

**С. Г. Велитченко  
О. П. Новицький  
О. В. Орел  
В. В. Піталенко  
В. О. Сіробаба**

*У статті наведено порівняння результати комп'ютерного моделювання і натурального статичного випробування сталевої рами. Моделювання проводилось за допомогою програмного комплексу «Ліра». Порівнювалося два види роботи рами: робоче і в стані випробування. В результаті яких отримано і проаналізовано зусилля у конструкціях і їх деформації.*

**Ключові слова:** статичні випробування сталевої рами, комп'ютерне моделювання, ПК Ліра.

**Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими науковими чи практичними завданнями.** Унікальні будівлі потребують особливо детального проектування та інноваційного будівельного процесу. На ряду з цим, після зведення будівель, необхідні постійний моніторинг та контроль стану будівлі, її конструкцій та з'єднань. Це допомагає перевірити ефективність прийнятих унікальних проектних рішень та дати додатковий поштовх для будівельної науки. Завдяки сучасним комп'ютерним розрахунковим програмним комплексам можливо виконати більш точний розрахунок будівель побудованих

десятиліття тому. Також, це дає змогу змоделювати стан будівлі та перерахувати конструкції при зміні Державних будівельних норм.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано розв'язання даної проблеми.** Будівництво легкоатлетичного манежу Української академії банківської справи у місті Суми було завершено у 2002 році (рис. 1). Проектування виконувала компанія «Вентал» (Російська федерація), будівництво – ПАТ «Сумбуд». За умовами експлуатації кожні 4 роки необхідна перевірка болтових з'єднань та статичні випробування рами.



**Рис. 1** Головний фасад легкоатлетичного манежу ДВНЗ «Українська академія банківської справи»

У 2006 та 2010 роках були проведені обстеження стану конструкцій, виконано дотягування високоміцних болтів та статичні випробування рами [1, 2]. Перевірка високоміцних болтів показала, що близько третини болтів послаблені, тому вони були докручені до проектного моменту 104,0 кН.

У 2014 році було вирішено виконати перевірку усіх болтів та замінити ті, що втратили момент затягування. Після чого були проведені статичні випробування рами, згідно складеної програми та схеми випробувань (рис. 3) [3].

**Формулювання цілей статті.** Враховуючи унікальність будівлі та вступ у силу ДБН [5] після

випробувань у 2006 році на даху в водостічних воронках було встановлено обладнання для розтоплювання снігу та льоду. Згідно СНиП [4] рама будівлі розрахована на снігове навантаження  $70 \text{ кг/м}^2$ , значення ДБН [5] складає  $167 \text{ кг/м}^2$ . Метою представленої статті є моделювання робочого стану рами та стану в процесі випробування і подальше порівняння з результатами статичних випробувань.

**Виклад основного матеріалу дослідження з повним обґрунтуванням отриманих науко-**

**вих результатів.** Будівля представляє собою поєднання об'єднаних двох частин: побутово-адміністративної та спортивної легкоатлетичної арени (рис. 2). Побутово-адміністративна має комбіновану конструктивну схему залізобетонного каркасу та несучих стін. Конструктивна схема легкоатлетичної арени рамна, складена з металевих 17 рам кроком 6 м, проліт рам 60 м, висота при опорі 17,0 м на коньку 20,1 м. Загальні розміри арени 96х60 м.



**Рис. 2** Легкоатлетична арена манежу

Не дивлячись на конструктивну простоту рамних конструкцій змінного перерізу, їх розрахунок достатньо складний та потребує деталізації.

По-перше, це пов'язано із статичною незначеністю рам і впливу характеристик перерізу елементів на величину внутрішні зусиль (згинаючих моментів, поздовжніх і поперечних сил), що створює певні труднощі при статичних розрахунках і підборі перерізів.

По-друге, в діючих нормах не надано повної інформації по проектуванні і випробуванні елементів змінного перерізу, які враховують специфічні особливості конструктивних рішень і їх роботи під навантаженням. Наприклад, у нормах є тільки відносно прості схеми, приклади прямокутні рівномірно навантажені частини стінки при розрахунку постійного перерізу і т.д. Використання «напрямую» дійсних нормативних рекомендацій, орієнтованих на такі прості конструкції, в більшості випадків призводить до перевитрат металу і знижує ефективність рамних конструкцій змінного перерізу.

По-третє, наявність тонкостінних високонапружених елементів самих рамних конструкцій і інших елементів каркасу (прогонів, стійок фахве-

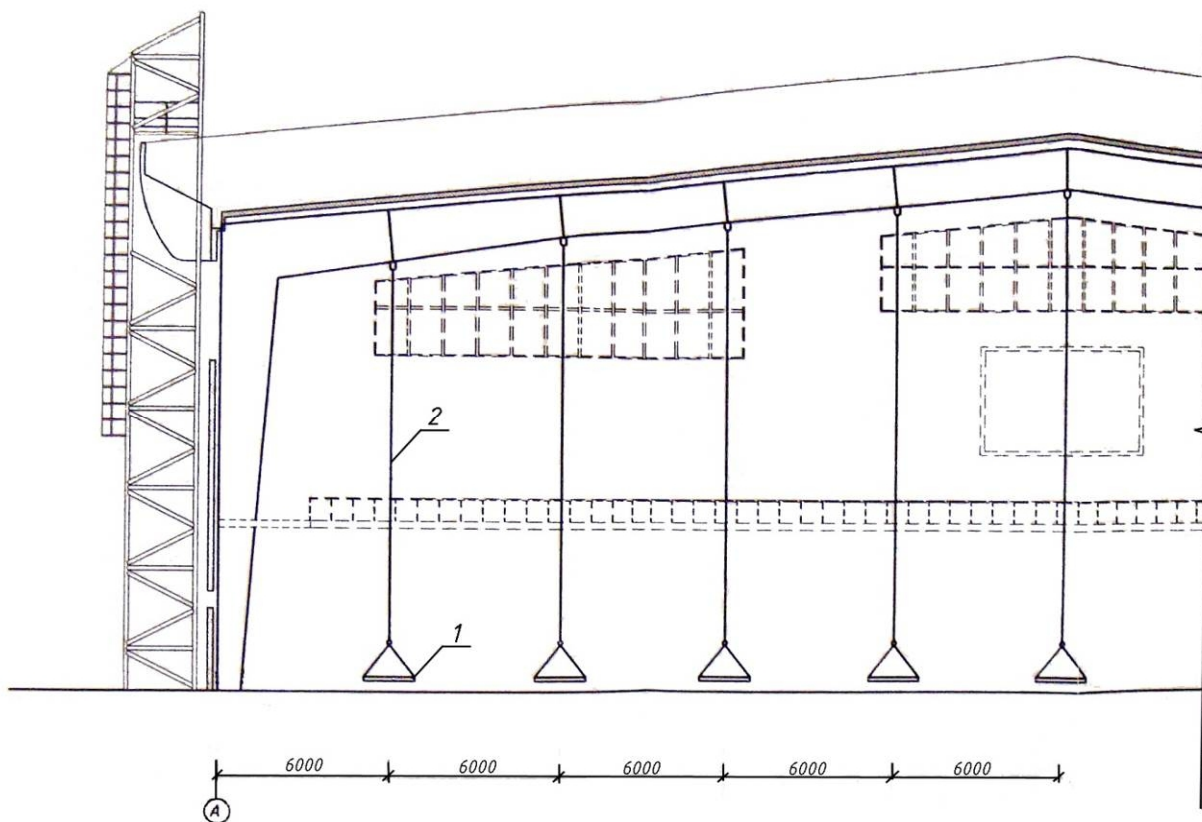
рка та інших), виводить на перше місце по важливості такі фактори, як стійкість з площини і згинально-крутильної формам, роботу елементів рам за критичній стадії, підвищену деформативність рамних конструкцій в цілому.

По-четверте, враховуючи, що більшість елементів каркасу працюють на межі несучої здатності і не мають великих резервів, наприклад, за рахунок пластичної стадії роботи, особливе значення має правильний вибір розрахункової схеми і методик, які дозволяють надійно розраховувати конструкції мінімальної маси.

Враховуючи вище наведені особливості розрахунку рам із змінними перерізами, можна стверджувати, що експериментальні дослідження існуючих будівель є дуже важливі для комп'ютерного моделювання та уточнення реальної роботи конструкцій, будівлі в цілому.

Яскравим прикладом є дослідження рами легкоатлетичного манежу УАБС НБУ.

На рис. 3 наведена схема передачі навантажень підвищенням вантажів на раму манежу при виконанні статичних випробувань рами. На вантажні площадки прикладалося на вантаження ступенями по 20 % від повного проектного.



**Рис. 3** Схема передачі навантажень на раму підвішуванням 9 вантажів:  
1 – вантажні платформи (9 шт.), 2 – металеві троси з чотирьохгілковими стропами



**Рис. 4** Статичні випробування рами 5 ступеня при повній масі вантажів

Конструкція покриття будівлі є наборний сандвіч, по прогонах кроком 1,5 м, що складається з двох металевих профільованих листів, висотою

хвилі 45 мм, та утеплювача між ними товщиною 100 мм.

Снігові навантаження були розраховані згід-

**Вісник Сумського національного аграрного університету**

но схеми 1б, котрі в СНиП та ДБН (рис. 5) маю однакові значення коефіцієнту  $\mu=1$ , так як кут ухилу покрівлі складає  $6^\circ$ , що менше  $25^\circ$  [4, 5].

Виконаний збір навантажень на раму манежу наведений у таблиці 1.

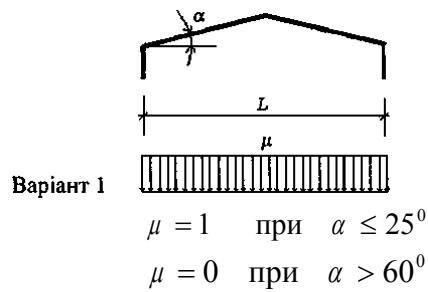


Рис. 5 Будинки з односхилими та двосхилими покриттями [4, 5]

Таблиця 1: Збір навантажень на  $1 \text{ м}^2$  покриття

№ з/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження, Па	Коефіцієнт перевантаження, $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, Па
Постійне навантаження				
1	Профільований лист товщиною 1мм.	171,7	1,05	180,29
2	Утеплювач мінераловатний 100мм.	100	1,2	120
3	Профільований лист товщиною 1мм.	171,7	1,05	180,29
	Всього постійне навантаження	443,4		480,57
Тимчасове навантаження				
	Тимчасове навантаження			
	в тому числі довготривале:			
	Вага снігу: згідно СНиП[4] згідно ДБН[5]	686,7 (70 кг) 1670		686,7 1670
	<b>Повне навантаження:</b> згідно СНиП[4] згідно ДБН[5]	<b>1130,1</b> <b>2113,4</b>		<b>1167,27</b> <b>2150,57</b>

Визначаємо навантаження на 1 м довжини ригеля при прольоті 6 м згідно СНиП[4]:

розрахункове повне  $q = (480,57 + 686,7) \cdot 6 = 7003,62 \text{ Н/м} = 7,0 \text{ кН/м}$

нормативне повне  $q^{\text{н}} = (443,4 + 686,7) \cdot 6 = 6780,6 \text{ Н/м} = 6,78 \text{ кН/м}$

Визначаємо навантаження на 1 м довжини ригеля при прольоті 6 м згідно ДБН [5]:

розрахункове повне  $q = (480,57 + 1670) \cdot 6 = 12903,41 \text{ Н/м} = 12,9 \text{ кН/м}$

нормативне повне  $q^{\text{н}} = (443,4 + 1670) \cdot 6 = 12680,4 \text{ Н/м} = 12,68 \text{ кН/м}$

Після збору навантажень проводимо комп'ютерне моделювання.

Згідно креслень проекту серій КМ та КМД манежу в програмному комплексі «Ліра» була змодельована рама будівлі. Для врахування змінного перерізу елементів рами її було розбито на окремі частини довжиною не більше 1 м., центрами ваги котрі лежать на головній вісі конструкції. Був складений окремий сортамент листової сталі Ст3 з типорозмірами перерізів елементів рами.

Візуальний вигляд рами побудованої у «Лірі» зображено на Рис. 6.

Зображення розрахункової схеми рами манежу згідно СНиП для м.Суми снігове навантаження дорівнює  $70 \text{ кг/м}^2$  (Рис. 7).

Результатом моделювання по деформаціям є величини деформацій та моделі геометричних змін рами при навантаженні по СНиП (Рис. 8)

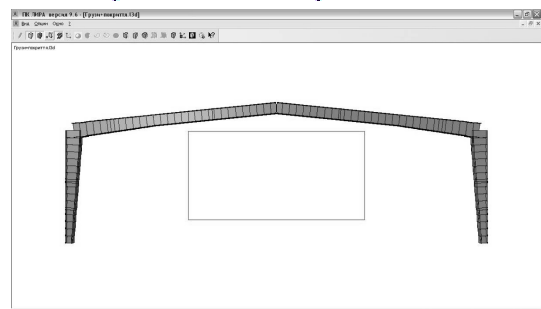


Рис. 6 Моделювання рами манежу в ПК «Ліра»

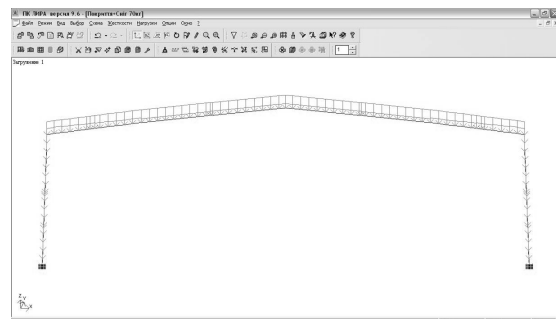


Рис. 7 Розрахункова схема рами манежу з навантаженням згідно СНиП

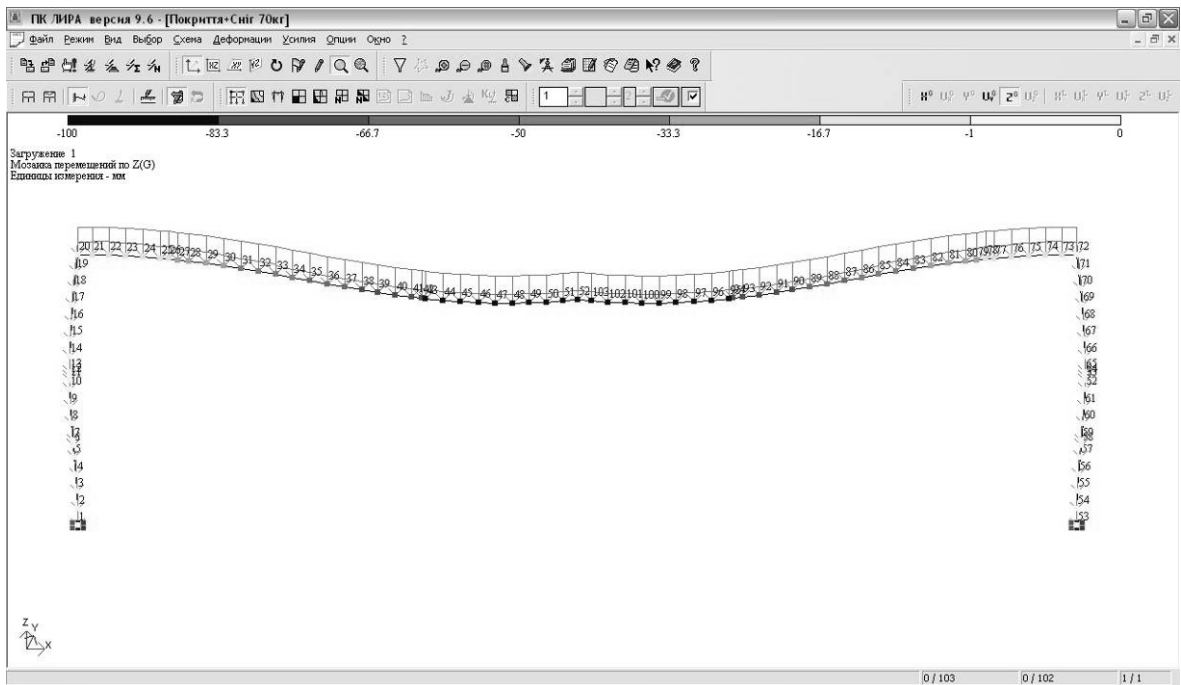


Рис. 8 Деформації рами манежу з навантаженням згідно СНІП

Значення та епюри моментів рами від навантажень за СНІП (Рис. 9)

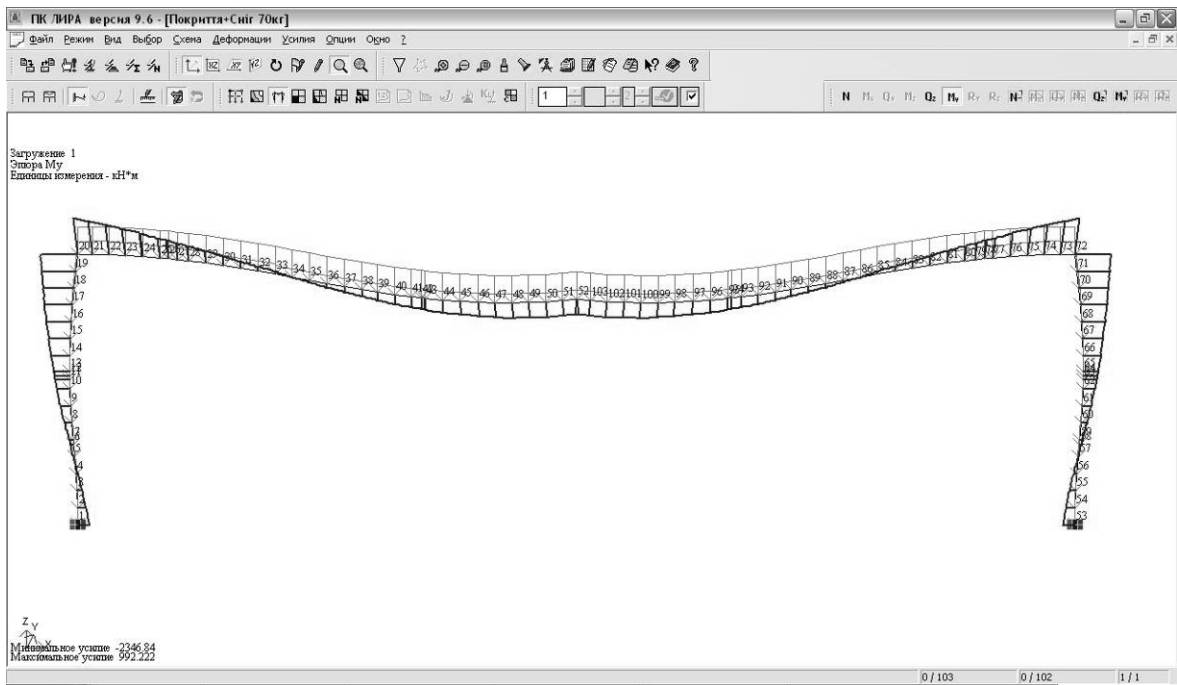


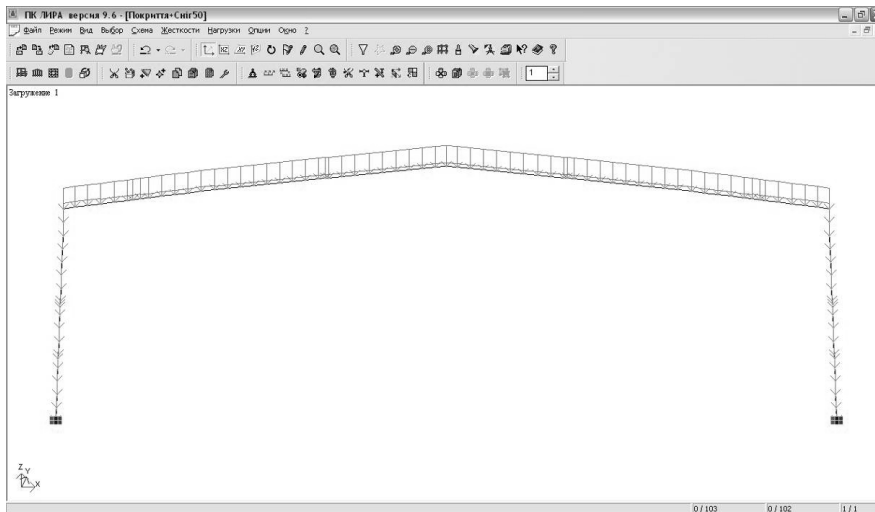
Рис. 9 Епюра моментів рами манежу з навантаженням згідно СНІП

Зображення розрахункової схеми рами манежу згідно ДБН для м.Суми снігове навантаження дорівнює  $167 \text{ кг/м}^2$  (Рис. 10)

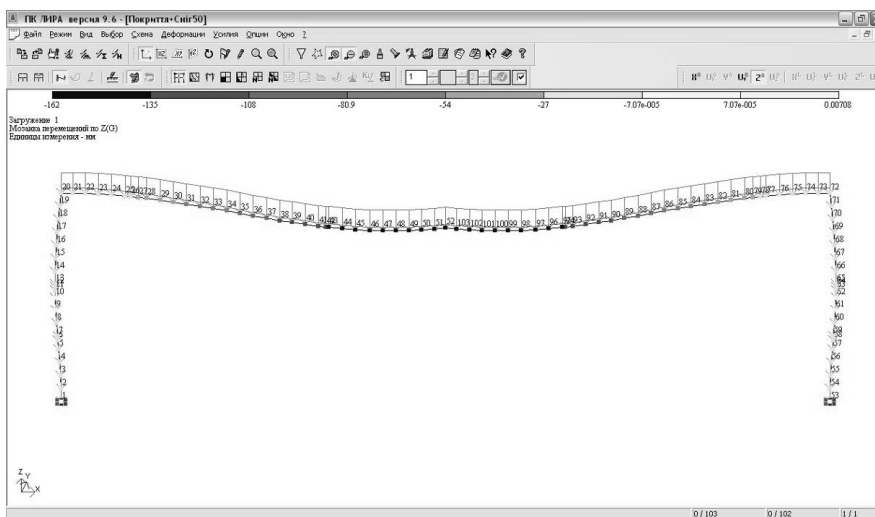
Результатом моделювання по деформаціям

є величини деформацій та моделі геометричних змін рами при навантаженні по ДБН (Рис. 11)

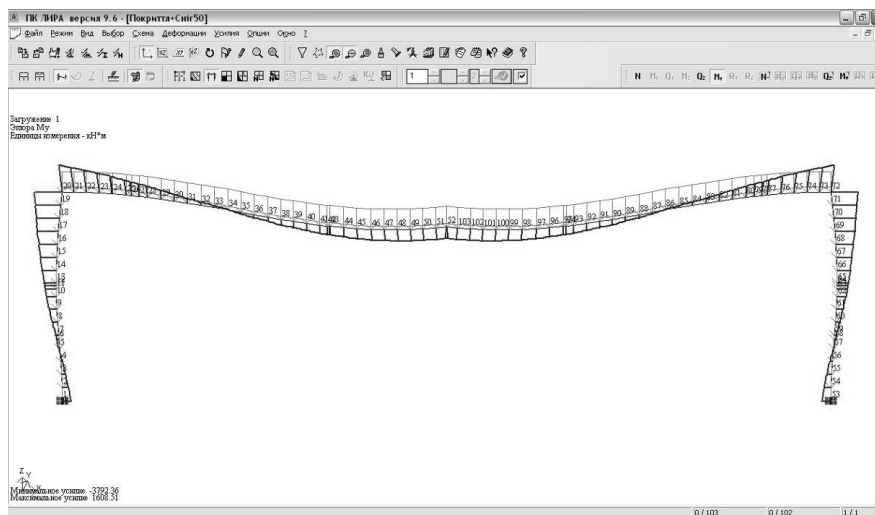
Значення та епюри моментів рами від навантажень за ДБН (Рис. 12)



**Рис.10** Розрахункова схема рами манежу з навантаженням згідно ДБН



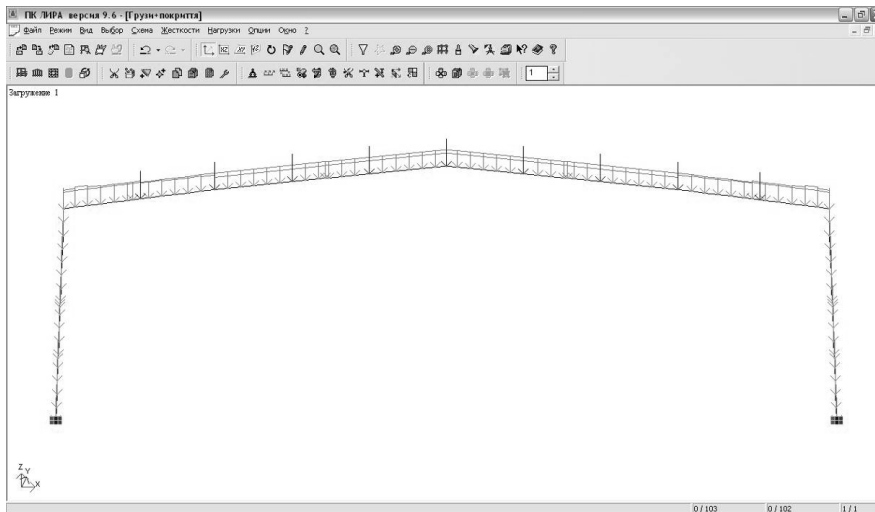
**Рис.11** Деформації рами манежу з навантаженням згідно ДБН



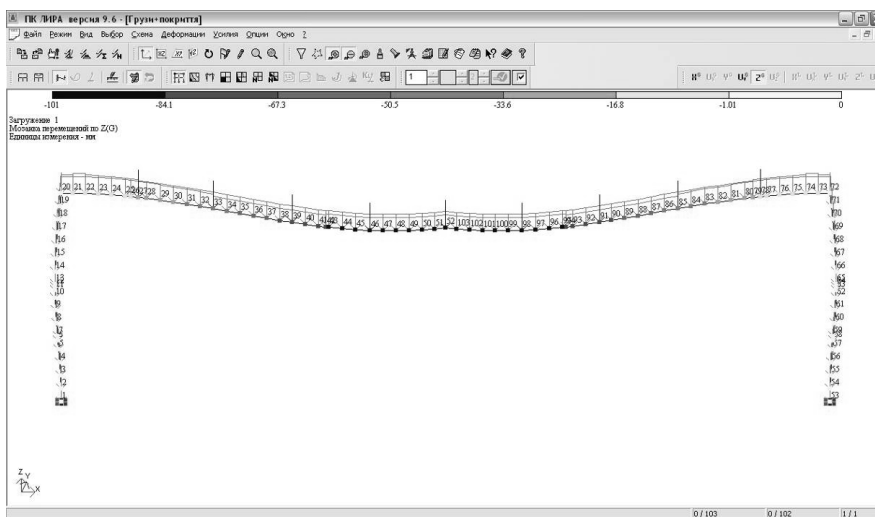
**Рис. 12** Епюра моментів рами манежу з навантаженням згідно ДБН

Після моделювання проводились натурні експериментальні дослідження рам манежу вантажами, які були розраховані на навантаження по

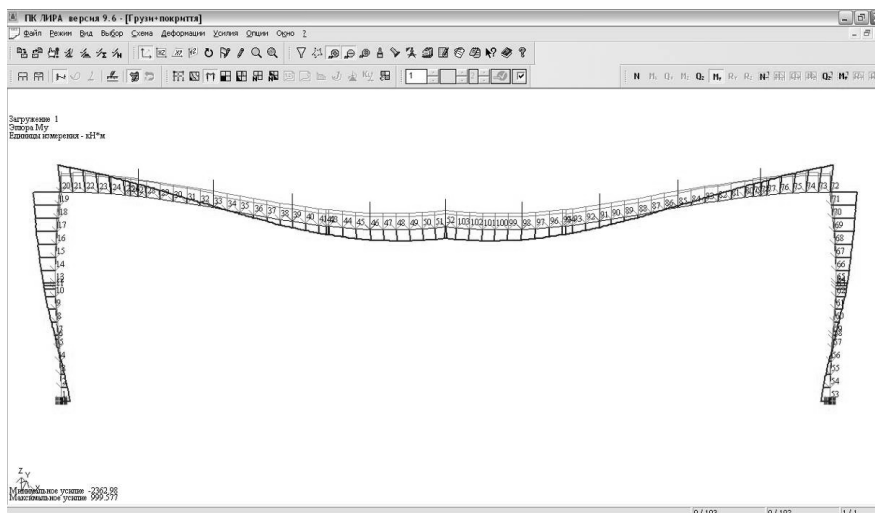
СНиП та розміщені рівномірно по всій рамі, що за принципом роботи і чисельно дорівнює сніговому навантаженню в м Суми.



**Рис. 13** Розрахункова схема рами манежу з навантаженням від вантажів



**Рис. 14** Деформації рами манежу з навантаженням від вантажів



**Рис. 15** Епюра моментів рами манежу з навантаженням від вантажів

Після проведення всіх розрахунків результати були зведені до Таблиці 2, в якій указані де- | формації рам манежу, а саме значення прогинів конька.

**Таблиця 2: Значення прогинів конька рами манежу (мм)**

Навантаження	Без врахування власної ваги	З врахуванням власної ваги
Власна вага	-	24,78
Ваги покриття	30,58	55,36
Покриття та снігове навантаження 70 кг/м <sup>2</sup> згідно СНиП	75,23	100,01
Покриття та снігове навантаження 167 кг/м <sup>2</sup> згідно ДБН на 50 років	137,12	161,89
Вантажі 9x2520 кг	45,56	70,34
Покриття та вантажі 9x2520 кг	76,13	100,91

Дані наведені в таблиці 2 показують розрахункові значення прогину конька при моделюванні в ПК «Ліра». Зважаючи на незначну різницю показників прогину розподіленого снігового навантаження згідно СНиП та підвішування вантажів можна стверджувати, що схема розміщення вантажів на рамі може вважатися відповідним до розподіленого навантаження від снігу.

Приймаючи що прогин від власної ваги та ваги покриття відбувся під час монтажу прогин конька від ваги снігового навантаження згідно СНиП складає 44,74 мм, що більше ніж прогин отриманий при статичних випробуваннях.

Прогин при прикладенні снігового навантаження згідно ДБН значно перевищує показники при навантаженні згідно СНиП, а також перевищує граничний розрахунковий прогин, що складає 133 мм

**Висновки з даного дослідження і перспективи подальший розвиток у даному напрямку.** Проведені моделювання в ПК «Ліра» робочо-

го стану та стану при статичних випробуваннях рами легкоатлетичного манежу УАБС НБУ. За результатами були отримані значення прогинів конька. Моделювання дає можливість побачити роботу конструкцій будівлі із різними завантаженням і перевіряти їх з допустимими значеннями відхилень, без додаткових натурних експериментів. Моделювання та статичні випробування майже повністю відповідають реальній роботі рами будівлі, при завантаженні за старими нормами СНиП. Можна стверджувати, що наведена робота рами, зі збільшенням сніговим навантаження по ДБН, перевищує розрахунковий критичний прогин. Точне значення снігового навантаження може бути визначене вимірюванням снігових навантажень з урахуванням впливу танення снігу на недостатньо утепленій покрівлі. Процес накопичення снігових навантажень та визначення величини їх впливу потребує більш детальних та тривалих досліджень.

#### **Список використаної літератури:**

1. Отчет по техническому обследованию, проверки затяжки высокопрочных болтов фланцевых соединений, восстановление работоспособности несущих конструкций, испытанию стальной рамы каркаса спортивного сооружения «Манеж» ДП ОАО «Сумстрой» Главная испытательная лаборатория в строительстве и энергетике. г. Сумы 2006 г.
2. Отчет по техническому обследованию, проверки затяжки высокопрочных болтов фланцевых соединений, восстановление работоспособности несущих конструкций, испытанию стальной рамы каркаса спортивного сооружения «Манеж» ДП ОАО «Сумстрой» Главная испытательная лаборатория в строительстве и энергетике. г. Сумы 2010 г.
3. Отчет по техническому обследованию, проверки затяжки высокопрочных болтов фланцевых соединений, восстановление работоспособности несущих конструкций, испытанию стальной рамы каркаса спортивного сооружения «Манеж» ДП ОАО «Сумстрой» Главная испытательная лаборатория в строительстве. г. Сумы 2014 г.
4. СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»
5. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи. Норми проектування»
6. Пичугин С. Ф. Снеговые и гололедные нагрузки на строительные конструкции : монография / С. Ф. Пичугин, А. В. Махинько. – Полтава : ООО «АСМИ», 2012. – 460 с.
7. ДБН 362-92 «Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації»
8. ДСТУ Б В.2.6-10-96 «Конструкції сталеві будівельні. Методи випробування навантаженням».

**Велитченко С.Г., Новицкий А.П., Орел О.В., Питаленко В.В., Сиробаба В.А. Моделирование и статическое испытание стальной рамы легкоатлетического манежа УАБС НБУ**

*В статье приведены сравнительные результаты компьютерного моделирования и натурно статического испытания стальной рамы. Моделирование проводилось при помощи программного комплекса «Лира». Сравнялось два вида работы рамы: рабочее и в состоянии испытания. В результате которых получено и анализировано усилия в конструкциях и их деформации.*

**Ключевые слова:** статические испытания стальной рамы, компьютерное моделирование, ПК «Лира».

**Velitchenko S.G., Novitskiy A.P., Orel O.V., Pitalenko V.V., Sirobaba V.O. Computer simulation and static testing of UAB NBU track and field arena's steel frame**

*Unique buildings require very detailed design and innovative construction process. Along with this, after the construction of buildings required constant monitoring and control of the condition of the building, its structures and connections. This helps to test the effectiveness of adopted unique design and give additional impetus to the construction sci-*



ence. Thanks to modern computer software complex calculation may perform a more accurate calculation of buildings constructed decades ago. It also allows you to simulate the condition of the building and list structures by changing the state building codes.

Athletic arena of Ukrainian Academy of Banking in Sumy construction was completed in 2002. Design performed "Vental" company (Russian Federation), construction - JSC "Sumbud." According to operating conditions every 4 years bolt connection and frame needs to be tested.

In 2006 and 2010 examination were conducted by state structures, made of high-strength bolts and static test frame. Check high-strengthbolts showed that about a third of the bolts loosened torque, so they were tighten to the project torque 104.0 kN.

In 2014 it was decided to check all bolts and replace those lost torque. Then the static tests were conducted frames, according compiled programs and schemes tests.

Due to the uniqueness of the building and consummated of DBN "Loads and effects" after tests in 2006 on the roof to drain funnel was installed equipment for melting snow and ice. According to SNIP "Load and impact" building's frame designed for snow load of 70 kg / m<sup>2</sup>, meaning DBN "Loads and effects" is 167 kg / m<sup>2</sup>. The aim of the paper is present-ed modeling working condition and state of the frame during testing and subsequent comparison with the results of static tests.

The computer simulation with PC 'Lira' of the condition and state during static testing of steel frame athletic arena UAB NBU were performed. According to the results obtained value deflections of the ridge. Simulation provides an opportunity to see the work of building structures with different load and check their deviations from accepted values, without additional field testing. Modeling and static test almost entirely correspond to the real work of building the frame, when booting the old rules of SNIP. It can be argued that the above work frame, with increasing snow load DBN exceeds the critical current deflection. The exact value of snow load can be determined by measuring snow loads for the effects of melting snow on the roof not insulated. The accumulation of snow loads and the determination of their impact requires a detailed and lengthy research.

**Keywords:** static testing of steel frame, computer simulation, PC "Lira"

Дата надходження в редакцію: 15.10.14 р.

Рецензент: к.т.н., професор Душин В.В.

УДК 624.016

## ПІДБІР ОПТИМАЛЬНОГО АРМУВАННЯ НОРМАЛЬНОГО ПЕРЕРІЗУ СТАЛЕБЕТОННИХ БАЛОК З БЕТОННОЮ ВЕРХНЬОЮ ПОЛИЦЕЮ НА ОСНОВІ ДЕФОРМАЦІЙНОЇ МОДЕЛІ

Т. А. Галінська

Д. М. Овсій

Запропоновано методику розрахунку оптимальної площі конструктивного приведеного сталеного двотаврового профілю (КПСДП), який є одним із компонентів нормального перерізу сталобетонних балок з бетонною верхньою полицею (СББзБВП), яка базується на основних положеннях деформаційної моделі.

**Ключові слова:** оптимальне армування; нормальний переріз; сталобетонні балки; деформаційна модель.

**Вступ.** Оптимальне використання матеріалів є одним з найважливіших питань у сучасному будівництві. При проектуванні сталобетонних балок з бетонною верхньою полицею (СББзБВП) важливим етапом розрахунку є підбір оптимальної площі конструктивного приведеного сталеного двотаврового профілю (КПСДП), який є одним із їх компонентів (сталі і бетону). В той же час нормативні документи по проектуванню сталезалізобетонних балок [1, 2, 3] мають за мету виконання перевірних розрахунків для заданого перерізу відповідно до встановлених вимог. При цьому рекомендації щодо найбільш ефективному підбору перерізу в цих документах практично відсутні. Тому виникла необхідність у розробці методу розрахунку оптимальної (раціональної) площі КПСДП, що є одним із компонентів нормального перерізу СББзБВП.

**Постановка проблеми та її зв'язок із науковими та практичними завданнями.** Діючи на сьогодні положення розрахунку сталезалізобе-

тонних конструкцій (елементів), що згинаються, [1, 2, 3] базуються на новій концепції, яка впроваджує в практику метод граничних деформацій. В же час, запропоновані в нормах [1, 2, 3] розрахункові положення не повністю ототожнюють залежність несучої здатності сталезалізобетонної конструкції (елемента) з її напружено-деформованим станом (НДС) в момент руйнування, що призводить до переармування її окремих перерізів, тобто до використання не в повному обсязі міцностних властивостей металевої їх складової. Тому необхідно удосконалити розрахункові положення чинних норм [1, 2, 3], які б дозволили створити загальну методику розрахунку і проектування сталезалізобетонних конструкцій (елементів), що згинаються, залежно від НДС їх перерізів в момент руйнування.

**Аналіз досліджень і публікацій.** Провідні вітчизняні науковці Ю.Г. Аметов, А.М. Бамбура, О.В. Семко, Ю.С. Слюсаренко, Л.І. Стороженко, В.Г. Тарасюк, які є співавторами розробки нині