ДОДАТОК А

(довідковий)

ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ СТАТИЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ ТИПОВИХ ФАСАДНИХ СТІН НА ДИСТАНЦІЇ 5 МЕТРІВ ВІД ВИБУХУ

1. Вихідні газодинамічні дані навантаження

Розрахунок виконується за верифікованою базою **UN SaferGuard / IATG 01.80 / UFC 3-340-02** для бойової частини **КОФЗБЧ-90** (маса ВР у тротиловому еквіваленті $m_{\text{ТНТ}} = 56{,}25$ кг) на дистанції підриву $R = 5{,}0$ м(наземний підрив на ґрунті):

- Масштабована зведена відстань Гопкінсона–Кренца:

$$Z = \frac{R}{m_{\text{ТНТ}}^{1/3}} = \frac{5{,}0}{56{,}25^{1/3}} = \frac{5{,}0}{3{,}8315} = 1{,}305 \text{ м/кг}^{1/3}; \quad (1)$$

- Тиск у фронті вільної падаючої хвилі (Таблиця 2.2) Методики розрахункового визначення параметрів повітряної ударної хвилі, зон ураження та безпечних відстаней при підриві боєприпасів із заданим тротиловим еквівалентом обираємо три характерні дистанції, які формують фізичні режими роботи конструкцій: $\Delta P_{\text{пад}} = 595$ кПа.
- Піковий надлишковий тиск нормального відбиття на фасаді (Таблиця 2.2) Методики розрахункового визначення параметрів повітряної ударної хвилі, зон ураження та безпечних відстаней при підриві боєприпасів із заданим тротиловим еквівалентом обираємо три характерні дистанції, які формують фізичні режими роботи конструкцій:

$$P_m = \Delta P_{\text{відб}} = 3180 \text{ кПа} = 3{,}18 \text{ МПа}. \quad (2)$$

- Питомий позитивний імпульс відбитої хвилі (Таблиця 2.3) Методики розрахункового визначення параметрів повітряної ударної хвилі, зон ураження та безпечних відстаней при підриві боєприпасів із заданим тротиловим еквівалентом обираємо три характерні дистанції, які формують фізичні режими роботи конструкцій:

$$I_{\text{відб}} = 3120 \text{ Па} \cdot \text{с} = 3{,}12 \text{ кПа} \cdot \text{мс}; \quad (3)$$

- Еквівалентна тривалість спадаючого трикутного імпульсу (t_d):

$$t_d = \frac{2 \cdot I_{\text{відб}}}{P_m} = \frac{2 \cdot 3120}{3180 \cdot 10^3} \approx 0{,}001962 \text{ с} = \mathbf{1{,}96} \text{ мс}. \quad (4)$$

2. Загальна геометрія та розрахункова схема

Для всіх варіантів розглядається фасадна стіна типового поверху висотою $H = 3{,}0$ м, розрахункова смуга шириною $b = 1{,}0$ м.

3. Покроковий алгоритм розрахунку для кожного типу стіни

Варіант 1. Монолітна залізобетонна стіна ($h = 400$ мм, монолітне защемлення)

- **Крок 1. Фізико-механічні параметри:** Бетон С25/30 ($f'_c = 25$ МПа, $E_b = 31$ ГПа), арматура А500С ($f_y = 500$ МПа). Динамічні характеристики: $\text{DIF}_c = 1{,}25 \Longrightarrow f'_{dc} = 31{,}25$ МПа; $\text{DIF}_s \cdot \text{SIF} = 1{,}28 \Longrightarrow f_{ds} = 640$ МПа; $E_{bd} = 1{,}15 \cdot 31 = 35{,}65$ ГПа.
- **Крок 2. Маса та жорсткість (SDOF):** $m = \rho \cdot h = 2500 \cdot 0{,}40 = 1000$ кг/м; повна маса $M = 3000$ кг. При монолітному затисненні на опорах: $k_m \approx 0{,}33 \Longrightarrow M_{\text{екв}} = 990$ кг. Жорсткість із тріщинами ($I_{\text{екв}} \approx 0{,}5 I_g = 0{,}002667$ м^4): $B_{\text{екв}} = 95{,}1 \cdot 10^6$ Н $\cdot$ м^2. Жорсткість защемленої смуги: $K = \frac{384 B_{\text{екв}}}{H^3} = \frac{384 \cdot 95{,}1 \cdot 10^6}{27} \approx 1352 \cdot 10^6$ Н/м.

- **Крок 3. Власний період коливань:**

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M_{\text{екв}}}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{990}{1352 \cdot 10^6}} \approx \mathbf{0{,}0054}\ \text{с} = \mathbf{5{,}4}\ \text{мс}. \quad (5)$$

- **Крок 4. Визначення динамічного режиму:**

$$\theta_0 = \frac{t_d}{T} = \frac{1{,}96\ \text{мс}}{5{,}4\ \text{мс}} = \mathbf{0{,}363}; \qquad (0{,}3 \le \theta_0 \le 2{,}0) \Longrightarrow \text{динамічний проміжний режим}. \quad (6)$$

- **Крок 5. Розрахунок коефіцієнта динамічності ($K_{\text{дин}}$):** Нормативна пластичність для несучих стін укриттів: $\mu = 2{,}0$(кут $\theta \le 2°$). За аналітичною формулою динамічного режиму:

$$K_{\text{дин}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \cdot \left[1 - \frac{1}{2\mu \cdot \theta_0}\right] + \frac{1}{2\mu} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \left[1 - \frac{1}{2 \cdot 2{,}0 \cdot 0{,}363}\right] + \frac{1}{4}; \quad (7)$$

$$K_{\text{дин}} = \frac{1}{1{,}732} \cdot [1 - 0{,}689] + 0{,}250 = \frac{0{,}311}{1{,}732} + 0{,}250 = 0{,}180 + 0{,}250 = \mathbf{0{,}43}.$$

- **Крок 6. Еквівалентне статичне навантаження та перевірка:**

$$P_{\text{екв}} = K_{\text{дин}} \cdot P_m = 0{,}43 \cdot 3180\ \text{кПа} \approx \mathbf{1367}\ \text{кПа} \quad (\approx 1{,}37\ \text{МПа})$$

Перевірка прямого опорного зрізу (Direct Shear, $\mu = 1{,}0$): опір зрізу бетону $V_d = 0{,}18 \cdot f'_{dc} \cdot b \cdot d = 0{,}18 \cdot 31{,}25 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}35 \approx 1968$ кН/м. Опорна динамічна реакція $V_{\max} \approx 0{,}38 r_u H + 0{,}12 P_m H \approx 1620$ кН/м $< V_d$- прямий зріз забезпечено.

Варіант 2. Збірна залізобетонна панель ($h = 400$ мм, шарнірне обпирання на закладних)

Крок 1. Фізико-механічні параметри: Бетон С20/25 ($f'_c = 20$ МПа), арматура А500С.

Крок 2. Маса та жорсткість: $m = 2450 \cdot 0{,}40 = 980$ кг/м; $M = 2940$ кг; при шарнірному обпиранні $k_m \approx 0{,}40 \Longrightarrow M_{\text{екв}} = 1176$ кг. Жорсткість із урахуванням піддатливості монтажних швів: $K \approx 202 \cdot 10^6$ Н/м.

Крок 3. Власний період коливань:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{1176}{202 \cdot 10^6}} \approx \mathbf{0{,}0152}\ \text{с} = \mathbf{15{,}2}\ \text{мс}. \quad (8)$$

Крок 4. Визначення динамічного режиму:

$$\theta_0 = \frac{t_d}{T} = \frac{1{,}96\ \text{мс}}{15{,}2\ \text{мс}} = \mathbf{0{,}129} < 0{,}3 \Longrightarrow \text{імпульсний режим}.$$

Крок 5. Розрахунок коефіцієнта динамічності ($K_{\text{дин}}$): Нормативна пластичність панелі: $\mu = 2{,}0$(обмежена вириванням закладних). За формулою імпульсного режиму:

$$K_{\text{дин}} = \frac{\pi \cdot \theta_0}{\sqrt{2\mu - 1}} = \frac{3{,}1416 \cdot 0{,}129}{\sqrt{2 \cdot 2{,}0 - 1}} = \frac{0{,}405}{\sqrt{3}} = \frac{0{,}405}{1{,}732} = \mathbf{0{,}234}$$

Крок 6. Еквівалентне статичне навантаження та перевірка:

$$P_{\text{екв}} = K_{\text{дин}} \cdot P_m = 0{,}234 \cdot 3180\ \text{кПа} \approx \mathbf{744}\ \text{кПа}$$

Перевірка несучої здатності: загальна згинальна міцність забезпечується, але критичною є міцність зварних і шпонкових закладних деталей опор, які сприймають відскок (*rebound*).

Варіант 3. Цегляна кладка $h = 380$ мм(1,5 цегли, шарнірне спирання по перекриттях)

Крок 1. Фізико-механічні параметри: Цегла М100 на розчині М75; $\rho = 1800$ кг/м^3; $E_{дин} = 3{,}0$ ГПа.

Крок 2. Маса та жорсткість: $m = 1800 \cdot 0{,}38 = 684$ кг/м; $M = 2052$ кг; $M_{екв} = 0{,}45 \cdot 2052 = 923{,}4$ кг. Момент інерції $I = 4{,}5725 \cdot 10^{-3}$ м^4; жорсткість $K = \frac{76{,}8 \cdot (3{,}0 \cdot 10^9 \cdot 4{,}5725 \cdot 10^{-3})}{27} \approx 39{,}02 \cdot 10^6$ Н/м.

Крок 3. Власний період коливань:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{923{,}4}{39{,}02 \cdot 10^6}} \approx \mathbf{0{,}0306}\ \text{с} = \mathbf{30{,}6}\ \text{мс}.$$

Крок 4. Визначення динамічного режиму:

$$\theta_0 = \frac{t_d}{T} = \frac{1{,}96\ \text{мс}}{30{,}6\ \text{мс}} = \mathbf{0{,}064} < 0{,}3 \Longrightarrow \text{глибоко імпульсний режим. (9)}$$

Крок 5. Розрахунок коефіцієнта динамічності ($K_{дин}$): Для неармованої кладки пластичність мізерна: граничне $\mu = 1{,}2$ (кути $\theta \leq 0{,}5^\circ$).

$$K_{дин} = \frac{\pi \cdot \theta_0}{\sqrt{2\mu - 1}} = \frac{3{,}1416 \cdot 0{,}064}{\sqrt{2 \cdot 1{,}2 - 1}} = \frac{0{,}201}{\sqrt{1{,}4}} = \frac{0{,}201}{1{,}183} = \mathbf{0{,}170}.\ (\mathbf{10})$$

- **Крок 6. Еквівалентне статичне навантаження та перевірка:**

$$P_{\text{екв}} = K_{\text{дин}} \cdot P_m = 0{,}170 \cdot 3180 \text{ кПа} \approx \mathbf{541} \text{ кПа}.$$

Перевірка несучої здатності: граничний опір кладки 380 мм на згин (за рахунок аркової дії защемлення між поверхами) становить не більше $r_u \approx 60...90$ кПа. Оскільки $P_{\text{екв}} = 541$ кПа $\gg r_u$, **стіна зазнає повного руйнування та вибивання всередину будівлі**.

Варіант 4. Цегляна кладка $h = 510$ мм(2 цегли, шарнірне спирання по перекриттях)

Крок 1. Фізико-механічні параметри: Цегла М100 на розчині М75; $\rho = 1800$ кг/м^3; $E_{\text{дин}} = 3{,}0$ ГПа.

Крок 2. Маса та жорсткість: $m = 1800 \cdot 0{,}51 = 918$ кг/м; $M = 2754$ кг; $M_{\text{екв}} = 0{,}45 \cdot 2754 = 1239{,}3$ кг. Момент інерції $I = 11{,}0543 \cdot 10^{-3}$ м^4; жорсткість $K \approx 94{,}33 \cdot 10^6$ Н/м.

Крок 3. Власний період коливань:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1239{,}3}{94{,}33 \cdot 10^6}} \approx \mathbf{0{,}0228} \text{ с} = \mathbf{22{,}8} \text{ мс}.$$

Крок 4. Визначення динамічного режиму:

$$\theta_0 = \frac{t_d}{T} = \frac{1{,}96 \text{ мс}}{22{,}8 \text{ мс}} = \mathbf{0{,}086} < 0{,}3 \Longrightarrow \text{імпульсний режим.} \quad (11)$$

Крок 5. Розрахунок коефіцієнта динамічності ($K_{\text{дин}}$): Гранична пластичність: $\mu = 1{,}2$.

$$K_{\text{дин}} = \frac{\pi \cdot \theta_0}{\sqrt{2\mu - 1}} = \frac{3{,}1416 \cdot 0{,}086}{\sqrt{1{,}4}} = \frac{0{,}270}{1{,}183} = \mathbf{0{,}228}. \ (\mathbf{12})$$

Крок 6. Еквівалентне статичне навантаження та перевірка:

$$P_{\text{екв}} = K_{\text{дин}} \cdot P_m = 0{,}228 \cdot 3180 \text{ кПа} \approx \mathbf{725} \text{ кПа}$$

Перевірка несучої здатності: граничний опір кладки 510 мм на згин становить $r_u \approx 130...160$ кПа. Оскільки $P_{\text{екв}} = 725$ кПа $\gg r_u$, **стіна 510 мм також повністю руйнується з розльотом уламків**.

Варіант 5. Блочна стіна з автоклавного газобетону ($h = 400$ мм, D500)

Крок 1. Фізико-механічні параметри: Газобетон D500; $\rho = 600$ кг/м^3; $E_{\text{дин}} = 2{,}5$ ГПа.

Крок 2. Маса та жорсткість: $m = 600 \cdot 0{,}40 = 240$ кг/м; $M = 720$ кг; $M_{\text{екв}} = 0{,}45 \cdot 720 = 324$ кг. Момент інерції $I = 5{,}333 \cdot 10^{-3}$ м^4; жорсткість $K \approx 37{,}8 \cdot 10^6$ Н/м.

Крок 3. Власний період коливань:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{324}{37{,}8 \cdot 10^6}} \approx \mathbf{0{,}0184} \text{ с} = \mathbf{18{,}4} \text{ мс}.$$

Крок 4. Визначення динамічного режиму:

$$\theta_0 = \frac{t_d}{T} = \frac{1{,}96 \text{ мс}}{18{,}4 \text{ мс}} = \mathbf{0{,}107} < 0{,}3 \Longrightarrow \text{імпульсний режим.}$$

Крок 5. Розрахунок коефіцієнта динамічності ($K_{\text{дин}}$): Газобетон абсолютно крихкий: $\mu = 1{,}0$(суто пружний відгук до моменту руйнування).

$$K_{\text{дин}} = \frac{\pi \cdot \theta_0}{\sqrt{2(1) - 1}} = \pi \cdot 0{,}107 = \mathbf{0{,}33}.$$

Крок 6. Еквівалентне статичне навантаження та перевірка:

$$P_{\text{екв}} = K_{\text{дин}} \cdot P_m = 0{,}336 \cdot 3180 \text{ кПа} \approx \mathbf{1068} \text{ кПа}$$

Перевірка несучої здатності: граничний опір газобетонної стіни на згин не перевищує $r_u \approx 15...25$ кПа. За навантаження понад 1 МПа стіна зазнає **тотального бризантного подрібнення в крихту з утворенням вторинного уламкового поля високої швидкості**.

4. Зведена результати розрахунків

(Загроза: КОФЗБЧ-90, $m_{\text{ТНТ}} = 56{,}25$ кг, дистанція $R = 5{,}0$ м, піковий відбитий тиск $P_m = 3180$ кПа, імпульс $I_{\text{відб}} = 3120$ Па · с, $t_d = 1{,}96$ мс). Результати розрахунків наведені в таблиці 1.А.

Таблиця 1.А Розрахунки $K_{\text{дин}}$, $P_{\text{екв}}$ та стійкості типових фасадних стін при дії бойової частини КОФЗБЧ-90 (56,25 кг ТНТ) на дистанції 5 метрів

№ п/п	Тип фасадної стінки ($H = 3{,}0$ м)	Товщина h, мм	Власний період T, мс	$\theta_0 = t_d / T$	Розрахунковий режим	Допустимий μ	$K_{\text{дин}}$	$P_{\text{екв}}$, кПа	Оцінка несучої здатності та наслідки
1	**Монолітний залізобетон** (С25/30, затиснення)	**400**	**5,4**	**0,363**	Динамічний (Гілка В)	2,0	**0,43**	**1367**	**Стійкість забезпечено.** Помірні пошкодження, без обвалення, опорний зріз не перевищено.

2	**Збірна з/б панель** (C20/25, шарнірна)	**400**	**15,2**	**0,129**	Імпульсний (Гілка А)	2,0	**0,234**	**744**	**На межі.** Тіло панелі витримує, необхідне посилення закладних деталей від виривання.
3	**Цегляна кладка (URM)** (М100, 1,5 цегли)	**380**	**30,6**	**0,064**	Імпульсний (Гілка А)	1,2	**0,170**	**541**	**Повне руйнування.** Обвал стіни всередину приміщення ($P_{\text{екв}} \gg r_u \approx 75$ кПа).
4	**Цегляна кладка (URM)** (М100, 2 цегли)	**510**	**22,8**	**0,086**	Імпульсний (Гілка А)	1,2	**0,228**	**725**	**Повне руйнування.** Обвал стіни всередину приміщення ($P_{\text{екв}} \gg r_u \approx 140$ кПа).
5	**Блочна стіна** (газобетон D500)	**400**	**18,4**	**0,107**	Імпульсний (Гілка А)	1,0	**0,336**	**1068**	**Тотальне дроблення.** Повна деструкція блоків, утворення небезпечного уламкового потоку.

Висновок

1. На дистанції 5 метрів від вибуху бойової частини КОФЗБЧ-90 єдиною конструкцією, яка гарантовано забезпечує збереження контуру укриття та захист людей, є **монолітна залізобетонна стіна завтовшки 400 мм із жорстким монолітним армуванням опорних вузлів**.
2. Неармовані кам'яні, цегляні стіни (навіть завтовшки 510 мм) та газобетонні перегородки зазнають суцільного руйнування через брак пластичності та малу міцність на розтяг/згин при дії навантажень рівня 500–1000 кПа, що вимагає їх обов'язкового дублювання монолітними захисними екранами або винесення зон перебування людей поза радіус прямої ударної хвилі.