

論文 杭頭接合方法の違いによる基礎への地震入力に関する研究

水谷冬樹*1・勅使川原正臣*2・中村聡宏*3

要旨: 杭頭部の固定度を減らす場合は杭頭接合部を剛接合にする場合に比べ、入力地震動(設計用地震動)が大きくなる可能性がある。本研究では、限界耐力計算法により杭頭接合方法の違いによる上部構造への入力地震動の増幅率の違いについて検討を行った。計算結果より、杭の変形が地盤の変形によるエネルギー吸収に寄与すると考えた場合は、剛接合に比べ、ピン接合の方が加速度増幅率の値がわずかに小さくなった。杭頭接合法に関わらず杭の変形による地盤のエネルギー吸収への寄与が一定であると考えた場合は、剛接合に比べ、ピン接合の方が表層地盤の加速度増幅率が最大で5[%]程度大きくなることが確認された。

キーワード: 杭頭接合条件, 限界耐力計算法, 杭頭固定度, 加速度増幅率

1. はじめに

近年、杭頭部や基礎梁の設計を合理化するために杭頭接合部の固定度を低減するための接合方法¹⁾²⁾が開発されている。しかし、杭頭部の固定度と、地盤と上部構造の相互作用による応答との関係は未だに不明確であり、特に杭頭部の固定度を減らす場合は杭頭接合部を剛接合にする場合に比べ、入力地震動(設計用地震動)や上部構造の応答³⁾⁴⁾⁵⁾が大きくなる可能性がある。

本研究では、限界耐力計算法により杭頭接合方法の違いによる上部構造への入力地震動の増幅率の違いについて検討を行った。

2. 解析概要

2.1 解析対象

解析対象は平石らの研究⁶⁾を参考に図-1のように設定した。対象建物は、場所打ちコンクリート杭に支持された無限均等コンクリート構造物とし、各柱に杭1本で支持する。柱および杭1本当たりの支配面積は6[m]×6[m](図-1)であり、地震時の変動軸力およびロッキング、根入れは考慮しないものとする。建物周期は地盤の一次固有周期($T_g=0.49[s]$)よりも短い低層の建物を対象とした3階モデル($T_c=0.21[s]$)と地盤の一次固有周期よりも長い

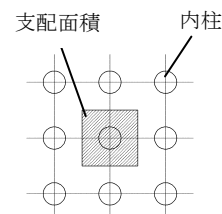


図-1 解析対象⁶⁾

建物を対象とした18階モデル($T_c=1.26[s]$)の2種類とし、杭は弾性として検討を行った。

解析モデルは、上部構造を一質点系とし、杭は線材、地盤は1[m]刻みに分割した。杭頭接合条件は、固定支持(固定度=1.0)とピン支持(固定度=0.0)の2種類を設定した。

2.2 構造概要

2.2.1 上部構造の概要

上部構造の概要を表-1に示す。単位面積当たりの質量を $w=1.2[t/m^2]$ とした。また、杭頭に生じるせん断力を設定するため、保有水平耐力に達した時の3階、18階モデルのベースシア係数 C_I をそれぞれ0.5, 0.3とした。

2.2.2 杭の概要

杭の諸元を表-2に示す。3階、18階モデルともに杭長20[m]とし、杭体は弾性とした。

2.2.3 地盤の概要

敷地地盤は、すべて砂質層とし、単位体積質量を $\rho=1.8[t/m^3]$ とした。せん断波速度 $V_s[m/s]$ は、文献⁷⁾に倣い、式(1)で定めた。また、工学的基盤におけるせん断波速度は $V_B=400[m/s]$ とした。自由地盤の最大変位は文献⁶⁾の値を用いた。時代区分による係数 Y_g 及び土質区分による係数 S_I を表-3、表-4、自由地盤に生じる最大変位⁶⁾を表-5、地盤の N 値分布及びせん断波速度の分布を図

表-1 上部構造の概要⁶⁾

階数	建物高さ [m]	建物総重量 $W_o[kN]$	基礎重量 $W_b[kN]$	建物の固有周期 $T[s]$	代表質量 $M_{ud}[t]$
3階	10.5	1296	432	0.21	111
18階	63	7776	1300	1.26	599

表-2 杭の概要

階数	$F_c[N/m^2]$	$B[cm]$	$A[m^2]$	$I[m^4]$
3階	21	90	0.64	0.03
18階	21	200	3.14	0.79

F_c : コンクリートの設計基準強度, B : 杭径, A : 杭断面積, I : 杭の断面2次モーメント

*1 名古屋大学大学院 環境学研究科 大学院生 (学生会員)

*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授 工博 (独立行政法人建築研究所 客員研究員) (正会員)

*3 名古屋大学大学院 環境学研究科 助教 博士 (工学) (正会員)

-2, 図-3 に示す。

$$V_s = 68.79 \cdot N^{0.171} \cdot H^{0.199} \cdot Y_g \cdot S_t \quad (1)$$

ここで, N : N 値

H : 地表面からの深度[m]

Y_g : 時代区分による係数

S_t : 土質区分による係数

3. 解析方法

表層地盤の変位は, 自由地盤の変位と杭頭に上部構造からの慣性力が生じたときの変位が同一方向に生じたときの変位を表層地盤の最大変位と考え, 自由地盤の変位 u_g と杭の変位 u_p の単純和(絶対値の和)を表層地盤の最大変位 u_{max} として算出した。

表層地盤の加速度増幅率は, 多層地盤を工学的基盤と表層地盤の2層地盤に置換し, 表層地盤の変位から算出した。

また, 表層地盤の加速度増幅率の算出に当たり, 表層地盤の減衰定数 h を2ケース設定した。

ケース1では, 杭の変形が地盤の変形によるエネルギー吸収に寄与すると考え, 自由地盤の変位と杭頭接合法別に算出した変位の絶対値の和から計算した値 h_1 とした。

ケース2では, 杭頭接合法に関わらず杭の変形による地盤のエネルギー吸収への寄与は一定であると考え, 自由地盤の最大変位と固定支持の変位の絶対値の和から計

算した値 h_2 とした。したがって, 固定支持 $h_{2(固定)}$ とピン支持 $h_{2(ピン)}$ で同じ減衰定数($h_{2(固定)} = h_{2(ピン)}$)となる。

3.1 杭の解析

基準水平地盤反力係数 kh_0 は文献⁸⁾に倣い, 式(2)によって定めた。杭に生じる上部構造からの慣性力 H_p は, 式(3), 式(4)より求めた。杭に生じる水平地盤反力係数 kh は, 地盤の非線形性を考慮し, 基準水平地盤反力係数 kh_0 および杭頭慣性力 H_p を用いて, Chang 式⁸⁾により求めた杭の変位および自由地盤各層の変位の単純和における地表面水平変位量 y_0 [cm]に応じ, 文献⁸⁾に倣い式(5)により基準水平地盤反力係数を補正して求める。補正した水平地盤反力を用いて杭, 表層地盤の変位を求め, 再び水平地盤反力を求める。収斂計算を行い, 表層地盤の最大変位 u_{max} を算出する。

$$kh_0 = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot \bar{B}^{-3/4} \quad (2)$$

ここで, α : 地盤の変形係数で決まる係数(砂質: $\alpha=80$)

ξ : 群杭係数(単杭: $\xi=1.0$)

E_0 : 変形係数($E_0=700\bar{N}$, \bar{N} : 地盤の平均 N 値)

\bar{B} : 無次元化杭径

kh_0 : 基準水平地盤反力($\bar{y}_0=0.1$ [cm]の時の水平地盤反力)

$$H_p = W_0 \cdot C_1 \cdot R_t + W_b \cdot k \quad (3)$$

$$R_t = 1 - 0.2 \left(\frac{T}{T_g} - 1 \right)^2 \quad (0.2 \leq T_g < 0.6) \quad (4)$$

表-3 時代区分による係数⁷⁾

	沖積層	洪積層
Y_g	1.000	1.303

表-4 土質区分による係数⁷⁾

	粘土	砂			砂礫	礫
		細砂	中砂	粗砂		
S_t	1.000	1.086	1.066	1.135	1.153	1.448

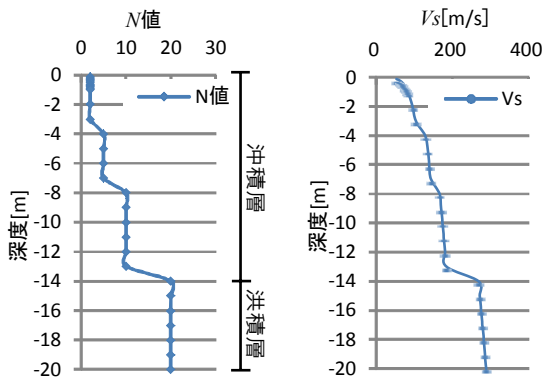


図-2 N値分布

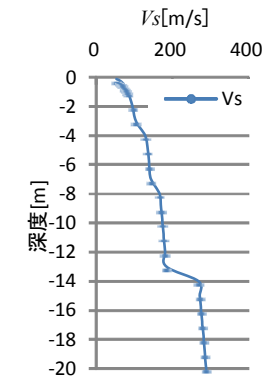


図-3 せん断波速度分布

表-5 自由地盤最大変位⁶⁾

地盤深度 [m]	自由地盤最大変位 [cm]
0	3.60
-0.1	3.60
-0.2	3.60
-0.3	3.60
-0.4	3.60
-0.5	3.59
-0.6	3.59
-0.7	3.58
-0.8	3.57
-0.9	3.57
-1	3.56
-2	3.44
-3	3.22
-4	3.05
-5	2.83
-6	2.55
-7	2.35
-8	2.12
-9	1.86
-10	1.58
-11	1.27
-12	0.95
-13	0.62
-14	0.54
-15	0.45
-16	0.36
-17	0.28
-18	0.19
-19	0.09
-20	0.00

表-6 地盤の歪 γ

地盤深度 [m]	γ_0 [%]	3階ピン		18階固定	
		γ_{max1} [%]	γ_{max2} [%]	γ_{max3} [%]	γ_{max4} [%]
0	0.00%	0.01%	0.59%	0.00%	0.27%
-0.1	0.00%	0.02%	0.59%	0.00%	0.27%
-0.2	0.00%	0.03%	0.59%	0.01%	0.27%
-0.3	0.00%	0.04%	0.59%	0.01%	0.27%
-0.4	0.07%	0.12%	0.65%	0.08%	0.34%
-0.5	0.00%	0.06%	0.59%	0.01%	0.27%
-0.6	0.07%	0.14%	0.65%	0.08%	0.34%
-0.7	0.07%	0.15%	0.64%	0.08%	0.34%
-0.8	0.00%	0.09%	0.57%	0.02%	0.27%
-0.9	0.06%	0.16%	0.63%	0.09%	0.34%
-1	0.08%	0.21%	0.62%	0.11%	0.35%
-2	0.14%	0.31%	0.61%	0.19%	0.40%
-3	0.11%	0.29%	0.49%	0.17%	0.36%
-4	0.14%	0.31%	0.43%	0.21%	0.38%
-5	0.18%	0.32%	0.39%	0.25%	0.40%
-6	0.13%	0.24%	0.23%	0.20%	0.33%
-7	0.15%	0.24%	0.06%	0.22%	0.33%
-8	0.17%	0.23%	0.12%	0.24%	0.33%
-9	0.18%	0.22%	0.17%	0.25%	0.33%
-10	0.20%	0.23%	0.21%	0.27%	0.33%
-11	0.21%	0.22%	0.23%	0.27%	0.32%
-12	0.21%	0.22%	0.24%	0.27%	0.31%
-13	0.05%	0.05%	0.08%	0.10%	0.14%
-14	0.06%	0.05%	0.08%	0.10%	0.13%
-15	0.06%	0.05%	0.08%	0.10%	0.08%
-16	0.06%	0.05%	0.08%	0.09%	0.01%
-17	0.06%	0.05%	0.07%	0.09%	0.02%
-18	0.06%	0.05%	0.07%	0.09%	0.03%
-19	0.06%	0.05%	0.07%	0.11%	0.19%
-20	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

ここで, W_0 : 建物重量

C_I : ベースシア係数

(3階: $C_I=0.5$, 18階: $C_I=0.3$)

R_i : 振動特性係数

W_b : 基礎重量

k : 水平震度($k=0.3$)

T : 上部構造の一次固有周期[s]

(3階: $T=0.21$ [s], 18階: $T=1.26$ [s])

T_g : 表層地盤の一次固有周期[s]($T_g=0.49$ [s])

$$kh = \begin{cases} 3.16 \cdot kh_0 & (0.0 \leq \bar{y}_0 \leq 0.1) \\ kh_0 \cdot (0.5 \cdot \bar{y}_0)^{-0.5} & (0.1 < \bar{y}_0) \end{cases} \quad (5)$$

ここで, \bar{y}_0 : 表層地盤の地表面水平変位の無次元化係数

杭に生じる水平変位 u_p を図-4, 自由地盤の変位 u_g 及び地盤の変位と杭の変位の単純和 u_{max} を図-5 に示す。

3.2 地盤

文献⁹⁾に倣い, ひずみ γ は式(6)より算定する。自由地盤の変位 u_g により算出した地盤のひずみを γ_{i0} とし, 表層地盤の最大変位($|u_g|+|u_p|$)により算出したひずみを地盤に生じる最大の歪 γ_{imax} とした。 γ_{i0} , γ_{imax} を表-6, 解析モデルを図-6 に示す。

$$\gamma_i = 0.65(u_i - u_{i+1})/H_i \quad (6)$$

ここで, γ_i : 地盤各層の等価ひずみ

u_i : 地盤各層の変位[m]

H_i : 地盤各層の層厚[m]

文献⁹⁾に倣い, 地盤の基準せん断歪 $\gamma^{0.5}(G/G_0=0.5$ のときのせん断ひずみ)を 0.10[%], 最大減衰定数 h_{max} を 21[%] とし, 表層地盤各層のせん断剛率 G_i 及び減衰定数 h_i は, 式(6)で求めた表層地盤各層のひずみ γ_i および式(7), 式(8)により求めた。

$$\frac{G_i}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma_i/\gamma^{0.5}} \quad (7)$$

$$h_i = h_{max} \left(1 - \frac{G_i}{G_0} \right) \quad (8)$$

ここで, G_i : 地盤各層のせん断剛性率

G_0 : 地盤の初期せん断剛性(= ρV_s)

γ_i : 地盤各層のせん断ひずみ

$\gamma^{0.5}$: 基準せん断ひずみ($G/G_0=0.5$ の時のせん断ひずみ)

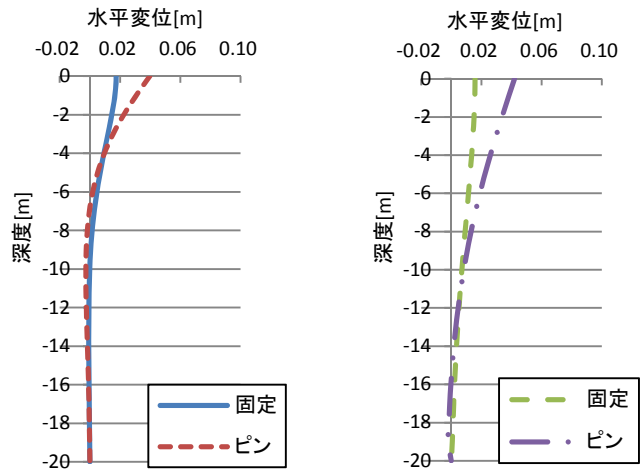
3.3 周期および増幅率

相互作用による周期および減衰率, 増幅率は平 12 建告第 1457 号により計算した。

相互作用を考慮した等価周期 T_e [s] は, 水平地盤ばね Kh および式(9)~(11)より算定する。水平地盤ばね Kh は, 式(5)より求めた水平地盤反力係数 kh に杭径 B [m] 及び杭長 L [m] を乗じた値とした。

$$T_e = rT \quad (9)$$

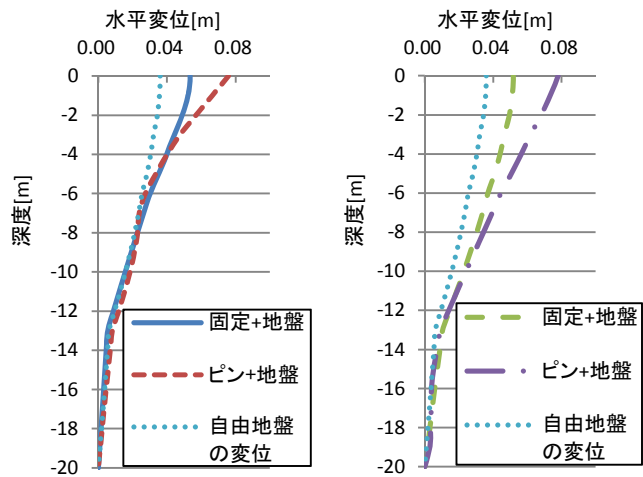
$$r = \sqrt{1 + \left(\frac{T_{sw}}{T} \right)^2} \quad (10)$$



(a) 3階モデル

(b) 18階モデル

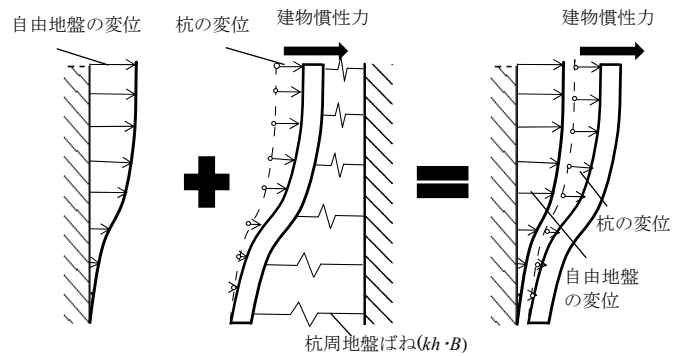
図-4 杭の水平変位 (u_p)



(a) 3階モデル

(b) 18階モデル

図-5 地盤・杭の水平変位 (u_g , u_{max})



(a) 自由地盤の変位 (u_g)

(b) 杭の変位 (u_p)

(c) 表層地盤の変位 (u_{max})

図-6 解析モデル

$$T_{sw} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{ud}}{Kh}} \quad (11)$$

ここで、 T : 上部構造の固有周期[s]

r : 周期調整係数

T_{sw} : 建物のスウェイ固有周期[s]

M_{ud} : 建物の代表質量[t]

Kh : 水平地盤ばね[kN/m]

表層地盤を均質な 1 層地盤に置換した時の表層地盤と工学的基盤からなる 2 層地盤の波動インピーダンス比 α 、減衰定数 h は、表層地盤各層のせん断剛性 G_i 及び減衰定数 h_i 、式(12)、式(13)より求めた。

1 次卓越周期 T_1 及び 2 次卓越周期 T_2 における加速度増幅率 G_{s1} 、 G_{s2} は、波動インピーダンス比 α および減衰定数 h 、式(14)により算定する。

$$\alpha = \frac{\sum \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} H_i \cdot \sum \rho_i H_i}{(\sum H_i)^2} \quad (12)$$

$$h = \frac{\sum h_i \cdot w_i}{\sum w_i}, \quad w_i = \frac{G_i}{2H_i} (u_i - u_{i-1})^2 \quad (13)$$

$$G_{s1} = \frac{1}{1.57h + \alpha}, \quad G_{s2} = \frac{1}{4.71h + \alpha} \quad (14)$$

ここで、 α : 波動インピーダンス比

h : 地震時の表層地盤の減衰定数

G_i : 地震時の地盤のせん断ひずみから計算したせん断剛性

H_i : 地盤各層の層厚[m]

h_i : 表層地盤各層の減衰定数

w_i : 表層地盤各層の最大弾性ひずみエネルギー

u_i : 表層地盤各層の変位

ρ_i : 地盤各層の単位体積質量[t/m³]

表層地盤の加速度増幅率 G_s は、等価周期 T_e および地盤の卓越周期 T_1, T_2 の関係により、式(15)より算定する。

$$\left\{ \begin{array}{l} T_e \leq 0.8T_2 \\ \quad G_s = G_{s2} \frac{T_e}{0.8T_2} \\ 0.8T_2 < T_e \leq 0.8T_1 \\ \quad G_s = \frac{G_{s1} - G_{s2}}{0.8(T_1 - T_2)} (T_e - T_2) + G_{s2} \\ 0.8T_1 < T_e \leq 1.2T_1 \\ \quad G_s = G_{s1} \\ 1.2T_1 < T_e \\ \quad G_s = \frac{G_{s1} - 1}{\frac{1}{1.2T_1} - 0.1} \left(\frac{1}{T_e} - \frac{1}{1.2T_1} \right) + G_{s1} \end{array} \right. \quad (15)$$

表層地盤の一次卓越周期 T_1 及び二次卓越周期 T_2 は次式より算定する。

$$T_1 = \frac{4(\sum H_i)^2}{\sum \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} H_i}, \quad T_2 = \frac{T_1}{3} \quad (16)$$

4. 考察

表層地盤の最大ひずみにおける減衰定数 h_1 としたとき(ケース 1)の増幅率 G_s と固定支持とピン支持で同じ減衰定数 h_2 としたとき(ケース 2)の増幅率 $G_{s'}$ の計算結果を表-7、表-8、ケース 1、ケース 2 及び自由地盤のひずみ γ_0 および地盤に生じる最大の歪 γ_{max} から算出した増幅率と周期の関係を図-7、図-8 に示す。

4.1 ケース 1 における増幅率 G_s

表層地盤の最大ひずみにおける減衰定数を h_1 としたときの波動インピーダンス比 α は、3 階、18 階モデル共にピン接合に比べ、剛接合の値の方が大きくなっているが、地盤の減衰定数 h_1 はピン接合の値の方が大きくなっている。地盤の一次、二次卓越周期に対する増幅率 G_{s1} 及び G_{s2} は、3 階モデルは杭頭接合方法による値の差異はほとんどない。18 階モデルは、わずかに剛接合の値の方がピン接合に比べ大きくなっている。

今回の検討では、自由地盤の変位と杭の変位を足し合わせたものを地盤の変位とし、波動インピーダンス比の算定に用いているため、杭変位が大きくなるピン接合の方が剛接合に比べ地盤の剛性低下が大きくなり、波動インピーダンス比の値が小さくなる。波動インピーダンス比が小さくなるほど加速度増幅率は大きくなるが、ピン接合とした場合、杭の水平変形が大きくなることにより地盤の変形による地盤の減衰定数も大きくなるため、減衰の影響が大きくなる二次卓越周期に対する増幅率は 3 階、18 階モデル共に減衰定数の大きいピン接合の方がわずかに増幅率の値が小さくなったと考えられる。

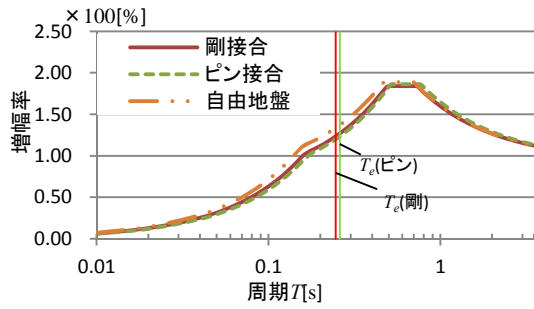
表層地盤の一次卓越周期に対する増幅率 G_{s1} 及び二次卓越周期に対する増幅率 G_{s2} から算出した表層地盤の増幅率 G_s は、3 階、18 階モデル共に杭頭接合方法による差異は小さい。自由地盤の増幅率と杭の変形を考えた時の増幅率を比較すると、地盤の一次卓越周期 T_1 より短い

表-7 ケース 1 における増幅率 G_s

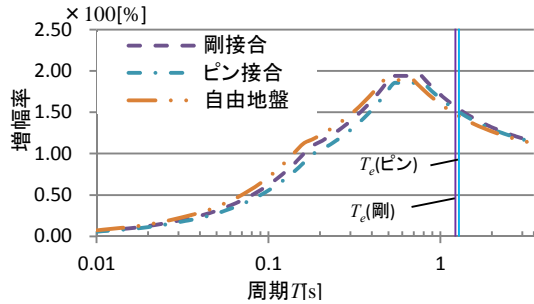
階層	α	h_1 [%]	G_{s1}	G_{s2}	T_1 [s]	T_2 [s]	T_e [s]	G_s
3(剛)	0.328	13.7%	1.84	1.03	0.61	0.20	0.26	1.27
3(ピン)	0.312	14.3%	1.86	1.01	0.64	0.21	0.27	1.25
18(剛)	0.308	13.2%	1.94	1.07	0.65	0.22	1.30	1.53
18(ピン)	0.300	15.2%	1.85	0.98	0.67	0.22	1.33	1.49

表-8 ケース 2 における増幅率 $G_{s'}$

階層	α	h_2 [%]	G_{s1}'	G_{s2}'	T_1 [s]	T_2 [s]	T_e [s]	$G_{s'}$
3(剛)	0.328	13.7%	1.84	1.03	0.61	0.20	0.26	1.27
3(ピン)	0.312	13.7%	1.90	1.04	0.64	0.21	0.27	1.28
18(剛)	0.308	13.2%	1.94	1.07	0.65	0.22	1.30	1.53
18(ピン)	0.300	13.2%	1.97	1.08	0.67	0.22	1.33	1.55

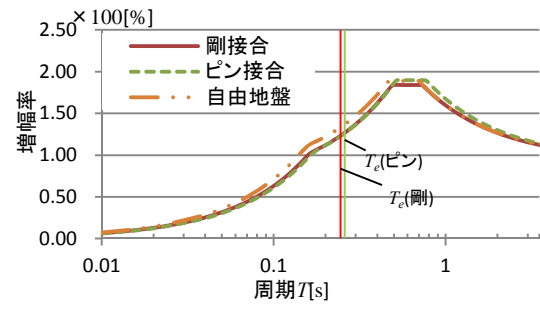


(a) 3 階モデル

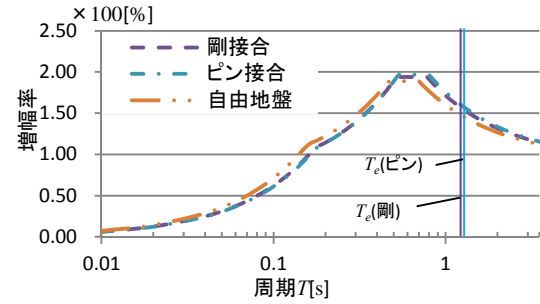


(b) 18 階モデル

図-7 ケース 1 における増幅率 G_s



(a) 3 階モデル



(b) 18 階モデル

図-8 ケース 2 における増幅率 G_s'

領域では接合方法によらず、自由地盤の増幅率よりも小さくなっている。地盤の一次卓越周期 T_1 より長い領域では、接合方法によらず自由地盤の増幅率に比べ値がわずかに大きくなっている。これは、周期の短い領域は減衰の影響が大きく、周期が長くなると減衰の影響が小さくなり、表層地盤の剛性低下による増幅の影響が大きくなるためであると考えられる。

4.2 ケース 2 における増幅率 G_s'

表層地盤の減衰定数を杭頭剛接合と杭頭ピン接合で同じ減衰定数 h_2 とした時の地盤の一次、二次卓越周期に対する増幅率 G_{s1}' 及び G_{s2}' は、3 階、18 階モデルともに固定支持に比べピン支持の方が大きくなっている。これは、減衰定数が小さくなると、水平変形による地盤の剛性低下が大きいピン支持の方が固定支持に比べ増幅が大きくなるためである。

G_{s1}' および G_{s2}' から算出した地盤の増幅率 G_s' は、一次卓越周期 T_1 より周期が短い領域では接合方法による値に差異はなく、一次卓越周期 $T_1 \sim 2.0$ [s] の領域では、ピン接合の値が剛接合に比べ 5 [%] 程度大きくなっている。

ピン接合と自由地盤の増幅率を比較すると、一次卓越周期 T_1 より周期が短い領域では、ピン接合の増幅率の値の方が小さくなるが、ケース 1 に比べその差は小さい。一次卓越周期よりも長い領域では、ピン接合は自由地盤の増幅率に比べ値が大きく、その差はケース 1 よりも大きい。

5. まとめ

本論では、杭頭接合条件の違いによる加速度の増幅率の違いについて、限界耐力計算法により検討を行った。杭の変形が地盤の変形によるエネルギー吸収に寄与すると考えた場合(ケース 1)の加速度増幅率は、一次卓越周期より短い領域では、自由地盤の増幅率よりも杭基礎の方が杭頭接合条件によらず小さい値となった。特に、3 階、18 階モデル共にピン接合の方がわずかに小さい値となっている。一次卓越周期よりも長い領域では、杭頭接合条件によらず杭基礎の方が自由地盤の加速度増幅率の値に比べわずかに大きな値となった。

杭の変形による地盤のエネルギー吸収への寄与が一定であると考えた場合(ケース 2)では、一次卓越周期 $T_1 \sim 2.0$ [s] 付近で、3 階、18 階モデル共に剛接合に比べ、ピン接合の増幅率の方が自由地盤の増幅率より最大で 5 [%] 程度大きくなった。杭頭接合方法の違いによる地盤の加速度増幅率は、杭の変形が地盤の変形によるエネルギー吸収に寄与する割合により変化し、その割合が小さい場合は、杭頭ピン接合とした場合に地盤の一次卓越周期付近で 5 [%] 程度大きくなる。そのため、杭頭ピン接合とした場合は、杭頭剛接合にした場合に比べ、上部構造が強度型の場合は入力加速度が 5 [%] 程度、靱性型では変形が大きくなる可能性がある。

参考文献

- 1) 大槻明, 田蔵隆, 青木孝, 真野英之, 磯田和彦, 岩本利行, 荒川範行, 石原孝浩, 大川雅之: 球面接触部を有する杭頭接合工法の開発(その1), (その2), 日本建築学会大会講演梗概集(関東), B-1, pp.451-454, 2001.9
- 2) 宮崎光生, 西村幸洋, 菅原貴之: 場所打ち用杭用杭頭接合装置の開発(その1), 日本建築学会学術講演梗概集(東海), B-1, pp.613-614, 2003.9
- 3) 新井寿昭, 竹内義夫, 花田和志, 中村成貴, 川又康博, 岩田祐司: 杭頭接合条件が異なる地盤-杭基礎系の模型振動実験, 日本建築学会大会講演梗概集(関東), B-1, pp.469-470, 2006.9
- 4) 護雅史, 長谷川正幸: 杭頭接合条件の異なる杭基礎建物の地震時挙動に関する解析的研究(その1), 日本建築学会大会講演梗概集(関東), B-2, pp.921-922, 2001.9
- 5) 文学章, 福和伸夫: 直接基礎, 杭基礎とパイルド・ラフト基礎の動的相互作用特性, 日本建築学会構造系論文集, No.608, pp.53-60, 2006.10
- 6) 平石久廣, 雨宮達也, 金沢和誉: 応答変位法を応用した杭頭ヒンジ杭の設計用応力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.679, pp.1455-1462, 2012.9
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説所, 全国官報販売協同組合, 2007
- 8) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 2001
- 9) 井上和歌子, 林康裕, 新井洋, 中井正一, 飯場正紀: 表層地盤による地震動増幅率評価法に関する研究, 日本建築学会技術報告集, Vol.16, No.32, pp.107-112, 2010.2