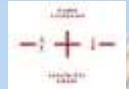




Міністерство освіти і науки України
Одеська державна академія
будівництва та архітектури
Одеська міська рада
University North (Хорватія)
ДП «Державний науково-дослідний
інститут будівельних конструкцій»
Академія будівництва України



Тези доповідей

У МІЖНАРОДНОЇ КОНФЕРЕНЦІЇ

ЕКСПЛУАТАЦІЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

21-23 вересня 2023 року

м. Одеса, ОДАБА

Міністерство освіти і науки України
Одеська державна академія будівництва та архітектури
Одеська міська рада
University North (Хорватія)
ДП «Державний науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»
Академія будівництва України

Тези доповідей
У МІЖНАРОДНОЇ КОНФЕРЕНЦІЇ
ЕКСПЛУАТАЦІЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ
БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

21-23 вересня 2023 року

Одеса, ОДАБА
2023

Ministry of Education and Science of Ukraine
Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture
Odessa City Council
University North (Croatia)
SE "State Research Institute of Building Constructions"
Academy of Civil Engineering of Ukraine

PROCEEDINGS
OF THE V INTERNATIONAL CONFERENCE
OPERATION AND RECONSTRUCTION
OF BUILDINGS AND STRUCTURES

21-23 of September 2023

Odessa, OSACEA
2023

УДК 624.021

Е 41

*Схвалено до друку Вченою радою
Одеської державної академії будівництва та архітектури
(протокол № 2 від 5 жовтня 2023 р.)*

Е 41 Експлуатація та реконструкція будівель і споруд : тези доп. V міжнар. конф. — Одеса : ОДАБА, 2023. — 130 с.

ISBN 978-617-7900-61-9 (online)

Редакційна колегія:

Ковров А.В., к.т.н., професор (головний редактор); **Клименко Є.В.**, д.т.н., професор; **Кривяков С.О.**, д.т.н., доцент; **Гриньова І.І.**, к.т.н.

Збірник містить виклад основних положень доповідей, виголошених на пленарному та секційних засіданнях V Міжнародної конференції «Експлуатація та реконструкція будівель і споруд», яка відбулася в Одеській державній академії будівництва та архітектури 21-23 вересня 2023 року. Широкий спектр наукових проблем дає змогу ознайомитися з результатами нових досліджень з експлуатації та реконструкції будівель та споруд.

Розрахований на студентів, освітян, науковців та всіх, хто цікавиться актуальними проблемами реконструкції.

The collection contains an outline of the main provisions of the reports presented at the plenary and section meetings of the V International conference “Operation and reconstruction of buildings and structures”, held at the Odessa state academy of civil engineering and architecture 21-23 of September 2023. A wide range of scientific problems allows you to get acquainted with the results of new research on the operation and reconstruction of buildings and structures.

Designed for students, educators, scientists, and anyone interested in current reconstruction issues.

Опубліковані статті відбивають погляди авторів, які не завжди збігаються з думкою редакційної колегії. Матеріали подаються в авторській редакції. За точність цитувань редакційна колегія відповідальності не несе.

УДК 624.021

Е 41

ISBN 978-617-7900-61-9 (online)

© Одеська державна академія
будівництва та архітектури, 2023
© Odessa State Academy of Civil
Engineering and Architecture, 2023

ЗМІСТ

Grynyova I.I., Akin E. Features of organizing reconstruction in Turkey	8
Kramaric D. Execution of metal construction in accordance with European codes	10
Ksonshkevych L.M., Krantovska O.M., Ksonshkevych A.S. Restoration of facades of residential buildings damaged during wars	12
Азізов Т.Н., Перейрас Р., Майстренко О.Ф. До моделювання роботи плит за дії кручення	15
Антонова Д.В. Максимальна ширина розкриття нормальних тріщин в зоні чистого згину залізобетонних балок, підсилених вуглепластиком	19
Бічев І.К., Антонюк Н.Р. Вплив інженера-консультанта на ризики в будівництві	20
Бліхарський З.З. Вплив пошкоджень арматури на несучу здатність залізобетонних балок за дії навантаження	21
Вировой В. М., Суханов В. Г., Суханова С. В. Будівельні конструкції: структуроутворення та властивості	24
Гілодо О.Ю., Арсірій А.М. Реконструкція нежитлового будинку за адресою: вул. Троїцька, 1, в місті Одесі	26
Гришин А.В. Нелінійний розрахунок огорожувальної споруди взаємодіючої з ґрунтовою і водною середою від динамічного впливу з ціллю її реконструкції	27
Данильчук С. В. Вплив звалищ на будівництво та реконструкцію: екологічні та фінансові виклики	28
Думанська В.В., Назаренко О.А. Малорозмірні елементи мостіння зі зміненою геометричною основою	29
Єксарьова Н.М., Єксарьов В.А. Ресурс відновлення прибуткових будівель	31
Клейманова О.П., Попов О.О. Моніторинг стану залізобетонних та кам'яних конструкцій та розрахунок їх посилення	33
Кисельов В.М., Кисельова Г.В.. Принципи модернізації будівель і споруд	34
Клименко Є. В. Аналітичний підхід щодо визначення залишкової несучої здатності пошкоджених залізобетонних та кам'яних конструкцій	35
Клименко Є.В., Гриньова І.І. Несуча здатність пошкоджених кам'яних конструкцій	39
Клименко Є.В., Карпюк І.А., Даниленко Д.С. Спосіб відновлення та підсилення пошкоджених залізобетонних балок	40
Клименко Є.В., Кос Ж. Вплив гнучкості на роботу пошкоджених стиснутих залізобетонних елементів	41

Клименко Є. В., Шеховцов В. І. Мобільні багатоцільові та багатофункціональні укриття	43
Коробко О.О., Лужанський Б.О. Стійкість матеріалу конструкцій в умовах малоциклових утомних навантажень	45
Костюк А.І., Постернак О.О., Сьоміна Ю.А. Тріщиностійкості стінових панелей з легкого бетону	48
Кравченко С.О., Кругляк О.І. Методи моніторингу стану залізобетонних конструкцій під впливом агресивного навколишнього середовища	49
Кравченко С.А., Постернак О.О., Столевич І.А. Дослідження елементів та конструкцій з керамзитобетону	51
Кривяков С.О., Фіногенов О.І., Ігнатенко А.В. Порівняння ефективності суперпластифікаторів на цементах різних типів	52
Кушнір О.М., Кушнір В.О. Обстеження будівель, пошкоджених внаслідок збройної агресії російської федерації	54
Лазарєва Д.В. Проблема стійкості ортотропних пластин	56
Менейлюк О.І. Менейлюк І.О. Руссий В.В., Ковальов К.А. Обстеження пошкоджених будівель та споруд	58
Митинський В.М., Сушицька Т.А. Особливості влаштування фундаментів при вибірковій реконструкції кварталу	59
Михалевський Н.А., Вегера П.І., Бліхарський З.Я. Аналіз впливу нерівномірних пошкоджень залізобетонної балки з використанням програмного комплексу FEMAP	62
Мішутін А.В., Іськов В.О. Плити для дорожнього покриття з модифікованого фібробетону	66
Настоящий В.А., Ілік Р.І., Тихий Є. І., Малий К.Ю. Досвід використання сучасних програмних комплексів для оптимізації металоконструкцій кров'яних ферм при виконанні кваліфікаційних магістерських робіт	70
Негусєва Н.К., Фесенко О.А. Будівельне інформаційне моделювання (BIM) у освітньому процесі закладів фахової передвищої освіти	74
Овсянкін О. П. Методи адаптації архітектурного середовища транспортної інфраструктури для людей з обмеженими можливостями	75
Олійник Г. І. Реконструкція та модернізація виробничо-адміністративної будівлі управління метрополітену, прос. Перемоги, 34, м.Київ.	77
Пашинський В.А., Асланян Т.Р., Кравцов П.О., Нетребенко Ю.В. До вибору раціонального типу сталевих центрально-стиснутих колон	80
Пашинський В.А., Іванов Р.Р., Каретний Д.А. Аналіз теплової надійності та втрат тепла через огорожувальні конструкції, запроєктовані за нормами різних років	82
Пашинський М.В., Дорофєв М.О., Єрьомін І.В., Поворознюк Д.Д. До вибору раціонального типу сталевих балок	84
Пашинський М.В., Гордієнко С.П., Місюта С.В., Слободяник А.С. Вплив географічної висоти на теплову надійність і втрати тепла через огорожувальні конструкції	86

Пірогов Д.О., Барабаш І.В., Стрельцов К.О Активація цементу і її вплив на кількість хімічно зв'язаної води в цементному камені	88
Піщев Д.О. Архітектурно-планувальна організація тематичних комплексів дозвілля	91
Піщев Д.О. Передумови виникнення тематичних комплексів дозвілля	93
Піщев О.В., Піщева Т.І. Основні вимоги до будівель і споруд	95
Піщева Т.І., Піщев О.В. Утримання будинків і прибудинкових територій	97
Пушкар Н.В. Міцність контакту старого і нового бетону при відновленні будівель та споруд	100
Савченко С.В., Антонюк Н.Р., Оцінка впливу наповнювачів на властивості ремонтно-відновлювальних полімеррозчинів	101
Сторожук С.С. Особливості реконструкції міста Скоп'є, столиці Північної Македонії	103
Сур'янінов В.М., Єсванджия В.Ю. Випробування фібробетонних зразків-«вісімок», армованих фіброю різного типу, на розтягнення	107
Сур'янінов М.Г., Неутов С.П. Експериментальні дослідження довгої циліндричної оболонки з сталеві фібробетону	109
Сур'янінов М.Г., Неутов С.П., Головата З.О., Чучмай О.М. Вплив сталеві фібри на напружено-деформований стан приопорних ділянок елементів, що згинаються	113
Суханов В. Г., Вировой В. М., Суханова С. В., Тихонюк С. А. Проблеми технічної експлуатації об'єктів культурної спадщини	116
Уразманова Н.Ф., Добрава Д.О. Умови роботи будівельних конструкцій	117
Фесенко О.А., Колякова В.М., Донець Т.П. Вогнестійкість вузлів з'єднання будівельних конструкцій	118
Чернєва О.С., Плахотний Г.Н., Andrzej Wojnar Порівняльний аналіз роботи козових та пірмідальних забивних палей	122
Чорна Л.В. Зарубіжний досвід реконструкції на історичних об'єктах	124
Шевченко В.В., Вировой В.В., Заволока М.В., Сушицький Е.Б. Зміна властивостей бетонних виробів в змінних погодних умовах	126
Шкрабик Й.В. Проблеми експлуатації основ та фундаментів	128

FEATURES OF ORGANIZING RECONSTRUCTION IN TURKEY

Grynyova I.I. *PhD., Ass.Prof.,*
(*Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture*)
Akin E. *PhD., Prof., Dr*
(*Mersin University (Turkey)*)

Organizing reconstruction projects in Turkey involves several unique features and considerations due to the country's geographical location, diverse climate, cultural heritage, and regulatory environment. Here are some of the key features and considerations when organizing reconstruction projects in Turkey:

Geographical Diversity: Turkey spans across two continents, Europe and Asia, with a diverse range of geographical features, including coastal areas, mountains, and plateaus. The geographical location can significantly impact construction methods, materials, and seismic considerations.

Seismic Activity: Turkey is prone to seismic activity, particularly in regions such as Istanbul and the eastern part of the country. Earthquake-resistant construction techniques and compliance with seismic regulations are crucial for ensuring the safety and durability of reconstructed buildings.

Cultural Heritage: Turkey is home to a rich cultural heritage with many historical and archaeological sites. When planning reconstruction projects, it's essential to consider the preservation of cultural and historical values, as well as compliance with heritage protection laws.

Regulatory Environment: Turkey has a comprehensive regulatory framework for construction and reconstruction projects. Understanding and complying with local building codes and regulations is essential. Authorities such as the Ministry of Environment and Urbanization oversee construction and permitting processes.

Environmental Considerations: Environmental sustainability is gaining importance in Turkey. Incorporating eco-friendly construction materials and practices, as well as energy-efficient design, can be beneficial and may align with government initiatives for sustainability.

Land Use and Zoning Laws: Zoning regulations and land use laws can vary from one region to another. It's crucial to understand local zoning

requirements and land use regulations when planning reconstruction projects.

Infrastructure Development: Consideration must be given to existing infrastructure, including transportation, utilities, and public services. Coordinating with relevant municipal and government authorities for infrastructure development and upgrades is vital.

Permitting and Approvals: Obtaining the necessary permits and approvals can be a complex process in Turkey. It often involves multiple layers of bureaucracy. Engaging with experienced local consultants and navigating the permitting process efficiently is essential.

Labor and Workforce: Turkey has a skilled workforce in the construction industry. Hiring qualified professionals and laborers, as well as ensuring workplace safety, is critical.

Cultural Sensitivity: Respect for local customs, traditions, and cultural norms is essential when working in Turkey. Collaboration with local communities and stakeholders can contribute to the success of reconstruction projects.

Financial Considerations: Funding for reconstruction projects can come from various sources, including government grants, private investment, or international organizations. Identifying suitable financing mechanisms and managing project budgets is crucial.

Post-Construction Maintenance: Developing a plan for the long-term maintenance and management of reconstructed infrastructure is vital to ensure its sustainability and functionality.

In summary, organizing reconstruction projects in Turkey requires careful consideration of seismic risks, cultural heritage preservation, regulatory compliance, and environmental sustainability. Successful project execution involves collaboration with local authorities, professionals, and communities to address the unique features and challenges of the Turkish context.

EXECUTION OF METAL CONSTRUCTION IN ACCORDANCE WITH EUROPEAN STANDARDS

Kramaric D., Assist
(University North (Croatia))

Executing metal construction in accordance with European standards is crucial to ensure the safety, quality, and reliability of such structures. European standards, often referred to as Eurocodes, provide a comprehensive set of design and construction standards for various engineering disciplines, including steel and metal structures. Here are the key aspects to consider when executing metal construction in compliance with European standards:

Design and Planning: Begin by thoroughly understanding the specific Eurocodes applicable to your project. Eurocode 3, titled "Design of Steel Structures," is the primary standard for metal construction. Eurocode 4, which deals with composite steel and concrete structures, might also be relevant. Work closely with structural engineers and designers who are experienced in Eurocode-compliant design.

Material Selection: Select materials, including steel, in compliance with Eurocode-recommended material properties and specifications. Ensure that the materials used meet the required strength, durability, and corrosion resistance standards.

Welding and Fabrication: Metal structures are often connected through welding. Welding procedures should adhere to Eurocode standards, ensuring the integrity of welded joints. Certified welders and appropriate testing methods should be employed.

Quality Control: Implement strict quality control measures throughout the construction process. Regular inspections and testing should be conducted to verify that the materials and workmanship meet Eurocode requirements.

Load Calculations: Eurocodes provide guidance on calculating loads, including dead loads, live loads, wind loads, and snow loads. Ensure that load calculations are accurate and that the structure can safely support these loads.

Connections and Joints: The design and execution of connections and joints play a crucial role in the overall integrity of a metal structure.

Eurocode 3 provides guidelines for designing and executing connections in metal structures.

Fire Safety: Consider fire safety measures and follow Eurocode recommendations for fire protection of metal structures. This may involve the use of fire-resistant coatings or other fire safety measures.

Corrosion Protection: Metal structures are susceptible to corrosion, especially in outdoor or aggressive environments. Eurocode standards provide guidance on corrosion protection measures, such as coatings or cathodic protection.

Documentation: Maintain detailed records of the entire construction process, including design calculations, material specifications, quality control reports, and inspection records. Proper documentation is essential for compliance and future maintenance.

Certification and Testing: Engage with certified testing agencies and ensure that the finished structure undergoes necessary tests and inspections to validate its compliance with Eurocode standards.

Health and Safety: Prioritize worker safety and adhere to European health and safety regulations during construction. Ensure that workers are adequately trained and equipped to work safely.

By following these guidelines and ensuring that every aspect of the construction process aligns with European standards, you can create metal structures that are not only compliant but also safe, durable, and capable of meeting their intended purposes effectively. Collaboration with experienced professionals who are knowledgeable about Eurocodes is crucial for the successful execution of metal construction projects in accordance with European standards.

RESTORATION OF FACADES OF RESIDENTIAL BUILDINGS DAMAGED DURING WARS

Ksonshkevych L.M. *Ph.D., associate professor*, **Krantovska O.M.**
Ph.D., associate professor, **Ksonshkevych A.S.** *student*
(Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture)

Today, a large number of housing stock, public buildings, as well as other objects of the city's infrastructure have been damaged. Currently, a number of programs for their reconstruction are being implemented in Ukraine. In particular, the restoration of the damaged housing stock takes place with funds from the reserve fund of the state budget, regional and local budgets, with the help of government programs and with the assistance of international organizations and foundations.

During active combat operations, windows and doors were broken, roofs and facades of high-rise buildings and private homes were partially destroyed. With the fast approach to the winter period and a significant number of buildings with significant damage, the issue of rapid restoration of the facades of such buildings becomes urgent.

Facade restoration works include: thermal insulation of the external walls of the building, including replacement or repair of windows, balconies, loggias and entrance doors.

In accordance with the current regulatory documents DBN V.2.2-15:2019 "Residential buildings" and DSTU B V.1.2-18:2016 "Instructions on the inspection and determination of the technical condition of buildings and structures" it is necessary to consider the issue of organization and implementation of priority restoration works buildings and structures damaged as a result of combat operations.

During the preparatory stage for the use of any energy-saving technologies (warming of enclosing structures, replacement of window and door blocks with energy-efficient ones), a technical visual inspection and a technical instrumental survey are performed to identify the number of minor and significant defects of the facade system and to choose the optimal effective restoration technology. Next - studying and agreeing on the terms of production of works, development of a project for the execution of works, organizational issues related to delivery, installation of necessary materials, etc.

The results of the survey are drawn up in the form of a technical report containing information on: the architectural and structural solution of the building; technical condition of supporting and enclosing structures;

information about construction materials and products, their characteristics; conclusions and recommendations for repair, restoration or replacement.

After receiving a report on the results of the inspection of such buildings and having the inspection certificate, which states that in the case of minor damage to the supporting and enclosing structures, but without violation of the requirements for mechanical resistance and stability, it is possible to recommend the implementation of restoration works by means of capital repairs [1].

The technology for the restoration of facades damaged by bullets and projectile fragments depends on the degree of damage. Signs of failure of external walls with facade thermal insulation should be considered the occurrence of zones of destruction on the surface of the protective layer with an area of more than 0.15 m² per 1 m² in the number of more than two.

In such cases, capital repairs are carried out, which consists in correcting damages and defects in the facade thermal insulation. At the same time, it is necessary [2]: to outline the damaged area with straight lines; remove destroyed elements of the thermal insulation system; strengthen the adhesion to the wall of the existing thermal insulation system, which borders the destroyed area and has peeled off, then glue the insulation inserts of the appropriate shape; fasten with dowels; apply a protective reinforced layer with an overlap of the new mesh on the existing one by at least 100 mm;

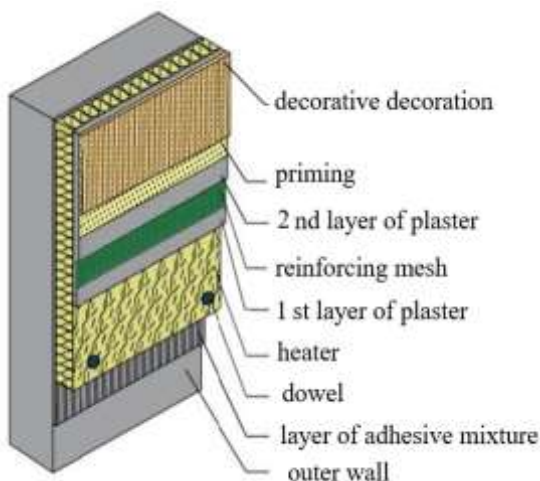


Fig. 1. Wall construction (after warming)

arrange a decorative plaster layer with the appropriate texture; perform joints with the existing plaster along straight lines (slopes, window sills, rusts, eaves); paint the restored area. The construction of the wall after the works is shown in Fig. 1. In case of significant damage, it is more expedient to completely replace the existing thermal insulation layer. At the same time, the thermal insulation of

the facades of residential buildings that were damaged during combat operation must be carried out taking into account the new indicators and requirements specified in [3]. A conditional diagram of the sequence of execution of the specified works is shown in Fig. 2. Before starting work, you should consider replacing window and door balcony blocks with energy-efficient ones.



Fig. 2. Conditional scheme of insulation of the facade of the building (from scaffolding): 1 – cleaning of the facade from dust and dirt, remnants of the existing insulation, surface repair; 2 – priming the surface of the facade, gluing insulation plates, fastening with dowels; 3 – application of the 1st layer of plaster, gluing of the reinforcing mesh, application of the 2nd layer of plaster; 4 – priming, application of decorative finish

Summarizing all of the above, we note that the timely performance of such works will allow to prepare damaged residential buildings for the winter period, preserve heat in residential apartments and improve the appearance of buildings.

References

1. Shkrabyk Y.V., Ksonshkevych L.M. Technical operation of buildings and structures: Study guide. Odesa: 2022. 136 p.
2. <https://ceresit.ua/1/facade-repair/>
3. DBN V.2.6-31:2021 Thermal insulation and energy efficiency of buildings. Kyiv Miniregion of Ukraine. 2022. 23 p.

ДО МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ПЛИТ ЗА ДІЇ КРУЧЕННЯ

Азізов Т.Н., *д.т.н., проф.*, Перейрас Р., *аспірант*,
Майстренко О.Ф., *к.т.н., доц.*

(*Одеська державна академія будівництва та архітектури*)

При розрахунках перекриттів та інших плоских систем зазвичай використовують програмні комплекси типу LIRA-SAPR, SKAD та ін. При цьому зазвичай для моделювання роботи плити використовують плоскі скінчені елементи тонкої плити або тонкої оболонки [3, 4]. Практика проектування показує, що існують такі розрахункові схеми навантаження і обпирання, за яких застосування плоских скінчених елементів призводить до помилок в визначенні внутрішніх зусиль [2]. В [2] показано, що це пов'язано з фактом не врахування крутних моментів від дотичних напружень, діючих в вертикальному напрямку по товщині плити. В якості приклада наведено схему консольної плити, яка навантажена крайовим навантаженням. Розрахунки показують, що для різних схем обпирання і навантаження різниця між реальними і розрахунковими крутними моментами може бути різною. Крім того, не дано рекомендацій, як розраховувати в таких випадках перекриття.

Метою даної статті є пояснення причини різниці в визначенні крутних моментів при застосуванні плоских скінчених елементів та розроблення пропозицій для моделювання розрахункових схем перекриттів у випадках, коли застосування плоских скінчених елементів призводить до помилок.

Викладення основного матеріалу.

Відомо, що в кутових зонах плит з'являються діагональні тріщини [1]. Це пов'язано з дією головних моментів M_1, M_2 , які визначаються за формулою:

$$M_1, M_2 = \frac{1}{2} \left[M_x + M_y \pm \sqrt{(M_x - M_y)^2 + 4 \cdot M_{xy}^2} \right], \quad (1)$$

де M_x, M_y – згинальні моменти відповідно по осях X та Y ; M_{xy} – крутний момент. На ділянках, близьких до опор, згинальні моменти дуже малі, а крутні моменти мають максимальні значення. Тому головні моменти на цих ділянках цілком залежать саме від величини крутних моментів M_{xy} . В результаті дії цих крутних моментів і з'являються похилі тріщини, в тому числі на верхній грані плити. В зв'язку з цим стає питання правильного визначення крутних моментів.

Розглянемо елемент з поперечним перерізом у вигляді тонкого прямокутника, на який діє крутний момент. Відомо, що при крученні

тонкої полоси [5] в її поперечному перерізі діють як горизонтальні напруження 1, так і вертикальні напруження 2 (рис. 1).

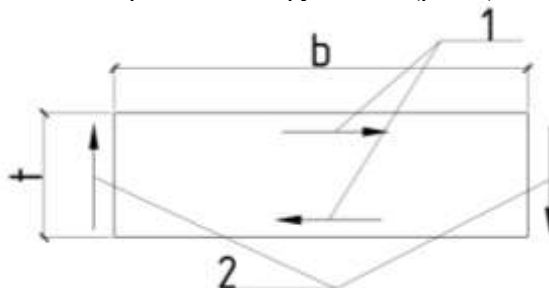


Рис. 1. Схема дії дотичних напружень по товщині елемента

Відомо також, що в теорії плит дотичні напруження (на рис. 1 – це напруження 2) в вертикальному напрямку (по товщині плити) не враховуються в виду їх малості. Як показано в [2] це призводить до того, що крутний момент при чистому крученні в два рази менший реального крутного моменту.

З теорії пружності відомо [6], що для плит дотичні напруження 1 на рис. 1 (напруження τ_{xy}) визначаються як функція вертикальних переміщень w . Крутний момент M_{xy} визначається за формулою [6]:

$$M_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} \cdot z \cdot dz \quad (2)$$

З формули (2) легко бачити, що крутний момент за теорією плит складається від дії тільки дотичних напружень τ_{xy} , а це лише частина дотичних напружень при крученні тонкої полоси (тільки напружень 1 на рис. 1 і не враховані напруження 2 на цьому рисунку).

Таким чином, при чистому крученні крутний момент, визначений за теорією плит, виявляється рівно в два рази меншим, ніж реальний крутний момент в стрижні з поперечним перерізом у вигляді тонкої полоси, що було роз'яснено в [2]. Крім того, в [6] показано, що при чистому крученні тонкої плити (рис. 2) крутний момент від дотичних напружень τ_{xy} дорівнює половині зовнішнього крутного моменту. Легко перевірити, моделюючи таку схему в програмі LIRA-SAPR, що сумарний крутний момент M_{xy} дійсно буде дорівнювати рівно половині зовнішнього крутного моменту $M_t = P \cdot a$. Однак, в [6] пояснюється, що другий доданок крутного моменту – це момент від місцевих дотичних напружень в зоні дії сил P . Але легко перевірити, що в будь-якому перерізі між силами P на рис. 2 величина крутного моменту M_{xy} буде

дорівнювати саме половині зовнішнього крутного моменту. Пояснення цього факту саме в тому, що при цьому не враховуються дотичні напруження в вертикальному напрямку (напруження 2 на рис. 1).

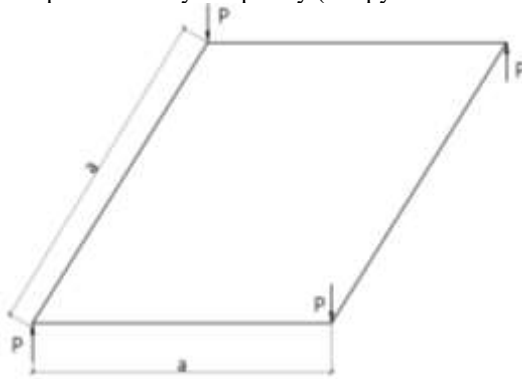


Рис. 2. Схема плити за дії чистого кручення

Слід відмітити, що при крученні зі згином крутний момент, визначений з застосуванням плоских скінчених елементів, може відрізнятись від реального як менш ніж в два рази, так і більше.

Розрахунки показують, що при згині з крученням чим більше відношення a/l (відношення ширини плити до її довжини), тим більше похибка між теоретичним крутним моментом та моментом, що визначається з моделювання плоскими скінченими елементами. При малому співвідношенні a/l відношення зовнішнього крутного моменту $M_{t,ext}$ до сумарного M_{xy} (відношення $M_{t,ext}/M_{xy}$) наближається до двох, тобто наближається до різниці при чистому крученні. При збільшенні співвідношення a/l відношення крутних моментів також збільшується.

Пояснення цього фактору можна зробити, аналізуючи дотичні напруження в скінченому елементі. Для цього к напруженням від чистого кручення (див. рис. 1) слід додати дотичні напруження від згину.

В теорії плит дотичні напруження в вертикальному напрямку (напруження 2 на рис. 1) з'являються від дії згину, а не від дії кручення. Легко перевірити, що при схемі за рис. 2 в будь якому перерізі далі від кінців плити поперечні сили Q_x та Q_y будуть мати майже нульове значення. Тому по схемі за рис. 2 сумарний крутний момент M_{xy} , як було сказано вище, буде дорівнювати половині зовнішнього крутного моменту, що порушує закон рівноваги. Отже, врахування дотичних напружень в вертикальному напрямку від дії крутного моменту відновлює рівновагу.

Слід відмітити, що можуть бути схеми, де згин навпаки буде зменшувати співвідношення $M_{t,ext}/M_{ху}$, якщо навантаження прикладене таким чином, що дотичні напруження від згину будуть діяти в зворотному напрямку.

Таким чином при проектуванні перекриттів на ділянках з нерівномірним навантаженням, на ділянках з отворами для уникнення похибок в визначенні крутних моментів, а отже і визначенні головних моментів і моменту тріщиноутворення, слід враховувати похибку в визначенні крутних моментів, яка тягне за собою похибку в визначенні головних моментів, а отже і в визначенні моменту тріщиноутворення та визначення жорсткості залізобетонної плити. При цьому можна застосовувати стрижневу апроксимацію, яка запропонована в роботах авторів цієї статті або застосовувати об'ємні скінчені елементи.

Висновки. Круті моменти в плитах, визначені з застосуванням плоских скінчених елементів можуть суттєво відрізнятись від реальних крутних моментів. Це в свою чергу призводить до помилок в визначенні головних моментів і далі помилок в визначенні моменту тріщиноутворення.

Помилки в визначенні моменту тріщиноутворення призводять до помилок в визначенні прогинів залізобетонних плит. Різниця між реальними крутними моментами і розрахунковими з застосуванням плоских скінчених елементів може варіюватись в залежності від схеми навантаження, обпирання і співвідношення розмірів плити. Для запобігання помилок рекомендується в таких випадках застосовувати стрижневу апроксимацію або об'ємні скінчені елементи.

Список літератури

1. James K. Wight, James G. MacGregor. Reinforced Concrete. Mechanics and Design. USA, 2009. – 1157 p.
2. T. Azizov, D. Kochkarev. Limits of Using the Theory of Plates in the Calculation of Reinforced Concrete Slabs // Sciences of Europe. – 2023. – № 111 (2023). – P. 28-32.
3. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – К., 2007. – 394 с.
4. Зенкевич О., Морган К. Конечные элементы и аппроксимация. Пер. с англ. – М.: Мир, 1986. – 303 с.
5. Тимошенко С.П. Теория упругости. Онти, 1934. – 451 с.
6. Тимошенко С.П. Курс теории упругости. Київ: наукова думка, 1972 – 501 с.

МАКСИМАЛЬНА ШИРИНА РОЗКРИТТЯ НОРМАЛЬНИХ ТРІЩИН В ЗОНІ ЧИСТОГО ЗГИНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ВУГЛЕПЛАСТИКОМ

Антонова Д.В., асистент

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Під час випробувань дослідних зразків-балок на дію короткочасного одноразового та малоциклового навантажень слідкували за утворенням, розвитком та шириною розкриття тріщин на їхній поверхні. Ширину розкриття нормальних тріщин визначили на рівні розтягнутої робочої арматури, а похилих – посередині висоти балки в місцях, де візуально вона виявлялася найбільшою.

Досліди показали, що ширина розкриття нормальних тріщин в середній частині пошкоджених балок на заданих планом експерименту рівнях навантаження, в середньому, в 2,2 рази перевищує таку в суцільних балках першої і третьої серій[1].

Аналіз математичних моделей показує, що максимальна ширина розкриття нормальних тріщин в зоні чистого згину в зазначених серіях збільшується порівняно з середнім значенням 0,14 , 0,31 і 0,46 мм при середніх значеннях дослідних факторів:

- зі збільшенням величини відносного прольоту зрізу a/h_0 від 1 до 3 на 29, 116 і 122%;
- зі збільшенням класу бетону від С 16/20 до С 40/50 (власне, до С 30/35) на 43, 13%;
- зі збільшенням кількості поперечного армування ρ_{sw} від 0,0016 до 0,0044 на 14, 19 і 13%;
- з підвищенням рівня навантаження η від 0,5 до 0,8 F_u на 71 і 58%, а при досягненні $\eta = 0,95 F_{u,f}$ – 22%;

Одночасним збільшенням:

- величини відносного прольоту зрізу і кількості поперечного армування в зазначених межах, відповідно, на 7, 13 і 13%;
- величини відносного прогону зрізу і рівня навантаження на 7%;
- класу бетону в наслідок збільшення несучої здатності і рівня навантаження на 14 і 13% у п'ятій серії.

Список літератури

1. В.М Карпюк, Ю.А. Сьоміна, А.І. Костюк, О.Ф. Майстренко «Особливості напружено-деформованого стану і розрахунку залізобетонних конструкцій за дії циклічного навантаження високих рівнів». Одеса, 2018, 65-68с.

ВПЛИВ ІНЖЕНЕРА-КОНСУЛЬТАНТА НА РИЗИКИ В БУДІВНИЦТВІ

Бічев І.К., к.т.н., доцент, Антоноук Н.Р., к.т.н., доцент
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Враховуючи ризики, які виникають при спорудженні й експлуатації об'єктів нерухомості, на всіх учасників будівництва покладається висока відповідальність. Це стосується і замовників, до яких законодавство хоч і не встановлює спеціальних вимог (така діяльність не підлягає ліцензуванню), але, водночас, покладає серйозні повноваження та передбачає досить жорсткі санкції у разі порушень.

Однак на сьогодні кількість проблем та ризиків, що безпосередньо пов'язані з регулюванням взаємодії учасників у сфері будівельної діяльності, переважно збільшується. Велике значення заслуговує питання стосовно відсутності об'єктивного розподілу ризиків та відповідальності серед усіх учасників будівельної галузі.

Останній час все більше запроваджується участь незалежного інженера-консультанта – спеціалізованої інжинірингової організації або спеціаліста, що забезпечує організаційне та консультативне супроводження проектування і будівництва об'єктів. Інженер-консультант виступає в ролі експерта, який консулює замовника з питань реалізації проекту, займається підбором постачальників і підрядників, об'єктивно і незалежно керує будівництвом на майданчику і повністю супроводжує проект на всіх стадіях. У разі необхідності його залучають до участі у вирішенні суперечок, особливо на етапах досудового (позасудового) врегулювання суперечок: управління претензіями, медіація, адьюдікація через Раду з врегулювання суперечок (DAB), арбітраж тощо.

Важливим інструментом інженера-консультанта є система договорів, що укладаються між інвестором та учасником будівництва. Здійснюючи договірні відносини, учасники, а саме замовник та виконавець, несуть низку фінансових і правових ризиків. На сучасному етапі в практиці будівельної діяльності починають використовувати міжнародні стандарти договорів, зокрема міжнародно визнаними формами договорів є Гармонізовані Умови Контракту (2010 р.); також ряд різнокольорових книг, Червона Книга, Жовта Книга, Біла Книга – це форми будівельних контактів, що мають різне функціональне значення та разом становлять «Веселку книг FIDIC».

Важлива задача інженера-консультанта як правильно підібрати необхідний контракт, максимально передбачити імовірні ризики і відповідно розподілити їх між учасниками на етапі підписання договору.

ВПЛИВ ПОШКОДЖЕНЬ АРМАТУРИ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗА ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ

Бліхарський З.З., к.т.н., м.н.с.

(Національний університет «Львівська політехніка»)

Вступ. Під час реконструкції споруд проводять відновлення та підсилення її окремих частин. Усі конструкції, які потребують реконструкції чи підсилення, уже мають наявні дефекти та пошкодження. Кожний з дефектів призводить до зміни напружено-деформованого стану. В залежності від поширення дефекту, його розмірів, глибини, цей вплив збільшується. Умови експлуатації залізобетонних конструкцій, впливи навколишнього середовища призводять до виникнення таких дефектів. Особливо небезпечним і водночас поширеним є корозія розтягнутої арматури. Корозія арматури відбувається при порушенні цілісності захисного шару, і продовжується поки є доступ повітря. Оскільки усі розтягуючі зусилля в згинаних елементах сприймає робоча арматура, її дефекти та корозія напряму впливає на несучу здатність елемента, тому дослідження цього питання є актуальним.

Мета і завдання дослідження. В даній роботі було поставлено наступну мету: дослідити вплив пошкоджень розтягнутої арматури, отриманих за певного рівня навантаження, на міцність залізобетонних балок.

Поставлена мета дослідження, досягається виконанням наступних задач досліджень:

- випробування залізобетонних балок без пошкодження, з різними діаметрами робочого армування, в якості контрольних зразків;
- дослідження залізобетонних балок з контрольованим значенням пошкодження розтягнутої арматури, без початкового рівня навантаження;
- дослідження залізобетонних балок з контрольованим значенням пошкодження розтягнутої арматури, при рівні навантаження 0.5 від очікуваного руйнівного навантаження контрольних зразків;
- аналіз та порівняння отриманих результатів.

Конструкція дослідних зразків. Для досягнення поставлених задач було запроєктовано та виготовлено 8 залізобетонних балок. Зразки поділено на дві серії два зразки 1-ї серії та шість зразків 2-ї серії. Дослідні балки прямокутного поперечного перерізу, розмірами 200×100 мм, довжиною 2100 мм. Зразки 1 – і та 2 – і серії виготовлено ідентичних геометричних розмірів, відхилення становить менше 2%. Для зразків 1-ї

серії робоче армування виконане у вигляді 1Ø16 А 500С, і 1Ø20 А 500С – для зразків 2-ї серії. Стиснута та поперечна арматура виконана з дротяної арматури Ø5 В 500, і є ідентична для зразків обох серій. Залізобетонні балки виготовлені з бетону класу С30/35 [1]. Основні геометричні розміри та розміщення внутрішнього армування наведено в роботі [2].

Дослідження проводили шляхом прикладання статичного навантаження двома зосередженими силами. Два зразки з 1-ї та 2-ї серій випробовували як контрольні (без пошкоджень). Наступні два зразки з 2-ї серії випробовували наступним чином:

- виконували пошкодження шляхом висвердлювання одного отвору Ø3 мм. Збільшували діаметр отвору по 0.5 мм до Ø5,6 мм. При такому пошкодженні залишковий діаметр арматури відповідає Ø16 мм;

- поетапно, згідно з методикою дослідження [2], зразки доводили до фізичного руйнування.

Останні два зразки випробовували в наступній послідовності:

- поетапно прикладали навантаження до рівня 0.5 від очікуваного руйнівного значення контрольних зразків;

- виконання пошкодження, шляхом висвердлювання отвору, аналогічно до балок пошкоджених без навантаження;

- доведення зразка до руйнування аналогічно до 1 етапу.

Експериментальних дослідження . Дослідні зразки випробовувались шляхом прикладання статичного навантаження, яке прикладалось аж до настання фізичного руйнування.

Контрольні зразки 1-ї та 2-ї серії руйнувались шляхом викришування стиснутої зони бетону, в центральній частині балки.

Зразки 2-ї серії, які випробовували з пошкодженнями, змінили характер руйнування. Залізобетонні балки БП 2.5-0.5 та БП 2.6-0.5 руйнувались різко з розривом арматури.

Руйнування супроводжувалось розломом залізобетонних балок на дві частини. Пошкодження поздовжньої арматури.

Результати експериментальних досліджень. За критерій вичерпання несучої здатності прийнято наступні умови [3]:

- втрата рівноваги між внутрішніми і зовнішніми зусиллями;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ε_{cu1} , ε_{cu2} , або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ε_{sd} .

Для контрольних зразків 1-ї та 2-ї серії вичерпання несучої здатності відбулось за рахунок досягнення стиснутою зоною бетону граничних значень. Для зразків з пошкодженою арматурою вичерпання несучої здатності відбулось за рахунок розриву розтягнутої арматури внаслідок досягнення в них граничних значень.

На першому етапі виконували дослідження несучої здатності пошкоджених балок, в яких відбулось пошкодження арматури Ø20 до Ø16 (робоча арматура зразків 1-ї серії) шляхом висвердлювання отвору посередині балки Ø5.6 мм.

Контрольні зразки 2-ї серії показали несучу здатність вищу на 58% в порівнянні з зразками 1-ї серії. Зразки пошкоджені без початкового рівня навантаження показали несучу здатність дуже близьку за значенням до зразків 1-ї серії. Отже пошкодження імітувало зменшення діаметру арматури з Ø20 до Ø16 досить точно. При рівні навантаження 0.5 від очікуваного руйнівного контрольних зразків несуча здатність є більшою на 18%. Отже рівень навантаження впливає на несучу здатність зразків, які піддаються пошкодженням.

Висновки.

1. Контрольні зразки руйнуються крихко з викришуванням стиснутої зони бетону, тоді як пошкоджені з розривом розтягнутого арматури;

2. Дослідні зразки з пошкодженням без початкового рівня навантаження показали однакову несучу здатність в порівнянні з контрольними зразками 1-ї серії. Відхилення становить менше 4%.

3. Залізобетонні балки, які пошкоджені при рівні навантаженням 0.5 від несучої здатності контрольних зразків, показали несучу здатність на 18% більшу від контрольних зразків 2-ї серії.

Список літератури

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-06-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 84с. – (Національний стандарт України).
2. Турчин Б. Р. Методика досліджень залізобетонних балок з пошкодженнями отриманими за дії навантаження / Б. Р. Турчин., З. З. Бліхарський, П. І. Вегера, Т. М. Шналь // Теорія і практика будівництва. – 2017. – № 877. – С. 213–218.
3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону.: ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. - [чинний від 2011-06-01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118с. - (Національний стандарт України).

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ: СТРУКТУРОУТВОРЕННЯ ТА ВЛАСТИВОСТІ

Вировой В. М., д.т.н., проф., Суханов В. Г., д.т.н., проф.,

Суханова С. В., к.т.н., доц.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

В загальному випадку під будівельними конструкціями розуміють сукупність конструктивних елементів будівель і споруд, які утворюють їхню геометричну форму, виконують функції сприйняття навантажень та забезпечують міцність, стійкість та захист внутрішнього простору від впливу зовнішнього середовища. Для того, щоб ефективно виконувати закладені в них функції, будівельні конструкції повинні бути певним чином структурно організовані. Проведений попередній аналіз показав, що сама по собі структура будь-яких об'єктів, включаючи будівельні конструкції, малоінформативна, поскільки і вона відображає миттєвий стан об'єктів без історії її утворення та без футуристичних програм подальшого розвитку. З цього випливає сформульоване початкове завдання щодо переходу від аналізу впливу миттєвих структур до аналізу динаміки безперервного в часі процесу структурних трансформацій на властивості будівельних конструкцій.

Безупинний в часі процес структурних змін, закладений в основи структуроутворення, передбачає неможливість його вивчати та аналізувати шляхом зупинки. В цьому полягає основна відмінність понять структуроутворення та структури. Під структуроутворенням розуміється безперервний в часі процес самовільного виникнення певної структурної організації за рахунок взаємодії і взаємовпливу елементів структури, що повинен в першу чергу забезпечити самозбереження будівельних конструкцій як цілісних систем, можливості яких значно ширші у порівнянні з можливостями індивідуальних компонентів.

Запропоноване визначення підкреслює нерозривність процесів структуроутворення з процесами самоорганізації, що, у свою чергу, вказує не на завершеність процесів структурних змін, а на їх подальший перманентний розвиток в залежності від змін умов функціонування.

В життєвому циклі конструкцій-систем можна виділити технологічний період створення конструкції, період їх функціонування та період виходу з робочого стану. Найбільш інформаційно насиченим, в певній мірі контрольованим та багатим на виникаючі події слід вважати технологічний період створення конструкції. В цей період реалізуються процеси багатоосередкового структуроутворення на всіх

рівнях структурних неоднорідностей, виникає ціла низка принципово нових активних елементів, реалізуються фізико-хімічні явища гідратації, формуються залишкові поля деформацій, на характер розподілу яких безпосередньо впливають геометричні характеристики виробів. Саме в цей період відбувається своєрідне зріднення матеріалу та конструкції, їх структурна сумісність-цілісність, що гарантує їх повсякчасну взаємодію та взаємовплив.

Після завершення технологічного періоду конструкція-система потрапляє в систему конструкцій-систем і починає виконувати закладені в неї функції. Протягом всього періоду функціонування конструкції сприймають силові навантаження і впливи, що пов'язані зі зміною характеристик навколишнього середовища. В залежності від характеру зовнішніх подразників вступають в дію ті чи інші групи активних елементів структури для нейтралізації небажаного розвитку критичних ситуацій. При цьому елементи структури здатні змінювати свої параметри, трансформуватися в інші елементи, перерозподіляти деформації та навантаження, ініціювати появу нових елементів та ін. Відбувається безупинний процес структуроутворення, що забезпечує самозбереження матеріалу та конструкції-системи. Зміна параметрів елементів структури матеріалу неодмінно призводить до зміни структури конструкції, що позначається на характері її функціонування. Виникає питання, чи можна враховувати все різноманіття динамчних процесів структуроутворення при статичній оцінці робочого стану конструкцій? Вибір того чи іншого варіанту залежить, на наш погляд, не стільки від рівня знань та технічних можливостей, скільки від наукової ідеологічної установки дослідників. В рамках діючих парадигм без сумніву можна частково враховувати всю багатоваріантність процесів структуроутворення шляхом застосування різних коефіцієнтів. Вкорінені ідеї критичних станів базуються в першу чергу на «коефіцієнтах запасу» (надійності), що гарантує надійність роботи конструкцій. Застосування цієї гама коефіцієнтів складає враження адекватного аналітичного опису поведінки конструкцій її реальній поведінці.

Уявимо неймовірне...Конструкція являє собою матеріал, який оформлений в певні геометричні форми. Структура матеріалу автоматично входить до структури конструкції. Перманентність процесів структуроутворення протягом всього життєвого циклу конструкції не виключає ситуацій, при яких окремі активні елементи (тріщини) перерождаються в системи з пріоритетом свого розвитку, що веде до виходу із робочого стану конструкції-системи. Цільове багатоосередкове структуроутворення створює матеріали, конструкції, будівлі та споруди міцними, довговічними, здатними до прояву ефектів адаптації.

РЕКОНСТРУКЦІЯ НЕЖИТЛОВОГО БУДИНКУ ЗА АДРЕСОЮ: ВУЛ. ТРОЇЦЬКА, 1, В МІСТІ ОДЕСИ

Гілодо О.Ю., к.т.н., доцент,

Арсирій А.М., к.т.н., доцент,

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Реконструкція старої забудови в Одесі вже багато років один з провідних напрямів роботи експертів, архітекторів і проектувальників. Значення такої роботи збільшилась після включення історичного центра Одеси в список Всесвітньої спадщини. І дійсно, достатньо багато пам'яток архітектури, що знаходяться під загрозою зникнення. Час плине, будови з каменя вапняку-черепашнику можуть зникнути з мапи нашого міста. Одна з таких будівель розташована на розі вулиць Троїцькій і Маразліївській. Одноповерховий будинок з цокольним поверхом зареєстрований під назвою «Особняк», побудований в 1847 році в стилі історизм з елементами романської замкової архітектури Англії архітектором Ф.Й. Моранді. Першим власником будинку був статський радник І. Гудков, наступним, протягом тривалого періоду, з 1880-х до початку 1910-х років, стає П.А. Крижанівський, колезький асесор, заступник Голови Одеського Окружного Суду, до 1910 року - купець 1-ї гільдії М. М. Ближенський. У середині 10-х років минулого століття у будинку проживав художник Т. Я. Дворніков – пейзажист, у 20-ті роки минулого століття у будівлі розміщується дитячий будинок №37 та школа грамоти.

Обстеженням зафіксовані суттєві пошкодження міжповерхових перекриттів і несучих конструкцій даху. Стіни, завдяки високій якості матеріалу і будівельних робіт, критичних пошкоджень не зазнали. Окремі дрібні тріщини в стінах і надвіконних перемичках можливо ліквідувати під час реконструкції. Основні роботи будуть пов'язані з відновленням перекриттів. Звичайно, існуючи дерев'яні балочні зберегти неможливо. Їх технічний знос досягає 70%. Доцільно, для підвищення просторової жорсткості будівлі, виконати нові з монолітного залізобетону. Ще одна проблема полягає в тому, що попередні власники, для збільшення висоти цокольного поверху, виконали поглиблення цокольного поверху, за рахунок зняття ґрунту підлоги, рівень якої став нижче підшови фундаментів. Ця проблема теж буде вирішена під час реконструкції.

НЕЛІНІЙНИЙ РОЗРАХУНОК ОГОРОДЖУВАЛЬНОЇ СПОРУДИ ВЗАЄМОДІЮЧОЇ З ҐРУНТОВОЮ І ВОДНОЮ СЕРЕДОЮ ВІД ДИНАМІЧНОГО ВПЛИВУ З ЦІЛЛЮ ЇЇ РЕКОНСТРУКЦІЇ

Гришин А.В. *д.т.н., професор,*
(*Одесский национальный морський університет*)

Актуальність дослідження полягає у використанні сучасного надійного та теоретично обґрунтованого нелінійного методу розрахунку портових гідротехнічних споруд на прикладі огороджувальної споруди змішаного типу від спільної дії як статичних, так і динамічних навантажень для визначення напружено-деформованого стану досліджуваної системи. При цьому конструкція та контактуюче з нею ґрунтове та водне середовище розглядається як єдина система, яка описується нелінійною моделлю, що базується на теорії пластичної течії з ізотропним та кінематичним зміцненням. Вона дозволяє врахувати такі реальні властивості матеріалів конструкції та ґрунтового середовища як пружність, пластичність, в'язкість та дилатацію. У моделі враховуються інерційні властивості системи, що забезпечують визначення коливальних хвильових процесів, як у ній самій, так і в навоколишньому середовищі.

Мета дослідження полягає у вивченні спільної взаємодії огороджувальної споруди змішаного типу, ґрунтового та водного середовища під дією статичних та динамічних навантажень з урахуванням пружно-пластичних властивостей їх матеріалів та процесу складного навантаження.

Розглядається єдина зв'язана система, що складається з огороджувальної споруди, кам'яної постілі, основи та водного середовища. Досліджуються хвильові процеси, що виникають у системі, з урахуванням взаємодії всіх її елементів. Джерелом коливань системи, що розглядається є деякі області ґрунтового масиву, які в момент часу $t=0$ отримують переміщення.

Загальні висновки, які можна зробити з розглянутого в роботі прикладу розрахунку полягають у тому, що при вирішенні динамічних задач необхідно враховувати деформації та напруги, отримані від статичних навантажень, оскільки вони впливають на коливальний процес, що виникає при динамічному навантаженні системи. Крім того, огороджувальна споруда, ґрунтове та водне середовище взаємопов'язані між собою. Зміна у часі властивостей одного елемента системи впливає на напружено-деформований стан іншого. Тому лише їхній спільний розрахунок дозволить отримати правильні результати.

ВПЛИВ ЗВАЛИЩ НА БУДІВНИЦТВО ТА РЕКОНСТРУКЦІЮ: ЕКОЛОГІЧНІ ТА ФІНАНСОВІ ВИКЛИКИ

Данильчук С. В., аспірант

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Звалища та смітєві полігони мають значний вплив на експлуатацію та реконструкцію будівель та споруд. Цей вплив можна розглядати з декількох аспектів:

Екологічний аспект: Звалища сміття є джерелом забруднення навколишнього середовища. Відходи, що знаходяться на звалищах, можуть проникати в ґрунт та підземні води, спричиняючи забруднення цих ресурсів. Це може впливати на якість ґрунту і води в районі будівельних об'єктів, що ускладнює процеси будівництва та реконструкції.

Забруднення повітря: В процесі розкладання відходів на звалищах виділяються шкідливі гази, такі як метан і сірководень, які можуть впливати на якість повітря в навколишньому регіоні. Це може вимагати додаткових заходів щодо контролю якості повітря при будівництві або реконструкції, а також може збільшувати витрати на забезпечення безпеки робочого персоналу.

Геологічний аспект: Розташування будівельних об'єктів поруч із смітєвими полігонами може створювати геологічні ризики. Звалища можуть бути джерелом зсувів ґрунту або підземних пустот, що може впливати на стабільність будівель та споруд. Це вимагає додаткових геологічних досліджень та інженерних рішень для забезпечення безпеки об'єктів.

Фінансовий аспект: Реконструкція або будівництво поруч із звалищами може збільшити витрати через необхідність дотримання вищих стандартів з охорони довкілля, а також збільшення витрат на безпеку праці. Крім того, власники будівель можуть зазнавати фінансових втрат через зниження вартості нерухомості у зв'язку з негативними екологічними факторами.

Усі ці аспекти підкреслюють необхідність ретельного планування та управління смітєвими полігонами у контексті будівництва та реконструкції. Це вимагає співпраці між владними органами, будівельними компаніями та екологічними експертами для забезпечення безпеки, охорони навколишнього середовища та стійкості будівельних об'єктів.

МАЛОРОЗМІРНІ ЕЛЕМЕНТИ МОСТІННЯ ЗІ ЗМІНЕНОЮ ГЕОМЕТРИЧНОЮ ОСНОВОЮ

Думанська В.В., канд. техн. наук,
Назаренко О.А., канд. фіз.-мат. наук, доцент
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Багато років ведеться пошук оптимальних конструктивних рішень покриттів пішохідних доріжок, тротуарів, майданчиків, зупинок громадського транспорту. До таких покриттів пред'являються багато вимог, основними з яких є надійність, екологічна чистота матеріалів, естетична привабливість, довгий термін придатності. В останні десятиріччя найчастіше матеріалом верхнього шару пішохідних зон обирають малорозмірні неармовані плити з бетону, так як вони повністю задовольняють цим вимогам. Виготовляють такі плити різними за формою, розмірами та кольорами, що дає змогу виготовляти покриття різноманітних орнаментів, а це підвищує естетичну привабливість населених пунктів. При опадах, наприклад, дощах, вода не затримується на поверхні, а просочується у шви між плитами, що попереджає утворення калюж, а це запобігає руйнуванню покриттів, тому продовжується строк їх служби. При необхідності проведення підземних комунікацій під покриттями, їх можна легко демонтувати, а потім знов зібрати. Деформовані елементи з легкістю розбираються і замінюються новими, що також сприяє збільшенню строку служби покриттів. Однак, іноді можна побачити різні деформації в покриттях із малорозмірних плит, до яких відносяться розхитування, тріщини, руйнування, западини та зсув відносно початкового положення як окремих елементів, так і цілих ділянок та ін. Існує багато причин таких пошкоджень, одним з яких є невірно обране конструктивне рішення покриття. З метою перешкодження утворенню різних деформацій пішохідних доріжок, тротуарів, майданчиків постійно ведеться пошук нових рішень їх улаштування. Для підвищення несучої здатності та забезпечення якісних характеристик запропоновано нові варіанти покриттів: замість традиційних малорозмірних плит з пласкою нижньою основою, пропонується використовувати плити з такими самими формою і розмірами в плані, але зі зміненою геометричною формою нижньої основи, що контактує з нижче розташованим шаром дорожнього одягу. Розглянемо два із запропонованих варіантів. В першому випадку нижня основа складається із зубчастих елементів у формі правильної чотиригранної піраміди з вершиною, направленою вниз. Кількість зубчастих елементів в основі квадратної в плані плити

може бути 1, 5, 9 або більше. В другому випадку - нижня основа складається з ребристих елементів у формі тригранних призм, ребра яких мають горизонтальне розташування. Кількість ребристих елементів може бути від одного і більше. Запропоновані покриття мають наступні переваги: завдяки змінній формі основи відбувається додаткове ущільнення нижче розташованих піщаних шарів під покриттями, що збільшує їх несучу здатність; збільшена площа нижньої основи може передавати збільшену кількість навантаження на нижні несучі шари дорожнього одягу, що також збільшує несучу здатність покриттів; елементи нижньої основи будуть перешкоджати горизонтальному зсуву плит при впливі горизонтального навантаження, наприклад, від колісного транспорту. Для того, щоб не збільшувати витрати бетону на елементи нижньої основи потрібно, щоб об'єм нових плит дорівнював об'єму традиційних плит з тими самими розмірами і формою в плані. Це можна досягти шляхом зменшення висоти бічної поверхні верхньої призматичної частини запропонованих плит. Метою роботи є знаходження формул для швидкого і зручного отримання параметрів плит зі зміненою геометричною основою. Розглянуто два зразка квадратної форми в плані, один з яких має в основі п'ять пірамідальних елементів, розташованими у шаховому порядку, а другий – три призматичних елемента. Запропоновані плити умовно складаються із двох частин: верхньої (призматичної) частини і нижньої – що містить геометричні елементи нижньої основи. Нижні елементи можуть мати кути від 179^0 і менше при вершинах пірамід у вертикальному перетині або при двограних кутах при ребрах призм.

Виведено універсальні формули для отримання висот бічних сторін плиток, що поєднують між собою геометричні параметри верхньої і нижньої частин плиток. Для перевірки провели розрахунки висоти бічної сторони верхньої частини запропонованих плит з використанням розроблених формул, а результати порівняли з тими, що отримали за розрахунками, виконаними традиційним шляхом, тобто для кожного зразка об'єм верхньої призматичної частини (різницю між об'ємом традиційної плити та об'ємом геометричних елементів нижньої основи) поділили на площу плитки. Причому в обох випадках для кожного з варіантів розрахунки велись тричі: для кутів 60^0 , 90^0 та 120^0 у поперечному перетині при вершинах пірамід або при ребрах призм. Було доведено, що дані, отримані двома способами, збіглися, тобто виведені формули вірні, і їх можна використовувати при розрахунках параметрів висот малорозмірних плит зі зміненою нижньою основою як для виготовлення дослідних зразків, так і для тих, що застосовуються при улаштуванні пішохідних зон.

РЕСУРС ВІДНОВЛЕННЯ ПРИБУТКОВИХ БУДІВЕЛЬ

Єксарьова Н.М. *к. арх., доцент*, **Єксарьов В.А.** *к. арх., доцент*,
(Одеська державна академія будівництва і архітектури)

Просторовий образ європейського міста нерозривно пов'язаний із специфічною формою міського будинку - прибутковим будинком. Перші прибуткові будинки з'явилися у Європі у середині XVIII ст. У XIX ст. їх почали активно будувати у Російській імперії, і вже на початку XX ст. близько 40% житлового фонду Одеси займали будинки для найму. За соціальними критеріями доходні будинки призначалися як для багатих панів, так і для найбільш вразливих верств населення, наприклад, притулок-ночівля на Старопортофранківській, 28).

Архітектор Фелікс Гонсіоровський приймав активну участь у створенні обличчя Одеси, під його керівництвом було збудовано багато житлових будинків в центрі міста. Такі смарт технології архітектурної організації прибуткових будинків, як облік вимог ергономіки, пропорції золотого перерізу житлових приміщень, ефективні поздовжньо-поперечні несучі системи, влаштування світло-аераційних ліхтарів на всю висоту будівлі, приямки підвалу, успішно застосовані при будівництві першого корпусу Павлівського комплексу «бюджетного» житла в кінці 1880-х. Його відмінна риса – надання не лише даху для мешканців, а й цілої низки соціальних та побутових послуг, елементів «узагальнення побуту».

Власниками прибуткових будинків були приватні особи, архітектори, комерційні і благодійні товариства, навчальні заклади, сиротинці, монастирі та інші установи, які прагнули отримати стабільне джерело прибутку.

Світова практика свідчить, що оренда житлових приміщень різного класу на тривалий термін без права її вилучення у власника успішно конкурує на ринку нерухомості з купівлею-продажем та задовольняє потребу у житлі не менше 50% учасників ринку.

Модернізація і ремонт прибуткових багатоквартирних будинків є засобом їх збереження та надання їм повноцінного функціонування у майбутньому. Обов'язковою умовою є те, що ця реставрація (для пам'яток архітектури) та модернізація цінної забудови повністю збережуть їх містобудівну, архітектурну, історичну цінність та особливості; сприяють прийнятної відповідності вимогам положень чинних норм та стандартів; та демонструє економічну ефективність.

Конструктивно-планувальна основа прибуткових будівель утворюється, як правило, комбінацією одно- та двопрогонових

корпусів. Їх найважливішими характеристиками є ширина прольотів між поздовжніми несучими стінами, товщина стін, розташування сходових кліток (парадні, чисті, чорні). Діапазон ширини корпусу можна позначити для двопрогонових лицьових корпусів 13.0-18.5 м; для двопрогонових дворових корпусів - 11.5-15.3 м, для однопрогонових дворових корпусів - 5.4-8.4 м.

Завдяки величезним соціально-економічним і культурним змінам прибутковий будинок зазнав значних змін (від індивідуального заселення до комунального, від житлової функції до адаптації під суспільні). Причина надзвичайної довговічності цієї структури криється у його величезній раціональності та економічній ефективності. Малі будівельні прольоти стін з каменю черепашника, протипожежні розділові стіни, сприяють ефективній модернізації та забезпеченню комплексу сучасних вимог, у тому числі пожежної безпеки.

У сучасних умовах прибуткові будинки знову мають набути колишню привабливість і успішно конкурувати з готельним бізнесом та будинками комерційного заселення. Ідея відродження доходних будинків також має сприяти перетворенню міського житлового фонду зі збиткової статті міського бюджету на доходну.

При реконструкції цінної забудови зазвичай здійснюють:

- зміну планування приміщень, що не впливає на міцність будівлі, а за наявності необхідних обґрунтувань та узгоджень зведення надбудов, вбудов, прибудов або часткове розбирання пізніх нашарувань;
- модернізація інженерного обладнання, включаючи реконструкцію зовнішніх мереж (крім магістральних);
- покращення архітектурної виразності будівель (об'єктів) та благоустрій прилеглих територій.

Завдяки своїм сучасним архітектурним інтерпретаціям прибутковий будинок дає мешканцям європейських міст можливість зберегти свою ідентичність, культурну спадкоємність та специфічний місцевий характер. Знання історичних будівель, матеріалів і методів проектування і будівництва може запобігти помилкам при оновленні, реновації історичної спадщини. Від функції до морфології – такий звичайний шлях архітектурної думки. Процес проектування реконструкції будинку відрізняється від процесу створення нової матеріальної форми. Розв'язання цієї задачі - результат процесу поєднання реально існуючої структури і умовно необхідної функціональної програми згідно з нормативними вимогами. Це також обумовлює необхідність підготовки фахівців, які володіють прийомами проведення обстеження будівель, виявлення їх потенціалу, методикою проектування і прийняття комплексного рішення.

МОНІТОРИНГ СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА РОЗРАХУНОК ЇХ ПОСИЛЕННЯ

Клейманова О.П., маг., Попов О.О. к.т.н., доц.

(Придністровський державний університет ім. Т.Г. Шевченка (Молдова))

Моніторинг стану залізобетонних та кам'яних конструкцій та розрахунок їх посилення є важливими етапами в області інженерії та будівництва. Ці процеси спрямовані на забезпечення безпеки споживачів та тривалості експлуатації споруд. Давайте розглянемо їхні основні аспекти:

1. Моніторинг стану конструкцій: Моніторинг – це систематичне вимірювання та спостереження за станом конструкцій з метою виявлення ознак пошкодження, деформацій чи зношеності. До інструментів моніторингу входять вібраційні датчики, датчики напруження, акустичні та візуальні методи, які дозволяють вчасно виявляти проблеми та реагувати на них. Моніторинг також може бути віддаленим і автоматизованим, що дозволяє відслідковувати стан споруд у реальному часі.

2. Розрахунок посилення конструкцій: Якщо під час моніторингу виявлено знехтування несучої здатності чи появу пошкоджень, то виконуються розрахунки для визначення, які заходи по посиленню конструкцій необхідно прийняти. Це може включати в себе додаткове армування залізобетонних елементів, відновлення кам'яних блоків або інші технічні заходи для зміцнення конструкцій.

3. Матеріали та технічні рішення: При розрахунку посилення конструкцій важливо вибрати відповідні матеріали та технічні рішення. Це може включати в себе використання спеціальних полімерних композитів, сталевих арматурних стержнів, а також розробку нових методів підсилення.

4. Спеціалісти і стандарти: Для успішного моніторингу та розрахунку посилення конструкцій потрібні кваліфіковані фахівці, які розуміють принципи будівельної інженерії. Крім того, важливо дотримуватися національних та міжнародних стандартів та регуляцій, які регулюють процеси моніторингу та посилення конструкцій.

5. Ефективність та вартість: При розрахунку посилення конструкцій також важливо враховувати ефективність заходів і їхню вартість. Це допомагає знайти баланс між забезпеченням безпеки та економічною доцільністю.

Загальною метою моніторингу та розрахунку посилення конструкцій є збереження їхньої функціональної та безпечної експлуатації, а також зменшення ризику можливих аварій та негативних наслідків для громадського здоров'я та безпеки. У контексті конфліктів та війни, ці процеси можуть мати особливу важливість для відновлення інфраструктури та житлового фонду.

ПРИНЦИПИ МОДЕРНІЗАЦІЇ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Кисельов В.М., старший викладач, Кисельова Г.В., старший викладач
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Під модернізацією розуміють такий капітальний ремонт або реконструкцію, які супроводжуються перетворенням будівлі і яке відповідає сучасним вимогам технічної та функціональної експлуатації спорудження.

Модернізуючи будівлю, планування максимально наближають до вимог функціональної комфортності. Інженерне обладнання вдосконалюють, оснащують сучасними системами і установками.

Принципи модернізації будівель залежать від їх особливостей, закладених при зведенні, і підпорядковані обраної стратегії.

Модернізацію засновують на трьох передумовах:

- пріоритетності адресного проектування складу і структури квартир в будинку;

- всебічної орієнтації на ринкову економіку;

- максимального використання особливостей конструктивного і планувального рішення будови.

Орієнтуючи модернізацію на *ринкову економіку*, слід прагнути покласти фінансування ремонтів на споживача, а централізовані ресурси використовувати для задоволення насущних потреб міста або територіальних утворень. При обмеженості таких ресурсів у муніципальних властей частина оплати ремонтів перекладається на зацікавлені юридичні та фізичні особи.

Необхідно враховувати тенденцію майнового розшарування городян і формування у жителів різних статків різних комфортних вимог до житла. Виходячи з цього, модернізувати квартири в розрахунку на певні категорії користувачів.

При реконструкції в число зацікавлених суб'єктів слід включати не тільки мерії, муніципалітети, дирекції єдиного замовника. Слід додатково вивчати думки жителів територій, що реконструюються.

Традиції, що існують в тій історичній епосі, коли побудовано житло, і рівень розвитку техніки багато в чому зумовлюють планувальні особливості будівель. Від цього залежить і ступінь їх придатності до експлуатації сьогодні і в подальшому. Чим раніше зведений будинок, тим менше його відповідність сучасним комфортним вимогам, більше знос, якщо він не зазнав реновації або не піддавалась капітального ремонту. Тому способи реконструкції знаходяться в певній залежності від часу зведення будівлі.

АНАЛІТИЧНИЙ ПІДХІД ЩОДО ВИЗНАЧЕННЯ ЗАЛИШКОВОЇ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОШКОДЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Клименко Є. В., доктор технічних наук, професор
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

В даний час залізобетон та камінь, як матеріали є та залишаться на перспективну одним із самих ефективних для виготовлення будівельних конструкцій. Це обумовлено рядом переваг їх, а саме: високою міцністю (особливо на стиск); щільністю (водонепроникністю); зносостійкістю; довговічністю тощо. Разом з цим, бетон та камінь є, практично, місцевим будівельним матеріалом та має відносно невисоку ціну.

Під час виготовлення залізобетонні та кам'яні конструкції, як і усі інші, отримують дефекти (усадочні тріщини, сколи тощо), а в процесі експлуатації (або бойових дій) – пошкодження. Приклади таких пошкоджень наведені на рис. 1.



Рис. 1. Приклади пошкодження залізобетонних та кам'яних конструкцій

В ході проведених експериментальних та теоретичних досліджень досліджувався напружено-деформований стан та визначалася залишкова несуча здатність (рис. 2).

При створенні методу розрахунку залишкової несучої здатності бетонних стійок приймалися наступні передумови:

- напруження в стиснутій зоні розподіляються рівномірно з інтенсивністю ηf_{cd} ;
- приймається гіпотеза плоских перетинів;
- зовнішнє стискуюче зусилля докладено в центрі мас стиснутої зони бетону;
- робота розтягнутого бетону в сприйнятті зовнішніх зусиль не враховується;
- фронт пошкодження має прямолінійний обрис.

а)

б)

в)

г)



Рис. 2. Дослідні зразки після випробувань: а – бетонні стійки; б – прямокутні колони; в – стиснуті елементи круглого профілю; г – таврові балки

Передумови розрахунку стиснутих залізобетонних колон мали вид:

- приймається гіпотеза плоских перетинів, тобто після деформування перетину залишаються плоскими, а по висоті перетину деформації змінюються за лінійною залежністю;

- опір бетону розтягу приймають рівним нулю, зусилля в розтягнутій зоні повністю сприймаються арматурою;
- опір бетону стисканню представляється напруженнями, рівними f_{cd} і рівномірно розподіленими по стиснутій зоні бетону; напруження в арматурі визначають залежно від висоти стиснутої зони бетону;
- розтягуючі напруження в арматурі приймають не більше ніж розрахунковий опір розтягу f_i ;
- стискаючі напруження в арматурі приймають не більше ніж розрахунковий опір стиску f_{yd} .

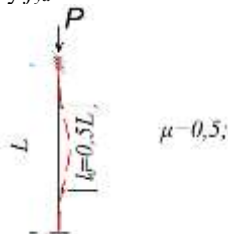


Рис. 3. Розрахункова схема оголеного стержня

Система рівнянь рівноваги для стиснутого залізобетонного пошкодженого елемента буде мати наступний вид:

1. Рівняння рівноваги відносно осі x

$$N - f_{cd} \cdot A_c + \sum \sigma_{1-4} \cdot A_{1-4} = 0. \quad (1)$$

2. Рівняння суми моментів відносно осі x

$$N \cdot e - f_{cd} \cdot A_c \cdot x_c - \sigma_{1-2} \cdot A_{1-2} \cdot h_0 + \sigma_{3-4} \cdot A_{3-4} \cdot a' = 0. \quad (2)$$

3. Рівняння суми моментів відносно осі y

$$N \cdot \frac{b}{2} - \sigma_1 \cdot A_1 \cdot a' - \sigma_2 \cdot A_2 \cdot (b - a') + \sigma_3 \cdot A_3 \cdot a + \sigma_4 \cdot A_4 \cdot (b - a') - f_{cd} \cdot A_c \cdot y_c = 0. \quad (3)$$

4. Статичний момент відносно стиснутої зони бетону, вісь x

$$S_{x1} = A_1 y_1 - A_2 y_2. \quad (4)$$

5. Статичний момент відносно стиснутої зони бетону, вісь y

$$S_{y1} = A_1 x_1 - A_2 x_2. \quad (5)$$

Робота оголених стиснутих стержнів враховувалась шляхом зниження розрахункового опору в ньому (рис. 3).

При цьому Ейлерова сила буде рівною:

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{min}}{(\mu l)^2}, \quad (6)$$

де позначення є загальноприйнятими.

Граничні напруження, що виникають в поперечному перерізі оголеного арматурного стержня при дії Ейлерової сили:

$$\sigma_e = \frac{P_{\text{доп.}}}{A_s}, \quad (7)$$

$$P_{\text{доп.}} = \frac{P_e}{[n_y]}, \quad (8)$$

де $[n_y]$ – нормативний коефіцієнт запасу стійкості. Для сталі він коливається у межах від 1,8 до 3.

Пошкодження позацентрово стиснутих колон у загальному випадку призводить до необхідності врахування впливів другого порядку, для точного оцінювання несучої здатності таких елементів.

У загальному випадку це можливо виконати наступним чином:

1. За допомогою нелінійної деформаційної моделі, шляхом розбивання елемента по довжині на певну кількість ділянок на кожній з яких визначається кривизна елемента, за якою, шляхом використання загальновідомих методів числового інтегрування визначається прогини у відповідних площинах. У загальному випадку кривизна буде описуватись просторовою лінією, а тому при визначенні прогинів необхідно використовувати проекцію кривизни на відповідний переріз, у якому планується визначення прогину. Такий метод є найбільш точним, але й найбільш складним, для його застосування необхідно використовувати спеціально розроблені програми. Він також дозволяє встановлювати несучу здатність таких елементів у випадку коли небезпечний переріз по довжині елемента наперед невідомий.

2. Шляхом використання інженерних методів. Інженерні методи дають можливість визначення додаткового прогину двома шляхами:

- через використання критичної сили;
- через кривизну найбільш небезпечного перерізу.

Окремі пошкодження позацентрово стиснутих елементів призводить до повороту нейтральної лінії в перерізі та зміни жорсткості перерізу по довжині елемента. Це потребує додаткового врахування зусиль з площини дії моменту та урахування зміни жорсткості по довжині елемента. Розглянемо окремо визначення впливу цих факторів.

Розглянемо визначення критичної сили з урахуванням зміни жорсткості внаслідок пошкодження колони. На рис. 4 показано розрахункову схему залізобетонної колони із пошкодженням у середині яке не призводить до повороту нейтральної лінії. Нехай, жорсткість колони непошкодженої частини $D1$, пошкодженої $D2$, при цьому $D1 > D2$. Така задача доволі просто вирішується за допомогою загально відомої теорії стійкості класичного опору матеріалів.

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПОШКОДЖЕНИХ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Клименко Є.В., д.т.н., проф., Гриньова І.І., к.т.н. доцент
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Україна, як і багато інших країн, стала свідком серйозних пошкоджень кам'яних конструкцій внаслідок воєнних дій. Конфлікти, які відбулися в останні роки на сході України, призвели до руйнувань і пошкоджень не тільки житлових будівель, але і історичних та культурних об'єктів. Ця ситуація створила необхідність вивчення несучої здатності пошкоджених кам'яних конструкцій та розробки стратегій відновлення.

Дослідження впливу воєнних дій на кам'яні конструкції в Україні включають в себе оцінку пошкоджень, їх масштабів і типів. Вони також вивчають механізми руйнування та вплив різних видів зброї на структури. Це важливо, оскільки знання цих факторів допомагає розуміти, які об'єкти можуть бути відновлені та наскільки це може бути безпечно.

Крім того, українські інженери та архітектори активно займаються розробкою нових методів реставрації та відновлення пошкоджених кам'яних конструкцій. Це включає в себе використання сучасних технологій, які дозволяють зміцнити та відновити старі споруди, зберігаючи їхню історичну та культурну цінність.

Україна також співпрацює з міжнародними організаціями та партнерами з метою забезпечення необхідної підтримки для відновлення пошкоджених кам'яних конструкцій. Це включає в себе надання фінансової допомоги, технічної експертизи та обмін досвідом.

Отже, Україна стикається з важливим завданням відновлення кам'яних конструкцій, які постраждали внаслідок воєнних дій. Дослідження несучої здатності та вивчення методів відновлення є важливими кроками у збереженні культурної спадщини та забезпеченні безпеки громадян. Відновлення пошкоджених кам'яних конструкцій також має важливе значення для відновлення інфраструктури та створення передумов для соціально-економічного відновлення регіонів, які постраждали від конфлікту.

СПОСІБ ВІДНОВЛЕННЯ ТА ПІДСИЛЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

Клименко Є.В., доктор технічних наук, професор;
Карпюк І.А., кандидат технічних наук, доцент;
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)
Даниленко Д.С., кандидат технічних наук, інженер
(ТОВ «Стікон»)

Велика кількість прогінних залізобетонних конструкцій під час експлуатації зазнає дії циклічних або малоциклових повторних та знакозмінних навантажень, які виникають у межах експлуатаційного рівня, а інколи й перевищують його. Явища, що впливають на конструцію виникають при вітровому, технологічному, сейсмічному, температурно-вологісному та іншому впливі, а також під час реконструкції будівель та споруд з можливим збільшенням існуючого навантаження на них. Зміна знаку навантаження, його рівня та невизначене повторення в процесі експлуатації часто призводить до наслідків, якісно відмінних від отриманих при розрахунку на сталі навантаження одного знаку максимальної інтенсивності.

Експериментально встановлено, що малоциклове знакозмінне та знакопостійне навантаження високих рівнів не тільки зменшує несучу здатність дослідних зразків до 20% та їхню тріщиностійкість, суттєво збільшує ширину розкриття нормальних і, похилих тріщин, величину прогинів до 35%, а також й змінює характер їх руйнування порівняно з одноразовим статичним пропорційно зростаючим навантаженням. При багатократному циклічному навантаженні за несприятливих умов абсолютна межа витривалості бетону і арматури зменшується до 50% від їх розрахункового опору, внаслідок чого ще більше зменшується тріщиностійкість та несуча здатність балкових конструкцій, збільшується деформативність та прискорюється процес руйнування.

В основу винаходу поставлена задача створити спосіб відновлення і підсилення пошкоджених залізобетонних балок і пристрій для відновлення та підсилення пошкодженої залізобетонної балки, що знаходиться у передаварійному стані внаслідок її поділу наскрізними нормальними і перехресними похилими тріщинами на окремі блоки, з'єднані між собою повздовжньою і поперечною арматурою, за дії знакозмінного циклічного чи пульсуючого навантаження високих рівнів, а також підсилення звичайної прогінної ЗБК, яка хоча й знаходиться у задовільному технічному стані, проте може зазнати вказаного навантаження або сейсмічних впливів.

ВПЛИВ ГНУЧКОСТІ НА РОБОТУ ПОШКОДЖЕНИХ СТИСНУТИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Клименко Є.В., д.т.н., проф.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Кос Ж., к.т.н., доц.

(Університет Північ (Хорватія))

Наукові дослідження з впливу гнучкості на роботу пошкоджених стиснутих залізобетонних елементів були проведені у співпраці між Університетом Північ та Одеською державною академією будівництва та архітектури. Ця спільна ініціатива дозволила поєднати експертні знання та ресурси обох навчальних закладів для більш глибокого розуміння впливу гнучкості на структурну стійкість та надійність стиснутих залізобетонних елементів.

Університет Північ приносить свої дослідницькі потужності та методи дослідження, спеціалізуючись на аналізі матеріалів та інженерних конструкцій. Одеська державна академія будівництва та архітектури, з свого боку, приносила великий практичний досвід в галузі будівництва та інфраструктури.

На основі проведених досліджень впливу гнучкості на роботу пошкоджених стиснутих залізобетонних елементів можна зробити наступні наукові висновки:

Гнучкість є ключовим фактором, що впливає на поведінку стиснутих залізобетонних елементів у відповідь на навантаження. Висока гнучкість може сприяти збільшенню енергії поглиненої деформацією, що сприяє збереженню інтегритету елемента під час пошкоджень.

Гнучкість може зменшити інтенсивність ушкоджень в стиснутих залізобетонних елементах. Більш гнучкі елементи можуть більше деформуватися перед тим, як досягнути критичних напружень, що призводять до руйнування. Це може сприяти покращенню їхньої стійкості та надійності під час експлуатації. Крім того, дослідження також вказують на важливість врахування динамічних навантажень та ефектів взаємодії між елементами в конструкції. Зміна динамічного режиму може вплинути на реакцію елементів на навантаження та деформації, тому важливо враховувати цей аспект при проектуванні структур.

Висока гнучкість може бути перевагою для стиснутих залізобетонних елементів. Під час навантажень, таких як землетруси або інші внутрішні чи зовнішні впливи, більш гнучкі елементи здатні поглинати більше деформації, що може попередити їхнє руйнування. Це

може збільшити стійкість та надійність стиснутих залізобетонних елементів у критичних ситуаціях.

Дослідження також показали, що оптимальний рівень гнучкості може залежати від конкретних умов експлуатації і типу навантаження, що діють на стиснутий залізобетонний елемент. Тому для досягнення найкращого результату необхідно ретельно розглядати специфічні умови і вимоги проекту.

Рівень гнучкості може бути оптимізованим параметром у проектуванні. Він залежить від конкретних умов експлуатації та типу навантаження, які діють на стиснутий залізобетонний елемент. З цього випливає, що для кожного проекту потрібно враховувати специфічні умови і вимоги, щоб визначити оптимальний рівень гнучкості.

Для підвищення гнучкості стиснутих залізобетонних елементів можуть використовуватися різні техніки, такі як використання більш гнучких матеріалів, використання арматурних стержнів з великою деформаційною здатністю або застосування додаткових захисних шарів. Важливо зауважити, що гнучкість стиснутих залізобетонних елементів може бути досягнута не лише шляхом використання більш гнучких матеріалів та арматурних стержнів. Також можливо враховувати ефективність та оптимізацію геометричних параметрів елементів. Наприклад, змінюючи профіль елемента, можна досягти підвищеної гнучкості при збереженні високої міцності. Це вимагає складних обчислень та врахування механічних характеристик матеріалів, але може бути ефективним підходом для підвищення стійкості стиснутих елементів.

У подальших дослідженнях можна подальше дослідження впливу різних рівнів гнучкості на роботу стиснутих залізобетонних елементів з урахуванням різних умов експлуатації та навантажень, що дозволить розробити більш точні рекомендації для практичного застосування.

Отже, дослідження показують, що гнучкість має важливий вплив на роботу пошкоджених стиснутих залізобетонних елементів і може бути важливим фактором для забезпечення їхньої стійкості та безпеки у різних умовах експлуатації.

МОБІЛЬНІ БАГАТОЦІЛЬОВІ ТА БАГАТОФУНКЦІОНАЛЬНІ УКРИТТЯ

Клименко Є. В., доктор технічних наук, професор,
Шеховцов В. І., кандидат технічних наук, доцент
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

В зв'язку з продовженням обстрілу мирних українських населених пунктів збройними силами російської федерації нагально стоїть проблема облаштування укриттями, які б захистили населення від впливу осколків боєприпасів та частин зруйнованих будівельних матеріалів будівель та споруд місць, де можуть скупчуватися люди.

Товариством з обмеженою відповідальністю «Захисні Системи України – Щит», створеного бувшими військовослужбовцями, розроблено мобільні багатоцільові та багатофункціональні укриття для цивільного та військово-медичного призначення.

Ідея розробки проєкта мобільних багатоцільових та багатофункціональних укриттів зародилася на фронті серед військових ЗСУ.

Проектні проробки виконували співробітники кафедри залізобетонних конструкцій та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури – автори доповіді.

Шляхом аналізу та проведених досліджень було знайдено оптимальну форму укриття у вигляді короткої циліндричної оболонки, виготовленої з плоских залізобетонних плит, що монтується на місці (рис. 1.).



Рис. 1. Загальний вигляд сховища

Плити – збірні з важкого бетону класу C25/30, армовані двома сітками з арматури Ø16 класу A500 та додатковою дисперсною арматурою у вигляді сталеві фібри з розходом 50 кг/м³.

Модульна залізобетонна споруда укриття представляє собою будівлю, що виконана із окремих збірних панелей, які з'єднані за допомогою сталевих закладних деталей на зварюванні. Панелі поділяються на фундаментні плити, панелі покриття, бічні стінові панелі та поперечні стіни-діафрагми.

Обварювання усіх закладних деталей окремих елементів забезпечує сумісну просторову роботу споруди та достатню жорсткість.

З метою перевірки виконання основних вимог до укриття, а саме: обпирання впливу дії осколково-фугасних боеприпасів було прийняте рішення щодо проведення вогневих випробувань.

Вогневі випробування проводилися впливом на дослідний зразок боеприпасів згідно табл. в порядку збільшення навантаження.

Таблиця

Етап	Назва впливу	Кіл.
1	Підрив 120 мм міни тип А-ІХ-2 ОФ26 на відстані 1000 мм від фрагмента споруди	1
2	Підрив 122 мм танкового снаряда на відстані 1000 мм від фрагмента споруди	1
3	Підрив 155 мм гарматного снаряда на відстані 1000 мм від фрагмента споруди	1

Дослідна установка представляє собою два масивні (блоки стін підвалів шириною 600 мм з закладними деталями зверху для кріплення опор). Від здвигу в горизонтальному напрямку блоки закріплювалися анкерами. На кожній опорі (розрахунковий проліт плит становить 5700 мм) встановлюються металеві опори, зварені зі швелера № 16. Габаритні розміри опори 300 (внизу)×650 мм, матеріал – швелер № 16.

Дослідний фрагмент, який моделює роботу сховища в цілому, забезпечує захист від ураження 120 мм міни типу А-ІХ-2 ОФ26 на відстані 1000 мм від фрагмента споруди та 122 мм танкового снаряда на відстані 1000 мм від фрагмента споруди. При цьому виникають пошкодження, які є допустимі нормативними документами.

СТІЙКІСТЬ МАТЕРІАЛУ КОНСТРУКЦІЙ В УМОВАХ МАЛОЦИКЛОВИХ УТОМНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Коробко О.О., д.т.н., доцент, Лужанський Б.О., студент,
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Експлуатація бетонних виробів апріорно передбачає перманентний вплив на них кліматичних факторів. Всі види періодичних впливів, пов'язаних з дією вологи та температур, сприймає бетон, який реагує на багаторазові перепади температурно-вологісного режиму шляхом періодичних змін маси та об'єму. Це викликає постійні структурні зміни, через які бетон пристосовується до мінливих умов експлуатації. Прояв ефектів адаптації є результатом своєчасної зміни параметрів певних елементів структури бетону. Спонтанна перебудова структури має відбуватися в одному темпоритмі із зовнішнім впливом з адекватним проявом структурних змін на інтенсивність та тривалість впливу. Узгоджена взаємодія різних видів елементів гарантує безпеку функціонування виробів при швидкоплинній зміні умов експлуатації. Найбільш активними елементами, що здатні миттєво реагувати практично на будь-які внутрішні та зовнішні впливи, є сітково-взаємозв'язані технологічні тріщин і внутрішні поверхні розділу.

Процеси, що відбуваються в об'ємі тріщин при поперемінних циклах заморожування-відтавання і зволоження-висушування, перетворюють кожен тріщину в нестабільний елемент структури. Нестабільність тріщин пов'язана зі збільшенням ширини їх розкриття та зміною тиску всередині тріщини. Це створює умови для росту тріщин внаслідок концентрації напружень в зоні устя при нерівномірному розподілі деформацій і напружень на звивистих берегах тріщини та в об'ємі оточуючого матеріалу (рис.1). Враховуючи, що бетони є гетерогенним матеріалом поліструктурної будови з характерними рівнями неоднорідностей та зазнають об'ємні зміни при періодичних зовнішніх впливах, була поставлена задача – проаналізувати умови розвитку тріщин в об'ємі бетону на рівнях мікро- та макроструктур при малоцикловій втомі матеріалу.

Мікроструктуру бетону можна уявити як матеріал дискретної будови, організований за типом «структурний блок в структурному блоці». Об'ємні деформації різного знаку спонтанно розвиваються в кожному окремому блоці та на рівні структури в цілому. На етапі збільшення об'єму реалізується часткове змикання міжблочних тріщин, в першу чергу паралельних ділянок, та збільшення ширини розкриття в зонах різнонаправлених деформацій.

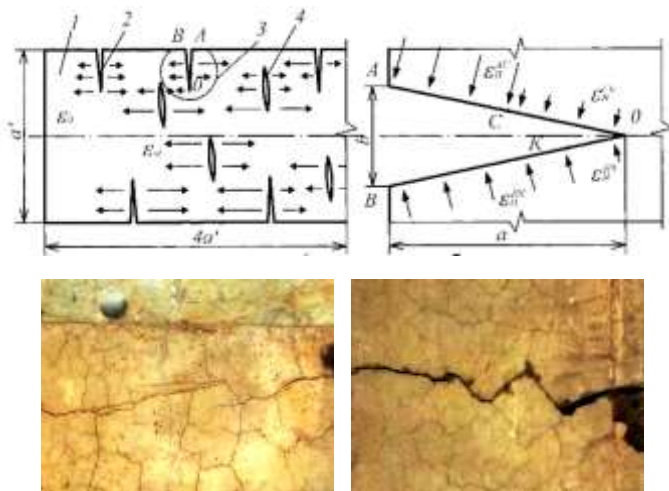


Рис.1. Розподіл деформацій в об'ємі зразку із сукупністю різноманітних тріщин та на берегах окремої тріщини:
 1 – фрагмент зразку; 2 – поверхневі тріщини; 3 – різновеликі деформації усадки; 4 – тріщини в об'ємі матеріалу.

При збільшенні чи зменшенні об'єму матеріалу відбувається концентрація напружень розтягу в усті початкової тріщини. Це зумовлюється індивідуальним рельєфом кожного берегу тріщини. Тому, навіть при змиканні берегів тріщини, мікронерівності викликають концентрацію деформацій і напружень у вершині тріщин. Градієнти деформацій на зовнішніх по відношенню до блоку границях розділу, які виникають при кожному циклі зволоження-висушування або заморожування-відтавання матеріалу, можуть бути причиною зародження та розвитку експлуатаційних тріщин на рівні структурного блоку. Вірогідне місце зародження таких тріщин визначається максимальним градієнтом деформацій за абсолютною величиною і (або) напрямком дії. Поява тріщин, що є сумірними з рівнем структурного блоку, веде до зміни його характеристик та до появи нових поверхонь розділу у вигляді берегів тріщин, на яких виникають градієнти всіх послідовних деформацій. Берега тріщини можна уявити як нові границі розділу структурного блоку, які змикаються при збільшенні об'єму матеріалу чи розкриваються при зменшенні об'єму матеріалу. Нові тріщини, що виникають на рівні мікроструктури, визначають загальну експлуатаційну пошкодженість матеріалу.

На рівні макроструктури бетону можна виділити тріщини зчеплення по всій поверхні заповнювачів й на окремих її ділянках та тріщини в матричному матеріалі між заповнювачами. Тип і зона утворення таких тріщин визначаються якісним і кількісним складами матричної складової, кількістю і орієнтуванням зерен заповнювачів та співвідношенням адгезійно-когезійних сил зв'язку між матричним матеріалом і заповнювачами. Тріщини на мікрорівні неоднорідностей є джерелом нерівномірного розподілу напружень в матеріалі, що веде до розділу матеріалу на окремі частини берегами тріщин. Відмінність тріщин в макроструктурі від тріщин в мікроструктурі полягає в тому, що протилежні берега тріщин зчеплення складаються з матеріалу матриці та матеріалу заповнювачів як різних за властивостями складових. Крім цього, берега тріщин і внутрішніх поверхонь розділу перешкоджають реалізації взаємодій окремих структурних складових, а розгалужена сітка тріщин і ВПП сприяє утворенню структурних блоків матричного матеріалу, що відрізняються за складом та геометричними параметрами. Принципова відмінність тріщин на рівнях макро- та мікроструктури бетону відбивається на механізмах їх розвитку в умовах поперемінного заморожування-відтавання та зволоження-висушування.

Сукупні явища, пов'язані з об'ємними вологісними деформаціями на всіх рівнях неоднорідностей структури бетону, викликають зміну об'єму матеріалу на рівні виробу. Деформації, викликані заморожуванням та відтаванням води в об'ємі порожнин матеріалу, спричинюють зародження та розвиток тріщин в різномасштабних підструктурах з виходом на інші структурні рівні, тим самим забезпечуючи інтегральну пошкодженість бетону на рівні будівельного виробу. Таким чином, загальна пошкодженість матеріалу визначається набором тріщин і внутрішніх поверхонь розділу на рівнях в'язучого, макроструктури, бетону та всього виробу. Залежно від параметрів складноорганізованої сітки тріщин і ВПП проявляються локальні та інтегральні зміни структури бетону як реакції на поперемінні цикли зовнішніх впливів.

Проведений аналіз дозволяє заключити, що об'єктивність співіснування тріщин і внутрішніх поверхонь розділу на всіх рівнях структурних неоднорідностей бетону зумовлює необхідність урахування їх ролі в процесах, пов'язаних з малоцикловою утомою матеріалу будівельних виробів. Стійкість бетону при малоциклової утомі залежить від структурних змін, ініційованих тріщинами і внутрішніми поверхнями розділу, як своєчасних реакцій структури матеріалу на періодичні температурні та вологісні впливи.

ТРИЩІНОСТІЙКОСТІ СТІНОВИХ ПАНЕЛЕЙ З ЛЕГКОГО БЕТОНУ

**Костюк А.І., к.т.н., проф., Постернак О.О., к.т.н., доц.,
Сьоміна Ю.А. к.т.н., доц.**

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Відомо, що одним з найбільш актуальних завдань у діяльності будівельного комплексу країни є розвиток виробництва конкурентоспроможних виробів і конструкцій. Створення конструкцій зниженої матеріалоемності і необхідної довговічності з одночасною розробкою ресурсозберігаючих технологій їх виготовлення - це одне з основних напрямків успішного розв'язання зазначеного завдання.

Легкий бетон на пористих заповнювачах являє собою універсальний будівельний матеріал, що дозволяє при його раціональному використанні вирішувати багато актуальних завдань сучасного будівництва. Досвід численних вітчизняних і закордонних досліджень, виробнича практика показують, що легкі бетони на пористих заповнювачах різних видів як і раніше є ефективним матеріалом.

Встановлено, що тріщини у стінових панелях носять практично ідентичний характер, незалежно від того, де перебували ці панелі і скільки часу пройшло після їх виготовлення на заводі. Це свідчить про те, що характер виникнення тріщин – технологічний.

За даними обстеження панелей встановлено, що найбільша кількість тріщин (97 або 53% від загальної кількості) виходили з кута віконного прорізу, крім того, 34 тріщини (або 18%) виходили зі сторони віконного прорізу ближче до його середини, і 54 тріщини (або 24%) були розташовані в полі панелі й орієнтовані в основному ближче до поздовжнього (вертикального напрямку).

З урахуванням того, що найнебезпечнішими як за загальною кількістю, так і за кількістю тріщин з неприпустимою шириною розкриття є тріщини, що виходять з віконного прорізу поблизу його кутів, а тріщини поперечного (горизонтального) напрямку в полі плити становлять невелику частку тріщин, для практичної реалізації рекомендована схема армування, в якій виключено два з шести поздовжніх (вертикальних) стрижнів у середній частині простінка і введені біля кожного кута панелі по 2 каркаса довжиною 700 мм.

На основі методів механіки руйнування показано, що рекомендована схема армування дозволяє зменшити ширину розкриття тріщин поблизу кутів стінової панелі в середньому в 4 рази.

МЕТОДИ МОНІТОРИНГУ СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІД ВПЛИВОМ АГРЕСИВНОГО НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Кравченко С.О., к.т.н., доц.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Кругляк О.Л., маг.

*(Придністровський державний університет ім. Т.Г. Шевченка
(Молдова))*

Методи моніторингу стану залізобетонних конструкцій під впливом агресивного навколишнього середовища мають велике значення в містах, розташованих біля морського узбережжя, таких як Одеса, де конструкції зазнають високого ризику пошкоджень через агресивні впливи морського середовища.

Агресивні фактори, що характеризують морське середовище, включають в себе морську воду, яка містить хлориди та сульфати, що можуть сприяти корозії металевих арматурних стержнів у бетонних конструкціях. Крім того, солоність повітря та сильні вітрові навантаження можуть спричинити знос та втому матеріалів, що загрожує надійності та безпеці конструкцій.

Численні дослідження підтверджують, що одним з найбільш поширених видів пошкоджень у бетонних та залізобетонних конструкціях є руйнування частини поперечного перерізу та зміна його форми порівняно з проектною. При цьому в елементах із залізобетону відбувається зміна напруженого стану. У випадку, коли фронт руйнування не паралельний жодній з головних осей поперечного перерізу стисненого елемента або не перпендикулярний площині вигину, виникає складний напружений стан, а саме: косий неконцентричний стиск або косий вигин

Для виявлення, моніторингу та захисту залізобетонних конструкцій використовуються різні наукові методи та технології:

Ефекти агресивного морського середовища: Морська вода містить солі, які можуть викликати корозію залізобетонних конструкцій. Крім того, морський клімат, включаючи солоність повітря та вітрові навантаження, може сприяти зносу та втомі матеріалів. Під цим впливом структури можуть деградувати та втрачати несучу здатність.

Методи моніторингу: Для моніторингу стану залізобетонних конструкцій в агресивному морському середовищі використовуються різні методи, такі як:

Корозійний моніторинг: Включає в себе вимірювання рівня корозії на металевих арматурних стержнях та інших металевих елементах, а також виявлення окремих ділянок з розкриттям бетону.

Електрохімічний моніторинг корозії полягає в застосуванні спеціальних датчиків, які вимірюють потенціал корозії та розміщуються на металевих поверхнях.

Візуальний огляд та інспекції проводяться регулярно для виявлення видимих пошкоджень та тріщин у бетоні та металевих елементах.

Моніторинг деформацій та напружень допомагає оцінити стан матеріалів та визначити необхідність ремонту чи посилення.

Моніторинг втоми матеріалів: Враховує віковий стан та інтенсивність деформацій матеріалів, які можуть виникати під впливом морського середовища.

Акустичний моніторинг: Може використовуватися для виявлення дефектів у бетоні або арматурі шляхом аналізу звукових хвиль, які виникають при роботі конструкції.

Заходи посилення: Якщо моніторинг виявляє ознаки деградації, то вживаються заходи посилення. Це може включати в себе застосування спеціальних антикорозійних покриттів, регулярну обробку бетонних поверхонь для зменшення солоність і інші заходи для підтримки і покращення стійкості конструкцій.

Управління інфраструктурою: Важливо також враховувати результати моніторингу при проектуванні та будівництві нових об'єктів біля морського узбережжя, а також при плануванні реконструкції та реставрації існуючих будівель та споруд.

У контексті Одеси та агресивного морського середовища, методи моніторингу стану залізобетонних конструкцій є важливим інструментом для збереження інфраструктури міста та забезпечення безпеки громади. Дослідження та впровадження ефективних методів моніторингу та посилення структур допомагають зменшити вплив агресивного морського середовища на інженерні конструкції та підвищити їхню довговічність.

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ТА КОНСТРУКЦІЙ З КЕРАМЗИТОБЕТОНУ

**Кравченко С.А., к.т.н., доц., Постернак О.О., к.т.н., доц.,
Столевич І.А., к.т.н., доц.**

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Відомо, що однією з актуальних завдань у діяльності будівельного комплексу країни є розвиток виробництва конкурентоспроможних виробів і конструкцій для житлових, цивільних і промислових будівель. Створення конструкцій зниженої матеріалоемності та необхідної довговічності з одночасною розробкою ресурсозберігаючих технологій їх виготовлення – це одне з основних напрямків успішного вирішення зазначеної задачі.

В Одеській Державній Академії Будівництва та Архітектури розроблена технологія малоцементних бетонів. В основі технології лежить застосування поргладцементу і активної мінеральної добавки (зола-виносу). Завданням дослідження було розробити оптимальні склади бетону, з подальшим проведенням випробувань конструкцій придатних до експлуатації в сучасному будівництві.

Дослідження опитних зразків (кубів та призм) по міцністним та деформативним властивостям показали можливість отримувати керамзитобетони на цементно-зольному в'язучому класів LC 8/10 – LC 16/20.

При проведенні досліджень згинальних елементів при короткочасному завантаженні було встановлено, що середня величина відхилення дослідних моментів тріщиноутворення від розрахункових (згідно ДБН) склала 1,3 - 3,5%, максимальна ширина розкриття тріщин склала $a_{cr} = 0,2$ мм, не перевищує гранично допустиме значення $a_{cr} = 0,3$ мм. В процесі випробувань фрагментів стінових панелей та блоків з керамзитобетону на цементно-зольному в'язучому бетон деформувався як пружний матеріал практично до руйнування. Утворення перших тріщин у блоках в середньому склало при навантаженні 0,9 від руйнівного.

Розрахунок конструкцій та елементів з керамзитобетону на цементно-зольному в'язучому можна виконувати згідно ДБН.

Розроблені конструкції володіють достатньою міцністю, тріщиностійкістю та довговічністю і можуть бути рекомендовані для застосування в будівництві промислових та цивільних будівель, а також при реконструкції старої забудови.

ПОРІВНЯННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ СУПЕРПЛАСТИФІКАТОРІВ НА ЦЕМЕНТАХ РІЗНИХ ТИПІВ

**Кровяков С.О., д.т.н., проф., Фіногенов О.І.,
Ігнатенко А.В. к.т.н., доц.**

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Завдяки своїм технічним, економічним і екологічним перевагам жорсткі дорожні покриття знаходять все більш широке застосування в Україні та багатьох розвинутих країнах світу [1]. Для влаштування жорстких покриттів згідно вимог ДБН В.2.3-4:2015 рухомість бетонної суміші має бути від 1 до 5 см ОК залежно від швидкості руху бетоноукладача з ковзною опалубкою. Для сумішей з такою відносно невеликою рухомістю ефективність сучасних суперпластифікаторів на основі полікарбоксилатних ефірів часто є меншою, ніж для сумішей з рухомістю S4-S5 [2]. Також відомо, що ефективність пластифікаторів залежить від типу цементу, з якими вони використовуються [3].

Виходячи з цього в експерименті було порівняно ефективність двох суперпластифікаторів у зниженні нормальної густини цементного тіста:

- Sika® Plastiment®-1230. Виробляється на основі лігносульфонатів;
- ПОЛПЛАСТ СП-1. Виробляється на основі натрієвих солей поліметілєнафталінсульфокіслот різної молекулярної маси.

Ці суперпластифікатори порівнювалися на двох цементах:

- ПЦ П/А-Ш-500Р-Н виробництва ПРАТ «Дікергофф Цемент Україна»;
- ПЦ П/Б-К(Ш-В)-400Р виробництва ТОВ «СіАрЕйч Україна», торгова марка СЕМАРК.

Порівнювалася нормальна густина тіста без добавок і з кількістю добавок від 0,6 до 1,4% від маси цементу (рис.1).

Аналіз наведених на рис.1 діаграм показує, що для обох типів цементу суперпластифікатор ПОЛПЛАСТ СП-1 має вищу ефективність. При цьому основний ефект у зниженні нормальної густини досягається при використанні даної добавки у кількості до 1% від маси цементу.

Також важливо відмітити, що цемент марки 500 ПЦ П/А-Ш-500Р-Н з вмістом гранульованого доменного шлаку до 20% без використання добавок мав вищу нормальну густина (28,8%), ніж цемент марки ПЦ П/Б-К(Ш-В)-400Р з вмістом шлаку і вапняку до 35% і також без використання добавок (27,5%). Але завдяки введенню суперпластифікатору СП-1 у кількості 1% нормальна густина тіста на основі ПЦ П/А-Ш-500Р-Н знижується до 23%, а тіста на основі ПЦ П/Б-

К(Ш-В)-400Р до 23,6%. Тобто добавка на основі натрієвих солей поліметиленафталінсульфокислот показує більшу ефективність на цементі з доменним шлаком (рис.1.а), ніж на цементі з сумішню шлаку і вапняку (рис.1.б).

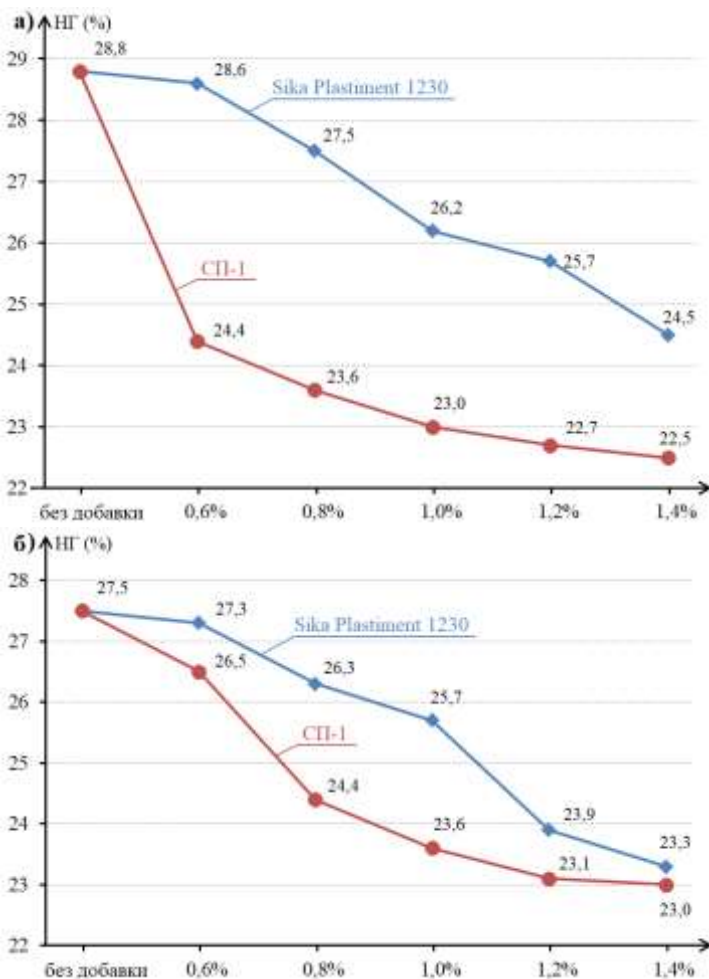


Рис.1. Вплив кількості суперпластифікаторів ПОЛПЛАСТ СП-1 і Sika® Plastiment®-1230 на нормальну густину цементного тіста на основі цементів ПЦ П/А-Ш-500Р-Н (а) і ПЦ П/Б-К(Ш-В)-400Р (б)

Ефективність суперпластифікатору Sika® Plastiment®-1230 є меншою і відчутне зниження нормальної густини цементного тіста досягається лише при використанні даної добавки у кількості 1,2-1,4% від маси цементу. При цьому чітко простежується, що добавка на основі лігносульфонатів Sika® Plastiment®-1230 є дещо ефективнішою на цементі ПЦ П/Б-К(Ш-В)-400Р, який містить вапняк (рис.1.6). При введенні Sika® Plastiment®-1230 у кількості 1,2% нормальна густина тіста на основі ПЦ П/Б-К(Ш-В)-400Р знижується приблизно на такий же рівень, як при введенні СП-1 у кількості 1-1,2%. Це важлива тенденція з врахуванням поступово збільшення виробництва в Україні та світі цементів з меленим вапняком [4].

Таким чином суперпластифікатор на основі натрієвих солей поліметілєннафталінсульфокислот знижує нормальну густину цементного тіста ефективніше, ніж добавка на основі лігносульфонатів. Але фактична доцільність використання того чи іншого модифікатору в складі бетону має визначатися з врахування комплексу показників, зокрема вартості добавки. При використанні добавок у процесі виготовлення бетону крім пластифікації безпосередньо цементного тіста важливими також є інші зміни структури композиту, зокрема кількість залученого повітря. Також відомо, що по мірі зменшення рухомості бетонної суміші властиві бетону в більшій ступені обумовлюються властивостями заповнювачів та якістю ущільнення суміші [2].

Наведене вище підтверджує, що з врахуванням динамічних змін на будівельному ринку України, зокрема появи нових типів цементів і модифікаторів, а також через значні руйнування дорожньої інфраструктури внаслідок бойових дій, завдання розробки бетонів жорстких дорожніх покриттів з підвищеною довговічністю залишається вельми актуальним.

Список літератури

1. Kroviakov S., Shestakova L. Influence of basalt fiber and air-entraining admixture on the properties of rigid concrete pavement. *Romanian Journal of Materials*, 2023, 53 (2). pp. 170-175.
2. Дворкін Л.Й., Житковський В.В., Марчук В.В., Степасюк Ю.О., Скрипник М.М. Ефективні технології бетонів та розчинів із застосуванням техногенної сировини. Рівне: НУВГП, 2017. 424 с.
3. Дворкін Л.Й. Теоретичні основи будівельного матеріалознавства. Київ: Каравела, 2023. 799 с.
4. Sanytsky M., Usherov-Marshak A., Kropyvnytska, T., Heviuk I. Performance of multicomponent Portland cements containing granulated blast furnace slag, zeolite and limestone. *Cement Wapno Beton*, 2020, 25(5). pp. 416-427

ОБСТЕЖЕННЯ БУДІВЕЛЬ, ПОШКОДЖЕНИХ ВНАСЛІДОК ЗБРОЙНОЇ АГРЕСІЇ РОСІЙСЬКОЇ ФЕДЕРАЦІЇ

Кушнір О.М., к.т.н., доцент, Кушнір В.О. асистент
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Згідно з Постановою КМУ від 20 березня 2022 р. № 326 Про затвердження Порядку визначення шкоди та збитків, завданих Україні внаслідок збройної агресії Російської Федерації, для визначення оцінки збитків необхідно провести обстеження, скласти звіт та акт про стан пошкоджених та/або знищених об'єктів з рекомендаціями щодо подальшої експлуатації, підсилення або демонтажу.

Звіт та акт повинні бути складені відповідно до постанови Кабінету Міністрів України від 12 квітня 2017 р. № 257 «Про затвердження Порядку проведення обстеження прийнятих в експлуатацію об'єктів будівництва та Методичі обстеження будівель та споруд, пошкоджених внаслідок надзвичайних ситуацій, бойових дій та терористичних актів. Наказ Міністерства розвитку громад та територій України від 28.04.2022 року № 65.

Основна задача при проведенні обстеження будівель - це визначення категорії технічного стану. Виділяють три категорії пошкоджень:

1. Категорія **I** - орієнтовний ступінь пошкоджень об'єкта в цілому до 20%. Рекомендовано виконання робіт з відновлення шляхом поточного ремонту об'єкта. При ступені пошкоджень від 21 до 40% - рекомендовано виконання робіт з відновлення шляхом поточного та/або капітального ремонту об'єкта.

2. Категорія **II** - орієнтовний ступінь пошкоджень об'єкта в цілому від 41 до 80%. Рекомендовано виконання робіт з відновлення шляхом капітального ремонту, реконструкції об'єкта.

3. Категорія **III** - орієнтовний ступінь пошкоджень об'єкта в цілому від 81 до 100%. Рекомендовано виконання невідкладних робіт щодо демонтажу (ліквідації) об'єкта.

Після виготовлення технічного звіту з обстеження, розробляється проектно-кошторисна документація (ПКД) для капітального ремонту, реконструкції, часткового або повного демонтажу об'єкта.

Для збереження та подальшого відновлення пошкоджених несучих та огорожувальних конструкцій необхідно передбачити консервацію конструкцій згідно з «Положенням про порядок консервації та розконсервації об'єктів будівництва №246 (з1278-16)» від 02.09.2016.

Консервація пошкоджених конструкцій є надважливою та обов'язковою частиною проектних та будівельних робіт.

ПРОБЛЕМА СТІЙКОСТІ ОРТОТРОПНИХ ПЛАСТИН

Лазарєва Д.В., к.т.н., доц.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Рівень розвитку промисловості на сучасному етапі характеризується широким впровадженням нових технологій виготовлення високоміцних матеріалів, які мають ортотропні властивості.

До таких матеріалів відносяться склопластики; композиційні матеріали, армовані шарами волокон, що послідовно чергуються, у двох взаємно перпендикулярних напрямках; клеєні дерев'яні плити; листові прокатні метали, у яких при переході в пластичну стадію роботи починає проявлятися анізотропія, та ін.

У багатьох галузях промисловості знаходять широке застосування конструкції у формі пластинок, виготовлених з ортотропних матеріалів, що мають три площини симетрії пружних властивостей. За певних умов робота таких пластин супроводжується появою стискаючих напруг у серединній площині, що може призвести до втрати стійкості та несучої здатності пластинки.

Визначення критичного навантаження на платівку представляє серйозні труднощі математичного характеру як для ортотропних, але й ізотропних пластин. У відомих монографіях та довідниках наведено рішення лише завдання стійкості прямокутної пластини з шарнірним опиранням по контуру.

Метою нашої роботи було застосування чисельно-аналітичного методу граничних елементів (ЧА МГЕ), застосування якого, як було доведено нашими дослідженнями, дозволяє отримати рішення задачі про стійкість прямокутної ортотропної пластини за будь-яких варіантів граничних умов.

Диференціальне рівняння стійкості ортотропної пластини в рамках гіпотези Кирхгофа-Лява можна записати у вигляді

$$D_1 \frac{\partial^4 W(x, y)}{\partial x^4} + 2D_3 \frac{\partial^4 W(x, y)}{\partial x^2 \partial y^2} + D_2 \frac{\partial^4 W(x, y)}{\partial y^4} + N_x(y) \frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial x^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial x \partial y} + N_y(x) \frac{\partial^2 W(x, y)}{\partial y^2} = q(x, y), \quad (1)$$

де жорсткості визначаються формулами

$$D_1 = \frac{E_x h^3}{12(1 - \mu_{xy} \mu_{yx})}; \quad D_2 = \frac{E_y h^3}{12(1 - \mu_{xy} \mu_{yx})}; \\ D_3 = D_1 \mu_{xy} + 2D_k = D_2 \mu_{yx} + 2D_k; \quad D_k = \frac{Gh^3}{12}.$$

Тут E_x, E_y — модулі пружності в напрямках осей; G — модуль зсуву; h — товщина пластини; μ_{xy}, μ_{yx} — коефіцієнти Пуассона; $W(x, y)$ — амплітудне значення прогину; $N_x(y); N_y(x)$ — зусилля в серединній площині; $q(x, y)$ — амплітудне значення поперечного навантаження.

Рівняння стійкості (1) має четвертий порядок і є диференціальним рівнянням у частинних похідних. Функція $W(x, y)$, що є розв'язком цього рівняння, залежить від двох змінних. Перехід від двовимірного завдання до одномірного, як того вимагає алгоритм ЧА МГЕ, можна здійснити шляхом застосування варіаційного методу Канторовича-Власова.

Опускаючи тут математичні операції, необхідні для реалізації алгоритму застосовуваного нами методу, які докладно описані у відповідній літературі, перейдемо безпосередньо до отриманих результатів. Визначимо перші три критичні навантаження та три форми втрати стійкості пластинки, виготовленої з ортотропного матеріалу, за двох варіантів граничних умов — шарнірне спирання по всьому контуру (варіант 1) та жорстке закріплення пластинки по трьох сторонах при вільній четвертій стороні (варіант 2).

Вихідні дані для розрахунків: модулі пружності — $E_x = 5 \cdot 10^3$ МПа, $E_y = 200 \cdot 10^3$ МПа, $E_z = 50 \cdot 10^3$ МПа; модулі зсуву — $G_{xy} = 12,5 \cdot 10^3$ МПа, $G_{yz} = 25 \cdot 10^3$ МПа, $G_{xz} = 50 \cdot 10^3$ МПа; коефіцієнти Пуассона — $\mu_{xz} = 0,1$, $\mu_{yz} = 0,15$, $\mu_{xy} = 0,0075$.

Чисельна реалізація алгоритму ЧА МГЕ виконана в програмі MATLAB. Результати наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Критичні навантаження, обчислені двома методами

Навантаження, кН/м	Варіант 1			Варіант 2		
	МГЕ	ANSYS	%	МГЕ	ANSYS	%
σ_1	11395	11436	0,36	12320	12372	0,42
σ_2	11758	11808	0,42	35953	36101	0,41
σ_3	14989	14958	0,46	41669	41872	0,48
σ_4	19800	19902	0,51	70552	70855	0,43
σ_5	20002	20133	0,65	80201	80662	0,57

Для оцінки точності отриманих результатів пластинка моделювалася в програмі ANSYS. Розрахунки пластин методом скінчених елементів при двох варіантах граничних умов показали гарну збіжність результатів, отриманих двома методами (табл. 1). Запропонований підхід дозволяє отримати рішення задачі стійкості ортотропної пластини за будь-яких однорідних та неоднорідних граничних умов.

ОБСТЕЖЕННЯ ПОШКОДЖЕНИХ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

Менейлюк О.І. доктор технічних наук, професор

Менейлюк І.О. доктор технічних наук

Руссий В.В. доктор філософії

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Ковальов К.А.

*судовий експерт Одеського Науково-Дослідного Інституту Судових
Експертиз Міністерства юстиції України*

Внаслідок ведення воєнних дій та здійснених терористичних атак на території України пошкоджено десятки тисяч будівель. Відбудова країни потребує залучення великої кількості фахівців з відновлення. З метою забезпечення необхідної кваліфікації кадрів фахівцями кафедри технології будівельного виробництва Одеської державної академії будівництва та архітектури розроблена та викладається освітня компонента «Відновлення пошкоджених будівель та споруд».

Перед початком проведення заходів з відновлення обов'язково потребується проведення обстеження будівлі. Це регулюється нормативно-правовими актами України у галузі будівництва: Порядок виконання невідкладних робіт щодо ліквідації наслідків збройної агресії Російської Федерації, пов'язаних із пошкодженням будівель та споруд : затв. постановою Кабінету Міністрів України від 19 квітня 2022 р. № 473; Порядком проведення обстеження прийнятих в експлуатацію об'єктів будівництва : затв. постановою Кабінету Міністрів України від 12 квітня 2017 р. № 257 та Методикою проведення обстеження та оформлення його результатів : затв. Наказом Міністерства розвитку громад та територій України 06 серпня 2022 року. № 144.

В рамках дослідження проаналізовано та визначено: основні терміни та поняття з відновлення; наявні можливості із забезпечення процесу відновлення; розглянуто два види проведення обстеження та їхню сутність.

В дослідженні проаналізовано вимоги, що необхідно виконати до, під час та після проведення обстеження. Розглянуто два види обстеження згідно нормативно-правових актів України у галузі будівництва: комісійне та технічне. Визначено основні засади та порядок їх проведення. В результаті проведення комісійного обстеження складається акт комісійного обстеження об'єкта; технічного – звіт та акт за результатами обстеження пошкодженого об'єкта (з визначенням категорії пошкоджень об'єкта).

ОСОБЛИВОСТІ ВЛАШТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ ПРИ ВИБІРКОВІЙ РЕКОНСТРУКЦІЇ КВАРТАЛУ

Митинський В.М., к.т.н., доцент, Сушицька Т.А.
(Одеська державна академія будівництва і архітектури)

Розвиток любого міста складно уявити без зносу будівель, які морально і фізично зістарілись. Звільнені майданчики, які займають частину кварталу, забудовують з максимальним використанням звільненої площі і нові будівлі досить часто зводять впритул до існуючих. Як правило, їх поверховість підвищують максимально, до визначених допустимих архітектурних вимог по забудові міста, що призводить до збільшення питомого навантаження на звільнену для забудови площу. В таких умовах часто можуть виникнути негативні впливи нової будівлі на стан оточуючих споруд і комунікацій, що в першу чергу може бути визвано зміною напружено-деформованого стану в ґрунтах основи фундаментів, як при їх влаштуванні, так і при подальшому навантаженні.

Актуальним завданням вибіркової реконструкції кварталів є розробка при проектуванні і будівництві таких конструктивно-технологічних рішень, які забезпечать не перевищення величини сумарних впливів гранично допустимих величин для споруд які зберігаються. Їх визначають на основі оцінки технічного стану по результатам обстеження. Актуальним при врахуванні впливів є рішення по демонтажу конструкцій будівель, що підлягають зносу, влаштуванню підземних частин нових будівель, зокрема, розкопування котловану, влаштування паль, ростверків або фундаментів, зворотну засипку пазах котловану, зміцнення ґрунтів основи.

Реконструкція кварталу на вул. Михайлівська, 8 включала будівництво житлового комплексу із восьми 18...20 поверхових будинків після зносу виробничих і допоміжних 2-х...4-х поверхових корпусів заводу. Конструктивно-технологічні рішення включали захист споруд, що примикають до майданчику забудови, починаючи з етапів зносу, будівництва і до благоустрою території, а також пошук, ліквідація підземних виробок і підсилення ґрунтів основи. Обов'язково на всіх етапах було організовано проведення геотехнічного моніторингу.

За результатами спеціально спланованих інженерно-геологічних досліджень були виявлені ослаблені зони, зокрема, розущільнення ґрунтів основи, неякісне тампонування виробок, а також наявність окремих раніше не виявлених виробок. Влаштування пальових

фундаментів із призматичних паль стало можливим тільки після забезпечення однорідності властивостей товщі ґрунтів несучих шарів паль. Це стало можливим за рахунок ін'єктування, з використанням манжетних колон, цементного розчину в ослаблені зони, закріплення виробок, зокрема, влаштуванням, для сприйняття дотичних напружень, підпірних стін в виробках, а також шпонок із буронабивних паль.

До майданчика будівництва 16-ти поверхового житлового комплексу з підземним паркінгом по вул. Ліановича, 16 з двох сторін впритул примикають житлові і адміністративні будівлі, обмеження експлуатації яких на період будівництва не передбачалося. З декількох варіантів, що розглядались, в якості робочого була прийнята комплексна конструкція огорожування котловану з двох пальових рядів. На відстані 0.45...0.55м від зовнішніх граней фундаментів влаштовувалися ряд буронабивних паль Ø325мм з кроком 0.55м, глибиною 10м, який слугував основною несучою конструкцією огорожування котловану і був запроєктований для захисту прилеглих будівель з врахуванням навантаження від їх фундаментів. Паралельно першому ряду паль на відстані 0.73м влаштовувався ряд призматичних паль, що складались із двох елементів і які занурювались шляхом втискування до глибини 22м з кроком 0.8м, а їх нижні кінці зупинялись на 4,0м глибше нижніх кінців паль фундаменту будівлі, що зводилась. Другий ряд паль відігравав роль шпунтового огорожування, тобто відсікав зону деформацій ґрунту, що формувався в основі пальового фундаменту нової будівлі. Таким чином було виключено вплив нової будівлі на існуючі, як в процесі її будівництва, так і експлуатації.

Будівництво 9-ти поверхового житлового будинку по вул. Осіпова, 40 виконувалося в умовах, обмежених прилеглою забудовою. Із західної і південної сторін ділянки до майданчика будівництва примикають малоповерхові житлові і громадські будівлі.

Виконання повного комплексу технічних рішень, які б дозволили виключити вплив осідань нової будівлі при безпосередньому примиканні на існуючу забудову, було визначено як економічно не доцільним. Тому завдання збереження прилеглих будівель вирішувалося шляхом визначення послідовними наближеннями відстані між новими і існуючими фундаментами, при якій осідання існуючих конструкцій будівель залишалося б у рамках допустимих, при простих і маловитратних, але надійних рішеннях огорожування котловану і влаштування шпунта. Рішеннями по збереженню існуючих будівель передбачалося облаштування огорожування котловану з двох пальових рядів із західного боку майданчика і одного ряду з південного боку. Складністю при реалізації прийнятих рішень була наявність

грунтових вод, рівень яких з південно-західного боку майданчика був вище проєктованої підшови ростверка. Завдання зводилося до реалізації комплексних рішень, що включали облаштування тимчасового дренажу і водоутримуючих забірок.

Майданчик будівництва будівлі торгово-розважального центру з дворівневим підземним паркінгом розташований в центральній діловій частині м. Одеси в існуючій щільній забудові, яка включала 1...5-и поверхові будівлі старої будови із стінами з вапняку-черепашника і дерев'яними перекриттями надземних поверхів і склепінчастими - підвалів. Глибина залягання підшови фундаментів для будівель, що зберігалися, складала від 1,0м - для одноповерхових будівель і до 5,5м - для 5-и поверхового. Виконати повний комплекс робіт по підсиленню будівель, що зберігаються, не представлялося можливим через відсутність доступу в їх приміщення. В зв'язку з цим конструкції огорожування котловану були основною і практично єдиною конструктивною системою, від надійності роботи якої залежало збереження експлуатаційної придатності оточуючих будівель.

Огороджування котловану прийняте із буронабивних паль Ø53,0см, які розташовувалися однорядно. Зверху палі об'єднувалися монолітним залізобетонним ростверком. Додатково стійкість паль і обмеження їх горизонтального зміщення забезпечувалося облаштуванням підпорок. Реактивні зусилля від підпорок передавалися на спеціально виконані фундаменти, які влаштовувалися нижче рівня підшови ростверків. Деформації ґрунтів основи цих фундаментів, які виникали від навантажень, що передавалися шпунтовим огорожуванням, компенсувалися за рахунок контрольованої передньої напруги в кожній підпорці. Підпорка влаштовувалась із телескопічних труб, взаємне переміщення яких контролювалось за допомогою домкратів, що і дозволяло компенсувати вищепомянуті деформації ґрунтів основи і при цьому забезпечити нульові переміщення шпунтової стінки.

Організовано інструментальні спостереження за осіданнями будівель в період будівництва і на протязі двох-трьох років після вводу в експлуатацію. Їх результати показали, що осідання фундаментів з початку будівництва склали від 6,0 до 9,0см, що значно менше гранично допустимих величин для пальових фундаментів з плитним ростверком і становило в межах прогнозних.

Подальшим моніторингом технічного стану а протязі 3...5 років не виявлено порушень цілісності в несучих конструкцій в будівль.

АНАЛІЗ ВПЛИВУ НЕРІВНОМІРНИХ ПОШКОДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ З ВИКОРИСТАННЯМ ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ FEMAP

Михалевський Н.А., аспірант, Вегера П.І., к.т.н., доцент,
Бліхарський З.Я., д.т.н., проф.
(Національний університет «Львівська політехніка»)

В цій роботі представлено моделювання залізобетонних балок із нерівномірними пошкодженнями при дії навантаження у комплексі Femap методом скінчених елементів. На основі моделювання було здійснено аналіз напружень та деформацій. Об'єктом досліджень є залізобетонні згинанні конструкції будівель і споруд умовах тривалої експлуатації.

Результати досліджень. Для теоретичного дослідження і моделювання було запроєктовано нормально армовану залізобетонну балку, яка в подальшому буде використана для експериментальних випробувань.

Геометричні розміри залізобетонної балки довжина $l=2100$ мм, висота $h=200$ мм, ширина $b=100$ мм, відстань між опорами $l_1=1900$ мм. Робоча арматура в розтягнутій зоні балки запроєктована із прокату $\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$ (модуль Юнга $E=209200$, коефіцієнт Пуасона $=0,29$), верхня арматура $2\text{Ø}6\text{A}240\text{C}$, бетон класу $\text{C}30/35$ (модуль Юнга $E=34500$, коефіцієнт Пуасона $=0,21$). Поперечна арматура виконана у вигляді U-подібних хомутиків $\text{Ø}6\text{A}240\text{C}$ з кроком 75 мм (рис 1.).

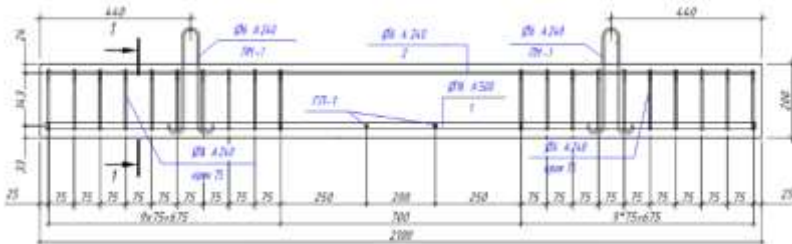


Рис.1. Загальний вигляд армування балки

Залізобетонна балка була спроектована для встановлення на стенді таким чином, що її руйнування очікується в зоні чистого згину по нормальних перерізах. Для створення моделі та виконання розрахунків залізобетонної балки використовував широко розповсюджений і сучасний програмний комплекс Femap.

Моделювання розпочинається із створення необхідних шарів та введення параметрів бетону та сталі - модуль Юнга, коефіцієнт Пуассона. Наступним етапом було створення сітки скінченних елементів. Для забезпечення сумісної роботи залізобетонного елементу моделювання здійснювалось із умовою, щоб ребра та вузли сітки скінченних елементів бетону співпадали. Формування сітки елементів включало створення площини із якої методом “extrude” створювали скінченні елементи по всій довжині балки. Для отримання точних даних сітка скінченних елементів створена із кубиків розміром 10x10мм, 15x10мм. Моделювання арматури виконувалось елементом “BEAM”. Після завершення створення сітки всі вузли моделі потрібно об'єднати командою “merge coincidence”, яка прибирає усі зайві вузли та вирішує проблему виникнення помилок під час подальшого розрахунку залізобетонної балки із пошкодженнями.

Після цього створюємо опори на відстані 100 мм від її краю в нижніх вузлах балки по всій її ширині. З одного боку шарнірно-нерухома опора із забороною переміщення по осях TX, TY, TZ. З іншого боку шарнірно-рухома опора із забороною переміщення по осях TX, TY. Навантаження з величиною F (кН) прикладається в 1/3 прольоту (див. рис. 2), для забезпечення зони чистого згину. Прикладене навантаження $F=35,3$ кН

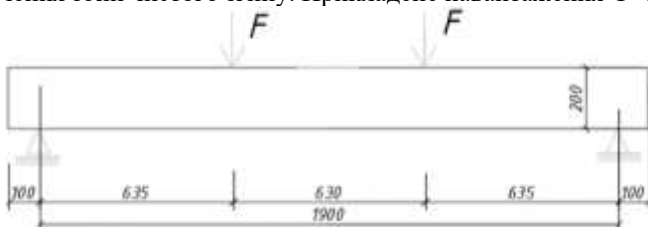


Рис.2 Схема прикладання навантаження

Для подальшого дослідження та проведення аналізу залізобетонної балки із нерівномірним пошкодженням обрано та виконано моделювання 6 варіацій пошкодження із змінними величинами (рис.3). Параметрами пошкодження є наступні величини:

- глибина
- кут пошкодження α
- величина прогону зрізу δ

Пошкодження може виникнути внаслідок намокання або поперемінного зволоження-заморожування-відтаювання.

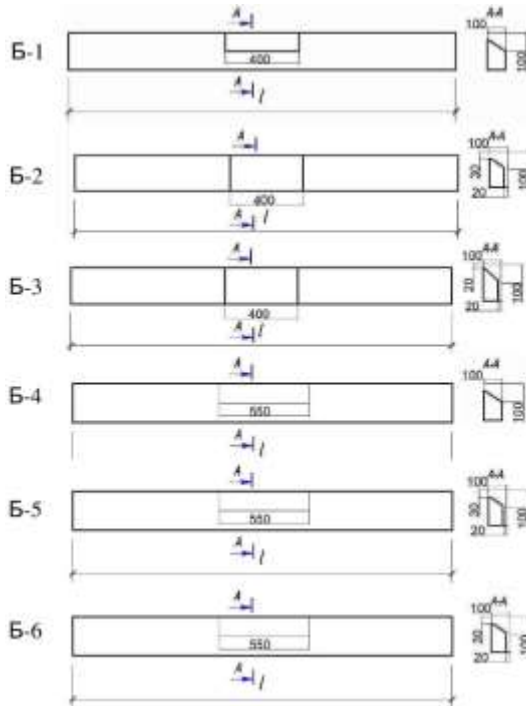


Рис.3.Схема пошкодження залізобетонної балки.

Створення пошкодження розрахункової моделі[1] у програмі FEMAP створюється кількома методами, у даному випадку обрано за допомогою видалення елементів сітки. Таке пошкодження може викликати зміну напружено-деформованого стану. В результаті моделювання та проведення статичного розрахунку з використанням програмного забезпечення FEMAP були отримані моделі та ізополя залізобетонних балок, переміщення в осі Y та по осі X

Теоретичні результати нерівномірно пошкоджених залізобетонних балок наведено у табл.1. Аналіз цих даних дає змогу нам зрозуміти, який із параметрів пошкодження може відігравати роль на збільшення деформацій.

Результати демонструють вплив зони стиснення на залізобетонну балку, оскільки кожен сантиметр пошкодження зменшує ефективна робоча висота бетону, його несуча здатність і зміна нахилу нейтральної осі.

Таблиця 1.Зведені показники пошкоджених залізобетонних балок

Назва	Кут	Глибина, м	Довжина, мм	Переміщення по осі Y	Переміщення по осі X	Мах напруження в бетоні	Мах напруження в арматурі
Б-1	45°	100/100	400 мм	5.83мм	1.26мм	37.5 кН	135,58 мПа
Б-2	30°	-	400 мм	6.29мм	1.44мм	40,5кН	146,42м Па
Б-3	45°	-	400 мм	7.06мм	2.03мм	45,36 кН	156,4 мПа
Б-4	45 °	100/100	550 мм	6.41мм	1.46мм	41,23 кН	142,21 мПа
Б-5	30°	-	550 мм	6.97мм	1.6мм	44,52	158,3мПа
Б-6	45 °	-	550 мм	7.91мм	2.3мм	49,28 кН	167,7 мПа

ВИСНОВОК

Проаналізувавши дані, отримані в ході роботи, можна зробити наступні висновки:

1. Застосування скінченно-елементного моделювання існуючих залізобетонних елементів дозволить отримати точні результати в порівнянні з аналітичними методами.

2. Теоретичне дослідження нерівномірно пошкоджених залізобетонних балок у програмному середовищі FEMAP дозволяє детально вивчити напруження в бетоні та арматурі за різних варіацій пошкоджень, проаналізувати переміщення залежно від параметрів пошкоджень.

3. Моделювання дозволяє оцінити вплив пошкоджень елементів і дефектів, які виникають в існуючих елементах будівлі під навантаженням.

4. Можна зробити висновок, що дане дослідження не є завершеним і потребує подальшого уточнення та порівняння теоретичних результатів з експериментальними даними.

Список літератури

1. Zhang, H. Modeling and Analysis of Reinforced Concrete Beams in Femap and NASTRAN. /Zhang, H., & Li, G.//Journal of Structural Engineering, 2019.-145(6), 04019039

ПЛИТИ ДЛЯ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ З МОДИФІКОВАНОГО ФІБРОБЕТОНУ

Мишутін А.В., д.т.н., проф., Іськов В.О., асп.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

В останній час багато уваги приділяють будівництву цементобетонних доріг, а саме тому що в порівнянні з асфальтобетоном: - це менш витратне будівництво; великий термін придатності; менша потрібність у поточних та капітальних ремонтів; менш забруднення навколишнього середовища. Тому, саме цементобетон має більший пріоритет у будівництві доріг.

Зараз, в період військового стану, для швидкого відновлення є потреба в залізобетонних плитах дорожнього покриття.

Для виготовлення дорожніх плит потрібно керуватися ДСТУ та ДБН, саме в цих стандартах є оптимально-технологічні правила та характеристики.

Дорожні плити розраховують з урахуванням складу транспортного потоку, його навантаження, перспективної інтенсивності руху до кінця строку служби дорожнього одягу, ґрунтових, гідрогеологічних і природно-кліматичних умов.

Для плити розміром 6000*2000*200, навантаженням 30 тон (яка рекомендована у ДСТУ) діаметр арматури Ø14, а загальна витрата арматури склала – 570,36 кг. (наведено у табл. 1)

Таблиця 1

Марка плити	Поздовжня арматура на плиту	Клас бетону за міцністю		Об'єм бетону на плиту, м ³	Витрата арматури на плиту, кг
		на розтяг при вигині	на стиск		Всього
ПАГ-20V	14Ø14AтV	V _{btb} 3,6	B25	2,4	<u>570,36</u>

Оптимальним розміром у реаліях сучасного будівництва буде плита 6000*3000 мм, яку запроєкуємо за допомогою програми «ЛІРА-САПР» (багатофункціональний програмний комплекс для проєктування та розрахунку будівельних та машинобудівних конструкцій різного призначення) розглянувши різні варіанти компонування:

- навантаження (45 тон)
- крок армування (20*20 та 10*10 см)
- висота плити (20 см)

Згідно цих показників у програмі є можливість подивитися точкове навантаження на плиту, або повне, та вибрати діаметр арматури більш придатний під певне навантаження.

У проєктуємій плити навантаження, складає 45 т, крок армування 20*20 см (рис. 1)

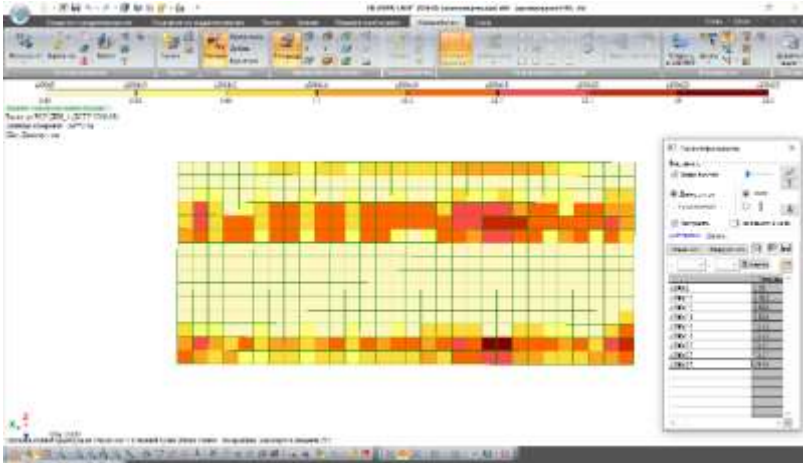


Рис. 1. Проєктування плити навантаженням 45 т, крок армування 20*20 см

Для цього навантаження та кроку арматури програмою запропонована арматура діаметром Ø18, згідно цього розраховується витрати арматури на плиту, яка становила – 842,5 кг (табл. 2)

Таблиця 2

Марка плити	Поздовжня арматура на плиту	Клас бетону за міцністю		Об'єм бетону на плиту, м ³	Витрата арматури на плиту, кг
		на розтяг при вигині	на стиск		842,5
ПАГ-20V	21Ø18At V	V _{btb} 3,6	V30	3,6	

Наступна проектуема плита залишається не змінна (навантаження 45 т), крім кроку арматури. Програмуємо крок 10*10 см (рис. 2)

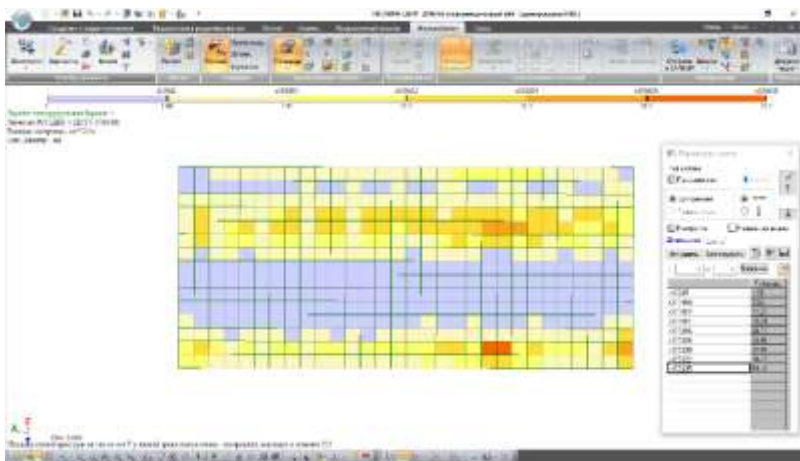


Рис. 2. Проектування плити навантаженням 45 т, крок армування 10*10 см

Для цього навантаження та кроку арматури програмою запропонована арматура діаметром Ø12, згідно цього розраховується витрати арматури на плиту, яка становила – 881,28 кг (табл. 3)

Таблиця 3

Марка плити	Поздовжня арматура на плиту	Клас бетону за міцністю		Об'єм бетону на плиту, м ³	Витрата арматури на плиту, кг
		на розтяг при вигині	на стиск		
ПАГ-20V	3Ø12A TV L 6 м *2 L 3 м *2	V _{вib} 3,6	B30	3,6	881,28

Виходячи з цих розрахунків та компоновань:

Таблиця 4

№	Марка плити	Навантаження на плити, т	Арматура на плити			Витрата арматури на плити, кг	Вартість, грн
			Крок армування, см	Кількість прутків / (l), шт / (м)	ØДіаметр арматури		
1.	ПАГ-20V (6000*3000 мм)	45	20*20	90 (450)	Ø18Aт V	842,5	13 230
2.	ПАГ-20V (6000*3000 мм)	45	10*10	180 (900)	Ø12Aт V	881,28	10 260

Найбільш технічно та економічно, для навантаження 45т з розкладкою 10*10 є компанування плити - №2

Для залізобетонної плити використовувався склад оптимально модифікованого бетону, класу С-30/35 на портландцементі ПЦ II/A-III-500 за поліпропиленовою фіброю «Місго Арм», та добавкою полікарбосилатного типу (гіперпластифікатор з прискорювачем твердіння), з фізико механичними характеристиками:

- міцність на стиск $f_{ck.cube} = 52$ Мпа;
- міцність на розтяг при згині $f_{ctk} = 7$ МПа;
- стираність $G \leq 0,35$ г/см²;
- морозостійкість F-300

Розроблено «Регламент з технології приготування і використання модифікованого бетону для цементно-бетонних плит для дорожнього покриття автодоріг.

ДОСВІД ВИКОРИСТАННЯ СУЧАСНИХ ПРОГРАМНИХ КОМПЛЕКСІВ ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ МЕТАЛОКОНСТРУКЦІЙ КРОКВ'ЯНИХ ФЕРМ ПРИ ВИКОНАННІ КВАЛІФІКАЦІЙНИХ МАГІСТЕРСЬКИХ РОБІТ

Настоящий В.А., к.т.н., проф.,
Ілик Р.І., Тихий Є. І., Малий К.Ю., магістранти
(Кіровоградський національний технічний університет)

Широке використання в будівництві конструкційної сталі надає можливості застосування потужного комплексу САПР «SolidWorks» для моделювання напружено-деформованого стану та обґрунтованого визначення оптимальних параметрів елементів металевих конструкцій будівель різноманітного призначення. В якості об'єкта дослідження розглянемо металеву кроквяну ферму каркаса майстерні для ремонту автомобільного транспорту, схема якої наведена на рис.1. Розрахунок ферми виконано в середовищі САПР «SolidWorks». Результати розрахунків ферми та її елементів наведені на рис. 1, 2, 3.

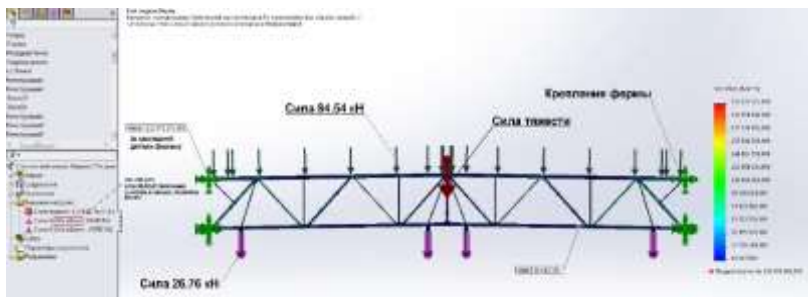


Рис. 1. Розрахункова схема ферми і напруження в елементах
Масштаб деформаций

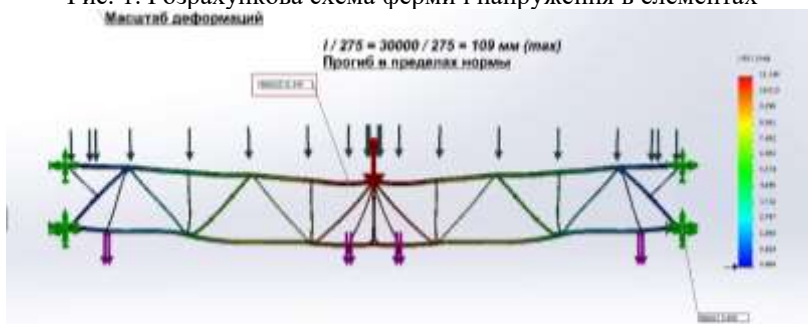


Рис. 2. Результати визначення деформацій ферми

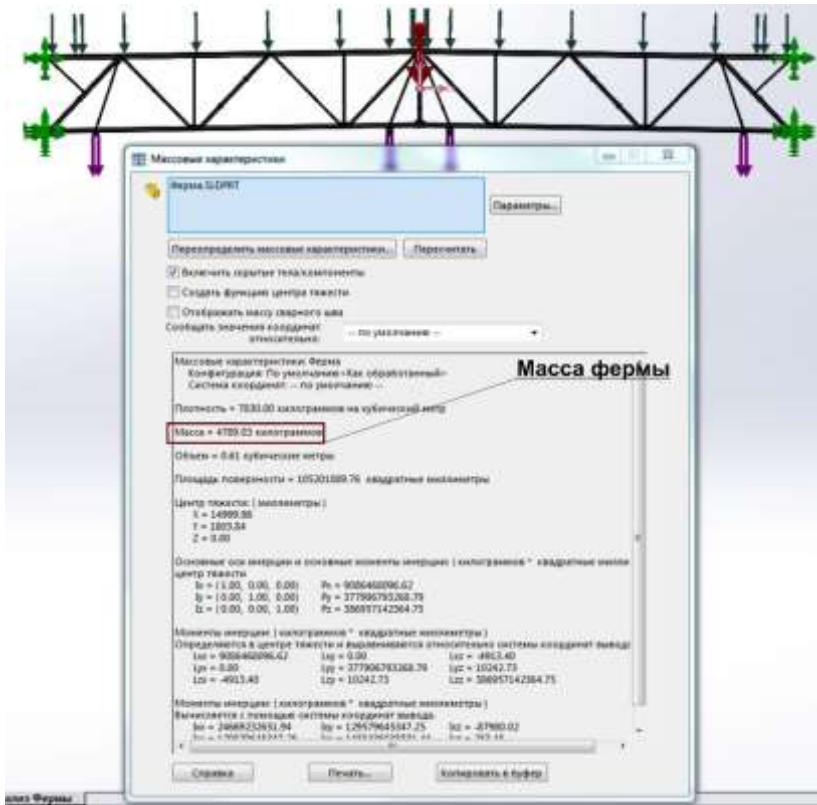


Рис. 3. Вагові характеристики ферми

Аналіз отриманих результатів розрахунку показав, що для розкосів і стояків ферми має місце недонапруження. Наприклад, для стрижня 3-4 рівень напружень складає 7,6 МПа, напруження в стрижні 2-3 дорівнюють 3,3 МПа, тобто цей стрижень навантажений тільки на 20% від норми. Ці дані підтверджуються результатами використання утиліти «Зондування», представленими на рис. 4.

Для оптимізації конструкції за допомогою утиліти «Зондування» було прийнято рішення зменшити перерізи найбільш недонапружених стрижнів ферми і тим самим знизити загальні витрати сталі. Зокрема, тавр 20ШТЗ замінено на 17,5ШТЗ, а тавр 20БТ2 замінено на 17,5БТ2.



Рис. 4. Результати визначення вузлових напружень у фермі за допомогою утиліти «Зондування»

На рисунках 5...7 представлені результати аналізу напружено-деформованого стану ферми із запропонованими змінами елементів.



Рис. 5. Напруження в елементах оптимізованої ферми

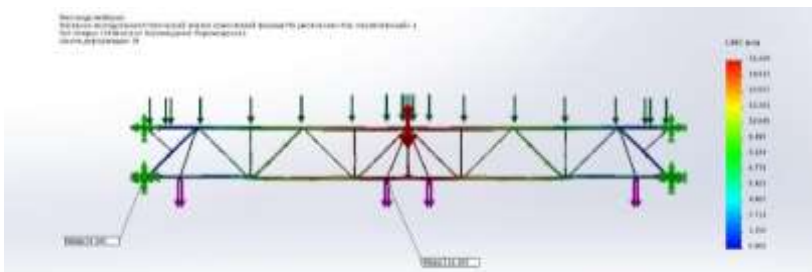


Рис. 6. Деформації оптимізованої ферми

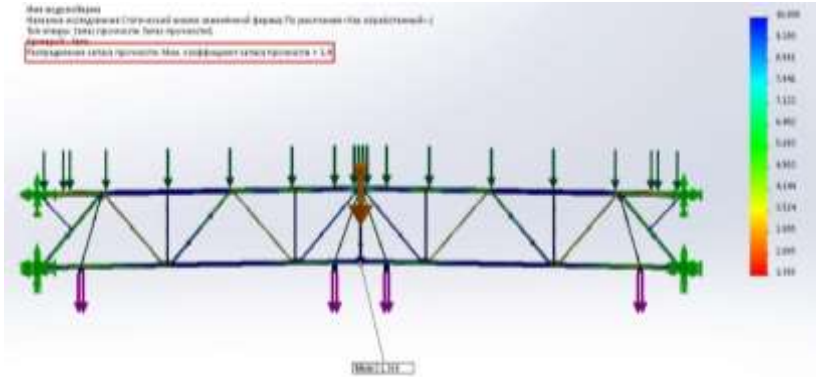


Рис. 7. Коефіцієнти запасу міцності елементів оптимізованої ферми

Аналіз результатів дослідження ферми із запропонованими змінами дозволяє зробити такі висновки:

- максимальне напруження має місце в центральному стояку і складає 197 МПа при розрахунковому опорі сталі 225 МПа, а мінімальне напруження дорівнює 4,9 МПа;
- максимальний прогин ферми в середині прольоту складає 16,3 мм;
- мінімальне значення коефіцієнту запасу несучої здатності елементів оптимізованої ферми складає 1,4 що відповідає допустимим значенням [1];
- витрати сталі на ферму після зміни перерізів стрижнів знизилися з 4789 кг до 2639 кг, тобто на 44,8%.

Оптимізована конструкція ферми може бути прийнятою для розроблення робочих креслень за допомогою опціональних модулів SolidWorks і додаткових функцій по створенню креслень і моделей для експорту в систему САПР AutoCAD. Наведений приклад показує, що САПР «SolidWorks» є потужним і зручним засобом досліджень при виконанні кваліфікаційних магістерських робіт за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

Список літератури.

1. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. / За ред. Ф.Є. Клименка. Підручник 2-ге видання - Львів.: Світ, 2002. - 312 с.
2. Перрис А.М. SolidWorks. Учебный Курс. Питер, 2006. – 528 с

БУДІВЕЛЬНЕ ІНФОРМАЦІЙНЕ МОДЕЛЮВАННЯ (ВІМ) У ОСВІТНЬОМУ ПРОЦЕСІ ЗАКЛАДІВ ФАХОВОЇ ПЕРЕДВИЩОЇ ОСВІТИ

Негусєва Н.К., викладач вищої категорії, голова циклової комісії
конструктивних дисциплін
(Київський фаховий коледж будівництва, архітектури і управління)
Фесенко О.А., кандидат технічних наук, доцент
(Київський національний університет будівництва і архітектури)

Гармонійне поєднання теоретичного і практичного навчання, дослідницької та інноваційної діяльності в освітньому процесі є одним із основних завдань закладу фахової передвищої освіти [1].

Наразі будівельне інформаційне моделювання (ВІМ) є серед найбільш інноваційних технологій у будівельній галузі України та світу. Однією з численних переваг будівельного інформаційного моделювання (ВІМ) є можливість спільного одночасного розроблення і використання інформаційної моделі будівельного об'єкта (ВІМ-моделі) різними учасниками будівельного процесу [2].

Впровадження технологій будівельного інформаційного моделювання (ВІМ) у процес викладання конструктивних дисциплін, таких як «Архітектурне проектування», «Будівельні конструкції», ОРБК, «Основи САПР» та інші, підвищить конкурентоздатність майбутніх фахових молодших бакалаврів на ринку праці.

Для ознайомлення здобувачів фахової передвищої освіти із основами застосування ВІМ-технологій є потреба у розробленні освітньо-професійних програм і навчальних курсів. Зокрема найбільш популярних програмних комплексів, в яких реалізовано інструменти ВІМ такі як, Revit Structure, ArchiCAD, Sapid та інші, безкоштовно пропонують навчальні версії та курси для студентів і викладачів.

Для належного впровадження ВІМ технологій в освітній процес закладів фахової передвищої освіти слід регулярно оновлювати матеріально-технічну базу комп'ютерного забезпечення і підвищувати кваліфікацію викладачів конструктивних дисциплін.

Список літератури:

1. Закон України «Про фахову передвищу освіту»
2. Концепція впровадження технологій будівельного інформаційного моделювання (ВІМ-технологій) в Україні, розпорядження КМУ № 152-р. від 17.02.2021 р.

МЕТОДИ АДАПТАЦІЇ АРХІТЕКТУРНОГО СЕРЕДОВИЩА ТРАНСПОРТНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ ДЛЯ ЛЮДЕЙ З ОБМЕЖЕНИМИ МОЖЛИВОСТЯМИ

Овсянкін О. П., аспірант

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Містобудівники, архітектори, інженери-проектувальники та урбаністи, покликані при створенні проектів орієнтуватися на людину, оскільки вона є головним споживачем. Одним із завдань сучасного містобудування та архітектури є створення гуманного безбар'єрного середовища.

При проектуванні об'єктів транспортної інфраструктури, а саме сучасних мультимодальних комплексів, потрібно створювати рівні умови для отримання послуг всім категоріям населення.

Люди з обмеженими можливостями в нашій країні, на жаль, не мають можливості вести повноправний спосіб життя через інфраструктурні обмеження. Тим більше, що після війни кількість маломобільних груп населення збільшиться і складатиметься найчастіше з молодих ще, активних та амбітних людей, сповнених бажанням жити та розвиватися, і які шукатимуть можливості доступного переміщення для власної реалізації.

Через існуюче агресивне міське середовище з безліччю перешкод, люди з обмеженими можливостями вже практично стали в'язнями своїх квартир і будинків, що провокує депресивний стан, побутові конфлікти, і не допускає можливостей застосовувати їхнє бажання бути повноправними членами суспільства. Тому у сучасному місті особливо важливо підтримувати бажання людей з обмеженими можливостями жити активно та долати ті складнощі, які поставили перед ними життя та війна.

Методи вирішення проблеми інклюзивності:

1. Будь-яке місце обслуговування робиться доступним для інвалідів, шляхи руху мають бути універсальними для всіх груп населення.

2. Виділення спеціальних зон, приміщень із пристроями обслуговування осіб з обмеженими можливостями, паралельно з основними, облаштовуються та шляхи руху для таких груп. Такі шляхи повинні враховувати потреби та особливості всіх відвідувачів чи пасажирів.

Перш ніж розробляти проект приміщення, доступного для маломобільних груп населення, має виконуватись аналіз вихідної території розміщення об'єктів транспортної інфраструктури та шляхів доступу до них.

На жаль, досить велика частина об'єктів транспортної інфраструктури України не відповідають прийнятим нормам.

Наприклад: Більшість платформ приміських поїздів Укрзалізниці не обладнані елементарними засобами доступу до транспорту. Саме тому переміщення маломобільних груп пасажирів більшою частиною територій України стає мало можливим, що веде до соціальних проблем.

Міське середовище. Перше та головне – це проектування пішохідних переходів та супутніх зупинкових пунктів з урахуванням потреб різних груп людей з обмеженими можливостями: інвалідів-візочників, людей з порушеннями опорно-рухового апарату, слуху чи зору.

Зовнішнє освітлення. Зовнішні додаткові світильники (крім основних) розміщуються в ключових місцях, відокремлюючи або обгороджуючи майданчики чи перетину транзитів пасажирів.

Візуальна комунікація в транспортному. Знаки та предмети візуальної комунікації повинні дозволяти пасажирам легко орієнтуватися у високомобільному просторі, визначати місцезнаходження пунктів обслуговування, позначати входи до будівель, інформувати про послуги та сприяти вибору найкоротших та найбезпечніших шляхів для пересування.

Підготовка персоналу до роботи з мало мобільними пасажирами. Транспортні компанії, за підтримки держави, зобов'язані організувати безкоштовну допомогу для переміщення вокзалом, при завантаженні у вагон і при вивантаженні з нього, при заповненні та оформленні документації, здачі та видачі речей з багажу.

Усі об'єкти інфраструктури мають бути обладнані рампами та пандусами. Це стосується як нових об'єктів будівництва. Ті, що вже використовуються, мають бути реконструйовані з урахуванням вимог інклюзивності.

Механічні підйомники та пристрої. У розвинених країнах світу використовуються підйомні пристрої, що дозволяють нівелювати перепад висот для полегшення посадки в транспорт. Це можна застосувати там, де різниця висот між платформою та майданчиком транспорту не може бути компенсована архітектурними засобами.

Використання адаптованих вагонів на залізниці. Верховна Рада України прийняла в цілому законопроект №8399 про внесення змін до Закону України яким відновлено бюджетну програму з оновлення рухомого складу для пасажирських перевезень, що дозволить провести розрахунки як за вже поставлені вагони, так і розпочати нові закупівлі рухомого складу у 2023 році. Але, на жаль, це лише мала частина від необхідної кількості.

РЕКОНСТРУКЦІЯ ТА МОДЕРНІЗАЦІЯ ВИРОБНИЧО- АДМІНІСТРАТИВНОЇ БУДІВЛІ УПРАВЛІННЯ МЕТРОПОЛІТЕНУ, прос. ПЕРЕМОГИ, 34, м.КИЇВ.

Олійник Г.І. старший викладач

(Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури)

Архітектура міста Києва, не зважаючи на аргесію Росії проти нашої країни, продовжує перебувати в процесі сталого розвитку. Окрім нового будівництва, морально застарілі, але фізично міцні будівлі, термін експлуатації яких ще не вичерпався, або є можливість його продовжити, піддаються реконструкції. Виникає все більша потреба в додаванні до їх структури досконаліших видів устаткування та сучасного обладнання, які б відповідали здобуткам прогресу, підвищували продуктивність та економічну ефективність, одночасно осучаснюючи зовнішній та внутрішній вигляд будівлі загалом.

Хотілось би поділитися з зацікавленими особами – архітекторами-проектувальниками, дослідниками справи реконструкції та оновлення будівель – набутим досвідом.

"Реконструкція виробничо-адміністративної будівлі управління метрополітену, проспект Перемоги, 34, м.Київ". Стадії: ескіз ("Е"), проєкт ("П") та робочий проєкт ("Р"), розділу "АР", виконувалися сертифікованими архітекторами Юхновським А.П. та Олійник Г.І., як залученими особами Генеральним проєктувальником ТОВ "КБ "Теплоенергоавтоматика", Замовник КП Київський Метрополітен. Проєкт схвалений Замовником та Державною експертизою, в даний час знаходяться на етапі отримання дозволу на початок будівельних робіт.

Перед проєктувальниками був поставлений ряд задач до вирішення. Основна з яких – осучаснення образу.

Найперше, було проаналізовано містобудівне та образно-художнє значення будівлі на сучасному етапі розвитку – сприйняття її об'єму в динаміці пішохідного та транспортного руху, який є дуже насиченим в даному місці: будівля відкрита з трьох сторін для огляду; четверта, дворова, сторона направлена в насичений забудовою та зеленню квартал. Перехрестя проспекту Перемоги з вулицями Політехнічною та Б.Гаврилишина, по діагоналі, в безпосередній близькості від об'єкту проєктування, вже має новітню яскраву забудову: висотний житловий комплекс "Smart Plaza" з вбудовано-прибудованими приміщеннями громадського призначення. Навпроти, на другому боці вул. Політехнічної, та вздовж просп. Перемоги в бік Зоопарку – добре

збережена забудова першої половини ХХ-го ст. Для урівноваження композиції визначального міського перехрестя було прийнято рішення: в процесі оновлення фасаду не вдаватися до аж надто різкого перетворення об'єкту проектування на щось кардинально інше. Вжиті проектні рішення не повинні шкодити і суперечити збереженій стилевій архітектурі історичного середовища – найперше – максимально зберегти силует будівлі.

Одночасно з утепленням, замінити обличкування глухих частин фасаду великогабаритними плитами ГРЕС на алюмінієвій підсистемі. Щоб придати будівлі недостаючого, як на сьогодні, геометричного порядку та більшої монументальності, якої вимагає займане нею становище в композиційній структурі вулиці, частини фасаду, насичені віконними отворами запропоновано об'єднати суцільним осклінням з енергозберігаючих 2-х камерних прозорих та глухих склопакетів. На рівні слухових вікон, скляні площини продовжуються архітектурним фасадним елементом у вигляді темних поперечних жалюзійних конструкцій, що дає можливість необхідного провітрювання навісного скланого фасаду й надає більшій "технологічності" образу споруди в цілому.

Вздовж фасадів з основними входами до будівлі запропоновано підвісти на вантових конструкціях широкий навіс – частково глухий, частково прозорий. Ванти, які підтримують навіс, кріпляться до фасаду в місцях проходів несучого каркасу будівлі. Ці місця відзначені "вантовими рамами", що надають ритму монументальним скляним площинам і звертають увагу глядача на конструктивне вирішення об'єкту.

"Стилобатну" частину будівлі, яка в даний час має зі сторони фасаду входу до станції метро "Політехнічний інститут", характерне обличкування майоліковою плиткою, проектом пропонується відновити в нових будівельних матеріалах.

Найбільш видову частину фасаду призначено для розміщення комерційної реклами – передбачена стаціонарна конструктивно-декоративна решітка.

Особливу увагу в проекті було приділено проблемі заміни застарілих ліфтів на сучасні, з більшою вантажопідйомністю. Після детального вивчення будівельної документації та натурального інструментального обстеження, було виявлено, що саме в кліті де знаходиться сходово-ліфтовий вузол, каркас обходить башту створюючи ідеально придатну ситуацію для перебудови. Проектом запропоновано збільшити глибину сходової башти на ширину одного маршу. В результаті чого була створена можливість для поліпшення евакуаційної придатності сходів –

можливість на кожному поверсі відокремити сходи від ліфтового холу. А також вмонтувати два ліфти – пасажирський та вантажо-пасажирський, один з яких має необхідну глибину кабіни 2,1 м.

Передбачено ще ряд абсолютно модерних штрихів у пережитки соціалістичного будівництва. Про це та багато іншого буде в статті.

Існуючий стан будівлі.



Прийняте проектне рішення.



Фрагмент плану до реконструкції.



Фрагмент плану після реконструкції.



ДО ВИБОРУ РАЦІОНАЛЬНОГО ТИПУ СТАЛЕВИХ ЦЕНТРАЛЬНО-СТИСНУТИХ КОЛОН

Пашинський В.А., *д.т.н., професор,*
Асланян Т.Р., Кравцов П.О., Нетребенко Ю.В., *магістранти*
(*Центральноукраїнський національний технічний університет*)

Центрально-стиснуті сталеві колони є поширеним елементом каркасів одно- та багатопверхових цивільних і виробничих будівель і споруд. Літературні джерела рекомендують при малих довжинах і великих навантаженнях використовувати колони суцільного перерізу, а при великих довжинах і малих навантаженнях – колони наскрізного перерізу. З метою більш чіткого розмежування областей раціонального використання при 56 комбінаціях навантаження N і висоти L виконане експериментальне проектування колон шести типів:

- 1) прокатні колони двотаврового перерізу;
- 2) зварні двотаврові колони;
- 3) колони з квадратних труб (гнутозамкнених зварних профілів);
- 4) колони із двох швелерів на планках;
- 5) колони з чотирьох кутників на планках;
- 6) колони з чотирьох кутників на решітках.

З метою вибору раціональних конструкцій при кожній комбінації N і L знайдені та описані аналітичними виразами оптимальні за витратами сталі значення габариту поперечного перетину B (відстані між обушками кутників) чотиригілкових колон з кутників на планках

$$B = 3,14N - 1,22L + 0,148L^2 - 0,096NL + 44,4, \quad (1)$$

і на решітках $B = 1,65\sqrt[3]{N}\sqrt{L} - 3,6, \quad (2)$

де B – габарит перерізу в сантиметрах;

N – поздовжня сила в меганьютонах;

L – висота колони в метрах.

За результатами експериментального проектування колон при різних комбінаціях L і N обґрунтовано уніфікований вид аналітичної залежності погонної маси стержнів центрально-стиснутих колон від їх висоти L та діючого навантаження N :

$$g = a(N + b) \exp(cL) + d, \quad (3)$$

числові коефіцієнти якої для колон шести типів визначені методом найменших квадратів.

Виходячи з повної маси колон, за укрупненими розцінками встановлена їх кошторисна вартість з урахуванням ціни сталевих прокатів, а також вартості виготовлення та монтажу колон.

За результатами проєктування виявлені області можливого використання колон з прокатних двотаврів, квадратних труб та двох швелерів на планках, які обмежуються характеристиками найбільших прокатних профілів з відповідних сортментів. Колони зі зварних двотаврів та наскрізні колони з чотирьох кутників можна виконати при всіх розглянутих нижче комбінаціях висоти й поздовжньої сили.

Порівняння металоємності та вартості центрально-стиснутих колон шести типів при вказаних нижче комбінаціях висоти й навантаження показало, що в більшості випадків найменшими витратами сталі характеризуються наскрізні колони з чотирьох кутників на решітках, а при малих висотах і великих навантаженнях найлегшими є зварні двотаврові колони. У переважній більшості випадків найдешевшими є зварні двотаврові колони, а при великих висотах і малих поздовжніх силах – колони з чотирьох кутників на решітках.

Орієнтовне розмежування областей раціонального використання центрально-стиснутих колон за показниками металоємності та вартості представлено в таблиці, де для кожної комбінації навантаження й висоти вказано номер раціонального типу сталевих колон з наведеного вище переліку:

N, МН	Типи колон з найменшою металоємністю при висоті, м							Типи колон з найменшою вартістю при висоті, м						
	4	6	8	10	12	14	16	4	6	8	10	12	14	16
1	2	3	6	6	6	6	6	2	2	2	6	6	6	6
2	2	3	6	6	6	6	6	2	2	2	2	6	6	6
3	2	3	6	6	6	6	6	2	2	2	2	2	2	6
4	2	2	6	6	6	6	6	2	2	2	2	2	2	2
5	2	2	2	6	6	6	6	2	2	2	2	2	2	2
6	2	2	2	6	6	6	6	2	2	2	2	2	2	2
7	2	2	2	6	6	6	6	2	2	2	2	2	2	2
8	2	2	2	6	6	6	6	2	2	2	2	2	2	2

Представлені в таблиці результати дослідження дозволяють обрати раціональну конструкцію сталевих центрально-стиснутої колони за відомими значеннями навантаження та висоти колони без необхідності виконання проектних розрахунків.

АНАЛІЗ ТЕПЛОВОЇ НАДІЙНОСТІ ТА ВТРАТ ТЕПЛА ЧЕРЕЗ ОГОРОДЖУВАЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ, ЗАПРОЄКТОВАНІ ЗА НОРМАМИ РІЗНИХ РОКІВ

**Пашинський В.А., д.т.н., професор,
Іванов Р.Р., Каретний Д.А., магістранти**
(Центральноукраїнський національний технічний університет)

Опір теплопередачі огорожувальних конструкцій є одним з ключових факторів впливу на енергетичну ефективність будівель і споруд. У вересні 2021 року набула чинності нова редакція Державних будівельних норм України ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» [1], у якій істотно підвищені вимоги до опору теплопередачі стін і покриттів житлових і громадських будівель порівняно з попередніми ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель» [2]. Очевидно, що такі зміни призведуть до зменшення втрат тепла та до підвищення рівня теплової надійності огорожувальних конструкцій, що й досліджується в даній роботі.

Вплив підвищених вимог до опору теплопередачі огорожень на щорічні втрати тепла протягом опалювального періоду, а також на рівень теплової надійності стін і покриттів житлових і громадських будівель проаналізовано шляхом порівняння результатів розрахунків за обома вказаними нормами. У розрахунках використані наведені в ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [3] дані про тривалість і середню температуру опалювального періоду для 57 міст України. Опір теплопередачі конструкцій приймався рівним мінімально допустимим значенням $R_{q \min}$, встановленим нормами [1] і [2] і наведеним у таблиці:

Огорожувальні конструкції	$R_{q \min}$ за ДБН В.2.6-31:2016	$R_{q \min}$ за ДБН В.2.6-31:2021
Зовнішні стіни в I темпер. зоні	3,3 м ² ×К/Вт	4,0 м ² ×К/Вт
Зовнішні стіни в II темпер. зоні	2,8 м ² ×К/Вт	3,5 м ² ×К/Вт
Суміщені покриття в I темпер. зоні	6,0 м ² ×К/Вт	7,0 м ² ×К/Вт
Суміщені покриття в II темпер. зоні	5,5 м ² ×К/Вт	6,0 м ² ×К/Вт

Розрахунки показали, що в результаті впровадження нових ДБН В.2.6-31:2021 [1] втрати тепла через 1 м² зовнішніх стін повинні зменшитися на 17...20%, а через 1 м² суміщених покриттів – на 8...14%. Найменша економія у 8% реалізується для покриттів у другій температурній зоні, що спонукає збільшити їх мінімально допустимий опір теплопередачі з 6,0 м²×К/Вт приблизно до 6,5 м²×К/Вт.

Тепловою відмовою за критерієм комфортності вважається перевищення встановленої в ДБН [1] допустимої різниці температур внутрішнього повітря та внутрішньої поверхні огороження, тобто невиконання граничної нерівності (2) з ДБН [1]. Випадковий характер теплових характеристик будівельних матеріалів та випадкові зміни температури зовнішнього і внутрішнього повітря спонукають до подання цих факторів у формі випадкових величин чи випадкових процесів та виконання імовірнісних розрахунків теплової надійності.

Методика імовірнісного оцінювання рівня теплової надійності огорожувальних конструкцій запропонована в роботі [4]. Показником теплової надійності є імовірна річна тривалість теплових відмов стін і покриттів за критерієм комфортності. Для її визначення температура зовнішнього повітря представлена у формі послідовності нормально розподілених випадкових величин для усіх місяців опаловального періоду, середні значення яких прийняті за ДСТУ [3]. Стандарти температури внутрішнього повітря й опору теплопередачі огорожень визначаються за рекомендаціями [4].

За результатами виконаних досліджень виявлені істотні коливання втрат тепла та імовірної тривалості теплових відмов огорожувальних конструкцій будівель у різних регіонах України. Така мінливість спонукає до удосконалення поділу території України на температурні зони та уточнення встановлених в [1] значень мінімально необхідного опору теплопередачі зовнішніх стін і сумішених покрівель житлових і громадських будівель.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К., 2022. – 23 с.
2. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція будівель. – К., 2017. – 32 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К., 2011. – 123 с.
4. Kariuk A., Pashynskiy V., Pashynskiy M., Mammadova F. (2022) Methods of Probabilistic Assessment of Building Enclosing Structures Thermal Reliability. In: Onyshchenko V., Mammadova G., Sivitska S., Gasimov A. (eds) Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2022. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 181. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_18

ДО ВИБОРУ РАЦІОНАЛЬНОГО ТИПУ СТАЛЕВИХ БАЛОК

**Пашинський М.В., к.т.н., доцент,
Дорофєєв М.О., Єрємін І.В., Поворознюк Д.Д., магістранти
(Центральноукраїнський національний технічний університет)**

У покриттях і перекриттях виробничих і громадських будівель часто використовуються сталеві балки різних типів: прокатні та зварні двотаври, а також балки з перфорованою стінкою. Останні мають більшу висоту, більшу жорсткість і меншу масу порівняно з прокатними балками. Дане дослідження виконане з метою встановити вагові характеристики та області раціонального використання балок трьох типів: прокатних двотаврів з паралельними гранями полиць типу «Б», зварних двотаврів та балок з перфорованою стінкою, виготовлених з прокатних двотаврів типу «Б».

Експериментальне проектування балок з перфорованою стінкою виконане за реалізованим у середовищі Microsoft Excel алгоритмом, який створено на основі методики ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції». Усього розраховано 140 балок з перфорованою стінкою, виконаних з чотирьох класів міцності сталі для прольотів 6...30 м під навантаження 5...150 кН/м.

За результатами розрахунків встановлені та описані аналітичними виразами залежності металоємності й вартості балок з перфорованою стінкою від прольоту й погонного навантаження на балку. Заводська вартість, вартість монтажу та повна вартість балок з перфорованою стінкою визначена за укрупненими розцінками з урахуванням ринкової ціни на фасонну двотаврову сталь. Встановлено, що вартість монтажу складає 5...7% від заводської вартості балок.

Практично корисним показником витрат сталі є відносна вага балок, рівна відсотку власної ваги балки від навантаження на неї. Цей показник змінюється в межах від 0,5% до 22%, зростає з ростом прольоту та зі зменшенням навантаження, але мало залежить від класу міцності сталі. Він може використовуватися при підрахунку навантажень на балки, що проєктуються.

Отримані дані разом з аналогічними результатами раніше виконаних досліджень прокатних і зварних балок дозволили встановити області раціонального використання балок трьох типів: прокатних, зварних та з перфорованою стінкою.

На рисунку 1 показані межі можливого використання балок усіх типів, виконаних із сталі поширеного класу міцності С 245. Зварні балки можна запроєктувати при довільних комбінаціях прольоту до

30 м та навантаження до 150 кН/м. Балки з перфорованою стінкою, виконані на основі прокатних двотаврів балкового типу, неможливо запроектувати при великих прольотах і значних навантаженнях, а область можливого використання прокатних балок є ще меншою.

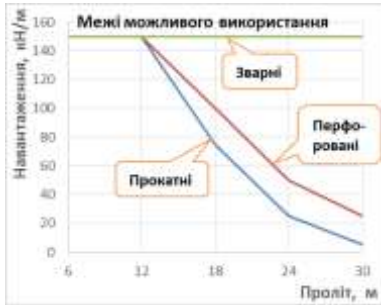


Рис. 1 Межі можливого використання прокатних, зварних і перфорованих балок

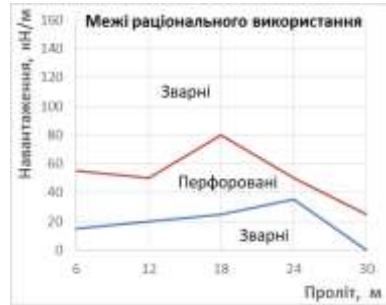


Рис. 2 Межі раціонального використання прокатних, зварних і перфорованих балок

Рисунок 1 можна використовувати для орієнтовного прогнозування можливості використання балок тих чи інших типів. Так, наприклад, балку прольотом 18 м із сталі С 245 при навантаженнях до 75 кН/м можна виконати якого завгодно типу, при навантаженнях від 75 кН/м до 100 кН/м можна використати зварні балки та балки з перфорованою стінкою, а під навантаження понад 100 кН/м можуть бути запроектовані тільки зварні двотаврові балки.

Орієнтовні межі раціонального використання балок різних типів встановлені за критерієм вартості та відображені на рисунку 2. У більшості випадків найдешевшим варіантом є зварні двотаврові балки. Балки з перфорованою стінкою, залежно від прольоту, доцільно використовувати при навантаженнях 20...60 кН/м. Прокатні балки завжди є дорожчими від зварних і перфорованих і можуть використовуватися лише з урахуванням простоти технологічних умов та вимог до їх виготовлення.

Межі можливого та раціонального використання балок трьох типів із сталі класу міцності С 245 можна встановити за графіком залежно від прольоту та погонного навантаження на балки. Найвні результати досліджень дозволяють побудувати аналогічні графіки для інших класів міцності сталей.

ВПЛИВ ГЕОГРАФІЧНОЇ ВИСОТИ НА ТЕПЛОВУ НАДІЙНІСТЬ І ВТРАТИ ТЕПЛА ЧЕРЕЗ ОГОРОДЖУВАЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

**Пашинський М.В., к.т.н., доцент,
Гордієнко С.П., Місюта С.В., Слободяник А.С., магістранти
(Центральноукраїнський національний технічний університет)**

Чинні норми проектування ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» [1] вимагають, щоб опір теплопередачі огороджувальних конструкцій був не меншим мінімально допустимого значення, встановленого залежно від виду конструкції і температурної зони України, яка відображає температуру атмосферного повітря.

Загальновідомо, що при зростанні висоти над рівнем моря на 1 км температура повітря знижується в середньому на 6°C, але вказівки щодо встановлення опору теплопередачі огороджень в гірській місцевості в нормах [1] відсутні. Пониження температури з висотою істотно впливає на втрати тепла через огородження та на рівень їх теплової надійності, а тому повинно компенсуватися відповідним збільшенням опору теплопередачі.

Метою даної роботи є аналіз змін втрат тепла та імовірної тривалості теплових відмов [2] при зростанні географічної висоти розміщення будівлі.

Для аналізу використані узагальнені в монографії [3] результати метеорологічних спостережень за температурою атмосферного повітря на 119 пунктах спостереження Закарпатської, Івано-Франківської, Львівської, та Чернівецької областей, а також АР Крим. Рівнинними вважаються пункти спостереження, розміщені на висотах до 350 м над рівнем моря, які відповідають переважній більшості території України. Гірськими є 48 пунктів спостереження, які розміщені в Кримських та Карпатських горах на висотах від 350 м до 1430 м над рівнем моря.

Втрати тепла через стіни та покриття житлових і громадських будівель визначаються за величиною теплового потоку, обчисленого за вказівками [4] з урахуванням температури внутрішнього повітря, встановленої в [1], та середньомісячної температури зовнішнього повітря для кожного з місяців опалювального періоду за даними [3]. Результати попередніх розрахунків вказують на істотне зростання втрат тепла через огороджувальні конструкції будівель, розміщених у високогірних місцевостях, порівняно з рівнинними.

Згідно з методикою роботи [2], основним показником теплової надійності вважається імовірна тривалість дії теплової відмови. Розглядаються теплові відмови за критерієм комфортності, при яких

різниця температур внутрішнього повітря та внутрішньої поверхні огороження перевищує допустиме значення, встановлене нормами [1]. Наприклад, для стін житлових будівель ця різниця має бути не більшою за 4°C, а для суміщених покрівель – не більшою за 3°C. Перевищення цих значень може викликати дискомфорт від перебування людини поблизу огорожень.

Імовірні тривалості теплових відмов стін і покрівель за критерієм комфортності обчислюються за методикою [2]. Випадковий характер впливаючих факторів обумовлює подання температури внутрішнього та зовнішнього атмосферного повітря, а також опору теплопередачі огороження у формі випадкових величин з нормальним законом розподілу. Статистичні характеристики температури зовнішнього повітря приймаються за даними [3] для опалювального періоду, тобто для місяців року, в які середньомісячна температура менша 8°C. Результатом обчислень є імовірна тривалість дії теплової відмови у хвилинах на рік, яка істотно збільшується з ростом географічної висоти розміщення будівлі.

Виявлені зміни втрат тепла та імовірної тривалості теплових відмов з ростом географічної висоти розміщення будівельних об'єктів обумовили необхідність корегування мінімально необхідних значень опору теплопередачі огорожувальних конструкцій, розміщених в гірській місцевості. Це можна зробити шляхом уведення поправок на географічну висоту, які будуть визначені в подальших дослідженнях.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К., 2022. – 23 с.
2. Kariuk A., Pashynskiy V., Pashynskiy M., Mammadova F. (2022) Methods of Probabilistic Assessment of Building Enclosing Structures Thermal Reliability. In: Onyshchenko V., Mammadova G., Sivitska S., Gasimov A. (eds) Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. ICBI 2022. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 181. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_18
3. Пашинський В.А., Пушкар Н.В., Карюк А.М. Температурні впливи на огорожувальні конструкції будівель. – Одеса : ОДАБА, 2012. – 180 с.
4. ДСТУ 9191:2022. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. – К., 2022. – 60 с.

АКТИВАЦІЯ ЦЕМЕНТУ І ЇЇ ВПЛИВ НА КІЛЬКІСТЬ ХІМІЧНО ЗВ'ЯЗАНОЇ ВОДИ В ЦЕМЕНТНОМУ КАМЕНІ

**Пірогов Д.О., аспірант, Барабаш І.В., д.т.н., проф.,
Стрельцов К.О. к.т.н., асистент**
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Модифікація поверхні часток портландцементу за рахунок їх зіткнень в активній зоні трибозмішувача передбачає, що незалежно від початкового якісного складу в'язучого всі вони після активації стають більш хімічно активними. Внаслідок механоактивації зерна цементу додатково покриваються сіткою мікротріщин, що припускає зростання площі міжфазної взаємодії їх в районі виходу тріщин на поверхню[1]. В результаті зіткнення твердих тіл в локальних їх зонах спостерігається емісія електронів, руйнування кристалічної решітки, розвиток пластичних деформації, які супроводжуються підвищенням температури та розповсюдженням мікротріщин[2]. Як наслідок, це приведе до якісної зміни структури зерен цементу, що супроводжується зростанням активності в'язучого. Перспективним напрямом можливо рахувати механохімічну обробку портландцементу в спеціально сконструйованому протитечійному млині.

В дослідженнях, які пов'язані з визначенням механізму гідратації активованого цементу, до первочергових задач відносять вивчення кінетичних параметрів процесів структуроутворення, і, зокрема, визначенню кількості хімічно зв'язаної води. Експериментально виявлено, що зіткнення часток в'язучого в активній зоні трибоактиватора супроводжується зростанням питомої поверхні цементу[3]. Зростання питомої поверхні викликає появу нової кількості активних центрів в одиниці об'єму, що веде до зміни умов контактування часток цементу як між собою так і з дисперсійним середовищем. Таким чином, взаємодія тонкодисперсних часток цементу при їх зіткненні викликає аморфізацію їх поверхонь і, тим самим, підвищує їх реакційну здатність. Кількість води, яка хімічно зв'язується внаслідок взаємодії з портландцементом, якісно характеризує його процес гідратації. Для визначення кількості хімічно зв'язаної води готувалося цементне тісто нормальної густоти з $V/C = 0,29$. В дослідженнях використовувався портландцемент М

550 (виробник - Турція). Активація цементу здійснювалася в роторному протитечійному млині протягом 60, 180, 300 та 600 секунд. Для контролю використовувався цемент, який механохімічній активації не підлягав. Із тіста виготовлялися зразки (по одному для кожного терміну активації), які витримувалися в нормальних умовах протягом 1, 3, 7 та 28-и днів. Через задані терміни твердіння зразки тонко подрібнювалися і підлягали висушуванню при температурі 105... 110 °С до постійної маси. Висушену навіску (приблизно 10 г) розміщували в фарфоровий тигель і піддавали прокалюванню при температурі 1000 °С до постійної маси.

Кількість хімічно зв'язаної води розраховувалася за формулою:

$$B = \frac{a-b}{a} * 100\%, \quad (1)$$

де а - маса абсолютно сухого зразку до прокалювання, в г;

в - маса прокаленого зразку, г.

Кількість хімічно зв'язаної води в цементному камені на неактивованому і активованому портландцементі наведена в табл. 1.

Таблиця 1

Вплив активації на кількість хімічно зв'язаної води в цементному камені

Термін твердіння зразків, дні	Термін активації цементу, сек				
	0	60	180	300	600
1	6,1	8,4	10,4	11,5	12,0
3	9,2	11,8	13,3	14,3	15,1
7	11,5	13,8	14,9	15,6	16,0
28	13,0	15,1	16,5	16,3	17,1

В результаті проведених досліджень виявлено, що цементний камінь на механоактивованому портландцементі характеризується підвищеною кількістю хімічно зв'язаної води в порівнянні з

цементним каменем, в'язуче якого активації не підлягало. Виявлено, що термін активації цементу також впливає на кількість хімічно зв'язаної води, досягаючи максимального значення при 10-и хвилинній механохімічній обробці цементу. Слід відзначити, що основна кількість хімічно зв'язаної води досягається при активації цементу впродовж 300 сек. Подальша тривалість активації цементу викликає підвищення кількості хімічного зв'язаної води, але в значно меншій мірі. Так, якщо кількість хімічно зв'язаної води для цементного каменю у 28-и денному віці після 300 сек активації цементу складає 16,3 %, то активація цементу протягом 600 сек викликає зростання кількості хімічного зв'язаної води в тому ж віці до 17,1 %, тобто не більш ніж на 5 %.

Висновки:

1. Експериментальні дані свідчать про те, що активація цементу в протитечійному млині викликає підвищення швидкості реакції гідратації в'язучого, що відображається на зростанні кількості хімічно зв'язаної води (у порівнянні з контролем) в 1,3...2 рази.
2. Основний приріст хімічно зв'язаної води відбувається при 300-т секундній активації цементу, що надає висновок що недоцільність продовження терміну активації в'язучого до 600 сек.

Література:

1. Барабаш І. В. Бетони на механоактивированных минеральных вяжущих. Дис. на соиск. уч. ст. д.т.н., Одесса, 2005.-313с.
2. Хайнике Г. Трибохимия: Пер. с нем.: Мир, 1987.-584с.
3. Пірогов Д.О., Барабаш І. В. Вплив режиму активації на властивості цементу, цементного тіста та каменю на його основі/ Збірник тез міжнародної н/т конференції «Структурутворення та руйнування КБМ та конструкцій» Одеса, С.109-110.

АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНА ОРГАНІЗАЦІЯ ТЕМАТИЧНИХ КОМПЛЕКСІВ ДОЗВІЛЛЯ

Піщев Д.О., аспірант

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Тематичний комплекс дозвілля - відокремлений дозвільний архітектурно-ландшафтний об'єкт, який створюють із комерційними або іншими цілями на основі популярної літературної, міфологічної, кінематографічної тощо теми, що використовується в елементах архітектурного середовища, дизайні та символіці.

Основний напрям архітектурно-планувальної організації тематичного комплексу дозвілля - формування враження шляхом тематизації простору та міфологізації/літературизації середовища.

У контексті сучасного темпу життя, розвиненості комунікації та інформаційних технологій, зростаючої урбанізації, здобутками постіндустріального суспільства, у сукупності з підвищеною мобільністю населення великих міст, дозвільні тематичні комплекси стають дедалі популярнішими.

Актуальність звернення до теми проектування тематичних комплексів дозвілля, парків пов'язана з численними планами з будівництва тематичних парків в Україні (у Києві, Одесі, Львові та Харкові) у сукупності з браком вітчизняного досвіду проектування таких об'єктів. Наявні дослідження тематичних дозвільних парків належать переважно до галузей туризму, маркетингу та менеджменту.

Аспекти ж архітектурного проектування тематичних комплексів, зокрема створення тематизованого простору, розглядаються узагальнено, не конкретизовано способів натурної реалізації описуваних концепцій.

Розробка архітектурно-планувальних прийомів організації тематичних комплексів дозвілля – це аналіз історичних передумов появи тематичних дозвільних комплексів; аналіз сучасних практичних рішень тематичних дозвільних комплексів; формування архітектурно-типологічних та об'ємно-просторових особливостей тематичних дозвільних комплексів; систематизація архітектурно-планувальних прийомів організації тематичних дозвільних комплексів.

Методика дослідження ґрунтується на комплексному аналізі та включає - ретроспективний аналіз просторових характеристик житлового середовища з використанням графоаналітичного методу систематизації матеріалу; аналіз літературних джерел, Інтернет-ресурсів, теоретичних праць, нормативних документів, концептуальних

проектних рішень і методів; метод експертних оцінок, що ґрунтується на вивченні та систематизації наукових досліджень у галузі тематичних дозвільних комплексів і в суміжних галузях наукового знання (соціологія, туризм, маркетинг, психологія тощо) з метою виявлення основних чинників і вимог до організації тематичних дозвільних комплексів; математичний і графоаналітичний апарати дослідження; картографування, структурний аналіз, цифрове моделювання, вимірювання та оцифрування архівних даних; натурне обстеження просторових характеристик вітчизняних тематичних дозвільних комплексів; цифрове проектно-експериментальне моделювання, що синтезує розроблені в процесі дослідження архітектурно-планувальні та об'ємно-просторові принципи тематичних комплекс дозвілля.

Дозвілля - одна з найважливіших сфер повсякденного життя людини, яка, поряд з освітою, здатна суттєво впливати на стан суспільства. Потреба в них з'являється одразу після задоволення первинних потреб. Задоволеність їхньою якістю та доступністю є для людини індикатором її соціального становища, а для суспільства - показником розвитку економіки країни загалом та її соціальної сфери зокрема, бо формування індустрії розваг є прямим наслідком досягнення певного рівня доходів населення, коли в нього з'являються вільні кошти.

Практика створення спеціальних умов для організації процесів розваг призвела до появи досить потужної індустрії розваг, яка в її сучасному вигляді склалася до кінця ХХ століття.

Світова індустрія розваг акумулює мільярди доларів і є значущою частиною економіки більшості країн. Незважаючи на масштабність індустрії розваг, у нашій країні практично відсутні тематичні парки і всі розваги зав'язані на культурі споживання, а не творення.

До індустрії розваг, крім концертних залів, казино, кінотеатрів, входять парки, атракціони, нічні клуби, інтернет-кафе, аквапарки, картодроми тощо. Сюди можуть бути віднесені й підприємства, що організовують спортивно-видовищні заходи, а також заняття фізичною культурою (наприклад, басейни, спортивні зали тощо). З розвагами можуть бути пов'язані і деякі підприємства культури (бібліотеки, музеї, виставки). У цьому випадку це тематичні парки і дозвільні комплекси, які витримані в суворій стилістиці і мають глибоку основу під собою, книги, фільми, ігри, легенди, міфи тощо. Прикладом може бути «Гоббітон» у Новій Зеландії, побудований на основі книжок Толкіна Джона Рональда Руела.

ПЕРЕДУМОВИ ВИНИКНЕННЯ ТЕМАТИЧНИХ КОМПЛЕКСІВ ДОЗВІЛЛЯ

Піщев Д.О., аспірант

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Тематичні комплекси дозвілля є потужною точкою тяжіння, як для місцевих жителів, так і для гостей міста. Зазвичай такі комплекси, окрім атракціонів та інших розваг, містять у собі цілу інфраструктуру для приймання та обслуговування відвідувачів. Наявність тематичної дозвільної споруди сприяє розвитку міста та регіону загалом. Тематична комплекси дозвілля це - відокремлений дозвільний об'єкт, який створюють із комерційними цілями на основі популярної теми (з літератури, історії, кінематографа, музики тощо), яка слугує інструментом вибору та міфологізації простору, використовується в елементах дизайну середовища, символіці комплексу, атракціонах тощо.

Тематику комплексу можуть визначати місця, пов'язані з історичними подіями, природні об'єкти та заповідники, будівлі та споруди, меморіальні пам'ятники, витвори архітектури та містобудування, оригінальні інженерні споруди, об'єкти, пов'язані з життям та діяльністю людей, технічні експонати, пам'ятки мистецтва, археологічні пам'ятки, народні обряди, звичаї, сучасні або майбутні здобутки та ін. Щоб об'єднати людей різного віку, передусім залучити доросле населення як організаторів короткої сімейної мандрівки, головна тема парку має не тільки дозвільний, а й інформаційно-пізнавальний характер.

Наразі тематичні комплекси дозвілля та парки існують у всіх країнах світу, тільки в Європі їх налічують понад сотню. Особливе місце у світовій індустрії тематичних розваг посідають тематичні парки - це штучно створені пізнавально-дозвільні споруди, усі структури яких об'єднані спільною темою. Сучасна модель тематичних комплексів з'явилася в Європі, хоча її творцем вважається Уолт Дісней. Справжній розквіт вони переживали у США в середині 1950-х років, коли традиційні парки дозвілля занепадали. Згодом оформлюється принципово інша концепція організації дозвілля, яка втілилася в життя в тематичних парках і комплексах.

У літературі часто Діснейленди, Луна-парки, які є різновидом дозвільних споруд, називають «розважальними парками». Проте дослідник з ландшафтною організації міста зазначає, що Луна-парками

називаються «парками» лише умовно через велику концентрацію розважальних атракціонів та будівель. У літературі з'являються різні назви цього нового типу споруд: «містечко атракціонів», «розважальні містечка розваг», «країна казок», «країна пригод», «атрактивні рекреаційні комплекси». Слово «парк», яке входить як складова в окремі види розважальних досугових комплексів не відбиває суті даних комплексів, оскільки зелені насадження лише як додатковий, а не головний елемент. Виявлено подібність та відмінність розважальних досугових комплексів та парків. Якщо для парків характерний принцип домінування ландшафтних компонентів (рельєф, рослинність, водойму тощо), то у відкритих розважальних досугових комплексів характерний принцип домінування об'єктів архітектури і дизайну та його високої концентрації біля; принцип побудови «картин» – природних пейзажів, а у другому – архітектурних пейзажів. Їх поєднує: принцип диференціації на функціональні зони та їх комунікаційні взаємозв'язки; широкість їх територій (порівняна по площам); принцип урахування екологічного аспекту при розміщенні парку та розважальних досугових комплексів; принцип органічного включення ландшафтних елементів у композиційну структуру як розважальних досугових комплексів і парку.

Усі вищеперелічені дозвільно-видовищні будівлі, споруди та їх комплекси сприяли виникненню розважальних досугових комплексів. Аналіз еволюції складання розважальних досугових комплексів дозволив констатувати, що розважальних досугових комплексів є симбіозом архітектурних обсягів та просторів.

Сучасний багатофункціональний комплекс має розвинену просторову систему, «міні-місто», що характеризується цілісністю, композиційною єдністю, суворою підпорядкованістю всіх частин, ієрархією складових його елементів, об'єднаних між собою загальною упорядкованою територією та єдиним композиційним задумом.

Основою сучасного розважального досугового комплексу є можливість отримання різноманітного відпочинку та розваг, включаючи повноцінне культурно-бігове обслуговування, різноманітної інформації та контакту з природою та архітектурою.

Сучасний розважальний комплекс дозвілля є своєрідним, не має прямих аналогів в історії комплексів, що складається з цілого ряду типів суспільних будівель: культурно-видовищного, виставкового, розважального призначення та сформований у процесі еволюції, вдосконалення та інтеграції культурно-дозвільних будівель та їх комплексів. РДК – комерційні підприємства, призначені для всіх вікових та соціальних груп населення.

ОСНОВНІ ВИМОГИ ДО БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

Піщев О.В., к.т.н., ст. викладач, Піщева Т.І., к.т.н., доц.
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Під час проектування, будівництва та експлуатації об'єктів повинно бути забезпечено дотримання основних вимог до будівель і споруд з урахуванням їх функціонального призначення.

Основні вимоги до будівель і споруд конкретизуються у будівельних нормах, нормативних документах на конструктивні та інженерні системи.

Будівлі і споруди у цілому та їх окремі частини повинні бути придатними для використання за призначенням з урахуванням, зокрема, безпеки для здоров'я людей, які задіяні протягом усього життєвого циклу споруди. При належному технічному обслуговуванні будівлі і споруди мають відповідати основним вимогам протягом їх економічно обґрунтованого строку експлуатації.

Основними вимогами до будівель і споруд є забезпечення:

- механічного опору та стійкості - будівлі і споруди повинні бути запроектовані і побудовані таким чином, щоб навантаження, що діятимуть на них під час будівництва і експлуатації, не призводили до: руйнування всієї будівлі або споруди, або її частини; значної деформації, що перевищує гранично допустимий ступінь; пошкодження інших частин будівлі або споруди, елементів приєднання або встановленого обладнання внаслідок значних деформацій несучих конструкцій; пошкодження внаслідок події у ступені, що не відповідає першопричині;

- пожежної безпеки - будівлі або споруди повинні бути запроектовані і побудовані таким чином, щоб у разі виникнення пожежі: протягом визначеного проміжку часу зберігалася несуча здатність конструкцій; було обмежено виникнення та поширення вогню і диму всередині будівлі чи споруди; було обмежено поширення вогню на сусідні будівлі і споруди; була забезпечена можливість евакуації людей або їх порятунку в інший спосіб; враховувалася безпека рятувальників;

- гігієни, здоров'я та захисту довкілля - будівлі і споруди повинні бути запроектовані і побудовані таким чином, щоб протягом усього життєвого циклу вони не становили загрози гігієні або здоров'ю та безпеці працівників, мешканців чи сусідів та не справляли значного впливу на якість довкілля або на клімат під час їх будівництва, експлуатації та знесення, зокрема, внаслідок будь-якого з таких чинників:

виділення токсичного газу; виділення у повітря всередині або зовні приміщення небезпечних речовин, летких органічних сполук, парникових газів або небезпечних часток; виділення небезпечної радіації; виділення небезпечних речовин у ґрунтові води, морські води, поверхневі води або ґрунт; виділення небезпечних речовин у питну воду або інших речовин, що негативно впливають на питну воду; аварійного скидання стічних вод, твердих чи рідких відходів, виділення димових газів; сирості у частинах будівель або споруд чи на поверхнях всередині будівель або споруд;

- безпеки і доступності під час експлуатації - будівлі і споруди повинні бути запроектовані і побудовані таким чином, щоб вони не становили недопустимих ризиків нещасних випадків або ушкоджень під час технічного обслуговування або експлуатації, таких як небезпека послизнутися, падіння, зіткнення, опіки, ураження електричним струмом, травми від вибуху і зламів. Зокрема, будівлі і споруди мають бути запроектовані і побудовані з урахуванням доступності їх використання маломобільними групами населення, у тому числі особами з інвалідністю;

- захисту від шуму та вібрації - будівлі і споруди повинні бути запроектовані і побудовані таким чином, щоб шум, що сприймається мешканцями або особами, які перебувають поблизу, був зведений до рівня, що не загрожує їхньому здоров'ю і дає можливість спати, відпочивати і працювати в задовільних умовах;

- енергозбереження та енергоефективності - будівлі і споруди, їх системи опалювання, охолодження, освітлення та вентиляції мають бути запроектовані і побудовані таким чином, щоб кількість енергії, що використовується під час експлуатації, була низькою, з урахуванням потреб мешканців та кліматичних умов місця розташування будівлі або споруди. Будівлі і споруди також повинні бути енергозберігаючими та потребувати якомога менше енергії під час будівництва та демонтажу;

- сталого використання природних ресурсів - будівлі і споруди повинні бути запроектовані, побудовані і знесені таким чином, щоб використання природних ресурсів було раціональним і забезпечувало, зокрема:

можливість повторного використання або переробки конструкцій будівель і споруд, їх матеріалів і частин після знесення; довговічність будівель і споруд; можливість використання екологічно сумісних сировинних і вторинних матеріалів у будівлях і спорудах.

УТРИМАННЯ БУДИНКІВ І ПРИБУДИНКОВИХ ТЕРИТОРІЙ

*Піщева Т.І., к.т.н., доц., Піщев О.В., к.т.н., ст. викладач
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)*

Порядок надання послуг з утримання будинків і прибудинкових територій це забезпечення нормального функціонування жилих будівель та прибудинкових територій протягом усього періоду їх використання за призначенням та проведення єдиної технічної політики в житловій сфері, що забезпечує виконання вимог чинних нормативів з утримання, поточного і капітального ремонту та реконструкції жилих будинків та прибудинкових територій.

Контроль за дотриманням законодавства щодо захисту прав споживачів здійснюється відповідно до Законів України «Про місцеве самоврядування в Україні», «Про захист прав споживачів» та інших нормативно-правових актів.

До складу технічної документації постійного зберігання включаються: технічний паспорт на квартирний (багатоповерховий) житловий будинок; проектно-кошторисна документація зі схемами влаштування внутрішньобудинкових мереж водопостачання, каналізації, центрального опалення, тепло-, газо-, електропостачання тощо; акти державної комісії про приймання жилого будинку в експлуатацію; паспорти котельного господарства, котлові книги, у разі наявності вбудованих та прибудованих котелень; паспорти ліфтового господарства; акти приймання-передачі жилого будинку у разі зміни його власника чи балансоутримувача.

Технічна документація коректується в міру зміни технічного стану будинку, переоцінки основних фондів, проведення його капітального ремонту або реконструкції, переобладнання, перепланування та зміни цільового призначення будинку, квартири (кімнати).

До складу документації, яка ведеться виконавцями послуг, входять: кошториси, описи робіт на поточний і капітальний ремонт; акти технічних оглядів; журнали заявок жителів; протоколи вимірювань опору електромереж (за наявності); протоколи вимірювань вентиляції.

Виконавці послуг з утримання будинків і споруд та прибудинкових територій повинні мати технічні паспорти на квартирні (багатоповерхові) жилі будинки та забезпечувати своєчасне внесення змін до них.

Умови і порядок переобладнання, перебудови, перепланування будинків, жилих і нежилых у жилих будинках приміщень

Переобладнання і перепланування жилих будинків, жилих і нежилих у жилих будинках приміщень дозволяється робити після одержання дозволу виконавчого комітету місцевої Ради народних депутатів відповідно до законодавства.

Переобладнання жилих будинків, жилих і нежилих у жилих будинках приміщень містить у собі - улаштування в окремих жилих будинках, жилих і нежилих у жилих будинках приміщень індивідуального опалення та іншого інженерного обладнання, перенесення нагрівальних, сантехнічних і газових приладів; влаштування і переобладнання туалетів, ванних кімнат, вентиляційних каналів.

До елементів перепланування жилих приміщень належать: перенесення і розбирання перегородок, перенесення і влаштування дверних прорізів, улаштування і переустаткування тамбурів, прибудова балконів на рівні перших поверхів багатоповерхових будинків.

Переобладнання і перепланування жилих будинків, жилих і нежилих у жилих будинках приміщень, що призводять до порушення тривкості або руйнації несучих конструкцій будинку, погіршення цілісності і зовнішнього вигляду фасадів, порушення вимог протипожежної безпеки та засобів протипожежного захисту, не допускається.

Перепланування жилих будинків, жилих і нежилих у жилих будинках приміщень, що погіршує умови експлуатації і проживання всіх або окремих громадян у будинку або квартирі, не допускається.

Для одержання дозволу на переобладнання або перепланування жилих будинків, жилих і нежилих у жилих будинках приміщень їх власник або уповноважена ним особа, наймач (орендар) приміщення за згодою його власника подають до органу місцевого самоврядування заяву про надання дозволу на переобладнання або перепланування та, у разі необхідності, можуть подаватися такі документи: копія свідоцтва на право власності або договору найму (оренди) приміщення; копія поповерхових планів, завірених в установленому порядку; проект переобладнання або перепланування жилих будинків, жилих і нежилих у жилих будинках приміщень, погоджений в установленому порядку; згода власників, співвласників (наймачів) або уповноважених ними осіб на переобладнання та перепланування приміщень, що перебувають у їх спільній власності.

Власник, наймач (орендар) жилого будинку, жилого чи нежилого у жилому будинку приміщення, що припустив самовільне переобладнання або перепланування, що призводить до порушення конструктивних елементів або засобів протипожежного захисту,

зобов'язаний за свій рахунок привести це приміщення до попереднього стану.

У разі, якщо самовільне перепланування або переобладнання приводить до погіршення технічного стану жилого будинку в цілому та порушуються права інших споживачів, зазначені роботи виконуються виконавцем послуг, питання відшкодування вартості цих робіт власником, наймачем (орендарем) жилого будинку, жилого чи нежилого у жилому будинку приміщення вирішується у судовому порядку.

Утримання житлового фонду передбачає виконання робіт, передбачених наказом Держжитлокомунгоспу України від 10.08.2004 N 150 «Про затвердження Примірного переліку послуг з утримання будинків і споруд та прибудинкових територій та послуг з ремонту приміщень будинків, споруд», зареєстрованим у Мін'юсті України 21.08.2004 за N 1046/9645 (із змінами).

Повноваження органів виконавчої влади та органів місцевого самоврядування у сфері житлово-комунальних послуг; регулювання відносин у сфері житлово-комунальних послуг; порядок доступу до житла та іншого володіння для ліквідації аварій, проведення оглядів технічного стану, перевірки показів засобів обліку; права та обов'язки споживачів, виконавців, виробників; оформлення претензій споживачів до виконавців; порядок укладання договорів у сфері житлово-комунальних послуг визначаються згідно із Законом України «Про житлово-комунальні послуги».

Система технічного обслуговування жилих будинків повинна забезпечувати безпечне та безперебійне функціонування будинків, інженерних мереж та обладнання протягом установленого терміну служби будинку.

Технічне обслуговування жилих будинків включає роботи з контролю за його станом, забезпечення справності, працездатності, наладки і регулювання інженерних систем тощо.

Контроль за технічним станом здійснюється шляхом впровадження системи технічного огляду жилих будинків.

Планові огляди житлових будинків розподіляються на загальні та профілактичні.

Загальні огляди передбачають комплексне обстеження комісією елементів приміщень будинку, а також їх зовнішнього благоустрою з метою визначення технічного і санітарного стану, виявлення несправностей і прийняття рішень щодо їх усунення, а також визначення готовності будинків до експлуатації в наступний період.

МІЦНІСТЬ КОНТАКТУ СТАРОГО І НОВОГО БЕТОНУ ПРИ ВІДНОВЛЕННІ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

Пушкар Н. В., к.т.н., доцент

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

В останні роки виникають завдання щодо відновлення будівель та споруд, які були частково зруйновані внаслідок терористичних актів із пошкодженням бетонних та залізобетонних конструкцій. Для забезпечення експлуатаційної надійності будівель та споруд всі конструкції та контакти між ними повинні мати близьке за величиною значення міцності. Тому велика увага при проектуванні і виконанні робіт приділяється конструюванню стиків та їх виконанню в натурі. Також від міцності контактів, монолітності стиків залежать експлуатаційні властивості будівель і споруд – надійність, довговічність, жорсткість, стійкість всієї споруди; жорсткість і тріщиностійкість складових конструкцій, ступінь непроникності стиків.

Вплив зчеплення старого бетону з новим залежить від структури старого бетону, а також від його властивостей. З боку нового бетону в процесі зчеплення бере участь тільки цементне тісто, яке має здатність приклеюватись. В'яжучі мінеральні речовини можуть розглядатися як своєрідні кам'яні клеї, і подібно до типових органічних клеїв вони являють собою колоїдні системи, процес їх твердіння є колоїдно-хімічним.

Крупний і мілкий заповнювачі, перебуваючи у поверхневому шарі старого бетону, також беруть участь в процесі зчеплення. Хімічний і мінералогічний склад заповнювачів, їх фізичні властивості зумовлюють ту чи іншу взаємодію міцності з в'яжучим нового бетону.

Міцність контакту бетонів різного віку визначається ще такими факторами: адгезією – міцністю зчеплення специфічного кам'яного клею нового бетону та матеріалу старого бетону; і когезією – міцністю кам'яного клею. Для міцного контакту необхідно, щоб сили зчеплення поверхні старого бетону та нової бетонної суміші (адгезія) були не менше сил зчеплення між частинками матеріалу нового бетону (когезія).

Процес зчеплення старого і нового бетону складний і залежить від різних факторів, що характеризують як клеючу речовину (хімічна активність, пластичність), так і матеріали, що з ним контактують.

ОЦІНКА ВПЛИВУ НАПОВНЮВАЧІВ НА ВЛАСТИВОСТІ РЕМОНТНО-ВІДНОВЛЮВАЛЬНИХ ПОЛІМЕРРОЗЧИНІВ

Савченко С.В., к.т.н., доцент, Антонюк Н.Р., к.т.н., доцент,
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Збереження архітектурних пам'яток від подальшої руйнації є метою низки міжнародних програм, які виконуються під егідою ЮНЕСКО. Одним із головних завдань реставраційних заходів є забезпечення довговічності будівель та споруд за збереження їхньої історичної та архітектурної достовірності. Великі обсяги реставраційних та консерваційних робіт, складний характер пошкоджень конструкцій ставлять нові завдання науково-методичного та практичного характеру. Для вирішення цих завдань необхідні спеціальні технологічні прийоми та матеріали. Композиційні матеріали у вигляді захисно-конструкційних полімеррозчинів, як показує світовий досвід, є одними з найперспективніших матеріалів для ремонту та реставрації конструкцій з каменю та бетону. Введення наповнювачів дозволяє змінювати в широкому діапазоні технологічні та експлуатаційні властивості полімерних розчинів. Розробка та впровадження ефективних полімеррозчинів на основі використання епоксидних олігомерів та наповнювачів різної природи – актуальне завдання при вдосконаленні технології ремонтно-реставраційних робіт.

Технологічні особливості реставраційних робіт визначаються різноманітністю пошкоджень об'єктів (що вимагає застосування різних реставраційних матеріалів із змінними технологічними та фізико-механічними параметрами), а також кліматичними особливостями. До найважливіших інженерних завдань відносяться отримання матеріалів необхідних властивостей, економія дефіцитних імпортованих матеріалів, а також пов'язана з цим проблема обґрунтованості прийнятих рішень.

Одним з перспективних шляхів підвищення якості та довговічності композиційних матеріалів та економії зв'язуючого є використання модифікуючих добавок і наповнювачів, оптимальних і по концентрації, і за своїми фізико-механічними параметрами.

За результатами аналізу характерних ушкоджень будівель та споруд, нормативів та рекомендацій у галузі реставрації історичних пам'яток запропоновано можливий комплекс технологічних рішень застосування полімеррозчинів для ремонту та реставрації конструкцій.

Метою даного дослідження є розробка складів реставраційного полімеру з необхідним комплексом технологічних, фізико-механічних

та експлуатаційних властивостей при використанні наповнювачів різної природи.

В експериментах в якості зв'язуючого використовувалася епоксидна смола ЕД-20, за своїми параметрами близька до поширених зарубіжних аналогів (Araldite, Epicol, Ероху); в експериментах використаний затверджувач амінного типу та пластифікатор дибутілфталат (ДФФ). Оптимізація велася з використанням моделей "суміш-технологія-властивості". Для аналізу та оптимізації кількісні співвідношення між показниками структури та властивостей ремонтно-відновних полімеррозчинів та визначальними їх факторами рецептури та технології були отримані у вигляді експериментально-статистичних моделей, розрахованих з використанням системи COMPEX. Були отримані моделі у вигляді наведених поліномів для технологічних показників якості суміші та фізико-механічних властивостей затверділого полімеррозчину, у тому числі, ефектної в'язкості, міцності при згинанні та стиску, динамічного модуля пружності. Запропоновано методи оптимізації рецептурно-технологічних рішень, що ґрунтуються на використанні експериментально-статистичних моделей.

Проведено оптимізацію складу полімеррозчину за комплексом показників якості та стабільності властивостей при підвищеній температурі. Отримано комплекс моделей типу "суміш-технологія-властивості", за допомогою яких встановлено закономірності зміни прямих та узагальнюючих показників технологічних властивостей сумішей та механічних властивостей ремонтно-відновлювальних полімеррозчинів при зміні виду наповнювачів (кераміка, кварц, карбонати, їх бінарні та потрійні суміші).

Досліджено вплив наповнювачів на зміну стійкості полімеррозчину при дії різних температурно-кліматичних та експлуатаційних факторах (УФ-опромінення, поперемінний вплив температури та агресивних водних розчинів).

Для забезпечення комплексу технологічних та експлуатаційних властивостей полімеррозчину та зниження витрати імпортованого полімеру рекомендовано використовувати оптимальні за кількістю та видом наповнювачі. Для різних технологій реставраційних робіт запропоновано раціональні склади полімеррозчину з підвищеною стабільністю властивостей за зміни температурно-кліматичних умов.

Розроблено серії номограм для первинного вибору "області" раціональних складів полімеррозчину, що передбачають подальше уточнення стосовно конкретного об'єкта ремонту та реставрації.

ОСОБЛИВОСТІ РЕКОНСТРУКЦІЇ МІСТА СКОП'Є, СТОЛИЦІ ПІВНІЧНОЇ МАКЕДОНІЇ

Сторожук С. С., к. арх., доцент

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Місто Скоп'є – столиця Північної Македонії, розташоване на крайній півночі країни, на берегах найбільшої річки Північної Македонії Вардар, в долині, оточеній горами. Місто має багату історію і відоме, як селище з часів Римської Імперії під фракійською назвою Скупі, етимологія якого не встановлена. Це місто було батьківщиною візантійського імператора Юстиніана I, який відновив його після землетрусу в VI столітті, давши йому своє ім'я «Пріма-Юстиніана»; з приходом слов'ян (племена брсяці назвали його «Скоп'є») ненадовго стає столицею Болгарського царства; надалі поперемінно потрапляє під владу Візантії та Сербії. У 1392 році був захоплений османами і перейменований в Ускюб, а в 1555 році вдруге зруйнований землетрусом і знову відновлений. У 1689 році місто було зайняте австрійським генералом Енеа Сільвіо Пікколоміні, який був змушений спалити його через епідемію холери, а в 1904 році був зруйнований ще одним землетрусом великої сили. Коли у 1912 році закінчилося 520-річне османське володіння цими територіями, місто зайняла сербська армія та воно отримало ім'я – Скопле.

Після закінчення Першої та Другої світових воєн, у 1944 році Скоп'є стає індустріальним, культурним та адміністративним центром Народної (з 1963 р. – Соціалістичної) Республіки Македонія у складі СФРЮ. І знову 26 червня 1963 року місто було зруйноване землетрусом (рис. 1).

Відновленням міста курирувала ООН, тому було оголошено міжнародний конкурс, який представили 8 проектів, ретельно відібраних під керівництвом ЮНЕСКО, деякі з них: Моріс Ротіваль, США; Радван Мішчевік та Федір Венцлер, Югославія; Славко Брезовські, Скоп'є та переможець Кензо Танге, Японія (рис. 2).



Рис. 1. Землетрус у Скоп'є (1963 р.)



а) Славко Брезовські, Скоп'є



б) Радован Мішчевік та Федір Венцлер, Югославія



в) Моріс Ротіваль, США



г) Кензо Танге, Японія

Рис. 2. Деякі із конкурсних проєктів на відновлення міста Скоп'є після землетрусу 1963 р.

Кензо Танге, будучи вже легендою світової архітектури, який будував об'єкти для Олімпіади в Токіо, переносить свій відомий футуристичний стиль у македонський проєкт. Центром міста Кензо Танге робить вокзал – «Транспортний центр» – «Естакада», де будівля ніби підноситься над містом, посеред автомобільних розв'язок, а від вокзалу йде пішохідний бульвар – місто для автомобілів, але з людським обличчям. Але Югославія виявилася не готовою до таких мегапроєктів та із запланованого було збудовано лише залізничну станцію та будівлю нацбанку, а міські стіни з модерністських багатоповерхівок вже збудували югославські архітектори (рис. 3).



Рис. 3. Залізничний вокзал у Скоп'є (арх. Кензо Танге)

При цьому, не дивлячись на свою багату історію, місто все ж таки залишалось непривабливим для туристів, тому в 2014 році було зроблено псевдобарочний проєкт «Скоп'є – 2014», біля витоків якого стояв прем'єр-міністр Македонії Нікола Груєвський, який остаточно трансформував архітектурний вигляд столиці. Безперервне будівництво нових споруд вліталося в історичну канву і служило відсиланням до героїчного минулого міста, заснованого римлянами. Місто Скоп'є перетворилося на міжнародну столицю кітчу з гігантськими статуями, груповими скульптурами, ліхтарями, балстрадами та мостами (рис. 4).

Тепер місто Скоп'є стало справжнім туристичним містом, що зацікавило людей, захоплених архітектурою, де можна знайти і Старе Місто (Стара Чершія) – величезний східний базар, найбільший на Балканах після Стамбула; фортецю Кале; футуристичні транспортні споруди Кензо Танге та сучасний псевдобарочний центр уздовж мілководної річки Вардар.



Рис. 4. Сучасний центр м. Скоп'є уздовж річки Вардар

ВИПРОБУВАННЯ ФІБРОБЕТОННИХ ЗРАЗКІВ-«ВІСІМОК», АРМОВАНИХ ФІБРОЮ РІЗНОГО ТИПУ, НА РОЗТЯГНЕННЯ

Сур'янінов В.М., асистент, Єсванджия В.Ю., аспірант
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Міцність на осьове розтягнення є однією з найважливіших властивостей бетону, оскільки вона впливає на поведінку залізобетонних елементів при згинанні, стисканні та зсуві. Відомо багато робіт, у яких досліджувалась міцність бетону на розтяг у поєднанні з іншими видами опору, наприклад, на розтяг при вигині. Однак лише безпосереднє випробування на одновісне розтягування дозволяє отримати достовірне значення межі міцності бетону на розтяг.

Важливість міцності бетону на розтяг пов'язана з розумінням поведінки бетону та вирішення проблем крихкості бетонної конструкції. Міцність при розтягуванні пов'язана з параметрами, що входять до критеріїв руйнування, де гранична деформація розтягування є характеристикою міцності бетону при статичному навантаженні та може використовуватися як індикатор руйнування бетонних матеріалів.

Метою нашої роботи були експериментальні дослідження властивостей сталевіфробетону, армованого фіброю із загнутими кінцями (анкерною фіброю), при осьовому розтягуванні, для ефективного забезпечення заданих експлуатаційних характеристик сталевіфробетонних конструкцій.

Було виготовлено 18 зразків-"вісімок" з 1,0% дисперсного армування (9 — з бетону, армованого хвильовою фіброю, і ще 9 — з бетону, армованого анкерною фіброю) при однаковому поперечному перерізі 110x110 мм по кінцях і перерізі 50 x 50 мм у середній частині.

Зразки були закріплені в захватах спеціально розробленого стенду для випробувань, з гнучкою конструкцією з'єднання елементів захоплення, що забезпечує осьове застосування навантаження і максимально знижує ефект концентрації напружень на кінцях зразка (рис. 1).

Конструкція стенду така, що відстань між віссю навантаження і центральним шарніром становить 108 см, а між цим шарніром і віссю зразка для випробувань 21 см. Отже, навантаження, що передається на зразок, в 5,143 рази більше, ніж прикладене.

Ціна поділу динамометра при фіксації навантаження, що передається на зразок, становить 1 поділ = 0,3 кг. База індикаторів, закріплених на "вісімках" (рис. 1), становила 24 мм. Навантаження прикладалося східчасто, з кроком 9 кг.

Після обробки результатів випробувань зразків кожної серії методами математичної статистики одержано середні значення контрольованих величин.

При розриві (рис. 2) середня кількість волокон хвильової фібри, що потрапили в переріз "вісімки", становила 16 одиниць, а кількість волокон анкерної фібри — 22 одиниці.



Рис. 1. Зразок



Рис. 2. Розрив зразка

Визначено межі міцності фібробетону на осьове розтягування — 1,28 МПа при армуванні хвильовою фіброю та 1,37 МПа при армуванні анкерною фіброю, що склало відповідно 4,1 % та 4,4 % міцності при стисканні.

Встановлено також, що армований анкерною фіброю бетон має більш високі деформаційні властивості, ніж бетон, армований хвильовою фіброю.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДОВГОЇ ЦИЛІНДРИЧНОЇ ОБОЛОНКИ З СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ

Сур'янінов М.Г., *д.т.н., проф.*, Неутов С.П., *к.т.н., доц.*
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Аналіз літератури показав, що у сучасних дослідженнях циліндричних оболонок, як аналітичних, так і експериментальних, переважають роботи, пов'язані з стійкістю. Експериментальним дослідженням сталефібробетонних циліндричних оболонок взагалі приділяється дуже мало уваги, тому цей напрямок є досить актуальним.

Метою нашої роботи була розробка методики експериментального визначення напружено-деформованого стану, несучої здатності та тріщиностійкості довгих циліндричних оболонок з додатковим дисперсним армуванням сталевую фібрую.

Всі дослідження проводилися на базі лабораторії кафедри будівельної механіки Одеської державної академії будівництва та архітектури. Для виготовлення зразків матеріалу під час замішування бетонної маси рівномірно додавалася фібра, загальний обсяг якої становив 1% від самого виробу. Цей обсяг був визначений як оптимальний в ході попередніх досліджень. Випробування проводилися на призмах і кубах, розмірами 100x100x400 мм і 100x100x100 мм відповідно, витриманих 28 доби. Призми і куби виготовлені згідно з нормативними документами. Виготовлене по 4 групи призм і кубиків. По одній — зі звичайного бетону (з розмірами великого заповнювача до 10 мм) класу С20/25, і ще по три — з різними типами фібри (анкерна, плющена і хвиляста). Кожна група складалася із шести зразків.

Для проведення експериментальних досліджень було розроблено спеціальний стенд. Основна ідея при проектуванні конструкції стенду полягала у створенні можливості визначення несучої здатності циліндричних оболонок. При цьому необхідно було забезпечити прикладення по всій поверхні оболонки рівномірно розподіленого навантаження, що відповідає реальним умовам її роботи. Передбачено використання блокової системи навантаження, що дозволяє не тільки виміряти деформації на різних рівнях поверхні оболонки, а й відстежувати процес утворення (зародження) та розвитку тріщин на всіх етапах навантаження з можливістю вимірювання ширини їх розкриття.

Стенд складається з чотирьох опорних стояків, на які спирається плита. Досліджувана оболонка бортовими елементами по краях спирається на чотири металеві пластини, які лежать на плиті навантаження. На верхню поверхню оболонки, що випробовується,

укладають чотири гнучких металевих листа з жерсті, до яких прикріплені передавальні бруски. На листах з жерсті лежать ланцюга . Навантаження прикладається за допомогою двох силових блоків. Кожен блок складається з двох балок навантаження, підвішених до ланцюгів навантаження. На балки навантаження спираються передавальні балки, на яких розташовуються гідравлічні домкрати. Гідравлічні домкрати послідовно підключені один до одного і керуються однією насосною станцією. На домкрати встановлені зразкові динамометри, які фіксують навантаження до оболонки. Зразкові динамометри упираються в плиту навантаження (рис. 1).



Рис. 1. Випробувальний стенд

Випробування оболонки на стенді виконується в наступному порядку: оболонку встановлюють на раму навантаження, яка спирається на чотири опорні стійки. На верхню поверхню оболонки, що випробовується, укладають гнучкі металеві листи з жерсті, до яких через кожні 10 см за допомогою шурупів прикріплені передавальні бруски. Лист з жерсті в силу малої жорсткості приймає обрис зовнішньої поверхні оболонки і дозволяє ланцюгам навантаження вільно ковзати по поверхні оболонки. На листи з жерсті укладають ланцюги навантаження, які охоплюють оболонку. Довжина кожного кола 4,8 метра, міцність на розрив 250 кН. У процесі застосування навантаження

балки навантаження за допомогою гідравлічних домкратів зміщуються щодо рами навантаження, на яку спирається оболонка. Переміщення балок навантаження призводить до того, що всі чотири ланцюги навантаження, що охоплюють оболонку, натягуються і передають рівномірно розподілене навантаження на поверхню. Процес навантаження починається після зняття нульових (початкових) показань на всіх без винятку вимірювальних приладах. Навантаження здійснюється ступенями, кожна ступінь закінчується п'ятихвилинною витримкою з фіксацією всіх параметрів.

З метою отримання повної та достовірної картини деформації поверхні оболонки у кожному з трьох зон, розташованих між ланцюгами навантаження, закріплені по 4 індикатори годинного типу з ціною поділу 0,01мм. Три індикатори закріплені на бортовому елементі оболонки. Кожен четвертий з дванадцяти закріплених на гребені оболонки. Два середні індикатори з кожної четвірки розташовані на рівнях 1/3 і 2/3 стріли підйому оболонки відповідно.

Крім індикаторів, на оболонку наклеєні тензометричні датчики, за допомогою яких відстежувалися деформації на верхній та нижній поверхнях. Процес навантаження закінчувався тоді, коли випробувана оболонка втрачала здатність чинити опір зовнішньому навантаженню. Величина навантаження, що відповідає цьому моменту, бралася за несучу здатність оболонки.

Відповідно до програми випробувань циліндричних оболонок у рамках Науково-дослідної роботи "Аналітичні, комп'ютерні та експериментальні дослідження напружено-деформованого стану фібробетонних конструкцій" (реєстраційний номер 0121U111755) на кафедрі будівельної механіки Одеської державної академії будівництва та архітектури було виготовлено вісім моделей циліндричної оболонки: 4 із залізобетону (зразки Б1-Б4) та 4 з фібробетону (зразки ФБ1-ФБ4). Фібробетонні зразки-оболонки мають додаткове дисперсне армування сталевую фіброю із загнутими кінцями, яка додавалася на етапі замішування бетонної суміші в кількості 1% за обсягом бетону. Усі зразки-оболонки мали постійну довжину $L = 2450\text{мм}$ і радіус поперечного перерізу $R = 270\text{мм}$, а варіювалися товщина оболонки δ та розміри поперечного перерізу бортових елементів b, h . У цій роботі наводяться результати випробувань залізобетонної оболонки ФБ1, товщина якої $\delta = 45\text{мм}$, а розміри поперечного перерізу бортових елементів $b = 45\text{мм}$, $h = 60\text{мм}$.

Розподілене навантаження (вертикальне) було прикладено по чотирьох смугах, шириною 13 см кожна, і лише тілом оболонки, тобто

бортові елементи не навантажені. Оболонка шарнірно спирається з кутів на пластини 100x100мм. Усередині кожного опорного елемента по два арматурні стрижні діаметром 10мм. Несуча здатність оболонки становила 128,6 кН, а перша тріщина утворилася при навантаженні 64,3 кН, що становить 50,0% несучої здатності. До моменту втрати несучої здатності в оболонці утворилося 10 тріщин (рис. 2) з однаковою початковою шириною розкриття 0,05 мм. Кінцева ширина розкриття тріщин наведена у табл. 1.

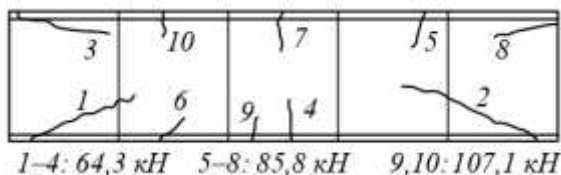


Рис. 2. Розташування тріщин

Таблиця 1

Результати випробувань фібробетонної оболонки

Ступень навантаження	Величина навантаження, кН	Номер тріщини	Кінцева ширина розкриття, мм
1	21,4		
2	42,9		
3	53,6		
4	64,3	1-4	1 — 0,3; 2 — 0,3; 3 — 0,2; 4 — 0,7
5	74,9		
6	85,8	5-8	5 — 0,05; 6 — 0,05; 7 — 0,5; 8 — 0,2
7	96,4		
8	107,1	9, 10	9 — 0,1; 10 — 0,05
9	117,8		
10	128,6		

Комп'ютерне моделювання оболонки та розрахунки виконані за допомогою ліцензійного програмного забезпечення ANSYS 17.1 (ліцензія ANSYS Academic Research Mechanical, Flex ID 4abef353, від 30.05.2016). Несуча здатність, визначена ANSYS, становила 120,2 кН, що на 6,5 % менше, ніж у експерименті.

ВПЛИВ СТАЛЕВОЇ ФІБРИ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ

Сур'янінов М.Г., *д.т.н., проф.*, Неутов С.П., *к.т.н., доц.*,
Головата З.О., *асп.*, Чучмай О.М., *к.т.н., доц.*
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

На напружено-деформований стан згинального залізобетонного елемента в приопорній зоні впливає ціла низка факторів. Це все внутрішні зусилля, характер і місце застосування навантаження, вид граничних умов, форма поперечного перерізу елемента, фізико-механічні характеристики бетону, розподіл поздовжньої та поперечної арматури та ін.

Складність вивчення цього питання полягає у численності цих факторів та їх взаємному впливі на напружено-деформований стан, тріщиноутворення, форму руйнування та міцність згинального елемента в зоні зрізу.

Проблема опору залізобетонних елементів дії поперечних сил у зоні зрізу, як і раніше, залишається актуальною та недостатньо вивченою. Якщо ж говорити про фібробетон, то публікації з цієї проблеми взагалі відсутні.

Метою нашого дослідження була оцінка впливу сталеві фібри на несучу здатність, деформативність і тріщиностійкість приопорних ділянок елементів, що згинаються.

Усі роботи проводились на базах кафедр будівельної механіки та опору матеріалів Одеської державної академії будівництва та архітектури. Досліджено балки прямокутного перерізу двох серій: I – залізобетонні балки із звичайного бетону; II – балки комбінованого армування з використанням сталеві фібри. Для виготовлення зразків серії II бетон рівномірно додавалася сталеві анкерна фібра, загальний обсяг якої становив 1% від обсягу суміші. Цей обсяг було визначено як оптимальний під час наших попередніх досліджень.

Для випробування балок змонтовано спеціальний силовий стенд. На досліджувану балку за допомогою посиленої двотаврової траверси передавалися дві зосереджені сили. Навантаження здійснювалося гідравлічним домкратом потужністю 500кН і контролювалося за допомогою зразкового динамометра системи Н.Г. Токаря аналогічної потужності.

Усі балки армувалися двома вертикальними каркасами. Нижня поздовжня арматура — $\varnothing 12$ мм, верхня — $\varnothing 8$ мм. Для поперечного

армування використовували стрижні $\varnothing 6$ мм із кроком 87,5 мм. У зоні прольоту зрізу поперечне армування виконане стрижнями $\varnothing 4$ мм. Довжина прольоту зрізу h_0 . Робоча висота перерізу — 170 мм.

Для унеможливлення розвитку похилої тріщини за межами прольоту зрізу по краях зони чистого вигину виконано додаткове армування поперечними стрижнями $\varnothing 6$ мм із кроком 44 мм.

У процесі випробувань фіксували навантаження, що прикладається до балок, прогини та деформації окремих волокон бетону.

Навантаження прикладали сходами по 0,05 від руйнівної, величина якої була визначена в процесі пробних попередніх навантажень. За кожним ступенем навантаження слідувала 5-8 хвилинна витримка. Між ступенями навантаження за допомогою трубки Брюнеля відстежувався процес тріщиноутворення. Прогини вимірювалися за допомогою вимірювачів прогинів Максимова, деформації – індикаторами годинного типу ціною поділу 0,01 мм. База вимірювання деформацій всіх індикаторів 24 см. Індикатори встановлювали у характерних зонах роботи балок. Трьома першими індикаторами 1, 2, 3 визначали деформації в зоні так званого чистого вигину, відповідно у розтягнутій, нейтральній та стиснутій зонах. Шістьма іншими — у зонах передачі навантажень. Тріо індикаторів 4, 5 і 6 — біля правої опори, а тріо 7, 8 і 9 — у лівій.

З отриманих результатів випливає, що деформації досліджуваних бетонних волокон абсолютно різні. Так деформації стислих волокон бетону (індикатори №3) є лінійні протягом усього процесу навантаження. До моменту руйнування вище згадані деформації в балках комбінованого армування досягають величин $\varepsilon = 0,5 \cdot 10^{-4}$, а в балках зі звичайного залізобетону $\varepsilon = 0,7 \cdot 10^{-4}$ (відмінність до 25%). Слід зазначити, що в балках зі сталевібробетону зазначені вище величини відповідають навантаженню $F = 162$ кН, а в балках зі звичайного бетону — $F = 112$ кН.

Робота волокон бетону, розташованих на рівні центру ваги перерізу (індикатори №2) відрізняються від роботи вище описаних тим, що в балках комбінованого армування до рівня навантаження $F = 50$ кН відносна деформація $\varepsilon = 0$. Останнє свідчить про те, що нейтральна лінія (НЛ) до вище зазначеного рівня навантаження перебуває (збігається) у центрі ваги перерізу. У балках зі звичайного залізобетону аналогічна ситуація спостерігається лише до $F = 21$ кН.

І нарешті, деформації край нижніх (розтягнутих) волокон бетону (індикатори №1). У балках зі звичайного залізобетону відносні розтягувальні деформації проявляються вже з перших етапів

навантаження. У балках комбінованого армування індикатори починають фіксувати деформації лише при $F = 28\text{кН}$. До рівня навантаження $F = 70\text{кН}$ деформації в сталевібробетонній балці лінійні. З початком інтенсивного тріщиноутворення лінійність порушується. У балці зі звичайного залізобетону такий процес починається при навантаженні $F = 40\text{кН}$.

Порівнюючи деформації розтягнутих волокон у зоні чистого вигину двох типів балок важко не помітити, що деформації в балках комбінованого армування ($\varepsilon = 0,65 \cdot 10^{-4}$) у два рази менше, чим у звичайних залізобетонних ($\varepsilon = 1,4 \cdot 10^{-4}$). Зазначена відмінність спостерігається при руйнівному навантаженні $F = 112\text{кН}$ для звичайних залізобетонних балок.

Відносні деформації приопорних ділянок двох серій балок, обмірювані індикаторами, розташованими під кутом 45° до осі балки, тобто в напрямку дії головних розтягувальних напружень, викликаних одночасною дією згинального моменту M и поперечної сили Q , у двох типах досліджуваних балок розвиваються по тому самому закону. З початком тріщиноутворення лінійність порушується. Слід зазначити, що відносні деформації в зонах зрізу до моменту руйнування в 3 рази вище відповідних деформацій у край нижніх волокон бетону в зоні чистого вигину. Зв'язане це з тим, що руйнування всіх досліджуваних балок відбувається по прольоту зрізу з істотним розкриттям похилої тріщини (до 1,5мм), яка безумовно позначається на показаннях вимірювальних приладів.

Таким чином, проведені дослідження показали, що несуча здатність балок комбінованого армування практично на 50% вище, ніж звичайних залізобетонних балок. Руйнівне навантаження в балках комбінованого армування — 162кН, а звичайних залізобетонних — 112кН. Прогини в сталевібробетонних балках на момент руйнування в 1,4 рази менше, ніж у залізобетонних балках. Відносні деформації бетонних волокон, що розтягують, у прольотах зрізу в момент руйнування в 3 рази вище аналогічних у зоні чистого вигину.

ПРОБЛЕМИ ТЕХНІЧНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ОБ'ЄКТІВ КУЛЬТУРНОЇ СПАДЩИНИ

Суханов В. Г., д.т.н., проф., Вировой В. М., д.т.н., проф.,
Суханова С. В., к.т.н., доц., Тихонюк С. А., асп.
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Технічно експлуатація об'єктів культурної спадщини (ОКС) чинними нормативними документами ніяк не виділяється і не регламентується, що може призвести і, на жаль, досить часто призводить до втрати ціннісних параметрів (автентичності) таких об'єктів.

Стандартний підхід, що передбачає в рамках технічної експлуатації проведення «поточного та капітального ремонтів» у відповідні терміни, може бути придатний і для ОКС. Насправді, своєчасне проведення ремонтних робіт забезпечує надійність та конструктивну безпеку об'єкту (ДБН В.1.2-14-2018). Але для ОКС необхідно під час проведення робіт враховувати необхідність збереження їхньої автентичності – параметрів історико-художньої цінності. Це накладає досить жорсткі обмеження на порядок та організацію таких робіт.

Відповідно до чинних норм (ДБН А.2.2-14-2016) для ОКС, у разі необхідності проведення будь-яких робіт, розробляється спеціальна науково-проектна документація на ремонтно-реставраційні роботи, в рамках якої обов'язково враховуються зазначені вище особливості таких об'єктів – необхідність збереження ціннісних властивостей. По суті, аналогом «поточного ремонту» для звичайних об'єктів є «реставраційний ремонт» для ОКС. У зазначених вище нормах для ОКС передбачені «протиаварійні роботи», які певною мірою можна розглядати як аналог «капітального ремонту».

Терміни ефективної експлуатації, прийняті нормама для звичайних об'єктів до постановки на «поточний ремонт» (для ОКС – «реставраційний ремонт») та «капітальний ремонт» (для ОКС – орієнт. «протиаварійні роботи») не завжди (!) можуть бути орієнтиром для ОКС.

Крім того, чинними нормама (ДСТУ – Н Б В1.2-18-2016, а також проектом нової редакції цього стандарту) на проведення обстеження будівельних об'єктів не враховується специфіка ОКС, що додатково ускладнює прийняття правильних рішень щодо таких об'єктів.

Викладений вище та далеко не повний комплект проблем технічної експлуатації ОКС повинен і може бути вирішений шляхом підготовки відповідних доповнень до існуючих нормативних документів або випуском спеціальних окремих норм, які регламентують технічну експлуатацію ОКС з урахуванням їхньої специфіки.

УМОВИ РОБОТИ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Уразманова Н.Ф., асистент, Добрава Д.О., студентка
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Військова агресія на сьогоднішній день вже призвела до чисельних руйнувань у нашій країні. Пошкоджені як житлові і громадські, так і промислові будівлі та споруди. На етапі відновлення залежно від видів і ступеня пошкоджень, а також від актуальної потреби для різних регіонів будуть поставлені задачі реконструкції та модернізації окремих об'єктів і цілих кварталів зі знесенням та новим будівництвом. Для житлових будинків передбачається здебільшого застосування каркасної та стінової конструктивних систем з несучими елементами з монолітного залізобетону.

Конструкції у будівлях перебувають під дією статичних та динамічних експлуатаційних навантажень, а також різних видів впливів: температурних, зміни вологості, сонячної радіації, агресивних рідких та газоподібних сполук. Завдяки значним розмірам території нашої країни та різноманітному рельєфу об'єкти будівництва експлуатуються в досить різних умовах. Максимальна температура у липні може відрізнятись на 22% від $T=+32^{\circ}\text{C}$ для Кримських гір до $T=+39^{\circ}\text{C}$ у Закарпатті та $T=41^{\circ}\text{C}$ у Південно-східному регіоні; мінімальна температура – на 52%: від $T=-20^{\circ}\text{C}$ для Південного берегу Криму до $T=-42^{\circ}\text{C}$ для Південно-східного регіону. Різниця середньої температури липня складає 39% від $T=+14^{\circ}\text{C}$ у Карпатах до $T=+23^{\circ}\text{C}$ у Південно-східному регіоні. Кількість опадів у Карпатах складає 1600мм, що в чотири рази перевищує кількість опадів у Південно-східному регіоні. Різниця відносної вологості у липні від 65% у Південно-східному регіоні до 81% у Карпатах складає 19%. У зимовий період протягом доби температура зовнішнього повітря може змінюватись від від'ємних до додатних значень кілька разів, проходячи через позначку $T=0^{\circ}\text{C}$, що призводить до замерзання та відтавання вологи на поверхні та в середині матеріалу. Вологість матеріалу змінюється як протягом доби, так і залежно від сезону. Зволоження відбувається через підвищення вологості повітря, наявність атмосферних опадів, відтавання льоду і снігу, висушуванню сприяють дія вітру і сонячної радіації. Всі ці фактори впливають на матеріали конструкцій одночасно у різних сполученнях з експлуатаційними навантаженнями.

Таким чином, умови експлуатації будівельних конструкцій значно відрізняються залежно від кліматичного району будівництва.

ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ВУЗЛІВ З'ЄДНАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

Фесенко О.А., *к.т.н., доцент*

Колякова В.М., *к.т.н., доцент*

(Київський національний університет будівництва і архітектури)

Донець Т.П. *м.н.с.*

*(Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»)*

Згідно з вимогами ДБН В.1.1-7:2016 [1], п. 6.18, межа вогнестійкості вузла кріплення (з'єднання) будівельної конструкції та місця її прилягання до інших конструкцій повинна бути не нижча за нормовану межу вогнестійкості самої конструкції.

Забезпечення вогнестійкості вузлів з'єднання є не менш важливим за вогнестійкість самих конструкцій, адже досить часто руйнування конструкцій під час пожежі відбувається саме у місцях кріплень або з'єднань, а не за поперечним перерізом.

Особливо актуально проблема забезпечення вогнестійкості вузлів з'єднання постає у разі реконструкції будівлі або споруди при необхідності розподілу її на протипожежні відсіки шляхом улаштування протипожежної стіни або перегородки.

Будівельні норми визначають мінімальні нормативні класи вогнестійкості будівельних конструкцій (табл. 1, ДБН В.1.1-7 [1]), однак вони не містять чітких критеріїв настання граничних станів з вогнестійкості для вузлових з'єднань.

Практична реалізація оцінки вогнестійкості вузлів з'єднання будівельних є складнішою за оцінку вогнестійкості конструкцій. При створенні розрахункової моделі з'єднання слід враховувати найдрібніші елементи кріплення такі як болти, саморізи, заклепки тощо. Адже руйнування з'єднання під час може відбутися по будь якому з його елементів.

Складність скінченно-елементного моделювання та розрахунку вузлів з'єднання обумовлена низкою чинників, серед яких необхідність пошуку оптимальної сітки СЕ, що враховує як дрібні деталі з'єднань, так і масивні конструкції.

Не менш важливими для оцінки вогнестійкості вузлових з'єднань є теплофізичні характеристики матеріалів кріплення за підвищених температур. На практиці такі дані дуже складно знайти, адже не кожен виробник будівельної продукції, зокрема елементів кріплення, може надати такі характеристики.

Оцінка вогнестійкості вузлів з'єднання будівельних конструкцій та аналіз результатів розрахунку може бути виконана за допомогою таких програмних комплексів, як Ліра-САПР, Ansys Workbench, Robot Structural, Idea StatiCa та ін [2].

Для визначення розподілу температури в елементах вузлового з'єднання слід розв'язати нестационарну задачу теплопровідності [3]. Для прикладу було розглянуто результати розрахунку розподілу температури в елементах вузла з'єднання мінераловатних сендвіч-панелей і залізобетонних колон каркасу будівлі.

СЕ розрахункова схема вузлів з'єднання складалася зі стрижневих (типи 1505 і 1555) та чотирикутних (тип 1509) елементів теплопровідності, які моделювали матеріали шарів стінових панелей і колон, а також елементи кріплення.

Характеристики жорсткості СЕ вузла з'єднання були задані як залежність теплофізичних характеристик матеріалів конструкцій (бетон, сталь, мінеральна вата) від температури. Залежність теплофізичних характеристик бетону і сталі від температури була прийнята згідно з ДСТУ-Н EN 1992-1-2 [4]. Значення розрахункових теплофізичних характеристик матеріалів вузлів з'єднання наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 – Розрахункові теплофізичні характеристики матеріалів вузлів з'єднання

Найменування матеріалу	Значення теплофізичної характеристики		
	Теплопровідність, Дж/(м·с·°C)	Теплоємність, Дж/(кг·°C)	Густина, кг/м ³
1	2	3	4
Бетон	1,003	1050	2300
Сталь	44	565	7850
Мінеральна вата	0,049	840	115

Вогневий вплив пожежі на елементи вузла з'єднання було прикладено на одну зі сторін стінової сендвіч-панелі протипожежної стіни 1-го типу. Тривалість вогневого впливу пожежі прийнята такою, що відповідає нормованій межі вогнестійкості вузлів з'єднання 150 хв. На рис. 1 червоним виділено грань панелі, до якої прикладено вогневий вплив.

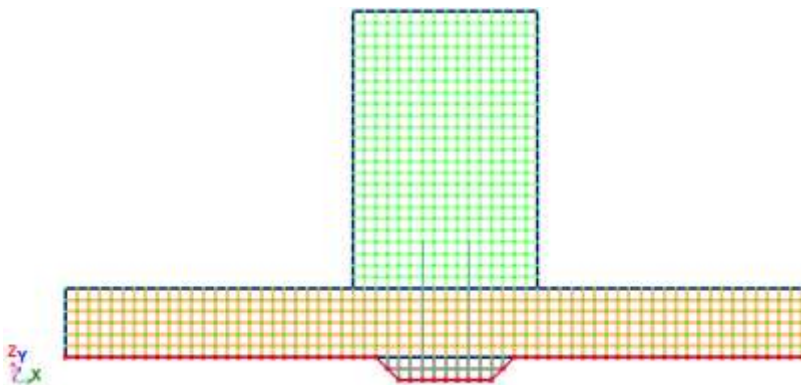


Рисунок 1 – СЕ модель вузла з'єднання сендвіч-панелі із залізобетонною колоною

Результати розрахунку на вогнестійкість вузла з'єднання сендвіч-панелі із залізобетонною колоною представлено у вигляді ізополів та значень температури в момент часу 150 хв, що відповідає нормованій межі вогнестійкості колон (рис. 2).

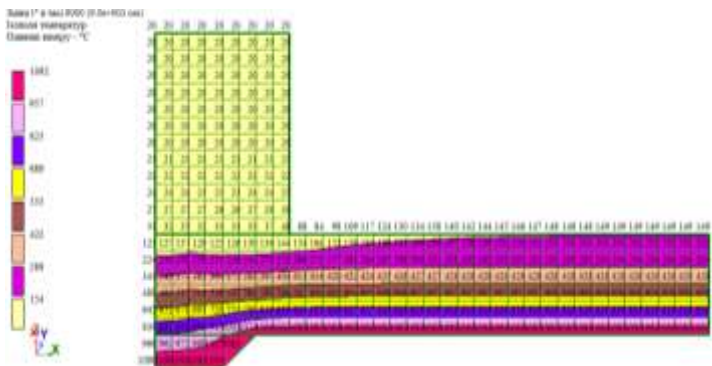


Рисунок 2 – Значення температури в елементах вузла з'єднання після 150 хв вогневого впливу

Список літератури

1. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: – [Чинні від 2017-06-01]. – К.: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2017. – 47 с. – (Державні будівельні норми)
2. Хіцков К., Лавріненко Л. Аналіз вузлів металевих конструкцій на вогнестійкість із застосуванням спеціалізованих програмних комплексів 3D моделювання. / *Будівельні конструкції. Теорія і практика*, Вип. № 12 (2023). С. 93-104.
3. Колякова В.М., Божинський М.О., Фесенко О.А. Розподіл температури в перерізі залізобетонної плити. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. Луцьк: ЛНТУ. 2016. №5. С.232-239
4. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT). [Чинний з 2013-07-01]. Київ, Мінрегіон України, 2012. 87 с.

ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РОБОТИ КОЗЛОВИХ ТА ПІРАМІДАЛЬНИХ ЗАБИВНИХ ПАЛІ

Чернєва О.С. *к.т.н., доцент*, **Плахотний Г.Н.** *к.т.н., доц.*
(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Andrzej Wojnar, PhD., As.prof
(Rzeszow University of Technology)

При влаштуванні підземної частини будівель та споруд у практиці будівництва знайшли застосування забивні палі ущільнення (пірамідальні, козлові), що здатні сприймати значні зовнішні навантаження.

Кількісна оцінка властивостей ґрунтів, що становлять основу, не може бути об'єктивно виконана без урахування природи та механізму спільної роботи пальових фундаментів та їх основ.

Реактивні властивості ґрунтів або їх внутрішній опір ущільненню визначається щільністю сухого ґрунту ρ_d , його мінералогічним та сольовим складом. Зміни цих властивостей залежать від ступеня вологості, а також особливості структури ґрунту, що визначає структурний опір міжчастинних зв'язків ущільнення.

При проектуванні пальових фундаментів із призматичних палі при забиванні навантаження передається в основному вістря палі на неуцільнений ґрунт високої щільності, а також за рахунок тертя по бічній поверхні.

Мета дослідження - провести порівняльний аналіз механізму роботи забивних палі ущільнення, поданих у вигляді пірамідальних та козлових палі; підтвердження висновків, отриманих в результаті експериментальних досліджень, та формулювання рекомендацій щодо доцільного використання забивних палі ущільнення.

Пірамідальні палі. При забиванні пірамідальних палі навколо бічних поверхонь граней палі утворюється великий обсяг ущільненого ґрунту. Збільшення конічності пірамідальної палі до 12-15⁰ підвищує опір навантаженню в 2,0-2,5 рази порівняно з призматичними палями рівного об'єму.

При зануренні пірамідальної палі в ґрунт вага молота вибирається залежно від щільності ґрунту та ваги палі. При щільності $\rho_d \geq 1,45$ г/см³ вага молота має бути більшою за вагу палі в 2,5 рази, а при $\rho_d \leq 1,45$ г/см³ відповідно - удвічі. Високий опір навантаженням пояснюється умовами спільної роботи палі із основою.

Пірамідальні палі передають на ущільнений при забиванні ґрунт великою площею своєї бічної поверхні незначний тиск 0,7-1,5 кг/см².

Розташування зони деформації всередині зони ущільнення, визначає величину допустимого осідання палі і її високий опір дії зовнішніх навантажень.

Козлові палі. До забивних паль ущільнення відносяться козлові палі, що розкриваються при забиванні. Вони можуть складатися з різного числа елементів, які при забиванні ґрунту створюють стійку опору великої площі в рівні підосви. Палі бувають різної довжини та площі перерізу в голові. Вони можуть складатися з елементів призматичної, клиноподібної чи пірамідальної форми. Останні мають скіс внутрішнього ребра.

Для занурення козлових паль застосовується стандартне палебійне обладнання зі спеціальним наголовником.

Розкриття елементів палі відбувається при забиванні, при цьому між скошеними гранями утворюється ущільнене ґрунтове ядро, яке надає ефект, що розклинює, на елементи. Кут розкриття залежить від кута нахилу внутрішніх граней, загальної довжини палі та щільності ґрунту. Ущільнення ґрунту відбувається також із зовнішніх граней елементів і залежить від кута загострення, відношення відстані від зовнішньої грані елемента до осі козлової палі. Збільшення кута загострення до 20° і більше може бути доцільним при низькій щільності ґрунту ($\rho_d \leq 1,45$ г/см³). При збільшенні густини ґрунту кут загострення елемента можна зменшити до $15-20^{\circ}$ на 1 м довжини. Наявність кута між гранню та вертикальною поверхнею обумовлює роботу палі «в розпір» подібно до об'ємного клину, що створює об'єм ущільненого ґрунту. Середнє значення щільності ґрунту в межах ґрунтового ядра $1,75$ г/см³, у межах зони ущільнення навколо палі $1,60$ г/см³.

Вертикальне навантаження передається навколишньому ґрунту, ущільненому при забиванні палі, через бічну поверхню, підосву палі та ґрунтове ядро. При цьому в межах ущільненого об'єму ґрунту утворюється зона деформації. Межа зони деформації при збільшенні навантаження переміщається від межі палі до межі зони ущільнення, що підтверджується також при дослідженні роботи пірамідальної палі.

В Одесі на пірамідальних палях було збудовано понад 200 будівель різної поверховості у різних ґрунтових умовах. У ґрунт було забито близько 60 тисяч пірамідальних паль різних геометричних форм.

Висновки. Забивні палі ущільнення рекомендують застосовувати в піщаних, піщано-глинистих та насипних ґрунтах без вмісту органічних включень з віком насипу не менше 10 років. Ґрунти повинні мати середню щільність сухого ґрунту $\rho_d \approx 1,45-1,60$ г/см³.

ЗАРУБІЖНИЙ ДОСВІД РЕКОНСТРУКЦІЇ НА ІСТОРИЧНИХ ОБ'ЄКТАХ

Чорна Л.В., к.т.н., доцент,

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Вже півтора року Україна чинить опір повномасштабному вторгненню рф. Зруйнована велика кількість об'єктів промисловості, інфраструктури, культури, тисячі житлових будинків. Але країна вже зараз планує свою відбудову. І для нас, як для європейців, важливо, щоб відновлення відбувалось за «зеленими» стандартами та сучасними вимогами містобудування. Але в мріях про «міста майбутнього» не слід забувати, що індивідуальність міст значною мірою виражається у старих будівлях та спорудах; саме старі споруди бережуть нашу історію, пам'ять та самоідентичність. Нове не завжди може замінити старе. Тому, думаючи про довгострокову перспективу, слід значних зусиль спрямовувати на збереження центральної частини міст, які мають багатовікову історію.

Нажаль ворог часто б'є саме по центрам наших міст. За даними порталу «Зруйнована культурна спадщина України», станом на квітень 2023 року зафіксовано 1189 пошкоджених та зруйнованих об'єктів культурної спадщини половина з яких – старовинні будівлі. Реальна картина руйнувань стане зрозумілою після перемоги.

Безумовно, розбудова об'єктів, що належать до історичних, має бути узгоджена з відомствами з охорони пам'яток архітектури. Усі процеси суворо регламентовані, іноді під час проведення робіт обов'язково потрібно зберегти конструктивні елементи. Але в тих випадках, коли при реновації будівель можлива заміна внутрішніх несучих конструкцій, важливим є застосування раціональних проектних та технологічних рішень. Одним із суттєвих питань, що виникають при ремонті, реновації старих будівель, є забезпечення несучої здатності конструктивних елементів, зокрема – перекриттів. У зарубіжній практиці у таких випадках часто застосовують збірно-монолітні перекриття по залізобетонних балках.

В Україні збірні перекриття по залізобетонних балках здавна використовують при малоповерховому будівництві, наприклад будівництві котеджів. За останні роки конструктивні рішення таких перекриттів були вдосконалені з метою зменшення їх ваги та підвищення несучої здатності. Нині частіше застосовують збірно-монолітний варіант перекриття по балках – конструкцію, яка виконана з залізобетонних балок заводського виготовлення і елементів

міжбалкового заповнення, яке слугує незнімною опалубкою; зверху на змонтовані елементи укладається арматурна сітка та шар бетону не менше 40 мм. Після набору міцності бетоном конструкція працює як єдина часторебриста плита перекриття. Балки таврової форми укладаються з кроком до 600 мм. Замість повноцінних балок деякі фірми використовують також «балки-напівфабрикати», в яких в заводських умовах сформовані тільки нижні полиці балок, а поперечна та верхня конструктивна арматура відкриті – тобто це незнімна опалубка-каркас для формування ребер перекриття. В якості міжбалкового заповнення використовують порожнисті елементи з пресованої деревини, порожнистих каменів з легкого бетону або порожнистої кераміки. Несуча здатність таких перекриттів регулюється армуванням та товщиною верхньої монолітної плити, або висотою та армуванням балок.

Основною перевагою таких перекриттів є їх менша вага, порівняно з плоскою монолітною залізобетонною плитою (від 187кг/м² та 237 кг/м² в залежності від елементів міжбалкового заповнення). Це є важливим, вважаючи на зменшення несучої здатності стін старовинних будівель. До переваг збірно-монолітного балкового перекриттів можна також віднести легкість транспортування його елементів; швидкість та простоту монтажу (без вантажопідйомних механізмів); відсутність відходів; можливість виконати розведення інженерних комунікацій під підвісною стелею не зменшуючи висоту приміщення; гнучкість архітектурних рішень; можливість перекривати прольоти до 9 м.

У 2013 році в Турне, Бельгія було завершено реконструкцію будівлі 18 століття, Приходу Святої Маргарити під громадський простір з виставковими залами та галереями. Так як основний об'єм будівлі мав один рівень, архітекторами планувалося влаштування кількох нових. Виникло питання зведення перекриттів всередині існуючого обсягу складної форми, влаштування сходів. У ході реалізації об'єкта фірмою RECTOR було влаштовано збірно-монолітне балкове перекриття в декількох рівнях [1].

Будівля колишньої друкарні у місті Гент датується початком ХІХ століття. Концепція реконструкції полягала у створенні сучасних житлових просторів. У ході реалізації проекту замість існуючих перекриттів, що втратили несучу здатність в ході експлуатації було влаштоване збірно-монолітне балкове перекриття [1].

Список літератури

1. <https://rector-group.by/articles/zarubezhnyy-opyt-rekonstruktsiy-perekrytiy-na-istoricheskikh-obektakh/>

ЗМІНА ВЛАСТИВОСТЕЙ БЕТОННИХ ВИРОБІВ В ЗМІННИХ ПОГОДНИХ УМОВАХ

Шевченко В.В. асп., Вировой В.В. д.т.н., проф.,

Заволока М.В. к.т.н., проф., Сушицький Е.Б. асп.

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Погодні умови в значній мірі впливають на характер взаємодії будівельних об'єктів з навколишнім середовищем. Найголовнішою особливістю погодних умов є їх сезонна та добова мінливість. Це веде до безупинної зміни показників метрологічних елементів, до яких відносяться: температура, вітер, вологість, тиск, опади, грози та багато інших. При цьому всі основні метеорологічні характеристики тісно взаємообумовлені та пов'язанні, що означає, що один і той же момент часу будівельні об'єкти сприймають дію зовсім різних за природою та проявом чинників. Для того щоб витримати таку інтегровану дію без втрат будівельні матеріали, виробы, конструкції, будівлі та споруди повинні бути позбавлені своєрідної «метеорологічної залежності». Цього можна досягти шляхом спонтанної самоорганізації активного постійного супротивного агресорам. Аналіз структури будівельних композитів як поліструктурних об'єктів не дав змогу виявити універсальні елементи структури які здатні «одноосібно» протистояти всьому комплексу погодних навантажень. Накопичений досвід дає предмети припустити, що в поліструктурних об'єктах спрацьовує селективний відбір елементів структури в залежності від характеру зовнішніх впливів. При цьому не виключені ситуації при яких одночасно спрацьовують принципово різні по механізмам дії та на різних рівнях структурних неоднорідностей елементи структури для сприйняття перерозподілення, дисипації та релаксації інтегральних погодних навантажень. Для реалізації подібних механізмів забезпечення безпечного функціонування будівельних композитів необхідно створювати умови цілеспрямованого зародження та розвитку елементів. Які здатні селективно (вибірково, специфічно) знешкоджувати негативну дію того чи іншого зовнішнього впливу. Це, в свою чергу передбачає існування безупинних процесів структуроутворення, під якими розуміють змінні в часі процеси самовільного виникнення нових (інших) елементів, що забезпечує самозбереження єдиної цілісності, можливості якої значно більші з можливостями індивідуальних складових. Вирішення задач прогнозованого структуроутворення дасть змогу підвищити безпеку будівельних об'єктів, що зводиться більш оцінити стан існуючих об'єктів та об'єктів які зазнали тих чи інших непередбачених впливів. Крім того врахування цілеспрямованого структуроутворення дозволяє реалізувати потенційні можливості структури матеріалів в структурах виробів та конструкцій. Що дозволить вирішувати задачі матеріало- та

енергозбереження. Згідно концепції багатоосередкового структуроутворення в будівельних композиційних матеріалах спонтанно виникають структуроутворюючі центри на різних рівнях неоднорідностей. Це призводить до нерівномірного розподілення матеріальних часток, що в свою чергу. Спонукає виникнення нових по відношенню до системи елементів структури-поверхонь розділу. Поверхні розділу ділять умовно безперервний матеріал на окремі структурні блоки (агрегати, кластери). Продовжуючі процеси структуроутворення ведуть до виродження частини поверхонь розділу в пори, капіляри та тріщини. Таким чином в матеріалі виникають елементи. Які не входять до вихідних компонентів, але які впливають на подальші процеси структурних змін в умовах експлуатації, особливо в умовах безперервної зміни вологості. Аналіз процесів, що протікають в тріщинах при зволоженні матеріалу конструкції показав, що в результаті градієнтів капілярного тиску, що виникають з урахуванням взаємодії поруч розташованих тріщин і їх форми відбувається зміна геометричних характеристик ТТ.У загальному випадку розвиток тріщин при зволоження та висушуванні можна уявити як дискретно-безперервний процес. Дискретність процесу може бути пов'язана з циклічністю «зволоження висушування». Відбувається розвиток тріщини до певної довжини при зволоженні матеріалу. Зростання тріщини може призупинитись при повному насиченні обсягу тріщини водою. Тріщина перетворюється на метастабільний стан, який зберігається на весь період зволоження матеріалу. При висушуванні матеріалу з обсягу тріщини видаляється частина води, що призводить до прояву капілярних ефектів. На це одразу реагує тріщина та починає змінювати свої геометричні параметри. Градієнти деформацій зі збільшенням обсягу матеріалу при зволоженні ведуть до появи деформацій зсуву як поверхневих, і внутрішніх ділянок матеріалу. До небезпечних ділянок слід віднести ділянки поверхні розділу у яких змінюється або напрямок дії, або відносна величина деформацій. Виникаючі градієнти деформацій ведуть до розвитку деформацій зсуву, що може бути причиною зародження та розвитку тріщин експлуатації як при зволоженні, так і при висушуванні будівельних конструкцій. Таким чином, як показав проведений аналіз, при перемінному зволоженні та висушуванні, змінюються параметри індивідуальних тріщин, відбувається взаємодія між тріщинами, що призводить до появи та розвитку деформацій зсуву. При цьому кінетика та величина виникаючих деформацій в значній мірі залежать вихідних геометричних характеристик технологічних тріщин. Взаємодія виникаючих деформацій на рівні індивідуальних тріщин та їх груп веде до розвитку об'ємних деформацій в зразках (виробах). Розподіл вологісних деформацій в зразках залежить від кінетики водопоглинання та від геометричних характеристик зразків. Виникаючі при цьому градієнти де деформацій можуть бути причиною порушення цілісності матеріалу, що призводить до збільшення кількості експлуатаційних тріщин.

ПРОБЛЕМИ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ

Шкрабик Й.В., к.т.н., доцент,

(Одеська державна академія будівництва та архітектури)

Основи та фундаменти – опора всієї будівлі. Тому до них протягом усього періоду від зведення і до кінця експлуатації приділяється особлива увага.

При виборі основи під будинок необхідно звертати увагу на характер, структуру, вологість ґрунтів, враховувати атмосферні опади, ґрунтові води, глибину промерзання, а також і сейсмічні дії.

До основних експлуатаційних вимог до фундаментів належить їхня міцність та стійкість, заглиблення фундаменту з урахуванням несучої здатності ґрунтів, рівень ґрунтових вод, глибина промерзання, захист від атмосферних опадів, ґрунтових вод та агресивних впливів тощо. Тому при проведенні експертизи необхідно виявити наскільки фундамент відповідає своєму призначенню, експлуатаційним вимогам, чи правильно обрано тип фундаменту, матеріал, розміри, заглиблення, а також чи достатньо вирішений захист його від атмосферних і ґрунтових вод.

Стійкість основи – гарантія цілісності будівлі. Однак у процесі експлуатації нерідко складаються такі умови, коли потрібно підсилити основу. Причиною може бути підвищення рівня ґрунтових вод, зростання корисного навантаження на перекриття, при цьому втрачається її несуча здатність. Залежно від умов можна провести осушення території, закріплення ґрунтів цементациєю, силікатизациєю, смолізацією, електрохімічним або термічним укріпленнями, підсилення основ набивними палями, розширенням фундаменту тощо.

Під час експлуатації є низка причин для пошкодження фундаментів. Характерними дефектами і пошкодженнями може бути розшарування кладки фундаменту, деформація основи через нерівномірність осідання основи, перевантаження фундаменту, вплив агресивного середовища на матеріал фундаменту, розрив фундаменту по висоті, помилки при конструюванні, атмосферні опади та ґрунтові води, не враховано глибина промерзання ґрунту, сейсмічний вплив.

Основні способи ремонту фундаменту це зміцнення кладки, збільшення упорного майданчика, поглиблення фундаменту, передача навантаження на нижче лежачі шари ґрунту.

Звертаємо увагу на те, що наказом Мінгромад від 28.04.2022 р. № 65 затверджена Методика обстеження будівель та споруд, пошкоджених внаслідок надзвичайних ситуацій, бойових дій та терористичних актів.