

INTERAKCJA UKŁADU BUDYNEK — PODŁOŻE PODLEGAJĄCEGO DZIAŁANIOM  
SEJSMICZNYM I PARASEJSMICZNYM  
(Praca przeglądowa)<sup>1</sup>

EDWARD MACIĄG (KRAKÓW)

Wstęp

W dniach 7 - 8 kwietnia 1978 r. odbyło się w Krakowie ogólnopolskie sympozjum nt. „Wpływy sejsmiczne na budowle” zorganizowane przez Instytut Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej (z inicjatywy prof. dr hab. inż. Romana CIESIELSKIEGO), pod patronatem Sekcji Mechaniki Konstrukcji KILiW PAN. Pozornie może się wydawać, że znajomość zagadnień inżynierii sejsmicznej jest w Polsce zbędna. Uzasadnienie celowości poznania tych zagadnień omówione jest we wstępie do [57]<sup>2)</sup>. W/w sympozjum spotkało się z dużym zainteresowaniem pracowników placówek naukowo-badawczych jak i biur projektowych, w szczególności tych, które przygotowują dokumentacje techniczne dla obiektów przewidzianych do realizacji na terenach sejsmicznych (w ramach eksportu bądź samej dokumentacji bądź całych obiektów). Problematyka sympozjum dotyczyła głównie działania drgań pochodzących ze źródeł zewnętrznych (a więc będących poza obiektami) na budynki. Drgania takie propagują się przez podłoże gruntowe i przekazują na budynki. Wyróżnia się dwa zasadnicze źródła drgań zewnętrznych:

- a) źródła naturalne, niezależne od człowieka,
- b) źródła spowodowane działalnością człowieka (bezpośrednią i pośrednią);

W pierwszym przypadku mówimy o źródłach sejsmicznych, w drugim o parasejsmicznych. Do drgań sejsmicznych należą przede wszystkim ruchy podłoża gruntowego wywołane trzęsieniami ziemi. Źródłami drgań parasejsmicznych mogą być odstrzały w kamieniołomach, wbijanie pali fundamentowych i ścianek szczelnych, wybuchy nuklearne, wybuchy stosowane przy robotach ziemnych, budowlanych (np. wyburzenia) i geofizycznych, kafary hutnicze, młoty kuzienne, a także pojazdy drogowe i kolejowe. Coraz częściej w naszej praktyce inżynierskiej zachodzi potrzeba uwzględniania wymienionych działań parasejsmicznych. Krótkie charakterystyki w/w źródeł drgań zebrane są w [57]. Dotychczasowe badania wykazały, że jednym z najbardziej ważnych czynników w obliczeniach konstrukcji budowlanych poddanych działaniom sejsmicznym i im podobnym jest określenie charakterystyk sejsmicznych gruntów [38]. Z tego zakresu w niniejszym opracowaniu zajmniemy się wpływem cech podłoża pod budynkami i w ich otoczeniu na przekazywanie się drgań sejsmicznych i parasejsmicznych na te budynki oraz zagadnieniem wzajemnego oddziaływania układu budynek-podłoże.

<sup>1)</sup> Praca realizowana częściowo w ramach problemu węzłowego 05.12., temat 14.3.

<sup>2)</sup> Por. też M. Robakiewicz, Projektowanie budowli na terenach trzęsień ziemi, Inż. i Bud. 1956, 12.

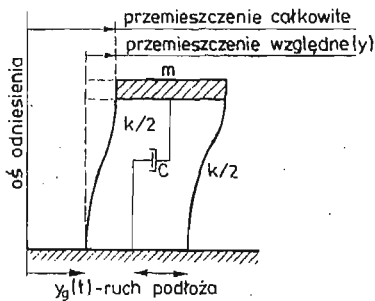
## 2. Interakcja układu budynek — podłoże

Napreżenia kontaktowe między podłożem i fundamentem, które są skutkiem fal sejsmicznych wywołują tak efekty w konstrukcjach jak też przyczyniają się do deformacji podłoża pod obiektami i w ich sąsiedztwie. To zjawisko współpracy konstrukcji i podłoża na działania sejsmiczne i parasejsmiczne wynikające z wzajemnego oddziaływania układu konstrukcja-podłoże w literaturze światowej nosi nazwę interakcji dynamicznej lub krótko interakcji [64].

Z jednej strony propagowane fale sejsmiczne mogą ulec modyfikacji z uwagi na pewne zmiany stanu gruntu na którym posadowiony jest budynek. Takie efekty były obserwowane po trzęsieniu ziemi w Mexico-City i w Japonii w miejscach występowania wyjątkowo podatnych gruntów [15]. Z drugiej strony siły wywołane w gruncie przez drgającą konstrukcję powodują deformowanie się podłoża, a to z kolei wpływa na zachowanie się budynku. W zagadnieniu interakcji układu budynek-podłoże należy więc wyróżnić dwa aspekty, które odgrywają główną rolę w inżynierii sejsmicznej. Po pierwsze, odpowiedź budynku posadowionego na odkształcalnym podłożu na działania sejsmiczne może się różnić od tej jaką może mieć budynek na sztywnym podłożu. Po drugie, ruch zarejestrowany na fundamencie konstrukcji, a także w bezpośrednim jego sąsiedztwie może być różny od tego jaki mógłby być zarejestrowany w przypadku braku budynku. Z inżynierskiego punktu widzenia ważne jest określenie warunków przy jakich interakcja budynek-podłoże ma znaczenie praktyczne. W zjawisku interakcji mamy więc do czynienia z wyraźnym sprzężeniem zachowania się budynku i podłoża. Powszechnie przyjmuje się, że przebadanie tego zagadnienia jest bardzo trudne.

## 3. Spektrum odpowiedzi

Poniżej w bardzo skróconej formie przedstawione będzie tzw. spektrum odpowiedzi. Pojęcie to jest szeroko stosowane w literaturze dotyczącej zagadnień inżynierii sejsmicznej. Oszacowania odpowiedzi budynków (które można modelować układem o jednym, a także i o wielu stopniach swobody) podlegających działaniom sejsmicznym można dokonywać na podstawie w/w spektrum odpowiedzi. Z tego względu w dalszej części opracowania wygodnie będzie posługiwać się tym pojęciem. W literaturze polskiej zagadnienie spektrum odpowiedzi nie jest znane, więc tym bardziej chociaż krótkie jego przedstawienie należy



Rys. 1. Obliczeniowy schemat oscylatora

uznać za celowe. Rozwinięcie idei spektrum odpowiedzi podane jest w następujących pracach [6], [27] [33], [34], [60], [106], a obszernie komentarze na ten temat znajdujemy w sprawozdaniu z drugiej światowej konferencji inżynierii sejsmicznej [42] oraz w [21], [22]. Dla oscylatora (rys. 1) równanie różniczkowe poziomych drgań sejsmicznych można zapisać w postaci

$$(3.1) \quad m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -m\ddot{y}_g.$$

Przemieszczenie względne konstrukcji (oscylatora) wyraża się wzorem:

$$(3.2) \quad y(t) = \frac{-1}{\omega'} \int_0^t \ddot{y}_g e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega'(t-\tau) d\tau = y(t, \omega, \xi),$$

gdzie

$$\omega' = \omega \sqrt{1 - \xi^2}, \quad \omega^2 = \frac{k}{m},$$

$\ddot{y}_g$  — przyspieszenie drgań gruntu,

$\xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}}$  jest ułamkiem tłumienia krytycznego.

Czas trwania  $\ddot{y}_g(t)$  wynosi od  $t = 0$  do  $t = t_1$ .

Wobec małego  $\xi$ , można przyjąć  $\omega' = \omega$ . Przemieszczenie względne układu osiąga maksymalną wartość w chwili  $t_m$  i jego absolutna wartość nosi nazwę przemieszczeniowego spektrum odpowiedzi  $S_d$  (albo spektrum sejsmicznego przemieszczenia oscylatora<sup>3)</sup>)

$$(3.3) \quad \begin{aligned} S_d &= |y(t_m, \omega, \xi)|, \quad t_m \in (0, t_1), \\ S_d &= \max_{t \in (0, t_1)} |y(t, \omega, \xi)|. \end{aligned}$$

Względna maksymalna prędkość układu

$$(3.4) \quad \begin{aligned} S_v &= |\dot{y}(t_m, \omega, \xi)|, \quad t_m \in (0, t_1), \\ S_v &= \max_{t \in (0, t_1)} |\dot{y}(t, \omega, \xi)|, \end{aligned}$$

nazywana jest prędkościowym spektrum odpowiedzi (albo spektrum sejsmicznych prędkości oscylatora). W zakresie przyspieszenia interesuje nas nie względna jego wartość maksymalna ale maksymalna bezwzględna wartość całkowitego przyspieszenia,

$$(3.5) \quad \begin{aligned} S_a &= |\ddot{y}(t_m, \omega, \xi) + \ddot{y}_g(t_m, \omega, \xi)|, \quad t_m \in (0, t_1), \\ S_a &= \max_{t \in (0, t_1)} |\ddot{y}(t, \omega, \xi) + \ddot{y}_g(t, \omega, \xi)|, \end{aligned}$$

które nosi nazwę bezwzględnego spektrum przyspieszenia. Bywa jeszcze stosowane tzw. pseudo-prędkościowe spektrum odpowiedzi  $S_{pv}$  definiowane następująco [30]:

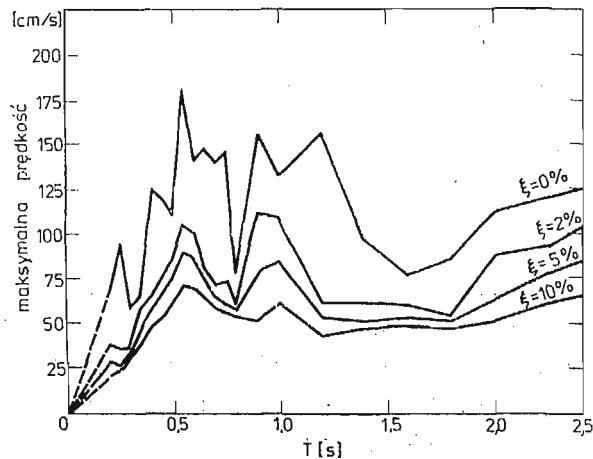
$$(3.6) \quad S_{pv} = \frac{T}{2\pi} S_a = \frac{2\pi}{T} S_d,$$

<sup>3)</sup> W materiałach na wymienione we Wstępie sympozjum, zaproponowano nazwanie spektrum odpowiedzi układu o 1-ym stopniu swobody, umownym spektrum odpowiedzi dla odróżnienia od stosowanego też i mającego inne znaczenia spektrum częstotliwości obiektu jako układu złożonego.

gdzie  $T$  jest okresem nietłumionych drgań własnych układu. Ze wzoru (3.6.) widać prosty (przybliżony) związek między poszczególnymi spektrami. Maksymalną siłę sejsmiczną można wyrazić przez dowolne z podanych spektrów odpowiedzi

$$(3.7) \quad S = mS_a = m \frac{2\pi}{T} S_v = m \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 S_d.$$

Spektra odpowiedzi wykonuje się jako wykresy wskazujące zmianę wartości przemieszczenia (prędkości, przyspieszenia) jako funkcje okresu nietłumionych drgań własnych (lub częstotliwości drgań własnych) układu o jednym stopniu swobody (oscylatora) poddanego funkcji wymuszenia kinematycznego. Dla zagadnień sejsmicznych tym wymuszeniem kinematycznym są zarejestrowane akcelerogramy (lub sejsmogramy) w czasie ruchu gruntu. Zwykle wykonuje się kilka krzywych dla ustalonych  $\xi$  dla zaobserwowania wpływu tłumienia. Odpowiednikiem  $\xi$  w normach [74], [75] jest  $\gamma = 2\xi$ . Dla konstrukcji żelbetowych przyjmuje się najczęściej  $\xi = 0,02 \div 0,10$ . Tak więc spektra odpowiedzi zależą od własności układu wyrażonych przez jego okres drgań własnych i jego tłumienie  $\xi$  oraz charakteru wzbudzenia oscylatora  $\ddot{y}_g(t)$ . Odpowiedzi wielu konstrukcji wynikają głównie z przemieszczenia odpowiadającego podstawowej formie drgań, więc wykresy spektralne dostarczają wygodnych środków do oszacowania odpowiedzi konstrukcji o znanym okresie drgań własnych na określony ruch gruntu. Możliwe jest wykonanie wyżej podanych spektrów odpowiedzi dla zarejestrowanych przemieszczeń gruntu  $y_g(t)$  [8]. Przykładowe prędkościowe spektrum odpowiedzi podane jest na rys. 2. W związku z rozwojem maszyn

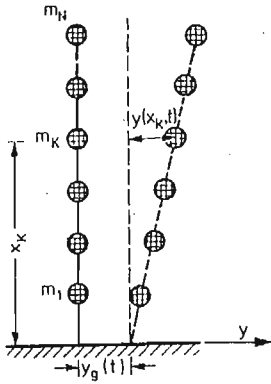


Rys. 2. Prędkościowe spektrum odpowiedzi  $S_v$  dla składowej poziomej przyspieszenia gruntu P-P zarejestrowanego w El Centro, California, maj 1940 r., [30].  $T$  — okres drgań własnych oscylatora,  $\xi$  — ułamek tłumienia krytycznego

cyfrowych spektra odpowiedzi najczęściej wykreśla się na podstawie obliczeń wykonywanych na tych maszynach. Zasadniczą częścią tych obliczeń jest numeryczne całkowanie dla wyznaczenia  $y(t)$  (lub jego pochodnych) zgodnie z równaniem (3.2). Konieczność całkowania numerycznego wynika ze skomplikowanej postaci zarejestrowanych przebiegów przyspieszeń drgań podłoża  $\ddot{y}_g(t)$  występujących pod całką w równaniu (3.2).

Dla obiektów złożonych modelowanych przez dyskretyzację układami z masami skupionymi o wielu stopniach swobody (rys. 3) reakcję układu na działania sejsmiczne można wyznaczać stosując metodę współrzędnych normalnych (analizy modalnej). Przemieszczenie  $y(x_k, t)$  (w poziomie  $k$ ) układu przedstawia się jako sumę drgań normalnych  $y^{(i)}(x_k, t)$ :

$$(3.8) \quad y_k(t) = y(x_k, t) = \sum_{i=1}^N y^{(i)}(x_k, t) = \sum_{i=1}^N X_i(x_k) Y_i(t),$$



Rys. 3. Schemat obliczeniowy układu o  $N$  stopniach swobody

$X_i(x_k)$  jest funkcją określającą formę  $i$ -tego normalnego drgania odpowiadającego  $i$ -tej częstości drgań własnych  $\omega_i$  układu,  $Y_i(t)$  — funkcje czasu, tzw. współrzędne normalne. Współrzędne normalne, zależne od działania sejsmicznego tj. funkcji  $\ddot{y}_\theta(t)$  wyrażają się następująco [18], [42]:

$$(3.9) \quad Y_i(t) = \frac{-R_i}{M_i \omega_i} \int_0^t \ddot{y}_\theta(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i (t-\tau) d\tau,$$

gdzie:

$$R_i = \sum_{k=1}^N m_k X_i(x_k) \text{ — sejsmiczny współczynnik partycypacyjny,}$$

$m_k$  — masa w poziomie  $k$ ,

$$M_i = \sum_{k=1}^N m_k X_i^2(x_k) \text{ — masa uogólniona,}$$

$$\omega'_i = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}.$$

Sejsmiczne siły bezwładności wynoszą odpowiednio [42]:

$$(3.10) \quad S_k(t) = S(x_k, t) = \sum_{i=1}^N S^{(i)}(x_k, t) = \sum_{i=1}^N \omega_i^2 m_k X_i(x_k) Y_i(t).$$

Podane wyżej związki (3.8.) ÷ (3.10.) opisują dokładnie proces drgań sejsmicznych układów złożonych (różniczkując  $y$  względem  $t$  można otrzymać prędkości i przyspieszenia mas układu); jednakże praktyczne ich wykorzystanie jest trudne z uwagi na: złożony charakter przyspieszenia gruntu  $\ddot{y}_\theta(t)$ , niewielką liczbę dotychczas zarejestrowanych akcelero-

gramów silnych trzęsień ziemi itd. (por. [36], [73], [106]). Związki te wykorzystuje się głównie w pracach badawczych. Do obecnej chwili, w obliczeniach praktycznych poszukiwane wielkości sejsmiczne wyznacza się metodami przybliżonymi. Główną taką metodą jest tzw. metoda spektralna opierająca się na koncepcji spektrum odpowiedzi.

Z porównania związków (3.2.) i (3.9.) widać, że istnieje analogia między drganiami normalnymi układu złożonego i drganiami oscylatora: jeśli parametry oscylatora  $\omega$ ,  $\xi$  równe są odpowiednim parametrom  $\omega_i$  i  $\xi_i$   $i$ -tego drgania normalnego, to funkcja opisująca zmianę w czasie współrzędnej normalnej  $Y_i(t)$  z dokładnością do stałego mnożnika  $\left(\frac{R_i}{M_i}\right)$  pokrywa się z przemieszczeniem oscylatora

$$(3.11) \quad Y_i(t) = \frac{R_i}{M_i} y(t, \omega_i, \xi_i).$$

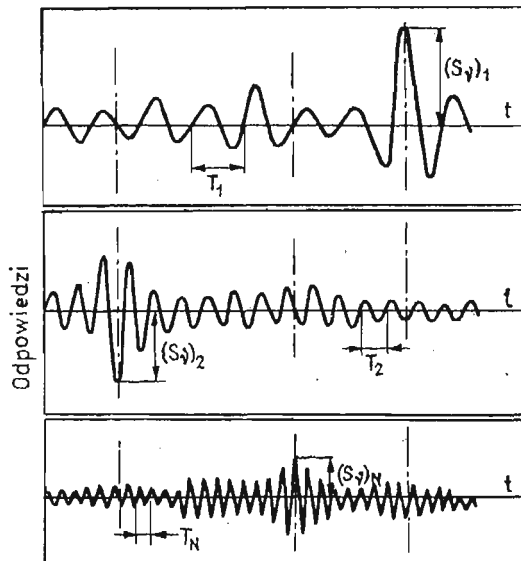
Wykorzystując wzory (3.3.), (3.8) i (3.11) napiszemy związek na maksymalne przemieszczenia mas układu dla  $i$ -tego drgania normalnego:

$$(3.12) \quad y^{(i)}(x_k) = \max |y^{(i)}(x_k, t)| = \frac{R_i}{M_i} X_i(x_k) S_d(T_i).$$

Analogicznie, wykorzystując wzory (3.3), (3.6.) i (3.10.) otrzymamy wyrażenie na maksymalne siły bezwładności dla  $i$ -tego drgania normalnego

$$(3.13) \quad S_k^{(i)} = \max |S^{(i)}(x_k, t)| = m_k \frac{R_i}{M_i} X_i(x_k) S_d(T_i).$$

Jak widać spektra odpowiedzi pozwalają na wyznaczenie maksymalnych wartości wszystkich potrzebnych wielkości sejsmicznych dla oddzielnych drgań normalnych. Dla celów obliczeniowych najważniejszymi są całkowite maksymalne wartości poszukiwanych wiel-



Rys. 4. Przebiegi dla superpozycji kolejnych drgań normalnych układu o  $N$  stopniach swobody wg [59]

kości sejsmicznych wynikające zę zbioru wszystkich składowych normalnych. Spektra odpowiedzi nie dają jednak żadnych informacji o fazowych stosunkach drgań normalnych i z tego powodu całkowite maksimum odpowiedzi układu o wielu stopniach swobody nie może być otrzymane przez superpozycję indywidualnych modalnych maksimumów, ponieważ nie zachodzą one jednocześnie (por. rys. 4). W literaturze dotyczącej inżynierii sejsmicznej podawane są najrozmaitsze techniki kombinacji modalnych maksimumów dla aproksymacji całkowitej odpowiedzi złożonego układu (por. np. [4], [18], [48], [59], [106]). Poniżej wymienimy tylko niektóre z nich:

a) W momencie osiągnięcia przez obliczaną wielkość sejsmiczną maksymalnej wartości dla jednej ze składowych normalnych drgań, pozostałe składowe poszukiwanej wielkości traktuje się jako małe i pomija. Zwykle jest to wartość odpowiadająca pierwszej, podstawowej formie drgania normalnego. Tak obliczona wartość odpowiada dolnej granicy poszukiwanej wielkości.

b) Poszukiwana wielkość osiąga modalne maksima jednocześnie dla wszystkich składowych drgań; do obliczeń przyjmuje się sumę maksymalnych wartości wszystkich składowych normalnych  $P = \sum P_i$ . Jest to przypadek odpowiadający górnej granicy poszukiwanej wielkości. Jest to tzw. bezwzględne maksimum. Np. dla sejsmicznych sił bezwładności na podstawie wzorów (3.10.) i (3.13.) jest

$$(3.14) \quad S_{kmax} = \sum_{i=1}^N m_k \frac{R_i}{M_i} X_i(x_k) S_a(T_i).$$

c) Bazując na rachunku prawdopodobieństwa, uwzględnia się jednocześnie maksymalne wartości poszukiwanej wielkości wszystkich (lub niektórych) składowych normalnych zgodnie ze wzorem (3.15.)

$$(3.15) \quad P = \sqrt{\sum_{i=1}^N P_i^2},$$

d) Wykorzystuje się podstawową formę drgań normalnych i w poszczególnych przypadkach wprowadza się korekty uwzględniające wyższe formy drgań.

Metodyka obliczeń oparta o krzywe spektralne została przyjęta w normach dla budownictwa w rejonach sejsmicznych szeregu krajów — USA, ZSRR, Meksyku, Turcji, Chile i innych.

#### 4. Badania teoretyczne interakcji dynamicznej układu budynek-podłoże

Przez długi okres w inżynierii sejsmicznej zakładano brak sprzężenia w układzie budynek-podłoże. Kiedy badano drgania budynków, przyjmowano, że nie mają one wpływu na ruch podłoża, gdy analizowano drgania podłoża, nie brano pod uwagę oddziaływania nań budynku.

Złożone cechy ośrodka podłoża (gruntu), geometria fundamentów budynków, charakter drgań sejsmicznych i im podobnych powodują, że problem interakcji jest wyjątkowo skomplikowanym i konieczne jest w ogólności przyjmowanie wielu upraszczających założeń w toku badania tego zjawiska. Poniżej omówione będą prace zajmujące się teoretyczną

analizą interakcji dynamicznej układu budynek-podłoże. Niektóre z tych prac, które można uznać za najbardziej typowe dla omawianej problematyki przedstawione będą obszerniej, o innych podane będą krótkie wzmianki. W pracach tych badane są różne wyidealizowane modele konstrukcji, które chociaż różnią się w istotnych szczegółach, tym nie mniej generalnie można by je podzielić na dwie kategorie grup:

- a) takie, które do badania dynamicznej odpowiedzi układów budynek-podłoże przyjmują ruch podłoża jako ustalony,
- b) takie, które do badania odpowiedzi układu przyjmują dowolny, z reguły poziomy ruch podłoża reprezentowany bądź przez zarejestrowane akcelerogramy i sejsmogramy rzeczywistych trzęsień ziemi, bądź przez symulowane ruchy podłoża przypominające drgania sejsmiczne. Teoretyczne badanie zjawiska interakcji najlepiej będzie prześledzić na przykładzie cyklu prac PARMELEE i zespołu [1], [14], [24], [68], [69], [70], [71], [72], [73], [76], [88]. Metodyka obliczeń prezentowana w w/w pracach jest najczęściej stosowaną w badaniu interakcji układu budynek-podłoże. W pracach tych przyjęto następujące (upraszczające) założenia:
  - a) podłoże gruntowe stanowi izotropową, liniową półprzestrzeń sprężystą,
  - b) własności podłoża nie ulegają zmianie podczas drgań,
  - c) nie ma poślizgu między podstawą fundamentu a podłożem (wyklucza się więc gwałtowne fale sejsmiczne mogące wywołać odkształcenia plastyczne albo oddzielenie się fundamentu budynku od podłoża),
  - d) fundament budynku (modelu budynku) spoczywa na powierzchni podłoża,
  - e) budynek i jego fundament mają kształt cylindra, kołowa płyta fundamentu jest sztywna,
  - f) fale sejsmiczne dochodzą do fundamentu pionowo z głębi ziemi,
  - g) fale sejsmiczne wywołują tylko poziome ruchy swobodnej powierzchni podłoża (a więc budynku); drgania tej powierzchni najczęściej są ustalone; niekiedy przyjmuje się symulowane ruchy mające reprezentować drgania określone akcelerogramami z rzeczywistych trzęsień ziemi.

Zgodnie z wynikami BYCROFT'a [13], dla sztywnej płyty kołowej spoczywającej na półprzestrzeni sprężystej mamy następujące związki: dla przemieszczenia poziomego środka ciężkości płyty poddanej poziomemu obciążeniu harmonicznemu  $Pe^{ipt}$

$$(4.1) \quad U_B(t) = \operatorname{Re} \left\{ \frac{Pe^{ipt}}{\mu r} [f_{1H}(a, \nu) + if_{2H}(a, \nu)] \right\},$$

dla kąta obrotu płyty (względem osi poziomej) wywołanego harmonicznym zmiennym momentem  $Me^{ipt}$

$$(4.2) \quad \Phi(t) = \operatorname{Re} \left\{ \frac{Me^{ipt}}{\mu r^3} [f_{1R}(a, \nu) + if_{2R}(a, \nu)] \right\},$$

gdzie

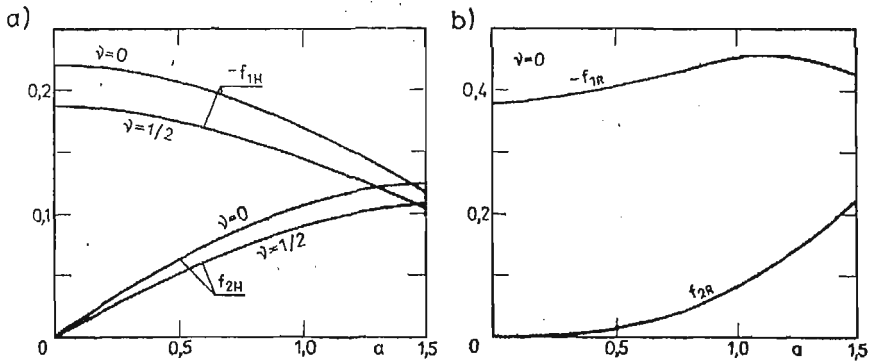
$$a = \frac{pr}{V_s}, \quad V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}.$$

W równaniach tych:  $p$  — jest częstością kołową wymuszenia,  $r$  — promieniem płyty,  $\mu$  i  $\nu$  są odpowiednio modułem sztywności i współczynnikiem Poissona sprężystego podłoża,  $a$  — jest tzw. bezwymiarową częstością,  $\rho$  — gęstością ośrodka podłoża,  $V_s$  — prędkością



rozchodzenia się fali poprzecznej  $S$ . Funkcje  $f_{1H}$ ,  $f_{2H}$ ,  $f_{1R}$  i  $f_{2R}$  określone są [13] w granicach  $0 \leq a \leq 1,5$ , przy czym  $f_{1H}$  i  $f_{1R}$  są ujemne. Charakteryzują one ustaloną odpowiedź półprzestrzeni sprężystej i są funkcjami bezwymiarowej częstości  $a$  i współczynnika Poissona  $\nu$ . Graficzne przedstawienie tych funkcji podane jest na rys. 5a i b. W świetle równania (4.1) i jego pochodnej  $\frac{dU_B(t)}{dt}$ , HSIEH [32] pokazał, że

$$(4.3) \quad f_{1H} p U_B(t) - f_{2H} \frac{dU_B(t)}{dt} = \frac{p}{\mu r} P e^{pt} (f_{1H}^2 + f_{2H}^2).$$



Rys. 5. Funkcje Bycrofta [13]

Wynika stąd, że mając poziome przemieszczenia  $U(t)$  obliczymy składową poziomą reakcji w postaci:

$$(4.4) \quad P e^{pt} = -A_1 U(t) - A_2 \frac{dU(t)}{dt},$$

$$A_1 = -\mu r \frac{f_{1H}}{f_{1H}^2 + f_{2H}^2}, \quad A_2 = \frac{\mu r}{p} \frac{f_{2H}}{f_{1H}^2 + f_{2H}^2} = \frac{\mu r^2}{a V_s} \frac{f_{2H}}{f_{1H}^2 + f_{2H}^2}.$$

Podobnie równanie (4.2.) prowadzi do:

$$(4.5) \quad M e^{pt} = -B_1 \Phi(t) - B_2 \frac{d\Phi(t)}{dt},$$

$$B_1 = -\mu r^3 \frac{f_{1R}}{f_{1R}^2 + f_{2R}^2}, \quad B_2 = \frac{\mu r^3}{P} \frac{f_{2R}}{f_{1R}^2 + f_{2R}^2} = \frac{\mu r^4}{a V_s} \frac{f_{2R}}{f_{1R}^2 + f_{2R}^2}.$$

Współczynniki  $A_1$  i  $B_1$  wiążą się z dynamiczną sztywnością ośrodka podłoża, a  $A_2$  i  $B_2$  z dysypacją energii w tym ośrodku.

Podane wyżej związki wykorzystane zostały w analizie interakcji układu budynek-podłoże na przykładzie modelu podanym na rys. 6a. Układ z rys. 6a traktowany jest jako mający trzy stopnie swobody: poziome przemieszczenie górnej masy  $m_1$ , poziome przemieszczenie masy  $m_0$  (płyty fundamentu), przemieszczenie wahadłowe (rotacyjne) układu względem osi poziomej prostopadłej do rysunku i przechodzącej przez punkt b. W układzie

budynek-podłoże (por. rys. 6b) podlegającym ruchom wywołanym harmonicznymi poziomymi drganiami swobodnej powierzchni podłoża wyróżniono:

$u_g$  — przemieszczenie swobodnej powierzchni podłoża (gruntu),

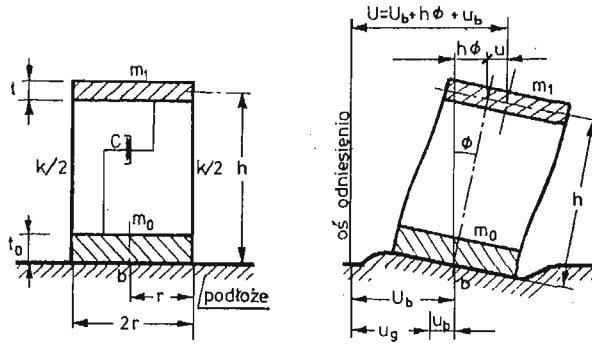
$u_b$  — interakcyjne przemieszczenie środka masy fundamentu  $m_0$ , spowodowane drganiami swobodnej powierzchni podłoża,

$U_b = u_g + u_b$  — bezwzględne poziome przemieszczenie środka masy fundamentu  $m_0$  (względem osi odniesienia),

$\phi$  — interakcyjny kąt obrotu płyty fundamentu,

$u$  — sprężyste poziome przemieszczenie środka górnej masy  $m_1$  względem masy fundamentu  $m_0$ ,

$U = U_b + h\phi u$  — bezwzględne poziome przemieszczenie środka górnej masy  $m_1$  (względem stałej osi odniesienia).



Rys. 6. Model dynamiczny wg [68]  
a) przed przemieszczeniem b) po przemieszczeniu

Równania ruchu dla układu z rys. 6 mają postać:

$$(4.6) \quad \begin{aligned} m_1 \ddot{U} + m_0 \ddot{U}_b - Pe^{ipt} &= 0, \\ I\ddot{\phi} + m_1 h \ddot{U} - Me^{ipt} &= 0, \\ m_1 \ddot{U} + c\dot{u} + ku &= 0, \end{aligned}$$

gdzie:

$Pe^{ipt}$  i  $Me^{ipt}$  są odpowiednio reakcjami sprężystego podłoża w wyniku wystąpienia  $u_b(t)$  i  $\phi(t)$ .

$I$  jest momentem bezwładności mas  $m_1$  i  $m_0$  względem osi poziomej przechodzącej przez środek podstawy fundamentu; pozostałe oznaczenia podane są na rys. 6. Po podstawieniu (4.4) i (4.5) do (4.6) i prostych przekształceniach, ostatecznie równania ruchu badanego układu przyjmują następującą postać:

$$(4.7) \quad \begin{aligned} \ddot{u}_b + \alpha \ddot{u}_\phi + \alpha \ddot{u} + \bar{A}_2 \dot{u}_b + \bar{A}_1 u_b &= -\ddot{u}_g, \\ \ddot{u}_b + \eta \ddot{u}_\phi + \ddot{u} + \bar{B}_2 \dot{u}_\phi + \bar{B}_1 u_\phi &= -\ddot{u}_g, \\ \ddot{u}_b + \ddot{u}_\phi + \ddot{u} + 2\omega_r \xi \dot{u} + \omega_r^2 u &= -\ddot{u}_g. \end{aligned}$$

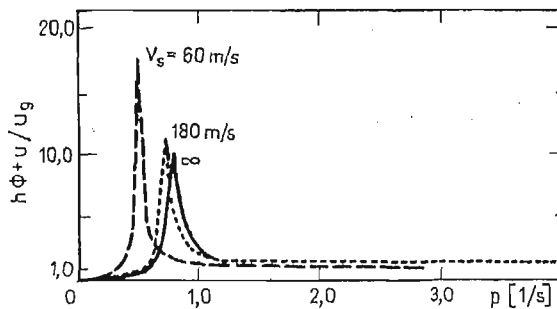
W równaniach tych:

$$\alpha = \frac{m_1}{m_1 + m_0}, \quad \eta = 1 + \frac{\left(\frac{r}{h}\right)^2}{4\alpha},$$

$$u_\varphi = h\varphi, \quad \omega_r^2 = \frac{k}{m_1}, \quad \xi = \frac{c}{2\sqrt{km_1}},$$

$$\bar{A}_i = \frac{\alpha A_i}{m_1}, \quad \bar{B}_i = \frac{B_i}{m_1 h^2}, \quad i = 1, 2.$$

Rozwiązań równań (4.7) dla określonego zakresu częstości wzbudzenia (tak aby  $0 \leq a \leq 1,5$ ) dokonywano numerycznie (przy użyciu maszyn cyfrowych) dla dyskretnych wartości  $p$ . Wpływ różnych parametrów modeli budynków i podłoża na zjawisko interakcji badano przez analizę serii obiektów. Jeśli przyjmowano, że obiekty w rzucie poziomym są prostokątne (rozwiązania BYCROFT'a [13] podane są dla płyt kołowych), dokonywano transformacji prostokąta na figurę kołową wyznaczając jej promień z warunku równych powierzchni (na podstawie wyników THOMSON'a i KOBORI [94]). Współczynnik tłumienia  $\xi$  (jako ułamek tłumienia krytycznego) przyjmowano równy 0,01 lub 0,05. Zmianę  $V_s$  dla ośrodka podłoża przyjmowano w granicach  $60 \div 300$  m/s. Dla celów porównawczych, dla oszacowania efektu interakcji, analizowano też modele budynków z rys. 6 przy założeniu, że są sztywno związane z niepodatnym podłożem, a więc mające jeden stopień swobody (poziome przemieszczenie  $u$ ). Na rys. 7 podane są typowe krzywe odpowiedzi dla budynku spoczywającego na różnych podłożach (poprzez różnicowanie  $V_s$ ). Wyniki analizy wskazują, że najistotniejszym czynnikiem w zjawisku interakcji jest prędkość  $V_s$ .



Rys. 7. Typowe krzywe odpowiedzi dla modelu budynku jak na rys. 6

Wpływ jej ujawnia się głównie w przemieszczeniu górnej masy  $m_1$  wynikającym z ruchu wahadłowego układu. Dla wymuszeń harmoniczných stwierdzono, że interakcja redukuje odpowiedź konstrukcji. Na tej podstawie w [63] sformułowano, zbyt pochopnie, ogólny wniosek, że interakcja przyczynia się do lepszego zachowania się budynków w czasie trzęsienia ziemi. W jednej z następnych prac, o czym później, autorzy wycofali się z tego wniosku. Dla badania zjawiska interakcji w przypadku drgań sejsmicznych przyjęto aproksymacyjny akcelerogram mający symulować drgania występujące w czasie trzęsienia ziemi. Porównywano prędkościowe spektrum odpowiedzi dla modelowego akcelerogramu z śred-

nioną krzywą prędkościowego spektrum odpowiedzi opracowaną przez Housner'a [30] (na podstawie akcelerogramów z rzeczywistych trzęsień ziemi) uzyskując dobrą zgodność wyników, co zdaniem autorów [69] świadczy o poprawnej symulacji drgań sejsmicznych przyjętym akcelerogramem. W następnej pracy tych samych autorów [72] przy przyjęciu nieco innego symulacyjnego akcelerogramu, wobec stwierdzenia, że zachowanie się układu interakcyjnego jak na rys. 6 jest silnie zależne od postaci krzywej prędkościowego spektrum odpowiedzi, wnioskuje się, że uśrednione krzywe spektralne Housner'a nie są adekwatnym narzędziem do badania interakcyjnej odpowiedzi. Z powodu wygładzenia i uśrednienia krzywych nie można uzyskać dokładnych zmian spektrum odpowiadających zwiększającemu się podstawowemu okresowi drgań własnych układu w przypadku uwzględnienia podatności podłoża.

Aby można było wykorzystać równania (4.7), odpowiadające harmonicznemu ruchowi podłoża, przyjęty modelowy akcelerogram rozkładano w szereg Fouriera. Wykazano, że z zupełnie wystarczającą dokładnością dla obliczeń praktycznych współczynniki  $A_i$  i  $B_i$  ( $i = 1, 2$ ) zależne od częstości, można przyjąć jako pewne średnie wartości stałe (por. też [56]):

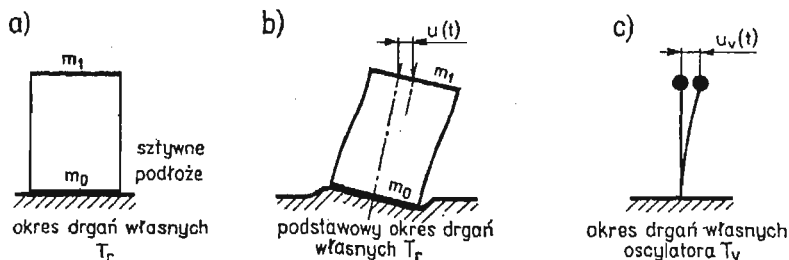
$$(4.8) \quad \begin{aligned} A_1 &= K_T = 4.4V_s^2 \varrho r, & A_2 &= D_T = 2.7 V_s \varrho r^2, \\ B_1 &= K_w = 2.3V_s^2 \varrho r^3, & B_2 &= D_w = 0.31V_s \varrho r^4. \end{aligned}$$

$K_T$  i  $K_w$  nazywane są dynamicznymi sztywnościami ośrodka podłoża odpowiednio dla przemieszczeń translacyjnych i wahadłowych, zaś  $D_T$  i  $D_w$  radiacyjnym tłumieniem ośrodka podłoża odpowiednio dla ruchów translacyjnych i wahadłowych. Dla symulowanego ruchu sejsmicznego badano wpływ zmiany podłoża na odpowiedź różnego rodzaju jednokondygnacyjnych układów budynek-podłoże. Badanymi parametrami były:

$$(4.9) \quad \vartheta = \frac{u(t)_{\max}}{u_r(t)_{\max}}, \quad \vartheta^* = \frac{u_r(t)_{\max}}{u_v(t)_{\max}},$$

gdzie

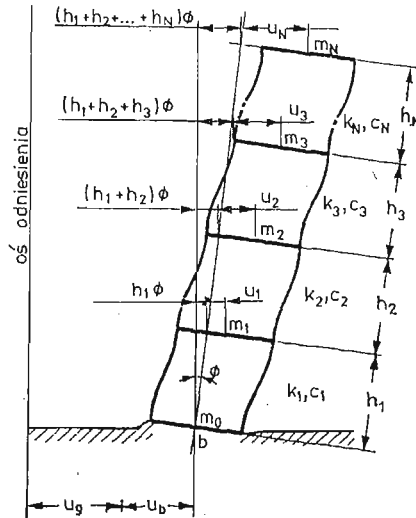
$u(t)_{\max}$  i  $u_r(t)_{\max}$  są maksymalnymi giętnymi przemieszczeniami konstrukcji odpowiednio na podatnym i sztywnym podłożu,  $u_v(t)_{\max}$  jest maksymalnym giętnym przemieszczeniem jednomasowego oscylatora o okresie drgań  $T_v$  równym podstawowemu okresowi drgań własnych interakcyjnego układu o trzech stopniach swobody (rys. 8 a, b i c). Im podłoże jest bardziej podatne, co wyraża się zmniejszaniem  $V_s$ , to  $\vartheta$  maleje monotonicznie od wartości 1. Charakter zmian  $\vartheta$  zależy też od własności dynamicznych budynku. Z ana-



Rys. 8. Interakcyjne parametry  $T_v$ ,  $T_r$ ,  $\vartheta^* = \frac{u_r(t)_{\max}}{u_v(t)_{\max}}$ .

lize wynika, że główny udział w całkowitym przemieszczeniu masy  $m_1$  mają drgania-giętne budynku.

W [70] zajmowano się zjawiskiem interakcji dla budynków wysokich na przykładzie modelu jak na rys. 9 (jest to tzw. model budynku pracujący wyłącznie na ścinanie). Opierano się na założeniach uprzednio podanych, z tym, że wzbudzenia drgań miały charakter



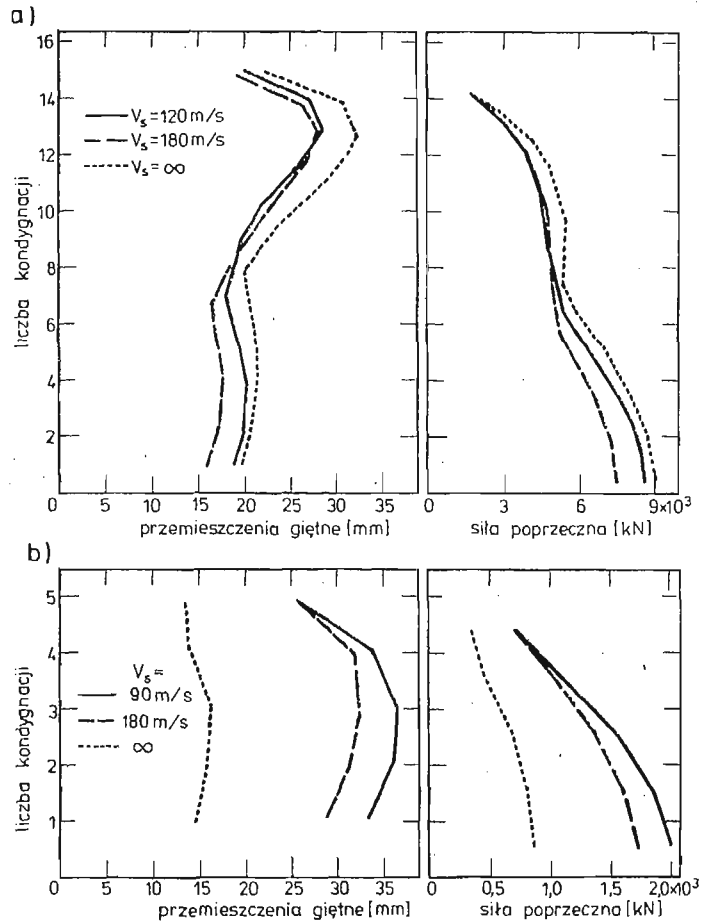
Rys. 9. Dynamiczny model budynku o  $N$  kondygnacjach [70]

sejsmiczny (nieustalony). Przy okazji badano też wpływ podatności podłoża na częstotliwości drgań własnych układu i wskazano, że wpływ ten jest duży dla wyższych częstotliwości. Wniosek ten spotkał się z krytyczną odpowiedzią TAJIMI [90], w której udowodniono, przyjmując model bardziej adekwatny dla rzeczywistego budynku, że dla wyższych częstotliwości wpływ podatności podłoża jest dużo mniejszy niż dla częstotliwości podstawowej i że wpływ ten tak na wyższe częstotliwości drgań własnych jak i odpowiedź układu (na wymuszenia sejsmiczne) z formami odpowiadającymi tym wyższym częstotliwościom praktycznie można pominąć. Na przełomie lat sześćdziesiątych i siedemdziesiątych ukazało się wyjątkowo dużo teoretycznych prac traktujących o zagadnieniu dynamicznej interakcji. CASTELLANI [15] przebadał stosując transformację Laplace'a, całą serię budynków jak na rys. 6, analizując wpływ ciężaru i wymiarów fundamentów na zjawisko interakcji. Bazując na pracach PARMELEE i zespołu, w których stwierdzono, że w ostatecznych przemieszczeniach układu interakcyjnego jak na rys. 6, udział drugiej i trzeciej postaci przemieszczeń jest niewielki, zajmował się odpowiedzią sejsmiczną tych układów odpowiadającą tylko podstawowemu okresowi ich drgań własnych. Również FAGEL i LIU [23], [51] zajmowali się badaniem interakcji układów z rys. 6 i 9, lecz przy zastosowaniu transformacji Fouriera. Dokonywali oni numerycznej analizy odpowiedzi wielu układów przyjmując drgania swobodnego podłoża na podstawie akcelerogramów z rzeczywistych trzęsień ziemi. W numerycznej technice obliczeniowej zastosowali tzw. szybką transformację Fouriera. Potwierdzili oni uwagę TAJIMI z [90]. RAINER w [77] również zajmował się modelem budynku jak na rys. 6. Podał on metodę transformacji układu interakcyjnego z rys. 6 o trzech stopniach swobody w ekwi-

walentny układ o jednym stopniu swobody, co znacznie upraszcza badanie odpowiedzi interakcyjnych układów poddawanych złożonym działaniom sejsmicznym. Możliwe jest wówczas stosowanie techniki spektrów odpowiedzi. RAINER porównując odpowiedzi układów interakcyjnych i będących na sztywnym podłożu zwrócił uwagę na fakt, że wyniki mogą być bardziej wrażliwe na charakterystyki wymuszeń niż na podatność podłoża. Z uwagi na powyższe badał zjawisko interakcji dla szerokiego zakresu częstości wzbudzeń tak w ruchu ustalonym jak i stochastycznym. W [79] zastosowano z kolei całą Fouriera dla wyrażenia zależności między przemieszczeniami podłoża i siłami interakcyjnymi. Praca reprezentuje pewne nowe podejście do zagadnienia interakcji lecz bez jakichkolwiek wniosków. Bardzo obszerną pracę z zakresu interakcji budynek-podłoże opublikowali JENNINGS i BIELAK [37]. Rozpatrywanym modelem jest układ z rys. 9 mający  $N$  kondygnacji i  $N+2$  stopnie swobody, poddawany ustalonym i sejsmicznym wymuszeniom. Zaproponowali oni nową metodę obliczania odpowiedzi na w/w obciążenia kinematyczne budynków wielokondygnacyjnych posadowionych na sprężystej półprzestrzeni. Odpowiedź taka może być zapisana jako suma odpowiedzi na zmodyfikowane wzbudzenie  $N+2$  układów (oscylatorów) o 1-ym stopniu swobody spoczywających na sztywnym podłożu. Powyższe osiągnięto stosując technikę współrzędnych normalnych i otrzymując zastępcze modele liniowe, z ekwiwalentnym wiskotycznym tłumieniem (jeśli nawet wyjściowy interakcyjny układ nie posiadał klasycznych normalnych form drgań).

Można podać następujące ogólne wnioski, spostrzeżenia i uwagi w świetle dotychczas omówionych prac teoretycznych (typowych dla zagadnienia interakcji):

- a) Tak dla ustalonych jak i nieustalonych drgań swobodnego podłoża działających na badane budynki (modele) o jednej i wielu kondygnacjach, podatność podłoża określana parametrem  $V_s$ , ma wpływ na reakcję budynku tylko wówczas, gdy  $V_s \leq 300$  m/s, dla większych  $V_s$  podłoże można traktować jako sztywne.
- b) Współczynnik Poissona ośrodka podłoża wpływa na odpowiedź sejsmiczną układu interakcyjnego. Badania numeryczne wskazują, że zmiana  $\nu$  może wpływać na wzrost lub spadek siły poprzecznej u dołu budynku; dla rozpatrywanej klasy budynków te zmiany  $Q$  są małe i dlatego większość obliczeń wykonywano dla  $\nu = 0$  (sporadycznie dla  $\nu = 0,25$  lub  $0,40$ ).
- c) Dla wzbudzeń ustalonych podatność podłoża wpływa na redukcję giętnych przemieszczeń rozpatrywanych modeli budynków względem wartości otrzymywanych dla przypadku sztywnego podłoża. W ogólnym przypadku (dla wymuszeń typu sejsmicznego) podatność podłoża może zmniejszać lub zwiększać giętne odpowiedzi budynków w zależności od charakterystyk dynamicznych obiektów, rodzaju podłoża i typu wzbudzenia sejsmicznego. Powyższe ilustrują obwiedniowe odpowiedzi modeli budynków (z rys. 9) o 5 i 15 kondygnacjach podane na rys. 10. Tak więc zachowanie się układów interakcyjnych budynek-podłoże podlegających działaniom sejsmicznym nie może być przewidywane na podstawie wniosków wynikających z odpowiedzi tych układów na wzbudzenia ustalone.
- d) Największe przyspieszenia w poziomie poszczególnych kondygnacji występują wtedy, gdy budynek posadowiony jest na sztywnym podłożu, a dominująca częstość przebiegów drgań podłoża osiąga podstawową częstość drgań własnych; interakcja spowodowana podatnym podłożem może wówczas zredukować te przyspieszenia.



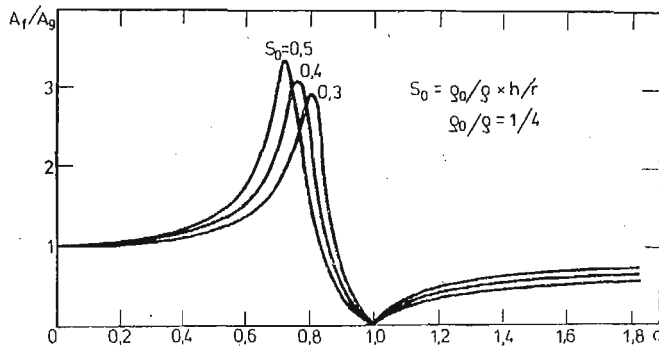
Rys. 10. Obwiednie odpowiedzi budynków 5 i 15 kondygnacyjnych podlegających działaniu sejsmiczemu — na podstawie akcelerogramu z trzęsienia ziemi w El Centro, 1940, [70]: a) w kierunku P-P, b) w kierunku W-Z

- e) Wpływ przemieszczeń wynikających z ruchu wahadłowego wzrasta wraz z wysokością budynku. Efekt interakcji konstrukcja-podłoże na odpowiedź sejsmiczną dla budynków wielokondygnacyjnych ujawnia się głównie w postaci przemieszczenia odpowiadającego podstawowej częstości drgań. Chociaż wszystkie częstości rezonansowe układu maleją jako wynik interakcji, tylko częstości podstawowe maleją w sposób istotny, gdy grunt staje się bardziej podatny. Z wyjątkiem budynków krótkich spadek częstości wynika bardziej z przemieszczeń wahadłowych niż z przemieszczeń translacyjnych fundamentu.
- f) Dla masywnych i sztywnych konstrukcji o niskim stosunku wysokości obiektu do wysokości fundamentu (o dużej masie  $m_0$ ), względne przemieszczenia fundamentu i ruch wahadłowy wpływają na redukcję częstości i na efekt interakcji. Wzrost masy fundamentu nieco redukuje odpowiedź konstrukcji i w pewnym stopniu przyczynia się do jej korzystniejszego zachowania się w czasie trzęsienia ziemi. Powyższe wynika z dy-

sypacji energii do gruntu na skutek ruchu masy  $m_0$ . Dla budynków wielokondygnacyjnych wpływ masy  $m_0$  tak na zmianę częstości drgań własnych jak i odpowiedź budynku na drgania sejsmiczne jest zanedbywalnie mały. Nawet dla budynków o jednej kondygnacji wpływ masy  $m_0$  na dynamiczne własności układu jak na rys. 6 może być pominięty.

- g) Nie ma istotnego efektu interakcji dla bardzo lekkich i podatnych konstrukcji posadowionych na względnie sztywnym podłożu. Dla sztywnych konstrukcji spoczywających na względnie podatnym podłożu wpływ interakcji może być znaczący.

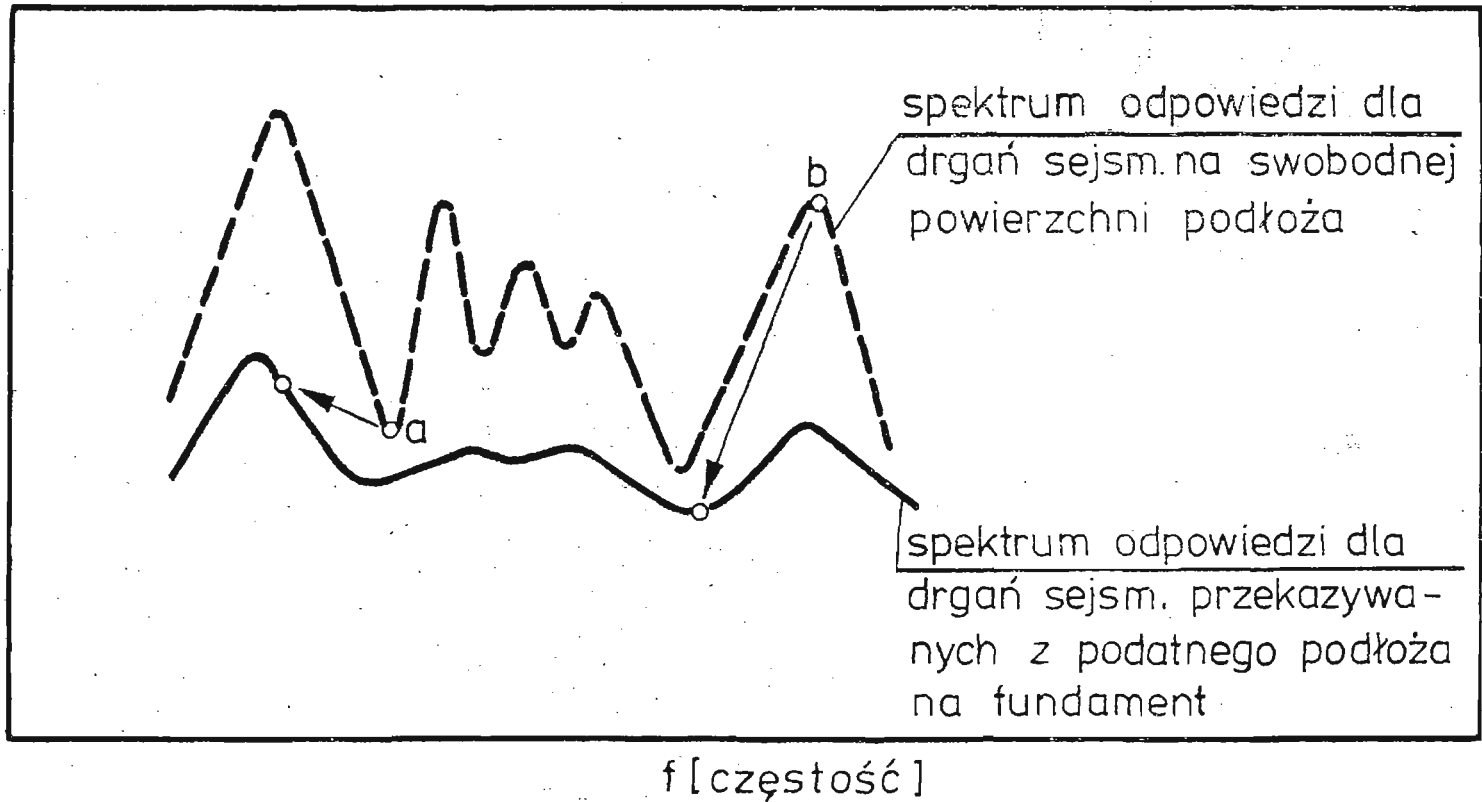
W kontekście dotychczas omówionych prac teoretycznych należy jeszcze wymienić prace SATŌ i YAMAGUCHI [80], [81]. W pracach tych przyjęto wszystkie wymienione na początku niniejszego punktu założenia. Badanymi modelami były: a) sztywna bryła podlegająca harmonicznym poziomym drganiom translacyjnym i wahadłowym wokół osi poziomej, b) układ jak na rys. 6 z zanedbywalnie małą masą fundamentu, przyjmowano więc że  $m_0 = 0$ , c) układ (pręt) ciągły pracujący wyłącznie na ścinanie. Wykazano, co jest zaskakujące i z praktycznego punktu widzenia wątpliwe, że jeśli częstości harmonicznym poziomym drgań wymuszających podłoża pokrywają się z częstościami drgań własnych uproszczonego układu z rys. 6 (z masą  $m_0 = 0$ ) to fundament układu nie doznaje ruchu (por. rys. 11). Dla układu ciągłego jest kilka stref z zerowymi wartościami amplitud funda-



Rys. 11. Stosunek amplitud drgań podstawy fundamentu ( $A_f$ ) układu z rys. 6 (przy  $m_0 = 0$ ) do amplitud drgań swobodnego podłoża ( $A_g$ ) [80].  $\rho_0$  = gęstość materiału budynku.

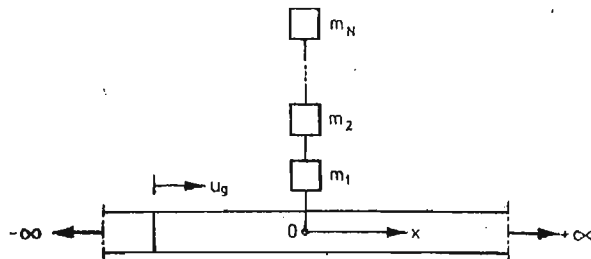
mentu (dla praktycznego zakresu częstości drgań wymuszających). Prace [80] i [81] zapoczątkowały całą serię publikacji uprzednio omówionych i podobnie badających interakcję układu budynek-podłoże. HOUSNER i CASTELLANI [31] wykazali, że odstępianie od stosowanego założenia, że fundament jest sztywny ma niewielki wpływ na zjawisko interakcji. Wg. WHITMAN'a [21], [104], z projektowego punktu widzenia wpływ interakcji w przypadku obciążeń sejsmicznych jest prawie zawsze korzystny z uwagi na spadek naprężeń w konstrukcji. Powyższe wynika z badania zmian spektrów odpowiedzi siły poprzecznej i momentu zginającego. Z rys. 12 widać, że z powodu większego tłumienia w układzie interakcyjnym konstrukcja-podłoże (niż w samej konstrukcji) odpowiednia krzywa wszędzie położona jest poniżej tej która odpowiada konstrukcji na sztywnym podłożu. Jeśli konstrukcja ma częstość drgań własnych odpowiadającą dolnemu punktowi na krzywej spektralnej (punkt „a” na rys. 12), to efekt interakcji może ujawnić się niewielkim przy-





Rys. 12. Typowy efekt interakcji konstrukcja-podłoże na spektra odpowiedzi [103]

rostem odpowiedzi. Jeśli jednak punkt na krzywej spektralnej odpowiadający częstotliwości drgań własnych konstrukcji na sztywnym podłożu leży blisko lub na „piku” (punkt „b” na rys. 12) wpływ interakcji wyrazi się istotnym spadkiem odpowiedzi (symbolicznie zaznaczono to strzałką). W projektowaniu obiektów na tych samych terenach sejsmicznych należy uwzględnić możliwe różne ruchy podłoża (w pewnym zakresie), efekt których może być aproksymowany wygładzonymi lub uśrednionymi spektrami (por. też [30]) i wówczas przesunięcie w zakresie częstotliwości drgań własnych na rys. 12 będzie mieć mały wpływ na maksymalne odpowiedzi. Posługując się wygładzonymi spektrami przy uwzględnieniu interakcji otrzymuje się zawsze spadek w odpowiedziach układów. Zastrzeżenie dotyczące posługiwania się wygładzonym spektrum było już przedstawione uprzednio. Kolejną grupę prac zasługujących na omówienie są publikacje SCAVUZZO i zespołu [85], [86], [87]. W [85] analizowano interakcję między poziomym ruchem swobodnego podłoża i poziomymi drganiami fundamentu wielomasowego obiektu modelując podłoże jako jednowymiarowy układ (belkę nieskończenie długą) — por. rys. 13. W pozostałych dwu pracach



Rys. 13. Model układu interakcyjnego wg [85]

podłoże traktowano jako ośrodek dwuwymiarowy (półpłaszczyznę sprężystą). Wyróżniono poziome drgania swobodnej powierzchni podłoża  $u_g(t)$  oraz poziome drgania środka podstawy fundamentu  $u_b(t)$ . Siła bezwładności fundamentu wynikająca z jego przyspieszenia  $\ddot{u}_b(0, 0, t)$  ma postać [86]

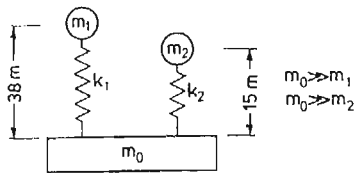
$$(4.10) \quad F(t) = - \sum N_i \omega_i \int_0^t \ddot{u}_b(0, 0, \tau) \sin \omega_i(t - \tau) d\tau,$$

$$N_i = \frac{(\sum_k m_k X_i(x_k))^2}{\sum_k m_k X_i(x_k)}, \quad f(t) = \frac{F(t)}{A},$$

gdzie:  $A$  — podstawa powierzchni fundamentu. W oparciu o rozwiązanie zagadnienia otrzymano  $u_b(t)$  i  $\ddot{u}_b(t)$  jako funkcje  $f(t)$ ,  $\ddot{u}_g(t)$  i  $V_s$ . Funkcje  $u_g(t)$  przyjmowano w postaci różnego typu pseudosinusoid, np.

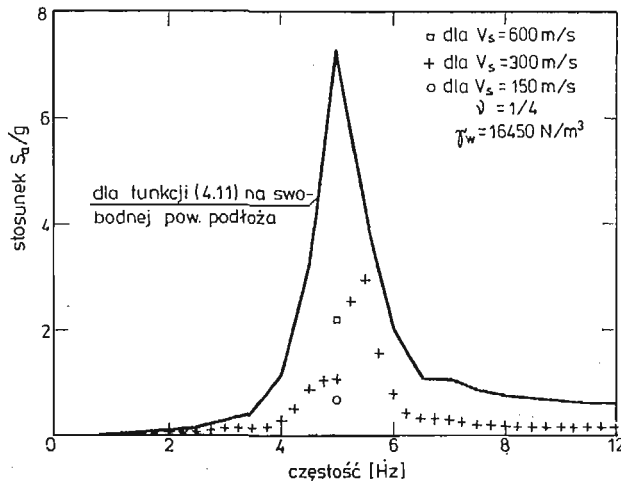
$$(4.11) \quad \ddot{u}_g(t) = \begin{cases} \frac{5t}{8} \sin 10\pi t, & 0 \leq t < 0,8 \text{ s}, \\ \frac{5(2-t)}{14} \sin 10\pi t, & 0,8 < t < 2,0 \text{ s}, \\ 0, & t > 2,0 \text{ s}, \end{cases}$$

i akcelerogramu z trzęsienia ziemi Golden Gate Park, 1957. Badania interakcji prowadzono na dwu przykładach: budynku Alexander<sup>4)</sup> w San Francisco oraz siłowni nuklearnej modelowanej układem jak na rys. 14. Efekt interakcji oceniono przez porównanie spektrów odpowiedzi dla w/w typów wzbudzeń drgań odpowiadających swobodnej powierzchni podłoża  $u_g(t)$  i obliczanych dla fundamentu  $u_b(t)$ . Na rys. 15 podane jest przykładowo przyspieszeniowe spektrum odpowiedzi dla  $u_g(t)$  określonego przez (4.11) i obliczonego



Rys. 14. Model dynamiczny siłowni nuklearnej [86].

dla fundamentu  $u_b(t)$  układu z rys. 14 (z  $m_2 = 0$ ). Interakcyjne spektrum wyznaczone w całym zakresie rozważanych częstości tylko dla  $V_s = 300$  m/s, a dla innych prędkości fali  $S$  wartości spektrum podane są tylko dla częstości 5,0 Hz odpowiadającej częstości drgań własnych układu z rys. 14 (z  $m_2 = 0$ ) w przypadku masy  $m_0$  sztywno związanej z podłożem. Dla częstości 5,0 Hz redukcja (jako efekt interakcji) w wartościach np. dla

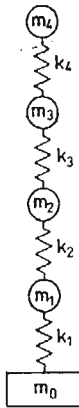


Rys. 15. Spektrum odpowiedzi dla przebiegów drgań: swobodnego podłoża (wg funkcji [4.11]) i środka podstawy fundamentu układu z rys. 14 (z  $m_2 = 0$ ) dla wybranych  $V_s$ .

$V_s = 300$  m/s wynosi  $\frac{1.08g}{7.18g} = 0.165$ , a więc jest wyjątkowo duża (83.5%). Z badania spektrum odpowiedzi dla  $\ddot{u}_g(t)$  na podstawie akcelerogramu z trzęsienia ziemi Golden Gate Park oraz dla  $\ddot{u}_b(t)$  budynku Alexander odpowiadającego trzem pierwszym częstościom drgań własnych tego budynku, wynikło, że podłoże z  $V_s > 300$  m/s ma również znaczny wpływ na zjawisko interakcji (niezgodność w tym względzie z wnioskiem PARMELEE).

<sup>4)</sup> Słynnego z uwagi na jego wielokrotne badania teoretyczne i doświadczalne na działania dynamiczne w tym i sejsmiczne

Nie rozpatrywano tu w ogóle drgań wahadłowych i nie brano pod uwagę spadku częstości drgań własnych układów na skutek podatności podłoża przy ocenie efektywności interakcji na krzywych spektralnych. Inne wnioski z ostatnich trzech prac pokrywają się z uprzednio podanymi. W 1968 r. SCAVUZZO i RAFTOPOULUS [84] na zlecenie Uniwersytetu w Toledo wykonali raport przeglądowy (u nas niedostępny) na temat interakcji konstrukcja-podłoże. SAVINOV i UZDIN [82] podobnie jak w [85] przyjęli podłoże w postaci sprężystego pręta (półnieskończenie długiego) lecz skierowanego pionowo i podlegającego drganiom o tym samym kierunku z masą nad prętem reprezentującą konstrukcję połączoną (z prętem) sprężyną. Zupełnie podobną problematykę, lecz przy założeniu, że pręt jest lepkosprężysty, omawiają prace [44a] i [97]. Inną metodę badania zjawiska przedstawili LYCAN i NEWMARK [55]. Głównym celem pracy jest pokazanie wpływu cech dynamicznych różnych konstrukcji, przez wariantowanie modelu jak na rys. 16, na przebiegi drgań ich fun-



Rys. 16.  $m_0$  — reprezentuje podłoże, pozostałe elementy układu przedstawiają model konstrukcji [55].

damentów podlegających ruchom sejsmicznym lub parasejsmicznym. Efekty interakcji wykazywane są poprzez spektra odpowiedzi. W [5] zwrócono uwagę na niedostatek modelu z rys. 16 z powodu reprezentowania podłoża przez jedną masę. Oryginalne podejście do zagadnienia interakcji przedstawiają KANAI i YOSHIKAWA w [40]. Przyjmują oni, że jeśli poziomą falę wędrującą pionowo do góry na swobodnej powierzchni podłoża można zapisać w formie

$$(4.12) \quad u_g = F(t),$$

to przekazana na fundament w miejscu styku budowli z podłożem ma postać

$$(4.13) \quad u_f = nF(t), \quad |n| < 1,$$

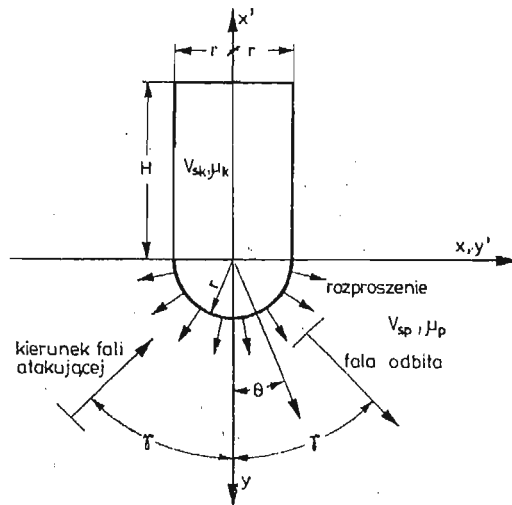
gdzie  $n$  jest współczynnikiem przekazywania się fal z gruntu na konstrukcję.

Z kolei na szczycie budowli o wysokości  $H$

$$(4.14) \quad u_d = nF\left(t - \frac{H}{V}\right),$$

gdzie  $V$  jest prędkością fali w konstrukcji. Dalej przyjmują, że fale ulegają wielokrotnemu odbiciu na styku gruntu i konstrukcji ze współczynnikiem  $|\beta| < 1$  i na szczycie budynku ze współczynnikiem 1 (pominięto tłumienie w materiale konstrukcji). W pracy podano

związki na przemieszczenie  $u$  dołu i  $u$  góry budynku, stwierdzając, że mając pomierzone drgania na szczycie budynku można będzie, znając tylko parametr konstrukcji  $\frac{H}{V}$ , określić przebieg drgań w podłożu budynku. Wyniki teoretyczne porównano z pojedynczym pomiarem doświadczalnym otrzymując wyjątkowo dobrą zgodność. W części drugiej pracy [40] rozwinięto koncepcję z części pierwszej. Z kolei w [41] wykorzystując niektóre dane z [40] analizowano propagację płaskiej fali poziomej wędrującej pionowo w dwuwarstwowym ośrodku, a następnie badano zagadnienie przekazywania się tej fali z ośrodka dolnego na budynek traktowany jako jednorodna górna warstwa. Ustalono analityczny związek na współczynnik  $n$ , a następnie określono jego konkretną wartość na podstawie danych pomiarowych. Pomiary składowych poziomych przemieszczeń drgań pochodzących od kilku bardzo słabych trzęsień ziemi wykonano na dwu stanowiskach — na płycie fundamentowej budynku (o 17 kondygnacjach) i na powierzchni gruntu w pobliżu budynku. Amplitudy drgań fundamentu budynku wyniosły średnio 64% wartości amplitud na powierzchni gruntu. Należy zgłosić szereg wątpliwości w odniesieniu do prac [40] i [41]. Związki analityczne otrzymano przy założeniu, że drgania są sinusoidalne, dane pomiarowe wzięto z przebiegów drgań bardzo nieregularnych. Wyznaczony współczynnik przekazywania się drgań  $n$  dotyczy jednego konkretnego budynku. Współczynnik ten musi zależeć od cech dynamicznych budynku i od charakteru dochodzących drgań o czym w pracach tych się nie wspomina. Nie wiadomo też w jakiej odległości od budynku mierzo no drgania na gruncie i czy zatem na charakter przebiegów tych drgań nie miało wpływu oddziaływanie budynku. Serię prac z zakresu interakcji opublikowali LUCCO i TRIFUNAC z zespołem [52], [54], [95], [100], [101]. Badano tu proces interakcji między obiektami reprezentowanymi przez nieskończone długie ściany pracujące wyłącznie na ścinanie i posadowione na sztywnych fundamentach, a podłożem traktowanym jako półprzestrzeń sprężysta (rys. 17). Fale sejsmiczne przyjmowane jako harmoniczne dochodzące do fun-

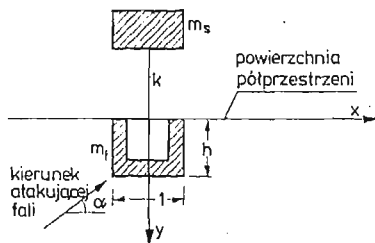


Rys. 17. Ściana pracująca na ścinanie, fundament oraz podłoże.  $V_{sp}$  i  $V_{sk}$  — odpowiednio prędkości fali S w podłożu i konstrukcji,  $\mu_p$  i  $\mu_k$  — odpowiednio stałe Lamégo dla konstrukcji i podłoża

damentów i swobodnej powierzchni podłoża z głębi ziemi pionowo lub ukośnie wywołując poziomy ruch podłoża, fundamentu i ściany w kierunku jej osi podłużnej (w kierunku z t.j. prostopadłe do płaszczyzny rys. 17). Rozkład ruchu wzdłuż osi  $z$  jest stały. Badano, poprzez stosunek amplitud przemieszczeń fundamentu do amplitud drgań swobodnego podłoża, wpływ następujących parametrów na interakcję: masy fundamentu (długości jednostkowej wzdłuż osi podłużnej ściany, masy ściany (w zależności od  $H$  i  $r$  — por. 17),  $V$ , ośrodka podłoża i materiału ściany, szerokości  $2r$ , częstości wzbudzenia oraz kształtu przekroju poprzecznego fundamentu. Przyjmowano, że fundamenty są zagłębione w podłożu i że mają następujące kształty: pół koła (założenie najczęściej przyjmowane) oraz pół elipsy (dwa warianty). Ponadto badano interakcje, poprzez podłoża, pomiędzy dwu oraz kilku nieskończenie długimi ścianami usytuowanymi równolegle. W tym ostatnim przypadku przy ustalonym kształcie przekroju fundamentu (w postaci pół koła), materiale ścian i podłoża, parametryzowano odległości między ścianami i wymiary ich przekroju poprzecznego. Z analizy wynikało, że:

- jeśli częstość wzbudzenia równa się częstościom drgań własnych układu jak na sztywnym podłożu — przemieszczenia fundamentu wynoszą zero,
- interakcyjny efekt spowodowany obecnością drugiej konstrukcji jest istotny dla niskich częstości (a więc jak dla drgań sejsmicznych) i w sąsiedztwie częstości drgań własnych, (tej drugiej konstrukcji) liczonych przy niepodatnym podłożu; dla wysokich częstości wystarczy uwzględnić interakcję jak dla istnienia pojedynczego obiektu. Interakcja jest szczególnie istotna dla małej ściany usytuowanej blisko dużej,
- zwiększone zagłębienie fundamentu powoduje większe rozproszenie energii.

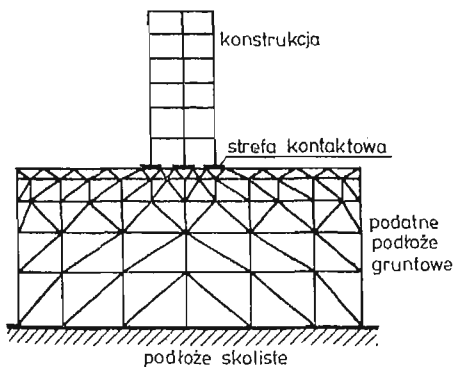
Należy tu jeszcze dodać, że OKAMOTO w [66] omawia kilka prac japońskich, w których badane jest zjawisko interakcji dla pojedynczych obiektów typu przyjętego przez LUCCO, TRIFUNAC'a i zespół. Z w/w pracami łączą się dwie publikacje THAU'a i UMEK'a [92] [93].



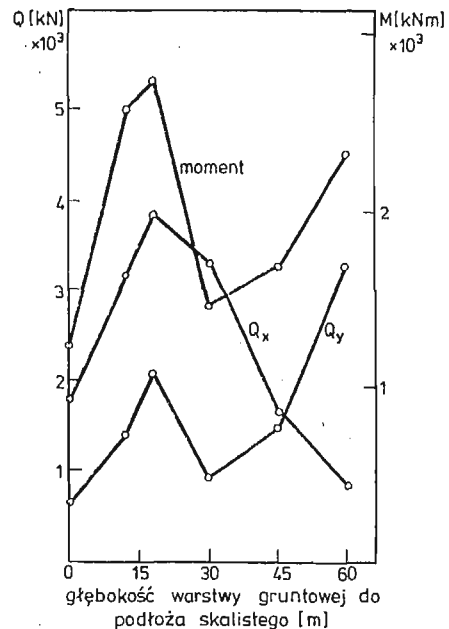
Rys. 18. Geometria modelu wg [93]

Pierwsza dotyczy badania odpowiedzi dynamicznej zagłębionego w gruncie fundamentu o podstawie prostokątnej, druga układu (patrz rys. 18) złożonego z zagłębionego fundamentu (masa  $m_f$ ) i sztywnej konstrukcji naziemnej o masie  $m_s$ , połączonych bezmasową ścianą pracującą na ścinanie o charakterystyce  $K$ . Wzbudzenie ruchu układów przyjmowano w postaci impulsu lub wymuszenia harmonicznego. Badano wpływ różnych parametrów (takich jak  $h$  i  $\alpha$  — por. rys. 18) na odpowiedź fundamentu i konstrukcji. Wzrost  $h$  redukuje szczytowe wartości odpowiedzi obu elementów układu. Wpływ wykopyt na przekazywanie się powierzchniowych fal Rayleigh'a na obiekt posadowiony na dnie tego wykopyt badał BROWN [12]. Przesłanką do podjęcia badania tego problemu jest fakt wytłumienia się fal powierzchniowych wraz z głębokością. Treść pracy częściowo odbiega

od zapowiedzi podanej we wstępie artykułu. Spadek przekazywanej energii jest znaczący gdy podłoże jest luźnym piaskiem i gdy wysokość obiektu jest równa lub niewiele większa od głębokości i wykopu. Konstrukcja nie powinna się stykać ze ścianami wykopu. Autor [12] przypuszcza, że dla obiektów bardziej wysokich o podstawowym okresie drgań 2,5 - 4,5 s spadek przekazywanej energii będzie nieistotny dla długich fal Rayleigh'a; „efekt wykopu” jak i innych przeszkód jest wówczas nieistotny. W ostatnich latach ukazało się szereg prac z zakresu interakcji w których wykorzystano metodę elementów skończonych [1], [3], [7], [19], [46], [47], [98], [102], [105]. Metoda elementów skończonych (MES) pozwala na analizę złożonych układów interakcyjnych. Najwięcej zastosowań MES w zagadnieniach interakcji notuje się w badaniu zapór, którymi tu jednak się nie zajmujemy i z tego powodu prac tych nie podaje się. MES znalazła głównie zastosowanie w badaniu tzw. podwójnej interakcji: skaliste podłoże — gruntowe podłoże — budynek. Ostatnio, coraz częściej głoszone są poglądy, że intensywność trzęsienia ziemi należy podawać nie w odniesieniu do powierzchni ziemi, a następnie uwzględniać lokalne warunki geologiczne zgodnie z mikrorejonezacją sejsmiczną, lecz względem skalistego podłoża zalegającego pod warstwami gruntu. Zachodzi wówczas konieczność poznawania mechanizmu przekazywania się drgań sejsmicznych z podłoża skalistego na podatne warstwy wyżej leżące, a następnie na fundamenty obiektów. Na ogół układy interakcyjne traktowane są jako płaskie, wyjątkowo jako trójwymiarowe [108]. Zdaniem [98] istnieje wiele trudności w zastosowaniu MES w zagadnieniach interakcji z uwagi na: potrzebę gęstej siatki wynikającej z propagacji fal, potrzebę analizy zachowania się ogromnego masywu gruntowego oraz warunki

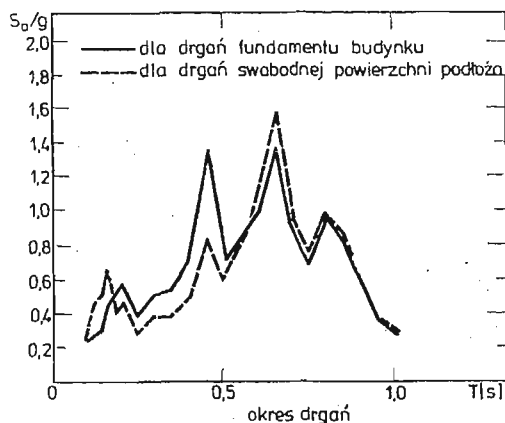


Rys. 19. Siatka MES typowego układu interakcyjnego [19]



Rys. 20. Maksymalne siły poprzeczne  $Q$  i momenty zginające  $M$  w poziomie 1-ej kondygnacji modelu budynku;  $x$  i  $y$  — odpowiednio kierunki osi poprzecznej i podłużnej budynku,  $\xi = 10\%$  [101]

brzegowe między rozważanym masywem gruntowym, a otaczającym podłożem. Na rys. 19 pokazany jest przykładowy interakcyjny model z zastosowaniem siatki dla MES (por. [19]). Na rys. 20 przytoczone są (por. [102]) wykresy reprezentujące siły poprzeczne i moment zginający w modelu dziesięciokondygnacyjnego budynku o konstrukcji stalowej w poziomie 1-ej kondygnacji w zależności od głębokości warstwy gruntowej (do podłoża skalistego) dla wymuszenia sejsmicznego (przez 12s) odpowiadającego trzęsieniu ziemi Eureka (Kalifornia, 1954). Biorąc pod uwagę w/w trudności w stosowaniu MES, w [98] zaprezentowano metodę odrębnego potraktowania podłoża (niezależnie od obiektu) dla otrzymania jego dynamicznych podatnościowych charakterystyk, a następnie są one uwzględniane w równaniach ruchu konstrukcji. W [45] zwrócono uwagę na pewne niedostatki proponowanej metody i ograniczony zakres jej zastosowania, co spowodowało opublikowanie drugiej uzupełniającej części omawianej pracy [99]. KHANNA [47]<sup>5)</sup> badał wzajemne oddziaływanie konstrukcji o 3-ch kondygnacjach i warstwa gruntu zalegającą na skalnym podłożu na głębokości 10 i 30 m. Obliczenia prowadzono przyjmując dwa odmienne rodzaje gruntu. Drgania sejsmiczne przyjęto na podstawie akcelerogramów z rzeczywistych trzęsień ziemi. Podłoże przyjmowano jako półprzestrzeń sprężystą. Z badań wynika, że podatność gruntu mało wpływa na podstawową częstość drgań własnych konstrukcji, natomiast wpływ tej podatności jest duży dla 2-ej i 3-ej częstości. Spadek tych dwu ostatnich częstości dla warstwy gruntu o 10 m może wynosić odpowiednio 20 i 50%, a dla warstwy o 30m, 70 i 85% (dla bardzo podatnego gruntu). Ten interesujący fakt



Rys. 21. Spektra odpowiedzi, okres drgań własnych budynku  $T_w = 0,19$  s

sprzeczny zresztą z wielu dotychczasowymi wynikami badań, może mieć duże znaczenie praktyczne i byłoby dobrze potwierdzić go doświadczalnie. Szczególnie ważną rolę odgrywa interakcja w obiektach siłowni nuklearnych. Okazuje się że dla tego typu konstrukcji wpływ interakcji dla pewnych częstości (jeśli są dominującymi) może ujawnić się (analizę prowadzono przy użyciu MES) bądź wzrostem, bądź spadkiem odpowiedniego spektrum

<sup>5)</sup> por. też. *Sowremiennoje sostojanije teorii sejmstojkosti i sejsmstojkije sooruzenija*, Moskwa 1973; sprawozdanie z IV Międzynarodowej Konferencji Inżynierii Sejsmicznej, Chile, 1969, a wykonane przez zespół pod redakcją S. W. Poljakowa.



odpowiedzi (por. rys. 21, [3]): Efekt interakcji może być znaczny nawet dla  $V_s > 300$  m/s gdy dominującą częstotliwością w akcelerogramie będzie  $f > 2,5$  Hz.

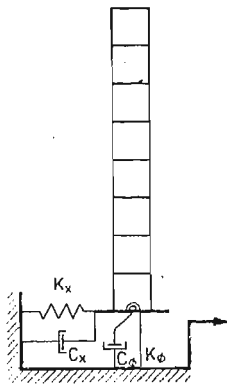
Wpływ czasu trwania ruchu podłoża zbliżonego do działania sejsmicznego na zachowanie się długich obiektów badano w pracy [11]. W pracy [49] rozpatrywano drgania obiektów typu wieżowego z uwzględnieniem sprężystych i bezwładnościowych własności podłoża traktowanego jako jednorodna półprzestrzeń sprężysta. W pracach [25], [26] podano spektra odpowiedzi układu o 1-y stopniu swobody posadowionego na uwarstwowionym podłożu traktowanym jako lepkosprężysta półprzestrzeń. Działanie sejsmiczne dochodzące z głębi ziemi traktowano jako proces stacjonarny. Uwzględniono wielokrotne odbijanie się fal w przyjętym uwarstwowionym podłożu. Współpracę konstrukcji z podłożem, na którym obiekt wsparty jest punktowo omawia KARCIWADZE w [43]. Przyjęto konstrukcję jako układ dyskretny, podłoże jako ośrodek ciągły. Wprowadza się funkcję wymuszenia reprezentującego działanie sejsmiczne na powierzchni swobodnego podłoża i dodatkową funkcję reprezentującą zmianę ruchu gruntu wynikającą z istnienia obiektu. Praca kończy się zestawieniem równań. Budową równań ruchu dla różnych prostych układów posadowionych na podatnym podłożu (jednorodna półprzestrzeń i półpłaszczyzna sprężysta, odmienne warstwy sprężyste) zajmują się prace [44], [83]. W równaniach tych uwzględnia się różne koncepcje tłumienia. Równania te są zestawione z myślą o budowie odpowiedzi spektralnych dla działań sejsmicznych. Wiele ukazało się prac, w których omawiana jest interakcja między podłożem a prostymi wyidealizowanymi układami takimi jak płyty (najczęściej kołowe) i elementy prostopadłościennne (mające reprezentować stopy fundamentowe lub fundamenty pod maszyny). Układy te poddawano działaniu drgań ustalonych, drgań symulujących trzęsienia ziemi oraz drgań otrzymanych na podstawie akcelerogramów z rzeczywistych trzęsień ziemi. Przyjmowano różne koncepcje podłoża. Badania tych prostych układów mogą być pomocne w analizie interakcji układów bardziej złożonych jak np. budynki czy obiekty przemysłowe<sup>6)</sup>. Bogaty spis literatury dotyczący w/w układów podany jest w [46], [53], [64], [78]. Z tego zakresu należy też odnotować jedną pracę polską MINOROWICZA [62]. W kontekście omawiania prostych układów interakcyjnych należy wymienić układy „podłoże-pała fundamentowy” poddawane różnym obciążeniom dynamicznym a głównie drganiom sejsmicznym. Kilka prac z tego zakresu przedstawiono w czasie IV-tej Międzynarodowej Konferencji Inżynierii Sejsmicznej odbytej w Chile w 1969 r<sup>7)</sup>. Przedstawione wyniki dotyczyły głównie zachowania się bloków fundamentowych na palach oraz samych pali zagłębionych w gruncie. Poza jedną wszystkie prace miały charakter teoretyczny. Prawie we wszystkich przedstawionych pracach przyjmowano, że podłoże stanowi półprzestrzeń sprężystą. Odmianą koncepcję podłoża, mniej ogólną ale cechującą się prostotą przyjęli HOUSNER i MERRIT [58]. Podłoże przyjęli oni jako układ dyskretnych elementów sprężystych (sprężyn) o stałych charakterystykach podlegających deformacjom w ruchu wahadłowym budynków. Pominęto poziomą podatność podłoża. Badano wpływ podatności podłoża na zachowanie się 5, 10 i 15 kondygnacyjnych budynków pracujących na ścinanie poddanych działaniom sejsmicznym reprezentowanym przez akcelerogramy z rzeczywistych trzęsień ziemi. Budynki i ich kinema-

<sup>6)</sup> Przykładem tego były prace Parmelee i zespołu, w których wykorzystano rozwiązania Bycroft'a [13].

<sup>7)</sup> Por. Proc. of the fourth world conf. on earth. eng., Chile, 1969 oraz przypis na str. 520.

tyczne obciążenia modelowano na specjalnie budowanych analogach elektrycznych. Badania prowadzono dla szerokiego zakresu zmienności cech podłoża. Stwierdzono, że siła poprzeczna u podstawy wysokich budynków zmienia się w niewielkim stopniu względem wartości otrzymanych w przypadku sztywnego podłoża. Badano też wpływ podatności podłoża na podstawową częstość drgań własnych. (Zmniejsza się o ok. 10%). Otrzymany wynik w tym względzie jest zgodny z rezultatami podawanymi w literaturze (a w szczególności w [48]). Koncepcja traktowania podłoża jako niezależnych odkształcalnych sprężyn i badanie zmian częstości drgań własnych różnych układów na skutek uwzględnienia podatności obrotowej i poziomej podłoża jest powszechnie przyjmowana w literaturze radzieckiej.

Podobną koncepcję dyskretyzacji podłoża przyjął też TSAI [96] przyjmując sprężystą podatność i tłumienie wiskotyczne podłoża w kierunku poziomym jak i dla ruchu obrotowego (por. rys. 22). W bardzo interesującej pracy [96] zaproponował on nową metodę



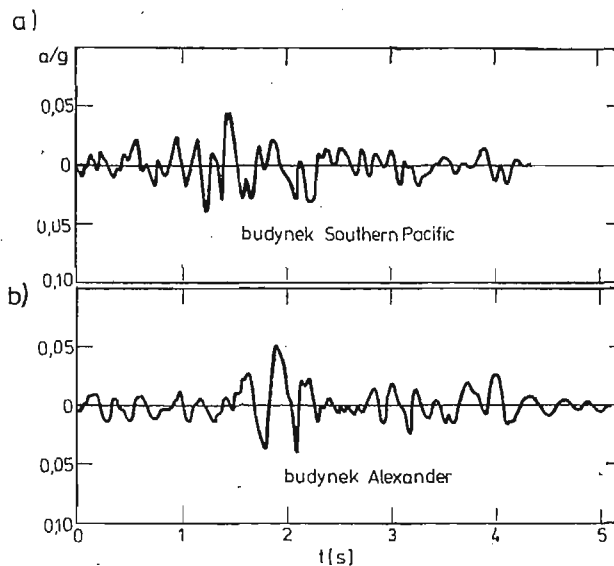
Rys. 22. Model interakcyjny wg [96]

określenia tłumienia modalnego dla interakcyjnych wielokondygnacyjnych budynków stosując sposób współrzędnych normalnych (przez znajdowanie ekwiwalentnego tłumienia dla każdej postaci drgań własnych układu). W ogólności, jak wiadomo układ interakcyjny jak na rys. 22 nie posiada klasycznych normalnych form drgań. Opublikowano też szereg przyczynków [63] stanowiących dyskusję nad pracą [96]. Tematycznie z [96] łączy się praca TAKEMIYA [91] dotycząca analizy odpowiedzi całego układu interakcyjnego drogą redukcji stopni swobody złożonych układów interakcyjnych (poprzez stosowanie unormowanych form drgań). W [65] stwierdzono, na przykładzie wieloblokowego budynku o 12 kondygnacjach, że dla sejsmicznych obciążeń normowych (por. [89]) podatność podłoża zmniejszyła siłę poprzeczną i moment zginający u podstawy budynku aż o 38%. W niniejszym opracowaniu w zasadzie nie zajmujemy się zagadnieniem wpływu podatności podłoża na same charakterystyki budynków jak np. na częstości drgań własnych układów. Zagadnienie to wiąże się nie tylko z problemem drgań sejsmicznych i parasejsmicznych, ale i z działaniami dynamicznymi innego typu i może być traktowane odrębnie. W opracowaniu wzmiankowano o tym na tyle, na ile było to niezbędne w kontekście badania zachowania się budynków na wymuszenie ruchów przez podłoże.

## 5. Doświadczalne badania interakcji układu budynek-podłoże

Przez długi okres mierząc drgania sejsmiczne budynków, umieszczano urządzenia pomiarowe na ich fundamentach i tak otrzymane przebiegi drgań traktowano jako drgania podłoża. HOUSNER [28] (1957) jako pierwszy zajął się analizą różnic między przebiegami drgań sejsmicznych pomierzonych na swobodnej powierzchni podłoża obok budynku oraz na fundamencie budynku posadowionego na podatnym podłożu. Wzmianki na temat możliwości występowania różnic w wyżej wymienionych przebiegach drgań podawali już BENIOFF (1938) i WHITE [103] (1939).

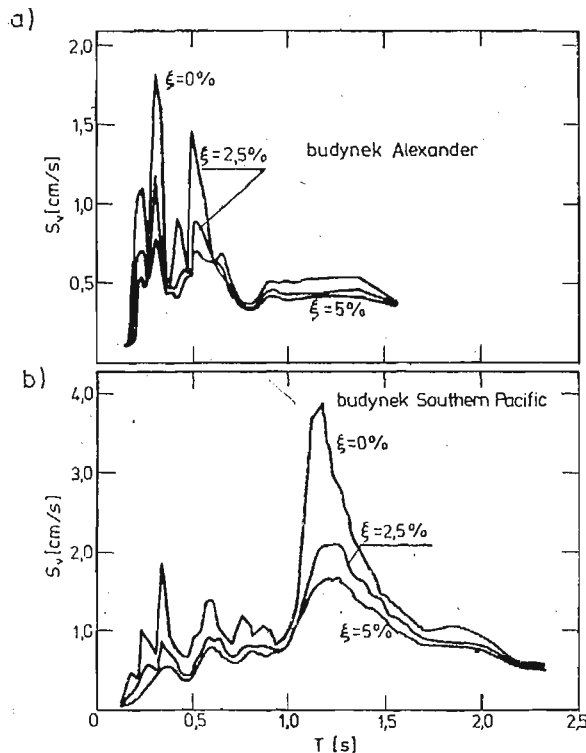
W pracy [28] przedstawione są wyniki jednoczesnego pomiaru drgań sejsmicznych (w czasie trzęsienia ziemi Arvin Techachapi, 1952) na płycie fundamentowej budynku (Hollywood Storage Company) i na powierzchni podłoża niedaleko od tego budynku (w odległości 34 m). Przebiegi drgań poziomych pomierzone w kierunku osi poprzecznej budynku tak na gruncie jak i na fundamencie były takie same, natomiast różniły się, aczkolwiek w niewielkim stopniu, składowe poziome drgań pomierzone na fundamencie w kierunku osi podłużnej budynku. Spektra odpowiedzi reprezentujące spodziewaną reakcję układu dla pierwszych przebiegów drgań były oczywiście takie same, dla tych drugich różniły się jednak istotnie. Autor uważa, że na wymienione różnice w przebiegach drgań, a więc i w spektrach odpowiedzi ma wpływ stosunek wymiarów rzutu poziomego i różnice w sztywnościach budynku w kierunku dwu jego osi. Długość jest ponad 4 razy większa od szerokości, a sztywność ok. 6 razy większa w kierunku podłużnym (oceny sztywności dokonano na podstawie pomierzonych podstawowych okresów drgań własnych,  $T_{1x} = 0,49$  s,  $T_{1y} = 1,25$ ). Jeśli jednak poziome sprzężenie byłoby duże, wówczas drgania budynku z podstawowym okresem drgań własnych ujawniłyby się w akcelerogramie otrzymanym na fundamencie i w efekcie krzywa spektralna, głównie z  $\xi = 0$ , musiałaby mieć



Rys. 23. Przebiegi poziomych drgań fundamentów budynków w czasie trzęsienia ziemi San Francisco, 1957 [29].  $a$  — pomierzone przyspieszenie,  $g$  — przyspieszenie ziemskie

„pik” odpowiadający podstawowemu okresowi drgań własnych  $T_{1x} = 0,49$  s (czego jednak nie było). Z uwagi na badania dotyczące jednego pomiaru wykonanego na jednym budynku nie można wyciągać z prezentowanej pracy zbyt daleko idących wniosków. Również WHITE [103] wysunął przypuszczenie, że na krzywych spektralnych dla przebiegów drgań pomierzonych na fundamencie występujące „piki” mogą być uwarunkowane oddziaływaniem budynku na grunt.

HOUSNER [29] w ramach dyskusji nad [55] podaje dwa akcelerogramy (por. rys. 23 a, b) otrzymane na fundamentach dwu budynków (Alexander Building o 15 kondygnacjach i Southern Pacific Building o 12 kondygnacjach) w czasie słabego trzęsienia ziemi w San Francisco, 1957. Budynki te odległe od siebie 750 m, posadowione były na różnych gruntach: ten pierwszy bezpośrednio na sztywnym podłożu, drugi na stalowych palach. Grunty otaczające części podziemne tych budynków były odpowiednio sztywnymi i podatnymi, a więc stanowiącymi odmienne więzy dla przemieszczeń poziomych. Mimo znacznego po-



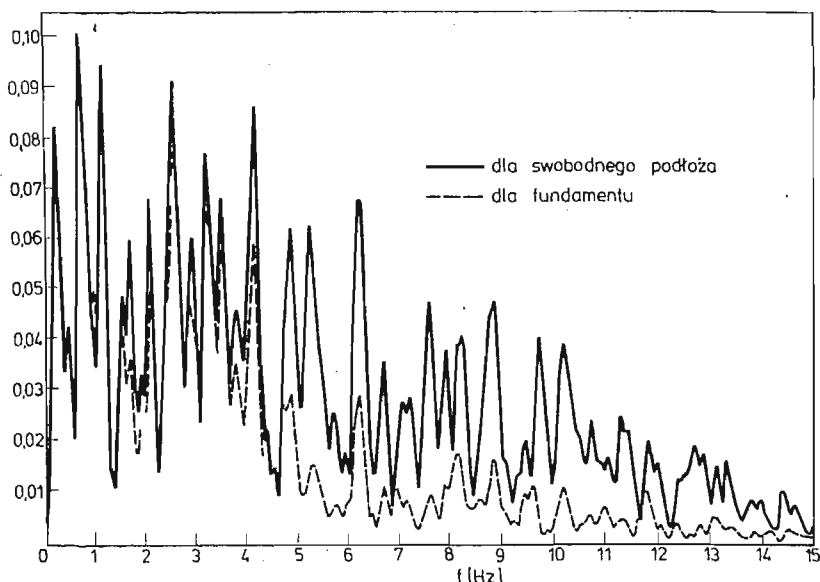
Rys. 24. Spektra odpowiedzi dla przebiegów drgań z rys. 23

dobieństwa obu akcelerogramów z rys. 23a, b, widać, że przebieg drgań odpowiadający budynkowi Alexander zawiera składowe o wyższej częstotliwości drgań. Podłoże budynku Southern Pacific nie jest na tyle sztywne by wzbudzić te wyższe częstotliwości drgań fundamentu. Spektra odpowiedzi obliczone dla omawianych przebiegów drgań podane są na rys. 24 a, b. Spektrum odpowiedzi z rys. 24a zawiera „pik” dla okresu  $T = 1,2$  s co dokładnie odpowiada podstawowemu okresowi drgań własnych budynku Southern Pacific; podobnego zjawiska nie notowano dla budynku Alexander.

Bardzo ciekawą pracę dotyczącą badania własności dynamicznych budynku oraz jego interakcji z podłożem opublikowali JENNINGS i KUROIWA [36]. Badania dotyczyły żelbetowego budynku o 9-u kondygnacjach (plus przyziemie), w którym elementami nośnymi były ściany podlegające ścinaniu (był to budynek Kalifornijskiego Instytutu Technologicznego — CIT). Badano częstotliwości i postacie drgań własnych budynku (w dwu wzajemnie prostopadłych kierunkach) wymuszając drgania obiektu dwiema wibromaszynami umieszczonymi na dachu. Jednocześnie badano zagadnienie przekazywania się drgań na podłoże gruntowe w sąsiedztwie budynku. Sporo uwagi poświęcono zachowaniu się części podziemnej budynku. Istnienie lub brak obsypania gruntem na zewnątrz budynku do poziomu terenu praktycznie nie wpływa na zmianę drgań jego części podziemnej. Autorzy uzasadniają to tym, że przyrost amplitud drgań na wysokości kondygnacji podziemnej jest niewielki, a odpór gruntu też maleje wraz ze wzrostem wysokości do powierzchni gruntu. Z tego też powodu proponuje się przyjmować, że budynek mocowany jest nie w poziomie gruntu lecz w poziomie jego posadowienia. Czynnikiem uzasadniającym powyższe jest również fakt, że podłoże pod budynkiem nie jest naruszone i było stopniowo obciążane w trakcie wznoszenia obiektu ulegając konsolidacji i stając się bardziej odpornym na przemieszczenia translacyjne i rotacyjne. Stwierdzono, że budynek podlega drganiom wahadłowym, tym nie mniej przyrost poziomego przemieszczenia w poziomie dachu wynikający z drgań wahadłowych jest mniejszy od 1% względem przemieszczeń pochodzących z deformacji budynku i może być pominięty. Zupełnie podobne badania, lecz na mniejszą skalę w budynku Hollywood Storage Company prowadził też CARDER (por. [103]). W pracy KANAI i SUZUKI [39] badano tego samego typu budynki (o 4 kondygnacjach) posadowione na różnych podłożach i podlegające (wielu) słabym, a nawet średnim trzęsieniom ziemi. Obserwacje obejmowały maksymalne amplitudy przemieszczeń w poziomie dachu ( $A_{max}$ ) oraz amplitudy ( $A_f$ ) i okresy drgań im odpowiadające ( $T_f$ ) fundamentu w chwili występowania  $A_{max}$ . Stosunek  $A_{max}$  do  $A_f$  wynosi 2 - 4; wartość mniejsza odpowiada bardziej podatnemu podłożu.

W pracy ISHIZAKI i HATAKEYAMA [35] podano wyniki pomiarów 8 jednakowych żelbetowych monolitycznych budynków szkolnych o 3-ch kondygnacjach usytuowanych w różnych częściach Tokio i posadowionych na różnych gruntach. Mierzono mikrosejsmy gruntu (w odległości 3 - 6m od budynku) i wywołane nimi drgania budynków.

Tak budynek Hollywood Storage Company jak i budynek biblioteki CIT, o których była mowa powyżej, były przedmiotem badań tak teoretycznych jak i dalszych eksperymentalnych [20]. W pracy tej wykorzystano zastępczy model BIELAKA [37], który poddawano wymuszeniu pochodzącemu z akcelerogramów otrzymanych w czasie trzęsienia ziemi w San Fernando, 1971. Wyniki porównywano z danymi w [36]. Oceny interakcji dokonywano poprzez tzw. funkcję transformacyjną (wg [37]) wiążącą drgania swobodnego podłoża z drganiami modyfikowanymi istnieniem budynku. Choć funkcje te otrzymane teoretycznie i eksperymentalnie w zarysie zgadzały się, to w wielu szczegółach różniły się istotnie. Amplitudalne spektra Fouriera obliczane dla przebiegów drgań poziomych pomierzonych na fundamencie budynku Hollywood Storage i obok na swobodnej powierzchni podłoża (techniką szybkiej transformacji Fouriera) wskazują na dobrą ich zgodność dla częstotliwości do 4 Hz. Dla częstotliwości wyższych wartości odpowiedniej krzywej spektralnej dla drgań swobodnego podłoża są dużo większe (por. rys. 25). Wynika stąd, że przebieg drgań



Rys. 25. Amplitudalne spektrum Fouriera dla przebiegów drgań na swobodnym podłożu i fundamencie budynku Hollywood Storage Company pomierzone w czasie trzęsienia ziemi San Fernando, 1971 [20]

na fundamencie ma częściowo wytłumione składowe drgań z wyższymi częstotliwościami, czyli budynek spełnia rolę filtrującą dla przebiegów drgań swobodnego podłoża. Faktu tego nie udało się ujawnić na drodze teoretycznej (poprzez funkcje transformacyjne).

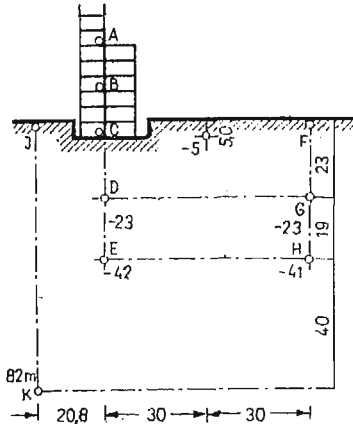
Przy okazji badania budynków w Las Vegas podlegających drganiom wywołanym podziemnymi wybuchami atomowymi w Nevadzie (w odległości 130 - 290 km od badanych budynków) dochodzącymi do 1200 KT zajmowano się również zjawiskiem interakcji [9], [10]. Akcelerogramy i seismogramy pomierzone na swobodnym podłożu i w dwu budynkach posiadających ponad 20 kondygnacji nie wykazywały różnic (przyspieszenia gruntu były rzędu 0,01 g).

W [61] badano przekazywanie się drgań z gruntu wywołanych wybuchem na budynek z kamienia o 3-ch kondygnacjach. Pomierzono maksymalne przyspieszenia sejsmometrami i przemieszczenie na gruncie obok budynku oraz w budynku. Maksymalne przyspieszenie w budynku jest 1,9 razy mniejsze niż w gruncie. Stosunek przyspieszeń dla okresu drgań 0,2s (okres bliski okresowi drgań własnych budynku wynoszący 0,185s) wynosi 1,85. Dla okresu 0,05s zmniejszenie sejsmicznego efektu jest ponad 3-krotne. Przypadek działań parasejsmicznych na budynek omawiany jest też przez LEWINA w [50]. Drgania gruntu od uderzenia kofara złomowego trwają przez kilka cykli, a ich częstość pozostaje w przedziale 4 - 7 Hz. Biorąc pod uwagę fakt, że częstość podstawowych drgań własnych wielu budynków pozostaje w podanym zakresie częstości, autor rozważał możliwość takiego przekazywania się drgań, które mogły wywołać rezonansową odpowiedź budynku.

OSAWA i in. w [67]<sup>8)</sup> przytaczają wstępne wyniki badań dynamicznych budynku Instytutu Sejsmologii i Inżynierii Sejsmicznej w Tokio (z lat 1963 - 1967). Dużą część pracy

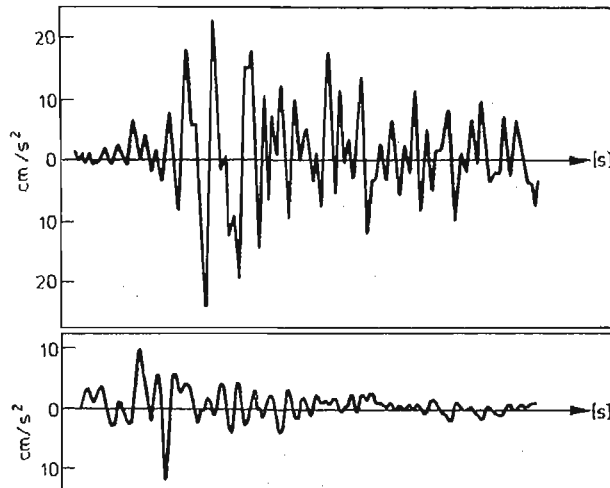
<sup>8)</sup> Por. przypis na str. 520.

dotyczy interakcji. W budynku o 5-u kondygnacjach (plus przyziemie) zainstalowano: akcelerografy typu SMAK dla automatycznego zapisu przyspieszeń większych niż 0,01 g, deformometry (Carlsona) oraz tensometry oporowe (na betonie i zbrojeniu elementów nośnych budynku). W podłożu, w tym i na głębokości 82 m, zainstalowano szereg sejsmografów (por. rys. 26). Sejsmometr K (w poziomie gruntu skalistego) miał za zadanie, wg



Rys. 26. Schemat rozmieszczenia czujników pomiarowych oznaczonych literami w budynku i gruncie [67]

autorów, mierzyć tzw. czyste trzęsienie ziemi bez nakładnia się fal odbitych od swobodnej powierzchni. Maksymalne przyspieszenia pomierzone w budynku w czasie szeregu małych i jednego średniego trzęsienia ziemi odpowiadały drganiom o okresie  $T = 0,35$  s, zaś w gruncie 0,5 i 82 m poniżej terenu dla  $T = 0,2$  i 0,5 s. Podstawowe pomierzone okresy drgań własnych budynku wynosiły: w kierunku podłużnym 0,29 s, a poprzecznym 0,32 s. Badania przewidziane są jako wieloletnie. Praca [2] poświęcona jest badaniom drgań modeli (3-ch) masywnych konstrukcji. Mierzono drgania od lekkich trzęsień ziemi na różnych



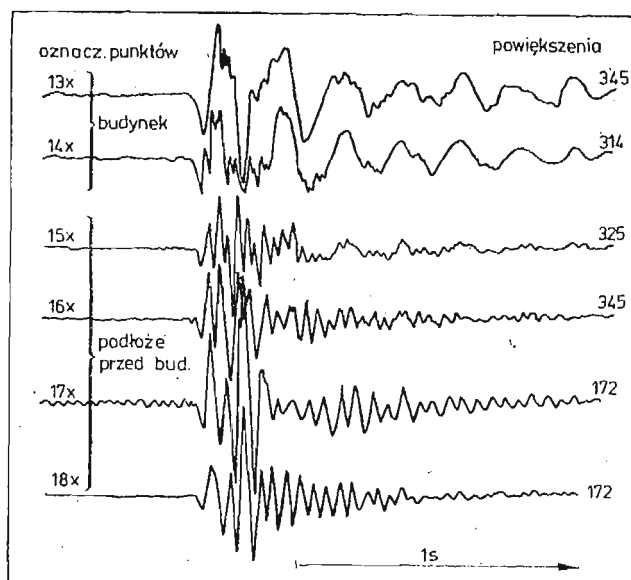
Rys. 27. Zarejestrowane przebiegi przyspieszeń drgań sejsmicznych [66]: a) na swobodnej powierzchni gruntu, b) na głębokości 37,0 m poniżej istniejącego terenu

wysokościach doświadczalnych konstrukcji, na powierzchni gruntu i w otworach do głębokości 20 m. Z danych o rozkładzie intensywności przyspieszeń po głębokości wynika, że dla silniejszych trzęsień już na małych głębokościach następuje istotne zmniejszenie przyspieszeń drgań gruntu. Podobne badania do wyżej omawianych, obszernie prezentowane są przez OKAMOTO [66]. Z monografii tej [66] wzięty jest rys. 27 przedstawiający przebiegi drgań sejsmicznych pomierzone na swobodnej powierzchni gruntu i w ziemi na głębokości 37 m potwierdzający silny spadek przyspieszeń drgań sejsmicznych wraz z głębokością.

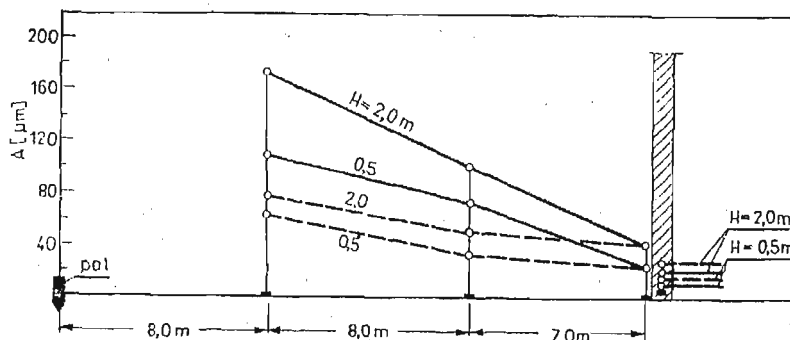
W Instytucie Mechaniki Budowli Politechniki Krakowskiej podjęto zagadnienie przekazywania się drgań z podłoża na budynki. Badania mają charakter doświadczalny. Obecnie zajmujemy się zagadnieniem przekazywania drgań wywołanych wbijaniem pali fundamentowych (dokładnie rur obsadowych pali wibro-L i Franki) w sąsiedztwie istniejących budynków, jak również wywołanych odstrzałami w kamieniołomach. Przekazywanie się drgań od wbijania pali dotyczyło budynków małych jedno i dwukondygnacyjnych głównie wykonanych z cegły oraz powszechnie stosowanych (aktualnie) mieszkalnych budynków prefabrykowanych pięciokondygnacyjnych typu „Domino”, WUFT. Dla badania przekazywania się drgań czujniki pomiarowe (najczęściej sejsmografy S5S i WEGIK) ustawiano na gruncie obok budynków oraz w budynkach w poziomie terenu. Tak w budynkach jak i obok nich mierzono trzy składowe przemieszczeń drgań. Badania obejmują też pomiar drgań na odcinku kilku metrów przed i za budynkiem. Chodzi o zbadanie czy fakt istnienia budynku wpływa na ewentualną zmianę przebiegów drgań począwszy od pewnej odległości od niego w stosunku do propagowanych drgań z tego samego źródła (wbijanego pala) ale na swobodnej powierzchni (przy tej samej odległości od źródła drgań). Dla pomiaru ewentualnych drgań wahadłowych budynku, na dwu przeciwległych ścianach lub fundamentach ustawiano czujniki do pomiaru składowych drgań pionowych—oczywiście ich rejestracja powinna odbywać się na tej samej taśmie. Podobny sposób rozmieszczenia czujników stosowano w przypadku badania drgań wywołanych odstrzałami w kamieniołomach. Rejestrację drgań w przypadku wbijania pali prowadzono seriami w zależności od uwarstwienia przebijanego podłoża. Dla każdej serii wykonywano pomiary przy zmieniających wysokościach spadania młota. Wysokości te wynosiły odpowiednio: dla pali wibro-L — 0,5 ÷ 4,0 m, dla pali Franki 1,0 ÷ 10,0 m.

Na rys. 28 podano przykładowe przebiegi drgań budynku w poziomie terenu i gruntu przed budynkiem. Na sejsmogramie tym wyjątkowo dobrze widać istotne różnice o przebiegach drgań na gruncie i w budynku w poziomie terenu. Odległość czujników od budynku wynosiła odpowiednio (por. rys. 28): 0,4 m (punkt 15 ×), 1,4 (punkt 16 ×), 2,4 m (punkt 17 ×) i 3,4 m (punkt 18 ×). Odległość pala od budynku wynosiła 23,0 m. Przed budynkiem na odcinku ok. 2,0 m następuje silny spadek  $A_{max}$  wynikający z istnienia budynku. Ten spadek  $A_{max}$  jest dużo większy niż w tej samej odległości od źródła drgań na swobodnej powierzchni podłoża. Przykładowe zmiany maksymalnych amplitud ( $A_{max}$ ) przemieszczeń drgań na gruncie w zależności od pala i spadek wartości  $A_{max}$  na styku grunt—budynek reprezentuje rys. 29. Na rysunku tym widoczny jest też wpływ zmiany wysokości spadania młota na wartości  $A_{max}$ .  $A_{max}$  w budynkach w poziomie terenu lub na fundamentach są mniejsze lub co najwyżej równe  $A_{max}$  gruntu tuż przed budynkiem. Spadek  $A_{max}$  jest na ogół większy dla większych zagłębień pali i może wynosić od 30 - 70%





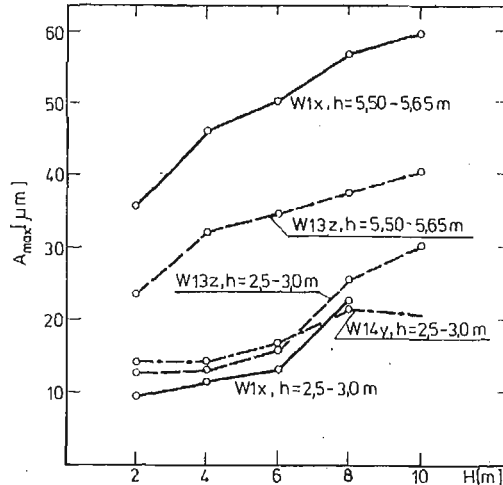
Rys. 28. Przykładowe przebiegi drgań budynku (w poziomie terenu) i podłoża przed budynkiem wywołane wbijaniem pała Franki. Zagłębienie pała  $h = 6,30$  m, wysokość spadania młota  $H = 6,0$  m



Rys. 29. Wpływ odległości od pała i wysokości spadania młota  $H$  na wartości  $A_{max}$  drgań poziomych (linia ciągła) i pionowych (linia przerywana) podłoża gruntowego (przy zagłębieniu pała wibro-L, oraz redukcja  $A_{max}$  na styku podłoża gruntowego-ściana budynku K 23

Z kolei na rys. 30 podano wykresy  $A_{max}$  w zależności od wysokości spadania młota  $H$  dla różnych zagłębień pała Franki dla punktów pomiarowych zlokalizowanych tuż przed budynkiem. Zupełnie podobny charakter krzywych (różnice dotyczą wartości  $A_{max}$ ) otrzymano dla punktów pomiarowych w budynku i na swobodnej przestrzeni podłoża. Nie stwierdzono drgań wahadłowych budynków. Obszerniejsze dane o badaniach tu omawianych przedstawione są w [16], [17]. Jeśli chodzi o wyniki badań interakcji dla drgań od ostrzałów w kamieniołomach to są one skromniejsze. Stwierdzono, że przebiegi drgań na gruncie przed budynkami (od różnych ładunków materiału wybuchowego, w różnych budynkach i dla odmiennych podłoży) dla składowych poziomych drgań są dokładnie takie same jak w budynku w poziomie posadowienia. Niekiedy miały miejsce paru procentowe redukcje amplitud bez zmiany ogólnego charakteru przebiegu. Dla drgań pionowych

wych, mających zresztą wyższe częstotliwości, a mniejsze amplitudy niż składowe poziome, przekazywanie się drgań jest bardziej niejednorodne. Miały miejsce przypadki dokładnego przekazywania się przebiegów drgań z ewentualnym minimalnym spadkiem amplitud lecz występowało i pewne zróżnicowanie przebiegów drgań przy badaniu tego samego obiektu:



Rys. 30. Wykres zależności maksymalnych amplitud przemieszczeń ( $A_{max}$ ) drgań w punktach pomiarowych umieszczonych przed budynkiem od wysokości spadania młota  $H$  (pal Franki), budynek przy ul. Wł. 18

### 5. Uwagi końcowe

Z badań teoretycznych modeli budynków o 1-ej kondygnacji posadowionych na podłożu traktowanym jako półprzestrzeń sprężysta wynika, że interakcja na ogół ma korzystny wpływ na zachowanie się układów podlegających drganiom sejsmicznym i im podobnym. Ujawnia się to mniejszymi siłami dynamicznymi działającymi na te budynki w stosunku do wartości jakie by wystąpiły gdyby budynek stał na sztywnym podłożu. W modelach budynków wysokich oraz niektórych obiektów niskich interakcja może mieć wpływ korzystny lub niekorzystny na ich odpowiedź dynamiczną w zależności od własności konstrukcji, typu wzbudzenia oraz rodzaju podłoża. Określonej jednoznacznej tendencji nie można jednak podać. W normie radzieckiej dotyczącej budownictwa w rejonach sejsmicznych [89], aczkolwiek w sposób pośredni, przyjęto, że podatność podłoża z reguły zmniejsza siły sejsmiczne, a tylko dla względnie małych okresów drgań własnych konstrukcji nie wpływa na zmianę tych sił. Z rozważań teoretycznych, w których przyjmuje się, że budynki posadowione są na półprzestrzeni sprężystej, wynika, że na odpowiedź budynku mogą znaczny wpływ mieć drgania wahadłowe. Dotychczasowe badania doświadczalne tego nie potwierdzają. Prace teoretyczne podające szereg metod uwzględnienia i obliczania wpływu interakcji mają ważne znaczenie poznawcze. Nie można dać jednak jednoznacznej odpowiedzi na ile przyjmowane w nich wyidealizowane modele budynków i gruntów mogą reprezentować rzeczywiste obiekty i podłoża podlegające działaniom sejsmicznym i parasejsmicznym.

Z kilku prac teoretycznych wynika, że interakcja wpływa w paru procentach na zmiany sił przekrojowych w badanych modelach budynków (do ok. 8%). Niektórzy więc badacze uważają, że w projektowaniu rzeczywistych obiektów mających podlegać działaniom sejsmicznym, na etapie założeń jest brak tak wielu ścisłych danych (np. spodziewane ruchy podłoża), że „bicie się” o te paru procentowe spadki odpowiedzi układów w praktyce inżynierskiej nie ma istotnego znaczenia. Z przedstawionych prac wynika, że przemieszczenia, nawet budynków wysokich, wywołane drganiami sejsmicznymi, wynikają głównie z postaci drgań odpowiadającej podstawowej częstości drgań własnych tych budynków (z wyłączeniem budynków bardzo wysokich). Z naszych badań doświadczalnych na obiektach rzeczywistych wynika, że dla wymuszeń parasejsmicznych (np. od odstrzałów w kamieniołomach, wbijanie pali fundamentowych) budynki o 11 kondygnacjach (a więc niezbyt wysokie) mogą doznawać przemieszczeń odpowiadających głównie drugiej częstości ich drgań własnych.

Prac doświadczalnych z omawianej dziedziny jest mało. Wyniki badań są nawet rozbieżne. W bardzo wielu przypadkach ruch swobodnej powierzchni podłoża jest inny niż ruch fundamentu budynku stojącego obok. Jeśli zadaniem naszym jest poznanie ruchu podłoża to nie można stawiać czujników pomiarowych na fundamencie budynku i traktować, że pomierzone drgania reprezentują drgania gruntu. Jeśli chcemy poznać ruchy fundamentu budynku to nie jest obojętnym, w których miejscach na nim będzie ustawiona pomiarowa aparatura. Z dokonanego przeglądu widać jednak, że przedstawione tu zagadnienie traktowane jest w inżynierii sejsmicznej jako bardzo ważne, czego dowodem jest opublikowanie w ostatnim dziesięcioleciu tak wielu prac z tego zakresu.

#### Literatura cytowana w tekście

1. M. E. AGABEIN, R. A. PARMELEE, S. L. LEE, *A model for the study of soil- structure interaction*, Proc. Eight Congres Inter Association for Bridge and Structural Eng., New York, 1968, Final report.
2. K. AKINO, T. OTA, H. YAMAHARA, *Seismic observation of rigid structure on various soils and its review*, Proc. of the fourth world conf. on earth. eng., Chile, 1969.
3. J. C. ANDERSON, *Seismic response effects on embedded structures*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 1., 62, 1972.
4. A. S. ARIAS, R. J. HUSID, *Discussion of „Earthquake analysis by response spectrum superposition”* by R. W. Clough, Bull. Seism. Soc. Amer., No 3, 53, 1963.
5. R. O. BELSHEIM, G. J. O'HARA, *Discussion of „Effect of structure and foundation interaction”*, Journ. Eng. Mech. Div., EM 2, 89, 1962.
6. M. A. BIOT, *Analytical and experimental methods in engineering seismology*, Proc. A. S. C. E, Transactions, 108, 1943.
7. D. N. BIRULJA, *Dinamiczeskaja reakcja sistemy „zdanije-osnowanije”, modelirujemoj koniecznymi elementami*, Stroitel'naja mechanika i rascziot sooruzenij, 2, 1974.
8. J. A. BLUME, *Spectral response to ground displacement at Hattiesburg resulting from nuclear event SALMON*, Bull. Seism. Soc. Amer. No 1, 59, 1969.
9. J. A. BLUME, *Response of highrise buildings to ground motion from underground nuclear detonations*. Bull. Seism. Soc. Amer., No 6., 59, 1969.
10. J. A. BLUME, *The motion and damping of buildings relative to seismic response spectra*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 1, 60, 1970.
11. J. L. BOGDANOFF, J. E. GOLDBERG, A. J. SCHIFFT, *The effect to ground transmission time on the response of long structures*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 3, 55, 1965.

12. C. B. BROWN, *Seismic energy transmission to deep — founded structures*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 3, 61, 1971.
13. G. N. BYCROFT, *Forced vibration of a rigid circular plate on a seminfinitesimal elastic space and on a elastic stratum*, Phil. Trans. Roy. Soc., London, Series A, No 948, 1956.
14. A. CASTELLANI, *Discussion of Seismic response of single-story interaction systems*, Journ. Struct. Div., ST8, 95, 1969.
15. A. CASTELLANI, *Foundation compliance effects on earthquake response spectra*, Journ. Soil. Mech. Found. Div., 96, SM4, 1970.
16. R. CIESIELSKI, E. MACIĄG, K. STYPUŁA, *Wyniki wstępnych badań redukcji drgań wywołanych wbijaniem pali na styku podłoże gruntu-budynek*, Badania doświadczalne konstrukcji, Janowice-Kraków, 1977.
17. R., CIESIELSKI, E. MACIĄG, K. STYPUŁA, *Propagation of vibrations of soil caused by pile driving*, Czechoslovak Conf. Dynamics of Engineering Structures, Smolenice — Bratislava, 1977.
18. R. W. CLOUGH, *Earthquake analysis by response spectrum superposition*, Bull., Seism., Soc., Amer., No 3, 52, 1962.
19. R. W. CLOUGH, J. PENZIEN, *Dynamics of structure*, Mc Graw-Hill, Inc., 1975.
20. C. B. CROUSE, P. C. JENNINGS, *Soil structure interaction during the San Fernando earthquake*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 1.
21. A. T. DERECHO, M. FINTEL, *Earthquake — resistant structures*, Handbook of concrete engineering, edited by M. Fintel, 1973.
22. *Earthquake engineering* (editor R. L. WIEGEL) Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, N. J., 1970.
23. L. W. FAGEL, S. C. LIÜ, *Earthquake interaction for multistory buildings*, Journ. Eng. Mech. Div., EM 4, 98, 1972.
24. R. H. FERAHIAN, *Discussion of Seismic response of single — story interaction systems*, Journ. Struct. Div., ST 7, 95, 1969.
25. J. HERRERA, E. ROZENBLUETH, *Response spectra on stratified soil*, Proc. of the third world conf. on earth. eng., New Zealand, 1965.
26. J. HERRERA, E. ROSENBLUETH, O. RASCON, *Earthquake spectrum prediction for the Valley of Mexico*, Proc. of the third world conf. on earth. eng., New Zealand, 1965.
27. G. W. HOUSNER, R. R. MARTEL, J. L. ALFORD, *Spectrum analysis of strong — motion earthquakes*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 2, 42, 1953.
28. G. W. HOUSNER, *Interaction of building and ground during an earthquake*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 2, 47, 1957.
29. G. W. HOUSNER, *Discussion of „Effect of structure and foundation interaction”*, Journ. Eng. Mech. Div., EM 1, 88, 1962.
30. G. W. HOUSNER, *Strong ground motion, Earthquake Engineering*, editor R. L. Wiegel, Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, N. J., 1970.
31. G. W. HOUSNER, A. CASTELLANI, *Discussion on the paper F. Richart and A. Whitman*, Journ. Soil. Mech. Div., SM 1, 95, 1969.
32. T. K. HSIEH, *Foundation vibrations*, Proc. of the Institution of Civil Eng., 22, June, 1962.
33. D. E. HUDSON, *Response spectrum techniques in engineering seismology*, Proc. of the first world conf. on earth. eng., Berkeley, 1956.
34. D. E. HUDSON, *Some problems in the application of spectrum techniques to strong — motion earthquake analysis*, Bull. Seism. Soc. Amer., 2, 52, 1962.
35. H. ISHIZAKI, N. HATAKEYAMA, *Experimental and numerical studies on vibrations of buildings*, Proc. of the sec. world conf. on earth. eng., Tokyo, 1960.
36. P. C. JENNINGS, J. H. KUROIWA, *Vibration and soil structure interaction tests of nine — story reinforced concrete building*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 3, 58, 1968.
37. P. C. JENNINGS, J. BIELAK, *Dynamics of building soil interaction*, Bull. Seism. Soc., Amer., No 1, 63, 1973.
38. K. KANAI, R. TAKAHASHI, H. KAWASUMI, *Sejsmiczeskie charakterystyki gruntu*, Proc. of the first world conf. on earth. eng., Berkeley, 1956 (tłumaczenie rosyjskie — Międzynarodnaja Konf. po sejsmostojkosti stroitelstwa, Moskwa 1961).

39. K. KANAI, T. SUZUKI, *Relation the property of building vibration and the nature of ground* (Observation of the earthquake motion at actual buildings), Bull. Earthq. Res. Inst., Tokyo, No 4, 31, 1953; cz. II, nr 1, 33, 1955; cz. III, nr 1, 34, 1956.
40. K. KANAI, S. YOSHIZAWA, *Some new problems of seismic vibrations of a structure*, Part 1, Bull. Earth. Res. Inst. 41, 1963; Part 2, Bull. Earth. Res. Inst., 42, 1964.
41. K. KANAI, *Transmission coefficient of seismic waves to structure*, Bull. Earth. Res. Inst., 43, 1965.
42. G. N. KARCIWADZE, S. W. MIEDWIEDIEW, SZ. S. NAPETWARDZE, *Sejsmostojkoje stroitielstwo za rubieżom*, Moskwa, 1961,
43. G. N. KARCIWADZE, *Obszczije urawnienija sejsmiczeskich kolebanij dyskretnych system z toczecznym opiraniem na grunt z ucetom wzajemiejstwija z osnovaniem*, Mechanika 77, Trieti kongres, Warna, 1977.
44. B. D. KAUFMAN, S. G. SZULMAN, *Niestacjonarnyje kolebanija oscyljatora wzajemiejstwujuszczego s uprugoj poluplaskostju*, Sb. Sowierszestwowanije metodow rascziota i projektrowanija hidrotechnicznychk sooruzenij wozwodimych w sejsmiczeski aktywnych rajonach, „Energija”, 1976.
- 44a. B. D. KAUFMAN, S. G. SZULMAN, *O wzajemiejstwi sooruzenija s uprugo-wiaskim osnovaniem pri zemletrjasenij*, Izwiestja Wsesoj. Nauczno — Issled. Inst. Gidrotechniki, t. 109, 1975.
45. E. KAUSEL, V. CHANG-LIANG, *Discussion of Earthquake finite element analysis of structure — foundation systems*, Journ. Eng. Mech. Div., EM6, 101, 1975.
46. E. KAUSEL, J. ROËSSET, G. WAAS, *Dynamic analysis of footings on layered media*, Journ. Eng. Mech. Div., 101, EM5, 1975.
47. I. KHANNA, *Elastic soil — structure interaction*, Proc. of the fourth world conf. on earth. eng., Chile, 1969.
48. I. L. KORCZYŃSKI i in., *Osnovy projektrowania zdaniw w sejsmiczeskich rejonach*, Moskwa, 1961.
49. B. G. KORENEW, Y. A. ILYICZEV, L. M. REZNIKOV, *Oscillation of the tower — like structures with account of inertia and elasticity of solid medium*, Proc. of the fourth world conf. on earthq. eng., Chile, 1969.
50. G. W. LEWIN, *Dinamiczeskoje wozdiejstwie fundamentow bojnych koprow na okrużajuszczje sooruzenija*, Dinamika osnovanij i fundamentow (trudy wtorej konf.), t. II, Moskwa, 1969,
51. S. C. LIU, L. W. FAGEL., *Earthquake interaction by fast Fourier Transform.*, Journ. Eng. Mech. Div., EM 4, 97, 1971.
52. J. E. LUCO, *Dynamic interaction of a shear wall with the soil*, Journ. Eng. Mech. Div., EM 2, 95, 1969.
53. J. E. LUCO, R. A. WESTMANN, *Dynamic response of circular foutings*, Journ, Eng. Mech. Div. EM 5 97, 1971.
54. J. E. LUCO, L. CONTESSA, *Dynamic structure — soil — structure interaction*, Bull. Seism., Soc. Amer. No 4, 63, 1973.
55. D. L. LYCAN, N. M. NEWMARK, *Effect of structure and foundation interaction*, Journ. Eng. Mech. Div. EM 5, 87, 1961.
56. J. LYSMER, F. E. RICHART, *Dynamic response of footings to vertical loading*, Journ. Soil Mech. Found. Div., SM 1, 92, 1966.
57. *Materiały na sympozjum „Wplywy sejsmiczne na budowle”*, Kraków, 1978.
58. R. G. MERRIT, G. W. HOUSNER, *Effect of foundation compliance on earthquake stresses in multistory buildings*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 4, 44, 1954.
59. H. C. MERCHANT, D. E. HUDSON, *Mode superposition in multidegree of freedom systems using earthquake response spectrum data*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 2, 52, 1962.
60. S. W. MIEDWIEDIEW, *Inżyniernaja sejsmologia*, Stroizdat, 1962,
61. S. W. MIEDWIEDIEW, B. K. KARAPETJAM, K. A. BYCHOWSKIJ, *Sejsmiczeskije wozdiejstwija na zdanije i soruzenija*, Moskwa, 1968.
62. W. MIRONOWICZ, *W sprawie oceny drgań podłoża gruntowego*, Inż. i Budown. z. 2, 1976.
63. *Model damping for soil — structure intraction*:
  - a) Journ. Eng. Mech. Div., vol. 100, EM 6, 1974 str. 1269 - 1272, autorzy: H. J. EPSTEIN, G. R. JOHNSON, P. CHRISTIANO, J. O’ROURKE, CHANG CHEN;
  - b) Journ. Eng. Mech. Div., 100, EM 2, 1975, autor J. M. ROËSSET.

64. N. M. NEWMARK, E. ROSENBLUETH, *Fundamentals of earthquake engineering*, Prentice Hall, Inc. Englewood, Cliffs, N. J., 1971.
65. JU. I. NIEMCZINOW *K woprosu ob opredelenij sejsmiczeskoj nagruzki na vysokije zdanija s ucetom podatliwosti osnowanij*, Stroitelnyje konstrukciji, wypusk 2, Sejsmostojkost' zdaniij i inženiernych sooruzenij, Moskwa, 1969.
66. S. OKAMOTO, *Introduction to earthquake engineering*, University of Tokyo Press, 1973,
67. Y. OSAWA, T. TANAKA, M. MURAKAMI, Y. KITAGAWA, *Earthquake measurerents in an around a reinforced concrete building*, Proc. of the fourth world conf. on earth. eng., Chile, 1969.
68. R. A. PARMELEE, *Building — foundation interaction effects*, Journ. Eng. Mech. Div. EM 2, 93, 1967.
69. R. A. PARMELEE, D. S. PERELMAN, S. L. LEE, L. M. KEER, *Seismic response of structure — foundation systems*, Journ. Eng. Mech. Div. EM 6, 94, 1968.
70. R. A. PARMELEE, D. S. PERELMAN, S. L. LEE, *Seismic response of multiple — story structures on flexible foundations*, Bull. Seism. Soc. Amer. No 3, 59, 1969.
71. R. A., PARMELEE, J. H. WRONKIEWICZ, *Seismic design of soil — structure interaction systems*, Journ. Struct. Div., ST 10, 97, 1971.
72. D. S. PERELMAN, R. A. PARMELEE, S. L. LEE, *Seismic response of single — story interaction systems*, Journ. Struc. Div. St 11, 94, 1968.
73. D. S. PERELMAN, R. A. PARMELEE, S. L. LEE, *Discussion of Seismic response of single — story interaction systems*, Journ. Struct. Div., ST. 3, 96, 1970.
74. PN-67/B-03040, *Fundamenty i konstrukcje wsporcze pod maszyny*,
75. PN/B-02170, *Ocena szkodliwości wpływów drgań i wstrząsów w budynkach*.
76. J. H. RAINER, *Discussion of Seismic response of structure — foundation systems*, Journ. Eng. Mech. Div., 95, 1969.
77. J. H. RAINER, *Structure — ground interaction in earthquakes*, Journ. Eng. Mech. Div., EM 5, 97, 1971.
78. F. E. RICHART (Jr), *Some effects of dynamic soil properties on soil — structure interaction*, Journ. Geot., Eng. Div, 101, GT 12, 1976.
79. L. A. ROSENBERG, *On the interaction between ground and structure during earthquakes*, Bull. Inter. Inst. Seim. and Earth. Eng., 2, 1965.
80. Y. SATŌ, R. YAMAGUCHI, *Vibration building upon the elastic foundation*, Bull. Earth. Res. Inst., Tokyo, No 3, 35, 1957.
81. Y. SATŌ, R. YAMAGUCHI, *Coupling effect of shear vibration of the structure with elastic foundations and the maximum response of rocking motion*, Bull. Earth. Res. Inst. Tokyo, No 2, 38, 1960.
82. O. A. SAVINOV, A. M. UZDIN, *O niekotorych osobienostiach mechaniczeskowo wzajemiejstwija sooruzenija i jego osnowanija pri zemletrjasenij*, Izwestija Wsesojuznogo Nauczno — Isledowatielskogo Instytutu Gidrotechniki, t. 106, 1974.
83. O. A. SAVINOV, S. G. SZULMAN, *Wzajemiejstwie sooruzenij z osnowaniem pri zemletrasenij*, Mechanika 77, Treti kongres, Warna, 1977.
84. R. J. SCAVUZZO, D. RAFTOPOULOS, „Literature review of structure — foundation interaction” USAEC Contract No. AT — (40 - 1) — 3822, Technical Report. No 1, the Research Foundation, University of Toledo, Oct. 1968,
85. R. J. SCAVUZZO, *Foundation — structure interaction in the analysis of wave motions*, Bull. Seism. Soc. Amer. No 4, 57, 1967.
86. R. J. SCAVUZZO, J. L. BAILEY, D. D. RAFTOPOULOS, *Lateral structure interaction with seismic waves*, Journ. Appl. Mech., 38, 2, 1971.
87. R. J. SCAVUZZO, D. D. RAFTOPOULOS, J. L. BAILEY, *Lateral structure — foundation interaction of structures with base masses*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 2., 62, 1972.
88. F. SCREWALA, *Discussion of seismic response of structure — fuondation systems*, Journ. Eng. Mech. Div. 95, 1969.
89. *Stroitelstwo w sejsmiczeskich rejonach*, Stroizdat, Moskwa, 1977, CH u II II A. 12.69 cz. II, rozdz. 12,
90. H. TAJIMI, *Discussion of Building — foundation interaction effects*, Journ. Eng. Mech. Div. EM 6, 93, 1967

91. H. TAKEMIYA, *Simplified model for building foundation interaction*, Journ. Eng. Mech. Div., EM 2, 103, 1977.
92. S. A. THAU, A. UMEK, *Transient response of a buried foundation to antiplane shear waves*, Journ. Appl. Mech. 40, No 4, 1973.
93. S. A. THAU, A. UMEK, R. ROSTAMIAN, *Seismic motion of buildings with buried foundations*, Journ. Eng. Mech. Div., EM 5, 100, 1974.
94. W. T. THOMSON, T. T. KOBORI, *Dynamical compliance of rectangular foundations on an elastic half-space*, Journ. Appl. Mech., 30, series E, No 4, 1963.
95. M. D. TRIFUNAC, *Interaction of shear wall with the soil for incident plane SH — waves*, Bull. Seism. Soc., Amer., No 1, 62, 1972.
96. N. Y. TSAI, *Model damping for soil — structure*, Journ. Eng. Mech. Div., EM 2, 100, 1974.
97. A. M. UZDIN, *K woprosu ob uczenie nieuprugich soprotiwlenij pri analizie wzajemnojestwa sooruzenija i jego osnowanija pri zemletrasenij*, Izwiestja Wsesoj. — Nauczno — Issled. Inst. Gidriotechniki, t. 108, 1975.
98. A. K. VAISH, A. K. CHOPRA, *Earthquake finite element analysis of structure — foundations systems*, Journ. Eng. Mech. Div., EM 6, 100, 1974.
99. A. K. VAISH, K. CHOPRA, *Closure of discussion Earthquake finite element analysis of structure — foundation systems*, Journ. Eng. Mech. Div., EM 5, 102, 1976.
100. H. L. WONG, M. D. TRIFUNAC, *Interaction of a shear wall with the soil for incident plane SH — waves: Elliptical rigid foundation*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 6, 64, 1974.
101. H. L. WONG, A. D. TRIFUNAC, *Two-dimensional, antiplane building interaction for two or more buildings and incident plane SH waves*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 6, 65, 1975.
102. W. WEAVAR. (Jr), E. BRANDOW, K. HÖEG, *Three — dimensional soil structure response to earthquakes*, Bull. Seism. Soc. Amer., No 3, 63, 1973.
103. M. P. WHITE, *The meqning spectra of earthquake records obtained in near structures*, Proc. of the sec. world conf. on earth. eng. Tokyo, 1960.
104. R. V. WHITMAN, „Soil — structure interaction”, *Seismic design for nuclear power plants*, Ed. by R. J. Hansen, MIT Press, Cambridge, Mass., 1970.
105. E. L. WILSON, *A method of analysis for the evaluation of foundation — structure interaction*. Proc. of the 4th world conf. on earth. eng., Chile, 1969.
106. K. S. ZAWRIEW i inni, *Osnowy teorij sejsmostojkosti zdaniij i sooruzenij*, Rukowodstwo po projektrowaniju sejsmostojkich zdaniij i sooruzenij, t. II, Moskwa, 1970.

## Резюме

**ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ СИСТЕМЫ ЗДАНИЕ-ОСНОВАНИЕ ПРИ  
ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ И ПАРАСЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЯХ**

Работа имеет обзорный характер: в ней рассматривается проблема спектра сейсмического реагирования и представляются труды в которых показаны результаты теоретического и экспериментального анализа взаимодействия системы здание-основание при землетрясениях и парасейсмических колебаниях. Приводятся тоже предварительные результаты получены в Институте Строительной Механики Краковской Политехники относящиеся к передаче колебаний вследствие погружения свай.

## Summary

**BUILDING — FOUNDATION INTERACTION DURING AN EARTHQUAKE AND  
PARASEISMIC VIBRATIONS**

In this review paper we discuss the problem of the response spectrum and the papers in which the results of theoretical and experimental analysis of building-foundation interaction during an earthquake and paraseismic vibrations take place. The results concerning transmission of vibrations due to pile driving, obtained in the Institute of Structural Mechanics of the Cracow Polytechnic, have also been given

**POLITECHNIKA KRAKOWSKA  
INSTYTUT MECHANIKI BUDOWLI**

*Praca została złożona w Redakcji dnia 28 września 1978 r.*

---