

bD パイル鋼管杭を用いた建築物における
免震効果の確認
に関する解析的研究

研究報告書

日本大学工学部
建築学科
コンピューテーション応用力学研究室
2010

目 次

1. 研究目的	1
2. 建物および地盤・基礎概要	2
3. 解析モデル	4
4. 地震応答解析	10
5. 地震応答解析結果	11
6. 結論	13

1 研究目的

本研究では、3階建て鉄骨造（以下S造）を対象として、建物と地盤の相互作用を考慮した地震応答解析¹⁾を、全体型モデルの有限要素法および簡易法を用いた場合で行った。全体型モデルの有限要素法を用いる場合は、構造物、杭および地盤の有限要素モデル(以下FEMモデル)で解析し、簡易法の場合は多質点系スウェイ・ロッキングモデル(以下SRモデル¹⁾)で解析する。また、簡易法による解析結果が有限要素法の結果と一致するように、簡易法を改善する。改善する理由の一つは、簡易法が有限要素法のような、建物と地盤の相互作用の様々な条件が考慮できないことから、解析結果の精度が異なると推測されるためである。

全体型モデルの有限要素法を用いて、構造物、杭および地盤のモデルについて地震応答解析を行うことは複雑で、解析時間も長く実務的には困難である。そのため、簡単にbDパイル(以下鋼管杭)による免震効果の算定ができるように、質量の低減係数を用いて解析の精度を改善した簡易法を提案する。

2 建物および地盤・基礎概要

対象建物は3階建てのS造の住宅とする。高さ7.5m、2スパンのラーメン構造とし、1スパンの長さは4m、2スパンあわせて8mとし、構造物の奥行きは1mとする。構造物の固有周期は0.16(s)である。構造物の基礎は鋼管杭基礎を設定する。地盤は軟弱地盤とし、鋼管杭の支持層は、GL-14.8m付近のN値50程度の工学的基盤を設定する。

鋼材の仕様を表1、鉄筋コンクリート基礎の仕様を表2に示す。鉄筋コンクリート基礎の弾性係数 E_c は、コンクリートの弾性係数の値を用い、鉄筋の影響を考慮しない。コンクリートの弾性係数 E_c は、式(1)²⁾により算定する。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times (\gamma/24)^2 \times (F_c/60)^{1/3} \quad (1)$$

ここに、

γ : コンクリートの気乾密度(kN/m³)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

今回は、 $\gamma = 24$ (kN/m³)、 $F_c = 24$ (N/mm²)を用いる。

なお、鋼材の減衰定数は3%、鉄筋コンクリートの減衰定数は5%とする。

表1：鋼材の仕様

	寸法 (mm)	弾性係数 E_s (N/m ²)	ポアソン比 ν	密度 ρ (kg/m ³)
柱	H 250 × 250 × 9 × 14	2.05×10^{11}	0.3	7.85×10^3
梁	H 244 × 175 × 7 × 11	2.05×10^{11}	0.3	7.85×10^3
杭	$\phi = 139.8, d = 4.5$	2.05×10^{11}	0.3	7.85×10^3

表2：鉄筋コンクリート基礎の仕様

弾性係数 E_c (N/m ²)	ポアソン比 ν	密度 ρ (kg/m ³)
2.47×10^7	0.2	2.47×10^3

想定した地盤の土質および地盤定数を表 3 に示す。地盤の弾性係数、および地盤の最大せん断波速度はそれぞれ式(2)¹⁾、式(3)¹⁾により算定する。

表 3 : 地盤の種類

地盤	層厚 (m)	N値	弾性係数 ¹⁾ E(N/m ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kgf/m ³)	最大 せん断波速度 ¹⁾ V _s (m/s)	減衰定数 (%)
粘土	1.2	6	4.2×10^6	0.3	1.5×10^3	84.42	5
シルト1	3.3	6	4.2×10^6	0.325	1.5×10^3	115.11	5
腐植土	1.3	6	4.2×10^6	0.3	1.5×10^3	129.49	5
シルト2	2.7	6	4.2×10^6	0.325	1.5×10^3	132.23	5
固結シルト	1.0	6	4.2×10^6	0.325	1.5×10^3	144.71	5
風化凝灰岩	5.3	34	2.38×10^7	0.25	1.9×10^3	367.35	5
凝灰岩	-	50	3.5×10^7	0.25	2.0×10^3	436.03	1

$$E = 700N \quad (2)$$

$$V_s = 68.79N^{0.171}D^{0.199}F_1F_2 \quad (3)$$

ここに、

V_s : 地盤の最大せん断加速度(m/s)

E : 地盤の弾性係数(kN/m²)

N : 地盤の N 値

D : 深さ (m)

F₁、F₂ : 堆積年代と土質によるパラメータ

地盤のポアソン比、単位体積重量および減衰定数は一般的な値とする。

解析モデル

3 解析モデル

3-1 2次元 FEM 平面ひずみモデル

Strand7³⁾ を用いて、2次元 FEM 平面ひずみモデルを作成する。解析モデルは杭基礎構造物とし、解析モデルの幅は、左右共に、建物の幅の5倍の距離とし、計88mとする。積載荷重として、屋根に600(N/m²)、2階および3階には800(N/m²)を加算する。図1に2次元 FEM 平面ひずみモデルの概要図を示す。

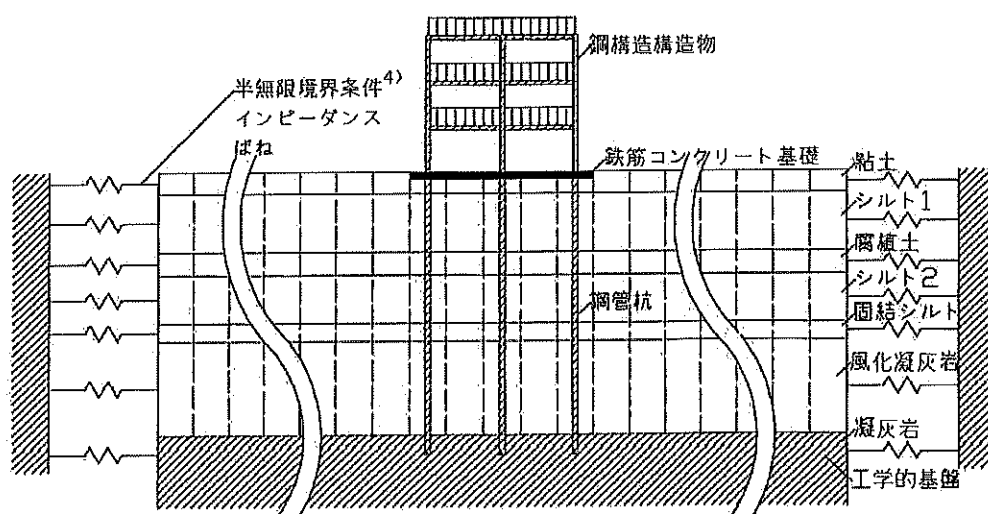


図1: 2次元 FEM 平面ひずみモデルの概要図

半無限境界条件のインピーダンスおよびばねは、下記の方法で算定する⁴⁾。 a_0 と地盤のポアソン比 ν から、 S_w 、 S_u を図2の a) 垂直ばね定数とインピーダンス定数、b) 水平ばね定数とインピーダンス定数のそれぞれのグラフから読み取り、地盤のせん断弾性係数と掛け合わせて算定する。 a_0 は式(4)⁴⁾によって算定する。垂直ばね定数とインピーダンス定数、水平ばね定数とインピーダンス定数のグラフを図2 a)、b) に示す。

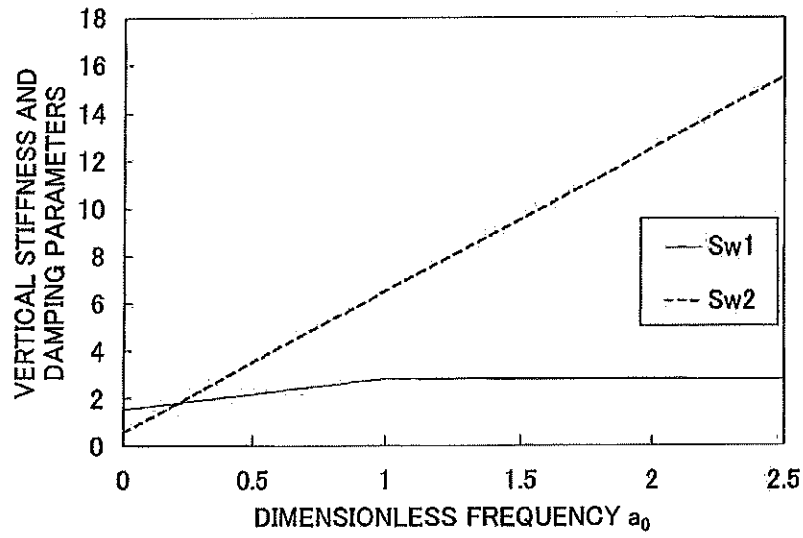
$$a_0 = \frac{r_0 \omega}{V_s} \quad (4)$$

ここに、

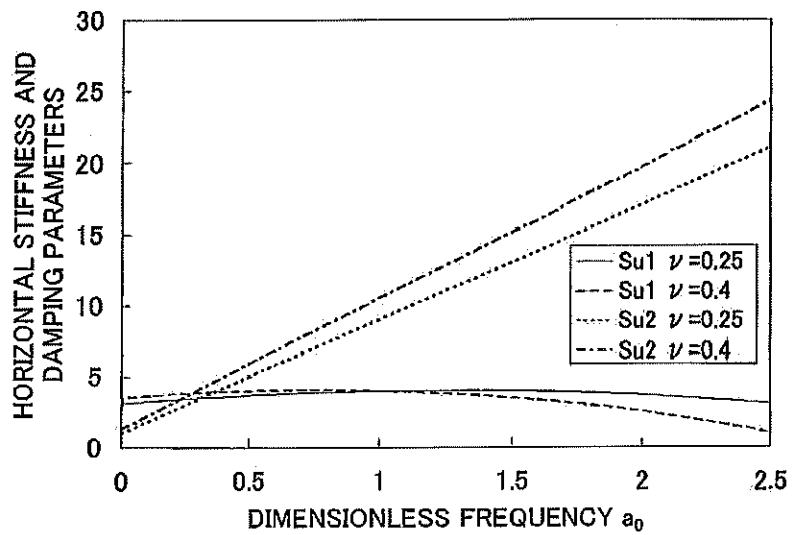
r_0 : 解析モデルの中心から、半無限境界条件までの距離(m)

ω : 円周波数(Hz)

ν : 地盤のポアソン比



a) 垂直ばね定数とインピーダンス定数



b) 水平ばね定数とインピーダンス定数

図2 : 半無限境界のばね定数とインピーダンス定数

3-2 多質点系 SR モデル

図3に多質点系SRモデルの概要図を示す。各階の質量を質点に集約した3質点系の上部構造に、1階の基礎の質点を追加し、基礎底面に水平地盤ばねと回転地盤ばねを付与したモデルとする。なお、各質点には各階の自重と積載荷重を質量に変換し入力する。表4には建物モデルの諸元を示す。

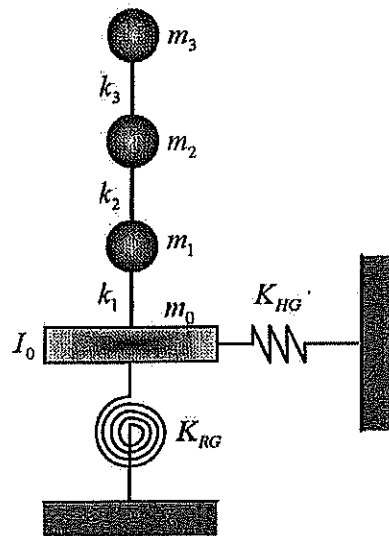


図3：多質点系SRモデルの概要図

m_0 、 m_1 、 m_2 、 m_3 、は基礎および各層の質量(kg)、 I_0 は回転慣性質量($\text{kg}\cdot\text{m}^2$)を示す。各層のせん断剛性は式(5)を用いて算定する。

各層せん断剛性 k_i (N/m)

$$k_i = \frac{12E_s I}{h_i^3} \quad (5)$$

ここに、

ρ ：基礎の密度(kg/m^3)

l ：基礎の奥行き(m)(今回は1mとする)

a, b ：基礎の中心からの右端、上端までの距離(m)

E_s ：鉄骨の弾性係数(kN/m^2)

I ：鉄骨の断面二次モーメント(m^4)

h_i ：各階の階高(m)

表4：建物モデルの諸元

階	階高 (m)	質量 (kg)	回転慣性質量 $I_0(\text{kg}\cdot\text{m}^2)$	せん断剛性 $k_i(\text{N/m})$
3	2.5	1135	-	5.05×10^7
2	2.5	1601	-	5.05×10^7
1	2.5	1601	-	5.05×10^7
基礎	-	7986	41062.4	-

3-2.1 水平および回転地盤ばね

水平地盤ばね（スウェイばね）および回転地盤ばね（ロッキングばね）は以下¹⁾のように算定する。

水平地盤ばねは、まず地盤ばね定数 k_{ci} を N 値によって決めた基準水平地盤反力係数 k_{h0} を用いて式(6)~(8)¹⁾で算定する。

$$k_{h0i} = \alpha_i \cdot \xi \cdot E_i \cdot B'^{-3/4} \quad (6)$$

$$S/B \leq 6.0 \text{ の場合、 } \xi = 0.15S/B + 0.1$$

$$S/B > 6.0 \text{ の場合、 } \xi = 1.0 \quad (7)$$

$$k_{ci} = 0.5 \{ (k_{h0}B)_{i-1} H_{i-1} + (k_{h0}B)_i H_i \} \quad (8)$$

ここに、

k_{h0i} ：基準水平地盤反力係数(kN/m^3)

$(k_{h0}B)_i$ ：単位厚さあたりの i 層の地盤ばね定数(kN/m^2)

H_i ： i 層の層厚(m)

α_i ：評価法によって決まる定数(N 値を用いる場合は、粘性土が60、砂質土が80)

B ：杭径(m)

B' ：杭径をcmで表した無次元化数値

S ：杭間距離(m)

単杭の杭頭の地盤ばね定数 K_{HS} と杭周地盤ばね定数（一様な地盤と仮定した場合の単位厚さあたりの地盤ばね定数）の関係式を以下に示す。

$$K_{HS} = (4E_P I_P)^{1/4} \cdot \bar{k}_S^{3/4} \quad (9)$$

ここに、

E_P : 杭の弾性係数(kN/m²)

I_P : 杭の断面二次モーメント(m⁴)

群杭の地盤ばね定数 K_{HG} と単杭の杭頭の地盤ばね定数 K_{HS} との関係を以下に示す。

$$K_{HG} = K_{HS} \cdot N_P \cdot \beta_H \quad (10)$$

ここに、

N_P : 杭本数

β_H : 水平方向の群杭係数

今回は、群杭係数 $\beta_H = 1$ とする。

回転地盤ばねの算定は、限耐法¹⁾の算定法で算定する。Randolfの式より、

$$S_V = 2\pi G_e / \log_e(2r_m/B) \quad (11)$$

$$r_m = 2.5L(1-\nu_e) \quad (12)$$

ここに、

L : 工学的基盤までの杭長(m)

G_e : 表層地盤の平均せん断剛性(kN/m²)

ν_e : 表層地盤の平均ポアソン比

である。

次に杭先端の上下地盤ばね定数 k_b 、単杭杭頭の上下ばね定数 K_{VS} を算定する。

$$k_b = \frac{3\pi}{8} \frac{\pi G_b B}{2(1-\nu_b)} \quad (13)$$

$$K_{VS} = E_P A \beta_S \frac{E_P A \beta_S (1 - e^{-2\beta_S L}) + k_b (1 + e^{-2\beta_S L})}{E_P A \beta_S (1 + e^{-2\beta_S L}) + k_b (1 - e^{-2\beta_S L})} \quad (14)$$

ここに、

G_b : 支持層のせん断剛性(kN/m²)

ν_b : 支持層のポアソン比

$$\beta_s^2 = S_v / E_p A$$

A : 杭の断面積(m²)

群杭基礎の回転地盤ばねのばね定数は、式(15)を用いて算定する。

$$K_{RG} = \beta_R \sum K_{VS} \cdot x_i^2 \quad (15)$$

ここに、

x_i : x 方向の回転中心を原点とした杭位置の座標

(m)

水平地盤ばねと同様に、今回は群杭係数 $\beta_R = 1$ とする。

上記の方法で得られた時刻歴応答解析用地盤ばねの値を表5に示す。

表5 : 時刻歴応答解析用地盤ばね

水平地盤ばね定数 K_{HG} (N/m)	1.751×10^7
回転地盤ばね定数 K_{RG} (N·s/m)	1.992×10^{10}

4 地震応答解析

入力地震動は 1995 年兵庫県南部地震の西明石で観測された地震波を用いる。SHAKE⁹を用いて、地表面で観測された地震をフーリエ変換法で逆算し、工学的基盤における応答時刻歴波形を求め、入力地震動とする。作成した入力地震動を FEM モデル基盤面に入力し、地震応答解析を行う。

簡易法による解析

入力地震動は前項と同様に、1995 年兵庫県南部地震の西明石で観測された地震波を用いる。簡易法の解析により、多質点系 SR モデルの地震応答解析を行う。

5 地震応答解析結果

有限要素法を用いた地震応答解析結果、および簡易法による地震応答解析結果から得られた、1階床高と2階床高の相対加速度の比較を図4に示す。

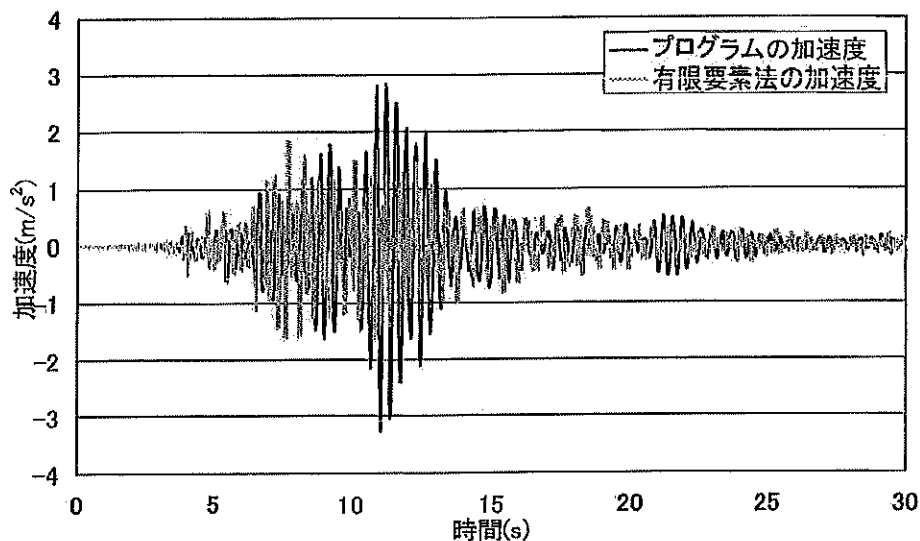


図4：1階床高と2階床高の相対加速度(低減係数1.00)

有限要素法と簡易法による解析の相対加速度を比較すると、最大相対加速度と波形に違いが見られた。両解析結果の最大相対加速度を一致させるために、簡易法において、低減係数として α を各質点に乗ずることにした。ここでは低減係数 $\alpha=0.55$ とした。有限要素法の解析結果の相対加速度と、低減係数 $\alpha=0.55$ を各質点に乗じた簡易法による解析結果の相対加速度の比較を図5に示す。

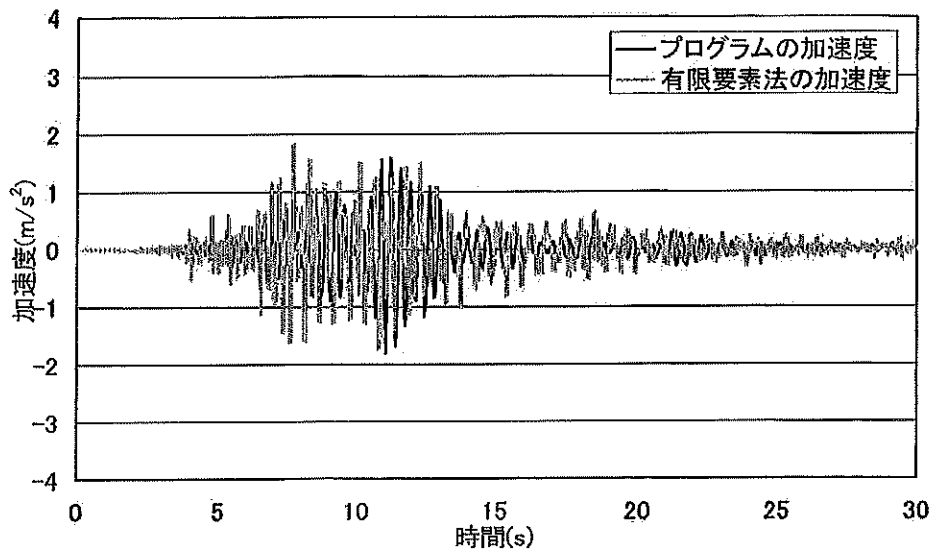


図5：1階床高と2階床高の相対加速度(低減係数0.55)

有限要素法と低減率 $\alpha=1.00$ および $\alpha=0.55$ の最大相対加速度の比較と誤差(%)を表6に示す。表6より、低減率 $\alpha=1.00$ による最大相対加速度の差が44~97%であるのに対し、低減率 $\alpha=0.55$ を各質点に乗ずることにより、最大相対加速度の差を3~21%に低減することができた。

表6：最大相対加速度の比較

階	有限要素法 最大相対加速度 (m/s^2)	簡易法			
		低減係数 $\alpha=1.00$		低減係数 $\alpha=0.55$	
		最大相対加速度 (m/s^2)	差 (%)	最大相対加速度 (m/s^2)	差 (%)
1階床高と2階床高	1.82	2.87	57	1.58	13
	-1.72	-3.28	90	-1.80	5
2階床高と3階床高	1.36	2.13	57	1.17	14
	-1.24	-2.44	97	-1.34	8
3階床高と軒高	0.91	1.31	44	0.72	21
	-0.80	-1.50	88	-0.83	3

6 結論

改善した簡易法による最大加速度を震度で表すために、図 6 に示す均一な周期の振動が数秒間継続した場合の周期および加速度と震度（理論値）の関係をを用いる。

西明石で観測された兵庫県南部地震の最大加速度は $509(\text{cm}/\text{s}^2)$ であり、地盤の周期は有限要素法の解析より $0.38(\text{s})$ とした。低減係数 $\alpha=0.55$ を各質点に乗じた簡易法の解析結果は $180(\text{m}/\text{s}^2)$ 、固有値解析により得られた周期は $0.18(\text{s})$ であった。

図 6 にプロットした二つの点を比較すると、西明石で観測された兵庫県南部地震が震度 6 弱であるのに対して、低減係数 $\alpha=0.55$ を各質点に乗じた簡易法による解析結果は震度 4 まで低減された。この結果より、鋼管杭による免震効果を確認した。

ここに、

- ：西明石で観測された兵庫県南部地震の震度
- ：今回の改善した簡易法により得られた震度

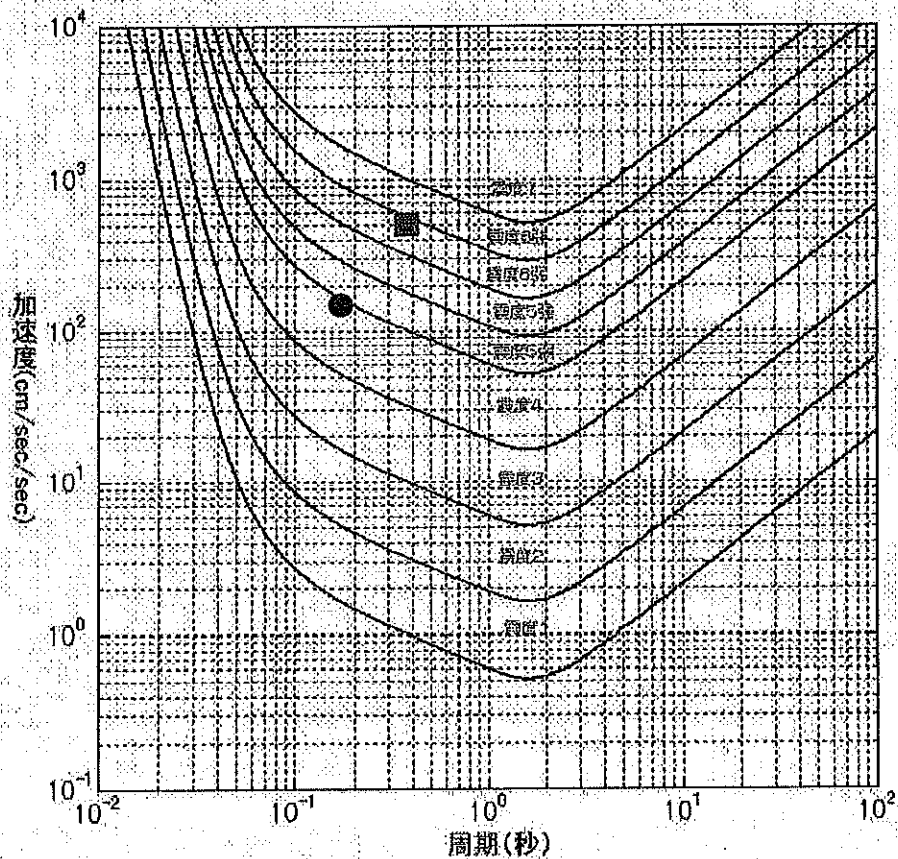


図 6：均一な周期の振動が数秒間継続した場合の周期および加速度と震度（理論値）の関係⁸⁾

地震時における住宅建築の鋼管杭基礎による免震効果に関する研究

—建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析による検討—

(指導教員 Buntara S. Gan 准教授)

○安齋 泰弘

1. はじめに

本研究では、3階建て鉄骨造(以下S造)を対象として、建物と地盤の相互作用を考慮した地震応答解析¹⁾を、鋼管杭がある場合、および鋼管杭がない場合で行い、鋼管杭基礎による免震効果について検討する。

2. 建物概要および地盤・基礎概要

対象建物は、S造3階建ての、高さ7.6m、柱中心間距離8mの杭基礎構造物、および直接基礎(べた基礎)構造物を想定する。鋼管杭の支持層は、G L-14.8m付近のN値50程度の工学的基盤を想定する。

鋼材の仕様を表1、鉄筋コンクリート基礎の仕様を表2、想定した地盤の土質および地盤定数を表3に示す。なお、鋼材の減衰定数は3%、鉄筋コンクリートの減衰定数は5%とし、地盤のポアソン比、単位体積重量および減衰定数は一般的な値とする。

表1: 鋼材の仕様

	寸法 (cm)	弾性係数 E(KPa)	ポアソン比 ν	密度 ρ (kg/cm ³)
柱	H 25 × 25 × 0.9 × 1.4	2.05×10^8	0.3	7.85×10^{-3}
梁	H 24.4 × 17.5 × 0.7 × 1.1	2.05×10^8	0.3	7.85×10^{-3}
杭	$\phi=13.98, d=0.45$	2.05×10^8	0.3	7.85×10^{-3}

表2: 鉄筋コンクリート基礎の仕様

弾性係数 E(KPa)	ポアソン比 ν	密度 ρ (kg/cm ³)
2.47×10^7	0.2	2.47×10^{-3}

表3: 地盤の種類

地盤	層厚 (cm)	弾性係数 ¹⁾ E(KPa)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kg/cm ³)	最大せん断波速度 ¹⁾ V_s (cm/s)	減衰定数 (%)
粘土	120	4200	0.3	1.5×10^{-3}	0.8442	5
シルト1	330	4200	0.325	1.5×10^{-3}	1.1511	5
腐植土	130	4200	0.3	1.5×10^{-3}	1.2949	5
シルト2	270	4200	0.325	1.5×10^{-3}	1.3223	5
固結シルト	100	4200	0.325	1.5×10^{-3}	1.4471	5
風化凝灰岩	530	23800	0.25	1.9×10^{-3}	3.6735	5
凝灰岩	-	35000	0.25	2.0×10^{-3}	4.3803	1

3. 地震応答解析

入力地震動は1995年兵庫県南部地震を用いる。SHAKE²⁾を用いて、地表面で観測された地震をFourier変換法で逆算し、工学的基盤における応答時刻歴波形を求め、入力地震動とする。工学的基盤における入力地震動の加速度波形を図1、地表面で観測された地震波を図2に示す。

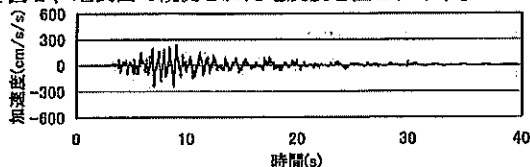


図1: 工学的基盤における入力地震動の加速度波形

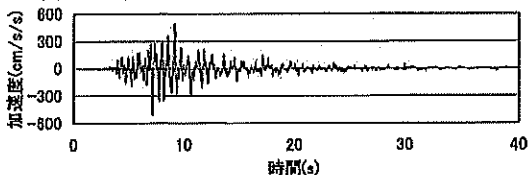


図2: 地表面で観測された地震波

地震応答解析モデルの概要図を図3に示す。Strand7を用いて、2次元FEM平面ひずみモデルを作成する。解析

モデルは、鋼管杭がある場合、および鋼管杭がない場合の2つのモデルである。解析モデルの幅は、左右共に、建物の幅の5倍の距離とし、計88mとする。

2つのモデルの工学的基盤に、図1の地震動を入力し、地震応答解析を行う。

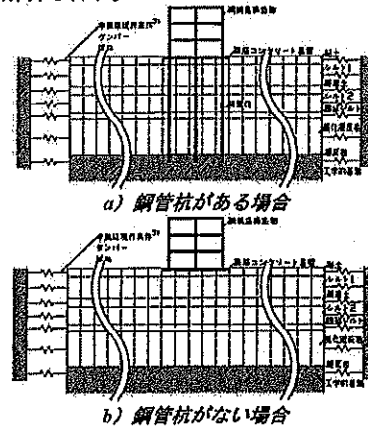


図3: 地震応答解析モデルの概要図

4. 地震応答解析結果

地震応答解析結果から得られた地表面の地震波を図4に示す。また、解析結果から読み取った、1階床高と屋上高における相対変位、および相対加速度の最大値を表4に示す。

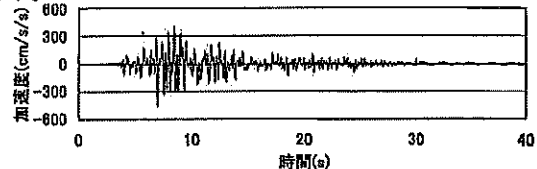


図4: 解析結果から得られた地表面の地震波

表4: 相対変位および相対加速度の最大値

モデル	最大変位 (cm)	最大加速度 (cm/s ²)
杭基礎構造物	1.47	213
直接基礎構造物	21.5	675

5. 結論

図2と図4の波形を比較すると、地表面で観測された地震波を、解析により、ほぼ忠実に再現できることが分かった。また、表4より、杭基礎構造物の最大変位および最大加速度は、直接基礎構造物と比べて、それぞれ、93%減少、63%減少していることが分かった。従って、鋼管杭による免震効果が確認できた。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会: 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, 2006
- 2) Schnabel P.B., Lysmer J. and Seed H.B.: 'SHAKE' A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC72-12, College of Eng. University of California Berkeley, California, 1972
- 3) Novak M, Nogami T, Aboul-Ella F. Dynamic soil reactions for plane strain case, Technical note, J Engineering Mechanics, ASCE, 1978, 104(4)