

РОЗДІЛ 3. РОЗРОБКА ДІНАМІЧНИХ МОДЕЛЕЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

Питання розрахунків, проектування, технічної експлуатації, ремонту, обстеження і реконструкції гідротехнічних споруджень портів традиційно регламентувалися вимогами відомчих нормативних документів. Відсутні актуалізовані редакції цих документів, що корелюють з державними будівельними нормативними документами.

Незалежно від стратегії розвитку портової галузі, що реалізовується, потрібний системний державний підхід для створення сучасної технічної нормативної бази і ефективних методів контролю за її дотриманням, особливо – для стратегічних об'єктів портової інфраструктури.

При проектуванні гідротехнічних споруд необхідно враховувати цілий ряд чинників і вимог, дотримання яких дозволить забезпечити ефективну роботу, надійність і довговічність конструкцій.

На підставі аналізу результатів досліджень і вимог нормативних документів, що діють, слід призначити розрахункові параметри природних, у тому числі сейсмічних, дій на проєктовані споруди з урахуванням їх терміну служби.

Проектування гідротехнічних споруд повинне здійснюватися з урахуванням переважувальних комплексів, що знаходяться на причалі, при належному науковому супроводі.

Вживання нових конструктивних рішень вимагає проведення відповідних експериментальних досліджень, у тому числі в натурних і лабораторних умовах.

В даний час є можливість оперативно оцінювати ступінь надійності обчислення основних динамічних параметрів будівель (споруд) - періодів і форм власних коливань. Труднощі, в основному, полягають в необхідності складати і вирішувати тисячі вирішуючих рівнянь, якщо використовувати в

моделюванні конечноелементною апроксимацію. Ці труднощі, що відносяться до вирішення систем великої розмірності, за кордоном іменують терміном "проклин розмірності". Проте, в теперешній час намітилася дорога подолання цих труднощів за рахунок використання новітньої комп'ютерної техніки і класичних (універсальних) методів розрахунку (метод скінчених елементів). Перехід до спеціалізованих методів, таких, як розчленовування просторової системи на плоскі підсистеми і з'єднання останніх, заміна плоских елементів будівлі динамічно еквівалентними одновимірними системами і перехід до спрощених моделей, в яких число вузлових зв'язків у з'єднаннях поперечних елементів будівлі з перекриттями може бути понижена з шести до однієї лінійної та інші.

В даний час необхідно удосконалювати методи розрахунку напружено-деформованого стану ґрунтової підстави під гідротехнічними спорудами, з урахуванням знакозмінних дій.

Інфраструктура морських портів є складним симбіозом будівель, споруд, механізмів, конструкцій, розташованих на території і (або) акваторії морського порту і забезпечуючих роботу транспортної інфраструктури.

Проведений інститутом «ЧорноморНДІІпроект» аналіз тривалості експлуатації причальних споруд показав, що до теперішнього часу термін служби більшості причальних споруд складає 30—40 років і наближається до нормативного або перевищує його. За даними того ж джерела, кількість споруд, що експлуатуються 30 років і більш порядку 70 %.

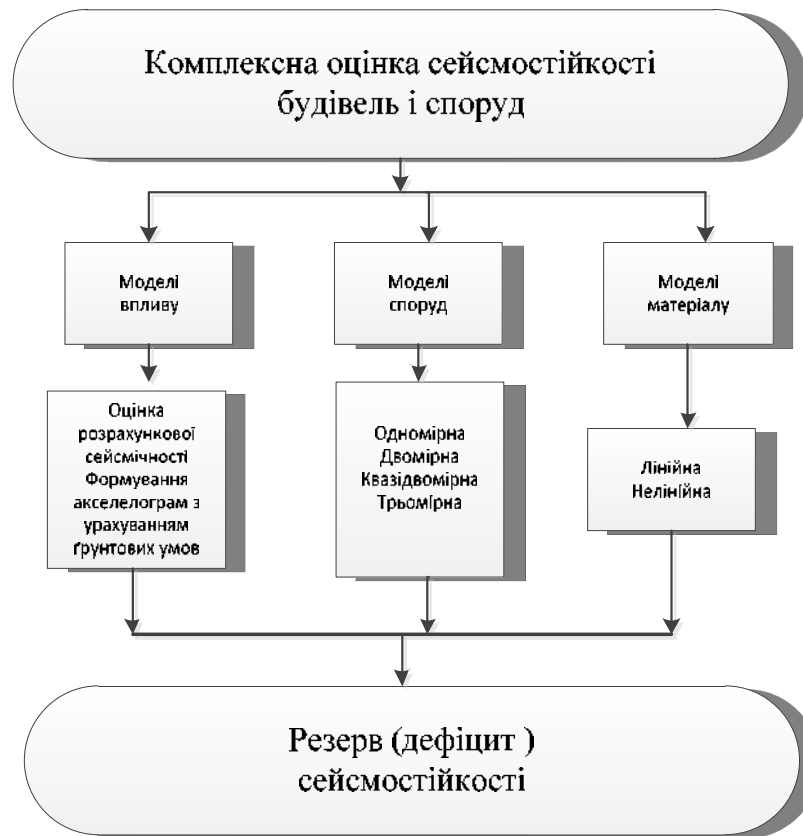


Рисунок 3.1 Схеми оцінки сейсмостійкості будівель та споруд

3.1 Закономірність у реальній роботі конструкцій при динамічних впливах.

При проектуванні реальних тривимірних об'єктів по плоскій розрахунковій моделі, здійснюється одна з найсерйозніших погрішностей розрахунку. Перехід до просторової розрахункових моделей (PM) для тривимірних об'єктів перший, але важливий крок по шляху зближення PM і фізичної моделі. Без такого переходу не мають практичного сенсу подальші уточнення роботи реального об'єкту за рахунок обліку нелінійної деформації. Питання оптимізації конструкцій також можуть бути вирішені лише на основі просторових PM[116, 117].

Викладений новий метод розрахунку причальних споруд як єдиних просторових систем. Якщо варіаційний метод скінчених елементів виходить з вельми локального уявлення можливих переміщень (лише в межах кінцевого елемента), то даний метод частково повертається по ідеї до класики. При

цьому можливі переміщення охоплюють всю тривимірну область, що розраховується. В заданій поперечній площині у вигляді можливих переміщень встановлюються за допомогою власних векторів елементів верхньої будови. Такий підхід дозволяє «стискувати» (редукувати) тривимірну модель споруди і на порядок скоротити систему вирішуючих рівнянь.

3.2 Скінечно-елементна апроксимація просторових об'єктів

Найбільш детальна апроксимація просторового об'єкту скінчених елементів. Принципове застосування метод скінчених елементів (МСЕ) до просторових об'єктів не відрізняється від добре освоєних методів вирішення плоских завдань. Проте тут виникає проблема лавиноподібного збільшення розмірів вирішуючої системи рівнянь і втрати стійкості отримуваних рішень із-за накопичення в розрахунках погрішностей рахунку.

Перший етап розрахунку перетворення РМ в дискретну модель, яка складається з окремих скінчених елементів простої форми, сполучених між собою вузлами. На РМ наголошується глобальна система координат, призначаються і нумеруються вузли, скінчені елементи і опорні зв'язки.

Грунтове середовище представлено набором тетраедрів, гнучка стінка - лінійними елементами, що згинаються. Для моделювання дотичних зусиль взаємодії поверхні стінок з ґрунтом використовується контактний елемент. Анкери моделюються лінійними елементами, що працюють на подовжні зусилля.

У поперечній площині дискретної розрахункової моделі причалу міститься 242 вузли. Якщо розмір СЕ ґрунту (тетраедра) прийняти рівним 1 м-кодом, а довжину причалу 60 м-кодів, то просторова дискретна модель міститиме 14520 вузлів з лінійними мірами свободи в кожному з них (окрім граничних КЕ). Порядок вирішуючої системи рівнянь приблизно дорівнює 41000. Для інших, складніших дискретних моделей порядок вирішуючих рів-

нянь зростає до 70000– 80000. Сформувати і вирішити такі обширні системи рівнянь по методу скінчених елементів в даний час не є можливим.

3.3 Дискретизація просторової моделі причальної споруди

Причальна споруда естакадного типу складається з верхньої будови і свайної підстави. Верхню будову утворюють плити, що підкріплюють її взаємно ортогональні ребра. Свайна підстава складається з паль і ґрунтового середовища. Модель причальної споруди розглядається як складна система. Її структура розщеплюється на три просторові підструктури.

Плити верхньої будови уявляють першу просторову підструктуру причальної споруди. По співвідношенню між розмірами і відносною величиною проліта вона може бути модельована при розрахунку на вертикальні навантаження як тонка жорстка пластина. Через гіпотезу прямих нормалей тривимірна задача розрахунку пластини зводиться до континуальної у двомірному завданню вигину серединної плоскості, що описується диференціальним оператором в приватних похідних. Математичні труднощі вирішення цього оператора за складних граничних умов по площах контакту ребер або паль можуть бути зменшені. Це може бути досягнуто різними засобами дискретизації континуального середовища, наприклад шляхом заміни її перехресним стрижньовим набором. В цьому випадку відбувається заміна нескінченності Гільбертова простору скінченномірним простором невідомих сіткових функцій.

Скінченномірне наближення може бути здійснене скінченорізницеvim або скінчено-елементним методом. Для цього розглядається безліч точок (x_k, y_l) ; тут k та l – довільні, цілі числа. Безліч точок такого вигляду це сітка, а самі крапки–вузли сітки (рис. 3.2, а). Відстань між вузлами оцінюється двома параметрами: h_x, h_y – кроками сітки по вісям x і y , відповідно.

Функції, областю визначення яких є сітка, називається сітковими функціями. Безліч сіткових функцій d_I^h переміщень вузлів сітки з областю визначення G_h обзначаються Φ_I^h . Кожній функції $d_I \in \Phi$ можна поставити у відповідність сіткову функцію за правилом: значення d^h в вузлі (x_k, y_l) равно $d(x_k, y_l)$. Ця дія називається лінійним оператором проектування функції d_I на сітку. Відповідність між d_I^h та $(K_I d_I)^h$ визначаються як лінійний оператор K_I^h на сіткових функціях. Тоді завдання вигину пластини в операторній формі може бути представлено таким чином.

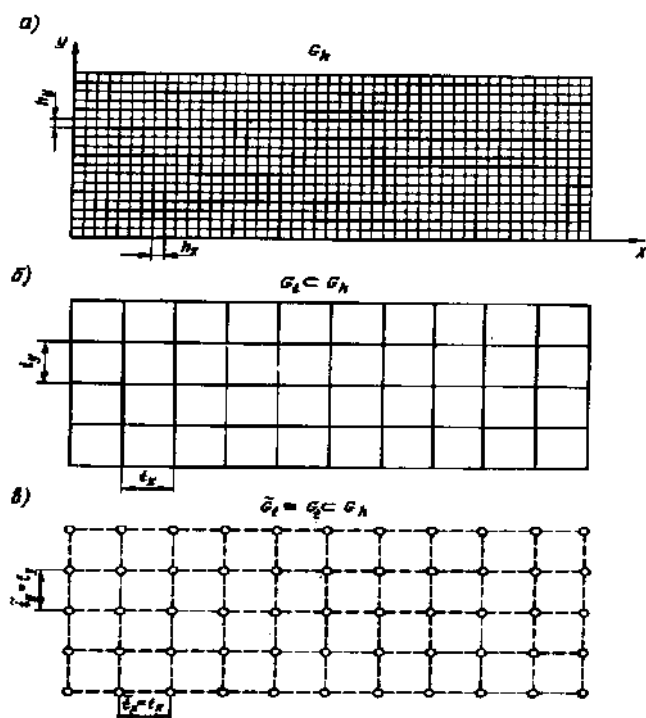


Рисунок 3.2. Области визначення сіткової функції

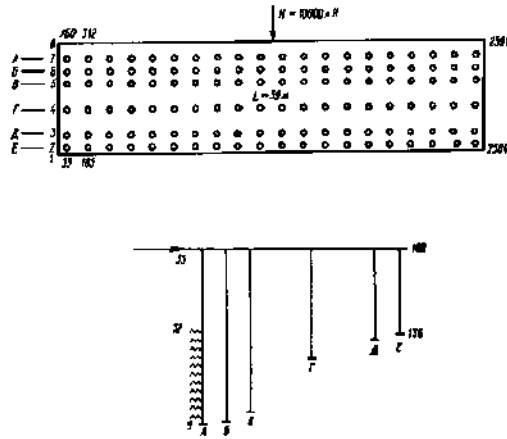


Рисунок 3.3. Дискретна модель причального спорудження естакадного типу

Поперечні і продольні ребра, відокремлені від пластини та паль, утворюють другу просторову підструктуру причальної споруди. Це буде балочна перехресна система. Вона фізично є дискретною (у сенсі концентрації матеріалів уздовж лінії і взаємодії поперечних ребер з подовжніми через вузли пересічень). Тому її функцію переміщень d_{II} доцільно спроектувати на сітку G_I (ф. 3.1) з кроком t (крок може бути змінним). Рівняння (вирішуючі рівняння методу переміщень) в символічній формі для балочної перехресної системи можуть бути записані аналогічно формулам (ф. 3.1):

$$\left. \begin{aligned} K_I^h d_I^h &= f_I^h \% G_h; \\ a_I^h d_I^h &= g_I^h \epsilon \mathbb{I} G_h; \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

де f_I^h – сіткова функція навантажень;

a_I^h – лінійний оператор граничних умов;

G_h^I – безліч вузлів сітки;

$\mathbb{I} G_h$ – безліч, що є кордоном взаємодії пластини з ребрами;

h – означає, що оператори і функції d_I^h, f_I^h, g_I^h залежать від кроку сітки h .

$$\left. \begin{aligned} K_{II}^t d_{II}^t = 0 \quad \%o \quad G_t = G_t G_h; \\ a_{II}^t d_{II}^t = g_{II}^t \quad \% \in \quad G_t \cup \mathbb{I} G_h G_h, \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

де $G_t, \mathbb{I} G_h$ – безліч, що є кордонам взаємодії перехресної системи (пересічення паль і пластини).

Тут не враховуються ексцентриситети між центрами тяжіння перетинів ребер і серединною плоскістю пластини.

Третьою просторовою підструктурою є свайна основа. Дискретизація підструктури ускладнена тим, що одна її частина (паль) представляє безліч одновимірних середовищ-стрижнів, а інша (грунт)– одне тривимірне середовище з явно вираженими непружними властивостями. Тут мають місце великі труднощі, пов'язані з несумісністю (по напрямках умов сполучення) середовищ і з лавиноподібним збільшенням числа обчислень для коректування на кожному кроці вантаження жорсткосних параметрів ґрунту. Ці труднощі значною мірою долаються, якщо врахувати встановлений експериментально факт локальної деформованості ґрунту довкола контактної області при дії вертикальних навантажень і перейти до непружної моделі

Перші роботи, що базуються на теорії місцевих пружних деформацій, з'явилися в 30-х роках. З тих пір ця теорія безперервно розвивалася. У загальносоюзних і відомчих нормативних документах за розрахунком паль ґрунт розглядається як пружно-деформоване середовище Фусса-Вінклера з коефіцієнтом постелі, що лінійно зростає по глибині.

Теоретично і експериментально узагальнювальною дослідження останніх років, погонну вертикальну відсіч $q = S b$ на одиницю довжини палі нелінійно пов'язаний з вертикальним переміщенням палі w залежністю:

$$q = \frac{c_0 w}{\left(1 + l c_0 w / q_{\delta} \left(\frac{m}{m} \right)^{1/m} \right)}, \quad (3.3)$$

де c_0 – початковий коефіцієнт відсічі – коефіцієнт що приймається за даними експерименту залежно від стану ґрунту діапазон зміни b від 1 до 3.

Кожна паля має по довжині свою вузлову сітку. Їх проекції на горизонтальну площину, проведену в місці контакту з перехресною системою утворюють безліч вузлів $\mathbb{G}_s = G_t \subset G_h$. Завдання деформації паль в ґрунтового середовищі в символічній формі записуються у вигляді:

$$\left. \begin{aligned} K_{ln} \left(d_{ln}^s \right) d_{nl}^s &= 0 \quad \% G_s; \\ a_{ln}^s d_{ln}^s &= g_{ln}^s \quad \in \mathbb{G}_s \equiv G_t \equiv G_h, \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

де $K_{ln}^s \left(d_{ln}^s \right)$ – нелінійний оператор.

Як і у попередньому випадку, тут не враховуються ексцентриситети сіток, оскільки інакше довелось б складати і вирішувати геометрично нелінійні рівняння стану пластини з урахуванням взаємовпливу деформації від вертикальних і горизонтальних навантажень. Це приводить до нерозв'язних в даний час обчислювальним труднощам.

3.4 Розрахунок на горизонтальні сейсмічні дії

Як і у попередньому випадку, ґрунт моделюватимемо пружними опорами. Верхня будова була надана у вигляді балки-стілки. Як показують розрахунки, прогини балок-стінок з достатньою мірою точності визначаються по балочній моделі з урахуванням деформацій вигину і зрушення. Оскільки сили інерції пропорційні прискоренням, а останні прогинам, то можливо формувати сейсмічні навантаження (сили інерції) по балочній моделі. Маси верхньої

будови і вантажів $(M_1, M_2, \dots, M_k, \dots, M_m)$ зосереджені в m вузлах осьової лінії балки, що моделює плиту.

Для більшої наочності моделі плиту верхньої будови можна зрушити в горизонтальній площині. Зв'язки, передавальні зусилля від плити до паль, модельовані абсолютно жорсткими стержнями.

Як і раніше, просторова структура була представлена у вигляді трьох підструктур А, В, С. Підструктура А представляє поперечні ребра з приведеними поясочками плити, підструктура В – подовжні ребра з приведеними поясочками пластини. Всі елементи підструктури В об'єднані в єдину модель класичної балки. Підструктура В представлена палями, що знаходяться на пружних опорах. Елементи підструктур А і В зв'язані у вузлах з'єднання лінійними і кутовими зв'язками, утворюючи ансамбль поперечних рам.

При формуванні матриць жорсткості причальної споруди поперечні рами були розглянуті як суперелементи з усіченим числом мір свободи. Якщо ґрунти по довжині причалу не однорідні, то значення величин горизонтальні жорсткості C_k суперелементів будуть різними.

Матрицю жорсткості причальної споруди представлено як суму матриць жорсткості плити В розміром $m \times m$ і 0-матриць жорсткості суперелементів:

$$K = B + C_1 \oplus C_2 \oplus \dots \oplus C_k \oplus \dots \oplus C_m. \quad (3.5)$$

Рівняння руху мас отримаємо по другому закону Ньютона:

$$(M(\overset{\cdot}{d} = \overset{\cdot}{S}_y + \overset{\cdot}{S}_{Hy} + \overset{\cdot}{J}, \quad (3.6)$$

де $\dot{S}_y = -K\dot{d}$ – сили пружності опору;

$\dot{S}_{Hy} = -g[M]\dot{d}$ – сили непружного опору;

$[M] \equiv \text{diag}\{M_1, M_2, \dots, M_k, \dots, M_m\}$;

g – коефіцієнт, що враховує сили непружного опору;

$\mathbf{J} = -\bar{M}\ddot{Y}_0$ – сили інерції переносного руху за рахунок зсуву підстави

при землетрусі;

\ddot{Y} – прискорення ґрунту;

$\bar{M} = [M_1, M_2, \dots, M_m]^T$;

\dot{d} – шуканий вектор вузлових переміщень.

У розгорнутому вигляді рівняння (ф. 3.6) прийме вигляд:

$$(M(\dot{d} + g(\bar{M}\dot{d} + K\bar{d} = -\bar{M}\ddot{Y}_0. \quad (3.6)$$

Приватні незалежні вирішення рівняння (ф. 3.7) були визначені у вигляді:

$$\dot{d}^{(j)} = \dot{V}_B^{(j)} q_{(j)}, \quad (3.7)$$

де $\dot{V}_B^{(j)}$ – власний вектор підсистеми В (верхньої будови), що задовольняє рівнянню:

$$B\dot{V}_B^{(j)} = I_B^{(j)}(M(\dot{V}_B^{(j)}. \quad (3.8)$$

Питання про значення величини сили непружного опору є одними з найскладніших, та мало вивчених у динаміці. Для простоти вирішення сили

непружного опору зазвичай представляються пропорційними матриці мас або матриці жорсткості.

Рівняння (ф. 3.8) було підставлено в рівняння (ф. 3.7) і помножено на $\dot{V}_B^{(j)}$:

$$\begin{aligned} & \left((M(\dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)}) \ddot{q}_j + g((M(\dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)}) \dot{q}_j + \right. \\ & + [I_B^{(j)}((M(\dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)}) + (C(\dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)}))] q_{(j)} = \\ & \left. = \left(\dot{V}_B^{(j)}, M \ddot{Y}_0 \right) \right). \end{aligned} \quad (3.9)$$

Оскільки множниками при $\ddot{q}_j, \dot{q}_j, q_j$ є скаляри, рівняння (ф. 3.10) є рівнянням коливань для системи з однією мірою свободи. Вирішення рівняння (ф. 3.10) для правої частини довільного вигляду представляється у формі інтеграла Дюамеля:

$$\begin{aligned} q_j = & \int_0^t \left(\dot{V}_B^{(j)}, M \ddot{Y}_0 \right) \exp\left(-\frac{g}{2}(t-t)\right) \sin w_j(t-t) dt / w_j \left((M(\dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)}) = \right. \\ & \left. - \int_0^t \ddot{Y}_0 \exp\left(-\frac{g}{2}(t-t)\right) \sin w_j(t-t) dt / \left(w_j \sum_{k=1}^m M_k v_{jk}^2 \right) \right), \end{aligned} \quad (3.11)$$

$$\text{де } w_j = \left\{ \left[I_B^{(j)} \left([M] \dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)} \right) + \left([C] \dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)} \right) \right] / \left([M] \dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)} \right) \right\}^{1/2} - \text{частота}$$

власних коливань причальної споруди.

Проте часті вирішення формули (ф. 3.12) можуть бути незалежними лише за умови $[M] = a[C]$ (a – скаляр), оскільки лише в цьому випадку виконуватимуться умови ортогональності:

$$\left((M(\dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)}) = 0; \quad (C(\dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)}) = 0; \quad i = j. \right. \quad (3.12)$$

У інших випадках вирішення рівняння (ф. 3.12) повинні розглядатися як наближені вирішення мірних для нуля імітаційних моделей. Суворе рішення при $M \neq aC$ може бути отримано шляхом об'єднання підструктур В і С при рішенні задачі на власні значення:

$$((B+C)\dot{V}_{B+C}^{(j)} = I_{B+C}^{(j)} \dot{V}_{B+C}^{(j)}, \quad (3.13)$$

що для прийнятої моделі причальної споруди не є скрутним.

Сейсмічні сили є силами інерції переносного руху ґрунту при землетрусі і пружних зсувів \dot{d}_j верхньої будови, що несе зосереджені маси:

$$\dot{S}^{(j)} = -M \ddot{Y} - (M(\dot{d}^{(j)}). \quad (3.14)$$

Якщо нехтувати силами непружного опору, то з рівняння (ф. 3.7) виходить, що

$$\dot{S}^{(j)} = (B+(C))\ddot{d}, \quad (3.15)$$

або, з рівняння (ф. 3.8) та (ф. 3.9):

$$\dot{S}^{(j)} = (I_B^{(j)} (M+(C))\dot{V}_B^{(j)} q_j. \quad (3.16)$$

Обмежимося розглядом максимальних величин сейсмічних сил $\dot{S}^{(j)}$:

$$\begin{aligned} \max_t \dot{S}^{\mathbf{r}(j)} &= (I_B^{(j)} (M + (C) \dot{V}_B^{(j)}) \max_t q_j = \\ &= (I_B^{(j)} (M + (C) \dot{V}_B^{(j)} \frac{\sum_{k=1}^m M_k v_{jk}}{\sum_{k=1}^m M_k v_{jk}^2} (C_{Y_0}(w_j))), \end{aligned} \quad (3.17)$$

де $C_{Y_0}(w_j) = \max_t \left| \frac{1}{w_j} \int_0^t \ddot{Y}_0 \exp\left(-\frac{g}{2}(t-t)\right) \sin w_j(t-t) dt \right|$ — так званий

спектр сейсмічних зсувів.

Якщо: $[M] = a[C]$, то:

$$(M = M_1 (M_k / M_1); (C = C_1 (M_k / M_1). \quad (3.18)$$

Отже,

$$\begin{aligned} w_j^2 &= [I_B^{(j)} ([M] \dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)}) + ([C] \dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)})] / ([M] \dot{V}_B^{(j)}, \dot{V}_B^{(j)}) = \\ &= (I^{(j)} M_1 + C_1) / M_1; \end{aligned} \quad (3.19)$$

$$\max_t \dot{S}^{\mathbf{r}(j)} = \left[\left(w_j^2 M_1 (M_k / M_1) (\dot{V}_B^{(j)} \sum_{k=1}^m M_k v_{jk}^2) \right) \right] \cdot C_{Y_0}(w_j). \quad (3.20)$$

Сейсмічні спектри швидкостей і прискорень були виражені через спектр зсувів:

$$C_{\dot{Y}_0}(w_j) = w_j C_{Y_0}(w_j); \quad C_{\ddot{Y}_0}(w_j) = w_j^2 C_{Y_0}(w_j). \quad (3.21)$$

Перші спектри прискорень були побудовані американським вченим М.А.Біо[79] на початку 40-х років. Стандартна крива як що огинає, визначена

для ряду землетрусів, була прийнята в 1951 р. в Каліфорнійському коді. За пропозицією радянського вченого І.Л. Корчинського [52] в будівельних нормах 1957, 1962 і 1969 рр. спектр прискорення представлений у вигляді:

$$C_{\ddot{Y}_0}(T_j) = K_c b(T_j) g, \quad (3.22)$$

де $T_j = 2p / w_j$;

K_c – сейсмічний коефіцієнт, рівний відношенню максимального прискорення ґрунту ($\max \ddot{Y}_0$) до прискорення вільного падіння;

$b(T_j)$ – коефіцієнт динамічності.

З врахуванням формул (ф. 3.21) і (ф. 3.22) формула (ф. 3.23) набере вигляду:

$$\max_t S^{(j)} = K_c b(T_j) (Q(\dot{V}_B^{(j)} \sum_{k=1}^m M_k v_{jk} / \sum_{k=1}^m M_k v_{jk}^2). \quad (3.23)$$

Сейсмічні сили, прикладені в к-й масі:

$$S_k^{(j)} = K_c b(T_j) t_j Q_k m_j, \quad (3.24)$$

$$t_j = v_{jk} \sum_{k=1}^m Q_k v_{jk} / \sum_{k=1}^m Q_k v_{jk}^2;$$

де

$Q_k = M_k g$ – вес к-й маси сили тяжіння, вага.

Структура формули (ф. 3.25) повністю тотожна нормативній формулі для визначення сейсмічних сил будівель за консольною розрахунковою схе-

мою (відмінності в позначеннях $t_j \equiv h_i$ вказують на відмінності розрахункових моделей).

Проте теоретичні розрахунки по формулі (ф. 3.25) в даному випадку не узгодилися з досвідом руйнувань будівель при реальних землетрусах. Це зв'язано тим, що «пружні» розрахунки в 3–4 рази завищували сейсмічні навантаження. Тому у вказаних вище нормах сейсмічні коефіцієнти K занижувалися проти експериментально замірених приладами в 3–4 рази.

У нормах 1981 р. ця обставина відбита у явному вигляді шляхом визначення розрахункового сейсмічного навантаження по формулі:

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{0ik}, \quad (3.25)$$

де K_1 – коефіцієнт, що враховує пошкодження будівель і споруд, що допускаються;

K_2 – коефіцієнт, що враховує конструктивні вирішення будівель і споруд;

S_{0ik} – значення сейсмічного навантаження для i -го струму власних коливань будівлі або споруди, визначуване в припущенні пружної деформації конструкцій по формулі:

$$S_{0ik} = Q_k A b_i K_r h_{ik}, \quad (3.26)$$

де Q_k – вага будівлі або споруди, віднесена до крапки k ;

A – коефіцієнт, значень якого слід набути рівними 0,1; 0,2; 0,4 відповідно для розрахункової сейсмічності 7,8,9 балів;

b_i – коефіцієнт динамічності, відповідний i -му струму власних коливань будівель або споруд, приймається:

для ґрунтів I категорії $b_i = 1/T_i$, но не більше ніж 3;

для ґрунтів II категорії $b_i = 1,1/T_i$, но не більше ніж 2,7;

для ґрунтів III категорії $b_i = 1,5/T_i$ но не більше ніж 2;

K_f – коефіцієнт, що враховує загасання коливань (сили непружного опору);

h_{ik} – коефіцієнт, залежний від форми деформацій споруди при його власних коливаннях по i -му струму:

$$h_{ik} = X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j) / \sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(x_j). \quad (3.27)$$

Порівнюючи формулу (ф. 3.25) з формулами (ф. 3.27) і (ф. 3.28), було встановлено, що вони відрізняються лише «розщеплюванням» коефіцієнта K_c у старих нормах на 4 коефіцієнти K_1, K_2, A, K_f у нових, що відповідає тенденціям зміни зарубіжних норм.

Повертаючись до практичних аспектів розрахунку причальної споруди на сейсмічні дії. Частоти власних коливань причальної споруди (див. формулу (ф. 3.12)) рівні:

$$w_j = \left[\sum_{k=1}^m (I_b^j M_k + C_k) v_{jk}^2 / \left(\sum_{k=1}^m M_k v_{jk}^2 \right) \right]^{1/2}, \quad j=1, 2, \dots, r. \quad (3.28)$$

Найбільш просто динамічні параметри (частоти і форми) причальної споруди визначаються в пропозиції, що маси уздовж верхньої будови розпо-

ділені рівномірно, а ґрунти однорідно. Тоді для $j = 1, 2 (I_B^{(1)} = 0, I_B^{(2)} = 0)$ будемо мати:

$$w_1 = \left[\sum_{k=1}^m C_k I^2 / \sum_{k=1}^m M_k I^2 \right]^{1/2}; \quad (3.29)$$

$$w_2 = \left[\sum_{k=1}^m C_k x_k^2 / \sum_{k=1}^m M_k x_k^2 \right]^{1/2}; \quad (3.30)$$

$$\mathbf{V}_{(m \times 1)}^{\mathbf{I}(1)} = [1, 1, \dots, 1]^T \quad \mathbf{V}_{(m \times 1)}^{\mathbf{I}(1)} = [x_1, x_2, \dots, x_m]^T, \quad (3.31)$$

де x_k – відстань від центру жорсткості свайного поля (з врахуванням знаку) до k -й палі.

Для інших частот власні значення визначаються за формулою:

$$I_B^{(j)} = 1 / (I_1^{(j-1)} + I_2^{(j-1)}); \quad j=3, 4, \dots, r. \quad (3.32)$$

Тут:

$$\begin{aligned} I_1^{(j)} &= \bar{I}_1^{(j)4} EJ / l^4; \quad I_2^{(j)} = \bar{I}_2^{(j)2} GF / l^2; \\ \bar{I}_1^{(3)} &= 4,73; \quad \bar{I}_1^{(4)} = 7,853; \quad \bar{I}_1^{(5)} = 10,996; \quad \bar{I}_1^{(6)} = 14,14; \dots; \\ \bar{I}_2^{(3)} &= 9,425; \quad \bar{I}_2^{(4)} = 12,566; \quad \bar{I}_2^{(5)} = 25,708; \quad \bar{I}_2^{(6)} = 18,85; \dots; \end{aligned}$$

З врахуванням, що: EJ , GF – відповідно, изгибна і сдвігова жорсткості плити верхньої будови, а l – довжина плити.

Власні вектори:

$$\mathbf{V}_B^{(j)} = (1 + \bar{m}_j) \mathbf{V}^{(j)}, \quad (3.33)$$

$$\text{де } \bar{m}_j = I_1^{(j)} EJ / I_2^{(j)} GF l^2;$$

$$\mathbf{V}_B^{(j)} = [v_{j1}, v_{j2}, \dots, v_{jm}]^T;$$

Горизонтальні жорсткості паль на пружних опорах чисельно дорівнюють реакції в горизонтальному лінійному зв'язку (у верху палі) при її одиничному зсуві. Завдання за визначенням вирішується за допомогою ЕОМ по стандартних програмах методу скінчених елементів.

Періоди власних коливань визначаються по формулі:

$$T_j = 2\pi / \omega_j. \quad (3.34)$$

По формулах (ф. 3.28) визначаються коефіцієнти динамічності (при $i=j$). Коефіцієнти форм рівні:

$$t_1 = 1; \quad t_{2k} = \frac{x_k \sum_{k=1}^m Q_k x_k}{\sum_{k=1}^m Q_k x_k^2}; \quad t_{jk} = \frac{v_{jk} \sum_{k=1}^m Q_k v_{jk}}{\sum_{k=1}^m Q_k v_{jk}^2}; \quad j = 3, 4, 5. \quad (3.35)$$

Сейсмичні навантаження:

$$S_k^{(j)} = Q_k A b_j K_f t_{jk} m_j, \quad (3.36)$$

де Q_k – відповідно вага маси;

A – відношення прискорення ґрунту до прискорення вільного падіння;

m_j – коефіцієнт, що враховує загасання норми.

Розрахункові сейсмичні сили визначаються по формулі (ф. 3.28). Ключем до рішення задачі є варіаційний підхід, стосовно просторових інженерних об'єктів.

Виділивши з будівлі або споруди різнотипні плоскі поперечні значення (частоти) і власні вектори (форми) їх матриць жорсткості. Останні розглядаються як можливі переміщення поперечних перетинів просторової системи. З їх допомогою з точністю до невідомих параметрів складається просторове рішення. Коефіцієнти вирішуючих рівнянь мають сенс робіт внутрішніх сил всіх поперечних і подовжніх елементів будівлі на можливих переміщеннях. Рішення, отримане за допомогою одного власного вектора всіх різнотипних поперечних елементів будівлі, може послідовно уточнюватися за рахунок спільного обліку в одному вирішуючому рівнянні декількох перших власних векторів.

Частоти і форми плоских елементів інженерних споруд є інтегральними характеристиками. Вони визначають в головних координатах математичну модель і залежать від рівня (параметра) напружено-деформованого стану. Надійність отримуваних рішень зростає, якщо залежності перших (з енергетичної точки зору найбільш істотних і таких, що реально виділяються в експерименті) частот і форм власних коливань від параметра (етапу) напружено-деформованого стану будуть встановлені експериментально на основі вібраційних натуральних або модельних випробувань типових конструкцій вертикальних елементів будівель. При вичерпанні здатності, що несе, вертика-

льні конструкції будівлі мають нульову частоту (нульову відпорність).

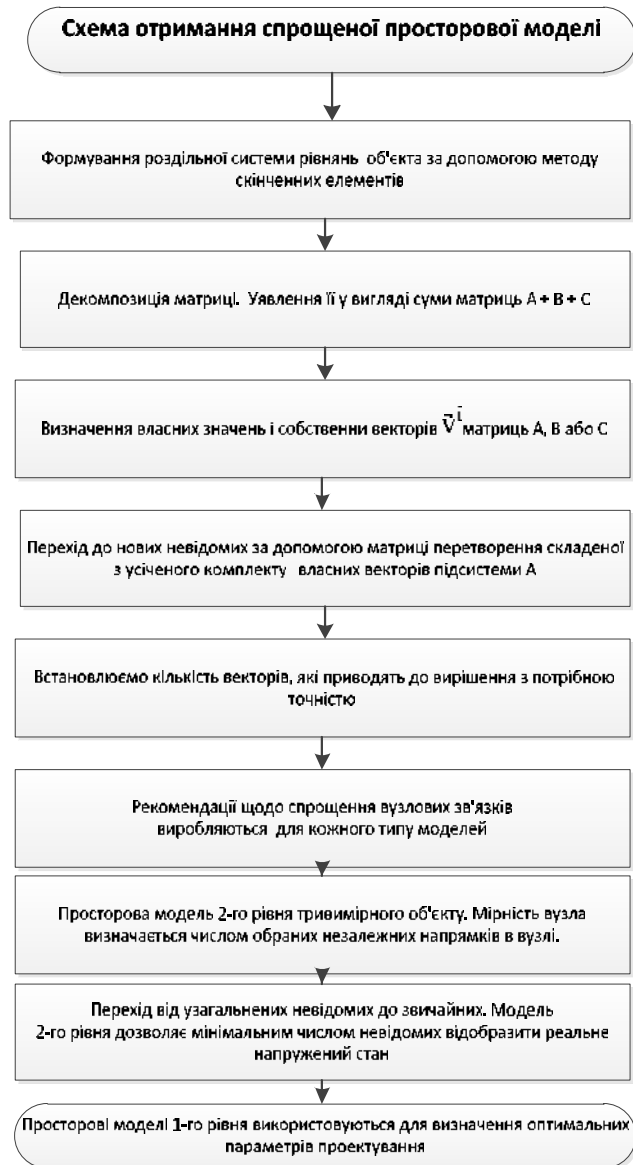


Рис. 3.3 Блок схема алгоритма отримання спрощеної просторової моделі.

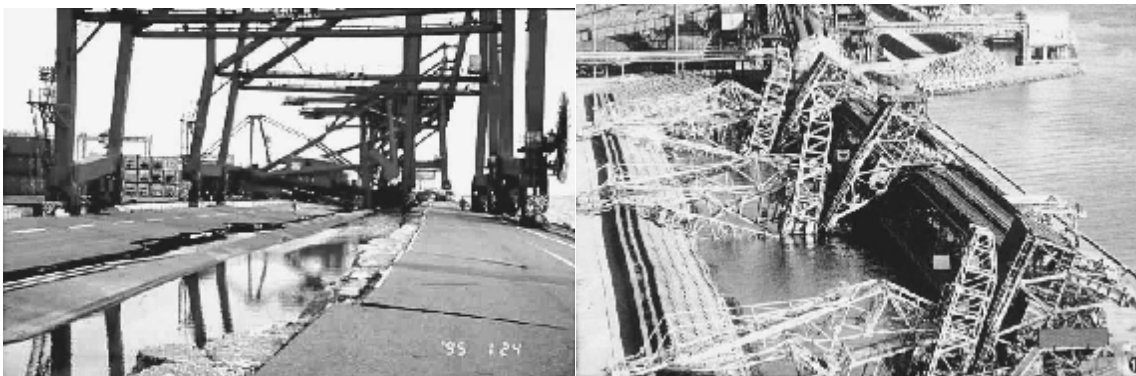


Рисунок 3.4. Значні деформації території причалу від дії землетрусу

3.5 Розрахунки спектральним методом на сейсмічні дії

В нормах, починаючи з 1957г., прийнятий для практичного виконання новий динамічний метод розрахунку (СН 8-57). Метод запропоновано І.Л. Корчинським[52]. З деякими варіаціями чисельних значень окремих параметрів метод прийнятий в Румунії, Югославії і Болгарії.

Розрахунки по СНиП II-7-69

До 1981г. розрахунок по сейсмічних діях вироблявся по формулі.

$$S_{k_i} = k_c Q_k \beta I \eta_i \quad , \quad (3.37)$$

де

k_c - коефіцієнт сейсмічності $k_c = \gamma_0 \max/g$ (вибір по таблиці; залежить від балів, 7 балів - 0,025; 8 балів - 0,05; 9 балів - 0,1)

Q_k - вага маси k-го ярусу

β - коефіцієнт динамічності (до певного ґрунту прив'язують залежно від періоду власних коливань споруд).

η - коефіцієнт форми (визначає розподіл сейсмічних сил по висоті споруди). Обчислюється за формулою залежно від величини поетажних мас і функцій форм власних коливань споруд.

Недоліки цієї формули:

1. Коефіцієнт k_c дорівнює відношенню максимального прискорення ґрунту до прискорення сили тяжіння і характеризує навантаження що приймаються в нормах в 3-4 рази менше, ніж величина даних записів прискорень ґрунту.

Це зроблено у зв'язку з тим, що методи розрахунку не враховують пластичні деформації взаємовідношення ґрунту і споруд, просторову роботу, інакше розрахунки по пружній стадії були б нереальними і їх не можна було б застосовувати при проектуванні.

2. Коефіцієнт динамічності β визначений для усередненої величини загасання споруди, тоді як з динаміки відомо, що чинник демпфування є важливим і може мінятися у великих межах.

3. Коефіцієнт динамічності визначений для так званих середніх ґрунтових умов. В той же час землетрус в Ніїгата (Японія), Мехіко (Мексика), Румунське і ін. показали що, максимум динамічного коефіцієнта може зрушуватися вправо із-за резонансного явища в ґрунті, що піддає небезпеки будівель підвищеної поверховості: або гнучкі споруди.

Розрахунки по ДБН В.1.1-14[2]

Значення горизонтального сейсмічного навантаження S_{ki} , прикладеною до точки k та відповідне i -ой формі власних коливань будівлі або споруди, слід визначати по формулі:

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki} \quad (3.38)$$

S_{0ki} – горизонтальне сейсмічне навантаження по i -ой формі власних коливань споруди, яка визначається в припущенні пружної деформації конструкцій по формулі:

$$S_{0ki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{zp} \cdot b_i \cdot h_{ki}, \quad (3.39)$$

a_0 - коефіцієнт, значення якого слід набувати рівним 0,1;0,2;0,4 відповідно для розрахункової сейсмічності 7, 8,9 балів;

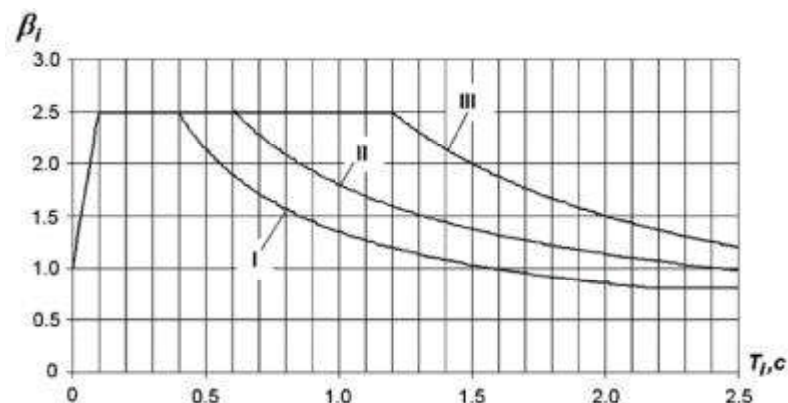


Рис. 3.5. Залежність коефіцієнта динамічності по ґрунту від періоду власних коливань конструкції для ґрунтів I, II, III категорії по сейсмічних властивостях

Порівнюючи формули (1 і 2, 3) можемо бачити, що прийняті в СНиП II-7-69 коефіцієнт сейсмічності k_c перетворений в добуток коефіцієнтів k_1, k_2, k_{ep}, a_0

$$k_c = k_1 k_2 k_{ep} a_0 \quad (3.40)$$

Таблиця 3.1 Порівняльна таблиця старіх норм і діючих

Нормативний документ	7 балов	8 балов	9 балов
СНиП II-7-69, k_c	0,025	0,05	0,1
ДБН В.1.1-14, a_0	0.1	0.2	0.4
$k_c = k_1 k_2 k_{ep} a_0$	0,025	0,05	0,1

Динамічні розрахункові схеми споруджень естакадного типа

Динамічні розрахункові схеми споруджень естакадного типа, призначені для визначення сейсмічних навантажень, слід представляти (рис. 3.6, 3,7)[12, 16];

Найпоширеніша і одночасно простіша модель є одним масову систему, період вагання якої визначається по формулі (рис.3.6)

У сучасному проектуванні для оцінки міцності в поперечному напрям широко використовується двовимірна модель – багатопролітна рама (з жорстким затисканням і з пружними пружинами що моделюють роботу ґрунту (рис. 3.7)[115].

Останнім часом розроблені програмні комплекси просторового розрахунку складних споруд. На рис. 3.8 приведені розрахункові схеми пірсу:

- залежно від наявності зв'язків між секціями, або у вигляді ланцюжка секцій (див. рис. 3.8а), або у вигляді окремої секції (рис.3.8б);

- залежно від наявності висотних надбудов, або без надбудов (див. рис.3.8 а, б), або з надбудовами (рис.3.8 в, г)[118];

- залежно від деформативності верхньої будови секції в горизонтальній площині, або у вигляді жорсткого диска (рис.3.8 а, б, в), або у вигляді конструкції (див. рис.3.8г), що деформується, що спираються на пружні свайні опори.

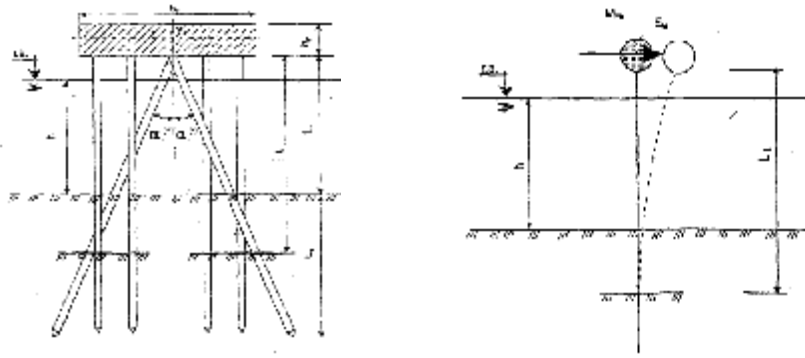
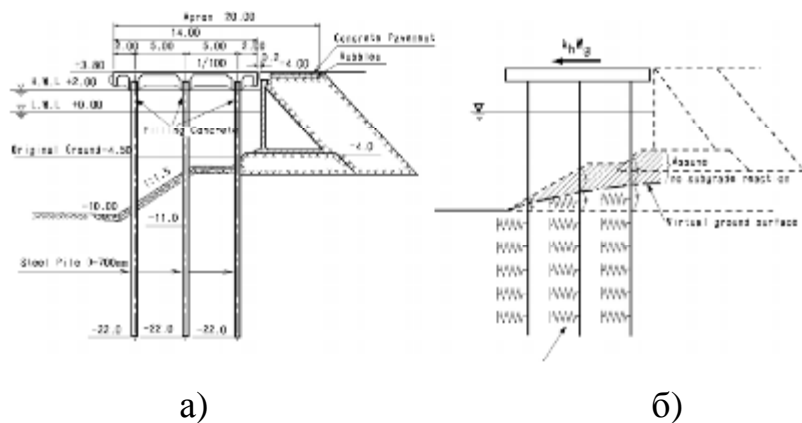


Рис. 3.6 . Розрахункова (зліва) і приведена (справа) схеми споруди.



а)

б)

Рис. 3.7 Моделювання свайної естакади а) жорстке затискання б) система пружних пружин тих, що моделюють ґрунт.

Розрахунки причалу 21 ІМП, пірсу ІСРЗ, показали, що період власних коливань портових пірсів і свайних набережних(у тому числі з похилою палею) - T , знаходиться в діапазоні $T=0.19-0.44$. Це приводить до необхідності приймати коефіцієнт динамічності по ґрунту $\beta= 2.5$. Що визначає максимальну горизонтальну сейсмічну силу на портову естакаду.

Період власних коливань набережної $T = 0.4481$ сек

Таблиця 3.2 Результатів розрахунку навалювання пришвартованого проектного судна на причал

Швидкість вітру, м.сек.	Величина, т
10	210
15	427
20	730
25	1120

Параметри проектного судна типа «Парижська комуна»:

Водотоннажність 22230т, довжина 169м, ширина 21.8м, висота борту 12.9м, осідання у вантажу 9.73м, осідання порожньому 3.25м, дедвейт 16185 т.

Розрахунки показали, що причал запроєктований на навантаження від вітрового навалювання при швидкості вітру 20 м.с.

Горизонтальна сила від вітрового навалювання еквівалентна сейсмічній силі при 7 бальній сейсміці.

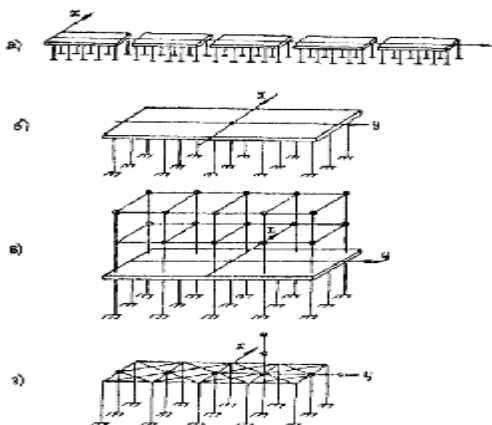


Рис.3.8. Динамічні розрахункові схеми споруджень естакадного типа а, б, в - верхня будова у вигляді жорстких дисків; г - верхня будова у вигляді деформіруємої конструкції.

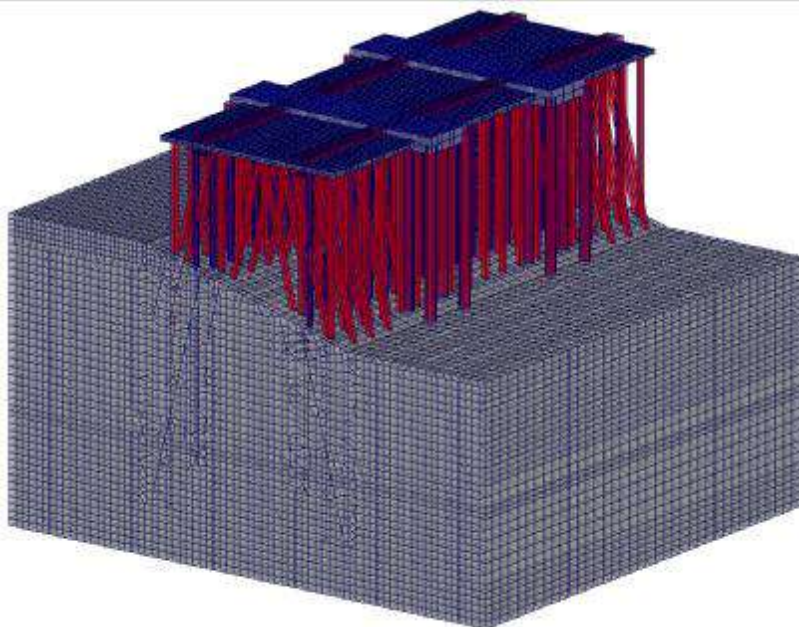


Рис. 3.9. Просторова розрахункова схема . Загальний вигляд..

Таблиця 2. Періоди коливань

Загруження	Форма	Власні значення	Частота		Період (сек)
			1/сек	Гц	
10	1	0,308	3,252	0,518	1,931
10	2	0,221	4,517	0,719	1,39
10	3	0,205	4,881	0,777	1,287
10	4	0,068	14,78	2,354	0,425
10	5	0,066	15,229	2,425	0,412
10	6	0,055	18,15	2,89	0,346



Рис. 3.9. Пошкодження причальної стіни в порту Кобе під час землетрусу в Хегокен-Нанбу в 1995 році.

Розрахунки міцності гідротехнічних споруд, стійкості зсувних схилів, конструкцій, що знаходяться на них і берегозахисних споруд в Одеської області необхідно проводити з врахуванням сейсмічних навантажень. Ці дії можуть задаватися як по лінійно – спектральному методу, так і прямим динамічним методом, по розрахунковим акселерограмам землетрусу які є три-компонентною функцією прискорення коливань в часі.

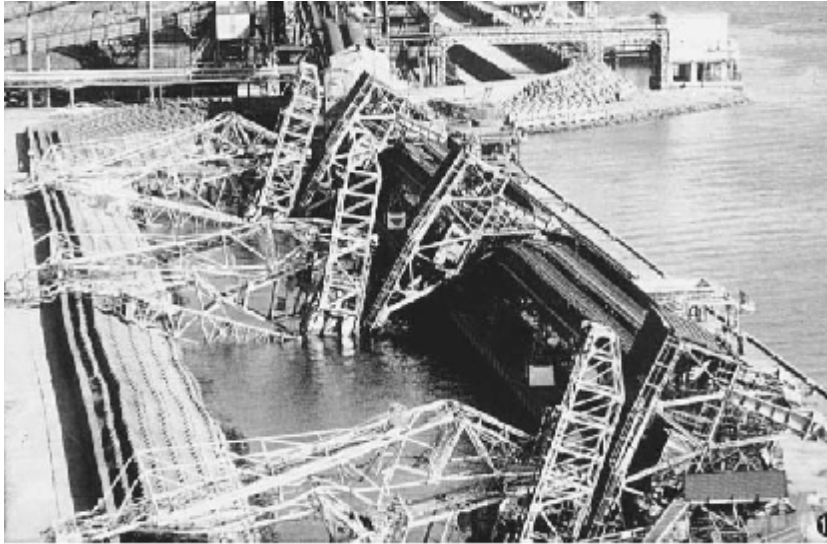


Рис. 3.10. Перекидання крану через дію сейсмічних сил

Необхідність обліку спільної роботи комплексу «підстава-споруда», обліку різних навантажень і дій приводить до ускладнення розрахункового обґрунтування споруд. Розрахунок на аварійну (сейсмічну) дію з використанням розрахункових акселерограм, облік нелінійних фізичних властивостей, облік стадійності зведення багато разів ускладнюють поставлене завдання за розрахунком і проектуванням морських гідротехнічних споруд, в той же час дозволяючи отримати раціональні рішення, що забезпечують задані експлуатаційні властивості при регламентованих параметрах надійності і безпеки.

Висновки по розділу 3

1. Розроблені аналітичні і чисельно-аналітичні методи розрахунку для регулярних споруд, що допускають стискування в одному напрямі.
2. Розроблена процедура зведення поперечних і подовжніх рам до квазіодновимірного консольного стрижня, що моделює їх динамічну поведінку.
3. Проаналізовані форми коливань окремих елементів споруди-будівлі - поперечних і подовжніх рам, перекриттів.
4. Розроблені алгоритми розрахунку регулярних будівель і причальних споруд на сейсмічні дії.

5. Виконане порівняння результатів розрахунку споруд по різним програмним комплексам показало високу точність запропонованих методів.
6. Запропонований новий метод зниження мірності просторових завдань, що дозволяє розрахунок тривимірних інженерних об'єктів, обгрунтовано зводити до розрахунку його образу у вигляді двовимірної або одновимірної системи.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [12,15,17,25]

РОЗДІЛ 4 ЗАСТОСУВАННЯ РОЗРОБЛЕНИХ МЕТОДІВ ТА МОДЕЛЕЙ ПРИ РОЗРАХУНКАХ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

Результати отримані в цій роботі дозволяють визначити розрахунковим шляхом значення періодів і форм власних коливань і амплітуди переміщень розрахункових схем реальних об'єктів. Нижче наводяться результати розрахунку для трьох об'єктів і порівняння з методиками викладеними в третьому розділі. Виконані перевірочні розрахунки конструкції причалу судноремонтного пірсу №2 ТОВ «Іллічівського судноремонтного заводу» з використанням учбових програмних комплексів SCAD (спектральний метод) PLAXIS (розрахунок на синтезовані акселерограми). Розрахунок укриття машинного залу газвої станції Орловка 2 та 24-х поверхового житлового будинку (житлова будівля №1 і №2) за адресою: пров. Средньофонтанський, 1-а, Приморський район, м. Одеса, виконувались з використанням ПК ЛІРА-САПР 2017р. (лицензія №1/2000 від 01 листопада 2014р.)

4.1. Розрахунок причальних споруд на синтезовані акселерограми

Виконані перевірочні розрахунки конструкції причалу судноремонтного пірсу №2 ТОВ «Іллічівського судноремонтного заводу» з врахуванням проектних рішень по реконструкції гідротехнічної частини пірсу №2 ІСРЗ для прийому судів типу «Панамакс» під обробку зернових грузів. Розрахунок виконаний із застосуванням програмного комплексу SCAD, що реалізовує метод скінчених елементів.

Навантаження і дії, прийняті для розрахунку конструкцій відповідають ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і дії» [2] і СНіП 2.06.04-82 «Навантаження і дії на гідротехнічні споруди (хвильові, льодові і від судів).» [3].

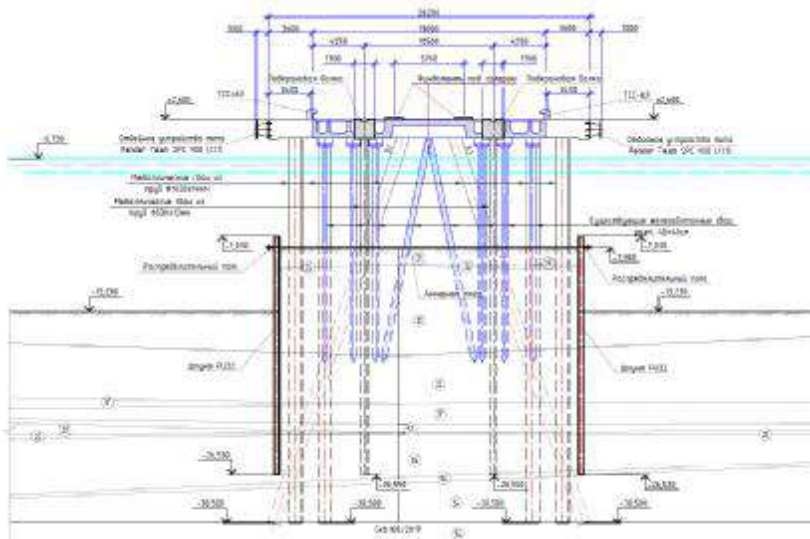


Рис. 4.1. Поперечний розріз 1-1.

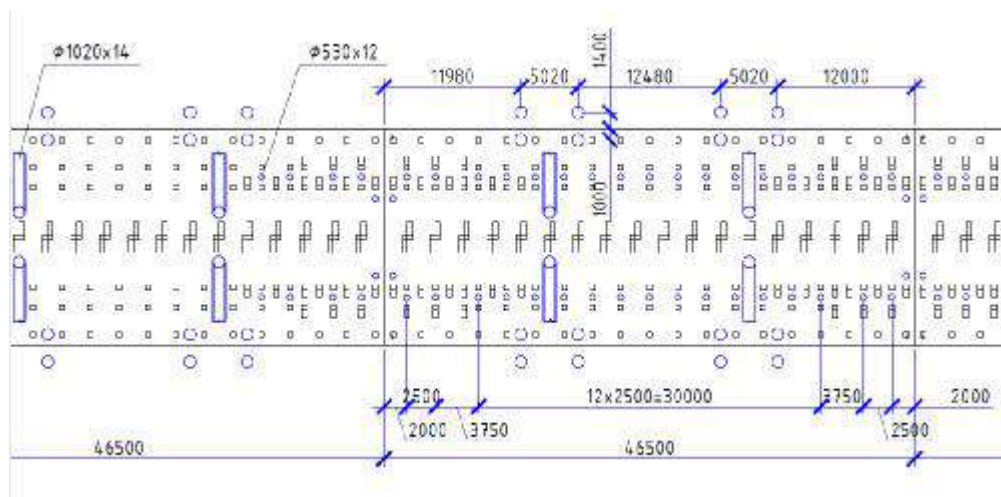


Рис. 4.2. План свайної підстави типової секції причалу після реконструкції.

Інтегральним показником оцінки впливу, що виключаються з розрахункової схеми 1 елементів жорсткості – залізобетонних збірних паль є порівняння отриманих за схемами 1 і 2 власних частот і форм коливань споруди. Деякі результати розрахунків представлені на рис. 4.3.

Схема 1

Форма 1. $\tau=1.93$ с.

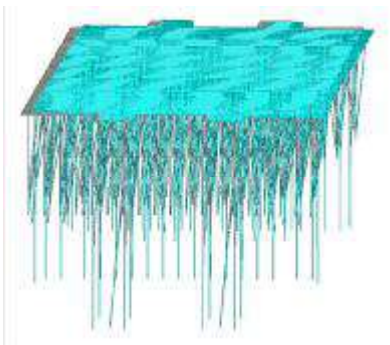
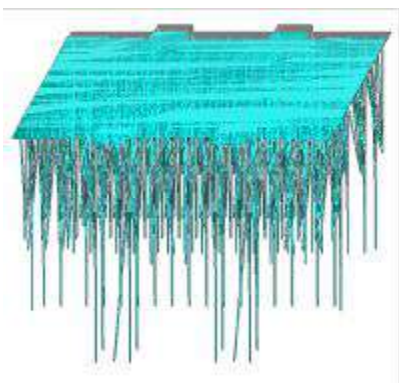


Схема 2.

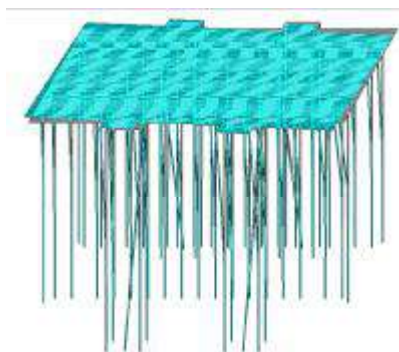
Форма 1. $\tau=2,45$ с.



Форма 2. $\tau=1.39$ с.



Форма 2. $\tau=1.95$ с.



Форма 3. $\tau=1.28$ с.



Форма 3. $\tau=1.9$ с.

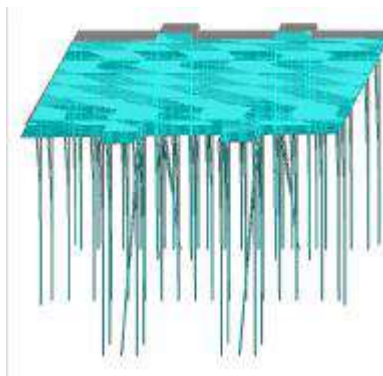


Рис.4.3 Результати розрахунків

Таблиця 4.1. Періоди коливань

Схема 1.

Загруженіє	Форма	Власне значення	Частота		Період (сек)
			1/сек	Гц	
10	1	0,308	3,252	0,518	1,931
10	2	0,221	4,517	0,719	1,39
10	3	0,205	4,881	0,777	1,287
10	4	0,068	14,78	2,354	0,425
10	5	0,066	15,229	2,425	0,412
10	6	0,055	18,15	2,89	0,346
10	7	0,046	21,856	3,48	0,287
10	8	0,046	21,93	3,492	0,286
10	9	0,046	21,978	3,5	0,286
10	10	0,045	22,323	3,555	0,281
10	11	0,045	22,324	3,555	0,281
10	12	0,044	22,514	3,585	0,279
10	13	0,043	23,436	3,732	0,268
10	14	0,042	23,628	3,762	0,266
10	15	0,042	23,954	3,814	0,262
10	16	0,042	23,957	3,815	0,262
10	17	0,039	25,399	4,044	0,247
10	18	0,039	25,813	4,11	0,243
10	19	0,037	27,196	4,331	0,231
10	20	0,036	27,723	4,415	0,227
10	21	0,036	27,843	4,434	0,226

Схема 2.

Загруженіє	Форма	Власне значення	Частота		Період (сек)
			1/сек	Гц	
10	1	0,39	2,561	0,408	2,452
10	2	0,309	3,232	0,515	1,943
10	3	0,303	3,3	0,525	1,903
10	4	0,065	15,47	2,463	0,406
10	5	0,064	15,692	2,499	0,4
10	6	0,055	18,223	2,902	0,345
10	7	0,047	21,413	3,41	0,293
10	8	0,045	22,243	3,542	0,282
10	9	0,038	26,002	4,14	0,242
10	10	0,036	27,962	4,452	0,225
10	11	0,03	32,853	5,231	0,191
10	12	0,03	33,345	5,31	0,188
10	13	0,029	34,593	5,508	0,182
10	14	0,026	37,922	6,038	0,166
10	15	0,022	46,136	7,346	0,136
10	16	0,021	47,467	7,558	0,132
10	17	0,02	49,338	7,856	0,127

Формування розрахункових акселерограм

У Таблиці 4.2 зведені дані про розрахункові акселерограми, що моделюють 7-мі бальні землетруси із зони Вранча на майданчику проектного будівництва об'єкту реконструкції гідротехнічної частини пірсу.

На рис. 4.4 змальовані графіки трикомпонентної розрахункової акселерограми, що моделює розрахункові землетруси з локальних осередкових зон на вільній поверхні ґрунту досліджуваного майданчика.

Для досліджуваного майданчика побудований набір з 3-х трикомпонентних розрахункових акселерограм, що моделюють вплив місцевих розрахункових землетрусів з інтенсивністю 7 балів на майданчику проектного будівництва об'єкту реконструкції гідротехнічної частини пірсу. Основні параметри розрахункових акселерограм, що моделюють розрахункові землетруси з близьких осередкових зон на будівельному майданчику, представлені в Таблиці 4.3.

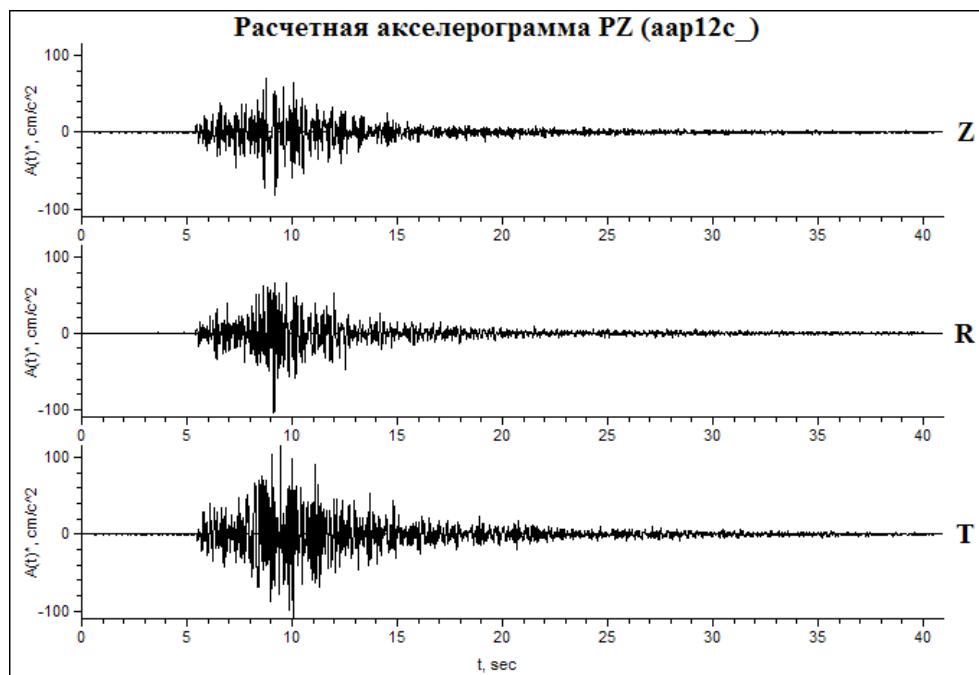


Рис. 4.4. Розрахункова акселерограма, що моделює вплив місцевих розрахункових землетрусів з інтенсивністю 7 балів на майданчику проектного будівництва об'єкту реконструкції гідротехнічної частини пірсу.

Таблиця 4.3. Дані про розрахункові акселерограми, що моделюють розрахунковий землетрус з близьких осередкових зон на майданчику проектного будівництва об'єкту реконструкції гідротехнічної частини пірсу

N п/п	Ім'я файла	Компонента	$a_m, \text{см/с}^2$	Переважаючі частоти в Гц	Трив. коливань с $a > 0.9a_m$	Трив. коливань с $a > 0.5a_m$	Кількість точок в аксел.	Крок Δt в сек
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	AAP10C_T	T	115.9	1.5 - 6.1	3.3	28.1	16384	0.01000
	AAP10C_R	R	102.0	1.8 - 5.6	1.7	16.5	16384	0.01000
	AAP10C_Z	Z	69.5	1.8 - 10.1	3.3	29.8	16384	0.01000
2	AAP11C_T	T	115.5	1.9 - 5.2	4.1	20.7	16384	0.01250
	AAP11C_R	R	106.3	1.8 - 5.2	4.1	24.8	16384	0.01250
	AAP11C_Z	Z	82.0	1.5 - 12.0	4.1	29.0	16384	0.01250
3	AAP12C_T	T	116.0	1.9 - 3.4	2.1	8.3	16384	0.01250
	AAP12C_R	R	100.9	1.9 - 4.8	2.1	18.6	16384	0.01250
	AAP12C_Z	Z	71.9	1.6 - 8.6	4.1	22.8	16384	0.01250

На рис. 4.5 наведені приклади спектрів реакції одиничних осциляторів на T – складову акселерограми, змальованої на рис. 4.4.

По графіках повторюваності визначалася тривалість коливань осциляторів з різними частотами і заданим рівнем інтенсивності. Результати представлені в Таблиці 4.3

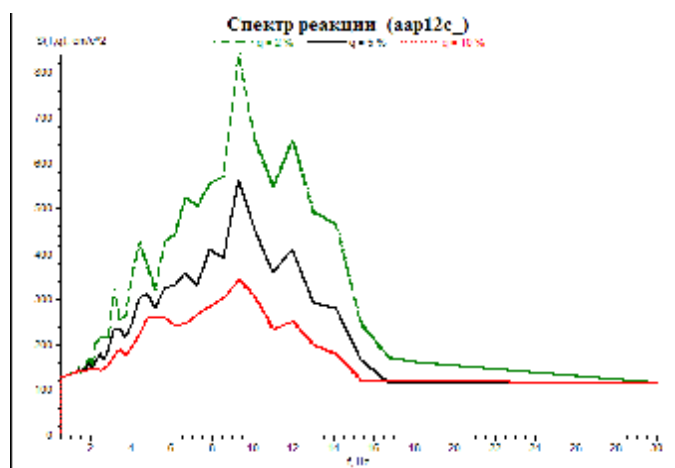


Рис. 4.5. Спектри реакції лінійних одиничних осциляторів $S(T, q)$ з періодами T і власними загасаннями $q = 2, 5$ і 10% (криві 1-3) – на тангенціальну складову розрахункової акселерограми.

По спектрах реакції визначалися переважаючі частоти коливань осциляторів з 5% рівнем власних загасань. Виміряні значення параметрів представлені в Таблиці 4.3.

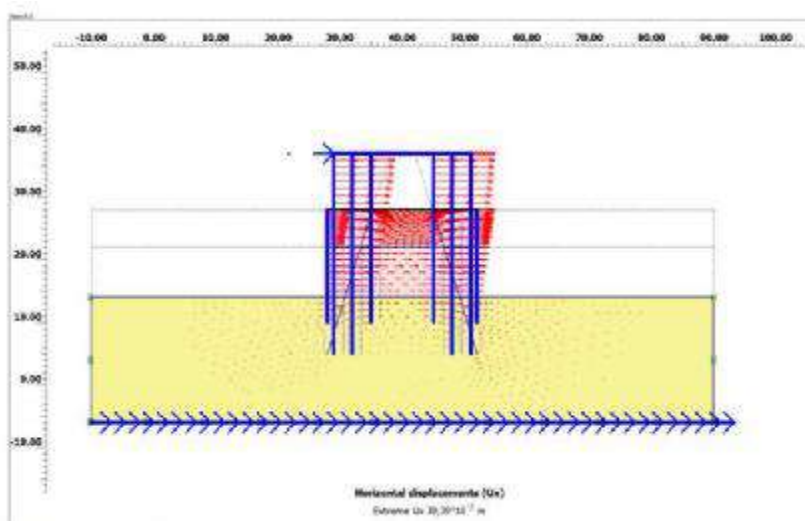


Рис. 4.6. Результати розрахунку пірсу .

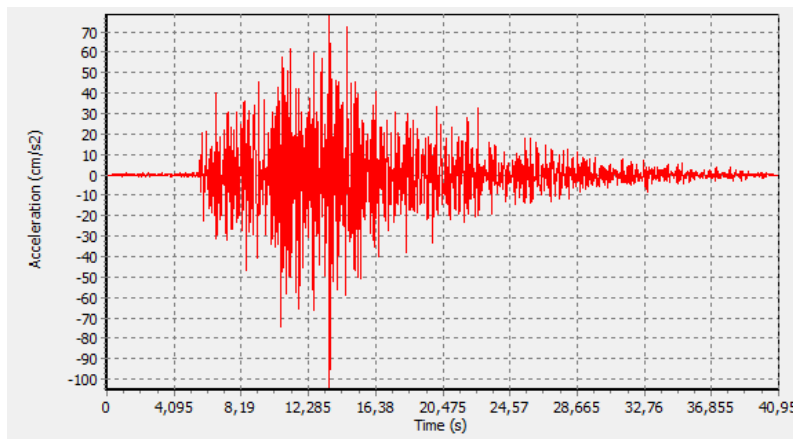


Рис.4.7. Розрахункова акселерограма.

Таблиця 4.4 Результати розрахунку

Розрахункові параметри	P=100 кН	225А	aap10c_r	aap10c_t	aap10c_z
Горзонт. переміщення, мм	39	202	378	249	322
Момент у шпунті, кНм	117	230	199	193	243
Зусилля в анкері, кН	42	88	86	92	83

4.2. Розрахунок укриття машинного залу газвої станції Орловка 2 на синтезованих акселерограмах

Об'єктом дослідження є компресорний цех (укриття) над агрегатами по перекачуванню газу компресорної станції «Орловка-2», розташований на території Новосельської сільради, Ренійського району, Одеської обл.

Дане укриття машинного залу №2 є прямокутною в плані будовою з габаритними розмірами в осях 18х15м (рис. 4.8). По осі «Б» встановлена бетонна перегородка завтовшки 250мм, що розділяє цех на машинне відділення і компресорне відділення. По контуру укриття встановлена цегельна стінка заввишки 1200мм і товщиною 250мм.

Конструкціями, що несуть, є металевий каркас. Як конструкції, що захищають, використовуються тришарові алюмінієві панелі архітектурно-планувальне укриття наведено на рис. 4.8-4.10.

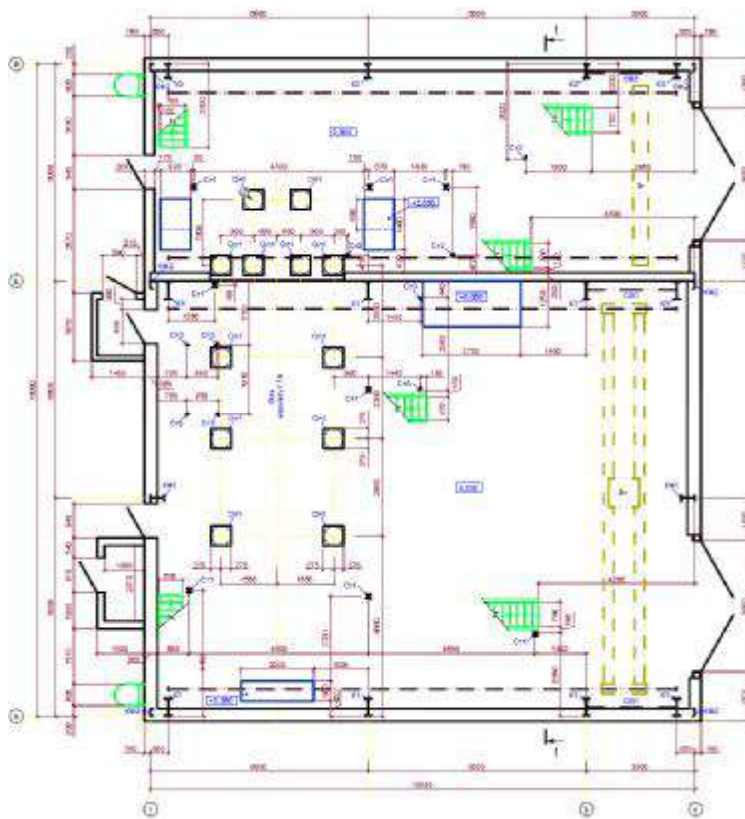


Рис. 4.8 - План укриття на отм. 0.000

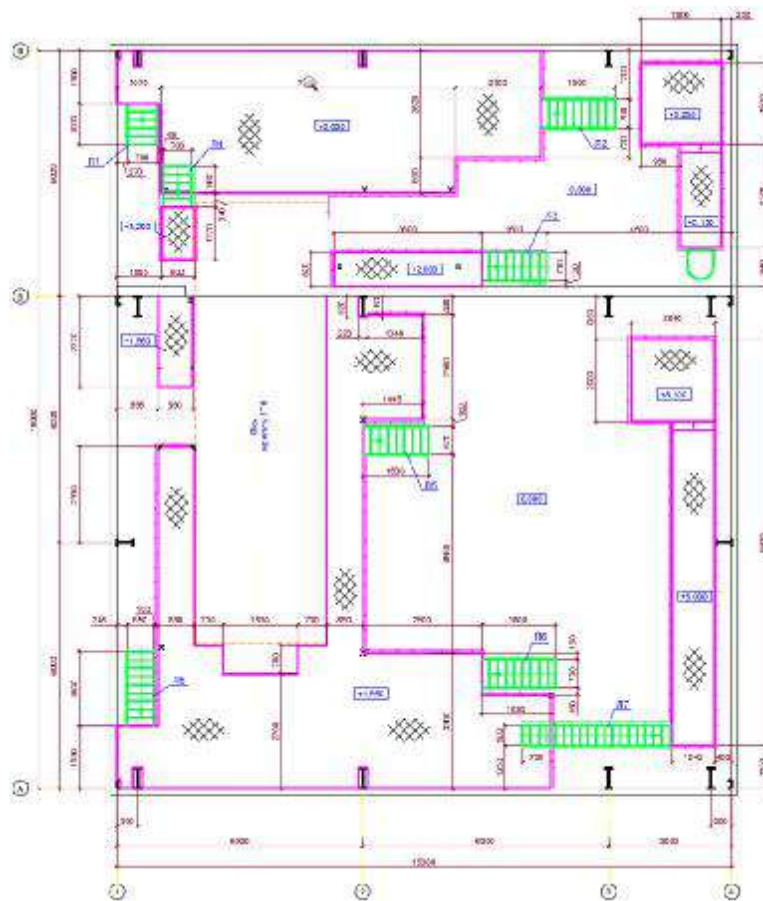


Рис. 4.9 – Схема майданчиків обслуговування

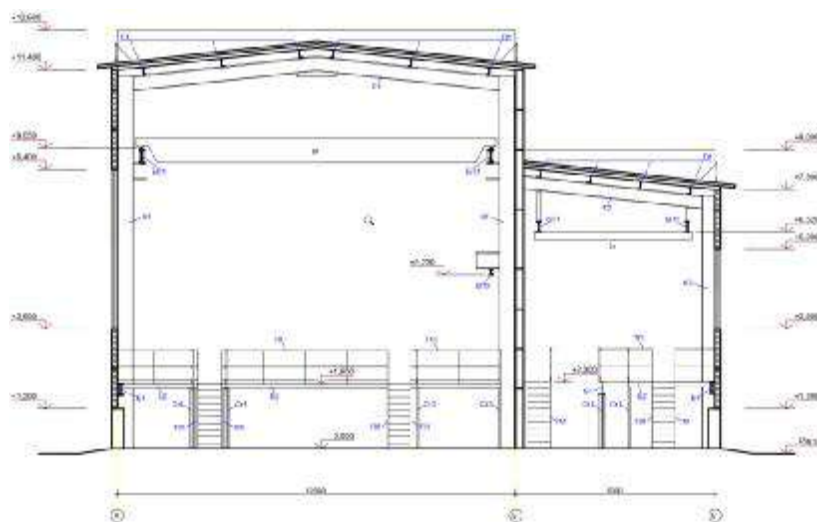


Рис. 4.10 – Разрез 1-1.

Конструктивне укриття машинного залу є одноповерховою двопролітною спорудою з металевим каркасом, що несе. Проліт в осях «А-б» має довжину 12м і висоту 11,4м, Проліт в осях «Би-в» має довжину 9м і висоту 7,8м.

Як основні колони, що несуть, по осях «А» і «Б» користуються двутаври 50Б1, по осі «В» - двутаври 40Б1. Як ригелі в прольоті «А-б» використо-

вуються двутаври 45Б1, в прольоті «Б-в» - двутаври 40Б1. Ко-лонни і ригелі сполучені між собою жорстко.

Для ремонтних робіт в прольоті «А-б» встановлений кран ручний од-нобалочний вантажопідйомністю 8т, який переміщається уздовж покриття по підкранових балках, виконаних з двутавра 40Б1 (рис. 4.11). У прольоті «Б-в» встановлена ручна кран-балка вантажопідйомністю 3,2т. Кран-балка перемі-щається по двутаврам 40Б1, підвішених до ригелів.

До колон по осі «Б» підвішений тельфер вантажопідйомністю 1т. Тельфер переміщається по двутавру 18М.



Рис. 4.11 – Вигляд на кут в осях «1» «А-Б»

У осях «3-4» по колонах, що несуть, і по ригелях встановлені зв'язки з рівносторонніх куточків 90х7.

По торцях укриття (осі «1» і «4») встановлені колони фахверка, викона-ні з двутавра 40Б1 (в середині прольоту «А-б») і з швелера 20П (по осях «А, Би, В»).

Як конструкції, що захищають, прийняті стінні тришарові панелі АПС1С розмірами 5980х1190х167мм і вагою 217кг. По осях «А» і «В» панелі навісили на основні колони, що несли, а по осях «1» і «4» - на колони фахве-рка.

Покриття виконане з тришарових панелей СПП-6,0 розмірами 6625x1392x258 і вагою 415кг. Панелі укладені на прогони з швелера 24П.

Фундаменти під колони – відокремлено стоячі, збірні, що складаються із залізобетонної фундаментної плити і залізобетонного подколонника (рис. 4.12).

Під колони каркаса встановлені наступні фундаментні плити і подколонники:

- по осях «А, Би» - плити 3300x1500x280мм, подколонники 3000x750мм;

- по осі «В» - плити 2100x1500x350мм, подколонники 300x750.

Низ фундаментних плит знаходиться на відмітці -1.600мм. Висота подколонників підбирається виходячи з того, що його верх знаходиться на відм.0.000м.

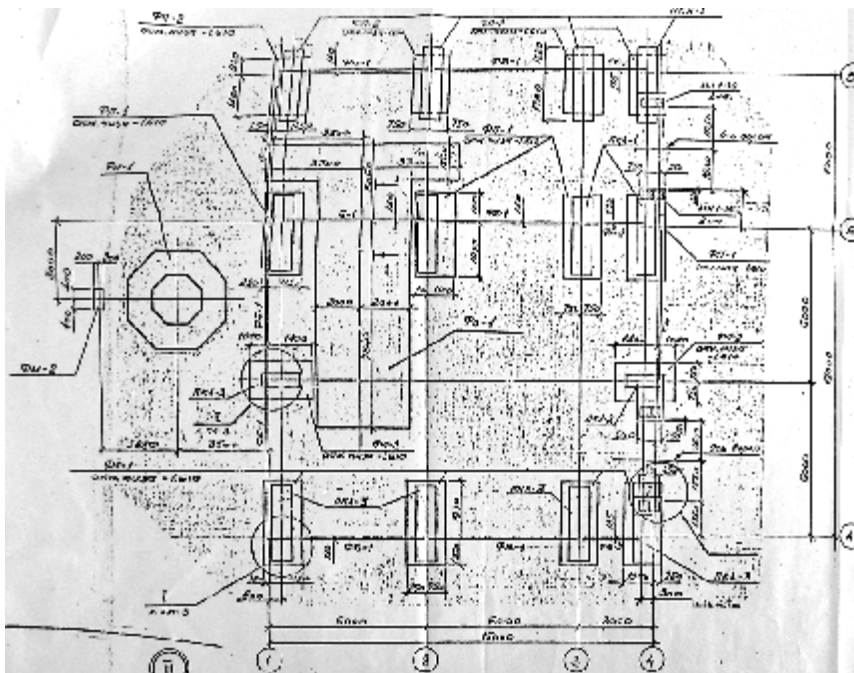


Рис. 4.12 – Схема розташування фундаментів

Нормативна інтенсивність сейсмічних дій для даного району прийнята на основі карти «А» і списку населених пунктів України, приведеного в ДБН В.1.1–12:2014 [2], і складає 8 балів за шкалою MSK-64.

Відповідно до класифікації ґрунтів за результатами інженерно-геологічних досліджень і таблиці 1.1 ДБН В.1.1-12:2014 [2] ґрунти майдан-

чика будівництва відносяться до третьої категорії по сейсмічних властивостях. За результатами сейсморайонування прогнозована інтенсивність сейсмічних струсів складає 9 балів.

На підставі представлених матеріалів була розроблена тривимірна комп'ютерна модель укриття. Розрахунки комп'ютерної моделі виконані за допомогою програмного комплексу «Lira», який є комп'ютерною системою для структурного аналізу і проектування.

Динамічні розрахунки виконані відповідно до вимог ДБН В.1.1-12:2014 [2].

Розрахункова схема, відображає конструктивне вирішення даної будівлі і включає стрижньові і пластинчасті (оболонкові) скінчені елементи.

Розрахункова схема укриття прийнята у вигляді просторової системи, яка складається із стрижньових елементів, що моделюють роботу колон, ригелів, балок, зв'язків, подколлонників і оболонкових елементів, які моделюють роботу фундаментних плит. Сполучення основних елементів, що несуть, між собою – жорстке. Зв'язки приєднуються до елементів, що несуть, шарнірно.

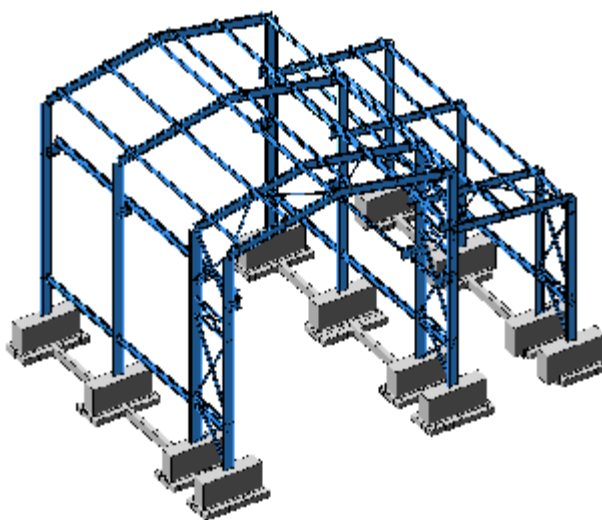


Рис. 4.13 - Загальний вигляд тривимірної комп'ютерної моделі укриття

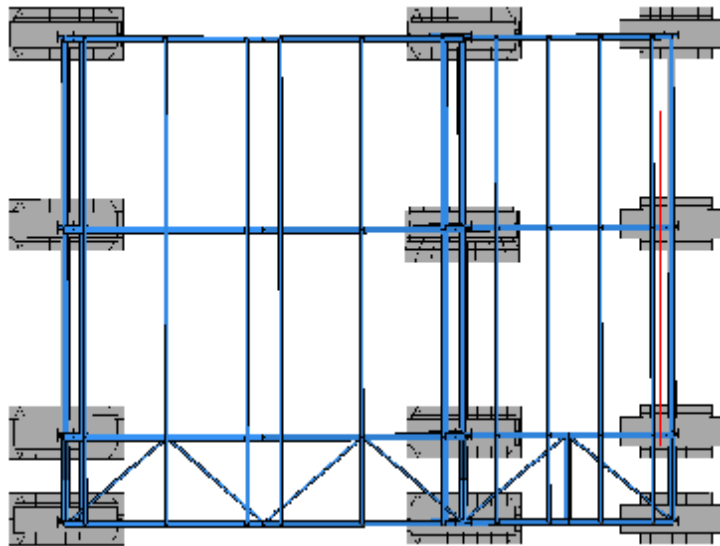


Рис. 4.14 - Тривимірна комп'ютерна модель укриття. Вигляд зверху

В результаті проведених розрахунків отримані динамічні характеристики даної секції будівлі по формах власних коливань (таблиця. 4.5). Малий відсоток модальних мас пояснюється тим, що основна маса споруди зосереджена в нижній частині, це – залізобетонні фундаментні плити, підколоники, фундаментні балки, цегельна стінка. Без урахування залізобетонних конструкцій сума модальних мас складає 90%.

Таблиця 4.5 - Частоти і періоди власних коливань укриття

Номери форм коливань	Частота коливань, Гц	Період коливань, с	Сума модальних мас %, при сейсміці по	
			X	Y
1	1.553	0.644	0.000	48.944
2	2.254	0.444	0.004	35.387
3	2.426	0.412	0.219	43.552
4	2.487	0.402	44.193	49.921
5	3.112	0.321	45.351	49.959
6	3.948	0.253	46.078	49.991
7	4.141	0.241	46.982	50.121
8	5.647	0.177	47.787	50.124
9	5.977	0.167	48.751	50.124
10	1.553	0.644	0.000	50.183

Форми власних коливань надані на рис. 4.15. Перші три форми є поперечні коливання рамного каркаса, четверта форма – подовжні коливання.

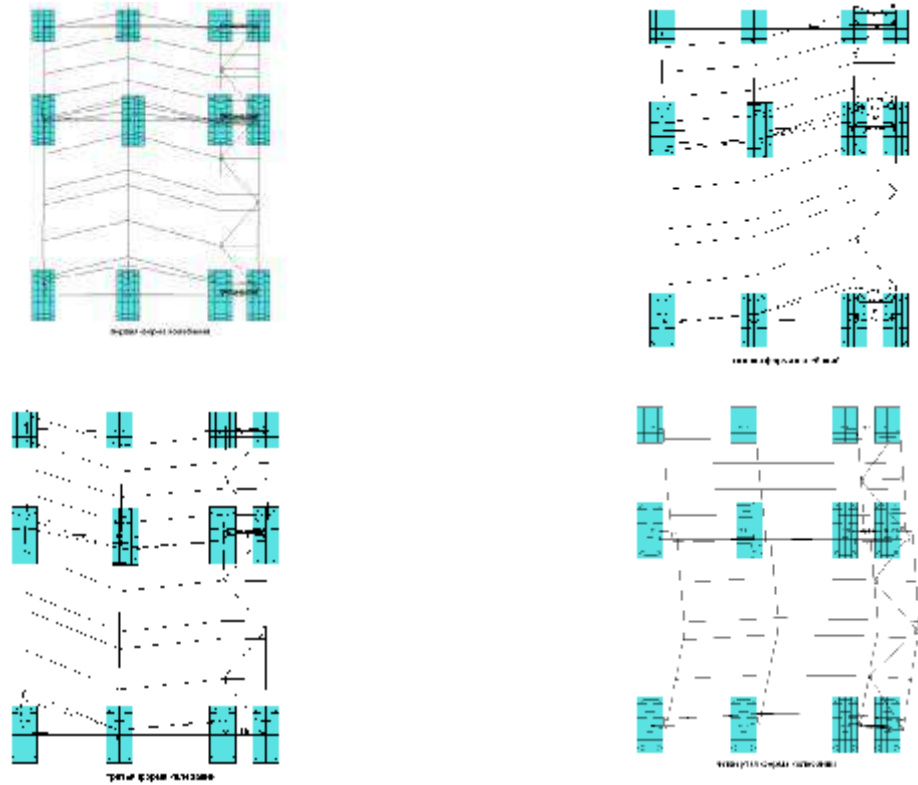


Рис. 4.15 - Перші чотири форми власних коливань укриття

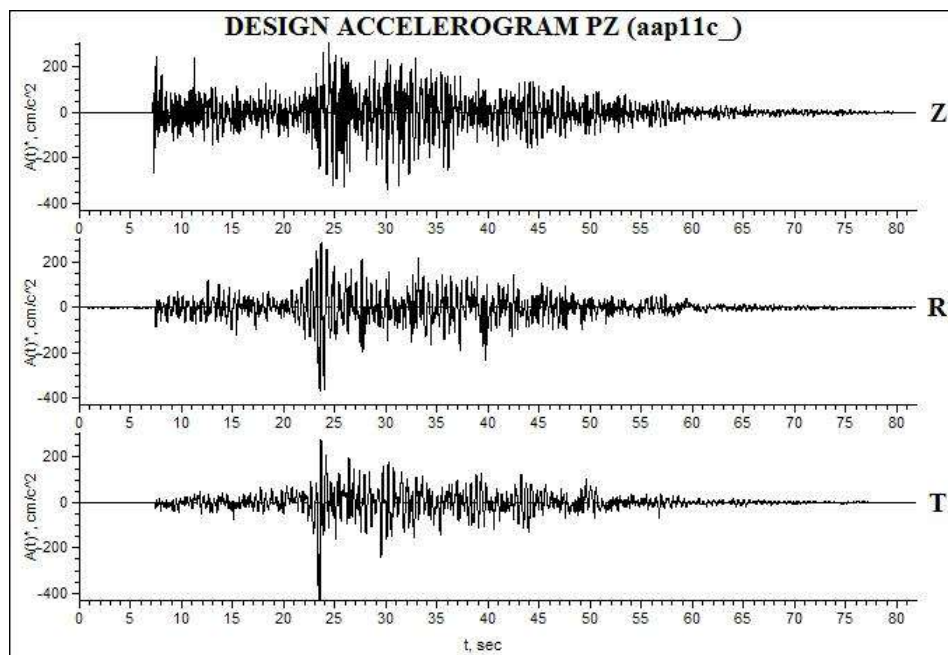


Рис. 4.16. Графік трикомпонентної розрахункової акселерограми, що моделює 9-ти бальний розрахунковий землетрус із зони Вранча на вільній поверхні ґрунту майданчика реконструкції компресорної станції.

Таблиця 4.6. Дані про розрахункові акселерограми, що моделюють землетруси зони Вранча на майданчику реконструкції компресорної станції

N пп.	Имя файла	Компо- нента	a_m , см/с ²	Переважні частоти в Гц	Трив., коливань с $a > 0.9a_m$	Трив., коливань с $a > 0.5a_m$	Кількість точок в аксел.	Шаг Δt в сек
1	AAP10C_T	T	431.8	1.6-2.3	0.8	3.3	8192	0.01000
	AAP10C_R	R	392.9	1.0-5.9	1.7	14.1	8192	0.01000
	AAP10C_Z	Z	336.8	1.1-7.1	1.7	18.2	8192	0.01000
2	AAP11C_T	T	432.0	0.4-6.5	1.7	14.9	8192	0.01000
	AAP11C_R	R	371.5	1.4-5.4	0.8	4.1	8192	0.01000
	AAP11C_Z	Z	337.0	1.4-6.5	0.8	7.4	8192	0.01000
3	AAP12C_T	T	432.4	1.3-2.3	0.8	3.3	8192	0.01000
	AAP12C_R	R	363.2	1.4-4.9	1.7	11.6	8192	0.01000
	AAP12C_Z	Z	263.8	1.3-8.6	1.7	9.1	8192	0.01000

4.3. Розрахунок багатоповерхового будинку на синтезова- ні акселерограми

Об'єкт дослідження – 24-х поверховий житловий будинок (житлова будівля №1 і №2) з вбудовано-прибудованими нежитловими приміщеннями і паркінгом за адресою: пров. Средньофонтанський, 1-а, Приморський район, м. Одеса.

Оцінка робочого проекту і супутніх документів, що включає:

- оцінку інженерно-геологічних умов будівельного майданчика;
- розробку розрахункової моделі даного об'єкту;
- проведення розрахунків на статичні і сейсмічні дії;
- перевірку результатів розрахунку на їх відповідність нормативним доку-
ментам;

Аналіз матеріалів з урахуванням вимог нормативних документів, що діють в Україні, перевірочні розрахунки.

Результати виконаних робіт дозволили здійснити розробку розрахункової моделі будівлі, включаючи верхню будову, фундаменти і підстави для проведення розрахунків і розробки рекомендацій по конструюванню з метою забезпечення сейсмостійкості будівлі.

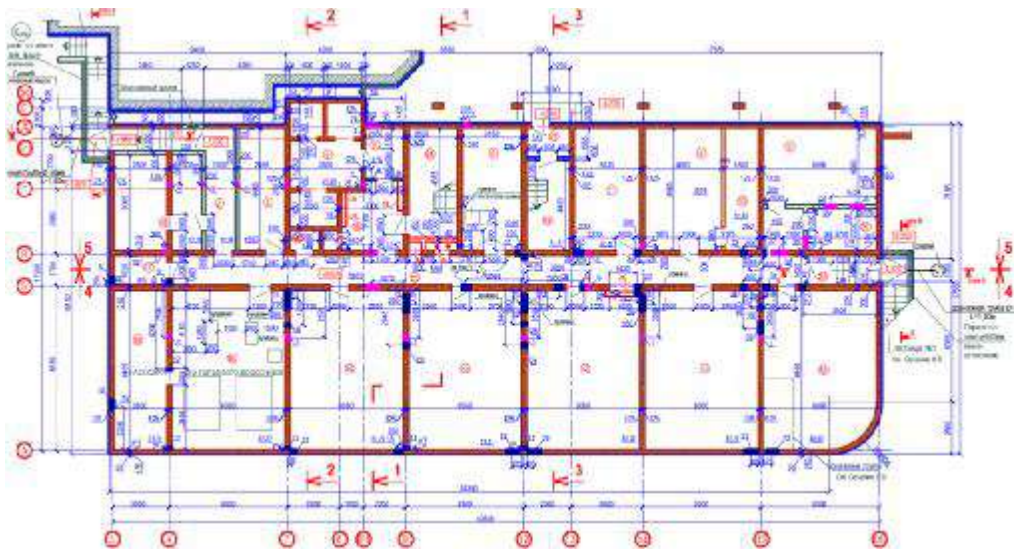


Рис. 4.17 – План підземного поверху будівлі №1 на відм. -3.000 м

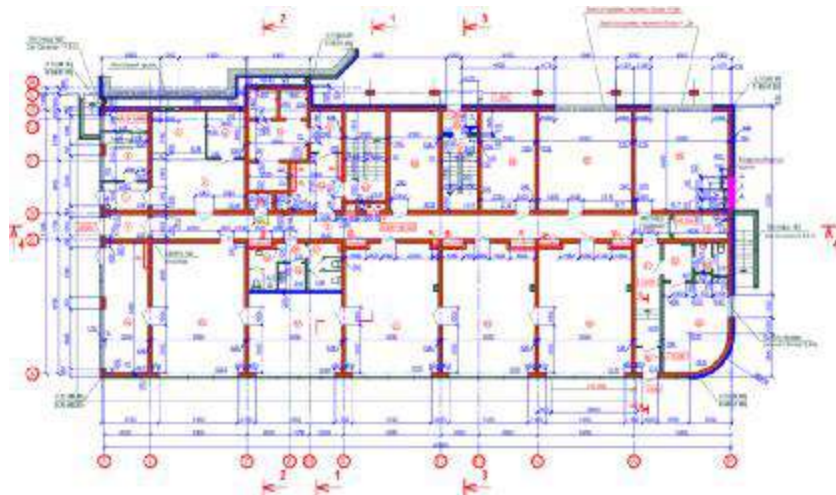


Рис. 4.18 – План першого поверху будівлі №1 на відм. 0.000 м

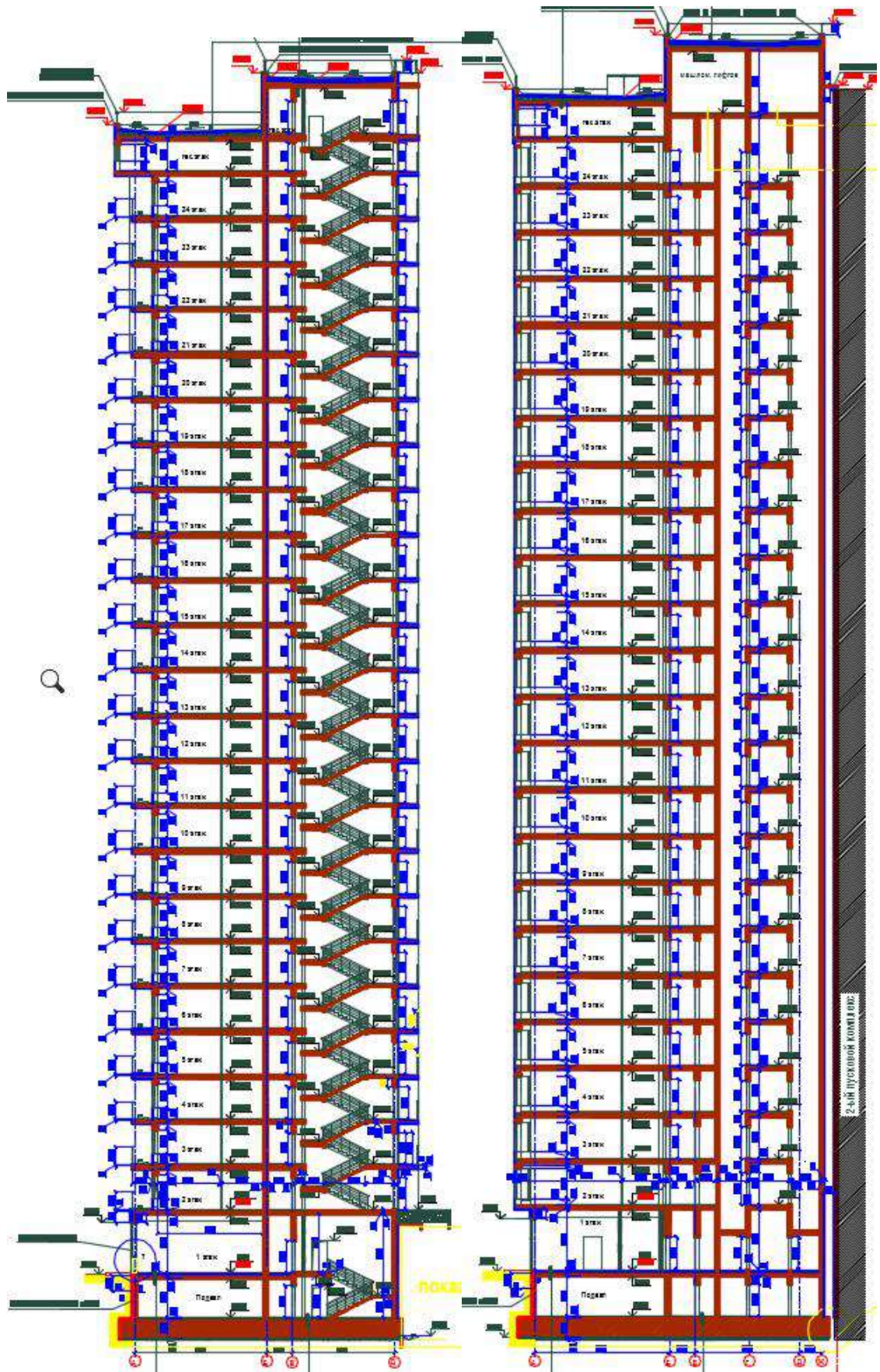


Рис. 4.18 – Розрізи 1-1 і 2-2 будівлі №1

Конструктивне вирішення будівлі

Висотна частина – будівлі №1, запроектована як будівля з монолітними стінами, що мають дві подовжні стіни на відстані 1.7м й поперечні стіни. У будівлі №1 по торцях утворені ядра жорсткості.

Вертикальними конструкціями, що несуть, є монолітні залізобетонні стіни завтовшки 250мм, стіни ліфтових шахт мають товщину 200мм.

Горизонтальні конструкції, що несуть, – міжповерхові перекриття і покриття – монолітні залізобетонні завтовшки 200мм.

Всі монолітні залізобетонні конструкції запроектовані з важкого бетону класу С20/25 з подовжньою арматурою класу А400С і поперечною А240С по ДСТУ3760-2006.

З'єднання перекриттів з вертикальними несучими елементами, – жорстке.

Сходи – монолітні залізобетонні з бетону класу С20/25.

Зовнішні стіни, що захищають, запроектовані з газобетону ($\gamma=600\text{кг/м}^3$) завтовшки 300мм з утеплювачем (базальтова вата $\gamma=100\text{кг/м}^3$) товщина 50мм.

Перегородки виконані з газобетону завтовшки 100мм ($\gamma=500\text{кг/м}^3$).

Крівля поєднана, виконана по монолітному залізобетонному покриттю товщиною 200мм.

Фундаменти – свайні. Ростверк – плитковий залізобетонний товщою 1300мм запроектований з бетону класу С20/25 з робочою арматурою класу А400С по ДСТУ3760-2006. Свайне поле складається із залізобетонних складених паль перетином 350x350мм, запроектованих з бетону класу С25/30 з робочою арматурою класу А400С ДСТУ3760-2006.

Клас наслідків (відповідальності) висотних будівель СС2, категорія відповідальності конструкцій – А.

Залізобетонні елементи запроектовані із бетону класу С20/25 з робочою арматурою класу А400С по ДСТУ3760-2006, поперечна та конструктивна А240С.

Інженерно-сейсмологічна характеристика майданчика будівництва
Нормативна інтенсивність сейсмічних дій для м. Одеси прийнята на
основі карти «А» і списку населених пунктів України, приведеного в ДБН
В.1.1–12:2014 [2], і складає 7 балів за шкалою Msk-64.

Відповідно до результатів інженерно-геологічних досліджень і таблиці 1.1
ДБН В.1.1-12:2014 [2] верхні шари ґрунтів майданчика будівництва відно-
сяться до третьої категорії по сейсмічних властивостях. Проведене сейсмічне
районування будівельного майданчика показало, що розрахункова сей-
смічність майданчика будівництва для будівель класу наслідків (відповідаль-
ності) СС2 [96] складає 7 балів.

4.3.1 Опис розрахункової моделі

На підставі наданих матеріалів були розроблені тривимірні комп'ю-
терні моделі будівель №1 (рис. 4.19). Розрахунки комп'ютерних моделей ви-
конані за допомогою програмного комплексу «ЛІРА», який є комп'ютерною
системою для структурного аналізу і проектування.

Розрахункові моделі будівель мають один підвальний поверх, 24 жит-
лових поверху і технічний поверх. Розрахункова модель будівлі №1 має да-
хову котельню.

Динамічні розрахунки будівлі виконані відповідно до вимог ДБН В.1.1-
12:2014 [2].

Розрахункові моделі прийняті у вигляді просторової системи, яка скла-
дається із стрижньових елементів, що моделюють роботу паль, оболонкових
елементів, які моделюють роботу перекриттів, монолітних стін, сходові май-
данчики і марші, фундаментний ростверк (таблиця. 4.19). Сполучення еле-
ментів між собою – жорстке.

Графічне відображення елементів розрахункової схеми на характерних
відмітках висотних будівель приведене на рис. 4.20-4.22.

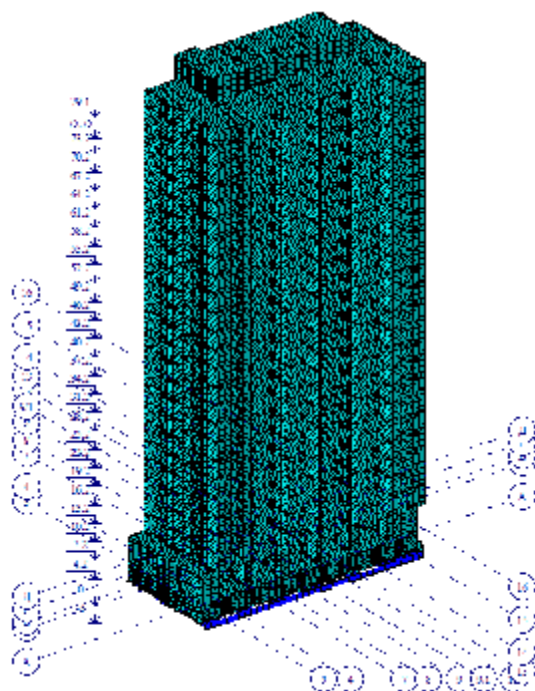


Рис. 4.19 – Загальний вигляд тривимірної комп'ютерної моделі будівлі №1

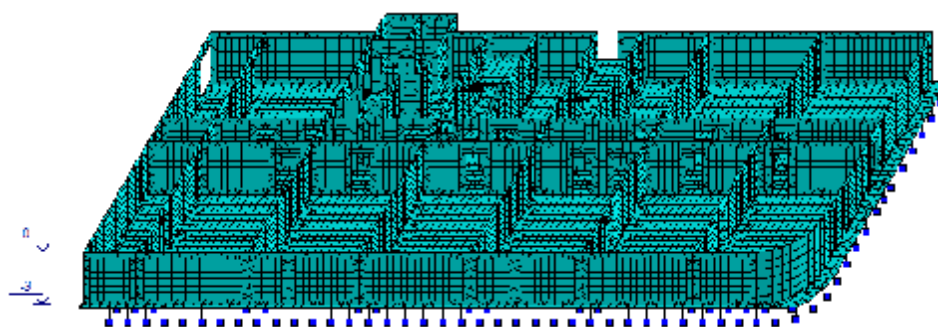


Рис. 4.20 – Підвальний поверх будівлі №1 на відм. -3.000м

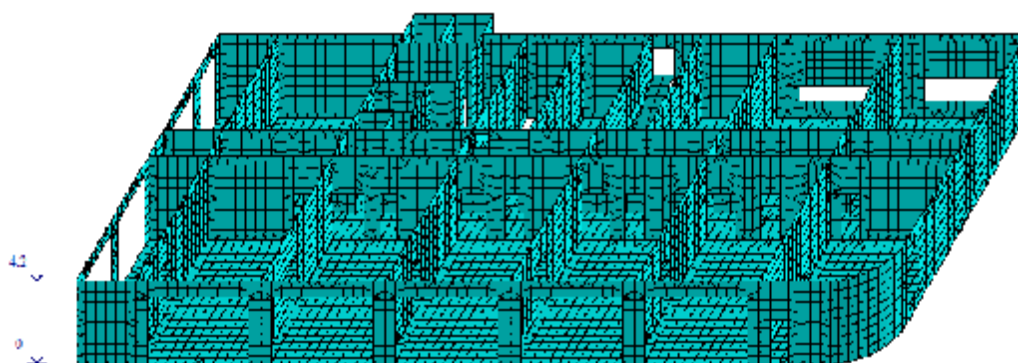


Рис. 4.21 – Перший поверх будівлі №1 на відм. 0.000м

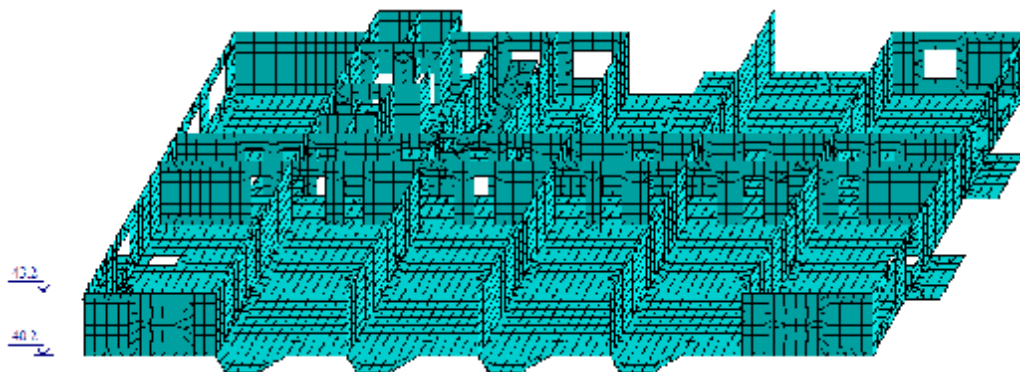


Рис. 4.22 – Типовий поверх будівлі №1

Враховуючи, що монолітні стіни не створюють зосереджених навантажень на ростверк, як основну можна використовувати сітку з вічком 200*200 мм із стрижнів діаметром $d16$. На окремих ділянках потрібна установка додаткових стрижнів посилення.

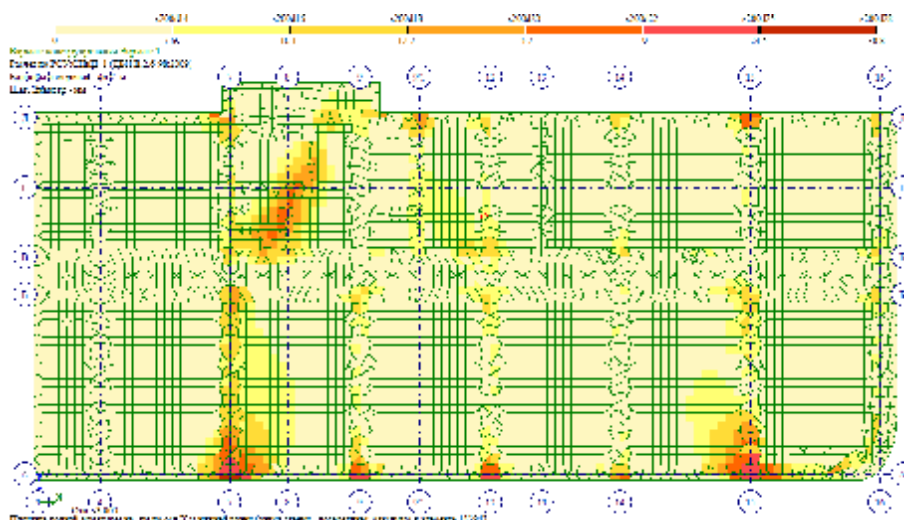


Рис. 4.23 – Армування ростверку будівлі №1 по осі X в нижньої грані

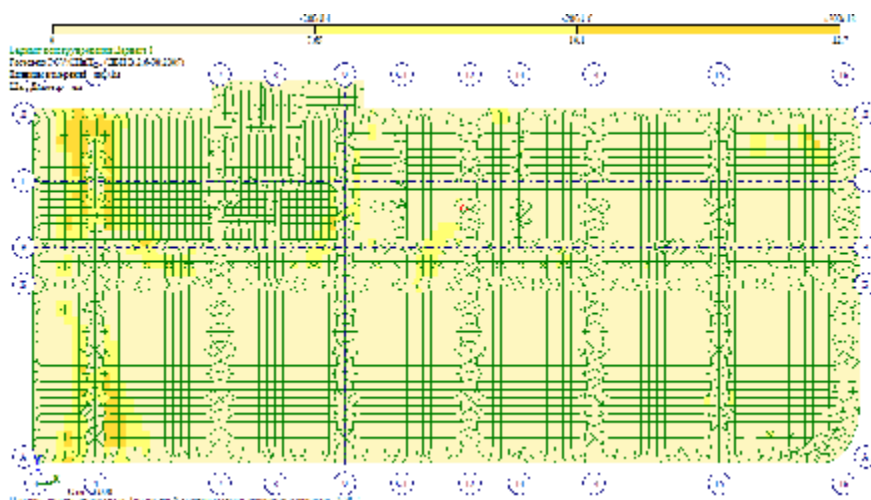


Рис. 4.24 – Армування ростверку будівлі №1 по осі X у верхньої грані

Зокрема, для визначення зусиль в елементах конструкцій, що несуть, слід враховувати таку кількість форм власних коливань споруди, при якій сума модальних мас була б не менше 85% при горизонтальних діях і не менше 75% при вертикальних діях. Жорсткість будівлі має бути такою, щоб перекоси поверхів від сейсмічних дій не перевищували допустимих значень.

Критерієм міцності залізобетонних конструкцій може служити необхідний коефіцієнт їх армування при невідгідних поєднаннях парних навантажень. В рамках справжнього дослідження було прийнято, що для виключення крихкого руйнування залізобетонних елементів, армування їх не повинно перевищувати 4%.

Модальний аналіз

Тривимірна динамічна модель є багатомасовою системою. Маса зосереджені у всіх вузлах розрахункової динамічної моделі будівлі.

Для задоволення вимог ДБН [2] по сумі модальних мас, комп'ютерна модель будівлі №1 була розрахована з урахуванням 10 форм власних коливань, (табл. 4.7).

Таблиця 4.7 - Розрахункові динамічні характеристики будівлі №1

Номера форм коливань	Частота коливань, Гц	Період коливань, с	Σ модальних мас,%, при сейсміці по осі:	
			X	Y
1	0.500	1.999	0.058	65.741
2	0.846	1.183	60.501	65.824
3	1.222	0.818	66.677	65.824
4	3.350	0.299	67.372	81.322
5	3.675	0.272	78.966	82.383
6	4.132	0.242	79.054	82.500
7	4.591	0.218	82.127	82.592
8	6.665	0.150	83.490	82.603
9	7.548	0.132	85.161	84.720
10	7.743	0.129	86.801	88.052

Примітка. Залізкою відмічені форми коливань, що програмно визначають напружений-деформований стан будівлі.

Форми власних коливань представлені на рис. 4.25. Першими формами є поступальні коливання, другі форми – поступальні з крученням, треті форми – кручення.

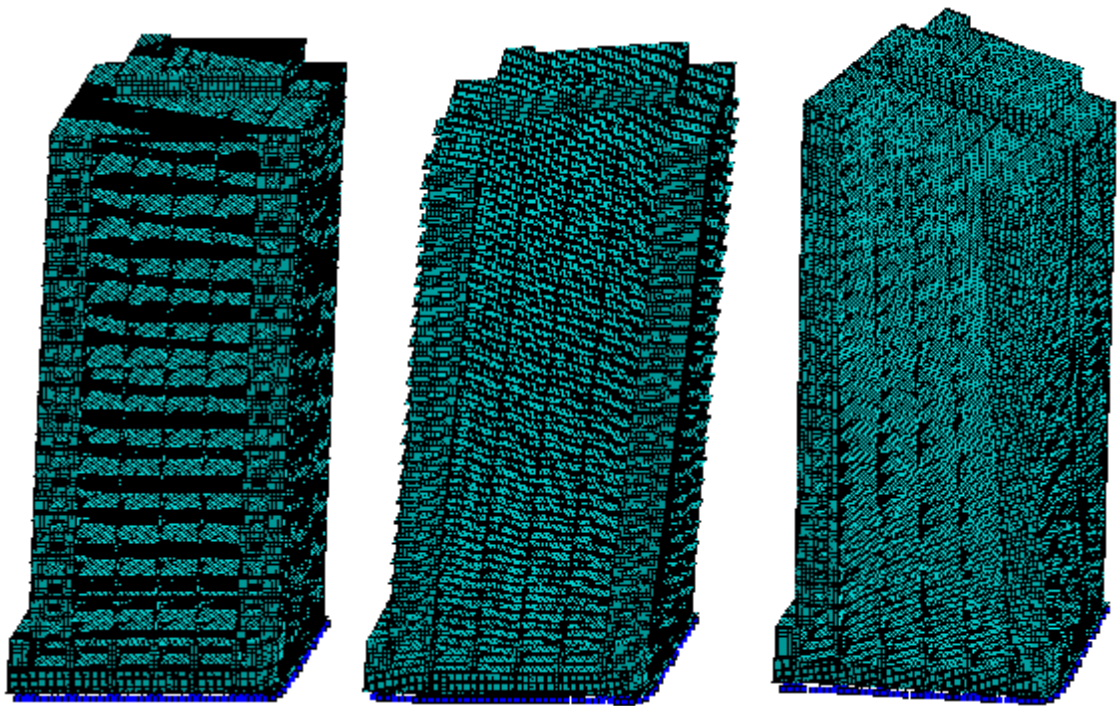


Рис. 4.25 - Перші форми власних коливань будівлі №1

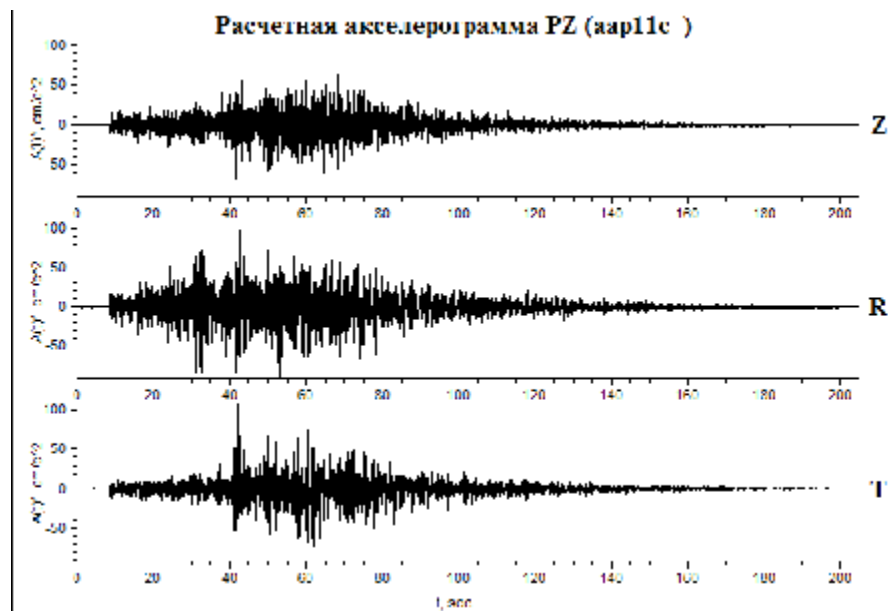


Рис. 4.26. Графік трикомпонентної розрахункової акселерограми, що моделює з 50%-ою забезпеченістю 7-мі бальний розрахунковий землетрус із зони Вранча на вільній поверхні ґрунту будівельного майданчика.

Таблиця 4.8. Дані про розрахункові акселерограми, що моделюють землетруси зони Вранча на будівельному майданчику.

№ пп	Имя файла	Компонента	$a_m, \text{см/с}^2$	Преобладающие частоты, Гц	Трив, коливань $a > 0.9a_m$	Трив., коливань $a > 0.5a_m$	Коліч. точок в аксел.	Шаг Δt , сек
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	AAP10C_T	T	107.2	1.4 - 6.7	1.7	33.1	16384	0.01000
	AAP10C_R	R	90.0	1.5 - 6.1	1.7	21.5	16384	0.01000
	AAP10C_Z	Z	66.5	1.4 - 7.9	3.3	34.8	16384	0.01000
2	AAP11C_T	T	106.7	1.5 - 5.2	4.1	20.7	16384	0.01250
	AAP11C_R	R	96.0	1.8 - 6.7	2.1	20.7	16384	0.01250
	AAP11C_Z	Z	75.8	1.5 - 8.6	4.1	26.9	16384	0.01250
3	AAP12C_T	T	107.0	1.6 - 3.4	2.1	10.3	16384	0.01250
	AAP12C_R	R	94.2	1.3 - 4.0	2.1	16.5	16384	0.01250
	AAP12C_Z	Z	65.3	1.5 - 7.9	4.1	31.0	16384	0.01250

Таблиця 4.9 Результати порівняння першого періоду з існуючими методиками

№ п/п	Найменування методики	Значення періоду, с	Величина відхилення від отриманого в результаті чисельного експерименту, %
1	2	3	4
1	Методика Э.Е.Хачияна	2.250	15.3
2	Проект міждержавних будівельних норм і правил «Будівництво в сейсмічних районах»	1.050-1.26	53.2-43.9
3	Методика Полякова С.В.	1.365	39.2
4	Американські норми	1.803	19.7
5	Європейські норми	1.750	22.0
6	Німецькі норми	1.408	37.3
7	Методика Y. Osuki	1.224-1.308	45.4-38.6
8	Методика Takechi M., Nakagawa K.	1.330-0.831	63.0-40.7
9	Я.М. Айзенберга и Г.В. Мамаевой	1.551	30.9
10	Пропонована методика	1.999	4.6

Таблиця 4.10. Порівняння результатів розрахунку з ПК LIRA

№ завантаж.	№ форми	Пропонована методика Період (с)	LIRA Період (с)	Сума мод.мас (%)
6	1	1.9	2.010	51.318
6	2	1.71	1.923	72.085
6	3	1.6	1.859	73.701
6	4	0.41	0.522	86.254
6	5	0.298	0.485	86.254

Висновки по розділу 4

1. Оцінка сейсмостійкості будівель і споруд, до яких, як правило, відносяться особливо відповідальні будівлі і споруди (атомні електростанції, високі протяжні будівлі та ін.) має практичне значення.
2. Для цієї категорії будівель і споруд необхідно виконувати багатофакторний динамічний аналіз з варіаціями моделей будівель і сейсмічних дій. При такому підході нормативні оцінки сейсмостійкості особливо відповідальних споруд повинні розглядатися як наймінімальніші.
3. Періоди крутильних коливань можуть збігатися з періодами поступальних коливань і, навіть, перевищувати останні. У зв'язку з цим є вірогідність прояву при діноперіодних землетрусах резонансних коливань по двох близьких частотах (інтерференція).
4. Облік фільтрації сейсмічних хвиль і резонансних коливань споруд при діноперіодних землетрусах приводить, залежно від спектральних особливостей споруд, до збільшення сейсмічних навантажень.
5. Діноперіодні компоненти спектру споруди істотним образом впливають на його реакцію від дії діноперіодних землетрусів.

6. Найбільш сильний вплив, як на періоди (до 4,45%) так і амплітуди переміщень (до 8,89%), стіни підвалу надали на десятиповерхові схеми. Із збільшенням поверховості вплив стін підвалу зменшується.
7. Облік сходових маршів і майданчиків не впливає на динамічні характеристики розрахункових схем будівель.
8. Збільшення товщини плити перекриття першого поверху не впливає на динамічні характеристики розрахункових схем будівель.
9. Виконано облік місцевих ґрунтово-геологічних умов майданчика будівництва;
10. Оцінено вплив фільтрації сейсмічних хвиль залежно від спектральних особливостей споруди;

Матеріали розділу опубліковані в роботах [7,9,10,11,14,16,18,19,25]

ВИСНОВКИ

У роботі вирішено науково-прикладну проблему розробки теоретичних основ і практичних методів розрахунку будівель і споруд, які зводяться в сейсмічних районах, або реконструюються при модернізації існуючого житлового фонду на сейсмонебезпечній частині території України. Наукове значення вирішення зазначеної проблеми полягає в тому, що вперше створено теоретичний апарат та розрахункові моделі залізобетонних каркасних будівель, які відображають їх реальну поведінку при сейсмічних впливах, з врахуванням просторової деформації і нерівномірності поля коливань ґрунту під будівлею. Прикладне значення роботи полягає в нових можливостях об'єктивної оцінки здатності будівель і споруд витримувати значні сейсмічні навантаження.

У дисертаційному дослідженні розроблено нові та удосконалено існуючі методи розрахунку на сейсмічні впливи будівель, споруд та їх відповідальних конструкцій для оцінки сейсмостійкості, з використанням дискретних скінченно-елементних динамічних розрахункових моделей.

На основі виконаного дослідження сформульовано наступні висновки і пропозиції.

1. Розроблено нові та удосконалено існуючі методи розрахунку будівель, споруд та їх відповідальних конструкцій на сейсмічні впливи.

2. Систематизовано та узагальнено існуючі методи з оцінки несучої здатності і деформативності будівель і споруд в умовах сейсмічної небезпеки, намічено шляхи їх подальшого розвитку.

3. Розроблено апаратуру і методику польових досліджень, яка дозволяє отримати реальні дані про коливання ґрунту на майданчиках будівництва.

4. Розроблено напівемпіричну методику побудови розрахункових акселерограм, яка базується на максимальному використанні інформації, що міститься в акселерограмах землетрусів з місцевих вогнищевих зон і землетрусів зони Вранча, зареєстрованих на території міста Одеса.

5. Проаналізовано сейсмічний вплив локальних інженерно-геологічних умов на будівельних майданчиках. За допомогою теоретичного моделювання сейсмічних впливів і чисельних експериментів встановлено, що фільтрація сейсмічних хвиль геологічним середовищем і виникнення резонансних коливань в спорудах при сильних підкорових землетрусах зони Вранча - можуть привести до збільшення сейсмічних навантажень у декілька разів.

6. Доведено, що побудовані, з врахуванням результатів сейсмічного мікрорайонування, розрахункові акселерограми і спектри реакції відкривають можливість здешевлення сейсмостійкого будівництва за рахунок оптимального вибору конструктивних рішень, які дозволяють уникнути збігу переважаючих частот, що відповідають піковим прискоренням в сейсмічних хвилях, резонансних частот підстилаючої ґрунтової товщі і власних частот проєктованих будівель та споруд, із збереженням необхідної надійності.

7. Розроблено аналітичні і чисельно-аналітичні методи розрахунку сейсмічних навантажень для регулярних споруд, що допускають стискання в одному напрямі. Розроблено процедуру зведення моделей поперечних і подовжніх рам до моделей квазіодновимірних консольних стержнів, які описують їх динамічну поведінку.

8. Запропоновано новий метод зниження розмірності просторових об'єктів, який дозволяє обґрунтовано зводити розрахунок тривимірних інженерних об'єктів до розрахунку їх моделей у вигляді двовимірних або одновимірних систем.

9. Проведено апробацію запропонованих підходів, моделей та прикладних методик для оцінки несучої здатності і деформативності будівель і споруд.

Розроблені пропозиції було використано при науково-технічному супроводі проєктування, реконструкції і зведенні реальних будівель і споруд. Ефективність впровадження полягає в підвищенні безпеки проживання населення в сейсмічних районах засобами проєктування.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

- 1 Никонов А.А. Сильнейшее в восточной Европе Карпатское землетрясение 26 октября 1802 г. - новые материалы и оценки. //Доклады РАН . - №1, т.347, 1996. - С.99-102
- 2 ДБН 1.1-12:2014. Державні будівельні норми України. Будівництво в сейсмічних районах України.Київ: Мінрегіонбуд України, Укрархбудінформ, 2014.110 с.
- 3 Оценка влияния грунтовых условий на сейсмическую опасность. Методическое руководство по сейсмическому микрорайонированию /Отв.ред. О.В.Павлов - М: Наука, 1988. - 223 с.
- 4 РСН 60-86. Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. – М: Госстрой РСФСР, 1987. – 17 с.
- 5 РСН 65-87. Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. Технические требования к производству работ. – М: Госстрой РСФСР, 1987. – 12 с.
- 6 Пустовітенко Б.Г., Кульчицкого В.Є., Пустовітенко А.А. «Новые данные о сейсмической опасности г.Одесса и Одесской области» [http://www.seism.org.ua/seism04_u.html]
- 7 Байсарович М.М., Кендзера О.В., Пустовітенко Б.Г., Сафронов О.М., Трегубенко В.І., Палієнко В.П., Шляховий В.П., Лущик А.В. Геодинаміка та сейсмічність (карти) //Атлас “Глибинна будова літосфери та екологія України”. – Київ: ІГН НАН України, “Географіка”, 2002. – С. 36-42
- 8 Кендзера А.В. Реализация требований ДБН В.1.1-12:2006 относительно параметров сейсмических воздействий для сейсмостойкого проектирования в г. Одессе / [А.В. Кендзера, С.Т. Вербицкий, Ю.Т. Вербицкий, О.Т. Вербицкая, В.К. Егупов, К.В. Егупов, С.П. Ковальчук, Р.И. Прокопец] / Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельні конструкції.- К.:НДІБК.- 2008.- вып.69.-С. 45-55
- 9 Уломов В.И., Шумилина Л.С. Сейсмогеодинамика и вероятностное сейсмическое районирование Северной Евразии. //Геофизика на рубеже веков. Избр. Труды ученых ОИФЗ РАН, 2000. - С.216-252
- 10 Никонов А.А. Сильнейшее в восточной Европе Карпатское землетрясение 26 октября 1802 г. - новые материалы и оценки. //Доклады РАН . - №1, т.347, 1996. - С.99-102
- 11 Егупов К.В. Инструментальные записи для оценки сейсмической опасности Одесского региона / Егупов К.В., Бондаренко А.С., Егупов В.К. / Вісник ОДАБА – Одеса 2013.- вип.49.- С.143-149
- 12 Кендзера А.В. Мониторинг сейсмичности Юго-Западных областей Ук-

- раины и сопредельных территорий / [А.В. Кендзера, В.К. Егупов, К.В. Егупов] / Вісник Одеського національного університету – Одеса 2013.- Том 18. Випуск 1 (17).- С.70-83
- 13 Друмя А.В., Устинова Т.И., Щукин Ю.К. Проблемы тектоники и сейсмологии Молдавии. - Вып. 2., Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1964. - 119 с.
 - 14 Землетрясения в СССР в 1977 году. - М.: Наука., 1979. - 360 с.
 - 15 Землетрясения в СССР в 1986 году. - М.: Наука., 1989. - 364 с
 - 16 Арбузова Л.С., Ротарь В.И., Иванов А.И. и др. Отчет о комплексной геологической съемке масштаба 1:25000 для целей сейсмического микрорайонирования территории г. Одессы и части прилегающих районов. //Фонды Причерноморской КГРЭ. - Одесса, 1982
 - 17 Степаненко Н.Я., Симонова Н.А., Алексеев И.В. Макросейсмические данные землетрясений карпатского региона в 2004 году. Сейсмологический бюллетень Украины за 2004 год. НПЦ « ЭКОСИ-Гидрофизика». – Севастополь. - 2006. - С.114-119
 - 18 Алказ В.Г. Научно методические основы прогноза сейсмической опасности и сейсмического риска территории Республики Молдова. Автореферат диссертации доктора ф.-м. наук. - Кишинев, 2006. - 17 с.
 - 19 PIANC Seismic Design Guidelines for Port Structures, International Navigation Association, / A.A. Balkema Publishers, Tokyo, 2001.
 - 20 BORG R.C. SEISMIC PERFORMANCE, ANALYSIS AND DESIGN OF WHARF STRUCTURES: A COMPARISON OF WORLDWIDE TYPOLOGIES/ A Dissertation Submitted in Partial Fulfilment of the Requirements for the Master Degree in EARTHQUAKE ENGINEERING, 2007.-256p.
 - 21 Buslov, V.M. Evaluating earthquake damage to concrete wharves// Buslov, V.M./ Concrete International, 1996. pp. 50-54.
 - 22 Egan J.A. Seismic repair at Seventh Street Marine Terminal// Egan J.A., Hayden R.F., Scheibel. Otus M., Seventi, G.M. / Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Special Publication No. 30, ASCE, 1992. -pp.867-878.
 - 23 РД 31.31.55-93. Инструкция по проектированию морских причальных сооружений. – Москва: Федеральная служба морского флота России, 1996.- 110с.
 - 24 РД 31.3.06-2000. Руководство по учету сейсмических воздействий при проектировании морских гидротехнических сооружений типа «Большерк».
 - 25 Earthquake engineering handbook / edited by Wai-Fah Chen, Charles Scawthorn/ CRC Press LLC, 2003.- 1450p.
 - 26 Князева В. С. Архивные материалы по макросейсмическому обследо-

- ванию Крымского землетрясения 11 сентября 1927 г. // Сейсмологический бюллетень Украины за 1997 г.. ИГ НАНУ / Князева В. С. – Симферополь : 1999. - С. 88-100.
- 27 Королев В. А. Новые макросейсмические данные по Крымскому землетрясению 11 сентября 1927 года. // Проблемы сейсмобезопасности Крыма. Крымское отделение НАН Украины, КЭС ОСОПЗ при правительстве Республики Крым / В. А. Королев, А. М. Складар, В. С. Князева – Севастополь, 1995. - С. 30-33.
 - 28 Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. В двух частях / Немчинов Юрий Иванович – Киев : 2008. – 480 с.
 - 29 Последствия Карпатского землетрясения 4 марта 1977 г. на территории Молдавской ССР. Управление, организация и технология строительства. Экономика строительства. / [С. В. Поляков, С. С. Графов, А. М. Жаров и др.] // ЦИНИС. - Обзорная информация. - 1980. - Вып. 5. - 42 с.
 - 30 Последствия Карпатского землетрясения 4 марта 1977 г. на территории СРР. // Строительство и архитектура. / [С. В. Поляков, Я. М. Айзенберг, А. М. Жаров и др.] // Промышленное строительство. Обзорная информация. - 1979. - Вып. 1. - 54 с.
 - 31 Немчинов Ю.И. Практичні питання динаміки будівель / Немчинов Ю.І., Хавкін О.К., Мар'єнков М.Г., Жарко Л.О., Дунін В.А., Бабік К.М., Єгупов К.В., Кендзера О.В., Єгупов В.К., Булат А.Ф., Дирда В.І., Лисиця М.І. / Будівництво України, листопад 2013. – С.6-14.
 - 32 Айзенберг Я. М. Уроки последних разрушительных землетрясений. Совершенствование антисейсмического проектирования и строительства / Айзенберг Яков Моисеевич – М. : ВНИИТПИ. - 2000 - 110 с.
 - 33 Пустовитенко Б. Г. Землетрясения Крымско-Черноморского региона (инструментальный период наблюдений 1927-1986 г.г.) / Б. Г. Пустовитенко, В. Е. Кульчицкий, А. В. Горячун – Киев : Наукова думка, 1990. – 190 с.
 - 34 Пустовитенко Б. Г. Новые данные о степени сейсмической опасности территории Украины. Карты ОСР-2004. // Будівельні конструкції, вип. 64. Міжвідом.наук.-техн.збірник. Будівництво в сейсмічних районах України. Зб. наук. праць / Б. Г. Пустовитенко – Київ : 2006. - С. 20-27.
 - 35 Пустовитенко Б. Г. О проблеме обеспечения сейсмобезопасности Крыма. // Проблемы сейсмобезопасности Крыма. Сб. матер. конференции / Б. Г. Пустовитенко // Крымское отделение НАНУ, Крымский экспертный совет по оценке сейсмической опасности и прогнозу землетрясений при правительстве Республики Крым (КЭС ОСОПЗ). - Севастополь, 1995.- С. 8-15.
 - 36 Пустовитенко Б. Г. Сейсмологические аспекты оценки сейсмического риска для территории г. Измаила / Б. Г. Пустовитенко, А. М. Складар //

- Геофизический журнал. – 1996. - т. 18. - № 1. - С. 73-80.
- 37 Пустовитенко Б. Г. Спектральные и очаговые параметры землетрясений Крыма / Б. Г. Пустовитенко, Г. А. Пантелеева – Киев : Наукова думка, 1990. – 252 с.
 - 38 Егунов К.В. Развитие пространственных моделей сооруженной и сейсмических воздействий /Егунов К.В., Егунов В.К. «Проблеми теорії і практики сейсмостійкого будівництва», Збірка тез, міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В.К. Єгунова, 25-29 жовтня 2016р.
 - 39 Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий: Учебное пособие для вузов. – 2-е изд. / Поляков С. В. – М. : Высшая школа, 1983. – 304 с.
 - 40 Измайлов Ю.В. Сейсмостойкие монолитные здания / Ю. В. Измайлов . – Кишинев: Картя Молдовой, 1989.- 253 с.
 - 41 Сейсмическая опасность г. Черновцы / [А. В. Кендзера, Р. С. Проншин, Я. А. Бень, Г. Р. Стародуб] // Белорусский сейсмологический Бюллетень. – 1992. - Вып. 2. - С. 151-168.
 - 42 Сейсмичность территории Украины / [О. М. Харитонов, О. П. Костюк, В. В. Кутас и др.] // Геофизический журнал. – 1996. - том 18. - № 1. - С. 3-15.
 - 43 Поведение крупнопанельных зданий при Спитакском землетрясении / [И. Ф. Ципенюк, Ю. А. Гамбург, В. М. Горбенко, М. Д. Мушеев] // Архитектура и строительство Узбекистана.- 1989.- № 12.- С. 25-27.
 - 44 Айзенберг Я. М. Строительная наука против сейсмических катастроф. – В кн.: Российская архитектурно-строительная энциклопедия, том X: Безопасность строительства, надежность зданий и сооружений / Айзенберг Я. М.– М. : ФГУП «ВНИИСТПИ», 2005, с.108-114.
 - 45 Инженерный анализ последствий Спитакского землетрясения 7.12.1988 г. / [В. А. Ржевский, И. Ф. Ципенюк, Х. А. Асамов и др.] // Архитектура и строительство Узбекистана. – 1989. - № 12. - С. 7-12.
 - 46 Килимник Л. Ш. Методы целенаправленного проектирования в сейсмостойком строительстве / Килимник Л. Ш. – М. : Наука, 1980. – 156 с.
 - 47 Оценка сейсмостойкости железобетонных каркасов производственных зданий при Спитакском землетрясении / [В. А. Ржевский, Р. С. Ибрагимов, А.В. Новоселя и др.] // Архитектура и строительство Узбекистана. – 1989. - № 12. – С. 30-33.
 - 48 Завриев, К.С. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений / К.С. Завриев и др. // М.: Стройиздат, 1970. – 224 с.
 - 49 Кириков, Б.А. Древнейшие и новейшие сейсмостойкие конструкции / Б.А. Кириков. – М.: Наука, 1990. – 71 с.
 - 50 Вернадский, В.И. Труды Ломоносова в минералогии и геологии / В.И.

- Вернадский // Труды по истории науки в России, 1988. – 134 с.
- 51 Медведев, С.В. Инженерная сейсмология / С.В. Медведев. – М.: Гос. Изд. по строительству и архитектуре, 1962. – 284 с.
- 52 Корчинский, И.Л. Основы проектирования зданий в сейсмических районах / И.Л. Корчинский и др. – М.: Госстройиздат, 1961. – 488 с.
- 53 Корчинский, И.Л. Расчет сооружений на сейсмические воздействия / И.Л. Корчинский // Научное сообщение ЦНИПС. М. Гос.изд. по строительству и архитектуре. – 1954. – 76 с.
- 54 Alford, J.L. Spectrum Analysis of Strong-Motion Earthquakes: Report NR-081-095/ Alford J.L., Housner G.W., Martel R.R. – U.S.A: Earthquake Engineering Research Laboratory, Calif. Inst. of Tech., Pasadena, California, –1964. –115p.
- 55 Al-Sulaimani, G.J. Design Spectra for Degrading Systems / G.J. Al-Sulaimani, J. M. Roesset // Journal of Structural Engineering, ASCE, 1985. – Vol. 111. No 12. – P. 2611–2623.
- 56 Benioff, H. The Physical Evaluation of Seismic Destructiveness / H. Benioff. // Bull. Seismological Society America. –1934. – 24(4). P. 398-403.
- 57 Blume, J.A. Recommendations for Shape of Earthquake Response Spectra: AEC Report No. 1254 / Blume, J.A., Sharpe, R.L. and Dalal, J.S. –U.S.A: J. Blume and Associates, San Francisco, 1972.
- 58 Clough, R.W. Dynamic of structures. Third edition / R.W. Clough, J. Penzien. – Berkeley, CA: Computers & Structures, Inc., 2003. – 730 p.
- 59 Mohraz, B. A Study of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra: AEC Report WASH-1255 / Mohraz, B., Hall, W.J. and Newmark, N.M. – Urbana, Illinois U.S.A: N.M. Newmark Consulting Engineering Services, 1972.
- 60 Newmark, N.M. Earthquake Spectra and Design / N. M. Newmark and J. F. Hall. - Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Institute, 1982. – 103p.
- 61 Айзенберг, Я.М. Вероятностная спектрально-временная модель сейсмического воздействия на сооружение. Труды ЦНИИСК «Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений». – М.: Стройиздат, 1974. Вып. 3. – С. 20 – 27.
- 62 Айзенберг, Я.М. Простейшая сейсмоизоляция. Колонны нижних этажей как элемент сейсмоизоляции здания / Я.М. Айзенберг // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2004. – №1. – С. 28 – 32.
- 63 Амосов, А.А. Основы теории сейсмостойкости сооружений: Учебное пособие / А.А. Амосов, С.Б. Сеницын. – М.: Изд-во АСВ, 2001. – 96с.
- 64 Старостенко В.І., Кендзера О.В., Лісовий Ю.В., Семенова Ю.В. Розвиток сейсмологічної мережі на території України для цілей сейсмічного захисту // Збірник наукових праць Інституту геохімії навколишнього

- середовища. - 2011. - Вип. 19. - С. 144-150
- 65 Бирбраер, А.Н. Экстремальные воздействия на сооружения / А. Н. Бирбраер, А. Ю. Роледер – СПб: Изд-во Политехнического Ун-та, 2009. – 593 с.
 - 66 Болотин, В.В. Исследование поведения зданий и сооружений со снижением жесткости при сейсмических воздействиях / В.В. Болотин, В. П. Радин, В. П. Чирков // Изв. Вузов. – М.: Строительство. 2003. – №7. – С.6 – 10.
 - 67 Гольденблат, И.И. Модели сейсмостойкости сооружений / И.И. Гольденблат, Н. А. Николаенко, С. В. Поляков [и др]. – М.: Наука, 1979. – 252 с.
 - 68 Немчинов, Ю.И. К Обоснованию нормативной методики проектирования сейсмостойких конструкций заданной категории пластичности с учетом требования Еврокода 8 / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, А.К. Хавкин, К.Н. Бабик: Доклады IX Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием), 6-9 сент. 2011г. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.9rnsee.ru>
 - 69 Немчинов, Ю.И. Применение метода спектра несущей способности при расчетах сооружений на сейсмические воздействия с учетом нелинейного деформирования / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, К.Н. Бабик // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: ДП НДІБК, 2005. – Вип. 63. – С. 11 – 19.
 - 70 Медведев, С.В., Карапетян Б.К., Быховский В.А. Сейсмические воздействия на здания и сооружения. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений, Т.1. – М.: Стройиздат, 1968. – 192 с.
 - 71 Уздин, А.М. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений / А. М. Уздин, Т. А. Сандович, Аль-Насер-Мохомад Самих Амин. – СПб: Изд-во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1993. – 176с.
 - 72 Завриев, К. С. Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость / К. С. Завриев // Известия Тифлисского политехнического института. – 1928. – С. 115–132.
 - 73 Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования : СНиП II-7-57*. Госстрой СССР. - М. : АПП ЦИТП, 1957. - 50 с. - (Нормат. документ СССР)..
 - 74 Напетваридзе, Ш. Г. Вопросы теории сейсмостойкости сооружений. – АН Грузинской ССР. – Тбилиси, 1953
 - 75 Назаров, А.Г. Метод построения инструментальной теории сейсмостойкости. ДАН Арм. ССР, т. II, №5, 1954.
 - 76 Ржевский, В.А. Сейсмостойкость железобетонных каркасных зданий в условиях сильных землетрясений с учетом работы в упругопластичес-

- кой стадии деформирования: дис...д-ра техн. наук: 05.23.01 / Ржевский В. А. – Ташкент, 1983. – 236 с.
- 77 Хачиян, Э.Е. О предельных напряжениях, перемещениях и перекосах многоэтажных зданий при землетрясениях / Э. Е. Хачиян: Доклады IX Российская национальная конференция по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с международным участием), 6-9 сент. 2011г. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.9rncee.ru>
- 78 Chopra, A.K. Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum / A.K. Chopra, R.K. Goel // Earthquake Spectra. – 1999. – Vol 15.– N 4. – P. 637-656.
- 79 Biot, M.A. Theory of elastic systems under transient loading with an application to earthquake proof buildings / M.A. Biot // Proceedings of the National Academy of Science, USA. – 1933. – Vol.19. – P. 262-268.
- 80 Белаш, Т.А. Использование энергопоглотителей сухого трения в системах сейсмогашения зданий и сооружений / Т.А. Белаш, И.У. Альберт // Экспресс-информация ВНИИИС. Сер.14. Сейсмостойкое строительство. – Вып. 5. – 1995. – С. 35-42.
- 81 Егупов В.К. Расчет зданий на прочность, устойчивость и колебания / В. К. Егупов. – Киев : Будівельник, 1965. - 256 с.
- 82 Егупов К. В. Причальные сооружения эстакадного типа (конструкции и расчет) / К. В. Егупов // Учебное пособие. – М. : «Мортехинформреклама»,1991.- 88 с.
- 83 Смирнов А. Ф., Александров А.В., Лащенников Б.Я., Шапошников Н.Н. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений. - М.: Стройиздат, 1984.
- 84 Иванов Б.Э., Игнатова Е.В., Синицын С.Б. Решение задач динамики и устойчивости методом конечных элементов. - М.: МИСИ, 1990
- 85 V. Dorofeyev, K. Iegupov., O. Murashko, V. Iegupov Seimological and Seismometric investigations In the Odessa region, Ukraine /International conference on earthquake engineering and seismology, 12-16 may 2015 Oslo.
- 86 Егупов В.К. Расчет зданий на прочность, устойчивость и колебания / В. К. Егупов. – Киев : Будівельник, 1965. - 256 с.
- 87 Егупов В. К. Расчет зданий на сейсмические воздействия / В. К. Егупов, Т. А. Командрина. – Киев : Будівельник, 1969. – 207 с.
- 88 Davis P.o., Groot M.B. Economic scour protection with adequate guarantee for structural safety // Proc. XXth IAHR Congress / Moscow. 1983. - Vol. 3. - p. 547
- 89 Егупов В. К. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость / В. К. Егупов, К. В. Егупов, Э. П. Лукаш. – Киев: Будівельник, 1982. – 144 с.

- 90 Определение параметров сейсмических воздействий для сейсмостойкого проектирования в г. Одессе /Кендзера А.В., Дорофеев В.С. Егупов К.В. Вербицкий С.Т. ,Егупов В.К. та.інш.] // Сейсмологічні та геофізичні дослідження в сейсмоактивних регіонах: матер. наукової конф.-семінару, присвяченої пам'яті Т.З. Вербицького та Ю.Т. Вербицького, 3-5 червня 2014 р., Львів. - С. 79-91.
- 91 Kendzera A., Yegupov K., Yegupov V. Seismic monitoring of the southwestern areas of the Ukraine and adjacent areas / 15 European Conference on Earthquake Engineering Istanbul Turkey , 24 to 29 august 2014
- 92 EN 1998 «Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance»
- 93 GB 50011-2010 «Code for Seismic Design of Buildings» и GB/T 17742-2008 «The Chinese seismic intensity scale»
- 94 ДСТУ Б В.1.1-28:2010 «Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Шкала сейсмічної інтенсивності». - К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.- 79с
- 95 ДБН В.1.1-12: 2006. Строительство в сейсмических районах Украины.- К.: Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины, ДП "Укрархбудінформ". 2006.- 92 с - (Державні буд. норми України)
- 96 ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Определение класса последствий (Ответственности) и категории сложности объектов строительства [Чинний від 01.07.2014] К.: ДП "Укрархбудінформ". 2014.(Державні буд. норми України), 2014.
- 97 Шапиро Г. А., Ашкинадзе Г. Н., Симон Ю. А. Вибрационные методы испытания жилых и общественных зданий. Государственный комитет по гражданскому строительству архитектуре при госстрое СССР. Москва-1967 г.
- 98 ДБН В.1.2-14-2009. СНББ Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. - К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009.- 32с.
- 99 Капустян Н. К., Антоновская Г.А., Нго Тхи Лы «Инновационные технологии использования микросейсм для оценки состояния инженерных сооружений и процессов их основаниях (на примере плотин ГЭС)», ИФЗ РАН, Москва, ИЭПС УрО РАН, Архангельск, ИГ ВАНТ, СРВ.
- 100 Юдахин Ф. Н. Микросейсмические колебания - важный источник информации. Вестник УрО РАН №33, 2010, 65-73с <http://www.iie-uran.ru/doc/33/65-73.pdf>
- 102 Constantinescu L., Enescu D. Cutremurele din Vrancea in cadru stiintific si tehnologic. - Bucuresti: Editura Academiei Republicii Socialiste Romania,

1985. - 230 p.
- 103 Кендзера А.В., Стародуб Г.Р., Скляр А.М., Роман А.А. О некоторых аспектах сейсмического районирования слабоактивных территорий. //Изучение сейсмических колебаний грунтов и сооружений. - М.: Изд-во МГК при Презид. АН СССР, 1989. - С.76-82. (Сейсмические исследования №:11)
 - 104 Кендзера О., Пронишин Р., Вербицкий С., Вербицкий Ю. Розвиток методів прогнозування кількісних характеристик сейсмічних впливів для території України. Кінцевий звіт по темі № д.р. UA01004860P. - Львів: ШГФ НАН України, 1997. - 129 с.
 - 105 Кендзера А.В. Моделирование расчетных акселерограмм вранчевских землетрясений для промышленной площадки ЧАЭС //Проблеми Чорнобильської зони відчуження. Вип.3, Київ: Наукова думка, 1996. С.29-38
 - 106 Hartzell S.H. Earthquake aftershocks as Green's functions. Geophys. Res. Letters, 5, 1978.- P.1-4
 - 107 Izutani Y., Katagiri F. Empirical Green's function corrected for source effect. - Earthq. Eng. Struct. Dyn., 21, 1992.- P.341-349
 - 108 Шарапов В.Г., Бунэ В.И., Ратникова Л.И. Об определении амплитудно-частотного состава колебаний грунтов при расчетном землетрясении. //В сб.: Эффект сильных землетрясений. - М.: Наука, 1982. С.45-51. (Вопр. инж. сейсмологии. Вып. 22).
 - 109 Ратникова Л.И. Методы расчета сейсмических волн в тонкослоистых средах. - М.: Наука, 1973. - 124 с.
 - 110 Садыков Ф.С., Косарев Г.Л. Строеение Земли по дисперсии поверхностных сейсмических волн. - Ташкент: ФАН, 1981. - 102 с.].
 - 111 Schnabel, P.B. Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972). SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites. - Report No. UCB. EERC-72/12. University of California, Berkeley. December. - 102 p.
 - 112 Ляховицкий Ф.М. и др. Инженерная геофизика. – М: Недра,1989. – 252 с.
 - 113 Єврокод. Основи проектування конструкцій: Зміна № 2 ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 (EN 1990:2002, IDT). - [Чинний від 01.07.2014]. – Київ:ДП "Укрархбудінформ", 2013. – VIII, 49 с. – (Національний стандарт України).
 - 114 Alexander Kendzera Use of seismological information for the design of multistory buildings / Konstantin Iegupov , , Yuliia Semenova, Slava Iegupov, Yurii Lisovyi / 16TH European conference on earthquake engineering , Thessaloniki 18-21 June 2018
 - 115 Гришин В.А. Математическое моделирование портовых гидротехниче-

- ских сооружений /Гришин В.А., Руденко С.В. / Херсон: ФЛП Гринь Д.С., 2015 С280с.
- 116 Гришин В.А. Расчет гидротехнических сооружений в системе PLAXIS / Гришин В.А., Гришин А.В., Гембарский Л.В., Снисаренко В.И./ -К: издательский центр «Азбука», 2011. – 240с.
- 117 Atsushi NOZU SEISMIC DESIGN OF PORT STRUCTURES / Koji ICHII, Takahiro SUGANO / Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol.4, No.3 (Special Issue), 2004
- 118 РД 31.31.55-93 ИНСТРУКЦИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ МОРСКИХ ПРИЧАЛЬНЫХ И БЕРЕГОУКРЕПИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ. / Федеральная служба морского флота России. - М., 1996
- 119 О Т Ч Е Т по теме: "Определение сейсмической опасности площадки реконструкции компрессорной станции «Орловка-1» газопровода «Шебелинка-Днепропетровск-Кривой Рог-Измаил» по данным сейсмического районирования и генерирования расчетных акселерограмм"
- 120 Науково-технічний супровід проектування нового будівництва багатопверхових житлових будинків з вбудовано-прибудованими житловими приміщеннями, з паркінгом та благоустроєм прилеглої території за адресою: Одеса, провулок Середньофонтанський, 1-А
- 121 О Т Ч Е Т по теме: «Определение сейсмической опасности площадки строительства много-этажных жилых домов со встроенно-пристроенными нежилыми помеще-ниями по адресу: г. Одесса, переулок Среднефонтанский, 1-А – по данным сейсмического районирования и генерирования расчетных акселерограмм»

Додаток А Впровадження результатів досліджень



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ОДЕСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ МОРСЬКИЙ УНІВЕРСИТЕТ

вул. Мечникова, 34, м. Одеса, 65029, тел: (048) 732-17-35, факс: (048) 732-16-21, e-mail: office@onmu.odessa.ua

29 10 2018 № К/1255
на № _____



«ЗАТВЕРДЖУЮ»
Проректор з
наукової роботи
О.О. Немчук

«29» 10 2018р.

Довідка

Про використання в навчальному процесі Одеського національного морського університету (м.Одеса) результатів досліджень і розробок, одержаних при виконанні дисертаційної роботи Сгупова Вячеслава Костянтиновича на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук.

Використані у навчальному процесі науково-методичні розробки та результати наукових досліджень здобувача молодшого наукового співробітника Сгупова В.К. у вигляді рекомендацій для розрахунку гідротехнічних споруд на сейсмічні дії. Забезпечують набуття студентами теоретичних знань та сприяють отриманню практичних навичок в проектуванні залізобетонних конструкцій і використовувались при викладанні дисциплін:

«Залізобетонні конструкції» Тема 2. Навантаження та впливи;

«Динаміка гідротехнічних споруд» Тема 8. Розрахунок гідротехнічних споруд на сейсмічну дію.

Для студентів за напрямом підготовки 6.060101 «Будівництво».

Завідуючий кафедрою ІКтаВД
к.т.н., доцент

Д.І. Безушко



МІНІСТЕРСТВО РЕГІОНАЛЬНОГО РОЗВИТКУ, БУДІВНИЦТВА ТА ЖИТЛОВО-КОМУНАЛЬНОГО ГОСПОДАРСТВА УКРАЇНИ



ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО
„ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ”
(ДП НДІБК)



юридична адреса: вул. І. Клименка, 5/2, м. Київ-37, поштова адреса: вул. Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037; тел. (044) 249-72-34, факс (044) 248-89-09
www.niisk.com; e-mail: ndibk@ndibk.gov.ua; niisk-office@ndibk.gov.ua; код ЄДРПОУ 02485431

17.10.2018 № 220-2077 На № _____ від _____



Перший заступник директора інституту з наукової роботи

Ю.І. Немчинов

« 17 » 10 2018 р.

Г 1 [Довідка про впровадження]

ДОВІДКА про впровадження результатів дисертаційної роботи

Результати дисертаційної роботи Єгулова Вячеслава Костянтиновича «Методи оцінки сейсмостійкості будівель і споруд» були використані при визначенні сейсмічної небезпеки майданчика реконструкції компресорної станції «Орлівка - 2» газопроводу «Ананьєв – Тирасполь – Ізмаїл». Результати виконаних робіт дозволили обґрунтувати фактичну сейсмічність майданчика будівництва компресорної станції та вдосконалити модель сейсмічних впливів на будівельні конструкції.

Ефективність розробки полягає в визначенні необхідних вимог, що повинні бути врахованими для забезпечення необхідного рівня сейсмостійкості конструкцій компресорної станції «Орлівка - 2».

Довідка надана для подання у Спеціалізовану вчену раду Д 41.060.01 при Одеському національному морському університеті.

Зав. відділу автоматизації досліджень та сейсмостійкості будівель і споруд,
доктор техн.наук, с.н.с.

М.Г. Мар'шков

[Вик. Калюх Ю.І., 39-80]



МІНІСТЕРСТВО ІНФРАСТРУКТУРИ УКРАЇНИ
ДП «ДЕРЖАВНИЙ ПРОЕКТНО-ВИШУКУВАЛЬНИЙ ТА
НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ МОРЬСЬКОГО ТРАНСПОРТУ
«ЧОРНОМОРНДПРОЕКТ»



65058, Одеса, проспект Шевченка, 12. Код ЄДРПОУ 01128110, web: <http://www.blasdari.com>
Тел: (0482) 63-94-13. Факс: (0482) 63-66-83. E-mail: blasdari@optima.com.ua

Вих. № 1451

від «25» 10 2018 г.



ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

На здобуття наукового ступеню кандидата технічних наук, здобувача молодшого наукового співробітника Одеського національного морського університета Ступова Вячеслава Костянтиновича на тему «Методи оцінки сейсмостійкості будівель і споруд» були використані при визначення сейсмічної безпеки майданчиків будівництва причала №10 в порту «Южний» Одеською областю, та реконструкції частини пірсу №2 ІСРЗ в с. Малодолініське, м. Чорноморськ.

Результати виконаних робіт дозволили визначення сейсмічну безпеку майданчика та вдосконалити модель сейсмічних впливів.

Ефективність розробки полягає в науково-обґрунтованому підході до забезпечення безпеки експлуатації морських гідротехнічних споруд.

Довідка надана для подання у Спеціалізовану вчену раду Д 41.060.01 при Одеському національному морському університеті.

Головний інженер проекту

Д.Г. Сафонов

Товариство з Обмеженою Відповідальністю «Стікон» <small>Система управління ДСТУ ISO 9001-2009</small>	СТИ  КОН	Общество с Ограниченной Ответственностью «Стикон» <small>Система менеджмента качества ДСТУ ISO 9001-2009</small>
тел/факс: 775-63-64, факс 775-63-76		e-mail: office@stikon.od.ua

№ _____
На Ваш № _____ от _____

ЗАТВЕРДЖУЮ
Директор ТОВ «Стікон»
 І.Я. Крючков
_____ 2018 р.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

На здобуття наукового ступеню кандидата технічних наук, здобувача молодшого наукового співробітника Одеського національного морського університета Єгупова Вячеслава Костянтиновича на тему «Методи оцінки сейсмостійкості будівель і споруд» були використані при визначення сейсмічної небезпеки майданчиків будівництва багатопверхових житлових комплексів з підземним паркінгом і об'єктами соціально-побутового призначення за адресою: м. Одеса, вул. Овідіопольська дорога, 3, та м. Одеса, вул. Прохоровська, 40.

Результати виконаних робіт дозволили визначення сейсмічну небезпеку майданчика та вдосконалити модель сейсмічних впливів.

Ефективність розробки полягає в науково-обґрунтованому підході до забезпечення безпеки експлуатації каркасної житлової будівлі.

Довідка надана для подання у Спеціалізовану вчену раду Д 41.060.01 при Одеському національному морському університеті.

Зам. директора



А.Б. Бегунов

Україна, 65020, м. Одеса, вул. Розкидайлівська, 2
МФО 328846, код ЄКПО 19219876, р/рах 28003301424994
Філія «ОЩАДБАНК» Одеса

Україна, 65020, г. Одесса, ул. Раскидайловская, 2,
МФО 328846, код ОКПО 19219876, р/сч. 28003301424994
Филиал «ОЩАДБАНК» ОДЕССА

Додаток Б Розрахункові акселерограми, що моделюють землетрусу із зони Вранча

Розрахункові акселерограми, що моделюють землетруси із зони Вранча

Методичні аспекти. Середня частота повторюваності землетрусів з $6.4 < M < 8.0$ для зони Вранча не перевищує декількох подій в століття. Враховуючи унікальність землетрусів зони Вранча, при побудові розрахункових акселерограм максимально використовувалася інформація про особливості випромінювання сейсмічної енергії з вогнищ і закономірності поширення сейсмічних коливань, що міститься в реальних записах землетрусів з цієї зони.

Інститут геофізики НАН України має в своєму розпорядженні базу цифрових сейсмічних записів землетрусів зони Вранча, що включає записи сильних подій, отримані молдавськими сейсмологами в Кишиневі; білоруськими – в Плещеніцах і Гомелі; українськими – в Чернівцях і Чорнобилі, югославськими - в Ніші і ін. Окрім цього, є обширний матеріал цифрової реєстрації слабких і проміжних по величині сейсмічних подій на сейсмічній станції «Одеса-місто», «Степановка» поблизу Одеси, на острові «Зміїний», а також на станціях «Київ-iris», «КИЇВ-ІГФ», на майданчиках Чорнобильської АЕС, Київської ГЕС, Рівненської і Хмельницької АЕС і на ряду сейсмічних станцій Карпатського регіону: «Тросник», «Н.Селище», «Львів», «Мукачєво», «Чернівці».

На рис. Д3.1 представлені коливання (в термінах зсуву), зареєстровані на сейсмічній станції ІГФ НАН України «Степановка» поблизу Одеси при подкоровому землетрусі 20.07.2001 р. із зони Вранча (Румунія). Параметри землетрусу у вогнищі за даними Міжнародного сейсмологічного центру NEIC: $t_0 = 05\text{ч. } 09\text{мин. } 39.67\text{ с.}$ по Грінвічу, широта $\lambda = 45.749^\circ N$, $\varphi = 26.734^\circ E$, $h = 125$ км, $M = 4.9$. На рис. Д.3.2 приведені амплітудні спектри Фур'є цих коливань.

Наявність сейсмограм з відновлюваними динамічними характеристиками коливань відкриває можливість вживання способу генерації розрахункових акселерограм, в якому амплітудний спектр прогнозованого прискорення $A(\omega)$ розраховується за допомогою регіональних емпіричних співвідношень, а фазовий спектр $j(\omega)$ – запозичується з реальних записів слабких землетрусів зони Вранча, зареєстрованих в районі розташування майданчику.

Для побудови теоретичного амплітудного спектру прискорень $A(\omega)$, відповідного заданій компоненті коливань ґрунту на будівельному майданчику за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а при розрахункових землетрусах із зони Вранча, використовувалися залежності між параметрами цих подій у вогнищі і параметрами амплітудних спектрів акселерограм, наблюденних на різних епіцентральных відстанях при різних землетрусах із зони Вранча. На рис. 3, як приклад, показана акселерограма коливань ґрунту під сейсмічною станцією «Київ-IRIS» при землетрусі 27.10.2004 р. із зони Вранча.

По всій сукупності наявних акселерограм коливань ґрунту при землетрусах зони Вранча будувалися рівняння, що описують зміну на різних частотах - f рівня амплітудного спектру Фур'є акселерограм коливань - $|A_i(f)|$, залежно від магнітуди землетрусів - M і гіпоцентральної відстані - Δ :

$$\log |A_i(f)| = a_i(f)M - b_i(f)\log(\Delta^2) + c_i(f) \pm S_i(f), \quad (1)$$

де індекс i – приймає значення: R, T, Z – і позначає приналежність відповідної змінної до компонент коливань, відповідно: радіальною, тангенціальною горизонтальних або вертикальних (див. рис. 4); a_i, b_i, c_i – регіональні коефіцієнти; S_i – оцінка дисперсії.

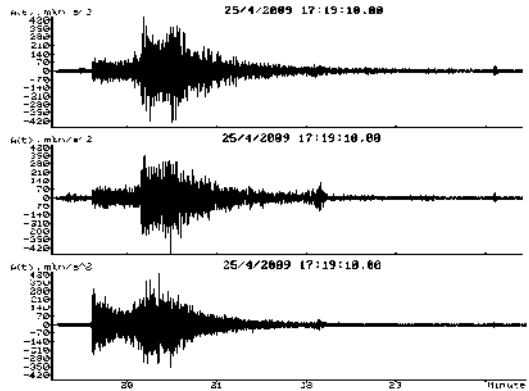


Рис. 1 Акселерограми коливань ґрунту розраховані по запису на сейсмічній станції «Одеса-місто» підкорового землетрусу 25.04.2009 р. із зони Вранча (Румунія). Співвідношення між компонентами повного вектора коливань R , T , EW и NS показані на рис. 4.

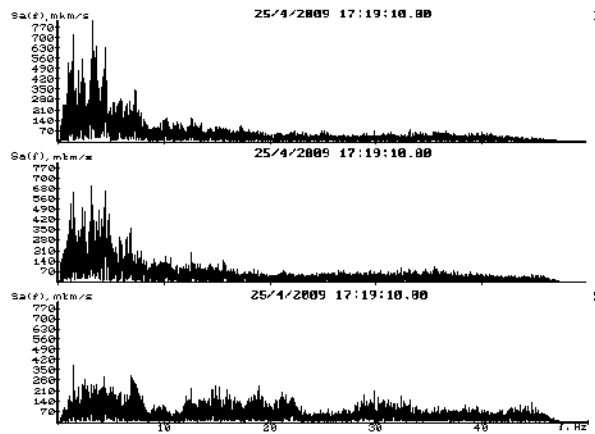


Рис. 2. Амплітудні спектри Фур'є прискорень коливань ґрунту, розраховані по акселерограмам, представленим на рис. 1.

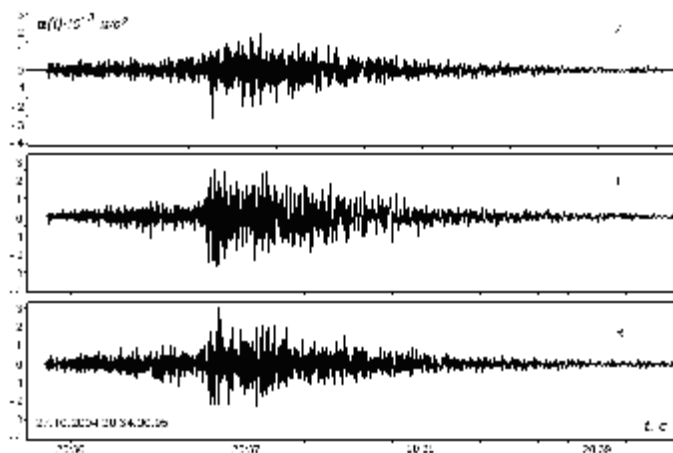


Рис. 4.3. Приклад акселерограми коливань ґрунту під сейсмічною станцією «Київ-iris» при землетрусі 27.10.2004 р. із зони Вранча. Акселерограма розрахована по запису за-реєстрованою широкосмуговою цифрою апаратурою з врахуванням її ЧХ.

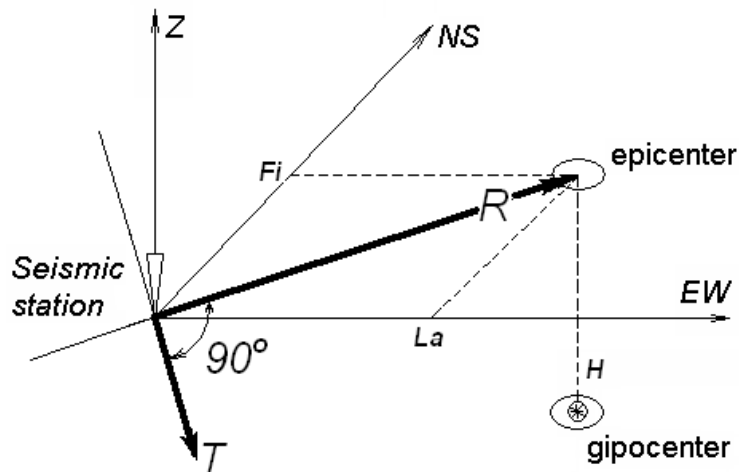


Рис. 4. Схема напрямів, яким відповідають компоненти запису повного вектора сейсмічних коливань на сейсмічних станціях: Z - вертикальна, NS і EW - горизонтальні «північ-південь» і «схід-захід», R - радіальна (направлена в протилежному напрямі від вогнища землетрусу) і T - тангенціальна (нормальна до радіальної) горизонтальні.

З рис. 5 видно, що радіальна компонента R відповідає напрямку «вогнище-пункт спостереження», а тангенціальна T – перпендикулярна до неї. Як правило, горизонтальні компоненти сейсмічних записів на режимних сейсмічних станціях орієнтуються уздовж напрямів «північ-південь» і «схід-захід», тому перед розрахунком спектрів коливань їх горизонтальні компоненти перепроєктувалися на напрями R і T .

Для визначення регіональних значень коефіцієнтів рівняння (1) використовувалися записи землетрусів зони Вранча з магнітудами $4.1 < M < 6.0$ і глибинами $76 < H < 172$ км представлені в Таблице 1.

Продовження додатку Б

Таблиця 1. Параметри землетрусів зони Вранча, зареєстровані цифровими сейсмо-станціями, розташованими в південно-західному регіоні України і на півдні Молдови.

<i>Дата: день, місяць, год</i>	<i>$j \cdot N$</i>	<i>$l \cdot E$</i>	<i>h, км</i>	<i>M</i>
30.12.1997	45.5800	26.3600	135.0	4.7
28.04.1999	45.5300	26.0700	151.0	4.5
14.11.1999	45.5300	26.2700	135.0	4.6
08.03.2000	45.8600	26.7300	85.4	5.2
06.04.2000	45.7280	26.5780	136.8	4.9
24.05.2001	45.6900	26.4190	142.4	4.8
20.07.2001	45.7390	26.7080	127.1	4.9
01.08.2001	45.6820	26.6030	132.2	4.4
17.10.2001	45.6240	26.5000	89.8	4.7
03.05.2002	45.6330	26.3320	158.0	4.4
30.11.2002	45.6906	26.5031	172.1	5.0
05.10.2003	45.6491	26.3173	151.6	4.5
07.02.2004	45.7223	26.6650	140.0	4.4
10.07.2004	45.6937	26.5178	153.1	4.3
27.09.2004	45.6730	26.4285	151.3	4.8
24.10.2004	45.5152	26.3765	156.6	4.4
27.10.2004	45.8300	26.7700	76.0	6.0
22.11.2004	45.5680	26.4320	150.5	4.4
04.04.2005	45.4230	26.3610	141.0	4.4
14.05.2005	45.6840	26.4370	148.9	5.1
18.06.2005	45.7190	26.6590	153.7	5.5
17.08.2005	45.6180	26.3860	150.0	4.4
23.08.2005	45.5770	26.4100	145.5	4.3
05.09.2005	45.7600	26.7380	80.0	4.4
08.09.2005	45.5300	26.3650	140.0	4.3

Продовження додатку Б

13.12.2005	45.7370	26.6620	139.0	4.7
06.03.2006	45.7150	26.5530	145.0	4.6
19.03.2006	45.7160	26.7130	153.0	4.3
23.09.2006	45.5570	26.3380	126.0	4.3
17.01.2007	45.6013	26.4014	137.0	4.5
14.02.2007	45.4900	26.5200	159.0	4.3
11.02.2008	45.6100	26.6300	100.0	4.2
04.07.2008	45.550	26.630	146.0	4.2
25.04.2009	45.740	26.730	114.0	5.0
08.06.2010	45.57	26.42	110.0	4.5
08.09.2011	45.65	26.57	114.0	4.2
08.09.2011	45.58	26.53	150	4.8
01.12.2012	45.75	26.76	78	4.6
11.08.2013	45.81	26.82	94	4.3
29.03.2014	45.36	26.25	147	4.3
22.11.2014	45.87	27.16	39	5.6
29.03.2015	45.62	26.46	142	4.5
16.03.2015	45.65	26.48	113	4.5
24.01.2015	45.70	26.57	84	4.5
23.09.2016	45.71	26.62	92	5.7
27.12.2016	45.71	26.61	98	5.6

Амплітудні спектри Фур'є для прискорень заздалегідь згладжувалися за допомогою методу періодограм, згідно з яким усереднюються спектри коливань, розраховані в тимчасовому вікні, що біжить, тривалістю 150 відліків з 50% перекриттям. Отримані при цьому системи рівнянь (1) для кожної з частот f вирішувалися відносно регіональних коефіцієнтів: a_i , b_i и c_i - методом найменших квадратів.

За допомогою визначених таким чином залежностей (1) були побудовані серед-ніє теоретичні амплітудні спектри для розрахункових землетрусів із зони Вранча в м. Одесі.

Можливість використання емпіричного фазового спектру записів реальних зем-летрусів для синтезу розрахункових акселерограм показана в роботах. Вона базується на припущенні, що фазовий спектр сейсмічних коливань, спостережених на будівельному майданчику при слабкому землетрусі з досліджуваної зони, в своїх основних межах близький до фазового спектру інтегральної емпіричної функції Гріна, яка визначається особливостями випромінювання сейсмічної енергії з вогнища землетрусу і впливом транзитного середовища, в якій хвилі різних типів поширюються, відбиваючись і заломлюючись на неоднородностях.

Для зони Вранча таке припущення є обґрунтованим. Вогнища сильних підкорових карпатських землетрусів зосереджені в порівняно компактній сейсмогенній зоні і мають, в основному, схожі механізми. Можна сподіватися, що вплив цих землетрусів на будівельному майданчику за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а визначатиметься генеральними межами джерел і мати, в основному, схожий характер при різних землетрусах. З іншого боку, коливання ґрунту при землетрусах можуть мати випадкову складову, тому для їх моделювання необхідно синтезувати набір розрахункових акселерограм, що містять «консервативну» інформацію про різні ефекти, здатних посилювати сейсмічні рухи на майданчику.

Описаний підхід дозволяє уникнути необхідності будувати функцію Гріна шляхом теоретичних розрахунків, для чого необхідно мати в своєму розпорядженні досить детальні дані про механізм вогнища і геологічне середовище на дорозі поширення сейсмічних хвиль від вогнища до майданчика. Отримати ці дані з достатньою точністю і детальністю за короткий час проведення геолого-геофізичних досліджень під об'єкти цивільного будівництва практично не можливо.

Нижче наводяться вихідні дані і результати вживання описаного вище підходу для побудови розрахункових акселерограм, що моделюють розрахунковий землетрус із зони Вранча на досліджуваному будівельному майданчику.

Вихідні дані. На першому етапі досліджень, визначалися параметри розрахункового землетрусу в зоні Вранча. З цією метою проводився аналіз сейсмостатистичних даних про землетруси зони, зібрані в ІГФ НАН України за період з 1091 по 2007 рік. В результаті було встановлено, що один раз в 500 років в зоні Вранча може реалізуватися максимальний землетрус з $M = 7.9 \pm 0.1$.

Аналіз даних про геологічну будову зони, спільно з даними про просторовий розподіл сейсмічної активності, дозволив оцінити координати найближчого від досліджуваного майданчика потенційного вогнища розрахункового землетрусу як: $j = (45.70 \pm 0.05)^\circ N$, $l = (26.65 \pm 0.10)^\circ E$, $h = 125$ км. Координати вогнища тут відповідають «центру випромінювання енергії».

Параметри вогнищ розрахункових землетрусів і емпірична залежність (Д.3.1) використовувалися для побудови середніх теоретичних амплітудних спектрів, що моделюють спектри розрахункового землетрусу із зони Вранча на будівельному майданчику в м. Одесі.

На рис. 5 приведені огинаючі амплітудних спектрів компонент розрахункових акселерограм $A'(w)$ для 50%-ої вірогідності не перевищення розрахункових дій при розрахунковому землетрусі на будівельному майданчику в м. Одесі.

Видно, що максимальні по амплітуді коливання спостерігатимуться на горизонтальній тангенціальній компоненті. Амплітудний спектр коливань на вертикальній компоненті, приблизно удвічі нижче, але при цьому є більш високочастотним.

Для обліку властивостей ґрунтів, що фільтрують (резонансних), на конкретному майданчику теоритичні спектри помножалися на нормовані (на

максимальне для всіх компонент значення) узагальнені теоретичні частотні характеристики (ОТЧХ) середовища – $H_k(i\omega)$. Індекс k відповідає різним складовим записів і набуває значень: Z – для вертикальної, R – для радіальної горизонтальної і T – для тангенціальної горизонтальної компонент коливань.

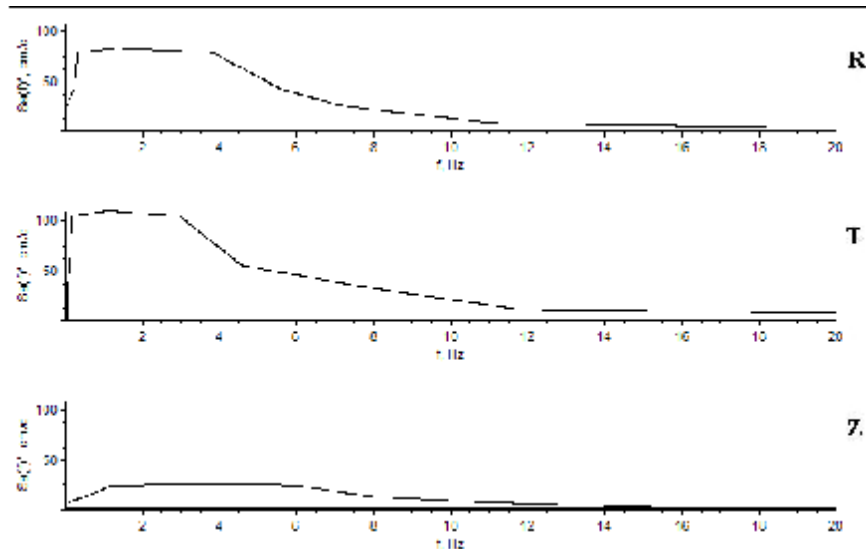


Рис. 5. Що огинають амплітудних спектрів розрахункових акселерограм, що моделюють спектри розрахункового землетрусу $I = 7$ балів із зони Вранча на будівельному майданчику в м. Одесі для вертикальної - Z , радіальною, - R і тангенціальною - T компонент.

На рис. 6 показаний приклад амплітудної частотної характеристики середовища для випадку падіння поперечної хвилі з напівпростору .

Амплітудні спектри розрахункових акселерограм виходять з результату множення теоретичних амплітудних спектрів розрахункових акселерограмм (див. рис. 5) на нормовану амплітудну ОТЧХ середовища для заданої компоненти.

На рис.7 представлені побудовані описаним вище засобом амплітудні спектри розрахункової акселерограми, що моделює 7-мі бальний землетрус із зони Вранча на будівельному майданчику за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

Для формування фазового спектру розрахункової акселерограми використовувалися спектри, розраховані по відповідних складових записів земле

трусів із зони Вранча, зареєстрованим на сейсмічній станції «Степановка» поблизу м. Одеси. Приклад такого запису представлений на рис.1. У Таблиці 1 приведені параметри інших землетрусів, записи яких використовувалися для побудови фазових спектрів розрахункових акселерограм.

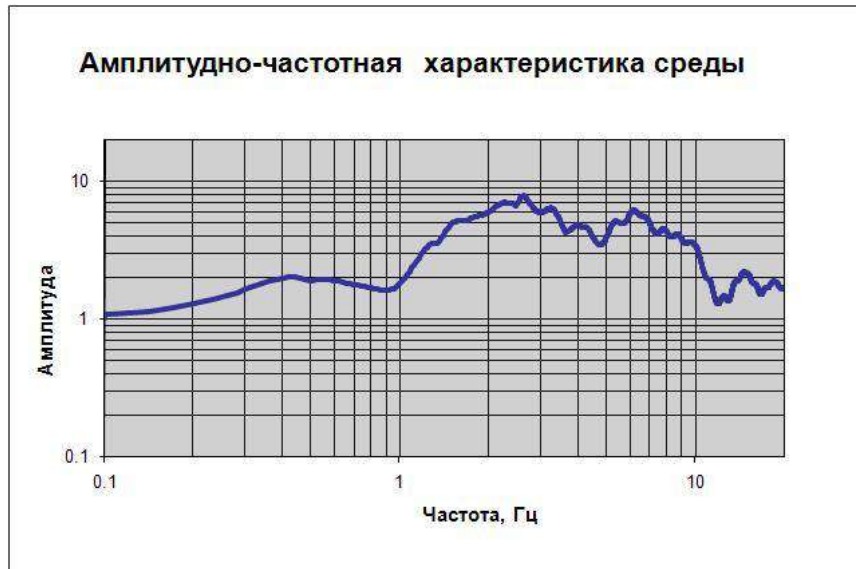


Рис. 6. Амплітудні ЧХ моделі ґрунтової товщі під будівельним майданчиком за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

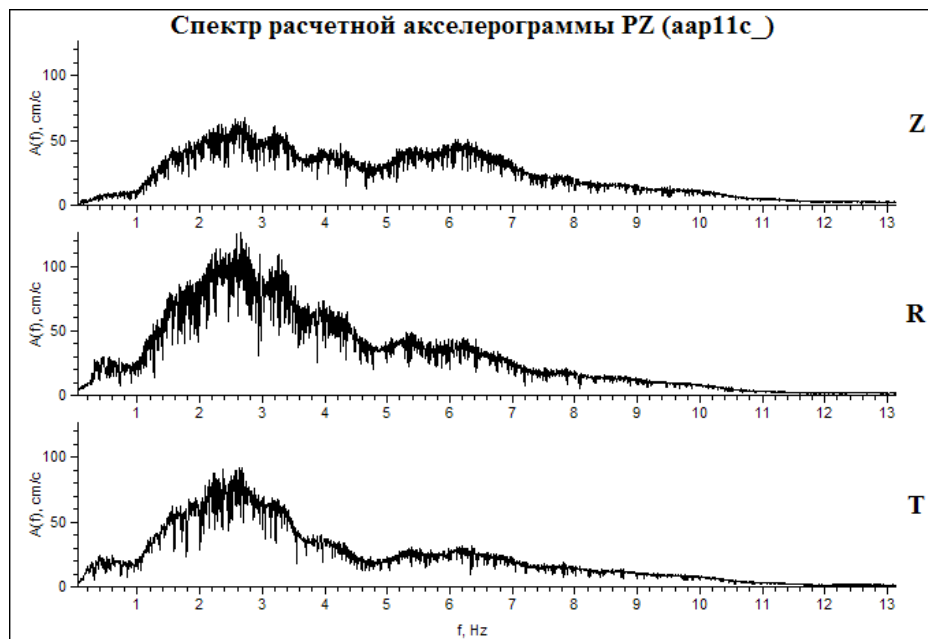


Рис. 7. Амплітудні спектри розрахункової акселерограми, що моделює 7-мі бальний землетрус із зони Вранча на будівельному майданчику за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а. Складові коливань: R – горизонтальна радіальна, T – горизонтальна тангенціальна, Z – вертикальна.

На рис.3 показана акселерограма землетрусу 27 жовтня 2004 року із зони Вранча, отримана із запису зареєстрованою широкосмуговою апаратурою на сейсмічній станції "Київ-iris". Це запис найсильнішої сейсмічної події, яку удалось зареєструвати сучасною цифровою широкосмуговою апаратурою на території України на скельній основі. Перед використанням для генерації розрахункових акселерограм, запис перераховувався на будівельний майданчик за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а з врахуванням відмінностей в епіцентральных відстанях, кутах, азимутах виходу сейсмічної радіації і частотних характеристиках середовища під майданчиком і реєструючою станцією.

Розрахункові акселерограми, що моделюють землетруси зони Вранча на будівельному майданчику, синтезувалися за допомогою регуляризованого алгоритму зворотного перетворення Фур'є. На рис. 8 наведений приклад графіка трикомпонентної розрахункової акселерограми, що моделює з 50%-ою забезпеченістю землетрус із зони Вранча з інтенсивністю 7 балів на вільній поверхні ґрунту будівельного майданчика за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

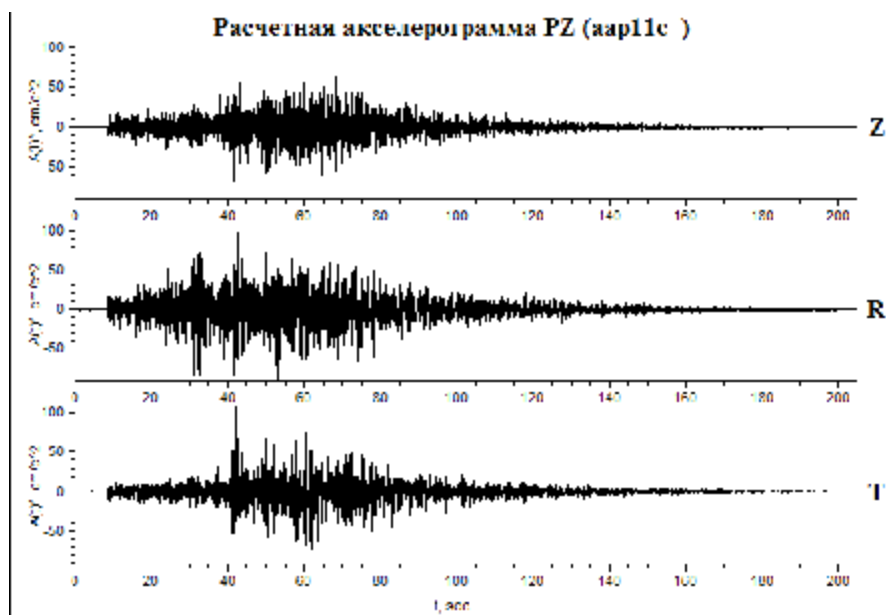


Рис. 8. Графік трикомпонентної розрахункової акселерограми, що моделює з 50%-ою забезпеченістю 7-мі бальний розрахунковий землетрус із зони Вранча на вільній поверхні ґрунту будівельного майданчика за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

В Таблице 2 зведені дані по розрахункових акселерограмах, що моделюють 7-мі бальні землетруси із зони Вранча на будівельному майданчику за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

Для будівельного майданчика за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а побудовано 3 реалізації трикомпонентних розрахункових акселерограм, що моделюють 7-мі бальні розрахункові землетруси із зони Вранча. При їх генерації використовувалися різні комбінації теоретичних огинаючих спектрів розрахункових акселерограм, нормованих частотних характеристик середовища і фазових спектрів, отриманих по різних записах реальних підкорових землетрусів із зони Вранча.

Основні параметри синтезованих акселерограм зведені в Таблицю 2.

Таблиця 2. Дані по розрахункових акселерограммах, що моделюють землетруси зони Вранча на будівельному майданчику за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

№ пп	Ім'я файлу	Компонента	a_m , $см/с^2$	Переважаючі частоти, Гц	Довж., коливань с $a > 0.9a_m$	Довж., коливань с $a > 0.5a_m$	Коліч. точок в аксел.	Крок Δt , сек
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	ААР10С_Т	Т	107.2	1.4 - 6.7	1.7	33.1	16384	0.01000
	ААР10С_R	R	90.0	1.5 - 6.1	1.7	21.5	16384	0.01000
	ААР10С_Z	Z	66.5	1.4 - 7.9	3.3	34.8	16384	0.01000
2	ААР11С_Т	Т	106.7	1.5 - 5.2	4.1	20.7	16384	0.01250
	ААР11С_R	R	96.0	1.8 - 6.7	2.1	20.7	16384	0.01250
	ААР11С_Z	Z	75.8	1.5 - 8.6	4.1	26.9	16384	0.01250
3	ААР12С_Т	Т	107.0	1.6 - 3.4	2.1	10.3	16384	0.01250
	ААР12С_R	R	94.2	1.3 - 4.0	2.1	16.5	16384	0.01250
	ААР12С_Z	Z	65.3	1.5 - 7.9	4.1	31.0	16384	0.01250

Для всіх розрахункових акселерограм з Таблиці 2 був проведений спектрально-часовий аналіз (СВАР-аналіз) і побудовані спектри реакції.

На рис.9, *a* показана **СВАР**-діаграма *T*- складової розрахункової акселерограми, представленої на рис. Д.3.8 і що моделює розрахунковий землетрус із зони Вранча. Діаграма будувалася для 5% (від критичного) значення власного загасання одиничних осциляторів. Аналогічні діаграми побудовані також для 2% і 10% значень власного загасання осциляторів.

На рисунках **СВАР**-діаграм ізолінії обмежують області з рівнем прискорення:

1-0.9, 0.9-0.7, 0.7-0.5, 0.5-0.3, 0.3-0.1 та 0.1-0 від максимального.

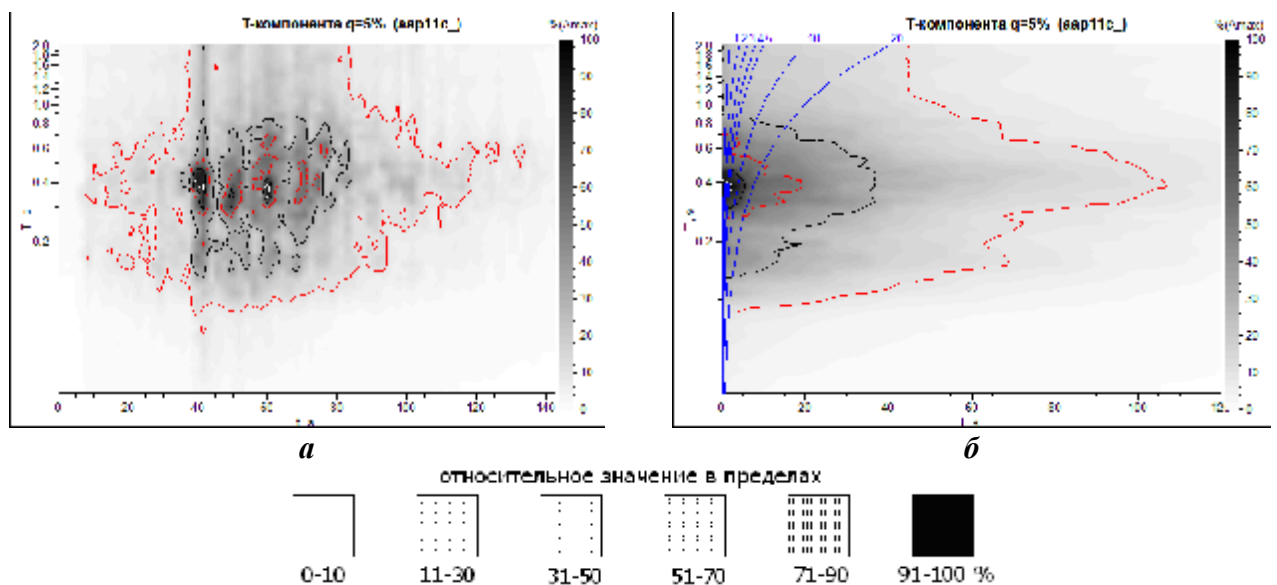


Рис. 9. *a* - **СВАР**- діаграма максимального фрагменту тангенціальної складової розрахункової акселерограми землетрусу із зони Вранча, побудована для 5%-го значення власних загасань осциляторів, б - відповідний графік повторюваності коливань осциляторів з власними періодами *T* і різним рівнем прискорення (у відсотках від максимального).

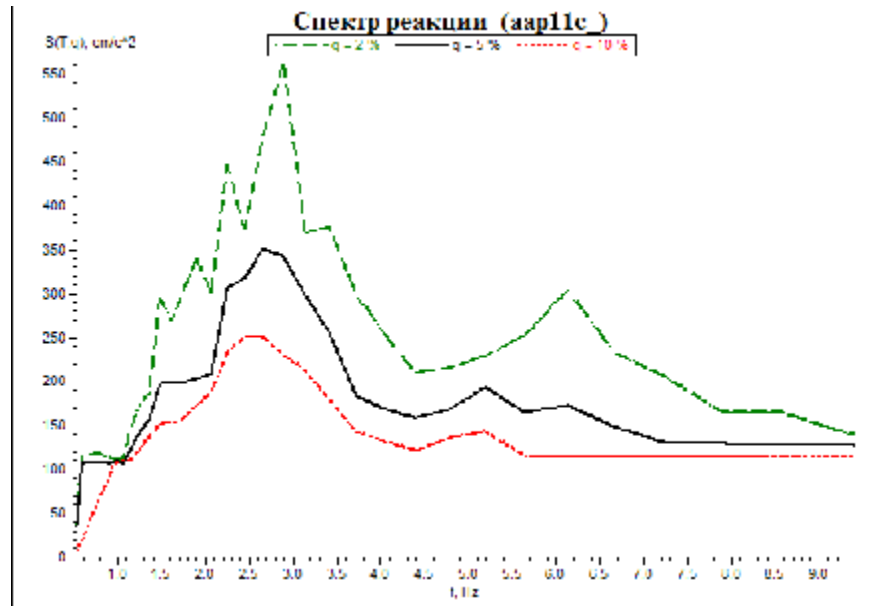


Рис. 10. Спектри реакції лінійних одиничних осциляторів $S(T, q)$ з періодами T і власними загасаннями: 1 - $q = 2\%$, 2 - $q = 5\%$ і 3 - $q = 10\%$ – на тангенціальну складову розрахункової акселерограми, що моделює розрахункове 7-мі бальний землетрус із зони Вранча на будівельному майданчику за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

По спектрах реакції визначалися переважаючі частоти коливань осциляторів з 5% рівнем власних загасань. Під переважаючими частотами мають-ся на увазі частоти коливань, на яких спектри реакції мають інтенсивність, що перевищує половину від свого максимального значення.

Розрахункові акселерограми, що моделюють землетруси з близьких очагових зон.

Методичні аспекти. Акселерограми синтезувалися за допомогою регуляризованого варіанту зворотного перетворення Фур'є по середніх статистичних залежностях між параметрами вогнищ прогнозованих землетрусів і динамічними параметрами сейсмічних рухів на майданчику.

Амплітудний спектр розрахункового землетрусу перераховувався з узагальнених спектрів реакції одиничних лінійних осциляторів. Спектри реакції для осциляторів з власними періодами T розраховувалися по формулі:

$$S(T) = e S'(T) S_{\max} , \quad (2)$$

де e – коефіцієнт, що набуває для 98% вірогідності не перевищення рівня спектру значення 1. Для 50% забезпеченості спектрів - e розраховується по формулі:

$$e = 1 / (2.02 + 0.9 T_{max}).$$

Форма нормованих узагальнених спектрів реакції – $S'(T)$ розраховується за допомогою співвідношення:

$$S'(T) = \text{Exp} \left[- \left(d \cdot \log \frac{T}{T_{max}} \right)^2 \right], \quad (3)$$

де: T_{max} – період, на якому значення спектру досягає максимальних значень,
 d – показник міри зниження ординат спектру реакції при видаленні від T_{max} .

Для області періодів $T < T_{max}$ рекомендується використовувати значення $d = 0.9$, а для $T > T_{max}$ – визначати його, виходячи з величини швидкості поширення поперечних сейсмічних хвиль V_s у ґрунті майданчика, за допомогою емпіричного співвідношення:

$$d = -0.2 + 0.8 \log(V_s), \quad (4)$$

На підставі аналізу великої кількості реальних спектрів реакції, отримана залежність характерного періоду спектру реакції T_{max} від магнітуди землетрусу M , епіцентрального відстані D і резонансного періоду коливань ґрунту на майданчику T_{rez} :

$$\log(T_{max}) = 0.8M + 0.16 \log(D) + \log(T_{rez})^{-3} - 1 \quad (5)$$

Параметр T_{rez} визначається з графіків узагальнених амплітудних частотних характеристик середовища під майданчиком, розрахованих по записах мікросейсм, зареєстрованих для цілей СМР досліджуваного майданчика.

Значення щільності узагальненого спектру реакції на періоді T_{max} для заданої вірогідності не перевищення P знаходиться по формулі:

$$S_{max} = \frac{z}{T_{max}} \left(\frac{8}{d + 3.3} + 0.4 \right) a_{max}, \quad (6)$$

де: d – власне загасання лінійних осциляторів у відсотках від критичного,

z – нормоване відхилення при заданому P ,

a_{max} – середнє пікове прискорення ґрунту на майданчику.

Перехід до амплітудних спектрів прискорення коливань - $|A'(w)|$ здійснюється шляхом ділення спектрів реакції – $S(T)$ на максимальні значення АЧХ фільтрів, що описують реакцію одиничних осциляторів.

Фазові спектри розрахункових акселерограм визначалися як результат складання фазових спектрів записів реальних землетрусів і вибухів з близьких осередкових зон, з ФЧХ геологічного середовища під майданчиком, який приймався фазовий спектр однієї з реалізацій теоретичної частотної характеристики середовища.

Як вхідний матеріал для імітації близьких землетрусів використовувався набір цифрових записів близьких землетрусів, зареєстрованих за допомогою цифрового сейсмографа на сейсмічній станції «Синяк». Записи модифікувалися так, щоб що огинає прискорень коливань і значення періодів в максимальній фазі відповідали землетрусам з розрахунковими значеннями параметрів.

Трикомпонентні набори розрахункових акселерограм, що моделюють розрахункові землетруси з місцевих осередкових зон, синтезувалися з використанням різних комбінацій теоретичних спектрів розрахункових акселеро

грам, частотних характеристик моделей середовища під майданчиком, а також фазових спектрів, розрахованих по різних записах реальних подій.

Результати та аналіз.

На рис. 11 приведені графіки теоретично розрахованих амплітудних спектрів розрахункового землетрусу з вогнищем поблизу будівельного майданчика за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

Для обліку впливу середовища, ці спектри помножалися на нормовані узагальнені теоретичні частотні характеристики (ОТЧХ) середовища – $H_k(i\omega)$ представлені на рис. 6.

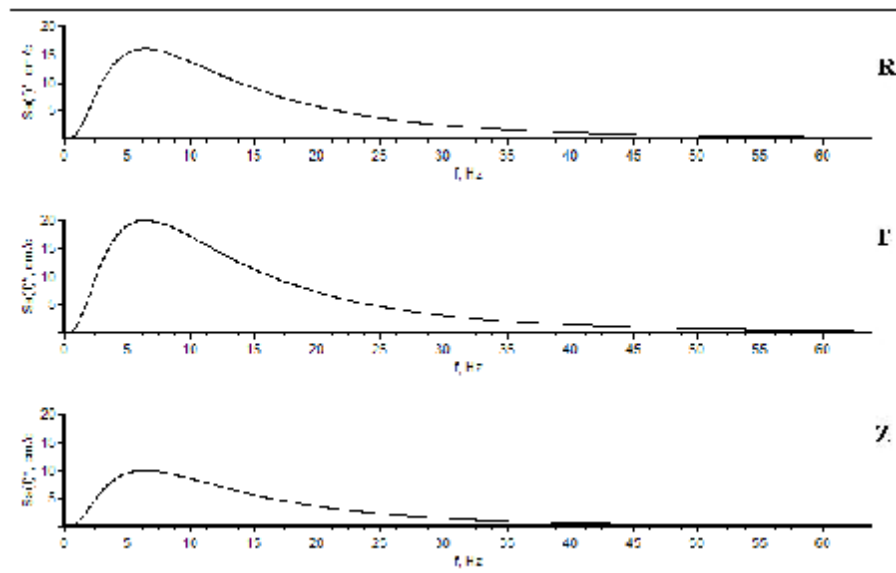


Рис. 11. Огинаюча амплітудних спектрів розрахункових акселерограм, що моделюють місцеві 7-мі бальні землетруси на будівельному майданчику за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

Фазові спектри розрахункових акселерограм виходили в результаті складання фа-зових спектрів записів реальних землетрусів з фазовою характеристикою геологічного середовища під будівельним майданчиком.

Для розрахунку фазових спектрів розрахункових акселерограм використовувалися реальні записи близьких сейсмічних подій, модифіковані з урахуванням умов майданчика. На рис.12 наведені приклади записів місце

вих землетрусів, зареєстрованих на закарпатській сейсмічній станції «Синяк», які застосовувалися для генерації розрахункових акселерограм, що моделюють вплив місцевих землетрусів на досліджуваному майданчику в м. Одесі. Їх модифікація здійснювалася так, щоб що огинає розрахованого по ним прискорення, а також значення періодів в максимальній фазі коливань відповідали фоновим місцевим землетрусам з розрахунковими параметрами.

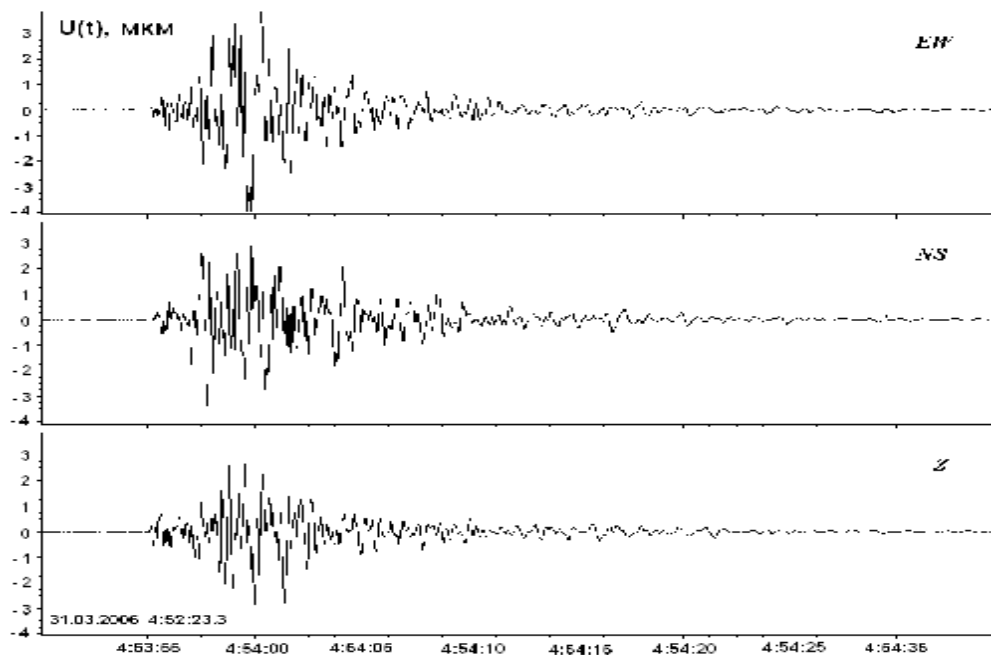


Рис. 12. Запис близького землетрусу 31.03.2006 р., зареєстрований на сейсмічній станції «Синяк» і використана для генерації розрахункових акселерограм, моделюючих вплив місцевих розрахункових землетрусів на будівельному майданчику в м. Одесі.

Розрахункові акселерограми синтезувалися за допомогою регуляризованого алгоритму зворотного перетворення Фур'є.

На рис. 13 зображені графіки трикомпонентної розрахункової акселерограми, що моделює розрахункові землетруси з локальних осередкових зон на вільній поверхні ґрунту досліджуваного майданчика.

Для досліджуваного майданчика побудований набір з 3-х трикомпонентних розрахункових акселерограм, що моделюють вплив місцевих розрахункових землетрусів з інтенсивністю 7-мь балів на будівельному майданчику за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а. При їх ге

нерації використовувалися різні комбінації теоретичних огинаючих спектрів розрахункових акселерограм, нормовані узагальнені теоретичні частотні характеристики геологічного середовища під майданчиком, і фазові спектри, отримані по різних записах близьких землетрусів, модифікованих з врахуванням умов майданчика. Основні параметри розрахункових акселерограм, що моделюють розрахункові землетруси з близьких осередкових зон на будівельному майданчику, представлені в Таблиці 3.

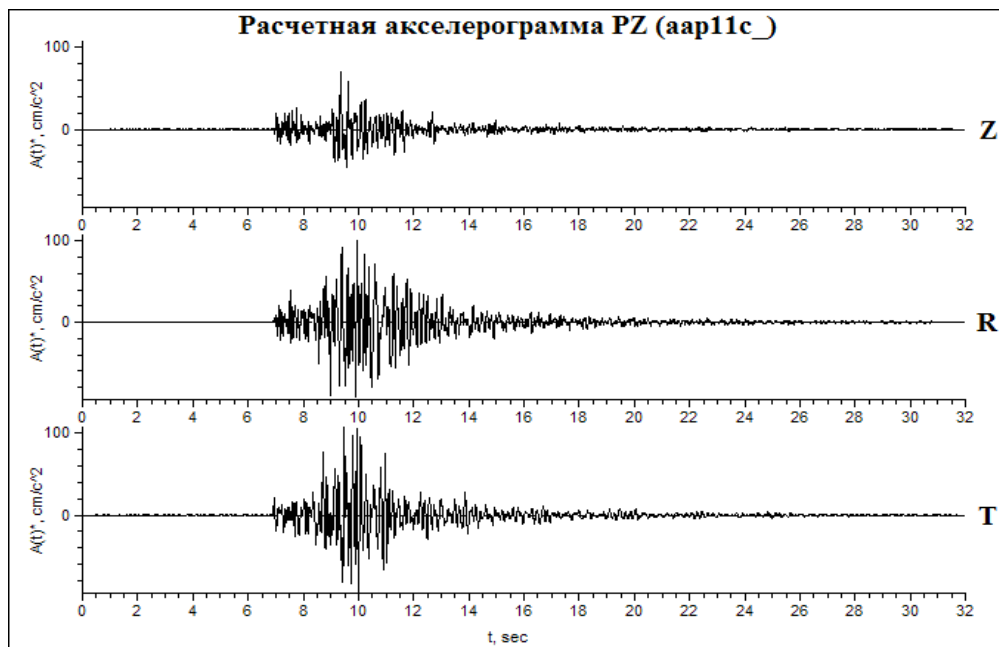


Рис. 13. Розрахункова акселерограма, що моделює вплив місцевих розрахункових землетрусів з інтенсивністю 7-мь балів на будівельному майданчику за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

Для всіх розрахункових акселерограм з Таблиці 3 був проведений *СВАР* – аналіз і побудовані спектри реакції. На рисунці 14, *a* зображена *СВАР*-діаграма *T*- складової розрахункової акселерограми місцевого розрахункового землетрусу, з'явившись на рис. 13. Ізолінії обмежують області з рівнем прискорення: 1-0.9, 0.9-0.7, 0.7-0.5, 0.5-0.3, 0.3-0.1 і 0.1-0 від максимального. Аналогічні діаграми будувалися також для 2% і 10% значень власних загасань осциляторів.

По *СВАР*-діаграмам будувалися діаграми повторюваності коливань осциляторів з різними періодами і різними рівнями прискорення. Приклади графіків повторюваності коливань змальовані на рис. 14, б- лінії з цифрами зверху показують кількість періодів коливань.

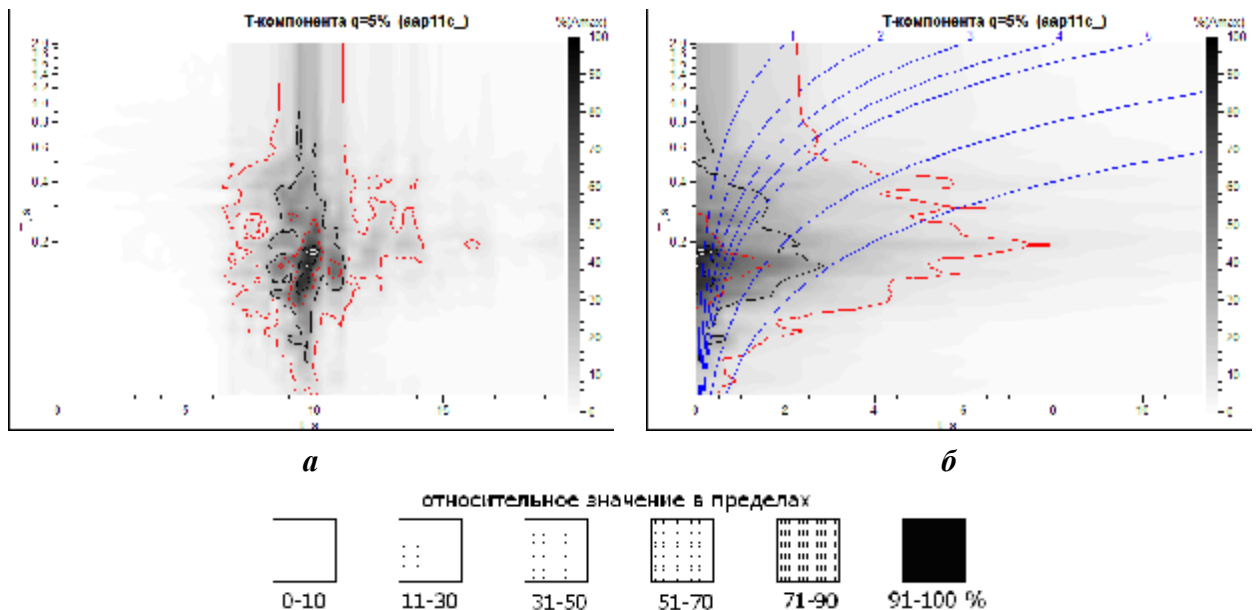


Рис. 14. *a* - *СВАР*-діаграма максимального фрагмента тангенціальної складової розрахункової акселерограми з близької зони (див. рис. Д.3.13), побудована для 5%-го значення власних загасань осциляторів, *б* - відповідний графік повторюваності коливань осциляторів з власними періодами T і різним рівнем прискорення.

На рис. 15 наведені приклади спектрів реакції одиничних осциляторів на T – складову акселерограми, змальнованої на рис. 13.

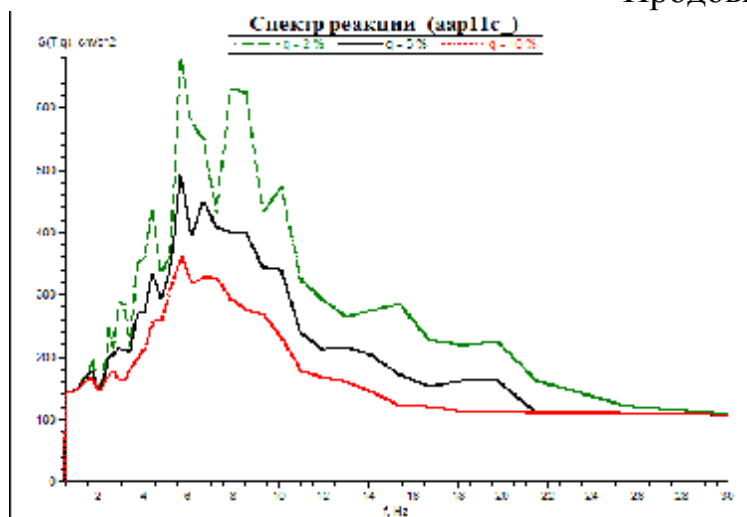


Рис. 15. Спектри реакції лінійних одиничних осциляторів $S(T, q)$ з періодом T і власними загасаннями $q = 2, 5$ і 10% (криві 1-3) – на тангенціальну складову розрахункової акселерограми для будівельного майданчика за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

По спектрах реакції визначалися переважаючі частоти коливань осциляторів з 5% рівнем власних загасань. Виміряні значення параметрів надані в Таблиці 3.

Таблиця 3. Дані про розрахункові акселерограми, що моделюють розрахунковий землетрус з близьких осередкових зон на будівельному майданчику за адресою: м. Одеса, провулок Средньофонтанський, 1-а.

№ пп.	Ім'я файлу	Компонента	ат, см/с ²	Переважаючі частоти, Гц	Довж. коливань с $a > 0.9at$	Довж. коливань с $a > 0.5at$	Колич. точок в аксел.	Крок Δt , сек
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	AAP10C_T	T	106.9	4.4 - 11.0	0.8	3.7	4096	0.01000
	AAP10C_R	R	101.6	3.1 - 11.0	0.4	5.4	4096	0.01000
	AAP10C_Z	Z	79.1	3.1 - 11.0	0.8	4.6	4096	0.01000
2	AAP11C_T	T	107.3	3.7 - 10.1	0.6	1.9	4096	0.00781
	AAP11C_R	R	99.8	2.7 - 11.0	0.3	2.6	4096	0.00781
	AAP11C_Z	Z	70.8	2.7 - 11.0	0.3	2.6	4096	0.00781
3	AAP12C_T	T	107.5	3.1 - 10.1	0.4	2.9	4096	0.01000
	AAP12C_R	R	87.1	3.1 - 12.0	1.2	2.9	4096	0.01000
	AAP12C_Z	Z	78.5	2.7 - 10.1	0.8	3.7	4096	0.01000

**Додаток В Список опублікованих наукових праць за
темою дисертації**

1. Кендзера А.В. Реализация требований ДБН В.1.1-12:2006 относительно параметров сейсмических воздействий для сейсмостойкого проектирования в г. Одессе / [А.В. Кендзера, С.Т. Вербицкий, Ю.Т. Вербицкий, О.Т. Вербицкая, В.К. Егупов, К.В. Егупов, С.П. Ковальчук, Р.И. Прокопец] / Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельні конструкції.- К.:НДІБК.- 2008.- вып.69.-С. 45-55 <http://www.niisk.com/jakist/naukovo-tekhn-chn-vidannya/zbirnik/>
2. Егупов К.В. Инструментальные записи для оценки сейсмической опасности Одесского региона / Егупов К.В., Бондаренко А.С., Егупов В.К. / Вісник ОДАБА – Одеса 2013.- вип.49.- С.143-149 <http://odaba.edu.ua/library/electronic-resources>
3. Кендзера А.В. Мониторинг сейсмичности Юго-Западных областей Украины и сопредельных территорий / [А.В. Кендзера, В.К. Егупов, К.В. Егупов] / Вісник Одеського національного університету – Одеса 2013.- Том 18. Випуск 1 (17).- С.70-83 <http://lib.onu.edu.ua/ua/byblyotekovedenye/>
4. Немчинов Ю.И Практичні питання динаміки будівель / Немчинов Ю.І., Хавкін О.К., Мар'єнков М.Г., Жарко Л.О., Дунін В.А., Бабік К.М., Єгупов К.В., Кендзера О.В., Єгупов В.К., Булат А.Ф., Дирда В.І., Лисиця М.І. / Будівництво України, листопад 2013. – С.6-14. <http://www.niisk.com/jakist/naukovo-tekhn-chn-vidannya/zhurnal-nauka-ta-bud-vnitstvo.php>
5. Определение параметров сейсмических воздействий для сейсмостойкого проектирования в г. Одессе /Кендзера А.В., Дорофеев В.С. Егупов К.В. Вербицкий С.Т. ,Егупов В.К. та інш.] // Сейсмологічні та геофізичні дослідження в сейсмоактивних регіонах: матер. наукової конф.-семінару, прис

вяченої пам'яті Т.З. Вербицького та Ю.Т. Вербицького, 3-5 червня 2014 р., Львів. - С. 79-91.

6. Kendzera A., Yegupov K., Yegupov V. Seismic monitoring of the southwestern areas of the Ukraine and adjacent areas / 15 European Conference on Earthquake Engineering Istanbul Turkey , 24 to 29 august 2014 <http://www.eaee.org/>

7. Ковальчук С.П. Пример не корректного районирования с использованием категорий сейсмических свойств грунтов / Ковальчук С.П, Киртока В.А., Егупов В.К. Міжвідомчий науково-технічний збірник Будівельні конструкції, Випуск 82, – Київ, ДП НДІБК, 2015. –С.303-308. <http://www.niisk.com/jakist/naukovo-tekhn-chn-vidannya/zbirnik/>

8. V. Dorofeyev, K. Iegupov., O. Murashko, V. Iegupov Seimological and Seismometric investigations In the Odessa region, Ukraine /International conference on earthquake engineering and seismology, 12-16 may 2015 Oslo.

9 Дорофеев В.С., Егупов В.К. /Уязвимость железобетонных зданий при сейсмических воздействиях / сборник научных трудов «Проблемы современного бетона и железобетона» «Институт Бел НИИС», Беларусь , 2015 <http://belniis.by/ru/page/sbornik-nauchnyh-trudov-problemy-sovremennogo-betona-i-zhelezobetona>

10 O. Murashko, V. Dorofeev, O.Mihailov, V. Yegupov, N. Mihailova /Problem of non-conformity of computational model and results of vibration tests of multistory buildings with girderless construction /“OVIDIUS“ University annalis – constantza series: civil engineering analele universitatii „OVIDIUS“ din constanta seria: constructii, Romania, 2015 <http://revista-constructii.univ-ovidius.ro/index.php/en/>

11. , V. Dorofeev Structural systems of seismic resistant buildings in the Odessa region of the Ukraine / V. Dorofeev, O. Murashko, V. Iegupov / Quality/Mobility and globalization in the Higher Education System, NovaScience Publishers, Inc. New York, 2016

12. Комплексная модель «сооружение – свайный фундамент» для оценки сейсмостойкости многоэтажных зданий / Дорофеев В.С., Сорока Н.Н., Егупов К.В., Егупов В.К. Міжвідомчий науково-технічний збірник Будівельні конструкції, Випуск 83, книга 2 – Київ, ДП НДІБК, 2016. –С.44-53
<http://www.niisk.com/jakist/naukovo-tekhn-chn-vidannya/zbirnik/>

13. Егупов К.В. Развитие пространственных моделей сооруженей и сейсмических воздействий /Егупов К.В., Егупов В.К. «Проблеми теорії і практики сейсмостійкого будівництва», Збірка тез, міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В.К. Єгупова, 25-29 жовтня 2016р. <http://odaba.edu.ua/library/electronic-resources>

14. Егупов В.К. Применение результатов сейсмического микрорайонирования при проектировании высотных зданий в Одессе. / Егупов В.К. науково-практична конференція «Проблеми та перспективи розвитку будівельного комплексу м. Одеси, Збірка Тез, ОДАБА 22-24 вересня 2016р. Одеса <http://odaba.edu.ua/library/electronic-resources>

15. Використання сейсмологічної інформації для науково-технічного супроводу проектування / [Єгупов К.В., Кендзера А.В., Вербицький С.Т., Єгупов В.К., та ін.] // Сейсмологічні та геофізичні дослідження в сейсмоактивних регіонах: матер. наукової конф.-семінару, присвяченої пам'яті Т.З. Вербицького та Ю.Т. Вербицького, 1-2 червня 2017 р., с. м. т. Верхнє Синьовидне. - С. 58-61.

16. Егупов В. К. Нагрузки и воздействия на объекты повышенного класса ответственности / Егупов В.К., Дорофеев В. С. /international research and practice conference, modern methods, inovations, and experience of practical application in field of technical sciences/ Radom, Republic of Poland, December 27-28, 2017 p.118-122.

17. Дорофеев В.С. Особенности определения нагрузок и воздействий на объекты повышенного класса ответственности [Егупов К.В., Егупов В.К.,

Кендзера А.В., Немчинов Ю.И., Семенова Ю.В., Сорока Н.Н.]/ Наука та Будівництво 4{14} 2017 с11-20. <http://www.niisk.com/jakist/naukovo-tekhn-chn-vidannya/zhurnal-nauka-ta-bud-vnitstvo.php>

18. Егупов В. К. Нагрузки и воздействия на объекты повышенного класса ответственности Одесского региона / Егупов В.К., Дорофеев В. С. / Актуальные научные исследования в современном мире выпуск 12(32) Часть 1 Переяслав-Хмельницкий Декабрь 2017 г. С.92-99 <https://iscience.in.ua/>

19. Дорофеев В. С. Проектирование многоэтажных зданий на свайных фундаментах с учетом сейсмических воздействий /К. В. Егупов, В. К. Егупов / Science and Education a New Dimension. Natural and Technical Sciences, VI(17), Issue: 157, Budapest 2018 pp 11-14. www.seanewdim.com

20. Дорофеев В. С. Анализ уязвимости многоэтажных зданий при сейсмических воздействиях / К. В. Егупов, В. К. Егупов/ Актуальные научные исследования в современном мире выпуск 1 (33) Часть 1 Переяслав-Хмельницкий Январь 2018 г. С.19-25. <https://iscience.in.ua/>

21. Alexander Kendzera Use of seismological information for the design of multistory buildings / Konstantin Iegupov , , Yuliia Semenova, Slava Iegupov, Yurii Lisovyi / 16th European conference on earthquake engineering , Thessaloniki 18-21 June 2018 <http://www.16ecee.org/>

22. Кендзера О.В. Вплив локальних ґрунтових умов на сейсмічні коливання майданчика ташлицької ГАЕС /Семенова Ю.В., Єгупов В.К., Лісовий Ю.В., Вербицький С.Т. / збірка тез доповідей Одинацата всеукраїнська науково-технічна конференція «Будівництво в сейсмічних районах України» 10-14 вересня 2018р. м.Одеса

23. Безушко Д.І. Визначення загальних критеріїв ймовірності безвідомної роботи причальних споруд естакадного типу при сейсмічній дії / Безушко Д.І., Єгупов К.В., Єгупов В.К./ збірка тез доповідей Одинацата всеукраїнська науково-технічна конференція «Будівництво в сейсмічних районах України» 10-14 вересня 2018р. м.Одеса

24. Егупов К.В. Сейсмостойкость морских причальных сооружений естакадного типа / Егупов К.В., Мельцов Г.И., Егупов В.К. / збірка тез доповідей Одинацата всеукраїнська науково-технічна конференція «Будівництво в сейсмічних районах України» 10-14 вересня 2018р. м.Одеса

25. Немчинов Ю.И. Участие украинской делегации АУСС в 16 Европейской конференции по сейсмостійкому строительству / Немчинов Ю.И., Егупов К.В., Кендзера А.В., Егупов В.К. / збірка тез доповідей Одинацата всеукраїнська науково-технічна конференція «Будівництво в сейсмічних районах України» 10-14 вересня 2018р. м.Одеса

26. Iegupov K. Dynamic calculation of the pile supported wharf / Meltsov G., Iegupov V., Bezushko D./ Academic journal. Series:Industrial Machine Building, Civil Engineering, Issue 2(51), Poltava, 2018
<http://journals.pntu.edu.ua/znp>

Додаток Г Відомості про апробацію результатів дисертації

1. Сьома Всеукраїнська науково-технічна конференція «Будівництво в сейсмічних районах України» (Ялта, 2008,) Реализация требований ДБН В.1.1-12:2006 относительно параметров сейсмических воздействий для сейсмостойкого проектирования в г. Одессе.

2. 15 European Conference on Earthquake Engineering Istanbul Turkey , 24 to 29 august 2014 Seismic monitoring of the southwestern areas of the Ukraine and adjacent areas

3. Сейсмологічні та геофізичні дослідження в сейсмоактивних регіонах: наукова конференція, присвяченої пам'яті Т.З. Вербицького та Ю.Т. Вербицького, 3-5 червня 2014 р., Львів. Определение параметров сейсмических воздействий для сейсмостойкого проектирования в г. Одессе

4. Десята Ювілейна Всеукраїнська науково-технічна конференція «Будівництво в сейсмічних районах України» (Одеса, 2015); Пример не корректного районирования с использованием категорий сейсмических свойств грунтов

5. International conference on earthquake engineering and seismology, 12-16 may 2015 Oslo Seimological and Seismometric investigations In the Odessa region, Ukraine

6. «Проблеми теорії і практики сейсмостійкого будівництва», міжнародна науково-технічна конференція, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В.К. Єгупова, 25-29 жовтня 2016р. Развитие пространственных моделей сооруженей и сейсмических воздействий

7. Дев'ята всеукраїнська науково-технічна конференція «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування» (Дніпропетровськ, 2016) Комплексная модель «сооружение – свайный фундамент» для оценки сейсмостойкости многоэтажных зданий

8. Сейсмологічні та геофізичні дослідження в сейсмоактивних регіонах: науково-технічна конференція, присвяченої пам'яті Т.З. Вербицького та Ю.Т. Вербицького, 1-2 червня 2017 р., с. м. т. Верхнє Синьовидне. Використання сейсмологічної інформації для науково-технічного супроводу проектування

9. 16th European conference on earthquake engineering , Thessaloniki 18-21 June 2018 Use of seismological information for the design of multistory buildings

10. Одинацата всеукраїнська науково-технічна конференція «Будівництво в сейсмічних районах України» 10-14 вересня 2018р. м.Одеса Вплив локальних ґрунтових умов на сейсмічні коливання майданчика ташлицької ГАЕС

11. Одинацата всеукраїнська науково-технічна конференція «Будівництво в сейсмічних районах України» 10-14 вересня 2018р. м.Одеса Визначення загальних критеріїв ймовірності безвідмовної роботи причальних споруд естакадного типу при сейсмічній дії

12. Одинацата всеукраїнська науково-технічна конференція «Будівництво в сейсмічних районах України» 10-14 вересня 2018р. м.Одеса Сейсмостійкість морських причальних споруд естакадного типу

Приймав участь у міжнародних грантах:

Young Seismologist and Engineers Training Course 20-23 August Istanbul Turkey 2014

СОП «Басейн Чорного моря 2007 - 2013» A Scientific Network for Earthquake, Landslide and Flood Hazard Prevention - SciNetNatHaz «Формування наукової мережі для попередження ризиків землетрусів, зсувів і повеней». 01.05.2013-30.04.2015.