

2. Sniedovich, M. (2006). Dijkstra's algorithm revisited: the dynamic programming connexion. *Journal of Control and Cybernetics*, 35 (3), 599–620.
3. Delling, D., Sanders, P., Schultes, D., Wagner, D. (2009). *Engineering Route Planning Algorithms*. Lecture Notes in Computer Science, 117–139. doi: 10.1007/978-3-642-02094-0_7
4. Zeng, W., Church, R. L. (2009). Finding shortest paths on real road networks: the case for A*. *International Journal of Geographical Information Science*, 23 (4), 531–543. doi: 10.1080/13658810801949850
5. Russell, S., Norvig, P. (2009). *Artificial Intelligence: A Modern Approach*. 3rd ed. Prentice Hall, 1152.
6. Theta*: Any-Angle Path Planning for Smoother Trajectories in Continuous Environments. Available at: <http://aigamedev.com/open/tutorials/theta-star-any-angle-paths/>
7. LaValle, S. M. Rapidly-exploring random trees: A new tool for path planning. Available at: <http://msl.cs.uiuc.edu/~lavalle/papers/Lav98c.pdf>
8. Practical Search Techniques in Autonomous Driving. Available at: http://ai.stanford.edu/~ddolgov/papers/dolgov_gpp_stair08.pdf
9. Junior: The Stanford Entry in the Urban Challenge. Available at: <http://robots.stanford.edu/papers/junior08.pdf>
10. rcTek – Ackerman Steering Principle. Available at: http://www.rctek.com/technical/handling/ackerman_steering_principle.html
11. Krause, E. F. (1987). *Taxicab Geometry*. Dover, 96.
12. Car simulator and path finding algorithm, source code. Available at: <https://github.com/vmykh/car-model>

Рекомендовано до публікації д-р техн. наук Петренко А. І.
Дата надходження рукопису 14.06.2016

Михалько Віталій Геннадійович, кафедра системного проектування, Національний технічний університет України “Київський політехнічний інститут”, пр. Перемоги, 37, м. Київ, Україна, 03056
E-mail: mikhalko.ukr@gmail.com

Круш Ігор Володимирович, кафедра системного проектування, Національний технічний університет України “Київський політехнічний інститут”, пр. Перемоги, 37, м. Київ, Україна, 03056
E-mail: ihor@kroosh.me

УДК 624.011

DOI: 10.15587/2313-8416.2016.74484

ВПЛИВ НЕРІВНОМІРНИХ ОСІДАНЬ ОПОР НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН КАРНИЗНОГО ВУЗЛА ГНУТОКЛЕСНИХ РАМ

© Д. В. Михайловський, Д. М. Матющенко, А. О. Смоленський

В статті наведено порівняльний аналіз напружень в карнизному вузлі тришарнірних гнутоклесних рам, що виникають при нерівномірних осіданнях опор. Для дослідження розроблено просторову скінченно-елементну модель будівлі в програмному комплексі ЛІРА-САПР 2013. Осідання були визначені за методом пошарового підсумовування та на основі розрахунку системи «основа-фундамент-надземні конструкції» з використанням фізично-нелінійного багатошарового ґрунтового масиву

Ключові слова: гнутоклесна рама, клеєна деревина, карнизний вузол, напружено-деформований стан, метод скінченних елементів

Comparison analysis of the cornice node's stress of three-hinged curved glulam frames that caused by uneven settlements of bearings are shown in the article. Three-dimensional finite elements model of the building using LIRA-SAPR 2013 was developed for research. Settlements were determined by the stratified method and by calculations of the system “substructures – foundations – constructions” using physically non-linear soil massive

Keywords: curved glulam frame, glued wood, cornice node, stress-strain state, finite-elements method

1. Вступ

Великопрольотні конструкції застосовуються в громадських та промислових будівлях. Несучими конструкціями яких є рами, арки, ферми, вантові покриття тощо. Однією з проблем великопрольотних, особливо каркасних будівель, є нерівномірне осідання опор, що пов'язане з неоднорідністю геологічного складу основи (ґрунтів) або наявності в ній прошарків слабких ґрунтів. Інженерно-геологічні вишукування для таких будівель виконуються згідно нормативного документу [1]. В залежності від категорії складності змінюється кількість ґрунничих виробок та відстань між

ними, однак їхнє розташування в межах плями забудови та особливості конструктивного рішення, нормативним документом [1] не визначаються.

Враховуючи вище наведене та той факт, що дані вишукувань недостатньо повно описують дійсний геологічний склад основи майданчика забудови, найбільшою проблемою при проектуванні конструкцій є наявність прошарків слабких ґрунтів в зонах фундаментів під несучі конструкції. Наявність, навіть незначних, прошарків слабких ґрунтів може викликати нерівномірне осідання опор та зміну напружено-деформованого стану конструкцій.

Сучасна світова будівельна галузь в значних обсягах використовує великопрольотні конструкції з клеєної деревини (ККД). В країнах Європейського союзу (ЄС), США, Японії, Канаді, Австралії, Росії дерев'яні конструкції широко використовуються для спорудження житлових, громадських та промислових будівель. ККД дають змогу отримати оригінальні архітектурні рішення при відсутності зовнішнього оздоблення, зменшити власну вагу несучих конструкцій та перекривати дуже великі прольоти (більше 100 м). При відносно високій міцності і малій об'ємній вазі ККД економічно доцільно застосовувати в великопрольотних конструкціях. Крім того, клеєна деревина (КД) володіє особливими властивостями при експлуатації споруд, які побудовані в сейсмічних зонах. З початку 50-х років минулого сторіччя широкого використання набули тришарнірні гнукклеєні рами, з використанням яких було побудовано десятки громадських, промислових та сільськогосподарських будівель. Завдяки застосуванню таких рам, підвищувалась економічність виробництва та надійність каркасу будівлі в цілому. Враховуючи розповсюдженість тришарнірних рам з КД дослідження впливу нерівномірних осідань опорних вузлів на напружено-деформований стан (НДС) є актуальною науковою задачею.

2. Літературний огляд.

Розробка методів визначення прогнозованих осідань будівель пов'язана з іменами великих радянських вчених, таких як Цитович М. О., Герсеванов М. М., Тер-Мартirosян З. Г., а також іноземних, таких як Прадтль Л., Друкер Д., Прагер Б., Вінклер та інші [2]. Методики, що були ними розроблені, лягли в основу діючих українських норм ДБН "Основи і фундаменти" [3], які використовуються в сучасній практиці будівництва.

З появою методу скінченних елементів у 50-х роках минулого століття [4], стало можливим виконувати задачі будівельної механіки автоматизовано за допомогою комп'ютерної техніки, що суттєво підвищило точність та якість розрахунку конструкцій.

Одним з розповсюджених типів конструкцій з клеєної деревини є гнукклеєні рами [5, 6]. З застосуванням таких рам було побудовано багато великопрольотних будівель та споруд, переважно каркасного типу. Найрозповсюдженішими фундаментами під такі будівлі та споруди були стовпчасті фундаменти.

Для таких будівель і споруд в нормативних документах [3] немає жодних пояснень щодо граничних кренів або середніх осідань та обмежень по довжині розташування гірничих виробок. Даний факт ставить під сумнів надійність та безпечність рамних конструкцій з клеєної деревини.

У працях науковців [7] висвітлюється проблема нерівномірного нашарування ґрунтів основи та важливість всебічного дослідження напружено-деформованого стану елементів «основа-фундамент-надземні конструкції», що дозволяє отримати надійні та економічні рішення фундаментних конструкцій з застосуванням методу скінченних елементів з урахуванням реальних ґрунтових умов з різ-

ними нашаруваннями ґрунтів та їх фізико-механічних властивостей.

Це забезпечить виявлення на стадії проектування небезпечних факторів та встановленню дійсної роботи рамної конструкції, що надзвичайно важливо для матеріалу з анізотропією фізико-механічних властивостей.

3. Мета та задачі дослідження

Метою даної роботи є чисельне дослідження впливу нерівномірних осідань опор на НДС в карнизному вузлі гнукклеєних рам.

Для проведення дослідження були розроблені скінченно-елементні просторові моделі досліджуваної будівлі в програмному комплексі ЛІРА-САПР 2013 та визначені напруження в карнизному вузлі при різних варіантах моделювання основи.

4. Основний матеріал дослідження

В якості об'єкту дослідження обрано будівлю виробничо-складського призначення, несучими конструкціями якої є великопрольотні гнукклеєні рами з КД. Будівля однопрольотна, з розмірами в плані 39×42 м, крок несучих конструкцій – 3 м (рис. 1). За конструктивною схемою рами тришарнірні, тобто мають шарнірне сполучення в гребеновому та опорному вузлах. По довжині будівлі передбачено три в'язевих блока (два по торцях та один в середині будівлі). Фундаменти прийняті стовпчастими, мілкового закладання з монолітного залізобетону.

Інженерно-геологічна будова майданчика представлена мілкими та середньої крупності пісками і суглинками, що відповідають інженерно-геологічній будові для м. Києва.

В розрахунковій схемі рами виконані з пластичних прямокутних скінчених елементів (далі СЕ) (№ 41–42) з відповідними параметрами жорсткості: модуля пружності, модуля зсуву, коефіцієнта поперечних деформацій та питомої ваги. Піврами мають змінний поперечний переріз ригелю. Розміри перерізу в опорному і карнизному вузлі – 177,5×16 см, в гребеновому – 62,5×16 см. Для забезпечення шарнірності гребенового та опорного вузлів змодельовані металеві деталі, які забезпечують вільний поворот вузла (рис. 2).

Геометрія рам описувалась координатами вузлів по зовнішньому і внутрішньому контурах. Дискретизація сітки СЕ конструкції по висоті виконувалась автоматично, після задання необхідної кількості розбиттів. Розрахункове навантаження прикладено зосередженими силами в вузлах скінчених елементів відповідно до сітки розбиття.

Більш детально створення розрахункових схем гнукклеєних рам за допомогою сітки скінчених елементів розглянуто в роботі [8].

У перерізах конструкцій рам діють напруження, при яких повинні виконуватись умови міцності, що мають наступний вигляд [9]:

$$- \text{при розтягу вздовж волокон } \sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d};$$

$$- \text{при стиску вздовж волокон } \sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d};$$

$$- \text{при стиску поперек волокон } \sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d},$$

де $\sigma_{t,0,d}$, $\sigma_{c,0,d}$ – напруження в елементах відповідно розтягу та стиску вздовж волокон; $\sigma_{c,9,0,d}$ – напруження в

елементах стиску поперек волокон. $f_{t,0,d}$, $f_{c,0,d}$, $f_{c,9,0,d}$ – відповідні розрахункові опори КД.

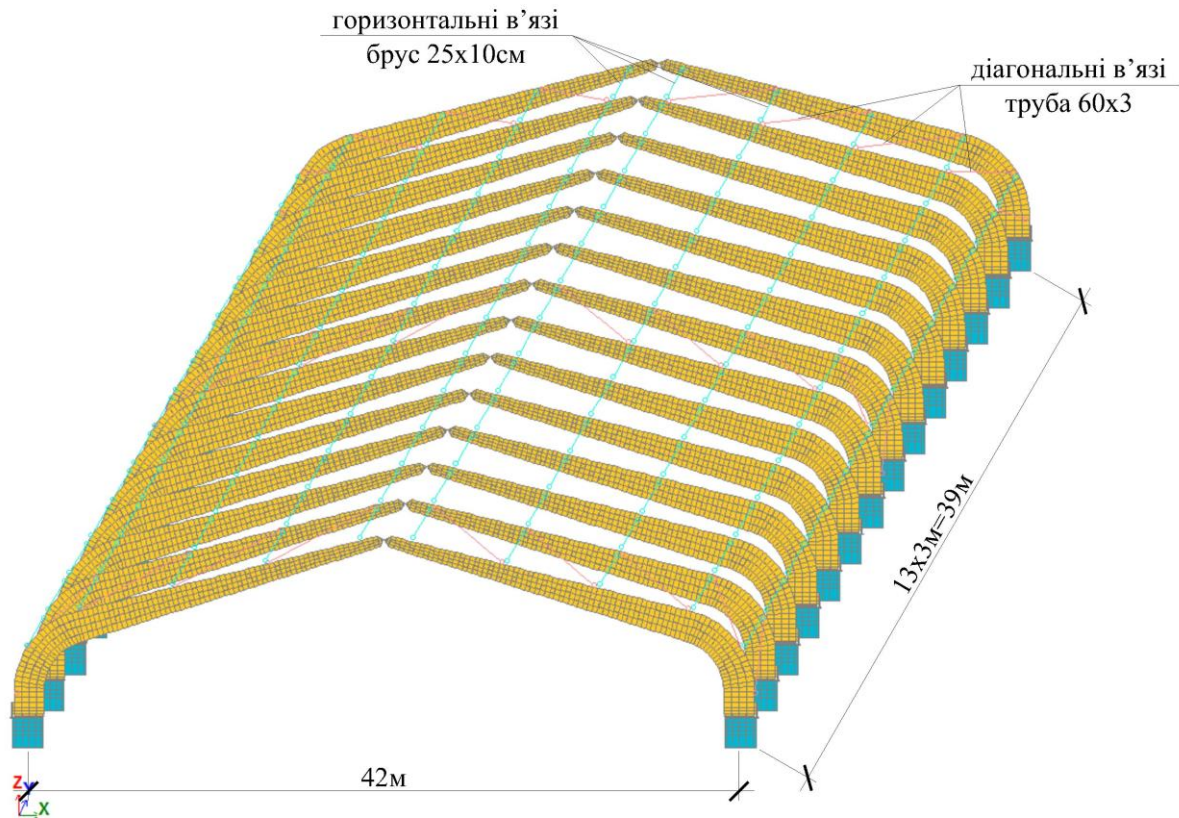


Рис. 1. Загальний вигляд каркасу будівлі

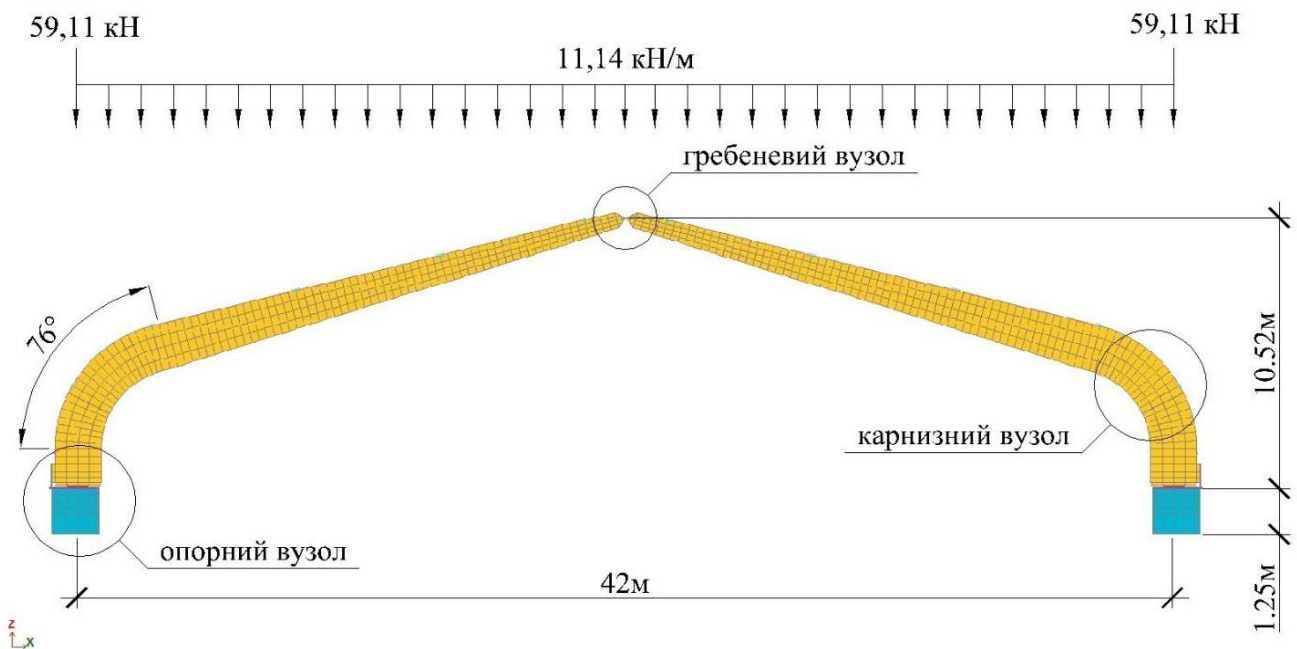


Рис. 2. Скінченно-елементна модель гнукотлесної дерев'яної рами

Згідно попереднього розрахунку рами в ПК ЛІРА-САПР за допомогою стрижневих СЕ визначено поздовжнє зусилля на обрізі фундаменту, що становить 380 кН та розпірне – 280 кН. Вертикальне зусилля сприймається фундаментом, а розпірне –

металевими деталями в опорному вузлі. У якості фундаменту обрано стовпчастий фундамент мілкового закладання з розмірами підшви 1,8×1 м, з розташуванням більшої сторони в площині рами. Розрахунок фундаменту за I та II групами граничних станів

було виконано за методикою ДБН [3] в програмному комплексі ЕСПРИ.

Для заданої інженерно-геологічної будови основи майданчику та симетричного вертикального навантаження осідання були визначені методом пошарового підсумовування та розраховані в програмному комплексі ЕСПРИ. Глибина стиснутої зони обмежується умовою:

$$\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg},$$

де σ_{zg} – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на глибині z під подошвою фундаменту; σ_{zp} – вертикальне напруження від зовнішнього навантаження на глибині z під подошвою фундаменту.

Згідно до розрахунку деформацій в умовах даної геологічної будови, переміщення склали $S_I=8$ мм.

Враховуючи, що ґрунт майданчику будівництва має неоднорідний склад, рівномірні осідання фун-

даментів малоімовірні, що не може не впливати на напружено-деформований стан (НДС) надземних конструкцій, особливо для конструкцій з анізотропних матеріалів, яким власне і є КД.

Для дослідження даного явища були проведені чисельні дослідження за допомогою методу скінчених елементів (МСЕ) з врахуванням зміщення однієї з опор на прогнозоване осідання, що визначено за методикою ДБН [3].

Напруження в конструкціях, які виникають внаслідок нерівномірних деформацій, мають бути менше розрахункового опору деревини та забезпечувати умови нормальної експлуатації конструкцій. Порівняння напружень виконано в найбільш небезпечному місці дерев'яних гнукотесених рам – карнизному вузлі.

Чисельні дослідження виконано для рядової рами, що не належить до в'язевих блоків.

На першому етапі, розрахунок виконано при рівномірному осіданні опор. Результати розрахунку приведено на рис. 3 та 4.

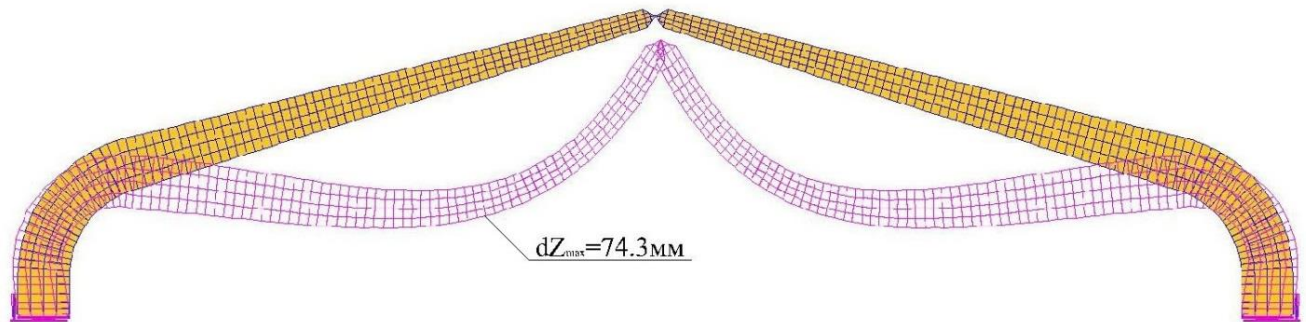


Рис. 3. Вихідна та деформована схеми при рівномірних осіданнях опор (масштаб переміщень збільшено)

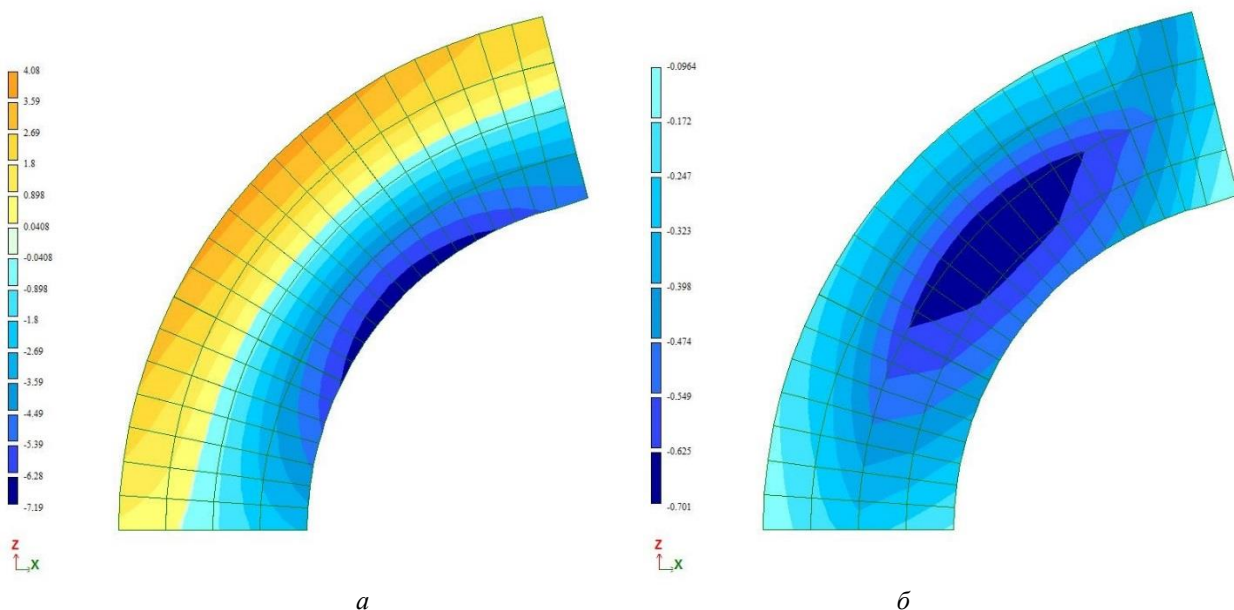


Рис. 4. Ізополя напружень в карнизному вузлі при рівномірних осіданнях опор: *а* – вздовж волокон, $\sigma_{t,0,d}=4,08$ МПа, $\sigma_{c,0,d}=-7,19$ МПа; *б* – поперек волокон, $\sigma_{c,90,d}=-0,701$ МПа

Для дослідження НДС в карнизному вузлі при нерівномірних осіданнях, під праву опору в ґрунтову основу введено прошарок заторфованого суглинку потужністю 4,7 м з модулем деформації $E=2$ МПа, під лівою опорою ґрунтова основа залишилася незмінною. Згідно до розрахунку деформацій правої опори в умовах нової геологічної будови, переми-

щення склали $S_2=22$ мм, а різниця переміщень між опорами $\Delta=S_1-S_2=14$ мм.

В розрахунковій схемі різниця переміщень реалізована шляхом зміщення вузлів правої опори на попередньо визначену величину. Результати розрахунку гнотоклеєних рам з нерівномірним осіданням опор наведено на рис. 5–7.

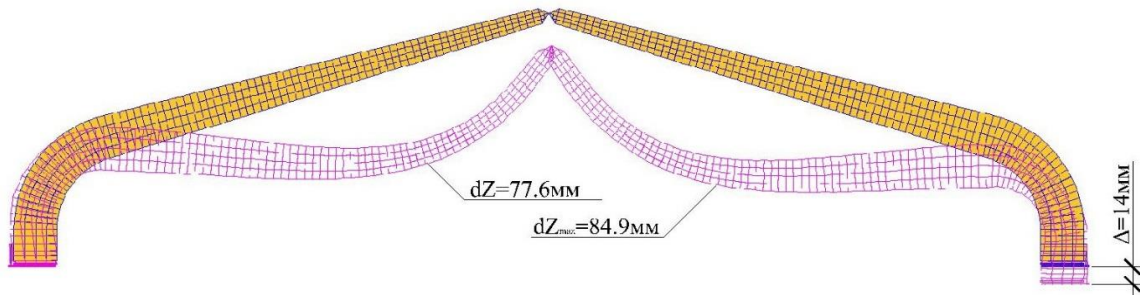


Рис. 5. Вихідна та деформована схеми при нерівномірних осіданнях опор

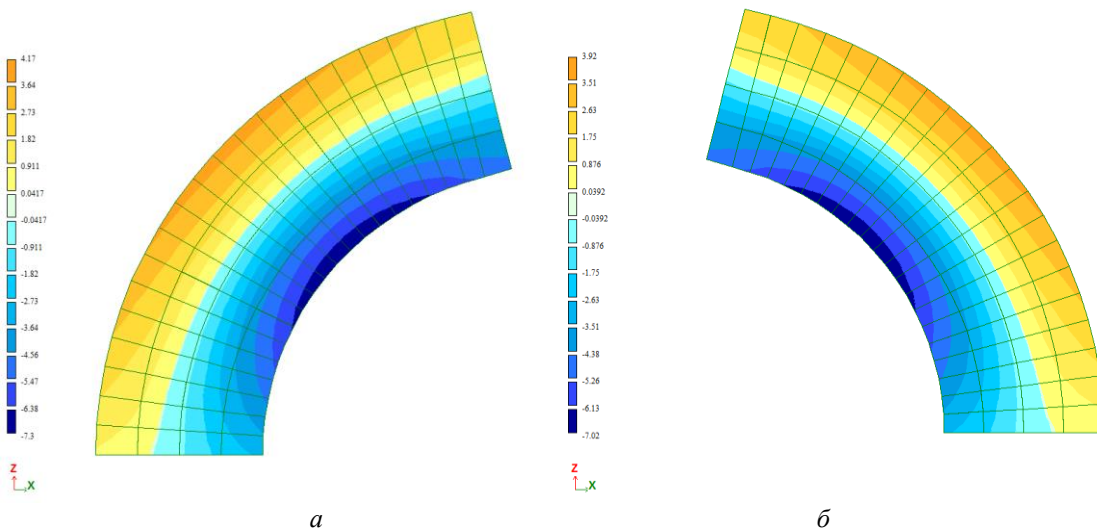


Рис. 6. Ізополя напружень вздовж волоконв карнизних вузлах гнотоклеєної рами при нерівномірних осіданнях опор: *a* – в лівому вузлі, $\sigma_{t,0,d,l}=4,17$ МПа, $\sigma_{c,0,d,l}=-7,3$ МПа; *б* – в правому вузлі, $\sigma_{t,0,d,l}=4,17$ МПа, $\sigma_{c,0,d,l}=-7,3$ МПа

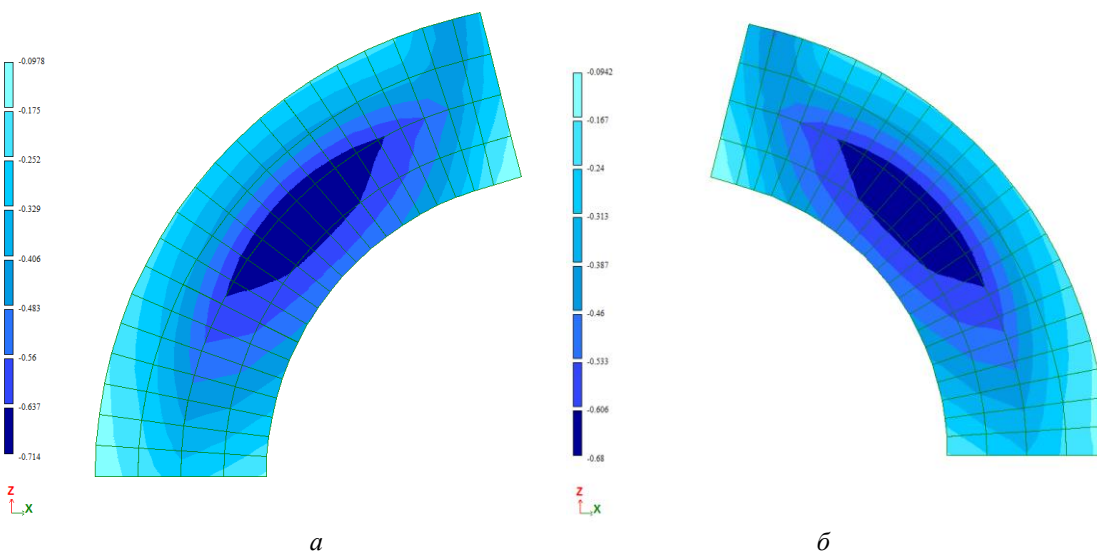


Рис. 7. Ізополя напружень поперек волокон в карнизних вузлах гнотоклеєної рами при нерівномірних осіданнях опор: *a* – в лівому вузлі, $\sigma_{c,90,d,l}=-0,714$ МПа; *б* – в правому вузлі, $\sigma_{c,90,d,l}=-0,68$ МПа

В інженерній практиці для визначення осідання стовпчастих фундаментів використовуються методи, які базуються на розрахункових схемах лінійно-деформованого півпростору, що мають деякі спрощення і суттєво ідеалізують роботу ґрунтової основи.

Такий інженерний підхід не дає змогу врахувати неоднорідність ґрунтової основи, нелінійність розвитку деформацій, розвиток просідних властивостей та інших геологічних явищ. Згідно п. 8.4.1 ДБН [3] модель основи слід задавати просторовими СЕ з відповідними фізико-механічними характеристиками.

Для перевірки роботи несучих конструкцій в умовах неоднорідного складу основи, виконано просторовий розрахунок будівлі на багат шаровому ґрунтовому масиві як система «основа-фундамент-надземні конструкції», розрахункову схему приведено на рис. 8.

Ґрунтовий масив виконаний з фізично-нелінійних СЕ ґрунту (№ 271-273), який має розміри в

плані 80×80 м, глибина – 30 м. Нижня грань закріплена від усіх лінійних переміщень, вертикальні – від усіх горизонтальних X та Y відповідно. Вузли масиву, окрім тих, що контактують з фундаментами, закріплені від кутових переміщень. Тріангуляція масиву була виконана враховуючи вузли фундаментів для забезпечення їхньої сумісної роботи. Максимальний крок вузлів СЕ в межах плями забудови – 0,5 м та 1,5 м за її межами. За умову міцності при зсуві обрано критерій Друкера-Прагера, що був відмічений в роботі [10].

Для моделювання попередніх напружень в ґрунтовому масиві від власної ваги ґрунту, а також врахування послідовності будівництва використано модуль «Монтаж плюс» [11–15].

Згідно до розрахунку з багат шаровим ґрунтовим масивом деформації лівої опори склали $S_1=10.2$ мм, правої опори $S_2=36.29$ мм, а різниця переміщень між опорами $\Delta=S_2-S_1=26.09$ мм.

Результати розрахунку приведено на рис. 9–11.

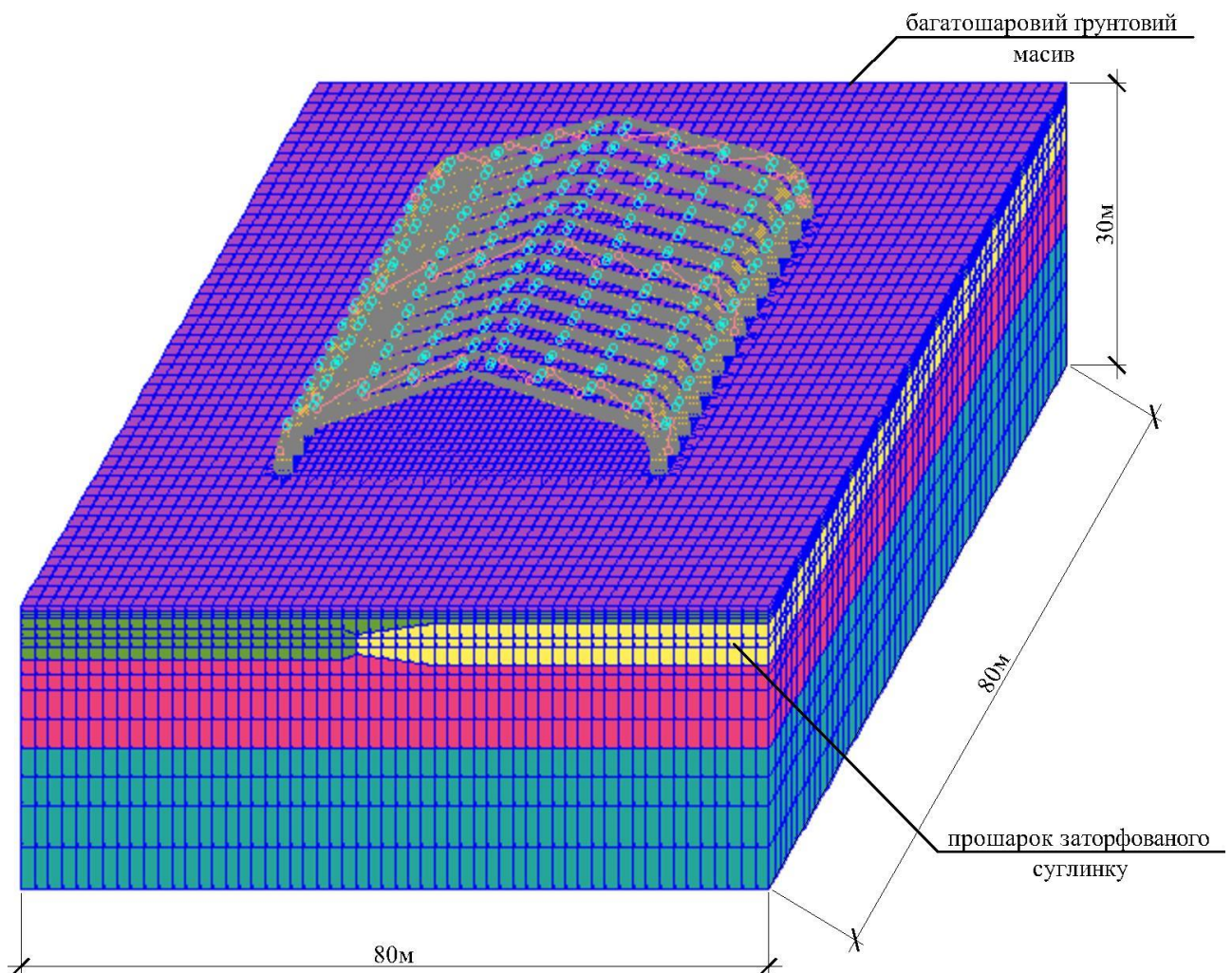


Рис. 8. Скінчено-елементна модель будівлі з об'ємним багат шаровим масивом ґрунту

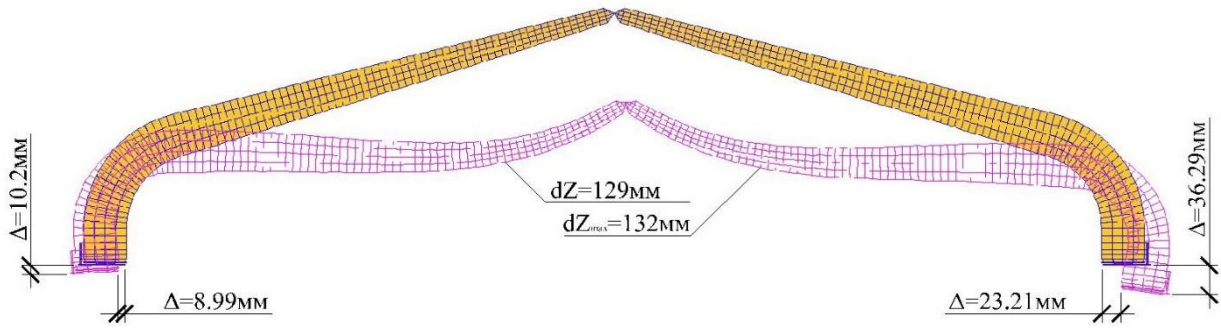
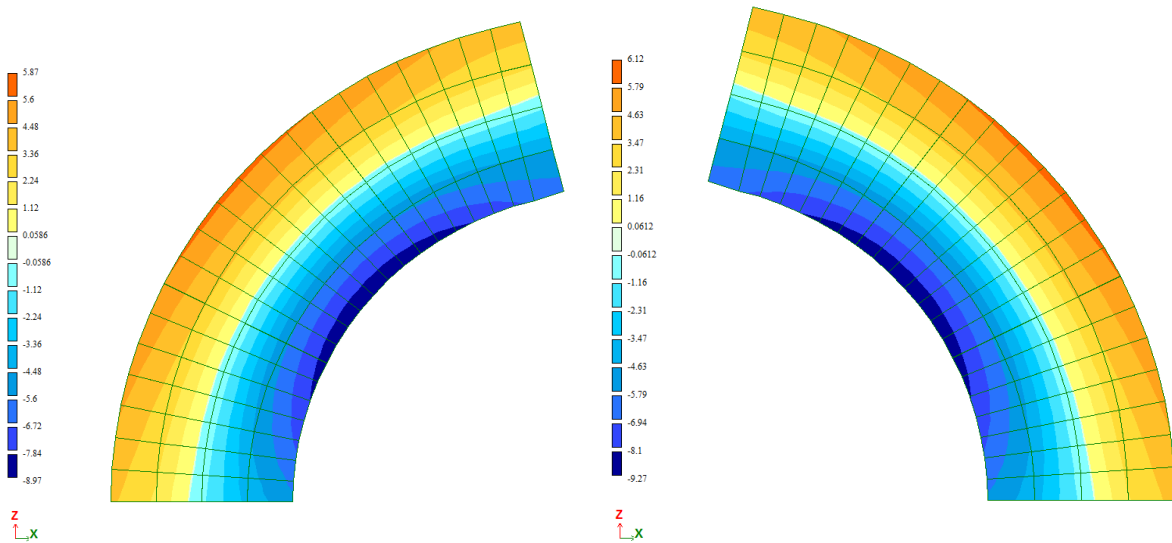


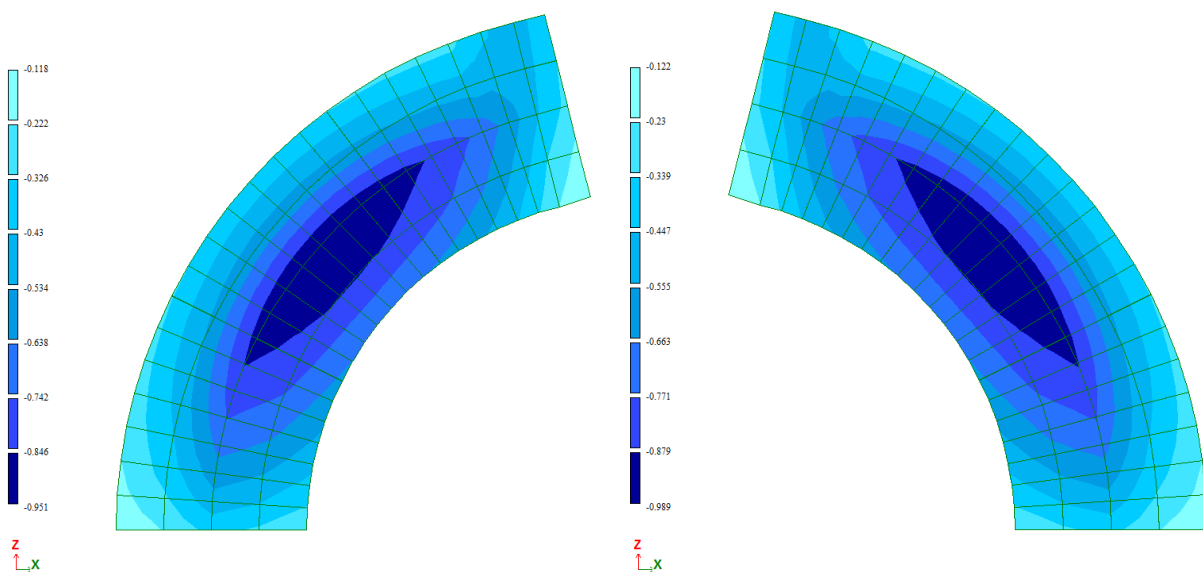
Рис. 9. Вихідна та деформована схема при просторовому розрахунку з багат шаровим ґрунтовим масивом (СЕ ґрунту умовно не показані)



a

б

Рис. 10. Ізополя напружень вздовж волокон в карнизних вузлах при просторовому розрахунку з багат шаровим ґрунтовим масивом: *a* – в лівому вузлі, $\sigma_{c,0,d,II}=-8,97$ МПа, $\sigma_{t,0,d,II}=5,87$ МПа; *б* – в правому вузлі, $\sigma_{c,0,d,II}=-9,27$ МПа, $\sigma_{t,0,d,II}=6,12$ МПа



a

б

Рис. 11. Ізополя напружень поперек волокон в карнизних вузлах при просторовому розрахунку з багат шаровим ґрунтовим масивом: *a* – в лівому вузлі, $\sigma_{c,0,d,II}=-0,951$ МПа; *б* – в правому вузлі, $\sigma_{c,90,d,II}=-0,989$ МПа

5. Результати дослідження

В результаті проведеного чисельного дослідження визначено граничну абсолютну різницю осідань опор, при яких вичерпується несуча здат-

ність клеєної деревини в карнизному вузлі, показана залежність між переміщеннями опор та напруженнями у вузлі.

Результати дослідження наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Отримані результати максимальних напружень

Характеристика розрахунку	Різниця осідань опор, мм	Напруження в карнизному вузлі вздовж волокон, МПа				Напруження в карнизному вузлі поперек волокон, МПа		Процент використання несучої здатності перерізу, %
		$\sigma_{c,0,d}$		$\sigma_{t,0,d}$		$\sigma_{c,90,d}$		
		л. оп.	пр. оп.	л. оп.	пр. оп.	л. оп.	пр. оп.	
Рівномірні осідання опор	0	4.08	4.08	7.19	7.19	0.7	0.7	94.4
Нерівномірні осідання опор (визначені за ДБН)	14	4.17 (2%)	3.92 (4%)	7.3 (1.5%)	7.02 (2.5%)	0.71 (1.5%)	0.68 (3%)	96.5
Нерівномірні осідання з багатошаровим ґрунтовим масивом	26.1	5.87 (44%)	6.12 (50%)	8.97 (25%)	9.27 (29%)	0.95 (36%)	0.99 (42%)	141.4

Примітка: значення в дужках відображають різницю значень при рівномірній і нерівномірній абсолютній різниці осідань

6. Висновки

На основі проведених досліджень можна зробити наступні висновки:

1) Для даної конструкції тришарнірних рам з клеєної деревини різниця осідань між опорами 26 мм призводить до нерівномірного збільшення напружень в карнизних вузлах, що перевищують розрахункові значення міцності деревини. Осідання в порівнянні з методикою [4] збільшуються на 85 %, що суттєво впливає на НДС гнотоклеєної рами;

2) Порівнявши максимальні напруження при рівномірній і нерівномірній абсолютній різниці осідань, визначеної за методикою ДБН [4], можна відмітити наступне: напруження розтягу вздовж волокон збільшилися на 2 %, напруження стиску вздовж волокон на 1,5 %, напруження поперек волокон на 1,5 %, що мало впливає на загальний НДС.

3) Установлено, що при застосуванні об'ємного багатошарового масиву максимальні напруження суттєво збільшуються, а саме: напруження розтягу вздовж волокон збільшилися на 50 %, напруження стиску вздовж волокон на 29 %, напруження поперек волокон на 41,5 %, що пояснюється врахуванням роботи об'ємної багатошарової ґрунтової основи, яка впливає на зміну НДС системи «основа-фундамент-надземні конструкції».

4) Тришарнірні гнотоклеєні рами добре працюють в умовах нерівномірних осідань за рахунок розрахункової схеми, що робить їх використання одним з найкращих конструктивних рішень в розглянутих умовах. Допустима різниця осідань опор досліджуваних рам орієнтовно знаходиться в межах 15–18 мм;

5) При проектуванні стовпчастих фундаментів під гнотоклеєні рами з клеєної деревини розміри підшви необхідно підбирати не тільки з умови максимальних стискуючих напружень на обрізі фундаменту але і за деформаціями основи;

6) Проектування несучих каркасів будівель зі стовпчастими фундаментами необхідно проводити на основі просторового розрахунку системи «основа-фундамент-надземні конструкції».

Література

- ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва [Текст]. – Мінрегіонбуд України. – Київ, 2014. – 128 с.
- Зоценко, М. Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти [Текст]: підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев, О. О. Петраков, В. Б. Швець, О. В. Школа, С. В. Біда, Ю. Л. Винников. – Полтава: ПНТУ, 2003. – 446 с.
- ДБН В.2.1-10:2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування [Текст]. – Мінрегіонбуд України. – Київ, 2009. – 90 с.
- Баженов, В. А. Будівельна механіка. Комп'ютерний курс [Текст]: підручник / В. А. Баженов, С. Я. Гранат, О. В. Шишов. – К., 1999. – 584 с.
- Михайловський, Д. В. Еволюція карнизних вузлів рам з клеєної деревини [Текст] / Д. В. Михайловський, Д. М. Матющенко // Строительные материалы и изделия. Всеукраїнський науко-технічний і виробничий журнал. – 2012. – № 3 (74). – С. 27–29.
- Турковский, С. Б. Клееные деревянные конструкции в современном строительстве (система ЦНИИСК) [Текст] / С. Б. Турковский, И. П. Преображенская, А. А. Погорельцев // ЛесПромИнформ. – 2013. – № 6 (96). – С. 136–143.
- Бойко, І. П. Пальові фундаменти висотних будинків у складних ґрунтових умовах [Текст] / І. П. Бойко, В. Л. Підлуцький // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – 2014. – № 8. – С. 23–32.
- Михайловський, Д. В. Експериментальні та чисельні дослідження гнотоклеєних рам з клеєної деревини [Текст] / Д. В. Михайловський, Д. М. Матющенко // Чернігівський науковий часопис. – 2012. – № 1 (3). – С. 92–99.
- ДСТУ-Н Б.В.2.6-184:2012. Конструкції з цільної та клеєної деревини. Настапова з проектування [Текст]. – Мінрегіонбуд України. – Київ, 2013. – 158 с.

10. Попов, А. Н. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния аэродромных покрытий в условиях физической нелинейности грунтового основания [Текст] / А. Н. Попов, В. В. Волков, А. А. Хатунцев // Интернет журнал «Науковедение». – 2013. – № 5.

11. Клименко, В. З. Конструкції з дерева та пластмас [Текст] / В. З. Клименко. – К.: Вища школа – Київ, 1998. – 420 с.

12. Михайловський, Д. В. Розрахунок елементів дерев'яних конструкцій за першою групою граничних станів. Методичні вказівки [Текст] / Д. В. Михайловський, М. С. Коваленко, Д. М. Матющенко. – Київ, 2013. – 36 с.

13. Городецкий, Д. А. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013 [Текст]: уч. пос. / Д. А. Городецкий, М. С. Барабаш и др. – К.–М.: Электронное издание, 2013. – 376 с.

14. Городецкий, А. С. Компьютерные модели конструкций [Текст] / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – Киев, 2007. – 357 с.

15. Серов, Е. Н. Проектирование деревянных конструкций [Текст]: уч. пос. / Е. Н. Серов, Ю. Д. Санников, А. Е. Серов. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 536 с.

References

1. DBN A.2.1-1-2014. Inzhenerni vyshukuvannya dla budivnytva (2014). Minregionbud Ukrainy. Kyiv, 128.

2. Zocenko, M. L., Kovalenko, V. I., Jakovljev, A. V., Petrakov, O. O., Shvec', V. B., Shkola, O. V., Bida, S. V., Vynnykov, Ju. L. (2003). Inzhenerna geologija. Mehanika g'rutiv, osnovy i fundamenty. Poltava: PNTU, 446.

3. DBN V.2.1-10:2009. Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennja proektuvannja (2009). Minregionbud Ukrainy. Kyiv, 90.

4. Bazhenov, V. A., Granat, S. Ja., Shyshov, O. V. (1999). Budivel'na mehanika. Komp'juternyj kurs. Kyiv, 584.

5. Myhajlovs'kyj, D. V., Matjushhenko, D. M. (2012). Evoljucija karnyzyh vuzliv ram z klejenoj' derevyny. Stroy-

tel'nye materyaly y yzdelyja. Vseukrains'kyj nauchno-tehnycheskyj y proyzvodstvennyj zhurnal, 3 (74), 27–29.

6. Turkovskij, S. B., Preobrazhenskaja, I. P., Pogorel'cev, A. A. (2013). Kleenye derevjannye konstrukcii v sovremennom stroitel'stve (sistema CNIISK). LesPromInform, 6 (96), 136–143.

7. Bojko, I. P., Pidluc'kyj, V. L. (2014). Pal'ovi fundamenty vysotnyh budynkiv u skladnyh gruntovyh umovah. Visnyk Prydniprov's'koi' derzhavnoi' akademii' budivnytva ta arhitektury, 8, 23–32.

8. Myhajlovs'kyj, D. V., Matjushhenko, D. M. (2012). Eksperymental'ni ta chysel'ni doslidzhennja gnutoklejenyh ram z klejenoj' derevyny. Chernigivs'kyj naukovyj chasopys, 1 (3), 92–99.

9. DSTU-N B.V.2.6-184:2012. Konstrukcii' z cil'noi' ta klejenoj' derevyny. Nastanova z proektuvannja (2013). Minregionbud Ukrainy. Kyiv, 158.

10. Popov, A. N., Volkov, V. V., Hatuncev, A. A. (2013). Chislennoe modelirovanie naprjazhenno-deformirovannogo sostojanija ajerodromnyh pokrytij v uslovijah fizicheskoj nelinejnosti gruntovogo osnovanija. Internet zhurnal «Naukovedenie», 5.

11. Klymenko, V. Z. (1998). Konstrukcii' z dereva ta plastmas. Kyiv: Vyshha shkola – Kyi'v, 420.

12. Myhajlovs'kyj, D. V., Kovalenko, M. S., Matjushhenko, D. M. (2013). Rozrahunok elementiv derev'janyh konstrukcij za pershoju grupuju granychnyh staniv. Metodychni vказivky. Kyiv, 36.

13. Gorodeckij, D. A., Barabash, M. S. et. al. (2013). Programmnyj kompleks LIRA-SAPR 2013. Kyiv–Moscow: Jelektronnoe izdanie, 376.

14. Gorodeckij, A. S., Evzerov, I. D. (2007). Komp'juternye modeli konstrukcij. Kiev, 357.

15. Serov, E. N., Sannikov, Ju. D., Serov, A. E. (2011). Proektirovanie derevjannyh konstrukcij. Moscow: Izdatel'stvo ASV, 536.

*Рекомендовано до публікації д-р техн. наук Гайдайчук В. В.
Дата надходження рукопису 09.06.2016*

Михайловський Денис Віталійович, кандидат технічних наук, доцент, завідувач відділу докторантури та аспірантури, кафедра металевих та дерев'яних конструкцій, Київський національний університет будівництва і архітектури, пр. Повітрофлотський, 31, м. Київ, Україна, 03680
E-mail: demyh@mail.ua

Матющенко Дмитро Миколайович, провідний інженер, ТОВ «НПК «УКРБУДПРОЕКТ», вул. Авіаконструктора Антонова, 5-Б, м. Київ, Україна, 03680
E-mail: matyuschenko.ubp@gmail.com

Смоленський Артур Олегович, інженер, ТОВ «НПК «УКРБУДПРОЕКТ», вул. Авіаконструктора Антонова, 5-Б, м. Київ, Україна, 03680
E-mail: smolensky.ubp@gmail.com