

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

ISSN: 2707-3068

Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини

Випуск №25



Одеса 2021

ISSN: 2707-3068

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

**СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ
З МЕТАЛУ ТА ДЕРЕВИНИ**

Випуск № 25

ОДЕСА 2021

СУЧАСНІ БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ З МЕТАЛУ ТА ДЕРЕВИНИ

ISSN: 2707-3068

Випуск № 25, 2021 р.

Збірник наукових праць видається з 1992 р., періодичність – 1 раз на рік.

Засновник і видавець – Одеська державна академія будівництва та архітектури (ОДАБА).

Свідоцтво про державну реєстрацію КВ 16172-4644Р від 02.12.2009

Збірник наукових праць входить до переліку наукових фахових видань України, у яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт. Наказ МОН України № 409 від 17.03.2020 року (категорія Б).

Збірник наукових праць включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus.

У збірнику представлені результати наукових і експериментально-теоретичних досліджень будівельних конструкцій з металу та деревини. Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних установ та виробничих підприємств будівельної галузі, аспірантів та магістрів навчальних закладів.

Головний редактор – Карпюк В.М. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Відповідальний редактор – Клименко Є.В. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Відповідальний секретар – Гілодо О.Ю. – к-т техн. наук, доц., ОДАБА.

Редакційна колегія:

Білик С.І. – д-р техн. наук, проф., Київський національний університет будівництва і архітектури;

Вировой В.М. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Гібаленко О.М. – д-р техн. наук, проф., ДВНЗ «Приазовський державний технічний університет»;

Голоднов О.І. – д-р техн. наук, проф., ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»;

Махінько А.В. – д-р техн. наук, с.н.с., ТОВ «Етуаль»;

Найчук А.Я. – д-р техн. наук, проф., УО «Брестский государственный технический университет», Білорусь;

Пічугін С.Ф. – д-р техн. наук, проф., Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка;

Суханов В.Г. – д-р техн. наук, проф., ОДАБА;

Яковенко І.А. – д-р техн. наук, проф., Національний університет біоресурсів і природокористування України;

Aniskin Aleksej – Ph.D., Assistant Professor University North, Хорватія.

Технічна редакція:

Арсірій А.М. – к-т техн. наук, доц., ОДАБА.

Бояджі А.О. – к-т техн. наук, ст. викл., ОДАБА.

Рекомендовано до видання Вченою радою ОДАБА

Протокол № 9 від 30.06.2021 р.

Свідоцтво КВ 16172-4644Р від 02.12.2009 р.

Наказ МОН України № 409 від 17.03.2020 р. (категорія Б).

ISSN: 2707-3068

**MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE
ODESSA STATE ACADEMY
OF CIVIL ENGINEERING AND ARCHITECTURE**

COLLECTION OF SCIENTIFIC WORKS

MODERN STRUCTURES OF METAL AND WOOD

Issue № 25

ODESSA 2021

MODERN STRUCTURES OF METAL AND WOOD

ISSN: 2707-3068

Issue № 25, 2021.

Collection of scientific works has been published since 1992, frequency – 1 per year.

Founder and publisher – Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture (OSACEA).

Certificate of state registration KB № 16772-4644P, 02 December, 2009.

Collection of scientific works enters the list of scientific editions of Ukraine, in which thesis results can be published. Order of the Ministry of Education and Science of Ukraine № 409, 17 May, 2020 (category B).

Collection of scientific works is included into International scientometric base of the Index Copernicus.

Results of scientific and experimental-theoretical researches of building structures of metal and wood. It is assigned for scientific workers, specialists of design organizations and manufacturing enterprises of construction domain, postgraduates, masters of educational institutions.

Editor-in-chief – Karpiuk V.M. – D.Sc., Professor, OSACEA;

Executive editor – Klymenko Y.V. – .Sc., Professor, OSACEA;

Executive Secretary – Gilodo A.Y. – Ph.D., Associate Professor, OSACEA.

Editorial Board:

Bilyk S.I.– D.Sc., Professor, Kyiv National University of Construction and Architecture;

Vyrovoy V.N. – D.Sc., Professor, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture;

Gibalenko O.M. – D.Sc., Professor, State Higher Education Institution “Pryazovskyi State Technical University”;

Holodnov O.I. – D.Sc., Professor, LLC “V. Shimanovsky Ukrainian Institute of Steel Construction”;

Makhinko A.V. – D.Sc., Professor, LLC «ETUAL»;

Naichuk A.Y. – D.Sc., Professor, Brest State Technical University, Belarus;

Pichugin S.F. – D.Sc., Professor, National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic»;

Sukhanov V.G. – D.Sc., Professor, Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture;

Yakovenko I.A. – D.Sc., Professor, National university of life and environmental sciences of Ukraine;

Aniskin Aleksej – Ph.D., Assistant Professor University North, Croatia.

Technical editorship:

Arsirii A.M. – Ph.D., Associate Professor, OSACEA;

Boyadzhi A.O. - Ph.D., Senior lecturer, OSACEA.

Recommended for publication by the Academic Board of the OSACEA

Protocol № 9, 30 June, 2021.

Certificate KB № 16172-4644P, 02 December, 2009.

Order of Ministry of Education and Science of Ukraine № № 409, 17 May, 2020 (category B).

УДК 624.011.1+004.9

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-5-12

ГОЛОВНІ НАПРЯМКИ СУЧАСНОГО РОЗВИТКУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

¹Білик С. І., д.т.н., професор
vartist@ukr.net ORCID: 0000-0001-8783-5892

¹Білик А.С., к.т.н., доцент,
artem.bilyk@gmail.com ORCID: 0000-0002-9219-920X

¹Київський національний університет будівництва і архітектури
пр. Повітрофлотський, 31, м. Київ, 03037, Україна

Анотація. Розвиток технологій виготовлення і проектування металевих конструкцій разом з розвитком комп'ютерних технологій обумовлює можливість підвищення продуктивності праці як при виготовленні, так і при монтажі будівельних конструкцій. Аналіз та узагальнення таких факторів дозволив виділити основні тенденції і напрямки створення і удосконалення металевих конструкцій з урахуванням автоматизації процесів їх виготовлення, використання BIM-технологій тощо. Виділені тенденції дозволяють показати, як напрямки розвитку наукових досліджень, так і напрямки розробки практичних методологій визначення закономірностей напружено-деформованого стану конструктивних систем з використанням металу.

Ключові слова: металеві конструкції, тенденції розвитку наукових досліджень, конструктивні системи, інформаційні моделі конструктивних систем, розрахункові схеми, напруження.

Вступ. Рівень розвитку держави визначається використанням металевих конструкцій індустріального виготовлення у будівництві. Такий об'єктивний процес обумовлений можливістю підвищення продуктивності праці як при виготовленні, так і при монтажі. Наразі у багатьох галузях народного господарства намітилися зміни, які не можна назвати інакше як революційні. Галузь металевих конструкцій не є виключенням. Визначення головних факторів і напрямків сучасного розвитку металевих конструкцій будівель і споруд є важливим з позицій наукових досліджень, так і розробки практичних методологій визначення закономірностей напружено-деформованого стану конструктивних систем з використанням сталі.

Аналіз останніх досліджень. Удосконалення виробництва і проектування [1] металевих конструкцій тісно пов'язане із новими етапами технологічного розвитку та впровадженням більшого рівня автоматизації та роботизації при виготовленні металевих конструкцій, BIM-технологій (Building Information Modeling) [1,2,3,4,5,19], як в проектуванні, у виробництві металоконструкцій, і при їх монтажі. Це відкрило можливість виготовляти нові класи металевих конструкцій, такі, як балки з гофрованою стінкою, гофровані арки і оболонки, легкі сталеві тонкостінні конструкції (ЛСТК), зварні елементи змінного перерізу [1,6,7,10,5,19,20], підійти до вирішення ряду проблем просторових конструкцій [7,8,12] тощо. Важливим також є розвиток теорії розрахунку і оптимального проектування для стрижневих конструкцій складних просторових форм і тонкостінних конструкцій, в тому числі з урахуванням стиснутого крутіння [10, 16,17].

Створення повної цифрової моделі конструктивної системи будівлі або споруди відкриває нові можливості з уточнення напружено-деформованого стану конструкцій, та максимально-можливої автоматизації і роботизації для конструкцій, трудомістких при виготовленні. Розвиток програмних комплексів з розрахунку металевих конструкцій дозволив підняти на новий рівень також розуміння роботи вузлових з'єднань металевих стрижневих і рамних конструкцій, особливо уточнити роботу фланцевих з'єднань для різних типів конструктивних рішень [7, 12,18].

Орієнтація та наближення на будівельні нормативні документи дозволили провести ряд досліджень роботи металевих конструкцій з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій [1,8,9,11], автоматизувати цей процес [3,5,11] і виявити ряд проблемних питань, що потребують впровадження в нормативні документи [20,21,22].

Удосконалення розрахункового апарату металевих конструкцій дозволило проектувальникам і науковцям вийти на вирішення нових кардинальних проблем таких, як живучість конструкцій, регулювання життєвого циклу при різних умовах навантаження експлуатації будівель і споруд [4,12,13,14,15] з урахуванням фізичної і геометричної нелінійної роботи і т.п.

Мета та задачі дослідження. Метою роботи є узагальнення тенденцій розвитку будівельних конструкцій та визначення напрямків подальших досліджень ефективних конструктивних форм. Проведений аналіз наукових праць дає підстави виділити напрямки розвитку теорії розрахунку металевих конструкцій та визначити задачі у новітній час.

Об'єкт дослідження – робота сучасних металевих конструкцій при різних умовах експлуатації, їх розрахунок на базі сучасних технологій проектування та пошуку оптимальних рішень.

Основний матеріал та результати досліджень. Аналіз публікацій і наукових праць за різними тематиками та конференції і публікації дозволив сформулювати 5 основних тенденцій розвитку металобудівництва.

1) Цифровізація галузі. Використання ВІМ-технологій у проектуванні і виробництві металевих конструкцій суттєво впливає на перетворення галузі металобудівництва на сучасну постіндустріальну галузь. Окрім того, технології доповненої і віртуальної реальності все більше втілюються на майданчиках і заводах, що прискорює складні етапи монтажу, дозволяє уникнути переробок тощо, і підвищує точність якості конструктивних рішень. На сьогодні провідні організації як Український центр сталевих будівництва (УЦСБ), ТОВ "УКРІНСТАЛЬКОН ім. В.М. Шимановського" та кафедра МДК КНУБА працюють над створенням нових нормативних документів для впровадження в практику проектування металевих конструкцій з використанням ВІМ-технологій.

2) Автоматизація і роботизація проектних та виробничих процесів. Відомо, що будівельна галузь наразі залишається найменш продуктивною. За даними Всесвітньої асоціації по сталі (WorldSteel), загальна тенденція свідчить, що ручна праця стає все дорожчою, а вартість трудомістких ручних операцій – зростає. У таких умовах знаходять все більше застосування високоточні верстати з числовим управлінням, 3Д-принтери по сталі, тим самим зростає точність операцій і точність виготовлення складних деталей. Комплексність поставки, «будівля із коробки» являють собою мабуть досягнення вершини стандартизації і уніфікації елементів.

3) Наукоємність галузі. Високоміцні сталі, композитні матеріали, товстолистові конструкції, нові технології зварювання – результат нових наукових розробок, і позначають новий етап розвитку будівництва. Комплексність критеріїв вибору рішень дозволяє враховувати технологічні, конструктивні, економічні і екологічні обмеження при виборі конструктивних форм. Важливим критерієм раціонального вибору конструктивних рішень є зменшення термінів будівництва, а відповідно і зменшення терміну циклу, в якому залучені кредитні або інвестиційні кошти.

4) Екологізація галузі. Будівництво наразі відповідає понад за третину всіх викидів парникових газів і забруднюючих речовин на планеті. Загальний рух до зменшення згубного впливу глобального потепління зумовив прийняття у багатьох країнах законопроектів що обмежують викиди і заохочують до екологізації будівельних матеріалів та виробів. Для сталі це означає все більше використання брухту, екологічні технології плавки сталі (водневий метод, відновлювальні джерела енергії і т.п.), запровадження екологічної сертифікації, екологічних декларацій продуктів (EPD), податкових стимулів тощо. Серед сучасних підходів прийняття рішень із вибору конструктивної форми стає важливим урахування факторів

життєвого циклу будівлі і споруди, вибір ефективної конструктивної форми при забезпеченні проектної живучості.

5) Комплексна оптимізація вирішень. Зростання комп'ютерних потужностей, розвиток комп'ютерних технологій, удосконалення програмного забезпечення, відбувається наразі стрімкими темпами. Це дозволяє вирішувати задачі із оптимізації конструктивних форм на новому до того недоступному рівні деталізації і багатокритеріальності. Результат вибору при цьому наближається до глобального оптимуму, так як використовує методи повного перебору або глибокої евристики.

Висновки. Виділені вище фактори окреслюють також і перспективи розвитку галузі, тісно пов'язані з існуючими науково-технічними проблемами, які обумовлені не тільки економічними критеріями, а залежать від появи нових конструктивних форм, які необхідно досліджувати, і поява яких пов'язана із створенням нових технологій і нових за призначенням і та формами будівель і споруд. Такі тенденції на наш погляд тісно пов'язані із рядом важливих завдань:

1) Створення і використання сталей високої міцності С960 та більше шляхом використання ТМСП прокату, мікролегування, структурування торсійними генераторами, створення нового покоління жаростійких і жароміцних, корозійностійких сталей тощо. Дослідження міцності і стійкості конструкцій із високоміцних сталей і введенні результатів цих досліджень.

2) Удосконалення автоматизованих і роботизованих процесів виготовлення деталей і зварювання сталей надвисокої міцності при різних товщинах металу від 4 до 100 мм.

3) Розвиток та удосконалення теорії розрахунку тонкостінних і комбінованих конструкцій. Визначення дійсного ресурсу металоконструкцій після довготривалої експлуатації.

4) Впровадження у практику створення нових конструкцій підходів раціонального і оптимального проектування із урахуванням вимог довготривалої експлуатації і життєвого циклу, здешевлення вогнезахисту та антикорозійного захисту сталевих конструкцій. Створення економічних вогнезахисних систем сталевих конструкцій із збереженням несучої здатності при пожежі до 3 годин, забезпечення живучості при пожежі.

5) Удосконалення будівельних норм і правил проектування металевих конструкцій; імплементація провідних закордонних норм і досвіду; підготовка сучасних професійних інженерів та техніків.

6) Широке застосування та розвиток сучасних методів розрахунку і моделювання складних конструкцій та визначення їх дійсного напружено-деформованого стану; розвиток експериментально-теоретичних досліджень натурних зразків конструкцій на базі створення високоточних інформаційних моделей конструктивних систем.

Всі оголошені напрямки і завдання вбачаються актуальними для найближчих 5 років і потребують активного впровадження і розвитку. Для цього потрібні як потужна постійна підтримка держави, так і зусилля виробників металевих конструкцій, науковців та інших учасників галузі. Головною метою вбачається поєднання розвитку наукових досліджень, використання сучасних технологій проектування і виробництва, це створює умови сталого розвитку, де сталь як природній та на 98% перероблюваний матеріал – має перспективи використання в Україні і значний експортний потенціал.

Література

1. Металеві конструкції: підручник / Нілов О.О., Пермяков В.О., Олександр Віталійович Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І.; Під заг. ред. Нілов О.О., Олександр Шимановський О.В.– Вид. 2-е, перероб. та доп.– К. : Сталь, 2010.– 869 с.

2. Building Information Modeling (BIM) and Design for Manufacturing and Assembly (DfMA) for Mass Timber Construction. BIM Topics Lab, University of British Columbia, 2018. 86 p.
3. Барабаш М.С., Кір'язев П.М., Лапенко О.І., Ромашкіна М.А. Основи комп'ютерного моделювання. Навчальний посібник. К., НАУ, 2018. 492 с.
4. Барабаш М.С., Київська К.І. Концепція створення інформаційної моделі будівельного об'єкту. Проблеми розвитку міського середовища. 2016. Вип. 1 (15). С. 60–68. <http://global-national.in.ua/archive/16-2017/99.pdf>
5. Gorodetsky A. S, Pikul A.V. Pysarevskiy B. Y. Modelling of soil behavior in dynamic load // International Journal for computational Civil and Structural Engineering. 2017. – 13(3).- С.34-41.
6. Bilyk S.I., Bilyk A.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I. Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2018. – Issue 100. – P. 140-154. <http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/12/201604.pdf>
7. Лавріненко Л.І., Некора В.С. Дослідження нагрівання сталеві балки з гофрованою стінкою в умовах пожежі. Будівельні конструкції. Теорія і практика. Вип.6 (2020) С.12 – 21. doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.12-21.
8. Solodei I.I., Vabishchevich M.O., Stryhun R.L. Semianalytical finite elements method efficiency in the geometrically nonlinear elastic-plastic problems // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 103. – P. 71- 81. http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-103/07-103_solodei_i.i_vabishchevich_m.o_stryhun_r.l.pdf
9. Білик С.І. Білик А.С. Коефіцієнт стійкості центрально-стиснутих сталевих елементів з урахуванням початкових деформацій та геометричних недосконалостей / Білик С.І., Білик А.С. // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып. №82. - Дн-вск., ПГАСА, 2015.- С.32-37. <http://srd.pgasa.dp.ua:8080/bitstream/123456789/3402/1/Bilyk.pdf>
10. Расчет стальных холодноформованных профилей в соответствии с Эврокодом 3. Хэйвуд М., Уэй. Э., Беляев Н.А., Білик С.І. Білик А.С., Украинский Центр Стального Строительства, 2015 К.: Изд-во ООО «НПП «Интерсервис»», 2015, с.99.
11. Білик С. І. Рациональні сталеві каркаси малоенергоємних будівель із двотаврів змінного перерізу : дис. доктора. техн. наук : 05.23.01 /С.І. Білик – Київ, 2008. – 460 с.
12. Bilyk Sergiy, Tonkacheiev Vitaliy. Determining sloped-load limits inside von Mises truss with elastic support. Materiali in tehnologije., Ljubljana, Slovenija 52 (2018), 105-109, [doi:10.17222/mit.2016.083](https://doi.org/10.17222/mit.2016.083) <http://mit.imt.si/Revija/izvodi/mit182/bilyk.pdf>
13. Daurov M.K., Bilyk A.S. Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 102. – P. 62-68. <http://repository.knuba.edu.ua/bitstream/handle/987654321/4701/07-102.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
14. Білик А.С., Коваленко А. І. Сучасні методи моделювання прогресуючого руйнування будівель і споруд // Строительство. Материаловедение. Машиностроение : сб. научн. тр.- Днепропетровск. Серия, Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения 87/2016 – С. 35-41. <http://library.knuba.edu.ua/pdf>.
15. Лавріненко Л.І., Кієнко Є.Є. Аналіз сценарію прогресуючого руйнування стержньового купола. Містобудування та територіальне планування. КНУБА, 2017. Вип. 64. С. 108–114. Kubba. Building Information Modeling (BIM).
16. Bilyk S. I., Yurchenko V. V. Size optimization of single edge folds for cold-formed structural members // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 104. – P. 73-86. <http://omtc.knuba.edu.ua>.

17. Peleshko I. D., Yurchenko V. V. An improved gradient-based method to solve parametric optimisation problems of the bar structures // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 104. – P. 265-288. <http://omtc.knuba.edu.ua>
18. Білик С., Білик А., Цюпин Є., Нужний В., Ключниченко Т. Удосконалення методики розрахунку зварних швів фланцевих вузлових з'єднань із врізаними ребрами жорсткості просторових сталевих ферм з труб Будівельні конструкції. Теорія і практика. Вип.6 (2020) С.12 – 21. doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.57-65.
19. Криксунов Э.З., Перельмутер А.В., Юрченко В.В. Расчетные модели фланцевых соединений рамных узлов металлических конструкций и их программная реализация в SCAD office /Э.З.Криксунов, А.В.Перельмутер, В.В. Юрченко // *Бюллетень строительной техники*. – 2010. – № 1. – С. 56–59.
20. Білик С. І. Рациональні сталеві каркаси малоенергоємних будівель із двотаврів змінного перерізу : дис. доктора. техн. наук : 05.23.01 /С.І. Білик – Київ, 2008. – 460 с.
21. Perelmuter A.V. Strength analysis in regulatory design documents and computational software // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*. – K.: KNUBA, 2020. – Issue 104. – P. 89-102. http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-104/02-104_perelmuter_new.pdf.
22. Bazhenov V.A., Krivenko O.P. Buckling and vibrations of the shell with the hole under the action of thermomechanical loads // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientificand-technical collected articles*. – K.: KNUBA, 2020. – Issue 104. – P. 136-146. http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-104/05-104_bazh_kriv_new.pdf

References

- [1] Металеві конструкції: підручник / Нілов О.О., Пермяков В.О., Олександр Віталійович Шимановський О.В., Білик С.І., Лаврінченко Л.І.; Під заг. ред. Нілов О.О., Олександр Шимановський О.В.– Вид. 2-е, перероб. та доп.– К. : Сталь, 2010.– 869 с.
- [2] Building Information Modeling (BIM) and Design for Manufacturing and Assembly (DfMA) for Mass Timber Construction. BIM Topics Lab, University of British Columbia, 2018. 86 p.
- [3] M.S. Barabash, P.M. Kiriaziev, O.I. Lapenko, M.A. Romashkina, *Osnovy kompiuternoho modeliuвання: Navchalnyi posibnyk*, K., NAU, 2018.
- [4] M.S. Barabash, K.I. Kyivska, “Kontseptsiia stvorennia informatsiinoi modeli budivelnogo ob'ektu”, *Problemy rozvytku miskoho seredovyscha*, vol. 1 (15), pp. 60– 68, 2016. <http://global-national.in.ua/archive/16-2017/99.pdf>
- [5] Gorodetsky A. S, Pikul A.V. Pysarevskiy B. Y. Modelling of soil behavior in dynamic load // *International Journal for computational Civil and Structural Engineering*. 2017. – 13(3).- С.34-41.
- [6] Bilyk S.I., Bilyk A.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I. Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2018. – Issue 100. – P. 140-154. <http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/12/201604.pdf>
- [7] L.I. Lavrinenko, V.S. Nekora, “Doslidzhennia nahrivannia stalevoi balky z hofrovanoi stinkoiu v umovakh pozhezhi”. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka*, vol. 6, С.12 – 21, 2020. doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.12 – 21.
- [8] Solodei I.I., Vabishchevich M.O., Stryhun R.L. Semianalytical finite elements method efficiency in the geometrically nonlinear elastic-plastic problems // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 103. – P. 71- 81. http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-103/07-103_solodei_i.i._vabishchevich_m.o._stryhun_r.l.pdf

- [9] Bilyk S. I. Reduction factor for buckling of central-compressed steel elements considering initial geometrical imperfections and residual stresses / S.I. Bilyk , A.S. Bilyk // Construction, materials science, mechanical engineering]. PDABA. Dnipropetrovsk, 2015, no. 82, pp. 32–37. (in Ukrainian).
<http://srd.pgasa.dp.ua:8080/bitstream/123456789/3402/1/Bilyk.pdf>
- [10] Calculation of cold-formed steel profiles in accordance with Eurocode 3. /Haywood M., Way. E., Belyaev N.A., Bilik S.I. Bilik A.S.// Ukrainian Center for Steel Construction, 2015 K. : Publishing house «Interservice», 2015, p. 99. <https://uscc.ua/ru/raschet-elementov-iz-stalnykh-kholodnoformovannykh-profiley-v-sootvetstvii-s-evrokodom-3>
- [11] Bilyk S. I. Rational steel frameworks of low-power buildings from two-stage worms: dis. the doctors. tech. Sciences: 05.23.01 /S.I. Bilyk - Kyiv, 2008. - P. 460
- [12] Bilyk Sergiy, Tonkacheiev Vitaliy. Determining sloped-load limits inside von Mises truss with elastic support. *Materiali in tehnologije.*, Ljubljana, Slovenija 52 (2018), 105-109, doi:10.17222/mit.2016.083 <http://mit.imt.si/Revija/izvodi/mit182/bilyk.pdf>
- [13] Daurov M.K., Bilyk A.S. Providing of the vitality of steel frames of high-rise buildings under action of fire // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2019. – Issue 102. – P. 62-68.
<http://repository.knuba.edu.ua/bitstream/handle/987654321/4701/07-102.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- [14] Білик А.С., Коваленко А. І. Сучасні методи моделювання прогресуючого руйнування будівель і споруд // *Строительство. Материаловедение. Машиностроение* : сб. научн. тр.- Днепропетровск. Серия, Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения 87/2016 – С. 35-41. <http://library.knuba.edu.ua/pdf>.
- [15] L.I. Lavrinenko, Y.Y. Kienko, “Analiz stsenariiu prohresuiuchoho ruinvannia sterzhno-voho kupola”. *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia*, KNUBA, vol. 64. P. 108– 114, 2017.
- [16] Yurchenko V. V. , Bilyk S. I. Size optimization of single edge folds for cold-formed structural members // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv: KNUBA, 2020. – Issue 104. – P. 73-86. <http://omtc.knuba.edu.ua>.
- [17] Peleshko I. D., Yurchenko V. V. An improved gradient-based method to solve parametric optimisation problems of the bar structures // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles* – Kyiv KNUBA, 2020. – Issue 104. – P. 265-288. <http://omtc.knuba.edu.ua>
- [18] Bilyk S., Bilyk A., Nujnyy V., Tsyupyn E., Kluchnichenko T. Improvement of the method of calculation of welds of flange joints with stiffeners of steel trusses with chs elements// *Budivelny constructions. Theory and practice. Coll. scienc. pr. rel 7.* - Kyiv. MES of Ukraine, KNUCA, 2020. - P. 57–65. DOI: 10.32347/2522-4182.7.2020.57-65.
http://library.knuba.edu.ua/books/zbirniki/18/2020/7_2020.pdf
- [19] Kriksunov E.Z., Perelmuter A.V., Yurchenko V.V. Design models of flange connections of frame joints of metal structures and their software implementation in SCAD office / E.Z. Kriksunov, A.V. Perelmuter, V.V. Yurchenko // *Bulle-shadow of construction equipment.* - 2010. - No. 1. - P. 56–59.
- [20] Perelmuter A.V. Strength analysis in regulatory design documents and computational software // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles.* – K.: KNUBA, 2020. – Issue 104. – P. 89-102. http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-104/02-104_perelmuter_new.pdf.
- [21] Bazhenov V.A., Krivenko O.P. Buckling and vibrations of the shell with the hole under the action of thermomechanical loads // *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientificand-technical collected articles.* – K.: KNUBA, 2020. – Issue 104. – P. 136-146.
http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-104/05-104_bazh_kriv_new.pdf

ГЛАВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ СОВРЕМЕННОЙ РАЗВИТИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

¹Билык С. И., д.т.н., профессор
vartist@ukr.net ORCID: 0000-0001-8783-5892

¹Билык А.С., к.т.н., доцент,
artem.bilyk@gmail.com ORCID: 0000-0002-9219-920X

¹Киевський національний університет будівництва та архітектури
пр. Воздухофлотский, 31, г. Киев, 03037, Украина

Развитие технологий изготовления и проектирования металлических конструкций вместе с развитием компьютерных технологий обуславливает возможность повышения производительности труда, как при изготовлении, так и при монтаже. Анализ и обобщение таких факторов позволил выделить основные тенденции и направления создания и совершенствования металлических конструкций с учетом автоматизации процессов их изготовления и использования BIM-технологий. Выделенные тенденции позволяют показать новые направления развития научных исследований и разработки практических методов определения закономерностей для напряженно-деформированного состояния конструктивных систем с использованием сталей. Среди главных тенденций выделены следующие: цифровизация отрасли металлостроительства; автоматизация и роботизация производства изготовления металлических конструкций; наукоемкость проектных и производственных процессов; экологизация производства, оценка конструктивных решений с позиций экологической безопасности; комплексная оптимизация конструктивных решений. Авторы выделяют очередные важные задачи и перспективы развития создания эффективных металлических конструкций: создание и использование сталей высокой прочности до С960 и более; совершенствование автоматизированных и роботизированных процессов изготовления деталей и сварки сталей высокой и сверхвысокой прочности при различных толщинах металла; развитие и совершенствование теории расчета тонкостенных и композитных конструкций, определение действительного ресурса металлоконструкций после длительной эксплуатации; внедрение в практику создания новых подходов рационального и оптимального проектирования с учетом требований долговременной эксплуатации и срока жизненного цикла, включая прогрессивное разрушение, удешевление огнезащитных составов стальных конструкций и антикоррозионных полимерных тонких пленок; совершенствование строительных норм и правил проектирования металлических конструкций, имплементация ведущих зарубежных норм и опыта. Подготовка современных профессиональных инженеров и техников, развитие экспериментально-теоретических исследований натуральных образцов конструкций на базе создания высокоточных информационных моделей конструктивных систем.

Ключевые слова: металлические конструкции, тенденции развития научных исследований, конструктивные системы, информационные модели конструктивных систем, расчетные схемы, напряжения.

MAIN DIRECTIONS OF MODERN DEVELOPMENT OF STEEL CONSTRUCTIONS FOR BUILDINGS AND STRUCTURES

¹ **Bilyk S.I.** doctor of techn. sciences, Professor
vartist@ukr.net ORCID: 0000-0001-8783-5892

¹ **Bilyk A.S.** , PhD, Assistant Professor,
artem.bilyk@gmail.com ORCID: 0000-0002-9219-920X

¹*Kyiv National University of Civil Engineering and Architecture*
31, Povitroflotsky Ave., Kyiv, 03037, Ukraine

The development of technologies for the manufacture and design of steel structures, together with the development of computer technologies, makes it possible to increase productivity in the building industry.

The analysis and generalization of such factors made it possible to identify the main trends and directions of the creation and improvement of metal structures, taking into account the automation of their manufacturing processes and the use of BIM technologies. The highlighted tendencies make it possible to show both new directions for the development of scientific research and directions for the development of practical methodologies for determining the regularities of the stress-strain state of structural systems using steel. Among the main trends, the following are highlighted: digitalization of the metal construction industry; automation and robotization of the manufacturing and assembling processes; science intensity of design and production processes; greening production, evaluating design solutions from the standpoint of environmental safety; complex optimization of design solutions.

The authors highlight the next important tasks and prospects for the development of the creation of effective metal structures: the creation and use of high-strength steels C960 and more, the improvement of automated and robotic welding processes for ultra-high-strength steels with various metal thicknesses; development and improvement of the theory of calculation of thin-walled and composite structures, determination of the actual resource of metal structures after long-term operation; introduction into the practice of creating new structures of rational and optimal design approaches with the requirements of long-term operation and life cycle, including progressive collapse, reduction in the cost of fire and anti-corrosion covers for steel structures; improvement of building codes and rules for the design of metal structures; implementation of leading foreign standards and experience; training of modern professional engineers and technicians; development of experimental and theoretical studies of full-scale samples of structures on the basis of creating high-precision information models of structural systems.

Keywords: steel structures, development trends of scientific research, structural systems, information models of structural systems, calculation schemes, life-cycle, futurology.

УДК 624.076.2

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-13-20

TECHNOLOGY PROVIDING SECONDARY PROTECTION METAL STRUCTURES AGAINST CORROSION UNDER AGGRESSIVE IMPACT OF METALLURGICAL PRODUCTION

Gibalenko O.M., Doctor of Technical Sciences,
Professor

grin196102@gmail.com , ORCID:0000-0003-2979-5225

Bocharova O.A., PhD, Associate Professor,

E-mail: kaleriabocharova@gmail.com, ORCID:0000-0003-3993-5842

Melnik G. O., Postgraduate

E-mail: melnikpstu@gmail.com, ORCID:0000-0002-1084-5539

Abstract.

Research is aimed at the formation and development of innovative developments to increase the metal structures corrosion protection, as an important means of ensuring the quality and safety industrial facilities. The method determining the corrosion destruction signs, the procedure of monitoring and carrying out measures to diagnose the technical condition of lattice metal structures according to the level of corrosion hazard were adopted. The nomenclature indicators and control methods (conformity assessment) of determining parameters primary and secondary protection metal designs against corrosion is established. During this study, the lattice structures operational condition loader crane's girder structure was considered. It is revealed that operation of the crane is carried out in difficult production conditions operating environment's aggressive influence in combination with considerable dynamic loadings working operations loading technological process, unloading, sorting (averaging) of ore yard's charge of blast furnace shop. Based on the study structures corrosion condition and operating conditions, measures have been developed to increase the durability ore-grab crane of the reloader. Based on the analysis of the principles of the ISO 9001 process approach, the development and implementation design solutions to extend the structures service life in aggressive environments of metallurgical production. It is proved that the procedure of making constructive and technological decisions, performance works on increase corrosion resistance promotes maintenance conditions of resource saving and technological safety industrial constructions. The principles process is offered to develop and implement design measures to extend the service life of structures in aggressive environments metallurgical production are proposed. Constructive and technological measures to ensure durability in accordance with the requirements of the building structure corrosion risk have been developed, which are determined by the critical indicators metal structures protection in the conditions corrosion influences within their limit values.

Key words: metal structures, loader crane, aggressiveness of environment, operation, corrosion wear, resource.

Introduction. One most important principles of achieving the structures' reliability and durability is the implementation process approach's principles to the operation and maintenance [1]. International standards doctrine of ISO 9000 quality system certification means that the main achievement of these goals is a process approach in ensuring the quality of construction products at all stages of the building or structure's life cycle [2].

The work is based on the study of the lattice structure's operational condition loader crane's girder structure. The service life of the crane is more than 50 years, which exceeds the standard service life (about 20 years). Based on the results of field research, it was found that the reloader's operation is in a very difficult operational mode and the crane is close to the development its resource (based on the calculation of the number of operating cycles). According to the provisions of ISO4301-2: 2015, the load distribution for the crane (K_p) depends on the indicators: the average number of cycles work with the level mass a particular load (C_i); total number operating cycles with all loads (C_m); the

value the masses of individual loads (load levels) in the typical use crane (P_i); the mass of the largest load (nominal load) that can be lifted by crane (P_{max}).

$$K_p = \sum \left[\frac{C_i P_i}{C_T P_{max}} \right]^3 \quad (1)$$

Complex production processes tend to increase the aggressive impact of the operating environment. In combination with significant dynamic loads technological procedures of loading, sorting (averaging) ore yard's charge of blast furnace shop promotes decrease in metal designs' durability. Corrosion aggressiveness operating environment is due to the influence a number of such negative factors: industrial dust and metal structures' surface contamination; periodic humidification by precipitation; corrosion-aggressive allocations coke production, the formation of which occurs during coke's wet quenching. It is established that in order to prevent accidents, during the entire operation period, planned and metal structures' preventive repairs and crane's technological equipment were carried out, measures were taken to protect them against corrosion.

Analysis of recent research and publications. To control buildings' and structures' technical condition in their construction process, reconstruction, repair and operation provides a set targeted actions of technical diagnostics using including non-destructive testing methods based on the latest advances in science and technology [3]. Diagnostics questions a metalwork's technical condition of buildings and constructions demand the influence various operational and production factors for definition an actual condition and service life's forecasting [4].

The main task of research is to ensure the verification procedure, determining the state in which the object is currently. Thus, ways realization of check - software and hardware are considered. In the practice diagnosing the technical condition, both methods are used together, as the result effects of a given program cannot be replaced by the use of instrumentation or hardware.

Corrosion risk management of operated facilities includes control, regulatory, controlling and investment-technological components buildings and structures trouble-free operation in conditions f aggressive climatic and technological influences [5,6]. The use of rational measures metal structures' corrosion protection provides the opportunity to reduce, by about a quarter, the annual operating costs (associated with reliability and durability) only by improving the organization work on corrosion protection [7].

Selection of previously unsolved parts of the overall problem. From the standpoint of structural mechanics, the apparatus, the allowable reduction elements' bearing capacity for a given system structures' corrosion protection can be taken into account in the calculations of the boundary conditions using fictitious external loads [8]. The essence planned research is to substantiate the conditions of monitoring and diagnosis of corrosion's signs in the maintenance building metal structures on the actual condition [9].

European design standards (EN ISO12944, ISO8501 - ISO8504) define the regulatory requirements for the justification corrosion protection measures during the service life. This is due to the technical requirements that require the implementation corrosion protection's quality management based on approaches to the assessment boundary conditions in order to ensure the technological safety of buildings and structures. In accordance with the regulations, it becomes important to establish requirements procedure for detecting defects and damage. At the same time, there is a need to determine the most effective measures of primary and secondary protection against metal structures' corrosion, as well as the adoption of the necessary procedures to maintain the working condition of structures [10].

Setting objectives. The paper provides the improvement approach, which includes the main stages of technological safety's risk assessment: the appointment methods for controlling the structures' parameters on the damage indicators and the allowable maintainability interval value; indicators' quantitative assessment based on the calculation structures for corrosion resistance and durability; analysis of the vulnerability's level structures depending on the criticality degree (categories of defects and damage); assessment threats (categories of technical condition) in the

operation conditions according to the actual condition at the established values of maintainability; implementation measures to restore performance, extend the life structures and reduce risk in the implementation of measures to ensure the reliability actual situation [11].

The description reliability indicators is performed using block diagrams, which are represented by flow graphs. The diagrams describe the changes in the corrosion state of metal structures, taking into account the design and technological options primary and secondary protection in the maintenance of facilities in the actual condition during the established service life. The structure of durability indicators of structures in corrosive environments includes calculation and experimental assessment, technical control and diagnostics of operational properties during the life cycle of steel structures (Fig. 1).

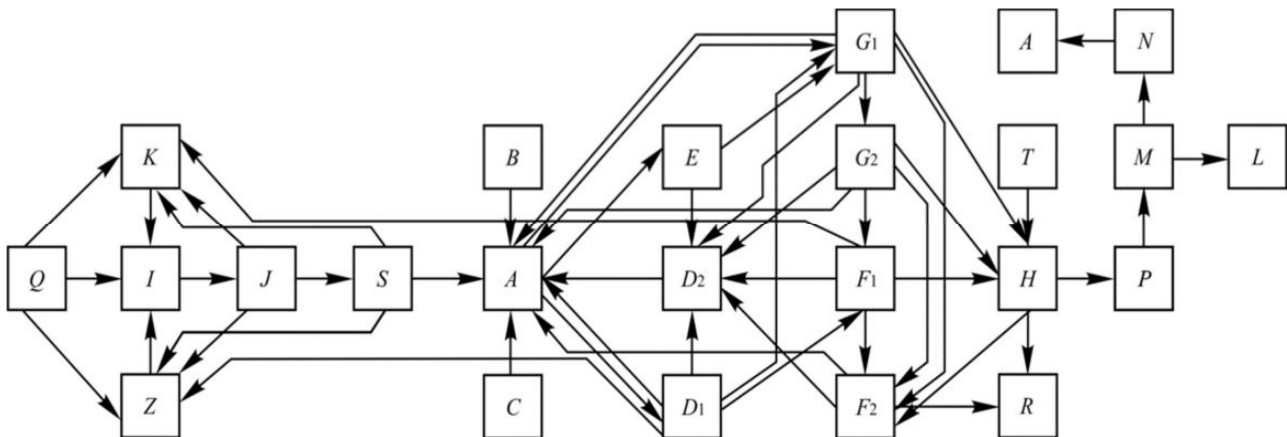


Fig. 1. Generalized structural model of design requirements for corrosion resistance, durability and maintainability in the operation metal structures.

Calculation of corrosion resistance is associated with the consideration primary and secondary protection measures based on the characteristics of the boundary conditions the first and second groups. Determination of corrosion resistance, maintainability and durability is performed according to the calculation schemes and data tables of the elements of the drawings of the KM. The calculated dependences for substantiation of constructive decisions of primary and secondary protection at the stage of KMD have the form:

I limit state:

$$\Phi/N + (1 - \gamma_{zk}) \leq \Gamma/\gamma_{sr} \quad (1)$$

$$(1 - \gamma_{zn}) \cdot A \cdot T_h^c \leq m \cdot \delta (1 - 1/\Gamma) \quad (2)$$

II limit state:

$$F_e = \left(\frac{\Gamma}{\gamma_{zf}} - \frac{\Gamma/\gamma_{zk} + 1/\Gamma}{2} \right)^2 \quad (3)$$

$$T_{z\gamma} \geq \gamma_{zn} \cdot T_z \quad (4)$$

The analysis of influence constructive and technological features on quality indicators at production of works on anticorrosive protection is carried out [12].

Basic material and results. This approach was used in the diagnosis of technical condition and extension of the ore reloader's life by ensuring the durability and serviceability the girder metal structure (Fig. 1, Fig. 2).



Fig. 1. Appearance load-bearing structure of the reloader (cantilever section).

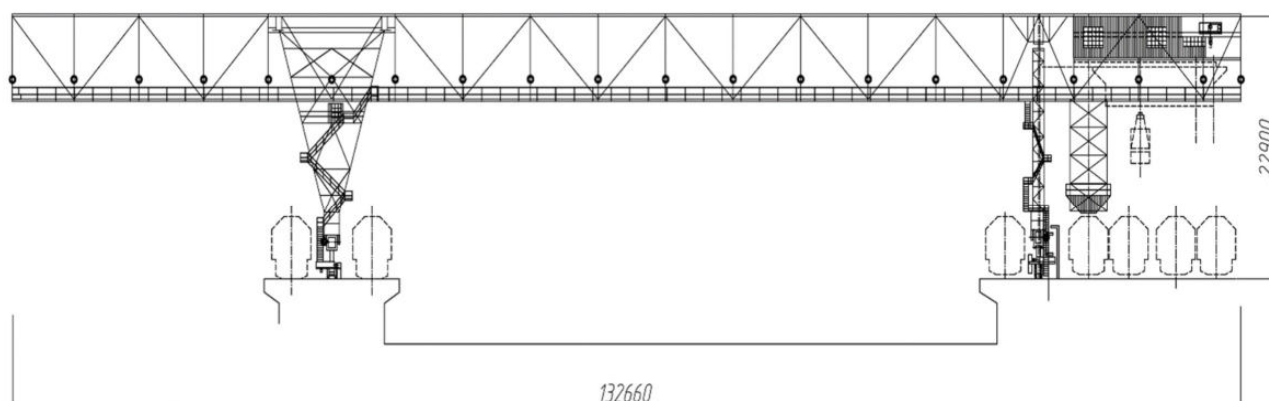


Fig. 2. Constructive scheme of the ore-grab crane.

The assessment metal structures' actual technical condition indicates the need to develop a methodological approach, which involves a comprehensive consideration of the parameters of the structures' actual condition and operation factors [13]. A systematic description diagnostic process according to the criterion of providing measures of primary and secondary corrosion protection allows the implementation of the reconstruction program on the basis of technical monitoring.

At the stage of assessing the technical condition, the values wear that exceed the maximum allowable (Fig. 3). Areas of operation structures that correspond to characteristic defects and damage have been identified (Fig. 4).

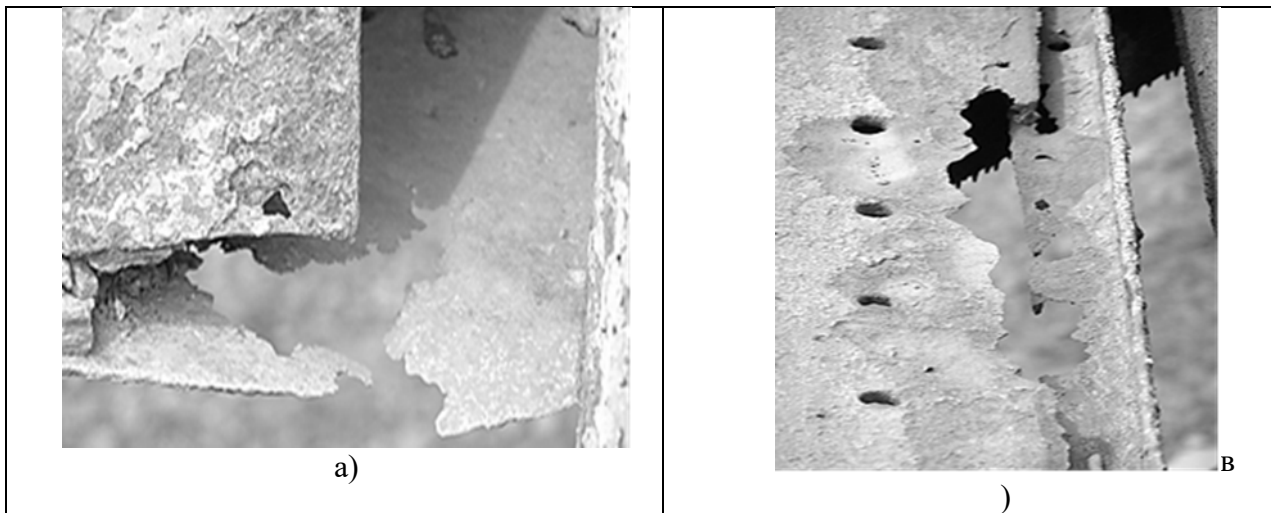


Fig.3 Typical defects and damage to structural elements of the girder structure: a) sheet structures and their connections; b) elements service structures, joints lattice structures.

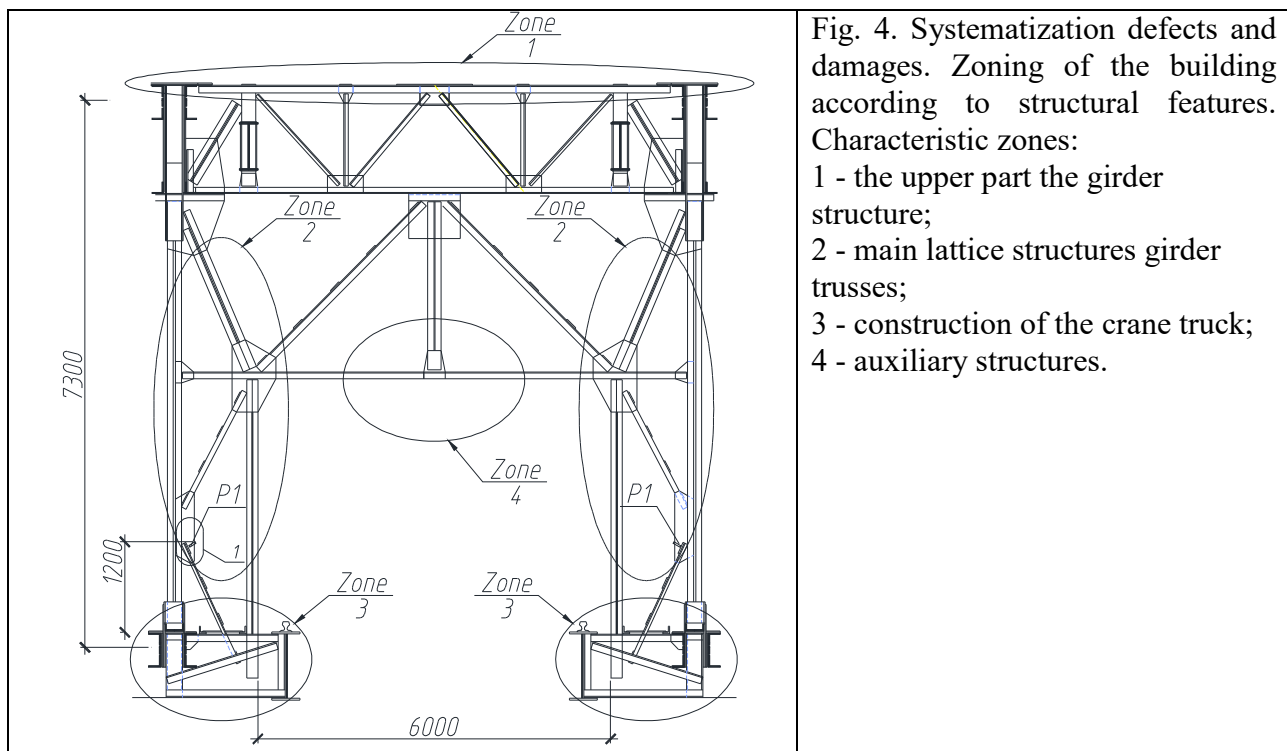


Fig. 4. Systematization defects and damages. Zoning of the building according to structural features. Characteristic zones:
 1 - the upper part the girder structure;
 2 - main lattice structures girder trusses;
 3 - construction of the crane truck;
 4 - auxiliary structures.

Reducing the serviceability creates the possibility achieving the structures' ultimate state due to the loss of nodes' bearing capacity at existing (passport) operating loads. On the basis of the performed experimental model researches riveted joints' restoration measures on heads' repair rivets with use washers and electric welding are developed.

In order to optimize the operating costs for repair and restoration work to maintain the working condition of the crane-reloader developed a research method and monitoring the technical condition reloader's metal structures. The technical task and performance restoration works which provide effective primary and secondary protection a metalwork against corrosion at maintenance of normal operation mode of the reloader's ore-grab crane are developed.

Basic material and results. Based on the results performed research, design and technological measures to ensure the effectiveness of primary and secondary corrosion protection are proposed. The program, which is developed before the start work, stipulates a list of organizational techniques aimed at identifying performers, coordinating their interaction. The list performance works, structure and technical documentation's terms and materials are defined. The task for the material supply,

equipment and devices is issued in agreement with the nomenclature, stipulates the list and composition of the material used. At the preparatory stage, the qualifications contractors are identified. Regulatory support is approved and an independent examination is conducted in accordance with ISO9001 and ISO9002. When developing technical requirements for materials, protective coatings and technologies for their application, the indicators established by the international standard ISO12944 are used.

The technology providing access to structural elements and determining their actual technical condition (carrying out works on measuring geometric characteristics, determining the planned height of the main structures, assessing the state of corrosion protection) is developed and justified in accordance with the methods preparatory work. The works include: hydro-jet cleaning structures from dust, layers of rust and old paint; mechanical cleaning structures from corrosion products; surface treatment with compressed air. The works are performed in accordance with the map-scheme cleaning surfaces location with the indication of the approximate execution volumes.

The choice characteristics of a protective covering, preparation a surface is carried out depending on and according to instructions of ISO12944-5 (ISO12944-4) where requirements to drawing protective covering's material are stipulated. The offered durability a covering not less than 2 years.

Conditions corrosion effects are defined as highly aggressive (indicator of corrosion losses of unprotected steel up to $6900 \text{ g/m}^2 \cdot \text{year}$). The operating mode corresponds to the corrosion category up to C5-1 (according to ISO12944-2) and contains the characteristic components of aggressive emissions: carbon oxides, coal dust, sulfur dioxide, hydrogen sulfide, ammonia, phenol, water vapor; $t_{\text{max}} = 60 \text{ }^\circ\text{C}$, $W = 95 \dots 98\%$. Operating conditions according to GOST9.104 are marked Y1. Determination the color gamut paints and varnishes performed on the basis of the approved color scheme.

These requirements are set out in the technical documentation: drawings the stage A3; postoperative technological maps by types of work. Technical conditions are provided by the contractor before the start of work. Delivery of materials is carried out in the presence of certificates conformity with the necessary technical data reflecting requirements technical conditions or standards. At development technological maps of painting works' production, the methods recommended by the enterprise - the manufacturer of paint and varnish production are used.

Inspection structures' condition after work is performed for ultrasonic control of the elements' residual thickness. Based on the full-scale inspection data cleaned surfaces, measures are assigned to determine the riveted joints' condition nodal joints to assess the corrosion wear's degree (loss cross section) of the rivets' base metal (body), slit corrosion parameters in the joint. When performing a set of measures, the metal structures' technical condition was investigated: the main trusses of the crane bridge; wind farm; transverse trusses; driving beams and elements their fastening to farms; horizontal elm farms.

Conclusions. Based on the analysis field research data, the need to develop and adjust design solutions during monitoring to ensure the necessary passport characteristics and operation modes of the crane-reloader. It is possible to leave the truck on the cantilever section girder structure from the rigid support's side. On the basis of the data from field inspection cleaned surfaces measures for definition of riveted connections' condition nodal connections by selection of bearing designs' control samples and riveted connections are appointed. As result control samples' selection and research condition of knot connection's fragment the conclusion of metalworks' condition a console site of the crane's bridge from the rigid support is made. Paints' quality control and varnishes is performed by sampling and evaluation indicators set in the certificates for each batch. Their further processing is performed in accordance with ISO1512 and ISO1513.

Before the beginning surface anticorrosive works preparation according to working drawings instructions stage A3 is carried out. The application material protective layer is carried out according to the manufacturer's recommendations and technological characteristics set in the working drawings. At each stage works operational control with use of the corresponding control and measuring devices is provided: non-destructive control (definition of thickness of a covering according to ISO2808);

destructive testing (determination of adhesion according to ISO2409 and ISO4624). To ensure coating quality control during the painting works, areas reference surface with a size of 1m² to 5m² with a homogeneous surface condition and aggressiveness of the operating environment are determined. Surfaces are used to determine the minimum acceptable standards for corrosion protection and quality control coating. Reference surfaces are documented and fixed on the structure itself. Author's supervision over the works performance is carried out by a specialized organization for operative quality control purpose anti-corrosion coatings, work coordination, observance of the requirements established in the design documentation.

References

- [1] Paton B.E. (2015). Resource and safety issues for the operation of structures, structures and machines / Target comprehensive program of NAS of Ukraine. Coll. Sciences. Art. according to the results obtained in 2013 - 2015. NAN Ukraine. 816.
- [2] ISO 9001:2015. Quality management systems – Requirements. Available at: <https://www.iso.org/standard/62085.html>.
- [3] Shimanovskiy O.V. (2008). Conceptual bases of system of technical regulation of reliability and safety of building structures. Industrial construction and engineering. №1, 4-9.
- [4] Cai, Y., Zhao, Y., Ma, X., Zhou, K., Chen, Y. (2018). Influence of environmental factors on atmospheric corrosion in dynamic environment. Corrosion Science, 137, 163–175. doi: <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2018.03.042>.
- [5] Gibalenko, A. N. Design requirements to structural steel durability based on level of industrial facility corrosion hazard / A. N. Gibalenko, V. Korolov, J. Filatov // Aktualnie problemy konstrukcji metalowych: Abstr. II Polish-Ukrainian International Conference APMK (27.11-28.11.2014). – Gdansk: University of Technology. – 2014. – P. 98–102.
- [6] Corrosion of metals and alloys. Corrosivity of atmospheres — Classification, determination and estimation. 15. ISO 9223:2012.
- [7] Ministry of Regional Development of Ukraine. (2014). Corrosion protection of metal structures. Design requirements. 74. B.2.6-193:2013.
- [8] Korolev V.P., Filatov U.V., Selutin U.V. (2014). Development of corporate management system: technological safety of production facilities. Coll. Sciences. works of Ukrinstalkon them. V.M. Shimanovsky. Publishing house Stal. 14. 136 – 149.
- [9] Estimation of steel structure corrosion risk level / V. P. Korolov, Y. Vysotsky, O. M. Gibalenko, P. V. Korolov // Eurocorr-2010. The European Corrosion Congress (13.09-17.09.2010) / From the Earth's Depths to Space Heights. – Moscow, 2010. – Book of Abstracts. – 534 p.
- [10] Gibalenko A. Design requirements to structural steel durability based on level of industrial facility corrosion hazard / A Gibalenko, V Korolov, J Filatov // AKTUALNE PROBLEMY KONSTRUKCJI METALOWYCH. 2014, Gdańsk Poland. - P. 98-102.
- [11] Korolov V. Design criteria of reliability and safety in the design of corrosion protection of structural steel / V. Korolov, Y. Vysotsky, Y. Filatov / EUROCORR-2014. The European Corrosion Congress «Improving materials durability: from cultural heritage to industrial applications». – Pisa, Book of Abstracts. - 2014. – 88 p.
- [12] Cai, Y., Zhao, Y., Ma, X., Zhou, K., Chen, Y. (2018). Influence of environmental factors on atmospheric corrosion in dynamic environment. Corrosion Science, 137, 163–175. doi: <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2018.03.042>.
- [13] Shimanovskiy O.V., Gibalenko O.M., Onyshchenko A.M. (2020). An integrated approach to managing the corrosion protection of metal structures while ensuring technological safety in the condition's metallurgical enterprises. Coll. Sciences. works of Ukrinstalkon them. V.M. Shimanovsky. Publishing house Stal. 25-26. 39 – 58.

ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ВТОРИЧНОЙ ЗАЩИТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ КОРРОЗИИ В УСЛОВИЯХ АГРЕССИВНЫХ ВОЗДЕЙСТВИИ МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОГО ПРОИЗВОДСТВА

Гибаленко А.Н., д.т.н., профессор
grin196102@gmail.com, ORCID:0000-0003-2979-5225

Бочарова Е.А., старший преподаватель,
kaleriabocharova@gmail.com ORCID: 0000-0003-3993-5842

Мельник Г.А., аспирант,
melnikpstu@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1084-5539

ГВУЗ «Приазовский государственный технический университет»

Аннотация.

Исследования направлены на формирование и развитие инновационных разработок по направлению повышения коррозионной защищённости металлических конструкций, как важного средства обеспечения качества и безопасности эксплуатации промышленных сооружений. Усовершенствована методика определения признаков коррозионного разрушения, диагностики технического состояния решетчатых металлических конструкций по уровню коррозионной опасности. На основании изучения коррозионного состояния конструкций и условий эксплуатации разработаны мероприятия по повышению долговечности рудно-грейферного крана перегружателя. Установлены принципы конструктивных и технологических мер обеспечения долговечности в соответствии требованиям коррозионной опасности сооружения. Определены критические показатели защиты металлоконструкций в условиях коррозионных воздействий в пределах их предельных значений.

Ключевые слова: металлические конструкции, кран-перегрузатель, агрессивность среды, эксплуатация, коррозионный износ, ресурс.

ТЕХНОЛОГІЧНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ВТОРИННОГО ЗАХИСТУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ВІД КОРОЗІЇ В УМОВАХ АГРЕСИВНИХ ВПЛИВІВ МЕТАЛУРГІЙНОГО ВИРОБНИЦТВА

Гібаленко О.М., д.т.н., пр0000-0003-3993-5842
grin196102@gmail.com, ORCID:0000-0003-2979-5225

Бочарова О.А., старший викладач
kaleriabocharova@gmail.com ORCID: 0000-0003-3993-5842

Мельник Г.О., аспирант
melnikpstu@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1084-5539

ДВНЗ «Приазовський державний технічний університет»

Анотація. Дослідження спрямовані на формування і розвиток інноваційних розробок у напрямку підвищення корозійної захищеності металевих конструкцій, як важливого засобу забезпечення якості та безпеки експлуатації промислових споруд. Удосконалено методiku визначення ознак корозійного руйнування, діагностики технічного стану гратчастих металевих конструкцій за рівнем корозійної небезпеки. На підставі вивчення корозійного стану конструкцій і умов експлуатації розроблені заходи щодо підвищення довговічності рудно-грейферного крана перевантажувача. Встановлено принципи конструктивних і технологічних заходів забезпечення довговічності відповідно до вимог корозійної небезпеки споруди. Визначено критичні показники захисту металлоконструкцій в умовах корозійних впливів в межах їх граничних значень.

Ключові слова: металеві конструкції, кран-перевантажувач, агресивність середовища, експлуатація, корозійний знос, ресурс.

TEST OF A NET DOME FRAGMENT

¹**Hilodo O.Y.**, PhD in Engineering Science, associate professor,
gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

¹**Arsiriy A.M.**, PhD in Engineering Science, associate professor,
arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

¹**Korshak O.M.**, PhD in Engineering Science, associate professor,
bagiraolga@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7346-252X

¹**Kovtun V.P.**, engineer,
paka@ukr.net, ORCID: 0000-0002-7454-9296

¹*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*
Kitaiev A.A., director
info@dvutavr.com, Ltd. «ECODVUTAVR»

Abstract. A geodesic or net dome, also known as a Fuller's dome, is a spherical structure. Geodesic domes are well receptive to asymmetric loads, especially snow and wind, have high aerodynamics, increased rigidity and stability. It should be noted that the larger the diameter of the sphere, the greater its bearing capacity, and the strength of such dome slightly depends on the building materials used. With significant advantages, the design and construction of wooden net domes has not become widespread. The fact is that net domes are spatial structures with a large number of elements, which accordingly entails a large number of nodes. The elements of the dome are connected with dowels, wet film gauge, bolts, wood screws, staples, screws, nails. Adhesive connections on washers are used, also steel clamps, straps, overlays are applied. However, they all have disadvantages, the scope of each connector is different, and their cost is often comparable to the cost of the dome elements. We offer a universal connector for connecting dome parts at any angle. As a result of introduction of such technical decision of knot, we receive essential simplification of a design, reduction of quantity of components, at the same time with increase of its manufacturability. To study the operation of the joint of wooden glue-board elements of the dome with the use of a universal connector, its experimental studies were carried out.

The purpose of the study: to study the actual operation of the connection of wooden parts of the dome with a universal connector in the form of rotating fasteners that rotate freely on the draw bolt, to assess its strength and deformability, to assess the possibility of using such a connection in the design of spatial structures. To solve the tasks, a full-scale fragment of the dome was tested, which includes characteristic nodes with rigid adjacency of elements to each other.

Keywords: wooden geodesic dome, universal connector, dome fragment test, dome node test results.

Introduction. Recently, the world's production of wooden houses with new architectural and design solutions and mobile buildings is growing rapidly. One of the effective directions in the industrialization of construction is the use of wooden glued structures that can significantly increase the durability of buildings, reduce the weight of buildings, reduce the harmful effects on the environment. Dome structures, known since ancient times, are now entering a new stage of development. They began to be more widely used as exhibition pavilions, warehouses, sports facilities and, of course, as residential buildings. Steel and reinforced concrete are commonly used in the construction of domes, but wood materials allow them to be built no less resilient. Glulam retains all the advantages of conventional - significant strength and elasticity at low weight and free of natural defects: cracks, damage caused by fungi, diseases, growths. Combining the advantages of a spatial dome shape with the advantages of glued wood makes it possible to obtain an effective design of a low-rise mobile home.

Specific difficult in the design and manufacture of spatial structures are the joints of the rods, which can be rigid or hinged. Preferably, the nodes are rigid, which provides the spatial operation of the structure and reduces its deformability. The design of a rigid node is determined by the size and number of connecting elements and the forces acting in them. Knots of wooden structures are made, as a rule, with the presence of steel strips that connect the wooden rods with bolts or nails. Net domes are three-dimensional structures with a large number of elements, which accordingly entails a large number of nodes. The elements of the dome are connected with dowels, wet film gauge, bolts, wood screws, staples, screws, nails. Adhesive connections on washers are used, also steel clamps, straps, overlays are applied. Such units have limited load-bearing capacity and require a significant number of parts, the cost of which is often comparable to the cost of the elements of the dome. We offer a universal connector for connecting the details of the dome at any angle [10]. As a result of introduction of such technical decision of knot, we receive essential simplification of a design, reduction of quantity of components, at the same time with increase of its manufacturability. To study the operation of the joint of wooden glue-board elements of the dome with the use of a universal connector, its experimental studies were carried out. The purpose of the study: to study the actual operation of the connection of wooden parts of the dome with a universal connector in the form of rotating fasteners that rotate freely on the draw bolt, to assess its strength and deformability, to assess the possibility of using such a connection in the design of spatial structures. To determine the degree of rigidity of the node. To solve the tasks, a full-scale fragment of the dome was tested, which includes characteristic nodes with rigid adjacency of elements to each other.

Analysis of recent achievements and publications. To connect the elements that work on compression, skew notches or crutches are used, the ends of the elements are cut at certain angles. Overlays connected by bolts or nails to ensure stable operation of the connection are additionally installed on the crutches. When connecting the elements in the joints at an angle, there is a need to use mechanical connections. Development and introduction of new types of connections of wooden designs basically follows a way of application of various treenails. Noteworthy are the nails used in the United States and Germany, with a cut of hardened steel, which causes their high load-bearing capacity when working on shear and pull-out. Strengthening the treenail connection with additional elements reduces the likelihood of chipping and crumpling of wood [1]. Interesting results of tests of treenail joints of large-span wooden structures reinforced with steel plates inserted into pre-cut grooves are presented in the work [2]. When using nail joints, as well as when using treenails inserted into pre-drilled holes, there is a simultaneous inclusion in the work of all connections. The pliability of the joints in the elements with such compounds is due to the crumpling of the wood in the nests, as well as the bending deformations of the treenails themselves. The designs of rigid assemblies are given in works [3, 4], but they have a low load-bearing capacity with a large number of connecting elements. In works [5, 6] it is proposed to connect wooden structures on bolts that transmit forces through inserted steel gasket that works together with wood, which contributes to the redistribution of local stresses of crushing and chipping in an area comparable to the size of the gasket and helps to increase the bearing capacity of the connection. It is interesting to study the connections with claw gaskets [7], but they have a limited scope when there is access to the working surface from above or below the element during its reinforcement. The results of systematic experimental studies of the joints of glued wooden structures are published quite rarely and to a limited extent. Among such works it is necessary to note article by Ishmaeva D.D. and Vdovina V.M. [8], which shows the method of testing and construction of a rigid assembly of glued wooden elements. Known types of connections can not be referred to the universal, especially when it is necessary to combine wooden elements of the spatial structure at free angles. Therefore, the development of new types of connections is an urgent and timely task.

The purpose of the work is to perform an experimental-computational study of the stress-strain state of a fragment of a net dome made of glued wood with a universal connector, to determine its bearing capacity under the influence of static load. Analyze the operation and degree of rigidity of the dome assembly with a universal connector.

Research methodology. Due to the complexity of the experiment on the full-scale construction of the dome, it was decided to evaluate the tasks set by the experiment on a separate fragment of the dome, which includes characteristic nodes with rigid connections of elements with each other. In addition, the work of such nodes mainly determines the reliability of the entire dome, so the results can be taken into account when developing recommendations for the design and calculation of the dome. The test fragment is made of five unified glue-board elements of I-beam cross section. The choice of shape and dimensions of the experimental sample is based on the dome net structure, the cross-sections of the elements of which are obtained taking into account the requirements of the technology of manufacturing nodes and thermal insulation of the dome shell conduit, which performs both load-bearing and enclosing functions. I-beam elements of wooden bars 600 mm long, the sizes of cross section are accepted: shelves made of wooden bars 50x60 mm, a wall made of a USB plate, 10 mm thick. Material for samples - glued pine wood of the II grade.



Fig. 1. A fragment of the dome under load

The test rig is a steel frame mounted in the power floor. To ensure the stability of the fragment, hinged, steel supports were made under the inclined elements of the dome, i.e. four supports of the dome fragment, located along the perimeter, fixed from possible movements. Based on this, in conditions close to real, there are only nodes with connectors. The concentrated load was created by a hydraulic jack mounted on the axis of symmetry of the fragment. During the test, the deformations of the nodes were measured using time-type indicators with a division price of 0.01 mm. Stresses in the elements of the fragment were found by deformation using resistive strain gages. Tensor resistors made of constantan wire on a film backing with a base of 30 mm were used to study the stress-strain state. To record data, a resistive strain gage was used, which is designed to measure the output voltage of resistive strain gages with the transfer of information to an external control computer. The layout of strain gages with the place of application of the load is shown in Fig. 2.

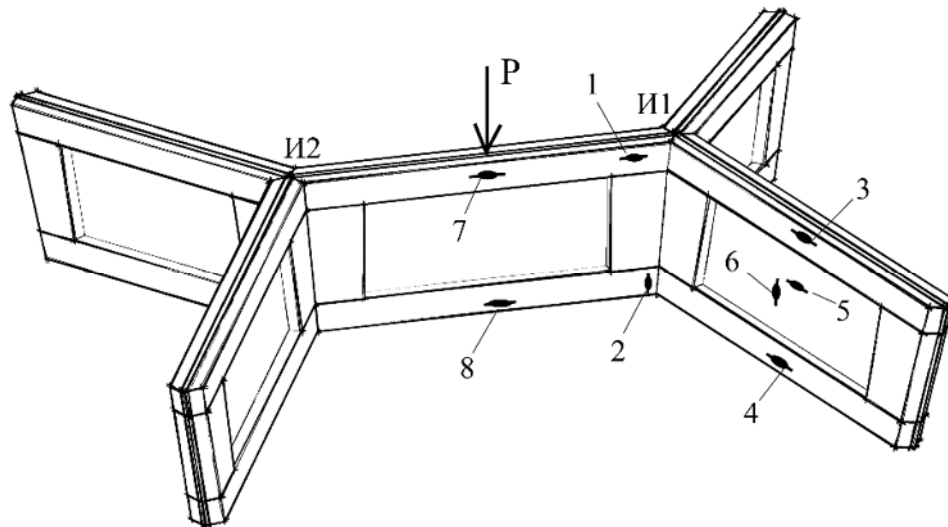


Fig.2. Scheme of installation of resistive strain gages and clock-type indicators

Before testing, the structure of the fragment was carefully inspected visually. Actual wood defects were compared with those allowed by the norms. In addition, the quality of the node structure was checked, the nuts were tightened, and the load was centrifuged. During the tests, the temperature and humidity were regularly monitored. The ambient temperature was 14-15 °C, relative humidity was in the range of 55-65%. The load of the dome fragment was carried out in steps with a step $P=9$ kN. The loading rate was assumed to be continuous and uniform with the fixation of the finite time. The load time at each stage was equal to 1 minute, the holding time under load - 15 minutes. Measurement of deformations was performed after loading and immediately before the new load stage. During the tests, the condition of the investigated structure was continuously monitored in order to fix possible damage.

Research results. The dome fragment was tested in full compliance with the above procedure. During the tests, the vertical deformations of the nodes of the fragment increased in proportion to the increase in load. The obtained test results showed that the proposed design of the node with a universal connector meets the operating conditions of the rigid connection of the dome elements. The fragment was loaded to 99 kN and no signs of failure were detected.

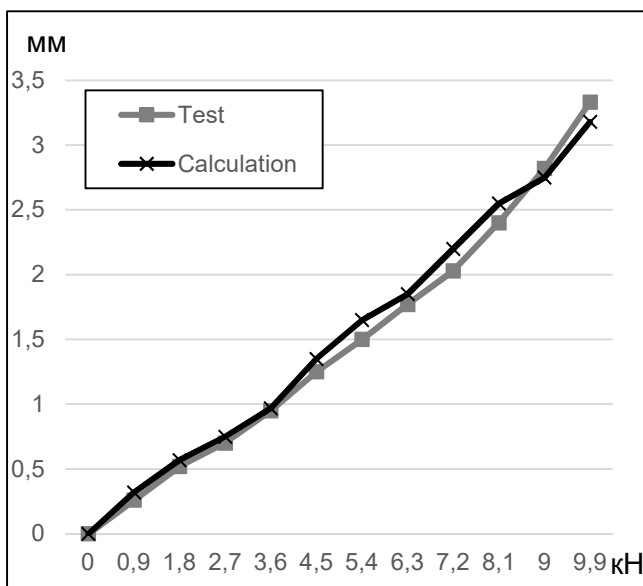


Fig. 3. Dependence of node deflections on the load

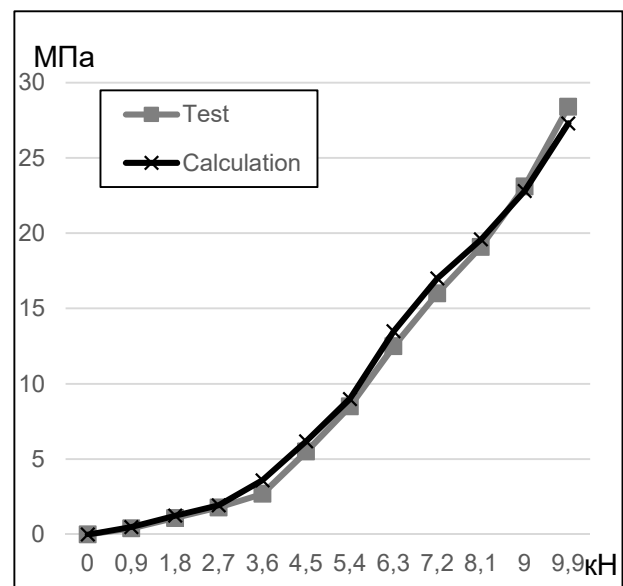


Fig. 4. load stresses on resistive strain gage area No.1

The nature of the deformation of wooden elements showed mainly their elastic work. The maximum deformation of the node is 3.29 mm. Fig. 3 shows a graph of deformations growth. The operation of the connection is elastically plastic in nature with pronounced elastic deformations to a load of 72 kN and the growth of plastic deformations in the last stages. As a result of the experiment, the stress-strain state of the wooden elements of the fragment was established - they work on compression, except for the area of the horizontal element near the applied load. The most characteristic results were obtained from the resistive strain gage No. 1 (Fig. 4), located close to the upper node with the connector. The calculation of the digital model of the fragment of the dome is performed in the "Lira" software package.

Conclusions and prospects for further research.

1. A study of the stress-strain state of a fragment of a net dome made of glued wood with a universal connector was conducted.
2. The test showed the possibility of using such a connection as a rigid node of the spatial structure.
3. The proposed design of the node with a universal connector allows you to consider it as sufficiently rigid, which ensures the interoperability of all connecting elements.
4. The elements in the node operate together, supporting each other.
5. The stress state close to the node is characterized by local transmission of force through plastic washers, the strength of which is much less than the strength of the steel elements of the connector.
6. In further research it is planned:
 - To study the fragment of the net dome with steel washers of the universal connector.
 - To study the fragments of the net dome with different sections and structural solutions of wooden elements.
 - To study the fragment of the net dome with upgraded versions of the universal connector.
 - To study the model of a whole net dome for different types of loads.
 - Develop a computer model of a net dome.
 - Perform the calculation of the load-bearing elements of the dome under the action of static loads, taking into account the elastic-plastic operation of the nodal joints.

References

- [1] N.J. Blass, P. Schädle, "Ductility aspects of reinforced and non-reinforced timber joints", *Engineering Structures*, vol. 33, pp. 3018–3026, 2011.
- [2] Milan Šmak, Bohumil Straka, "Development of new types of timber structures based on theoretical analysis and their real behaviour", *Wood research*, 59 (3), pp. 459–470, 2014.
- [3] Гётс, К.Г. Атлас деревянных конструкций/К.Г. Гётс, Д.Хоор.пер. с нем. Н.И. Александровой; под. Ред. В.В. Ермолова. – М.: Стройиздат, 1985-272с.
- [4] Шмидт А.Б. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры/А.Б.Шмидт, П.А.Дмитриев.-Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2002г.
- [5] Вдовин В.М. Конструкции из дерева и пластмасс/В.М.Вдовин. – Ростов н/Д: Феникс, 2007. -250с.
- [6] Вдовин В.М. Вклеенные металлические шайбы в соединениях деревянных конструкций: моногр./В.М. Вдовин, М.В. Арискин. – Пенза: ПГУАС, 2012. -184с.
- [7] Глухих В.Н. Деревянные конструкции с применением когтевых шайб и учётом начальных напряжений древесины.: моногр./ В.Н.Глухих, А.Г.Черных. – С- Петербург: СПГАСУ, 2018. -284с.

- [8] Ишмаева Д.Д. Жёсткие узлы клеёных деревянных балочных элементов на клеенных стальных шайбах/ Ишмаева Д.Д., Вдовин В.М. // Вестник ОГУ. – 2014.- №1(162) - С. 189-195.
- [9] Patent na vinakhid №117276. Univerzal'niy z'ednuvach dlya z'ednannya detaley budivel'nikh konstruktsiy pid dovil'nim kutom nikh konstruktsiy za dopomogoyu universal'nogo z'ednuvacha. Kovtun V.P. opubl. 10.07.2018.
- [10] Gilodo A.Y. Effective structure of a wooden residential building in the form of a geodesic dome with a universal connector/ Kovtun V.P., Arsirii A.N., Angel A.A. // Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 2021, no. 82, page 19-26

ВИПРОБУВАННЯ ФРАГМЕНТА СІТЧАСТОГО КУПОЛА

¹Гілодо О.Ю., к.т.н., доцент,

gil@soborka.net, ORCID: 0000-0001-5387-5538

¹Арсірій А.М., к.т.н., доцент,

arsiriy@ukr.net, ORCID: 0000-0003-3262-1488

¹Коршак О.М., к.т.н., доцент,

bagiraolga@ukr.net, ORCID: 0000-0001-7346-252X

¹Ковтун В.П., інженер,

paka@ukr.net, ORCID: 0000-0002-7454-9296

¹Одеська державна академія будівництва та архітектури

Кітаєв А.А., директор

info@dvutavr.com, ООО «ЭКОДВУТАВР»

Анотація. Геодезичний або сітчастий купол, також відомий, як купол Фуллера, є сферичною конструкцією. Геодезичні куполи добре сприймають несиметричні навантаження, особливо снігові і вітрові, мають високу аеродинаміку, підвищену жорсткість і стійкість. Варто відзначити, що чим більше діаметр сфери, тим більше його несуча здатність, а міцність такого купола мало залежить від використовуваних будівельних матеріалів. Маючи серйозні переваги, проектування і будівництво дерев'яних сітчастих куполів не набуло широкого розповсюдження. Справа в тому, що сітчасті купола являють собою просторові конструкції з великою кількістю елементів, що відповідно тягне за собою велику кількість вузлів. Між собою елементи купола з'єднують за допомогою шпонок, гребінок, болтів, шурупів, скоб, гвинтів, цвяхів. Використовуються клейові з'єднання на шайбах, також застосовують сталеві хомути, тяжі, накладки. Однак всі вони мають недоліки, область застосування у кожній сполучній деталі своя, а їх вартість часто порівнянна з вартістю елементів купола. Нами пропонується універсальний конектор для з'єднання деталей купола під довільним кутом. В результаті впровадження такого технічного рішення вузла, отримуємо істотне спрощення конструкції, зменшення кількості складових, одночасно з підвищенням її технологічності. Для вивчення роботи стику дерев'яних клеєдощатих елементів купола із застосуванням універсального конектора проведені його експериментальні дослідження. Мета дослідження: вивчити дійсну роботу з'єднання дерев'яних деталей купола з універсальним конектором у вигляді поворотних кріпильних елементів, що вільно обертаються на стяжному болті, дати оцінку його міцності і деформативності, оцінити можливість використання такого з'єднання при проектуванні вузлів просторових конструкцій. Для вирішення поставлених завдань проведено випробування натурального фрагмента купола, що включає характерні вузли з жорстким примиканням елементів один до одного.

Ключові слова: дерев'яний геодезичний купол, універсальний конектор, випробування фрагмента купола, результати випробування вузла купола.

УДК 691.77

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-27-36

CONCERNING THE SELECTION OF DESIGN AND TECHNOLOGY SOLUTION FOR A MINI-HOTEL CONSTRUCTION

Dmytriieva N.V., Ph.D., associate professor,
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture
dmitrieva.nv76@gmail.com ORCID ID: 0000-0002-4828-1644

Agafonova I.P., senior lecturer,
Bendery branch of PSU named after T.G. Shevchenko
barkaririna@bk.ru ORCID ID: 0000-0003-4330-2642

Tugolukov Yu.S., magstrand
Bendery branch of PSU named after T.G. Shevchenko
zvezdastolicy@gmail.com ORCID ID: 0000-0002-3679-5955

Annotation. The article considers the features and advantages of innovative design and technology solution for mini-hotels construction in the framework of eco-tourism development. The examination of the main potentials of eco-tourism development in Ukraine and Moldova, are presented on the example of the city of Tiraspol. Space planning and design features of the project "Dubovaya Roshcha" tourist complex in Tiraspol, Moldova are characterized there. This article presents a method of multicriteria analysis of design and technology solutions based on the factor evaluation of decision options of low-rise building construction. In this examination the main factors influencing the choice of building structures were emphasized.

Key words: metal structures, Light steel thin-walled structures, wooden structures, CLT-panels, SIP-panels, evaluation criteria, eco-construction.

Introduction. Today tourism is defined as a "phenomenon of the XXI century", which has become one of the leading areas of socio-economic activity. The travel business can justly be considered a business of the XXI century, as it is one of the most dynamic and profitable among all sectors of the world economy. The global nature of tourism and priority in the world economy is evidenced by quite a considerable tourist revenue, making 8% of the world exports and 30% of the international trade in services, and the annual growth of world tourist flows by 4-5% [1]. Hotel construction is an integral part of the travel business.

Now, tourist activity is in the stage of reforming and development in Ukraine. Available tourism resources are used not in full.

Most European travel companies operate inbound, outbound and domestic tourism (in order of directions priority). In Ukraine, 90% of travel companies are focused on outbound tourism [2] since 2015. The reasons for such preferences of travel companies is poorly developed tourism infrastructure. Therefore, the development of tourist complexes construction in the CIS countries, in particular in Ukraine and Moldova, has become one of the most important social and economic tasks at the turn of the 21st century.

Analysis of recent research and publications. At the beginning of the 21st century, there was a growing demand for more comfortable tourism, and now super-comfortable hotels, high-class hotels are being designed and built. For example, an absolutely amazing resort El Gouna was built in Egypt, representing a fairy city on the shore of the Red Sea and looking like Venice. This city consists of comfortable mini-hotel cottages located along canals and bays, replacing streets and sites [3]. But in regions with unstable economies, the construction of large hotels is not advisable, since the payback period is more than 10 years.

In developed countries, the vast majority of tourism services are sold to the locals. For example, in German hotels - 88% of visitors are the Germans and 12% are the foreigners, in Finland, respectively - 73% and 27%, in France - 71% and 29%, in Holland - 68% and 32%, in the US hotels - 85% of guests are the Americans themselves [4].

And in connection with the aggravated epidemiological and economic situation in the world in 2020, the development of domestic tourism is currently topical, as well as mini-hotels construction.

Ukraine and Moldova with their huge natural resources, unique landscape and climatic conditions and favorable geographical location have extremely favorable conditions for the development of ecological tourism and rural green tourism. According to the tourism development plan approved by the Cabinet of Ministers of Ukraine, the target program "Mandruï Ukrainoiu" and "Program Tourism-2030" developed by the government of Moldova, with a support of the US International Development Agency, together with the government of Sweden and Great Britain, the work for improving rural, ethnographic, ecological, sports and business tourism should be contemplated. It is planned to carry out works in the field of wine, medical, children's and youth tourism. In this regard, the development of constructive and technological as well as improvement of architectural and planning solutions of hotel complexes for each type of tourism is currently topical.

In developed countries, the vast majority of tourism services are sold to local citizens. For example, in hotels in Germany the attendance by Germans is 88%, and by foreigners 12%, in Finland, respectively - 73% and 27%, in France - 71% and 29%, in Holland - 68% and 32%, in the USA - 85% of staying in hotels are the Americans themselves [4].

Modern developers have been introducing environmental technologies for several decades during the construction of residential and hotel buildings, industrial and public facilities. The main ones are:

- reduction of rubbish and waste during construction;
- use of environmentally safe building materials;
- using of energy efficient technologies;
- creation of an optimal microclimate;
- design of resource-saving engineering systems.

At present, special attention in world practice is paid to usage of structures made of natural materials: wood, stone, textiles, sand. When decorating facades and interiors, safe paints without toxic substances are used. The usage of heat-insulating materials and energy-efficient double-glazed windows makes it possible to increase the heat and acoustic isolation of buildings.

The emergence of new innovative technologies in construction, together with the development of metallurgy and woodworking industries, make metal and wood one of the most promising materials of the future.

The works of such scientists as: Vatin N.I., Sinelnikov A.S., Zinkevich O.G. are devoted to the solution of theoretical, technical and practical problems in the design and construction of buildings from the light steel thin-walled structures profile and "frameless" structures and methods of rational design of frames from light steel thin-walled structures.

The works of such authors as L.A. Devyatnikova, A.A. Simonov, V.M. Popov, S.I. Roshchina, B.V. Labudin are devoted to the design and construction of timber buildings.

Formulation of the problem. The widespread use of thin-walled structures in Ukraine is cumbered largely due to the imperfection of domestic regulatory and methodological bases for the light steel thin-walled structures calculation, the lack of proper instructions for installation and operation, and sufficient experience in the design of such structures. The main effective document regulating the use, design of structures from steel thin-walled profiles on the territory of Ukraine is DSTU-N B V.2.6-87: 2009 "Design of structures using steel thin-walled profiles". Despite the obvious advantages in using Light steel thin-walled structures profiles [5], there are also a number of operational disadvantages. The main disadvantage is the violation of the comfortable microclimate in the premises, which occurs due to the presence of numerous heat-conducting inclusions in the outer shells, the so-called "cold bridges". The formation of moisture is observed in the locations of the profiles, leading to the appearance of mold fungi. To a large extent, heat-conducting inclusions during the heating season lead to external heat losses, which directly affect the public utility services payment during the heating season [6].

As for the proportion of wooden houses in the structure of individual and cottage housing, according to various estimates, it makes from 5 to 20%. In retrospect of the last five years, positive

dynamics can be observed. The Ukrainian market of wooden housing construction is promising, since today the ratio of products sold can be estimated as 70% - domestic and 30% - foreign.

In relation to the geography of demand, the regional specificity of the consumption of wooden houses is certainly evident. The most active are Kiev and Kiev region, 80% of all projects being implemented are concentrated there. Also traditionally active are the Carpathians, Zakarpatska Oblast, where the greatest demand for rounded wood is concentrated. In Donetsk, Kharkov and Dnepropetrovsk regions, glued laminated timber is gaining more and more popularity. Also, there was a demand for wooden houses of all types on the South Coast of the Crimea, in Odessa region [7].

At the same time, wooden walls made of simple timber or logs do not meet modern requirements for heat insulation, which causes large heat losses during operation and, accordingly, high heating costs.

Planning solutions based on small spans, which is provided by a simple wooden beam also do not meet comfort requirements. Expansion of premises (based on increasing the spans), ensuring energy efficiency of the enclosing structures and fire safety of the whole house are today the most important problems in design and building of low-rise wooden house construction.

The combination of the above-mentioned factors ensures the minimum energy consumption of the building, while the key factors increasing the energy-efficiency of shells in buildings and structures are thermal resistance growth of its structural elements and reduction in numbers of heat bridges. The solution of these problems is now more urgent than ever and requires the elaboration of measures to solve it.

Evaluating the possibility of using one or another constructive and technological solution, customers are generally inherent in some conservatism and even inertness in the choice of technologies and materials. Therefore, the argumentation of technical and economic indicators of solutions based on multi-criteria analysis method [8], will determine the most rational option for a mini-hotel construction. For this purpose, using the example of designing a mini-hotel "Dubovaya Roshcha", a method of factor evaluation in selection of a rational constructive and technological solution has been developed.

The purpose of this article is to consider the selection of constructive and technological solution for the mini-hotels construction by reasoning based on the factor evaluation.

Materials and research methods. Considering the development applicability of producing molded sections from galvanized steel and wooden structures in Ukraine and Moldova over the past decade.

Light steel thin-walled structures and wooden structures have become an alternative to the use of structures such as reinforced concrete, brick, sawn shell, aerated concrete or rolled steel due to the significant economic effect in the above construction area due to the reduction of deadweight and seismic loads, reduction of transport costs and installation costs, reduction terms of construction without the use of construction machines.

The selection criteria have a multilevel approach, which involves solving numerous problems: technical, technological, operational, economic and environmental.

The following criteria (determining the manufacturability of work) were selected in the studies - the labor intensity and installation speed of the material with the least amount of waste, the convenience of material cutting, transportability, installation without need of special equipment and highly qualified workers, etc. A set of criteria such as moisture resistance, sound insulation, biological and chemical inertness, fire resistance, maintainability, durability, environmental safety and cost were also taken into account when making a selection.

The factor evaluation methodology included the selection of the most appropriate wall construction material using qualitative and quantitative criteria.

The quality criteria include: a possibility of all-season installation; environmental safety; fire safety.

Quantitative criteria include: construction cost; minimum wall thickness (excluding insulation); frost resistance; sound insulation; construction period; lifetime; coefficient of heat conductivity.

An individual communicative method was used in selecting alternatives and determining the assessment of the criteria - when a single expert generates variant solutions. After that, an expert-specialist determined the validity ratio of a particular factor by quantitative evaluation of each criterion.

Monitoring the market of construction technologies, which are the most in demand on the territory of Ukraine, Moldova and the CIS for mini-hotels construction, the following main materials were preferred: ceramic bricks, wooden bricks, rounded logs, profiled and glued beams, a wooden frame made of SIP panels, Light steel thin-walled structures.

Construction is planned on the riverbanks of Dniester in Tiraspol, on a designated area of 0.7 hectares. The project concept provides the construction of a mini-hotel consisting of 7 individual "guest houses", with a space-planning solution of two types: Type 1 - dimensions on grid: 1-3 (10.45 m) and A-B (11.76 m) and floor height of 3.0 m (fig. 2); Type 2 - dimensions on grid: 1-2 (6.35 m) and A-B (6.6 m) and floor height of 2.9 m, a restaurant with dimensions on grid 14.9x21.09, adult and children's pools, gazebos, a bath complex and parking for 8 places, presented on the general layout (Pic. 1-4).

The concept of the mini-hotel is based on a combination of features of the natural landscape and architectural solutions that are non-standard for a suburban project. The modern architecture is complemented by panoramic glazing, adopted from high-tech high-rise construction practice. This will create spacious, deep interior zones without compromising the residents' comfort (width-depth ratio of premises is 2.00-1.63).

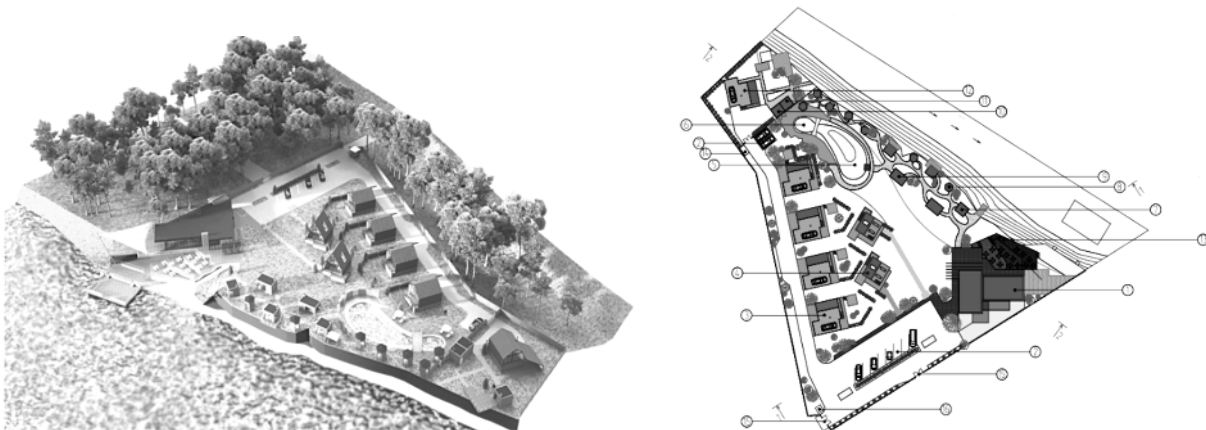


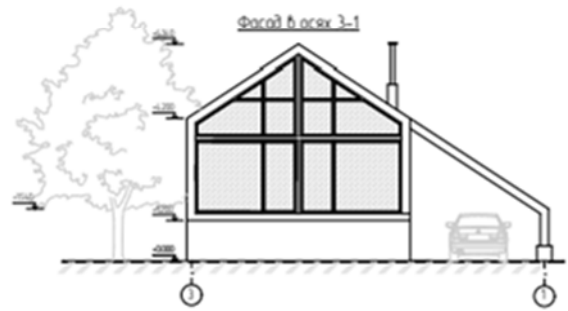
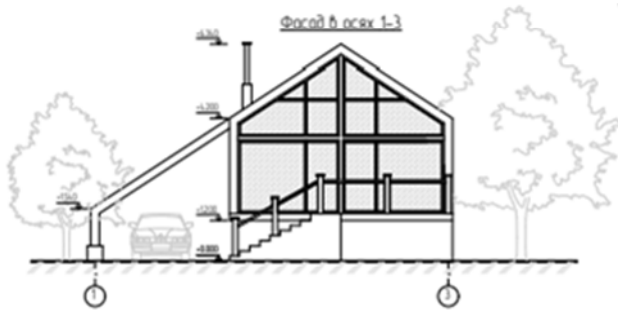
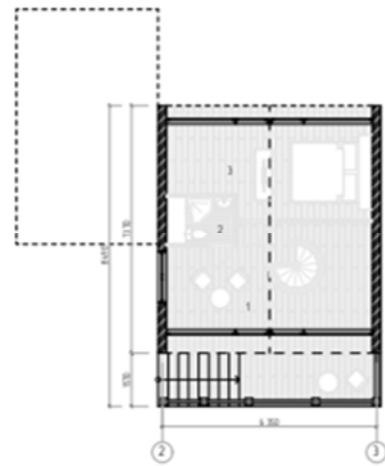
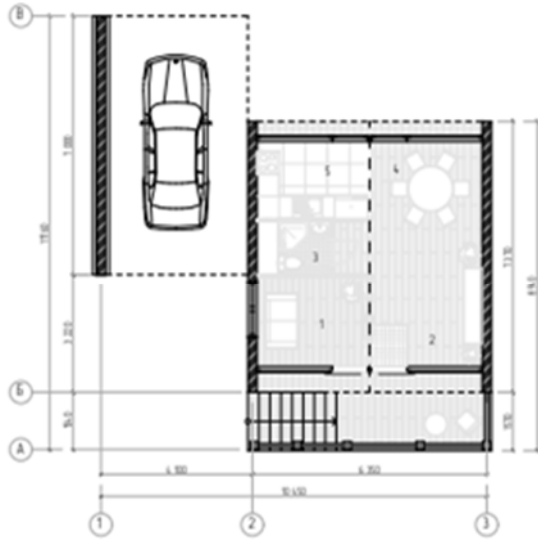
Fig. 1 General layout



Fig. 2 Visualization of hotel houses projects Type 1 and Type 2

1 floor plan

2 floor plan



Elevation on grid 1-3

House 1

Elevation on grid 3-1

Fig. 3. Space-planning solution of a hotel house Type 1: Plans of the 1st and 2nd floors and facades 1-3 and 3-1



Экспликация плана ресторана

№	Наименование	м ²
1	Общая зала	6,111
2	Зона барной стойки	27,812
3	Кухня	15,25
4	Позадонная	12,08
5	Склад	0,70
6	Склад	1,76
7	Склад для посуды	6,52
8	Склад для мебели	8,81

Общая площадь ресторана 263,96 м²

Fig. 4. Restaurant plan

Structural solutions of load-bearing external and internal walls are taken with a thickness of 200mm, partitions -100mm with panel heat-sound isolating material - AcousticWool Sonet P.

The rafter system was adopted as the load-bearing element of the roof. The roof covering is made of Ruukki RAN-20B corrugated board. The angle of roof inclination is 25 ° and 50 °.

For a preliminary analysis, based on the expert estimation of available technical information, a table was compiled for comparing materials for the construction of the frame of "hotel" houses according to the selected criteria (table 1).

The first stage of the analysis is ranking according to the importance degree of wall construction materials, based on the information presented in the Table 1. Criteria 1 and 2 are not significant when choosing materials, because the 1st criterion becomes the same for all materials when using additional measures (antifreeze additives), and the 2nd one is the same for all options, therefore, they may not be taken into consideration in the construction of analytical diagrams. The third and fifth criteria were converted from qualitative indicators into quantitative ones, by assigning them points from 1 to 5.

The quantitative evaluation of indicators was carried out by means of expert method based on the available technical and reference documentation analysis [9-15].

All criteria are reduced to a single point system, depending on the weight coefficient, adopted from 0.1 to 1. Evaluation of structural and technological solutions by quantitative criteria is carried out on a five-point scale, where 1 and 5 points are assigned to the minimum and maximum values, respectively. The rest of points were calculated by means of interpolation and are presented in the Table 1.

Thus, according to the criteria evaluation data, the highest number of points was taken by the building technology of CLT-panel - 42.2 points, the least number - the building technology of the rounded timber - 28.15 points.

Analysis of the criteria made it possible to single out constructive and technological solutions of rounded timber and ceramic bricks. Both materials have the greatest strength, labor intensity and walls construction period of a "hotel" house of Type 1. At the same time, these two solutions have the lowest resistance to heat loss among all, which is a key criterion for energy efficiency.

Table 1

Multi-criteria evaluation of constructive and technological solutions

Decision Criteria	Evaluation	Name of design and technology solution of building frame assembly							
		Ceramic bricks	Rounded timber (pine)	Wood brick	Profiled timber	Passive glued laminated timber (with insulation)	SIP panels	CLT-panels	Light steel thin-walled structures
1		2	3	4	5	6	7	8	9
Possibility of all-season installation		no	yes	yes	yes	yes	yes	yes	yes
Number of points, K=0,3		0,6	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Ecological safety		yes	yes	yes	yes	yes	yes	yes	yes
Number of points, K=1		5	5	5	5	5	5	5	5
1		2	3	4	5	6	7	8	9
Fire safety		high	low	low	low	middle	low	middle	high
Number of points, K=0,9		4,5	0,9	0,9	0,9	2,7	0,9	2,7	4,5
Dampness, %		0,5	12-18	8-10	12-20	9-10	12	12	0

Number of points, K=0,6	3	0,9	2,4	0,6	2,4	1,8	1,8	3
Bio-exposure	no	exposed to	no	less exposed to	less exposed to	no	no	no
Number of points, K=0,5	0,5	0,5	2,5	1,5	1,5	2,5	2,5	2,5
Coefficient of heat conductivity, W/(m°C°)	0,47	0,23	0,18	0,18	0,1	0,04	0,085–0,13	0,045
Number of points, K=1	1	2,5	3	3	4	5	4	4,5
Lifetime, years	80	100	100	100	100	До 60	over 50	50
Number of points, K=0,8	3,2	4	4	4	4	2,4	1,6	1,6
Labour Effort of construction project Type 1, resource days	65,75	51,9	25,58	36,43	35,38	29,25	18,21	48,41
Number of points, K=0,9	1,8	2,25	4,05	3,15	3,15	3,6	4,5	2,7
Wall construction period with an area of 87m ² , days	11	9	4	6	6	5	3	8
Number of points, K=1	2	2,5	4,5	3,5	3,5	4	5	3
Fire resistance, min	more than 300	15	45	45	not less than 120	60	90-150	not less than 45
Number of points, K=0,9	4,5	0,9	1,8	1,8	3,6	2,7	3,6	1,8
Noise isolation, dBA	60	36	40	33	60	44	42	60
Number of points, K=0,7	3,5	2,1	2,4	1,8	3,5	2,8	2,6	3,5
Wall thickness without insulation, m	1,2	0,6	0,4	0,56	0,4	0,22	0,06- 0,5	0,15
Number of points, K=0,4	0,4	0,8	1,2	0,8	1,2	1,6	1,6	2
Compression resistance, MPa	30	37-45	27-30	22	27	18-22	24	23
Number of points, K=0,5	2,0	2,5	1,8	0,8	1,5	0,5	1,3	1,1
Material consumption, m ³ .	60,18	48,12	44,2	44,2	17,075	16,4	12,52	13,28
Number of points, K=0,9	0,9	1,8	2,25	2,25	2,7	3,15	4,5	3,6
Total points	32,9	28,15	33,41	30,6	40,25	37,45	42,2	40,3

Source: development by the authors according to sources [9-15].

It is also worth noting that the constructive and technological solution from a profiled bar is the most labor-consuming option, and has the least fire safety and strength.

Timber bricks and glued laminated timber have good heat conductivity and durability, but their construction time is longer than CLT or SIP buildings.

As can be seen from Table 1, the Light steel thin-walled structures solution is inferior to the CLT-panel wooden frame solution in terms of labor intensity, duration of work and material consumption.

In addition, I would like to note a number of criteria that play an important role in selecting a constructive solution. The usage of a CLT-panel or SIP-panel, Light steel thin-walled structures thermal profile is justified by the low weight of metal structures and their good bearing capacity, easy processing, minimal values of foundation load, as well as processability and absence of necessity to lift equipment.

And the disadvantages of the CLT-panel can be solved by additional measures. For example, the effect of heat bridges can be reduced by using external insulation systems with vinyl siding, which was taken into account when designing this project. Increasing the fire resistance of a CLT panel is provided by one of the following ways: spraying and painting with various fire-resistant materials; Internal cladding with GKL sheets. The need for mandatory installation of a windbreak and a vapor barrier will ensure that the building is tight against wind, air and vapor migration through the structure, which significantly affects energy consumption, ventilation and indoor comfort.

Conclusions and offers. Due to the multi-criteria analysis method of structural and technological solutions in the main parameters, it was determined that a significant economic effect achieved by reducing the loads from the dead weight of structures, reducing transport and installation costs, reducing construction period without usage of heavy equipment, allows: firstly, to validate the design solution for the "Dubovaya Roshcha" mini-hotel construction, and secondly, further prospective development of this industry. The technology of wooden housing construction opens up the opportunities for solving issues related to the construction of comfortable, budgetary energy-efficient buildings. Despite the fact that at the present the majority give preference to houses made of brick, aerated concrete or panels, world practice and factorial assessment of this study indicate that innovative technologies, which include CLT-panels, SIP-panels, Light steel thin-walled structures heat profile, bring undeniable benefits in the budget construction segment.

References

- [1] Liubitseva O.O. Rynok turystychnykh posluh // www.tourlib.net. Statystyka / Derzhavnyi komitet statystyky Ukrainy // www.ukrstat.gov.ua.
- [2] Экспорт и импорт туристических услуг в Украине// режим доступа: <https://zet.in.ua/statistika-2/turizm/eksport-i-import-turisticheskix-uslug-v-ukraine/>
- [3] Туризм 2030. Глобальный обзор / Tourism Towards 2030/ Global overview. URL: http://www.wise.co.th/wise/Knowledge_Bank/References/Tourism/UNWTO_Tourism_Toward_2030.pdf (data obrashcheniya: 24.04.2017)
- [4] Stroytelnaia hazeta ;№ 41, okt., 1999 h, s. 8.
- [5] Wei-Wen Yu La Boube Cold-Formed Steel Design. / Wei-Wen Yu, Roger A. //– 4th Edition yzd. – Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2010. – 528 p.
- [6] Reshetnykov A.A. Sravnytelnyi analiz metodyk rascheta tonkostennykh stalnykh balok S-obraznogo profylya po otechestvennym y zarubezhnym normam/ A.A. Reshetnykov, V.Iu.Kornet, D.A. Leonova // Ynzhenernyi vestnyk Dona, 2018, №1.
- [7] Dereviannoe domostroenye: tendentsyy, spros, predlozhenye / режим доступа: <http://www.accbud.ua/house/podgotovka-k-stroitelstvu/vazhno-znat/dereviannoe-domostroenie--tendentsii--spros--predlozhenie>
- [8] N.V. Dmytryeva, A.N. Hostryk, Yvanova T.Y. O mnohokryterialnom analize tekhnolohycheskikh resheniy hydrozoliatsyy yzvestniaka-rakushechnykh Naukovyi zhurnal «Molodyi vchenyi» №7 (47) lypen, chastyna 1 «Vydavnychiy dim «Helvetyka». - m. Kherson, 2017.- S.20-25.
- [9] Hryb L., Shadryn E. Yspolzovaniye v Rossyyi Norvezhskogo opyta mnohoetazhnogo dereviannogo stroytelstva/ Seryia «Stroytelstvo» : sbornyk statei mahystrantov y aspyrantov. Выпуск 3. V 2 tomakh. Tom 2 ; Sankt-Peterburhskiy gosudarstvennyi arkhytekturno-stroytelnyi unyversytet. – Sankt-Peterburh, 2020.- S.29-41.

- [10] Sravnytelnyi analiz tekhnolohyi stroytelstva [Elektronnyi resurs] / N. Y. Vatyn, A. S. Synelnykov, A. V. Malysheva, D. V. Nemova – Rezhyim dostupu do resursu: https://imeks-lstk.ru/services/privatePerson/stati/compare_technology.
- [11] Bekrenëva T. A. Tekhnyko-ekonomycheskoe sravnenye varyantov vozvedeniya ohrazhdaiushchykh konstruktsiyi sten mnohokvartyrnykh zhylykh zdaniy // StudArctic forum. Выпуск 4 (4), 2016– S.8-13.
- [12] Hrafyky zvukozoliatsyy konstruktsyy –Rezhyim dostupu do resursu: <https://remontpl.ru/zvukoizolyacziya/grafiki-zvukoizolyaczii-konstrukcii>
- [13] Sravnenye dereviannoho kyrpycha s brusom// rezhyim dostupa: <https://wood-brick.ru/technology/compare/>
- [14] Skrypka B.C., Sravnytelnyi analiz materyalov dlia dereviannoho domostroeniya/ Aktualnye napravleniya nauchnykh yssledovaniy XXI veka, 2014, № 3, chast 2 (8-2) h. Ukhta– S.429-433.
- [15] K.V. Holubev, K.A. Fedotov Problemy yspolzovaniya novykh tekhnolohyi maloэтazhnoho domostroeniya / K.V. Holubev, K.A. Fedotov //Vestnyk PNYPU. Urbanistyka, 2013. № 3 – S.23-30.

ПРО ВИБІР КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНОГО РІШЕННЯ БУДІВНИЦТВА МІНІ-ГОТЕЛЮ

Дмитрієва Н.В., к.т. н., доцент,

Одеська державна академія будівництва і архітектури
dmitrieva.nv76@gmail.com, ORCID ID: 0000-0002-4828-1644

Агафонова І.П., старший викладач

Бендерського філії ПГУ ім. Т.Г.Шевченка
barkaririna@bk.ru, ORCID ID: 0000-0003-4330-2642

Туголуков Ю. С., магістрант

Бендерського філії ПГУ ім. Т.Г.Шевченка
zvezdastolicy@gmail.com ORCID ID: 0000-0002-3679-5955

Анотація.

У статті розглянуті особливості та переваги, інноваційних конструктивно-технологічних рішень в будівництві міні-готелів в рамках розвитку еко-туризму. Наведено дослідження основних потенціалів розвитку внутрішнього еко-туризму в Україні та Молдові, на прикладі м Тирасполя, Молдова. Розкриваються проблеми енерго- та ресурсозбереження. Охарактеризовані об'ємно-планувальні та конструктивні особливості проекту туристичного комплексу «Дубовий гай» в м Тирасполь, Молдова.

Обґрунтовано необхідність застосування методики багатокритеріального аналізу оцінки при оптимізації конструктивно-технологічних рішень зведення каркаса готельних будиночків Тип1 і Тип 2 з урахуванням енергоефективності та використання екологічних матеріалів. Представлені результати оптимізації конструктивно-технологічних рішень. У дослідженні були виділені основні критерії, що впливають на вибір архітектурно-планувальних і конструктивно-технологічних рішень зведення каркаса: кількісні та якісні. До якісних критеріїв відносяться: можливість всесезонного монтажу; екологічність; пожежна безпека.

До кількісних критеріїв належать: вологість; мінімальна товщина стіни (без урахування утеплювача); шумоізоляція; трудомісткість та тривалість будівництва; довговічність; коефіцієнт теплопровідності. Представлено методику багатокритеріального аналізу конструктивно-технологічних рішень, заснованою на факторній оцінці варіантів вирішення зведення малоповерхових будівель. У дослідженні були виділені основні критерії та значимі коефіцієнти, що впливають на вибір будівельних конструкцій.

При відборі альтернатив і визначення оцінки критеріїв використовувався комунікативний індивідуальний метод - коли варіанти рішень генерує єдиний експерт.

На підставі даних оцінки факторів, за 5-ти бальною шкалою, найбільшу кількість балів набрала технологія з CLT-панелі - 42,2 бала, найменше - оциліндрованої колоди -28,15 балів., це свідчить про те, що більшість показників показує найкращі дані рішення з CLT-панелей.

Запропоновано способи вирішення недоліків CLT-панелі, таких як утворення теплових мостиків можливо зменшити при використанні зовнішніх систем утеплення з обробкою вініловим сайдингом; забезпечення герметичності будівлі по відношенню до вітру, до повітря і до міграції пара через конструкцію - обов'язковим монтажем вітрозахисту і паронепроникного бар'єру покрівлі; підвищення межі вогнестійкості CLT-панелі, забезпечується одним із способів: напilenня і забарвлення різними вогнетривкими матеріалами; внутрішнє облицювання листами ГКЛ.

Ключові слова: металеві конструкції, ЛСТК, дерев'яні конструкції, CLT-панелі, SIP-панелі, критерії оцінки, еко-будівництво.

О ВЫБОРЕ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО РЕШЕНИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА МИНИ-ОТЕЛЯ

Дмитриева Н.В., к.т.н., доцент,

Одесская государственная академия строительства и архитектуры
dmtrieva.nv76@gmail.com ORCID ID: 0000-0002-4828-1644

Агафонова И.П., старший преподаватель,
Бендерский филиал ПГУ им. Т.Г.Шевченко

barkaririna@bk.ru ORCID ID: 0000-0003-4330-2642

Туголуков Ю. С., магистрант

Бендерский филиал ПГУ им. Т.Г.Шевченко

zvezdastolicy@gmail.com ORCID ID: 0000-0002-3679-5955

Аннотация. В статье рассмотрены особенности и преимущества, инновационных конструктивно-технологических решений в строительстве мини-отелей в рамках развития эко-туризма. Приведены исследования основных потенциалов развития внутреннего эко-туризма в Украине и Молдове, на примере г. Тирасполь, Молдова. Раскрываются проблемы энерго- и ресурсосбережения. Охарактеризованы объемно-планировочные и конструктивные особенности проекта туристического комплекса «Дубовая роща» в г. Тирасполь, Молдова.

Обоснована необходимость применения методики многокритериального анализа оценки при оптимизации конструктивно-технологических решений возведения каркаса гостиничных домиков Тип1 и Тип 2 с учетом энергоэффективности и использования экологических материалов. Представлена методика многокритериального анализа конструктивно-технологических решений, основанная на факторной оценке вариантов решения возведения малоэтажных зданий. При отборе альтернатив и определении оценки критериев использовался коммуникативный индивидуальный метод - когда варианты решений генерирует единственный эксперт.

На основании данных оценки факторов, в 5-ти бальной шкале, наибольшее количество баллов набрала технология с CLT-панели - 42,2 балла, меньше - оциліндрованное бревно - 28,15 баллов. Это свидетельствует о том, что большинство показателей показывает лучшие данные решения по CLT-панелей.

Ключевые слова: металлические конструкции, ЛСТК, деревянные конструкции, CLT-панели, SIP-панели, критерии оценки, эко-строительство

UDC 624.072; 624.078; 624.15

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-37-47

**СУМІСНА РОБОТА СТАЛЕВОЇ І БАЗАЛЬТОВОЇ ПЛАСТИКОВОЇ АРМАТУРИ
З БЕТОНОМ У СКЛАДІ БАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ**¹**Карпюк І.А.**, к.т.н., доцент,
irina.carpuyuk@yandex.ru, ORCID: 0000-0003-3437-5882¹**Клименко Е.В.**, д.т.н., професор,
klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504¹**Карпюк В.М.**, д.т.н., професор,
v.karpiuk@ukr.net, ORCID: 0000-0002-4088-6489¹**Целикова А.С.**, к.т.н., асистент,
tselikovaa93@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1394-3986¹**Худобич А.О.**, аспірант,
khudobycha@gmail.com, ORCID: 0000-0002-5336-599X¹**Глібоцький Р.В.**, аспірант
romich.gl@gmail.com, ORCID: 0000-0002-8730-5952¹*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*
str. Didrichson, 4, Odessa, 65029, Ukraine

Анотація. Представлені експериментальні дані міцності, прогинів та утворення тріщин у бетонних балках зі сталевую і базальтопластиковою (BFRP) арматурою з розмірами 2000x200x100мм за дії статичного і малоциклового повторного навантаження. Результати досліджень основних параметрів працездатності дослідних елементів подані у вигляді відповідних експериментально-статистичних залежностей за дії експлуатаційного і руйнівного навантажень при однакових конструктивних чинниках. За допомогою стохастичного та графічного аналізу оцінений вплив виду арматури і конструктивних факторів на міцнісні та деформативні характеристики, а також на тріщиностійкість експериментальних зразків – балок.

Ключові слова: сталева і базальтопластиково (BFRP) арматура, міцність, деформативність та тріщиностійкість балок, статичне і малоциклове навантаження.

Вступ. Генеральною Асамблеєю ООН у 2000 році були прийняті цілі розвитку тисячоліття (ЦРТ) до 2015 року. Оскільки країни, які прийняли Програму ЦРТ, визнали її безперечний успіх та необхідність прийняття нового порядку денного, на початку серпня 2015 року 193 країн – члени ООН досягли консенсусу по підсумковому документу «Перетворення нашого світу: Порядок денний в галузі сталого розвитку на період до 2030 року», який був затверджений на Саміті ООН 25 вересня 2015 року з остаточним формулюванням 17 глобальних цілей (ЦСР). Серед них, №12 – забезпечення раціональних моделей споживання та виробництва (стосовно будівельних конструкцій – розробка нових і удосконалення існуючих методів та розрахункових моделей з метою зменшення і оптимізації їхніх розмірів); №13 – прийняття термінових заходів по боротьбі зі змінами клімату і його наслідками (стосовно будівельних конструкцій – наскільки можливо, зменшити шкідливі викиди парникових газів, в т.ч. вуглекислого газу CO₂, за рахунок заміни сталеві арматури на неметалеву композитну і зменшення витрат цементу на їх виробництво).

Концепція сталого розвитку світової спільноти появилася в процесі об'єднання трьох основних точок зору: економічної, соціальної та екологічної. Вона передбачає прийняття заходів, направлених на оптимальне використання обмежених ресурсів та застосування екологічних природо-, енерго- і матеріалозберігаючих технологій на забезпечення стабільності соціальних і культурних систем, а також цілісності біологічних і фізичних природних систем.

Країни Європейського Союзу в грудні 2019 року в Брюсселі визначили 6 пріоритетів сталого розвитку (Європейську зелену угоду). В Європейському законі про клімат закріплена ціль досягнення кліматичної нейтральності території до 2050 року, а до 2030 року - зменшити шкідливі викиди, як мінімум, на 50%. При цьому, у 2016 році була прийнята Паризька угода про зниження викидів вуглекислого газу CO₂ на одиницю валового внутрішнього продукту, а також перестати виробляти вуглецеву сталь до 2030 року.

Одним із напрямків вирішення цієї проблеми є збільшення використання базальтового волокна і арматури (BFRP) на його основі у будівництві, інфраструктурі, фундаментабудуванні, яке зумовлене її екологічними властивостями, високими механічними властивостями. BFRP має унікальні технічні характеристики: вона майже у 3 рази міцніша за сталеву арматуру і в 7-9 разів легша при рівномірній заміні. Вона має високу корозійну стійкість, гарні діелектричні та діаманітні властивості. Вона до 30% є дешевшою від сталеві арматури при рівномірній заміні, а її виробництво у порівнянні зі сталеві є менш шкідливим, особливо в частині видів вуглекислого газу CO₂.

Викладене вище підкреслює актуальність даної роботи.

Аналіз літературних даних. Виділення нерозв'язних раніше частин загальної проблеми.

У чинних Нормах і Рекомендаціях по проектуванню конструкцій неметалевою композитною арматурою (FRP), розроблених у США [1], Канаді [2], Японії [3], Великобританії [4], Італії [5] протягом останніх 24 років, використані основні принципи і методи розрахунку та проектування бетонних конструкцій зі сталеві арматурою. У вітчизняній Настанові [6] і додатку Л до російських СП [7], якій вважаються проектами майбутніх Норм, збережений такий же підхід з урахуванням лінійного деформування FRP.

Особливості деформування, тріщиноутворення і руйнування бетонних конструкцій з FRP в указаних нормах пропонується урахувати шляхи введення уточнюючих понижуючих коефіцієнтів умов роботи і нормуванням технічних характеристик матеріалів. Конструктивні вимоги до таких конструкцій є також дещо заниженими у порівнянні з бетонними конструкціями зі сталеві арматурою.

При цьому, більш унормованими являються питання зі скло-, органо- та вуглепластикові арматурою. Унормування застосування BFRP у будівництві тільки розпочинається.

Аналіз результатів експериментальних досліджень хімічної стійкості, фізико-механічних властивостей, використання на практиці композитної арматури доказує очевидну доцільність застосування BFRP у різних сферах будівництва за агресивної дії оточуючого середовища, а також на воєнних і медичних об'єктах спеціального призначення з особливими вимогами.

Порівняння результатів експериментальних досліджень з розрахунковими даними міцності бетонних конструкцій, армованих BFRP, обчислених згідно рекомендацій вітчизняних і зарубіжних Норм [1-7] та авторських пропозицій, показало надто велику їх розбіжність [8]. Характерною рисою абсолютної більшості наявних публікацій [10-24] по даному питанню є висвітлення напружено-деформованого стану та розрахунок за I та II групами граничних станів саме нормальних перерізів бетонних конструкцій з FRP. Вивченню та розрахунку міцності їхніх похилих перерізів присвячені тільки деякі з них [1-7, 9, 10, 18,20].

Мета статті – експериментальне вивчення основних параметрів працездатності бетонних зразків балок з базальтопластикові арматурою та створення об'єктивної бази даних для вдосконалення існуючих і розробки нових методів розрахунку несучої здатності їхніх приопорних і прольотних ділянок за обома групами граничних станів при статичному і малоцикловому вантаженнях.

Завдання досліджень:

- експериментально дослідити деформативність, тріщиностійкість та міцність бетонних балок з BFRP при статичному і малоцикловому їх навантаженні за теорією планування;
- отримати експериментально-статистичні залежності основних параметрів працездатності вказаних елементів від дослідних конструктивних чинників та фактору навантаження;
- виконати порівняльний аналіз несучої здатності бетонних балок, армованих BFRP і сталеву арматурою, та оцінити вплив на неї як виду армування, так основних конструктивних чинників та фактору навантаження.

Методика проведення експериментів

Для виконання поставлених завдань досліджень були реалізовані чотири серії натурних експериментів. У першій серії, АСД (К.Албу-Ю.Сьоміна- Д.Даниленко), випробовували залізобетонні балки на ступенево зростаюче статичне навантаження. У другій, С (Ю. Сьоміна), серії досліджували залізобетонні балки на дію мало циклового повторного навантаження і втомне руйнування. У третій, Ц (Целікова), серії проводили експерименти з бетонними балками, армованими BFRP, на дію статичного навантаження, а в четвертій, Х (А. Худобич), серії аналогічні базальтобетонні балки випробували на мало циклове повторне навантаження і втомне руйнування.

Системність комплексного підходу в проведених експериментах заключалася в тому, що всі дослідні зразки – балки мали однакові розміри, класи бетонів та подібне армування. Вони були виготовлені за одним і тим же планом Бокса В3. Дослідні фактори (конструктивні чинники) варіювались на трьох рівнях: X_1 – величина відносної віддалі від попри до зосередженої сили (прольоту зрізу), $a/h_0=1, 2, 3$ де $h_0=d=175$ мм; X_2 – класу бетону, С, МПа, С16/20, С30/35, С40/50; X_3 - коефіцієнта поперечного армування, $\rho_{fv}(AKB-800)=0,0029; 0,0065; 0,0115$ для бетонних балок з BFRP та $\rho_{sw}(BpI)=0,0016; 0,0027; 0,0044$ для залізобетонних елементів. Верхнє і нижнє поздовжнє армування є однаковим при $\rho_{lf}=\rho_{ls}=0,0176$ в балках з BFRP і сталеву арматурою. Розрахунковий проліт балок дорівнював $L_0=9h_0=1575$ мм, а їхня ширина $b=100$ мм.

Кожен натурний експеримент по серіях був продубльований аналогічним зразком - балкою. Експериментальні зразки-балки були армовані двома плоскими каркасами. Вони були виготовлені з важкого бетону на гранітному щебені фракції 5-10мм і кварцовому піску з модулем крупності 1,5. В'яжуче – портландцемент марки 500 без добавок. За допомогою комплексної добавки Релаксол-Супер М (1% від ваги цементу) полегшували легкоукладність бетонної суміші та прискорювали терміни набору міцності бетону.

Видалення основного матеріалу і результати

Характер деформацій, утворення тріщин та руйнування експериментальних бетонних балок з BFRP і сталеву арматурою відповідав правилам будівельної механіки і його можна було передбачити. Спочатку утворювалися нормальні тріщини в зоні чистого згину. Далі вони розвивалися по висоті балок і розширювалися, появлялися нові тріщини у цій зоні, а також похилі – на приопорних ділянках. З ростом навантаження нормальні і похилі тріщини розвивалися. При цьому, похилі, тріщини досягали більшої ширини і руйнування балок відбувалося саме на приопорних ділянках по цих тріщинах.

Отримані експериментальні дані були відповідним чином опрацьовані за комп'ютерною програмою COMPEX, вилучені незначимі та перераховані ті коефіцієнти, що залишилися і, як наслідок, виведені адекватні експериментально-статистичні залежності міцності, тріщиностійкості та деформативності дослідних елементів по серіях.

Міцність (несуча здатність) дослідних елементів.

Може бути охарактеризована наступними залежностями та рис. 1:

$$\hat{Y}(V_{us}) = 98 - 41x_1 + 12x_2 + 6x_3 + 16x_1^2 - 7x_2^2 - 5x_3^2 - 7x_1x_2, \text{ кН}, U = 5,1\%; \quad (1)$$

$$\hat{Y}(V_{us}^{cyc}) = 90 - 36x_1 + 10x_2 + 7x_3 + 18x_1^2 - 6x_2^2 - 6x_3^2 - 8x_1x_2, \text{ кН}, U = 5,1\%; \quad (2)$$

$$\hat{Y}(V_{uf1}) = 51,8 - 30,1x_1 + 11,8x_2 + 5,5x_3 + 15,9x_1^2 - 5,5x_2^2 - 2,3x_3^2 - 10,6x_1x_2 - 4,8x_1x_3, \text{ кН}, \bar{U} = 5,0\%; \quad (3)$$

$$\hat{Y}(V_{uf2}^{cyc}) = 44,3 - 27,0x_1 + 10,4x_2 + 4,5x_3 + 17,3x_1^2 - 4,0x_2^2 - 2,4x_3^2 - 10,2x_1x_2 - 2,9x_1x_3, \text{ кН}, \bar{U} = 5,5\%; \quad (4)$$

де V_{us} , V_{us}^{cyc} – руйнуюча поперечна сила, відповідно, при статичному і малоцикловому повторному навантаженнях залізобетонних балок за [22];

V_{uf1} , V_{uf2}^{cyc} – руйнуюча поперечна сила, відповідно, при статичному і малоцикловому повторному навантаженнях бетонних балок, армованих BFRP, при тих же значеннях конструктивних чинників.

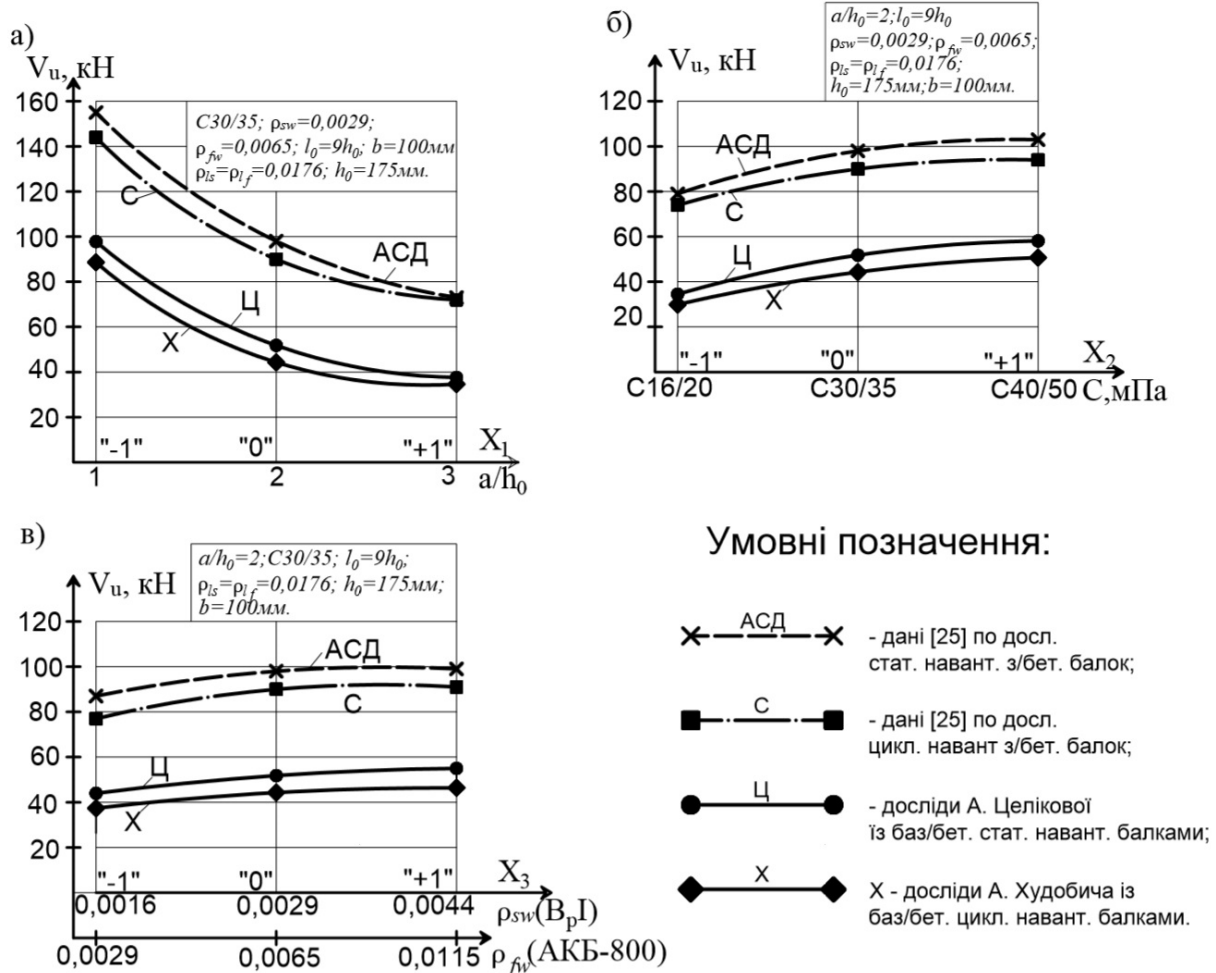


Рис. 1. Вплив відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б), кількості поперечної арматури (в) на несучу здатність приопорних ділянок дослідних елементів.

Прогини експериментальних зразків при експлуатаційному ($\eta = 0.65F_u$) рівні навантаження.

Можуть бути представлені наступними експериментально-статистичними залежностями

$$\hat{Y}(f_{s,\eta F_u}) = 4,5 + 0,8x_1 + 0,35x_2 + 0,25x_3 - 0,35x_1^2 - 0,15x_2^2 + 0,30x_1x_3, \text{ мм}, \bar{U} = 6,0\%, \quad (5)$$

$$\hat{Y}(f_{s,\eta F_u}^{cyc}) = 5,00 + 0,85x_1 + 0,40x_2 + 0,25x_3 - 0,40x_1^2 - 0,15x_2^2 + 0,30x_1x_2, \text{ мм}, \bar{U} = 6,4\%, \quad (6)$$

$$\hat{Y}(f_{f1,2,\eta F_u}^{cyc}) = 10,20 + 0,91x_1 + 1,04x_2 + 0,73x_3 - 0,74x_1^2, \text{ мм}, \bar{U} = 5,3\%, \quad (7)$$

із яких видно, що прогини бетонних балок, армованих BFRP, більше, ніж у 2 рази перевищують прогини аналогічних залізобетонних елементів з такими ж конструктивними чинниками і досягають, в середньому, 1/154 від розрахункової довжини прольоту.

Оскільки руйнівне поперечне навантаження при малоцикловому повторному навантаженні зменшується порівняно зі статичним, приблизно, на 14%, а деформативність стиснутого бетону збільшується на таку ж величину, то, як виявилось, вплив малоциклового навантаження на цьому рівні не відобразився на прогинах.

Графічне відображення прогинів базальтобетонних і залізобетонних балок при експлуатаційному навантаженні представлена на рис. 2.

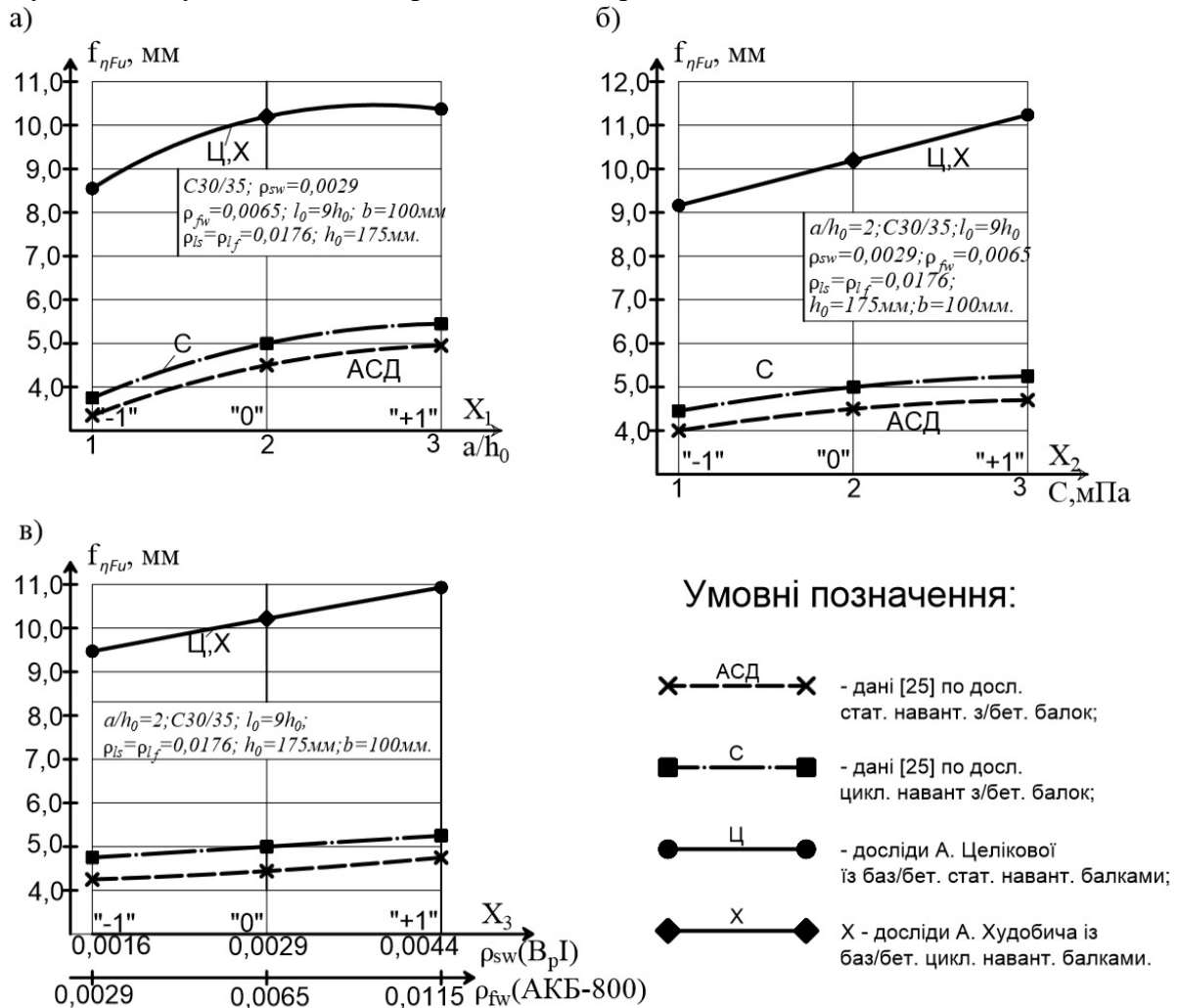


Рис. 2. Залежність прогинів балок при експлуатаційному ($\eta = 0.65F_u$) рівні поперечного навантаження від відносного прогону зрізу (а), класу бетону (б) та кількості поперечної арматури (в).

Утворення нормальних і похилих тріщин у базальтобетонних балках.

Характеризується відповідними залежностями (8) і (9) і графічно відображене на рис.3.

$$\hat{Y}(M_{crf}^{\perp}) = 3,25 + 0,98x_2 + 0,14x_3, \text{ кНм}, \bar{U} = 5,1\%; \quad (8)$$

$$\hat{Y}(V_{crf}^{\prime}) = 20,5 - 9,6x_1 + 3,3x_2 + 0,8x_3 + 5,1x_1^2 - 0,5x_2^2 - 0,6x_3^2 - 2,4x_1x_2, \bar{U} = 8,0\%, \quad (9)$$

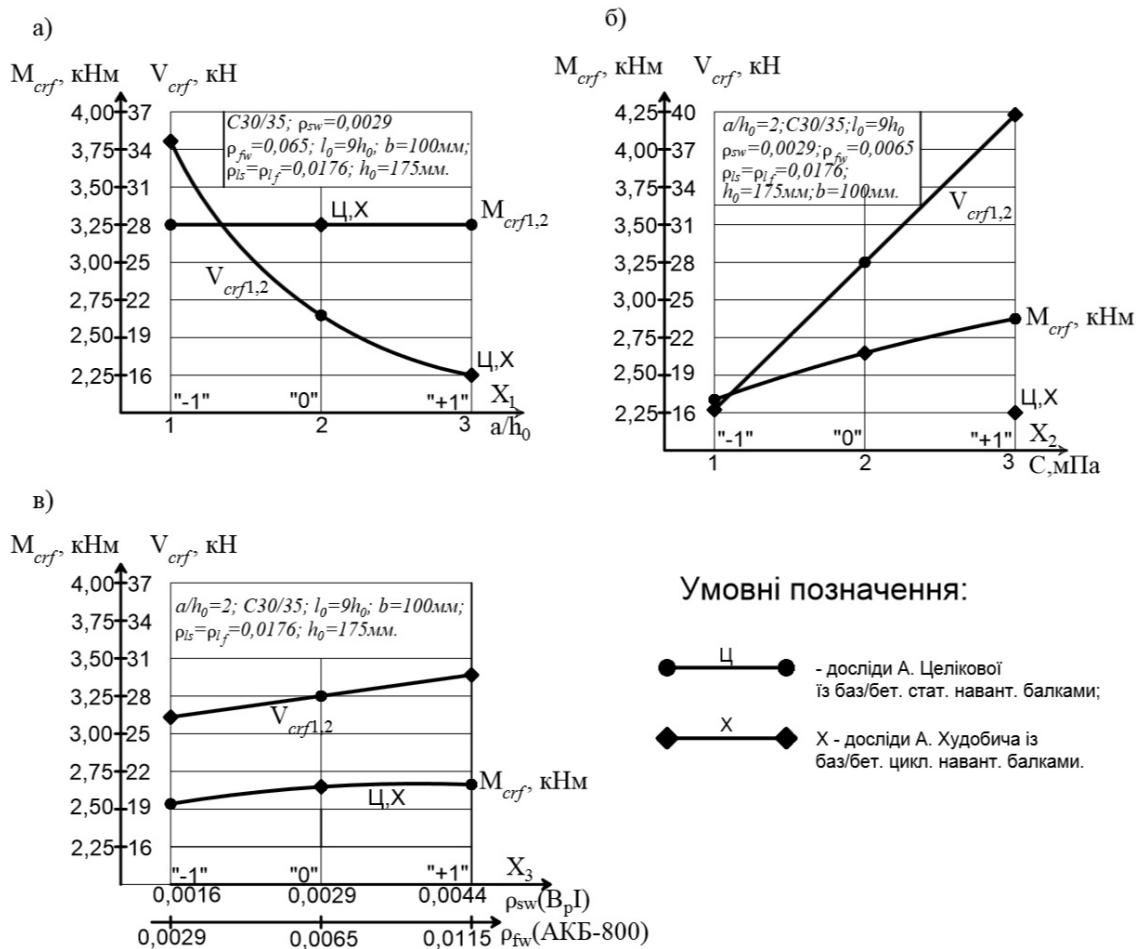


Рис. 3. Залежність моменту $M_{cr1,2}$ і поперечної сили $V_{crf1,2}$ утворення, відповідно, нормальних і похилих тріщин у дослідних базальтобетонних зразках-балках від величини прольоту зрізу (а), класу бетону (б) і кількості поперечної арматури (в) за дії статичного (індекс 1) і малоциклового (індекс 2) повторного навантаження.

Ширина розкриття нормальних тріщин у дослідних елементах при малоцикловому навантаженні експлуатаційного рівня.

Може бути описана залежностями (10)...(11) і представлена рис. 4.

$$\hat{Y}(W_{ks}^{\perp cys}) = 0,14 + 0,02x_1 + 0,03x_2 + 0,01x_3 + 0,01x_1^2 - 0,03x_2^2 + 0,01x_1x_3, \quad \bar{U} = 6,2\%; \quad (10)$$

$$\hat{Y}(W_{kf1,2}^{\perp cys}) = 0,35 + 0,06x_1 + 0,10x_2 + 0,05x_3 + 0,02x_1x_3, \text{ мм}, \bar{U} = 11,5\%. \quad (11)$$

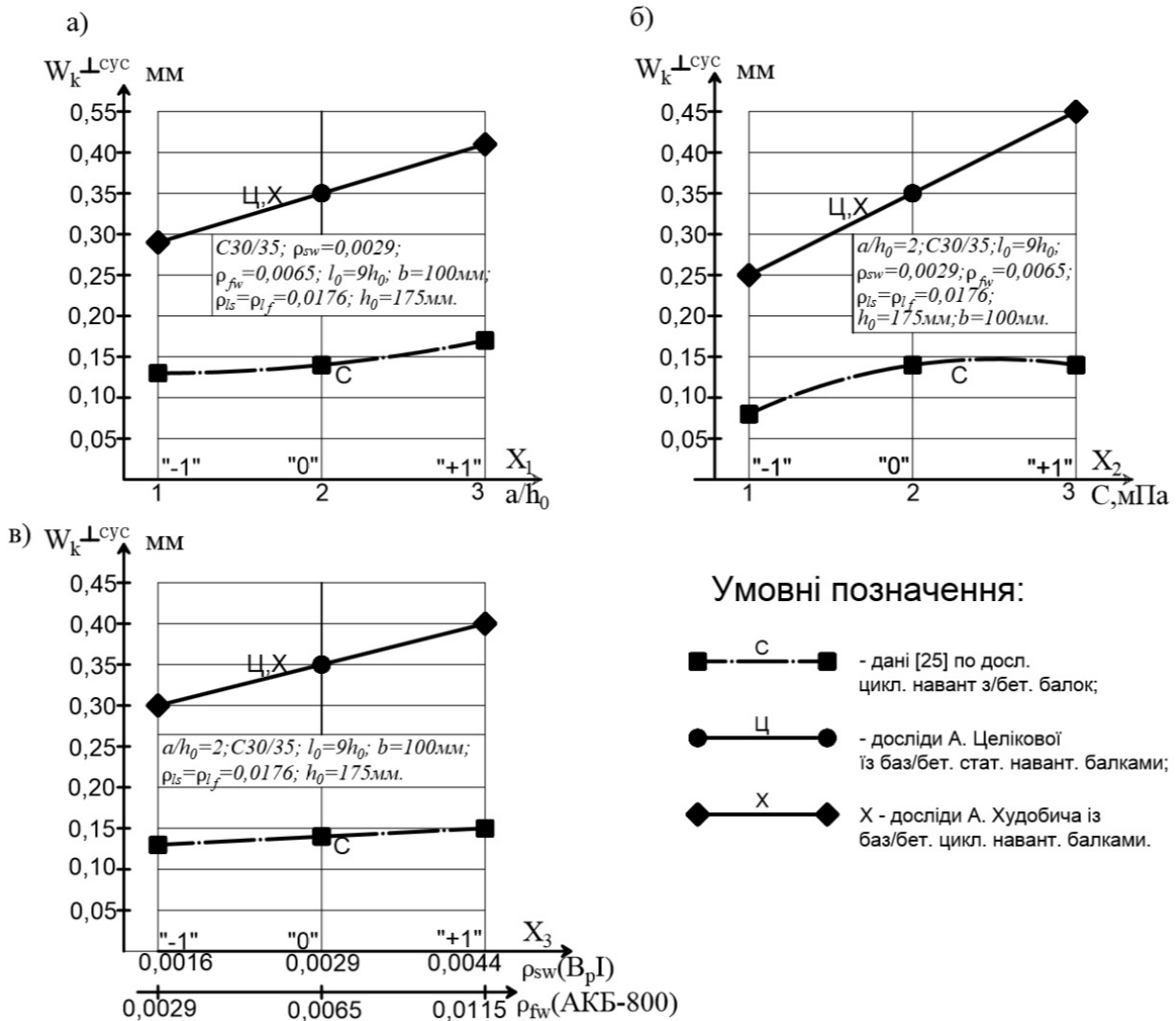


Рис. 4. Вплив конструктивних чинників на ширину розкриття нормальних і похилих тріщин у дослідних залізобетонних і базальтобетонних балках при статичному малоцикловому їх навантаженні експлуатаційного рівня ($\eta \cong 0.65F_u$).

Як видно із рис. 5, ширина розкриття нормальних тріщин у експериментальних зразках при експлуатаційному рівні навантаження не перевищує допустимих рівнів.

Ширина розкриття похилих тріщин у дослідних балках при статичних і малоциклових навантаженнях експлуатаційного рівня.

Характеризується статичними залежностями (12)...(14) і відображена на рис. 5.

$$\hat{Y}(W_{ks}^/) = 0,35 - 0,06x_1 - 0,03x_2 - 0,01x_3 - 0,01x_1x_3, \text{ ММ}, \bar{U} = 10,4\%; \quad (12)$$

$$\hat{Y}(W_{ks}^{/cyc}) = 0,40 - 0,05x_1 - 0,03x_2 - 0,03x_1x_3, \text{ ММ}, \bar{U} = 6,0\%; \quad (13)$$

$$\hat{Y}(W_{kf1}^/) = 0,30 - 0,08x_1 - 0,15x_2 + 0,07x_3 + 0,03x_1^2 + 0,03x_2x_3, \text{ ММ}, \bar{U} = 13,7\%. \quad (14)$$

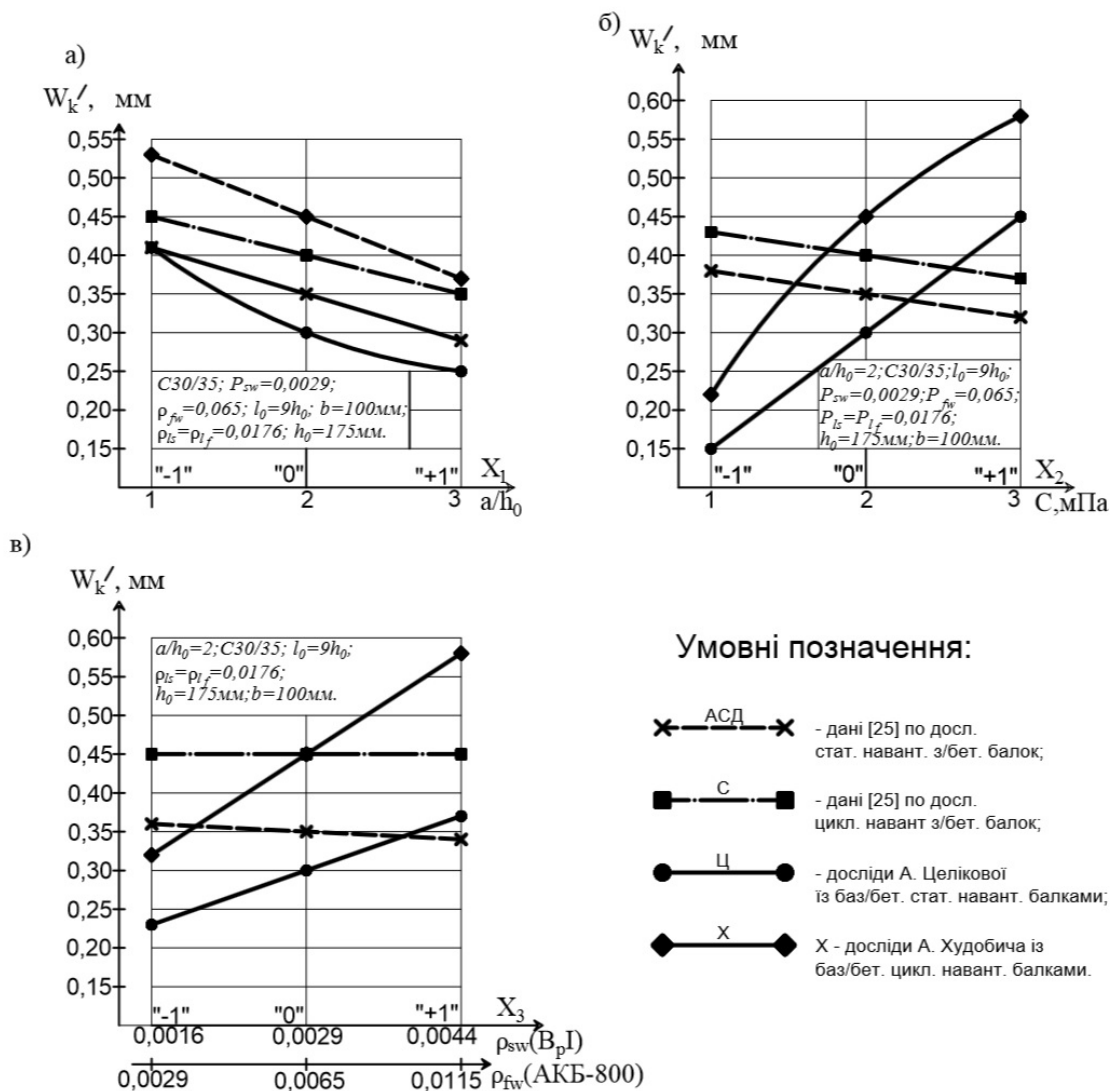


Рис. 5. Залежність ширини розкриття похилих тріщин у дослідних зразках-балках при експлуатаційному рівні ($\eta \cong 0.65F_u$) їх навантаження від величини відносного прольоту зрізу (а), класу бетону (б) і кількості поперечної арматури (в).

Висновки:

1. Реалізований системний підхід до експериментально – теоретичного вивчення напружено – деформованого стану балкових конструкцій, армованих сталевую і базальтопластиковою (BFRP) арматурою, вперше дозволив зробити достовірну кількісну і якісну оцінку впливу конструктивних чинників та факторів зовнішньої дії на їх несучу здатність, жорсткість, тріщиностійкість та інші параметри працездатності як зокрема, так і у взаємодії один з одним, суттєво уточнити фізичну модель роботи вказаних конструкцій при їх статистичному та малоцикловому повторному навантаженні. Зокрема було встановлено, що міцність дослідних елементів нелінійно збільшується:

- зі зменшенням величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 3 до 1 у зазначених серіях на 80...122%;
- зі збільшенням класу бетону від С16/20 до С 40/50 на 24...47%;
- зі збільшенням кількості поперечної арматури ρ_{sw} від 0.0016 до 0.0044 і базальтопластикової ρ_{fw} від 0.0029 до 0.0115, відповідно, на 12... 16% і 20...21%;
- одночасному зменшенні відносного прольоту зрізу і збільшенні класу бетону на 7...23%;
- одночасному зменшенні a/h_0 і збільшенні ρ_{fw} на 7... 9%.

2. Заміна сталеві арматури на більш податливу базальтопластикову BFRP при всіх інших однакових конструктивних чинниках призводить до зменшення несучої здатності похилих перерізів дослідних зразків – балок при їх статичному навантаженні, в середньому, на 47%, а при малоциклового повторному – на 51%.

3. Малоциклове повторне навантаження знижує несучу здатність приопорних ділянок залізобетонних балок, в середньому, на 8%, а бетонних елементів, армованих BFRP – на 14%.

4. Прогини бетонних балок, армованих BFRP, більше, ніж у два рази перевищують прогини аналогічних залізобетонних елементів з такими ж конструктивними чинниками і досягають, в середньому, 1/154 від розрахункової довжини прольоту при експлуатаційному рівні ($0.65F_u$) навантаження і збільшуються до 1/110 перед руйнуванням ($0.95F_u$).

5. Ширина розкриття нормальних тріщин залізобетонних балок при експлуатаційному рівні малоциклового повторного навантаження, в середньому, дорівнює 0.14 мм, а базальтобетонних – 0.35 мм. Відповідно, середнє значення ширини розкриття похилих тріщин у залізобетонних балках становить 0.40 мм, а базальтобетонних – 0.45 мм при аналогічному навантаженні.

6. Для суттєвого збільшення несучої здатності похилих перерізів прогінних базальтобетонних конструкцій, зменшення їхніх прогинів та ширини розкриття нормальних і похилих тріщин вважаємо за доцільне виготовлювати їх із попередньо напруженою BFRP з відповідним науково – технічним супроводом.

References

- [1] ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars, American Concrete Institute, 2003.
- [2] CAN/CSA-S6-00, Canadian High Bridge Design Code, Canadian Standards Association, 2019.
- [3] JSCE, Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. Tokyo, Japan: Japan Society of Civil Engineers, 1997.
- [4] EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 - Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules, CEN, 2004. – 225 p.
- [5] CNR-DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars, Rome, Italy, 2006.
- [6] (10)Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і скло- ровінгу: ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 – [Чиний від 2013-04-01] – Київ.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. – 28 с. – (Національний стандарт України).
- [7] Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. Set of rules: СП63.13330.2012 / ТК 465 “Building” of 01.01.2013 in Building regulations 52-01-2003 – М:2012. [online]. 2013, pp. 79 [accessed (25.10.2019)]. Desponibil: <http://docs.cntd.ru/document/1200095246>
- [8] Karpiuk I., Karpiuk V., Klimenko E., Tselikova A., Khudobych A. Comparative analysis of research and calculated values of bearing capacity of reinforced concrete and basalt concrete beams according to recommendations. Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. 2020, № 80. С. 36-50.
- [9] Brik, V.B. Advanced Concept Concrete Using Basalt Fiber, BF Composite Rebar Reinforcement, Washington: Transportation Research Board, 2003, pp. 30.
- [10] Fico, R., Limit states design of concrete structures reinforced with frp bars. PHD Thesis, University of Naples Federico II, 2007.
- [11] Rahmonov, A.D. *Prochnost, giostkost i treschenostjokost nerazreznih betonnih balok s kombinirovannim armirovaniem: dissertacija na soiskanije nauchnoj stepeni kandidata nauk* [Strength, Stiffness and Crack Resistance of Non-Cut Concrete Beams with Combined Reinforcement: Dissertation for the Candidate of Science Degree]. Kazan, 2015, pp. 160.
- [12] Koval, P.M. Vrahuvanja diji malociklovih navantajen pri rozrahunku bazaltobtonnih balok, armovanih bazaltoplatikovoju armaturoju [Considering the number of low-cycle loads at the

- basing base, reinforced basalt-plastic fittings]. In: *Bridges and tunnels: theory, research, practice*, 2018, 16(13), pp. 37-45.
- [13] Elavenit, S., Saravanan, S., Reddy, R. *Investigation of structural members with basalt rebar reinforcement as an effective alternative of standard steel rebar* [online]. 2017, [accessed 10.01.2020].
- [14] Serbescu, A., Guadagnini, M., Pilakoutas, K. Mechanical characterization of basalt FRP rebars and long-term strength predictive model. In: *Journal of Composites for Construction*, 2015, 19(2).
- [15] VINCENT, P., AHMED, E., BENMOKRANE, B. Characterization of Basalt Fiber – Reinforced Polymer (BFRP) reinforcing bars for concrete structures. In: *Proceedings, Annual Conference Canadian Society for Civil Engineering – 2013*, 5 January 2013. pp. 4489 – 4498.
- [16] Li, L., Lu, J., Fang, S., Liu, F., Li, S. Flexural study of concrete beams with basalt fibre polymer bars. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: structures and Buildings*, 2018, 171(7), pp. 505 – 516.
- [17] Atutis, M., Valivonis, J., Atutis, E. Experimental study of concrete beams prestressed with basalt fiber reinforced polymers. Part 1: Flexural behavior and serviceability. *Composite Structures*, 2018, pp. 114 – 123.
- [18] THORHALLSSON, E., ZHELYAZOV, T., GUNNARSSON, A., SHAEBJORNSSON, J.T. Concrete beams reinforced with prestressed basalt bars. *Concrete – innovation and Design: fib Symposium Proceedings*, 2015, pp. 277 – 278.
- [19] Zhu, H., Wu, G., Zhang, L., Zhang, J., Hui, D. Experimental study on the fire resistance of RC beams strengthened with near surface – mounted high – T_g BFRP bars. *Composites Part B: Engineering* 60, 2014, pp. 680 – 687.
- [20] HOFMANN, S., GRAUBNER, C.-A., PROSKE, T. Load – bearing performance of concrete beams with basalt fibre reinforced polymer (BFRP) rebars. *Proceedings of the 12th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, 2018, pp. 419 – 426.
- [21] SCMIDT, A., KAMPMANN, R., TELIKAPALLI, S., EMPARANZA, A.R., DE CASO, F., Basalt FRP production: Market analysis and state – of – the – art report. *Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete – Innovations in Materials, Design and Structures*, 2019, pp. 189 – 196.
- [22] Kustikova, J.O. *Napryazgonno-deformirovannoe sostoyaniye scepheniya bazaltoplastikovoj armatury s betonom: dissertaciya na soiskanie nauchnoj stepeni kandidata tehniceskikh nauk* [The stress-strain state of adhesion of basalt-plastic reinforcement with concrete: a dissertation for the degree of candidate of technical sciences]. Moscow, 2014, pp. 181.
- [23] Brik, V.B. *Advanced Concept Concrete Using Basalt Fiber, BF Composite Rebar Reinforcement*, Washington: Transportation Research Board, 2003, pp. 30.
- [24] Technology group “Ekipag” “*Otcheti o provedennih ispitaniyah stekloplastikovoj i bazaltoplastikovoj armatury*” [Test reports of fiberglass and basalt-plastic reinforcement]. 2008-2011 [accessed 18.12.2019]. Disponibil: <http://www.frp-rebar.com/frp-rebar-test.html>
- [25] Карпюк В.М. Особливості напружено-деформованого стану і розрахунку злізобетонних конструкцій за дії циклічного навантаження високих рівнів (Монографія) / В.М. Карпюк, Ю.А.Сьоміна, А.І.Костюк, О.Ф.Майстренко - Одеса: ОДАБА, 2018. 237 с.

JOINT WORK OF STEEL AND BASALT PLASTIC REINFORCEMENT WITH CONCRETE AS PART OF BEAM STRUCTURES

¹Karpiuk I.A., Ph.D., Associate Professor,
irina.carpyuk@yandex.ru, ORCID: 0000-0003-3437-5882

¹Klymenko, Ye.V., ScD, Professor,
klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504

¹Karpiuk V.M., ScD, Professor,
v.karpiuk@ukr.net, ORCID: 0000-0002-4088-6489

¹**Tselikova A.S.**, Ph.D., Assistant,
tselikovaa93@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1394-3986

¹**Khudobych A.A.**, postgraduate student,
khudobycha@gmail.com, ORCID: 0000-0002-5336-599X

¹**Hlibotskyi R.V.**, postgraduate student
romich.gl@gmail.com, ORCID: 0000-0002-8730-5952

¹*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*
str. Didrichson, 4, Odessa, 65029, Ukraine

Abstract. Experimental data on strength, deflections and cracking in beams are presented. Beams are made with dimensions 2000x200x100mm with steel and basalt-plastic (BFRP) reinforcement. They have been tested for static and low-cycle reloading. The results of studies of the main parameters of the performance of research elements are presented in the form of the corresponding experimental-statistical dependences for the actions of operational and destructive loads with the same design factors. With the help of stochastic and graphical analysis, the influence of the type of reinforcement and design factors on the strength and deformation characteristics, as well as on the crack resistance of experimental samples - beams, is estimated.

Keywords: steel and basalt-reinforced plastic (BFRP) reinforcement, strength, deformability and fracture toughness of beams, static and low-cycle loading.

СОВМЕСТНАЯ РАБОТА СТАЛЬНОЙ И БАЗАЛЬТОВОЙ ПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ В СОСТАВЕ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

¹**Карпюк И.А.**, к.т.н., доцент,
irina.carpyuk@yandex.ru, ORCID: 0000-0003-3437-5882

¹**Клименко Е.В.**, д.т.н., профессор,
klimenkoew57@gmail.com, ORCID: 0000-0002-4502-8504

¹**Карпюк В.М.**, д.т.н., профессор,
v.karpiuk@ukr.net, ORCID: 0000-0002-4088-6489

¹**Целикова А.С.**, к.т.н., доцент,
tselikovaa93@gmail.com, ORCID: 0000-0002-1394-3986

¹**Худобич А.А.**, аспирант,
khudobycha@gmail.com, ORCID: 0000-0002-5336-599X

¹**Глибощкий Р.В.**, аспирант
romich.gl@gmail.com, ORCID: 0000-0002-8730-5952

¹*Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*
str. Didrichson, 4, Odessa, 65029, Ukraine

Аннотация. Представлены экспериментальные данные прочности, прогибов и образования трещин в бетонных балках со стальной и базальтопластиковой (BFRP) арматурой с размерами 2000x200x100мм при действии статической и малоцикловой повторной нагрузки. Результаты исследований основных параметров работоспособности исследовательских элементов представлены в виде соответствующих экспериментально-статистических зависимостей за действия эксплуатационного и разрушительного нагрузок при одинаковых конструктивных факторах. С помощью стохастического и графического анализа оценено влияние вида арматуры и конструктивных факторов на прочностные и деформативные характеристики, а также на трещиностойкость экспериментальных образцов - балок.

Ключевые слова: стальная и базальтопластиковая (BFRP) арматура, прочность, деформативность и трещиностойкость балок, статическая и малоцикловая загрузки.

ВИЗНАЧЕННЯ ЗАЛИШКОВОГО РЕСУРСУ БУДІВЕЛЬНИХ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ПОКАЗНИКАМИ ІНДЕКСУ НАДІЙНОСТІ

С.В. Колесніченко¹ д.т.н., доц.

ksv@donnaba.edu.ua ORSID: 0000-0001-5087-8354

Ю.В. Селютін¹ к.т.н., доц.

yu.v.selyutin@donnaba.edu.ua ORSID: 0000-0003-1140-1355

Д.Ф. Оболонков¹ старший викладач

d.f.obolonkov@donnaba.edu.ua ORSID: 0000-0003-2893-3980

О.С. Карабанов¹ старший викладач

o.s.karabanov@donnaba.edu.ua ORCID: 0000-0003-0120-2547

¹Донбаська національна академія будівництва і архітектури,
м. Краматорськ, Україна

Анотація. У статті автори пропонують розрахункову методику рівня ресурсної надійності конструкцій, які потрібно ремонтувати (відновлювати), які експлуатуються значний час без особливих проблем із безпекою. У статті розглянуті розрахункові значення індексу надійності для конструкцій, які експлуатуються за граничним терміном експлуатації, з накопиченими дефектами і пошкодженнями. Для удосконалення механізму розрахунку значення індексу надійності для конструкцій, що експлуатуються за граничним терміном експлуатації, з накопиченими дефектами і пошкодженнями, поставлено кілька завдань для визначення таких значень індексу надійності, нижче яких конструкція непридатна для подальшої експлуатації і визначення та встановлення значень індексу надійності, для можливого проведення відновлювальних робіт (реконструкції, ремонту) для посилення і продовження залишкового ресурсу конструкцій.

Остаточні значення індексу надійності для всіх типів конструкцій та порядок визначення залишкового ресурсу на основі аналізу індексу надійності розраховано у імовірнісній постановці.

Ключові слова: ресурсна надійність, сталеві конструкції, індекс надійності, безпека, нормування;

1. Вступ

Загальна задача безпечної експлуатації конструкцій повинна враховувати не тільки визначення технічного стану за результатами обстеження, але й призначення залишкового ресурсу, який розраховується за даними всієї історії експлуатації. Найбільш універсальним показником є індекс надійності β , запропонований Єврокодами та реалізований у сучасних будівельних нормах.

2. Аналіз досліджень

За сучасними нормами вимоги безпеки запропоновано визначати за узагальненим показником, що має назву «індекс надійності» або «індекс безпеки» β (в подальшому – індекс надійності – ІН). За загальними принципами, оптимальний рівень надійності може бути встановлено за сумісним поєднанням вимог щодо коштів, які потрібно вкласти для виконання вимог з безпеки, та очікуваними наслідками можливого руйнування конструкції.

За вимогами ISO 2394 [1] мінімальна надійність конструкції за призначеним проектним ресурсом має враховувати імовірність як втрати людиною життя, так і можливих ушкоджень, які вона може отримати під час руйнування конструкції.

Враховуючи той факт, що розрахункове значення ІН суттєво залежить не тільки від нормованих розрахункових значень але й від коефіцієнтів варіації, відношення їхньої змінності та рівня призначеної забезпеченості [2], задача розрахунків на безпеку та надійність

перш за все полягає у призначенні нормованих значень параметрів безпеки, у даному випадку – для конструкцій, що експлуатуються необхідно вирішити два класи задач:

- встановити такі значення індексу надійності, нижче яких конструкція непридатна для подальшої експлуатації;

- встановити значення індексу надійності, для можливого проведення відновлювальних робіт (реконструкція, ремонт).

Встановлення таких значень також можна зв'язати із продовженням терміну експлуатації – визначення залишкового ресурсу. Зрозуміло, що економічні фактори, як і імовірність втрати життя людини потрібно брати до уваги. Розглянемо можливість зміни індексу надійності порівняно із новою конструкцією, враховуючи той факт, що залишковий ресурс може бути нижчим, ніж проектний.

3. Мета роботи

Метою даної роботи є визначення залишкового ресурсу сталевих конструкцій в умовах довготривалої їх експлуатації. Метою розрахунків залишкового ресурсу сталевих конструкцій в умовах довготривалої їх експлуатації насамперед полягає в призначенні нормованих значень параметрів безпеки, тобто - нормуванні індексу надійності, значення якого повинні бути строго прив'язані до класів наслідків (СС), які є визначальними для завдань коефіцієнтів надійності для подальших розрахунків при проектуванні конструкцій.

Для удосконалення механізму розрахунку значення індексу надійності для конструкцій, що експлуатуються за граничним терміном експлуатації, з накопиченими дефектами і пошкодженнями, поставлено кілька завдань для визначення таких значень індексу надійності, нижче яких конструкція непридатна для подальшої експлуатації і визначення та встановлення значень індексу надійності, для можливого проведення відновлювальних робіт (реконструкції, ремонту) для посилення і продовження залишкового ресурсу конструкцій.

4. Основна частина роботи

За рекомендаціями діючих міжнародних стандартів [1, 3, 4, 5], якщо робота конструкції розглядається у імовірнісній постановці, то відмова за призначений час P_f може бути замінена індексом надійності, який визначається наступним рівнянням:

$$\beta = \Phi^{-1}(P_f), \quad (1)$$

У таблиці 1 надано залежності індексу надійності β від імовірності руйнування P_f .

Таблиця 1. Значення P_f в залежності від β .

β	2.25	3.25	3.75	4.25	4.75	5.25
P_f	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}

Для визначення P_f використана асимптотична формула

$$P_f = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{\beta^2 - 1}{\beta^3} \exp \frac{-\beta^2}{2} \quad (2)$$

На сьогодні для оцінювання безпеки існуючих конструкцій (як і нових), обчислювання виконуються в залежності від класу наслідків об'єкта будівництва (consequence class) – СС.

За вимогами [6, 3, 7] їх існує 3 – СС1 (незначні наслідки), СС2 (середні наслідки) та СС3 (значні наслідки). За вимогами [3, 4, 8, 9, 10] у таблиці 2 надано значення β_0 для цих класів.

Таблиця 2. Значення β в залежності від СС.

Клас наслідків	Причина руйнування		Індекс надійності β_0
	Втрата життя	Економічні пошкодження	
СС1	незначні наслідки	незначні наслідки	3,3
СС2	середні наслідки	середні наслідки	3,8
СС3	значні наслідки	значні наслідки	4,3

Рівень ІН $\beta = 3.8$ (СС2, Таблица 2) для нових конструкцій можна прийнятий за базовий, тому що вищий рівень недоцільний з економічних міркувань. Встановити рівень ІН β_u , нижче якого експлуатація конструкції не є доцільною можна у вигляді:

$$\beta_u = \beta_n - \Delta\beta, \quad (3)$$

де $\Delta\beta > 1.0$.

Значення $\Delta\beta = 1.5$ запропоновано на підставі економічних розрахунків [11]. Це значення приблизно дорівнює зростанню імовірності руйнування P_f на $1 \cdot 10^{-1}$.

У таблиці 3 надано мінімально припустимі значення β_u . В подальшому, можливо коригування значення $\Delta\beta$.

Таблиця 3. Значення β_u в залежності від СС.

Клас наслідків	Причина руйнування		Індекс надійності β_u
	Втрата життя	Економічні пошкодження	
СС1	незначні наслідки	незначні наслідки	1,8
СС2	середні наслідки	середні наслідки	2,3
СС3	значні наслідки	значні наслідки	2,8

Індекс надійності β_r для конструкцій, які мають бути відремонтовані можна визначити як:

$$\beta_n < \beta_r < \beta_u, \quad (4)$$

що призводить до

$$\beta_r = \beta_0 - 0,5. \quad (5)$$

Попередньо прийняте значення 0.5 обумовлено тим, що конструкції, які потрібно ремонтувати (відновлювати) вже експлуатуються значний час без особливих проблем із безпекою, тому їхній рівень ресурсної надійності може бути знижено на $0,5 \cdot 10^{-1}$. Остаточні значення ІН для всіх типів конструкцій надано у таблиці 4.

Таблиця 4. Значення β в залежності від СС та типів конструкцій.

Клас наслідків	β_n (нові конструкції)	β_r (ремонт)	β_u (аварійний стан)
СС1	3.3	2.8	1.8
СС2	3.8	3.3	2.3
СС3	4.3	3.8	2.8

Враховуючи факт того, що індекс надійності β є комплексним інтегральним показником конструктивної безпеки складної системи, надаємо нижче порядок визначення ЗР на основі аналізу ІН у імовірнісній постановці.

1. Складається графік залежності β_i від років експлуатації $T_{E,i}$ (обстеження) (приклад на мал. 1).

2. Підбирається тип апроксимуючої кривої, що найбільш точно відповідає значенням графіку (приклад - рис. 2).

3. На підставі отриманого рівняння лінії тренду, визначаємо термін залишкового ресурсу (приклад на рис. 3), який повинен знаходитись у межах задовільного технічного стану І прийнятого класу наслідків СС конструкції або будівлі/споруди за значеннями, що наведені у табл. 3.

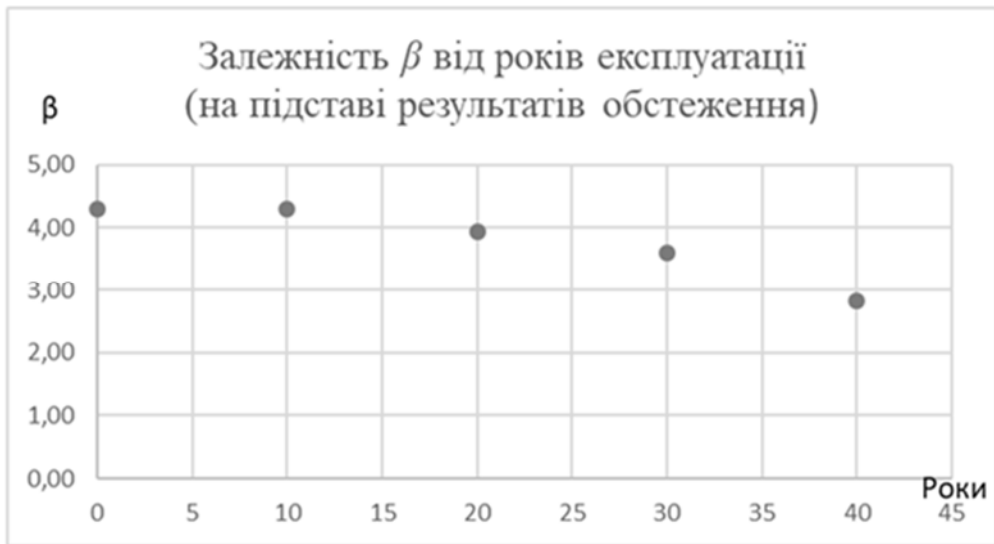


Рис. 1. Графік залежності β_i від років експлуатації t_i (приклад).

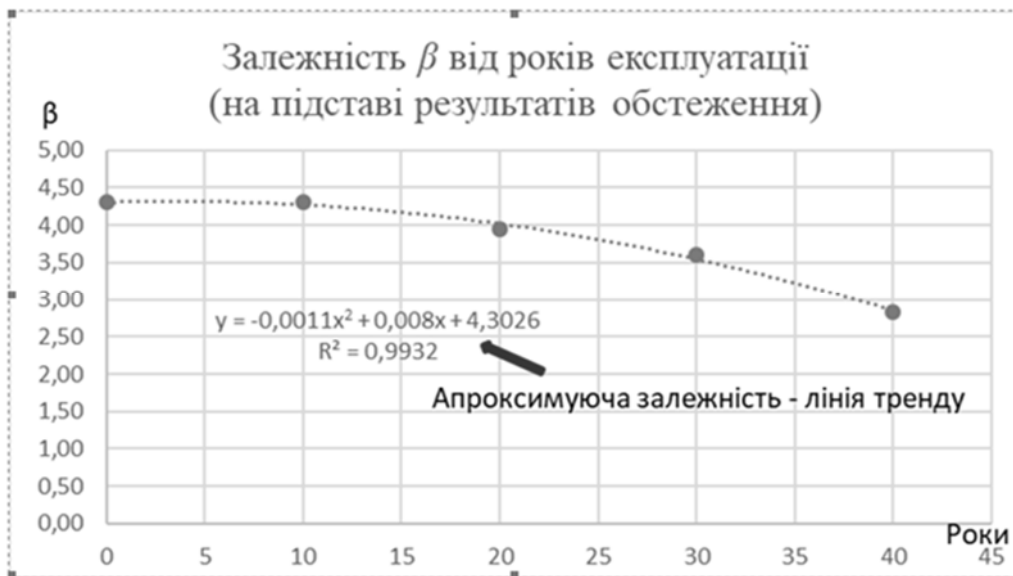


Рис. 2. Розрахунок апроксимуючої залежності (приклад).

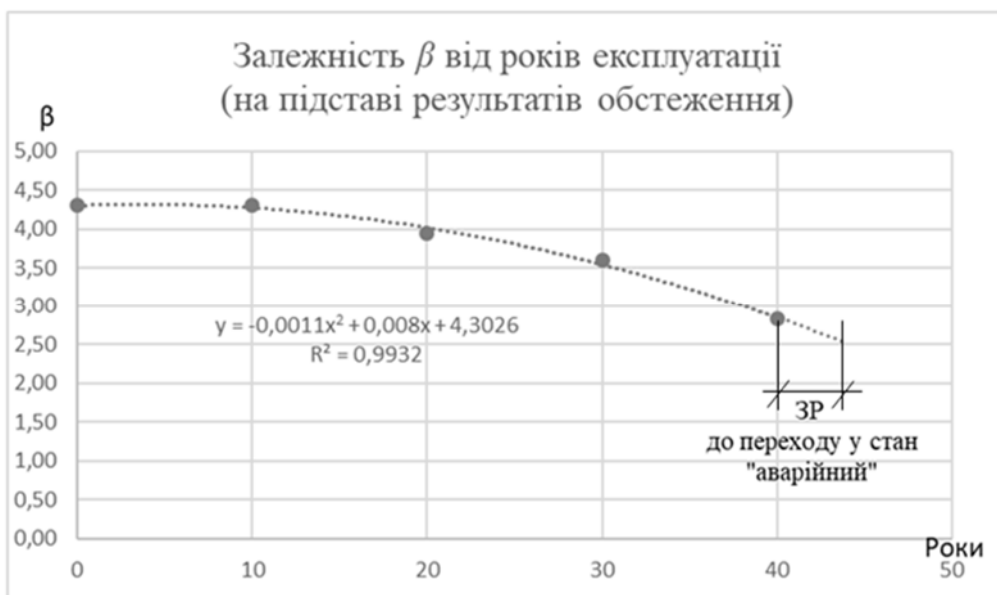


Рис. 3. Розрахунок залишкового ресурсу (приклад).

На даному етапі імовірність визначення терміну залишкового ресурсу можна вважати за імовірність рівня достовірності апроксимації R^2 прийнятої функціональної залежності.

4. Вважаємо, що сталеві будівельні конструкції експлуатуються як відновлювальні системи – тобто після виконання відновлювальних робіт рівень індексу надійності буде підвищений до проектного. Тоді, для випадку, що розглядається, залишковий ресурс буде обчислений за новим значенням β (див рис. 4.)

При цьому, слід мати на увазі, що коригування теоретичної залежності β здійснюється після першого планового обстеження конструкції. Цей термін може бути розрахований на підставі визначених (наперед заданих) значень ІН, або за попередніми розрахунками ЗР як невідновлювальної системи (рис.3.). Для коректного розрахунку нової апроксимуючої кривої (рис. 3.), пропонується наявність не менш, ніж чотирьох точок: початкове значення ІН - β_0 (точка 1); значення ІН після відновлення системи (точка 3); значення ІН першого планового обстеження після відновлення (точка 4). За точку 2 може бути прийняте будь-яке значення β між точкою 1 та точкою 2 із значенням, близьким до β_0 . Цим вимогам, як правило, задовольняє значення β першого обстеження.

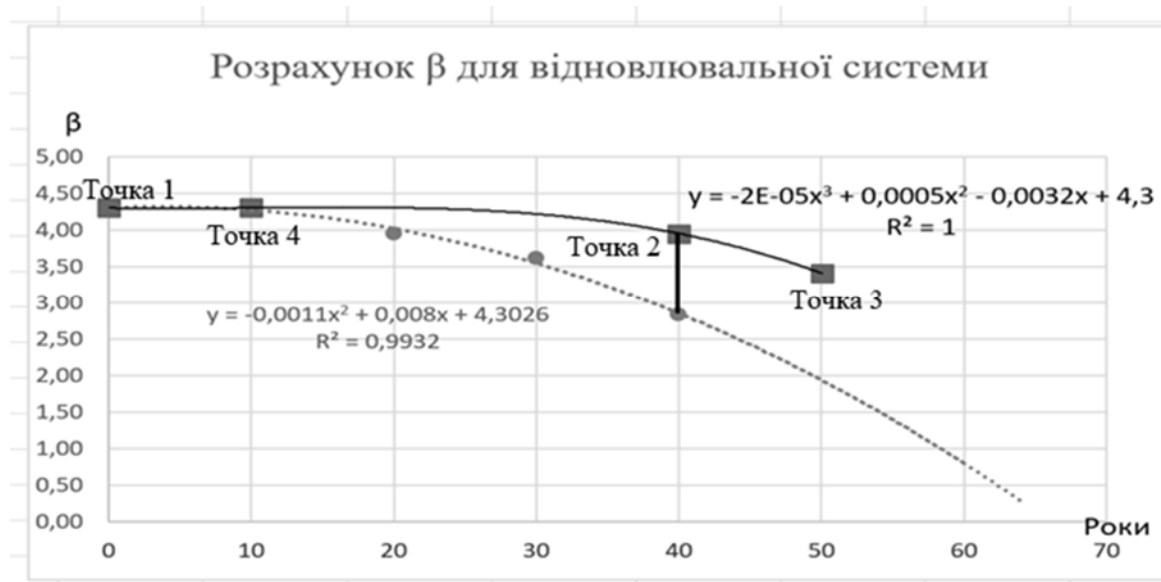


Рис. 4. Розрахунок залишкового ресурсу після відновлювальних робіт

5. Висновки

Для наданої методики можна додати деякі практичні рекомендації:

- якщо значення β_0 перевищують ті, що рекомендовані як початкові для відповідного класу наслідків СС (див. табл. 2, 3), можна приймати ці початкові значення;
- якщо під час експлуатації конструкції було виконано ремонтні роботи відновлення несучої здатності окремих елементів, ІН всієї конструкції має бути перерахований із зміненими значеннями β для цих елементів та новими значеннями геометричних характеристик, перерізів.

Таким чином, на даному етапі, після виконання робіт з обстеження, у технічному звіті результат призначення технічного стану – **результат розрахунків конструктивної безпеки** - повинен мати вигляд:

СС; β_0 (T_0); β (T_E); T_3 (R^2 , %); «технічний стан», $T_{об}$.

Наприклад:

Клас наслідків конструкції - СС2;

Проектне значення індексу надійності $\beta_0 = 4,3$ (T_0);

Значення індексу надійності на час обстеження $\beta = 3,34$ ($T_E = 37$ років експлуатації);

Визначений залишковий ресурс $T_3 = 11$ років (імовірність визначення $ZP=97\%$);
Технічний стан конструкції – «задовільний»;
Термін наступного планового обстеження $T_{об} = 6$ років.

Список літератури

1. ISO 2394:2015. International standard. General principles on reliability for structures. ISO 2015. Pages 112.
2. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат, 1978.- 239 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. (EN 1990:2002, IDN). Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій. Київ, Мінрегіонбуд України., 2009. – 81с. = 169 EC0 англ
4. Eurocode 0: ENV 1990:2002+A1. Basic of structural design. CEN, Brussels, 2002. 116 pages. = 27
5. ISO 13822:2010. Bases for design of structures – Assessment of existing structures. ISO 2010. Pages 44.
6. ДБН В.1.2-14:2009. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Київ, Мінрегіонбуд України, 2009.-30с.
7. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009. Споруди транспорту. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. Київ Мінрегіонбуд України. 2009. – 217 с. (Науковий керівник Лантух-Лященко А. І.).
8. Calgaro J.-A. Safety philosophy of Eurocodes. ISGSR 2011 - Vogt, Schuppener, Straub & Bräu (eds) – 2011. Pages 29-36.
9. Risk assessment in engineering. Principles, system representation and risk criteria. JCSS – Joint Committee on Structural Safety. Edited by M.H. Faber. – June 2008. Pages 35.
10. Background documents on risk assessment in engineering. Document #1. Theoretical framework for risk assessment and evaluation. JCSS (Joint Committee on Structural Safety). I. B. Kroon, COWI and M.A. Maes. – November 2008. Pages 14.
11. Steenbergen R.D.J.M. Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges. R.D.J.M. Steenbergen, A.C.W.M. Vrouwenvelder. HERON Vol. 55 (2010) No. 2. Pages 123-140.

References

- [1] ISO 2394:2015. International standard. General principles on reliability for structures. ISO 2015. Pages 112.
- [2] Rzhantsyn A.R. The theory of calculating building structures for reliability. - M.: Stroyizdat, 1978. - 239 p.
- [3] DSTU-N B V.1.2-13: 2008. (EN 1990: 2002, IDN). The system of reliability and safety in business. Nastanova. Basics of the design of constructions. Kiev, Ministry of Regional Development of Ukraine., 2009. - 81p. = 169 EC0 eng.
- [4] Eurocode 0: ENV 1990:2002+A1. Basic of structural design. CEN, Brussels, 2002. 116 pages. = 27.
- [5] ISO 13822:2010. Bases for design of structures – Assessment of existing structures. ISO 2010. Pages 44.
- [6] DBN V.1.2-14: 2009. A system for securing the reliability and safety of alarm systems. The basic principle of securing the reliability and constructive safety of the awakening, construction, awakening constructions and foundations. Kiev, Ministry of Regional Development of Ukraine, 2009.-30p.

- [7] DSTU-N B V.2.3-23: 2009. Equip transport. Nastanov from the assessment and forecasting of the technical stand of road bridges. Kiev Ministry of Regional Development of Ukraine. 2009.- - 217 p. (Science book Lantukh-Lyashchenko A. I.).
- [8] Calgaro J.-A. Safety philosophy of Eurocodes. ISGSR 2011 - Vogt, Schuppener, Straub & Bräu (eds) – 2011. Pages 29-36.
- [9] Risk assessment in engineering. Principles, system representation and risk criteria. JCSS – Joint Committee on Structural Safety. Edited by M.H. Faber. – June 2008. Pages 35.
- [10] Background documents on risk assessment in engineering. Document #1. Theoretical framework for risk assessment and evaluation. JCSS (Joint Committee on Structural Safety). I. B. Kroon, COWI and M.A. Maes. – November 2008. Pages 14.
- [11] Steenbergen R.D.J.M. Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges. R.D.J.M. Steenbergen, A.C.W.M. Vrouwenvelder. HERON Vol. 55 (2010) No. 2. Pages 123-140.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСТАТОЧНОГО РЕСУРСА СТРОИТЕЛЬНЫХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПОКАЗАТЕЛЯМ ИНДЕКСА НАДЕЖНОСТИ

С.В. Колесніченко¹

[ORSID: 0000-0001-5087-8354](#)

Ю.В. Селютін¹

ORSID:0000-0003-1140-1355

Д.Ф. Оболонков¹

ORSID:0000-0003-2893-3980

О.С. Карабанов¹

ORCID:0000-0003-0120-2547

¹Донбаська національна академія будівництва і архітектури,
м. Краматорськ, Україна

Аннотация. В статье, для оценки безопасной эксплуатации стальных конструкций, проанализированы принципы расчетов безопасности стальных строительных конструкций с учетом индекса надежности β на всех стадиях эксплуатации конструкций и основные расчетные положения индекса надежности β как для новых конструкций (на стадии проектирования) так и для строительных стальных конструкций в условиях длительной эксплуатации.

Задача расчетов на безопасность и надежность прежде всего заключается в назначении нормированных значений параметров безопасности, то есть - нормировании индекса надежности, значение которого должны быть строго привязаны к классам последствий (СС), которые являются определяющими для заданных коэффициентов надежности для дальнейших расчетов при проектировании конструкций.

В статье рассмотрены расчетные значения индекса надежности для конструкций, которые эксплуатируются за предельным сроком эксплуатации, с накопленными дефектами и повреждениями. Для усовершенствования механизма расчета значения индекса надежности для конструкций, эксплуатируемых за предельным сроком эксплуатации, с накопленными дефектами и повреждениями, поставлено несколько задач для определения таких значений индекса надежности, ниже которых конструкция непригодна для дальнейшей эксплуатации и определения и установления значений индекса надежности, для возможного проведения восстановительных работ (реконструкции, ремонта) для усиления и продления остаточного ресурса конструкций.

Ключевые слова: стальные строительные конструкции, индекс надежности β , безопасность, нормирование.

THE DETERMINATION OF THE RESIDUAL LIFE OF BUILDING STEEL STRUCTURES BY THE RELIABILITY INDEX INDICATORS

S.V. Kolesnichenko¹

[ORSID: 0000-0001-5087-8354](#)

Y.V. Selyutyn¹

ORSID:0000-0003-1140-1355

D.F. Obolonkov¹

ORSID:0000-0003-2893-3980

O.S. Karapanov¹

ORCID:0000-0003-0120-2547

¹Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. In order to assess the operational safety of steel constructions, the paper analyzes the principles of calculating the safety of structural steel constructions with consideration for the reliability index β at all phases of constructions operation and the design fundamentals of the reliability index β for both new constructions (at the design stage) and structural steel constructions in the conditions of the long-term operation.

The task of safety and reliability calculations, first of all, consists in assigning normalized safety parameter values, i.e. normalizing the reliability index, the value of which should be strictly related to the consequence classes (CC), which are determining for setting the reliability coefficients for further calculations while designing the constructions.

The article considers the calculation values β of the reliability index for constructions operated beyond the time limit for operation, with accumulated defects and damages. To improve the mechanism for calculating the reliability index value for the constructions operated beyond the maximum operating limit, with accumulated defects and damages, several tasks were set to determine such values β of the reliability index below which the construction is no longer considered to be operational and to define the reliability index values β for possible performance of renovation works (reconstruction, refurbishment) to strengthen and extend the remaining structural lifetime.

Thus, emphasizing all of the aforementioned, the main conclusions to the article should be specified: at the stage of solving the issue of calculating the reliability index for structures being operated over the projected service life, with damages and initial defects accumulated during the operation period, it is required to perform their review and determine two main criteria for solving the issue of determining the reliability index, namely: to set such values of the reliability index below which the structure will be no longer operational, to define and set such values of the reliability index at which it is possible to carry out renovation works on steel structures, their reconstruction or repair.

Considering the possibility of changing the reliability index compared to a new structure, given that the residual service life may be shorter than the design one, taking into account the economic factors and factors of probability of losing a person's life, setting of such reliability index values is necessary for further possibility of the service life extension of a structure and determination of its residual life.

Key words: steel constructions, reliability index β , safety, normalization.

UDC 624.014

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-56-64

MODERN CONSTRUCTION SOLUTIONS FOR PRESTRESSED CABLE DOMES AND WAYS TO IMPROVE THEM

Kolomiychuk G.P., PhD., Assistant Professor,
gp11klm@gmail.com, ORCID: 0000-0003-4484-7791

Kolomiichuk V.G., postgraduate student,
slavikkolomy@gmail.com

Kolomiichuk V.G., student,
veronika.kolomy@gmail.com

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. To create fundamentally new innovative large-span structures of buildings and structures coverings, modern design solutions of prestressed cable domes of the Tensegrity type are considered. The service life of the first built Tensegrity domes is only 35 years. These are fairly new, effective structures that require careful study and use of modern scientific approaches for their design using software systems, since their work under load and the construction process are quite complex. The design analysis and erection of self-stressed structures is based on the invention of an equilibrium structure, the so-called tensegrity form. The search for the shape is multidimensional and consists of the stage of computational analysis of a self-stressed dome for the equilibrium position of elements and their nodes, selection of the most stable and rigid structure, as well as taking into account possible unfavorable loads during operation and the initial load in the elements from the application of prestressing. To determine the shape of cable domes, a nonlinear programming problem with given axial forces is formulated, which can be considered as the problem of minimizing the difference in the total strain energy between the elements of the cables and struts under constraints on the compatibility conditions. The first step in calculating the prestressing of a cable dome is to assess the feasibility of its geometry. The possibility of forming a cable dome of negative Gaussian curvature is considered and a method for calculating the prestressing for this new shape is investigated. The proposed method is effective and accurate in determining the allowable prestressing for a cable dome with negative Gaussian curvature and can be used for other types of prestressed structures. The new directions for the development of effective constructive solutions for large-span coatings are presented, including a suspended-dome structure, which combines the advantages of a mesh shell and a cable dome. Special attention should be paid to experimental studies on models of tensegrity domes, the results of which demonstrate the positive and negative aspects of the behavior of structures under load, the process of their erection, as well as the possibility of control and restoration during operation.

Keywords: self-tensioned cable dome, tensegrity principle, constructive solutions, prestressing, shape search.

Introduction. Today, improvements in the field of construction include not only the modernization of construction methods and the use of effective materials, but also the creation of fundamentally new innovative structures of construction. Of course, such structures include structures based on the principle of self-tensioned structures, or the principle of tensegrity (from the English Tension integrity - combination by tension). The design analysis and erection of self-stressed type structures is based on the invention of an equilibrium structure, the so-called form of tensegrity. The search for the shape of the structure includes the selection of the most efficient design of the main Tensegrity modules or the entire structure of the dome. The term "shape search" only sounds simple at first sight, but it is multidimensional and consists of the stage of computational analysis of a self-stressed dome for the equilibrium position of elements and their nodes, selection of the most stable and rigid structure, as well as taking into account possible unfavorable loads during operation and initial load in elements from prestressing.

Analysis of recent research and publications. Tensegrity-type prestressed cable domes are structures that are very convenient for covering large spans due to the fact that a relatively small number of elements are required to form a structure, their high level of factory readiness and ease of assembly. There are two main approaches to the formation of tensegrity domes: a radial spatial network (Geiger, Fig. 1, a) and a triangulated spatial network (Levy, Fig. 1, b). The article [1] investigates the parameters of the network geometry on the behavior and structural efficiency of Tensegrity domes. In the triangulated design, the complexity of the redistribution of the initial prestressing of the central zone is noted. The stress distribution in the structures of tensegrity domes after the application of various loads did not change significantly compared to the case of the main load, with the exception of the radial structure, where, upon application of a wind load, there was a significant decrease in tensile forces and external tension of the hoop occurred, as well as a linear decrease in the intensity of the tension force in diagonal cables from the center to the periphery of the structure.

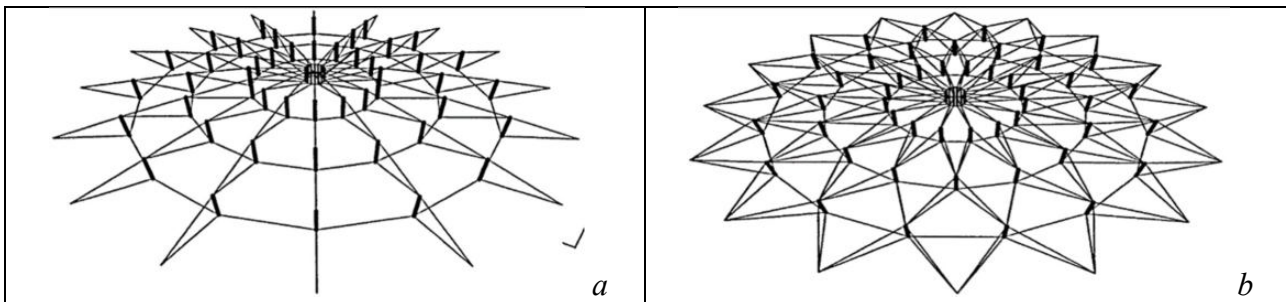


Fig.1. Formation of the structure of the Tensegrity dome: *a* – Geiger; *b* – Levy

The first two radial-type Tensegrity domes were built in 1986 in Korea for the Olympic Games [2]. Fencing arena dome with two hoops ($N = 2$), 16 polygon sides ($n = 16$), span $L = 394$ feet (120), rise $r = 32$ feet and depth $d = 40$ feet (the dome is designated $N2: n16: L400: r / L0.08: d / L0.10$). The dome of the arena for gymnastics with a span of $L = 305$ feet (93 m).

There are only six radial-type domes with flexible cover membranes. The first such dome in the United States, the University of Illinois Redbird Arena, was built in 1989. The dome has an elliptical plan (91x77m) with one hoop and 32 polygon sides, i.e. $N1: n32$. The ridge profile visually emphasizes the tops created by their upper ends and therefore does not have a smooth domed appearance.

The Tropicana Dome in St. Petersburg, Florida, was built in 1990 and has the largest span to date (210m) with three hoops, each of which forms a 24-sided polygon, that is, $N3: n24$. The dome is unique in that its inclination is 6 degrees relative to the horizon.

To determine the shape of cable domes, a nonlinear programming problem with given axial forces was formulated, which can be considered as the problem of minimizing the difference in the total deformation energy between the elements of the cables and struts under constraints on the compatibility conditions [3]. Optimality conditions for the problem are obtained that ensure the coincidence of the optimal solution with the self-balanced configuration of the cable dome with the given axial forces of the rods. A numerical example shows that a set of admissible axial forces can be found using the proposed algorithm. The problem is solved with the help of well-developed existing nonlinear programming software based on the primary double interior points method, and the task is only to enter the geometry and material information of the rope dome.

The first step in calculating the prestressing of a cable dome is to assess the feasibility of its geometry [4]. The paper proposes a simple iterative process called the unbalanced force iteration method to evaluate the feasibility of the geometry and find the self-stressing modes of the cable dome structure. For structures with invalid geometry, the required nodal coordinates can be found by step-by-step use of the unbalanced force iteration method, which changes the nodal positions by landslides to balance the forces. The new configurations of circular or asymmetric shapes proposed in the work provide an alternative choice for designing cable domes with a variety of architectural purposes.

To enrich the design forms of cable domes and meet the needs of architecture, the article [5] considers the possibility of forming a cable dome of negative Gaussian curvature and investigates a

method for calculating the prestressing for this new shape. A numerical model of the cable dome was built to illustrate the feasibility of the new shape. The method proposed in this article is effective and accurate in determining the allowable prestressing for a cable dome with negative Gaussian curvature and can be used for other types of prestressed structures. A negative Gaussian curvature cable dome has better structural rigidity than a corresponding cable network design and is more stable than a traditional Geiger dome. The possibility of creating other new combined structures with a large span of negative Gaussian curvature should be investigated to further expand the use of structures in practical projects.

In [6], a review of modern large-span roofs consisting of an upper single-layer lattice dome reinforced with a lower tensegrity system is made. The suspended-dome design combines the advantages of a trellis shell and cable domes. The horizontal reactions that occur in the suspended-dome structure can be reduced by careful placement of the prestressing cables. This is due to the fact that with the help of prestressed cables, it is possible to change the value and distribution of stresses in the structure, thereby increasing its rigidity. The most common shape of the plan for a suspended dome roof structure is round, but elliptical and polygonal are also possible. Positive results indicate the need to use carbon fiber reinforced polymer cables for the structure of the suspended dome system instead of traditional steel cables.

Goal and tasks. The purpose of this study is to select the forms of rational design solutions for metal tensegrity domes, to identify the features of the application of prestressing during construction and their behavior under the influence of unfavorable loads, for the accumulation of factual information for further improvement.

Materials and research methods. Self-stressed rope domes are an integral part of unique buildings and structures. Constructive solutions of the constructed tensegrity domes are considered, as well as new experimental and theoretical studies of their behavior under load.

Due to the small number of similar design solutions of tensegrity domes, only those that are in the range of this study were selected for inspection, and are promising for further improvement and development.

Research results. New designs of tensegrity domes on a circular plan were investigated in [6]: fig. 2,*a* - an improved Geiger dome with additional annular tension cables; fig. 2,*b* - in this structure, diagonal cables are connected in such a way that two cables run on top of each outer rack. One of these cables is connected to the bottom of the inner rack, which is to the left of the outer rack, and the other cable is connected to the inner rack, which is to the right of the outer rack; fig. 2,*c* - the posts take a reverse V-shape and the diagonal cables are connected; fig. 2,*d* - racks appear in groups of four elements connected together in the circumferential direction.

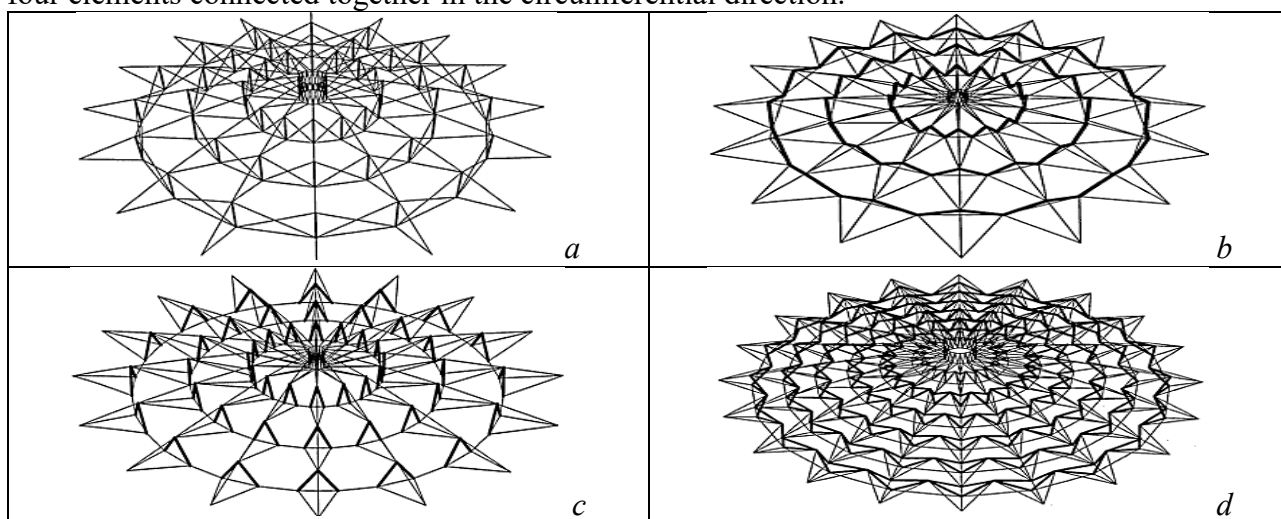


Fig.2. New types of Tensegrity domes on a circular plan

Calculations of new types of domes for the action of various types of loads are performed. The largest vertical deflection of the dome (Fig. 2,*a*) is 821 mm, which occurs with an unbalanced snow

load, and more lateral movement occurs - 90 mm. For domes fig. 2,*b* (Fig. 2,*c*) the results are 1027 (1084) mm and 190 (434) mm, respectively. The most rigid dome was shown in Fig. 2,*d*.

The article [8] proposes new forms of cable domes, complementing the existing ones, and discusses their geometric feasibility. The bird's nest shape is another new shape inspired by the National Stadium of China in Beijing, built for the 2008 Olympics. Its configuration is characterized by a large central opening, the edge of which is formed by internal circular cables. Thanks to the open hole, the bird's nest shape is suitable for coverings with a large center hole. If it is necessary to cover a non-circular shape in plan, such as an elliptical or rectangular shape in plan, different shapes can be adopted in different regions.

The article [9] presents a study of a new type of cable dome by Levi Tensegrity (Fig. 3). For the first time, its topology is introduced and the initial finding of the shape is discussed. Static and dynamic analysis shows the feasibility of using a tensegrity torus as a ring support. The new Levi dome with tensegrity used as an annular support is divided into 12 latitudinal sections and has 3 annular hoops. Tensegrity torus consists of 12 segments with geometric parameters $R_t = 50\text{m}$ and $r = 4\text{m}$.

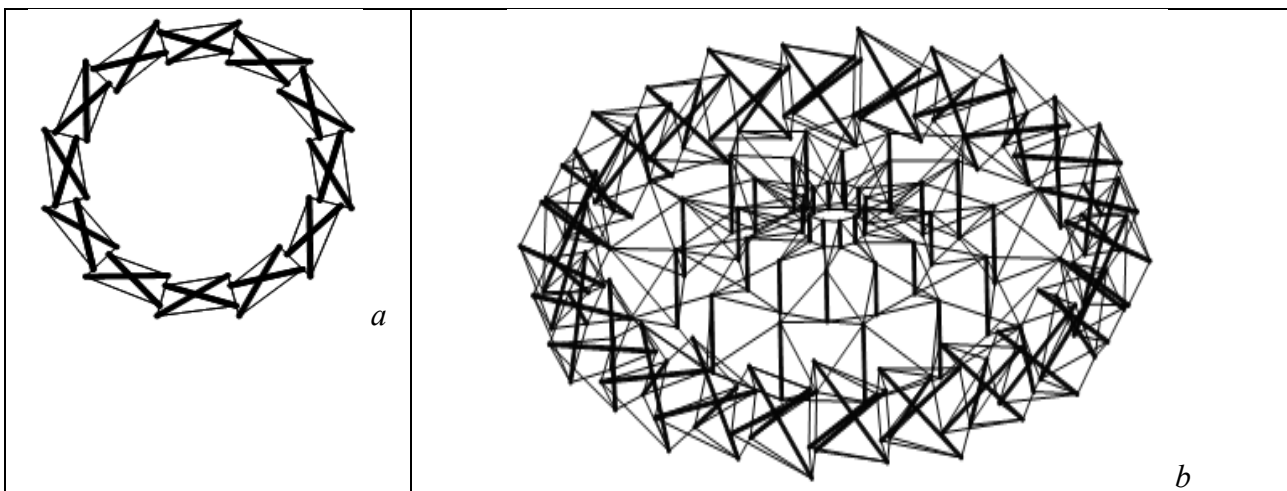


Fig.3. Levi dome with tensegrity torus: *a* – ring support plan; *b* – general form

New designs of tensegrity domes on an elliptical plan (Fig. 4) with various geometric networks proposed in [10]. The author compares the proposed options with the prototype - Georgia Dome (table 1). The table shows the mass of steel obtained with the reduction of the cost of metal cables to steel sections. Table 1 shows that all Tensegrity domes exhibit low steel consumption. For Type 1, the flow rates are even lower than in the Georgia Dome, but the dome is less rigid. Type 1 and Georgia Dome maximum allowable vertical movements, approximately 1/227 to 1/272 short span, are acceptable. This proves that the concept of designing quasi-elliptical domes with reinforcement of the center section and simplification of semicircular sectors is effective.

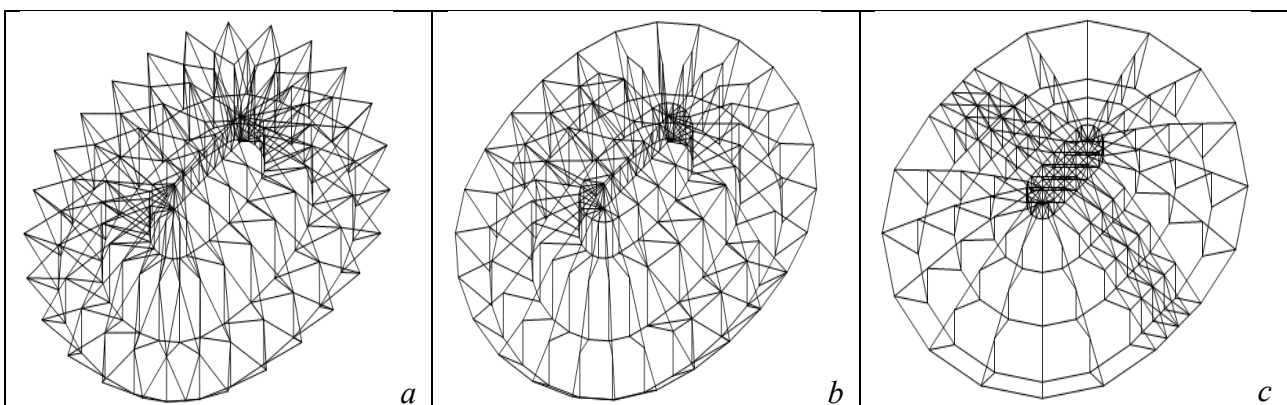


Fig.4. Dome on the elliptical plan: *a* – prototype - Georgia Dome; *b* – type 1; *c* – type 2

Table 1

Comparison of Tensegrity domes on an elliptical plan

Dome structure	Weight of steel, kg/m ²	Reduced weight of steel, kg/m ²	Maximum deflection, mm
Georgia Dome	23,3	37,8	706
Type 1	20,5	33,4	846
Type 2	31,5	42,2	407

The design of a double strut cable dome (Fig. 5) was considered in [11]. This design has good stability and is easy to manufacture. To investigate the construction method and static characteristics, an experimental model with a diameter of 6 m was developed. From the equations of the nodal equilibrium, formulas were derived for the distribution of prestress, taking into account its own weight. In the process of shaping the double strut cable dome, two construction methods have been adopted, namely high altitude stacking and integral lift, with control of the internal strength of the cable strut components and the deformation of the structure. The results of full-scale loading and loading tests on half of the dome are compared with the results of calculations by the finite element method. The model test results are in good agreement with the results of the finite element analysis.

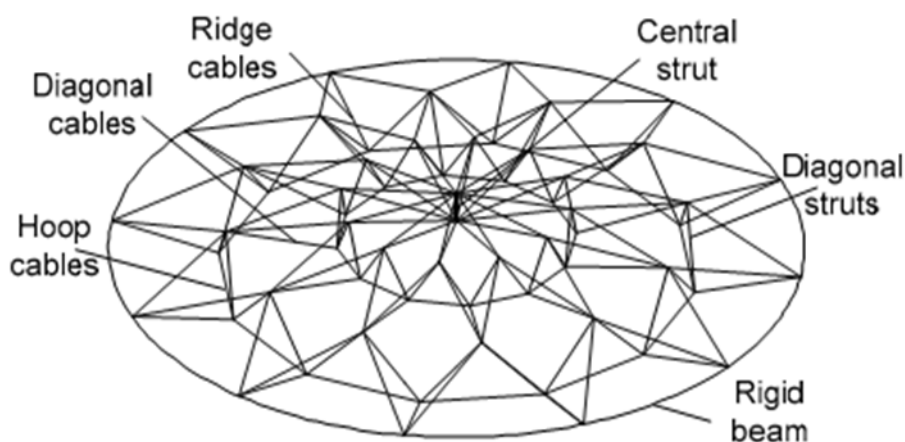


Fig.5. Model dome with double strut

The application of prestressing is one of the main elements of the flattening of the cable dome. However, it is difficult to ensure that the calculated prestressing of the cables will be accurately applied to the structure on site due to the introduction of various types of errors during construction [12]. Thus, it is necessary to propose an effective construction management method so that the construction team regulates the necessary pre-tensioning of the cables multiple times. The article presents a sensitivity analysis method based on Spearman's rank correlation, where random errors are simulated by the Monte Carlo method to solve the production error problem. On a numerical model of a cable dome with a diameter of 62 m, the sensitivity of the influence of errors in the manufacture of supports and cable length on the design characteristics is analyzed. A model of a cable dome with a diameter of 6 m has been developed and tested (Fig. 6). The experimental results are consistent with the theoretical ones, which prove that the theory of analysis is correct and the method of control is effective.

In studies [13-17], recently developed adaptive cable domes of the Levy shape (Fig. 7, Fig. 8) were presented, consisting of one and seven action elements, which have the ability to change their configuration of rigidity and stress properties in order to adapt their behavior to current load conditions. These new structures contain sensors that detect forces in systems and elements of action that regulate their stiffness and stress state, making the structure more rigid or flexible depending on the actual applied load. The results of experimental and theoretical analysis are compared. The tests confirmed the functionality of the developed adaptive systems and the suitability of the proposed equipment, software, computational models and control commands. Multipurpose search is used to select control commands for these active structures. An appropriate tool for optimizing the control process is the use of genetic algorithms.

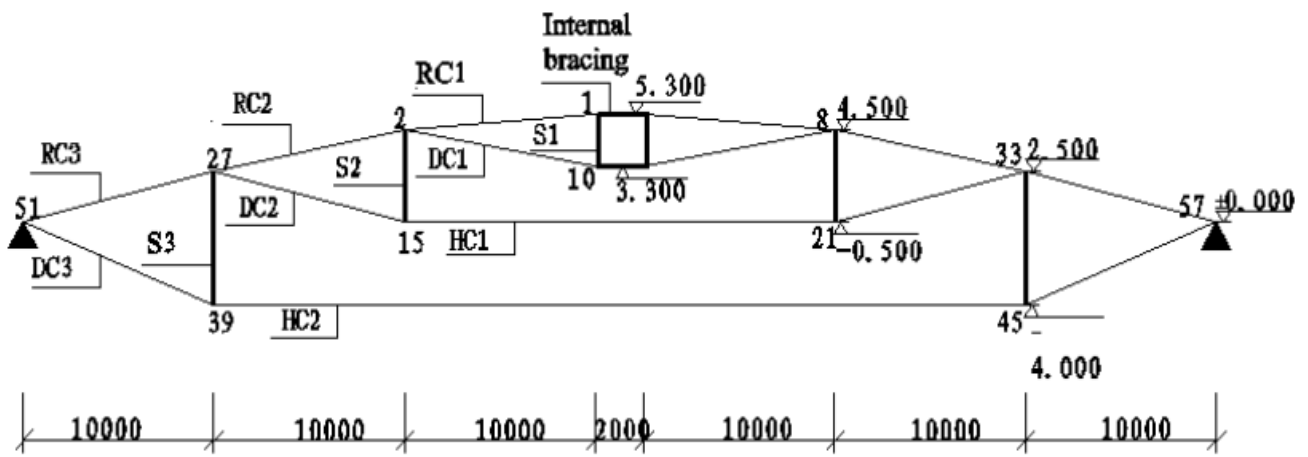


Fig.6. Section along the axis of symmetry of the Tensegrity dome model

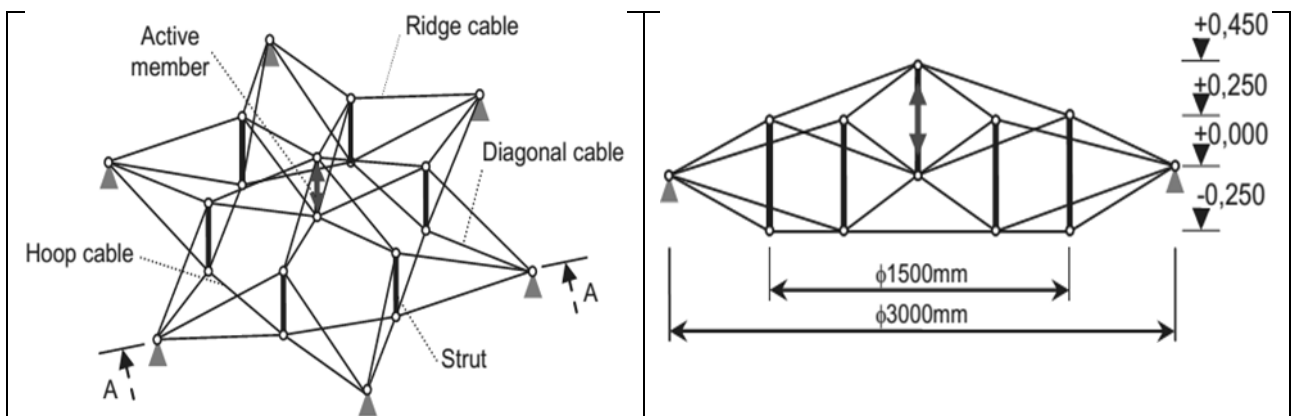


Fig.7. Cable dome model geometry: water park view; section A-A

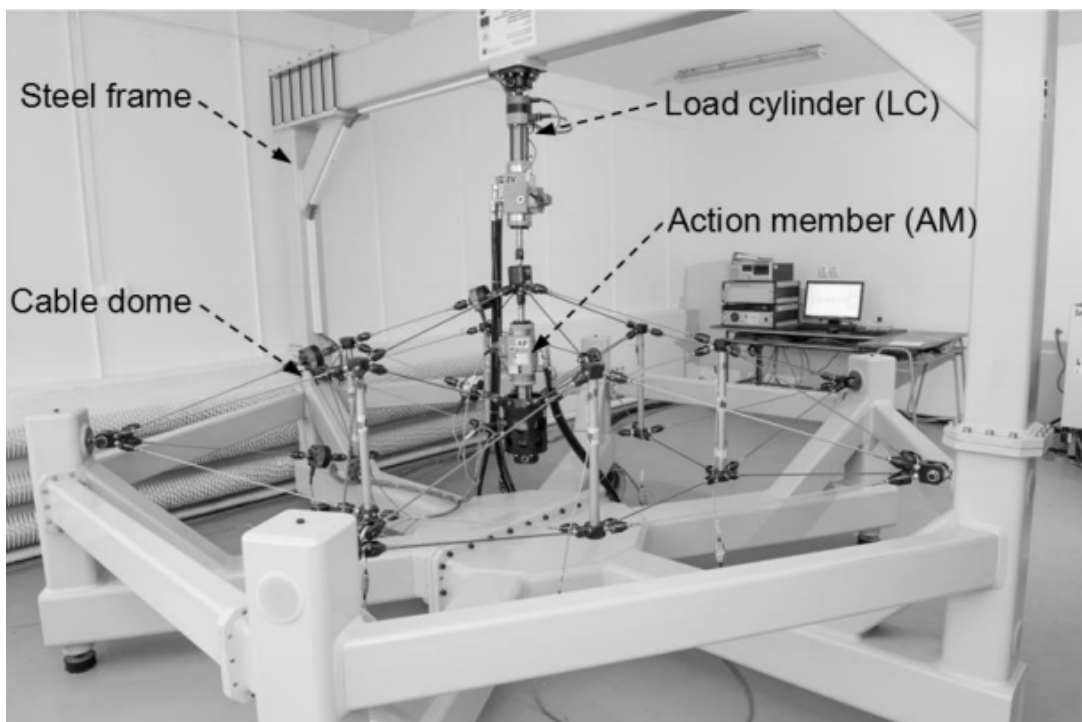


Fig.8. Adaptive cable dome model mounted in a self-supporting frame

Summary. To achieve the goal, the choice of forms of rational design solutions for metal domes-tensegrity was made, as well as directions for improving their design using software systems.

New approaches to the application of prestressing during the construction of cable domes, as well as adaptive models that allow restoring the prestressing in the cables are presented.

For further research, it is important to investigate the deviations in the geometry of cable domes, which they receive during construction, and to make calculations with initial imperfections.

References

- [1] Nenadović A. Development, Characteristics and Comparative Structural Analysis of Tensegrity Type Cable Domes / A. Nenadović // *Spatium International Review*, 2010. – No. 22. – P. 57-66. DOI: 10.2298/SPAT1022057N · Source: DOAJ
- [2] Sudarshan Krishnan. Prestressed cable domes: structural behavior and design: Dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering in the Graduate College of the University of Illinois at Urbana-Champaign. – Illinois, 2015.
- [3] Ohsaki M. Form-finding of cable domes with specified stresses by using nonlinear programming / M. Ohsaki, Y. Kanno // Kyoto University, Sakyo, Kyoto 606-8501, Japan. <http://www.se-lab.archi.kyoto-u.ac.jp/ohsaki/pdf/c0302.pdf>.
- [4] Qing M. Step-by-Step Unbalanced Force Iteration Method for Cable-Strut Structure with Irregular Shape / M. Qing // *Engineering Structures*, 2018. – Vol. 177. – P. 331-344. <http://hdl.handle.net/2433/242991>
- [5] Guo J. Negative Gaussian Curvature Cable Dome and Its Feasible Prestress Design // *Journal of Aerospace Engineering*, 2016. – Vol. 29(3). – P. 1-9. DOI:10.1061/(ASCE)AS.1943-5525.0000585
- [6] Olofin I. Suspen-dome system: a fascinating space structure / I. Olofin, R. Liu // *The Open Civil Engineering Journal*, 2017. – Vol. 11. – P. 131-142. DOI:10.2174/1874149501711010131
- [7] El-lishani S.S. Cable domes and their stability: Dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy Space Structures Research Centre Department of Civil Engineering University of Surrey, 2004.
- [8] Yuan X. Prestress design of cable domes with new forms / X. Yuan, L. Chen, S. Dong // *International Journal of Solids and Structures*, 2007. – Vol. 14. – P. 2773-2782. doi:10.1016/j.ijsolstr.2006.08.026
- [9] Yuan X. A New Tensegrity Module – “Torus” / X. Yuan, Z. Peng, S. Dong, B. Zhao // *Advances in Structural Engineering*, 2008. – Vol. 11. – No. 3. – P. 243-251.
- [10] Fu F. Structural behavior and design methods of Tensegrity domes / F. Fu // *Journal of Construction Steel Research*, 2005. – Vol. 61(1). – P. 23-35. doi:10.1016/j.jcsr.2004.06.004
- [11] Zhang A. Experimental study on the construction shape-forming process and static behaviour of a double strut cable dome / A. Zhang, C. Sun, Z. Jiang // *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering)*, 2018. – Vol. 19(3). – P. 225-239. <https://doi.org/10.1631/jzus.A1700071>
- [12] Zhang J. Manufacture Errors Analysis and Control of Cable Dome / J. Zhang, K. Sun, Z. Wang // *The Open Civil Engineering Journal*, 2011. – Vol. 5. – P. 75-81.
- [13] Kmet S. Analysis of adaptive light-weight structures / S. Kmet, P. Platko, M. Mojdis // *Procedia Engineering*, 2012. – Vol. 40. – P. 199-204. doi: 10.1016/j.proeng.2012.07.080
- [14] Kmet S. Adaptive Cable Dome / S. Kmet, M. Mojdis // *Journal of Structural Engineering – ASCE*, 2015. – Vol. 141(9). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001189](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001189)
- [15] Cauner P. Experimental and theoretical analysis of cable dome / P. Cauner, S. Kmet, M. Mojdis // *Proceedings of the 7th GACM Colloquium on Computational Mechanics for Young Scientists from Academia and Industry October 11-13, 2017 in Stuttgart, Germany*.
- [16] Cauner P. Analysis of cable dome under various initial conditions / P. Cauner, S. Kmet // *JCEEA*, 2018. – T. XXXV. – V. 65 (1/18). – P. 5-12. DOI:10.7862/rb.2018.1
- [17] Kmet S. Analyses of cable domes with action members / S. Kmet, P. Cauner // *Experimental study on the construction shape-forming process and static behaviour of a double strut cable*

dome / A. Zhang, C. Sun, Z. Jiang // MultiScience - XXXIII. microCAD International Multidisciplinary Scientific Conference University of Miskolc, 23-24 May, 2019. DOI: 10.26649/musci.2019.001

СУЧАСНІ КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ТРОСОВИХ КУПОЛІВ І ШЛЯХИ ЇХ ВДОСКОНАЛЕННЯ

Коломійчук Г.П., к.т.н., доцент,
gp11klm@gmail.com, ORCID: 0000-0003-4484-7791

Коломійчук В.Г., аспірант,
slavikkolomy@gmail.com

Коломійчук В.Г., студентка,
veronika.kolomy@gmail.com

Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. Для створення принципово нових інноваційних великопролітних конструкцій покрить будівель та споруд розглянуто сучасні конструктивні рішення попередньо напружених тросових куполів типу тенсегріті. Термін експлуатації перших побудованих куполів-тенсегріті складає лише 35 років. Це досить нові, ефективні конструкції і потребують ретельного вивчення та використання сучасних наукових підходів для їх проектування з застосуванням програмних комплексів, так як їх робота під дією навантаження та процес будівництва досить складні. Розрахунковий аналіз і зведення конструкцій самонапруженого типу базується на винаході рівноважної конструкції, так званої форми тенсегріті. Пошук форми багатовимірний і складається з етапу розрахункового аналізу самонапруженого куполу на рівноважне положення елементів і їх вузлів, вибору найбільш стійкої і жорсткої конструкції, а також урахування можливих невідгідних навантажень під час експлуатації і початкового навантаження в елементах від прикладення попереднього напруження. Для визначення форми тросових куполів сформульовано завдання нелінійного програмування з заданими осьовими силами, яке можна розглядати як завдання мінімізації різниці повної енергії деформації між елементами тросів і стійками при обмеженнях на умови сумісності. Першим кроком для розрахунку попереднього напруження тросового куполу є оцінка здійсненності його геометрії. Розглядається можливість формування тросового куполу негативної Гауссової кривизни і досліджується метод розрахунку попереднього напруження для цієї нової форми. Запропонований метод є ефективним і точним при визначенні допустимого попереднього напруження для тросового куполу з негативною Гауссовою кривизною, і його можна використовувати для інших типів попередньо напружених конструкцій. Наведені нові напрями розвитку ефективних конструктивних рішень великопролітних покрить, серед яких підвісно-купольна конструкція, що поєднує в собі переваги гратчастої оболонки і тросових куполів. Особливої уваги заслуговують експериментальні дослідження на моделях куполів-тенсегріті, результати яких демонструють позитивні і негативні сторони поведінки конструкцій під дією навантаження, процес їх зведення, а також можливість контролю та відновлення під час експлуатації.

Ключові слова: самонапружений тросовий купол, принцип тенсегріті, конструктивні рішення, попереднє напруження, пошук форми.

СОВРЕМЕННЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ТРОСОВЫХ КУПОЛОВ И ПУТИ ИХ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ

Коломийчук Г.П., к.т.н., доцент
gp11klm@gmail.com, ORCID: 0000-0003-4484-7791

Коломийчук В.Г., аспирант
slavikkolomy@gmail.com

Коломийчук В.Г., студентка
veronika.kolomy@gmail.com

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Аннотация. Для создания принципиально новых инновационных большепролетных конструкций покрытий зданий и сооружений рассмотрены современные конструктивные решения предварительно напряженных тросовых куполов типа тенсегрити. Срок эксплуатации первых построенных куполов-тенсегрити составляет всего 35 лет. Это достаточно новые, эффективные конструкции которые требуют тщательного изучения и использования современных научных подходов для их проектирования с применением программных комплексов, так как их работа под действием нагрузки, и процесс строительства достаточно сложные. Расчетный анализ и возведение конструкций самонапряженного типа базируется на изобретении равновесной конструкции, так называемой формы тенсегрити. Поиск формы многомерный и состоит из этапа расчетного анализа самонапряженного купола на равновесное положение элементов и их узлов, выбора наиболее устойчивой и жесткой конструкции, а также учета возможных невыгодных нагрузок во время эксплуатации и начальной нагрузки в элементах от приложения предварительного напряжения. Для определения формы тросовых куполов сформулирована задача нелинейного программирования с заданными осевыми силами, которую можно рассматривать как задачу минимизации разницы полной энергии деформации между элементами тросов и стойками при ограничениях на условия совместности. Первым шагом для расчета предварительного напряжения тросового купола является оценка осуществимости его геометрии. Рассматривается возможность формирования тросового купола негативной Гауссовой кривизны и исследуется метод расчета предварительного напряжения для этой новой формы. Предложенный метод является эффективным и точным при определении допустимого предварительного напряжения для тросового купола с отрицательной Гауссовой кривизной, и его можно использовать для других типов предварительно напряженных конструкций. Приведенные новые направления развития эффективных конструктивных решений большепролетных покрытий, среди которых подвесная-купольная конструкция, сочетающая в себе преимущества сетчатой оболочки и тросового купола. Особого внимания заслуживают экспериментальные исследования на моделях куполов-тенсегрити, результаты которых демонстрируют положительные и отрицательные стороны поведения конструкций под действием нагрузки, процесс их возведения, а также возможность контроля и восстановления при эксплуатации.

Ключевые слова: самонапряженный тросовый купол, принцип тенсегрити, конструктивные решения, предварительное напряжение, поиск формы.

UDC 624.014.072

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-65-71

INCREASING THE EFFICIENCY OF THE ROOF PURLIN SYSTEM

Kupchenko Y.V., PhD., Assistant Professor,
steelconpro@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1480-6884

Singayevsky P. M., PhD., Assistant Professor,
mdipk@ukr.net, ORCID: 0000-0003-1268-414X

Lesechko O.V., PhD., Assistant Professor,
a.lesechko@ukr.net, ORCID:0000-0002-2352-6174

Konstantinov P.V., PhD.,
Konstantinov31@mail.ru, ORCID: 0000-0002-8478-2980
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

Abstract. In the article, the authors consider one of the ways to solve the problem of reducing metal consumption and increasing the efficiency of metal structures by choosing an effective static scheme. The choice of the appropriate scheme is carried out for the most common elements of metal structures - beams, which also include roof purlins.

To cover the industrial building of the seaport, discontinuous and continuous stringer systems are being developed and their efficiency is analyzed in terms of metal consumption and labor intensity.

Keywords: truss, covering, beam, purlin, discontinuous scheme, continuous scheme

Introduction. One of the important tasks in the field of improving building structures, including steel ones, is to reduce their material consumption, which can be achieved on the basis of further study of the actual operation of structures, improvement of design schemes, development of the structural form, the use of high-strength steels, the use of effective types of cross-sections of elements. Steel Structural Design Codes [1] recommend «to choose the optimal technical and economic indicators of structural schemes of buildings; apply progressive constructions...; to provide manufacturability and the least complexity of manufacturing structures; to apply designs providing manufacturability and the least complexity of installation».

The problem of reducing metal consumption will never lose its acuteness, since prices for raw materials and energy are constantly increasing, and the Earth's interior is gradually depleting. This prompts to constantly develop measures to save metal and consider it one of the main tasks of scientific and technological progress in metal construction.

To cover the industrial building of the seaport, continuous cut and discontinuous systems are being developed and their efficiency is analyzed in terms of metal consumption and labor intensity.

Analysis of recent research and publications. Among the many ways to solve the problem of reducing metal consumption and increasing the efficiency of metal structures is the possibility of choosing effective schemes, in particular continuous ones, in the most common elements of metal structures - beams, which include purlins. These issues were considered in works [2, 3, 4, 5] and others. Continuous systems have long attracted the attention of scientists and metal-building engineers. A large amount of material has been accumulated about these structures, on the basis of which the advantages and disadvantages of continuous beam structures can be distinguished. The advantages of continuous structures include: 1) a decrease in metal consumption compared to discontinuous structures under the same operating conditions, which is a consequence of a more favorable distribution of bending moments in beams. This is especially important for long lengths and significant loads, when the mass of the supporting structure makes up a significant proportion of the entire set of loads, which is manifested in the structures of building coatings; 2) less deformability of the structure due to static indeterminacy with the same dimensions and cross-sectional size in

comparison with similar discontinuous structures. This advantage makes it possible to expand the field of application of steels of increased and high strength, when restrictions on deformability force them to reject them in discontinuous structures; 3) reduction or absence of a break in the deformation line on intermediate supports; 4) greater efficiency of using the elastoplastic stage of steel work in continuous beams than in discontinuous ones. The bearing capacity of continuous beams increases not only as a result of the development of limited plastic deformations, but also as a result of the redistribution of the bending moment; 5) the possibility in some cases of lifting during the installation of enlarged structures that overlap several spans at once.

Continuous structures also have some disadvantages: 1) the possibility of the appearance of an uncontrolled stress state due to uneven settlement of the bases, as a result of which their reliability is fundamentally reduced; 2) the accumulation of thermal deformations, larger in magnitude than in discontinuous structures. This disadvantage is especially noticeable in open long structures subjected to the action of temperature at its large drops; 3) the difference in the values of the support reactions on the extreme and intermediate supports; 4) an increase in some cases of the specific labor intensity of the manufacture of structures, as a result of the implementation of additional elements that ensure the continuity of beams; 5) some complication of installation when creating continuity after lifting structures, when the installation is carried out span-by-span. In this case, the labor constant of installation may increase, since the labor intensity of work, especially welding, at the top is much higher than the labor intensity of the same work at the bottom. The first of these disadvantages is the most significant. The rest disadvantages are not fundamental. And yet, continuous beam structures have not had proper distribution.

The aim of the work is to determine the effectiveness of continuous purlin with a different number of spans and the corresponding provision of the least laboriousness of manufacture, creation of continuity and installation.

Research results. An industrial building, for which discontinuous stringer and continuous coating scheme is being developed, is a single-span one-story 138 m long, a span of 30 m, a pitch of trusses of 6 m (Fig. 1).

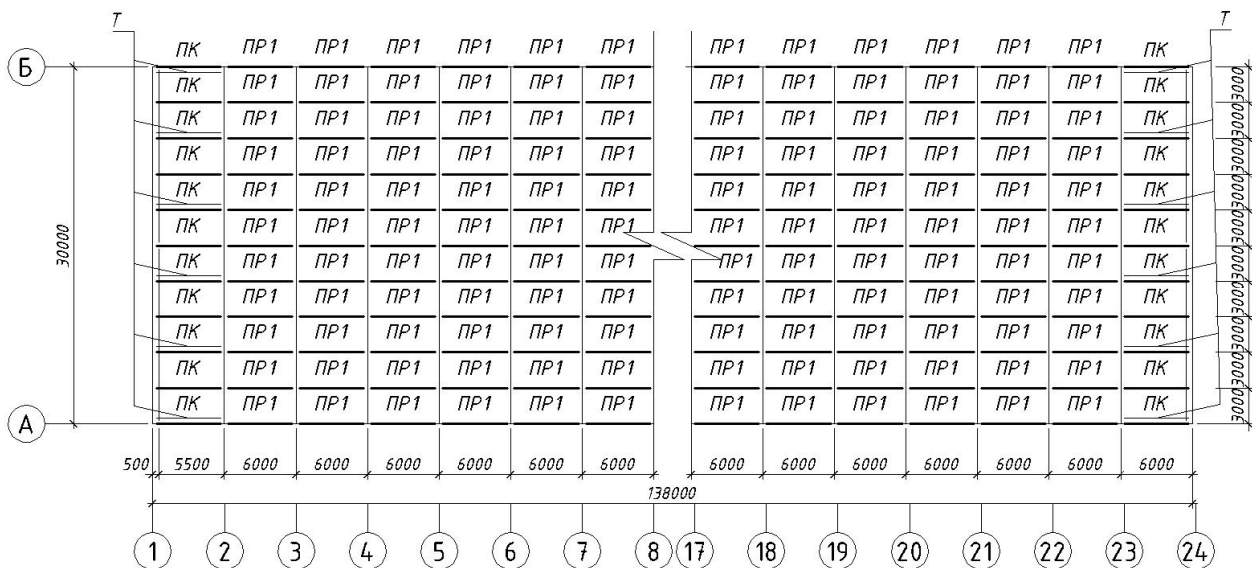


Fig. 1. Marking scheme of discontinuous purlins

- To determine the effectiveness of the use of continuous purlins, the selection of sections of a discontinuous purlin (Fig. 1) and a continuous one was performed with a different number of continuous spans (Fig. 2, 3).

- The continuous purlin is calculated as a single-span beam merely supported on the upper chords of the trusses. The calculation is carried out for uniaxial bending, since the slope of the coating

is 1.5% <2%. The cross-section of the purlin was selected from a rolled channel with parallel flange faces No. 18П (DSTU 3436–96).

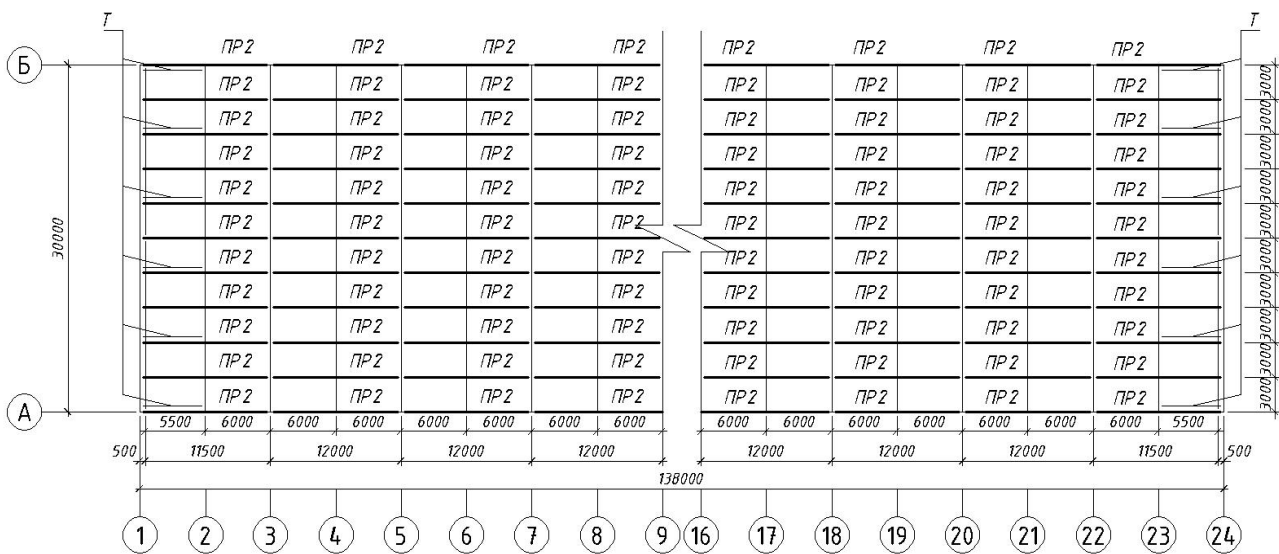


Fig. 2. Marking scheme for two-span continuous purlins

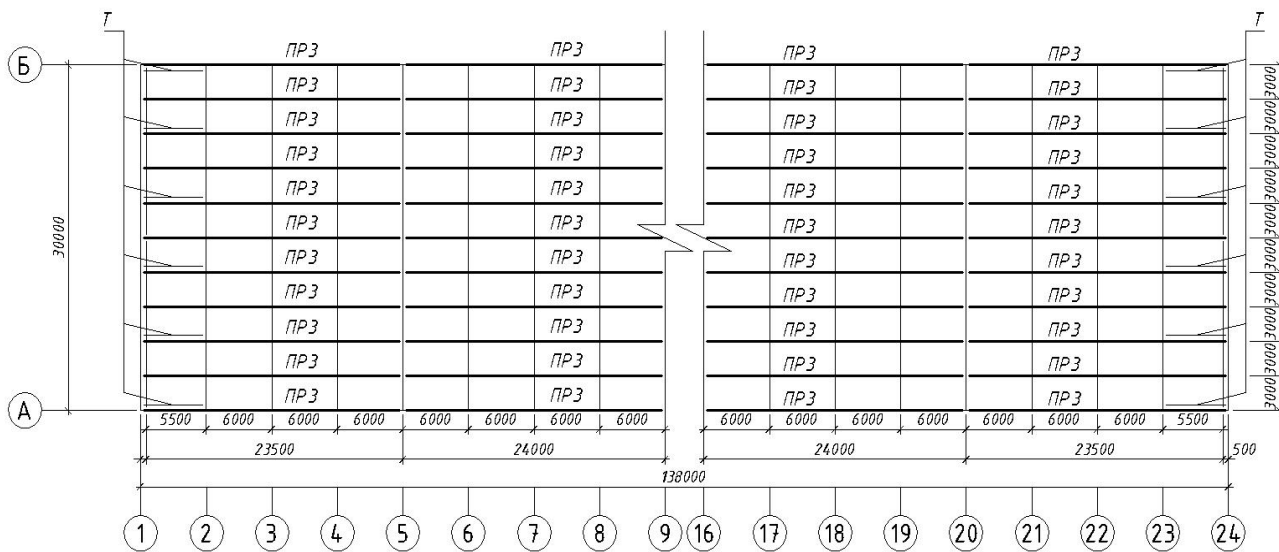


Fig. 3. Marking scheme for four-span continuous purlins

Sections of a continuous two-span purlin (Fig. 2) and a continuous four-span purlin (Fig. 3) were selected from a rolling channel No. 14P. Saving steel per one running meter of a purlin in comparison with a discontinuous scheme is 2.1 kg.

When selecting a section of a continuous purlin, the possibility of the development of limited plastic deformations in the section and the corresponding partial redistribution of the support and span moments (as for sections of the 2nd class by the type of stress-strain state [1]) were taken into account. In accordance with this and the requirements of [1], the calculated value of the bending moment M was determined by the formula:

$$M = \alpha \cdot M_{\max} \tag{1}$$

where M_{\max} – is the largest bending moment in a span or on a support, found from the calculation of a continuous purlin under the condition of elastic work of steel.

Moment redistribution coefficient α :

$$\alpha = 0.5 \cdot \left(1 + \frac{M_{ef}}{M_{\max}} \right) \quad (2)$$

The numerical value of the conditional bending moment M_{ef} was taken equal to the larger of the two values:

$$M_{ef} = \frac{M_1}{1 + \frac{a}{l}}; \quad M_{ef} = 0.5 \cdot M_2 \quad (3)$$

where M_1 – bending moment in the outermost span, calculated as for a freely supported single-span beam;

a – the distance from the section, where the bending moment M_1 , acts, to the outer support;

M_2 – maximum bending moment in an intermediate span, calculated as for a freely supported single-span beam;

l – end span length.

It is very important for continuous purlins to design a simple knot that will provide continuity. It should not be complicated and with a minimum labor intensity of the device, since these works are performed by the installer at a height, on the coating of the building being constructed. From this point of view, the most rational is a two-span continuous purlin (according to the scheme in Fig. 2). The length of each span of the purlin is 6 m, the total length of the purlin is 12 m - corresponds to the standard size of the rolled product. Such a purlin will be completely prepared for installation in the factory and its installation is carried out with a single mark drawing on the trusses located with a pitch of 6 m. Fastening is carried out, as for discontinuous purlins, on bolts, through a shorty from an unequal angle welded to the upper chords of the trusses. But in this case, there is no mounting gap (10 ... 20 mm) on the middle support of a two-span continuous purlin, as in the case of a 6 m long discontinuous purlin.

- For continuous purlins with more than two spans, creating a continuous line is already a more difficult task. The following knot solution is proposed: firstly, along the length of the continuous purlin, the knot must be located in the zone of action of zero bending moments, where the value of the force is zero or close to it; further, between the channels at the junction, we leave a gap of 50 mm, and on the side of the wall of the joined channels we install an overlay (with a length of $0.1 \cdot l_{\text{purlin}} = 0.1 \cdot 6 = 0.6 \text{ m}$, where $l_{\text{purlin}} = 6 \text{ m}$ is the span of the purlin) from the channel of the same section, located with shelves in the opposite direction; we pre-fix the abutting channels and the pad using two bolts of normal accuracy (we place them in the middle of the wall in height), and then we make the connection by welding; the upper weld seam should be internal, it should not protrude above the plane of the upper flanges of the channels, so as not to interfere with the subsequent fastening of the sheets of the steel profiled flooring - for this, before installation, the feather edges of the channels of the purlins and the overlays along the length of the joint are beveled. This unit is simple, technologically convenient in execution and has low labor intensity.

- Also, for a four-span purlin, in the presence of two twelve-meter mark drawings, you can make a joint on the middle support, but in this case we accept a longer pad - 1.2 m (the pad protrudes beyond the axis of the joint on each side by a distance of $0.1 \cdot l_{\text{purlin}} = 0.1 \cdot 6 = 0.6 \text{ m}$).

Conclusion: Replacing discontinuous purlins with continuous ones leads to significant savings in steel; does not increase the labor intensity of work and even somewhat simplifies installation when using a two-span scheme; increases labor intensity and complicates installation when using multi-span schemes.

1. The simplest in terms of labor intensity and execution is the device of a continuous purlin according to a two-span scheme. In this case, it is possible to use rolled product of a standard length (12 m) and use the same attachment points for the purlins to the upper chords of the trusses, as in the

discontinuous scheme (in the absence of an installation gap). Saving steel when using a continuous two-span scheme (channel No. 14П, DSTU 3436-96) compared to the discontinuous-section layout of the purlins (channel No. 18П, DSTU 3436-96) is 24 kg for 6 m long rolled products. Saving on the entire coating of the projected building (span 30 m, length 138 m, truss spacing 6 m, purlin spacing 3 m; Fig. 1, 2), where the number of 6 m long purlins is 276 pieces: $276 \cdot 24 = 6624$ kg.

2. When using a continuous four-span scheme (Fig. 3), the savings in steel (channel No. 14П) compared to the discontinuous scheme (Fig. 1) of the location of the purlins (channel No. 18П) is also 24 kg for rolled products with a length of 6m. In this case, the steel savings for the entire covering of the projected building is also 6624 kg, as when using a two-span continuous scheme, but with a more complex and time-consuming assembly.

3. To cover the projected building, it is recommended to use purlins according to a continuous two-span scheme, which, in comparison with the discontinuous scheme, provides a steel saving of 6624 kg and does not increase, but even somewhat reduces the labor intensity and complexity of installation due to the use of standard 12 m long rolled products.

References

- [1] DBN V.2.6–198:2014. *Stal'nyye konstruksii. Normy proyektirovaniya* [chynni vid 2015-01-01]. K.: Minrehion Ukrainy, 2014.
- [2] V.O. Permyakov, I.D. Byelov, *Metalevi konstruksiyi fermy*, Kyev: KNUBA, 2006.
- [3] V.V. Biryulev *Metallicheskiye nerazreznyye konstruksii s regulirovaniyem urovnya opor*, Moskva: Stroyizdat, 1984.
- [4] V.A. Semko, D.A. Prokhorenko «Analiz konstruktivnykh mer dlya povysheniya nadezhnosti pokrytiy iz legkikh stal'nykh tonkostennykh profiley». *Elektronnyy zhurnal «Predotvrashcheniye avariyy zdaniy i sooruzheniy»*, Magnitogorsk, 2011, II quarter.
- [5] Newman A. *Metal Building Systems Design and Specifications, 2nd edition*, – New York: McGraw-Hill, 2003.

ПІДВИЩЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ПРОГОНОВОЇ СИСТЕМИ ПОКРИТТЯ

Купченко Ю.В., к.т.н., доцент,
steelconpro@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1480-6884

Сінгаївський П.М., к.т.н., доцент,
mdipk@ukr.net, ORCID: 0000-0003-1268-414X

Лесечко О.В., к.ф-м.н., доцент,
a.lesechko@ukr.net, ORCID:0000-0002-2352-6174

Константинов П.В., к.т.н.,
Konstantinov31@mail.ru, ORCID: 0000-0002-8478-2980
Одеська державна академія будівництва та архітектури

Анотація. Одним з важливих завдань в області вдосконалення будівельних конструкцій, у тому числі сталевих, є зниження їх матеріаломісткості, що може бути досягнуте на основі подальшого вивчення дійсної роботи конструкцій, вдосконалення конструктивних і розрахункових схем, розвитку конструктивної форми, застосування високоміцних сталей, використання ефективних типів поперечних перерізів елементів.

Серед багатьох шляхів рішення задачі зниження металомісткості і підвищення ефективності металевих конструкцій знаходиться і можливість вибору ефективних схем,

зокрема нерозрізних, в найбільш поширених елементах металевих конструкцій – балках, до яких відносяться і прогони покриттів.

Для покриття виробничої будівлі морського торговельного порту розробляється прогонова розрізна і нерозрізна системи і аналізується їх ефективність по металоємності і трудомісткості.

Для визначення ефективності застосування нерозрізних прогонів був виконаний підбір перерізів розрізного прогону і нерозрізного при різній кількості нерозрізних прольотів. Переріз розрізного прогону підібраний з прокатного швелера з паралельними гранями полиць № 18П, перерізи нерозрізного двопролітного прогону і нерозрізного чотирьохпролітного прогону підібрані з прокатного швелера № 14П. Економія сталі на одному погонному метрі нерозрізного прогону в порівнянні з розрізною схемою складає 2.1 кг.

При підборі перерізу нерозрізного прогону враховувалася можливість розвитку в перерізі обмежених пластичних деформацій і відповідний частковий перерозподіл опорного і пролітного моментів (як для перерізів 2-го класу за видом напружено-деформованого стану).

Найбільш простим за трудомісткістю і виконанням є влаштування нерозрізного прогону за двопролітною схемою. В цьому випадку для відправної марки можливе використання прокату стандартної довжини (12 м) і застосування таких же вузлів кріплення прогонів до верхніх поясів кроквяних ферм, як при розрізній схемі (за відсутності монтажного зазору). Економія сталі при використанні нерозрізної двопролітної схеми в порівнянні з розрізною схемою розташування прогонів для покриття будівлі, що проектується (проліт 30 м, довжина 138 м, крок ферм 6 м, крок прогонів 3 м) складає 6624 кг.

При використанні нерозрізної чотирьохпролітної схеми економія сталі в порівнянні з розрізною схемою складає також 6624 кг, як при використанні двопролітної нерозрізної схеми, але із більш складнішим і трудомістким вузлом.

Заміна розрізних прогонів покриття досліджуємої будівлі нерозрізними приводить до істотної економії сталі; не підвищує трудомісткість робіт і навіть декілька спрощує монтаж при використанні двопролітної схеми; підвищує трудомісткість робіт і ускладнює монтаж при використанні багатопролітних схем.

Ключові слова: ферма, покриття, балка, прогон, розрізна схема, нерозрізна схема

ПОВЫШЕНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРОГОННОЙ СИСТЕМЫ ПОКРЫТИЯ

Купченко Ю.В., к.т.н., доцент,
steelconpro@gmail.com, ORCID: 0000-0003-1480-6884

Сингаевский П.М., к.т.н., доцент,
mdipk@ukr.net, ORCID: 0000-0003-1268-414X

Лесечко А.В., к.ф-м.н., доцент,
a.lesechko@ukr.net, ORCID:0000-0002-2352-6174

Константинов П.В., к.т.н.,
Konstantinov31@mail.ru, ORCID: 0000-0002-8478-2980

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Аннотация. Одной из важных задач в области совершенствования строительных конструкций, в том числе стальных, является снижение их материалоемкости, что может быть достигнуто на основе дальнейшего изучения действительной работы конструкций, совершенствования конструктивных и расчетных схем, развития конструктивной формы, применения высокопрочных сталей, использование эффективных типов поперечных сечений элементов.

Среди многих путей решения задачи снижения металлоемкости и повышения эффективности металлических конструкций находится и возможность выбора эффективных схем, в частности неразрезных, в наиболее распространенных элементах металлических конструкций – балках, к которым относятся и прогоны покрытий.

Для покрытия производственного здания морского торгового порта разрабатывается прогонная разрезная и неразрезная системы и анализируется их эффективность по металлоемкости и трудоемкости.

- Для определения эффективности применения неразрезных прогонов был выполнен подбор сечений разрезного прогона и неразрезного при разном количестве неразрезных пролетов. Сечение разрезного прогона подобрано из прокатного швеллера с параллельными гранями полка № 18П, сечения неразрезного двухпролетного прогона и неразрезного четырехпролетного прогона подобраны из прокатного швеллера № 14П. Экономия стали на одном погонном метре неразрезного прогона по сравнению с разрезной схемой составляет 2.1 кг.

При подборе сечения неразрезного прогона учитывалась возможность развития в сечении ограниченных пластических деформаций и соответствующее частичное перераспределение опорного и пролетного моментов (как для сечений 2-го класса по виду напряженно-деформированного состояния).

Наиболее простым по трудоемкости и исполнению является устройство неразрезного прогона по двухпролетной схеме. В этом случае для отправочной марки возможно использование проката стандартной длины (12 м) и применение таких же узлов крепления прогонов к верхним поясам стропильных ферм, как при разрезной схеме (при отсутствии монтажного зазора). Экономия стали при использовании неразрезной двухпролетной схемы по сравнению с разрезной схемой расположения прогонов для покрытия проектируемого здания (пролет 30 м, длина 138 м, шаг ферм 6 м, шаг прогонов 3 м) составляет 6624 кг.

При использовании неразрезной четырехпролетной схемы экономия стали по сравнению с разрезной схемой составляет также 6624 кг, как при использовании двухпролетной неразрезной схемы, но с более сложным и трудоемким узлом.

Замена разрезных прогонов покрытия исследуемого сооружения неразрезными приводит к существенной экономии стали; не повышает трудоемкость работ и даже несколько упрощает монтаж при использовании двухпролетной схемы; повышает трудоемкость работ и усложняет монтаж при использовании многопролетных схем.

Ключевые слова: ферма, покрытие, балка, прогон, разрезная схема, неразрезная схема

УДК 624.011.1+004.9

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-72-84

ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДІВ І МОДЕЛЕЙ ВІМ-ТЕХНОЛОГІЙ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ КУПОЛЬНОГО ПОКРИТТЯ АКВАПАРКУ З ДЕРЕВ'ЯНИМИ АРКАМИ

¹Лавріненко Л.І., к.т.н., доцент,ludmila.lavrinenko@gmail.com ORCID: 0000-0001-5601-0943¹Будко Т.Г., магістр,tatiana.budko98@gmail.com ORCID: 0000-0002-3162-8197¹Київський національний університет будівництва і архітектури
пр. Повітрофлотський, 31, м. Київ, 03037, Україна

Анотація. Розглянуто питання проектування складної мультиоб'ємної купольної будівлі аквапарку із застосуванням гнотоклеєних дерев'яних арок. Складність об'ємів та ліній їх спряження, а також нелінійність подальшого розрахунку викликали потребу у створенні інформаційної моделі із застосуванням засобів ВІМ-проекування. При проектуванні було виконано побудову інформаційної моделі в ПК САПФІР із подальшою можливістю імпорту моделі в розрахунковий комплекс ПК ЛІРА-САПР. Для подальшої розробки ефективних вузлових спряжень було використано 3D моделювання з передачею інформаційної моделі в ПК Tekla Structures, який є спеціалізованим середовищем щодо конструктивного розділу проекту. Використання інформаційних моделей дозволило знизити затрати на проектування, оптимізувати робочі процеси, а також суттєво підвищити складність споруди як на рівні архітектурно-конструктивного рішення, так і на рівні розрахункової моделі з урахуванням нелінійних ефектів деревини.

Ключові слова: ЛІРА-САПР, САПФІР, дерев'яні гнотоклеєні конструкції, аркове покриття, аквапарк, Єврокод 5

Вступ. Сучасний стан комп'ютерних технологій, з одного боку, та вимоги будівельного проектування стосовно ефективної побудови та редагування моделі споруди – з іншого боку, створили умови для застосування ВІМ-технологій проектування (Building Information Modeling), що надають можливість створення інформаційної моделі споруди з урахуванням всіх (або можливих) етапів її життєвого циклу з урахуванням архітектурних, конструктивних та технологічних параметрів будівлі.

Методи 3D ВІМ-технологій на кафедрі металевих та дерев'яних конструкцій КНУБА впроваджуються в навчальний процес з 2016-2017 н.р., зроблено акцент на проектування, розрахунок та видачу проектної документації за допомогою сучасних 3D ВІМ-інформаційних комплексів [22]. При їх застосуванні широко розкриваються можливості в якості моделі використовувати інформацію, утворену засобами графічного редактора Autocad, а також результати інформаційного 3D моделювання споруди [1].

Об'єктом дослідження є проект аквапарку із складним покриттям по дерев'яних гнутих арках. На сучасному етапі використання деревини в будівництві є перспективним при застосуванні як цільних (оциліндровані колоди, профільований брус), клеєних і гнотоклеєних елементів, так і плит та брусів LVL, плит OSB, робота та характеристичні значення опорів яких суттєво різняться. З популяризацією унікальних та екологічних архітектурних рішень, клеєний брус являє собою найбільш економічно ефективний спосіб формування конструкції складної форми для простору з мінімальною кількістю внутрішніх колон та параметрами експлуатаційного середовища, властивого аквапарку [20].

Аналіз останніх досліджень. На підставі узагальнених даних, отриманих з досвіду вітчизняного і зарубіжного будівництва, сформована позитивна точка зору стосовно того, що застосування клеєних дерев'яних конструкцій в будівництві громадських та спортивних споруд дає економію матеріальних і трудових ресурсів на одиницю площі до 15%, а в

промислових і складських будівлях з хімічно агресивним середовищем до (9 ...15)% в порівнянні з металевими конструкціями [2]. Безперечною є можливість підвищення енергоефективності будівлі як на стадії будівництва, так і при експлуатації [3]. До переліку проблем, що ускладнюють і обмежують масштаб застосування клеєних дерев'яних та деревошаруватих матеріалів (LVL), відносяться такі, що обумовлені специфікою деревини, як матеріалу.

З позиції BIM-проекування слід розглядати всі етапи життєвого циклу будівлі [4]. Для дерев'яних несучих та огорожувальних конструкцій це, крім конструювання, також виготовлення, експлуатація та, за потреби, реновація. До проблемних питань, що не формалізовані в даній роботі, можна віднести такі:

- необхідність підтримки температурно-вологісного режиму при зберіганні і транспортуванні виробів, а також врахування сезонних коливань вологості;
- заходи щодо запобігання загорянню;
- дотримання цілісності зовнішніх шарів деревини в ході транспортування і монтажу;
- спеціальна обробка з'єднань та матеріалів та антисептичний захист.

Також при конструюванні низка важливих питань були розглянуті як такі, що вирішуються поза межами проекту. Для компенсації природних усадок і деформацій передбачаються зазори; температура і вологість у приміщеннях зберігання конструкцій розраховується, потім підтримується і регулюється системою вентиляції та опалення; забезпечення заходів протипожежної безпеки регламентується діючими нормами; дотримання геометричної точності зведених конструкцій, а також збереження цілісності покриття і форми частин конструкції передбачається в технологічних картах на здійснення робіт з доставки і монтажу; після завершення монтажних робіт здійснюється вогнезахисна обробка конструкцій будівлі шляхом нанесення вогнезахисного покриття [5]. Ці та інші питання висувуються перед проектувальниками та вирішуються комплексно з більшою чи меншою широтою охоплення задач проектування.

Врахування всіх етапів життєвого циклу будівель вимагає застосування нових технологій проектування [6]. Використання інформаційного моделювання змінює традиційний спосіб надання інформації на основі текстових документів і двовимірних креслень. Нові комплексні технології впроваджуються насамперед в тих країнах, де індустрія деревообробки і виготовлення будівельних конструкцій з деревини та деревошаруватих матеріалів розвивається. При моделюванні велика увага приділяється вирішенню питань аналізу суміжних з конструюванням інженерних проблем, узгодження 2D і 3D моделей, координації інформації тощо. Проте відмічається, що інструменти BIM, що найбільш повно розроблені для сталевих та бетонних конструкцій, не підходять повною мірою для моделювання дерев'яних конструкцій, в [7] розглядається стан інструментів BIM при моделюванні дерев'яних конструкцій та формулюються функціональні вимоги для розробки моделей BIM стосовно розробки національних норм для узгодження інформації від всіх учасників процесу розробки дерев'яних конструкцій [8]. Окремі процедури та взаємозв'язки у BIM технологіях на державному рівні набувають стандартного вирішення [9].

Роботи і дослідження у напрямку розробки BIM-технологій стосовно дерев'яних конструкцій переважно мають міждисциплінарний характер [10].

Інформаційне моделювання дерев'яних конструкцій, як відзначається в [11], є чи не найбільш підготовлене для застосування BIM-технологій. Це пов'язано з високою заводською готовністю та складними цифровими технологіями виготовлення конструктивних елементів сучасних дерев'яних конструкцій. Коло проблем, що включаються до розгляду в комплексному BIM-проекуванні, розширюється з включенням питань стосовно реновації та екологічного повторного використання дерев'яних конструкцій після ліквідації споруди [12, 21].

Деякі з наведених задач розглядаються в даній роботі, аналізується можливість використання наявних засобів проектування для впровадження в BIM-технологічний процес проектування. Засоби BIM-проекування розглядаються як інструменти при проектуванні

(включно з варіантним проектуванням) просторової будівлі, яка представляє собою мультиоб'ємну споруду із складними кривими спряження об'ємів (рис. 1).

До розгляду в роботі беруться такі питання:

- розроблення 3D інформаційної моделі в розрахунковому комплексі ПК САПФІР;
- розрахунок конструкції в ПК ЛІРА-САПР;
- проектування основних конструктивних елементів;
- проектування та розроблення моделей 3D вузлів у ПК Tekla.

Методи дослідження полягають у використанні розрахункової моделі конструкції у програмному комплексі ЛІРА-САПР методом скінченних елементів

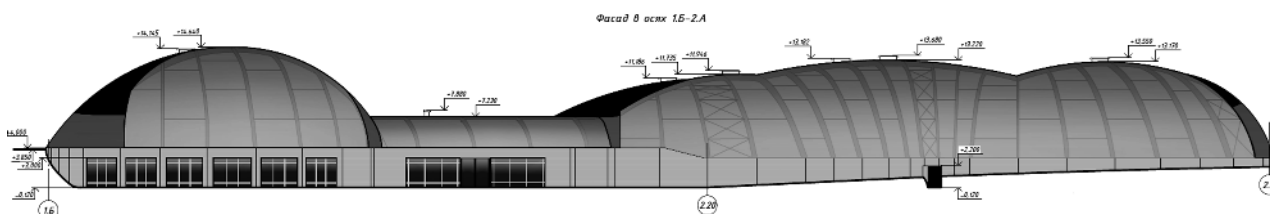


Рис. 1. Фасад в осях 1.Б – 2.А

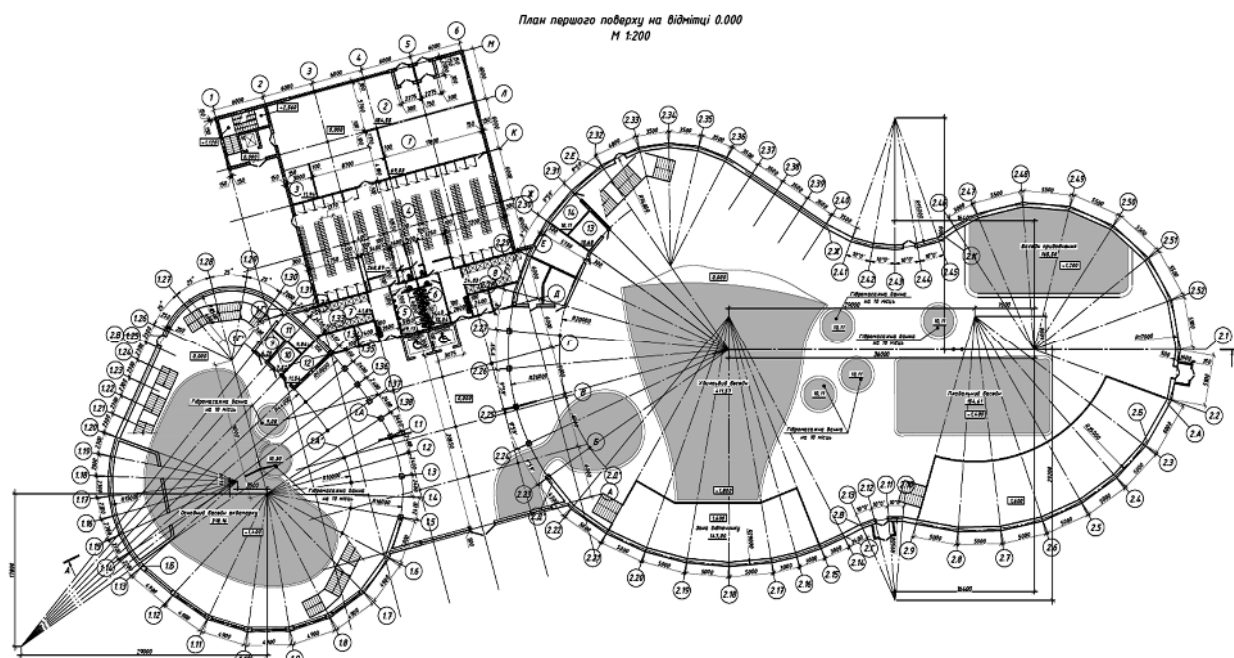


Рис. 2. План першого поверху на відмітці 0.000

Мета та задачі дослідження. Метою роботи є пошук ефективних засобів проектування та розрахунок просторової моделі будівлі за нормами Єврокод 5 [13, 14], розроблення вузлів кріплення елементів, розрахунок будівлі на вогнестійкість. Проведений аналіз архітектурно-конструктивного рішення засвідчує надзвичайну важливість та високу вартість проведення комплексу заходів не тільки щодо безперебійної експлуатації споруди, а й забезпечення необхідної надійності та довговічності конструкцій з врахуванням експлуатаційних умов аквапарку. Проведення проектування із застосуванням інформаційних ВІМ-технологій надасть можливість кваліфіковано обрати необхідні конструктивні рішення купольного покриття.

Об'єкт дослідження – критий аквапарк, основою планувальної структури якого є двоповерхова будівля складної конфігурації. Конструкція покриття складається з двох куполів, опертих на залізобетонні стіни та з'єднаних плоским дахом в рівні перекриття. Загальна довжина будівлі 126 м, в найширшій точці – близько 50 м (рис. 1, рис. 2, рис. 3). Будівля має каркасну будову. Просторову жорсткість та стійкість основного об'єму

забезпечують залізобетонні стіни та дерев'яні арки. Деформаційні, температурні та осадочні шви не наявні. Інженерне забезпечення аквапарку передбачає сучасне обладнання з єдиною системою автоматизованого управління, системи кондиціювання повітря, комбінованого очищення води (хлорування і озонування). Вся інженерія, інженерно-технічні приміщення венткамер, водопідготовки, системи кондиціювання винесені в підвальну частину об'єкта. Контроль чистоти середовища як одного з факторів будівельної безпеки забезпечує неперевикнення вмісту хлору в повітрі $1,0 \text{ мг/м}^3$ на рівні середнього ступеню агресивності середовища [20].

Розглядається створення «зеленої» покрівлі, яка сприяє покращенню естетичних властивостей споруди та підвищує її тепло- та звукоізоляційні властивості.

Основний матеріал та результати досліджень. Конструкції сучасних клеєдерев'яних куполів прольотом до 125 м виконуються переважно як одношарові сітчасті або просторові структурні оболонки [15]. Серед можливих просторових схем куполів: ребристої, ребристо-кільцевої, сітчастої, – обрана нерегулярна ребристо-сітчаста схема, в якості ребер якої виступають гнукотесні арки (рис. 1, рис. 2). Таким чином, не полишаючи технологічних переваг ребристої схеми, схема отримала додаткові якості просторової стержньової структури, яка дає можливість забезпечити високу надійність конструкцій в складних екстремальних ситуаціях. Останнім часом катастрофи при руйнування покриттів спричинили висування ряду вимог щодо роботи великопролітних споруд на стадії експлуатації. Купольне покриття з надмірною, з точки зору оптимального проектування, кількістю в'язей має значно більший ресурс живучості, що в європейських нормах враховується як *progressive collapse prevention*, тобто можливість при руйнування деякої частини елементів перерозподіляти навантаження між іншими елементами.

Купольні об'єми утворювалися арками з обрисами, що моделювалися параметрично. Процес параметричного проектування складається з визначення параметрів, побудови відносин між ними, визначення передбачуваної геометрії, створення варіацій і тестування отриманого продукту [16]. Використовуючи концепцію параметризації, користувач зможе як вводити числове або текстове значення будь-якого параметру, так і використовувати змінну або складний вираз. Це дозволяє пов'язувати значення між собою, розраховувати їх за формулами в залежності від вхідних параметрів, змінювати ззовні, задавати в інших програмах [17].

Представлений розрахунок дерев'яних куполів неправильної форми узагальнює підходи до розробки унікальних форм та архітектурно-конструктивних рішень. На шляху виконання роботи було вирішено низку більш вузьких практичних питань, таких як нерівномірне навантаження на конструкцію, недопускання перекоосу, розробка ефективних рішень шарнірних вузлів для монтажу арок під різними кутами тощо..

Розроблення 3D інформаційної моделі. Розроблення аналітичної моделі, що в даній роботі представляє собою конструктивну схему, в якій елементи несучих конструкцій представлені у вигляді ліній та поверхонь, доповнених в'язями та навантаженнями, виконане із застосуванням скінченних елементів.

Для побудови інформаційної моделі був прийнятий матеріал несучої конструкції (однорідна клеєна деревина класу міцності GL32h), прийняті матеріали і попередні розміри основних елементів та граничні умови, а також 3D-поверхня – пластини жорсткості, близької до реальних значень покриття для передачі нерівномірного навантаження на конструкцію. (рис. 3). Моделювання фізичної нелінійності елементів несучих конструкцій виконувалось за допомогою скінченних елементів, що оперують бібліотекою законів деформування матеріалів. В результаті розрахунок дозволив виконати оцінку пружних та пластичних деформацій елементів.

Аналіз розрахованої моделі виконувався з допомогою графічних способів представлення результатів, такі як епюри зусиль стержневих елементів, ізополя пластинчастих елементів та деформовані схеми. Для більш детального аналізу та виявленню розрахункових значень, для кожного елемента були виведені таблиці РСН (розрахункові сполучення навантажень),

сформовані відповідно до норм Єврокоду. При створенні інформаційної моделі можливим є візуальне програмування [18], для прикладу використання якого у інформаційному моделюванні будівлі може бути обрано програму САПФІР-3D з системою САПФІР-Генератор із подальшою можливістю імпорту моделі в розрахунковий комплекс ЛІРА-САПР.

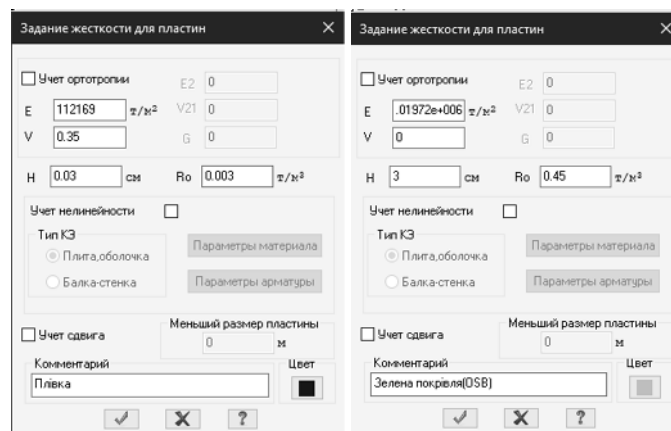


Рис. 3. Властивості заданих допоміжних пластин у ПК Ліра

При проектуванні конструкції велика увага приділялася плавним лініям по всій поверхні та мінімізації переміщень всередині конструкції. Для цього поперечний переріз кожного елемента розраховувався на відповідні навантаження. Наприклад, ребра під «зеленою» покрівлею повинні витримувати більш високі навантаження, ніж під мембранним покриттям, а верхній радіус заокруглення й підрізка ребер враховували можливість вкладання OSB обшивки безперервно по всій довжині ребра й без скручування.

Створені моделі представлені на рис. 4 – рис. 7.

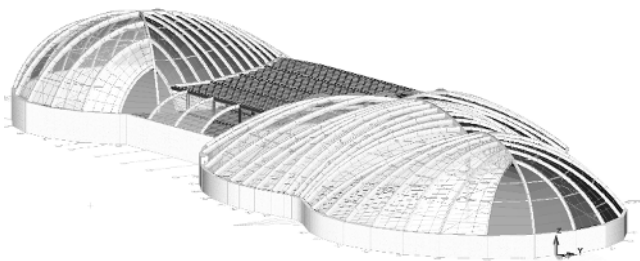


Рис. 4. Архітектурно-конструктивна модель у ПК САПФІР

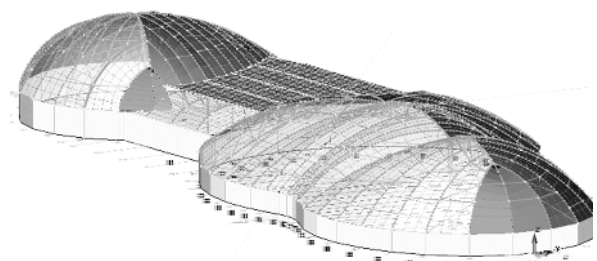


Рис. 5. Аналітична модель у ПК САПФІР

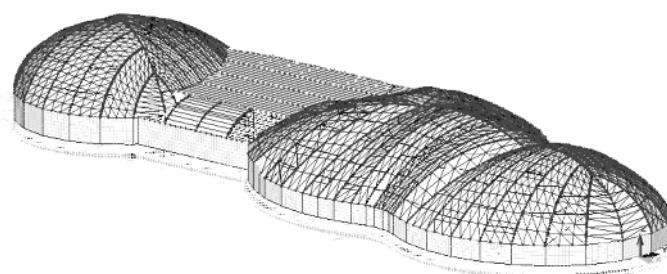


Рис. 6. Розрахункова модель у ПК САПФІР

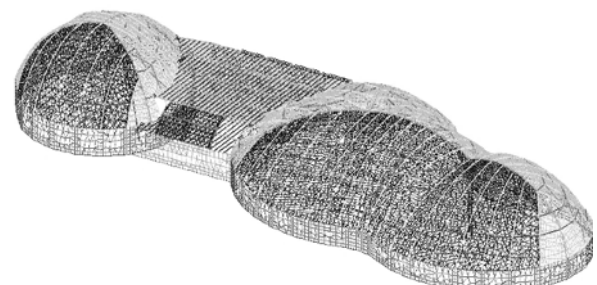


Рис. 7. Розрахункова модель у ПК ЛІРА-САПР

Навантаження моделі в ПК ЛІРА-САПР. Навантаження визначене на одиницю площі та прикладене до 3D-пластини. Для снігового та вітрового навантажень були створені таблиці навантажень з допомогою програми ЕСПРИ. Дана програма дає можливість швидко знайти в

інтерактивному режимі всі параметри для збирання навантажень відповідно до ДБН В.1.2-2:2006. На виході отримуємо таблиці розподіленого навантаження в залежності від кута нахилу покриття. Для коректного розподілення навантаження на несучі ребра конструкції, були створені пластинчасті елементи. Опис нерівномірних навантажень на пластинах покрівлі відбувався у ПК ЛИРА-САПР (рис. 8, рис. 9).

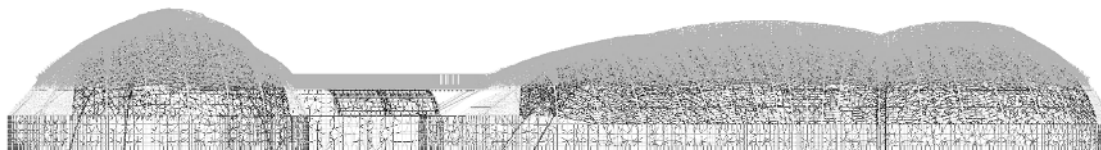


Рис. 8. Варіант 1 характеристичного снігового навантаження в ПК ЛИРА-САПР

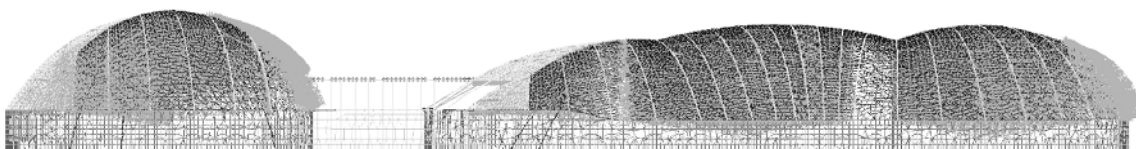


Рис. 9. Вітрове характеристичне навантаження в ПК ЛИРА-САПР

Розрахунок елементів конструкції. Проектування за допомогою сумісного використання ПК Сапфір, ПК ЛИРА-Сапфір дозволяє враховувати вимоги ДБН. Побудована в ПК САПФИР інформаційна 3D модель включає систему параметричного моделювання. Процес параметричного проектування складається з визначення параметрів, побудови відносин між ними, визначення передбачуваної геометрії, створення варіацій і тестування отриманого результату. Проектування за допомогою сумісного використання ПК Сапфір та ПК ЛИРА-САПР дозволило враховувати вимоги ДБН та інших нормативних документів, включно з Єврокод 5.

Скориставшись керівництвом для проектувальників [13, 14], головну балку та криволінійне ребро купола перевіряємо за Єврокодом 5. Додатковій перевірці підлягає поперечний переріз з обов'язковою перевіркою на вогнестійкість [13], яка не входить до програмного блоку.

ПК Сапфір дозволяє побудувати 3D BIM-інформаційну модель будівлі, включає систему параметричного 3D моделювання, інструменти для створення розрахункових схем і їх передачу на розрахунок в ПК ЛИРА-САПР. При сумісному використанні ПК Сапфір, ПК ЛИРА-САПР найбільш доцільним вбачається побудова інформаційної моделі в ПК Сапфір з подальшою передачею на розрахунок в ПК ЛИРА-САПР.

В якості несучих конструкцій застосовані дощано-клеєні дерев'яні арки, аналіз напружено-деформованого стану яких було виконано із застосуванням нелінійного розрахунку. Діючі навантаження відповідають реальним умовам проектування. З метою отримання відомостей про напружено-деформований стан основних несучих конструкцій споруди було проведено чисельне моделювання просторової споруди.

Сформована аналітична модель у вигляді ліній та поверхонь, доповнених в'язями та навантаженнями, підлягає розрахунку із застосуванням скінченних елементів. При проектуванні було використано ПК САПФИР та ПК ЛИРА-САПР, при цьому було виконано побудову інформаційної моделі в ПК САПФИР із подальшим імпортом моделі в розрахунковий комплекс ПК ЛИРА-САПР [1] (рис. 10, рис. 11).

Робота з ПК САПФИР виявила ряд обмежень функціоналу порівняно з Autodesk Revit. Розрахунковий модуль ПК Revit (ПК Autodesk Robot Structural Analysis) розроблений для роботи в 3D просторі, для створення 3D-інформаційної моделі використовуються конструктивні елементи. 3D-інформаційна модель, створена таким чином, може бути проконтрольована у 3D просторі, а скінченно-елементна модель створюється автоматично на

кінцевому етапі. Так як цей додаток облегшує створення розрахункової моделі складних елементів для ПК ЛИРА-САПР, було вирішено використовувати саме цей програмний комплект і для полегшення побудови моделі були виконані наступні допоміжні кроки:

- створення 2D шаблону у AutoCad с опорними лініями осей та розташуванням жорстких стін, на які спирається покриття та імпортування креслення у ПК САПФИР у вигляді dxf- підложки, при формуванні фізичної моделі автоматично створюється модель аналітична;
- так як побудова елементів у ПК САПФИР відбувається тільки у локальній системі координат, для кожного елемента були побудовані допоміжні лінії для правильного орієнтування робочої площини у просторі. Створена система може бути донастроєна.

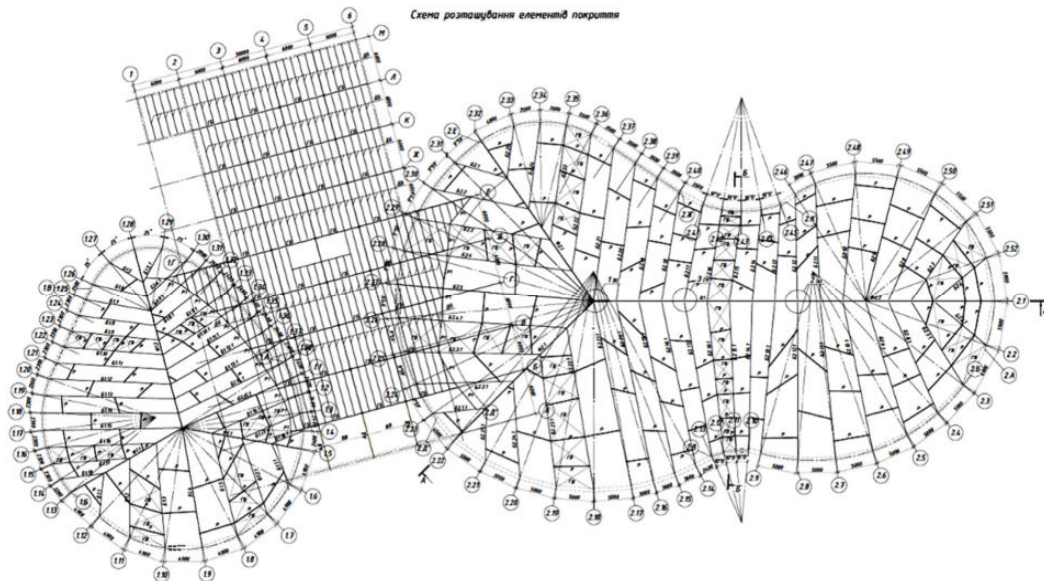


Рис. 10. Схема розташування елементів покриття

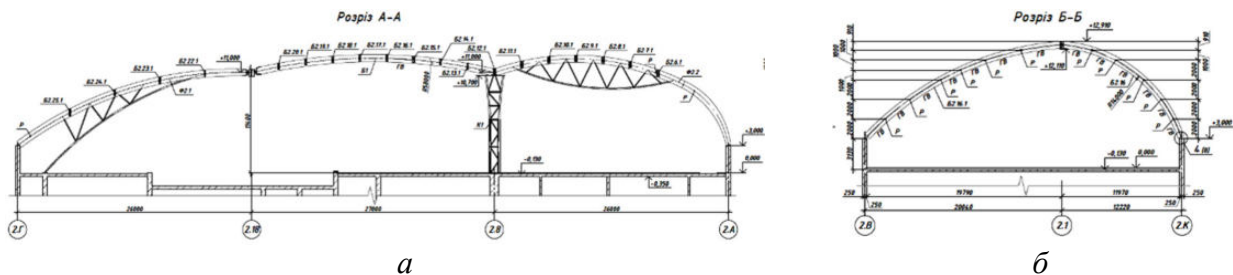


Рис. 11. Поздовжній (а) та поперечний (б) розрізи

Розрахунок на вогнестійкість виконано як перевіорчний за відсутності відповідного програмного блоку. За вимогами Єврокод 5 розрахунок є обов'язковим та проаналізований у [19]. Пожежа – це аварійна ситуація, розрахункові величини для комбінацій впливу якої наведені у Єврокод 1990:

$$\sum_{i>1} G_{k,j} + (A_d) + \psi_{1.1} + Q_{k.1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k.1} \cdot \quad (1)$$

Величину A_d можна не враховувати, оскільки після займання її вже не застосовують. В аварійних ситуаціях всі часткові коефіцієнти впливу дорівнюють 1, тому їх можна не враховувати. Межа вогнестійкості приймається 30хв.

Для визначення стійкості до вогню був прийнятий спрощений метод приведенного поперечного перерізу за Єврокод 5.. Для елементів у вигляді балки розрахунок виконується у такій послідовності:

1. Визначити межу вогнестійкості t (хв.) за національними нормами проектування.

2. Визначити розрахунковий силовий вплив на елемент при пожежі з допомогою рівняння з EN 1900 або понижуючого коефіцієнта η_{fi} . При дотриманні певних вимог, для спрощення розрахунків допускається приймати цей коефіцієнт рівним 0,6:

$$M_{d,fire} = \eta_{fi} M_{d,norm} \quad (2)$$

3. Визначити розрахункові величини впливу при пожежі та відповідні міцнісні характеристики матеріалу: розрахункове напруження при згині $\sigma_{m,d}$, характеристичний опір при згині $f_{m,d}$.

4. Визначити розрахункову глибину згоряння за методом приведеного перерізу:

$$d_{eff} = d_{char,n} + k_0 d_0 \quad (3)$$

та залишковий поперечний переріз дерев'яного елемента b_{fire} .

5. Визначити розрахункове напруження в зменшеному перерізі:

$$\sigma_{m,d,fire} = M_{d,fire} / Z_{fire} \quad (4)$$

6. Визначити відповідний розрахунковий опір $f_{m,d,fire}$ і впевнитись, що він не менше розрахункового напруження.

Проектування вузлів. Для подальшої розробки ефективних вузлових спряжень було використано 3D моделювання з передачею інформаційної моделі в ПК Tekla Structures, який є спеціалізованим середовищем щодо конструктивного розділу проекту. Експорт інформації у ПК Tekla реалізовано за допомогою IFC файлу, проте через певну різницю моделей та зазори, які можуть супроводжувати переходи між розрахунковою до конструктивною схемами, після імпорту файлу виникає необхідність розпізнавання елементів.

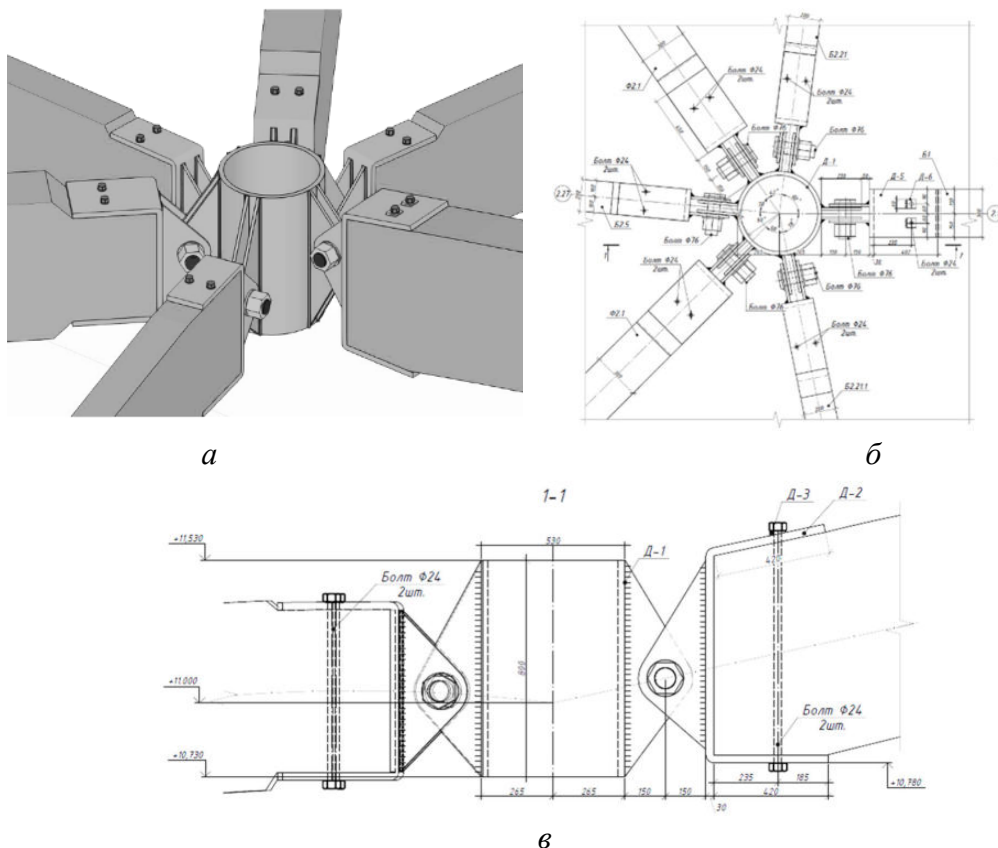


Рис. 12. Вузол 1: а – 3D-модель вузла з ПК Tekla Structures; б, в – креслення вузла

За допомогою інформаційної системи Tekla було виконано конструювання вузлів і перерізів, створення специфікацій та вивід на друк робочих креслень проекту. Були повністю розраховані та законструйовані основні вузли системи.

Вузол 1 – обпирання балки на кільце (рис. 12). Конструкція оголовка і конфігурація вузла залежать від розмірів площин зминання. Розраховані ширина торцевої площадки зминання,

необхідні довжини верхнього і нижнього відгинів, товщина прийнятого листа, зварні кутові шви, що працюють на зріз та болтове з'єднання за умови зминання пластин в отворах валиком.

Вузол 2 – обпирання балки на колону (рис. 13). З'єднання прийнято шарнірним. В зоні вузла перевірена деревина на сколювання, висота упора балки за місцевим зминанням впоперек волокон та болти на зрізування, що приєднують балку до опорної площадки.

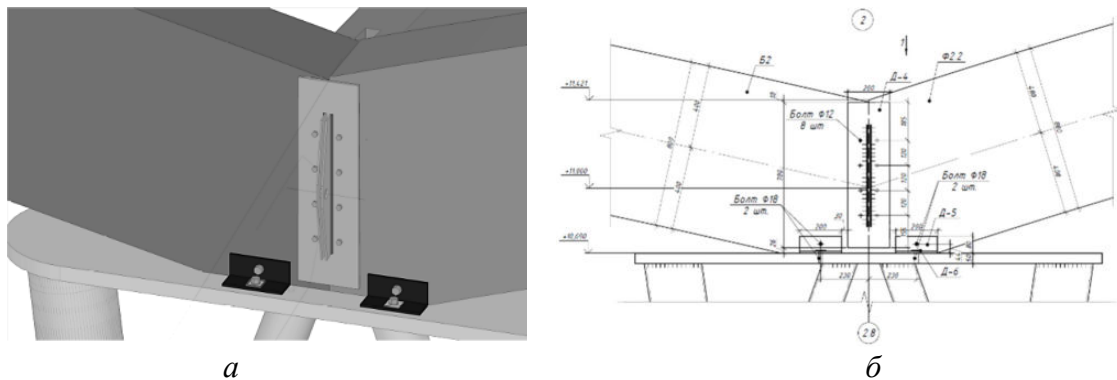


Рис. 13. Вузол 2: *a* – 3D-модель вузла з ПК Tekla Structures; *б* – креслення вузла

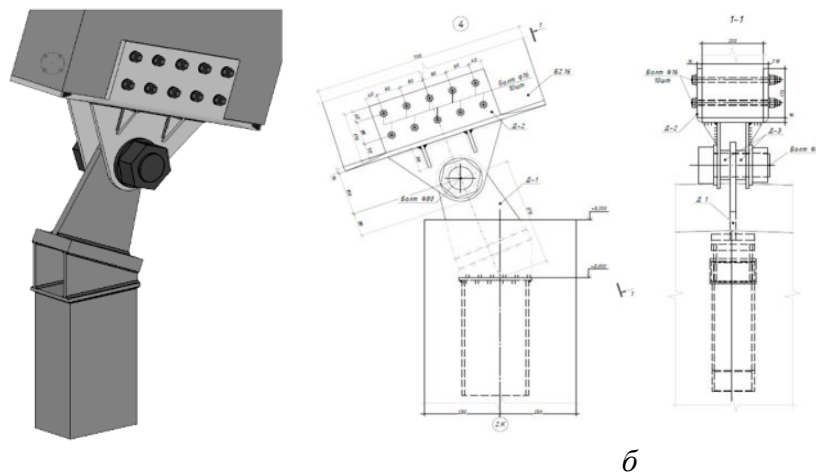


Рис. 14. Вузол 3: *a* – 3D-модель вузла з ПК Tekla Structures; *б* – креслення вузла

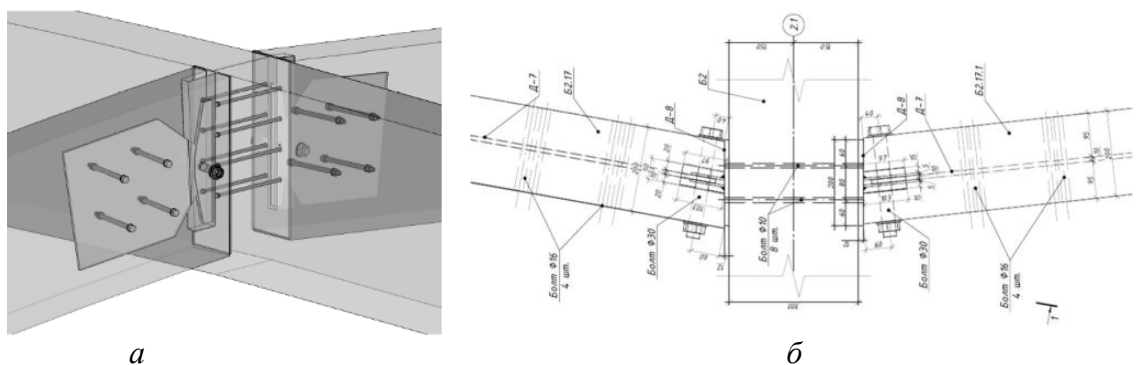


Рис. 15. Вузол 4: *a* – 3D-модель вузла з ПК Tekla Structures; *б* – креслення вузла

Вузол 3 - опорний вузол ребра купола (рис. 14). Конструкцію опорного вузла прийнято з валиковим шарніром. Розраховано валик, необхідна ширина торцевої площадки зминання, нагельне з'єднання на бічних фасонках, товщина торцевого листа оголовка за умови роботи його на згин та упорна плиту башмака

Вузол 4 – примикання вузла купола до головної балки (рис. 15). Вузол складається з врізаного листа у переріз балки та двох пластин з ребрами жорсткості між ними.

Висновки та перспективи подальших досліджень:

1. Представлений розрахунок купольного покриття аквапарку узагальнює підходи до розробки унікальних великопролітних форм та архітектурно-конструктивних рішень [20], в тому числі із застосуванням деревини.

2. Використання ВІМ-технологій практично є єдиним можливим шляхом проектування складних великопролітних дерев'яних конструкцій на етапах конструювання, виготовлення та зведення споруди для вирішення питання точності розрахунку, зведення й правильність експлуатації таких будівель [21].

2. Проведено експериментальне проектування із застосуванням елементів ВІМ-технології, що підтвердило можливість швидко створювати та редагувати модель споруди без значних зусиль [22]. Використання інформаційних моделей дозволило знизити затрати на проектування, оптимізувати робочі процеси, а також суттєво підвищити складність споруди як на рівні архітектурно-конструктивного рішення, так і на рівні розрахункової моделі з урахуванням нелінійних ефектів деревини.

3. Подальші дослідження застосування ВІМ-технологій стосовно проектування дерев'яних конструкцій мають бути проведені з детальним урахуванням всіх ефектів, пов'язаних з роботою цільної та клеєної деревини, реальних умов експлуатації, забезпечення технологічних вимог та вимог вогнестійкості.

Література

1. Барабаш М.С., Кір'язев П.М., Лапенко О.І., Ромашкіна М.А. Основи комп'ютерного моделювання. Навчальний посібник. К., НАУ, 2018. 492 с.
2. Бобылев С.Н. Экологизация экономического развития. М., Экономика, 2011. 320 с.
3. R. Lancashire, L. Taylor. Innovative timber construction. *New ways to achieve energy efficiency*. TRADA Technology Ltd, 2012. 56 p.
4. Барабаш М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства. Монография. К., Изд-во Сталь, 2014. 301 с.
5. Калугин А. В. Клееные деревянные конструкции в современном строительстве. *Промышленное и гражданское строительство*, 2011. № 7 (ч.2). С. 32– 37 .
6. Лавріненко Л.І., Кієнко Є.Є. Аналіз сценарію прогресуючого руйнування стержньового купола. *Містобудування та територіальне планування*. КНУБА, 2017. Вип. 64. С. 108-114.
7. N. Nawari. BIM Standardization and Wood Structures. *International Conference on Computing in Civil Engineering*, 2012. <https://doi.org/10.1061/9780784412343.0037>
8. F. Hossain. Advanced Building Design. *Sustainable Design and Build*, 2019. 592 p.
9. S. Kubba. Building Information Modeling (BIM). *Handbook of Green Building Design and Construction (Second Edition)*, 2017. Pp. 227– 256.
10. C. Merschbrock. Digital Collaboration in the Wood-based Construction Industry. Deployment of Building Information Modeling Doctoral Dissertation University of Agder Faculty of Social Science, 2014. <https://core.ac.uk/download/pdf/52083341.pdf>
11. Building Information Modeling (BIM) and Design for Manufacturing and Assembly (DfMA) for Mass Timber Construction. BIM Topics Lab, University of British Columbia, 2018. 86 p.
12. A. Koutamanis. Building information modeling for construction and demolition waste minimization. *Advances in Construction and Demolition Waste Recycling*, 2020. 592 p.
13. Дж. Порто, П. Росс. Руководство по проектированию к Еврокоду 5: Проектирование деревянных конструкций EN 1995-1-1. М., МГСУ, 2013. 308 с.
14. J. Porteous, A. Kermani. Structural Timber Design To Eurocode 5. Blackwell Publishing, 2007. 542 p.
15. Качуровский А., Лизогуб Е. Конструктивное решение легкой структурной оболочки большепролетного купола. – www.ais.by *Архитектурно-строительный портал*, 2006
16. E. Kalkan, F.Y. Okur, A.C. Altunisik. Applications and usability of parametric modeling. *Journal of Construction Engineering, Management and Innovation*. 2018. №1(3). Pp. 139– 146
17. Барабаш М.С., Київська К.І. Концепція створення інформаційної моделі будівельного

- об'єкту. *Проблеми розвитку міського середовища*. 2016. Вип. 1 (15). С. 60 – 68.
18. В.А. Myers. Taxonomies of Visual Prigramming and Program Visualization. *Journal of Visual Languages and Computing*. 1990. №1. С. 97– 123.
 19. Лавріненко Л.І., Некора В.С. Дослідження нагрівання сталеві балки з гофрованою стінкою в умовах пожежі. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. Вип.6 (2020) С.12 – 21. doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.12-21.
 20. Лавріненко Л.І., Уманець Д.В. Особливості проектування та аналіз конструктивного рішення металевого купольного покриття аквапарку. *Містобудування та територіальне планування*. КНУБА, 2013. Вип. 50. С. 328 – 336.
 21. J. Sinopoli. Design, Construction, and Renovations. *Smart Building Systems for Architects, Owners and Builders*. 2010. Pp. 139 – 158.
 22. Адаменко В. М. Досвід застосування ВІМ-технологій при проектуванні і розрахунках сталевих та залізобетонних конструкцій. *Матеріали доповідей Першої всеукраїнської науково-практичної конференції «ВІМ-технології в будівництві: досвід та інновації»*. 2021. С.13–16.

References

- [1] M.S. Barabash, P.M. Kiriaziev, O.I. Lapenko, M.A. Romashkina, *Osnovy kompiuternoho modeliuвання: Navchalnyi posibnyk*, К., NAU, 2018.
- [2] S.N. Bobylev, *Ekolohyzatsiya ekonomycheskoho razvytyia*, М., Ekonomyka, 2011.
- [3] R. Lancashire, L. Taylor, “Innovative timber construction”, *New ways to achieve energy efficiency*. TRADA Technology Ltd, 2012
- [4] M. S. Barabash, *Kompiuternoe modelirovaniye protsessov zhyznennoho tsykla ob'єktov stroytelstva: Monohrafiya*, К., Stal, 2014.
- [5] A.V. Kaluhyn, “Kleenye dereviannye konstruksyy v sovremennom stroytelstve”. *Promyshlennoe y hrazhdanskoe stroytelstvo*, № 7(part 2), pp. 32– 37, 2011.
- [6] L.I. Lavrinenko, Y.Y. Kienko, “Analiz stsenariiu prohresuiuchoho ruinovannia sterzhnovooho kupola”. *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia*, KNUBA, vol. 64, pp. 108 – 114, 2017.
- [7] N. Nawari, “BIM Standardization and Wood Structures”. *International Conference on Computing in Civil Engineering*, 2012. <https://doi.org/10.1061/9780784412343.0037>
- [8] F. Hossain, “Advanced Building Design”. *Sustainable Design and Build*, 2019.
- [9] S. Kubba, “Building Information Modeling (BIM)”. *Handbook of Green Building Design and Construction (Second Edition)*, pp. 227– 256, 2017.
- [10] C. Merschbrock, *Digital Collaboration in the Wood-based Construction Industry. Deployment of Building Information Modeling: Doctoral Dissertation University of Agder Faculty of Social Science*, <https://core.ac.uk/download/pdf/52083341.pdf>, 2014.
- [11] *Building Information Modeling (BIM) and Design for Manufacturing and Assembly (DfMA) for Mass Timber Construction*, BIM Topics Lab, University of British Columbia, 2018.
- [12] A. Koutamanis, “Building information modeling for construction and demolition waste minimization”, *Advances in Construction and Demolition Waste Recycling*, 592 p., 2020.
- [13] J. Porteous, P. Ross, *Designer` Guide to Eurocode 5. Design of Timber Buildings EN 1995-1-1*, М., MHSU, 2013.
- [14] J. Porteous, A. Kermani, *Structural Timber Design To Eurocode 5*, Blackwell Publishing, 2007.
- [15] A. Kachurovskiy, E. Lyzohub, “Konstruktyvnoe reshenye lehkoj strukturnoi obolochky bolshheproletnoho kupola”, *Arkhytekturno-stroytelnyi portal*, www.ais.by, 2006
- [16] E. Kalkan, F.Y. Okur, A.C. Altunisik, “Applications and usability of parametric modeling”, *Journal of Construction Engineering. Management and Innovation*, №1(3), pp. 139– 146, 2018.
- [17] M.S. Barabash, K.I. Kyivska, “Kontseptsiia stvorennia informatsiinoi modeli budivelnoho ob'єktu”, *Problemy rozvytku miskoho seredovyshcha*, vol. 1 (15), pp. 60– 68, 2016.
- [18] В.А. Myers, “Taxonomies of Visual Prigramming and Program Visualization”. *Journal of Visual Languages and Computing*, №1, pp. 97– 123, 1990.

- [19] L.I. Lavrinenko, V.S. Nekora, “Doslidzhennia nahrivannia stalevoi balky z hofrovanoi stinkoiu v umovakh pozhezhi”. *Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka*, vol. 6, pp. 12 – 21, 2020. doi.org/10.32347/2522-4182.6.2020.12 – 21.
- [20] L.I. Lavrinenko, D.V. Umanets, “Osoblyvosti proektuvannia ta analiz konstruktivnoho rishennia metalevoho kupolnoho pokryttia akvaparku”. *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia*, KNUBA, vol. 50, pp. 328 – 336, 2013.
- [21] J. Sinopoli, “Design, Construction, and Renovations”. *Smart Building Systems for Architects, Owners and Builders*, pp. 139 – 158, 2010.
- [22] Adamenko V. M. “Dosvid zastosuvannia BIM-tekhnologii pry proektuvanni i rozrakhunkakh stalevykh ta zalizobetonnykh konstruktсии”. *Materialy dopovidei Pershoi vseukrainskoi naukovo-praktychnoi konferentsii: BIM- tekhnologii v budivnytstvi: dosvid ta innovatsii*, pp. 13–16, 2021.

ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДОВ И МОДЕЛЕЙ BIM-ТЕХНОЛОГИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ КУПОЛЬНОГО ПОКРЫТИЯ АКВАПАРКА С ДЕРЕВЯННЫМИ АРКАМИ

¹Будко Т.Г., магистр,

tatiana.budko98@gmail.com ORCID: 0000-0002-3162-8197

¹Лавриненко Л.И., к.т.н., доцент,

ludmila.lavrinenko@gmail.com ORCID: 0000-0001-5601-0943

¹Киевський національний університет будівництва та архітектури
пр. Воздухофлотский, 31, г. Киев, 03037, Украина

Аннотация. Рассмотрены вопросы проектирования мультиобъемного купольного сооружения аквапарка с использованием в качестве несущих конструкций гнутоклееных арок. Сложность объемов и линий их сопряжений, а также требования нелинейного расчета большепролетных деревянных элементов в постановке Еврокод 5 вызвали необходимость создания информационной модели с использованием элементов BIM-технологий. Отмечено, что проектирование в рамках этих технологий развивается в направлении проектирования конструкций с учетом всех жизненных этапов сооружения. В обзоре отмечено, что информационное моделирование деревянных конструкций в странах с развитой базой стройиндустрии таких конструкций наиболее подготовлено для применения BIM-технологий, что связано с высокой заводской готовностью и сложными цифровыми технологиями изготовления конструктивных элементов современных деревянных сооружений. При проектировании была построена информационная модель в ПК САПФИР с последующей возможностью импорта модели в расчетный комплекс ПК ЛИРА-САПР. Для построения модели использовались дополнительные шаги: создание 2D шаблона в AutoCad с опорными линиями и расположением жестких стен, на которые опирается покрытие, и импортирование чертежей в ПК САПФИР в виде dxf подложки; для всех элементов системы, расположенных в локальной системе координат, были построены вспомогательные линии для правильной ориентации плоскости в пространстве; нагрузки на криволинейные поверхности рассчитывались в ПК Экспри. Для дальнейшей разработки эффективных узловых сопряжений было использовано 3D моделирование с передачей информационной модели в ПК Tekla Structures как специализированную среду для конструктивного раздела проекта.

Представленный расчет сложного купольного покрытия по арочным конструкциям обобщает подходы к разработке уникальных форм конструкций с применением древесины. Использование информационных моделей позволило снизить затраты времени на проектирование, оптимизировать рабочие чертежи, а также существенно повысить сложность сооружения как на уровне архитектурно-конструктивного решения, так и на уровне расчетной модели с учетом нелинейных эффектов древесины.

Ключевые слова: ЛИРА-САПР, САПФИР, деревянные гнутоклееные конструкции, арочное покрытие, аквапарк, Еврокод 5

BIM-TECHNOLOGY METHOD AND MODELS IN THE DESIGN OF THE AQUAPARK DOME STRUCTURE WITH WOODEN ARCHES

¹**Budko T.G.**, master,

tatiana.budko98@gmail.com ORCID: 0000-0002-3162-8197

¹**Lavrinenko L.I.**, PhD, Assistant Professor,

ludmila.lavrinenko@gmail.com, ORCID: 0000-0001-5601-0943

¹*Kyiv National University of Civil Engineering and Architecture*

31, Povitroflotsky Ave., Kyiv, 03037, Ukraine

Abstract. The issues of designing a multi-volume dome structure for a water park using wooden arches as load-bearing structures are considered. The complexity of the volumes and their joining lines, as well as the requirement to perform non-linear analysis of large-span timber elements at the request of Eurocode 5, make an information model with elements of BIM-technology necessary. It is noted that design using this technology is developing in the direction of taking into account all stages of the structure life cycle. Wood Information modeling is the most prepared for the use of BIM-technologies. This is due to the high factory readiness and complex digital technologies for the manufacture of modern wooden structures elements. During the design, an information model was formulated in the SAPPFIR software package with the subsequent possibility of importing the model into the LIRA-SAPR software package. Additional steps were used to build the model: creating a 2D template in AutoCad with reference lines and the location of rigid walls on which the coating rests, and importing drawings into SAPPFIR as a dxf-underlay; for all elements of the system located in the local coordinate system, auxiliary lines were built for the correct orientation of the plane in space; loads on curved surfaces were calculated in the PC Expri. For the further development of the nodes, 3D modeling was used with the transfer of the information model to the Tekla Structures PC as a specialized environment for the constructive section of the project.

The presented calculation of a complex dome structure using wooden arches summarizes the approaches to the development of unique forms of structures using wood. The use of information models made it possible to reduce the time spent on design, to optimize the drawings, and also to significantly increase the complexity of the architectural and structural design of the structure and the design model, taking into account the nonlinear effects of wood.

Key words: LIRA-SAPR, SAPPFIR, wood bent-glued structures, arched covering, aqua park, Eurocode 5

ОПТИМИЗАЦИЯ РАСЧЕТНЫХ СХЕМ

Медведь И.И., к.т.н., доцент,
iw.medwed@yandex.ua ORCID 0000-0001-9988-9900
Восточноукраинский национальный
университет имени Владимира Даля.

Аннотация. Любому расчету предшествует этап создания расчетной схемы реальной конструкции, которая наиболее точно отвечала бы реальным условиям эксплуатации. Чем оптимальнее составлена расчетная схема, тем менее трудоемкими будут этапы расчета и конструирования соответствующей конструкции. Практически отсутствуют результаты использования такого подхода при расчетах строительных конструкций. В настоящей статье делается попытка показать возможность и целесообразность использования «Поиска решений» (надстройка для Microsoft Excel) на этапе выбора оптимальных параметров расчетной схемы конструкции.

Ключевые слова: расчетная схема, линия влияния, поиск решений.

Введение. Строительные конструкции очень разнообразны по своему назначению и применению. Надежность и безопасность их работы зависит от многих факторов: геометрических размеров, используемых материалов, действующих внешних нагрузок и их сочетаний и т.д. Все эти параметры определяют возникающие в конструкциях внутренние усилия, напряжения и деформации, определяющие их прочность, жесткость и устойчивость. Для того чтобы обеспечить прочность, жесткость и устойчивость зданий и их конструктивных элементов, выполняются соответствующие расчеты.

В области теории расчета строительных конструкций идет постоянное уточнение действительной работы этих конструкций, т.е. создаются такие расчетные схемы, которые наиболее точно отвечают реальным условиям эксплуатации. В решении этих задач огромная роль принадлежит внедрению ЭВМ.

Исследование операций предполагает математическое моделирование экономических процессов. Цель — количественное обоснование принимаемых решений [1].

При решении конкретной задачи применение методов исследования операций предполагает построение математических моделей для задач принятия решения в сложных ситуациях или в условиях неопределенности. Для количественной оценки исследования требуется построить математическую модель операции.

Модель операции — это достаточно точное описание операции с помощью математического аппарата (различного рода функций, уравнений, систем уравнений и неравенств и т.п.).

Модель операции представляет собой аналитическую зависимость целевой функции от зависимых (управляемых) переменных, которые в известных пределах мы можем выбирать по своему усмотрению и выбирать диапазон их изменения.

Составление модели операции требует глубокого понимания сущности описываемого явления и знания математического аппарата. Эффективность операции количественно выражается в виде численного значения целевой функции.

Среди моделей исследования операций следует отметить прежде всего большой класс оптимизационных моделей. Такие задачи возникают при попытке оптимизировать планирование и управление сложными системами.

Любому расчету предшествует этап создания расчетной схемы реальной конструкции, которая наиболее точно отвечала бы реальным условиям эксплуатации. Чем оптимальнее составлена расчетная схема, тем менее трудоемкими будут этапы расчета и конструирования соответствующей конструкции. Если критерий эффективности представляет линейную

функцию, а переменные в системе ограничений также линейны, то такая задача является задачей линейного программирования. Из перечисленных методов математического программирования наиболее распространенным и разработанным является линейное программирование [1,2,3].

"Поиск решения" — это надстройка для Microsoft Excel, которую можно использовать в задачах расчета строительных конструкций. С ее помощью можно найти оптимальное значение (максимум или минимум) формулы, содержащейся в одной ячейке, называемой целевой, с учетом ограничений на переменные значения в других ячейках.

Проще говоря, с помощью надстройки "Поиск решения" можно определить максимальное или минимальное значение одной ячейки, изменяя другие ячейки.

Анализ последних достижений и публикаций. Чаще всего надстройка "Поиск решения" используется при решении оптимизационных задач экономики (симплексный метод, транспортная задача и т.п. [1, 2, 3]). Практически отсутствуют результаты использования такого подхода при расчетах строительных конструкций.

Цель работы В настоящей статье делается попытка показать целесообразность использования «Поиска решений» (надстройка для Microsoft Excel) на этапе выбора оптимальных параметров расчетной схемы конструкции.

Основные результаты исследований. Рассмотрим простейшую строительную конструкцию. Для иллюстрации идеи предлагаемого подхода умышленно выбрана простая статически определимая ферма на двух опорах (рис.1). Это сделано для того, чтобы из-за сложности и громоздкости расчетов не потерялась идея предлагаемого подхода.

В курсе строительной механики известна формула для определения численного значения обобщенного внутреннего силового фактора F по соответствующей линии влияния [4]:

$$F = \sum q_i w_i + \sum P_i y_i + \sum M_i \tan \alpha_i \quad (1)$$

Используя надстройку «Поиск решений», определим оптимальные геометрические размеры фермы при заданной внешней нагрузке. В качестве параметра оптимизации выберем минимум усилия в отдельных стержнях фермы [4]. Для всех выбранных стержней целевая функция будет иметь вид:

$$F = P/2 \times y_2 + P \times y_3 + \dots + P \times y_7 + P/2 \times y_8, \quad (2)$$

где: y_2, y_3, \dots, y_8 – ординаты соответствующей линии влияния.

Теперь можно уточнить задачу. Найдем такие значения **a, b, c, d** при которых целевая функция (2) будет принимать минимальное значение при заданной внешней нагрузке $P = 100 \text{ кН}$.

Очевидно, что реальные условия эксплуатации конструкции накладывают на переменные величины определенные ограничения.

Пусть такими ограничениями будут следующие:

$d \leq 2.2 \text{ м}$ -высота фермы на опорах;

$2(a+b+c) = 18 \text{ м}$ -пролет фермы;

$a, b, c \leq 5 \text{ м}$ -размеры не должны превышать 5-ти метров.

Кроме этого потребуем чтобы размеры **a,b,c** были кратны 1,5 м. Для этого введем дополнительно следующие ограничения:

$a = 1.5 \times i, b = 1.5 \times j, c = 1.5 \times k, i, j, k \geq 1, i, j, k$ -целые числа.

Рассмотрим раскос 7-9. Ординаты линии влияния N_{7-9} будут следующими:

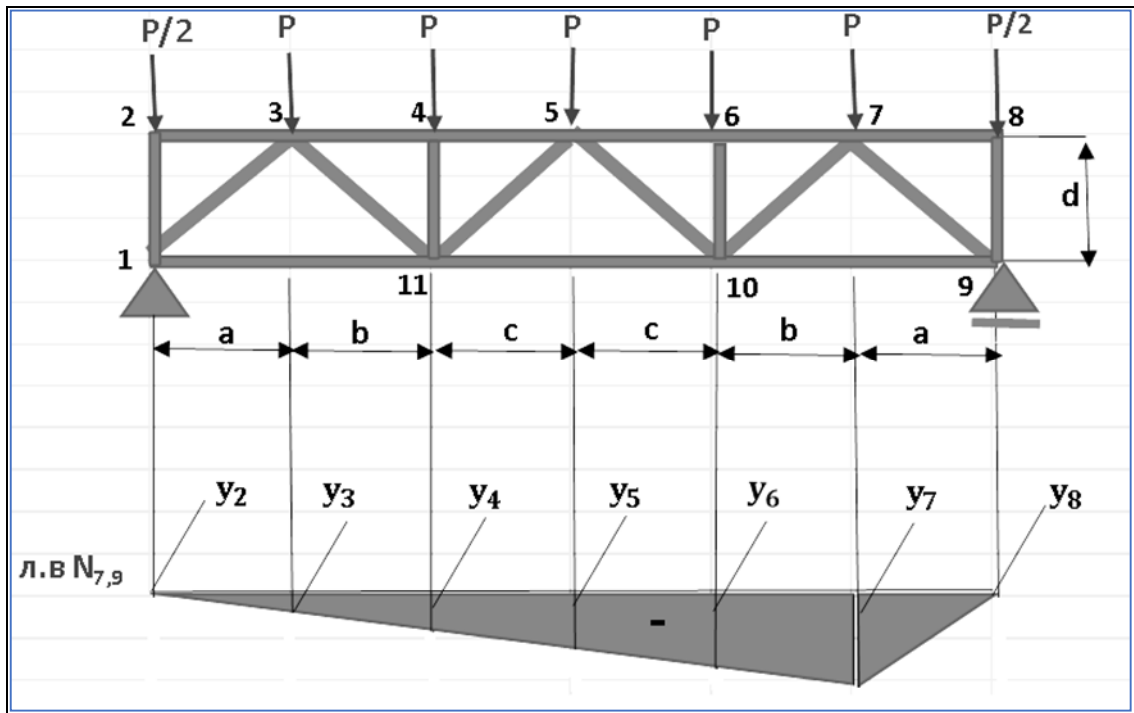


Рис.1 Расчетная схема и линия влияния продольной силы.

$$y_2=0,$$

$$y_3 = \frac{a \times \sqrt{a^2 + d^2}}{2 \times (a + b + c) \times d},$$

$$y_4 = \frac{(a + b) \times \sqrt{a^2 + d^2}}{2 \times (a + b + c) \times d},$$

$$y_5 = \frac{(a + b + c) \times \sqrt{a^2 + d^2}}{2 \times (a + b + c) \times d},$$

$$y_6 = \frac{(a + b + 2c) \times \sqrt{a^2 + d^2}}{2 \times (a + b + c) \times d},$$

$$y_7 = \frac{(a + 2b + 2c) \times \sqrt{a^2 + d^2}}{2 \times (a + b + c) \times d},$$

$$y_8=0$$

Выбранная система ограничений заносится в таблицу параметров поиска решений (рис.2).

Параметры поиска решения

Оптимизировать целевую функцию:

До: Максимум Минимум Значения:

Изменяя ячейки переменных:

В соответствии с ограничениями:

\$F\$36:\$H\$36 <= 5
 \$F\$43 = 18
 \$F\$45 = \$F\$36
 \$F\$47 = \$G\$36
 \$F\$49 = \$H\$36
 \$I\$36 <= 2.2
 \$J\$36:\$L\$36 = целое
 \$J\$36:\$L\$36 >= 1

Сделать переменные без ограничений неотрицательными

Выберите метод решения:

Метод решения
 Для гладких нелинейных задач используйте поиск решения нелинейных задач методом ОПГ, для линейных задач - поиск решения линейных задач симплекс-методом, а для негладких задач - эволюционный поиск решения.

Рис.2 Таблица параметров поиска решений

Результаты расчета представлены на рис.3.

	a	b	c	d	i	j	k
y	0	0.10086	0.30258	0.60516	0.90774	1.109461	0
P	50	100	100	100	100	100	50
	302.5802						
	18						
	1.5						
	3						
	4.5						

Рис.3 Численные значения управляемых переменных и целевой функции.

Значение целевой функции соответствует минимальному значению продольной силы в стержне 7-9 ($N_{7,9(\min)} = -302.6 \text{ кН}$) при $a = 1.5 \text{ м}$, $b = 3 \text{ м}$, $c = 4.5 \text{ м}$.

Аналогичные результаты получены при поиске минимума усилий в стержнях 10-11 и 5-6 (рис.4, 5).

	a	b	c	d	i	j	k
y	1.500001	3	4.499999	2.2	1	2	3
P	0	0.340909	1.022727	2.045455	1.022727	0.340909	0
	477.2728	целевая функция					
	18	2(a+b+c)					
	1.5	1.5*i					
	3	1.5*j					
	4.5	1.5*k					

Рис.4 Численные значения управляемых переменных и целевой функции для N₁₀₋₁₁(min)

	a	b	c	d	i	j	k
y	1.5	3	4.5	2.2	1	2	3
P	0	0.170455	0.511364	1.022727	1.534091	0.5113636	0
	375	целевая функция					
	18	2(a+b+c)					
	1.5	1.5*i					
	3	1.5*j					
	4.5	1.5*k					

Рис.4 Численные значения управляемых переменных и целевой функции для N₅₋₆(min)

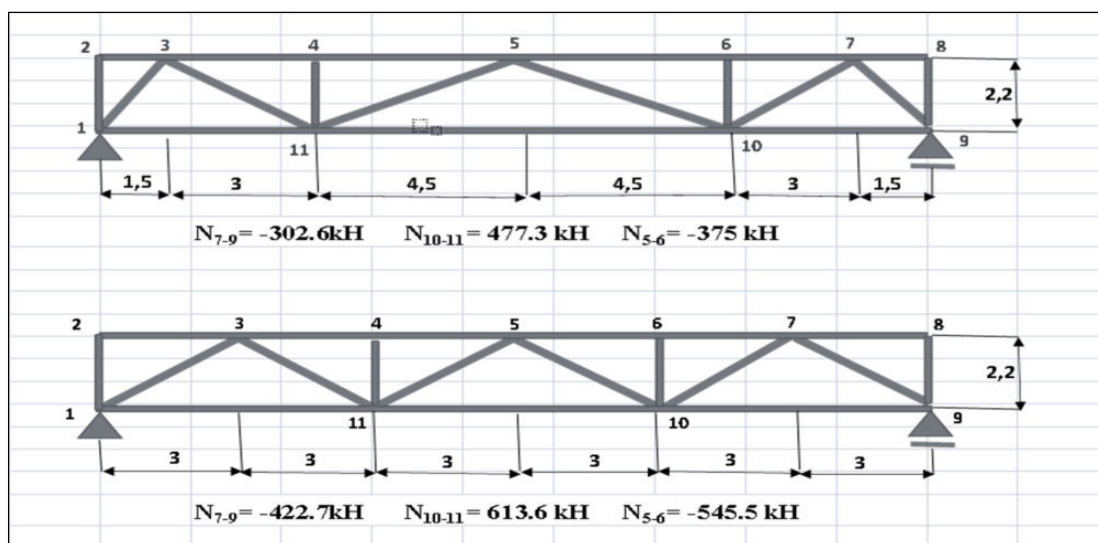


Рис.4 Сравнительный анализ расчетных схем

Выводы. В настоящей статье показана возможность и целесообразность использования «Поиска решений» на этапе выбора оптимальных параметров расчетной схемы конструкции. После того, когда расчетная схема определена, для её полного расчета могут быть привлечены более мощные общепринятые средства расчета строительных конструкций.

Список литературы

1. Кремер М.Ш.. Исследование операций в экономике.: Учеб. пос.-М.:Маркетинг,1999.-270с .
2. Карманов В.Г. Математическое программирование. - М.: Наука, 1986.
3. Романюк Т.П., Терещенко Т.О., Присенко Г.В., Городкова І.М. Математичне програмування: Навч. посібник - К.: ІЗМН, 1996.
4. Дарков А.В., Шапошников Н.Н. Строительная механика. - М.: Высш. шк., 1986.-608 с.

References

- [1] Kremer M.Sh .. Research of operations in economics.: Textbook. settlement - M .: Marketing, 1999.-270s.
- [2] Karmanov V.G. Mathematical programming. - M .: Nauka, 1986.
- [3] Romanyuk T.P., Tereshchenko T.O., Prisenko G.V., Gorodkova I.M. Mathematical program: Navch. posibnik - K .: ІЗМН, 1996.
- [4] Darkov A.V., Shaposhnikov N.N. Structural mechanics. - M .: Higher. shk., 1986.-608 p.

ОПТИМІЗАЦІЯ РОЗРАХУНКОВИХ СХЕМ

Медвідь І.І., к.т.н., доцент,

iw.medwed@yandex.ua ORCID 0000-0001-9988-9900

Східноукраїнський національний
університет імені Володимира Даля.

Анотація. Будь-якому розрахунку передують етапи створення розрахункової схеми реальної конструкції, яка найбільш точно відповідає реальним умовам експлуатації. Чим оптимальніше складена розрахункова схема, тим менш трудомісткими будуть етапи розрахунку і конструювання відповідної конструкції. Практично відсутні результати використання такого підходу при розрахунках будівельних конструкцій. У цій статті робиться спроба показати можливість і доцільність використання «Пошуку рішень» (надбудова для Microsoft Excel) на етапі вибору оптимальних параметрів розрахункової схеми конструкції. Для кількісної оцінки дослідження потрібно побудувати математичну модель операції. Модель операції - це досить точний опис явища за допомогою математичного апарату (різного роду функцій, рівнянь, систем рівнянь і нерівностей і т.п.). Модель операції являє собою аналітичну залежність цільової функції від залежних (керованих) змінних, які в певних межах ми можемо вибирати на свій розсуд і вибирати діапазон їх зміни. Якщо критерій ефективності представляє лінійну функцію, а змінні в системі обмежень також лінійні, то таке завдання є завданням лінійного програмування. З перерахованих методів математичного програмування найбільш поширеним і розробленим є лінійне програмування. Для ілюстрації ідеї запропонованого підходу навмисне обрано проста статично визначна ферма на двох опорах. Це зроблено для того, щоб через складність і громіздкість розрахунків не загубилася ідея запропонованого підходу. У цій статті показано можливість і доцільність використання «Пошуку рішень» на етапі вибору оптимальних параметрів розрахункової схеми конструкції.

Після того, коли розрахункова схема визначена, для її повного розрахунку можуть бути притягнуті більш потужні загальноприйняті засоби розрахунку будівельних конструкцій.

Ключові слова: розрахункова схема, лінія впливу, пошук рішень.

OPTIMIZATION OF CALCULATION SCHEMES

Medved I., Ph.D., Assistant Professor

iw.medwed@yandex.ua ORCID 0000-0001-9988-9900

Volodymyr Dahl East Ukrainian National University

Abstract. Any calculation is preceded by the stage of creating a design diagram of a real structure, which would most accurately correspond to real operating conditions. The more optimally the design scheme is drawn up, the less laborious the stages of calculation and design of the corresponding structure will be. There are practically no results of using this approach when calculating building structures. This article attempts to show the possibility and expediency of using the "Search for solutions" (add-on for Microsoft Excel) at the stage of choosing the optimal parameters of the design design scheme. Any calculation is preceded by the stage of creating a design diagram of a real structure, which would most closely correspond to real operating conditions. The more optimally the design scheme is drawn up, the less laborious the stages of calculation and design of the corresponding structure will be. If the efficiency criterion is a linear function, and the variables in the constraint system are also linear, then such a problem is a linear programming problem. Of the listed methods of mathematical programming, the most common and developed is linear programming. To illustrate the idea of the proposed approach, a simple statically definable truss on two supports was deliberately chosen. This is done so that the idea of the proposed approach is not lost due to the complexity and cumbersomeness of the calculations. This article shows the possibility and feasibility of using the "Search for solutions" at the stage of choosing the optimal parameters of the design design scheme. After the design scheme has been defined, more powerful conventional means of calculating building structures can be involved for its complete calculation.

Key words: design scheme, influence line, search for solutions.

УДК 624.011

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-92-102

КАРНИЗНЫЙ УЗЕЛ ТРЕХШАРНИРНОЙ РАМЫ ИЗ КЛЕЕННЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ВКЛЕЕННЫХ СТЕРЖНЯХ**Найчук А.Я.** д.т.н., проф.
кафедры строительных конструкцийatnya@yandex.by*УО «Брестский государственный технический университет», Беларусь*

Аннотация. В современной практике строительства зданий и сооружений с использованием деревянных трехшарнирных рам существует множество конструктивных решений соединения ригеля со стойкой. Одним из таких конструктивных решений является использование соединений на клеенных арматурных стержнях. Несмотря на накопленный опыт строительства зданий с использованием деревянных конструкций с соединениями на клеенных стержнях, по-прежнему остаются актуальными задачи по совершенствованию технологии их изготовления и моделей расчета. Целью данной работы являлось проведение экспериментально-теоретических исследований по определению напряженно-деформированного состояния древесины ригеля и стойки, расположенной в зоне карнизного узла рамы, выполненного с использованием клеенных стержней, а также разработка предложений по совершенствованию его конструктивного решения. Исследование напряженно-деформированного состояния карнизного узла осуществлялось путем решения плоской задачи теории упругости с использованием программного комплекса, базирующегося на методе конечных элементов. В используемом программном комплексе реализованы процедуры, позволяющие учитывать анизотропию механических свойств древесины, нарушение контакта между поверхностями соединяемых в карнизном узле элементов. Экспериментальные исследования проводились методом статического нагружения опытного образца карнизного узла, изготовленного в натуральную величину, который по своим геометрическим параметрам и свойствам материалов соответствовал КЭ-модели. В результате проведенных исследований было установлено, что в растянутой зоне карнизного узла, для клеенных стержней ригеля и стойки характерна значительная неравномерность распределения усилий, кроме того стержни воспринимают усилия сжатия-растяжения и изгиба. Наиболее нагруженными являются стержни, расположенные на максимальном удалении от стыка ригеля и стойки. Распределение усилий в стержнях сжатой зоны близко к равномерному. Распределение напряжений по длине наклонных арматурных стержней закладных деталей характеризуется большой неравномерностью. Исходя из анализа напряженно-деформированного состояния карнизного узла рамы предложено новое конструктивное решение в части количества арматурных стержней и их расположения.

Ключевые слова: древесина, клеенные стержни, конструкция, соединение, прочность, нагрузка, напряжение.

Введение. При строительстве зданий и сооружений с использованием деревянных клеенных рам больших пролетов возникает необходимость укрупнительной сборки стойки и ригеля в карнизном узле на строительной площадке. Необходимость укрупнительной сборки элементов полурам чаще всего обусловлена невозможностью изготовления длинномерной конструкции и ее транспортировки в цельном виде к объекту строительства.

Выбор того или иного конструктивного решения соединения стойки и ригеля в карнизном узле полурамы зависит от величины пролета рамы, усилий в карнизном узле и условий эксплуатации. Наиболее распространенными в карнизных узлах рам являются соединения на механических связях (болты, винты, кольцевые шпонки) и клеенных стержнях. Первый тип соединений широко используются как в зарубежной, так и отечественной практике

строительства зданий и сооружений. Что же касается карнизных узлов рам на клеенных стержнях, то их начали применять в 70-х годах прошлого столетия в странах СНГ [1 – 8].

Следует отметить, что в зарубежной практике строительства клеенные стержни используют для восприятия растягивающих поперек волокон древесины напряжений, возникающих в зоне криволинейных участков клееных деревянных балок и рам, а также повышения несущей способности опорных участков деревянных конструкций или же участков конструкций, где древесина находится в условиях сложного неоднородного напряженного состояния [9 – 16].

Используемый для соединения элементов рам тот или иной тип соединения имеет как свои достоинства, так и недостатки. Одним из недостатков нагельных соединений является их относительно низкая пассивная степень огнестойкости по отношению к элементам конструкции, имеющих, как правило, значительные размеры поперечных сечений. Кроме того, такие соединения обладают значительной податливостью во времени. Что же касается соединений на клеенных стержнях, то их податливость значительно ниже, чем нагельного или винтового, а несущая способность при одних и тех же диаметрах и длине заделки – выше.

Несмотря на накопленный сорокалетний опыт проектирования, строительства и эксплуатации деревянных конструкций с соединениями на клеенных стержнях по-прежнему актуальными являются не только задачи совершенствования их конструктивных решений, технологии изготовления, повышения огнестойкости, но и совершенствование расчетных моделей, позволяющих учитывать вид напряженно-деформированного состояния соединяемых элементов конструкций.

Целью данной работы являлось определение несущей способности соединения ригеля и стойки в карнизном узле деревянной рамы, выполненного с использованием клеенных стержней.

Задачи исследования. Для достижения поставленной цели были проведены экспериментально-теоретические исследования запроецированного согласно [17, 18] жесткого стыка, выполненного с использованием наклонно клеенных стальных стержней. При проведении исследований в зависимости от величины прикладываемых нагрузок определялись: напряженно-деформированное состояние древесины в зоне расположения наклонно клеенных арматурных стержней; величина податливости соединения; величина раскрытия контакта между поверхностями торцов соединяемых элементов. Теоретические исследования включали в себя определение напряженно-деформированного состояния элементов запроецированного карнизного узла с использованием программного комплекса в основу которого положен метод конечных элементов, позволяющего учитывать анизотропию механических свойств древесины, физическую нелинейность деформирования материалов и нарушение контакта между торцами соединяемых элементов рамы. Экспериментальные исследования проводились методом статического нагружения опытного образца карнизного узла рамы, аналогичного по своим геометрическим параметрам и свойствам материалов расчетной модели, принятой при выполнении численных расчетов.

Конструкция карнизного узла рамы. Карнизный узел трехшарнирной рамы пролетом $L = 31,72$ м был запроецирован в соответствии с требованиями [17, 18] при действии на ригель вертикальной постоянной нагрузки $g_d = 5958$ Н/м.п и переменной $q_d = 13140$ Н/м.п. (рис. 1). Стойка и ригель рамы по ширине поперечного сечения состояли из двух элементов шириной $b = 140$ мм, объединенных между собой, клееными перпендикулярно боковым плоскостям, металлическими стержнями с шагом 600 мм, изготовленных из клееной древесины. Клееная древесина соответствовала классу прочности GL 24с. Соединение ригеля и стойки в растянутой зоне карнизного узла осуществлялось путем электросварки стальных пластин с закладными деталями МД1 и МД2, а в сжатой – непосредственным упором стальных пластин закладных деталей МД3 и МД4 (рис. 1).

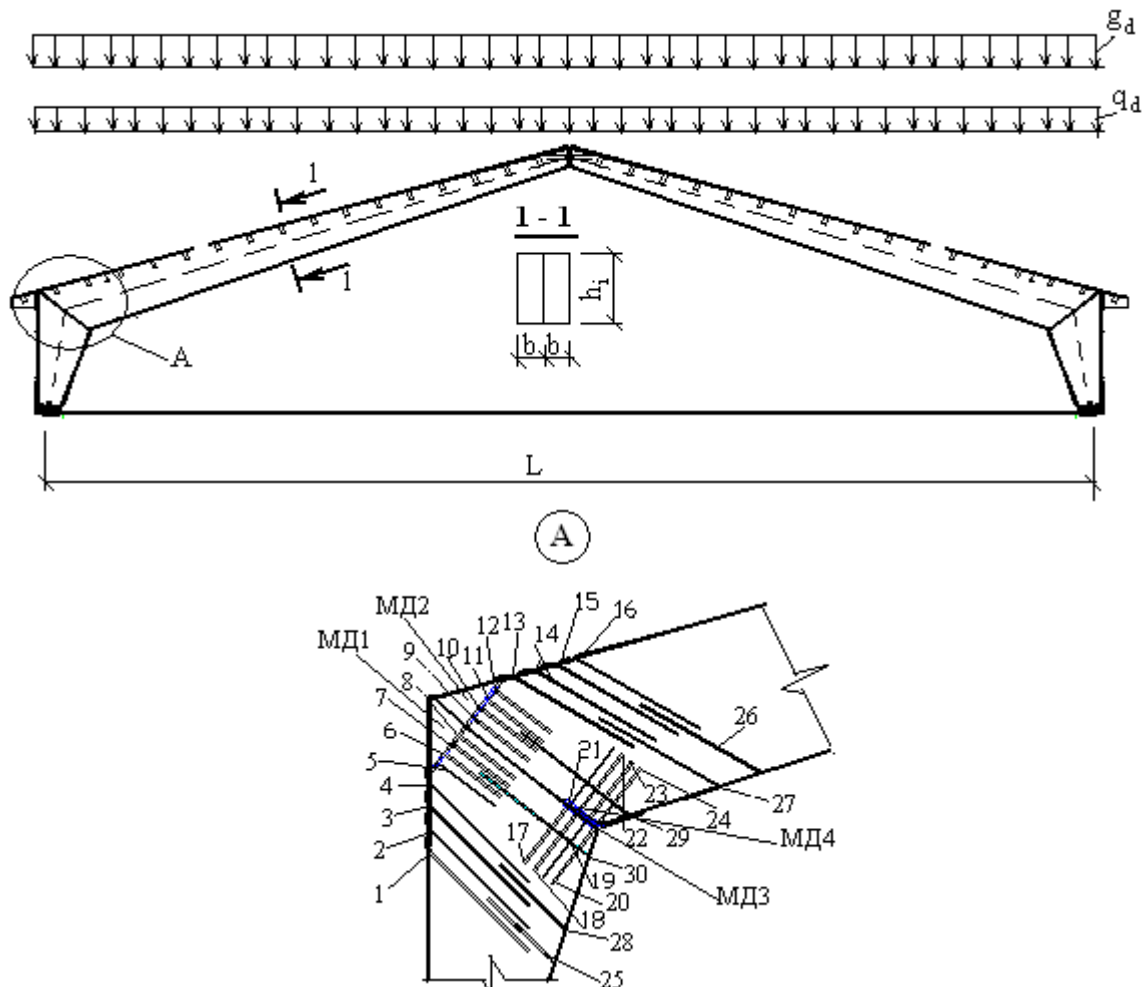


Рис. 1. Схема трехшарнирной деревянной клееной рамы

Закладные детали ригеля МД2 и стойки МД1 в карнизном узле представляли собой металлические стержни, вклеенные в древесину под углом 45° к волокнам, объединенные между собой металлической пластиной со стороны растянутой зоны узла (рис. 1). Соединение стержней с металлической пластиной выполнено посредством электросварки. В сжатой зоне карнизного узла закладные детали МД3 и МД4 представляли собой стальные стержни, объединенные металлической пластиной. Здесь все стержни расположены перпендикулярно плоскости пластины. В качестве металлических стержней использовалась стальная арматура периодического профиля диаметром 20 мм. В карнизном узле стержни 1- 24 являлись расчетными, а 25 – 30 – конструктивными (рис. 1). Длина анкеровки стержней 1 – 4, 13 – 16, 24 – 30 составляла 1200 мм, а стержней 5 – 12, 17 – 24 – 600 мм. С целью уменьшения расхода арматурных стержней в карнизном узле рамы и условия обеспечения одинакового значения несущей способности, были выполнены численные расчеты по МКЭ для двух вариантов конструктивных решений карнизного узла (рис. 2). В первом варианте соединение в карнизном узле по своему конструктивному решению, количеству арматурных стержней, геометрическим параметрам и размерам деревянных элементов соответствовало запроектированному карнизному узлу рамы (рис. 2 а). Во втором варианте число расчетных арматурных стержней было уменьшено (рис.2 б).

Методика численных исследований. Исследование напряженно-деформированного состояния карнизного узла рамы выполнялось путем решения плоской задачи теории упругости с использованием программы. В основу программы положен метод конечных элементов (МКЭ) в которой реализованы процедуры, позволяющие учитывать анизотропию механических свойств древесины, а также моделировать нарушение контакта между контактирующими поверхностями в карнизном узле рамы. Все металлические стержни

моделировались линейными балочными конечными элементами (КЭ), металлические пластины и древесина – изопараметрическими КЭ с восьмью узлами. Упругие характеристики для древесины в локальных осях принимались: $E_{x1} = E_{x2} = 10000$ МПа; $E_{y1} = E_{y2} = 400$ МПа; $\mu_{x1y1} = \mu_{x2y2} = 0,02$; $\mu_{y1x1} = \mu_{y2x2} = 0,5$ и $G_{x1y1} = G_{x2y2} = 500$ МПа, а для стали – $E = 210000$ МПа; $\mu = 0,3$ и $G = 81000$ МПа.

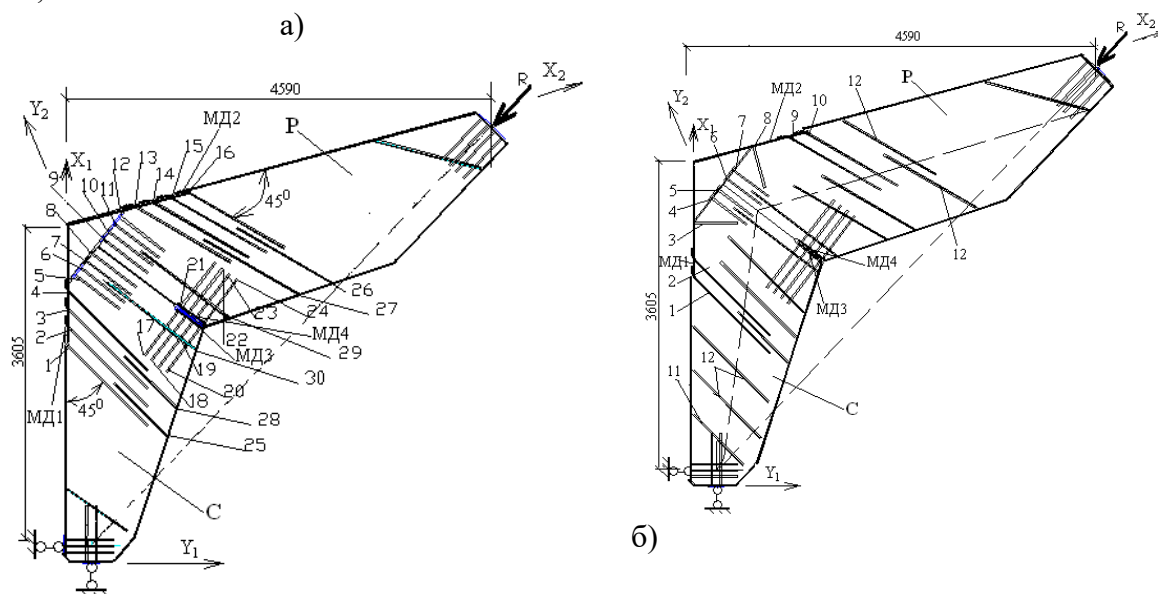


Рис. 2. Расчетные схемы карнизного узла рамы по первому варианту 1 (а) и второму (б)

В процессе численных исследований определялось напряженное состояние во всех вклеенных стержнях и древесине соединяемых элементов рамы при действии нагрузки $R = 462$ кН.

Методика испытаний. Целью проведения испытаний карнизного узла было определение податливости соединения закладных деталей МД1, МД2, МД3 и МД4 на вклеенных стержнях в составе карнизного узла рамы и определение его несущей способности. Для испытаний был изготовлен опытный образец в натуральную величину соответствующий геометрическим параметрам узлу, приведенному на рис. 2а. Критерием выбора параметров опытного образца (длины соединяемых элементов) и граничных условий являлось полное соответствие напряженно-деформированного состояния карнизного узла в составе рамы опытному образцу, определяемое в результате численных исследований. Конструктивная схема опытного образца карнизного узла рамы предназначенного для испытаний приведена на рис. 2а. Испытание образца проводилось методом статического нагружения в горизонтальном положении на действие сжимающего усилия R (рис. 3).

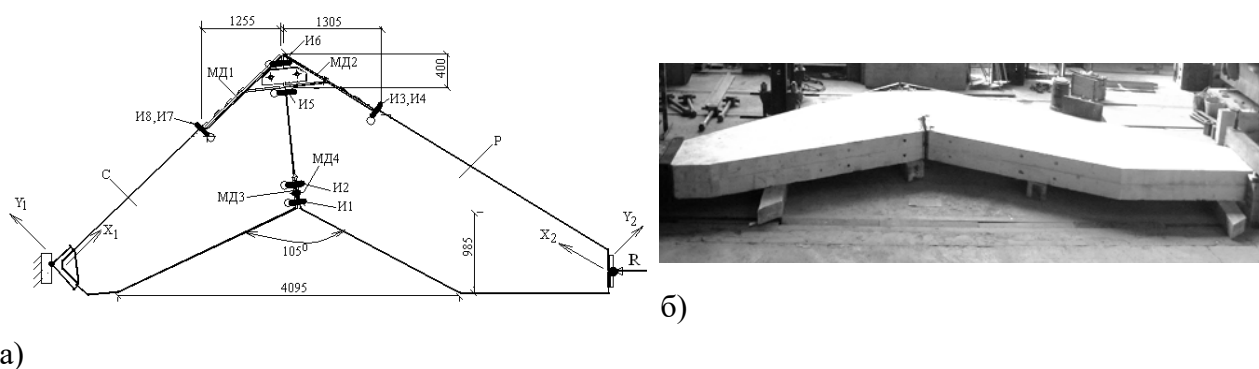


Рис. 3. Схема (а) и общий вид испытания карнизного узла рамы (б)

Длина элемента С составляла 3605 мм, что соответствовало длине стойки рамы, а ригель был усеченным – длиной 4590 мм. Влажность древесины на момент испытаний, по замерам электровлагомером, составляла 10%.

В результате испытаний определялось фактическое значение несущей способности. Величина несущей способности узла под нагрузкой определялась на основе комплексного анализа деформационных и прочностных свойств конструкции, а также наблюдений за ее поведением до момента разрушения. Во время испытания выполнялось соблюдение временного режима приложения нагрузки. Измерение относительных смещений закладных деталей в узле определялось по показаниям индикаторов И1 – И8 (рис. 3а). Значение несущей способности испытываемого узла определялась как разрушающая нагрузка, деленная на коэффициент надежности, учитывающий характер разрушения конструкции и продолжительность испытаний в соответствии с [19]. Вид разрушения определялся на основании анализа диаграммы деформирования конструкции. В процессе испытаний регистрировалось значение нагрузки и величины соответствующих относительных смещений элементов соединения ригеля со стойкой.

Нагружение узла осуществлялось равными ступенями величиной 0,1 от значения расчетной нагрузки $R = 462$ кН. Продолжительность приложения нагрузки на каждой ступени составляла 5 мин. Приложение нагрузки на каждой ступени нагружения осуществлялось равномерно в равные промежутки времени. Во время выдержки узла под нагрузкой велось наблюдение за появлением в элементах испытываемого узла признаков разрушения (трещин скалывания, разрыва, складок сжатия, сдвига пластин, трещины в сварных швах).

Результаты исследований. В результате численных расчетов были определены перемещения и напряжения как в древесине стойки и ригеля, так и в металлических пластинах и стержнях. Значения нормальных напряжений в арматурных стержнях, примыкающих непосредственно к металлическим пластинам для первого и второго вариантов расчетных схем (рис. 2), приведены в табл. 1.

Таблица 1 – Напряжения в металлических стержнях, примыкающих непосредственно к стальным пластинам для расчетной схемы по первому варианту.

№ стержня по рис. 2а	Напряжение от продольного усилия, МПа	Напряжение от изгиба стержня, МПа	Суммарные напряжения, МПа		№ стержня по рис. 2а	Напряжение от продольного усилия, МПа	Напряжение от изгиба стержня, МПа	Суммарные напряжения, МПа	
			σ_{\min}	σ_{\max}				σ_{\min}	σ_{\max}
1	132,4	±115,3	17,1	247,7	13	-39,8	±1,2	-38,6	-41,0
2	12,7	±32,5	-19,8	45,2	14	5,4	±1,8	3,6	7,2
3	8,7	±2,2	6,5	10,9	15	20,6	±8,8	12,6	28,6
4	-43,5	±3,0	-40,5	-46,5	16	69,2	±27,6	41,6	96,7
5	-21,3	±19,2	-2,1	-40,4	17	-90,9	±26,9	-64,0	-117,9
6	-21,2	±19,6	-1,6	-40,8	18	-104,3	±22,1	-82,3	-126,4
7	-34,2	±33,7	-0,4	-67,9	19	-131,0	±11,2	-119,8	-142,2
8	-66,4	±21,1	-45,3	-87,4	20	-188,6	±2,1	-186,5	-190,7
9	-58,6	±34,2	-24,4	-92,8	21	-59,5	±13,7	-45,8	-73,2
10	-36,7	±14,3	-22,4	-51,0	22	-76,0	±22,2	-53,7	-98,2
11	-22,2	±14,2	-8,0	-36,4	23	-97,0	±14,5	-82,5	-111,5
12	-18,3	±15,6	-2,8	-33,9	24	-147,7	±20,0	-127,7	-167,7

Таблица 2 – Напряжения в металлических стержнях, примыкающих непосредственно к стальным пластинам для расчетной схемы по второму варианту.

№ стержня по рис. 2б	Напряжения от продольного усилия, МПа	Напряжения от изгиба стержня, МПа	Суммарные напряжения, МПа		№ стержня по рис. 2б	Напряжения от продольного усилия, МПа	Напряжения от изгиба стержня, МПа	Суммарные напряжения, МПа	
			σ_{\min}	σ_{\max}				σ_{\min}	σ_{\max}
1	140,2	$\pm 124,5$	15,7	264,7	6	-126,7	$\pm 54,9$	-71,8	-181,7
2	9,9	$\pm 47,9$	-38,0	57,8	7	-89,1	$\pm 32,9$	-56,2	-122,0
3	-48,4	$\pm 70,6$	22,2	-119,0	8	-53,2	$\pm 61,2$	8,0	-114,5
4	-89,7	$\pm 95,6$	5,8	-185,3	9	21,2	$\pm 14,5$	6,9	35,4
5	-131,6	$\pm 37,1$	-94,5	-168,7	10	75,9	$\pm 32,0$	43,9	107,9

Анализируя данные таблицы 1 и таблицы 2 можно отметить, что наиболее нагруженными в растянутой зоне карнизного узла являются крайние наклонные стержни (1, 16 – для расчетной схемы по первому варианту и 1, 10 – для расчетной схемы по второму варианту), воспринимающие усилия растяжения и изгиба. Что же касается наклонных стержней (4, 13 рис.2а), расположенных ближе к торцам ригеля и стойки, то они в основном работают на сжатие, а стержни 3, 14 практически выключены из работы узла. Учитывая, характер распределения усилий между наклонными стержнями растянутой зоны в элементах ригеля и стойки, было принято решение по уменьшению их количества с четырех до двух. Как показали расчеты (табл. 2), такое решение являлось оправданным, поскольку не привело к существенному увеличению напряжений в наиболее нагруженных стержнях (рис. 4), т.е. стержни 3, 4, 13 и 14 малоэффективны. Кроме того, для восприятия сжимающего усилия, возникающего в наклонных стержнях 4, 13 (рис. 2а) были установлены перпендикулярно волокнам древесины стержни 3 и 8 (рис. 2б). Что же касается стержней соединенных перпендикулярно с пластинами закладных деталей МД1, МД2, МД3 и МД4, то они работают на сжатие с изгибом. Максимально нагруженными в закладных деталях МД1 и МД2 являются стержни 8 и 9, расположенные ближе к торцам соединяемых элементов, а в закладных деталях МД3 и МД4 – стержни 20 и 24 (рис. 2а).

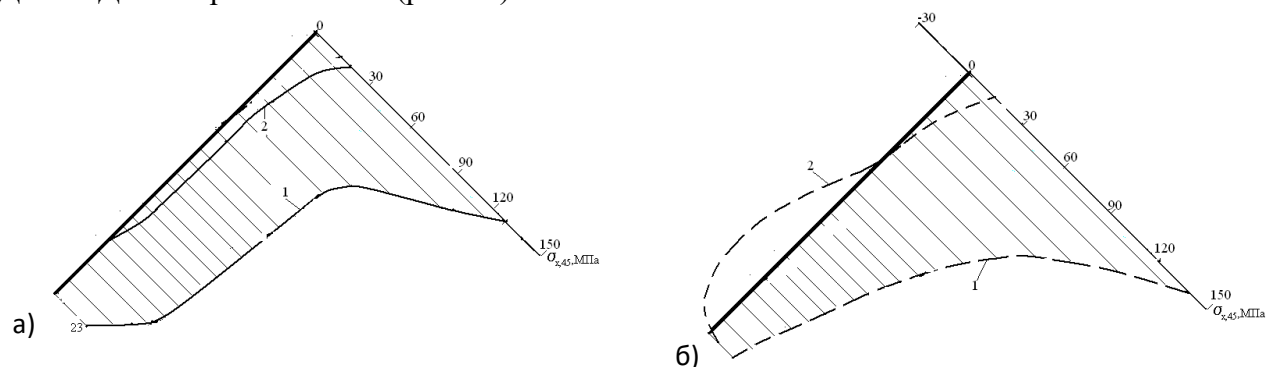


Рис. 4. Распределение нормальных напряжений по длине стержней 1 и 2 для расчетной схемы узла по первому (а) и второму вариантам (б).

Анализируя напряженно-деформированное состояние древесины карнизного узла рамы, законструированного по первому варианту (рис. 2а), наиболее опасным является сечение 1 – 1, расположенное на расстоянии 600 мм от опоры стойки. В указанном сечении имеет место совместного действия все трех компонент напряжений. Следует отметить, что действие нормальных напряжений σ_{y1} вызывает растяжение древесины поперек волокон. Поэтому в указанном сечении возможно наиболее вероятное разрушение узла. Для предотвращения разрушения древесины в указанной зоне стойки рамы было принято решение о дополнительной установке клеенных под углом 45° арматурных стержней 12 с шагом 500 мм (рис. 2б).

Аналізуючи діаграми відносних зміщень закладних деталей МД1, МД2, МД3 і МД4 (рис. 5), отриманих на основі обробки результатів випробувань опытного зразка карнизного вузла, можна відзначити, що на всіх ступенях навантаження елементи з'єднання і їх матеріали знаходились в лінійній області деформування. Максимальне розходження в значеннях, отриманих розрахунковим шляхом з даними випробувань, склало не більше 15%.

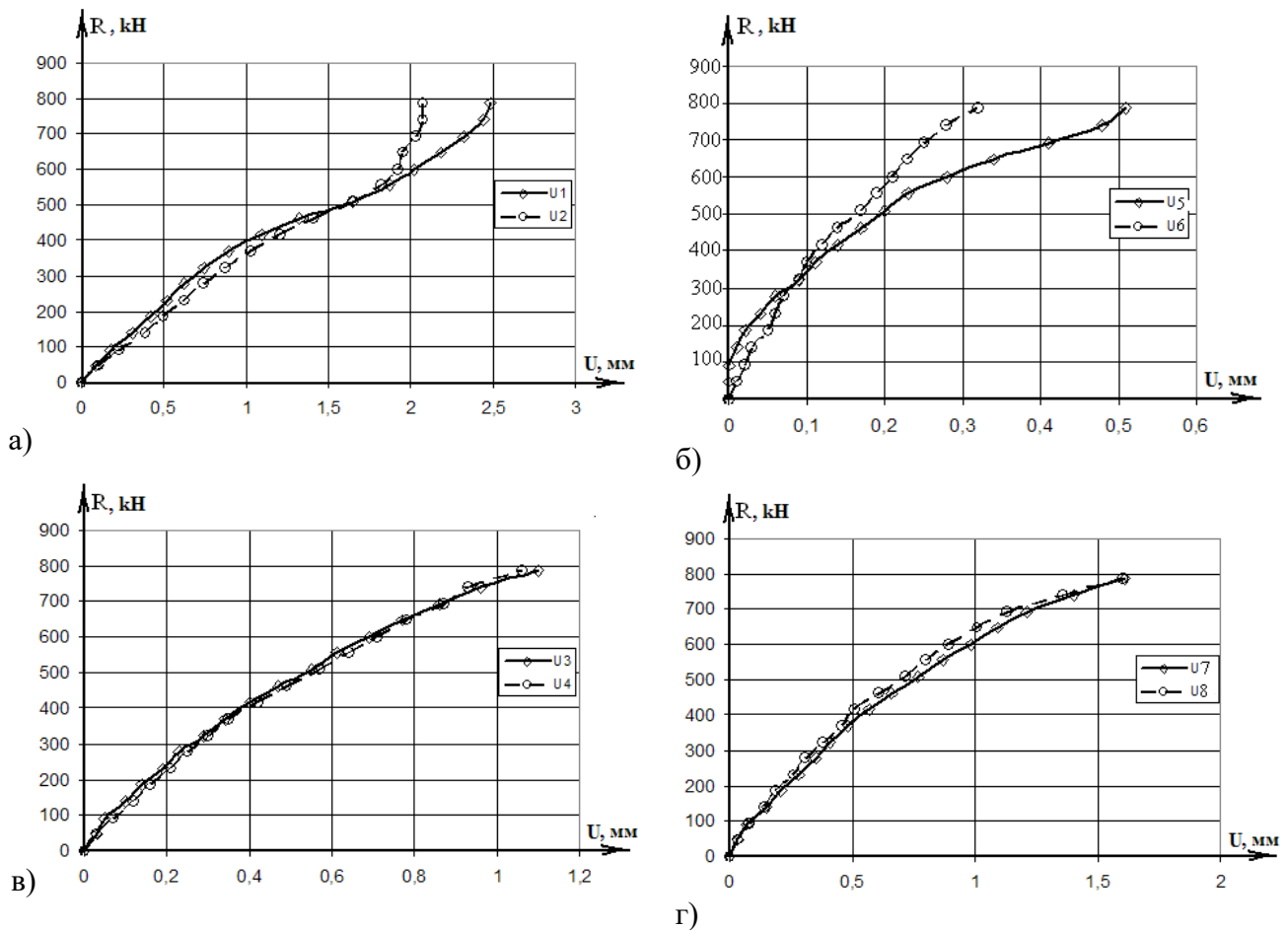


Рис. 5. Діаграми відносних зміщень:

- а) – між закладними деталями МД3 і МД4; б) – між закладними деталями МД1 і МД2;
 в) – між торцем сталюї пластини закладної деталі МД2 і деревини ригеля; г) – між торцем сталюї пластини закладної деталі МД1 і деревини стійки

В процесі випробувань карнизного вузла*, законструйованого по першому варіанту (рис. 2а), при навантаженні $R_1 = 684$ кН в стійці ригеля відбувся частковий відрив з скальванням зовнішньої дошки клеєного пакета з утворенням тріщини довжиною 100 мм (рис. 6 а). При цьому падіння навантаження не спостерігалося. Утворення цієї тріщини обумовлено наявністю концентрації напружень в зоні подрезки. Що ж стосується повного руйнування вузла, то воно мило хрупкий характер і відбулося в результаті скальвання деревини стійки в зоні опорного вузла з утворенням цілої низки тріщин, як це було встановлено чисельним розрахунком. Руйнування опытного зразка відбувалося по тілу самої стійки, як в розтягнутій зоні, так і в сжатой її частині з поширенням тріщин на крайню внутрішню грань стійки (рис. 6 б). При цьому величина руйнівного навантаження $R_2 = 820$ кН.

* Експериментальні дослідження проводилися з участю Погорельцева А.А.

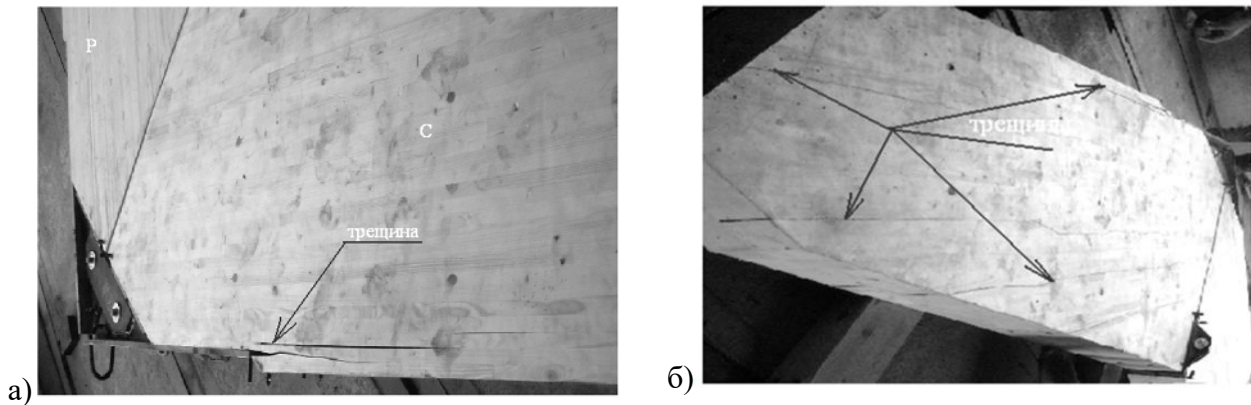


Рис. 6. Общий вид разрушения карнизного узла рамы при нагрузке $R_1 = 684$ кН (а) и $R_1 = 820$ кН (б)

Фактическое значение несущей $R_{s,d} = 346,23$ кН узла, вычисленное в соответствии с требованиями [19], оказалось ниже расчетного $R_d = 462$ кН, определенного по [17,18]. Данное различие объясняется тем, что предельное состояние наступило не в результате разрушения соединения узла, а в результате скалывания древесины стойки в опорном узле, что подтверждается результатами численных исследований.

Выводы.

– Разработанный карнизный узел трехшарнирной деревянной клееной рамы пролетом 31,72 м удовлетворяет требованиям предельных состояний несущей способности эксплуатационной пригодности.

– Запроектированная стойка полурамы не удовлетворяет требованиям предельных состояний несущей способности и должна быть усилена в приопорной части путем установки вклеенных стержней, либо путем увеличения поперечного сечения.

– С целью экономии расхода стали число арматурных стержней и их расположение в карнизном узле может быть усовершенствовано. Предложенное измененное конструктивное решение карнизного узла рамы должно быть проверено путем испытания опытного образца.

Литература

1. Turkovsky, S.B. 1989. Designing of glued wood structures joints on glued-in bars. In: Proceedings of CIB-W18 meeting 22, Berlin, Germany, Paper CIB-W18A/22-7-3.
2. Turkowsky S.B., Lukyanov E.I., Pogoreltsev A.A. Use of glued-in bars for reinforcement of wood structures: Report for International timber engineering conference. 2-5 september 1991. – London UK. – vol. 3. p. 3212-3217.
3. Погорельцев А.А. Расчёт растянутых стыков КДК на вклеенных стержнях // Строительная механика и расчёт сооружений. № 4. - 2013. – С. 28 – 33.
4. Турковский С.Б., Погорельцев А.А., Преображенская И.П. Клеёные деревянные конструкции с узлами на вклеенных стержнях в современном строительстве (система ЦНИИСК). – М.: РИФ Стройматериалы, 2013. – 300 с.
5. Погорельцев А.А., Турковский С.Б., Кондрашев И.А. Большепролётные купола из клеёной древесины с жёсткими узлами системы ЦНИИСК // Строительная механика и расчёт сооружений. № 4. -2017. –С. 63 – 70.
6. Найчук А.Я. Деревянные клеёные конструкции в спортивных зданиях и сооружениях Республики Беларусь Збірник наукових праць українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. Вип. 5. Київ, 2010, - С. 32 – 40.
7. Найчук А. Я., Деркач В. Н. Опыт проектирования и строительства общественных зданий с применением де-ревянных клеёных конструкций в Республике Беларусь // Материалы VI международной научно-практической конференции. Сочи, 2010. – С.68–70.

8. Naichuk A Ya Causes of defects in timber arches of the buildings covering and methods of strengthening IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 896 (2020) 012042 doi:10.1088/1757-899X/896/1/012042
9. Widmann R., Steiger R., Gehri E. Pull-out strength of axially loaded steel rods bonded in glulam perpendicular to the grain Materials and Structures (2007) 40:827–838 DOI 10.1617/s11527-006-9214-9 EMPA20070228 pp 827-838
10. Parida G., Johnsson H., Fragiacomio M. Provisions for ductile behavior of timber-to-steel connections with multiple glued-in rods - Journal of Structural Engineering/September 2013 pp. 1469-1477 DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000735.
11. Tlustochowicz G, Serrano E, Steiger R State-of-the-art review on timber connections with glued-in steel rods - Materials and structures (2011) Mater. Struct. J., 44(5), 997–1020.
12. Steiger R, Serrano E, Stepinac M, Rajčić V, O'Neill C, McPolin D, Widmann R (2015) Strengthening of timber structures with glued-in rods Constr Build Mater 97: 90-105.
13. Steiger, R., Gehri, E., and Widmann, R. (2007). "Pull-out strength of axially loaded steel rods bonded in glulam parallel to the grain." Mater. Struct. J., 40(1), 69–78.
14. Serrano E Glued-in rods for timber structures—a 3D model and finite element parameter studies - International Journal of Adhesion and Adhesives Volume 21, Issue 2, 2001, pp. 115-127
14. Rossignon A, Espion B Experimental assessment of the pull-out strength of single rods bonded in glulam parallel to the grain - Holz Roh Werkst (2008) 66: 419–432 DOI 10.1007/s00107-008-0263-3.
15. Fabris A., "Verbesserung der Zugeigenschaften von Bauholz parallel zur Faser mittels Verbund mit profilierten Stahlstangen", PhD Thesis, ETH Zürich, Professur für Holztechnologie, Zürich, 2001, p. 265.
17. Свод правил СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80, Москва, Стандартинформ. 2017 – 97 С.
18. Свод правил СП 382.1325800.2017 Конструкции деревянные на клеенных стержнях. Методы расчета, Москва, Стандартинформ. 2018 – 36 С.12. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций / ЦНИИСК. – М.: Стройиздат, 1976. –28 с.
19. СТБ 2094-2010 Деревянные конструкции. Метод определения прочности и деформаций соединений. Госстандарт, Минск, 2010. – 10 С.

References

- [1] Turkovsky, S.B. 1989. Designing of glued wood structures joints on glued-in bars. In: Proceedings of CIB-W18 meeting 22, Berlin, Germany, Paper CIB-W18A/22-7-3.
- [2] Turkowsky S.B., Lukyanov E.I., Pogoreltsev A.A. Use of glued-in bars for reinforcement of wood structures: Report for International timber engineering conference. 2-5 september 1991. – London UK. – vol. 3. p. 3212-3217.
- [3] Pogorel'cev A.A. Raschyot rastyanutyh stykov KDK na vkleennyh sterzhnyah // Stroitel'naya mekhanika i raschyot sooruzhenij. № 4. – 2013. – S. 28 – 33.
- [4] Turkovskij S.B., Pogorel'cev A.A., Preobrazhenskaya I.P. Kleyonye derevyannye konstrukcii s uzlami na vkleennyh sterzhnyah v sovremennom stroitel'stve (sistema CNIISK). – M.: RIF Strojmaterialy, 2013. – 300 s.
- [5] Pogorel'cev A.A., Turkovskij S.B., Kondrashev I.A. Bol'sheprolyotnye kupola iz kleyonij drevesiny s zhyostkimi uzlami sistemy CNIISK // Stroitel'naya mekhanika i raschyot sooruzhenij. № 4. -2017. –S. 63 – 70.
- [6] Najchuk A.YA. Derevyannye kleenye konstrukcii v sportivnyh zdaniyah i sooruzheniyah Respubliki Belarus' Zbirnik naukovih prac' ukrains'kogo naukovo-doslidnogo ta proektnogo institutu stalevih konstrukcij im. V.M. SHimanovs'kogo. Vip. 5. Kiiv, 2010, - S. 32 – 40.
- [7] Najchuk A. YA., Derkach V. N. Opyt proektirovaniya i stroitel'stva obshchestvennyh zdaniy s primeneniem de-revyannyh kleenyh konstrukcij v Respublike Belarus' // Materialy YI

- mezhdunarodnoj nauchno-prakticheskoy konferencii. Sochi, 2010. – S.68–70.
- [8] Naichuk A Ya Causes of defects in timber arches of the buildings covering and methods of strengthening IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 896 (2020) 012042 doi:10.1088/1757-899X/896/1/012042
- [9] Widmann R., Steiger R., Gehri E. Pull-out strength of axially loaded steel rods bonded in glulam perpendicular to the grain Materials and Structures (2007) 40:827–838 DOI 10.1617/s11527-006-9214-9 EMPA20070228 pp 827-838
- [10] Parida G., Johnsson H., Fragiaco M. Provisions for ductile behavior of timber-to-steel connections with multiple glued-in rods - Journal of Structural Engineering/September 2013 pp. 1469-1477 DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000735.
- [11] Tlustochowicz G, Serrano E, Steiger R State-of-the-art review on timber connections with glued-in steel rods - Materials and structures (2011) Mater. Struct. J., 44(5), 997–1020.
- [12] Steiger R, Serrano E, Stepinac M, Rajčić V, O'Neill C, McPolin D, Widmann R (2015) Strengthening of timber structures with glued-in rods Constr Build Mater 97: 90-105.
- [13] Steiger, R., Gehri, E., and Widmann, R. (2007). "Pull-out strength of axially loaded steel rods bonded in glulam parallel to the grain." Mater. Struct. J., 40(1), 69–78.
- [14] Serrano E Glued-in rods for timber structures—a 3D model and finite element parameter studies - International Journal of Adhesion and Adhesives Volume 21, Issue 2, 2001, pp. 115-127
- [15] Rossignon A, Espion B Experimental assessment of the pull-out strength of single rods bonded in glulam parallel to the grain - Holz Roh Werkst (2008) 66: 419–432 DOI 10.1007/s00107-008-0263-3.
- [16] Fabris A., "Verbesserung der Zugeigenschaften von Bauholz parallel zur Faser mittels Verbund mit profilierten Stahlstangen", PhD Thesis, ETH Zürich, Professur für Holztechnologie, Zürich, 2001, p. 265.
- [17] Svod pravil SP 64.13330.2017 Derevyannye konstrukcii. Aktualizirovannaya redakciya SNIIP II-25-80, Moskva, Standartinform. 2017 – 97 S.
- [18] Svod pravil SP 382.1325800.2017 Konstrukcii derevyannye na vkleennyh sterzhnyah. Metody rascheta, Moskva, Standartinform. 2018 – 36 S.12. Rekomendacii po ispytaniyu derevyannyh konstrukcij / CNIISK. – M.: Strojizdat, 1976. –28 s.
- [19] STB 2094-2010 Derevyannye konstrukcii. Metod opredeleniya prochnosti i deformacij soedinenij. Gosstandart, Minsk, 2010. – 10 S.

КАРНИЗНИЙ ВУЗОЛ ТРЬОХШАРНІРНОЇ РАМИ З КЛЕСНИХ ДЕРЕВ'ЯНИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА ВКЛЕСНИХ СТРИЖНЯХ

Найчук А.Я. д.т.н., проф.
кафедри будівельних конструкцій,
atnya@yandex.by

УО «Брестський державний технічний університет», Білорусь

Анотація. У сучасній практиці будівництва будівель і споруд з використанням дерев'яних трьохшарнірних рам існує безліч конструктивних рішень з'єднання ригеля зі стійкою. Одним з таких конструктивних рішень є використання з'єднань на вклесних арматурних стрижнях. Незважаючи на накопичений досвід будівництва будівель з використанням дерев'яних конструкцій із з'єднаннями на вклесних стрижнях, як і раніше залишаються актуальними завдання щодо вдосконалення технології їх виготовлення і моделей розрахунку. Метою даної роботи було проведення експериментально-теоретичних досліджень по визначенню напружено-деформованого стану деревини ригеля і стійки, розташованої в зоні карнизного вузла рами, виконаного з використанням вклесних стрижнів, а також розробка пропозицій щодо вдосконалення його конструктивного рішення. Дослідження напружено-деформованого стану карнизного вузла здійснювалося шляхом вирішення плоскої задачі теорії пружності з

використанням програмного комплексу, що базується на методі скінчених елементів. У програмному комплексі реалізовані процедури, що дозволяють враховувати анізотропію механічних властивостей деревини, порушення контакту між поверхнями, що з'єднуються в карнизному вузлі елементів. Експериментальні дослідження проводились методом статичного навантаження дослідного зразка карнизного вузла, виготовленого в натуральну величину, який за своїми геометричним параметрам і властивостям матеріалів відповідав СЕ-моделі. В результаті проведених досліджень було встановлено, що в розтягнутій зоні карнизного вузла, для вклеєних стрижнів ригеля і стійки характерна значна нерівномірність розподілу зусиль, крім того стрижні сприймають зусилля стиску-розтягування і вигину. Найбільш навантаженими є стрижні, розташовані на максимальному видаленні від стику ригеля і стійки. Розподіл зусиль в стрижнях стиснутої зони близький до рівномірного. Розподіл напружень по довжині похилих арматурних стрижнів закладних деталей характеризується великою нерівномірністю. Виходячи з аналізу напружено-деформованого стану карнизного вузла рами запропоновано нове конструктивне рішення в частині кількості арматурних стержнів і їх розташування.

Ключові слова: деревина, вклеєні стрижні, конструкція, з'єднання, міцність, навантаження, напруження.

KNEE JOINT OF THREE-HINGED GLUED TIMBER PORTAL FRAME EXECUTED AS JOINT ON GLUED-IN RODS

Naichuk A.Ya. Dr.Sc. in Engineering, Professor
Department of Building Structures
atnya@yandex.by

Brest State Technical University, Republic of Belarus

Abstract. In the modern construction of buildings and structures there are many constructive solutions for connecting the rafter with the column of wooden three-hinged portal frames. One of these constructive solutions is the use of knee joints executed as joint on glued-in rods. Despite the accumulated experience in the construction of buildings using timber structures with joints on glued-in rods, there are still urgent tasks to improve the technology of their manufacture and calculation models. The purpose of this work was to conduct experimental and theoretical studies of the knee joint executed as joint on glued-in rods to determine the stress-strain state of the timber in the connection region. To develop of proposals for improving knee joint executed as joint on glued-in rods. The study of the stress-strain state of the knee joint was carried out by solving a plane problem of the theory of elasticity using a software package based on the finite element method. In the software package used, procedures are implemented to take into account the anisotropy of the mechanical properties of wood, the violation of contact between the surfaces of the elements connected in the knee joint. Experimental studies were carried out by the method of static loading of a prototype of a knee joint made in full size, which in its geometric parameters and material properties corresponded to the CE model. As a result of the conducted studies, it was found that in the stretched zone of the knee joint, the glued rods of the rafter and the column are characterized by a significant uneven distribution of forces, in addition, the rods are subjected to compression, tension and bending. The most loaded are the rods located at the maximum distance from the joint of the rafter and the column. The distribution of forces in the rods of the compressed zone is close to uniform. The stress distribution along the length of the inclined rods of the embedded parts is characterized by a large unevenness. Based on the analysis of the stress-strain state of the knee joint of the frame, a new design solution is proposed in terms of the number of glued-in rods and their spacing.

Keywords: timber, glued-in rods, structures, connection, strength, load, stress

УДК 624.042.42

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-103-118

СТАТИСТИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ НОРМАТИВОВ СНЕГОВОЙ НАГРУЗКИ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Пичугин С.Ф., д.т.н., профессор
pichugin.sf@gmail.com, ORCID 0000-0001-8505-2130
Национальный университет «Полтавская политехника
имени Юрия Кондратюка»

Аннотация. Статья содержит систематизированный обзор публикаций в ведущих научно-технических журналах по проблеме снеговой нагрузки за период 80-летний период с 40-х годов XX столетия до настоящего времени. Подчеркивается, что эта нагрузка на сооружения имеет сложную физическую природу и изменчивый характер. Главное внимание уделяется анализу эволюции норм проектирования конструкций в части изменений территориального районирования и расчетных коэффициентов, назначения нормативных и расчетных значений снеговой нагрузки. Отмечается, что большинство параметров норм снеговой нагрузки имеют вероятностную природу и требуют для своего обоснования применения статистических методов. Выделяются научные результаты, могущие быть включенными в последующие издания норм снеговой нагрузки.

Ключевые слова: снегомерные наблюдения, снеговая нагрузка, территориальное районирование, нормативная нагрузка, расчетная нагрузка.

Вступление. Обеспечение надежности и безаварийности зданий и сооружений в большой мере зависит от правильного понимания природы и количественного описания и нормирования нагрузок на строительные конструкции, в том числе снеговых нагрузок. Эти нагрузки на сооружения имеют достаточно сложную физическую природу и изменчивый характер, требующие знаний термодинамических процессов в атмосфере и на грунте, физических свойств снега, методики метеорологических наблюдений и климатологического описания местности, изменчивости нагрузок, характера отложения снега на конструкциях и сооружениях. Эти особенности в определенной мере отражаются в разделах норм проектирования строительных конструкций, содержащих нормативы снеговой нагрузки. Большинство параметров норм снеговой нагрузки имеют вероятностную природу и требуют для своего обоснования применения статистических методов. Эти методы постоянно изменялись и развивались вместе регулярным пересмотром норм строительного проектирования. Анализ эволюции отечественных норм снеговой нагрузки вместе с их статистическим обоснованием представляет собой актуальную задачу.

Анализ последних исследований и публикаций. Регулярные снегомерные наблюдения проводятся с конца XIX столетия. В 30-е годы их результаты послужили основой составления первого нормативного документа по снеговой нагрузке и первых публикаций по этой проблеме [1]. Этот процесс активизировался с подготовкой к переходу расчетов конструкций на методику предельных состояний [2, 3]. В последующие годы вместе с регулярным пересмотром норм нагрузок и воздействий на конструкции совершенствовалось нормирование снеговой нагрузки, Эволюция снеговых норм освещалась в публикациях ведущих научно-технических журналов [4–14]. Обзоры развития снеговых норм были опубликованы в качестве разделов монографий и диссертаций, посвященных нагрузкам на здания и сооружения [18 – 21]. Начиная с 90-х годов прошлого столетия, нормы проектирования разрабатывались отдельными государствами, ранее входившими в СССР. В связи с этим активизировались вероятностные исследования снеговой нагрузки на территории Украины [25–30], результатом которых стал соответствующий раздел ДБН В.1.2-2006 «Нагрузки и воздействия». В последующие годы исследования снеговой

нагрузки продолжились вместе с обоснованием и уточнением ряда расчетных коэффициентов [31–35].

Выделение не решенных ранее частей общей проблемы, которым посвящена статья. Материалы, посвященные снеговым нагрузкам, опубликованы в различных научно-технических журналах, сборниках статей, материалах конференций. Доступ к этим изданиям затруднен, тем более что в некоторых учреждениях начали уничтожать бумажные журналы прошлых лет, мотивируя переходом на электронные издания. Однако в реальности перевод в электронную форму произошел пока только для изданий, вышедших после 2000 года. Опубликованные обзоры развития нормирования снеговой нагрузки неполны и не включают результаты исследований последних 15 – 20 лет.

Постановка задачи. Статья содержит систематизированный обзор публикаций в ведущих научно-технических журналах по проблеме снеговой нагрузки за период с 40-х годов XX столетия до настоящего времени. Главное внимание уделяется анализу эволюции норм проектирования конструкций в части изменений территориального районирования и расчетных коэффициентов, назначения нормативных и расчетных значений снеговой нагрузки и привлечения к этому опытных статистических данных. Выделяются научные результаты, могущие быть включенными в последующие издания норм снеговой нагрузки.

Основной материал и результаты. Нормирование снеговых нагрузок в СССР развивалось на основе опыта эксплуатации зданий и сооружений, а также по мере совершенствования методов расчета строительных конструкций.

Одним из первых нормативных документов по снеговой нагрузке в СССР были «Единые нормы» ОСТ/ВКС 7626/Б (введенные с 1 июня 1933 г). Определенная научная база для обоснования норм в тот период уже имелась: многолетние метеорологические снегомерные наблюдения; исследования переноса снега, проводимые еще с дореволюционного времени в Петербургском институте путей сообщения и МГУ (лаборатория гидродинамики, проф. Н.Е. Жуковский); результаты изучения отложений снега на покрытиях промзданий, полученные ЦНИПСом в начале 30-х годов [1]. Однако вследствие ограниченности исходного материала можно предполагать, что первые отечественные снеговые нормы были составлены на основе экспертных оценок специалистов и учета опыта эксплуатации зданий и сооружений. В указанном документе снеговая нагрузка нормировалась в зависимости от высоты снегового покрова h , причем учитывалась средняя максимальная высота за десять последних лет. Таким образом, расчетная высота снегового покрова имела некоторое статистическое обоснование. В то же время плотность снега без достаточного разъяснения принималась равной $\rho = 100 \text{ кг/м}^3$. Расчетное значение снеговой нагрузки определялось как $p = 1,6\rho h$. На территории Советского Союза было определено всего 4 района с разной высотой снегового покрова и соответствующей снеговой нагрузкой, определяемыми по карте или таблице: 1-й район без постоянного снегового покрова, для которого принималась нагрузка $p = 25 \text{ кгс/м}^2$; 2-й район с высотой снегового покрова $h < 30 \text{ см}$ и $p = 40 \text{ кгс/м}^2$; 3-й район с высотой $30 \text{ см} \leq h \leq 60 \text{ см}$ и $p = 80 \text{ кгс/м}^2$; 4-й район с $h > 80 \text{ см}$ и $p = 120 \text{ кгс/м}^2$. Для горных районов высота снегового покрова была представлена в табличной форме.

Данные нормы определяли такие особенности распределения снеговой нагрузки на кровлях, как зависимость от уклона кровли и наличия фонарей. При этом интересно отметить, что для покрытий с уклоном $20 \dots 30^\circ$ снеговая нагрузка увеличивалась на 25% (в последующих вариантах норм это увеличение отсутствует). Для покрытий с перепадами высот рекомендовалась схема с уменьшением на 50% снеговой нагрузки на повышенные участки (но не менее 25 кгс/м^2) с переносом дополнительных 50% нагрузки на нижележащие участки. Вблизи вертикальных препятствий учитывалось возможное накопление снега (снеговой мешок) с максимальной высотой, равной высоте препятствия, но не более $4h$. Предполагалась треугольная форма снеговых мешков, однако нормы не содержали рекомендаций по их длине. Нагрузка от снегового мешка учитывалась при указанной выше плотности снега $\rho = 100 \text{ кг/м}^3$. Для двускатных и сводчатых покрытий уровень снеговой нагрузки определялся по двум

вариантам: по полному равномерному загрузению всего пролета и одностороннему загрузению полупролета.

При определении снеговой нагрузки на покрытия учитывался тип местности. Для открытых местностей с частыми сильными ветрами со скоростью 12 м/с и больше снеговую нагрузку допускалось снижать на 50%, но принимать не меньше 25 кгс/м². Для местностей, закрытых от ветра, снеговая нагрузка увеличивалась на 25%. Нормы содержали развернутые рекомендации по учету подтаивания снега на кровлях, вследствие которого допускалось достаточно большое (до 50...75%) снижение снеговой нагрузки в зависимости от термического сопротивления покрытия, внутренней температуры воздуха и количества тепловыделений. Однако в последующих нормах эти рекомендации были опущены.

Серьезным недостатком указанных норм была заниженность принятой плотности снега, хотя в это время уже были сведения о существенно больших ее значениях. Так, по данным ЦНИПСа [1], плотность свежевыпавшего снега составляла 85...190 кг/м³ (в среднем 135 кг/м³), максимальная плотность в течение зимы – 240...250 кг/м³. Вследствие этого нормированные снеговые нагрузки достаточно часто оказывались заметно ниже фактических нагрузок. Кроме того, в нормы закладывалась высота снегового покрова, измеренная по постоянным рейкам, что не давало возможности в полной мере учитывать особенности местности и ветрового режима. Предпринятые ЦНИПСом в 1932–1933 гг. измерения отложений снега на покрытиях промышленных зданий выявили сложный характер отложений, который существенно отличался от упрощенных рекомендаций первых отечественных норм. С высоты исторического опыта можно оценить конъюнктурно-политический оттенок заниженных норм нагрузок 30-х годов (это касалось не только снеговых нагрузок), нацеленный на всемерную экономию в строительстве страны, переживавшей массовую индустриализацию. Несмотря на это, такое нормирование обеспечивало в целом удовлетворительную эксплуатацию зданий и сооружений, поскольку в методике расчета конструкций по допускаемым напряжениям, которая действовала в то время, принимались относительно высокие коэффициенты запаса.

Далее следовал ОСТ 90058-40 (1940 г), составленный по результатам исследований лаборатории строительной аэродинамики ЦНИПСа. При обосновании норматива снеговой нагрузки была повышена плотность снега с дифференциацией в зависимости от высоты снегового покрова. При высоте $h > 50$ см была принята плотность $\rho \approx 200$ кг/м³, для $h \approx 30$ см – $\rho \approx 230$ кг/м³ и для $h < 20$ см – $\rho \approx 250$ кг/м³. Территория СССР была разделена на 5 снеговых районов со следующими значениями высоты снегового покрова и расчетного веса снега p на поверхности земли несколько большего уровня по сравнению с предыдущими нормами: I район – высота до 20 см, вес $p = 50$ кгс/м²; II район – высота от 20 до 40 см, $p = 70$ кгс/м²; III район – высота от 40 до 60 см, $p = 100$ кгс/м²; IV район – высота от 60 до 90 см, $p = 150$ кгс/м²; V район – высота более 90 см, $p = 200$ кгс/м². Для гористых местностей расчетный вес снегового покрова (кгс/м²) было рекомендовано определять как $p_C = 2h$ (но не менее 60 кгс/м²), где h – средняя за 10 лет высота снегового покрова в см, принимаемая по данным метеорологических наблюдений. В указанном документе были несколько изменены в сторону упрощения рекомендации по учету профиля покрытия.

Развитие методов расчета строительных конструкций, в особенности для оценки запаса прочности конструкций, потребовало объективно выявлять параметры нагрузок и прочности материалов [2]. Поэтому возросла необходимость использования статистических методов для описания снеговых нагрузок, имеющих отчетливый случайный характер. Примером статистического анализа снегового покрова были кривые распределения высоты снега для Московской области, построенные за период с 1898 по 1935 г. Эти данные позволили Н.С. Стрелецкому впервые численно оценить надежность конструкций стальных ферм, запроектированных по действовавшим в тот период нормам [3].

Дальнейшее уточнение снеговой нагрузки с обоснованием расчетных значений на основе натурных наблюдений выполнялось в послевоенные 50-е годы XX столетия. Были получены материалы снегосъемок на покрытиях производственных зданий и новые данные об особенностях переноса и таяния снега, которые подтверждали необходимость

корректирования данного стандарта. С учетом новых данных в 1954 г были введены Строительные нормы и правила СНиП II-Б.1-54 «Нагрузки и воздействия», в которых для отдельных районов были увеличены значения снеговой нагрузки, в частности, отнесена к V снеговому району многоснежная территория в районе Перми, к IV снеговому району – район Новосибирска, о необходимости чего свидетельствовали публикации специалистов. Данные нормы отвечали введению расчета конструкций по методу предельных состояний. При переходе на этот метод в качестве нормативных нагрузок были приняты значения расчетного веса снегового покрова по предыдущим нормам p , т.е. средние значения годовых максимумов. Расчетные снеговые нагрузки, которые начали трактоваться как наибольшие возможные за время эксплуатации конструкции, стали определяться путем умножения на коэффициент перегрузки. Этот коэффициент в связи с отсутствием достоверных данных по изменчивости годовых максимумов был принят общим для всей территории $n = 1,4$. Таким образом, нормативная нагрузка увеличивалась на 40%. Эта поправка была оправдана тем, что p было определено как среднее из максимальных весов снега за каждый год (причем вес был определен по средней плотности снега). Следовательно, действительные значения снеговых нагрузок могут превышать нормативную нагрузку примерно в 50% зим. Расчетная снеговая нагрузка на покрытия зданий определялась как $p_c = n p c$, где c – впервые введенный коэффициент, принимаемый в зависимости от профиля покрытия. В указанном документе были несколько изменены в сторону упрощения рекомендации по учету профиля покрытия, которые включали диапазон $c = 0...1,0$ для простых односкатных и двускатных покрытий, $c = 0,3...1,0$ для сводчатых покрытий, $c = 0,4...1,6$ для покрытий с фонарями, причем учитывался только поперечный профиль здания. В зданиях с перепадом высот H (м) была уточнена максимальная высота снегового мешка, равная $P_c = 200H \leq 4q$, с длиной дополнительной треугольной части $a = 2H$, причем $5\text{ м} \leq a \leq 10\text{ м}$.

Ряд повреждений и обрушений покрытий в ряде городов [4,5,6] показал, что нормы того времени не обеспечивали необходимую надежность конструкций покрытий. Поэтому потребовалось дальнейшее уточнения снеговых нагрузок, в первую очередь в местах повышенного снегонакопления. На основе обобщения результатов массовых измерений снегового покрова на 50 покрытиях различного профиля в разных районах, выполненных в 1958-1959 гг. в ЦНИИСК [7], в развитие главы СНиП II-Б.1-54 были разработаны и утверждены в 1959 г. СН 69-59 «Указания по определению снеговых нагрузок на покрытия зданий». Как разъяснял один из разработчиков этого документа В.А. Отставнов [8], в указаниях уточнены отдельные расчетные схемы снеговых нагрузок, помещенные в СНиП, и даны новые схемы распределения нагрузок для наиболее распространенных профилей покрытий (всего 12 схем). Учтено, что отложения снега на сводчатых покрытиях сильно зависят от силы и повторяемости ветров; снеговая нагрузка на таких покрытиях увеличена на 25%. Дифференцированы нагрузки от отложения снега у фонарей однопролетных и многопролетных зданий, выделена нагрузка у торцов фонарей, дополнены схемы снеговых нагрузок на покрытия двух- и многопролетных зданий без фонарей. Регламентирован дополнительный учет снеговой нагрузки на части пролета, учитывая возможное сдувание снега ветра или проведение снегоочистительных работ. Вместе с тем, предусмотрено снижение на 20% снеговой нагрузки на покрытиях с избыточными тепловыделениями, а также для плоских и пологих покрытий при скорости ветра не менее 4,0 м/сек. Интересно отметить, что советские работы этого периода в области изучения снеговых нагрузок были хорошо известны за рубежом, были переведены на английский язык и учитывались при составлении снеговых норм Канады.

Рекомендации СН 69-59 были включены в следующее издание норм СНиП II-А.11-62 «Нагрузки и воздействия» с незначительными изменениями. В этой редакции уточнено снеговое районирование СССР – оставлены 5 районов предыдущего СНиП 1954 г. с нормативными значениями 50 – 200 кгс/м² и введен 6-ой район для Камчатки с 250 кг/м². Разработчики норм использовали данные 4075 метеостанций и постов. Принимались во

внимание также более достоверные карты среднегодовых максимумов веса снегового покрова земли, построенные по данным 140 метеостанций, на которых одновременно с высотой снегового покрова измерялся его вес и определялась средняя плотность. Использовались результаты маршрутных снегосъемок, накопленные за последние 15...20 лет, точность которых существенно выше измерений по трем постоянно установленным рейкам [9]. Следует отметить, что при отсутствии данных снегосъемок все же допускалось, чтобы вес снегового покрова определялся по формуле $p_0 = 220H$, где H – высота снегового покрова в метрах, принимаемая по данным метеорологических наблюдений как средняя из максимальных ежегодных высот на защищенном месте за многолетний период (не менее 10 лет). В СНиП II-A.11-62 уточнено влияние ветра на уровень снеговых нагрузок за счет сноса ветра с покрытий. Как и в разработанных ранее «Указаниях», для отдельных профилей покрытий зданий, находящихся в районах со средней скоростью ветра не меньше 4 м/с за три наиболее холодных месяца, предусмотрено снижение снеговой нагрузки на 20%.

В этот период отдельные исследователи продолжали работы по уточнению и регулированию снеговых отложений на кровлях [10] Было проведено технико-экономическое сравнение способов уборки снега с покрытий [11].

Следующая редакция норм СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» была принята через 12 лет и имела практически современный вид, включая карту районирования территории СССР по весу снегового покрова. В данных нормах были учтены результаты дальнейших исследований по усовершенствованию методики определения веса снегового покрова, изучению сноса и переноса снега под действием ветра, статистическому обоснованию коэффициентов перегрузки снеговых нагрузок на здания и сооружения. Как и в предыдущих изданиях норм, районный норматив снеговой нагрузки определялся как средний годичный максимум, полученный за 10-летний период на основе многолетних снегомерных наблюдений. В данном варианте норм была развита классификация нагрузок, в которой выделены временные длительные нагрузки. Они адресованы расчетам конструкций с учетом влияния длительности действия нагрузок на перемещения, деформации, образование трещин (например, для железобетонных конструкций). Для снеговой нагрузки без статистического обоснования в качестве длительной части принимался вес снегового покрова III-VI районов, уменьшенный на 70 кгс/м².

По данным ЦНИИПромзданий для 112 городов фактические снеговые нагрузки (кгс/м²) в указанный период превышали расчетные (показанные в скобках): I район 100 (70); II район 132 (98); III район 179 (140); IV район 252 (210) [11]. Учитывая эту ситуацию, а также то, что в период действия СНиП II-A.11-62 были случаи аварий легких кровель вследствие перегрузки снегом, в СНиП II-6-74 был введен дифференцированный повышенный коэффициент перегрузки. Он зависел от отношения постоянной нагрузки q (собственный вес покрытия, включая вес подвесного стационарного оборудования) к нормативному весу снегового покрова p_0 . Для сравнительно тяжелых кровель при $q/p_0 = 1$ и более коэффициент перегрузки принимал прежнее значение $n = 1,4$, по мере относительного облегчения кровли он возрастал: при $q/p_0 = 0,8$ – $n = 1,5$; при $q/p_0 = 0,6$ – $n = 1,55$; при $q/p_0 = 0,4$ и менее – $n = 1,6$. В обоснование этого предложения его автор А.Я. Дривинг [12] привел следующие соображения. Собственный вес тяжелых покрытий в несколько раз больше нормативной снеговой нагрузки. Так, в районе III нормативная снеговая нагрузка равнялась 100 кгс/м², а вес покрытия в 4 – 5 раз больше. Легкие покрытия, наоборот, имели собственный вес меньше, чем нормативная снеговая нагрузка (в районе III 30 – 50% от веса снега). При районировании территории по снеговым нагрузкам учтены их значения, возможные раз в 10 лет. В действительности за более длительный срок существования сооружения могут наблюдаться снеговые нагрузки, превосходящие нормативную (что неоднократно наблюдалось на практике). Это превышение для тяжелых покрытий незначительно и находится в пределах точности расчетов и допусков. В то же время допуски и коэффициенты перегрузки, учитываемые при проектировании легких покрытий, оказываются недостаточными, и превышения нормативных снеговых нагрузок становятся для них опасными.

Существенным преимуществом данной редакции норм является более точный и конкретный учет сноса снега ветром. Этому предшествовали экспериментальные исследования, проведенные в ЦНИИСК В.А. Отставновым и Л.С. Розенбергом [13]. В результате для плоских кровель была определена снеговая нагрузка для каждого года с учетом сноса снега:

$$S = (1,24 - 0,13v_m)S_3 - q\Pi_2\tau, \quad (1)$$

где S_3 – максимальный вес выпавшего за зиму снега; v_m – скорость ветра при снегопаде; q – средняя интенсивность сноса снега за сутки при метели без снегопадов (зависит от скорости ветра при метелях); Π_2 – повторяемость скоростей ветра более 6 м/с при отсутствии снегопадов; τ – продолжительность сноса снега за период отсутствия снегопадов.

Как видно из формулы (1), явление сноса снега имеет четкий вероятностный характер, зависящий от нескольких случайных факторов, что было учтено разработчиками норм. В результате обосновано, что нормативную нагрузку на плоские и пологоскатные покрытия без фонарей с уклонами до 12% и криволинейных покрытий при отношении стрелы подъема к пролету $f/l < 0,05$, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодные месяца $v \geq 2$ м/сек, допускается снижать умножением на коэффициент $k = 1,2 - 0,1v$. Для покрытий с уклонами от 12 до 20% в районах с $v \geq 4$ м/сек нормативную снеговую нагрузку допускается снижать на 15%. Для зданий шириной до 60 м или высотой более 20 м коэффициент k дополнительно снижается на 10%. Кроме того, уточнена сфера действия коэффициента s перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на неутепленные покрытия цехов с избыточными тепловыделениями. При уклонах таких кровель более 3% и обеспечении надлежащего отвода воды данный коэффициент допускается снижать на 20%. В данном варианте норм уточнены также схемы снеговых нагрузок на покрытиях сложного профиля и парапетных частях зданий.

СНиП II-6-74, находившийся в действии 11 лет, достаточно точно регламентировал снеговые нагрузки. Однако оставались неучтенными особенности отложения снега на отдельные виды покрытий, что вызывало многочисленные запросы от проектных организаций. В связи с этим ЦНИИСК 1982 г. выпустил «Рекомендации по определению снеговой нагрузки для некоторых типов покрытий» (разработчик Л.С. Розенберг) в качестве дополнения к данному варианту норм. В них приведены рекомендации по учету накопления снега у конька двускатной кровли, на стрельчатых арках, провисающих покрытиях цилиндрической формы. Однако вопросы проектных организаций к разработчикам норм (ЦНИИСК) продолжались. Одним из частых вопросов был следующий: как строились схемы неравномерного отложения снега у перепадов высоты покрытий? Один из авторов норм нагрузок А.А. Бать дал следующий ответ на этот вопрос [14]. При определении коэффициента s использовалось единое исходное условие – суммарное количество неравномерно отложенного снега на покрытии должно равняться количеству равномерно выпавшего. Часть снега сносится вниз с верхнего покрытия, снег попадает также на нижнее покрытие при другом направлении ветра. Поэтому коэффициент s увеличивается по мере увеличения длин, с которых сносится и на которые наносится снег. При этом учитывался экспериментально установленный факт, что неравномерность наблюдается на нижнем покрытии на длине, примерно равной двойной высоте перепада. Поэтому максимальная неравномерность будет уменьшаться по мере увеличения перепада, и высота перепада находится в знаменателе. Коэффициент s , характеризующий неравномерность, ограничивается двумя условиями: $s \leq 200h/p_0$ – ограничение физически отражает полное заполнение перепада снегом; $s \leq 4$ для зданий и $s \leq 6$ для навесов – неравенство учитывает экономические соображения.

В последующие годы ряд организаций продолжал изучение факторов, влияющих на снеговую нагрузку. В частности, выполнялись натурные наблюдения за снеговыми отложениями на оболочках разного типа в Красноярском крае, Свердловске и Челябинске [15]. Была предложена односторонняя трапециевидальная схема снеговой загрузки стрельчатых арок,

что было учтено в следующем издании норм [16]. Проводилось исследование снеговых нагрузок на плоские покрытия производственных зданий с зенитными фонарями [17].

Активное изучение нагрузок на строительные конструкции в 70-80-е годы прошлого столетия способствовало выходу в 1985 году СНиП 2.02.07-85 «Нагрузки и воздействия». Данный вариант норм, как и предыдущий, регламентировал шесть значений величины $S_0 = 50 - 250 \text{ кгс/м}^2$, что соответствовало количеству снеговых районов на территории бывшего СССР. При этом большая часть территории относилась к III и IV снеговым районам, местности южнее 49° или 50° северной широты соответствовали I и II снеговым районам (в том числе Украина), V район в основном был распространён на Урале, в Западной Сибири и на Камчатке, а VI снеговой район встречался лишь на Сахалине. Снеговая нагрузка в горных местностях не нормировалась; её следовало устанавливать по метеорологическим данным. Было заметно увеличены нормативные значения S_0 в предгорных районах.

Коэффициент перегрузки, получивший новое название «коэффициент надёжности по нагрузке» и новое обозначение γ_f остался по-прежнему равным 1,4 для большинства случаев. При расчёте элементов конструкции покрытия, для которых отношение учитываемого нормативного значения равномерно распределённой нагрузки от веса покрытия к нормативному значению веса снегового покрова S_0 менее 0,8, γ_f предписывалось принимать равным 1,6. Для случаев, которые должны предусматривать учёт реологических процессов в конструкциях, были установлены без статистического обоснования специальные пониженные нормативные значения снеговой нагрузки, получаемые путём умножения полных нормативных значений S^n на коэффициенты 0,3 – для III снегового района; 0,5 – для IV района; 0,6 – для V и VI районов.

Ряд исследователей выявил существенные недостатки СНиП 2.01.07-85 в части нормирования снеговых нагрузок [18 – 20]. С распадом СССР перед новыми государствами открылась возможность отойти от огрубленного советского снегового нормирования и разработать собственное, более дифференцированное снеговое районирование. Дальнейшее развитие снеговых норм на территории СНГ реализовалось в виде национальных норм отдельных государств.

Россия пошла по пути постепенного развития норм СНиП. Был разработан Свод правил СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия», актуализированная версия СНиП 2.01.07-85*. В нем введен новый принцип нормирования значений веса снегового покрова земли S_g , в основу которого положены наибольшие ежегодные значения, превышаемые в среднем один раз в 25 лет. Они определяются по данным декадных маршрутных снегосъемок о наибольших запасах воды в снеговом покрове на защищенных от прямого воздействия ветра участках местности (в лесу под кронами деревьев или на лесных полянах) за период не менее 20 лет. При этом были использованы данные Росгидромета более чем для 4600 метеорологических станций и постов с длиной ряда 20...45 лет, полученные с помощью непосредственного измерения веса снегового покрова с помощью весового снегомера. На основе изложенных основных положений была разработана новая карта районирования территории России по расчетному весу снегового покрова, на которой нанесены границы 8 снеговых районов (вместо 7 в предыдущих нормах) с районными значениями в интервале 0,80...5,60 кПа [20, 21]. Районные значения заметно увеличились по сравнению с соответствующими расчетными величинами по предыдущим нормам. Например, для III района расчетное значение стало равным $S_g = 1,8 \text{ кПа}$ по сравнению с предыдущим расчетным значением $S = S_0 \gamma_f = 1,0 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ кПа}$. В данной редакции снеговых норм используется тот же принцип, который использовался ранее при нормировании снеговых нагрузок, когда в один район включаются территории с весом снегового покрова примерно на $2/3$ больше и на $1/3$ меньше принятых районных значений. СП 20.13330. «Нагрузки и воздействия» определяет в качестве базовой величины нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия:

$$S_0 = 0,7c_e c_t \mu S_g. \quad (2)$$

где S_g – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, порядок определения которого описан выше; c_e – коэффициент, характеризующий возможный снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов (ранее обозначенный как k и k_1); c_t – коэффициент снижения снеговой нагрузки вследствие воздействия температуры (ранее не имел специального обозначения); μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие.

Для перехода к расчетному значению снеговой нагрузки используется коэффициент надежности $\gamma_f = 1,4$.

Как и в СНиП 2.01.07-85, сфера действия введенного в явном виде коэффициента сноса снега c_e распространяется на пологие (с уклонами до 12 % и с $f/l \leq 0,05$) покрытия однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодные месяца $V \geq 2 \text{ м/с}$. Формула для определения этого коэффициента несколько изменена

$$c_e = (1,2 - 0,1V\sqrt{k})(0,8 - 0,002b), \quad (3)$$

где k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте; b – ширина покрытия, принимаемая не более 100 м.

Дополнительно коэффициент c_e введен для сферических и конических покрытий зданий на круглом плане. Указанный свод правил впервые определяет возможность использования термического коэффициента $c_t < 1$ для учета понижения снеговых нагрузок на покрытия с высоким коэффициентом теплопередачи ($>1 \text{ Вт/(м}^2\text{°С)}$), оставляя его обоснование разработчикам специальных рекомендаций. В то же время аналогично предыдущим изданиям СНиП, коэффициент c_t принимается равным 0,8 для неутепленных покрытий цехов с повышенными тепловыделениями при условии обеспечения отвода талой воды с кровли при её уклоне свыше 3%.

В отличие от предыдущего варианта норм, пониженное нормативное значение снеговой нагрузки определяется независимо от снегового района умножением полного нормативного значения на коэффициент 0,7, за исключением районов со средней температурой января выше минус 5°С .

Несмотря на существенное повышение расчетных значений снеговых нагрузок в рассмотренном варианте российских норм, появились отдельные критические замечания к методике снегового нормирования в России. В частности, В.И. Малый (ЦНИИ Проектстальконструкция) [24] подверг жесткой критике основной критерий этого нормирования – использование 25-летнего периода повторения ежегодного максимума для обоснования расчетных значений снеговой нагрузки. В обоснование этого приводились данные, что в Московском регионе за 100 лет наблюдений снеговая нагрузка достигала 2,1 кПа при норме 1,8 кПа по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Автор критического отзыва также привлек известную схему независимых испытаний, чтобы показать высокую вероятность превышения расчетного значения 1,8 кПа за срок 100 лет. Учитывая это, а также пример норм Еврокод, в которых используется дополнительный коэффициент надежности 1,5, вносится предложение повысить расчетную снеговую нагрузку до 3,0 кПа для Московского региона. С этим категорически не согласны разработчики норм из ЦНИИИСК [22, 23]. С ними можно в принципе согласиться, поскольку нормативы нагрузок следует рассматривать не изолированно для отдельных нагрузок, а в составе общей оценки надежности конструкций [25]. В.И. Малый также критикует принцип районирования веса снегового покрова, когда с целью унификации в районы объединяются пункты с фактически наблюдавшимися значениями, которые отличаются от районных как в большую, так и в меньшую стороны. В ряде публикаций отмечается, что районирование территории России по расчетным снеговым

нагрузкам по-прежнему не учитывает в полной мере изменчивость снеговой нагрузки в пространстве, и предлагаются альтернативные подходы к снеговому нормированию [26].

Украинские специалисты, в отличие от российских разработчиков норм, подготовили Государственные нормы Украины ДБН В.1.2–2006 «Нагрузки и воздействия», концептуально отличные от СНиП в части снеговых нагрузок. Было существенно развито вероятностное представление нагрузок, в том числе снеговых нагрузок на строительные конструкции. Разработаны такие математические модели как случайные процессы, абсолютные максимумы случайных процессов, схема независимых испытаний, дискретное представление, экстремумы, коррелированная случайная последовательность перегрузок [27]. Это позволило впервые обосновать для снеговой нагрузки вероятностную модель в виде квазистационарного дифференцируемого случайного процесса со стационарной частотной структурой и годичным сезонным трендом математического ожидания и стандарта [28]. Для снеговой нагрузки Украины, имеющей нестабильный характер, было успешно применено сравнительно малоизвестное двумодальное распределение, названное «полиномио-экспоненциальным»:

$$f(\gamma) = \exp(C_0 + C_1\gamma + C_2\gamma^2 + C_3\gamma^3), \quad (4)$$

где $\gamma = (x - \bar{x})/\hat{x}$ – нормированное отклонение нагрузки от ее математического ожидания \bar{x} ; \hat{x} – стандарт (среднеквадратичное отклонение).

Статистические характеристики указанной вероятностной модели были вычислены по данным свыше ста метеостанций, расположенных на территории Украины. В обобщенном виде они приведены в публикациях [19, 29]. Благодаря достаточной информационной обеспеченности вероятностная модель квазистационарного случайного процесса была успешно применена для нормирования снеговой нагрузки в ДБН. Для этого были использованы результаты снегосъемок, выполненных на 222 метеостанциях и постах Украины на протяжении 1950...1990 годов с длительностью климатических рядов от 21 до 35 лет. В целом для нормирования снеговой нагрузки Украины была использована представительная выборка из более 100 тысяч результатов снегосъемок.

Нормы ДБН рассматривают снеговую нагрузку как переменную повторную нагрузку с тремя расчётными значениями: предельным S_m , эксплуатационным S_e и квазипостоянным S_p :

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C; \quad S_e = \gamma_{fe} S_0 C; \quad S_p = (0,4 S_0 - 160) C, \quad (5)$$

где S_0 – характеристическое значение снеговой нагрузки, равное весу снегового покрова на 1 м² поверхности земли, который может превышать в среднем один раз в 50 лет (аналогично Еврокоду), принимается по карте территориального районирования Украины; γ_{fm} и γ_{fe} – соответственно коэффициент надёжности по предельному и эксплуатационному расчётному значению.

Коэффициент надёжности по предельному расчётному значению γ_{fm} представлен в табличной форме в диапазоне 0,24 – 1,44 в зависимости от заданного периода повторяемости снеговой нагрузки $T = 1 - 500$ лет. Коэффициент надёжности по эксплуатационному расчётному значению γ_{fe} представлен в табличной форме в диапазоне 0,88 – 0,10 в зависимости от доли $\eta = 0,002 - 0,1$ установленного срока эксплуатации конструкции, на протяжении которого это значение может превышать. При обосновании квазипостоянного расчетного значения снеговой нагрузки за основу было принято явление ползучести бетона под нагрузкой, как наиболее распространенного реологического эффекта, который учитывается в расчетах строительных конструкций [30]. Значения коэффициентов и расчетных значений снеговой нагрузки в формуле (5) имеют статистическое обоснование [19].

Особенности конкретного покрытия учитываются коэффициентом C , определяемым по выражению:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}, \quad (6)$$

где μ – коэффициент, учитывающий профиль покрытия, принятый в основном по рекомендациям СНиП, но расширенный с привлечением данных Еврокода; C_e – коэффициент, учитывающий аналогично СНиП режим эксплуатации кровли; C_{alt} – коэффициент географической высоты H , принимаемый как $1,4H + 0,3$ при $H \geq 0,5$ км.

Обобщенные статистические данные свидетельствовали о значительной территориальной изменчивости снеговой нагрузки, существенно отличающейся от ее нормирования по СНиП, согласно которым практически вся территория Украины относилась к самым малоснежным I ($s_0 = 0,5$ кПа) и II ($s_0 = 0,7$ кПа) снеговым районам. Между тем экспериментально обоснованные расчетные значения снеговой нагрузки, соответствующие базовому среднему периоду повторяемости $T = 50$ лет, изменяются от 0,76 кПа для Херсонской области и АР Крым до 1,79 кПа в северо-восточных регионах Украины. Привлекают внимание довольно высокие значения (1,20...1,80 кПа) снеговой нагрузки, зарегистрированные на некоторых южных метеостанциях. Анализ опытных данных, кроме того, подтвердил, что в Украине бывают особенно многоснежные зимы, например, в 1963–64, 1966–67 и 1986–87 гг. В отдельных пунктах при этом наибольший вес снегового покрова превышал 2,0 кПа, который тем не менее не выпадал из общей совокупности годовых максимумов.

Территориальное районирование Украины по характеристическим значениям веса снегового покрова было выполнено по методике, разработанной В.А. Пашинским [19]. Использовалась вероятностная модель нестационарного нормального случайного поля, ординатами которого являлись значения нагрузок для отдельных метеостанций, расположенных на расстояниях 30...60 км. Процедура сглаживания позволила получить плавную поверхность математического ожидания снеговой нагрузки, свободную от случайных флуктуаций данных отдельных метеостанций. Районные значения расчетной снеговой нагрузки устанавливались так, чтобы избыточные запасы территориального районирования были минимальными. В результате на территории Украины было выделено шесть территориальных районов с расчетными характеристическими значениями от 0,8 до 1,8 кПа. При этом выяснилось, что фактические расчетные нагрузки превышают районные не более, чем на 12%, для 21% метеостанций. При этом вследствие необходимого обобщения значения S_0 увеличились в среднем на 16,4% и в отдельных случаях превышают фактические нагрузки на 50%.

Следует подчеркнуть, что включенные в ДБН предельные расчётные значения снеговой нагрузки в большинстве случаев превышают соответствующие значения, установленные СНиП. С одной стороны, это приводит к увеличению поперечных сечений и материалоемкости несущих конструкций покрытий, однако с другой – к повышению уровня их надёжности. При этом заметное увеличение расчетных значений снеговой нагрузки приводит к меньшему возрастанию материалоемкости. Так, например, при $T = 50$ лет расчетные значения снеговой нагрузки в среднем возрастают на 58%, а масса стальных ферм под легкую кровлю – всего на 22% [19].

Давая общую оценку украинским нормам ДБН В.1.2–2006 «Нагрузки и воздействия» в части снеговой нагрузки следует подчеркнуть, что они составлены на современной методической основе, приближены к европейским нормам Еврокод, базируются на представительном статистическом материале, более дифференцированы и имеют научное вероятностное обоснование, глубже разработанное, чем в нормах прошлых лет.

В последующие годы в Украине продолжались вероятностные исследования снеговой нагрузки, практическими результатами которых были рекомендации по совершенствованию норм проектирования. Р.И Кинаш предложил альтернативный метод районирования снеговых нагрузок для территории Украины [18]. Были разработаны предложения по более детальному снеговому районированию горного Карпатского региона (в границах Закарпатской области) с введением дополнительных 5 районов (с 7-го по 11-й) с характеристическими снеговыми нагрузками в интервале 2,2...3,0 кПа [31]. Продолжала вероятностные исследования снеговых

нагрузок научная школа надежности строительных конструкций Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка [35]. Были изучены отложения снега на покрытиях с перепадами высот, которые дали практический результат в виде статистически обоснованного коэффициента сочетания 0,8 для снеговых мешков на территории Украины [32]. Выполнена вероятностная оценка влияния теплотехнических характеристик покрытий зданий на величину снеговой нагрузки. Результаты этой работы представлены в виде дифференцированного коэффициента эксплуатации покрытий C_e [33]. Определены расчетные снеговые нагрузки на холодные кровли зданий с положительными температурами внутренних помещений [34].

Выводы. Показано, что на протяжении последних восьмидесяти лет отечественные нормы проектирования строительных конструкций в части нормирования снеговых нагрузок претерпели значительные изменения и расширили свои статистические основы. Развилось территориальное снеговое районирование, возросло число снеговых районов, особенно на территории Украины. Модифицировалось обоснование нормативных (характеристических) и расчетных значений снеговой нагрузки на основе увеличенного периода повторяемости. Разработан и включен в нормы вероятностный учет ветрового сноса снега с покрытий, получило статистическое обоснование квазипостоянное значение снеговой нагрузки. Отмечается высокий научный уровень отечественных норм ДБН В.1.2-2006 «Нагрузки и воздействия», имеющих современный статистический базис, которые ассоциируются с нормами Еврокод и обеспечивают необходимый уровень надежности строительных конструкций. Выделяются новые научные результаты, которые могут быть включены в последующие издания норм снеговой нагрузки.

Литература

1. Николаев А.Ф. Снеговые нагрузки на здания / А.Ф. Николаев // Строитель. – 1935. – №8 (10). – С. 18 – 26.
2. Стрелецкий Н.С. Об исчислении запасов прочности сооружений / Н.С. Стрелецкий // Труды Моск. инж.-строит. ин-та. – 1938. – №1. – С. 4 – 32.
3. Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности – М.: Стройиздат, 1947. – 94 с.
4. Абовский В.П. Нерешенные вопросы проектирования промышленных зданий с интенсивными снегопадами / В.П. Абовский, А.М. Вексман, В.М. Волков, Г.В. Матысек // Строительная промышленность. – 1954. – №11. – С. 30 – 31.
5. Кан-Хут Э.Д. Вопросы уточнения снеговых нагрузок / Э.Д. Кан-Хут // Строительная промышленность. – 1954. – №12. – С. 22 – 23.
6. Кораблинов А.М. Уроки аварий двух покрытий / А.М. Кораблинов, Л.С. Краузе // Строительная промышленность. – 1957. – №7. – С. 18 – 21.
7. Гольденблат И.И. О снеговых нагрузках по строительным нормам и правилам / И.И. Гольденблат, В.Г. Корнев, А.М. Сизов // Строительная промышленность. – 1956. – №6. – С. 25 – 28.
8. Отставнов В.А. О снеговых нагрузках на покрытия зданий / В.А. Отставнов // Промышленное строительство. – 1960. – №1. – С. 58 – 61.
9. Клепиков Л.В. Определение нагрузок при расчете строительных конструкций / Л.В. Клепиков, В.А. Отставнов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1962. – №5. – С. 39 – 45.
10. Бессонов В.С. Экспериментальные работы по предотвращению чрезмерных накоплений снега на кровлях промышленных зданий в районах с сильными ветрами / В.С. Бессонов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1964. – №11. – С. 60 – 63.
11. Хромец Ю.Н. Способы борьбы с избыточными снегоотложениями на покрытиях зданий / Ю.Н. Хромец, Р.А. Солодовников // Промышленное строительство. – 1971. – №5. – С. 28 – 30.

12. Дривинг А.Я. О коэффициенте перегрузки снеговой нагрузки на легкие покрытия / А.Я. Дривинг // Нагрузки и надежность строительных конструкций: Тр. ЦНИИСК, вып. 21. – М., 1973. – С. 53 – 57.
13. Отставнов В.А. Возможности снижения снеговых нагрузок на плоские покрытия / В.А. Отставнов, Л.С. Розенберг // Промышленное строительство. – 1966. – №12. – С. 28 – 32.
14. Бать А.А. Комментарии к главе СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» / А.А. Бать // Промышленное строительство. – 1977. – № 5. – С. 42 – 44.
15. Жукова Н.К. Результаты натурных наблюдений за снеговыми нагрузками на пространственные конструкции покрытий / Н.К. Жукова // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1979. – №9. – С. 40 – 46.
16. Неверов И.А. Снеговые нагрузки на арочное покрытие стрельчатого очертания / И.А. Неверов, С.М. Захарченко, В.З. Клименко // Промышленное строительство. – 1984. – №7. – С. 15 – 17.
17. Кошутин Б.Н. О возможности снижения расчетных нагрузок на плоские покрытия производственных зданий с зенитными фонарями / Б.Н. Кошутин, Б.П. Строкатов // Промышленное строительство. – 1984. – №5. – С. 33 – 34.
18. Кінаш Р.І. Снігове навантаження в Україні / Р.І. Кінаш, О.М. Бурнаєв. – Львів: Вид-во науково-техн. літ., 1997. – 848 с.
19. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України / В.А. Пашинський. – К., 1999. – 185 с.
20. 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.: Изд-во АСВ, 2008. – 482 с.
21. Пичугин С.Ф. Снеговые и гололедные нагрузки на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько. – Полтава: ООО «АСМИ», 2012. – 460 с.
22. Назаров Ю.П. Региональное нормирование снеговых нагрузок в России / Ю.П. Назаров, И.В. Лебедева, Н.А. Попов // Стр. механика и расчет сооружений, – 2006. – №3. – С. 71 – 77.
23. Otstavnov V.A. The New Map of Ground Snow Loads for Russian Building Code / V.A. Otstavnov, I.V. Lebedeva // Proc. of V International Conference on Snow Engineering. – Davos, Switzerland, 2004. – P. 157 – 160.
24. Малый В.И. Об особом отношении к снеговой нагрузке в российских нормах / В.И. Малый // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – №8. – С. 42 – 45.
25. Пичугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій: монографія / С.Ф. Пичугін. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 520 с.
26. Ледовской И.В. Анализ случайного процесса накопления снега на грунте / И.В. Ледовской // Вестник гражданских инженеров. – 2005. – №3 (4). – С. 29 – 35.
27. Пичугин С.Ф. Вероятностное представление нагрузок на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин // Известия вузов. Строительство. – 1995. – № 4. – С. 12 – 18.
28. Пичугин С.Ф. О возможности представления снеговой нагрузки в виде стационарного случайного процесса / С.Ф. Пичугин, В.А. Пашинский // Вопросы надежности железобетонных конструкций. – Куйбышев, 1999. – С. 26 – 29.
29. Pichugin S. Probabilistic Description of Ground Snow Loads for Ukraine / S. Pichugin // Snow Engineering. Recent Advanced and Developments. – A.A.Balkema, Rotterdam, 2000. – P. 251 – 256.
30. Пашинський В.А. Квазіпостійні розрахункові значення навантажень на будівельні конструкції / В.А. Пашинський // Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник. – Вып. 18. – К.: Техника. – 1999. – С. 78 – 81.
31. Кінаш Р.І. Районування території Закарпатської області за максимальною висотою снігового покриву / Р.І. Кінаш, Я.С. Гук // Современные конструкции из металла и древесины. Сб. научн. тр. Часть 3. – ОГАСА: Одесса, ООО «Внешрекламсервис», 2011. – С. 63 – 68.

32. Pichugin S. Snow Load Investigation for Buildings of Different Heights / S. Pichugin, Y. Dryzhyruk. // Recent Advances in Research on Environmental Effects on Buildings and People. Ed. by A. Flaga and T. Lipecki. – PAWE, Cracow, Poland, 2010. – P. 279 – 286.
33. Пічугін С.Ф. Вплив тепловтрат через дахи на величину снігового навантаження / С.Ф. Пічугін, І.В. Молька, Ю.В. Дрижирук // 36. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 2 (30). – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – С. 113 – 117.
34. Пічугін С.Ф. Імовірнісна модель послідовності снігопадів для нормування снігового навантаження на холодні покрівлі / С.Ф. Пічугін, Н.М. Попович // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 36. наук. праць. Вип. 24. – Рівне: НУВГП, 2012. – С. 377 – 384.
35. Pichugin S.F. The features of snow loads on building roofs / S.F. Pichugin, Yu.V. Dryzhyruk, N.M. Popovich, I.V. Chernetska // Technical Transactions, iss. 12. Civil Engineering, iss.2-B/2015. – Politechnika Kracowska: Krakow, Poland, 2015 – P. 441 – 449. DOI: 10.4467/2353737XCT.15.149.4186.

References

- [1] Nikolayev A.F. Snegovyye nagruzki na zdaniya / A.F. Nikolayev // Stroitel'. – 1935. – №8 (10). – S. 18 – 26.
- [2] Streletskiy N.S. Ob ischislenii zapasov prochnosti sooruzheniy / N.S. Streletskiy // Trudy Mosk. inzh.-stroit. in-ta. – 1938. – №1. – S. 4 – 32.
- [3] Streletskiy N.S. Osnovy statisticheskogo ucheta koeffitsiyenta zapasa prochnosti – M.: Sroyizdat, 1947. – 94 s.
- [4] Abovskiy V.P. Nereshennyye voprosy proyektirovaniya promyshlennykh zdaniy s intensivnymi snegopadami / V.P. Abovskiy, A.M. Veksman, V.M. Volkov, G.V. Matysek // Stroitel'naya promyshlennost'. – 1954. – №11. – S. 30 – 31.
- [5] Kan-Khut E.D. Voprosy utochneniya snegovykh nagruzok / E.D. Kan-Khut // Stroitel'naya promyshlennost'. – 1954. – №12. – S. 22 – 23.
- [6] Korablinov A.M. Uroki avariyy dvukh pokrytiy / A.M. Korablinov, L.S. Krauze // Stroitel'naya promyshlennost'. – 1957. – №7. – S. 18 – 21.
- [7] Gol'denblat I.I. O snegovykh nagruzkakh po stroitel'nym normam i pravilam / I.I. Gol'denblat, V.G. Korenev, A.M. Sizov // Stroitel'naya promyshlennost'. – 1956. – №6. – S. 25 – 28.
- [8] Otstavnov V.A. O snegovykh nagruzkakh na pokrytiya zdaniy / V.A. Otstavnov // Promyshlennoye stroitel'stvo. – 1960. – №1. – S. 58 – 61.
- [9] Klepikov L.V. Opredeleniye nagruzok pri raschete stroitel'nykh konstruksiy / L.V. Klepikov, V.A. Otstavnov // Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. – 1962. – №5. – S. 39 – 45.
- [10] Bessonov V.S. Eksperimental'nyye raboty po predotvrashcheniyu chrezmernykh nakopleniy snega na krovlyakh promyshlennykh zdaniy v rayonakh s sil'nymi vetrami / V.S. Bessonov // Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo i arkhitektura. – 1964. – №11. – S. 60 – 63.
- [11] Khromets YU.N. Sposoby bor'by s izbytochnymi snegootlozheniyami na pokrytyakh zdaniy / YU.N. Khromets, R.A. Solodovnikov // Promyshlennoye stroitel'stvo. – 1971. – №5. – S. 28 – 30.
- [12] Driving A.YA. O koeffitsiyente peregruzki snegovoy nagruzki na legkiye pokrytiya / A.YA. Driving // Nagruzki i nadezhnost' stroitel'nykh konstruksiy: Tr. TSNIISK, vyp. 21. – M., 1973. – S. 53 – 57.
- [13] Otstavnov V.A. Vozmozhnosti snizheniya snegovykh nagruzok na ploskiye pokrytiya / V.A. Otstavnov, L.S. Rozenberg // Promyshlennoye stroitel'stvo. – 1966. – №12. – S. 28 – 32.

- [14] Bat' A.A. Kommentarii k glave SNiP II-6-74 «Nagruzki i vozdeystviya» / A.A. Bat' // Promyshlennoye stroitel'stvo. – 1977. – № 5. – S. 42 – 44.
- [15] Zhukova N.K. Rezul'taty naturnykh nablyudeniy za snegovymi nagruzkami na prostranstvennyye konstruksii pokrytiy / N.K. Zhukova // Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo i arkhitektura. – 1979. – №9. – S. 40 – 46.
- [16] Neverov I.A. Snegovyye nagruzki na arochnoye pokrytiye strel'chatogo ochertaniya / I.A. Neverov, S.M. Zakharchenko, V.Z. Klimenko // Promyshlennoye stroitel'stvo. – 1984. – №7. – S. 15 – 17.
- [17] Koshutyn B.N. O vozmozhnosti snyzhenyya raschetnykh nahruzok na ploskiye pokrytyya proyzvodstvennykh zdanyy s zenytnymy fonaryamy / B.N. Koshutyn, B.P. Stokatov // Promyshlennoye stroitel'stvo. – 1984. – №5. – S. 33 – 34.
- [18] Kinash R.I. Snihove navantazhennya v Ukrayini / R.I. Kinash, O.M. Burnayev. – L'viv: Vydvo naukovo-tekhn. lit., 1997. – 848 s.
- [19] Pashyns'kyy V.A. Atmosferni navantazhennya na budivel'ni konstruksiyi dlya terytoriyi Ukrayiny / V.A. Pashyns'kyy. – K., 1999. – 185 s.
- [20] Nahruzky y vozdeystviya na zdannya y sooruzhenyya / V.N. Hordeev, A.Y. Lantukh-Lyashchenko, V.A. Pashyns'kyy, A.V. Perel'muter, S.F. Pychuhyn. Pod obshchey red. A.V. Perel'mutera. – M.: Yzd-vo ASV, 2008. – 482 s.
- [21] Pichugin S.F. Snegovyye i gololednyye nagruzki na stroitel'nyye konstruksii / S.F. Pichugin, A.V. Makhin'ko. – Poltava: OOO «ASMI», 2012. – 460 s.
- [22] Nazarov YU.P. Regional'noye normirovaniye snegovykh nagruzok v Rossii / YU.P. Nazarov, I.V. Lebedeva, N.A. Popov // Str. mekhanika i raschet sooruzheniy, – 2006. – №3. – S. 71 – 77.
- [23] Otstavnov V.A. The New Map of Ground Snow Loads for Russian Building Code / V.A. Otstavnov, I.V. Lebedeva // Proc. of V International Conference on Snow Engineering. – Davos, Switzerland, 2004. – P. 157 – 160.
- [24] Malyy V.I. Ob osobom otnoshenii k snegovoy nagruzke v rossiyskikh normakh / V.I. Malyy // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. – 2011. – №8. – S. 42 – 45.
- [25] Pichuhin S.F. Rozrakhunok nadiynosti budivel'nykh konstruksiy: monohrafiya / S.F. Pichuhin. – Poltava: TOV «ASMI», 2016. – 520 s.
- [26] Ledovskoy I.V. Analiz sluchaynogo protsessa nakopleniya snega na grunte / I.V. Ledovskoy // Vestnik grazhdanskikh inzhenerov. – 2005. – №3 (4). – S. 29 – 35.
- [27] Pichugin S.F. Veroyatnostnoye predstavleniye nagruzok na stroitel'nyye konstruksii / S.F. Pichugin // Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo. – 1995. – № 4. – S. 12 – 18.
- [28] Pichugin S.F. O vozmozhnosti predstavleniya snegovoy nagruzki v vide statsionarnogo sluchaynogo protsessa / S.F. Pichugin, V.A. Pashinskiy // Voprosy nadezhnosti zhelezobetonnykh konstruksiy. – Kuybyshev, 1999. – S. 26 – 29.
- [29] Pichugin S. Probabilistic Description of Ground Snow Loads for Ukraine / S. Pichugin // Snow Engineering. Recent Advanced and Developments. – A.A.Balkema, Rotterdam, 2000. – P. 251 – 256.
- [30] Pashyns'kyy V.A. Kvazipostiyni rozrakhunkovi znachennya navantazhen' na budivel'ni konstruksiyi / V.A. Pashyns'kyy // Kommunal'noe khozyaystvo horodov: Nauchno-tekhnicheskyy sbornyk. – Vyp. 18. – K.: Tekhnyka. – 1999. – S. 78 – 81.
- [31] Kinash R.I. Rayonuvannya terytoriyi Zakarpat's'koyi oblasti za maksimal'noyu vysotoyu snihovoho pokryvu / R.I. Kinash, YA.S. Huk // Sovremennyye konstruksyy yz metalla y drevesyny. Sb. nauchn. tr. Chast' 3. – OHASA: Odessa, OOO «Vneshreklamservys», 2011. – S. 63 – 68.
- [32] Pichugin S. Snow Load Investigation for Buildings of Different Heights / S. Pichugin, Y. Dryzhyruk. // Recent Advances in Research on Environmental Effects on Buildings and People. Ed. by A. Flaga and T. Lipecki. – PAWE, Cracow, Poland, 2010. – P. 279 – 286.

- [33] Pichuhin S.F. Vplyv teplovtrat cherez dakhy na velychynu snihovoho navantazhennya / S.F. Pichuhin, I.V. Mol'ka, YU.V. Dryzhyruk // Zb. nauk. prats' (haluz. mashynobuduvannya, budivnytstvo) / Polt. nats. tekhn. un-t im. Yuriya Kondratyuka. – Vyp. 2 (30). – Poltava: PoltNTU, 2011. – S. 113 – 117.
- [34] Pichuhin S.F. Imovirnisna model' poslidovnosti snihopadiv dlya normuvannya snihovoho navantazhennya na kholodni pokrivli / S.F. Pichuhin, N.M. Popovych // Resursoekonomni materialy, konstruktsiyi, budivli ta sporudy. Zb. nauk. prats'. Vyp. 24. – Rivne: NUVHP, 2012. – S. 377 – 384.
- [35] Pichugin S.F. The features of snow loads on building roofs / S.F. Pichugin, Yu.V. Dryzhyruk, N.M. Popovich, I.V. Chernetska // Technical Transactions, iss. 12. Civil Engineering, iss.2- B/2015. – Politechnika Kracowska: Krakow, Poland, 2015 – P. 441 – 449. DOI: 10.4467/2353737XCT.15.149.4186.

СТАТИСТИЧНЕ ОБГРУНТУВАННЯ НОРМАТИВІВ СНІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

Пічугін С.Ф., д.т.н., професор

pichugin.sf@gmail.com, ORCID 0000-0001-8505-2130

Національний університет «Полтавська політехніка
імені Юрія Кондратюка»

Анотація. Забезпечення надійності та безаварійності будівель і споруд у великій мірі залежить від правильного розуміння природи і кількісного опису та нормування навантажень на будівельні конструкції, в тому числі снігових навантажень. Ці навантаження на споруди мають досить складну фізичну природу і мінливий характер, що вимагають знання термодинамічних процесів в атмосфері і на ґрунті, фізичних властивостей снігу, методики метеорологічних спостережень і кліматологічного опису місцевості, мінливості навантажень, характеру відкладення снігу на конструкціях і спорудах. Такі особливості у певній мірі відображаються в розділах норм проектування будівельних конструкцій, що містять нормативи снігового навантаження. Більшість параметрів норм снігового навантаження мають імовірнісну природу і вимагають для свого обґрунтування застосування статистичних методів. Ці методи постійно змінювалися і розвивалися разом з регулярним переглядом норм будівельного проектування. Аналіз еволюції вітчизняних норм снігового навантаження разом з їх статистичними обґрунтуванням є актуальною задачею. Матеріали, присвячені сніговим навантаженням, опубліковані в різних науково-технічних журналах, збірниках статей, матеріалах конференцій. Доступ до цих видань утруднений, а публіковані огляди розвитку нормування снігового навантаження неповні і не включають результати досліджень останніх 15 – 20 років. Стаття містить систематизований огляд публікацій в провідних науково-технічних журналах по проблемі снігового навантаження за 80-річний період з 40-х років ХХ століття до теперішнього часу. Головна увага приділяється аналізу тенденцій розвитку норм проектування конструкцій в частині змін територіального районування та розрахункових коефіцієнтів, призначення нормативних і розрахункових значень снігового навантаження і залучення до цього дослідних статистичних даних. Відзначається високий науковий рівень вітчизняних норм ДБН В.1.2-2006 «Навантаження і впливи», які мають сучасний імовірнісний базис і асоціюються з нормами Єврокод. Виділяються наукові результати, що можуть бути включеними в наступні видання норм снігового навантаження.

Ключові слова: снігові спостереження, снігове навантаження, територіальне районування, нормативне навантаження, розрахункове навантаження.

STATISTICAL SUBSTANTIATION OF SNOW LOAD STANDARDS ON BUILDING STRUCTURES

Pichugin S.F., Dr. Tech. Sc., Professor
pichugin.sf@gmail.com, ORCID 0000-0001-8505-2130
National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic»

Abstract. Ensuring the reliability and safety of buildings and structures largely depends on a proper understanding of nature and quantitative description and rationing of loads on building structures, including snow loads. These loads on structures have a very complex physical nature and changeable nature, requiring knowledge of thermodynamic processes in the atmosphere and soil, physical properties of snow, methods of meteorological observations and climatological description of the terrain, variability of loads, the nature of snow deposition on buildings and structures. Such features are to some extent reflected in the sections of design standards of building structures that contain standards for snow load. Most parameters of snow load norms are probabilistic in nature and require the use of statistical methods to justify them. These methods are constantly changing and evolving along with the regular review of building design codes. Analysis of the evolution of domestic snow load codes together with their statistical substantiation is an urgent task. Materials on snow load have been published in various scientific and technical journals, collections of articles, conference proceedings. Access to these publications is difficult, and published reviews of the development of snow load rationing are incomplete and do not include the results of research over the past 15 – 20 years. The article contains a systematic review of publications in leading scientific and technical journals on the problem of snow load over the 80-year period from the 40s of the twentieth century to the present. The main attention is paid to the analysis of tendencies of development of designing codes concerning changes of territorial zoning and design coefficients, appointment of normative and design values of snow load and involvement in it of experimental statistical data. There is a high scientific level of domestic code DBN B.1.2-2006 "Loads and loadings", which have a modern probabilistic basis and are associated with the codes of Eurocode. Scientific results that can be included in subsequent editions of snow load standards are highlighted.

Key words: snow observations, snow load, territorial zoning, normative load, design

УДК 624.01

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-119-129

ТЕХНІЧНЕ ОБСТЕЖЕННЯ СПОРУДИ І РОЗРОБКА КОНСТРУКЦІЇ РАМИ З ХОЛОДНОФОРМОВАНИХ ТОНКОСТІННИХ ПРОФІЛІВ

Романенко С.М., старший викладач кафедри будівництва
Херсонський державний аграрно-економічний університет
romanesko666@gmail.com; ORCID ID: 0000-0002-0443-3896

Андрієвська Я.П., асистент кафедри будівництва
Херсонський державний аграрно-економічний університет
yanaandrievska321@gmail.com; ORCID ID: 0000-0003-3052-2515

Анотація. У статті наведені результати технічного обстеження несучих конструкцій навісу. Обстеження виконувалось з метою визначення несучої здатності несучих конструкцій покрівлі у зв'язку з розташуванням сонячних панелей на даху будівлі.

Запропонована нове полегшене покриття даху з профільованого листа та конструкція рами з холодноформованих елементів П-профілю та С-профілю для улаштування покриття і сонячних панелей.

Розроблено вузол кріплення конструкції рами з холодноформованих елементів до існуючих залізобетонних прогонів покриття.

Виконано перевірочний розрахунок несучих конструкцій навісу в програмному комплексі «Ліра САПР 2013».

Ключові слова: обстеження, рама, холодноформований профіль, несуча здатність, вузлові з'єднання, легкі сталеві тонкостінні конструкції

Вступ. При будівництві та реконструкції будівель та споруд, широко використовують легкі сталеві конструкції. Ці конструкції не створюють великих навантажень на нижчестоящі стіни, фундаменти та основи, мають підвищену міцність. В Україні проектують і будують будинки та споруди із сталевих холодноформованих тонкостінних профілів. Сфера застосування лінійних холодноформованих елементів дуже широка: балки невеликих прольотів, покрівельні або стінові прогони, колони або стойки стінових конструкцій, пояси ферм.

У зв'язку зі значним зниженням вартості і швидким зростанням популярності приватних геліостанцій, асортимент сонячних панелей на українському ринку став надзвичайно різноманітним. До китайського і європейського обладнання додалася найбільш сучасна продукція від американської компанії First Solar - тонкоплівкові сонячні батареї на телуриду-кадмієвої основі.

Компанія Green Tech Trade - ексклюзивний представник First Solar в Україні, яка вперше почала використовувати тонкоплівкові сонячні панелі компанії First Solar із застосуванням напівпровідника телурид кадмію (TeCa). Продукція First Solar продуктивніша і вигідніша, ніж китайські кремнієві аналоги, на 19,93%.

Аналіз останніх джерел досліджень та публікацій.

На сьогоднішній день найбільш гостро стоїть проблема раціонального використання енергоресурсів, виходячи з чого одним з пріоритетних напрямків технологічного розвитку економіки України є рішення проблем енергоефективності та енергозбереження.

Будівельна галузь являється активним користувачем енергетичних ресурсів, тому першочергова задача галузі вводити нові матеріали та конструкції для зниження користування енергії на всіх етапах життєвого циклу будівлі. Ця задача включає розробку ефективних проектно-технічних рішень та систем життєзабезпечення, використання альтернативних джерел енергії, зокрема сонячних батарей та удосконалення нормативно-правової бази [1]. В різних країнах світу діють свої національні нормативні документи з розрахунку сталевих

холодноформованих конструкцій, які мають багато розбіжностей. В усіх нормативних документах для визначення міцності несучих сталевих холодноформованих елементів в основу покладено метод ефективних ширин (effective width method), розроблений професором G.Winter. На даний момент найбільш авторитетними документами з розрахунку легких сталевих тонкостінних конструкцій є Північно-американський стандарт [2], норми Єврокод [3], національний стандарт Австралії [4]. В Україні на сьогодні діють ряд нормативних документів для проектування та розрахунку сталевих конструкцій: ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, ДСТУ EN 1090-2, ДСТУ EN 1090-4, ДСТУ EN 1090-5, ДБН В.2.6-198, ДСТУ-Н Б В.2.6-87 та книги [5, 6].

ЛСТК виготовлені із холоднокатаної тонколистової сталі з послідуочим оцинкуванням виступають ефективною альтернативою традиційним гарячекатаним профілям, що знаходить підтвердження в роботах Schafer B.W., Young Bong Kwon, Bong Sun Kim, Mohebbi S. [7-13].

На території колишнього СРСР найбільш відомими працями з теорій розрахунку тонкостінних стержнів є роботи Д.В. Бичкова, Ф. Блейха, В.З. Власова, С.П. Тимошенка, А.А. Уманського та інших учених.

Будівництво з використанням ЛСТК являється найбільш індустріалізованим та легко керованим процесом, тому що включає в себе максимальну заводську готовність. Будівлі або їх конструктивні частини, які зводяться з ЛСТК представляють собою легкі каркаси, рами яких з'єднуються в просторову систему. В якості несучих конструкцій використовуються профілі С-образного профілю, П – образного профілю, Z – образного профілю або спарені профілі, з'єднані болтами, самонарізними гвинтами або заклепками. В останні роки дослідження з'єднань зосереджені в напрямках: болтові з'єднання, прес-з'єднання, з'єднання на самосвердлильних гвинтах, надійність з'єднань та жорсткі з'єднання. Роботі болтових з'єднань присвячені праці Bolandim E.A, D. Clements, L.H. Teh, J. Liu, L. Xu, S. Fox, Teh L.H., Yu C.; прес-з'єднання та шарнірні з'єднання розглянуті в роботах Di Ilio A., Lambiase F., Mathieson C.D., Mucha J.; з'єднання на самосвердлильних гвинтах – Moen C.D., Sivapathasundaram M., а жорсткі з'єднання – в роботах Z. Bucmys, Lim J.B.P., Sabbagh A.B.

Постановка цілей і завдань досліджень. Метою дослідження є технічне обстеження будівельних конструкцій навісу для виявлення дефектів, пошкоджень, визначення категорії технічного стану споруди в цілому та визначення несучої здатності конструкції прогону покрівлі з урахуванням зміни елементів покриття і влаштування на даху сонячних панелей.

Задачі дослідження:

- виконати аналіз конструкцій;
- розробити рекомендації з відновлення несучої здатності конструкцій;
- проаналізувати результати, отримані після перевірочних розрахунків;
- розробити нову конструкцію, яку може бути використано для кріплення альтернативних джерел енергії на даху і дозволить зменшити навантаження, діюче на несучі конструкції покрівлі;
- розробити конструкцію рами з холодноформованих елементів з уточненням ефективного розміщення профілю та вузол кріплення до існуючого залізобетонного прогону покрівлі.

Методика дослідження. У роботі виконується технічне обстеження конструкцій споруди і на основі проведених досліджень дана оцінка технічного стану для визначення можливості подальшої експлуатації конструкцій та споруди в цілому.

Дослідження виконано із застосуванням класичних розрахунків будівельної механіки та методів комп'ютерного моделюючого експерименту в програмному комплексі «Ліра САПР 2013», який алгоритмічно базується на методи кінцевих елементів.

Результати досліджень. Згідно результатів проведеного інженерно-технічного обстеження будівлі представлена загальна характеристика будівлі. [14-17]

Об'єктом обстеження є будівельні конструкції одноповерхової споруди навісу для зберігання продукції деревопереробки та для виробництва продукції з торфу. Навіс

розташований на території ТОВ «Переробне підприємство Біомас» за адресом: Чернігівська область, Корюківський район, с. Сядрине вул. Заводська, 1.

Споруда поділена на чотири протипожежні відсіки протипожежною стіною – брандмауер, яка виконана з керамічної цегли і відокремлює одну частину будівлі від іншої на всю висоту та ширину споруди.

Конструктивна схема споруди – неповний каркас. В верхній частині колон по всій довжині пожежних відсіків виконані в'язи у вигляді горизонтальних розпірок. Конструкції розпорів є залізобетонні прогони. В кожному з протипожежного відсіку по середині крайнього ряду розташування колон в одній із секцій встановлені металеві хрестові в'язи по покриттю.

Несучими елементами є збірні залізобетонні колони перерізом 400 x 400 мм та висотою 8,15 м від рівня поверхні землі, що встановлюються в поздовжньому напрямку з кроком 6,0 м; в поперечному – з кроком 23,6 м.

Фундамент під колони – стовбчастий на палях з низьким розташуванням ростверку – жорстка залізобетонна конструкція, що складається з розташованих в певному порядку паль, пов'язаних ростверком.

Фундамент під цегляні стіни – стрічковий пальовий. В плані палі фундаменту стрічкового типу розташовуються в рядовому порядку з певним кроком.

Основним елементом фундаменту під стіни та колони є залізобетонні забивні висячі палі.

Зовнішні цегляні стіни навісу виконані з повнотілої керамічної цегли нормального формату - одинарна на цементно-піщаному розчині товщиною 380 мм з пілястрами.

Огороджувальними конструкціями навісу від позн. 6.900 до 8.400 є азбестоцементні хвилясті листи.

Несучою конструкцією покриття є залізобетонна трикутна арка, яка спирається на колони. Верхній пояс залізобетонний перерізом 280 x 200 мм. Підвіски виконані з металевих кутиків, які підтримують металеву затяжку з арматури періодичного профілю. (Фото 1)

Залізобетонні прогони довжиною 6,0 м призначені для застосування в покриттях одноповерхових будівель згідно серії 1.462-14. Прогони мають тавровий перетин змінної висоти: від 300 мм на середній ділянці довжини прогін до 180 мм на опорних ділянках. Кріплення прогонів покриття здійснюється шляхом зварки до закладних деталей несучої конструкції покриття. Залізобетонні прогони розташовані з кроком 1,5 м.

Дах - двосхилий з неорганізований водостоком. Покрівля виконана з азбестоцементних хвилястих листів.

Підлога - бетонна по ґрунту.

Вимощення навколо споруди відсутнє.



Фото 1. Загальний вигляд несучих конструкцій покрівлі

Після проведеного інженерно-технічного обстеження прийняте рішення про заміну покриття покрівлі і можливість встановлення на даху навісу тонкоплівкових сонячних батарей на основі телуриду кадмію основі американської компанії First Solar. Використання існуючих несучих конструкцій будівлі можливо за умови їх підсилення, або капітального ремонту з поновленням їх працездатності та підвищення несучої здатності.

В результаті обстеження споруди під час експлуатації було встановлено, що технічний стан несучих будівельних конструкцій покриття може класифікуватися як стан задовільний або категорія технічного стану - 2. Запропоновано виконати улаштування нового покриття даху з профільованого листа Н60-845-0,7, призначеного для настилання та стінових огорож. Для покриття даху передбачається використати листи з тонколистового прокату з алюмоцинковим покриттям згідно з ТУ 14-11-247 (позначення АЦ) без лакофарбового покриття ДСТУ Б В.2.6-9:2008 та виконати раму Р1 з одиночних холодноформованих профілів відкритого перерізу розміром 1,5 x 12 (L) м, яка є несучою конструкцією для покриття з профільованого листа та тонкоплівкових сонячних батарей на основі телуриду кадмію основі американської компанії First Solar.

Конструкція рами Р1 (Фото 2) включає в себе дві симетрично розташованих в повздовжньому напрямку холодноформованих елементів довжиною 12 м, виконаних з П-профілю шириною горизонтальних полиць $b=33$ мм, висота профілю $h=100$ мм, товщина $t=1,5$ мм і елементів довжиною 1,5 м в поперечному напрямку з С-профілю шириною горизонтальних полиць $b=30$ мм, висота профілю $h=100$ мм, ширина вертикальної полиці (загин) $c=14$ мм товщина $t=1,5$ мм з кроком 0,4 м (для панелей First Solar).



Фото 2. Загальний вигляд рами Р1 в зборці

Основна відмінність між С- і П-профілями - наявність відгинів у полиць С-профілів, що робить їх більш жорсткими і дозволяє витримувати велике навантаження.

Елементи рами між собою з'єднуються за допомогою нарізувальних гвинтів та опорних кутиків (одиночні крайові відгини) згідно ДСТУ EN 1090-4, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3, [18] для запобігання лінійних і кутових переміщень, деформацій від крутіння.

Розрахунок рами Р1 виконувався відповідно загальним правилам, які наведені в EN 1990 і EN 1993-1-1. При перевіірочних розрахунках за граничним станом першої або другої групи був встановлений відповідний коефіцієнти за надійністю.

При розрахунку конструкцій, що виготовлені із холодноформованих елементів, враховувався клас конструкції за наслідками руйнування у відповідності до EN 1990, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3.

Розрахунок рами Р1 виконувався в програмному комплексі «Ліра САПР 2013» [19] у такій послідовності:

- встановлення розрахункової схеми рами;
- визначення та збір навантаження;
- перевірка призначених перерізів елементів.

Мозаїка результатів перевірки призначених перерізів елементів рами за граничними станами і переміщень уздовж осі Z від розрахункових навантажень представлена на рис. 1-4.

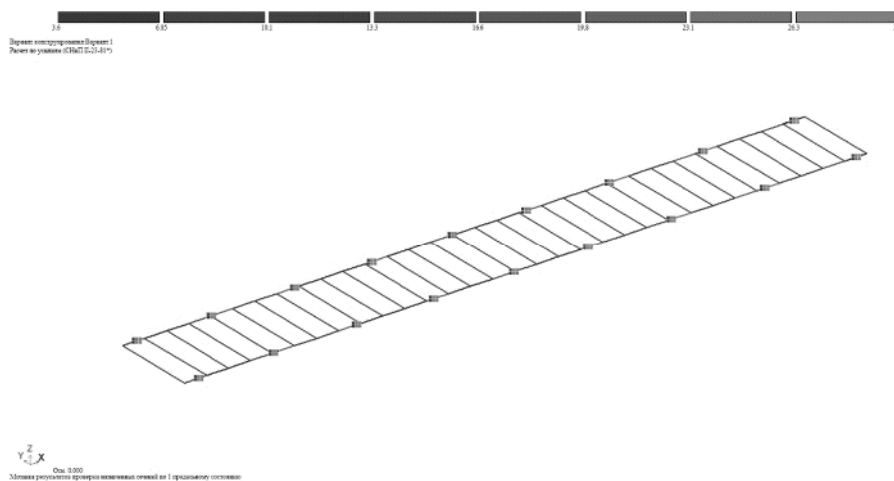


Рис. 1. Мозаїка результатів перевірки призначених перерізів елементів рами по першій групі граничних станів

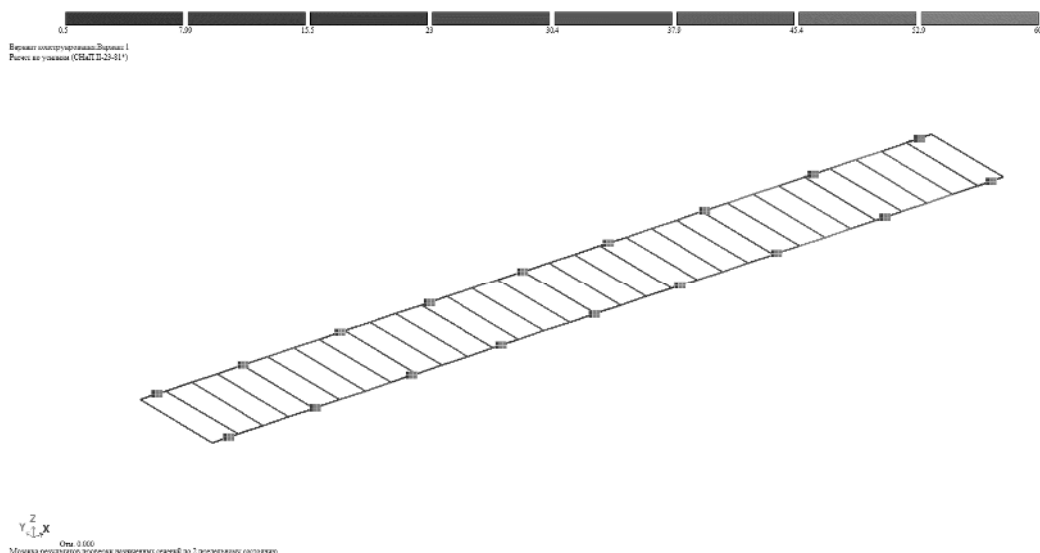


Рис. 2. Мозаїка результатів перевірки призначених перерізів елементів рами по другій групі граничних станів

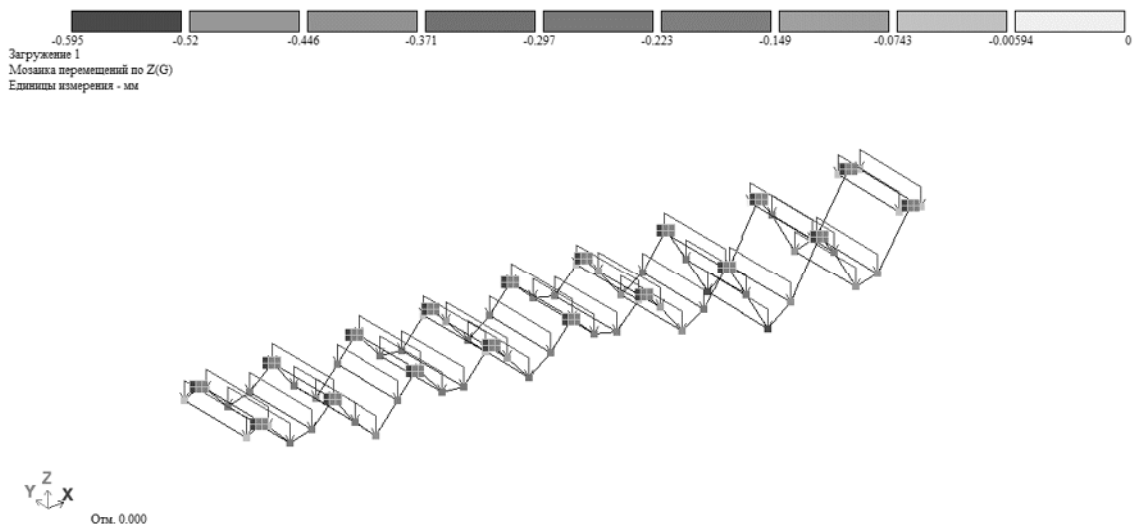


Рис. 3. Переміщення уздовж осі Z від розрахункових навантажень

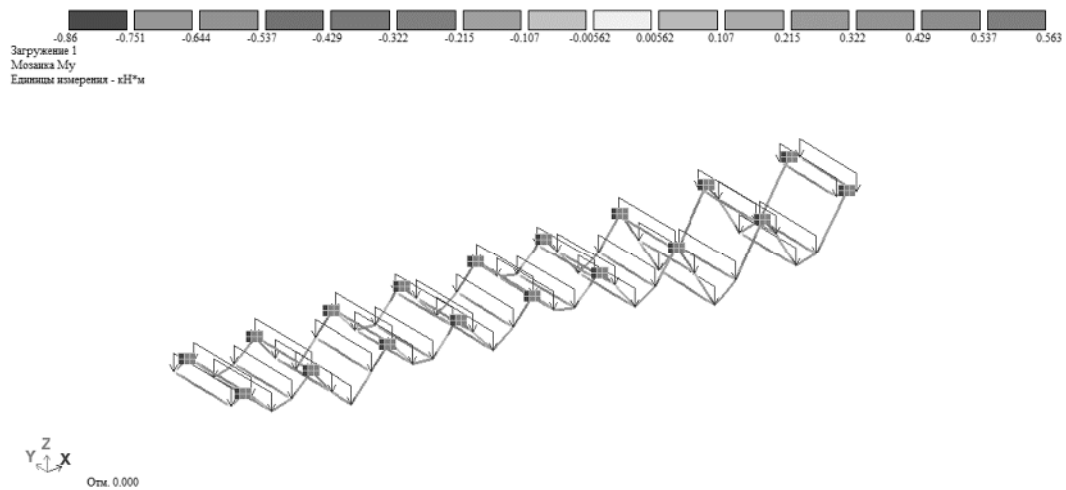


Рис. 4. Мозаїка згинаних моментів My

Прийнятий переріз елементів рами P1 задовольняє згідно розрахунку.

Розроблено вузол кріплення рами P1 до залізобетонного прогону (див. рис. 5). Рама кріпиться до прогону за допомогою металевих кутиків-коротишей та хомутів. З'єднання елементів виконується за допомогою зварки та болтів.

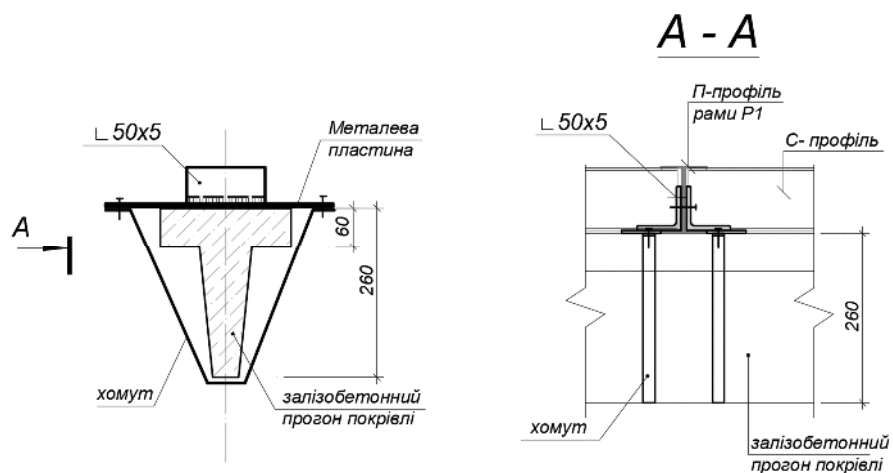


Рис. 5. Вузол кріплення рами P1 до залізобетонного прогону

Для оцінки несучої здатності існуючих залізобетонних прогонів навісу ТОВ «Переробне підприємство Біомас» за адресом: Чернігівська область, Корюківський район, с. Сядрине вул. Заводська, 1, згідно з нормами [20,21] виконано перевірочний розрахунок на несучу здатність.

Згідно серії 1.462-14 мінімальне розрахункове навантаження на існуючий залізобетонний прогон складає 380 кг/м^2 . За результатами перевірочного розрахунку розрахункове навантаження на існуючий залізобетонний прогон з урахуванням нового покриття, влаштування на покрівлі альтернативних джерел енергії та тимчасового навантаження складає $362,08 \text{ кг/м}^2$.

Висновок. Встановлення на даху альтернативних джерел енергії можливо за умови усунення дефектів та пошкоджень, виявлених при технічному обстеженні конструкцій споруди, заміни існуючого покриття даху на покриття з профільованого листа (сталевий холодногнутий листовий профіль з трапецієподібною формою гофра), який кріпиться до рами, виконаної з холодноформованих елементів.

Результати проведених досліджень використані при складанні рекомендацій по відновленню властивостей несучих конструкцій навісу, розробки проектно-кошторисної документації та впроваджені в будівельну практику при реконструкції навісу.

Література

1. ДСТУ–Н Б В.2.6-87-2009. Настанова з проектування конструкцій будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів. [Чинний від 30.11.2009 р.]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 55с.
2. AISI S100-2007. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members – Washington: American Iron and Steel Institute, 2007. – 198 p.
3. 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. – 134 p.
4. AS/NZS 4600:2005 Australian/New Zealand Standard. Cold-formed steel structures. – Sydney/Wellington: Standard Australia/ Standard New Zealand, 2005/- 111p.
5. Юрченко В.В. Проектирование каркасов зданий из тонкостенных холодногнутох профилей в среде SCAD Office // Инженерно-строительный журнал. – 2010. – №8(18). – С. 38-46.
6. Семко В. А. Расчет несущих и ограждающих конструкций из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3. [Текст] / В. А. Семко. – Киев: ООО «НПП «Интерсервис», 2015. – 143 с.
7. Schafer B.W.Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design. Journal of Constructional Steel Research, 2008, no 64, pp. 766-778. DOI: 10.1016/j. Jcsr.2008.01.022
8. Young Bong Kwon, Bong Sun Kim, Hancock G.J. Compression tests of hight strength cold-formed steel channels with buckling interaction. Journal of Constructional Steel Research, 2009, vol. 65 (2), pp. 278-289. DOI: 10.1016/j.jcsr.2008.07.005.
9. Mohebbi S., et al. Experimental work on single and double-sides steel-sheathed cold-formed steel shear walls for seismic actions. Thin-Walled Structures, 2015, vol.91, pp. 50-62. DOI: 10.1016/j.tws.2015.02.0070263-82-31.
10. Vatin N., Sinelnikov A., Garifullin M., Trubina D. Simulation of cold formed steel beams in global and distortional buckling, Applied Mechanics and Materials, 2014, vol. 633-634, pp. 1037-1041. DOI: 10.4028/www. scientific.net/AMM.633-634.1037.
11. Kikot A.A. Design of cold-formed tension members using the CFSteel software. Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal – Magazine of Civil Engineering, 2016, no. 61 (1), 42-59. DOI:10.5862/MCE.61.5

12. Pavlenko A.D., Rybakov V.A., Pikht A.V., Mikhailov E.S. Non-uniform torsion of thin-walled open-section multi-span beams. *Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal – Magazine of Civil Engineering*, 2016, no. 67 (7), 55-69. DOI:10.5862/MCE.67.6
13. Rybakov V.A., et al. Bering capacity of rafter systems made of steel thin-walled structures in attic roofs. *Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal – Magazine of Civil Engineering*, 2017, no. 76 (8), 28-39. DOI:10.18720/MCE.76.3
14. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Чинний з 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ : ДП "УкрНДНЦ", 2017. 32 с.
15. Клименко Є.В. Технічний стан будівель та споруд: монографія. Одеса: ОДАБА, 2010. 316 с.
16. Барашиков А. Я., Малишев О.М. Оцінювання технічного стану будівель та інженерних споруд: Навч. посіб. для студ. вищих навч. закл. – К.: Основа, 2008. – 320 с. ISBN: 978-966-699-399-4
17. Гладішев Д. Г., Гладішев Г. М. Дослідження технічного стану будівель, споруд та їхніх елементів: монографія. Нац. ун-т «Львів. політехніка». — Л. : Вид-во Львів. політехніки, 2012. — 303 с. ISBN: 978-617-607-201-0
18. Семко О.В. Експериментальні дослідження з'єднання тонкостінних оцинкованих конструкцій / О.В. Семко, В.О. Сіробаба, Є.О. Загорулько // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: зб. наукових праць. – Одеса: ОДАБА, 2017. – Вип. 69 – С. 58–63.
19. Городецкий Д.А., Барабаш М.С., Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е. Учебное пособие программный комплекс Лира-Сапр 2013: учебное пособие. Москва: Электронное издание, 2013. 376 с.
20. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [Текст] : ДБН В.2.6-98:2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
21. СНББ. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.: ДСТУ Б В.1.2-3:2006. [чинний від 2007-01-01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 15 с. - (Національний стандарт України).

References

- [1] DSTU–N B V.2.6-87-2009. Nastanova z proektuvannya konstrukcij budy`nkiv iz zastosuvannyam stalevy`x tonkostinny`x profiliv. [Chy`nny`j vid 30.11.2009 r.]. Vy`d. oficz. Ky`yiv : Minregionbud Ukrayiny`, 2010. 55s.
- [2] AISI S100-2007. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members – Washington: American Iron and Steel Institute, 2007. – 198 p.
- [3] 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. – 134 p.
- [4] AS/NZS 4600:2005 Australian/New Zealand Standard. Cold-formed steel structures. – Sydney/Wellington: Standard Australia/ Standard New Zealand, 2005/- 111p.
- [5] Yurchenko V.V. Proekty`rovany`e karkasov zdany`j y`z tonkostennyy`x holodnognutyy`x profy`lej v srede SCAD Office // Y`nzhenerno-stroy`tel`nyj zhurnal. – 2010. – #8(18). –S. 38-46.
- [6] Semko V. A. Raschet nesushhy`x y` ograzhdayushhy`x konstrukcy`j y`z stal`nyx holodnoformovannyx profy`lej v sootvetstvy`y` s Evrokodom 3. [Tekst] / V. A. Semko. – Ky`ev: OOO «NPP «Y`nterservy`s», 2015. – 143 s.
- [7] Schafer B.W. Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design. *Jornal of Constructional Steel Research*, 2008, no 64, pp. 766-778. DOI: 10.1016/j. Jcsr.2008.01.022

- [8] Young Bong Kwon, Bong Sun Kim, Hancock G.J. Compression tests of high strength cold-formed steel channels with buckling interaction. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, vol. 65 (2), pp. 278-289. DOI: 10.1016/j.jcsr.2008.07.005.
- [9] Mohebbi S., et al. Experimental work on single and double-sides steel-sheathed cold-formed steel shear walls for seismic actions. *Thin-Walled Structures*, 2015, vol.91, pp. 50-62. DOI: 10.1016/j.tws.2015.02.0070263-82-31.
- [10] Vatin N., Sinelnikov A., Garifullin M., Trubina D. Simulation of cold formed steel beams in global and distortional buckling, *Applied Mechanics and Materials*, 2014, vol. 633-634, pp. 1037-1041. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.633-634.1037.
- [11] Kikot A.A. Design of cold-formed tension members using the CFSteel software. *Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal – Magazine of Civil Engineering*, 2016, no. 61 (1), 42-59. DOI:10.5862/MCE.61.5
- [12] Pavlenko A.D., Rybakov V.A., Pikht A.V., Mikhailov E.S. Non-uniform torsion of thin-walled open-section multi-span beams. *Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal – Magazine of Civil Engineering*, 2016, no. 67 (7), 55-69. DOI:10.5862/MCE.67.6
- [13] Rybakov V.A., et al. Bearing capacity of rafter systems made of steel thin-walled structures in attic roofs. *Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal – Magazine of Civil Engineering*, 2017, no. 76 (8), 28-39. DOI:10.18720/MCE.76.3
- [14] DSTU-N B V.1.2-18:2016. Nastanova shhodo obstezhennya budivel' i sporud dlya vy'znachennya ta ocinky' yix texnichnogo stanu. [Chy'nny'j z 2017-04-01]. Vy'd. ofic. Ky'yiv : DP "UkrNDNCz", 2017. 32 s.
- [15] Kly'menko Ye.V. Texnichny'j stan budivel' ta sporud: monografiya. Odesa: ODABA, 2010. 316 s.
- [16] Barashy'kov A. Ya., Maly'shev O.M. Ocinyuvannya texnichnogo stanu budivel' ta inzhenerny'x sporud: Navch. posib. dlya stud. vy'shhy'x navch. zakl. – K.: Osnova, 2008. – 320 s. ISBN: 978-966-699-399-4
- [17] Glady'shev D. G., Glady'shev G. M. Doslidzhennya texnichnogo stanu budivel', sporud ta yixnix elementiv: monografiya. Nacz. un-t «L'viv. politexnika». — L. : Vy'd-vo L'viv. politexniky', 2012. — 303 s. ISBN: 978-617-607-201-0
- [18] Semko O.V. Ekspery'mental'ni doslidzhennya z'yednannya tonkostinny'x ocy'nkovany'x konstrukcij / O.V. Semko, V.O. Sirobaba, Ye.O. Zagorul'ko // Visny'k Odes'koyi derzhavnoyi akademiyi budivny'cztva ta arhitektury': zb. naukovy'x prac'. – Odesa: ODABA, 2017. – Vy'p. 69 – S. 58–63.
- [19] Gorodeczky'j D.A., Barabash M.S., Vodop'yanov R.Yu., Ty'tok V.P., Artamonova A.E. Uchebnoe posoby'e programny'j kompleks Ly'ra-Sapr 2013: uchebnoe posoby'e. Moskva: Elektronnoe y'zdany'e, 2013. 376 s.
- [20] Konstrukciyi budy'nkiv ta sporud. Betonni ta zalizobetonni konstrukciyi. Osnovni polozhennya [Tekst] : DBN V.2.6-98:2009 / Ministerstvo regional'nogo rozvy'tku ta budivny'cztva Ukrainy'. – K. : Minregionbud Ukrainy', 2011. – 71 s
- [21] SNBB. Progy'ny' i peremishhennya. Vy'mogy' proektuvannya.: DSTU B V.1.2-3:2006. [chy'nny'j vid 2007-01-01]. - K.: Minregionbud Ukrainy', 2006. – 15 s. - (Nacional'ny'j standart Ukrainy').

ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ СООРУЖЕНИЯ И РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ РАМЫ С ХОЛОДНОКАТАНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОФИЛЕЙ

Романенко С.Н., старший преподаватель кафедры строительства
Херсонский государственный аграрно-экономический университет
romanesko666@gmail.com, ORCID ID: 0000-0002-0443-3896

Андриевская Я.П., ассистент кафедры строительства
Херсонский государственный аграрно-экономический университет
yanaandrievska321@gmail.com, ORCID ID: 0000-0003-3052-2515

Аннотация. Стальные холоднокатаные конструкции были известны с середины XIX века в США и Великобритании.

Несмотря на успехи в развитии холоднокатаных конструкций, уровень их использования был ниже, чем горячекатаных конструкций. Значительным фактором, который влиял на этот дисбаланс применения, был факт отсутствия нормативных документов. В разных странах мира действуют свои национальные нормативные документы по расчету стальных холоднокатаных конструкций, которые имеют много разногласий. К европейской группе относятся нормы стран Европейского Союза, Великобритании, Гонконга, Украины, Беларуси, Казахстана; американской группе - Соединенных Штатов Америки, Канады, Мексики, Австралии, Новой Зеландии, Бразилии, Чили, Египта. Свои особенности имеют нормативы таких крупных стран, как Китай, Индия и Россия.

В статье приведены результаты технического обследования несущих конструкций навеса. Обследование выполнялось с целью определения несущей способности несущих конструкций кровли в связи с расположением солнечных панелей на крыше здания.

Возведение зданий и конструктивных частей из лёгких стальных тонкостенных конструкций (профилей) выполняется в виде легких каркасов, рамы которых последовательно соединяются в пространственные системы. Предложено новое облегченное покрытие крыши из профилированного листа и конструкция рамы из холоднокатаных элементов П-профиля и С-профиля для устройства покрытий и установки солнечных панелей. Такое покрытие является максимально индустриализованным, легко и быстро возводимым. Выполнен анализ конструктивных вариантов эффективного размещения профиля холоднокатаных элементов и узлов сопряжения рамы и железобетонного прогона покрытия. Расчет рамы проводился в программном комплексе «Лира САПР 2013»

Результаты проведенной работы послужили для составления рекомендаций по восстановлению свойств несущих конструкций навеса, разработки проектно-сметной документации и внедрение в строительную практику при реконструкции навеса.

Ключевые слова: обследование, рама, холоднокатаный профиль, несущая способность, узловые соединения, легкие стальные тонкостенные конструкции

TECHNICAL INSPECTION OF THE STRUCTURE AND DEVELOPMENT OF THE STRUCTURE OF FRAMES WITH COLD-ROLLED THIN-WALLED PROFILES

Romanenko S.M., senior lecturer department of Construction
Kherson State agrarian and economic University

romanesko666@gmail.com; ORCID ID: 0000-0002-0443-3896

Andriievskaya Y.P., assistant department of Construction
Kherson State agrarian and economic University

yanaandriievskaya321@gmail.com; ORCID ID: 0000-0003-3052-2515

Abstract. Cold rolled steel structures have been known since the mid-19th century in the United States and Great Britain.

Despite the advances in the development of cold-rolled structures, the level of their use was lower than that of hot-rolled structures. A significant factor that influenced this imbalance in application was the fact that there were no regulations. Into different countries of the world have their own national regulations for the calculation of cold-rolled steel structures, which have many controversies. In the European group includes the norms of the countries of the European Union, Great Britain, Hong Kong, Ukraine, Belarus, Kazakhstan; American group - the United States of America, Canada, Mexico, Australia, New Zealand, Brazil, Chile, Egypt. The regulations of such large countries as China, India and Russia have their own characteristics.

The article presents the results of a technical survey of the load-bearing structures of the canopy. The survey was carried out to determine the bearing capacity of the roof load-bearing structures in relation to the location of the solar panels on the roof of the building.

The construction of buildings and their structural parts from light steel thin-walled structures (profiles) is carried out in the form of light frames, the frames of which are successively connected into spatial systems. A new lightweight roof covering made of profiled sheet and a frame structure made of cold-rolled P-profile and C-profile elements for roofing and installation of solar panels are proposed. Such a coating is the most industrialized, easily and quickly erected. The analysis of constructive options for the effective placement of the profile of cold-rolled elements and joints of the frame and reinforced concrete run of the coating is carried out. The design of the frame was carried out in the software package " Лира САПР 2013" .

The results of the work carried out served to draw up recommendations for restoring the properties of the load-bearing structures of the canopy, the development of design estimates and implementations into construction practice during the reconstruction of the canopy.

Key words: inspection, frame, cold-formed profile, load-bearing capacity, nodal joints, light steel thin-walled structures

UDC 624.014.2:624.072:624.014.046

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-130-138

CALCULATION OF INTERMEDIATE SUPPORTING PARTS OF INSEPARABLE PERFORATED BEAMS IN THE SOFTWARE COMPLEX «LIRA»**Romaniuk V.V.**, Ph.D., Assistant Professor,
ORCID:0000-0002-2539-4654**Supruniuk V.V.**, Ph.D., Assistant Professor,
ORCID:0000-0001-9534-4460**Bezniuk L.I.**, postgraduate student,
ORCID: 0000-0001-6703-5062*National University of Water and Environmental Engineering (Rivne)*

Abstract. Due to the simplicity of design and manufacture, as well as reliability during operation, beams are one of the most common elements used in industrial, civil and public construction. The most rational cross-section of metal beams are rolled I-beams with inclined or parallel inner faces of the shelves, the predominant use of which is due to the value of the core distance, which is twice as much the same value for a rectangular section and almost three times for a round section. This figure is even higher for perforated profiles obtained from conventional rolling beams, which allow you to compose sections with increased values of moments of inertia and moments of resistance without increasing material consumptions. For inseparable beams, an additional significant factor influencing on their bearing capacity, is the structural design of the intermediate support part.

The aim of these researches is to study the stress-strain state of inseparable perforated beams of I-beam profile of different heights in areas near the intermediate support, the design of which is made without a transverse stiffening rib placed on the axis of the support, and with unwelded holes to the left and right of the support under the action of evenly distributed load in the software complex "Lira". The objectives of the study are to establish the actual values of stresses and strains in the characteristic cross sections of the inseparable perforated I-beam, which occur on the intermediate support, and perform a comparative analysis of numerical studies obtained in the software complex "Lira" for intermediate support node beams of different heights for actions of different magnitudes of loads. The analysis of the obtained diagrams of normal stresses was carried out, which showed that for the proposed design of the support part of the beam, the cross-sections with holes directly to the left and right of the support are calculated. The conclusion about necessity of carrying out further experimental-theoretical researches of various types of support parts of beams for the purpose of development of a complex technique of their calculation and recommendations on definition of rational scope of application of each of them is formulated.

Key words: inseparable beam, intermediate support, section, perforation, stress, deformation, bearing capacity, software complex.

Introduction. Due to the simplicity of design and manufacture, as well as reliability during operation, beams are one of the most common elements used in industrial, civil and public construction to cover spans up to 18...20 m and even more. Their work on transverse bending, as a result of which the bending moment and transverse force occur along the length of the element, and normal and tangential stresses develop in the cross section, is possible due to the presence in their design of horizontal elements (shelves or belts), which give the beam the necessary rigidity, and a vertical wall connecting the belts, and provides shear resistance to the action of transverse forces. Beams are statically significant (single-span split and cantilever) and statically indeterminate (multi-span inseparable, multi-span with consoles and clamped). Inseparable beams have lower metal consumptions and they have smaller deflections in the span under the action of any type of load.

The most rational cross-section of metal beams, given the ease of manufacture, cost and compliance with the resulting stress are rolled I-beams with inclined or parallel inner faces of the shelves. The predominant use of such a profile is due to the value of the core distance $\rho = W/A$, which is twice as much the same value for a rectangular section and almost three times for a round section. This figure is even higher for perforated profiles obtained from conventional rolling beams, which allow you to compose sections with increased values of moments of inertia and moments of resistance without increasing material consumptions. The cross-section in which the material is concentrated at a certain distance from the horizontal axis, ie in the shelves, best corresponds to the nature of the distribution of normal and tangential stresses arising from the bending of the beams. For inseparable beams, a significant factor influencing on their bearing capacity, in addition to the magnitude, nature of action (static or dynamic), type (concentrated, evenly distributed, combined), load action patterns; strength of the material (steel of normal strength or high strength); span values of a beam; geometrical parameters of cross section, there is a construction of an intermediate support part of a beam.

Analysis of existing researches. The current design standards for steel structures [1] briefly present the general principles of design of perforated beams, the formulas for calculating normal stresses at characteristic points of cross section with a hole are given in them and they emphasize the need to strengthen the cross section on the support by transverse stiffeners. In other matters, perforated beams are subject to the same requirements as conventional rolling beams according to [2, 3]. This refers only to single-span beams, and the design features of multi-span inseparable perforated beams are not considered at all. European design standard for steel structures [4] do not currently regulate the calculation of perforated elements.

There are numerous experimental and theoretical studies of bending perforated elements, performed by both domestic and foreign scientists, but they do not answer all the questions related to the features of the calculation and design of multi-span inseparable beams.

During the studies of the bearing capacity of the prestressed arch, the results of which are presented in [5, 7, 8], were clarified certain features of the work and the stress-strain state of the upper belt of the arch made of perforated I-beam, which worked on an inseparable scheme, because it had an intermediate support in the form of a pre-stressed stud. The obtained information prompted the authors to consider the need for additional comprehensive experimental and theoretical studies of the area of the bending element near the intermediate support. At the first stage, it is advisable to use the software complex "Lira", which is widely used in the practice of designing various building structures and which has confirmed its high efficiency and accuracy in the study of perforated beams Z-shaped profile [6].

The purpose of researches. The aim of this work is to study the stress-strain state of inseparable perforated beams of I-beam profile of different heights obtained from the original I-beams №№ 20, 30, 40, 50 and 60 (GOST 8239-89) of steel class C235 with the coefficient of development of cross section $k = 1,5$ in areas near the intermediate support, the design of which is made without a transverse stiffener placed on the axis of the support, and with unwelded holes to the left and right of the support under the action of evenly distributed load in the software complex "Lira". The objectives of the study are to establish the actual values of stresses and strains in the characteristic cross sections of the inseparable perforated I-beam, which occur on the intermediate support, and perform a comparative analysis of numerical studies obtained in the software complex "Lira" for intermediate support node beams of different heights and different in value loads for the specified variant of its constructive design.

Research methods. Analysis of literature sources devoted to theoretical and experimental studies of perforated structures, as well as the use of the finite element method, implemented in the software complex "Lira".

Presenting main material. Modeling of perforated inseparable beam (Fig. 1) of I-beam section (Fig. 2) was performed in the software complex "Lira" based on the finite element method, the essence of which is that any continuous quantity can be approximated by a piecewise continuous function under construction in real sizes with all design features, in a finite number of points.

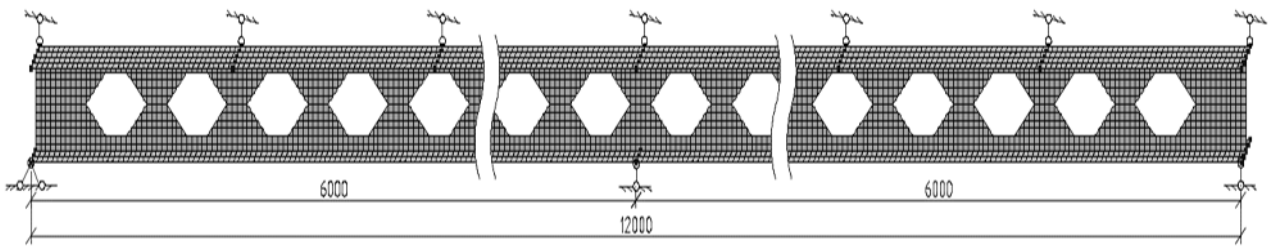


Fig. 1. Model of inseparable perforated beam in the SC "Lira"

To build a discrete model of a continuous value of perforated beams with hexagonal holes, the following conditions are accepted:

- 1) the region of the quantity under study is divided into a finite number of elements that have common nodal points that generally approximate the shape of the region;
- 2) nodes in the area under consideration are fixed;
- 3) the values in the middle of the region are determined at the nodal points, which approximate the function, using the values of the continuous quantity under study.

From the point of view of construction of an inseparable perforated beam it is considered as set of constructive elements (walls and shelves) which are connected among themselves in nodal points. If you know the relationship between forces and displacements for each element, you can describe the properties and investigate the behavior of the structure as a whole.

The beam was divided by a grid of finite elements, based on the following conditions $a \geq 2t$ and $b \geq 2t$, where a and b – are the length and width of the finite elements; t – is the thickness of the elements (shelves, walls) under consideration. Finite elements of the shelf and the wall are square in shape with the dimensions presented in table 1. Finite elements near hexagonal holes are formed by three- and four-node plates. The angle of inclination of the inclined face of the hole $\alpha = 45^\circ$. The accepted sizes and the form of finite elements allow to receive high accuracy of calculation.

Fastening of the ends of the perforated two-span beam with the same spans $l = 6$ m is accepted: the extreme support on the left is articulated; the extreme support on the right is hinged; intermediate support – hinged. To fasten the beam from the plane of action of the load used transverse elements, which are placed on the upper belts of the profile with a step of 1 m (see Fig. 1). This made it possible to eliminate transverse deformations of the modeled structure and bring its operation as close as possible to the work of the real structure.

The following variants of a design of an intermediate support part of an inseparable perforated beam are possible:

- 1) without a stiffening rib placed on the axis of the intermediate support, and with unwelded holes to the left and right of the support (Fig. 3) (type 1);
- 2) with a stiffening rib placed on the axis of the intermediate support, and with unwelded holes to the left and right of the support (type 2);
- 3) without a stiffening rib placed on the axis of the intermediate support, and with welded holes to the left and right of the support (type 3);
- 4) with a stiffening rib placed on the axis of the intermediate support, and with welded holes to the left and right of the support (type 4).

In this article, we consider the stress-strain state of only the support type 1 (see Fig. 3).

The composition of the intermediate support part of the beam includes two sections with a length of $l_1 = 700 \dots 1800$ mm to the left and right of the axis of the support. Thus, the length of the support part depending on the height of the perforated beam $h = 300 \dots 900$ mm and is $2l_1 = 1400 \dots 3600$ mm (see Fig. 3). The size l_1 – is the distance from the point of intersection of the diagram of the bending moment M of the neutral line, ie the zero point, to the axis of the intermediate support.

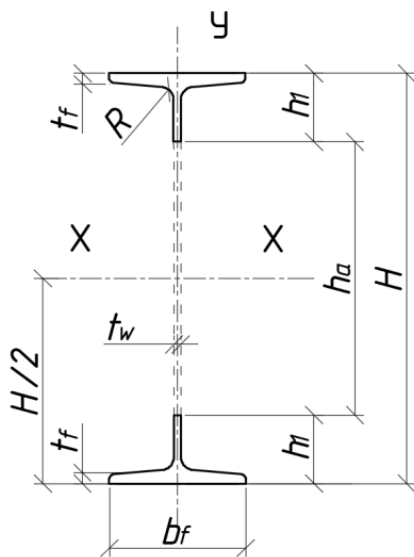


Fig. 2. Cross section of the perforated beam

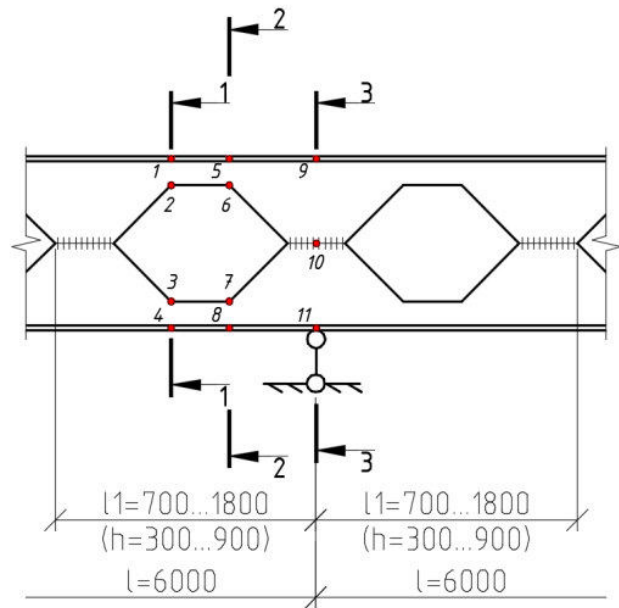


Fig. 3. Support section without stiffeners and with unwelded holes (type 1)

Using the known formulas for determining the values of transverse forces and bending moments at characteristic points and cross sections along the length of a two-span continuous beam under the action of a certain uniformly distributed load, we can determine the amount of load for which the beam will have a limit state, belonging to the limit states of the 1st group, namely the loss of bearing capacity because of achieving in the cross section of the beam of the limit normal stresses. Based on these considerations, the limit values of the calculated uniformly distributed load q for beams of different heights are calculated. And these loads are calculated for the original I-beams №№ 20, 30, 40, 50, 60 and are respectively $q = 16,45; 45,22; 85,24; 142,1; 229,0$ kN/m. The notation of the geometrical parameters of the beams is presented in Fig. 4, and their numerical values are given in table 1.

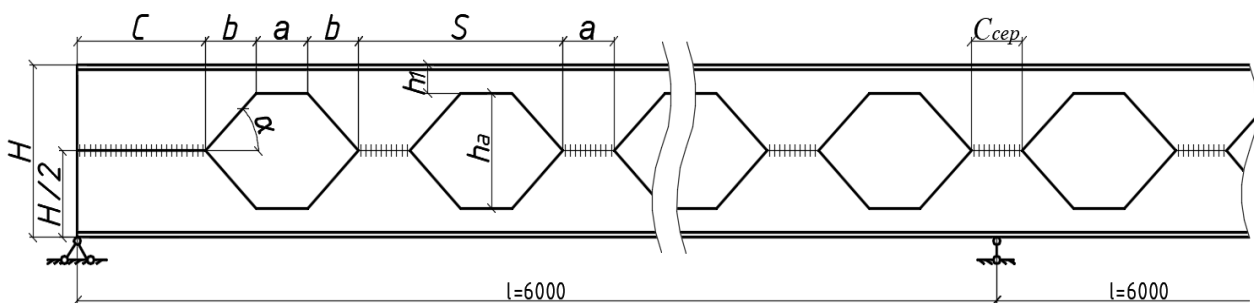


Fig. 4. Symbols of geometrical parameters of inseparable perforated beams

Research results. Analysis of the diagrams of the stresses given in table 2, indicates a significant change in the stress-strain state of the calculated cross sections as you approach from the middle of the span of the beam to the axis of the intermediate support. In the middle part of the beam, the stress distribution in the section with the hole is traditional – stresses at the points of the upper brand of cross section have a sign "minus", and at the points of the lower brand – sign "plus" in full accordance with the diagrams of bending moment.

In the calculated cross-sections of the support part of the beam 1-1 and 2-2 (see Fig. 3) the stress distribution is completely different and it differs not only from the stresses in the span, but also has significant differences in these sections, although the distance between them is quite insignificant and is depending on the height of the beam $a = 100 \dots 300$ mm.

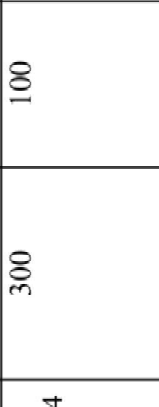
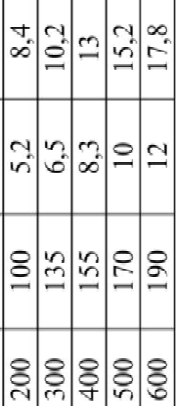
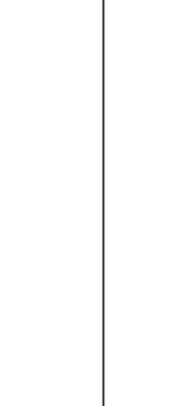
Table 1

Geometric parameters of inseparable perforated beams

№№ original I-beams	Geometric parameters of beams											Finite elements (triangulation), mm		
	h , mm	b_f , mm	t_w , mm	t_f , mm	H , mm	C , mm	C_{exp} , mm	a , mm	b , mm	h_w , mm	s , mm	l_t , mm	wall	shelf
20	200	100	5,2	8,4	300	300	400	100	100	200	400	1400	15	17
30	300	135	6,5	10,2	450	500	500	150	150	300	600	1900	15	21
40	400	155	8,3	13	600	400	400	200	200	400	800	2200	20	26
50	500	170	10	15,2	750	800	900	250	250	500	1000	3100	20	31
60	600	190	12	17,8	900	1000	1000	300	300	600	1200	3600	24	36

Table 2

Diagrams of normal stresses in the calculated cross sections of beams with intermediate support type 1

№ №	Height of an initial I-beam, mm	Height of perforated profile, mm	Height of perforation hole, mm	Maximum calculated load q , kN/m	Stress diagrams, MPa, in cross sections		
					Cross section 1-1 (points 1, 2, 3, 4)	Cross section 2-2 (points 5, 6, 7, 8)	Cross section 3-3 (points 9, 10, 11)
1	2	3	4	5	6	7	8
1	200 ($W_x=184 \text{ cm}^3$)	300	100	16,45			

continuation of the table 2

1	2	3	4	5	6	7	8
2	300 ($W_x=472$ cm^3)	450	150	42,22			
3	400 ($W_x=953$ cm^3)	600	200	85,24			
4	500 ($W_x=1589$ cm^3)	750	250	142,1			
5	600 ($W_x=2560$ cm^3)	900	300	229,0			

At first glance, this distribution of stresses in sections with holes is illogical, because at the calculation points located in the stretched zone of the beam (points 2 and 6) the sign of stresses changes from "plus" to "minus", and points of the compressed zone of the beam (point 3 and 7) from "minus" to "plus" (see Table 2). Moreover, this pattern is preserved for beams of any height under the action of any magnitude of the load.

Why this happens becomes clear after careful study and analysis of the isofields of normal stresses in the supporting part of the beam (Fig. 5). Due to the presence of perforation holes along the length of the support part and the local influence of the reaction of the intermediate support in the wall of the beam there are local stress zones, the sign of which does not coincide with the general sign of stresses. Thus, in the upper part of the beam, which is generally stretched, around point 6 of section 2-2 in the beams of all heights there is a local area of compression stresses of different magnitudes. Its presence, in our opinion, can be explained by the local influence of the reaction of the intermediate support. Conversely, around point 7, which is located in the compressed zone of the beam, there is a local area of tensile stresses, the presence of which can be explained by a significant uneven deformation around the hole, ie the presence of these holes themselves.

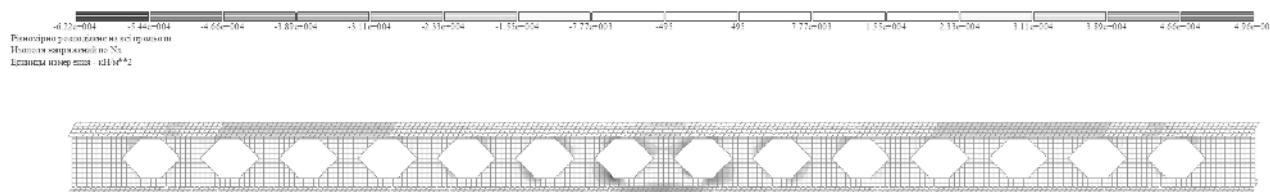


Fig. 5. Isofields of normal stresses in an inseparable two-span perforated beam

For all beams, regardless of their height and the magnitude of the applied load, the greatest tensile or compressive stresses occur at the calculation points 2 and 3 in section 1-1 and at points 6 and 7 in section 2-2. For beams of all heights presented in table 2, the stresses at these calculation points do not exceed the calculated resistance of steel class C235 $R_y = 230$ MPa, which is accepted to be the same in the calculation of all beams. Therefore, there is no need to weld holes to the left and right of the intermediate support. The stresses in the continuous section 3-3 along the axis of the intermediate support are much smaller. To ensure the local stability of the wall, you can use a pair of transverse stiffeners placed on the axis of the support. Then in the calculation of the supporting part of the beam, these ribs are included in its composition and due to the increase of the geometric parameters of the cross section stresses decrease.

Summary. The stress distribution at the calculated points of the characteristic sections with holes of the inseparable perforated beam near the intermediate support differs significantly from the stress distribution in the calculated sections of the span part, because the sign of the diagram of the bending moment in the support part changes from positive to negative and this completely changes the nature of the stress-strain state. This change indicates the impossibility of using the formulas of current design standards [1] to calculate stresses at calculation points, which confirms the need for further experimental-theoretical studies of different types of support parts of beams to develop a comprehensive method for their calculation and recommendations for determining the rational scope of each of them.

References

- [1] DBN V.2.6-198:2014. Stalevi konstruktsiyi. Normy proektuvannya [Chynnyy vid 2015-01-01]. Kyiv :Minrehion Ukrayiny, 2014. 198 s. (Derzhavni budivel'ni normy Ukrayiny).
- [2] DBN V.1.2-2:2006. Systema zabezpechennya nadiynosti ta bezpeky budivel'nykh ob'yektiv. Navantazhennya i vplyvy. Normy proektuvannya [Na zaminuSNyP 2.01.07-85; chynnyy vid 2007-10-01]. Kyiv :Minrehion Ukrayiny, 2006. 75 s. (Derzhavni budivel'ni normy Ukrayiny).
- [3] DSTU B V.1.2-3:2006. Systema zabezpechennya nadiynosti ta bezpeky budivel'nykh ob'yektiv. Prohyny i peremishchennya. Vymohy proektuvannya [Na zaminu rozdil10 SNyP

- 2.01.07-85; chynnyy vid 2007-01-01]. Kyiv :Minbud Ukrayiny, 2006. 10 s. (Natsional'ny ystandart Ukrayiny).
- [4] Eurocode 3: Design of steel structures. EN 1993-1-8:2005.
- [5] Romaniuk V. V., Supruniuk V. V. Mitsnist' ta deformatyvnist' perforovanykh elementiv stalevoyi arky (Strength and deformability of perforated elements of steel arch): monohrafiya. Rivne: NUVHP, 2013. 106 s.
- [6] Romaniuk V. V., Vasylenko V. B., Supruniuk V. V. Nesucha zdattnist' perforovanykh prohonyv Z-podobnoho profilyu za kosoho zhynu (Carrying capacity of perforated runs of Z-shaped profile in oblique bending) : monohrafiya. Rivne: NUVHP, 2017. 206 s.
- [7] Romaniuk V. V., Supruniuk V. V. Osoblyvosti rozrakhunku prol'otnykh konstruktsiy z perforovanykh elementiv za skladnoho napruzhenno-deformovanoho stanu (Features of the calculation of span structures from perforated elements in complex stress-strain state). *Zbirnyknaukovykhprats' Ukrayins'koho derzhavnoho universytetu zaliznychnoho transportu*. Kharkiv: UkrDUZT, 2018. Vypusk 175.S. 98 – 108.
- [8] Romaniuk V.V., Supruniuk V. V. Eksperymental'ni doslidzhennya prol'otnykh konstruktsiy z perforovanykh elementiv za skladnoho napruzhenno-deformovanoho stanu (Experimental researches of flexible constructions from perforated elements at a complex stress-deformed state). *Opir materialy i teoriya sporud: nauk. –tekh.zbirn*. K.: KNUBA, 2019. Vyp. 103. S. 189-200.

РОЗРАХУНОК ПРОМІЖНИХ ОПОРНИХ ЧАСТИН НЕРОЗРІЗНИХ ПЕРФОРОВАНИХ БАЛОК У ПРОГРАМНОМУ КОМПЛЕКСІ «ЛІРА»

Романюк В.В., к.т.н., доцент,
ORCID:0000-0002-2539-4654

Супрунюк В.В., к.т.н., доцент,
ORCID:0000-0001-9534-4460

Безнюк Л.І., аспірант,
ORCID: 0000-0001-6703-5062

Національний університет водного господарства та природокористування (м. Рівне)

Анотація. Завдяки простоті конструктивної форми та виготовлення, а також надійності під час експлуатації балки є одними з найбільш розповсюджених елементів, які застосовуються у промисловому, цивільному і громадському будівництві. Найбільш раціональним перерізом металевих балок є прокатні двотаври з похилими або паралельними внутрішніми гранями полиць, переважне використання яких зумовлене значенням ядрової відстані, яке удвічі перевищує аналогічне значення для прямокутного перерізу і майже утричі для круглого. Цей показник є ще більшим для перфорованих профілів, отриманих зі звичайних прокатних балок, які дозволяють компоувати перерізи зі збільшеними значеннями моментів інерції і моментів опору без збільшення витрат матеріалу. Для нерозрізних балок додатковим суттєвим фактором, що впливає на їх несучу здатність, є конструктивне оформлення проміжної опорної частини.

Метою проведених досліджень є вивчення напружено-деформованого стану нерозрізних перфорованих балок двотаврового профілю різної висоти на ділянках біля проміжної опори, конструкція якої виконана без поперечного ребра жорсткості, розміщеного по осі опори, і з незавареними отворами зліва і справа від опори за дії рівномірно розподіленого навантаження у програмному комплексі «Ліра». Завданнями дослідження є встановлення фактичних значень напружень і деформацій у характерних перерізах нерозрізної перфорованої балки двотаврового профілю, які виникають на проміжній опорі, та виконання порівняльного аналізу результатів числових досліджень, отриманих у програмному комплексі „Ліра”, для проміжного опорного вузла балок різної висоти і за дії різних за величиною навантажень. Проведено аналіз отриманих епюр нормальних напружень, який засвідчив, що для

запропонованої конструкції опорної частини балки розрахунковими є перерізи з отворами безпосередньо зліва і справа від опори. Зроблено висновок про необхідність проведення подальших експериментально–теоретичних досліджень різних типів опорних частин балок з метою розробки комплексної методики їх розрахунку та рекомендацій щодо визначення раціональної області застосування кожного з них.

Ключові слова: нерозрізна балка, проміжна опора, переріз, перфорація, напруження, деформація, несуча здатність, програмний комплекс.

РАСЧЕТ ПРОМЕЖУТОЧНЫХ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ НЕРАЗРЕЗНЫХ ПЕРФОРИРОВАННЫХ БАЛОК В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ «ЛИРА»

Романюк В.В., к.т.н., доцент,
ORCID:0000-0002-2539-4654

Супрунюк В.В., к.т.н., доцент,
ORCID:0000-0001-9534-4460

Безнюк Л.Л., аспирант,
ORCID: 0000-0001-6703-5062

Национальный университет водного хозяйства и природопользования (г. Ровно)

Аннотация. Благодаря простоте конструктивной формы и изготовления, а также надежности во время эксплуатации балки являются одними из наиболее распространенных элементов, используемых в промышленном, гражданском и общественном строительстве. Наиболее рациональным сечением металлических балок являются прокатные двутавры с наклонными или параллельными внутренними гранями полок, преимущественное применение которых обусловлено значением ядрового расстояния, которое в два раза превышает аналогичное значение для прямоугольного сечения и почти в три для круглого. Этот показатель еще больше для перфорированных профилей, полученных из обычных прокатных балок, которые позволяют компоновать сечения с большими значениями моментов инерции и моментов сопротивления без увеличения затрат материала. Для неразрезных балок дополнительным существенным фактором, влияющим на их несущую способность, является конструктивное оформление промежуточной опорной части. Цель проведенных исследований состоит в изучении напряженно-деформированного состояния неразрезных перфорированных балок двутаврового профиля разной высоты на участках вблизи промежуточной опоры, конструкция которой выполнена без поперечного ребра жесткости, расположенного по оси опоры, и с незаваренными отверстиями слева и справа от опоры, при действии равномерно распределенной нагрузки в программном комплексе «Лира». Задачами исследований являются определение фактических значений напряжений и деформаций в характерных сечениях неразрезной перфорированной балки двутаврового профиля, которые возникают на промежуточной опоре, и проведение сравнительного анализа результатов числовых исследований, полученных в программном комплексе «Лира», для промежуточного опорного узла балок разной высоты при действии разных по величине нагрузок. Выполнен анализ полученных эпюр нормальных напряжений, который показал, что для предложенной конструкции опорной части балки расчетными являются сечения с отверстиями непосредственно слева и справа от опоры. Сделан вывод о необходимости проведения дальнейших экспериментально-теоретических исследований разных типов опорных частей балок с целью разработки комплексной методики их расчета и рекомендаций по определению рациональной области использования каждого из них.

Ключевые слова: неразрезная балка; промежуточная опора, сечение, перфорація, напруження, деформація, несучая способность, программный комплекс.

УДК 624.01

doi:10.31650/2707-3068-2021-25-139-147

**МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ОПТИМІЗАЦІЇ ПОКРИТТЯ КРУГЛОЇ У ПЛАНІ
БУДІВЛІ З РАДІАЛЬНИМ РОЗТАШУВАННЯМ БАЛОК****Янін О.Є.**, - к.т.н., доцент,*Херсонський Державний Аграрний Університет, м. Херсон*
yanin_a@ukr.net, ORCID ID 0000-0003-0230-8669**Новікова С.М.**, - старший викладач,*Херсонський Державний Аграрний Університет, м. Херсон*
novikova_svetla@ukr.net, ORCID ID 0000-0003-0012-521X

Анотація. У статті наведені результати оптимізації кута між радіальними балками у перекритті круглої у плані будівлі. З одного боку вони спираються на центральну стійку, а з другого на вертикальні несучі конструкції уздовж кола. На балки укладається сталевий настил. Оптимальний кут між балками визначався таким чином, щоб маса балки і настилу була мінімальною. Задача визначення цього вирішувалась виходячи із забезпечення міцності балок за нормальними напруженнями. На підставі розв'язання системи рівнянь міцності і жорсткості, отримана формула для мінімального кута між балками із умови жорсткості. Для підтвердження практичної доцільності використання запропонованого методу, задача була вирішена при певних числових даних. Отримані результати підтвердили, що задача має практичний сенс при відносно низькій міцності сталі. Окрім цього, виявилось, що оптимальний кут між балками не залежить від її прольоту.

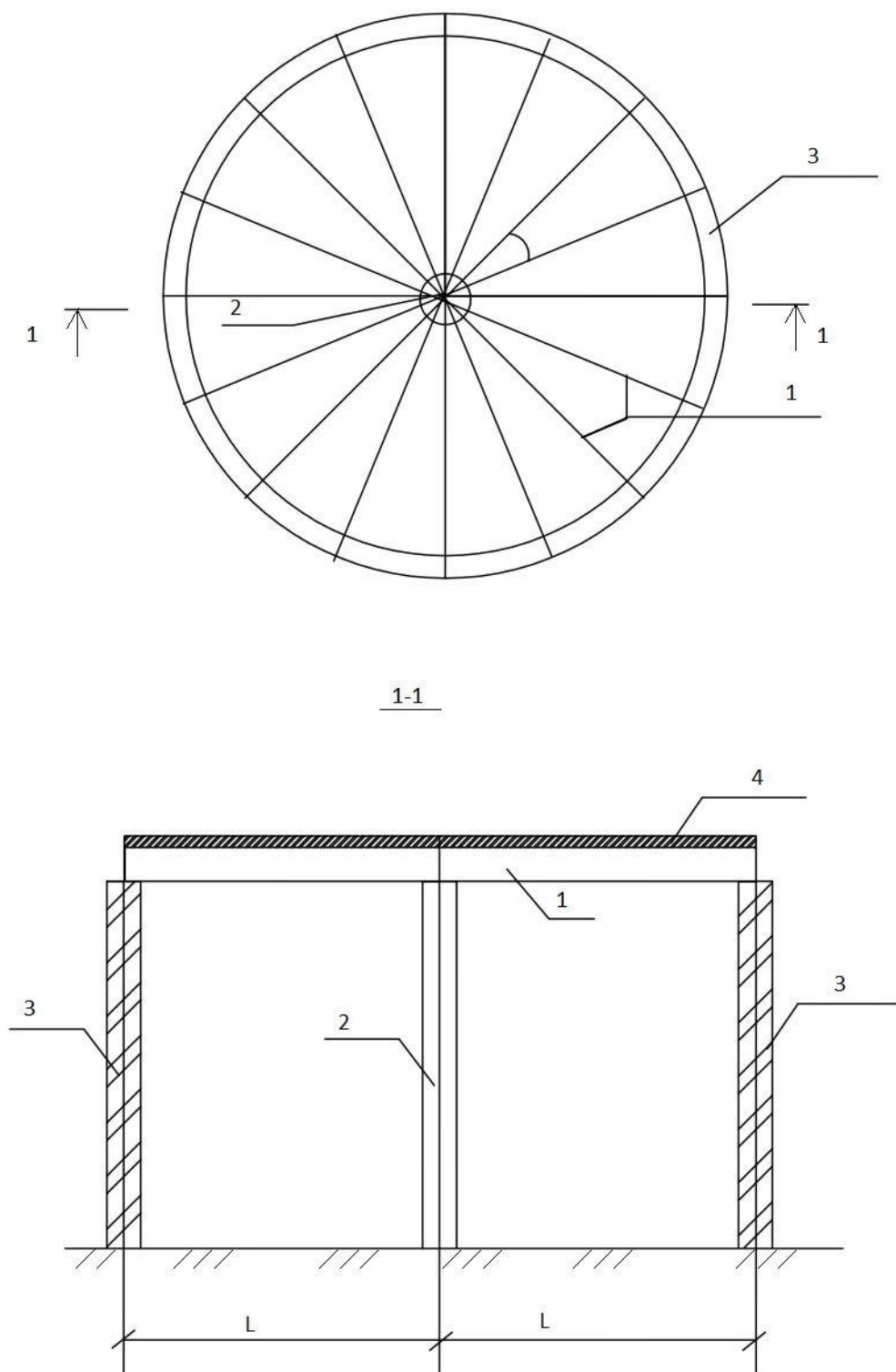
Ключові слова: радіальні балки, сталевий настил, кут між балками, оптимізація, міцність, жорсткість, радіус будівлі.

Вступ. З метою створення архітектурної виразності виникає необхідність використання круглої у плані будівлі. Для її перекриття можна застосовувати радіально розташовані балки. Проект перекриття необхідно виконати таким чином, щоб при заданому діючому навантаженні витрати сталі були зведені до мінімуму.

Аналіз останніх джерел досліджень і публікацій. Задача конструювання економічно вигідного покриття будівлі з використанням сталевих балок розглядається у працях провідних вітчизняних та закордонних вчених [1-4]. При розробці покриття із радіальними сталевими балками, вирішується задача підбору кута між ними виходячи з максимального використання їх несучої здатності при раціональному двотавровому поперечному перерізі [5-7]. Якщо, кут між радіальними сталевими балками досить малий, то виникає проблема одночасного забезпечення їх жорсткості і міцності за нормальними напруженнями при мінімальному запасі [5-7]. Це може привести до того, що перекриття може стати економічно невикідним. Вирішення задачі оптимізації кроку балок у балочній клітці спрощеного типу наведено у роботі [8]. Використання цільової функції вартості конструкції відкрило можливість проектування економічно вигідних балок, розташованих паралельно з певним кроком. Але часто, виходячи з архітектурних міркувань і призначення об'єкту, виникає необхідність зведення економічно вигідної круглої у плані будівлі з радіально розташованими балками.

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Доцільним є дослідження можливості підбору кута між балками покриття круглої в плані будівлі, виходячи з критерію економічності при умові забезпечення несучої здатності та жорсткості. Таким критерієм можуть бути витрати сталі на конструкцію всього перекриття.

Постановка завдання. Розглянемо перекриття круглої у плані будівлі радіальними балками. З одного боку вони спираються на центральну стійку, а з другого на вертикальні несучі конструкції уздовж кола, радіусом L . На балки укладається сталевий настил (рис.1).



- 1- радіальні балки
- 2- центральна стійка
- 3- несучі конструкції уздовж кола
- 4- сталевий настил

φ - кут між балками

L – радіус будівлі.

Рис. 1. Кругла у плані будівля з радіальними балками.

Кут між балками φ спробуємо підібрати так, щоб сумарні витрати сталі на балки і настил були мінімальними. Такий кут $\varphi = \varphi_0$ будемо називати оптимальним. Для його знаходження складемо цільову функцію вартості сталі для настилу і балок на 1 м^2 перекриття, перемінним аргументом якої кут між балками φ . Потім дослідимо цю функцію на екстремум [6]. Якщо екстремум буде відповідати мінімуму функції і позитивному значенню аргументу, то оптимальний кут між балками φ може бути знайдений.

Основний матеріал і результати. Виділимо ділянку покриття у межах бісектрис між суміжними балками. Вартість сталі для настилу і балок на цій ділянці перекриття, площа якої дорівнює $0.5L^2\varphi$

$$St = \Pi_{\text{н}} \cdot t \cdot 0.5 \cdot L^2 \cdot \varphi \cdot \rho_{\text{ст}} + \Pi_{\text{б}} \cdot A_{\text{б}} \cdot L \cdot \rho_{\text{ст}}, \quad (1)$$

де $\Pi_{\text{н}}$ і $\Pi_{\text{б}}$, грн/кг – ціна 1 кг сталі відповідно для настилу і балок;

$\rho_{\text{ст}}$, кг/м³ – щільність сталі;

t – товщина настилу;

$A_{\text{б}}$ – площа поперечного перерізу двотаврової балки;

$$A_{\text{б}} = 2A_{\text{ф}} + A_{\omega} \approx 2b_{\text{ф}}t_{\text{ф}} + ht_{\omega}, \quad (2)$$

де $A_{\text{ф}}$ – площа поперечного перерізу однієї полиці;

A_{ω} – площа поперечного перерізу стінки.

Вартість сталі для настилу і балок на 1 м^2 перекриття

$$S = \frac{St}{0.5 \cdot L^2 \cdot \varphi} = \rho_{\text{ст}} \left(\Pi_{\text{н}} t + \Pi_{\text{б}} \frac{A_{\text{б}}}{0.5 \cdot L \cdot \varphi} \right). \quad (3)$$

Величини t і $A_{\text{б}}$ залежать від φ . Виразимо їх через φ і підставимо у формулу (3).

Граничне відношення $\varphi L/t$ виходячи з рівності прогину настилу посередині прольоту гранично припустимому прогину виражається формулою [3]

$$\frac{\varphi L}{t} = \frac{4n_{\text{он}}}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_{\text{он}}^4 q_{1\text{н}}} \right), \quad (4)$$

де $n_{\text{он}}$ – величина, зворотна гранично припустимому прогину;

$q_{1\text{н}}$, кН/м² – корисне експлуатаційне навантаження на перекриття;

E_1 – модуль пружності сталі при неможливості поперечних деформацій настилу.

Права частина формули (4) не залежить від φ . Тоді функцію $t(\varphi)$ можна записати у вигляді

$$t(\varphi) = \varphi L \cdot \frac{1}{\frac{4n_{\text{он}}}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_{\text{он}}^4 q_{1\text{н}}} \right)} = \varphi L \cdot p_1, \quad (5)$$

де

$$p_1 = \frac{1}{\frac{4n_{\text{OH}}}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_{\text{OH}} q_{1H}} \right)} = \text{const} . \quad (6)$$

Прийmemo, що дві однакові полиці і стінка двотаврової балки мають вигляд прямокутників. При цьому висота балки h є оптимальною і обчислюється за формулою [7]

$$h = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \lambda_{\omega} W} , \quad (7)$$

де $\lambda_{\omega} \approx h/t_{\omega}$ – задана гнучкість стінки ($\lambda_{\omega} = \text{const}$);

$W = M/R_y \gamma_c$ – потрібний момент опору поперечного перерізу із умови міцності балки за нормальними напруженнями [9];

R_y – розрахунковий опір сталі, встановлений за межею текучості;

γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Максимальний згинаючий момент M у балки з трикутним розподіленням навантаженням залежить від невідомого кута φ і виражається формулою

$$M = \frac{q_{1H} \varphi L \gamma_f L^2}{9\sqrt{3}} . \quad (8)$$

де γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням;

L – проліт балки.

Тоді W є функцією від φ :

$$W_{(\varphi)} = \frac{q_{1H} \varphi \gamma_f L^3}{9\sqrt{3} R_y \gamma_c} = \varphi \cdot p_2 , \quad (9)$$

де

$$p_2 = \frac{q_{1H} \gamma_f L^3}{9\sqrt{3} R_y \gamma_c} = \text{const} . \quad (10)$$

Величину W виразимо через розміри поперечного перерізу

$$W = \frac{I}{0.5h} = \frac{1}{0.5h} \left[\frac{t_{\omega} h^3}{12} + 2A_f (0.5h) \right] = \frac{h^3}{6\lambda_{\omega}} + A_f h , \quad (11)$$

де I – момент інерції поперечного перерізу.

З формули (11) виражаємо площу поперечного перерізу однієї полиці A_f через W і представляємо у вигляді функції від φ з урахуванням формул (7) і (9)

$$A_{f(\varphi)} = \frac{1}{h} \left(W - \frac{h^3}{6\lambda_{\omega}} \right) = \frac{3}{4} \sqrt[3]{\frac{2\varphi^2 p_2^2}{3\lambda_{\omega}}} . \quad (12)$$

Площу поперечного перерізу стінки A_{ω} також представляємо у вигляді функції від φ з урахуванням формул (7) і (9)

$$A_{\omega(\varphi)} = ht_{\omega} = \frac{h^2}{\lambda_{\omega}} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{2\varphi^2 p_2^2}{3\lambda_{\omega}}} = 2A_{f(\varphi)}. \quad (13)$$

Функція площі поперечного перерізу балки прийме вигляд

$$A_{\sigma(\varphi)} = 2A_{f(\varphi)} + A_{\omega(\varphi)} = 3 \sqrt[3]{\frac{2\varphi^2 p_2^2}{3\lambda_{\omega}}} = \varphi^{2/3} p_3, \quad (14)$$

де

$$p_3 = 3 \sqrt[3]{\frac{2p_2^2}{3\lambda_{\omega}}} = \text{const}. \quad (15)$$

З формули (3) з урахуванням формул (5) і (14) отримаємо цільову функцію вартості сталі для настилу і балок на 1м^2 перекриття

$$S(\varphi) = \rho_{\text{ст}} \left(\Pi_{\text{н}} t(\varphi) + 2\Pi_{\sigma} \frac{A_{\sigma(\varphi)}}{L\varphi} \right) = \rho_{\text{ст}} \left(\Pi_{\text{н}} p_1 \varphi L + \frac{2\Pi_{\sigma} p_3 \varphi^{-\frac{1}{3}}}{L} \right). \quad (15)$$

Перша похідна цільової функції

$$\frac{dS(\varphi)}{d\varphi} = \rho_{\text{ст}} \left(\Pi_{\text{н}} L p_1 - \frac{2}{3} \frac{\Pi_{\sigma} p_3 \varphi^{-\frac{4}{3}}}{L} \right). \quad (16)$$

Дорівнюючи її нулю знайдемо значення $\varphi = \varphi_0$, при якому цільова функція має екстремум

$$\varphi_0 = \left(\frac{2}{3} \frac{\Pi_{\sigma} p_3}{L^2 \Pi_{\text{н}} p_1} \right)^{\frac{3}{4}}. \quad (17)$$

Легко переконатись, що цей екстремум відповідає мінімуму функції.

Після підстановки у формулу (17) виразів для постійних параметрів p_1 і p_3 отримаємо

$$\varphi_0 = \sqrt[4]{\left(\frac{2}{3}\right)^3 \left(\frac{\Pi_{\sigma}}{\Pi_{\text{н}}}\right)^3 3^2 \frac{2}{\lambda_{\omega}} \left(\frac{q_{1\text{н}} \gamma_f}{9\sqrt{3} R_y \gamma_c}\right)^2 \left[\frac{4n_{\text{оН}}}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_{\text{оН}}^4 q_{1\text{н}}}\right)\right]^3}. \quad (18)$$

У цю формулу не входить L . Тому оптимальний кут між балками не залежить від її прольоту.

При виводі формули для φ_0 передбачалося, що поперечний переріз балки підбирався виходячи із забезпечення міцності за нормальними напруженнями. При цьому жорсткість балки при оптимальному куті між ними φ_0 може бути не забезпечена.

З'ясуємо, для яких значень кута між балками φ її жорсткість забезпечена при рівності лівої та правої частин умови міцності за нормальними напруженнями. Для цього розв'яжемо таку систему:

$$\begin{cases} \frac{q_{1H} \varphi_f L^3}{9\sqrt{3}W} = R_y \gamma_c & (19) \\ 0,00652 \frac{q_{1H} \varphi L^4}{EI} \leq \frac{1}{n_o} & (20) \\ I = W \cdot 0.5h & (21) \\ h = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \lambda_\omega W} & (22) \end{cases}$$

де $1/n_o$ граничний відносний прогин балки.

Нерівність (20) виражає собою умову жорсткості балки, а рівняння (19) впливає із умови міцності.

Виключивши з системи I ; W ; і h , отримаємо таку умову

$$\varphi \geq \left(0,00652 \cdot 18\sqrt{3} \frac{R_y \gamma_c n_o}{E \gamma_f} \right)^3 \frac{6\sqrt{3} R_y \gamma_c}{q_{1H} \gamma_f \lambda_\omega} = \varphi_{\text{жорстк}}, \quad (23)$$

де $\varphi_{\text{жорстк}}$ мінімальний кут між балками із умови жорсткості.

Із виразу (23) випливає, що для забезпечення жорсткості балок, кут між ними повинен бути не менше величини $\varphi_{\text{жорстк}}$.

З'ясуємо, у якому випадку при знайденому φ_0 забезпечена жорсткість балок. Для цього треба підставити $\varphi = \varphi_0$ із формули (18) в умову (23). Після перетворень отримаємо:

$$\lambda_\omega \geq \left(0,00652 \cdot 18\sqrt{3} \frac{R_y \gamma_c n_o}{E \gamma_f} \right)^4 \left(\frac{6\sqrt{3} R_y \gamma_c}{q_{1H} \gamma_f} \right)^2 \frac{3}{4} \frac{\Pi_H}{\Pi_B} \frac{1}{\frac{4n_{OH}}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_{OH}^4 q_{1H}} \right)} = \lambda_{\omega, \min}. \quad (24)$$

Права частина цієї умови ($\lambda_{\omega, \min}$) пропорційна R_y у шостому ступені, тобто дуже швидко зростає при збільшенні R_y . Тому, щоб забезпечити жорсткість балок при $\varphi = \varphi_0$, R_y повинно бути достатньо малим.

З метою з'ясування практичної застосовності отриманих результатів, задача була розв'язана при таких даних:

$$R_y = 18 \text{ кН/см}^2; q_{1H} = 30 \text{ кПа}; L = 12 \text{ м}; \lambda_\omega = 48; n_{OH} = 150; n_o = 250; \gamma_f = 1,2.$$

Після виконання розрахунків за наведеними вище формулами були отримані такі результати:

$$\varphi_0=0,0568\text{рад}; t=0,796\text{см}; h=44,44\text{см}; \varphi_{\text{жорстк}}=0,0548\text{рад}; \lambda_{\omega,\text{min}}=45,78 < \lambda_{\omega}=48.$$

Значення φ_0 виявилось трохи більше, ніж $\varphi_{\text{жорстк}}$, тобто жорсткість балок при φ_0 забезпечена. З формули (23) випливає, що $\varphi_{\text{жорстк}}$ пропорційне R_y^4 тобто дуже швидко зростає при збільшенні цього параметру. З іншого боку, аналізуючи формулу (18) можна зробити висновок, що при збільшенні R_y , φ_0 – зменшується. Тому, при $R_y > 18 \text{кН/см}^2$ $\varphi_0 < \varphi_{\text{жорстк}}$, тобто жорсткість забезпечена не буде. Це підтверджує раніше зроблений висновок про те, що треба застосовувати сталь низької міцності.

Товщина настилу $t=0,796\text{см} \approx 0,8\text{см}$ відповідає значенню, яке рекомендується для застосування.

Висновки. У результаті проведених досліджень було встановлено, що:

- існує принципова можливість підібрати кут між балками, який відповідає мінімальній вартості перекриття;
- цей кут має відносно мале значення, тому його рекомендується приймати мінімальним виходячи з міркувань конструювання покриття;
- задача має практичний сенс при відносно низькій міцності сталі;
- оптимальний кут між балками не залежить від її прольоту.

Література

1. Металеві конструкції: підруч. [для студ. вищ. навч. закл.] / Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В. та ін.. – К.: Вид-во «Сталь», 2010. – 869 с.
2. Зорин З.Я. Стальные конструкции. Проектирование на стадии КМД / З.Я. Зорин, А.А. Новицкий. – Киев: Сталь, 2015 – 268 с.
3. Гоголь М.В. Регулювання зусиль у металевих конструкціях / М.В. Гоголь, М.Р. Більський, С.І. Віхоть, М.М. Гоголь // Вісник національного університету «Львівська політехніка» «Теорія і практика будівництва». – Львів, 2012. - №737. – С.64-70.
4. Максимов Ю.С. Исследование несущей способности стальных двутавровых балок с вертикально гофрированной стенкой / Ю.С. Максимов, Г.М. Остриков, В.В. Долинский // Строительная механика и расчет сооружений. 1983. - №1. – С. 68-70.
5. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников и др.; Под. общ. ред. Е.И. Беленя. 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560 с., ил.
6. Металлические конструкции. Н.С. Стрелецкий, А.Н. Гениев, Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Е.Н. Лессиг; Под. общ. ред. Н.С. Стрелецкого. 3-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1961. – 776 с., ил.
7. Муханов К.К. Металлические конструкции. Учебник для вузов. Изд. 3-е, испр. и доп. М., Стройиздат, 1978. 572 с.
8. Янін О.Є., Новікова С.М. Підбір раціонального кроку балок настилу для балочної клітки спрощеного типу. *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. Збірник наукових праць*. Вип. 23. – Одеса, Україна: 2019. – С. 96-103.
9. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування». – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2014. – 199с.

References

- [1] Nilov O.O., Permyakov V.O., Shymanovskyy O.V, “Metalevi konstruktsiyi: pidruch. [dlya stud. vyshch. navch. zakl.]”, Kyev, Stal, 2010.
- [2] Z.YA. Zoryn, A.A. Novytskyy, “Stalnye konstruktsyy. Proektyrovanye na stadyu KMD”, Kyev, Stal, 2015.

- [3] M.V. Hohol, M.R. Bilskyu, S.I. Vikhot, M.M. Hohol, “Rehulyuvannya zusyl u metalevykh konstruktsiyakh”, Visnyk natsionalnoho universytetu «Lvivska politekhnikha» «Teoriya i praktyka budivnytstva» vol. 737, Lviv, 2012.
- [4] YU.S. Maksymov, H.M. Ostrykov, V.V. Dolynskyy “Yssledovanye nesushchey sposobnosti stalnykh dvutavrovyykh balok s vertykalno hofryrovannoy stenкой”, Stroytel'naya mekhanyka y raschet sooruzhenyy, pp. 68-70, vol. 1, 1983.
- [5] E.Y. Belenya, V.A. Baldyn, H.S. Vedenkov, “Metallycheskiye konstruktsyy. Obshchyy kurs: Uchebnyk dlya vuzov”, M.: Stroyizdat, 1986.
- [6] N.S. Streletskyy, A.N. Henyev, E.Y. Belenya, V.A. Baldyn, E.N. Lessyh,” Metallycheskiye konstruktsyy”, M.: Stroyizdat, 1961.
- [7] K.K. Mukhanov, “Metallycheskiye konstruktsyy”, M., Stroyizdat, 1978.
- [8] Yanin O.YE., Novikova S.M. Pidbir ratsionalnoho kroku balok nastylu dlya balochnoyi klitky sproshchenoho typu. Suchasni budivelni konstruktsiyi z metalu ta derevyny. Zbirnyk naukovykh prats. Vyp. 23. – Odesa, Ukrayina: 2019. – S. 96-103.
- [9] DBN V.2.6-198:2014. Stalevi konstruktsiyi. Normy proektuvannya». – Kyiv: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku ta budivnytstva Ukrayiny, 2014.

МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ОПТИМИЗАЦИИ ПОКРЫТИЯ КРУГЛОГО В ПЛАНЕ ЗДАНИЯ С РАДИАЛЬНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ БАЛОК

Янин А.Е., - к.т.н., доцент,

Херсонский Государственный Аграрный Университет г. Херсон
yanin_a@ukr.net, ORCID ID 0000-0003-0230-8669

Новикова С.Н., - старший преподаватель,

Херсонский Государственный Аграрный Университет г. Херсон
novikova_svetla@ukr.net, ORCID ID 0000-0003-0012-521X

Аннотация. В статье приведены результаты оптимизации угла между радиальными балками в перекрытии круглого в плане здания. С одной стороны они опираются на центральную стойку, а с другой на вертикальные несущие конструкции вдоль круга. На балки укладывается стальной настил.

Угол между балками определяется так, чтобы масса балки и настила была минимальной. Такой угол считается оптимальным. Для решения задачи используется целевая функция стоимости настила и радиальных балок на единицу площади перекрытия. Эта функция зависит от угла между балками. С помощью математических методов дифференцирования был найден минимум целевой функции и соответствующее значение оптимального угла. Толщина настила определялась исходя из обеспечения его жесткости. Принято, что составные сварные радиальные балки имеют двутавровое поперечное сечение с двумя осями симметрии. Высота балки соответствует равенству площадей полок и стенки.

Задача определения оптимального угла между балками решалась исходя из обеспечения прочности балок по нормальным напряжениям. В расчетной схеме балки принята треугольная распределенная нагрузка. Размеры поперечного сечения балки определялись исходя из равенства требуемого и фактического моментов сопротивления, и входили в целевую функцию стоимости.

В исследовании учтено, что прогиб балки при оптимальном угле между ними, может превысить предельное нормативное значение. На основании решения системы уравнений прочности и жесткости, получена формула для минимального угла между балками из условия жесткости.

Проведенные математические исследования показали, что при оптимальном угле между балками, можно обеспечить ее жесткость. Это возможно, когда гибкость стенки балки превышает определенное минимальное значение. Анализ формулы для минимального значения гибкости стенки показал, что она пропорциональна расчетному сопротивлению

стали в шестой степени. Поэтому, чтобы прогиб балки не превышал предельное значение при оптимальном угле, нужно использовать сталь низкой прочности.

Для подтверждения практической целесообразности использования предложенного метода, задача была решена при определенных числовых данных. Полученные результаты подтвердили, что задача имеет практический смысл при относительно низкой прочности стали. Кроме этого, оказалось, что оптимальный угол между балками не зависит от ее пролета.

Ключевые слова: радиальные балки, стальной настил, угол между балками, оптимизация, прочность, жесткость, радиус здания.

MATHEMATICAL MODELING OF THE COVERING OPTIMIZATION OF THE ROUND BUILDINGS IN A PLAN WITH A RADIAL BEAM POSITION

Yanin A.E., - PhD, Assistant Professor,

Kherson State Agrarian University, Kherson

yanin_a@ukr.net, ORCID ID 0000-0003-0230-8669

Novikova S.N., - Senior Lecturer,

Kherson State Agrarian University, Kherson

novikova_svetla@ukr.net, ORCID ID 0000-0003-0012-521X

Abstract. The article presents the results of optimization of the angle between radial beams in the floor of a circular building in the plan. On the one hand, they rest on the central post, and on the other, on vertical supporting structures along the circle. Steel decking is laid on the beams.

The angle between the beams is determined so that the mass of the beam and the deck is minimal. This angle is considered optimal. To solve the problem, the target function of the cost of flooring and radial beams per unit floor area is used. This function depends on the angle between the beams. Using mathematical methods of differentiation, the minimum of the objective function and the corresponding value of the optimal angle were found. The thickness of the flooring was determined on the basis of ensuring its rigidity. It is assumed that composite welded radial beams have I-beams with two axes of symmetry. The height of the beam corresponds to the equality of the areas of the shelves and the wall.

The problem of determining the optimal angle between the beams was solved on the basis of ensuring the strength of the beams under normal stresses. In the design diagram of the beam, a triangular distributed load is adopted. The dimensions of the cross-section of the beam were determined based on the equality of the required and actual moments of resistance, and were included in the target cost function.

The study took into account that the deflection of the beam at the optimal angle between them can exceed the limiting standard value. Based on the solution of the system of equations of strength and stiffness, a formula is obtained for the minimum angle between the beams from the stiffness condition.

The carried out mathematical studies have shown that at the optimal angle between the beams, it is possible to ensure its rigidity. This is possible when the flexibility of the beam wall exceeds a certain minimum value. Analysis of the formula for the minimum value of the wall flexibility showed that it is proportional to the design steel resistance to the sixth power. Therefore, to ensure that the deflection of the beam does not exceed the limiting value at the optimum angle, it is necessary to use low strength steel.

To confirm the practical feasibility of using the proposed method, the problem was solved with certain numerical data. The results obtained have confirmed that the problem has a practical meaning at a relatively low steel strength. In addition, it turned out that the optimal angle between the beams does not depend on its span.

Key words: radial beams, steel decking, angle between beams, optimization, strength, stiffness, building radius.

ЗМІСТ

Білик С. І., Білик А.С.

Головні напрямки сучасного розвитку металевих конструкцій будівель і споруд 5

Гібаленко О.М., Бочарова О.А., Мельник Г.О.

Технологічне забезпечення вторинного захисту металевих конструкцій від корозії в умовах агресивних впливів металургійного виробництва 13

Гілодо О.Ю., Арсірій А.М., Коршак О.М., Ковтун В.П., Кітасєв А.А.

Випробування фрагмента сітчастого купола 21

Дмитрієва Н.В., Агафонова І.П., Туголуков Ю. С.

Про вибір конструктивно-технологічного рішення будівництва міні-готелю 27

Карпюк І.А., Клименко Е.В., Карпюк В.М., Целикова А.С., Худобич А.О., Глібоцький Р.В.

Сумісна робота сталевий і базальтової пластикової арматури з бетоном у складі балкових конструкцій 37

Колесніченко С.В., Селютін Ю.В., Оболонков Д.Ф., Карабанов О.С.

Визначення залишкового ресурсу будівельних сталевих конструкцій за показниками індексу надійності 48

Коломійчук Г.П., Коломійчук В.Г., Коломійчук В.Г.

Сучасні конструктивні рішення попередньо напружених тросових куполів і шляхи їх вдосконалення 56

Купченко Ю.В., Сінгаївський П.М., Лесечко О.В., Константинов П.В.

Підвищення ефективності прогонової системи покриття 65

Лавріненко Л.І., Будко Т.Г.

Застосування методів і моделей вим-технологій при проектуванні купольного покриття аквапарку з дерев'яними арками 72

Медвідь І.І.

Оптимізація розрахункових схем 85

Найчук А.Я.

Карнизний вузол трьохшарнірної рами з клеєних дерев'яних елементів на вклеєних стрижнях 92

Пічугін С.Ф.

Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції 103

Романенко С.М., Андрієвська Я.П.

Технічне обстеження споруди і розробка конструкції рами з холодноформованих тонкостінних профілів 119

Романюк В.В., Супрунюк В.В., Безнюк Л.І.

Розрахунок проміжних опорних частин нерозрізних перфорованих балок у програмному комплексі «Ліра»

130

Янін О.Є., Новікова С.М.

Математичне моделювання оптимізації покриття круглої у плані будівлі з радіальним розташуванням балок

139

CONTENTS

Bilyk S.I., Bilyk A.S.

Main directions of modern development of steel constructions for buildings and structures 5

Gibalenko O.M., Bocharova O.A., Melnik G.O.

Technology providing secondary protection metal structures against corrosion under aggressive impact of metallurgical production 13

Hilodo O.Y., Arsiriy A.M., Korshak O.M., Kovtun V.P., Kitaiev A.A.

Test of a net dome fragment 21

Dmytriieva N.V., Agafonova I.P., Tugolukov Yu.S.

Concerning the selection of design and technology solution for a mini-hotel construction 27

Karpiuk I.A., Klymenko, Ye.V., Karpiuk V.M., Tselikova A.S., Khudobych A.A., Hlibotskyi R.V.

Joint work of steel and basalt plastic reinforcement with concrete as part of beam structures 37

Kolesnichenko S.V., Selyutyn Y.V., Obolonkov D.F., Karapanov O.S.

The determination of the residual life of building steel structures by the reliability index indicators 48

Kolomiychuk G.P., Kolomiichuk V.G., Kolomiichuk V.G.

Modern construction solutions for prestressed cable domes and ways to improve them 56

Kupchenko Y.V., Singayevsky P. M., Lesechko O.V., Konstantinov P.V.

Increasing the efficiency of the roof purlin system 65

Lavrinenko L.I., Budko T.G.

Bim-technology method and models in the design of the aquapark dome structure with wooden arches 72

Medved I.

Optimization of calculation schemes 85

Naichuk A.Ya.

Knee joint of three-hinged glued timber portal frame executed asjoint on glued-in rods 92

Pichugin S.F.

Statistical substantiation of snow load standards on building structures 103

Romanenko S.M., Andriievska Y.P.

Technical inspection of the structure and development of the structure of frames with cold-rolled thin-walled profiles 119

Romaniuk V.V., Supruniuk V.V., Bezniuk L.I.

Calculation of intermediate supporting parts of inseparable perforated beams in the software complex «Lira» 130

Yanin A.E., Novikova S.N.

Mathematical modeling of the covering optimization of the round buildings in a plan with a radial beam position 139