

既設建物の根入れ効果を考慮した杭基礎の耐震診断法（その1）

——低層建物を支持する杭を対象とした試案——

宮崎 祐助 岡田 宏 茶谷 文雄
鈴木 哲夫 森脇 登美夫

An Evaluation of Seismic Capacity of Pile Foundation of Existing Building with Basement (Part 1)

—— An Evaluation of Pile Foundation of Existing Low Building ——

Yusuke Miyazaki Hiroshi Okada Fumio Chatani
Tetsuo Suzuki Tomio Moriwaki

Abstract

Parametric studies on the seismic behavior of a low building with basement supported by piles were carried out by the two-dimensional finite element method. The parameters were soil condition, embedded depth, and seismic wave. In these studies, an evaluation method for effect of building embedment on seismic force was proposed. Also, a method for evaluating the passive resistance and the frictional resistance of the embedded part of the building was proposed based on the analysis results by FEM and the previous test results. An evaluation method for the seismic capacity of pile foundation of existing building with basement was suggested.

概 要

基礎ばり、地下室など、根入れ部を有し、杭で支持される低層建物の地震時挙動を、2次元有限要素法を用い、地盤条件、根入れ深さ、および地震波をパラメータとして解析した。この解析結果に基づき、基礎への地震外力に対する根入れ効果の評価法を提案した。さらに、この外力に対して抵抗要素となる、根入れ部前面の受働抵抗、および側面の摩擦抵抗の評価法を、有限要素解析結果、既往の実測結果などに基づいて提案した。

上記の各提案を踏まえ、根入れ効果を考慮した低層建物を支持する杭の耐震診断法の試案を作成し、既設杭の耐震診断の基本的な考え方を示した。

1. 序

既設建物の耐震診断は、現在、上部構造のみを対象として行っており、基礎については明確な診断法もなくほとんど実施していないのが実状である。そこで、既往の基礎の設計法、および保有耐力の検討法をベースとし、下記のような建物の根入れ効果の評価に主眼を置いた、既設杭の耐震診断法の試案を作成したので報告する。

(1) 上部構造に作用する地震外力に対する建物の根入れの影響、および根入れ部自体に作用する地震外力の評価

(2) 根入れ部の水平抵抗力の評価

なお、この試案は、地上部が最大6階程度、地下部分が最大1階程度の比較的低層、かつ根入れの浅い、ごく一般的な建物を対象としている。

初めに耐震診断のフローチャートと基本的な考え方を

示し、以下順次、耐震診断に必要な杭の鉛直支持力、地震時水平外力、根入れ部の水平抵抗力の評価法、本試案の適用例について述べる。

2. 耐震診断のフローチャート

耐震診断の全体のフローチャートを図-1に、また、同図中の「⑦地震時の検討」について、さらに詳細なフローチャートを図-2に示す。また、これらの各フローチャートの解説を以下に示す。

2.1. 長期荷重を対象とした診断（図-1参照）

ステップ①：上部構造に耐震補強を行なう場合は、補強による荷重増を見込む。なお、上部構造や基礎ばりの剛性が大きい場合は、荷重再配分の効果を考慮した検討を行なって杭に作用する長期軸力を決めてよい。

ステップ③：杭施工後の杭材の経年劣化、種々の障害の有無、地震その他の外力の作用によって受ける損傷の

有無などを試掘調査，非破壊調査などによって把握し，断面性能を評価する。

支持力算定式としては，日本建築学会，旧建築基礎構造設計規準式に修正係数 β を乗じた下式を用いる。旧建築基礎構造設計規準式を採用したのは，診断の対象となる既設杭が，この支持力算定式によって設計されているケースが多いと判断したためである。なお β_1 の値は，後述の杭の鉛直載荷試験結果に関する資料を検討した結果から，暫定的に場所打ち杭については1.0，打込み杭(既製コンクリート杭)については1.3とする。

(場所打ち杭)

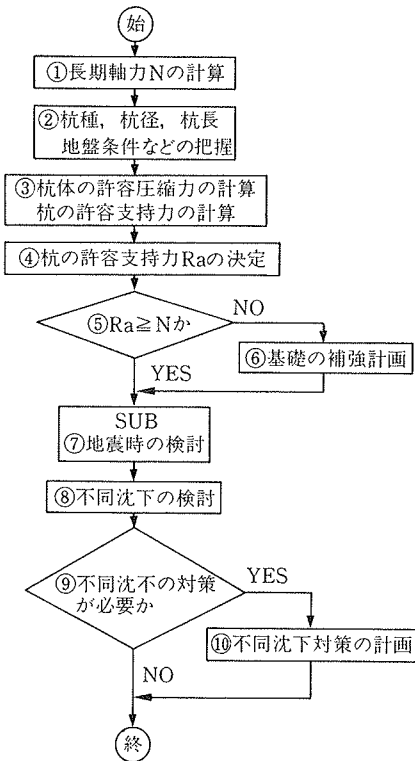
$$R_a = \frac{\beta_1}{3} \left\{ 15NA_p + \left(\frac{N_s}{5}L_s + 2N_cL_c \right) \phi \right\}$$

(打込み杭)

$$R_a = \frac{\beta_2}{3} \left\{ 30NA_p + \left(\frac{N_s}{5}L_s + 2N_cL_c \right) \phi \right\}$$

ここに

- R_a : 杭の長期許容支持力 (ton)
 - N : 杭先端地盤付近の平均 N 値
 - A_p : 杭先端面積 (m^2) ϕ : 杭の周長 (m)
 - N_s : 砂質土層の N 値 N_c : 粘性土層の N 値
 - L_s : 杭周地盤中，砂質土部分にある杭長 (m)
 - L_c : 杭周地盤中，粘性土部分にある杭長 (m)
- 打込み杭の支持力算定式中の $2N_cL_c$ は，原式では



図一 耐震診断のフローチャート

$(q_u/2)L_c$ (q_u : 一軸圧縮強さ) であるが，収集した載荷試験結果の資料に， q_u が示されているものがほとんどなかったので場所打ち杭と同様 $2N_cL_c$ として扱った。

ステップ⑧：診断の実施時点における不同沈下の有無を把握する。また，上部構造の耐震補強に伴う荷重増加の影響を考慮した不同沈下の検討を行なう。

2.2. 地震時を対象とした診断 (図一 2 参照)

ステップ①：K は建物の根入れ部の震度で，大規模地震動における地表面最大加速度に対応して0.3とする。 C_0 は上部構造の標準せん断力係数で1.0とする(4. 地震外力の評価，参照)。

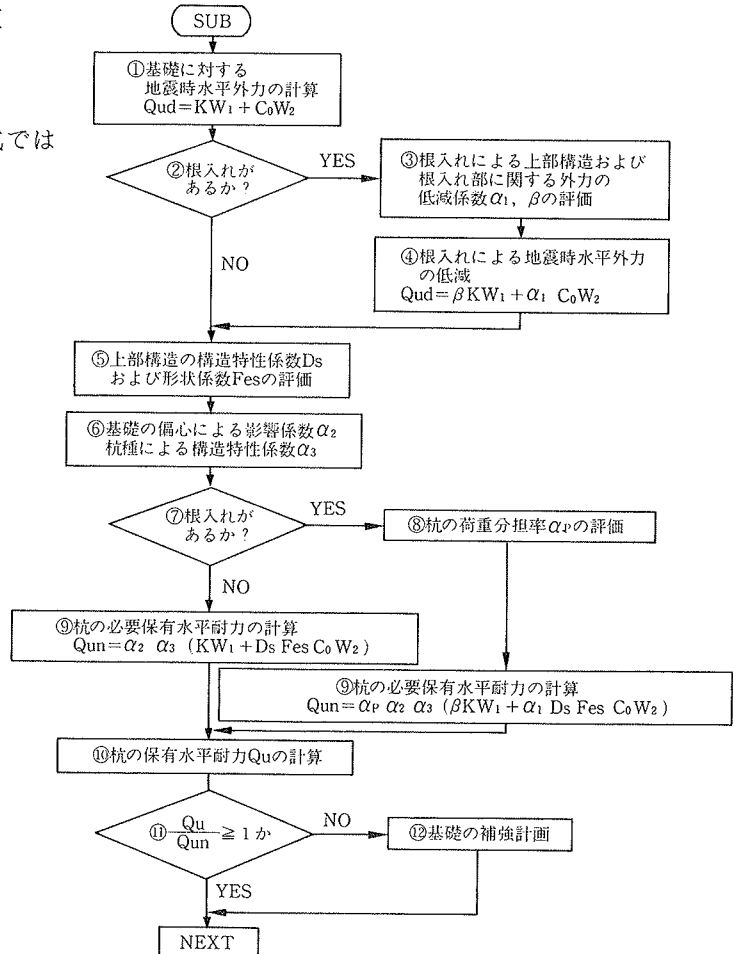
ステップ③： α_1, β は，それぞれ建物の根入れによる上部構造，および根入れ部に関する外力の低減係数で，下式で与える(4. 地震外力の評価，参照)。

第1種，第2種地盤 $\alpha_1 = 1.0$ $\beta = \sqrt{1 - D_r/H}$
 第3種地盤 $\alpha_1 = \sqrt{1 - D_r/H}$ $\beta = \sqrt{1 - D_r/H}$

ここに， D_r : 建物の根入れ深さ (m)

H : 建物の地上部の高さ (m)

ステップ⑥：杭種による構造特性係数 α_3 は，暫定的に1.0として扱う。



図二 耐震診断のフローチャート (SUB)

ステップ⑧：杭の荷重分担率 α_p は、後述の「5. 根入れ部の水平抵抗力の評価、および杭の荷重分担率」に示す方法によって求める。なお、概略の診断であれば、地盤条件に応じて図-25を利用して α_p を求めてもよい。

ステップ⑩：図-1のステップ③と同様、杭設置後の経年による断面性能の低下を考慮する。

なおフローチャートには示してないが、地盤条件によっては、地盤沈下や地盤の液化の影響を考慮して耐震診断を行なう必要がある。

3. 杭の鉛直支持力、周面摩擦抵抗による鉛直バネの評価

杭の鉛直支持力、沈下性状を推定するとき、適切な周面摩擦抵抗の評価は欠かせない。本章では、計35例の杭の鉛直荷重試験結果をもとに評価した場所打ち杭、打込み杭および埋込み杭の荷重～沈下性状、そして場所打ち杭の周面摩擦抵抗について述べる。

3.1. 杭の鉛直耐力

3.1.1. 荷重～沈下曲線の近似方法 試験結果35例のうち30例については、杭先端の荷重および沈下量の計測を行なっている。このうち、場所打ち杭の荷重試験で極限支持力 (Ru) を確認しているのは数例にすぎない。従って、荷重～沈下曲線を(1)式に示すモデル⁴⁾で近似し、沈下が杭径の10%に達したときの荷重を極限支持力として採用した。なお、本章ではこの荷重を以後、荷重試験から得た極限荷重とする。図-3は、その一例を示したもので、比較的良好な近似結果をえている。

$$P = A \{1 - \exp[-(S/B)^m]\} \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、P：荷重 (t/m²)

S：沈下量/杭直径

A, B, m：回帰係数

3.1.2. 荷重試験結果と既往支持力算定式との比較

表-1は、(1)式による近似曲線から求めた極限支持力と既往支持力算定式「旧「建築基礎構造設計規準：1974年版」など」による極限支持力を示したものである。なお、この表の中で「◎埋込み杭」のうち、A工法はプレ

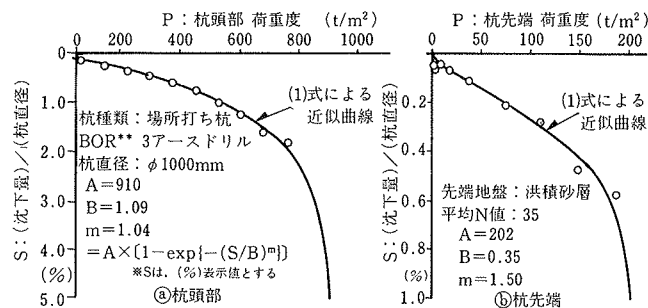


図-3 試験結果近似の一例 (非線形回帰)

ボーリング後、既製杭を吊込み軽打したもの、B・C工法はいずれも既製杭の中に挿入したオーガで先端地盤を掘りながら杭を圧入したものである。また、top β 、tip β はそれぞれ杭頭部、杭先端における(荷重試験から得た極限支持力)と(既往支持力算定式から求めた極限支持力)の比である。

表-1によると、場所打ち杭の極限支持力は、杭頭部においてtop β の平均が1.03になっており、荷重試験結果と既往支持力による算定値はほぼ等しい。しかし、先端地盤の極限状態を沈下量が杭径の10%に達した時点としたため、杭先端では荷重試験結果による極限支持力が、既往支持力算定値の約40%程度しかない。

これに対して、打込み杭では杭頭部、杭先端部ともに荷重試験結果が既往支持力算定値よりかなり大きく、それぞれ2.31倍、1.79倍になっている。これから耐震診断上はtop β として下限付近の値、すなわち表-1に示すように、1.3を採用する。なお、打込み杭では杭先端において沈下量が杭径の10%に達すると、杭先端荷重はほぼ極限状態に達している。

一方、埋込み杭では杭頭部、杭先端部ともに、施工法

杭種類	施工法	先端地盤		杭諸元		I) 杭頭部		II) 杭先端			
		土質名	N値	杭径 (cm)	先強さ (GL-m)	極限支持力 (ton/本)		top β	極限支持力 (ton/m ²)		
						載荷試験	既往算定式		載荷試験	既往算定式	tip β
◎ 場所打ち杭											
BOR**1	アースドリル	洪積砂層	40	100	25.0	860	939	0.92	155	600	0.26
BOR**2	アースドリル	洪積レキ層	29	130	10.8	770	753	1.02	193	435	0.44
BOR**3	アースドリル	洪積レキ層	35	100	20.0	715	692	1.03	204	525	0.39
BOR**4	オールケーシング	洪積レキ層	30	100	9.7	893	492	1.82	—	450	—
BOR**5	オールケーシング	洪積粘土層	29	130	15.0	861	1,046	0.82	254	428	0.59
BOR**6	アースドリル	洪積粘土層	45	100	29.2	743	1,150	0.65	—	675	—
BOR**7	アースドリル	洪積砂層	43	100	19.5	520	691	0.75	—	645	—
BOR**8	オールケーシング	洪積レキ層	50	100	26.8	1,231	1,153	1.07	84	750	0.11
BOR**9	リバース	洪積レキ層	41	100	8.9	849	586	1.45	777	615	—
BOR**10	リバース	洪積砂層	36	180	26.5	1,214	1,651	0.74	276	540	0.51
						平均		1.03	平均		0.38
◎ 打込み杭											
DRI**1	アゼセルハンマー	洪積砂層	35	35	14.5	455	181	2.51	1,586	1,050	1.51
DRI**2	アゼセルハンマー	沖積粘土	5	30	30.5	185	112	1.65	—	45	—
DRI**3	ゼンハンマー	沖積レキ層	28	35	24.0	172	140	1.23	666	840	0.79
DRI**4	ゼンハンマー	沖積粘土	3	35	24.0	139	4	—	445	34	—
DRI**5	アゼセルハンマー	沖積砂層	10	40	12.5	312	81	3.85	917	300	3.06
						平均		2.31	平均		1.79
◎ 埋込み杭											
EMB**1	AI工法	洪積粘土	15	70	25.5	1,113	248	—	426	375	1.14
EMB**2	AI工法	洪積粘土	8	50	27.5	935	124	—	683	200	3.42
EMB**3	AI工法	洪積レキ層	28	60	22.0	700	258	2.71	2,598	700	3.71
EMB**4	AI工法	洪積粘土	12	60	29.5	598	200	2.99	493	300	1.64
EMB**5	AI工法	洪積砂層	30	60	57.0	514	347	1.48	—	750	—
EMB**6	AI工法	洪積砂層	50	60	55.0	601	419	1.43	4,999	1,250	4.00
EMB**7	AI工法	洪積砂層	50	40	26.6	526	206	2.55	3,210	1,250	2.57
EMB**8	AI工法	洪積砂層	50	60	54.5	505	483	1.05	1,292	1,250	1.03
EMB**9	AI工法	洪積レキ層	45	80	31.5	1,219	643	1.90	1,161	1,125	1.03
EMB**10	AI工法	洪積レキ層	28	80	22.5	1,474	368	—	1,787	700	2.55
						A工法平均		2.02	平均		2.34
EMB**11	BI工法	洪積砂層	42	60	43.5	561	401	1.40	1,065	1,050	1.01
EMB**12	BI工法	洪積砂層	50	60	48.0	391	597	0.66	1,163	1,250	0.93
EMB**13	BI工法	洪積砂層	42	60	52.0	342	438	0.78	1,022	1,050	0.97
EMB**14	BI工法	洪積レキ層	28	60	37.5	516	212	2.43	1,887	700	2.70
EMB**15	BI工法	洪積砂層	42	60	61.0	631	455	1.39	1,174	1,050	1.12
						B工法平均		1.33	平均		1.35
EMB**16	CI工法	洪積砂層	44	60	59.0	386	373	1.04	444	1,100	0.40
EMB**17	CI工法	洪積レキ層	42	60	54.0	598	475	1.07	668	1,050	0.64
EMB**18	CI工法	洪積砂層	41	50	55.5	354	301	1.18	1,705	1,025	1.66
EMB**19	CI工法	洪積砂層	50	45	32.0	277	310	0.89	1,688	1,250	1.35
EMB**20	CI工法	洪積砂層	35	60	20.0	366	297	1.23	645	875	0.74
						C工法平均		1.08	平均		0.96
						埋込み杭平均		1.54	同左平均		1.72

既往支持力：◎場所打ち杭：Ru=15NAp+(NsLs/5+2NcLc)φ ◎ここに、
 算定式 ◎打込み杭：Ru=30NAp+(NsLs/5+2NcLc)φ Ru 極限支持力
 (N, Ns ≤ 50, Nc ≤ 4) N 杭先端付近の平均N値
 ◎埋込み杭：建築センター申請時算定式による Ap 杭先端断面積
 たゞし、杭先端では (Ru=25NAp)Ns, Nc 砂質土、粘性土層の平均N値
 Ls, Lc 砂質土、粘性土層の長さ
 φ 杭の周長
 β = (荷重試験による値/既往支持力算定式による値)
 * (top)は杭頭部を、(tip)は杭先端を示す

表-1 杭頭部、杭先端における極限支持力

によって載荷試験結果と既往支持力算定式による極限支持力の比はかなり異なっており、支持力を評価する場合その施工法について明らかにしておく必要がある。

3.2. 場所打ち杭の周面摩擦抵抗によるバネ

3.2.1. 最大周面摩擦抵抗 (f_{max}) 表-1 に示す杭載荷試験結果のうち、周面摩擦抵抗 (f) ~ 変位量 (δ) に関するデータ数は砂質土56, 粘性土57である。図-4 は、これに文献5), 6) に示されている最大周面摩擦抵抗 f_{max} をあわせ、地盤の平均 N 値に対してプロットしたものである。図-4 (a) によると、場所打ち杭の平均 f_{max} (t/m^2) は砂質土で $N/2.6$, 粘性土では $N/1.6$ で表わせる。

3.2.2. 鉛直摩擦バネ (K_s) 場所打ち杭周面に発生する摩擦抵抗 (f), 特に杭と周辺地盤との相対変位量 (δ) が 1 cm 以下の場合の発現状況を正確に評価するため、 f ~ δ 曲線を(2)式⁷⁾によって近似した (図-5 参照)。

$$f = ks \times \delta^\alpha \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$f = f_{max} \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 f : 周面摩擦抵抗 (kg/cm^2)

δ : 杭と周辺地盤との相対変位量 (cm)

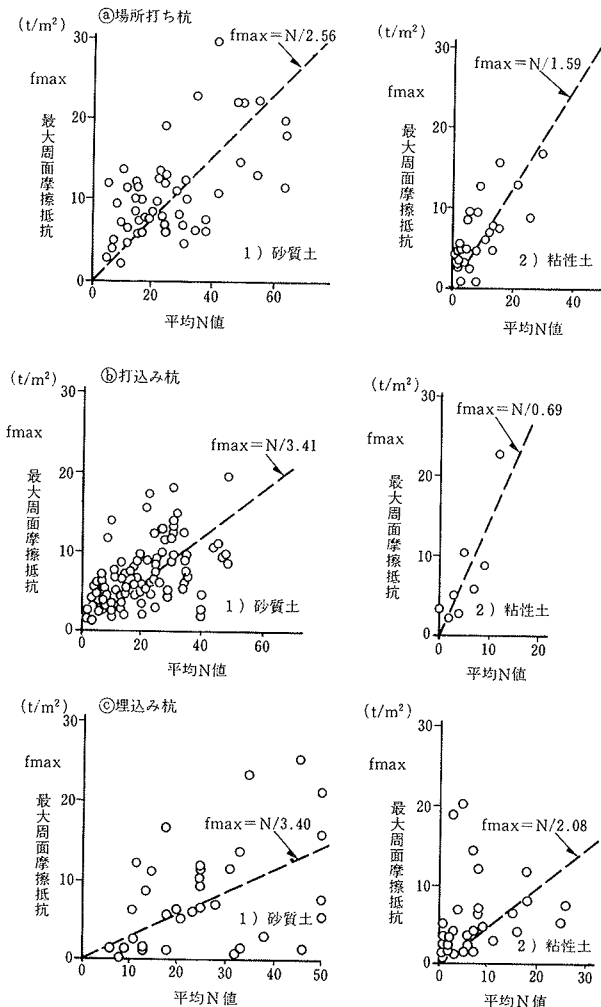


図-4 最大周面摩擦抵抗と平均 N 値の関係

ks : 鉛直摩擦バネ ($kg/cm^{2+\alpha}$) に関する定数
 α : f ~ δ 曲線の形状を規定する係数

図-6 (a) は式(2)による近似結果の一部を示したもので、 α の値は 0.2 ~ 0.8 の間に広く分布しており、その平均値は砂質土で 0.51, 粘性土では 0.41 である。これから、砂質土, 粘性土ともに α の値を 0.5 の一定値と扱うことにした。そして、(2)式をもとに各 f ~ δ 曲線における ks を求め、図-6 (b) に示すようにその平均値を N 値に対してプロットした。これによると、平均 ks ($kg/cm^{2.5}$) は砂質土で 0.061N, 粘性土では 0.086N で表わすことができる。

4. 地震外力の評価

杭基礎に作用する地震外力の評価法に関する研究は近年比較的多くみられるものの、基礎の根入れ効果を考慮した研究^{1), 2)}は極めて少ないのが現状である。本章では、2次元有限要素 (FLUSH)³⁾による構造物-地盤連成系振動解析結果に基づいて、基礎および杭に作用する地震外力の評価方法を検討する。

4.1. 解析モデルと入力諸元

解析モデルを図-7 に示す。上部建物および杭ははり要素にモデル化し、地盤の有効幅は建物底面と同一とした。表層地盤の底面、側面はそれぞれ粘性およびエネルギー

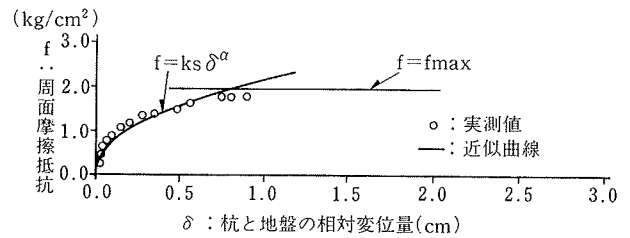


図-5 f ~ 曲線の近似

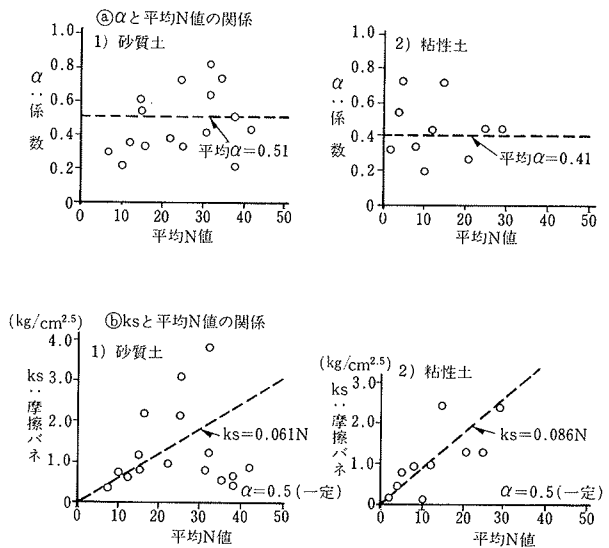


図-6 α , K_s と平均 N 値の関係 《式(2)による》

ギー伝達境界とし、根入れが有る時は根入れ部の面外方向に粘性境界を設定して擬似3次元効果を考慮した。

上部建物は低層建物を対象とし平面形が等しい2, 4, 6層の3CASEで、諸元を図-8, 表-2に示す。杭は、建物、および地盤条件に応じて設計した。その1例を図

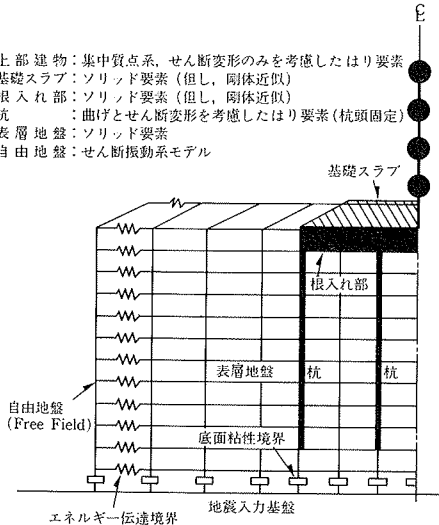


図-7 解析モデル

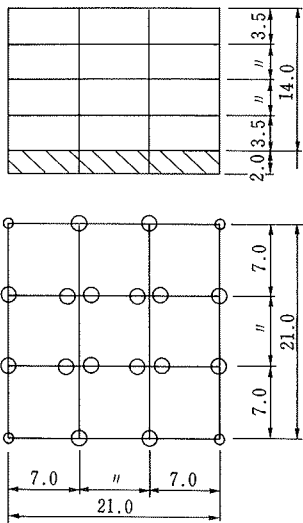


図-8 建物と杭

S	せん断バネK (t/cm)			重量 W(t)
	2F	4F	6F	
6	—	—	1342	573
5	—	—	2460	—
4	—	1178	3354	—
3	—	2062	4025	—
2	2357	2651	4472	—
1	3535	2949	4962	573
B	—	—	—	882
周期 T(s)	0.14	0.28	0.42	—

表-2 建物の諸元

	2F	4F	6F
中柱	1-1200	2-φ1000	2-φ1200
側柱	1- 800	1-φ1000	1-φ1200
隅柱	1- 800	1-φ 800	1-φ1000

表-3 杭の諸元

根入れ(m)	0	-2	-4	-6
総重量(t)	882	882	1764	2646

表-4 根入れ部重量

—8, 表-3に示す。根入れ深さは, 0, -2, -4, -6mの4CASEとし, 各CASEにおける根入れ部重量を表-4に示す。図-9は表層地盤の諸元および杭長であり, G1は支持層が浅い地盤が軟弱な粘性土地盤, G6は上部が粘性土, 下部が砂質土の比較的良好な二層系地盤, また, G10は中位の砂質土地盤を示している。G1, G6, G10地盤での卓越周期はそれぞれ0.83~1.14sec, 0.34sec, 0.28~0.34secである。なお, 成層性の強い地盤および異なった杭長についても解析しているが, ここでは省略する。

減衰は材料減衰として上部建物, 基礎部および杭にそれぞれ2%, 地盤に5%を与えている。地震入力基盤のせん断波速度は $V_s=331.3$ m/secとする。入力地震波はEL Centro 1940 NSおよびHachinohe 1968 EWの2波とし, 最大加速度をそれぞれ200 galとして基盤位置に与えた。

なお, 以下では上部建物が4層の場合を主対象として述べる。

4.2. 解析結果および考察

4.2.1. 応答加速度 基礎部頂部 (GL-0 m) と自由地盤地表面とのフーリエスペクトル比率を図-10に示す。

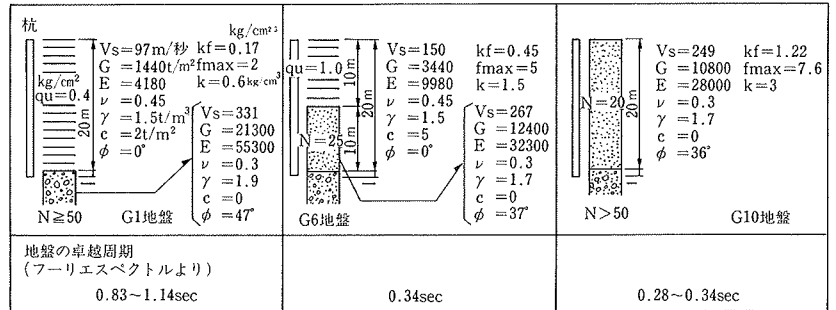


図-9 地盤モデルと杭長

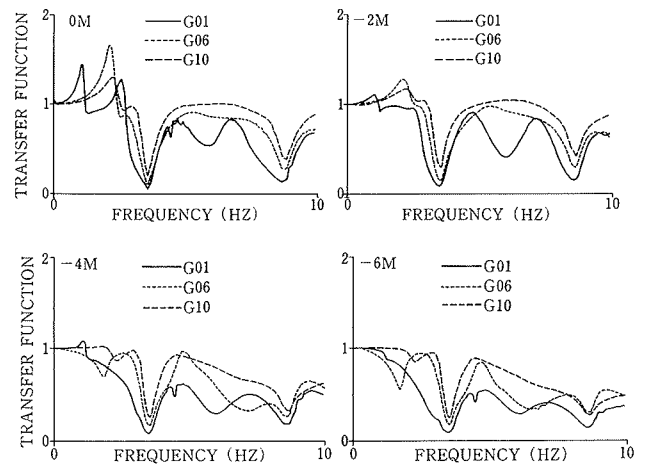


図-10 加速度フーリエスペクトル比率(基礎/地表)

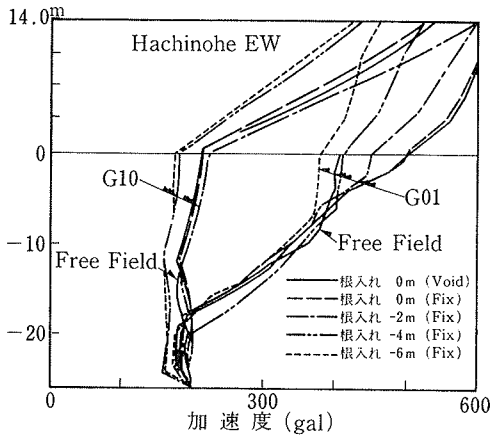


図-11 応答加速度分布

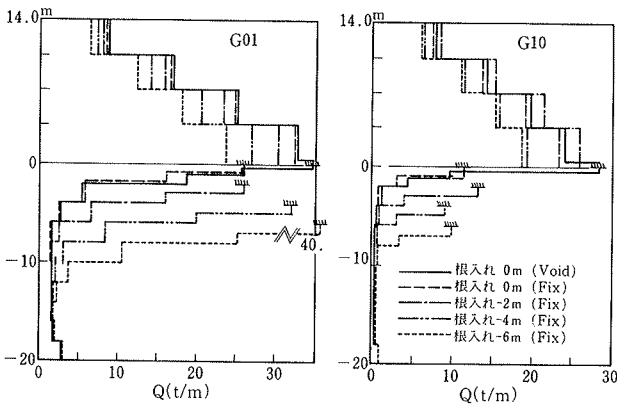


図-12 応答せん断力分布(Hachinohe)

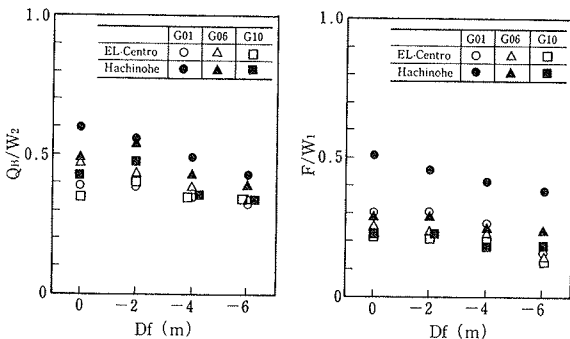


図-13 ベースシア係数と基礎部震度

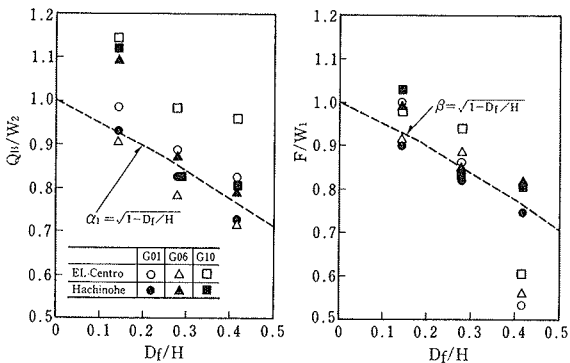


図-14 根入れによる地震外力の低減

また、Hachinohe 波入力時の応答加速度分布を図-11に示す。両図より、根入れ深さが増すに従い、上部建物の応答加速度(地震入力)が低減されると共に根入れ部の加速度応答値が自由地盤のそれを下回る傾向を有し、それらの傾向は G1 地盤ほど顕著である。なお、地表面の最大加速度は入力基盤のそれに対し、軟弱である G1 地盤で1.8~2.5倍程度、良質な G10 地盤で0.9~1.1倍程度となっている。

4.2.2. 応答せん断力分布 上部建物および杭の応答せん断力分布の一例を図-12に示す。根入れが有るとベースシアは一般に低減される。一方、杭頭のせん断力は次のような傾向を有する。① G10 のような良質な地盤の場合、地盤の増幅が小さいので根入れ部の重量が増加してもせん断力はベースシアより小さい。②比較的軟弱な G1 の場合は、地盤の増幅が大きいため根入れ深さが増加するにつれせん断力がベースシアを上回る。

現行建築基準法において杭に作用する地震外力は、ベースシア Q_B と動土圧を考慮した基礎部水平外力 F ($F = K * W$, K は基礎部水平震度で、地盤にかかわらず $K = 0.1 * (1 - (D_f/40))$) との和として規定されているが、図-12の結果から判断すると、基準法で算定される値は特に良質な G10 地盤の場合、応答結果とは異なる傾向である。

4.2.3. 基礎に対する地震外力 ここでは基礎に作用する地震外力をベースシア Q_B と基礎慣性力 F ($= W_1 * \ddot{x}/g$, W_1 , \ddot{x} ; 基礎全重量と応答加速度) との和 ($Q_B + F$) とし、根入れによる低減効果を評価する。

図-13は横軸に根入れ深さ D_f をとり、 Q_B と上部建物全重量 W_2 との比および F と W_1 との比を示す。 Q_B/W_2 および F/W_1 とともに根入れ深さが増すに従い減少する。図-14は横軸に D_f/H (H ; 上部建物全高) をとり、図-13における $D_f=0$ m を基準として D_f の増加による Q_B/W_2

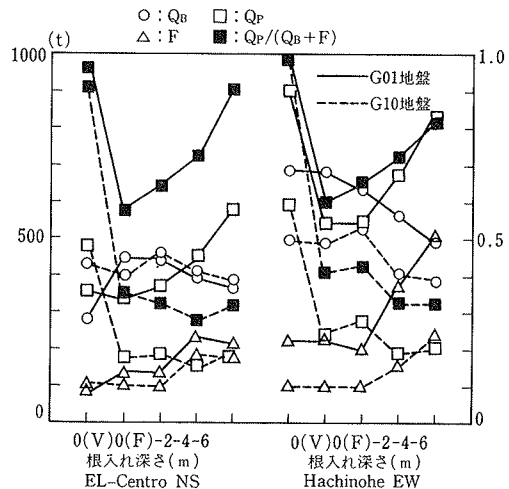


図-15 応答最大値

W₂と F/W₁の変化を示す。少ない解析例からではあるが次の傾向を有する。①比較的良好な G10 地盤に卓越周期の短い EL Centro 波のような波が作用した場合、根入れ効果によるベースシアの低減は小さい。②根入れ効果によるベースシアの低減は G01 地盤で大きい。

図-14からベースシアの低減は G1 および G6 地盤で可能と思われるが、ここでは G1 地盤、即ち第3種地盤でのみ可能とする。その低減係数 α_1 は図-14に併記したように、ほぼ次式で表わせる。

$$\alpha_1 = \sqrt{1 - D_f/H}$$

また、図-14より根入れ効果による基礎部慣性力の低減はすべての地盤で可能であり、その低減係数 β もほぼ次式で表わせる。

$$\beta = \sqrt{1 - D_f/H}$$

4.2.4. 力の分担と釣り合い 最大応答値に基づいて Q_B, F, 杭頭せん断力 Q_pおよび [Q_p/(Q_B+F)]の値を図-15に示す。杭に作用する地震外力は、G10 地盤では根入れ深さにかかわらず Q_B+F の30~40%、一方、G01 地

盤では60~90%で根入れが深い程大きな値となるが、Q_p < Q_B+F の関係にある。図-16は動土圧 P (根入れ部の隣接地盤要素の応力)あるいは Q_B, F, Q_pが最大となる時刻(但し、3者はほぼ同時刻で最大を示す)の力の釣り合いである。同図より Q_pが最大となる時刻では、地盤が軟弱かつ根入れが深い時に主働状態となる場合もあるがその時の土圧は小さく、動土圧はほぼ受働状態であるとみなせる。

5. 根入れ部の水平抵抗力の評価、および杭の荷重分担率

地震外力に対する基礎部の水平抵抗要素は、根入れ部前面の受働抵抗、根入れ部側面の摩擦抵抗、および杭の水平抵抗である。なお、抵抗要素として、基礎底面の摩擦抵抗も考えられるが、杭基礎の場合は、建物の建設後長期間経過すると、基礎スラブと地盤との間に空隙が生じやすいので、耐震診断上、この抵抗要素を無視して扱うことにする。

各抵抗要素の評価法、およびこの評価法を用いて種々の条件下で水平力に対する杭の荷重分担率 α_p を試算し、 α_p に対する地盤条件、および根入れ深さなどの影響について検討した結果を以下に示す。

5.1. 根入れ部前面の受働抵抗

本耐震診断法では低層建物の基礎杭を対象としていることから、地震時に建物はロッキングを生じず剛体的に水平移動すると仮定し、根入れ部前面に作用する全受働抵抗を次式で求める。なお、任意の深さにおける受働抵抗はランキン・レザールの受働土圧を超えないものと仮定する。

$$P_w = B_w \int_0^{D_f} k_w \delta dz \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$k_w = \frac{q}{\delta} = \frac{E}{B_w(1-\nu^2)I_s} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 δ : 根入れ部の水平変位 (m)

根入れ	地盤	Pが最大	Q _B , F or Q _p が最大
-2m	G01	102 $\begin{array}{c} \triangleright 735 \\ \triangleright 304 \\ \blacktriangleright 819 \blacktriangleright 216 \end{array}$ 102	79 $\begin{array}{c} \triangleright 1273 \\ \triangleright 406 \\ \blacktriangleright 1089 \blacktriangleright 452 \end{array}$ 79
	G06	145 $\begin{array}{c} \triangleright 940 \\ \triangleright 216 \\ \blacktriangleright 677 \blacktriangleright 139 \end{array}$ 145	121 $\begin{array}{c} \triangleright 1233 \\ \triangleright 232 \\ \blacktriangleright 688 \blacktriangleright 535 \end{array}$ 121
	G10	222 $\begin{array}{c} \triangleright 800 \\ \triangleright 358 \\ \blacktriangleright 532 \blacktriangleright 182 \end{array}$ 222	159 $\begin{array}{c} \triangleright 1088 \\ \triangleright 532 \\ \blacktriangleright 425 \blacktriangleright 877 \end{array}$ 159
-4m	G01	119 $\begin{array}{c} \triangleright 148 \\ \triangleright 140 \\ \blacktriangleright 236 \blacktriangleright 290 \end{array}$ 119	42 $\begin{array}{c} \triangleright 1120 \\ \triangleright 740 \\ \blacktriangleright 1344 \blacktriangleright 434 \end{array}$ 42
	G06	180 $\begin{array}{c} \triangleright 306 \\ \triangleright 258 \\ \blacktriangleright 456 \blacktriangleright 668 \end{array}$ 180	32 $\begin{array}{c} \triangleright 982 \\ \triangleright 402 \\ \blacktriangleright 846 \blacktriangleright 602 \end{array}$ 32
	G10	260 $\begin{array}{c} \triangleright 223 \\ \triangleright 25 \\ \blacktriangleright 189 \blacktriangleright 83 \end{array}$ 260	125 $\begin{array}{c} \triangleright 804 \\ \triangleright 300 \\ \blacktriangleright 357 \blacktriangleright 497 \end{array}$ 125
-6m	G01	237 $\begin{array}{c} \triangleright 580 \\ \triangleright 602 \\ \blacktriangleright 1048 \blacktriangleright 608 \end{array}$ 237	119 $\begin{array}{c} \triangleright 992 \\ \triangleright 1012 \\ \blacktriangleright 1678 \blacktriangleright 564 \end{array}$ 119
	G06	322 $\begin{array}{c} \triangleright 501 \\ \triangleright 373 \\ \blacktriangleright 701 \blacktriangleright 817 \end{array}$ 322	169 $\begin{array}{c} \triangleright 893 \\ \triangleright 573 \\ \blacktriangleright 1112 \blacktriangleright 392 \end{array}$ 169
	G10	351 $\begin{array}{c} \triangleright 220 \\ \blacktriangleleft 8 \\ \blacktriangleright 119 \blacktriangleleft 371 \end{array}$ 351	195 $\begin{array}{c} \triangleright 781 \\ \triangleright 443 \\ \blacktriangleright 408 \blacktriangleright 428 \end{array}$ 195



図-16 動的な力の釣り合い

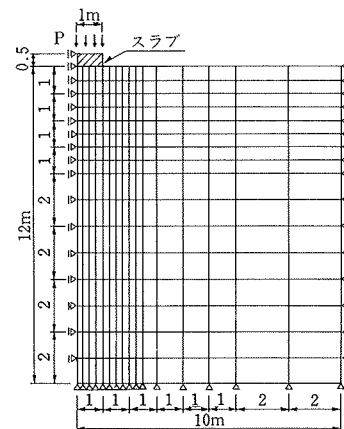


図-17 FEM モデル(軸対称)

- q : 荷重度 (t/m²)
- B_w : 根入れ部前面の長方形の短辺長さ (m)
- I_s : 根入れ部前面の形状・剛性によって決まる係数
- D_r : 根入れ深さ (m)
- E : 地盤の変形係数 (t/m²) で、下式で表わせるような歪み依存性を有すると仮定する。

$$\frac{E}{E_0} = \frac{1}{1 + \frac{\delta/\sqrt{A_w}}{6.8 \times 10^{-4}}} \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここに、E₀ : 微小歪みレベルにおける地盤の初期変形係数 (t/m²)

A_w : 根入れ部前面の長方形の面積 (m²)

なお、(6)式は非線形 FEM、および弾性理論解を利用して以下の手順で求めた。

①地盤上に設置された直径 D の剛な円形スラブを加力したときの荷重度と沈下量の関係、およびスラブ底面下における地盤の沈下量の深さ方向分布を図-17 に示す軸対称モデルを用いて非線形 FEM によって求める (図-18, 19 参照)。その際、地盤の応力～歪み曲線は、図-20 の Hardin-Drnevich の E/E₀～ε 曲線から求めた図-21 の曲線で近似する。

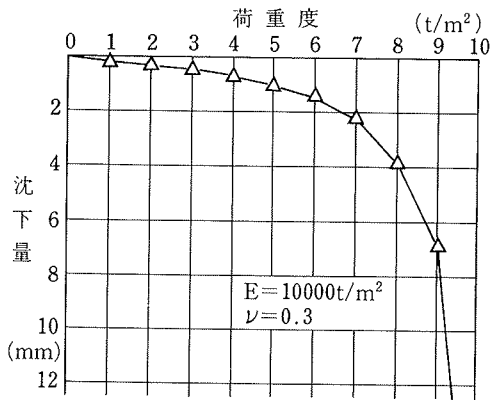


図-18 荷重度～沈下量曲線

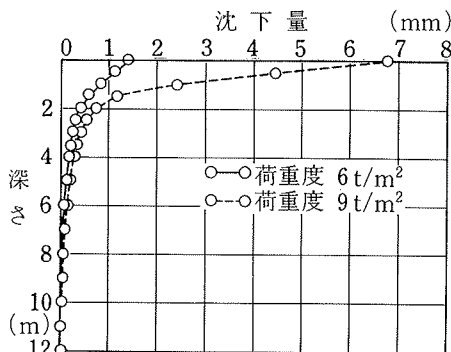


図-19 沈下量の深さ方向分布

②図-19から、地盤の変形係数 E は、歪みが大きなスラブ近傍で小さく、歪みが小さなスラブから離れた位置で大きいと推測される。このように変形係数が一様でない地盤を、これと等価な E が一様な地盤として扱うために、図-19において、高荷重レベルにおける沈下の大部分が、地表面からスラブの底面積 A の平方根程度の深さの地盤内で生じていることに着目する。すなわち、スラブの沈下に支配的な影響を与えるのは、スラブ底面下の \sqrt{A} の範囲内の地盤であると仮定し、この範囲の地盤の平均歪みを δ/\sqrt{A} で与え、変形係数もその平均歪みに対応した値を与える。

③各荷重段階ごとに①で求めた非線形 FEM による沈下量と(5)式の弾性理論解による沈下量とが一致するような変形係数 E を逆算する。次に、この変形係数と微小歪みレベルにおける初期変形係数との比 E/E₀ と δ/\sqrt{A} との関係を求める (図-20中の◎記号参照)。この関係を Hardin-Drnevich 式で近似すると(6)式が得られる (図-20中の破線参照)。

5.2. 根入れ部側面の摩擦抵抗、および杭の水平抵抗

根入れ部側面の摩擦抵抗は、「3. 杭の鉛直支持力の評価」に示す場所打ち杭の摩擦抵抗の評価式、(2X3)式をそのまま準用して求める。

杭の水平抵抗は弾性支承梁法によって求める。地盤反力係数は、杭頭変位の平方根に逆比例し、さらに任意の深さにおいて杭に作用する地盤反力は、Broms が提案す

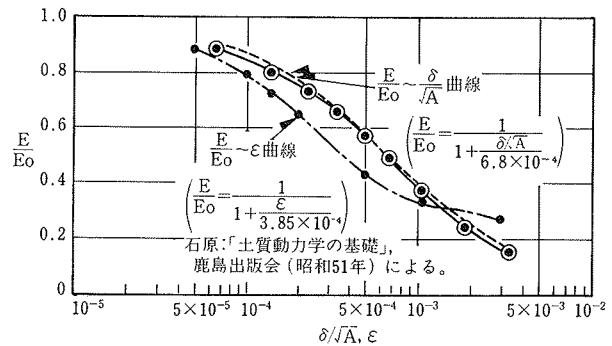


図-20 E/E₀～ε, δ/√A 曲線

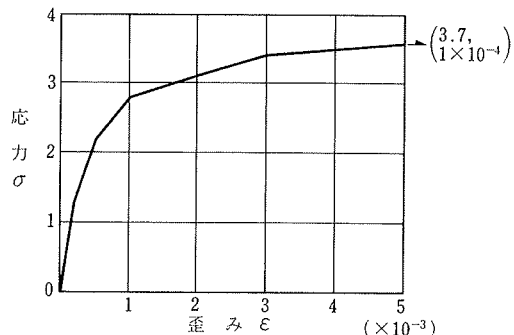


図-21 応力～歪み曲線

る下記の最大受働抵抗 P_{max} を超えないと仮定する。

(砂質土) $P_{max} = 3K_p \gamma x B$

(粘性土) $P_{max} = 9c_u B$

ここに、 K_p : 受働土圧係数 B : 杭径 (m)

γ : 土の単位体積重量 (t/m^3)

x : 地表面からの深さ (m)

c_u : 土の非排水せん断強さ (t/m^2)

なお杭体の非線形性による剛性低下の影響は、次の段階の検討課題とし、本試案ではとりあえず無視して扱う。

5.3. ケーススタディ

代表的な地盤条件として、既出の図-9 に示す 3 タイプを選び、建物の平面を 21×21 m、高さを 2, 4, 6 階、根入れ深さを 2, 4, 6 m と変えて、上記の方法で各抵抗要素の水平抵抗力と水平変位との関係、および杭の荷重分担率と水平変位との関係を求めた。

建物の断面と杭配置の 1 例を図-8、および表-3 に、また、各抵抗要素の水平抵抗力と水平変位の関係の一例を図-22 に示す。なお、根入れ部前面の受働抵抗の算定時に使用した地盤の変形係数と水平変位の関係は、図-23 となる。図-22 によると、各抵抗要素の水平抵抗力は

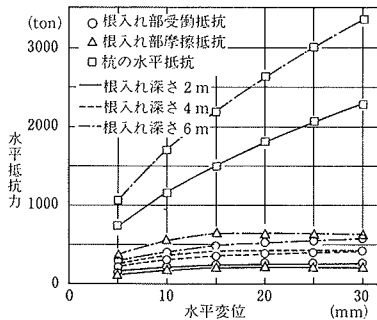


図-22 水平抵抗力～水平変位の関係

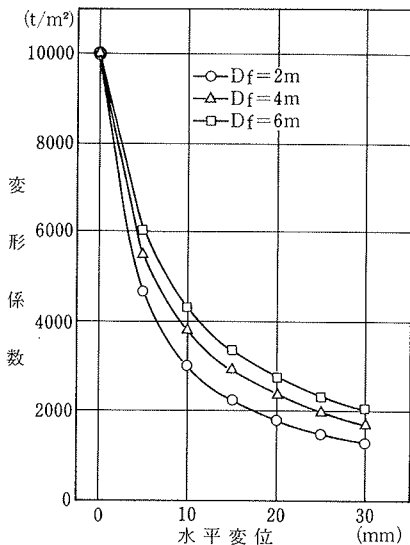


図-23 地盤の変形係数～水平変位の関係

いずれも水平変位の増加に伴って漸増する傾向が認められるが、摩擦抵抗力は、10~15 mm 程度の比較的小さい水平変位で最大値に達し、一定値を示す傾向が認められる。また、図-23から、地盤の変形係数は、水平変位の増加に伴って急速に低下し、その低下の割合は、根入れが浅いほど大きくなることわかる。これは、根入れ部の水平変位を一定としたとき、根入れが浅いほど、既述の δ/\sqrt{A} で表わされる地盤の平均歪みが大きくなるためである。

杭の荷重分担率と水平変位の関係を図-24 に示す。この図によると、杭の荷重分担率は水平変位の増加に伴って漸増する傾向が認められる。

耐震診断上必要となる、杭が極限状態に達するときの水平変位における荷重分担率 α_p と、根入れ深さと建物の高さの比、 D_f/H との関係を求め、図-25 に示す。なお、杭体の終局曲げ耐力、および終局せん断耐力は、日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」昭和56年に準拠して計算した。この図から根入れが深いほど、また地盤条件が良好なほど、杭の荷重分担率が小さくなることわかる。なお、杭の破壊形式はいずれも曲げ破壊であり、破壊時の水平変位は 5~35 mm で、地盤

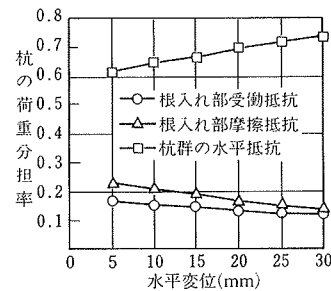


図-24 杭の荷重分担率～水平変位の関係

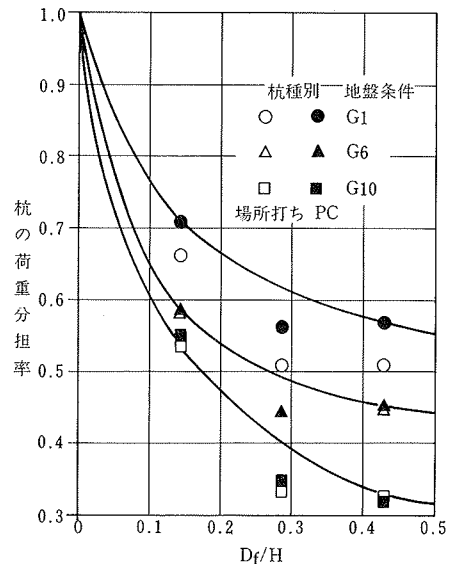


図-25 杭の荷重分担率～ D_f/H

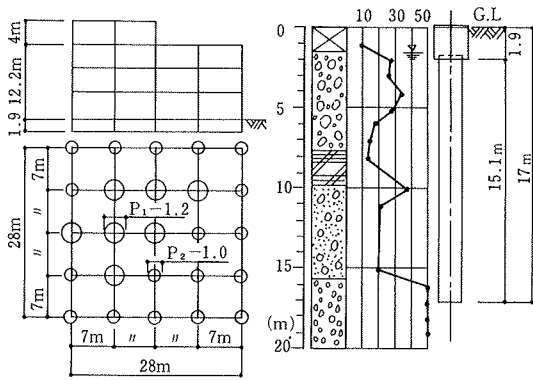


図-26 建物 A ($D_f=1.9\text{ m}$, 場所打ち杭)

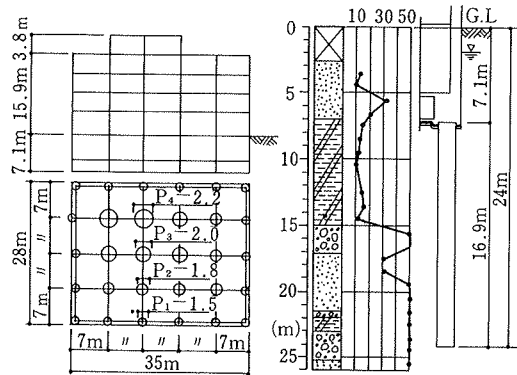


図-27 建物 B ($D_f=7.1\text{ m}$, 場所打ち杭)

が軟弱なほど、大きくなる傾向が認められた。杭の破壊時の水平変位が比較的小さいのは、杭頭条件を固定と仮定したこと、杭体の非線形性による剛性低下の影響を無視したためと考えられる。このような処置によって杭の水平剛性が実際より大きく評価され、荷重分担率も大きくなるので、この処置は、耐震診断上、安全側になっているといえる。

6. 適用例

本試案を用いて、図-26, 27に示す2例について、既設杭の耐震診断を行なった結果を表-5に示した。なお、建物が比較的低層であることから、地震時における軸力変動の影響を無視した。表-5によると、本試案による地震外力は現行法と比較して、地上部で小さく、根入れ部で大きくなっている。一方、根入れ部の水平抵抗力については、本試案による値は現行法と比較して、受働抵抗、摩擦抵抗とも大きな値を示している。また、2例ともに、十分な耐震性があるとの結果が得られている。

7. 結語

本耐震診断法は一つの試案であり、考え方のみで具体的方法を示していない部分がある。また、診断に使用する算定式に関する検討や、諸係数のバックデータも必ず

		建物 A $D_f=1.9\text{ m}$ $D_s=0.45$ $F_{es}=1.0$		建物 B $D_f=7.1\text{ m}$ $D_s=0.35$ $F_{es}=1.0$	
		現行法	本試案	現行法	本試案
地震外力 $Q_{ud}(t)$	地上部	1882	1882	2086	1668
	根入れ部	212	637 ^{*1)}	593	1422 ^{*1)}
合計		2094	2519	2679	3090
根入れ部の 水平抵抗(t)	受働抵抗	175 ^{*2)}	185	480 ^{*2)}	600
	摩擦抵抗	120 ^{*2)}	400	780 ^{*2)}	1860
杭群の水平抵抗 $Q_u(t)$		3255 ^{*3)}	3255	4298 ^{*3)}	4298
杭群の荷重分担率 α_p		0.92	0.85	0.77	0.64
$Q_u/\alpha_p Q_{ud}$		1.7	1.5	2.1	2.2

※1) 根入れ部の震度として0.3を採用したので、現行法よりかなり大きな値となっている。
 ※2) 日本建築センター「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」昭和59年、付録による。
 ※3) 根入れ効果の比較がポイントであるので、本試案による方法と同様の方法で評価した。

表-5 耐震診断の結果

しも十分ではない。これらの点については今後さらに検討を進める必要がある。

謝 辞

この研究は、東京電力(株)の委託により、東電設計(株)と共同で実施したものである。関係各位の御指導、御協力に感謝致します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、(昭和56), pp. 1~38
- 2) 地震力に対する建築物の基礎の設計指針、日本建築センター、(昭和59), pp. 43~47
- 3) 石原：土質動力学の基礎 鹿島出版会、鹿島出版会(昭和51), pp. 196~202
- 4) 宇都一馬、他：載荷試験から得られる荷重~沈下曲線の非線形回帰計算について その2、昭和57年度土木学会講演集、(1982), pp. 515~516
- 5) 建築基礎構造設計指針、日本建築学会(1988)
- 6) 柴田徹、他：大口径場所打ち杭の周面摩擦抵抗の推定、第32回土質工学シンポジウム(土質工学会編)、(1987), pp. 7~10
- 7) 横山幸満、他：摩擦杭(単杭)の沈下予測、第32回土質工学学会シンポジウム(土質工学会編)、(1987), pp. 23~28
- 8) 杉村・平出：基礎根入れによる水平力低減効果、建築研究所年報、(昭和58), pp. 268~273
- 9) 水野・飯場、他：模型試験体による動的相互作用効果に関する研究(その10)、日本建築学会大会学術講演梗概集、(1985) pp. 193~194他、一連の研究
- 10) Lysmer, J., et al "FLUSH-A Computer Program for Univirsity of California, Berkeley. 1975 Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems", Report NO. EERC 75-30