



ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція
ім. В.М. Шимановського»

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



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

Науковий збірник

Випуск 6

Видавництво «Сталь»
Київ – 2010

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 / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, д.т.н., професора О.В. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2009, вип. 6 – 268 с.

ISBN 978-966-1555-57-9

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

АДРЕСА РЕДАКЦІЙНОЇ КОЛЕГІЇ:

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

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

Постановою президії ВАК України від 27.05.2009 р. № 1-05/2
Збірник внесено до переліку наукових фахових видань із технічних наук

ISBN 978-966-1555-57-9

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

ЗМІСТ

Горохов Е.В., Мущанов В.Ф., Касимов В.Р., Сивоконь Ю.В., Прядко И.Н. Теоретическое и экспериментальное исследование конструктивных форм большепролётных покрытий над трибунами стадионов.....	5
Кириленко В.Ф., Пинчук Е.А. Клееные деревянные и деревофанерные конструкции для покрытий спортивных сооружений.....	21
Кліменко В.З. Нова концепція проектування великопрогонових конструкцій з клеєної деревини.....	30
Кінаш Р.І., Гук Я.С. Районування території Закарпатської області за максимальним сніговим навантаженням.....	43
Пічугін С.Ф., Дрижирук Ю.В. Імовірнісна модель накопичення снігу в місцях перепадів висот будівель.....	53
Пічугін С.Ф., Чичуліна К.В. Дослідження елементів балок із профільованою стінкою.....	63
Семко О.В., Семко В.О., Авраменко Ю.О., Прохоренко Д.А. Експериментально-теоретичне дослідження роботи коротких стійок із холоднокатаних сталевих профілів.....	74
Першаков В.М. Проектування рамних каркасів загальних приміщень сільських громадських будинків.....	83
Колесниченко С.В., Миронов А.Н. Исследование напряженно-деформированного состояния и концентрации напряжений в узлах плоских решетчатых конструкций с учетом упругопластической работы материала.....	99
Колесниченко С.В., Головченко В.А. Категории дефектов и поврежденных стальных конструкций для формирования регистрационных систем при обследовании зданий и сооружений.....	111
Лысов В.Б., Шалинский В.В., Цимбалистый И.С. Ликвидация аварийного состояния автодорожного перехода по сооружениям плотины ДнепроГЭС.....	119
Москаленко И.В., Роменский Д.И., Мущанов В.Ф. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния уторного узла вертикального цилиндрического резервуара....	125

Фурсов В.В., Кошмай Н.Д., Васильев А.Ю. Экспериментальное исследование металлодеревянной фермы культового здания в г. Харькове.....	133
Кагановский Л.О. Структурные башенные конструкции.....	139
Киричук О.А., Кузько О.В., Палій О.М. Стійкість захисної оболонки паливного резервуара при періодичних кінетичних збуреннях.....	148
Vigh L.G., Zsarnóczyay A., Bagó Z. Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) structures: analysis, design and provisions.....	159
Пелешко І.Д., Балук І.М. Удосконалення та використання мови для запису задач оптимізації стрижневих металевих конструкцій.....	172
Уласевич В.П., Костюк О.В. Деформационный метод расчета стержневых систем произвольной геометрической структуры с учетом влияния нелинейных деформаций гибких стержней в их пролете.....	180
Ленда А.В., Цыхановский В.К. Определение рациональной начальной формы гибких пологих нитей.....	196
Семенюк С.Д. Пространственные системы фундаментов жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании.....	205
Фурсов В.В., Прыгунков А.В., Ковлев Н.Н. Особенности реконструкции крытых плавательных бассейнов в условиях различных агрессивных сред.....	218
Голоднов О.І., Доан Н.Т. Визначення надійності системи «стовбур-відтяжка-фундамент» в антенно-щоглових спорудах графо-імовірнісним методом.....	226
Матченко Т.І., Шаміс Л.Б., Первушова Л.Ф. Методика розрахунку ресурсу трубопроводів АЕС.....	233
Сіянов О.І. Про доцільність використання нового положення структурного модуля в металевому просторовому стрижневому покритті.....	249
Вимоги до оформлення статей.....	266

УДК 624.014.074:69.036.5:725.826

Теоретическое и экспериментальное исследование конструктивных форм большепролётных покрытий над трибунами стадионов

**Горохов Е.В., д.т.н., Мушанов В.Ф., д.т.н., Касимов В.Р., к.т.н.,
Сивоконь Ю.В., к.т.н., Прядко И.Н.**

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

Анотація. Просторові великопрогонові конструкції стаціонарних покриттів над трибунами стадіонів, що зводяться відповідно до вимог міжнародних футбольних організацій, є одними з видів просторових систем, що найдинамічніше розвиваються нині, цікавих як в архітектурному, так і конструктивному плані. У зв'язку з тим, що більшість стадіонів України і інших країн СНД мають порівняно невеликі розміри і частина трибун, що перекривається, складає незначну частку по відношенню до усього прогону споруди, що знижує ефективність просторової роботи використовуваних конструкцій, виникає необхідність додаткових досліджень із відшукування їх раціональних форм. Об'єктами досліджень є пологі великопрогонові оболонки з великим вирізом на еліптичному плані, виконані у вигляді сітчастих (опуклих і провисаючих) або мембранних систем позитивної гаусової кривизни.

Аннотация. Пространственные большепролётные конструкции стационарных покрытий над трибунами стадионов, возводимые в соответствии с требованиями международных футбольных организаций, являются одними из наиболее динамично развивающихся в настоящее время видов пространственных систем, интересных как в архитектурном, так и конструктивном плане. В связи с тем, что большинство стадионов Украины и других стран СНГ имеют сравнительно небольшие размеры и перекрываемая часть трибун составляет незначительную долю по отношению ко всему пролёту сооружения, и тем самым, снижает эффективность пространственной работы используемых конструкций, возникает необходимость дополнительных исследований по отысканию их рациональной формы. Объектами исследований являются пологие большепролётные оболочки с большим вырезом на эллиптическом плане, выполненные в виде сетчатых (выпуклых и провисающих) или мембранных систем положительной гауссовой кривизны.

Abstract. Spatial long-span constructions of stationary coverages above the tribunes of stadiums, erected in accordance with the requirements of international soccer organizations, are one of most dynamically developing presently types of the spatial systems, interesting both in architectural and structural plan. In connection with that small sizes and recovered part of tribunes have most stadiums of Ukraine and other countries the CIS comparatively makes an insignificant stake in relation to all flight of building, and the same, reduces efficiency of spatial work of the used constructions, it stipulates the necessity of additional researches on searching for of their rational form. The objects of researches on this question are declivous long-span shells with a large cut on an elliptic plan, executed as the reticulated (protuberant and sagging) or membrane systems positive gaussian.

Ключевые слова: стадион, большепролетные конструкции, покрытия над трибунами, испытание.

После проведения европейских и всемирных первенств по футболу, прошедших в 2002, 2004, 2006 и 2008 годах, произошел мощнейший толчок в строительстве спортивных арен новой формации. Он вызван все более ужесточающимися требованиями UEFA и FIFA по обязательному устройству покрытия над трибунами спортивных арен новой формации (т.н. уровня «5 звезд»), где допускается проводить спортивные состязания высокого ранга. Данные объекты перестали быть стадионами как таковыми, а превратились в многофункциональные культурно-развлекательные комплексы, являющиеся архитектурной, культурно-досуговой и, естественно, спортивной составляющей города, на территории которого они возведены.

Рассматривая конструктивные решения покрытий стадионов уровня «5 звезд», построенных в Европе, можно отметить применение следующих конструктивных форм [1]:

- для более 35 % стадионов в качестве покрытия использованы балочные и рамные покрытия;
- до 25 % стадионов имеют в качестве элементов покрытий стержневые оболочки;
- покрытия над трибунами в виде подвешенных оболочек и структур приняты у 18 % стадионов;
- до 15 % стадионов с вантово-балочными покрытиями;
- над остальной частью стадионов применены висячие покрытия (вантовые сети и мембранные оболочки).

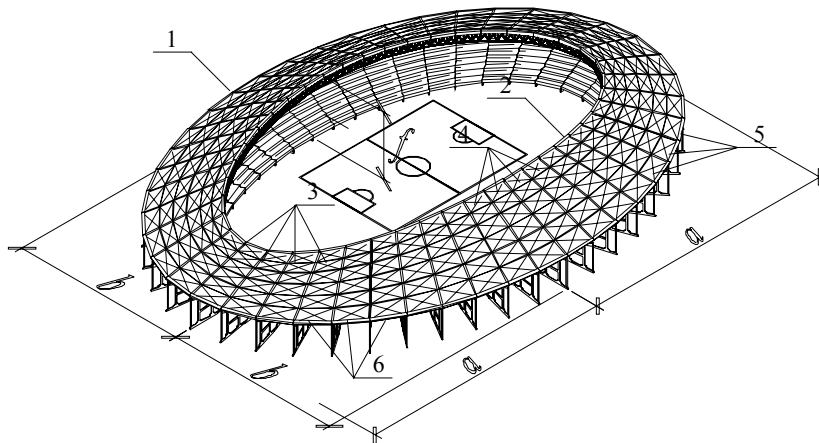


Рис. 1. Пространственное стержневое покрытие в виде усеченного купола:
1 – внешний опорный контур; 2 – внутренний опорный контур; 3 – радиальные ребра; 4 – кольцевые ребра; 5 – диагональные элементы; 6 – колонны внешнего опорного контура

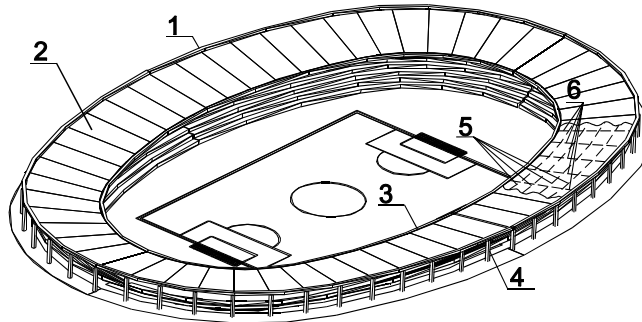


Рис. 2. Мембранное покрытие положительной гауссовой кривизны с большим вырезом на эллиптическом плане:

- 1 – внешний опорный контур, 2 – пролетная конструкция (мембрана),
3 – внутренний опорный контур, 4 – колонны внешнего опорного контура,
5 и 6 – соответственно кольцевые и радиальные элементы «постели»

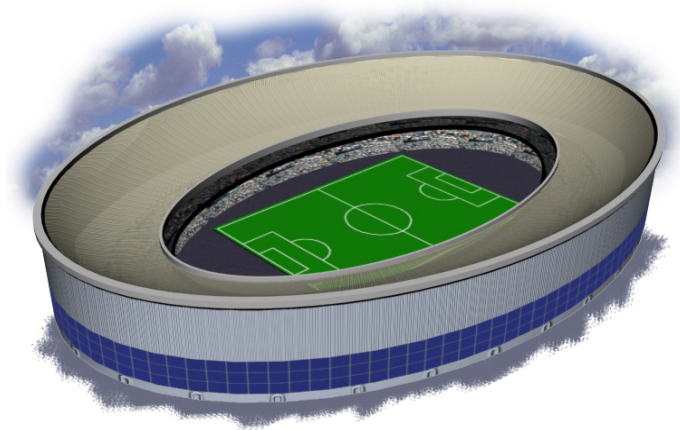


Рис. 3. Висячая пространственная оболочка на эллиптическом плане

На основании анализа конструктивных схем стационарных покрытий над трибунами стадионов определены основные конструктивные решения и формы данного вида сооружений, намечены направления для изучения их поведения.

Приняты конструктивные решения стационарных покрытий над трибунами, работа которых была исследована, а также разработана приближенная методика проектирования.

Для изучения поведения конструктивных схем стационарных покрытий над трибунами стадионов были реализованы следующие исследования:

1. Изучение теоретических предпосылок расчета континуальных систем аналогичной геометрии, на основе которых получена система пространственно-жесткостных параметров.
2. Исследование взаимосвязи безразмерных пространственно-жесткостных параметров с безразмерными параметрами напряженно-деформированного состояния.
3. Проверка адекватности математической модели на экспериментальной установке.
4. Разработка приближенной методики расчета пространственных конструкций стационарного покрытия над трибунами стадионов.

Пространственно-стержневое покрытие в виде усеченного купола (рис. 1). Некоторые результаты исследований. Для получения общего подхода в исследовании стержневых систем, геометрия которых описана в виде поверхности, приводим к эквивалентной континуальной оболочке толщиной $t = A_{к.р.} / S_{к.р.} + A_{р.р.} / S_{р.р.}$, где $A_{к.р.}$, $A_{р.р.}$ – площадь поперечного сечения кольцевого и радиального ребер соответственно; $S_{к.р.}$, $S_{р.р.}$ – шаг кольцевых и радиальных ребер соответственно.

В качестве исходной использована система дифференциальных уравнений равновесия элемента оболочки, записанная с учетом допущений линейной теории пологих оболочек.

Рассмотрим далее систему уравнений равновесия по линии примыкания оболочки к контуру (рис. 4, а, б). Величины погонных усилий, используемые в уравнениях, выражаются через соответствующие деформации, которые в свою очередь выражаются через перемещения.

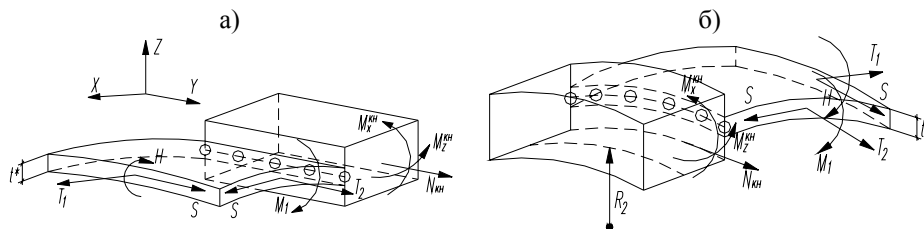


Рис. 4. Схемы примыкания континуальной полой оболочки:

а – к наружному опорному контуру; б – к внутреннему кольцу;

T_1 , T_2 – радиальное и кольцевое погонное усилие оболочки; S – сдвигающее погонное усилие оболочки; M_1 , H – изгибающий и крутящие погонные моменты оболочки; $N_{кн}$ – продольное усилие опорного контура; $M_{хкн}$, $M_{зкн}$ – изгибающий момент в опорном контуре относительно оси X и оси Z

Применяя безразмерные координаты $\xi = x/a$, $\eta = y/b$ и относительные перемещения $\bar{u} = ua/t^2$, $\bar{v} = vb/t^2$, $\bar{w} = w/f$, (где a , b , a_1 , b_1 – полуоси внешнего и внутреннего опорных контуров соответственно; R_1 – радиус кривизны контуров в радиальном направлении; R_2 – радиус кривизны внутреннего контура в плоскости XOZ ; $b_{кн}$, $b_{Iкн}$ горизонтальный размер сечения внешнего и внутреннего контуров соответственно; f – стрела подъема внутреннего опорного контура; $I_z^{внеш.}$, $I_z^{внутр.}$ – изгибная жесткость внешнего и внутреннего опорных контуров в вертикальной плоскости; $I_y^{внутр.}$ – изгибная жесткость внутреннего опорного контура в горизонтальной плоскости) и проведя необходимые преобразования, получим систему пространственно-жесткостных безразмерных параметров, которые могут быть использованы при исследовании общих закономерностей изменения напряженно-деформированного состояния пространственных конструкций в зависимости от изменения геометрических и жесткостных характеристик:

$$\bar{D}_1 = \frac{EI_z^{внеш} ab_1^4 + EI_z^{внутр} a_1 b^4}{Et b^4 b_1^4}, \quad \bar{D}_1' = \frac{EI_z^{внеш} a_1 b_1^2 + EI_z^{внутр} ab^2}{Et ab^2 a_1 b_1^2},$$

$$\bar{D}_2 = \frac{a^2 b_1^2 + a_1^2 b^2}{b^2 b_1^2}, \quad \bar{D}_3 = \frac{a_1 f}{t^2}, \quad \bar{D}_4 = \frac{EI_y^{внутр} \cdot b}{Et^3 R_2^2}, \quad \bar{D}_5 = \frac{EI_y^{внутр} \cdot b}{Et^3 a^2}, \quad \bar{D}_6 = \frac{a^2}{b^2}.$$

Проведенный анализ системы дифференциальных уравнений позволил выделить параметры $\bar{D}_1$ и $\bar{D}_4$ как основные, оказывающие наибольшее влияние на изменение напряженного деформированного состояния исследуемой конструкции. С использованием основных безразмерных пространственно-жесткостных параметров $\bar{D}_1$, $\bar{D}_4$ был проведен численный эксперимент для установления указанных выше взаимосвязей. В процессе проведенных исследований были получены данные и зависимости внутренних усилий в радиальных ребрах, ориентированных вдоль главных полуосей конструкции и в средней части четверти схемы.

Аналогичные данные были получены и для кольцевых элементов, а также для вертикальных перемещений внутреннего опорного контура, которые заслуживают особого внимания. Основные результаты исследований приведены на рис. 5.

Анализ полученных данных позволил сделать следующие выводы:

1. Нелинейные эффекты изменения безразмерных параметров напряженно-деформированного состояния на участке при $\bar{D}_4 \approx 0...0,015$ обусловлены низкими жесткостными характеристиками опорных кон-

струкций и пролетной части, а также повышенной деформативностью конструкции

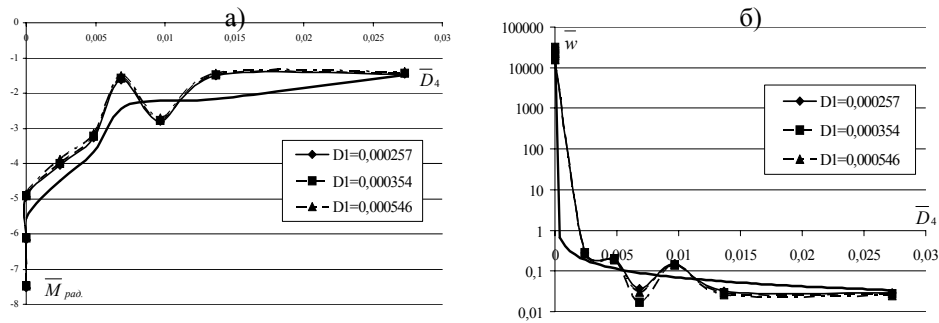


Рис. 5. Зависимость безразмерных параметров напряженно-деформированного состояния для основных несущих элементов от безразмерных пространственно-жесткостных параметров $\bar{D}_1$ и $\bar{D}_4$:

а – для радиального элемента, расположенного вдоль полуоси b безразмерный параметр изгибающего момента $\bar{M}_{rad} = M_{yab} / (EI_y a_p)$, б – безразмерный параметр вертикальных перемещений $\bar{w} = w / f$ для внутреннего опорного контура.

- Увеличение параметра $\bar{D}_4$ сопровождается перераспределением внутренних усилий в элементах покрытия. При этом отмечается, что резкое снижение величин изгибающих моментов, действующих в контурах; приводит к увеличению продольных сил, действующих в радиальных элементах пролетной части покрытия. Одновременно изменение параметра $\bar{D}_4$ вызывает незначительное (в пределах 8 % – 16 %) изменение безразмерного параметра продольной силы $\bar{N}_{min-max}$, сжимающей во внутреннем и растягивающей во внешнем опорных контурах. При этом большей чувствительностью к увеличению параметра $\bar{D}_4$ обладает внешний опорный контур, характеризующийся изменчивостью безразмерного параметра продольной силы $\bar{N}_{max}$ в пределах 12...16 %.
- Увеличение параметра $\bar{D}_1$ с 2,573E-04 до 5,462E-04, характеризующего жесткость диска покрытия, создаваемую изгибными жесткостями контуров в горизонтальной плоскости и продольной жесткостью пролетной части покрытия, приводит к изменению безразмерного параметра изгибающего момента в горизонтальной плоскости $\bar{M}_{z,max-min}$ для внешнего опорного контура на 18 % – 26 %, безразмерного параметра продольной силы в контурах $\bar{N}_{min-max}$ – на 2 % – 3 %,

безразмерного параметра горизонтальных смещений внешнего опорного контура $\bar{u}$ – на 8 – 10 %.

Для проверки результатов численного эксперимента и адекватности фактической конструкции математической модели сооружения (расчетной схемы) были проведены экспериментальные исследования на крупномасштабной модели пространственного стержневого покрытия, выполненного в виде полой оболочки положительной Гауссовой кривизны с поверхностью в виде эллиптического параболоида. Вид модели в процессе испытаний представлен на рис. 6. Модель покрытия испытывалась в упругой стадии на статические нагрузки. Во время проведения эксперимента измерялись относительные деформации внешнего, внутреннего опорных контуров, радиальных и кольцевых ребер.

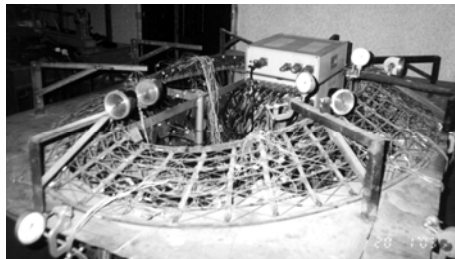


Рис. 6. Общий вид модели пространственного стержневого покрытия в процессе испытаний



Рис. 7. Общий вид модели мембранного покрытия в процессе испытаний

Сопоставление результатов эксперимента и теоретических исследований, выполненных при помощи численного моделирования с использованием наиболее распространенного программного комплекса SCAD 7.31 и программного комплекса «CORONA», который может производить расчеты в геометрически нелинейной постановке и учитывать изменения расчетной схемы, обусловленные фактической последовательностью монтажа, позволяет сделать следующие выводы:

1. Максимальные перемещения, составляющие $l_p/350$ для радиальных элементов, расположенных вдоль короткой оси сооружения и в середине четверти покрытия, $l_p/682$ – вдоль длинной оси, а следовательно и усилия в большинстве элементов конструкции, возникают при загрузке ее равномерно распределенными постоянной и временной нагрузками.

2. Перемещения, возникающие при загрузке конструкции неравновесной временной нагрузкой составляют всего 22...10 % от максимальных перемещений загрузений.
3. Результаты эксперимента совпадают с данными теоретического расчета (отклонение составляет 8...25 %), однако указанные отклонения в большинстве представленных случаях неравновесных загрузений происходят в сторону превышения экспериментальных результатов от расчетных, что следует учитывать при разработке окончательной методики проектирования конструкций.

На основе полученных результатов теоретических и экспериментальных исследований разработан алгоритм инженерной методики расчета пространственно стержневой оболочки с большим вырезом, которая позволяет определять и оценить геометрические параметры, жесткостные характеристики основных несущих элементов и параметры напряженно-деформированного состояния рассматриваемого объекта.

Разработанная приближенная методика расчета конструкций предусматривает следующие этапы:

1. Определение конструктивно-геометрических параметров сооружения:
 - 1.1 определение шага основных несущих элементов (радиальных и кольцевых ребер);
 - 1.2 определение условного радиуса кривизны внутреннего опорного контура в вертикальной плоскости, который определяет геометрию пространственно стержневой оболочки.
2. Принятие значения безразмерного пространственно жесткостного параметра $\bar{D}_4$.
3. Определение, используя зависимость, $\bar{W} = f(\bar{D}_1, \bar{D}_4)$, безразмерного пространственно жесткостного параметра $\bar{D}_1$.
4. Нахождение значений безразмерных параметров внутренних усилий в основных несущих элементах (радиальных, кольцевых ребрах и внешнем и внутреннем опорных контурах).
5. На основе рекомендуемых соотношений жесткостных параметров основных несущих элементов осуществляется определение жесткостных характеристик основных несущих элементов (радиальных, кольцевых ребер и внешнего и внутреннего опорного контура).
6. Определение абсолютных значений внутренних усилий в основных несущих элементах.
7. Уточнение безразмерных пространственно-жесткостных параметров.
8. Определение геометрических характеристик основных несущих элементов с использованием ограничений по прочности, устойчивости.
9. Нахождение приведенной толщины оболочки.

10. Пересчет алгоритма, начиная с пункта 4 до тех пор, пока не выполняются условие прочности в основных несущих элементах при использовании геометрических характеристик, полученных в результате предыдущей итерации.
11. Уточнение параметров напряженно-деформированного состояния конструкции при помощи численного расчета методом конечного элемента.

Мембранное покрытие положительной гауссовой кривизны с большим вырезом на эллиптическом плане (рис. 2). Использованный аналогичный подход при выводе безразмерных пространственно-жесткостных параметров и проведенный анализ системы дифференциальных уравнений позволили выделить параметры $\overline{D}_1$, $\overline{D}_4$,

$$\overline{F}_1 = \frac{E \cdot F^{ext} \cdot a \cdot b_1^2 + E \cdot F^{int} \cdot a_1 \cdot b^2}{E \cdot t^* \cdot b^2 \cdot b_1^2}, \quad \overline{F}_2 = \frac{E \cdot F^{ext} \cdot b \cdot a_1^2 + E \cdot F^{int} \cdot b_1 \cdot a^2}{E \cdot t^* \cdot a^2 \cdot a_1^2} \quad \text{как}$$

основные, оказывающие наибольшее влияние на изменение НДС конструкции. Из этой системы отдельно следует выделить параметры $\overline{F}_1$ и $\overline{F}_2$, причем степень влияния этих параметров практически одинакова. С учетом этих данных была сформирована матрица планирования эксперимента и проведен численный эксперимент, который позволил получить основные зависимости параметров НДС от безразмерного пространственно-жесткостного параметра $\overline{F}_1$.

Графики некоторых зависимостей с выделением области значений, рекомендуемых для проектных решений (в которой практически с небольшой корректировкой выполняются требования 1-го и 2-го предельного состояний), приведены на рис. 8, 9.

Анализ полученных в ходе численных исследований данных позволил сделать следующие выводы:

- наибольшее влияние на изменение безразмерных параметров НДС оказывают безразмерные параметры $\overline{F}_1$ и $\overline{F}_2$, степень влияния которых практически одинакова;
- наиболее рациональная область использования безразмерных параметров продольной жесткости (в частности $\overline{F}_1$), составляет:
 - 0,85 – 1,8 для оболочек с площадью, составляющей 42 % – 49 % площади стадиона;
 - 0,9 – 1,9 для оболочек с площадью, составляющей 50 % – 60 % площади стадиона;

- 0,95 – 2 для оболочек с площадью, составляющей 61 % – 65 % площади стадиона;
- 1 – 2,3 для оболочек с площадью выше 65 % – 70 % площади стадиона;
- при корректировке конструктивной схемы с помощью «вспарушивания» (выгиба внутреннего опорного контура в вертикальной плоскости) максимальные вертикальные перемещения уменьшаются в 3-5 раз, радиальные и кольцевые напряжения в мембране уменьшаются в среднем на 30 % – 50 %, продольные усилия во внутреннем опорном контуре снижаются до 20 %.

Теоретические исследования были проверены и подтверждены экспериментальным путём на модели мембранного покрытия. Вид модели в процессе испытаний представлен на рис. 7. При моделировании использован принцип прямого геометрического подобия с масштабным коэффициентом $m_l = 1/100$. Конструкция покрытия, опорные контуры и радиальные элементы модели выполнены из пластика ПВХ, колонны – из фанеры ФК.

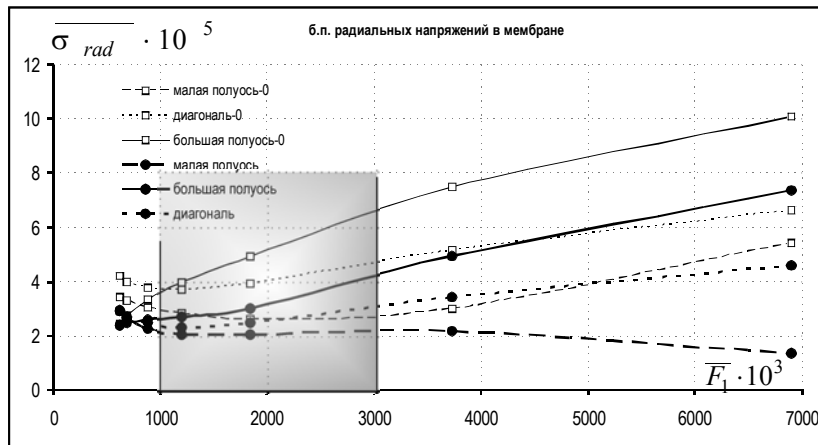


Рис. 8. Зависимость изменения б.п. радиальных напряжений в мембране от б.п. продольной жесткости $\overline{F}_l$

Модель испытывалась в упругой стадии на статические нагрузки. Во время эксперимента измерялись относительные деформации внешнего, внутреннего опорных контуров, мембраны и перемещения характерных узлов конструкции.

Для уточнения фактических жесткостных характеристик элементов модели выполнены исследования физико-механических характеристик матери-

ала (пластика ПВХ). На рис. 8 показана діаграма растяжения пластика. Геометрические размеры модели покрытия в плане $2a \times 2b = 2,46 \times 1,7$ м со стрелой провисания $f = 0,09$ м. Общие размеры модели спроектированы в соответствии с размерами трибун стадиона «Шахтер» в г. Донецке.

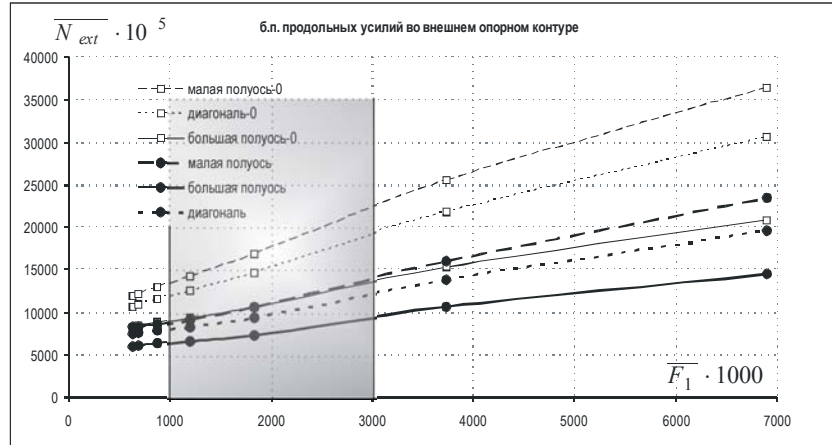


Рис. 9. Зависимость изменения б.п. продольного усилия
во внешнем опорном контуре от б.п. продольной жесткости $\overline{F_1}$

Результаты сравнения эксперимента и теоретических исследований, выполненных при помощи численного моделирования с использованием универсального программного комплекса SCAD 7.31, в геометрически нелинейной постановке приведены на рис. 9. Совпадение результатов эксперимента с данными теоретического расчета (отклонение составляет 13...19 %).

Реализация приближенной методики может быть представлена в виде блок-схемы и включает в себя следующие этапы:

1. Задание параметров мембранной оболочки на эллиптическом плане: t – толщина мембраны, τ – период времени, на который рассчитывается конструкция; a , b – полуоси оболочки; a_1 , b_1 – полуоси выреза, нагрузки на расчетную схему.
2. Задание площади поперечного сечения внутреннего опорного контура с учетом того, что его объем должен приблизительно равняться объему выреза F^{int} .
3. Задание площади поперечного сечения внешнего опорного контура F^{ext} с учетом, что $F^{ext} = F^{int} / k$, где $k \in [0,75...0,95]$.

4. Вычисление безразмерного пространственно-жесткостного параметра $\overline{F_1} = \frac{EF^{ext} \cdot a \cdot b_1^2 + EF^{int} \cdot a_1 \cdot b^2}{E \cdot t \cdot b^2 \cdot b_1^2}$ – первое приближение.
5. Вычисление оптимального значения $\overline{F_1}$ с учетом минимального значения безразмерного параметра перемещений $\overline{w}$, учитывая ограничения $\overline{F_1} \in [1...3]$.
6. Вычисление параметров НДС оболочки по зависимостям приближенной методики первоначально для плоского внутреннего опорного контура.
7. Проверка прочности конструкции.
8. Если проверка по 1-му предельному состоянию не выполняется, то корректировка параметра $\overline{F_1}$ (увеличение, если не выполняется проверка прочности).
9. Вычисление F^{ext} и F^{int} из системы уравнений
$$\left. \begin{aligned} \overline{F_1} &= \frac{EF^{ext} \cdot a \cdot b_1^2 + EF^{int} \cdot a_1 \cdot b^2}{E \cdot t \cdot b^2 \cdot b_1^2} \\ F^{ext} &= F^{int} / k \end{aligned} \right\}, \text{ где } \overline{F_1} - \text{скорректированное значение}$$
 параметра, $k \in [0,75...0,95]$.
10. Конструирование поперечных сечений: опорных контуров, элементов постели.
11. Уточнение нагрузок согласно действующим нормам.
12. Составление расчетной схемы. Расчет конструкции на ЭВМ МКЭ.
13. Проверка жесткости конструкции.
14. Если проверка по 2-му предельному состоянию не выполняется и период времени эксплуатации $\tau = 25$ лет, то вычисление параметров НДС оболочки с теми же параметрами, но для депланированного внутреннего опорного контура.
15. Если проверка по 2-му предельному состоянию не выполняется для депланированного внутреннего опорного контура с периодом времени эксплуатации $\tau = 25$ лет или для конструкции с периодом времени эксплуатации $\tau = 50$ лет, корректировка расчетной схемы путем «вспарушивания».
16. Окончательный расчет оболочки с учетом законструированных сечений на ЭВМ.

Висячая пространственная оболочка на эллиптическом плане (рис. 3).

Так как основными пролётными несущими элементами висячей пространственной оболочки являются жесткие нити, преимущественно работающие на растяжение, то исследование параметров напряженно-деформи-

рованного состояния было основано на безразмерных пространственно-жесткостных параметрах мембранной оболочки, а именно $\bar{D}_1$, $\bar{D}_4$, $\bar{F}_1$ и $\bar{F}_2$. На основе варьирования выше приведенных параметров были проведены численные исследования. Анализ полученных данных (рис. 10) позволил сделать следующие выводы:

1. Наибольшее влияние на изменение безразмерных параметров напряженно-деформированного состояния пролетной части выпуклой оболочки покрытия ($\bar{N}$, $\bar{M}$, $\bar{w}$) оказывает безразмерный параметр изгибной жесткости внутреннего опорного контура в вертикальной плоскости $\bar{D}_4$. При изменении параметра в пределах 0,00109...0,0194 параметр вертикальных перемещений радиальных элементов $\bar{W}_p$ удастся снизить в 5...7 раз вдоль короткой оси, а вдоль длинной оси в 20...25 раз.
2. Увеличение параметра $\bar{D}_4$ сопровождается перераспределением внутренних усилий в элементах покрытия: если уменьшение параметра изгибающих моментов $\bar{M}_p$ вдоль длинной оси составляет 9...10 раз, то вдоль короткой происходит снижение $\bar{M}_p$ в 2...3 раза, при этом в средней части уменьшение $\bar{M}_p$ составляет 1.3...16 раз;
3. При увеличении параметра $\bar{D}_4$ безразмерный параметр продольной силы вдоль длинной оси $\bar{N}_p$ снижается на 26 %, а вдоль короткой изменение усилий перераспределяется в пределах 10 %, при этом в средней части четверти покрытия усилия уменьшились на 25 %.
4. Увеличение параметра $\bar{D}_1$ от 4,72E-03 до 1,89E-02, характеризующего жесткость диска покрытия, приводит к изменению параметра вертикальных перемещений радиальных элементов по длинной оси $\bar{W}$ на 7 % – 22 %.

При эксплуатации поликарбонатных пластиков в составе пространственных конструкций покрытий были случаи деформаций и даже появления трещин в ограждающих конструкциях, что вызвано жестким его креплением к несущим конструкциям. По требованиям фирм-производителей углепластиков панели ограждающей конструкции необходимо соединять с несущими элементами через специальные элементы крепления, что исключает совместную работу конструкций.

Но нет информации о проектировании большепролетных пространственных висячих покрытий с большими кинематическими перемещениями и повышенной деформативностью.

Для изучения действительной работы поликарбонатного светопрозрачного пластика в составе пространственной стержневой висячей оболочки с вырезом на эллиптическом плане при постоянной и временной нагрузках были выполнены экспериментальные исследования крупномасштабной модели блока висячих ферм совместно с ограждающей конструкцией из углепластика типа «Danpalon» с толщиной листа 8 мм (рис. 11).

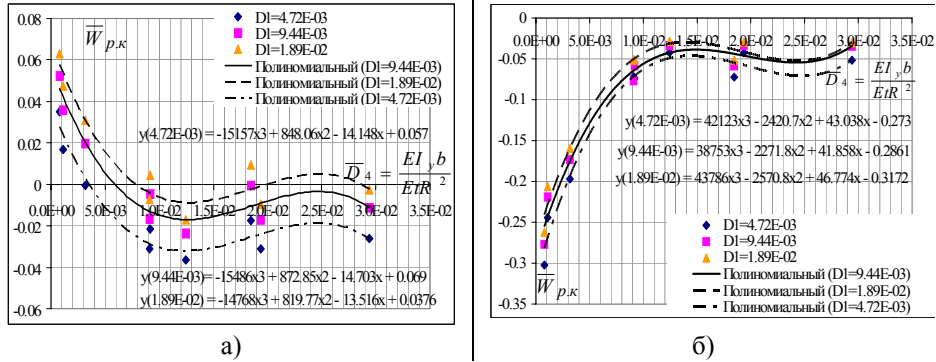


Рис. 10. Зависимость безразмерного параметра напряженно-деформованного состояния максимальных перемещений $\bar{W} = W / f$ от безразмерных пространственно-жесткостных параметров $\bar{D}_1$ и $\bar{D}_4$ для радиального элемента вдоль длинной (а) и короткой (б) оси



Рис. 11. Общий вид экспериментальной модели с ограждающей конструкцией из поликарбонатного пластика типа «Danpalon»



Рис. 12. Узел крепления пластика к несущей конструкции модели

Анализ результатов исследований позволяет сделать следующие выводы:

1. За счет разомкнутого нижнего пояса фермы верхний пояс конструкции работает экономно, как гибкая нить, а замыкание пояса после приложения постоянной нагрузки позволяет уменьшить конечную требуемую изгибную жесткость. При этом напряжения в нижнем поясе снижаются.

2. На каждой стадии нагружения характер деформирования фермы при постоянной нагрузке отличается от характера деформирования при нагружении фермы временной (снеговой) нагрузкой, при этом угол деформирования фермы уменьшается в 2,2 раза, что объясняется уменьшением конечной требуемой изгибной жесткости за счет замыкания нижнего пояса.

3. Полученные в ходе эксперимента усилия в элементах ферм подтверждают качественную картину распределения усилий в элементах ферм, возникающих в результате численных исследований, для нагружений временной нагрузкой. Аналогичное качественное совпадение результатов расчета с результатами экспериментальных исследований до 10 % – 19 % наблюдается при анализе величин вертикальных перемещений.

4. На основании результатов теоретических и экспериментальных исследований для обеспечения надежности эксплуатации ограждающей конструкции должна производиться проверка как 1-го, так и 2-го предельного состояния:

- обеспечение нормальной эксплуатации узла сопряжения элементов ограждающей конструкции выполняется при величине относительных вертикальных перемещений элемента до 1/50 и относительного удлинения диагонали пластиковой панели $\bar{d}_{\max}^{diag} \leq 0,008$;
- с целью обеспечения 1-го предельного состояния элементов ограждающей конструкции на панель с расчетным пролетом до 1 м и толщиной 8 мм величина снеговой нагрузки не должна превышать 30 кг/м².

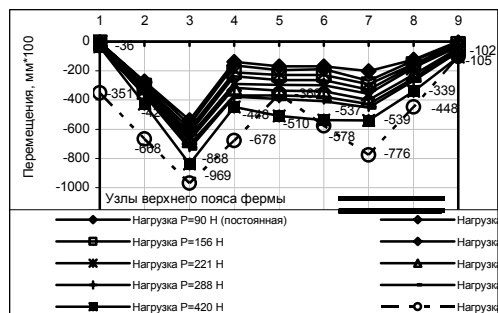


Рис. 13. Вертикальные перемещения узлов ферм при загрузке распределенной нагрузкой по всему пролету

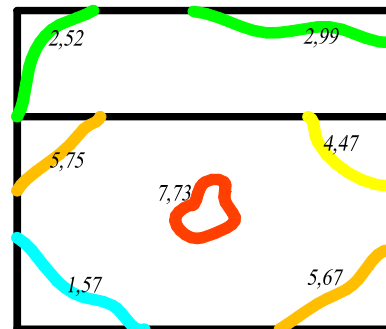


Рис. 14. Распределение напряжений в ограждающей конструкции $\sigma_{прив}$, кг/см²

Методика розроблена на основі отриманих результатів чисельного і натурного експериментів, в ході яких варіювались безрозмірні просторово-жесткісні параметри $\bar{D}_1 = EI_z^{внеш} ab_1^4 + EI_z a_1 b^4 / Et b^4 b_1^4$ і $\bar{D}_4 = EI_y b / (Et R^2)$ (геометрія оболонки, жорсткості зовнішнього і внутрішнього опорних контурів, снігові навантаження), і експериментальних досліджень фрагмента покриття в формі висячої оболонки на еліптичному плані.

Висновки

Виконаний комплекс теоретичних і експериментальних досліджень дозволив з використанням теоретичних передумов сформувати інженерну методику розрахунку і проектування найбільш розповсюджених конструктивних форм стаціонарних покриттів над трибунами стадіонів, які з достаточною точністю можуть бути використані на стадіях варіантного проектування і призначення вихідних жорсткісних характеристик при проведенні скінченноелементного розрахунку.

Предполагаемая методика расчета и проектирования предполагается использовать в качестве основы блока расчета напряженно-деформированного состояния, как упрощенный вариант при разработке общего алгоритма определения численных показателей надежности эксплуатируемых конструкций стационарных покрытий стадионов.

Література

- [1] Горохов Е.В., Мушанов В.Ф., Кинаш Р.И., Шимановский А.В., Лебедич И.Н. Конструкции стационарных покрытий над трибунами стадионов (2-е издание, исправленное и дополненное) / Под общей редакцией Е.В. Горохова и А.В. Шимановского. – Макеевка, РИО ДонНАСА, 2008. – 404 с.
- [2] Касимов В.Р. Прочность и деформативность большепролетной стержневой оболочки покрытия с большим вырезом на эллиптическом плане. Автореф. дисс. канд. тех. наук. – Донецк: ООО «Норд-Компьютер», 2004. – 19 с.
- [3] Руднева И.Н. Особенности пространственной работы висячего покрытия, образованного системой жестких нитей. Автореф. дисс. канд. тех. наук 05.23.01. – Донецк: ООО «Норд-Компьютер», 2006. – 21 с.
- [4] Сивоконь Ю.В. Мембранные оболочки покрытий над трибунами стадионов с большими вырезами на эллиптическом плане. Автореф. дисс. канд. тех. наук. – Донецк: ООО «Норд-Компьютер», 2007. – 21 с.

Надійшла до редколегії 15.06.2010 р.

УДК 624.011.2

Клееные деревянные и деревофанерные конструкции для покрытий спортивных сооружений

Кириленко В.Ф., к.т.н., Пинчук Е.А.

Национальная академия природоохранного и курортного строительства,
Украина

Анотація. В роботі розглянуті питання розрахунку і проектування площинних дощатоклеєних та деревофанерних балкових і рамних конструкцій змінного перерізу по довжині, які застосовуються в покриттях спортивних споруд малих прогонів. Для визначення напруженого стану і розрахунку запропонований як аналітичний метод з використанням рівнянь рівноваги, так і чисельний, заснований на методі кінцевих елементів із використанням програмного комплексу «Ліра».

Аннотация. В работе рассматриваются вопросы расчёта и проектирования плоскостных дощатоклеёных и деревофанерных балочных и рамных конструкций переменного сечения по длине, применяющихся в покрытиях спортивных сооружений малых пролётов. Для определения напряжённого состояния и расчёта предложены как методы с использованием уравнений равновесия, так и численные, основанные на методе конечного элемента с использованием программного комплекса «Лира».

Abstract. The paper deals with the calculation and design plane and derevofanernykh glulam beam and frame structures with variable cross section in length, used in coatings of sports facilities small spans. To determine the stress state and calculation suggested as methods using the equilibrium equations, and numerical based on the finite element method using the software «Lyra».

Ключевые слова: дощатоклеёные конструкции, деревофанерные, переменная высота, напряжения.

Состояние вопроса и постановка задачи. Клееные деревянные конструкции эффективно используются в зданиях и сооружениях общественного назначения. В спортивных сооружениях это крытые катки, залы многоцелевого назначения, плавательные бассейны, легкоатлетические манежи, крытые стадионы, спортзалы в учебных заведениях и др. [1, 2]. Покрытия зданий небольших (до 25 м) пролётов выполняют в виде дощатоклеёных и деревофанерных балок, для больших пролётов применяют дощатоклеёные арки и гнутоклеёные рамы. Рациональное распределение материала достигается проектированием элементов переменного сечения по длине, и это обстоятельство соответствующим образом должно учитываться расчётом. Кроме двускатных дощатоклеёных балок в покрытиях спортивных сооружений малых пролётов могут быть эффективны двухшарнирные и трёхшарнирные треугольные арки переменного сечения с затяжками, трёхшарнирные рамы из прямолинейных

элементов и рамы с V-образными стойками или рамы с подкосами. Перечисленные дощатоклеенные конструкции требуют не только относительно большого расхода древесины, но и специализированных заводов по их производству.

В условиях Украины, располагающей одним заводом клееных деревянных конструкций в г. Коростышев Житомирской обл. и не имеющей промышленных запасов древесины, весьма перспективными являются тонкостенные несущие конструкции на основе древесины и фанеры, обладающие сравнительно простой технологией изготовления с использованием стандартного деревообрабатывающего оборудования и рациональностью применяемых сечений [1, 3, 4]. В последнее время в России в качестве несущих элементов зданий ригельно-стоечного и рамно-арочного каркаса предложен клеефанерный элемент переменного сечения, получивший название «унифицированного клеефанерного элемента» (УКФ-элемента) [5, 6].

При проектировании и расчёте деревофанерных клееных конструкций переменной высоты в виде односкатных и двускатных балок, трёхшарнирных рам и арок появляется необходимость в учёте изменения высоты сечения по длине, в частности для двускатных деревофанерных балок сечение с максимальными усилиями в поясах находится таким же образом, как и в дощато-гвоздевых балках с перекрестной стенкой на гвоздях, т.е. без учета стенки в восприятии изгибающего момента. Кроме того, переменность сечения деревофанерных балок учитывается при нахождении прогибов. Что же касается определения напряжений, то в существующих нормах и справочных пособиях их вычисление производится так же, как и для элементов с параллельными продольными гранями.

В настоящей работе поставлена задача обобщения разработанных нами ранее вопросов определения напряжённого состояния элементов переменной высоты как прямоугольного, так и двутаврового (коробчатого) сечения, сопоставления значений напряжений с вычисленными без учёта изменения сечения и выработки предложений по учёту переменности в существующих методах расчёта деревофанерных конструкций.

Обоснование линейного распределения напряжений в балках с малыми уклонами. Для элементов узкого прямоугольного сечения с линейно изменяющейся высотой в виде симметричных клиньев в теории упругости имеются классические решения для определения всех компонент напряжения в случаях загрузки сосредоточенной силой или моментом, приложенных в вершине. Для несимметричных клиньев имеются решения при загрузке равномерно распределённой нагрузкой и нагрузкой, распределённой по линейному закону. Все эти решения показывают, что обычно при углах при вершине клиньев до $15^0 - 20^0$ максимальная разница в опре-

делении нормальных напряжений по линейной зависимости составляет меньше 5% .

Для двутавровых элементов отсутствуют аналитические методы теории упругости, однако получившие в последнее время большое распространение программные комплексы, основанные на методе конечного элемента (МКЭ), позволяют проводить численные эксперименты и на их основе устанавливать имеющиеся закономерности.

С целью оценки влияния изменения сечения двутаврового клина, нагруженного сосредоточенной силой или моментом, с помощью программного комплекса «Лира» вычислялись нормальные напряжения при углах при вершине $2\alpha = 20^\circ$, 30° и 40° . Длина клина составляет 1000 мм, размеры поясов 63х30 мм и толщина фанерной стенки 3 мм. Ввиду небольшой разницы между модулем упругости фанеры ($E_{\phi} = 1,2E = 1,2 \cdot 8500 = 10200$ МПа) и модулем упругости древесины поясов ($E_{dp} = 10000$ МПа) двутавровый клин рассматривался как однородная система. Для реализации МКЭ клин разбивался на объемные конечные элементы типа 36 с размерами от 2,5 до 5 мм в зависимости от угла при вершине. Положение рассматриваемого сечения выбиралось таким образом, чтобы отношение высоты пояса h_n к высоте сечения h было примерно равным 0,1, что имеет место в реальных деревофанерных балках. Количество КЭ по оси сечения составляло от 62 при угле $2\alpha = 40^\circ$ до 105 при $2\alpha = 20^\circ$.

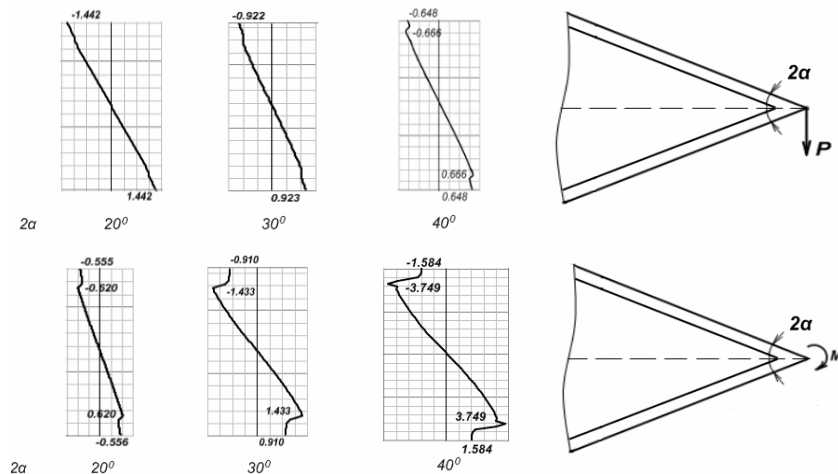


Рис. 1. Эпюры нормальных напряжений в двутавровом клине

На рис. 1 показаны эпюры нормальных напряжений σ_x в рассматриваемых сечениях при различных углах 2α для нагружения сосредоточенной

силой $P = 7,98$ кН или сосредоточенным моментом, величина которого равнялась 241,4 кНсм при угле $2\alpha = 20^\circ$; 428,4 кНсм при $2\alpha = 30^\circ$ и 957 кНсм при угле $2\alpha = 40^\circ$.

Сопоставление этих значений с вычисленными по элементарной формуле $\sigma = My/I$ показывает, что при углах 2α до 20° можно принять линейный закон распределения, ошибка для максимальных напряжений в поясах при этом будет незначительной. Это даёт возможность использовать линейную зависимость в аналитических подходах при определении других компонент напряжений σ_y и τ_{xy} .

Определение касательных напряжений в стенках двутавровых (коробчатых) балок. Для определения касательных напряжений предложен аналитический метод, основанный на использовании уравнений равновесия бесконечно малого по длине балки элемента, вырезанного на расстоянии y от нейтральной оси элемента. Применяя скользящую систему координат путём рассмотрения симметричных и несимметричных балок получено общее выражение для касательных напряжений, пригодное как для прямоугольных, так и двутавровых (коробчатых) сечений [7, 8]:

$$\tau = \frac{QS}{bI} + \frac{M}{bI} \left(\frac{dS}{dx} + \frac{1}{2} by \frac{dh}{dx} \right) - \frac{MS}{bI^2} \frac{dI}{dx}, \quad (1)$$

где все обозначения общеприняты, а dS/dx , dI/dx , dh/dx – соответствующие производные функций статического момента, момента инерции и высоты сечения. Для симметричных балок второе слагаемое в скобках отсутствует. В этом выражении для стенки двутаврового (коробчатого) сечения

$$S = \frac{1}{2} \left\{ b_n h_n (h - h_n) + \delta \left[\left(\frac{h - 2h_n}{2} \right)^2 - y^2 \right] \right\};$$

$$\frac{dS}{dx} = \frac{1}{2} \left[b_n h_n + \frac{\delta}{2} (h - 2h_n) \right] \frac{dh}{dx};$$

$$I = 2 \left[\frac{b_n h_n^3}{12} + b_n h_n \left(\frac{h - h_n}{2} \right)^2 \right] + \frac{\delta (h - 2h_n)^3}{12};$$

$$\frac{dI}{dx} = \left[b_n h_n (h - h_n) + \frac{\delta}{4} (h - 2h_n)^2 \right] \frac{dh}{dx},$$

где b_n , h_n – размеры пояса; δ – толщина стенки.

Для балок с продольной осью симметрии и линейно изменяющейся высотой $dh/dx = 2tg\alpha$, для балок с нижней горизонтальной гранью $dh/dx = tg\alpha$ (α – угол наклона грани).

В качестве примера исследовалось распределение скалывающих напряжений в стенке двускатной балки коробчатого сечения пролетом 11,7 м с уклоном верхней грани 1:10, рассмотренной в [9]. В указанном примере высота балки на опоре $h_{on} = 90$ см, высота среднего сечения $h_{cp} = 148$ см.

Пояса балки выполнены из четырёх вертикальных слоёв досок сечением 33×160 мм ($b_n = 4 \cdot 33 + 20 = 152$ мм; $h_n = 160$ мм), стенки – из клееной берёзовой фанеры марки ФСФ толщиной по 10 мм ($\delta_\phi = 20$ мм). Предельная расчетная нагрузка на балку $q = 16,62$ кН/м.

Касательные напряжения в стенке согласно (1) вычислялись в трёх сечениях, расположенных на расстоянии $l/8$; $l/4$; $3l/8$ от опоры. Результаты расчетов сведены в табл. 1.

Таблица 1

**Определение напряжений в деревофанерной балке коробчатого сечения
с уклоном верхней грани 1:10**

Сечение	№ точек	Усилия		Геометрические характеристики				Напряжения	
		M , кНм	Q , кН	I , см ⁴	$\frac{dI}{dx}$, см ³	$\frac{dS}{dx}$, см ²	S , см ³	$\frac{QS}{\delta_\phi I}$, кН/см ²	τ , кН/см ²
$l/8$	1	124,2	72,97	1 043300	2376	15,42	10847	0,379	0,345
	2						12187	0,426	0,353
	3						10847	0,379	0,303
$l/4$	1	213,3	48,62	1 445000	2850	16,15	12671	0,213	0,180
	2						14616	0,246	0,152
	3						12671	0,213	0,116
$3l/8$	1	266,5	24,31	1 873600	3299	16,82	14324	0,093	0,068
	2						16915	0,110	0,018
	3						14324	0,093	-0,002

На рис. 2 показаны эпюры касательных напряжений по высоте стенки между поясами, построенные согласно (1) в кН/см².

Определение напряжений в коробчатой балке с помощью МКЭ. С целью оценки аналитического метода определения касательных напряжений в стенке и вычисления всех компонент напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} по высоте указанных ранее сечений был применён программный комплекс «Лира». Балка была разбита на 51692 объемных КЭ типа 36 с размерами

основной сетки по поясам 4х4х22 мм и 4х4х10 мм по стенке. Равномерно распределённая нагрузка распределялась на группу верхних контурных узлов и составила $q = 0.071 \times 9 \times 26 = 16,62$ кН/м (где 0,071 кН – сила в узле; 9 – число узлов по ширине сечения; 26 – число узлов на 1 пог. м. длины балки). Жесткостные характеристики конечных элементов стенок и поясов принимались одинаковыми: модуль упругости $E = 10000$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu = 0,02$; плотность $\rho = 5$ кН/м³.

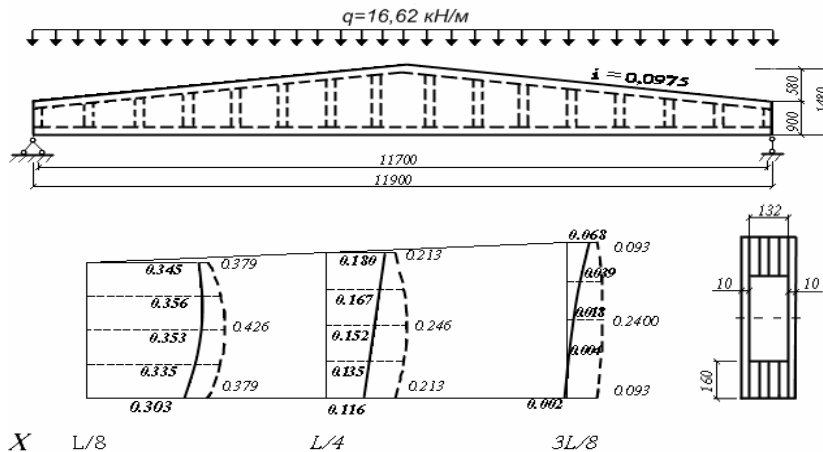


Рис. 2. Конструкция балки и эпюры касательных напряжений по высоте стенки деревофанерной балки:

--- по формуле Журавского; — по зависимости (1)

На рис. 3-5 представлены эпюры напряжений в фанерных стенках балки для поперечных сечений, расположенных на расстоянии $l/8$; $l/4$; $3l/8$ от опоры.

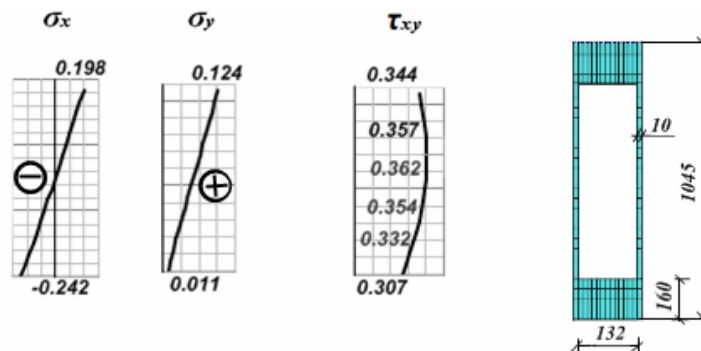


Рис. 3. Эпюры напряжений в поперечном сечении $l/8$.

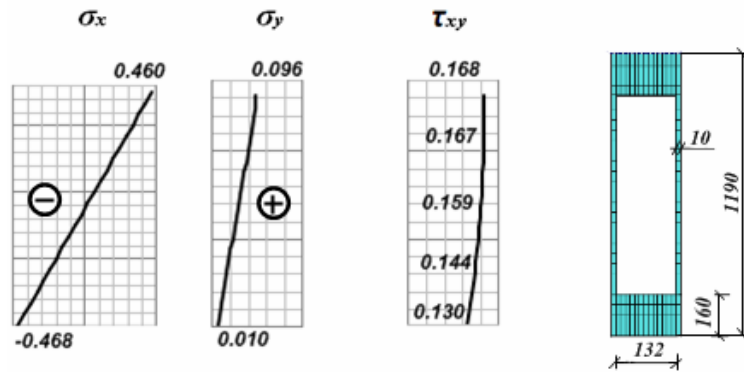


Рис. 4. Епюры напружень в поперечному сеченні $l/4$.

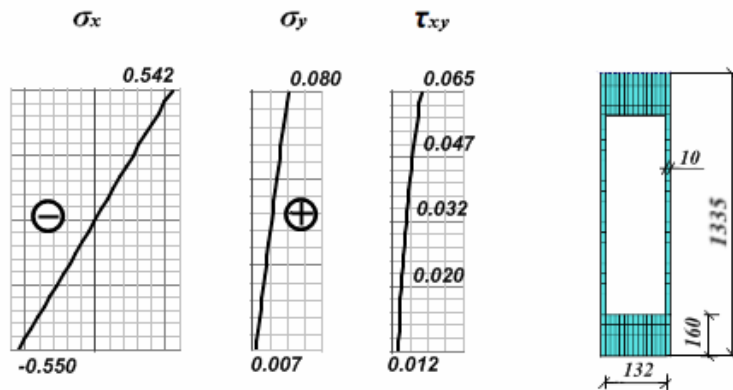


Рис. 5. Епюры напружень в поперечному сеченні $3l/8$.

Обсуждение полученных результатов. Распределение нормальных напряжений σ_x по высоте фанерных стенок носит линейный характер, однако их значения на уровне внутренних кромок поясов, вычисленные с помощью МКЭ и по элементарной формуле, различны

- в сечении на расстоянии $l/8$ соответственно 0,242 и 0,432 кН/см²;
- в сечении на расстоянии $l/4$ соответственно 0,468 и 0,642 кН/см²;
- в сечении на расстоянии $3l/8$ соответственно 0,550 и 0,722 кН/см².

Расхождение по отношению к элементарному решению вблизи опоры составляет 44 % и уменьшается при продвижении к середине балки до 24 %. Такую разницу для коробчатых (двутавровых) балок можно объяснить приближенностью методов сопротивления материалов, что в свою очередь было также отмечено при исследовании напряжений в приопорных зонах деревофанерных балок постоянной высоты [10].

Результаты определения касательных напряжений в стенках балки, полученные различными методами, сведены в табл. 2. Здесь точки 1 и 3 взяты на уровне внутренних кромок соответственно верхнего и нижнего поясов, а точка 2 лежит на нейтральной линии сечения.

Таблица 2

Касательные напряжения в стенке коробчатой балки

Сечение	№ точек	Напряжения τ_{xy} , кН/см ²		
		Численное решение (ПК «Лира»)	Аналитическое решение	
			по формуле Журавского	по формуле (1)
1/8	1	0,344	0,379	0,345
	2	0,362	0,426	0,353
	3	0,307	0,379	0,303
1/4	1	0,168	0,213	0,180
	2	0,159	0,246	0,152
	3	0,130	0,213	0,116
3/8	1	0,065	0,093	0,068
	2	0,032	0,110	0,018
	3	0,012	0,093	-0,002

Как следует из табличных данных, результаты определения напряжений с помощью МКЭ и вычисленных аналитически весьма близки в сечениях вблизи опор и в четверти пролёта, расхождение в точках 2 и 3 сечения 3/8 можно объяснить малостью значений напряжений, что влияет на точность при вычислении по формуле (1). Касательные напряжения по высоте сечения распределяются несимметрично, а их величина для опорного сечения на 10 % – 25 % меньше вычисленной по формуле Журавского. При продвижении к середине балки эта разница, как и характер распределения значительно отличается, что объясняется преобладающим влиянием изгибающих моментов.

Применение МКЭ позволило выяснить характер распределения напряжений σ_y , действующих поперёк оси балки. Закон их распределения в стенках приближается к линейному, а их максимальные значения не превышают величины $0,25q / \delta_{cm}$, что объясняется разгружающим действием верхних поясов.

Выводы

Переменность высоты дощатоклееных и деревофанерных элементов является дополнительным резервом снижения материалоемкости конструкций, однако влияет на распределение касательных напряжений и напряжений, действующих поперёк оси элемента.

Для двускатных балок некоторое снижение касательных напряжений в фанерных стенках является дополнительным резервом их прочности и местной устойчивости.

Стенки деревофанерных балок и пояса находятся в сложном напряженном состоянии, что требует несколько иных критериев прочности и расчёта.

Литература

- [1] Эффективное использование древесины и древесных материалов в современном строительстве // Тез. докл. Всесоюзного совещания (г. Архангельск, 18-20 июня 1980) / Центральное и Архангельское обл. правление НТО Стройиндустрии, М., 1980. – 431 с.
- [2] Васильев С.Н. Клееная древесина в проектировании // Современные металлические и деревянные конструкции: Сб. тр. Международного симпозиума, 18 – 20 июня 2009 / БелНИИС – НТЦ. – Брест, 2009. – С. 29 – 42.
- [3] Серов Е.Н. Резерв повышения эффективности конструкционного использования клееной древесины // Расширение применения деревянных клееных конструкций в строительстве: Материалы Всесоюзной научно-практ. конф. / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1983. – С. 54 – 62.
- [4] Кириленко В.Ф., Махновский В.Л. Применение фанеры в несущих и ограждающих конструкциях // Тез. докл. II Международной конф. «Материалы для строительства» / ПГАСА. – Днепропетровск, 1993. – С. 148 – 149.
- [5] Дмитриев П.А., Шмидт А.Б. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – 292 с.
- [6] Шмидт А.Б. Унифицированные клефанерные элементы (УКФ – элементы) как несущие конструкции покрытий зданий и сооружений // ИВУЗ. Строительство и архитектура. – № 1. – 1998. – С. 18 – 21.
- [7] Кириленко В.Ф., Пинчук Е.А. Скалывающие напряжения в деревянных балках переменной высоты // Науковий вісник будівництва. – Вип. 54. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2009. – С. 179 – 185.
- [8] Кириленко В.Ф., Кузенков М.Ю., Пинчук Е.А. Напряжения в деревофанерных балках постоянного и переменного сечения // Motrol: Motoryzacja i Energetyka Rolnictwa. - vol. 11B. – Simferopol – Lublin, 2009. – С. 196 – 211.
- [9] Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования: Уч. пособие / под ред. Ю.В. Слицкоухова. – М.: Стройиздат, 1991. – 256 с.
- [10] Кириленко В.Ф., Кузенков М.Ю. Напряжения в приопорных зонах деревофанерных балок// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць / НУВГП. – Вип. 19. – Рівне, 2009. – С. 159 – 164.

Надійшла до редколегії 25.06.2010 р.

УДК 624.011.1

Нова концепція проектування великопрогонових конструкцій з клеєної деревини

Кліменко В.З.

Київський національний університет будівництва та архітектури, Україна

Анотація. В статті викладена нова концепція щодо конструкцій з клеєної деревини. Згідно з діючим нормативним документом СНиП II-25-80 для забезпечення надійності конструкцій з суцільної деревини достатньо виконати розрахунки по міцності за нормальними і дотичними напруженням у відповідних перерізах елементів. Але технічний зміст СНиП II-25-80 не забезпечує надійності проектування конструкцій з клеєної деревини через особливості її напруженого стану в елементах і з'єднаннях. Нормативний документ потребує докорінного удосконалення на підставі нової концепції проектування конструкцій з клеєної деревини.

Аннотация. В статье изложена новая концепция относительно конструкций из клеенной древесины. Согласно действующему нормативному документу СНиП II-25-80 для обеспечения надежности конструкций из цельной древесины достаточно выполнить расчеты по прочности по нормальным и касательным напряжениям в соответствующих переченнях элементов. Но техническое содержание СНиП II-25-80 не обеспечивает надежности проектирования конструкций из клеенной древесины из-за особенностей ее напряженного состояния в элементах и соединениях. Нормативный документ нуждается в коренном усовершенствовании на основании новой концепции проектирования конструкций из клеенной древесины.

Abstract. The paper presents new conception, which deals with the structures made of wood with the use of glue. In normative document СНиП II-25-80 in force at present for reliability assurance of the structures made of one-piece wood it was sufficient to make an analysis based on strength characteristics in compliance with normal and tangential stresses, conforming to relevant list of documents. But technical content of СНиП II-25-80 does not provide reliability during design of the constructions made of wood with the use of glue as a result of peculiarities of its stressed state at elements and connection joints. The normative document requires to be radically improved on the basis of new conceptual approach to design of the constructions made of wood with the use of glue.

Ключові слова: проектування, клеєна деревина, напружений стан, міцність.

Вступ. Перш ніж викласти нову концепцію щодо конструкцій з клеєної деревини, слід згадати діючі правила проектування дерев'яних конструкцій. Згідно з нормативними документами – від першого (1929 р.) до чинного СНиП II-25-80 – для забезпечення надійності конструкцій з суцільної деревини достатньо було виконати розрахунки по міцності за нормальними і дотичними напруженням у відповідних перерізах елементів (не беручи до уваги деякі окремі розрахунки і вимоги щодо забезпечення довговічності конструкцій). Напружений стан (НС) деревини в елементах і з'єднаннях був достатньо визначеним. В діючих нормах залишились з'єд-

нання контактні, на врубках, на циліндричних нагелях. Клейові з'єднання подані декларативно.

Технічний зміст СНиП II-25-80 не забезпечує надійності проектування конструкцій з клеєної деревини через особливості її НС в елементах і з'єднаннях. Нормативний документ потребує докорінного удосконалення на підставі нової концепції проектування конструкцій з клеєної деревини. З погляду на нову концепцію як на фізичне явище, її принципова відмінність від традиційних правил проектування дерев'яних конструкцій з деревини суцільної полягає в наступному. Внаслідок своєрідного напруженого стану клеєної деревини при консолідованій дії різних напружень у конструкціях межа міцності досягається раніше ніж ці напруження, діючи сепаратно, досягають міцності матеріалу у відповідних місцях.

Конструкції з клеєної деревини. Цей матеріал завдяки можливості Туворювати з нього елементи значної довжини з великими поперечними перерізами широко використовується при створенні конструкцій великих прогонів. Цьому сприяє висока відносна міцність клеєної деревини (R/γ), яка зіставна з аналогічним показником для звичайних будівельних сталей [1]. Раціональними конструктивними формами, в яких нівелюється низький модуль пружності деревини, є арки положисті і стрільчасті, рами гнотоклеєні і з прямолінійних елементів, трикутні розпірні системи [2]. В світовій практиці [3] арки положисті в унікальних спорудах сягають 120...150 м, широкого застосування набули арки середніх прогонів 60...80 м, рами – до 60 м, трикутні розпірні системи – до 40 м. У вітчизняному будівництві є досвід застосування стрільчастих арок прогоном 45 м.

Особливість НС клеєної деревини в конструкціях. Особливість НС клеєної деревини обумовлена анізотропією її фізико-механічних властивостей і характеристиками, притаманними кожній зі згаданих конструктивних форм.

Завдяки роздрібленню і роззосередженню вад суцільної деревини в об'ємі шаруватої макробудови клеєної деревини покращується її якість і підвищується міцність. Однак вплив цієї макробудови на міцність клеєної деревини для різних видів її НС неоднаковий. Небезпека виникає при НС, коли діє розтяг поперек волокон як сам по собі, так і в умовах складного напруженого стану (СНС), коли одночасно діє сколювання вздовж волокон. При такому СНС міцність клеєної деревини помітно знижується. Цей об'єктивний факт щодо механічної властивості клеєної деревини слід враховувати при проектуванні конструкцій. Раніше в конструкціях із суцільної деревини він не виявлявся і не був відмічений в нормах проектування. Ця особливість НС клеєної деревини стала однією з головних

причин негативного досвіду впровадження в Україні в останній чверті минулого століття деяких конструкцій з цього матеріалу [2, 4]. Негативний досвід призвів до того, що конструкції з клеєної деревини (ККД) перестали застосовувати раніше, ніж встановили його причини. Зараз ознаки наявності ККД у будівництві відсутні. Подібного не сталося в РФ, Білорусі, прибалтійській республіках, де відбувається справжній бум у застосуванні ККД в спорудах середніх і великих прогонів різного функціонального призначення. Причини відмови конструкцій з'ясовані і почала формуватися нова концепція – нові правила – проектування ККД.

Анізотропія міцності клеєної деревини. Для усвідомлення впливу анізотропії міцності клеєної деревини тільки за наведеним в нормах розрахунковим опором згину, розтягу, стиску, а також зколюванню вздовж волокон, розтягу і стиску поперек волокон недостатньо. Необхідно знати яким чином змінюється опір матеріалу при дії напружень під довільним напрямком до волокон. Для цього мало знати формули (2) і (3) норм проектування. Слід чітко уявляти роботу і характер руйнування клеєної деревини. На думку автора, в розділі нормативного документа «Розрахункові характеристики матеріалів» недостатньо обмежуватися тільки базовими показниками міцності у формі таблиць. Треба дати наочну, візуально відчутну ілюстрацію анізотропії міцності, яка не може не викликати сумніви при застосуванні в розрахунках конструкцій тих правил норм, що розроблені на підставі досвіду проектування конструкцій з суцільної деревини.

На рис. 1 показано характер анізотропії міцності клеєної деревини під різними кутами до напрямку волокон.

При найменшому відхиленні напружень від напрямку волокон опір деревини різко знижується, а при куті в 40° і більше можна вважати, що опір практично вичерпується. Він стає дуже малим стиску ($1,8 \text{ МПа}$) і зовсім мізерним розтягу поперек волокон ($0,25 \dots 0,35 \text{ МПа}$). Більш інтенсивно в залежності від кута знижується опір розтягу – для порівняння на графіку «а» дані залежності $R_{\alpha,c}$ і $R_{\alpha,p}$ для клеєної деревини 1-го сорту, а на графіку «в» – полярна діаграма кількісного порівняння цих опорів.

Сумісна дія дотичних і поперечних напружень. У монографії [5] ретроспективно прослідковано НС деревини в різних з'єднаннях. Загальним у всіх дослідженнях було те, що автори, визнаючи факт наявності поперечних напружень, нормальних до площадок сколювання, ігнорували ними при розробленні теорії опору деревини сколюванню і методики розрахунку з'єднань.

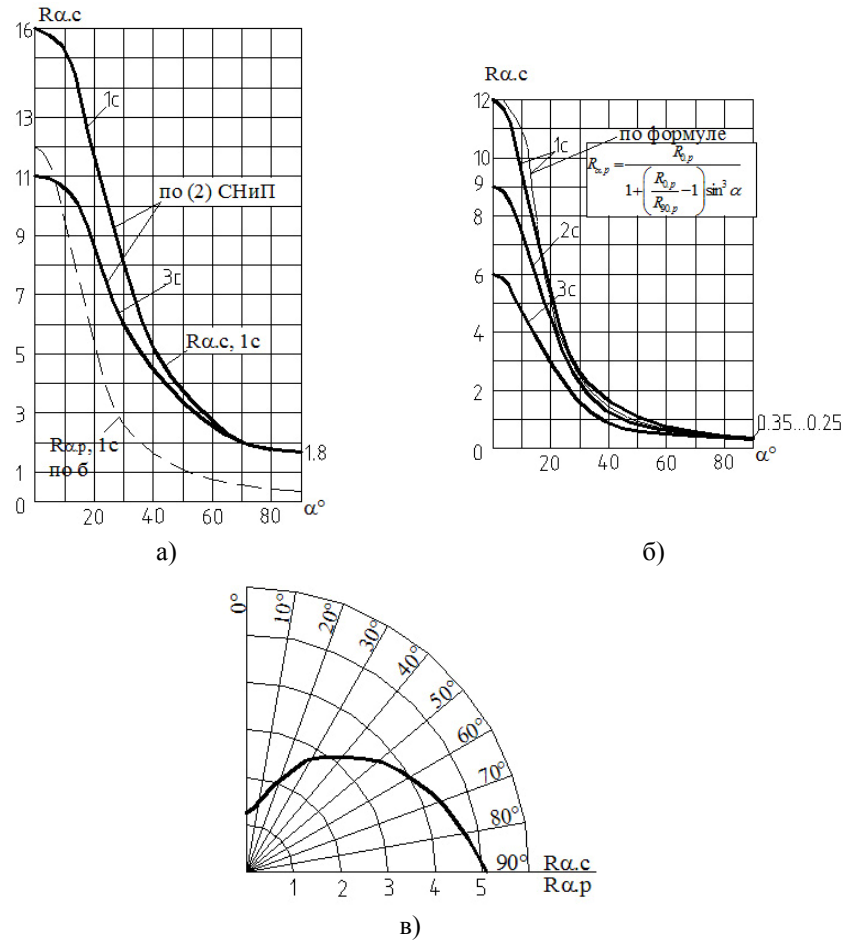


Рис. 1. Розрахункові опори клеєної деревини:
а – стиску за формулою (2) СНиП;
б – розтягу; 1с, 2с, 3с – відповідно 1-й, 2-й, 3-й сорти клеєної деревини

Автор роботи [5] Е.К. Ашкеназі ще задовго до цієї публікації визнавала спільну дію різних напружень на міцність деревини. Визнавалось, що в цих випадках по площадках руйнування діють дотичні і нормальні до них напруження розтягу чи стиску. Стверджувалось, що при розробленні теорії міцності деревини при дії зусилля під кутом до волокон неможна нехтувати жодним напруженням з позиції складного напруженого стану (СНС). Від кута залежить характер руйнування деревини: переважно від розтягу або стиску поперек волокон чи від сколювання вздовж волокон. Опір сколюванню залежить від величини поперечних напружень. На рис. 2 показані графічні залежності " $R_{\alpha} - \alpha$ " у відповідності з [5, 6], а на

рис. 3 діаграми граничних сумісно діючих дотичних і поперечних напружень, при різних кутах дії зусилля до волокон деревини¹.

На графіках рис. 2, б важко побачити анізотропію міцності по площадках, паралельних волокнам. Для встановлення анізотропії краще графіки рис. 2, б показати у вигляді полярних діаграм, як на рис. 3.

В ізотропному тілі епюра граничних кульових напружень має вигляд чверті кола, наприклад, як графік 5 при величині міцності 11МПа. Для ізотропного матеріалу цей графік симетричний відносно осі О-С.

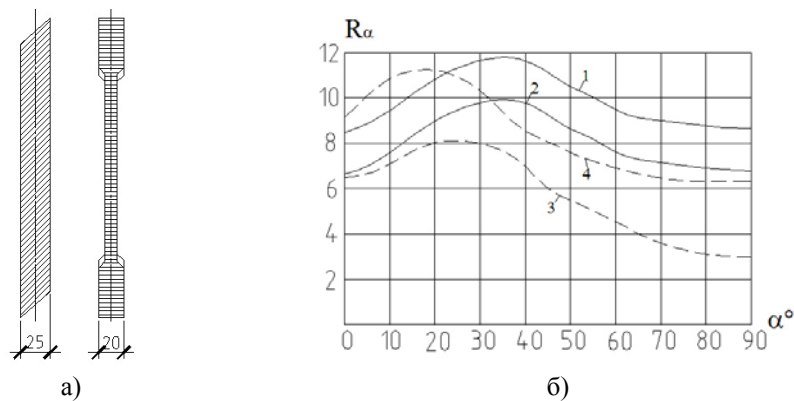


Рис. 2. Міцність деревини по площадках, паралельних волокнам, від величини кута:

а – зразки для випробовування; б – залежності міцності деревини;
1 – експериментальна при розтягу; 2 – експериментальна при стиску

В тілі з анізотропного матеріалу, яким є деревина, графіки граничних напружень викривлюються (графіки 1, 2, 3, 4). Межа, яка розподіляє площину напружень $\sigma_{90} - \tau$, зміщується у відповідності з анізотропією механічних властивостей. «Піки» графіків 1, 2 добре співпадають на діаграмах і відповідають куту $\alpha = 35^\circ$. У графіків 4 і 5 «піки» лежать в інтервалі кутів $20^\circ - 25^\circ$. На полярних діаграмах в кожний бік межі (ОР – при зусиллях розтягу, ОС – при зусиллях стиску) наочно показується «міра відповідальності» в напруженому стані чи дотичних, чи поперечних напружень при

¹ Порівнювати залежності " $R_\alpha - \alpha$ ", наведені на рис. 1 і 2, б не можна. По-перше, тому, що досліджувалася різна деревина, по-друге, на рис. 1 дані розрахункові опори з урахуванням масштабного фактора, а на рис. 2, б міцність чистої деревини малих зразків. Дещо незвична в роботах [5, 6] дана геометрична інтерпретація залежностей " $R_\alpha - \alpha$ ". В залежності від кута α на одному графіку суміщена міцність, яка визначається переважно чи опором сколюванню вздовж волокон, чи опором поперечним напруженням.

спільній їхній дії: наприклад, за графіком 1 знаходимо, що при $\alpha = 60^\circ$ напруження $\sigma_{90} = 8,4 \text{ МПа}$ і $\tau = 5,3 \text{ МПа}$; при $\alpha = 30^\circ$ – $\sigma_{90} = 5,7 \text{ МПа}$ і $\tau = 10 \text{ МПа}$.

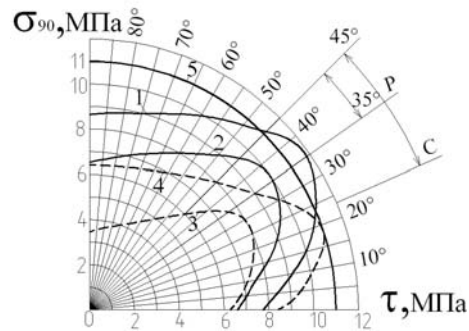


Рис. 3. Діаграми граничних сумісно діючих дотичних і поперечних напружень:
1 – максимальні, 2 – середні, відповідно до залежностей 1 і 2 рис. 1, б;
3, 4 – при стиску за [5] відповідно в тангенціальній і радіальній площинах

Враховуючи анізотропію міцності матеріалу і застосовуючи нову концепцію проектування, можна проектувати не тільки великопрогонові конструкції, а навіть звичайні.

Фізична суть нової концепції. При з'ясуванні причин відмови конструкцій з клеєної деревини в експериментальних дослідженнях відмічався несподіваний характер руйнувань. Всі перевірки міцності у відповідності з діючими правилами виконувалися, а руйнування відбувалися при навантаженнях, значно менших порівняно з теоретично граничними. Ці результати експериментів автор статті охарактеризував як їхні парадокси з традиційного на конструкції з деревини погляду щодо міцності елементів і з'єднань. Це стосувалося таких елементів і з'єднань, в яких НС клеєної деревини не відповідав звичному, установленому уявленню про міцність суцільної деревини. В елементах і їх з'єднаннях з клеєної деревини небезпечними виявляються не максимальні напруження вздовж волокон, навіть не максимальні напруження сколювання вздовж волокон чи напружень поперек волокон при надзвичайно низькій міцності матеріалу. Майже в усіх експериментах перевірки, виконані щодо напружень, виконувалися. А руйнування відбувалося в інших місцях, які не співпадали з тими, де діяли окремі максимальні напруження.

В клеєній деревині елементів і з'єднань, коли в ній реалізується особливий НС, що визначається одночасною дією різних напружень, можуть з'явитися такі місця, в яких при їхній спільній дії міцність деревини буде вичерпана раніше, ніж окремі напруження у відповідних розрахункових перерізах з традиційного на них погляду сягнуть міцності клеєної деревини.

Норми проектування містили розрахунок на спільну дію тільки двох напружень в елементах, за так званою формулою складного опору.

Фізичним процесам, внаслідок яких відбувалося руйнування клеєної деревини при їхній загальній подібності в елементах і з'єднаннях, притаманні свої особливості. В елементах, частіше за все, СНС був результатом сумісної дії напружень від згинального моменту, поздовжнього зусилля, поперечної сили: $\sigma_{зг}$, $\pm\sigma_N$; τ і $\pm\sigma_{90}$ в криволінійних елементах. В з'єднаннях СНС з'являється, коли відбувається викривлення потоків внутрішніх зусиль відносно напрямку волокон деревини. В результаті розкладання нормальних напружень з'являються паралельні і ортогональні до напрямку волокон напруження: дотичні і стиску чи розтягу поперек волокон. Таке фізичне явище визначене як неспівпадання полів діючих напружень з полем опору матеріалу. Це дуже небезпечне для клеєної деревини внутрішнє явище. Воно стало приводом для формулювання дуже важливого, можливо головного, при проектуванні ККД принципу – *спрямованої орієнтації*. Під його впливом сформулювався новий погляд на відомий *принцип дрібності* в з'єднаннях внаслідок того, що передача зусиль від одного елемента на інший більшою кількістю менш міцних в'язей себе виправдовує. ККД «змусили» сформулювати для них *принцип збалансованої міцності* – рівномірність окремих частин конструкції не за рахунок збільшення в деяких з них матеріалоемності².

Математична формалізація СНС. У клеєній деревині, як в матеріалі з надзвичайною анізотропією, оцінку її міцності слід виконувати з урахуванням всіх компонентів НС не за абсолютними величинами напружень, а за їхнім співвідношенням до відповідних розрахункових опорів $-\sigma_i/R_i$. Цю оцінку слід виконувати за критерієм, який відповідає фізичній суті плоского напруженого стану анізотропічного матеріалу, який визначається як складний напружений стан. Врахування СНС матеріалу є суттю нової концепції при проектуванні ККД.

Умови міцності при СНС. ККД, що масово застосовувалися наприкінці минулого століття, запроектовані без врахування СНС матеріалу в елементах і з'єднаннях. Це загальна помилка і інженерів, і науковців. В огляді норм проектування дерев'яних конструкцій Європейських країн, США і Канади, виконаних ЦНДІБК ім. Кучеренка (1982 р.), як загальний недолік їхніх норм, а також СНиП II-25-80 відмічається відсутність розрахунків ККД із урахуванням СНС.

² Докладно ці принципи розглянуто автором в публікаціях, присвячених реалізації нової концепції проектування різних конструкцій з клеєної деревини, погоджуючись з І.Ньютоном: *При вивченні наук приклади корисніші за правила*.

У згаданому огляді норм проектування [7] Знаменським Е.М. запропоновано умова міцності такого типу:

$$\frac{\sigma_x}{R_x} + \frac{\sigma_y}{R_y} + \frac{\tau}{R_{ск}} \leq 1, \quad (1)$$

Вона не нова, ще в першій половині ХХ ст. Папковичем П.Ф. була запропонована аналогічна умова для перевірки міцності при плоскому напруженому стані металевих конструкцій суден. До моменту огляду [7] вже були відомі критерії міцності при СНС для різних анізотропних матеріалів і для деревини (бібліографія з цього питання відома). До того ж у 1974 р. було видано переклад «Wood. Handbook» [8], в якому приведено критерій міцності Норріса для перевірки клеєної деревини в двоскатних балках у зоні скатів:

$$\frac{\sigma_x^2}{R_x^2} + \frac{\sigma_y^2}{R_y^2} + \frac{\tau_{xy}^2}{R_{xy}^2} \leq 1, \quad (2)$$

Жоден із критеріїв міцності для анізотропних матеріалів, докладний аналіз яких дано в капітальній монографії Писаренка Г.С. і Лебедева А.А. [9], не знайшов практичного застосування для розрахунку конструкцій з клеєної деревини. Більше того, в публікаціях, присвячених, по суті, дослідженню СНС клеєної деревини, автори ніби уникали (за різними винятками) фіксування такого НС³. Однією з перших публікацій, в яких звертається увага на СНС клеєної деревини наприкінці минулого століття, були роботи проф. Фурсова В.В. і автора цієї статті.

Проф. Серовим Е.М. (Росія, С.Пб) врахування усіх компонентів плоского напруженого стану пропонується за формулою для зведених напружень⁴

$$\sigma_\alpha = 0,5 \left[\sigma_x + \sigma_y \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \right] \leq R_\alpha, \quad (3)$$

де σ_α – головне напруження розтягу, R_α – розрахунковий опір деревини розтягу під кутом до напрямку волокон.

³ Цей факт цікавий не тільки з технічного погляду, а й з психологічного. Чому так? Пояснення міститься в короткій репліці стосовно менталітету фахівців у заключній частині цієї статті.

⁴ Аналогічна пропозиція міститься в підручнику «Металлические конструкции» проф.Е.И. Беленя навіть для такого ізотропного матеріалу як сталь, в тих місцях конструкцій, де реалізується СНС.

У цій формулі не відображено анізотропію фізико-механічних властивостей клеєної деревини, не проаналізована можливість її застосування при різних сполученнях компонентів у просторі напружень.

Актуальність врахування СНС клеєної деревини в конструкціях є змістом багатьох публікацій проф. Серова Е.М. Одна з останніх [10] має символічну назву і в ній підкреслюється позиція щодо нових поглядів на оцінку міцності клеєної деревини в умовах плоского напруженого стану.

Українськими фахівцями, проф. Фурсовим В.В. і автором цієї статті запропоновані умови міцності клеєної деревини у вигляді квадратичних кри-

теріїв типу $\sum_{i=n} \left(\frac{\sigma_i}{R_i} \right)^2 \leq 1$, в яких індекс "i" означає вид окремого напру-

ження в тензорі СНС і відповідний розрахунковий опір клеєної деревини. Відрізняються критерії врахуванням у них анізотропії фізико-механічних властивостей: в одному об'ємними коефіцієнтами поперечних деформацій, в іншому коефіцієнтами μ у площинах структурної симетрії деревини і співвідношеннями розрахункових опорів.

Проф. Фурсовим В.В. запропоновано критерій міцності у виді [11]:

$$\frac{\sigma_c^2}{R_c^2} + \frac{\sigma_{c,90}^2}{R_{c,90}^2} K_1 - \frac{\sigma_c^2 \cdot \sigma_{c,90}^2}{R_c^2 \cdot R_{c,90}^2} K_2 + \frac{\tau_{ск}^2}{R_{ск}^2} K_3 \leq 1, \quad (4)$$

де K_i – відображають компоненти модуля об'ємної деформації. В цьому критерії міститься новий підхід для врахування анізотропії деревини. З прийняттям в якості державного стандарту методики визначення модуля об'ємної деформації критерій (...) з поширенням його на різні сполучення напружень в умовах СНС може стати зручним методом розрахунку.

Автором статті з урахуванням спільної дії в різних місцях клеєної деревини напружень:

$\sigma_{0,c,p}$ – стиску чи розтягу вздовж волокон або сумарних у зонах поперечного перерізу елементів, що працюють на згин і дію повздовжнього зусилля; $\sigma_{зг}$ – згину в криволінійних і прямолінійних балках змінної по довжині висоти перерізу; τ – дотичні; $\sigma_{90,c,p}$ – радіальних у криволінійних балках або поперечних у балках (елементах) зі змінною висотою перерізів по довжині, запропоновано квадратичний критерій, який в загальному випадку СНС має вид:

$$\left(\frac{\sigma_{0;c,p}}{R_{0;c,p}} \text{ або } \frac{\sigma_{zg}}{R_{zg}} \right)^2 + A_i \left(\frac{\tau}{R_{ск}} \right)^2 + B_i \left(\frac{\sigma_{90;c,p}}{R_{90;c,p}} \right)^2 \leq 1^{5,6}, \quad (5)$$

в якому в знаменниках приймаються розрахункові опори відповідно до сорту клеєної деревини.

З нього одержуються детерміновані умови міцності клеєної деревини при СНС для різних конструкцій: балок криволінійних із лінійно змінною висотою; арок положистих і стрільчастих; рам гнутоклеєних і прямолінійних у з'єднаннях, де виникає СНС матеріалу.

Більш ніж півстоліття тому Белянкін Ф.П. в роботі [12] писав: «опасное место элемента, для которого составляется уравнение прочности, не всегда может быть точно определено, и поэтому уравнение прочности составляется обычно для ряда мест, которые можно принять за опасные».

Сучасна обчислювана техніка дозволяє реалізувати надзвичайно важливе для СНС клеєної деревини передбачення Белянкіна Ф.П.

Методологія пошуку небезпечного місця. Методологію пошуку і кількісної оцінки СНС клеєної деревини продемонстровано на простому прикладі.

Розрахунок однопрогонової вигнутої балки (рис. 4).

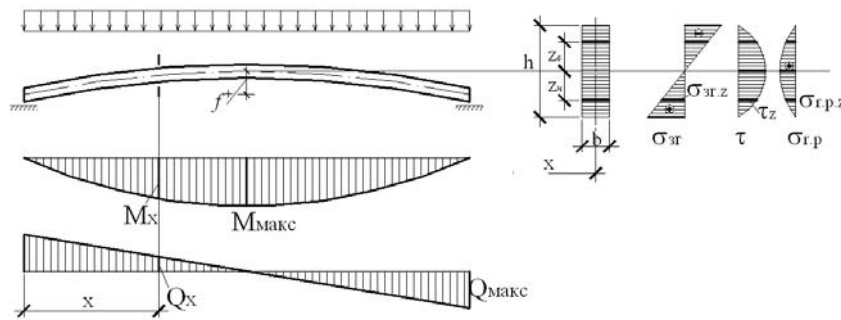


Рис. 4. До методології перевірки міцності за СНС

⁵ Параметри A_i та B_i , що враховують анізотропію фізико-механічних властивостей деревини, встановлені Д.В. Михайловським.

⁶ Докладніше про загальний критерій міцності деревини і детерміновані умови міцності викладено в [13].

Вигін балки (не будівельний підйом) такий, що можна нехтувати незначним горизонтальним розпором. У відповідності з СНиП II-25-80 підібрано переріз балки $b \times h$ з дотриманням умов міцності:

— в середині прогону $\sigma_{кр.макс} \leq R_{зг}$ та $\sigma_{г.р.макс} \leq R_{р.90}$;

— на опорах $\tau_{макс} \leq R_{ск}$.

У довільному перерізі x реалізується СНС клеєної деревини, який в будь-якому місці по висоті балки складається з напружень $\sigma_{зг,z}$, τ_z , $\sigma_{г.р,z}$. В цьому прикладі при дуже невеликому вигині f^+ переміщенням нейтральної площини, що відбуваються згідно з теорією згину кривого бруса, можна нехтувати і вважати епюри напружень симетричними. Згідно з анізотропією клеєної деревини небезпечне місце по висоті перерізу може розміщуватися на різних відстанях від нейтральної площини. Тоді для обох місць у стиснутій і розтягнутій зонах поперечного перерізу умова міцності клеєної деревини з критерію (5) запишеться так

$$\left(\frac{\sigma_{зг,z_{\theta,n}}}{R_{зг}} \right)^2 + A_i \left(\frac{\tau_{z_{\theta,n}}}{R_{ск}} \right)^2 + B_i \left(\frac{\sigma_{г.р,z_{\theta,n}}}{R_{р.90}} \right)^2 \leq 1. \quad (6)$$

Пошук небезпечного місця із умови (6) здійснюється перебиранням відстані x та ординати z і обов'язково в місцях змінення сортів пиломатеріалів за висотою перерізу.

Аналіз умови міцності при СНС. Важко дати оприорі кількісну оцінку впливу окремих складових лівої частини формули (6) в загальній її величині. Це автором названо як міра відповідальності того чи іншого напруження на міцність клеєної деревини при СНС. Розглянемо на прикладі. В прямолінійних балках спрощена умова $(\sigma_{зг,z}/R_{зг})^2 + (\tau_z/R_{ск})^2 \leq 1$ завжди виконується в будь-якому місці по довжині x з ординатами z_{θ} і z_n в поперечному перерізі. Визначальними є перевірки за $\sigma_{кр.макс} \leq R_{зг}$ в середині прогону і за $\tau_{макс} \leq R_{ск}$ на опорах.

У криволінійній балці СНС змінюється. Внаслідок дуже малої міцності клеєної деревини на розтяг поперек волокон частка складової $(\sigma_{г.р}/R_{р.90})^2$ в умові (6) або в критерії (5) може стати переважаючою. Це зменшує частки перших і других складових умови (6) або в критерії (5), не дозволяючи розвиватися іншим напруженням.

При розрахунках ККД, коли $\sigma_{зг.макс}$ чи $\sigma_{0.макс}$ і $\tau_{макс}$ за умови СНиП $\sigma_i \leq R_i$ виконуються, в них можуть з'явитися місця, в яких не виконується

критерій (5), тобто перевищується межа міцності клеєної деревини при певному СНС.

Висновки

Стаття направлена на змінення усталених уявлень щодо проектування дерев'яних конструкцій, зокрема конструкцій з клеєної деревини. Треба, напевно, погодитися з тим, що тих правил, з яких складається діючий нормативний документ, недостатньо для забезпечення надійності конструкцій з клеєної деревини. В ній внаслідок надзвичайної анізотропії механічних властивостей спільна дія всіх складових напруженого стану значніше небезпечніша, ніж дія окремих максимальних напружень, що наближає матеріал до межі опору раніше ніж окремі напруження сягнуть міцності матеріалу. Конструкції, запроєктовані на старому підході, дискредитували ККД. Неможна не погодитись з думкою провідного фахівця Росії професора С.Пб ДАБУ Серова Е.М., що викладена в заключенні до змістовної трилогії, присвяченої ККД: *«Однако устоявшиеся тенденции сильны, а оппоненты иногда не только амбициозны, но и агрессивны: приходится длительное время отстаивать и доказывать очевидные вещи. Конструкциям от этого «легче не становится».*

Нова концепція проектування ККД доповнює чинні правила і норми новими принципами їх конструювання і оцінки міцності, які обґрунтовані і апробовані в останні роки експериментально-теоретичними дослідженнями і досвідом застосування ККД. Положення нової концепції повинні знайти відображення в державному нормативному документі, присвяченому ККД. Це сприятиме відродженню в нашій країні цих перспективних конструкцій.

Література

- [1] Кліменко В.З. Ефективний конструкційний матеріал – клеєна деревина // Будівництво України. – №9-10. – 2009. – С.16 – 20.
- [2] Кліменко В.З. Вітчизняний досвід впровадження в капітальному будівництві конструкцій з клеєної деревини. Здобутки і проблеми // Будівництво України. – №5. – 2009. – С. 17 – 21.
- [3] Кліменко В.З. Конструкції з клеєної деревини Світовий досвід // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2009. – 1. С. 39 – 43.
- [4] Пермяков В.А., Клименко В.З. Состояние и перспективы применения строительных деревянных конструкций в Украине // Економіка будівництва. – № 4. – 2005. – С. 36 – 41.
- [5] Филимонов Э.В., Освенский Б.А. Прочность древесины по площадкам, параллельным волокнам, при одновременном действии касательных и нормальных напряжений. – М.: МИСИ. Сборник № 95. – 1973. – С.50 – 56.
- [6] Флаксерман А.Н. Влияние наклона волокон на механические свойства древесины сосны. / Труды ЦАГИ. Вып. 78. М. – Л. – 1931. – С. 48.

- [7] Современное состояние зарубежных и отечественных норм проектирования деревянных конструкций / Обзорная информация ВНИИИС. – М. – 1982. Серия 8 Вып. 4. – 72 с.
- [8] Справочное руководство по древесине – Пер. с англ. – М. Лесная промышленность. – 1974.
- [9] Писаренко Г.С., Лебедев А.А. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии. – К.: Наукова думка. – 1976. – 416 с.
- [10] Серов Е.Н., Найчук А.Я. Патология клееных деревянных конструкций и новые воззрения на оценку прочности / Сб. «Современные металлические и деревянные конструкции» – Брест. – 2009. – С. 283 – 288.
- [11] Фурсов В.В. К расчету клееной древесины в условиях сложно напряженного состояния / Сб. «Современные строительные конструкции из металла и древесины» – Одесса. – 1999. – С. 216 – 222.
- [12] Белянкин Ф.П. Современные методы расчета прочности элементов деревянных конструкций. – К.: Изд-во АН УССР. – 1951. – 20 с.
- [13] Порівняльний аналіз розрахунків дерев'яних конструкцій за вітчизняними нормами та стандартами США. Кліменко В.З., Михайловський Д.В. – К. «Сталь». – 2007. – 78 с.

Надійшла до редколегії 22.04.2010 р.

УДК 624.012

Районування території Закарпатської області за максимальним сніговим навантаженням

¹Кінаш Р.І., д.т.н., ²Гук Я.С.

¹Національний університет «Львівська політехніка», Україна

²Ужгородський національний університет, Україна

Анотація. Максимальні снігові навантаження, наведені в СНиП 2.01.01.82 і ДБН В.1.2-2:2006, є недостатні для детального районування на території Закарпатської області. Запропонована методика визначення максимальних снігових навантажень за 27-ма напрямками між базовими і перехідними метеостанціями із застосуванням висотно-логарифмічних коефіцієнтів дає можливість одержати додаткові дані для складання детальної карти снігових навантажень для району Закарпаття.

Аннотация. Максимальные снеговые загрузки, приведенные в СНиП 2.01.01.82 и ДБН В.1.2-2:2006, недостаточны для детального районирования на территории Закарпатской области. Предложена методика определения максимальных снеговых нагрузок по 27-ми направлениям между базовыми и переходными метеостанциями с применением высотно-логарифмических коэффициентов дает возможность получить дополнительные данные для составления детальной карты снеговых нагрузок для района Закарпатья.

Abstract. The maximal snow loadings are resulted in the norms of SNiP 2.01.01.82 and DBN V.1.2-2:2006 unsuffice for the detailed districting on territory of the Zakarpatskoy area. The resulted method of determination of the maximal snow loadings on 27-направлениями between base and transitional weather-stations with the use of height logarithmic coefficients enables to get additional information for drafting of the detailed map of the снеговых loadings for the district of Zakarpat'ya.

Ключові слова: снігове навантаження, районування, метеостанція, Закарпатська область.

Вступ. Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Системи забезпечення надійності і безпеки будівельних конструкцій» [11] територія України поділена на 6 снігових районів, які подані на рис. 1.

Територія Закарпатської області віднесена до 4, 5, 6 снігових районів із сніговим навантаженням на горизонтальну площину відповідно: 1400 Па, 1600 Па, 1800 Па. Крім того, на карті виділена територія – так звана «гірська місцевість» без відповідних снігових навантажень, тобто «білі плями» українських Карпат.

Снігове навантаження на горизонтальну проекцію покриття є змінним [1, 2, 11], для якого встановлено три розрахункові значення: граничне, експлуатаційне, квазіпостійне.

Граничне розрахункове значення, S_m , обчислюється за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_o C, \quad (1)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження; S_o – характеристичне значення снігового навантаження, яке дорівнює вазі снігового покриву на 1 м^2 поверхні ґрунту і може бути перевищене у середньому один раз за 50 років, для українських Карпат – 180 Па; C – коефіцієнт, що визначається за формулою:

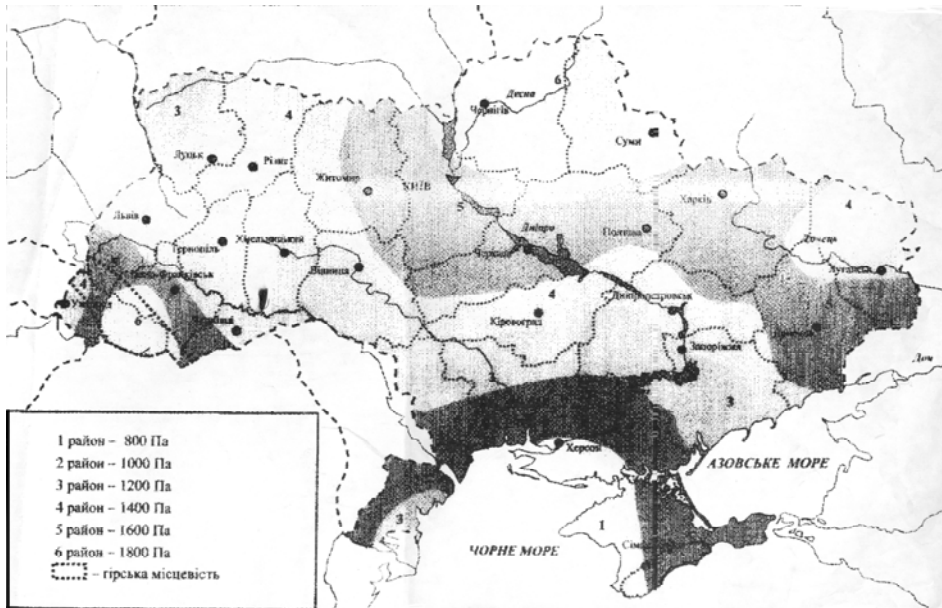


Рис. 1. Карта районування території України за характеристичними значеннями снігового покриву

$$C = \mu C_e C_h, \quad (2)$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю і визначається залежно від форм покрівлі та схеми розподілу снігового навантаження; C_e – коефіцієнт, який враховує режим експлуатації даху, при ухилах даху 3 % і неутеплених покриттів $C_e = 0,8$; C_h – коефіцієнт географічної висоти.

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження обчислюють за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_o C, \quad (3)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження.

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження обчислюють за формулою:

$$S_p = (0,4S_o - \bar{S})C, \quad (4)$$

де $\bar{S} = 160$ Па.

Методика проведення досліджень снігових навантажень. У формулах (2), (3) і (4) застосовується значення S_o , визначене за спостереженнями 1955-2005 років на 9-ти метеостанціях Закарпатської області із застосуванням 27-х напрямків, в які додатково вводять 18 перехідних станцій, значення яких визначені за результатами 2-х напрямків між базовими метеостанціями [3-10, 12], а також враховують, що сніговий покрив і густина снігу в гірських умовах підпорядковані логарифмічній залежності.

Висотно-логарифмічний коефіцієнт максимальної густини снігу, $K_{\log, \rho_{\max}}$, визначають за формулою:

$$K_{\log, \rho_{\max}} = \frac{\Delta \rho_{\max}}{\lg \Delta H}, \quad (5)$$

де $\Delta \rho_{\max}$ – різниця максимальної густини снігу між початковою і кінцевою станціями напрямку, кг/м^3 ; $\lg \Delta H$ – логарифм різниці висот над рівнем Балтійського моря між початковою і кінцевою станціями напрямку, м.

Для визначення максимальної густини снігу на станції X , $\rho_{\max, \text{ст.}X}$, застосовують формулу:

$$\rho_{\max, \text{ст.}X} = \rho_{\max, \text{баз.}} + K_{\log, \rho_{\max}} \cdot \lg \Delta H_X, \quad (6)$$

де $\rho_{\max, \text{ст.}X}$ – максимальна густина снігу на станції X , кг/м^3 ; $\lg \Delta H_X$ – логарифм різниці висот над рівнем Балтійського моря між початковою станцією і ст. X , м.

Висотно-логарифмічний коефіцієнт максимальної висоти снігового покриву, $K_{h \log, \max}$, визначають за формулою:

$$K_{h \log, \max} = \frac{\Delta h_{\max}}{\lg \Delta H}, \quad (7)$$

де $\Delta h_{\max}$ – різниця максимальних висот снігового покриву між початковою і кінцевою станціями напрямку, см; $\lg \Delta H$ – логарифм різниці висот над рівнем Балтійського моря між станціями напрямку, м.

Максимальну висоту снігового покриву на станції X , $h_{\max.cm.X}$, визначають за формулою:

$$h_{\max.cm.X} = h_{\max.баз.} + K_{\log.max.} \cdot \lg \Delta H_X \quad (8)$$

де $h_{\max.баз.}$ – максимальна висота снігового покриву на початковій, базовій станції напрямку, см; $\lg \Delta H_X$ – логарифм різниці висот початкової, базової станції напрямку і станції X , см.

Максимальне логарифмічне снігове навантаження, $\rho_{сн.макс.лог.}$, визначається за формулою:

$$\rho_{сн.макс.лог.} = h_{макс.лог.} \cdot \rho_{макс.лог.} \cdot 9.8, \quad (9)$$

де $h_{макс.лог.}$ – висота снігового покриву, визначена за логарифмічною залежністю, м; $\rho_{макс.лог.}$ – густина снігового покриву, визначена за логарифмічною залежністю, кг/м³; 9.8 – коефіцієнт переведення снігового навантаження з кг/м³ в Паскалі.

Результати обчислення снігових навантажень на горизонтальну площину, одержані за густиною і висотою снігового покриву на метеостанціях, перехідних станціях, окремих вершинах і перевалах Закарпатської області за спостереженнями у 1955-2005 роках, наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Снігове навантаження на горизонтальну площину, обчислене за густиною і висотою снігового покриву на метеостанціях, перехідних станціях, окремих вершинах і перевалах Закарпатської області, за спостереженнями у 1955-2005 роках

№ з/п	Назва метеостанцій	Географічні координати		Висота над рівнем Балтійського моря, м	Снігове навантаження на горизонтальну площину, Па				
		довгота	широта		середнє за твердими опадами (1955-2005 р.)	максимальне, густина і висота снігового покриву, обчис. за висот. коеф.	максимальне, густина і висота снігового покриву, обчис. за висот.-лог. коеф.	в улоговинах	
								максимальне, густина і висота снігового покриву, обчис. за висот. коеф.	максимальне, густина і висота снігового по-криву, вирах. за обчис.-лог. коеф.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Берегове	22° 39'	48° 13'	113	242,06	811,44	811,44	811,80	811,80
2	Ужгород	22° 18'	48° 37'	114,6	276,36	879,06	879,06	879,06	879,06
3	Мукачеве	22° 44'	48° 26'	116,5	243,63	824,37	972,55	976,77	1355,14
4	Перечин	22° 28'	48° 44'	142	286,26	952,56	1147,09	1203,73	1319,08

Продовження таблиці 1

№ з/п	Назва метеостанцій	Географічні координати		Висота над рівнем Балтійського моря, м	Снігове навантаження на горизонтальну площину, Па				
		довгота	широта		середнє за твердими опадками (1955-2005 р.)	максимальне, густина і висота снігового покриву, обчис. за висот. коеф.	максимальне, густина і висота снігового покриву, обчис. за висот.-лог. коеф.	в улоговинах	
								максимальне, густина і висота снігового покриву, обчис. за висот. коеф.	максимальне, густина і висота снігового покриву, вирах. за обчис.-лог. коеф.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	Хуст	23° 18'	48° 10'	166	444,92	1220,1	1220,1	1626,8	1626,8
6	Буштино	23° 29'	48° 02'	195,8	448,15	1506,65	2314,56	1917,17	3693,81
7	Свалява	23° 00'	48° 32'	203,5	266,85	1184,33	1953,82	1657,77	3343,47
8	В. Березний	22° 28'	48° 53'	209	310,66	1139,54	1139,54	1508,22	1508,22
9	Бедевя	23° 39'	48° 02'	225,2	451,19	1342,31	2622,58	1747,83	4206,06
10	Поляна	22° 58'	48° 36'	242	277,05	1364,35	2289,57	1834,76	3620,90
11	Діброва	23° 51'	48° 00'	250	453,84	1395,32	2852,88	1821,92	4473,40
12	г. Глибока	22° 24'	48° 32'	301,1	328,40	1180,41	2422,46	1687,95	5223,59
13	Рахів	24° 12'	48° 03'	438	437,08	2585,04	2585,04	3952,34	3952,34
14	Міжгір'я	23° 30'	48° 32'	456	432,18	3382,47	3382,47	7227,5	7227,5
15	Н.Ворота	23° 06'	48° 46'	500	345,94	2898,84	2898,84	4498,2	4498,2
16	г. Свалявка	22° 49'	48° 30'	525	395,52	1490,97	2507,13	2711,0	6257,50
17	г. Чорна Гора	23° 03'	48° 09'	565	499,99	1639,54	3683,13	2795,80	6259,1
18	Н. Студений	23° 21'	48° 41'	615	343,98	4249,37	4249,38	7460,74	7460,74
19	Ужоцький перевал	22° 54'	49° 00'	852	493,33	2203,73	3386	4292,0	7059,4
20	г. Дарвайка	23° 45'	48° 28'	883	521,16	3103,86	3626	3083,37	7168,89
21	г. Хмелів	24° 07'	47° 55'	887	521,95	3108,17	3506	3088,18	7170,26
22	г. Маковиця	22° 36'	48° 39'	978	517,24	2633,84	3459	2967,14	7123,03
23	г. Мокра	23° 55'	48° 21'	1225	585,84	3495,95	3595	7295	7382
24	г. Угорська	24° 07'	48° 16'	1294	598,78	3583,27	3608	6628	7437
25	г. Плай	23° 12'	48° 39'	1330	605,64	3615,22	3615,22	7595	7595

Закінчення таблиці 1

№ з/п	Назва метеостанцій	Географічні координати		Висота над рівнем Балтійського моря, м	Снігове навантаження на горизонтальну площину, Па				
		довгота	широта		середнє за твердими опадами (1955-2005 р.)	максимальне, густина і висота снігового покриву, обчис. за висот. коеф.	максимальне, густина і висота снігового покриву, обчис. за висот.-лог. коеф.	в улоговинах	
								максимальне, густина і висота снігового покриву, обчис. за висот. коеф.	максимальне, густина і висота снігового покриву, вирах. за обчис.-лог. коеф.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
26	г. Кук	22° 49'	48° 47'	1361	611,81	3623,45	3615	7609	7596
27	г. Полонина Рівна	23° 24'	48° 28'	1470	649,45	3738,89	3657	8191,3	7674,67

Методом інтерполяції визначено 11 снігових районів, із них 6 районів взяті за основу згідно з ДБН В.1.2-2:2006. Також введено додаткових 5 снігових районів за такими даними:

- 7-й район – 2200 Па;
- 8-й район – 2800 Па;
- 9-й район – 3200 Па;
- 10-й район – 3600 Па;
- 11-й район – 4000 Па.

Для характеристики зимових вітрів на карті (рис. 2) нанесені зимові рози вітрів, побудовані згідно з табл. 2.

Таблиця 2

Результати обчислення повторюваності вітру за 8-ма румбами на метеостанціях і перехідних станціях Закарпатської області в січні (%)

№ з/п	Назва станцій	Ви- сота, Н, м	Січень								Штиль
			Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗах	Зах	ПнЗах	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Чоп	100	9,65	6,12	9,13	36,82	19,32	2,89	3,99	12,08	36,56
2	Берегове	113	9,7	6,1	9,0	36,5	18,9	3,3	4,4	12,1	36,0
3	Ужгород	114,6	11,0	5,8	12,2	38,2	11,6	3,3	5,4	12,5	27,3
4	Мукачеве	116,5	9,71	6,09	9,03	36,42	18,78	3,41	4,44	12,12	35,85
5	Перечин	142	13,32	6,47	9,53	32,02	13,63	4,14	6,51	14,38	37,92

Закінчення таблиці 2

№ з/п	Назва станцій	Ви-сота, Н, м	Січень								Штиль
			Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗах	Зах	ПнЗах	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	Хуст	166	8,9	30,1	27,0	3,6	1,9	5,5	21,1	1,9	22,4
7	Буштино	195,8	8,70	29,40	26,34	3,66	2,35	6,88	20,64	2,03	23,02
8	Свалява	203,5	13,97	5,03	7,48	28,86	17,51	11,53	4,14	11,48	36,81
9	В. Березний	209	19,0	8,1	3,0	16,90	18,60	6,2	9,2	19,0	63,9
10	Бедевя	225,2	8,5	28,71	25,70	3,71	2,80	8,24	20,19	2,15	23,64
11	Поляна	242	15,86	4,56	6,79	25,52	16,95	15,12	4,0	11,2	37,24
12	Діброва	250	8,33	28,13	25,15	3,76	3,18	9,39	19,8	2,26	24,15
13	г. Глибока	301,1	10,4	5,75	10,81	32,12	12,7	9,27	6,54	12,36	27,89
14	Рахів	438	2,80	22,70	15,40	4,50	10,70	32,10	9,50	2,30	61,70
15	Міжгір'я	456	15,3	5,6	3,2	19,5	33,5	2,0	2,2	18,7	61,1
16	Н.Ворота	500	28,5	1,4	2,20	3,10	13,2	39,2	3,10	9,30	40,1
17	г. Свалявка	525	14,57	7,07	4,14	14,15	17,81	16,37	9,8	16,09	49,98
18	г. Чорна Гора	565	7,67	21,02	20,08	4,25	6,42	19,28	17,43	3,85	19,14
19	Н. Студений	615	36,7	2,1	0,9	17,9	32,5	1,6	0,9	7,4	39,3
20	Ужоцький перевал	852	9,98	5,99	5,31	11,32	16,99	26,9	10,45	13,06	35,56
21	г. Дарвайка	883	4,05	13,17	11,11	5,0	12,9	38,88	9,94	4,95	37,36
22	г. Хмелів	887	4,04	13,21	11,13	4,99	12,89	38,85	9,96	4,93	37,46
23	г. Маковиця	978	8,21	5,58	5,77	10,25	16,67	30,96	10,68	11,88	30,01
24	г. Мокра	1225	5,0	5,85	7,81	5,38	14,58	44,1	10,29	6,99	18,64
25	г. Угорська	1294	5,2	4,37	7,15	5,46	14,92	45,15	10,36	7,39	14,87
26	г. Плай	1330	5,3	3,6	6,8	5,5	15,1	45,7	10,4	7,6	12,9
27	г. Кук	1361	4,95	3,53	6,92	5,0	14,45	47,25	10,69	7,21	11,19
28	г. Полонина Рівна	1470	1,39	3,98	7,54	5,9	15,43	46,80	11,63	7,33	8,32

Обчислення проведені за спостереженнями на 9-ти базових метеостанціях у 1955-2005 роках із застосуванням висотно-вітрових коефіцієнтів і 23-х напрямків.

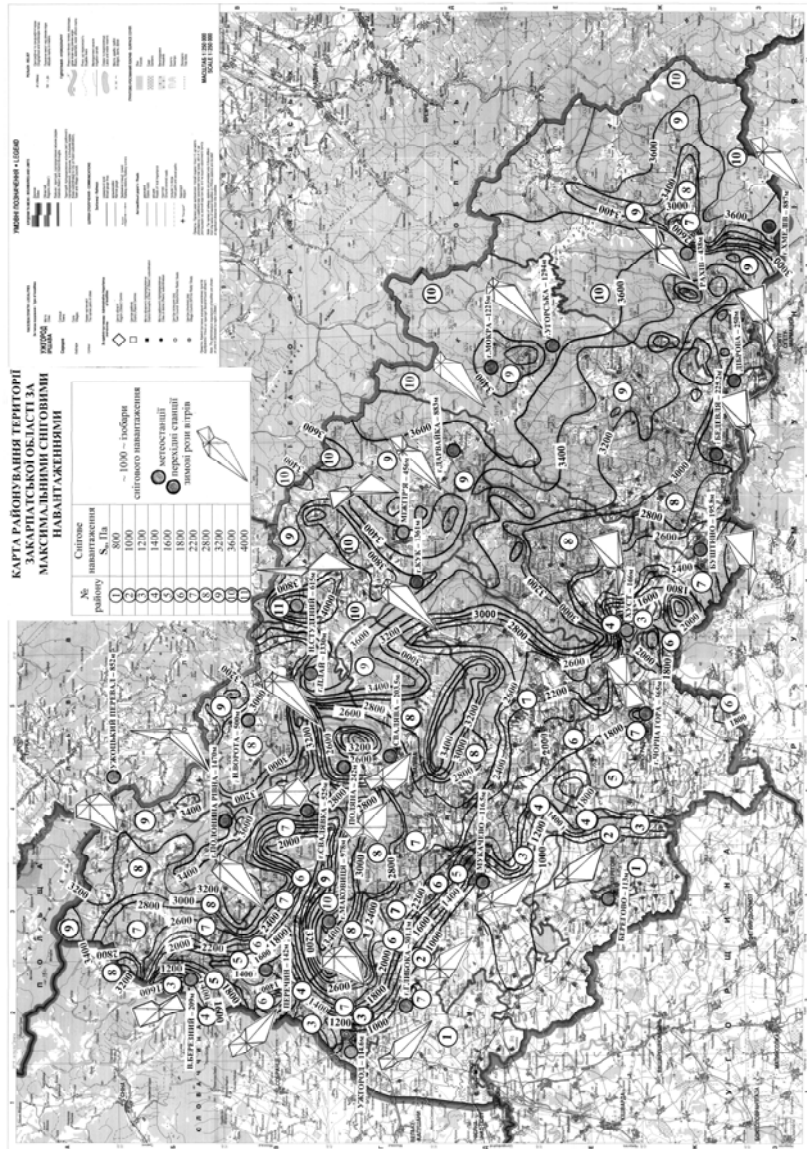


Рис. 2. Карта районування території Закарпатської області за максимальним сніговим навантаженням

Висновки

Максимальні снігові навантаження для території Закарпатської області нормами СНиП 2.01.01.82 і ДБН В.1.2-2:2006 визначені недостатньо.

Детальне визначення максимальних снігових навантажень за методом 23-х напрямків із застосуванням висотно-логарифмічних коефіцієнтів дає детальнішу карту районування території регіону.

Так звані гірські території, які відмічені на карті Закарпатської області, в ДБН В.1.2-2:2006 замінені приведеною методикою додатковими 5-ма сніговими районами і фактично заповнюють «білі плями» території регіону.

Карту районування регіону за максимальними сніговими навантаженнями можна застосовувати для розрахунку снігових навантажень на дахи, а також для визначення запасів снігу у водозбірних басейнах рік Закарпаття з метою запобігання весняних паводків від танення снігу.

Література

- [1] Бессонов В.С. Об одном способе предотвращения чрезмерных накоплений снега на кровлях промышленных зданий. – М.: Промышленное строительство – № 9 – 1962. – 225с.
- [2] Власов В.В. Статистический анализ снеговой нагрузки методом ПМП, Свердловск: Строительные конструкции и архитектура промышленных зданий, 1976. – С. 3 – 5.
- [3] Кінаш Р.І. Методика визначення снігових навантажень в географічно-довготних напрямках для населених пунктів і вершин Українських Карпат в межах Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Рівне: Ресурсо-економічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наукових праць. – Вип. 16, частина 1. – 2008. – С. 170 – 178.
- [4] Кінаш Р.І. Методика визначення снігових навантажень в географічно-широтних напрямках для населених пунктів і вершин Українських Карпат в межах Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Львів: Вісник НУ Львівська політехніка, 2008. – С. 10 – 15.
- [5] Кінаш Р.І. Методика визначення параметрів будівельної кліматології для населених пунктів, вершин і перевалів Закарпатської області / Кінаш Р.І., Гук Я.С. – Львів: Problems of the Technical Meteorology, 22 – 26 may, 2006. – 2006. – Р. 50 – 56.
- [6] Кінаш Р.І. Районування території України за сніговим навантаженням для статистичних розрахунків надійності будівельних конструкцій / Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. – Rzeszow. Naukowa Konferencja Rzeszowsko-Lwowska, 1991. – С. 10 – 15.
- [7] Кінаш Р.І. Снігове навантаження в Українських Карпатах / Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. – Львів: Довідник, 1996. – 140 с.

- [8] Кінаш Р.І. Оцінка придатності рекомендацій чинних будівельних норм до встановлення нормативів за сніговим навантаженням: матеріали 6-ї науково-технічної конференції «Металеві конструкції» / Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М., Федик І.З. – Миколаїв: 1996. – С. 53 – 56.
- [9] Кінаш Р.І. Джерела достовірних даних про снігове навантаження для розрахунків надійності будівельних конструкцій будівель і споруд: Методичні вказівки на допомогу синоптику / Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М., Федик І.З. – К.: 1996. – 8 с.
- [10] Кінаш Р.І. Проблеми районування території України за сніговим навантаженням для статистичних розрахунків надійності будівельних конструкцій / Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М., Шкоропад М.М. – Львів: Вісник ДУ «ЛП» Теорія і практика будівництва, № 300, 1996. – С. 14 – 18.
- [11] ДБН В.1.2-2:2006 Системи забезпечення надійності і безпеки будівельних конструкцій. Навантаження і впливи. Норми проектування – К.: Мінбуд України, 2006. – 78 с.
- [12] Kinash R. Technique of Determination the Parameters of snowloads for Towns, peaks and Passes of Carnation region / Kinash R.I., Huck J.S. – Canada: Snow Engineering VI, June 1 – 5, 2008. – P. 121 – 128.

Надійшла до редколегії 16.06.2010 р.

УДК 624.042.4

Імовірнісна модель накопичення снігу в місцях перепадів висот будівель

Пічугін С.Ф., д.т.н., Дрижирук Ю.В.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,
Україна

Анотація. В статті наводяться результати комплексного підходу до вивчення формування снігового навантаження на покрівлях будівель. Запропонована імовірнісна модель накопичення снігу в місцях перепадів висот.

Аннотация. В статье приводятся результаты комплексного подхода к изучению формирования снеговой нагрузки на кровлях зданий. Предложена вероятностная модель накопления снега в местах перепадов высот.

Abstract. The article gives results of the complex approach to studying of formation of snow load on roofs of buildings. The probabilistic model of accumulation snow in places of differences of heights is offered.

Ключові слова: снігове навантаження, вітрове навантаження, імовірнісна модель, випадкова величина, випадковий процес.

Постановка проблеми. Методи імовірнісного розрахунку будівельних конструкцій набувають все ширшого поширення в інженерній практиці, адже з їх допомогою вдається не тільки забезпечити необхідний рівень надійності конструкцій, а і домогтися значної економії матеріалів. Відомо, що атмосферні навантаження, зокрема снігове та вітрове, є досить мінливими та мають імовірнісний опис. Результатом спільної дії цих навантажень є надмірне скупчення снігу в місцях перепадів висот будівель, що також є випадковою величиною та потребує детальних досліджень.

Аналіз останніх досліджень. Формування снігового навантаження на покрівлях будівель широко досліджувалося в ЦНДІБК ім. Кучеренка під керівництвом В.А. Отставнова [11], Н.К. Жуковою та авторами монографії [13]. Експериментальні дослідження сніговідкладень в останній час проводили І.В. Лебедева та І.В. Некрасов [9], значний внесок у розвиток імовірнісних моделей снігового та вітрового навантажень зробили В.А. Пашинський [3] та С.Ф. Пічугін [5].

Виділення невирішених частин загальної проблеми. На даний час оцінка надійності будівельних конструкцій під дією атмосферних навантажень проводиться на основі їх імовірнісних моделей, але параметри «снігових мішків» все ще визначаються детерміністично. Тому виникає необхідність розроблення імовірнісної моделі накопичення снігу в місцях

перепадів висот.

Формулювання цілей статті. Метою даної статті є дослідження випадкового процесу формування надлишкового снігового навантаження в місцях перепадів висот будівель.

Виклад основного матеріалу. Дослідження снігового навантаження на будівельні конструкції є актуальним у наш час. Досить наглядно це підтвердила зима 2009-2010 років, що виявилася найбільш сніжною за останні 25 років. Наслідком значної кількості твердих опадів стали численні аварії будівель і споруд, зокрема, на півдні України (рис. 1). Значних ушкоджень зазнали легкі конструкції покриттів, що проектувалися на занижене снігове навантаження за СНиП [2].

За результатами снігомірних спостережень (снігозйомок), проведеними авторами в м. Полтаві, цієї зими висота снігового покриву на поверхні землі становила 35-40 см, тоді як на дахах цей показник змінювався від 20 см до 1,2 м у районі перепадів висот. Таким чином, навантаження від снігу варіювалося від 360 до 2160 Па, що перевищувало значення, рекомендовані нормами СНиП. Проте виникає питання оцінки надійності конструкцій покриттів покрівель, запроектованих згідно з попередніми редакціями норм (особливо старі будівлі) та більш точне врахування при проектуванні надлишкового навантаження від снігу в місцях перепадів висот будівель.



Рис. 1. Деформації конструкцій покриття під дією снігового навантаження

Був застосований комплексний підхід до вирішення даної проблеми, який полягає в дослідженні еволюції вітчизняних будівельних норм з навантаження, порівнянні українських ДБН з закордонними аналогами, натурних дослідженнях снігового навантаження та імовірнісному аналізі утворення надлишкових скупчень снігу в місцях перепадів висот будівель.

Простежено шлях розвитку радянських норм СНиП від 1933 р. до 1985 р. Важливим є те, що більшість напрацювань цих документів практично без змін запозичені розробниками ДБН В.1.2.-2:2006 «Навантаження і впливи» і проекту російського СНиП «Нагрузки и воздействия» 2007 року та гармонізовані з нормами Європи [6]. Цікавим також є той факт, що в 50-х роках минулого століття напрацюваннями радянських науковців в області снігового навантаження активно цікавились канадські вчені, обґрунтовуючи це подібністю кліматичних умов. Очевидно, дані праці були взяті за основу національних будівельних нормативів Канади.

Для проведення порівняльного аналізу українських ДБН із закордонними аналогами Єврокод 1 та американським ASCE 7-05 були підібрані 48 випадків будівель, що поділялися відповідно до величини перепадів висот (табл. 1). Дахи будівель приймалися холодними та плоскими (ухил менше 15°). Це обґрунтовується значною поширеністю даних інженерних рішень та пропорційним ростом вантажних площ епюр надлишкового навантаження зі збільшенням ухилу [8].

Таблиця 1

Вихідні дані для порівняльного розрахунку

Випадок	$l_1, м$	$l_2, м$	$h_1, м$	$h_2, м$	$h_3, м$	$h_4, м$
1	2	2	2	3	5	9
2	30	30				
3	60	80				
4	20	120				
5	120	120				
l_1 – довжина верхньої покрівлі; l_2 – довжина нижньої покрівлі; h_i – перепад висоти.						

Довжини покрівель підбиралися за наступним принципом – невеликі (2 м – 30 м), середні (50 м – 70 м) і значні (80 м – 120 м) та компонувалися між собою. Крім того, деякі комбінації після попереднього розрахунку були відкинуті як такі, що не несуть корисної інформації (перепад висоти h_2). Характеристичне значення снігового навантаження на поверхні землі у всіх випадках приймалося для м. Полтави і становило $s_0 = 1,45$ кПа. Решта параметрів розраховувалися за рекомендаціями відповідних норм.

Опустивши розрахунки, покажемо основні параметри епюр надмірного снігового навантаження біля перепадів висот будівель. Оскільки отримана значна кількість даних, наводимо лише найбільш характерні результати, на основі яких можна зробити висновки про взаємовідповідність норм різних країн (рис. 2). Порівняльну оцінку снігових мішків найбільш наглядно виконувати за вантажними площами епюр снігового навантаження.

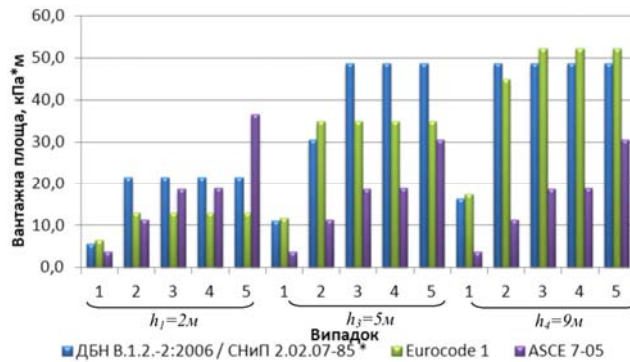


Рис. 2. Порівняння вантажних площ снігового навантаження за нормами різних країн

Як видно з рис. 2, результати порівняння вказують на те, що вітчизняні норми у більшості випадків дають високі значення снігового навантаження, тим самим підвищуючи рівень надійності запроєктованих конструкцій. В той же час за нормами Єврокод-1 [14] результати відрізнялись як в меншу, так і в більшу сторону (до 20 %). Що стосується ASCE [15], дані норми, судячи з усього, забезпечують найвищу точність розрахунку, суттєво занижуючи запас снігового навантаження. Крім того, вони відрізняються складністю формул і великою кількістю параметрів, що вимагає від інженера більших затрат праці.

Для визначення фактичного розподілу снігу в місцях перепадів висот будівель були виконані натурні снігомірні спостереження – снігозйомки. Зазвичай вони застосовуються в метеорологічній науці, проводяться на поверхні землі відповідно до розробленого маршруту. Метою снігозйомок є вивчення динаміки висоти та щільності снігового покриву, за цими даними визначається також водність снігу. Спостереження за накопиченням снігу на покрівлях будівель і споруд мають важливе значення для визначення надлишкового снігового навантаження та запобігання перевантаженню несучих конструкцій дахів.

Впродовж зимових періодів 2008-2009 рр. та 2009-2010 рр. була проведена снігозйомка на покрівлях корпусів Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, при цьому обирались ділянки з перепадами висот. Снігомірна зйомка проводилась за загальноприйнятою методикою [4, 12]. Висота снігового покриву вимірювалась за допомогою снігомірної рейки з кроком 0,5 м, для визначення щільності снігу використовувався снігомір ваговий ВС-43 (рис. 3). Виконувалося 10 замірів щільності снігу, на основі яких визначалась середня щільність, яка становила 0,10...0,28 г/см³ в залежності від виду снігу.



Рис. 3. Виконання снігозіймок

Результатами снігозіймок були фактичні параметри «снігових мішків» (рис. 4), які далі порівнювались з розрахунковими. В деяких випадках взагалі не спостерігалось утворення надлишкового навантаження, натомість внаслідок підвищених тепловиділень покрівель відбувалося підтавання снігу, що підтверджували численні бурульки в районах розжолобоків та льодяна кірка під снігом. Як наслідок, виникає питання про врахування в розрахунках фактичного режиму експлуатації покрівлі, адже в Україні значна кількість дахів має підвищені тепловиділення через застосування неефективних утеплювачів або виведення на технічні поверхи вентиляційних каналів. Вартим подальших досліджень, на думку авторів, є проектування теплих покрівель, що дозволило б звести до мінімуму надлишкове снігове навантаження. Досить важливими є наслідки впливу мінливості погодних умов на сніговий покрив покрівель. Під впливом чергування відлиг, замерзань, дощових та снігових опадів на покрівлі неопалюваної будівлі зафіксовано до 10 см криги.



Рис. 4. «Сніговий мішок» у районі перепаду висот

Досить інформативним виявилось зіставлення теоретичних результатів за ДБН та Єврокодом 1 з фактичними даними снігозйомок [7]. Встановлено, що для перепаду висот 1,66 м, довжини верхнього та нижнього покриттів відповідно 3 м і 12 м (рис. 5, а) та перепаду висот 1,7 м, довжини верхнього та нижнього покриттів відповідно 4,8 м і 6,8 м (рис. 5, б). В цьому випадку найбільш точно фактичний розподіл снігових відкладень описували європейські будівельні норми, вітчизняні ж значно занижують рівень навантаження в зоні, з якої відбувається здування снігу. Так, за ДБН вважається, що до місця утворення «снігового мішка» переноситься до 80 % снігу при фактично встановлених 20 % – 50 %.

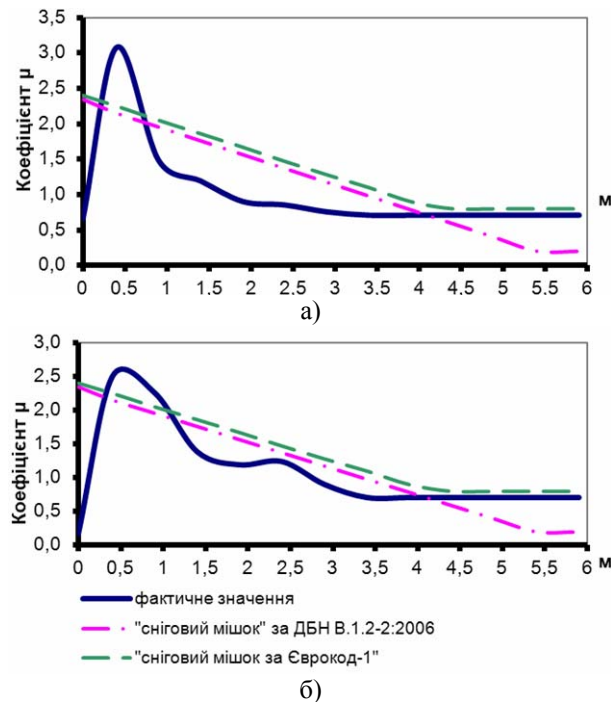


Рис. 5. Епюри снігового навантаження біля перепаду висот:
 а – перепад висоти 1,66 м, довжина в.п. - 3 м, н.п – 12 м,
 б – перепад висоти 1,7 м, довжина в.п. – 4,8 м, н.п – 6,8 м

Отримані результати натурних спостережень та порівняльних розрахунків мають важливе значення для створення імовірнісної моделі підвищеного скупчення снігу в місцях перепадів висот будівель. Так, пропонується за основу прийняти механізм формування «снігового мішка», заснований розробниками норм СНиП, але з деякими поправками. «Сніговий мішок» (рис. 6) залежить від перепаду висот h та прогонів верхнього й нижнього покриттів l_1 і l_2 . Також важливу роль відіграють коефіцієнти m_1 і m_2 , котрі

відповідають часткам снігу, що зноситься з верхнього та нижнього покриттів до місця перепаду висот та залежать від ухилу покрівлі. На основі цих параметрів розраховується коефіцієнт μ переходу від снігового навантаження на поверхні землі до навантаження на покритті

$$\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 l_1 + m_2 l_2), \quad (1)$$

Довжина зони підвищеного снігонакопичення b приймається рівною $2h$. Норми пропонують збільшувати цю зону при малих перепадах висот за рахунок перерозподілу снігу. Проте цей прийом є штучним, тоді як значення $2h$ доведене дослідним шляхом та регламентується також нормами Єврокод-1. Таким чином, «сніговий мішок» представляє собою трапецію з основами μ та μ_1 і висотою $b=2h$, а рівнодійна від підвищеного снігового навантаження в районі перепаду становитиме:

$$M = \frac{\mu + \mu_1}{2} 2h S_0, \quad (2)$$

де S_0 – снігове навантаження на поверхні землі.

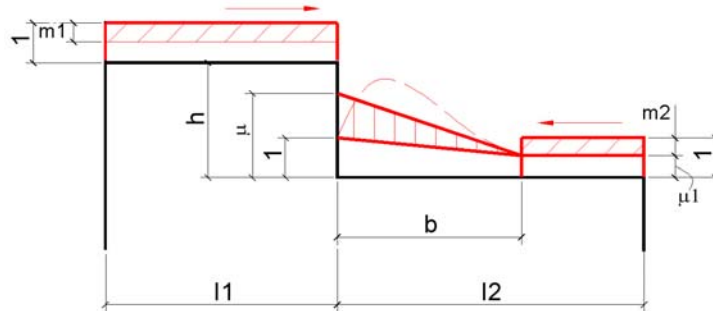


Рис. 6. Схема формування «снігового мішка» за нормами СНИП/ДБН

Коефіцієнти μ та μ_1 залежать від значень показників m_1 і m_2 , що відображають знесення снігу вітром з верхньої та нижньої покрівлі та повинні носити випадковий характер. Відомо, що існує два види знесення снігу – під час заметілей вітрами зі швидкістю, більшою 4 м/с та в період між заметілями вітрами зі швидкістю, що перевищує 6,5 м/с. Якщо перший вид має місце завжди, то для другого важливою умовою є наявність стійкого снігового покриву. Тому замість m_1 та m_2 доцільно ввести формулу знесення снігу вітром, запропоновану В.А. Отставновим [11]:

$$m_1 = m_2 = (0,15v - 0,39)W + qW_2\tau, \quad (3)$$

де v – середнє з усіх зареєстрованих протягом зими швидкостей вітру, починаючи з 4 м/с та більших; W – повторюваність цих вітрів, отримана обробкою авторами метеоданих; q – середня інтенсивність зносу без снігопадів; W_2 – повторюваність вітрів зі швидкостями 6,5 м/с та вище; τ – період без заметілей.

Проте, як показали натурні спостереження та розрахунки, знесенням у період між снігопадами можна знехтувати, оскільки часті відлиги та опади у вигляді дощу роблять його практично неможливим. Розрахункове значення кількості знесеного снігу становить 2,43 Па. Таким чином з формул (2) та (3), виконавши деякі спрощення, перейдемо до імовірнісного запису:

$$\tilde{M} = 2h\tilde{S}_0(2 + 0,15p\tilde{v}W - 0,39pW), \quad (4)$$

де $p = \frac{l_1 + l_2}{2h} - 1$ – складова, що залежить від довжин покрівель та розміру перепаду висот.

Таким чином, вага знесеного до перепаду снігу залежить від кількості твердих опадів на поверхні землі $\tilde{S}_0$ та швидкості вітру $\tilde{v}$. Вітер у даному випадку сприяє переміщенню снігу, тому є формоутворювальним фактором. Оскільки, $\tilde{S}_0$ та $\tilde{v}$ є випадковими величинами, то вага «снігового мішка» по суті є добутком двох незалежних випадкових величин.

Рішення даної задачі в загальному вигляді має вид:

$$M(z) = \int_{s_1}^{s_2} \frac{1}{s} f\left(s, \frac{z}{s}\right) ds. \quad (5)$$

Відомо, що вітрове та снігове навантаження мають імовірнісний опис. Розподіли снігового [5] та вітрового [10] навантажень приймаються поліномо-експоненційними. Таким чином, після перетворень (5) набуде виду:

$$M(z) = \int_{s_1}^{s_2} \frac{1}{s} \exp \left(C_0 + C_1 2hs + C_2 (2hs)^2 + C_3 (2hs)^3 + a_0 + a_1 \frac{z}{2hs} + a_2 \left(\frac{z}{2hs} \right)^2 + a_3 \left(\frac{z}{2hs} \right)^3 \right) ds, \quad (6)$$

де $C_0 \dots C_3$, $a_0 \dots a_3$ – коефіцієнти поліномів розподілів снігового та вітрового навантажень.

Чисельне інтегрування (6) дозволить отримати закон розподілу ваги «снігового мішка», що в нормованому вигляді є наступним (рис. 7).

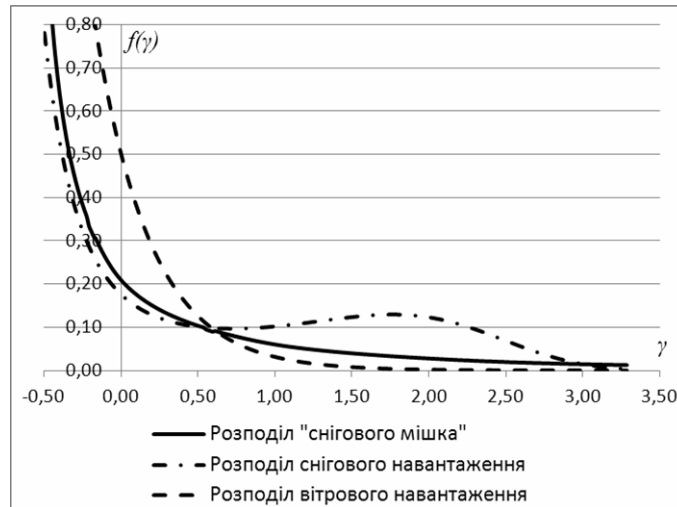


Рис. 7. Розподіл снігового і вітрового навантажень та «снігового мішка»

Як видно з рис. 7, отримана крива проходить між кривими розподілів снігового та вітрового навантажень, має плавний характер та прямує до логнормального закону. До точки перетину кривих окремих навантажень крива розподілу «снігових мішків» аналогічна кривій снігового навантаження, далі її характер більш схожий з кривою розподілу вітрового навантаження.

Маючи закон розподілу, можливо отримати його характеристики та інтегральну функцію, а також понижувальні коефіцієнти для «снігових мішків».

Висновки

Комплексний підхід до вивчення снігового навантаження дозволив отримати ряд результатів. Встановлено, що вітчизняні ДБН забезпечують найвищий рівень снігового навантаження, результати за Єврокод-1 відрізняються на 20 % в більшу або меншу сторону, а американський аналог суттєво його занижує. Однак саме Єврокод найбільш точно описує фактичний розподіл снігу на покрівлях. Крім того, вдалося вперше отримати імовірнісну модель надлишкових сніговідкладень у місцях перепадів висот будівель. Ця модель дозволить більш точно визначати снігове навантаження в місцях перепадів висот, оцінювати надійність покрівель під дією «снігових мішків» та сприятиме подальшій гармонізації вітчизняних норм щодо навантажень з європейськими.

Література

- [1] ДБН В.1.2.-2-2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: 2006. – 60 с.
- [2] СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
- [3] Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. – К., 1999. – 185 с.
- [4] Копанев И.Д. Методы изучения снежного покрова – Л.: Гидрометеиздат, 1971. – 226 с.
- [5] Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: [Текст] монография. – Полтава: ООО «АСМИ», 2009. – 452 с.
- [6] Пічугін С.Ф., Дрижирук Ю.В. Аналіз розвитку норм проектування по сніговому навантаженню // Збір. наук. пр. УкрНДІпроектстальконструкцій ім. В.М. Шимановського. – Вип.1. – К: Сталь, 2008. – С. 5 – 15.
- [7] Пічугін С.Ф., Дрижирук Ю.В. Натурні дослідження снігового навантаження на покрівлях з перепадами висот // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. – Вип. 19. – Рівне: ПП Баришев К.В., 2009. – С. 290 – 297.
- [8] Пічугін С.Ф., Дрижирук Ю.В. Порівняльний аналіз розрахункових схем снігового навантаження біля перепадів висот будівель за нормами різних країн // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збір. наук. пр. – Вип. 18. – Рівне: ПП Баришев К.В., 2009. – С. 406 – 413.
- [9] Лебедева И.В., Некрасов И.В., Мяснянкин С.Ю. Экспериментальные исследования снегоотложений // Строительная механика и расчет сооружений. – 2007. – № 2. – С. 76 – 85.
- [10] Харченко Ю.А. Оценка параметров надежности стальных сжато-изогнутых элементов постоянного сечения: Автореф. дис... канд. техн. наук / ПДТУ. – Полтава, 1994. – 20 с.
- [11] Отставнов В.А., Розенберг Л.С. Возможности снижения снеговых нагрузок на плоские покрытия // Промышленное строительство. – 1966. – № 12 – С. 28 – 32.
- [12] 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.
- [13] 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. – 246 с.
- [14] EN 1991-1-3. Eurocode 1 – Actions on Structures. – Part 1–3: General Actions – Snow Loads. – July 2003. – 56 p.
- [15] ASCE 7-05. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. – American Society of Civil Engineers, 2005 (with commentary).

Надійшла до редколегії 10.06.2010 р.

УДК 624.071–96

Дослідження елементів балок із профільованою стінкою

Пічугін С.Ф., д.т.н., Чичуліна К.В.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,
Україна

Анотація. Запропонована нова конструктивна форма сталеві балки з профільованою стінкою. Проведений аналіз результатів експериментальних випробувань фланцевих вузлів балок із поперечно профільованою коробчастою стінкою. Виявлена залежність для знаходження розрахункових параметрів профільованої стінки під навантаженням. Отримана система фланцевого з'єднання балок, оптимального за несучою здатністю і критеріями рівнонадійності елементів вузлів.

Аннотация. Предложена новая конструктивная форма стальной балки с профилированной стенкой. Проведен анализ результатов экспериментальных испытаний фланцевых узлов балок с поперечно профилированной коробчатой стенкой. Выявлена зависимость для нахождения расчетных параметров профилированной стенки под нагрузкой. Получена система фланцевого соединения балок, оптимального по несущей способности и критериями равнонадежности элементов узлов.

Abstract. The new structural form of the steel beam is offered with the corrugated web. Of experimental tests results the analysis of beams flange knots with the corrugated box-type web. Dependence of calculation parameters of the corrugated web on-loading is educed. The system of optimal on bearing strength and by the criteria of equal reliability of knots elements of beams flange connection is got.

Ключові слова: сталева балка з профільованою стінкою, фланцеві з'єднання, надійність сталевих конструкцій

Стан питання. В умовах сучасного будівництва зниження матеріаломісткості з одночасним підвищенням надійності є однією з пріоритетних задач, які ставлять перед собою будівельники. З появою в нашій країні роботизованих зварювальних ліній з'явилась можливість виготовлення конструкцій з гофрованими стінками (балок, колон, арок). На даному етапі розвитку будівельних конструкцій актуальним питанням є поява нових та удосконалення існуючих конструктивних форм тонкостінних балок. Одним із шляхів підвищення ефективності конструкцій є використання балок з гофрованими стінками, які забезпечують зменшення витрат сталі, трудомісткості під час виготовлення та монтажу суттєво підвищують надійність на етапах проектування та експлуатації. Використанню балок із гофрованими стінками повинні передувати як експериментальні, так і теоретичні дослідження їх напружено-деформованого стану. За умови відсутності в вітчизняних нормах методики розрахунку балок із гофрованими стінками дослідження такого типу конструкцій є досить актуальною темою.

Аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано розв'язання даної проблеми. Експериментальним дослідженням балок із гофрованою стінкою трикутного обрису присвячені роботи Г.М. Острікова, Ю.С. Максимова, В.В. Долинського [4]; випробування балок із синусоїдальною гофрованою стінкою були проведені М.В. Лазнюком [2], зарубіжними науковцями А.В. Alisibramulisi [12], X. Wang [13] виконані експериментальні дослідження вузлів балок з одинарною гофрованою стінкою трапецієподібного обрису з симетричним кроком гофрів.

Не розв'язаною раніше частиною проблеми є те, що запропонований тип балкових конструкцій взагалі не застосовувався і, відповідно, в державних нормах відсутні засади для проектування та оцінювання несучої здатності балок із трапецієподібною стінкою та їх з'єднань. Комплексна оцінка надійності надає можливість отримати оптимальну конструкцію без зниження загального рівня надійності.

Задачі дослідження. Шляхом експериментального дослідження визначити характер роботи опорних вузлів балок з поперечно гофрованою трапецієподібною стінкою під дією статичного навантаження. Виконати порівняння результатів аналітичного розрахунку та експериментальних випробувань у найбільш небезпечних місцях представленого типу конструкцій. Виявити залежності, що характеризують напружено-деформований стан балок коробчастого перерізу з несиметрично-трапецеїдальною профільованою стінкою та їх з'єднань, а також дозволяють отримати розрахункові параметри для проектування балок із профільованою стінкою. Провести аналіз надійності складних вузлів на основі аналізу напружено-деформованого стану конструкцій, врахування роботи окремих елементів та їх взаємозв'язку, а також визначення значущості окремих елементів та її врахування при отриманні конструкцій з мінімальною матеріаломісткістю.

Виклад основного матеріалу. Запропоновано нове конструктивне рішення балок коробчастого перерізу з нерівномірним кроком гофрів (рис. 1,а). Гофри стінки мають різні кроки, отже вони розташовані рідше подібно до поперечних ребер складених балок, що відрізняє їх від інших тонкостінних балок. Для розподілення зусиль від опорного ребра до нижньої полиці в нижній частині приварюється додаткове ребро.

Вперше були проведені експериментальні дослідження серії зразків балок коробчастого перерізу з нерівномірним кроком гофрів у складі фланцевого вузла з проміжною двотавровою вставкою (В1, В2) прогоном $L = 2220 \text{ мм}$ (рис. 1,а) [5, 6]. Висота та товщина подвійної профільованої стінки становить $h_w = 500 \text{ мм}$ та $t_w = 0,7 \text{ мм}$ ($2t_w = 1,4 \text{ мм}$), ширина та товщина полиці відповідно $b_f = 100 \text{ мм}$, $t_f = 10 \text{ мм}$. Довжина довшої та коротшої ділянок

гофрів профільованої стінки дорівнює $a_{1,max} = 60 \text{ мм}$ та $a_{1,min} = 30 \text{ мм}$, а довжина похилої ділянки визначається розміром $a_2 = 54 \text{ мм}$. З'єднання між собою опорних ребер здійснювалося за рахунок дванадцяти болтів діаметром 20 мм (М20) класу міцності 8.8. В ході проведення експерименту до вузлів В1 та В2 навантаження прикладалося поступово по 5 кН за однопрогоною розрахунковою схемою з шарнірним обпиранням з боків та зосередженою силою посередині прогону. На кожному з експериментальних конструкцій здійснювалося короткочасне зосереджене навантаження до втрати несучої здатності балок. Під час експерименту досліджувався характер руйнування в пружній та пружнопластичній стадіях роботи конструкцій.

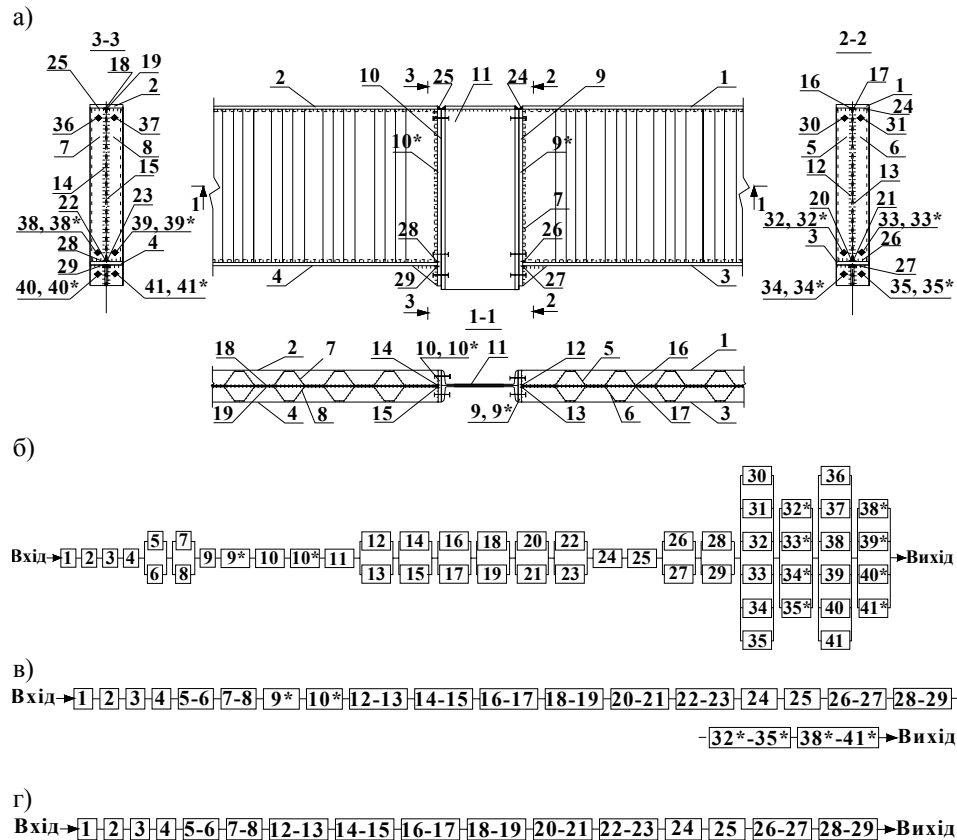


Рис. 1. Опорний фланцевий вузол примикання балок із профільованою стінкою:
а – конструктивна схема з визначенням головних елементів вузла; б – розгорнута
схема послідовно паралельного з'єднання елементів вузла; в – спрощена схема
головних елементів вузла; г – схема найбільш напружених елементів вузла

Після закінчення експериментального дослідження були отримані дані про характер роботи профільованих відсіків. У пружній стадії профільована стінка відповідає критеріям плоских перерізів, за винятком стінки біля верхньої частини двотавра, де спостерігається параболічна залежність навантажень і нормальних напружень, а при наближенні навантаження до руйнівного нелінійність напружень зростає (рис. 2, а, б).

Аналіз розподілу нормальних напружень показав, що робота з'єднання під навантаженням в елементах балки полиці, а також стінки в зоні біля полиці відповідають ділянкам роботи сталі під навантаженням у зонах пружної роботи.

Слід зазначити, що дотичні напруження для таких конструкцій нагадують епюри, характерні для традиційних двотаврів, за винятком нижньої частини стінки, в якій напруження монотонно зменшуються (вплив поперечних сил спадає). Також відзначимо деяку нелінійність на рівні середньої осі балки. Такі особливості роботи можна пояснити досить великою гнучкістю стінки та невеликою депланацією відповідних перерізів.

Через перерозподіл зусиль у стінці балки були зруйновані вертикальні шви біля фланців (рис. 2, г) та горизонтальні шви з'єднання стінки і полиці (рис. 2, д, е), а також деякі ділянки стінки. У той же час значення напружень у полиці не досягають граничних значень.

У загальному вигляді робота балки за прогинами відповідає теоретичним передумовам (рис. 2, в). Графіки роботи двох зразків (В1, В2) під навантаженням наближаються до теоретичних з невеликим відхиленням від нормативних. Графічне відображення прогинів на ділянках пружної роботи відповідає лінійному закону, а на стадіях, близьких до руйнування, проявляються нелінійні залежності деформацій від навантаження. В процесі руйнування зварних швів спостерігається невелике падіння навантаження до 5÷7 % при продовженні зростання деформацій.

Для зразків В1 та В2 (рис. 1, а) детально проводилось співставлення теоретичних значень нормальних напружень, які були розраховані за раніше розробленими рекомендаціями [11], з результатами експериментального випробування вузлів балок при навантаженні 30 кН (близькому до критичного рівня). За допомогою лабораторного експерименту була виконана практична оцінка запропонованої методики розрахунку.

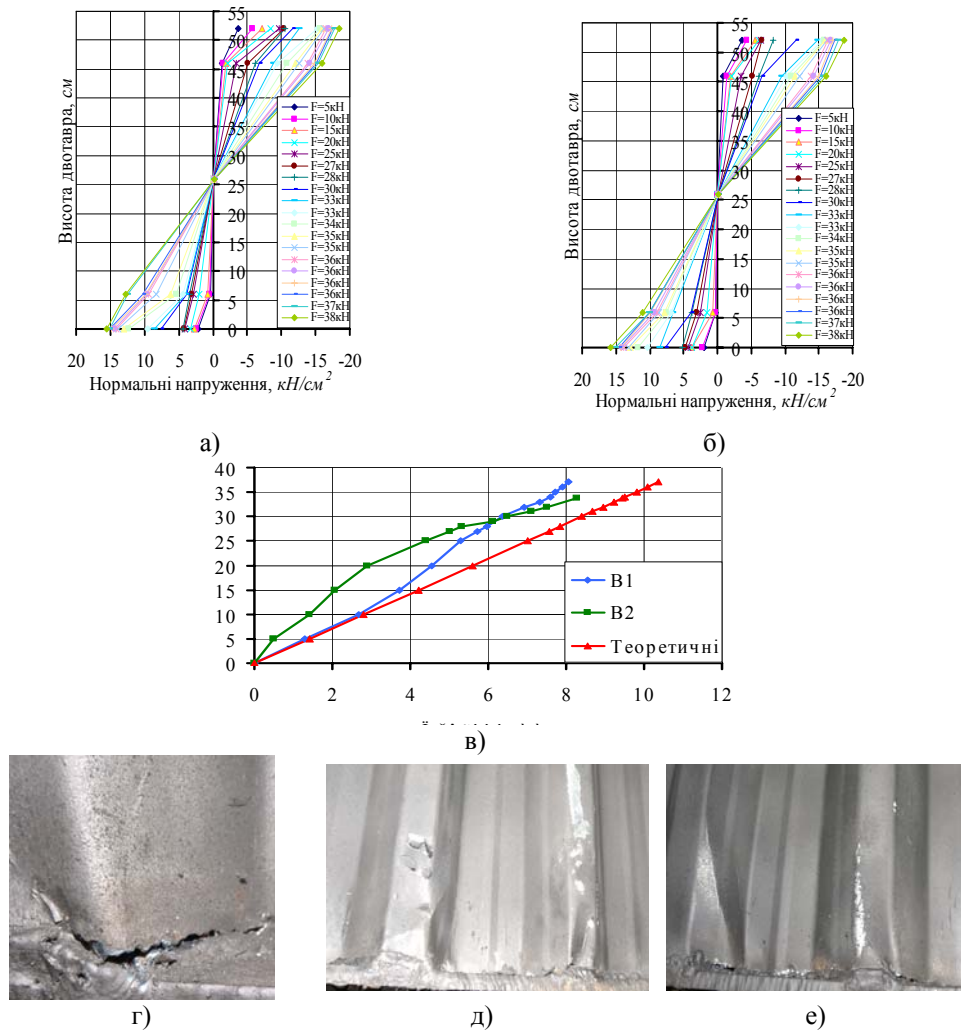


Рис. 2. Результати експериментального дослідження фланцевих вузлів балок із профільованою стінкою:

- а – нормальні напруження в перерізі руйнування біля фланців B1;
- б – нормальні напруження в перерізі руйнування біля фланців B2;
- в – залежність прогинів від діючого навантаження;
- г – розрив зварного шва на ділянках біля фланців;
- д, е – зминання та відрив стінки біля нижнього поясу

Шляхом аналізу експериментальних та теоретичних напружень у перерізах біля фланців (1-1; 2-2; 3-3; 4-4) (рис. 3) було виявлено, що експериментальні нормальні напруження, отримані при випробуваннях зразків, близько співпадають з теоретичними значеннями напружень. У середньому

розбіжності нормальних напружень сягають до 10 %, на ділянках стінки (розтягнута та стиснута зони), наближених до полиць. Співставлення значень напружень у полицях показало невелику розбіжність з теоретичними, в середньому близько 3 % – 5 %. Досить велика гнучкість і як наслідок підвищена деформативність призводить до деякої розбіжності результатів розподілення нормальних напружень у поперечних перерізах балок, особливо в зонах, близьких до нейтральної, де різниця є невеликою і досягає $0,01 \text{ кН/см}^2 - 0,1 \text{ кН/см}^2$. Вивчення попереднього досвіду дослідження тонкостінних конструкцій [1, 3] підтвердило можливість розкиду напружень у стінці.

У національних нормах відсутні, а в європейських недостатньо представлені методи розрахунку і визначення напружено-деформованого стану даного типу конструкцій. Тому була розпочата розробка інженерної методики розрахунку балок коробчатого перерізу з несиметрично-трапецієдальною профільованою стінкою. Вона була заснована на твердженні, що відповідно до експериментальних розрахунків нормальні напруження в стінці більш суттєво зростають на ділянках, наближених до з'єднання стінки і полиці.

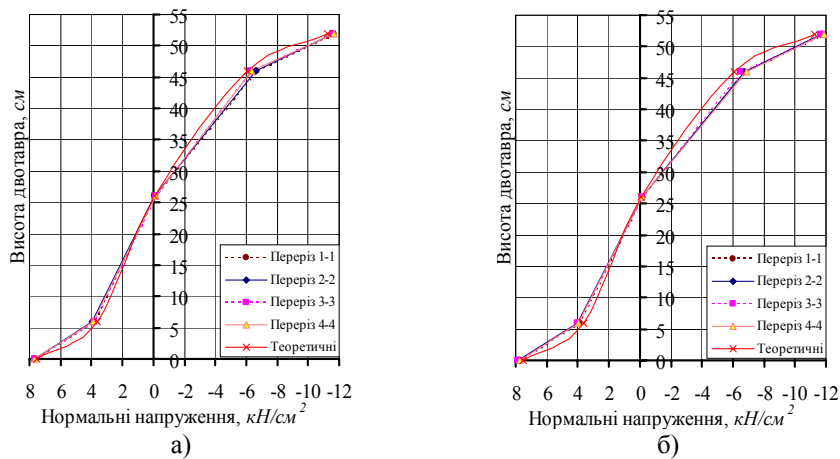


Рис. 3. Порівняння експериментальних та теоретичних нормальних напружень зразків при навантаженні 30 кН : а – В1; б – В2

Досить велика кількість точних та наближених рішень визначення розрахункових параметрів пластин існує в теорії пружності. Для подвійної профільованої стінки трапецієподібної конфігурації такі задачі раніше не вирішувались. Для їх вирішення пропонується представити таку стінку у вигляді ортотропної пластинки з заданою висотою профілю та повним кроком профільованого листа.

Головною особливістю розрахунку профільованої стінки є заміна реальної деформованої форми на апроксимуючу. Отримується крива, яка описується функцією, що в першу чергу залежить від параметрів переміщення. За умови знайдення переміщень існує можливість одержання максимально близьких значень напружень. В результаті розв'язку диференційного рівняння представляється вихідна функція для узагальненої моделі балки коробчастого перерізу з подвійною профільованою стінкою трапецієдального обрису. Вихідна та отримана функція, що розраховується за допомогою обчислювального комплексу MathCAD 14, має достатньо малу розбіжність. У подальшому показана можливість використання представлених залежностей для аналітичних розрахунків характеристик стінки балки [11].

При проектуванні вузлів балок не враховується їх складність і багатоелементність [8]. Для отримання більш надійних та економічних вузлів необхідно враховувати всі складові внутрішніх та зовнішніх факторів роботи цих конструкцій. В реальні вузли конструкцій закладається надлишковий резерв надійності одних елементів і недостатній рівень надійності інших елементів вузлів.

Отримання рівнонадійних конструкцій вузлів балок із профільованою стінкою є досить актуальною проблемою. З цією метою роботу складних вузлів балок можна наближено представити у вигляді багатоелементних схем з послідовними і паралельними з'єднаннями елементів. Для цих схем при визначенні імовірнісної безвідмовної роботи враховується резервування елементів у паралельних з'єднаннях, кореляційні зв'язки між роботою окремих елементів. Для багатоелементних конструкцій, які представлені у вигляді послідовних з'єднань, імовірність відмови визначається за одним або декількома найбільш «слабкими» елементами. Треба зазначити, що при зростанні кількості статистично незалежних елементів надійність вузла знижується [9].

Для того, щоб представити опорний фланцевий вузол примикання балок із профільованою стінкою у вигляді логіко-імовірнісної схеми послідовно-паралельних елементів, в першу чергу необхідно детально розглянути елементи запропонованого вузла та характер їх роботи (рис. 1): 1 – верхня полиця двотавра правого відсіку балки (стиск); 2 – верхня полиця двотавра лівого відсіку балки (стиск); 3 – нижня полиця двотавра правого відсіку балки (розтяг); 4 – нижня полиця двотавра лівого відсіку балки (розтяг); 5, 6 – стінка з профільованого листа правого відсіку балки; 7, 8 – стінка з профільованого листа лівого відсіку балки; 9 – фланець правого відсіку балки (зминання); 10 – фланець лівого відсіку балки (зминання); 9* – фланець правого відсіку балки (стійкість); 10* – фланець лівого відсіку балки (стійкість); 11 – двотавр (зминання); 12, 13 – вертикальні зварні шви прик-

ріплення стінки до фланця правого відсіку балки (зрізання); 14, 15 – вертикальні зварні шви прикріплення стінки до фланця лівого відсіку балки (зрізання); 16, 17 – горизонтальні шви з'єднання стінки та верхньої полиці правого відсіку балки (зрізання); 18, 19 – горизонтальні шви з'єднання стінки та верхньої полиці лівого відсіку балки (зрізання); 20, 21 – горизонтальні шви з'єднання стінки та нижньої полиці правого відсіку балки (зрізання); 22, 23 – горизонтальні шви з'єднання стінки та нижньої полиці лівого відсіку балки (зрізання); 24 – горизонтальні шви з'єднання верхньої полиці та фланця правого відсіку балки (зрізання); 25 – горизонтальні шви з'єднання верхньої полиці та фланця лівого відсіку балки (зрізання); 26, 27 – горизонтальні шви з'єднання нижньої полиці та фланця правого відсіку балки (зрізання); 28, 29 – горизонтальні шви з'єднання нижньої полиці та фланця лівого відсіку балки (зрізання); 30, 31, 32, 33, 34, 35 – болти правого відсіку балки (зрізання); 32*, 33*, 34*, 35* – болти правого відсіку балки (розтяг); 36, 37, 38, 39, 40, 41 – болти лівого відсіку балки (зрізання); 38*, 39*, 40*, 41* – болти лівого відсіку балки (розтяг). Розрахунок імовірності відмови в даному випадку враховує різний напружено-деформований стан елементів вузла.

У вигляді послідовного з'єднання представимо верхні та нижні полиці двотавра, що працюють на стиск і відповідно на розтяг, фланець, який працює на стійкість і зминання, двотавр, що буде розраховуватись на дію згинального зусилля. В формі паралельного з'єднання були зображені наступні елементи: стінки балок та здебільшого зварні шви, які працюють на зрізання, а також болти, які працюють на розтяг та зрізання.

Приведемо спрощену схему послідовно-паралельного з'єднання елементів вузла до узагальненого вигляду (рис. 1, в) шляхом представлення в формі єдиного з'єднання дубльованих елементів системи та винятком елементів з більшою несучою здатністю. При реальному обчисленні імовірності відмови елементів можна виключити малонапружені елементи вузла, що спрощує схему (рис. 1, г). До малонапружених елементів можна віднести: стінки балок, фланець, полиці, з'єднувальні зварні шви та інші не менш важливі елементи конструкції (рис. 1, а), які можна відобразити за допомогою схеми логічного зв'язку (рис. 1, б).

Розроблена методика знаходження оптимальних вузлів із заданим рівнем надійності. Для отримання економічних вузлів із заданою надійністю з врахуванням пластичної роботи, випадкових характеристик матеріалу та навантаження існує можливість визначення критеріїв значущості і внеску кожного елемента в роботу вузла як системи. Після цього можна регулювати існуючі резерви вузла за рахунок зміни перерізів елементів без зниження загального рівня надійності конструкції.

З метою досягнення більш економічної (оптимальної) системи вузла існує можливість вирівнювання внесків за допомогою зменшення перерізів. З цією метою визначають елемент з найменшою характеристикою безпеки β (величина, яка визначає імовірність відмови або безвідмовної роботи через

функцію нормального розподілу, $\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\hat{R}^2 + \hat{S}^2}}$), щоб в подальшому шля-

хом зменшення характеристики безпеки $\Delta\beta$ (в тих елементах, в яких це можливо зробити) привести характеристику безпеки до мінімального рівня. Визначаючи при цьому імовірність відмови, а також імовірність безвідмовної роботи, внесок і питомий внесок кожного елемента в надійність для вже вирівняної таким чином системи. Внаслідок цього методом ітерацій були отримані нові значення, математичні очікування для тих елементів в яких були змінені характеристики безпеки (рис. 4, б).

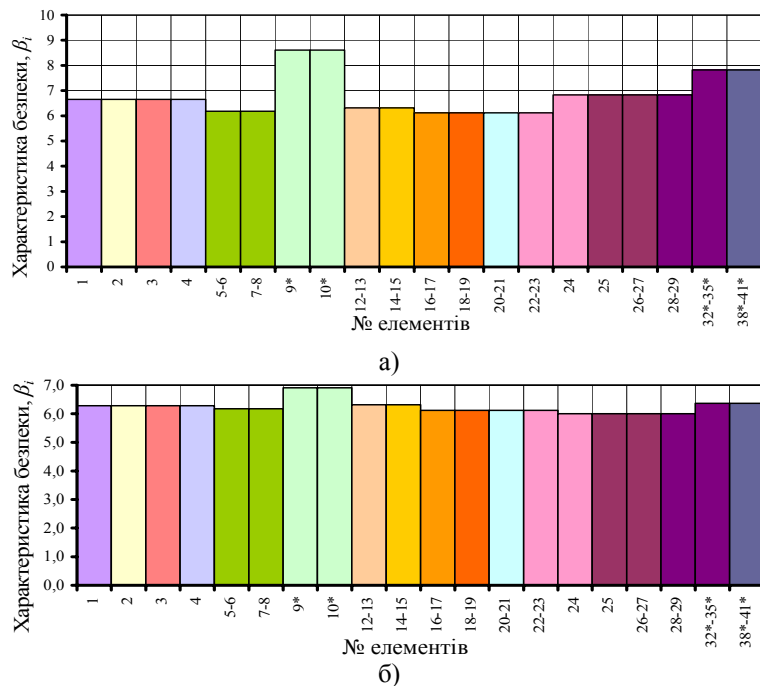


Рис. 4. Діаграма характеристик безпеки елементів опорного вузла:
а – спрощеної схеми головних елементів; б – діаграма характеристик безпеки
оптимізованої системи

З метою зменшення матеріаломісткості для досягнення оптимальної економії матеріалу та отримання нових змінених перерізів елементів вузла [10] зі збереженням загального рівня надійності виявлена можливість зменшення перерізів фланців правого та лівого відсіків балки ($b_f = 80$ мм;

$t_f = 6$ мм) та змінений клас болтів на 6.6, а також змінені довжини та катети швів ($l_w = 8$ см; $k_f = 10$ мм) (горизонтальні шви з'єднання нижньої полиці та фланцю лівого та правого відсіків балки; горизонтальні шви з'єднання верхньої полиці та фланця лівого та правого відсіків балки).

Висновки

Запропонована нова конфігурація полегшених сталевих балок із профільованою стінкою, що мають трапецеїдальний коробчастий профіль та нерівномірний крок гофрів. Експериментальні та теоретичні дослідження дали змогу виявити ряд особливостей роботи таких конструкцій, підтвердити можливість застосування їх у будівництві та розробити достовірну методику розрахунку, яка б спростила складні математичні обчислення. Дані напружень відповідають попередньо розрахованим значенням відповідно до запропонованої методики. Отримані результати випробувань виявили найбільш небезпечні та відповідальні елементи вузла. Узгоджене рішення, що надає можливість отримати розрахункові параметри для конструювання балок з профільованою стінкою. Представлена методика знаходження оптимальних вузлів із заданим рівнем надійності, що дозволяє регулювати існуючі резерви вузла за рахунок зміни перерізів елементів без зниження загального рівня надійності конструкції.

Література

- [1] Астахов И.В. Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутых профилей: автореф. дис. на соискание науч. степ. канд. техн. наук: 05.23.01 / И.В. Астахов; С.-Петерб. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Санкт-Петербург, 2006. – 21 с.
- [2] Лазнюк М.В. Балки с тонкою поперечно гофрированной стенкой при действии статического навантажения: автореф. дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.В. Лазнюк; Київ. нац. ун-т буд-ва та архіт. – К.: КНУБА, 2006. – 18 с.
- [3] Марцинкевич Д.В. Исследование прочности, жесткости и местной устойчивости вальцованных профилированных листов с поперечно рифлеными гранями: дис. на соискание науч. степ. канд. техн. наук: 05.23.01 / Д.В. Марцинкевич; Уральский гос. техн. ун-т. – Екатеринбург: УГТИ., 1995. – 194 с.
- [4] Остриков Г.М. Исследование несущей способности стальных двутавровых балок с вертикально гофрированной стенкой / Г.М. Остриков, Ю.С. Максимов, Долинский В.В. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – № 1. – С. 66 – 70.
- [5] Пічугін С.Ф. Випробування вузлів балок із профільованою стінкою / С.Ф. Пічугін, К.В. Чичуліна // Зб. наук. Праць (галузеве машино буд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – Вип. 24. – С. 61 – 64.

- [6] Пічугін С.Ф. Експериментальні дослідження балок з профільованою стінкою / С.Ф. Пічугін, К.В. Чичуліна // Вісник ДонНАБА: зб. наук. пр. – Макіївка: ДонНАБА, 2009 – Вип. 78. – С. 161 – 165.
- [7] Пічугін С.Ф. До розрахунку сталевих балок з подвійною профільованою стінкою / С.Ф. Пічугін, К.В. Чичуліна // Вісник ОДАБА: зб. наук. пр. – Одеса: ОДАБА, 2009 – Вип. 34. – С. 41 – 45.
- [8] Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності вузлів статично невизначених рам / С.Ф. Пічугін, О.В. Семко, К.В. Чичуліна // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Вип. 21. – Полтава: ПолтНТУ, 2008. – С. 65 – 70.
- [9] Пічугін С.Ф. Фланцеві вузли сталобетонних рам / Пічугін С.Ф., Семко О.В., Чичуліна К.В. // Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). Вип. 70. – Київ: НДІБК, 2008. С. 217 – 221.
- [10] Пічугін С.Ф. Вирівнювання імовірнісних параметрів елементів вузлів з урахуванням критерію рівнонадійності / О.В. Семко, К.В. Корж // Ресурсо-економні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2009 – Вип. 18. – С. 272 – 279.
- [11] Пічугін С.Ф. Розрахункові параметри балки з коробчастою профільованою стінкою трапецеїдального обрису/ С.Ф. Пічугін, К.В. Чичуліна // Современные конструкции из металла и древесины: Сб. науч. труд. – Одесса: ОГАСА, 2010 – Вип. 14. – С. 187 – 191.
- [12] Alisibramulisi A.B. Analisis of corrugated web beam to column extended end plate connection using lusas software / Alisibramulisi A.B. University Teknologi Malaysia. Malaysia. 2006. – 63 p.
- [13] Wang X. Behavior of steel members with trapezoidally corrugated webs and tubular flanges under static loading / Wang X. Drexel University. Drexel. 2003. – 192 p.

Надійшла до редколегії 15.06.2010 р.

УДК 624.014.2:624.075.23

Експериментально-теоретичне дослідження роботи коротких стійок із холоднокатаних сталевих профілів

**Семко О.В., д.т.н., Семко В.О., к.т.н., Авраменко Ю.О.,
Прохоренко Д.А.**

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка,
Україна

Анотація. В роботі представлено результати експериментальних досліджень коротких тонкостінних сталевих стійок С-подібного перерізу. Проведено порівняння експериментальних результатів із результатами розрахунків, виконаних згідно з нормами Європи та Росії.

Аннотация. В работе представлены результаты экспериментальных исследований коротких тонкостенных стальных стоек С-образного сечения. Проведено сравнение экспериментальных результатов с результатами расчетов, выполненных согласно европейским и российским нормам.

Abstract. This publication contains results of experiment investigation of short cold-formed light-gauge C section columns. The results were compared with results of theoretical analysis by Europe and Russia codes.

Ключові слова: стійки, холодне формування, тонкостінні сталеві конструкції

Постановка проблеми в загальному вигляді. Технологія легких сталевих тонкостінних конструкцій (ЛСТК) досить давно і успішно застосовується в країнах Заходу, а також набуває все більшої популярності в Україні. Найбільш поширеним та ефективним є використання таких конструкцій для будівництва малоповерхових житлових та громадських будівель, універсальних виробничих будівель, для зведення мансардних поверхів. Також можливе застосування ЛСТК у складі традиційних будівельних систем, наприклад, для влаштування покрівлі або навісних вертикальних огорожувальних конструкцій.

Даний тип конструкцій виготовляється переважно із холодногнутих або холоднокатаних сталевих оцинкованих профілів. Серед найбільш застосовуваних типів перерізів можна виділити С-подібний (застосовується здебільшого у несучих конструкціях перекриттів та стін), Z-подібний, омега-подібний (використовуються переважно у якості прогонів покриттів). Одна з основних проблем розвитку та застосування ЛСТК в Україні – це відсутність норм або навіть загальновизнаних принципів їх розрахунку та конструювання.

Аналіз останніх досліджень і публікацій та виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Питання проектування та будів-

ництва будівель із використанням ЛСТК у багатьох країнах світу вивчають вже більше 60 років. Перший нормативний документ щодо розрахунку ЛСТК з'явився в США в 1946 році. Серед існуючих світових стандартів проектування тонкостінних конструкцій найбільш поширеними та визнаними є нормативні документи Північної Америки [6], Європи [8] та Австралії [7]. В багатьох країнах світу національні стандарти з розрахунку ЛСТК розроблені на основі норм [6, 7, 8].

У даний час основними працями щодо ЛСТК в світі визнані праці американського професора Wei-Wen Yu [12] та групи авторів під керівництвом австралійського професора Gregory J. Hancock [10].

З поширенням ЛСТК в Росії та Білорусі розпочалося дослідження цього типу конструкцій [1, 3]. Як вже було зазначено вище, однією з перепон для легального впровадження ЛСТК в Україні є неможливість використання сучасних вітчизняних норм [5] для проектування тонкостінних конструкцій. В Білорусії ця проблема була частково вирішена із введенням в дію з 01.01.2010 р. європейських норм. В Росії для вирішення цієї проблеми кожен із виробників ЛСТК замовив технічні умови та рекомендації з розрахунку конструкцій, які випускає підприємство. Це дещо зменшило проблему, але не вирішило її, тому що загальнонаціональних норм на даний час так і не створено.

Україні теж необхідно вибрати один із шляхів впровадження методів розрахунку ЛСТК. Саме тому було вирішено провести дослідження, за результатами яких можливо отримати інформацію для порівняння різних підходів до проектування ЛСТК [4, 8].

Метою дослідження є експериментальне та теоретичне визначення несучої здатності С-подібних холоднокатаних тонкостінних профілів, визначення особливостей їх роботи та порівняння отриманих результатів з результатами, отриманими за різними нормами інших країн.

Виклад основного матеріалу. Робота виконана шляхом теоретичного розрахунку та експериментального визначення несучої здатності центрально-стиснутих коротких стійок із легких сталевих тонкостінних С-подібних профілів.

В рамках експерименту було проведено випробування на стиск 11 коротких стійок із одиночних тонкостінних холоднокатаних С-подібних профілів. Схема перерізу профілів наведена на рис. 1. Довжина елементів (200 мм та 300 мм) виключала можливість загальної втрати їх стійкості. Випробування проводилось на приладі УИМ-5. Експериментальні зразки випробовувалися за схемою шарнірно опертої з обох кінців стійки, завантаженої зосередженою силою (рис. 2).

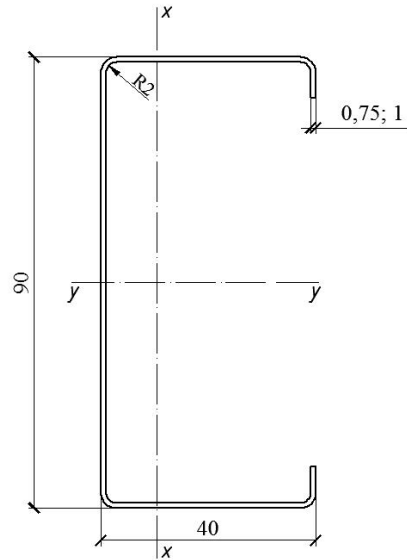


Рис. 1. Геометричні розміри перерізу зразків серії С200 та С 300



Рис. 2. Випробування на стиск коротких стійок С-подібних профілів

Випробування проводилось ступенями. Величина ступені завантаження складала 500 Н. Під час експерименту фіксувався характер роботи стійок. Завантаження відбувалось до руйнування кожного зі зразків.

Характер роботи зразків можна розділити на декілька етапів:

- при навантаженні в 500 Н – 1000 Н відбувалось локальне випучування стінки експериментальних зразків по середині висоти зразка;
- при збільшенні навантаження збільшувалась кількість ділянок в стінці, для яких відбувалась місцева втрата стійкості (див. рис. 3, а). Втрата стійкості мала пружний характер і при розвантаженні спостерігались зворотні деформації;
- при навантаженні більше 2000 Н в довгих зразках (довжиною 300 мм) спостерігалась пружна втрата стійкості форми перерізу (див. рис. 3, б). Для коротких зразків (довжиною 200 мм) спостерігалась поява місць втрати місцевої стійкості на пластинчастих елементах стінки, полиць та кромкових ребер жорсткості. Кількість ділянок, на яких відбувалась втрата місцевої стійкості, на перевищувала 3 (для зразків серії С200) та 5 (для зразків серії С300) по висоті елемента;
- при навантаженні, вказаному в табл. 1, відбувалось руйнування зразків.

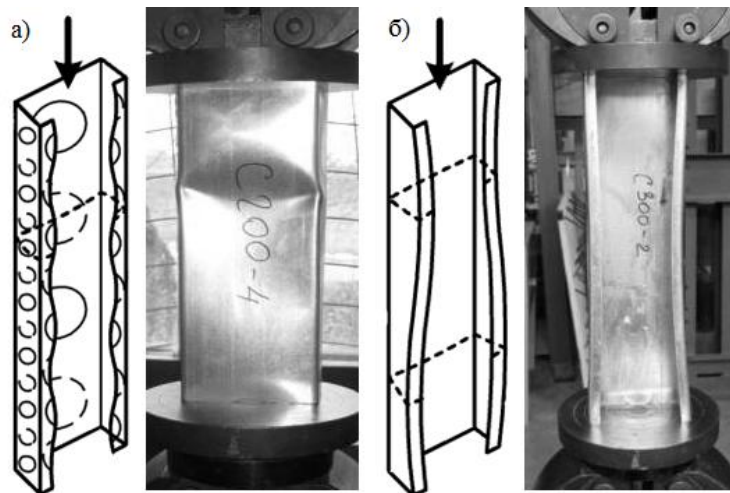


Рис. 3. Можливі форми втрати стійкості короткої стійки:
а – місцева втрата стійкості; б – втрата стійкості форми перерізу

Під час дослідження виявлено, що на несучу здатність профілю значно впливають початкові недосконалості. Так, у більшості випадках руйнування відбувалось на ділянці біля опори стійки в місці прикладання навантаження. Це пояснюється певною нерівномірністю прикладання навантажен-

ня на зразки, що виникала із двох причин. По-перше, при прикладанні навантаження через опорні елементи (дерев'яні бруски, повстіяні підкладки) відбувалось прорізання їх через тонкостінність профілю. По-друге, стійки були отримані розрізанням декількох профілів на мірні довжини, при цьому неможливо було отримати точність різання металу, що за безпечується при виготовленні ЛСТК.

Таблиця 1

Номер профілю	Товщина профілю t , мм	Форма втрати стійкості*	Розрахункова несуча здатність за [4] при врахуванні можливості втрати стійкості $N_{розр}^B$, кН		Розрахункова несуча здатність за [8] при врахуванні можливості втрати стійкості $N_{розр}^{EN}$, кН		Граничне експериментальне навантаження $N_{експ}$, кН	$\frac{N_{експ}}{N_{розр}^B}$	$\frac{N_{експ}}{N_{розр}^{EN}}$
			L	L+D	L	L+D			
C200-1	1,0	L	29,63	25,39	39,51	33,85	42,0	1,42	1,06
C200-2	1,0	L	29,63	25,39	39,51	33,85	41,0	1,38	1,04
C200-4	0,75	L	24,05	17,74	32,06	23,66	37,0	1,54	1,15
C200-5	0,75	L	24,05	17,74	32,06	23,66	32,0	1,33	1,00
C300-1	1,0	L+D	29,63	25,39	39,51	33,85	36,5	1,44	1,08
C300-2	1,0	L+D	29,63	25,39	39,51	33,85	43,6	1,72	1,29
C300-3	1,0	L+D	29,63	25,39	39,51	33,85	39,6	1,56	1,17
C300-4	0,75	L+D	24,05	17,74	32,06	23,66	29,0	1,63	1,23
C300-5	0,75	L+D	24,05	17,74	32,06	23,66	35,5	2,00	1,50
C300-6	0,75	L+D	24,05	17,74	32,06	23,66	30,5	1,72	1,29

* L – місцева втрата стійкості; L+D – одночасний вплив втрати місцевої стійкості та втрати стійкості форми перерізу.

Зруйновані зразки представлені на рис. 4.

Для визначення фізико-механічних характеристик сталі були виготовлені експериментальні зразки, що представляли собою металеві смужки, вирізані з випробуваних профілів, згідно з ГОСТ 11701-84. Зразки були випробувані ступенево-зростаючим навантаженням на розривній машині МР-500. За результатами випробувань встановлені фізико-механічні характеристики сталі. Для зразків товщиною 1 мм: нормативний опір за межею плинності $R_{yn} = 37,0$ кН/см², тимчасовий опір $R_{un} = 46,0$ кН/см². Для зразків товщиною 0,75 мм: нормативний опір за межею плинності $R_{yn} = 65,5$ кН/см², тимчасовий опір $R_{un} = 66,5$ кН/см². Зразки наведені на рис. 5.

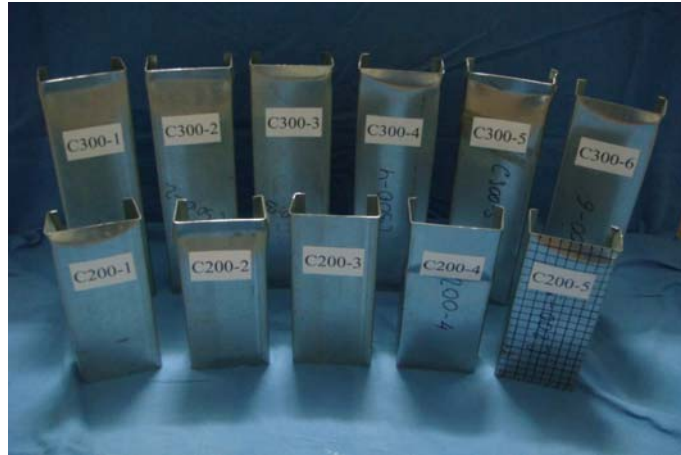


Рис. 4. Характер руйнування дослідних зразків

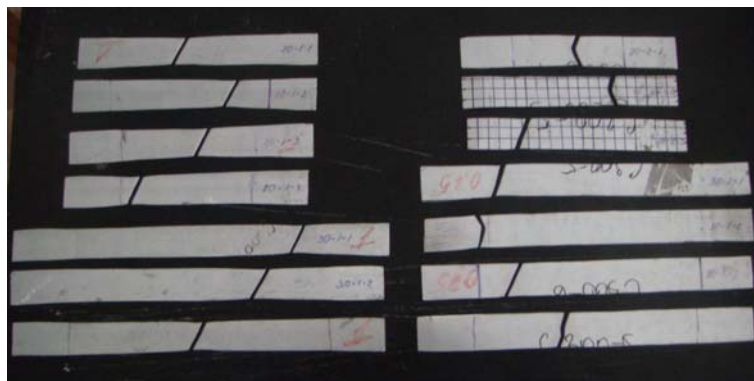


Рис. 5. Характер руйнування зразків сталі

За основу теоретичного розрахунку взято європейські норми [8]. Варто зазначити, що в даному стандарті передбачена процедура визначення несучої здатності елементів за результатами експерименту.

Врахування питань місцевої стійкості плоских елементів перерізу визначалось за положеннями [9]. Суть даного процесу полягає у визначенні ефективних ширин плоских елементів перерізу профілю та врахування особливостей роботи тонкостінних профілів: форми втрати стійкості, перехід у пластичну роботу, врахування залишкових напружень від формування профілю та характеристики сталі.

Особливістю сталевих тонкостінних конструкцій є складність розрахунку стиснутих частин перерізу через необхідність врахування можливості втрати місцевої стійкості плоских ділянок перерізу. Навіть при невеликих відносних величинах ділянок (до 5 %), що втратили стійкість, але при розташуванні їх у місцях найбільших напружень, зниження несучої здатності профілю може досягати 30 % [1]. Це питання вирішується використанням замість повної площі стиснутих елементів перерізу зменшеної (редукованої), в яку не включаються ділянки, що втратили стійкість.

В рекомендаціях [4] наведено табличні значення редукованої площі, що визначались із урахуванням вимог, зокрема, [8] та [5], але для обмеженої номенклатури профілів. Методику визначення редукованих площ наведено в нормах [8] для широкого діапазону перерізів.

При розрахунку стиснутих стійок із тонкостінних профілів необхідно враховувати, що вони можуть втрачати загальну стійкість за згинальною, згинально-крутильною або крутильною формою, місцеву стійкість плоских ділянок (рис. 3,а) та стійкість форми перерізу (рис. 3, б).

На напружено-деформований стан ЛСТК впливає також метод їх виготовлення. Згідно з дослідженнями [1] врахування зміцнення сталі, що відбувається при прокатуванні профілів у місцях згину, призводить до збільшення просторової стійкості стиснутого елемента на 5 % – 10 %, а вплив залишкових напружень від формування профілю – до зменшення її на 2 % – 7 %.

Розрахунок несучої здатності елементів за чинними нормами неможливий через невідповідність пропорцій їх геометричних розмірів, наведених у [5]. Згідно з п.7.23 [5] максимальне відношення ширини полиці профілю b до його товщини t становить для даного випадку менше 12 мм при ширині полиці випробуваного елемента 40 мм.

Нами було проведено розрахунок коротких стійок на центральний стиск за методиками, наведеними в [8] та [4]. Несуча здатність профілів визначалась для двох випадків:

- при можливості втрати елементами профілю місцевої стійкості в результаті випучування;
- при можливості втрати елементами профілю місцевої стійкості при розвитку пластичних деформацій плоских ділянок та, одночасно, при втраті перерізом профілю стійкості форми перерізу.

При порівнянні результатів, представлених в табл. 1, з даними закордонних дослідників можна стверджувати, що отримані результати дослідження майже відповідають отриманим в роботі [11]. Це свідчить про правильність виконання експерименту та теоретичних розрахунків.

Середній коефіцієнт запасу міцності при розрахунку за [8] становить 1,18, при розрахунку за [4] – 1,57. Такі результати показують, що рекомендації, розроблені в Росії, дають суттєві запаси, які можна виправдати лише на початку впровадження тонкостінних конструкцій в масове використання.

Висновки

У результаті експериментально-теоретичних досліджень коротких сталевих тонкостінних стійок було виявлено, що робота таких конструкцій є прогнозованою. Для впровадження ЛСТК в Україні необхідно розробляти власну нормативну базу, яку доцільно гармонізувати з європейськими та американськими стандартами.

Література

- [1] Астахов И.В. Пространственная устойчивость элементов конструкций из холодногнутых профилей: автореф. дис. на соискание ученой степени канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / И.В. Астахов. – Санкт-Петербург: СПГАСУ, 2006. – 24 с.
- [2] ГОСТ 11701-84 Металлы. Методы испытания на растяжение тонких листов и лент. – М.: Издательство стандартов, 1985. – 10 с.
- [3] Лагун Ю.И. Экспериментальные исследования поведения тонкостенных холодногнутых профилей под нагрузкой / Ю.И. Лагун, О.Н. Лешкевич, В.Е. Новиков, А. Чубрик // Современные металлические и деревянные конструкции (нормирование, проектирование и строительство): сб. науч. тр. Междунар. симпоз., г. Брест, 15 – 18 июня 2009 г. – Брест : ОАО «Брестская типография», 2009. – С. 148 – 153.
- [4] Рекомендации по проектированию, изготовлению и монтажу конструкций каркаса малоэтажных зданий и мансард из холодногнутых стальных оцинкованных профилей производства ООО «Балт-Профиль». – М.: ЦНИИПСК, 2006. – 69 с.
- [5] СНиП II-23-81* Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 1990. – 97 с.
- [6] North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members – Washington : American Iron and Steel Institute, 2007. – 172 p.
- [7] AS/NZS 4600:2005. Cold-formed steel structures – Sydney: Standards Australia / Standards New Zealand, 2005. – 148 p.

- [8] EN 1993-1-3:2006 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. – Brussels: CEN, 2006. – 130 p.
- [9] EN 1993-1-5:2006 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-5: General rules. Plated structural elements. – Brussels: CEN, 2006. – 53 p.
- [10] Hancock G.J. Cold-Formed Steel Structures to the AISI Specification / Gregory J. Hancock, Thomas M. Murray, Duane S. Ellifritt. – New York: Marcel Dekker, Inc, 2001. – 398 p.
- [11] Heinisuo M. Design of Cold-Formed Members Following New EN 1993-1-3 / M. Heinisuo, J. Kukkonen // Research report 132. – Tampere: Tampere University of Technology, 2005. – 47 p.
- [12] Yu W.-W. Cold-Formed Steel Design: third edition / Wei-Wen Yu. – New York: John Wiley & Sons Inc., 2000. – 645 p.

Надійшла до редколегії 21.06.2010 р.

УДК 624.072.33

Проектування рамних каркасів зальних приміщень сільських громадських будинків

Першаков В.М., к.т.н.

Національний авіаційний університет, Україна

Анотація. У статті приведений досвід використання ефективних тришарнірних залізобетонних рам прогоном 18 і 21 м в сільськогосподарському будівництві України, дана оцінка ефективності їх використання. Викладені особливості методів конструювання тришарнірних залізобетонних рам; проектування рамних каркасів зальних приміщень сільських громадських будинків.

Аннотация. В статье приведен опыт применения эффективных трехшарнирных железобетонных рам пролетом 18 и 21 м в сельскохозяйственном строительстве Украины, дана оценка эффективности их применения. Изложены особенности методов конструирования трехшарнирных железобетонных рам; проектирования рамных каркасов зальных помещений сельских общественных зданий.

Abstract. The article describes the experience of effective three-hinged reinforced concrete frames with span 18 and 21 meters usage in agricultural construction in Ukraine. The estimation of their usage effectiveness is also given. Features of three-hinged reinforced concrete frames designing as well as peculiarities of frame skeletons of hall premises of agricultural public buildings designing are presented.

Ключові слова: проектування, рамні каркаси, тришарнірні залізобетонні рами, сільські громадські будівлі.

Будівництво зальних приміщень громадських будинків у сільській місцевості пов'язане з використанням великопрогонових конструкцій покриття. Найчастіше для покриття залів використовують залізобетонні балки, рідше металеві або деревометалеві ферми. Для великих залів з прогонами 9 та 12 м розроблені та використовуються у будівництві покриття з плит. Використання цих конструкцій ускладнене їх доставкою, а також складністю виробництва та виконання робіт у будівельних умовах. У багатьох випадках необхідні підйомні та транспортні засоби великої вантажопідйомності.

Будівельні організації України використовують для будівництва виробничих будівель рами з залізобетону, металу та клеєної деревини, а також сталезалізобетонні ферми прогонами 12 м, 18 м, 21 м. Їх використання для приміщень залів може значно полегшити зведення громадських будинків сільськими будівельниками.

Можливість використання конструкцій виробничих споруд, зокрема рамних залізобетонних конструкцій, які випускають на сільських виробничих

базах, для будівництва сільських громадських будинків із зальними приміщеннями є актуальним питанням.

У закордонній практиці будівництва зальних приміщень широкого застосування набувають рамні конструкції з залізобетону і особливо з клеєної деревини.

В Україні маємо приклади використання конструкцій виробничих Будинків при будівництві зальних приміщень громадських будинків: у Полтавській області збудовано літній клуб на 400 місць із використанням для зального приміщення залізобетонних піврам, в Одеській області запроєктовано в рамних конструкціях будинки культурно-побутового призначення з прогонами 21 і 24 м – зали кінотеатрів, естрадні майданчики, виставкові павільйони, плавальні басейни, критий ринок. Частина будинків збудовані і успішно експлуатуються.

Слід відмітити, що при однакових прогонах стояки рам для зальних приміщень сільських громадських будинків повинні мати збільшену висоту, яка рівняється 5 м – 8 м супроти 3,3 м – 3,6 м у рамних конструкціях виробничих будинків.

Однак використання рамних конструкцій при будівництві зальних приміщень у Полтавській та Одеській областях не набули широкого розповсюдження в зв'язку з відсутністю проектів і недостатньою вивченістю архітектурно-планувальних та конструктивних рішень.

Проведений аналіз вартості і трудомісткості зведення 1 пог. м залів клубів, які мають різні конструктивні рішення (традиційне і конструктивне рішення з використанням збірних залізобетонних піврам), показує, що більш економічним є рішення з використанням піврам (табл. 1).

Таблиця 1

**Показники кошторисної вартості та трудомісткості зведення залу клубів
різних конструктивних рішень**

Конструктивні елементи	Кошторисна вартість 1 пог.м залу клубу			Трудомісткість возведення 1 пог.м залу клубу		
	традиційні конструктивні рішення	збірні ЗБК піврами	3/2 в %	традиційні конструктивні рішення	збірні ЗБК піврами	6/5 в %
1	2	3	4	5	6	7
Фундаменти	20,3	75,0	369	5,4	5,6	104
Стіни	187,6	77,0	41	36,5	15,0	41
Каркас	–	55,0	–	–	1,2	–
Покриття	183,3	106,8	58	1,2	6,8	567
Покрівля	128,2	163,4	127	12,3	10,1	82
ВСЬОГО:	519,4	477,7	92	55,4	38,7	70

Зниження кошторисної вартості 1 пог.м залу складає 8,1 %, а трудомісткість зведення залу з конструкцій з використанням піврам на 30 % нижче в порівнянні з традиційним рішенням. Зниження трудомісткості зведення залу за другим варіантом досягається, в основному, за рахунок скорочення об'єму цегляної кладки (найбільш трудомісткої роботи). Питома вага трудомісткості зведення стін за традиційним варіантом складає 66 % і більш ніж у два рази перевищує трудомісткість зведення стін за варіантом із використанням піврам.

Витрата збірного залізобетону за варіантом із залізобетонними піврамами складає 2,7 м³, що на 42 % перевищує витрати збірного залізобетону за традиційним варіантом (1,9 м³). Зниження вартості будівництва будинку в цілому може складати 0,7 % – 1,2 %.

Доцільність використання рамних конструкцій для зальних приміщень визначається наступним:

- а) на території України створена виробнича база і засвоєно випуск номенклатури таких конструкцій;
- б) визначені питання транспортування, монтажу, при цьому необхідне підйомно-транспортне обладнання, яке має невелику вантажопідйомність (до 3 т);
- в) є широка взаємозамінна номенклатура збірних конструкцій фундаментів, плит покриття тощо.

Конструкції залізобетонних піврам, розроблені для сільськогосподарських виробничих будинків, були використані окремими організаціями при будівництві зальних приміщень громадських будинків.

Одеською філією інституту «Укрколгосппроєкт» розроблено проект виставкового павільйону для Одеської обласної сільськогосподарської виставки – компактний будинок, круглий у плані, діаметром 37 по залу і 42 м по покриттю з центральним світовим ліхтарем діаметром 10 м (рис. 1). Будинок має складчасте покриття, великі майданчики склофасадів. Несучими елементами являються розташовані по колу 24 колони і радіальні ригелі, які об'єднані внутрішнім металевим кільцем діаметром 10 м. Зовнішні консольні ригелі опираються на колони і металеві стійки в площині вітража. Фундаменти – збірні залізобетонні стаканного типу.

На обласній будівельній виставці за проектом Одеської філії інституту «Гіпроград» збудовано круглий павільйон діаметром 26 м. Каркас павільйону складається з складених піврам прогоном 10,5 м, які опираються шарнірною частиною ригелів на опорне стальне кільце діаметром 5 м із спареного швелера № 30.

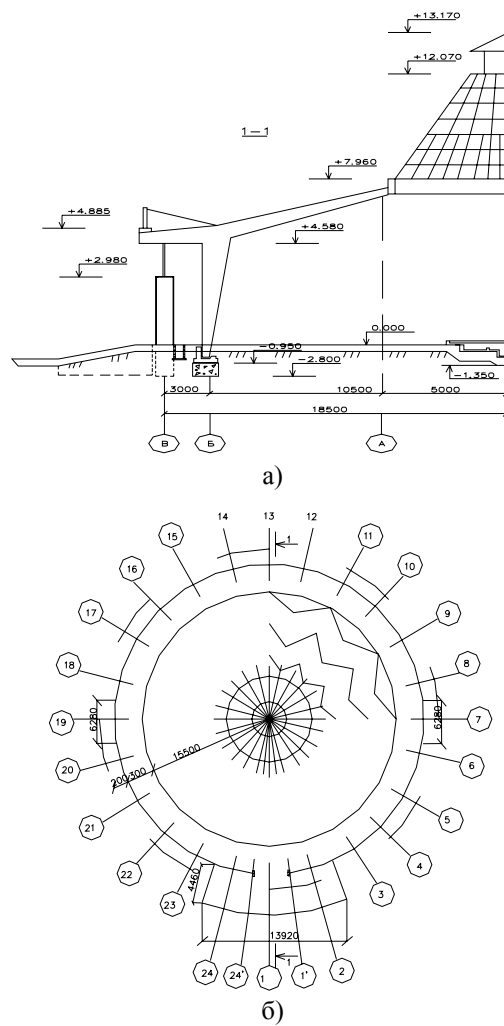


Рис. 1. Схема павільйону Одеської сільськогосподарської виставки:
а – розріз; б – план

Хмельницькою філією Укрколгоспроект за участі автора розроблено будинок літнього кінотеатру на 300 місць для літнього табору «Орльонок» в м. Головинці Летичевського району Хмельницької області. Будинок кінотеатру – круглий в плані діаметром 23 м з прибудованим кінопроекційним приміщенням (рис. 2). Глядацький зал обладнаний трансформованим екраном і невеликим естрадним майданчиком. Каркас будинку передбачено зі збірних залізобетонних піврам РЖС-21-1600, які опираються по центру на кільце діаметром 2,0 м. Покриття – із азбестоцементних хвиляс-

тих листів уніфікованого профілю з утеплювачем з мінвати (125 кг/м³) завтовшки 80 мм.

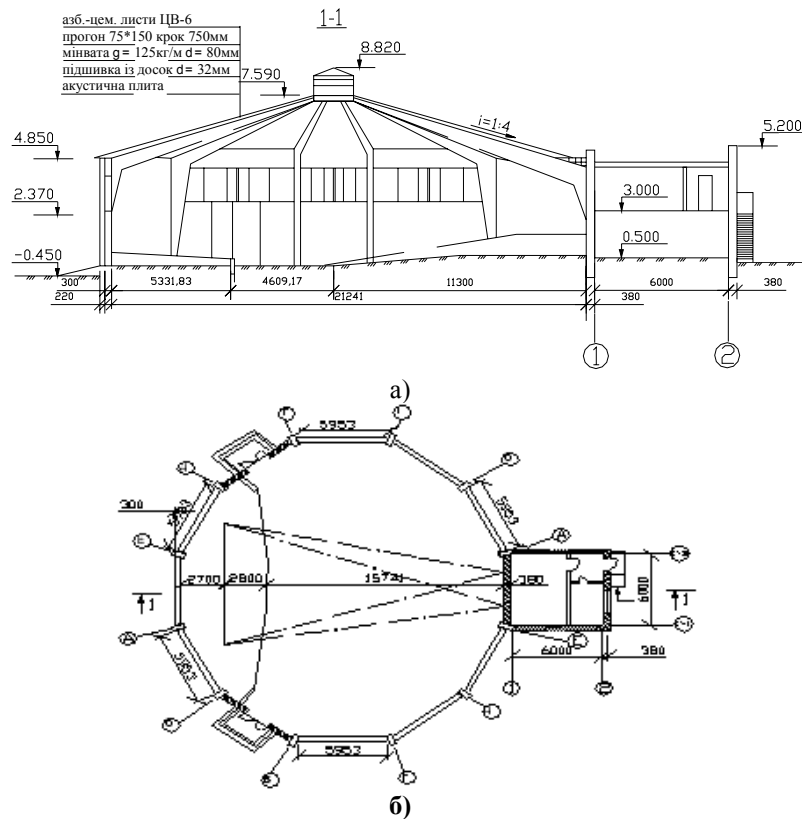


Рис. 2. Схема літнього кінотеатру на 300 місць у літньому таборі в с. Головинці, Летичівського району Хмельницької обл.:
а – розріз; б – план

В залі є підвісна стеля з акустичними плитами. Стінове огороження з цегли. Фундамент під піврами – збірне залізобетонне кільце з фундаментних блоків і плит. Фундаменти під цегляні стіни – бутобетонні.

Полтавською філією інституту «Укрколгосппроєкт» запроектовано і збудовано у літньому таборі «Васильок» с. Головач Полтавського району Полтавської області літній клуб на 400 місць із використанням для зального приміщення залізобетонних піврам.

Зальне приміщення літнього клубу розташоване посередині загальної компоновки будинку. Зв'язок між обслуговуючими приміщеннями здійснюється безпосередньо через зальне приміщення (рис. 3). Основний прогін

клубу – 18 м виконано з піврам Р-18,6, розроблених Полтавської філією Укрколгосспроєкту. Крок залізобетонних піврам прийнято 4,0 м. Фундаменти під піврами збірні фундаментні блоки стаканного типу. По рандбалкам, що опираються на фундамент, зведена цегляна стінка завтовшки 38 см.

Покриття виконано з панелей ПР з утеплювачем із напівжорстких мінераловатних плит, які укладаються в чарунки дерев'яного каркаса. Покрівля – з азбестоцементних листів підсиленого профілю.

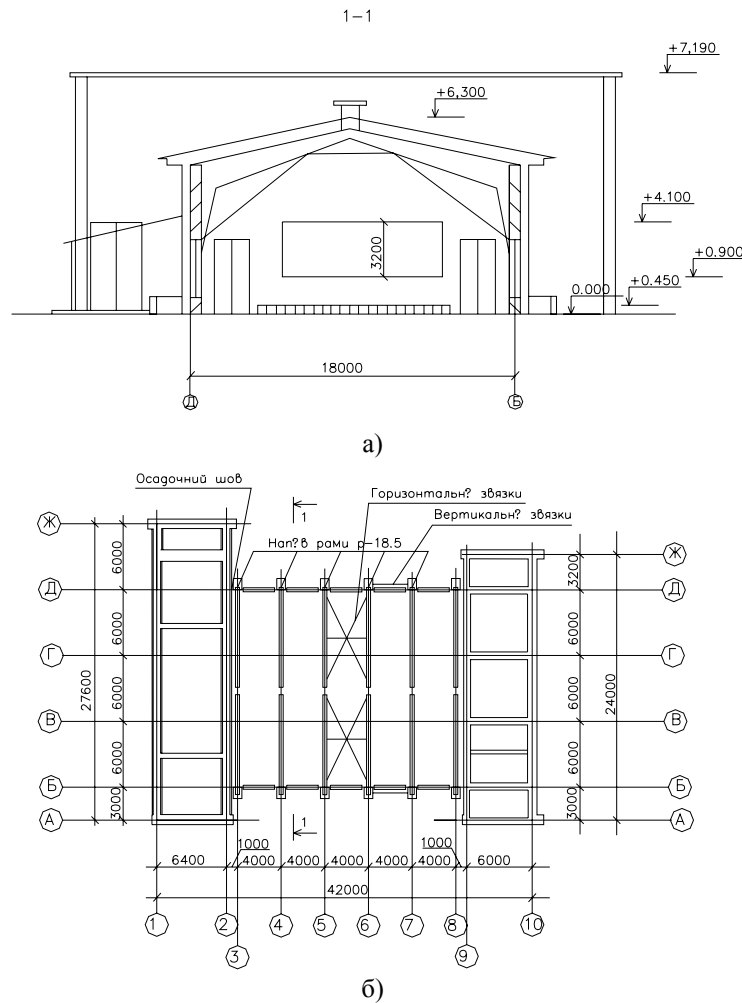


Рис. 3. Схема літнього клубу на 400 місць «Васильок» в с. Головач
Полтавського району Полтавської області:
а – розріз; б – план

Інститутом «УкрНДПцивільсільбуд» за участі автора розроблено техноробочий проект дитячого плавального басейну зі спортзалом у м. Коростишеві.

Спортивний корпус дитячої спортивної школи в м. Коростишеві включає універсальний спортивний зал розміром 30х18 м і плавальний басейн з ванною 25х11 м, які розташовуються під кутом 90 градусів один до одного і з'єднуються між собою двоповерховою вставкою, де розміщені другорядні та обслуговуючі приміщення. На першому поверсі розташовані вестибюль, а також роздягальні і душеві для тих, хто займається в басейні, на другому поверсі – роздягальні і душеві для тих, хто займається в спортзалі, а також адміністративно-службові приміщення.

Покриття залу прогоном 18 м із плавальним басейном передбачене зі збірних залізобетонних плит ПР 45х15х200 по збірних залізобетонних тришарнірних рамах РЖ-18-1600 з кроком 4,5 м (рис. 4).

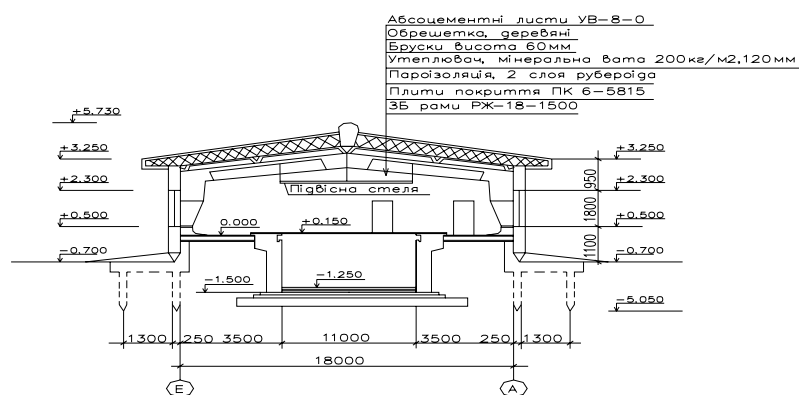


Рис. 4. Поперечний розріз плавального басейну в м. Коростишеві

У відповідності з ґрунтовими умовами фундамент у будинку плавального басейну запроектовано з двох збірних залізобетонних паль 300х300 мм довжиною 4,0 м з монолітним ростверком з консоллю. За рахунок висоти консолі досягнута необхідна висота залу басейну (рис. 5).

Покриття спортивного залу запроектовано зі збірних плит АКД-31 на дерев'яному каркасі по тришарнірних дерев'яних гнукотесених рамах ДГР1-21-36-600.

Фундамент будинку спортивного залу передбачено з двох збірних залізобетонних паль 300х300 мм довжиною 4,0 м із монолітним ростверком з консоллю і контрфорсом довжиною 3,55 м. За рахунок високої консолі ростверку було досягнуто висоти спортивного залу в рівні карнизного вузла – 6,0 м (рис. 6).

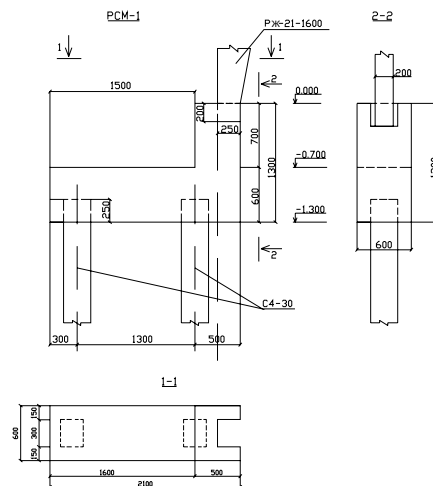


Рис. 5. Конструкція палевого фундаменту із монолітним ростверком з консоллю в будинку плавального басейну

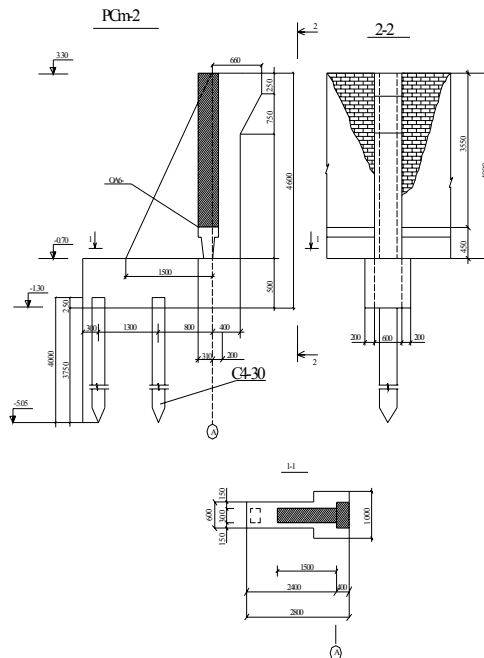


Рис. 6. Конструкція палевого фундаменту із монолітним ростверком з консоллю в будинку спортивного залу

Тришарнірні збірні залізобетонні рами типу РЖУ застосовують при зведенні сільськогосподарських виробничих будівель. Такі рами прогоном до

21 м і стояком заввишки 3,6 і 4,2 м виготовляють на підприємствах будіндустрії колишнього Укграбуду. Вони транспортабельні й монтується за допомогою звичайного автокрана. Рами РЖУ дають можливість влаштовувати зальне приміщення, яке є основним як у клубній споруді, так і в будівлях багатофункціонального призначення, де поряд із клубом розміщуються інші об'єкти обслуговування. Спеціалісти УкрНДІПцивільсільбуду розробили проектні пропозиції для трьох типів клубів із залами для глядачів на 100 місць, 150 місць, 200 місць, а також два варіанти багатофункціональних будівель, до складу яких входять клуб із залом на 100 місць, магазин із торговельним залом площею 60 м², буфет, медпункт і приймальний пункт. Стіни – цегляні, покриття – збірне залізобетонне, покрівля – з хвилястих азбестоцементних листів.

За участі автора розроблена конструкція консольно-вантової покриття за а.с. № 853043, що складається з контуру опираючого, системи перехресних вант та елементів жорсткості (рис. 7). Останні виконані у вигляді криволінійних розпірок, які кріпляться до контуру опираючого і поділяють його на окремі ділянки. На деяких ділянках ванти розміщені на поверхні подвійного викривлення. Консольне покриття містить контур опираючого, елементи жорсткості, які поділяють покриття на чотири ділянки. Ванти, що перетинаються, з круглих металевих стержнів або з пучків високоміцного дроту кріпляться до елементів жорсткості та контуру опираючого, які виконані із залізобетону або металу.

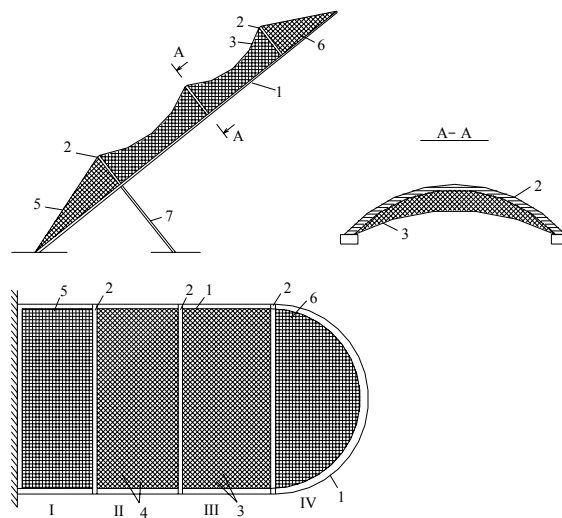


Рис. 7. Консольно-вантова конструкція покриття:

1 – опорний контур; 2 – елементи жорсткості; 3,4 – перетинаючі ванти на ділянках II і III; 5,6 – перетинаючі ванти на ділянках I і IV; 7 – опори

Для кріплення вант контур елементів жорсткості – криволінійна розпірка – поділяється на 20 рівних частин, а контур спирання – на 11 рівних частин. Суцільні або решітчасті залізобетонні (металеві) упори передбачаються наприкінці першого від заанкерованого торця кругового елемента жорсткості, який містить найбільше зусилля у своїй площині. Елементи жорсткості – криволінійна розпірка – на ділянці IV від вільного торця конструкції випробуває найменше зусилля у своїй площині. Анкерування вант у контурі опирання та елементах жорсткості виконується одним із відомих способів. Завдяки розбиттю покриття на декілька ділянок можливе використання одного діаметра вант у межах однієї ділянки, другого діаметра вант у межах другої ділянки і т.ін. При використанні вище наведеної конструкції покриття досягається зниження витрати матеріалів.

Консольно-вантове покриття призначене для покриття зальних приміщень громадських будинків: виставок, естрад, танцювальних майданчиків, а також ангарів, навісів і т.ін.

За участі автора також розроблено багатоярусну конструкцію баштового типу за а.с. № 901435, що складається зі стовбура, виконаного ступінчастим з кільцеподібних частин із внутрішнім та зовнішнім кільцями жорсткості, об'єднаними між собою зв'язками (рис. 8).

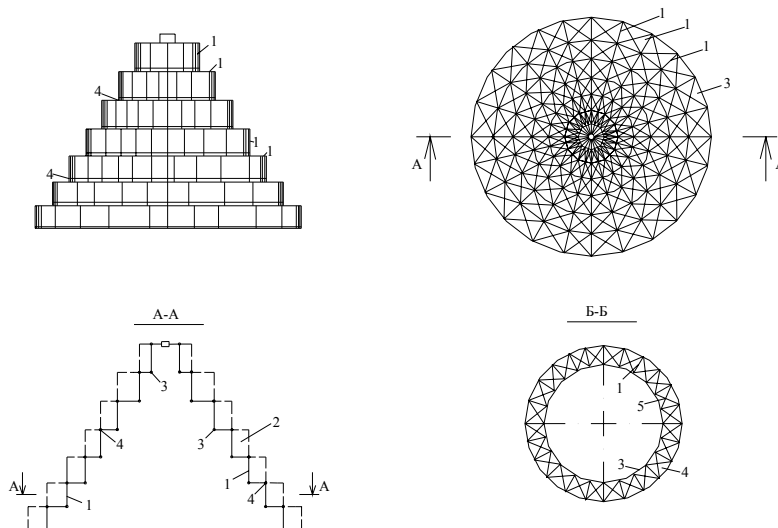


Рис. 8. Багатоярусна конструкція баштового типу:

1 – Г-подібні елементи; 2 – коробчасті елементи; 3 – опорні діафрагми, які мають внутрішнє опорне коло; 4 – те ж, але із зовнішнім опорним колом; 5 – елементи жорсткості

Кільцеподібні частки виконані з Г-подібних або коробчастих жорстких елементів. Кожен з елементів встановлений на попередньому зі зміщенням на його габарит. Багатоярусна конструкція включає Г-подібні або коробчасті елементи та діафрагми опирання, які мають внутрішні та зовнішні кільця спираючі. Г-подібні або коробчасті елементи оснащені елементами жорсткості. Використання цієї конструкції дозволяє звільнити внутрішній простір будівлі баштового типу для зальних приміщень громадських будинків та задовольнити потребу у наявності оглядових майданчиків.

Були проаналізовані діючі типові проекти сільських громадських будинків з зальними приміщеннями: актові зали та спортзали загальноосвітніх шкіл (23 проекти), будинки культури, клуби та кінотеатри (16 проектів), басейни (4 проекти). При цьому звертали увагу на можливість та доцільність використання в приміщеннях залів шкіл, будинків культури, клубів та кінотеатрів індустріальних конструкцій – залізобетонних рам, які випускаються сільськими виробничими базами України.

Слід зазначити, що використання рамних конструкцій доцільне у Будинках з залами, в яких службово-технічні забудови розташовані тільки у торцях. У іншому випадку (при забудові по периметру) виникають труднощі з об'ємно-просторовим та конструктивним рішенням будівлі.

Згідно з проведеним аналізом діючих типових проектів сільських громадських будинків із зальними приміщеннями, з урахуванням існуючого досвіду будівництва таких споруд у рамних конструкціях, був розроблений перелік проектів, які після проведення відповідного ТЕО можуть бути рекомендовані для будівництва з використанням існуючих рамних конструкцій.

Загальноосвітні школи:

- ТП-222-1-242-ПВ – середня загальноосвітня школа на 12 класів (464 учня);
- ТП-223-1-164 – середня школа на 12 класів (464 учня);
- ТП-223-1-237 – середня школа на 16 класів (464 учня);
- ТП-224-1-160 – восьмирічна школа на 8 класів (192 учня);
- ТП-224-1-182 – неповна середня школа на 8 класів (320 учнів);
- ТП-224-1-210 – середня школа на 16 класів (624 учня).

Клуби, будинки культури, кінотеатри:

- ЕК-200к – клуб з залом на 200 місць;
- ЕК-400к – будинок культури з залом на 400-490 місць та спортзалом;
- 264-12-111 – будинок культури з залом на 400 місць;
- 264-13-64 – кінотеатр на 200 місць з фойє;
- 264-13-85 – кінотеатр на 300 місць.

Згідно з переліком проектів були розроблені додатки та альбом конструктивних заходів із використанням залізобетонних рамних конструкцій, що випускаються виробничими базами, для будівництва зальних приміщень громадських будинків. Так, наприклад, актова зала середньої загальноосвітньої школи на 12 класів за ТП 222-1-242 ПВ розміром 9х18 м розміщений в осях Е-К та 15-18.

Розроблений варіант покриття актової зали передбачає встановлення залізобетонних рам РЖ-18-1600 з кроком 3,0 м на вісь К з опиранням ригеля на цегляну стіну по осі Е на позначці 4,890 м. Стійки рам встановлюються в збірні залізобетонні башмаки ФР-16-8 (сер. 1.800-6.в.1). Для покриття використовуються ребристі плити ПР 3-30.15.3 довжиною 3,0 м. Для організації внутрішнього інтер'єру зали передбачено підвісну стелю.

При цьому під маркою рами РЖ-18-1600 слід розуміти не конкретну марку рами, а можливість використання оснастки для виготовлення даних рам, так як розрахунки показують, що використання рам для перекриття прогонів 18 м – 21 м вимагає корегування їх армування.

Використання існуючих рам із низьким (не більше 3,6 м) стояком для будівництва зальних приміщень громадських будинків, що зводяться за існуючими типовими проектами, у більшості випадків характеризується наступними недоліками:

- можливість використання рамних конструкцій лише для частини будівлі, що ускладнює рішення вузлів використання різних конструкцій і погіршує зовнішній вигляд будинку;
- необхідність використання конструкцій окремих вузлів, що погіршує експлуатаційні якості будівлі;
- погіршення якості рішення інтер'єрів приміщень або необхідність додаткових витрат на їх оздоблення.

Деякі складнощі створюють високі ростверки з контрфорсами, частини стійок, що виступають з площини стіни. Це викликає незручності в організації інтер'єру, а також великий ухил стелі, що не дозволяє раціонально використовувати весь об'єм приміщення і погіршує інтер'єр. При розміщенні п'яти рами на нульовій позначці для багатьох приміщень стає неможливим раціональне використання всієї площини через невелику висоту стійки.

Тому використання існуючих рам при будівництві споруд за типовими проектами за відсутності передбачених великопрогонових конструкцій можна рекомендувати у разі, якщо їх використання не викликає серйозних конструктивних ускладнень, не погіршує експлуатаційні якості приміщень, не порушує нормативні вимоги до приміщень. Інші конструктивні

рішення (високий ростверк, заглиблення підлоги зали) більше влаштовують окремо розташовані зали або зали, що мають добудову з торця. Це блоки спортивних і актових залів, блоки гаражів для сільськогосподарської техніки, розширення існуючих залів, окремі спортивні зали, навчально-тренувальні зали та басейни. Їх будівництво необхідно проводити за спеціально розробленим проектам.

Як приклад розроблені проекти блоків шкільних спортивних залів розміром 18×9 м та 24×12 м та учбово-тренувального басейну з ванною 25×11 м.

Для районів з низьким рівнем ґрунтових вод пропонується проектне рішення спортивного залу з заглибленою підлогою. Однак зовнішня архітектурно-художня виразність споруди не дозволяє рекомендувати його для широкого використання.

Застосування існуючих рамних конструкцій для клубних залів практично обмежено. У цих спорудах об'єм зали має забудову мінімум з трьох боків, що значно ускладнює рішення конструктивних вузлів і не забезпечує економічного рішення, особливо у невеликих клубах, а також не забезпечує необхідної архітектурно-художньої виразності споруди і інтер'єрів основних приміщень. Нові клуби, що будуються, розраховані на довготривале використання і відіграють важливу роль у забудові населених пунктів. Вони повинні мати оптимальні конструктивні рішення і високий рівень архітектурно-художньої виразності.

Для будівництва в невеликих населених пунктах, що не мають перспектив подальшого розвитку та закладів культури, рекомендується будівництво кінотеатрів на 200-300 місць з використанням рамних конструкцій, розрахованих на невеликий термін експлуатації. Деяке погіршення експлуатаційних якостей споруди в порівнянні з діючими типовими проектами буде компенсовано тим, що після закінчення терміну експлуатації споруди основні конструкції можуть бути використані для інших потреб. Торговельні зали магазинів, обідні зали підприємств харчування та адміністративні приміщення можуть мати проміжні опори. Тому використання рамних конструкцій для них не є необхідністю. Проте, використання рам для торговельних підприємств малих сіл та сіл без перспективи подальшого розвитку можливе.

Найбільш доцільне використання рамних конструкцій для окремо розташованих приміщень залів, до габаритів яких не висуваються суворі вимоги. Для залів виставкових павільйонів, манежів, танцювальних залів та інших припускається деяка свобода в формі плану, не висуваються суворі вимоги до висоти приміщень та конструкцій огорож. Проте необхідність будівництва подібних приміщень існує в районних центрах та в окремих великих сільських населених пунктах.

З появою в номенклатурі виробів для виробничого будівництва тришар-нірних рам з високою стійкою спрощується конструктивне рішення та покращується зовнішній вигляд таких споруд (спортивні зали, кінозали тощо), а також покращуються економічні показники.

Для проведення економічного обґрунтування використання рамних кон-струкцій для покриття залів у громадських будинках були відібрані наступні проекти-представники:

- літній клуб на 400 місць, зведений у дитячому санаторії «Васильок» у с. Головач Полтавської області;
- дитячий басейн для плавання з ванною 25x11 м у м. Коростишеві.

Крім того, відділом конструкцій УкрНДЦивільсільбуд за участі автора були розроблені проекти варіантів приміщень залів у рамних конструкціях у проектах двох шкіл на 320 та 464 учня та сільського клубу на 200 місць. У відповідності з перерахованими проектами були підібрані типові проекти-представники для проведення економічного порівняння: клуб на 400 місць, ТП 264-12-105; критий басейн, ТП 294-3-5; школа на 464 учня, ТП 223-1-164; школа на 320 учнів, ТП 224-1-182; клуб на 200 місць, ЕК-200к. Порівняння часткових техніко-економічних показників (кошторисної вартості, витрат сталі та цементу, трудових витрат) виконувалося на 1 м² загальної площі споруд громадського призначення.

Аналіз техніко-економічних показників свідчить, що кращі часткові показники (на 1 м² площі споруди) у порівнянні з проектами-представниками мають зали у клубі на 400 місць з прогоном на 21 м та приміщення басейну з прогоном для ванни 18 м. Так, наприклад, кошторисна вартість 1 м² площі споруди в них менша у межах від 0,45 % до 0,7 %, витрати сталі від 0,41 % до 4,18 %, витрати цементу від 1,94 % до 2,42 %, витрати праці від 0,44 % до 1,6 %.

Аналіз часткових техніко-економічних показників сільських споруд із зальними приміщеннями прогонами 18 м та 21 м, перекритих залізобетонними рамами, показав, що розроблені варіанти використання рам на стадії технічних рішень можуть бути рекомендовані для розроблення робочих креслень.

Аналіз техніко-економічних показників споруд громадських будинків із залами прогоном 9 м, перекритих залізобетонними піврамами, показав, що від'ємні показники у порівнянні з проектами-представниками мають школи та клуб на 200 місць за окремою кошторисною вартістю у межах від 0,34 % до 0,81 %, витратам сталі від 0,93 % до 18,6 %. За витратами цементу у проектах школи на 464 учня та клубу на 200 місць – у межах від 0,86 % до 7,09 %, а за витратами праці у проектах школи на 464 учня в

обох варіантах – у межах від 0,03 % до 1,52 %. Причиною погіршення показників виявилось те, що використання рам прогоном 9 м призвело до збільшення витрат інших матеріалів (утеплювача, крівлі, цегляних блоків і т.ін.) у порівнянні з проектами-представниками.

Так як техніко-економічні показники використання залізобетонних рам прогоном 9 м, 18 м, 21 м порівняли з кошторисами та паспортними даними, то остаточний висновок про ефективність їх використання для перекриття залів приміщень суспільного призначення, що будуються у сільських місцевостях, необхідно робити за наведеними витратами, що визначаються за робочими кресленнями.

Як показує аналіз типових проектів сільських громадських будинків, у приміщеннях залів (клуби, кінотеатри, спортзали) має бути передбачена відповідна висота приміщень, яка коливається у межах від 5 м до 8 м, яка може бути досягнута за рахунок створення або спеціальних конструкцій фундаменту, або використанням нових конструкцій рам із висотою стійки від 6 м до 8 м.

Прикладом забезпечення необхідної висоти приміщень залів з використанням рам за рахунок конструктивного рішення фундаментів може слугувати розроблений техноробочий проект «Дитячий басейн для плавання зі спортзалом у м. Коростишеві».

Недоліком цього рішення є необхідність додаткових витрат на розроблення, проведення випробувань та промислове виготовлення нової, не серійної конструкції фундаменту з високим ростверком.

Розроблення нових конструкцій рам із високою стійкою для приміщень залів пов'язане з певними витратами на проектування, виробництво та випробування нових рамних конструкцій. Враховуючи невеликі об'єми будівництва сільських цивільних споруд із зальними приміщеннями, слід вважати більш доцільним використання для сільськогосподарського виробничого будівництва існуючих рам із високою стійкою.

Колишнім інститутом «Укрколгоспроект» сумісно з КНУБА розроблена уніфікована конструкція рам для сільськогосподарських виробничих будівель, приміщень складів, промислових безкранових будинків з висотою стійки до 5,7 м. Конструкції рам для прогонів 12 м, 18 м, 21 м передбачено виготовляти в уніфікованій оснастці. Після проведення експериментальної перевірки та затвердження вказаних рам із високою стійкою у якості типових, їх можливо буде використовувати при проектуванні і будівництві громадських будинків з зальними приміщеннями при висоті залу 6 м – 8 м.

Висновки

Проведений аналіз типових проектів свідчить, що конструкції рам із високим стояком, які можливо використовувати для будівництва приміщень залів клубів, будинків культури, кінотеатрів, спортивних залів, мають бути представлені невеликою кількістю типорозмірів. При прогоні 9 м висота стояка рами має складати 5,25 м (сільські клуби на 150-200 місць, кінотеатри на 150-200 місць, спортзали); при прогоні 12 м, 15 м, 18 м – 6,35 м (сільські клуби та будинки культури на 300 місць, 400 місць, 500 місць, кінотеатри на 200-300 місць, спортзали 12×24 м, 15×30 м, 18×30 м); при прогоні 18 та 21 м – 8,0 м (сільські будинки культури на 600 та 700 місць і спортзали 18×30 м).

Різниця висот залів, що притаманна кожній групі, компенсується введенням додаткового елемента – фундаменту з високим ростверком. Крім розроблення рам із підвищеною стійкою для будівництва громадських Будинків з зальними приміщеннями необхідно також розробити навісні стінові панелі, які б враховували не лише теплотехнічні вимоги цих споруд, але і особливості їх архітектурно-планувального рішення. Це обумовлює розроблення спеціальних проектів в індустріальних конструкціях, вимагає перебудови для розвитку індустріальної бази.

Композиційна різноманітність рішень приміщень залів сільських громадських будинків у рамних конструкціях супроводжується підвищенням вартості будівництва. Ускладнення архітектурно-художнього рішення споруди та деяке подорожчання потребують спеціальних вимог до вирішення інтер'єрів та використання високих башмаків під п'яту рами, особливо у крупних будівлях.

Враховуючи викладене, а також невеликі об'єми будівництва громадських будинків із зальними приміщеннями, можна дійти висновку, що створення спеціальних конструкцій рам із підвищеним стояком не є доцільним.

Для зальних приміщень сільських громадських будинків доцільно використовувати конструкції уніфікованих залізобетонних рам прогоном 9 м, 12 м, 18 м, 21 м із стояком, підвищеним до 5,7 м, розроблені інститутом «Укрколгосппроєкт» та КНУБА для каркасів сільськогосподарських споруд із урахуванням зональних особливостей України.

Література

- [1] Першаков В.М. Каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам: Монографія / В.М. Першаков – Київ: Книжкове видавництво НАУ, 2007. – 301 с.

Надійшла до редколегії 18.06.2010 р.

УДК 624.014.2:621.771

Исследование напряженно-деформированного состояния и концентрации напряжений в узлах плоских решетчатых конструкций с учетом упругопластической работы материала

¹Колесниченко С.В., к.т.н., ²Миронов А.Н.

¹ДонЦТБ ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского»,
Украина

²Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

Анотація. У статті викладено результати теоретичних досліджень вузла з поясом широкополочним двотавром та гнutosварним профілем у решітці. Доведено зменшення значення коефіцієнта концентрації напружень з урахуванням можливих пластичних деформацій в найбільш напружених зонах вузла.

Аннотация. В статье излагаются результаты теоретических исследований узла с применением в поясе широкополочного двутавра и гнutosварного профиля в решетке. Доказано уменьшение значения коэффициента концентрации напряжений с учетом возможных пластических деформаций в наиболее напряженных зонах узла.

Abstract. The main results of theoretical investigation of stress concentration factor with plastic steel properties for plane joint with H-beam chord and RHS bracing member are presented. Decreasing of level for stress concentration factor with plastic steel deformation in main stressed joint zones have proved.

Ключевые слова: концентрация напряжений, пластические деформации, гнutosварной профиль, широкополочный двутавр.

Постановка проблеми. Изучение реального напряженно-деформированного состояния узлов является сложной задачей. Полный комплекс работ должен включать не только выполнение теоретических расчетов узлов по пространственным схемам, максимально приближенным к реальным конструкциям, но и проведение эксперимента. Особенно актуальными такие исследования являются для сложных узлов с местами значительных концентраций напряжений. При работе конструкций на знакопеременные нагрузки в местах с локальными концентраторами напряжений возможно возникновение усталостной трещины. Большинство исследований коэффициентов концентрации напряжений (ККН) – параметра, характеризующего напряженное состояние в узле, выполнено для упругой стадии работы материала, хотя можно предположить, что при локальных пластических деформациях возможно изменение ККН. Исследование изменения ККН позволит оценить не только уровень напряжений

в узлах сложной конфигурации, но и выполнить расчет ресурса конструкции в реальных условиях эксплуатации.

Цель публикации. В данной работе представлены теоретические расчеты, выполненные для определения изменения ККН при возникновении локальных пластических деформаций. В качестве объекта исследования принят Т-образный узел с использованием в поясах широкополочных двутавров, а в элементах решетки – гнutosварных замкнутых профилей (ШПД+ГСП). Конструкции с такими профилями используются под значительные, в т.ч. знакопеременные нагрузки – фермы пролетных строений мостов, транспортных галерей, конструкции больших пролетов.

Определение концентрации напряжений в узлах сводится к расчёту максимального ККН – α_σ (в зарубежной литературе обозначается как SCF (stress concentration factor) зависящего от: формы узлов, геометрических размеров элементов узлов и параметров сварных швов, прикрепляющих решётку к поясу. Знание коэффициентов α_σ необходимо как при определении расчетной долговечности, так и при диагностике конструкций с выявлением резервов их несущей способности.

Анализ проведенных исследований. Теоретические и экспериментальные исследования данного типа узлов активно выполнялись за рубежом в 1980-90-х годах [1 – 3]. Внедрение полученных результатов в реальную практику проектирования было выполнено под эгидой CIDECT (Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire – Международный комитет по изучению и использованию трубчатых конструкций). Для расширения использования трубчатых профилей в строительных конструкциях было предложено продолжать изучения узлов, а в работе [5] исследование данного типа узлов было определено как приоритетное.

Результаты, полученные CIDECT, были внедрены в Еврокод 3 при выполнении расчетов конструкций на выносливость, хотя для трубчатых узлов с поясным двутавровым профилем представленные данные разработаны менее всего. Теоретические и экспериментальные исследования реального НДС для узлов типа ШПД+ГСП в упругой стадии работы были представлены в работах [7 – 9].

Нерешенные ранее части общей проблемы. В условиях реального нагружения значительными нагрузками в местах со значительной концентрацией напряжений возможно образование зон с пластической работой материала. В связи с этим возможно перераспределение уровня напряжений и изменение ККН. До настоящего времени для узлов с использованием ШПД и ГСП такие исследования не выполнялись.

Определение расчетной схемы узла и анализ результатов расчета. Приведенные результаты численных исследований относятся к Т-образным узлам ферм с поясами из широкополочных двутавров (ШПД) и решеткой из гнутосварных замкнутых профилей (ГСП), выполненных по типовому альбому [10] под типовую нагрузку (рис. 1, 2).

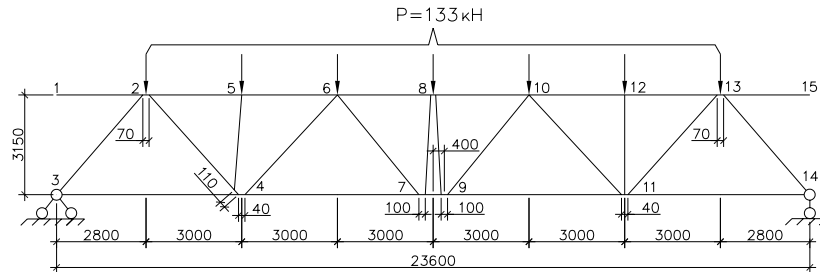


Рис. 1. Схема типовой фермы

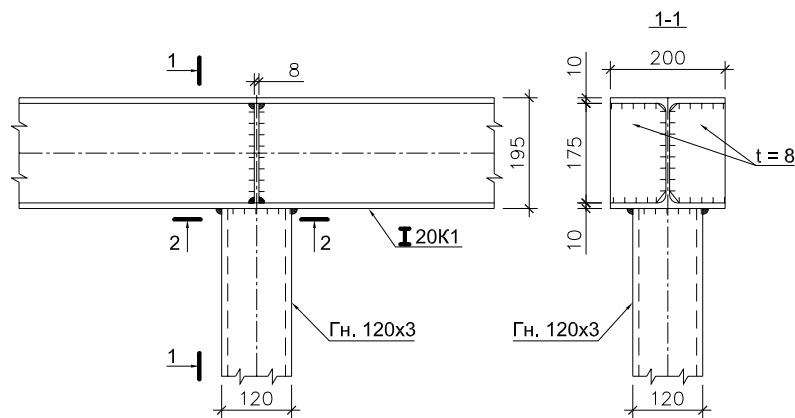


Рис. 2. Конструкция Т-образных узлов фермы

Расчет Т-образного узла производился с использованием ПК «Лири 9.6», реализованного в ОС Windows для двух типов моделей с идентичной геометрией, нагрузками и граничными условиями, но различными законами деформирования материала (стадиями работы):

- 1 тип модели рассчитывался в линейной постановке при упругой работе стали;
- 2 тип модели рассчитывался в физически нелинейной постановке при упругопластической работе стали шагово – итерационным методом. Нагрузка на каждом шаге увеличивалась на 5 % от суммарной нагрузки (всего 20 шагов), количество итераций на каждом шаге принималось равное 300.

Определение нагрузок на элементы расчётных моделей узлов.

Рассматриваемый тип узла входит в состав фермы, у которой в стержнях кроме продольных усилий возникают дополнительные изгибающие моменты, вследствие значительной изгибной жесткости элементов.

Исходя из этого, определение расчетных усилий для моделей узла производилось в два этапа. На первом этапе производился статический расчет фермы как многократно статически неопределимой рамы с точечными жесткими узлами с целью определения изгибающих моментов M и продольных сил N в элементах узла.

На втором этапе определялись окончательные нагрузки, которые прикладывались к торцам элементов моделей (рис. 5). Расчет нагрузок производился по формуле:

$$q_i = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_x}, \quad (1)$$

где y_i – расстояние от центра тяжести сечения до i -го волокна; $\pm$ – знаки, определяющие положение i -го волокна относительно нейтральной оси; A и I_x – соответственно площадь и момент инерции поперечного сечения элемента.

Следует отметить, что величина нагрузки q_i является номинальным напряжением в i -м волокне элемента.

Величина внешней нагрузки в узлы фермы составляла $P = 133$ кН, которая является предельной по критерию прочности рассматриваемого Т-образного узла в соответствии с нормами [11] (рис. 1, 4).

Закон нелинейного деформирования материала.

Материал 2-х типов моделей узлов назначался из малоуглеродистой стали марки С255 с расчетным сопротивлением $R_y = 240$ МПа. Для модели 2-го типа, где производился учет физической нелинейности, диаграмма работы стали задавалась в виде кусочно-линейной зависимости (14-й тип в ПК «Лира»). Здесь следует отметить три участка этой диаграммы (рис. 5):

- участок ОА до предела пропорциональности $\sigma_{\text{пц}}$ – характеризует упругую стадию работы материала, которая подчиняется закону Гука и имеет постоянный модуль упругости $E \approx 2 \times 10^5$ МПа;
- участок АВ от предела пропорциональности $\sigma_{\text{пц}}$ до предела текучести $\sigma_{\text{т}} = 240$ МПа на действительной диаграмме работы стали характеризует нелинейную зависимость между напряжениями и деформациями и переменный касательный модуль упругости. В данной работе на участ-

- ке АВ принят осредненный постоянный модуль упругости и линейный закон деформирования;
- участок ВС характеризует площадку текучести до начала стадии самоупрочнения стали при $\varepsilon = 2 \%$, и моделировался незначительным уклоном площадки, так как задание горизонтальных участков закона деформирования (при $E = 0$ МПа) для МКЭ – недопустимо.

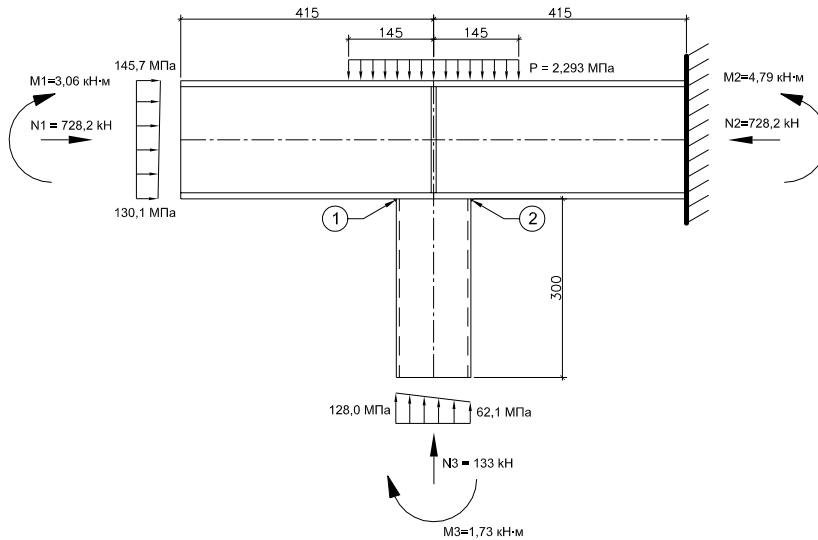


Рис. 4. Габариты расчетных моделей Т-образного узла с граничными условиями, действующими внутренними усилиями (M, N) и нагрузками (номинальными напряжениями), приложенными к торцам моделей

Анализ результатов расчета моделей узлов. Анализ результатов расчета всех типов узлов производился по главным и эквивалентным напряжениям $\sigma_{\text{экв}}$, рассчитанным по 4-й энергетической теории прочности (Губера – Хенки – Мизеса), поскольку данная теория наиболее приемлема для пластичных материалов, каким является обычная строительная сталь:

$$\sigma_{\text{экв}}^{IV} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 \right]}. \quad (2)$$

Анализ результатов, как было показано выше, производился для внутренних и внешних слоев стенок ГСП стойки и наружного слоя полки поясного ШПД. ККН в опасных точках определялись по формуле (3):

$$\alpha_{\sigma} = \frac{\sigma_{\text{экв}}^{IV}}{\sigma_{\text{ном}}}, \quad (3)$$

где $\sigma_{\text{экв}}^{\text{IV}}$ и $\sigma_{\text{ном}}$ – соответственно эквивалентные и номинальные напряжения в опасной точке.

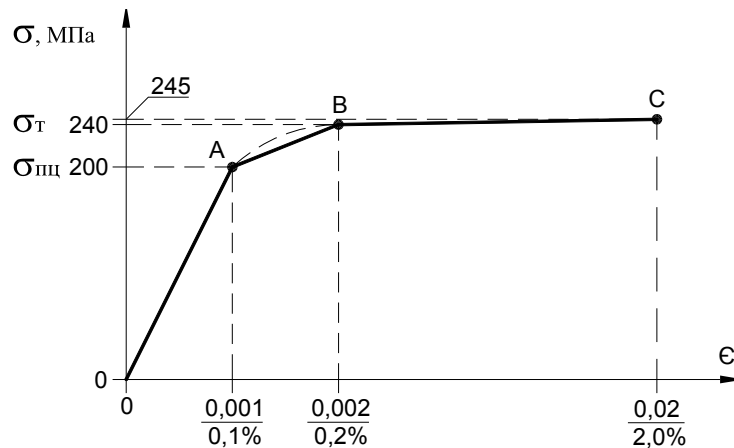


Рис. 5. Кусочно-линейная зависимость между напряжениями и деформациями

На основании расчетов были определены изополя главных и эквивалентных напряжений $\sigma_{\text{экв}}^{\text{IV}}$ в элементах пояса и стойки. Эпюры контурных эквивалентных напряжений в зоне примыкания стойки к поясу и эпюры распределения эквивалентных напряжений вдоль нижней полки поясного двутавра и стенок ГСП стойки представлены на рис. 6 и 7.

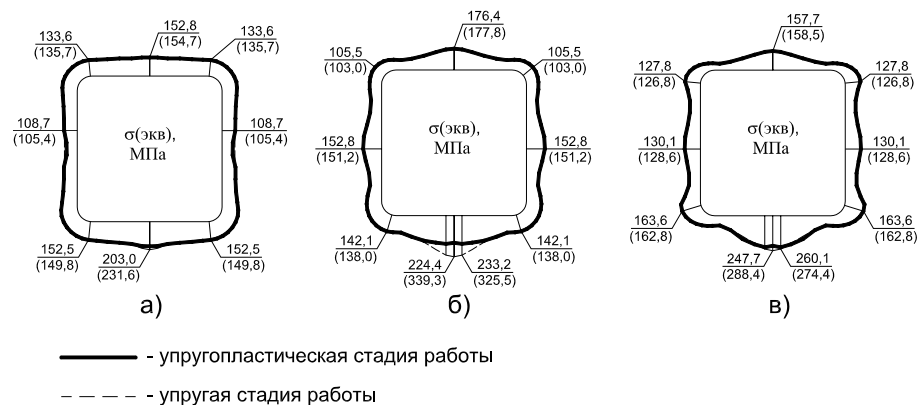


Рис. 6. Эпюры контурных эквивалентных напряжений в зоне примыкания стойки к поясу (в скобках указаны напряжения, определенные при упругой работе материала): а – в нижней полке пояса; б – в наружном слое стенки ГСП стойки; в – во внутреннем слое стенки ГСП стойки

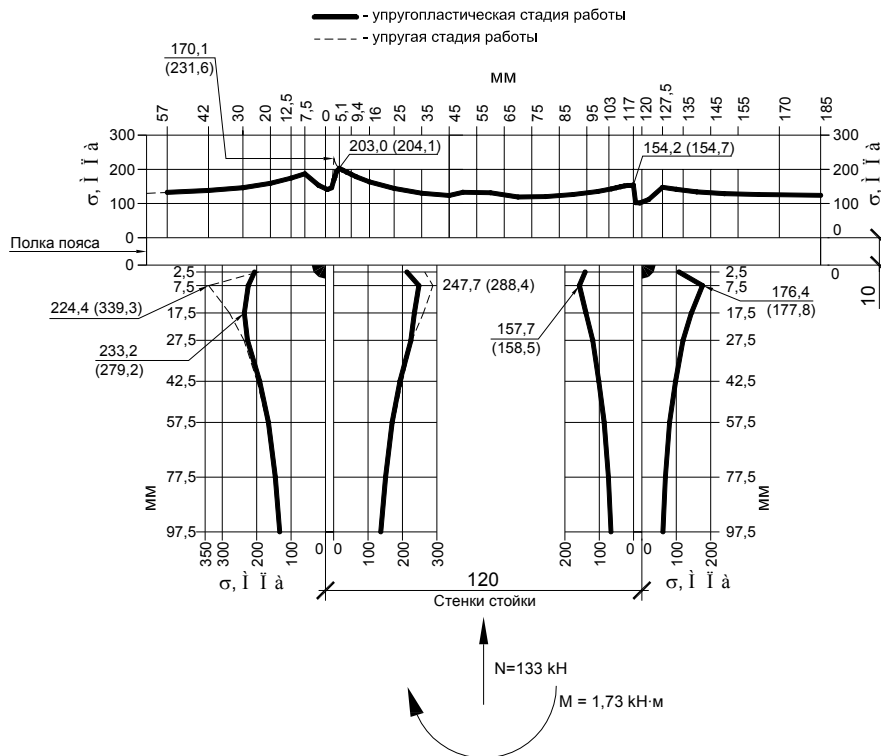


Рис. 7. Распределение эквивалентных напряжений вдоль нижней полки поясного двутавра и стенок ГСП стойки (в скобках указаны напряжения, определенные при упругой работе материала)

По результатам расчета можно отметить следующее:

1. Уровень главных растягивающих напряжений σ_1 для двух моделей узлов фактически остался неизменным. Наблюдается некоторое увеличение σ_1 в модели с физической нелинейностью: в поясе на 4,8 %, а в стенке стойки на 11,1 %, однако, в целом их значение не превышает 0,23...0,24 R_y .
2. Значительно изменились главные сжимающие напряжения σ_3 , которые вносят наибольший вклад в концентрацию напряжений Т-образных узлов:
 - в полке пояса зоны «1» вследствие перехода материала в пластическую стадию работы σ_3 уменьшились на 15,1 %;
 - в стенке стойки зоны «1», где материал также переходит в пластическую стадию работы, напряжения σ_3 уменьшились на 29,2 %.
3. Для модели узла с физической нелинейностью характерно сглаживание пиков упругих эквивалентных напряжений, характерных для «краевого

эффекта», вследствие защемления стенок стойки в полке пояса:

— в зоне «1» полки пояса происходит уменьшение напряжений в 1,36 раза с $\sigma_{\max}^{\text{IV}} = 231,6$ МПа до $\sigma^{\text{IV}} = 170,1$ МПа – см. рис. 7;

— в зоне «1» стенки стойки напряжения уменьшаются в 1,51 раза с $\sigma_{\max}^{\text{IV}} = 339,3$ МПа до $\sigma^{\text{IV}} = 224,4$ МПа для наружного слоя и в 1,11 раза для внутреннего слоя.

4. Размеры характерных пятен с пластическими деформациями элементов составляют:

— в поясе 5x35 мм (рис. 6, а и 7);

— в наружном слое стенки стойки, где изгибающий момент догружает стойку 60x25мм (60 мм – вдоль зоны «1», 25 мм – вдоль продольной оси стойки) (рис. 6, б и 7);

— во внутреннем слое стенки стойки, в зоне «1» – 25x25 мм (рис. 6, в и 7).

5. Пластические деформации распространяются по всей толщине стенки ГСП стойки, где изгибающий момент догружает стойку (зона «1»).

6. В остальных зонах узла («щековые», скругления, область «2») при уровне упругих напряжений, не превышающих предела текучести материала, напряжения остаются неизменными – см. рис. 6, 7.

6. Для модели с физической нелинейностью наибольшая концентрация напряжений в поясе возникает в наружном слое полки зоны «1», где стенка ШПД примыкает к полке. Величина ККН составляет $\alpha_{\sigma} = 1,56$ (см. табл.); в зоне «2» ККН не изменился по сравнению с моделью в упругой стадии работы материала.

7. Наибольшая концентрация напряжений в стойке возникает в зоне «1», где стенка ШПД примыкает к полке. Точка с наибольшей концентрацией напряжений смещается с наружного слоя при упругой работе во внутренний слой при упругопластической работе стали. Величина ККН составляет $\alpha_{\sigma} = 2,06$ (см. табл.).

8. Наибольшая концентрация напряжений для всего Т-образного узла наблюдается в стенке ГСП стойки по зоне «2» и составляет $\alpha_{\sigma} = 2,84$ (см. табл.), однако уровень упругих напряжений не превышает предела пропорциональности $\sigma_{\text{пц}} = 200$ МПа и имеется резерв несущей способности узла.

9. Уровень наибольшей концентрации напряжений при учете упругопластической стадии работы материала уменьшается в поясе в 1,14 раза, а в стойке – в 1,29 раза по сравнению с упругой работой.

Таблица

Определение коэффициентов концентрации напряжений α_σ и коэффициентов пластических деформаций «С» в элементах моделей узлов (в скобках указаны экспериментальные ККН, полученные в работах [7, 9])

Элемент	Номинальные напряжения, $\sigma_{ном}$, МПа	1-я модель / линейный расчет		2-я модель / нелинейный расчет		$C = \alpha_1/\alpha_2$
		Эквивалентные напряжения, $\sigma_{эв}^{IV}$, МПа	ККН, $\alpha_\sigma = \frac{\sigma_{эв}^{IV}}{\sigma_{ном}}$	Эквивалентные напряжения, $\sigma_{эв}^{IV}$, МПа	ККН, $\alpha_\sigma = \frac{\sigma_{эв}^{IV}}{\sigma_{ном}}$	
Полка пояса зоны «1» – наружный слой	130,1	231,6	1,78 (1,96)	170,1	1,31	1,14
		204,1	1,57	203,0	1,56	
Полка пояса зоны «2» – наружный слой	125,6	154,7	1,23	154,2	1,23	1,0
Стенка стойки зоны «1» – наружный слой	128,0	339,3	2,65 (3,16)	224,4	1,75	1,29
		279,2	2,18	233,2	1,82	
Стенка стойки зоны «1» – внутренний слой	126,3	288,4	2,28	260,1	2,06	
Стенка стойки зоны «2» – наружный слой	62,1	177,8	2,86	176,4	2,84	1,0
Стенка стойки зоны «2» – внутренний слой	63,7	158,5	2,49	157,7	2,48	

10. Значения ККН, определенные для модели с упругой работой стали, хорошо согласуются с экспериментальными ККН, полученными в работе [9]:

- в поясе расхождение между теоретическим и экспериментальным ККН составляет 10,1 %;
- в стойке расхождение составляет 19,2 %, что, по-видимому, объясняется неучтенными компонентами НДС в экспериментальных исследованиях.

11. Для учета упругопластической работы стали Т-образных узлов предлагается вводить коэффициент пластических деформаций «С», а расчет ККН производить по формуле:

$$\alpha_{\sigma}^{pl} = \frac{\alpha_{\sigma}^{el}}{C},$$

где α_{σ}^{pl} – ККН с учетом упругопластической работы материала; C – коэффициент пластических деформаций (см. таблицу); α_{σ}^{el} – ККН, определенный при упругой работе материала.

Выводы

Результаты представленных исследований позволяют дополнить инженерную методику определения коэффициентов концентрации упругих напряжений и в дальнейшем могут применяться для расчета бесфасоночных узлов на выносливость как при прогнозировании остаточного ресурса конструкций во время выполнения как комплекса работ по обследованию, так и при проектировании новых конструкций.

Литература

- [1] A.M. van Wingerde The fatigue behavior of T- and X-joints made of square hollow sections. Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Netherlands. 182 p.
- [2] J.A. Packer, J. Wardenier Design rules for welds in RHS K, T, Y, and X-connections. Proceedings of the International Conference “Engineering design in welded constructions”. Madrid, Spain, 7 – 8 September 1992. P. 113 – 120.
- [3] Guide de dimensionnement. Assemblages de sections creuses rectangulaires (RHS) sous chargement statique predominant / J.A. Packer, J.Wardenier, Y. Kurobane, D. Dutta, N. Yeomans / Comité International pour le Développement et l’Etude de la Construction Tubulaire – CIDECT / Köln: Verl. TÜV Rheinland. 1993. – 100 p.
- [4] D. Dutta, K. Hoffmann CIDECT research and development in the use of hollow steel sections and their impact on Eurocodes and other national and international standards. Tubular Structures VII, Farkas & Jamai, 1996, Balkema, Rotterdam, P. 9 – 16.
- [5] Guide de dimensionnement. Utilisation de profiles creux de construction dans les application mecaniques / J.Wardenier, D. Dutta, N. Yeomans, J.A. Packer, Ö. Bucak / Comité International pour le Développement et l’Etude de la Construction Tubulaire – CIDECT / Köln: Verl. TÜV Rheinland. 1996. – 159 p.
- [6] X. Wang, S.B. Lambert. On the calculation of stress intensity factors for surface cracks in welded pipe-plate and tubular joints. International Journal of Fatigue. No. 25, 2003, P. 89 – 96.
- [7] Колесниченко С.В., Миронов А.Н., Кулик И.Н. Экспериментальные исследования коэффициента концентрации напряжений Т-образных узлов конструкций с применением широкополочных двутавров и решеткой из гнуто-сварных замкнутых профилей. Металеві конструкції. Том 9, № 1. 2006 рік. УАМК, С. 69 – 79.

- [8] Колесниченко С.В., Миронов А.Н. Напряженно-деформированное состояние бесфасоночных узлов с использованием широкополочных двутавров. Вісник ДонДАБА, 2003. – С. 107 – 116.
- [9] Миронов А.Н. Концентрация напряжений в узлах ферм с применением двутавров и гнутосварных замкнутых профилей, вызванная конструктивной формой: Дисс...канд. техн. наук. – Макеевка, 2005. – 188 с.
- [10] Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с применением ферм с поясами из широкополочных двутавров. // Типовой альбом. Серия 1.460.3-15. Вып. 1. – М.: ЦНИИПСК, ВНИКТИСК, 1982. – 100 с.
- [11] Пособие по проектированию стальных конструкций / к СНиП II-23-81* Стальные конструкции / ЦНИИПСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

Надійшла до редколегії 16.06.2010 р.

УДК 624.014.2

Категории дефектов и повреждений стальных конструкций для формирования регистрационных систем при обследовании зданий и сооружений

Колесниченко С.В., к.т.н., Головченко В.А.

Донбасский центр технологической безопасности ОАО
«УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. З метою створення електронних реєстраційних систем на базі діючих будівельних норм оцінки технічного стану сталевих конструкцій запропоновано ввести категорії дефектів та пошкоджень залежно від їх параметрів.

Аннотация. С целью создания электронных регистрационных систем на основе действующих строительных норм оценки технического состояния стальных конструкций предложено ввести категории дефектов и повреждений в зависимости от их параметров.

Abstract. With the aim of PC registered systems' development, on the basis of building standards for estimation of technical conditions for steel structures, the classes of defects and damages with real its parameters have suggested.

Ключевые слова: дефект, повреждения, обследования, мониторинг, электронная база данных.

Обеспечение безопасности эксплуатирующихся строительных стальных конструкций в общем виде должно осуществляться по следующим направлениям [1]:

- создание методологии единой системы оценки надежности и безопасного состояния конструкций, а также норм, правил, методик, условий, и процедур для ее обеспечения;
- разработка новых норм, правил, стандартов и технических регламентов, в которых определены количественные показатели надежности и безопасности, требования к организации реализации этих документов;
- разработка нормирования безопасности, методов, критериев и правил расчета нормативного ресурса объектов длительной эксплуатации;
- разработка методов оценки остаточного ресурса и продления проектного срока эксплуатации объектов;
- создание баз данных физико-механических свойств конструкций и материалов и их деградации во время длительной эксплуатации;
- обоснование технических решений и методов обеспечения надежной и безопасной эксплуатации с учетом вероятности возникновения аварий с нормативным определением допустимого уровня риска.

Для решения обозначенных задач необходимо выполнить исследование и дифференцирование групп безопасности, по каждой группе выполнить оценку параметров и критериев, рассчитать их количественные характеристики, установить предельные значения. Текущее состояние эксплуатирующихся конструкций определяется при проведении работ по обследованию и оценке технического состояния. При расчете показателей их безопасности отдельно выделяется группа конструкционных показателей, в которой должны содержаться как качественные, так и количественные описания каждого дефекта и повреждения (ДиП).

Описание проблемы. Безаварийная эксплуатация строительных конструкций возможна только на основе принятия решений при постоянном накоплении, систематизации и обработке информации об их состоянии, анализе 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. Принятие решения о возможности дальнейшей эксплуатации конструкции, здания, сооружения или определение технического состояния объекта может быть принято только при четко сформулированных, прежде всего количественных характеристик дефектов и повреждений.

Анализ исследований и публикаций. На сегодня основными документами, определяющими порядок выполнения работ по обследованию и назначению технического состояния конструкций, зданий и сооружений, являются ДБН 362-92 [2] и «Правила...» [3]. Необходимость формирования единой системы категорирования несовершенств стальных конструкций отмечалась в ряде работ [5 – 8], разработки и внедрения электронных регистрационных систем (БД) отмечалась в работах отечественных [6, 7, 9] и зарубежных специалистов [10].

Нерешенные ранее части общей проблемы, которые отражены в исследовании. Номенклатура ДиП принимается по действующим нормативным документам. Количественное описание ДиП и, следовательно, их опасность определяется категорией. Однако, приведенные в ДБН 362-92 значения ДиП для стальных конструкций разработаны не полностью и не могут использоваться при формировании регистрационных систем учета, построенных по единому принципу для конструкций, выполненных из различных материалов. Также вызывает затруднение построение прогнозных моделей и расчет остаточного ресурса конструкций. С точки зрения строгих алгоритмических систем, какими являются базы данных, использование классификации, предложенной в [2], не всегда представляется возможным, так как она выполнена не для всех трех категорий А, Б

и В, а с позиций [4] носит только описательный характер без четкой системы классификации.

Цели публикации. Целью данного исследования является формирование алгоритмической классификации ДиП для их категорирования в соответствии с ДБН [2]. Принятое количественное описание каждого несовершенства позволит использовать такую систему для электронных баз данных и выполнения работ по обследованию, паспортизации, надзору и содержанию (мониторингу) объектов.

Как известно, техническое состояние конструкций зданий и сооружений в соответствии с [3] может быть нормальным, удовлетворительным, непригодным к нормальной эксплуатации и аварийным. В соответствии с [2] техническое состояние стальных конструкций оценивается как исправное, работоспособное, ограничено работоспособное и аварийное. Для зданий и сооружений, в состав которых входят стальные конструкции, их общее состояние в соответствии с тем же ДБН [2] может быть оценено как хорошее, удовлетворительное, неудовлетворительное, крайне неудовлетворительное и аварийное. При этом, назначение соответствующей категории выполняется в зависимости от количества дефектов трех категорий – А, Б и В, которые классифицируются как:

- категория А – ДиП особо ответственных элементов и соединений, представляющую непосредственную опасность разрушения;
- категория Б – ДиП, не представляющие в момент обнаружения непосредственной опасности для конструкции, но в дальнейшем могут развиться в дефекты категории А;
- категория В – ДиП, наличие которых не связано с угрозой разрушения.

Оставив в стороне несоответствие в оценке технического состояния между двумя действующими нормативными документами, остановимся только на предложенной ДБН категориях самих ДиП.

Давать оценку технического состояния могут только специалисты соответствующих лицензируемых предприятий на основании результатов обследования. В дальнейшем, в течение срока между обследованиями, содержанием здания (сооружения) занимаются службы надзора и технической эксплуатации, в ведении которых специалистов строительного направления, понимающих опасность или ответственность элементов, конструкций, может и не быть. Собственно, даже при выполнении обследования и паспортизации специализированной организацией, важность и опасность категории ДиП может быть не всегда учтена, так как часто ее определение требует сложных или трудоемких расчетов.

Еще одной проблемой является возможное развитие ДиП во времени. В ведомостях ДиП – составной части любого «Технического отчета...» и «Технического паспорта здания (сооружения)» – его количественные параметры указываются не всегда, но даже при их описании дальнейший контроль развития ДиП, который осуществляется службами надзора и эксплуатации, не позволит изменить категорию в связи с ее недостаточным описанием в ДБН.

Внедрение электронных баз данных для систематического контроля технического состояния поднадзорных объектов также затруднено, поскольку [2] и [3] не содержат четкой алгоритмизации при категорировании ДиП и назначения технического состояния для всего объекта в зависимости от количества ДиП той или иной группы.

Таким образом, необходимость количественного описания категорий ДиП для стальных конструкций позволит решить следующие задачи:

- назначать техническое состояние для конструкции или объекта при выполнении работ по обследованию и паспортизации;
- позволит службам технического надзора и содержания зданий и сооружений самостоятельно определять опасность развития ДиП во времени на основе данных предыдущих обследований и регулярных осмотров;
- регулярно вводить в электронные системы регистрации (базы данных, экспертные системы) соответствующие категории ДиП (как при обследованиях, так и при мониторинге), которые автоматически позволят корректировать техническое состояние всего объекта.

В связи с этим, предлагается представление каждого ДиП по трем категориям. 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.

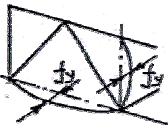
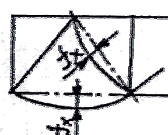
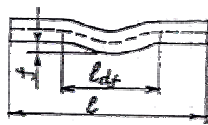
Категорирование дефектов (повреждений) является непростой задачей. С одной стороны, некоторые повреждения можно четко оценить во время проведения обследования, критичность некоторых определяется расчетным путем, но ряд повреждений можно классифицировать только на основании опыта с учетом особенностей эксплуатации конструкций с аналогичными параметрами ДиП.

За основу для стальных конструкций принята классификация ДБН 362-92, которая развита для каждого представленного несовершенства.

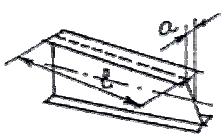
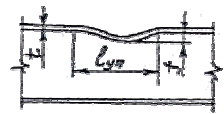
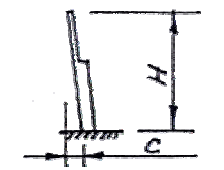
В качестве примера в табл. 1 приведены ДиП для некоторых несовершенств, параметрическое описание геометрических размеров которых позволяет выделить соответствующую категорию при обнаружении ДиП во время проведения обследования или мониторинга. Данная таблица реализована в электронной базе данных «Ресурс» технологической безопасности предприятия [9].

Таблица 1

Пример описания несовершенств с параметрическим описанием их категории.

Выгиб отдельного элемента из плоскости конструкции		f_y – величина выгиба, мм l – длина изогнутой конструкции, мм	$f_y/l > 1/750$ $f_y > 15$ мм (проверяется расчетом, влияет на несущую способность конструкции)	А
			$f_y/l > 1/750$ $f_y > 15$ мм (проверяется расчетом, не влияет на несущую способность конструкции)	Б
			$f_y/l \leq 1/750$ $f_y \leq 15$ мм	В
Выгиб отдельного элемента в плоскости конструкции		f_y – величина выгиба, мм l – длина изогнутой конструкции, мм	$f_y/l > 1/750$ $f_y > 15$ мм (проверяется расчетом, влияет на несущую способность конструкции)	А
			$f_y/l > 1/750$ $f_y > 15$ мм (проверяется расчетом, не влияет на несущую способность конструкции)	Б
			$f_y/l \leq 1/750$ $f_y \leq 15$ мм	В
Погнутость элемента		f – величина выгиба, мм l_{df} – длина выгиба, мм l – длина элемента, мм	$f > l_{df}/750$, (проверяется расчетом, влияет на несущую способность конструкции)	А
			$f > l_{df}/750$ (проверяется расчетом, не влияет на несущую способность конструкции)	Б
			$f \leq l_{df}/750$	В

Окончание таблицы 1

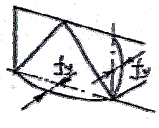
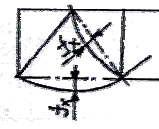
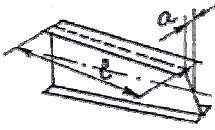
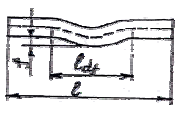
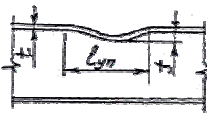
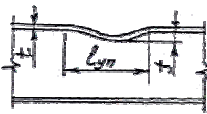
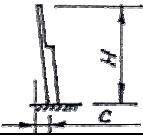
Винтообразность элемента (кручение)		a – величина винта, мм l – длина конструкции, мм	$a/l > 0,005$ $a > 20$ мм (проверяется расчетом, влияет на несущую способность конструкции)	А
			$0,001 < a/l \leq 0,005$ $10 \text{ мм} < a \leq 20$ мм (проверяется расчетом, не влияет на несущую способность конструкции)	Б
			$a/l \leq 0,001$ $a \leq 10$ мм	В
Погнутость полок элемента или вмятина в полке		f – величина выгиба, мм l_y – длина выгиба, мм t – толщина полки, мм	Сжатая полка: $f > 0,6t$ Растянутая полка: $f > 3t$	А
			Сжатая полка: $0,4t < f \leq 0,6t$ Растянутая полка: $2t < f \leq 3t$	Б
			Сжатая полка: $f \leq 0,4t$ Растянутая полка: $f \leq 2t$	В
Отклонения осей металлических колонн в верхнем сечении от вертикали		H – длина колонны, мм; c – величина перемещения, мм	При $H \leq 15$ м: $c > 20$ мм При $H > 15$ м: $c > 0,0015H$	А
			При $H \leq 15$ м: $12 \text{ мм} < c \leq 20 \text{ мм}$ При $H > 15$ м: $0,001H < c \leq 0,0015H$	Б
			При $H \leq 15$ м: $c \leq 12 \text{ мм}$ При $H > 15$ м: $c \leq 0,001H$	В

Как видно, при обнаружении соответствующего несовершенства во время проведения обследования конструкций можно легко классифицировать степень его опасности. В дальнейшем, зафиксированные ранее параметры сравниваются с текущими значениями при выполнении работ по мониторингу и, при развитии дефекта, в базу вносятся его действительные значения с указанием величины изменения за определенный период времени. При этом в зависимости от количества и опасности несовершенств соответствующих категорий автоматически может поменяться оценка технического состояния всего объекта, что потребует соответствующих организационных и технических мероприятий от цеховых служб и служб надзора для выполнения работ по ремонту или внеочередному обследованию.

Для сравнения табл. 2 содержит описание тех же несовершенств, но в виде, представленном в ДБН 362-92.

Таблица 2

Пример описания несовершенств по ДБН 362-92

Выгиб отдельного элемента из плоскости конструкции		f_y – величина выгиба, мм	$l/750 \leq f_y \leq 15$ мм	А
		l – длина изогнутой конструкции, мм	$f_y \leq l/750$	Б
Выгиб отдельного элемента в плоскости конструкции		f_y – величина выгиба, мм	$l/750 \leq f_x \leq 15$ мм	А
		l – длина изогнутой конструкции, мм	$f_y \leq l/750$	Б
Винтообразность элемента		a – величина винта, мм	$a / l \geq 0,005$ $a \geq 20$	А
		l – длина конструкции, мм	$a / l \leq 0,005$ $a \leq 20$	Б
Погнутость элемента		f – величина выгиба, мм	$f \geq l_{df}/750$	А
		l_{df} – длина выгиба, мм	$f \leq l_{df}/750$	Б
Погнутость полок элемента или вмятина в полке		f – величина выгиба, мм	Сжатая полка $f \geq 0,6t$	А
		l_y – длина выгиба, мм	Растянутая полка $f \geq 3t$	
		t – толщина полки, мм	Сжатая полка $f \leq 0,6t$	Б
			Растянутая полка $f \leq 3t$	
Отклонения осей металлических колонн в верхнем сечении от вертикали		H – длина колонны, мм; c – величина перемещения, мм	При $H \leq 15$ м: $12 \text{ мм} < c \leq 20 \text{ мм}$ При $H > 15$ м: $0,001H < c \leq 0,0015H$	Б

Как видно, полностью исключена категория «В», возможно отсутствие категории «А», некоторые значения несовершенств указываются без их возможного влияния на несущую способность и ответственности конструкции.

Следует отметить, что опасность некоторых ДиП категоризируется на основании расчетов или их наличие запрещено для конструкций (например: наличие трещин в сварных швах и металле, прожоги, вырезы).

Выводы

Для ДИП в соответствии с требованиями ДБН 362-92 разработана их количественная оценка с определением граничных значений для каждой категории. Классификация ДИП реализована в алгоритмическом виде, что позволяет ее использование в электронных регистрационных системах, а также при выполнении работ по обследованию и содержанию строительных стальных конструкций.

Литература

- [1] Постанова КМУ № 1331 від 8 жовтня 2004 р. «Про затвердження Державної науково-технічної програми "Ресурс"».
- [2] ДБН 362-92 Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації.
- [3] Правила обстежень, оцінки технічного стану та паспортизації виробничих будівель та споруд. / Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, Держнаглядохоронпраці України. К., 1997.
- [4] Нормативные документы по вопросам обследования, паспортизации, безопасной и надежной эксплуатации производственных зданий и сооружений. / Государственный комитет строительства, архитектуры и жилищной политики Украины, Госнадзорохрантруда Украины. К., 1997.
- [5] Шимановский А.В. Нормативное обеспечение безопасности зданий и сооружений при оценке остаточного ресурса металлоконструкций. / Шимановский А.В., Гордеев В.Н., Королев В.П., Оглобля А.И., Перельмутер А.В. // Сб. трудов VIII Украинской научно-технической конференции «Металлические конструкции. Взгляд в прошлое и будущее». – 2004. – С. 417 – 428.
- [6] Шимановский О.В. Концептуальні основи системи технічного регулювання надійності й безпечності будівельних конструкцій. / А.В.Шимановський, В.П. Корольов // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – № 1. – С. 3 – 9.
- [7] Положення про моніторинг потенційно небезпечних об'єктів. Наказ МНС України від 06.11.2003. № 425.
- [8] Правила улаштування, експлуатації та технічного обслуговування систем раннього виявлення надзвичайних ситуацій та оповіщення людей у разі їх виникнення. Наказ МНС України від 15.05.2006. № 288.
- [9] Шимановский А.В., Колесниченко С.В. Методологические основы создания информационных систем учета действительного состояния эксплуатирующихся строительных конструкций // 36. наук. пр. УкрНДІпроектсталь-конструкція ім. В.М. Шимановського. /Відп.ред. О.В. Шимановський. – К. Вид-во «Сталь», 2008, вип 1. – С. 68 – 74.
- [10] С.Б. Сборщиков, Ю.Н. Доможилов, П.В. Монастырев, Н.С. Никитина, Вейкко Кауппила, Юха-Антти Кайвонен, Теуро Аро. Техничко-економические основы эксплуатации, реконструкции и реновации зданий. Учебное пособие. – Москва: Изд-во Ассоциации строительных вузов. 2007. – 192 с.

Надійшла до редколегії 16.06.2010 р.

УДК 625.7

Ликвидация аварийного состояния автодорожного перехода по сооружениям плотины ДнепроГЭС

Лысов В.Б., Шалинский В.В., к.т.н., Цимбалистый И.С.

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Викладено технічний стан основних конструкцій автодорожного переходу по спорудах греблі ДніпроГЕС. Зазначені причини виникнення та методи усунення виявлених дефектів. Обґрунтовано вибір використаних матеріалів та конструкцій.

Аннотация. Изложено техническое состояние основных конструкций автодорожного перехода по сооружениям плотины ДнепроГЭС. Указаны причины возникновения и методы устранения обнаруженных дефектов. Обоснован выбор использованных материалов и конструкций.

Abstract. The technical state of basic road-transport bridge constructs on buildings of DNEPROGES weir is expounded. Reasons of origin and methods of removal of found out defects are indicated. The choice of the used materials and constructions is grounded.

Ключевые слова: коррозия, деформационный шов, усиление конструкций.

Одними из крупнейших инженерных сооружений, возведенных на территории Украины, являются сооружения плотины ДнепроГЭС в г. Запорожье, введенной в эксплуатацию в 1932 г. (рис. 1). По сооружениям плотины предусмотрен автодорожный переход, связывающий правый и левый берега Днепра. В связи с постепенным увеличением количества автотранспорта, пропускаемого через данный переход, в 1974 – 1978 гг. по проекту института «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» была проведена его реконструкция, главной целью которой было расширение автопроезда. При этом использовались конструкции старых железобетонных пролетных строений. Конструкции расширения – новые пролетные строения выполнены в металле. Ширина расположенного на бычках плотины автопроезда до реконструкции составляла 7,5 м, а после – увеличилась до 15,9 м, чего было достаточно для четырехполосного автомобильного движения (рис. 2). Также предусмотрен пешеходный тротуар шириной 2,25 м с низовой стороны плотины и служебный проход шириной 0,75 м с верховой стороны.

С момента ввода в эксплуатацию отреконструированного автопроезда специалистами ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского» было проведено несколько обследований его конструкций. Последнее из них показало наличие серьезных дефектов и повреждений конструкций

автопроезда, вызванных отсутствием постоянного наблюдения и надлежащего контроля за их состоянием.



Рис. 1. Сооружения плотины
ДнепрОЭС

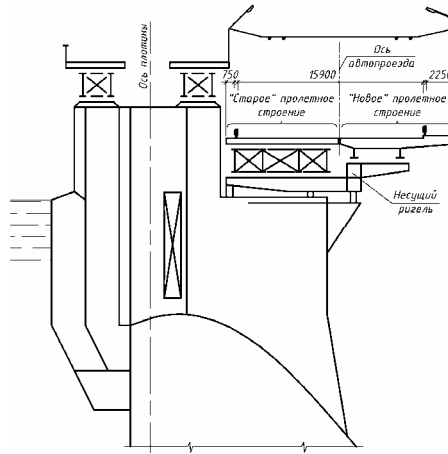


Рис. 2. Поперечное сечение плотины
после реконструкции

Установлено, что наиболее опасным из них является ослабление коррозией сечений нижних поясов металлических несущих ригелей, у которых местами разрушено до 60 % – 70 % поперечного сечения, что в свою очередь привело к образованию в них трещин со смещением кромок на 2 – 3 мм (рис. 3). Причиной этого стало попадание внутрь ригеля воды, которая в течение длительного времени там застаивалась, что способствовало развитию коррозионных процессов в нижних поясах ригелей. Указанный дефект требовал немедленного восстановления ввиду возможности разрушения несущих ригелей и как следствие – обрушения проезжей части.



Рис. 3. Ослабленные коррозией нижние пояса несущих ригелей

Так же было выявлено, что пришли в негодность конструкции деформационных швов, через которые агрессивная вода попадала на нижележащие конструкции автопроезда: на металлические поперечные балки новых пролетных строений и железобетонные плиты старых, что в режиме «замерзание-оттаивание» быстро приводило к разрушению бетона плит последних. Из-за поломок пружин деформационных швов при наезде на них автотранспорта скользящие листы «хлопали», что создавало дополнительную динамическую нагрузку и ускоряло разрушение железобетонных плит в местах деформационных швов. Усиливающим фактором коррозионных процессов, возникающих в поверхностных слоях бетона плит, являлась высокая влажность воздуха на плотине с особенно агрессивной степенью водонасыщения – до 75 % – 90 %. Наличие углекислого газа, окисей азота, сернистого газа и др., что характерно для района расположения автопроезда, а также использование хлоридов для борьбы с обледенением создали дополнительное агрессивное влияние на конструкции. На новых пролетных строениях выше перечисленные факторы привели к значительной коррозии поперечных металлических балок в местах деформационных швов, коррозия стенок которых в отдельных местах достигала 80 % сечения.



Рис. 4. Усиление нижних поясов металлических несущих ригелей

По материалам обследования сделан вывод, что основной причиной развития коррозионных процессов в конструкциях автопроезда является протекание агрессивной воды через проезжую часть – главным образом в местах расположения деформационных швов. Из этого следует, что без выполнения работ по замене конструкций деформационных швов и восстановления гидроизоляции, ремонт нижележащих конструкций проводить нецелесообразно.

В первую очередь выполнено усиление нижних поясов несущих ригелей (рис. 4) путем вырезания прокорродированных участков металла в пос-

ледних с последующим ввариванием на их место нового металла. С целью обеспечения несущей способности ригеля во время его усиления предусмотрены установка дополнительных подпорок из сварных двутавров высотой 300 мм и приварка дополнительных листов толщиной 16 мм и 25 мм к стенкам и верхнему поясу ригеля соответственно. Детальный узел усиления ригелей показан на рис. 5, где тонкими линиями показаны ранее существующие элементы, а утолщенными – элементы усиления. Также следует отметить, что в целях уменьшения действующей нагрузки на ригели во время проведения ремонтных работ было предусмотрено ограничение движения автотранспорта по автопроезду на соответствующих полосах.

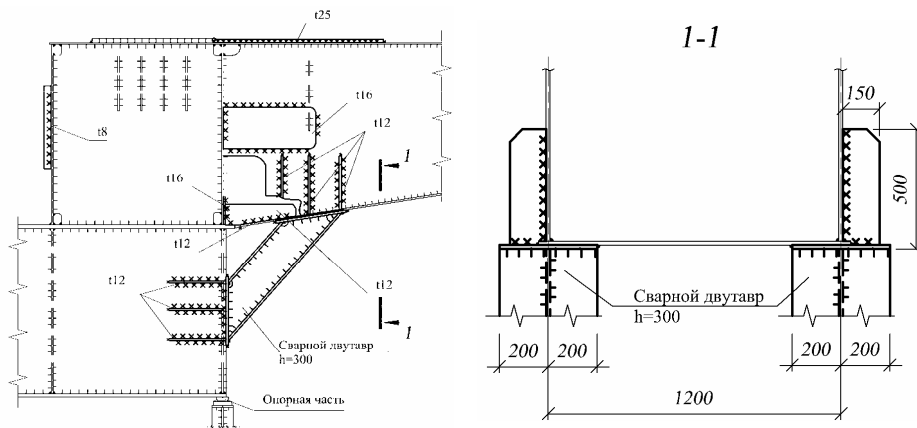


Рис. 5. Узел усиления несущих ригелей

Как отмечалось выше, поперечные балки металлических пролетных строений в местах деформационных швов имели значительный коррозионный износ и не обеспечивали требований по первой и второй группам предельных состояний. В связи с этим принято решение об их усилении, заключающееся в приварке дополнительных листов металла толщиной 16 мм к стенкам и нижним поясам поперечных балок. Предварительно произведен демонтаж существующих элементов деформационных швов.

Как известно, деформационные швы, являющиеся наиболее динамически нагруженными элементами мостов, играют огромную роль в обеспечении их нормальной эксплуатации и долговечности, а использование несовершенных по своей конструкции деформационных швов в конечном итоге могут привести к серьезным последствиям, в том числе таким как показано выше. Деформационные швы подвержены непосредственно воздействию транспорта и тем самым силам и воздействиям, комбинация которых редко встречается в обычном строительстве. Они должны быть устойчи-

выми как к механическим воздействиям (динамика, удары, усталость, истирание), так и к химико-физическим воздействиям. Mauger – деформационные швы, которые отвечают перечисленным требованиям, а также соответствуют немецким (DIN), английским (BS), американским (ASTM) стандартам и нормативной базе Украины. Исходя из этого было принято решение о замене существующих деформационных швов на швы фирмы Mauger.

Особенностью конструкции деформационных швов Mauger есть четкое разделение между задачами передачи нагрузок и водонепроницаемости. Ведь, как показывает практика, деформационный шов, сочетающий обе задачи в одном компоненте, рано или поздно обязательно выйдет из строя. Функции восприятия нагрузок от транспорта, герметизация температурных зазоров (без существенных реактивных сил) и обеспечение долговечной анкеровки не могут быть объединены в одном элементе. В деформационных швах Mauger задачу водонепроницаемости выполняют ленточные неопреновые компенсаторы (рис. 6 – 9), специальная форма которых с тонкой стенкой перед утолщением по краям создает эффект заклинивания в концевых профилях и обеспечивает абсолютную герметичность. Кроме того, компенсаторы воспринимают растяжение и компенсируют горизонтальные и вертикальные перемещения. Концевые и промежуточные профили выполняют задачу передачи нагрузок и защиты компенсаторов от воздействия транспорта.

В зависимости от величин температурных перемещений пролетных строений в различных местах рассматриваемого автопроезда использованы деформационные швы Mauger типов D80, D160 и D240, которые способны компенсировать перемещения 80 мм, 160 мм и 240 мм соответственно.

Для продольного деформационного шва, заключенного между металлическими и железобетонными пролетными строениями автопроезда и имеющего относительно небольшие температурные перемещения применен шов типа D80, конструкция которого изображена на рис. 6. Как видно из рисунка, крепление концевого профиля к железобетонному пролетному строению производится путем приварки к закладной детали, состоящей из уголка, через стальную подкладку, толщина которой меняется по длине шва в зависимости от перепада высот между пролетными строениями, а к металлическому – через стальную подкладку, опирающуюся на поперечные ребра толщиной 16 мм с шагом 250 мм.

Поперечные деформационные швы металлической части автопроезда имеют различную конструкцию в зависимости от величины возникающих температурных перемещений. В местах стыковки металлических пролетных строений между собой также используются швы типа D80 (рис. 7), а в

местах их стыковки с соседними пролетными строениями применены швы типа D160 и D240 (рис. 8 и 9 соответственно). Из рис. 8 и 9 видно, что в конструкциях деформационных швов типа D160 и D240 с целью возможности обеспечения компенсации значительно больших перемещений пролетных строений предусмотрены дополнительные промежуточные профили и поперечные балки. В остальном их конструкция идентична D80.

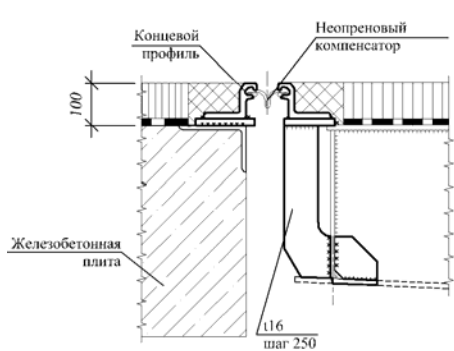


Рис. 6. Конструкция продольного деформационного шва типа D80

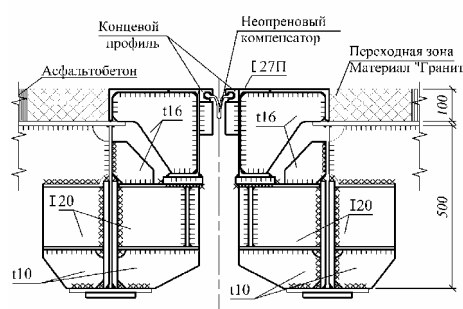


Рис. 7. Конструкция поперечного деформационного шва типа D80

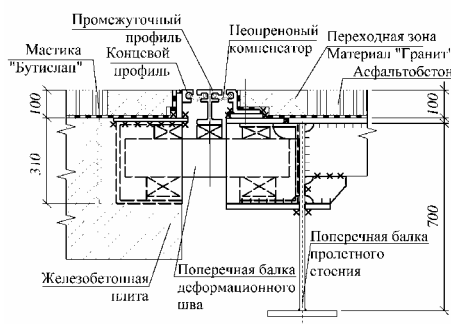


Рис. 8. Конструкция поперечного деформационного шва типа D160

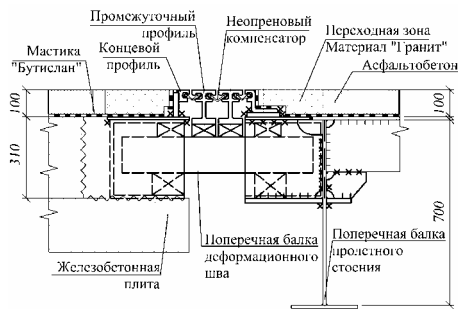


Рис. 9. Конструкция поперечного деформационного шва типа D240

Таким образом, проведение работ по восстановлению эксплуатационных характеристик автодорожного перехода дает возможность обеспечить его надежность и долговечность при эксплуатации в дальнейшем.

Надійшла до редколегії 21.06.2010 р.

УДК 624.014

Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния уторного узла вертикального цилиндрического резервуара

Москаленко И.В., Роменский Д.И., Мущанов В.Ф., д.т.н.

Донбасская национальная академия строительства и архитектуры, Украина

Анотація. Розглянуто питання експериментального обґрунтування розрахункової схеми вузла сполучення стінки з дном вертикального циліндричного резервуара. Наведені і проаналізовані основні результати експериментальних досліджень картини напружено-деформованого стану.

Аннотация. Рассмотрен вопрос экспериментального обоснования расчетной схемы узла сопряжения стенки с дном вертикального цилиндрического резервуара. Приведены и проанализированы основные результаты экспериментальных исследований картины напряженно-деформированного состояния.

Abstract. The problem of experimental verification of a design scheme node pair with the bottom wall of a vertical cylindrical tank. Are presented and analyzed the main results of experimental studies picture of the stress-strain state.

Ключевые слова: резервуар с двойной стенкой, проблемы проектирования, краевого эффект, уторный узел, экспериментальные исследования

Существующая во всем мире тенденция к увеличению числа и размеров резервуарных конструкций приводит к повышению ответственности и опасности этих сооружений. При этом, одним из наиболее сложных в расчетном плане является уторный узел резервуара (место сопряжения днища со стенкой), расчетные модели которого для разных случаев расчета в нормативных документах разных стран строились исходя из 2-х диаметрально противоположных предпосылок [1, 2, 3]:

- представление соединения в виде жесткого рамного узла, жесткость которого обеспечивается 2-мя кольцевыми угловыми швами. Данная методика применяется в отечественных нормативных документах. [1];
- представление соединения в виде шарнирного узла, характерное для многих европейских и американских норм расчета и проектирования резервуарных конструкций.

Для исследования границ применимости обозначенных расчетных схем в зависимости от геометрических и жесткостных параметров резервуара, а также податливости основания проводится цикл экспериментальных исследований на модели резервуара объемом 50000 м³, выполненной в масштабе 1:60. Для реальной конструкции резервуара с высотой стенки

18 м, діаметром 60 м і товщиною стінки 30 мм, розміри моделі складуть відповідно: 30 см (60 – для підвищення рівня напружень в оболонці), 100 см і 0,5 мм. Експериментальна установка і її кінечно-елементна розрахункова схема представлені на рис. 1 і 2.



Рис. 1. Експериментальна установка

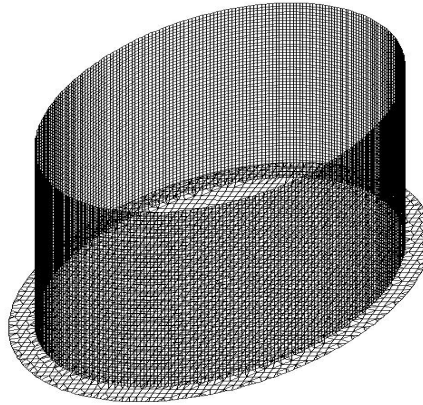


Рис. 2. Розрахункова схема в комплексі SCAD

В цілому, **основною метою** проводимих досліджень є встановлення загальних закономірностей зміни напружено-деформованого стану уторного вузла вертикального циліндричного резервуара (в тому числі з подвійними стінками) і створення його методики розрахунок при різних варіантах виконання з урахуванням податливості ґрунтового основи.

Загальний план проведення експериментальних досліджень при вивченні цього питання:

1. Проведення експериментальних досліджень вертикального циліндричного резервуара з однією стінкою на жорсткому ґрунті (без урахування податливості ґрунтового основи).
2. Проведення експериментальних досліджень вертикального циліндричного резервуара з однією стінкою на ґрунті (з урахуванням податливості ґрунтового основи).
3. Проведення експериментальних досліджень вертикального циліндричного резервуара з двома стінками на ґрунті (з урахуванням податливості ґрунтового основи).

В період проведення експерименту застосовувалися наступні прилади:

1. Індикатори годинного типу з ціною ділення 0,001 і 0,002, призначені для визначення величини відхилень від заданої геометричної форми.

2. Для определения напряжений, возникающих в оболочке, использовались бумажные тензометрические датчики с базой 20 мм и точностью измерений $3,7 \text{ кг/см}^2$ (объединены в розетки).
3. СИИТ – 3. Система предназначена для измерения выходных сигналов тензорезисторов с представлением результатов в цифровом виде.

Схемы расположения измерительных приборов представлены на рис. 1 и 3.

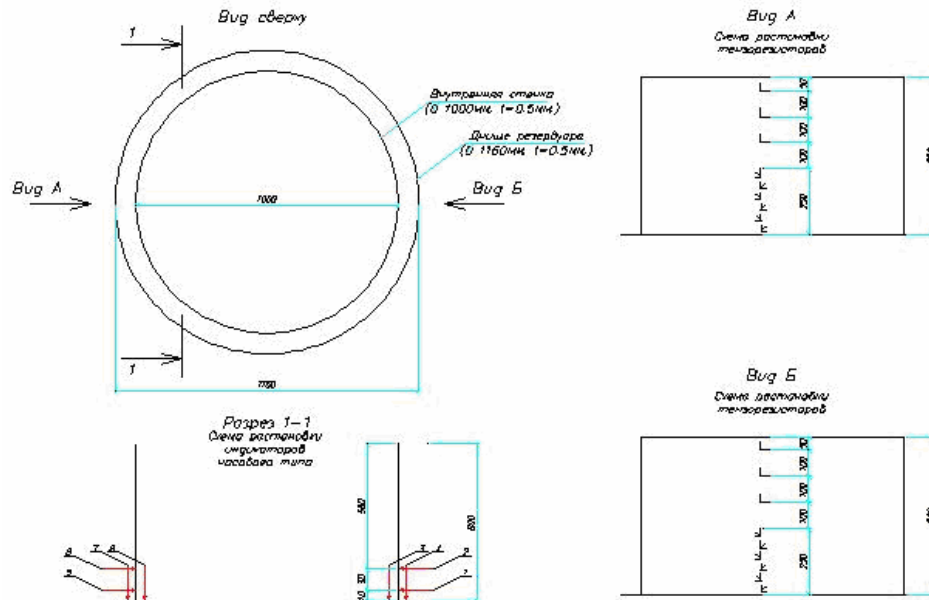


Рис. 3. Схема расстановки измерительных приборов

Для проведенного первого цикла испытаний, который включал в себя испытания модели вертикального цилиндрического резервуара с одной стенкой на жестком основании, залив модели водой осуществлялся за 10 циклов (по 6 см высоты стенки). Результаты испытаний представлены на рис. 4 – 9.

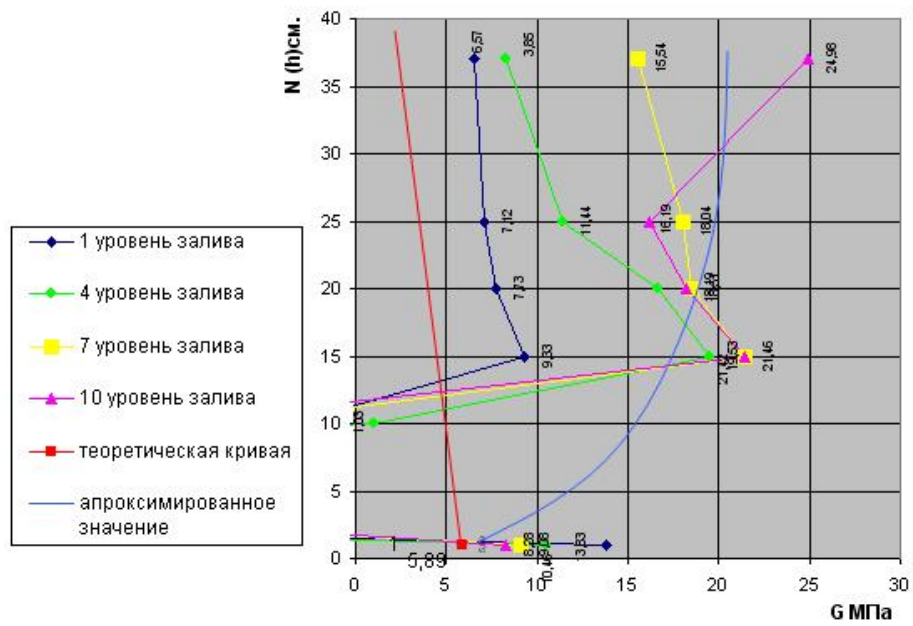


Рис. 4. Кольцевые напряжения σ_1

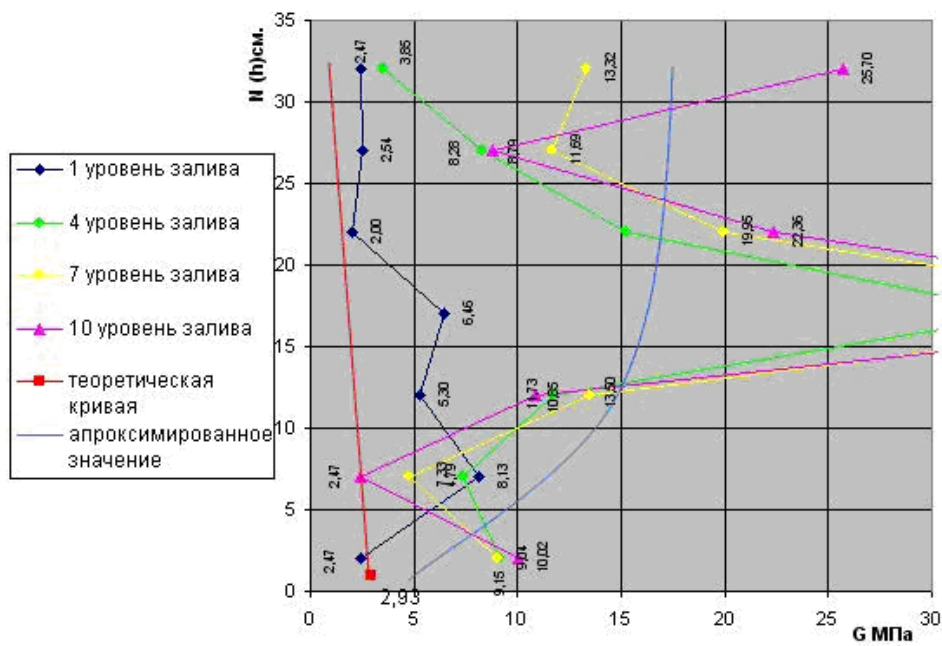


Рис. 6. Меридиональные напряжения σ_2

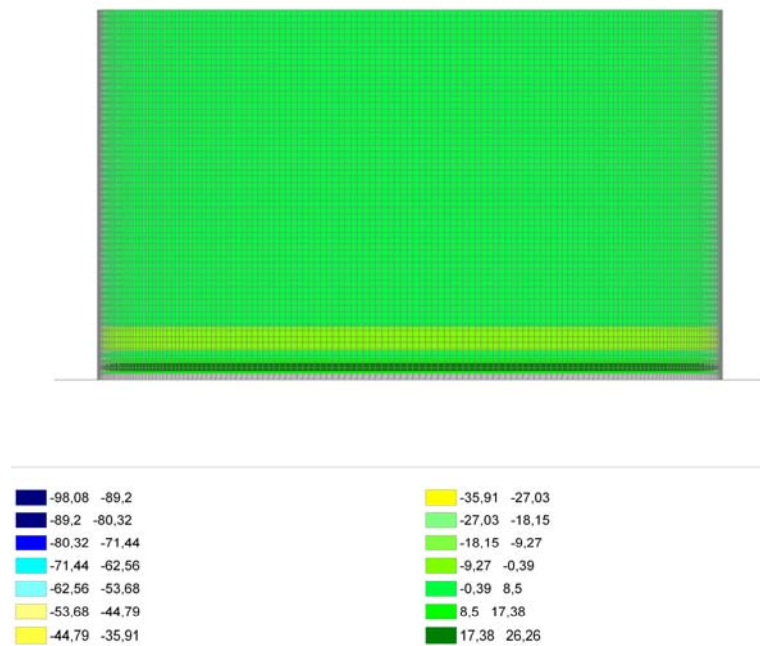


Рис. 7. Меридиональные напряжения σ_2 по результатам конечноэлементного расчета (кг/см²)

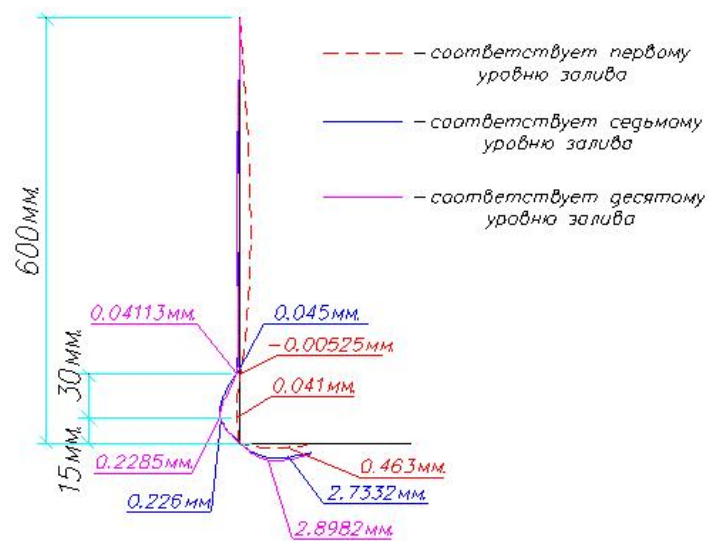


Рис. 8. Перемещения стенки и дна при различных этапах налива продукта при эксперименте

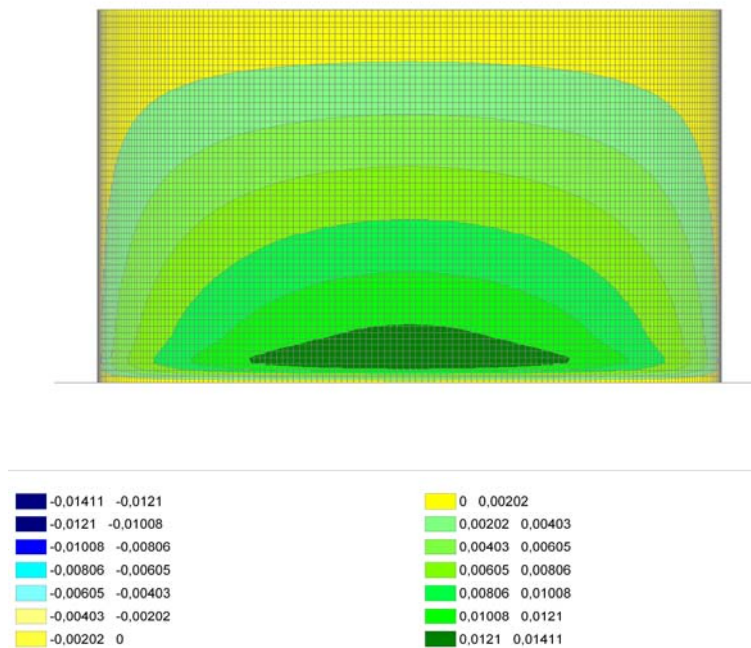


Рис. 9. Перемещения стенки модели резервуара по результатам конечноэлементного расчета

Выводы

Анализируя результаты экспериментальных и численных исследований для модели резервуара с указанными выше параметрами, следует отметить:

- Геометрические несовершенства на начальном этапе при низком уровне напряжений и перемещений оказывают значительное влияние на напряженно-деформированное состояние резервуара, что характерно для тонкостенных конструкций и подтверждается данными зависимостей, представленных на рис. 4 и 6.
- Из рис. 6 видно, что напряжения σ_1 носят не линейно убывающий характер, а возрастающий характер с достижением максимума, соответствующего 3-4 поясу натурного ВЦР. При этом, пика локальных меридиональных напряжений в уторном узле, характерного для жесткой (рамной) расчетной схемы, не наблюдается, что может произойти при его схеме работы, приближающейся к шарнирной модели.
- Качественный характер изменения эпюры кольцевых напряжений по стенке резервуара также не в полной мере соответствует традиционной расчетной модели, со смещением максимума в уровень 3-4 пояса реальной конструкции.

— Для установления пределов применимости жесткой и шарнирной схем уторного узла необходимо проведение дополнительного комплекса экспериментально-теоретических исследований с варьированием жесткостных и геометрических параметров резервуара, а также характеристик основания.

Література

- [1] В.Ф. Мушанов, И.В. Роменский, Д.И. Роменский Проблемы совершенствования проектирования двустенчатых резервуаров / *Металеві конструкції*. № 1, том 13 (2007) – 2007. – С. 51 – 64.
- [2] ВБН В.2.2-58.2-94 Резервуары вертикальные стальные для хранения нефти и нефтепродуктов с давлением насыщенных паров не выше 93,3 кПа. – Киев: Госкомнефтегаз, 1994. – 98 с.
- [3] ДБН В.1.2:2006 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования / Минстрой Ураины. – Киев, 2006. – 60 с.
- [4] Горохов Е.В., Мушанов В.Ф., Роменский И.В., Кулик А.А., Цыплухин А.Г. Некоторые особенности расчета и проектирования вертикальных цилиндрических резервуаров. Ростов н/Д: Ростовский государственный строительный университет – 2004. – С. 46.
- [5] Дидковский О.В. – ООО Самарский филиал "КХМ – Проект" (Россия, г. Самара) "Проектирование резервуаров в соответствии с ПБ-03-381-00 – типовые проекты, новые конструкции, проблемные вопросы" // <http://www.rmk.ru/konf2002/index.php>.
- [6] Зюлко Ежи, Супернак Ева Резервуары с двойной стенкой – почему они используются?: Научная конференция "Металлические конструкции: взгляд в прошлое и будущее". – Киев, 18 – 22 октября 2004 г.
- [7] Землянский А.А. Принципы конструирования и экспериментально-теоретические исследования крупногабаритных резервуаров нового поколения. Саратов: Сарат. гос. техн. ун-т, 2005. – 324 с.
- [8] Лессиг Е.Н., Лилеев А.Ф., Соколов А.Г. Листовые металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1970. – 488 с.
- [9] Мельников Н.П. Металлические конструкции: Современное состояние и перспективы развития. – М.: Стройиздат, 1983. – 541 с.
- [10] Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Веденников и др. // Под общ. ред. Е.И. Беленя. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с.
- [11] Мушанов В.Ф., Кулик А.А., Москаленко В.И. Учет дефектов и несовершенств ВЦР на стадиях расчета и проектирования Новые решения конструкций, технологии сооружения, диагностики и ремонта стальных резервуаров. Тезисы докладов на коллоквиуме Рабочей группы I «Резервуары и силосы» Международной ассоциации по оболочкам и пространственным конструкциям (IASS): Болгария, Варна, 1 – 5 июня 2006 г. – К.: Издательство «Сталь», 2006, 42 – 43 с.
- [12] Сафарян М.К. Металлические резервуары и газгольдеры. – М.: Недра, 1987. – 200 с.

- [13] Правила проектирования, изготовления и монтажа вертикальных цилиндрических резервуаров для нефти и нефтепродуктов (СТО-СА-03-002-2009) / М., 2009 – 216 с.
- [14] M.C.M. Bakker, T. Pekoz The finite element method for thin-walled members-basic principles // Thin-Walled Structures 41(2003). P. 179 – 189.
- [15] L.A. Goboy, E.M. Sosa Localized support settlements of thin-walled storage tanks // Thin-Walled Structures (2003). P. 941 – 955.
- [16] Kamyab H. Displacement and stresses in oil storage tanks caused by differential settlement. - London. – 1987. – 256 p.
- [17] Martin Pircher, Russell Bridge The influence of circumferential weld-induced imperfections on the buckling of silos and tanks // Journal of Constructional Steel Research 57(2001). P. 569 – 580.
- [18] J.C. Virella, L.A. Goboy, L.E. Suarez Influence of the roof on the natural periods of empty steel tanks // Engineering Structures 25(2003). P. 877 – 887.

Надійшла до редколегії 22.06.2010 р.

УДК 624.011.1; 674.028.9

Экспериментальное исследование металлодеревянной фермы культового здания в г. Харькове

Фурсов В.В., д.т.н., Кошмай Н.Д., к.т.н., Васильев А.Ю.

Харьковский государственный технический университет строительства
и архитектуры, Украина

Анотація. У лабораторії будівельних конструкцій ХДТУБА було виготовлено та випробувано три великомасштабні моделі трикутної металодерев'яної ферми із звищеним металевим нижнім поясом. У процесі експериментального дослідження на моделях вивчалася робота вузлових з'єднань ферм при різних (симетричних і несиметричних) навантаженнях, прикладених до верхніх вузлів ферм.

Аннотация. В лаборатории строительных конструкций ХГТУСА было изготовлено и испытано три крупномасштабные модели треугольной металлодеревянной фермы со вспарушенным металлическим нижним поясом. В процессе экспериментального исследования на моделях изучалась работа узловых соединений ферм при различных (симметричных и несимметричных) нагрузках, приложенных к верхним узлам ферм.

Abstract. Then were manufactured and tested three large-scale models of a triangular steel-wooden truss in the laboratory of building structures in KSTUCA. During the pilot study on the models was studied the work of nodal at trusses with different (balanced and unbalanced) load applied to the upper nodes of truss.

Ключевые слова: конструкции, металлодеревянные фермы, исследование.

Основная часть. Настоящая работа проведена по просьбе епархии римско-католической церкви в Украине заменить запроектированную институтом «Укрреставрация» стальную крышу и элементы покрытия на деревянные конструкции. Первоначально предполагалось применение в покрытии клееной древесины, однако Украина располагает на сегодняшний день только двумя заводами по производству клееной древесины (в Коростышеве и Калуше). В настоящее время Коростышевский завод находится на реконструкции, и производство временно приостановлено, а транспортировка конструкций из г. Калуша (Львовская область) связана со значительными финансовыми расходами. В связи с этим было принято решение об использовании в конструкциях крыши собора цельной древесины отечественной поставки. В действующих в настоящее время нормативных документах [1 – 4] значения расчетных сопротивлений при оценке качества древесины базируются на испытаниях малых стандартных образцов. При проектировании покрытия над римско-католическим храмом в г. Харькове изготовители представили разработчику (ХГТУСА) заготовки для изготовления образцов для оценки физико-механических

свойств поставляемых в процессе изготовления конструкций. Согласно разработанной программе ХГТУСА осуществил вырезку образцов различных размеров из заготовок, доставленных в лабораторию. Инструкция по проведению испытаний древесины составлена более двадцати лет тому назад. В периодической печати (в том числе и учеными ХГТУСА) указывалось на необходимость исследования в лабораторных условиях не только гостированных «малых», «чистых» (без несовершенств) образцов, но и образцов больших размеров, учитывающих проявление весьма актуального для древесины масштабного фактора.

В связи с этим проведено исследование крупномасштабной модели металлодеревянной фермы покрытия (далее ФМД) из заготовок, представленных заказчиком. Модель изготавливается в масштабе примерно 1:5.

В качестве нагружающих средств в процессе проведения экспериментальных исследований нами большей частью использовался пресс УИМ-50 с различной шкалой нагружения и гидравлические домкраты грузоподъемностью 10 т. Для массового исследования малых образцов – гидравлический пресс Р-5. Из каждой группы образцов два должны быть подвергнуты тензометрированию путем наклейки датчиков активного сопротивления с различной базой от 10 до 20 мм (рис. 1). Омическое сопротивление датчиков каждой группы составляло около 200 Ом и отличалось на 0,1 – 0,2 Ом. В качестве измерительной аппаратуры использовались электронно-измерительный прибор АИД-1 и полуавтомат ТК-1 с автоматической и ручной записью показаний.

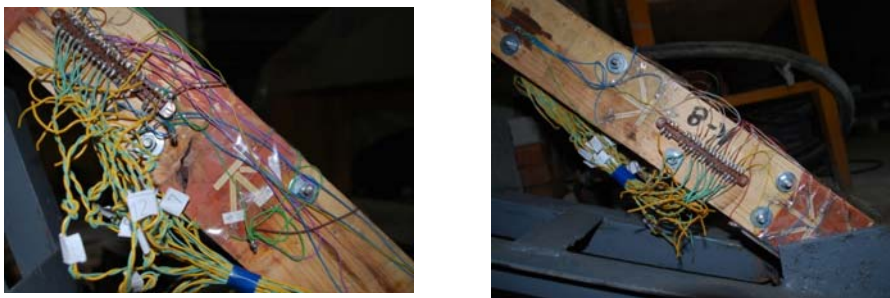


Рис. 1. Размещение тензодатчиков на поясах моделей

Для оценки деформаций и прогибов применялись механические тензометры Гугенбергера, а также индикаторы часового типа (сотки и тысячники). Для замера прогибов использовались прогибомеры Максимова. Для каждого вида исследований составлялась рабочая программа проведения эксперимента с подробным описанием этапов загрузки и журналами проведения испытаний. Схема и общий вид экспериментальной установки для испытания моделей ФМД представлена на рис. 2, 3.

Во время каждого испытания замерялись температура в помещении, давление воздуха, а также влажность образцов. После испытаний результаты приводились к стандартной влажности – 12 %. Для определения влажности использовался игольчатый влагомер «Кедр». Определялась средняя прочность серий и оценивалось рассеивание показателей. Обработка результатов исследований проводилась на первом этапе вручную, а дальнейшая обработка всех показаний и их анализ будет осуществляться с помощью программы Microsoft Excel.

Всего было испытано три крупномасштабных модели ФМД. Каждый опытный образец представлял собой составные деревянные пояса из трёх брусков сечением 100х80 мм, объединённых стальными шпильками М8. Первый, тестовый образец, был оснащён исключительно механическими приборами (ИЧС, тензометры Гугенбергера, прогибомеры) для определения общего характера работы образца под воздействием нагрузки. Загружение проводилось в несколько этапов с шагом суммарного нагружения 1,5 и 3 т (или по 0,5 и 1 т в каждый узел образца) и при различных граничных условиях, а именно изменялась равномерность нагружения (симметричная-несимметричная нагрузка) и условия опирания (неподвижные, подвижная-неподвижная и обе подвижные опоры).

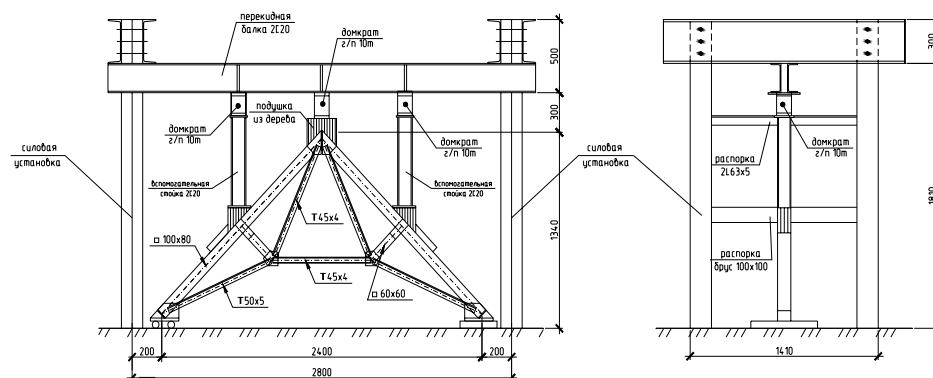


Рис. 2. Схема экспериментальной установки и модель

Второй и третий экспериментальные образцы были испытаны по той же схеме, а измерение деформаций производилось с помощью тензодатчиков активного сопротивления, установленных розеткой, в узлах и по длине деревянных поясов. Это давало возможность получить данные не только по продольным и поперечным деформациям и напряжениям, но и оценить сдвиги и касательные напряжения в каждой точке измерений. Напряжения определялись с учетом компонентов относительной деформации как для плоской задачи, а не как для одноосного закона Гука. Разрушение всех

образцов происходило по одинаковой схеме в приопорных участках с образованием трещин в результате потери устойчивости.

Узловые сопряжения и экспериментальные модели были просчитаны в комплексе «ANSYS» с разбиением их на кубические конечные элементы (SOLID45) для анизотропного тела.



Рис. 3. Общий вид экспериментальной установки

Анализ полученных результатов. Наличие трещин на боковых гранях балок, служащих в качестве верхних поясов ферм кирпичи, обуславливает увеличение деформаций сдвига в зонах, непосредственно примыкающих к ослабленному трещинами продольному сечению, где действуют повышенные напряжения скалывания. В результате этого в балках появляются дополнительные напряжения, вызванные смещениями верхней половины элемента относительно нижней. Действительная работа сжато-изгибаемого элемента с трещинами может рассматриваться в качестве промежуточной между двумя схемами работы всего элемента в целом на определенную часть нагрузки и работа двух ее половин – верхней и нижней на оставшуюся часть нагрузки. Здесь имеется аналогия с оценкой сдвига по швам составных элементов в случае податливых связей. По данным Коченова В.М. наибольшие напряжения скалывания в ослабленных трещинами продольных сечениях изгибаемых элементов могут снизиться до 20 % в зависимости от суммарной глубины трещин и вида нагрузки. Эти данные получили подтверждение для элементов с высотой сечения $1/20$ и суммарной глубиной трещин $1/3 - 1/2$ от ширины сечения. При увеличении высоты сечения элементов до $1/10$ снижение напряжений достигает 30 %.

Таблиця

Результаты испытаний моделей ферм – ФМД

№ образца	Сечение пояса, мм			F , см ²	W , см ³	К-во обр.	$P_{\text{разр}}$, кН	σ , Кн/см ²	При- мечание
	B	H	L						
1	102	82	1730	83,64	426	1	268	3,2	
2	100	80	1710	80	426	1	229,7	2,87	
3	98	81	1720	79,38	426	1	191,4	2,41	



Рис. 4. Образцы после разрушения

Анализируя полученные результаты, можно считать, что трещины при действии лишь осевых усилий особого влияния на модули упругости и прочностные показатели не оказывают. В условиях поперечного изгиба наличие трещин существенно снижает прочность и упругие показатели. Прочностные характеристики при осевых нагрузках снижаются незначительно. Для изгиба наличие трещин снижает модуль упругости на 15 % и более, а прочностные показатели падают в ряде случаев до двух раз.

Литература

- [1] Деревянные конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-25-80. – Москва. – 1982. 64 с.
- [2] Пособие по проектированию деревянных конструкций. ЦНИИСК. М., Стройиздат. – 1986. – 216 с.
- [3] Деревянные конструкции. Правила производства и приемки работ. СНиП – III-19-75. – М. – 1976. – 48 с.
- [4] Жак С.М., Турковский С.Б. Результаты натурных обследований КДК // Промстроительство., М. № 2. 1970 – С. 16 – 18.

- [5] Езепов Г.Г. Исследование прочности древесины при двухосном смешанном напряженном состоянии // Сб. тр. ЦНИИ промзданий. – М. – 1986. – С. 71 – 77.
- [6] Знаменский Е.М. Совершенствование нормирования расчетных характеристик деревянных конструкций. // Тр. ЦНИИСК. – М. – 1989 – С. 36 – 47.
- [7] Отрешко В.И. Деревянные конструкции. М. – 1960 г. – 260 с.
- [8] Справочное руководство по древесине США. – М. 1979, 549 с.
- [9] Фурсов В.В. К вопросу о модели упругой анизотропии древесины. // Сб. тр. ХГТУСА, вып. 3, 1998 – С. 9 – 25.
- [10] Фурсов В.В. К расчету клееной древесины в условиях сложного напряженного состояния. // Тр. Межд. Конф. Одесса, 1999 – С. 216 – 221.
- [11] ВБН-СНіП-46-9-97 Деревянные конструкции проект строительных норм.
- [12] ДБН В.1.2.2:2006 Нагрузки и воздействия.
- [13] Леонтьев Л.Н. Упругие деформации древесины. М. 1962. – 117 с.

Надійшла до редколегії 05.07.2010 р.

УДК 624.014

Структурные башенные конструкции

Кагановский Л.О.

Израиль

Анотація. Структурні баштові конструкції призначені для встановлення антен телевізійного, радіорелейного і мобільного зв'язку. Вони складаються з універсальних трубчастих стрижнів і вузлових елементів, що забезпечують передачу зусиль що діють в стрижнях, болтами, що працюють на подвійний поперечний зріз. У структурних баштових конструкціях у порівнянні з традиційними виключені елементи поясів з їх складним фланцевим монтажним з'єднанням. Структурні баштові конструкції технологічні у виготовленні і монтажі, їм притаманна архітектурна виразність.

Аннотация. Структурные башенные конструкции предназначены для установки антен телевизионной, радиорелейной и мобильной связи. Они состоят из универсальных трубчатых стержней и узловых элементов, обеспечивающих передачу усилий, действующих в стержнях, болтами, работающими на двойной поперечный срез. В структурных башенных конструкциях по сравнению с традиционными исключены элементы поясов с их сложным фланцевым монтажным соединением. Структурные башенные конструкции технологичны в изготовлении и монтаже, они обладают архитектурной выразительностью.

Abstract. The structural tower constructions are intended for installation of aerals used in TV, radio relay and mobile communication systems. They are composed of multi-purpose tubular bars and nodal elements, which provide transfer of forces acting in bars by under influence of double transverse shear. In structural tower constructions as compared with traditional technical solution the elements of chords with their complicated flange field joints are excluded. The structural tower constructions are convenient in technology of fabrication and erection. In addition, they are very impressive from architectural point of view.

Ключевые слова: структурные башенные конструкции, универсальные трубчатые стержни, узловые элементы.

В современной практике металлостроительства широкое применение получили структурные плиты. Они представляют собой пространственные решетчатые конструкции, состоящие из многократно повторяющихся трубчатых стержней и узловых элементов, в которых соединяются эти стержни. Структурные конструкции бывают плоскими и криволинейными. Плоские структурные конструкции применяются в покрытиях различных зданий и сооружений. Криволинейные конструкции применяются в сооружениях арочного типа и куполов. Важнейшим участком структурной плиты являются узловые монтажные соединения стержней.

Современные башенные конструкции, как правило, состоят из трубчатых поясов, раскосов и распорок. При воздействии на башню поперечной

ветровой нагрузки сечения поясов определяются, в основном, этой нагрузкой с учетом изгибающих моментов и собственного веса, а усилия в раскосах и распорках определяются с учетом поперечных сил. В результате чего сечения последних, в большинстве случаев, подбираются по гибкости при относительно большой длине и небольшим усилиям, что приводит к неполной загруженности этих элементов. При этом монтажные соединения элементов поясов, как правило, болтовое через фланцы, а раскосов и распорок – односрезными болтами через фасонки.

В результате поиска новых конструктивных решений башенных конструкций, отвечающих большей универсальности элементов, усовершенствованию их монтажного соединения, а также большей архитектурной выразительности, автором доклада разработаны конструктивные решения, состоящие, как и в структурных плитах, из универсальных трубчатых стержней и узловых элементов, в которых соединяются эти стержни. Башни содержат горизонтальные диафрагмы, образованные из трубчатых элементов, расположенные на определенном расстоянии по высоте, и универсальные трубчатые стержни, соединяющие эти диафрагмы. Разработаны схемы и узлы соединения стержней трехгранных и четырехгранных призматических и пирамидальных башен, а также шестигранных и восьмигранных пирамидальных башен (рис. 1 – 12). Кроме того, разработано и защищено патентом автора болтовое крепление трубчатых стержней к узловым элементам, обеспечивающее работу болтов на двойной поперечный срез [1].

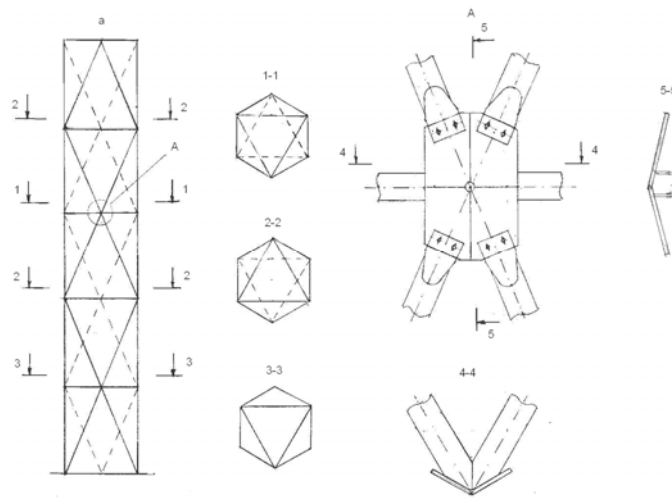


Рис. 1. Структурная трехгранная призматическая башенная конструкция:
а – схема башни; А – узел

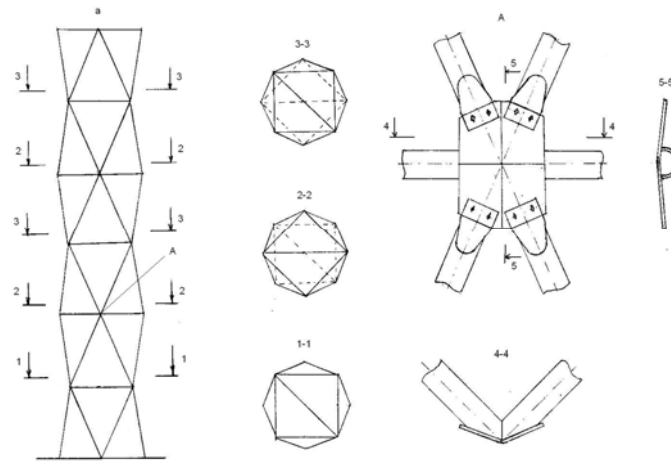


Рис. 2. Структурная четырехгранная призматическая башенная конструкция:
а – схема башни; А – узел

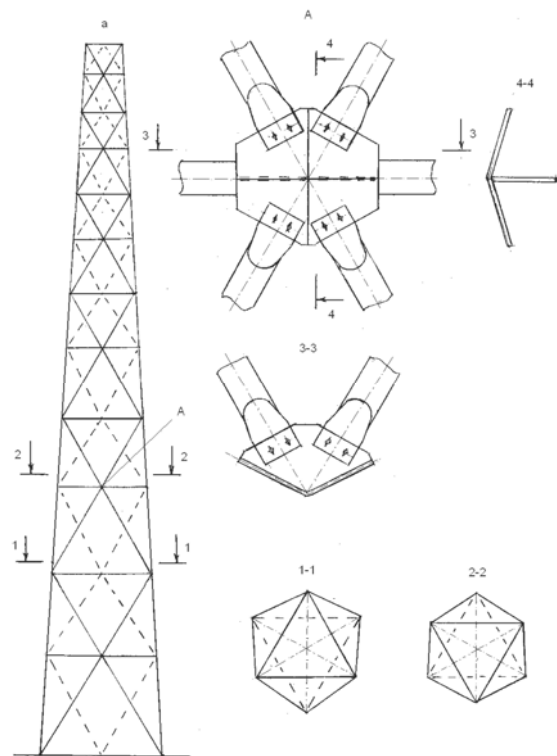


Рис. 3. Структурная трехгранная пирамидная башенная конструкция:
а – схема башни; А – узел

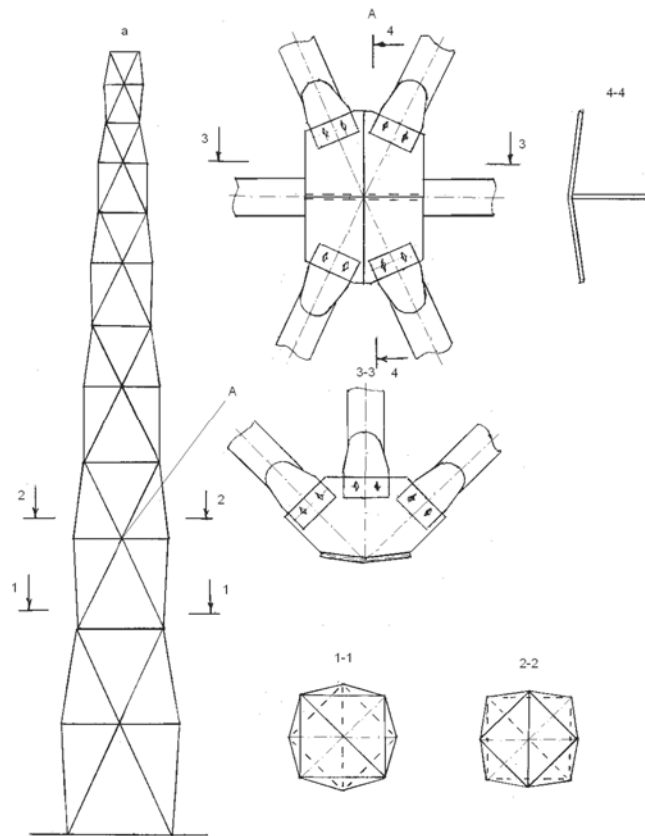


Рис. 4. Структурная четырехгранная пирамидная башенная конструкция:
а – схема башни; А – узел

В трехгранных структурных башнях диафрагмы состоят из трех стержней, образующих равносторонние треугольники, которые чередуются по высоте башни положением вершин и оснований. В четырехгранных структурных башнях диафрагмы состоят из четырех трубчатых стержней, образующих квадрат, у которого два противоположных угла соединены диагональю для обеспечения геометрической неизменяемости. Диафрагмы также расположены на определенном расстоянии по высоте башни, а смежные диафрагмы развернуты в горизонтальной плоскости на 45 градусов. В углах смежных диафрагм расположены узловые элементы, к которым наклонно крепятся соединительные универсальные стержни, образуя грани башни в виде равнобедренных треугольников. Такое конструктивное решение обеспечивает геометрическую неизменяемость башни. В призматических башнях соединительные универсальные стержни и диафрагмы конструктивно повторяются. В пирамидальных башнях разме-

ры стержней и диафрагм уменьшаются по возрастанию высоты, при сохранении однотипности конструкций. В шестигранных структурных пирамидальных башнях диафрагмы состоят из трубчатых стержней, образующих шестигранник, и плоских горизонтальных ферм, наружным поясом которых являются эти трубчатые стержни. Такое конструктивное решение обеспечивает геометрическую неизменяемость поперечного сечения башни. Углы смежных по высоте диафрагм, на которых расположены узловые элементы, развернуты в горизонтальной плоскости на 15 градусов. При таком конструктивном решении соединительные универсальные стержни образуют грани башни в виде равнобедренных треугольников. Восьмигранные структурные пирамидальные башни образуются аналогично шестигранным башням. Разработана также схема соединения восьмигранной и четырехгранной частей башни (рис. 9).

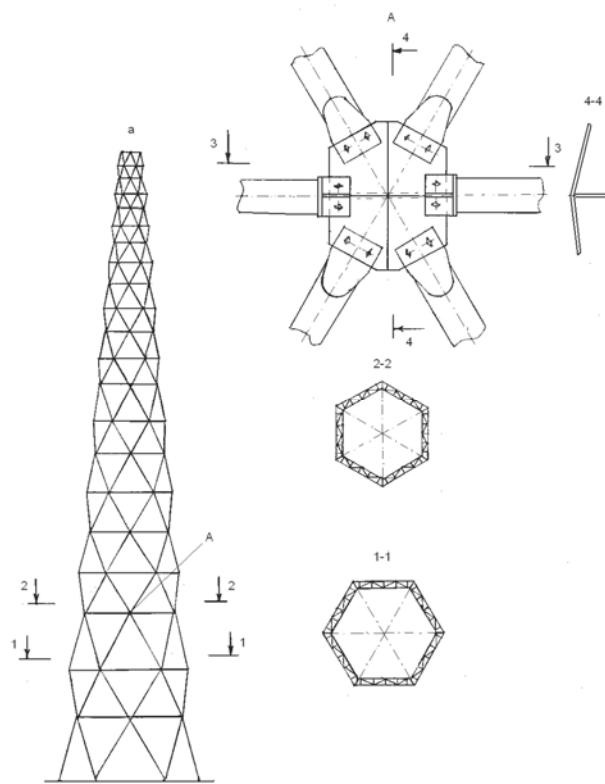


Рис. 5. Структурная шестигранная пирамидная башенная конструкция:
а – схема башни; А – узел

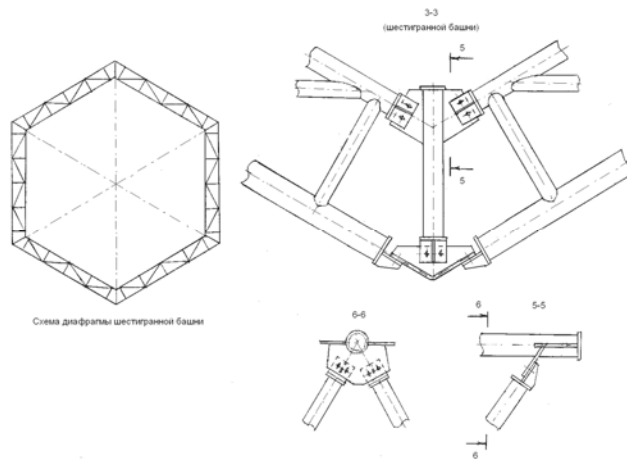


Рис. 6. Схема диафрагмы шестигранной башни

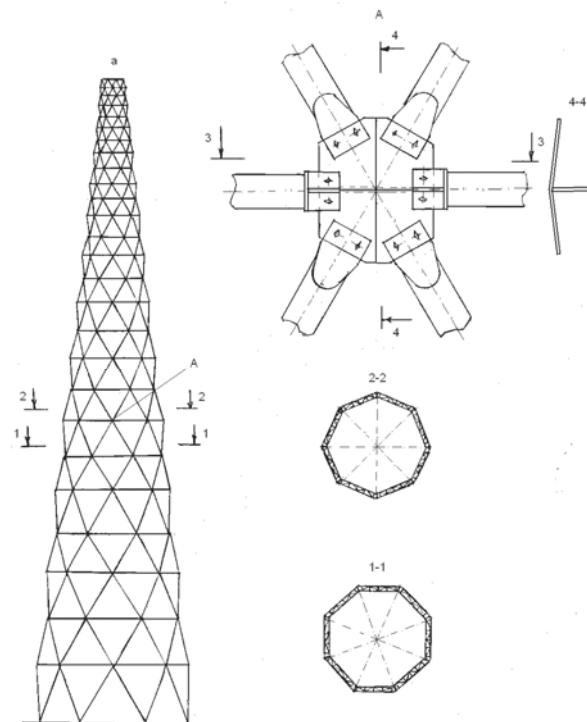


Рис. 7. Структурная восьмигранная пирамидная башенная конструкция:
 а – схема башни; А – узел

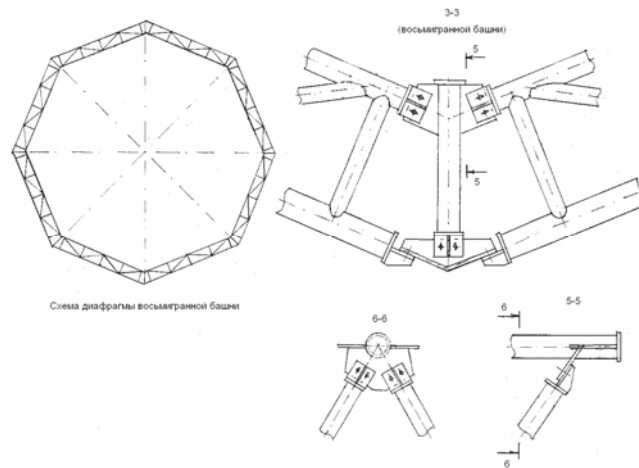


Рис. 8. Схема диафрагмы восьмигранной башни

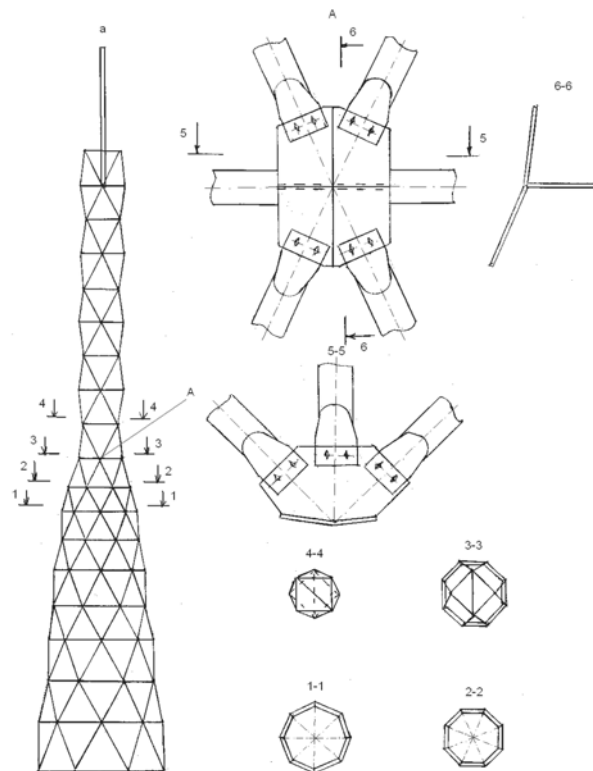


Рис. 9. Соединение восьмигранной и четырехгранной частей башни:
а – схема; А – узел

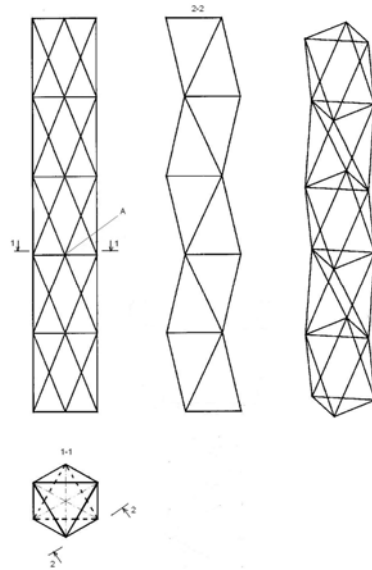


Рис. 10. Схема трехгранной призматической башни

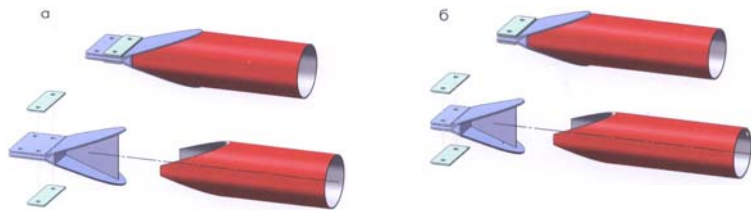


Рис. 11. Концевые детали универсальных стержней:
 а – для 4 болтов; б – для 2 болтов

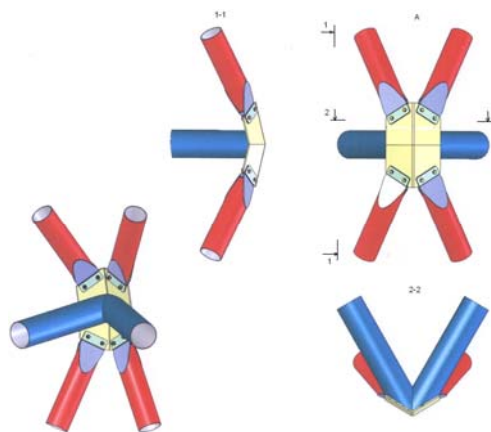


Рис. 12. Узловые элементы крепления трубчатых универсальных стержней

На концах трубчатых универсальных стержней выполнены два симметрично расположенных наклонных плоских среза для установки наклонных фасонки, которые изогнуты в месте примыкания к узловым элементам диафрагмы (рис. 10). Эти фасонки предварительно соединены между собой поперечной планкой и ребром жесткости, образуя «вилку», которая вставляется в наклонные срезы конца трубчатого стержня и жестко соединяется сваркой. Такое конструктивное решение обеспечивает работу болтов на двойной поперечный срез при восприятии усилий сжатия или растяжения. Для предотвращения отгиба наклонных фасонки устанавливаются шайбы, прямой край которых расположен в месте изгиба фасонки. Количество болтов в узловом монтажном соединении стержней может быть два или четыре в зависимости от расчетных усилий. Узловые элементы крепления трубчатых универсальных стержней имеют двоякую кривизну и могут быть выполнены методом штамповки. Соединения трубчатых стержней диафрагм сваркой могут быть выполнены на заводе-изготовителе, если их габариты соответствуют ограничениям перевозки.

Выводы

В структурных башенных конструкциях исключены элементы поясов с их сложным фланцевым монтажным соединением. Конструктивное решение монтажных соединений трубчатых стержней и узловых элементов предусматривает работу болтов на двойной поперечный срез, что вдвое увеличивает их несущую способность. Эти стержни универсальны, так как их применение эффективно во всех башенных и других решетчатых конструкциях. Структурные башенные конструкции обладают архитектурной выразительностью. Структурные башенные конструкции могут широко применяться для установки антенн телевизионной, радиорелейной и мобильной связи. Применение современной компьютерной и машинной технологии изготовления и сварки структурных башенных конструкций из универсальных трубчатых стержней и узловых элементов обеспечит их высокую технологичность и надежность.

Литература

- [1] Патент 891 UA, E04 B1/58. Узел крепления трубчатого элемента решетчатой конструкции. Л.О. Кагановский. Оpubл. 15.12.93. Бюл. № 2.

Надійшла до редколегії 18.05.2010 р.

УДК 539.3

Стійкість захисної оболонки паливного резервуара при періодичних кінематичних збуреннях

¹Киричук О.А., д.т.н, ²Кузько О.В., ¹Палій О.М.

¹Київський національний університет будівництва та архітектури, Україна

²Міністерство освіти і науки України, Національний антарктичний науковий
центр, Україна

Анотація. Побудована математична модель динамічної поведінки циліндричної оболонки при кінематичних збуреннях її опори та розроблена методика дослідження стійкості періодичних режимів коливань. Розв'язана задача стійкості коливань циліндричного резервуара, жорстко закріпленого на основі, рух якої є періодично поступальним і відбувається в напрямку паралельному осі симетрії оболонки. Визначені критичні значення амплітуди кінематичного збурення основи при різних значеннях її частоти. Спектр частот усталених коливань лежить в діапазоні, що включає в себе нижчі власні частоти. Одержана залежність критичних значень амплітуд кінематичного збурення від фіксованих значень частоти коливань оболонки. В рамках нелінійної теорії оболонок знайдено залежності амплітуд усталених коливань певних точок оболонки від інтенсивності періодичного збурення її основи. Отримані форми втрати стійкості руху оболонки резервуара.

Аннотация. Построена математическая модель динамического поведения цилиндрической оболочки при кинематических возмущениях ее опоры и разработана методика исследования устойчивости периодических режимов колебаний. Решена задача устойчивости колебаний цилиндрического резервуара, жестко закрепленного на основе, движение которой являются периодически поступательным и происходит в направлении параллельном оси симметрии оболочки. Определены критические значения амплитуды кинематического возмущения основы при различных значениях ее частоты. Спектр частот устоявшихся колебаний лежит в диапазоне, который включает в себя низшие собственные частоты. Построена зависимость критических значений амплитуд возмущения от фиксированных значений частоты колебаний оболочки. В рамках нелинейной теории оболочек найдены зависимости амплитуд установившихся колебаний определенных точек оболочки от интенсивности периодического возмущения ее основы. Получены формы потери устойчивости движения оболочки резервуара.

Abstract. The mathematical model of dynamic behavior of cylindrical shells under kinematic disturbance of its basis is build and methodic of stability investigation of periodic modes of vibration is designed. The problem of stability fluctuations of cylindrical tank rigidly fixed on the basis is solved. The movement of basis is progressive and occurs periodically in the direction parallel the axis of symmetry of the shell. The critical values of kinematic disturbance amplitude are obtained for different values of its frequency. Frequency spectrum of stable oscillation lies in the range that includes lower eigenfrequencies. Dependencies of critical amplitudes of kinematic perturbations constructed on the fixed values of shell vibration. In the frames of nonlinear theory of shells are defined stable oscillation amplitudes for certain points of the shell in dependence on the intensity of periodic foundation disturbances. The modes of motion loss of stability for the tank shell are obtained.

Ключові слова: резервуар, захисні оболонки, стійкість, кінематичні збурення.

На українській антарктичній станції «Академік Вернадський» встановлено бак для зберігання дизельного пального ємністю 200 м^3 із захисним резервуаром циліндричної форми, який є додатковим захистом довкілля від можливого витоку пального. Експлуатація резервуара передбачається протягом 40 років в умовах вітрового навантаження із швидкістю до 45 м/с; наявності помірних землетрусів у районі станції, вологості до 100 %; перепаду температур від $+10^0 \text{ С}$ до -50^0 С ; снігового навантаження заввишки до 2 м, утворення водного конденсату в просторі між стінками резервуара.

В процесі експлуатації оболонка захисного резервуара також підлягає дії періодичних динамічних навантажень, в тому числі сейсмічних хвиль, вібраційних кінематичних збурень, вітрового навантаження, перепаду температур. Як один з видів динамічного навантаження вібрації основи розглядаються при проектуванні оболонкових конструкцій, які функціонують в сейсмічних районах. У результаті прискореного переміщення опор, через які оболонці передається вібраційне кінематичне збурення, в оболонкових конструкціях з'являються динамічні напруження, які можуть перевищити допустимі значення експлуатації. Це відбувається у тих випадках, коли кінематично збурені коливання оболонок набувають резонансного характеру чи втрачають стійкість, в результаті чого швидко збільшується амплітуда змущених коливань або виникають нові форми руху.

Кінематичні збурення, як один із видів динамічного навантаження, вивчали Kondo H. [1], Hegarty R.F. [2], Nuri A. [3], Ujishashi та ін. [4], Zki H. [5] і багато інших учених у зв'язку з проблемами будівництва, в тому числі і оболонкових конструкцій, у сейсмічних районах, а також у ході аналізу навантажень, які виникають у процесі їх експлуатації [6, 7].

Розглянемо задачу стійкості нелінійних кінематично збурених коливань осесиметричних оболонок. Основа, на якій жорстко закріплена оболонка, здійснює коливання в напрямку, який паралельний осі симетрії. Потрібно знайти форми коливання оболонки і дослідити стійкість усталеного руху.

Ця задача має характерну особливість, пов'язану з тим, що на відмінну від випадку силового навантаження, в результаті якого домінують роль відіграють, як правило, сили інерції, що напрямлені по нормалі до серединної поверхні оболонки, при коливаннях оболонки, що знаходиться на віброуючому тілі, виникають сили інерції, напрямки яких у різних точках оболонки мають різну орієнтацію. В результаті форми кінематично збуджуваних коливань оболонок помітно відрізняються від форм коливань тих же оболонок при дії силових навантажень. Цей фактор свідчить про те, що нехтування силами інерції в тангенціальних напрямках у рівняннях руху

елемента оболонки (як це зазвичай робиться у випадках силового збурення коливаль) обмежує адекватність математичної моделі і унеможлиблює аналіз повної системи рівнянь динаміки. Більше того, оскільки кінематично збурюючі сили інерції, що діють на оболонку, за величиною прямо пропорційні квадрату частоти, несуча здатність оболонки з її збільшенням швидко зменшується.

Нехай закон руху основи задається співвідношенням

$$z_1 = H \cos Qt, \quad (1)$$

де H – значення амплітуди і Q – частоти збурення руху основи.

Диференціальні рівняння руху оболонки, виходячи з умов рівності нулю головного вектора і головного моменту всіх сил, прикладених до елемента серединної поверхні оболонки, представимо у виді:

$$\frac{\partial \sqrt{a} \vec{T}^a}{\partial x^a} + \sqrt{a} \vec{q}(t) - \sqrt{a} \gamma h \vec{w} = 0; \quad \frac{\partial \sqrt{a} \vec{M}^a}{\partial x^a} + [\vec{e}_a \times \vec{T}^a] \sqrt{a} = 0, \quad \alpha = 1, 2, \quad (2)$$

де a – фундаментальний визначник метричного тензора поверхні оболонки; h – товщина; γ – густина матеріалу; $\vec{w}$ – вектор абсолютного прискорення; $\vec{T}^a$, $\vec{M}^a$ – контраваріантні складові тензорів внутрішніх зусиль і моментів.

Розглянемо випадок усталених вимушених коливаль оболонки.

Введемо інерціальну систему координат $O1X1Y1Z1$ та рухому систему координат $OXYZ$, що пов'язана з основою оболонки (рис. 1). Розглянемо колювання оболонки як складний рух, в якому рух системи координат $OXYZ$ відносно інерціальної системи $O1X1Y1Z1$ є переносним, а рух оболонки в системі $OXYZ$ – відносним. Рух основи в інерціальній системі координат задається прискорення $\vec{w}_0$ його полюса і вектором кутової швидкості $\vec{\omega}$ повороту навколо полюса.

Тоді абсолютне прискорення довільної точки серединної поверхні оболонки при довільному законі руху її основи буде виражатися співвідношенням:

$$\vec{w} = \vec{w}^r + \vec{w}^e + \vec{w}^c, \quad (3)$$

де вектор $\vec{w}^r$ – прискорення точки у відносному русі; $\vec{w}^e$ – вектор прискорення в переносному русі; $\vec{w}^c$ – вектор коріолісового прискорення, які визначаються за формулами (співвідношеннями)

$$\vec{w}^r = \ddot{x}\vec{i} + \ddot{y}\vec{j} + \ddot{z}\vec{k}, \quad (4)$$

$$\vec{w}^e = \vec{w}_o + \vec{\varepsilon} \vec{R} + \vec{\omega}(\vec{\omega} \vec{R}), \quad (5)$$

$$\vec{w}^e = 2\vec{\omega} \vec{V}^r, \quad (6)$$

де $\vec{R} = \vec{R}(x, y, z)$ – радіус-вектор точки в рухомій системі координат OXYZ; $\vec{\omega}$ – вектор миттєвої кутової швидкості рухомої системи координат; $\vec{\varepsilon}$ – вектор кутового прискорення; $\vec{V}^r$ – вектор швидкості у відносному русі.

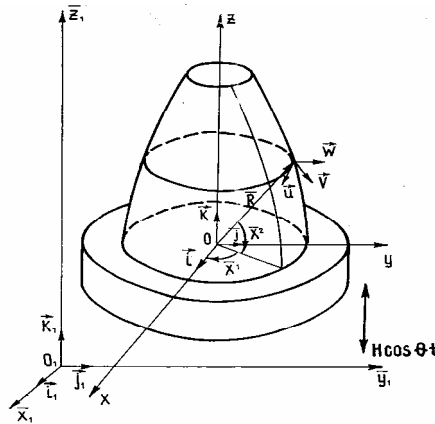


Рис. 1. Схема оболонки

Будемо розглядати випадок, коли періодичний переносний рух основи оболонки є поступальним і відбувається в паралельному осі симетрії оболонки напрямку. Для цього випадку формулюються рівняння нелінійних коливань осесиметричних оболонок при поступальному вібраційному русі зв'язаною з нею основою.

Відомо, що при складанні рівнянь руху матеріальної точки відносно поступального руху системи відліку потрібно врахувати, що коріолісові сили інерції відсутні, а переносні сили інерції не залежать від положення, що займає точка в рухомій системі відліку. Відповідно

$$\vec{\omega} = \vec{\varepsilon} = 0, \quad (7)$$

$$\vec{w}^e = 0. \quad (8)$$

З огляду на сказане вище, вектор переносного прискорення приводиться до виду:

$$\vec{w}^e = \vec{w}_o = \ddot{z}_1 \vec{k} = -H\theta^2 \cos \theta t \vec{k}_1. \quad (9)$$

Підставляючи вираз (4) і (9) у рівняння (3) з врахуванням (8), отримаємо вираз для вектора абсолютного прискорення довільної точки при заданому законі руху основи:

$$\vec{w}^r = \ddot{x}\vec{i} + \ddot{y}\vec{j} + \ddot{z}\vec{k} - H\theta^2 \cos \theta t \vec{k}_1. \quad (10)$$

Підставимо отриманий вираз в (2). В такому випадку рівняння руху елемента оболонки матимуть вид:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sqrt{a} \vec{T}^a}{\partial x^a} + \sqrt{a} \vec{q}(t) - \sqrt{a} \gamma h (\ddot{x}\vec{i} + \ddot{y}\vec{j} + \ddot{z}\vec{k} - H\theta^2 \cos \theta t \vec{k}_1) &= 0; \\ \frac{\partial \sqrt{a} \vec{M}^a}{\partial x^a} + [\vec{e}_a \times \vec{T}^a] \sqrt{a} &= 0, \quad \alpha = 1, 2. \end{aligned} \quad (11)$$

Використовуючи розроблену числову методику дослідження стійкості нелінійних вимушених коливань осесиметричних оболонок [8, 9], диференціальні рівняння в часткових похідних (11) спочатку приведемо до системи звичайних диференціальних рівнянь. Потім за допомогою модифікованого кінцево-різницевого методу криволінійних сіток [10] система звичайних диференціальних рівнянь дискретизується до системи алгебраїчних рівнянь.

Розв'язок отриманої системи нелінійних алгебраїчних рівнянь будується методом продовження розв'язку за параметром у поєднанні з методом Ньютона-Канторовича. Використання вказаного підходу дозволяє розв'язок нелінійної задачі звести до знаходження розв'язку послідовності лінеаризованих задач, що характеризують еволюцію шуканої залежності. Критерієм втрати стійкості коливань оболонки являється перетворення в нуль визначника матриці лінеаризованих рівнянь. Граничне значення амплітуди кінематичного збурення H^* , що відповідає цьому стану системи, характеризує втрату стійкості усталеного руху, при якому відбувається інтенсивний ріст амплітуд коливань зі збереженням просторово-часової конфігурації досліджуваного стану. Втрата стійкості коливань, що супроводжується різкою перебудовою форм усталеного руху, визначає біфуркаційне значення параметра інтенсивності збурення.

При розв'язку задач стійкості коливань передбачається, що гілка стаціонарних розв'язків, яка виходить з нульового початкового розв'язку, є стійкою до деякого критичного значення параметра інтенсивності H^* кінематичного збурення. В силу симетричного характеру дії інерціальних сил цій ділянці розв'язку відповідають осесиметричні коливання оболонки з частою Q . Такий режим коливань вибирається в якості основного, в якому зі збільшенням інтенсивності кінематичного збурення амплітуда коливань оболонки нелінійно збільшується і прямує до свого граничного значення.

Для визначення біфуркаційних точок на кривій стаціонарних розв'язків повна матриця системи лінійних рівнянь набуває блоково-діагональної структури, в якій кожен n -й діагональний блок визначає n -і коефіцієнти розкладання функцій переміщення u , v , w в тригонометричні ряди по коловій координаті x^1 . На кожному кроці методу продовження розв'язку за параметром осесиметричні задачі стійкості коливання аналізуються значенням визначника J_n блока матриці, що відповідає n -й гармоніці. Перетворення J_n в нуль характеризує втрату стійкості коливання по n -й циклічно симетричній просторовій конфігурації, а значення параметра N , що відповідає даному кроку навантаження, визначає шукану точку біфуркації на кривій стаціонарних станів.

У геометрично нелінійній постановці проведений розрахунок захисної оболонки паливного резервуара з аналізом її стійкості. Основні розміри захисного резервуара: висота стінки становить – 6,58 м, діаметр – 6,96 м, товщина стінок – 5 мм. Навантаження виникають у результаті періодичних за часом коливань жорсткої платформи, на якій розташована оболонка циліндричної форми, в напрямі її осі симетрії. Розглядаються усталені режими коливань резервуара з певною фіксованою частотою при збільшенні амплітуди кінематичних збурень до деякої критичної величини.

В рамках нелінійної теорії оболонок знайдено залежності амплітуд усталених коливань оболонки від інтенсивності періодичного збурення її основи.

Визначені критичні значення амплітуди коливань оболонки при різних значеннях частоти кінематичного збурення її основи. Одержано залежність критичних значень амплітуд кінематичного збурення від фіксованих значень частоти коливань оболонки. Спектр частот усталених коливань, для яких побудовані вказані залежності, лежить у діапазоні, що включає в себе нижчі власні частоти.

На рис. 2 відображена залежність критичних значень амплітуд кінематичного збурення від частоти коливань оболонки. Оскільки значення критичних амплітуд розташовані щільно в діапазоні, що включає перші п'ять власних частот, вони приведені в більшому мірілі на рис. 2, б.

У таблиці приведені значення критичних амплітуд N^* при різних частотах кінематичного збурення Q основи, а також номери гармонік n , які характеризують циклічно симетричні форми втрати стійкості руху оболонки резервуара.

На рис. 3 приведені залежності амплітуд усталених коливань певних точок оболонки в напрямку твірної V від інтенсивності періодичного збурення її основи N , віднесених до товщини h оболонки при частоті $Q = 6,37$ Hz, що

є нижчою за значення першої власної частоти (рис. 3, а) та частоті $Q = 14,49$ Hz (рис. 3, б), значення якої вищі за першу власну частоту.

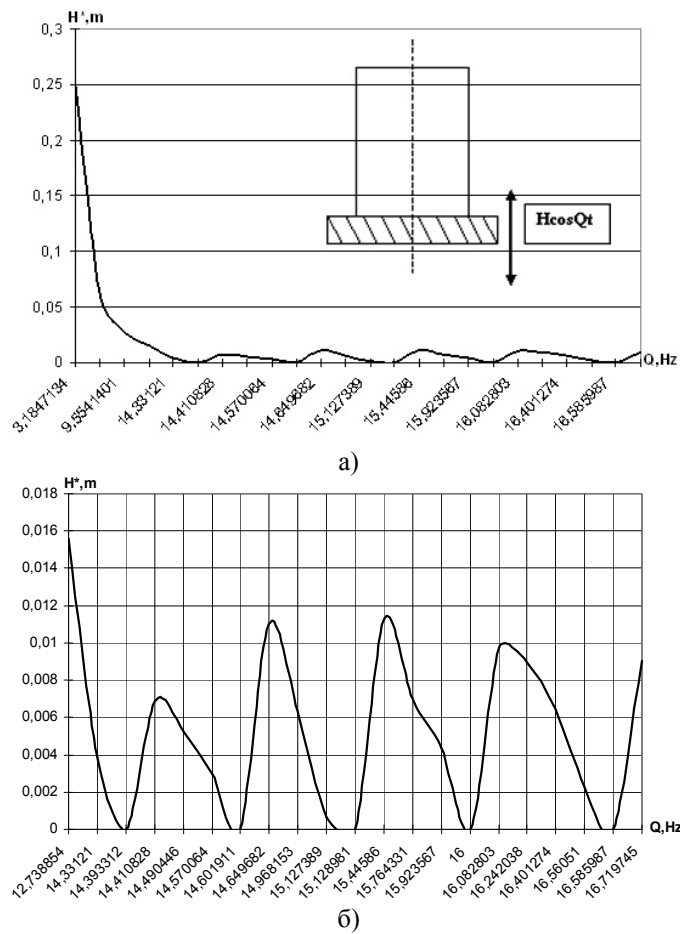


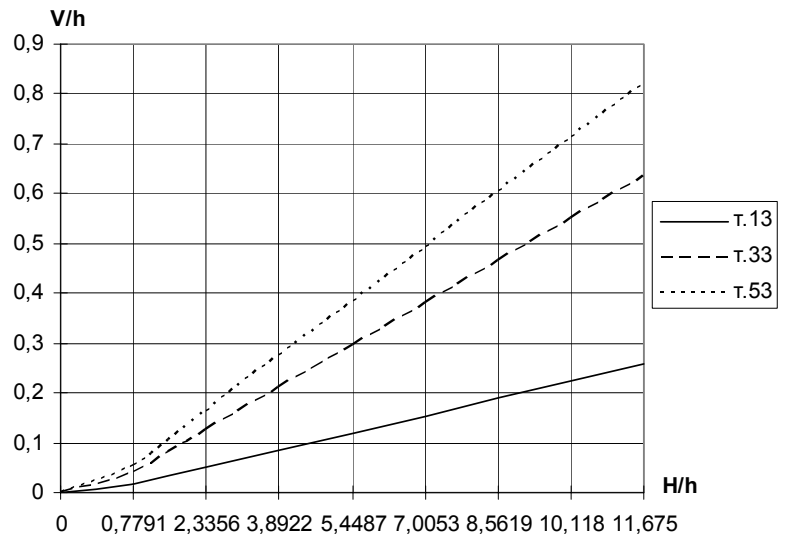
Рис. 2. Залежність критичних значень амплітуд кінематичного збурення від частоти коливань оболонки

Таблиця

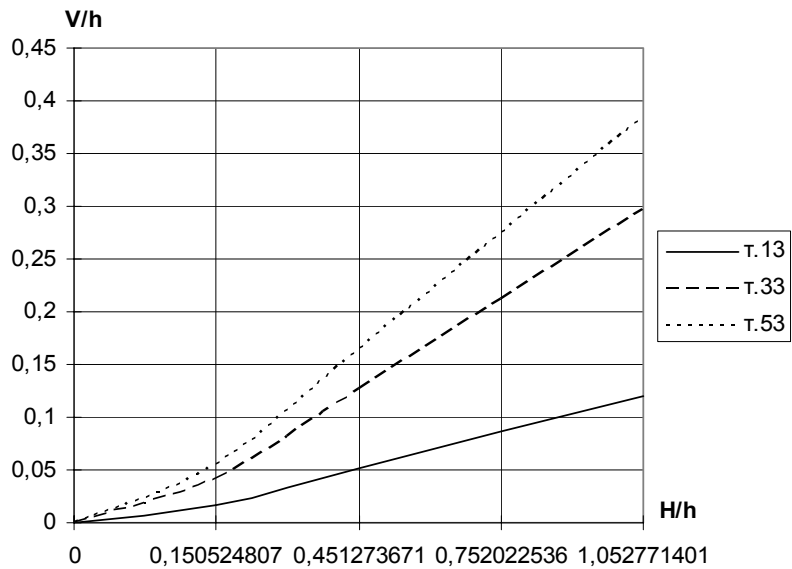
Q, Hz	3,18	6,37	9,55	12,74	14,33	14,39	14,41	14,49
H^*, m	0,25	0,06	0,03	0,02	0,004	0	0,007	0,005
n	12	11	11	10	10	10	9	9

Продовження таблиці

Q, Hz	14,57	14,60	14,65	14,97	15,13	15,45	15,76	15,99
H^*, m	0,003	0	0,01	0,006	0	0,01	0,007	0
n	9	9	11	11	11	8	8	8



a)



б)

Рис. 3. Залежності амплітуд усталених коливань оболонки V від інтенсивності періодичного збудження її основи H , віднесених до товщини h оболонки:
а – при $Q = 6,37$ Hz; б – при $Q = 14,49$ Hz

На рис. 4 зображені залежності амплітуд усталених коливань точок оболонки в радіальному напрямку W від інтенсивності періодичного збудження її

основи H , віднесених до товщини h оболонки при частоті $Q = 6,37$ Hz, що є нижчою за значення першої власної частоти (рис. 4, а) та частоті $Q = 14,49$ Hz (рис. 4, б), значення якої вищі за першу власну частоту.

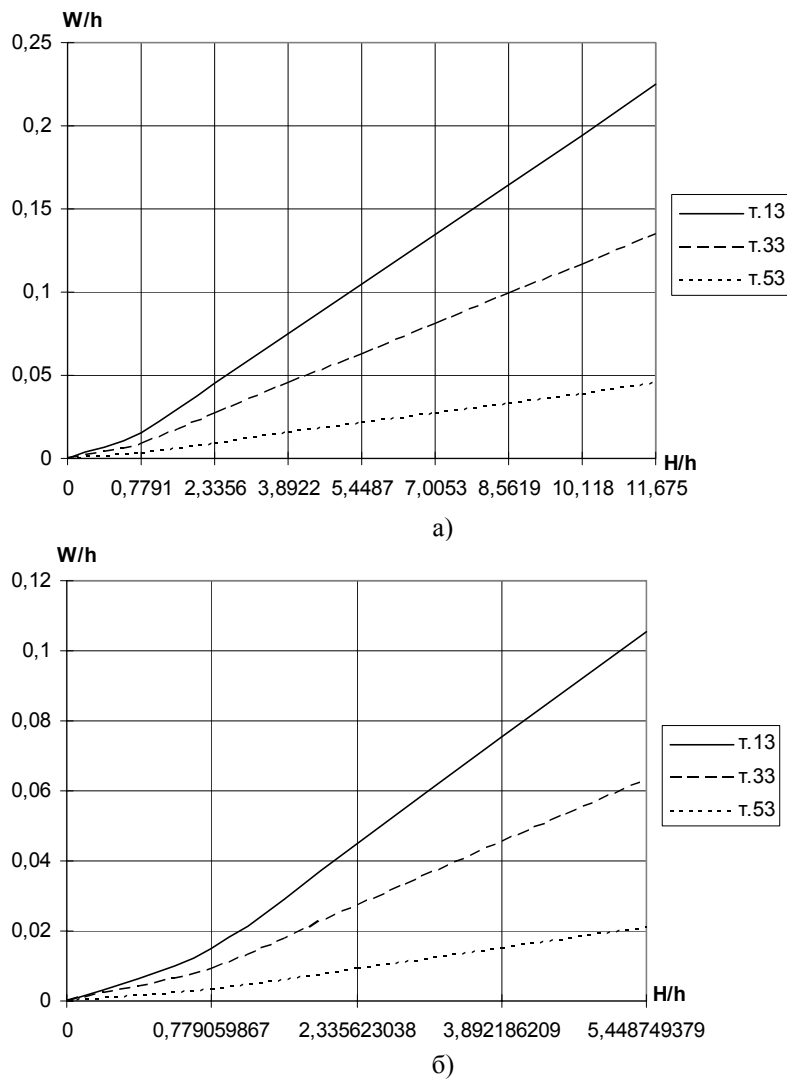


Рис. 4. Залежності амплітуд усталених коливань оболонки W від інтенсивності періодичного збурення її основи H , віднесених до товщини h оболонки:
а – при $Q = 6,37$ Hz; б – при $Q = 14,49$ Hz

На рис. 5 зображені циклічно симетричні форми втрати стійкості усталеного руху оболонки резервуара при відповідних частотах.

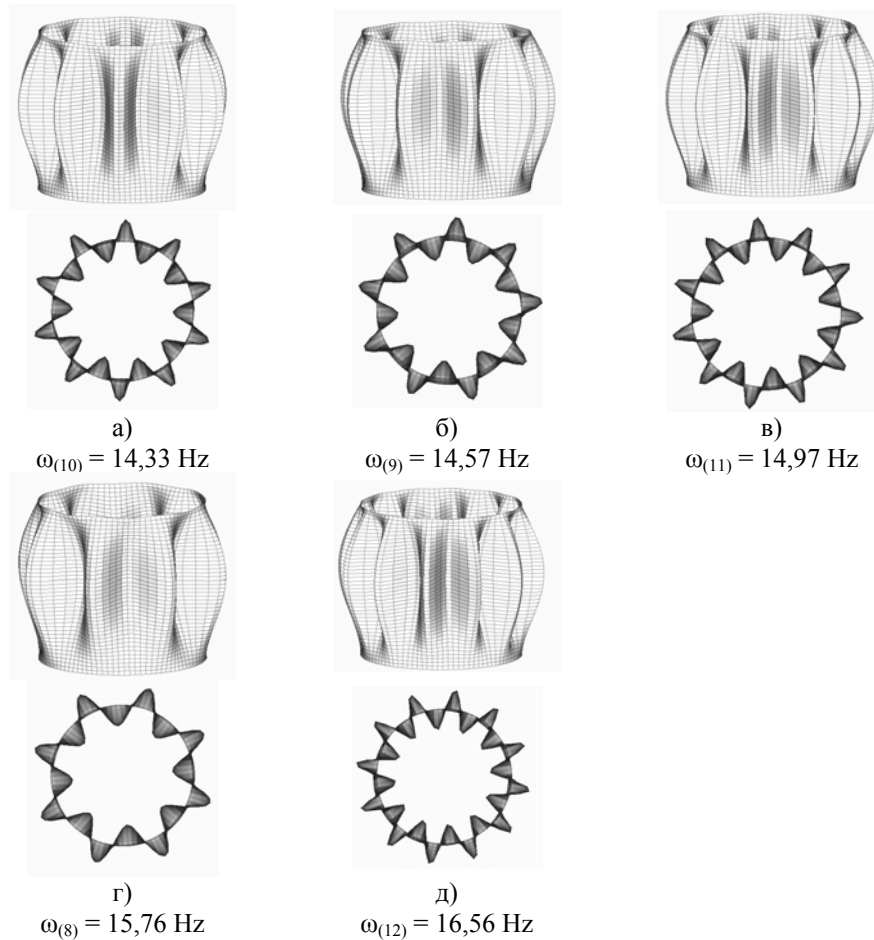


Рис. 5. Форми втрати стійкості усталеного руху оболонки резервуара

Висновки

Аналіз отриманих результатів (рис. 2, таблиця): збільшення частоти вібрації основи оболонки, починаючи з нульової і наближення її значення до першої власної частоти, яка дорівнює 14,39 Hz, призводить до різкого зниження критичної амплітуди. В межах кожного діапазону частот, що обмежується власними частотами, збільшення частоти кінематичного збурення спричиняє зростання критичної амплітуди до певного рівня, а потім її зниження.

При порівнянні залежностей, зображених на рис. 3, а і рис. 3, б, впливає, що амплітуди усталених коливань V певних фіксованих точок на твірній оболонки від інтенсивності періодичного збудження її основи H набу-

вають більшого значення при частоті коливань $Q = 6,37$ Hz, ніж при частоті коливань $Q = 14,49$ Hz.

Як впливає з графіків (рис. 3, а і рис. 3, б), найбільшу амплітуду усталених коливань має точка 53, яка найбільш віддалена від основи оболонки.

Користуючись отриманими залежностями (рис. 4, а і рис. 4, б) можна зробити висновок, що амплітуди усталених коливань точок оболонки в радіальному напрямку W від інтенсивності періодичного збудження її основи H , при частоті $Q = 6,37$ Hz, мають більші значення ніж при частоті $Q = 14,49$ Hz. Найбільшу амплітуду усталених коливань набуває точка 13. Результати проведених досліджень засвідчують, що втрата стійкості коливань оболонки захисного резервуару в діапазоні частот, що розглядався, відбувається по циклічно симетричним формам.

Література

- [1] Kondo H. Response of circular cylindrical tanks subjected to horizontal excitations // Trans. JSME. – 1985. – Vol. 51, N 468 – P. 1914 – 1920.
- [2] Hegarty R.F. Seismic analysis of cracked reactor vessels // Nuclear Eng. Design. 1974, N 29. – P. 89 – 94.
- [3] Nuri A. Dynamic response of submerged hemispherical shell subjected to a earthquake motion // Earthquake Eng. and struct. Dyn. – 1978. – Vol. 6, N 1. – P.89 – 98.
- [4] Ujihashi S., Iton A., Matsumoto H., Nakahara J. Dynamic deformations and stresses in a circular cylindrical shell with both ends clamped subjected to translational excitations at the base // Bul. JSME. – 1980 Vol. 23, N 181. – P. 1055 – 1063.
- [5] Zki H., Shinke T. Seismic response analysis of cylindrical tanks with initial imperfections // Proc. Jap. Soc. of Civil. Eng. – 1984, N 350, P. 207 – 216.
- [6] Iric T., Kobayashi Y. Steady-state response of an internally damped cylindrical shell translationally or rotationally driven at an edge // Trans. ASME, Journal of Appl. Mech. – 1985. – Vol. 52, N 3. – P. 733 – 736.
- [7] Clough R. and Penzien D. Dynamics of structures // Moscow – 1979. – 320 p.
- [8] Sadiq O. Stability of non-linear fluctuations of thin shells of rotation under kinematic excitations. – Thesis for candidate of technical sciences, Kiev – 1990 – 198 p.
- [9] Гоцуляк Е.А., Гуляев В.И., Дехтярюк Е.С., Киричук А.А. Устойчивость нелинейных колебаний оболочек вращения // Прикладная механика. – Киев, 1982, т. 18, № 6. – С.50 – 56.
- [10] Gotsulyak E., Ermishev V. and Zhadrasinov N. Application of the Method of Curvilinear Grids to Shell Design (in Russian), Kiev, KISI – 1988. – 23 p.

Надійшла до редколегії 22.06.2010 р.

УДК 624.01

Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) structures: analysis, design and provisions

¹Vigh L.G., ¹Zsarnóczy A., ²Bagó Z.

¹Budapest University of Technology and Economics, Hungary

²Star Seismic Europe Ltd., Hungary

Анотація. Завдяки своїм оптимальним якостям щодо сейсмостійкості система жорсткого каркаса для протидії деформаціям (BRBF) є досить популярним технічним рішенням в США як основний захід протидії впливу бічних сил. Вперше описано процес розроблення і концепція BRBF, а також висвітлено експлуатаційні характеристики, особливо поведінку гистерзиса. Система дуже корисна в роботі, що відбивається в оптимальному підході до процесу проектування і будівництва. Також розглядаються поточні актуальні і перспективні питання розрахунку і проектування. Крім того, в статті аналізуються в повному обсязі концепція роботи системи на ряді прикладів, при цьому наголошується на застосуванні в галузі створення спортивних споруд.

Аннотация. Благодаря своим оптимальным качествам с точки зрения сейсмостойкости система жесткого каркаса для противодействия деформациям (BRBF) является довольно популярным техническим решением в США в качестве основной меры противодействия влиянию боковых сил. Впервые описаны процесс разработки и концепция BRBF, а также освещены эксплуатационные характеристики, особенно поведение гистерзиса. Система весьма полезна в работе, что отражается в оптимальном подходе к процессу проектирования и строительства. Также рассматриваются текущие актуальные и перспективные вопросы расчета и проектирования. Кроме того, в статье анализируются в полном объеме концепция работы системы на ряде примеров, при этом упор делается на применение в области создания спортивных сооружений.

Abstract. Because of its superior seismic performance, Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) is already popular solution as primary lateral force resisting system in the United States. This paper first introduces the development and concept of BRBF and characterizes the structural performance with special respect to hysteretic behavior. System benefits that may lead to very economic design and construction are addressed. Current and future design provision issues are also discussed. The paper provides as well an overall understanding of the system through case studies, paying special attention to sport facility applications.

Key words: Buckling Restrained Braced Frame, hysteretic behavior, displacement dependent device, yielding damper

Introduction. As earthquake awareness among engineers is enhanced by the European standards even in regions of moderate seismicity, the significance of economical solutions providing adequate resistance for new structures is also increasing. The majority of lateral load is typically resisted by braced frames in steel buildings. The lateral load resisting system shall dissipate the released

energy as well as it basically determines the fundamental period of the entire structure and by that it affects the applicable seismic load as well.

Buckling Restrained Braced Frames (BRBF, [1, 2]) offer an alternative to conventional braced frames which surpasses their energy dissipation capacity and thus is cost-effective. The objective of this paper is to highlight the advantages of BRBF that is already a popular solution in America and Asia, and show practical examples to encourage the use of this system in Europe.

The concept of Buckling Restrained Braces. Conventional steel bracing element shows unsymmetrical behavior under cyclic loading as shown in Fig. 1: on one hand, it is characterized by high ductility in tension due to the ductile yielding material characteristics; on the other hand, its performance is governed by buckling under compression. The stability problem influences the overall cyclic response of the element, reflected by the cyclic degradation. Excluding the buckling phenomenon – that is the basic idea of BRB, [3] – leads to a balanced, extremely ductile and dissipative cyclic behavior as illustrated in Fig. 1.

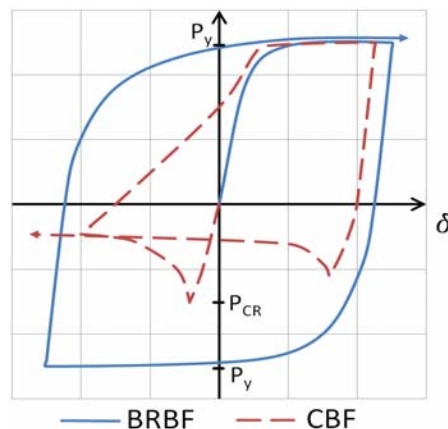


Fig. 1. Comparison of CBF and BRBF

Schematic illustration of BRB member is shown in Fig. 2.

Three major components can be distinguished in the cross-section:

- steel core,
- bond-preventing layer and
- casing.

The bond-preventing layer decouples the casing from the core. Accordingly, the axial load of the brace is transmitted by the steel core only, while the casing – through its flexural rigidity – provides the proper lateral support against flexural buckling of the core.

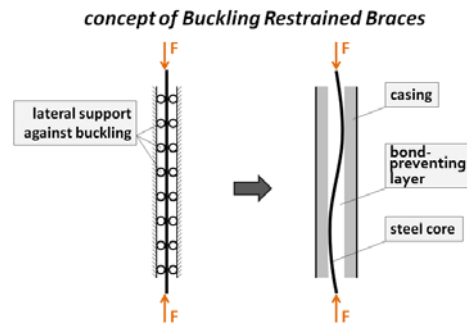


Fig. 2. The concept of BRB

The steel core is to resist the full axial force developed in the bracing. Its cross-sectional area can be significantly lower than that of regular braces since its performance is not limited by buckling. Along its length the core can be divided into three parts: the middle, so-called yielding length and the rigid, non-yielding parts on both ends (Fig. 3). Increased – and typically stiffened – cross-section of the non-yielding part ensures that it remains elastic, and thus plasticity is concentrated in the middle part of the steel core. Such configuration provides high confidence in prediction of the element behavior and failure.

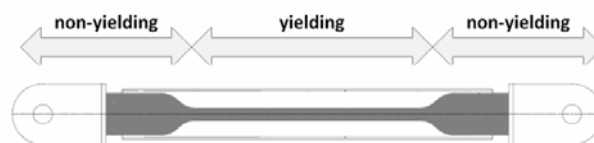


Fig. 3. Sections of a BRB steel core

As for the bifurcation of core and support material – which ensures that the casing does not work together with the core – various solutions are developed, tested and practically applied by different leading manufacturers. Star Seismic Europe [1], the only manufacturer with European sales uses uniquely engineered air gap in their BRBs.

The casing is typically made of concrete filled steel tubes. The design criterion for the casing is to provide adequate lateral restraint (i.e. rigidity) against the steel core buckling.

Characteristics of Buckling Restrained Braces. Since their introduction in the United States several detailed tests have been conducted to verify the performance of BRB elements, e.g. in [4].

Typical hysteresis curve of Star Seismic's brace is shown in Fig. 4, [4]. As indicated by the achieved ductility and stable, repeatable hysteresis loops, BRB can absorb significant amount of energy during cyclic loadings, such as an earthquake event.

It can be observed that preventing buckling leads to similar strength and ductile behavior in compression and tension, as it is also confirmed by Fig. 5 illustrating the envelope of the hysteresis curves, also referred as backbone curve, [4]. This curve is considered as an important basis of practical design.

In accordance with the above observations, the beneficial cyclic behavior of the steel material is extrapolated to element level and thus to the overall structural level: extremely dissipative structure can be designed using BRB. Experimental results prove the ductile, stable and repeatable hysteretic behavior of structures built with BRBs.

Depending on the configuration of braces, the building codes (e.g. AISC [5]) in the United States allow the use of a behavior factor (response modification factor) up to 8, that is comparable to special moment resisting frames. Thus, the seismic load applied to the structure is efficiently reduced, which results in smaller cross sections for the beams and columns of the braced frames, smaller demands on the connections and, most importantly, the loads on the foundation are drastically decreased.

As test results of [4] confirms, BRB can also be considered as yielding damper. Fig. 6 illustrates the attainable equivalent viscous damping ratio.

The experimental research on Star Seismic braces proves that their performance with respect to low-cycle fatigue or simulated actual seismic event is extremely good. [4].

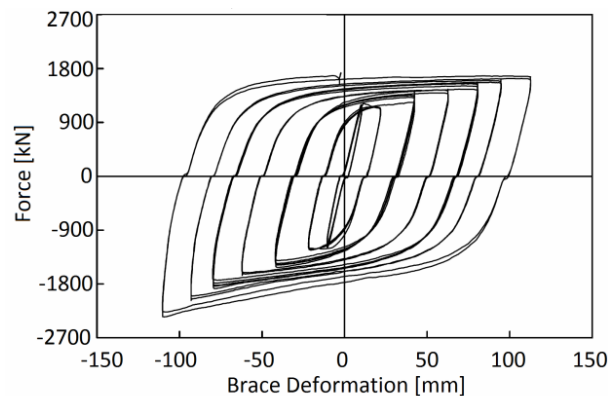


Fig. 4. Typical BRB performance under cyclic loading [4]

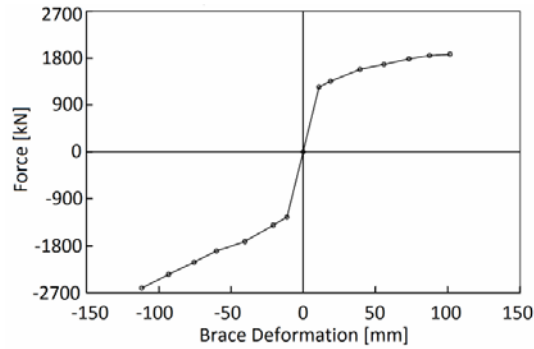


Fig. 5. Typical BRB backbone curve [4]

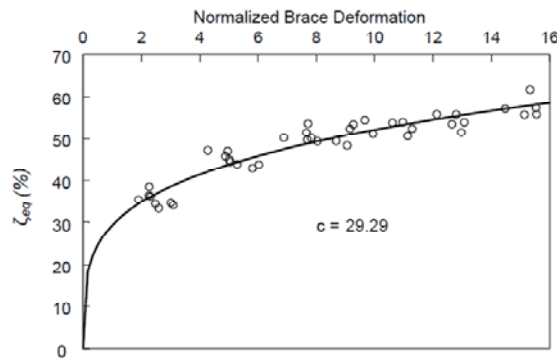


Fig. 6. Equivalent viscous damping ratio [4]

Application fields. BRBF systems are currently applied as primary lateral force resisting structures both in new construction and in seismic retrofit projects. As mentioned, it can also be used as supplemental hysteretic dampers in seismic retrofitting.

Apartments, offices, retail and wholesale stores, hospitals, university halls, skyscrapers, high-rise buildings, laboratories, hotels, sport stadiums, dams, military bases and federal government buildings have all used Star Seismic BRBs [1].

Compared to conventionally braced frames, rigidity of the bracing is typically lower due to the smaller steel core sections as the force demand is also smaller. This may result larger deformations. To control the deformations as well as to facilitate plastic load re-distribution, BRBF systems are often designed in conjunction with elastic moment resisting frame. The moment resisting frame also increases the re-centering capability of the combined system. Dual system (i.e. both BRBs and the moment resisting frame are to dissipate energy due

plastic hinges) can also be developed utilizing all the benefits of the two systems.

As for seismic retrofit applications, BRB can be added not only to steel, but also to reinforced concrete structures. The European research action Prohitech [6] discusses the advantageous use of BRB in historical buildings, too.

Advantage of the BRBF system is that, braces can be applied as single diagonals due to their equivalent behavior in tension and compression, helping furnish of architectural requirements.



Fig. 7. Star Seismic PowerCat braces used as single diagonals

Design considerations. Design of BRBF systems is easy and straightforward (refer to [1]). In general, engineers should follow the capacity design rules, ensuring that failure of the dissipative BRB members precedes the failure of the non-dissipative members (connections, beams, columns, foundation, etc.) that shall remain elastic during the seismic event. With such respect, the design steps of BRBF are not distinguished from other dissipative structure types. The design is complicated only by the fact that each Buckling Restrained Brace element is fully designed and manufactured by the brace manufacturer and thus interaction of the structural engineer and the brace manufacturer is necessary at certain design stages. In case seismic provisions support the use of BRBF, the engineering process follows:

- Calculate the base shear of your structure following the corresponding seismic provisions.
- Structural analysis: determine required brace strength and stiffness.

- Check global and interstory drifts, calculate brace displacements.
- Contact brace manufacturer to obtain brace overstrength factors and/or load-displacement characteristics of the BRB.
- Design other – non-dissipative – elements, such as beams, columns and connections.
- Specify brace strength and stiffness to brace manufacturer.

As it can be seen, the concentration of energy dissipation into single BRB elements that are fully designed by the brace manufacturer leads to incomparably simpler design than other dissipative structures where engineers shall follow complicated and strict design rules for overall element as well as for structural details (cf. capacity design rules of moment resisting frames).

In case the relevant seismic codes do not include BRBF, Star Seismic Europe recommends as follows:

- Following the above steps, do preliminary design using assumed approximate values for the seismic parameters not included in the code.
- For the final check of your structure, do pushover analysis and capacity design checks: deformation check of the brace and strength check of other elements at the target displacement level.

The beams, columns and their connections to each other and to the braces have to be designed for the maximum possible load level that may occur during an earthquake event. This is represented by the overstrength factor that shall reflect the possible deviations in the material properties (e.g. the actual yield strength is larger than the characteristic value), the strain hardening, system overstrength, etc.

The connection of the braces to the beam-column joints is usually created using gusset plates (Fig. 9). Star Seismic basically provides two different joint configurations: with real pinned connection as shown in Fig. 9 or the welded type (Fig. 10). The former is considered better for eliminating in-plane secondary moments induced by drift and also increasing the yield length of the steel core. However, the assembly of this type of frames is encumbered by the small erection tolerance of the connection. Welded connections on the other hand facilitate the construction, but engineers may have to take the effects of secondary moments in the connection and the brace into account.

Compared to the gusset-plate joints of special conventionally braced frames, the lower forces and the elimination of buckling problems result drastically decreased joint size (Fig. 8).

Moreover, according to [7] there is still room for considerable material savings in gusset plates when using BRBFs, as these members are often unnecessarily oversized.



Fig. 8. Conventional and BRB connection



Fig. 9. Pinned connection



Fig. 10. Welded end connection of the braces

Economical design with BRBF. Comparative studies (e.g. Dasse report [8]) as well as completed construction projects [2] confirm the advantages of BRBF system. BRBF can be superior to other common dissipative structures with global respect to cost efficiency due to the following reasons:

- superior ductile and energy dissipative behavior,
- low seismic loads (due to high behavior factor and usually increased fundamental period),
- easy-to-control structural behavior,
- smaller member sizes (columns, beams),
- smaller and simpler connections,
- larger efficient plan area of the building, which also increases the real estate value,
- lower demand on foundations – specially, the arising tension loads are drastically decreased,
- easy and fast erection providing significant time savings,
- easy-to-adopt in seismic retrofitting,
- easy post-earthquake investigation and replacement if needed.

As an illustrative example, comparative study of conventional bracing and BRB is completed in the Dasse report [8] summarizing the primary cost savings of the structure. In their study, application of BRB reduced the primary cost of the lateral load resisting system by 34 %.

The 56-story L.A. Live Hotel & Residences, located in downtown Los Angeles incorporates a coupled system of Buckling Restrained Braced Frames with steel plate shear wall system that returned 1860 m² of floor area to the developer, which added \$20 million extra in real estate value and overall structural cost savings of \$8 million compared to the initial concrete shear wall system. [9]



Fig. 11. L.A. Live Hotel & Residences

Design provision issues in Europe. Although Eurocode 8 Part 1 [10] currently does not support the simplified (q-factor based) design of the BRBF system, it enables the verification using e.g. pushover analysis. For such analysis, the brace manufacturer can provide the necessary test results and performance parameters adopted as needed. Strain hardening and compression modification factors can be obtained from the completed test results and can be used in design in conjunction with European Standards.

Additionally, for preliminary design stage, engineers are encouraged to use the q-factor method, based on supporting guidance of the brace manufacturer.

The authors emphasize that in the near future BRB systems are expected to appear in the revision of Eurocode 8 as well as in other European standards. The relatively new European Standard EN1529 [11] – officially already issued, though it is not yet a harmonized standard – considers BRB as a displacement dependent anti-seismic device.

Applications in sport facility structures. There are two sport facilities in the United States that already use BRBF systems and at least two more are currently in the design phase. [2]

The first structure is the stadium of Real Salt Lake soccer team. The building was completed in 2008 and houses 20,000 seats. Shortening erection time had major importance: thanks to the application of BRB system the construction was finished in less than 10 months. This fast construction and the reduced amount of steel material led to a cost saving of \$1 million (9,1 % of total costs) [13] from which \$250,000 is directly related to the use of BRBF instead of conventional braced frames.



Fig. 12. Real Salt Lake – Rio Tinto stadium

The second structure presented is the practice facility of the Seattle Seahawks football team, completed in 2008. The training complex is also known as the Virginia Mason Athletic Center, in Renton. An indoor training field is part of the facility, which has a height of over 20 meters. The designers recognized the advantages of BRBF and employed Buckling Restrained Braces in this structure.



Fig. 13. Star Seismic WildCat braces used in inverse V (foreground)



Fig. 14. Welded connection detail

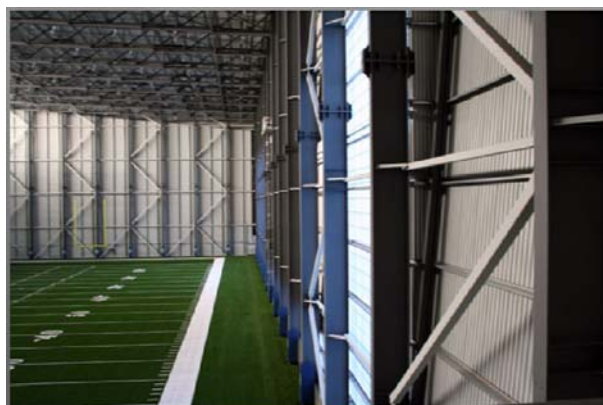


Fig. 15. Seattle Seahawks training facility [12]



Fig. 16. Braces (white, foreground) installed in single diagonal configuration



Fig. 17. Welded joint detail

Concluusions

The behavior, characteristics and advantages of Buckling Restrained Braces are briefly summarized in the paper. Ongoing European researches promise profitable possible applications in many areas. The illustrative examples of completed projects promise accelerated spread of the system in the European market as well.

References

- [1] www.starseismic.eu.
- [2] www.starseismic.net.
- [3] S. Hussain, P.V. Benschoten, M.A. Satari, S. Lin: Buckling Restrained Braced Frame Structures: Analysis, Design and Approvals Issues.

- [4] Merritt S., Uang Ch.M., Benzoni G., Subassemblage testing of Star Seismic buckling-restrained braces, Test report, University of California, San Diego, 2003.
- [5] AISC 341-05: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- [6] L. Calado, J.M. Proenca, A. Panao, E. Nsieri, A. Rutenberg, R. Levy: Prohitech WP5, Innovative materials and techniques, Buckling Restrained Braces.
- [7] W.A. López and R. Sabelli: Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames. Steel Tips, 2004.
- [8] Dasse Design Inc.: Cost Advantages of Buckling Restrained Braced Frame Buildings. San Francisco, 2009.
- [9] N. Kristeva: Trimming the FAT. Modern Steel Construction, 2010
- [10] EN1998-1:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN.
- [11] European standard EN 15129:2009: Anti-seismic devices.
- [12] <http://www.seahawks.com/team/vmac>.
- [13] S. Whitesell: Soccer in the Rockies. Modern Steel Construction, 2008.

Надійшла до редколегії 22.06.2010 р.

УДК 624.014

Удосконалення та використання мови для запису задач оптимізації стрижневих металевих конструкцій

Пелешко І.Д., к.т.н., Балук І.М.

Національний університет «Львівська політехніка», Україна

Анотація: У статті наведено синтаксичні діаграми формальної мови для запису постановок задач оптимізації стрижневих металевих конструкцій. Описано вдосконалення раніше запропонованого варіанта цієї мови та її використання в програмному забезпеченні OptCAD.

Аннотация: В статье представлены синтаксические диаграммы формального языка для записи постановок задач оптимизации стержневых металлических конструкций. Описаны усовершенствования ранее предложенного варианта этого языка и его использование в программном обеспечении OptCAD.

Abstract: The syntactic diagrams of formal language for task optimization recording of the steel structures are presented in the paper. The improvements of previous variant of this language and using in OptCAD software are described.

Ключові слова: формальні мови, синтаксичні діаграми, спеціальні функції, задачі оптимізації, стрижневі металеві конструкції.

Постановка проблеми. Для підвищення ефективності металевих стрижневих систем можна застосовувати методи їхньої оптимізації, що реалізуються за допомогою відповідного програмного забезпечення та дозволяють зменшити масу конструкції, її собівартість, затрати на виготовлення, монтаж та експлуатацію тощо.

Існуючі програми оптимізації сталевих конструкцій беруть до уваги скінчений набір невідомих параметрів, критеріїв оптимальності та нормативних обмежень. У цьому наборі не враховується деяка частина реальних умов проектування, виготовлення, монтажу та експлуатації. Для врахування таких умов у існуючій програмі оптимізації потрібне втручання розробника програми в її код, що призводить до додаткових витрат часу, зазвичай обмеженого термінами проектування. Таким чином, постає проблема створення універсальних програм оптимізації стрижневих металевих конструкцій (СМК). Одним зі шляхів її вирішення є розроблення й подальше вдосконалення спеціальної мови запису постановок задач оптимізації (МЗПЗО) таких конструкцій.

Аналіз останніх досліджень. Один із ранніх прикладів розроблення та використання спеціалізованої проблемно орієнтованої мови для інженерних розрахунків представлено в [9]. В [3] було запропоновано використовувати вирази формальної мови для опису поперечних перерізів СМК. У

подальшому була представлена МЗПЗО [6], яка забезпечує запис елементів математичної моделі задачі оптимізації, параметризацію властивостей цілої стрижневої конструкції та її окремих елементів.

Для правильного безпомилкового використання МЗПЗО, а також для теоретичного обґрунтування процесів, що відбуваються при компіляції виразів мови та обчисленні їхніх значень при роботі програми OptCAD (раніше SOOO), в [4] було розроблено формальне означення цієї мови, детально описано її синтаксис, семантику та використання при введенні вихідних даних програми (www.optcad.com).

Як свідчить досвід використання раніше розробленого варіанта МЗПЗО [4], процеси запису постановки та розв'язування деяких нових задач оптимізації СМК бувають ускладненими через недостатню кількість арифметичних і спеціальних функцій, що передбачені в МЗПЗО. Іноді виникають труднощі в забезпеченні узгодженості та цілісності даних у процесі формулювання та уточнення постановок задач оптимізації. Цим викликана необхідність подальшого вдосконалення МЗПЗО.

Формулювання цілей статті. Ціллю даної роботи є вдосконалення мови запису постановок задач оптимізації стрижневих металевих конструкцій, а також опис використання її нових елементів при формулюванні задач оптимізації.

Виклад основного матеріалу. Розглянемо елементи математичних моделей задачі оптимізації та об'єкта проектування – СМК.

Задачі оптимізації часто формулюють як задачі пошуку таких значень змінних проектування – параметрів стрижневої системи, при яких значення критерію оптимальності є екстремальним в області, що задана деякою системою обмежень [7]. При цьому в елементах математичної моделі задачі оптимізації враховують властивості конкретного об'єкта проектування.

За критерій оптимальності приймають один із визначених техніко-економічних показників ефективності конструкції, які служать для оцінювання якості проекту. Прийнятий критерій враховують у постановці задачі оптимізації СМК, записуючи функцію мети у вигляді аналітичного виразу.

Система обмежень складається, зазвичай, з нормативних та додаткових обмежень. Останні враховують специфічні вимоги, що висувуються до конкретного об'єкта проектування. Додаткові обмеження також записують за допомогою відповідних аналітичних виразів.

Математичну модель об'єкта проектування можна вважати заданою, якщо описано такі її складові: вихідні дані (параметри входу), змінні стану

(параметри виходу) та алгоритм аналізу об'єкта, що розраховує значення змінних стану за вихідними даними [8]. До змінних стану можна віднести довжини стрижнів, зусилля в їхніх перерізах, переміщення вузлів тощо. Для доступу до значень змінних стану при записуванні виразів використовують спеціальні функції.

Математична модель стрижневої системи (ММСС) описує, серед іншого, такі елементи системи, як вузли, стрижні, опори, шарніри тощо. Цим елементам надають відповідні імена, а також описують їхні властивості, використовуючи необхідні аналітичні вирази. Зауважимо, що у зв'язку з розробленням та залученням МЗПЗО до програми оптимізації OptCAD, в [5] було запропоновано нову схему математичної моделі СМК. Вона передбачає поділ алгоритму аналізу на ряд послідовних етапів. Це забезпечує можливість урахування функціональних залежностей параметрів входу від змінних стану, значення яких розраховані на попередніх етапах аналізу системи. При цьому множина спеціальних функцій, що доступні при записі виразів для параметрів ММСС, залежить від етапу алгоритму аналізу.

Для запису елементів задачі оптимізації та параметризації ММСС можна використовувати допоміжні іменовані вирази. Імена цих виразів при використанні в інших аналітичних виразах скорочують запис останніх.

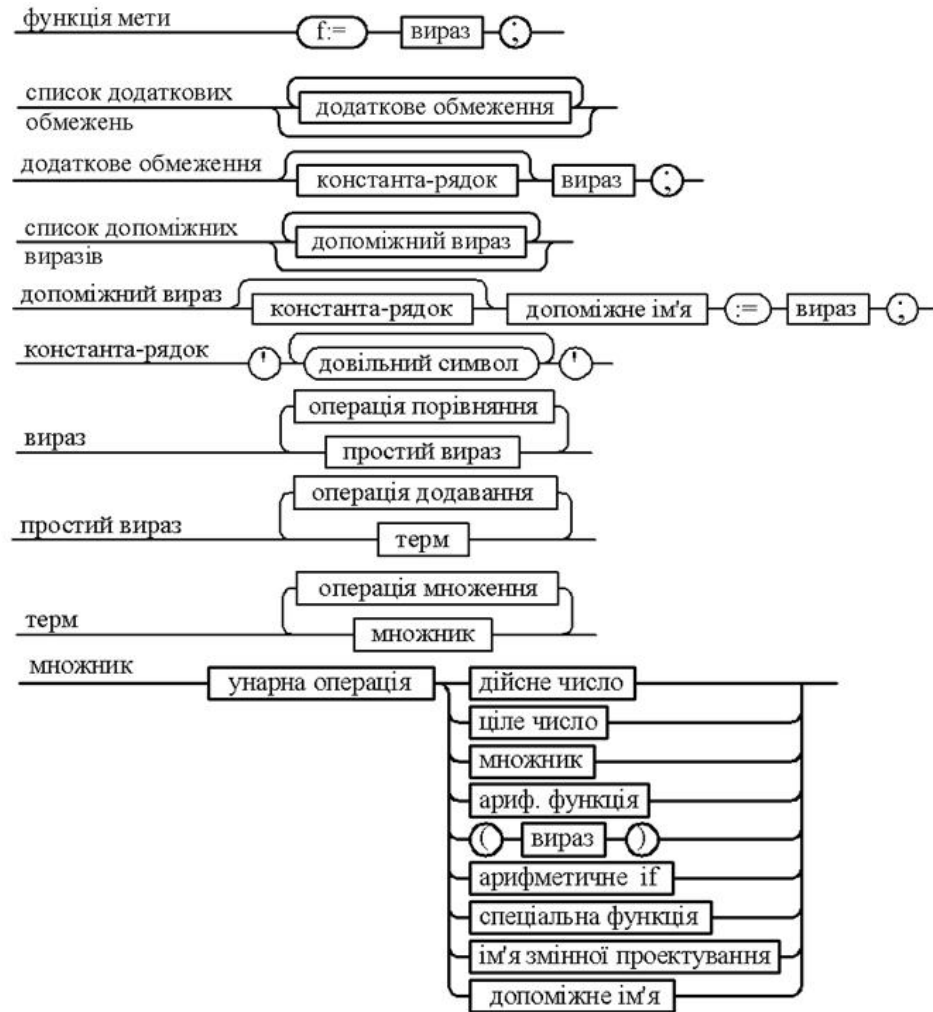
Розглянуті вище елементи математичної моделі задачі оптимізації та математичної моделі об'єкта проектування виразимо засобами запропонованої МЗПЗО СМК. Синтаксис цієї мови представлено на рисунку у вигляді синтаксичних діаграм, за допомогою яких можна перевірити належність будь-якої послідовності символів до множини текстів, що можуть бути записані запропонованою мовою. Діаграми розроблено на основі описаного в [4] синтаксису МЗПЗО.

Розглянемо основні відмінності запропонованого в даній статті варіанта МЗПЗО СМК від попереднього [4].

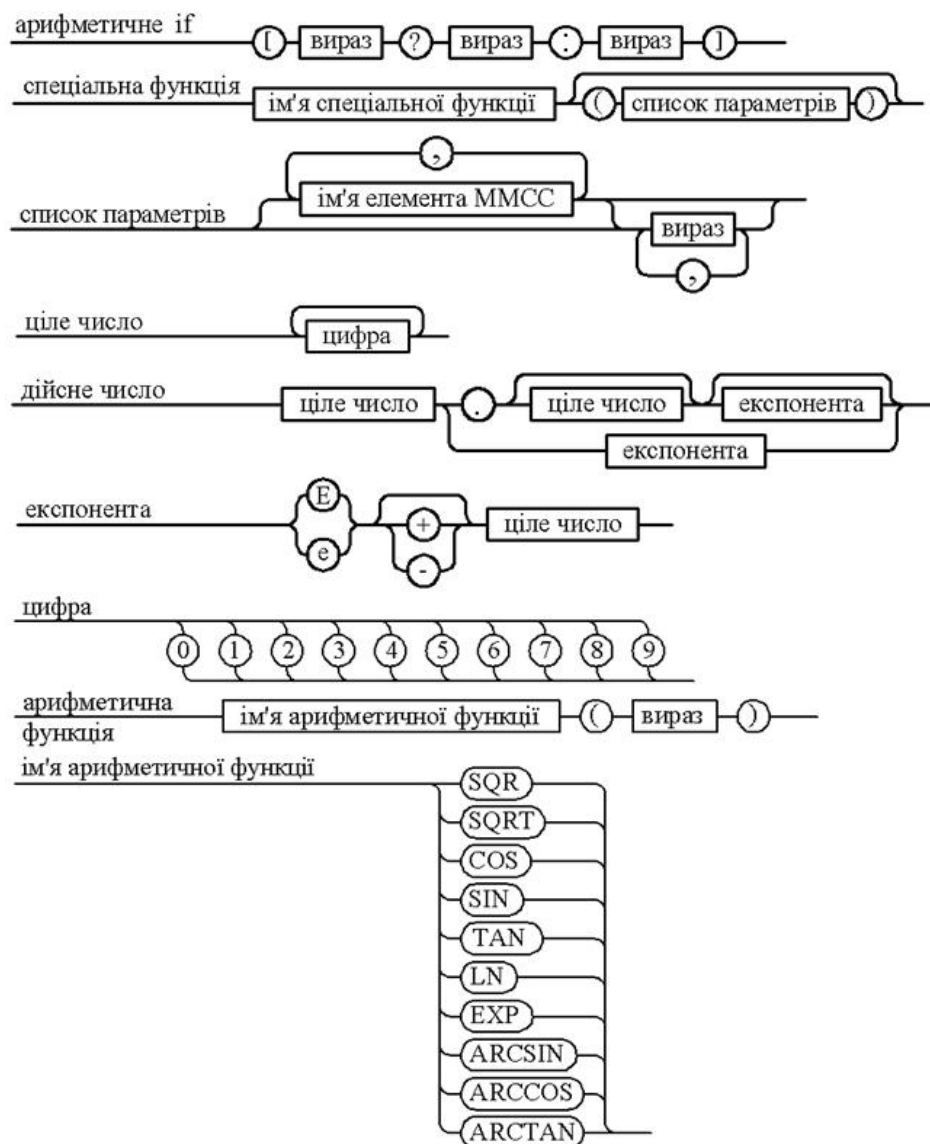
МЗПЗО доповнено тригонометричними функціями ARCSIN, ARCCOS та ARCTAN, які спрощують, наприклад, задання значень снігових навантажень, що залежать від кута нахилу покрівлі [2]. Аргументами цих функцій можуть бути вирази, а результат подається в градусах.

Для забезпечення узгодженості та цілісності даних у процесі формулювання та уточнення постановки задачі оптимізації вдосконалено список параметрів спеціальних функцій. Замість порядкових номерів елементів ММСС [6, 4] у списку параметрів тепер використовуються імена цих елементів. Так, наприклад, функція $MY(m, n, k)$ повертає значення згинального моменту відносно осі локальної системи координат «у» для

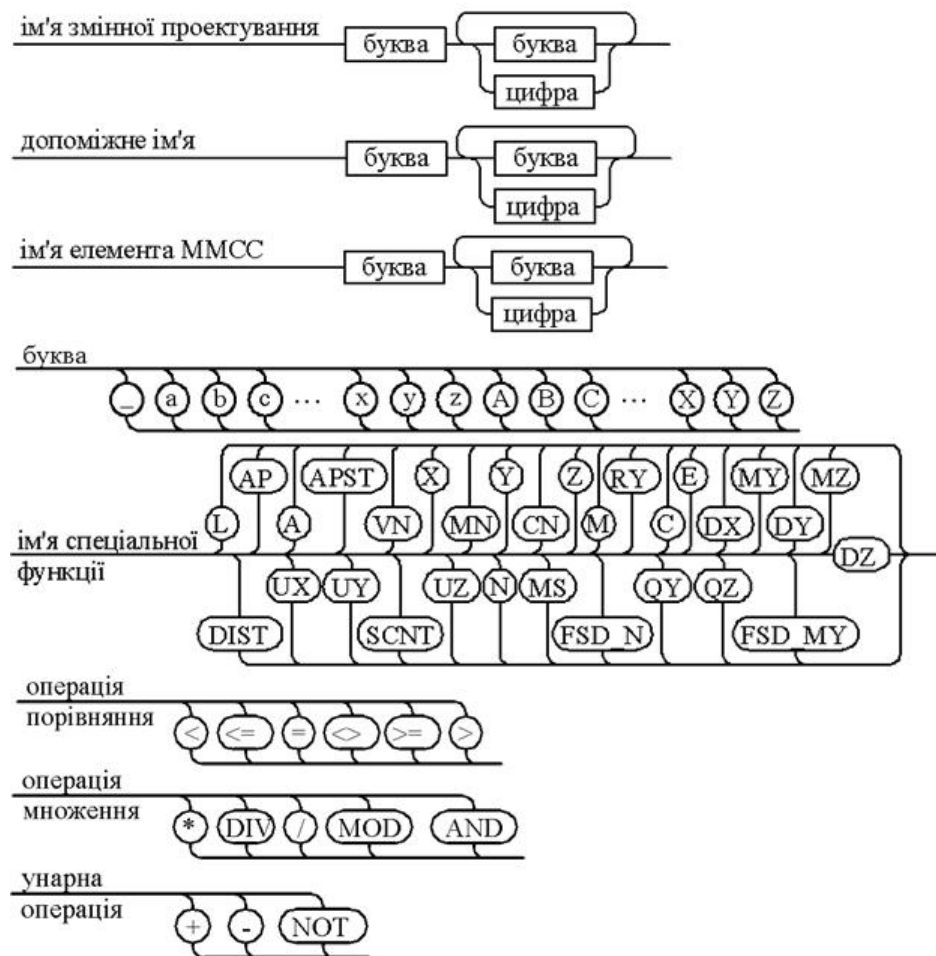
поперечного перерізу, що знаходиться на відстані k від початку стрижня n , від дії деякого навантаження m . Список параметрів цієї функції складається з імені навантаження, імені стрижня та деякого виразу, що задає прив'язку поперечного перерізу. Аналогічно задають параметри спеціальних функцій $N()$, $QY()$, $QZ()$, $MX()$, $MZ()$, що забезпечують доступ до значень відповідних силових факторів у поперечних перерізах стрижнів.



Синтаксичні діаграми МЗПЗО (початок)



Синтаксичні діаграми МЗПЗО (продовження)



Синтаксичні діаграми МЗПЗО (закінчення)

Множина спеціальних функцій була доповнена також функціями Ap, Apst, X(), Y(), Z(), Ry(), E(), Dist(), SCnt, FSD_N та FSD_MY. Функції Ap та Apst дозволяють розрахувати площі нестельової та стельової поверхні для пофарбування стрижнів системи. Функції X(), Y() та Z() визначають відповідні поточні координати вказаного вузла стрижневої системи. Для доступу до значення розрахункового опору та модуля пружності матеріалу деякого стрижня передбачені спеціальні функції Ry() та E(). Функція Dist() служить для визначення поточної відстані між двома вузлами, імена яких зазначені в списку параметрів.

Спеціальна функція SCnt повертає кількість фактично використовуваних типорозмірів поперечних перерізів стрижнів. Цю функцію, з урахуванням досвіду дослідження [10] впливу кількості типорозмірів стрижнів на оптимальні параметри й техніко-економічні показники просторових решітчастих покриттів, використано в [1] при формулюванні задачі оптимального закріплення обмеженої кількості типорозмірів за стрижнями конструкції.

Спеціальні функції FSD_N та FSD_MY розраховують значення показників рівнонапруженості, які можна використати при проектуванні ферм та балок відповідно.

Мова запису постановок задач, що вдосконалюється, залучена до програми OptCAD. Практично в будь-якій області програмного інтерфейсу, де очікується введення вихідних даних, передбачається можливість записування аналітичних виразів відповідно до синтаксису й семантики запропонованої мови.

Висновки

Удосконалено мову запису постановок задач оптимізації стрижневих металевих конструкцій шляхом розширення множини арифметичних і спеціальних функцій та використання імен елементів математичної моделі стрижневих систем у списках параметрів спеціальних функцій. Ці зміни запропонованої мови забезпечують узгодженість даних у процесі формулювання задачі оптимізації та збільшують універсальність програм оптимізації. Внесені вдосконалення розширюють клас задач оптимізації, що можуть бути розв'язані програмами оптимізації без зміни їхнього коду.

Література

- [1] Пелешко І.Д., Балук І.М. Оптимізація типорозмірів поперечних перерізів стрижнів сталевих конструкцій // Збірник наукових праць УкрНДІПСК ім. В.М. Шимановського. – К.: Сталь, 2009. – Вип. 4 – С. 142 – 151.
- [2] Пелешко І.Д., Балук І.М. Формалізація снігових навантажень для системи оптимізації стрижневих конструкцій OptCAD // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – К.: ДП НДІБК, 2009. – Вип. 72 – С. 257 – 264.
- [3] Пелешко І.Д., Даниленко М.П. Мова опису поперечних перерізів стержнів металевих конструкцій // Вісник ДУ «Львівська політехніка» № 300. Теорія і практика будівництва. – Львів: ДУ «Львівська політехніка», 1997. – С. 72 – 76.
- [4] Пелешко І.Д. Проблемно-орієнтована мова запису вихідних даних програми оптимізації стрижневих металевих конструкцій // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сборник научных трудов. – Одесса: ОГАСА, 2003. – С. 185 – 191.

- [5] Пелешко І.Д., Юрченко В.В., Ковальчук Ю.Є. Удосконалення математичної моделі стрижневих металевих конструкцій для систем автоматизованого проектування // Вісник ДонНАБА «Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології»: Збірник наукових праць. – Макіївка: Вид-во ДонНАБА, 2009. – Вип. 2009 – 4(78) – С. 155 – 160.
- [6] Пелешко І.Д., Юрченко В.В. Про формулювання задач оптимізації металевих стрижневих конструкцій в системах автоматизованого проектування // Вісник НУ «Львівська політехніка» № 441. Теорія і практика будівництва. – Львів: НУ «Львівська політехніка», 2002. – С. 148 – 152.
- [7] Пермяков В.А., Перельмутер А.В., Юрченко В.В. Оптимальное проектирование стальных стержневых конструкций. – К.: Сталь, 2008. – 538 с.
- [8] Проектування раціональних комбінованих металевих конструкцій / В.А. Пермяков, М.В. Гоголь, І.Д. Пелешко та ін. – Львів: НУ «Львівська політехніка», 2005. – 180 с.
- [9] Рвачев В.Л., Шевченко А.Н. Проблемно-ориентированные языки и системы для инженерных расчетов. – К.: Техника, 1988. – 197 с.
- [10] Шимановский В.Н., Гордеев В.Н., Гринберг М.Л. Оптимальное проектирование пространственных решетчатых покрытий. – К.: Будівельник, 1987. – 224 с.

Надійшла до редколегії 25.06.2010 р.

УДК 624.016

Деформационный метод расчета стержневых систем произвольной геометрической структуры с учетом влияния нелинейных деформаций гибких стержней в их пролете

¹Уласевич В.П., к.т.н., ²Костюк О.В., к.т.н.

Брестский государственный технический университет, Республика Беларусь
ОДО «Брестстройсервис», Республика Беларусь

Анотація. Показана необхідність розрахунку конструктивних моделей з гнучких стрижнів з урахуванням деформованої геометрії (ефекти другого порядку). Викладені основні принципи розробленого авторами деформаційного методу розрахунку гнучких стрижневих систем і підтверджена його роль у підвищенні ступеня надійності будівельних конструкцій. Приведений розрахунок гнучкої сталеві рами по деформованому стану, який дає вищу достовірність результатів порівняно з лінійним розрахунком.

Аннотация. Показана необходимость расчета конструктивных моделей из гибких стержней с учетом деформированной геометрии (эффекты второго порядка). Изложены основные принципы разработанного авторами деформационного метода расчета гибких стержневых систем и подтверждена его роль в повышении степени надежности строительных конструкций. Приведен расчет гибкой стальной рамы по деформированному состоянию, дающий более высокую достоверность результатов в сравнении с линейным расчетом.

Abstract. The importance of calculating the flexible rods system models with the view of deformed geometry (second order effects) is shown. The basic principles of deformation method calculation for system schemes of flexible rod structures and its role in enhancing the structures reliability are described. A deformation design analyses of a flexible steel frame has been made to prove it's higher reliability against linear procedures.

Ключевые слова: стержневые систем, деформация гибких стержней, надежность строительных конструкций.

Введение. При оценке эксплуатационной надежности вновь проектируемых или реконструируемых зданий и сооружений анализ напряженно-деформированного состояния (НДС) их конструктивных решений основан на анализе соответствующих им расчетных моделей, которые должны удовлетворять всем возможным предельным состояниям. Это значит, что независимо от строительного материала, из которого будут изготовлены строительные конструкции зданий и сооружений, они должны быть запроектированы так, чтобы была обеспечена достаточная степень надежности с учетом экономичности при возведении и эксплуатации, или при

оценке их технического состояния [1]. При этом требуемая степень надежности должна учитывать:

- а) причины и формы вероятного разрушения, с учетом возможного проявления неблагоприятных сочетаний воздействий, свойств материалов, изменения геометрических параметров и своевременного принятия мер для предотвращения последствий разрушения;
- б) степень риска для жизни людей, экономический ущерб и социальные затраты, которые могут возникнуть в результате проявления исключительных, но прогнозируемых силовых воздействий и (или) воздействий окружающей среды;
- в) обоснованную возможность оценки риска от неточностей, возникших в результате ошибочного выбора расчетной модели или метода ее расчета, недостаточно точно оценивающих действительную работу конструктивной схемы.

Для этого расчетная модель и основные допущения при ее расчетах должны описывать работу конструкции в соответствующем предельном состоянии и с адекватной точностью отражать предполагаемый тип работы ее поперечных сечений, элементов, соединений, опор. Усилия и перемещения, полученные в расчетной модели, считают основными. Однако необходимо помнить, что расчетные усилия, напряжения и деформации, действующие в конструктивной схеме, отличаются от вычисленных в принятой для нее расчетной схеме. Это отличие, в результате которого в конструкции появляются не учитываемые расчетом дополнительные усилия, конструктор должен свести к достаточно малым величинам.

Заметим, что конструктивная форма здания или сооружения под воздействием возмущающих параметров (расчетных нагрузок, предварительного напряжения, температурных воздействий и др.) деформируется всегда нелинейно. Поэтому применение линейных методов статического расчета, построенных на принципе отвердевания, не учитывающем изменение начальной геометрии конструкции в процессе ее деформирования, должно быть обосновано введением специальных критериев оценки. Так в EN 1993-1 [2, 3] сказано, что хотя внутренние усилия в общем случае могут быть определены с применением как анализа первого порядка, использующего начальную геометрию конструкции, так и анализа второго порядка, учитывающего влияние деформированной геометрии конструкции, однако для оценки возможности их применения введен следующий

критерий: $\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$ – для упругого расчета; $\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15$ – для

пластического расчета, где α_{cr} – коэффициент увеличения расчетной нагрузки, при котором будет достигнуто неустойчивое состояние в упру-

гой стадии при общем анализе; F_{Ed} – расчетная нагрузка на конструкцию; F_{cr} – критическая нагрузка потери устойчивости в упругой стадии при общем анализе, основанная на начальных упругих жесткостях.

В настоящее время появились универсальные программно-вычислительные комплексы (Lira Windows, SCAD, Nastran, ANSYS и др.), позволяющие строить и анализировать сложные расчетные модели, в том числе и требующие учета геометрической нелинейности. Их использование порождает у инженера, а иногда и у исследователя чрезмерную уверенность, что алгоритм современного вычислительного комплекса всегда готов дать высокую гарантию точности расчета, упуская при этом необходимость оценки адекватности расчетной модели анализируемой конструктивной схеме. Эта ложная иллюзия – результат необоснованной уверенности в абсолютной точности алгоритмов вычислительных комплексов, что далеко не всегда соответствует действительности. В свете выше сказанного можно сделать вывод, что учет геометрической нелинейности расчетных моделей, связанный с необходимостью дальнейшего совершенствования методов решения задач строительной механики и способов их алгоритмизации в программах для ЭВМ, – задача актуальная как в теоретическом, так и в практическом плане.

Согласно [1] конструкция должна быть запроектирована с соблюдением условий надежности и экономичности. А поскольку анализ расчетных моделей связан, в первую очередь, с их статическим расчетом, то принятие надежной расчетной модели проектируемой конструктивной формы, предельно близкой к конструктивной схеме и удовлетворяющей условию экономичности, связано с необходимостью совершенствования методов расчета.

Особенно актуально сказанное при проектировании так называемых гибких стержневых систем (ГСС), для расчета которых необходимо иметь метод, который позволил бы комплексно учитывать деформированное их состояние и, в первую очередь, деформированное состояние всех стержней системы, представленных в расчетной модели. Решение этой проблемы позволит не только более точно учесть влияние геометрической нелинейности на НДС, но и установить возможность потери устойчивости отдельных стержней и системы в целом, а при выключении стержня ГСС из работы – оценить влияние проявившей себя конструктивной нелинейности, а также возможность прогрессирующего обрушения (живучесть конструктивной системы). Именно такой подход к расчету заложен в стандартах Еврокода (ТКП ЕН), принятых с 01.01.2010 г. в Республике Беларусь.

1. Исходное состояние модели в деформационном методе расчета. Из всех методов статического расчета стержневых систем сложной геометрической структуры, реализованных в большинстве вычислительных комплексов, широкое признание получил метод конечных элементов (МКЭ), в котором наиболее часто используется принцип Лагранжа, составляющий основу метода перемещений (деформаций) при воздействии узловых нагрузок. Если конечный элемент (КЭ) загружен сплошной нагрузкой, то в качестве узловых нагрузок принимают обычно соответствующие ему узловые реакции опорных участков стержней (КЭ) по готовым решениям, не учитывающим влияние продольных деформаций, что связано с особенностями выбора основной системы в методе перемещений. Вносимая при этом погрешность для систем из гибких стержней либо на точность расчета влияет существенно, либо для стержней с $EI \rightarrow 0$ делает расчет вовсе непригодным. Поэтому МКЭ применяется, главным образом, для анализа стержневых моделей, не требующих учета геометрической нелинейности, а попытки учесть в МКЭ влияние геометрической нелинейности достигаются в определенной мере созданием специальной библиотеки стержней (КЭ). Однако, алгоритмы, не учитывающие конечные деформации сечений стержней по длине КЭ в основной системе метода перемещений, как правило, занимают, в сравнении с изложенным здесь, более низкий уровень (этаж) геометрической нелинейности из четырех, указанных А.В. Перельмутом в [4].

Расчет по МКЭ стержневых конструкций или сооружений, имеющих бесконечное число степеней свободы, заменяется системой с конечным числом степеней свободы. Связь КЭ между собой описывается в МКЭ статическими уравнениями равновесия, которые в глобальной системе координат в матричной форме имеют вид:

$$-\{r\} + \{P_u\} + [T_a]^T \{P_s\} + \{R\} = 0 \quad (1)$$

и условиями неразрывности деформаций (физические уравнения) $[K] \cdot \{\Delta\} = \{r\}$, где $[T_a]^T$ – транспонированная матрица преобразований (направляющих косинусов) [5];

$\{r\}$ – вектор компонентов суммарных реакций в глобальной системе координат всех m узлов системы на все примыкающие к ним стержни. В развернутой транспонированной форме указанный вектор имеет вид:

$$-\{r\}^T = \{N_{r1} \ Q_{r1} \ M_{r1} \ N_{r2} \ Q_{r2} \ M_{r2} \ \dots \ N_{rm} \ Q_{rm} \ M_{rm}\}; \quad (2)$$

$\{P_u\}$ – вектор всех внешних нагрузок, действующих в узлах системы,

$$\{P_u\}^T = \{P_{ux1} \ P_{uy1} \ M_{u1} \ P_{ux2} \ P_{uy2} \ M_{u2} \ \dots \ P_{uxm} \ P_{uym} \ M_{um}\};$$

$\{P_s\}$ – вектор реакций начала и конца КЭ, приложенных с обратным знаком к узлам системы, от воздействия распределенных по его длине поперечных сплошных нагрузок $q(x)$, температурных воздействий, предварительного натяжения P_n с учетом граничных условий закрепления элемента в узлах

$$\{P_s\}^T = \{H_{s1} \quad V_{s1} \quad M_{s1} \quad H_{s2} \quad V_{s2} \quad M_{s2} \quad \dots \quad H_{sm} \quad V_{sm} \quad M_{sm}\}; \quad (3)$$

$\{R\}$ – вектор опорных реакций, действующих в узлах, на которые наложены соответствующие опорные связи (если в узле нет связей, то соответствующие им величины равны нулю),

$$\{R\}^T = \{R_{x1} \quad R_{y1} \quad M_{R1} \quad R_{x2} \quad R_{y2} \quad M_{R2} \quad \dots \quad R_{xm} \quad R_{ym} \quad M_{Rm}\}. \quad (4)$$

Для расчетной модели, состоящей из n узлов, вектор $\{R\}$ в глобальной системе координат может быть вычислен из системы $3n$ уравнений (1) равновесия всех сил, действующих в каждом i -м узле расчетной модели. Если в узле нет опорных связей, то соответствующие им величины в векторе $\{R\}$ равны нулю.

Такая замена исходной конструкции набором дискретных элементов подразумевает равенство энергий дискретной модели и исходной континуальной системы, что и дает возможность получить систему разрешающих уравнений МКЭ в виде уравнений совместности, описывающих связь внутренних усилий и деформаций в элементах с перемещениями узлов системы. В традиционной постановке МКЭ, применяемой, главным образом, для расчета линейно деформируемых систем, эта связь в матричной форме в глобальной системе координат имеет вид:

$$[K] \cdot \{\Delta\} = \{P_u\} + [T_a]^T \{P_s\} + \{R\}, \quad (5)$$

где $[K]$ – матрица внешней жесткости системы, каждый элемент которой K_{ij} представляет собой реакцию r_i в i -м направлении от единичного перемещения узла в j -м направлении;

$\{\Delta\}$ – вектор перемещений узловых точек системы в глобальной системе координат (если на узел системы наложены внешние связи, то в соответствующих им направлениях перемещения равны нулю),

$$\{\Delta\}^T = \{\Delta_{x1} \quad \Delta_{y1} \quad \Delta_{\varphi1} \quad \Delta_{x2} \quad \Delta_{y2} \quad \Delta_{\varphi2} \quad \dots \quad \Delta_{xm} \quad \Delta_{ym} \quad \Delta_{\varphi m}\}. \quad (6)$$

Связь перемещений узлов системы и концов КЭ, примыкающих к узлам, описывается условиями неразрывности перемещений вида

$$\{\delta\} = \{\Delta\},$$

где $\{\delta\}$ – вектор перемещений начальной и конечной точек КЭ в глобальной системе координат, вызванных силовыми и другими воздействиями.

Перемещения концов стержневой расчетной модели в локальных системах координат связаны с перемещениями в глобальной системе координат (рис. 1, а) зависимостью [6]

$$\{\delta'\} = [T_\alpha] \{\delta\}. \quad (7)$$

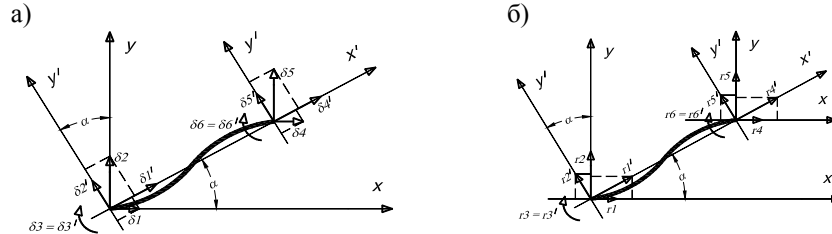


Рис. 1. Связь параметров в локальной и глобальной системах координат:
а – между перемещениями концов КЭ; б – между реакциями концов КЭ

Связь реакций узлов всей системы $\{r\}$ с реакциями и перемещениями концов ее элементов с учетом (7) осуществляем по формуле (рис. 1,б):

$$\{r\} = [T_\alpha]^T \cdot \{r'\} = [T_\alpha]^T \cdot \{[K'] \cdot \{\delta'\}\} = [T_\alpha]^T \cdot [K'] \cdot [T_\alpha] \cdot \{\delta\}. \quad (8)$$

В выражениях (7) и (8): $\{\delta\}$ и $\{\delta'\}$ – векторы перемещений концов КЭ системы соответственно в глобальной и локальной системах координат; $\{r'\}$ – вектор реакций концов КЭ от перемещений этих концов в локальной системе координат; $[K']$ – матрица внутренней жесткости элементов в локальной системе координат.

Анализируя выражение (5) и (7), можно записать

$$[K] = [T_\alpha]^T \cdot [K'] \cdot [T_\alpha].$$

Матрица внешней жесткости отдельного i -го конечного элемента $[K_\alpha]_i$ системы с началом в узле a_i и концом в узле b_i принята следующей структуры [6]:

$$[K_\alpha]_i = \begin{bmatrix} A^i_{a_i, a_i} & A^i_{a_i, b_i} \\ A^i_{b_i, a_i} & A^i_{b_i, b_i} \end{bmatrix}, \quad i = 1 \dots s, \quad (9)$$

где a_i и b_i – номера узлов, к которым примыкают соответственно начала и концы i -х конечных элементов; $A^i_{a_i, a_i}$ – блок реакций на a_i -м конце i -го элемента (узловых усилий в соответствующих связях, соединяющих этот конец элемента

с узлом a_i) от перемещений этого же (a_i -го) конца элемента (и соответственно узла a_i); A_{b_i, b_i}^i – аналогично, только применительно к концу b_i -го элемента (и к узлу b_i); A_{a_i, b_i}^i – блок реакций (узловых усилий) на a_i -м конце конечного элемента (и соответственно в узле a_i) от перемещений b_i -го его конца (узла b_i); A_{b_i, a_i}^i – аналогично A_{a_i, b_i}^i , если поменять местами a_i и b_i ; s – количество конечных элементов в системе.

В расчетах плоских стержневых систем обычно используют четыре основных варианта матриц внутренней жесткости отдельных КЭ, отличающихся друг от друга способами присоединения КЭ к узлам системы (см. рис. 2).

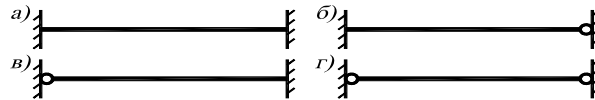


Рис. 2. Варианты присоединения конечных элементов к узлам:

а – жесткое прикрепление обоих концов КЭ к узловым точкам;

б – начало КЭ прикреплено жестко, конец – шарнирно;

в – начало КЭ прикреплено шарнирно, конец – жестко;

г – оба конца КЭ прикреплены шарнирно.

Для прямолинейного КЭ с защемленными концами матрица внутренней жесткости $[K_9']$ имеет вид:

$$[K_9'] = \begin{bmatrix} r_{11} & r_{12} & r_{13} & r_{14} & r_{15} & r_{16} \\ r_{21} & r_{22} & r_{23} & r_{24} & r_{25} & r_{26} \\ r_{31} & r_{32} & r_{33} & r_{34} & r_{35} & r_{36} \\ r_{41} & r_{42} & r_{43} & r_{44} & r_{45} & r_{46} \\ r_{51} & r_{52} & r_{53} & r_{54} & r_{55} & r_{56} \\ r_{61} & r_{62} & r_{63} & r_{64} & r_{65} & r_{66} \end{bmatrix} = \left[\begin{array}{ccc|ccc} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EJ}{l^3} & -\frac{6EJ}{l^2} & 0 & -\frac{12EJ}{l^3} & \frac{6EJ}{l^2} \\ 0 & -\frac{6EJ}{l^2} & \frac{4EJ}{l} & 0 & \frac{6EJ}{l^2} & \frac{2EJ}{l} \\ \hline -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EJ}{l^3} & \frac{6EJ}{l^2} & 0 & \frac{12EJ}{l^3} & -\frac{6EJ}{l^2} \\ 0 & \frac{6EJ}{l^2} & -\frac{2EJ}{l} & 0 & -\frac{6EJ}{l^2} & \frac{4EJ}{l} \end{array} \right] \cdot (10)$$

Матрицы внутренней жесткости для других вариантов крепления стержня к узлам получены из (10) путем исключения по методу Гаусса-Жордана, см. также [6].

Для системы, состоящей из m узлов, матрица внешней жесткости системы $[K]$, свободной от внешних связей, также имеет блочную структуру вида (11) и состоит из блоков A матриц $[K_9]_i$, при этом индексы a_i и b_i , принадлежащие блокам A , определяют их положение в матрице $[K]$. Каждый узел

в плоской стержневой системе в общем случае обладает $n = 3$ возможными перемещениями, поэтому порядок матрицы $[K]$ определен произведением $k = m \cdot n$.

$$[K] = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} & \dots & A_{1m} \\ A_{21} & A_{22} & A_{23} & \dots & A_{2m} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ A_{m1} & A_{m2} & A_{m3} & \dots & A_{mm} \end{bmatrix} \quad (11)$$

Изложенная здесь методика формирования матрицы жесткости $[K]$ стержневой системы произвольной геометрической структуры реализована нами в среде MathCAD [7].

При наложенных на расчетную модель внешних связях в системе уравнений (5) матрица внешней жесткости свободной системы (11) преобразуется в матрицу жесткости закрепленной системы $[K^*]$ вычеркиванием строк и столбцов, соответствующих наложенным связям, при этом вычеркиванием соответствующих строк в векторах $\{P_u\}$, $\{P_s\}$, $\{R\}$ образуются векторы $\{P_u^*\}$, $\{P_s^*\}$, $\{R^*\}$. Поскольку в результате этих преобразований в векторе $\{R^*\}$ остаются только нулевые элементы, то на данной стадии он также может быть исключен. Тогда искомый вектор перемещений в глобальной системе координат будет вычислен из (5) по выражению

$$\{\Delta^*\} = [K^*]^{-1} \cdot (\{P_u^*\} + \{P_s^*\}), \quad (12)$$

где $\{\Delta^*\}$ – вектор, образованный из $\{\Delta\}$ после вычеркивания строк, соответствующих направлениям, в которых на систему наложены связи.

Вектор усилий $\{r'\}$ по концам каждого КЭ в местной системе координат вычисляется по выражению

$$\{r'\} = [K'] \cdot [T_\alpha] \cdot \{\Delta\} - \{P_s'\}, \quad (13)$$

где $[K']$ – матрица жесткости КЭ в местной системе координат; $[T_\alpha]$ – матрица преобразований.

Найденный вектор $\{r'\}$ является решением системы уравнений (5), так как он позволяет определить действительные усилия во всех стержнях (КЭ) расчетной модели.

Точность расчета по уравнениям (5) МКЭ зависит от принятых условий при выборе основной системы метода перемещений и методики вычисления компонент вектора $\{P_s'\}$, определяемых в ней на стадии оценки НДС каждого КЭ расчетной модели ГСС. Обычно в расчете по

методу перемещений, не учитывающем деформированную схему расчетной модели (по [2] – анализ первого порядка), на жесткие узлы системы накладывают связи, препятствующие их повороту, но не ограничивающие линейную их подвижность, а линейная связь накладывается только по направлениям возможных независимых перемещений узлов. Такой прием упрощает формирование и решение системы уравнений (5) с использованием готовых решений [5], однако, как было указано выше, не позволяет учесть влияние продольных и угловых деформаций сечений стержней по длине на точность их расчета.

В предложенном нами деформационном методе расчета этот недостаток устранен тем, что в основной системе метода перемещений исходного состояния расчетной модели на все ее узлы накладываются жесткие связи, препятствующие как их повороту, так и линейным смещениям. В результате расчетная схема КЭ в основной системе представляет собой гибкий стержень, жестко закрепленный в узлах расчетной модели (рис. 3). Если на такой стержень действует поперечная нагрузка, температурные воздействия, усилия предварительного напряжения и др., то для вычисления опорных реакций в узлах требуется в общем случае рассмотреть его деформированное равновесие, связанное с внешними воздействиями и внутренними усилиями (продольными силами, изгибающими моментами и поперечными силами). Их величины, вычисленные в начале и конце каждого стержня основной системы, и будут искомыми параметрами вектора $\{P_s\}$ (3), входящего в систему матричных уравнений (5).

Для отыскания параметров вектора $\{P_s\}$ во всех гибких стержнях расчетной модели нами используется интегро-дифференциальное уравнение равновесия

$$\frac{d^4 v}{dx^4} - \frac{H}{EI} \frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{H - H_0}{EI} \frac{d^2 y}{dx^2} - \frac{1}{EI} q(x) \quad (14)$$

и его аналитическое решение относительно функции прогибов v и связанной с ней функцией изгибающих моментов M_s в деформированном состоянии, полученные в [7],

где H_0 , y – распор и функция формы очертания стержня в исходном состоянии; H , v – распор и функция прогибов гибкого стержня от воздействия сплошной нагрузки произвольной интенсивности $q(x)$, соответственно; EI – изгибная жесткость стержня.

Для прямолинейного гибкого стержня ($y = 0$) с жесткостями EA и EI , испытывающего в исходном состоянии распор H_0 и находящегося в деформированном состоянии под воздействием нагрузки произвольной интенсивности $q(x)$ при жестком креплении его концов к узлам (рис. 3), функция

прогибов v и увязанная с ней функция изгибающих моментов M_s , полученные из аналитического решения уравнения (14) как частное, имеют вид [9]:

$$v = -\frac{1}{H} \left[R_b x - \int_0^x (x-t)q(t)dt + M^x - (M^a - M^b) \frac{x}{l} - M_s \right], \quad (15)$$

$$M_s = \frac{r_s}{a_1} sh(a_1 x) - \frac{1}{a_1} \int_0^x sh(a_1(x-t))q(t)dt + \frac{M^x}{sh(a_1 x)} sh(a_1(l-x)) + \frac{M^b}{sh(a_1 l)} sh(a_1 x), \quad (16)$$

где $a_1 = \sqrt{\frac{|H|}{EI}}$; $R_b = \frac{1}{l} \int_0^l (x-t)q(t)dt$; $r_s = \frac{I}{sh(a_1 l)} \int_0^l sh(a_1(l-t))q(t)dt$.

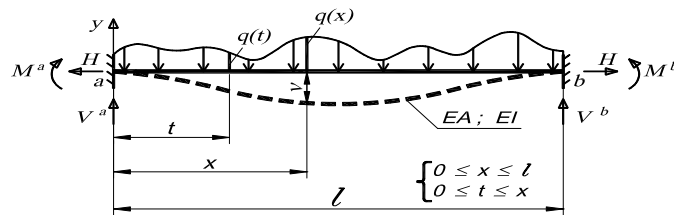


Рис. 3. К оценке НДС прямолинейного гибкого стержня

Функция (15) дифференцируема совместно с (16) до 4-го порядка включительно. Это позволило получить в замкнутом аналитическом виде систему нелинейных разрешающих уравнений относительно основных неизвестных: распора H и опорных моментов M^a и M^b [7, 9].

$$\frac{H \cdot l}{EA} - \left(\frac{H}{EA} - \frac{1}{2} \right) \frac{D(H)}{H^2} + H(c_u^a - c_u^b) + \left(\alpha \cdot l \cdot \Delta t^o - \frac{P_n \cdot l}{EA} \right) = 0; \quad (17)$$

$$\left\{ \begin{aligned} \left(\frac{th(a_1 l) - a_1 l}{H \cdot l \cdot th(a_1 l)} - c_\phi^a \right) \cdot M^a - \frac{sh(a_1 l) - a_1 l}{H \cdot l \cdot sh(a_1 l)} \cdot M^b &= \frac{dv}{dx} \Big|_{x=0; M^a=0; M^b=0} \\ \frac{sh(a_1 l) - a_1 l}{H \cdot l \cdot sh(a_1 l)} \cdot M^a - \left(\frac{th(a_1 l) - a_1 l}{H \cdot l \cdot th(a_1 l)} - c_\phi^b \right) \cdot M^b &= \frac{dv}{dx} \Big|_{x=l; M^a=0; M^b=0} \end{aligned} \right\}; \quad (18)$$

$$D(H) = \int_0^l \left(R_b - \int_0^x q(t)dt - \frac{1}{l} (M^a - M^b) - \frac{dM_s}{dx} \right)^2 dx, \quad (19)$$

где c_u^a , c_u^b , c_ϕ^a , c_ϕ^b – коэффициенты линейной и угловой податливости левой и правой опор гибкого стержня.

Если гибкий стержень испытывает сжатие, то выражения (14), (15) остаются справедливыми при замене в них гиперболических функций на тригонометрические [7].

Анализируя систему разрешающих уравнений (17) и (18) с учетом (19), видим, что опорные реакции в гибком стержне (рис. 3) могут быть определены при воздействии нагрузки $q(x)$, линейных температурных воздействиях $(\alpha\Delta t^\circ)$, воздействиях предварительного натяжения P_n . При заданной продольной жесткости EA уравнения (17) и (18) обеспечивают работу расчетной модели из сжато-изогнутых и растянуто-изогнутых стержней и справедливы во всем интервале изгибных жесткостей: при $EI \rightarrow 0$ система уравнений (5) отпадает, т.к. опорные моменты $M^a \rightarrow 0$ и $M^b \rightarrow 0$, а уравнение (17) превращается в кубическое, известное из теории расчета гибкой нити; при $H \rightarrow 0$ приходим к решению для простой балки. Система уравнений (18) позволяет также в автоматическом режиме смоделировать все четыре варианта крепления КЭ к узлам адекватно четырем вариантам матриц внутренней жесткости $[K_s]$ (см. рис. 2) путем вычеркивания требуемых строки и столбца на пересечении опорных моментов. Следует особо отметить, что уравнения позволяют без обоснованной необходимости не разбивать стержни между узлами стержневой модели на более мелкие части, что облегчает ее анализ на устойчивость как отдельных стержней, так и стержневой модели в целом [11].

Сказанное выше позволило нам сделать вывод, что рассмотренное решение в уравнениях (15)÷(19) представляет собой универсальный КЭ «Гибкий стержень» [9], а если стержень между узлами не делить на мелкие КЭ, то МКЭ вырождается в классический метод перемещений (деформаций), учитывающий продольные и угловые деформации сечений стержней. Особо отметим универсальность аналитических выражений (16)÷(17) относительно параметрического представления в них функции нагрузки $q(x)$, которое в расчетных моделях можно заменить ее конкретным аналитическим выражением, непрерывным по длине КЭ.

После снятия связей, наложенных на узлы, расчетная модель переходит в соответствующее ей деформированное положение равновесия. Это и есть исходное деформированное состояние расчетной модели, описанное уравнением совместности (5). Решение уравнения (12) позволяет определить вектор перемещений $\{\Delta^*\}$, после этого по уравнению (13) может быть вычислен вектор $\{r'\}$, являющийся для расчетной модели исходного состояния его решением.

Следует отметить также, что вектор $\{\Delta^*\}$ (12) совместно с вектором $\{r'\}$ (13) позволяет вычислить по выражениям (15) и (16) прогибы и изгибающие моменты, соответственно, в любом сечении любого стержня, входящего в ансамбль стержней расчетной модели, а, используя уравнения равно-

весия и известные в строительной механике дифференциальные зависимости [5], все другие искомые параметры исходного состояния.

Таким образом, уравнение (5) совместно с изложенными для него функциями и уравнениями представляет собой усовершенствованный метод расчета плоской стержневой системы произвольной геометрической структуры по недеформированной схеме. Важно только, чтобы все стержни расчетной модели были подчинены принципу квазиинвариантности [8].

Учет влияния деформированной геометрии гибких стержневых систем. Если анализ расчетной модели требует учета ее деформированной геометрии (по [2] и [3] – учет эффектов второго порядка) ввиду значительного увеличения внутренних усилий и перемещений или значительного изменения работы конструкции, то матричная система уравнений (5) превращается в матричную систему уравнений деформационного расчета, которую запишем так:

$$[K(\Delta)] \cdot \{\Delta\} = \{P_u\} + [T_\alpha]^T \cdot \{P'_s\} + \{R\}, \quad (20)$$

где $[K(\Delta)]$ – матрица внешней жесткости системы, зависящая, при переходе из исходного состояния в рассчитываемое от искомого вектора перемещений $\{\Delta\}$; $\{\Delta\}$ – вектор искомых перемещений узловых точек системы в глобальной системе координат, зависящий от изменений матрицы $[K(\Delta)]$, вызванных учетом влияния деформированной геометрии рассчитываемой модели по отношению к геометрии ее исходного состояния.

Решение матричной системы нелинейных разрешающих уравнений (20) выполняется способом «последовательных увязок силовых и деформационных параметров» [8]. Итерационная процедура способа следующая:

а) выполняется расчет модели гибкой стержневой системы (ГСС) по недеформированной схеме, согласно п. 1, с целью определения в КЭ системы s векторов внутренних усилий $\{r'_0\}$ и перемещений $\{\Delta_1\}$, принимаемых за параметры исходного состояния;

б) с учетом полученных значений перемещений узлов $\{\Delta_1\}$ корректируются координаты узлов конечноэлементной модели ГСС, что ведет к корректировке длин КЭ в матрице жесткости системы $[K(\Delta)]$, матрице преобразований $[T_\alpha]$ и векторе $\{P'_s\}$, а также углов поворота локальных осей КЭ в матрице преобразований $[T_\alpha]$ и векторе $\{P'_s\}$;

в) После корректировки геометрии первого приближения – выполняется расчет по деформированному состоянию первого приближения с целью определения s векторов внутренних усилий в каждом КЭ системы $\{r'_1\}$ и их приращений первого приближения $\{\Delta r'_1\} = \{r'_1\} - \{r'_0\}$;

— выполняется расчет по деформированному состоянию первого приближения на приращения внутренних усилий $\{\Delta r'_1\}$ и, с учетом полученных невязок к перемещениям узлов $\{\Delta_{\Delta_1}\}$, по аналогии с п. б)

корректируется состояние геометрии системы второго приближения
 $\{\Delta_2\} = \{\Delta_1\} + \{\Delta_{\Delta 1}\}$;

г) Далее вычислительная процедура второго и последующих приближений повторяется, согласно п. в), до достижения требуемой точности, которая достигается уже после 3÷5 итераций.

Вычисленный в результате решения уравнений (1) вектор $\{\Delta\}$ позволяет определить вектор усилий в узлах стержня $\{r'\}$, после чего для всех КЭ могут быть определены прогибы v (15) и изгибающие моменты M_s (16) в произвольном по его длине сечении.

3. Численная реализация метода. Изложенный здесь деформационный метод расчета гибких стержневых систем положен в основу алгоритма, реализованного в программе расчета SdCAD средствами программ мирования математической среды MathCAD (рис. 4) [11, 12].

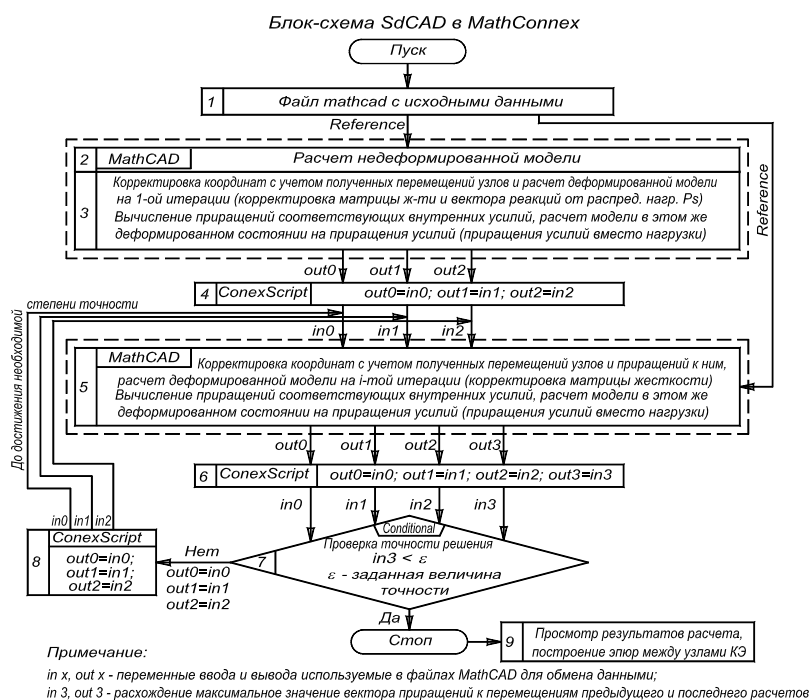


Рис. 4. Укрупненная блок-схема программы SdCAD в среде MathCAD

С ее использованием выполнен анализ многих конструктивных схем с гибкими стальными элементами (балочно-вантовых, пологих арочных, стальных ферм и рам) как вновь проектируемых, так и предназначенных для усиления несущих конструкций перекрытий [10]. Результаты подтвердили высокую надежность и экономическую целесообразность применения

программы при анализе расчетных моделей с ярко выраженной геометрической нелинейностью.

Это подтверждает и пример расчета стальной рамы обследуемого объекта, НДС которой определено по программе SdCAD с учетом требований ТКП ЕН 1993-1-1 [3].

Анализ результатов расчета рамы показал, что линейный ее расчет не позволяет выявить действительную несущую способность колонн рамы. Недооценка действительных расчетных усилий в нижней части колонны рамы составляет 30,8 %. Кроме того, коэффициент увеличения расчетной нагрузки α_{cr} , при котором будет достигнуто ее неустойчивое состояние в упругой стадии, вычисленный по методике, указанной в [2], равен 6,83. Однако, чтобы задействовать этот резерв несущей способности, необходимо было доказать его расчетом по деформированному состоянию. Результаты анализа расчетной модели представлены на рис. 5.

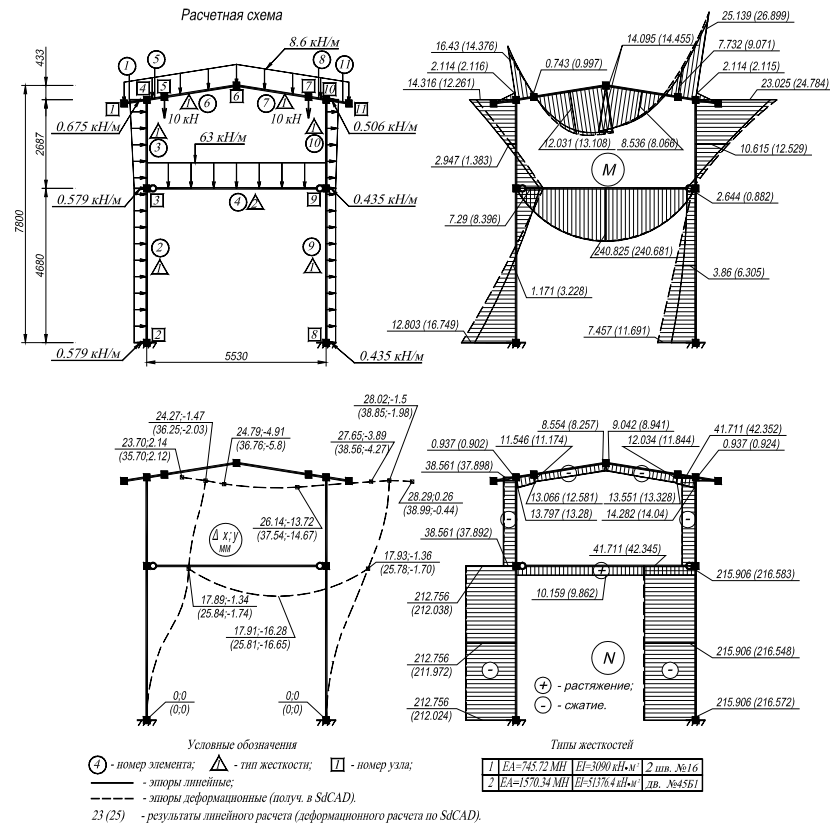


Рис. 5. Результаты расчета стальной рамы по программе SdCAD

Выводы

При анализе расчетных моделей гибких стержневых систем применение программы SdCAD, в которой реализован разработанный авторами деформационный метод расчета, дает возможность инженеру-конструктору разрабатывать конструктивные системы, предельно близкие к оптимальным. При этом имеется возможность выполнить решение сложных многофункциональных нелинейных задач строительной механики, связанных с оценкой их напряженно-деформированного состояния, предельно близкого к действительной работе элементов в конструктивных схемах. Это позволит проектировать надежные и экономичные конструктивные системы, расчетные модели которых целесообразно представить в виде гибких стержневых систем.

Литература

- [1] Надежность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394-2007 (ISO 2394:1998, IDT). Введ. 29.12.2007, № 67. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 65 с.
- [2] Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. ТКП EN 1993-1-1-2009 и национальное приложение. Введ. с 01.01.2010 Минстройархитектуры, 2010. – 93 с.
- [3] Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-11. Проектирование конструкций со стальными элементами, работающими на растяжение. ТКП EN 1993-1-11-2009 и национальное приложение. Введ. с 01.01.2010 Минстройархитектуры, 2010. – 39 с.
- [4] Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – Киев: Сталь, 2002. – 600 с.
- [5] Строительная механика. Стержневые системы: учебник для вузов / А.Ф. Смирнов, А.В. Александров, Б.Я. Лашенников, Н.Н. Шапошников; под ред. А.Ф. Смирнова. – М.: Стройиздат, 1981. – 512 с.
- [6] Игнатюк В.И. Метод конечных элементов в расчетах стержневых систем: учебное пособие / В.И. Игнатюк. – Брест: БрГТУ, 2004. – 172 с.
- [7] Уласевич В.П. Деформационный расчет и исследование напряженно-деформированных состояний пологих однопоясных распорных систем: автореф. дис. ...к.т.н.: 01.02.03 / В.П. Уласевич; ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: 1984. – 24 с.
- [8] Уласевич В.П. Деформационный расчет гибких балочно-вантовых систем методом конечных элементов в среде MathCAD / В.П. Уласевич, О.В. Костюк // Вестник БрГТУ. – 2004. – № 1 (25): Строительство и архитектура. – С. 111–117.
- [9] Уласевич В.П. Прямолинейный гибкий стержень как универсальный конечный элемент в расчетах гибких стержневых систем методом конечных элементов / В.П. Уласевич, О.В. Костюк // Вестник БрГТУ. – 2007. № 1(43): Строительство и архитектура. – С. 45 – 49.

- [10]** Уласевич В.П. Гибкие балочно-вантовые системы в конструктивных схемах усиления перекрытий / В.П. Уласевич, О.В. Костюк // Вестник БрГТУ. – 2007. № 1 (43): Строительство и архитектура. – С. 50 – 55.
- [11]** Костюк О.В. Деформационный метод расчета комбинированных балочно-вантовых систем, применяемых для усиления конструкций перекрытий: автореф. дис....к.т.н.: 05.23.01 / О.В. Костюк; УО «Брестский государственный технический университет» РБ. – Брест, 2008. – 21 с.
- [12]** Уласевич В.П. К эффективности разработки алгоритма деформационного метода расчета гибких стержневых систем в среде MathCAD / В.П. Уласевич, О.В. Костюк, Н.В. Бочарова // Вестник БрГТУ. – 2009. № 5 (59) Физика, математика, информатика. – С. 57 – 62.

Надійшла до редколегії 18.06.2010 р.

УДК 539.3

Определение рациональной начальной формы гибких пологих нитей

Ленда А.В., Цыхановский В.К., д.т.н.

ОАО «УкрНИИпроектстальконструкция им. В.Н. Шимановского», Украина

Анотація. Розглянута задача формування і дослідження напружено-деформованого стану гнучкої нитки. Отримані зміни початкової форми нитки при шарнірно-нерухомому і пружно-піддатливому закріпленні. За результатами чисельного розрахунку побудовані криві форми пологої нитки в деформованому і недеформованому станах.

Аннотация. Рассмотрена задача формообразования и исследования напряженно-деформированного состояния гибкой нити. Получены изменения начальной формы нити при шарнирно-неподвижном и упругоподатливом закреплении. По результатам численного расчета построены кривые формы пологой нити в деформированном и недеформированном состояниях.

Abstract. The problem of shaping and research of the stressed-deformed state of flexible cable is considered. The changes of initial cable form at hinged and resilient flexing fixing are received. On the results of numerical calculation the curve forms of the flat cable in the deformed and undeformed state are built.

Ключевые слова: гибкая нить, формообразование, напряженно-деформированное состояние, метод конечных элементов.

Введение. Форма и размеры являются неотъемлемыми характеристиками любой конструкции [4]. Вся архитектура основана на проектировании сооружений определенной формы. Результатом применения технологии формообразования является конструкция заданной формы и размеров, способная сохранять эту форму и размеры в течение заданного времени эксплуатации. Цель формообразования состоит в получении заданных геометрических параметров (формы, размеров, шероховатости поверхности) конструкции. Следует заметить, что если решить задачу формообразования отдельного элемента конструкции, то комплексный подход к заданию формы позволит развить существующие методы и внедрить их в вычислительный процесс. Применение простых аналитических формул для решения проблемы формообразования и замена ими некоторых расчетных процессов является актуальной задачей.

Постановка задачи. Рассмотрим абсолютно гибкую и нерастяжимую однородную нить. Равновесная форма данной нити, находящейся в поле силы тяжести, описывается плоской кривой, которая называется «цепной линией», и в декартовой системе координат (рис. 1) имеет вид (уравнение Лейбница [3]):

$$y = \frac{H}{q} \left(\operatorname{ch} \frac{xq}{H} - 1 \right),$$

где $H = \text{const}$ – проекция на горизонтальную ось натяжения нити T ; q – вес единицы длины однородной тяжёлой нити.

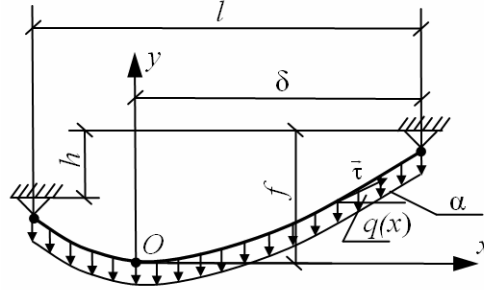


Рис. 1. Расчётная схема абсолютно гибкой однородной нити

В более широком смысле под термином «цепная линия» понимается кривая равновесия тяжёлой однородной и растяжимой нити, при этом

$$q = \frac{q_0}{1 + \alpha^* \cdot T},$$

где α^* – удельное относительное удлинение нити:

$$\alpha^* = \frac{1}{E^*}, \quad E^* = EF,$$

E – модуль упругости материала нити; F – площадь поперечного сечения нити.

Стрела провисания тяжёлой нити, описываемой цепной линией, называется малой, если она существенно мала по сравнению с горизонтальным пролётом между граничными точками нити. Теория нити с малой стрелой провисания (пологой нити) имеет непосредственное отношение к расчёту висячих конструкций мостов, покрытий промышленных и гражданских зданий, комбинированных висячих систем и пр. Это объясняется тем, что при малой стреле провисания нить мало отклоняется от её горизонтальной проекции и можно считать, что распределение силы тяжести висящей нити можно моделировать не по её длине, а по горизонтальной прямой, т.е. так же как и распределение нагрузки висячей комбинированной конструкции моста. Поэтому удобно рассмотреть решение дифференциальных уравнений равновесия для нерастяжимой нити с малой стрелой провисания, а затем получить решение для растяжимой нити с малой стрелой прогиба.

Для нитей с малой стрелой провисания, граничные точки которых находятся на одном уровне, отношение разницы длины нити и пролёта к пролёту и разницы максимального натяжения и распора к самому распору составит при $f = 0,002l$ [3] соответственно 0,11 % и 0,32 %, а при $f = 0,01l$ соответственно 2,7 % и 8 %. Для таких нитей результаты вычислений по точным формулам с использованием формы цепной линии и приближенным формулам с использованием уравнения формы практически совпадают, т.к. разница находится в интервалах точности задания исходных данных [3].

Таким образом, для пологих нитей при величине $\frac{f}{l} \leq 0,06$ при расположении опор на одном уровне ($h = 0$) длина нити ненамного превышает величину пролёта, а максимальное натяжение нити T_{max} несущественно превышает горизонтальную составляющую H [3]. Благодаря этому механическому эффекту приняты допущения, что распределение силы тяжести висящей нити в рассматриваемых расчётных схемах можно моделировать по горизонтальной проекции нити, а натяжение нити T заменять на его горизонтальную составляющую. Эти допущения приняты для нерастяжимых нитей. Рассматривая влияние упругих деформаций [3] и допуская, что для высокомодульных (стальных) материалов справедливы соотношения:

$$F^* \gg H_0; \frac{H_0}{E^*} = \alpha^* H_0 \ll 1 \text{ или } \alpha^* H_0 = \varepsilon \ll 1,$$

приходим к выводу – «для нитей с малой стрелой провисания также можно предположить при наличии упругой деформации, что во всех точках нити её натяжение T можно заменить на горизонтальную составляющую, а длину нити после деформирования её пролётом, при этом следует учитывать существенное изменение горизонтальной составляющей после деформации».

Аналитическое решение. На основании формул для равновесных нитей с учётом аппроксимаций по цепной линии (непологой), по параболической и круговым кривым (для пологих) нитей можно вычислить следующие параметры, сведенные в табл. 1.

Анализируя соотношения для пологой нити, приведенные в табл. 1, можно заключить, что уравнения ее формы описываются кривыми второго порядка и наиболее рациональной является плоская круговая кривая.

Сравнительный анализ. Полученные выше аналитические выражения формы упругой пологой нити целесообразно проанализировать на примерах с помощью метода конечных элементов (МКЭ).

Таблиця 1

№ п/п	Цепная линия	Параболическая (пологая) кривая	Круговая кривая (пологая)
1	$H = aq \operatorname{ch} \frac{x}{a}$	$H = q \frac{l^2}{f_f}$	$H = q \frac{l^2 + 4f^2}{8f}$
2	$a = \frac{H}{q}$	$a = \frac{l^2}{8f}$	$a = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}$
3	$f = a \left(\operatorname{ch} \frac{\delta}{a} - 1 \right)$	$f = \frac{l^2}{8a}$	$f = \frac{l^2 + 4(f^0 + U_{\max})}{8a}$
4	$y = \frac{H}{q} \left(\operatorname{ch} \frac{xq}{H} - 1 \right)$ $y = a \left(\operatorname{ch} u + \frac{\alpha^*}{2} a q_0 \cdot \operatorname{ch}^2 U \right) - \frac{H}{q}$	$y = \frac{4f}{l^2} (l - x^2)$	$y = \sqrt{\frac{(l^2 + 4f^2)^2}{64f^2} - x^2}$
5	$L = a \left(\operatorname{sh} \frac{\delta}{a} + \operatorname{sh} \frac{l - \delta}{a} \right)$	$L = l + \frac{8}{3} \frac{f^2}{l}$	$L = \frac{l^2 + 4f^{*2}}{4f^*} \cdot \arcsin \frac{l}{2R^*}$

Определим геометрические параметры и уравнение пологой нити при условиях:

- пролёт $l = 120,0$ м;
- равномерно распределённая нагрузка на единицу длины горизонтальной проекции нити – $q = 5$ ктс/м.

Дискретная модель и расчетная схема нити приведена на рис. 2.

Сеточная область вдоль нити выбрана так, чтобы размеры отдельного конечного элемента по длине и ширине находились в пределах 1/10, не более. Определенное заранее приведенное квадратное сечение нити составляет:

$$b \cdot h_0 = \frac{\pi \cdot d^2}{4}; \quad b = h_0 = \frac{d}{2} \sqrt{\pi}; \quad b = h_0 = \frac{1,4}{2} \sqrt{\pi} = 1,24072 \text{ см.}$$

С учетом симметрии длина расчетного фрагмента составляет $l/2 = 6000,0$ см. Целесообразно вдоль сеточной координаты S_3 принять размер сеточной области $S_3 = M_3 = 769$, тогда размеры отдельного конечного элемента составят

$$b \times \frac{l}{2 \cdot 768} = b \times \frac{12000,0}{2 \cdot 768} = 1,24072 \times 7,8125,$$

т.е. отношение сторон КЭ будет в пределах $\frac{7,8125}{1,24072} \cong 6,3 < 10$.

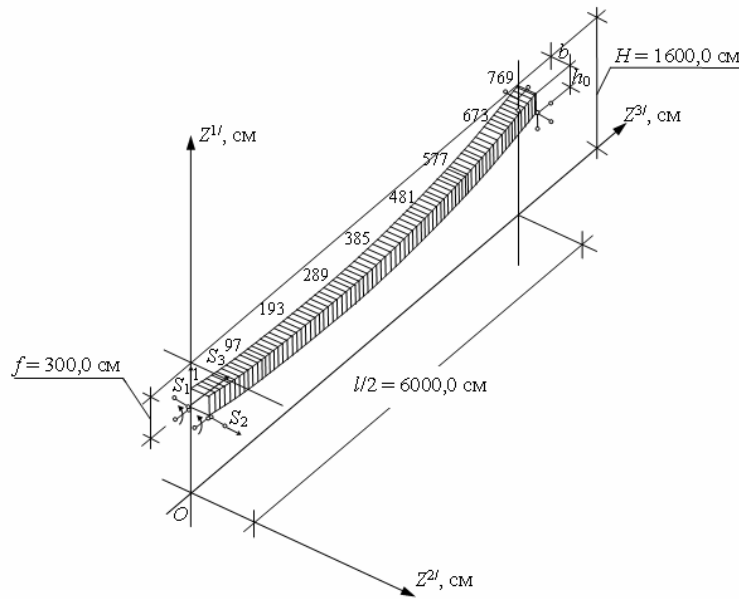


Рис. 2. Дискретная модель и расчетная схема гибкой пологой нити

Равномерно распределенную нагрузку целесообразно привести к значению плотности:

$$q = \rho \cdot v_{(l)} = \rho \cdot b \cdot h_0 \cdot 1;$$

$$\rho = \frac{q}{b \cdot h_0};$$

$$\rho_1 = \frac{q_1}{b \cdot h_0} = \frac{5,0}{100,0 \cdot 1,24072^2} = 0,03248 \text{ кгс/см}^3;$$

$$\rho_2 = \frac{q_2}{b \cdot h_0} = \frac{10,0}{100,0 \cdot 1,24072^2} = 0,064961 \text{ кгс/см}^3.$$

Размеры сеточной области и число узлов составляют

$$NUX = M1 \times M2 \times M3 = 2 \times 2 \times 769 = 3076,$$

что соответствует числу разрешающих уравнений

$$K = 3 \times NUX = 3 \times 3076 = 9228$$

без учета накладываемых связей.

В соответствии с расчетной схемой рассмотрены два варианта граничных условий:

- с шарнирно-неподвижным закреплением опор;
- с шарнирно-подвижным закреплением опор – упругоподатливая связь по 3-му направлению.

Второй вариант рассмотрим только для нагружения $q_2 = 10$ кгс/м.

Рассматриваемая задача формообразования и исследования напряженно-деформированного состояния гибкой нити (как узкий участок тонкой гибкой оболочки) относится к классу сильно нелинейных пространственных конструкций. Решение осуществляется на основе специального алгоритма на основе комбинаций методов продолжения по параметру возмущения, Ньютона-Канторовича и регуляризации [1], [5]. Решение рассматриваемого примера при нагружении 5 кгс/м выполнено за 150 шагов продолжения по параметру нагружения, а при нагружении – 10,0 кгс/м – за 200 шагов продолжения по параметру нагружения. Величина начального шага нагружения при выборе устойчивого решения равна 1/500 от конечной величины нагрузки. Изменение шага нагружения в процессе продолжения по параметру осуществлялось по закону арифметической прогрессии.

Решение рассматриваемого примера можно классифицировать как решение тестовой задачи. В табл. 2 представлены результаты определения формы пологой нити в деформированном состоянии, при этом величина перемещения составила $u_{\max}^I = -62,86$ см, т.е. более 50-ти толщин. В табл. 2 рассмотрены координаты 9-ти точек вдоль сеточной координаты S_3 . Численные результаты сравниваются с аналитическими при использовании уравнения формы круговой пологой нити:

$$y = \pm \sqrt{\frac{(l^2 + 4 \cdot f^{*2})^2}{64 \cdot f^{*2}} - x^2},$$

при этом использовано аналитическое решение с учетом того, что система координат расположена в центре вращения радиуса R^* , т.е. в системе координат $OZ^{1'}Z^{2'}Z^{3'}$ координаты этой точки равны

$$Z_c^{2'} = 0; Z_c^{3'} = 0;$$

$$Z_c^{1'} = R^* + (H - f^*) = 50180,0 + (1600,0 - 360,0) = 51420,0$$

и аналитически координаты точек нейтральной линии нити могут быть вычислены по формуле:

$$Z_N^{1'} = 51420,0 - \sqrt{50180,0^2 - Z_N^{3'}}.$$

Таблица 2

**Сравнение координат начальной и деформированной формы пологой нити
с закрепленными краями (нагрузка – 5 кгс/м)**

№ т-к	№ у-в	Начальная форма		Перемещения		Деформированная форма		Теоретич еские значения , у, см	Раз- ница, %
		$Z_N^{3'(0)}$, см	$Z_N^{1'(0)}$, см	$u_N^{3'}$, см	$u_N^{1'}$, см	$Z_N^{3'}$, см	$Z_N^{1'}$, см		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1	0,00	1300,00	0,00	-62,86	0,00	1237,14	1240,00	0,23
2	385	751,23	1304,69	0,57	-61,88	751,80	1242,81	1245,60	0,22
3	769	1502,34	1318,76	1,08	-58,93	1503,42	1259,83	1262,53	0,21
4	1153	2253,22	1342,22	1,49	-54,00	2254,71	1288,22	1290,68	0,19
5	1537	3003,75	1375,05	1,73	-47,12	3005,48	1327,93	1330,09	0,16
6	1921	3753,81	1417,25	1,76	-38,27	3755,57	1378,98	1380,73	0,13
7	2305	4503,28	1468,81	1,52	-27,46	4504,80	1441,35	1442,61	0,09
8	2689	5252,05	1529,73	0,95	-14,71	5253,00	1515,02	1515,71	0,05
9	3073	6000,00	1600,00	0,00	0,00	6000,00	1600,00	1600,00	0,00

Вычисление координат для точек $N = 1, \dots, 9$ сведено в табл. 2, а результаты внесены в графу «9».

Численные значения координат характерных точек $N = 1, \dots, 9$ (см. табл. 2) сравнивались с аналитическими и разница составила от 0,23 % до 0,05 % (см. графу 10 табл. 2). По этим результатам можно судить о том, что численные результаты определения деформированной формы (при использовании начальной, полученной с помощью формул табл. 1) практически совпадают с аналитическими.

На основе численных решений усилия в КЭ дискретной модели нити практически одинаковы (как для единичного сечения цилиндрической оболочки – кольцевые усилия):

$$T_{\max} = \bar{T}_{\max} \cdot b = 2005,0 \cdot 1,24072 = 2488,26 \text{ кгс},$$

где $\bar{T}_{\max}$ – погонное усилие в нити-оболочке.

Аналитическое значение усилия в нити составляет $T^* = 2509,0$ кгс, а разница с численным результатом составляет

$$\Delta T\% = \frac{(2488,26 - 2509,0) \cdot 100}{2509,0} = -0,81\%$$

Напряженные состояния в нити, полученные численно и аналитически, также практически совпадают.

По результатам численного расчета, которые практически совпадают с аналитическими, построены кривые формы пологой нити в деформированном и недеформированном состояниях, которые представлены на рис. 3.

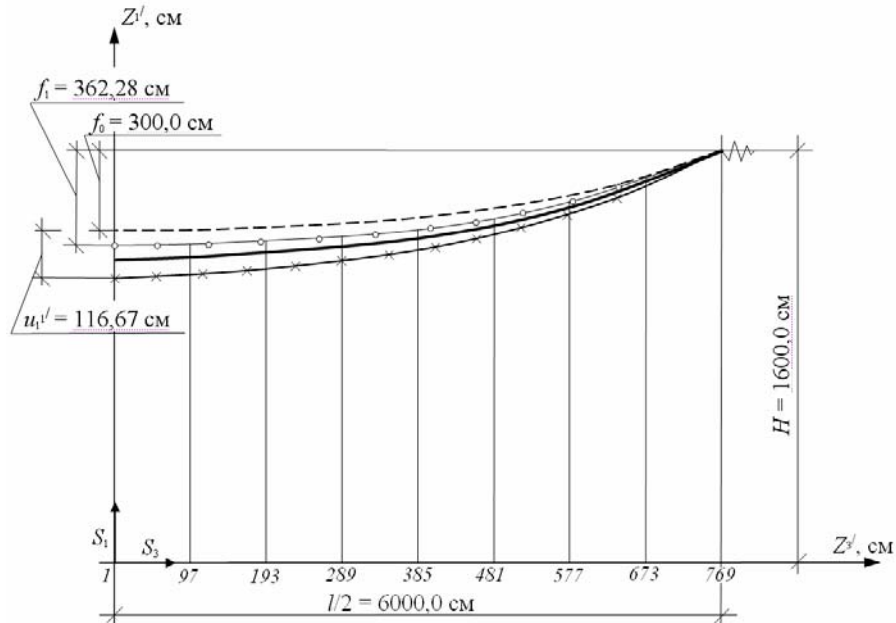


Рис. 3. Начальная и деформированная форма пологой нити:

- начальная форма нити;
- от нагрузки $q_1 = 5$ кгс/м;
- от нагрузки $q_2 = 10$ кгс/м при жестком закреплении опор;
- ×— от нагрузки $q_2 = 10$ кгс/м при упругоподатливом закреплении опор

Результаты проведенного анализа показывают, что предложенные уравнения формы пологой нити для определения начальной формы при заданном пролете и величине нагрузки вполне приемлемы и могут быть использованы при аппроксимации для численных экспериментов.

При расчетах нитей с постоянным натяжением аналитический расчет может успешно использоваться в инженерных расчетах, что значительно упрощает расчет подобных элементов конструкции в случае отсутствия соответствующего программного обеспечения.

Выводы

В результате проведенного анализа было показано, что задача формообразования отдельного элемента вантовых конструкций с целью организации комплексного подхода к заданию его формы является актуальной пробле-

мой, а ее решение позволит развить существующие методы и внедрить их в вычислительный процесс.

Вычислены основные геометрические параметры начальной формы конструкции на основании формул равновесных нитей с учётом аппроксимаций по цепной линии, по параболической и круговым кривым. Установлено, что наиболее рациональной является плоская круговая кривая.

Рассмотрена задача формообразования и исследования напряженно-деформированного состояния гибкой нити (как узкий участок тонкой гибкой оболочки). Получены изменения начальной формы нити при шарнирно-неподвижном и упругоподатливом закреплении. По результатам численного расчета построены кривые формы пологой нити в деформированном и недеформированном состояниях.

В результате проведенного анализа сделан вывод об эффективности и целесообразности применения полученных аналитических формул для определения рациональной формы пологой нити конечной жесткости в ходе практического расчета.

Литература

- [1] Баженов В.А. Метод скінченних елементів у задачах нелінійного деформування тонких та м'яких оболонок / В.А. Баженов, В.К. Цихановський, В.М. Кислоокий. – К.: КНУБА, 2000. – 386 с.
- [2] Мацелинский Р.Н. Статический расчет гибких висячих конструкций / Р.Н. Мацелинский. – М. – Л.: Госстройиздат, 1950. – 192 с.
- [3] Меркин Д.Р. Введение в механику гибкой нити / Д.Р. Меркин. – М.: Наука, 1980. – 240 с.
- [4] Отто Ф. Висячие покрытия, их формы и конструкции / Ф. Отто. – М.: Госстройиздат, 1960. – 179 с.
- [5] Шимановский А.В. Теория и расчет сильнонелинейных конструкций / А.В. Шимановский, В.К. Цыхановский. – К.: Сталь, 2005. – 432 с.

Надійшла до редколегії 15.06.2010 р.

УДК 624.159.14:023.87

Пространственные системы фундаментов жилых и гражданских зданий на неравномерно деформируемом основании

Семенюк С.Д., д.т.н.

Государственное учреждение высшего профессионального образования
«Белорусско-Российский университет», Республика Беларусь

Анотація. У даній статті приведено розв'язок контактної задачі для просторових систем залізобетонних фундаментів житлових і цивільних будівель на нерівномірно в плані деформованій основі з урахуванням жорстких вузлів сполучення перехресних балок і обліком реологічних властивостей залізобетону. Пропонований підхід, заснований на синтезі способу Б.Н. Жемочкіна і методу Рітца, дозволяє розраховувати будь-які системи перехресних балок на довільній пружній основі.

Аннотация. В данной статье приведено решение контактной задачи для пространственных систем железобетонных фундаментов жилых и гражданских зданий на неравномерно в плане деформируемом основании с учетом жестких узлов сопряжения перекрестных балок и учетом реологических свойств железобетона. Предлагаемый подход, основанный на синтезе способа Б.Н. Жемочкина и метода Ритца, позволяет рассчитывать любые системы перекрестных балок на произвольном упругом основании.

Abstract. The solution of the contact problem for the system of transverse beams on the arbitrary elastic base without an account of torsion is presented in the paper. The offered approach based on the synthesis of B.N. Zhemochkin method and Ritz methods enables to calculate any systems of transverse beams on an arbitrary elastic base. Green function for the system of transverse beams with a restrained for point is constructed. The expression of Green function for the elastic wedge-shaped base is made more definite.

Ключевые слова: упругое основание, фундамент, железобетон, пространственное сечение, контактная задача, перекрестные балки, жесткий узел, клин.

К неравномерно деформируемым основаниям относятся территории, где в результате развития деформационных или динамических процессов земной коры возникает опасность повреждения или разрушения зданий и сооружений [1]. Выявлено, что усилия в зданиях и сооружениях, рассчитываемых на воздействия земной поверхности, зависят, главным образом, от деформационных и прочностных характеристик грунта. Особенностью работы зданий в подобных условиях является то, что контактные напряжения изменяются при постоянной внешней нагрузке, но общий объем эпюры контактных напряжений на любой стадии деформирования основания остается одним и тем же. Следствием неравномерных вертикальных перемещений основания являются наблюдаемые крены сооружения, различные формы деформаций изгиба, сдвига и кручения. Дефор-

магии эти проявляются как в чистом виде, так и в различных сочетаниях: кручение с изгибом, крен с изгибом, сжатие с кручением и т.п.

Примеры деформаций зданий и сооружений, вызванных недооценкой сложных грунтовых условий строительства, приведены в многочисленных публикациях отечественных и зарубежных авторов. При анализе этих примеров обнаруживается соответствие форм деформаций зданий и сооружений, построенных в разнообразных условиях. Независимо от причин, приводящих к деформации грунтов, все виды воздействий со стороны оснований на здание сводятся к неравномерным вертикальным и горизонтальным перемещениям оснований (табл. 1).

Таблица 1

Виды деформации земной поверхности и причины их вызывающие

Процессы и явления, вызывающие изменение формы земной поверхности	Вид изменения формы земной поверхности	Вид деформаций, вызванных изменением формы	Продолжительность деформаций	Характер деформаций
Горные выработки	Искривление выпуклости-вогнутости	Вертикальные Горизонтальные	Длительные	Плавные
	Уступ	Вертикальные Горизонтальные	Длительные	Сосредоточенные
	Провал	Вертикальные	Условно-мгновенные (кратковременные)	Сосредоточенные
	Трещина	Горизонтальные	Длительные	Сосредоточенные
Карстовые явления	Искривление вогнутости	Вертикальные Горизонтальные	Длительные	Плавные
	Провал	Вертикальные	Условно-мгновенные	Сосредоточенные
Просадка лессовых грунтов	Искривление вогнутости	Вертикальные Горизонтальные	Длительные	Плавные
Подтопление	Искривление вогнутости	Вертикальные Горизонтальные	Длительные	Плавные
	Провал	Вертикальные	Условно-мгновенные	Сосредоточенные
	Неравномерные осадки	Вертикальные	Длительные	Плавные
Внешняя статическая нагрузка	Неравномерные осадки	Вертикальные	Длительные	Плавные

Требуемых эксплуатационных качеств и долговечности возведенных зданий можно достичь путем создания надежного основания либо применением специальных конструкций, приспособленных к повышенным неравномерным деформациям. К таким специальным конструкциям относятся

пространственные железобетонные фундаменты, исполнение которых целесообразно в монолитном или сборно-монолитном железобетоне [3].

На рис. 1 представлен фрагмент сборно-монолитного фундамента. Такие фундаменты, объединяющие в себе фундаментную и подвальную части здания в единое целое, обладают безотказностью в работе, более высокими технико-экономическими показателями по сравнению с традиционными ленточными под стены или под колонны, предотвращают аварийные ситуации при просадках, увеличивают полезные объемы десятиэтажных домов на 10 %, а пятиэтажных на 20 %.

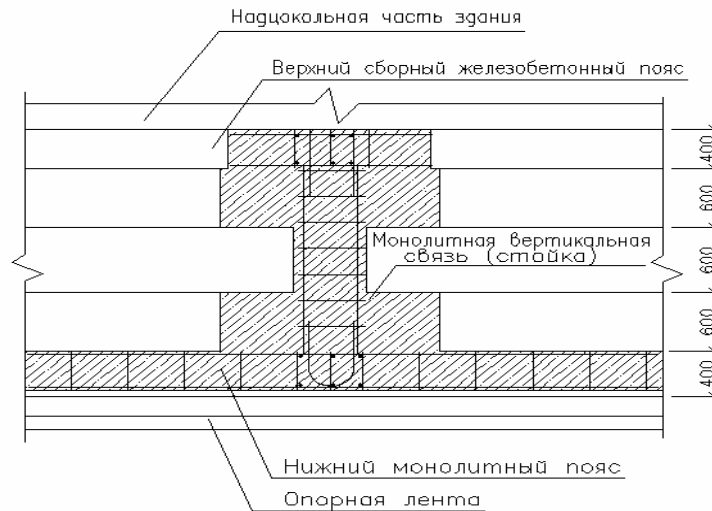


Рис. 1. Фрагмент сборно-монолитного фундамента

Расчетные схемы фундаментов под жилые и гражданские здания обычно представляют в виде системы перекрестных балок на упругом основании. При этом расчет осуществляют в предположении шарнирного сопряжения балок, что не соответствует реальной работе системы и требует существенного уточнения.

За расчетную модель рассматриваемого фундамента в аварийном состоянии принята система перекрестных балок с жесткими узлами на упругом клиновидном основании, при этом большая часть подошвы пространственного фундамента находится в контакте с гранью клина, у меньшей части — контакт отсутствует.

Угол раствора клина -2α может изменяться от $0,5\pi$ до π .

Рассмотрены основные возможные случаи расположения фундаментов на деформированном основании:

- случай 1 – нормальные условия эксплуатации здания (угол раствора клина $2\alpha = \pi$);
- случай 2 – короткая сторона системы расположена параллельно ребру клина ($2\alpha = 0,75\pi$, $2\alpha = 0,5\pi$);
- случай 3 – длинная сторона системы расположена параллельно ребру клина ($2\alpha = 0,5\pi$);
- случай 4 – диагональное расположение ребра клина под пятном здания ($2\alpha = 0,5\pi$).

Расчет будем вести способом Б.Н. Жемочкина, при этом принимаем, что реактивные касательные давления в контактной зоне стержней не учитываются; распределение нормальных реактивных давлений по ширине каждого стержня – постоянно. Считаем, что усилие в каждой связи вызывает равномерное распределение реактивных давлений в пределах участка. Полученную многократно статически неопределимую систему рассчитываем смешанным методом строительной механики, приняв за неизвестные усилия в связях Б.Н. Жемочкина, линейные и угловые перемещения введенного защемления на краю системы перекрестных балок [4].

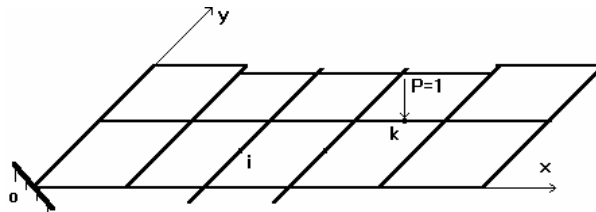


Рис. 4. Основная система смешанного метода

Разбив систему перекрестных балок на N участков, составляем систему канонических уравнений способа Б.Н. Жемочкина для нахождения неизвестных. Система канонических уравнений для нахождения неизвестных имеет вид:

$$\begin{aligned}
 \sum_{i=1}^N \sum_{k=1}^N \delta_{ik} X_k + u_0 + \varphi_{ox} y_i + \varphi_{oy} x_i + \Delta_{ip} &= 0 \\
 - \sum_{k=1}^N X_k y_k + M_{px} &= 0 \\
 - \sum_{k=1}^N X_k x_k + M_{py} &= 0 \quad - \sum_{k=1}^N X_k + R = 0,
 \end{aligned} \tag{1}$$

где δ_{ik} – взаимное вертикальное перемещение концов i -й разрезанной связи Б.Н. Жемочкина от единичных сил, приложенных к связи с номером k в основной системе; Δ_{ip} – прогиб центра участка с номером i основной системы (рис. 3) от внешней нагрузки; $u_0, \varphi_{0x}, \varphi_{0y}$ – линейное и угловые перемещения введенного защемления на краю основной системы; X_i – усилие в связи Б.Н. Жемочкина с номером i ; R, M_{px}, M_{py} – равнодействующая внешних сил, приложенных к системе перекрестных балок, и моменты равнодействующей относительно осей ОХ и ОУ; N – число участков Б.Н. Жемочкина на системе перекрестных балок.

Коэффициенты при неизвестных усилиях в связях Б.Н. Жемочкина δ_{ik} зависят от осадок упругого основания W_{ik} и прогибов основной системы Z_{ik} и равны:

$$\begin{aligned} \delta_{ik} &= W_{ik} + Z_{ik}, \\ W_{ik} &= \frac{1 - \nu_0^2}{\pi E_0 h} (F_{ik}^0 + F_{ik}^1), \end{aligned} \quad (2)$$

где W_{ik} – перемещение центра участка Б.Н. Жемочкина с номером i на поверхности упругого основания от действия единичной силы, распределенной по участку с номером k ; E_0, ν_0, h – модуль деформации, коэффициент Пуассона и линейный размер (например, толщина слоя) для упругого основания; F_{ik}^0 – характеризует осадку упругого однородного изотропного полупространства; F_{ik}^1 – корректирует F_{ik}^0 для данной модели упругого основания.

Функция Грина для упругого клиновидного основания. Как показано в работе, вертикальные перемещения загруженной грани упругого пространственного клина от действия нормальной сосредоточенной силы с достаточной инженерной точностью в цилиндрической системе координат определяется выражением

$$V_{(r,z)} = \frac{P(1 - \nu_0^2)}{2\pi E_0 \sqrt{ar}} \int_0^\infty L(\alpha, \tau) P_{\frac{1}{2} + i\tau} (ch\mu) d\tau \quad (3)$$

С его использованием получено выражение для осадок поверхности упругого клиновидного основания в следующем виде:

$$V_{(r,z)} = \frac{P(1 - \nu_0^2)}{\pi E} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{A_0}{2R_2} \right), \quad (4)$$

где $R_1 = \sqrt{(a-r)^2 + z^2}$; $R_2 = \sqrt{(a+r)^2 + z^2}$.

В полученной формуле (4) первое слагаемое представляет решение Я. Буссинеска для упругого однородного изотропного полупространства.

Функция Грина для системы перекрестных балок с заземленной точкой.

Определение прогибов Z_{ik} основной системы под действием сосредоточенной вертикальной единичной силы (функция Грина) представляет сложную задачу, не решенную до настоящего времени в общем виде. Эту задачу предлагается решать следующим образом.

Известно, что прогибы прямолинейного стержня с защемлением в начале координат под действием сосредоточенной силы описываются дифференциальным уравнением

$$\frac{d^4 z}{dx^4} = 0, \quad (6)$$

то есть кубической параболой. На основании этого для рассматриваемой расчетной системы, с учетом кинематических граничных условий в начале координат, учитывая кручение, задаемся функцией Грина в виде тринадцатичленного полинома

$$\begin{aligned} Z(x,y) = & a_{11} \frac{xy}{ab} + a_{20} \frac{x^2}{a^2} + a_{30} \frac{x^3}{a^3} + a_{21} \frac{x^2 y}{a^2 b} + a_{31} \frac{x^3 y}{a^3 b} + a_{22} \frac{x^2 y^2}{a^2 b^2} + a_{32} \frac{x^3 y^2}{a^3 b^2} + \\ & + a_{02} \frac{y^2}{b^2} + a_{03} \frac{y^3}{b^3} + a_{12} \frac{xy^2}{ab^2} + a_{13} \frac{xy^3}{ab^3} + a_{23} \frac{x^2 y^3}{a^2 b^3} + a_{33} \frac{x^3 y^3}{a^3 b^3} \end{aligned} \quad (7)$$

где a, b – характерные размеры системы перекрестных балок; a_{ik} – неизвестные коэффициенты.

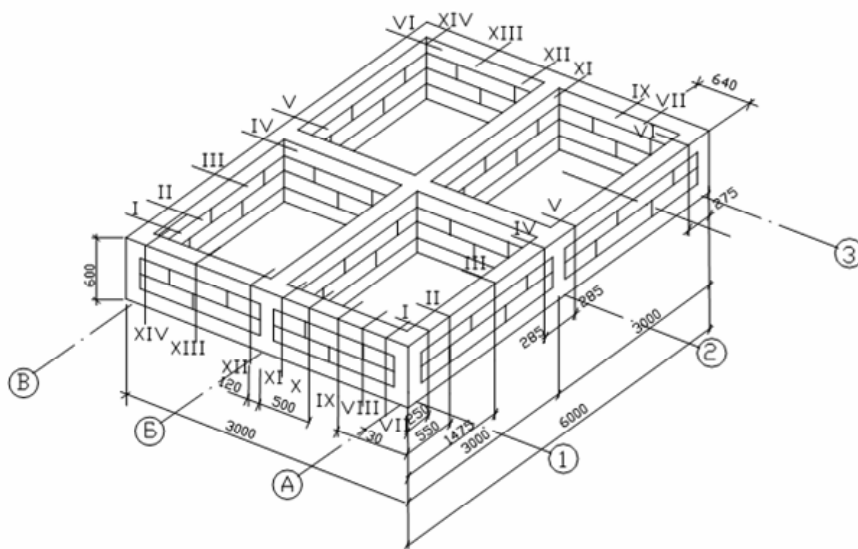
Постоянные a_{ik} (7) определим методом Ритца. Функционал полной энергии системы перекрестных балок с заземленной точкой под действием единичной силы, приложенной к точке с координатами x_p и y_p , имеет вид:

$$\begin{aligned} \mathcal{E} = & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \int_0^{l_i} EJ_i \frac{d^2 z(x, y_i)}{dx^2} dx + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^M \int_0^{l_k} EJ_k \frac{d^2 z(x_k, y)}{dy^2} dy + \\ & + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \int_0^{l_i} GT_i \frac{d^2 z(x, y_i)}{dx dy} dx + \frac{1}{2} \sum_{k=1}^M \int_0^{l_k} GT_k \frac{d^2 z(x_k, y)}{dx dy} dy - Z(x_p, y_p), \end{aligned} \quad (8)$$

где $l_i, l_k, EJ_i, GT_i, GT_k$ – длины, изгибная и крутильная жесткости стержней, образующих систему перекрестных балок; N, M – число стержней, параллельных осям ОХ и ОУ соответственно.

В (8) суммирование распространяется по всем стержням системы, параллельным соответствующим осям координат.

Проведены экспериментальные исследования работы железобетонных пространственных фундаментов на моделях. Была изготовлена и испытана модель фрагмента в $\frac{1}{4}$ натуральной величины (рис. 4). В конструкции модели узлы сопряжения балок повторяют предложенную конструкцию сборно-монолитного фундамента; при этом железобетонные пояса и стойки выполнены из бетона класса В20, блоки из бетона класса В12,5. Кладка бетонных блоков выполнена на цементно-песчаном растворе марки 100. Поперечное сечение ригелей 10×15 см, стоек – 10×10 см.



Реализация метода расчета и анализ работы фундаментных балок.

Вычисление функционала полной энергии и его дифференцирование по каждому из неизвестных коэффициентов a_{ik} производилось в общем виде с помощью пакета компьютерной алгебры «Matematika-3». Были составлены программы расчета системы перекрестных балок на упругом основании для основных возможных случаев эксплуатации здания. Число участков Б.Н. Жемочкина колебалось в пределах 201...280. В зависимости от

характеристик основания, материала фундамента, действующей на систему вертикальной равномерно распределенной нагрузки и длительности ее действия для каждого из участков Б.Н. Жемочкина вычислялись осадки, реактивный отпор грунта, изгибающие моменты, поперечные силы и крутящие моменты. Так, численная реализация метода расчета показала, что в замкнутых системах при симметричной нагрузке для условий нормальной эксплуатации при расчете сечений бортовых балок являются крутящие моменты; при расчете сечений внутренних балок – изгибающие моменты. При расположении ребра клина диагонально пятну здания или параллельно одной из его сторон определяющим при расчете бортовых балок является совместное действие изгибающих и крутящих моментов, при этом, в сравнении с нормальными условиями эксплуатации, крутящие моменты меняют знак на противоположный. При расчете сечений внутренних балок определяющим является совместное действие поперечной силы и изгибающего момента; изгибающего и крутящего моментов, поперечной силы и крутящего момента. Ползучесть бетона вызывает перераспределение усилий в элементах системы. При образовании уступа под длинной или короткой стороной здания изгибающие моменты в балках перпендикулярны ребру клина меняют знак на противоположный, при этом по абсолютной величине его значение может превышать момент для условий нормальной эксплуатации в 5-8 раз. Численная величина « M », « Q », « M_{KP} » обратно пропорциональна длине контакта – « R_0 ».

Несущая способность фундаментной балки при совместном действии крутящего и изгибающего моментов.

При действии на железобетонную балку крутящего и изгибающего моментов разрушение происходит по пространственному сечению, образованному спиральной трещиной и замыкающей ее сжатой зоной, расположенной под углом α к горизонтальной оси элемента [5].

Условие прочности в расчетном предельном состоянии:

$$M_x \left(\frac{C_1}{b} + \frac{1}{\chi} \right) \leq R_s A_s Z_b + R_{sw} A_{sw} \frac{Z_b}{u} \frac{C_1^2}{b + 2h} + \sigma_{sc} A_s y_{ц.т.} \quad (9)$$

где $C_1 = (2h + b) \operatorname{ctg} \beta$ – проекция отрезка центральной оси на продольную ось элемента; b и h – ширина и высота поперечного сечения балки; $\chi = M_x/M_y$;

$$Z_b = h_0 - \frac{x(\lambda^2 + \lambda + 1)}{3(\lambda + 1)}, \quad (10)$$

где u – шаг хомутов, $\lambda = 0,93 - 0,014R_b$; $y_{ц.т.} = h_0 - z_b - a'$.

Высоту сжатой зоны «х» определим из уравнения проекций всех сил, действующих в рассматриваемом пространственном сечении на нормаль к плоскости сжатой зоны

$$0,5R_b x(C_1^2 + b^2)(1 + \lambda) = b(R_s A_s - \sigma_{sc} A_s + q_{sw} \frac{C_1^2}{2h + b}). \quad (11)$$

В первом приближении высоту сжатой зоны можно определять из уравнения

$$A_1 x^2 \sin^2 \alpha + A_2 x \sin \alpha + A_3 = 0, \quad (12)$$

В (12)

$$\left. \begin{aligned} A_1 + 0,5(1 - \lambda^2)b \sin \alpha; \\ A_2 = A_s \left[\alpha - (1 - \lambda) \frac{R_s}{R_b} \right]; \\ A_3 = -\alpha A_s a'; \\ \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \\ \sin \alpha = \frac{b}{d}; \cos \alpha = \frac{c_1}{d}; d = \sqrt{b^2 + c_1^2}. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

Фундаментные балки, работающие на кручение или на изгиб с кручением, во избежании разрушения бетона от сжатия между спиральными трещинами должны отвечать условию $M_x \leq 0,1R_b b^2 h$.

Несущая способность фундаментной балки при совместном действии крутящего момента и поперечной силы.

Условие прочности элемента выводится из соотношения моментов внешних и внутренних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны балки, полученного аналогично (10). Принимая эпюру напряжений сжатой зоны в виде прямоугольной трапеции, получим:

$$M_x \frac{C_2}{h} \left(1 + \frac{1}{k} \right) \leq (R_s A_s + R_{sw} \frac{a_{sw}}{u} \frac{C_2^2}{2h + b}) Z_b, \quad (14)$$

где C_2 – проекция длины сжатой зоны на горизонтальную ось;

$$k = \frac{2M_x}{Q_z b}; \quad Z_b = b_0 - \frac{x(x^2 + x + 1)}{3(\lambda + 1)}; \quad b_0 = b - a; \quad \lambda = 0,93 - 0,014R_b.$$

M_x и Q_z – крутящий момент и поперечная сила относительно центра тяжести сжатой зоны рассчитываемого сечения; A_s – площадь всех продоль-

ных стержней, расположенных у грани h , растянутой от изгиба; a_{sw} – площадь сечения одной ветви хомута; u – расстояние между хомутами.

Высота сжатой зоны определяется из уравнения:

$$0,5R_b(x + \lambda x)(C_2^2 + h^2) = (R_s A_s + R_{sw} \frac{a_{sw}}{u} \frac{C_2^2}{2h + b})h. \quad (15)$$

Как и в случае «А» необходима проверка $M_x \leq 0,1R_b b^2 h$.

Исследования, проведенные по определению модуля упругости и упруго-пластических характеристик бетона, необходимые для расчета сечений фундаментных балок, представлены в работе.

Практическая реализация расчета пространственных сечений железобетонных фундаментов из перекрестных лент прямоугольного сечения отражена в работах автора. Практические предложения по реализации расчета пространственных сечений базируются на проведенных автором исследованиях, а также на экспериментах отечественных и зарубежных исследователей, которые подтверждают, что в большинстве случаев при кручении с изгибом трещины в балках развиваются под углом 45° . Примеры расчетов показывают, что высоты сжатых зон имеют почти всегда небольшую величину и, как правило, не превышают величин защитных слоев бетона. Поэтому при таких высотах сжатых зон моментами от усилий в бетоне, а также от усилий в сжатой арматуре можно пренебречь и расчет производить на усилие, воспринимаемое хомутами и продольной арматурой. Приняв в обоих направлениях симметричное армирование, получены расчетные формулы для подбора сечений продольной и поперечной арматуры.

Расчет прочности сечений нормальных к продольной оси элемента с учетом упругопластических характеристик бетона, а расчет по деформациям сборно-монолитных пространственно-рамных фундаментов.

Для определения приемлемости предлагаемой методики расчета пространственных железобетонных фундаментов как системы перекрестных балок на неравномерно деформируемом основании проведена обработка теоретических численных исследований и экспериментальных данных при помощи математической статистики. Особое внимание уделялось прогибам элементов системы, так как они являются основополагающими при вычислении в сечениях участков Б.Н. Жемочкина величин изгибающих и крутящих моментов, а также поперечной силы. Поэтому для разных схем испытаний определены отношения прогибов, вычисленных теоретически к экспериментальным прогибам. Обеспеченность точности определения

прогибов элементов фундамента из перекрестных балок для основных схем испытаний представлена в табл. 2.

Изучение работы фундаментов пространственного типа проводилось в натурных условиях при испытании 5-этажного крупнопанельного дома серии 1.21 в г. Теплогорске Ворошиловградской области по ул. Революции. Рамно-пространственный фундамент представляет собой многосекционную пространственную систему с размерами в плане 15,4×12,52 м, высотой 2,4 м.

Таблица 2

**Обеспеченность определения прогибов модели фундамента
при эксплуатационной нагрузке $q^3 = 44,138$ кН/м**

Схема испытаний	$\left(\frac{a_k^T}{a_k^0}\right)_{cp}^{Z_c}$	σ	$v, \%$	$p, \%$	Обеспеченность точности при отклонении, %				
					$\pm 10\%$	$\pm 15\%$	$\pm 20\%$	$\pm 25\%$	$\pm 30\%$
Схема «0»	1,0665	0,0884	8,29	1,236	74,24	91,02	97,64	99,52	99,9
Схема «1»	0,9133	0,1148	12,56	2,08	61,61	80,88	91,84	96,60	99,09
Схема «2»	1,0769	0,0801	7,44	1,30	78,80	93,88	98,74	99,87	99,98

Приведено решение контактной задачи для системы перекрестных балок на произвольном упругом основании с учетом кручения. Предлагаемый подход, основанный на синтезе способа Б.Н. Жемочкина и метода Ритца, позволяет рассчитывать любые системы перекрестных балок на произвольном упругом основании, разработанный автором впервые и не имеет аналогов в мировой практике.

Как частные случаи из предлагаемой методики следуют решения для упругого слоя и полупространства. Построена функция Грина для системы перекрестных балок с защемленной точкой и уточнено выражение функции Грина для упругого клиновидного основания.

Разработанная расчетная модель является иерархической системой, пригодной для прогнозирования работы пространственных фундаментов из перекрестных балок при различных условиях эксплуатации зданий и сооружений.

Предложенные предпосылки к расчету реактивного отпора основания отражают его реальную работу. Рамно-пространственные фундаменты позволяют решить вопросы надежности и устойчивости как конструкции нулевого цикла, так и строения в целом. Использование таких конструкций в фундаментно-подвальной части здания позволяет увеличить

рабочие объемы в 5-этажных зданиях до 20 %, в 9-этажных – до 10 %, практически не увеличивая стоимость возводимого здания.

С учетом упругопластической работы бетона разработана методика определения несущей способности железобетонных фундаментных балок при совместном действии крутящего и изгибающего моментов, а также при совместном действии крутящего момента и поперечной силы. Для внутренних железобетонных балок системы из перекрестных лент, учитывая упругопластическую работу бетона, предложен расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента и расчет прочности наклонных сечений.

Литература

- [1] Черный Г.И. Геотехнические процессы в сложных грунтовых условиях Украины / Г.И. Черный, В.Г. Черный // Світ геотехніки: додаток до міжвідомного науко-техн. збірника «Будівельні конструкції». Вип. 53. – Киев: НДІБК, 2000. – С. 4 – 9.
- [2] Семенюк С.Д. Деформационные воздействия земной поверхности на здания и сооружения / С.Д. Семенюк, Е.С. Семенюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди: збірник наукових праць. Вип. 16. – Рівне, 2008. – С. 266 – 281.
- [3] Семенюк С.Д. Мероприятия по обеспечению геостойкости зданий и сооружений при неравномерном деформировании основания / С.Д. Семенюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будовлі та споруди: Збір. наук. пр. Вип. 16. – Рівне, 2008. – С. 257 – 265.
- [4] Семенюк С.Д. Расчет пространственных железобетонных фундаментов как системы перекрестных балок на упругом клиновидном основании / С.Д. Семенюк // Весці нацыянальнай акадэміі навук Беларусі.– Минск, 2000. – № 4. – С. 114 – 118.
- [5] Семенюк С.Д. Теоретические основы расчета железобетонных фундаментов как системы перекрестных балок на неравномерно деформируемом основании / С.Д. Семенюк // Строительство – формирование среды жизнедеятельности. Книга 2. – Москва: МГСУ, 2003. – С. 203 – 215.

Надійшла до редколегії 05.07.2010 р.

УДК 624.01; 624.014

Особенности реконструкции крытых плавательных бассейнов в условиях различных агрессивных сред

Фурсов В.В., д.т.н., Прыгунков А.В. к.т.н., Ковлев Н.Н.

Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры, Украина

Анотація. У статті наведені результати обстежень і реконструкції басейнів в АР Крим у районі Великої Ялти. Розраховані днища та стінки басейнів, у тому числі з врахуванням можливих сейсмічних впливів. Запропоновані заходи для їх підсилення та антикорозійного захисту. Також розроблений сталевий поперечник раніше відкритого басейну спорткомплексу «Вірта». За проектом кафедри МДК ХДТУБА змонтовані додаткові прибудови, що включають фітнес-центр, зал важкої атлетики та солярій.

Аннотация. В статье приведены результаты обследований и реконструкции бассейнов в АР Крым в районе Большой Ялты. Рассчитаны днища и стенки бассейнов, в том числе с учётом возможных сейсмических воздействий. Предложены мероприятия по их усилению и антикоррозионной защите. Также разработан стальной поперечник ранее открытого бассейна спорткомплекса «Вирта». По проекту кафедры МДК ХГТУСА смонтированы дополнительные пристройки, включающие фитнес-центр, зал тяжёлой атлетики и солярий.

Abstract. The article presents the results of surveys and reconstruction of pools in the Crimea at the area of greater Yalta. Bottom and walls of pools were calculated, including taking into account the possible seismic effects, also developed measures for their strengthening and anti-corrosion protection measures were proposed. Also designed a steel frame before the outdoor swimming pool sports complex «Virt». The project, executed by MWC department of KSTUCA, additional extensions were installed, which now include a fitness center, weightlifting room and a solarium.

Ключевые слова: реконструкция, бассейны, усилие, сейсмические воздействия.

Основные положения. Санаторий «Дружба» представляет собой уникальное сооружение, построенное совместно со специалистами Чехословакии в 1985 г. по проекту союзного объединения «Курортпроект» (рис. 1) под руководством проф. Кончели Н.В. Конструктивная схема здания решена следующим образом: на три трубчатые монолитные железобетонные опоры, жестко заземленные в свайном фундаменте, опирается многоэтажная часть здания. Опоры расставлены по окружности и ориентированы друг относительно друга на 120° и оперты на свайные фундаменты. К опорам через специально разработанные консоли подвешиваются конструкции бассейна. Они представляют собой цилиндрически-коническую ребристую висющую оболочку, воспринимающую вертикальные и горизонтальные нагрузки как от ванны бассейна, так и от конструкций примыкающих помещений.

Цилиндрическая часть оболочки состоит из кольцевой вертикальной стальной фермы, очерченной по правильному многоугольнику и обетонированной по арматурному каркасу. Фактически стальная ферма, рассчитанная на три опорочных марки, играет роль жесткой арматуры. К нижнему поясу кольцевой фермы примыкает коническая часть ребристой оболочки, ограничивающая зону технического этажа. В качестве ее ребер (радиальных и окружных) использованы стальные элементы, также обетонированные после их монтажа по арматурным каркасам.



Рис. 1. Висячий бассейн санатория
«Дружба»



Рис. 2. Бассейн в гостинице
«Ореанда»

Здание гостиницы «Ореанда» было построено на Ялтинской набережной в начале XX-го века (1907 г.), а впоследствии несколько раз реконструировалось. Последняя серьезная реконструкция была завершена в конце 80-х годов прошлого столетия и включала в себя реконструкцию старого и строительство нового корпусов. В этот период югославскими специалистами во внутреннем дворе гостиницы был сооружен крытый плавательный бассейн. Покрытие бассейна выполнено с помощью клеено-дощатых арок двойкой кривизны, своим концом опирающихся на цилиндрическое ядро жесткости из монолитного железобетона, а нижним – на стальные обетонированные стойки (рис. 3).

Чаша бассейна имеет сложную по очертанию форму размерами примерно 13х20 м по максимуму (рис. 2). Под бассейном расположен технический этаж, в котором смонтировано сантехническое оборудование, обеспечивающее подачу и замену морской воды, подогрев ее и помещений, очистные сооружения и пр. Высота технического этажа колеблется от 2,95 м до 3,05 м. В зоне витражей, в более глубокой части бассейна толщина стенок переменная от 410 мм до 250 мм в верхней их части. Толщина днища по всей площади составляет 250 мм.

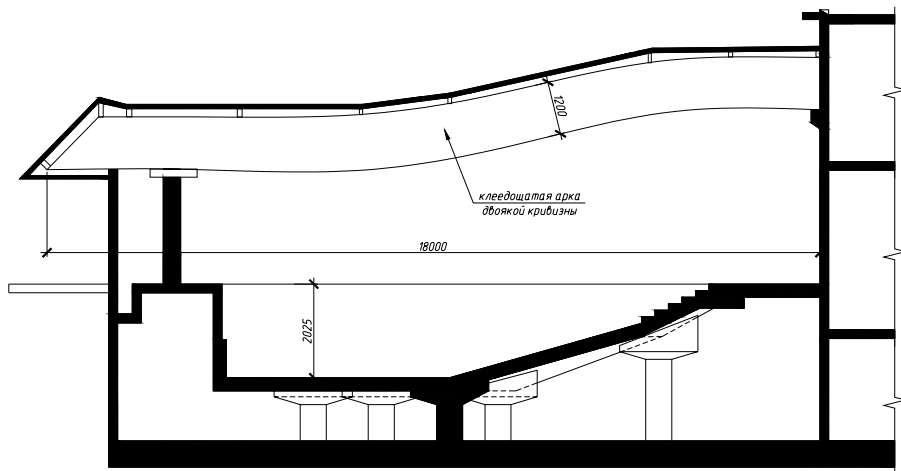


Рис. 3. Поперечный разрез помещения бассейна

Днище бассейна через колонны с капителями общим числом 9 штук опирается на железобетонную фундаментную плиту, устроенную под всей площадью помещения бассейна.

Оба бассейна имели сходные дефекты, связанные с протечками в днищах (в отдельных случаях со сталактитовыми образованиями), коррозией металлоконструкций и арматуры [6]. При этом бассейн санатория «Дружба» имел до реконструкции пленочную гидроизоляцию, а бассейн гостиницы «Ореанда» – мозаичное покрытие, течи в котором появились после монтажа дополнительного сантехнического оборудования, установленного в пробитые в днище и стенках бассейна отверстия, гидроизоляция которых оказалась недостаточной из-за невысокого качества производства работ.

Необходимость в статических и динамических расчетах возникла после повышения нормативных сейсмических воздействий в зоне Южного Берега Крыма (9 баллов), изменения норм по нагрузкам и воздействиям, а также появления современных расчетно-теоретических комплексов, позволяющих уточнить расчеты, выполненные около 20 лет тому назад.

Расчетные положения. Основными нагрузками при расчете бассейнов является собственный вес конструкций и оборудования, вес воды в бассейне, нагрузка от веса людей, температурная и сейсмическая нагрузки. Температурные нагрузки, связанные с сезонными изменениями температуры, незначительны. Расчеты производились на статическую и динамическую нагрузки для полностью и частично заполненного и пустого бассейна. Динамическая и расчетная схема была интерпретирована двумя

точечными массами, одна из которых сконцентрирована на уровне бассейна, а вторая – на уровне низа технического этажа, где учитываются вес всех элементов технической оболочки бассейна и часть веса фермы. При анализе рассматривались лишь поперечные колебания вдоль осей X и Y (Z – вертикальная ось).

Конструктивно чаша бассейна гостиницы «Ореанда» вместе со стойками и фундаментной плитой представляет собой жесткую рамную систему, раскрепленную из плоскости монолитными железобетонными плитами, расположенными по периметру площадок отдыха.

Для выполнения прочностных расчетов несущая конструкция бассейна была представлена конечноэлементной моделью в программном комплексе SCAD [2]. Общий вид модели приведен на рис. 4

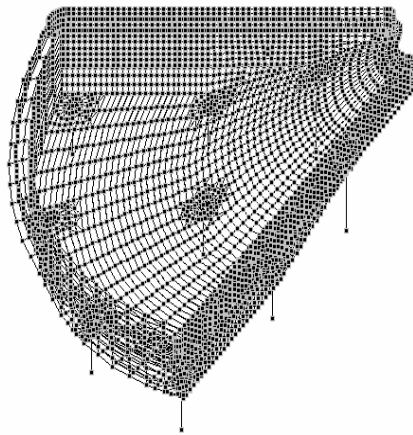


Рис. 4. Общий вид модели

При этом стержневые элементы – стойки бассейна представлены стержневыми конечными элементами общего вида с шестью степенями свободы в каждом узле. Плитные части стенок и днища бассейна представлены 4-угольными и 3-угольными оболочечными элементами с шестью степенями свободы в каждом узле. Все конечные элементы являются полностью совместимыми.

Соединение всех конечных элементов в узлах предусмотрено жесткое. Разбивка на конечные элементы осуществлялась согласно геометрической фигуре периметра бассейна.

Масса конструктивных элементов (собственный вес железобетонных конструкций бассейна) составляла 216,7 т и масса воды в бассейне – 244,5 т.

Первая частота свободных колебаний составляет 15,373 Гц. Колебания при этом происходят, в основном, вдоль продольной оси бассейна. Вторая частота составляет 17,95 Гц и связана с колебаниями в поперечном направлении бассейна. С учетом массы воды в бассейне первая частота снижается до 10,52 Гц, вторая – снижается до 12,29 Гц.

На рис. 5 показаны поля нормальных напряжений M_x в боковой стенке бассейна.

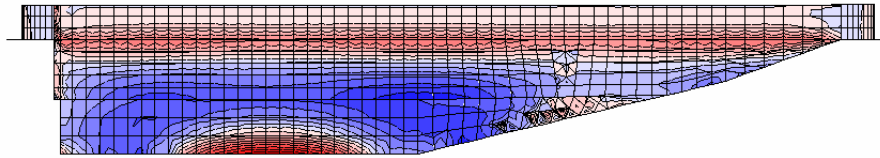


Рис. 5. Поля изгибающих моментов M_x в боковой стенке бассейна от сейсмического толчка вдоль оси Y

Более подробно данные статических и динамических расчётов приведены в [6].

Одна из последних работ кафедры МДК ХГТУСА была посвящена реконструкции спортивного комплекса «Вирта», который был на балансе Военно-инженерной академии. Комплекс включал в себя: универсальный игровой зал, открытый бассейн длиной 25 м, а также открытое футбольное поле, легкоатлетические секторы и беговую дорожку. После расформирования Военно-инженерной академии комплекс был выкуплен. Первоначально новое руководство планировало перекрытие только бассейна, примыкавшего к торцу универсального игрового зала. С этой целью рассматривалось несколько вариантов решения: устройство стальной структурной плиты на четырех опорах, разработка стандартного поперечника со стойками в виде стальных колонн и ферменного ригеля, разработка висячего вантового покрытия. По мере проектирования задача расширялась, кроме перекрытия бассейна возникла необходимость устройства залов для борьбы и бокса, а также оборудования фитнес-центра, а несколько позднее – солярия. Все эти помещения должны были быть расположены в боковых пристройках. Продольные двухпролетные боковые пристройки планировались двухэтажными, что потребовало устройства перекрытия. В связи с этим первый и третий варианты отпали, а в качестве основного был принят второй вариант.



Рис. 6. Общий вид спорткомплекса «Вирта» и помещения бассейна в процессе реконструкции

Одной из основных причин следует назвать наличие достаточно слабых грунтов, что потребовало даже при использовании стандартного поперечника с шагом 6 м устройства в двух местах свайных фундаментов. Наружный пролет вспомогательных помещений оборудован сквозным проходом.

Выводы

Проектом гидроизоляции бассейна пансионата «Дружба», выполненным проектным институтом в Праге в 1984 г. (авторы Ш. Богумил, Я. Стейский), для гидроизоляции бассейна были предложены изоляционные пленки из ПВХ «Трокал», которые производятся фирмой «Динамит-Нобель» – ФРГ. В качестве подкладочной основы на дне бассейна использовался технический текстиль Изохран 40/35 толщиной 3,5 мм чешского производства.

В результате разрыва в нескольких местах изоляционной плёнки морская вода попала в толщу днища бассейна, что вызвало коррозию бетона и арматуры.

Основанием для ремонтных мероприятий, предложенных ХГТУСА, являются результаты натурных обследований и физико-химических исследований образцов, отобранных из строительных конструкций бассейна. Особенную обеспокоенность вызвал факт высокого насыщения бетона стен и особенно днища бассейна хлор-ионами в результате низкого качества гидроизоляции, наблюдавшегося в течение длительного периода эксплуатации строительных конструкций в условиях действия морской воды. Последнее требует исключительного внимания к качеству гидроизоляционных работ при отсутствии практической возможности удаления хлор-ионов из бетона, что создает неконтролируемые условия для коррозии стальных элементов чаши бассейна. При этом следует отме-

тять, что натечные образования, как установлено при лабораторных исследованиях, представляют собой карбонат кальция практически без примесей хлор-ионов (менее 3 %). После высушивания днища бассейна, удаления старой стяжки, обработки поверхности бетона механическим способом, очистки и промывки пресной водой была устроена новая стяжка по металлической сетке. При реконструкции чаши бассейна использованы гидроизолирующие смеси и мозаичная плитка фирмы «Литокол», продукция которой неоднократно использовалась в строительной практике, в частности в олимпийских бассейнах Атланты и Сеула.



Рис. 7. Висячий бассейн после санации

В результате анализа расчета чаши бассейна и сопряженной с ней конической оболочки технического этажа удалось установить наиболее опасные зоны днища бассейна – зоны усиления. Из-за уклона бассейна верхние его части в пределах радиусов 7,2 м – 9,9 м находятся в удовлетворительном состоянии. Зона усиления охватывает сектор примерно 160°, кроме того, усилена средняя часть бассейна ($d = 3,0$ м). По потолку технического этажа устроена балочная клетка. Радиально установлены двутавры № 20, меридионально с шагом 2 м – швеллера № 20.

По бассейну гостиницы «Ореанда» окончательное решение по проведению ремонтных работ еще не принято. Администрация стремится ограничиться мелкими ремонтами путем инъекций в зонах протечек, без обеспечения гидроизоляции новых труб сантехнического оборудования, проходящих через днище бассейна. В этом случае произойдет насыщение чаши морской водой (как это было в бассейне санатория «Дружба»), сопровождаемая стремительной коррозией арматуры. Через некоторое время чашу бассейна придется усиливать снизу наружными стальными элементами. Наиболее приемлемый путь восстановления работоспособности бассейна: снятие вспучившейся плитки, демонтаж старой гидроизоляции и бетонной подливки, замена и гидроизоляционная заделка сантехнических труб, а также нового мозаичного покрытия.

В бассейне спорткомплекса «ВИРТА» в связи с использованием обычной воды было принято решение об устройстве обычной мозаичной плитки по новой гидроизоляции взамен обычных метлахских плиток, которые несколько лет не использовались и находились в неудовлетворительном состоянии.

Литература

- [1] Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций. Справочник проектировщика. Под редакцией Б.Г. Коренева, А.Ф. Смирнова, М., Стройиздат, 1986. – 461 с.
- [2] Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А., Трофимчук А.Н. SCAD для пользователя, Киев, ВВП «Компас», 2000. – 328 с.
- [3] Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. Справочник проектировщика / Под редакцией Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича, М., Стройиздат, 1981. – 215 с.
- [4] А.И. Голубев, Волкова Г.С. Коррозия внутренних поверхностей элементов замкнутого сечения // Защита металлов, Т. 25, № 6 – 1989 г.
- [5] Фурсов В.В. и др. Реконструкция подвешенного бассейна санатория «Дружба». – сб. ДонАГАСА № 3, 2003 – С. 142 – 147.
- [6] Фурсов В.В., Воблых В.А., Чернявский В.Л., Ковлев Н.Н. Восстановление несущей способности стальных конструкций общественных зданий. // Сб. УкрПСК, том 2. С. 366 – 374.

Надійшла до редколегії 05.07.2010 р.

УДК 69.032:624.014.27

Визначення надійності системи «стовбур-відтяжка- фундамент» в антенно-щоглових спорудах графо-імовірним методом

Голоднов О.І., д.т.н., Доан Н.Т.

ВАТ «УкрНДІпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського», Україна

Анотація. Описана методика визначення технічного стану антенно-щоглових споруд (АЩС) на основі теорії графів. Сформульовані основні принципи для побудови графів АЩС. Розглянуті графи одноярусних та двоярусних щогл та описані формули для визначення їх надійності.

Аннотация. Описана методика определения технического состояния антенно-мачтовых сооружений (АМС) на основании теории графов. Сформулированы основные принципы для построения графов АМС. Рассмотрены графы одноярусных и двухъярусных мачт, а также описаны формулы для определения их надежности.

Abstract. In this article the method determination of the technical condition of antenna supporting masts based on graph theory is described. The main principles of mast's graphs building are formed. The graphs of one-deck and two-deck masts are examined. The formulas of determination of reliability are described.

Ключові слова: антенно-щоглові споруди (АЩС), надійність АЩС, метод графів.

Вступ. Постановка проблеми. З точки зору концепції безпеки [1] довільну складну систему слід вивчати з трьох основних позицій: надійності, живучості та безпеки системи. Теорія надійності використовує [5] апарат теорії ймовірності і математичної статистики. Для оцінки можливості виникнення небезпечного для навколишнього середовища стану системи використовується дерево подій (відмов). Дерево подій (відмов) – це діаграмне представлення всіх відмов, послідовна чи сумісна поява яких у системі призводить до головної відмови (відмови всієї системи). Знаючи ймовірності появи різних подій, можна підрахувати можливість виникнення головної події. Як показує практика, зручним інструментом для математичного моделювання технічних систем є графи.

З математичної точки зору граф – це абстрактна математична система, що складається із множин: вершин та ребер, а також відображення множин вершин у множинах ребер [8]. З технічної точки зору графом вважається структурно формалізовані моделі системи і негативні впливи на систему, що відображаються у вигляді імпульсних впливів.

Основна частина. При визначенні технічного стану АЩС їх доцільно розглядати як системи. Елементами систем в залежності від ієрархії поділу

можна вважати фундаменти, відтяжки, стовбур (система «С-В-Ф») або їх складові. Для одноярусних щогл із 3-5 відтяжками в плані графі будуть мати порівняно просту структуру, так як технічний стан всієї системи буде залежати безпосередньо від технічного стану кожного елемента. Проте при збільшенні кількості ярусів та відтяжок у плані система і структура графу буде ускладнюватись. При переході від споруди до її графу в технічних системах прийнято вершинами графу вважати рівень надійності елементів, а ребрами – їх взаємозв'язок.

Функціонування системи передбачає постійну взаємодію її елементів. Тому зовнішні короткочасні (імпульсні) навантаження та впливи передаються не тільки безпосередньо на елемент, на який здійснювалась дія, але й на інші пов'язані із ним елементи, зменшуючи їх надійність. Проте слід відмітити, що нормативні навантаження не повинні своїми впливами значно знижувати надійність елементів системи. Важливою особливістю АЦС є значний вплив на загальну стійкість стовбура та надійність системи величин монтажних тяжінь відтяжок. Таким чином, можна виділити основні впливи, що можуть знижувати надійність системи «С-В-Ф»:

1. Зниження надійності основних елементів системи.
2. Імпульсні впливи.
3. Зменшення монтажного тяжіння відтяжок.

Виходячи із досвіду аварій АЦС, надійність системи «С-В-Ф» найкраще всього розглядати з позиції втрати стійкості стовбура. Зважаючи на складність роботи системи «С-В-Ф», введемо ряд обмежень для розрахунку надійності за даним методом:

1. Елементи АЦС, що розглядаються, повністю відповідають існуючим нормам і стандартам. Конструктивні рішення є типовими.
2. Початкові рівні надійності запроектованих АЦС є достатніми і відповідають положенням, що викладені у нормах. Початкові монтажні зусилля споруд близькі до оптимальних.
3. Нормативні навантаження на АЦС не знижують надійність елементів та системи.

Основними впливами на стійкість стовбура є надійність його елементів та величини зміни (зниження) жорсткості вузлів, що утворені ярусами відтяжок, кількість ярусів відтяжок. Таким чином, величини надійності анкерних фундаментів, відтяжок, монтажного тяжіння впливають на стійкість стовбура не безпосередньо, а через величини жорсткості вузлів. Так як відтяжки працюють лише на розтягувальні зусилля, для забезпечення жорсткості вузла необхідно не менше 3 відтяжок, які повинні забезпечити стійкість у чотирьох напрямках, що розглядаються, вздовж двох перпендикулярних прямих у площині, ортогональній стовбуру щогли.

Таким чином, виходячи із вище зазначеного, можна сформулювати основні принципи побудови графів АЩС:

1. Графи надійності АЩС будуються виходячи із умови можливості втрати стійкості стовбура.
2. Величинами, що безпосередньо впливають на стійкість стовбура, є жорсткості вузлів АЩС у відповідних ярусах у чотирьох напрямках кожний та технічний стан стовбура щогли.
3. Стійкість АЩС повинна забезпечуватись у чотирьох напрямках, що розглядаються, вздовж двох перпендикулярних прямих у площині, ортогональній стовбуру щогли.
4. Напрямки можливої втрати стійкості повинні обиратися із умови найнижчого можливого рівня надійності. З позиції жорсткості вузлів (можливої втрати стійкості) АЩС буде мати найнижчий рівень надійності тоді, коли кожному напрямку втрати стійкості буде відповідати всього одна відтяжка.
5. Ймовірність збереження необхідної жорсткості вузла у відповідному напрямку визначається як добуток ймовірностей безвідмовної роботи анкерних фундаментів, відтяжок АЩС та збереження необхідного рівня монтажного тягіння у відтяжках.
6. У АЩС з кількома ярусами відтяжок можливе резервування величин надійності забезпечення необхідної жорсткості вузлів у залежності від геометричних, фізичних та механічних параметрів щогл.
7. Зважаючи на велику кількість різноманітних конструктивних типів АЩС, розглянути усі графи системи складно. У табл. 1 показані графи одноярусних та двоярусних АЩС та формули для визначення їх надійності.

В залежності від визначеного рівня надійності робиться висновок щодо технічного стану системи. АЩС є системами, які в переважній більшості характеризуються паралельним з'єднанням елементів, рівень надійності всієї системи буде нижчим, ніж у її елементів.

Методика визначення надійності елементів системи «С-В-Ф». Зважаючи, на те, що основні елементи АЩС мають значні розбіжності у характеристиках матеріалів, виготовленні, експлуатації тощо, визначення надійності в залежності від елемента пропонується визначати логіко-ймовірносними, графо-ймовірносними та експертними методами.

Надійність стовбура АЩС запропоновано визначати на основі методу експертних оцінок та існуючої нормативної документації. Згідно з [2] передбачено чотири технічних стани споруд (справний, працездатний, обмежено працездатний, аварійний). Користуючись даними щодо середньої ймовірності безвідмовної роботи кроквяних ферм, наведених у [4]: $P = 0,994$

при терміні експлуатації 5 років і $P = 0,961$ при терміні експлуатації 50 років, можна визначити які рівні надійності відповідають різним технічним станам.

Таблиця 1

Дерева відмов одноярусних та двоярусних АЩС

№	План АЩС	Схема АЩС	Дерево відмов	Формула для визначення надійності
1				$P(S) = 1 - P(S_{X1} * S_{X2} * S_{X3} * S_{X4} * S_{C1})$ $P(S_{X1}) = 1 - (1 - P(S_{\Phi1} * S_{B1} * S_{T1})) * (1 - P(S_{\Phi2} * S_{B2} * S_{T2}))$ $P(S_{X2}) = 1 - P(S_{\Phi1} * S_{B1} * S_{T1})$ $P(S_{X3}) = 1 - P(S_{\Phi3} * S_{B3} * S_{T3})$ $P(S_{X4}) = 1 - P(S_{\Phi2} * S_{B2} * S_{T2})$
2				$P(S) = 1 - P(S_{X1} * S_{X2} * S_{X3} * S_{X4} * S_{C1})$ $P(S_{X1}) = 1 - P(S_{\Phi1} * S_{B1} * S_{T1})$ $P(S_{X2}) = 1 - P(S_{\Phi2} * S_{B2} * S_{T2})$ $P(S_{X3}) = 1 - P(S_{\Phi3} * S_{B3} * S_{T3})$ $P(S_{X4}) = 1 - P(S_{\Phi4} * S_{B4} * S_{T4})$
3				$P(S) = 1 - P(S_{X11} * S_{X12} * S_{X13} * S_{X14} * S_{X21} * S_{X22} * S_{X23} * S_{X24} * S_{C1})$ $P(S_{X11}) = 1 - P(S_{\Phi1} * S_{B1} * S_{T1})$ $P(S_{X12}) = 1 - P(S_{\Phi2} * S_{B2} * S_{T2})$ $P(S_{X13}) = 1 - P(S_{\Phi3} * S_{B3} * S_{T3})$ $P(S_{X14}) = 1 - P(S_{\Phi4} * S_{B4} * S_{T4})$ $P(S_{X21}) = 1 - P(S_{\Phi5} * S_{B5} * S_{T5})$ $P(S_{X22}) = 1 - P(S_{\Phi6} * S_{B6} * S_{T6})$ $P(S_{X23}) = 1 - P(S_{\Phi7} * S_{B7} * S_{T7})$ $P(S_{X24}) = 1 - P(S_{\Phi8} * S_{B8} * S_{T8})$
4				$P(S) = 1 - P(S_{X1} * S_{X2} * S_{X3} * S_{X4} * S_{C1})$ $P(S_{X1}) = 1 - ((1 - P(S_{\Phi1} * S_{B1} * S_{T1})) * ((1 - P(S_{\Phi5} * S_{B5} * S_{T5})) * (1 - P(S_{\Phi2} * S_{B2} * S_{T2}))) * ((1 - P(S_{\Phi3} * S_{B3} * S_{T3})) * ((1 - P(S_{\Phi7} * S_{B7} * S_{T7})) * (1 - P(S_{\Phi4} * S_{B4} * S_{T4}))) * ((1 - P(S_{\Phi6} * S_{B6} * S_{T6})) * (1 - P(S_{\Phi8} * S_{B8} * S_{T8})))$
5				$P(S) = 1 - P(S_{X11} * S_{X12} * S_{X13} * S_{X14} * S_{X21} * S_{X22} * S_{X23} * S_{X24} * S_{C1})$ $P(S_{X11}) = 1 - P(S_{\Phi1} * S_{B1} * S_{T1})$ $P(S_{X12}) = 1 - P(S_{\Phi2} * S_{B2} * S_{T2})$ $P(S_{X13}) = 1 - P(S_{\Phi3} * S_{B3} * S_{T3})$ $P(S_{X14}) = 1 - P(S_{\Phi4} * S_{B4} * S_{T4})$ $P(S_{X21}) = 1 - P(S_{\Phi5} * S_{B5} * S_{T5})$ $P(S_{X22}) = 1 - P(S_{\Phi6} * S_{B6} * S_{T6})$ $P(S_{X23}) = 1 - P(S_{\Phi7} * S_{B7} * S_{T7})$ $P(S_{X24}) = 1 - P(S_{\Phi8} * S_{B8} * S_{T8})$

Умовні позначення, прийняті у табл. 1.

X_1, X_2, X_3, X_4 – напрямки втрати стійкості з найнижчим рівнем надійності.

$S_{Ф1} \dots S_{Ф8}$ – ймовірності безвідмовної роботи анкерних фундаментів АЩС.

$S_{В1} \dots S_{В8}$ – ймовірності безвідмовної роботи відтяжок АЩС.

$S_{Т1} \dots S_{Т8}$ – ймовірності збереження необхідного рівня монтажного тягіння у відтяжках АЩС.

$S_{Хij}$ – ймовірність збереження необхідної жорсткості вузла у напрямку j та ярусу i .

$S_{СТ}$ – ймовірності безвідмовної роботи стовбура АЩС.

Таблиця 2

Співвідношення рівнів якості та категорій технічного стану

Рівень якості	Технічний стан АЩС	Ймовірність безвідмовної роботи
Високий	Справний	$\geq 0,99865$
Середній	Працездатний	$0,99865 - 0,99$
Низький	Обмежено працездатний	$0,99 - 0,95$
Дуже низький	Аварійний	$\leq 0,95$

З інженерної точки зору визначення технічного стану відтяжок представляє собою найбільшу складність [3]. Зважаючи на велику кількість елементів та з'єднань, ймовірність безвідмовної роботи відтяжок визначається графоймовірностним методом. Для визначення надійності відтяжок та побудови відповідних графів та дерев відмов, важливо правильно уявляти будову та структуру їх конструкцій.



Рис. 1. Ділянка відтяжки щогли в м. Краматорськ

На рис. 1 показана ділянка відтяжки щогли в м. Краматорськ. Побудуємо її спрощену модель: анкерний фундамент (анкерний вузол) → перехідна пластина → ділянка каната (гнучка вставка) → стяжна муфта → канат відтяжки → стовбур (лацмений вузол). Дана модель відтяжок характерна в переважній більшості для АЩС, збудованих за типовими проектами серії

XVI-155-73КМ. Проте, в залежності від ґрунтових умов, особливості експлуатації моделі відтяжок повинні розглядатися для кожного об'єкта окремо. Визначаючи загальний рівень надійності відтяжок, важливо враховувати не тільки надійність їх елементів, а також надійність з'єднань.

Зважаючи на те, що відтяжка складається із послідовно з'єднаних між собою елементів (стяжні муфти, ізолятори, ділянки канатів та інші мехдеталі) її надійність визначається як добуток надійності усіх елементів:

$$P = \prod_{k=1}^m P_k .$$

Надійність кожного елемента відтяжки та фундаментів визначається за допомогою існуючих логікоімовірнісних методів [6, 7].

Висновки

При визначенні надійності та технічного стану АЩС їх слід розглядати як системи стовбур-відтяжка-фундамент (С-В-Ф). Зважаючи на досить складну структуру АЩС, для визначення їх надійності було запропоновано метод графів. Надійність АЩС розглядалась з точки зору втрати стійкості стовбура. Стійкість АЩС повинна забезпечуватись у чотирьох напрямках, що розглядаються, вздовж двох перпендикулярних прямих у площині, ортогональній стовбуру щогли. Ймовірність збереження необхідної жорсткості вузла у відповідному напрямку визначається як добуток ймовірностей безвідмовної роботи анкерних фундаментів, відтяжок АЩС та збереження необхідного рівня монтажного тяжіння у відтяжках. Ймовірність безвідмовної роботи елементів пропонується визначати логікоімовірнісними, графоймовірнісними та експертними методами.

Література

- [1] Безопасность России. Правовые, социально-экономические и научно-технические аспекты. Функционирование и развитие сложных народно-хозяйственных, технических, транспортных систем, систем связи и коммуникаций / Под ред. К.В. Фролова. – М.: МГФ «Знание», 1998.
- [2] ДБН 362-92 Оценка технического состояния стальных конструкций эксплуатируемых производственных зданий и сооружений. – К.: 1993 – 47 с.
- [3] Доан Н.Т. Визначення технічного стану відтяжок антенно-щоголових споруд логіко-ймовірнісним методом // Збірник наукових праць УПСК ім. В.М. Шимановського. – К.: Видавництво «Сталь», 2009, вип. 4. – С. 257 – 260.
- [4] Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / А.В. Перельмутер. – К.: Изд-во «Сталь», 1999. – 210 с.
- [5] Кочкаров А.А., Малинецкий Г.Г. Обеспечение стойкости сложных систем. Структурные аспекты. – М.: Наука 2005. – 49 с.

- [6] Мельчаков А.П. Расчет и оценка риска аварии безопасного ресурса строительных объектов. (Теория, методики и инженерные приложения): Учебное пособие. – Челябинск: Издательство ЮУрГУ, 2006. – 49 с.
- [7] Прогнозування надійності залізобетонних конструкцій логіко-імовірнісними методами: Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Т.Ю. Шевченко; Придніпр. держ. акад. буд. і арх. – Дніпропетровськ, 2008. – 23 с.
- [8] Харари Ф. Теория графов. – М.: Мир, 1973. – 300 с.

Надійшла до редколегії 07.04.2010

УДК 621.311.25:620.1.05

Методика розрахунку ресурсу трубопроводів АЕС

Матченко Т.І., к.т.н., Шаміс Л.Б., Первушова Л.Ф.

ВАТ «Київський науково-дослідний та проектно-конструкторський інститут
«ЕНЕРГОПРОЕКТ», Україна

Анотація. Запропонована методика розрахунку ресурсу трубопроводів, яка враховує втрату маси металу з поверхні в потоках агресивної рідини, корозійне розтріскування, крихку і довготривалу міцність сталі.

Аннотация. Предложена методика расчета ресурса трубопроводов, учитывающая потери веса металла с поверхности в потоках агрессивной жидкости, коррозионное растрескивание, хрупкую и длительную прочность стали.

Abstract. Design procedure of pipelines resource, which allows for the losses of weight from the surface in the flow of corrosive fluid, corrosion cracking, fragile and long-term strength of steel, is proposed.

Ключові слова: ресурс, корозія, трубопровід, міцність.

Вступ. Визначення дійсного стану систем і елементів енергоблока АЕС є найважливішим завданням щодо звіту з періодичної переоцінки безпеки АЕС ЗПОБ, що здійснюється шляхом встановлення існуючої або очікуваної деградації внаслідок старіння систем і елементів.

Обладнання трубопроводів протягом усього періоду експлуатації повинно виконувати проектні функції безпеки в умовах впливів навколишнього середовища, екстремальних зовнішніх подій і аварій (вібрація, землетруси, магнітні і електричні поля, значна температура, тиск, реактивні струмені води і пари, радіація, корозійно активне середовище, вологість), враховуючи деградацію обладнання внаслідок старіння [1].

Основний зміст. Вичерпання ресурсу трубопроводу визначається за критеріями виконання рівнянь:

$$\begin{aligned}\sigma_{\tau} &= [\sigma]; \\ \varepsilon_{нов} &= [\varepsilon_{нов}]; \\ (\Delta h + l) / h_0 &= [(\Delta h + l) / h_0]; \\ K_I &= K_{IC}; \\ K_{\varepsilon} &= K_{\varepsilon c},\end{aligned}$$

де $\sigma, [\sigma]$ – напруження в трубопроводі після τ років експлуатації і його критичне значення; $\varepsilon_{нов}, [\varepsilon_{нов}]$ – деформації повзучості в трубопроводі

після τ років експлуатації і їх критичні значення; Δh – зменшення або збільшення внаслідок наростання продуктів корозії товщини стінки трубопроводу, мм; l – довжина можливої тріщини в стінці трубопроводу, мм; h_0 – товщина стінки трубопроводу на початку експлуатації; K_I, K_{IC} – коефіцієнт інтенсивності напружень після τ років експлуатації і його критичне значення при наявності тріщини; $K_\varepsilon, K_{\varepsilon c}$ – коефіцієнт інтенсивності деформацій після τ років експлуатації і його критичне значення.

Значення σ і $\varepsilon_{пов}$ знаходяться шляхом розрахунків пружно-деформованого стану трубопроводу з урахуванням накопичених пошкоджень за τ років експлуатації або за період, для якого визначається ресурс для комбінації зусиль відповідно до нормативних умов експлуатації та аварійних режимів.

Критерій циклічної міцності щодо недопущення пластичних перевантажень згідно з [2]

$$\sigma_{екв} \leq \sigma_{0,2} / n.$$

Коефіцієнт запасу n приймається рівним 1,5. Еквівалентне напруження підраховується за формулою інтенсивності напружень, що базується на теорії енергії формозмін:

$$\sigma_{екв} = \sqrt{0,75\sigma_{np}^2 + \sigma_\kappa^2 + \sigma_{m.y.}^2 + \sigma_{m.y.}^2 (1,5\sigma_{np} + \sigma_\kappa) + 3\tau^2},$$

де $\sigma_{np} = p[d_H - (s - c)] / [2(s - c)]$ – приведенне напруження від внутрішнього тиску в паропровідній трубі; τ – дотичне напруження, що в даному випадку приймається рівним нулю.

Спрощено розглянуті цикли напружень, що включають простій – пуск – роботу – зупинення агрегата. Підсумовувались три види напружень: від внутрішнього тиску σ_p , самокомпенсації σ_κ і теплового удару $\sigma_{m.y.}$.

При циклічному навантаженні за основу приймається розмах максимальних деформацій в циклі $\Delta\varepsilon_{max}$, чи максимальних деформацій зсуву в циклі $\Delta\gamma_{max}$, чи інтенсивність розмахів деформацій

$$\Delta\varepsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\Delta\varepsilon_1 - \Delta\varepsilon_2)^2 + (\Delta\varepsilon_2 - \Delta\varepsilon_3)^2 + (\Delta\varepsilon_3 - \Delta\varepsilon_1)^2}.$$

Відповідні критерії руйнування в цьому випадку мають вид:

$$N_p = C_1 \Delta\varepsilon_{max}^{-k_1};$$

$$N_p = C_2 \Delta \gamma_{\max}^{-k_2};$$
$$N_p = C_3 \Delta \varepsilon_i^{-k_3}.$$

Тут $\Delta \varepsilon_{\max}$, $\Delta \gamma_{\max}$, $\Delta \varepsilon_i$ виражаються через повні деформації. Аналогічні формули можна отримати, використовуючи розмахи пластичних деформацій, що є методично більш правильним.

Туляков Г.А. на базі виконаних у ЦНДІТмаш дослідів [3] дійшов висновку, що лінійний закон підсумовування відносних довговічностей при сумісній дії термоциклічного і статичного навантажень у загальному випадку не виконується. Він ввів допущення, що граничні криві довговічності при комбінованій дії статичного і термоциклічного навантажень виражаються в відносних координатах сімейством парабол, симетрично розташованих по обидві сторони від прямої, що відповідає лінійному закону підсумовування. В результаті для постійної робочої температури отримано:

$$\frac{N}{N_p} + \frac{\tau}{\tau_p} = A_c \leq 1 + \alpha_c \sqrt{2 \left[1 - \left(\frac{N}{N_p} - \frac{\tau}{\tau_p} \right)^2 \right]}, \quad (3)$$

де A_c – параметр відносної сумарної довговічності; α_c – коефіцієнт підсумовування, що визначається експериментально і знаходиться в межах $0 \leq |\alpha_c| \leq \frac{\sqrt{2}}{2}$, характеризує ступінь відхилення кривої граничних амплітуд від лінійного закону і залежить в загальному випадку від послідовності і тривалості прикладання навантажень, рівня напруження і механічних властивостей матеріалу; N, N_p – задана і руйнівна кількість термоциклів навантажень зразка з амплітудою $\Delta \varepsilon$; τ, τ_p – тривалість статичного навантаження з напруженням σ і час до руйнування зразка по кривих тривалої міцності.

Деформаційний ресурс зварного з'єднання трубопроводу. Деформаційний ресурс зварного з'єднання трубопроводу необхідно визначити за наступними показниками:

- за величиною допустимої деформації $[\varepsilon_c^k]$ для даного середовища;
- за величиною критичних деформацій $[\varepsilon_{kp}]$, які сприяють виникненню та розвитку корозійних тріщин;

— за критично допустимою глибиною корозійної тріщини l_{kp} . Розрахункові деформації визначаються, виходячи з найбільш жорстких умов.

Розрахунок можна здійснювати для двох критичних деформованих станів в залежності від кінетики корозійного розтріскування для відповідного поєднання метал – середовище: за критичним деформованим станом, який сприяє виникненню і початку докритичного зростання тріщини. Цей деформований стан характеризується:

- величиною порогових деформацій $\varepsilon_{пор}$, нижче яких в елементах конструкції, які не мають початкових дефектів або тріщин, корозійного розтріскування не виникає;
- критичними деформаціями зародження тріщини ε_{kp} , а також відповідним йому критичним коефіцієнтом інтенсивності напружень K_{sc} при наявності початкових дефектів або тріщин.

Значення допустимих деформацій для зварних з'єднань трубопроводів $[\varepsilon_{порс}^k]$, $[\varepsilon_{NC}^k]$ можна отримати наступними способами:

- безпосередньо за результатами випробувань зразків:
- $[\varepsilon_{порс}^k] \leq \varepsilon_{порс}^k \cdot \eta / n$;
- безпосередньо за результатами корозійних випробувань основного металу з застосуванням коефіцієнтів, які враховують особливості поведінки зварного з'єднання в даному середовищі в порівнянні з основним металом при відповідному навантаженні:

$$[\varepsilon_{порс}^k] \leq \varepsilon_{порс}^k \frac{(K_{см}^κ)_{кр} \cdot \eta}{K_{еф}^κ \cdot n};$$

$$[\varepsilon_{NC}^k] \leq \varepsilon_{NM}^k \frac{(K_{CM}^κ)_N \cdot \eta}{K_{еф}^κ \cdot n},$$

де $(K_{см}^κ)_{кр}$, $(K_{CM}^κ)_N$ – коефіцієнти, які враховують зміну чуттєвості металу зварних з'єднань до руйнування в порівнянні з основним металом в умовах статичного навантаження відповідно; $K_{еф}^κ$ – ефективний коефіцієнт концентрації деформацій в даному середовищі;

- безпосередньо за результатами випробувань без середовища з введенням відповідних коефіцієнтів. Такий підхід можливий для циклічних випробувань і обмежений при довготривалому статичному навантаженні.

$$\left[\varepsilon_{NC}^k \right] = \varepsilon_{NC} \frac{\left(K_c^\kappa \right)_N \cdot \eta}{K_{ef}^\kappa \cdot n} = \varepsilon_{NM} \frac{\left(K_M^\kappa \right)_N \left(K_{CM}^\kappa \right)_N \cdot \eta}{K_{ef}^\kappa \cdot n},$$

де $\left(K_M^\kappa \right)_N$ – коефіцієнт, який характеризує схильність металу до руйнування в даному середовищі в порівнянні зі схильністю руйнування без середовища; K_{ef}^κ – коефіцієнт, який визначається за результатами порівняльних випробувань деформованих зразків з концентратором і без концентратора деформацій в середовищі, що досліджується, і по відношенню деформацій руйнування без середовища і в середовищі

$$K_{ef}^\kappa = \varepsilon^k / \varepsilon.$$

У більшості випадків приймають $n = 1,25-1,4$; K_{ef} – ефективний коефіцієнт концентрації деформацій при статичному навантаженні $K_{ef} = \varepsilon_\sigma / \varepsilon_{\sigma\kappa}$; при вібраційному навантаженні $K_{ef} = \varepsilon_{-1} / \varepsilon_{-1\kappa}$ (ε_σ , ε_{-1} , $\varepsilon_{\sigma\kappa}$, $\varepsilon_{-1\kappa}$ – деформації межі міцності і витривалості без концентратора і з концентратором відповідно); $\left[\varepsilon_{NC} \right]$, $\left[\varepsilon_{NM} \right]$ – припустимі деформації для зварного з'єднання і основного металу для заданої бази випробувань N .

У випадку заданого навантаження визначають кількість циклів до виникнення тріщини $N_{тр}$ або загальну довговічність N_p (кількість циклів до руйнування), а також живучість $N_{жс} = N_p - N_{тр}$ – кількість циклів, протягом яких відбувається субкритичне зростання тріщини. За цими величинами назначають припустиму кількість циклів навантаження в період експлуатації конструкції.

В загальному виді:

$$\begin{aligned} \left[\varepsilon_{пор} \right] &= \varepsilon_{пор} \cdot \eta / n; \\ \left[\varepsilon_N^k \right] &\leq \varepsilon_N^k \cdot \eta / n, \end{aligned}$$

де η – коефіцієнт кореляції між прискореними випробуваннями в лабораторних середовищах і умовах експлуатації будівельних конструкцій, $\eta \approx 1,5-4$.

З умов конструкційної безпеки відношення $\left[(\Delta h + l) / h_0 \right]$ визначається за класом відповідальності трубопроводу (див. табл. 1 і 2).

Таблиця 1

I категорія відповідальності	
Допустимий технічний стан	Значення $(\Delta h + l) / h_0$
Добрий	0,00-0,05
Задовільний	0,05-0,10
Незадовільний	0,10-0,15

Таблиця 2

II-IV категорія відповідальності	
Допустимий технічний стан	Значення $(\Delta h + l) / h_0$
Добрий	0,00-0,05
Задовільний	0,05-0,10
Незадовільний	0,10-0,15
Непридатний до експлуатації	0,15-0,30
Аварійний	0,30 і більше

Корозія нержавіючих сталей трубопроводів при високих температурах відбувається, як правило, з додаванням ваги за рахунок продуктів корозії. Виключення становить сплав на нікелевій основі ХН78Т (ЭИ453): при тиску 2 МПа, температурах 350 °С і 500 °С, а також при тиску 5 МПа і температурі 200 °С його корозія відбувається зі зменшенням ваги.

Корозійні втрати конструкційних матеріалів у потоці в 3-5 разів вищі, ніж в статичних умовах при однакових температурах і тиску.

При 550°С, тиску 2,5 МПа і швидкості потоку теплоносія 25 м/с сталі і нікелеві сплави Х18Н10Т, 09Х16Н15МЗБ, ХН35ВТ, ХН70Ю, 09Х14Н19В2БР, ХН60ВТ, 10Х17Н13МЗТ кородують зі швидкістю 0,002 г/(м²год); вдвічі меншу швидкість корозії мають сталі і сплави 31Х19Н9МВБТ, 20С23Н18, 20Х13, 10Х15Н9С36, Х16Н36МБТЮР, ХН77ТЮР, ХН88ТЮБР, 15Х18Н12СЧТЮ, 06ХН28МДТ, Х25, ХН40ГБ, 20Х13НЧГ9.

Швидкість корозії в момент часу τ визначається за формулою:

$$k = (k_0 - k_{cm})e^{-\alpha\tau} + k_{cm},$$

де k_0 – швидкість корозії в початковий момент часу, г/(м²год); k_{cm} – стаціонарна швидкість корозії, г/(м²год); α – емпіричний коефіцієнт (для досліджуваних сталей $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-3}, \text{год}^{-1}$); τ – час, год

Сумарні корозійні втрати до моменту часу τ складають:

$$q = \left[\frac{\gamma - 1}{\alpha} (1 - e^{-\alpha\tau}) + \tau \right] k_{cm};$$

$$\gamma = k_0 / k_{cm};$$

$$\gamma = 18.$$

Велика група нержавіючих сталей (хромистих, хромонікелевих, хромонікельмолібденових та ін.), а також ряд сплавів на основі нікеля мають близькі значення швидкості корозії.

В інтервалі 15 м/с – 30 м/с швидкостей потоку рідини швидкість корозії нержавіючих сталей лінійно збільшується:

$$k = k_{cm} (1 + \beta_v),$$

де v – швидкість потоку рідини в трубопроводі, м/с; k_{cm} – швидкість корозії в статичних умовах, г/(м²год); β – емпіричний коефіцієнт (для перерахованих вище сталей при $v \leq 50$ м/с $\beta = 0,3$ с/м).

Збільшення тиску при сталій температурі (в інтервалі 350°C – 700°C) призводить до збільшення швидкості корозії. Зі збільшенням температури при сталому тиску швидкість корозії зменшується.

Швидкості корозії г/(м²год) сталей в розчині 7,3 г/л борної води (H₃BO₃), яка використовується як теплоносій в реакторах ВВЕР-1000, при високих температурах і тиску приведені в табл. 3.

Таблиця 3

Швидкість корозії k_0 г/(м ² год) сталей в розчині 7,3 г/л борної води (H ₃ BO ₃) при високих температурах і тиску				
Марка	Температура °C	Тиск, МПа		
		2	5	15
10X13	200	-	0,0028	-
	350	0,0005	0,0015	0,0040
	500	0,0005	0,0012	0,0018
	600	0,0012	-	-
	700	0,0012	0,0008	-
X25	350	0,0008	0,0022	0,0040
	500	0,0008	0,0006	-
	600	-	0,0002	-
	700	0,0008	-	-
15X28	350	0,0006	-	-
	500	0,0007	-	-
	700	0,0007	-	-
12X18H10T	200	-	0,0016	-
	350	0,0006	0,0017	0,0055
	500	0,0003	0,0013	-
	600	0,0008	0,0004	0,0036
	700	0,0005	0,0003	-

Продовження таблиці 3

Швидкість корозії k_0 г/(м ² год) сталей в розчині 7,3 г/л борної води (H ₃ BO ₃) при високих температурах і тиску				
Марка	Температура °С	Тиск, МПа		
		2	5	15
15X18H12C4TЮ (ЭИ654)	200	-	0,0020	-
	350	-	0,0017	0,0047
	500	-	0,0011	-
	600	-	0,0009	0,0016
	700	-	0,0002	-
14X17H2 (ЭИ268)	350	-	0,0020	-
	500	0,0001	0,0006	0,0019
X32H8 (ЭИ263)	200	-	0,0004	-
	350	-	0,0006	-
	500	-	0,0008	-
20X23H18 (ЭИ417)	350	-	0,0022	0,0030
	500	0,0003	0,0013	0,0008
10X17H13M3T (ЭИ432)	350	-	0,0015	0,0040
	500	0,0004	0,0015	-
	600	-	0,0004	-
	700	0,0007	0,0002	-
09X16H15M3Б (ЭИ847)	350	-	0,0018	0,0029
	500	0,0002	0,0022	0,0010
	700	-	0,0027	-
10X1220T3P (ЭИ696)	200	-	0,0013	-
	350	0,0016	0,0016	0,0055
	500	-	0,0021	-
X23H28M3Д3Т (ЭИ629)	350	-	0,0014	0,0042
	500	0,0003	-	-
	600	-	-	0,0035
	700	0,0006	-	-
08X18H12Б (ЭИ402)	350	-	0,0015	-
	500	-	0,0007	-
20X20H14C2 (ЭИ211)	500	-	0,0012	-
12X21H5T (ЭИ811)	500	0,0010	-	-
XH28BMAБ (ВЖ100)	500	0,0011	0,0015	-
09X16H4Б (ЭП56)	500	0,0012	-	-
08X21H6M2T (ЭП54)	350	0,0011	-	-
	500	0,0004	-	-
15X12BHMФ (ЭИ802)	350	-	0,0014	-
	500	-	0,0017	-
15X12B2MФ (ЭИ756)	350	-	0,0012	-
09X14H19B2БР (ЭИ695Р)	200	-	0,0015	-
	350	-	0,0015	0,0074

Закінчення таблиці 3

Швидкість корозії k_0 г/(м ² год) сталей в розчині 7,3 г/л борної води (H ₃ BO ₃) при високих температурах і тиску				
Марка	Температура °С	Тиск, МПа		
		2	5	15
ХН35ВТ (ЭИ612)	350	-	0,0007	0,0064
	500	-	0,0008	-
	600	-	-	0,0043
13Х12Н2ВМФ (ЭИ961)	350	-	0,0014	-
	500	-	0,0010	-
	600	-	0,0005	-
31Х19Н9МВБТ (ЭИ572)	350	-	0,0009	0,0065
	500	-	0,0006	-
	600	-	0,0004	0,0031
20Х12ВНМФ (ЭП428)	350	-	0,0008	0,0087
ХН40ГБ (ЭП337)	550	-	0,0024	-
ХН77ТЮР (ЭИ437Б)	350	-	0,0011	-
	500	-	0,0016	-
	700	-	0,0005	-
ХН60ВТ (ВЖ98, ЭИ868)	350	0,0006	0,0019	0,0040
	500	-	-	0,0022
ХН88ТЮБР (ЭИ869)	200	-	0,0014	-
	350	-	0,0014	-
	600	-	0,0004	-
ХН78Т (ЭИ435)	200	-	0,0010	-
	350	0,0036	0,0020	-
	500	0,0014	0,0021	-
ХН56ВМТЮ (ЭП199)	350	-	0,0073	-
	500	-	-	0,0044
	600	-	0,0037	-
	700	-	0,0004	-
Х20Н73Т2ЮБ (ЭИ621)	350	-	0,0011	-
	500	-	0,0014	-
Хром*	500	-	0,005	0,013
	600	-	0,032	0,011
	800	-	0,196	0,140
Хром+La*	500	-	0,004	0,011
	600	-	0,026	0,010
	800	-	0,166	0,160

Залежність швидкості корозії внутрішньої поверхні трубопроводів нержавіючих сталей від тиску і температури можна записати емпіричним рівнянням:

$$k_{cm} = P(\mu - vt),$$

де P – тиск, Па; t – температура, °С; μ, ν – емпіричні коефіцієнти.

Для сталей типу X18H10T, 15X18H12C4TЮ, 2X13 та ін.

$$\mu = 5,2 \cdot 10^{-11} \text{ г}/(\text{м}^2 \cdot \text{год} \cdot \text{Па}); \nu = 6,6 \cdot 10^{-14} \text{ г}/(\text{м}^2 \cdot \text{год} \cdot \text{Па} \cdot ^\circ\text{С}).$$

При тиску 2 МПа – 5 МПа рівняння застосовується в межах температур 200°С – 700 °С, а при більш високому тиску (до 15 МПа) – при температурах 350°С – 700 °С.

Залежність швидкості корозії від тиску, температури, швидкості потоку і часу можна описати рівнянням:

$$k = P(\mu - \nu t)(1 + \beta \nu) \left[(\gamma - 1)e^{-\alpha t} + 1 \right].$$

Корозійні втрати q , г/м², можна визначити з рівняння:

$$q = P(\mu - \nu t)(1 + \beta \nu) \left[\frac{\gamma - 1}{\alpha} (\gamma - e^{-\alpha t}) + t \right];$$

при $e^{-\alpha t} \ll 1$, що є дійсним при $t > 2000$ год,

$$q = P(\mu - \nu t)(1 + \beta \nu) \left(\frac{\gamma - 1}{\alpha} + t \right).$$

Наведені залежності дозволяють з достатньою для практичних цілей точністю прогнозувати швидкість корозії і корозійні втрати для сталей в умовах роботи високотемпературної частини контуру трубопроводів.

Показник корозійної стійкості поверхні q , г/м² оцінюється за формулою:

$$q = \frac{\Delta M_i}{D_i},$$

де ΔM_i – корозійні втрати i -ї ділянки трубопроводу, г; D_i – робоча поверхня ділянки трубопроводу, що підлягає дії корозійного середовища, м².

Корозійна стійкість (швидкість корозії) K_i , м, за період експлуатації в годинах визначається залежністю:

$$K_i = q \cdot t,$$

де $t = \frac{1}{\rho} 10^3$ коефіцієнт переведення, ρ – щільність сталі.

Зменшення або збільшення товщини стінки (Δh) трубопроводу внаслідок корозії дорівнює:

$$\Delta h = K \cdot \tau, \text{ м.}$$

Якщо виконувати розрахунки в одиницях виміру Δh в мм, а τ в роках, то

$$\Delta h = 8,766 \cdot 10^6 \cdot K \cdot \tau.$$

Класифікація типів корозійного розтріскування (КР). В цілях зручності формування бази даних параметрів, що моделюють КР, запропоновано застосовувати показник опору КР сталі в середовищі [4]:

$$H_C = (v^A - v^E) / v^E;$$

$$H_L = (t_p^E - t_p^A) / t_p^A;$$

$$H_D = (l_p^E - l_p^A) / l_p^A,$$

де H_C, H_L, H_D – показник опору КР сталі в середовищі в порівнянні з лабораторним повітрям; v^A, v^E – швидкості корозійного розтріскування в середовищі і в лабораторному повітрі чи в рідині; t_p^E, t_p^A – час до руйнування в лабораторному повітрі чи рідині і в агресивному середовищі; l_p^E, l_p^A – довжина критичної тріщини в лабораторному повітрі і в середовищі.

Класифікаційна схема типів поведінки сталей при КР в середовищах, що відрізняється від повітря лабораторії, приведені в табл. 4.

Таблиця 4

Тип	H_C	H_L	H_D
I А	-	-	-
I В	-	-	+
II А	+	+	-
II В	+	+	+
III А	-	+	-
III В	-	+	+
IV А	+	-	-
IV В	+	-	+

Таблиця 4 утримує усі можливі комбінації знаків у трьох показниках (H_C, H_L, H_D) всіх типів поведінки при КР.

Для усіх чотирьох основних типів поведінки I-IV підтип А (або В) означає негативне (або позитивне) значення показника опору КР.

Для попередньої оцінки швидкості корозійного розтріскування і ресурсу трубопроводів зручно застосовувати інженерну формулу визначення швидкості зростання тріщини у виді:

$$\nu = \nu_{oe} \cdot \prod_{i=1}^n K_i + \nu_{o\phi} \cdot \prod_{j=1}^m N_j, \text{ мм/рік},$$

де $\nu_{oe}, \nu_{o\phi}$ – еталонні значення швидкості корозійного розтріскування сталі на графіку $\nu - K_\epsilon$ і еталонні значення швидкості корозійного розтріскування на графіку $\nu - \phi$; ϕ – коефіцієнт дифузії в сталі елемента агресивного середовища; K_ϵ – коефіцієнт інтенсивності деформацій; K_i, N_j – коефіцієнти впливу різних факторів на швидкість корозійного розтріскування, які зручно представляти у вигляді номограм ($\nu - T$, $\nu - I$, $\nu - \mu$, $\nu - M$, ...).

Розмір тріщини, що утвориться внаслідок корозійного розтріскування, дорівнює:

$$l = \int_0^{\tau_0} \nu(\tau) d\tau,$$

де l – довжина тріщини; $\nu(\tau)$ – швидкість корозійного розтріскування сталі.

Після утворення тріщини внаслідок корозійного розтріскування виникає необхідність перевірити металеву конструкцію на крихку міцність для основних і особливих сполучень зусиль. Розрахунок на крихку міцність дозволяє визначити критичну довжину тріщини ($l_{кр}$), яка може утворитися внаслідок повільного корозійного розтріскування.

Довговічність металевої конструкції визначається інтегруванням залежності $\nu - t$ в межах $l \leq l_{кр}$.

Опір крихкому руйнуванню трубопроводів вважається забезпеченим, якщо виконується умова:

$$K_I \leq \beta [K_{IC}], \quad (1)$$

де для порушення нормальних умов експлуатації приймають $\beta = 1,3$, а для особливих випадків $\beta = 2$; K_I, K_{IC} – коефіцієнт інтенсивності напружень і його критичне значення для сталі.

Розрахунок виконується в наступній послідовності [5]:

- для конкретної події при експлуатації в розрахункових перерізах трубопроводу визначаються поля температур, напружень і деформацій;
- за заданим полем напружень визначають параметри рівняння для визначення K_I ;
- задають глибину тріщини l , при якій можливе руйнування, але не більше $0,25S$, де S – товщина стінки трубопроводу;
- довжину тріщини розподіляють на інтервали з координатами $0, x_1, x_2, \dots, x_n = l$;
- довжина одного інтервалу розподілення приймається не більше 1 мм при градієнті напружень більше 70 МПа/мм і не більше 2 мм при градієнті не більше 30 МПа/мм;
- в межах області l визначаються значення K_I при довжинах тріщини $x_1, x_2, \dots, x_n$;
- у точках розподілення визначаються значення температури;
- для знайдених значень температури за графіками допустимих критичних K_I (див. рис. 1) з урахуванням флюєнса нейтронів визначаються зсуви критичної температури крихкості:

$$T_K = T_{KO} + A_F (F \cdot 10^{-18})^{1/3}$$

і за різницями $T - T_K$ значення допустимих критичних $[K_{IC}]$,

де F – флюєнс потоку швидких нейтронів, $F = 2 \cdot 10^{20}$ нейтрон/см²; A_F – коефіцієнт радіаційного окрихчення, $A_F = 16$ °C/(нейтрон/см²)^{1/3};

— у кожній із точок перевіряється виконання умови (1).

Температура крихкості сталі T_K також можна визначати залежністю[6]:

$$T_K = \Delta T_{KO} + \Delta T_T + \Delta T_N + \Delta T_F,$$

де ΔT_{KO} – критична температура крихкості (КТК) сталі на початку експлуатації; ΔT_T – зсувна графіка КТК внаслідок температурного старіння; ΔT_N – зсув КТК на графіку внаслідок циклічного пошкодження (див. табл. 5) з амплітудою $\sigma_S \geq 0,5 \cdot R_{p0.2}^T$. Якщо цикли навантаження мають амплітуду $\sigma_S < 0,5 \cdot R_{p0.2}^T$, то вони не впливають на значення ΔT_N ; ΔT_F – зсув КТК на графіку внаслідок впливу нейтронного опромінювання з енергією нейтронного потоку E (MeV), інтенсивністю Φ (Н/см²с) і інтегральною дозою опромінювання φ_F (Н/см²).

Залежність ΔT_F від зони опромінювання φ_F визначається за формулою:

для нержавіючої сталі при $\varphi_F < 4,15 \cdot 10^{19}$ (Н/см²), $\Delta T_F = 45 \cdot \lg \left(\frac{\varphi_F}{1 \cdot 10^{18}} \right)$;

при $\varphi_F > 4,15 \cdot 10^{19}$ (Н/см²) і $E > 1$ MeV $\Delta T_F = 170 \cdot \lg \left(\frac{\varphi_F}{1,5 \cdot 10^{19}} \right)$;

для вуглецевої сталі при $\varphi_F < 4,15 \cdot 10^{19}$ (Н/см²) $\Delta T_F = 47 \cdot \lg \left(\frac{\varphi_F}{3 \cdot 10^{18}} \right)$;

при $\varphi_F > 4,15 \cdot 10^{19}$ (Н/см²) і $E > 1$ MeV $\Delta T_F = 155 \cdot \lg \left(\frac{\varphi_F}{2 \cdot 10^{19}} \right)$.

Величину ΔT_T можна знайти за формулою:

$$\Delta T_T = k \cdot \lg \left(\frac{T \cdot \tau}{T_n \cdot \tau_0} \right),$$

де T і T_n – відповідно температури експлуатації і плавлення арматурної сталі, °C; τ – час експлуатації, рік; $\tau_0 = 1$ рік; k – коефіцієнт, який визначається експериментально.

Таблиця 5

Залежність $\Delta T_N (N)$			
$N_{\text{цикл}}$	ΔT_N (°C)	$N_{\text{цикл}}$	ΔT_N (°C)
0	0,0	10^5	11,5
10^1	1,5	10^6	16,0
10^2	3,2	10^7	21,0
10^3	5,5	10^8	34,0
10^4	8,5		

Описану процедуру можна реалізувати аналітично. Для регламентованої тріщини K_I знаходимо із рівняння

$$K_I = 1,12 \cdot f(K_I) \frac{[\sin^2 \theta + (l/s) \cdot \cos^2 \theta]^{1/4}}{E(k)} \sigma_n \sqrt{\pi \cdot l},$$

де $f(K_I)$ визначається із рівняння $f(K_I) = 1 - \alpha_n \cdot \bar{x}$, де $\bar{x} = x/l$, а α_n – залежність від градієнта напружень по довжині l .

Якщо прийняти $\Delta \sigma = \sigma(0) - \sigma(l)$; $\sigma(0) = \sigma_n$, тоді при чистому згині стінки трубопроводу товщиною S

$$\alpha_n = \left\{ 0,72 - 0,2 \left[\frac{\pi}{2} - \left(1 - 0,36 \frac{l}{b} \right)^{-1} \right] \right\} \frac{\Delta \sigma}{\sigma_n},$$

де b – ширина стінки трубопроводу.

В межах $0 \leq x \leq l$ критичні значення $[K_{IC}]$ можна апроксимувати гіперболічною залежністю

$$[K_{IC}] = \frac{K^o}{G_o - (T - T_K)},$$

причому в цих межах $T = T_0 + T_1 \cdot \bar{x}$.

Постійні K_{IC}^o , G_o знаходяться з графіка на рис. 1 для відповідної сталі, а T_0, T_1 з графіка температур у стінці трубопроводу. Тоді умова крихкої міцності (1) визначається залежністю

$$\sqrt{x} \cdot \left(\frac{1}{\alpha_n} - \bar{x} \right) \left(\frac{\Delta T}{T_1} - \bar{x} \right) \leq \beta \frac{K_{IC}^o}{\alpha_n \cdot T_1 \cdot K_1^o},$$

де $\Delta T = G_o + T_K - T_o$.

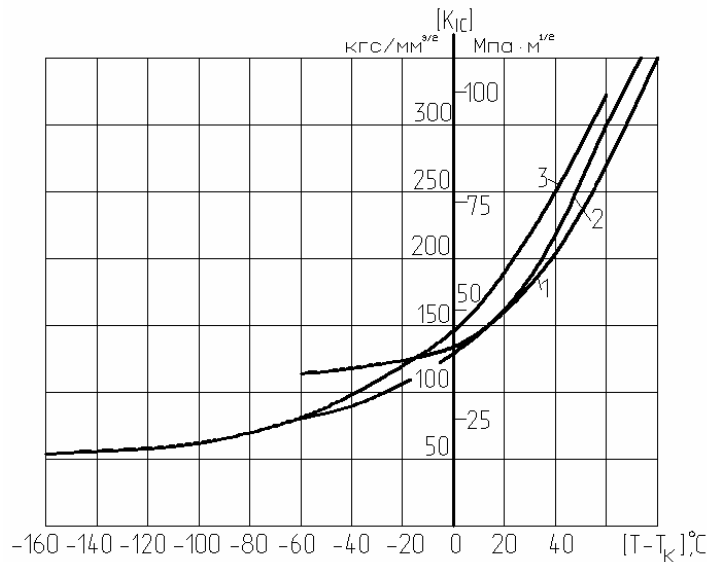


Рис. 1. Температурні залежності номінальних допустимих КІН:
1 – сталі марок 15Х2НМФА, 15Х2НМФЛА; 2 – сталі марок 12Х2МФА, 15Х2ФЛА, 15Х2МФЛА; 3 – зварні з'єднання сталей марок 12Х2МФА, 15Х2МФА, 15Х2МЛА, 15Х2НМФА, 15Х2НМФЛА

Напрямки подальших досліджень. У відповідності з класифікаційною схемою типів поведінки матеріалів при корозійному розтріскуванні для кожного типу поведінки сталі в повітряному, газовому або рідинному середовищі необхідно збудувати номограми зміни коефіцієнтів у приведених співвідношеннях в залежності від значень впливів та навантажень.

Висновки

Запропонована методика визначення ресурсу трубопроводів АЕС, яка включає визначення вичерпання ресурсу за рахунок повзучості сталі, випалу сталі з поверхні трубопроводу теплоносієм, виникнення та зростання тріщин втоми під впливом корозійного середовища, а також запропонована методика розрахунку крихкої міцності трубопроводів.

Література

- [1] НП 306.2.099-2004 Загальні вимоги до продовження експлуатації енергоблоків АЕС у понад проектний строк за результатами здійснення періодичної переоцінки безпеки. Київ. державний комітет з ядерного регулювання України, 2005.
- [2] Елизаров Д.П. Паропроводы тепловых электростанций: (переходные режимы и некоторые вопросы эксплуатации). – М.: Энергия, 1980. – 264 с.
- [3] Туляков Г.А., Метельников В.А., Плеханов В.А. Об исследованиях материалов на термическую усталость при сложном напряженном состоянии/ Проблемы прочности. – 1972, № 6. – С. 109 – 113.
- [4] Достижения науки о коррозии и технологии защиты от нее. Коррозионное растрескивание материалов / Под ред. Фонтна М., Стэйла Р.: Пер. с англ. под ред. Синявского В.С., М.: Металлургия, 1985. – 488 с.
- [5] Тараторин Б.И. Прочность конструкций атомных станций. М.: Энергоатомиздат. 1989. – 248 с.
- [6] Писаренко Г.С., Киселевский В.Н. Прочность и пластичность материалов в радиационных потоках. К.: «Наукова думка», 1979. – 284 с.

Надійшла до редколегії 19.03.2010 р.

УДК 624.074.5

Про доцільність використання нового положення структурного модуля в металевому просторовому стрижневому покритті

Сіянов О.І., к.т.н.

Вінницький національний технічний університет, Україна

Анотація. Програмними засобами ЛИРА вперше перевірена доцільність використання в роботі зміни положення структурного модуля для конструкції металевому просторовому стрижневому покриттю. Згідно з заданою геометрією та двома випадками розташування розкосів у площині граней виконано побудову та здійснено розрахунок скінченноелементних моделей покриття. Шляхом аналізу кольорових мозаїк поздовжніх сил в елементах, а також лінійних і кутових переміщень вузлів виявлений негативний вплив зміненого положення структурного модуля та визначені небезпечні ділянки покриття.

Аннотация. Программными средствами ЛИРА впервые проверена целесообразность использования в работе изменения положения структурного модуля для конструкции металлического пространственного стержневого покрытия. Согласно заданной геометрии и двух случаев расположения раскосов в плоскости граней выполнено построение и осуществлен расчет конечноэлементных моделей покрытия. Путем анализа цветных мозаик продольных сил в элементах, а также линейных и угловых перемещений узлов выявлено отрицательное влияние измененного положения структурного модуля и определены опасные участки покрытия.

Abstract. By software LIRA for the first time is checked expediency of usage in activity of a repositioning of a structural module for a design of metal spatial core covering. According to given geometry and two cases of arrangement of drag struts in a plane of edges the construction is made and the calculation of certainly - element models of covering are carried out. By the analysis of the colour mosaics of longitudinal forces in members, and also linear and angular travels of clusters the negative influencing of a changed rule position of a structural module is detected and the dangerous sectors of covering are determined.

Ключові слова: металеві просторові стрижневі покриття, структурний модуль, комп'ютерна модель, розрахунок, параметри напружено-деформованого стану.

Вступ. Постановка задачі. Металеві просторові стрижневі покриття складаються як правило із багатьох елементів і мають регулярну повторювану стрижневу структуру. Елементи в таких конструкціях уніфіковані і розташовуються за однаковими напрямками у просторі. Завдяки своїй структурній формі дані покриття представляють собою систему об'ємних модулів повної заводської готовності або так званих структурних блоків. Кожний елемент несе свій вклад у роботу покриття. Одні елементи сприймають більші навантаження, інші працюють не в повну силу. Тому важливо підібрати раціональне конструктивне рішення окремого багато разів пов-

торюваного модуля, в кожному елементі якого максимально б використовувались властивості матеріалу.

Аналіз останніх робіт. Порівняно нещодавно одним із авторів опублікованої статті [1] запропонований структурний модуль (рис. 1), який захищений патентом України [2] та на даний момент вже перевірений в роботі просторової конструкції на залізничних шляхах. Крім того, з використанням цього модуля виконані розрахунки покриття автозаправної станції [3], криї стоянки автотранспорту, торговельного ринку та двоповерхового ангара в м. Вінниці. Причому для кожного із зазначених об'єктів розрахунки покриттів проводились з модулем, розташованим в одному положенні.

Виділення невирішених раніше питань та очікувані результати. Однак, існує думка про те, що робота покриття може змінитись у випадку встановлення такого модуля в іншому положенні. Як передбачається, дзеркальне відображення зверху вниз розкосів у площині граней (рис. 2) призведе до варіації параметрів напружено-деформованого стану покриття та справить вплив на експлуатаційні можливості об'єктів. Між тим положення діагонального елемента із площини граней слід залишити незмінним.



Рис. 1. Апробований структурний модуль

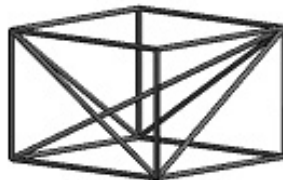


Рис. 2. Змінений структурний модуль

Мета роботи. Спробуємо на конкретному прикладі перевірити розрахункову схему металевого просторового стрижневого покриття зі змінним положенням розкосів у площині граней та виконати порівняння її зі схемою з попередньою конфігурацією структурного модуля.

Геометричні параметри покриття. Розглянемо просторову стрижневу конструкцію з розмірами в плані $B \times L = 12 \times 24$ м (рис. 3). На основі рекомендованого співвідношення геометричних параметрів [4–6], прийнемо висоту структурного модуля та всієї конструкції покриття $f = 1$ м. Кількість модулів уздовж довжини і за напрямком меншої сторони покриття прийнято відповідно 16 та 8. Число елементів, з яких складається покриття, становить 1121. Вузлів виявлено 306, серед них опорними є 6. Кут нахилу розкосів до поясів граней, які утворюють покриття, $\varphi = 33,41^\circ$. Діагональні елементи із площини граней до горизонту розташовані під кутом $\varphi_1 = 25,14^\circ$. Довжина поздовжніх та поперечних елементів 1,5 м, розкосів 1,8 м, діагональних елементів 2,35 м.

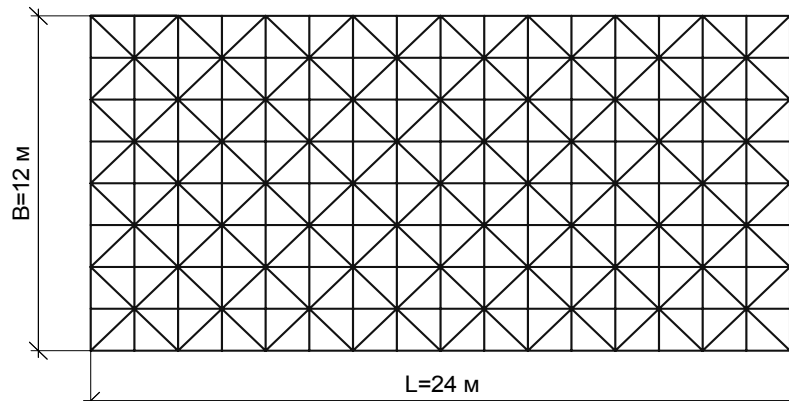


Рис. 3. Схема просторової стрижневої конструкції в плані

Розрахунок навантажень на покриття. Навантаження $q = 0,2$ т/м², яке прикладалось до поверхні покриття розраховувалось як експлуатаційне рівномірно розподілене з урахуванням рекомендацій нового нормативного документа [7] та шарів, що слугували захисними елементами.

Величини A і кількість n вантажних площ визначались на підставі числа і розмірів елементів, з'єднаних у вузлах. Кожна ділянка покриття характеризувалась своїм показником A_n . Кутовим вузлом відповідала вантажна площа A_1 , контурним A_2 , вузлом серединної поверхні A_3 :

$$A_1 = 0,25 \cdot l^2; \quad A_2 = 0,5 \cdot l^2; \quad A_3 = l^2,$$

де $l = 1,5$ м – довжина поздовжніх та поперечних елементів покриття.

Розрахунок вантажних площ A_n став основою для визначення зосереджених сил у вузлах $F_1 \dots F_3$:

$$F_1 = A_1 \cdot q; \quad F_2 = A_2 \cdot q; \quad F_3 = A_3 \cdot q.$$

Показники A_n і F_n наведені на рис. 4.

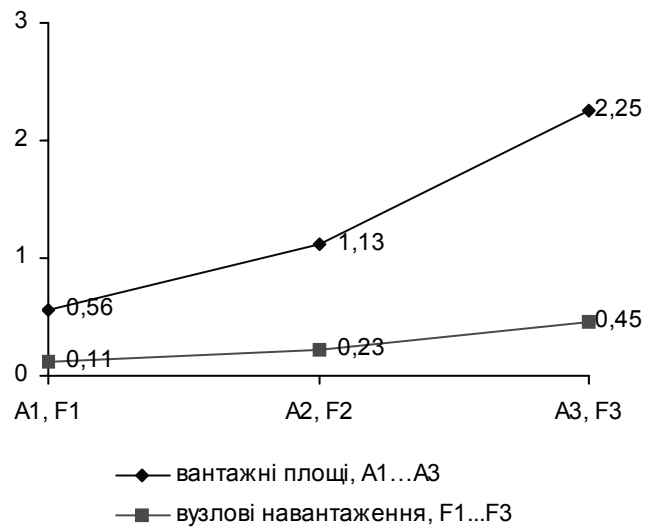


Рис. 4. Числові значення вантажних площ A_n , [м²] та величини вузових навантажень F_n , [т] конструкції покриття

Згідно з отриманими результатами максимальне навантаження сприймали вузли серединної поверхні, мінімальне ті, що знаходились в кутах покриття.

Побудова комп'ютерної моделі і розрахунок покриття. Подальша робота виконувалась з використанням програмного комплексу ЛИРА [8–10], який дозволив виконати побудову комп'ютерної моделі та здійснити розрахунок металевих просторового стрижневого покриття.

Визначивши координати лише вісьмох вузлів та з'єднавши їх елементами у напрямку від меншого до більшого, виконувалось копіювання отриманого структурного модуля за віссю X та Y згідно з заданою геометрією та габаритними розмірами покриття.

Елементом за замовчуванням надавався універсальний просторовий стрижневий скінчений елемент (CE 10) (рис. 5) [10].

У результаті засобами програмного комплексу ЛИРА створювалась скінченноелементна комп'ютерна модель просторового стрижневого покриття (рис. 6).

Геометрична незмінність такої моделі забезпечувалась введенням зв'язків у кутових вузлах та розташуванням двох протилежних один одному верти-

кальних контурних зв'язків на середині довжини покриття. Повна заборона накладалась на лінійні переміщення в одному кутовому вузлі. Іншим кутовим вузлам дозволявся рух у напрямку більшої сторони покриття.

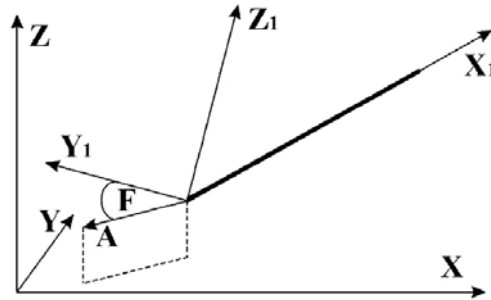


Рис. 5. Схема розташування СЕ 10 у просторі з власною місцевою системою координат

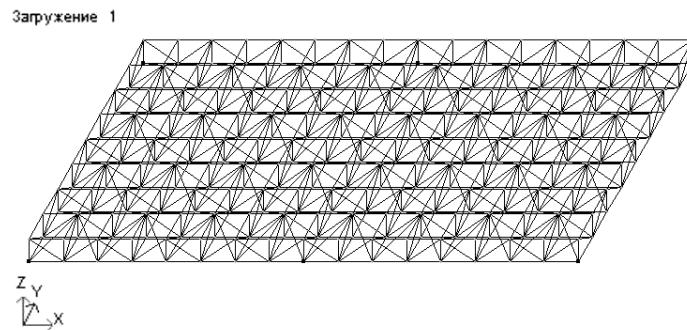


Рис. 6. Об'ємний вид конструкції покриття зі зміненим положенням розкосів у площині граней

Кожному елементу попередньо призначалась жорсткість шляхом надання поперечному перерізу безшовного варіанта трубчастого профілю, отриманого гарячим прокатуванням через форму.

Після призначення елементам характеристик жорсткості використовувалась можливість автоматичного розрахунку навантаження від власної ваги просторової конструкції.

Отримані величини зосереджених сил прикладались до вузлів покриття у відповідності з розрахованими числовими значеннями вантажних площ.

Скінченноелементна модель просторової стрижневої конструкції розраховувалась за допомогою програмного комплексу ЛИРА.

Розрахункові результати, отримані у вигляді кольорових схем та інформативних таблиць, дозволили визначити параметри напружено-деформованого стану покриття. Заданий матеріал (сталь ВстЗпс) сприяв підбору перерізу трубчастого профілю для кожного елемента.

Результати роботи покриття. Результати роботи просторової стрижневої конструкції встановлювались за схемами візуалізації шляхом аналізу розподілу силових факторів та параметрів деформування по поверхні покриття.

Для порівняння наводились також результати роботи просторової конструкції з попереднім положенням структурного модуля.

Зусилля в елементах визначались за чотирма напрямками: поздовжнім, поперечним, похилим (в площині граней) та діагональним (з площини граней).

Як виявилось силові фактори відрізнялись за величиною та знаком. Положення згаданої раніше схеми універсального просторового стрижневого скінченного елемента (СЕ 10) визначалось власною місцевою системою координат та напрямками дії зусиль [10]. За даною схемою знак «+» приймався для зусилля, напрямок якого співпадав з напрямком стрілки, знак «-» – якщо не співпадав.

Із числових значень силових факторів найбільшими виявились поздовжні сили, характер концентрації яких по поверхні покриття визначався за певними закономірностями розподілу зусиль між елементами.

Зміна параметрів деформування просторової конструкції спостерігалась у вертикальному і горизонтальному напрямках. Правило знаків приймалось в глобальній системі координат, за яким вважалось, якщо переміщення і напрямок осі X, Y або Z співпадають, то біля числового значення параметра деформування ставиться знак «+», якщо не співпадають – знак «-».

Шляхом аналізу кольорових мозаїк зусиль в елементах та переміщень вузлів визначались найбільш небезпечні ділянки покриття.

Максимальні значення осьових сил (далі зусиль) в покритті зі змінним положенням структурного модуля зафіксовані в контурних стиснутих опорних стояках у середині довжини покриття. На центральній ділянці просторової конструкції виявлені елементи з найбільшими значеннями зусиль розтягу і стиску. Серединна поверхня, окрім наближення до місць впливу накладених зв'язків, характеризувалась рівномірним розподілом зусиль. У контурних гранях переважна більшість верхніх елементів стискалась, нижніх – розтягувалась, за винятком наближення до середини довжини покриття.

У покритті з початковим положенням структурного модуля максимальні значення зусиль зафіксовані в контурних розтягнутих верхніх елементах в середині довжини покриття. Найбільш навантаженими виявились елементи центральної ділянки просторової конструкції. В гранях серединної поверхні, за винятком наближення до місць впливу накладених зв'язків, особливостей не спостерігалось. Верхні елементи контурних граней в основному працювали на стиск, нижні – на розтяг. Однак з наближенням до середини довжини покриття така закономірність порушувалась.

В значеннях зусиль, розподілених по поверхні просторової конструкції з початковим та зміненим положенням структурного модуля, за винятком окремих ділянок покриття, істотної різниці не зафіксовано. Між тим, дзеркальне відображення зверху вниз розкосів у площині граней змінило знак та збільшило зусилля в багатьох елементах.

Величини максимальних поздовжніх сил в елементах покриття за наявними напрямками по контуру і в серединній поверхні у випадку обох положень структурного модуля наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Максимальні поздовжні сили в елементах покриття за обома положеннями структурного модуля в залежності від напрямків розташування їх у просторі

Напрямок розташування елемента	Максимальні поздовжні сили в елементах, т							
	контурних в покритті				серединної поверхні в покритті			
	з модулем (рис. 1)		з модулем (рис. 2)		з модулем (рис. 1)		з модулем (рис. 2)	
	розтяг	стиск	розтяг	стиск	розтяг	стиск	розтяг	стиск
Поздовжній по X	+13,13	-5,73	+8,37	-13,06	+5,87	-5,58	+7,24	-5,35
Поперечний по Y	+2,75	-8,67	+3,78	-7,96	+11,8 3	-9,32	+12,48	-9,78
Вертикальний по X	+0,01	-0,37	–	-15,61	+0,48	-0,48	+0,27	-1,03
Вертикальний по Y	+0,03	-0,22	+0,16	-4,88	+0,48	-0,48	+0,27	-1,03
Похилий по X	+6,48	-11,14	+10,6 1	-6,61	+2,53	-2,91	+3,29	-2,24
Похилий по Y	+2,79	-5,90	+5,00	-3,46	+4,23	-6,89	+6,18	-3,63
Діагональний	–	–	–	–	+1,86	-3,79	+3,29	-4,86

На підставі отриманих значень встановлені найбільш небезпечні ділянки покриття.

За результатами розрахунків виявилось, що зміна положення структурного модуля має переважно негативний вплив на поздовжні сили в елементах. Так за максимальними показниками в одних елементах зусилля зросли, в інших – зменшились. По контуру найбільш уразливими виявились поздовжні та похилі елементи. Зміна попереднього положення структурного модуля спричинила в поздовжніх елементах негативний (більше ніж в 2 рази) вплив на максимальні зусилля стиску та позитивний (більше ніж в

1,5 раза) вплив на максимальні зусилля розтягу. Після дзеркального відображення зверху вниз розкосів у площині граней в похилих елементах на 64 і 79 % зросли найбільші розтягувальні зусилля та на 41 % зменшились найбільші стискувальні зусилля. В серединній поверхні істотно навантаженими виявились поперечні елементи, в яких у випадку зміни попереднього положення структурного модуля збільшились максимальні зусилля розтягу та стиску лише на 5 %.

Однак зазначені закономірності розподілу зусиль по поверхні просторової конструкції не вказували на загальний стан покриття. Від дії прикладеного експлуатаційного навантаження конструкція зі зміненим положенням структурного модуля викривлювалось за різними напрямками у просторі. Істотний вплив на зміну форми покриття справляли переміщення вузлів, концентрація яких дозволяла виявляти небезпечні ділянки просторової конструкції. Зміна геометрії відбувалась у горизонтальному і вертикальному напрямках. Причому покриття більше прогиналась ніж розповзалась, про що свідчать скупчення в серединній поверхні значної кількості великих вертикальних переміщень вузлів. Максимальний прогин отримав на перетині осей симетрії центральний верхній вузол покриття. Найбільші горизонтальні переміщення вузлів виявились на нижніх контурних ребрах в кутах та в середині довжини покриття.

Аналогічні закономірності деформування зафіксовані в конструкції з попереднім положенням структурного модуля. Майже відсутня різниця в значеннях переміщень вузлів. Порівняння обох схем показало, що в покритті зі зміненим розташуванням розкосів у гранях несуттєво зменшились лінійні та трохи зросли кутові горизонтальні переміщення вузлів. Зміна форми покриття у вертикальному напрямку у випадку попереднього положення структурного модуля виявилась більш прийнятною.

Введені в табл. 2 максимальні переміщення вузлів дозволили оцінити небезпечні ділянки покриття.

Порівняння переміщень вузлів, отриманих у випадку покриття з попереднім та зміненим положенням структурного модуля, показало очевидний результат. Від дзеркального відображення зверху вниз розкосів у площині граней переважно збільшились параметри деформування. Одні вузли отримали більший максимум переміщень, інші – менший. Зміна апробованого структурного модуля негативно вплинула на максимальні горизонтальні кутові переміщення вузлів, які у напрямку осі X зросли на 2 % в контурних найбільш деформованих поздовжніх гранях та на 5 % – в гранях серединної поверхні покриття. Найбільші значення показали лінійні прогини вузлів, які зросли на 6 % по контуру та збільшились на 4 % в серединній поверхні покриття.

Таблиця 2

**Максимальні переміщення вузлів покриття за обома положеннями
структурного модуля в залежності від напрямків розташування їх у просторі**

Напрямок переміщення вузлів		Максимальні переміщення вузлів, мм			
		контурних у покритті		серединної поверхні у покритті	
		з модулем (рис. 1)	з модулем (рис. 2)	з модулем (рис. 1)	з модулем (рис. 2)
Горизонтальний	X	5,58* 5,58**	5,21* 5,21**	4,20	4,26
	UX	7,65* 3,14**	7,77* 3,21**	6,06	6,36
	Y	4,52* 2,36**	4,30* 2,47**	3,46	3,67
	UY	4,23* 4,23**	4,40* 4,40**	2,99	2,98
Вертикальний	Z	14,94* 13,68**	15,85* 14,30**	25,40	26,36
	UZ	0,74* 0,71**	0,83* 0,83**	0,26	0,22

Примітка. *, ** – контурні більша та менша грані покриття

На рис. 7 – 18 наочно продемонстрований позитивний та негативний вплив зміни положення структурного модуля на максимальні зусилля в елементах та переміщення вузлів.

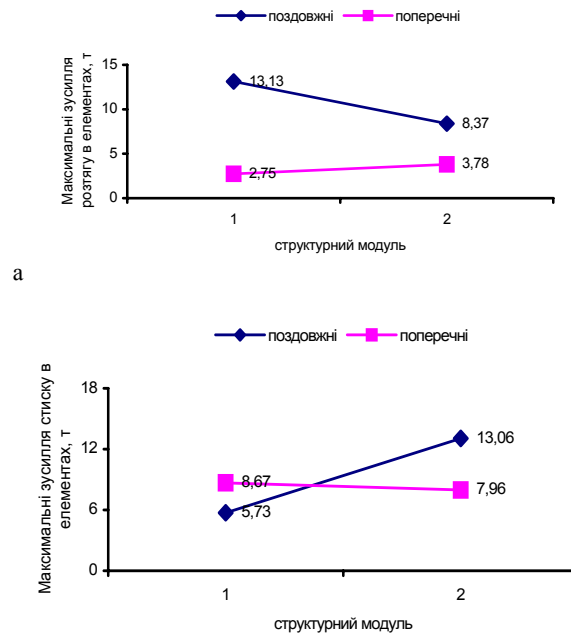


Рис. 7. Максимальні зусилля розтягу (а) та стиску (б)
в контурних поздовжніх та поперечних елементах покриття
з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

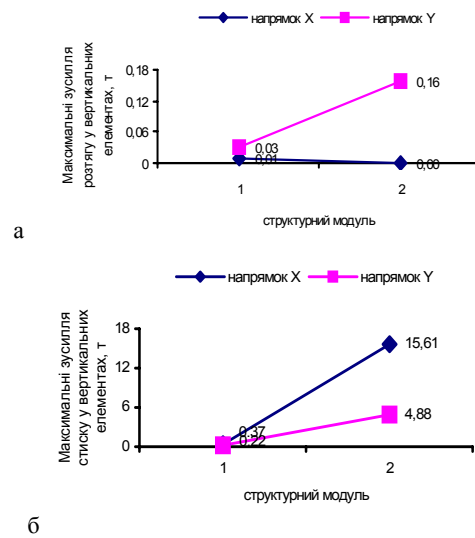


Рис. 8. Максимальні зусилля розтягу (а) та стиску (б) в контурних вертикальних елементах покриття з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

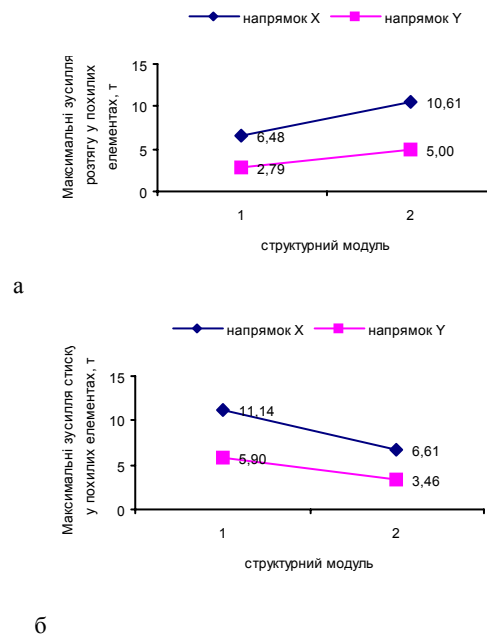


Рис. 9. Максимальні зусилля розтягу (а) та стиску (б) в контурних похилих елементах покриття з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

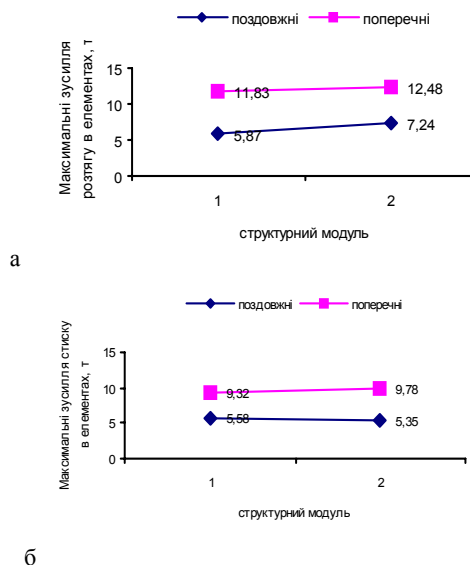


Рис. 10. Максимальні зусилля розтягу (а) та стиску (б) в поздовжніх та поперечних елементах серединної поверхні покриття з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

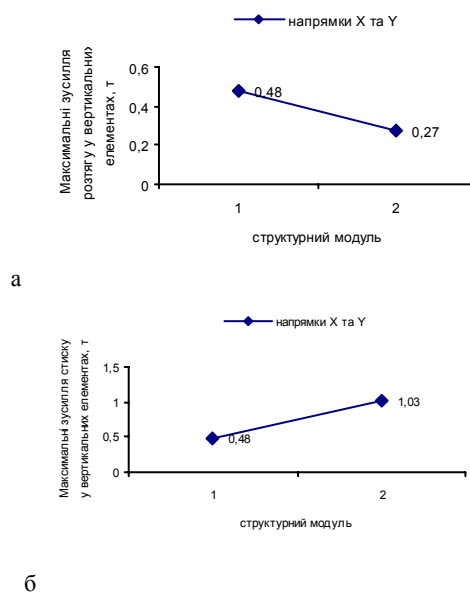


Рис. 11. Максимальні зусилля розтягу (а) та стиску (б) у вертикальних елементах серединної поверхні покриття з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

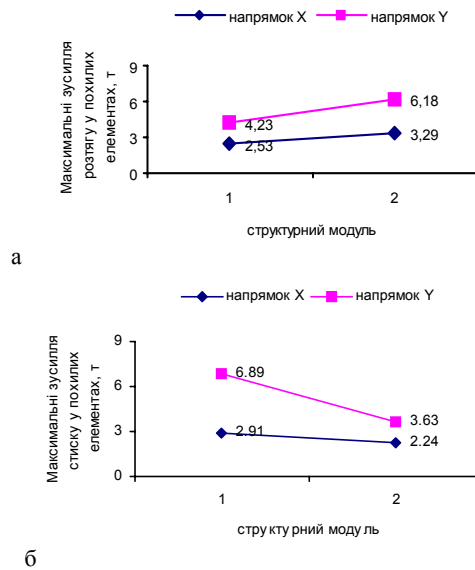


Рис. 12. Максимальні зусилля розтягу (а) та стиску (б) у похилих елементах серединної поверхні покриття з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

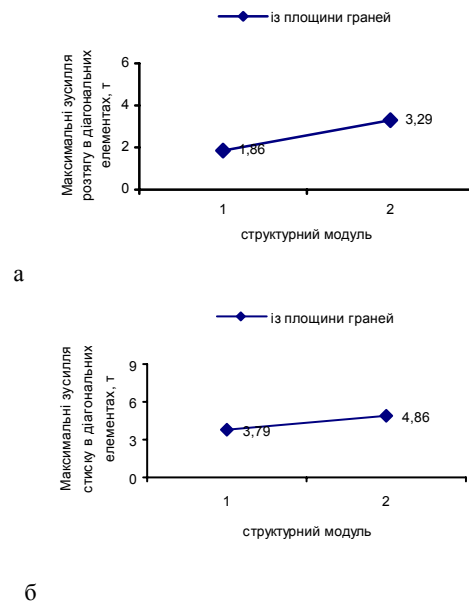


Рис. 13. Максимальні зусилля розтягу (а) та стиску (б) в діагональних елементах серединної поверхні покриття з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

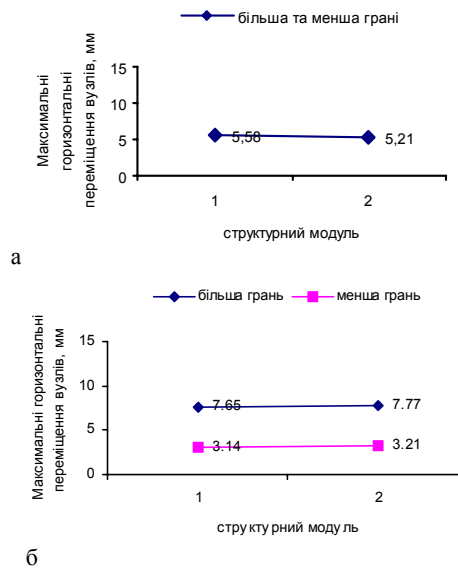


Рис. 14. Максимальні горизонтальні за напрямком Х лінійні (а) та кутові (б) переміщення контурних вузлів у гранях покриття з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

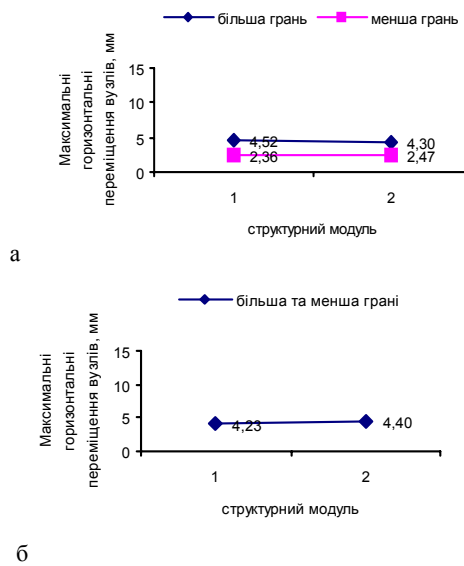


Рис. 15. Максимальні горизонтальні за напрямком Y лінійні (а) та кутові (б) переміщення контурних вузлів у гранях покриття з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

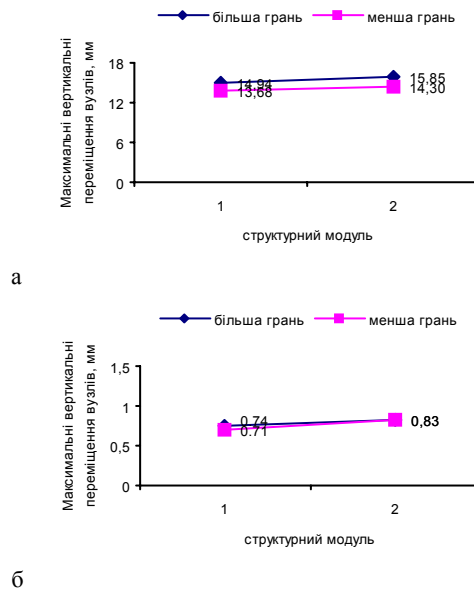


Рис. 16. Максимальні вертикальні за напрямком Z лінійні (а) та кутові (б) переміщення контурних вузлів у гранях покриття з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

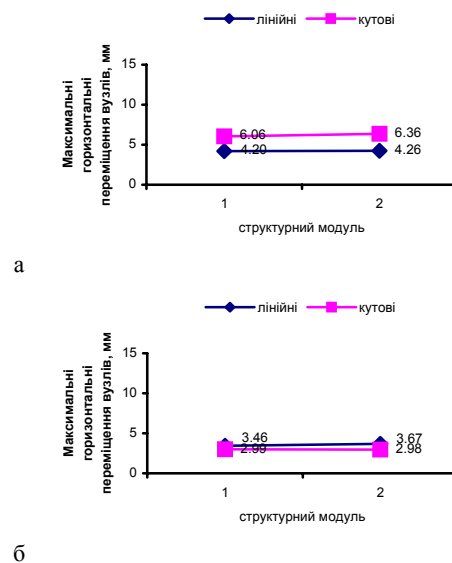


Рис. 17. Максимальні горизонтальні за напрямком X (а) та Y (б) лінійні та кутові переміщення вузлів серединної поверхні в гранях покриття з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

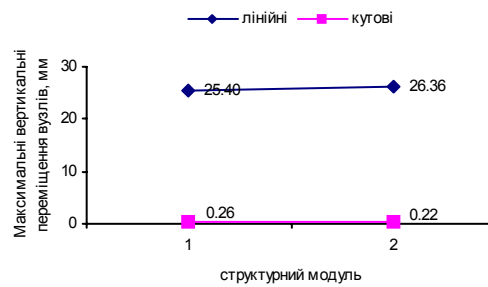


Рис. 18. Максимальні вертикальні за напрямком Z лінійні та кутові переміщення вузлів серединної поверхні в гранях покриття з модулем 1 (рис. 1) та модулем 2 (рис. 2)

Зазначені результати дозволили порівняти найбільші силові фактори та параметри деформування покриття за обома положеннями структурного модуля.

Наведені графіки показали різницю в значеннях та знаках максимальних поздовжніх сил в елементах просторової конструкції. З переходом від апробованого до зміненого положення структурного модуля в більшості випадків спостерігалось зростання максимальних розтягувальних та стискальних зусиль в елементах. Особливо показовим виявилось різке підвищення найбільших зусиль стиску в контурних поздовжніх та вертикальних елементах. Втім в окремих місцях спостерігалось зменшення максимальних поздовжніх силових факторів. Найбільш характерний приклад такого зменшення виявлений в максимально розтягнутих контурних поздовжніх елементах. Інша закономірність проявилась у збільшенні та зменшенні різних за знаком максимальних поздовжніх сил в похилих контурних елементах. Решта змін вбік зменшення та збільшення виявились мало відчутними. Лише за напрямком Y порівняно з іншими зросли максимальні зусилля розтягу та знизились максимальні зусилля стиску у похилих елементах серединної поверхні.

Втім розглянуті закономірності зміни найбільших розтягувальних та стискальних зусиль в елементах не дали остаточної інформації про роботу покриття за обома положеннями структурного модуля.

Повністю оцінити загальний стан покриття дозволили отримані максимальні переміщення вузлів. За ними обидва випадки структурного модуля не виявили особливих тенденцій до викривлення форми, але зафіксували переважно зріст найбільших параметрів деформування.

Висновки

Програмними засобами ЛИРА вперше перевірена доцільність використання в роботі зміни положення структурного модуля для конструкції металевого просторового стрижневого покриття.

Згідно з заданою геометрією та двома випадками розташування розкосів у площині граней побудовані та розраховані скінченноелементні моделі покриття.

Шляхом аналізу кольорових мозаїк поздовжніх сил в елементах та лінійних і кутових переміщень вузлів визначені найбільш небезпечні ділянки покриття з обома положеннями структурного модуля.

За результатами розрахунків встановлено, що зміна розташування розкосів у площині граней неоднозначно вплинула на силові фактори та параметри деформування покриття. З одного боку істотно змінились поздовжні сили в елементах, а з другого – майже без змін залишились лінійні і кутові переміщення вузлів.

Перебудова багатоелементної конструкції викликала зростання силових показників більшості ділянок покриття. Основну роботу взяли на себе контурні поздовжні та вертикальні елементи, в яких зафіксований максимальний стиск, а також контурні похилі елементи, в яких зафіксований максимальний розтяг. Середина поверхня з позицій змін найбільших поздовжніх сил в елементах виявилась менш уразливою. Лише помітно підсилилась робота максимальних розтягувальних зусиль у похилих елементах. Решта ділянок покриття характеризувалась або незначним підвищенням, або зменшенням відповідних показників.

Зовсім інші зміни виявлені в параметрах деформування покриття. Вони не справили істотного впливу на тенденції до викривлення форми покриття. Кожна ділянка демонструвала деяке зростання або зниження лінійних та кутових переміщень контурних вузлів та вузлів серединної поверхні.

Література

- [1] Риндюк В.І. Використання металевих просторових конструкцій для запобігання руйнівних процесів в передмостових спорудах / В.І. Риндюк, О.І. Сіянов, С.Й. Шаманський, Т.Ю. Романець // Будівельні конструкції. [“Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць”]. – Київ: ДНДІБК, 2008. – Вип. 70. – С. 211 – 215.
- [2] Патент 58064С2 України, МПК 7 Е04С3/08, Е04В1/343, 1/344. Просторовий блок покриття / Сорочан В.Л. (Україна). – № 2002097186; Заявл. 04.09.02; Опубл. 15.02.05. Бюл. № 2. – 4 с.

- [3] Сіянов О.І. Структурна металева конструкція покриття з новою формою просторової чарунки / О.І. Сіянов // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. [«Збірник наукових праць»]. – Рівне: НУВГП, 2005. – Вип. 12. – С. 296 – 303.
- [4] Шимановский В.Н. Оптимальное проектирование пространственных *решетчатых покрытий* / В.Н. Шимановский, В.Н. Гордеев, М.Л. Гринберг. – К.: Будівельник, 1987. – 224 с.
- [5] Лубо Л.Н., Миронков Б.А. Плиты регулярной пространственной структуры / Л.Н. Лубо, Б.А. Миронков. – Л.: Стройиздат, 1976. – 105 с.
- [6] Трушев А.Г. Пространственные металлические конструкции / А.Г. Трушев: Учеб. пособие для вузов. – М.: Стройиздат, 1983. – 215 с.
- [7] ДБН В.1.2-2:2006 Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – К.: Минстрой Украины, 2006. – 78 с.
- [8] Лантух-Лященко А.И. ЛИРА. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. Учеб. пособие / А.И. Лантух-Лященко. – К.-М.: ФАКТ, 2001. – 312 с.
- [9] Городецкий А.С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. Учеб. пособие / А.С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. – Харьков: НТУ «ХПИ», 2003. – 889 с.
- [10] Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. ЛИРА: <http://www.lira.com.ua>

Надійшла до редколегії 10.06.2010 р.

ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ СТАТЕЙ

У збірнику публікуються не опубліковані раніше та не призначені для одночасної публікації в інших виданнях статті, що містять нові результати теоретичних та експериментальних досліджень в області розвитку методів розрахунку і проектування конструкцій, будівель і споруд, розроблення раціональних типів конструкцій, експериментально-теоретичних досліджень роботи елементів і з'єднань, удосконалення матеріалів, технологій виготовлення і монтажу, ремонту і реконструкцій будівель і споруд; пропозиції щодо розвитку і вдосконалення нормативної бази в цій галузі будівництва тощо.

Наукові статті повинні містити: опис проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими програмами чи практичними завданнями; короткий аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано вирішення даної проблеми і на які посилається автор; виділення невирішених питань або проблем, котрим присвячується стаття; формулювання цілей статті (постановка завдання); виклад основного матеріалу дослідження з обґрунтуванням отриманих наукових результатів; висновки з цього дослідження і перспективи подальших досліджень за даним напрямком.

Статті подаються українською, російською або англійською мовами 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 7 сторінок форматом А4 (210х297 мм), включаючи рисунки, таблиці та перелік використаної літератури. Статтю необхідно супроводжувати короткою анотацією, надрукованою українською, російською та англійською мовами. До статті потрібно додати для кожного із співавторів авторську довідку, в якій вказати прізвище, ім'я та по батькові, науковий ступінь, вчене звання, місце і адресу основної роботи, посаду та контактний телефон.

Стаття набирається в редакторі Microsoft Word, шрифт Times New Roman, розмір 11 пт., міжрядковий інтервал – одинарний. У лівому верхньому кутку сторінки 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 11 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 доопрацювання датою надходження вважається дата одержання редакцією остаточного варіанта тексту. Після доопрацювання стаття знову розглядається редколегією.

Дотримання зазначених вимог дозволить скоротити термін опрацювання та підготовки до друку матеріалів, що надійшли до редакційної колегії збірника.

Розраховуємо на співпрацю.

Наукове видання

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

В.С. Артюшенко

Комп'ютерна верстка

В.С. Артюшенко

та технічне редагування

Т.І. Лукашевич

Т.І. Цапро

Рекомендовано до друку вченою радою ВАТ
«УкрНДПроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського»
(протокол № 6 від 19.08.2010)

Підписано до друку 19.08.2010.
Формат видання 70х100/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Умовн. друк. арк. 15,63. Обл.-вид. арк. 10,7.
Тираж 100 прим.

Видавництво «Сталь».
02660, ГСП-660, м. Київ, просп. Визволителів, 1,
тел. 229-83-51; 543-95-56
www.isdat.com.ua
