

ДЕРЖАВНА СЛУЖБА УКРАЇНИ З НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ПУРДЕНКО РОМАН РУСЛАНОВИЧ

УДК 614.841:624.014.2:624.042.7


ДИСЕРТАЦІЯ
ОЦІНЮВАННЯ СТІЙКОСТІ НЕСУЧИХ СТАЛЕВИХ
ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДО АВАРІЙНИХ ВПЛИВІВ
ПОВ'ЯЗАНИХ ІЗ ЗОВНІШНІМ ВИБУХОМ ТА ПОЖЕЖЕЮ

261 – пожежна безпека

26 – цивільна безпека

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

 Р. Р. Пурденко

Наукові керівники:

Отрош Юрій Анатолійович, доктор технічних наук, професор

Рашкевич Ніна Владиславна, доктор філософії, доцент

Черкаси – 2026

АНОТАЦІЯ

Пурденко Р. Р. Оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до аварійних впливів пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 261 – пожежна безпека. – Національний університет цивільного захисту України, Державна служба України з надзвичайних ситуацій, Черкаси, 2026.

Дисертаційна робота присвячена вирішенню важливого науково-практичного завдання в галузі пожежної безпеки – оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до аварійних впливів пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею.

У вступі подано загальну характеристику дисертаційної роботи, обґрунтовано актуальність обраної теми в умовах зростання загроз для об'єктів критичної інфраструктури, зокрема внаслідок дії вибухових навантажень, пожеж і комбінованих аварійних впливів. Сформульовано мету роботи, основні завдання дослідження, об'єкт і предмет дослідження, визначено методи дослідження, наукову новизну та практичне значення одержаних результатів. Наведено відомості про зв'язок роботи з науковими програмами, особистий внесок здобувача, апробацію результатів дослідження, публікації, структуру та обсяг дисертації.

У першому розділі проведено аналіз наукових джерел, нормативних документів і практичних випадків руйнування сталевих каркасних конструкцій внаслідок вибухових та пожежних впливів. Розглянуто аварії та катастрофи, що супроводжувалися комбінованою дією вибуху і пожежі, проаналізовано методи розрахунку сталевих конструкцій на вибухові навантаження, підходи до оцінювання їх роботи за високих температур, а також дослідження ефективності систем вогнезахисту. Встановлено, що за комбінованого вибухо-пожежного впливу сталеві конструкції зазнають значного пошкодження, яке

може проявлятися у локальних деформаціях, втраті стійкості колон і рам, пошкодженні вузлів, відшаруванні вогнезахисного шару та розвитку руйнування будівель. Обґрунтовано необхідність розробки методики оцінювання стійкості вогнезахисних сталевих конструкцій з урахуванням вибухового навантаження, пошкодження вогнезахисного шару та подальшого температурного впливу пожежі.

У другому розділі розроблено математичну модель прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриття в умовах вибуху. Запропонована модель описує сумісну роботу системи «сталеві конструкція – вогнезахисний шар» на початковому етапі навантаження, ініціювання пошкодження в зоні контакту, розвиток відриву та зсуву вогнезахисного шару, а також перехід до стану часткової або повної втрати адгезійного зв'язку. На основі цієї моделі реалізовано комп'ютерне моделювання контактної взаємодії між сталевією поверхнею та вогнезахисним покриттям із використанням скінченно-елементного підходу. Проведено перевірку розробленої моделі шляхом порівняння результатів чисельного моделювання з експериментальними даними щодо поведінки сталевих елементів із вогнезахисним покриттям за короткочасної імпульсної дії. Встановлено, що модель дозволяє відтворювати характерні зони пошкодження, тріщиноутворення та відшарування вогнезахисного шару, що підтверджує можливість її використання для оцінювання несучої здатності сталевих конструкцій в умовах пожежі після вибухового впливу. Розроблено комп'ютерні моделі для прогнозування напружено-деформованого стану сталевіого двотавра та залізобетонної плити перекриття за дії вибухового навантаження. Виконано перевірку адекватності розроблених моделей, за результатами якої встановлено їхню здатність коректно відтворювати характер напружено-деформованого стану конструктивних елементів, а також їхній коливальний відгук після завершення позитивної фази імпульсного навантаження.

У третьому розділі розроблено методику оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахищених конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею, виконано програмну реалізацію методики. Методика передбачає формування розрахункової схеми будівлі, визначення параметрів зовнішнього вибухового навантаження, оцінювання напружено-деформованого стану сталевих конструкцій, виявлення зон можливого пошкодження або відшарування вогнезахисного шару, а також подальше оцінювання роботи конструктивної системи за умов впливу пожежі. Запропонований підхід дозволяє встановлювати найбільш уразливі елементи будівлі, визначати рівень стійкості конструкцій після вибуху та подальшої пожежі, обґрунтовувати необхідність застосування додаткових конструктивних або інженерно-технічних заходів.

У четвертому розділі запропоновано підходи до забезпечення стійкості несучих сталевих вогнезахищених конструкцій до зовнішнього вибуху та пожежі. Проведено перевірку достовірності розробленої методики та оцінено ефективність запропонованих підходів. Обґрунтовано доцільність урахування не лише безпосереднього пошкодження сталевих елементів від вибухової хвилі, а й можливого порушення цілісності вогнезахисного покриття, що суттєво знижує фактичну межу вогнестійкості конструкцій та ступінь вогнестійкості будівлі в цілому. Доведено, що застосування запропонованої методики дозволяє обґрунтовано визначати критичні зони пошкодження вогнезахисного покриття, прогнозувати наслідки комбінованого аварійного впливу та приймати раціональні рішення щодо захисту вогнезахищених несучих сталевих конструкцій.

Наукова новизна одержаних результатів полягає у тому, що:

1. **Вперше** розроблено математичну модель прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахищених конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриття в умовах вибуху, яка на відміну від існуючих, враховує сумісну роботу сталевих конструкцій й

вогнезахисного покритву в умовах впливу вибуху та дозволяє визначати зони відшарування вогнезахисного покритву.

2. **Вперше** розроблено методику оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахищених конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею, яка дозволяє визначати напружено-деформований стан конструктивної системи будівлі в умовах зовнішнього вибухового навантаження з урахуванням можливого відшарування вогнезахисного покритву несучих сталевих конструкцій, яка базується на розробленій математичній моделі прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахищених конструкцій та відшарування вогнезахисного покритву в умовах вибуху та подальшого температурного впливу від пожежі, виявлення найбільш уразливих несучих конструкцій будівлі, вжиття конструктивних рішень або інженерно-технічних заходів задля недопущення руйнувань.

3. **Удосконалено** комп'ютерну модель поведінки несучих сталевих вогнезахищених конструкцій до впливу зовнішніх вибухів та пожеж, яка забезпечує програмну реалізацію розробленої методики.

4. **Набули** подальшого розвитку підходи до забезпечення стійкості несучих сталевих вогнезахищених конструкцій до зовнішнього вибуху та пожежі.

Розроблена методика оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахищених конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею, є новим підходом, який дозволяє враховувати послідовну дію вибухового навантаження, локальні пошкодження сталевих елементів після вибуху, можливе відшарування або порушення цілісності вогнезахисного шару, а також подальшу зміну несучої здатності конструкцій за умов високотемпературного впливу пожежі. Використання удосконаленої комп'ютерної моделі у програмному комплексі LIRA-FEM забезпечує можливість поетапного дослідження напружено-деформованого стану конструктивної системи, визначення найбільш уразливих елементів і критичних

зон пошкодження, а також обґрунтування конструктивних та інженерно-технічних заходів, спрямованих на забезпечення стійкості вогнезахищених сталевих конструкцій. Це має практичне значення для проектування, обстеження, реконструкції та забезпечення нормованого рівня пожежної безпеки будівель і споруд, зокрема об'єктів критичної інфраструктури, в умовах комбінованих аварійних впливів техногенного та воєнного характеру.

Ключові слова: вибух, пожежа, вогнезахист, відшарування, сталеві конструкції, математична модель, методика, комп'ютерна модель, об'єкт критичної інфраструктури, ПК ЛІРА-FEM.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Публікації в наукових фахових виданнях України, що входять до міжнародних наукометричних баз:

1. Ковальов А. І., Пурденко Р. Р., Отрош Ю. А., Томенко В. І., Качкар Є. В., Майборода Р. І. Оцінювання вогнестійкості вогнезахищених сталевих балок. *Вісті Донецького гірничого інституту*. 2022. № 2(51). С. 43–53. URL: <https://doi.org/10.31474/1999-981X-2022-2-43-53>

Особистий внесок – огляд проблематики, аналіз досліджень та публікацій, участь у проведенні чисельних розрахунків.

2. Ковальов А. І., Отрош Ю. А., Пурденко Р. Р., Томенко В. І. Дослідження вогнестійкості захищених реактивною вогнезахисною речовиною сталевих будівельних конструкцій. *Пожежна безпека*. 2022. № 41. С. 57–66. DOI: 10.32447/20786662.41.2022.07

Особистий внесок – огляд проблематики, аналіз досліджень та публікацій, участь у проведенні чисельних розрахунків.

3. Пурденко Р. Р., Отрош Ю. А., Рашкевич Н. В., Сур'янінов В. М. Моделювання стійкості та надійності системи ґрунт-фундамент-будівля при дії силових та високотемпературних впливів. *Механіка та математичні методи*. VI/1/2024. С. 36–48. URL: <https://doi.org/10.31650/2618-0650-2024-6-1-36-48>

Особистий внесок – постановка завдання, аналіз наукових праць, розробка чисельної моделі в ПК «САПФІР 3Д», проведення чисельного моделювання впливу пожежі на конструктивну систему будівлі з врахуванням сумісної роботи конструкцій та масиву ґрунту.

4. Ковальов А. І., Пурденко Р. Р. Розрахунково-експериментальний метод оцінювання вогнестійкості вогнезахисених сталевих конструкцій. *«Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація»*. Том 9 № 1 (2025). С. 57–66. DOI: <https://doi.org/10.52363/2524-2636.2025.9.1.5>

Особистий внесок – огляд проблематики, аналіз досліджень та публікацій, участь в удосконаленні математичної моделі оцінювання вогнестійкості вогнезахисених сталевих конструкцій, розробка комп'ютерної моделі для проведення чисельних розрахунків.

5. Пурденко Р. Р., Отрош Ю. А., Рашкевич Н. В. Оцінка надійності будівельних конструкцій під впливом вибухових навантажень. *Механіка та математичні методи*. 2026. Т. VIII. № 1. С. 28–40. DOI: <https://doi.org/10.31650/2618-0650-2026-8-1-28-40>

Особистий внесок – постановка завдання, огляд проблематики, аналіз літературних джерел, розробка чисельної моделі оцінювання надійності будівельних конструкцій під дією вибухових навантажень, визначення параметрів вибухового впливу, аналіз напружено-деформованого стану.

6. Пурденко Р. Р., Рашкевич Н. В. Моделювання напружено-деформованого стану сталевих двотаврових колон за умов вибухового навантаження. *Таврійський науковий вісник. Серія: Технічні науки*. 2026. Вип. 2. Частина 2. С. 414–426. DOI: <https://doi.org/10.32782/tnv-tech.2026.2.2.43>

Особистий внесок – огляд проблематики, аналіз досліджень та публікацій, розробка скінченно-елементної моделі сталевої двотаврової колони за умов вибухового навантаження, визначення її напружено-деформованого стану, аналіз зон концентрації напружень, деформацій та можливого зниження стійкості конструктивного елемента, порівняння експериментальних даних та чисельних результатів.

7. **Пурденко Р. Р.**, Рашкевич Н. В. Моделювання динамічної поведінки залізобетонних плит перекриття під імпульсним вибуховим навантаженням. *Науковий вісник: Цивільний захист та пожежна безпека*. 2026. № 1(21). С. 17–26. <https://doi.org/10.52363/2518-1777-2026-21-2>

Особистий внесок – постановка проблеми, аналіз останніх досліджень, розробка комп'ютерної моделі прогнозування напружено-деформованого стану залізобетонної плити перекриття при дії імпульсного вибухового навантаження, перевірка достовірності моделі.

Публікації у закордонних фахових виданнях:

8. **Purdenko R.**, Maiboroda R., Rashkevich N., Otrosh Y. (2024). Development of a Numerical Model of the “Soil-Foundation-Building” System. In *Applied Mechanics and Materials* (Vol. 924, pp. 191–199). Trans Tech Publications, Ltd. DOI: <https://doi.org/10.4028/p-5oeggb>.

Особистий внесок – розробка чисельної моделі паркінгу для автомобілів та моделювання впливу пожежі (вибуху) на стійкість будівлі, формування наукового завдання щодо необхідності забезпечення стійкості будівель в умовах пожежі.

Публікації, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

9. Ковальов А. І., Отрош Ю. А., **Пурденко Р. Р.** Дослідження вогнестійкості вогнезахисних сталевих будівельних конструкцій. Матеріали Всеукраїнської науково-практичної конференції з міжнародною участю «Актуальні проблеми пожежної безпеки та запобігання надзвичайним ситуаціям в умовах сьогодення». Львів: ЛДУБЖД, 12-13 жовтня 2022 року. С. 36–39. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/27982>

Особистий внесок – участь в розробці 3D-моделі вогнезахисної реактивним вогнезахисним покриттям сталеві колони двотаврового перерізу в програмному комплексі ЛІРА-САПР.

10. Ковальов А. І., **Пурденко Р. Р.**, Отрош Ю. А. Моделювання оцінювання вогнестійкості вогнезахисних залізобетонних конструкцій. Матеріали круглого столу (вебінару) «Запобігання виникненню надзвичайних

ситуацій, реагування та ліквідація їх наслідків». Харків: НУЦЗ України, 23 лютого 2023 року. С. 38–39. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/21742>

Особистий внесок – участь в розробці підходу до моделювання оцінювання вогнестійкості вогнезахисних залізобетонних конструкцій, формування розрахункової схеми конструктивного елемента та аналіз впливу вогнезахисного покриття на зміну його температурного стану за умов пожежі.

11. Ковальов А. І., **Пурденко Р. Р.**, Качкар Є. В. Методологія оцінювання вогнестійкості вогнезахисних будівельних конструкцій будівлі. Проблеми пожежної безпеки 2024 («Fire Safety Issues 2024»): Матеріали 3-ї Міжнародної науково-практичної конференції. Харків: НУЦЗ України, 2024. С. 89–91. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/23617>

Особистий внесок – участь в апробації методики при оцінюванні вогнестійкості вогнезахисних будівельних конструкцій будівлі.

12. **Пурденко Р. Р.**, Рашкевич Н. В., Отрош Ю. А. Оцінка стійкості будівельних конструкцій на основі моделювання взаємодії системи ґрунт-фундамент-будівля. Матеріали XIV Всеукраїнської науково-практичної конференції з міжнародною участю «Надзвичайні ситуації: безпека та захист». Черкаси: 2024. С. 184–186. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/22211>

Особистий внесок – розробка розрахункової моделі взаємодії системи «ґрунт – фундамент – будівля», аналіз напружено-деформованого стану будівельних конструкцій з урахуванням основи та оцінювання впливу такої взаємодії на стійкість конструктивної системи будівлі.

13. **Пурденко Р. Р.**, Отрош Ю. А. Критерії втрати несучої здатності та стійкості сталевих конструкцій. Матеріали I Міжнародної науково-практичної конференції «Технології безпеки: сучасні виклики та перспективи». Черкаси : ЧДТУ, 2026. С. 95–98. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/28280>

Особистий внесок – обґрунтування критеріїв втрати несучої здатності та стійкості сталевих конструкцій, аналіз впливу вибухових навантажень і пожежі на формування граничних станів та систематизація показників для оцінювання технічного стану конструктивної системи.

14. **Пурденко Р. Р.,** Майборода Р. І., Отрош Ю. А., Фігулі Л. І. Необхідність дослідження механізмів відшарування вогнезахисних покриттів під дією вибухових навантажень. Problems of Emergency Situations: Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції. Черкаси: НУЦЗ України, 2026. С. 125–126. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/28271>

Особистий внесок – обґрунтування необхідності дослідження механізмів відшарування вогнезахисних покриттів під дією вибухових навантажень, аналіз впливу інтенсивних деформацій сталевих конструкцій на порушення зчеплення між сталевим елементом і вогнезахисним шаром, а також визначення передумов для подальшого моделювання цього процесу з урахуванням короткочасної імпульсної дії вибуху.

ABSTRACT

Purdenko R. R. Assessment of the resistance of load-bearing fireproofed steel structures to accidental actions associated with external explosion and fire.

Thesis for the degree of Doctor of Philosophy in the specialisation 261 – Fire Safety. – National University of Civil Protection of Ukraine, State Emergency Service of Ukraine, Cherkasy, 2026.

This thesis is devoted to addressing an important scientific and practical problem in the field of fire safety – assessing the resistance of load-bearing steel fire-resistant structures to emergency impacts associated with external explosions and fire.

The introduction provides an overview of the thesis and justifies the relevance of the chosen topic in the context of growing threats to critical infrastructure, particularly those resulting from explosive charges, fires and combined emergency impacts. The aim of the work, the main research objectives, the object and subject of the research are formulated, and the research methods, scientific novelty and practical significance of the results obtained are defined. Information is provided on the work's connection with scientific programmes, the candidate's personal contribution, the validation of the research results, publications, and the structure and scope of the thesis.

The first chapter analyses scientific sources, regulatory documents and practical cases of the collapse of steel frame structures due to explosive and fire effects. Accidents and disasters involving the combined effects of explosion and fire are examined, methods for calculating steel structures under explosive loads are analysed, approaches to assessing their performance at high temperatures are discussed, and the effectiveness of fire protection systems is investigated. It has been established that under combined blast and fire effects, steel structures suffer significant damage, which may manifest as localised deformations, loss of stability of columns and frames, damage to joints, delamination of the fire protection layer, and the progression of building collapse. The necessity of developing a methodology for

assessing the stability of fire-protected steel structures, taking into account explosive loads, damage to the fire-protective layer and the subsequent thermal effects of a fire, has been substantiated.

In the second chapter, a mathematical model has been developed to predict the stress-strain state of load-bearing steel structures with fire protection and the dynamics of fire-protective coating delamination under explosion conditions. The proposed model describes the joint behaviour of the ‘steel structure–fire-resistant layer’ system during the initial loading stage, the initiation of damage in the contact zone, the development of detachment and displacement of the fire-resistant layer, as well as the transition to a state of partial or complete loss of adhesive bonding. Based on this model, computer simulation of the contact interaction between the steel surface and the fire-retardant coating has been carried out using the finite element method. The developed model was validated by comparing the results of numerical simulations with experimental data on the behaviour of steel members with a fire-retardant coating under short-term impulse loading. It was established that the model allows the reproduction of characteristic damage zones, cracking and delamination of the fire-retardant layer, which confirms its suitability for assessing the load-bearing capacity of steel structures under fire conditions following an explosive impact. Computer models have been developed to predict the stress-strain state of a steel I-beam and a reinforced concrete floor slab under explosive loading. The adequacy of the developed models has been verified; the results confirm their ability to correctly reproduce the stress-strain state of structural elements, as well as their vibrational response following the completion of the positive phase of the impulse load.

The third chapter sets out a methodology for assessing the stability of load-bearing fire-protected steel structures under emergency loads associated with external explosions and fire, and provides a software implementation of the methodology. The methodology involves creating a structural model of the building, determining the parameters of the external explosive load, assessing the stress-strain state of steel structures, identifying areas of potential damage or delamination of the fire-resistant layer, and subsequently evaluating the performance of the structural system under fire

conditions. The proposed approach makes it possible to identify the most vulnerable elements of a building, determine the level of structural stability following an explosion and subsequent fire, and justify the need for additional structural or engineering measures.

The fourth chapter proposes approaches to ensuring the resistance of load-bearing steel fire-protected structures to external explosions and fire. The validity of the developed methodology has been verified and the effectiveness of the proposed approaches has been assessed. The rationale for taking into account not only the direct damage to steel elements caused by the blast wave, but also the possible compromise of the integrity of the fire-resistant coating, which significantly reduces the actual fire resistance limit of the structures and the fire resistance rating of the building as a whole, is substantiated. It has been demonstrated that the application of the proposed methodology allows for the reliable identification of critical damage zones in the fire-resistant coating, the prediction of the consequences of combined emergency impacts, and the formulation of rational decisions regarding the protection of fire-resistant load-bearing steel structures.

The scientific novelty of the results obtained lies in the fact that:

1. **For the first time**, a mathematical model has been developed to predict the stress-strain state of load-bearing steel fire-protected structures and the dynamics of fire-protective coating delamination under explosion conditions; unlike existing models, takes into account the combined behaviour of the steel structure and the fire-resistant coating under explosion conditions and enables the identification of areas where the fire-resistant coating detaches.

2. **For the first time**, a methodology has been developed for assessing the stability of load-bearing steel fire-protected structures against emergency loads associated with external explosions and fire. This method enables the determination of the stress-strain state of a building's structural system under external explosive loads, taking into account the possible delamination of the fire-protective coating on load-bearing steel structures. It is based on a mathematical model developed to predict the stress-strain state of load-bearing steel fire-protected structures and the

detachment of the fire-protective coating under conditions of an explosion and subsequent thermal effects from a fire, identifying the most vulnerable load-bearing structures of the building, and implementing structural solutions or engineering and technical measures to prevent damage.

3. A computer model of the behaviour of load-bearing steel fire-resistant structures under the influence of external explosions and fires **has been refined**, enabling the software implementation of the developed methodology.

4. Approaches to ensuring the resistance of load-bearing steel fire-protected structures to external explosions and fire **have been further developed**.

The methodology developed for assessing the stability of load-bearing steel fire-protected structures under emergency loads associated with external explosions and fire represents a new approach that allows for the sequential effects of explosive loads, local damage to steel members following an explosion, possible delamination or compromise of the fire-resistant layer, as well as subsequent changes in the load-bearing capacity of structures under high-temperature fire conditions. The use of an advanced computer model within the LIRA-FEM software package enables a step-by-step analysis of the stress-strain state of the structural system, the identification of the most vulnerable elements and critical damage zones, as well as the justification of structural and engineering measures aimed at ensuring the stability of fire-protected steel structures. This is of practical significance for the design, inspection, reconstruction and maintenance of the required level of fire safety in buildings and structures, particularly critical infrastructure facilities, under conditions of combined emergency impacts of man-made and military nature.

Keywords: explosion, fire, fire protection, delamination, steel structures, mathematical model, methodology, computer model, critical infrastructure facility, LIRA-FEM software.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ.....	2
ЗМІСТ.....	15
ВСТУП.....	18
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ДОСЛІДЖЕНЬ ЩОДО ОЦІНЮВАННЯ СТІЙКОСТІ НЕСУЧИХ СТАЛЕВИХ ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДО НАДЛИШКОВОГО ТИСКУ ВИБУХУ ТА ВИСОКОТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВІВ ПОЖЕЖІ, ПОВЕДІНКИ ВОГНЕЗАХИСНОГО ПОКРИВУ.....	28
1.1. Аналіз аварій та руйнувань сталевих конструкцій внаслідок вибуху та пожеж.....	28
1.2. Сучасні підходи до розрахунку сталевих конструкцій на вибухові навантаження.....	34
1.3. Сучасні підходи до розрахунку сталевих конструкцій на вплив високих температур.....	42
1.4. Сучасні дослідження ефективності вогнезахисту сталевих конструкцій....	50
Висновки до розділу 1.....	54
РОЗДІЛ 2. РОЗРОБКА МОДЕЛЕЙ ПРОГНОЗУВАННЯ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ВІДШАРУВАННЯ ВОГНЕЗАХИСНОГО ПОКРИВУ В УМОВАХ ЗОВНІШНЬОГО ВИБУХУ.....	57
2.1. Удосконалення комп'ютерної моделі нестационарного прогріву вогнезахисної сталевий балки.....	57
2.2. Розробка комп'ютерної моделі нестационарного прогріву вогнезахисної сталевий колони.....	59
2.3. Розробка математичної моделі прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриття в умовах вибуху.....	64

2.4. Перевірка математичної моделі прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриву в умовах вибуху.....	73
2.5. Розробка комп'ютерної моделі прогнозування напружено-деформованого стану сталевих двотавра в умовах вибухового навантаження.....	87
2.6. Розробка комп'ютерної моделі прогнозування напружено-деформованого стану залізобетонних плит перекриття в умовах вибухового навантаження...	102
Висновки до розділу 2.....	110
РОЗДІЛ 3. РОЗРОБКА МЕТОДИКИ ОЦІНЮВАННЯ СТІЙКОСТІ НЕСУЧИХ СТАЛЕВИХ ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДО АВАРІЙНИХ ВПЛИВІВ ПОВ'ЯЗАНИХ ІЗ ЗОВНІШНІМ ВИБУХОМ ТА ПОЖЕЖЕЮ. ПРОГРАМНА РЕАЛІЗАЦІЯ МЕТОДИКИ.....	
3.1. Методика оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею.....	114
3.2. Розробка комп'ютерної моделі поведінки несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу зовнішніх вибухів та пожеж.....	137
Висновки до розділу 3.....	161
РОЗДІЛ 4. РОЗРОБКА РЕКОМЕНДАЦІЙ ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ НЕСУЧИХ СТАЛЕВИХ ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДО ВПЛИВУ ЗОВНІШНЬОГО ВИБУХУ ТА ПОЖЕЖІ. ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ.....	
4.1. Підходи щодо забезпечення стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до зовнішнього вибуху та пожежі.....	162
4.1.1. Заходи щодо зменшення вибухового впливу на будівельні конструкції.....	163
4.1.2. Заходи спрямовані на запобігання руйнуванню вогнезахисних матеріалів від вибухового впливу	165
4.1.3. Визначення, підсилення і резервування ключових несучих елементів...	166

4.2. Визначення ефективності методики оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею.....	171
Висновки до розділу 4.....	176
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	178
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	181
ДОДАТОК А. Список опублікованих праць за темою дисертації.....	202
ДОДАТОК Б. Акти впровадження результатів дисертаційної роботи.....	208
ДОДАТОК В. Локальні кошториси на будівельні роботи для об'єкта критичної інфраструктури.....	212

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження.

Збройна агресія російської федерації проти України супроводжується ураженням значної кількості об'єктів критичної інфраструктури. Повномасштабне вторгнення характеризується застосуванням високоточних засобів повітряного нападу, зокрема ракет та безпілотних літальних апаратів. Їх використання, у тому числі в комбінованих варіантах, обумовлює вплив на критичні елементи інфраструктурних об'єктів.

Забезпечення захисту об'єктів критичної інфраструктури розглядається як комплексне завдання, одним із напрямів якого є застосування засобів пасивного інженерного захисту.

У сучасних умовах **актуальним є питання** забезпечення пожежної безпеки об'єктів критичної інфраструктури. Одним із суттєвих чинників небезпечного впливу є застосування безпілотних літальних апаратів як засобів ураження, наслідком чого може бути пошкодження конструктивних елементів будівель і споруд, розвиток локальних руйнувань внаслідок вибуху та виникнення пожеж. Вразливість об'єктів критичної інфраструктури до таких атак обумовлена тим, що більшість із них проєктувались без урахування цілеспрямованого повітряного ураження. У зв'язку з цим виникає необхідність оцінювання ефективності конструктивних рішень або інженерно-технічних заходів, удосконалення підходів задля забезпечення стійкості об'єктів до впливів зовнішніх вибухів та пожеж.

За офіційними даними Міністерства розвитку громад, територій та інфраструктури України та аналітичного центру KSE Institute, станом на 2024 рік в Україні пошкоджено або зруйновано 236 тис. житлових будівель. Унаслідок бойових дій зазнали руйнувань Каховська та Дніпровська гідроелектростанції, Трипільська та Зміївська теплоелектростанції, а також значна частина інших генеруючих потужностей, високовольтних підстанцій і об'єктів нафтогазової інфраструктури. Крім того, зруйновано або суттєво

пошкоджено майже 500 великих і середніх приватних та державних підприємств.

Узагальнення аналітичних матеріалів свідчить про значні масштаби пошкодження промислових будівель, серед яких поширеними є каркасні споруди з великими прольотами (ангари, склади, виробничі цехи). У таких будівлях пошкодження несучих елементів, зокрема колон або елементів ферм, може призводити до втрати просторової жорсткості та розвитку прогресуючого обвалення. Значна частина зазначених споруд проектувалася без урахування дії вибухових та інших динамічних навантажень.

Пошкодження будівель супроводжується матеріальними втратами, витратами на відновлення та ліквідацію наслідків руйнувань, а також порушенням виробничих процесів і пошкодженням обладнання. За оцінками Світового банку та Організації Об'єднаних Націй, значна частина промислових споруд, що зазнали вибухових впливів, не була розрахована на дію динамічних навантажень. Навіть локальні пошкодження елементів металевих каркасів можуть призводити до втрати просторової жорсткості будівлі та обмеження можливості її подальшої експлуатації.

В умовах воєнного стану при оцінці надійності будівель необхідно враховувати не лише традиційні навантаження (власну вагу конструкцій, снігові та вітрові впливи), а й додаткові динамічні впливи, зокрема дію вибухових хвиль та уламків. Це обумовлює необхідність удосконалення підходів до проектування та оцінки надійності споруд, насамперед промислових будівель із металевим каркасом.

Ідея роботи полягає у вирішенні важливого науково-практичного завдання в галузі пожежної безпеки, а саме: забезпечення стійкості несучих сталевих вогнезахисних каркасів до комбінованого впливу вибухових навантажень та пожежі. Разом із тим встановлено, що невирішеним залишається питання розроблення адекватних комп'ютерних моделей для визначення меж вогнестійкості вогнезахисних сталевих конструкцій, які б дозволяли моделювати їх нестационарний прогрів, математичних моделей

прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих конструкцій в умовах вибуху з врахуванням динаміки відшарування вогнезахисного шару, методик оцінювання.

Для України в умовах повномасштабної війни актуальним завданням є оцінювання стійкості сталевих конструкцій до впливу вибуху та пожежі, оскільки значна кількість об'єктів енергетики, логістики, нафтогазового сектору та складської інфраструктури зазнає такого типу ураження.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Робота виконувалася за напрямами та тематикою, затвердженими постановою КМУ від 01.03.2024 № 220 «Середньострокові пріоритетні напрями інноваційної діяльності загальнодержавного рівня на період до 31 грудня року, наступного після припинення або скасування воєнного стану в Україні», наказом МВС України № 326 від 21.05.2024 «Про затвердження тематики наукових досліджень і науково-технічних (експериментальних) розробок на 2025-2029 роки» та в межах науково-дослідної роботи кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки Національного університету цивільного захисту України № ДР 0123U100665 «Підвищення надійності захисних споруд цивільного захисту», в якій автор брав участь як виконавець.

Мета і завдання дослідження відповідно до предмета та об'єкта дослідження.

Метою роботи є розробка методики оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити наступні завдання дослідження:

1. Проаналізувати сучасний стан досліджень щодо оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до надлишкового тиску вибуху та високотемпературних впливів пожежі, поведінки вогнезахисного покриття будівельних конструкцій.

2. Розробити моделі, що дозволяють прогнозувати напружено-деформований стан будівельних конструкцій та відшарування вогнезахисного покриття в умовах зовнішнього вибуху.

3. Розробити методику оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до аварійних впливів пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею, виконати програмну реалізацію методики.

4. Розробити підходи щодо забезпечення стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу зовнішнього вибуху та пожежі й оцінити ефективність запропонованої методики.

Об'єкт дослідження. Вплив вибуху та високотемпературний вплив пожежі на стійкість несучих сталевих вогнезахисних конструкцій.

Предмет дослідження. Параметри напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та вогнезахисного покриття в умовах динамічного навантаження від вибуху та високотемпературного впливу пожежі.

Методи дослідження. У роботі використано такі методи дослідження: методи експериментального дослідження поведінки зразків при нагріванні та впливу вибуху, метод скінченних елементів; математичне та комп'ютерне моделювання процесів нестационарного теплообміну між факелом пожежі та будівельними конструкціями шляхом використання методу нестационарної теплопровідності; для обробки експериментальних даних та верифікації результатів теоретичних досліджень застосовано методи математичної статистики.

Наукова новизна отриманих результатів.

1. **Вперше** розроблено математичну модель прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриття в умовах вибуху, яка на відміну від існуючих, враховує сумісну роботу сталеві конструкції й вогнезахисного покриття в умовах впливу вибуху та дозволяє визначати зони відшарування вогнезахисного покриття.

2. **Вперше** розроблено методику оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею, яка дозволяє визначати напружено-деформований стан конструктивної системи будівлі в умовах зовнішнього вибухового навантаження з урахуванням можливого відшарування вогнезахисного покриву несучих сталевих конструкцій, яка базується на розробленій математичній моделі прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та відшарування вогнезахисного покриву в умовах вибуху та подальшого температурного впливу від пожежі, виявлення найбільш уразливих несучих конструкцій будівлі, вжиття конструктивних рішень або інженерно-технічних заходів задля недопущення руйнувань.

3. **Удосконалено** комп'ютерну модель поведінки несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу зовнішніх вибухів та пожеж, яка забезпечує програмну реалізацію розробленої методики.

4. **Набули** подальшого розвитку підходи до забезпечення стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до зовнішнього вибуху та пожежі.

Розроблена методика оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею, є новим підходом, який дозволяє враховувати послідовну дію вибухового навантаження, локальні пошкодження сталевих елементів після вибуху, можливе відшарування або порушення цілісності вогнезахисного шару, а також подальшу зміну несучої здатності конструкцій за умов високотемпературного впливу пожежі. Використання удосконаленої комп'ютерної моделі у програмному комплексі LIRA-FEM забезпечує можливість поетапного дослідження напружено-деформованого стану конструктивної системи, визначення найбільш уразливих елементів і критичних зон пошкодження, а також обґрунтування конструктивних та інженерно-технічних заходів, спрямованих на забезпечення стійкості вогнезахисних

сталевих конструкцій. Це має практичне значення для проектування, обстеження, реконструкції та забезпечення нормованого рівня пожежної безпеки будівель і споруд, зокрема об'єктів критичної інфраструктури, в умовах комбінованих аварійних впливів техногенного та воєнного характеру.

Одержані в роботі теоретичні та експериментальні результати дозволяють стверджувати про необхідність урахування аварійних впливів, зокрема зовнішнього вибуху та пожежі. Такий підхід забезпечує достовірне прогнозування поведінки конструкцій у надзвичайних ситуаціях і має важливе практичне значення для підвищення рівня пожежної безпеки, оптимізації проектних рішень та формування ефективних протипожежних заходів на етапі проектування будівель, які можуть піддаватися впливу зовнішнього вибуху та подальшої пожежі.

Достовірність та обґрунтованість результатів підтверджуються розв'язанням поставленої задачі з використанням результатів чисельних досліджень; використанням у розрахунках фундаментальних закономірностей будівельної механіки, опору матеріалів, методів розрахунку будівельних конструкцій за допомогою сучасних розрахункових комплексів на основі методу скінченних елементів; задовільною збіжністю власних результатів комп'ютерного моделювання з експериментальними результатами натурних випробувань (похибка до 12%), у тому числі закордонних, даними комп'ютерного моделювання роботи конструкцій та матеріалу, а також статистичною обробкою отриманих результатів.

Практичне значення отриманих результатів полягає у можливості використання результатів роботи під час розробки проектної документації на нове будівництво, реконструкцію, технічне переоснащення та капітальний ремонт, для оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею та у разі необхідності розробляти відповідні конструктивні рішення або інженерно-технічні заходи з метою недопущення руйнувань.

Розроблена методика оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею, яка базується на розробленій математичній моделі, є новим підходом, який дозволяє реалізовувати стратегії проектування, приймати обґрунтовані рішення щодо вибору конструктивних та інженерно-технічних заходів для забезпечення структурної цілісності будівель в умовах комбінованих аварійних навантажень. Використання удосконаленої комп'ютерної моделі дозволяє автоматизувати процес оцінювання стійкості будівель зі сталевією вогнезахисною конструктивною системою, здійснювати поетапне дослідження напружено-деформованого стану конструктивної системи та визначати критичні зони руйнування конструкцій, відшарування вогнезахисного шару. Це забезпечує практичну цінність як на стадії проектування нових об'єктів, так і обстеження та реконструкції існуючих споруд, а також може бути використано в системах підтримки прийняття рішень в умовах надзвичайних ситуацій техногенного та воєнного характеру.

Результати дисертаційної роботи впроваджені в наступному:

1. Розроблена методика оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею застосовується в межах повноважень практичними підрозділами ГУ ДСНС України у Дніпропетровській області (Акт впровадження від 11.05.2026).

2. Розроблена методика оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею та математична модель прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриву в умовах вибуху, використовуються ТОВ «КОВЛАР ГРУП» при оцінюванні та розробленні заходів з підвищення стійкості до відшарування вогнезахисних покривів від сталевих конструкцій в умовах вибуху (Акт впровадження б/н).

3. Теоретичні положення роботи використані в навчальному процесі для підготовки здобувачів за другим (магістерським) рівнем вищої освіти, галузь знань К Безпека та оборона, спеціальність К8 Пожежна безпека (Акт впровадження від 04.05.2026).

Особистий внесок здобувача полягає в тому, що всі основні результати дисертаційного дослідження автором одержані самостійно та наведені в роботах, що представлені в додатку А. У роботах [1, 2] здобувачем здійснено огляд проблематики, аналіз досліджень та публікацій, участь у проведенні чисельних розрахунків. У роботі [3] здійснено постановку завдання, аналіз наукових праць, розробка чисельної моделі в ПК «САПФІР 3Д», проведення чисельного моделювання впливу пожежі на конструктивну систему будівлі з врахуванням сумісної роботи конструкцій та масиву ґрунту. У роботі [4] проведено огляд проблематики, аналіз досліджень та публікацій, участь в удосконаленні математичної моделі оцінювання вогнестійкості вогнезахисних сталевих конструкцій, розробка комп'ютерної моделі для проведення чисельних розрахунків. У роботі [5] здійснено постановку завдання, огляд проблематики, аналіз літературних джерел, розробка чисельної моделі оцінювання надійності будівельних конструкцій під дією вибухових навантажень, визначення параметрів вибухового впливу, аналіз напружено-деформованого стану. У роботі [6] виконано огляд проблематики, аналіз досліджень та публікацій, розробка скінченно-елементної моделі сталевій двотавровій колоні за умов вибухового навантаження, визначення її напружено-деформованого стану, аналіз зон концентрації напружень, деформацій та можливого зниження стійкості конструктивного елемента, порівняння експериментальних даних та чисельних результатів. У роботі [7] здійснено постановку проблеми, аналіз останніх досліджень, розробка комп'ютерної моделі прогнозування напружено-деформованого стану залізобетонної плити перекриття при дії імпульсного вибухового навантаження, перевірка достовірності моделі. У роботі [8] розроблено чисельну моделі паркінгу для автомобілів та моделювання впливу пожежі (вибуху) на стійкість

будівлі, формування наукового завдання щодо необхідності забезпечення стійкості будівель в умовах пожежі. У роботі [9] взята участь в розробці 3D-моделі вогнезахищеної реактивним вогнезахисним покриттям сталеві колони двотаврового перерізу в програмному комплексі ЛРА-САПР. У роботі [10] взята участь в розробці підходу до моделювання оцінювання вогнестійкості вогнезахищених залізобетонних конструкцій, формування розрахункової схеми конструктивного елемента та аналіз впливу вогнезахисного покриття на зміну його температурного стану за умов пожежі. У роботі [11] взята участь в апробації методики при оцінюванні вогнестійкості вогнезахищених будівельних конструкцій будівлі. У роботі [12] розроблена розрахункова модель взаємодії системи «грунт – фундамент – будівля», здійснено аналіз напружено-деформованого стану будівельних конструкцій з урахуванням основи та оцінювання впливу такої взаємодії на стійкість конструктивної системи будівлі. У роботі [13] обґрунтуванні критеріїв втрати несучої здатності та стійкості сталевих конструкцій, аналіз впливу вибухових навантажень і пожежі на формування граничних станів та систематизація показників для оцінювання технічного стану конструктивної системи. У роботі [14] здійснено обґрунтування необхідності дослідження механізмів відшарування вогнезахисних покриттів під дією вибухових навантажень, аналіз впливу інтенсивних деформацій сталевих конструкцій на порушення зчеплення між сталевим елементом і вогнезахисним шаром, а також визначення передумов для подальшого моделювання цього процесу з урахуванням короткочасної імпульсної дії вибуху.

Апробація матеріалів дисертації.

Основні положення та результати дисертаційного дослідження було представлено та обговорено на науково-практичних конференціях різного рівня:

– Всеукраїнській науково-практичній конференції з міжнародною участю «Актуальні проблеми пожежної безпеки та запобігання надзвичайним ситуаціям в умовах сьогодення» (м. Львів, ЛДУБЖД, 2022 р.);

- міжнародних конференціях серії «Проблеми пожежної безпеки» / «Fire Safety Issues» (м. Харків, НУЦЗ України, 2024 р.);
- Всеукраїнських науково-практичних конференціях з міжнародною участю «Надзвичайні ситуації: безпека та захист» (м. Черкаси, НУЦЗ України, 2024 р.);
- Міжнародних науково-практичних конференціях «Problems of Emergency Situations» (м. Харків, НУЦЗ України, 2023 р.; м. Черкаси, НУЦЗ України, 2026 р.);
- круглому столі (вебінарі) «Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, реагування та ліквідація їх наслідків» (м. Харків, НУЦЗ України, 2023 р.);
- XI Міжнародній науково-технічній конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки» (м. Одеса, ОДАБА, 2025 р.);
- I Міжнародній науково-практичній конференції «Технології безпеки: сучасні виклики та перспективи» (м. Черкаси, ЧДТУ, 2026 р.).

Результати дисертаційного дослідження в цілому розглядалися на засіданнях кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки Національного університету цивільного захисту України (березень 2023 р., серпень 2023 р., березень 2024 р., серпень 2024 р., грудень 2024 р., березень 2025 р., серпень 2025 р.).

Публікації. Результати дисертаційного дослідження опубліковано у 14 наукових працях, з них 7 статей у фахових виданнях України, 1 публікація у закордонному виданні та 6 тез доповідей на конференціях.

Структура та обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається із титульної сторінки, анотації, змісту, вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел, додатків. Загальний обсяг дисертації становить 232 сторінок, з яких 163 сторінок основного тексту, містить 74 рисунків та 22 таблиці. Список використаних джерел налічує 164 найменувань.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ДОСЛІДЖЕНЬ ЩОДО ОЦІНЮВАННЯ СТІЙКОСТІ НЕСУЧИХ СТАЛЕВИХ ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДО НАДЛИШКОВОГО ТИСКУ ВИБУХУ ТА ВИСОКОТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВІВ ПОЖЕЖІ, ПОВЕДІНКИ ВОГНЕЗАХИСНОГО ПОКРИВУ

У межах вирішення першого наукового завдання проаналізовано аварії та руйнування сталевих конструкцій унаслідок вибуху й пожежі; сучасні підходи до розрахунку сталевих конструкцій на вибухові навантаження; методи оцінювання роботи сталевих конструкцій за впливу високих температур; а також сучасні дослідження ефективності вогнезахисту сталевих конструкцій.

1.1. Аналіз аварій та руйнувань сталевих конструкцій внаслідок вибуху та пожеж

Однією з небезпечних форм аварійного впливу на сталеві каркасні будівлі є комбінована дія вибуху та пожежі. Такий сценарій поєднує короткочасне імпульсне навантаження, що спричиняє первинні локальні пошкодження конструктивних елементів, з подальшим тепловим впливом, який знижує жорсткість, міцність і стійкість несучої системи. У результаті формується складний напружено-деформований стан, за якого навіть локальні початкові пошкодження можуть призвести до значних руйнувань.

Прикладом комбінованого руйнування є катастрофа будівель Всесвітнього торгового центру в Нью-Йорку у 2001 році. Удар літаків спричинив локальне пошкодження колон та ферм перекриття, а також часткове руйнування вогнезахисного покриття. Подальша інтенсивна пожежа призвела до швидкого нагрівання сталевих елементів, зниження їх жорсткості та несучої здатності, що в підсумку викликало прогресуюче обвалення [1]. Цей випадок показав, що навіть за наявності значного запасу міцності каркасної системи

комбінований динамічний та термічний вплив здатний ініціювати прогресуюче обвалення.

До аналогічної групи належать пожежі у багатоповерхових будівлях у Тегерані (Іран) 19 січня 2017 року та Сан-Паулу (Бразилія) 1 травня 2018 року [2, 3]. У цих випадках чинником руйнування став не вибуховий вплив, а тривале горіння пожежного навантаження, яке спричинило втрату стійкості та жорсткості несучих елементів (рис. 1.1, 1.2).



Рис. 1.1 – Пожежа у висотній будівлі Plasco в місті Тегеран, перед обваленням конструкцій



Рис. 1.2 – Наслідки пожежі та обвалення багатоповерхової будівлі в Сан-Паулу

12 серпня 2015 року в місті Тяньцзінь (Китай) на складі логістичної компанії, де зберігалися небезпечні хімічні речовини, сталася серія потужних вибухів із подальшою пожежею [4]. Цей інцидент є характерним прикладом комбінованої дії вибухових навантажень та пожежі на великі складські та логістичні об'єкти. Для подібних споруд характерними є значні прольоти, застосування сталевих рам, ферм та легких огорожувальних конструкцій, які є чутливими до локальних імпульсних пошкоджень та подальшого нагрівання. У таких умовах виникає складний напружено-деформований стан, що супроводжується ризиком швидкої втрати просторової жорсткості системи.

Подібні закономірності простежуються і в інших аваріях на складських та промислових об'єктах. Зокрема, вибух на складі піротехніки та феєрверків у місті Сеест (Данія) 3 листопада 2004 року супроводжувався серією потужних

вибухів та масштабною пожежею, які призвели до руйнувань навколишньої забудови [5]. Вибух 11 грудня 2005 року пароповітряної хмари на нафтосховищі Buncfield (Велика Британія) став одним із найбільших промислових вибухів у Європі. За результатами обстежень було зафіксовано пластичні деформації сталевих рам, втрату стійкості колон, локальні зсувні руйнування вузлів і часткове обвалення елементів покриття [6]. На складі в місті Янгон (М'янма) 29 грудня 2011 року первинна пожежа згодом спричинила серію вибухів, які зруйнували десятки складських і житлових споруд [7].

У місті Вест (штат Техас, США) вибух аміачної селітри призвів до масових руйнувань виробничих і житлових будівель, супроводжувався зминанням колон, руйнуванням рамних вузлів, зсувними деформаціями балок і втратою просторової жорсткості каркасів [8].

Вибух у порту Бейрута 4 серпня 2020 року, що стався після пожежі на складі аміачної селітри, спричинив руйнування портової та міської інфраструктури в радіусі багатьох кілометрів, підтвердивши високий руйнівний потенціал поєднання пожежі, вибуху та великої кількості вибухонебезпечних речовин [9].

Окрему групу становлять аварії на об'єктах критичної інфраструктури та нафтогазового комплексу, для яких характерна підвищена вразливість до комбінованих динамічних та високотемпературних впливів. Така вразливість пояснюється не лише наявністю резервуарів із горючими речовинами, технологічного обладнання та розгалужених інженерних мереж, а й системною значущістю цих об'єктів, для яких локальне пошкодження здатне спричинити каскадні наслідки для суміжних підсистем [10–13]. У дослідженні [13] підкреслено, що пожежі становлять окрему загрозу для критичної інфраструктури, а їх наслідки слід оцінювати не лише за критерієм безпеки людей, а й з позиції збереження функціональності та швидкого відновлення об'єкта.

На нафтовому комплексі в Імо Ріверс (Нігерія) 22 квітня 2022 року потужне займання та вибух спричинили масштабну пожежу з людськими жертвами та екологічними збитками [14]. Вибух у великому портовому

комплексі Ірану 26 квітня 2025 року також супроводжувався руйнуваннями складських та контейнерних зон, у конструктивному відношенні представлених переважно металевими елементами та легкими каркасними системами [15]. Такі приклади свідчать про те, що для промислових та транспортних об'єктів значення мають не лише параметри вибуху, а й пожежне навантаження, наявність горючих речовин, резервуарів, технологічного обладнання та вторинних джерел детонації.

Для України в умовах повномасштабної війни актуальним є оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до комбінованого вибухо-пожежного впливу, оскільки значна кількість об'єктів енергетики, логістики, нафтогазового сектору та складської інфраструктури зазнає такого типу ураження. Ракетно-дронові удари по об'єктах енергетичного сектору спричинили пошкодження теплоелектростанцій, підстанцій, ліній електропередачі та інших об'єктів критичної інфраструктури [16, 17], а в окремих випадках – руйнування енергетичного обладнання, промислових будівель і допоміжних споруд. Доцільність такого аналізу підтверджується і сучасними підходами до оцінювання ризиків у паливно-енергетичному секторі об'єктів критичної інфраструктури, де наголошено на потребі врахування потенційних вразливостей об'єкта перед різними загрозами та можливості каскадного розвитку подій [12].

Під час масштабної атаки 15 січня 2025 року ударів зазнали газові об'єкти та газосховища України [18-20], що підтвердило їх високу вразливість до вибухо-пожежного впливу. У березні 2022 року були уражені нафтобази, хімічні підприємства та склади з горючими матеріалами: у Чернігові удар по нафтобазі спричинив вибух і серію пожеж [21], а поблизу Києва удари по складах із поліуретановою піною викликали масштабні пожежі та вторинні вибухи [22]. У 2023 році обстріли також призводили до пошкодження нафтогазових комплексів, резервуарів із нафтопродуктами та складських споруд із подальшими пожежами й руйнуванням металевих конструкцій [23].

Окрему групу становлять логістичні об'єкти, для яких характерні сталеві каркасні схеми, великі прольоти, легкі огорожувальні конструкції та висока концентрація горючого навантаження.

У 2022–2026 роках мережа «Нова пошта» зазнала численних уражень унаслідок військових дій, що поєднували вибухові навантаження та пожежі [24–29]. Такі випадки мали місце в Харківській, Одеській та Київській областях й супроводжувалися як частковим руйнуванням так і повним руйнуванням відділень, терміналів внаслідок подальших пожеж. Для подібних споруд характерним є те, що локальне ураження окремих елементів каркаса, перекриття або огорожувальних конструкцій у поєднанні з інтенсивною пожежею може швидко призводити до втрати несучої здатності конструкцій будівлі (рис. 1.3).

Сучасний етап розвитку загроз характеризується стрімким зростанням ролі безпілотних літальних апаратів як засобів ураження об'єктів критичної інфраструктури. БПЛА з вибуховим навантаженням є особливо небезпечними для сталевих каркасних будівель і технологічних споруд, оскільки поєднують високу точність доставки заряду, можливість ураження верхніх або слабо захищених зон і здатність ініціювати пожежу. Вразливість об'єктів критичної інфраструктури до таких атак обумовлена тим, що більшість із них проектувались без урахування цілеспрямованого повітряного ураження, мають відкриті технологічні майданчики, зовнішні інженерні системи, резервуари з легкозаймистими речовинами та недостатню ефективність традиційних засобів охорони щодо виявлення малорозмірних і малошвидкісних повітряних цілей. Ураження БПЛА здатне спричинити локальне руйнування конструктивних елементів, пожежу, вторинні вибухи, вихід з ладу електропостачання, зв'язку, вентиляції та інших критичних систем, а також повне припинення функціонування об'єкта.

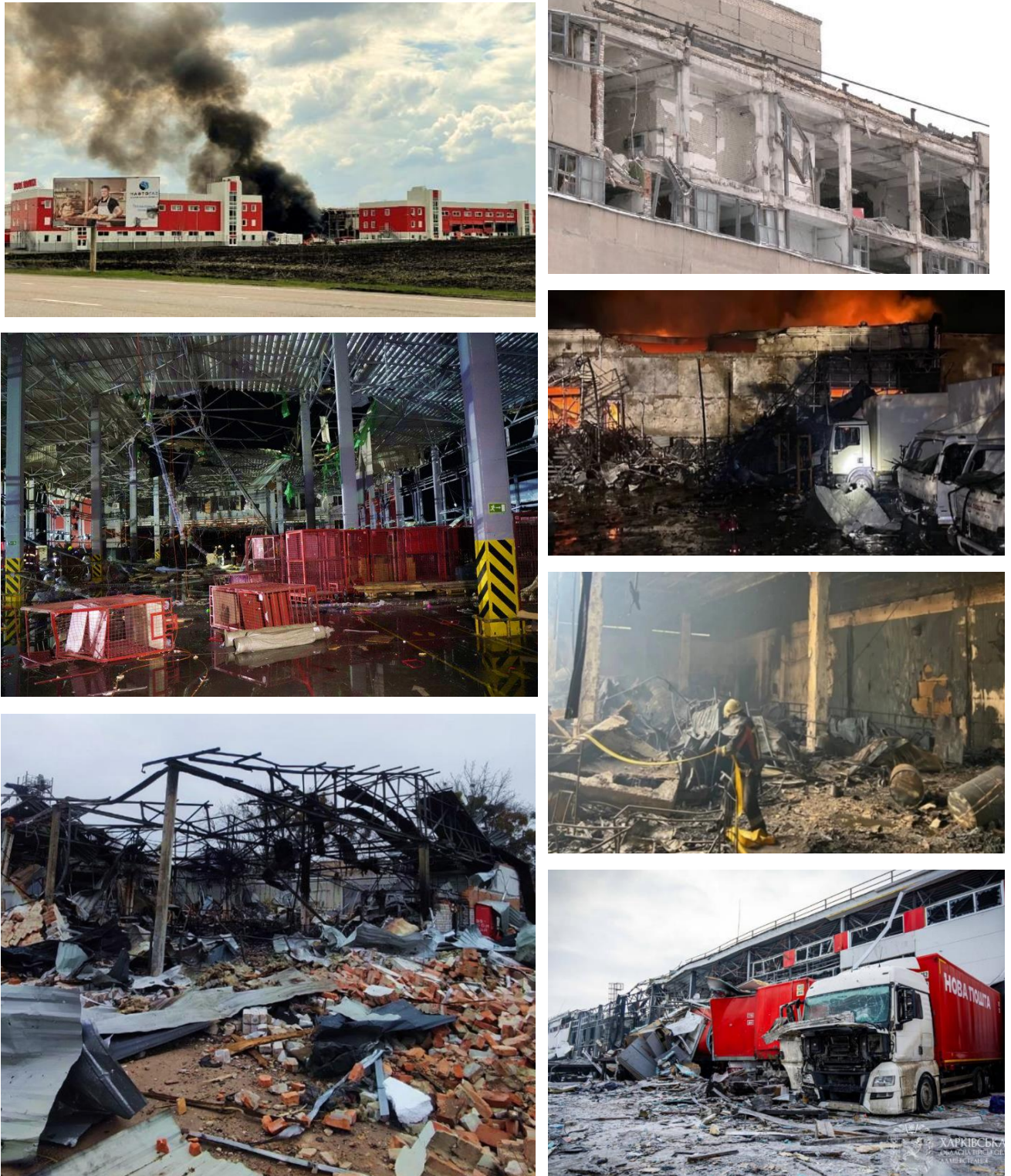


Рис. 1.3 – Наслідки ворожих атак на логістичні об'єкти мережі «Нова пошта» в Україні у 2022-2026 роках

За результатами розгляду наведених аварій встановлено, що за комбінованого вибухо-пожежного впливу руйнування несучих сталевих конструкцій може розвиватися за різними сценаріями – від локальних

пошкоджень окремих елементів і вузлів до часткового або прогресуючого обвалення споруди. Масштаб і характер таких пошкоджень залежать від інтенсивності впливу, температурного режиму, стійкості стиснутих елементів і здатності каркасної системи зберігати несучу функцію після первинного ураження.

Таким чином, за вибухо-пожежного впливу сталеві конструкції зазнають багатофакторного руйнування: локальних прогинів і згинання елементів, втрати стійкості колон і рам, деформації вузлів, відриву анкерів і подальшого прогресуючого обвалення. Масштаб пошкоджень визначається інтенсивністю вибуху, температурно-часовими умовами пожежі, чутливістю стиснутих елементів і вузлів до ударної хвилі та нагріву, а також наявністю горючих матеріалів, що можуть спричиняти вторинні вибухи. Для об'єктів критичної інфраструктури це небезпечно через ризик втрати несучої здатності та порушення роботи основних систем із розвитком каскадних аварій.

Окрему загрозу становлять БПЛА з вибуховим навантаженням, які забезпечують точкове ураження вразливих зон із подальшим виникненням пожежі. Поєднання локальних пошкоджень із інтенсивним нагрівом підвищує ймовірність часткового або руйнування будівлі. Це обґрунтовує необхідність розвитку методів оцінювання стійкості сталевих каркасів до комбінованого впливу з урахуванням навантажень від вибуху, температурного впливу від пожежі на сталеві конструкції, втрати стійкості та залишкової міцності після ураження.

1.2. Сучасні підходи до розрахунку сталевих конструкцій на вибухові навантаження

Оцінювання поведінки сталевих конструкцій за дії вибухового навантаження є складовою забезпечення їхньої несучої здатності та загальної стійкості. Особливість такого впливу зумовлена короткочасним характером дії, значною інтенсивністю тиску та наявністю імпульсної складової, що ускладнює

розрахунок напружено-деформованого стану конструкцій і потребує використання спеціальних підходів до моделювання.

У цьому контексті оцінювання надійності будівельних конструкцій під дією вибухових навантажень передбачає визначення параметрів вибухового впливу, аналіз напружено-деформованого стану конструктивних елементів та встановлення характеру їх пошкодження [30]. Водночас критерії втрати несучої здатності та стійкості сталевих конструкцій за умов аварійних впливів, зокрема вибуху та пожежі, розглянуто в [31]. Це дає змогу пов'язати оцінювання вибухового впливу з визначенням граничного стану конструктивної системи за комбінованих аварійних навантажень.

Нормативні документи та будівельні стандарти переважно ґрунтуються на спрощених підходах до врахування вибухових впливів. Так, у розділі 5 частини 7 Єврокоду 1 [32] рекомендовано проєктувати основні елементи конструктивної системи, зокрема колони першого поверху, таким чином, щоб вони зберігали несучу здатність за дії вибухового навантаження. При цьому допускається застосування квазістатичної ідеалізації вибухового тиску. Подібний підхід реалізовано і в керівництві UFC [33, 34], де наведено емпіричні методи проєктування захисних конструкцій для окремих сценаріїв зовнішніх і внутрішніх вибухів. Разом із тим у роботах [35, 36] встановлено, що формули взаємодії балки і колони, запропоновані в UFC, можуть призводити до завищення розрахункової несучої здатності колон, особливо за великих пластичних деформацій.

Дослідники [37] систематизували механізми дії вибухових хвиль на будівлі та основні методи проєктування конструкцій, стійких до вибухів, наголошуючи на використанні емпіричних оцінок тиску та імпульсу без повного динамічного аналізу локальної поведінки елементів.

Автори [38] розглянули методи розрахунку вибухостійких конструкцій, запропонувавши покрокові підходи до визначення навантажень та оцінювання деформацій несучих елементів. Водночас запропоноване моделювання

обмежується простими скінченними елементами, що не дає змоги врахувати складну локальну поведінку конструкцій.

У звіті [34] наведено стандартизовані процедури проєктування захисних конструкцій, які базуються на емпіричних формулах для зовнішніх та внутрішніх вибухів, проте вони не враховують повний спектр динамічних ефектів імпульсу та швидкості деформації матеріалу.

Аналогічні обмеження характерні для рекомендацій ASCE [39, 40], де розрахунки тиску вибуху та оцінки несучої здатності обмежуються емпіричними залежностями і не забезпечують адекватного прогнозування локальних режимів руйнування та взаємодії структурних елементів.

Аналіз наукових джерел [41–45] свідчить про актуальність проблеми оцінювання вибухового впливу на будівельні конструкції. Зокрема, дослідниками розглянуто методи оцінювання вибухових ушкоджень за результатами експериментальних сценаріїв та підкреслено роль локальних механізмів руйнування, зокрема вигину, розтягу й зсуву [41]. Окремо розглянуто підходи до моделювання навантаження конструкцій вибуховими хвилями, де важливим є врахування швидкості деформування та динамічної жорсткості матеріалів [42]. Запропоновані проєктні рекомендації для вибухостійких сталевих конструкцій переважно ґрунтуються на лінійних або емпіричних моделях [43]. Водночас показано, що традиційні методи розрахунку можуть переоцінювати несучу здатність колон і балок за дії вибухових навантажень [44]. Це підтверджує необхідність урахування динамічних ефектів вибуху, тривалості імпульсу та локальної пластичної деформації матеріалу під час сучасного проєктування й чисельного моделювання конструкцій [45].

Наявні нормативні та прикладні методики здебільшого не враховують динамічні параметри вибухового навантаження, зокрема тривалість імпульсу, швидкість наростання тиску, енергію вибуху, ефекти високих швидкостей деформацій та взаємодію локальних і глобальних механізмів руйнування. У науковій літературі для дослідження поведінки сталевих елементів під

вибуховими навантаженнями застосовуються експериментальні, аналітичні та чисельні методи.

Експериментальні методи дозволяють безпосередньо спостерігати динамічну реакцію елементів, виявляти локальні деформації, зони пластичної концентрації напружень та механізми руйнування, які складно врахувати в теоретичних моделях. Експериментальні підходи включають польові вибухові випробування, де на конструкції впливають реальні заряди вибухових речовин, а також лабораторні симуляції вибухових імпульсів, що дозволяють контролювати параметри ударної хвилі та масштаб досліду. Для вимірювання використовуються датчики тиску, акселерометри, тензометри, високошвидкісні камери та системи збору даних, що забезпечують детальне відстеження прогинів, прискорень, деформацій та часу їх розвитку.

Дослідження [36] присвячене аналізу динамічної поведінки широкополичних сталевих колон під дією польових вибухів із використанням амонійно-нітратного вибухового заряду типу ANFO. Експерименти проводилися на відкритій площадці, де застосовували датчики тиску, акселерометри та тензометри для вимірювання рефлексованого тиску, імпульсу ударної хвилі, переміщень та деформацій колон у часі, а також для оцінки післявибухових ушкоджень. Результати показали, що розподіл деформацій і напружень залежить від відстані до вибуху та величини заряду. Було встановлено, що осьове навантаження на колоні змінює період коливань, але в межах пружної відповіді не підсилює бічні деформації, тоді як при переході у пластичну стадію взаємодія осьового та бічного навантажень значно впливає на механізм руйнування.

Робота [46] орієнтована на дослідження динамічної поведінки просторової складної сталеві конструкції за дії вибухового навантаження. Експериментальні випробування включали контрольовані вибухи заряду В-типу масою близько 3,5 кг, високошвидкісну відеозйомку для відстеження часу проходження ударної хвилі та деформації елементів, а також аналіз режимів руйнування, таких як просідання плит, вигини труб та локальні

ушкодження. Встановлено, що найбільші деформації виникають у зоні найближчій до вибуху, тоді як з відстанню від центру вибуху піковий тиск і прогини різко зменшуються.

У праці [47] досліджено вплив внутрішнього вибуху на сталевий коробчастий елемент. Було проведено серію експериментів із різними масами заряду TNT всередині коробу, що дозволило оцінити залежність ушкоджень від енергії вибуху. Для вимірювань використовувався візуальний аналіз деформацій та тріщин. Результати показали, що збільшення маси заряду призводить до зростання рівня ушкоджень, поведінка коробу змінюється від помірного вигину до локального руйнування, а конфігурація коробу, наявність перегородок та ребер жорсткості впливає на характер деформацій і місця руйнування.

Динамічна відповідь сталевих елементів на дію ударної хвилі в контрольованих лабораторних умовах розглянута в дослідженні [48]. Експерименти виконували на зразках з м'якої сталі при різних рівнях інтенсивності вибухового навантаження з вимірюванням пікового тиску, імпульсу та часу прибуття ударної хвилі. Дослідження показали, що реальна реакція сталевих елементів відрізняється від класичних аналітичних прогнозів, а чинники взаємодії між хвилею та структурою мають вплив на параметри динамічної відповіді.

Дослідження [49] присвячене аналізу динамічної реакції та характеру пошкодження квадратних трубчастих сталевих елементів під дією близькопольових вибухів. Експерименти передбачали використання вибухових зарядів у безпосередній близькості до поверхні зразків, з вимірюванням прогинів, напружень та класифікацією режимів ушкодження. Робота показала, що близькопольові вибухи викликають значні пластичні деформації, локальні згини та концентрацію напружень у кутах поперечного перерізу, а характер ушкоджень залежить від тиску ударної хвилі та геометричних параметрів труб. Отримані дані дозволяють краще зрозуміти механізми деформацій та

руйнування квадратних трубчастих елементів під вибуховим навантаженням й уточнити критерії їх вибухостійкості.

Контактні вибухові випробування прямокутних сталевих колон, заповнених бетоном, розглянуто в роботі [50]. Було проведено серію фізичних експериментів із контактом вибухового заряду безпосередньо з поверхнею сталеві труби для вивчення режимів деформацій, прискорень та швидкостей деформації. Результати показали, що при вибухових навантаженнях загальна відповідь колон була обмеженою, з локалізованими деформаціями навколо точки контакту заряду, при цьому товщина стінки труби суттєво впливала на вибухостійкість.

У [51] автор описує широкий набір експериментальних та чисельних методів для оцінки поведінки сталевих колон під вибуховими навантаженнями. У роботі приділено увагу таким аспектам, як проектування експериментальних установок для імітації ударних хвиль, вимірювальні технології для тензометрії та прискорень, а також інтеграція даних у комплексні обчислювальні моделі. Поєднання експериментальних тестів із чисельним моделюванням дозволяє отримати більш обґрунтовані прогнози динамічної поведінки колон, враховуючи нелінійні ефекти деформацій матеріалів та взаємодії структурної геометрії з ударною хвилею.

Застосування експериментальних методів дозволяє не лише верифікувати аналітичні та чисельні моделі, але й уточнити критерії вибухостійкості для різних типів сталевих елементів – колон, балок, коробчастих та трубчастих конструкцій.

Аналітичні методи дають змогу оцінювати реакцію конструкцій на імпульсні навантаження без проведення масштабних польових випробувань. Найчастіше вони базуються на еквівалентних системах з одним ступенем свободи (SDOF) або з кількома ступенями свободи (MDOF), які дозволяють описувати динамічну відповідь елемента на вибуховий імпульс, врахування пружної та пластичної стадій деформування. Перевагою таких методів є

відносна простота, швидкість розрахунку й можливість використання на етапі попереднього проєктування.

Модифікований SDOF-підхід, що враховує тривалість імпульсу та вплив близьких вибухів, розглянуто в роботі [52]. Автори [53] порівняли SDOF- і MDOF-моделі та встановили, що MDOF-моделі є точнішими для складних геометрій і нерівномірного навантаження, тоді як SDOF-підхід придатний для швидкої оцінки простих конструкцій. Водночас показано, що спрощені аналітичні методи можуть занижувати локальні пікові деформації за близькопольових вибухів [54]. Для підвищення точності таких розрахунків запропоновано модифіковані SDOF-моделі сталевих колон [55], підходи до масштабування енергетичної реакції конструкцій [56] та діаграми «тиск – імпульс» для швидкого оцінювання рівня пошкодження [57]. Комплексний підхід до проєктування сталевих конструкцій під вибухові навантаження представлено в роботі [58], а поєднання SDOF-моделей із чисельними розрахунками для багат шарових панелей – у дослідженні [59].

Перевага аналітичних методів полягає в можливості швидкого оцінювання пікових напружень, прогинів і механізмів руйнування, а також використання цих даних для калібрування чисельних моделей. Значна частина сучасних досліджень поєднує аналітичні рішення з експериментальними та чисельними методами, що дає змогу враховувати нелінійні властивості матеріалу, швидкість деформування та геометричні особливості елементів. Чисельні методи, зокрема метод скінченних елементів (FEM) і гібридні ейлер-лагранжеві моделі, забезпечують детальніше просторове та часово-залежне відтворення поведінки сталевих балок, колон, коробчастих і трубчастих конструкцій під дією вибухового навантаження.

Чисельне моделювання сталевих елементів під дією вибухових навантажень розглянуто в роботах [60–64]. Для сталевих колон оцінено вплив маси заряду та граничних умов на розвиток пластичних деформацій [60]. Поведінку сталевих пластин під вибуховим імпульсом досліджено за допомогою LS-DYNA, де встановлено вплив товщини, геометричних

параметрів і умов закріплення на величину прогинів та концентрацію напружень [61]. Також показано можливість чисельного відтворення розподілу ударної хвилі, локальних деформацій і пластичних зон за дії вибухових імпульсів середньої дальності [62]. Для перфорованих сталевих елементів визначено вплив перфорацій на локальні механізми пластичної деформації та чутливість до швидкості деформування [63]. На рівні будівлі чисельне моделювання дає змогу виявляти критичні зони концентрації напружень і потенційні місця руйнування [64].

Окремий напрям становлять дослідження, присвячені поєднанню вибухового та теплового впливів [65–70]. Для сталевих рам запропоновано змішаний підхід до моделювання одночасної дії вибуху та пожежі з використанням твердотільних і оболонкових елементів [65]. Показано, що поєднання осевого навантаження з поперечним вибуховим імпульсом змінює механізми руйнування широкополичних сталевих колон [66]. Чисельне моделювання сталевих каркасів з урахуванням вибуху та пожежі виконано на рівні всієї конструктивної системи [67]. Крім того, проведено зіставлення FEM-моделей з аналітичними SDOF-підходами для сталевих колон [68], досліджено поведінку легких сталевих колон за одночасної дії високої температури та вибухового навантаження [69], а також проаналізовано локальну реакцію W-подібних сталевих колон під вибуховим імпульсом з урахуванням впливу геометрії перерізу на прогини й концентрацію напружень [70].

Чисельне моделювання дозволяє відтворювати як пружну, так і пластичну реакцію матеріалу, враховувати ефекти швидкості деформування, локальні концентрації напружень, деформаційні хвилі та механізми руйнування, які важко або неможливо зафіксувати аналітичними чи експериментальними засобами окремо. Результати чисельних розрахунків використовуються для калібрування спрощених моделей, оптимізації геометрії елементів, оцінювання стійкості конструкцій та розроблення захисних рішень.

Таким чином, методи розрахунку сталевих конструкцій на вибухові навантаження поділяються на аналітичні, експериментальні та чисельні

підходи, кожен з яких має свої переваги та обмеження. Аналітичні моделі дозволяють швидко оцінювати пікові прогини, напруження та енергетичні характеристики елементів, а модифікації, що враховують пластичність матеріалу, геометрію конструкцій, підвищують точність прогнозів і роблять їх корисними для проектування. Експериментальні методи забезпечують безпосереднє спостереження динамічної поведінки балок, колон під вибуховим навантаженням, дозволяючи виявляти локальні концентрації деформацій, механізми руйнування та час до критичних станів, а результати експериментів є основою для калібрування аналітичних і чисельних моделей. Чисельні методи та змішані підходи дають змогу враховувати нелінійні властивості матеріалу, великі деформації та локальні механізми руйнування, ефективно моделюючи як окремі елементи, так і каркасні системи, у тому числі під комбінованою дією вибуху та пожежі.

Водночас недостатньо дослідженим залишається питання поведінки несучих вогнезахисних сталевих конструкцій за вибухового впливу, зокрема з урахуванням можливого пошкодження або відшарування вогнезахисного покриття та подальшого зниження вогнестійкості конструкцій.

1.3. Сучасні підходи до розрахунку сталевих конструкцій на вплив високих температур

Високі температури змінюють фізико-механічні властивості сталі, знижуючи її міцність, жорсткість та модуль пружності, що призводить до деформацій, втрати несучої здатності конструкцій. У зв'язку з цим сучасні методи розрахунку сталевих конструкцій на вплив високих температур базуються на урахуванні теплотехнічних та механічних процесів.

Стандарт EN 1991-1-2 визначає методику встановлення пожежного навантаження та формування температурно-часових кривих пожежі, зокрема стандартної та параметричної, що використовуються для моделювання теплового впливу на будівельні конструкції [71]. У документі регламентовано

порядок урахування теплотворної здатності горючих матеріалів, вентиляційних умов та геометричних характеристик приміщень, що дозволяє отримати реалістичні температурні режими пожежі. Національний стандарт ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2 забезпечує адаптацію зазначених положень до вітчизняної нормативної бази та практики проектування [72].

Розрахунок несучої здатності сталевих елементів в умовах пожежі регламентовано стандартом EN 1993-1-2, який передбачає використання температурно-залежних коефіцієнтів зниження міцності та модуля пружності сталі, а також оцінювання граничних станів несучої здатності та експлуатаційної придатності [73]. Документ містить методики визначення критичної температури сталі, часу до втрати несучої здатності та ефективності вогнезахисних покриттів. Відповідні положення впроваджені в Україні стандартом ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2, що забезпечує нормативну єдність із європейськими вимогами [74].

Загальні вимоги до забезпечення пожежної безпеки об'єктів будівництва встановлено ДБН В.1.1-7:2016, який визначає класи вогнестійкості будівель, мінімальні межі вогнестійкості конструкційних елементів, принципи застосування пасивних та активних засобів протипожежного захисту, а також критерії безпечної евакуації людей [75]. Даний нормативний документ формує загальну концепцію пожежної безпеки та інтегрує розрахункові положення Єврокодів у систему національного регулювання.

У сучасних дослідженнях вогнестійкості будівельних конструкцій широко застосовують аналітичні моделі, що описують термофізичні та механічні процеси в конструкціях під дією пожежі. Одним із основних напрямів є визначення нестационарного температурного поля в сталевих елементах, яке впливає на зміну механічних властивостей матеріалу. Такі підходи ґрунтуються на розв'язанні рівняння нестационарної теплопровідності з температурно-залежними параметрами. У результаті розрахунок вогнестійкості реалізується як взаємопов'язане розв'язання теплотехнічної та статичної задач, що дає змогу прогнозувати граничні стани конструкцій в умовах пожежі [76].

В [77] обґрунтовано необхідність інтеграції термомеханічних моделей із багатовимірним підходом до оцінювання безпеки, що враховує теплові, механічні та структурні ефекти пожежі. Реакцію сталевих балок і колон за дії високих температур досліджено в [78], де показано, що врахування температурної залежності границі текучості та модуля пружності дає змогу точніше прогнозувати деформації й прогини елементів.

Окремо розглянуто вплив теплових градієнтів у поперечних перерізах колон, які можуть спричинити локальну втрату несучої здатності та розвиток значних згинальних деформацій [79]. Розвиток температури у конструкційних корозійностійких сталевих профілях під час пожежі досліджено в [80]. Встановлено, що властивості матеріалу та геометрія перерізу впливають на швидкість нагрівання й розподіл температури. Принципи теплопередачі у сталевих конструкціях, зокрема конвекцію та випромінювання, описано в [81], що є основою для розрахунку температурних полів в аналітичних моделях.

Вплив зсувних сил на поведінку сталевих балок в умовах пожежі проаналізовано в [82]. Показано, що врахування поперечних сил підвищує точність прогнозування деформацій і визначення класів вогнестійкості. Поведінку частково нагрітих сталевих елементів розглянуто в [83], де зазначено, що локальні температурні градієнти можуть призводити до концентрації напружень і локальної втрати несучої здатності.

Аналітичні термомеханічні моделі поєднують розв'язання задач теплопередачі з механічними рівняннями рівноваги та законами пластичності. Це дає змогу прогнозувати не лише температурне поле, а й напружено-деформований стан сталевих елементів за підвищених температур [84,85]. Поряд із класичними аналітичними моделями застосовуються підходи, у яких аналітичні залежності поєднуються з емпіричними формулами або доповнюються урахуванням додаткових чинників.

Dual-3D гібридну модель впливу пожежі на сталеві конструкції запропоновано в [86]. Вона поєднує моделювання глобальної поведінки системи та локального руйнування колон, а також об'єднує аналітичні, чисельні

та експериментальні методи для прогнозування прогресуючої втрати несучої здатності. Автори [87] застосували гібридний метод для аналізу сталевій рами, інтегрувавши спрощені аналітичні моделі з чисельним моделюванням для оцінювання локальних і глобальних ефектів пожежного навантаження.

Валідацію гібридних моделей шляхом узгодження з фізичними експериментами на повномасштабних елементах продемонстровано в [88]. Це підвищує достовірність прогнозування температурного та деформаційного стану. Поведінку обмежених композитних балок під впливом пожежі досліджено в [89] за допомогою гібридної симуляції, яка враховує взаємодію між різними матеріалами та локальні температурні ефекти.

Експериментальні методи дослідження вогнестійкості сталевих конструкцій охоплюють випробування балок, колон, вузлів та каркасних систем у лабораторних і натурних умовах. Їх результати дають змогу встановити закономірності втрати несучої здатності, оцінити ефективність вогнезахисних матеріалів і уточнити розрахункові моделі з урахуванням повзучості, перерозподілу напружень, температурних градієнтів та механізмів руйнування.

Дослідження колон контейнерних модульних сталевих будівель за умов стандартного температурного режиму пожежі наведено в [90]. Під час випробувань вимірювали температуру, прогини та деформації із використанням термопар і тензодатчиків. Отримані результати засвідчили зниження несучої здатності колон за температур понад 500 °С, а також позитивний вплив ребер жорсткості й кріплень на вогнестійкість конструктивної системи загалом.

Експериментальні дані [91] підтверджують, що локальні температурні градієнти формують складні деформаційні режими та можуть прискорювати втрату несучої здатності порівняно з однорідним нагріванням. На основі таких даних побудовано емпіричні залежності напружень і прогинів від локальної температури.

Поведінку Н-подібних балок з осьовим обмеженням в умовах реальної пожежі досліджено в [92]. Встановлено, що осьове обмеження змінює механізм руйнування, посилює вигин і зменшує пластичність, тоді як температура та

швидкість нагрівання визначають розвиток деформацій і мікроструктурні зміни сталі.

Результати вогневих випробувань порожнистих сталевих перерізів наведено в [93]. Для таких елементів характерна складніша термомеханічна поведінка, а зниження несучої здатності за однакових температур відбувається швидше, ніж у суцільних елементах. Крім того, температурні градієнти можуть спричинити складний напружено-деформований стан, збільшення вигину та локального скручування, що свідчить про обмеженість традиційних розрахунків за рівномірного нагрівання [94].

Експериментальні дослідження вузлів «балка – колона» узагальнено в [95]. Розглянуті методики передбачають локальне або повне нагрівання, використання термопар, датчиків деформацій та відеофіксацію процесу пошкодження. Показано, що робота з'єднань істотно впливає на загальну вогнестійкість каркаса, а локальні температурні градієнти та властивості матеріалів визначають характер втрати несучої здатності.

Експериментальне дослідження круглих сталевих трубчастих колон, заповнених бетоном та захищених реактивним вогнезахисним покриттям, проведено авторами [96] згідно зі стандартом ISO 834. Водночас питання визначення меж вогнестійкості сталевих будівельних конструкцій із використанням комп'ютерного моделювання теплових процесів і сучасних програмних комплексів залишаються недостатньо опрацьованими. Це обмежує можливості аналізу вогнезахисених сталевих конструкцій.

Результати випробувань сталевих балок без вогнезахисту наведено в [97]. Експериментальні температури порівняно з розрахунками за Єврокодом 3. Проте запропоновані підходи не дають змоги оцінювати вогнестійкість балок, захищених вогнезахисними покриттями.

Окремо в роботах [98, 99] розглянуто забезпечення вогнестійкості вогнезахисених залізобетонних конструкцій. Хоча ці дослідження стосуються іншого типу конструктивних елементів, вони є важливими для формування

загального підходу до оцінювання ефективності вогнезахисних покриттів і моделювання температурного стану будівельних конструкцій.

Перехід від експериментального оцінювання до розрахункового моделювання простежується в роботах [100, 101], де розглянуто питання дослідження та моделювання вогнестійкості вогнезахисних будівельних конструкцій. Запропоновані підходи передбачають формування розрахункових схем, визначення температурного стану елементів і врахування впливу вогнезахисного покриття.

Використанням програмних комплексів ANSYS та OpenSEES наведено в [102]. Запропоновані моделі дають змогу враховувати вплив температурного режиму пожежі та постійного механічного навантаження. Водночас до обмежень цього дослідження належить неможливість урахування систем вогнезахисту в процесі моделювання.

Спроби усунути зазначені обмеження представлено в [103]. Проте відкритим залишається питання дослідження вогнестійкості вогнезахисних сталевих конструкцій.

Питання оцінювання вогнестійкості вогнезахисних сталевих конструкцій також розглянуто в роботах [104, 105]. У цих працях подано підходи до визначення межі вогнестійкості сталевих елементів із вогнезахистом, що пов'язано з необхідністю врахування параметрів вогнезахисних покриттів у комп'ютерних моделях.

Поведінку сталевих порожнистих колон за підвищених температур досліджено в [106]. Розроблені скінченно-елементні моделі дали змогу виконати чисельне моделювання роботи сталевих колон у температурних умовах пожежі. Разом із тим не визначено, яким чином ці моделі можуть бути застосовані для вогнезахисних сталевих конструкцій. З практичної точки зору це може ускладнювати врахування теплофізичних характеристик вогнезахисних покриттів під час оцінювання меж вогнестійкості сталевих конструкцій.

FEM-моделювання термічної реакції сталевих каркасів в умовах відкритих пожеж автомобільних паркінгів із використанням програмного пакета ABAQUS проведено в [107]. Модель охоплювала нелінійну теплопередачу, температурно-залежні механічні властивості сталі та геометричну нелінійність. Отримані результати дали змогу визначити критичні ділянки конструкцій, найбільш уразливі до пожежного впливу, а також оцінити ефективність захисних покриттів і систем протипожежного захисту.

Чисельне FEM-моделювання з урахуванням нелінійної поведінки матеріалу за високих температур та граничних умов для обмежених кінців балок застосовано в [108]. Метою такого підходу було створення достатньо точного інструмента для практичного інженерного розрахунку, який дає змогу швидко оцінювати прогини та напруження без повного моделювання всієї конструктивної системи.

Дослідниками [109] обґрунтовано доцільність застосування програмного комплексу SAFIR для чисельного моделювання поведінки будівельних конструкцій в умовах пожежного впливу із використанням скінченно-елементного підходу. Разом із тим у зазначеній роботі недостатньо висвітлено питання визначення теплового стану вогнезахисних сталевих конструкцій, що звужує можливості комплексного оцінювання їхньої вогнестійкості. Що, ймовірно, зумовлено складністю коректного задання теплофізичних і конструктивних параметрів вогнезахисних покриттів у середовищі SAFIR.

Нелінійний аналіз сталевих конструкцій за пожежного впливу з використанням процедури еквівалентного теплового навантаження представлено авторами [110]. Запропоноване FEM-моделювання дає змогу відтворювати прогини, локальне зниження жорсткості та визначати наближення конструкцій до критичного стану.

Подальший розвиток цього напрямку пов'язаний із поєднанням чисельних і аналітичних підходів, а також валідацією моделей за експериментальними даними [111]. Для сталевих вузлів конструкцій чисельний аналіз доповнюється врахуванням нелінійності матеріалу, контактної взаємодії та температурно-

залежних властивостей сталі, що дає змогу оцінювати пошкодження елементів з'єднань за умов пожежі [112].

Автори [113] зазначають, що розвиток методів розрахунку вогнестійкості конструкцій, зокрема в частині розв'язання теплотехнічної задачі, пов'язаний із широким упровадженням сучасного комп'ютерного програмного забезпечення. Такі засоби забезпечують достатній рівень точності та універсальності чисельного аналізу без значних матеріальних і часових витрат.

Робота [114] пов'язує окремі експериментальні, розрахункові та модельні підходи в єдину методологію оцінювання вогнестійкості конструкцій на рівні будівлі.

Таким чином, аналіз сучасних методів розрахунку сталевих конструкцій на вплив високих температур показав, що оцінювання їх вогнестійкості ґрунтується на поєднанні нормативних, аналітичних, експериментальних і чисельних підходів. Нормативна база визначає загальні вимоги та розрахункові схеми, аналітичні моделі забезпечують опис теплотехнічних і механічних процесів, експериментальні дослідження дозволяють встановити реальні закономірності втрати несучої здатності, а чисельне моделювання дає змогу враховувати нелінійні властивості матеріалу, температурні градієнти, поведінку вузлів і розвиток прогресуючого руйнування.

Разом із тим встановлено, що невирішеним залишається питання розроблення адекватних комп'ютерних моделей для визначення меж вогнестійкості вогнезахищених сталевих конструкцій, які б дозволяли моделювати їх нестаціонарний прогрів, враховувати параметри систем вогнезахисту та забезпечувати точність результатів, достатню для інженерних розрахунків.

1.4. Сучасні дослідження ефективності вогнезахисту сталевих конструкцій

Вогнезахист сталевих конструкцій застосовується для підвищення межі вогнестійкості шляхом зниження інтенсивності теплопередачі до металу. Результати лабораторних досліджень підтверджують, що вогнезахисні покриття підвищують стійкість конструкцій за умов пожежі. Зокрема, експериментально встановлено, що захисний шар збільшує межу вогнестійкості, зменшує прогини та затримує початок пластичних деформацій, що підтверджує ефективність пасивного вогнезахисту [115–117]. Подібні результати наведено в [118], де під час порівняльного дослідження сталевих балок із вогнестійким покриттям і без нього додатково виявлено вплив теплових градієнтів на прогин і локальне скручування перерізів. Це підкреслює важливість рівномірного нанесення покриття та контролю його товщини.

Одним із чинників ефективності вогнезахисту є адгезія покриття до сталеві основи, оскільки саме вона визначає цілісність, довговічність і стабільність експлуатаційних характеристик захисного шару в нормальних та екстремальних умовах, зокрема під час пожежі. Недостатня адгезійна міцність призводить до відшаровування покриття, утворення тріщин і локальних дефектів, що різко знижує термічний опір і може спричинити передчасну втрату несучої здатності конструкції.

Формування адгезійного контакту між вогнезахисним покриттям і сталевією поверхнею зумовлюється сукупністю механічних, фізичних та хімічних механізмів. У [119] показано, що адгезія інтумесцентних покриттів формується внаслідок механічного зчеплення в мікронерівностях поверхні сталі, фізичної адсорбції полімерного зв'язуючого та хімічної взаємодії між компонентами покриття й оксидною плівкою сталі. Використання сканувальної електронної мікроскопії та спектроскопічних методів дало змогу авторам [120] встановити, що деградація адгезійного зв'язку при температурах понад 300 °C супроводжується утворенням мікротріщин у перехідному шарі, які ініціюють

подальше відшаровування покриття. Доведено, що якість контактної зони «сталь-грунтовка-вогнезахисний шар» визначає не лише початкову адгезію, а й стабільність термоспученої коксової структури [121].

Для кількісної оцінки адгезії широко застосовують стандартизовані методи випробувань. Зокрема, стандарт ISO 4624:2023 [122] дає змогу оцінювати вплив підготовки поверхні, ґрунтування та деградації адгезії під дією високих температур. Доповнює його ISO 2409:2020 [123], який забезпечує експрес-оцінку стійкості покриття до відшаровування за допомогою перехресних надрізів і візуальної класифікації ступеня руйнування за шкалою від 0 до 5.

Встановлено, що термоспучування супроводжується виникненням розтягувальних напружень, які можуть перевищувати адгезійну міцність контактного шару, особливо за наявності дефектів нанесення покриття [124].

Окремий напрям досліджень пов'язаний із підвищенням адгезії шляхом модифікації складу покриттів і вдосконалення технології їх нанесення. Введення наноструктурних силікатних і фосфатних добавок дає змогу підвищити адгезійну міцність на 25-45 % і поліпшити стабільність коксового шару [125]. Комплексні методики оцінювання вогнезахисної ефективності враховують адгезію, когезійну міцність, термічну стабільність і механічну стійкість покриттів [126, 127]. Сучасні тенденції захисту сталевих конструкцій інтумесцентними покриттями узагальнено джерелом [128]. Показано, що хімічний склад, тип полімерного зв'язуючого та модифікатори впливають на термостійкість, адгезію і стабільність вогнезахисного шару. Визначальне значення має здатність термоспученого коксового шару зберігати цілісність і зчеплення зі сталеву основу, оскільки саме це формує фактичну вогнезахисну ефективність системи.

Роботи [129, 130] показують, що геометрія перерізу елемента та сценарій пожежі впливають на формування термоспученого шару й характер втрати адгезії. Додатково встановлено, що навіть незначні зміни температурного градієнта або вологості можуть позначатися на формуванні коксового шару та

збереженні адгезійного контакту [131]. Систематичний огляд [132] узагальнює підходи до формулювання складів, технологій виробництва й дослідження інтумесцентних покриттів, зокрема щодо їх довговічності, стабільності адгезії та взаємодії з різними типами сталевих поверхонь. У цьому контексті перспективним напрямом є використання природних компонентів, зокрема танінової кислоти, у складі інтумесцентних покриттів, що дає змогу поєднувати екологічність матеріалів із вимогами до адгезії та довготривалої ефективності [133].

Інша група досліджень стосується розроблення альтернативних і модифікованих вогнезахисних систем. Керамікоподібні покриття забезпечують вищу термостійкість і стабільність адгезії порівняно з традиційними інтумесцентними системами, особливо для сталевих елементів складної геометрії [134,135]. Використання біомаси та гумусових кислот як джерела вуглецю для інтумесцентних систем також розглядається як спосіб підвищення адгезійної міцності та екологічності покриттів [136].

Поведінку трубчастих сталевих колон із мембранним захистом у префабрикованих і модульних будівельних системах досліджено авторами [137]. Встановлено, що поєднання товщини покриття, типу мембрани та геометрії колон впливає на стабільність формування термоспученого шару і збереження адгезії протягом пожежі. Для сталевих колон, захищених вогнестійкими плитами, матеріал плит і спосіб їх кріплення визначають час до втрати несучої здатності та стабільність контактного шару, що має значення для збереження цілісності конструкції [138].

Тепловий стан сталевих конструкцій із комбінованою системою вогнезахисту під впливом пожежі проаналізовано авторами [139]. Випробування за стандартною температурно-часовою кривою показали, що поєднання пасивного захисту й термобар'єра зменшує швидкість нагрівання сталі та збільшує час до втрати несучої здатності, тоді як локальні температурні градієнти залежать від розташування захисних елементів і товщини покриття. Експериментальні випробування покриттів на основі полісилоксану та оксиду

алюмінію для сталевих будівельних конструкцій засвідчили сповільнення прогріву сталі та зменшення деформацій, при цьому ефективність покриття залежить від товщини й однорідності шару [140].

Результати експериментального дослідження спучених покриттів за трьох нестандартних кривих пожежі наведено в джерелі [141]. Ефективну теплопровідність визначали за вимірними температурами сталі та середовища печі, однак питання моделювання теплового стану вогнезахисених сталевих конструкцій і зіставлення розрахункових та експериментальних результатів у цій роботі не розглянуто. Методика оцінювання вогнестійкості сталевих каркасних конструкцій з інтумесцентними покриттями на основі розрахунку часу нагріву колон і балок до критичної температури запропонована авторами [142]. Такий підхід враховує час втрати міцності під час нагрівання, проте його доцільно застосовувати насамперед для конструкцій із реактивними вогнезахисними покриттями.

Окремо слід зазначити, що за умов комбінованого аварійного впливу вогнезахисні покриття можуть зазнавати пошкоджень ще до розвитку пожежі, зокрема внаслідок короткочасної імпульсної дії вибуху [143]. На відміну від суто температурного навантаження, вибуховий вплив спричиняє швидкі деформації, локальні переміщення та зміну напруженого стану сталевих елементів, що може порушувати контакт між сталевією основою і захисним шаром ще до початку інтенсивного нагрівання. Це обґрунтовує необхідність оцінювати вогнезахист не лише за теплоізоляційними властивостями, а й за його здатністю зберігати працездатність після динамічного пошкодження конструкції.

Таким чином, ефективність вогнезахисту сталевих конструкцій залежить від адгезії покриття, яка забезпечує цілісність та довговічність захисного шару. Недостатня адгезія призводить до відшаровування покриття, появи тріщин та локальних дефектів, що знижує термічний опір конструкцій. Сучасні підходи передбачають модифікацію складу покриттів, використання біоорієнтованих та наноструктурних добавок, а також контроль геометрії та рівномірності

нанесення для забезпечення стабільної адгезії та підвищення ефективності вогнезахисту.

Водночас недостатньо дослідженим залишається питання прогнозування можливого відшарування вогнезахисного покриття під дією вибухового навантаження, що суттєво впливає на вогнестійкість сталевих конструкцій в умовах пожежі.

Висновки до розділу 1

1. При вибуху та високотемпературному впливі сталеві конструкції зазнають багатофакторного руйнування: локальних прогинів і згинання елементів, втрати стійкості колон і рам, деформації вузлів, відриву анкерів і подальшого прогресуючого обвалення. Масштаб пошкоджень визначається інтенсивністю вибуху, температурно-часовими умовами пожежі, чутливістю стиснутих елементів і вузлів до хвилі тиску вибуху та нагріву, а також наявністю горючих матеріалів, що можуть спричиняти вторинні вибухи. Для об'єктів критичної інфраструктури це небезпечно через ризик втрати несучої здатності та порушення роботи основних систем із розвитком каскадних аварій.

Додаткову загрозу становлять БПЛА з вибуховим навантаженням, які забезпечують точкове ураження вразливих зон із подальшим виникненням пожежі. Поєднання локальних пошкоджень із інтенсивним нагрівом підвищує ймовірність часткового або прогресуючого обвалення. Це обґрунтовує необхідність розвитку методик оцінювання стійкості сталевих каркасів до комбінованого впливу з урахуванням імпульсних навантажень, температурного руйнування сталі, втрати стійкості та залишкової працездатності після ураження.

2. Методи розрахунку сталевих конструкцій на вибухові навантаження поділяються на аналітичні, експериментальні та чисельні підходи, кожен з яких має свої переваги та обмеження. Аналітичні моделі, дозволяють швидко оцінювати пікові прогини, напруження та енергетичні характеристики

елементів, а модифікації, що враховують пластичність матеріалу, геометрію конструкцій, підвищують точність прогнозів і роблять їх корисними для проектування. Експериментальні методи забезпечують безпосереднє спостереження динамічної поведінки балок, колон під вибуховим навантаженням, дозволяючи виявляти локальні концентрації деформацій, механізми руйнування та час до критичних станів, а результати експериментів є основою для калібрування аналітичних і чисельних моделей. Чисельні методи та змішані підходи дають змогу враховувати нелінійні властивості матеріалу, великі деформації та локальні механізми руйнування, ефективно моделюючи як окремі елементи, так і каркасні системи, у тому числі під комбінованою дією вибуху та пожежі.

3. Аналіз існуючих нормативних та прикладних методик свідчить, що більшість із них не враховує динамічні параметри вибухового навантаження, зокрема тривалість імпульсу, швидкість наростання тиску, енергію вибуху, ефекти високих швидкостей деформацій та взаємодію локальних і глобальних механізмів руйнування. Нормативна база визначає загальні вимоги та розрахункові схеми, аналітичні моделі забезпечують опис теплотехнічних і механічних процесів, експериментальні дослідження дозволяють встановити реальні закономірності втрати несучої здатності, а чисельне моделювання дає змогу враховувати нелінійні властивості матеріалу, температурні градієнти, поведінку вузлів і розвиток прогресуючого руйнування. Разом із тим встановлено, що невирішеним залишається питання розроблення адекватних комп'ютерних моделей для визначення меж вогнестійкості вогнезахисних сталевих конструкцій, які б дозволяли моделювати їх нестационарний прогрів, враховувати параметри систем вогнезахисту та забезпечувати точність результатів.

4. Ефективність вогнезахисту сталевих конструкцій залежить від адгезії покриття, яка забезпечує цілісність та довговічність захисного шару. Недостатня адгезія призводить до відшаровування покриття, появи тріщин та локальних дефектів, що знижує термічний опір конструкцій. Сучасні підходи

передбачають модифікацію складу покриттів, використання біоорієнтованих та наноструктурних добавок, а також контроль геометрії та рівномірності нанесення для забезпечення стабільної адгезії та підвищення ефективності вогнезахисту. Водночас недостатньо дослідженим залишається питання прогнозування можливого відшарування вогнезахисного покриття під дією вибухового навантаження, що суттєво впливає на вогнестійкість сталевих конструкцій в умовах пожежі.

РОЗДІЛ 2. РОЗРОБКА МОДЕЛЕЙ ПРОГНОЗУВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ВІДШАРУВАННЯ ВОГНЕЗАХИСНОГО ПОКРИВУ В УМОВАХ ЗОВНІШНЬОГО ВИБУХУ

У межах вирішення другого наукового завдання удосконалено комп'ютерну модель нестационарного прогріву вогнезахищеної сталеві балки та колони. Розроблено та перевірено математичну модель прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахищених конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриття в умовах вибуху. Розроблено та перевірено комп'ютерні моделі прогнозування напружено-деформованого стану сталевих двотавра та монолітної залізобетонної плити перекриття в умовах вибухового навантаження.

2.1. Удосконалення комп'ютерної моделі нестационарного прогріву вогнезахищеної сталеві балки

Удосконалення комп'ютерної моделі нестационарного прогріву вогнезахищеної сталеві балки [144] передбачала чисельне моделювання розподілу температур у часі та перерізі з урахуванням теплофізичних властивостей сталі та параметрів вогнезахисного покриття.

З метою перевірки адекватності розробленої чисельної моделі та уточнення її параметрів були проведені експериментальні дослідження нестационарного прогріву вогнезахищених сталевих балок в умовах стандартного температурного режиму пожежі. Порівняльний аналіз експериментальних та розрахункових температур дозволив встановити ступінь збіжності результатів та обґрунтувати можливість використання удосконаленої комп'ютерної моделі для прогнозування термомеханічної поведінки сталевих конструкцій під впливом пожежного навантаження.

З температурами, представленими на рис. 2.1, порівнювали розрахункові температури, отримані за результатами моделювання теплового впливу на сталеву балку із вогнезахистом виконані в ЛІРА-FEM.

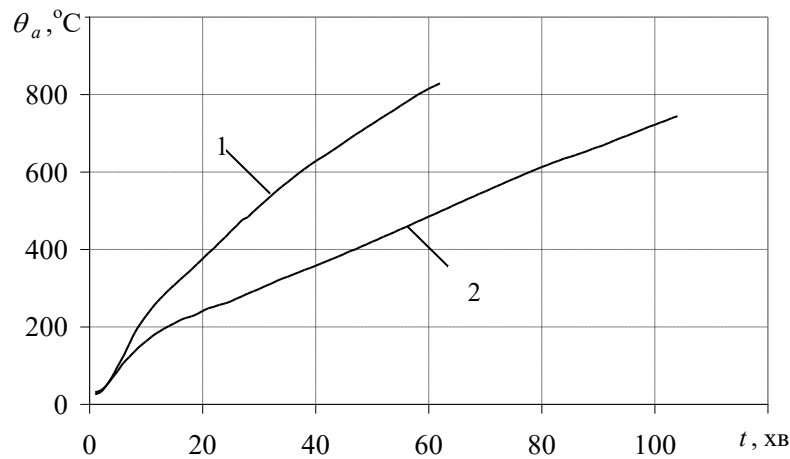


Рис. 2.1 – Залежність середніх температур зразків коротких сталевих балок з реактивним вогнезахисним покриттям мінімальної та максимальної товщини:

1 – зразок балки № 1; 2 – зразок балки № 2

Модель складається з 42 908 елементів, що забезпечує достатню дискретизацію для точного відтворення температурного та механічного полів. Крок розбиття по перерізу балки становив $h = 0,01$ м, що дозволяє адекватно врахувати товщину вогнезахисного покриття та градієнти температур у матеріалі. Для інтегрування рівнянь нестационарної теплопровідності було обрано часовий крок $\Delta t = 60$ с, що забезпечує стабільність розрахунку та оптимальне співвідношення між точністю і обчислювальним часом.

Модель у програмному комплексі ЛІРА-САПР передбачає врахування радіаційно-конвективного теплообміну, а також теплопровідності усередині балки з урахуванням товщини вогнезахисного покриття та властивостей сталі.

Аналіз отриманих розподілів дає змогу виконувати подальше моделювання термомеханічної поведінки конструкції, зокрема для прогнозування втрати несучої здатності під дією пожежного навантаження та вибуху.

Значення середніх температур, отримані в програмному комплексі ЛІРА-САПР, відрізняються від експериментальних не більше ніж на 13 °С (таблиця 2.1), при цьому максимальна відносна похибка не перевищує 12 %, що знаходиться в межах допустимих значень.

Таблиця 2.1 – Порівняння експериментальних та чисельних результатів

Час, хв	$T_{\text{сер}}, ^\circ\text{C}$ (експеримент)	ЛІРА-САПР, °С (розрахунок)	Відхилення, °С	Похибка, %
0	26	26	0	0
10	248	238	10	4,1
20	390	378	12	4
30	524	512	12	3,3
40	637	624	13	3,1
50	734	725	9	1,3
60	822	811	11	1,4

Таким чином, із використанням удосконаленої моделі визначено температурний розподіл у вогнезахищеній сталевій балці без урахування прикладеного навантаження за заданого температурного режиму пожежі. Отримані результати засвідчили задовільну узгодженість розрахункових і експериментальних значень температури прогріву вогнезахищених сталевих балок, при цьому величина похибки не перевищувала 12 %.

2.2. Розробка комп'ютерної моделі нестационарного прогріву вогнезахищеної сталеві колони

Розробка комп'ютерної моделі нестационарного прогріву вогнезахищеної сталеві колони [145] передбачає чисельне моделювання просторово-часового розподілу температур у перерізі та по висоті елемента з урахуванням

теплофізичних властивостей сталі, параметрів вогнезахисного покриття та умов теплообміну з навколишнім газовим середовищем.

З метою перевірки адекватності розробленої чисельної моделі та уточнення її параметрів були проведені експериментальні дослідження нестационарного прогріву вогнезахисних сталевих колон в умовах стандартного температурного режиму пожежі.

Об'єктом досліджень були обрані дві сталеві колони двотаврового перерізу НВВ 200 (приведена товщина 6,1 мм), висотою по 2 метри кожна. Колони оброблялись реактивною вогнезахисною речовиною після попереднього нанесення ґрунту. На кожному зразку колони розміщувалось три термопари, як показано на рис. 2.2.

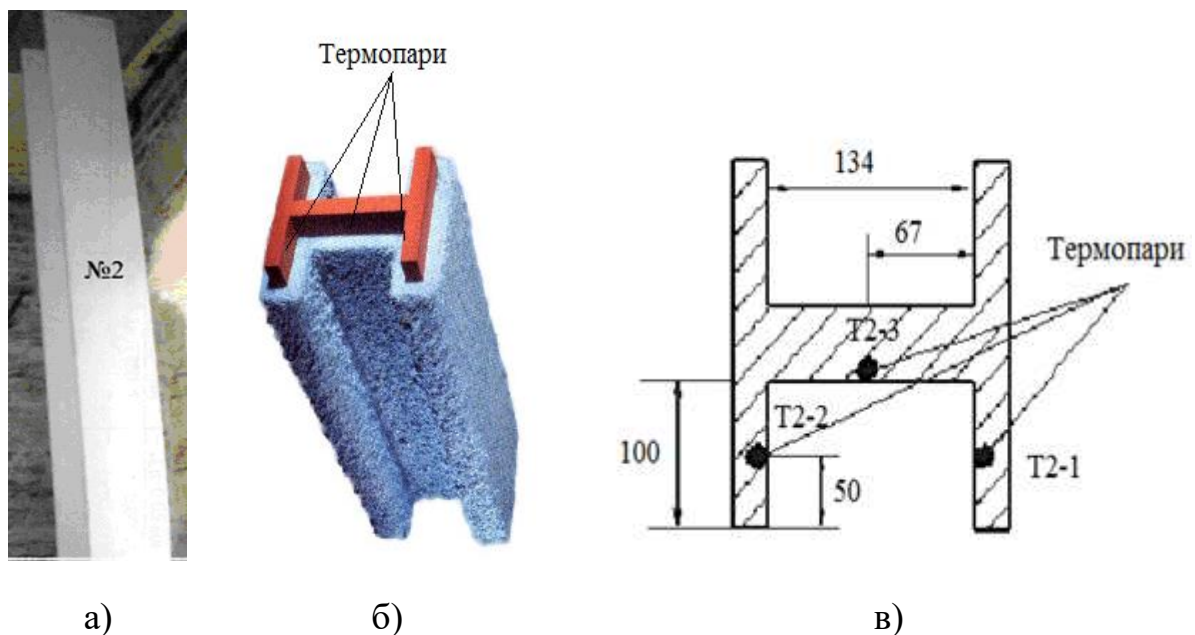


Рис. 2.2 – Загальний вигляд вогнезахисної колони (а) та схема розташування термопар на колоні (б, в), які випробовуються без навантаження

Для випробувань використовувалась спеціальна випробувальна піч та метрологічні повірені засоби виміральної техніки. Розроблена модель складалася з 42 907 елементів, що забезпечувало достатню дискретизацію для точного відтворення температурного поля по всьому об'єму колони. Крок розбиття по перерізу становив $h = 0,01$ м, а часовий крок $\Delta t = 60$ с, що

дозволяло адекватно відслідковувати динаміку нестационарного прогріву під час впливу високих температур та забезпечувало точність кінцево-елементного розрахунку. Алгоритм розрахунку передбачав визначення температури у кожному вузлі перерізу розробленої кінцево-елементної моделі. Координатна сітка була сформована таким чином, щоб вузли розташовувалися як по товщині перерізу, так і по його периметру, що дозволяло адекватно відтворювати просторовий розподіл температур. Для чисельного моделювання задавалися теплофізичні характеристики сталі відповідно до вимог Єврокоду 3.

Теплофізичні властивості досліджуваного реактивного вогнезахисного покриття, необхідні для моделювання нестационарного прогріву вогнезахисної сталеві колони, були визначені у роботі [146, 147]. Зокрема, для розрахунків використовувалися значення коефіцієнта теплопровідності та постійне значення питомої об'ємної теплоємності $105 \text{ Дж}/(\text{м}^3 \cdot ^\circ\text{C})$, що забезпечувало точне відтворення теплового режиму вогнезахисного шару.

У діапазоні температур від 0°C до 500°C значення коефіцієнта теплопровідності реактивного вогнезахисного покриття різко зменшується, досягаючи мінімального екстремального значення $0,003 \text{ Вт}/\text{м} \cdot ^\circ\text{C}$ при 500°C . Це явище пояснюється спученням шару покриття в заданому температурному діапазоні. Після досягнення мінімуму коефіцієнт теплопровідності починає лінійно зростати, що обумовлено вигоранням шару покриття та збільшенням радіаційної складової теплопередачі.

Закономірність зміни коефіцієнта теплопровідності λ_p реактивного вогнезахисного покриття від температури θ може бути описана поліноміальною залежністю: $\lambda_p = 4 \cdot 10^{-07} \cdot \theta^2 - 0,0004 \cdot \theta + 0,1037$.

Достовірність апроксимації цієї залежності становить $0,9674$, що підтверджує прийнятність використання даної функції для чисельного моделювання нестационарного прогріву. В результаті чисельного моделювання були отримані просторово-часові розподіли температур у вогнезахисній сталевій колоні протягом всього періоду впливу пожежного навантаження за стандартним температурним режимом (рис. 2.3). Аналіз отриманих даних

дозволяє визначити формування температурних градієнтів у поперечному перерізі та по висоті колони, а також подальше термомеханічного моделювання деформацій та втрати несучої здатності конструкції при дії пожежі та вибуху.

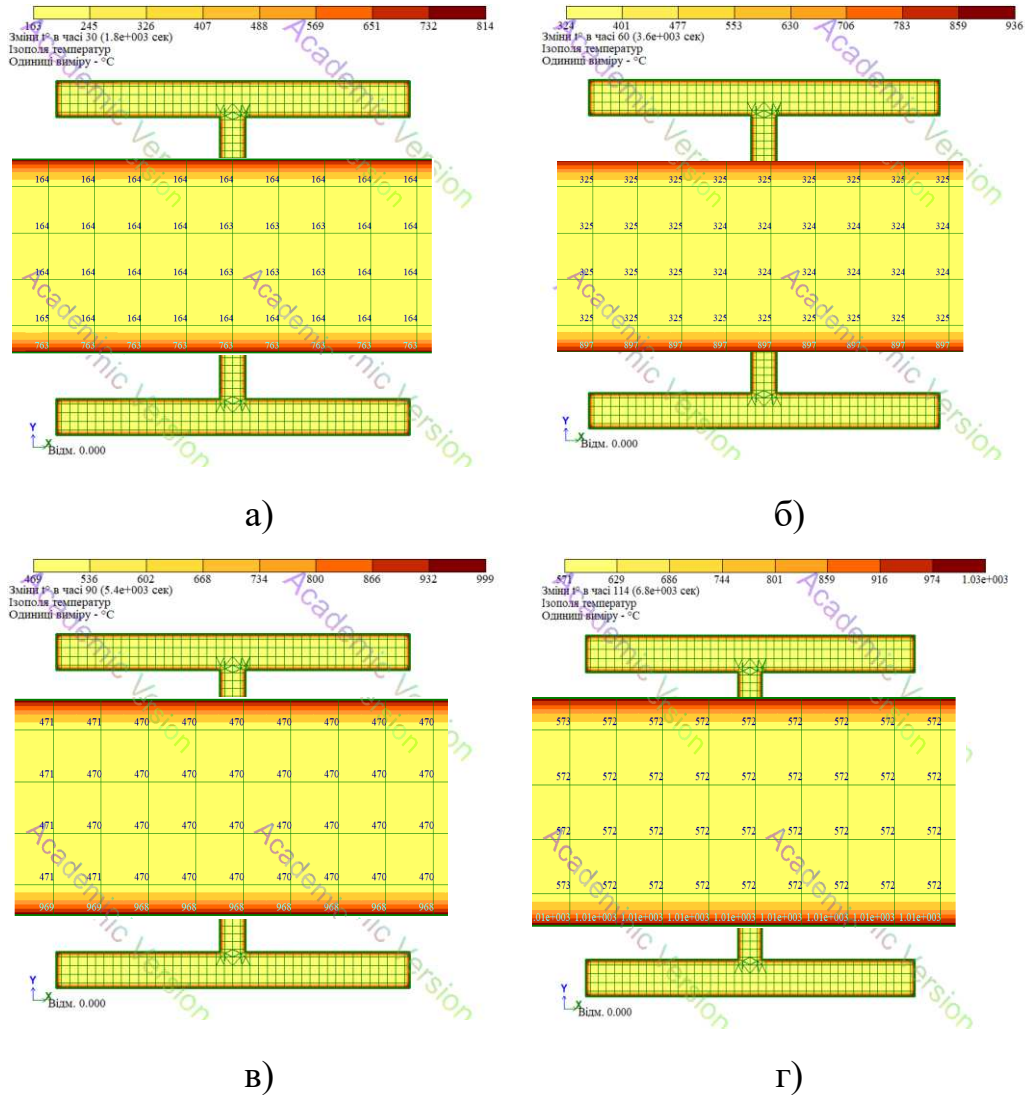


Рис. 2.3 – Розподіл температур у вогнезахищеній сталевій колоні на 30 (а), 60 (б), 90 (в) та 114 (г) хвилині випробування

Інші параметри для моделювання теплового стану вогнезахищеної сталевій колоні відповідно до [73].

В результаті чисельного моделювання розв'язанням прямих задач теплопровідності були отримані розрахункові значення прогріву вогнезахищеної сталевій колоні (таблиця 2.2).

Таблиця 2.2 – Порівняння експериментальних та чисельних результатів

Час, хв	$T_{сер}, ^\circ C$ (експеримент)	ЛІРА-САПР, $^\circ C$ (розрахунок)	Відхилення, $^\circ C$	Похибка, %
0	28	26,1	1,9	6,8
10	72	68	4	5,6
20	207	193	14	9
30	242	228	15	5,8
40	272	262	10	3,7
50	297	287	10	3,4
60	333	331	2	0,6
70	371	382	11	3
80	415	430	15	3,5
90	471	484	13	2,7
100	509	522	13	2,5
110	559	563	4	0,8
114	578	576	2	0,4

Розрахункові дані корелюють з експериментальними даними, при цьому максимальне відхилення температури не перевищує 9%. Такий ступінь збіжності свідчить про задовільну адекватність розробленої кінцево-елементної моделі для теплотехнічного розрахунку теплового стану вогнезахищеної сталевій колони. За допомогою удосконаленої моделі отримано розподіл температур у вогнезахищеній сталевій колоні при заданому температурному режимі пожежі. В результаті встановлено, що розрахункові та експериментальні температури прогріву вогнезахищених сталевих колон задовільно корелюють між собою, а похибка не перевищує 9%. При цьому найбільше відхилення температури від експериментальних значень спостерігалось на 30 хвилині розрахунку і становило 15 $^\circ C$.

2.3. Розробка математичної моделі прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриву в умовах вибуху

Для математичної моделі прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриву в умовах вибуху приймається нестационарна контактна механічна задача. Сталева конструкція та вогнезахисний шар розглядаються як окремі пружні середовища, здатні до деформування. На початковій стадії їх взаємодія забезпечується зчепленням, а після його руйнування – умовами однобічного контакту з урахуванням тертя між поверхнями. При цьому Ω_s позначає область сталевої конструкції, Ω_f – область вогнезахисного шару, Γ_c – межу контакту між ними, $\Gamma_b \subset \partial\Omega_f$ – зовнішня поверхня вогнезахисного шару, на яку діє вибухове навантаження. Невідомими величинами є вектори переміщень сталевої основи $u_s(x, t)$ та вогнезахисного шару $u_f(x, t)$.

Початковий рух системи описується рівняннями динамічної рівноваги:

$$\rho_s \ddot{u}_s - \nabla \cdot \sigma_s = b_s \quad \text{в } \Omega_s \times (0, T) \quad (2.1)$$

$$\rho_f \ddot{u}_f - \nabla \cdot \sigma_f = b_f \quad \text{в } \Omega_f \times (0, T) \quad (2.2)$$

де, ρ_s – густина сталі, кг/м^3 ; ρ_f – густина вогнезахисного матеріалу, кг/м^3 ; \ddot{u}_s , \ddot{u}_f – вектори прискорень, м/с^2 ; σ_s , σ_f – тензори напружень у сталі та вогнезахисному шарі відповідно, Па ; b_s , b_f – вектори об'ємних сил, Н/м^3 .

Початкові умови задачі, які визначають початкові переміщення та швидкості сталевої конструкції і вогнезахисного шару записуються у вигляді:

$$u_s(x, 0) = u_{s0}(x), \quad \dot{u}_s(x, 0) = v_{s0}(x) \quad (2.3)$$

$$u_f(x, 0) = u_{f0}(x), \quad \dot{u}_f(x, 0) = v_{f0}(x) \quad (2.4)$$

де, u_{s0}, u_{f0} – початкові переміщення, м; v_{s0}, v_{f0} – початкові швидкості, м/с.

На частинах границі, де задано переміщення, приймаються граничні умови:

$$u_i = \bar{u}_i \quad \text{на } \Gamma_{u,i}, \quad i \in \{s, f\} \quad (2.5)$$

На частинах границі, де задано поверхневі зусилля, приймаються граничні умови:

$$\sigma_i n_i = \bar{t}_i \quad \text{на } \Gamma_{t,i}, \quad i \in \{s, f\} \quad (2.6)$$

де, n_i – одиничний вектор зовнішньої нормалі; \bar{u}_i – задані переміщення, м; \bar{t}_i – задані поверхневі зусилля, Па.

На зовнішній поверхні вогнезахисного шару Γ_b задається розподілений вибуховий тиск:

$$\sigma_f n_f = -p(x, t) n_f \quad \text{на } \Gamma_b \quad (2.7)$$

де, $p(x, t)$ – інтенсивність вибухового тиску, Па. Мінус перед $p(x, t)$ вказує на те, що тиск діє у напрямку всередину тіла, тобто протилежно зовнішній нормалі.

Часовий закон вибухового навантаження в межах позитивної фази вибухової хвилі задається функцією Фрідлендера [148]:

$$p(x, t) = \begin{cases} 0, \\ p_{\max}(x) \left(1 - \frac{t - \tau_a(x)}{t_d(x)}\right) \exp\left[-\beta \frac{t - \tau_a(x)}{t_d(x)}\right], \\ 0, \end{cases} \quad (2.8)$$

$$t < \tau_a(x), \quad \tau_a(x) \leq t \leq \tau_a(x) + t_d(x), \quad t > \tau_a(x) + t_d(x)$$

де, p_{\max} – піковий вибуховий тиск, Па; τ_a – час досягнення вибухової хвилі в точці поверхні, с; t_d – тривалість позитивної фази, с; β – безрозмірний параметр затухання вибухової хвилі.

Для сталеві конструкції з урахуванням можливого пластичного деформування приймається пружно-пластичний закон:

$$\varepsilon_s = \frac{1}{2}(\nabla u_s + \nabla u_s^T), \quad (2.9)$$

$$\sigma_s = C_s : (\varepsilon_s - \varepsilon_s^p), \quad (2.10)$$

де, ε_s – тензор повних деформацій сталі; ε_s^p – тензор пластичних деформацій сталі; C_s – тензор пружних сталих сталі, Па.

Для вогнезахисного шару на першому етапі приймається лінійно-пружна модель:

$$\varepsilon_f = \frac{1}{2}(\nabla u_f + \nabla u_f^T), \quad (2.11)$$

$$\sigma_f = C_f : \varepsilon_f, \quad (2.12)$$

де, ε_f – тензор деформацій вогнезахисного шару; C_f – тензор пружних характеристик вогнезахисного матеріалу, Па.

Кінематичний стан границі контакту визначається вектором відносного переміщення:

$$\delta = u_f - u_s \text{ на } \Gamma_c, \quad (2.13)$$

Нормальна складова стрибка переміщень визначається як:

$$\delta_n = \delta \cdot n, \quad (2.14)$$

дотична складова описується – як:

$$\delta_t = \delta - \delta_n n, \quad \delta_t = \|\delta_t\|, \quad (2.15)$$

Для розділення режимів розкриття та стиску інтерфейсу вводяться додатня та від’ємна частини нормального зміщення:

$$\delta_{n,\text{pos}} = \max(\delta_n, 0), \quad \delta_{n,\text{neg}} = \max(-\delta_n, 0), \quad (2.16)$$

При цьому $\delta_{n,\text{pos}} > 0$ відповідає відриву, а $\delta_{n,\text{neg}} > 0$ – повторному притисканню поверхонь після часткової або повної втрати зв’язку.

Дія вибухового тиску, заданого співвідношенням (2.8), зумовлює деформування вогнезахисного шару та сталеві основи, а також розвиток напружено-деформованого стану на границі їх контакту. Для опису механічної взаємодії між цими складовими використовується контактено-когезійний закон, який встановлює зв’язок між контактними напруженнями, відносними переміщеннями та пошкодженнями. До початку руйнування межа контакту працює пружно, а після ініціювання пошкодження її жорсткість і міцність зменшуються відповідно до скалярного параметра пошкодження $D \in [0,1]$, де $D = 0$ відповідає неушкодженому стану, а $D = 1$ – відповідає повному руйнуванню адгезійного зв’язку.

Контактно-когезійний закон описується виразом:

$$t_n = (1 - D)K_n \delta_{n,\text{pos}} - K_c \delta_{n,\text{neg}}, \quad (2.17)$$

де, t_n – нормальна тяга на межі контакту, Па; K_n – жорсткість інтерфейсу в нормальному напрямку, Па/м; K_c – штрафна жорсткість при стиску після зближення поверхонь, Па/м.

Складова когезійної тяги вздовж поверхні контакту визначається співвідношенням:

$$t_t^{\text{coh}} = (1 - D)K_t\delta_t, \quad (2.18)$$

де, t_t^{coh} – вектор дотичної когезійної тяги, Па; K_t – жорсткість контакту в дотичному напрямку, Па/м.

Ініціювання пошкодження на межі контакту визначається за квадратичним критерієм змішаного режиму руйнування:

$$F_{init} = \left(\frac{t_{n,\text{pos}}}{t_{n0}}\right)^2 + \left(\frac{t_{t,\text{eq}}}{t_{t0}}\right)^2, \quad (2.19)$$

де, $t_{n,\text{pos}} = \max(t_n, 0)$ – додатня частина нормальної тяги, Па; $t_{t,\text{eq}} = \|t_t^{\text{coh}}\|$ – еквівалентна тяга вздовж границі контакту, Па; t_{n0} – гранична міцність адгезійного зв'язку на відрив, Па; t_{t0} – гранична міцність адгезійного зв'язку при зсуві, Па.

Початок руйнування зв'язку між сталлю та вогнезахисним шаром настає за умови:

$$F_{init} \geq 1, \quad (2.20)$$

Критичні переміщення, що відповідають початку пошкодження, визначаються як:

$$\delta_{n0} = \frac{t_{n0}}{K_n}, \quad (2.21)$$

$$\delta_{t0} = \frac{t_{t0}}{K_t}, \quad (2.22)$$

де, δ_{n0} – критичне нормальне розкриття на початку відриву, м;
 δ_{t0} – критичне дотичне зміщення на початку зсувного руйнування, м.

Для спільного врахування відриву та зсуву приймається ефективне безрозмірне переміщення:

$$\lambda = \left[\left(\frac{\delta_{n, \text{pos}}}{\delta_{n0}} \right)^2 + \left(\frac{\delta_t}{\delta_{t0}} \right)^2 \right]^{1/2}, \quad (2.23)$$

Значення $\lambda = 1$ відповідає початку руйнування контакту.

Для виключення в моделі ефекту самовідновлення зв'язку під час розвантаження, пошкодження визначається не поточним значенням параметра λ , а його максимальним значенням за всю історію навантаження:

$$\kappa(t) = \max_{\tau \in [0, t]} \lambda(\tau), \quad (2.24)$$

Після ініціювання руйнування зменшення міцності адгезійного зв'язку контакту описується білінійним законом:

$$D = \begin{cases} 0, & \kappa \leq 1, \\ \frac{\lambda_f(\kappa-1)}{\kappa(\lambda_f-1)}, & 1 < \kappa < \lambda_f, \\ 1, & \kappa \geq \lambda_f \end{cases} \quad (2.25)$$

де, λ_f – граничне безрозмірне значення параметра змішаного руйнування, що відповідає повному відшаруванню.

При значенні $D = 0$ границі контакту є не пошкодженою, а при $D = 1$ – повністю зруйнованою.

Для опису повного руйнування границі контакту в змішаному режимі доцільно використовувати енергетичний критерій типу Benzeggagh-Kenane [149]:

$$G_c = G_{Ic} + (G_{IIc} - G_{Ic}) \left(\frac{G_t}{G_n + G_t} \right)^\eta, \quad (2.26)$$

де, G_{Ic} – критична енергія руйнування при чистому відриві, Дж/м²; G_{IIc} – критична енергія руйнування при чистому зсуві, Дж/м²; G_n – енергетичний внесок нормального механізму, Дж/м²; G_t – енергетичний внесок зсувного механізму, Дж/м²; G_c – критична енергія руйнування в змішаному режимі, Дж/м²; η – емпіричний параметр змішаності режимів руйнування.

Для білінійного закону руйнування граничні переміщення в режимах відриву та зсуву визначаються як:

$$\delta_{nf} = \frac{2G_{Ic}}{t_{n0}}, \quad (2.27)$$

$$\delta_{tf} = \frac{2G_{IIc}}{t_{t0}}, \quad (2.28)$$

де, δ_{nf} – граничне переміщення при відриві, м; δ_{tf} – граничне дотичне переміщення при руйнуванні, пов'язаного зі зсувом, м.

Для змішаного режиму відриву та зсуву значення λ_f визначається з енергетичної умови, згідно з якою робота руйнування дорівнює критичній енергії руйнування:

$$\int_0^{\delta_{eq,f}} t_{eq}(\delta_{eq}) d\delta_{eq} = G_c, \quad (2.29)$$

де, δ_{eq} – еквівалентне відносне переміщення на межі контакту, м; t_{eq} – еквівалентне контактне напруження, Па; $\delta_{eq,f}$ – граничне значення

еквівалентного відносного переміщення, що відповідає повному руйнуванню межі контакту, м.

За наявності тертя дотична контактна взаємодія після повного руйнування адгезійного зв'язку описується моделлю сухого тертя Кулона. Для визначення дотичного контактного напруження використовується співвідношення:

$$t_t^{\text{tr}} = K_{ct}(\delta_t - \delta_t^{sl}), \quad (2.30)$$

де, K_{ct} – дотична контактна жорсткість, Па/м; δ_t^{sl} – накопичене дотичне ковзне переміщення на контактній поверхні, м.

Умова зчеплення без ковзання має вигляд:

$$\| t_t^{\text{tr}} \| \leq \mu p_c, \quad (2.31)$$

де, μ – коефіцієнт тертя.

Якщо умова рівняння 2.31 виконується, реалізується режим прилипання, і дотичне контактне напруження дорівнює:

$$t_t = t_t^{\text{tr}}, \quad (2.32)$$

при умові:

$$\| t_t^{\text{tr}} \| > \mu p_c, \quad (2.33)$$

відбувається ковзання, а дотичне напруження визначається як:

$$t_t = \mu p_c \frac{t_t^{\text{tr}}}{\| t_t^{\text{tr}} \|}, \quad (2.34)$$

Для кількісної оцінки пошкодження вводиться площа відшарованої частини:

$$A_{del}(t) = \int_{\Gamma_c} H(D - D_{cr}) dS, \quad (2.35)$$

де, $A_{del}(t)$ – площа відшарування в момент часу t , м²; $H(\cdot)$ – функція Хевісайда; D_{cr} – критичне значення параметра пошкодження, що відповідає втраті зв'язку; dS – елемент площі контактної поверхні.

Відносна частка відшарування вогнезахисного шару визначається як:

$$\omega_{del}(t) = \frac{A_{del}(t)}{A_0}, \quad (2.36)$$

де, $\omega_{del}(t)$ – відносний показник відшарування; $A_0 = \int_{\Gamma_c} dS$ – початкова площа межі контактної поверхні, м².

У напівдискретній скінченно-елементній формі математична модель відшарування вогнезахисного шару від сталевій конструкції внаслідок вибухового навантаження набуває наступного вигляду:

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + f_{int}(q, \alpha) + f_{coh}(q, D) + f_{cont}(q, \delta_t^{sl}) = f_{ext}(t), \quad (2.37)$$

де, M – матриця мас, кг; C – матриця демпфування, Н·с/м; q – вектор вузлових переміщень, м; \dot{q} – вектор вузлових швидкостей, м/с; \ddot{q} – вектор вузлових прискорень, м/с²; f_{int} – вектор внутрішніх сил у сталевому елементі та вогнезахисному шарі, Н; α – вектор внутрішніх змінних матеріалу сталі; f_{coh} – вектор контактних сил тертя після руйнування адгезійного зв'язку, Н; f_{cont} – вектор контактних сил з урахуванням тертя після руйнування адгезійного зв'язку, Н; f_{ext} – вектор зовнішнього вибухового навантаження, Н.

Таким чином, розроблена математична модель дозволяє описати повний цикл механічної взаємодії системи «сталеві конструкція-вогнезахисний шар» в умовах вибухового навантаження, врахування пружної сумісної роботи на

ініціювання та розвиток пошкодження в зоні зчеплення до повної втрати адгезії шляхом відриву та зсуву відшарованого шару від поверхні сталі.

На відміну від існуючих математичних моделей, враховано змішаний характер руйнування (зсув, відрив) в залежності від просторово-часових значень вибуху та є придатною для чисельного моделювання відшарування вогнезахисних покриттів від сталевих конструкцій у рамках скінченно-елементного аналізу.

2.4. Перевірка математичної моделі прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриття в умовах вибуху

Імпульсне ударне навантаження, що виникає внаслідок падіння тіла на сталеву конструкцію, за характером динамічної дії має низку спільних ознак із вибуховим навантаженням. Насамперед це короткочасність прикладання, висока інтенсивність силового впливу, передача значної кількості енергії за малий проміжок часу, формування інерційного відгуку конструкції, швидкий розвиток деформацій, а також можливість виникнення локальних пошкоджень у зоні контакту між металом і вогнезахисним покриттям.

У зв'язку з цим ударне навантаження може розглядатися як інженерна апроксимація вибухового впливу під час дослідження поведінки сталевих конструкцій із вогнезахисним покриттям за короткочасних імпульсних дій.

Експериментальні дослідження з використанням ударного навантаження дозволяють оцінити механізм тріщиноутворення, руйнування, відшарування або втрати зчеплення вогнезахисного шару з металевою поверхнею.

Отримані результати можуть бути використані як верифікаційна основа для математичної моделі, призначеної для подальшого аналізу залишкового стану вогнезахисного покриття сталевих конструкцій після дії вибухових імпульсів.

Для перевірки математичної моделі використано дані експериментального дослідження руйнування та відшарування вогнезахисних матеріалів типу SFRM, нанесених на сталеві конструкції в умовах ударного навантаження [150].

У зазначеному дослідженні розглядалися вогнезахисні матеріали на основі портландцементу, гіпсу та мінерального волокна. За результатами випробувань встановлено, що зона пошкодження локалізується переважно в області нижнього фланця сталеві балки, а характер руйнування проявляється у вигляді тріщиноутворення та відшарування покриття. При цьому матеріал на основі портландцементу характеризувався вищою стійкістю до динамічного впливу порівняно з гіпсовими та мінераловолокнистими системами.

Експериментальні дослідження виконувалися на установці, у якій досліджувалася поведінка сталеві балки, закріпленої по краях, за дії імпульсного ударного навантаження. Навантаження створювалося шляхом падіння молота масою 120 кг з висоти 3657 мм, що забезпечувало швидкість удару 8,05 м/с [151].

Загальний вигляд експериментальної установки та схема прикладання ударного навантаження наведені на рис. 2.4, 2.5.

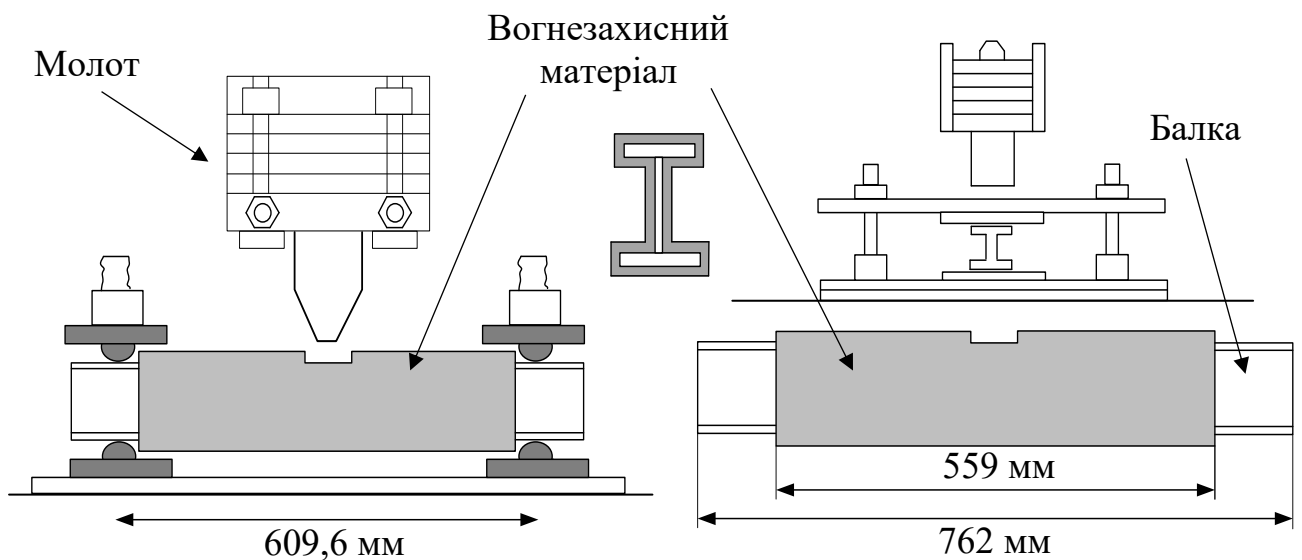


Рис. 2.4 – Експериментальна установка дослідження ударного навантаження

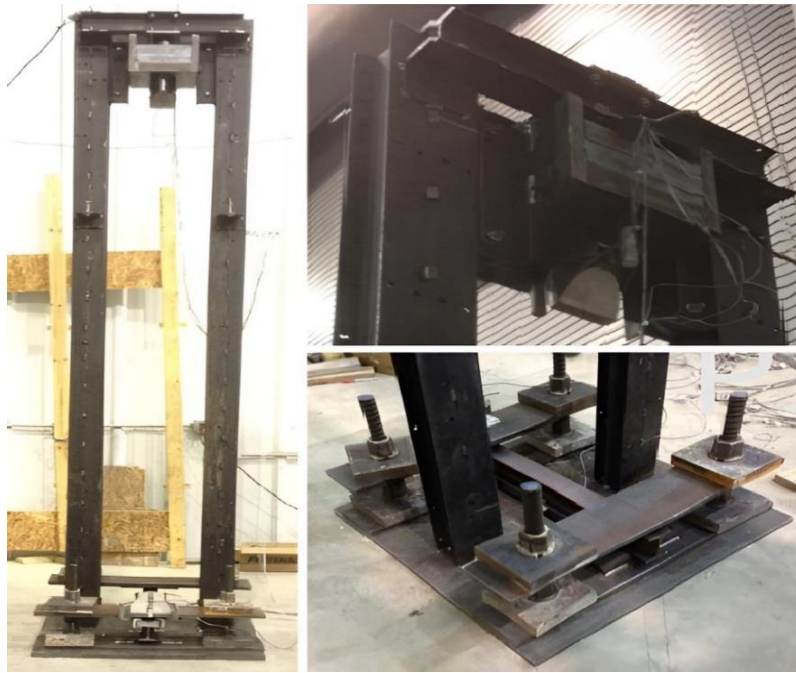


Рис. 2.5 – Зображення установки

В експериментальних дослідженнях як зразки використовувалися сталеві балки профілю S4×7,7 зі сталі ASTM A992 Grade 50 загальною довжиною 762 мм. Довжина ділянки прикладання ударного навантаження становила 609,6 мм. Для визначення прогинів у процесі випробувань застосовувалися датчики переміщень, установлені в характерних точках зразка.

На першому етапі виконано ударні випробування сталевих балок без вогнезахисного покриття з метою визначення базових параметрів деформаційної реакції.

За результатами експерименту встановлено, що максимальний прогин спостерігався приблизно через 6 мс після прикладання навантаження. У подальшому відбувалося часткове відновлення форми, після чого переміщення стабілізувалося, що свідчить про наявність залишкової пластичної деформації. Середнє значення максимального прогину в середині прольоту становило близько 18 мм, у крайових зонах – приблизно 3,9 мм (рис. 2.6). Отримані результати використано як еталонні для верифікації чисельної моделі балки без покриття.

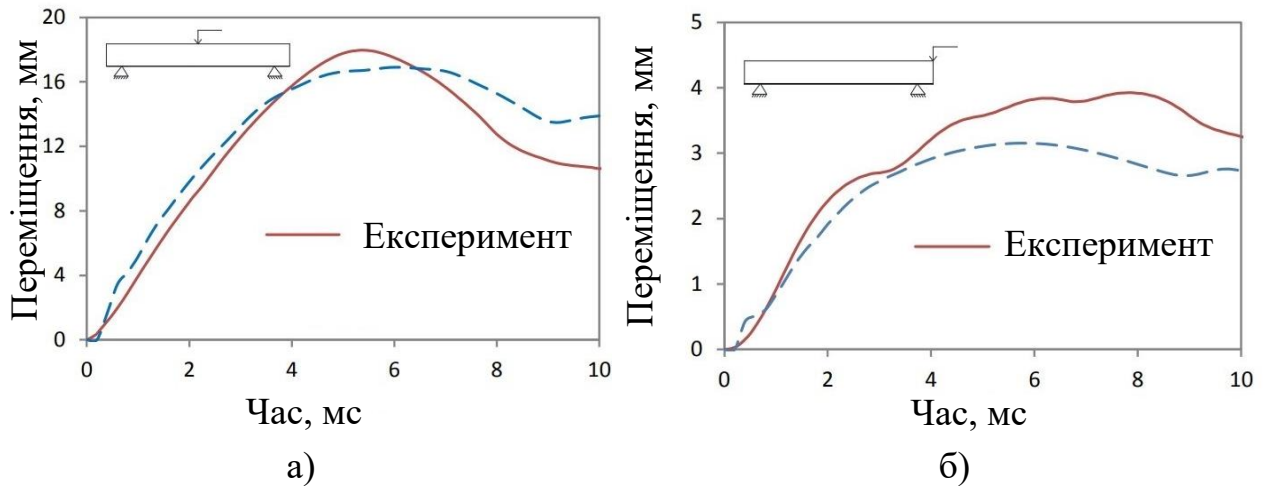


Рис. 2.6 – Результати прогину балки під ударним навантаженням:

а) вертикальне зміщення в середині прольоту; б) вертикальне зміщення на кінці

За результатами експериментальних досліджень побудовано скінченно-елементну модель ударної взаємодії молота зі сталеву балкою, загальний вигляд якої наведено на рис. 2.7. Властивості сталі прийнято відповідно до ASTM A992/A992M [151] та наведено у таблиці 2.3.

Для відтворення нелінійної поведінки балки в моделі застосовано закон деформування, що враховує розвиток пластичних деформацій і зміну жорсткісних характеристик конструкції.

Таблиця 2.3 – Фізико-механічні характеристики сталі ASTM A992 Grade 50

№ з/п	Параметр	Позначення	Значення	Одиниця вимірювання
1	Густина	ρ	7850	кг/м ³
2	Межа текучості	f_y	345	МПа
3	Межа міцності на розрив	f_u	450	МПа

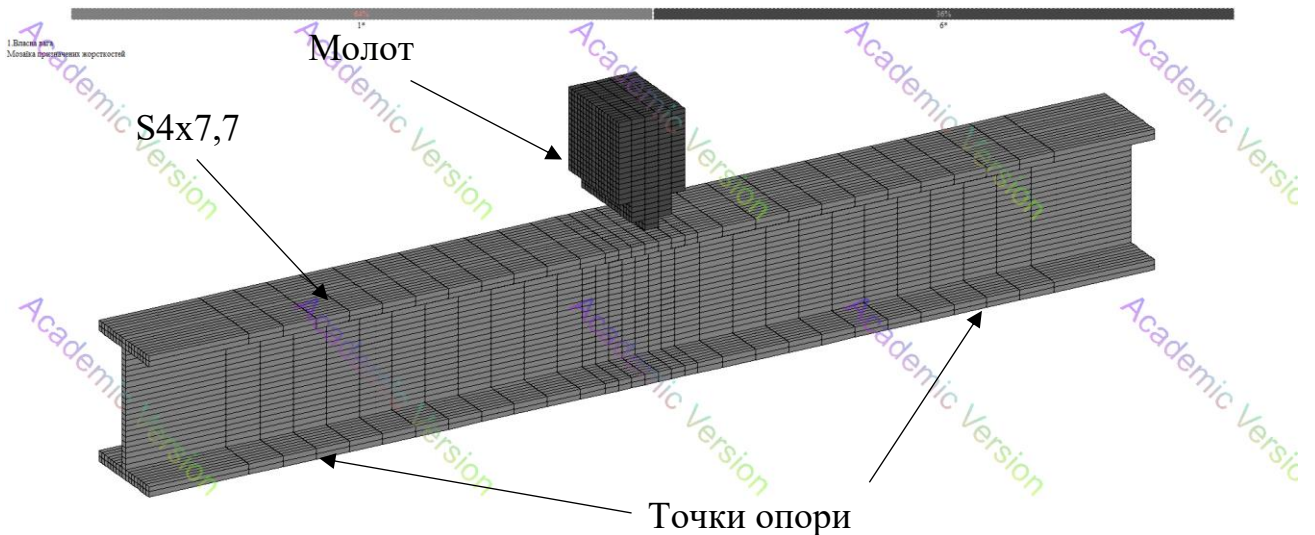


Рис. 2.7 – Скінченно-елементна модель сталеві балки та молота

Параметри задання матеріалу та реалізація закону нелінійного деформування в ПК ЛІРА-FEM наведені на рис. 2.8.

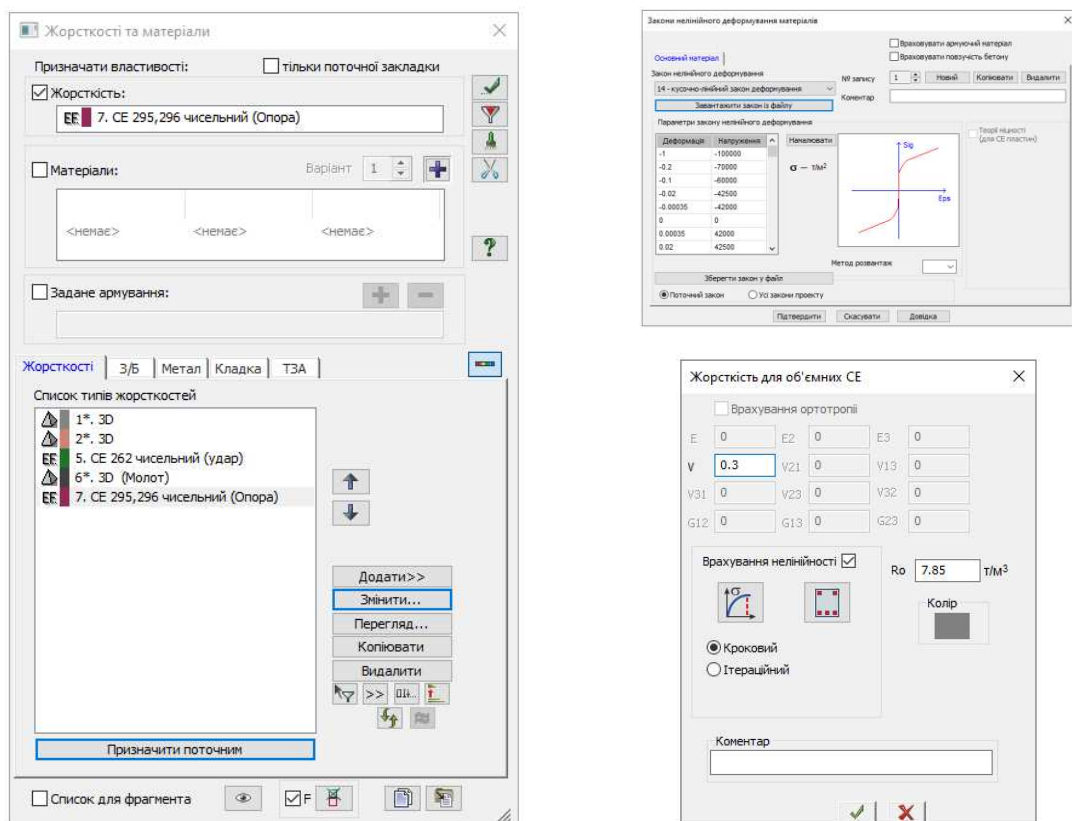


Рис. 2.8 – Задання параметрів матеріалу ASTM A992 Grade 50 та закону нелінійного деформування в ПК ЛІРА-FEM

У чисельній моделі ударну дію молота на балку відтворено шляхом прикладання еквівалентного імпульсного навантаження до всіх вузлів скінченно-елементної моделі молота. Такий підхід забезпечує узгоджене передавання інерційної дії по всьому об'єму молота та унеможливорює локальне концентрування навантаження лише в межах зони контакту. Вихідними параметрами для визначення еквівалентного імпульсу прийнято швидкість руху молота перед ударом, що становила 8,05 м/с, та тривалість передачі ударного впливу 0,00045 с.

Імпульс сили визначався із загального співвідношення:

$$I = \int_0^t F(t) dt, \quad (2.38)$$

де, I – імпульс сили, Н·с; $F(t)$ – миттєве значення сили ударної взаємодії в момент часу t , Н; t – тривалість дії навантаження, с.

Імпульс сили може бути поданий у вигляді:

$$I = mv, \quad (2.39)$$

де, m – маса молота, кг; v – швидкість молота безпосередньо перед контактом, м/с.

У розрахунковій схемі приймалося, що епюра контактної сили має трикутну форму. За такої умови імпульс сили дорівнює площі трикутника під епюрою навантаження:

$$I = \frac{1}{2} F_{max} t, \quad (2.40)$$

де, F_{max} – максимальне значення сили ударної взаємодії, Н

Прирівнюючи вирази (2.39) і (2.40), одержуємо наступний вираз:

$$mv = \frac{1}{2} F_{max} t, \quad (2.41)$$

Максимальне значення сили визначається за формулою:

$$F_{max} = \frac{2mv}{t} \quad (2.42)$$

Розраховане значення F_{max} розподілено між усіма вузлами молота таким чином, щоб сумарне вузлове навантаження забезпечувало передачу балці імпульсу, еквівалентного реальному ударному впливу.

Для моделювання контактної взаємодії між молотом і балкою застосовано скінченний елемент 262, який працює лише на стиск. Це дозволяє описувати контактну взаємодію з урахуванням того, що передача зусиль відбувається тільки під час зближення тіл, тоді як при розвантаженні та відриві контактний зв'язок не сприймає розтягувальних зусиль.

Для врахування моменту активації контактної взаємодії в розрахунковій схемі введено початковий зазор між молотом і балкою. Його орієнтовне значення визначено за виразом:

$$s = vt, \quad (2.43)$$

де, s – переміщення молота за час передачі імпульсу, м.

У моделі початковий зазор прийнято рівним 1,0 см. Імпульсна дія розподілялася по всіх вузлах молота, а контакт із балкою забезпечувався односторонніми стискальними зв'язками з початковим зазором. Така схема дозволяє відтворити процес ударної взаємодії у фізично узгодженій та чисельно стійкій постановці.

Урахування трикутної форми епюри імпульсу забезпечує перехід від інтегральної характеристики удару (імпульсу сили) до його пікового значення, яке використовувалося при заданні навантаження в моделі (рис. 2.9).

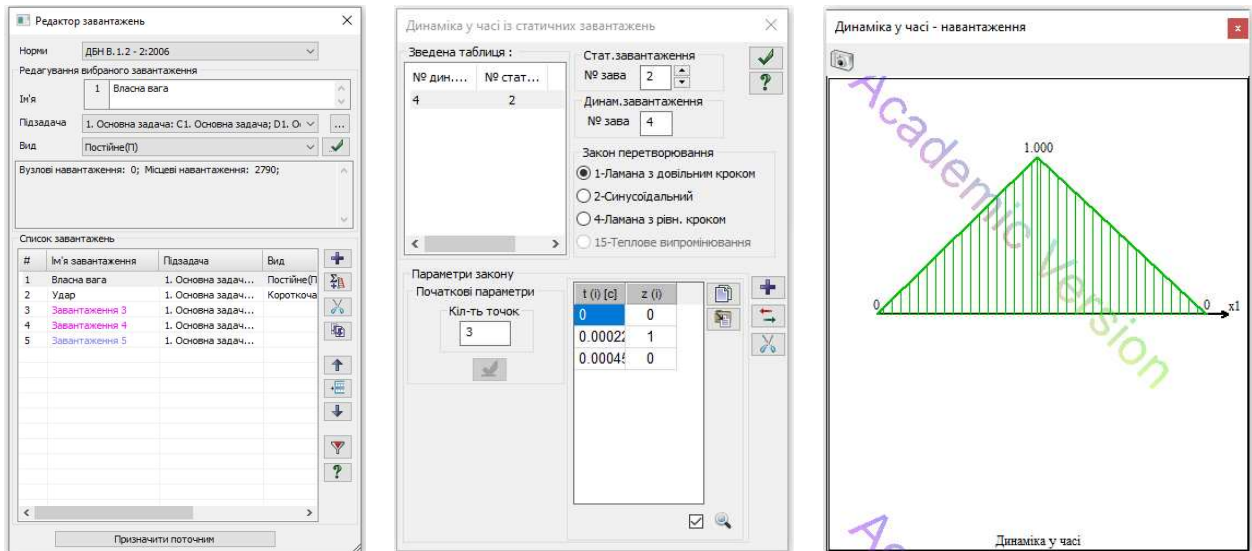


Рис. 2.9 – Задання динамічного навантаження імпульсного характеру

Порівняння результатів чисельного моделювання з експериментальними даними показало їх узгодженість у характерних точках балки (рис. 2.10). У середині прольоту чисельно отримане переміщення становило 16,4 мм, тоді як експериментальне значення дорівнювало 18 мм. Відносна похибка, визначена відносно експериментального значення, становить 8,89 %.

По краях балки переміщення склали 3,63 мм, тоді як за результатами експерименту становили 3,9 мм. Відповідна відносна похибка дорівнює 6,92 %.

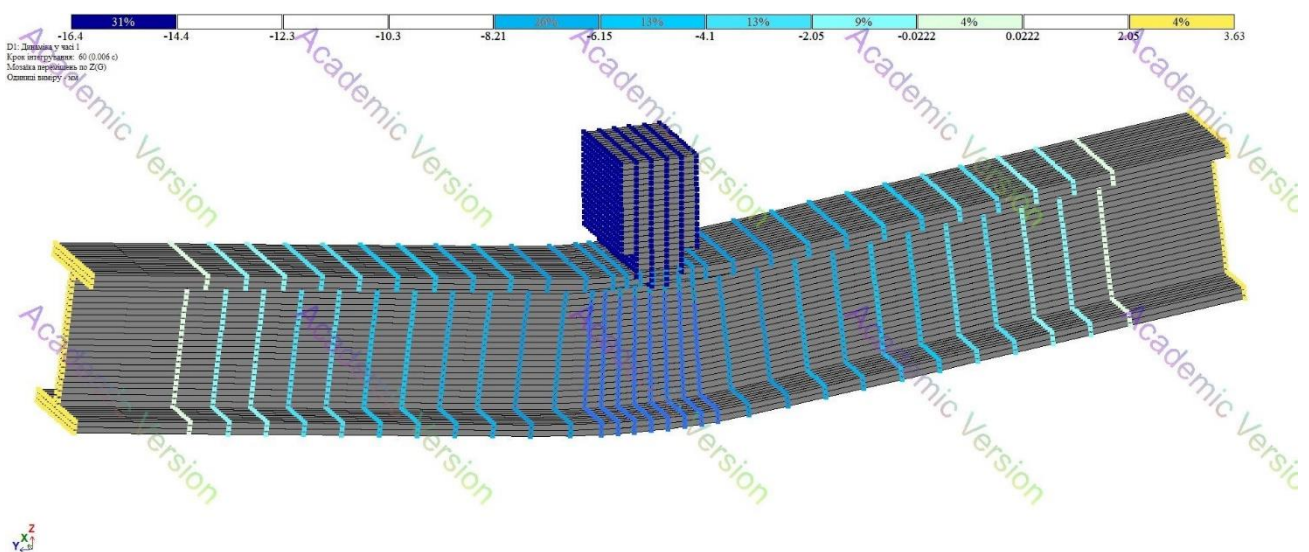
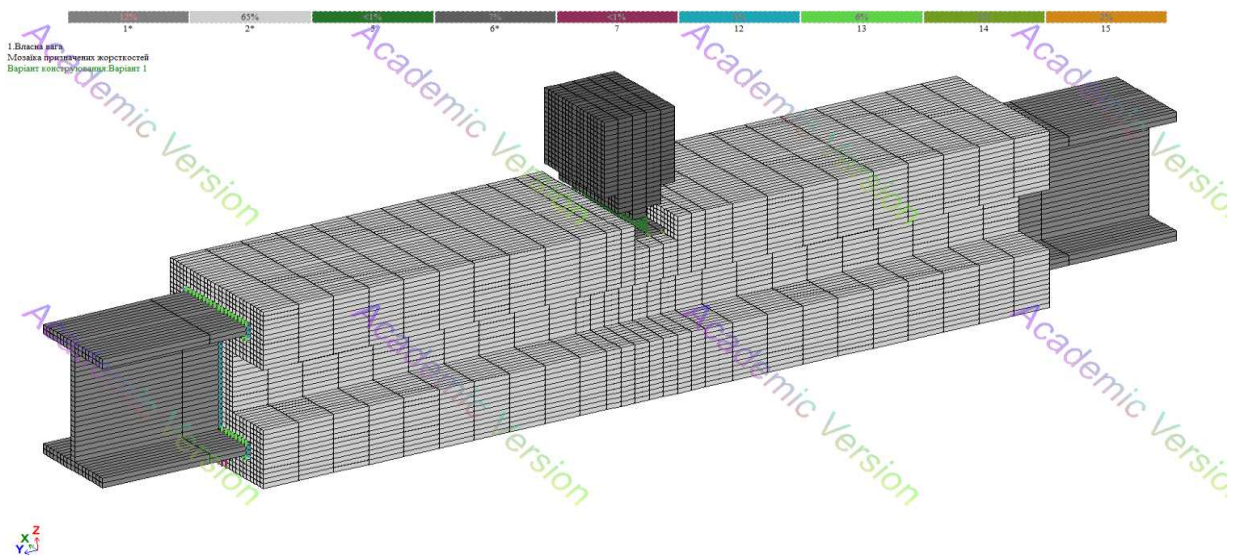


Рис. 2.10 – Мозаїка переміщень сталевій балки від ударного навантаження

Отже, чисельна модель забезпечує достатньо близький рівень точності як у середині балки, так і на її краях, а розбіжність між чисельними та експериментальними результатами не перевищує 8,89 %, що свідчить про задовільну адекватність розробленої моделі для відтворення напружено-деформованого стану балки при ударному навантаженні.

Після верифікації моделі сталеві балки без покриття було розроблено скінченно-елементні моделі сталеві балки зі штукатурними вогнезахисними покриттями на основі портландцементу та гіпсу (рис. 2.11).



а)



б)

Рис. 2.11 – Загальний вигляд чисельної моделі та експериментального зразка: а) скінченно-елементна модель сталеві балки зі штукатурним вогнезахисним покриттям; б) експериментальний зразок в установці перед випробуванням

Фізико-механічні характеристики матеріалів покриттів у моделі прийнято відповідно до даних [150], наведені у таблиці 2.4.

Для чисельного відтворення контактної взаємодії між сталеву балкою та штукатурним вогнезахисним покриттям у ПК ЛІРА-FEM використано двовузловий елемент KE 295.

Контакт у системі «балка-вогнезахисний шар» змодельовано як деформований стик з еквівалентною товщиною 0,004 м.

Розрахункові параметри стику сформовано для двох типів покриттів – на основі гіпсу та цементної штукатурки – і для двох розмірів контактної ділянки: 0,025x0,004 м та 0,01x0,004 м.

Таблиця 2.4 – Міцнісні та деформаційні характеристики штукатурних покриттів на основі портландцементу та гіпсу

Тип	Товщина, мм	σ_c , кПа	τ_c , кПа	G_{nc} , Дж/м ²	G_{tc} , Дж/м ²	K_n , Н/мм	K_t , Н/мм	E , МПа
На основі портланд- цементу	16,7	52,8	107,3	33,7	74,4	0,057	0,163	38,4
На основі гіпсу	15,6	22,9	49,6	7,9	32,8	0,057	0,108	11,5

Параметри окремого контактного елемента визначаються з урахуванням площі відповідної ділянки в зоні стику:

$$A = a \cdot b, \quad (2.44)$$

де, a і b – розміри контактної ділянки.

Пікові сили для одного елемента обчислювалися як добуток граничних напружень на площу контакту:

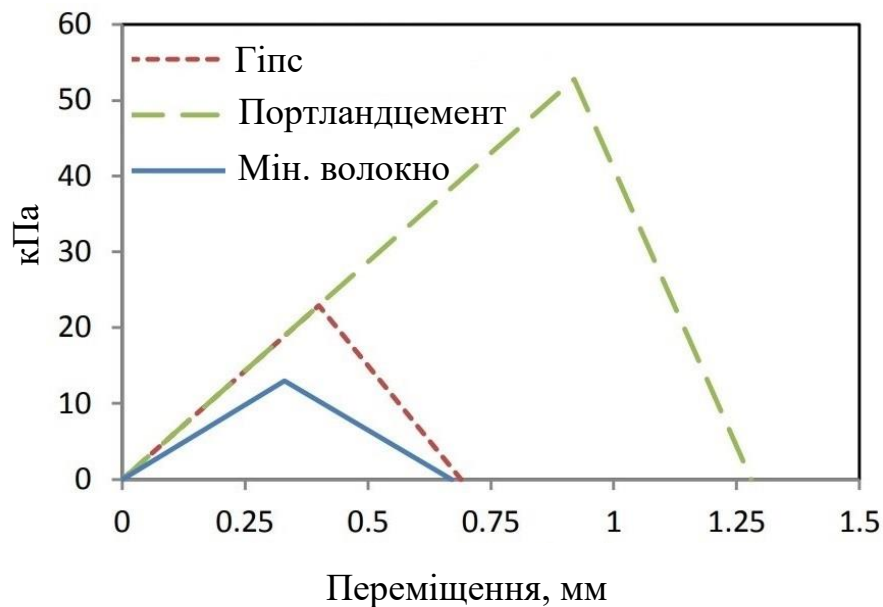
$$N_{max} = \sigma_{max} \cdot A, \quad T_{max} = \tau_{max} \cdot A, \quad (2.45)$$

де, N_{max} – гранична сила при нормальному відриві; T_{max} – гранична сила при зсуві; σ_{max} – пікове нормальне напруження; τ_{max} – пікове зсувне напруження.

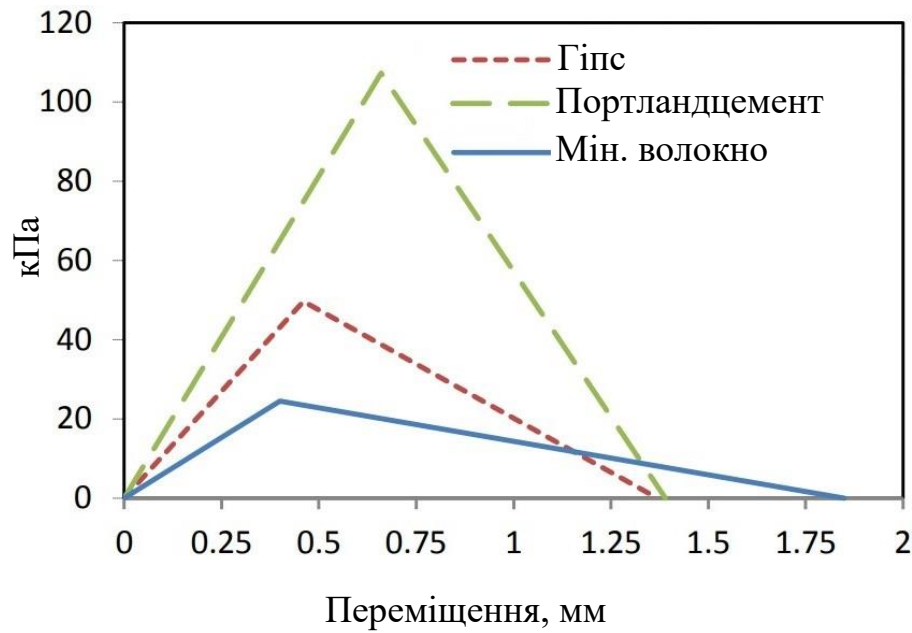
Закони деформування контактної сфери задано у вигляді білінійних діаграм «сила-зміщення», сформованих на основі результатів статичних випробувань на руйнування штукатурних вогнезахисних матеріалів [150].

Отримані експериментальні залежності враховують два типи руйнування контакту: руйнування I типу, що відповідає відриву покриття від сталеві поверхні, та руйнування II типу, що відповідає зсуву і порушенню адгезійного зв'язку.

На рис. 2.12 наведено криві для покриттів на основі мінерального волокна, гіпсу та портландцементу. У даному дослідженні для побудови та перевірки скінченно-елементної моделі використано параметри покриттів на основі гіпсу та портландцементу.



а)



б)

Рис. 2.12 – Діаграми «переміщення-сила» для вогнезахисних шарів:
 а) I – тип, розкриття та відрив покриття від поверхні; б) II – тип, зміщення контактуючих поверхонь в обох напрямках

Для ділянки 0,025 x 0,004 м для вогнезахисного шару на основі гіпсу прийнято $N_{max} = 23$ кПа і $T_{max} = 50$ кПа, для цементної штукатурки – $N_{max} = 52$ кПа і $T_{max} = 107$ кПа.

Дані параметри характеризували граничний стан контактної поверхні при відриві та зсуві й використовувалися як базові при побудові законів деформування елемента стику з урахуванням особливостей контактної взаємодії матеріалів.

За результатами комп'ютерного моделювання зафіксовано руйнування скінченних елементів, якими задано вогнезахисне покриття на основі гіпсу та портландцементу. Це свідчить про досягнення в окремих зонах граничного стану матеріалу покриття під дією прикладеного навантаження, що наведено на рисунку 2.13.

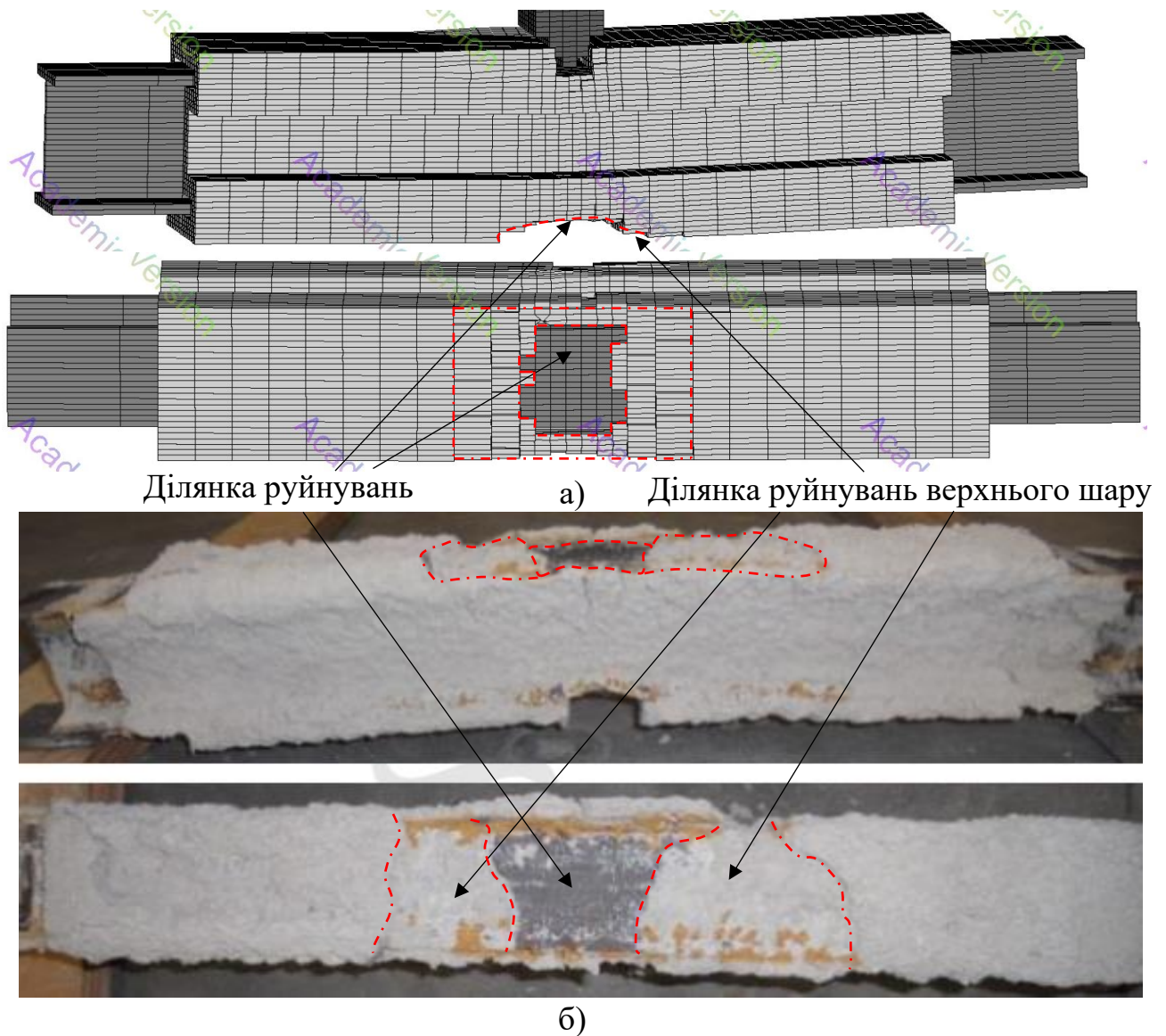


Рис. 2.13 – Чисельна (а) та експериментальна (б) ілюстрація ступеня розшарування балки, захищеної вогнезахистом на основі гіпсу

Порівняння чисельної та експериментальної картин руйнування показує, що модель відтворює локалізацію основної зони пошкодження, утворення магістральної тріщини та часткове відшарування вогнезахисного шару від сталеві основи. В обох випадках руйнування зосереджене в центральній ділянці, що відповідає зоні максимального динамічного впливу. Чисельна модель характеризується більш розподіленим характером пошкодження, тоді як в експерименті руйнування має більш локалізований характер із виразною домінуючою тріщиною.

Подальший розвиток моделі передбачає вдосконалення скінченного елемента KE 295 або розроблення нового елемента для точнішого опису локалізованого руйнування, тріщиноутворення та відшарування вогнезахисного матеріалу від металевої поверхні.

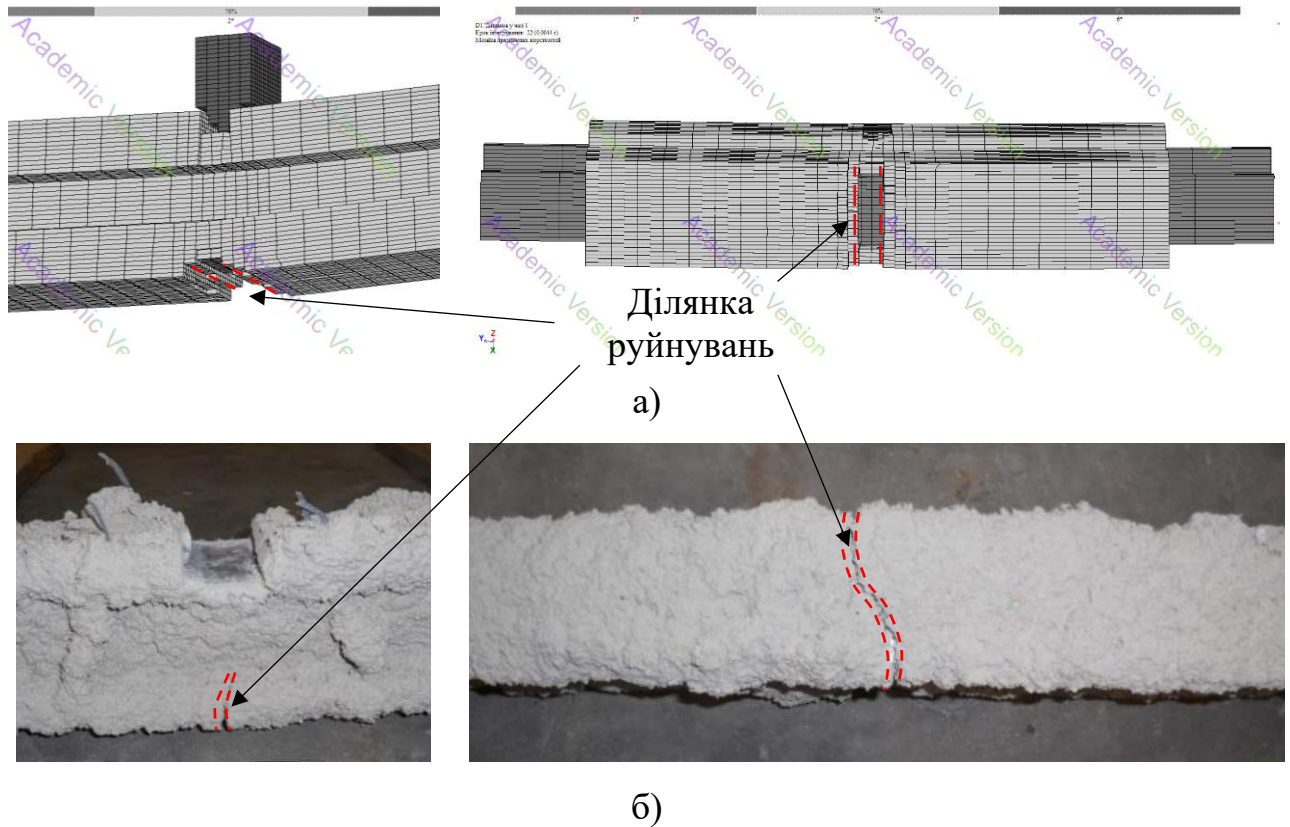


Рис. 2.14 – Чисельна (а) та експериментальна (б) ілюстрація ступеня руйнування вогнезахисного шару на основі портландцементу

Таким чином, на основі математичної моделі розроблено комп'ютерну модель ударної взаємодії молота зі сталеву балкою та модель контактної зони «сталеві поверхня-вогнезахисне покриття» із застосуванням KE 262 і KE 295. За результатами верифікації моделі балки без покриття встановлено, що розбіжність між чисельними та експериментальними значеннями максимальних переміщень не перевищує 8,89 %. Чисельне моделювання покриттів на основі гіпсу та портландцементу забезпечує відтворення локалізації основної зони пошкодження та характеру часткового відшарування.

До обмежень моделі належать спрощене задання імпульсного навантаження, відсутність врахування відскоку та залежності властивостей контакту від швидкості деформування. Отримані результати можуть бути використані як основа для подальшої адаптації моделі до імпульсних навантажень вибухового походження.

2.5. Розробка комп'ютерної моделі прогнозування напружено-деформованого стану сталевго двотавра в умовах вибухового навантаження

За вибухового впливу на конструкції будівлі діє короткочасний імпульсний надлишковий тиск, що формує інтенсивне навантаження та зумовлює визначальну роль інерційних сил. Одним із основних конструктивних елементів будівель зі сталевим каркасом є двотаврові колони, які безпосередньо сприймають дію вибухового навантаження і передають зусилля на інші елементи каркасу та фундаменти. Максимальні внутрішні зусилля та переміщення визначаються не лише піковим значенням надлишкового тиску, а й тривалістю дії імпульсу та співвідношенням із власними періодами коливань, що істотно впливає на величину розрахункових зусиль і переміщень.

За наявності осьового стискаючого зусилля робота двотаврової колони ускладнюється проявом геометричної нелінійності: поздовжній прогин спричиняє додатковий згинаючий момент від осьової сили, що підсилює загальний вигин й знижує стійкість елемента. Після закінчення дії на поверхню конструкції вибухового імпульсу колона переходить у стадію вільних затухаючих коливань, а подальший технічний стан конструкції визначається величиною залишкових деформацій та рівнем накопичених пошкоджень чи деформацій.

Для можливості прогнозування напружено-деформованого стану сталевго двотаврової колони за вибухового навантаження необхідною умовою є розробка скінченно-елементної моделі, яка на відміну від існуючих враховує

імпульсний характер дії вибуху, інерційні ефекти та геометричну нелінійність. Обов'язковим етапом розробки моделі є верифікація такої моделі шляхом порівняння розрахункових значень переміщень і деформацій з експериментальними даними.

В якості експериментальної бази для перевірки достовірності розробленої комп'ютерної моделі прийнято результати натурних вибухових випробувань [36]. Експериментальні дослідження спрямовані на вивчення динамічної відповіді сталевих двотаврових колон на дію вибухового навантаження. Випробувано 13 колон висотою 2413 мм із перерізами W150x24 та W200x71. Поперечні перерізи досліджуваних елементів наведено на рис. 2.15.

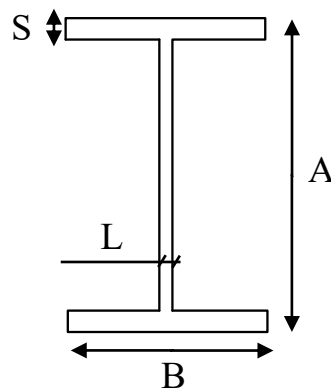


Рис. 2.15 – Поперечний переріз двотаврового профілю
(схема позначень розмірів)

Геометричні характеристики двотаврових сталевих колон наведено в таблиці 2.5 [152].

Таблиця 2.5 – Геометричні характеристики двотаврових сталевих колон за стандартом [152]

Вимір	Значення	
	W150x24	W200 x 71
Висота, A	160 мм	216 мм
Ширина полиці, B	102 мм	206 мм

Продовження таблиці 2.5.

Товщина полиці, S	10,3 мм	17,4 мм
Товщина стінки, L	6,6 мм	10,2 мм
Радіус заокруглення	11,7 мм	16,6 мм

Статична границя текучості сталі становила 393 МПа для перерізу W150x24 та 362 МПа для W200x71 [36]. Осьове стискаюче навантаження задавалося шляхом попереднього напруження тросів, які кріпилися до сталевих пластин, приварених до торців колон (рис. 2.16). Рівень осьової сили становив 25 % від статичної осьової несучої здатності відповідного перерізу, що забезпечувало роботу елемента в умовах сумісної дії стиску та поперечного імпульсного навантаження.



Рис. 2.16 – Система попереднього напруження для задавання осьового навантаження

Вибухові випробування проводилися на спеціальній установці із залізобетонними блоками, які виконували роль опорних елементів. Загальний вигляд експериментальної схеми наведено на рис. 2.17.

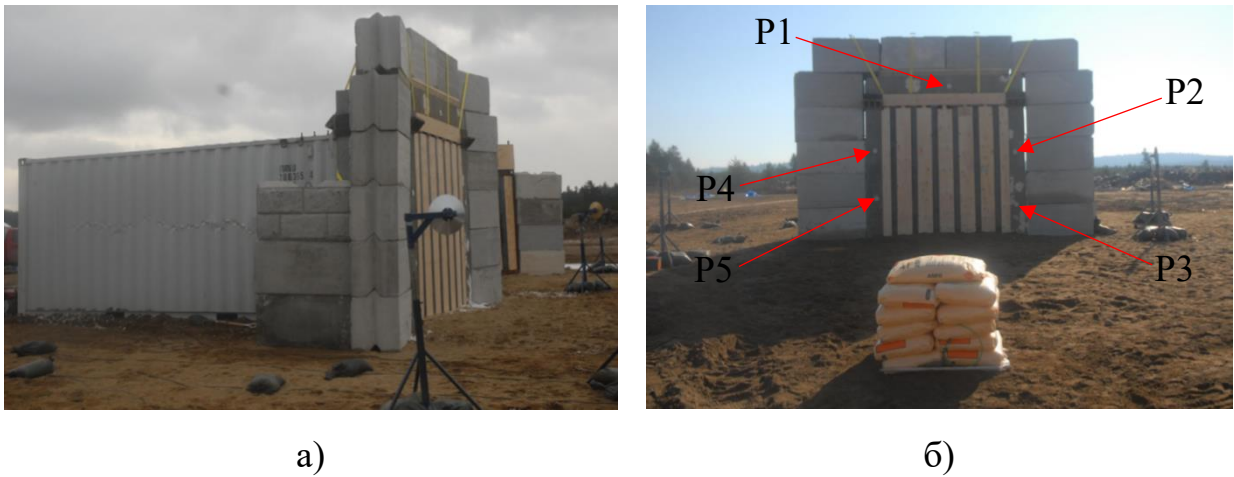


Рис. 2.17 – Схема вибухових випробувань: а) вигляд спереду; б) вигляд збоку

Під час випробувань надлишковий тиск фіксували датчиками тиску, переміщення – лінійними потенціометрами, а деформації у кількох точках уздовж висоти колон – тензодатчикам. Схеми розташування та загальний вигляд системи вимірювань наведені на рис. 2.18, 2.19.

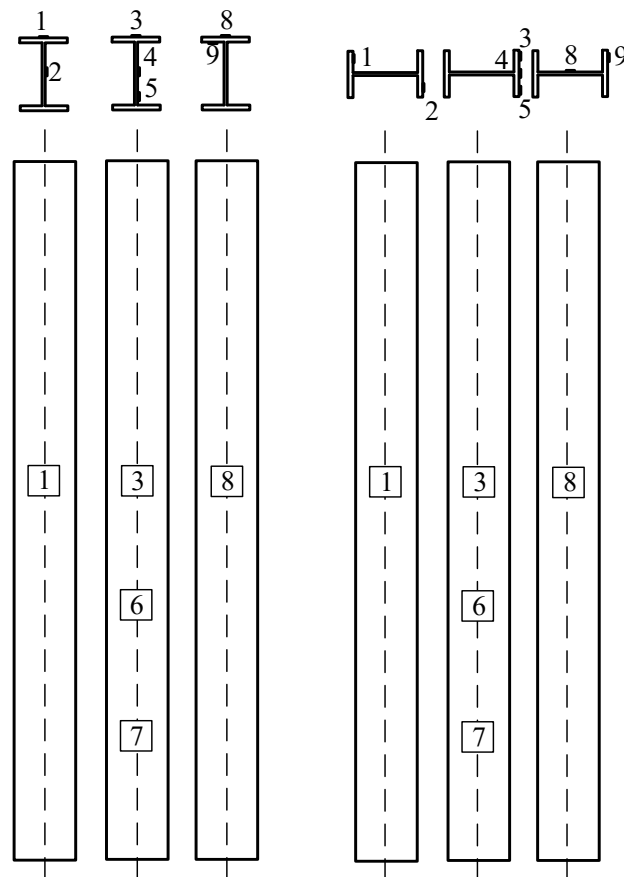


Рис. 2.18 – Схема розташування тензодатчиків для випробувальних конструкцій



а)

б)

Рис. 2.19 – Система вимірювання деформацій та переміщень: а) тензодатчики;
б) лінійні потенціометри

Вибухова дія характеризується масою заряду W та відстанню до заряду R . Для порівняння режимів вибуху використовували масштабовану відстань Z , яку визначали за залежністю:

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}}, \quad (2.46)$$

де Z – масштабована відстань $\text{м/кг}^{1/3}$; R – відстань до заряду, м; W – маса заряду у тротиловому еквіваленті, кг

У таблиці 2.6 наведено параметри випробувань, включаючи масу заряду, відстань від землі, масштабовану відстань, величину прикладеного осьового навантаження, позначення перерізу та орієнтацію колони відносно вигину під дією тиску вибуху та осьове навантаження. Відстань від землі становила від 7 до 10,3 м, розмір вибухового заряду варіювався від 50 до 250 кг .

Таблиця 2.6 – Параметри випробувань сталевих двотаврів

№ з/п	Параметри зразків	Осьове навантаження, кН	Маса заряду, кг	Відстань R, м	Масштабована відстань W, м/кг ^{1/3}	Коефіцієнт пружності, Н/м
1.	W150x24	270	100	10,3	2,22	100
2.	W150x24	270	150	9	1,69	38
3.	W200x71	640	250	9,5	1,51	27

На рис. 2.20 наведено схематичне зображення вибухових випробувань сталевого двотавра.

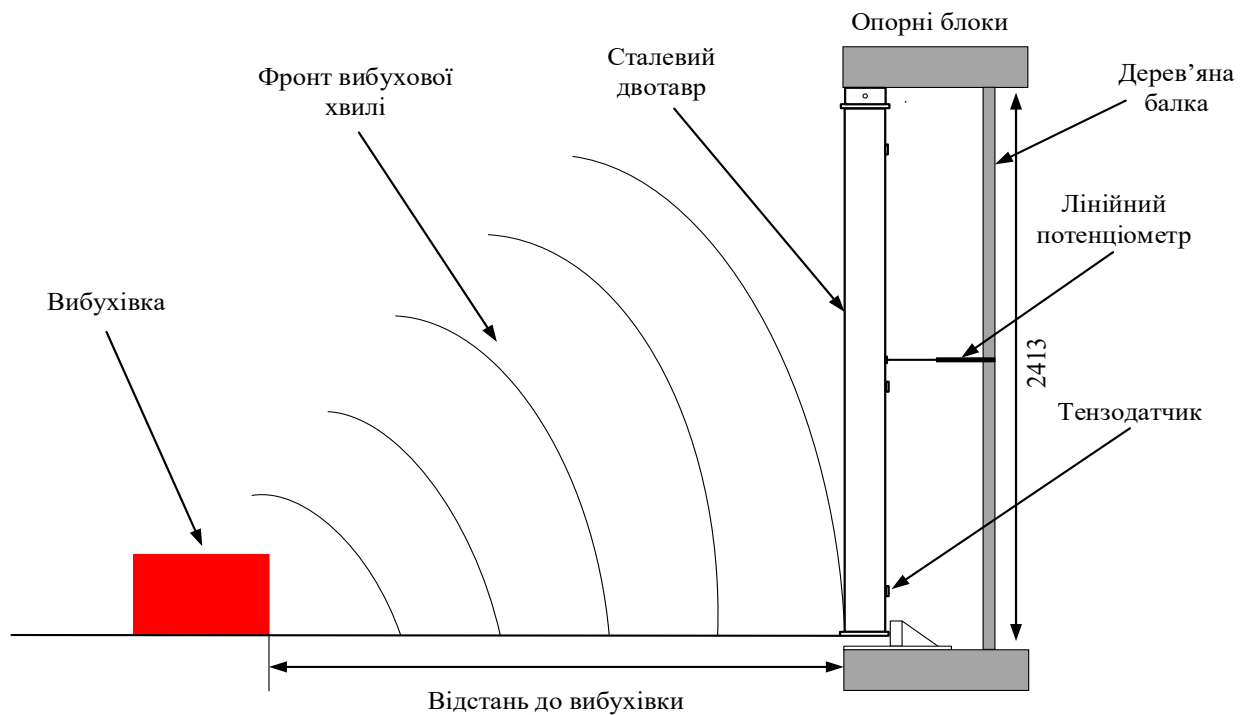


Рис. 2.20 – Схематичне зображення вибухових випробувань сталевого двотавра

Для оцінки надлишкового тиску позитивної фази вибухової хвилі застосовано модифікований аналітичний вираз у формі рівняння Фрідлендера:

$$P(t) = P_{max} \left(1 - \frac{t}{t_d}\right) \exp\left(-\gamma \frac{t}{t_d}\right), \quad (2.47)$$

де, $P(t)$ – миттєве значення надлишкового тиску вибухової хвилі в момент часу, кПа; P_{max} – піковий надлишковий тиск, кПа; γ – параметр форми, приймається в межах від 2 до 3; t_d – тривалість позитивної фази вибуху, с; t – тривалість вибуху, с.

Динамічна робота балки-колони описувалася рівнянням руху:

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + P \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = w(x, t) \quad (2.48)$$

де, EI – згинальна жорсткість колони; y – поперечне переміщення; P – осьове навантаження; $w(x, t)$ – вибухове навантаження як функція часу t та відстані x вздовж балки-колони; m – маса на одиницю довжини.

У скінченно-елементній моделі формула (2.49) набуває вигляду:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + K(u)u = F(t) \quad (2.49)$$

де, M – матриця мас системи, кг; \ddot{u} – вектор прискорень вузлів конструкції, м/с²; C – матриця демпфування, кг/с; \dot{u} – вектор швидкостей вузлів, м/с; K – матриця жорсткості конструкції; u – вектор вузлових переміщень, м; $F(t)$ – вектор зовнішніх навантажень, що змінюються в часі, кПа.

Часові залежності переміщення середини висоти двотавра, які було зафіксовані під час експерименту, наведені на рис. 2.21.

Перед застосуванням імпульсного навантаження проведено попередній статичний розрахунок для формування початкового напружено-деформованого стану, а також модальний аналіз для визначення власних частот, форм коливань та параметрів демпфування.

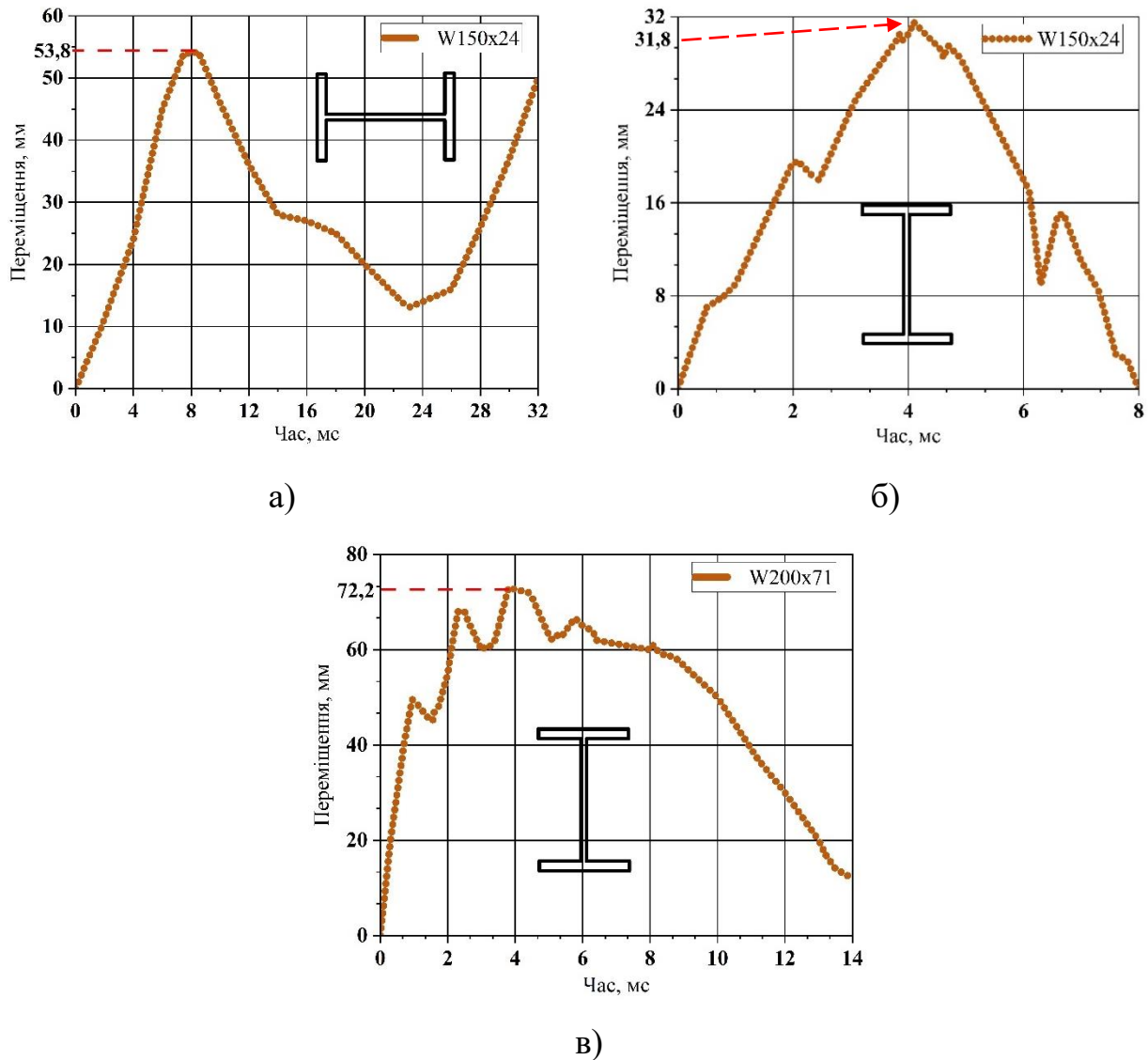
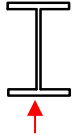


Рис. 2.21 – Експериментальні графіки переміщення середини висоти колони у часі [34]: а) двотавра W150x24, тиск вибуху 721 кПа; б) двотавра W150x24, тиск вибуху 1750 кПа; в) двотавра W200x24, тиск вибуху 2151 кПа

Чисельне моделювання зазначених випробувань було виконано у програмному комплексі LIRA-FEM у постановці нестационарної динамічної задачі з урахуванням геометричної нелінійності [153].

У створеній моделі відтворено геометричні характеристики перерізів – таблиця 2.3, задано характеристики сталі та прикладено осьове стискаюче навантаження – таблиця 2.2. В таблиці 2.7 наведено вихідні дані для задання вибухового навантаження.

Таблиця 2.7 – Вихідні дані для задання вибухового навантаження

№ з/п	Тип двотавра, вектор вибуху	Відбитий тиск вибуху, кПа	Тривалість позитивної фази, мс	Статичне осьове навантаження, кН
1.	W150x24 	721	6,8	270
2.	W150x24 	1750	4,9	270
3.	W200x71 	2151	8,1	640

Перехід від статичного до динамічного розрахунку виконано шляхом задання закону перетворення навантаження у часі (рис. 2.22).

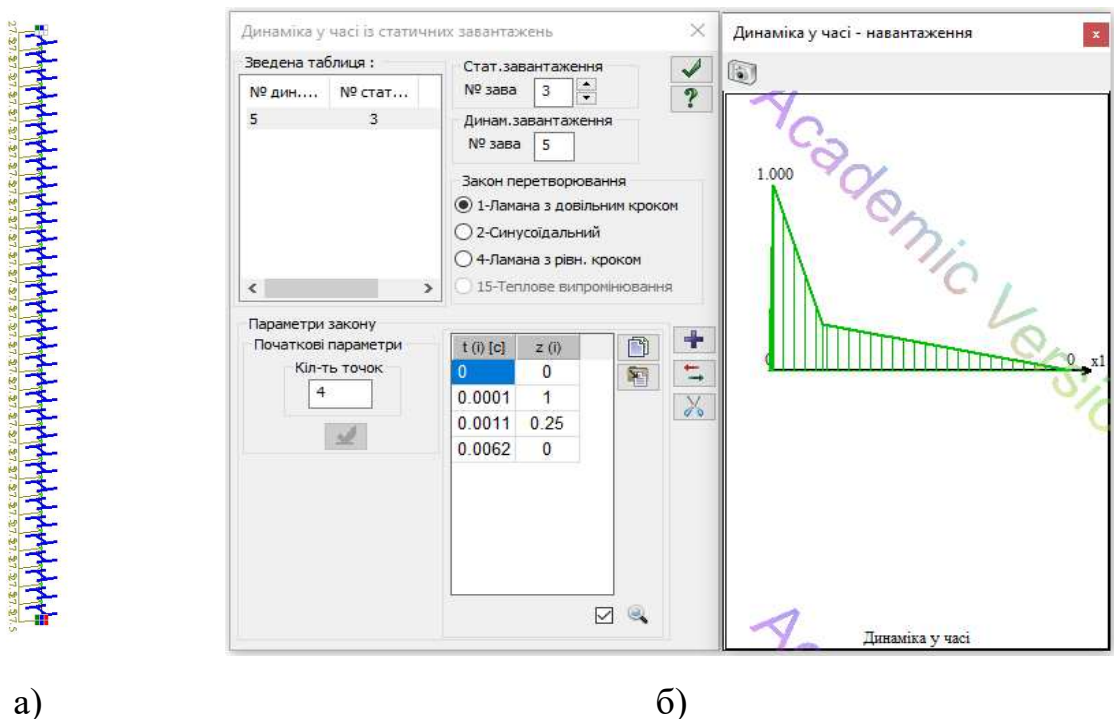


Рис. 2.22 – Задання в скінченно-елементній моделі сталевого двотавра вибухового навантаження: 1) прикладання до площини вибухового навантаження; 2) перетворення навантаження від вибуху в динаміку

Вибухове навантаження прикладали до всіх зовнішніх поверхонь та виступів профілю конструкції, які потенційно є відкритими до фронту вибухової хвилі, у вигляді поверхневого тиску з часовою залежністю $P(t)$.

У розрахунках динамічного опору сталевих елементів при вибуховому навантаженні демпфування враховано за моделлю Релея, згідно з якою матриця демпфування визначається лінійною комбінацією матриць мас M та жорсткості K :

$$C = \alpha M + \beta K, \quad (2.50)$$

де, α – масовий коефіцієнт демпфування (од. 1/с); β – жорсткісний коефіцієнт демпфування (од. с).

Для кількісного оцінювання затухання коливань використано логарифмічний декремент δ , який характеризує зменшення амплітуди між двома послідовними піками коливального процесу. Для лінійної системи з в'язким демпфуванням логарифмічний декремент визначається як:

$$\delta = \ln \left(\frac{\chi_k}{\chi_{k+1}} \right), \quad (2.51)$$

де, χ_k та χ_{k+1} – амплітуди двох послідовних максимумів переміщень.

Зв'язок між логарифмічним декрементом δ та коефіцієнтом відносного демпфування ζ для піддемпфованих коливань має вигляд:

$$\delta = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}}, \quad (2.52)$$

У пружній області роботи сталевих конструкцій характерні значення відносного демпфування становлять $\zeta=0,5-2\%$, що відповідає логарифмічному декременту $\delta=0,03-0,13$. Під час короткочасного імпульсного вибухового навантаження ефективне демпфування зростає через контактні взаємодії, тертя в опорах, локальні пластичні деформації, відкриття та закриття тріщин,

ковзання у з'єднаннях і зміну жорсткості конструкції під час деформування. Такий підхід є інженерно обґрунтованим, оскільки реальні системи при вибуху втрачають більше енергії, ніж ідеалізована пружна модель.

При використанні моделі Релея демпфування має частотозалежний характер й для i -тої форми коливань описується співвідношенням:

$$\zeta_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2}, \quad (2.53)$$

де, ω_i – значення $2\pi f_i$ – кругова частота i -тої моди.

Вибір коефіцієнтів α і β задає розподіл демпфування за частотами, що дозволяє відтворити характерну для вибухових навантажень частотозалежну втрату енергії. Завдяки цьому високочастотні складові динамічного відгуку затухають швидше, амплітуда швидких коливань зменшується, а часові діаграми переміщень стають більш плавними. Обрані параметри демпфування забезпечують логарифмічний декремент у допустимому діапазоні, що відповідає фізичним властивостям сталевій конструкції під короткочасним вибуховим навантаженням, і підтверджується збігом чисельних результатів з експериментальними даними за максимальним прогином і формою часових діаграм переміщень.

Проведено три варіанти моделювання з різними видами двотаврів, характеристик прикладеного вибухового навантаження. У результаті комп'ютерного моделювання напружено-деформованого стану сталевих двотаврів для заданих перерізів і вихідних параметрів навантаження отримано мозаїки переміщень, які відображають характер деформування елементів під дією вибухового імпульсу.

Зокрема, для сталевого двотавра W150×24 при надлишковому тиску $P_{max} = 721$ кПа та тривалості позитивної фази $t_d = 6,8$ мс максимальне переміщення склало 58,9 мм, що відповідає 53,8 мм за експериментом, із похибкою 9,48 %. Мозаїки переміщень та графік коливань наведено на рис. 2.23, 2.24.

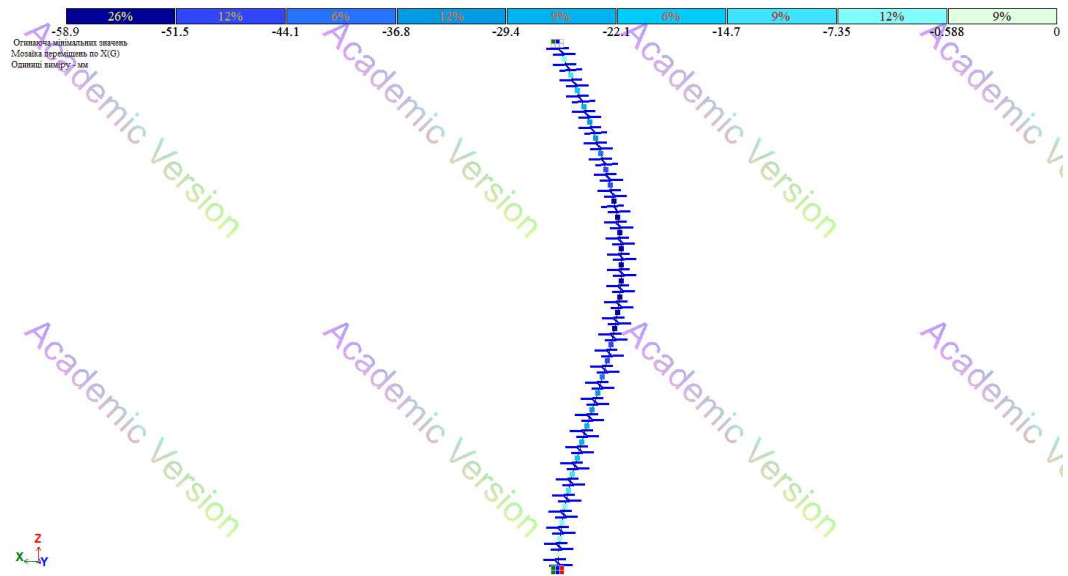


Рис. 2.23 – Мозаїка переміщення сталевго двотавра W150x24 в збільшеному у 5 разів масштабі

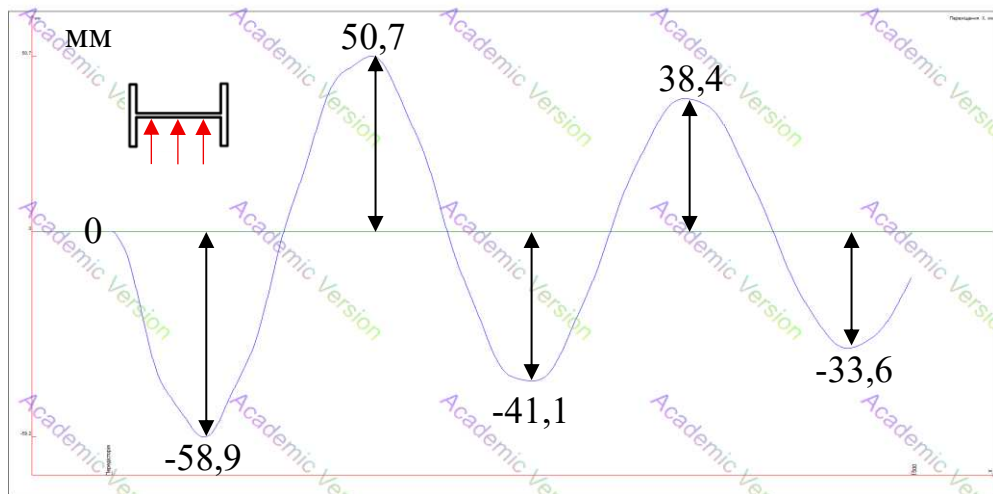


Рис. 2.24 – Період коливань сталевго двотавра під дією вибухового навантаження в 721 кПа

Розрахунок напружено-деформованого стану сталевго двотавра W150x24 за інших параметрів вибухового впливу – при піковому надлишковому тиску P_{max} – 1750 кПа та тривалості позитивної фази t_d – 4,9 мс – показав, що максимальне переміщення елемента становило 34,9 мм (рис. 2.25, 2.26), за експериментом 31,8 мм. Похибка становила 9,75 %.

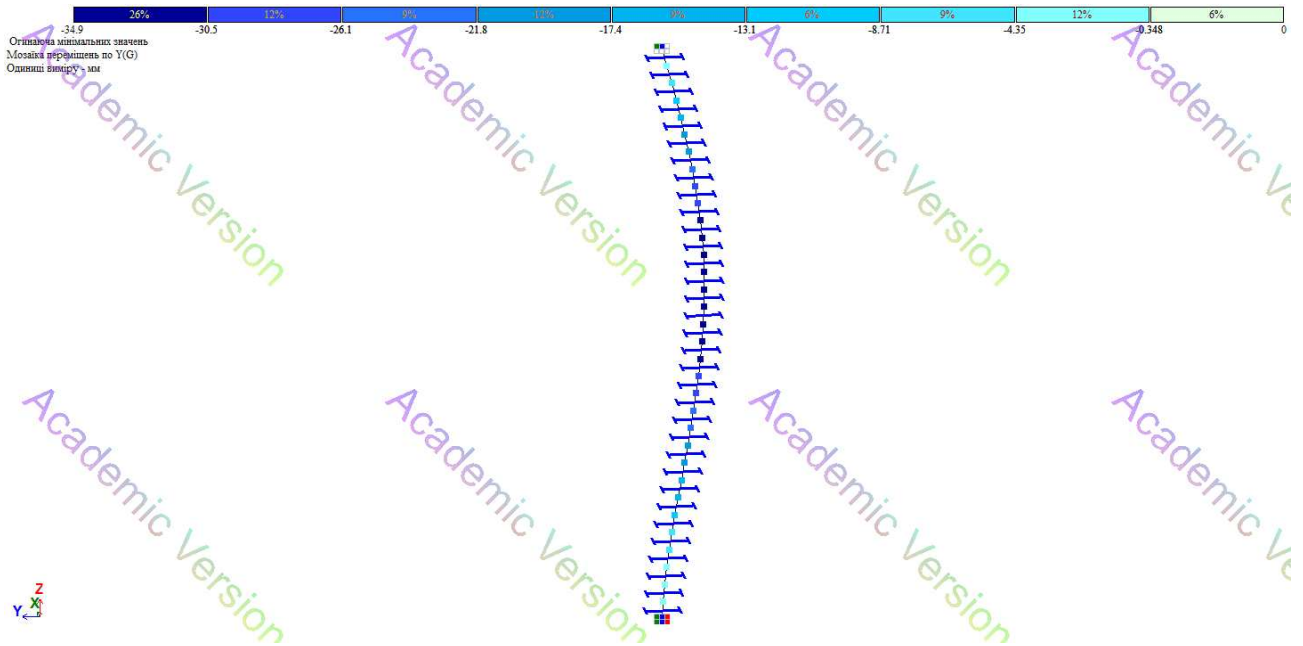


Рис. 2.25 – Мозаїка переміщення сталевго двотавра W150x24 в збільшеному у 5 разів масштабі

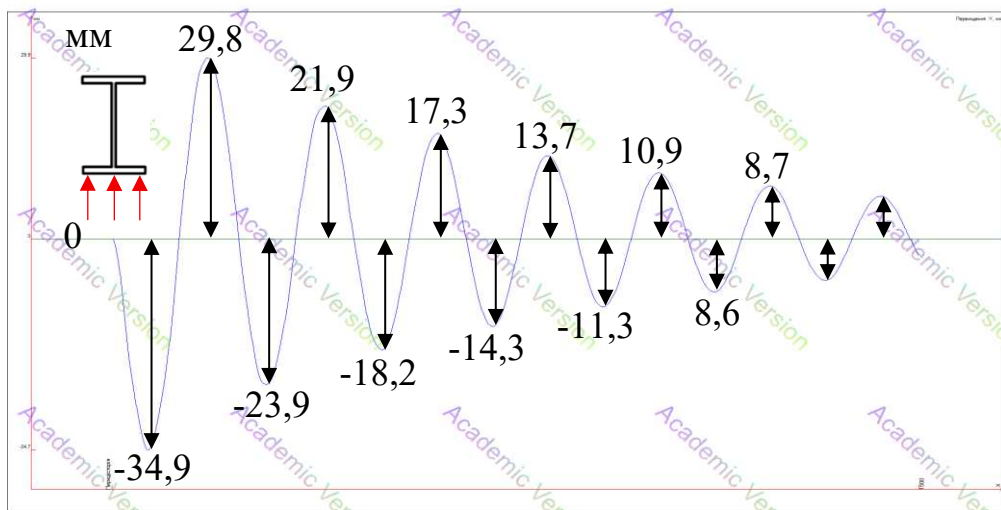


Рис. 2.26 – Період коливань сталевго двотавра під дією вибухового навантаження в 1750 кПа

У третьому варіанті розрахунку напружено-деформованого стану сталевго двотавра W200x71 за параметрів вибухового впливу з піковим надлишковим тиском $P_{max} = 2151$ кПа та тривалістю позитивної фази $t_d = 8,1$ мс встановлено, що максимальне переміщення елемента становило 79,1 мм (рис. 2.27, 2.28), за експериментом 72,2 мм. Похибка становила 9,56 %.

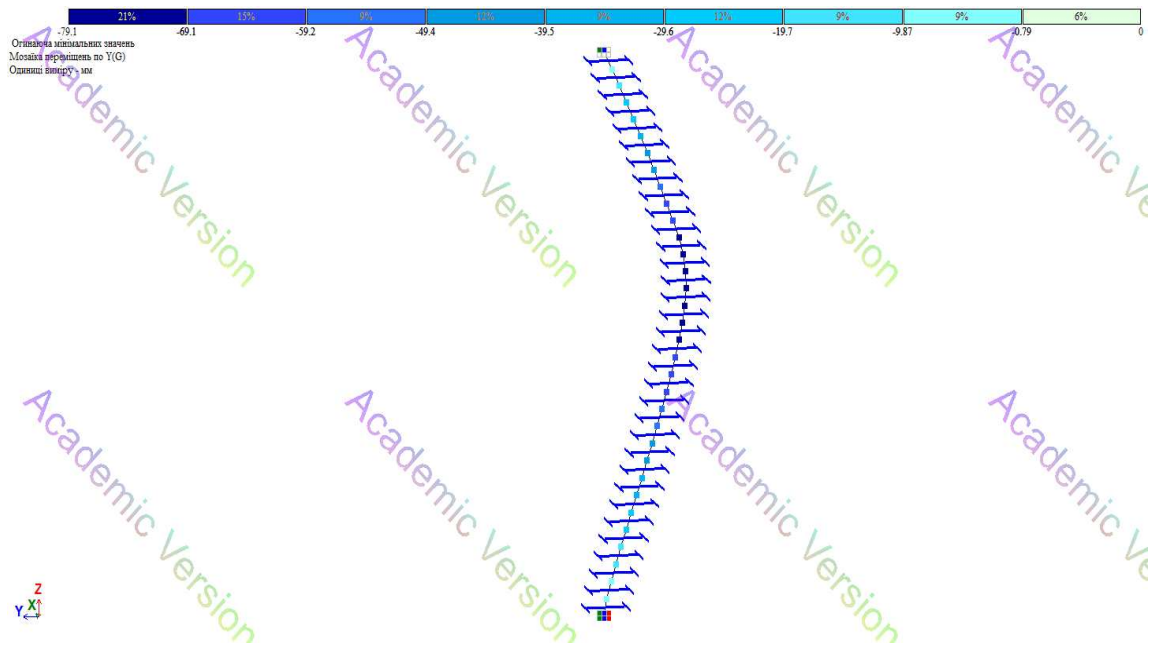


Рис. 2.27 – Мозаїка переміщення сталевго двотавра W150x24 в збільшеному у 5 разів масштабі

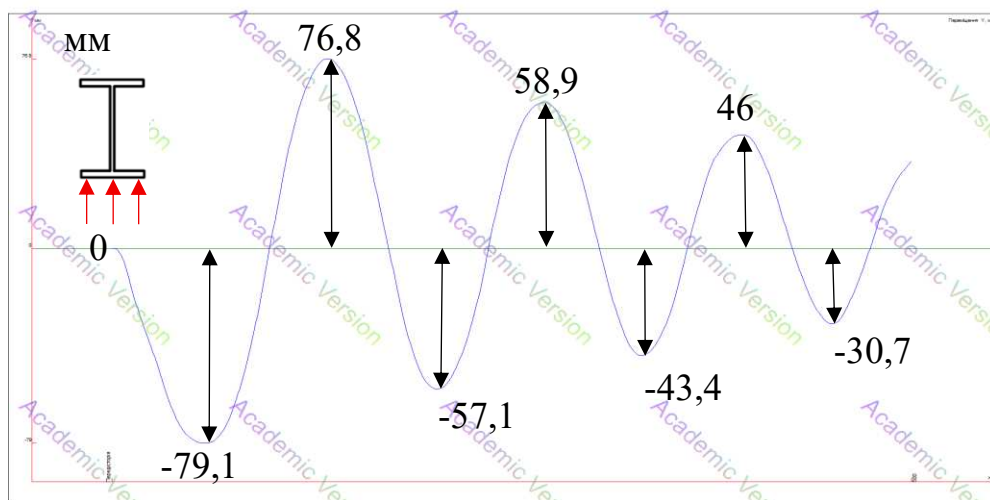


Рис. 2.28 – Період коливань сталевго двотавра під дією вибухового навантаження в 2151 кПа

Для всіх трьох випробувань отримано узгоджені за характером результати нестационарної динамічної відповіді сталевго двотавра на вибухове навантаження.

Мозаїки переміщень фіксують формування згинальної деформації елемента з домінуванням прогинів у напрямку дії імпульсу та подальшим відновлювальним рухом після завершення позитивної фази вибуху. Часові

залежності переміщень мають коливальний, затухаючий характер, після досягнення першого (максимального) переміщення від положення рівноваги спостерігаються послідовні періоди коливань зі зменшенням амплітуди, що свідчить про дисипацію енергії та вплив демпфування. Виявлені закономірності є типовими для імпульсного навантаження й підтверджують коректність відтворення процесу коливань елемента у виконаних розрахунках для всіх трьох випробувань.

Результати зіставлення, що характеризують результати достовірності відтворення динамічної відповіді конструкцій для експериментальних та чисельних досліджень випробувань, наведено в таблиці 2.8.

Таблиця 2.8 – Порівняння максимальних переміщень за експериментом і чисельним моделюванням

№ з/п	Тип двотавра	Відбитий тиск вибуху, кПа	Переміщення сталевого двотавра від вибуху, мм		Відносна похибка, %
			Експеримент	Моделювання	
1.	W150x24 	721	53,8	58,9	9,48
2.	W150x24 	1750	31,8	34,9	9,75
3.	W200x71 	2151	72,2	79,1	9,56

Отримані відхилення максимальних переміщень за результатами чисельного моделювання та натурних випробувань не перевищують 10 %, що

свідчить про задовільну узгодженість розрахункових і експериментальних даних та підтверджує адекватність розробленої скінченно-елементної моделі.

Наявна похибка зумовлена сукупністю факторів: просторово-часовою неоднорідністю реального вибухового тиску, спрощеною постановкою граничних умов у моделі, відмінністю фактичних механічних характеристик матеріалів та геометрії профілю від нормативних значень, наближеним врахуванням демпфування, а також похибками вимірювань та вибором кроку інтегрування в часі.

Запропонована модель використана для подальших досліджень впливу вибухового навантаження на напружено-деформований стан сталевих двотаврових колон, зокрема на максимальні прогини, залишкові деформації та характер динамічної відповіді конструкції.

2.6. Розробка комп'ютерної моделі прогнозування напружено-деформованого стану залізобетонних плит перекриття в умовах вибухового навантаження

Для комплексної оцінки будівлі зі сталевим каркасом, яка, окрім сталевих елементів, містить також залізобетонні конструкції (переважно плити перекриття), актуальним питанням є прогнозування напружено-деформованого стану залізобетонних елементів за дії імпульсних вибухових навантажень.

У зв'язку з цим виникає необхідність створення та верифікації адекватної комп'ютерної моделі, здатної відтворювати реальні процеси деформування й коливань залізобетонних плит під дією ударної хвилі вибуху [154].

Основою для перевірки достовірності розробленої моделі становлять результати повномасштабних експериментальних досліджень [155].

Згідно з описом експерименту, випробувальні плити мали розміри 2000x1000x100 мм та однакову схему розташування сталевих арматур. На рисунку 2.29 наведено геометричні параметри зразків і схему їх армування.

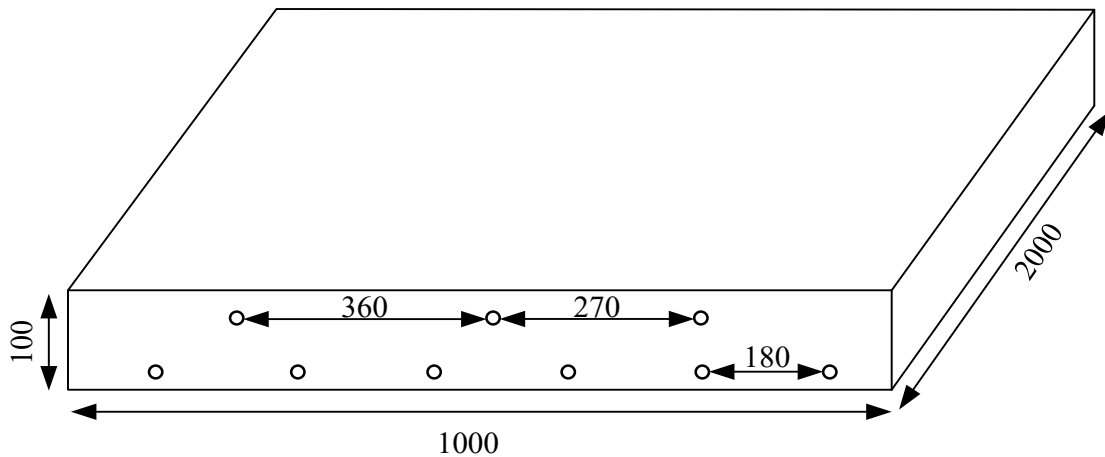


Рис. 2.29 – Геометричні розміри зразків, розміщення арматури

Механічні властивості бетону й сталевій арматури, що використовувалися під час серії вибухових випробувань, наведено в таблицях 2.9 та 2.10 відповідно.

Таблиця 2.9 – Механічні властивості бетону

Модуль Юнга, МПа	Коефіцієнт Пуассона	Границя міцності, МПа	Кінцеве напруження	Густина, кг/м ³
51,503	0,20	128,9	0,0025	2424,9

Таблиця 2.10 – Механічні властивості сталі

Коефіцієнт армування, %	Тип сталі, мм	Міцність сталі, МПа
1,4	Високоміцна, 15,2	1750

Випробувальні зразки плит розміщували на спеціальному випробувальному стенді та фіксували у заданому положенні, забезпечуючи відтворюваність граничних умов під час випробувань.

Заряд тринітротолуолу масою 8 кг підвішували на мотузці, закріпленій на трубчастій рамі, конструкція якої забезпечувала надійне підвішування та можливість плавного регулювання висоти розташування заряду над плитою, а також його стабільне позиціонування відносно центра зразка (рис. 2.30).

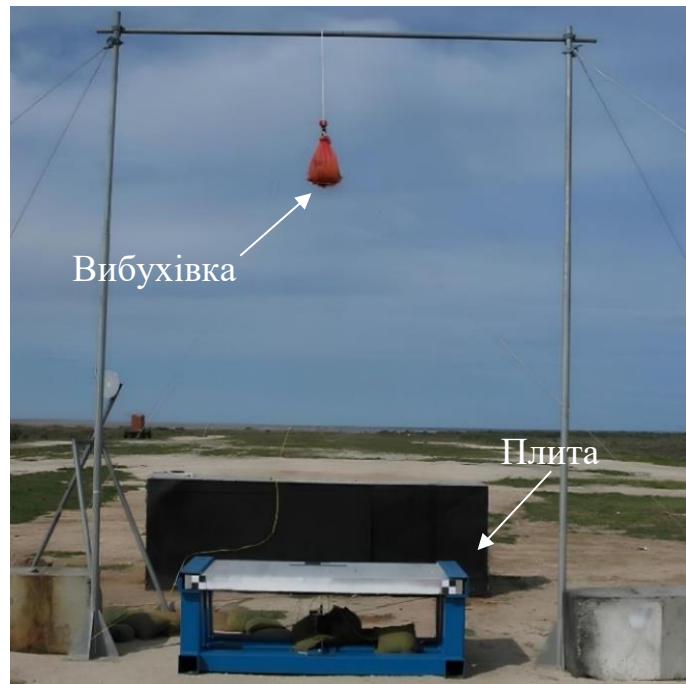


Рис. 2.30 – Загальний вигляд випробувальної установки [155]

Основні параметри вибухового навантаження, прийняті під час проведення експериментальних досліджень (рис. 2.31), а також відповідні зафіксовані характеристики імпульсу, тривалості позитивної фази, відбитого та падаючого тиску, наведено в таблиці 2.11.

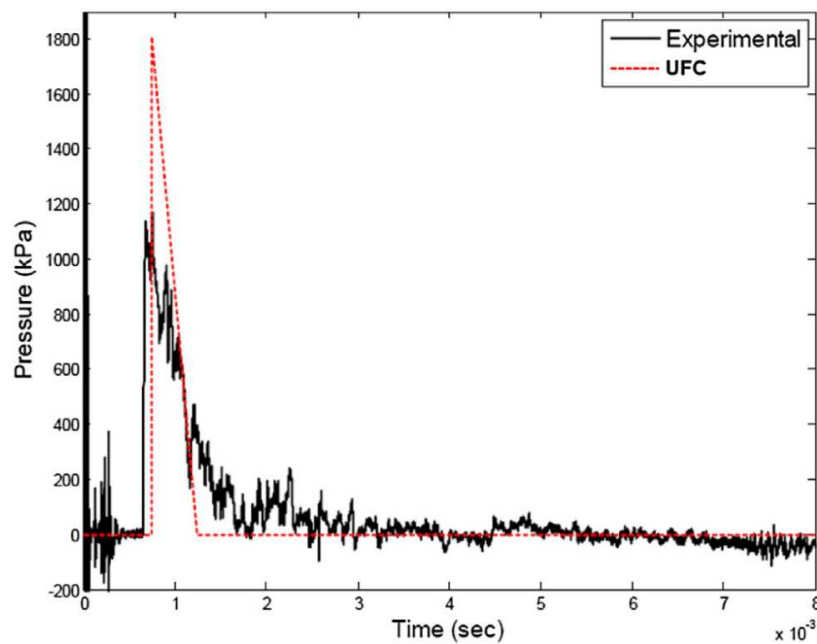


Рис. 2.31 – Графік надлишкового тиску вибуху в часі [155]

Таблиця 2.11 – Параметри вибухового навантаження

Вага заряду в тротиловому еквіваленті, кг	Масштабована відстань, м/кг ^{1/3}	Тривалість позитивної фази, мс	Відбитий тиск вибуху, кПа	Падаючий тиск вибуху, кПа
8	0,5	4,2	1185	307

Для реєстрації відбитого тиску на дослідних зразках встановлювалися датчики тиску. Вимірювання переміщень випробувальних зразків здійснювали лінійними датчиками переміщень, схему розташування яких наведено на рис. 2.32.

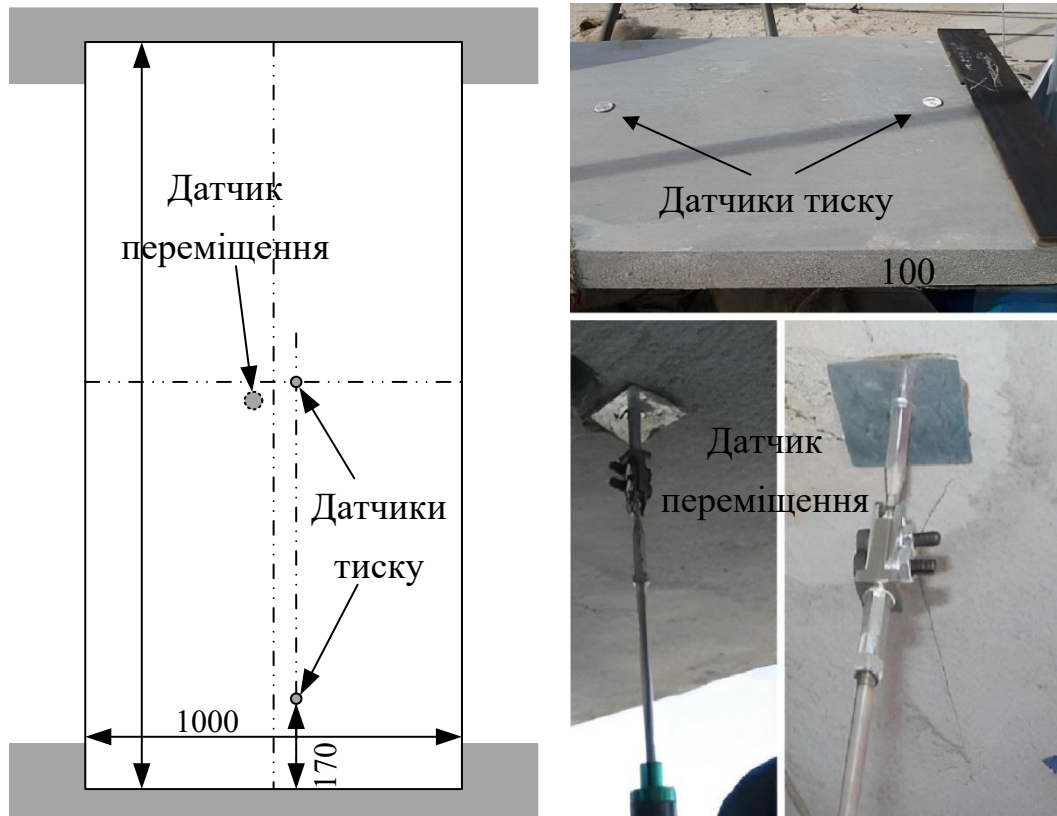


Рис. 2.32 – Система збору даних (датчики тиску та переміщення) [155]

За результатами випробувань руйнування залізобетонної плити не зафіксовано. Максимальне вертикальне переміщення плити вниз становило 41 мм, після чого відбулося її часткове відновлення до початкового положення (рис. 2.33).



Рис. 2.33 – Вигляд залізобетонної плити після випробування [155].

Розробка комп'ютерної моделі залізобетонної плити перекриття виконана в програмному комплексі LIRA-FEM у постановці нестационарної динамічної задачі з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності (рис. 2.34).

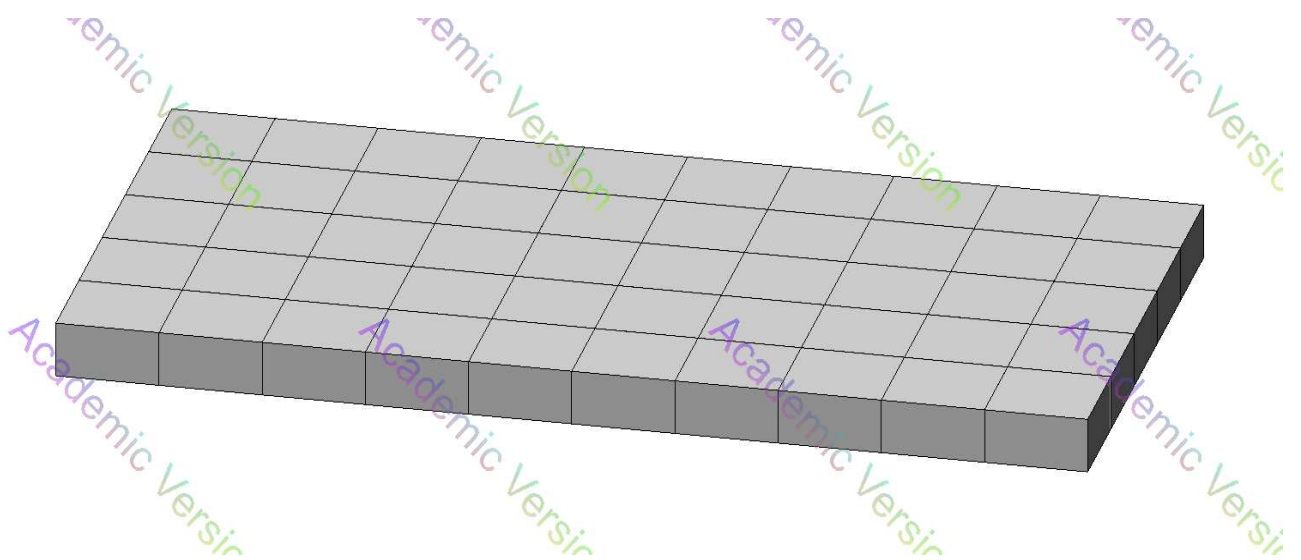


Рис. 2.34 – Скінченно-елементна модель залізобетонної плити

У моделі відтворено фактичні геометричні параметри плити, схему армування, товщину захисного шару та граничні умови обпирання відповідно до експериментальної схеми.

Характеристики бетону та арматури задано згідно з прийнятими в експерименті характеристик матеріалів. Для бетону враховано нелінійну діаграму деформування, для арматури пружно-пластичну діаграму з урахуванням границі текучості.

Перед прикладанням імпульсного вибухового навантаження виконано попередній статичний розрахунок для формування початкового напружено-деформованого стану від постійних навантажень. Отриманий напружено-деформований стан прийнято як початковий стан для подальшого динамічного аналізу.

Для визначення динамічних характеристик плити виконано модальний аналіз, за результатами якого встановлено власні частоти та відповідні форми коливань. На основі отриманих частот визначено параметри демпфування за моделлю Релея.

З урахуванням того, що відстань від епіцентру вибуху до конструкції становила 8 м, вибухове навантаження в чисельній моделі задано у спрощеній постановці у вигляді рівномірно розподіленого по площі плити тиску (еквівалентного навантаження).

Такий підхід обґрунтовано припущенням про відносно малу нерівномірність просторового розподілу надлишкового тиску в межах габаритів плити на зазначеній відстані, що дає змогу знехтувати локальними градієнтами тиску та врахувати дію вибухової хвилі через інтегральний силовий ефект.

Прийняте спрощення забезпечує відтворення загальної реакції елемента (прогинів та напружено-деформованого стану) за умови збереження сумарної імпульсної дії.

Вибухове навантаження задано у вигляді часової залежності тиску, що відповідає параметрам вибухової хвилі, зафіксованим під час експерименту. Розрахунок виконано методом прямого інтегрування рівнянь руху з кроком часу, що забезпечує коректне відтворення короткочасного імпульсного впливу (рис. 2.35).

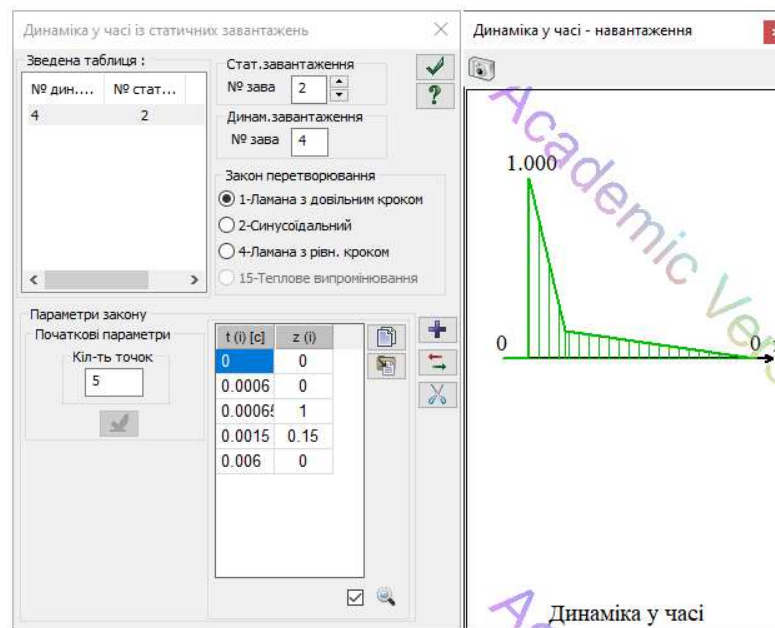


Рис. 2.35 – Перетворення навантаження від вибуху в динаміку

За результатами розрахунку напружено-деформованого стану визначено максимальний прогин плити у напрямку дії вибухового навантаження, який становив 36,7 мм (рис. 2.36). Максимальні зворотні переміщення плити вгору склали 25,3 мм (рис. 2.37).

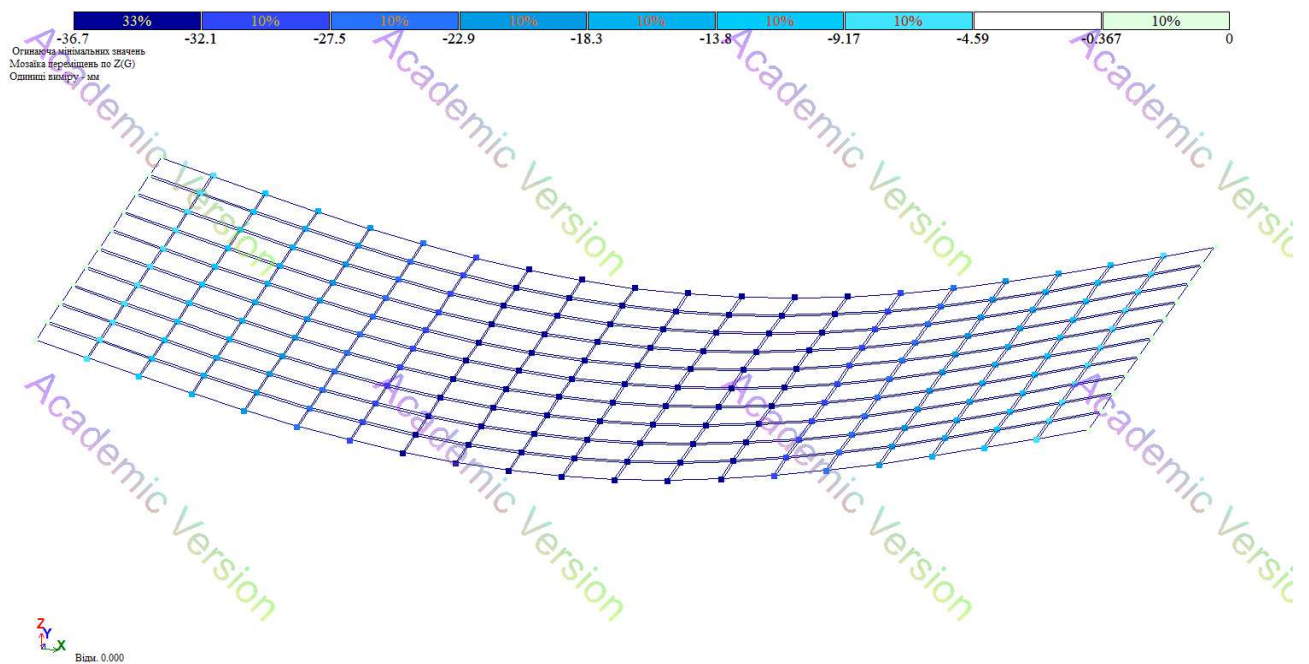


Рис. 2.36 – Мозаїка максимальних переміщень плити до низу (36,7 мм)

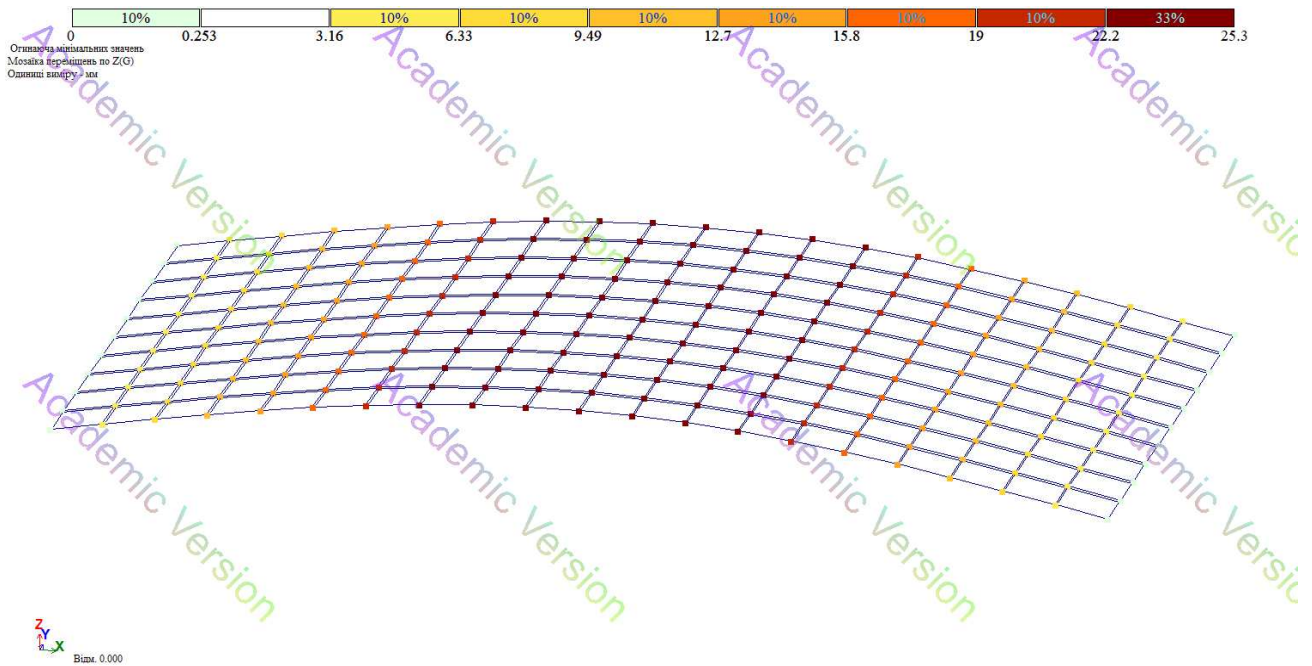


Рис. 2.37 – Мозаїка зворотніх максимальних переміщень плити вгору (25,3 мм)

На рис. 2.38 наведено період коливань залізобетонної плити під дією вибухового навантаження.

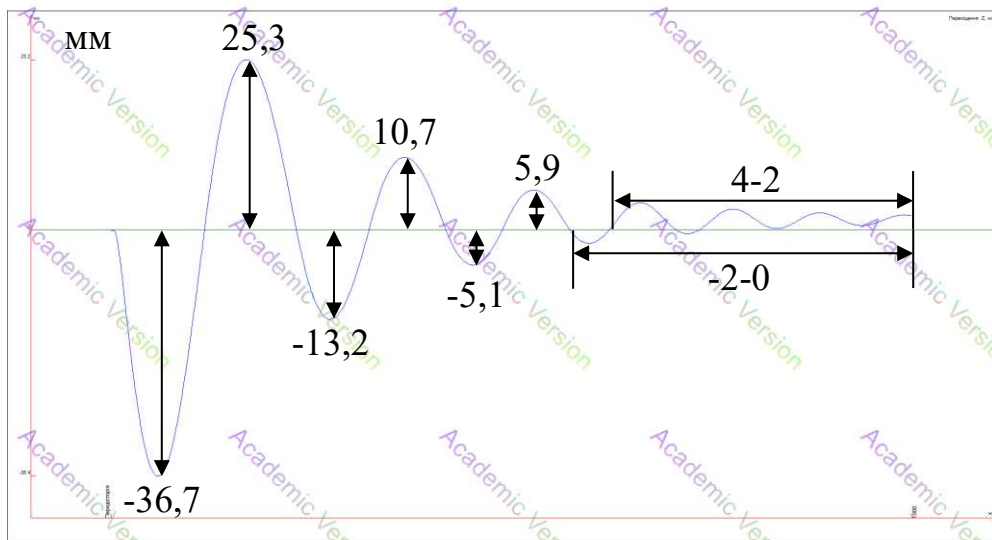


Рис. 2.38 – Період коливань залізобетонної плити під дією вибухового навантаження

В таблиці 2.12 наведено порівняння максимальних переміщень за експериментом і чисельним моделюванням.

Таблиця 2.12 – Порівняння максимальних переміщень за експериментом і чисельним моделюванням

Будівельна конструкція, мм	Відбитий тиск вибуху, кПа	Переміщення сталевго двотавра від вибуху, мм		Відносна похибка, %
		Експеримент	Моделювання	
Плита перекриття, 2000x100x100	1185	41	36,7	10,49

Таким чином, отримані результати моделювання підтвердили здатність побудованої скінченно-елементної моделі відтворювати параметри роботи залізобетонної плити при імпульсному вибуховому навантаженні. Зокрема, чисельно визначене максимальне переміщення плити вниз становило 36,7 мм, що узгоджується з експериментальним значенням 41 мм, при цьому відносна похибка становить 10,49 %. Модель коректно відтворює характер напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій, коливальний відгук плити після проходження позитивної фази імпульсу.

З урахуванням прийнятих припущень щодо спрощеного задання вибухового навантаження у вигляді рівномірного тиску та використаних нелінійних моделей матеріалів, рівень збіжності з експериментом є прийнятним для задач нелінійної вибухової динаміки залізобетонних конструкцій. Розроблена модель може застосовуватися для подальших досліджень впливу інтенсивності та тривалості вибуху, граничних умов, параметрів армування та високотемпературний вплив на напружено-деформований стан і технічний стан плит перекриття.

Висновки до розділу 2

1. Удосконалено комп'ютерну модель для визначення меж вогнестійкості сталевих конструкцій на прикладі вогнезахищеної сталеві балки. Із

використанням моделі отримано розподіл температурного поля у вогнезахищеній сталевій балці за відсутності прикладеного механічного навантаження та за заданого температурного режиму пожежі. Встановлено, що розрахункові значення температури прогріву вогнезахищених сталевих балок задовільно узгоджуються з експериментальними даними, при цьому похибка не перевищує 12 %. Найбільше відхилення від експериментальних значень зафіксовано на 40-й хвилині розрахунку й становило 13 °С. Удосконалена комп'ютерна модель використана як основа для подальшого моделювання поведінки конструкції з урахуванням впливу вибуху.

2. Удосконалено комп'ютерну модель для визначення меж вогнестійкості сталевих конструкцій на прикладі вогнезахищеної сталеві колони. Із використанням цієї моделі отримано розподіл температурного поля у вогнезахищеній сталевій колоні за заданого температурного режиму пожежі. Встановлено, що розрахункові значення температури прогріву вогнезахищених сталевих колон задовільно узгоджуються з експериментальними даними, при цьому похибка не перевищує 9 %. Найбільше відхилення від експериментальних значень зафіксовано на 30-й хвилині розрахунку й становило 15 °С. Розроблена комп'ютерна модель використана як основа для подальшого моделювання поведінки конструкцій з урахуванням дії тиску вибуху.

3. Розроблено математичну модель прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахищених конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриття в умовах вибуху. Модель описує повний цикл механічної взаємодії системи «сталева конструкція-вогнезахисний шар» в умовах вибухового навантаження, врахування пружної сумісної роботи на ініціювання та розвиток пошкодження в зоні зчеплення до повної втрати адгезії шляхом відриву та зсуву відшарованого шару від поверхні сталі. На відміну від існуючих математичних моделей, враховано змішаний характер руйнування (зсув, відрив) в залежності від просторово-часових значень.

Проведено перевірку математичної моделі прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриву в умовах вибуху. Розроблено комп'ютерну модель ударної взаємодії молота зі сталевою балкою та модель контактної зони «сталева поверхня – вогнезахисне покриття» із застосуванням KE 262 і KE 295. За результатами верифікації моделі балки без покриття встановлено, що розбіжність між чисельними та експериментальними значеннями максимальних переміщень не перевищує 8,89 %. Чисельне моделювання покриттів на основі гіпсу та портландцементу забезпечує відтворення локалізації основної зони пошкодження та характеру часткового відшарування. Отримані результати можуть бути використані як основа для подальшої адаптації моделі до врахування тиску вибуху та високотемпературних впливів.

4. Розроблено комп'ютерну модель прогнозування напружено-деформованого стану сталевого двотавра в умовах вибухового навантаження. Проведений модальний аналіз дозволив визначити власні частоти, форми коливальних і параметри демпфування, необхідні для коректного опису динамічної поведінки колони. Отримані результати моделювання підтвердили здатність побудованої скінченно-елементної моделі відтворювати основні параметри роботи сталевих колон за імпульсного вибухового навантаження. Зокрема, чисельно визначене максимальне переміщення двотаврової колони становило 34,9 мм, що узгоджується з експериментальним значенням 31,8 мм (відносна похибка 9,75 %). Модель коректно відтворює напружено-деформований стан, динамічну відповідь і залишкові деформації колони після проходження позитивної фази імпульсу. Розроблена модель може застосовуватися для подальших досліджень впливу інтенсивності та тривалості вибуху, високотемпературних впливів, рівня осьового стиску і геометричних параметрів перерізу на напружено-деформований стан та працездатність сталевих колон.

5. Розроблено комп'ютерна модель прогнозування напружено-деформованого стану залізобетонних плит перекриття в умовах вибухового навантаження. Проведений модальний аналіз дозволив визначити власні частоти, форми коливань і параметри демпфування, необхідні для коректного опису динамічної поведінки плити. Отримані результати моделювання підтвердили здатність побудованої скінченно-елементної моделі відтворювати основні параметри роботи плити при імпульсному вибуховому навантаженні. Зокрема, чисельно визначене максимальне переміщення плити вниз становило 36,7 мм, що узгоджується з експериментальним значенням 41 мм (відносна похибка 10,49 %). Модель коректно відтворює характер напружено-деформованого стану та коливальний відгук плити після проходження позитивної фази імпульсу. Розроблена модель може застосовуватися для подальших досліджень впливу інтенсивності та тривалості вибуху, граничних умов та параметрів армування на напружено-деформований стан й працездатність плит перекриття для комплексної оцінки будівлі зі сталевим каркасом.

РОЗДІЛ 3. РОЗРОБКА МЕТОДИКИ ОЦІНЮВАННЯ СТІЙКОСТІ НЕСУЧИХ СТАЛЕВИХ ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДО АВАРІЙНИХ ВПЛИВІВ ПОВ'ЯЗАНИХ ІЗ ЗОВНІШНІМ ВИБУХОМ ТА ПОЖЕЖЕЮ. ПРОГРАМНА РЕАЛІЗАЦІЯ МЕТОДИКИ

У межах вирішення третього наукового завдання розроблено методику оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею, здійснено реалізацію методики в програмному комплексі LIRA-FEM.

3.1. Методика оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею

Оцінювання будівельних конструкцій у межах методики оцінювання стійкості сталевих конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із вибухом та пожежею, слід виконувати з урахуванням відповідних розрахункових ситуацій, що включають зовнішній імпульсний вибуховий вплив, спричинені ним початкові пошкодження та можливе локалізоване руйнування елементів несучої системи, а також наступний високотемпературний вплив пожежі.

Для кожного критичного сценарію навантаження розрахункові значення впливу дії E_d доцільно визначати шляхом формування комбінацій дій із заданою послідовністю реалізації у часі, де вибух розглядається як первинний етап, що задає початковий стан пошкодження конструкції, а пожежа – як наступний етап, який приводить до зміни механічних характеристик, зміни жорсткості та перерозподілу зусиль у конструктивній системі.

Потенційне ймовірне руйнування будівлі повинно бути виключене або обмежене шляхом вибору одного чи кількох заходів, а саме [156]:

– уникнення, усунення або зменшення небезпеки, якій може піддаватися

будівля; вибір структурних форм, нечутливих до відповідної небезпеки;

– вибір структурних форм і конструкцій, які забезпечують достатню структурну цілісність при видаленні окремого елемента або обмеженої частини будівлі, або при виникненні допустимої локальної відмови; уникнення, конструктивних систем, в яких може виникнути непередбачувана відмова;

– застосування комбінації конструктивних елементів.

Методика оцінювання стійкості конструктивної системи будівлі в умовах зовнішнього вибуху та подальшої пожежі враховує:

– роботу конструктивної системи в умовах дії зовнішнього вибухового навантаження на несучі елементи та вузли, включно з можливими локальними пошкодженнями і зміною розрахункової схеми;

– подальшу роботу конструктивної системи за зміненою схемою в умовах пожежі з урахуванням зміни міцнісних характеристик матеріалів конструкцій у часі;

– формування температурних полів для перерізів конструкцій з урахуванням можливих локальних пошкоджень вогнезахисту внаслідок дії вибухового імпульсу;

– рівень надійності конструктивної системи, що відображає можливі наслідки руйнування за дії зовнішнього вибуху з подальшою пожежею.

Розрахунок з оцінювання стійкості будівель до впливу зовнішнього вибуху та подальшої пожежі виконується у нелінійній динамічній постановці з урахуванням поетапної реалізації аварійних впливів і зміни розрахункової схеми внаслідок можливих локальних пошкоджень.

Запропонована методика оцінювання стійкості будівель до аварійних навантажень, пов'язаних із вибухом та послідуною пожежею, застосовується до будівель зі сталевим каркасом і залізобетонними перекриттями без попередньо напруженої арматури.

Методика реалізується як послідовність етапів, наведених на рис. 3.1.

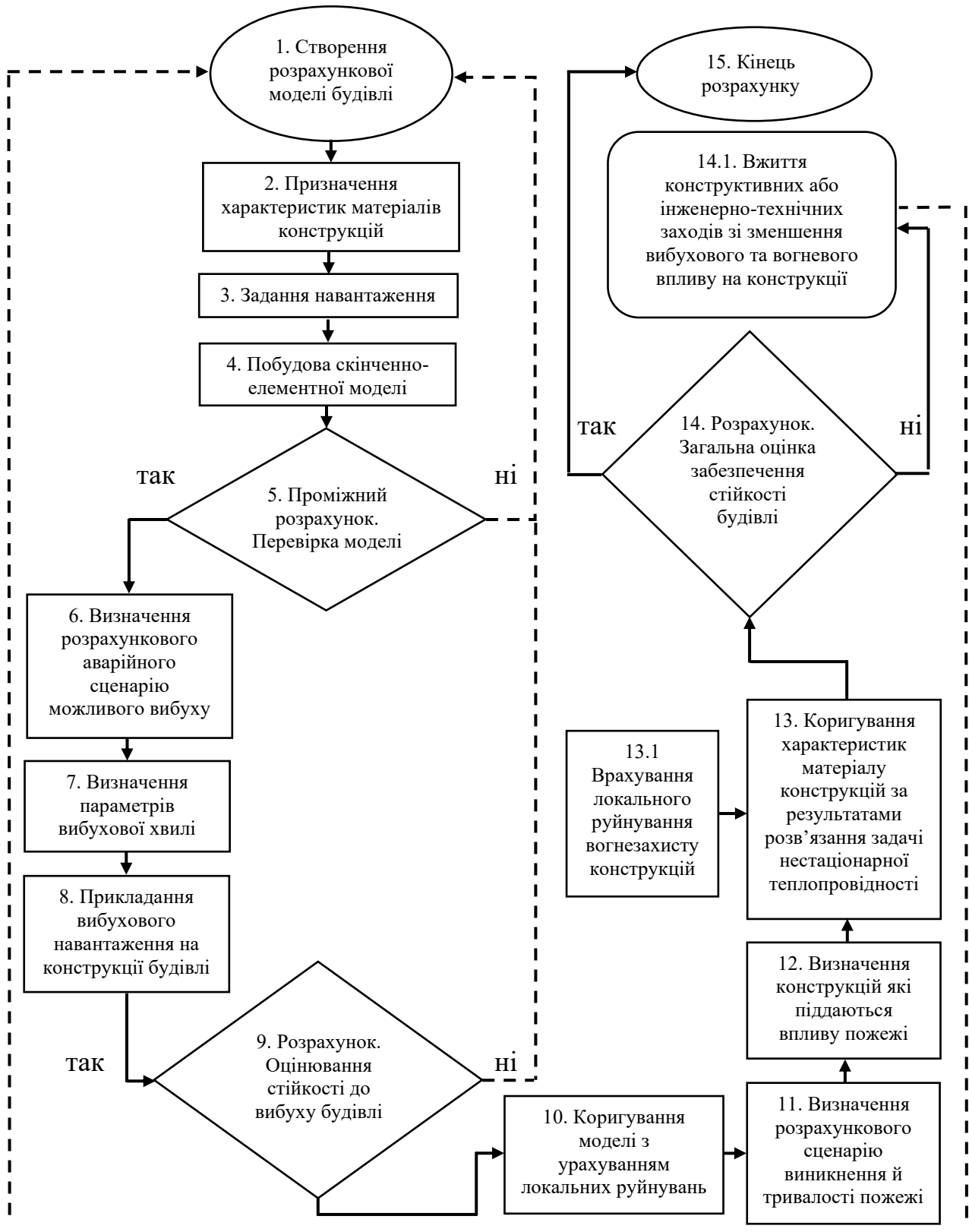


Рис. 3.1 – Алгоритм проведення розрахунків для оцінювання стійкості будівель до руйнувань внаслідок дії вибуху з подальшою пожежею

Етапи методики розрахунку з оцінювання стійкості будівель до руйнувань внаслідок дії вибуху з подальшою пожежею наступні.

Етап 1. Створення розрахункової моделі будівлі.

На цьому етапі здійснюється побудова розрахункової моделі будівлі, яка має адекватно відображати її конструктивну схему та просторову роботу з урахуванням несучих і ненесучих елементів. До складу моделі повинні входити несучі стіни, перекриття, балки, колони, фундаменти, ґрунтова основа та інші елементи.

Необхідно враховувати вплив ненесучих елементів, які в разі локального обвалення можуть залучатися до перерозподілу зусиль у конструктивній системі.

Розрахункова модель відтворює фактичні умови роботи будівлі, включаючи умови закріплення, можливі переміщення та контактну взаємодію між різними групами елементів. Розрахунок слід виконувати з урахуванням системи «земля-фундамент-будівля» з урахуванням фізичної, геометричної та конструктивної нелінійності [157–159].

Етап 2. Призначення характеристик матеріалу конструкцій.

Кожному конструктивному елементу розрахункової моделі будівлі (колонам, балкам, плитам перекриття, діафрагмам жорсткості тощо) призначаються відповідні характеристичні та фактичні властивості матеріалів згідно з вимогами нормативних документів або за результатами натурних випробувань, а також задаються діаграми деформування типу «напруження–деформація».

Етап 3. Задання навантаження.

До розрахункової моделі прикладаються відповідні характеристичні навантаження, що відповідають умовам нормальної експлуатації споруди. Навантаження визначаються згідно з вимогами чинних будівельних норм і включають постійні навантаження, до яких належить власна вага конструкцій, а також тимчасові навантаження, які поділяються на короткострокові та довготривалі – обладнання, корисні, снігові, вітрові, технологічні та інші, що

можуть діяти на споруду під час її експлуатації.

Етап 4. Побудова скінченно-елементної моделі.

На основі сформованої розрахункової моделі виконується побудова скінченно-елементної моделі будівлі, що дозволяє чисельно дослідити напружено-деформований стан конструктивної системи. Для цього обираються відповідні типи скінченних елементів (стрижневі, оболонкові, об'ємні) залежно від форми й роботи конкретних будівельних конструкцій. Скінченні елементи повинні забезпечувати можливість врахування фізичної та геометричної нелінійності роботи матеріалів і конструкцій, включаючи пластичні деформації, тріщиноутворення.

Етап 5. Проміжний розрахунок. Перевірка моделі.

Після завершення побудови скінченно-елементної моделі та задання всіх необхідних параметрів виконується розрахунок всієї конструктивної системи будівлі та визначаються напружено-деформовані стани. Розрахунок проводиться з урахуванням нелінійної поведінки матеріалів, геометричних особливостей конструкцій та умов прикладення навантажень. Основною метою даного етапу є отримання повної картини розподілу напружень, деформацій, переміщень та внутрішніх зусиль у всіх елементах моделі під дією навантажень, що відповідають експлуатаційним умовам.

Результати розрахунку підлягають перевірці на предмет адекватності та достовірності поведінки моделі. Перевіряється відповідність отриманих переміщень і зусиль очікуваній поведінці конструкцій на основі інженерного досвіду та аналітичних оцінок. Особливу увагу приділяють оцінці абсолютних та відносних переміщень, можливим зонам концентрації напружень, а також формам прогинів, які можуть свідчити про помилки в геометрії конструкцій, граничних умовах, умовах закріплення або параметрах жорсткості елементів. У разі перевищення допустимих значень переміщень або виявлення нехарактерної поведінки моделі вносяться корективи до розрахункової моделі, зокрема, уточнюється зміна геометрії конструкцій, схеми закріплення, жорсткісні параметри, після чого розрахунок повторюється.

Отримана розрахункова схема є вихідною для подальших розрахунків роботи будівлі в умовах теплового впливу пожежі та динамічного навантаження вибуху.

Етап 6. Визначення розрахункового аварійного сценарію можливого вибуху.

Вибір розрахункової аварійної ситуації зовнішнього вибуху як проектного (розрахункового) сценарію полягає у визначенні такого розташування джерела вибуху відносно будівлі (місце, висота, відстань та напрям дії фронту хвилі), яке серед усіх обґрунтовано можливих варіантів є найбільш несприятливим для несучої системи та найбільш можливим.

Під час визначення розрахункового сценарію необхідно також урахувати наявні або передбачені засоби фізичного захисту об'єкта, які можуть змінювати параметри вибухового впливу, зменшувати інтенсивність дії ударної хвилі або змінювати характер її поширення.

Розрахункову ситуацію приймають за критерієм максимального розрахункового ефекту дії E_d – коли очікуються найбільші внутрішні зусилля і переміщення, найбільша ймовірність локалізованого руйнування/відмови елементів або найбільша втрата несучої здатності, після чого фіксують вибрані параметри сценарію як вихідні дані для визначення параметрів вибухової хвилі та задання вибухового навантаження на наступних етапах методики.

Маса вибухової речовини для розрахунку приймається як розрахункова (проектна) за прийнятим джерелом небезпеки та рівнем загрози і задається у вигляді еквівалентної маси тротилу. У разі наявності кількох можливих варіантів її обирають за принципом найбільш несприятливого випадку – таку, що за фіксованої відстані та розташування забезпечує максимальні значення надлишкового тиску/імпульсу та, відповідно, максимальний ефект E_d , після чого прийняте значення використовується для розрахунку параметрів вибухової хвилі на наступному етапі.

Етап 7. Визначення параметрів вибухової хвилі.

Визначення параметрів вибухової хвилі здійснюється відповідно до положень UFC 3-340-02 «Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions» [156]. Цей документ систематизує підходи до оцінювання параметрів вибухової хвилі та перетворення їх у розрахункові навантаження на конструкції, а також встановлює методи аналізу й проєктування захисних конструкцій для об'єктів, де існує ризик впливу вибухів.

Для коректного врахування вибуху в розрахунковій моделі будівлі ключовими вхідними параметрами є: еквівалентна маса заряду у тротиловому еквіваленті – W , масштабована відстань – $Z = R/W^{1/3}$.

Характеристики вибухової хвилі в розрахунковій на поверхні конструкції задають через піковий позитивний падаючий тиск – P_{so} , піковий відбитий тиск – P_r , масштабований імпульс позитивної фази падаючого тиску – $i_r/W^{1/3}$, масштабований одиничний позитивний імпульс падіння – $i_s/W^{1/3}$, масштабований час прибуття фронту хвилі у точку – $t_A/W^{1/3}$, масштабована тривалість позитивної фази – $t_o/W^{1/3}$, швидкість фронту ударної хвилі – U .

Вплив параметрів негативної фази, не враховується через незначний його вплив.

У зв'язку з тим, що методика визначення параметрів вибухового навантаження за UFC 3-340-02 використовує системи вимірювань British Imperial та U.S. Customary, для коректного застосування графіків і формул необхідно попередньо виконати переведення вихідних даних і результатів розрахунку між системами SI та US/Imperial.

У межах методики приймається така геометрична інтерпретація: R – пряма відстань від центру заряду до точки інтересу (або до характерної точки поверхні елемента), R_G або R_1 – горизонтальна (наземна) відстань, H або H_c – вертикальна складова (висота підриву або різниця відміток). За наявності горизонтального зміщення пряма відстань визначається за теоремою Піфагора $R = \sqrt{H^2 + R_1^2}$. Для подальшого використання графіків UFC параметри

масштабу задають через кубічний корінь маси заряду $W^{1/3}$ і масштабовану відстань $Z = R/W^{1/3}$, що забезпечує застосування закону подібності для вибухів різної енергії.

Вплив параметрів негативної фази не розраховується через незначний його вплив на залізобетонні конструкції та жорстких конструкцій з незначною площею впливу.

Таблиця 3.1 – Переведення основних одиниць вимірювання між СІ та US/Imperial для розрахунків за UFC 3-340-02

Величина	СІ	US/Imperial	Переведення US → СІ
Маса	кілограм, кг	фунт, lb	1 lb = 0,4536 кг
Довжина	метри, м	фути, ft	1 ft = 0,3048 м
Тиск	Паскаль, Па	psi	1 psi = 6895 Па

У межах методики розглядаються два базові сценарії вибухового впливу, що є типовими для інженерних розрахунків за UFC 3-340-02: 1) повітряний вибух із визначенням параметрів падаючої хвилі в заданій точці простору та їх подальшим перерахунком у навантаження на елемент; 2) поверхневий (напівсферичний) вибух для точки на/поблизу поверхні. Обидва сценарії зводяться до визначення масштабованої відстані $Z = R/W^{1/3}$, за якою з графіків UFC зчитуються пікові та інтегральні характеристики позитивної фази, необхідні для формування часової залежності навантаження у динамічному розрахунку.

7.1. Визначення параметрів вибухової хвилі, що падає, для відповідної точки розміщеної в повітрі для повітряного вибуху.

Етап 1. Формується розрахункова схема вибуху (рис. 3.2). Задається вага заряду W , визначається висота вибуху до землі H_c , відстань до об'єкту по вертикалі, відстань до об'єкту впливу вибуху – R_G .

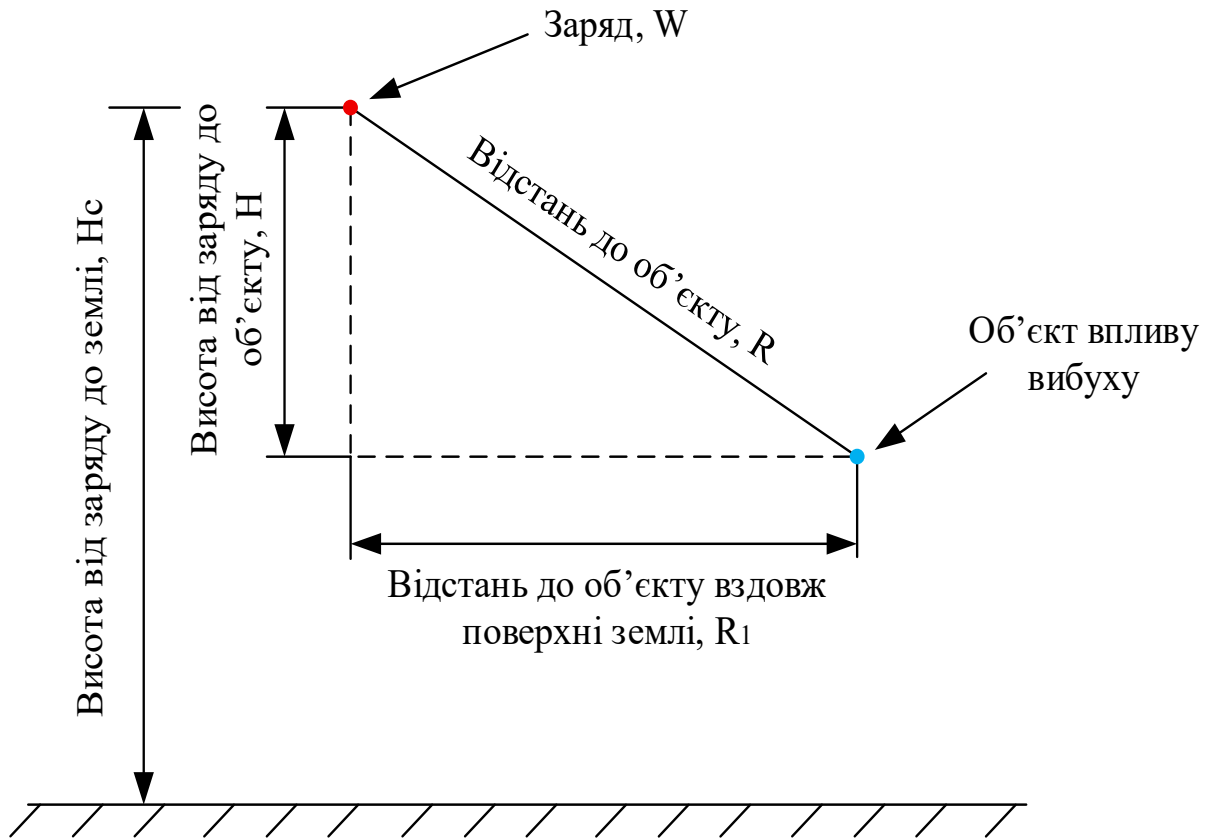


Рис. 3.2 – Спрощена схема розрахункової ситуації

Етап 2. Відповідно до вимог UFC 3-340-02 застосовується коефіцієнт безпеки, шляхом перемноження вага заряду W на коефіцієнт – 1,2.

Етап 3. Визначається відстань від заряду до об'єкту впливу хвилі. Якщо заряд знаходиться над об'єктом то відстань $R=H$ в іншому випадку застосовується теорема Піфагора $R = \sqrt{H^2 + R_1^2}$.

Етап 4. Визначається масштабована відстань Z для вибуху за формулою:

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}}, \text{ ft/lb}^{1/3} \quad (3.1)$$

де, R – відстань від заряду до об'єкту впливу хвилі, ft; W – вага заряду, lb.

Етап 5. Визначаються параметри позитивної фази вибухової хвилі для визначеної в етапі 4 масштабованої відстані Z відповідно до рисунка 2-7 UFC 3-340-02 (рис. 3.2):

- піковий відбитий тиск – P_r , psi;
- піковий позитивний падаючий тиск – P_{so} , psi;
- швидкість фронту ударної хвилі – U , ft/ms;
- масштабований одиничний позитивний імпульс падіння – $i_s/W^{1/3}$, psi-ms/lb^{1/3};
- масштабована тривалість позитивної фази – $t_o/W^{1/3}$, psi-ms/lb^{1/3};
- масштабований час прибуття фронту хвилі у точку – $t_A/W^{1/3}$, ms/lb^{1/3}.

Отримані з графіка UFC параметрів $P_{so}, P_r, i_s, i_r, t_a, t_o, U$ застосовуються для формування часової залежності вибухового навантаження $P(t)$.

У практичних розрахунках $P(t)$ задають у вигляді спрощеного імпульсу позитивної фази (наприклад, трикутного або експоненційно-спадного), підбраного так, щоб пікове значення дорівнювало P_{so} або P_r , а площа під кривою (імпульс) дорівнювала відповідно i_s або i_r за тривалість t_o .

Такий підхід забезпечує узгодженість за двома ключовими характеристиками вибуху – максимумом і імпульсом – і є достатнім для подальшого нестационарного динамічного розрахунку елементів конструкцій.

Зчитування параметрів із графіків UFC виконується за значенням масштабованої відстані Z . Оскільки графіки побудовані у логарифмічних/напівлогарифмічних координатах, зчитування слід виконувати за сіткою; за відсутності точного значення Z допускається інтерполяція між двома найближчими кривими.

Масштабовані величини $\frac{i_s}{W^{1/3}}, \frac{t_a}{W^{1/3}}, \frac{t_o}{W^{1/3}}$ та $\frac{L_w}{W^{1/3}}$ переводять у абсолютні значення множенням на $W^{1/3}$ (для відповідної розрахункової маси заряду), після чого отримані параметри використовують для формування навантаження у часі та подальшого динамічного розрахунку.

Figure 2-7 Positive Phase Shock Wave Parameters for a Spherical TNT Explosion in Free Air at Sea Level

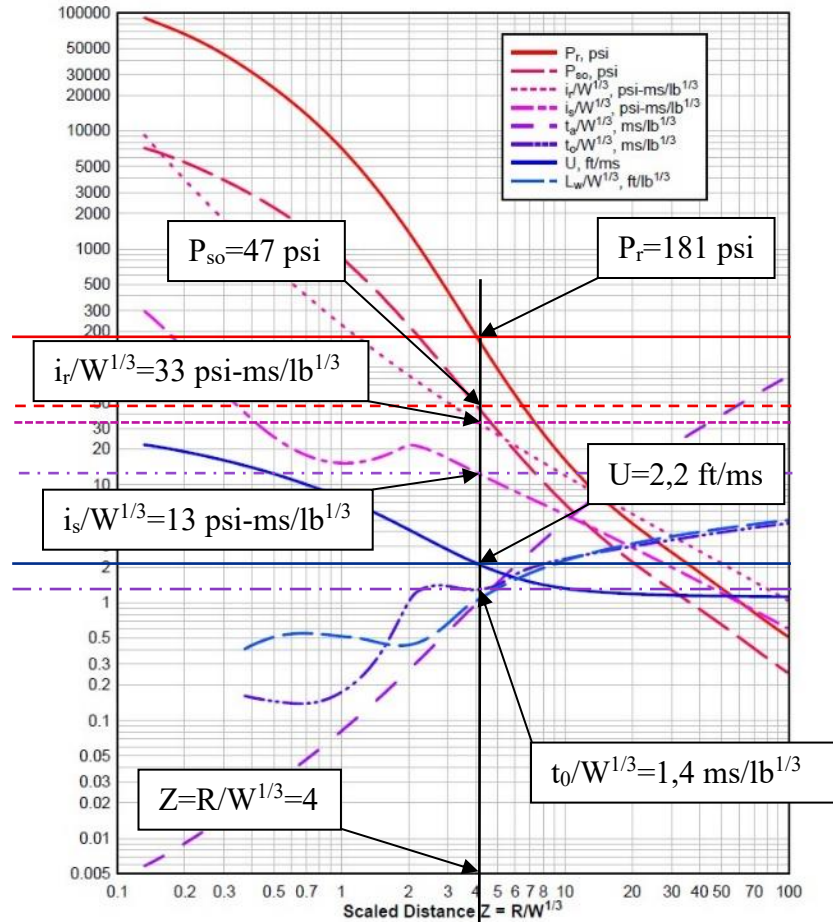


Рис. 3.3 – Параметри ударної хвилі позитивної фази сферичного вибуху тротилу у повітрі за масштабованої відстані $4 \text{ ft/lb}^{1/3}$

Етап 6. Для врахування впливу кута падіння α на величину відбитого навантаження вибухової хвилі на конструкції (рис. 3.3) використовується графік UFC 3-340-02 (рис. 2-193), наведений у методиці як рис. 3.5.

Зазначений графік задає залежність коефіцієнта відбитого тиску C_r від кута падіння α для різних значень пікового падаючого надлишкового тиску P_{s0} . за співвідношенням:

$$P_r = C_r \cdot (\alpha, P_{s0}) \cdot P_{s0}, \quad (3.2)$$

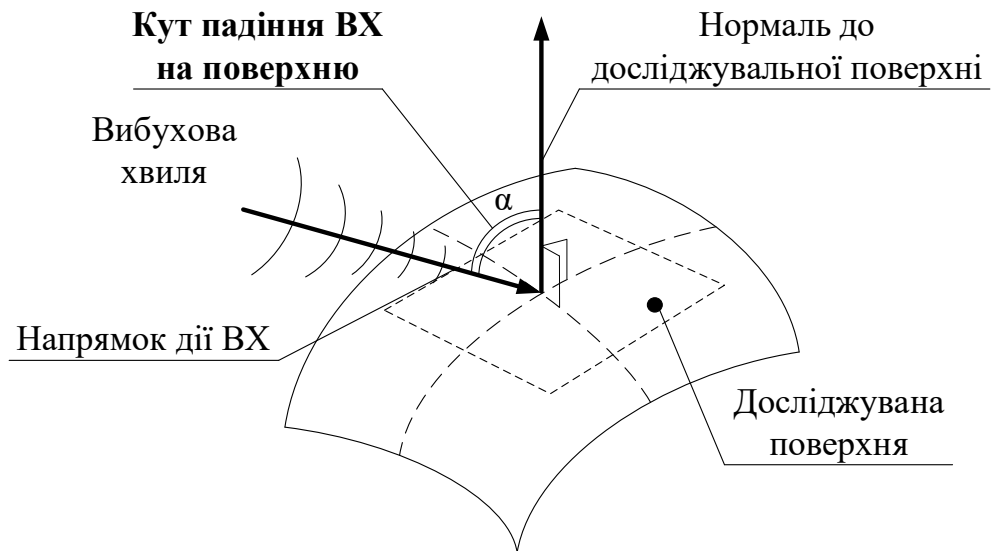


Рис. 3.4 – Відбитий кут падіння вибухової хвилі

Визначений за графіком коефіцієнт відбитого тиску $C_r = C_r(\alpha, P_{SO})$ застосовують для переходу від пікового падаючого надлишкового тиску до пікового тиску на поверхні конструкції. У загальному вигляді відбитий надлишковий тиск на елементі приймають як $P_r = C_r \cdot P_{SO}$, де P_{SO} відповідає падаючій хвилі в точці, а C_r враховує кут падіння α та інтенсивність хвилі.

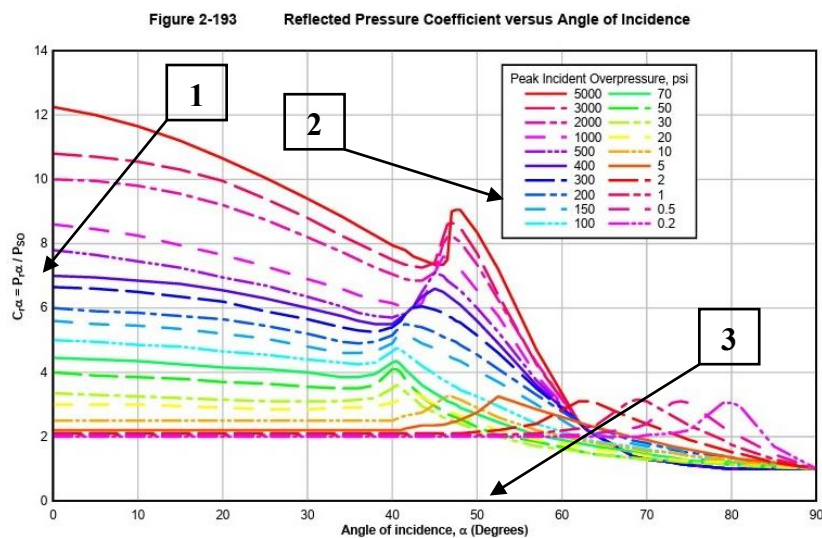


Рис. 3.5 – Коефіцієнт відбитого тиску в залежності від кута падіння:

- 1) коефіцієнт відбитого тиску C_r ;
- 2) значення пікового падаючого надлишкового тиску P_{SO} ;
- 3) кут падіння

Коефіцієнт $C_r(\alpha, P_{so})$ застосовується на рівні локальної поверхні елемента: для кожної навантаженої грані або ділянки конструкції визначають кут падіння α між напрямком поширення хвилі та нормаллю до поверхні, після чого коригують піковий тиск до відбитого значення. Таким чином, у розрахунковій схемі навантаження на елемент може бути нерівномірним: поверхні, орієнтовані фронтально до хвилі, отримують максимальні відбиті значення, тоді як для косих поверхонь застосовується зменшення через C_r . Це дозволяє коректніше враховувати просторову орієнтацію поверхні та прикладання вибухового тиску.

Отриманий набір параметрів $P_{so}, P_r, i_s, i_r, t_a, t_0, U$ є вихідними даними для задання вибухового навантаження у комп'ютерній моделі: або у вигляді розподіленого тиску $P(t)$ на поверхневі елементи, або через еквівалентні вузлові навантаження з урахуванням ефективної площі сприйняття. Надалі ці параметри використовуються для верифікації розрахункової реакції елемента (переміщення, напруження, пластичні деформації) та для порівняння з довідковими/експериментальними даними.

7.2. Визначення параметрів вибухової хвилі у вільному полі для поверхневого вибуху.

Етап. 1. Формується розрахункова схема вибуху (рис. 3.6). Задається вага заряду W , визначається відстань до об'єкту.

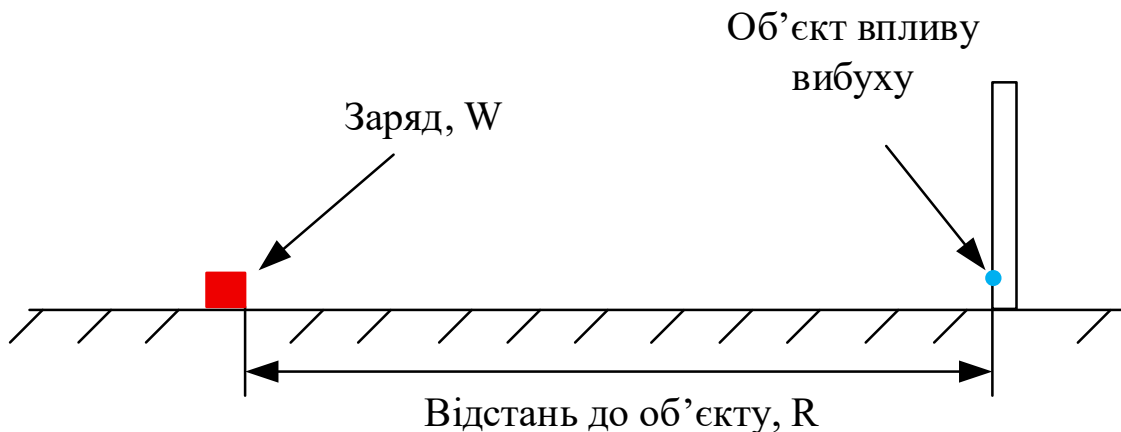


Рис. 3.6 – Спрощена схема розрахункової ситуації

Етап 2. Визначається масштабована відстань Z для вибуху за формулою:

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}}, \text{ ft/lb}^{1/3} \quad (3.3)$$

де, R – відстань від заряду до об'єкту впливу хвилі, ft; W – вага заряду, lb;

Етап 3. Визначаються параметри позитивної фази вибухової хвилі для визначеної в етапі 2 масштабованої відстані Z відповідно до рисунка 2-15 UFC 3-340-02 (рис. 3.6):

- піковий відбитий тиск – P_r , psi;
- піковий позитивний падаючий тиск – P_{so} , psi;
- швидкість фронту ударної хвилі – U , ft/ms;
- масштабований одиничний позитивний імпульс падіння – $i_s/W^{1/3}$, psi-ms/lb^{1/3};
- масштабована тривалість позитивної фази – $t_o/W^{1/3}$, psi-ms/lb^{1/3};
- масштабований час прибуття фронту хвилі у точку – $t_A/W^{1/3}$, ms/lb^{1/3}.

Етап 4. Подальші кроки розрахунку виконуються за процедурою UFC 3-340-02, аналогічно етапам 5–6 визначення параметрів падаючої вибухової хвилі для заданої точки, розташованої у повітрі, при повітряному вибуху.

Для визначеної на етапі 2 масштабованої відстані Z параметри позитивної фази ударної хвилі (P_{so} , $\frac{i_s}{W^{1/3}}$, $\frac{t_a}{W^{1/3}}$, $\frac{t_o}{W^{1/3}}$, U , $\frac{L_w}{W^{1/3}}$) зчитують за графіком 2-15 UFC 3-340-02, який наведено як рис. 3.6.

Отримані масштабовані величини переводять у абсолютні значення шляхом множення на $W^{1/3}$ та надалі використовують для формування часової залежності тиску $P(t)$ у розрахунковій моделі.

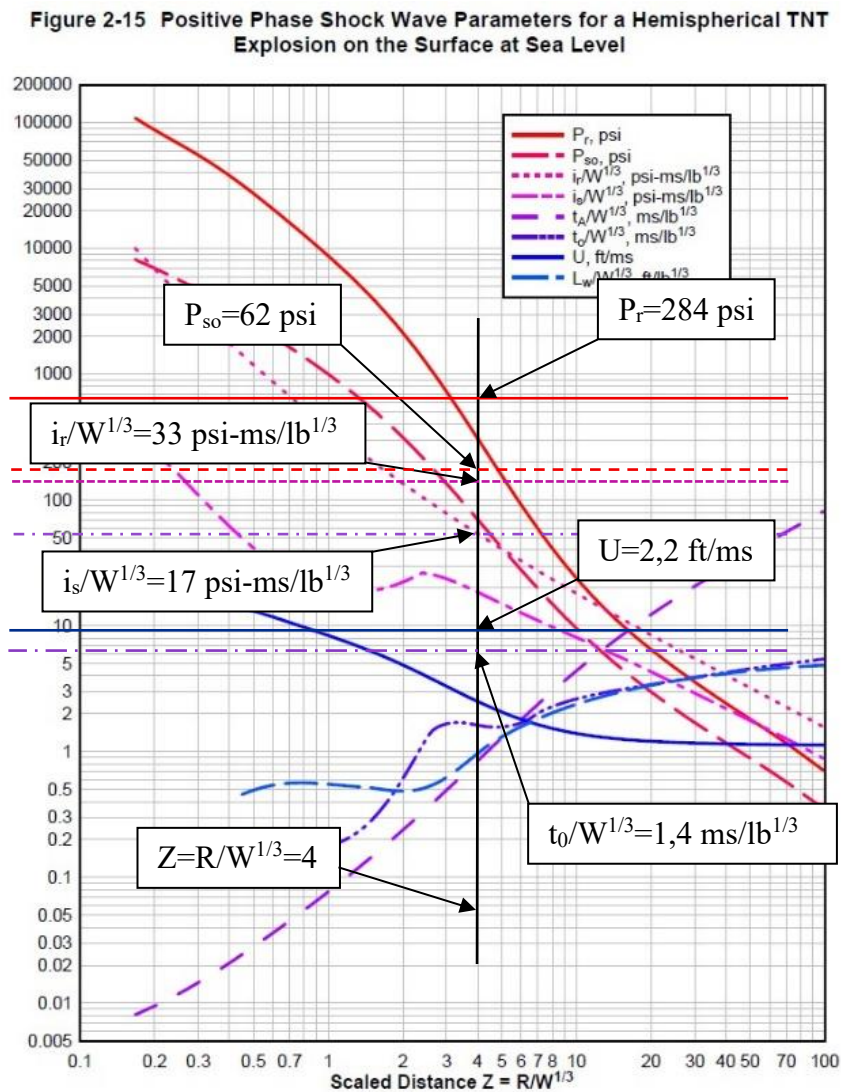


Рис. 3.7 – Параметри ударної хвилі позитивної фази напівсферичного вибуху тротилу на поверхні за масштабованої відстані $4 \text{ ft/lb}^{1/3}$

Для зручності опрацювання та подальшого використання результатів, отриманих шляхом зчитування з графіків UFC 3-340-02, формують узагальнювальну таблицю параметрів ударної хвилі з поданням значень у системах US/Imperial та SI (CI).

Таблиця 3.2 – Визначені параметри ударної хвилі

Параметри вибуху	Значення в US/Imperial	Значення в SI (CI)
Вага заряду, W		

Продовження таблиці 3.2.

Відстань до об'єкту, R		
Масштабована відстань до землі H_c ,		
Кут падіння, α		
Піковий відбитий тиск, P_r		
Падаючий тиск, P_{so}		
Позитивний відбитий імпульс, i_r		
Швидкість фронту ударної хвилі, U		
Час приходу вибухової хвилі, t_a		
Падаючий імпульс i_s		
Тривалість позитивної фази, t_o		

Етап 8. Прикладання вибухового навантаження на конструкції будівлі.

Прикладання вибухового навантаження на конструкції будівлі полягає у перенесенні параметрів вибухової хвилі, визначених на попередньому етапі, у вигляд нестационарного навантаження, яке задається в розрахунковій (скінченно-елементній) моделі будівлі. Для цього формують часові залежності тиску вибуху й прикладають їх як розподілене поверхневе навантаження до тих елементів/поверхонь, які безпосередньо підпадають під дію хвилі (фасад, ділянки перекриттів, елементи каркаса у зоні впливу). Під час задання навантаження враховують орієнтацію поверхонь до фронту хвилі, прийнятну схему відбиття, а також просторовий розподіл навантаження по висоті та площі.

Навантаження реалізують у динамічній постановці як часову функцію для вибраних груп елементів (оболонкових/плитних – у вигляді тиску, стрижневих – за потреби через еквівалентні вузлові сили), забезпечуючи коректний вибір кроку інтегрування та необхідний час розрахунку. Результатом етапу є отримані часові залежності переміщень, внутрішніх зусиль і пластичних деформацій, а також фіксація стану пошкодженості (локальні відмови, втрата

жорсткості/несучої здатності, зміна розрахункової схеми), які надалі використовуються як вихідний (післявибуховий) стан конструктивної системи для етапів оцінювання її роботи в умовах пожежі.

Етап 9. Розрахунок. Оцінювання стійкості будівлі до вибуху.

Розрахунок та оцінювання стійкості будівлі до вибуху полягає у виконанні нелінійного динамічного розрахунку конструктивної системи під дією прикладеного вибухового навантаження, визначеного на етапі 8, з подальшою перевіркою виконання критеріїв граничних станів. У розрахунку визначають часові залежності переміщень, прискорень, внутрішніх зусиль і напружено-деформованого стану елементів, а також фіксують розвиток пластичних деформацій, втрату стійкості та можливі локальні відмови/руйнування окремих елементів або вузлів. Оцінювання стійкості здійснюють шляхом порівняння отриманих розрахункових ефектів дії E_d з розрахунковою несучою здатністю/опором R_d для характерних елементів і перерізів, а також перевіркою недопущення непропорційного (прогресуючого) руйнування конструктивної системи. Результатом етапу є висновок щодо забезпечення стійкості будівлі до вибуху, перелік критичних елементів і зон пошкодження та формування післявибухового стану конструкції (ступінь пошкоженості, зміна розрахункової схеми), який використовується як вихідний для подальшого етапу оцінювання роботи системи в умовах післявибухової пожежі.

Етап 10. Коригування моделі з урахуванням локальних руйнувань.

Коригування моделі з урахуванням локальних руйнувань полягає у приведенні розрахункової (скінченно-елементної) моделі будівлі до післявибухового стану, отриманого за результатами етапу 9. На цьому етапі ідентифікують елементи та вузли, у яких зафіксовано локальну відмову/руйнування або недопустимі пластичні деформації, втрату стійкості чи пошкодження з'єднань, після чого виконують відповідне коригування розрахункової схеми шляхом вилучення з роботи зруйнованих елементів (зменшення їх жорсткість/несучої здатності до залишкових значень), уточнення

граничних умов та зв'язків, за потреби введення контактних/однобічних зв'язків, що відтворюють змінену взаємодію елементів.

У результаті формується оновлена модель із заданим рівнем пошкоженості та перерозподіленими зусиллями, яка використовується як вихідна для подальшого розрахунку впливу можливої пожежі.

Етап 11. Визначення розрахункового сценарію виникнення й тривалості пожежі.

Визначення розрахункового сценарію виникнення пожежі полягає у формуванні розрахункової ситуації, що розвивається після зовнішнього вибуху з урахуванням післявибухового стану будівлі та можливих локальних пошкоджень огорожувальних конструкцій. Залежно від виду та інтенсивності пожежного навантаження приймають відповідний режим пожежі та задають температурно-часову залежність (сценарій теплового впливу) і умови теплообміну для елементів, що піддаються нагріванню.

Результатом етапу є прийнятий розрахунковий сценарій пожежі з визначеними температурно-часовими залежностями та умовами теплообміну, які використовуються для подальшого розрахунку температурних полів у перерізах і оцінювання несучої здатності конструкцій в умовах післявибухової пожежі.

11.1. Визначення тривалості пожежі.

Проектний сценарій пожежі, температурні режими, обираються відповідно до оцінювання пожежного ризику та функціонального призначення будівлі.

Варіант 1. Тривалість температурного впливу пожежі на конструкції будівлі, $t_{ТВП}$ визначається як проміжок часу від моменту виникнення пожежі до зниження температури газового середовища до безпечного значення, за якого несучі конструкції не змінюють свої міцнісні властивості. Включає основні етапи від моменту повідомлення про пожежу до заходів із гасіння пожежі пожежно-рятувальними підрозділами й визначається за формулою 3.3 [156]:

$$t_{\text{ТВП}} = t_{\text{ПВ}} + t_{\text{ЗБ}} + t_{\text{СЛ}} + t_{\text{ОР}} + t_{\text{ЗВВ}}, \text{ хв} \quad (3.4)$$

де час від початку пожежі до повідомлення про пожежу в пожежно-рятувальний підрозділ, $t_{\text{ПВ}}$ хв (допустимо приймати 1 хв [160]); $t_{\text{ЗБ}}$ – час збирання особового складу пожежно-рятувального підрозділу за тривоги, хв (допустимо приймати не більше 3 хв [161]); $t_{\text{СЛ}}$ – час слідування пожежно-рятувального підрозділу на пожежу, хв (визначають згідно з ДСТУ 8767); $t_{\text{ОР}}$ – час оперативного розгортання пожежно-рятувального підрозділу на пожежу, хв (допустимо приймати не більше 2 хв, [162]); $t_{\text{ЗВВ}}$ – час на заходи зменшення вогневого впливу на несучі конструкції від пожежі до безпечної температури (обґрунтовується розрахунком).

Варіант 2. Розрахунковий час пожежі приймається не менше ніж мінімальне значення класу вогнестійкості відповідальних/несучих елементів, які піддаються тепловому впливу.

Етап 12. Визначення конструкцій які піддаються вогневному впливу пожежі.

Під час визначення конструкцій, які піддаються впливу пожежі після вибуху, слід передбачати можливість виникнення осередків горіння за кількома типовими механізмами: 1) пожежа в безпосередній (прилеглий) зоні вибуху; 2) пожежа в зоні розльоту уламків (осколків); 3) пожежа внаслідок руйнування інженерних мереж.

Пожежа в безпосередній (прилеглий) зоні вибуху формується поблизу осередку вибуху внаслідок наявності пожежного навантаження та появи джерел займання, зумовлених вибуховою дією.

Пожежа в зоні розльоту уламків (осколків) може виникати на віддаленні від осередку вибуху в місцях падіння нагрітих фрагментів, які за наявності достатнього теплового запасу здатні ініціювати займання горючих матеріалів. При цьому дальність розльоту уламків, характеристики їхнього руху та можливість запалювання пожежного навантаження мають визначатися відповідно до існуючих методик.

Пожежа внаслідок руйнування інженерних мереж реалізується в зонах пошкодження електрообладнання та електромереж (короткі замикання, дугові розряди), а також газового обладнання і трубопроводів (витоки горючих газів із подальшим займанням).

Під час вибору місць пожежі необхідно враховувати:

- особливості об'ємно-планувальних і конструктивних рішень об'єкта та розміщення технологічного обладнання;
- вид, кількість, спосіб розміщення та пожежонебезпечні властивості речовин і матеріалів, що перебувають в об'єкті (пожежне навантаження);
- інші умови, що суттєво впливають на умови виникнення пожежі.

На підставі прийнятих осередків горіння формується перелік конструкцій (поверхонь), які підлягають впливу пожежі, в тому числі з врахуванням стану вогнезахисту в зоні післявибухових пошкоджень. Отримані дані використовуються на наступному етапі для розрахунку температурних полів у перерізах і подальшого оцінювання несучої здатності конструкцій в умовах післявибухової пожежі.

Визначення місць виникнення пожежі та переліку конструкцій, які піддаються термічному впливу, здійснюється експертом на стадії проектування або під час обстеження існуючої будівлі з урахуванням прийнятого аварійного сценарію.

Етап 13. Коригування характеристик матеріалу конструкціям за результатами розв'язання задачі нестационарної теплопровідності.

Для врахування роботи конструкцій в умовах підвищених температур у розрахунковій моделі для елементів, які піддаються впливу пожежі, слід застосовувати нелінійні температурозалежні закони зміни властивостей матеріалів, а також урахувати температурні деформації: теплове розширення бетону та температурне видовження сталі.

13.1. Врахування локального руйнування вогнезахисту конструкцій.

Врахування локального руйнування вогнезахисту конструкцій полягає у введенні до розрахункової моделі змінених умов нагрівання для елементів, в

яких за результатами розрахунку на вибух (етапи 9-10) можливе порушення цілісності, відшарування або часткова втрата вогнезахисного покриття.

Для таких зон визначають ділянки пошкодження (геометрія, розміщення на елементі) та задаються знижена ефективність вогнезахисту шляхом: 1) зменшення розрахункової товщини вогнезахисного шару; 2) задання локальних ділянок без покриття.

Надалі для елементів із пошкодженим/зруйнованим вогнезахистом виконують розрахунок температурних полів з урахуванням змінених граничних умов, а отримані температури використовують для коригування температурозалежних міцнісних характеристик матеріалів для подальшого оцінювання стійкості конструктивної системи в умовах пожежі.

Етап 14. Розрахунок. Загальне оцінювання забезпечення стійкості будівлі.

Проводиться загальний розрахунок за результатами якого оцінюється ступінь захищеності будівель до впливу аварійних навантажень пов'язаних із вибухом та пожежею.

У методиці прийнято, що для об'єкта забезпечено стійкість до впливу аварійних навантажень, пов'язаних із вибухом та подальшою пожежею, якщо наслідки руйнування не призводять до повного знищення об'єкта та час відновлення його функціонування у штатному режимі не перевищує нормативно встановлене значення для відповідного об'єкта критичної інфраструктури визначеного згідно до Закону України «Про критичну інфраструктуру» [163].

Критерії стійкості наведено у формулі 3.5.

$$S \leftrightarrow (D_{bild.} = 0) \text{ і } (t_{відн.} \leq t_{норм.}), \quad (3.5)$$

де, S – стійкість забезпечено; $D = 0$ – відсутність повного знищення об'єкту; $t_{відн.}$ – час відновлення; $t_{норм.}$ – нормативний час.

Критерії граничних станів для основних елементів і системи в цілому в

методиці приймаються наступним чином:

1) для залізобетонних елементів граничний стан фіксується за умовами:

– втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (екстремальний критерій за максимумом на діаграмах «момент-кривизна (прогин)» або «стискаюча сила-прогин»),

– руйнування стиснутого бетону при досягненні граничних фібрових деформацій або розрив розтягнутої арматури при досягненні граничних деформацій.

2) для сталевих колон і балок граничний стан визначають за умовами:

– втрата рівноваги/нестійке наростання переміщень, досягнення граничних деформацій сталі з формуванням пластичного механізму та подальшою втратою несучої здатності, а також втрата стійкості (загальна або місцева) елементів чи їхніх частин;

– втрата несучої здатності з'єднань у вузлах.

У разі перевищення допустимих значень на етапі 14, вживаються відповідні конструктивні або інженерно-технічні заходи зі зменшення вибухового та вогневого впливу на конструкції.

14.1. Конструктивні або інженерно-технічні заходи зі зменшення вибухового та вогневого впливу на конструкції.

У разі, якщо за результатами етапу 14 встановлено невиконання критеріїв забезпечення стійкості будівлі до дії аварійних навантажень, пов'язаних із вибухом та подальшою пожежею, мають бути передбачені конструктивні та інженерно-технічні заходи, спрямовані на зменшення інтенсивності вибухового і теплового впливу, зниження ймовірності локального руйнування та недопущення розвитку непропорційного обвалення. Потенційне руйнування повинно бути виключене або обмежене шляхом вибору одного чи кількох захисних заходів.

До зазначених заходів можуть належати:

– зменшення вибухового впливу за рахунок збільшення дистанції до можливого джерела вибуху (переддетонаційного екрану), застосування

захисних бар'єрів (стіни, габіони, насипи), раціонального зонування внутрішніх об'ємів і зниження тиску в замкнених просторах;

- підвищення вогнестійкості сталевих і залізобетонних елементів шляхом застосування вогнезахисних покриттів, облицювань, екранів або інших засобів пасивного вогнезахисту;

- підсилення найбільш уразливих несучих елементів, вузлів і з'єднань;

- забезпечення альтернативних шляхів передавання зусиль і структурної цілісності системи у разі локального пошкодження;

- збільшення жорсткості або геометричних характеристик окремих елементів;

- обмеження розміщення інженерних мереж, пожежного навантаження та потенційно небезпечного обладнання в зонах можливого вибухового ураження;

Обрані заходи повинні призначатися з урахуванням функціонального призначення об'єкта, можливих аварійних сценаріїв, об'ємно-планувальних і конструктивних рішень, а також характеру очікуваних пошкоджень, встановлених на попередніх етапах розрахунку.

Після впровадження заходів розрахункова модель підлягає уточненню: коригуються геометричні параметри, жорсткісні та міцнісні характеристики елементів, параметри вогнезахисту, умови прикладання навантажень або прийняті сценарії розвитку аварії. Після цього виконується повторний розрахунок за методикою. Якщо внесені зміни стосуються конструктивної схеми, складу елементів чи характеристик матеріалів, перерахунок доцільно виконувати, починаючи з етапів 1–4; якщо змінено лише параметри аварійного впливу або захисних заходів, допускається повторення розрахунку з відповідного етапу, на якому такі зміни були введені.

Етап 15. Кінець розрахунку.

За результатами виконаного розрахунку складається підсумковий звіт, який містить опис умов розрахунку, прийнятих сценаріїв аварійного впливу, характеристик розрахункової моделі, результатів перевірок та висновків щодо відповідності об'єкта встановленим критеріям.

Заходи передбачені в звіті є обов'язковими для врахування в проєктній документації для об'єктів нового будівництва, реконструкції, а також у разі перевірки достатності та ефективності реалізованих заходів фізичного захисту об'єктів критичної інфраструктури.

Таким чином, розроблено методику оцінювання стійкості будівель до впливу аварійних навантажень пов'язаних із вибухом та пожежею, охоплює повний цикл дослідження роботи об'єкта: від створення розрахункової та скінченно-елементної моделі будівлі, призначення характеристик матеріалів, задання експлуатаційних навантажень і перевірки адекватності моделі до визначення розрахункового аварійного сценарію вибуху, параметрів вибухової хвилі та прикладання вибухового навантаження.

Подальші етапи методики передбачають оцінювання стійкості будівлі до вибуху, коригування моделі з урахуванням локальних руйнувань, формування сценарію та тривалості пожежі, визначення конструкцій, які піддаються тепловому впливу, коригування характеристик матеріалів за результатами розв'язання задачі нестационарної теплопровідності, а також урахування локального руйнування вогнезахисту. На завершальному етапі здійснюється загальна оцінка забезпечення стійкості будівлі за критеріями недопущення повного знищення об'єкта та забезпечення його відновлення у нормативно допустимі строки, а в разі потреби обґрунтовуються конструктивні або інженерно-технічні заходи зменшення вибухового та вогневого впливу з подальшим повторним розрахунком.

3.2. Розробка комп'ютерної моделі поведінки несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу зовнішніх вибухів та пожеж

Для реалізації розробленої методики оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею, розроблено комп'ютерну модель у програмному комплексі LIRA-FEM.

Модель призначена для відтворення просторової роботи будівлі зі сталевим каркасом і залізобетонними перекриттями в умовах послідовної дії двох аварійних чинників: короткочасного імпульсного вибухового навантаження та подальшого температурного впливу пожежі.

На відміну від спрощених підходів, у яких вибух і пожежа розглядаються ізольовано, у розробленій моделі враховано зміну розрахункової схеми після вибуху, локальні пошкодження елементів, можливе порушення цілісності вогнезахисту, а також подальше зниження жорсткісних і міцнісних характеристик матеріалів внаслідок дії підвищеної температури. Така послідовність безпосередньо відповідає закладеній у методиці логіці поетапного розрахунку будівлі в умовах зовнішнього вибуху та подальшої пожежі.

Комп'ютерна модель реалізується з використанням загального розрахункового модуля LIRA-FEM для визначення напружено-деформованого стану конструктивної системи та модуля «Теплопровідність» для розв'язання задачі нестационарної теплопровідності. Такий підхід дає змогу в межах єдиної розрахункової схеми врахувати як нелінійну реакцію конструкції на динамічне навантаження вибуху, так і зміну температурних полів у перерізах елементів та пов'язане з нею зниження фізико-механічних характеристик сталі, бетону й арматури.

На першому етапі у програмному комплексі LIRA-FEM створюється просторова розрахункова модель будівлі на прикладі об'єкта критичної інфраструктури (далі – ОКІ), яка представлена на рис. 3.8.

Розміри об'єкта становлять в плані 36x24x25 м, конструктивна система будівлі – сталевий каркас, перекриття товщиною 150 мм, сталеві діафрагми жорсткості, I ступінь вогнестійкості; категорія В за вибухопожежною та пожежною небезпекою.

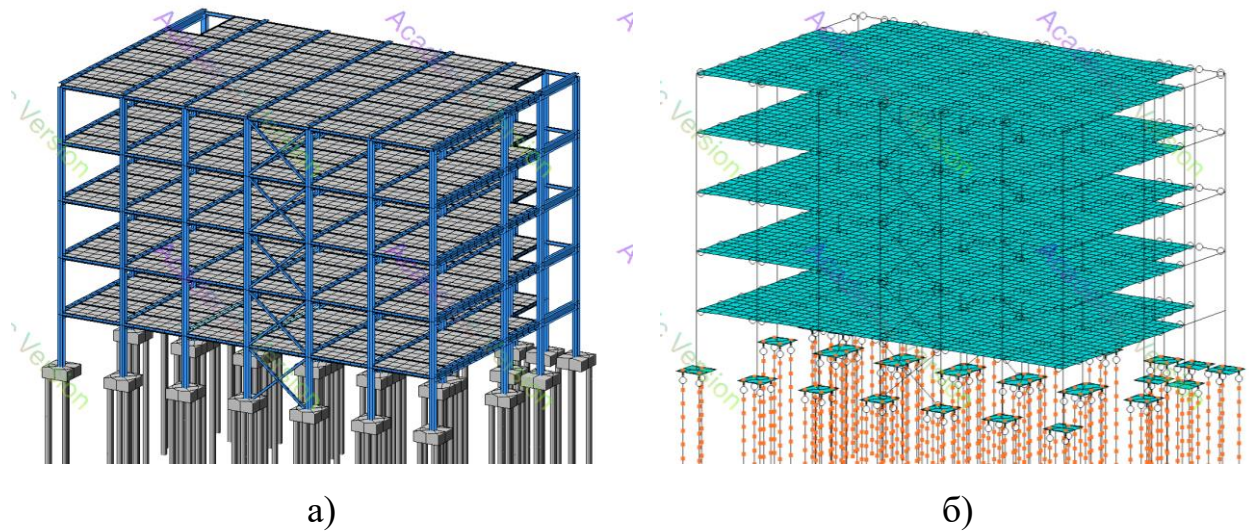


Рис. 3.8 – Розрахункова модель будівлі:

а) просторова модель; б) скінченно-елементна модель

Після створення геометричної моделі виконують призначення типів жорсткості, перерізів і фізико-механічних характеристик матеріалів для всіх конструктивних елементів.

Для сталевих колон і балок задаються перерізи, модуль пружності, межа текучості, діаграми деформування та інші характеристики, необхідні для фізично нелінійного аналізу.

Для залізобетонних перекриттів задаються товщина, характеристики бетону і арматури, захисний шар, а також нелінійні закони деформування відповідно до прийнятого класу бетону та арматури.

На цьому етапі закладається базовий матеріальний опис моделі, від якого в подальшому виконуватиметься перехід до температурозалежних та пошкоджених характеристик.

Для даного розрахунку прийнято 6 типів жорсткості: 1 – пластина – залізобетонний фундаментний ростверк; 2 – стержень – головні балки перекриття (зварний двотавр 480x20 мм та 630x12 мм); 3 – стержень – в'язі металеві хрестові (профіль сталевий гнутий замкнутий зварний прямокутний 200x6 мм); 4 – стержень – колона (зварний двотавр 420x25 мм та 400x16 мм); 5 – стержень – другорядні балки перекриття (сталевий двотавр 30Б2

ТУ 0925-036-00186269-2016); 6 – пластина – перекриття 150 мм, крок арматури по верхньому та нижньому поясу 100x100; 7 – допоміжний елемент типу СКЕ 10 – зв'язки між вузлами; 8 – спеціальний елемент типу СКЕ 57 – палі в ґрунті; 9 – стержень – колона (зварний двотавр 420x25 мм та 400x16 мм).

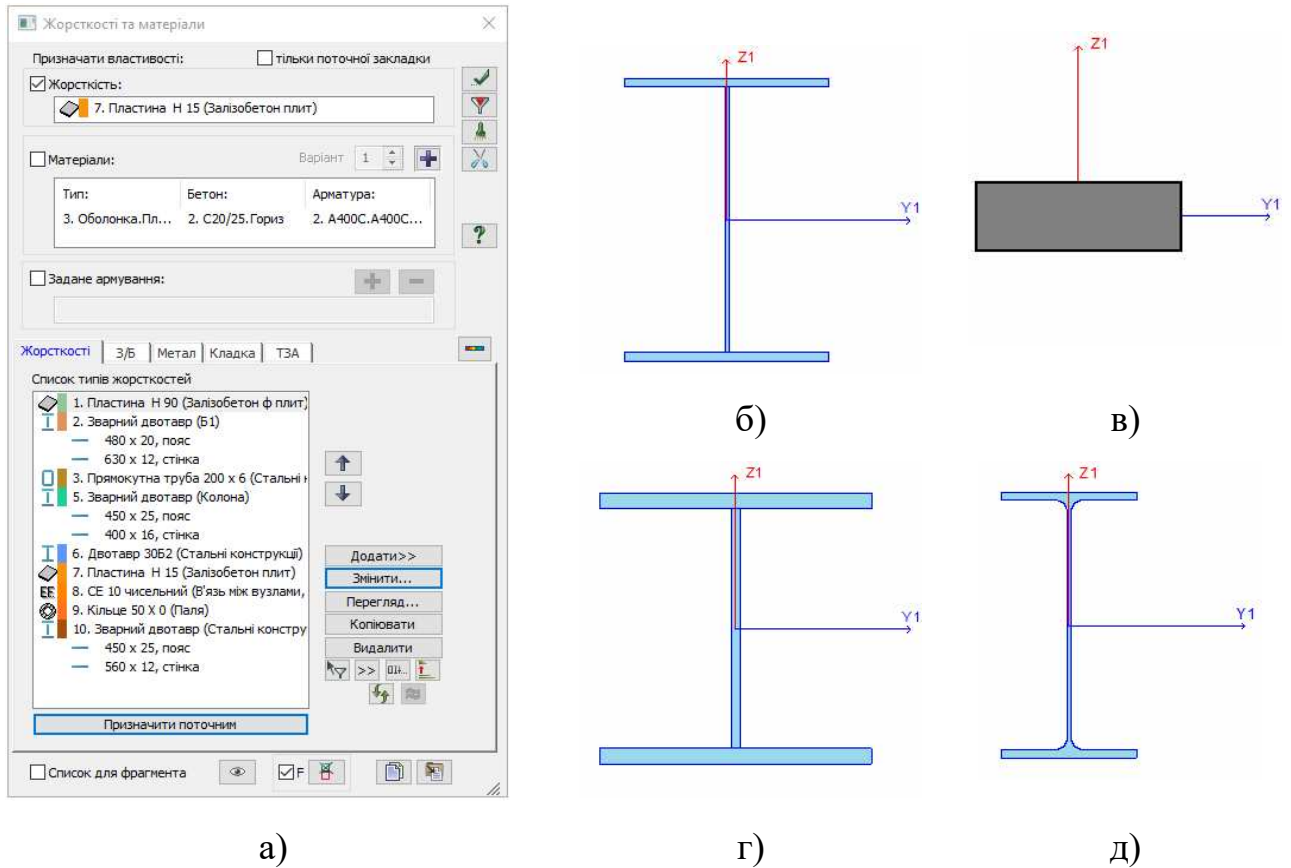


Рис. 3.9 – Жорсткості та основні перерізи конструкцій прийняті для комп'ютерної моделі: а) вікно задання жорсткості та матеріалів; б) стержень – балка зварна металева; в) пластина – залізобетонна плита перекриття; г) стержень – колона зварна металева; д) стержень – колона зварна металева

Таблиця 3.3 – Характеристичні значення міцності та деформативності бетону й арматури

Бетон класу C20/25					Арматура класу А400			
$f_{ck,prism}$ (МПа)	$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	E_{cm} (МПа)	$\epsilon_{c1,ck}$ (‰)	$\epsilon_{cu1,ck}$ (‰)	f_{yk} (МПа)	E_s (МПа)	f_{ywd} (МПа)	ϵ_{ud}
18,5	1,5	30000	1,71	3,85	400	210000	285	0,025

На наступному етапі до моделі прикладаються нормативні експлуатаційні навантаження: власна вага конструкцій, постійні навантаження від огорожувальних і оздоблювальних шарів, тривалі та короткочасні навантаження, а також, за необхідності, вітрові чи технологічні навантаження.

На підставі цих дій формуються розрахункові сполучення навантажень, що визначають початковий напружено-деформований стан будівлі за нормальних умов експлуатації.

Отриманий стан є базовим для подальшого моделювання аварійної ситуації, оскільки зовнішній вибуховий вплив прикладається не до умовно ненавантаженої конструкції, а до системи, яка вже працює під дією експлуатаційних навантажень.

Для даного варіанту відповідні нормативні навантаження на будівлю становили:

- 1 – власна вага (постійне);
- 2 – постійні навантаження на перекриття та покриття – 0,3 т/м²;
- 3 – тривалі навантаження – 0,3 т/м²;
- 4 – короткочасні навантаження – 0,3 т/м²;
- 5 – вітер під кутом 0 градусів;
- 6 – вітер під кутом 90 градусів.

Сформовано таблицю розрахункових сполучень зусиль та розрахункові сполучення навантажень для різних сценаріїв навантажень.

Виконується побудова скінченно-елементної моделі з вибором типів скінченних елементів і параметрів сітки.

Призначено для конструкції відповідні типи скінченних елементів: для стержнів – тип 10 – універсальний СКЕ; для – тип 42 трикутний та 44 – чотирикутний СКЕ; для паль – 57 однузловий.

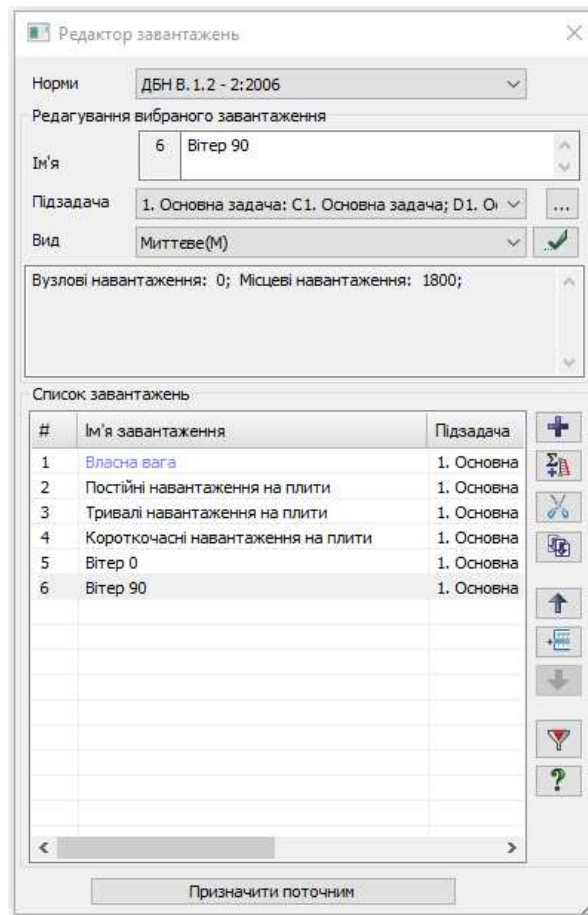


Рис. 3.10 – Задання навантажень в комп'ютерній моделі

Після побудови SE-моделі здійснюється проміжний розрахунок за нормальних умов експлуатації для перевірки її адекватності. За результатами цього розрахунку аналізуються прогини, вертикальні й горизонтальні переміщення, форми деформування, а також характер розподілу внутрішніх зусиль.

У разі необхідності уточнюються граничні умови, параметри сітки, зв'язки у вузлах або жорсткісні характеристики окремих елементів.

Проведено розрахунок визначення напружено-деформованого стану будівлі, результати якого наведено на рис. 3.11.

За нормальних умов експлуатації без аварійних навантажень прогини несучих конструкцій знаходяться в межах допустимих значень.

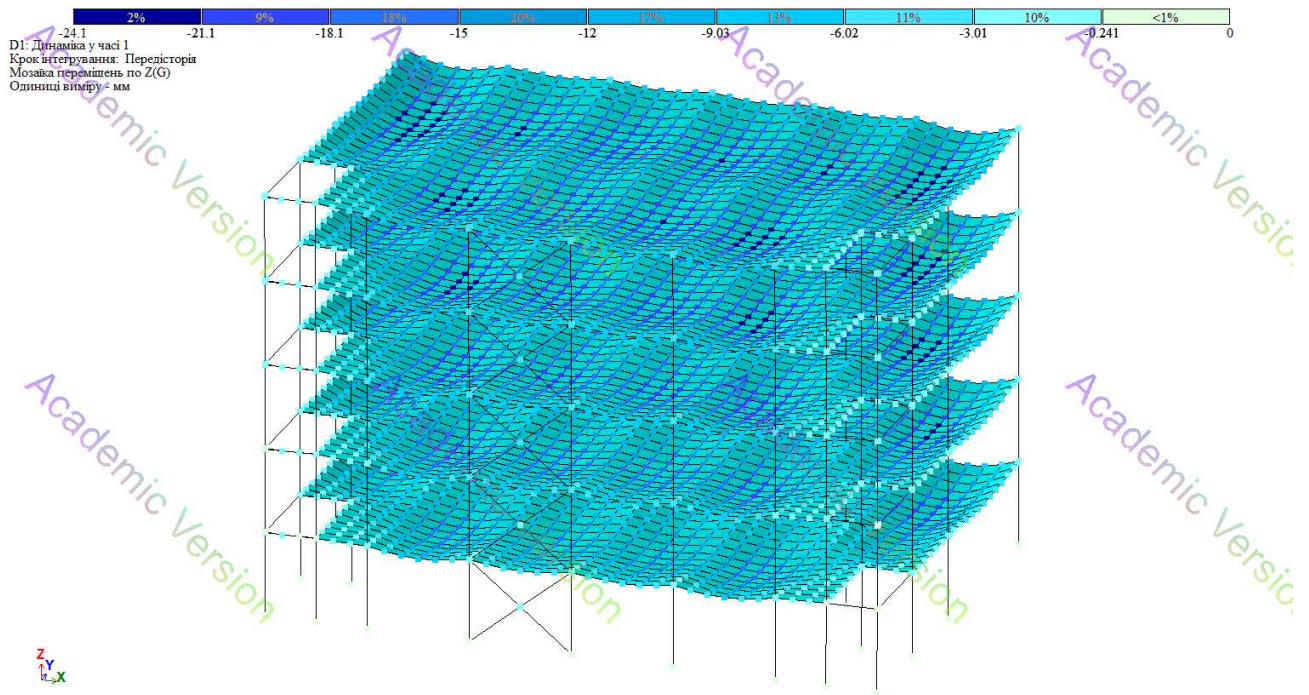


Рис. 3.11 – Мозаїка переміщень по Z від основного навантаження

Після перевірки базової моделі задається розрахунковий сценарій зовнішнього вибуху. Параметри якого визначаються залежно від положення джерела вибуху відносно фасаду будівлі, висоти підриву, відстані до характерних поверхонь і напрямку поширення фронту хвилі. Розрахунковий сценарій приймається як найбільш несприятливий серед обґрунтовано можливих варіантів і відповідає критерію максимального розрахункового ефекту дії на несучу систему будівлі. Параметри вибухової хвилі, включаючи піковий падаючий тиск, піковий відбитий тиск, імпульс позитивної фази, час приходу хвилі та тривалість позитивної фази, визначаються за залежностями та графіками UFC 3-340-02.

Вплив вибухового навантаження здійснюється на підставі динамічного розрахунку із зміною типів скінченних елементів. Для сталевих колон і балок застосовуються фізично нелінійні стрижневі скінченні елементи, а для залізобетонних плит перекриття, стін і діафрагм жорсткості – фізично нелінійні оболонкові або пластинчасті елементи.

Призначено для конструкції відповідні типи скінченних елементів: для колон – тип 210 – універсальний СКЕ стрижень, який враховує фізичну

нелінійність; для стін і перекриття тип 244 – трикутний СКЕ (оболонка), який враховує фізичну нелінійність.

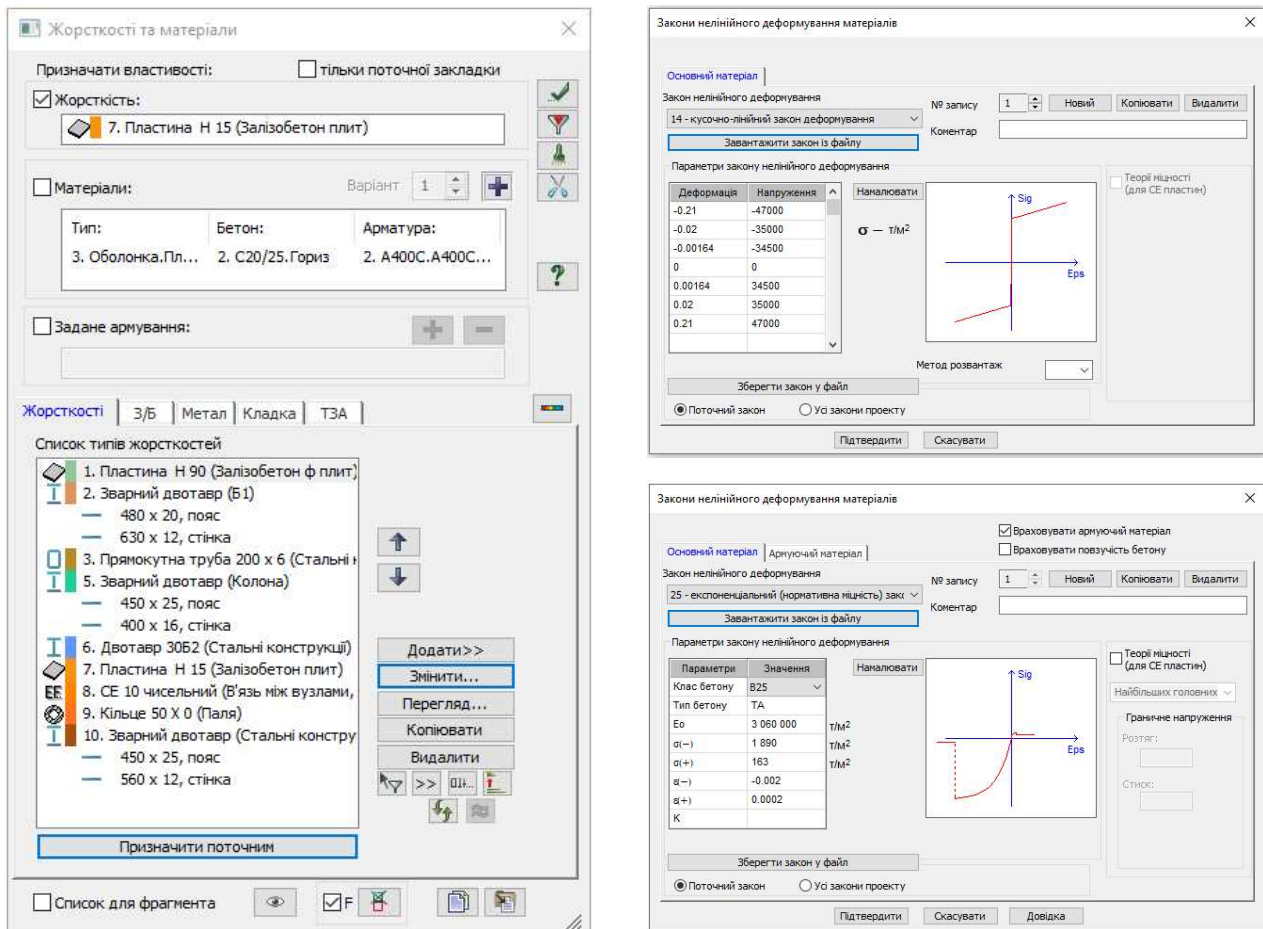


Рис. 3.12 – Задання фізико-механічних характеристик та законів нелінійного деформування матеріалів у ПК LIRA-FEM

Відповідно до прийнятого розрахункового сценарію у модулі ПК LIRA-FEM формується часова залежність вибухового навантаження.

Зазначений модуль забезпечує автоматизоване визначення параметрів вибухового впливу за рекомендаціями UFC 3-340-02 з урахуванням маси вибухової речовини, відстані до конструкції та умов прикладання навантаження, кута падіння (рис. 3.13).

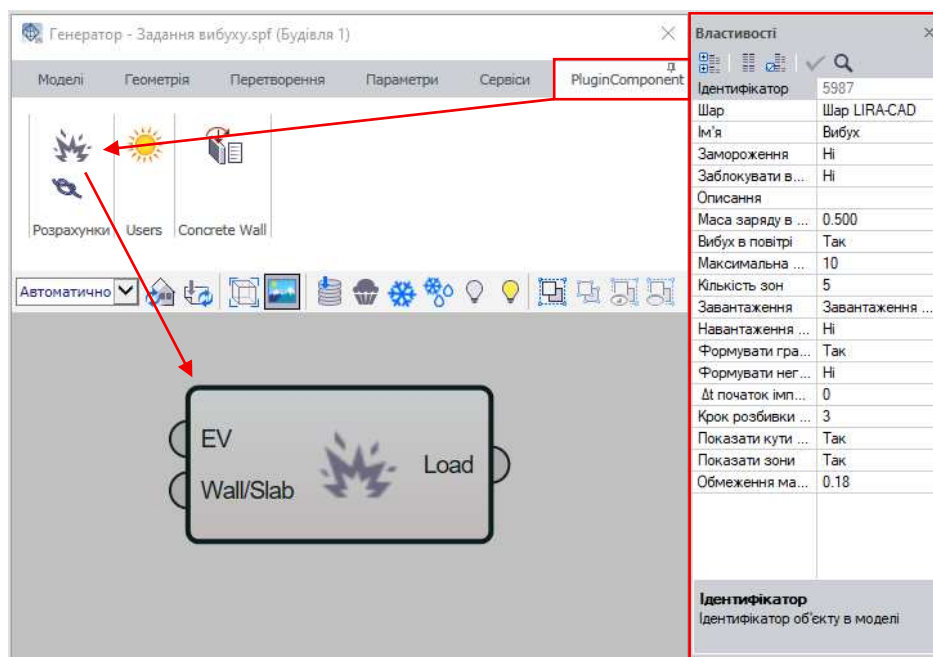


Рис. 3.13 – Розрахунок параметрів вибуху за допомогою модуля генератора нодів

За розрахунковий аварійний сценарій прийнято дію особливого навантаження на об'єкт, що належить до захисних споруд 2-го рівня відповідно до концепції «Країна-фортеця» щодо захисту об'єктів критичної інфраструктури, схваленої постановою Кабінету Міністрів України від 26.04.2024 № 471, з урахуванням вимог розділу 4 «Типових рішень» з інженерного захисту критичних елементів ОКІ від ураження засобами повітряного нападу.

У розрахунках як особливий вплив прийнято вибухове навантаження від детонації безпілотного літального апарата з масою вибухової речовини 50 кг, що відбувається на відстані 3 м від поверхні зовнішніх стін або покриття будівлі, тобто на відстані розташування антидронового захисного екрана.

Найбільш несприятливими сценаріями для оцінювання напружено-деформованого стану та стійкості будівлі прийнято:

- влучання БПЛА у захисний екран над покриттям будівлі (рис. 3.14);
- влучання БПЛА у захисний екран у центральній частині найдовшого фасаду (рис. 3.15).

У разі бокового сценарію ураження додатково враховується розліт осколків, здатних ініціювати локальне займання в прилеглий до зони вибуху частині об'єкта, що обумовлює необхідність розгляду комбінованого сценарію «вибух – післявибухова пожежа», оцінювання стану вогнезахисного шару металевих конструкцій. Задається відповідне навантаження на колони та балки.

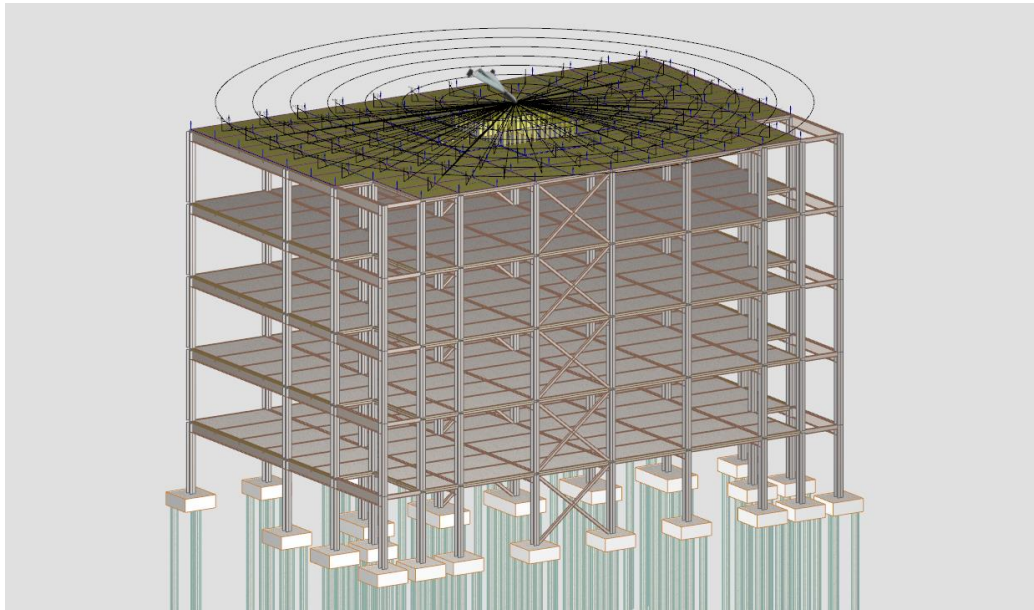


Рис. 3.14 – Розрахунок вибухового навантаження від зовнішнього вибуху на покриття будівлі в ПК LIRA-FEM

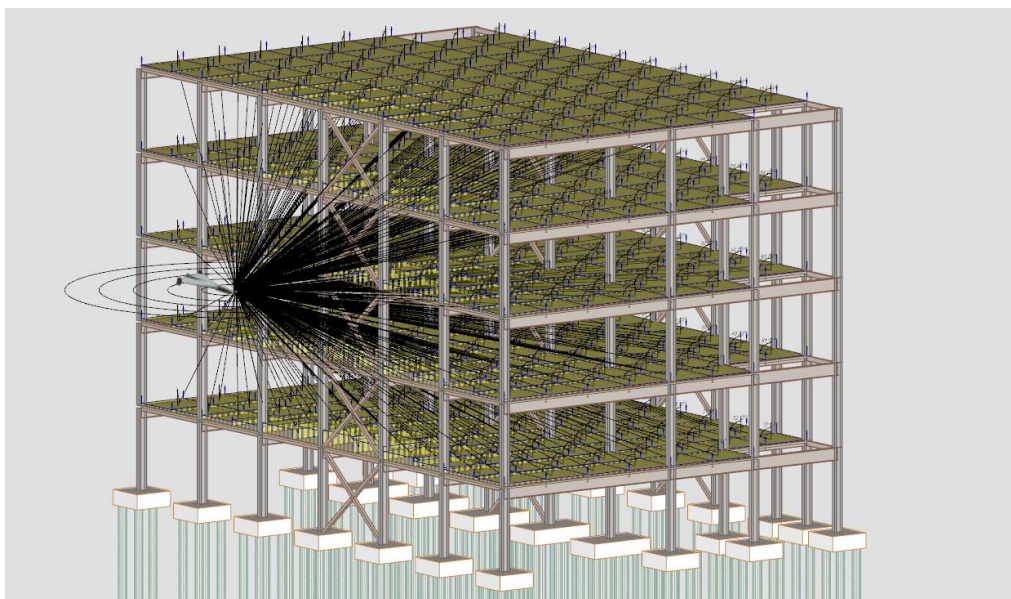


Рис. 3.15 – Схема прикладання вибухового навантаження від зовнішнього вибуху на фасадну частину будівлі в ПК LIRA-FEM

Отриманий часовий закон навантаження імпортується до розрахункової моделі в ПК LIRA-FEM як нестационарне динамічне навантаження та використовується для виконання нелінійного динамічного розрахунку конструктивної системи будівлі (рис. 3.16, 3.17).

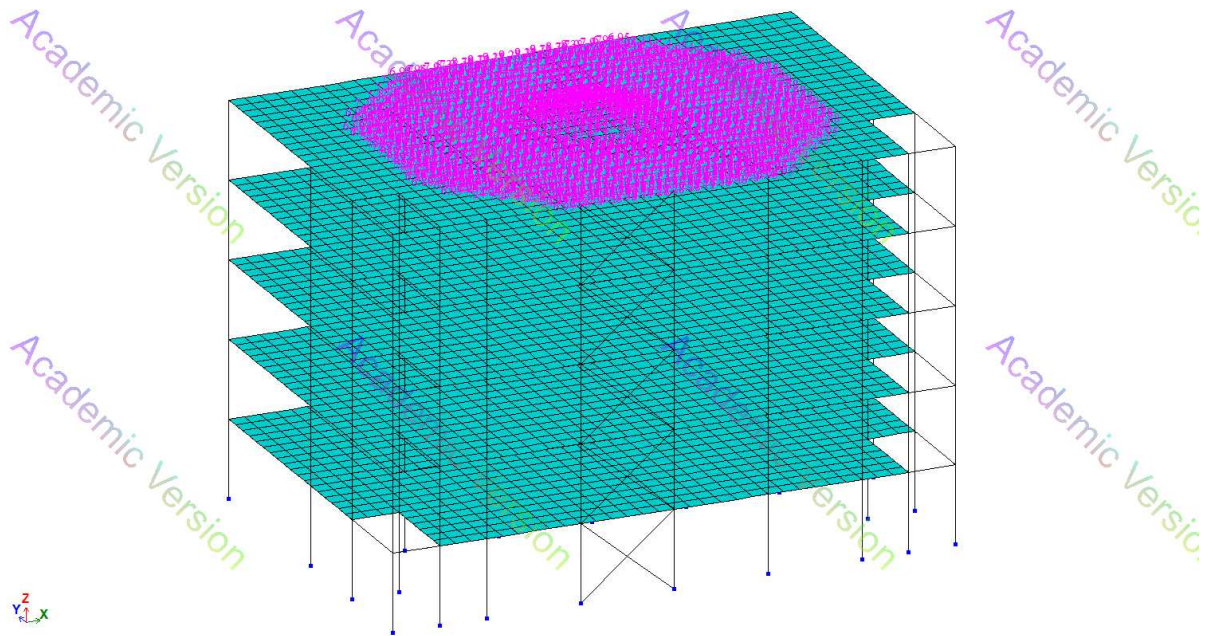


Рис. 3.16 – Задання вибухового навантаження від зовнішнього вибуху на покриття будівлі в ПК LIRA-FEM

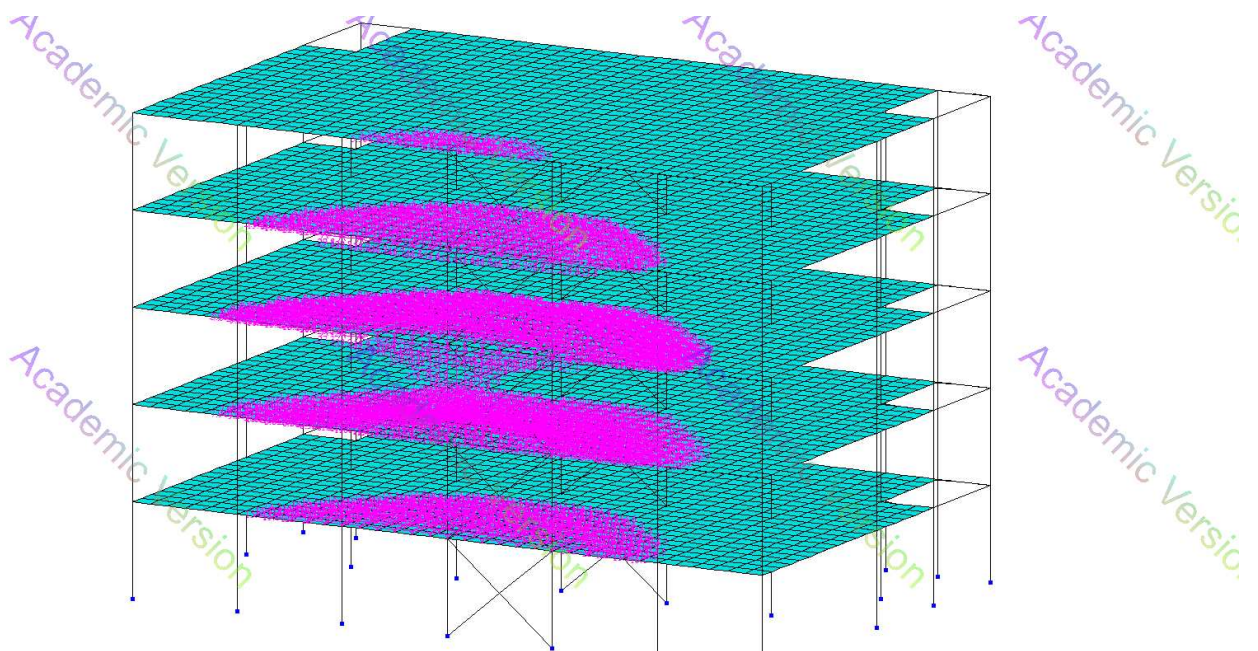


Рис. 3.17 – Задання вибухового навантаження від зовнішнього вибуху на фасадну частину будівлі в ПК LIRA-FEM

Нелінійний динамічний розрахунок дозволяє визначити часові залежності переміщень, внутрішніх зусиль, пластичних деформацій, а також виявити елементи, в яких виникає локальне пошкодження, втрата стійкості або руйнування вузлів. Формується післявибуховий стан конструктивної системи, який у подальшому використовується як вихідний для теплового розрахунку, виконується коригування розрахункової моделі з урахуванням локальних пошкоджень. На цьому етапі визначаються елементи, які повністю втратили несучу здатність, частково пошкоджені елементи із зниженою жорсткістю, а також зони можливого руйнування або відшарування вогнезахисних покриттів. Залежно від прийнятого критерію пошкодження зруйновані елементи вилучаються з роботи або їм призначаються залишкові жорсткісні характеристики. Для частково пошкоджених елементів задається знижений модуль пружності, жорсткість або гранична несуча здатність. У випадках, коли вибух призводить до зміни контактної взаємодії окремих елементів, у моделі можуть вводитися додаткові контактні чи односторонні зв'язки. Ця стадія є принципово важливою, оскільки саме вона забезпечує перехід від вибуху до пожежі через реальний залишковий стан конструкції, а не через умовне послідовне накладання навантажень.

Напружено-деформований стан будівлі за першим прийнятим сценарієм зовнішнього вибуху на відстані 2 м від покриття будівлі наведено на рис.3.18, 3.19. Результати чисельного моделювання свідчать, що внаслідок дії вибухового навантаження в конструктивній системі будівлі виникають короточасні динамічні переміщення та згинальні деформації, найбільш виражені в зоні плити перекриття. Зокрема, максимальне переміщення плити перекриття у напрямку донизу становило 57,2 мм, тоді як у зворотному напрямку прогин конструкцій досягав 11 мм, що характеризує коливальний характер реакції системи на імпульсну дію.

Аналіз отриманих результатів показав, що за даного сценарію вибухового впливу несуча здатність основних конструктивних елементів не втрачається, а ознак їх руйнування не зафіксовано. Водночас в окремих елементах

спостерігається поява незначних тріщин, що свідчить про локальне перевищення розтягувальних напружень без переходу конструкцій у стадію прогресуючого обвалення. Отже, за першого прийнятого сценарію зовнішнього вибуху будівля загалом зберігає конструктивну цілісність, а зафіксовані пошкодження мають обмежений локальний характер.

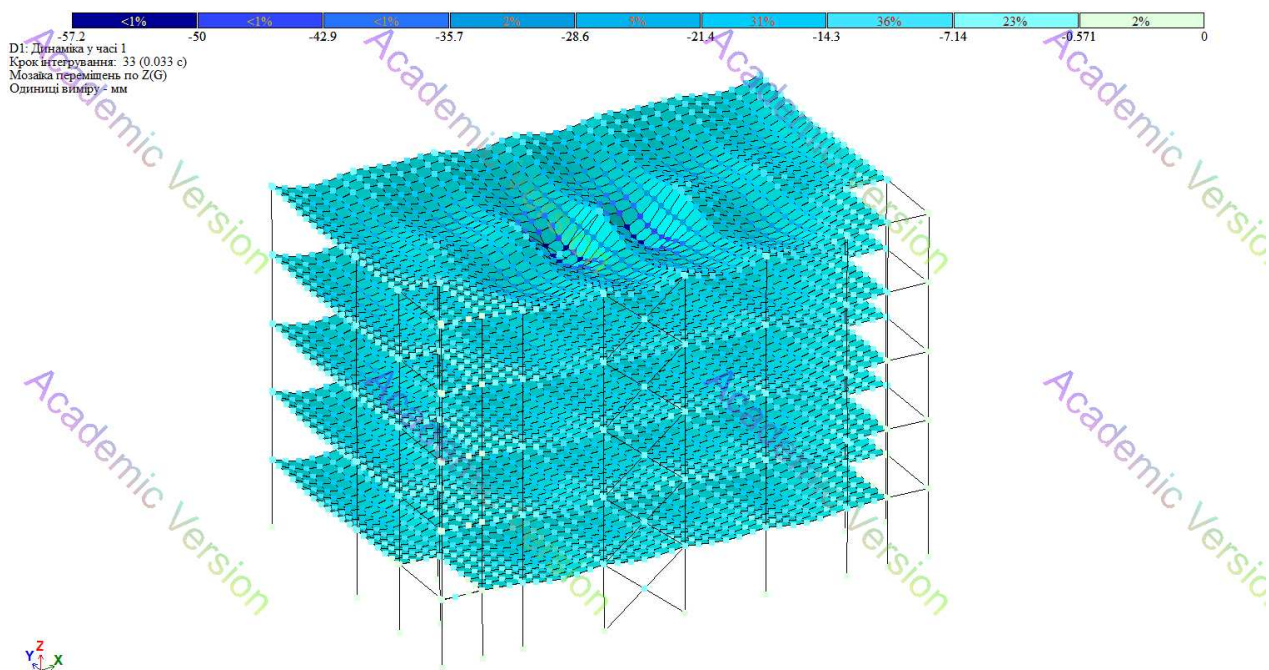


Рис. 3.18 – Мозаїка переміщень до низу по Z (масштаб збільшений в 70)

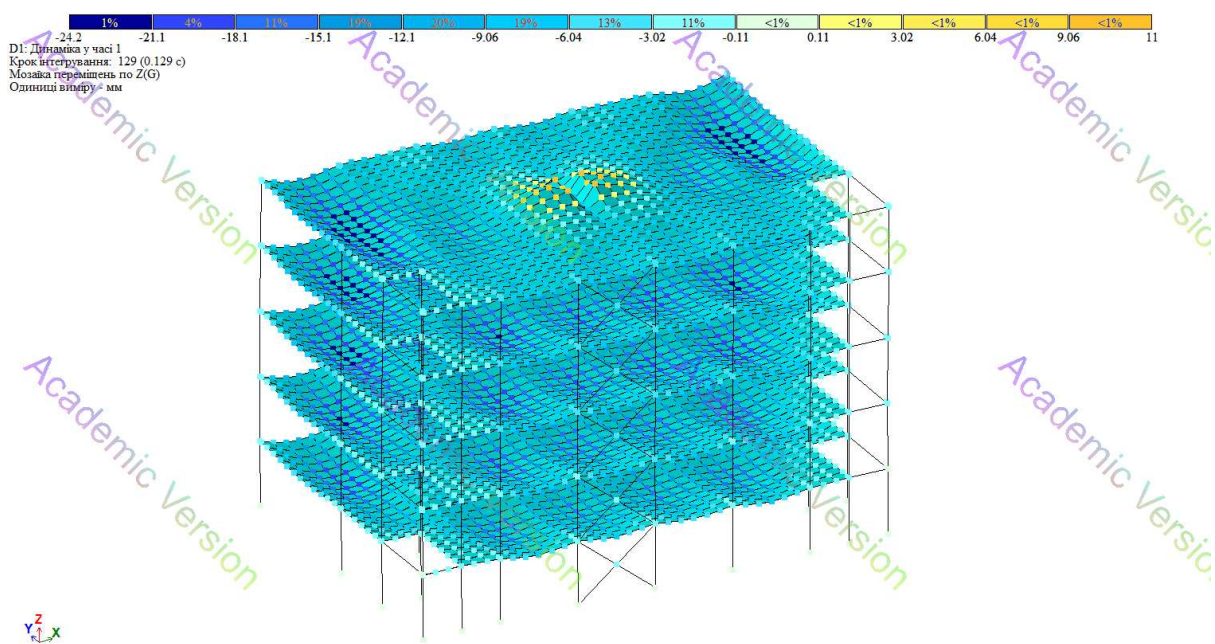


Рис. 3.19 – Мозаїка переміщень ввєрх по Z (масштаб збільшений в 70)

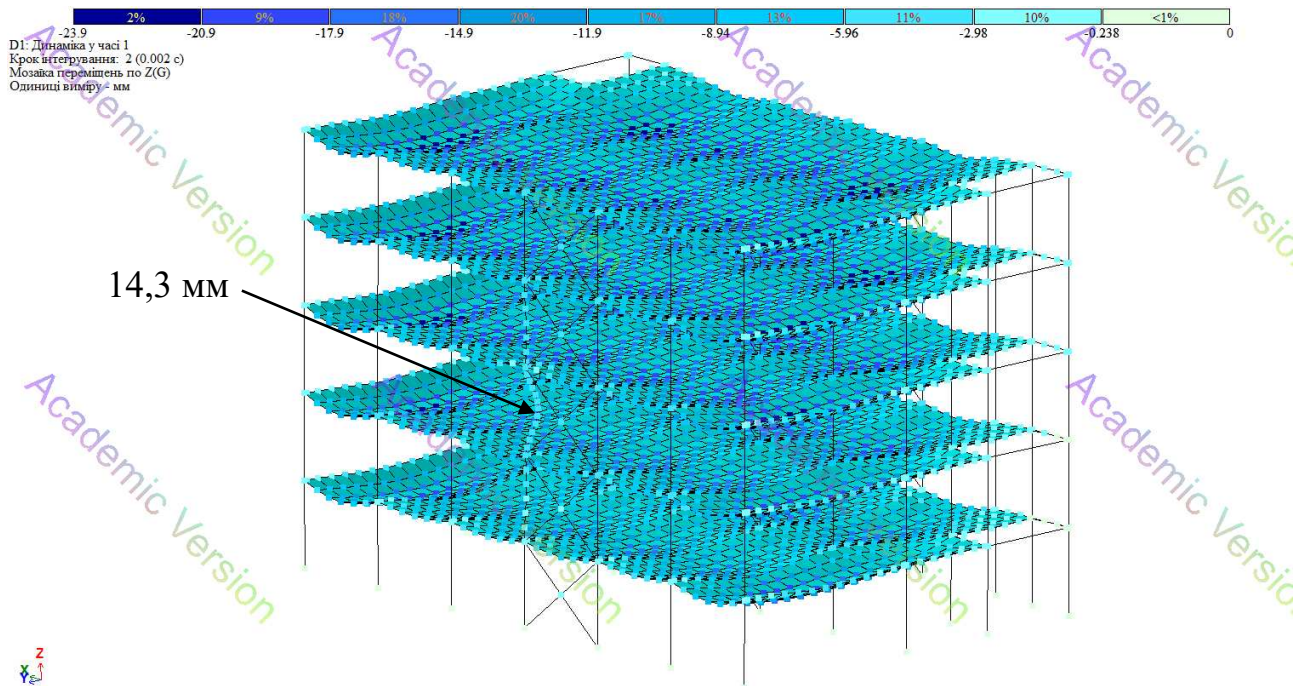


Рис. 3.20 – Мозаїка переміщень по Z (масштаб збільшений в 70)

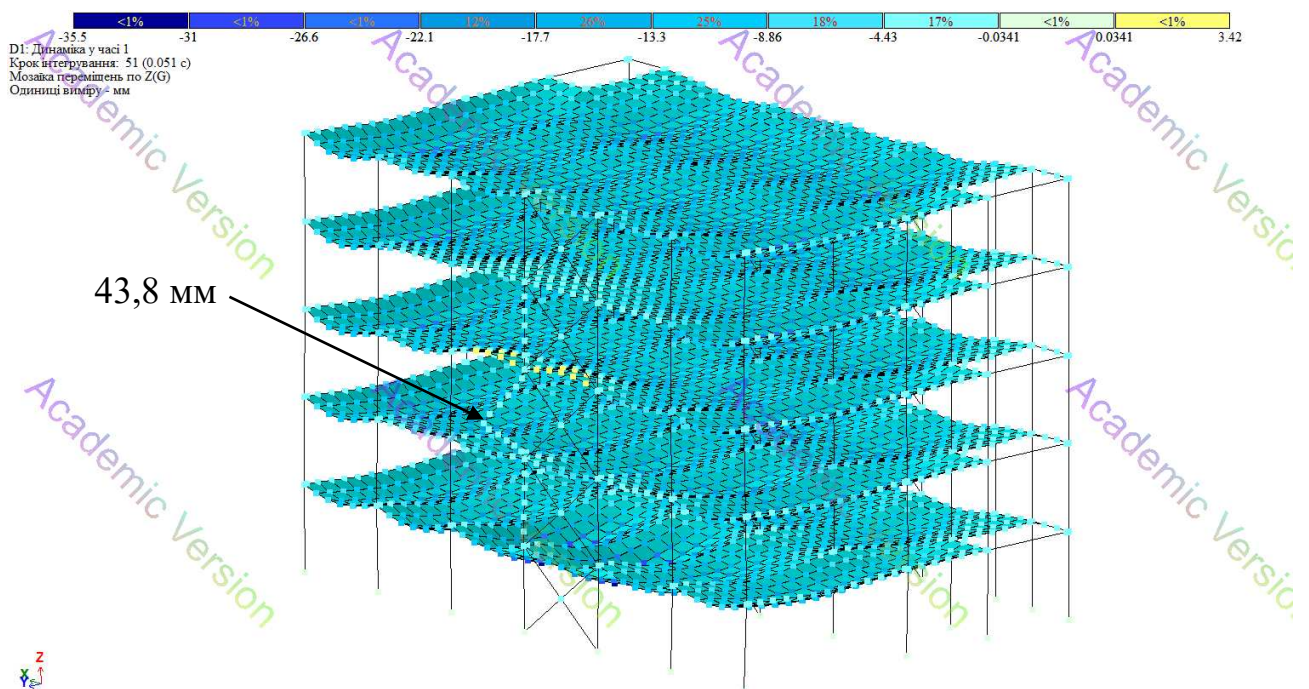


Рис. 3.21 – Мозаїка переміщень по Z (масштаб збільшений в 70)

Напружено-деформований стан будівлі за другим прийнятим сценарієм зовнішнього вибуху, а саме за вибуху в центральній частині найдовшого фасаду на відстані 3 м від будівлі, наведено на рис. 3.20, 3.21.

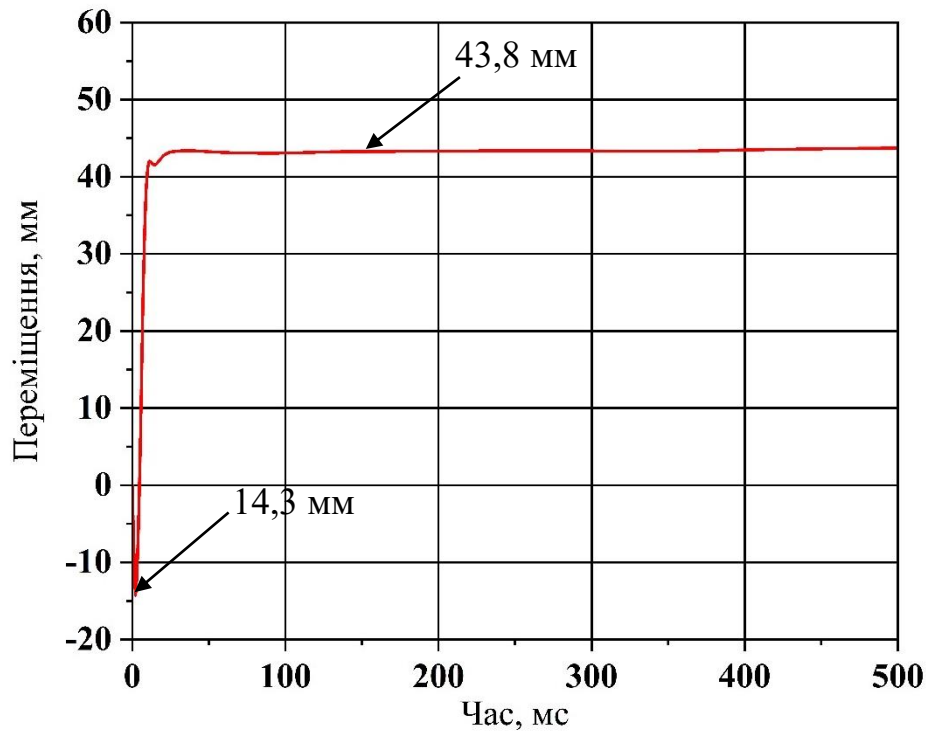


Рис. 3.22 – Графік переміщення колони під вибуховим навантаженням:

- а) прогин сталеві колони в напрямку дії вибухової хвилі – 14,3 мм;
- б) зворотний вигин колони після виходу за межі пружної роботи та розвитку пластичних деформацій – 43,8 мм

Результати чисельного моделювання другого сценарію зовнішнього вибуху свідчать про локальний нелінійний відгук конструктивної системи будівлі в зоні безпосереднього впливу повітряної ударної хвилі. Основні прояви такого відгуку полягають у виникненні динамічних переміщень, згинальних деформацій та локальної концентрації напружень у найбільш навантажених несучих елементах.

Максимальне переміщення плит перекриття у напрямку донизу становило 34,8 мм. Для колони, розташованої найближче до осередку вибуху, встановлено вихід за межі пружної роботи з переходом у пружно-пластичну стадію деформування та утворенням залишкових деформацій (рис. 3.22). При цьому ознак руйнування, втрати загальної стійкості або руйнування інших основних несучих елементів не виявлено.

Після формування післявибухового стану задається розрахунковий сценарій післявибухової пожежі. Визначається перелік конструкцій, які піддаються температурному впливу пожежі з відповідною тривалістю.

Для розрахунку другого сценарію прийнято, що пожежа, ініційована вибухом, спричиняє температурний вплив на конструкції в межах одного поверху, відокремленого перегородками з класом вогнестійкості EI 60. З урахуванням розміщення пожежно-рятувальних підрозділів розрахункову тривалість пожежі прийнято 60 хв яка розвивалася за режимом стандартної пожежі (рис. 3.23).

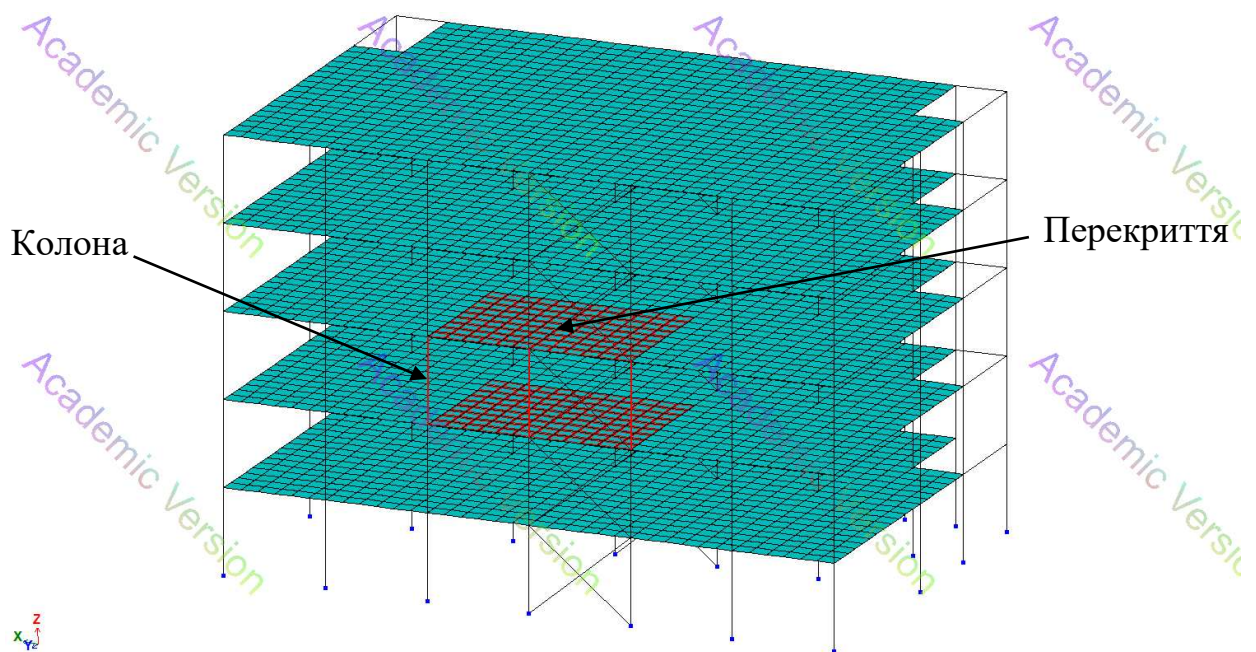


Рис. 3.23 – Конструкції які підлягають впливу пожежі

На основі прийнятого розрахункового сценарію у модулі «Теплопровідність» виконується розрахунок температурних полів у перерізах сталевих і залізобетонних елементів.

Для залізобетонних перекриттів у межах теплотехнічного розрахунку визначаються температурні параметри в характерних розрахункових зонах перерізу, зокрема у стиснутій зоні бетону, у розтягнутій зоні та на рівні розташування робочої арматури. Такий підхід дає змогу встановити

нерівномірність прогрівання перерізу та врахувати зниження несучої здатності елемента від нагрівання.

Для сталевих конструкцій із вогнезахисним покриттям визначення температур здійснюється з урахуванням можливого відшарування вогнезахисного матеріалу, що є фактором прогрівання сталі та прискорення втрати її міцнісних і деформаційних характеристик в умовах пожежі.

З метою забезпечення нормативного класу вогнестійкості R150 для сталеві колони, виконаної у вигляді зварного двотавра зі стінкою 420x25 мм та полицями 400x16 мм, для якої приведена товщина перерізу становить 10,75 мм, передбачено нанесення вогнезахисної штукатурки «Аммокоте GP-240». Розрахункова товщина сухого шару вогнезахисту для зазначеної колони становить в межах 35 мм.

Для головних балок перекриття, виконаних у вигляді зварного двотавра зі стінкою 480x20 мм та полицями 630x12 мм, приведена товщина яких становить 8,69 мм, з метою забезпечення класу вогнестійкості R60, прийнятого для конструкцій перекриття, також передбачено застосування вогнезахисної штукатурки «Аммокоте GP-240». Необхідна товщина її сухого шару для цих елементів становить в межах 11 мм.

Відповідно до пункту 13.1 Методики виконано розрахунок для визначення можливих зон відшарування вогнезахисного покриття металевих конструкцій із використанням розробленої комп'ютерної моделі, наведеної в пункті 2.3.

Зазначений розрахунок проведено для всіх колон, що зазнають дії вибухового навантаження, величини якого були визначені під час розрахунку всієї будівлі.

Закони деформування контактної шару, а також міцнісні й деформаційні характеристики штукатурного покриття «Аммокоте GP-240» прийнято за аналогією з матеріалами на основі портландцементу, параметри яких наведено в підрозділі 2.2 розділу 2.

За результатами розрахунку встановлено, що відшарування вогнезахисту, яке в скінченно-елементній моделі проявляється у вигляді руйнування елементів, відбувається лише в колоні, розташованій найближче до осередку вибуху в межах 3 м від осередку вибуху (рис. 3.24).

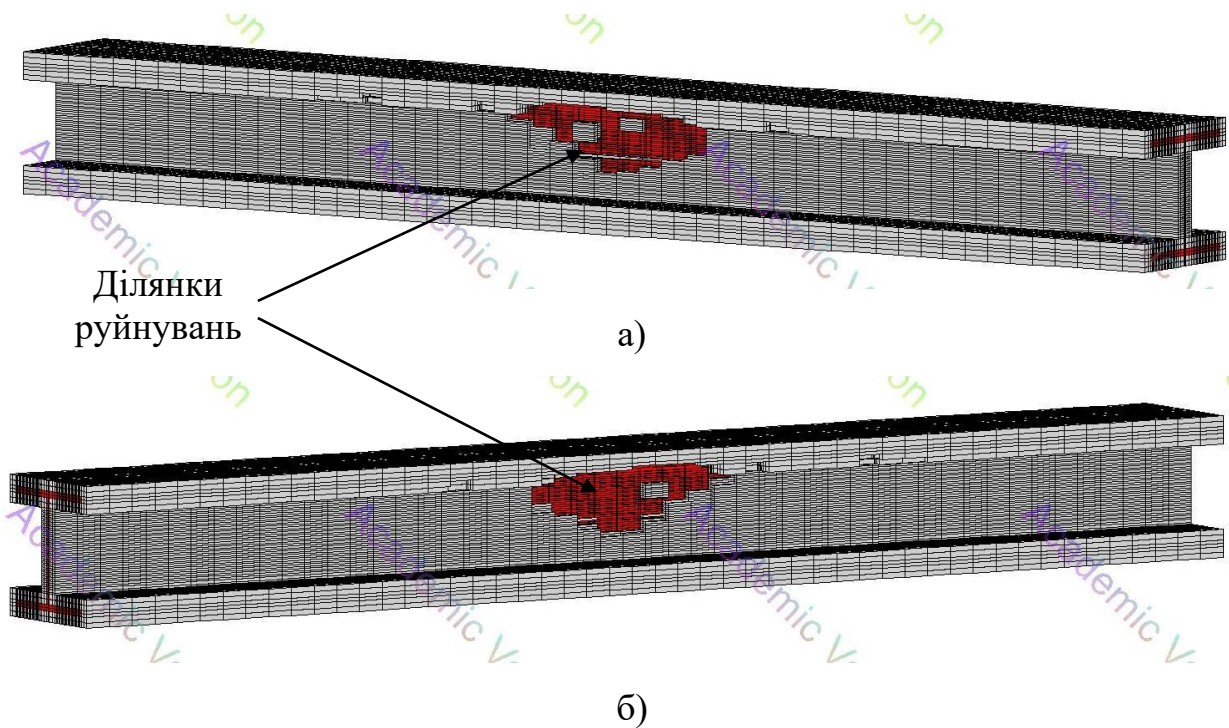


Рис. 3.24 – Скінченно-елементна модель сталевго двотавра з відшаруванням вогнезахисного матеріалу внаслідок вибухового навантаження: а) вид з лівого боку; б) вид з правого боку

Для елементів із пошкодженням/зруйнованим вогнезахистом виконують розрахунок температурних полів з урахуванням змінених граничних умов, а отримані температури використовують для коригування температурозалежних міцнісних характеристик матеріалів для подальшого оцінювання стійкості конструктивної системи в умовах післявибухової стандартної пожежі.

Отримані температурні поля є вихідною основою для подальшого коригування фізико-механічних характеристик матеріалів у розрахунковій моделі.

Для залізобетонних елементів зниження міцності та жорсткості бетону й арматури приймається відповідно до положень EN 1992-1-2, а для сталевих

елементів – відповідно до EN 1993-1-2. Це забезпечує перехід від теплотехнічного аналізу до механічного розрахунку з урахуванням фактичного напружено-деформованого стану конструкцій за умов високотемпературного впливу.

Теплофізичні характеристики вогнезахисних матеріалів були отримані за допомогою вирішення задачі зворотної теплопровідності на основі проведених виробником [164] натурних експериментів і наведені в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 – Нелінійні теплофізичні властивості вогнезахисного матеріалу «Аммокоте GP-240»

Назва матеріалу	Щільність, кг/м ³ при вологості не більше 1,5%	Значення коефіцієнтів теплопровідності λ , Вт/(м·К) та теплоємності c , Дж/(кг·°C) за різних температурах, T, °C		
		T	20	1000
Вогнезахисна штукатурка «Аммокоте GP-240»	450	λ	0,247	
		c	840	

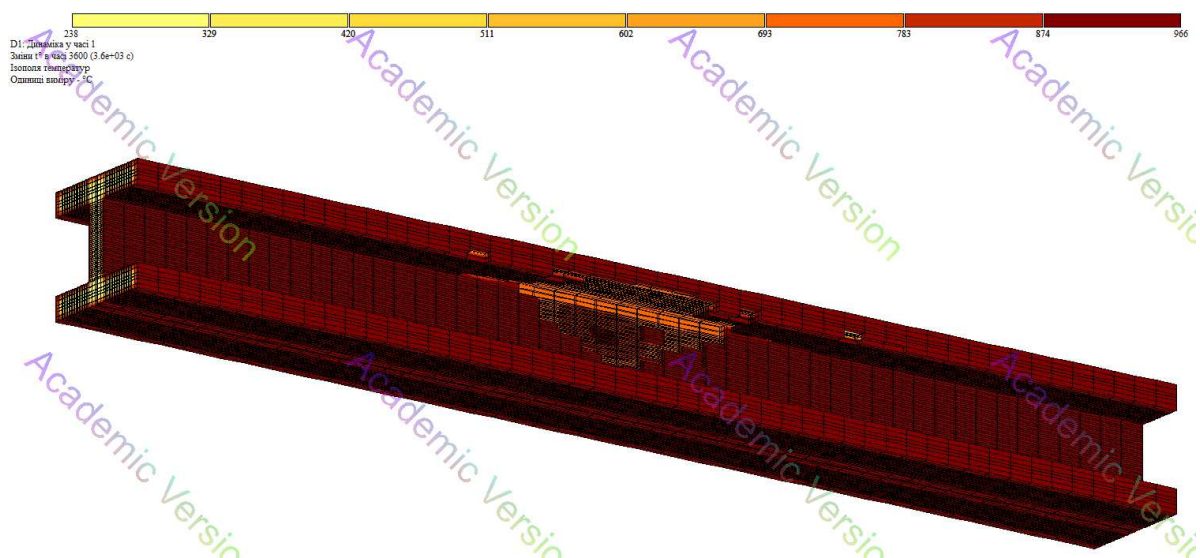


Рис. 3.25 – Скінченно-елементна модель розподілу температури по сталевому двотаврі з пошкодженим вогнезахистом

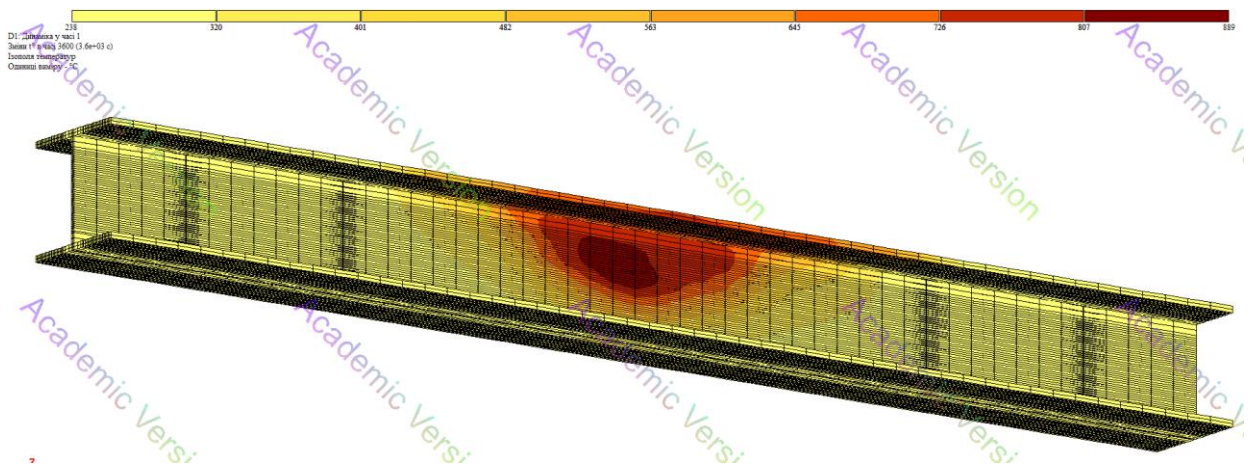


Рис. 3.26 – Скінченно-елементна модель розподілу температури в сталевому двотаврі

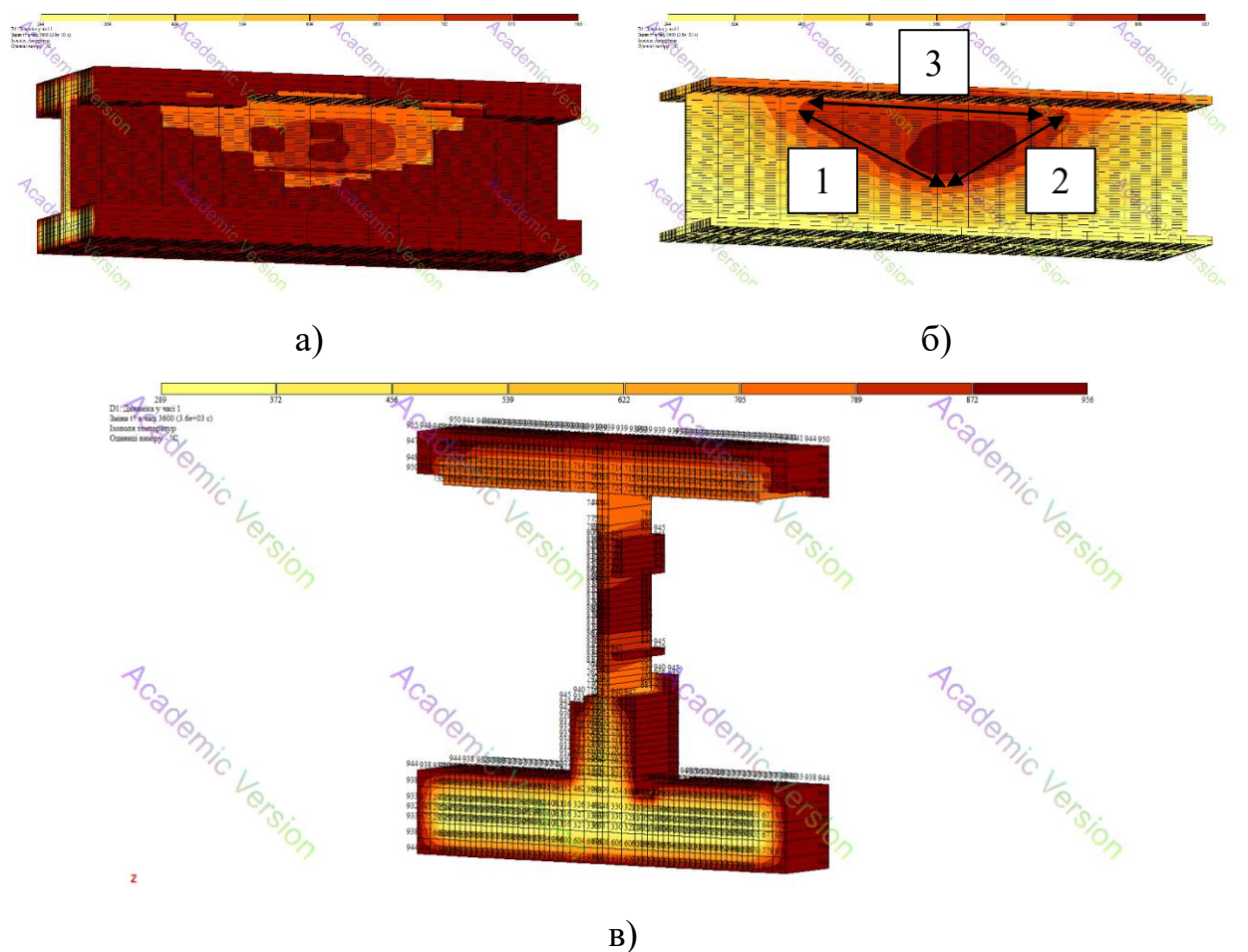


Рис. 3.27 – Скінченно-елементна модель розподілу температури у фрагментах сталевому двотаврі: а) з пошкодженим вогнезахистом; б) в сталевому двотаврі; в) поперечному перерізі в зоні пошкодженого вогнезахисту

За умов стандартного температурного впливу тривалістю 60 хв температура сталевого двотавра в непошкоджених зонах становить близько 250 °С. У місцях пошкодження вогнезахисного покриття фіксується значно інтенсивніше нагрівання: на ділянках довжиною 0,41 м, 0,32 м та 0,56 м температура досягає 750 °С. Водночас у межах локальної зони еліпсоподібної форми розміром 0,18 x 0,10 м температура підвищується до 880 °С. Знижені характеристики сталі, коефіцієнти теплового видовження для цих температур сталевій конструкції наведено у таблиці 3.5.

Таблиця 3.5 – Знижені характеристики арматури А400 залежно від температури нагрівання

№ з/п	T, °C	$k_{sy}(\theta)$	$f_{yk,\theta}$, МПа	$k_{sp}(\theta)$	$f_{sp,\theta}$, МПа	$k_{E_s}(\theta)$	$E_{s\theta}$, МПа	$a_{s,\theta}$, $^{\circ}\text{C}^{-1}\times 10^{-6}$
1	250	1,0	400	0,710	284	0,850	178500	13,1
2	750	0,170	68	0,0625	25	0,110	23100	15,1
3	880	0,070	28	0,040	16	0,072	15120	13,3

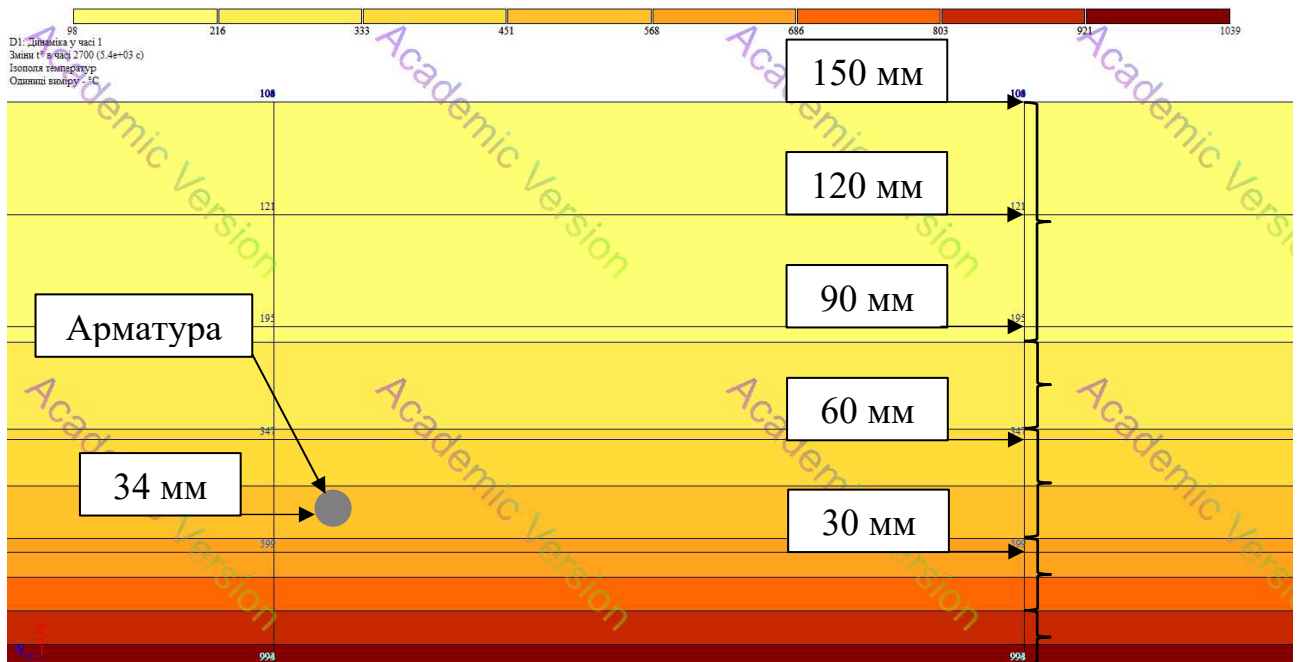


Рис. 3.28 – Схематичне зображення розподілу температурних полів в плиті перекриття 150 мм на 60 хвилині

З отриманого розподілу температурних полів (рис. 3.28) визначено, що стиснута зона перекриття нагріваються до температури, яка не перевищує 260 °С, при цьому температура арматури становить приблизно 465 °С. Знижені характеристики матеріалів, коефіцієнти теплового розширення бетону та видовження арматури для цих температур плит перекриття наведено у таблицях 3.6, 3.7.

Застосовано експоненціальний закон нелінійного деформування бетону та кусково-лінійний закон для опису нелінійного деформування арматурних включень.

Таблиця 3.6 – Знижені характеристики бетону С20/25 залежно від температури нагрівання

Відстань від низу, мм	T, °C	$k_c(\theta)$	$f_{ck,\theta}$, МПа	$k_{E_c}(\theta)$	$E_{ct\theta}$, МПа	$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	$a_{c,\theta}$, $C^{-1} \times 10^{-6}$
30	686	0,47	8,7	0,32	9600	23,9	34,7	17,3
60	385	0,7	13,0	0,56	16800	11,3	30,7	13,4
90	195	0,97	17,9	0,83	24900	5,0	24,2	9,7
120	121	1,0	18,5	0,94	28200	3,4	21,8	9,1
150	108	1,0	18,5	0,99	29700	2,7	20,3	9,1

Таблиця 3.7 – Знижені характеристики арматури А400 залежно від температури нагрівання

Відстань від низу до арматури, мм	T, °C	$k_{sy}(\theta)$	$f_{yk,\theta}$, МПа	$k_{sp}(\theta)$	$f_{sp,\theta}$, МПа	$k_{E_s}(\theta)$	$E_{s\theta}$, МПа	$a_{s,\theta}$, $C^{-1} \times 10^{-6}$
34	465	0,86	343	0,38	152	0,64	133350	15,6

Визначені температурні режими залізобетонних і сталевих елементів, а також відшарування вогнезахисного облицювання формують вихідні дані для

подальшого чисельного моделювання роботи несучої системи будівлі в умовах пожежі після вибуху. На наступному етапі ці дані використовуються для коригування розрахункової моделі, у якій враховується температурна зміна характеристик матеріалів, вплив локального пошкодження вогнезахисного шару на загальну вогнестійкість конструктивної системи.

За результатами розрахунку напружено-деформованого стану будівлі зафіксовано значні переміщення конструкцій та встановлено, що колона з пошкодженим вогнезахистом, для якої задано знижені характеристики міцності на 60-й хвилині впливу пожежі, втрачає несучу здатність. Це призводить до локального руйнування покриттів 2-го, 3-го та 4-го поверхів, зона якого наведена на рис. 3.29. Визначена зона руйнування становить близько 92 м² на кожному поверсі.

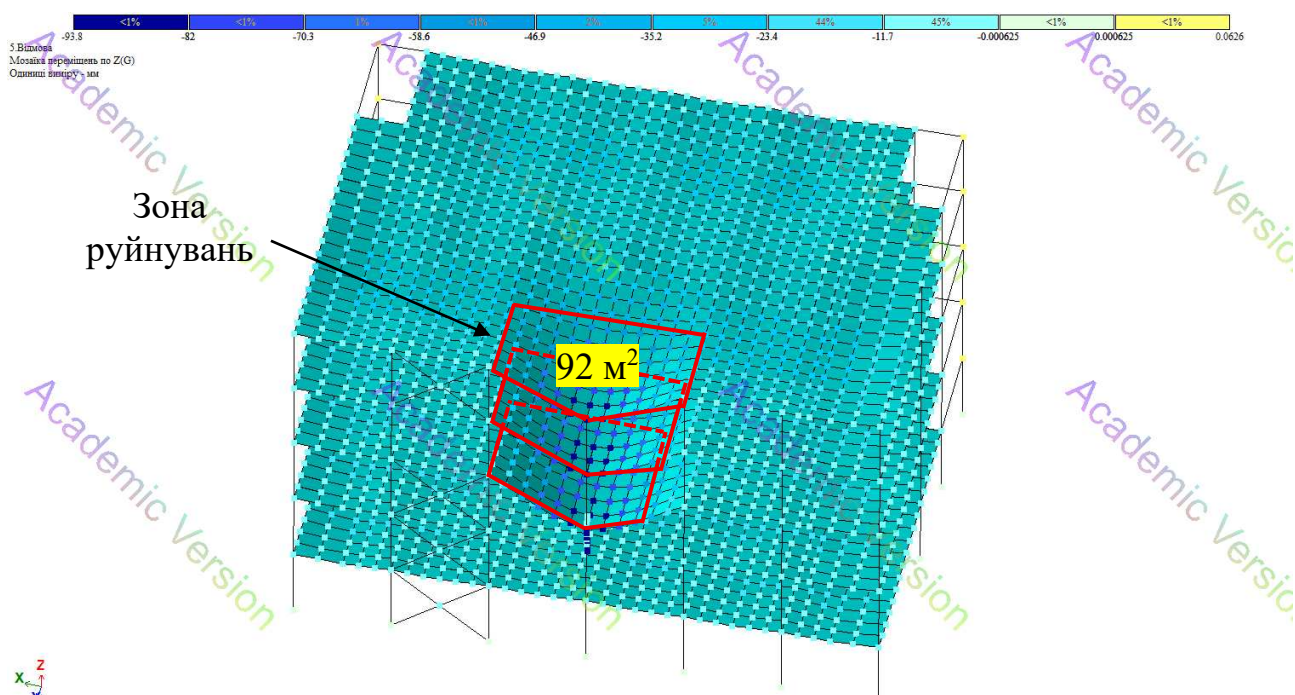


Рис. 3.29 – Результати напружено-деформованого стану будівлі в умовах пожежі тривалістю 60 хв

Заключний етап передбачає порівняння отриманих результатів із прийнятими критеріями стійкості та формування висновку щодо забезпечення захищеності будівлі від аварійних навантажень, пов'язаних із зовнішнім

вибухом і подальшою пожежею. Під час оцінки враховується, чи не призводить прийнятий сценарій до повного руйнування об'єкта, чи зберігається структурна цілісність несучої системи, систем вогнезахисту для елементів є найбільш уразливими, а також наскільки суттєво змінюються переміщення і деформації порівняно з нормальними умовами експлуатації.

Для розглянутого розрахункового випадку встановлено, що вибухове навантаження призводить до часткового руйнування вогнезахисного шару колони (рис. 3.25). В умовах подальшого розвитку пожежі це спричиняє втрату її несучої здатності та настання локального руйнування перекриттів 2-го, 3-го та 4-го поверхів (рис. 3.29) площею близько 92 м² кожне.

Як інженерний захід запропоновано збільшення відстані розміщення антидронного захисного екрана з 3 м до 4 м. За результатами моделювання встановлено, що за такого рішення забезпечується збереження цілісності системи вогнезахисту колони внаслідок зменшення інтенсивності впливу вибухового навантаження. Руйнування конструкцій в умовах подальшої пожежі відбувається в межах часу, що відповідає їх мінімальним класам вогнестійкості. Отже, запропонований інженерний захід є обґрунтованим, оскільки забезпечує виконання основної вимоги пожежної безпеки – збереження несучої здатності будівельних конструкцій упродовж визначеного проміжку часу [164].

Розроблена комп'ютерна модель у програмному комплексі LIRA-FEM забезпечує реалізацію запропонованої методики оцінювання стійкості вогнезахисених сталевих конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних зі зовнішнім вибухом та пожежею. На відміну від існуючих підходів, у моделі враховано часову послідовність аварійних впливів, просторову взаємодію елементів конструктивної системи, фізичну нелінійність матеріалів, локальні післявибухові пошкодження конструкцій і систем вогнезахисту, а також температурну зміну характеристик матеріалів будівельних конструкцій. Модель дає змогу обґрунтовано оцінити стійкість будівель та здійснити вибір конструктивних та інженерно-технічних заходів, спрямованих на підвищення стійкості будівель.

Висновки до розділу 3

1. Розроблено методику оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень, пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею. Методика охоплює повний цикл чисельного дослідження роботи будівлі: створення розрахункової та скінченно-елементної моделі, призначення характеристик матеріалів, задання нормативних навантажень, формування аварійного сценарію вибуху, коригування розрахункової моделі з урахуванням локальних післявибухових пошкоджень, формування сценарію післявибухової пожежі, визначення конструкцій, які піддаються тепловому впливу, розв'язання задачі нестационарної теплопровідності та зміну фізико-механічних характеристик матеріалів залежно від температури, можливе локальне руйнування вогнезахисного покриття.

2. Розроблена комп'ютерна модель у програмному комплексі LIRA-FEM, яка забезпечує реалізацію запропонованої методики. Модель дозволяє визначати напружено-деформований стан конструктивної системи будівлі в умовах зовнішнього вибуху та пожежі, а за результатами розрахунку робити висновок про загальну стійкість будівлі до аварійних впливів. Разом із цим модель дозволяє проводити розрахункову оцінку ефективності прийнятих інженерно-технічних заходів, спрямованих на зменшення наслідків вибухового та високотемпературного впливу і забезпечення загальної стійкості будівлі.

РОЗДІЛ 4. РОЗРОБКА РЕКОМЕНДАЦІЙ ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ НЕСУЧИХ СТАЛЕВИХ ВОГНЕЗАХИЩЕНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДО ВПЛИВУ ЗОВНІШНЬОГО ВИБУХУ ТА ПОЖЕЖІ. ОЦІНКА ЕФЕКТИВНОСТІ

Для вирішення четвертого наукового завдання розроблені підходи щодо забезпечення стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до аварійних впливів пов'язаних зі зовнішнім вибухом та пожежею, здійснено оцінювання ефективності запропонованої методики.

4.1. Підходи щодо забезпечення стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до зовнішнього вибуху та пожежі

Для забезпечення стійкості будівель із несучими сталевими вогнезахисними конструкціями до аварійних впливів пов'язаних із зовнішнім вибухом та подальшим розвитком пожежі, необхідно застосовувати комплекс взаємопов'язаних технічних та конструктивних заходів. Особливість такого аварійного сценарію полягає в послідовній дії двох небезпечних чинників: спочатку вибухове навантаження може спричинити локальне пошкодження несучих елементів, вузлів з'єднання та вогнезахисного шару, а на наступній стадії пожежа призводить до нагрівання сталі, зниження її міцнісних і деформаційних характеристик та втрати залишкової несучої здатності конструктивної системи.

У звичайних умовах система вогнезахисту розглядається як засіб забезпечення нормованої межі вогнестійкості сталевих конструкцій. Однак за наявності попереднього вибухового впливу її працездатність може бути частково або повністю порушена внаслідок відшарування, розтріскування, локального оголення сталевій поверхні або втрати розрахункової товщини захисного шару. У такому випадку подальша пожежа діє вже не на конструкцію з повністю збереженим вогнезахистом, а на пошкоджену конструктивну

систему, що суттєво зменшує фактичний час досягнення критичної температури сталі. З огляду на це практичні рекомендації мають бути спрямовані не лише на підвищення опору сталевих конструкцій вибуховому навантаженню, а й на збереження функціональної придатності вогнезахисних матеріалів після вибухового впливу та недопущення розвитку локального руйнування та як наслідок прогресуючого обвалення будівлі.

Запропоновані рекомендації доцільно розглядати як багаторівневу систему захисту. Перший рівень спрямований на зменшення інтенсивності вибухового впливу на будівлю. Другий рівень передбачає збереження функціональної придатності вогнезахисного шару після імпульсного навантаження. Третій рівень пов'язаний із підвищенням конструктивної живучості будівлі шляхом визначення, підсилення та резервування ключових несучих елементів.

З урахуванням отриманих результатів до основних напрямів удосконалення конструктивного захисту доцільно застосовувати:

1. Улаштування переддетонаційних екранів як заходу фізичного захисту, спрямованого на зменшення надлишкового тиску вибуху, на відстанях, визначених за методикою з урахуванням умови збереження вогнезахисту будівельних конструкцій.

2. Підвищення стійкості вогнезахисту до вибухового впливу шляхом покращення адгезійних властивостей вогнезахисних покриттів та їх армування.

3. Визначення, підсилення і резервування ключових несучих елементів, втрата несучої здатності яких може призвести до значних локальних або загальних руйнувань будівлі.

4.1.1. Заходи щодо зменшення вибухового впливу на будівельні конструкції

Одним із напрямів підвищення стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій є зменшення рівня вибухового навантаження, що

діє на будівлю. До таких заходів належать улаштування переддетонаційних екранів, захисних бар'єрів, огорожувальних конструкцій, елементів інженерного захисту або інших технічних рішень, спрямованих на збільшення ефективної відстані між джерелом вибуху та несучими конструкціями.

Переддетонаційний екран можна розглядати як елемент фізичного захисту, призначений для зменшення параметрів вибухової хвилі, що досягає будівлі. Його застосування дає змогу знизити надлишковий тиск, імпульс і локальний механічний вплив на сталеві елементи та вогнезахист. Зменшення вибухового впливу може обмежити пошкодження сталевих конструкцій, а також знизити ризик відшарування або руйнування вогнезахисного шару.

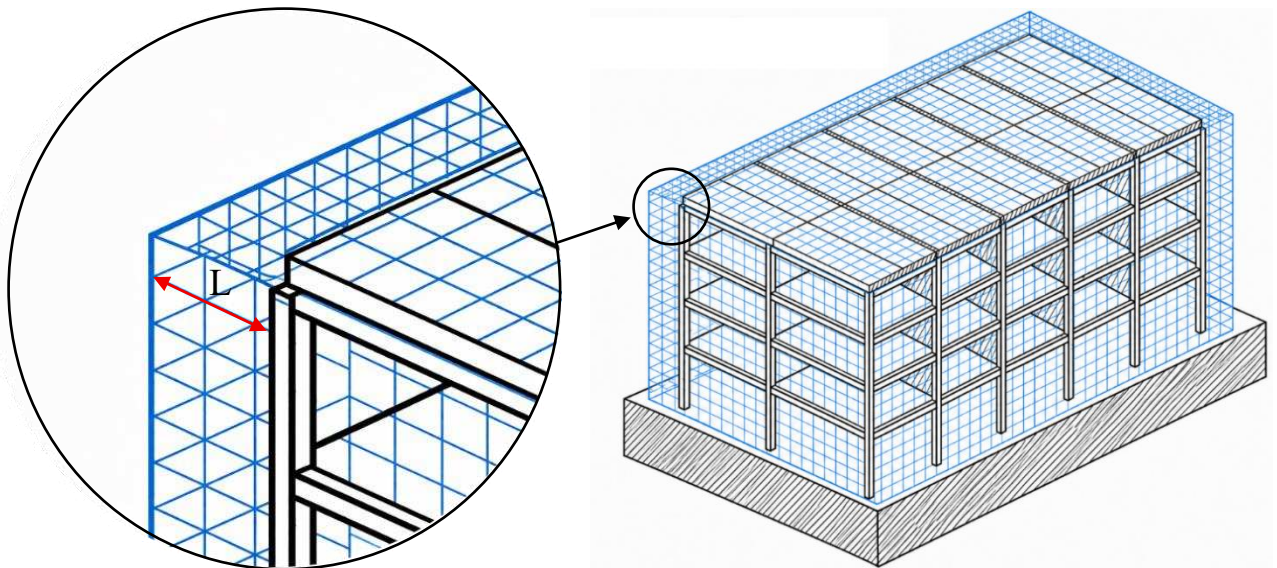


Рис. 4.1 – Схема розміщення переддетонаційного екрана відносно джерела вибуху та будівлі

Відстань L розміщення переддетонаційного екрана відносно будівлі має визначатися за Методикою, розробленою у розділі 3. При цьому доцільно виходити з умови, що після дії вибухової хвилі вогнезахисне покриття на несучих конструкціях повинно зберігати свою функціональну придатність або мати такий рівень пошкодження, який не призводить до втрати нормованої чи розрахункової межі вогнестійкості.

Переддетонаційні екрани можуть бути ефективними для захисту фасадних колон, зовнішніх сталевих рам, відкритих несучих елементів, конструкцій входів, технічних зон, а також ділянок, розташованих поблизу потенційних джерел аварійного вибуху.

Екрани не повинні перешкоджати евакуації людей, доступу пожежно-рятувальних підрозділів, роботі інженерних систем, проїзду спеціальної техніки та не повинні створювати додаткової небезпеки уламкового пошкодження.

Улаштування переддетонаційних екранів доцільно розглядати як перший рівень захисту, спрямований на зниження початкового пошкодження конструктивної системи ще до початку можливої пожежі.

4.1.2. Заходи спрямовані на запобігання руйнуванню вогнезахисних матеріалів від вибухового впливу

Підвищення стійкості несучих сталевих конструкцій також пов'язане зі збереженням працездатності вогнезахисних матеріалів після вибухового впливу. Стан вогнезахисту впливає на швидкість нагрівання сталі під час подальшої пожежі та час досягнення критичної температури.

Пошкодження вогнезахисного шару під час вибуху може проявлятися у вигляді відшарування покриття від сталеві поверхні, розтріскування, зсувного руйнування, локального відривання фрагментів, порушення суцільності шару або втрати зчеплення між окремими шарами багат шарової системи.

Для зменшення ризику пошкодження вогнезахисного шару під час вибухового впливу доцільно передбачати такі заходи:

1. Підвищення адгезії вогнезахисного матеріалу до сталеві поверхні. Адгезія є параметром, який визначає здатність вогнезахисного шару зберігати зчеплення зі сталевим елементом під дією імпульсного навантаження. Недостатнє зчеплення покриття з основою може спричинити його відшарування навіть за помірних деформацій конструкції.

2. Армування вогнезахисного шару. Армування вогнезахисних матеріалів може підвищувати їхню механічну стійкість до вибухових впливів. Армувальні сітки, волокна або комбіновані армувальні структури зменшують імовірність розтріскування, локального відшарування та зсувного руйнування покриття. Такий захід доцільно застосовувати на ділянках, де очікуються підвищені деформації або локальний вибуховий вплив, зокрема поблизу вузлів з'єднання, в опорних частинах балок, у нижніх поясах сталевих елементів, фасадних колонах, а також у конструкціях, розташованих з боку можливого джерела вибуху.

3. Механічне закріплення вогнезахисного покриття. На ділянках із підвищеним ризиком пошкодження може застосовуватися додаткове механічне закріплення вогнезахисного шару. Воно може виконуватися за допомогою металевих сіток, анкерних елементів, кріпильних деталей або захисного облицювання.

Механічне закріплення доцільне для конструкцій, що можуть зазнавати вибухового навантаження, а також для товстошарових вогнезахисних матеріалів, які мають більшу масу та можуть бути чутливими до інерційного відриву. Крім того, цей захід може застосовуватися для конструкцій зі складною геометрією, виступаючими елементами, ребрами жорсткості або вузловими з'єднаннями.

4.1.3. Визначення, підсилення і резервування ключових несучих елементів

Третім напрямом забезпечення стійкості будівель до зовнішнього вибуху з подальшою пожежею є визначення, підсилення та резервування ключових несучих елементів. Напрямок має особливе значення для запобігання прогресуючому обваленню, оскільки локальне пошкодження окремого елемента може спричинити перерозподіл зусиль, втрату просторової жорсткості та послідовне руйнування суміжних конструкцій.

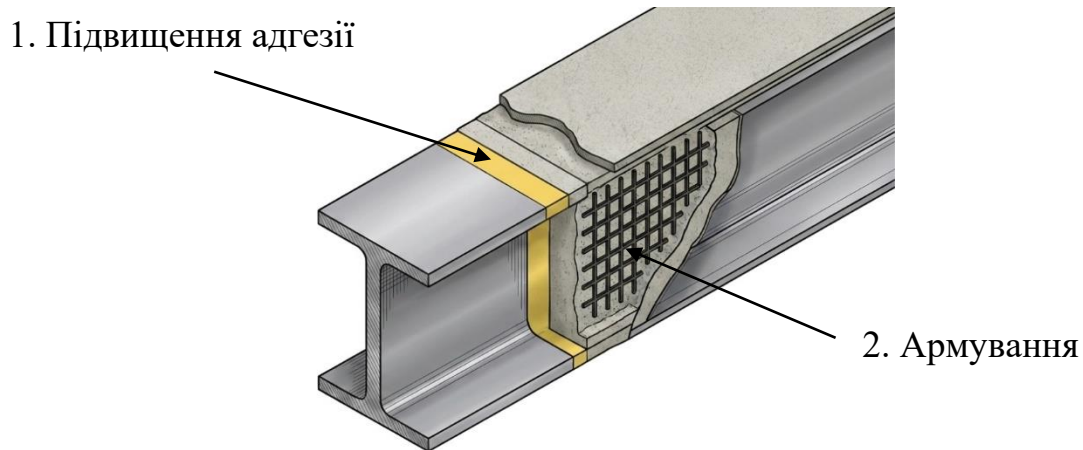


Рис. 4.2 – Заходи щодо підвищення стійкості вогнезахисного шару до вибухового впливу

До несучих елементів, що потребують першочергового оцінювання, доцільно відносити конструкції, які відповідають одній або кільком ознакам: сприймають значну частину вертикального навантаження; забезпечують просторову жорсткість каркаса; розташовані в зоні ймовірного вибухового впливу; мають обмежені можливості перерозподілу зусиль після пошкодження; у разі втрати несучої здатності можуть спричинити непропорційне руйнування суміжних конструкцій.

До них можуть належати:

- колони нижніх поверхів;
- крайні та кутові колони;
- несучі балки, що сприймають значні вертикальні навантаження;
- вузли з'єднання колон і балок;
- елементи просторової жорсткості;
- вертикальні та горизонтальні в'язі;
- елементи, що забезпечують альтернативні шляхи передавання навантажень.

Визначення таких елементів має виконуватися на основі аналізу конструктивної схеми будівлі, характеру навантажень, результатів комп'ютерного моделювання за розробленою Методикою.

Підсилення ключових елементів може здійснюватися шляхом збільшення їхньої несучої здатності, підвищення жорсткості, посилення вузлів з'єднання, улаштування додаткових в'язей, застосування дублюючих елементів.

Для сталевих конструкцій особливу увагу слід приділяти вузлам, оскільки саме вони забезпечують перерозподіл зусиль у разі локального пошкодження окремих елементів.

Резервування конструктивної системи передбачає створення таких умов, за яких навіть у разі пошкодження або втрати одного несучого елемента навантаження може бути передане на суміжні елементи без розвитку прогресуючого обвалення. Для цього доцільно забезпечувати просторову зв'язаність каркаса, достатню роботу горизонтальних і вертикальних в'язей, наявність альтернативних шляхів передавання навантажень, а також здатність вузлів сприймати додаткові зусилля після локального пошкодження.

Підвищення живучості будівлі пов'язане із забезпеченням альтернативних шляхів передавання навантажень. За локального пошкодження окремого елемента конструктивна система повинна зберігати здатність до перерозподілу зусиль на суміжні елементи без втрати загальної стійкості.

У будівлях зі сталевим каркасом альтернативні шляхи передавання навантажень можуть забезпечуватися за рахунок:

- підсилення вузлів балка-колона;
- збільшення пластичної здатності з'єднань;
- улаштування додаткових в'язей;
- підвищення жорсткості дисків перекриття;
- дублювання окремих несучих елементів;
- посилення колон у зоні ймовірного вибухового впливу;
- застосування конструктивних рішень, які допускають перерозподіл зусиль після локального пошкодження.

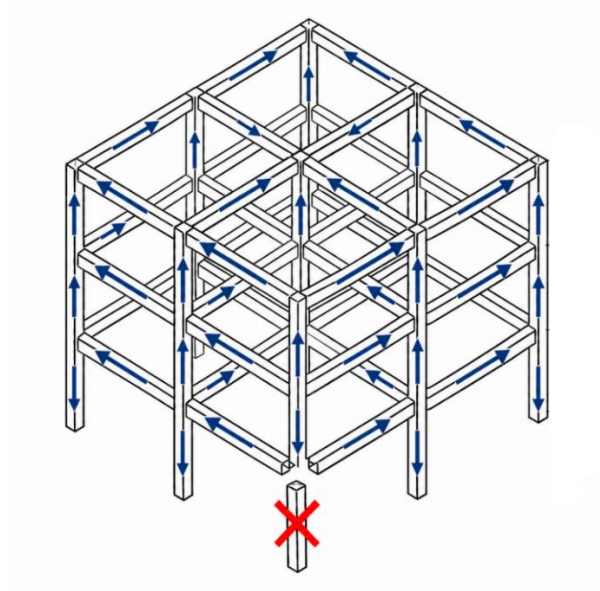


Рис. 4.3 – Схема перерозподілу зусиль у сталевому каркасі після локального пошкодження несучого елемента

Узагальнені практичні рекомендації щодо забезпечення стійкості сталевих вогнезахисних конструкцій до зовнішнього вибуху з подальшою пожежею наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Практичні рекомендації щодо забезпечення стійкості сталевих вогнезахисних конструкцій до зовнішнього вибуху із подальшою пожежею

№ з/п	Напрямок захисту	Мета застосування	Основні технічні рішення	Очікуваний результат
1.	Зменшення вибухового впливу	Обмеження рівня надлишкового тиску та імпульсу, що діє на конструкції	Переддетонаційні екрани, захисні бар'єри, збільшення відстані до джерела вибуху	Зниження рівня пошкодження сталевих елементів і вогнезахисту
2.	Підвищення адгезії вогнезахисту	Запобігання відшаруванню покриття від сталеві поверхні	Якісна підготовка поверхні, ґрунтування, контроль адгезійної міцності	Збереження зчеплення вогнезахисного шару з основою

Продовження таблиці 4.1.

3.	Армування вогнезахисного шару	Підвищення механічної стійкості покриття	Армувальні сітки, волокна, комбіновані армувальні структури	Зменшення ризику розтріскування, зсуву та локального відшарування
4.	Механічне закріплення вогнезахисту	Обмеження відриву покриття під час вибухового навантаження	Анкери, металеві сітки, захисне облицювання	Збереження вогнезахисного шару на критичних ділянках
5.	Підсилення ключових елементів	Підвищення залишкової несучої здатності конструкцій	Додаткові в'язі, підсилення вузлів	Зменшення ризику локального руйнування
6.	Резервування конструктивної системи	Забезпечення альтернативних шляхів передавання навантажень	Дублюючі елементи, просторові в'язі, підвищення жорсткості вузлів	Недопущення прогресуючого обвалення

Таким чином, забезпечення стійкості сталевих вогнезахисених конструкцій до зовнішнього вибуху з подальшою пожежею має здійснюватися на основі комплексного підходу. Такий підхід передбачає одночасне зменшення вибухового впливу, збереження функціональної придатності вогнезахисту, підсилення ключових несучих елементів та забезпечення конструктивної стійкості будівлі. Запропоновані практичні рекомендації дозволяють перейти від оцінювання окремих аварійних впливів до аналізу послідовного сценарію «зовнішній вибух – пошкодження конструкцій і вогнезахисту – подальша пожежа – зниження залишкової несучої здатності – ризик прогресуючого обвалення. Даний підхід є доцільним для оцінювання та підвищення безпеки будівель ОКІ зі сталевими вогнезахисеними конструкціями в умовах

комбінованих аварійних впливів. За результатами розрахункових та теоретичних досліджень встановлено, що забезпечення несучої здатності сталевих вогнезахищених конструкцій до зовнішнього вибуху з подальшою пожежею потребує реалізації комплексу технічних заходів. Основними з них є зменшення рівня вибухового впливу за рахунок переддетонаційних екранів, підвищення механічної стійкості та адгезійної міцності вогнезахисту, армування або механічне закріплення вогнезахисного шару, а також підсилення і резервування ключових несучих елементів. Найбільш небезпечним наслідком зовнішнього вибуху є не лише безпосереднє пошкодження сталевих конструкцій, а й часткова або повна втрата вогнезахисного шару, що під час подальшої пожежі може призвести до швидкого нагрівання сталі та передчасної втрати несучої здатності. Запропоновані рекомендації можуть бути використані для підвищення конструктивної стійкості будівель, зменшення ризику прогресуючого обвалення та забезпечення необхідного рівня пожежної безпеки будівель зі сталевими несучими конструкціями в умовах комбінованої дії аварійних впливів.

4.2. Визначення ефективності методики оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахищених конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею

Ефективність запропонованої методики оцінено на прикладі п'ятиповерхової будівлі об'єкта критичної інфраструктури. Для цього виконано оцінювання рівня захищеності будівлі від руйнувань за умов дії аварійних впливів, проведено порівняння можливих витрат на відновлення з витратами на реалізацію захисних заходів, а також обґрунтовано доцільність заходів, спрямованих на підвищення рівня її захисту. Як розрахунковий аварійний сценарій розглянуто зовнішній вибух, ініційований влучанням БпЛА з вибуховою речовиною масою 50 кг у тротиловому еквіваленті в захисний екран, розташований на відстані 3 м від будівлі, враховано виникнення пожежі,

спричиненої розльотом осколків. За результатами чисельного моделювання, проведеного у розділі 3, встановлено, що прийняті інженерно-технічні рішення для будівлі об'єкта критичної інфраструктури зі сталевим каркасом, залізобетонними перекриттями товщиною 150 мм та сталевими діафрагмами жорсткості не забезпечують необхідного рівня захищеності до руйнувань. Визначено, що внаслідок пошкодження шару вогнезахисту вибуховим впливом та подальшого розвитку пожежі відбулася втрата несучої здатності сталеві колони. Це призвело до локального руйнування перекриттів 2-го, 3-го та 4-го поверхів, при цьому площа руйнування на кожному з цих рівнів становила 92 м². Для забезпечення належного рівня захисту шляхом збільшення відстані від осередку вибуху до зовнішніх стін будівлі, а також для порівняння ефективності запропонованої методики, виконано три розрахункові сценарії. У всіх сценаріях початкові умови – параметри вибуху та пожежі, конструктивна схема будівлі, навантаження, армування та фізико-механічні характеристики матеріалів – залишалися незмінними. Варіювалася лише відстань розташування антидронного захисного екрана від поверхні зовнішніх стін будівлі – L , м (рис. 4.4).

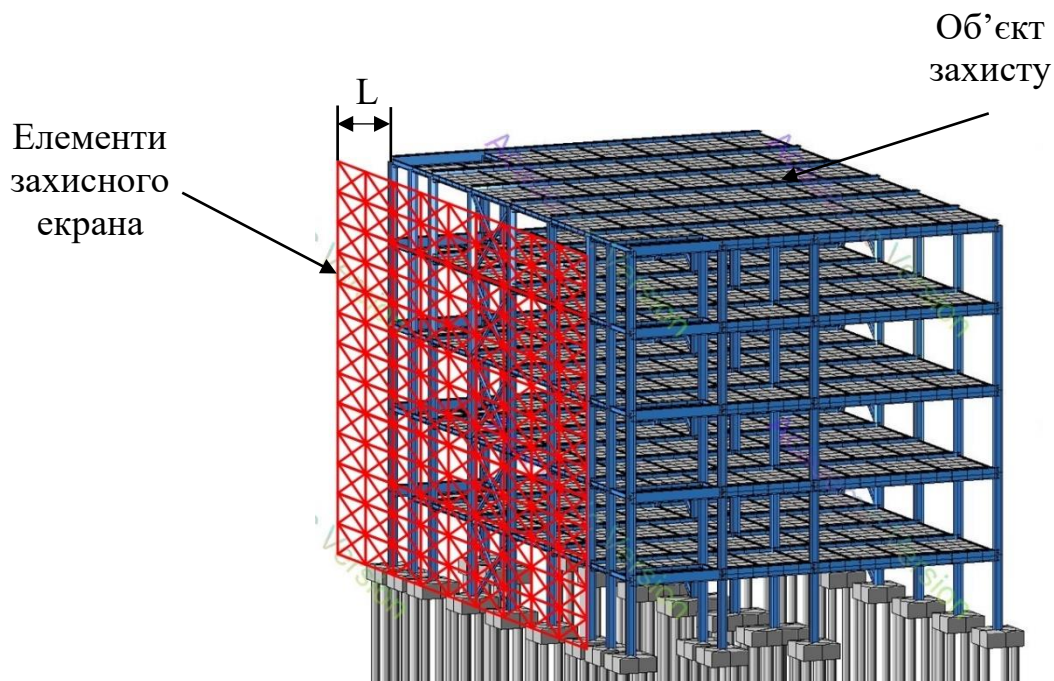
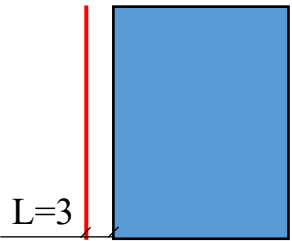
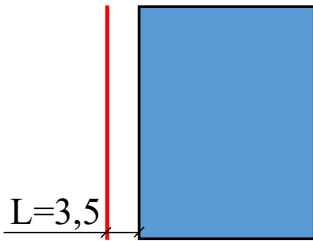
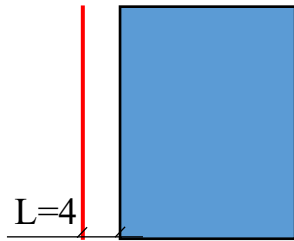
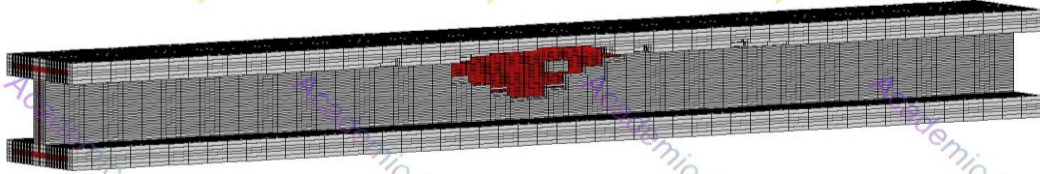
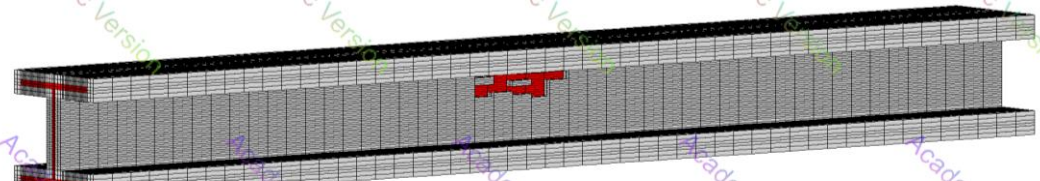
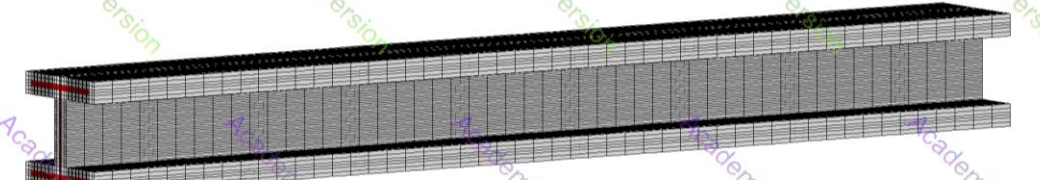
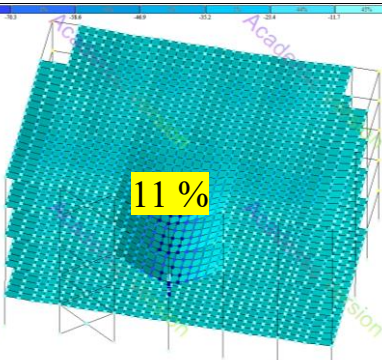
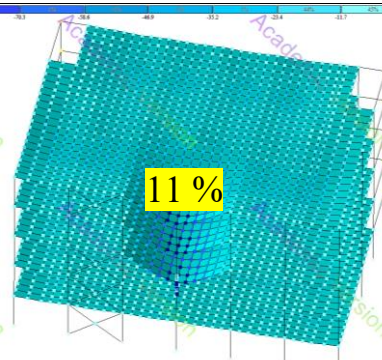
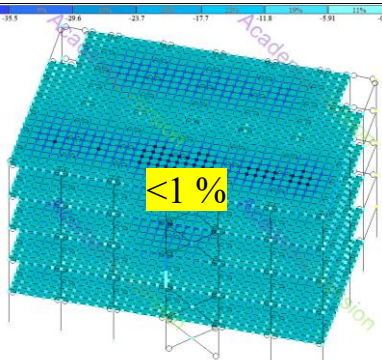


Рис. 4.4 – Схематичне розміщення антидронного захисного екрана відносно будівлі об'єкта захисту з однієї сторони

Таблиця 4.2 – Результати розрахунків розташування антидронного захисного екрана від поверхні зовнішніх стін за різних відстаней – L , м

Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
Розташування антидронного захисного екрана від об'єкта захисту		
		
Післявибуховий стан системи вогнезахисту несучих конструкцій		
Варіант 1		
Варіант 2		
Варіант 3		
Результати напружено-деформованого стану будівлі		
Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
		
Руйнування колони та частини пекриття	Руйнування колони та частини пекриття	Незначні локальні руйнування, тріщини

Аналіз отриманих результатів показує, що збільшення відстані між захисним екраном та зовнішньою поверхнею будівлі є визначальним параметром зниження наслідків комбінованого аварійного впливу. Для варіантів 1 та 2, за відстані $L = 3,0$ м і $L = 3,5$ м, характер пошкоджень залишається критичним – відбувається руйнування сталеві колони та частини перекриттів, що підтверджує недостатність такого просторового резерву для запобігання розвитку локального руйнування. За варіанта 3, коли відстань збільшено до $L = 4,0$ м, зафіксовано лише локальні пошкодження у вигляді тріщин, а відносний показник пошкодження зменшується до значення менше 1 %.

Отже, збільшення відстані вибуху від $L = 3,0$ – $3,5$ м до $L = 4,0$ м забезпечує не лише кількісне зменшення рівня пошкоджень, а й якісну зміну сценарію роботи конструктивної системи. У перших двох варіантах пошкодження шару вогнезахисту, подальший розвиток пожежі та нагрівання сталеві колони формують послідовність подій, що завершується втратою несучої здатності окремого вертикального несучого елемента. У третьому варіанті ця критична послідовність переривається: несуча система зберігає загальну просторову стійкість, а пошкодження не переходять у стадію руйнування перекриттів.

Таблиця 4.3 – Узагальнена оцінка ефективності варіантів розташування антидронових захисних екранів

Критерій оцінювання	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
	$L = 3,0$ м	$L = 3,5$ м	$L = 4,0$ м
Стан несучої системи після комбінованого впливу	Втрата несучої здатності колони; руйнування частини перекриттів	Втрата несучої здатності колони; руйнування частини перекриттів	Несуча система зберігає просторову стійкість; незначні тріщини
Показник пошкодження за результатами моделювання	11 %	11 %	< 1 %

Продовження таблиці 4.3.

Характер пошкоджень	Критичний, з розвитком локального руйнування	Критичний, з розвитком локального руйнування	Обмежений, без переходу до руйнування перекриттів
Орієнтовний обсяг відновлювальних робіт	Значний: відновлення колони, перекриттів, вогнезахисту та суміжних конструкцій	Значний: відновлення колони, перекриттів, вогнезахисту та суміжних конструкцій	Локальний: ремонт тріщин
Оцінка ефективності	Недостатня	Недостатня	Достатня для прийнятого розрахункового сценарію
Вартість реалізації захисного рішення, грн	2 402074	2 554518	2 701369

Економічний критерій ефективності методики визначається співвідношенням між витратами на реалізацію захисних заходів та очікуваними втратами, пов'язаними з відновленням конструкцій після аварійного впливу. Розрахунки вартості впровадження захисних рішень виконано за допомогою програмного комплексу АВК-5 версії 3.4.1.1. Узагальнені техніко-економічні показники варіантів конструктивних рішень наведено в додатку В.

Загальна вартість будівлі становить 55 602 732 грн. Орієнтовні витрати, пов'язані з ліквідацією наслідків руйнування конструкцій за критичного сценарію, становлять 4 715 875 грн.

Для варіантів 1 та 2 витрати на відновлення пов'язані не лише з ремонтом пошкодженого вогнезахисту, а й з необхідністю відновлення сталеві колони, ділянок перекриттів 2-го, 3-го та 4-го поверхів із сумарною площею руйнування 276 м², а також суміжних конструкцій та інженерних систем. Це суттєво

збільшує обсяг ремонтно-відновлювальних робіт, тривалість відновлення експлуатаційної придатності будівлі та потенційні економічні втрати.

Для варіанта 3 обсяг відновлювальних робіт обмежується локальним ремонтом тріщин, перевіркою технічного стану елементів каркаса. Незважаючи на те, що вартість реалізації варіанта $L = 4,0$ м є більшою порівняно з варіантами $L = 3,0$ м та $L = 3,5$ м, додаткові витрати є обґрунтованими, оскільки вони дозволяють запобігти втраті несучої здатності колони та руйнуванню перекриттів.

Порівняння вартості варіантів показує, що збільшення відстані розташування захисного екрана з 3,0 м до 4,0 м потребує додаткових витрат у розмірі 299 295 грн. Водночас потенційні витрати на ліквідацію наслідків руйнування становлять 4 715 875 грн. Отже, додаткові витрати на збільшення просторового резерву є значно меншими за можливі втрати від руйнування конструктивної системи, що підтверджує економічну доцільність прийняття варіанта 3.

Таким чином, результати розрахункових сценаріїв підтверджують ефективність запропонованої методики оцінювання захищеності будівель від комбінованих аварійних впливів пов'язаних із вибухом та пожежею. Методика дає змогу не лише спрогнозувати рівень пошкодження конструктивної системи, а й обґрунтувати раціональні параметри захисних заходів з урахуванням технічних та економічних критеріїв.

Висновки до розділу 4

1. Запропоновані підходи щодо забезпечення стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до комбінованої дії зовнішнього вибуху та подальшої пожежі базуються на багаторівневому підході до захисту будівлі. Основними напрямками підходу є зменшення інтенсивності вибухового впливу шляхом улаштування переддетонаційних або антидронових захисних екранів, забезпечення збереження функціональної придатності вогнезахисного шару

після імпульсного навантаження, а також визначення, підсилення та резервування ключових несучих елементів. Обґрунтовано, що найбільш небезпечним наслідком вибуху є не лише безпосереднє пошкодження сталевих елементів, а й часткова або повна втрата вогнезахисту, що за умов подальшої пожежі прискорює нагрівання сталі, знижує її залишкову несучу здатність і може стати передумовою розвитку локального руйнування або прогресуючого обвалення будівлі.

2. Проведене оцінювання ефективності запропонованої методики на прикладі п'ятиповерхової будівлі об'єкта критичної інфраструктури підтвердило її придатність для обґрунтування раціональних захисних рішень за сценарієм зовнішній вибух та пожежа. Встановлено, що при розміщенні захисного екрана на відстані 3,0–3,5 м від будівлі пошкодження залишаються критичними та супроводжуються втратою несучої здатності сталевих колон і руйнуванням частини перекриттів. Збільшення відстані до 4,0 м забезпечує зміну характеру пошкоджень, при цьому несуча система зберігає просторову стійкість, а руйнування обмежуються локальними тріщинами. Додаткові витрати на збільшення відстані захисного екрана є значно меншими за можливі витрати на ліквідацію наслідків руйнування, що підтверджує як технічну, так і економічну доцільність застосування запропонованої методики.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі розв'язано актуальне науково-технічне завдання в галузі пожежної безпеки, яке полягає в забезпечення стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до комбінованого впливу вибухових навантажень та пожежі за рахунок використання розробленої методики, яка дозволяє визначати напружено-деформований стан конструктивної системи будівлі в умовах зовнішнього вибухового навантаження з урахуванням можливого відшарування вогнезахисного покриття несучих сталевих конструкцій, впливу пожежі, виявлення найбільш уразливих несучих конструкцій будівлі, вжиття конструктивних рішень або інженерно-технічних заходів задля недопущення руйнувань. Запропонований підхід дає змогу враховувати імпульсний характер вибухового навантаження, можливі локальні пошкодження несучих сталевих елементів і вогнезахисного покриття, зміну несучої здатності після вибухового впливу та необхідність забезпечення їх стійкості в умовах комбінованих аварійних впливів.

1. Проаналізовано випадки руйнувань будівель об'єктів критичної інфраструктури та визначено, що особливим позапроектним сценарієм їх руйнування є вибухові навантаження внаслідок зовнішніх вибухів та пожеж, спричинених повітряними засобами ураження. Визначено особливості руйнування сталевих конструкцій за комбінованої дії зовнішнього вибуху та подальшої пожежі. Встановлено, що такі впливи спричиняють локальні пошкодження несучих елементів, втрату стійкості, відшарування вогнезахисного шару та розвиток руйнування будівель об'єктів критичної інфраструктури. Існуючі методики оцінювання не враховують можливість виникнення пожежі внаслідок зовнішнього вибуху та пошкодження вогнезахисного покриття.

2. Розроблено математичну модель прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахисних конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриття в умовах вибуху, яка на

відміну від існуючих, враховує сумісну роботу сталеві конструкції й вогнезахисного покриття в умовах впливу вибуху та дозволяє визначати зони відшарування вогнезахисного покриття. На основі цієї моделі розроблено комп'ютерну реалізацію контактної взаємодії між сталеві основою та вогнезахисним покриттям. За результатами перевірки встановлено, що модель відтворює локалізацію основної зони пошкодження, характер тріщиноутворення та часткового відшарування вогнезахисного шару. Проведена перевірка підтвердила задовільну збіжність чисельних результатів з експериментальними даними при цьому похибка становила не більше 12 %. Розроблені комп'ютерні моделі прогнозування напружено-деформованого стану сталеві двотавра та залізобетонної плити перекриття в умовах вибухового навантаження. Порівняння результатів чисельного моделювання з експериментальними даними підтвердило задовільну збіжність розрахункових і натурних значень переміщень в межах не більше 10%, що свідчить про придатність розроблених моделей для оцінювання поведінки сталеві конструкцій за дії вибухового навантаження.

3. Розроблено методику оцінювання стійкості несучих сталеві вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею. Методика дозволяє визначати напружено-деформований стан конструктивної системи будівлі в умовах зовнішнього вибухового навантаження з урахуванням можливого відшарування вогнезахисного покриття несучих сталеві конструкцій, яка базується на розробленій математичній моделі прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталеві вогнезахисних конструкцій та відшарування вогнезахисного покриття в умовах вибуху та подальшого температурного впливу від пожежі, виявлення найбільш уразливих несучих конструкцій будівлі, вжиття конструктивних рішень або інженерно-технічних заходів задля недопущення руйнувань. Виконано програмну реалізацію методики в програмному комплексі LIRA-FEM. Проведено оцінювання будівлі об'єкта критичної інфраструктури виконаного зі сталеві вогнезахисного каркасу на

стійкість до руйнувань внаслідок зовнішнього вибуху від влучання БПЛА з вагою заряду 50 кг та подальшої пожежі, яка розвивалася за стандартним температурним режимом протягом 60 хвилин. За результатами розрахунку було визначено, що розміщення переддетонаційного екрана на відстані 3 метри забезпечує зменшення вибухової хвилі за яких будівля не зазнає руйнувань однак призводить до руйнування вогнезахисного покриву несучої колони, яка в умовах подальшої пожежі втрачає несучу здатність та призводить до руйнувань перекриттів на 2, 3 та 4 поверхах площею 92 м² кожна.

4. Набули подальшого розвитку підходи до забезпечення стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до зовнішнього вибуху та пожежі. Запропоновані рішення ґрунтуються на комплексному підході, який передбачає зменшення вибухового навантаження за рахунок розміщення переддетонаційних екранів на відстанях визначеною за розробленою методикою, підвищення стійкості систем вогнезахисту до вибухового впливу шляхом покращення адгезійних властивостей вогнезахисних покриттів та їх армування, визначення, підсилення і резервування ключових несучих елементів, втрата несучої здатності яких може призвести до значних локальних або загальних руйнувань будівлі. Зроблений розрахунок кошторису підтверджує доцільність застосування розробленої методики оцінювання стійкості вогнезахисних несучих сталевих конструкцій до впливу аварійних навантажень. Отримані результати свідчать, що прямі витрати у разі впровадження додаткових конструктивних рішень або інженерно-технічних заходів, визначених за методикою (на прикладі виробничої будівлі), у 23 рази менші, ніж витрати, пов'язані з відновленням пошкодженої будівлі.

Таким чином, запропонована методика забезпечує не лише підвищення рівня пожежної безпеки, підтримання функціонування об'єкта, а й суттєве зменшення потенційних матеріальних збитків у разі виникнення комбінованих аварійних впливів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Shyam-Sunder S., Gann R., Grosshandler W., Lew H., Bukowski R., Sadek F., Gayle F., Gross J., McAllister T., Averill J., Lawson J., Nelson H., Cauffman S. Final Report on the Collapse of World Trade Center Building 7, Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster (NIST NCSTAR 1A). National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg, MD. 2008. DOI: 10.6028/NIST.NCSTAR.1a
2. Macguire E. Tehran's Iconic Plasco Building Collapses After Fire; 30 Reportedly Dead. NBC News. 2017. URL: <https://www.nbcnews.com/news/world/tehran-s-iconic-plasco-building-collapses-after-fire-iran-state-n708721>
3. A tragédia anunciada de São Paulo. DW Brasil. 2018. URL: <https://www.dw.com/pt-br/a-trag%C3%A9dia-anunciada-de-s%C3%A3o-paulo/a-43629998>
4. Death toll rises in Chinese port city blast. DW. 2015. URL: <https://www.dw.com/en/blasts-in-chinese-port-city-kill-dozens-injure-hundreds/a-18646407>
5. Blaze At Fireworks Factory In Denmark Leaves Firefighter Dead, Six Injured. Firehouse. 2004. URL: <https://www.firehouse.com/lodds/news/10516074/blaze-at-fireworks-factory-in-denmark-leaves-firefighter-dead-six-injured>
6. The Buncefield Incident 11 December 2005. The final report of the Major Incident Investigation Board. Volume 1. Major Incident Investigation Board. 2008. URL: <https://www.icheme.org/media/13707/buncefield-miib-final-report-volume-1.pdf>
7. Some 20 killed, over 80 injured in warehouse blast in Myanmar. APA. 2011. URL: <https://en.apa.az/asia/-162718>
8. West Fertilizer Explosion and Fire. Final Investigation Report. U.S. Chemical Safety and Hazard Investigation Board. 2016. URL: <https://www.csb.gov/west-fertilizer-explosion-and-fire/>

9. Beirut port blast emergency strategic response plan, August–December 2020. World Health Organization. 2020. URL: <https://who-j40.corephp.org/lbn/lebanon-news/beirut-port-blast-emergency-strategic-response-plan-augustdecember-2020.html>

10. Суходоля О. М. Захист критичної інфраструктури в умовах гібридної війни: проблеми та пріоритети державної політики України. *Стратегічні пріоритети*. 2016. № 3(40). С. 62–76. URL: https://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?2_S21P03=FILA%3D&2_S21STR=spa_2016_3_10&C21COM=S&I21DBN=LINK&P21DBN=UJRN&S21CNR=20&S21FMT=ASP_meta&S21REF=10&S21STN=1&Z21ID=

11. Бобро Д. Г. Визначення критеріїв оцінки та загрози критичній інфраструктурі. *Стратегічні пріоритети. Серія: Економіка*. 2015. № 4(37). С. 83–93. URL: https://irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?2_S21P03=FILA%3D&2_S21STR=spe_2015_4_12&C21COM=S&I21DBN=LINK&P21DBN=UJRN&S21CNR=20&S21FMT=ASP_meta&S21REF=10&S21STN=1&Z21ID=

12. Кічата Н. М., Третьяков О. В. Оцінка ризиків виникнення надзвичайних ситуацій в енергетичному секторі критичної інфраструктури. *Український журнал будівництва та архітектури*. 2024. № 5(023). С. 92–100. DOI: 10.30838/UJCEA.2312.301024.92.1097

13. Mostafaei H., Kashef A., Sultan M., McCartney C., Leroux P., Cowalchuk R. *Resilience of critical infrastructure to extreme fires: gaps and challenges*. Ottawa: National Research Council Canada; Transport Canada, 2014. 73 p. URL: https://publications.gc.ca/collections/collection_2016/rddc-drdc/D68-3-C66-2014-eng.pdf

14. Uneze A. How Fire Explosion at Illicit Refinery Killed over 110 People in Imo Community. THISDAYLIVE. 2022. URL: <https://www.thisdaylive.com/2022/05/02/how-fire-explosion-at-illicit-refinery-killed-over-110-people-in-imo-community/>

15. Massive explosion in southern Iran port injures more than 500. A News. 2025. URL: <https://www.aneews.com.tr/world/2025/04/26/massive-explosion-in-southern-iran-port-injures-more-than-500>

16. Гареева М. Удари РФ по енергетичній інфраструктурі України мають ознаки злочинів проти людяності, – СБУ. Харківська правозахисна група. 2026. URL: <https://khpg.org/1608815442>

17. Russia strikes power plants in heavy blow to Ukrainian electric grid. The Washington Post. 2024. URL: <https://www.washingtonpost.com/world/2024/03/29/ukraine-russia-airstrikes-energy-war/>

18. Harmash O., Peleschuk D. Russia launches new missile barrage at Ukraine, targets gas infrastructure. Reuters. 2025. URL: <https://www.reuters.com/world/europe/russian-airstrike-targets-infrastructure-western-ukraine-2025-01-15/>

19. Russia Claims It Damaged Gas Storage Facility in Ukraine. Bloomberg. 2025. URL: <https://www.bloomberg.com/news/articles/2025-01-16/russia-says-it-damaged-facilities-at-gas-storage-site-in-ukraine>

20. Ukrainian gas infrastructure targeted in latest Russian attack: Zelensky. S&P Global. 2025. URL: <https://www.spglobal.com/energy/en/news-research/latest-news/natural-gas/011525-ukrainian-gas-infrastructure-targeted-in-latest-russian-attack-zelensky>

21. Ukrainian energy sector evaluation and damage assessment. XI (as of June 24, 2023). Energy Charter Secretariat. 2023. URL: https://www.energycharter.org/fileadmin/DocumentsMedia/Occasional/2023_06_30_UA_sectoral_evaluation_and_damage_assessment_Version_XI_final.pdf

22. У Чернігові горить нафтобаза після обстрілу росіян. ZAXID.NET. 2022. URL: https://zaxid.net/rosiyani_vluchili_v_naftobazu_u_chernigovi_n1537407

23. У Чайках під Києвом снаряд влучив у склад із монтажною піною – пожежа. Українська правда. 2022. URL: <https://www.pravda.com.ua/news/2022/03/03/7327894/>

24. Ракетами, “Шахедами”, авіабомбами: хронологія ударів Росії по “Новій пошті” на Харківщині. Суспільне Харків. 2026. URL: <https://suspilne.media/kharkiv/1212084-raketami-sahedami-aviabombami-hronologia-udariv-rosii-po-novij-posti-na-harkivsini/>

25. Russians destroy Nova Poshta depot and office in Iziium, Kharkiv Oblast – photos. Ukrainska Pravda. 2025. URL: <https://www.pravda.com.ua/eng/news/2025/05/04/7510523/>

26. Mobile post office to replace destroyed Nova Poshta branch in Izmail. The New Voice of Ukraine. 2025. URL: <https://english.nv.ua/russian-war/russian-drones-destroy-nova-poshta-depot-in-izmail-odesa-oblast-50518174.html>

27. As a result of an enemy attack in Kyiv, the Nova Post sorting depot was damaged. Nova Post. 2025. URL: <https://novaposhta.ua/en/news/sorting-depot-was-damaged/>

28. Nova Poshta lost parcels worth UAH 2.3 million due to drone attack in Odesa region. LIGA.net. 2025. URL: <https://biz.liga.net/en/all/all/novosti/nova-poshta-lost-parcels-worth-uah-23-million-due-to-drone-attack-in-odesa-region>

29. Innovative Nova Post terminal destroyed in Kharkiv as a result of enemy attack. Nova Post. 2026. URL: <https://novaposhta.ua/en/news/kharkiv-obstril-terminalu/>

30. Пурденко Р. Р., Отрош Ю.А., Рашкевич Н. В. Оцінка надійності будівельних конструкцій під впливом вибухових навантажень. Механіка та математичні методи, 2026. Т. VIII. № 1. С. 28–40. DOI: <https://doi.org/10.31650/2618-0650-2026-8-1-28-40>

31. Пурденко Р. Р., Отрош Ю. А. Критерії втрати несучої здатності та стійкості сталевих конструкцій. Матеріали I Міжнародної науково-практичної конференції «Технології безпеки: сучасні виклики та перспективи». Черкаси : ЧДТУ, 2026. С. 95–98. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/28280>

32. Eurocode 1. Actions on structures. Part 1-7. General actions. Accidental actions. EN 1991-1-7:2006. European Committee for Standardization. Brussels. URL: <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/EN-Eurocodes/eurocode-1-actions-structures>

33. U.S. Department of Defense. Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. UFC 3-340-02. Washington, DC. 2008. URL: https://www.wbdg.org/FFC/DOD/UFC/ARCHIVES/ufc_3_340_02.pdf
34. U.S. Department of Defense. Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. UFC 3-340-02. Incorporating Change 2. Washington, DC. 2014. URL: https://www.wbdg.org/FFC/DOD/UFC/ufc_3_340_02_2008_c2.pdf
35. Nassr A. A., Razaqpur A. G., Tait M. J., Campidelli M., Foo S. Strength and Stability of Steel Beam Columns under Blast Load. *International Journal of Impact Engineering*. 2013. 55. 34-48. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2012.11.010
36. Nassr A. A., Razaqpur A. G., Tait M. J., Campidelli M., Foo S. Dynamic Response of Steel Columns Subjected to Blast Loading. *Journal of Structural Engineering*. 2014. 140(7). Article 04014036. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000920
37. Cormie D., Mays G., Smith P. D. Blast Effects on Buildings. 2nd ed. London. Thomas Telford. 2009. ISBN: 9780727735218. URL: https://books.google.com/books/about/Blast_Effects_on_Buildings.html?id=ehRFAQAAIAAJ
38. Goel M. D., Matsagar V. A. Blast-Resistant Design of Structures. Practice Periodical on Structural Design and Construction. 2014. 19(2). DOI: 10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000188
39. American Society of Civil Engineers. Design of Blast-Resistant Buildings in Petrochemical Facilities. 2nd ed. Reston, VA. 2010. DOI: 10.1061/9780784410882
40. American Society of Civil Engineers. Blast Protection of Buildings. ASCE/SEI 59-11. Reston, VA. 2011. DOI: 10.1061/9780784411889
41. Pape R., Mniszewski K. R., Longinow A., Kenner M. Explosion Phenomena and Effects of Explosions on Structures. III. Methods of Analysis (Explosion Damage to Structures) and Example Cases. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*. 2010. 15(2). 153-169. DOI: 10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000040

42. Draganić H., Sigmund V. Blast Loading on Structures. *Technical Gazette*. 2012. 19(3). 643-652. URL: <https://hrcak.srce.hr/file/129100>
43. Gilsanz R., Hamburger R., Barker D., Smith J., Rahimian A. Design Guide 26. Design of Blast Resistant Structures. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL. 2013. URL: <https://www.aisc.org/aisc/publications/design-guides/design-guides-for-download/>
44. Jamakhandi U., Vanakudre S. B. Design and Analysis of Blast Load on Structures. *International Research Journal of Engineering and Technology*. 2015. 2(7). 745-747. URL: <https://www.irjet.net/archives/V2/i7/IRJET-V2I7113.pdf>
45. Cheng R., Chen W., Hao H., Li J. A State-of-the-Art Review of Road Tunnel Subjected to Blast Loads. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2021. 112. 103911. DOI: 10.1016/j.tust.2021.103911
46. Zheng K., Xu X. Experimental and Numerical Study on the Mechanical Behavior of Composite Steel Structure under Explosion Load. *Materials*. 2021. 14(2). 246. DOI: 10.3390/ma14020246
47. Wang W., Liu G.-K., Wang Q., Liu R.-C., Wu B., Huang J.-R. Experimental Research of Steel Box Under Internal Blast Loading. *Transactions of Beijing Institute of Technology*. 2019. 39(12). 1225-1231. DOI: 10.15918/j.tbit1001-0645.2019.016
48. Arumugam D., Kaviarasu K., Alagappan P. Experimental Study on the Dynamic Response of Steel Structure Subjected to Blast Load. *International Journal of Impact Engineering*. 2025. 205. 105389. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2025.105389
49. Wang W., Geng S., Li W., Liu Y., Gao Y., Han Y. Experimental Study on the Dynamic Response and Damage State of Steel Square Tubular Structural Components by Near-field Explosions. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2024. 28(9). 3951-3961. DOI: 10.1007/s12205-024-1679-y
50. Peng S., Wan S., Yao Y., Jia Y., He L., Cai L. Experimental Research and Finite Element Analysis on Blast Resistance of RRACFST Columns. *Structures*. 2023. 57. 105334. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.105334

51. Stewart L. K. Experimental and Computational Methods for Steel Columns Subjected to Blast Loading. *WIT Transactions on the Built Environment*. 2012. 126. 157-168. DOI: 10.2495/SU120141
52. Lee K., Shin J. Equivalent Single-Degree-of-Freedom Analysis for Blast-Resistant Design. *International Journal of Steel Structures*. 2016. 16(4). 1263-1271. DOI: 10.1007/s13296-016-0073-0
53. Nassr A. A., Razaqpur A. G., Tait M. J., Campidelli M., Foo S. Single and Multi Degree of Freedom Analysis of Steel Beams under Blast Loading. *Nuclear Engineering and Design*. 2012. 242. 63-77. DOI: 10.1016/j.nucengdes.2011.10.020
54. Erkmen B. Comparison of Blast Analysis Methods for Modular Steel Structures. *Teknik Dergi*. 2018. 29(2). 8253-8277. DOI: 10.18400/tekderg.389954
55. Al-Thairy H. A Modified Single Degree of Freedom Method for the Analysis of Building Steel Columns Subjected to Explosion Induced Blast Load. *International Journal of Impact Engineering*. 2016. 94. 120-133. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2016.04.007
56. Shi Y. Characterization with Scaling Techniques on Response Energy of a Single Degree of Freedom System Subject to Blast Loading. *International Journal of Impact Engineering*. 2021. 148. 103764. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2020.103764
57. Syed Z. I., Liew M. S., Hasan M. H., Venkatesan S. Single-Degree-of-Freedom Based Pressure-Impulse Diagrams for Blast Damage Assessment. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. 567. 499-504. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.567.499
58. Hoffmeister B., Schillo N., Colomer C., Elghazouli A., Nardini L., Salvatore W. Advanced Design Methods for BLAST Loaded Steel Structures (ADBLAST). Final Report. Publications Office of the European Union. Luxembourg. 2015. DOI: 10.2777/141025
59. Gao H., Wang Y., Zhai X. Numerical and Analytical Studies of Multi-Cell Steel-Concrete-Steel Sandwich Panels under Blast Load. *Structures*. 2024. 63. 106452. DOI: 10.1016/j.istruc.2024.106452

60. Momeni M., Hadianfard M. A., Bedon C., Baghlani A. Numerical Damage Evaluation Assessment of Blast Loaded Steel Columns with Similar Section Properties. *Structures*. 2019. 20. 189-203. DOI: 10.1016/j.istruc.2019.04.002
61. Vu Minh Thanh, Santosa S. P., Widagdo D., Putra I. S. Steel Plate Behavior under Blast Loading. Numerical Approach Using LS-DYNA. *Applied Mechanics and Materials*. 2016. 842. 200-207. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.842.200
62. Han Y., Liu H. Finite Element Simulation of Medium-Range Blast Loading Using LS-DYNA. *Shock and Vibration*. 2015. 2015. Article 631493. DOI: 10.1155/2015/631493
63. Nawar M. T., El-Zohairy A., Arafa I. T. Finite Element Modeling and Analysis of Perforated Steel Members under Blast Loading. *Modelling*. 2023. 4(4). 628-649. DOI: 10.3390/modelling4040036
64. Abdallah M. M., Osman B. H. Numerical Analysis of Steel Building Under Blast Loading. *International Journal of Engineering Research and Technology*. 2014. 3(11). 1629-1634. URL: <https://www.ijert.org/research/numerical-analysis-of-steel-building-under-blast-loading-IJERTV3IS110846.pdf>
65. Chen H., Liew J. Y. R. Explosion and Fire Analysis of Steel Frames Using Mixed Element Approach. *Journal of Engineering Mechanics*. 2005. 131(6). 606-616. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2005)131:6(606)
66. Shope R. L. Response of Wide Flange Steel Columns Subjected to Constant Axial Load and Lateral Blast Load. PhD thesis. Virginia Tech. Blacksburg, VA. 2006. URL: <http://hdl.handle.net/10919/29521>
67. Liew J. Y. R. Survivability of Steel Frame Structures Subject to Blast and Fire. *Journal of Constructional Steel Research*. 2008. 64(7-8). 854-866. DOI: 10.1016/j.jcsr.2007.12.013
68. Al-Thairy H. Behaviour and Failure of Steel Columns Subjected to Blast Loads. Numerical Study and Analytical Approach. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2018. 2018. Article 1591384. DOI: 10.1155/2018/1591384

69. Yan S., Qi B. X., Yan H., Yang L. Numerical Simulation on Failure Modes of Light Steel Columns under High Temperature and Explosion. *Applied Mechanics and Materials*. 2012. 204-208. 3351-3356. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.204-208.3351

70. Lee K., Kim T., Kim J. Local Response of W-Shaped Steel Columns under Blast Loading. *Structural Engineering and Mechanics*. 2009. 31(1). 25-38. DOI: 10.12989/sem.2009.31.1.025

71. EN 1991-1-2:2002. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002. 62 p.

72. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT). Наказ від 27.12.2010 № 549 «Про прийняття національних стандартів щодо проектування будівельних конструкцій, гармонізованих з європейськими стандартами групи А (Єврокоди)». URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=26635

73. EN 1993-1-2:2005. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. Brussels: CEN, 2005. 88 p.

74. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT). Зі Змінами. Наказ від 27.12.2010 № 549 Про прийняття національних стандартів щодо проектування будівельних конструкцій, гармонізованих з європейськими стандартами групи А (Єврокоди). URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=26637

75. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Наказ від 31.10.2016 № 287 Про затвердження ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=68456

76. Kondratiev A., Gaidachuk V., Nabokina T., Kovalenko V. Determination of the influence of deflections in the thickness of a composite material on its physical and mechanical properties with a local damage to its wholeness. *Eastern-European*

Journal of Enterprise Technologies. 2019. 4/1(100). 6–13. DOI: 10.15587/1729-4061.2019.174025

77. Liew J. Y. R. Performance based fire safety design of structures – a multi-dimensional integration. *Advances in Structural Engineering*. 2004. 7(4). 311–333. DOI: 10.1260/1369433041653516

78. Kodur V. K. R., Dwaikat M. M. S. Response of steel beam-columns exposed to fire. *Engineering Structures*. 2009. 31(2). 369–379. DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.08.020

79. Agarwal A., Choe L., Varma A. H. Fire design of steel columns: Effects of thermal gradients. *Journal of Constructional Steel Research*. 2014. 93. 107–118. DOI: 10.1016/j.jcsr.2013.10.023

80. Gardner L., Ng K. T. Temperature development in structural stainless steel sections exposed to fire. *Fire Safety Journal*. 2006. 41(3). 185–203. DOI: 10.1016/j.firesaf.2005.11.009

81. Zhang C., Usmani A. Heat transfer principles in thermal calculation of structures in fire. *Fire Safety Journal*. 2015. 78. 85–95. DOI: 10.1016/j.firesaf.2015.08.006

82. Kodur V. K. R., Naser M. Z. Effect of shear on fire response of steel beams. *Journal of Constructional Steel Research*. 2014. 97. 48–58. DOI: 10.1016/j.jcsr.2014.01.018

83. Wong M. B. Temperature analysis of partially heated steel members in fire. *Journal of Constructional Steel Research*. 2017. 128. 1–6. DOI: 10.1016/j.jcsr.2016.08.008

84. Lu W., D’Mello C., Ayoub A. Coupled thermomechanical damage modeling for structural steel in fire conditions. *Journal of Structural Engineering*. 2020. 146(7). 04020127. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002652

85. Silva J. C. G., Landesmann A., Ribeiro F. L. B. Fire-thermomechanical interface model for performance-based analysis of structures exposed to fire. *Fire Safety Journal*. 2016. 83. 66–78. DOI: 10.1016/j.firesaf.2016.04.007

86. Cai X., Jiang L., Qiu J., Orabi M. A., Yang C., Lou G., Usmani A. Dual-3D hybrid fire simulation for modelling steel structures in fire with column failure. *Journal of Constructional Steel Research*. 2022. 197. 107511. DOI: 10.1016/j.jcsr.2022.107511
87. Wang X., Kim R. E., Kwon O. S., Yeo I. Hybrid simulation method for a structure subjected to fire and its application to a steel frame. *Journal of Structural Engineering*. 2018. 144(8). 04018118. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002113
88. Neuenschwander M., Schulthess P., Mosalam K. M., Knobloch M. Validating hybrid fire testing with full-physical twin experiments. *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*. 2022. 478(2266). 20220180. DOI: 10.1098/rspa.2022.0180
89. Khan M. A., Jiang L., Cashell K. A., Usmani A. Analysis of restrained composite beams exposed to fire using a hybrid simulation approach. *Engineering Structures*. 2018. 172. 956–966. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.06.048
90. Duan J., Liu J., Wei J., Wu H., Gao S. Experimental research on the fire resistance of columns in container-style steel modular buildings. *Scientific Reports*. 2025. 15(1). 38777. DOI: 10.1038/s41598-025-22642-7
91. Ramesh S., Choe L., Zhang C. Experimental investigation of structural steel beams subjected to localized fire. *Engineering Structures*. 2020. 218. 110844. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110844
92. Chen W., Qin Q., Wang X., Li J., Liang M., Chen Z., Yang T. Study on the Fire Resistance of Axially Restrained H-Shaped Steel Beams Under Real Fire. *Applied Sciences*. 2025. 15(13). 7424. DOI: 10.3390/app15137424
93. Murugan P., Bahrami A., Murugan V., Kumaran A. Experimental Study on Hollow Steel Sections Under Elevated Temperature. *Civil Engineering Journal*. 2024. 10(3). 859–884. DOI: 10.28991/CEJ-2024-010-03-014
94. Dwaikat M. M. S., Kodur V. K. R., Quiel S. E., Garlock M. E. M. Experimental behavior of steel beam-columns subjected to fire-induced thermal gradients. *Journal of Constructional Steel Research*. 2011. 67(1). 30–38. DOI: 10.1016/j.jcsr.2010.07.007

95. Radzi N. A. M., Hamid R., Mutalib A. A., Amrul Kaish A. B. M. A Review of the Structural Fire Performance Testing Methods for Beam-to-Column Connections. *Advances in Civil Engineering*. 2021. 2021. 5432746. DOI: 10.1155/2021/5432746

96. Song Q. Y., Han L. H., Zhou K., Feng Y. Temperature distribution of CFST columns protected by intumescent fire coating. *Proceedings of the Ninth International Conference on Advances in Steel Structures (ICASS 2018)*. Hong Kong Institution of Steel Construction. 2018. DOI: 10.18057/ICASS2018.P.164

97. Łukomski M., Turkowski P., Roszkowski P., Papis B. Fire Resistance of Unprotected Steel Beams: Comparison between Fire Tests and Calculation Models. *Procedia Engineering*. 2017. 172. 665–672. DOI: 10.1016/j.proeng.2017.02.078

98. Ковальов А. І., Отрош Ю.А., Пурденко Р. Р. Забезпечення вогнестійкості вогнезахисених залізобетонних колон. Матеріали Міжнародної науково-методичної конференції «Проблеми пожежної безпеки 2022» («Fire Safety Issues 2022»). Харків: НУЦЗ України, 12 жовтня 2022 року. С. 88–90. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/27983>

99. Ковальов А. І., Пурденко Р. Р., Тараненко І.С., Mahas N. Вогнестійкість вогнезахисених залізобетонних конструкцій для підвищення рівня пожежної безпеки об'єктів. Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції «Problems of emergency situations». Харків: НУЦЗ України, 19 травня 2023 року. С. 55–56. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/19120>

100. Ковальов А. І., Отрош Ю.А., Пурденко Р. Р. Дослідження вогнестійкості вогнезахисених будівельних конструкцій. Матеріали XII Всеукраїнської науково-практичної конференції з міжнародною участю «Надзвичайні ситуації: безпека та захист». Черкаси: ЧПБ ім. Героїв Чорнобиля НУЦЗ України, 27-28 жовтня 2022 року. С. 101–102. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/27984>

101. Ковальов А. І., Пурденко Р. Р., Отрош Ю. А. Моделювання оцінювання вогнестійкості вогнезахисених залізобетонних конструкцій.

Матеріали круглого столу (вебінару) «Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, реагування та ліквідація їх наслідків». Харків: НУЦЗ України, 23 лютого 2023 року. С. 38–39. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/21742>

102. Džolev I., Radujković A., Cvetkovska M., Lađinović Đ., Radonjanin V. Fire analysis of a simply supported steel beam using OpenSees and ANSYS Workbench. *Proceedings of the 4th International Conference Contemporary Achievements in Civil Engineering*. Subotica. 2016. 315–322. DOI: 10.14415/konferencijaGFS2016.031

103. Both I., Wald F., Zaharia R. Benchmark for numerical analysis of steel and composite floors exposed to fire using a general purpose FEM code. *Journal of Applied Engineering Science*. 2016. 14(2). 275–284. DOI: 10.5937/jaes14-8664

104. Ковальов А. І., Отрош Ю.А., Пурденко Р. Р. Дослідження вогнестійкості вогнезахищених сталевих будівельних конструкцій. Матеріали Всеукраїнської науково-практичної конференції з міжнародною участю «Актуальні проблеми пожежної безпеки та запобігання надзвичайним ситуаціям в умовах сьогодення». Львів: ЛДУБЖД, 12-13 жовтня 2022 року. С. 36–39. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/27982>

105. Пурденко Р. Р., Ковальов А. І., Дrajніков Д.С. Розрахунково-експериментальний метод оцінювання вогнестійкості вогнезахищених сталевих конструкцій. Матеріали XI Міжнародної науково-технічної конференції «Актуальні проблеми інженерної механіки». Одеса: ОДАБА, 2025. С. 145–149. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/27630>

106. Yan X., Gernay T. Local buckling of cold-formed high-strength steel hollow section columns at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*. 2022. 196. 107403. DOI: 10.1016/j.jcsr.2022.107403

107. Yan X., Charlier M., Gernay T. Thermal response of steel framing members in open car park fires. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*. 2022. Vol. 16, No. 9. P. 1071–1088. DOI: 10.1007/s11709-022-0879-0

108. Allam A. M., Burgess I. W., Plank R. J. Performance-based simplified model for a steel beam at large deflection in fire. In: *Proceedings of the 4th International Conference on Performance-Based Codes and Fire Safety Design Methods*. Melbourne, Australia. 2002. P. 190–200

109. Franssen J. M., Gernay T. Modeling structures in fire with SAFIR®: Theoretical background and capabilities. *Journal of Structural Fire Engineering*. 2017. Vol. 8, No. 3. P. 300–323. DOI: 10.1108/JSFE-07-2016-0010

110. Iu C. K. Nonlinear fire analysis of steel structure using equivalent thermal load procedure for thermal geometrical change. *Fire Safety Journal*. 2016. Vol. 86. P. 106–119. DOI: 10.1016/j.firesaf.2016.10.006

111. Wang Y., Burgess I., Wald F., Gillie M. *Performance-Based Fire Engineering of Structures*. Boca Raton: CRC Press, 2012. DOI: 10.1201/b12076

112. Rahnavard R., Thomas R. J. Numerical evaluation of the effects of fire on steel connections. Part 1: Simulation techniques. *Case Studies in Thermal Engineering*. 2018. Vol. 12. P. 445–453. DOI: 10.1016/j.csite.2018.06.003

113. Kovalov, A., Purdenko, R., Otrosh, Y., Tomenko, V., Rashkevich, N., Shcholokov, E., Pidhornyy, M., Zolotova, N., Suprun, O. (2022). Assessment of fire resistance of fireproof reinforced concrete structures. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 5 (1 (119)). 53–61. DOI: 10.15587/1729-4061.2022.266219

114. Ковальов А. І., Пурденко Р. Р., Качкар Є.В. Методологія оцінювання вогнестійкості вогнезахисених будівельних конструкцій будівлі. Проблеми пожежної безпеки 2024 («Fire Safety Issues 2024»): Матеріали 3-ї Міжнародної науково-практичної конференції. Харків: НУЦЗ України, 2024. С. 89–91. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/23617>

115. Ковальов А. І., Пурденко Р. Р. Розрахунково-експериментальний метод оцінювання вогнестійкості вогнезахисених сталевих конструкцій. «Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація». Том 9 № 1 (2025). С. 57–66. DOI: <https://doi.org/10.52363/2524-2636.2025.9.1.5>

116. Отрош Ю.А., Ковальов А. І., Пурденко Р. Р., Рашкевич Н. В., Майборода Р.І. Вогнестійкість вогнезахисених залізобетонних конструкцій для

підвищення рівня пожежної безпеки. *Проблеми надзвичайних ситуацій*. Х.: НУЦЗУ. 2022. № 36. С. 102–122. DOI: 10.52363/2524-0226-2022-36-9

117. Ковальов А. І., Пурденко Р. Р., Отрош Ю.А., Томенко В.І., Рашкевич Н. В., Юрченко С.П. Моделювання нестационарного прогріву вогнезахисених залізобетонних колон. *Науковий вісник: Цивільний захист та пожежна безпека*. Київ: ІДУтаНДЦЗ. 2022. № 2(14). С. 89–100. URL: <https://doi.org/10.33269/nvcz.2022.2.87-98>

118. Jordão A. M., Scabbia A. L. G., e Silva V. P., Campello E. D. M. B., Ariza E. A. Experimental analysis of fire-resistant and non-fire-resistant steel beams. *Fire Safety Journal*. 2023. 138. 103782. DOI: 10.1016/j.firesaf.2023.103782

119. Fürst R., Häßler D., Stelzner L., Hothan S. Fire resistance of existing steel structures with aged intumescent coating based on an in situ test method. *Fire Safety Journal*. 2025. 153. 104380. DOI: 10.1016/j.firesaf.2025.104380

120. Puspitasari W. C., Ahmad F., Ullah S., Hussain P., Megat-Yusoff P. S. M., Masset P. J. The study of adhesion between steel substrate, primer, and char of intumescent fire retardant coating. *Progress in Organic Coatings*. 2019. 127. 181–193. DOI: 10.1016/j.porgcoat.2018.11.015

121. Yew M. C., Ramli Sulong N. H. Fire-resistive performance of intumescent flame-retardant coatings for steel. *Materials & Design*. 2012. 34. 719–724. DOI: 10.1016/j.matdes.2011.05.032

122. ISO 4624:2023. *Paints and varnishes – Pull-off test for adhesion*. Geneva: International Organization for Standardization, 2023. 18. URL: <https://www.iso.org/standard/83350.html>

123. ISO 2409:2020. *Paints and varnishes – Cross-cut test*. Geneva: International Organization for Standardization, 2020. 16. URL: <https://www.iso.org/standard/76041.html>

124. Yu J., Zhang F., Li X., Li S., Lu Y., Cheng Y. Study on interface adhesion between EP/IFR/HBPSi epoxy intumescent coating and steel substrate. *International Journal of Adhesion and Adhesives*. 2024. 132. 103679. DOI: 10.1016/j.ijadhadh.2024.103679

125. Vakhitova L., Kalafat K., Vakhitov R., Drizhd V. Improving the fire-retardant performance of industrial reactive coatings for steel building structures. *Heliyon*. 2024. 10(14). e34729. DOI: 10.1016/j.heliyon.2024.e34729

126. Копил В. Вогнезахисні та експлуатаційні властивості покривів реактивного типу для металевих конструкцій на основі стирол-акрилової дисперсії. *ВІСТІ Донецького гірничого інституту*. 2025. №2 (57). С. 114–121. DOI: 10.31474/1999-981X-2025-2-114-121

127. Веселівський Р. Б., Яковчук Р. С., Смоляк Д. В., Петровський В. Л. Методика дослідження вогнезахисної здатності вогнезахисного покриття на основі полісилоксану та оксидів алюмінію, титану і хрому для сталевих будівельних конструкцій. *Комунальне господарство міст. Серія: Технічні науки та архітектура*. 2024. Т. 1. № 182. С. 171–179. DOI: 10.33042/2522-1809-2024-1-182-171-179

128. Yasir M., Ahmad F., Yusoff P. S. M. M., Ullah S., Jimenez M. Latest trends for structural steel protection by using intumescent fire protective coatings: a review. *Surface Engineering*. 2020. 36. 4. 334–363. DOI: 10.1080/02670844.2019.1636536

129. Häßler D., Hothan S. Performance of intumescent fire protection coatings applied to structural steel tension members with circular solid and hollow sections. *Fire Safety Journal*. 2022. 131. 103605. DOI: 10.1016/j.firesaf.2022.103605

130. Lucherini A., Costa R. I., Giuliani L., Jomaas G. Experimental study of the behavior of steel structures protected by different intumescent coatings and exposed to various fire scenarios. In: *Proceedings of the 9th International Conference on Structures in Fire*. 2016. 1065–1072

131. De Silva D., Alam N., Cibelli A., Bilotta A., Nadjai A., Nigro E. Exploring the Fire Behaviour of Intumescent Coatings for Steel Structures Under Different Exposure Conditions. *Fire Technology*. 2025. 61. 7. 5529–5556. DOI: 10.1007/s10694-025-01798-8

132. Nazrun T., Hassan M. K., Hasnat M. R., Hossain M. D., Ahmed B., Saha S. A comprehensive review on intumescent coatings: formulation, manufacturing

methods, research development, and issues. *Fire*. 2025. 8. 4. 155. DOI: 10.3390/fire8040155

133. Xiao F., He W., Shao W., Huo X., Rao L., Wang W., Lu X., Wang H., Li K., Yuan B. Natural tannic acid-based intumescent coating towards efficient fire resistance and thermal performance for steel structure. *International Journal of Biological Macromolecules*. 2025. 322. 3. 146983. DOI: 10.1016/j.ijbiomac.2025.146983

134. El-Rafey E., Mostafa M. K., Konsouh M. A. G., Yousry M. M., Syala E. Thermal protection of steel using various ceramic-like fireproofing coatings systems: Comparative study. *Ceramics International*. 2024. 50. 19. 34537–34552. DOI: 10.1016/j.ceramint.2024.06.123

135. Kang H., Yan H., Guo R., Wu J., Wang Y., Tian J., Zhang C. Caramelization-inspired bio-based waterborne fire-resistant coating for various substrates. *Chemical Engineering Journal*. 2024. 502. 158016. DOI: 10.1016/j.cej.2024.158016

136. Zhang J., Guo Y., Shao W., Xiao F. Benign design of intumescent fire protection coatings for steel structures containing biomass humic acid as carbon source. *Construction and Building Materials*. 2023. 409. 134001. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2023.134001

137. Zhang X., Peng L., Ni Z.-P., Ni T.-X., Huang Y.-L., Zhou Y. Experimental study on the fire performance of tubular steel columns with membrane protections for prefabricated and modular steel construction. *Materials*. 2018. 11. 3. 437. DOI: 10.3390/ma11030437

138. Kwon I. K., Kwon Y. B. Experimental study on the fire resistance of steel columns protected with fire boards. *International Journal of Steel Structures*. 2012. 12. 1. 25–35. DOI: 10.1007/s13296-012-1003-4

139. Novak S., Drizhd V., Dobrostan O. Thermal state of steel structures with a combined fire protection system under conditions of fire exposure. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2020. 3. 10(105). 17–25. DOI: 10.15587/1729-4061.2020.206373

140. Veselivskyy R. B., Smolyak D. V. Експериментальні дослідження вогнезахисної здатності вогнезахисного покриття на основі полісилоксану та алюмінію оксиду для сталевих будівельних конструкцій. *Пожежна безпека*. 2022. № 41. С. 31–37. DOI: 10.32447/20786662.41.2022.04

141. Wang L., Dong Y., Zhang C., Zhang D. Experimental study of heat transfer in intumescent coatings exposed to non-standard furnace curves. *Fire Technology*. 2015. 51. 3. 627–643. DOI: 10.1007/s10694-015-0460-7

142. Vasilchenko A., Otrosh Y., Adamenko N., Doronin E., Kovalov A. Feature of fire resistance calculation of steel structures with intumescent coating. *MATEC Web of Conferences*. 2018. 230. 02036. DOI: 10.1051/matecconf/201823002036

143. Пурденко Р. Р., Майборода Р.І., Отрош Ю.А., Фігулі Л.І. Необхідність дослідження механізмів відшарування вогнезахисних покриттів під дією вибухових навантажень. *Problems of Emergency Situations: Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції*. Черкаси: НУЦЗ України, 2026. С. 125–126. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/28271>

144. Ковальов А. І., Пурденко Р. Р., Отрош Ю. А., Томенко В. І., Качкар Є. В., Майборода Р. І. Оцінювання вогнестійкості вогнезахищених сталевих балок. *Вісті Донецького гірничого інституту*. 2022. № 2(51). С. 43–53. DOI: <https://doi.org/10.31474/1999-981X-2022-2-43-53>

145. Ковальов А. І., Отрош Ю. А., Пурденко Р. Р., Томенко В. І. Дослідження вогнестійкості захищених реактивною вогнезахисною речовиною сталевих будівельних конструкцій. *Пожежна безпека*. Львів: ЛДУБЖД. 2022. № 41. С. 57–66. DOI: 10.32447/20786662.41.2022.07

146. Ковальов А. І., Отрош Ю. А., Томенко В. І., Кондратьєв А. В. Оцінювання вогнестійкості вогнезахищених сталевих конструкцій. *Вісті Донецького гірничого інституту*. 2021. № 2. С. 149–158. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/17983>

147. Ковальов А. І., Отрош Ю. А., Качан Н. В., Качкар Є. В., Гаркавий С. Ф. Розробка моделі нестационарного прогріву системи «сталеві пластина –

вогнезахисне покриття». *Проблеми надзвичайних ситуацій: матеріали міжнародної науково-практичної конференції, 20 травня 2021 року*. Харків: НУЦЗУ, 2021. С. 45–46. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/17897>

148. Kinney G. F., Graham K. J. *Explosive shocks in air*. 2nd ed. Berlin: Springer, 1985. DOI: <https://doi.org/10.1007/978-3-642-86682-1>

149. Bui Q. V. A modified Benzeggagh-Kenane fracture criterion for mixed-mode delamination. *Journal of Composite Materials*. 2011. Vol. 45. No. 4. P. 389–413. DOI: <https://doi.org/10.1177/0021998310376105>

150. Arablouei A., Kodur V. Dynamic delamination of fire insulation applied on steel structures under impact loading. *International Journal of Impact Engineering*. 2015. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2015.04.006>

151. ASTM A992/A992M-22. *Standard specification for structural steel shapes*. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2022

152. Canadian Institute of Steel Construction. *Handbook of steel construction*. 10th ed. Markham, Ont.: Canadian Institute of Steel Construction, 2011. URL: <https://cisc-icca.ca/ciscwp/wp-content/uploads/2017/01/01-HandbookRev10-2.pdf>

153. Пурденко Р. Р., Рашкевич Н. В. Моделювання напружено-деформованого стану сталевих двотаврових колон за умов вибухового навантаження. *Таврійський науковий вісник. Серія: Технічні науки*. 2026. Вип. 2. Ч. 2. С. 414–426. DOI: <https://doi.org/10.32782/tnv-tech.2026.2.2.43>

154. Пурденко Р. Р., Рашкевич Н. В. Моделювання динамічної поведінки залізобетонних плит перекриття під імпульсним вибуховим навантаженням. *Науковий вісник: Цивільний захист та пожежна безпека*. 2026. № 1(21). С. 17–26. <https://doi.org/10.52363/2518-1777-2026-21-2>

155. Li J., Wu C., Hao H. An experimental and numerical study of reinforced ultra-high performance concrete slabs under blast loads. *Materials and Design*. 2015. Vol. 82. P. 64–76. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2015.05.045>

156. Майборода Р., Отрош Ю. Дослідження методики розрахунку стійкості до прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі та вибуху.

Комунальне господарство міст. 2025. Т. 3. № 191. С. 485–495. DOI: <https://doi.org/10.33042/2522-1809-2025-3-191-485-495>

157. Purdenko R., Maiboroda R., Rashkevich N., Otrosh Y. Development of a numerical model of the «Soil–Foundation–Building» system. *Applied Mechanics and Materials*. 2024. Vol. 924. P. 191–199. DOI: <https://doi.org/10.4028/p-5oeggb>

158. Пурденко Р. Р., Отрош Ю. А., Рашкевич Н. В., Сур'янінов М. Г. Моделювання стійкості та надійності системи «грунт – фундамент – будівля» при дії силових та високотемпературних впливів. *Механіка та математичні методи*. 2024. Т. VI. № 1. С. 36–48. DOI: <https://doi.org/10.31650/2618-0650-2024-6-1-36-48>

159. Пурденко Р. Р., Рашкевич Н. В., Отрош Ю. А. Оцінка стійкості будівельних конструкцій на основі моделювання взаємодії системи «грунт – фундамент – будівля». *Надзвичайні ситуації: безпека та захист: матеріали XIV Всеукраїнської науково-практичної конференції з міжнародною участю*. Черкаси, 2024. С. 184–186. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/22211>

160. ДСТУ 9058:2020. Пожежна безпека. Визначення протипожежних відстаней між об'єктами розрахунковими методами. Основні положення. Київ: УкрНДНЦ, 2021. 24 с. URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=90764

161. Про затвердження Порядку організації внутрішньої, гарнізонної та караульної служб в органах та підрозділах цивільного захисту: наказ МВС України від 10.02.2022 № 116. *Офіційний вісник України*. 2022. № 42. 152 с. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0534-22#Text>

162. Про затвердження Порядку організації службової підготовки осіб рядового і начальницького складу служби цивільного захисту: наказ МВС України від 15.06.2017 № 511. *Офіційний вісник України*. 2017. № 59. 34 с. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/go/z0835-17>

163. Про критичну інфраструктуру: Закон України від 16.11.2021 № 1882-IX. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/go/1882-20>

164. ДБН В.1.2-7:2021. *Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека.* Київ: Мінрегіон України, 2022. URL: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3074168653223036024?doc_type=2

ДОДАТОК А.
Список опублікованих праць за темою дисертації

Публікації в наукових фахових виданнях України, що входять до міжнародних наукометричних баз:

1. Ковальов А. І., **Пурденко Р. Р.**, Отрош Ю. А., Томенко В. І., Качкар Є. В., Майборода Р. І. Оцінювання вогнестійкості вогнезахищених сталевих балок. *Вісті Донецького гірничого інституту*. 2022. № 2(51). С. 43–53. URL: <https://doi.org/10.31474/1999-981X-2022-2-43-53>

Особистий внесок – огляд проблематики, аналіз досліджень та публікацій, участь у проведенні чисельних розрахунків.

2. Ковальов А. І., Отрош Ю. А., **Пурденко Р. Р.**, Томенко В. І. Дослідження вогнестійкості захищених реактивною вогнезахисною речовиною сталевих будівельних конструкцій. *Пожезна безпека*. 2022. № 41. С. 57–66. DOI: 10.32447/20786662.41.2022.07

Особистий внесок – огляд проблематики, аналіз досліджень та публікацій, участь у проведенні чисельних розрахунків.

3. **Пурденко Р. Р.**, Отрош Ю. А., Рашкевич Н. В., Сур'янінов В. М. Моделювання стійкості та надійності системи ґрунт-фундамент-будівля при дії силових та високотемпературних впливів. *Механіка та математичні методи*. VI/1/2024. С. 36–48. URL: <https://doi.org/10.31650/2618-0650-2024-6-1-36-48>

Особистий внесок – постановка завдання, аналіз наукових праць, розробка чисельної моделі в ПК «САПФІР 3Д», проведення чисельного моделювання впливу пожежі на конструктивну систему будівлі з врахуванням сумісної роботи конструкцій та масиву ґрунту.

4. Ковальов А. І., **Пурденко Р. Р.** Розрахунково-експериментальний метод оцінювання вогнестійкості вогнезахищених сталевих конструкцій. *«Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація»*. Том 9 № 1 (2025). С. 57–66. DOI: <https://doi.org/10.52363/2524-2636.2025.9.1.5>

Особистий внесок – огляд проблематики, аналіз досліджень та публікацій, участь в удосконаленні математичної моделі оцінювання вогнестійкості вогнезахищених сталевих конструкцій, розробка комп'ютерної моделі для проведення чисельних розрахунків.

5. Пурденко Р. Р., Отрош Ю. А., Рашкевич Н. В. Оцінка надійності будівельних конструкцій під впливом вибухових навантажень. *Механіка та математичні методи*. 2026. Т. VIII. № 1. С. 28–40. DOI: <https://doi.org/10.31650/2618-0650-2026-8-1-28-40>

Особистий внесок – постановка завдання, огляд проблематики, аналіз літературних джерел, розробка чисельної моделі оцінювання надійності будівельних конструкцій під дією вибухових навантажень, визначення параметрів вибухового впливу, аналіз напружено-деформованого стану.

6. Пурденко Р. Р., Рашкевич Н. В. Моделювання напружено-деформованого стану сталевих двотаврових колон за умов вибухового навантаження. *Таврійський науковий вісник. Серія: Технічні науки*. 2026. Вип. 2. Частина 2. С. 414–426. DOI: <https://doi.org/10.32782/tnv-tech.2026.2.2.43>

Особистий внесок – огляд проблематики, аналіз досліджень та публікацій, розробка скінченно-елементної моделі сталевій двотавровій колоні за умов вибухового навантаження, визначення її напружено-деформованого стану, аналіз зон концентрації напружень, деформацій та можливого зниження стійкості конструктивного елемента, порівняння експериментальних даних та чисельних результатів.

7. Пурденко Р. Р., Рашкевич Н. В. Моделювання динамічної поведінки залізобетонних плит перекриття під імпульсним вибуховим навантаженням. *Науковий вісник: Цивільний захист та пожежна безпека*. 2026. № 1(21). С. 17–26. <https://doi.org/10.52363/2518-1777-2026-21-2>

Особистий внесок – постановка проблеми, аналіз останніх досліджень, розробка комп'ютерної моделі прогнозування напружено-деформованого стану залізобетонної плити перекриття при дії імпульсного вибухового навантаження, перевірка достовірності моделі.

Публікації у закордонних фахових виданнях:

8. Purdenko R., Maiboroda R., Rashkevich N., Otrosh Y. (2024). Development of a Numerical Model of the “Soil-Foundation-Building” System. In

Applied Mechanics and Materials (Vol. 924, pp. 191–199). Trans Tech Publications, Ltd. DOI: <https://doi.org/10.4028/p-5oeggb>.

Особистий внесок – розробка чисельної моделі паркінгу для автомобілів та моделювання впливу пожежі (вибуху) на стійкість будівлі, формування наукового завдання щодо необхідності забезпечення стійкості будівель в умовах пожежі.

Публікації, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

9. Ковальов А. І., Отрош Ю. А., **Пурденко Р. Р.** Дослідження вогнестійкості вогнезахисних сталевих будівельних конструкцій. Матеріали Всеукраїнської науково-практичної конференції з міжнародною участю «Актуальні проблеми пожежної безпеки та запобігання надзвичайним ситуаціям в умовах сьогодення». Львів: ЛДУБЖД, 12-13 жовтня 2022 року. С. 36–39. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/27982>

Особистий внесок – участь в розробці 3D-моделі вогнезахисної реактивним вогнезахисним покриттям сталеві колони двотаврового перерізу в програмному комплексі ЛІРА-САПР.

10. Ковальов А. І., **Пурденко Р. Р.**, Отрош Ю. А. Моделювання оцінювання вогнестійкості вогнезахисних залізобетонних конструкцій. Матеріали круглого столу (вебінару) «Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, реагування та ліквідація їх наслідків». Харків: НУЦЗ України, 23 лютого 2023 року. С. 38–39. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/21742>

Особистий внесок – участь в розробці підходу до моделювання оцінювання вогнестійкості вогнезахисних залізобетонних конструкцій, формування розрахункової схеми конструктивного елемента та аналіз впливу вогнезахисного покриття на зміну його температурного стану за умов пожежі.

11. Ковальов А. І., **Пурденко Р. Р.**, Качкар Є. В. Методологія оцінювання вогнестійкості вогнезахисних будівельних конструкцій будівлі. Проблеми пожежної безпеки 2024 («Fire Safety Issues 2024»): Матеріали 3-ї Міжнародної

науково-практичної конференції. Харків: НУЦЗ України, 2024. С. 89–91. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/23617>

Особистий внесок – участь в апробації методики при оцінюванні вогнестійкості вогнезахисних будівельних конструкцій будівлі.

12. **Пурденко Р. Р.**, Рашкевич Н. В., Отрош Ю. А. Оцінка стійкості будівельних конструкцій на основі моделювання взаємодії системи ґрунт-фундамент-будівля. Матеріали XIV Всеукраїнської науково-практичної конференції з міжнародною участю «Надзвичайні ситуації: безпека та захист». Черкаси: 2024. С. 184–186. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/22211>

Особистий внесок – розробка розрахункової моделі взаємодії системи «ґрунт – фундамент – будівля», аналіз напружено-деформованого стану будівельних конструкцій з урахуванням основи та оцінювання впливу такої взаємодії на стійкість конструктивної системи будівлі.

13. **Пурденко Р. Р.**, Отрош Ю. А. Критерії втрати несучої здатності та стійкості сталевих конструкцій. Матеріали I Міжнародної науково-практичної конференції «Технології безпеки: сучасні виклики та перспективи». Черкаси : ЧДТУ, 2026. С. 95–98. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/28280>

Особистий внесок – обґрунтування критеріїв втрати несучої здатності та стійкості сталевих конструкцій, аналіз впливу вибухових навантажень і пожежі на формування граничних станів та систематизація показників для оцінювання технічного стану конструктивної системи.

14. **Пурденко Р. Р.**, Майборода Р. І., Отрош Ю. А., Фігулі Л. І. Необхідність дослідження механізмів відшарування вогнезахисних покриттів під дією вибухових навантажень. Problems of Emergency Situations: Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції. Черкаси: НУЦЗ України, 2026. С. 125–126. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/28271>

Особистий внесок – обґрунтування необхідності дослідження механізмів відшарування вогнезахисних покриттів під дією вибухових навантажень, аналіз впливу інтенсивних деформацій сталевих конструкцій на порушення зчеплення

між сталевим елементом і вогнезахисним шаром, а також визначення передумов для подальшого моделювання цього процесу з урахуванням короткочасної імпульсної дії вибуху.

ДОДАТОК Б.
Акти впровадження результатів дисертаційної роботи

ЗАТВЕРДЖУЮ

Заступник начальника Головного управління - начальник управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській області

Сергій СТАРОСТЕНКО
«11» _____ 2026р.

АКТ

про впровадження результатів дисертаційної роботи за темою «Оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисених конструкцій до аварійних впливів пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею»,
автора Романа ПУРДЕНКА

Комісія у складі: голови – заступника начальника управління – начальника відділу превентивної діяльності управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській області Олега МИДЖИНА та членів – заступника начальника відділу превентивної діяльності управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській області Олексій СОКОЛЬНИКОВА та головного інспектора відділу превентивної діяльності управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській області Анастасії ЛАЗОРЕНКО, склали цей акт про те, що основні результати дисертаційної роботи за темою «Оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисених конструкцій до аварійних впливів пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею» впроваджені в діяльність Відділу превентивної діяльності управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській в частині застосування в межах наданих повноважень методики оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисених конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею.

Голова комісії:

Заступник начальника управління –
начальник відділу превентивної діяльності
управління цивільного захисту та превентивної
діяльності Головного управління
ДСНС України у Дніпропетровській області

Олег МИДЖИН

Члени комісії:

Заступника начальника відділу превентивної діяльності
управління цивільного захисту та превентивної
діяльності Головного управління
ДСНС України у Дніпропетровській області

Олексій СОКОЛЬНИКОВ

Головний інспектор відділу превентивної діяльності
управління цивільного захисту та превентивної
діяльності Головного управління
ДСНС України у Дніпропетровській області

Анастасія ЛАЗОРЕНКО



**КОВЛАР
ГРУП**

Товариство з обмеженою відповідальністю «Ковлар Груп»
04116, м. Київ, вул. Старокиївська, 10Г, тел.: +38 067 323 24 30
info@kovlargroup.com, www.kovlargroup.com

ДОВІДКА

про експериментальну апробацію результатів дисертаційної роботи на здобуття освітньо-наукового ступеня доктора філософії за темою «Оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахищених конструкцій до аварійних впливів пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею»,
Пурденка Романа Руслановича

Результати дисертаційного дослідження Пурденка Романа Руслановича, було використано при вирішенні задач для оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахищених конструкцій до аварійних впливів пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею, розроблення заходів з підвищення стійкості до відшарування вогнезахисних покривів від сталевих конструкцій в умовах вибуху.

Назва апробованих результатів:

1. Методика оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахищених конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею;
2. Математична модель прогнозування напружено-деформованого стану несучих сталевих вогнезахищених конструкцій та динаміки відшарування вогнезахисного покриву в умовах вибуху.

Впровадження результатів дисертаційної роботи Пурденка Романа Руслановича дозволило вирішити задачу з оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахищених конструкцій до аварійних впливів пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею.

Директор
ТОВ «КОВЛАР ГРУП»



К.В. Калафат



АКТ

про впровадження результатів дисертаційних досліджень Пурденка Романа Руслановича за темою «Оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до аварійних впливів пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею»

Комісія у складі:

голови – доцента кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, кандидата технічних наук, доцента Колеснікова Д.В.

та членів – доцента кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, кандидата педагогічних наук, доцента Маладики Л.В., доцента кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, кандидата технічних наук, старшого наукового співробітника, доцента Миргород О.В., склали цей акт про те, що основні результати дисертаційної роботи за темою «Оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до аварійних впливів пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею» впроваджені в освітній процес кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки Національного університету цивільного захисту України при підготовці здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти у галузі знань 26 «Цивільна безпека» за спеціальністю 261 «Пожежна безпека» освітньо-професійної програми «Пожежна безпека» під час викладання навчальної дисципліни «Системи забезпечення пожежної безпеки об'єктів», 1 курс (модуль 1, тема 3.2. «Вогнезахист матеріалів, виробів, будівельних конструкцій. Перевірки відповідності вогнезахисту. Експлуатаційна придатність вогнезахисних покривів та виробів»), а саме:

– методика оцінювання стійкості несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу аварійних навантажень пов'язаних із зовнішнім вибухом та пожежею;

– комп'ютерна модель поведінки несучих сталевих вогнезахисних конструкцій до впливу зовнішніх вибухів та пожеж.

Голова комісії:

доцент кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, к.т.н., доцент

Денис КОЛЕСНИКОВ

Члени комісії:

доцент кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, к.пед.н., доцент

Лариса МАЛАДИКА

доцент кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, к.т.н., с.н.с., доцент

Оксана МИРГОРОД

ДОДАТОК В.
Локальні кошториси на будівельні роботи для об'єкта критичної
інфраструктури

(назва організації, що затверджує)

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 55602,732 тис. грн.
В тому числі зворотних сум _ тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" ___ " _____ 20__ р.

Будівля критичної інфраструктури (будівництво)
01

**Локальний кошторис на будівельні роботи
на будівництво
Каркас**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 41862,318 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 41,81033 тис.люд.г од.
Кошторисна заробітна плата 5610,160 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,8 розряд

Складений за поточними цінами станом на "4 травня" 2026 р.

№ Ч.ч..	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										тих, що обслуговують машини	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
		А. Підземна частина											
		Розділ 1. Влаштування паль											
1	КБ5-34-1	Улаштування залізобетонних буронабивних паль діаметром до 500-600 мм у стійких ґрунтах 2 групи установкою СБУ, довжина паль до 12 м	м3	215	<u>13851,33</u> 1884,40	<u>6910,84</u> 1572,96	2978036	405146	<u>1485831</u> 338186	<u>13,7900</u> 10,1742	<u>2964,85</u> 2187,45		
2	КБ5-61-1	Установлення у свердловину арматурного каркаса	свердл.	107	<u>4953,86</u> 486,91	<u>4419,87</u> 950,68	530063	52099	<u>472926</u> 101723	<u>3,9800</u> 6,0393	<u>425,86</u> 646,21		
3	С147-4-16	Стрижнева арматура А-III, діаметр 16 мм	100кг	121,72	<u>3303,18</u>	-	402063	-	-	-	-		
4	С147-1-6	Стрижнева арматура А-I, діаметр 6 мм	100кг	11	<u>3159,82</u>	-	34758	-	-	-	-		
		Разом прямі витрати по розділу 1					3944920	457245	<u>1958757</u> 439909		<u>3390,71</u> 2833,66		
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					3944920	1528918	897154	434589	746,93	144955	4379509

		Всього по розділу 1					4379509						
		Розділ 2. Залізобетонний ростверк											
5	КБ6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3	0,21	<u>385283,00</u> 15969,68	<u>3584,25</u> 1497,16	80909	3354	<u>753</u> 314	<u>150,7000</u> 10,6641	<u>31,65</u> 2,24		
6	КБ6-1-6	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони об'ємом понад 3 м3 до 5 м3	100м3	1,66	<u>375376,90</u> 50220,69	<u>14103,37</u> 5728,48	623126	83366	<u>23412</u> 9509	<u>435,8300</u> 40,8984	<u>723,48</u> 67,89		
7	С147-4-16	Стрижнева арматура А-III, діаметр 16 мм	100кг	389,51	<u>3303,18</u>	-	1286622	-	-	-	-		
		Разом прямі витрати по розділу 2					1990657	86720	<u>24165</u> 9823		<u>755,13</u> 70,13		
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі:					1990657						

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					1879772 96543 52394 99,03 19219 2043051				
		-----					2043051				
		Всього по розділу 2					2043051				
		Разом прями витрати по підземній частині					5935577	543965	<u>1982922</u>		4145,84
		Разом будівельні роботи, грн.					5935577		<u>449732</u>		<u>2903,79</u>
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн.					3408690				
		всього заробітна плата, грн.					993697				
		Загальновиробничі витрати, грн.					486983				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год.					845,96				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					164174				
		Всього будівельні роботи, грн.					6422560				

		Всього по підземній частині					6422560				
		Б. Надземна частина									
		Відділ 1. Каркас металевий									
8	КБ9-17-2	Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 3,0 т	т	144,7	<u>3401,55</u> 1109,24	<u>2035,29</u> 657,08	492204	160507	<u>294506</u> 95079	<u>9,2800</u> 4,4616	<u>1342,82</u> 645,59
9	КБ9-71-1	Виготовлення колон промислових будівель	т	144,7	<u>7895,79</u> 4668,95	<u>3069,67</u> 368,63	1142521	675597	<u>444181</u> 53341	<u>37,2800</u> 2,5290	<u>5394,42</u> 365,95
10	КБ9-25-1	Монтаж головних балок при висоті будівлі до 25 м	т	177	<u>5662,58</u> 2568,00	<u>2875,52</u> 856,35	1002277	454536	<u>508967</u> 151574	<u>22,5600</u> 5,6596	<u>3993,12</u> 1001,75
11	КБ9-71-1	Виготовлення головних балок промислових будівель	т	177	<u>7895,79</u> 4668,95	<u>3069,67</u> 368,63	1397555	826404	<u>543332</u> 65248	<u>37,2800</u> 2,5290	<u>6598,56</u> 447,63
12	КБ9-25-1	Монтаж другорядних балок при висоті будівлі до 25 м	т	60	<u>5662,58</u> 2568,00	<u>2875,52</u> 856,35	339755	154080	<u>172531</u> 51381	<u>22,5600</u> 5,6596	<u>1353,6</u> 339,58

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13	KB9-71-1	Виготовлення другорядних балок промислових будівель	m	60	<u>7895,79</u> 4668,95	<u>3069,67</u> 368,63	473747	280137	<u>184180</u> 22118	<u>37,2800</u> 2,5290	<u>2236,8</u> 151,74
14	C121-639	Основні несучі конструкції для будівель багатоповерхових, виробничого та не виробничого призначення, висотою до 100 м: колони, опорні плити, балки перекриттів під встановлення устаткування та покриттів, ферми покриттів та міжповерхових перекриттів, зв'язки, фахверки стін, з цільнометалевим каркасом або жорсткою арматурою колон, витрата сталі на 1 м2 сумарної площі поверхів будівлі до 100 кг	t	382	<u>52188,00</u> -	- -	19935816	-	- -	- -	- -
Разом прямі витрати по відділу 1							24783875	2551261	<u>2147697</u> 438741		<u>20919,32</u> 2952,24
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							24783875				
-----							20084917				
							2990002				
							1561596				
							2864,57				
							555931				
							26345471				
Всього по відділу 1							26345471				
Відділ 2. Залізобетонне перекриття											
15	KB6-22-1	Улаштування перекриттів безбалкових товщиною до 200 мм на висоті від опорної площадки до 6 м	100м3	6,21	<u>519837,22</u> 112521,13	<u>24055,21</u> 9393,56	3228189	698756	<u>149383</u> 58334	<u>964,7700</u> 67,3508	<u>5991,22</u> 418,25
16	C147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм	100кг	1470,55	<u>3711,18</u> -	- -	5457476	-	- -	- -	- -
Разом прямі витрати по відділу 2							8685665	698756	<u>149383</u> 58334		<u>5991,22</u> 418,25
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн.							8685665				
							7837526				
							757090				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Загальновиборничі витрати, грн. трудоємність в загальновиборничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиборничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн. -----					408622 769,14 149266 9094287				
		Всього по відділу 2					9094287				
		Разом прямі витрати по надземній частині Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиборничі витрати, грн. трудоємність в загальновиборничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиборничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн. -----					33469540 33469540 27922443 3747092 1970218 3633,71 705197 35439758	3250017	<u>2297080</u> 497075		<u>26910,54</u> 3370,49
		Всього по надземній частині					35439758				
		Разом прямі витрати по кошторису Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиборничі витрати, грн. трудоємність в загальновиборничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиборничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн. -----					39405117 39405117 31331133 4740789 2457201 4479,67 869371 41862318	3793982	<u>4280002</u> 946807		<u>31056,38</u> 6274,28
		Всього по кошторису					41862318				
		Кошторисна трудоємність, люд.год. Кошторисна заробітна плата, грн.					41810,33 5610160				

Настанова [4.32]	Кошти на утримання служби замовника (1 %)	418623
Настанова [4.32]	Кошти на здійснення технічного нагляду (1,5 %)	627935
Настанова [4.34]	Вартість проектних робіт	2486002
Настанова [4.35]	Кошти на здійснення авторського нагляду	-
	Разом по главах 1-12:	45394878
Настанова [4.38]	Кошторисний прибуток (П)	940732
	Разом (гл. 1-12 + П + АВ + Р + І)	46335610
	Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ) у тому числі:	-
Настанова [4.43]	- Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (без ПДВ)	-
	Разом:	46335610
	Податок на додану вартість	9267122
	Всього по зведеному кошторисному розрахунку	55602732
Керівник проектної організації	_____	
Головний інженер проекту (Головний архітектор проекту)	_____	
Керівник відділу	_____	

(назва організації, що затверджує)

Затверджено (схвалено)

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 2402,074 тис. грн.
В тому числі зворотних сум _ тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" __ " _____ 20__ р.

Будівля критичної інфраструктури захисний каркас 3 м
01

**Локальний кошторис на будівельні роботи
на захисний каркас
Захисний каркас 3 м**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 1699,031 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 2,80164 тис.люд.год.
Кошторисна заробітна плата 362,196 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,6 розряд

Складений за поточними цінами станом на "4 травня" 2026 р.

№ Ч.ч..	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
		Відділ 1. Захисний каркас із канатів											
1	КБ9-35-1	Монтаж захисної огорожі устаткування	m	7	<u>17948,55</u> 15947,83	<u>579,61</u> 160,98	125640	111635	<u>4057</u> 1127	<u>138,4000</u> 1,2712	<u>968,8</u> 8,9		
2	С111-793 варіант 1	Трос	т	7	<u>70102,41</u> -	-	490717	-	-	-	-		
3	КБ9-72-1	Виготовлення ґратчастих конструкцій [стояки, опори, ферми та ін.]	m	8	<u>32343,73</u> 18234,94	<u>13211,90</u> 1671,21	258750	145880	<u>105695</u> 13370	<u>145,6000</u> 10,8062	<u>1164,8</u> 86,45		
4	С121-639 варіант 1	Металеві елементи конструкцій	т	8	<u>52188,00</u> -	-	417504	-	-	-	-		
5	КБ6-1-22	Улаштування стрічкових фундаментів залізобетонних, при ширині по верху до 1000 мм	100м3	0,55	<u>384670,52</u> 52582,91	<u>17651,47</u> 5468,10	211569	28921	<u>9708</u> 3007	<u>456,3300</u> 39,1711	<u>250,98</u> 21,54		
6	С147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм	100кг	9	<u>3711,18</u> -	-	33401	-	-	-	-		
		Разом прямі витрати по відділу 1					1537581	286436	<u>119460</u> 17504		<u>2384,58</u> 116,89		
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					1537581	1131685	303940	161450	300,17	58256	1699031
		Всього по відділу 1					1699031						
		Разом прямі витрати по кошторису					1537581	286436	<u>119460</u> 17504		<u>2384,58</u> 116,89		
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					1537581	1131685	303940	161450	300,17	58256	1699031

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	

		Всього по кошторису						1699031				
		Кошторисна трудомісткість, люд.год.						2801,64				
		Кошторисна заробітна плата, грн.						362196				

Настанова [4.25]	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період (0,5X0,9)%						7646				
Настанова [4.32]	Кошти на утримання служби замовника (1 %)						17067				
Настанова [4.32]	Кошти на здійснення технічного нагляду (1,5 %)						25600				
Настанова [4.34]	Вартість проектних робіт						186522				
Настанова [4.34]	Вартість експертизи проектної документації (K=1,1)						11				
Настанова [4.35]	Кошти на здійснення авторського нагляду						-				
	Разом по главах 1-12:						1935877				
Настанова [4.38]	Кошторисний прибуток (П)						65851				
	Разом (гл. 1-12 + П + АВ + Р + І)						2001728				
	Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ) у тому числі:						-				
Настанова [4.43]	- Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (без ПДВ)						-				
	Разом:						2001728				
	Податок на додану вартість						400346				
	Всього по зведеному кошторисному розрахунку						2402074				

Керівник проектної організації _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____

Керівник відділу _____

(назва організації, що затверджує)

Затверджено (схвалено)

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 2554,518 тис. грн.

В тому числі зворотних сум _ тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" ___ " _____ 20__ р.

Будівля критичної інфраструктури захисний каркас 3,5 м
01

**Локальний кошторис на будівельні роботи
на захисний каркас
Захисний каркас 3,5 м**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 1808,850 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 2,98409 тис.люд.год.
Кошторисна заробітна плата 385,736 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,6 розряд

Складений за поточними цінами станом на "4 травня" 2026 р.

№ Ч.ч..	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										тих, що обслуговують машини	
					заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
		Відділ 1. Захисний каркас із канатів											
1	КБ9-35-1	Монтаж захисної огорожі устаткування	m	7,5	<u>17948,55</u> 15947,83	<u>579,61</u> 160,98	134614	119609	<u>4347</u> 1207	<u>138,4000</u> 1,2712	<u>1038</u> 9,53		
2	С111-793 варіант 1	Трос	т	7,5	<u>70102,41</u> -	-	525768	-	-	-	-		
3	КБ9-72-1	Виготовлення ґратчастих конструкцій [стояки, опори, ферми та ін.]	m	8,5	<u>32343,73</u> 18234,94	<u>13211,90</u> 1671,21	274922	154997	<u>112301</u> 14205	<u>145,6000</u> 10,8062	<u>1237,6</u> 91,85		
4	С121-639 варіант 1	Металеві елементи конструкцій	т	8,5	<u>52188,00</u> -	-	443598	-	-	-	-		
5	КБ6-1-22	Улаштування стрічкових фундаментів залізобетонних, при ширині по верху до 1000 мм	100м3	0,58	<u>384670,52</u> 52582,91	<u>17651,47</u> 5468,10	223109	30498	<u>10238</u> 3171	<u>456,3300</u> 39,1711	<u>264,67</u> 22,72		
6	С147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм	100кг	9,4	<u>3711,18</u> -	-	34885	-	-	-	-		
		Разом прямі витрати по відділу 1					1636896	305104	<u>126886</u> 18583		<u>2540,27</u> 124,1		
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					1636896	1204906	323687	171954	319,72	62049	1808850
		Всього по відділу 1					1808850						
		Разом прямі витрати по кошторису					1636896	305104	<u>126886</u> 18583		<u>2540,27</u> 124,1		
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					1636896	1204906	323687	171954	319,72	62049	1808850

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	

		Всього по кошторису						1808850				
		Кошторисна трудомісткість, люд.год.						2984,09				
		Кошторисна заробітна плата, грн.						385736				

Настанова [4.25]	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період (0,5X0,9)%						8140				
Настанова [4.32]	Кошти на утримання служби замовника (1 %)						18170				
Настанова [4.32]	Кошти на здійснення технічного нагляду (1,5 %)						27255				
Настанова [4.34]	Вартість проектних робіт						196200				
Настанова [4.34]	Вартість експертизи проектної документації (K=1,1)						11				
Настанова [4.35]	Кошти на здійснення авторського нагляду						-				
	Разом по главах 1-12:						2058626				
Настанова [4.38]	Кошторисний прибуток (П)						70139				
	Разом (гл. 1-12 + П + АВ + Р + І)						2128765				
	Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ) у тому числі:						-				
Настанова [4.43]	- Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (без ПДВ)						-				
	Разом:						2128765				
	Податок на додану вартість						425753				
	Всього по зведеному кошторисному розрахунку						2554518				

Керівник проектної організації _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____

Керівник відділу _____

(назва організації, що затверджує)

Затверджено (схвалено)

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 2701,369 тис. грн.
В тому числі зворотних сум _ тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" ___ " _____ 20__ р.

Будівля критичної інфраструктури захисний каркас 4 м
01

**Локальний кошторис на будівельні роботи
на захисний каркас
Захисний каркас 4 м**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість	1914,879 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	3,16101 тис.люд.год.
	Д.
Кошторисна заробітна плата	408,585 тис. грн.
Середній розряд робіт	3,6 розряд

Складений за поточними цінами станом на "4 травня" 2026 р.

№ Ч.ч..	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										тих, що обслуговують машини	
					заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
		Відділ 1. Захисний каркас із канатів											
1	КБ9-35-1	Монтаж захисної огорожі устаткування	m	8	<u>17948,55</u> 15947,83	<u>579,61</u> 160,98	143588	127583	<u>4637</u> 1288	<u>138,4000</u> 1,2712	<u>1107,2</u> 10,17		
2	С111-793 варіант 1	Трос	т	8	<u>70102,41</u> -	-	560819	-	-	-	-		
3	КБ9-72-1	Виготовлення ґратчастих конструкцій [стояки, опори, ферми та ін.]	m	9	<u>32343,73</u> 18234,94	<u>13211,90</u> 1671,21	291094	164114	<u>118907</u> 15041	<u>145,6000</u> 10,8062	<u>1310,4</u> 97,26		
4	С121-639 варіант 1	Металеві елементи конструкцій	т	9	<u>52188,00</u> -	-	469692	-	-	-	-		
5	КБ6-1-22	Улаштування стрічкових фундаментів залізобетонних, при ширині по верху до 1000 мм	100м3	0,6	<u>384670,52</u> 52582,91	<u>17651,47</u> 5468,10	230802	31550	<u>10591</u> 3281	<u>456,3300</u> 39,1711	<u>273,8</u> 23,5		
6	С147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм	100кг	9,9	<u>3711,18</u> -	-	36741	-	-	-	-		
		Разом прямі витрати по відділу 1					1732736	323247	<u>134135</u> 19610		<u>2691,4</u> 130,93		
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					1732736	1275354	342857	182143	338,68	65728	1914879
		Всього по відділу 1					1914879						
		Разом прямі витрати по кошторису					1732736	323247	<u>134135</u> 19610		<u>2691,4</u> 130,93		
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					1732736	1275354	342857	182143	338,68	65728	1914879

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	

		Всього по кошторису						1914879				
		Кошторисна трудомісткість, люд.год.						3161,01				
		Кошторисна заробітна плата, грн.						408585				

Настанова [4.25]	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період (0,5X0,9)%						8617				
Настанова [4.32]	Кошти на утримання служби замовника (1 %)						19235				
Настанова [4.32]	Кошти на здійснення технічного нагляду (1,5 %)						28852				
Настанова [4.34]	Вартість проектних робіт						205249				
Настанова [4.34]	Вартість експертизи проектної документації (K=1,1)						11				
Настанова [4.35]	Кошти на здійснення авторського нагляду						-				
	Разом по главах 1-12:						2176843				
Настанова [4.38]	Кошторисний прибуток (П)						74298				
	Разом (гл. 1-12 + П + АВ + Р + І)						2251141				
	Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ) у тому числі:						-				
Настанова [4.43]	- Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (без ПДВ)						-				
	Разом:						2251141				
	Податок на додану вартість						450228				
	Всього по зведеному кошторисному розрахунку						2701369				

Керівник проектної організації _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____

Керівник відділу _____

(назва організації, що затверджує)

Затверджено (схвалено)

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 4715,875 тис. грн.
В тому числі зворотних сум _ тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" ___ " _____ 20__ р.

Будівля критичної інфраструктури (руйнування)
01

**Локальний кошторис на будівельні роботи №02-01-01
на Руйнування
Каркас руйнування**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 3377,211 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 4,93741 тис.люд.г
од.
Кошторисна заробітна плата 637,976 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,5 розряд

Складений за поточними цінами станом на "4 травня" 2026 р.

№ Ч.ч..	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
									на одиницю	всього	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Б. Надземна частина									
		Відділ 1. Каркас металевий									
1	КБ9-17-2 к(труд)=0,7 к(ЕММ)=0,7 к(мат)=0	(Демонтаж) Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 3,0 т/демонтаж металевих конструкцій/ Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 3,0 т	т	5,4	<u>3401,55</u> 1109,24	<u>2035,29</u> 657,08	18368	5990	<u>10991</u> 3548	<u>9,2800</u> 4,4616	<u>50,11</u> 24,09
2	КБ9-17-2	Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель і кранових естакад висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 3,0 т	т	5,4	<u>3401,55</u> 1109,24	<u>2035,29</u> 657,08	18368	5990	<u>10991</u> 3548	<u>9,2800</u> 4,4616	<u>50,11</u> 24,09
3	КБ9-71-1	Виготовлення колон промислових будівель	т	5,4	<u>7895,79</u> 4668,95	<u>3069,67</u> 368,63	42637	25212	<u>16576</u> 1991	<u>37,2800</u> 2,5290	<u>201,31</u> 13,66
4	КБ9-25-1 к(труд)=0,8 к(ЕММ)=0,8 к(мат)=0	(Демонтаж) Монтаж головних балок при висоті будівлі до 25 м /демонтаж збірних залізобетонних та бетонних конструкцій/	т	11,5	<u>4355,17</u> 2054,40	<u>2300,41</u> 685,08	50084	23626	<u>26455</u> 7878	<u>18,0480</u> 4,5277	<u>207,55</u> 52,07
5	КБ9-25-1	Монтаж головних балок при висоті будівлі до 25 м	т	11,5	<u>5662,58</u> 2568,00	<u>2875,52</u> 856,35	65120	29532	<u>33068</u> 9848	<u>22,5600</u> 5,6596	<u>259,44</u> 65,09
6	КБ9-71-1	Виготовлення головних балок промислових будівель	т	11,5	<u>7895,79</u> 4668,95	<u>3069,67</u> 368,63	90802	53693	<u>35301</u> 4239	<u>37,2800</u> 2,5290	<u>428,72</u> 29,08
7	КБ9-25-1 к(труд)=0,8 к(ЕММ)=0,8 к(мат)=0	(Демонтаж) Монтаж другорядних балок при висоті будівлі до 25 м /демонтаж збірних залізобетонних та бетонних конструкцій/	т	11	<u>4355,17</u> 2054,40	<u>2300,41</u> 685,08	47907	22598	<u>25305</u> 7536	<u>18,0480</u> 4,5277	<u>198,53</u> 49,8
8	КБ9-25-1	Монтаж другорядних балок при висоті будівлі до 25 м	т	11	<u>5662,58</u> 2568,00	<u>2875,52</u> 856,35	62288	28248	<u>31631</u> 9420	<u>22,5600</u> 5,6596	<u>248,16</u> 62,26
9	КБ9-71-1	Виготовлення другорядних балок промислових будівель	т	11	<u>7895,79</u> 4668,95	<u>3069,67</u> 368,63	86854	51358	<u>33766</u> 4055	<u>37,2800</u> 2,5290	<u>410,08</u> 27,82
10	С121-639 варіант 1	Металеві елементи констркцій	т	27,9	<u>52188,00</u> -	- -	1456045	-	- -	- -	- -
		Разом прямі витрати по відділу 1					1938473	246247	<u>224084</u> 52063		<u>2054,01</u> 347,96
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					1938473	1468142 298310 156536 288,23 55938			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		Всього будівельні роботи, грн.						2095009				

		Всього по відділу 1						2095009				
		Відділ 2. Залізобетонне перекриття										
11	КБ6-22-1 к дем.=0,8	(Демонтаж) Улаштування перекриттів безбалкових товщиною до 200 мм на висоті від опорної площадки до 6 м	100м3	1,08	<u>109619,77</u> 90016,90	<u>19244,17</u> 7514,85	118389	97218	<u>20784</u> 8116	<u>771,8160</u> 53,8806	<u>833,56</u> 58,19	
12	КБ6-22-1	Улаштування перекриттів безбалкових товщиною до 200 мм на висоті від опорної площадки до 6 м	100м3	1,08	<u>519837,22</u> 112521,13	<u>24055,21</u> 9393,56	561424	121523	<u>25980</u> 10145	<u>964,7700</u> 67,3508	<u>1041,95</u> 72,74	
13	С147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм	100кг	127,85	<u>3711,18</u> -	<u>-</u> -	474474	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -	
Разом прямі витрати по відділу 2							1154287	218741	<u>46764</u> 18261		<u>1875,51</u> 130,93	
Разом будівельні роботи, грн.							1154287					
в тому числі:												
вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн.							888782					
всього заробітна плата, грн.							237002					
Загальновиробничі витрати, грн.							127916					
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.							240,77					
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							46726					
Всього будівельні роботи, грн.							1282203					

		Всього по відділу 2						1282203				
Разом прямі витрати по надземній частині							3092760	464988	<u>270848</u> 70324		<u>3929,52</u> 478,89	
Разом будівельні роботи, грн.							3092760					
в тому числі:												
вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн.							2356924					
всього заробітна плата, грн.							535312					
Загальновиробничі витрати, грн.							284451					
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.							529					
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							102664					
Всього будівельні роботи, грн.							3377211					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

		Всього по надземній частині					3377211				
		Разом прямі витрати по кошторису					3092760	464988	<u>270848</u>		<u>3929,52</u>
		Разом будівельні роботи, грн.					3092760		70324		478,89
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн.					2356924				
		всього заробітна плата, грн.					535312				
		Загальновиробничі витрати, грн.					284451				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.					529				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					102664				
		Всього будівельні роботи, грн.					3377211				

		Всього по кошторису					3377211				
		Кошторисна трудоємність, люд.год.					4937,41				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					637976				

Настанова [4.25]	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період (0,5X0,9)%	15197
Настанова [4.32]	Кошти на утримання служби замовника (1 %)	33924
Настанова [4.32]	Кошти на здійснення технічного нагляду (1,5 %)	50886
Настанова [4.34]	Вартість проектних робіт	336611
Настанова [4.34]	Вартість експертизи проектної документації (K=1,1)	16
Настанова [4.35]	Кошти на здійснення авторського нагляду	-
	Разом по главах 1-12:	3813845
Настанова [4.38]	Кошторисний прибуток (П)	116051

	Разом (гл. 1-12 + П + АВ + Р + І)	3929896
	Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ) у тому числі:	-
Настанова [4.43]	- Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (без ПДВ)	-
	Разом:	3929896
	Податок на додану вартість	785979
	Всього по зведеному кошторисному розрахунку	4715875

Керівник проектної організації _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____

Керівник відділу _____