. 47–56.
- [3] *Еришов Н.Ф., Свечников О.И.* Предельное состояние и надежность конструкций речных судов. – Л.: Судостроение, 1970. – 152 с.
- [4] *Лейтес С.Д.* Устойчивость сжатых стальных стержней. – М.: Гос. изд. литературы по строительству и архитектуре, 1954. – 308 с.
- [5] *Шимановский В.Н., Соколов А.А.* Расчет висячих конструкций за пределом упругости. – К.: Будівельник, 1975. – 104 с.
- [6] *Шимановский А.В.* Некоторые задачи статики нитей конечной жесткости // Строит. механика и расчет сооружений. – 1981. – № 6. – С. 29 – 32.
- [7] *Шимановский А.В.* Исследование напряженно-деформированного состояния нитей конечной жесткости при активном нагружении и разгрузке // Прикл. механика. – 1991. – 27, № 11. – С. 110–117.
- [8] *Шимановский А.В., Оглобля А.И.* Теория и расчет несущих элементов большепролетных пространственных конструкций. – К.: Издательство "Сталь", 2002. – 372 с.
- [9] *Шимановский А.В., Чабан Н.А.* Аналитические решения нелинейных задач статики нитей конечной жесткости при активных нагружениях // Прикл. механика. – 2005. – 41, № 6. – С. 121–129.

Надійшла до редколегії 30.06.2008 р.

УДК 624.5(23)

Дослідження навантажень на металеві конструкції буксирувальних канатних доріг

Пічугін С.Ф., д.т.н., Склярєнко С.О., аспірант

Полтавський національний технічний університет ім. Ю. Кондратюка,
Україна

Анотація. Розглядаються результати експериментального дослідження навантажень на конструкції буксирувальних канатних доріг та оптимізація їх проектування на основі аналізу експерименту та набутого досвіду практичного втілення отриманих результатів. Наведена методика визначення розрахункових параметрів підйомників буксирувальних канатних доріг.

Аннотация. Рассматриваются результаты экспериментального исследования нагрузок на конструкции буксировочных канатных дорог и оптимизация их проектирования на основе анализа эксперимента и приобретенного опыта практического воплощения полученных результатов. Приведена методика определения расчетных параметров подъемников буксируемых канатных дорог.

Abstract. The results of experimental research of constructional loads acting on towing rope-ways and their design optimization on the basis of experimental analysis and experience gained proceeding from practical application are considered. The specified method for determination of design parameters of towing rope-way lifting systems is given.

Ключові слова: буксирувальні канатні дороги, сталеві конструкції опор, несучо-тяговий трос, профілювання траси.

Розвиток гірськолижного спортивного та туристичного відпочинку в Україні та країнах СНД потребує вирішення проблем, пов'язаних із буксирувальними канатними дорогами (БКД) для лижників. Як відзначалось в [1–4], до них відносяться відсутність методик проектування, нормативного забезпечення, процес повторного встановлення обладнання, що вже експлуатувалось на схилах Західної Європи та ін.

Запропонована методика [1–5] проектування підйомників БКД представлена двома складовими:

- визначення впливу лижника на несучо-тяговий трос (НТТ) (рис. 1);
- моделювання підйомника БКД як системи, в якій всі впливи на НТТ представлені у вигляді розподіленого навантаження. При цьому було сформульовано ряд гіпотез, які стосувались кута передачі буксирувального зусилля як сталої величини (26–28°) та кутів ухилу НТТ та поверхні схилу як рівних між собою.

Проведені експериментальні натурні дослідження на підйомнику БКД "КОРЧАК" у с. Стасі, Диканського р-ну, Полтавської обл. мали за мету підтвердити достовірність розробленої теоретичної методики розрахунку несучих сталевих конструкцій БКД. Натурні та лабораторні експериментальні дослідження впливу значення коефіцієнта тертя лиж по снігу та зроблені відповідні уточнення дозволили знизити розходження теоретичних та фактичних даних до 13,5–15 %.

При спостереженні за взаємним розміщенням елементів у моделі "лижник – НТТ" були виявлені неточності основної розрахункової схеми (рис. 1) та залежність зусиль від вихідних параметрів: маси лижника – m та кута нахилу поверхні схилу – β . Тому паралельно з основними експериментальними дослідженнями було проведено фотозйомку лижників у процесі підйому на різних ділянках схилу.

За фото, переведеними у графічний редактор, були створені обриси основних напрямків зусиль (рис. 2).

З обрисів знімалися кути між основними осями: поверхнею схилу, несучо-тяговим тросом, відповідними нормаллями, нахилом лижника та тросиком буксирного приладу (рис. 3). На основі отриманих даних був проведений статистичний аналіз.

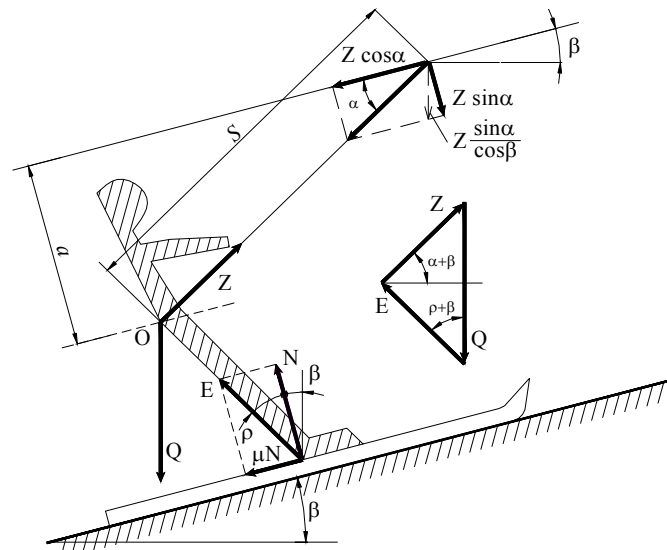


Рис. 1. Теоретична схема "лижник – несучо-тяговий трос"

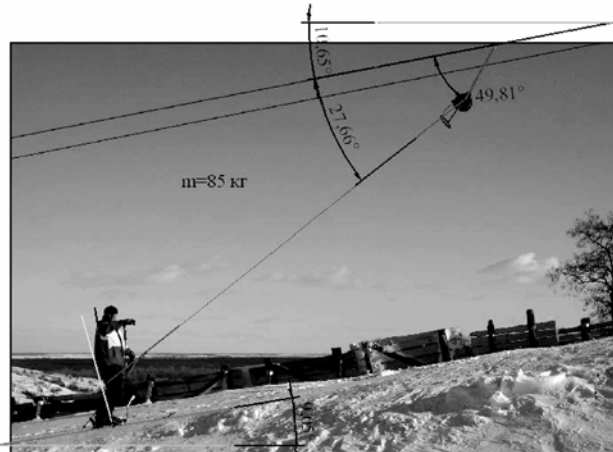


Рис. 2. Приклад обрисів результатів фотозйомки системи "лижник – НТТ"

У результаті були помічені залежності між кутами: α_1 – кут між НТТ та бугелем; α_2 – кут між НТТ та тросиком бугеля; β_1 – кут між поверхнею схилу та горизонталлю; β_2 – кут між НТТ та горизонталлю та масою лижника m .

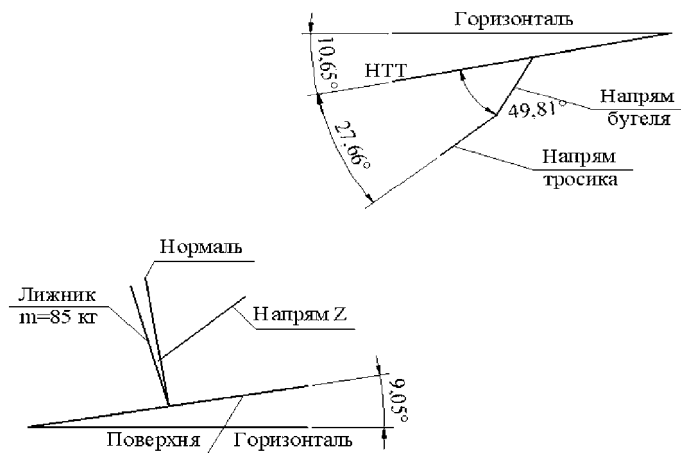


Рис. 3. Приклад зняття основних напрямів із обрисів системи "лижник – несучо-тяговий трос"

При цьому кути β_1 та β_2 в цілому співпадають (різниця не перевищує 5 %) та можуть бути прирівняні до значення середнього ухилу траси – β , що було прийнято у попередніх дослідженнях [1–4].

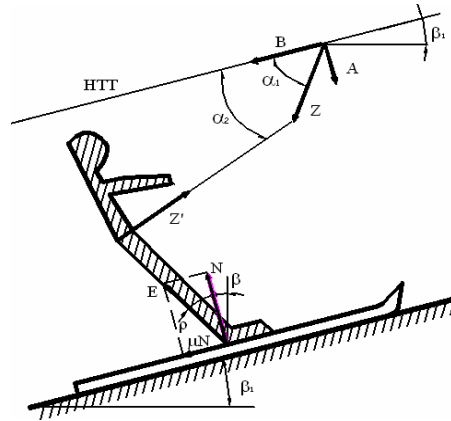


Рис. 4. Уточнена схема системи "лижник – несучо-тяговий трос":
Z, Z' – зусилля буксирування; А – нормальна складова; В – поздовжня складова

Зазначені залежності спостерігались для лижників різної маси 35, 45, 55, 65, 75, 85 та 90 кг (відповідно до маси лижників у експерименті – рис. 5):

$$K_1 = \frac{\alpha_2}{\beta}; \quad K_2 = \frac{\alpha_1}{\alpha_2}; \quad (1)$$

$$\alpha_2 = K_1 \cdot \beta; \quad \alpha_1 = K_2 \cdot \alpha_2.$$

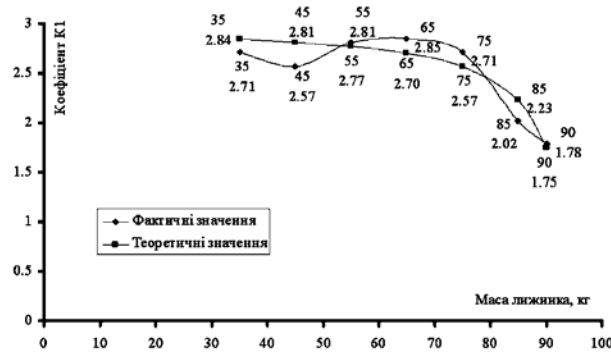
Підбір функцій, що найбільш точно описували експериментальні дані, дозволив знайти значення емпіричних коефіцієнтів K_1 та K_2 :

$$K_1 = \frac{10}{m-98} + 3; \quad K_2 = \frac{220}{m} + \frac{m}{13} - 6,5. \quad (2)$$

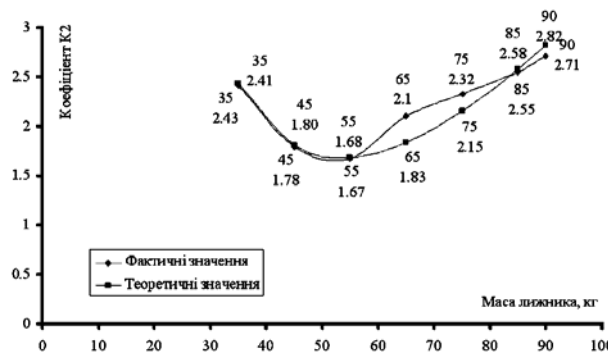
Після співставлення формул (1) та (2) отримаємо залежність кута передачі буксирувального зусилля від середньої маси лижника (до 98 кг) та середнього ухилу траси:

$$\alpha_1 = \beta \left(\frac{10}{m-98} + 3 \right) \left(\frac{220}{m} + \frac{m}{13} - 6,5 \right). \quad (3)$$

Отримані залежності були враховані для уточнення інженерної методики до фактичної роботи конструкції. До розрахунку були включені реальні коефіцієнти тертя, маси лижників та знайдені залежності кутів передачі буксирувального зусилля. Отримані результати (рис. 6) були меншими за фактичні, причому похибка в середньому залишається сталою і становить 7–8 %.



а



б

Рис. 5. Графіки залежностей емпіричних коефіцієнтів від маси лижника:
а – коефіцієнта K_1 від m ; б – коефіцієнта K_2 від m

Результати досліджень були впроваджені при проектуванні 10 реальних підйомників БКД та їх повторному обстеженні, що в середньому склало близько 90 ділянок реальних трас. Недоліки попередньої теоретичної моделі були виявлені на ранніх етапах проектування при повторному обстеженні канатних доріг та виправлені під час виконання пусконаладжувальних робіт.



Рис. 6. Порівняння уточненої інженерної методики та експериментальних даних

Таблиця 1

Параметри запроєктованих трас БКД

№	Назва	Довжина траси, L , м	Зусилля натягу, G_0 , кН	К-ть опор
1	Суми	201,8	30	5
2	Іршава	211,13	30	4
3	Німчич 2	257	29	5
4	Корчак	313,55	22	5
5	Німчич 1	365,54	30	6
6	Хуст	618,5	35	9
7	Квітка Карпат	622,91	43	9
8	Вершина Карпат	722,53	55	8
9	Драгобрат	889,46	40	11
10	Мігово	942,36	51	11

Підйомники БКД в основному влаштовуються в регіоні Карпат, 2 траси встановлені в Сумській та Полтавській областях. Все обладнання виробництва фірм "Leitner" та "Doppelmaier" раніше експлуатувалось на схилах країн Західної Європи.

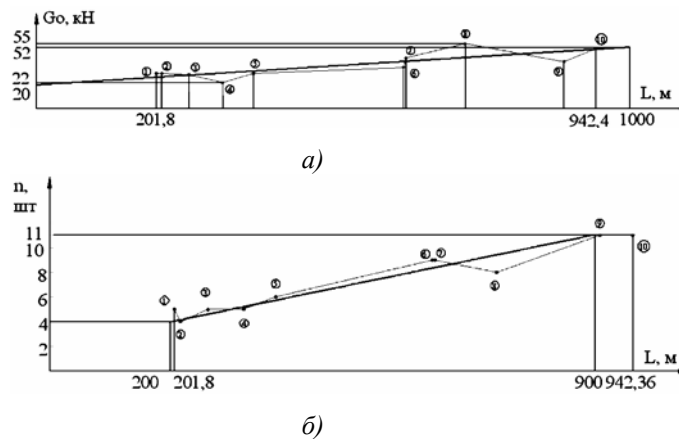


Рис. 7. Орієнтовні графіки експрес-оцінки траси БКД:
а – залежність відтяжного зусилля від довжини схилу траси;
б – залежність кількості проміжних опор від довжини схилу траси

У ході аналізу профілів траси та їх параметрів було виявлено ряд закономірностей, що ілюструються на рис. 7. Узагальнення досвіду проектування буксирувальних канатних доріг дозволило розробити

графіки експрес-оцінки кількості проміжних опор та величини відтяжного зусилля з урахуванням геометричних характеристик поверхні схилу. Особливо слід відмітити графік залежності кількості опор від довжини схилу. Незважаючи на лінійну залежність перепаду схилу від його закладення, графік має обмеження при довжині схилу до 200 м та після 900 м, що обумовлено конструктивною необхідністю та мінливим локальним рельєфом поверхонь схилу трас.

Слід зауважити, що значення, отримані за графіками, є лише орієнтовними і повинні бути уточнені відповідно до процесу профілювання кожної траси окремо.

У результаті проведеної роботи були одержані наступні результати.

1. Накопичено та проведено статистичну обробку значної кількості розрахункових параметрів підйомників БКД, що дає можливість виконати розрахунок надійності конструкцій.
2. Внесені пропозиції до вдосконалення проекту нормативного документа НПАОП 92.0-1-01-06 "Правила влаштування безпечної експлуатації витягів буксирувальних канатних для лижників" [6], що стосуються конструктивних вимог до процесу профілювання.
3. Проведений аналіз та розроблена класифікація дефектів буксирувальних канатних доріг, що має бути враховано при проведенні обстежень.
4. Аналіз реконструкцій та повторного встановлення БКД дозволяє прийняти до використання та оцінити розроблені методи виправлення нештатних змін у проекті БКД та помилок при їх будівництві.
5. Використовуючи досвід будівництва та експлуатації БКД, було розроблено нову, більш раціональну конструкцію проміжної опори БКД [1], що дозволяє швидко та без демонтажу стійок опори прилаштовувати підйомник відповідно до змін у навантаженні та застосовувати опори при повторному використанні на іншому схилі.

Висновки

Проведення натурних експериментальних досліджень дозволило уточнити алгоритм розрахунку конструкцій буксирувальних канатних доріг та рекомендувати його як інженерну методикку. Накопичені теоретичні дослідження дали можливість окреслити необхідні технічні умови при проектуванні споруд БКД, оптимальні рішення та шляхи їх досягнення.

Література

- [1] *Пічугін С.Ф., Семко О.В., Трусов Г.М., Склярєнко С.О.* Узагальнення досвіду проектування буксирувальних канатних доріг. // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ, 2005. – Вип. 15 – С. 54–60.
- [2] *Пічугін С.Ф., Склярєнко С.О.* Дослідження дійсної роботи сталевих несучих конструкцій проміжних опор буксирувальних канатних доріг. // Збірник наукових праць "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди" – Рівне: Національний університет водного господарства та природокористування, 2006. – № 14 – С. 284–293.
- [3] *Пічугін С.Ф., Склярєнко С.О.* Загальний підхід до визначення навантаження на сталеві несучі елементи буксирувальних канатних доріг. // Збірник "Автомобільні дороги і дорожнє будівництво" – Київ.: НТУ, 2006. – № 73 – С. 244–247.
- [4] *Пічугін С.Ф., Трусов Г.М., Склярєнко С.О.* Питання проектування буксирувальних канатних доріг // Вісник Донбаської державної академії будівництва та архітектури. Будівельні конструкції, будівлі та споруди. – Макіївка, 2004. – № 2 (44).
- [5] Подвесные канатные дороги / М.Б. Беркман, Г.Н. Бовский, Г.Г. Куйбида, Ю.С. Леонтьев. – М.: Машиностроение, 1984. – 264 с.
- [6] НПА ОП 92.0-1-01-06 "Правила влаштування безпечної експлуатації витягів буксирувальних канатних для лижників". Наказ МНС та у справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи 03.08.2006 № 499, Зареєстр: в Мінюст 28.08.2006 р. за № 1014/1288.

Надійшла до редколегії 20.07.2008 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 статі 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 розв'язання 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 у даному напрямку.

Статі подаються українською, російською або англійською мовами у роздрукованому виді (в двох екземплярах, один із яких повинен бути підписаний усіма авторами статті) та в електронному виді на магнітному носіїві звичайною або електронною поштою. Обсяг статті, як правило, не повинен перевищувати 10 сторінок форматом А4 (210x297 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 12 пт., міжрядковий інтервал – одинарний. У лівому верхньому кутку сторінки вказується УДК. Прізвища, ініціали авторів та назва статті – вирівнювання по центру, напівжирним. З 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 12 пт., текст та змінна формули – курсивом.

Креслення, рисунки, фотокартки 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 ГОСТ 7.1-84 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 доробку датою надходження вважається дата одержання редакцією остаточного варіанта тексту. Після дороблення стаття знову розглядається редколегією.

Виконання зазначених вимог дозволить скоротити термін опрацювання та підготовки до друку матеріалів, що надійшли до редакції збірника.

Розраховуємо на співпрацю.

ДЛЯ НОТАТОК

Наукове видання

ВАТ «УкрНДПроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ
Українського науково-дослідного
та проектного інституту сталевих конструкцій
імені В.М. Шимановського

Відповідальний редактор

О.В. Шимановський

Дизайн

А.В. Кучер

Комп'ютерна верстка та технічне
редагування

Т.І. Лукашевич
Т.І. Цапро

Рекомендовано до друку вченою радою ВАТ
«УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»

Підписано до друку 5.09.2008.
Формат видання 70x100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Умовн. друк. арк. 13,6. Обл.-вид. арк. 6,2.
Тираж 120 прим. Зам. № 0331.

Видавництво «Сталь».
02660, ГСП-660, м. Київ, просп. Визволителів, 1,
тел. 516-95-56
