

**ДЕРЖАВНА СЛУЖБА УКРАЇНИ З НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ
ЛЬВІВСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БЕЗПЕКИ
ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ**

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ТУР Назарій Юрійович

УДК 699.85:624.042.8

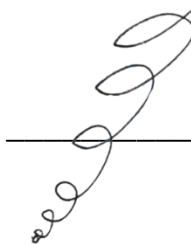
ДИСЕРТАЦІЯ

**ОБҐРУНТУВАННЯ КОНСТРУКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ МОДУЛЬНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ УКРИТТІВ ДЛЯ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЇХНЬОЇ
ЗАХИСНОЇ ЗДАТНОСТІ В УМОВАХ ВОЄННОГО СТАНУ**

Спеціальність – 263 Цивільна безпека
Галузь знань – 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.



Н. Ю. Тур

Науковий керівник: **ЯКОВЧУК Роман Святославович**
доктор технічних наук, доцент

Львів – 2026

АНОТАЦІЯ

Тур Н.Ю. Обґрунтування конструктивних параметрів модульних залізобетонних укриттів для забезпечення їхньої захисної здатності в умовах воєнного стану. Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 263 Цивільна безпека. Львівський державний університет безпеки життєдіяльності, Львів, 2026.

Зміст анотації.

Актуальність теми.

В умовах повномасштабного вторгнення та безперервної збройної агресії проти України питання забезпечення надійного колективного та індивідуального цивільного захисту населення набуло безпрецедентної актуальності та стратегічного значення для національної безпеки. На початковому етапі збройного конфлікту фонд захисних споруд цивільного захисту України перебував у кризовому стані, що стало критичним викликом для системи управління державою та збереження життів громадян.

В результаті постійних ракетно-дронових атак на цивільну та критичну інфраструктуру України докорінно змінилися підходи до організації укриття населення. Сучасні загрози, пов'язані із застосуванням високоточних ракетних комплексів та ударних безпілотних літальних апаратів (типу Shahed-136), ставлять принципово нові вимоги до надійності та забезпечення захисної здатності об'єктів фонду захисних споруд цивільного захисту.

Оновлення державної будівельної нормативної бази (зокрема ДБН В.2.2-5:2023 та ДСТУ 9329:2025) дало поштовх до масового впровадження первинних (мобільних) укриттів та модульних захисних споруд. Проте, існуючі методи визначення параметрів будівельних конструкцій таких споруд переважно базуються на застарілих квазістатичних підходах і не дають змогу повною мірою оцінити їх поведінку під час прямої або непрямої

дії надмірного тиску повітряної ударної хвилі сучасних засобів повітряного ураження.

Під час обґрунтування захисної здатності укриттів різної конструкції може бути застосовані декілька підходів. Введений у дію та оновлений ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту» встановлює основні принципи та визначає методологічні підходи до розрахункового оцінювання захисної здатності конструкцій захисних споруд проти повітряних обстрілів. Даний стандарт встановлює як основний підхід до розрахункової оцінки захисної здатності конструкцій, який заснований на застосуванні традиційних методів розрахунку за умови представлення впливу ударної хвилі вибуху за допомогою статичного тиску. Величина цього тиску ранжована за класами захисних споруд за допустимим тиском ударної хвилі, згідно із встановленою класифікацією. Даний підхід не має суворого теоретичного обґрунтування, проте він може бути застосований з огляду на те, що він дає великі запаси міцності конструкцій і це сприймається радше як суттєва перевага. Проте такий підхід не може вважатися універсальним, оскільки при аналізі захисної здатності споруд подвійного призначення (СПП), що розташовані всередині конструкцій, на які діють навантаження від вибуху, суттєво знижені при подоланні ними зовнішніх огорожувальних конструкцій. При цьому, на конструкції укриттів можливий додатковий вплив з боку уламків та зруйнованих частин інших конструкцій. При застосуванні підходу на основі прикладання квазістатичних навантажень при відтворенні впливу ударної хвилі вибуху часто важко обґрунтувати, що внутрішні огорожувальні конструкції, де має бути облаштоване укриття, мають достатню захисну здатність, що в багатьох випадках не відповідає дійсності.

Західна та світова наукова школа дослідження впливу вибухових хвиль сформувала комплексний напрямок, що поєднує військову інженерію та будівельну механіку. Аналіз параметрів повітряної ударної хвилі базується на класичних працях Г. Тейлора, Дж. Кінні та К. Грехема, які

математично описали термодинамічні процеси формування вибухової хвилі конденсаційного типу. Перехід від параметрів хвилі у вільному просторі до навантажень на споруди традиційно здійснювався за допомогою апарату теорії коливань, зокрема методів систем з одним ступенем вільності (SDOF), розроблених Дж. Біггсом. Ці методи дозволили аналітично розраховувати пружно-пластичну роботу залізобетонних елементів, що лягло в основу нормативних документів, таких як стандарт Міністерства оборони США UFC 3-340-02 та керівництво FEMA.

В Україні проблемами впливу комплексної дії механічного та вибухового навантаження при прямому влучанні у захисні споруди із проникненням ракет та бойових дронів із їхнім одночасним підривом займалися такі дослідники, як М. М. Дівізінюк, В. А. Баженов, С. В. Поздєєв, Б. Г. Демчина, Т. М. Шналь, О. В. Некора, М. М. Ткачук, В.І. Коцюруба, А.С. Білик, В. М. Михайлов та інші.

Попри значний науковий доробок у сфері будівельної механіки та військової інженерії, питання просторової динамічної реакції швидкоспороджуваних залізобетонних модульних укриттів на ударну хвилю вибуху із застосуванням нелінійних явних алгоритмів скінченно-елементного аналізу (LS-DYNA) залишається вивченим недостатньо. Відсутність єдиної комплексної методології, яка б поєднувала сучасні методи нелінійного скінченно-елементного моделювання просторових залізобетонних конструкцій із натурними експериментальними дослідженнями, створює суттєві труднощі на етапі проектування надійних захисних споруд цивільного захисту, зокрема модульних залізобетонних укриттів.

Тому, розкриття закономірностей впливу конструктивних параметрів та значення надмірного тиску повітряної ударної хвилі на процес деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів як науково обґрунтованих інженерно-технічних рішень для забезпечення їхньої захисної здатності в умовах воєнного стану є актуальним науково-технічним завданням.

Об’єкт дослідження – деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів від динамічної дії повітряної ударної хвилі.

Предмет дослідження – вплив конструктивних параметрів та значення надмірного тиску повітряної ударної хвилі на процес деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів.

Метою роботи є розкриття закономірностей впливу конструктивних параметрів та значення надмірного тиску повітряної ударної хвилі на процес деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів як науково обґрунтованих інженерно-технічних рішень для забезпечення їхньої захисної здатності в умовах воєнного стану.

Для досягнення поставленої мети в дисертаційній роботі було сформульовано та послідовно вирішено наступні **задачі дослідження**:

1. Проаналізувати сучасний стан розвитку фонду захисних споруд цивільного захисту в Україні, чинну нормативну базу та тактико-технічні характеристики сучасних засобів повітряного ураження з метою встановлення розрахункових параметрів динамічних навантажень.

2. Розробити математичні моделі деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів під впливом ударної хвилі із застосуванням явного методу інтегрування та алгоритмів контактної взаємодії у середовищі LS-DYNA.

3. Провести натурні експериментальні дослідження напружено-деформованого стану секції модульного залізобетонного укриття з використанням гідравлічної опорно-навантажувальної системи та виконати перевірку адекватності математичної моделі критичних навантажень на конструкції захисних споруд модульного типу.

4. Виконати математичне моделювання поведінки секції укриття в умовах статичного навантаження для верифікації розроблених

математичних моделей шляхом порівняння розрахункових та експериментальних даних.

5. Здійснити комп'ютерне моделювання впливу динамічної дії повітряної ударної хвилі вибуху на огорожувальну конструкцію модульного залізобетонного укриття для перевірки її захисної здатності.

6. Розробити методику оцінки захисної здатності огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів в умовах динамічної дії повітряної ударної хвилі та запропонувати варіанти його впровадження.

Наукова новизна дисертаційного дослідження полягає у вирішенні актуального науково-технічного завдання щодо розкриття закономірностей впливу конструктивних параметрів та значення надмірного тиску повітряної ударної хвилі на процес деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів.

Отримані такі основні наукові результати:

З огляду на це, **вперше**:

встановлена поліноміальна регресійна залежність захисної здатності огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів від геометричних параметрів цих конструкцій та надмірного тиску повітряної ударної хвилі (P_{lim}) за якого відбувається їх деформування, у вигляді:

$$P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001 z L;$$

розкрито механізм зниження ефективності масивних залізобетонних покриттів на великих прольотах та встановлено пряму пропорційну залежність між товщиною плити z та її несучою здатністю, що обмежується параметром ширини прольоту L через активацію від'ємної взаємодії факторів ($-0,001 zL$).

Удосконалено:

методику числового моделювання огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів у програмному комплексі LS-DYNA шляхом диференційованого застосування коефіцієнтів швидкості

деформації Купера-Сімондса для різних класів міцності сталі та використання різних класів бетону.

Набуло подальшого розвитку:

сфера застосування скінченно-елементного моделювання для проектування захисних споруд цивільного захисту під час підбору та перевірки геометричних параметрів огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів;

математична модель оцінки несучої здатності конструкцій модульних залізобетонних укриттів шляхом введення кількісної оцінки міжфакторної взаємодії та використання явного скінченно-елементного чисельного моделювання у програмному комплексі LS-DYNA, що дає змогу підвищити достовірність оцінки напружено-деформованого стану конструкцій за умов динамічного навантаження;

теоретичні основи розрахунку масивних огорожувальних конструкцій на короткочасне екстремальне навантаження. Встановлено закономірність зміни динамічного відгуку системи, згідно з якою на прольотах понад 6000 мм додаткова маса покриття викликає критичне зростання інерційних сил.

Практичне значення отриманих результатів роботи полягає у створенні та обґрунтуванні спрощеного інженерного інструменту для проектування та експертизи захисних споруд цивільного захисту.

Науково-теоретичні та прикладні результати дисертаційного дослідження були впроваджені у практичну та наукову діяльність Інституту наукових досліджень з цивільного захисту Національного університету цивільного захисту України. Отримана у дисертаційній роботі таблиця для підбору та перевірки конструктивних розмірів залізобетонних секцій укриттів інтегрує класифікацію захисних споруд цивільного захисту згідно з ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту» за граничними значеннями надлишкового тиску ударної хвилі (ΔP) та геометричними параметрами (шириною прольоту L , товщиною покриття z). Ця таблиця є

практичним інструментом для швидкої перевірки та оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів. Отримана у дисертаційній роботі таблиця коефіцієнтів запасу міцності залізобетонних модульних укриттів дає змогу оцінити реальний коефіцієнт запасу міцності K для різних геометричних розмірів залізобетонних секцій модульних укриттів відповідно до класів за ДБН В.2.2-5:2023: А-II (≥ 300 кПа), А-III (≥ 200 кПа) та А-IV (≥ 100 кПа), де P_{lim} , кПа – розрахунковий граничний тиск руйнування (кПа). Матеріали дисертаційного дослідження можна використовувати як науково-технічну базу під час підготовки методичних та технічних документів, що регламентують типові інженерні вимоги до модульних захисних споруд цивільного захисту.

Результати дисертаційного дослідження були використані та впроваджені у практичну діяльність Управління цивільного захисту та превентивної діяльності ГУ ДСНС України у Львівській області та Відділу планування, організації та моніторингу цивільного захисту ГУ ДСНС України у Рівненській області. Відповідно до основних завдань щодо участі у плануванні заходів цивільного захисту (укриття населення в захисних спорудах) та реалізації вимог інженерно-технічних заходів у містобудівній і проектній документації, для практичного використання структурними підрозділами були прийняті наступні результати.

Розроблена автором інженерна номограма та уніфікована таблиця дає змогу підібрати мінімальні розміри залізобетонних конструкцій модульних захисних укриттів (товщини покриття z та ширини прольоту L), які здатні витримати граничний надлишковий тиск повітряної ударної хвилі (ΔP , кПа) без застосування складного спеціалізованого програмного забезпечення. Отримана в роботі поліноміальна регресійна залежність ($P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001 z L$) встановлює кількісний зв'язок між геометричними параметрами залізобетонної конструкції та граничним надлишковим тиском вибухової хвилі. Це дає змогу фахівцям структурних підрозділів ДСНС України розглядати проектну документацію на об'єкти

будівництва протирадіаційних укриттів з модульних (блок – модульних) конструкцій. Результати дослідження інтегровано як науково-технічну базу для підготовки матеріалів щодо інженерних вимоги до модульних (блок – модульних) конструкцій. Впроваджено обґрунтовані конструктивні заходи: обов'язкове влаштування внутрішніх кутових вутів 150×150 мм під кутом 45° для всіх прольотів понад 3000 мм; посилення поперечного армування шпильками у шаховому порядку для запобігання відколів; обов'язкове використання симетричного подвійного армування (клас сталі не нижче А500С); підвищений захист торцевих зон за допомогою інтегрованих сталевих рам-демпферів; встановлення конструктивного мінімуму товщини плити не менше 150 мм для забезпечення 35 мм захисного шару бетону й анкерування сіток.

Впровадження результатів розрахунково-теоретичних та експериментальних досліджень динамічного опору залізобетонних конструкцій у практичну діяльність дає змогу перевести процес протидії сучасним засобам ураження на новий, науково обґрунтований рівень. Практичні підрозділи ДСНС України отримали простий інженерний інструмент під час розгляду проектної документації на об'єкти будівництва протирадіаційних укриттів з модульних (блок – модульних) конструкцій та проведення перевірок захисних споруд цивільного захисту модульного типу. Це суттєво підвищить рівень організації цивільного захисту населення в умовах воєнного стану.

Крім того, результати дисертаційного дослідження впроваджено у практичне використання проектною організацією ФОП Степаняк Богдан Іванович під час проектування нових модульних захисних споруд цивільного захисту. Об'єктом впровадження є рекомендації щодо обґрунтування, розробки та вибору оптимальних конструктивних і геометричних параметрів залізобетонних секцій модульних укриттів (зокрема, товщини плити покриття та ширини внутрішнього прольоту), що забезпечують їхню нормативну захисну здатність відповідно до

класифікації та вимог ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту». Це дало змогу уникнути неефективного потовщення покриття на великих прольотах, де надмірна маса призводила б до критичного зростання інерційних сил під час удару, і замінити його раціональним перерозподілом армування та геометрії конструкції. Впровадження зазначених рекомендацій забезпечує суттєве зниження собівартості виробництва секцій модульних захисних укриттів при виконанні ними захисних функцій.

З метою підвищення ефективності підготовки фахівців для ДСНС України результати дисертаційної роботи, які мають теоретичне та практичне значення, впроваджено в освітній процес Львівського державного університету безпеки життєдіяльності. Зокрема, на кафедрі цивільного захисту – у навчальну дисципліну «Інженерний захист населення і територій», тема 5.1 «Накопичення фонду захисних споруд та будівництво сховищ і протирадіаційних укриттів» підготовки здобувачів першого освітнього рівня (спеціальність 263 «Цивільна безпека», освітньо-професійна програма «Цивільний захист»); у навчальну дисципліну «Комп'ютерне моделювання у сфері цивільного захисту», тема 8 «Дослідження і конструкція динамічно-стійких інженерних та будівельних споруд» підготовки здобувачів третього (освітньо-наукового) рівня (спеціальність 263 Цивільна безпека, освітньо-наукова програма «Цивільний захист»).

На кафедрі інформаційних технологій та систем електронних комунікацій – у навчальну дисципліну «Моделювання багатопараметричних систем», тема 3 «Аналіз результатів експериментальних досліджень у системах безпеко-орієнтованого спрямування» підготовки здобувачів третього (освітньо-наукового) рівня (спеціальність 122 Комп'ютерні науки, освітньо-наукова програма «Комп'ютерні науки»).

Впровадження результатів дисертаційного дослідження забезпечує актуальний характер освіти та високий науково-методичний рівень

викладання даних навчальних дисциплін і дає змогу підвищити якість проведення лекційних та практичних занять для здобувачів вищої освіти.

Методи дослідження. У дисертаційній роботі застосовано комплексний науковий підхід, що базується на інтеграції методів будівельної механіки, газодинаміки вибуху, нелінійного скінченно-елементного аналізу, теорії ймовірностей та математичної статистики.

Теоретичні дослідження параметрів повітряної ударної хвилі вибуху ґрунтувалися на класичних законах газодинаміки (моделі Г. Тейлора, Дж. Кінні, К. Грехема). Визначення тиску відбитої та падаючої хвилі здійснювалося через розрахунок масштабованої відстані за законом подібності Гопкінсона-Кранца. Перехід від параметрів хвилі до навантажень на конструкції аналізувався за допомогою методів систем з одним ступенем вільності (SDOF).

Основним методом комп'ютерного моделювання фізики руйнування будівельних конструкцій обрано метод скінченних елементів (МСЕ) з явною схемою інтегрування рівнянь руху (метод центральних різниць), реалізований у програмному комплексі LS-DYNA.

Для опису нелінійної поведінки бетону застосовано модель неперервної поверхні руйнування з обмежувальним куполом CSCM (Continuous Surface Cap Model type No 159). Модель враховує деформаційну втрату міцності (спадні гілки діаграми), акумуляцію пошкоджень (утворення магістральних тріщин), а також втрату несучої здатності від зрізу та розтягу.

Експериментальні натурні дослідження напружено-деформованого стану проводилися на повномасштабному зразку залізобетонної секції укриття ЛШСС-1. Для цього була сконструйована просторова опорна система, що включала сталеві двотаврові балки, вертикальні стійки та траверси. Навантаження здійснювалося гідравлічною насосною станцією з використанням системи домкратів вантажопідйомністю до 400 тс/м², що забезпечувало ступінчасте зростання еквівалентного тиску.

Статистична обробка експериментальних і числових даних здійснювалася методами математичної статистики з обчисленням математичного сподівання, дисперсії, абсолютних, відносних і середньоквадратичних відхилень. Адекватність розроблених комп'ютерних моделей оцінювалася шляхом перевірки нульової гіпотези про рівність дисперсій двох вибірок з використанням статистичного F -критерію Фішера для рівня значущості $\alpha = 0,05$.

Оптимізація параметрів конструкцій базується на методології планування повнофакторного експерименту. За результатами числових розрахунків було складено матрицю планування 2^2 , де варіювалися найзначущі фактори: товщина верхньої стінки секції (z) та ширина прольоту (L). На основі обробки результатів матриці розраховано коефіцієнти лінійної поліноміальної регресії з урахуванням міжфакторної взаємодії, що дозволило побудувати номограми та ізобари граничного тиску руйнування.

У вступі описано загальну характеристику роботи, обґрунтовано актуальність теми дисертаційного дослідження, розкрито зв'язок роботи з науковими програмами, планами та темами, сформульовано мету, завдання, об'єкт та предмет дослідження, розкрито наукову новизну та практичне значення одержаних результатів, визначено особистий внесок здобувача, наведено дані про апробацію, публікації, структуру та обсяг роботи.

Перший розділ присвячений детальному аналізу сучасного стану фонду захисних споруд цивільного захисту України в умовах воєнного стану (2022-2026 рр.). Розглянуто проблеми дефіциту укриттів на початку збройної агресії та процес масштабного нарощування об'єктів фонду захисних споруд цивільного захисту. Проаналізовано оновлену нормативну базу, зокрема ДБН В.2.2-5:2023 та ДСТУ 9329:2025, акцентовано увагу на вимогах інклюзивності та безбар'єрності об'єктів фонду захисних споруд цивільного захисту. Детально проаналізовано тактико-технічні характеристики сучасних засобів повітряного ураження російської федерації. Здійснено ґрунтовний огляд фундаментальних і прикладних

методів розрахунку стійкості конструкцій до динамічних навантажень вибухових хвиль, обґрунтовано необхідність застосування сучасних комп'ютерних систем для точної оцінки механічного опору конструкцій модульних залізобетонних укриттів.

Другий розділ представляє розробку математичної моделі для визначення оптимальних конструктивних параметрів захисних споруд, а також результати математичного моделювання поведінки будівельних конструкцій захисної споруди в умовах вибуху. Наведено наукове обґрунтування вибору явного методу інтегрування рівнянь руху (метод центральних різниць). Детально описано застосування моделі бетону CSCM з обмежувальним куполом для врахування деформаційної втрати міцності, а також моделі Хьюса-Лю для арматури. Сформовано розрахункову модель впливу вибуху заряду масою 30 кг ТНТ (еквівалент БПЛА Shahed-136), досліджено параметри ударної хвилі на різних відстанях. Результати моделювання успішно верифіковано з використанням емпіричної моделі Kingery-Vulmash, похибка обчислень склала 2,19 %.

Третій розділ присвячено перевірці адекватності математичної моделі критичних динамічних навантажень на конструкції захисних споруд модульного типу. Представлено результати натурних експериментальних досліджень поведінки великогабаритної залізобетонної секції захисного укриття ЛШСС-1 в умовах ступінчастого еквівалентного статичного навантаження. Описано розроблену просторову опорно-навантажувальну систему зі сталевими траверсами та гідравлічними домкратами вантажопідйомністю до 400 тс/м². Досліджено кінематику деформування рами та динаміку розкриття тріщин. Встановлено, що на початкових етапах тріщини розкриваються повільно, а при навантаженнях, близьких до граничних (1360 кН), ширина розкриття сягає 2,8 мм, про що свідчить текучість арматури. Виконано оцінку точності та надійності результатів проведених експериментальних випробувань. Статистична оцінка

адекватності даних підтверджена застосуванням F-критерію Фішера (розрахункові значення $0,94-0,97 < 6,39$).

Четвертий розділ містить результати математичного моделювання поведінки секції укриття в умовах статичного навантаження. Розроблена методика теоретично-розрахункових досліджень заснована на відтворенні проведених механічних випробувань залізобетонних секцій реальних укриттів в умовах статичного навантаження шляхом застосування явного метода інтегрування загальних рівнянь динаміки сукупно із методом скінченних елементів. Представлено розроблену математичну модель поведінки огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів в умовах механічного навантаження, деталізовано модель бетону CSCM 159 та пружно-пластичну кінематичну модель арматури Plastic Kinematic 003 з урахуванням рівняння Купера-Сімондса. Аналіз розподілу пластичних деформацій показав, що під впливом еквівалентного тиску локальні руйнування бетону розвиваються поступово. Якісна картина розподілу пластичних деформацій у комп'ютерній моделі просторово збігається з картиною утворення реальних тріщин, зафіксованих під час натурних випробувань. Порівняння результатів математичного моделювання з експериментальними даними показало високий рівень збіжності: середнє відносне відхилення становить близько 13 %. Розрахункові значення F-критерію (1,84 для прогину верхньої стінки та 2,94 для бокової) виявилися значно меншими за критичне табличне значення (6,39) при рівні значущості 5 %, що дає підстави для застосування розробленої методики у подальших дослідженнях динамічного впливу вибуху.

П'ятий розділ розкриває результати розробки методики оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів в умовах впливу вибуху та варіанти її впровадження. Наведено результати комп'ютерного моделювання впливу фронту повітряної ударної хвилі вибуху (30 кг ТНТ на відстані 9 м) на секцію модульного захисного укриття. Встановлено, що за

умови вільного спирання модуля на ґрунт, кінетичний імпульс трансформується у макроскопічний зсув (ковзання) з поглинанням енергії силами тертя, що рятує конструкцію від крихкого руйнування при надмірному тиску (126,4 кПа). Реалізовано повнофакторний числовий експеримент, за результатами якого автором отримано нелінійну поліноміальну регресійну залежність між шириною прольоту, товщиною покриття та граничним тиском руйнування. Розроблено керуючий алгоритм та запропоновано впровадження методики оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів за допомогою інженерної номограми, отримано уніфіковану таблицю підбору параметрів залізобетонних модулів для забезпечення класів захисту А-II, А-III та А-IV згідно ДБН В.2.2-5:2023.

Ключові слова: цивільний захист, надзвичайна ситуація, об'єкт критичної інфраструктури, модульне укриття, безпілотний літальний апарат, вибух, математична модель, комп'ютерне моделювання, прямий метод, алгоритм, скінченно-елементна модель, візуалізація даних, ефективність захисту

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. С. Поздєєв, А. Новгородченко, Т. Шналь, Р. Яковчук, **Н. Тур** (2023). Математичне моделювання розрахункових схем конструкцій модульного захисного укриття. «Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація», Том 7 No 2 (2023). С. 183-192.
<https://doi.org/10.31731/2524.2636.2023.7.2.183.192>
2. *Navrys, A., Filippova, V., & Tur, N.* (2024). Інформаційний аналіз систем захисту об'єктів критичної інфраструктури в період дії воєнного стану. Вісник Львівського державного університету безпеки

життєдіяльності, 30,

173-187.

<https://doi.org/https://doi.org/10.32447/20784643.30.2024.17>

3. *Serhii Pozdieiev, Olha Nekora, Alina Novhorodchenko, Roman Yakovchuk, Nazarii Tur* (2025). Basic calculations of dynamic interaction of mechanical systems of modular shelters are implemented in the LS-DYNA program. Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація. Том 9 № 1, 115-126. <https://doi.org/10.52363/2524-2636.2025.9.1.11>

4. *Поздєєв С. В., Гаврись А. П., Тур Н. Ю., Яковчук Р. С., Любовецький О. В.* (2025). Розрахункова оцінка функціональної придатності захисних споруд (укриттів) модульного типу під час застосування засобів повітряного нападу противника. Вісник Львівського державного університету безпеки життєдіяльності, 32, 221-235.

<https://doi.org/https://doi.org/10.32447/20784643.32.2025.19>

Статті у наукових виданнях, що входять до бази даних Scopus:

1. *Havrys, A., Yakovchuk, R., Pekarska, O., Tur, N.* (2023). Visualization of Fire in Space and Time on the Basis of the Method of Spatial Location of Fire-Dangerous Areas. *Ecological Engineering & Environmental Technology*, 24(2), 28–37. <https://doi.org/10.12912/27197050/156971>

2. *Havrys, A., Yakovchuk, R., Pekarska, O., Tur, N.* (2024). Use of the Computer Modelling for the Analysis of Dangerous Areas during Flooding of Territories. *Ecological Engineering & Environmental Technology*, 25(4), 336-343. <https://doi.org/10.12912/27197050/184265>

3. *Novhorodchenko, A., Shnal, T., Yakovchuk, R., Tur, N.* (2024). The Study of the Behavior of Reinforced Concrete Structures of Modular Shelter in Conditions of Explosion. In: *Blikharskyu, Z., Koszelnik, P., Lichołai, L., Nazarko, P., Katunský, D.* (eds) *Proceedings of CEE 2023. CEE 2023. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 438. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-44955-0_29

Розділи в колективній монографії, що додатково висвітлюють результати дисертаційного дослідження:

1. *Сергій Поздєєв, Роман Яковчук, Назарій Тур, Вадим Ніжник, Ольга Некора.* Методи розрахункової оцінки функціональної придатності захисних споруд під час застосування засобів повітряного нападу противника. Цивільний захист в умовах війни: колективна монографія / за загальною редакцією Дмитра Бондаря. Львів: ЛДУБЖД, 2025. с. 32-65;

2. *Роман Яковчук, Андрій Гаврись, Вікторія Філіппова, Назарій Тур.* Комплексна система захисту критичної інфраструктури України в умовах воєнного стану. Цивільний захист в умовах війни: колективна монографія / за загальною редакцією Дмитра Бондаря. Львів: ЛДУБЖД, 2025. с. 380-397.

Матеріали науково-практичних конференцій, що засвідчують апробацію дисертації:

1. *Тур Н., Тарнавський А.* Впровадження пріоритетних рішень стійкості для критичної інфраструктури територіальної громади // Збірник наукових праць XX Міжнародної науково-практичної конференції молодих вчених, курсантів та студентів “Проблеми та перспективи розвитку системи безпеки життєдіяльності”. Львів: ЛДУ БЖД, 27-28 березня, 2025. С. 92-95.

2. *Тур Н.Ю., Тарнавський А.Б.* Особливості формування робочої групи з питань спільного планування стійкості критичної інфраструктури // Матеріали IV Всеукраїнської науково-практичної конференції “Актуальні питання забезпечення службово-бойової діяльності сил сектору безпеки і оборони”. Харків: НЮУ ім. Я. Мудрого, 24 квітня, 2025. С. 285-287.

3. *Тарнавський А.Б., Тур Н.Ю.* Порядок визначення залежностей між інфраструктурними системами критичної інфраструктури // Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції “Problems of emergency situations”. Черкаси: НУ ЦЗУ 14 травня, 2025. С. 210-211.

SUMMARY

N.Yu. Tur. Substantiation of the design parameters of modular reinforced concrete shelters to ensure their protective capacity under martial law. Qualifying scientific work as a manuscript. Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in specialty 263 Civil Security. Lviv State University of Life Safety, Lviv, 2026.

Content of the abstract.

Relevance of the Topic

Under the conditions of a full-scale invasion and continuous armed aggression against Ukraine, the issue of ensuring reliable collective and individual civil protection of the population has acquired unprecedented relevance and strategic importance for national security. At the initial stage of the armed conflict, the fund of civil protection shelters in Ukraine was in a crisis state, which became a critical challenge for the state management system and the preservation of citizens' lives.

As a result of constant missile and drone attacks on the civilian and critical infrastructure of Ukraine, approaches to organizing population sheltering have radically changed. Modern threats associated with the use of high-precision missile systems and strike unmanned aerial vehicles (UAVs) (such as the Shahed-136) set fundamentally new requirements for the reliability and protective capacity of objects within the civil protection shelter fund.

The updating of the state building regulatory framework (in particular, DBN V.2.2-5:2023 and DSTU 9329:2025) gave impetus to the mass introduction of primary (mobile) shelters and modular protective structures. However, existing methods for determining the parameters of building structures for such facilities are primarily based on outdated quasi-static approaches and do not allow for a full assessment of their behavior during the direct or indirect action of the air blast wave overpressure from modern aerial attack weapons.

During the substantiation of the protective capacity of shelters of various designs, several approaches can be applied. The introduced and updated DBN

V.2.2-5:2023 "Civil Protection Shelters" establishes the basic principles and defines methodological approaches to the calculated assessment of the protective capacity of shelter structures against aerial bombardments. This standard establishes the primary approach to the calculated assessment of structural protective capacity, which is based on the application of traditional calculation methods provided that the impact of the explosion's blast wave is represented by static pressure. The magnitude of this pressure is ranked by classes of protective structures according to the allowable blast wave pressure, based on the established classification. This approach lacks strict theoretical justification; however, it can be applied considering that it provides large structural safety margins, which is rather perceived as a significant advantage. Nevertheless, such an approach cannot be considered universal, especially when analyzing the protective capacity of dual-purpose structures (DPS) located inside buildings, where the explosive loads acting on them are significantly reduced when overcoming the external enclosing structures. At the same time, the shelter structures may experience additional impact from debris and destroyed parts of other structures. When applying the approach based on the application of quasi-static loads to reproduce the impact of an explosion's blast wave, it is often difficult to prove that the internal enclosing structures, where the shelter is to be arranged, have sufficient protective capacity, which in many cases is not true.

The Western and global scientific school for studying the impact of blast waves has formed a comprehensive field that combines military engineering and structural mechanics. The analysis of air blast wave parameters is based on the classical works of G. Taylor, J. Kinney, and C. Graham, who mathematically described the thermodynamic processes of condensation-type blast wave formation. The transition from wave parameters in free space to structural loads has traditionally been carried out using the apparatus of vibration theory, specifically Single Degree of Freedom (SDOF) methods developed by J. Biggs. These methods allowed for the analytical calculation of the elastic-plastic work of reinforced concrete elements, which formed the basis for regulatory documents

such as the US Department of Defense standard UFC 3-340-02 and FEMA guidelines.

In Ukraine, researchers such as M.M. Diviziniuk, V.A. Bazhenov, S.V. Pozdieiev, B.H. Demchyna, T.M. Shnal, O.V. Nekora, M.M. Tkachuk, V.I. Kotsiuruba, A.S. Bilyk, V.M. Mykhailov, and others have dealt with the problems regarding the impact of the complex action of mechanical and explosive loads during direct hits on protective structures with the penetration of missiles and combat drones accompanied by their simultaneous detonation.

Despite a significant scientific foundation in the field of structural mechanics and military engineering, the issue of the spatial dynamic response of rapidly erected reinforced concrete modular shelters to a blast wave using non-linear explicit finite element analysis algorithms (LS-DYNA) remains insufficiently studied. The lack of a unified comprehensive methodology that would combine modern methods of non-linear finite element modeling of spatial reinforced concrete structures with full-scale experimental research creates significant difficulties at the design stage of reliable civil protection shelters, particularly modular reinforced concrete shelters.

Therefore, revealing the regularities of the influence of design parameters and the magnitude of the air blast wave overpressure on the deformation process of the enclosing structures of modular reinforced concrete shelters as scientifically grounded engineering and technical solutions to ensure their protective capacity under martial law is a relevant scientific and technical task.

Object of research – deformation of the enclosing structures of modular reinforced concrete shelters caused by the dynamic action of an air blast wave.

Subject of research – the influence of structural parameters and the overpressure value of an air blast wave on the deformation process of the enclosing structures of modular reinforced concrete shelters.

The aim of the work is to reveal the patterns of how structural parameters and the overpressure value of an air blast wave influence the deformation process of the enclosing structures of modular reinforced concrete shelters, serving as

scientifically substantiated engineering and technical solutions to ensure their protective capacity under martial law conditions.

To achieve the set goal, the following **research tasks** were formulated and sequentially solved in the dissertation:

1. To analyze the current state of development of the civil protection shelter stock in Ukraine, the existing regulatory framework, and the tactical-technical characteristics of modern air attack weapons in order to establish the design parameters of dynamic loads.

2. To develop mathematical models of the deformation of the enclosing structures of modular reinforced concrete shelters subjected to a blast wave, using the explicit integration method and contact interaction algorithms in the LS-DYNA environment.

3. To conduct full-scale experimental studies of the stress-strain state of a modular reinforced concrete shelter section using a hydraulic support-loading system, and to verify the adequacy of the mathematical model for critical loads on modular-type protective structures.

4. To perform mathematical modeling of the shelter section's behavior under static loading conditions in order to verify the developed mathematical models by comparing numerical and experimental data.

5. To perform computer modeling of the effects of the dynamic action of an air blast wave on the enclosing structure of a modular reinforced concrete shelter to verify its protective capacity.

5. To develop a methodology for assessing the protective capacity of the enclosing structures of modular reinforced concrete shelters under the dynamic action of an air blast wave, and to propose options for its implementation.

The scientific novelty of the dissertation research lies in revealing the regularities of the influence of design parameters and the value of the air blast wave overpressure on the deformation process of the enclosing structures of modular reinforced concrete shelters.

Given this, **for the first time**:

a polynomial regression dependence of the protective capacity of the enclosing structures of modular reinforced concrete shelters on the geometric parameters of these structures and the overpressure of the air blast wave (P_{lim}) at which their deformation occurs, in the form:

$$P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001 z L;$$

the mechanism of efficiency reduction in massive reinforced concrete roof slabs at large spans, establishing a directly proportional dependence between the slab thickness z and its load-bearing capacity, which is limited by the span width parameter L due to the activation of a negative factor interaction ($-0,001 zL$).

Improved:

the methodology for numerical modeling of the enclosing structures of modular reinforced concrete shelters in the LS-DYNA software package through the differentiated application of Cowper-Symonds strain rate coefficients for various steel strength grades and the use of different concrete classes.

Further developed:

the scope of application of finite element modeling for the design of civil protection structures during the selection and verification of the geometric parameters of the enclosing structures of modular reinforced concrete shelters.

the mathematical model for assessing the load-bearing capacity of modular reinforced concrete shelter structures by introducing a quantitative assessment of inter-factor interaction and utilizing explicit finite element numerical modeling in the LS-DYNA software package, which allows for increasing the reliability of assessing the stress-strain state of structures under dynamic loading conditions.

the theoretical foundations for calculating massive enclosing structures subjected to short-term extreme loading. The regularity of changes in the system's dynamic response has been established, according to which, at spans exceeding 6000 mm, the additional mass of the covering causes a critical increase in inertial forces.

The practical significance of the obtained results lies in the creation and substantiation of a simplified engineering tool for the design and expert evaluation of civil protection shelters.

The scientific, theoretical, and applied results of the dissertation research have been implemented in the practical and scientific activities of the Institute of Scientific Research on Civil Protection of the National University of Civil Protection of Ukraine. The table developed in the dissertation for selecting and verifying the structural dimensions of reinforced concrete shelter sections integrates the classification of civil protection shelters according to DBN V.2.2-5:2023 "Civil Protection Shelters" based on the limit values of the blast wave overpressure (ΔP) and geometric parameters (span width L , roof thickness z). This table is a practical tool for the rapid verification and assessment of the protective capacity of modular reinforced concrete shelters. The table of safety factors for reinforced concrete modular shelters derived in the study allows for evaluating the actual safety factor K for various geometric dimensions of reinforced concrete modular shelter sections in accordance with the classes specified in DBN V.2.2-5:2023: A-II (≥ 300 kPa), A-III (≥ 200 kPa), and A-IV (≥ 100 kPa), where P_{lim} is the calculated limit failure pressure (kPa). The materials of the dissertation research can be used as a scientific and technical basis when preparing methodological and technical documents regulating standard engineering requirements for modular civil protection shelters.

The results of the dissertation research were utilized and implemented into the practical activities of the Civil Protection and Preventive Activities Directorate of the Main Directorate of the State Emergency Service (SES) of Ukraine in the Lviv region and the Department of Planning, Organization, and Monitoring of Civil Protection of the Main Directorate of the SES of Ukraine in the Rivne region. In accordance with the primary tasks regarding participation in the planning of civil protection measures (sheltering the population in protective structures) and the implementation of engineering and technical requirements in

urban planning and design documentation, the following results were adopted for practical use by structural divisions.

The engineering nomogram and standardized table developed by the author allow for selecting the minimum dimensions of reinforced concrete structures for modular protective shelters (roof thickness z and span width L) capable of withstanding the limit overpressure of an air blast wave (ΔP , kPa) without the use of complex specialized software. The polynomial regression dependence derived in the work ($P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001 z L$) establishes a quantitative relationship between the geometric parameters of the reinforced concrete structure and the limit overpressure of the blast wave. This enables specialists of the structural divisions of the SES of Ukraine to review design documentation for the construction of radiation fallout shelters made of modular (block-modular) structures. The research results have been integrated as a scientific and technical foundation for preparing materials regarding engineering requirements for modular (block-modular) structures. The following substantiated structural measures were implemented: mandatory installation of internal corner haunches of 150×150 mm at a 45° angle for all spans exceeding 3000 mm; enhancement of transverse reinforcement using staggered studs to prevent spalling; mandatory use of symmetrical double reinforcement (steel grade not lower than A500C); increased protection of end zones using integrated steel damper frames; and establishing a structural minimum slab thickness of at least 150 mm to ensure a 35 mm concrete cover and anchoring of meshes.

The implementation of the results from computational-theoretical and experimental studies of the dynamic resistance of reinforced concrete structures into practical activities allows for transitioning the process of countering modern weapons to a new, scientifically justified level. The practical divisions of the SES of Ukraine received a simple engineering tool for reviewing design documentation for the construction of modular (block-modular) radiation fallout shelters and for conducting inspections of modular-type civil protection

structures. This will significantly increase the level of civil protection organization for the population under martial law conditions.

Additionally, the results of the dissertation research have been introduced into practical use by the design organization Private Entrepreneur (PE) Stepaniak Bohdan Ivanovych during the design of new modular civil protection shelters. The object of implementation includes recommendations for the substantiation, development, and selection of optimal structural and geometric parameters for reinforced concrete modular shelter sections (specifically, the roof slab thickness and internal span width), which ensure their normative protective capacity in accordance with the classification and requirements of DBN V.2.2-5:2023 "Civil Protection Shelters." This made it possible to avoid the inefficient thickening of the roof covering on large spans, where excessive mass would lead to a critical increase in inertial forces during an impact, and to replace it with a rational redistribution of reinforcement and structural geometry. The implementation of these recommendations ensures a significant reduction in the production costs of modular protective shelter sections while they perform their protective functions.

In order to increase the efficiency of training specialists for the SES of Ukraine, the results of the dissertation work, which have theoretical and practical significance, were introduced into the educational process of the Lviv State University of Life Safety. Specifically, at the Department of Civil Protection – into the academic discipline "Engineering Protection of Population and Territories", Topic 5.1 "Accumulation of the shelter fund and construction of shelters and anti-radiation shelters" for training applicants of the first educational level (specialty 263 "Civil Security", educational and professional program "Civil Protection"); and into the academic discipline "Computer Modeling in the Field of Civil Protection", Topic 8 "Research and design of dynamically stable engineering and building structures" for training applicants of the third (educational and scientific) level (specialty 263 Civil Security, educational and scientific program "Civil Protection"). At the Department of Information Technologies and Electronic Communications Systems – into the academic

discipline "Modeling of Multiparameter Systems", Topic 3 "Analysis of experimental research results in safety-oriented systems" for training applicants of the third (educational and scientific) level (specialty 122 Computer Sciences, educational and scientific program "Computer Sciences").

The implementation of the dissertation research results ensures the relevance of the education and a high scientific-methodological level of teaching these disciplines, improving the quality of lectures and practical classes for higher education applicants.

Research Methods. A comprehensive scientific approach based on the integration of methods of structural mechanics, gas dynamics of explosions, non-linear finite element analysis, probability theory, and mathematical statistics was applied in the dissertation.

Theoretical studies of the parameters of an explosive air blast wave were based on classical laws of gas dynamics (models by G. Taylor, J. Kinney, C. Graham). The determination of reflected and incident wave pressure was carried out through the calculation of the scaled distance according to the Hopkinson-Cranz scaling law. The transition from wave parameters to loads acting on structures was analyzed using Single Degree of Freedom (SDOF) methods.

The finite element method (FEM) with an explicit integration scheme for equations of motion (central difference method), implemented in the LS-DYNA software package, was chosen as the main method for computer modeling the physics of structural destruction.

To describe the non-linear behavior of concrete, the Continuous Surface Cap Model type No 159 (CSCM) was applied. The model accounts for the deformational loss of strength (descending branches of the diagram), damage accumulation (formation of main cracks), as well as the loss of bearing capacity due to shear and tension.

Experimental full-scale studies of the stress-strain state were conducted on a full-scale specimen of the LShSS-1 reinforced concrete shelter section. For this purpose, a spatial support system was constructed, which included steel I-beams,

vertical racks, and traverses. Loading was carried out by a hydraulic pumping station using a system of jacks with a lifting capacity of up to 400 tf/m², which ensured a stepwise increase in equivalent pressure.

Statistical processing of experimental and numerical data was performed using methods of mathematical statistics with the calculation of mathematical expectation, variance, and absolute, relative, and root-mean-square deviations. The adequacy of the developed computer models was assessed by testing the null hypothesis about the equality of the variances of two samples using the statistical Fisher's F-test for a significance level of $\alpha = 0,05$.

The optimization of structural parameters is based on the methodology of full factorial experiment planning. Based on the results of numerical calculations, a 2² planning matrix was compiled, where the most significant factors were varied: top wall thickness of the section (z) and span width (L). Based on processing the results of the matrix, the coefficients of linear polynomial regression were calculated considering the inter-factor interaction, which allowed building nomograms and isobars of the ultimate failure pressure.

The introduction describes the general characteristics of the work, substantiates the relevance of the dissertation research topic, reveals the connection of the work with scientific programs, plans, and topics, formulates the aim, tasks, object, and subject of the study, outlines the scientific novelty and practical significance of the obtained results, determines the personal contribution of the candidate, and provides data on the approbation, publications, structure, and scope of the work.

The first chapter is devoted to a detailed analysis of the current state of the civil protection shelter stock in Ukraine under martial law conditions (2022-2026). The problems of the shelter deficit at the beginning of the armed aggression and the process of massive expansion of the civil protection shelter stock are considered. The updated regulatory framework is analyzed, in particular DBN V.2.2-5:2023 and DSTU 9329:2025, with an emphasis on the requirements for inclusivity and accessibility of the civil protection shelter facilities. The tactical

and technical characteristics of modern air attack weapons of the Russian Federation are analyzed in detail. A thorough review of fundamental and applied methods for calculating structural stability against dynamic blast wave loads is carried out, and the necessity of using modern computer systems for the accurate assessment of the mechanical resistance of modular reinforced concrete shelter structures is substantiated.

The second chapter presents the development of a mathematical model for determining the optimal structural parameters of protective structures, as well as the results of mathematical modeling of the behavior of building structures of a protective facility under blast conditions. The scientific substantiation for choosing the explicit method of integrating equations of motion (the central difference method) is provided. The application of the CSCM concrete model with a cap to account for deformation strength loss, as well as the Hughes-Liu model for reinforcement, is described in detail. A computational model of the effects of an explosion of a 30 kg TNT charge (Shahed-136 UAV equivalent) was formed, and the parameters of the blast wave at various distances were investigated. The modeling results were successfully verified using the empirical Kingery-Bulmash model, with a calculation error of 2.19%.

The third chapter is dedicated to verifying the adequacy of the mathematical model of critical dynamic loads on modular-type protective structures. The results of full-scale experimental studies on the behavior of a large-sized reinforced concrete section of the LShSS-1 protective shelter under stepped equivalent static loading conditions are presented. The developed spatial support-loading system with steel traverses and hydraulic jacks with a lifting capacity of up to 400 tf/m² is described. The kinematics of frame deformation and the dynamics of crack opening are investigated. It was established that at the initial stages, cracks open slowly, and at loads close to the limit (1360 kN), the opening width reaches 2.8 mm, as evidenced by the yielding of the reinforcement. An assessment of the accuracy and reliability of the results of the conducted

experimental tests was performed. The statistical assessment of data adequacy was confirmed using Fisher's F-test (calculated values $0.94-0.97 < 6.39$).

The fourth chapter contains the results of mathematical modeling of the shelter section's behavior under static loading conditions. The developed methodology for theoretical and computational research is based on reproducing the conducted mechanical tests of reinforced concrete sections of actual shelters under static loading conditions by applying the explicit method of integrating general dynamic equations in combination with the finite element method. The developed mathematical model of the behavior of enclosing structures of modular reinforced concrete shelters under mechanical loading conditions is presented; the CSCM 159 concrete model and the elasto-plastic kinematic model for reinforcement (Plastic Kinematic 003) are detailed, taking into account the Cowper-Symonds equation. The analysis of the plastic strain distribution showed that under the influence of equivalent pressure, local concrete failures develop gradually. The qualitative picture of the plastic strain distribution in the computer model spatially coincides with the pattern of real crack formation recorded during the full-scale tests. The comparison of mathematical modeling results with experimental data showed a high level of convergence: the average relative deviation is about 13%. The calculated values of the F-test (1.84 for the deflection of the top wall and 2.94 for the side wall) turned out to be significantly lower than the critical tabular value (6.39) at a significance level of 5%, which provides grounds for using the developed methodology in further studies of the dynamic effects of an explosion.

The fifth chapter reveals the results of developing a methodology for assessing the protective capacity of modular reinforced concrete shelters under blast effects, as well as options for its implementation. The results of computer modeling of the effect of an air blast wave front (30 kg TNT at a distance of 9 m) on a section of a modular protective shelter are presented. It was established that under the condition of the module's free bearing on the ground, the kinetic impulse is transformed into a macroscopic displacement (sliding) with energy absorption

by friction forces, which saves the structure from brittle failure at overpressure (126.4 kPa). A full-factorial numerical experiment was implemented, based on the results of which the author obtained a non-linear polynomial regression dependence between the span width, roof thickness, and limit failure pressure. A control algorithm was developed, and the implementation of the methodology for assessing the protective capacity of modular reinforced concrete shelters using an engineering nomogram was proposed; a standardized table for selecting the parameters of reinforced concrete modules to ensure protection classes A-II, A-III, and A-IV in accordance with DBN V.2.2-5:2023 was obtained.

Keywords: civil protection, emergency, critical infrastructure facility, modular shelter, unmanned aerial vehicle, explosion, mathematical model, computer modeling, direct method, algorithm, finite element model, data visualization, protective efficiency.

LIST OF PUBLISHED WORKS ON THE TOPIC OF THE DISSERTATION

Articles in scientific professional journals of Ukraine:

1. *Serhii Pozdieiev, Alina Novhorodchenko, Taras Shnal, Roman Yakovchuk, Nazarii Tur* (2023). Mathematical modeling of design schemes of structures of a modular protective shelter. "Emergencies: prevention and elimination", Vol. 7 No. 2 (2023). P. 183-192.
<https://doi.org/10.31731/2524.2636.2023.7.2.183.192>
2. *Havrys, A., Filippova, V., & Tur, N.* (2024). Information analysis of critical infrastructure protection systems during the period of martial law. Bulletin of Lviv State University of Life Safety, 30, 173-187.
<https://doi.org/https://doi.org/10.32447/20784643.30.2024.17>
3. *Serhii Pozdieiev, Olha Nekora, Alina Novhorodchenko, Roman Yakovchuk, Nazarii Tur* (2025). Basic calculations of dynamic interaction of mechanical systems of modular shelters are implemented in the LS-DYNA

program. Emergencies: prevention and elimination. Vol. 9 No. 1, 115-126.
<https://doi.org/10.52363/2524-2636.2025.9.1.11>

4. *Pozdieiev S.V., Havrys A.P., Tur N.Yu., Yakovchuk R.S., Liubovetskyi O.V.* (2025). Computational assessment of the functional suitability of modular protective structures (shelters) during the use of enemy air attack weapons. Bulletin of Lviv State University of Life Safety, 32, 221-235.
<https://doi.org/https://doi.org/10.32447/20784643.32.2025.19>

Articles in scientific journals included in the Scopus database:

1. *Havrys, A., Yakovchuk, R., Pekarska, O., Tur, N.* (2023). Visualization of Fire in Space and Time on the Basis of the Method of Spatial Location of Fire-Dangerous Areas. Ecological Engineering & Environmental Technology, 24(2), 28–37. <https://doi.org/10.12912/27197050/156971>

2. *Havrys, A., Yakovchuk, R., Pekarska, O., Tur, N.* (2024). Use of the Computer Modelling for the Analysis of Dangerous Areas during Flooding of Territories. Ecological Engineering & Environmental Technology, 25(4), 336-343. <https://doi.org/10.12912/27197050/184265>

3. *Novhorodchenko, A., Shnal, T., Yakovchuk, R., Tur, N.* (2024). The Study of the Behavior of Reinforced Concrete Structures of Modular Shelter in Conditions of Explosion. In: Blikharskyy, Z., Koszelnik, P., Lichołai, L., Nazarko, P., Katunský, D. (eds) Proceedings of CEE 2023. CEE 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 438. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-44955-0_29

Chapters in a collective monograph that additionally reflect the results of the dissertation research:

1. *Serhii Pozdieiev, Roman Yakovchuk, Nazarii Tur, Vadym Nizhnyk, Olha Nekora.* Methods of computational assessment of the functional suitability of protective structures during the use of enemy air attack weapons. Civil protection

in war conditions: a collective monograph / edited by Dmytro Bondar. Lviv: LSULS, 2025. P. 32-65;

2. *Roman Yakovchuk, Andrii Havrys, Viktoriia Filippova, Nazarii Tur.* Comprehensive critical infrastructure protection system of Ukraine under martial law. Civil protection in war conditions: a collective monograph / edited by Dmytro Bondar. Lviv: LSULS, 2025. P. 380-397.

Materials of scientific and practical conferences certifying the approbation of the dissertation:

1. *Tur N., Tarnavskiy A.* Implementation of priority resilience solutions for the critical infrastructure of a territorial community // Collection of scientific papers of the XX International Scientific and Practical Conference of Young Scientists, Cadets and Students "Problems and prospects for the development of the life safety system". Lviv: LSULS, March 27-28, 2025. P. 92-95.

2. *Tur N.Yu., Tarnavskiy A.B.* Features of forming a working group on issues of joint planning of critical infrastructure resilience // Materials of the IV All-Ukrainian Scientific and Practical Conference "Current issues of ensuring the official and combat activity of the forces of the security and defense sector". Kharkiv: NLU named after Yaroslav Mudryi, April 24, 2025. P. 285-287.

3. *Tarnavskiy A.B., Tur N.Yu.* The procedure for determining dependencies between infrastructure systems of critical infrastructure // Materials of the International Scientific and Practical Conference "Problems of emergency situations". Cherkasy: NUCDU, May 14, 2025. P. 210-211.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	37
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ВИКОРИСТАННЯ ЗАХИСНИХ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ ДЛЯ ЗАХИСТУ ЛЮДЕЙ В УМОВАХ ВОЄННОГО СТАНУ.....	52
1.1 Аналіз стану готовності захисних споруд цивільного захисту до використання в умовах повномасштабного вторгнення.....	52
1.2 Аналіз вимог щодо проектування сучасних захисних споруд цивільного захисту в Україні	58
1.3 Огляд існуючих методів розрахунку стійкості конструкцій до динамічних навантажень та вибухових хвиль.....	67
1.3.1 Розрахункові навантаження та впливи на дію повітряної ударної хвилі.....	71
1.3.2 Приведене навантаження від впливу повітряної ударної хвилі.....	73
1.3.3 Квazістатичне (еквівалентне статичне) навантаження та впливи.....	80
1.4 Обґрунтування конструктивних параметрів огорожувальних конструкцій захисних споруд.....	86
Висновки до розділу 1.....	96
РОЗДІЛ 2. МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ КРИТИЧНИХ ПАРАМЕТРІВ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА КОНСТРУКЦІЇ ЗАХИСНИХ СПОРУД МОДУЛЬНОГО ТИПУ.....	98

2.1 Розробка математичної моделі для визначення оптимальних конструктивних параметрів захисних споруд.....	98
2.1.1 Обмеження математичної моделі.....	98
2.1.2 Моделювання впливу вибуху на конструкції захисних споруд.....	100
2.1.3 Положення явного методу динамічного розрахунку матеріальних систем	102
2.2 Явний числовий метод наближення рівнянь динамічної взаємодії матеріальних систем.....	106
2.3 Кінцево-елементна апроксимація основних рівнянь математичної моделі динамічної взаємодії механічних систем.....	109
2.4 Математична модель контактної взаємодії.....	110
2.5 Результати математичного моделювання поведінки будівельних конструкцій захисної споруди в умовах вибуху.....	115
2.5.1 Технічний опис і вихідні дані щодо елемента конструкції захисного укриття.....	115
2.5.2 Алгоритм визначення квазістатичного навантаження.....	117
2.5.3 Результати математичного моделювання ударної хвилі вибуху.....	118
2.5.4 Верифікація результатів розрахунку.....	122
Висновки до розділу 2.....	126
РОЗДІЛ 3. ПЕРЕВІРКА АДЕКВАТНОСТІ МАТЕМАТИЧНОЇ МОДЕЛІ КРИТИЧНИХ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА КОНСТРУКЦІЇ ЗАХИСНИХ СПОРУД МОДУЛЬНОГО ТИПУ.....	128

3.1	Характеристика експериментального обладнання.....	128
3.2	Методика проведення експериментальних досліджень.....	141
3.3	Результати проведених експериментальних випробувань.....	144
3.4	Оцінка точності та надійності результатів проведених експериментальних випробувань	153
	Висновки до розділу 3.....	157
РОЗДІЛ 4.	МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПОВЕДІНКИ СЕКЦІЇ УКРИТТЯ В УМОВАХ СТАТИЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ.....	159
4.1	Розробка математичної моделі поведінки огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів в умовах механічного навантаження.....	159
4.1.1	Рішення часткової задачі поведінки бетону в умовах механічного навантаження	159
4.1.2.	Рішення часткової задачі поведінки конструкційної сталі в умовах механічного навантаження.....	165
4.2	Розрахункові схеми конструкції секції укриття.....	168
4.3	Характеристики компонентів математичної моделі секції захисної споруди	170
4.4	Механічне навантаження та граничні умови.....	172
4.5	Скінченно-елементна схема.....	174
4.6	Результати математичного моделювання поведінки секції укриття в умовах статичного навантаження.....	175
4.7	Перевірка адекватності математичної моделі.....	183
	Висновки до розділу 4.....	186

РОЗДІЛ 5. РОЗРОБКА МЕТОДИКИ ОЦІНКИ ЗАХИСНОЇ ЗДАТНОСТІ МОДУЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ УКРИТТІВ В УМОВАХ ВПЛИВУ ВИБУХУ ТА ВАРІАНТИ ЇЇ ВПРОВАДЖЕННЯ.....	188
5.1 Технічний опис та вихідні дані щодо сценарію впливу вибуху на секцію захисного укриття.....	189
5.2 Комп'ютерне моделювання ударної хвилі вибуху на секцію захисної споруди.....	193
5.2.1 Комплекс початкових даних щодо розрахунку конструктивної системи секції захисного укриття.....	196
5.3 Реалізація розробленої методики оцінки захисної здатності.....	200
5.4 Керуючий алгоритм реалізації та впровадження методики оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів за допомогою інженерної номограми.....	206
Висновки до розділу 5.....	219
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	221
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	224
ДОДАТКИ.....	241

ВСТУП

Актуальність теми. В умовах повномасштабного вторгнення та безперервної збройної агресії проти України питання забезпечення надійного колективного та індивідуального цивільного захисту населення набуло безпрецедентної актуальності та стратегічного значення для національної безпеки. На початковому етапі збройного конфлікту фонд захисних споруд цивільного захисту України перебував у кризовому стані, що стало критичним викликом для системи управління державою та збереження життів громадян.

В результаті постійних ракетно-дронових атак на цивільну та критичну інфраструктуру України докорінно змінилися підходи до організації укриття населення. Сучасні загрози, пов'язані із застосуванням високоточних ракетних комплексів та ударних безпілотних літальних апаратів (типу Shahed-136), ставлять принципово нові вимоги до надійності та забезпечення захисної здатності об'єктів фонду захисних споруд цивільного захисту.

Оновлення державної будівельної нормативної бази (зокрема ДБН В.2.2-5:2023 та ДСТУ 9329:2025) дало поштовх до масового впровадження первинних (мобільних) укриттів та модульних захисних споруд. Проте, існуючі методи визначення параметрів будівельних конструкцій таких споруд переважно базуються на застарілих квазістатичних підходах і не дають змогу повною мірою оцінити їх поведінку під час прямої або непрямой дії надмірного тиску повітряної ударної хвилі сучасних засобів повітряного ураження.

Під час обґрунтування захисної здатності укриттів різної конструкції може бути застосовані декілька підходів. Введений у дію та оновлений ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту» встановлює основні принципи та визначає методологічні підходи до розрахункового оцінювання захисної здатності конструкцій захисних споруд проти повітряних

обстрілів. Даний стандарт встановлює як основний підхід до розрахункової оцінки захисної здатності конструкцій, який заснований на застосуванні традиційних методів розрахунку за умови представлення впливу ударної хвилі вибуху за допомогою статичного тиску. Величина цього тиску ранжована за класами захисних споруд за допустимим тиском ударної хвилі, згідно із встановленою класифікацією. Даний підхід не має суворого теоретичного обґрунтування, проте він може бути застосований з огляду на те, що він дає великі запаси міцності конструкцій і це сприймається радше як суттєва перевага. Проте такий підхід не може вважатися універсальним, оскільки при аналізі захисної здатності споруд подвійного призначення (СПП), що розташовані всередині конструкцій, на які діють навантаження від вибуху, суттєво знижені при подоланні ними зовнішніх огорожувальних конструкцій. При цьому, на конструкції укриттів можливий додатковий вплив з боку уламків та зруйнованих частин інших конструкцій. При застосуванні підходу на основі прикладання квазістатичних навантажень при відтворенні впливу ударної хвилі вибуху часто важко обґрунтувати, що внутрішні огорожувальні конструкції, де має бути облаштоване укриття, мають достатню захисну здатність, що в багатьох випадках не відповідає дійсності.

Західна та світова наукова школа дослідження впливу вибухових хвиль сформувала комплексний напрямок, що поєднує військову інженерію та будівельну механіку. Аналіз параметрів повітряної ударної хвилі базується на класичних працях Г. Тейлора, Дж. Кінні та К. Грехема, які математично описали термодинамічні процеси формування вибухової хвилі конденсаційного типу. Перехід від параметрів хвилі у вільному просторі до навантажень на споруди традиційно здійснювався за допомогою апарату теорії коливань, зокрема методів систем з одним ступенем вільності (SDOF), розроблених Дж. Біггсом. Ці методи дозволили аналітично розраховувати пружно-пластичну роботу залізобетонних елементів, що лягло в основу

нормативних документів, таких як стандарт Міністерства оборони США UFC 3-340-02 та керівництво FEMA.

В Україні проблемами впливу комплексної дії механічного та вибухового навантаження при прямому влучанні у захисні споруди із проникненням ракет та бойових дронів із їхнім одночасним підривом займалися такі дослідники, як М. М. Дівізінюк, В. А. Баженов, С. В. Поздєєв, Б. Г. Демчина, Т. М. Шналь, О. В. Некора, М. М. Ткачук, В.І. Коцюрuba, А.С. Білик, В. М. Михайлов та інші.

Попри значний науковий доробок у сфері будівельної механіки та військової інженерії, питання просторової динамічної реакції швидкоспороджуваних залізобетонних модульних укриттів на ударну хвилю вибуху із застосуванням нелінійних явних алгоритмів скінченно-елементного аналізу (LS-DYNA) залишається вивченим недостатньо. Відсутність єдиної комплексної методології, яка б поєднувала сучасні методи нелінійного скінченно-елементного моделювання просторових залізобетонних конструкцій із натурними експериментальними дослідженнями, створює суттєві труднощі на етапі проектування надійних захисних споруд цивільного захисту, зокрема модульних залізобетонних укриттів.

Тому, розкриття закономірностей впливу конструктивних параметрів та значення надмірного тиску повітряної ударної хвилі на процес деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів як науково обґрунтованих інженерно-технічних рішень для забезпечення їхньої захисної здатності в умовах воєнного стану є актуальним науково-технічним завданням.

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

Дисертаційне дослідження виконано відповідно до пріоритетних напрямів розвитку науки і техніки України, а також узгоджується із цілями Стратегії розвитку фонду захисних споруд цивільного захисту на період до 2034 року, схваленої розпорядженням Кабінету Міністрів України (від 4

березня 2025 р. № 183-р, зі змінами від 29 жовтня 2025 року № 1169-р). Тематика роботи інтегрована в державні програми підвищення рівня захищеності населення в умовах збройної агресії та гармонізована з галузевими планами вдосконалення нормативно-технічної бази у сфері цивільного захисту.

Дисертаційне дослідження підготовлене відповідно Концепції наукової діяльності Львівського державного університету безпеки життєдіяльності на 2020-2025 роки; робота є складником технічного завдання науково-дослідних робіт «Обґрунтування методу визначення конструктивних параметрів приміщень безпеки житлових і громадських будівель в умовах воєнного стану» («приміщення безпеки – воєнний стан») (№ 0223U001527); «Визначення конструктивних параметрів будівельних конструкцій приміщень безпеки житлових будинків» («Параметри приміщень безпеки») (№ 0123U100306).

Метою роботи є розкриття закономірностей впливу конструктивних параметрів та значення надмірного тиску повітряної ударної хвилі на процес деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів як науково обґрунтованих інженерно-технічних рішень для забезпечення їхньої захисної здатності в умовах воєнного стану.

Для досягнення поставленої мети в дисертаційній роботі було сформульовано та послідовно вирішено наступні **задачі дослідження**:

1. Проаналізувати сучасний стан розвитку фонду захисних споруд цивільного захисту в Україні, чинну нормативну базу та тактико-технічні характеристики сучасних засобів повітряного ураження з метою встановлення розрахункових параметрів динамічних навантажень.

2. Розробити математичні моделі деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів під впливом ударної хвилі із застосуванням явного методу інтегрування та алгоритмів контактної взаємодії у середовищі LS-DYNA.

3. Провести натурні експериментальні дослідження напружено-деформованого стану секції модульного залізобетонного укриття з використанням гідравлічної опорно-навантажувальної системи та виконати перевірку адекватності математичної моделі критичних навантажень на конструкції захисних споруд модульного типу.

4. Виконати математичне моделювання поведінки секції укриття в умовах статичного навантаження для верифікації розроблених математичних моделей шляхом порівняння розрахункових та експериментальних даних.

5. Здійснити комп'ютерне моделювання впливу динамічної дії повітряної ударної хвилі вибуху на огорожувальну конструкцію модульного залізобетонного укриття для перевірки її захисної здатності.

6. Розробити методику оцінки захисної здатності огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів в умовах динамічної дії повітряної ударної хвилі та запропонувати варіанти його впровадження.

Об'єкт дослідження – деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів від динамічної дії повітряної ударної хвилі.

Предмет дослідження – вплив конструктивних параметрів та значення надмірного тиску повітряної ударної хвилі на процес деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів.

Методи дослідження. У дисертаційній роботі застосовано комплексний науковий підхід, що базується на інтеграції методів будівельної механіки, газодинаміки вибуху, нелінійного скінченно-елементного аналізу, теорії ймовірностей та математичної статистики.

Теоретичні дослідження параметрів повітряної ударної хвилі вибуху ґрунтувалися на класичних законах газодинаміки (моделі Г. Тейлора, Дж. Кінні, К. Грехема). Визначення тиску відбитої та падаючої хвилі здійснювалося через розрахунок масштабованої відстані за законом

подібності Гопкінсона-Кранца. Перехід від параметрів хвилі до навантажень на конструкції аналізувався за допомогою методів систем з одним ступенем вільності (SDOF).

Основним методом комп'ютерного моделювання фізики руйнування будівельних конструкцій обрано метод скінченних елементів (МСЕ) з явною схемою інтегрування рівнянь руху (метод центральних різниць), реалізований у програмному комплексі LS-DYNA.

Для опису нелінійної поведінки бетону застосовано модель неперервної поверхні руйнування з обмежувальним куполом CSCM (Continuous Surface Cap Model type No 159). Модель враховує деформаційну втрату міцності (спадні гілки діаграми), акумуляцію пошкоджень (утворення магістральних тріщин), а також втрату несучої здатності від зрізу та розтягу.

Експериментальні натурні дослідження напружено-деформованого стану проводилися на повномасштабному зразку залізобетонної секції укриття ЛШСС-1. Для цього була сконструйована просторова опорна система, що включала сталеві двотаврові балки, вертикальні стійки та траверси. Навантаження здійснювалося гідравлічною насосною станцією з використанням системи домкратів вантажопідйомністю до 400 тс/м², що забезпечувало ступінчасте зростання еквівалентного тиску.

Статистична обробка експериментальних і числових даних здійснювалася методами математичної статистики з обчисленням математичного сподівання, дисперсії, абсолютних, відносних і середньоквадратичних відхилень. Адекватність розроблених комп'ютерних моделей оцінювалася шляхом перевірки нульової гіпотези про рівність дисперсій двох вибірок з використанням статистичного F -критерію Фішера для рівня значущості $\alpha = 0,05$.

Оптимізація параметрів конструкцій базується на методології планування повнофакторного експерименту. За результатами числових розрахунків було складено матрицю планування 2^2 , де варіювалися

найзначущі фактори: товщина верхньої стінки секції (z) та ширина прольоту (L). На основі обробки результатів матриці розраховано коефіцієнти лінійної поліноміальної регресії з урахуванням міжфакторної взаємодії, що дозволило побудувати номограми та ізобари граничного тиску руйнування.

Наукова новизна дисертаційного дослідження полягає у вирішенні актуального науково-технічного завдання щодо розкриття закономірностей впливу конструктивних параметрів та значення надмірного тиску повітряної ударної хвилі на процес деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів.

Отримані такі основні наукові результати:

З огляду на це, **вперше**:

встановлена поліноміальна регресійна залежність захисної здатності огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів від геометричних параметрів цих конструкцій та надмірного тиску повітряної ударної хвилі (P_{lim}) за якого відбувається їх деформування, у вигляді:

$$P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001 z L;$$

розкрито механізм зниження ефективності масивних залізобетонних покриттів на великих прольотах та встановлено пряму пропорційну залежність між товщиною плити z та її несучою здатністю, що обмежується параметром ширини прольоту L через активацію від'ємної взаємодії факторів ($-0,001 zL$).

Удосконалено:

методику числового моделювання огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів у програмному комплексі LS-DYNA шляхом диференційованого застосування коефіцієнтів швидкості деформації Купера-Сімондса для різних класів міцності сталі та використання різних класів бетону.

Набуло подальшого розвитку:

сфера застосування скінченно-елементного моделювання для проектування захисних споруд цивільного захисту під час підбору та

перевірки геометричних параметрів огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів;

математична модель оцінки несучої здатності конструкцій модульних залізобетонних укриттів шляхом введення кількісної оцінки міжфакторної взаємодії та використання явного скінченно-елементного чисельного моделювання у програмному комплексі LS-DYNA, що дає змогу підвищити достовірність оцінки напружено-деформованого стану конструкцій за умов динамічного навантаження;

теоретичні основи розрахунку масивних огорожувальних конструкцій на короткочасне екстремальне навантаження. Встановлено закономірність зміни динамічного відгуку системи, згідно з якою на прольотах понад 6000 мм додаткова маса покриття викликає критичне зростання інерційних сил.

Достовірність, обґрунтованість наукових положень, висновків та рекомендацій. Достовірність наукових положень, результатів та висновків дисертаційної роботи забезпечується суворим дотриманням фундаментальних законів будівельної механіки, теорії пружності та пластичності, механіки суцільного середовища, а також фізики вибуху. Чисельне моделювання базувалося на використанні ліцензованого програмного комплексу LS-DYNA, алгоритми якого пройшли багаторазову верифікацію для задач високошвидкісного балістичного удару та динамічного пробиття перешкод.

Експериментальні дослідження на повномасштабному зразку ЛШСС-1 проводилися на базі атестованих лабораторій з використанням сертифікованого та каліброваного вимірювального обладнання. Усі застосовані прилади мали чинні свідоцтва про повірку та калібрування. Визначення міцності бетону здійснювалося відповідно до чинних стандартів з проведенням серії з 10 вимірювань для кожної ділянки, що дозволило мінімізувати випадкові похибки.

Розрахункові параметри повітряної ударної хвилі, згенеровані в середовищі LS-DYNA, продемонстрували відхилення лише на 1,5 % порівняно з еталонними емпіричними даними загальновизнаного калькулятора Kingery-Bulmash, що беззаперечно доводить правильність заданих граничних умов числового експерименту.

Високий рівень обґрунтованості результатів математичного моделювання підтверджується їх прямою і тісною кореляцією з експериментальними даними натурних випробувань. Візуальний та оптичний аналіз зон макроскопічного тріщиноутворення, зафіксований під час натурних випробувань секції ЛШСС-1, повністю збігається з ізополями розвитку пластичних деформацій (зонами пошкоджень у моделі CSCM 159), отриманими в результаті комп'ютерного моделювання. Лавиноподібне розкриття тріщин до 2,8 мм на останніх стадіях навантаження адекватно відтворено ерозійним критерієм сталі у розрахунковому комплексі.

Глибокий статистичний аналіз показав, що відносне середнє відхилення (b) розрахункових значень кінематичних переміщень від експериментальних становить: для максимального прогину верхньої стінки – 11,4%, для поперечного переміщення серединної точки бокової стінки – 12,8%. Ці показники лежать у межах допустимої інженерної похибки (до 15%) для розрахунку складних неоднорідних залізобетонних конструкцій з урахуванням ефектів мікротріщиноутворення та повзучості.

Адекватність моделей була доведена за допомогою критерію Фішера. Розрахункові значення F-критерію для порівняння дисперсій натурального та віртуального експериментів склали: для прогину верхньої стінки – 1,84; для переміщення бокової стінки – 2,94. Оскільки ці значення виявилися суттєво меншими за критичне табличне значення ($F_{q,k1,k2} = 6,39$) при рівні значущості $\alpha = 0.05$, нульова гіпотеза про статистичну однорідність дисперсій була прийнята. Це підтверджує повну валідацію розробленої розрахункової схеми та методології в цілому.

Практичне значення отриманих результатів роботи полягає у створенні та обґрунтуванні спрощеного інженерного інструменту для проектування та експертизи захисних споруд цивільного захисту.

Науково-теоретичні та прикладні результати дисертаційного дослідження були впроваджені у практичну та наукову діяльність Інституту наукових досліджень з цивільного захисту Національного університету цивільного захисту України. Отримана у дисертаційній роботі таблиця для підбору та перевірки конструктивних розмірів залізобетонних секцій укриттів інтегрує класифікацію захисних споруд цивільного захисту згідно з ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту» за граничними значеннями надлишкового тиску ударної хвилі (ΔP) та геометричними параметрами (шириною прольоту L , товщиною покриття z). Ця таблиця є практичним інструментом для швидкої перевірки та оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів. Отримана у дисертаційній роботі таблиця коефіцієнтів запасу міцності залізобетонних модульних укриттів дає змогу оцінити реальний коефіцієнт запасу міцності K для різних геометричних розмірів залізобетонних секцій модульних укриттів відповідно до класів за ДБН В.2.2-5:2023: А-II (≥ 300 кПа), А-III (≥ 200 кПа) та А-IV (≥ 100 кПа), де P_{lim} , кПа – розрахунковий граничний тиск руйнування (кПа). Матеріали дисертаційного дослідження можна використовувати як науково-технічну базу під час підготовки методичних та технічних документів, що регламентують типові інженерні вимоги до модульних захисних споруд цивільного захисту.

Результати дисертаційного дослідження були використані та впроваджені у практичну діяльність Управління цивільного захисту та превентивної діяльності ГУ ДСНС України у Львівській області та Відділу планування, організації та моніторингу цивільного захисту ГУ ДСНС України у Рівненській області. Відповідно до основних завдань щодо участі у плануванні заходів цивільного захисту (укриття населення в захисних спорудах) та реалізації вимог інженерно-технічних заходів у містобудівній

і проектній документації, для практичного використання структурними підрозділами були прийняті наступні результати.

Розроблена автором інженерна номограма та уніфікована таблиця дає змогу підібрати мінімальні розміри залізобетонних конструкцій модульних захисних укриттів (товщини покриття z та ширини прольоту L), які здатні витримати граничний надлишковий тиск повітряної ударної хвилі (ΔP , кПа) без застосування складного спеціалізованого програмного забезпечення. Отримана в роботі поліноміальна регресійна залежність ($P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001 z L$) встановлює кількісний зв'язок між геометричними параметрами залізобетонної конструкції та граничним надлишковим тиском вибухової хвилі. Це дає змогу фахівцям структурних підрозділів ДСНС України розглядати проектну документацію на об'єкти будівництва протирадіаційних укриттів з модульних (блок – модульних) конструкцій. Результати дослідження інтегровано як науково-технічну базу для підготовки матеріалів щодо інженерних вимоги до модульних (блок – модульних) конструкцій. Впроваджено обґрунтовані конструктивні заходи: обов'язкове влаштування внутрішніх кутових вутів 150×150 мм під кутом 45° для всіх прольотів понад 3000 мм; посилення поперечного армування шпильками у шаховому порядку для запобігання відколів; обов'язкове використання симетричного подвійного армування (клас сталі не нижче А500С); підвищений захист торцевих зон за допомогою інтегрованих сталевих рам-демпферів; встановлення конструктивного мінімуму товщини плити не менше 150 мм для забезпечення 35 мм захисного шару бетону й анкерування сіток.

Впровадження результатів розрахунково-теоретичних та експериментальних досліджень динамічного опору залізобетонних конструкцій у практичну діяльність дає змогу перевести процес протидії сучасним засобам ураження на новий, науково обґрунтований рівень. Практичні підрозділи ДСНС України отримали простий інженерний інструмент під час розгляду проектної документації на об'єкти будівництва

протирадіаційних укриттів з модульних (блок – модульних) конструкцій та проведення перевірок захисних споруд цивільного захисту модульного типу. Це суттєво підвищить рівень організації цивільного захисту населення в умовах воєнного стану.

Крім того, результати дисертаційного дослідження впроваджено у практичне використання проектною організацією ФОП Степаняк Богдан Іванович під час проектування нових модульних захисних споруд цивільного захисту. Об'єктом впровадження є рекомендації щодо обґрунтування, розробки та вибору оптимальних конструктивних і геометричних параметрів залізобетонних секцій модульних укриттів (зокрема, товщини плити покриття та ширини внутрішнього прольоту), що забезпечують їхню нормативну захисну здатність відповідно до класифікації та вимог ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту». Це дало змогу уникнути неефективного потовщення покриття на великих прольотах, де надмірна маса призводила б до критичного зростання інерційних сил під час удару, і замінити його раціональним перерозподілом армування та геометрії конструкції. Впровадження зазначених рекомендацій забезпечує суттєве зниження собівартості виробництва секцій модульних захисних укриттів при виконанні ними захисних функцій.

З метою підвищення ефективності підготовки фахівців для ДСНС України результати дисертаційної роботи, які мають теоретичне та практичне значення, впроваджено в освітній процес Львівського державного університету безпеки життєдіяльності. Зокрема, на кафедрі цивільного захисту – у навчальну дисципліну «Інженерний захист населення і територій», тема 5.1 «Накопичення фонду захисних споруд та будівництво сховищ і протирадіаційних укриттів» підготовки здобувачів першого освітнього рівня (спеціальність 263 «Цивільна безпека», освітньо-професійна програма «Цивільний захист»); у навчальну дисципліну «Комп'ютерне моделювання у сфері цивільного захисту», тема 8 «Дослідження і конструкція динамічно-стійких інженерних та будівельних

споруд» підготовки здобувачів третього (освітньо-наукового) рівня (спеціальність 263 Цивільна безпека, освітньо-наукова програма «Цивільний захист»).

На кафедрі інформаційних технологій та систем електронних комунікацій – у навчальну дисципліну «Моделювання багатопараметричних систем», тема 3 «Аналіз результатів експериментальних досліджень у системах безпеко-орієнтованого спрямування» підготовки здобувачів третього (освітньо-наукового) рівня (спеціальність 122 Комп'ютерні науки, освітньо-наукова програма «Комп'ютерні науки»).

Впровадження результатів дисертаційного дослідження забезпечує актуальний характер освіти та високий науково-методичний рівень викладання даних навчальних дисциплін і дає змогу підвищити якість проведення лекційних та практичних занять для здобувачів вищої освіти.

Особистий внесок здобувача Основні теоретичні, розрахункові та експериментальні результати отримано здобувачем самостійно. Наукові положення, що виносяться на захист, та висновки дисертаційної роботи належать автору. Також особистий внесок здобувача висвітлений в наукових публікаціях, виконаних у співавторстві, які відповідають тематиці дисертації:

в науковій праці [129] «Математичне моделювання розрахункових схем конструкцій модульного захисного укриття» здобувачем обґрунтовано конструктивні параметри та розроблено базові скінченно-елементні розрахункові схеми секції залізобетонного модульного укриття для подальшого числового динамічного аналізу;

в науковій праці [130] «Інформаційний аналіз систем захисту об'єктів критичної інфраструктури в період дії воєнного стану» здобувачем проаналізовано стан фонду захисних споруд цивільного захисту в Україні та здійснено оцінку руйнівної здатності сучасних засобів повітряного нападу щодо об'єктів цивільної та критичної інфраструктури;

в науковій праці [131] «Basic calculations of dynamic interaction of mechanical systems of modular shelters are implemented in the LS-DYNA program» здобувачем реалізовано розрахункову модель у програмному комплексі LS-DYNA, розроблено моделі матеріалів та досліджено алгоритми контактної взаємодії механічних систем модульних укриттів;

в науковій праці [132] «Розрахункова оцінка функціональної придатності захисних споруд (укриттів) модульного типу під час застосування засобів повітряного нападу противника» здобувачем виконано розрахункову оцінку динамічних навантажень від впливу повітряної ударної хвилі вибуху та визначено критерії стійкості конструкцій модульних укриттів;

у розділі колективної монографії [133] «Методи розрахункової оцінки функціональної придатності захисних споруд під час застосування засобів повітряного нападу противника» здобувачем розроблено та систематизовано нелінійні методи оцінки несучої здатності захисних споруд за умов дії ударних хвиль, що стало базою для побудови інженерних номограм;

у розділі колективної монографії [134] «Комплексна система захисту критичної інфраструктури України в умовах воєнного стану» здобувачем сформульовано пропозиції щодо інтеграції швидкоспоруджуваних модульних укриттів у комплексну систему захисту об'єктів інфраструктури та обґрунтовано необхідні конструктивні заходи безпеки;

в науковій праці [135] «Visualization of Fire in Space and Time on the Basis of the Method of Spatial Location of Fire-Dangerous Areas» здобувачем застосовано методи комп'ютерного моделювання для визначення та просторової візуалізації небезпечних зон, що утворюються внаслідок дії вторинних вражаючих факторів при ураженні інфраструктури;

в науковій праці [136] «Use of the Computer Modelling for the Analysis of Dangerous Areas during Flooding of Territories» здобувачем досліджено використання комп'ютерного моделювання для ідентифікації та аналізу

небезпечних зон при просторовому моделюванні каскадних надзвичайних ситуацій;

в науковій праці [137] «The Study of the Behavior of Reinforced Concrete Structures of Modular Shelter in Conditions of Explosion» здобувачем досліджено нелінійну динамічну поведінку залізобетонних огорожувальних конструкцій модульного укриття під дією вибухового навантаження та проаналізовано механізми їх деформування.

Апробація матеріалів дисертації. Основні положення та результати дисертації доповідались, обговорювались та отримали схвалення на науково-практичних конференціях:

XX Міжнародній науково-практичній конференції молодих вчених, курсантів та студентів «Проблеми та перспективи розвитку системи безпеки життєдіяльності» (м. Львів: ЛДУ БЖД, 2025);

IV Всеукраїнській науково-практичній конференції «Актуальні питання забезпечення службово-бойової діяльності сил сектору безпеки і оборони» (Харків: НЮУ ім. Я. Мудрого, 2025);

Міжнародній науково-практичній конференції “Problems of emergency situations” (Черкаси: НУ ЦЗУ 14 травня, 2025).

Публікації. Результати досліджень, що висвітлено у дисертації, опубліковано у 12 наукових працях: 4 статті опубліковано у наукових фахових виданнях України, 2 праці опубліковано як розділи колективної монографії, 3 статті опубліковано у наукових виданнях, що індексується в наукометричній базі Scopus та 3 тези доповідей на міжнародних та всеукраїнських науково-практичних конференціях.

Структура та обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається з анотації, змісту, вступу, п'яти розділів, висновків, списку використаних літературних джерел, додатків. Загальний обсяг роботи становить 254 сторінки друкованого тексту, з них основного тексту 240 сторінок, 73 рисунки, 46 таблиць, список використаних джерел складає 140 найменувань та займає 17 сторінок, а також 2 додатки на 14 сторінках.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ВИКОРИСТАННЯ ЗАХИСНИХ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ ДЛЯ ЗАХИСТУ ЛЮДЕЙ В УМОВАХ ВОЄННОГО СТАНУ

1.1 Аналіз стану готовності захисних споруд цивільного захисту до використання в умовах повномасштабного вторгнення

Відповідно до вимог [1] до повноважень місцевих державних адміністрацій та органів місцевого самоврядування, зокрема, належить визначення потреби фонду захисних споруд. Така потреба визначається у планах реагування на надзвичайні ситуації, у планах цивільного захисту на особливий період, а також у розділах інженерно-технічних заходів цивільного захисту на мирний час та на особливий період відповідних видів містобудівної та проектної документації об'єктів будівництва. До Державної служби України з надзвичайних ситуацій (ДСНС України) інформація щодо потреб разом з іншими розрахунками укриття населення надається щороку до 01 грудня за формою встановленою [2, 3].

Статтями 19 та 20 [1] передбачено, що місцеві органи виконавчої влади, органи місцевого самоврядування та суб'єкти господарювання повинні виконувати вимоги законодавства щодо створення, зберігання, утримання, використання та реконструкції фонду захисних споруд цивільного захисту, ведення його обліку.

В мирний час укриття населення забезпечується в сховищах, протирадіаційних укриттях, спорудах подвійного призначення із захисними властивостями сховищ або протирадіаційних укриттів. В особливий період, крім зазначених вище, укриття населення також здійснюється в первинних (мобільних) та найпростіших укриттях (у разі відсутності сховищ та протирадіаційних укриттів у місцях, де визначена потреба у таких спорудах).

На початковому етапі повномасштабного вторгнення фонд захисних споруд цивільного захисту України перебував у кризовому стані. Так,

станом на 2022 рік в Україні обліковувалося 21120 захисних споруд цивільного захисту, з яких 5844 (28 % від загальної кількості) перебували у державній власності, 9683 (45 % від загальної кількості) перебували у комунальній власності та 5593 (27 % від загальної кількості) перебували у приватній власності. Як неготові до використання за призначенням визначено 26 % від загальної кількості захисних споруд та 63 % від загальної кількості визначено як обмежено готові до використання та тільки 11 % від загальної кількості визначено як готові до використання. Наявні захисні споруди з огляду на їх місткість, розташування на місцевості на технічний стан у разі настання надзвичайних ситуацій могли забезпечити укриття не більше 10% населення України [4].

З початку повномасштабного вторгнення на комісіях з питань техногенно-екологічної безпеки та надзвичайних ситуацій, радах оборони усіх рівнів розглядалися питання укриття населення та приймалися рішення щодо покращення в цьому напрямку. На їх виконання місцевими органами виконавчої влади проведені розрахунки необхідної кількості об'єктів фонду захисних споруд цивільного захисту (ЗС ЦЗ), розроблено мапи розташування об'єктів фонду ЗС ЦЗ, а також приведено у готовність наявні об'єкти фонду ЗС ЦЗ, де це можливо [5].

Основними недоліками у 2022 році за результатами аналізу існуючого стану захисних споруд цивільного захисту в Україні було визначено ті, які стосувалися обліку, утримання та готовності використання фонду захисних споруд цивільного захисту за призначенням. Якщо облік захисних споруд в адміністраціях у цілому було організовано належним чином і його дані не відрізнялися від даних, що були у розпорядженні ДСНС, то дані, надані адміністраціями стосовно споруд подвійного призначення та найпростіших укриттів в різних видах звітних матеріалах відрізнялися між собою [4].

Вимогами [8] щодо забезпечення нумерації та здійснення обліку фонду захисних споруд цивільного захисту, затвердженими, визначено, що споруди подвійного призначення та найпростіші укриття ставляться на

облік фонду захисних споруд шляхом внесення необхідних відомостей до відповідних розділів книги обліку споруд подвійного призначення та найпростіших укриттів:

споруд подвійного призначення – після їх уведення в установленому порядку в експлуатацію на підставі акта готовності об'єкта до експлуатації та/або технічного паспорта, складеного за результатами проведення їх технічної інвентаризації, як об'єктів нерухомого майна;

найпростіші укриття – на підставі акта оцінки об'єкта (будівлі, споруди, приміщення) щодо можливості його використання для укриття населення як найпростішого укриття [4].

Таким чином, для постановки вищезазначених споруд на облік органами виконавчої влади та місцевого самоврядування мали бути виконані певні дії, зокрема проведення огляду (оцінки) таких споруд та складання відповідних документів, що було підставою для постановки (перебування) таких споруд на обліку.

Споруди, включені до книг обліку споруд подвійного призначення та найпростіших укриттів, без дотримання визначеної процедури, вважалися такими, що поставлені (перебувають) на обліку безпідставно. Вищезазначені недоліки у наявній інформації щодо організації укриття населення ставило під сумнів правильність визначення потреби фонду захисних споруд.

Також існували проблеми з організацією обліку фонду захисних споруд у новостворених районних державних адміністраціях та територіальних громадах. За наданою інформацією до цих новостворених суб'єктів владних повноважень було передано лише 69 % облікових документів на захисні споруди, що перебували на обліку.

Також під час здійснення розрахунків потреб у захисних спорудах цивільного захисту та укриття населення окремими адміністраціями вимоги враховувалися не вірно [4]. Потреба в захисних спорудах має визначатися:

у мирний час: у планах реагування на НС; у розділах інженерно-технічних заходів цивільного захисту (ІТЗ ЦЗ) схем планування території областей та районів, генеральних планів населених пунктів, планів зонування території, схемах детальних планів території на мирний час; у розділах ІТЗ ЦЗ проектної документації об'єктів будівництва;

на особливий період: у планах ЦЗ на особливий період; у розділах (схемах) ІТЗ ЦЗ містобудівної документації на особливий період.

Так, [1] визначено категорії населення, що підлягають обов'язковому укриттю у сховищах. Також [1] передбачено, що укриття населення міст, не віднесених до відповідних груп цивільного захисту, та інших населених пунктів (зокрема й у сільській місцевості) має передбачатися у протирадіаційних укриттях, тобто більшість населення України має плануватися до укриття саме у протирадіаційних укриттях.

Військовими адміністраціями спільно з територіальними органами управління ДСНС постійно вживалися заходи щодо приведення захисних споруд у готовність до використання за призначенням.

У 2023-2026 роках державна політика України у сфері цивільного захисту зазнала кардинальної трансформації, перейшовши від парадигми екстреного реагування до довгострокового стратегічного планування та системного розширення об'єктів фонду захисних споруд цивільного захисту. Головним інструментом цієї еволюції стало схвалення Кабінетом Міністрів України [6] (зі змінами, внесеними Розпорядженням від 29 жовтня 2025 року № 1169-р). Цей документ визначає основні проблеми з питань розвитку фонду захисних споруд цивільного захисту, а також стратегічні цілі та завдання для їх розв'язання і створення захищеного середовища для цивільного населення на період до 2034 року, розділений на три чіткі етапи з конкретними індикаторами виконання для органів державної влади та місцевого самоврядування.

Зазнала суттєвого оновлення також нормативна база у сфері цивільного захисту. Основні зміни були спрямовані на підвищення рівня

захищеності населення в умовах триваючої збройної агресії, модернізацію підходів до проектування захисних споруд/споруд подвійного призначення, впровадження сучасних стандартів виготовлення первинних (мобільних) укриттів та облаштування найпростіших укриттів. Ключовими документами, що формували нові вимоги стали ДБН В.2.2.5:2023 [7], ДСТУ 9329:2025 [8], а також актуалізовані положення Вимог щодо утримання, облаштування та експлуатації об'єктів фонду захисних споруд цивільного захисту [9], затверджених наказом Міністерства внутрішніх справ України.

Центральними органами виконавчої влади (ЦОВВ) здійснено комплекс заходів щодо приведення об'єктів фонду ЗС ЦЗ, які перебувають в їхньому управлінні, в готовність до використання за призначенням. Проте, триває робота із нарощування фонду з метою охоплення більшої кількості населення. Зокрема, триває робота із будівництва сховищ та протирадіаційних укриттів (у тому числі споруд подвійного призначення із захисними властивостями сховищ та протирадіаційних укриттів), облаштування найпростіших укриттів, проведення реконструкцій, капітальних та поточних ремонтів не готових ЗС ЦЗ з метою укриття персоналу та хворих у закладах охорони здоров'я, учасників освітнього процесу у закладах освіти усіх форм власності [5].

Таким чином, спільними зусиллями центрального органу виконавчої влади у сфері цивільного захисту (ДСНС) та його територіальних органів з відповідними центральними органами виконавчої влади, іншими органами державної влади, місцевими державними адміністраціями та органами місцевого самоврядування вдалося збільшити обсяг укриттів більш ніж утричі. На сьогодні обліковується понад 68 тис. об'єктів фонду захисних споруд цивільного захисту, кількість готових (рекомендованих) до використання за призначенням об'єктів фонду захисних споруд цивільного захисту (87%) дозволяє забезпечити укриттям понад 50 %.

В умовах зростання ризиків надзвичайних ситуацій та військових загроз в Україні особливої актуальності набуває питання доступності об'єктів фонду

захисних споруд цивільного захисту для всіх категорій населення. Серед них – особи з інвалідністю та інші маломобільні групи, для яких наявність архітектурних та інформаційних бар'єрів унеможлиблює або значно ускладнює своєчасне укриття [5].

Ключовим документом, що регламентує інклюзивність об'єктів будівництва є [10], який встановлює вимоги до параметрів пандусів, евакуаційних шляхів, зон безпеки та систем оповіщення. Зокрема пандуси з нахилом не більше 8 % (1:12) та поручнями на висоті 0,7 – 0,9 м; евакуаційні шляхи шириною не менше 0,9 м, проходи – від 1,2 м, основні коридори – від 1,8 м; пожежобезпечні зони з розрахунком площі 2,40 – 2,65 м² на одну особу в кріслі колісному або з супроводжувачем; комбіновані системи оповіщення (звукові, світлові, тактильні).

Важливим документом є [11], яким передбачено адаптацію існуючих захисних споруд до потреб маломобільних груп, перегляд будівельних норм, проведення аудитів доступності, а також розробку програм евакуації з урахуванням особливих потреб. Однак у нормативній базі зберігається фрагментарність: будівельні норми не завжди інтегровані з нормами цивільного захисту, а стандарти доступності часто розроблені для новобудов і слабо пристосовані для об'єктів, зведених десятиліття тому [5].

Обстеження та звіти органів місцевого самоврядування свідчать, що близько 25 % захисних споруд непридатні до використання взагалі (за даними МВС та ДСНС на початок 2026 р.). У багатьох доступних спорудах відсутні пандуси, підйомники або навіть розширені дверні прорізи. Навігація та інформаційне забезпечення рідко враховують потреби людей з порушенням зору чи слуху. Відсутні стандартизовані алгоритми евакуації для осіб з інвалідністю. Фактично, вимоги інклюзивності часто не інтегровані у планування модернізацій, а адаптація залишається ініціативою окремих громад чи організацій [5].

1.2 Аналіз вимог щодо проектування сучасних захисних споруд цивільного захисту в Україні

Враховуючи повномасштабне вторгнення країни-агресора та безпосередню необхідність захисту населення від обстрілів інфраструктури держави, у тому числі цивільної, різноманітними засобами озброєння, які постійно покращують та модифікуються ворогом, існує потреба у постійній актуалізації вимог законодавства з питань укриття населення у фонді захисних споруд цивільного захисту. Зокрема існують потреби у зменшенні документального навантаження на органи державної влади, органи місцевого самоврядування, суб'єкти господарювання та інші юридичні особи, оптимізації процесу проходження інформації на різних рівнях, удосконаленні механізмів створення засобів колективного захисту (в тому числі їх пришвидшенні), уточненні механізмів утримання, облаштування та експлуатації об'єктів фонду захисних споруд цивільного захисту [12].

Введення в дію державних будівельних норм [7] розпочинає фундаментальну перебудову всієї нормативно-проектувальної системи інженерного захисту населення України. Цей документ замінив морально застарілий стандарт ДБН В.2.2.5-97, концептуальні засади якого базувалися на доктринах радянської оборонної системи кінця минулого століття. Сучасні загрози, пов'язані з тривалим застосуванням високоточних ракетних комплексів, крилатих ракет, ударних безпілотних літальних апаратів та систем реактивної артилерії, ставлять принципово нові вимоги до механічного опору, герметичності, автономності та доступності об'єктів укриття.

Новий підхід до нормування переносить фокус проектування із застарілого принципу індустріального укриття «найбільшої працюючої зміни» на комплексний безпековий захист усіх верств населення безпосередньо у місцях їхнього проживання, навчання та працевлаштування. Ключовими напрямками реформи стали впровадження обов'язкової безбар'єрності, інтеграція систем протипожежного захисту останнього покоління та жорстка

вимога до автономності систем життєзабезпечення протягом щонайменше 48 годин.

Нормативний документ [7] зазнав суттєвої оптимізації через розробку Зміни № 1 та Зміни № 2. Зміна № 2, яка набула чинності 1 квітня 2025 року, запровадила диференційований підхід до проектування. Вона суттєво спростила процедури для малих локальних укриттів місткістю до 15 осіб, що дало змогу масштабувати будівництво швидких модульних рішень для приватного сектора та невеликих підприємств. Водночас для споруд місткістю від 16 осіб і більше збережено посилені інженерно-технічні параметри.

Положеннями [7] передбачено, що захисні споруди та споруди подвійного призначення (СПП) проектуються та будуються таким чином, щоб протягом певного часу (до 48 годин) створити належні умови для перебування людей, що підлягають укриттю, та забезпечити їх захист шляхом виключення або зменшення прогнозованих впливів небезпечних чинників, які можуть виникнути як складова частина небезпечних явищ надзвичайної ситуації, воєнних (бойових) дій та терористичних актів.

СПП мають бути запроектовані таким чином, що б одночасно задовольняти встановлені вимоги відповідно до обох функціональних призначень та мати захисні властивості сховищ або протирадіаційних укриттів. При проектуванні СПП поряд з положеннями цих норм слід також керуватись положеннями будівельних норм, що встановлюють вимоги до будівель або споруд з визначеною функцією (житлова, виробнича, суспільно-громадська тощо), що є основою для них.

Ступінь захисту характеризується захисними властивостями захисних споруд, що для небезпечних чинників застосування зброї масового та загального ураження передбачають послаблення радіаційного впливу та захисту від впливу прогнозованого вибуху шляхом забезпечення механічного опору та стійкості конструкцій від ураження уламками та дії рівномірно-розподілених навантажень:

для зброї масового ураження – надмірний тиск вибухової хвилі, що положеннями норм приводяться до квазістатичного (еквівалентного) рівномірно-розподіленого тиску від 100 кПа до 500 кПа (залежно від класу або групи захисної споруди або споруди подвійного призначення);

для засобів звичайного ураження (засоби повітряного ураження, що включають ракети різних типів та баражуючі боєприпаси, боєприпаси реактивних систем залпового вогню та артилерійських снарядів) – надмірний тиск вибухової хвилі, що положеннями цих норм приводяться до квазістатичного (еквівалентного) рівномірно-розподіленого навантаження 100 кПа.

Норми [7] не містять розрахункових випадків прямого влучання боєприпасів із вибухом на поверхні чи у безпосередній близькості до стін (покриття) захисних споруд (крім прямого влучання уламків), а також впливу фугасних, направлених вибухів, впливу кумулятивних зарядів, боєприпасів із відкладеним підземним вибухом.

Для врахування непрогнозованого впливу найбільш небезпечних засобів звичайного ураження положеннями норм встановлено вимоги щодо визначення мінімальних значень товщин огорожувальних конструкцій, виконаних із різних матеріалів, що приймається конструктивно з метою забезпечення їх механічного опору і уникнення появи ефекту сколювання на внутрішній поверхні стін.

Захист від радіаційного впливу у захисних спорудах відповідно положень цих норм забезпечується шляхом встановлення вимог до об'ємно-планувальних та конструктивних рішень захисних споруд.

Згідно із [7] захисні властивості захисних споруд виражаються такими основними критеріями як надмірний тиск повітряної ударної хвилі, ступінь послаблення (коефіцієнт захисту K_3). Залежно від зазначених критеріїв захисні споруди поділяються на класи сховищ та групи протирадіаційних укриттів, зазначені в таблицях 1.1 і 1.2

Таблиця 1.1

Клас сховищ, СПП із захисними властивостями сховищ [7]

№ з.п.	Розміщення сховищ, СПП із захисними властивостями сховищ	Клас сховища, СПП із захисними властивостями сховищ	Захисні властивості	
			Надмірний тиск повітряної ударної хвилі ΔP_{ex} , кПа	Ступінь послаблення радіаційного впливу (ступінь захисту) A_3
1	У межах проектної забудови міст, віднесених до групи особливої важливості цивільного захисту	A-I	500	5 000
2	Окремо розташований об'єкт суб'єкта господарювання, віднесеного до категорії особливої важливості цивільного захисту (крім зазначених у пункті 1 цієї таблиці)	A-II	300	3 000
3	У межах проектної забудови та санітарно-захисної зони атомних енергетичних об'єктів	A-III	200	5 000
4	У межах проектної забудови територій та населених пунктів, віднесених до відповідних груп цивільного захисту, а також за межами проектної забудови та санітарно-захисної зони атомних енергетичних об'єктів у зонах можливих значних (сильних) руйнувань (крім зазначених у 1 – 3 цієї таблиці)	A-IV	100	1 000

Крім того, додатково захисні споруди повинні захищати від дії небезпечних хімічних речовин, радіоактивних речовин, (для сховищ, що розташовуються у зонах можливого хімічного та радіаційного забруднення), бойових отруйних речовин, небезпечних біологічних речовин та бактеріальних засобів ураження; від наслідків катастрофічного затоплення (для сховищ, що розташовуються у зонах можливого катастрофічного затоплення; від дії світлового випромінювання; від дії електромагнітного імпульсу; від дії високих температур та продуктів горіння при пожежах.

Слід відмітити, що прийняті критерії, які характеризують захисні властивості захисних споруд не враховують таких важливих факторів, як

пряме потрапляння воєнного засобу (снаряду, бомби, уламку), додаткові динамічні навантаження від падаючих обломків конструкцій або прогресуючого руйнування будинку, який розташовується над захисною спорудою.

Таблиця 1.2

Групи ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ [7]

Розміщення ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ	Група укриття	Захисні властивості	
		Надмірний тиск повітряної ударної хвилі ΔP_{ex} , кПа	Коефіцієнт послаблення радіаційного впливу (коефіцієнт захисту) K_3
У містах, віднесених до груп цивільного захисту, інших населених пунктах розташованих:			
1. У зоні можливих значних (сильних) руйнувань	П-1	100	1 000
У містах, не віднесених до груп цивільного захисту, інших населених пунктах, на об'єктах суб'єктів господарювання розміщених:			
2. У зоні можливих незначних (слабких) руйнувань навколо атомних енергетичних об'єктів	П-2	100	1 000
3. На решті території зони можливого небезпечного сильного радіаційного забруднення навколо атомних енергетичних об'єктів	П-3	100	500
4. У 30-кілометровій зоні (зоні спостереження) навколо атомних енергетичних об'єктів, а також у зонах можливого небезпечного сильного радіаційного забруднення за межами зон можливих руйнувань (за винятком зазначених у пункті 2 цієї таблиці)	П-5	100	200
5. Поза межами зон можливого небезпечного сильного радіаційного забруднення	П-6	100	100
На об'єктах суб'єктів господарювання першої та другої категорії цивільного захисту, населених пунктах, розміщених:			
6. У зонах незначних (слабких) руйнувань (за винятком зазначених у пункті 2 цієї таблиці)	П-4	100	200

Захисні властивості сховищ передбачають виключення або зменшення впливу таких прогнозованих небезпечних чинників (факторів):

дії повітряної ударної хвилі від побічної дії зброї масового ураження з розрахунковим надмірним тиском;

дії повітряної ударної хвилі при застосуванні звичайних засобів ураження;

проникнення уламками засобів звичайного ураження;

дії небезпечних хімічних речовин, радіоактивних речовин бойових отруйних речовин, небезпечних біологічних речовин та бактеріальних засобів ураження;

дії проникаючої радіації та іонізуючого випромінювання від радіоактивно забруднення місцевості, води та повітря, шляхом забезпечення нормативного ступеня послаблення радіаційного впливу (ступеня захисту);

катастрофічного затоплення (для сховищ, що розташовуються у зонах можливого катастрофічного затоплення);

дії високих температур та продуктів горіння при пожежах.

Перелік та необхідні мінімальні розрахункові параметри захисних властивостей ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ визначаються залежно від їх групи, що обирають відповідно до [7], залежно від місцезнаходження об'єкта будівництва.

СПП проектуються:

із захисними властивостями сховищ (далі – СПП із захисними властивостями сховищ) відповідно до [7] додатка А (таблиця А.1) залежно від місцезнаходження об'єкта будівництва;

із захисними властивостями протирадіаційних укриттів (далі – СПП із захисними властивостями ПРУ) відповідно до [7] додатка А (таблиця А.2) залежно від місцезнаходження об'єкта будівництва.

Захисні властивості СПП визначаються завданням на проектування відповідно вимог розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту у містобудівній документації відповідного рівня з урахуванням радіусу збору населення.

З 1 серпня 2025 року набрав чинності новий національний стандарт [8], який регулює питання первинних мобільних укриттів. Наприкінці 2023 року із Кодексу цивільного захисту України [1] було остаточно вилучено поняття «швидкосторуджувана захисна споруда модульного типу», замість якого ввели чіткий термін – первинне (мобільне) укриття (ПМУ).

ДСТУ 9329:2025 [8] встановлює основні вимоги до проектування та виготовлення первинних (мобільних) укриттів, зокрема, блок-модульного типу, що складаються з окремих елементів (блок-модулів). з яких такі укриття монтують у готовий виріб, а також способів забезпечення встановлених вимог, у тому числі – захисних властивостей, яким повинні відповідати ПМУ.

Відповідно до статті 32 [1] первинне (мобільне) укриття – це технічний виріб, у тому числі блок-модульного типу, призначений для короткострокового (до 4 годин) захисту населення на місцевості шляхом зменшення непрямой дії звичайних засобів ураження під час воєнних (бойових) дій. Саме у цій статті визначено, що ПМУ монтується чи виготовляється з дотриманням вимог національних стандартів та/або технічних регламентів, що заявлені у документі про відповідність.

Власне, [8] і є тим самим національним стандартом, вимоги якого повинні бути дотримані для того, щоб позиціонувати виріб як первинне укриття. ПМУ повинні забезпечувати короткостроковий захист (до 4 годин) захист населення на місцевості шляхом зменшення впливу від прогнозованих небезпечних чинників (факторів) непрямой дії звичайних засобів ураження під час воєнних (бойових) дій, а саме стійкість до:

надмірного тиску повітряної ударної хвилі значенням не менше ніж 100 кПа;

пробиття (проникнення) уламками засобів звичайного ураження, а також на утворення вторинної фрагментації (сколювання бетону на внутрішній поверхні) ПМУ шляхом визначення геометричних розмірів зовнішніх огорожувальних конструкцій.

Первинні (мобільні) укриття можуть проектуватися та виготовлятися як: самостійний об'єкт (виріб), зокрема такий, що складається з одного елементу (блок-модуля); об'єкт (виріб), що складається та монтується з декількох елементів (блок-модулів), інших елементів (спеціальних конструкцій).

Спеціальні конструкції та обладнання, інші елементи ПМУ мають забезпечувати можливість їх монтування у готовий до використання технічний виріб на підготовленому майданчику, розміщеному на рівні планувальної позначки землі, без проведення будівництва.

Основні параметри, зокрема об'ємно-планувальні, конструктивні рішення та розміри ПМУ, включно з тими, що монтуються з окремих елементів (блок-модулів), визначають, враховуючи умови їх розміщення на місцевості, місткість (розрахункову кількість осіб, які підлягають укриттю), а також інклюзивність (доступність) готових до використання виробів для осіб з інвалідністю та інших маломобільних груп населення.

Висоту приміщень ПМУ приймають у проясненні (до нижнього краю конструкцій та/або інженерних комунікацій, світильників тощо) не менше ніж 2,0 м.

Несучі та огорожувальні конструкції ПМУ, їх окремі елементи, зокрема блок-модулі, проектують та виготовляють із залізобетону, сталезалізобетону (сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам), дисперсноармованого бетону (фібробетону), металевих та інших матеріалів, що здатні забезпечити дотримання встановлених вимог щодо міцності, надійності та безпечної експлуатації, а також нормативних захисних властивостей готового до використання технічного виробу.

Конструктивні схеми ПМУ, зокрема ті, що монтують з окремих блок-модулів, повинні забезпечувати міцність, стійкість, просторову жорсткість окремих конструкцій та змонтованого ПМУ загалом. Рекомендовано

застосовувати конструктивну схему у вигляді коробки з жорсткими вузлами.

Готові до використання (змонтовані) ПМУ мають забезпечувати стійкість виробу до горизонтального та вертикального навантаження від динамічної дії повітряної ударної хвилі, зокрема улаштуванням контрфорсів по усьому периметру ПМУ та/або вжиттям інших заходів, не пов'язаних з будівництвом.

Проектування та виготовлення окремих елементів ПМУ, зокрема блок-модулів, здійснюють за допомогою з'єднань, що забезпечують швидкість та простоту монтування, надійність, конструктивну стійкість, жорсткість та міцність усієї споруди.

Основні приміщення ПМУ призначені для перебування осіб, що підлягають укриттю, а допоміжні – для інших цілей. Зазвичай, ПМУ має містити тільки основні приміщення, у цьому разі як допоміжні приміщення можуть передбачатися тамбури при входах (виходах). ПМУ проектують так, щоб зі встановленого та/або змонтованого укриття було забезпечено не менше ніж два окремі розосереджені (такі, що розташовано у протилежних стінах) входи (евакуаційні виходи).

Основне приміщення облаштовують одноярусними місцями для сидіння заввишки 0,45 м від рівня підлоги та розміром у плані не менше ніж 0,45 м × 0,45 м на одну особу, яка підлягає укриттю.

ПМУ можуть не облаштовуватися спеціальними системами життєзабезпечення та інженерним обладнанням. ПМУ можуть мати природну вентиляцію або бути обладнаними системою вентиляції з механічним приводом (режим «чиста вентиляція») з встановленням у ній електроручних вентиляторів чи електричних вентиляторів.

Для електроживлення ПМУ дозволяється використовувати акумуляторні батареї, бензогенератори та інші малогабаритні джерела електропостачання, які встановлюють за межами такого укриття і які захищені від дії звичайних засобів ураження.

Відповідно до [8] такі вимоги повинні бути відображені у відповідній технічній документації, що входить до складу комплексу постачання. Транспортування ПМУ, їх окремих елементів, зокрема блок-модулів, до місця монтажу повинно здійснюватися залізничним, автомобільним або водним транспортом.

Оцінку відповідності первинних (мобільних) укриттів проводять відповідно до вимог [13] та [14].

Додаток А [8] встановлює методику випробування ПМУ на протидію надмірному тиску повітряної ударної хвилі, еквівалентної 100 кПа. Додаток Б [8] встановлює методику визначення параметрів матеріалів та конструкцій ПМУ, що забезпечують його стійкість до пробиття (проникнення) уламками засобів звичайного ураження, а також на утворення вторинної фрагментації.

Первинні (мобільні) укриття не є захисними спорудами цивільного захисту у класичному розумінні, хоча й відносяться до об'єктів фонду захисних споруд, і тому не можуть їх замінити. Використання ПМУ для захисту (укриття) населення передбачається виключно на особливий період (воєнний стан).

Також ПМУ не є об'єктами будівництва, а є виключно технічними мобільними (тобто, пересувними) виробами.

1.3 Огляд існуючих методів розрахунку стійкості конструкцій до динамічних навантажень та вибухових хвиль

Огороджувальні та несучі конструкції сховищ розраховують на особливе поєднання навантажень, що складається з постійних, тимчасових навантажень та статичного навантаження еквівалентного дії динамічного навантаження від дії повітряної ударної хвилі (еквівалентне статичне навантаження) [4].

Конструкції крім того, перевіряють розрахунком з урахуванням найбільш несприятливих навантажень або відповідних їм зусиль при експлуатації приміщень сховищ у мирний час, а також на виникаючі зусилля

та збереження герметичності сховищ при можливих осіданнях окремих навантажених опор (колон) сховищ від експлуатаційного навантаження надземної частини будинку або споруди.

Дослідження механічного опору та стійкості конструкцій захисних споруд і СПП вимагає глибокого аналізу фізики вибуху, будівельної динаміки та сучасних методів обчислювальної гідродинаміки [15-25].

Аналіз параметрів повітряної ударної хвилі як основного руйнівного чинника надзвичайних ситуацій воєнного та техногенного характеру бере початок від класичних аналітичних рішень.

У цьому контексті фундаментальною є праця Г. Тейлора [15], у якій представлено розв'язання задачі про формування та поширення сферичної вибухової хвилі від потужного точкового джерела. Теоретичні положення Тейлора дозволили математично описати розподіл тиску, щільності та швидкості часток газу за фронтом хвилі, що стало основою для подальшого розвитку прикладної газодинаміки вибуху.

Розвиток і практичну інженерну адаптацію ці положення знайшли у монографії Дж. Кінні та К. Грехема [18]. Автори детально кодифікували термодинамічні процеси вибуху конденсаційного типу, закономірності формування ударної хвилі та фізику її взаємодії з атмосферою.

Для прикладних інженерних розрахунків критично важливими є наведені в праці напівемпіричні залежності для визначення надмірного тиску ΔP_{ex} імпульсу позитивної фази тиску та тривалості дії вибухової хвилі залежно від приведеної відстані. Праця є ключовою для первинного визначення параметрів початкового динамічного впливу на огорожувальні конструкції.

Перехід від параметрів повітряної ударної хвилі у вільному повітрі до реальних навантажень у несучих елементах споруд потребує залучення апарату теорії коливань та будівельної динаміки. Класичним першоджерелом у цій галузі є праця Дж. Біггса [16]. Сама концепція приведення реального динамічного імпульсу до квазістатичного навантаження, яка наразі закладена в основу вітчизняних норм, базується на розроблених Біггсом методах аналізу

систем із одним ступенем вільності (моделі *SDOF* – *Single Degree of Freedom*). Автор обґрунтував застосування коефіцієнта динамічності K_d як функції від співвідношення тривалості дії навантаження τ до періоду власних коливань конструкції T . Праця [16] дозволяє аналітично розраховувати пружно-пластичну роботу залізобетонних елементів (балок, плит покриття, стін) за умови виникнення залишкових деформацій.

Автори [17] змістили акцент на аналіз аварійних вибухів газопароповітряних сумішей та детонації нестандартних систем, що є характерним для руйнування об'єктів критичної інфраструктури. У роботі наведено унікальні методики оцінки ступеня пошкодження будівель залежно від форми ударної хвилі (прямокутна, трикутна, експоненціальна).

Розвиток зазначених підходів стосовно балістичної та вибухової стійкості огорожувальних конструкцій представлено у праці П. Сміта та Дж. Хетерінгтона [20]. Автори системно поєднали теорію динамічного навантаження будівель із прикладними аспектами механічного опору конструкцій діям осколкових полів конвенційної зброї. Особливу увагу приділено розрахункам локальної стійкості стін проти пробиття та вторинного відколювання бетону з внутрішнього боку елементів.

Прикладна інженерна реалізація теоретичних методів динамічного розрахунку відображена у серії профільних військово-технічних керівництв та стандартів країн НАТО.

Найбільш повним та авторитетним у світі збірником інженерних методик є стандарт Міністерства оборони США UFC 3-340-02 [24]. Цей документ містить детальні алгоритми проектування залізобетонних, сталевих та багатошарових захисних конструкцій. Нормативні критерії [24] базуються на деформаційному підході (граничних кутах повороту опорних перерізів пластичних шарнірів), що дозволяє розраховувати елементи на екстремальні навантаження (тиском до кількох МПа) з урахуванням глибоких пластичних деформацій арматури та тріщиноутворення.

Паралельно з цим, технічне керівництво Сухопутних військ США TM 5-855-1 [19] фокусується на ефектах застосування звичайного конвенційного озброєння. Воно надає чіткі інженерні номограми для розрахунку захисних екранів, визначення глибини проникнення уламків ракет та артилерійських снарядів у ґрунт і бетон, а також розрахунку параметрів обвалування.

Перенесенню військових технологій захисту у сферу цивільного будівництва присвячено працю [25]. У роботі деталізовано специфіку захисту комерційних споруд та об'єктів життєзабезпечення міст. Автори розглядають питання стійкості фасадних систем, застосування та каркасів будівель проти прогресуючого обвалення внаслідок вибухових надзвичайних ситуацій.

Для розроблення організаційно-технічних заходів захисту критичної інфраструктури методологічно важливим є посібник Федерального агентства з управління надзвичайними ситуаціями США FEMA [21]. Він пропонує комплексну концепцію безпеки, яка поєднує архітектурно-планувальні рішення з інженерно-технічними заходами посилення несучих елементів будівель, що повністю корелює із завданнями сучасного цивільного захисту.

Розвиток комп'ютерних технологій зумовив перехід від спрощених аналітичних моделей *SDOF* до тривимірного нелінійного скінченно-елементного моделювання динамічних процесів у фізиці вибуху. Науковий погляд Т. Нго та ін. [21] є важливим етапом у систематизації сучасних підходів. Автори узагальнили світовий досвід застосування методів обчислювальної гідродинаміки (CFD) для моделювання складних процесів дифракції та відбиття вибухових хвиль від перешкод складної геометричної форми. У роботі продемонстровано ефективність чисельного аналізу для верифікації реальної несучої здатності конструкцій у випадках, коли аналітичні методи дають занадто консервативні або неточні результати.

Математичним та алгоритмічним базисом для проведення таких високоточних розрахунків є «LS-DYNA Theory Manual» Дж. Халквіста [22]. Керівництво описує теоретичні основи розв'язання рівнянь механіки суцільного середовища при швидких короткочасних процесах на основі явної

(*explicit*) схеми інтегрування за часом. Для задач захисту об'єктів критичної інфраструктури принципове значення мають описані Халквістом: формулювання *Multi-Material ALE (Arbitrary Lagrangian-Eulerian)*, що дозволяють одночасно моделювати вибухову речовину, повітряне середовище та їх взаємодію з твердим тілом (*Fluid-Structure Interaction – FSI*); рівняння стану речовини (зокрема, *EOS JWL* для продуктів детонації); спеціалізовані нелінійні моделі поведінки залізобетону при високих швидкостях деформації (моделі типу *Concrete Damage Rel3*), що враховують деградацію міцності, розкриття тріщин та ефекти динамічного зміцнення матеріалів.

При розрахунках на особливе поєднання навантажень слід враховувати постійне навантаження на стіни і колони вбудованих сховищ від конструкції верхніх поверхів будинків або споруд подвійного призначення [26].

1.3.1 Розрахункові навантаження та впливи на дію повітряної ударної хвилі

Конструкції захисних споруд та СПП повинні бути запроектовані на вплив комбінацій навантажень при усталеній (основній) і аварійній розрахункових ситуаціях. Комбінації навантажень при усталеній (основній) розрахунковій ситуації визначають відповідно до вимог ДБН В.1.2-2 [26]. При розрахунках на аварійні комбінації навантажень слід враховувати квазістатичне навантаження від дії повітряної ударної хвилі відповідно класу чи групи захисної споруди [7].

Конструкції захисних споруд та СПП повинні бути, крім того, перевірені розрахунком з урахуванням найбільш несприятливих комбінацій навантажень або відповідних їм зусиль при їх експлуатації за функціональним призначенням, не пов'язаним із укриттям населення (у випадку проектування СПП), а також на зусилля та збереження герметичності захисних споруд при можливих осіданнях окремих

навантажених опор (колон) від експлуатаційного навантаження надземної частини будинку або споруди.

Розміщення захисних споруд та СПП під будівлями/спорудами різного призначення або в зоні утворення завалів від можливого руйнування будівлі/споруди, що розташовані поруч, допускається за умов забезпечення сприйняття несучими конструкціями таких захисних споруд або СПП додаткових навантажень, що можуть виникати внаслідок прогресуючого обвалення вище розташованих конструкцій, а також поруч розташованих будівель/споруд (їх конструкцій). Захисні споруди та СПП (П-2, П-3, П-4, П-5, П-6), що проектуються на дію розрахункового надмірного тиску $\Delta P_{ex} = 100$ кПа перевіряються розрахунком на вагу зруйнованих вище розташованих конструкцій будівель/споруд з коефіцієнтом динамічності 1, 2, яку визначають з урахуванням можливості їх прогресуючого обвалення (часткового або повного) [7].

Розрахунки конструкцій захисних споруд та СПП за граничними станами першої та другої груп виконують з врахуванням вказівок цих норм. Вплив дії повітряної ударної хвилі на конструкції враховується граничним розрахунковим значенням квазістатичного навантаження. Граничне розрахункове значення квазістатичного навантаження обчислюється за формулою [7]:

$$q_{ex,d} = \gamma_{fm} \cdot q_{ex} \cdot e_{qv}, \quad (1.1)$$

де q_{ex}, e_{qv} – квазістатичне характеристичне навантаження, що приймається рівним квазістатичному навантаженню (еквівалентному статичному навантаженню);

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням для граничного розрахункового значення квазістатичного навантаження, яке слід приймати $\gamma_{fm} = 1,00$.

Навантаження від вибухового впливу слід відносити до епізодичних навантажень. Граничне розрахункове значення квазістатичного

навантаження $q_{ex,d}$ враховується в аварійній комбінації навантажень із коефіцієнтом комбінації рівним 1,0.

Навантаження від ваги зруйнованих вище розташованих конструкцій будівель та споруд враховується в окремій аварійній комбінації навантажень (без врахування навантаження вибухового впливу) із коефіцієнтом комбінації рівним 1,0.

При розрахунку несучих та огорожувальних конструкцій захисних споруд допускається використання прямого динамічного аналізу конструктивних систем на динамічні дії, що викликають значне прискорення конструкції, з урахуванням вимог ДБН В.1.2-6 [27] та при відповідному обґрунтуванні.

При проектуванні окремо розташованих захисних споруд, які будуються у сейсмічних районах, розрахунок на сейсмічний вплив не виконується. Вбудовані та прибудовані захисні споруди розраховуються на сейсмічний вплив у комплексі із будівлею, в яку вбудовано або прибудовано захисну споруду, з урахуванням вимог ДБН В.1.1-12 [28] за необхідності виконання такого розрахунку для даної будівлі.

При проектуванні зовнішніх огорожувальних конструкцій (стін та покриття), захисних екранів на входах захисних споруд, із метою забезпечення не проникнення уламків та уникнення ефекту відколювання внутрішнього шару бетону і їх розльоту, що несе небезпеку для людей у споруді цивільного захисту [7].

1.3.2 Приведене навантаження від впливу повітряної ударної хвилі

Приведене навантаження на елементи конструкцій визначається умовами дії повітряної ударної хвилі на захисну споруду чи СПП залежно від розміщення, заглиблення їх у ґрунт та гідрогеологічних умов (рис. 1.1) [7].

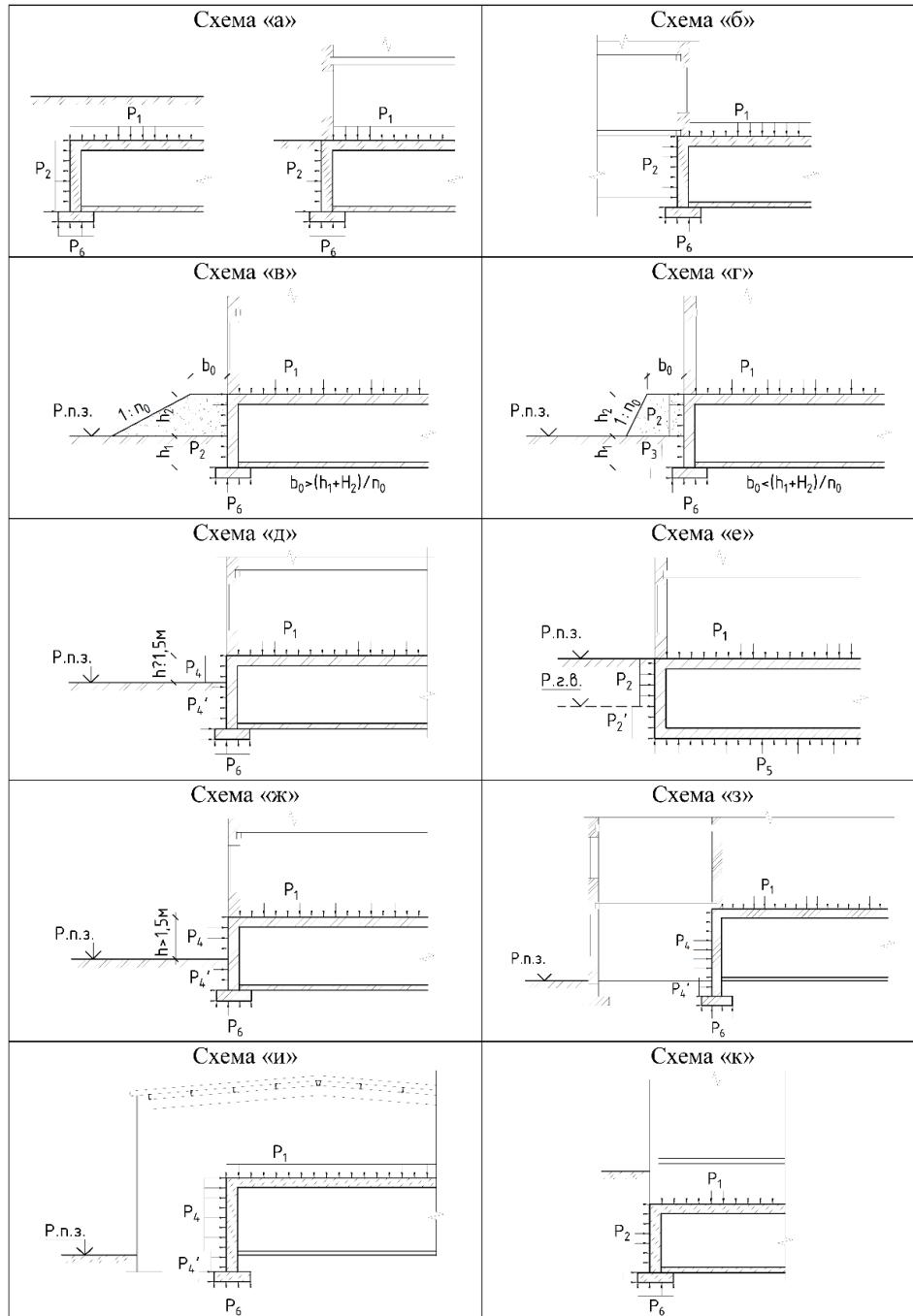


Рисунок 1.1 – Схеми прикладання приведених навантажень на конструкції захисних споруд та СПП [7]

Приведене навантаження P_n приймається рівномірно розподіленим по площі та прикладеним нормально (перпендикулярно) до поверхні конструкції та визначається для кожної конструкції окремо за найбільш відповідною схемою рис. 1.1 (для одної захисної споруди чи СПП одночасно

можуть обиратися навантаження на елементи конструкцій за різними відповідними схемами).

При виборі комбінацій навантажень необхідно враховувати найбільш несприятливі умови роботи конструкцій елементів та відповідні напрямки прикладання навантажень.

Розрахунковий надмірний тиск ΔP_{ex} для відповідних класів та груп захисних споруд приймається відповідно до таблиць 1.1 та 1.2 [7].

Приведене вертикальне навантаження P_1 (кПа) на покриття захисних споруд і СПП залежно від схеми прикладання приведенного навантаження слід визначати за формулами, наведеними в таблиці 1.3.

Таблиця 1.3

Вертикальне приведенне навантаження P_1 (кПа) на покриття захисної споруди / СПП [7]

Схема прикладання приведенного навантаження	Вертикальне приведенне навантаження P_1 (кПа) на покриття захисної споруди / СПП
Схеми «а», «б», «в», «г», «д», «е», «ж», «з», «и», наведені на рисунку 1.1 (вбудованих в будівлі/споруди)	$P_1 = \Delta P_{ex}$
Схема «к», наведена на рисунку 1.1 (вбудованих в будівлі/споруди під технічним підвалом)	$P_1 = 0,8 \cdot \Delta P_{ex}$
Окремо розташовані захисні споруди/СПП	$P_1 = \Delta P_{ex}$
Тунелі аварійних виходів	$P_1 = \Delta P_{ex}$

Таблиця 1.4

Горизонтальне приведенне навантаження на елементи зовнішніх стін [7]

Схема прикладання приведенного навантаження	Горизонтальне приведенне навантаження на елементи зовнішніх стін, кПа
Схеми «а», «в», «г», «к», рисунок 1.1	$P_2 = K_{\sigma} \Delta P_{ex}$
Схема «б», рисунок 1.1 (на стіни, що відокремлюють укриття від примикаючих приміщень підвалів, не захищених від повітряної ударної хвилі)	$P_2 = 0,8 \cdot \Delta P_{ex}$
Схема «е», рисунок 1.1 (на елементи зовнішніх стін, розташованих вище рівня горизонту ґрунтових вод)	$P_2 = 1,2 K_{\sigma} \times \Delta P_{ex}$
Схема «е», рисунок 1.1 (на елементи зовнішніх стін, розташованих нижче рівня горизонту ґрунтових вод)	$P_2' = \Delta P_{ex}$
Схема «г», рисунок 1.1	$P_3 = K_{\sigma} \times K_{від} \times \Delta P_{ex}$
Схема «д», рисунок 1.1 (для окремо розташованих захисних споруд та вбудованих захисних споруд в будівлі і споруди, стіни яких мають площу прорізів 10 % і більше, та висотою виступної частини стін захисної споруди над поверхнею землі 1,5 м і менше)	$P_4 = \Delta P_{ex} + 2,5 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схема «д», рисунок 1.1 (для окремо розташованих захисних споруд та вбудованих захисних споруд в будівлі і споруди, стіни яких мають площу прорізів менше 10 %, та висотою виступної частини стін захисної споруди над поверхнею землі 1,5 м і менше)	$P_4 = 2 \cdot \Delta P_{ex} + 6 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схема «ж», рисунок 1.1 (для захисних споруд з висотою виступної частини стін захисної споруди над поверхнею землі більше ніж 1,5 м)	$P_4 = 2 \cdot \Delta P_{ex} + 6 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схеми «з», «и», рисунок 1.1 (для вбудованих захисних споруд, що знаходяться за огорожувальними конструкціями першого поверху будівлі або споруди, при площі прорізів стін будівлі до 50 %)	$P_4 = \Delta P_{ex} + 2,5 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схеми з, и, рисунок 1.1 (для вбудованих захисних споруд, що знаходяться за огорожувальними конструкціями першого поверху будівлі або споруди, при площі прорізів більше ніж 50 %, а також для стін, які знаходяться за легкоруйнівними конструкціями)	$P_4 = 2 \cdot \Delta P_{ex} + 6 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720)$
Схеми д, ж, з, и, рисунок 1.1	$P_4' = K_{\sigma} \cdot P_4$

K_{σ} – коефіцієнт, що приймається за таблицею 1.5;

$K_{від}$ – коефіцієнт, що враховує відбиття повітряної ударної хвилі і приймається за таблицею 2.6

Таблиця 1.5

Коефіцієнт K_{σ} [7]

Характеристика ґрунтів згідно з нормами на проектування основ будівель / споруд	Коефіцієнт K_{σ}
Піски з коефіцієнтом водонасичення $S_r < 0,5$	0,4
Піски з коефіцієнтом водонасичення $0,5 < S_r < 0,8$; супіски з показником текучості $I_L < 1$; суглинки та глини з показниками текучості $I_L < 0,75$	0,5
Суглинки та глини з показниками текучості $0,75 < I_L < 1$	0,6
Водонасичені ґрунти (нижче рівня ґрунтових вод); піски з коефіцієнтом водонасичення $S_r > 0,8$; супіски, суглинки і глини з показниками текучості $I_L > 1$; скельні ґрунти	1,0

Таблиця 1.6

Коефіцієнт $K_{від}$ [7]

Ухил укосів обвалування	1:5	1:4	1:3	1:2
Коефіцієнт $K_{від}$	1,0	1,1	1,2	1,3

Приведене вертикальне навантаження P_5 , P_6 (кПа), що передається на фундаменти, слід визначати за формулами в таблиці 1.7

Таблиця 1.7

Вертикальне приведені навантаження на фундаменти [7]

Схема прикладання приведені навантаження	Вертикальне приведені навантаження на фундаменти, кПа
Схема «е» , рисунок 14.1 (за умови, що товщина шару нескельного ґрунту під фундаментною плитою дорівнює або більше величини заглиблення споруди у ґрунт)	$P_5 = \Delta P_{ex}$
Схема «е» , рисунок 14.1 (за умови, що товщина шару нескельного ґрунту від низу фундаментної плити до скелі менше величини заглиблення споруди)	$P_5 = 1,2 \cdot \Delta P_{ex}$
Стрічкові та окремо стоячі фундаменти	P_6 навантаження відпору ґрунту, що визначається розрахунком в залежності від приведені вертикального навантаження на покриття, стіни, колони та площі фундаментів

Приведене навантаження на входи та аварійні виходи захисних споруд слід визначати за формулами в таблиці 1.8.

Таблиця 1.8

Приведені навантаження на елементи входів та аварійних виходів [7]

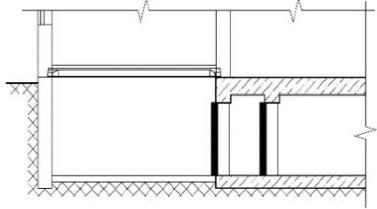
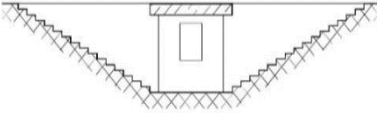
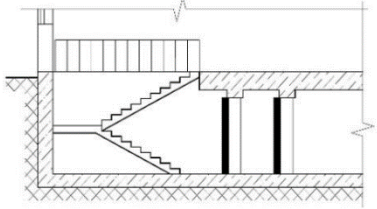
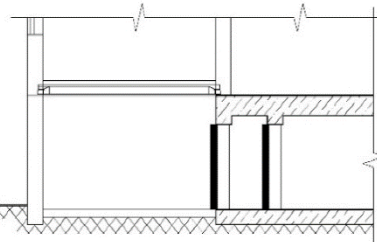
Найменування елемента	Приведені навантаження на елементи входів та аварійних виходів, кПа
Горизонтальне навантаження на ділянки зовнішніх стін захисних споруд та СПП у місцях розташування входів і на перші (зовнішні) захисно-герметичні двері (ворота) та захисні двері ПРУ та СПП	$P = K_e \cdot \Delta P_{ex}$
Навантаження на внутрішні боки тамбур-шлюзів	$P = 0,8 \cdot P_{cm}$
Навантаження на внутрішні боки тамбурів (для сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ класу А-II та А-III класів)	$P=25 \text{ кПа}$
Навантаження на внутрішні боки тамбурів (для сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ класу А-IV класу, ПРУ та СПП із захисними властивостями ПРУ групи П-1, П-2, П-3, П-4, П-5, П-6)	$P=15 \text{ кПа}$
Навантаження від дії повітряної ударної хвилі на конструкції аварійного виходу зсередини, запроєктованого у вигляді захищеного оголовка з шахтою і тунелем, а також на ділянку стіни у місці примикання виходу	$P = 1,6 \cdot \Delta P_{ex}$
Навантаження від дії повітряної ударної хвилі на конструкції аварійного виходу (повітрязабірного каналу) зсередини, запроєктованого у вигляді захищеного оголовка з шахтою, а також на ділянку стіни у місці примикання шахти (для сховищ та СПП із захисними властивостями сховищ класу А-II та А-III класів)	$P = 1,65 \cdot \Delta P_{ex}$
Навантаження від дії повітряної ударної хвилі на конструкції аварійного виходу (повітрязабірного каналу) зсередини, запроєктованого у вигляді захищеного оголовка з шахтою, а також на ділянку стіни у місці примикання шахти (для сховищ та СПП класу із захисними властивостями сховищ класу А-I, ПРУ групи П-1, П-2, П-3, П-4, П-5, П-6)	$P = 1,8 \cdot \Delta P_{ex}$
Навантаження від дії повітряної ударної хвилі на стіни, покриття і підлогу аварійного виходу зсередини, запроєктованого у вигляді похилого спуску і тунелю	$P = K_B \cdot \Delta P_{ex}$

K_B – коефіцієнт, приймається по таблиці 1.9.

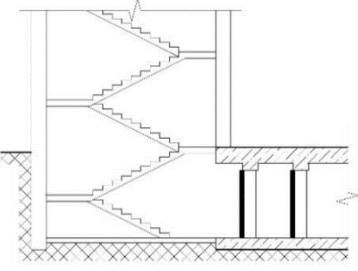
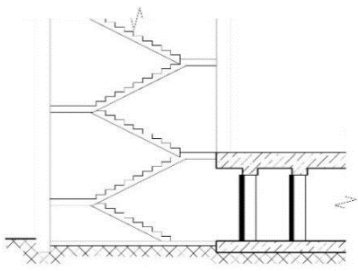
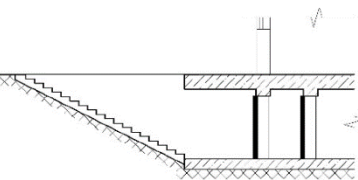
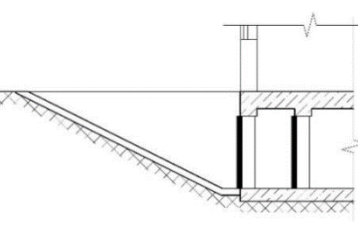
P_{cm} – приведенне навантаження, що рівне навантаженню на зовнішні стіни захисної споруди у місці розташування входу.

Таблиця 1.9

Коефіцієнт K_B [7]

№ з/п	Тип входу	Схема входу	Коефіцієнт K_B залежно від класу / групи сховищ / ПРУ (СПП із захисними властивостями сховищ / ПРУ)		
			A-II	A-III	A-IV, П-1, П-2, П-3, П-4, П-5, П-6
1	З підвальних приміщень, не захищених від повітряної уданої хвилі		0,8	0,8	0,8
2	Наскрізний з перекритою ділянкою проти вхідного прорізу		1,0	1,1	1,2
3	З приміщень першого поверху у захисні споруди, розташовані: а) у підвальному або цокольному поверхах		$\frac{1,0}{2,7}$	$\frac{1,0}{2,5}$	$\frac{1,0}{2,2}$
	б) на першому поверсі		$\frac{1,7}{3,0}$	$\frac{1,5}{2,7}$	$\frac{1,3}{2,3}$

Продовження таблиці 1.9 [7]

№ з/п	Тип входу	Схема входу	Коефіцієнт K_v залежно від класу / групи сховищ / ПРУ (СПП із захисними властивостями сховищ / ПРУ)		
			A-II	A-III	A-IV, П-1, П-2, П-3, П-4, П-5, П-6
4	На сходових клітках при вході на сходову клітку з вулиці для захисних споруд, розташованих: а) у підвальному або цокольному поверхах		$\frac{2,5}{2,7}$	$\frac{2,2}{2,5}$	$\frac{2,0}{2,2}$
	б) на першому поверсі		$\frac{2,5}{3,0}$	$\frac{2,2}{2,7}$	$\frac{2,0}{2,3}$
5	Тупиковий без оголовка або з легким (руйнівним) павільоном		2,7	2,5	2,2
6	З апареллю		3,0	2,7	2,3

1.3.3 Квazістатичне (еквівалентне статичне) навантаження та впливи

Квazістатичне навантаження q_{ex}, e_{qv} на елементи залізобетонних конструкцій покриттів захисних споруд та СПП із відповідними захисними властивостями слід приймати рівним приведеному навантаженню

помноженому на коефіцієнт динамічності K_d , що приймається за таблицею 1.10.

Таблиця 1.10

Коефіцієнт K_d для покриттів [7]

Розрахункові умови	Коефіцієнт K_d для покриттів			
	Окремо розташованих	Вбудованих у приміщення з площею отворів, %		Розташованих під технічними підвалами
		Менше 50%	Більше 50%	
Розрахункова умова ІА	1,2	1,1	1,2	1,0
Розрахункова умова ІБ	1,8	1,4	1,8	1,2

Вертикальне квазістатичне навантаження q_{ex}, e_{qv} (поздовжнє зусилля від дії ударної хвилі на покриття) при розрахунку стояків рам, колон і внутрішніх стін слід визначати розрахунком з врахуванням навантаження від покриття.

Вертикальне квазістатичне навантаження q_{ex}, e_{qv} (поздовжнє зусилля) на зовнішні стіни від дії повітряної ударної хвилі на покриття слід визначати розрахунком з врахуванням навантаження від покриття. При розрахунку зовнішніх стін слід враховувати, що вертикальне (поздовжнє зусилля від дії ударної хвилі на покриття) та горизонтальне еквівалентне статичне навантаження діють одночасно.

Горизонтальне квазістатичне навантаження при розрахунку зовнішніх стін визначають за формулою [7]:

$$q_{ex}, e_{qv} = P_{max} K_d K_o, \quad (1.2)$$

де P_{max} – приведенне горизонтальне навантаження, кПа;

K_d – коефіцієнт динамічності;

K_o – коефіцієнт, який враховує міну тиску на стіни за рахунок горизонтальної складової масової швидкості часток ґрунту, затухання хвилі стиску з глибиною і зниження тиску за рахунок руху споруди та деформації стін. Для заглиблених та обвалованих стін значення коефіцієнта K_o

приймається рівним 0,8 при розрахунку за розрахунковою умовою ІА та 1,0 – за розрахунковою умовою ІБ. Для необвалованих стін і стін, які розташовані у водонасичених ґрунтах, коефіцієнт K_0 приймається рівним 1.

Вертикальне квазістатичне навантаження $q_{ex}e_{qv}$ на стрічкові та окремо розташовані фундаменти слід приймати рівним приведеному навантаженню помноженому на коефіцієнт динамічності K_d , визначений згідно з таблицею 1.13.

Таблиця 1.11

Коефіцієнт K_d для стін [7]

Розрахункові умови	Коефіцієнт K_d для стін			
	Заглиблених, обвалованих та таких, що примикають до приміщень підвалів (схеми «а», «б», «в», «г», «е», «к» рисунку 13.1)	Суміщених з зовнішніми стінами першого або цокольного поверхів (схеми «д», «ж» рисунку 13.1)	які знаходяться всередині приміщень з площею отворів, % (схеми «з», «й», рисунку 13.1)	
			Менше 50%	Більше 50%
Розрахункова умова ІА	1,0	1,3	1,1	1,3
Розрахункова умова ІБ	1,2	1,7	1,4	1,7

Таблиця 1.12

Коефіцієнт динамічності K_d для навантаження на стрічкові та окремо розташовані фундаменти [7]

Умови розташування захисних споруд та СПП	Коефіцієнт K_d	
	вбудованих	окремо розташованих
На основах із нескельних ґрунтів при розташуванні фундаменту вище рівня ґрунтових вод	1,0	1,2
На основах із нескельних ґрунтів при розташуванні фундаменту нижче рівня ґрунтових вод	1,2	1,4
На скельних основах	1,4	1,8

При розрахунку суцільних фундаментних плит вертикальне квазістатичне навантаження приймає рівним приведеному помноженому на коефіцієнт динамічності K_d , який приймається згідно з таблицею 1.13.

Таблиця 1.13

Коефіцієнт динамічності K_d фундаментних плит [7]

Умови розміщення фундаментної плити	Коефіцієнт K_d	
	вбудованих	окремо розташованих
На нескельних ґрунтах при розрахунку за розрахунковою умовою ІА	1,0	1,0
На водонасичених ґрунтах при розрахунку за розрахунковою умовою ІБ	1,2	1,2
На скельних ґрунтах	1,0	1,0

Оголовки аварійних виходів, піднесених над поверхнею землі, слід розраховувати на горизонтальне квазістатичне навантаження q_{ex}, e_{qv} , яке дорівнює надмірному тиску у фронті повітряної ударної хвилі ΔP_{ex} , помноженому на коефіцієнт динамічності $K_d = 2$.

При розрахунку оголовоків на зсув та перекидання приведені навантаження слід приймати рівним:

- на стіну, повернуту до вибуху, за формулою:

$$P = \Delta P_{ex} + 2,5 \cdot \Delta P_{ex}^2 / (\Delta P_{ex} + 720) \quad (1.3)$$

- на тильну стіну: $P = 1,3 \Delta P_{ex}$;

- на покриття та бокові стіни: $P = 1,25 \Delta P_{ex}$.

При розрахунку оголовоків аварійних виходів, що потрапляють в зону можливих завалів та піднесених над поверхнею землі, слід враховувати навантаження від завалів конструкцій зруйнованої будівлі/споруди окремою комбінацією навантажень [7].

Квазістатичне навантаження q_{ex}, e_{qv} на зовнішні стіни у місцях розташування входів, на стіни тамбурів-шлюзів і тамбурів, на огорожувальні конструкції аварійних виходів та захисно-герметичні й захисні двері слід приймати рівним приведеному навантаженню, яке визначається згідно розрахунків, помноженому на коефіцієнт динамічності K_D згідно з таблицею 1.14.

Для огорожувальних конструкцій аварійних виходів наскрізного та тупикового типів коефіцієнт динамічності слід приймати $K_D = 1,3$.

Таблиця 1.14

Коефіцієнт динамічності K_D для елементів входу [7]

ТИП ВХОДІВ	Коефіцієнт динамічності K_D для елементів входу			
	стіл в місцях примикання входів	стіл тамбурів-шлюзів	стіл тамбурів	захисно-герметичних та захисних дверей
1. З підвалів не захищених від ударної хвилі	1,2	1,2	1,0	1,3
2. Наскрізний з перекритою ділянкою проти вхідного отвору	1,7	1,3	1,1	1,8
3. З приміщень першого поверху у захисну споруду	<u>1,4</u>	<u>1,2</u>	<u>1,0</u>	<u>1,5</u>
	1,6	1,3	1,0	1,7
4. Із сходових кліток при вході у сходову клітку з вулиці	<u>1,5</u>	<u>1,2</u>	<u>1,0</u>	<u>1,6</u>
	1,7	1,3	1,1	1,8
5. Тупиковий без оголовка або з легким (що руйнується) павільйоном	1,7	1,3	1,1	1,8
6. У піднесених над відкритих зовнішніх стінах, а також вхід з апареллю	1,6	1,3	1,0	1,7
7. Аварійний вихід з вертикальною шахтою	1,7	-	1,1	1,8

Тунелі аварійних виходів та входів, суміщених з аварійними виходами, на ділянках від гирла до захисно-герметичних і захисних дверей (віконниця) або противибухового пристрою слід розраховувати на два випадки [7]:

- навантаження тільки ззовні;
- результуюче – навантаження ззовні та зсередини.

З метою зниження навантаження на основні (огороджувальні) конструкції захисних споруд і СПП допускається встановлювати із зовнішньої сторони додаткові захисні конструкції (щити) для сприйняття основного впливу від вибухової хвилі. Квaziстатичне навантаження q_{ex}, e_{qv} на зовнішні стіни, покриття, конструкції тамбурів, тамбур-шлюзів, конструкцій аварійних виходів на елементи залізобетонних конструкцій, із сторони яких встановлено щити, допускається зменшувати на величину q_{col} (руйнуюче) – навантаження, що призводить до руйнування конструкції щита за умови одночасного виконання наступних вимог [7]:

- щит встановлюється із зовнішньої сторони захисної споруди або СПП;
- конструкція щита є суцільною та із сторони її встановлення перекриває всю площину захисної споруди та СПП;
- щит встановлено на відстані не менше аварійного прогину граничного стану по міцності f_{col} (граничного прогину конструкції екрану від дії руйнуючого навантаження q_{col});
- щит встановлено на відстані не більше ніж 1 м від конструкцій, які він захищає;
- проміжок між щитом та конструкціями захисної споруди або СПП – виконується у вигляді замкнутих просторів (окремо по кожній із граней захисної споруди чи СПП – для унеможливлення затікання вибухової хвилі вздовж щита) та залишається вільним, без заповнення (для уникнення передачі навантаження на основні конструкції захисної споруди чи СПП).

1.4 Обґрунтування конструктивних параметрів огорожувальних конструкцій захисних споруд

Західна та світова наукова школа дослідження глибини проникнення різних видів боєприпасів у огорожувальні конструкції захисних споруд залежно від виду матеріалу огорожувальних конструкцій сформувала комплексний напрямок, що поєднує військову інженерію, механіку руйнування, балістику та динаміку конструкцій. У працях Theodore Krauthammer, Qin Fang, Hao Wu, Zukas, Forrestal та інших авторів [29-44] основна увага приділяється закономірностям проникнення снарядів, авіабомб і кумулятивних боєприпасів у бетон, ґрунт, скельні породи та багатошарові захисні конструкції. Дослідники розробили емпіричні формули та математичні моделі для визначення глибини проникнення, характеру руйнування бетону, утворення кратерів, сколювання та залишкової несучої здатності споруд після удару.

Сучасні праці також активно використовують чисельне моделювання для аналізу взаємодії боєприпасів із високоміцними та армованими матеріалами, що дозволило значно підвищити точність прогнозування ураження захисних споруд та детально прогнозувати поведінку як снаряда, так і перешкоди під час зіткнення.

Окрім безпосереднього розрахунку глибини проникнення в бетон та ґрунт, ці роботи комплексно оцінюють локальну реакцію огорожувальних конструкцій захисних споруд, фокусуючись на механіці наскрізного пробиття та утворенні небезпечних відколів з тильної сторони.

Аналіз даних щодо глибини проникнення різних видів боєприпасів у огорожувальні конструкції захисної споруди цивільного захисту залежно від виду матеріалу огорожувальних конструкцій наведено у таблиці 1.15.

Таблиця 1.15

Глибина проникнення різних видів боєприпасів у огорожувальні конструкції захисної споруди залежно від виду матеріалу огорожувальних конструкцій [45]

№ з/п	Назва боєприпасу	Глибина проникнення в бетонну стіну	Глибина проникнення в ґрунт	Відстань стрільби
1.	Пістолет (куля 5,56 мм)		до 2 см	200 м
2.	АК 74у (куля 5.45 мм) (куля 7,62 мм)	до 2 см	до 3 см до 5 см	50 м (для бетону)/ 200 м (для ґрунту)
3.	АК 74 модернізований складний (куля 5.45 з бронейним сердечником)	3-4 см		
4.	Кулемет Калашникова модернізований складний (куля стальна)	2-4 см		
5.	Кулемет «Утьос» (12.7 миттєвої дії запалювання) (12.7 бронейний запалювальний тросуючий сердечник)	3-5 см До 10 см		500 м (для ґрунту)
6.	РПГ-7л	Комулятивне пробиття	до 110 см	
7.	Гармата Гаубиця Д20 (152 мм)	Пряме попадання, осколочні розводи по стіні, дірка в стіні, не зруйнована стіна (пошкоджена осколками)		300 м
8.	РСЗО БМ-21 «Град»	Непряме попадання (10 м попереду стіни). Осколочні пошкодження низу стіни		За характеристиками
9.	Авіаційні бомби масою, кг 50 100 250 500 1000 1500 2000		4,5 м 4,5 м 7 м 8 м 9 м 12 м 15 м	

10.	Артилерійські снаряди, діаметром, мм			
	76		0,7 м	
	107		1 м	
	122		1,3 м	
	152		1,5 м	
	203		3 м	
	305		3,5 м	
	420		4,25 м	

На території України війська російської федерації застосовують зброю вибухової дії радянського походження, окремі зразки якої модернізовані [45, 46]. Для атаки на об'єкти різного призначення використовують дрони «Ланцет», «Куб», «Герань», тощо. Широкого застосування отримали БПЛА типу Shahed. За результатами аналізу такої зброї встановлено наступні її характеристики таблиці 1.16 та 1.17.

Таблиця 1.16

Основні характеристики БПЛА російської федерації, які застосовуються для ударів в Україні [45]

Тип БПЛА	Довжина / ширина, м	Середня швидкість, м/с	Стартова маса/маса в момент влучання, кг	Вага вибухової речовини, кг	Кут зустрічі, град.	Швидкість в момент влучання, м/с
Тип-1	2,6/2,2	27,8	135/100-125	10	60	27,8
Тип-2	3,5/2,5	45	200/150-180	15-40	60	50-60

Таблиця 1.17

Основні характеристики ракет російської федерації, які застосовуються для ударів в Україні [45]

Тип ракети	Довжина / діаметр, м	Швидкість, м/с	Маса в момент влучання, кг	Вага вибухової речовини, кг	Швидкість в момент влучання, м/с
X-59	5,7 / 0,4	291,67	900	201,5	95,2
X-22	11,7 / 0,94	1111,11	5780	718	362,8
9М723 «Іскандер»	7,3 / 0,92	2450,00	3800	312	800
X-55 / X-555	6,04 / 0,77	260,00	1500	292,5	84,9
X-47 «Кинджал»	7,7 / 0,9	4080	4615	325	741,82
X-101	7,5 / 0,74	200,00	2400	279,5	65,3
3М-14К/Т «Калібр»	8,2 / 0,514	240,00	1320	292,5	78,37

Значення надлишкового тиску, який виникає при застосуванні зброї вибухової дії, може істотно варіюватися залежно від її типу, величини заряду, а також від відстані до об'єкта, на який впливає вибух, та інших факторів. Тиск вибуху зазвичай найвищий безпосередньо біля джерела вибуху і послаблюється збільшенням відстані від нього рисунок 1.2.

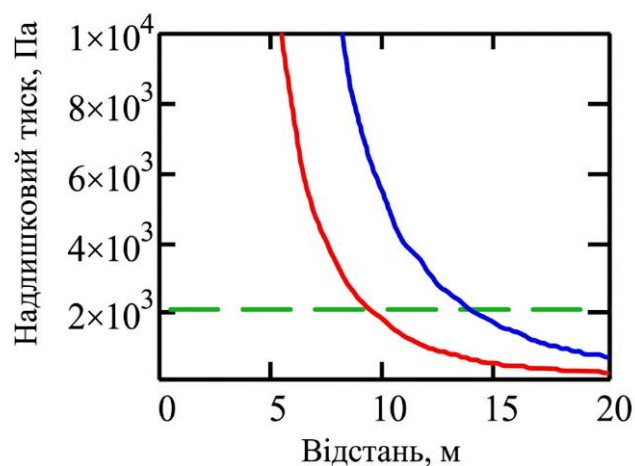


Рисунок 1.2 – Залежність відстані, на яку поширюється надлишковий тиск, від маси вибухової речовини зброї [45]

За результатами проведених розрахунків встановлено, що при застосуванні зброї вибухової дії масою вибухового речовини 220 кг статичне навантаження до всіх конструкцій стін та перекриття становитиме 20 кПа на відстані до 10 м. При застосуванні зброї вибухової дії з масою вибухового речовини 718 кг, при статичному навантаженні до конструкцій стін та перекриття у 20 кПа, відстань становитиме до 15 м [45].

Це означає, що збільшення відстані від джерела вибуху до об'єкта приводить до значного зниження надлишкового тиску. Означене може зумовити в подальшому нормуванні, окрім експлуатаційного навантаження під час проектування огорожувальних будівельних конструкцій захищених просторів, додаткового навантаження від надлишкового тиску в розмірі не менше ніж 20 кПа.

На здатність зброї вибухової дії проникати в ціль в першу чергу впливає маса вибухової речовини. Зазвичай, за інших рівних умов, зброя з більшою масою вибухової речовини має більший потенціал для проникнення. Це пов'язано з тим, що більша маса вибухової речовини містить більше енергії, яка може бути вивільнена в процесі вибуху і створити більший надлишковий тиск та негативні наслідки. Інші фактори, такі як тип вибухової речовини, форма та конструкція зброї вибухової дії, властивості цілі та інші фактори, також відіграють важливу роль. Загалом, глибина проникнення зброї вибухової дії залежить від сукупності означених вище факторів [45].

Аналіз тактико-технічних характеристик крилатих, балістичних та аеробалістичних ракет, що застосовуються для ударів по території України (табл. 1.17) свідчить про цілеспрямовану інженерну еволюцію їхніх бойових частин. Здатність боєприпасу долати тверду перешкоду є комплексним показником, що залежить від низки критичних фізико-механічних факторів: термінальної швидкості зустрічі з ціллю, загальної маси бойової частини, її структурної міцності та конструкції носового обтічника, а також типу застосованого вибухового спорядження. Звичайний фугасний вибух на

поверхні монолітного бетону створює надлишковий тиск, але більша частина енергії розсіюється у навколишньому середовищі, завдаючи лише поверхневих руйнувань або викликаючи локальні тріщини. Натомість спеціальні проникаючі боєприпаси або тандемні бойові частини зосереджують енергію для гідродинамічного проникнення або використовують кінетичну енергію масивного надміцного корпусу для заглиблення у товщу перешкоди перед детонацією основного заряду.

Результати розрахунків проникнення зброї вибухової дії у будівельну конструкцію наведено у таблиці 1.18.

Таблиця 1.18

Характеристика проникнення у бетонну стіну ракет, які застосовуються для ударів в Україні (наведені значення є розрахунковими оцінками по суцільному монолітному армованому бетону на основі [45])

Тип ракети	Проникнення у бетонну стіну, см	Механізм проникнення та ураження захищеної цілі
X-59	60 – 80	Використовує кумулятивно-проникаючу бойову частину (320 кг)
X-22	150 – 200	Екстремальна сукупна кінетична енергія, забезпечена важкою бойовою частиною (1000 кг)
9М723 «Іскандер»	120 – 150	Висока гіперзвукова швидкість перед ударом та масивна бойова частина (480-700 кг), що має спеціалізовані проникаючі варіанти
X-55/X-555	30 – 50	Обмежене кінетичне проникнення через дозвукову швидкість; фугасна бойова частина (410 кг)
3М-14К/Т «Калібр»	40 – 60	Аналогічно до системи X-555 покладається переважно на масивну фугасну дію на поверхні перешкоди для створення надлишкового тиску
X-47 «Кинджал»	120 – 180	Аеробалістична природа гарантує гіперзвукову швидкість. Висока кінетична енергія компенсує відсутність спеціалізованого товстостінного корпусу, забезпечуючи глибоке пробиття

Продовження таблиці 1.18

X-101	100 – 150	Застосовує передову подвійну тандемну бойову частину масою 800 кг (кумулятивний заряд пропалює отвір, після чого фугасний заряд залітає та детонує всередині приміщення)
П-800 «Онiкс»	80 – 100	Протикорабельна ракета, яка має надзвукову маршеву швидкість та бронейну бойову частину для ураження міцних бетонних стін портової інфраструктури
X-35	15 – 25	Обмежена дозвукова швидкість та мала бойова частина (145 кг). Створює незначну загрозу для капітальних залізобетонних конструкцій

Примітка: Реальні показники в бойових умовах можуть варіюватися залежно від кута зустрічі ракети з поверхнею, специфічної марки міцності бетону, а також наявності захисних шарів ґрунту або габіонів.

На рисунку 1.3 показано залежність глибини проникнення зброї вибухової дії від маси її вибухової речовини.

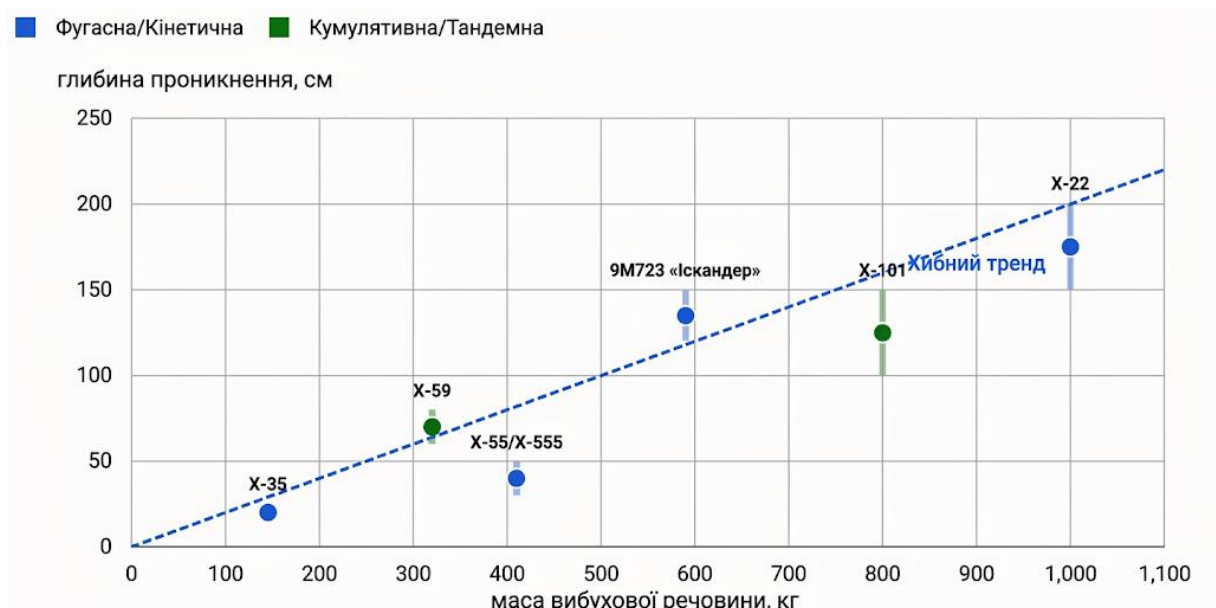


Рисунок 1.3 – Залежність глибини проникнення від маси вибухової речовини зброї

Із таблиці 1.18 вбачається наступне: щоб огорожувальні конструкції захищеного простору могли витримати пряме влучання засобів вогневого ураження товщина стіни повинна бути від 0,15 до 2,0 м, що виглядає неприйнятним економічним рішенням. Тому основним критерієм для оцінки огорожувальних конструкцій приймається рівень захисту від осколків та вибухової хвилі при непрямих влучаннях або прямого контакту з боєприпасами меншої потужності (БПЛА типу Shahed) [45, 47].

На рисунку 1.4 наведено залежність зміни товщини залізобетонної стіни від значення надлишкового тиску вибуху, яке повинна витримати така стіна.

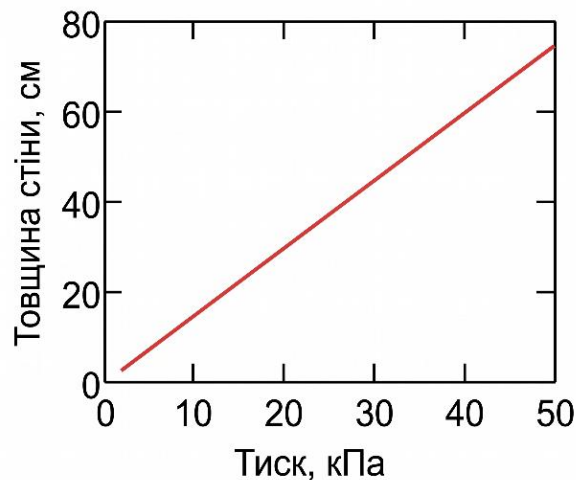


Рисунок 1.4 – Залежність зміни товщини залізобетонної стіни від значення надлишкового тиску вибуху, яке повинна витримати така стіна [45]

Із рисунку 1.4 можна зробити висновок, що для витримування надлишкового тиску вибуху у розмірі 20 кПа потрібна залізобетонна стіна товщиною не менше ніж 300 мм.

Враховуючи результати попередньо проведених розрахунків запропоновано наступні мінімальні вимоги до огорожувальних конструкцій захисних просторів, а саме будівельні конструкції виконані із монолітного залізобетону товщиною не менше ніж 300 мм. Армування залізобетонних конструкцій має бути виконано із 3 сіток для просторового

каркасу армування діаметром 16 мм крок 150 мм та для допоміжної арматури діаметр 10 мм. Бетон класу не нижче ніж С25/30. Товщина захисного шару бетону не менше ніж 30 мм [45].

Результати розрахунку параметрів уламків, які здатні пробити наскрізь монолітну залізобетонну будівельну конструкцію товщиною 300 мм представлені у таблиці 1.19.

Таблиця 1.19

Результати розрахунку параметрів уламків [45]

№ п/п	Маса уламку, г	Діаметр уламку, см	Швидкість уламку, м/с
1.	70	3	1500
2.	150	3	1000
3.	520	3	500

Отже руйнівна здатність сучасних військових засобів ураження залежить від їх характеристик заряду бойової частини, який може бути виражений в тротиловому еквіваленті, а захисні властивості огорожувальних конструкцій захисних споруд цивільного захисту від матеріалу з якого виконані такі огорожувальні конструкції та його товщини. Залежність захисних властивостей огорожувальних конструкцій від характеристик заряду сучасних військових засобів ураження потребує подальших наукових досліджень [45].

Нові військові засоби ураження мають досить високу точність, а зібрані статистичні дані свідчать про велику кількість випадків коли мало місце безпосереднє потрапляння військового засобу ураження у захисну споруду цивільного захисту, що зумовлює нормування додатково такого критерію як механічна дія засобу ураження на огорожувальні конструкції захисної споруди цивільного захисту [45].

Також велика кількість захисних споруд влаштовані як прибудови або вбудовані до існуючих будинків та споруд, що створює загрозу обвалення будівель в які захисні споруди цивільного захисту вбудовані. Зазначене зумовлює нормування додаткового критерію як стійкість покриття захисної

споруди цивільного захисту до прогресуючого руйнування будівлі, до якої вона вбудована або прибудована [45].

Таким чином захисні споруди цивільного захисту (сховища та протирадіаційні укриття) повинні забезпечувати захист від дії:

- повітряної ударної хвилі при застосуванні звичайних засобів ураження та побічної дії сучасної зброї масового ураження з розрахунковим надмірним тиском;

- зовнішнього іонізуючого випромінювання – зі ступенем послаблення зовнішнього іонізуючого випромінювання (коефіцієнт захисту K_3);

- місцевої та загальної дії звичайних засобів ураження (стрілецької зброї, уламків ручних гранат, артилерійських боєприпасів та авіаційних бомб);

- стійкість зовнішніх огорожувальних конструкцій захисних споруд цивільного захисту до впливу додаткових динамічних та статичних навантажень від конструкцій інших будівель і споруд, що може бути зруйновано.

Висновки до розділу 1

Отримані результати теоретичних досліджень у першому розділі дали змогу сформулювати такі висновки:

1. На початковому етапі повномасштабного вторгнення фонд захисних споруд цивільного захисту України перебував у кризовому стані. Наявні захисні споруди з огляду на їх місткість, розташування на місцевості на технічний стан у разі настання надзвичайних ситуацій могли забезпечити укриття не більше 10% населення України. Україна здійснила безпрецедентний за масштабами приріст фонду укриттів (з понад 20 тисяч до понад 68 тисяч об'єктів фонду захисних споруд цивільного захисту). Проте понад 65% цього фонду становлять споруди подвійного призначення, найпростіші укриття та первинні (мобільні) укриття, які мають обмежений захисний потенціал проти сучасних засобів ураження.

2. Стан забезпечення безбар'єрності в укриттях залишається на низькому рівні. Обстеження та звіти органів місцевого самоврядування свідчать, що близько 25 % захисних споруд непридатні до використання взагалі. У багатьох доступних спорудах відсутні пандуси, підйомники або навіть розширені дверні прорізи. Це створює прямі ризики для маломобільних груп населення під час повітряних загроз.

3. Введення в дію державних будівельних норм ДБН В.2.2.5:2023 розпочало фундаментальну перебудову системи інженерного захисту. Новий підхід змістив фокус проектування на комплексний безпековий захист усього населення за місцем проживання, навчання та праці, встановивши вимоги щодо обов'язкової безбар'єрності й автономності систем життєзабезпечення протягом щонайменше 48 годин. Зміна № 2 (від 01.04.2025 р.) впровадила диференційований підхід, значно спростивши вимоги для локальних модульних рішень місткістю до 15 осіб.

4. Огороджувальні та несучі елементи захисних споруд розраховують на особливе поєднання постійних, тимчасових та аварійних квазістатичних

навантажень від дії повітряної ударної хвилі. Дослідження механічного опору конструкцій ґрунтується на класичних аналітичних рішеннях теорії коливань і газодинаміки вибуху (моделі поширення сферичних хвиль Тейлора, Кінні та Грехема). Розвиток обчислювальних технологій зумовив перехід до тривимірного нелінійного скінченно-елементного моделювання динамічних процесів засобами обчислювальної гідродинаміки (CFD). Математичним стандартом для таких розрахунків визначено використання програмного комплексу LS-DYNA.

5. Основним фактором, що визначає ефективність функціонування захисних споруд є здатність їхніх огорожувальних конструкцій зберігати свої огорожувальні функції в умовах бойових дій. Зазначений фактор на сьогодні в нормативних документах виражений такими критеріями: надлишковий тиск вибуху та коефіцієнт захисту (зниження іонізуючого випромінювання). Разом із цим нормативними документами не визначені такі критерії, як механічний вплив від сучасних засобів ураження. Тому актуальним питання є дослідження та удосконалення розрахункових методів для визначення конструктивних параметрів захисних споруд цивільного захисту.

6. Встановлено залежність зміни надлишкового тиску вибуху від відстані до епіцентру вибуху та показано, що при збільшенні відстані від епіцентру вибуху відбувається значне зниження надлишкового тиску до його значення 20 кПа, що можна запропонувати в якості критерію оцінки захисних властивостей огорожувальних будівельних конструкцій. Критерієм для оцінки огорожувальних будівельних конструкцій захисних просторів може бути: рівень захисту від осколків та вибухової хвилі при непрямих влучаннях на відстані не менше 15 м при застосуванні зброї вибухової дії з вагою вибухової речовини до 718 кг; рівень захисту від падіння уламків зброї вибухової дії.

РОЗДІЛ 2. МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ КРИТИЧНИХ ПАРАМЕТРІВ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА КОНСТРУКЦІЇ ЗАХИСНИХ СПОРУД МОДУЛЬНОГО ТИПУ

2.1 Розробка математичної моделі для визначення оптимальних конструктивних параметрів захисних споруд

2.1.1 Обмеження математичної моделі

При розробці математичної моделі для визначення конструктивних параметрів захисних споруд цивільного захисту були прийняті наступні обмеження.

1. Бойовий заряд снарядів припускається еквівалентним 30 кг у тротиловому еквіваленті.

2. При моделюванні вибуху не враховується його хімічна та газодинамічна природа, а розглядається його результат у вигляді відповідної кривої тиску на стінки виробки.

3. В якості матеріалу конструкцій та ґрунту, приймається матеріал із усередненими механічними характеристиками.

4. Матеріал конструкцій укриття та ґрунту є однорідним, ізотропним та суцільним без порожнин та тріщин.

5. Для моделювання процесу деформування конструкцій укриття та ґрунту, на якому воно встановлене, застосовується метод скінченних елементів у реалізації розрахунків за явним методом.

6. Для реалізації розрахунків фіксуємих елементів конструкцій укриття та дверей застосовані планарні скінченні елементи (КЕ) за схемою Беличко - Цая [22, 52], що включає інтегрування за товщиною по 5 внутрішнім точкам.

Для реалізації розрахунків бетонної основи конструкцій та ґрунту застосовуються об'ємні скінченні елементи лагранжевого типу [22, 53]. Це метод, при якому розрахункова сітка (mesh) жорстко "прив'язана" до

частинок матеріалу. Коли матеріал деформується під дією навантаження, сітка деформується разом із ним. Лагранжевий підхід є стандартом для твердих тіл, оскільки він дозволяє дуже точно відстежувати межі матеріалу, контакт між різними деталями (наприклад, між ґрунтом і бетонною стіною) та накопичення пошкоджень (утворення тріщин у бетоні).

Для реалізації розрахунків використовуються стержньові балкові елементи типу Хьюса-Лю [22, 54, 55]. На відміну від класичних балок з опору матеріалів (теорія Ейлера-Бернуллі, яка не враховує деформації зсуву), елемент Хьюса-Лю базується на виродженні 3D-рівнянь континууму. Він чудово враховує зсувні деформації (подібно до балок Тимошенка) і, що найголовніше, феноменально стабільно працює при великих нелінійних деформаціях (кінцевих деформаціях). Коли в укриття влучає боєприпас або б'є вибухова хвиля, арматура всередині бетону починає текти (переходить у пластичний стан), сильно згинається або навіть рветься. Елемент Хьюса-Лю здатен адекватно прораховувати цю глибоку пластичність без математичних збоїв програми (так званого "замикання" або locking).

Для опису нелінійної поведінки матеріалу бетону застосовується модель неперервної поверхні руйнування з обмежуючим куполом [22, 57], яка будується на основі нелінійних діаграм деформування із спадними гілками (descending branches).

Коли бетон тріскається від розтягу (наприклад, на тильній стороні стіни) або руйнується від стиснення, він не втрачає свою міцність миттєво до нуля.

У якості моделі матеріалу сталеві арматури та сталеві анкерування використовуються матеріал із можливістю пластичних деформацій, білінійні діаграми деформування типу Прандтля, форма яких включає тільки ділянку зростання та горизонтальну ділянку із граничною деформацією 15 % [22]. Це критично важливий параметр для моделювання реальних наслідків удару або вибуху. Коли пластична деформація всередині конкретного балкового

елемента або анкера досягає значення 0,15 (тобто 15 %), застосовується алгоритм ерозії, тобто цей елемент вилучається із розрахунку.

Для опису взаємодії між поверхнею конструкцій укриття та ґрунтом, а також та торцями бетонних блоків використовується модель контактної взаємодії. Коли вибух відбувається у ґрунті (або хвиля йде по поверхні), енергія повинна передатися на захисну споруду. Прикладання навантаження має динамічний характер та відбувається поступово протягом визначеного часу.

2.1.2 Моделювання впливу вибуху на конструкції захисних споруд

Настановами щодо проектування захисних споруд, що рекомендуються у нормах [26, 48-51], чинних в Україні, у якості основного впливу визначається надлишковий тиск ударної хвилі. Даний тиск визначається як довідникова величина і є силовим фактором, що прикладається до поверхонь будівельних конструкцій захисних споруд. При цьому для врахування динамічності прикладання навантаження застосовуються відповідні коефіцієнти.

Даний підхід є дещо застарілим, оскільки для розрахунку використовує квазістатичний підхід. Для більш точного описання пропонується застосовувати більш фізично обґрунтований підхід, що заснований на застосуванні величини бойового заряду відповідного снаряду у тротиловому еквіваленті, дистанції вибуху та положення точки, де відбувається вибух. Визначений тиск за даними параметрами може бути використаний для вивчення його впливу на конструкції [45].

Для моделювання тиску під впливом вибуху використовується спеціальна емпірична крива згідно із [15]. Дана крива наведена на рисунку 2.1

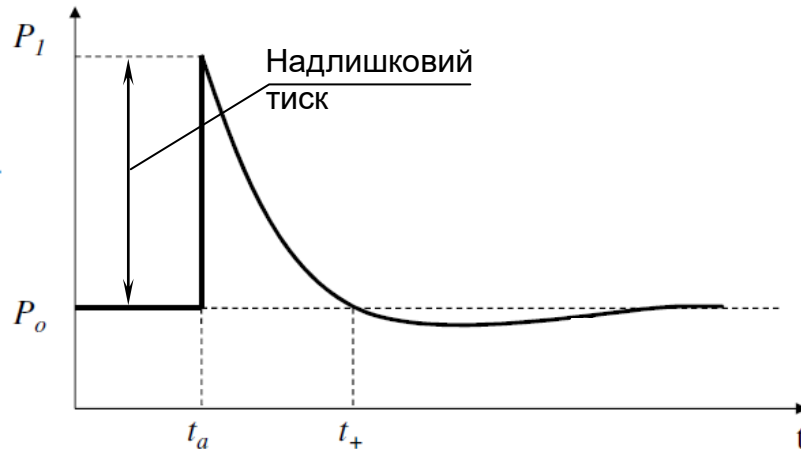


Рисунок 2.1 – Крива тиску на поверхню стінок конструкцій укриття [45]

Параметри даної кривої залежать від масштабованої відстані від стінки до осередку вибуху, що визначається за формулою:

$$Z = R \cdot M^{\frac{1}{3}} \quad (2.1)$$

де R – відстань стінки до осередку вибуху;

M – тротиловий масовий еквівалент.

Параметри кривої, наведеної на рисунку 2.1 визначаються за допомогою спеціальної номограми, що отримана емпірично.

При непряму попаданні фронту вибухової хвилі на поверхню стінки конструкції укриття тиск ослаблюється. Послаблений тиск визначається за формулою:

$$P_{eff} = P_{ref} \cos^2 \theta + P_{inc}(1 + \cos \theta - 2 \cos^2 \theta) \quad (2.2)$$

де θ - кут між фасеткою поверхневого кінцевого елемента та лінією, що проведена з точки осередку вибуху під прямим кутом, та найкоротшою відстанню від осередку вибуху до центру фасетки.

P_{inc} – тиск, що спричиняє падаюча ударна хвиля, що визначаються за формулою:

$$P_{inc} = P_s (1 - \tau) e^{-\alpha \tau} \quad \tau = \frac{t - t_a}{t_+ - t_a} \quad (2.3)$$

P_{ref} – тиск відбитої ударної хвилі, що визначаються за формулою:

$$P_{ref} = P_r (1 - \tau) e^{-\beta \tau} \quad (2.4)$$

Параметри, що входять у дані формули визначаються за емпіричними номограмами.

Описана модель дозволяє формалізувати вплив вибуху з врахуванням ослабленням ударної хвилі залежно від відстані, та кута розташування поверхню конструкцій укриття. Для цього можна застосовувати номограму, наведену на рисунку 2.2

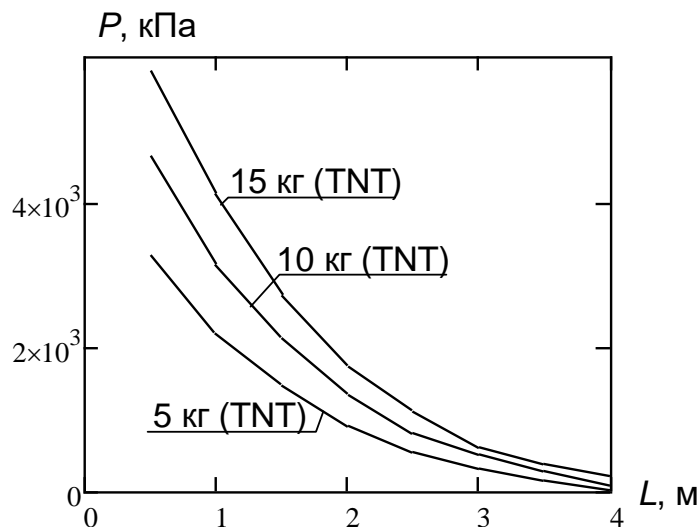


Рисунок 2.2 – Крива зміни тиску у залежності від відстані та тротилового еквіваленту бойового заряду снаряду [45]

2.1.3 Положення явного методу динамічного розрахунку матеріальних систем

Основою є розв'язання задачі деформування зразків у постановці руху деформованого тіла як динамічної системи. У цій постановці схема

окремого твердого деформованого тіла в початковому стані при моменті часу $t = 0$ показана на рисунку 2.3.

Окреме тверде деформоване тіло має початковий об'єм Ω_0 , обмежений поверхнею Γ_0 . У поточному положенні тіла в довільний момент часу t об'єм, набутий тілом, позначається як Ω і обмежується поверхнею Γ .

У процесі руху тіла з початкового положення Ω_0 до поточного положення Ω , довільна точка з координатами X , яка в початковому стані належала тілу з об'ємом Ω_0 , у поточному стані залишається частиною того самого тіла та набуває нових координат x відповідно до положення об'єму Ω .

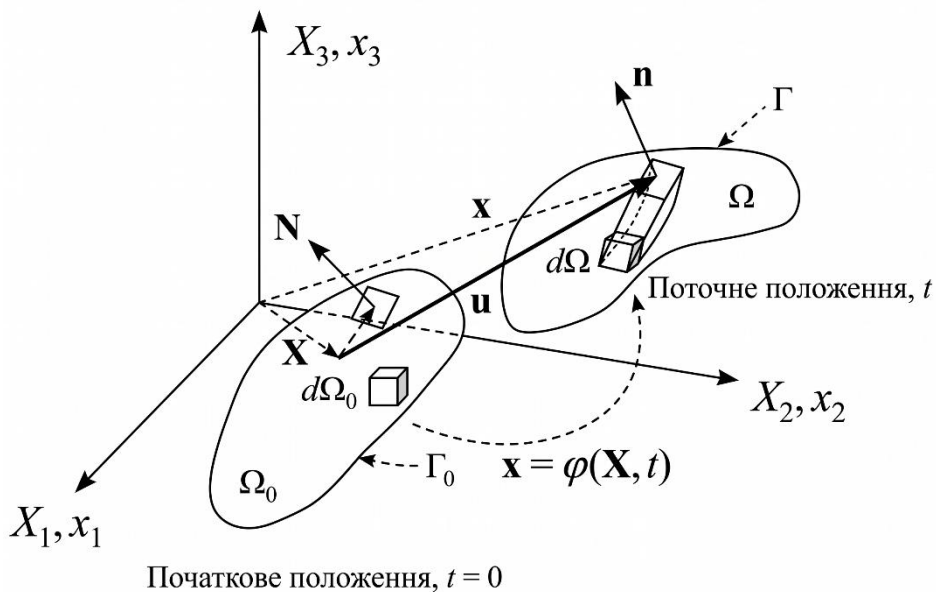


Рисунок 2.3 – Початковий недеформований стан і поточний деформований стан твердого тіла під час його руху [45]

Фундаментальні рівняння, що описують поведінку твердого тіла як динамічної системи, отримані на основі законів динаміки механічних систем та принципів збереження, у відповідності з працями Belytschko, Flangan та ін. [22, 57-62]. У скінченно-елементному аналізі тверде тіло (бетонний блок, сталеві двері) розглядається як набір вузлів (точок) та елементів. Щоб описати, що з ними відбувається під час вибуху, програма на кожному мікрокроці у часі вирішує три класичні закони збереження

механіки суцільних середовищ: збереження маси (рівняння нерозривності); збереження імпульсу (другий закон Ньютона); збереження енергії (перший закон термодинаміки). Робота зовнішніх сил переходить у кінетичну енергію, енергію деформації та тепло.

У цьому випадку узагальнене рівняння збереження імпульсу може бути записане у вигляді:

$$\sigma_{ij,i} + \rho \cdot f_i = \rho \cdot \ddot{x}_i, \quad (2.5)$$

де $\sigma_{ij,i}$ - тензор напружень Коши у заданій точці, що належить тілу;

ρ – густина матеріалу у заданій точці, що належить тілу;

$\rho \cdot f_i$ - зовнішні сили, які діють на тіло через задану точку;

\ddot{x}_i - прискорення заданої точки, що належить тілу.

Відповідно, рівняння балансу маси має вигляд:

$$\rho \cdot \det(\mathbf{J}) = \rho_0, \quad (2.6)$$

де ρ_0 – густина матеріалу тіла у початковому стані;

$\det(\mathbf{J})$ - визначник тангенціальної матриці жорсткості (Якобіан).

Рівняння, яке відображає закон збереження енергії, формулюється як сума кінетичної та внутрішньої енергій, що повинна дорівнювати загальній роботі зовнішніх сил.

$$P^{int} + P^{kin} = P^{ext} + P^{heat}. \quad (2.7)$$

Загальна кінетична енергія тіла має такий виразом:

$$P^{kin} = 0.5 \frac{d}{dt} \int_{\Omega} \rho \mathbf{v} \cdot \mathbf{v} d\Omega \quad (2.8)$$

Повна потенціальна енергія тіла у деформованому обчислюється за рівнянням:

$$P^{ext} = \int_{\Omega} \mathbf{v} \cdot \rho \mathbf{b} d\Omega + \int_{\Gamma} \mathbf{v} \cdot \mathbf{t} d\Gamma \quad (2.9)$$

У разі, коли відсутні будь-які джерела тепла, рівняння балансу енергії згідно з роботами [58 –62] записується як:

$$\frac{d}{dt} \int_{\Omega} \rho w^{int} + (0.5 \rho \mathbf{v} \cdot \mathbf{v}) d\Omega = \int_{\Omega} \mathbf{v} \cdot \rho \mathbf{b} d\Omega + \int_{\Gamma} \mathbf{v} \cdot \mathbf{t} d\Gamma \quad (2.10)$$

Модифікований вигляд рівняння збереження енергії деформованого тіла у даному положенні представлений нижче.

$$\rho \dot{w}^{int} = 0.5 \sigma_{ij} \left[\frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right] \quad (2.11)$$

Граничні умови завдання руху тіла Γ_f записуються у вигляді:

$$\sigma_{ij} n_j = t_i(t) \quad (2.12)$$

де n_j – нормаль до поверхні даного деформованого тіла, що встановлена у зовнішньому напрямку.

Граничні умови, що визначають параметри деформації на поверхні деформованого тіла записуються через формулу:

$$x_i(\mathbf{X}, t) = \bar{x}_i(t) \quad (2.13)$$

При ідентифікації контактного взаємопроникнення деформованих тіл, взаємні граничні умови мають такий вигляд:

$$\left(\sigma_{ij}^+ - \sigma_{ij}^-\right) n_j = 0 \quad (2.14)$$

Принцип можливих переміщень δx_i рух для контактуючих деформованих тіл, дозволяє записати рівняння балансу віртуальних робіт у вигляді:

$$\int_{\Omega} \left[\rho \ddot{x}_i + \sigma_{ij,j} - \rho f_i \right] \delta x_i d\Omega + \int_{\Gamma_f} \left[\sigma_{ij} n_j - t_i \right] \delta x_i d\Gamma + \int_{\Gamma_c} \left(\sigma_{ij}^+ - \sigma_{ij}^- \right) n_j \delta x_i d\Gamma = 0 \quad (2.15)$$

Пам'ятаючи, що загальний баланс можливих робіт повинен бути рівний нулю, здійснюючи необхідні перетворення рівняння (2.13), воно набуває форми [58 – 62]:

$$\int_{\Omega} \rho \ddot{x}_i \delta x_i d\Omega + \int_{\Omega} \sigma_{ij,j} \delta x_i d\Omega - \int_{\Omega} \rho f_i \delta x_i d\Omega - \int_{\Gamma_f} t_i \delta x_i d\Gamma - \int_{\Gamma_c} t_i^c \delta x_i d\Gamma = 0 \quad (2.16)$$

2.2 Явний числовий метод наближення рівнянь динамічної взаємодії матеріальних систем

Обчислення показників швидкості у вузлах скінченних елементів (СЕ) при реалізації явного метода розв'язку рівнянь динаміки виконується за допомогою формули [22, 59, 61]:

$$\mathbf{v}^{n+0.5} = \left(\mathbf{u}^{n+1} - \mathbf{u}^n \right) / \Delta t^{n+0.5} \Rightarrow \mathbf{u}^{n+1} = \mathbf{u}^n + \Delta t^{n+0.5} \mathbf{v}^{n+0.5} \quad (2.17)$$

У якості основного рівняння для обчислення прискорень вузлових точок СЕ шляхом апроксимації часової похідної у скінченних різницях застосовується вираз:

$$\mathbf{a}^n = \left(\mathbf{v}^{n+0.5} - \mathbf{v}^{n-0.5} \right) / \Delta t^n \Rightarrow \mathbf{v}^{n+0.5} = \mathbf{v}^{n-0.5} + \Delta t^n \mathbf{a}^n \quad (2.18)$$

Наведені вище формули дозволяють перетворити рівняння (2.17), яке після цього має такий вигляд:

$$\mathbf{M} \mathbf{a}^n = \mathbf{F}^n; \quad \mathbf{F}^n = \sum_{e=1}^{en} (\mathbf{F}_e^{ext} - \mathbf{F}_e^{int}) \quad (2.19)$$

Прискорення вузлових точок СЕ розраховуються шляхом рішення системи лінійних алгебраїчних рівнянь методом оберненої матриці:

$$\mathbf{a}^n = \mathbf{M}^{-1} \mathbf{F}^n \quad (2.20)$$

Кожний крок інтегрування передбачає обчислення величини часового кроку. Для цього застосовується число Куранта-Фрідрікса-Леві, що контролюється за допомогою перевірки нерівності:

$$\Delta t \leq \Delta t_{crit} = \min \frac{l_e}{c_e} \quad (2.21)$$

де c_e – параметр, який визначається за допомогою формули:

$$c_e = \sqrt{E_e / \rho_e}$$

У цій формулі l_e – крок сітки СЕ.

Напружено-деформований стан у матеріалі стінки описується при застосування СЕ типу SOLID гексаедричної форми. Геометрична форма СЕ вибраного типу подана на рис. 2.4.

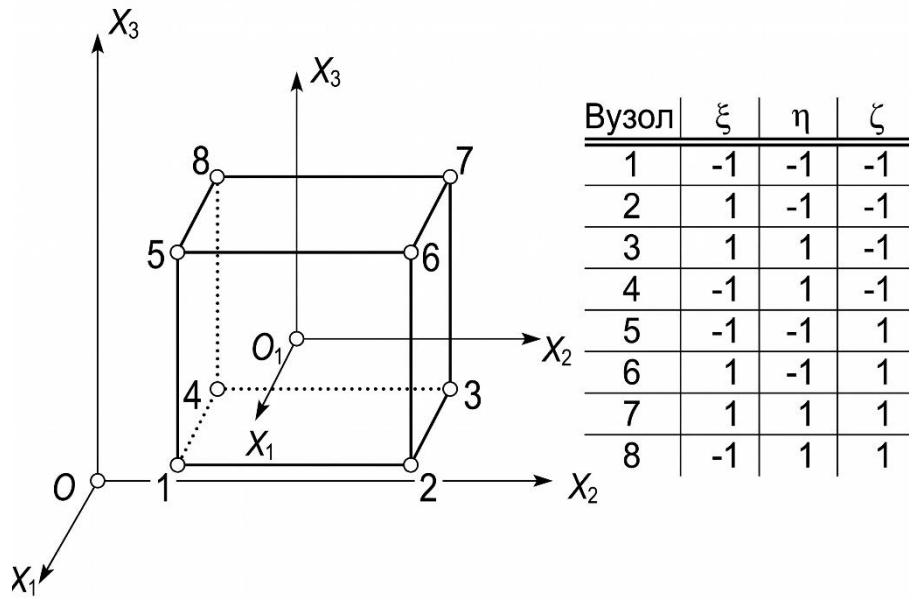


Рисунок 2.4 – Геометрична форма скінченного елемента типу SOLID із вісьма вузлами [45]

Для цього типу СЕ формули для розрахунку поточних координат вузлів виразу (2.19) застосовується формула:

$$x_i(\mathbf{X}, t) = \bar{x}_i(\mathbf{X}(\xi, \eta, \zeta), t) = \sum_{j=1}^8 \phi_j(\xi, \eta, \zeta) x_i^j(t), \quad (2.22)$$

де ϕ_j – параметрична форма j -того вузла СЕ, що для даного типу елемента має такий вигляд:

$$\phi_j = 0.125(1 + \xi\xi_j)(1 + \eta\eta_j)(1 + \zeta\zeta_j), \quad (2.23)$$

Характеристики ξ_j , η_j , ζ_j обчислюються згідно із схемою, поданою на рис. 2.4.

Для даного СЕ матриця інтерполяційних форм-функцій записується через вираз:

$$\mathbf{N}(\xi, \eta, \zeta) = \begin{bmatrix} \phi_1 & 0 & 0 & \phi_2 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & \phi_1 & 0 & 0 & \phi_2 & \dots & \phi_8 & 0 \\ 0 & 0 & \phi_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & \phi_8 \end{bmatrix}, \quad (2.24)$$

Параметри НДС мають такий векторний вигляд:

$$\boldsymbol{\sigma} = (\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx})^T \quad (2.25)$$

2.3 Кінцево-елементна апроксимація основних рівнянь математичної моделі динамічної взаємодії механічних систем

Рівняння для здійснення інтерполяції розподілень відповідних даних у внутрішньому просторі, що обмежений границями скінченного елемента (КЕ) має такий вигляд:

$$x_i(\mathbf{X}, t) = \bar{x}_i(\mathbf{X}(\xi, \eta, \zeta), t) = \sum_{j=1}^m \phi_j(\xi, \eta, \zeta) x_i^j(t) \quad (2.26)$$

де ϕ_j – параметрична функція форми (параметри ξ, η, ζ)

m – кількість вузлів згідно із геометричною формою КЕ;

x_i^j – поточна координата вузла за даною віссю координат.

Потенціальна енергія на можливих переміщеннях для КЕ набуває вигляду:

$$\delta \Pi_e = \int_{\Omega_e} \rho \ddot{x}_i \Phi_i^e d\Omega + \int_{\Omega_e} \sigma_{ij} \Phi_{ij}^e d\Omega - \int_{\Omega_e} \rho f_i \Phi_i^e d\Omega - \int_{\Gamma_e} t_i \Phi_i^e d\Gamma \quad (2.27)$$

де $\Phi_i^e = (\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_k)_i^e$.

Для всього набору КЕ має бути застосований принцип віртуальних переміщень. При такому підході рівняння збереження загальної енергії тіла, із накладеною сіткою КЕ записується у вигляді формули:

$$\sum_{e=1}^{en} \left[\int_{\Omega_e} \rho \ddot{x}_i \Phi_i^e d\Omega + \int_{\Omega_e} \sigma_{ij} \Phi_{ij}^e d\Omega - \int_{\Omega_e} \rho f_i \Phi_i^e d\Omega - \int_{\Gamma_e} t_i \Phi_i^e d\Gamma \right] = 0 \quad (2.28)$$

У матричній формі для скінченних елементів рівняння (2.28) набуває вигляду:

$$\sum_{e=1}^{en} \left[\int_{\Omega_e} \rho \mathbf{N}^T \mathbf{N} \mathbf{a}_e d\Omega + \int_{\Omega_e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d\Omega - \int_{\Omega_e} \rho \mathbf{N}^T \mathbf{b} d\Omega - \int_{\Gamma_e} \mathbf{N}^T \mathbf{t} d\Gamma \right] = 0 \quad (2.29)$$

де N – матриця інтерполяції параметричними функціями форми КЕ;

σ – вектор напружень;

B – матриця жорсткості;

a_e – вектор прискорень вузлів;

b – вектор навантажень у вузлах;

t – вектор тягових сил.

2.4 Математична модель контактної взаємодії

На рисунку 2.5 наведена розрахункова схема контактної взаємодії двох деформованих тіл при їх дотиканні і подальшому взаємному проникненні під час їхнього руху.

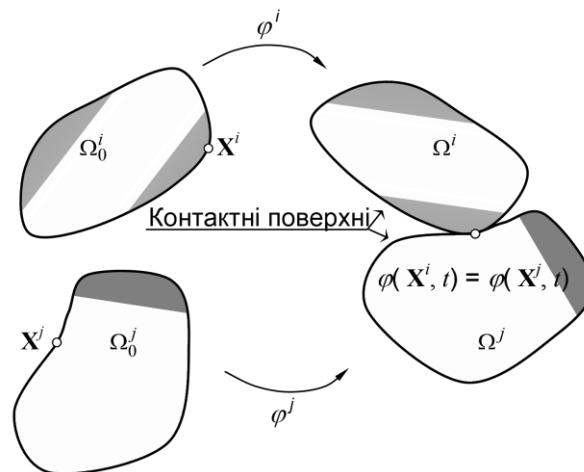


Рисунок 2.5 – Схема контактної взаємодії між твердими деформованими тілами [45]

Для ідентифікації моменту початку контактної взаємодії двох контактуючих тіл фіксується виконання умови Герца-Синьоріні-Мора [22]:

$$g \geq 0, \lambda \geq 0, g\lambda \geq 0, \quad (2.30)$$

де g – величина зазору, що обчислюється за виразом:

$$g(\mathbf{x}^i, t) = (\mathbf{x}^i - \mathbf{x}^j)^\top \mathbf{n}. \quad (2.31)$$

Схема ідентифікації геометричних параметрів тіл, що контактують між собою, подана на рисунку 2.6

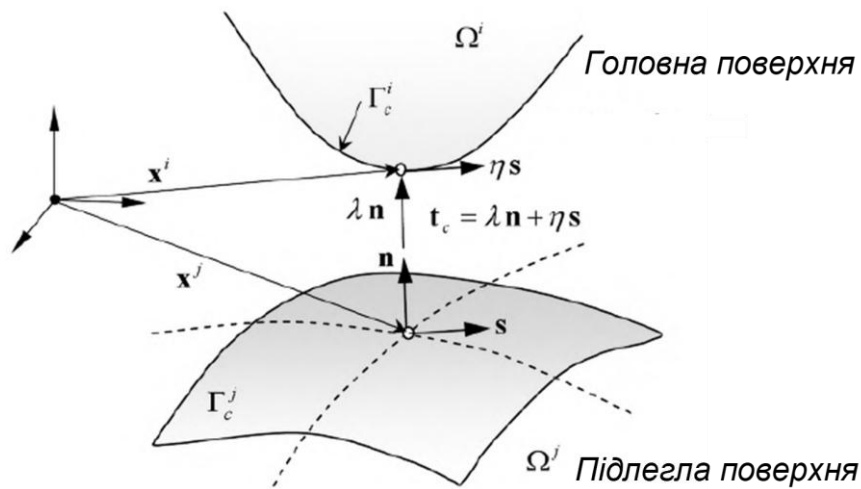


Рисунок 2.6 – Схема ідентифікації геометричних параметрів контакту поверхонь твердих деформованих тіл [45]

Для введення до математичної моделі сил тертя при контактній взаємодії використовується узагальнений закон Кулона. За таких передумов модуль дотичної швидкості визначається за формулою:

$$\dot{u}(\mathbf{x}^i, t) = (\dot{\mathbf{u}}^i - \dot{\mathbf{u}}^j)^\top \mathbf{s}. \quad (2.32)$$

Вираз для узагальненого закону Кулона набуває такого вигляду:

$$\begin{cases} |\tau| \leq 1 \\ \text{якщо } |\tau| < 1 \text{ приймається } \dot{u} = 0 \\ \text{при } |\tau| < 1 \text{ приймається } \text{sign}(\dot{u}) = \text{sign}(\tau) \end{cases} \quad (2.33)$$

Параметр τ обчислюється за формулою:

$$\tau = \frac{\eta}{\mu\lambda}, \quad (2.34)$$

де μ - коефіцієнт сил тертя.

До математичного моделювання контактної взаємодії між граничними поверхнями КЕ використовується метод штрафних функцій та метод множення Лагранжа [22]. Для описання взаємодії між сегментами поверхні КЕ, що обмежується чотирма вузлами застосовується алгоритм обчислювальних процедур, викладений нижче.

1. Визначається пара «підлеглий вузол – головний сегмент» КЕ, суміжних до поверхонь тіла із визначенням відповідності до умови положення проекції підлеглого вузла на головний сегмент кінцевого елемента у першому або четвертому квадранті локальної системи координат головного сегменту. Відповідна проекція вузла на сегмент розглядається як точка контакту, а дистанція між підлеглим вузлом та точкою контакту є проекційною відстанню. При взаємному аналізі вузла та сегменту площа сегменту збільшується на малу величину (близько 2%) для підвищення надійності обчислень контактного алгоритму.

2. Отримується набір координат контактної точки у локальній системі, зв'язаної із головним сегментом.

3. Обчислюється проекційна відстань у локальній системі, зв'язаної із головним сегментом.

4. При виконанні умови від'ємності проекційної відстані, її сприймають як глибину проникнення і за отриманим значенням визначається сила, що прикладається до підлеглого вузла і обчислюється за формулою [22]:

$$f_s = K_c \cdot \delta \quad (2.35)$$

де f_s – контактна сила, що прикладена у точці контакту;

K_c – контактна жорсткість;

δ - глибина пенетрації.

5. У вузлах головного сегменту визначаються сили контакту за функцією форми КЕ, що залежать від локації контактної точки у місцевій системі координат головного сегменту. Рівняння для описання функції форми КЕ подані нижче [22].

$$f_m^i = N_i(\xi, \eta) \cdot f_s \text{ де } \begin{cases} N_1 = 0.25(1 + \xi)(1 + \eta) \\ N_2 = 0.25(1 + \xi)(1 - \eta) \\ N_3 = 0.25(1 - \xi)(1 + \eta) \\ N_4 = 0.25(1 - \xi)(1 - \eta) \end{cases} \quad (2.36)$$

Контактна жорсткість отримується за формулою:

$$K_c = \frac{f_s A^2 k}{V_e} \quad (2.37)$$

де f_s – значення штрафного фактору

A – площа поверхні головного сегменту;

k – об'ємний модуль пружності;

V_e – об'єм КЕ, із даним сегментом

Узагальнена математична модель для обчислення параметрів динамічного навантаження (тиску вибухової хвилі) на конструкції захисних споруд зводиться до трьох базових рівнянь, які описують фізику поширення вибуху та його взаємодію з поверхнею об'єкта:

$$\left\{ \begin{array}{l} Z = \frac{R}{\sqrt[3]{M}} \\ P_{inc,ref} = \exp(A_0 + \dots + A_6(\ln Z)^6) \\ P_{eff} = P_{ref} \cos^2 \theta + P_{inc}(1 + \cos \theta - 2 \cos^2 \theta) \end{array} \right. ,$$

Перше рівняння масштабованої (зведеної) відстані визначає просторово-енергетичний масштаб вибуху, який є базою для розрахунку всіх подальших параметрів ударної хвилі.

Друге рівняння апроксимації тиску падаючої та відбитої хвилі. Оскільки хімічна та газодинамічна природа вибуху не моделюється безпосередньо, тиск падаючої (P_{inc}) та відбитої (P_{ref}) ударної хвилі у вільному просторі визначається за напівемпіричною моделлю (Kingery-Vulmash), яка залежить від масштабованої відстані.

Третє рівняння ефективного (послабленого) тиску на поверхню визначає фактичне просторове навантаження на конкретний сегмент огорожувальної конструкції укриття при непрямому падінні фронту вибухової хвилі.

Дана математична модель формалізує перехід від абстрактного вибуху до конкретного динамічного навантаження, яке прикладається до розрахункової сітки скінченних елементів захисної споруди. Модель абстрагується від складної термодинаміки вибуху продуктів детонації. Натомість вона використовує масу тротилового еквівалента (наприклад, 30 кг) та просторову відстань для генерування кривої тиску. Замість застосування однакового максимального тиску до всієї площини стіни, модель диференціює навантаження. Використовуючи кут падіння хвилі θ , вона розраховує ефективний тиск (P_{eff}) для кожного окремого сегмента (скінченного елемента). Це дозволяє моделювати реалістичне просторове обтікання модульного укриття ударною хвилею. Отриманий тиск (P_{eff}) діє як зовнішня сила (f_i) у фундаментальних рівняннях збереження імпульсу та енергії для механічної системи.

2.5 Результати математичного моделювання поведінки будівельних конструкцій захисної споруди в умовах вибуху

2.5.1 Технічний опис і вихідні дані щодо елемента конструкції захисного укриття

Важливим фактором, що визначає ефективність захисних споруд у будівельних об'єктах міської забудови, є здатність їхніх огорожувальних конструкцій зберігати свої огорожувальні функції в умовах бойових дій, блокувати вплив вражаючих факторів з причини авіаційних, ракетних та артилерійських обстрілів, а також захищати від ураження людей уламками та осколками будівельних конструкцій.

Також важливим аспектом, що визначає ефективність захисних споруд, є можливість безпечної евакуації з них після руйнування будівельних конструкцій об'єктів поряд із ними після влучання в них бойових снарядів [63 - 66].

Існуючі укриття мають складну структуру, що складається із залізобетонних конструкцій. Основною метою дослідження є встановлення величини діючого навантаження відповідно до вимог, що висувається діючими нормами, чинними в Україні, зокрема ДБН В.2.2-5:23 «Захисні споруди цивільного захисту» [7]. Для досягнення вказаної мети необхідне моделювання впливу вибуху за допомогою сучасного розрахунково-теоретичного підходу.

У даних умовах експериментальне дослідження навантаження на конструкції захисного укриття є утрудненим з огляду на їх високу вартість, трудомісткість та підвищену небезпеку. З іншого боку сучасні методи математичного моделювання набули такого розвитку, що дозволяє дослідити всі фізико-механічні процеси, відбуваються у конструкціях укриттів під час вибухів. Тож даний метод є розумною альтернативою і може бути застосований для поставленої мети.

Для математичного моделювання поведінки будівельних конструкцій в умовах вибуху розроблено методику, що визначає параметри тиску ударної хвилі у зв'язку із характеристиками вибухового заряду різних бойових снарядів та засобів. Для відпрацювання даної методики розглянутий найбільш поширений випадок впливу вибуху бойового заряду, заснованої на сучасних математичних моделях та числових алгоритмах. При цьому розглядається умовна конструктивна система, що включає залізобетонну плиту, на яку впливає ударна хвиля від вибуху при підриві снаряду з еквівалентною масою TNT 30 кг. Такий заряд відповідає вибуху ударного безпілотного літального апарату (БПЛА) Shashed 136.

На рисунку 2.7 наведена конструктивна система залізобетонної плити укриття і вибуху, впливу якого вона піддається.

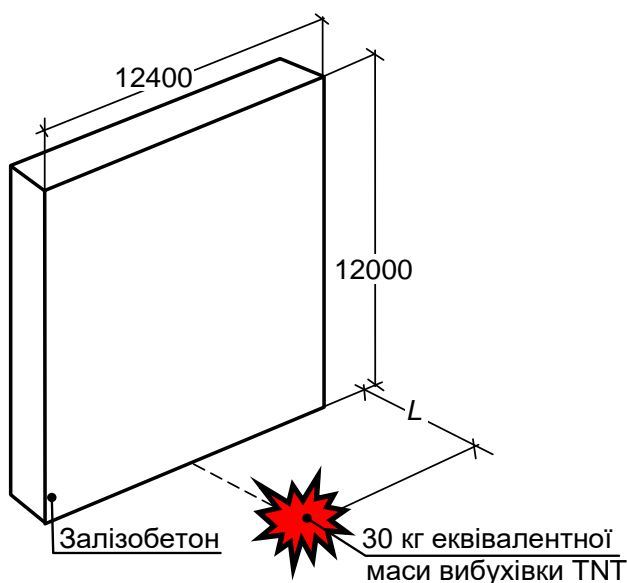


Рисунок 2.7 – Конструктивна схема умовного елемента залізобетонної конструкції захисного укриття

При визначенні квазістатичного навантаження на залізобетонну плиту варіюється дистанція від епіцентру вибуху до захисного укриття, включаючи величини $L = 5$ м, 7 м, 11 м.

Умовна конструктивна система представлена залізобетонною плитою, на яку діє ударна хвиля, спричинена вибухом бойового заряду ударного БПЛА

Shahed 136. Для моделювання напружено-деформованого стану (НДС) плити використано узагальнений інженерний підхід, що ґрунтується на таких основних положеннях:

1. Математична модель НДС. Для опису поведінки деформованого твердого тіла застосовується узагальнений теоретичний підхід, який базується на ініціації переміщень точок механічної системи деформованих тіл. Розрахунок здійснюється за допомогою системи загальних рівнянь динаміки та рівнянь НДС, викликаних цими переміщеннями. Зазначені рівняння розв'язуються методом скінченних елементів (МСЕ).

2. Модель бетону. Для моделювання бетонної основи використовуються тривимірні масивні скінченні елементи гексаедричної форми з вісьмома вузлами.

3. Квазістатичне навантаження. Визначення величини квазістатичного навантаження здійснюється відповідно до [7].

4. Динамічне навантаження від вибуху. Для визначення параметрів динамічного навантаження використовується залежність між тиском ударної хвилі при прямому її падінні на поверхню конструкції та відбитою хвилею, що підсилює вплив.

2.5.2 Алгоритм визначення квазістатичного навантаження

Згідно із ДБН В 2.2.5:23 потрібно використати спрощений підхід, де у загальному випадку розрахункове значення навантаження, що діє під час вибуху визначається за формулою:

$$E_{d,exp} = \eta_{exp} E_d + \Delta P_{exp}, \quad (2.38)$$

де ΔP_{exp} – надлишковий тиск ударної хвилі;

E_d – розрахункове значення розподіленого навантаження на плиту при нормальних умовах;

η_{exp} - коефіцієнт зниження, що визначає рівень діючого навантаження при вибуху за умовою, що люди при оголошенні повітряної тривоги евакуюються з надземних приміщень у захисне укриття.

Коефіцієнт зниження η_{fi} для сполучення навантажень в EN 1990 має визначатись за:

$$n_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.39)$$

$Q_{k,1}$ - головне змінне навантаження;

G_k - характеристичне значення постійної дії;

$\gamma_G = 1.35$ - частковий коефіцієнт постійної дії;

$\gamma_{Q,1} = 1.5$ - частковий коефіцієнт змінної дії 1;

ψ_{fi} - частковий коефіцієнт сполучень для циклічних та квазіпостійних значень.

Як спрощення для розрахунків можна прийняти $\eta_{fi} = 0.7$.

Оскільки визначення величини діючого механічного навантаження не представляє особливої складності, основною метою даної роботи є визначення величини ΔP_{exp} . За даних умов величина найбільшого тиску ударної хвилі відповідає даній величині.

2.5.3 Результати математичного моделювання ударної хвилі вибуху

Кінцево-елементна схема укриття наведена на рисунку 2.8. На даній схемі відображена кінцево-елементна дискретизація всіх компонентів-частин математичної моделі укриття.

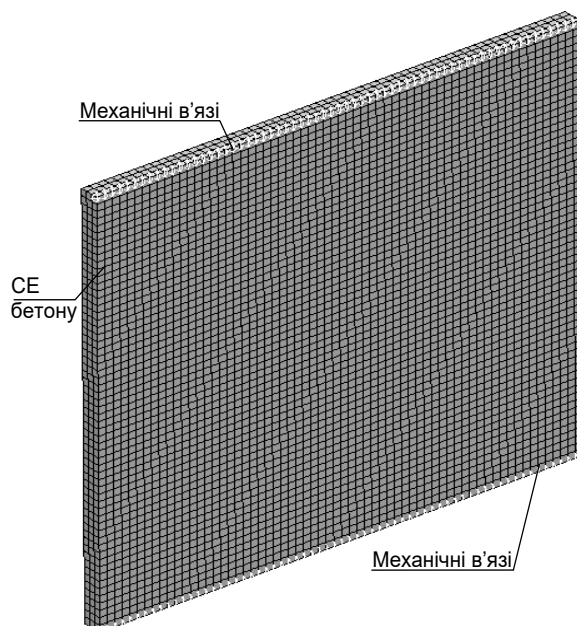


Рисунок 2.8 – Скінченно-елементна схема залізобетонної плити укриття

Після проведення розрахунків було отримано результати, які дозволяють дослідити динамічні навантаження впливу вибуху. Було досліджено вплив вибуху за сценарієм, поданим на рис. 2.7 із максимально небезпечним сполученням параметрів вибуху із тротилівим еквівалентом заряду $m(\text{TNT}) = 30$ кг, та мінімальною дистанцією від епіцентру вибуху до поверхні огороження укриття $L = 5$ м, 7 м, 11 м.

За умов даної розрахункової схеми було отримано розподіл надлишкового тиску по сегментах поверхні залізобетонної плити укриття. Отримані розподілення наведені на рис. 2.9.

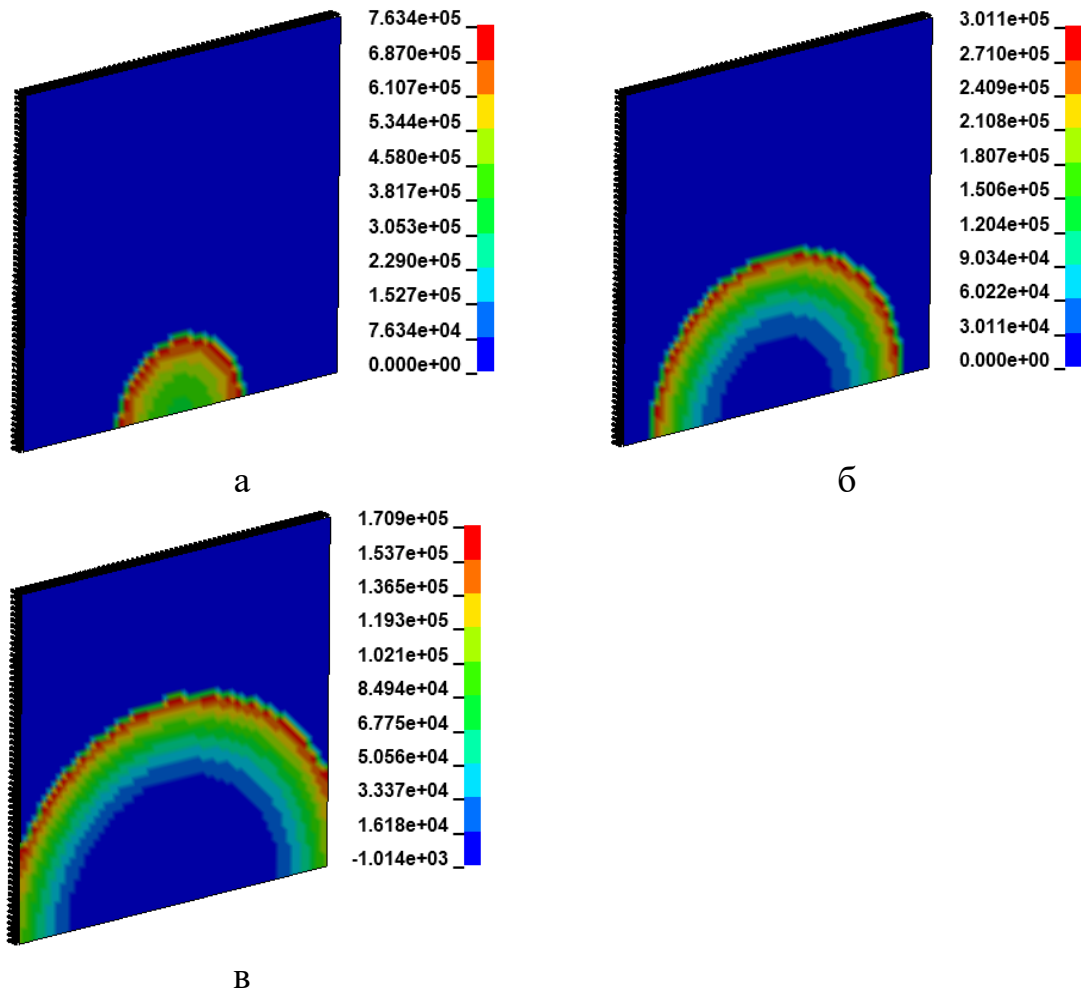


Рисунок 2.9 – Розподіли надлишкового тиску по сегментам поверхні залізобетонної плити укриття у різні моменти часу впливу вибуху:

а – 4 мс; б – 8 мс; в – 11 мс

Надлишковий тиск вибуху є максимальним у сегменті поверхні плити, розташованим навпроти епіцентру вибуху на рисунку 2.10 наведені графіки зміни тиску вибуху для різних відстаней від плити до епіцентру вибуху.

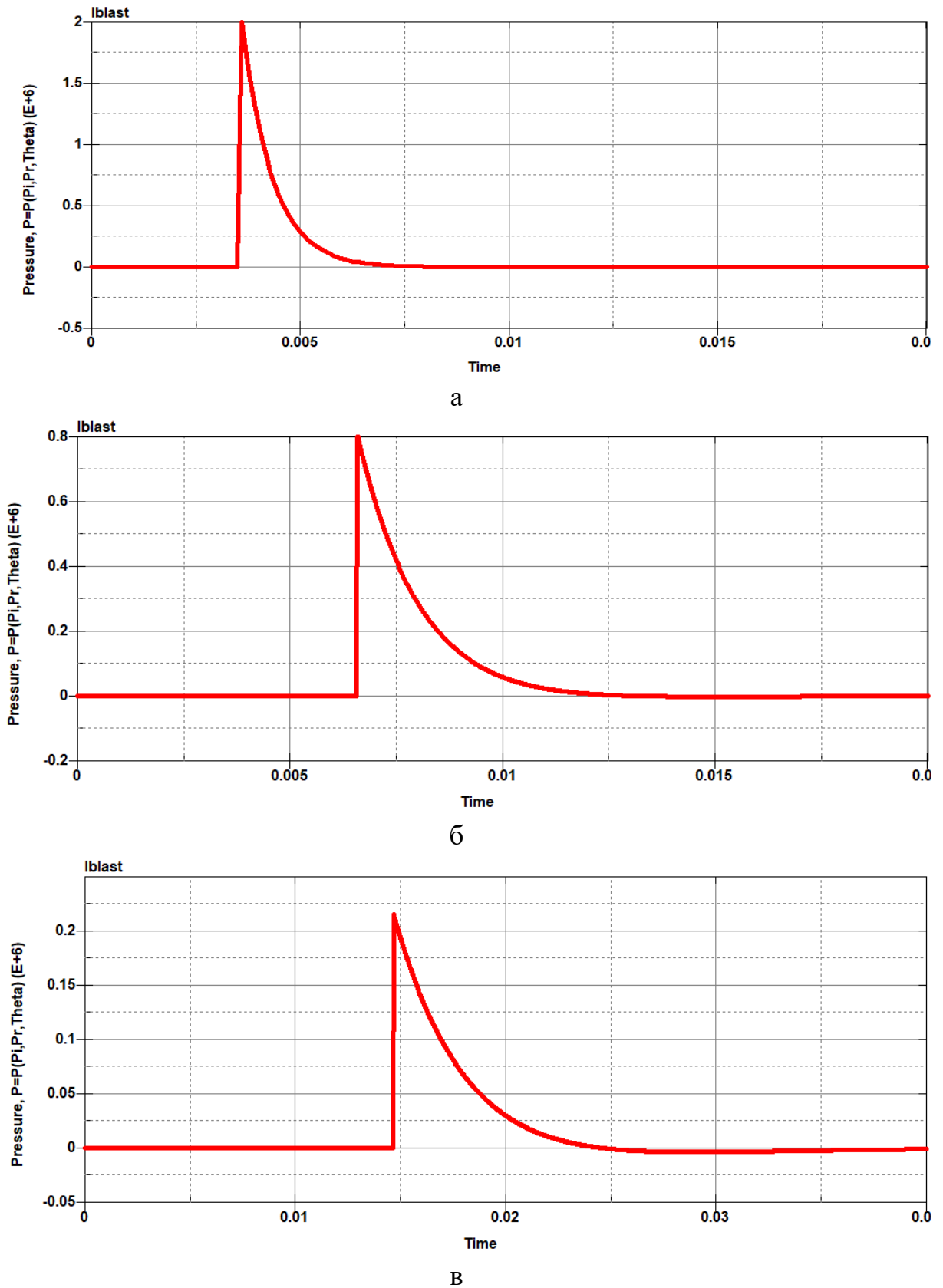


Рисунок 2.10 – Максимальний надлишковий тиск на поверхні плити при різних відстанях до епіцентру: а – 5 м; б – 7 м; в – 11 м

Аналізуючи дані на рис. 2.10, було визначено надлишковий тиск, що може бути прийнято в якості навантаження.

У таблиці 2.1 наведено відповідні значення надлишкового тиску вибуху.

Таблиця 2.1

Значення максимального тиску вибуху на сегменти поверхні плити

	Відстань до епіцентру вибуху, L , м		
	5	7	11
Максимальний надлишковий тиск, ΔP_{exp} , кПа	2002.2	735.32	215.82
Максимальний надлишковий тиск, ΔP_{exp} , Т/М ²	200.22	73.532	21.582

2.5.4 Верифікація результатів розрахунку

Верифікацію розрахунків виконували за емпіричною моделлю Kingery-Bulmash за спрощеною формулою, наданою Swisdak у роботі [67]. Значення максимального тиску при вибуху при прямому падінні ударної хвилі на стіну та ударної хвилі, що відбивається від ґрунту, застосовується формула:

$$P_{so} = \exp \left[\sum_{i=0}^6 A_i \ln(Z)^i \right] \quad (2.40)$$

Тут A_i – коефіцієнти регресії, які визначаються з таблиці 2.2.

Таблиця 2.2

Коефіцієнти регресії для визначення надлишкового тиску вибуху

Надлишковий тиск	A_0	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	A_6
Падаючої ударної хвилі ($0.2 \leq Z < 2.9$), P_{inc} , кПа	7.2106	-2.1069	-0.3229	0.1117	0.0685	0	0
Падаючої ударної хвилі ($2.9 \leq Z < 23.8$), P_{inc} , кПа	7.5938	-3.0523	0.40977	0.0261	0.01267	0	0
Падаючої ударної хвилі ($23.8 \leq Z < 198$), P_{inc} , кПа	6.0536	-1.4066	0	0	0	0	0
Відбитої ударної хвилі ($0.06 \leq Z < 2.0$), P_r , кПа	9.006	-2.6	-0.6295	0.1011	0.29255	0.13505	0.019736
Відбитої ударної хвилі ($2.0 \leq Z < 40.0$), P_r , кПа	8.8396	-1.733	-2.64	2.293	-0.8232	0.14247	0.0099

Масштабована відстань Z визначається за формулою (2.1).

У результаті розрахунків визначено тиск підсиленої ударної хвилі за рахунок відбиття від ґрунту на стіну для дистанції від епіцентру вибуху 5 м, 7 м та 11 м.

Отримані дані наведені на у таблиці 2.3.

Таблиця 2.3

Тиск ударної хвилі, підсиленої за рахунок відбиття від ґрунту

	Відстань до епіцентру вибуху, L , м		
	5	7	11
Максимальний надлишковий тиск падаючої ударної хвилі, ΔP_{inc} , кПа	469.091	216.172	82.304
Максимальний надлишковий тиск ударної хвилі, підсиленої у результаті відбиття від ґрунту, ΔP_r , кПа	2113.491	741.322	216.901
Максимальний надлишковий тиск, отриманий у результаті моделювання ΔP_{exp} , кПа	2002.2	735.32	215.82

Як видно з табл. 2.3 значення надлишкового тиску співпадають із середньою похибкою 2.191 %.

Також було отримано дані з спеціального програмного забезпечення, що є у відкритому доступі на ресурсі <https://unsafeguard.org/unsafeguard/kingery-bulmash> [68], що називається Kingery-Bulmash Blast Parameter Calculator.

Результати розрахунку наведені на рис. 2.11.

Explosive Type:

Charge Weight (kg):

Range (m):

TNT Weight for Pressure (kg):	30.00
Incident Pressure (kPa):	468.48
Reflected Pressure (kPa):	2044.09

а

Explosive Type:

Charge Weight (kg):

Range (m):

TNT Weight for Pressure (kg):	30.00
Incident Pressure (kPa):	216.43
Reflected Pressure (kPa):	740.82

б

Explosive Type:	TNT
Charge Weight (kg):	30
Range (m):	11
Calculate Blast Parameters	

TNT Weight for Pressure (kg):	30.00
Incident Pressure (kPa):	82.36
Reflected Pressure (kPa):	216.56

В

Рисунок 2.11 – Результати розрахунку тиску ударної хвилі за Kingery-Bulmash Blast Parameter Calculator на різних відстанях до епіцентру: а – 5 м; б – 7 м; в – 11 м [68]

Таким чином, результати навантаження, що наведені у таблиці 2.1, є достовірними та обґрунтованими для використання у подальших розрахунках. Верифікація отриманих даних за допомогою напівемпіричної моделі Kingery-Bulmash (за спрощеною формулою Swisdak) підтвердила високу точність розробленої скінченно-елементної моделі. Середня похибка між змодельованим максимальним надлишковим тиском (P_{exp}) та розрахунковим тиском відбитої ударної хвилі (P_r) становить лише 2,191 %, що свідчить про адекватність застосованого математичного апарату.

Висновки до розділу 2

З огляду на проведенні дослідження, результати яких наведені у даному розділі можна зробити такі висновки:

1. Доведено, що для моделювання швидкоплинних процесів руйнування огорожувальних конструкцій модульних захисних споруд застосування класичних неявних квазістатичних методів є недостатнім. Обґрунтовано застосування явного методу інтегрування рівнянь руху (метод центральних різниць) на базі програмного комплексу LS-DYNA, що дозволяє стабільно розраховувати великі деформації та повне знищення об'єктів без виродження матриці жорсткості.

2. Для адекватного відтворення фізики руйнування залізобетону прийнято застосування моделі неперервної поверхні руйнування з обмежуючим куполом (CSCM). Це дозволяє врахувати деформаційне знеміцнення (спадні гілки) та утворення магістральних тріщин, тоді як для арматури інтегровано білінійну діаграму Прандтля з критерієм ерозії при досягненні 15% пластичної деформації.

3. Узагальнена математична модель для обчислення параметрів динамічного навантаження (тиску вибухової хвилі) на конструкції захисних споруд зводиться до трьох базових рівнянь, які описують фізику поширення вибуху та його взаємодію з поверхнею об'єкта: перше рівняння масштабованої (зведеної) відстані визначає просторово-енергетичний масштаб вибуху, який є базою для розрахунку всіх подальших параметрів ударної хвилі; друге рівняння апроксимації тиску падаючої та відбитої хвилі; третє рівняння ефективного (послабленого) тиску на поверхню визначає фактичне просторове навантаження на конкретний сегмент огорожувальної конструкції укриття при непрямому падінні фронту вибухової хвилі.

4. За результатами симулювання впливу вибуху заряду масою 30 кг (еквівалент БПЛА типу Shahed 136) на залізобетонну плиту укриття

встановлено, що максимальний надлишковий тиск P_{exp} суттєво залежить від дистанції і становить 2002.2 кПа на відстані 5 м та стрімко знижується до 215.82 кПа на відстані 11 м.

5. Верифіковано результати розрахунків за математичною моделлю шляхом співставлення розрахованих методом скінченних елементів значень надлишкового тиску з емпіричними даними. Використовуючи запропонований алгоритм, було отримано результати прикладання навантаження на умовну залізобетонну конструкцію укриття, які було верифіковано за допомогою альтернативних обчислень і показана їх достатня точність.

РОЗДІЛ 3. ПЕРЕВІРКА АДЕКВАТНОСТІ МАТЕМАТИЧНОЇ МОДЕЛІ КРИТИЧНИХ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА КОНСТРУКЦІЇ ЗАХИСНИХ СПОРУД МОДУЛЬНОГО ТИПУ

3.1 Характеристика експериментального обладнання

Для того щоб експериментально підтвердити математичні методи моделювання поведінки будівельних конструкцій в умовах вибуху було проведено серію експериментів секцій захисних укриттів, виготовлених ТОВ «Завод залізобетонних виробів «Дорожні та енергетичні конструкції» м. Київ.

Ідея проведення експериментів полягала у випробуванні однієї із секцій захисного укриття в умовах статичного навантаження і відтворенні умов даного експерименту за допомогою методів математичного моделювання, що описані у другому розділі даної роботи.

Шляхом порівняння результатів, отриманих у результаті розрахунку із експериментальними даними може бути вивчена адекватність розрахункових даних.

Об'єктом, що піддається випробуванням є залізобетонна ланка укриття ЛШСС-1, що є основною огорожувальною секцією, яка представлена на рисунку 3.1.

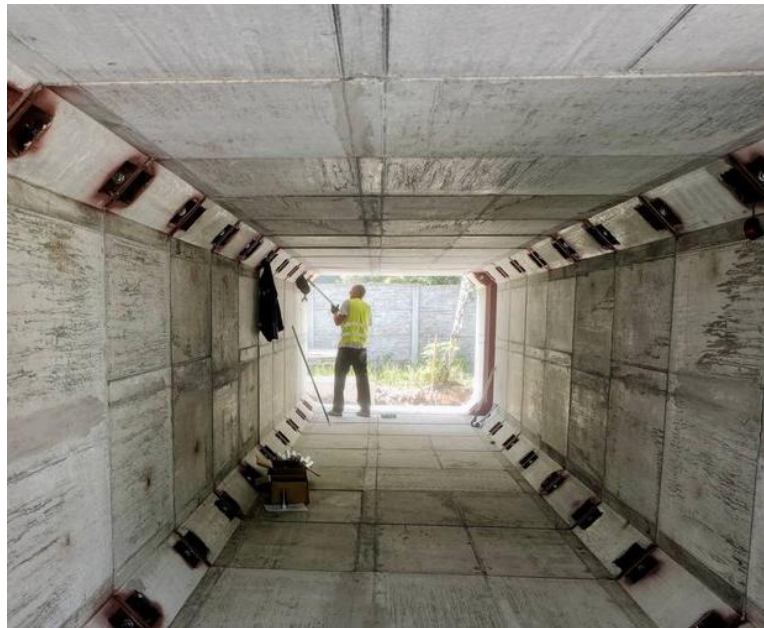


Рисунок 3.1 – Ланка захисного укриття ЛШСС-1

Вигляд захисних укриттів, що зведені із застосуванням даної ланки представлені на рисунку 3.2.



а



б

Рисунок 3.2 – Вигляд захисного укриття захисного укриття зведеного із застосуванням ланок ЛШСС-1: а – вигляд ззовні; б – вигляд зсередини

Дана ланка – це залізобетонний виріб ТОВ «Завод залізобетонних виробів «Дорожні та енергетичні конструкції» м. Київ.

Конструктивна схема залізобетонного блоку прямокутної форми типу ЛШСС-1 (ланка швидкоспоруджуваної сховищної споруди) є класичним прикладом просторового залізобетонного модуля повної заводської готовності. Такі блоки розроблені спеціально для швидкого зведення підземних або обвалованих модульних укриттів цивільного захисту.

Блок є монолітною замкненою рамою прямокутного перерізу, в якому: верхня плита (покриття) сприймає основний надлишковий тиск ударної хвилі та вагу ґрунтового насипу;

вертикальні стіни працюють на позацентровий стиск і сприймають горизонтальний імпульс відбитої хвилі та боковий тиск ґрунту;

нижня плита (підлога) замикає контур, забезпечуючи високу крутильну та згинальну жорсткість усього модуля та рівномірно передає навантаження на ґрунтову основу;

вути (потовщення біля опори) у внутрішніх кутах (між стінами і плитами) виконуються у вигляді скошених бетонних потовщень під кутом 45 градусів. Вони усувають "гострі кути", які є природними концентраторами напружень, і запобігають утворенню пластичних шарнірів при різкому динамічному ударі.

Армування блоку ЛШСС-1 є симетричним просторовим із підвищеним відсотком армування:

поздовжня та робоча арматура (арматурні сітки) встановлюється вздовж зовнішнього та внутрішнього контурів (зазвичай клас А400С або А500С). Робоча арматура розташована поперек поздовжньої осі труби для сприйняття згинальних моментів;

поперечне армування (проти відколів) – внутрішня і зовнішня сітки жорстко зв'язуються між собою поперечними арматурними шпильками (хомутами) у шаховому порядку. Під час вибуху (особливо у фазі розрідження) саме ці шпильки утримують внутрішній шар бетону від відриву та утворення уламків всередині укриття.

Оскільки укриття збирається з кількох таких ланок, торці блоку мають спеціальну конструкцію для стикування. Один торець блоку має виступ (гребінь), а протилежний – відповідний паз. Це забезпечує надійну передачу поперечних сил зсуву між блоками, якщо вибух відбувається нерівномірно (лише з одного боку укриття).

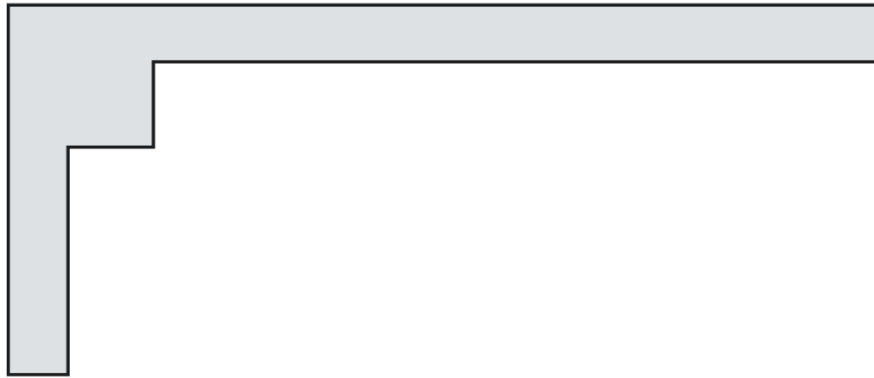
У стикові зазори закладаються гумові ущільнювачі або бентонітові шнури (які розбухають від вологи). Це гарантує герметичність галереї.

У тіло бетону на етапі відливання інтегруються сталеві закладні елементи: монтажні петлі для зачеплення краном, сталеві пластини для приварювання захисно-герметичних дверей, монтажу вентиляційних труб, систем електропостачання та внутрішнього обладнання (нар).

У контексті захисних споруд (таких як блок ЛШСС-1) вути критично важливі для міцності конструкції завдяки зниженню концентрації напружень. З точки зору опору матеріалів, ідеально гострий внутрішній кут (90 градусів) є небезпечним "концентратором напружень". При згині конструкції саме в цьому місці напруження стрибають до максимуму, і саме там з'являється перша тріщина. Вут "згладжує" цей перехід, змушуючи зусилля плавно обтікати кут.

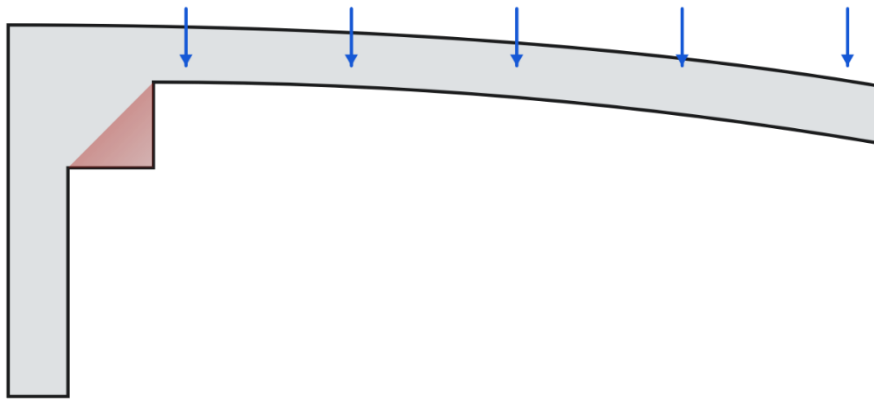
У замкнених прямокутних рамах (якими є трубчасті блоки укриттів) максимальні згинальні моменти від зовнішнього тиску виникають саме в кутах. Вут збільшує товщину (робочий переріз) бетону саме там, де це найбільше потрібно, не обтяжуючи при цьому саму стіну чи плиту (рисунок 3.3 а).

Вузол з вутом



а

Вузол з вутом



б

Рисунок 3.3 – Схема деформування жорсткого рамного вузла залізобетонної конструкції з вутом:

а – без навантаження; б - під дією згинального навантаження

При сильному динамічному ударі (вибуховій хвилі) рама намагається "скластися". Вут робить кут надзвичайно жорстким, гарантуючи, що кут не зламається, а конструкція збереже свою прямокутну форму (рисунок 3.3 б).

На рисунку 3.4 наведено основні конструктивні схеми ланки захисного укриття ЛШСС-1.

Внутрішні габарити отвору становлять 2457 ± 2 мм (ширина) та 1857 ± 2 мм (висота). Такий значний розмір світлового прорізу розрахований на пропуск великогабаритного обладнання або забезпечення високої пропускної здатності під час інтенсивного потоку людей при евакуації, що передбачає встановлення масивних двостулкових дверей.

У всіх чотирьох внутрішніх кутах рами симетрично розташовані залізобетонні вути. Під час впливу надлишкового тиску ударної хвилі (наприклад, від вибуху заряду масою 30 кг) ці елементи нівелюють пікові концентрації напружень у прямих кутах. Вони запобігають утворенню пластичних шарнірів, не даючи рамі деформуватися за схемою паралелограма.

На вертикальних стійках розташовані 4 накладні елементи (петлі для навішування стулочок або ригельні коробки для запірних механізмів). Вони мають чітку просторову прив'язку: верхні розташовані на відстані 630 мм від верхнього краю, нижні – 720 мм від нижнього. Ширина кріплення становить 90 ± 5 мм, відступ від зовнішнього краю – 40 мм.

Пунктирним контуром по внутрішньому периметру позначено зону кріплення захисної сітки. Це критично важливий елемент, який вловлює вторинні уламки (відколи бетону з тильної сторони або дрібні фрагменти боєприпасу), гарантуючи безпеку людей всередині модульної ланки.

У загальній системі збірної захисної споруди ця металева рама виконує роль перехідного демпфера. Вона анкерується в тіло трубчастого залізобетонного блоку ЛШСС-1 або приварюється до його заставних деталей під час монтажу. Завдяки цьому кінетичний імпульс, який приймають на себе двері, через петлі та косинки рами рівномірно розподіляється на масивну бетонну основу та ґрунт навколо укриття.

Вимірювальне обладнання, що використовувалося для проведення випробувань наведено у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Характеристики вимірювального обладнання для проведення випробувань

№ п/п	Найменування	Діапазон вимірювання	Точність вимірювання	Заводський № інвентарний №	Свідоцтво про калібрування
1.	Штангенциркуль цифровий ШЦЦ-1-150-0,01	від 0 до 150 мм	0,01 мм	316119 СС-1	№СК 6411/20 від 28.12.2020
2.	Кутник УШ 250x150	90°	0°0'1"	87053 СС-3	№СК 6409/20 від 28.12.2020
3.	Лінійка вимірювальна	від 0 до 500 мм	1,0 мм	008846 СС-4	№СК 0888/19 від 22.03.2019
4.	Лінійка вимірювальна	від 0 до 1000 мм	1,0 мм	Й/н СС-4	№СК 05533/21 від 04.06.2021
5.	Штангенциркуль ШЦ-Ш-500-0,1	від 0,1 до 500 мм	0,1 мм	244608 СС-5	№СК6410/20 від 28.12.2020
6.	Рулетка вимірювальна металева TOPEX	від 0 до 30 м	1.0 мм	28С413 СС-8	№СК 6412/20 від 28.12.2020
7.	Гігрометр психрометричний ВІТ-1	відносна вологість від 20 до 90% температура від 0 до 25 С	0,2 °С	Ю9536 СС-10	№05509/21 від 14.12.2021
8.	Набір щупів TOPEX, 20 пластин	від 0,05 до 1,00 мм	0,05 мм	97Х272.Т.1207. 14 СС-12	№СК 6407/21 від 28.12.2020
9.	Скло збільшувальне 10Х	-	-	3205 СС-9	-
10.	Ваги електронні SF-400D	3000,0 г	0,1 г	3742 СС-11	№ 01284/21 від 21.04.2021
11.	Мікроскоп відліковий МПБ-2	від 0 до 6,5 мм	0,05 мм	780995 СС-13	№01280/21 від 21.04.2021
12.	Динамометр пружинний тип ДПУ-0,5-2	Від 0 до 5,0 кН	0,05 1<N (5 кг)	3848 СС-14	№01281/21 від 21.04.2021
13.	Прилад ультразвуковий ИПСМ	від 40,0 до 1000,0 МКС	1(0,1+0,0П]	0122061219 СС-15	№273-20 від 06.05.2020
14.	Молоток Шмідта МУ1-225	Від 0 до 100 МПа	2 МПа	215.384.0521 СС-17	№ 849-21 від 27.09.2021
15.	Прогиноміри типу 6-ПАО	від 0 до 100 мм	0,01	685, 3573,	-
16.	Гідравлічна станція (з домкратами та манометром)	400 кгс/см ²		44152	-

При проведенні випробувань проводиться комплекс вимірювань локальних розмірів включень та дефектів у залізобетонній конструкції. Для вимірювань розмірів дефектів використовується комплекс засобів, основні з яких наведені на рисунку 3.5.

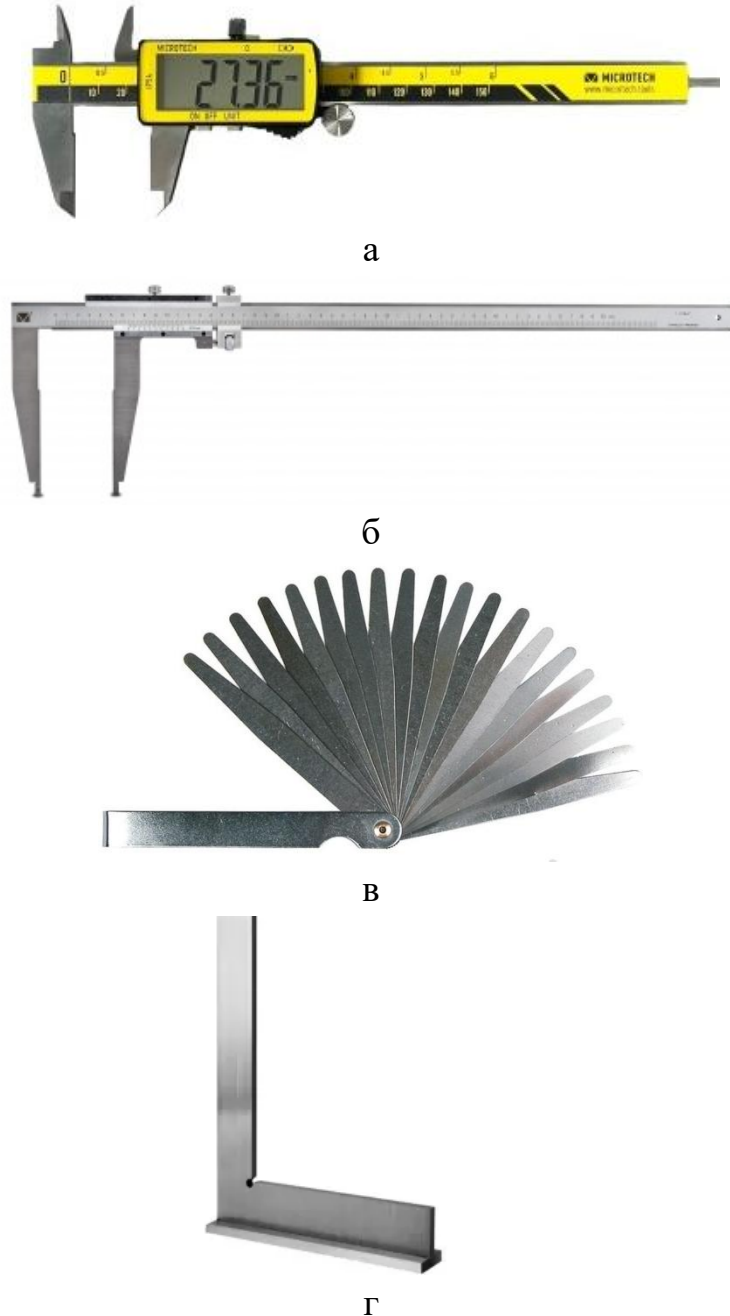


Рисунок 3.5 – Набір обладнання для вимірювання розмірів особливостей бетону конструкцій:

- а - штангенциркуль цифровий ШЦЦ-1; б - штангенциркуль ШЦ-Ш;
в - набір щупів ТОРЕХ; г - кутник УШ 250×150

Для визначення малих дефектів матеріалів конструкції використовувалося відповідне оптичне обладнання. Основні вимірювальні оптичні засоби наведені на рисунку 3.6.



Рисунок 3.6 – Набір оптичного обладнання для вимірювання розмірів особливостей матеріалів конструкцій:

а - скло збільшувальне 10X; б - мікроскоп відліковий МПБ-2

При визначенні масових показників матеріалів конструкцій використовуються ваги електронні SF-400D. Вигляд даного обладнання наведений на рисунку 3.7.



Рисунок 3.7 – Ваги електронні SF-400D

Для визначення структурних властивостей матеріалів зразка для випробування використовується відповідне обладнання. Використане обладнання наведено на рисунку 3.8.



а



б



в

Рисунок 3.8 – Обладнання для визначення структурних властивостей матеріалів зразка для випробування:

а - динамометр пружинний тип ДПУ-0,5-2;

б - прилад ультразвуковий ИПСМ; в- молоток Шмідта МУ1-225

Для вивчення деформацій ланки ЛШСС-1 під час проведення випробувань застосовуються прогиноміри, вигляд яких поданий на рисунку 3.9.

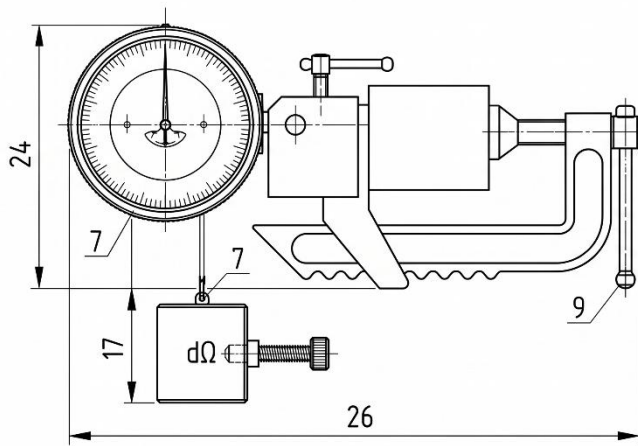


Рисунок 3.9 – Конструкція прогиноміра 6-ПАО

Для навантаження зразків для випробування використовувалася насосна гідравлічна станція та домкрати із діапазоном навантаження до 400 тс/м^2 . Гідравлічне обладнання для навантаження конструкцій наведено на рисунку 3.10.



а



б

Рисунок 3.10 – Гідравлічне обладнання для навантаження конструкцій: а - гідронасосна станція; б - гідравлічні домкрати 400 тс/м^2

Для закріплення зразка секції ЛШСС-1 передбачена опорна система, що включає супорт, вертикальні стійки та траверси, на яких фіксуються гідравлічні домкрати. Супорт складається з сталевих двотаврових балок із

кріпленням для двотаврових траверс, що імітують силову підлогу. На рисунку 3.11 наведено зовнішній вигляд даного вузла опорної системи.



Рисунок 3.11 – Зовнішній вигляд вузла супорту опорної системи

Супорт встановлюється на двотаврові траверси, що імітують силову підлогу, за допомогою наявних кріплень для сталевих стійок чи сталевих тяг. Сталеві стійки закріплюються на траверсах та з'єднуються із горизонтальними верхніми траверсами на яких фіксуються гідравлічні домкрати, вигляд сталевих стійок наведений на рисунку 3.12.

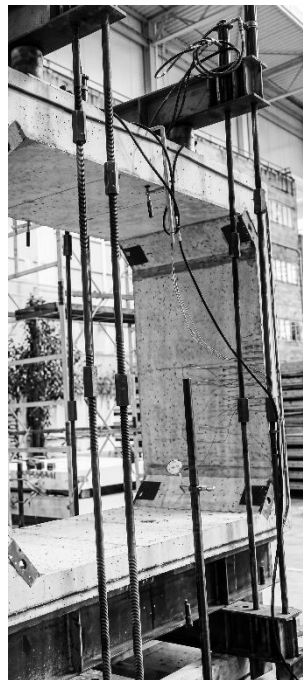


Рисунок 3.12 – Конструкція сталевих стійок навантажувальної системи для випробування зразка секції ЛШСС-1 в умовах статичного механічного навантаження

На верхніх горизонтальних траверсах встановлюються гідравлічні домкрати, як це показано на рис. 3.13.



Рисунок 3.13 – Горизонтальні траверси із встановленими гідравлічними домкратами

3.2. Методика проведення експериментальних досліджень

Метою проведення випробувань було вивчення напружено-деформованого стану секції ЛШСС-1 під дією еквівалентного статичного навантаження, яке імітує вплив надлишкового тиску фронту ударної хвилі вибуху. Слід зазначити, що такі статичні випробування дозволяють оцінити загальну просторову жорсткість та механізми руйнування залізобетонної рами, абстрагуючись від інерційних сил та ефектів швидкості деформації матеріалів, що притаманні динамічним процесам.

Для цього виконувалися три етапи експериментальних процедур.

Перший етап передбачав підготовку зразків для випробувань. Даний етап включав виконання таких процедур.

1. Транспортування зразків до місця випробувань із дотриманням заходів щодо мінімізації їхнього ушкодження.

2. Кондиціонування зразків у окремому приміщенні, що має умови вільного руху повітря. При цьому відбувалося видалення зайвої вологи та набуття бетоном відповідної міцності. Процес кондиціонування зразків має відбуватися протягом не менше як 28 діб.

3. Шляхом склерометричного аналізу при використанні молотка Шмідта та ультразвукового приладу визначалася міцність бетону, дотримання конструктивних розмірів розташування та діаметру арматури. При використанні вимірювального обладнання відбувався фінішний контроль геометричних розмірів та форми зразків для випробування.

4. Складання опорної системи та встановлення в неї зразка для випробування. Витримка зразка у опорно-навантажувальній системі протягом однієї доби.

5. Візуальний огляд зразка перед випробуванням, визначення наявності дефектів, що могли утворитися та контроль розмірів та форми зразків перед випробуванням.

6. Перевірка міцності з'єднань та перевірка правильності встановлення навантажувальних і вимірювальних засобів. Перевірка працездатності контрольно-вимірювальної системи.

На рисунку 3.14 показаний зразок секції захисного укриття ЛШСС-1 встановлений у вузол для механічних випробувань.



Рисунок 3.14 – Зразок секції захисного укриття ЛШСС-1 встановлений у вузол для механічних випробувань

На *другому етапі* відбувалися власне проведення механічних випробувань та фіксація показників переміщень і наявності дефектів, що утворювалися у процесі випробувань. При цьому були виконані наступні процедури.

1. Встановлення температури та вологості оточуючого середовища.
2. Ступінчасте навантаження зразків навантаження за допомогою насосної гідравлічної станції та домкратів, встановлених зверху на навантажувальних траверсах.
3. Фіксація деформацій у різних точках зразка на кожному кроці навантаження
4. Візуальний огляд поверхні зразка з метою виявлення тріщин. Виявлені тріщини піддаються аналізу за допомогою оптичних дослідних інструментів – збільшувача скла та мікроскопу відлікового МПБ-2.
5. Проведення комплексу випробувальних процедур, до настання граничного стану при встановленому рівні навантаження.

На рис. 3.15 наведені точки фіксації переміщень при проведенні вимірювань.

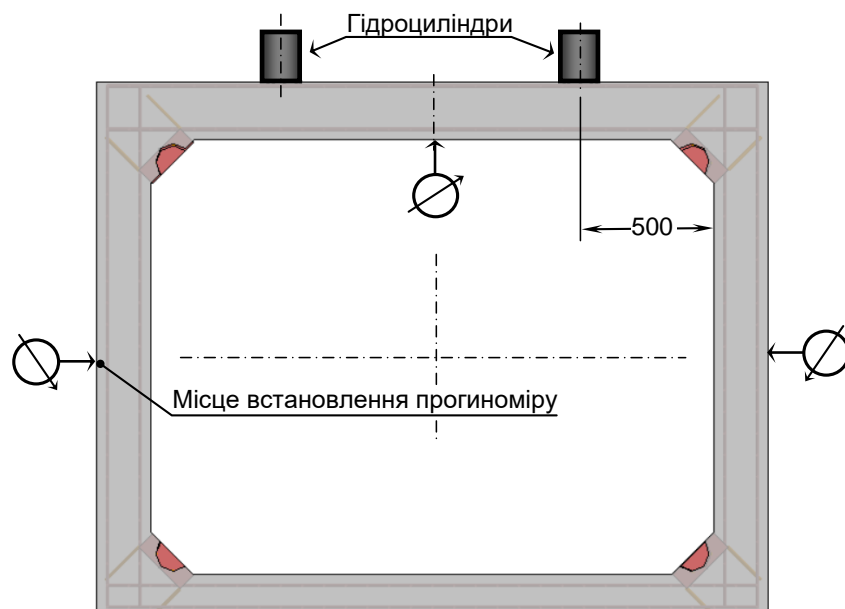


Рисунок 3.15 – Місця встановлення прогиномірів на дослідному зразку секції захисного укриття

На рисунку 3.16 показано улаштування прогиномірів на встановленій у опорно-навантажувальну систему зразка секції укриття.



Рисунок 3.16 – Положення прогиномірів на встановленій у опорно-навантажувальну систему зразка секції укриття

Третій етап є завершальний, на цьому етапі після припинення випробувань зразок піддається візуальному огляду, фіксуються та вивчаються наявні дефекти. Оформлюється протокол випробування.

Отримані показники прогинів, що були виміряні аналізуються щодо їхньої адекватності.

3.3 Результати проведених експериментальних випробувань

На першому етапі випробувань шляхом склерометричного аналізу було встановлено показники міцності матеріалів. Даний аналіз проводився з використанням молотка Шмідта.

Метод визначення міцності бетону за допомогою молотка Шмідта ґрунтується на ідеї оцінки пружного відскоку бойка після удару по поверхні конструкції. Суть полягає в тому, що при прикладенні стандартного імпульсу до поверхні бетону молоток створює удар, у результаті якого боек після контакту з поверхнею відскакує назад [108]. Величина цього

відскоку безпосередньо залежить від жорсткості матеріалу та його здатності чинити опір локальній деформації. Чим міцніший бетон, тим більшим буде відскокування і тим вище буде показник на шкалі приладу.

Випробування проводиться на підготовленій ділянці поверхні конструкції, зазвичай очищеній від слабкого шару, бруду та залишків розчину. Молоток ставлять у робоче положення перпендикулярно або під певним кутом до поверхні, після чого здійснюється удар. Значення відскоку відлічується за шкалою приладу й заноситься у протокол. Для забезпечення надійності результатів роблять серію ударів (зазвичай не менше десяти) на одній ділянці з подальшою статистичною обробкою отриманих даних [108].

Показники відскоку самі по собі не дають безпосередньої величини міцності бетону. Вони співвідносяться з міцністю шляхом використання калібрувальних залежностей або таблиць, отриманих експериментальним шляхом для конкретних класів бетону. У результаті відбувається перехід від індексу відскоку до еквівалентної міцності на стиск. Таким чином, метод молотка Шмідта дозволяє швидко та відносно просто оцінити якість бетону без необхідності відбору зразків і руйнівних випробувань. Варто зазначити, що результати значною мірою залежать від стану поверхні, вологості бетону, віку конструкції та умов експлуатації. Тому метод рекомендується застосовувати як орієнтовний або як частину комплексної діагностики разом з іншими неруйнівними методами [108].

Виконавши відповідні вимірювання отримані дані склерометричного аналізу було занесено до таблиці 3.2.

За вимогами та рекомендаціями стандартів [108, 109] було проведено десять контрольних вимірювань міцності бетону з використанням молотка Шмідта, як показано на рисунку 3.8.

Згідно із даними табл. 3.2 бетон мав середню міцність $f_c = 52.45$ МПа.

Таблиця 3.2

Міцність бетону зразків для випробування згідно із склерометричним аналізом

Номер зразка	Зразок № 1									
Номер вимірювання	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Значення критерія відскоку	51	52	53	51	52	51	52	51	52	53
Середнє значення кр. відскоку	51.8									
Середнє значення міцності бетону, f_c , МПа	52.8									
Номер зразка	Зразок № 2									
Номер вимірювання	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Значення критерія відскоку	53	51	51	53	52	51	53	52	52	52
Середнє значення кр. відскоку	52.1									
Середнє значення міцності бетону, f_c , МПа	53.1									
Узагальнені дані										
Середнє значення кр. відскоку для всіх зразків	52.45									
Середнє значення міцності бетону для всіх зразків, f_c , МПа	52.95									
Клас бетону зразків	C32/40 (B40)									

Випробування проводилися за нормальних кліматичних умов на відкритому повітрі. При цьому основні метеорологічні показники становили: температура 23 °С, тиск 99.99 кПа (750 мм рт. ст.), вологість 46 %.

Під час контролю основних показників геометричної форми та розмірів зразків було встановлено, що зразки повністю відповідають конструктивним характеристикам, які наведені на рисунку 3.4. Попереднє вивчення поверхні зразків, встановлених у опорно-навантажувальну систему, показало відсутність візуальних дефектів, тріщин, відколювань або

порушення цілісності матеріалів. Попереднє дослідження положення арматури ультразвуковим методом показало повну відповідність параметрів до конструктивних характеристик, які наведені на рис. 3.4.

Після початку проведення випробувань, яке відбувалося у відповідності із прийнятою методикою було зафіксовано появу тріщин на різних стадіях навантаження.

Фіксація та вимірювання геометричних параметрів тріщин проводилося з використанням звичайних вимірювальних засобів – штангенциркулів, щупів та вимірювальних лінійок, а також оптичних вимірювальних засобів – збільшувального скла та мікроскопу відлікового МПБ-2 згідно із таблицею 3.1.

На рисунку 3.17 показані приклади зафіксованих тріщин на різних стадіях навантаження.

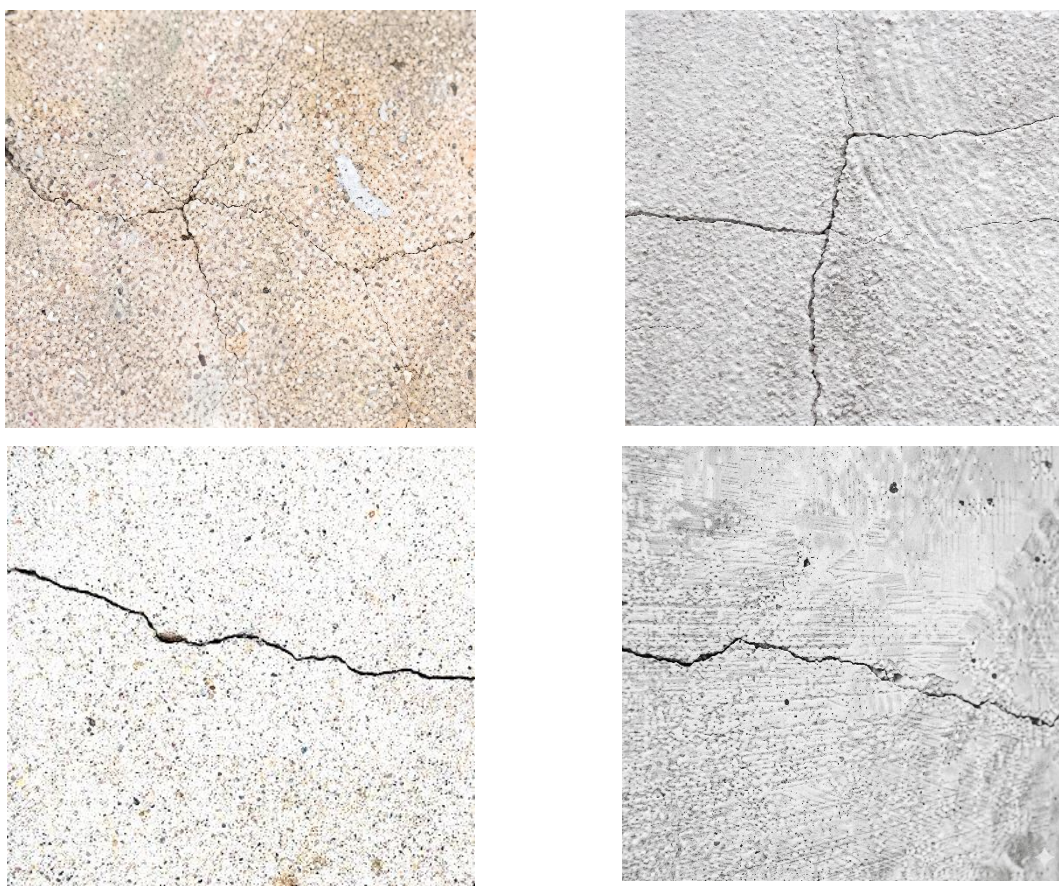


Рисунок 3.17 – Приклади зафіксованих тріщин при проведенні випробувань на різних стадіях навантаження

На рисунку 3.18 наведено розташування тріщин у різних фазах навантаження зразків, зафіксованих під час проведення випробувань.

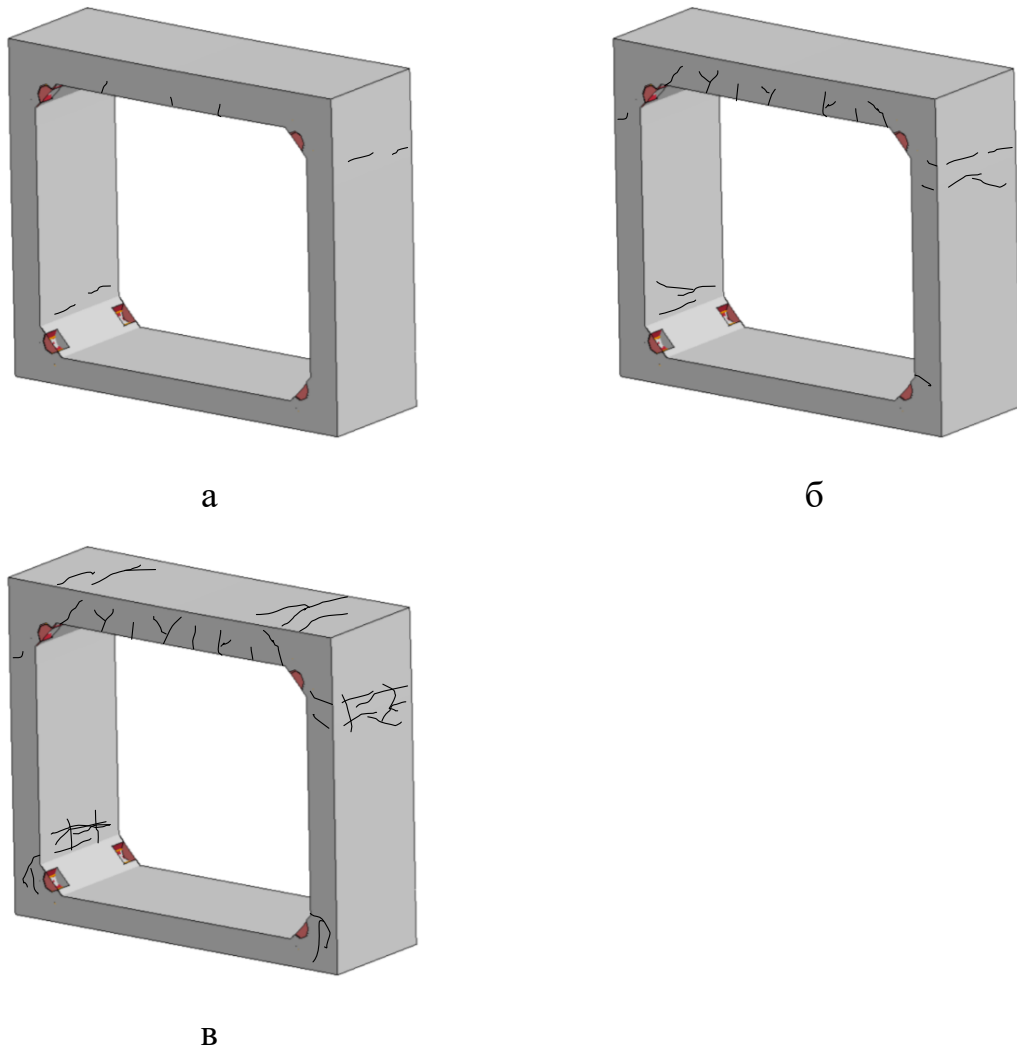


Рисунок 3.18 – Розташування тріщин у різних фазах навантаження зразків, зафіксованих під час проведення випробувань: а, б – проміжні стадії навантаження; в – після закінчення випробувань

Після вивчення ширини розкриття тріщин, отримані значення були зведені до таблиці 3.3. Можна побачити, що виникнення тріщин під час випробування є істотним і їх найбільша кількість спостерігається після проведення випробувань.

Таблиця 3.3

Результати вивчення розкриття тріщин у бетоні під час випробувань

Зразок №1		
Поточне навантаження на один домкрат, кН	Найбільша ширина тріщин, мм	розкриття
372	0.05	
744	0.25	
1116	0.27	
1360	2.5	
Зразок №2		
Поточне навантаження на один домкрат, кН	Найбільша ширина тріщин, мм	розкриття
372	0.04	
744	0.26	
1116	0.28	
1360	2.8	

На рисунку 3.19 показаний графік ширини розкриття тріщин у залежності від прикладеного навантаження

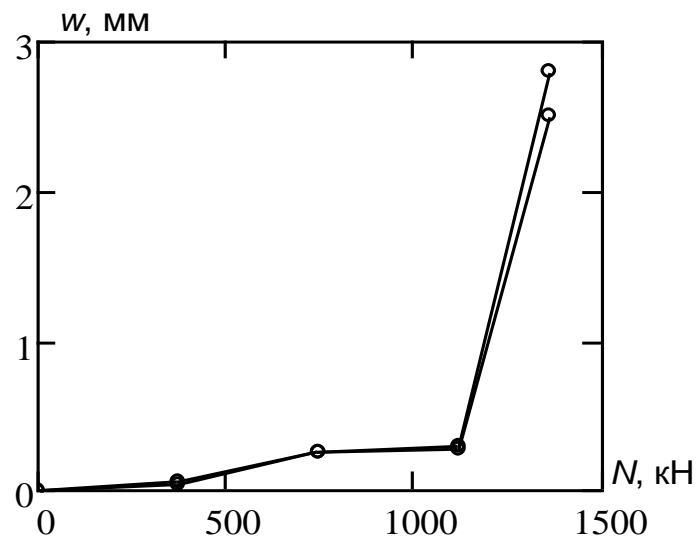


Рисунок 3.19 – Залежність зміни ширини розкриття тріщин, зафіксованих під час проведення випробувань, від навантаження зразків

Аналізуючи графік на рис. 3.19, можна побачити, що тріщини ростуть нерівномірно. На початковій фазі навантаження вони ростуть повільно, оскільки арматура зберігає здатність до опору. На кінцевих стадіях

навантаження тріщини ростуть з високою інтенсивністю, оскільки у даній фазі настає межа текучості арматурних стержнів і це є причиною інтенсивного зростання ширини розкриття тріщин.

Також було досліджено зміну переміщень різних точок зразка в умовах дії різних значень механічного навантаження. Отримані значення максимального прогину верхньої стінки зразка в умовах механічного навантаження були зведені до таблиці 3.4.

Таблиця 3.4

Значення максимального прогину верхньої стінки зразка під час випробувань

Зразок №1		
Поточне навантаження на один домкрат, кН	Найбільший прогин верхньої стінки, мм	середній прогин
372	5.19	
744	8.2	
1116	14.82	
1360	255	
Зразок №2		
Поточне навантаження на один домкрат, кН	Найбільший прогин верхньої стінки, мм	середній прогин
372	4.22	
744	7.5	
1116	19.1	
1360	285	

На рис. 3.20 показаний графік поперечного переміщення середньої точки бокової стінки зразка у залежності від прикладеного навантаження.

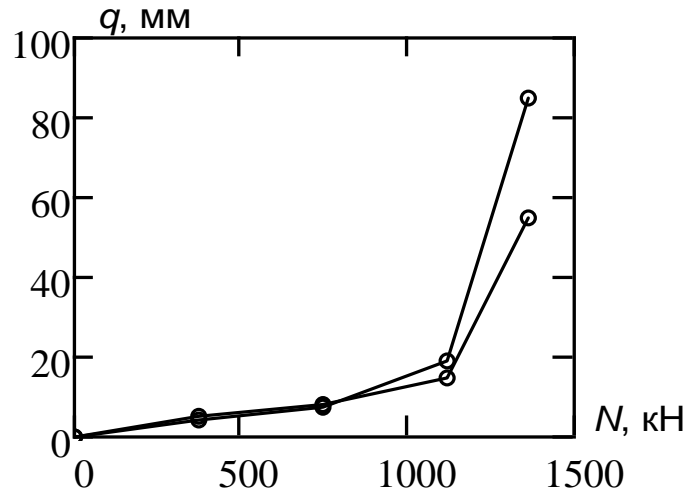


Рисунок 3.20 – Залежність зміни максимального прогину верхньої стінки зразка від навантаження зразків під час проведення випробувань

Аналізуючи графік на рисунку 3.20 можна побачити, що прогин зростає нерівномірно. На початковій фазі навантаження прогин наростає повільно, оскільки арматура зберігає здатність до опору. На кінцевих стадіях навантаження прогин зростає з більшою інтенсивністю, оскільки у даній фазі наступає межа текучості арматурних стержнів і це є причиною інтенсивного зростання прогину.

Таблиця 3.5

Значення поперечного переміщення серединної точки бокової стінки зразка під час випробувань

Зразок №1	
Поточне навантаження на один домкрат, кН	Поперечне переміщення бокової стінки, мм
372	1.407
744	2.5
1116	6.367
1360	28.333
Зразок №2	
Поточне навантаження на один домкрат, кН	Поперечне переміщення бокової стінки, мм
372	1.73
744	2.733
1116	4.94
1360	18.333

Отримані значення поперечного переміщення серединної точки бокової стінки зразка в умовах механічного навантаження були зведені до таблиці 3.5.

На рисунку 3.21 показаний графік переміщення середньої точки бокової стінки зразка у залежності від прикладеного навантаження

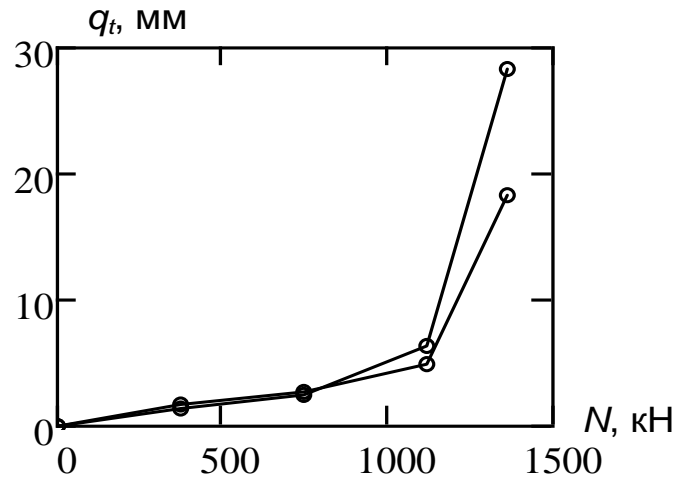


Рисунок 3.21 – Залежність розкриття тріщин, зафіксованих під час проведення випробувань від навантаження зразків

Аналізуючи графік на рис. 3.21 можна побачити, що на кінцевих стадіях навантаження поперечне переміщення також зростає з більшою інтенсивністю, оскільки у даній фазі настає межа текучості арматурних стержнів і це є причиною інтенсивного зростання прогину.

3.4 Оцінка точності та надійності результатів проведених експериментальних випробувань

Для визначення якісних характеристик даних, отриманих у ході експерименту, було проведено аналіз точності та надійності експериментальних показників вимірювань. Для цього було застосовано статистичні показники адекватності перевірки експериментальних гіпотез.

На рисунку 3.22 наведено графік залежності ширини розкриття тріщин із відхиленнями та лінією математичного сподівання.

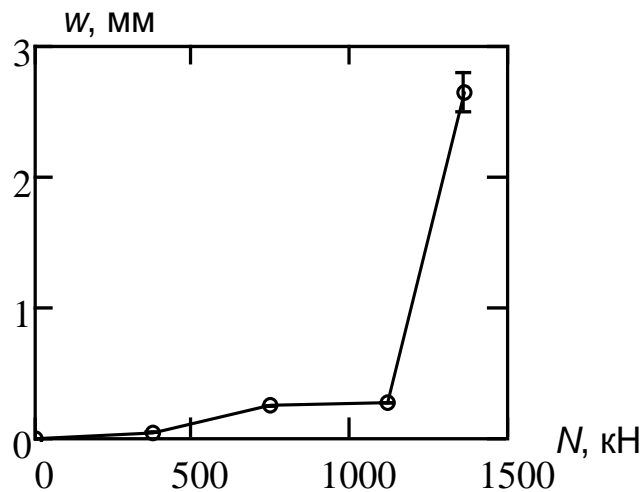


Рисунок 3.22 – Залежність зміни середньої ширини розкриття тріщин із відхиленнями, зафіксованих під час проведення випробувань, від навантаження зразків

На графіку, поданому на рисунку 3.22 можна побачити, що відхилення є незначними, а викидів не спостерігається. Тож попередньо можна зазначити, що отримані експериментальні дані щодо розкриття тріщин є точними та надійними.

На рисунку 3.23 наведено графіки залежності переміщень середніх точок верхньої та бокової стінок зразка секції захисного укриття із відхиленнями та лінією математичного сподівання.

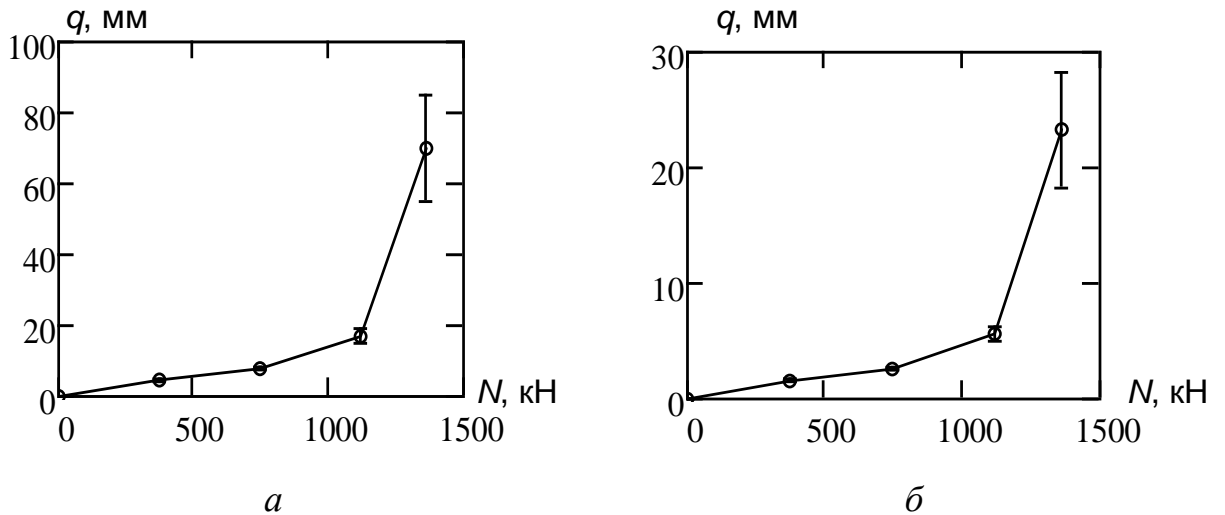


Рисунок 3.23 – Графіки залежності переміщень середніх точок верхньої та бокової стінок зразка секції захисного укриття:

а – максимальний прогин верхньої стінки зразка;

б – поперечне переміщення серединної точки бокової стінки зразка.

На графіках, поданих на рисунку 3.23 також можна побачити, що відхилення є незначними, а викидів не спостерігається. Тож попередньо можна зазначити, що отримані експериментальні дані щодо розкриття тріщин є адекватними.

Для розрахунку середнього значення абсолютного відхилення i -го вимірювання від математичного сподівання було використано формулу [110]:

$$d = \frac{\sum_{i=1}^n |x_i - \bar{x}_i|}{n} \quad (3.1)$$

Для обчислення величини середнього відносного відхилення була застосована формула [111]:

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n |x_i - \tilde{x}_i|}{n \cdot \tilde{x}_i} \cdot 100\% \quad (3.2)$$

Для розрахунку дисперсії випадкової величини вимірювання (x_i) відносно її математичного сподівання обчислюється середньоквадратичне відхилення за формулою [112]:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n |x_i - x_i|^2}{n}} \quad (3.3)$$

Отримані дані щодо статистичних показників за результатами експериментальних досліджень наведені у таблиці 3.6.

Таблиця 3.6

Значення статистичних показників адекватності експериментальних даних

Показник	Абсолютне відхилення, мм	Відносне відхилення, %	Середньоквадратичне відхилення, мм
Ширина розкриття тріщин	0.033	5.1	0.03
Максимальний прогин верхньої стінки	3.595	12.2	3.033
Поперечне переміщення серединної точки бокової стінки	1.198	11.9	1.011

Аналізуючи дані, подані у таблиці 3.6 можна побачити, що отримані результати є точними, оскільки відносне відхилення дорівнює близько 12 %, що лежить у межах допустимої інженерної похибки для неоднорідних залізобетонних конструкцій з урахуванням мікротріщиноутворення.

Для оцінки достовірності результатів вимірювання було прийнято нульову гіпотезу про рівність дисперсій двох вибірок, що належать до однієї генеральної сукупності. Перевірка здійснювалася за допомогою розрахунку F-критерію Фішера за формулою:

$$F = \frac{S_1^2}{S_2^2} \quad (3.4)$$

Тут S_1^2, S_2^2 - дисперсії вибірки із найбільшими величинами вимірювань.

Обчислене значення F-критерію порівнюється з табличним значенням [114, 115]. Для рівня значущості 5 % та відповідної кількості ступенів вільності табличне значення $F_{q,k1,k2}$ становить 6,39.

Таблиця 3.7

Значення статистичних показників достовірності експериментальних даних

Показник	Табличне значення F-критерію	Розрахункове значення F-критерію
Ширина розкриття тріщин	5% - 6,39	0,94
Максимальний прогин верхньої стінки		0,97
Поперечне переміщення серединної точки бокової стінки		0,965

На основі даних таблиці 3.7 можна зробити висновок про прийняття нульової гіпотези, оскільки обчислені відхилення є статистично незначущими, а аналіз результатів випробувань із застосуванням F-критерію Фішера показав, що розрахункові значення ($F \approx 0,94...0,97$) є значно меншими за критичне табличне значення (6,39). Це свідчить про високу надійність отриманих даних (відносне відхилення $\leq 12,2$ %).

Таким чином, враховуючи високу точність та надійність отриманих показників, розроблена модель адекватно та достовірно описує напружено-деформований стан досліджуваної конструкції. Це дає обґрунтовані підстави використовувати отриманий масив експериментальних даних для подальшої просторової верифікації чисельних моделей та оптимізації конструктивних рішень під час проектування надійних модульних захисних споруд цивільного захисту.

Висновки до розділу 3

З огляду на проведенні експериментальні дослідження, результати яких наведені у даному розділі можна зробити такі висновки.

1. Розроблено експериментальну установку для перевірки адекватності математичної моделі, яка являє собою просторову навантажувальну систему (із застосуванням гідравлічних домкратів та сталевих траверс), яка дозволяє з високою точністю відтворити напружено-деформований стан залізобетонної ланки укриття ЛШСС-1 під дією еквівалентного статичного навантаження, що імітує надлишковий тиск ударної хвилі.

2. За допомогою склерометричного (молоток Шмідта) та ультразвукового аналізу встановлено, що фактична середня міцність бетону становить 52,95 МПа (відповідає класу С32/40), а геометричні розміри та розташування арматури відповідають проектним значенням, що забезпечує надійну базу для подальшої верифікації чисельних моделей.

3. Експериментально доведено нелінійний характер розкриття тріщин. На початкових етапах навантаження розкриття відбувається повільно завдяки пружній роботі арматури, тоді як при навантаженнях, близьких до граничних (1360 кН), спостерігається інтенсивне зростання ширини тріщин (до 2,8 мм), що свідчить про досягнення межі текучості арматурних стрижнів.

4. Вимірювання переміщень довели ефективність замкненого контуру рами та наявності внутрішніх вутів. Максимальні прогини верхньої (до 28,5 мм) та бокової (до 28,3 мм) стінок на останніх стадіях навантаження вказують на симетричний перерозподіл зусиль та здатність конструкції зберігати загальну стійкість навіть після утворення пластичних деформацій.

5. Характер деформування конструкції та зони утворення первинних тріщин підтвердили, що скошені потовщення у внутрішніх кутах (вуги)

успішно згладжують пікові напруження, запобігаючи передчасному руйнуванню жорстких рамних вузлів.

6. Проведені експериментальні випробування зразків секції захисного укриття продемонстрували високу точність та надійність отриманих результатів. Детальний аналіз отриманих даних дозволяє стверджувати про повну адекватність експериментальної моделі. Аналіз результатів випробувань із застосуванням F-критерію Фішера показав, що розрахункові значення ($F \approx 0,94 \dots 0,97$) є значно меншими за критичне табличне значення (6,39). Враховуючи високу точність та надійність отриманих показників (відносне відхилення $\leq 12,2\%$), розроблена модель адекватно та достовірно описує напружено-деформований стан досліджуваної конструкції. Це дає обґрунтовані підстави використовувати отриманий масив експериментальних даних для подальшої просторової верифікації чисельних моделей та оптимізації конструктивних рішень під час проектування надійних модульних захисних споруд цивільного захисту.

РОЗДІЛ 4. МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПОВЕДІНКИ СЕКЦІЇ УКРИТТЯ В УМОВАХ СТАТИЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

4.1 Розробка математичної моделі поведінки огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укріттів в умовах механічного навантаження

4.1.1 Рішення часткової задачі поведінки бетону в умовах механічного навантаження

Математичний опис феноменології поведінки матеріалу в умовах навантаження, що змінюється від нуля до значень, які можуть бути порівнянні із граничними, або перевищувати їх, називається математичною моделлю або просто моделлю матеріалу.

Сюди входять математичні співвідношення теорій міцності й пластичності.

При описанні бетону використана модель неперервної поверхні руйнування з обмежуючим куполом, яка описана на роботах Murray, Abu-Odeh і Bligh [116].

На рисунку 4.1 показаний загальний вигляд геометрії даної поверхні.

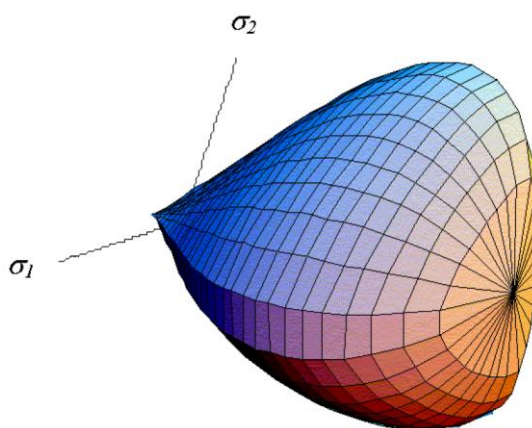


Рисунок 4.1 – Загальний вид геометричної конфігурації поверхні руйнування бетону [4]

Основною особливістю даної моделі є те, що комбінації напружень, при яких матеріал здатний опиратися, обмежені особливою поверхнею, яка скомпонована з поверхні текучості й крихкого руйнування. Тобто дана поверхня охоплює всі випадки руйнування бетону комплексно й установлює тим самим умови або крихкого або в'язкого руйнування.

При цьому частини поверхні руйнування є нерівнозначними і тому дана поверхня розділяється на зони – зону руйнування внаслідок деформацій зсуву і зону зміцнення при ущільненні бетону внаслідок стиску, які сполучені між собою й утворюють гладку й безперервну поверхню.

На рис. 4.2 представлений меридіональний переріз даної поверхні.

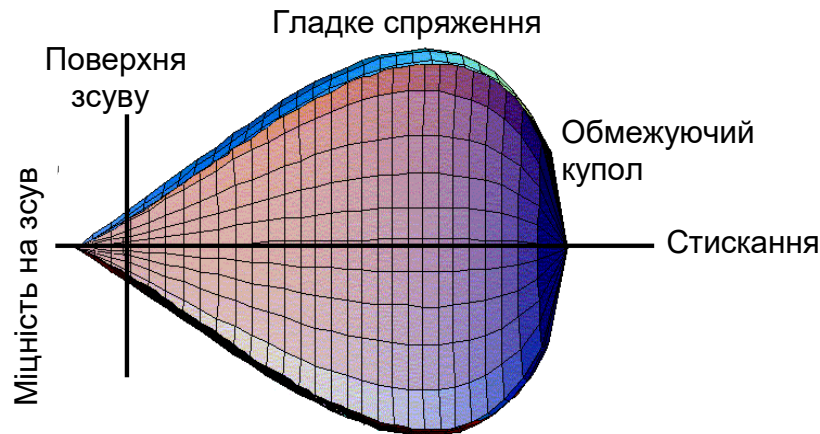


Рисунок 4.2 – Меридіональний переріз поверхні руйнування бетону

[4]

Поверхня руйнування побудована за допомогою трьох інваріантів напружено-деформованого стану [4]:

$$f(J'_1, J'_2, J'_3, \kappa) = J'_2 - R^2 F_f^2 F_c \quad (4.1)$$

де J'_1, J'_2, J'_3 – відповідно перший, другий і третій інваріанти тензора напружень;

F_c – функція поверхні купола зміцнення при стиску;

F_f – функція поверхні руйнування внаслідок зсуву;

κ - величина першого інваріанта в місці сполучення поверхонь

R - трьохінваріантний знижувальний коефіцієнт Рубіна.

При розрахунках дані тензора напружень оновлюються, у результаті чого визначаються поточні величини інваріантів, позначувані як J_1^T , J_2^T , J_3^T . За умови, що $f(J_1^T, J_2^T, J_3^T, \kappa^T) \leq 0$, напружено-деформований стан розглядається як пружний. Якщо $f(J_1^T, J_2^T, J_3^T, \kappa^T) > 0$, тоді напружено-деформований стан розглядається як пружно-пластичний. В останньому випадку алгоритм розрахунків повертає напружено-деформований стан до поверхні текучості, яка може бути записана як $f(J_1^T, J_2^T, J_3^T, \kappa^T) = 0$.

Поверхня міцності на зсув. Дана поверхня є актуальною частиною загальної поверхні руйнування для випадку розтягання й слабкобмеженого тиску. При цьому використовується вираження [4]:

$$f(J_1) = \alpha - \lambda e^{-\beta \cdot J_1} + \theta J_1 \quad (4.2)$$

де коефіцієнти α , β , θ визначені шляхом випробування необхідної кількості звичайних циліндричних бетонних зразків.

Масштабуюча функція Рубіна R визначає міцність бетону для будь-якого випадку напружено-деформованого стану відносно даних випробувань для тристороннього стиску (three axial compression (TAC)) за допомогою добутку $R F_f$.

Обмежуючий купол поверхні при зміцненні бетону в умовах ущільнення при стиску. Дана поверхня складається із двох частин і описується функцією [4]:

$$F_c(J_1, \kappa) = 1 - 0.5 \cdot [J_1 - L(\kappa)] \left[\frac{J_1 - L(\kappa) + J_1 - L(\kappa)}{2} \cdot [X(\kappa) - L(\kappa)] \right] \quad (4.3)$$

де $L(\kappa)$ визначається як

$$L(\kappa) = \begin{cases} \kappa & \text{якщо } \kappa > \kappa_0 \\ \kappa_0 & \text{інакше} \end{cases}, \quad (4.4)$$

Поверхня купола перетинається з віссю в точці $J_1 = X(\kappa)$. Цей перетин залежить від коефіцієнта еліптичності R як відношення головної й побічної осей. Рух даної поверхні (розширення або скорочення) базується на правилі зміцнення [4]:

$$\varepsilon_v^p = W[1 - \exp(-D_1(X - X_0) - D_2(X - X_0)^2)], \quad (4.5)$$

де ε_v^p – об'ємна пластична деформація;

W – максимум об'ємної пластичної деформації;

D_1, D_2 – вхідні параметри моделі;

X_0 – початкове положення обмежуючого купола поверхні коли $\kappa = \kappa_0$.

Руйнування. Перетворення в'язкопластичного напруження в напруження, що викликає ушкодження відбувається з використанням формули [4]:

$$\sigma_{ij}^d = (1 - d)\sigma_{ij}^{VF}, \quad (4.6)$$

де d – скалярний параметр, який перетворює тензор напружень без ушкодження в тензор з ушкодженням.

В'язке руйнування. В'язке руйнування відбувається, коли енергетичний параметр τ_3 перевищує граничне значення τ_{0c} . Даний енергетичний параметр визначається за формулою [4]:

$$\tau_c = \sqrt{\frac{1}{2}\sigma_{ij}\varepsilon_{ij}}. \quad (4.7)$$

Крихке руйнування. Крихке руйнування відбувається внаслідок розтягу і у цьому випадку енергетичний параметр τ_t перевищує τ_{0t} . Даний параметр визначається за формулою [4]:

$$\tau_t = \sqrt{E \varepsilon_{\max}^2} \quad (4.8)$$

Функція ослаблення. У міру накопичення дефектів параметр руйнування d зростає від мінімально можливого нульового значення до одиниці. Відповідно до типу руйнування функція, що послабляє, визначається як:

- для в'язкого руйнування [4]:

$$d(\tau_t) = \frac{0.999}{D} \left[\frac{1 + D}{1 + D e^{-C(\tau_t - \tau_{0t})}} - 1 \right] \quad (4.9)$$

- для крихкого руйнування [4]:

$$d(\tau_c) = \frac{d_{\max}}{B} \left[\frac{1 + B}{1 + B e^{-A(\tau_c - \tau_{0c})}} - 1 \right] \quad (4.10)$$

Параметр руйнування множить усі шість компонентів тензора напружень і відповідає поточному максимуму для даного типу руйнування: крихкого або в'язкого. Параметри A , B , C и D визначаються формою спадаючої області діаграми деформування бетону.

Для визначення характеру деформування використовуються діаграми деформування, вигляд яких представлений на рисунку 4.3.

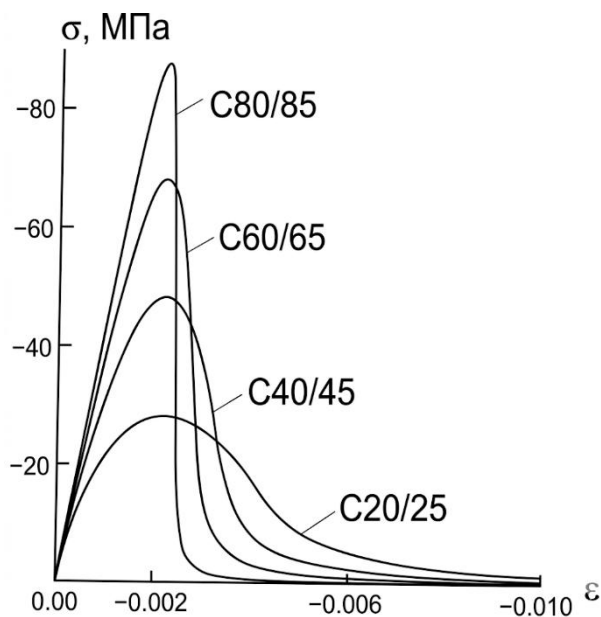


Рисунок 4.3 – Діаграми деформування бетону залежно від класу міцності [4]

На цьому графіку подано залежність напружень σ від відносних деформацій ε при стиску для чотирьох класів бетону. Основні закономірності, які ілюструють ці діаграми: зі збільшенням класу бетону (від C20/25 до C80/85) закономірно зростає максимальна несуча здатність (пікове напруження) та початковий модуль пружності, про що свідчить більш крута висхідна гілка графіка. Бетон високого класу (C80/85) має яскраво виражений крихкий характер руйнування. На графіку це відображається стрімким, майже вертикальним падінням напружень відразу після досягнення пікового значення.

Бетони нижчих класів міцності (C20/25) демонструють вищу пластичність. Їхня низхідна гілка є більш похилою, що вказує на здатність бетону витримувати значні деформації навіть на стадії активного тріщиноутворення та руйнування.

4.1.2 Рішення часткової задачі поведінки конструкційної сталі в умовах механічного навантаження

Математичний опис феноменології поведінки арматурної сталі та елементів заставних деталей відповідає моделі матеріалу, що має номенклатурне позначення **MAT_PLASTIC_KINEMATIC* (*Material type No 003*), згідно з термінологією, прийнятою в документації до програмного комплексу *LS-DYNA*. Ця модель є однією з найбільш ефективних у розрахунковому плані для моделювання стрижневих та листових елементів, які працюють у пружно-пластичній стадії за значних знакозмінних або монотонних навантажень.

Вигляд використовуваної діаграми показаний на рисунку 4.4.

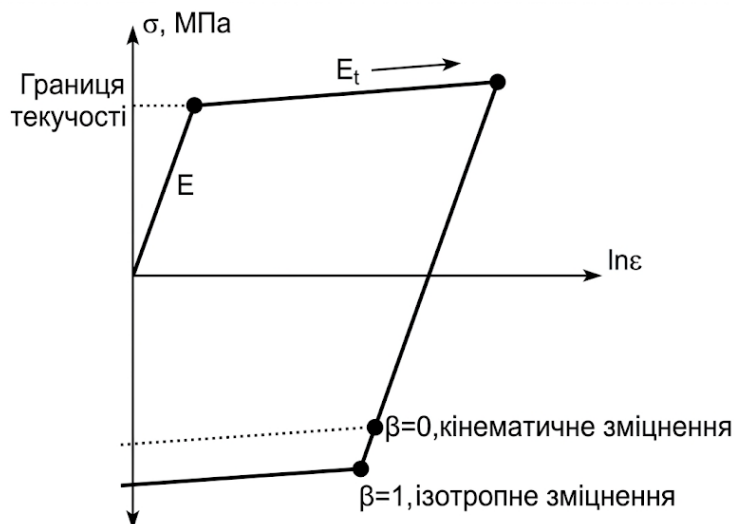


Рисунок 4.4 – Діаграми деформування моделі матеріалу для опису арматурної сталі [4]

Модель *PLASTIC_KINEMATIC* дозволяє гнучко враховувати характер зміцнення матеріалу (кінематичний, ізотропний або комбінований) за допомогою параметра перемішування β (вхідний параметр BETA в коді системи).

При $\beta=0$ реалізується чисто кінематичне зміцнення за Прейджером–Зіглером, що є критично важливим при циклічних навантаженнях (ефект

Баушінгера). При $\beta=1$ закон зміцнення стає повністю ізотропним (поверхня текучості рівномірно розширюється в усіх напрямках без зміщення центра).

В основі моделі лежить критерій текучості Губера–Мізеса–Генкі (Фон Мізеса), який для тривимірного напруженого стану записується через інваріанти тензора девіатора напружень:

$$\phi = \frac{1}{2}(s_{ij} - \alpha_{ij})(s_{ij} - \alpha_{ij}) - \frac{\sigma_y^2}{3} = 0, \quad (4.11)$$

де s_{ij} – девіатор тензора напружень;

α_{ij} – тензор зміщення центра поверхні текучості (кінематичне зміцнення); σ_y – поточне значення межі текучості сталі з урахуванням ізотропного зміцнення та швидкості деформування.

Для конструкційних сталей марок А400С, А500С та СтЗ, як правило, приймається комбінований або суто ізотропний характер зміцнення ($\beta = 1$).

Аналітичний вираз для визначення динамічної межі текучості σ_y з урахуванням пластичного зміцнення та впливу швидкості деформації має вигляд:

$$\sigma_y = \left[1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{C} \right)^{\frac{1}{p}} \right] (\sigma_0 + \beta E_p \epsilon_{eff}^p) \quad (4.12)$$

де σ_0 – початкова статична межа текучості сталі;

$\dot{\epsilon}$ – швидкість деформації;

C та p – константи моделі Купера–Сімондса;

ϵ_{eff}^p – ефективна пластична деформація;

E_p – пластичний модуль зміцнення (дотичний за лінійної апроксимації).

Пластичний модуль зміцнення E_p визначається на основі модуля пружності (Юнга) E та дотичного модуля (тангенціального модуля за діаграмою деформування) E_{tan} за залежністю:

$$E_p = \frac{E \cdot E_{\tan}}{E - E_{\tan}} \quad (4.13)$$

Графічна інтерпретація білінійної діаграми деформування моделі матеріалу із симетричними гілками для розтягу та стиску наведена на рисунку 4.4.

Деструкція та руйнування сталевих елементів у моделі враховуються через механізм геометричної ерозії скінченних елементів. Критерієм руйнування є досягнення ефективною пластичною деформацією свого граничного значення ε_{fail} (параметр FS в $LS-DYNA$):

$$\varepsilon^p_{eff} \geq \varepsilon_{fail}, \quad (4.14)$$

При виконанні цієї умови тензор напружень у відповідній точці інтегрування скінченного елемента прирівнюється к нулю, а сам елемент вилучається з розрахункової схеми, що дозволяє зафіксувати момент фізичного розриву арматурного стрижня або втрати цілісності сталевого контуру.

Для моделювання динамічних та квазістатичних ефектів поведінки металу важливим є масштабний коефіцієнт швидкості деформації k_e , який розраховується за емпіричною моделлю Купера–Сімондса:

$$k_e = 1 + (\dot{\varepsilon}/C)^{1/p}, \quad (4.15)$$

де C та p – константи моделі Купера–Сімондса (позначені в коді, що вводиться, системи як SRC і SRP).

Для адекватного відтворення поведінки різних сталевих елементів конструкції укриття в умовах високошвидкісного (динамічного) деформування, параметри чутливості матеріалу до швидкості деформації за

емпіричною моделлю Купера–Сімондса (C та ρ) визначалися диференційовано, виходячи з класу міцності сталі.

Для елементів робочої та поперечної арматури (класи А400С, А500С), які характеризуються високою початковою статичною межею текучості та, як наслідок, нижчою чутливістю до швидкості навантаження, інтенсивність динамічного зміцнення моделювалася з використанням параметрів $C = 3200 \dots 6800 \text{ c}^{-1}$ та $\rho = 4 \dots 5$.

Натомість для сталевих закладних деталей, монтажних петель та металевої рами захисного екрана, що виготовляються з м'яких низьковуглецевих сталей (типу Ст3), застосовувалися класичні константи для пластичних металів: $C = 40,4 \text{ c}^{-1}$ та $\rho = 5$.

Такий роздільний підхід є критично важливим для отримання достовірних результатів. Він дозволяє уникнути штучного завищення розрахункової динамічної міцності арматурного каркаса під впливом надлишкового тиску вибуху та забезпечує коректне визначення моменту настання граничного стану (втрати несучої здатності) конструкції захисного укриття.

4.2. Розрахункові схеми конструкції секції укриття

Для перевірки адекватності математичних моделей для числового дослідження поведінки секцій укриття, розглядається їхня конструкція, що наведена на рисунку 3.4.

На рисунку 4.5 наведено загальна розрахункова схема секції конструкції захисної споруди.

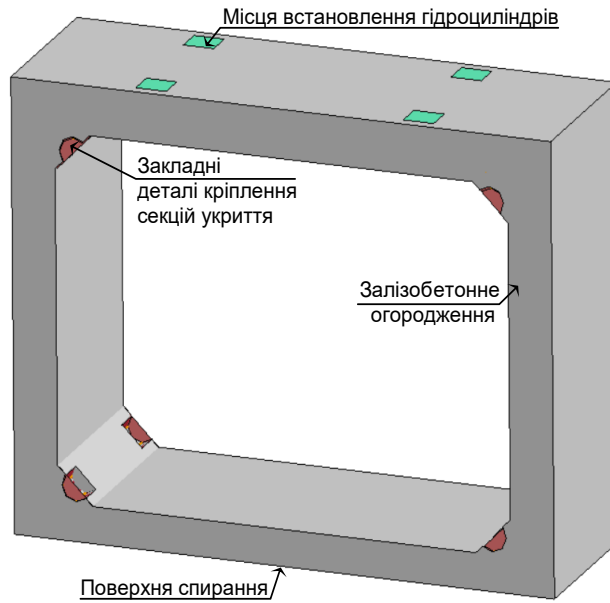


Рисунок 4.5 – Загальна розрахункова схема конструкції захисної споруди

На розрахунковій схемі, що наведена на рисунку 4.5, показані основні компоненти математичної моделі досліджуваної секції укриття. Окремі компоненти-частини захисної споруди, показані на схемі на рис. 4.5, мають різний колір, щоб можна було відокремити їх одне від одного.

В даній моделі кожний окремий компонент є окремою частиною, яка сприймає вплив навантаження та взаємодіє з іншими компонентами-частинами моделі. Також як окремі компоненти моделі розглядаються система армування огороження секції захисної споруди.

На рис. 4.6 наведено розташування внутрішніх компонентів математичної моделі секції захисної споруди.

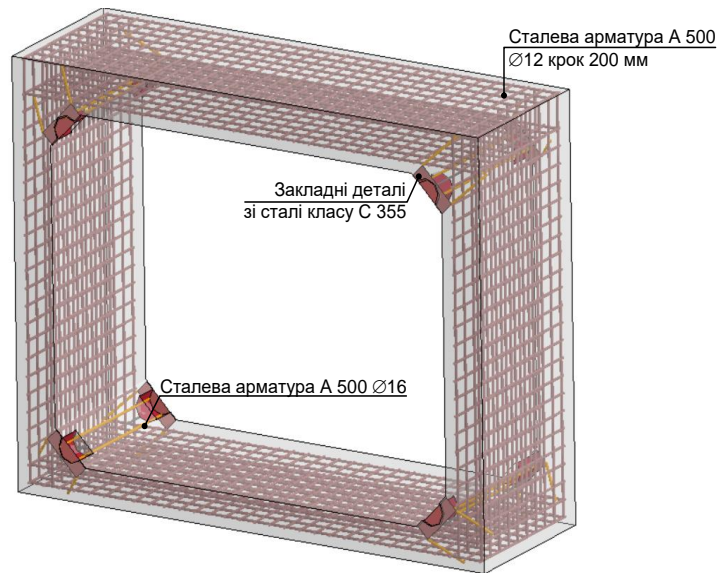


Рисунок 4.6 – Розрахункова схема внутрішніх компонентів секції захисної споруди

Внутрішні компоненти, що показані на схемі рисунок 4.6, доповнюють компоненти секції захисної споруди, які наведені на рисунку 4.5.

4.3 Характеристики компонентів математичної моделі секції захисної споруди

Технічні дані, які необхідні для моделі матеріалу бетону секції захисної споруди наведені в таблиці 4.1.

У даній таблиці зазначені основні характеристики для моделі матеріалу бетону *CSCM type No 159*, інші параметри, описані в п. 4.1 приймаються за замовчуванням.

Таблиця 4.1

Параметри моделі бетону *CSCM type No 159* (бетон класу С 32/40)

Параметр	Одиниці вимірювання	Величина
Густина	кг/м ³	2400
Границя міцності	МПа	40
Коефіцієнт Пуассона		0.2
Врахування швидкості деформації		Враховується
Розмір крупного заповнювача	м	0.02

Технічні дані, які необхідні для моделі матеріалу сталі арматури та сталевих закладних деталей наведені в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2

Параметри моделі PLASTIC KINEMATIC MAT type No 003

Сталевий елемент	Коеф. Пуассона	Модуль пр., ГПа	Межа текуч., МПа	Густина, кг/м ³	Гранична деформація	Швидкість деформації
Стержні	0.3	210	500	7850	0.15	$C = 3200,$ $\rho = 5$
Сталеві закладні деталі	0.3	210	355	7850	0.15	$C = 40,4,$ $\rho = 4$

У даній таблиці зазначені основні характеристики для моделі матеріалу сталі *PLASTIC KINEMATIC MAT type No 003*, інші параметри приймаються за умовчанням.

На рисунку 4.7 показана схема компонентів секції захисного укриття й відповідних їм моделей матеріалів.

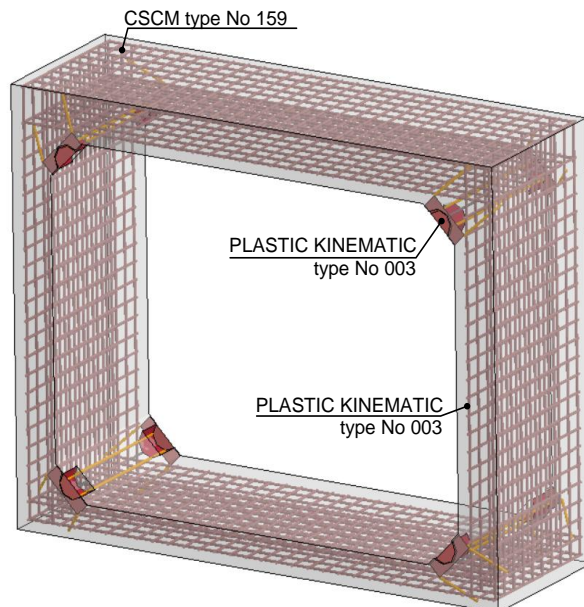


Рисунок 4.7 – Розрахункова схема матеріалів основних компонентів фрагменту будівлі із захисним укриттям

4.4 Механічне навантаження та граничні умови

На рисунку 4.8 наведена схема конструкцій секції захисної споруди із прикладеними граничними умовами.

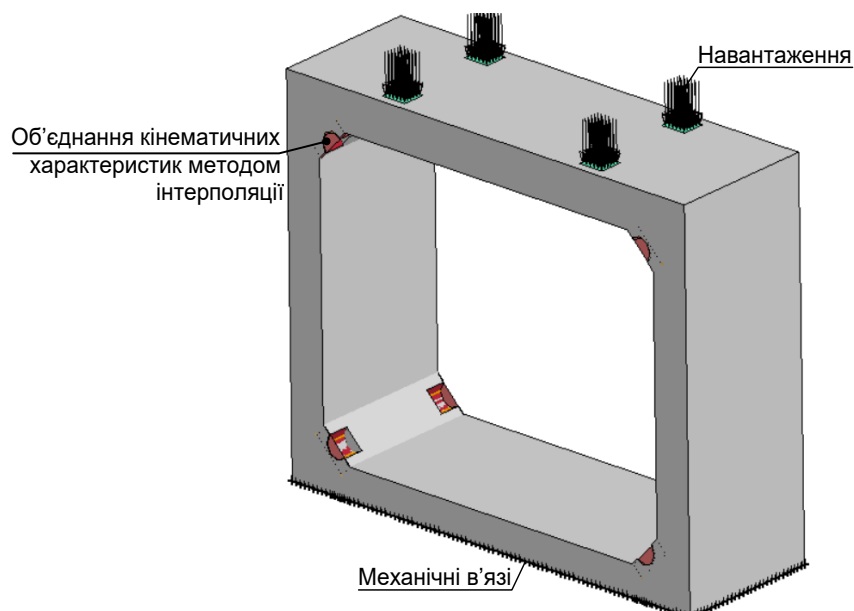


Рисунок 4.8 – Схема прикладання граничних умов до компонентів секції захисної споруди

На рисунку 4.8 на наведеній схемі показані частини моделі секції захисної споруди, що є твердими тілами, поведінка яких має відповідати прийнятним моделям матеріалів (рис. 4.7).

При об'єднанні переміщень частин моделі, відповідних до бетону секції укриття та арматури використовується опція *CONSTRAINED_LAGRANGE_IN_SOLID*. Дана опція визначає, що алгоритм системи шукає перетинання лінійних або плоских СЕ з об'ємними СЕ й шляхом інтерполяції визначає спільні точки, що належать обом СЕ пари й поєднує їхні переміщення. Даний алгоритм заснований на способі множників Лагранжа.

Для вивчення впливу вибуху на конструкції захисної фрагменту захисної споруди використовується два типи навантаження: навантаження

від власної ваги конструкцій та прикладене навантаження від гідроциліндрів.

Навантаження від власної ваги прикладається до всіх компонентів моделі і має постійну дію, проте в момент його прикладення при застосуванні явного метода з'являється небажана кінетична енергія, що проявляється, як правило у коливальному процесі певної тривалості його затухання.

Для скорочення часу розрахунку при прикладанні гравітаційного навантаження застосовується процедура динамічної релаксації [117 – 122].

Графік прикладання даного типу навантаження наведений на рисунку 4.9.

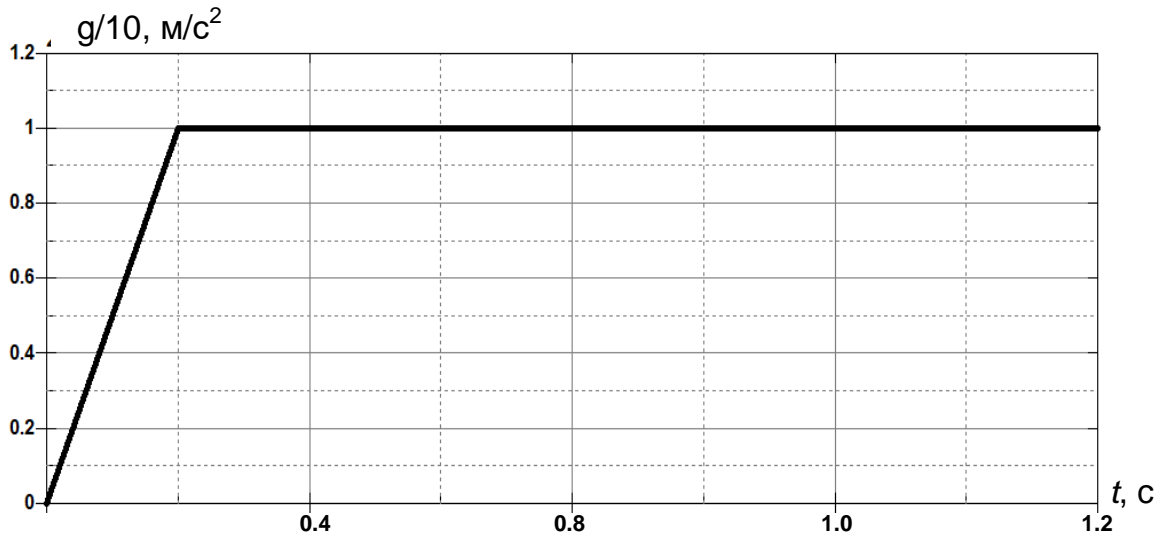


Рисунок 4.9 – Графік збільшення прискорення вільного падіння

При прикладанні навантаження від тиску гідроциліндрів, як показано на рис. 4.9 застосовується розподілений тиск на сталеві пластини, що розташовані у визначених місцях.

При цьому використовується графік поступового прикладення навантаження, що наведений на рисунку 4.10.

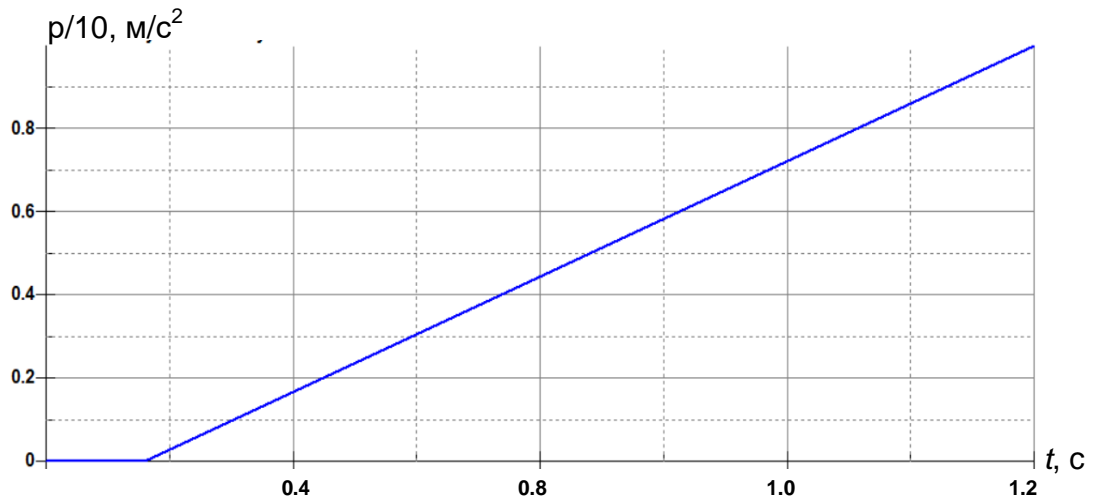


Рисунок 4.10 – Графік збільшення тиску у домкраті

4.5. Скінченно-елементна схема

Скінченно-елементна схема моделі секції захисної споруди наведена на рисунку 4.11. На даній схемі відображена скінченно-елементна дискретизація всіх компонентів-частин математичної моделі секції захисної споруди.

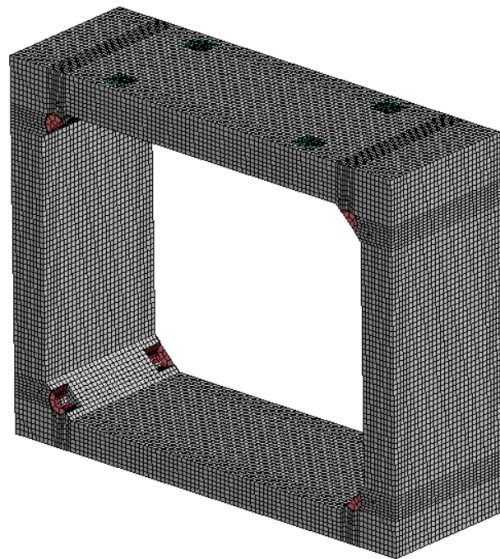


Рисунок 4.11 – Скінченно-елементна схема компонентів математичної моделі секції захисної споруди

Як можна побачити на скінченно-елементній схемі, поданій на рис. 4.11 сітка СЕ захисної споруди має різне розрідження.

Інформація стосовно СЕ наведені у табл. 4.3.

Таблиця 4.3

Параметри скінченно-елементної сітки моделі секції захисної споруди

Частина моделі	Кількість
Елементи типу SOLID	81480
Елементи типу BEAM	960
Елементи типу SHELL	256
Загальна кількість скінченних елементів:	82696

4.6 Результати математичного моделювання поведінки секції укриття в умовах статичного навантаження

Після проведення розрахунків було отримано результати, які дозволяють дослідити механізми руйнування або втрати цілісності конструктивної системи секції захисної споруди і встановити адекватність отриманих результатів при їх порівнянні із експериментальними даними.

Як описано вище, навантаження системи відбувалося в два етапи на першому етапі прикладалося гравітаційне навантаження за рахунок власної ваги елементів системи.

На рисунку 4.12 показано розподіл найменших головних напружень у бетоні секції захисної споруди після прикладення гравітаційного навантаження.

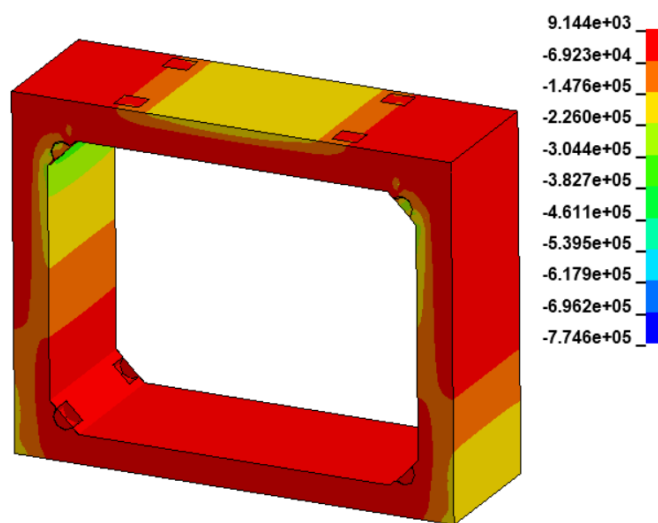
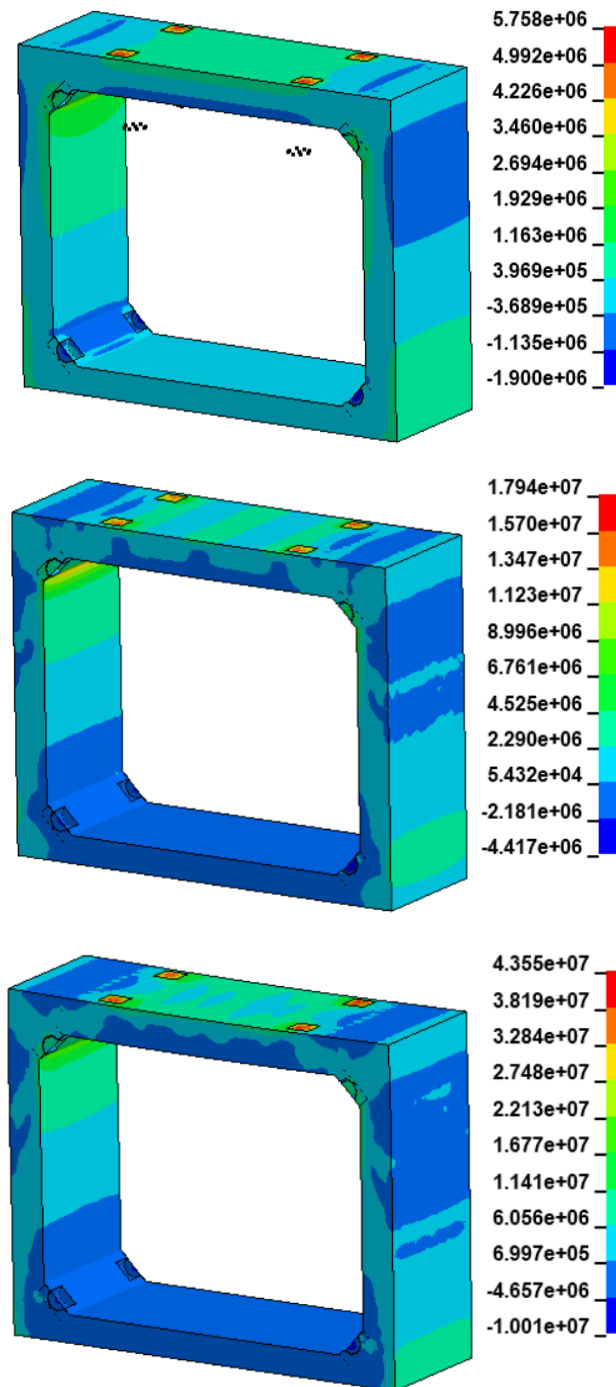


Рисунок 4.12 – Розподіл найменших головних напружень (Па) у бетоні конструктивної системи секції захисної споруди після прикладення гравітаційного навантаження

На рисунку 4.12 можна побачити, що найбільші значення напружень фіксуються у стінках поблизу поверхні та закладних сталевих елементах у верхній частині.

На рисунку 4.13 показана розподіл середніх напружень у бетоні конструктивної системи секції укриття у різні моменти після прикладення навантаження від гідравлічних домкратів.



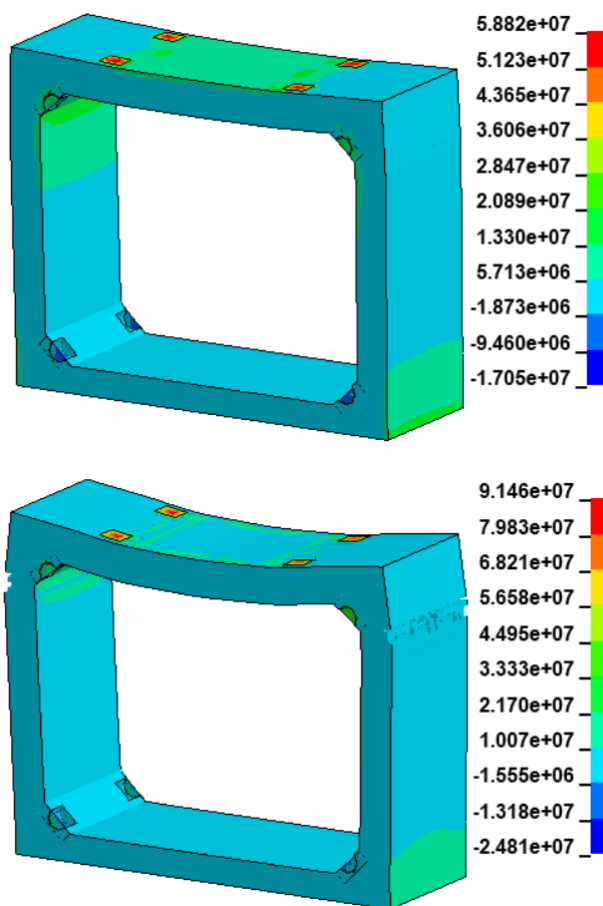
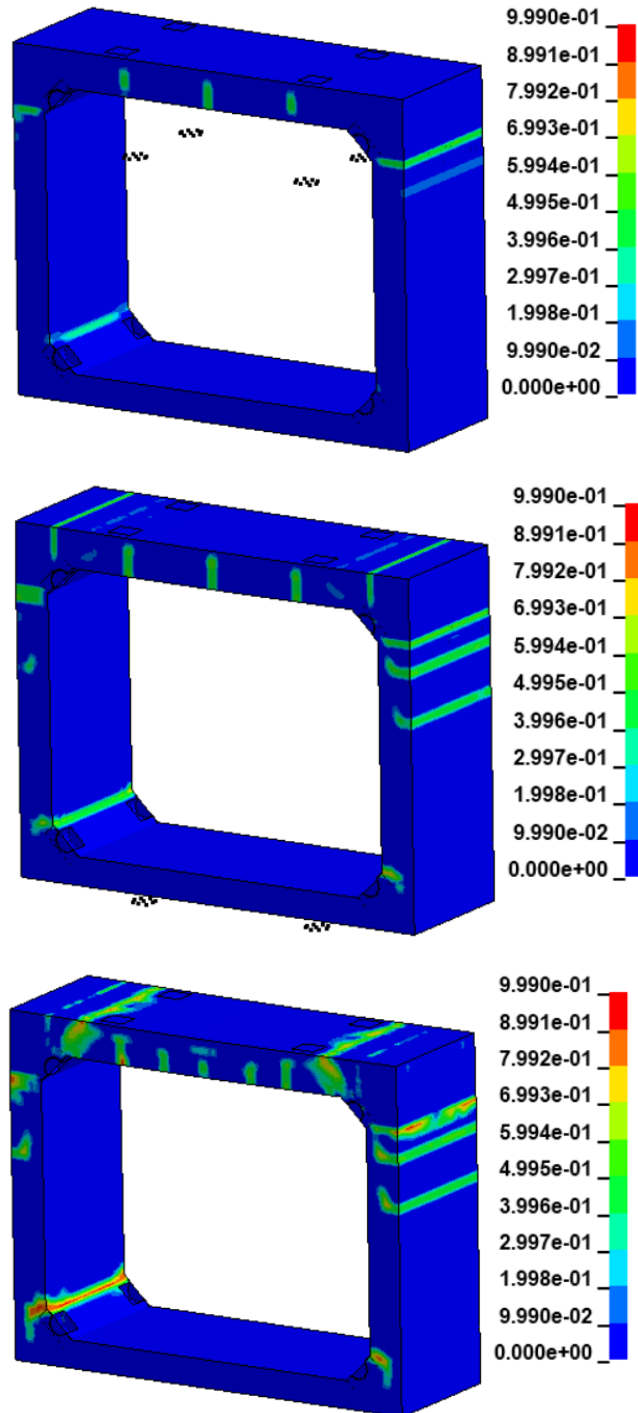


Рисунок 4.13 – Розподіл середніх напружень (Па) у бетоні конструктивної системи секції укриття у різні моменти після прикладення навантаження від гідравлічних домкратів

Для аналізу напружено-деформованого стану також було побудовано розподіл пластичних деформацій у бетоні секції захисної споруди після прикладення тиску від гідравлічних домкратів (рис. 4.14).



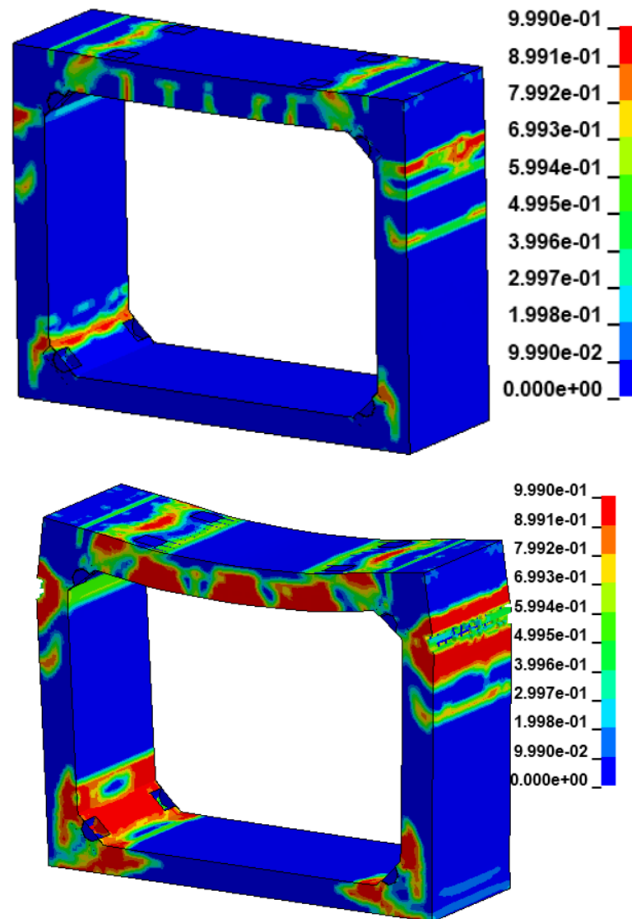
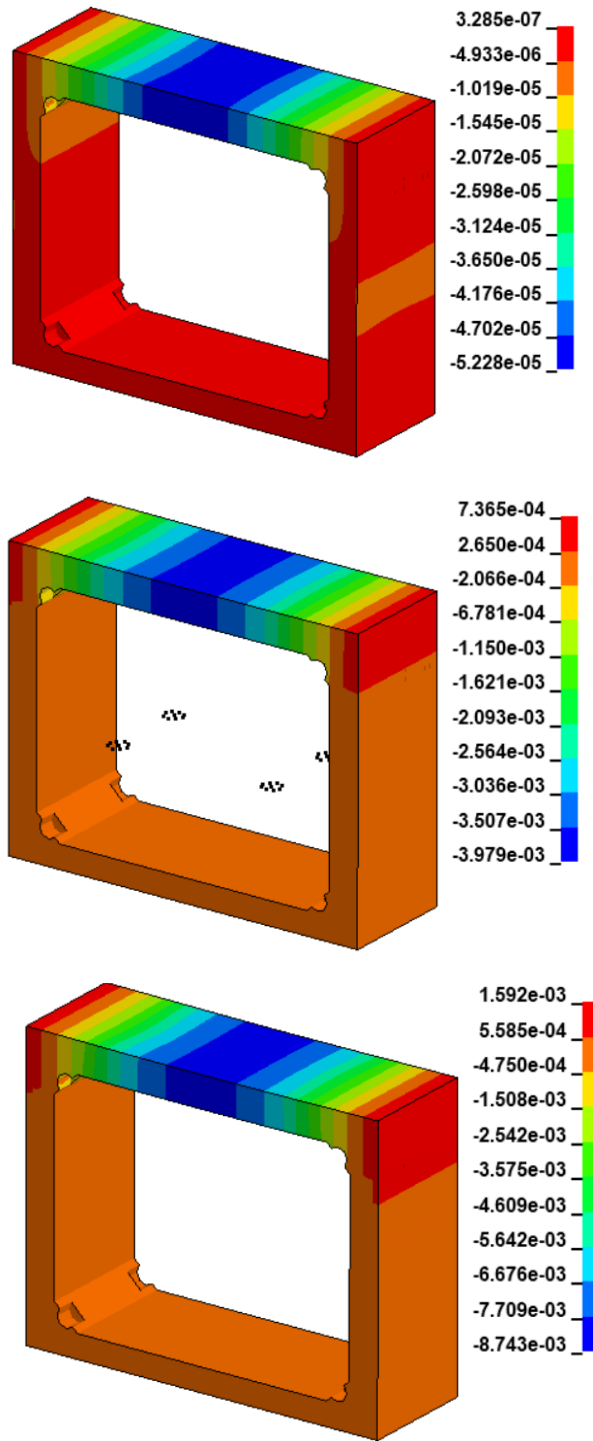


Рисунок 4.14 – Розподіл пластичних відносних деформацій у бетоні конструктивної системи секції укриття у різні моменти після прикладення навантаження від гідравлічних домкратів

Зображення на рис. 4.14 показує, що під впливом прикладеного навантаження від гідравлічних домкратів пластичні деформації у певних місцях поступово збільшуються і це приводить до локальних руйнувань.

На рис. 4.15 показані розподіли значень вертикальних переміщень конструктивної системи секції укриття



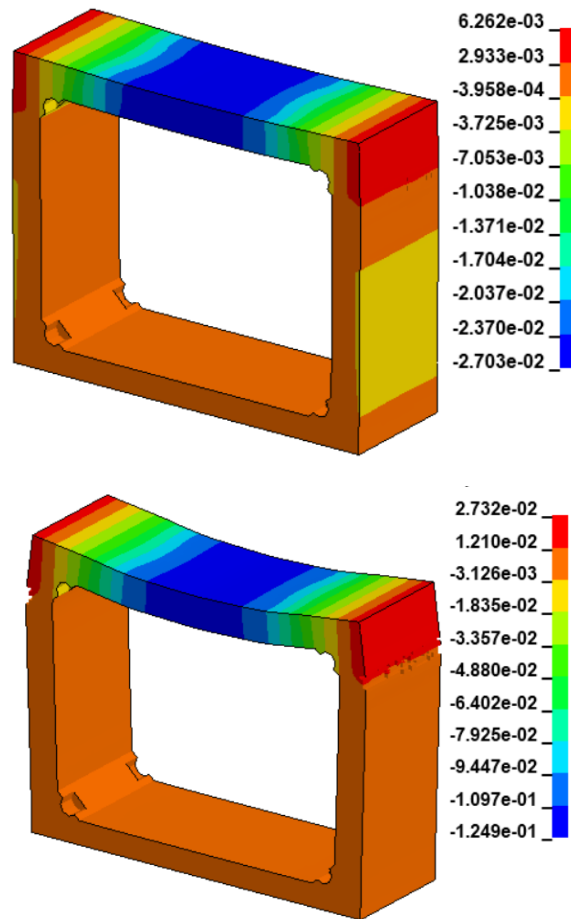


Рисунок 4.15 – Розподіл вертикальних переміщень (м) у бетоні конструктивної системи секції укриття у різні моменти після прикладення навантаження від гідравлічних домкратів

Для більш точного аналізу були побудовані графіки вертикальних переміщень точок конструктивної системи секції укриття, що встановлені відповідно до рис. 3.15.

Побудовані графіки переміщень подані на рисунку 4.16.

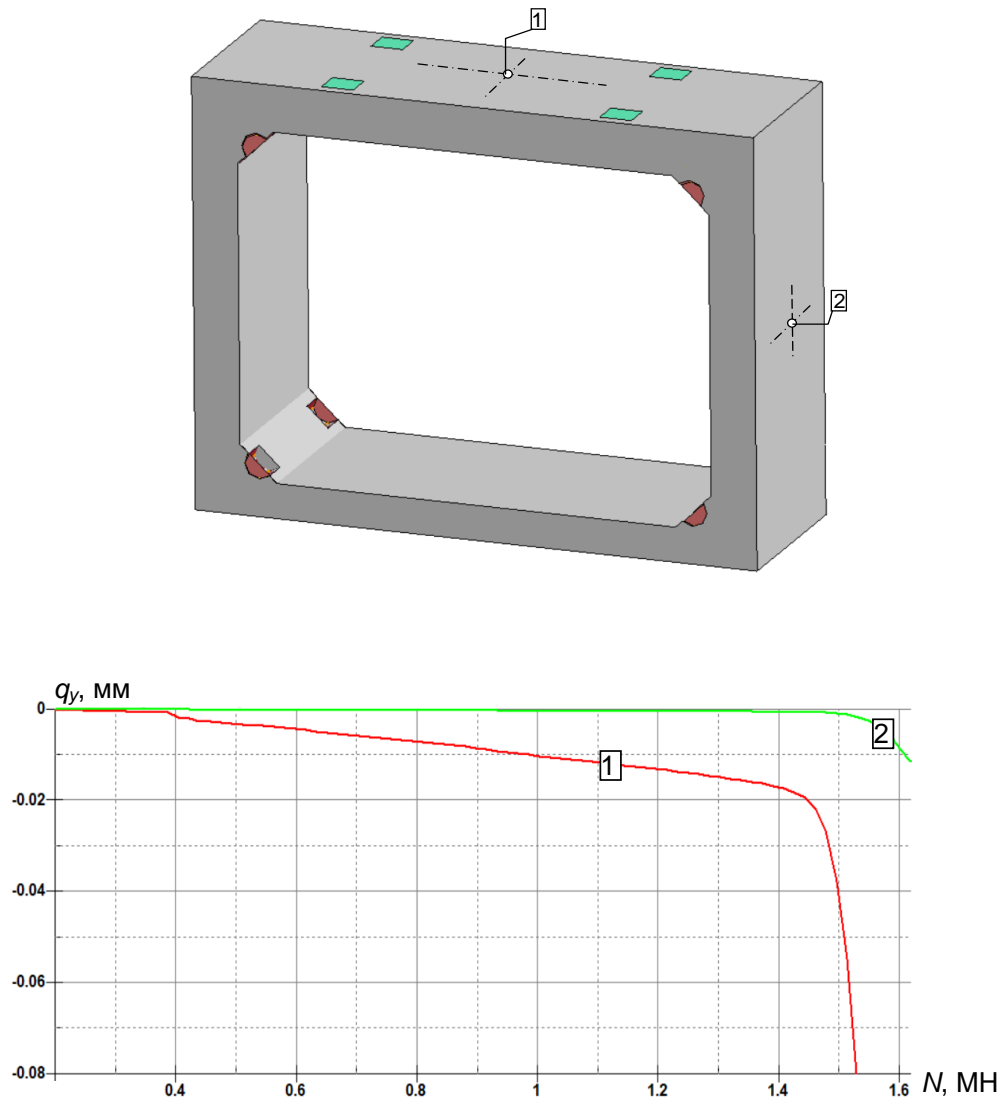


Рисунок 4.16 – Графіки переміщень точок конструктивної системи секції укриття

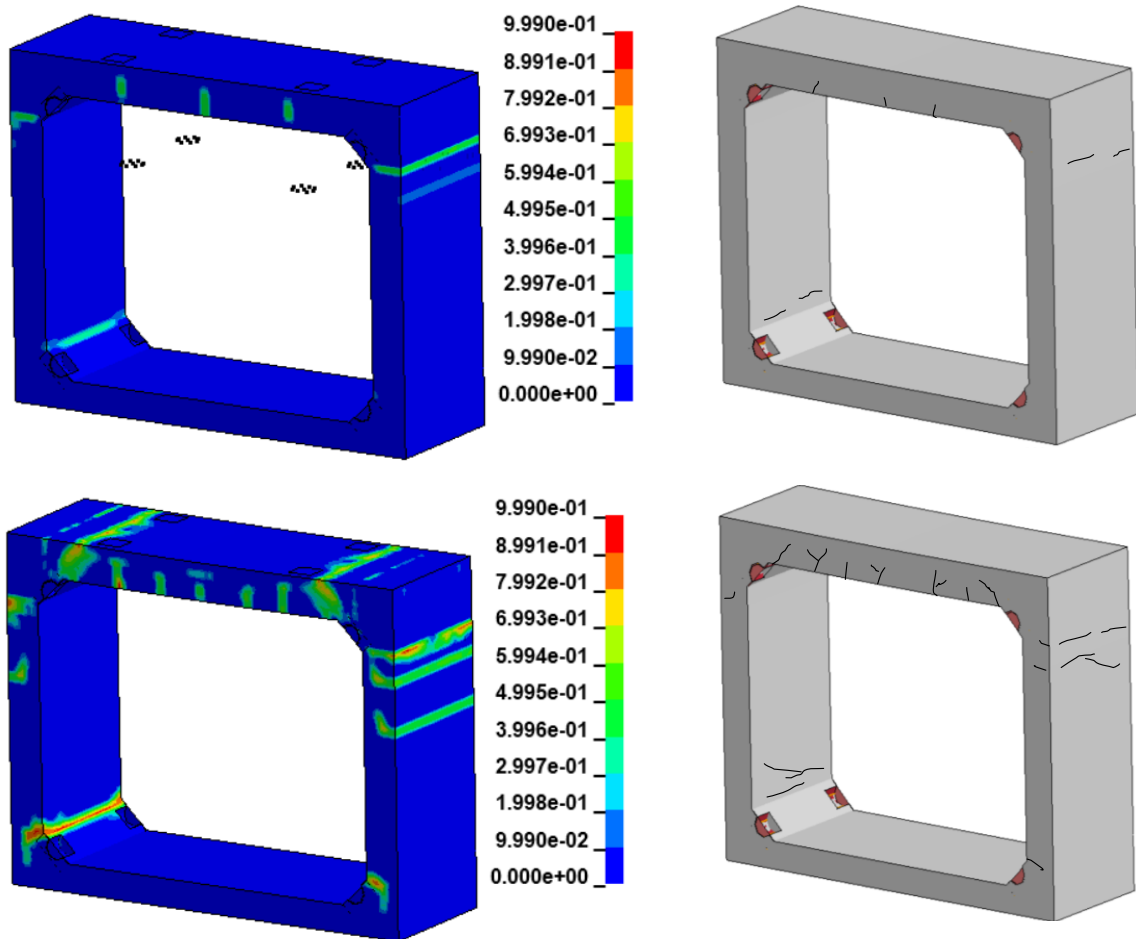
Як можна побачити з графіків, наведених на рисунку 4.16 після повільного нарощування деформацій при поступовому збільшенні навантаження у певний момент спостерігається лавиноподібне збільшення переміщень, що свідчить про настання стану текучості у арматурних стержнях.

Загалом можна припустити, що дані розрахунку якісно збігаються із даними, що отримані експериментально.

З огляду на це можна зазначити, що розрахункові дані відповідають даним, отриманим експериментально.

4.7 Перевірка адекватності математичної моделі

Для перевірки якісної картини відповідності результатів, отриманих у ході числового дослідження поведінки секції укриття в умовах механічного навантаження, було порівняно розподіл пластичних деформацій і тріщин у бетонній основі.



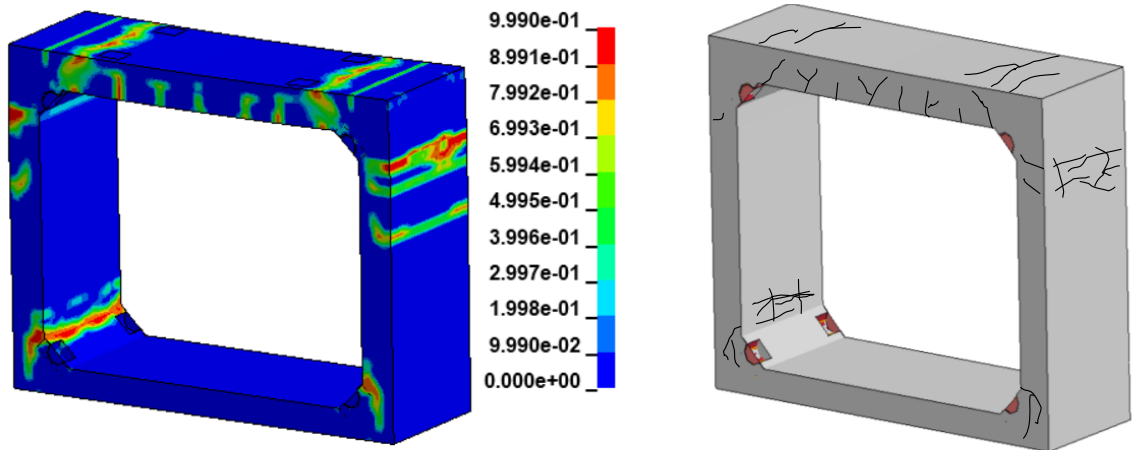


Рисунок 4.17 – Розподіл пластичних відносних деформацій у бетоні конструктивної системи секції укриття у різні моменти після прикладення навантаження від гідравлічних домкратів у порівнянні із наявними тріщинами

Можна побачити, що якісно розподіл пластичних деформацій відповідає картині утворення тріщин в бетоні на різних стадіях навантаження секції укриття під час випробувань.

Отримані дані щодо статистичних показників за порівняльним аналізом розрахункових даних із результатами експериментальних досліджень наведені у табл. 4.4.

Таблиця 4.4

Значення статистичних показників адекватності розрахункових даних

Показник	Абсолютне відхилення, мм	Відносне відхилення, %	Середньоквадратичне відхилення, мм
Максимальний прогин верхньої стінки	5,15	11,4	5,01
Поперечне переміщення серединної точки бокової стінки	3,24	12,8	4,04

Аналізуючи дані, подані у таблиці 4.4 можна побачити, що отримані результати є адекватними, оскільки відносне середнє відхилення дорівнює близько 13 %, що є прийнятним.

Обчислене значення F-критерію порівнюється з табличним значенням [114, 115]. Для рівня значущості 5 % та відповідної кількості ступенів вільності табличне значення F_{q,k_1,k_2} становить 6,39.

Таблиця 4.5

Значення статистичних показників адекватності розрахункових даних

Показник	Табличне значення F-критерію	Розрахункове значення F-критерію
Максимальний прогин верхньої стінки	5%* - 6,39	1,84
Поперечне переміщення серединної точки бокової стінки		2,94

Дані таблиці 4.5 дозволяють зробити висновок, що отримані результати математичного моделювання відповідають експериментальним даним, оскільки обчислені відхилення є несуттєвими, а величина F-критерію менше за табличну величину.

Висновки до розділу 4

1. Для визначення адекватності запропонованих математичних моделей щодо динамічного розрахунку конструкцій укриття на вплив ударної хвилі вибуху було розроблено методика проведення теоретично-розрахункові досліджень. Вона заснована на відтворенні проведених механічних випробувань залізобетонних секцій реальних укриттів в умовах статичного навантаження шляхом застосування явного метода інтегрування загальних рівнянь динаміки сукупно із методом скінчених елементів.

2. Для адекватного відтворення складної поведінки залізобетону в програмному комплексі *LS-DYNA* застосовано модель неперервної поверхні руйнування з обмежувальним куполом *CSCM type No 159* (Continuous Surface Cap Model). Для моделювання арматурних елементів та сталевих закладних деталей обрано модель *PLASTIC KINEMATIC type No 003* з урахуванням швидкості деформації за допомогою рівняння Купера-Сімондса.

3. Реалізовано алгоритм навантаження, який включає попереднє прикладання гравітаційного навантаження із застосуванням процедури динамічної релаксації для гасіння небажаної кінетичної енергії. На другому етапі застосовано поступовий розподілений тиск на сталеві пластини, що імітує роботу гідроциліндрів.

4. Аналіз розподілу пластичних деформацій показав, що під впливом еквівалентного тиску локальні руйнування бетону розвиваються поступово. Якісна картина розподілу пластичних деформацій у комп'ютерній моделі просторово збігається з картиною утворення реальних тріщин, зафіксованих під час натурних випробувань.

5. Графіки вертикальних переміщень підтвердили, що після етапу пружного опору настає момент лавиноподібного збільшення переміщень конструкції. Це свідчить про вичерпання несної здатності та досягнення стану текучості в арматурних стрижнях.

6. Порівняння результатів математичного моделювання з експериментальними даними показало високий рівень збіжності: середнє відносне відхилення становить близько 13 %. Розрахункові значення F-критерію (1,84 для прогину верхньої стінки та 2,94 для бокової) виявилися значно меншими за критичне табличне значення (6,39) при рівні значущості 5 %, що дає підстави для застосування розробленої методики у подальших дослідженнях динамічного впливу вибуху.

РОЗДІЛ 5. РОЗРОБКА МЕТОДИКИ ОЦІНКИ ЗАХИСНОЇ ЗДАТНОСТІ МОДУЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ УКРИТТІВ В УМОВАХ ВПЛИВУ ВИБУХУ ТА ВАРІАНТИ ЇЇ ВПРОВАДЖЕННЯ

Комплексна методика оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів повинна охоплювати весь цикл дослідження: від теоретичного моделювання параметрів вибуху до створення готового інженерного інструменту.

Загальна структура розробленої методики базується на чотирьох основних блоках:

I. Аналітичний блок – для визначення найнебезпечнішого сценарію впливу та розрахунок параметрів фронту ударної хвилі за емпіричною моделлю Kingery-Vulmash (закон подібності Гопкінсона-Кранца);

II. Блок просторового моделювання – для побудови скінченно-елементної моделі системи «споруда-ґрунт» із застосуванням спеціалізованих моделей матеріалів для бетону та арматури;

III. Блок оцінки напружено-деформованого стану – для чисельної реалізації впливу вибуху та аналізу механізмів збереження цілісності конструкції.

IV. Блок інженерного впровадження – для проведення повного факторного експерименту для побудови поліноміальної регресійної моделі, що лягла в основу розробки практичної інженерної номограми та таблиці, які є практичним інструментом для швидкої перевірки та оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів.

Такий підхід дозволяє трансформувати складні нелінійні динамічні розрахунки у зручний алгоритм ескізного проектування, усуваючи необхідність проведення ресурсомістких обчислень для кожної нової конфігурації укриття.»

5.1 Технічний опис та вихідні дані щодо сценарію впливу вибуху на секцію захисного укриття

Для встановлення найбільшого небезпечного сценарію вибуху розглядається один основний варіант розташування епіцентру вибуху.

На рисунку 5.1 наведено схему, за якою розвивається найбільш небезпечний варіант сценарій вибуху - над верхньою стінкою секції захисного укриття.

Тут же показані основні особливості конструктивної системи, яку являє собою досліджувана секція укриття.

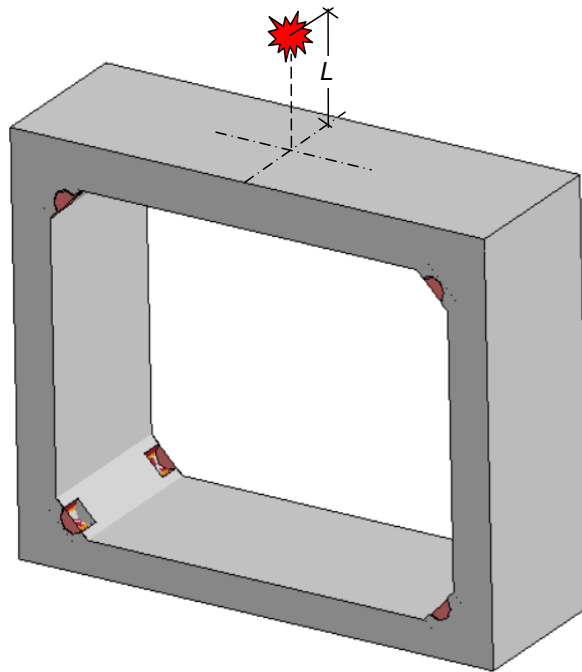


Рисунок 5.1 – Схема найбільш небезпечного сценарію розташування епіцентру вибуху та особливості конструктивної системи секції укриття

Для обґрунтування положення епіцентру вибуху було зважено на такі міркування:

1. Епіцентр вибуху має бути розташований над найбільш небезпечним перерізом огороження, що має положення посередині прольоту верхньою стінкою.

2. Висота епіцентру вибуху визначається через надлишковий тиск ударної хвилі на поверхні плити покриття рівний або більший 100 кПа.

3. Оскільки огорожувальні конструкції укриття піддаються безпосередньому впливу вибуху, то вибух розглядається як прямий повітряний вибух, непідсилений відбитою від ґрунту ударною хвилею.

4. Для визначення надлишкового тиску ударної хвилі за методикою використовується модель Kingery-Bulmash у наближенні Swisdak [67].

Значення максимального тиску при вибуху при прямому впливі ударної хвилі на огороження та ударної хвилі, що відбивається від ґрунту, застосовується формула:

$$P_{so} = \exp \left[\sum_{i=0}^6 A_i \ln(Z)^i \right]. \quad (5.1)$$

Тут A_i – коефіцієнти регресії, які визначаються з таблиці 2.2.

Основою для визначення параметрів фронту ударної хвилі є емпірична модель Kingery-Bulmash, яка базується на розрахунку масштабованої відстані Z (*Scaled Distance*) за законом подібності Гопкінсона-Кранца [123-125]:

$$Z = \frac{L}{\sqrt[3]{m_{TNT}}} \quad (5.2)$$

де L – відстань від центру вибуху до конструкції, м;

m_{TNT} – маса заряду в тротиловому еквіваленті, кг.

Значення максимального надлишкового тиску P_{inc} апроксимується поліномами високого степеня від логарифма масштабованої відстані $\ln(Z)$.

Відстань підбирається варіативним способом, результати застосування якого наведені у таблиці 5.1.

Таблиця 5.1

Значення максимального тиску вибуху на сегменти поверхні верхньої стінки укриття

	Відстань до епіцентру вибуху, L , м	
	9	10
Максимальний надлишковий тиск, ΔP_{exp} , кПа	124.799	99.881
Максимальний надлишковий тиск, ΔP_{exp} , т/м ²	12.48	9.988

Для встановлення певного запасу міцності при вибуху встановлюємо висоту розташування епіцентру вибуху на висоті $L = 9$ м. Враховуючи відповідні міркування щодо точки розташування епіцентру у вертикальному напрямку, було встановлено його положення.

При обґрунтуванні положення епіцентру вибуху було побудовано геометричну схему поверхні до якої прикладається тиск ударної хвилі вибуху, на якій було відмічена знайдена точка, яка відповідає положенню епіцентру вибуху

На рисунку 5.2 наведена розрахункова схема для обчислення навантаження впливу вибуху.

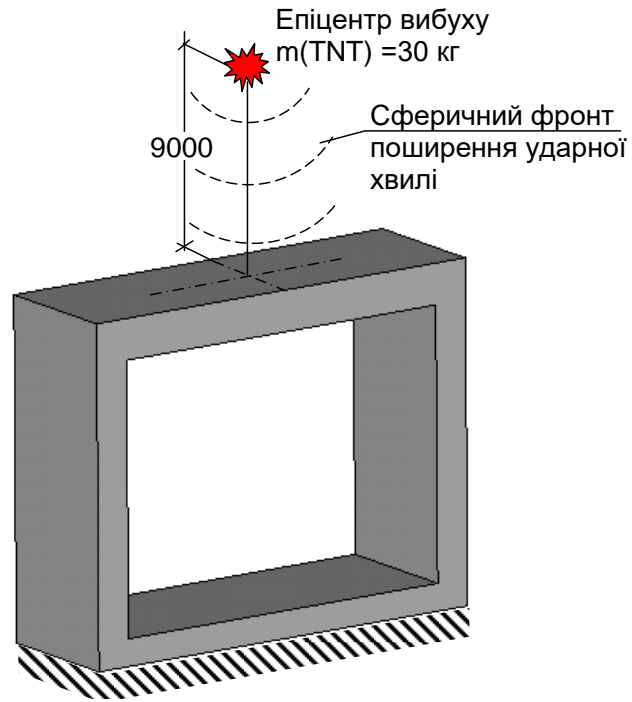


Рисунок 5.2 – Розрахункова схема для обчислення навантаження впливу вибуху

Також було отримано дані з спеціального програмного забезпечення, що є у відкритому доступі на ресурсі [68], що називається Kingery-Bulmash Blast Parameter Calculator. Результати розрахунку наведені на рис. 5.3 у вигляді скріншоту.

Explosive Type:	TNT
Charge Weight (kg):	30
Range (m):	9
Enter a range between 0.21 and 124 meters.	
Calculate Blast Parameters	
TNT Weight for Pressure (kg):	30.00
Incident Pressure (kPa):	124.60

Рисунок 5.3 – Результати розрахунку тиску ударної хвилі за Kingery-Bulmash Blast Parameter Calculator [68]

Видно, що дані на рисунку 5.3 збігаються із даними табл. 5.1 із похибкою 1,5%, тож положення епіцентру вибуху, що наведене на рисунку 5.2 є достатньо обґрунтованим і його можна використати для розрахунку.

5.2 Комп'ютерне моделювання ударної хвилі вибуху на секцію захисної споруди

Використовуючи положення, гіпотези та припущення для створення математичної моделі секції захисного укриття, була побудована геометрична схема моделі та виділені сегменти, на які прикладається ударна хвиля. При цьому враховано, що ударна хвиля обтікає бокові стінки секції, послабляючись тільки через залежність тиску ударної хвилі від відстані до сегменту з врахуванням кута поширення ударної хвилі до нього. Тобто поверхні верхня та бокові стінки секції укриття, розташовані найближче до епіцентру вибуху є сегментами, на які прикладається вплив вибуху. Також вплив вибуху прикладається на сегменти, що належать до всіх зовнішніх конструкцій секції укриття найближчих до епіцентру вибуху.

На рис. 5.4 наведене зображення сегментів, до яких прикладається тиск вибуху та положення епіцентру вибуху.

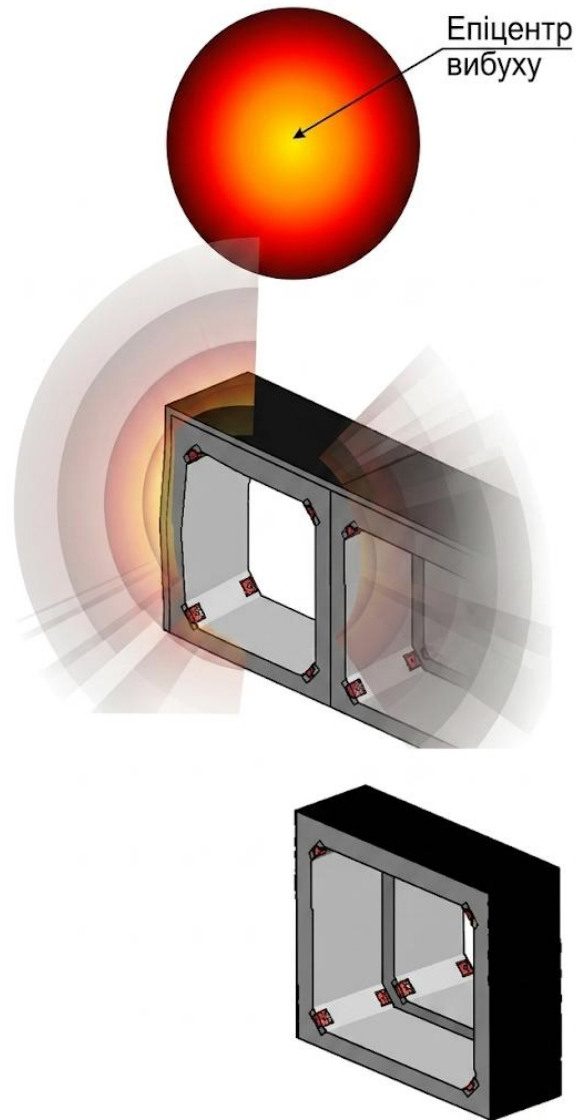


Рисунок 5.4 – Схема розташування сегментів секції укриття, які піддаються впливу вибуху

Після проведення розрахунків було отримано результати, які дозволяють дослідити динамічні навантаження впливу вибуху. Було досліджено вплив вибуху за сценарієм, поданим на рисунках 5.1 - 5.3 із максимально небезпечним сполученням параметрів вибуху із тротилевим еквівалентом заряду $m(\text{TNT}) = 30$ кг, та мінімальною дистанцією від епіцентру вибуху до поверхні огороження укриття $L = 9$ м.

При цьому максимальний тиск у перпендикулярному напрямку до сегментів має складати 124.6 кПа за попередніми розрахунками.

За умов даної розрахункової схеми було отримано розподіл надлишкового тиску по сегментам поверхонь, які піддаються впливу вибуху. Отримані розподіли наведені на рисунку 5.5.

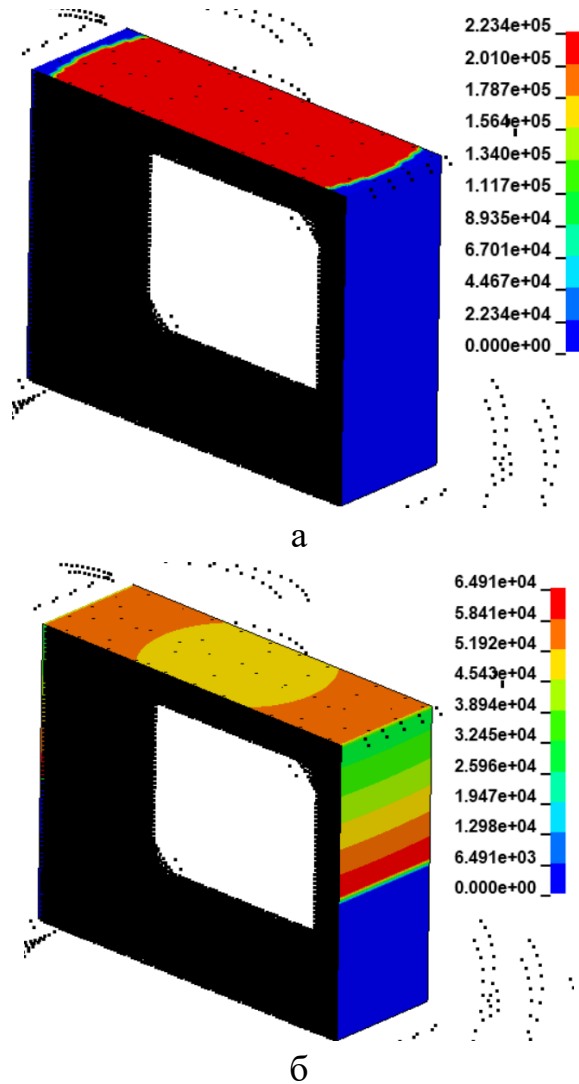


Рисунок 5.5 – Розподіли надлишкового тиску по сегментам поверхонь секції укриття, які піддаються впливу вибуху зверху:

а – 12 мс; б – 15 мс

Було досліджено надлишковий тиск вибуху визначений у сегменті поверхні секції укриття, розташованим навпроти епіцентру вибуху. На рисунку 5.6 наведений графік зміни тиску вибуху для визначеної відстані від серединної точки верхньої стінки секції укриття до епіцентру вибуху.

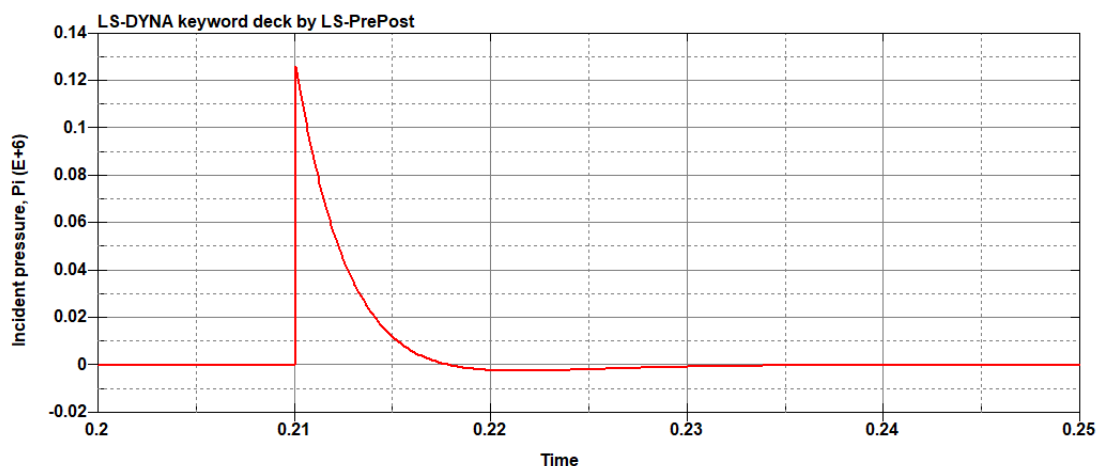


Рисунок 5.6 – Максимальний надлишковий тиск на верхній стінці секції укриття при встановлених параметрах вибуху: $m(\text{TNT}) = 30$ кг; $L = 9$ м; максимальний тиск на графіку $P_{\text{inc}} = 126$ кПа ($0.126 \cdot 10^6$ Па)

Аналізуючи дані на рисунку 5.6 було визначено, що надлишковий тиск, що прикладається до поверхонь укриття згідно із встановленими сценаріями відповідає встановленому значенню. Тобто даний тиск було розраховано і прикладено до сегментів правильно.

5.2.1 Комплекс початкових даних щодо розрахунку конструктивної системи секції захисного укриття

Для розрахунку поведінки конструктивної системи секції укриття використовуються математичні моделі та положення, що описані у другому та четвертому розділах.

На рисунку 5.7 наведено загальну розрахункову схему конструктивної системи секції захисного укриття.

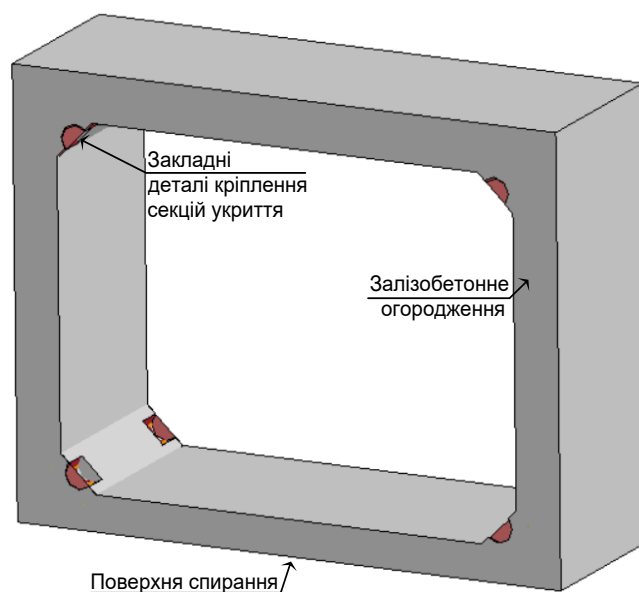


Рисунок 5.7 – Загальна розрахункова схема конструктивної системи секції захисного укриття

На розрахунковій схемі, що наведена на рисунку 5.7 показані основні компоненти математичної моделі. Окремі компоненти-частини секції захисного укриття, показані на схемі на рисунку 5.7, мають різний колір, щоб можна було відокремити їх одне від одного.

Також як окремі компоненти моделі розглядаються система армування залізобетонного монолітного блоку. Технічні дані, які необхідні для моделі матеріалу бетону наведені в таблиці 5.2. У даній таблиці зазначені основні характеристики для моделі матеріалу бетону CSCM type No 159, інші параметри, описані в п. 4.1 приймаються за умовчанням.

Таблиця 5.2

Параметри моделі бетону CSCM type No 159

Параметр	Одиниці вимірювання	Величина
Густина	кг/м ³	2500
Границя міцності	МПа	40
Врахування швидкості деформації		Враховується
Розмір крупного заповнювача	м	0.02

Технічні дані, які необхідні для моделі матеріалу арматурної сталі наведені в табл. 5.3. У даній таблиці зазначені основні характеристики для моделі матеріалу арматурної сталі та анкерування *PLASTIC KINEMATIC MAT type No 003*, інші параметри, описані в п. 4.1 приймаються за умовчанням.

Таблиця 5.3

Параметри моделі KINEMATIC MAT type No 003

Сталевий елемент	Коеф. Пуассона	Модуль пр., ГПа	Межа текуч., МПа	Густина, кг/м ³	Гранична деформація	Швидкість деформації
Анкерув.	0.3	210	345	7850	0.15	Враховується
Стержні			500			
Закладні деталі	0.3	210	345			

На рис. 5.8 показана схема елементів секції укриття й відповідних їм моделей матеріалів.

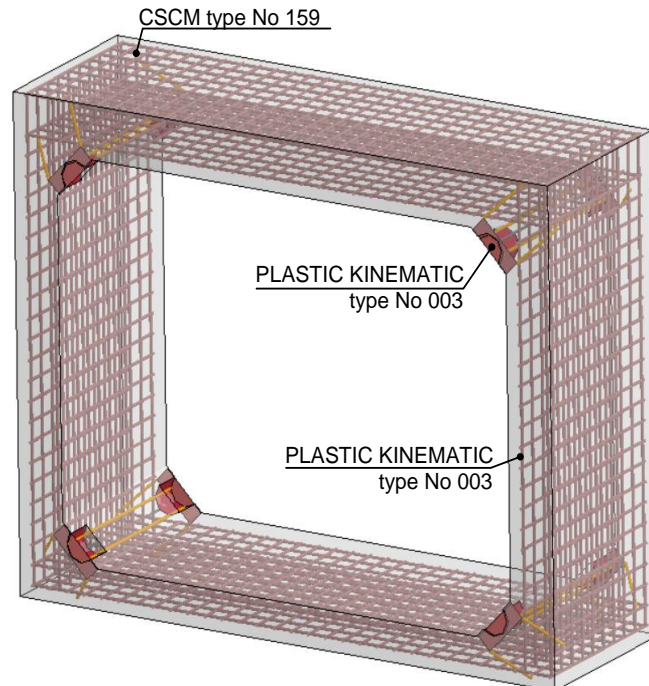


Рисунок 5.8 – Розрахункова схема матеріалів основних компонентів секції захисного укриття

Скінченно-елементна схема конструктивної системи секції укриття наведена на рисунку 5.9. На даній схемі відображена скінченно-елементна дискретизація всіх компонентів-частин математичної моделі укриття.

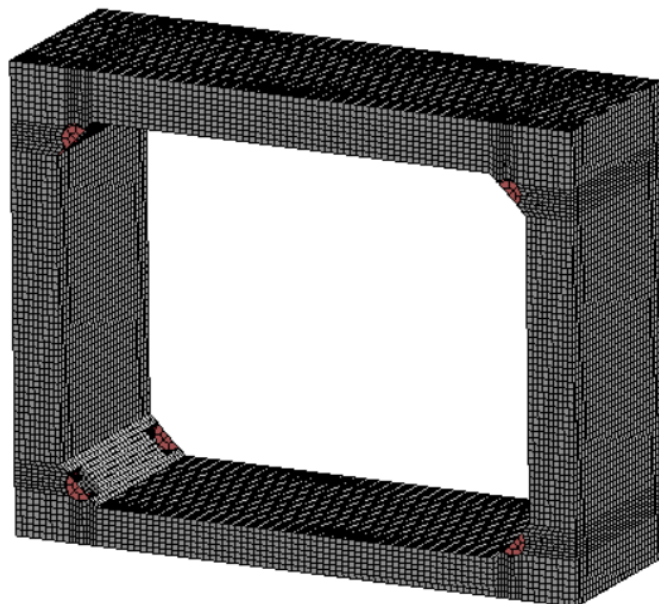


Рисунок 5.9 – Скінченно-елементна схема компонентів конструктивної системи секції укриття

Як можна побачити на скінченно-елементній схемі, поданій на рисунку 5.9 сітка СЕ секції захисного укриття має різне розрідження: щільність СЕ елементів секції укриття набагато більше за інші компоненти. Інформація стосовно СЕ наведена у таблиці 5.4.

Таблиця 5.4

Параметри кінцево-елементної сітки фрагменту будівлі із захисним укриттям

Частина моделі	Кількість
Елементи типу SOLID	81480
Елементи типу BEAM	960
Елементи типу SHELL	112
Загальна кількість кінцевих елементів:	82552

5.3 Реалізація розробленої методики оцінки захисної здатності

Після проведення розрахунків було отримано результати, які дозволяють дослідити механізми руйнування або втрати цілісності конструктивної системи секції укриття і встановити взаємозв'язок даних аспектів із забезпеченням виконання його захисних функцій в умовах впливу вибуху.

Для вивчення механізмів руйнування або втрати цілісності було досліджено вплив вибуху за сценарієм, поданими на рисунках 5.1 – 5.3 із максимально небезпечним сполученням параметрів вибуху із тротилівим еквівалентом заряду $m(\text{TNT}) = 30$ кг, та мінімальною дистанцією від епіцентру вибуху до поверхні огороження укриття $L = 9$ м. За таких умов максимальний тиск на поверхню огороження захисного укриття та поверхню ґрунту складає 126.4 кПа.

Як описано вище, навантаження системи відбувалося за такою схемою. На початку прикладалося гравітаційне навантаження, а потім прикладалося навантаження від впливу вибуху.

На рисунку 5.10 показано розподіл третього головного напруження у бетонних елементах системи, на якій можна прослідкувати виникнення напружень при прикладенні гравітаційного навантаження бетонної основи.

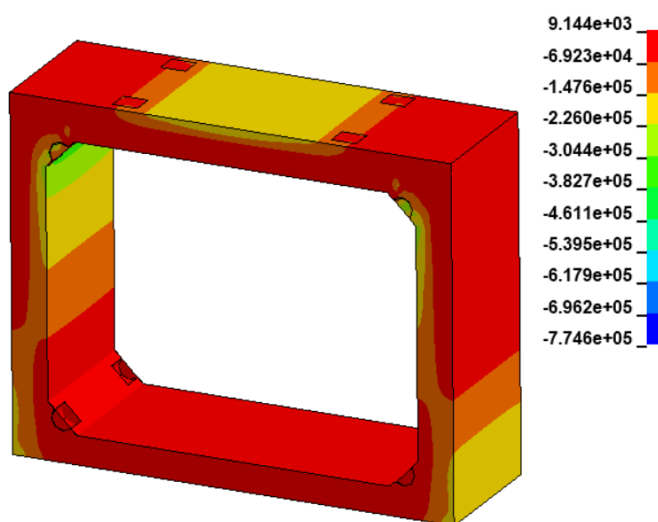


Рисунок 5.10 – Розподіл третіх головних напружень у бетонних елементах системи (Па) після прикладання гравітаційного навантаження

На рисунку 5.11 показано розподіл перших головних напружень у бетонних елементах секції укриття за рахунок прикладеного гравітаційного навантаження перед прикладенням навантаження від вибухової хвилі.

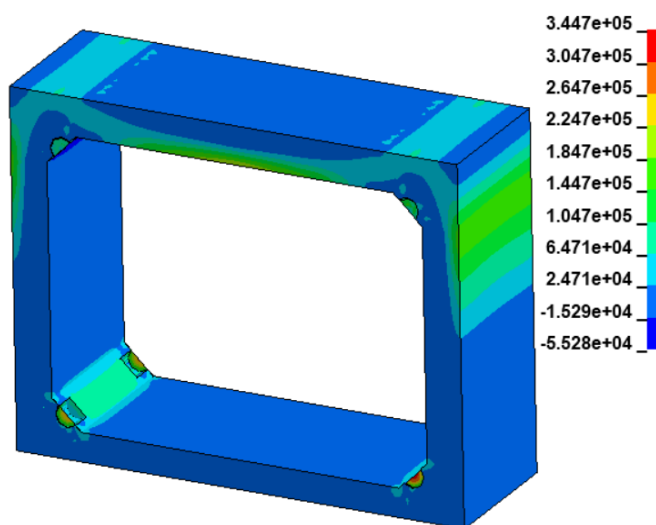


Рисунок 5.11 – Розподіл перших головних напружень у бетонних елементах секції укриття (Па) після прикладання гравітаційного навантаження

На рисунках 5.10 і 5.11 можна побачити, що за рахунок прикладання попередніх навантажень в елементах системи ініціюється напружено-деформований стан і до системи може бути прикладене навантаження від вибухової хвилі.

Для аналізу напружено-деформованого стану було побудовано картину розподілу максимальних головних напружень після прикладення тиску від вибухової хвилі до поверхні конструктивної системи секції укриття для сценарію, коли епіцентр вибуху розташований посередині над верхньою стінкою секції укриття. Побудована картина показана на рисунку 5.12.

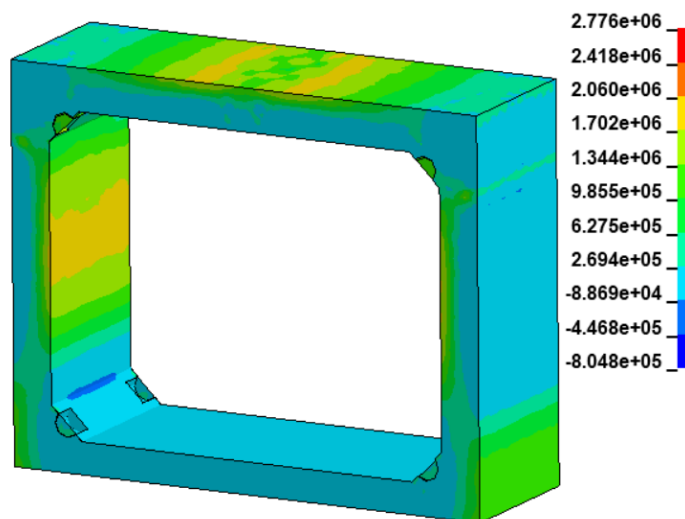


Рисунок 5.12. Розподіл максимальних головних напружень після прикладення тиску від вибухової хвилі ($m(\text{TNT}) = 30$ кг, $L = 9$ м, $P_{\max} = 126.4$ МПа) до поверхні конструктивної системи секції укриття для сценарію, коли епіцентр вибуху розташований по центру над верхньою стінкою

Зображення на рисунку 5.12 показує, що під впливом вибуху залізобетонні компоненти конструктивної системи секції укриття не зруйнувалися. Відсутність руйнувань дозволяє припустити, що вони не відбулися під впливом тиску ударної хвилі вибуху, спровокованої вибухом, що спричинила нерівномірний рух залізобетонних елементів.

Характер деформування укриття значною мірою зумовлений відсутністю жорсткого анкерування в ґрунт. Під час дії імпульсу ударної хвилі конструкція отримує значну кінетичну енергію, яка не акумулюється у вигляді енергії пружно-пластичних деформацій (що призвело б до руйнування вузлів), а трансформується в роботу сил сухого тертя (за законом Кулона) під час макроскопічного зсуву модуля по ґрунтовій основі. Такий механізм ковзання діє як природний демпфер, що зрізає пікові динамічні напруження в залізобетонному каркасі.

Також для аналізу напружено-деформованого стану було побудовано картину розподілення мінімальних головних напружень після прикладення

тиску від вибухової хвилі до поверхні конструкцій укриття для сценарію, коли епіцентр вибуху розташований над верхньою горизонтальною поверхнею секції укриття посередині. Побудована картина показана на рисунку 5.13.

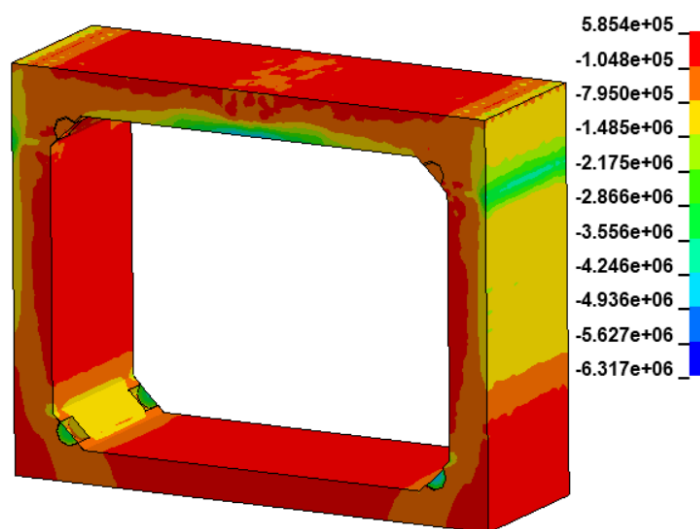


Рисунок 5.13 – Розподіл мінімальних головних напружень у бетонній основі конструктивної системи секції перекриття після прикладення тиску від вибухової хвилі ($m(\text{TNT}) = 30$ кг, $L = 9$ м, $p_{\max} = 126.4$ МПа), коли епіцентр вибуху розташований над верхньою горизонтальною поверхнею укриття посередині

Зображення на рисунку 5.13 показує, що під впливом вибуху, як можна зазначити, не призводить до руйнування самих бетонної основи. Характер руйнування укриття зумовлений тим, що укриття вільно опирається на ґрунт. Кінетична енергія, надана елементам системи, витрачається не на їх деструкцію, а на надання їм імпульсу, що призводить до їх руху.

З огляду на те, що надлишковий тиск $p_{\max} = 126.4$ кПа більший за встановлений граничний надлишковий тиск $p_{\max} = 100$ кПа (0.3 МПа) можна зробити висновок, що захисні укриття із секціями такої конструкції витримують даний надлишковий тиск без руйнування або перекидання його залізобетонних модулів, а це значить, що дане укриття за своїми захисними

функціями з огляду на зберігання міцності, цілісності та відсутність перекидання або інших суттєвих переміщень відповідає встановленим вимогам.

Для аналізу напружено-деформованого стану було побудовано картину розподілення пластичних деформацій після прикладення тиску від вибухової хвилі до поверхні конструктивної системи секції укриття для сценарію, коли епіцентр вибуху розташований посередині над верхньою стінкою укриття. Побудована картина показана на рисунку 5.14.

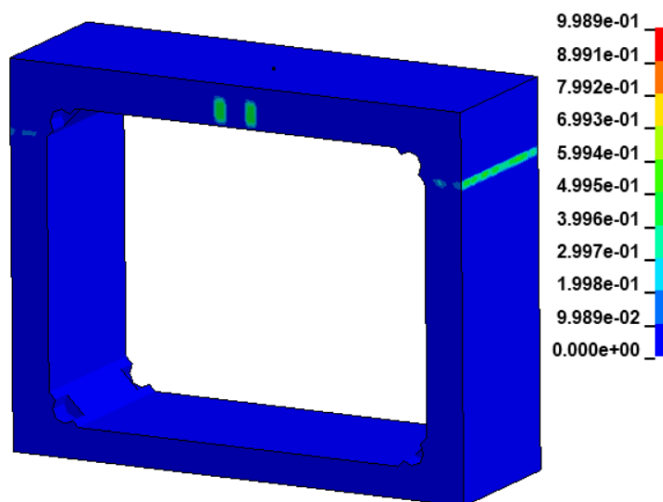


Рисунок 5.14 – Розподіл пластичних деформацій після прикладення тиску від вибухової хвилі ($m(\text{TNT}) = 30 \text{ кг}$, $l = 9 \text{ м}$) до поверхні конструктивної системи секції укриття посередині над верхньою стінкою

Для більш точного аналізу було побудовано графік вертикальних переміщень серединної точки конструктивної системи секції укриття, що встановлена відповідно до рисунку 5.15.

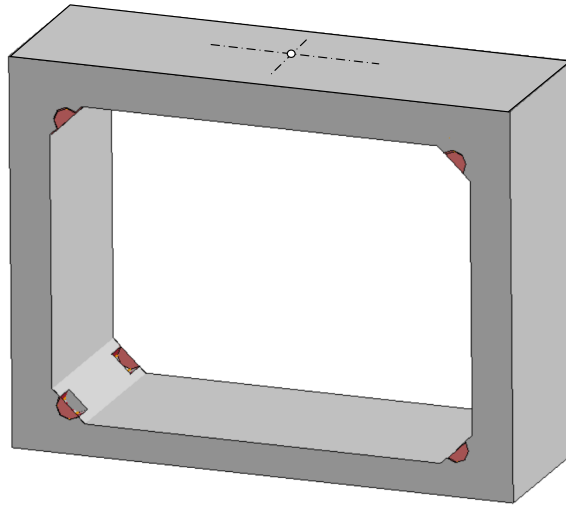


Рисунок 5.15 – Схема конструктивної системи секції укриття

Побудований графік переміщення поданий на рисунку 5.16.

Як можна побачити з графіків, наведених на рисунку 5.16 лавиноподібного збільшення переміщень у найбільш небезпечному перерізі конструктивної системи секції укриття не спостерігається. Спостерігається різке збільшення переміщення, проте потім воно стабілізується у коливальному процесі. Тож руйнування секції укриття не спостерігається.

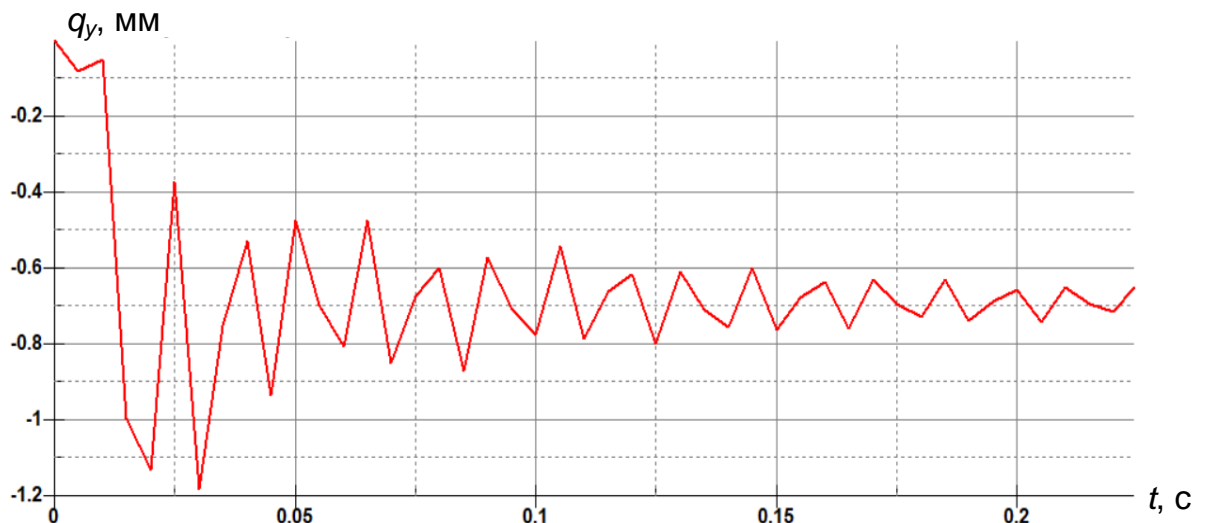


Рисунок 5.16 – Графік переміщення точки посередині верхньої стінки конструктивної системи секції укриття

5.4 Керуючий алгоритм реалізації та впровадження методики оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів за допомогою інженерної номограми

Враховуючи достатньо велику кількість різних проектних модульних наземних укриттів нами запропоновано спрощений підхід на основі спеціальних номограм, за якими можна встановити проектні розміри для відповідності до певного класу укриття.

Для обґрунтування номограмного методу конструювання модульних захисних укриттів з врахуванням вимог щодо захисної здатності при заданому тиску є ефективним застосування регресійної моделі. Дана модель може бути побудована за допомогою числового повного факторного експерименту.

З метою одержання регресійної моделі було прийнято план числового повнофакторного експерименту при варіюванні найбільш значущих та незалежних факторів, які впливають на умови руйнування секції укриття трубчастої прямокутної форми.

Враховуючи отримані результати проведених досліджень, інформація про які викладено вище у попередніх розділах дійсної роботи, запропоновано у якості даних незалежних факторів використовувати ширину секції модульного укриття та товщину її верхньої стінки. Основним параметром для регулювання є мінімальний тиск, при якому відбувається руйнування секції мобільного укриття.

Згідно із прийнятим нами припущенням мінімальний тиск, при якому відбувається руйнування секції укриття виражаються через визначені параметри лінійною поліноміальною залежністю даного типу:

$$j = m_0 + m_1 p_1 + m_2 p_2 + m_3 p_1 p_2, \quad (5.3)$$

де p_1, p_2 – фактори, які відповідають найбільш значущим параметрам: товщині верхньої стінки секції модульного укриття та її ширині. Даний тип

регресії вибраний за результатами досліджень, наведених у роботах [126-128].

У такому разі, для встановлення регресійної залежності даного типу застосовується матриця плану експерименту, яка має вигляд таблиця 5.5.

Таблиця 5.5

План повного факторного експерименту

№	p_1	p_2	p_1p_2
1	+	+	+
2	+	-	-
3	-	+	-
4	-	-	+

У таблиці 5.6 наведені діапазони факторів для пошуку параметрів регресійної залежності.

Таблиця 5.6

Інтервали варіювання факторів у повному факторному експерименті

Товщина верхньої стінки секції, z , мм			Ширина секції, L , мм		
Найменше значення, z_{-1}	Середнє значення, z_0	Найбільше значення, z_1	Найменше значення, L_{-1}	Середнє значення, L_0	Найбільше значення, L_1
150	250	350	2000	4000	6000

Для отримання опорних даних для реалізації повного факторного експерименту були прийняті найбільш поширені конструктивні характеристики матеріалів залізобетонної секції укріття, що наведені у таблицях 5.7 та 5.8.

Таблиця 5.7

Механічні характеристики бетону

Параметр	Одиниці вимірювання	Величина
Густина	кг/м ³	2500
Границя міцності	МПа	25
Розмір крупного заповнювача	м	0.02

Таблиця 5.8

Механічні характеристики арматурної сталі

Сталевий елемент	Коеф. Пуассона	Модуль пружності, ГПа	Межа текучості, МПа	Густина, кг/м ³	Гранична деформація
Стержні	0.3	210	500	7850	0.15

Варіюючи відповідні параметри за матрицею плану за таблицею 5.5 та використовуючи параметри діапазонів варіювання факторів, наведених у таблиці 5.6 було одержано результати шляхом проведення повного факторного експерименту, які наведені у таблиці 5.9.

Таблиця 5.9

Мінімальний тиск ударної хвилі вибуху при руйнуванні секції укриття за результатами повного факторного експерименту

Експериментальна ситуація	1	2	3	4
Мінімальний тиск ударної хвилі вибуху при руйнуванні секції укриття, P_{exp} , кПа	462	864	41	178

При використанні результатів повного факторного експерименту, наведених у таблиці 5.9 було обчислено відповідні коефіцієнти регресійної залежності (5.4) за формулами:

$$m_0 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N j_i ; m_1 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N p_1 j_i ; m_2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N p_2 j_i ; m_3 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N p_1 p_2 j_i . \quad (5.4)$$

де $N = 4$ – число експериментів згідно із планом повного факторного експерименту (див. табл. 5.1);

p_i – величини відповідних факторів відповідно до плану повного факторного експерименту та інтервалами їхнього варіювання (див. табл. 5.5 та табл. 5.6);

j_i – тиск ударної хвилі за даними проведених числових експериментів за табл. 5.9.

При застосуванні формул (5.3), були обчислені коефіцієнти регресії, які зведені до табл. 5.10.

Таблиця 5.10

Коефіцієнти регресії для визначення тиску ударної хвилі за конструктивними параметрами секцій модульних укриттів

Коефіцієнти регресії	m_0 ,	m_1 ,	m_2 ,	m_3 ,
Кодовані значення	386.25	276.75	-134.75	-66.25
Реальні величини	-1115.75	9.945	0.14	-0.001

За отриманою регресією було побудовано номограму, що дозволяє підбирати конструктивні параметри для забезпечення відповідних захисних функцій модульних наземних укриттів.

На рисунку 5.17 показана побудована номограма, за якою можна підбирати конструктивні параметри секцій модульних укриттів.

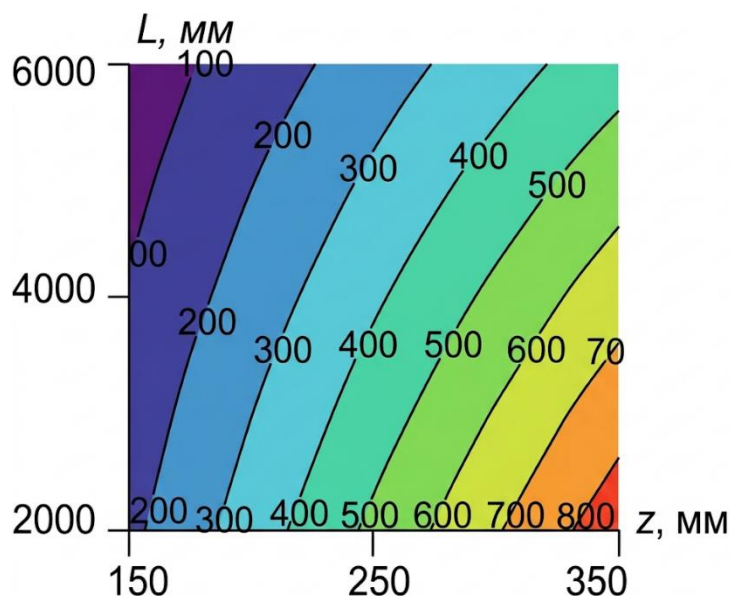


Рисунок. 5.17 – Номограма для підбору конструктивних параметрів секцій модульних укриттів для забезпечення захисних функцій в умовах впливу вибуху із відповідним надмірним тиском ударної хвилі
Джерело: власна розробка автора

На рисунку 5.17 представлено інженерну номограму, яка є графічною інтерпретацією отриманої поліноміальної поверхні відгуку $P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001zL$. Номограма відображає взаємозв'язок між шириною прольоту секції L (вісь абсцис), товщиною верхньої стінки z (вісь ординат) та граничним надлишковим тиском руйнування P_{lim} , який представлений у вигляді сімейства ізоліній (ізобар).

За фіксованої ширини прольоту L , збільшення товщини плити z призводить до лінійного зростання несучої здатності конструкції (що відображається перетином ізобар у бік зростання тиску). Це підтверджується домінуючим додатним коефіцієнтом (+9,945) при факторі z .

Наявність від'ємного коефіцієнта міжфакторної взаємодії ($-0,001zL$) свідчить про те, що при великих прольотах (наближених до 6000 мм) просте нарощування товщини покриття стає менш ефективним. Збільшення власної маси масивної плити на великому прольоті змінює її динамічні

характеристики (період власних коливань) та призводить до збільшення інерційних сил, що графічно виражається у зміні кривизни ізоліній на номограмі у зоні максимальних значень факторів.

Алгоритм практичного застосування номограми при ескізному проектуванні захисних споруд цивільного захисту:

Запропонована номограма є готовим інструментом для проектувальників захисних споруд цивільного захисту і використовується за таким алгоритмом:

Крок 1. Згідно з нормативними вимогами (ДБН В.2.2.5-2023) визначається необхідний клас захисту укриття, що передбачає мінімальний надлишковий тиск у фронті ударної хвилі (наприклад, 100 кПа). Відповідно, на номограмі обирається цільова ізолінія (або зона між ізолініями), що відповідає ≥ 100 кПа.

Крок 2. Виходячи з архітектурно-планувальних вимог до місткості укриття, по осі абсцис фіксується необхідна ширина прольоту секції (наприклад, $L = 4000$ мм).

Крок 3. Від точки L на осі абсцис проводиться перпендикуляр до перетину з необхідною ізолінією тиску. Проекція цієї точки перетину на вісь ординат вказує мінімально необхідну товщину верхньої стінки z (у мм).

Крок 4. Отримане конструктивне значення z округлюється в більшу сторону до уніфікованих розмірів опалубки з урахуванням коефіцієнта запасу міцності (зазвичай 1,1-1,2).

Таким чином, номограма усуває необхідність проведення складних та ресурсомістких нелінійних розрахунків для кожного нового типу захисного укриття, перетворюючи результати фундаментальних числових досліджень у зручний нормативний інструмент.

Для забезпечення інженерів-проектувальників практичним і надійним інструментом перевірки та підбору параметрів швидкоспоруджуваних

модульних укриттів (типу ЛШСС-1), нижче наведено уніфіковану таблицю 5.11.

Таблиця інтегрує класифікацію захисних споруд згідно з чинною нормативною базою України (ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту»), граничні значення надлишкового тиску ударної хвилі (ΔP_f) та геометричні параметри залізобетонних ланок, отримані на основі верифікованої математичної моделі $P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001zL$.

Таблиця 5.11

Таблиця підбору та перевірки конструктивних розмірів конструкцій залізобетонних модульних укриттів

Клас сховища (за ДБН В.2.2-5:2023)	Надлишковий тиск повітряної ударної хвилі, ΔP_{ex} , кПа	Ширина внутрішнього прольоту, L, мм	Мінімальна товщина покриття, z, мм	Оптимальний крок розрахункових сіток, мм	Рекомендований конструктивний захід
Класи А-IV та найпростіші споруди	100	2000	150	150 × 150	Конструктивний мінімум товщини плити для забезпечення анкерування шпильок
		4000	150	100 × 100	Потрібне обов'язкове влаштування кутових вутів 150×150 мм під кутом 45°
		6000	180	100 × 100	Посилення поперечного армування шпильками у шаховому порядку для запобігання відколів
Клас А-III	200	2000	150	100 × 100	Забезпечується висока жорсткість за рахунок малого прольоту рами
		4000	200	100 × 100	Оптимальне співвідношення матеріаломісткості та динамічної міцності
		6000	250	100 × 100	Обов'язкове використання симетричного подвійного армування (клас сталі не нижче А500С)
Клас А-II	300	2000	200	100 × 100	Підвищений захист торцевих зон за допомогою інтегрованих сталевих рам-демпферів
		4000	260	100 × 100	Збільшення товщини захисного шару бетону до робочої арматури не менше ніж 35 мм
		6000	320	100 × 100	Граничний габарит для транспортування. Потрібне застосування високоміцного бетону класу \geq С32/40

Джерело: власна розробка автора

Ключові інженерні вимоги при користуванні таблицею:

1. Конструктивний мінімум: навіть якщо за математичним розрахунком для малих прольотів виходить товщина плити менше 150 мм, приймати її нижче 150 мм заборонено з міркувань забезпечення мінімального захисного шару бетону та надійної роботи протиуламкових внутрішніх сіток.

2. Вути (потовщення у кутах): для всіх прольотів понад 3000 мм у внутрішніх спряженнях стін та покриття обов'язково влаштовуються вути. Вони усувають концентратори напружень і переводять руйнування з крихкого зрізу у пластичний згин.

3. Герметичність стиків: оскільки споруда збирається з окремих залізобетонних ланок, стикові з'єднання типу «паз-гребінь» повинні оснащуватися бентонітовими або еластомірними шнурами, здатними витримувати зміщення ланок до 10-15 мм під час зсуву конструкції по ґрунту без втрати герметичності галереї.

Таблиця 5.12 дає змогу для інженерів-проектувальників швидко оцінити реальний коефіцієнт запасу міцності K для різних розмірів ширини прольоту L та товщини покриття z відповідно до трьох основних класів захисту за нормами ДБН В.2.2-5:2023, де P_{lim} , кПа – розрахунковий граничний тиск руйнування (кПа). Якщо $K \geq 1.0$, конструкція витримує нормативне навантаження. Чим більше значення коефіцієнт запасу міцності K , тим вища надійність захисного укриття.

Таблиця коефіцієнтів запасу міцності K залізобетонних модульних укріплень

Ширина прольоту L , мм	Товщина покриття z , мм	Граничний тиск P_{lim} , кПа	Коефіцієнт K Клас А-IV (100 кПа)	Коефіцієнт K Клас А-III (200 кПа)	Коефіцієнт K Клас А-II (300 кПа)
2000	150	356.0	3.56	1.78	1.19
2000	200	753.3	7.53	3.77	2.51
2000	250	1150.5	11.51	5.75	3.84
2000	300	1547.8	15.48	7.74	5.16
4000	150	336.0	3.36	1.68	1.12
4000	200	633.3	6.33	3.17	2.11
4000	250	930.5	9.31	4.65	3.10
4000	300	1227.8	12.28	6.14	4.09
6000	150	316.0	3.16	1.58	1.05
6000	200	513.3	5.13	2.57	1.71
6000	250	710.5	7.11	3.55	2.37
6000	300	907.8	9.08	4.54	3.03

Джерело: власна розробка автора

Згідно з отриманими даними в таблиці 5.12, трубчаста конструкція секції ЛШСС-1 має надзвичайно високу стійкість до дії ударної хвилі вибуху. Навіть найтонша конфігурація ($z = 150$ мм) на максимальному прольоті ($L = 6000$ мм) здатна витримати тиск 316 кПа, що задовольняє вимоги найвищого з наведених класів (А-II).

Збільшення ширини прольоту з 2000 мм до 6000 мм при фіксованій товщині плити очікувано знижує її загальну несучу здатність. Проте, завдяки від'ємному коефіцієнту взаємодії у рівнянні $(-0.001zL)$, це зниження є більш відчутним для масивних плит ($z = 300$ мм), де інерційні сили більші, ніж для тонких ($z = 150$ мм).

Хоча математично товщина 150 мм забезпечує $K > 1$ для всіх класів, під час практичного проектування слід зважати на технологічні вимоги норм. Наприклад, для захисту від сколювання бетону з тильної сторони та забезпечення достатнього захисного шару для арматурних сіток (мінімум 35

мм з кожного боку), для великих прольотів (понад 4000 мм) рекомендовано приймати товщину не менше 200–250 мм, навіть якщо розрахунковий тиск цього не вимагає.

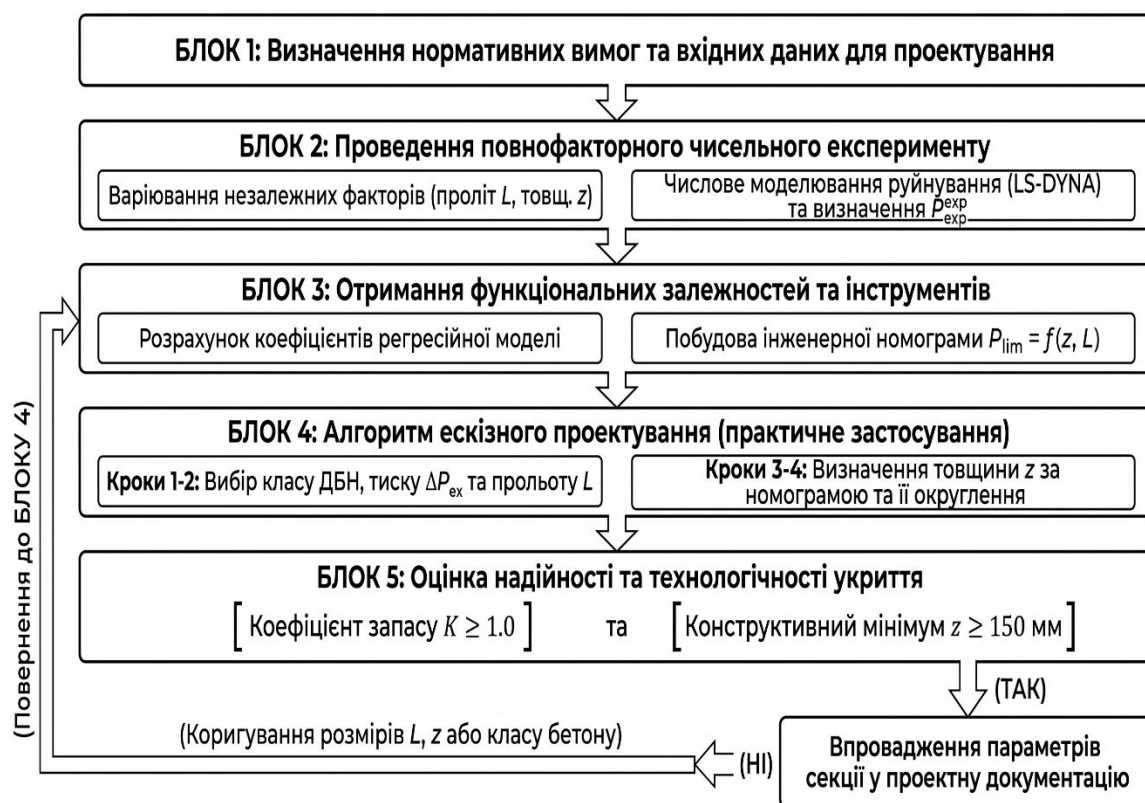


Рисунок. 5.18 – Керуючий алгоритм реалізації та впровадження методики оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів

Розроблений керуючий алгоритм (рис. 5.18) описує повний цикл трансформації фундаментальних наукових розрахунків у прикладний інженерний інструмент.

Алгоритм складається з 5 послідовних блоків із наявністю зворотного зв'язку:

Блок 1. Визначення нормативних вимог та вхідних даних. На цьому етапі формулюється мета дослідження. Визначається необхідність розробки укриттів, що відповідають сучасним вимогам ДБН В.2.2-5:2023. Задаються базові конструктивні характеристики матеріалів (клас бетону, арматури) та

встановлюється цільовий параметр – мінімальний тиск, при якому відбувається руйнування секції (P_{lim}).

Блок 2. Проведення повнофакторного чисельного експерименту. Для створення спрощеного інструменту проектування проводиться повний факторний експеримент: виокремлюються найбільш значущі фактори (ширина прольоту секції L та товщина верхньої стінки z); за допомогою матриці планування (мінімальні, середні та максимальні значення факторів) генеруються розрахункові моделі, для яких визначається руйнівний тиск ударної хвилі вибуху (P_{exp}).

Блок 3. Отримання функціональних залежностей та інструментів. На основі результатів чисельних експериментів будується математична модель. Обчислюються коефіцієнти лінійної поліноміальної залежності з урахуванням взаємодії факторів ($P_{lim}=m_0+m_1p_1+m_2p_2+m_3p_1p_2$). Отримана поверхня відгуку перетворюється на графічний інструмент – інженерну номограму. Вона дозволяє візуалізувати сукупність ізобар і виключає необхідність проведення складних нелінійних розрахунків кожним окремим проектувальником.

Блок 4. Алгоритм ескізного проектування (практичне застосування)
Блок безпосереднього практичного застосування розробленої методики, що складається з 4 кроків:

1. Обирається цільова ізолінія на номограмі відповідно до класу укриття (наприклад, ≥ 100 кПа для класу А-IV).
2. На осі абсцис фіксується необхідна архітектурна ширина прольоту (L).
3. Через проекцію на вісь ординат визначається мінімальна розрахункова товщина плити (z).
4. Отримане значення округлюється в більшу сторону під розміри стандартної опалубки з урахуванням конструктивних вимог.

Блок 5. Оцінка надійності та технологічності укриття (Блок прийняття рішення). Завершальний етап, на якому перевіряється, чи

відповідають підібрані розміри нормативним вимогам безпеки. Перевіряється розрахунковий коефіцієнт запасу міцності (K). Він має бути ≥ 1.0 . Перевіряються жорсткі інженерні обмеження: товщина плити не може бути меншою за 150 мм (для забезпечення анкерування та захисного шару бетону), а для прольотів >3000 мм обов'язкова наявність вутів.

Умова ТАК: Якщо всі параметри (надійність і технологічність) задовольняють вимоги, параметри впроваджуються в нормативні документи або проект укриття.

Умова НІ: Якщо конструкція не забезпечує належного запасу міцності або порушує конструктивні вимоги, відбувається повернення по циклу зворотного зв'язку до Блоку 4 (коригування розмірів L, z, зміна класу бетону або збільшення армування).

Висновки до розділу 5

З огляду на проведені теоретично-розрахункові та чисельні дослідження дії ударної хвилі вибуху на секцію захисної споруди модульного типу, сформульовано такі наукові та практичні висновки:

1. Розроблено методика оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів в умовах впливу вибуху, засновану на поєднанні явного методу інтегрування загальних рівнянь динаміки та методу скінченних елементів. На основі моделі Kingery-Bulmash визначено параметри найбільш несприятливого сценарію прямого повітряного вибуху (детонація заряду масою 30 кг у тротиловому еквіваленті на відстані 9 м над геометричним центром покриття), що забезпечує генерацію надлишкового тиску у фронті ударної хвилі на рівні 126,4 кПа для перевірки конструкції відповідно до чинних нормативних вимог.

2. Проведено верифікацію алгоритму скінченно-елементної моделі та розподілу надлишкового тиску вибухової хвилі по сегментах зовнішніх поверхонь модульної ланки захисного укриття. Порівняльний аналіз значень тиску показав високу збіжність розрахункових параметрів з еталонними даними теоретичного калькулятора Kingery-Bulmash (інженерна похибка не перевищує 1,5 %), що підтверджує коректність і достовірність заданих граничних умов чисельного експерименту.

3. Числовим моделюванням за ізополями головних напружень та пластичних деформацій доведено, що під дією розрахункового імпульсу вибуху (126,4 кПа) залізобетонна секція укриття ЛШСС-1 повністю зберігає міцність та цілісність без ризику крихкого руйнування. Встановлено, що за умов вільного спирання модуля на ґрунт, отриманий кінетичний імпульс частково витрачається на макроскопічний зсув конструкції як твердого тіла, що суттєво знижує рівень її внутрішньої деструкції та запобігає перекиданню.

4. Аналіз кінематичних параметрів у часі для найбільш навантаженого серединного перерізу верхньої стінки показав, що після стрімкого зростання переміщень у початковій фазі взаємодії з ударною хвилею, деформаційний процес стабілізується у затухаючому коливальному режимі. Відсутність лавиноподібного накопичення деформацій підтверджує високу жорсткість замкненого трубчастого контуру, ефективність внутрішніх кутових вутів та достатній запас пластичності просторового арматурного каркаса.

5. Розроблено методика проведення повного числового факторного експерименту для дослідження закономірностей зміни захисної здатності залізобетонних секцій прямокутної форми. На основі сформованої матриці планування при варіюванні товщини верхньої стінки (z) та ширини прольоту (L) одержано математичну залежність у вигляді полінома регресії в реальних величинах: $P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001 z L$, яка встановлює чіткий кількісний зв'язок між геометричними параметрами секції та мінімальним тиском (P_{lim}), за якого відбувається втрата несучої здатності конструкції.

6. За допомогою одержаної регресійної залежності було побудовано інженерну номограму, яка дає змогу оперативно підбирати або перевіряти конструктивні розміри залізобетонних ланок модульних захисних укриттів шляхом підбирання конструктивних розмірів секції для забезпечення їхньої захисної функції в умовах тиску ударної хвилі вибуху відповідно до класифікації укриттів за нормативною базою України. Запропонований підхід дозволяє суттєво спростити етап ескізного проектування, мінімізуючи потребу в проведенні складних нелінійних динамічних розрахунків для кожної окремої геометричної конфігурації споруди.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі, яка є завершеною науковою працею, представлено розв'язання актуального науково-технічного завдання розкриття закономірностей впливу конструктивних параметрів та значення надмірного тиску повітряної ударної хвилі на процес деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів як науково обґрунтованих інженерно-технічних рішень для забезпечення їхньої захисної здатності в умовах воєнного стану.

Основні наукові та практичні висновки роботи полягають у наступному:

1. Аналіз сучасного стану фонду захисних споруд цивільного захисту в Україні та оновленої нормативної бази (ДБН В.2.2-5:2023, ДСТУ 9329:2025) засвідчив масовий перехід до використання модульних та первинних (мобільних) укриттів. Водночас аналіз тактико-технічних характеристик сучасних засобів повітряного ураження (зокрема ударних БПЛА типу Shahed-136) довів, що традиційні квазістатичні методи розрахунку є недостатніми для об'єктивної оцінки механічного опору конструкцій. Це зумовило необхідність встановлення нових розрахункових параметрів динамічних навантажень та переходу до повномасштабного явного скінченно-елементного моделювання.

2. Розроблено та обґрунтовано математичні моделі деформування огорожувальних конструкцій модульних залізобетонних укриттів під впливом повітряної ударної хвилі у програмному комплексі LS-DYNA. Адекватне відтворення процесів руйнування забезпечено шляхом поєднання явного методу інтегрування рівнянь руху, моделі неперервної поверхні руйнування бетону з обмежувальним куполом (CSCM type 159), пружно-пластичної кінематичної моделі арматурної сталі з урахуванням ефектів швидкості деформації (рівняння Купера-Сімондса) та алгоритмів контактної взаємодії із ґрунтовим середовищем.

3. Проведено натурні експериментальні дослідження напружено-деформованого стану повномасштабної залізобетонної секції модульного укриття ЛШСС-1 в умовах еквівалентного статичного навантаження. За допомогою спеціально розробленої гідравлічної опорно-навантажувальної системи досліджено кінематику деформування рами та динаміку розкриття тріщин (до 2,8 мм при навантаженні 1360 кН). Враховуючи високу точність та надійність отриманих показників (відносне відхилення $\leq 12,2$ %), розроблена модель адекватно та достовірно описує напружено-деформований стан досліджуваної конструкції. Це дало обґрунтовані підстави використовувати отриманий масив експериментальних даних для подальшої просторової верифікації чисельних моделей та оптимізації конструктивних рішень під час проектування надійних модульних захисних споруд цивільного захисту.

4. Виконано верифікацію розроблених математичних моделей шляхом комп'ютерного моделювання процесу експериментального статичного навантаження секції укриття. Порівняльний аналіз довів високу збіжність розрахункових та експериментальних даних: просторове розташування зон пластичних деформацій повністю відповідає реальній картині макроскопічного тріщиноутворення, а середнє відносне відхилення кінематичних переміщень не перевищує 11,4–12,8 %. Статистичну адекватність результатів верифіковано за допомогою F-критерію Фішера.

5. Здійснено комп'ютерне моделювання впливу динамічної дії повітряної ударної хвилі вибуху (еквівалент 30 кг ТНТ на відстані 9 м із генерацією надлишкового тиску 126,4 кПа) на огорожувальну конструкцію укриття. Аналіз розподілу пластичних деформацій показав, що під впливом еквівалентного тиску локальні руйнування бетону розвиваються поступово. Якісна картина розподілу пластичних деформацій у комп'ютерній моделі просторово збігається з картиною утворення реальних тріщин, зафіксованих під час натурних випробувань.

6. Розроблено методику оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів в умовах впливу вибуху, засновану на поєднанні явного методу інтегрування загальних рівнянь динаміки та методу скінченних елементів. На основі моделі Kingery-Bulmash визначено параметри найбільш несприятливого сценарію прямого повітряного вибуху (детонація заряду масою 30 кг у тротиловому еквіваленті на відстані 9 м над геометричним центром покриття), що забезпечує генерацію надлишкового тиску у фронті ударної хвилі на рівні 126,4 кПа для перевірки конструкції відповідно до чинних нормативних вимог.

7. За допомогою одержаної регресійної залежності $P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001 z L$ було побудовано інженерну номограму, яка дає змогу оперативно підбирати або перевіряти конструктивні розміри залізобетонних ланок модульних захисних укриттів шляхом підбирання конструктивних розмірів секції для забезпечення їхньої захисної функції в умовах тиску ударної хвилі вибуху відповідно до класифікації укриттів за нормативною базою України. Запропонований підхід дозволяє суттєво спростити етап ескізного проектування, мінімізуючи потребу в проведенні складних нелінійних динамічних розрахунків для кожної окремої геометричної конфігурації споруди.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Кодекс цивільного захисту України [Електронний ресурс. Режим доступу]: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/5403-17#Text>.
2. Порядок створення, утримання фонду захисних споруд цивільного захисту та ведення його обліку, затвердженого постановою Кабінету Міністрів України від 10 березня 2017 р. № 138. [Електронний ресурс. Режим доступу]: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/138-2017-%D0%BF#Text>.
3. Примірний табель термінових та строкових донесень з питань цивільного захисту, затверджений наказом ДСНС України від 11.10.2014 № 578. [Електронний ресурс. Режим доступу]: <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/v0578388-14#Text>.
4. Обґрунтування методу визначення конструктивних параметрів приміщень безпеки житлових і громадських будівель в умовах воєнного стану («Приміщення безпеки – воєнний стан») : звіт про НДР (остаточний) / Інститут наукових досліджень у сфері цивільного захисту; керівник д.т.н., проф. Вадим НИЖНИК. Київ, 2022. 316 с. № ДР 0122U200257.
5. Особливості реалізації основних заходів цивільного захисту в умовах збройної агресії / Д. В. Бондар, В. О. Вітовецький, О. Я. Лещенко, Р. С. Яковчук, А. П. Гавриць, О. О. Шкурка, О. О. Пекарська // Цивільний захист в умовах війни : колективна монографія / за заг. ред. Д. Бондаря. Львів : ЛДУБЖД, 2025. С. 9–31.
6. Про схвалення Стратегії розвитку фонду захисних споруд цивільного захисту на період до 2034 року та затвердження операційного плану заходів з її реалізації : Розпорядження Кабінету Міністрів України від 04 берез. 2025 р. № 183-р. Законодавство України / Верховна Рада України. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/183-2025-%D1%80>

7. ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту (зі змінами). Київ : Мінрегіон України, 2023. URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=104666.

8. ДСТУ 9329:2025. Первинні (мобільні) укриття. Основні параметри та методи випробування. Київ: Мінекономіки України, 2025. URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=115969

9. Про затвердження вимог з питань використання та обліку фонду захисних споруд цивільного захисту : наказ МВС України від 06.07.2018 р. № 579. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0879-18>

10. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд / Мінрегіон України. Офіц. вид. Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2018. 59 с.

11. Про затвердження Національного плану дій з реалізації Конвенції про права осіб з інвалідністю на період до 2025 року : Розпорядження Кабінету Міністрів України від 07 квіт. 2021 р. № 285-р. Законодавство України / Верховна Рада України. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/285-2021-%D1%80>

12. Аналіз регуляторного впливу до проекту наказу Міністерства внутрішніх справ України «Про внесення змін до наказу Міністерства внутрішніх справ України від 09 липня 2018 року № 579» / Міністерство внутрішніх справ України. Київ, 2025. URL: <https://dsns.gov.ua/upload/2/4/3/6/8/1/1/analiz-reguliatornogo-vplivu.pdf>

13. Про затвердження модулів оцінки відповідності, які використовуються для розроблення процедур оцінки відповідності, та правил використання модулів оцінки відповідності : Постанова Кабінету Міністрів України від 13 січ. 2016 р. № 95. Законодавство України / Верховна Рада України. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/95-2016-%D0%BF>

14. Про затвердження Технічного регламенту засобів цивільного захисту : Постанова Кабінету Міністрів України від 26 трав. 2023 р. № 535.

Законодавство України / Верховна Рада України. URL:
<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/535-2023-%D0%BF>

15. Taylor G. The Formation of a Blast Wave by a Very Intense Explosion. I. Theoretical Discussion. Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences. 1950. Vol. 201, No. 1065. P. 159-174.

16. Biggs J. M. Introduction to Structural Dynamics. New York : McGraw-Hill, 1964. 341 p.

17. Baker W. E., Cox P. A., Westine P. S., Kulesz J. J., Strehlow R. A. Explosion Hazards and Evaluation. Amsterdam : Elsevier Scientific Publishing Company, 1983. 862 p.

18. Kinney G. F., Graham K. J. Explosive Shocks in Air. 2nd ed. Berlin, Heidelberg : Springer-Verlag, 1985. 270 p.

19. Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons : Technical Manual TM 5-855-1. Washington, D.C. : Headquarters, Department of the Army, 1986. 340 p.

20. Smith P. D., Hetherington J. G. Blast and Ballistic Loading of Structures. Oxford : Butterworth-Heinemann, 1994. 336 p.

21. Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings : FEMA 426. Washington, D.C. : Federal Emergency Management Agency, 2003. 434 p.

22. Hallquist J. O. LS-DYNA Theory Manual. Livermore : Livermore Software Technology Corporation, 2005. 673 p.

23. Ngo T., Mendis P., Gupta A., Ramsay J. Blast loading and blast effects on structures – an overview. Electronic Journal of Structural Engineering. 2007. Vol. 7, No. 1. P. 76-91.

24. Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions : Unified Facilities Criteria (UFC 3-340-02). Washington, D.C. : U.S. Department of Defense, 2008. 1937 p.

25. Blast Effects on Buildings / ed. by J. Cormie, G. Mays, P. Smith. 2nd ed. London : Thomas Telford Publishing, 2009. 372 p.

26. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 01.01.2007]. К.: ДП «УкрНДНЦ», 2007, 75 с.

27. ДБН В.1.2-6:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість. [Чинний від 2022-09-01]. Київ : Мінрегіон України, 2022. 36 с.

28. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-10-01]. Київ : Мінрегіон України, 2014. 110 с.

29. Rosenberg Z, Kositski R. Modeling the penetration and perforation of concrete targets by rigid projectiles. International Journal of Protective Structures. 2016;7(2):157-178. <https://doi.org/10.1177/2041419616632422>

30. Fang, Q., Wu, H. (2017). Concrete Structures Under Projectile Impact. In: Concrete Structures Under Projectile Impact. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-10-3620-0_12

31. Krauthammer, T., & Krauthammer, T. (2008). Modern Protective Structures (1st ed.). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781420015423>

32. Qian K., Fang Q. Progressive Collapse Resilience of Concrete Structures: Mechanisms, Simulations and Experiments. Beijing : China Architecture & Building Press ; Singapore : Springer Nature, 2023. 278 p. ISBN 978-981-99-0772-4. DOI: <https://doi.org/10.1007/978-981-99-0772-4>

33. Hansson H. Warhead penetration in concrete protective structures : Licentiate Thesis. Stockholm : KTH Architecture and the Built Environment, 2011. 175 p.

34. Cheng Yuehua, Zhou Fei, Wu Hao. Design of concrete shield against the combination of penetration and explosion of warheads[J]. Explosion And Shock Waves, 2023, 43(4): 045101. <https://doi.org/10.11883/bzycj-2022-0346>

35. Segletes S. B. Model Employee: My 40 Years of Scientific Modeling as a US Army Terminal Ballistician. Aberdeen Proving Ground, MD : DEVCOM Army Research Laboratory, 2021. 74 p.

36. Rosenberg Z., Dekel E. Terminal Ballistics. Berlin ; Heidelberg : Springer, 2012. 326 p. ISBN 978-3-642-25305-8. DOI: <https://doi.org/10.1007/978-3-642-25305-8>

37. U.S. Army Corps of Engineers. Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons. Washington, D.C. : Headquarters, Department of the Army, 1986. (Technical Manual ; TM 5-855-1).

38. Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. Washington, D.C. : Department of Defense, 2008. (Unified Facilities Criteria ; UFC 3-340-02).

39. Sochet, I. , Gardebas, D. , Calderara, S. , Marchal, Y. and Longuet, B. (2011) Blast Wave Parameters for Spherical Explosives Detonation in Free Air. Open Journal of Safety Science and Technology, 1, 31-42. doi: <http://dx.doi.org/10.4236/ojsst.2011.12004>

40. Pyka, D., Jamroziak, K., Blazejewski, W., Bocian, M. (2017). Calculations with the Finite Element Method During the Design Ballistic Armour. In: Rusiński, E., Pietrusiak, D. (eds) Proceedings of the 13th International Scientific Conference . RESRB 2016. Lecture Notes in Mechanical Engineering. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-319-50938-9_47

41. Feng, S., Zhang, Y., Jiang, Y., Dong, G., Tan, W. (2024). Research on Digital Simulation Method of Ballistic End Points Based on Historical Data. In: Long, S., Dhillon, B.S., Ye, L. (eds) Man-Machine-Environment System Engineering. MMESE 2024. Lecture Notes in Electrical Engineering, vol 1256. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-97-7139-4_57

42. Dongwoo Sohn, Jihoon Han. An empirical approach for penetration of tandem warheads into concrete targets. Engineering Failure Analysis. 2020. Vol. 120. Art. 105043. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2020.105043>

43. Elmasry, M.I.S., Alashkar, N.H., Hassan, M.M. (2019). Stability of Concrete Containments of Nuclear Plants Under Jet Impact Loads. In: Rodrigues, H., Elnashai, A. (eds) Advances and Challenges in Structural Engineering. GeoMEast 2018. Sustainable Civil Infrastructures. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-01932-7_30

44. Saberi, R., Alinejad, M., Mahdavi, M.O. et al. Numerical analysis of nuclear power plant structure subjected to aircraft crash. *Int J Adv Struct Eng* 9, 341–352 (2017). <https://doi.org/10.1007/s40091-017-0170-0>

45. Визначення конструктивних параметрів будівельних конструкцій приміщень безпеки житлових будинків («Параметри приміщень безпеки») : звіт про НДР (остаточний) / Інститут наукових досліджень у сфері цивільного захисту; керівник д.т.н., проф. Вадим Ніжнік. Київ, 2023. 277 с. № ДР 0123U100306.

46. Олексенко О. О., Авраменко О. В., Федоров А. В., Сніцаренко В. В., Чернавіна О. Є. Застосування безпілотних літальних апаратів збройними силами російської федерації у війні проти України. *Наука і техніка Повітряних Сил Збройних Сил України*. 2022. № 4 (49). С. 37-42. <https://doi.org/10.30748/nitps.2022.49.05>

47. Іванець Г. В. Дослідження дії ударної хвилі на організм саперів при несанкціонованому вибуху ручних протипіхотних гранат / Г. В. Іванець, М. П. Букін, Є. І. Стецюк. *Збірник наукових праць Харківського університету Повітряних Сил*. 2015. Вип. 1. С. 3-6. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/ZKhUPS_2015_1_3

48. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 01.06.2011]. К.: ДП «УкрНДНЦ», 2011, 71 с.

49. Планування і забудова територій : ДБН Б.2.2-12:2019. [Чинний від 2019-10-01]. Київ : Мінрегіон України, 2019. 174 с.

50. ДБН В.1.2-4:2019. Система надійності та безпеки в будівництві. Інженерно-технічні заходи цивільного захисту. [Чинний від 01.08.2019]. Київ : Мінрегіон України, 2019. 31 с.

51. ДБН Б.1.1-5:2007 Частина 1. «Склад, зміст, порядок розроблення, погодження та затвердження розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту (цивільної оборони) на особливий період у

містобудівній документації». [Чинний від 01.04.2008]. К.: ДП «УкрНДНЦ», 2008, 21 с.

52. Belytschko, T., Lin, J. I., & Tsay, C. S. (1984). Explicit algorithms for the nonlinear dynamics of shells. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 42(2), 225-251.

53. Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., Fox D. *The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics*. Seventh ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2014. 672 p.

54. Hughes, T. J. R., & Liu, W. K. (1981). Nonlinear finite element analysis of shells: Part I. Three-dimensional shells. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 26(3), 331-362.

55. Hughes, T. J. R., Liu, W. K., & Brooks, A. (1981). Finite element analysis of incompressible viscous flows by the penalty function formulation. *Journal of Computational Physics*, 30(1), 1-60.

56. Murray, Y. D. (2007). *Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159* (No. FHWA-HRT-05-062). Federal Highway Administration (FHWA).

57. Flanagan, D. P., & Belytschko, T. (1981). A uniform strain hexahedron and quadrilateral with orthogonal hourglass control. *International journal for numerical methods in engineering*, 17(5), 679-706.

58. Belytschko T., Liu W. K., Moran B., Elkhodary K. I. *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*. 2nd ed. Chichester : Wiley, 2014. 832 p.

59. Aagaard, B.T.: *Finite-Element Simulations of Earthquakes*. PhD-Thesis, California Institute of Technology: Pasadena, California 2000.

60. ANSYS, Inc.: *ANSYS Structural Analysis Guide*, ANSYS, Inc.: Canonsburg, PA 2004.

61. Belytschko, T.; Chiapetta, R.L. & Bartel, H.D.: Efficient Large Scale Non-Linear Transient Analysis by Finite Elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 10 (1976) 1, pp. 579-596.

62. Bakeer T.: Collapse analysis of masonry structures under earthquake actions. Publication Series of the Chair of Structural Design, TU Dresden, 2009.

63. В. Некора, В. Ніжник В., С. Поздєєв, Ю. Луценко, В. Михайлов Особливості та перспективи ефективного функціонування захисних споруд цивільного захисту в умовах бойових дій. Науковий вісник: Цивільний захист та пожежна безпека. 2023. Вип. 1(15). С. 149-157.

64. С. Поздєєв, А. Новгородченко, Т. Шналь, Р. Яковчук, Н. Тур (2023). Математичне моделювання розрахункових схем конструкцій модульного захисного укриття. «Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація», Том 7 № 2 (2023). С. 183-192.

65. І. В. Толок, Є. О. Рибка, С. В. Поздєєв, М. В. Кустов, А. Ю. Новгородченко, Ю. В. Пліско. Закономірності поведінки залізобетонних конструкцій модульних укриттів в умовах вибуху. Problems of Emergency Situations. 2024. № 2(40).

66. О. Шарко, С. Поздєєв, В. Ніжник, С. Святошенко, О.Новгородченко. Модульне захисне укриття. Патент на корисну модель № 155567. Зареєстровано в Державному реєстрі України корисних моделей 13.03.2024.

67. Swisdak M. M. Simplified Kingery Airblast Calculations. Arlington, VA: Naval Surface Warfare Center, 1994. 30 p. (Technical Report NSWC-TR-89-116).

68. <https://unsafeguard.org/un-safeguard/kingery-bulmash>

69. Karlos, Vasilis & Solomos, George & Larcher, Martin. Analysis of the blast wave decay coefficient using the Kingery-Bulmash data. // International Journal of Protective Structures. 2016. 7(3). С. 409-429. DOI: 10.1177/2041419616659572

70. Moon, N. (2009) Prediction of Blast Loading and Its Impact on Buildings. Master's Thesis, National Institute of Technology, Trichy.

71. Isaac O. S., Alshammari O. G., Pickering E. G., Clarke S. D., & Rigby, S. E.. Blast wave interaction with structures – An overview. // International Journal of Protective Structures. 2022. 20414196221118595.

72. Grisaro H. Y, Edri IE, Rigby S. E. TNT equivalency analysis of specific impulse distribution from close-in detonations. // International Journal of Protective Structures. 2021. №12(3). 315-330. DOI:10.1177/2041419620972423.

73. Remennikov A., Mentus I., & Uy, B. Explosive breaching of walls with contact charges: theory and applications. // International Journal of Protective Structures. 2015. №6(4). 629-647.

74. Fouad M., Fayed M. N., Hamdy G. A., & Abdelrahman A. Effect of blast loading on seismically detailed RC columns and buildings. // Civil Engineering Journal. 2021. №7(8). C. 1406-1425.

75. Pereira João & Campos Jose & Lourenco Paulo. (2014). Experimental Study on Masonry Infill Walls under Blast Loading. P. 12. [Электронный ресурс].

76. Zhang, C., Gholipour, G., & Mousavi, A. A. State-of-the-art review on responses of RC structures subjected to lateral impact loads. // Archives of Computational Methods in Engineering. 2021. № 28(4). C. 2477-2507.

77. Tian, X., Li, Q., Lu, Z., & Wang, Z. Experimental study of blast mitigation by foamed concrete. // International Journal of Protective Structures. 2016. № 7(2). C. 179-192.

78. Jeon S, Rigby SE. Design and numerical assessment of a rapid-construction corrugated steel-concrete-steel protective structure. // International Journal of Protective Structures. 2019. № 10(4). C. 470-485. DOI:10.1177/2041419619830703.

79. Park J. Y., Kim M. S., & Lee Y. H. Dynamic behavior of reinforced concrete panels subjected to blast loading. // Journal of Vibroengineering. 2017. – № 19(7). C. 5261-5267.

80. Singapore Civil Defence Force. Technical requirements for household shelters. 2023. CD/VCPD/12/02/03/01. C. 211.

81. Marco Fouad, Mohamed N. Fayed, Gehan A. Hamdy, Amr Abdelrahman. "Effect of Blast Loading on Seismically Detailed RC Columns and Buildings." // Civil engineering journal. 2021. № 7. pp. 1406-1425. DOI:10.28991/cej-2021-03091733.

82. Pantelides C.P., T.T. Garfield W.D. Richins T.K. Larson and J.E. Blakeley. "Reinforced Concrete and Fiber Reinforced Concrete Panels Subjected to Blast Detonations and Post-Blast Static Tests." // Engineering Structures. 2014. №76. pp. 2433. DOI:10.1016/j.engstruct.2014.06.040.

83. Siba Farouk. "Near-Field Explosion Effects on Reinforced Concrete Columns: An Experimental Investigation". // Master of Applied Science Thesis, Carlton University, Ottawa, Ontario, Canada. 2014. DOI:10.22215/etd/2014-10573.

84. Kyei Conrad. "Effects of Blast Loading on Seismically Detailed Reinforced Concrete Columns". // Master of Applied Science Thesis, Carleton University, Ottawa, Ontario, Canada. 2014. DOI:10.22215/etd/2014-10346.

85. Remennikov A., Ngo T., Mohotti D., Uy B., Netherton M. Experimental investigation and simplified modeling of response of steel plates subjected to close-in blast loading from spherical liquid explosive charges. // International Journal of Impact Engineering. 2017. № 101. pp. 78-89.

86. Dusenberry DO. Handbook for blast resistant design. John Wiley & Sons. 2010.

87. Karagiozova D, Yu T, Lu G. Transverse blast loading of hollow beams with square cross-sections. // Thin-Walled Structures. 2013. № 62. pp. 169-178.

88. Mohotti D, Ali M, Ngo T, Lu J, Mendis P. Strain rate dependent constitutive model for predicting the material behaviour of polyurea under high strain rate tensile loading. // Materials and Design. 2014. № 53. pp. 830-837.

89. Mohotti D, Ngo T, Mendis P, and Raman SN. Polyurea coated composite aluminium plates subjected to high velocity projectile impact. // Materials and Design. 2013. №52. pp. 1-16.

90. Netherton MD, Stewart MG, Lyons SJ, Blanford NW, Papp S. & Pleasance LM. Experimental data from 2012 repeatable explosive field trials, Research Report, Centre for Infrastructure Performance and Reliability, The University of Newcastle, NSW, Australia. October 2014. [Электронный ресурс]. Режим доступа: <http://hdl.handle.net/1959.13/1056125>.

91. Neuberger A, Peles S, Rittel D. Scaling the response of circular plates subjected to large and close-range spherical explosions. // Part I: Air-blast loading, International Journal of Impact Engineering. 2007. № 34. pp. 859-873.

92. Raman SN, Ngo T, Mendis P, Pham T. Elastomeric polymers for retrofitting of reinforced concrete structures against the explosive effects of blast. // Advances in Materials Science and Engineering. 2012.

93. Ackland A, Anderson C, Ngo T. Deformation of polyurea-coated 592 steel plates under localised blast loading. // International Journal of Impact Engineering. 2013. № 51. pp. 13-22.

94. Kingery CN, Bulmash G. Airblast parameters from TNT spherical air bursts and hemispherical surface bursts. // ARBRL-TR-02555. 1984.

95. Isaac O.S., Alshammari O.G., Pickering E.G., et al. Blast wave interaction with structures – an overview. // International Journal of Protective Structures. 2022. DOI:10.1177/20414196221118595.

96. Xiao W, Andrae M, Steyerer M, et al. Investigations of blast loads on a two-storeyed building with a gable roof: Full-scale experiments and numerical study. // Journal of Building Engineering. 2021. № 43. pp. 103-111.

97. Barakat MA and Hetherington JG. Architectural approach to reducing blast effects on structures. // Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings. 1999.

98. Smith PD and Rose TA. Blast wave propagation in city streets—an overview. // Progress in Structural Engineering and Materials. 2006. № 8(1). pp. 16–28.

99. Fouchier C, Laboureur D, Youinou L, et al. Experimental investigation of blast wave propagation in an urban environment. // *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*. 2017. № 49. pp. 248-265.

100. Von Rosen B, Guilbeault R and Contestabile E. A Preliminary Investigation into the Propagation of Shock Waves Behind a Simple Rectangular Structure. // Bad Reichenhall, Germany: MABS18. 2004.

101. Johansson M, Larsen OP, Laine L, et al. Explosion at an intersection in an urban environment experiments and analyses. 2007.

102. Sha S, Chen Z and Jiang X. Influences of obstacle geometries on shock wave attenuation. // *Shock Waves*. 2014. № 24. pp. 573–582.

103. Berger S, Ben-Dor G and Sadot O. Experimental and numerical investigation of shock wave attenuation by dynamic barriers. // *Journal of Fluids Engineering*. 2015. № 138(3).

104. Rose TA, Smith PD and Mays GC. Protection of structures against airburst using barriers of limited robustness. // *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*. 1998. № 128(2). pp. 167–176.

105. Rose TA, Smith PD and Mays GC. The effectiveness of walls designed for the protection of structures against airblast from high explosives. // *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*. 1995. № 110(1). 78-85.

106. Zong R, Hao H and Shi Y. Development of a new fence type blast wall for blast protection: Numerical analysis. // *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 2017. № 17(6).

107. Gencil O, Asprone D, Prota A, et al. Behavior of full-scale porous gfrp barrier under blast loads. // *International Journal of Polymer Science*. 2015. № 3. pp. 49-55.

108. A. Fakhriyat, S. Motaghd and M. S. Shahidzadeh (2024). The Necessity of Modeling the Column Beam Joint Panel Zone in Reinforced Concrete Structures with Behavioral Degradation. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 56(7), 845-864 <https://dx.doi.org/10.22060/ceej.2024.22089.7900>

109. Testing concrete in structures – Part 2: Non-destructive testing – Determination of rebound number: EN 12504-2:2021. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2021.

110. Барковський В. В., Барковська Н. В., Лопатін О. К. Теорія ймовірностей та математична статистика : навч. посіб. 5-те вид. Київ : Центр учбової літератури, 2010. 424 с.

111. Жильцов О. Б. Теорія ймовірностей та математична статистика у прикладах і задачах : навч. посіб. / за ред. Г. О. Михаліна. Київ : Київ. ун-т ім. Б. Грінченка, 2015. 336 с.

112. ДСТУ ISO/IEC Guide 98-3:2011. Невизначеність вимірювання. Частина 3. Настанова щодо подання невизначеності у вимірюванні (ISO/IEC Guide 98-3:2008, IDT). [Чинний від 2012-07-01]. Київ: Держспоживстандарт України, 2012. 102 с.

113. Большаков В. І., Волчук В. М., Дубров Ю. І. Застосування методів математичної статистики у наукових дослідженнях: монографія. Дніпро: ПДАБА, 2017. 135 с.

114. Володарський Є. Т., Кошева Л. А. Статистична обробка даних: навч. посіб. Київ : НАУ, 2008. 308 с.

115. Сеньо П. С. Теорія ймовірностей та математична статистика: підручник. 2-ге вид., перероб. і доп. Київ : Знання, 2007. 446 с.

116. Murray, Y.D., A. Abu-Odeh, and R. Bligh, Evaluation of Concrete Material Model 159, FHWA-HRT-05-063, June 2006.

117. S. Pozdieiev, S. Sidnei, O. Nekora, A. Subota, O. Kulitsa. Study of the Destruction Mechanism of Reinforced Concrete Hollow Slabs Under Fire Conditions. Lecture Notes in Networks and Systems, 2023, 808 LNNS, P. 447-457.

118. V. Kostenko, O. Zavialova, S. Pozdieiev, T. Kostenko, V. Hvozd. Mechanism of development of coal dust continuous explosion in a network of mine workings | Mehanizam razvoja kontinuirane eksplozije ugljene prašine u

mreži rudarskih radova. Rudarsko Geolosko Naftni Zbornik, 2022, 37(1), P. 45-53.

119. S. Pozdieiev, V. Nizhnyk, Yu. Pidhoretskiy, A. Shvydenko. Research of disclosure of relief venting structures with polycarbonate fencing in conditions of explosion. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2021, 1021(1), 012025.

120. V. Kostenko, O. Zavialova, S. Pozdieiev, T. Kostenko, A. Vinyukov. Substantiation of design parameters of coal dust explosion containment system. News of the National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan, Series of Geology and Technical Sciences, 2021, 3(447), P. 72-76.

121. V. Kostenko, Y. Liashok, O. Zavialova, S. Pozdieiev, T. Kostenko. The Deformation Dynamics Of The Experimental Adit's Material During A Coal Dust Explosion. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies, 2020, 4(7-106), P. 54-62.

122. S. Pozdieiev, O. Nekora, T. Kryshstal, S. Sidnei, A. Shvydenko. Improvement of the estimation method of the possibility of progressive destruction of buildings caused by fire. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2019, 708(1), 012067.

123. Kingery C. N., Bulmash G., (1984) Technical report ARBRL-TR-02555: Air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical burst, AD-B082 713, U.S. Army Ballistic Research Laboratory, Aberdeen Proving Ground, MD.

124. Karlos V, Solomos G. Calculation of Blast Loads for Application to Structural Components. Administrative Arrangement No JRC 32253-2011 with DG-HOME Activity A5 - Blast Simulation Technology Development. EUR 26456. Luxembourg (Luxembourg): Publications Office of the European Union; 2013. JRC87200

125. Ji, Hun & Kim, Surin & Moon, Sei-Hoon. (2026). Comparison of Kingery-Bulmash Airblast Predictions with Experimental Data for TNT Surface

Bursts. Journal of the Korea Institute of Military Science and Technology. 29. 102-112. 10.9766/KIMST.2026.29.2.102.

126. Montgomery D. C. Design and Analysis of Experiments. 10th ed. Hoboken, NJ : John Wiley & Sons, 2019. 688 p.

127. Волокита А., Селіванов В. Основи теорії планування експерименту. Навч. посібник. 2022. 41 с.

128. Статюха Г., Складанний Д., Бонаренко О. Вступ до планування оптимального експерименту. К.: ІВЦ «Політехніка», 2011. 117 с.

129. С. Поздєєв, А. Новгородченко, Т. Шналь, Р. Яковчук, Н. Тур (2023). Математичне моделювання розрахункових схем конструкцій модульного захисного укриття. «Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація», Том 7 No 2 (2023). С. 183-192. <https://doi.org/10.31731/2524.2636.2023.7.2.183.192>

130. Havrys, A., Filippova, V., & Tur, N. (2024). Інформаційний аналіз систем захисту об'єктів критичної інфраструктури в період дії воєнного стану. Вісник Львівського державного університету безпеки життєдіяльності, 30, 173-187. <https://doi.org/https://doi.org/10.32447/20784643.30.2024.17>

131. Serhii Pozdieiev, Olha Nekora, Alina Novhorodchenko, Roman Yakovchuk, Nazarii Tur (2025). Basic calculations of dynamic interaction of mechanical systems of modular shelters are implemented in the LS-DYNA program. Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація. Том 9 № 1, 115-126. <https://doi.org/10.52363/2524-2636.2025.9.1.11>

132. Поздєєв С. В., Гаврись А. П., Тур Н. Ю., Яковчук Р. С., Любовецкий О. В. (2025). Розрахункова оцінка функціональної придатності захисних споруд (укриттів) модульного типу під час застосування засобів повітряного нападу противника. Вісник Львівського державного університету безпеки життєдіяльності, 32, 221-235. <https://doi.org/https://doi.org/10.32447/20784643.32.2025.19>

133. С. Поздєєв, Р. Яковчук, Н. Тур, В. Ніжник, О. Некора. Методи розрахункової оцінки функціональної придатності захисних споруд під час застосування засобів повітряного нападу противника. Цивільний захист в умовах війни: колективна монографія / за загальною редакцією Дмитра Бондаря. Львів: ЛДУБЖД, 2025. с. 32-65.

134. Р. Яковчук, А. Гаврись, В. Філіппова, Н. Тур. Комплексна система захисту критичної інфраструктури України в умовах воєнного стану. Цивільний захист в умовах війни: колективна монографія / за загальною редакцією Дмитра Бондаря. Львів: ЛДУБЖД, 2025. с. 380-397.

135. Havrys, A., Yakovchuk, R., Pekarska, O., Tur, N. (2023). Visualization of Fire in Space and Time on the Basis of the Method of Spatial Location of Fire-Dangerous Areas. *Ecological Engineering & Environmental Technology*, 24(2), 28–37. <https://doi.org/10.12912/27197050/156971>

136. Havrys, A., Yakovchuk, R., Pekarska, O., Tur, N. (2024). Use of the Computer Modelling for the Analysis of Dangerous Areas during Flooding of Territories. *Ecological Engineering & Environmental Technology*, 25(4), 336-343. <https://doi.org/10.12912/27197050/184265>

137. Novhorodchenko, A., Shnal, T., Yakovchuk, R., Tur, N. (2024). The Study of the Behavior of Reinforced Concrete Structures of Modular Shelter in Conditions of Explosion. In: Blikharskyu, Z., Koszelnik, P., Lichołai, L., Nazarko, P., Katunský, D. (eds) *Proceedings of CEE 2023. CEE 2023. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 438. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-44955-0_29

138. Тур Н., Тарнавський А. Впровадження пріоритетних рішень стійкості для критичної інфраструктури територіальної громади // Збірник наукових праць XX Міжнародної науково-практичної конференції молодих вчених, курсантів та студентів “Проблеми та перспективи розвитку системи безпеки життєдіяльності”. Львів: ЛДУ БЖД, 27-28 березня, 2025. С. 92-95.

139. Тур Н.Ю., Тарнавський А.Б. Особливості формування робочої групи з питань спільного планування стійкості критичної інфраструктури // *Матеріали IV Всеукраїнської науково-практичної конференції “Актуальні питання забезпечення службово-бойової діяльності сил сектору безпеки і оборони”*. Харків: НЮУ ім. Я. Мудрого, 24 квітня, 2025. С. 285-287.

140. Тарнавський А.Б., Тур Н.Ю. Порядок визначення залежностей між інфраструктурними системами критичної інфраструктури // *Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції “Problems of emergency situations”*. Черкаси: НУ ЦЗУ 14 травня, 2025. С. 210-211.

ДОДАТОК А

Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про
апробацію результатів дисертації

Опубліковані основні наукові результати дисертації:

1. *Сергій Поздєєв, Аліна Новгородченко, Тарас Шналь, Роман Яковчук, Назарій Тур* (2023). Математичне моделювання розрахункових схем конструкцій модульного захисного укриття. «Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація», Том 7 № 2 (2023). С. 183-192. <https://doi.org/10.31731/2524.2636.2023.7.2.183.192>

2. *Havrys, A., Filippova, V., & Tur, N.* (2024). Інформаційний аналіз систем захисту об'єктів критичної інфраструктури в період дії воєнного стану. Вісник Львівського державного університету безпеки життєдіяльності, 30, 173-187. <https://doi.org/https://doi.org/10.32447/20784643.30.2024.17>

3. *Havrys, A., Yakovchuk, R., Pekarska, O., Tur, N.* (2023). Visualization of Fire in Space and Time on the Basis of the Method of Spatial Location of Fire-Dangerous Areas. *Ecological Engineering & Environmental Technology*, 24(2), 28–37. <https://doi.org/10.12912/27197050/156971>

4. *Havrys, A., Yakovchuk, R., Pekarska, O., Tur, N.* (2024). Use of the Computer Modelling for the Analysis of Dangerous Areas during Flooding of Territories. *Ecological Engineering & Environmental Technology*, 25(4), 336-343. <https://doi.org/10.12912/27197050/184265>

5. *Novhorodchenko, A., Shnal, T., Yakovchuk, R., Tur, N.* (2024). The Study of the Behavior of Reinforced Concrete Structures of Modular Shelter in Conditions of Explosion. In: Blikharskyu, Z., Koszelnik, P., Lichołai, L., Nazarko, P., Katunský, D. (eds) *Proceedings of CEE 2023. CEE 2023. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 438. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-44955-0_29

6. *Serhii Pozdieiev, Olha Nekora, Alina Novhorodchenko, Roman Yakovchuk, Nazarii Tur* (2025). Basic calculations of dynamic interaction of mechanical systems of modular shelters are implemented in the LS-DYNA

program. Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація. Том 9 № 1, 115-126. <https://doi.org/10.52363/2524-2636.2025.9.1.11>

7. Поздєєв С. В., Гаврись А. П., Тур Н. Ю., Яковчук Р. С., Любовецький О. В. (2025). Розрахункова оцінка функціональної придатності захисних споруд (укриттів) модульного типу під час застосування засобів повітряного нападу противника. Вісник Львівського державного університету безпеки життєдіяльності, 32, 221-235. <https://doi.org/https://doi.org/10.32447/20784643.32.2025.19>

8. Сергій ПОЗДЄЄВ, Роман ЯКОВЧУК, Назарій ТУР, Вадим НІЖНИК, Ольга НЕКОРА. Методи розрахункової оцінки функціональної придатності захисних споруд під час застосування засобів повітряного нападу противника. Цивільний захист в умовах війни: колективна монографія / за загальною редакцією Дмитра Бондаря. Львів: ЛДУБЖД, 2025. с. 32-65 (розділ колективної монографії);

9. Роман ЯКОВЧУК, Андрій ГАВРИСЬ, Вікторія ФІЛІППОВА, Назарій ТУР. Комплексна система захисту критичної інфраструктури України в умовах воєнного стану. Цивільний захист в умовах війни: колективна монографія / за загальною редакцією Дмитра Бондаря. Львів: ЛДУБЖД, 2025. с. 380-397 (розділ колективної монографії).

Апробація матеріалів дисертації:

1. Тур Н., Тарнавський А. Впровадження пріоритетних рішень стійкості для критичної інфраструктури територіальної громади // Збірник наукових праць XX Міжнародної науково-практичної конференції молодих вчених, курсантів та студентів “Проблеми та перспективи розвитку системи безпеки життєдіяльності”. Львів: ЛДУ БЖД, 27-28 березня, 2025. С. 92-95.

2. Тур Н.Ю., Тарнавський А.Б. Особливості формування робочої групи з питань спільного планування стійкості критичної інфраструктури // Матеріали IV Всеукраїнської науково-практичної конференції “Актуальні

питання забезпечення службово-бойової діяльності сил сектору безпеки і оборони". Харків: НЮУ ім. Я. Мудрого, 24 квітня, 2025. С. 285-287.

3. Тарнавський А.Б., **Тур Н.Ю.** Порядок визначення залежностей між інфраструктурними системами критичної інфраструктури // *Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції "Problems of emergency situations"*. Черкаси: НУ ЦЗУ 14 травня, 2025. С. 210-211.

ДОДАТОК Б

Акти впровадження результатів дисертації

ЗАТВЕРДЖУЮ

Начальник Інституту наукових досліджень
з цивільного захисту Національного
університету цивільного захисту України,
доктор технічних наук, професор,
полковник служби цивільного захисту



 Роман ПОНОМАРЕНКО

« » _____ 2026 року

АКТ

впровадження результатів дисертаційного дослідження Тура Назарія Юрійовича на тему **«Обґрунтування конструктивних параметрів модульних залізобетонних укриттів для забезпечення їхньої захисної здатності в умовах воєнного стану»**, поданої на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 263 «Цивільна безпека»

Ми, комісія у складі:

Голова комісії: доктор технічних наук, професор, полковник служби цивільного захисту Ніжник Вадим Васильович.

Члени комісії:

кандидат технічних наук, старший дослідник, підполковник служби цивільного захисту Фещук Юрій Леонідович;

доктор наук з державного управління, професор, старший науковий співробітник Белікова Ксенія Григорівна,

склали цей акт про те, що науково-теоретичні та прикладні результати дисертаційного дослідження Назарія ТУРА можуть бути безпосередньо впроваджені у практичну та наукову діяльність Інституту наукових досліджень з цивільного захисту Національного університету цивільного захисту України.

Отримана у дисертаційній роботі таблиця для підбору та перевірки конструктивних розмірів залізобетонних секцій укриттів інтегрує класифікацію захисних споруд цивільного захисту згідно з ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту» за граничними значеннями надлишкового тиску ударної хвилі (ΔP) та геометричними параметрами (шириною прольоту L , товщиною покриття z). Ця таблиця є практичним інструментом для швидкої перевірки та оцінки захисної здатності модульних залізобетонних укриттів.

Таблиця коефіцієнтів запасу міцності залізобетонних модульних укриттів дає змогу оцінити реальний коефіцієнт запасу міцності K для різних геометричних розмірів залізобетонних секцій модульних укриттів відповідно до класів за ДБН В.2.2-5:2023: А-II (≥ 300 кПа), А-III (≥ 200 кПа) та А-IV (≥ 100 кПа), де P_{lim} , кПа – розрахунковий граничний тиск руйнування (кПа). Якщо $K \geq 1.0$, конструкція

витримує нормативне навантаження. Чим більше значення коефіцієнта запасу міцності K , тим вища надійність захисного укриття.

Матеріали дисертаційного дослідження можна використовувати як науково-технічну базу під час підготовки методичних та технічних документів, що регламентують типові інженерні вимоги до модульних захисних споруд цивільного захисту.

Акт складено для надання до спеціалізованої вченої ради у зв'язку із захистом дисертації на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 263 «Цивільна безпека».

Голова комісії:



Вадим НІЖНИК

Члени комісії:



Юрій ФЕЩУК



Ксенія БЄЛІКОВА

ЗАТВЕРДЖУЮ
 Заступник начальника Головного
 управління - начальник управління
 цивільного захисту та превентивної
 діяльності ГУ ДСНС
 України у Львівській області
 полковник служби цивільного захисту
 Олександр ОНОШКО



2026 року

АКТ

впровадження результатів дисертаційного дослідження Тура Назарія Юрійовича на тему
**«Обґрунтування конструктивних параметрів модульних залізобетонних укриттів
 для забезпечення їхньої захисної здатності в умовах воєнного стану»**,
 поданої на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю
 263 «Цивільна безпека»

Ми, комісія у складі:

Голова комісії: заступник начальника управління — начальник відділу превентивної діяльності УЦЗ та ПД ГУ ДСНС України у Львівській області полковник служби цивільного захисту ЧЕРНЕЦЬКИЙ Павло Юрійович.

Члени комісії:

начальник сектору організації заходів безпеки критичної інфраструктури УЦЗ та ПД ГУ ДСНС України у Львівській області підполковник служби цивільного захисту ЮРЕНЦІ Юрій Орестович.

начальник відділу контролю за утриманням захисних споруд та організації евакуаційних заходів УЦЗ та ПД ГУ ДСНС України у Львівській області підполковник служби цивільного захисту ВОЛОС Ігор Васильович.

Склали цей акт про те, що результати дисертаційного дослідження Назарія ТУРА були використані та впроваджені у практичну діяльність Управління цивільного захисту та превентивної діяльності ГУ ДСНС України у Львівській області.

Відповідно до основних завдань Управління щодо участі у плануванні заходів цивільного захисту (укриття населення в захисних спорудах) та реалізації вимог інженерно-технічних заходів у містобудівній і проектній документації, для практичного використання структурними підрозділами були прийняті такі результати:

1. Інструмент розгляду проектної документації на об'єкт будівництва протирадіаційного укриття з модульних (блок — модульних) конструкцій.

Розроблена автором інженерна номограма та уніфікована таблиця дає змогу підібрати мінімальні розміри залізобетонних конструкцій модульних захисних укриттів (товщини покриття z та ширини прольоту L), які здатні витримати граничний надлишковий тиск повітряної ударної хвилі (ΔP , кПа) без застосування складного спеціалізованого програмного забезпечення. Отримана в роботі поліноміальна регресійна залежність ($P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001 z L$) встановлює кількісний зв'язок між

геометричними параметрами залізобетонної конструкції та граничним надлишковим тиском вибухової хвилі.

Це дає змогу фахівцям Управління цивільного захисту та превентивної діяльності розглядати проектну документацію на об'єкти будівництва протирадіаційних укриттів з модульних (блок — модульних) конструкцій.

2. Запропоновані інженерні вимоги та обов'язкові конструктивні заходи.

Результати дослідження інтегровано як науково-технічну базу для підготовки матеріалів щодо інженерних вимоги до модульних (блок — модульних) конструкцій. Впроваджено обґрунтовані конструктивні заходи: обов'язкове влаштування внутрішніх кутових вутів 150x150 мм під кутом 45° для всіх прольотів понад 3000 мм; посилення поперечного армування шпильками у шаховому порядку для запобігання відколів; обов'язкове використання симетричного подвійного армування (клас сталі не нижче А500С); підвищений захист торцевих зон за допомогою інтегрованих сталевих рам-демпферів; встановлення конструктивного мінімуму товщини плити не менше 150 мм для забезпечення 35 мм захисного шару бетону й анкерування сіток.

3. Методичні засади розгортання первинних (мобільних) укриттів.

Отримані в дисертаційному дослідженні дані щодо поведінки модульної захисної споруди під впливом вибуху 30 кг ТНТ на відстані 9 м (що генерує тиск 126,4 кПа) підтверджують, що за умови вільного спирання модуля на ґрунт, кінетичний імпульс трансформується у макроскопічний зсув (ковзання), що гасить енергію та рятує конструкцію від крихкого руйнування. Зазначені дані можуть застосовуватися для правильного розгортання первинних мобільних блок-модулів (типу ЛШСС-1) для захисту населення або персоналу об'єктів критичної інфраструктури в умовах постійної загрози ударів БПЛА типу Shahed-136.

Впровадження результатів розрахунково-теоретичних та експериментальних досліджень динамічного опору залізобетонних конструкцій у практичну діяльність дає змогу перевести процес протидії сучасним засобам ураження на новий, науково обґрунтований рівень. Практичні підрозділи управління цивільного захисту та превентивної діяльності отримали простий інженерний інструмент під час розгляду проектної документації на об'єкти будівництва протирадіаційних укриттів з модульних (блок — модульних) конструкцій та проведення перевірок захисних споруд цивільного захисту модульного типу. Це суттєво підвищить рівень організації цивільного захисту населення Львівської області в умовах воєнного стану.

Акт складено для надання в спеціалізовану вчену раду у зв'язку із захистом дисертації на здобуття освітньо-наукового ступеня доктора філософії зі спеціальності 263 цивільна безпека.

Голова комісії:



ЧЕРНЕЦЬКИЙ П.Ю.

Члени комісії:



ЮРЕНЦЮ О.О.

ВОЛОС І.В.



АКТ

впровадження результатів дисертаційного дослідження Тура Назарія Юрійовича на тему «Обґрунтування конструктивних параметрів модульних залізобетонних укриттів для забезпечення їхньої захисної здатності в умовах воєнного стану», поданої на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 263 «Цивільна безпека»

Ми, комісія у складі:

Голова комісії: заступник начальника управління — начальник відділу планування, організації та моніторингу цивільного захисту УЦЗ та ПД ГУ ДСНС України у Рівненській області, полковник служби цивільного захисту МАЙСТРОВ Юрій Володимирович.

Члени комісії:

тимчасово виконуючий обов'язки начальника відділу нормативної роботи та заходів безпеки критичної інфраструктури УЦЗ та ПД ГУ ДСНС України у Рівненській області, підполковник служби цивільного захисту МЕЛЬНИЧУК Олександр Анатолійович;

тимчасово виконуюча обов'язки начальника сектору контролю за утриманням захисних споруд та організації евакуаційних заходів УЦЗ та ПД ГУ ДСНС України у Рівненській області, старший лейтенант служби цивільного захисту ТАРАСЮК Олександра Вікторівна.

Склали цей акт про те, що результати дисертаційного дослідження Назарія ТУРА були використані та впроваджені у практичну діяльність відділу планування, організації та моніторингу цивільного захисту ГУ ДСНС України у Рівненській області.

Відповідно до основних завдань відділу щодо участі у плануванні заходів цивільного захисту (укриття населення в захисних спорудах) та реалізації вимог інженерно-технічних заходів у містобудівній і проектній документації, для практичного використання структурними підрозділами були прийняті такі результати:

Розроблена автором інженерна номограма та уніфікована таблиця дає змогу підібрати мінімальні розміри залізобетонних конструкцій модульних захисних укриттів (товщини покриття z та ширини прольоту L), які здатні витримати граничний надлишковий тиск повітряної ударної хвилі (ΔP , кПа) без застосування складного спеціалізованого програмного забезпечення. Отримана в роботі поліноміальна регресійна залежність ($P_{lim} = -1115,75 + 9,945z + 0,14L - 0,001zL$) встановлює кількісний зв'язок між геометричними параметрами залізобетонної конструкції та граничним надлишковим тиском вибухової хвилі.

Це дає змогу фахівцям відділу планування, організації та моніторингу цивільного захисту розглядати проектну документацію на об'єкти будівництва протирадіаційних укриттів з модульних (блок – модульних) конструкцій.

Результати дослідження інтегровано як науково-технічну базу для підготовки матеріалів щодо інженерних вимоги до модульних (блок – модульних) конструкцій. Впроваджено обґрунтовані конструктивні заходи: обов'язкове влаштування внутрішніх кутових вутів 150x150 мм під кутом 45° для всіх прольотів понад 3000 мм; посилення поперечного армування шпильками у шаховому порядку для запобігання відколів; обов'язкове використання симетричного подвійного армування (клас сталі не нижче А500С); підвищений захист торцевих зон за допомогою інтегрованих сталевих рам-демпферів; встановлення конструктивного мінімуму товщини плити не менше 150 мм для забезпечення 35 мм захисного шару бетону й анкерування сіток.

Впровадження результатів розрахунково-теоретичних та експериментальних досліджень динамічного опору залізобетонних конструкцій у практичну діяльність дає змогу перевести процес протидії сучасним засобам ураження на новий, науково обґрунтований рівень. Практичні підрозділи відділу планування, організації та моніторингу цивільного захисту отримали простий інженерний інструмент під час розгляду проектної документації на об'єкти будівництва протирадіаційних укриттів з модульних (блок – модульних) конструкцій та проведення перевірок захисних споруд цивільного захисту модульного типу. Це суттєво підвищить рівень організації цивільного захисту населення в умовах воєнного стану.

Акт складено для надання в спеціалізовану вчену раду у зв'язку із захистом дисертації на здобуття освітньо-наукового ступеня доктора філософії зі спеціальності 263 цивільна безпека.

Голова комісії:

Члени комісії:



МАЙСТРОВ Ю.В.

МЕЛЬНИЧУК О.А.

ТАРАСЮК О.В.

ЗАТВЕРДЖУЮ

Фізична особа-підприємець

Богдан СТЕПАНЯК



_____ 2026 р.

АКТ

впровадження результатів дисертаційного дослідження

Тура Назарія Юрійовича на тему**«Обґрунтування конструктивних параметрів модульних залізобетонних укриттів для забезпечення їхньої захисної здатності в умовах воєнного стану»**

Даний акт складено про те, що результати дисертаційного дослідження Тура Назарія Юрійовича впроваджено у практичне використання проектною організацією ФОП Степаняк Богдан Іванович під час проектування нових модульних захисних споруд цивільного захисту.

Об'єктом впровадження є рекомендації щодо обґрунтування, розробки та вибору оптимальних конструктивних і геометричних параметрів залізобетонних секцій модульних укриттів (зокрема, товщини плити покриття та ширини внутрішнього прольоту), що забезпечують їхню нормативну захисну здатність відповідно до класифікації та вимог ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту».

Це дало змогу уникнути неефективного потовщення покриття на великих прольотах, де надмірна маса призводила б до критичного зростання інерційних сил під час удару, і замінити його раціональним перерозподілом армування та геометрії конструкції. Впровадження зазначених рекомендацій забезпечує суттєве зниження собівартості виробництва секцій модульних захисних укриттів при виконанні ними захисних функцій.

Акт не призначено для використання під час фінансових операцій.

Провідний інженер-проектувальник



Богдан Степаняк

« _____ » 2026 року



ЗАТВЕРДЖУЮ

Проректор із навчально-методичної
роботи Львівського державного
університету безпеки життєдіяльності
кандидат технічних наук, доцент

Олександр ПРИДАТКО

_____ 20__ року

АКТ

впровадження результатів дисертаційної роботи

ТУРА Назарія Юрійовича за темою:

**«ОБҐРУНТУВАННЯ КОНСТРУКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ МОДУЛЬНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ УКРИТТІВ ДЛЯ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЇХНЬОЇ ЗАХИСНОЇ
ЗДАТНОСТІ В УМОВАХ ВОЄННОГО СТАНУ»**

Комісія у складі:

голови комісії – начальника навчально-методичного центру Львівського державного університету безпеки життєдіяльності Миколи СИЧЕВСЬКОГО;

членів комісії: начальника кафедри цивільного захисту, кандидата технічних наук, доцента Василя ЛОЇКА; начальника кафедри інформаційних технологій та систем електронних комунікацій, кандидата технічних наук, доцента Назарія БУРАКА встановила, що результати дисертаційної роботи Назарія ТУРА на тему «Обґрунтування конструктивних параметрів модульних залізобетонних укриттів для забезпечення їхньої захисної здатності в умовах воєнного стану», які мають теоретичне та практичне значення, впроваджено в освітній процес Львівського державного університету безпеки життєдіяльності.

Зокрема, на кафедрі цивільного захисту – у навчальну дисципліну «Інженерний захист населення і територій», тема 5.1 «Накопичення фонду захисних споруд та будівництво сховищ і протирадіаційних укриттів» підготовки здобувачів першого освітнього рівня (спеціальність 263 «Цивільна безпека», освітньо-професійна програма «Цивільний захист»); у навчальну дисципліну «Комп'ютерне моделювання у сфері цивільного захисту», тема 8 «Дослідження і конструкція динамічно-стійких інженерних та будівельних споруд» підготовки здобувачів третього (освітньо-наукового) рівня (спеціальність 263 Цивільна безпека, освітньо-наукова програма «Цивільний захист»).

На кафедрі інформаційних технологій та систем електронних комунікацій – у навчальну дисципліну «Моделювання багатопараметричних систем», тема 3 «Аналіз результатів експериментальних досліджень у системах безпеко-орієнтованого спрямування» підготовки здобувачів третього (освітньо-наукового) рівня (спеціальність 122 Комп'ютерні науки, освітньо-наукова програма «Комп'ютерні науки»).

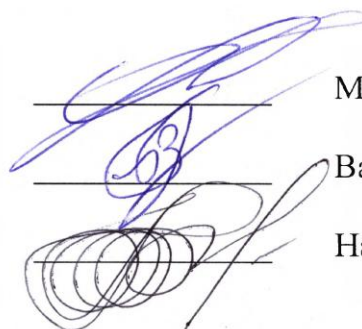
Результати роботи використані в лекційних курсах зазначених навчальних дисциплін при викладенні теоретичних положень щодо переходу від проектування важких монолітних споруд до масового будівництва швидкоспоруджуваних модульних укриттів трубчастої форми (типу ЛШСС-1),

орієнтованих на захист від непрямих влучань та дії БПЛА; практичного застосування розроблених інженерних номограм та таблиць коефіцієнтів запасу міцності для швидкого визначення необхідної товщини перекриття та ширини прольоту без складних розрахунків (здобувачі вищої освіти опанують підбір габаритів модулів під конкретні нормативні класи захисту (А-IV, А-III, А-II) згідно з ДБН В.2.2-5:2023); специфіки застосування моделі неперервної поверхні руйнування з обмежувальним куполом для бетону, яка враховує деформаційну втрату міцності, а також кінематичної моделі для сталі з урахуванням чутливості до швидкості деформації; математичного опису механізму трансформації кінетичної енергії ударної хвилі в роботу сил сухого тертя за законом Кулона при макроскопічному зсуві (ковзанні) вільно спертої конструкції по ґрунтовій основі; практичного застосування методів математичної статистики для доведення адекватності комп'ютерних моделей реальним фізичним процесам. Використання F-критерію Фішера для перевірки нульової гіпотези про рівність дисперсій двох вибірок (розрахункових та експериментальних даних), що є класичним прикладом верифікації безпеко-орієнтованих систем.

Впровадження результатів дисертаційного дослідження забезпечує актуальний характер освіти та високий науково-методичний рівень викладання даних навчальних дисциплін і дає змогу підвищити якість проведення лекційних та практичних занять для здобувачів вищої освіти.

Голова комісії:

Члени комісії:



Микола СИЧЕВСЬКИЙ

Василь ЛОЇК

Назарій БУРАК