

土木研究所資料

第1607号

多柱式基礎模型載荷試驗

昭和55年7月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

ま え が き

本資料は、建設省土木研究所基礎研究室において、道路事業調査費（大規模）の水中基礎形式に関する調査の一環として実施した、多柱式基礎模型の水平載荷試験結果をとりまとめたものである。

本載荷試験は、偏心載荷試験および軸心載荷試験よりなるため、本資料においても2部に分けてまとめている。

昭和55年7月

構造橋梁部長	浅間達雄
基礎研究室室長	塩井幸武
研究員	光家康夫
研究補助員	千野啓次

目 次

ま え が き

1. 偏心水平載荷試験	1
1.1 試験目的	1
1.2 試験概要	1
1.3 試験結果	1 0
1.4 結果の解析	2 3
1.5 結 論	3 0
2. 軸心水平載荷試験	3 1
2.1 試験目的	3 1
2.2 試験概要	3 1
2.3 試験結果	3 2
2.4 結果の解析	3 4
2.5 結 論	5 7
あ と が き	5 8

1. 偏心載荷試験

1.1 試験目的

多柱式基礎は、その水平力に対する抵抗を柱の剛性に期待しているため、柱の細長比が大きくなるにつれて、柔軟な構造形式となる。

一方、多柱式基礎は海中や湖中に建設されることが多く、船舶等の衝突に対する合理的な設計法の確立が望まれている。船舶が多柱式基礎のフーチング重心軸上に衝突した場合の荷重は、地震時荷重と同様に取扱うことができる。しかし、船舶がフーチングに偏心して衝突した場合は、多柱式基礎にねじりが生じ、ねじりに対する設計法が確立していないことから設計上の問題点となっている。

そこで、ねじり外力が作用した場合の基礎の挙動、応力分布、荷重分担等を調査し、ねじりに対する設計法を検討することを目的として、多柱式基礎模型による偏心載荷試験を実施した。

1.2 試験方法

1.2.1 試験概要

(a) 試験体

試験体はフーチング厚の異なる P_1 、 P_2 よりなる。それぞれの形状寸法を図－1.2.1に、杭頭の結合方法を図－1.2.2に示す。

(b) 試験地盤

試験場所は、千葉県千葉市穴川4丁目12-52旧建設省土木研究所千葉支所構内である。試験位置近くの土質柱状図を図－1.2.3に示す。

(c) 使用機材

使用した機材を表－1.2.1に一覧表として示す。

(d) 載荷装置

載荷装置は、図－1.2.4に示すように P_1 、 P_2 がお互いに反力を取りあう形で行った。

偏心載荷試験の場合は載荷桁を介して100 ton油圧ジャッキ（4台）で加力し、軸心載荷試験の場合は500 ton油圧ジャッキ（1台）により加力した。

偏心載荷試験では、フーチング図心を中心とした、純ねじり力が作用するような載荷装置としている。

1.2.2 試験方法

(a) 載荷方法

載荷の方法は、次に示すような一般的な緩速多サイクル載荷試験で行なった。

載荷々重のうち、指定荷重では試験体載荷点変位の進行が10分間で2/100 mm 以下になる迄もしくは40分間迄定荷重維持を行ない、その他の荷重では5分間の定荷重維持を行なった。

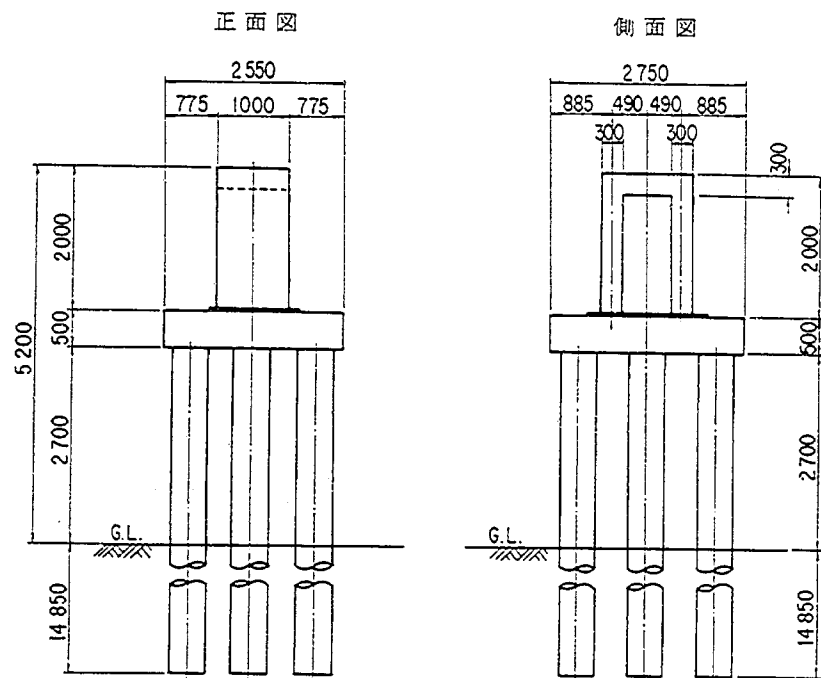
載荷サイクルを表－1.2.2に示す。

表-1.2.1 試験機材

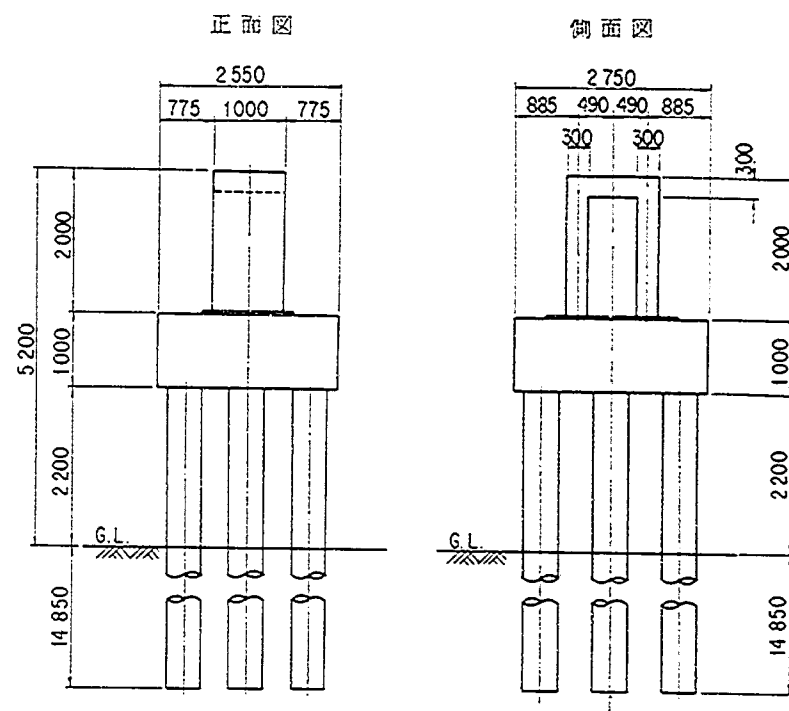
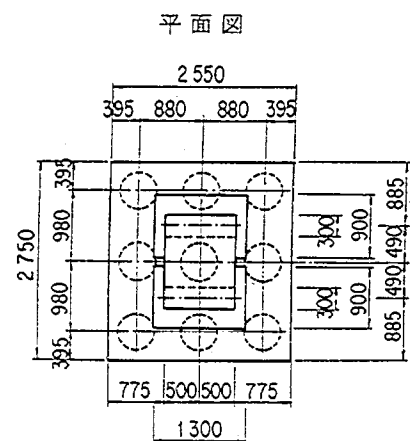
試験名称	機材名称	規格・容量	製作会社名	数量
軸心 偏心 水平載荷試験	デジタルひずみ測定器	SD-510A 0.2sec/ch TDS-100 //	共和電業(株) 東京測器	1台 1台
"	同 切 換 器	ASB-55E ASW-304B	共和電業(株) 東京測器	3台 1台
"	デジタル荷重指示計	SDT-313A	"	1台
"	ひずみ型変位計	TCL-100B 100mmストローク	昭和測器(株)	15台
"	"	TCL-50B 50mmストローク	"	13台
"	傾 斜 計	FA-1050 ±50分	坂田電機(株)	2台
"	同 指 示 計	MA-301B	"	1台
"	電動油圧ポンプ	定荷重制御装置内蔵	(株)大阪ジャッキ製作所	1台
"	載 荷 桁	I-1000×300 ×25/50×10,000	新日本製鉄(株)	1式
"	観 測 コ ン テ ナ		"	2棟
軸心水平載荷試験	500ton油圧ジャッキ	300mmストローク	(株)大阪ジャッキ製作所	1台
"	ひずみ型圧力変換器	PG-500KU	共和電業(株)	1台
偏心水平載荷試験	100ton油圧ジャッキ	200mmストローク	(株)大阪ジャッキ製作所	4台
"	100tonロードセル		昭和測器(株)	4台
軸心水平載荷試験	200tonロードセル	反 力 用	"	2台
軸心 偏心 水平載荷試験	デジタルタイマー	時間測定、ひずみ測定装置 自動始動	新日本製鉄(株)	1台
"	I T V 装 置	テレビカメラ、モニターテレビ	松下通信工業(株)	1式

表-1.2.2 偏心載荷試験(各々の荷重は油圧ジャッキ2台の合計荷重を示す)

サイクル	— ; 指定荷重 () ; 定荷重維持時間(分)
1	0 - 5 - 10 - 5 - 0 (20') (20') (5') (20')
2	0 - 10 - 15 - 20 - 10 - 0 (5') (30') (40') (5') (20')
3	0 - 10 - 20 - 30 - 40 - 20 - 0 (5') (5') (40') (40') (5') (30')
4	0 - 10 - 20 - 40 - 50 - 60 - 40 - 20 - 0 (5') (5') (5') (40') (40') (5') (5') (40')



P₂ 試験体一般図 S=1/50



P₁ 試験体一般図 S=1/50

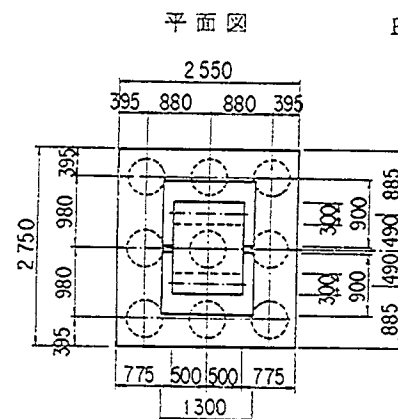


図-1.2.1 試験体

図-1.2.2 フーチング詳細図

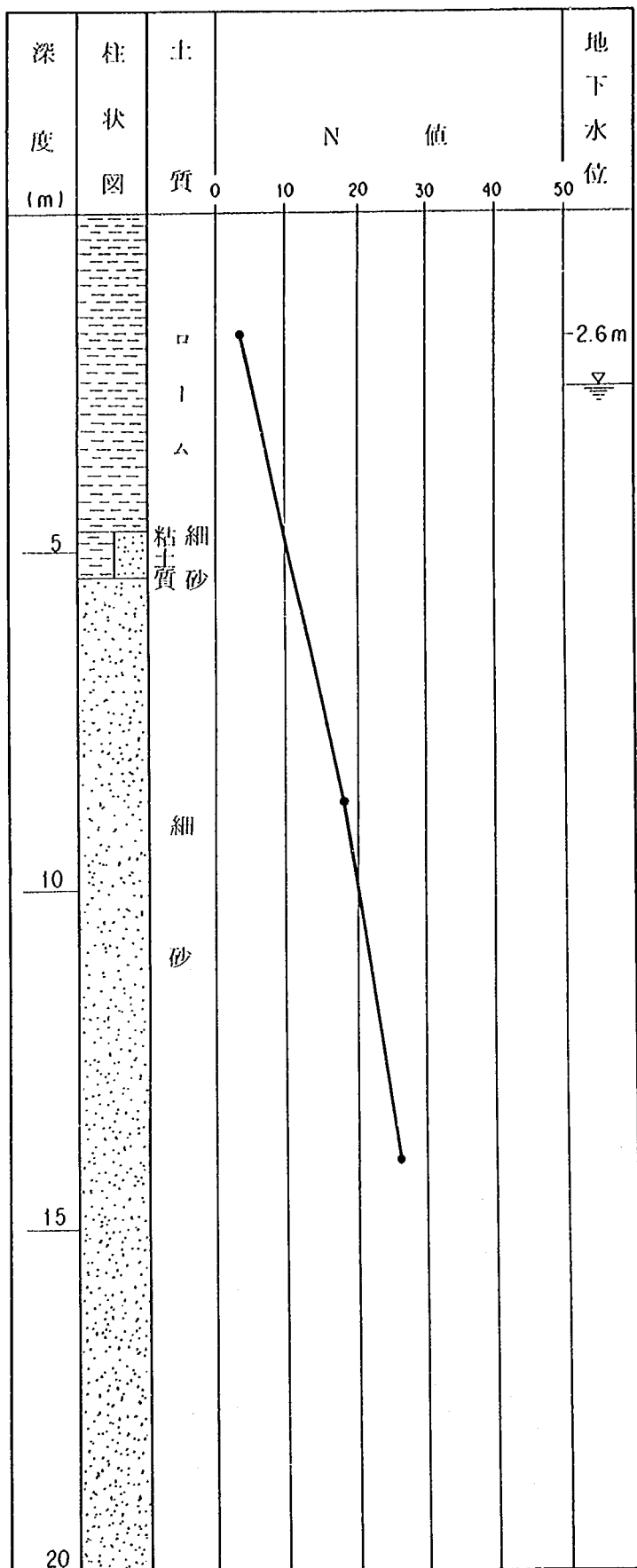


图 - 1.2.3 土质柱状图

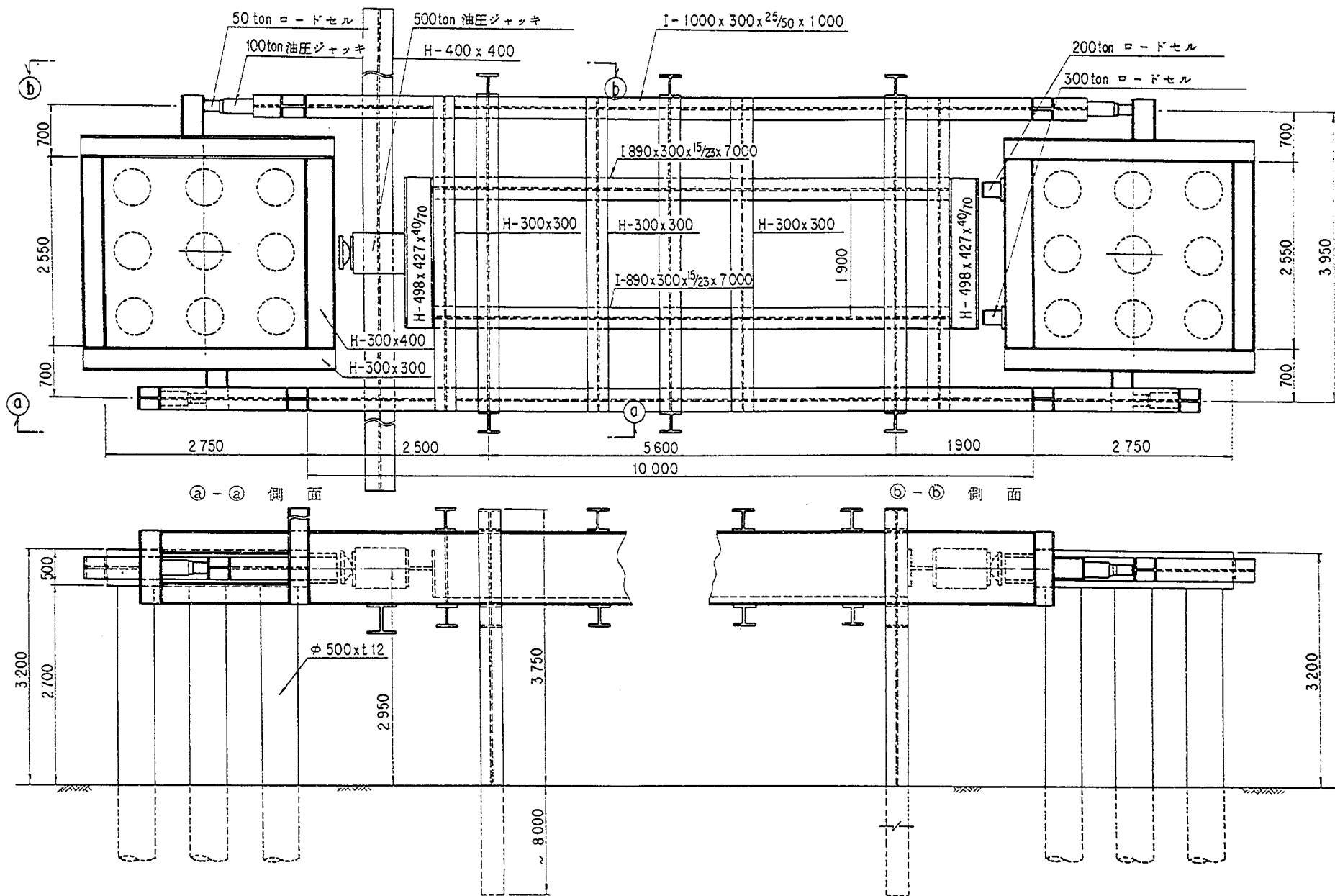


図 - 1.2.4 載荷試験装置

載荷荷重を最大 60 ton に制限したのは、偏心載荷による地盤変形が偏心載荷試験の後に実施する軸心載荷試験に悪影響を及ぼさないように配慮したためである。

(b) 測定方法

荷重； 偏心載荷試験では、 P_1 、 P_2 試験体を各々 2 台の油圧ジャッキを使って加力した。

荷重の測定は各油圧ジャッキにセットされたロードセルの出力をデジタルひずみ測定装置に接続して行なった。また載荷重の制御は P_2 試験体に取り付けたロードセルの出力を電動油圧ポンプ付設のデジタル荷重指示計に接続して行なった。荷重の制御幅は全ての荷重について $\pm 100\text{ Kg}$ とした。

変位； 変位の測定は、原則として次のように行なった。処女荷重及び各サイクル零荷重では 0 分、2 分、5 分、10 分、以降 10 分間隔で測定し、10 分間の変位の進行が $2/100\text{ mm}$ 以下になる迄または 40 分迄とした。履歴内荷重では 0 分と 5 分に測定した。

変位測定位置は図－1.2.5 に示す通りである。

変位計はひずみ型変位計を使用し、観測コンテナ内に設置したデジタルひずみ測定装置に接続して自動測定記録した。

ひずみ； ひずみは P_2 供試体についてのみ測定した。

ひずみの測定は、指定荷重及び零荷重では 0 分と時間待ち最終時に測定し、履歴内荷重では 0 分に測定した。

ひずみ測定位置は図－1.2.6 に示す通りである。

ひずみの測定は観測コンテナ内に設置したデジタルひずみ測定装置に接続して自動測定記録した。

時間； 試験時間の計測指示はデジタルオートタイマーによって行なった。

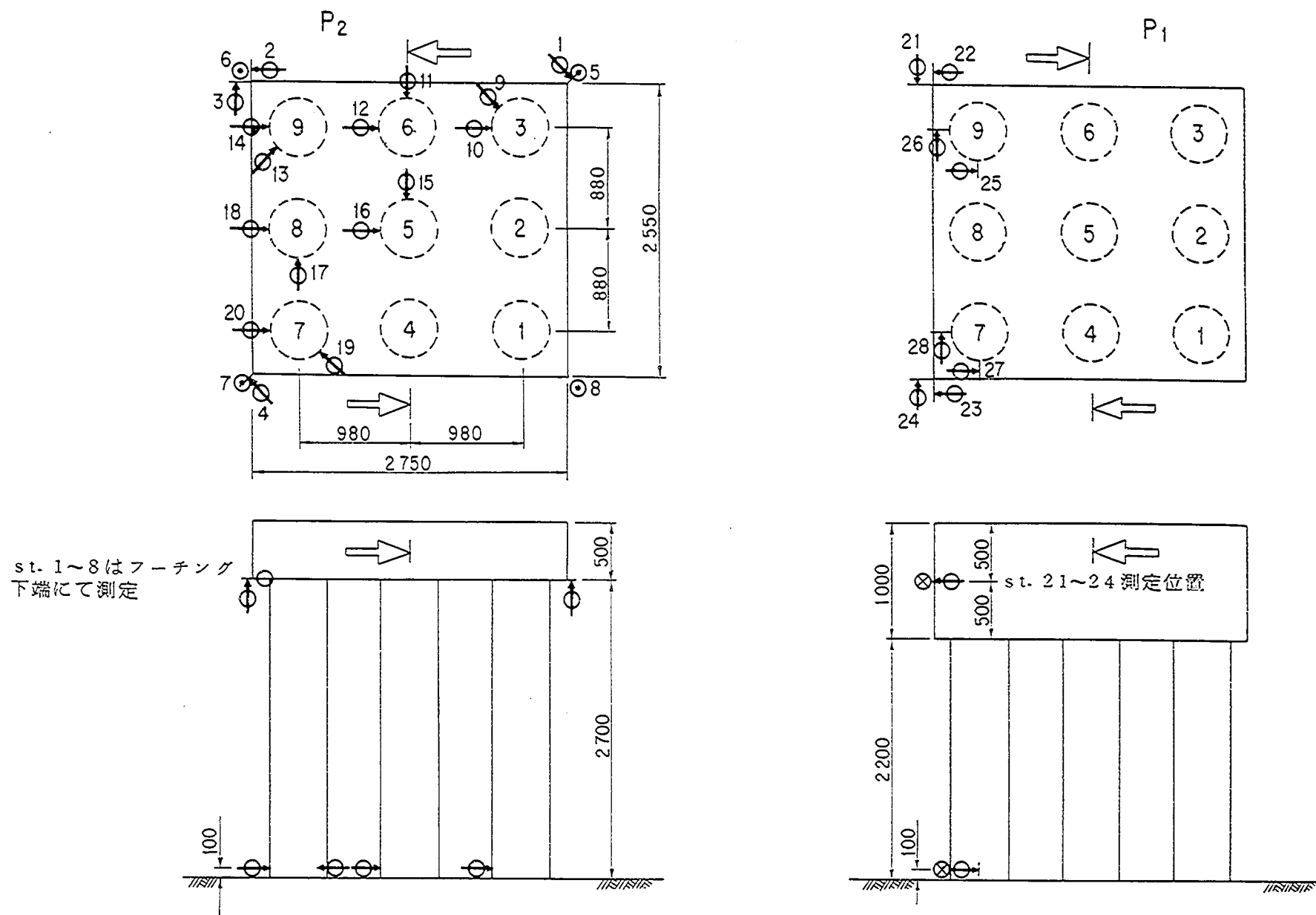


図 - 1.2.5 偏心載荷試験 変位計取付け位置と測定番号

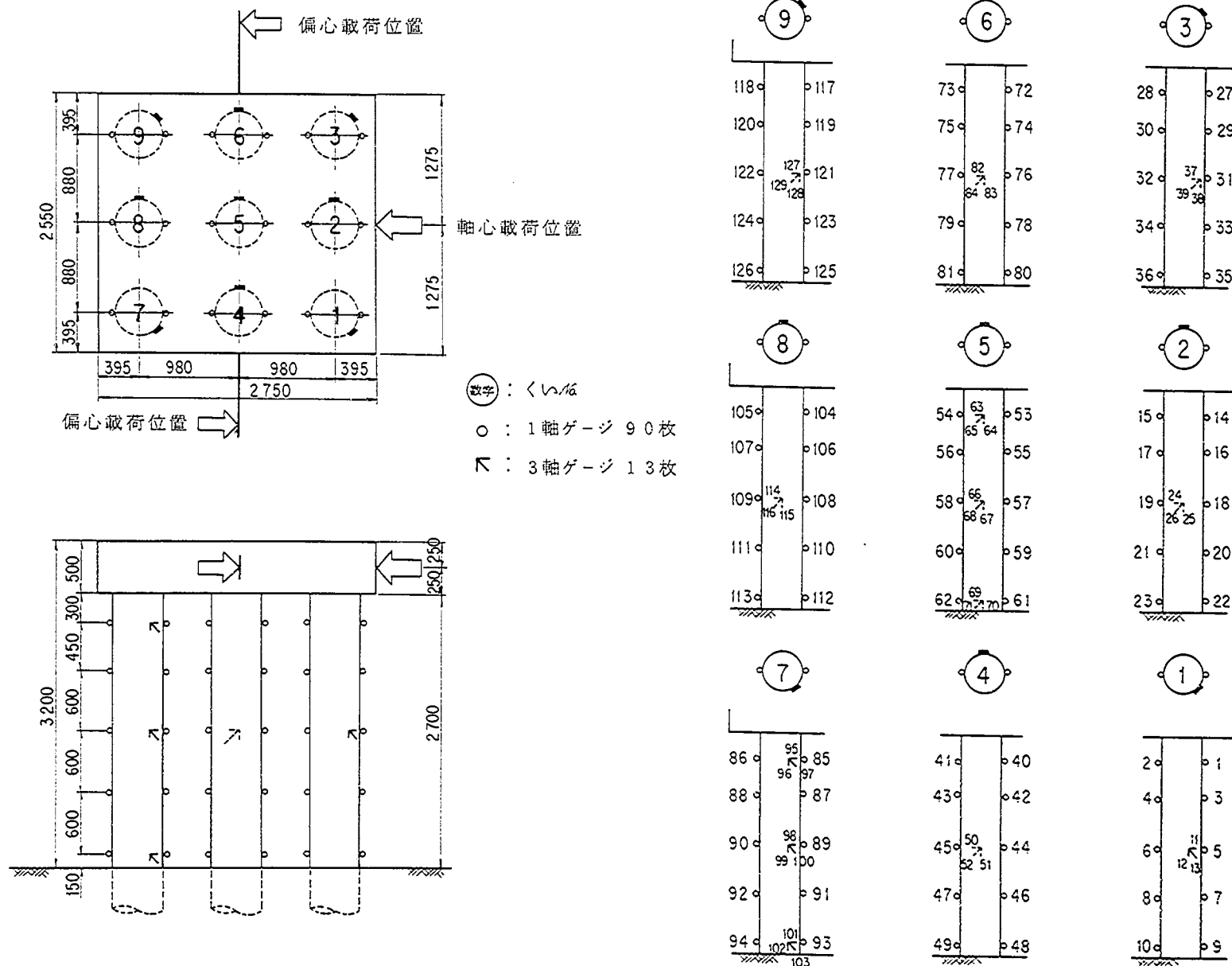


図-1.2.6 P₂供試体ひずみゲージ取付け位置およびひずみゲージ番号

1.3 試験結果

1.3.1 変 位

(a) P₂ 供試体

荷重－フーチング変位－時間曲線を図－1.3.1 に示す。

フーチングのねじれ変位を図－1.3.2 ～ 1.3.4 に示す。変位はほとんど弾性変位である。

フーチングの上下変位を図－1.3.5 に示す。

杭の地表面変位を図－1.3.6 ～ 1.3.12 に示す。残留変位は比較的小さい。図－1.3.12 において、5 杭の変位が小さいことから、純ねじり力が作用していたことが確認できる。

(b) P₁ 供試体

フーチングのねじれ変位を図－1.3.13 ～ 1.3.15 に示す。

杭の地表面変位を図－1.3.16 ～ 1.3.17 に示す。

1.3.2 ひ ず み

(a) 杭軸方向ひずみ

杭体の軸方向ひずみ分布を図－1.3.18 ～ 1.3.20 に示す。

このひずみ分布形状は、ほぼ曲げモーメント分布に等しいが、地表面近くでほぼ零となっている。

(b) ロゼット解析

図－1.3.21 ～ 1.3.22 に三軸方向ゲージから得られた主応力度 σ_1 、 σ_2 と水平方向せん断力 τ_x を示す。

荷重が増加しても分布形状がよく似ているのは、挙動が比較的弾性範囲に近いことを示していると思われる。

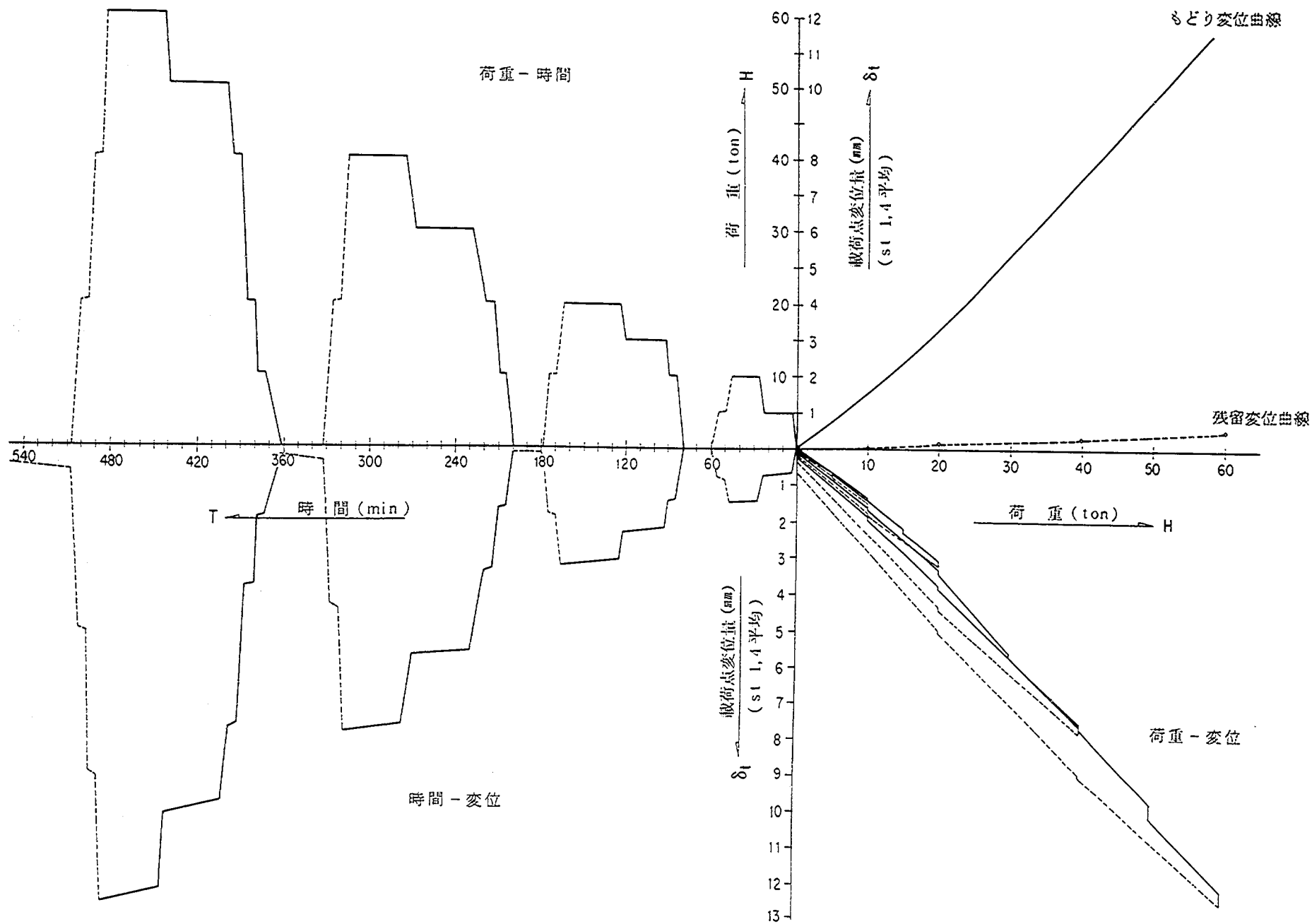


図-1.3.1 偏心水平載荷試験 (荷重-変位量-時間曲線)

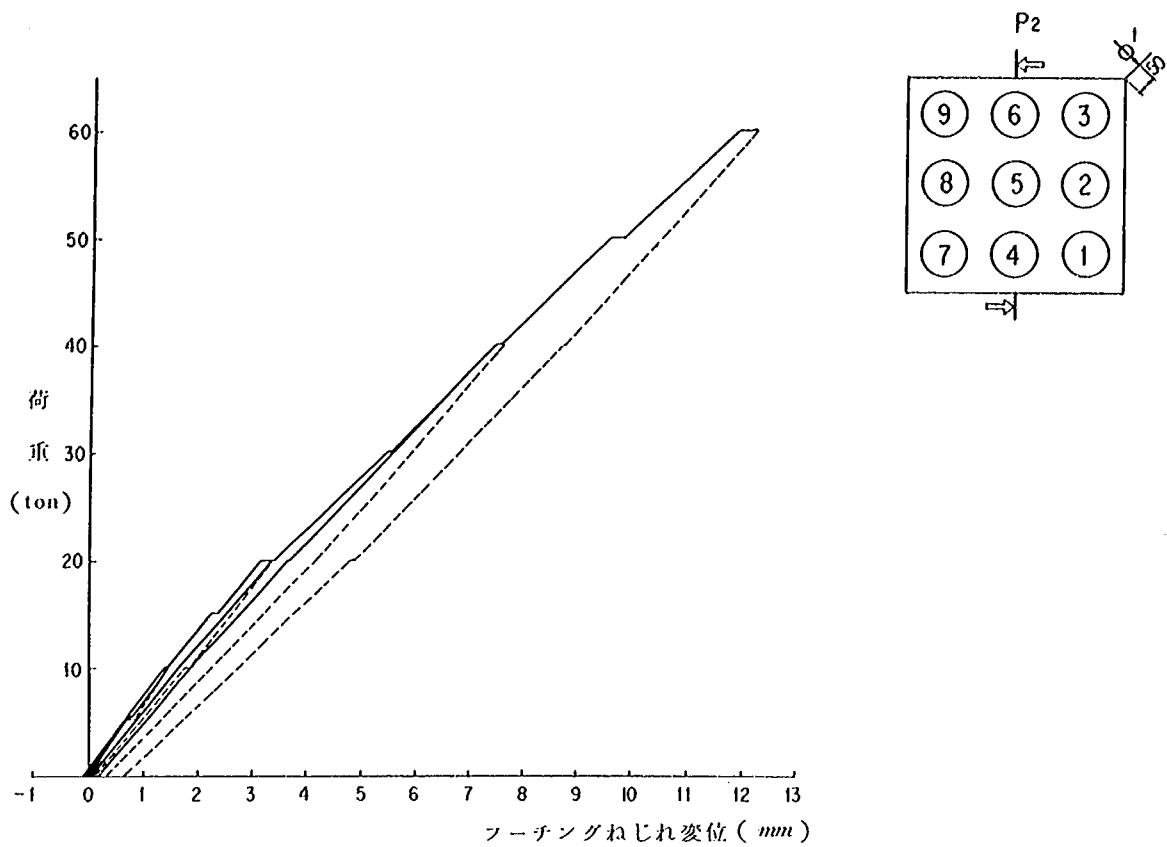


図-1.3.2 荷重-フーチングねじれ変位 (st.1)

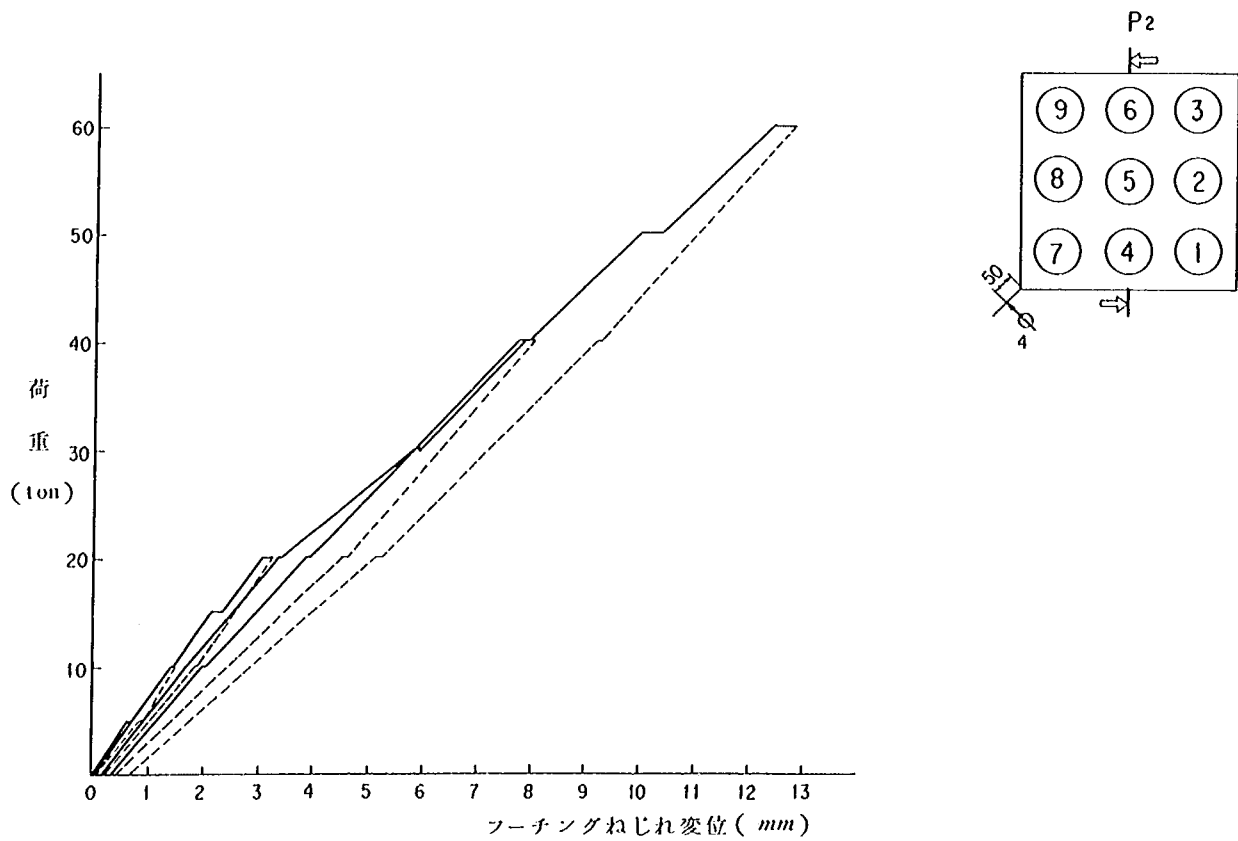


図-1.3.3 荷重-フーチングねじれ変位 (st.4)

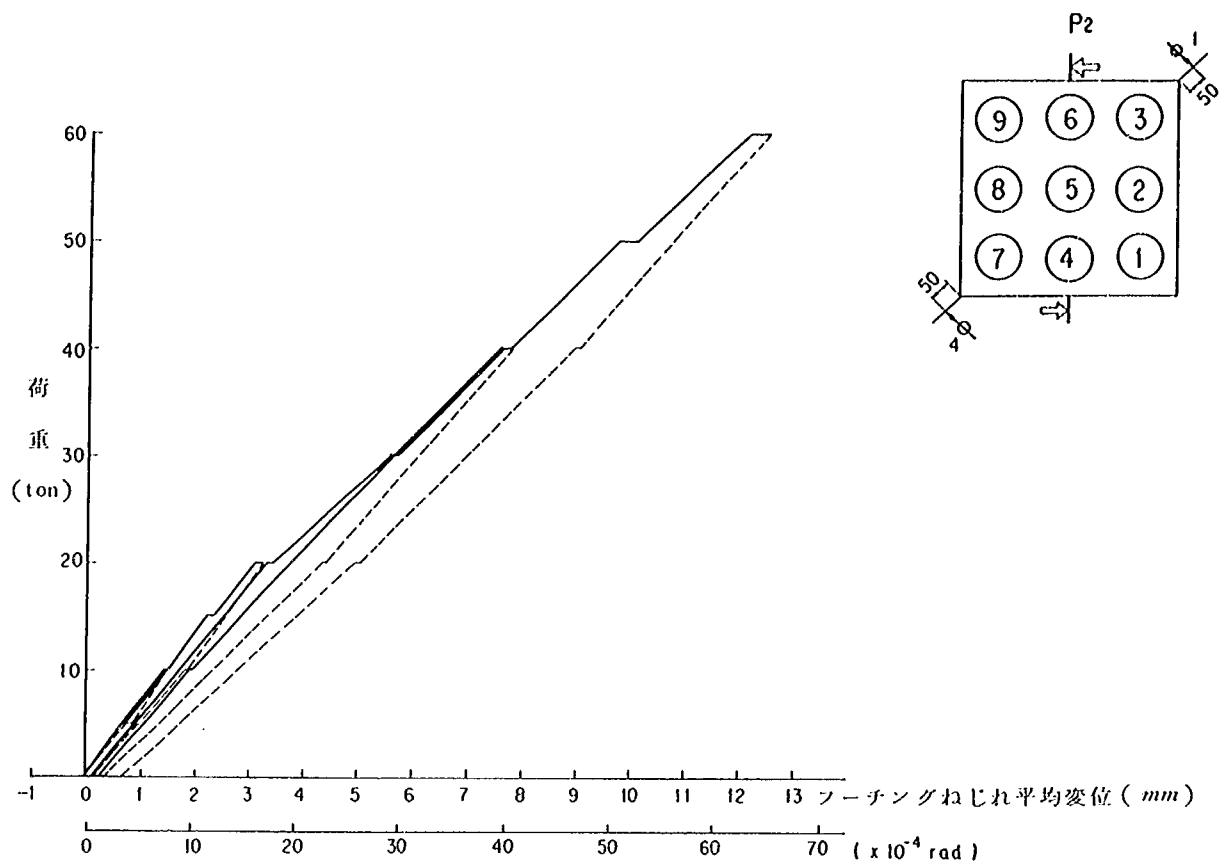


図-1.3.4 荷重—フーチングねじれ変位 (st.1、4 平均)

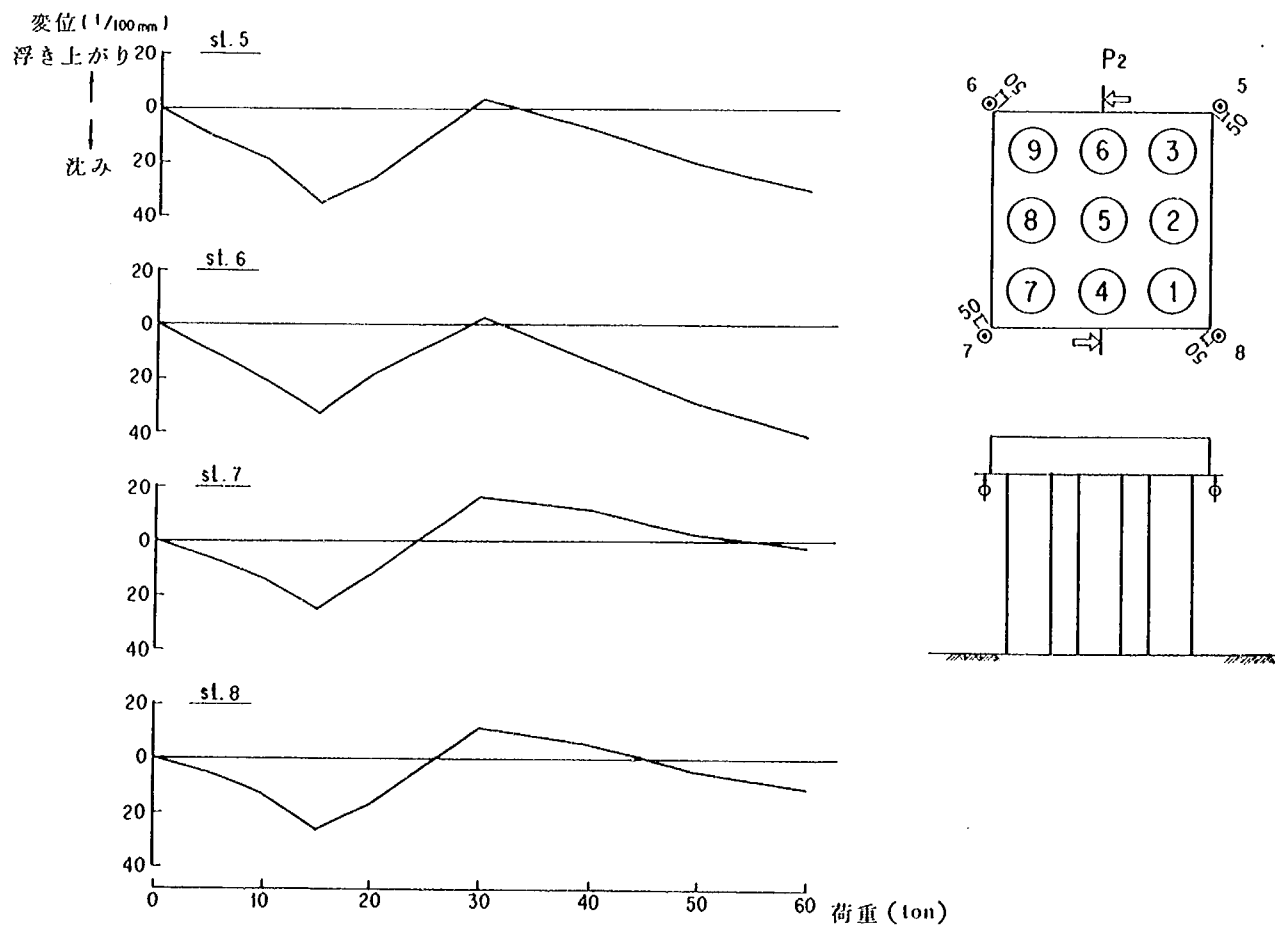


図-1.3.5 フーチング鉛直変位 (時間待ち最終時変位)

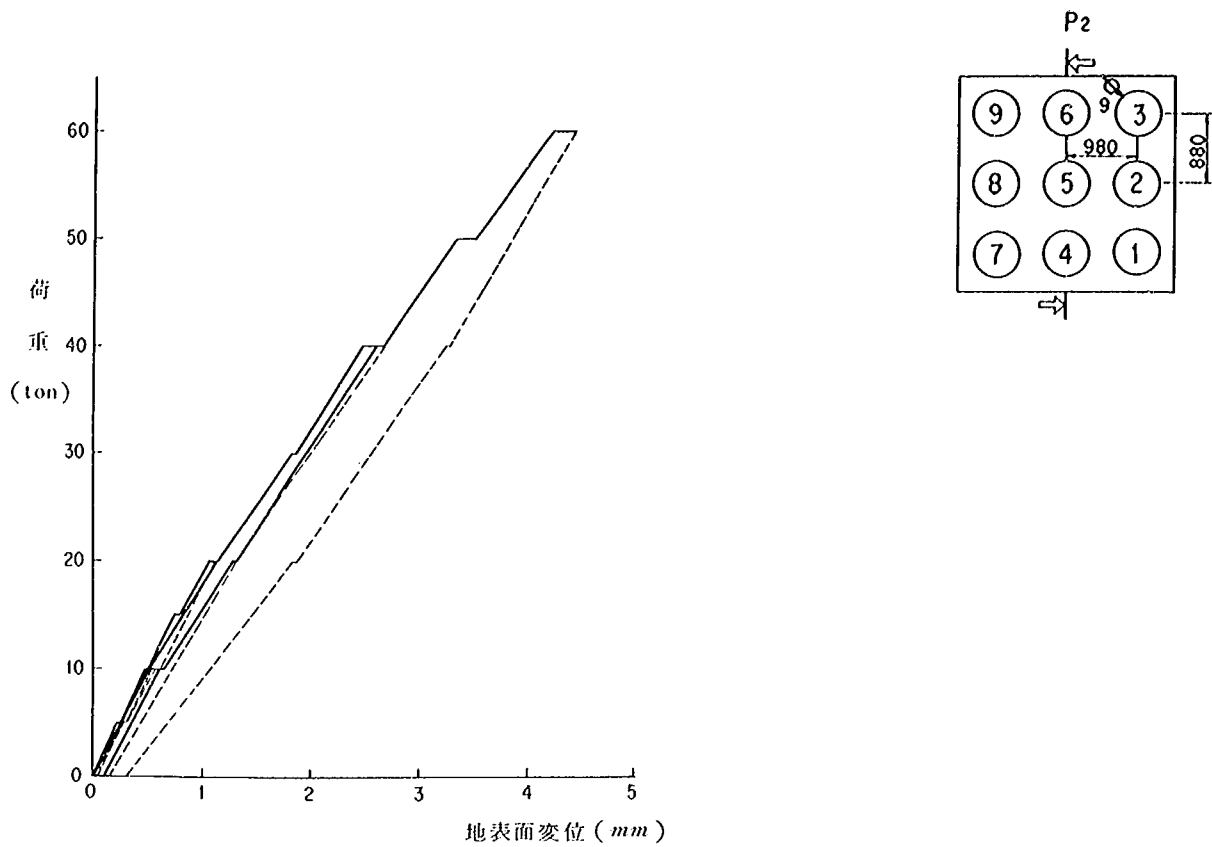


图-1.3.6 荷重-№3 杭地表面変位 (st.9)

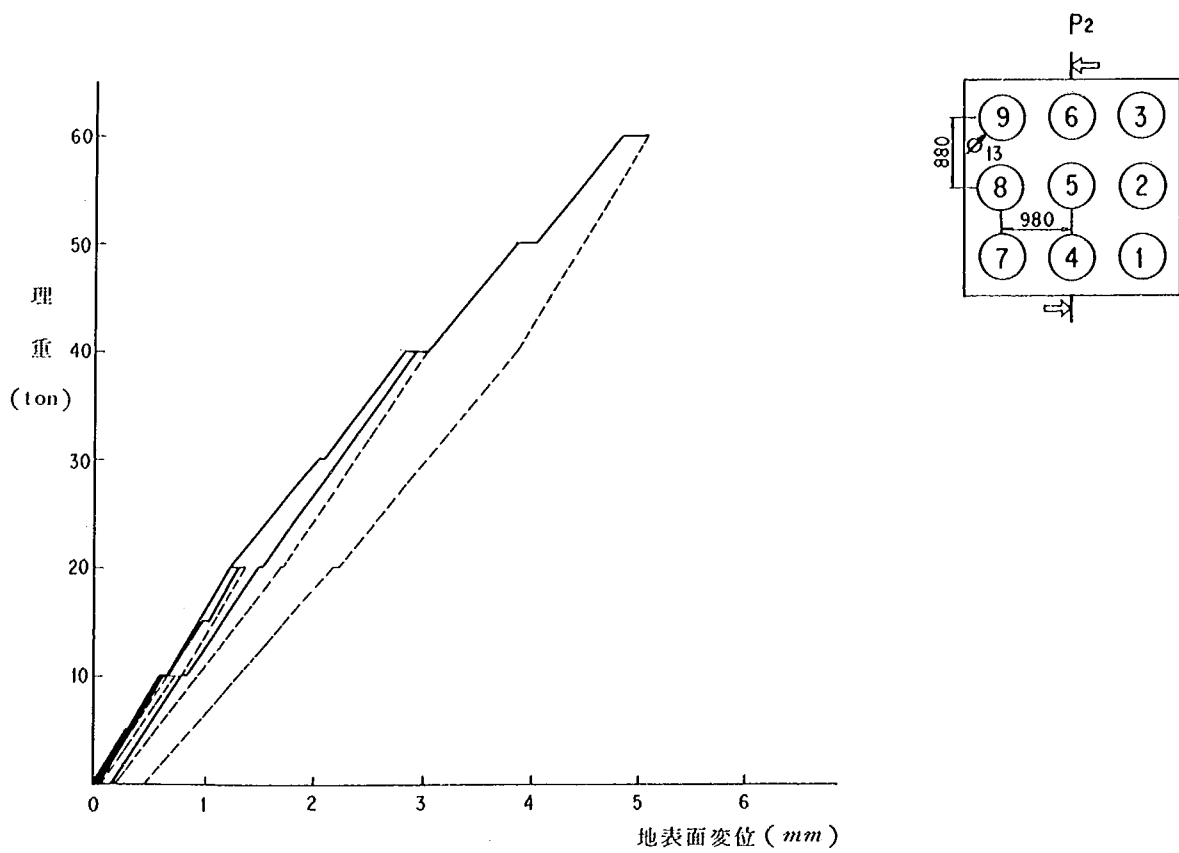


图-1.3.7 荷重-№9 杭地表面変位 (st.13)

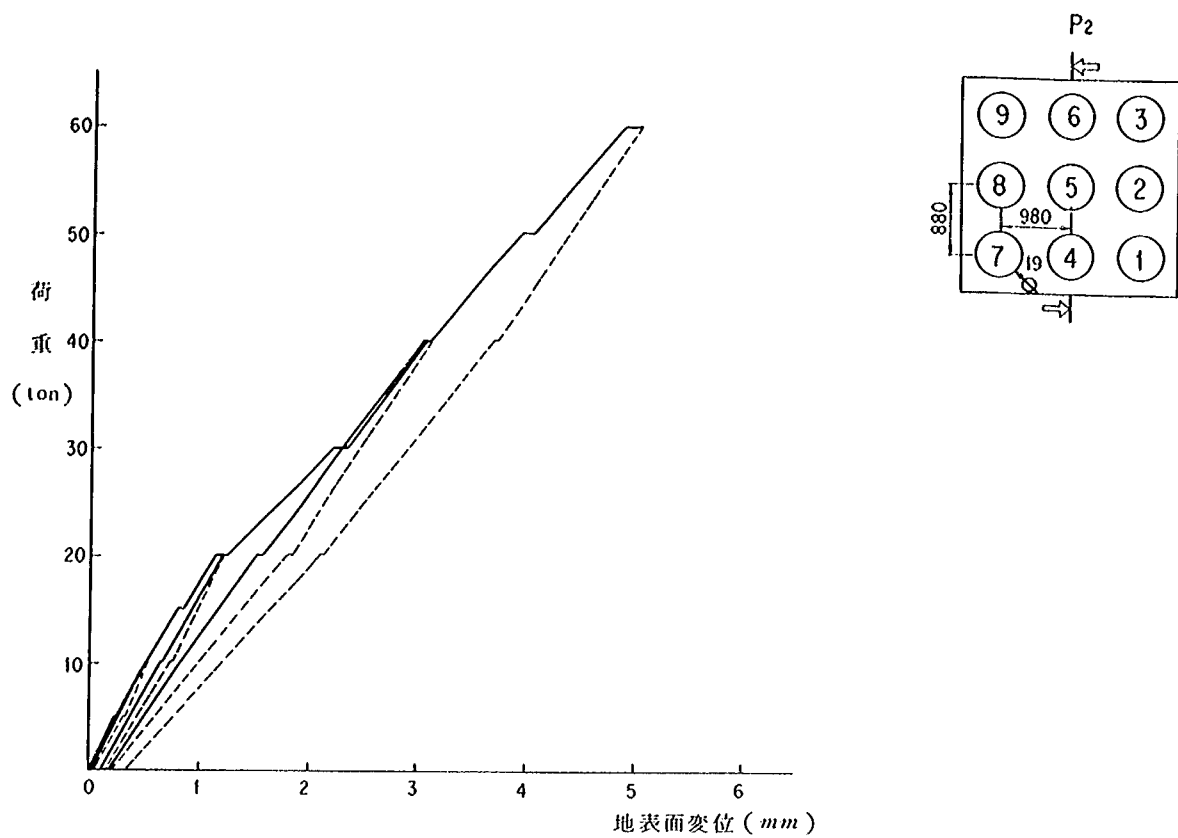


图-1.3.8 荷重—桩 7 杭地表面变位 (st.19)

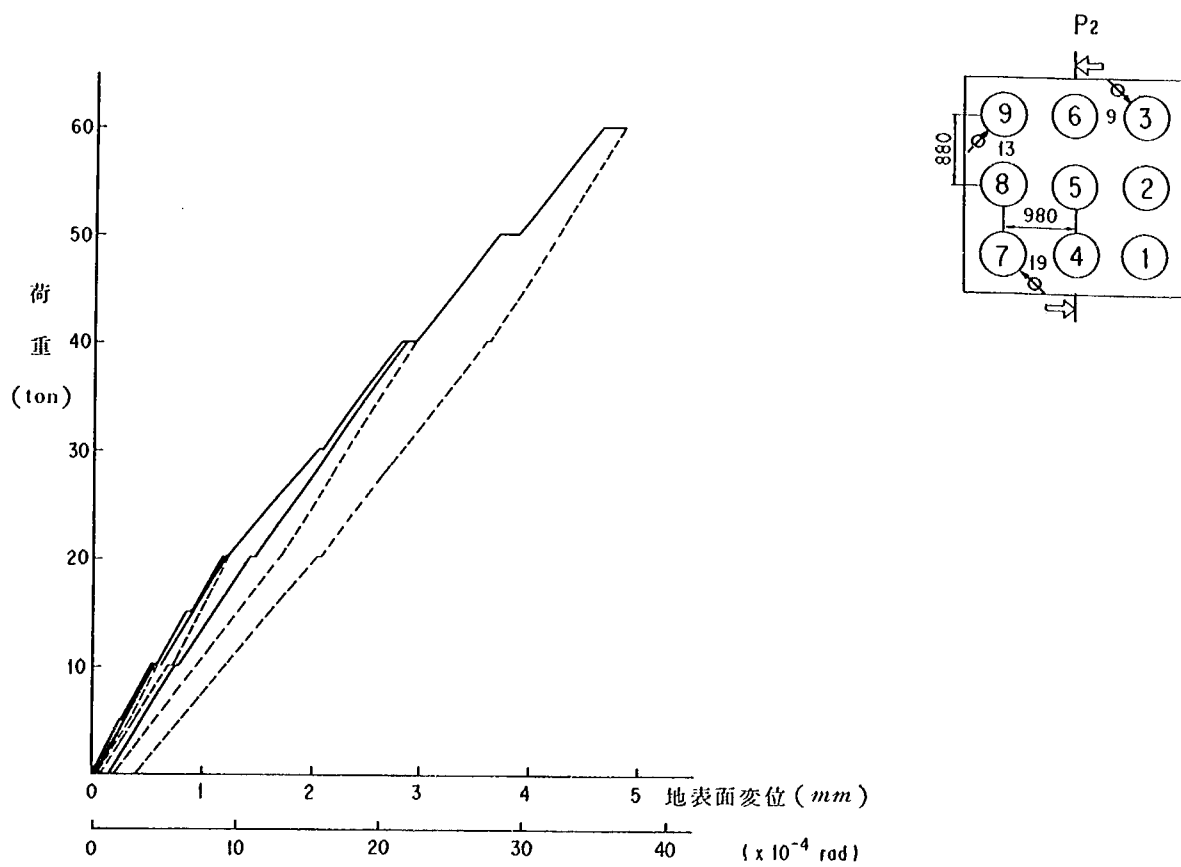
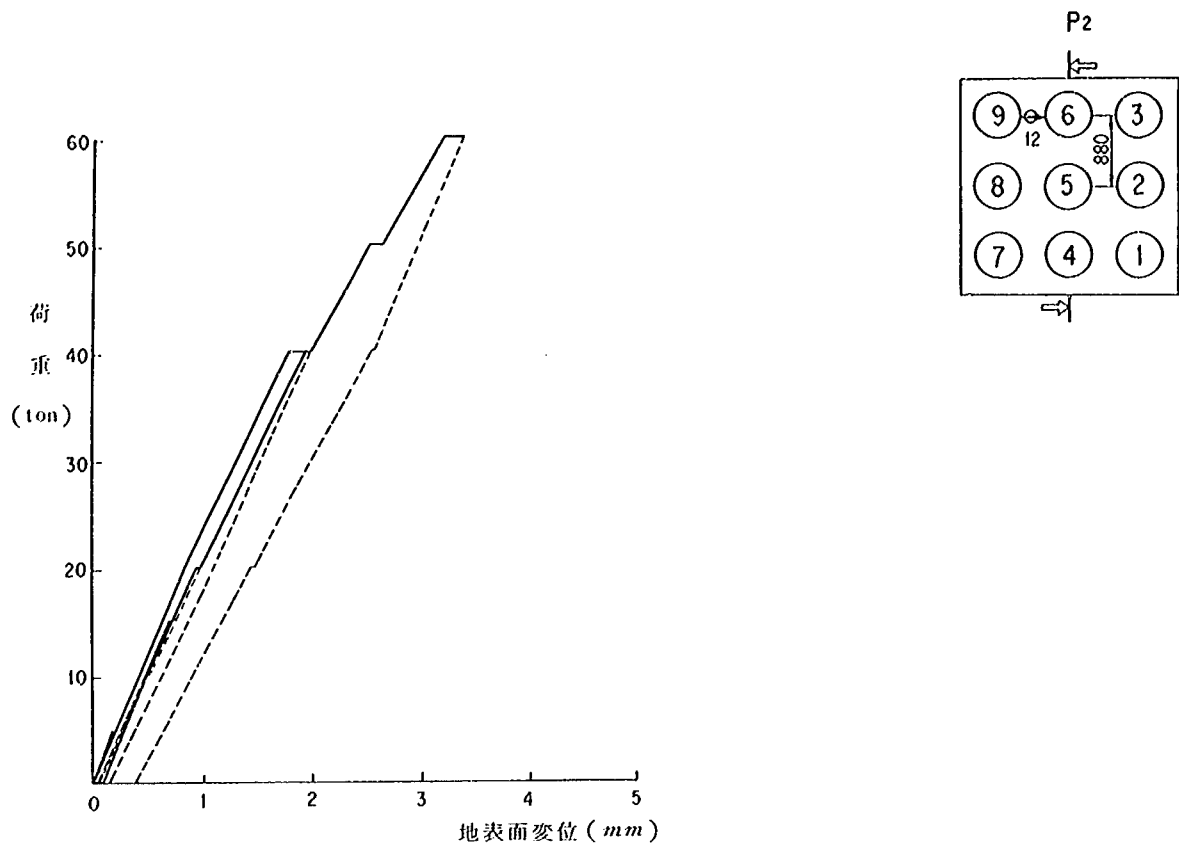
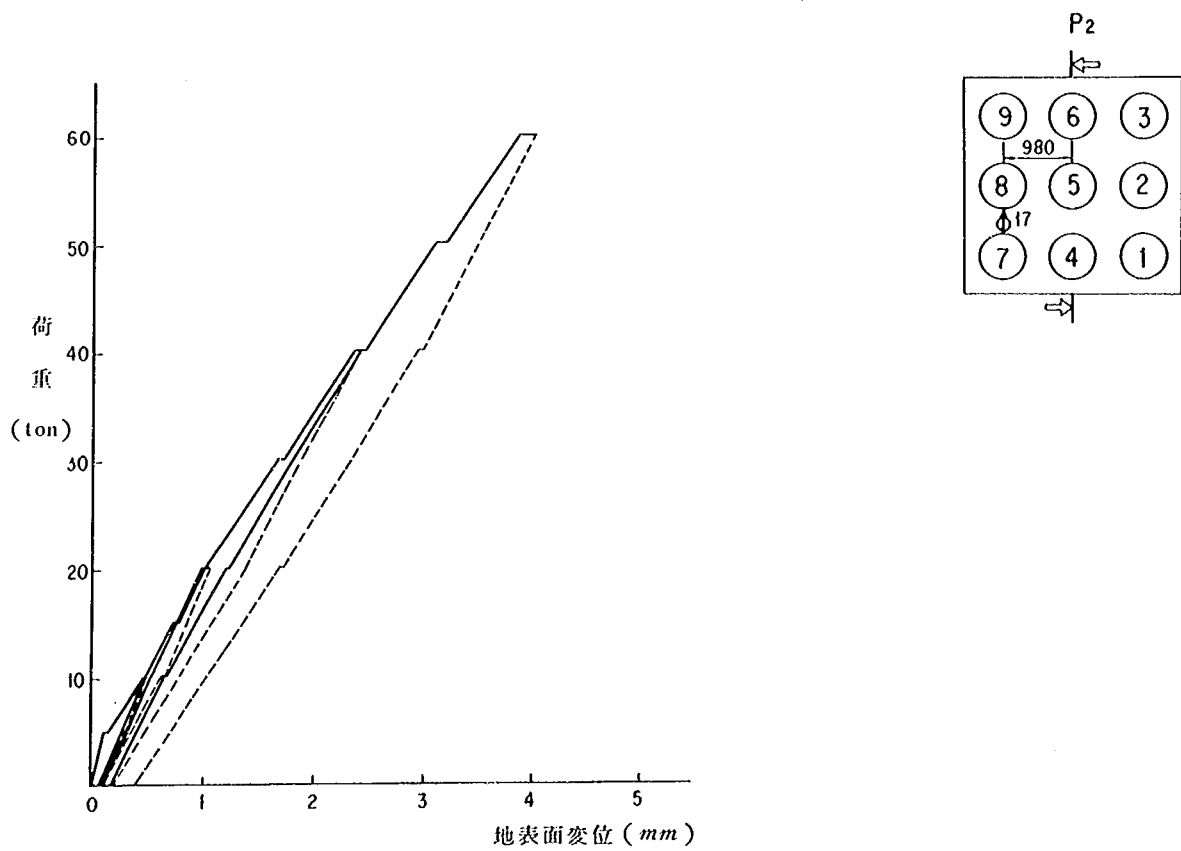


图-1.3.9 荷重—桩 3, 7, 9 杭地表面平均变位



图— 1.3.10 荷重—№ 6 杭地表面変位 (st.12)



图— 1.3.11 荷重—№ 8 杭地表面変位 (st.17)

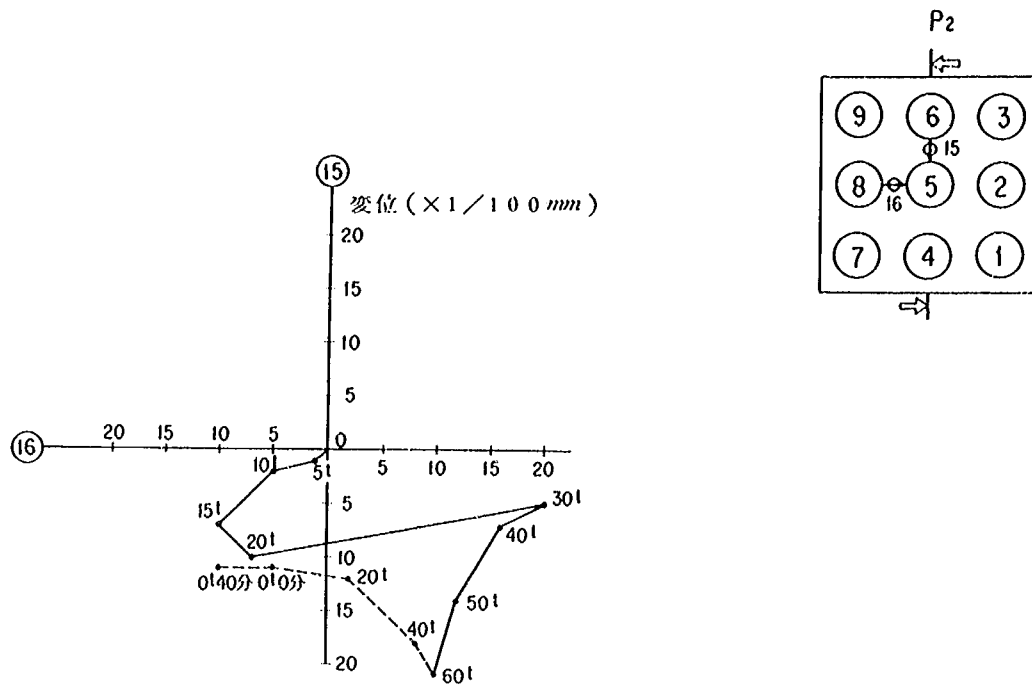


図-1.3.12 №5杭地表面変位 (st.15, 16)

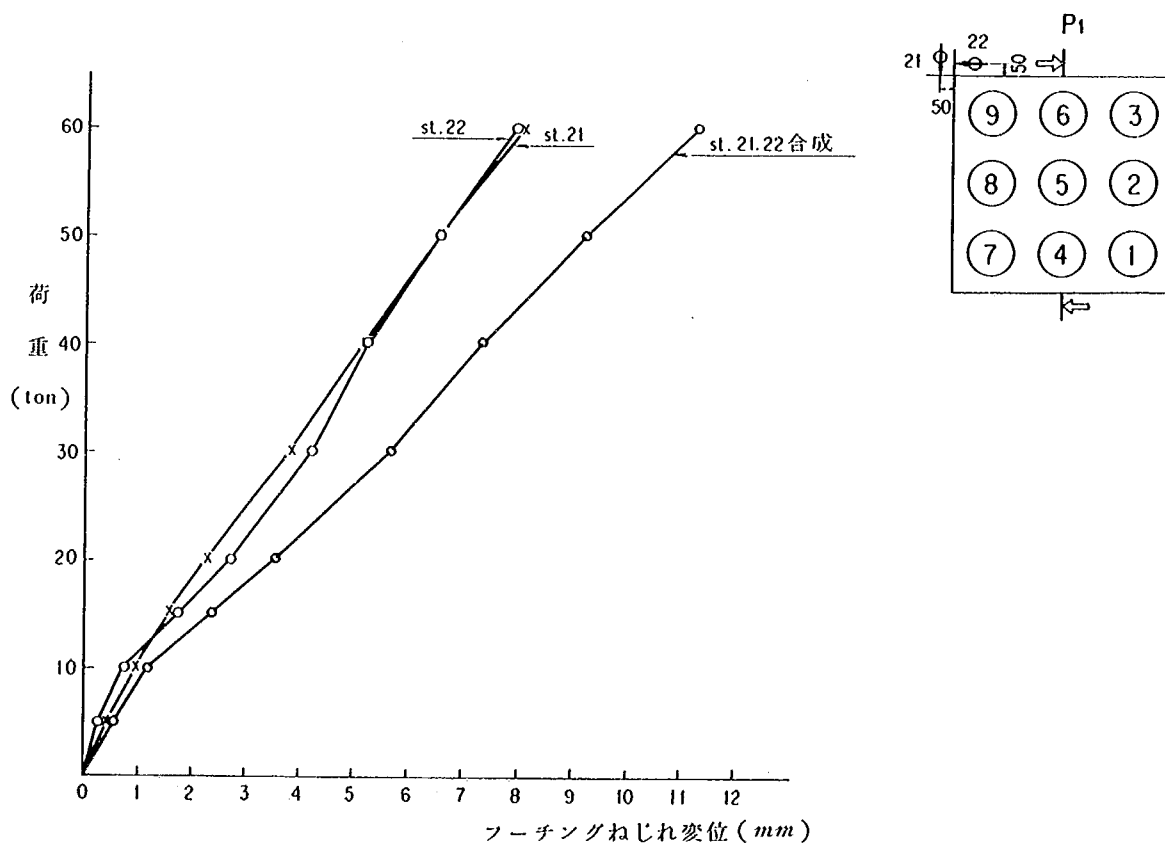
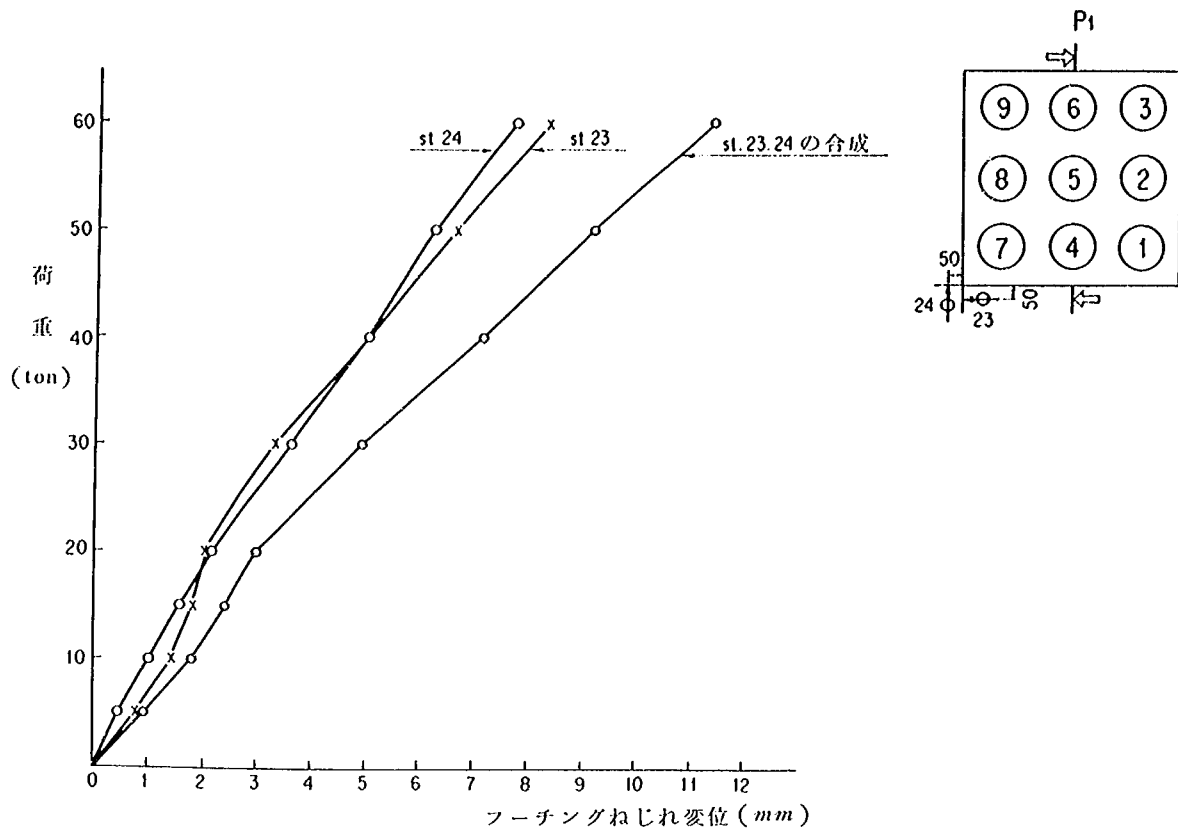
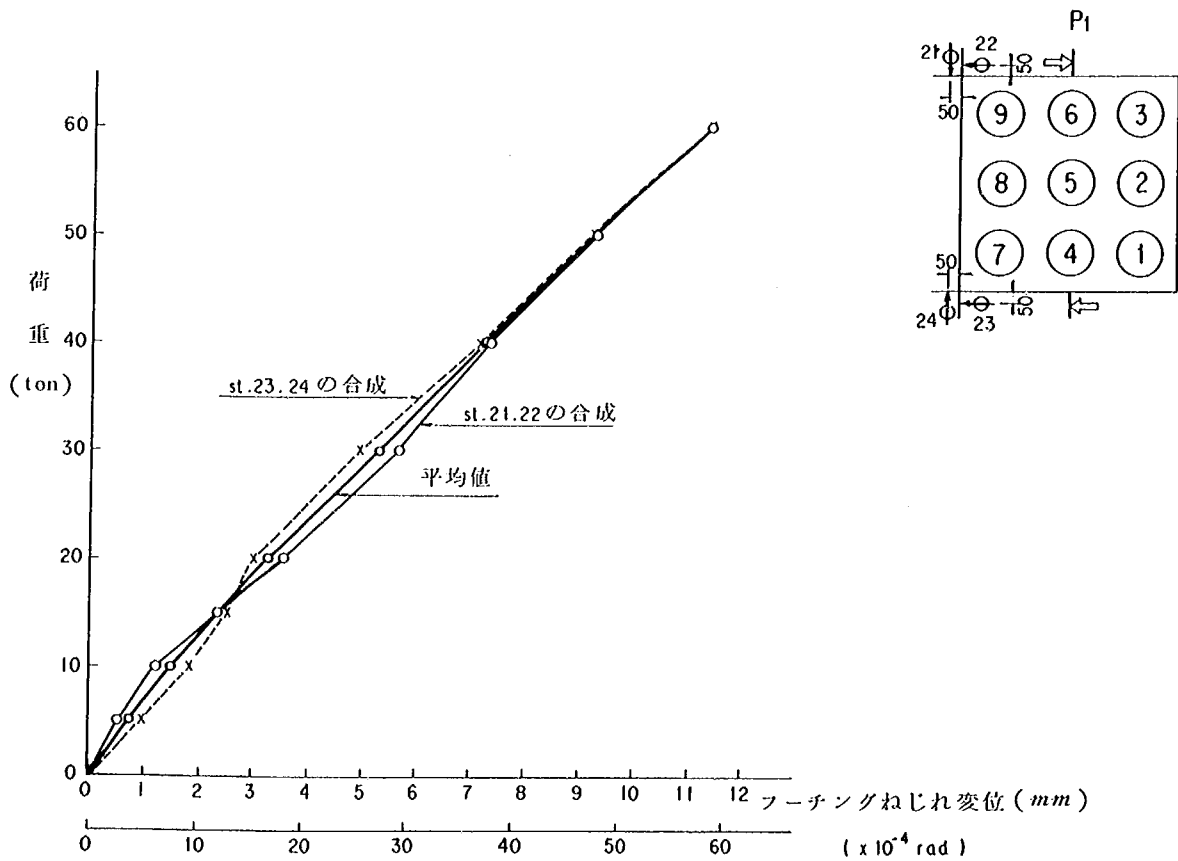


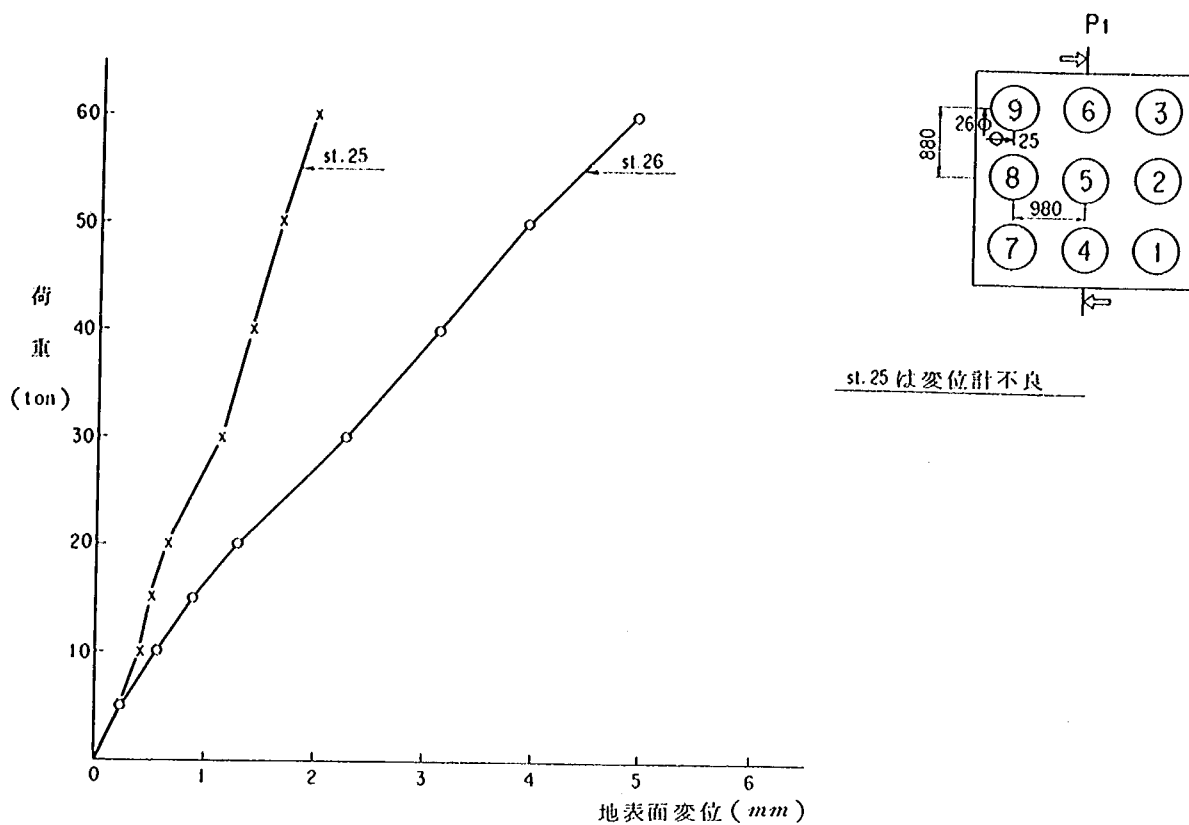
図-1.3.13 荷重-フーチングねじれ変位 (st.21, 22時間待ち最終時変位)



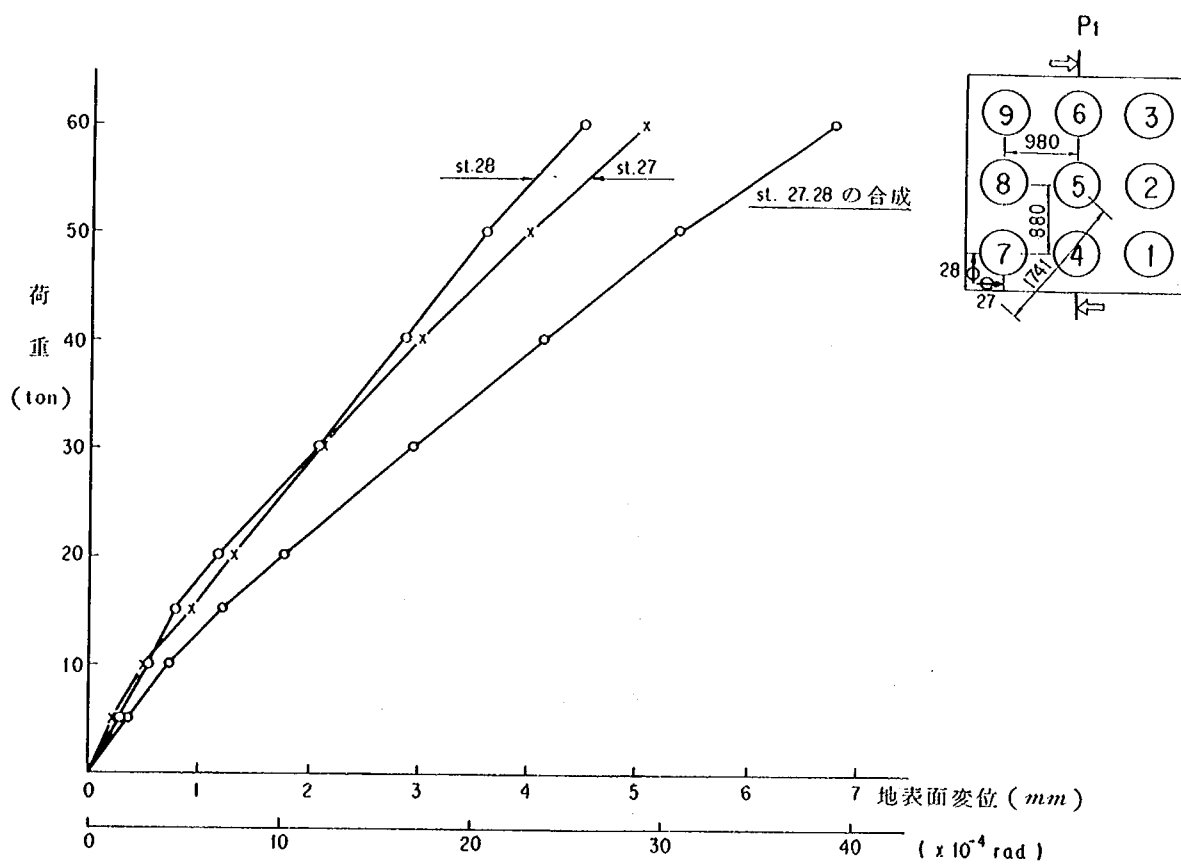
図一 1.3.14 荷重－フーチングねじれ変位 (sl.23, 24 時間待ち最終時変位)



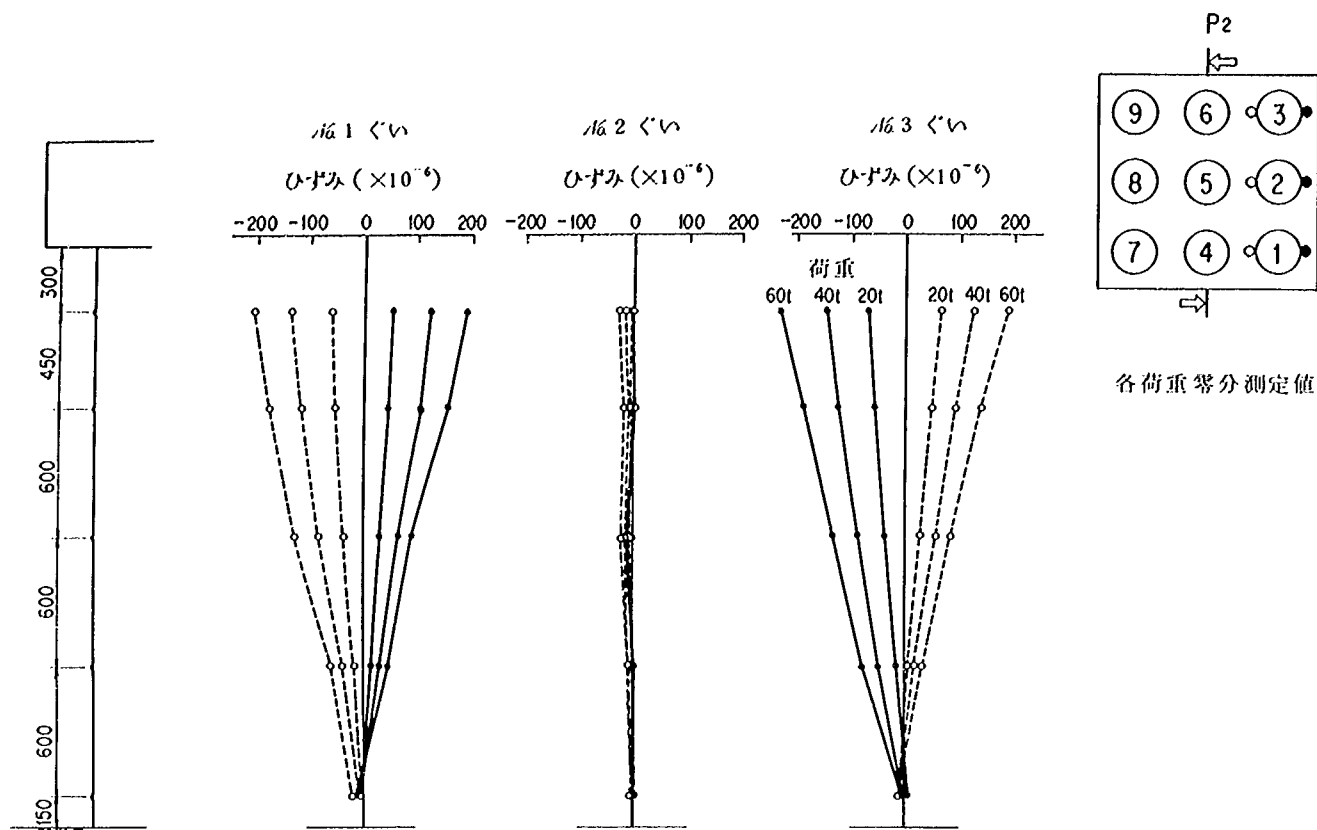
図一 1.3.15 荷重－フーチングねじれ変位 (時間待ち最終時変位)



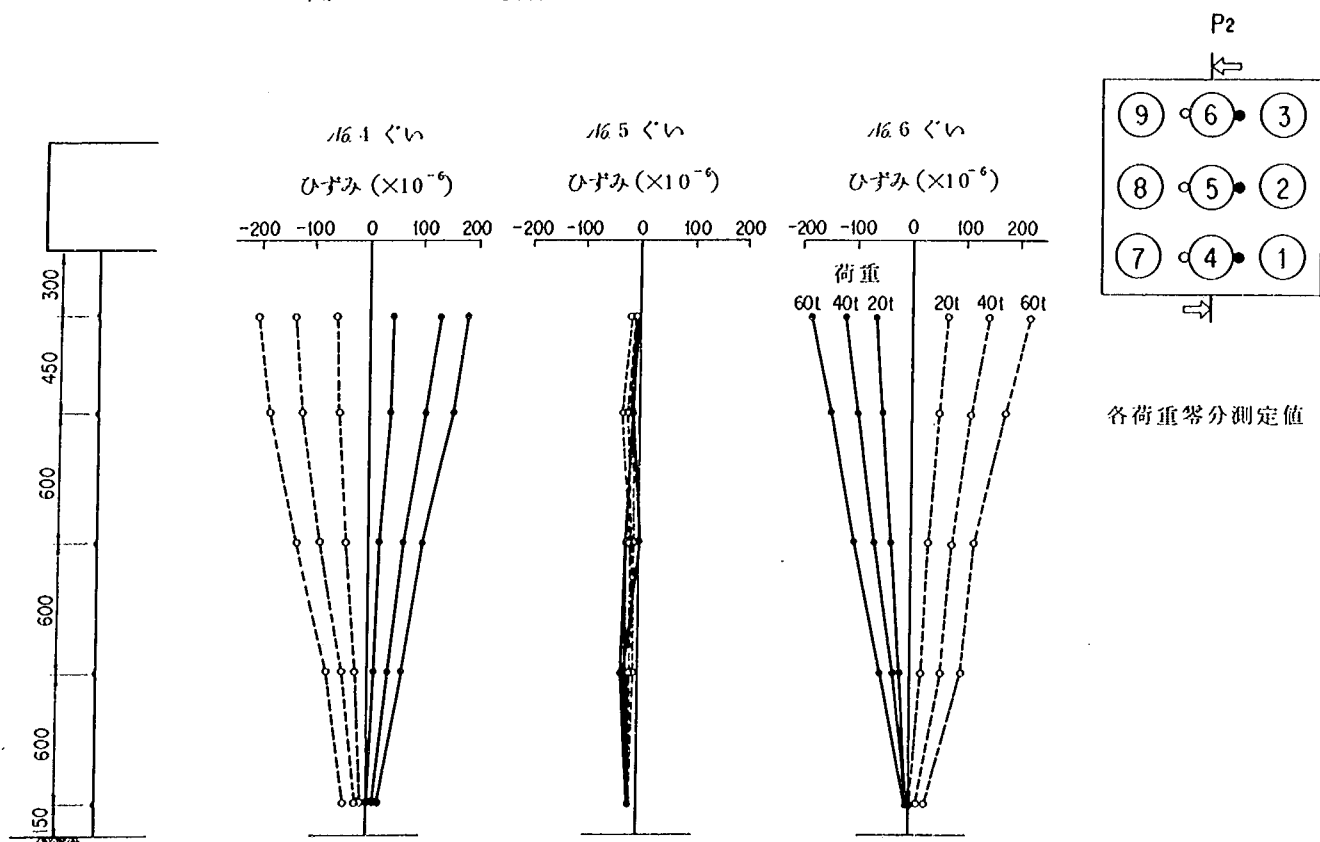
図－1.3.16 荷重－No 9 杭地表面変位 (st. 25, 26 時間待ち最終時変位)



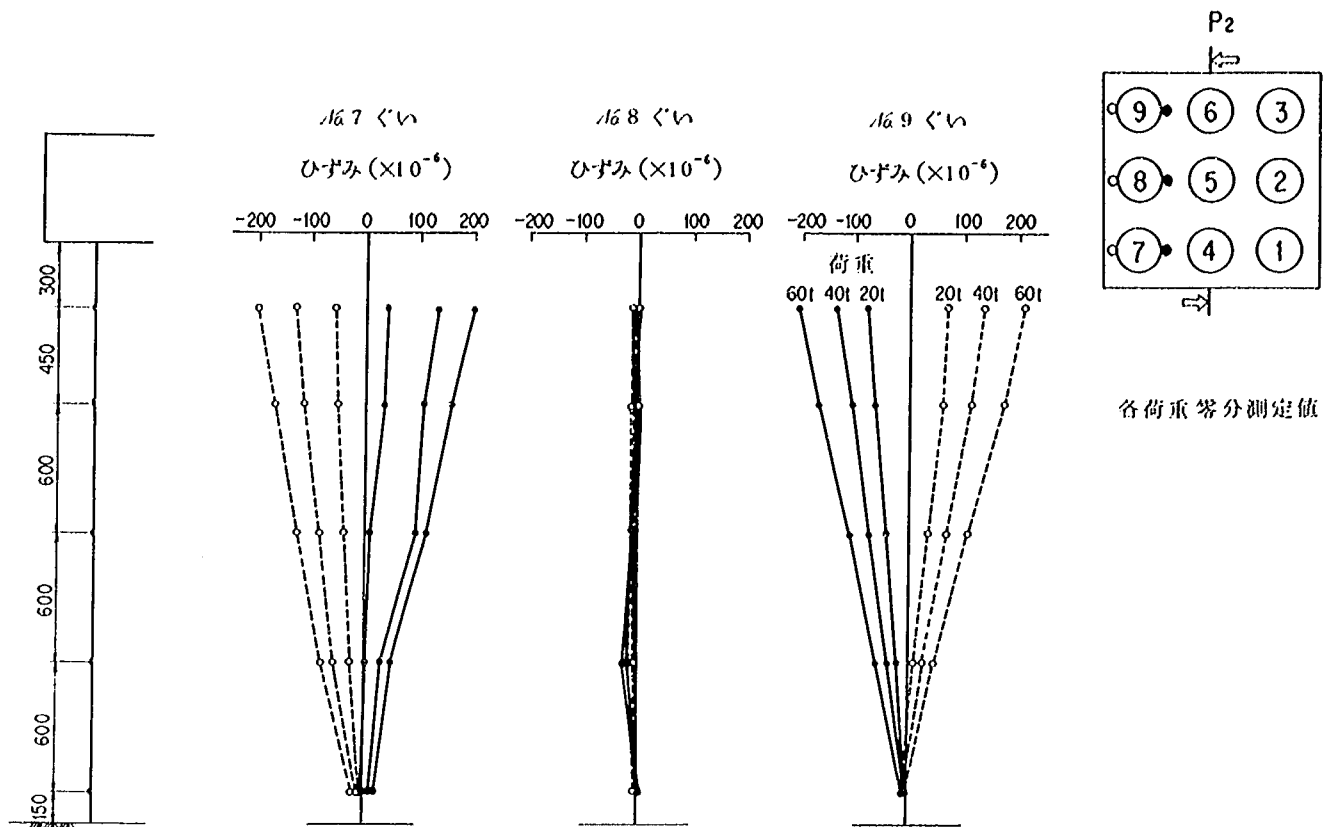
図－1.3.17 荷重－No 7 杭地表面変位 (st. 27, 28 時間待ち最終時変位)



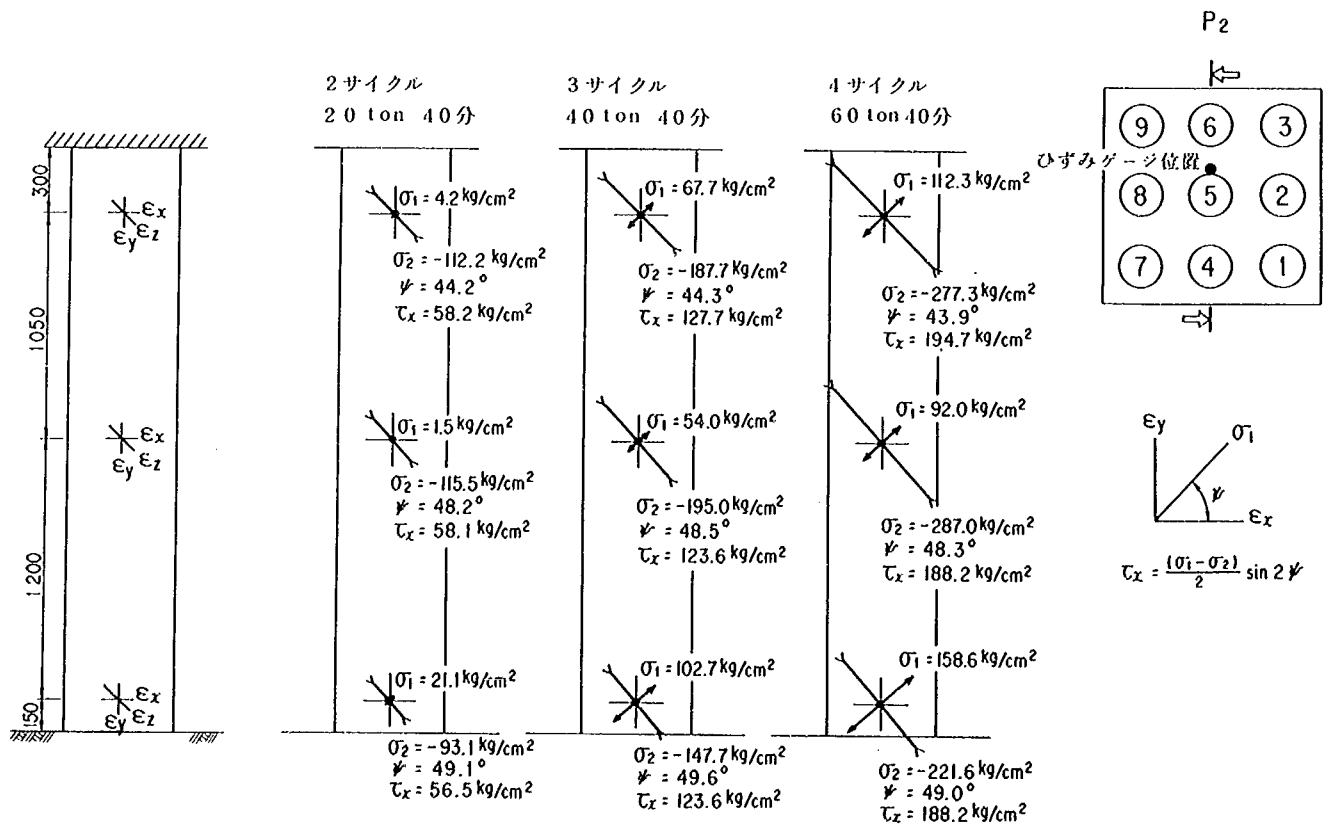
図－1.3.18 杭体の軸方向ひずみ分布（No. 1, 2, 3 杭）



図－1.3.19 杭体の軸方向ひずみ分布（No. 4, 5, 6 杭）



図－1.3.20 杭体の軸方向ひずみ分布（No. 7, 8, 9 杭）



図－1.3.21 主応力度分布（No. 5 杭）

1.4 結果の解析

1.4.1 ねじれ剛性

図－1.4.1 に外力と変形量との関係を示す。

地表面位置での回転角 φ' (杭の地表面変位量を中心からの距離で除したもの) とフーチングのねじれ角 φ^* とを比較すれば、 φ' が φ^* の約 6 割近くを占めている。このことは、地中での杭の変形量が地上での杭の変形量に対して無視しえないものであることを示している。

地表面変位 φ' の最大値は約 5 mm であるが、この程度では φ' および φ^* とともにほぼ直線的な分布を示しており、基礎が弾性的な挙動を示していることがわかる。

これをねじりばね定数 M/φ^* (ねじりモーメントを回転角で除したもの) をねじれ角 φ^* の関係で示したのが、図－1.4.2 である。 φ^* の増加に対して、 M/φ^* は漸減の傾向を示すが、その程度は大きくない。

1.4.2 荷重分担

多柱式基礎のフーチングにねじりモーメント M が作用した場合の抵抗モーメントは、2つの要素から成ると考えられる。ひとつは杭頭での水平抵抗力 H_i にフーチング中心からの距離 ℓ_i を乗じたものの和 $\sum H_{pi} \cdot \ell_i$ であり、もうひとつは杭本体のねじり抵抗による抵抗モーメントの和 $\sum M_{pi}$ である。両者の分担率を式で表せば次のようになる。

$$\mu_H = \sum H_{pi} \ell_i / M \quad (1.4.1)$$

$$\mu_M = \sum M_{pi} / M$$

ここに μ_H : 杭の水平抵抗力による分担率

μ_M : 杭本体のねじり抵抗による分担率

(1) 実験による分担率

図－1.3.18 ～ 1.3.20 に示した杭の軸方向ひずみ分布から、杭体の曲げモーメント分布を求めたものを図－1.4.3 ～ 1.4.4 に示す。この曲げモーメントから杭体に働くせん断力を求め、これを杭頭水平力 H とおいて $\sum H_{pi} \cdot \ell_i$ を計算した結果を表－1.4.1 に示す。

また図－1.3.21 ～ 1.3.22 に示した杭体の水平方向せん断応力度 τ_x から、杭本体のねじ

表－1.4.1 抵抗モーメントの分担率

載荷重 (t)	ねじりモーメント (t・m)	くいのねじり抵抗モーメント ($\sum M_{pi}$)			くいの水平抵抗モーメント ($\sum H_{pi} \cdot \ell_i$)										
		1本当りの抵抗モーメント (t・m)	全ねじり抵抗モーメント (t・m)	分担率 μ_M (%)	各くいの水平抵抗モーメント (t・m)									全水平抵抗モーメント (t・m)	分担率 μ_H (%)
					1	2	3	4	5	6	7	8	9		
20	39.5	2.554	22.99	61.5	2.09	1.32	2.87	0.91	0	1.19	1.79	1.32	2.93	14.42	38.5
40	79	5.552	49.97	62.8	4.99	2.73	4.95	2.18	0	2.23	4.47	2.73	5.33	29.61	37.2
60	118.5	8.282	74.54	62.6	7.42	4.09	7.82	3.15	0	3.26	6.78	4.09	7.96	44.57	37.4

注) * 表 2, 5, 7, 8, 9 ぐいの平均値

** 表 2, 8 ぐいの値は、他のぐいから求めた平均値

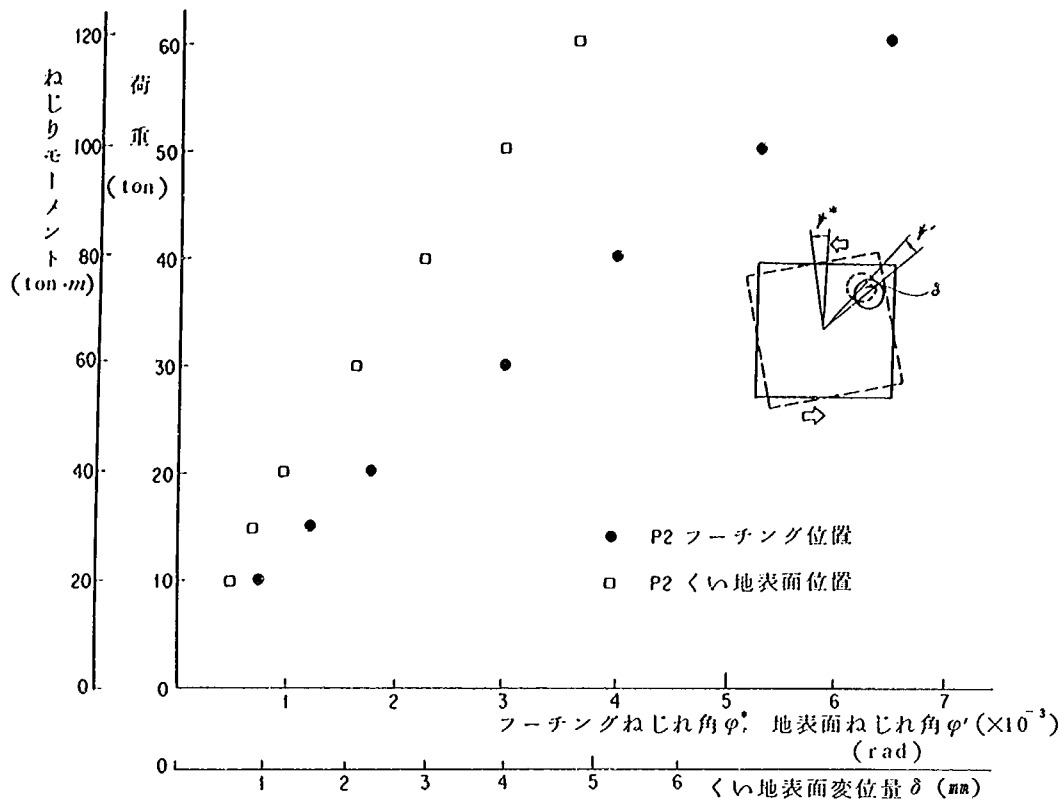


図-1.4.1 ねじり外力とねじれ変形

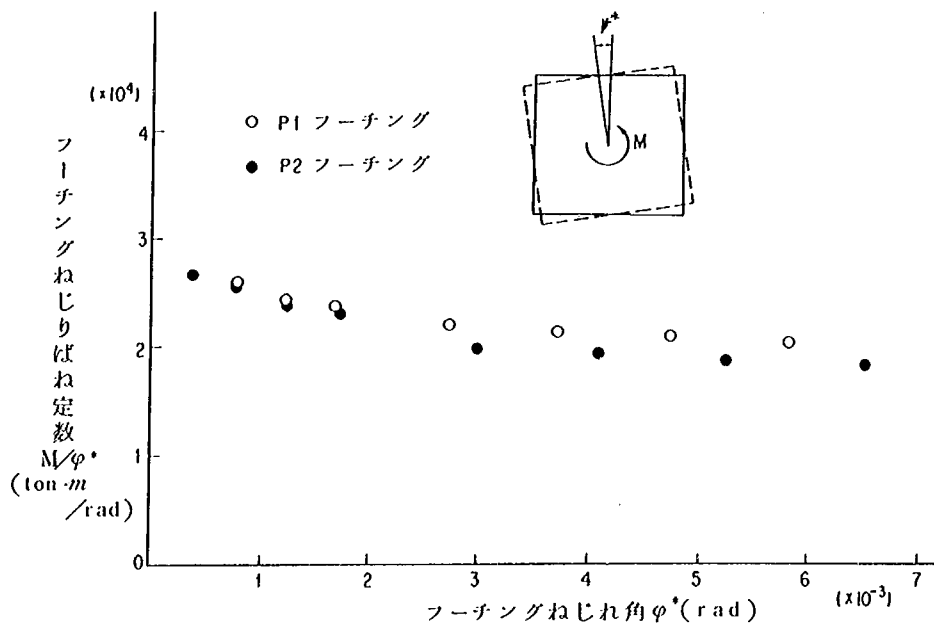


図-1.4.2 フーチングねじりばね定数-ねじれ角

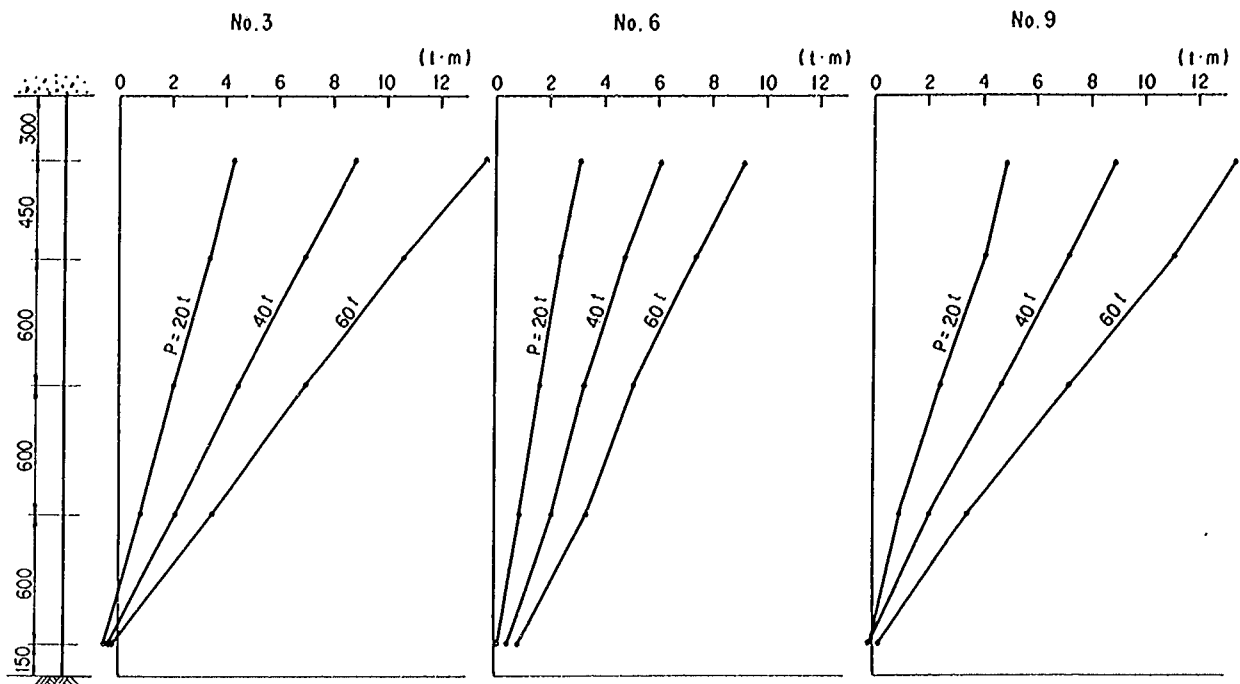


図-1.4.3 曲げモーメント分布(1)

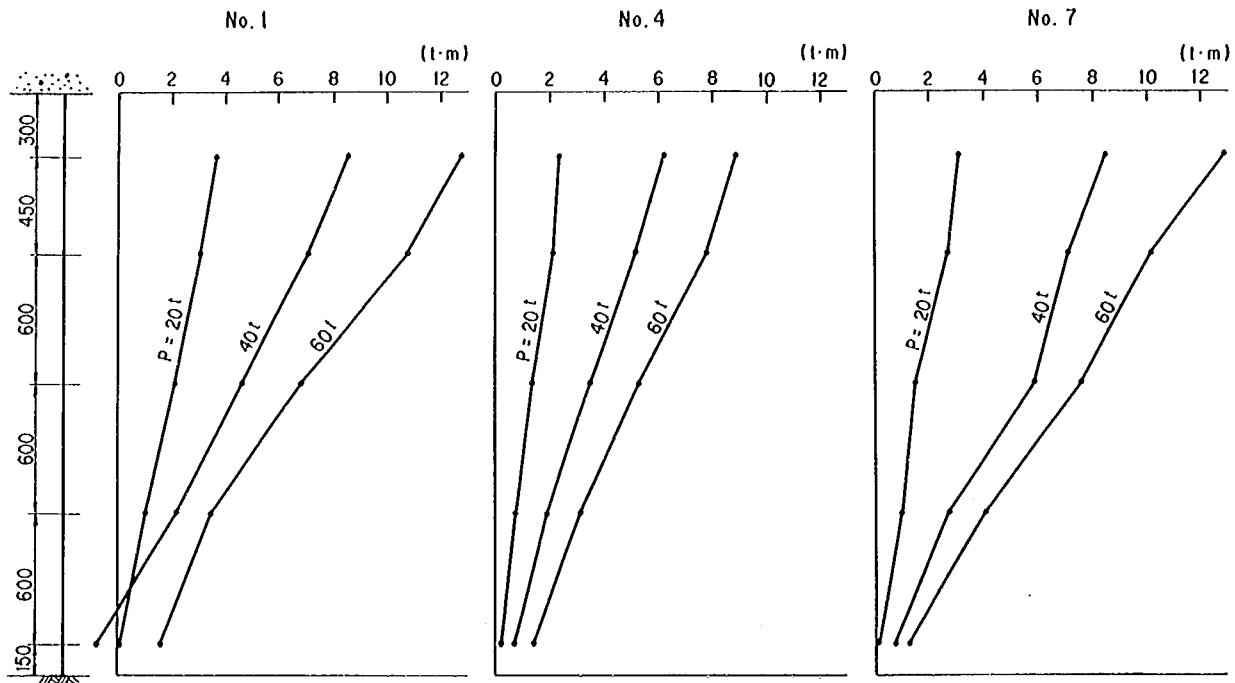
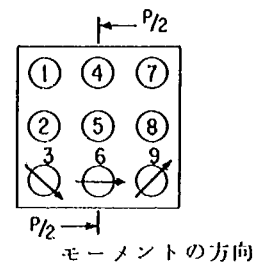
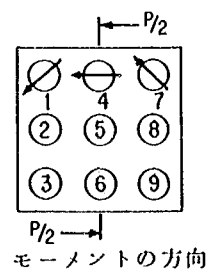


図-1.4.4 曲げモーメント分布(2)



り抵抗モーメントを求め、表-1.4.1に示す。

実験より求まった両者の分担率は、 μ_n が約4割、 μ_m が約6割であり、 μ_m が予想外に大きいことが注目される。

またその分担率は、本実験の範囲では荷重の増加にかかわらず、ほぼ一定である。

(2) ねじり抵抗の理論解

自由長 h を有する杭が弾性地盤中に根入れされ、杭頭にねじりモーメント M_0 をうけた状態を考える(図1.4.5)。

深さ x での杭の回転角を φ_x とすれば、その点での杭周面地盤のせん断地盤反力度 τ_x (t/m^2)は次式で表わせる。

$$\tau_x = \frac{D}{2} \cdot \varphi_x \cdot k_s \quad (1.4.2)$$

ここに D : くい直径(m)

k_s : 地盤のせん断地盤反力係数(t/m^2)

図-1.4.4において dx 部分のつりあいより、

$$\frac{dM_x}{dx} = -\frac{\pi}{2} D^2 \cdot \tau_x \quad (1.4.3)$$

であり、また回転角 φ_x とひずみ θ_x の関係より次式が求まる。

$$\frac{d\varphi_x}{dx} = \theta_x = -\frac{M_x}{GI_p} \quad (1.4.4)$$

ここに G : 杭のせん断弾性係数(t/m^2)

I_p : くい極モーメント(m^4)

(1.4.2)～(1.4.4)より次の微分方程式が求まる。

$$\frac{d^2 \varphi_x}{dx^2} = \varepsilon^2 \varphi_x \quad (1.4.5)$$

$$\varepsilon = (\pi D^3 k_s / 4 I_p G)^{1/2}$$

(1.4.5)を解いて次式が求まる。

$$\varphi_x = \varphi_0 e^{-\varepsilon x} \quad (1.4.6)$$

ここに φ_0 : 地表面での回転角

また(1.4.6)を微分して $x=0$ をおくことにより次式となる。

$$\theta_0 = -\varepsilon \varphi_0 \quad (1.4.7)$$

一方、

$$M_0 = -\theta_0 \cdot G \cdot I_p \quad (1.4.8)$$

であるから、(1.4.7)、(1.4.8)より

$$\varphi_0 = \frac{M}{G \cdot I_p} \cdot \frac{1}{\varepsilon} \quad (1.4.9)$$

と求めることができる。 $1/\epsilon$ を ℓ_0 とおけば (図-1.4.5 参照)、 ℓ_0 はねじりに対する仮定の固定点深さを表わす。

以上の検討から、1本の杭のねじり抵抗 M_{pi} は、フーチングの回転角を φ^* とすれば、次式で求めることができる。

$$M_{pi} = G \cdot I_p \cdot \theta_0 = G \cdot I_p \cdot \frac{\varphi^*}{h + \ell_0} = G \cdot I_p \cdot \frac{\epsilon}{(1 + \epsilon h)} \cdot \varphi^* \quad (1.4.10)$$

ここに h : 杭の自由長(m)

ℓ_0 : 仮想固定点深さ(m)

式(1.4.10)より、 M_{pi} はほぼ h に反比例の関係にあることがわかり、自由長 h の増加に伴い M_{pi} は減少する。

(3) 水平抵抗の理論解

弾性地盤に根入れされた自由長 h を有する杭の、杭頭での水平ばね定数 K_1 は、道路橋示方書IV下部構造編における Chang の解により、次式で表わせる。

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3 + 2} \\ \beta &= \left(\frac{kD}{4EI} \right)^{1/4} \end{aligned} \right\} \quad (1.4.11)$$

ここに k : 水平地盤反力係数 (t/m^3)

D : 杭の直径(m)

EI : 杭体の曲げ剛性 ($t \cdot m^2$)

h : 杭の自由長(m)

フーチングの回転角を φ^* とすれば、杭頭水平力は次式で求められる。

$$H_1 = K_1 \cdot \ell_1 \cdot \varphi^* \quad (1.4.12)$$

$$\therefore \sum H_1 \cdot \ell_1 = \sum K_1 \cdot \ell_1^2 \cdot \varphi^* \quad (1.4.13)$$

式(1.4.11)、(1.4.13)より、自由長 h の増加に伴い、 $\sum H_1 \cdot \ell_1$ は h の-3乗に比例して急減することがわかる。

(4) 分担率

(2)、(3)における検討より、分担率は次のように求められる。(ただし杭の極モーメント I_p と断面2次モーメント I の関係を $I_p = 2I$ においている。)

$$\mu_M = \sum M_{pi} / M = \frac{1}{1 + \frac{6 \sum \left(\frac{\ell_1}{h} \right)^2}{n} \cdot \frac{E}{G} \cdot \left(\frac{1}{\epsilon h} + 1 \right) \cdot \frac{\beta^3 h^3}{(1 + \beta h)^3 + 2}} \quad (1.4.14)$$

$$\mu_H = 1 - \mu_M$$

ここに l_1 : フーチング図心から杭までの距離 (m)

h : 杭の自由長 (m)

n : 杭本数

E : 杭材料の弾性定数 (t/m^2)

G : 杭材料のせん断弾性定数 (t/m^2)

ϵ : 杭のねじりに関する特性値 ($1/m$)

$$\epsilon = (\pi D^3 k_s / 4 I_p G)^{1/2}$$

D : 杭の直径 (m)

k_s : せん断地盤反力係数 (t/m^3)

β : 杭の曲げに関する特性値 ($1/m$)

$$\beta = (k D / 4 E I)^{1/4}$$

k : 水平地盤反力係数

式 (1.4.14) より、 h の増加によって μ_M が増加し、 μ_H が減少することがわかる。

式 (1.4.14) は、多柱式基礎の諸元と地盤定数 (k_s 、 k) を定めさえすれば、分担率が求められることを示している。しかるに、地盤定数の中で、 k は示方書等にも算定法が示されており、比較的容易に定めることができるが、 k_s の推定は非常に困難である。また、一般に杭のねじり試験は装置がめんどうであり、他の手法により推定することが望まれる。そこで比較的簡単な杭の鉛直載荷試験から k_s を推定する方法について次に検討する。

(5) k_s の推定

図-1.4.6 に示す関係より、次の微分方程式が導かれる。

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \mu^2 y \quad (1.4.15)$$

$$\mu = \left(\frac{\pi D k_s}{E A} \right)^{1/2}$$

ここに y : 杭の鉛直方向変位 (m)

A : 杭の断面積 (m^2)

式 (1.4.15) を解いて、 $x=0$ とおけば次式が求まる。

$$y_0 = \frac{P}{E A} \cdot \frac{1}{\mu} = \frac{P}{K_v} \quad (1.4.16)$$

ここに K_v : 杭頭鉛直ばね定数 (t/m)

すなわち、鉛直載荷試験で P 、 y_0 を測定するか、 K_v の値をうまく推定することができれば、 μ が定まり k_s の値を求めることができる。

本調査では偏心載荷試験の他に軸心載荷試験を実施しているが、その検討において K_v の値を求めている (2.4.4 参照)。その K_v 値をもとに求めた k_s の値と、偏心載荷試験より求めら

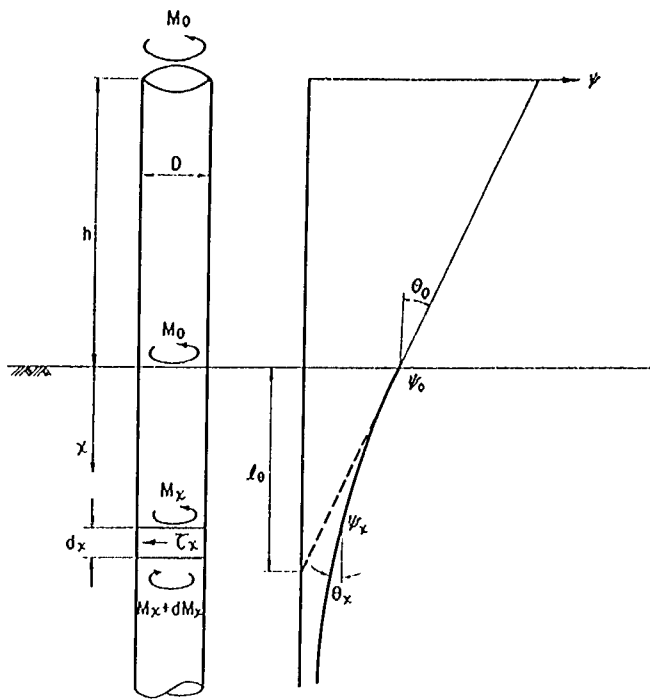


図-1.4.5 杭のねじり変形分布

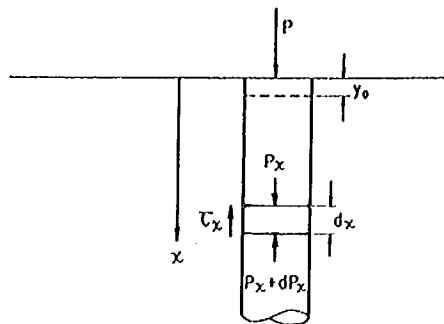


図-1.4.6 杭の鉛直載荷試験

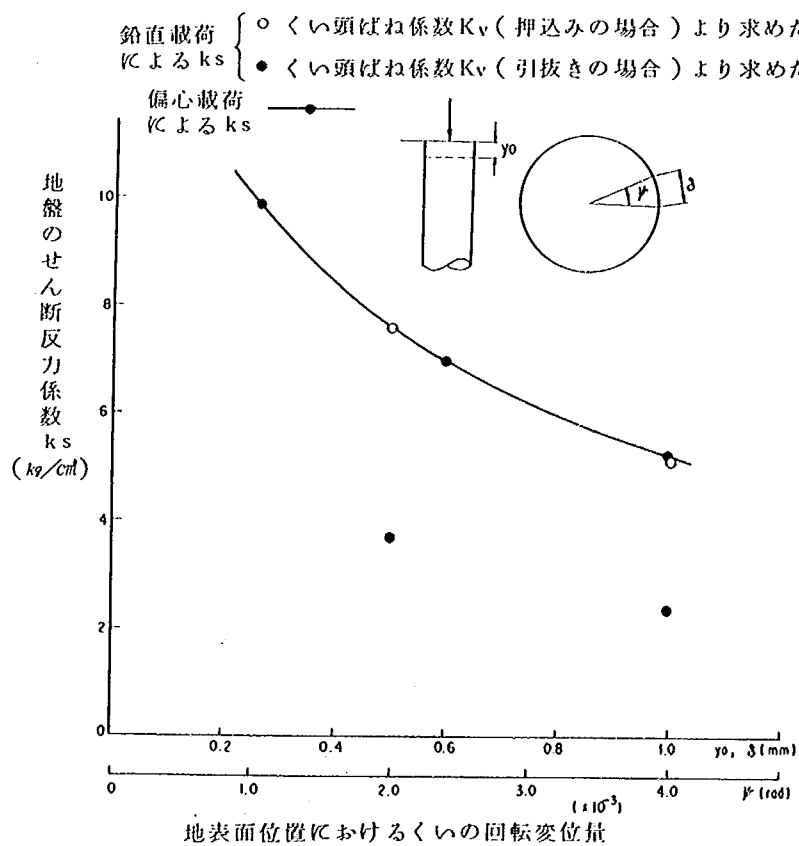


図-1.4.7 せん断地盤反力係数

れたねじりモーメント（表－1.4.1 参照）と回転角（図－1.4.1）を式（1.4.10）、（1.4.5）に代入して求めた k_s の値とを比較したのが、図－1.4.7である。

引抜き力の作用する杭から求めた K_v による k_s は、ねじり載荷による値に比べて過小な値を与えるが、押込み力の作用する杭から求めた K_v による k_s は、偏心載荷による値と非常によい一致を示すことがわかる。

以上の検討より、杭と地盤とのせん断地盤反力係数は、杭の鉛直載荷試験（押し込み）より精度よく推定することができ、その値を式（1.4.14）に代入することによって、ねじり外力に対する分担率を容易に求めることができることがわかった。

ただし、図－1.4.7を見てもわかるように、 k_s は変位に対して非常に大きな非線形性を示すことがわかる。それゆえ実設計にあたっては、実杭において生ずる杭と地盤とのねじれ変位 δ と、 k_s を推定する場合の鉛直変位 y_0 とを、遜色のない形で対応させてやることが、設計精度を向上させるためにも重要であると思われる。

1.5 結 論

多柱式基礎模型の偏心載荷試験を実施した結果、次の事項を確認することができた。

- (1) 多柱式基礎は、本実験における変形量（杭地表面最大5 mm）では、ねじり外力に対して弾性的な挙動を示し、フーチング位置でのねじりばね定数は、変位が増加してもほとんど減少しない。
- (2) 杭頭の水平抵抗力による抵抗モーメントと杭本体のねじり抵抗による抵抗モーメントを、偏心載荷試験によって算出した結果、杭本体のねじり抵抗によるものが約6割を占めることがわかり、その分担率は荷重の大きさによらずほぼ一定であった。
- (3) ねじり抵抗を算出するための理論式を作成することにより、ねじり外力に対する荷重分担率の一般式を作成した。
- (4) 分担率の一般式を用いるためには、せん断地盤反力係数 k_s の推定を精度よく行う必要がある。そこで偏心載荷試験結果から逆算した k_s と、鉛直載荷試験結果から求めた k_s を比較したところ、非常によい一致を示した。このことから鉛直載荷試験により k_s を推定すれば、比較的精度よく、荷重分担率を求めうることがわかった。

本実験において残された課題としては次のものがあげられる。

- (1) 本実験は比較的小さな変位レベルで行っている。しかし変位が大きくなった場合に杭の水平抵抗、ねじり抵抗ともに非線形性を示すと予想される。変位の大きい領域での挙動を推定するには、非線形性をうまく近似する必要がある。
- (2) k_s の推定値は、本実験においてはねじりせん断方向と軸押込方向との間で非常によく一致したが、地盤や杭径等の異った条件で、さらにデータの蓄積を図りこの傾向の確認をする必要がある。

2. 軸心載荷試験

2.1 試験目的

多柱式基礎は水中における施工性に優れた基礎形式であるが、杭の自由長が長いために、水平荷重に対する抵抗が小さいところに構造上の弱点がある。

これまでに、多柱式基礎や群杭の弾性範囲内での載荷試験は多数例があるが、地盤や基礎部材が降伏状態に達するような終局状態まで載荷した試験例はほとんどない。

そこで本実験では、実物に近い寸法形状をもつ多柱式基礎模型による終局状態までの載荷試験を実施し、基礎の耐力、終局状態における基礎の挙動、フーチングのばね定数や地盤反力係数の減少度合等について検討するものである。

2.2 試験方法

2.2.1 試験概要（1.2.1.参照）

試験体、試験地盤、使用機材、載荷装置は、すべて偏心載荷試験の場合と同一である。

2.2.2 試験方法（1.2.2 参照）

(a) 載荷方法

載荷は緩速多サイクルで行い、偏心載荷と同様に、指定荷重およびその他の荷重の管理を行った。

載荷サイクルを表－2.2.1 に示す。

(b) 測定方法

荷重； 軸心載荷試験では、 P_2 試験体側にセットした 500 ton 油圧ジャッキを観測コンテナ内から電動油圧ポンプで加力し、載荷重の制御は 500 ton 油圧ジャッキに取付けたひずみ型圧力変換器の出力を電動油圧ポンプ付設のデジタル荷重指示計に接続して行なった。荷重の制御幅は全ての荷重について ± 1 ton とした。載荷桁を介して P_1 試験体に伝達される荷重の測定は、載荷桁と P_1 試験体の間にセットした 200 ton ロードセル（2 台）の出力をデジタルひずみ測定装置に接続して行なった。

変位； 変位の測定は偏心載荷試験と同じ手法で行っている。

軸心載荷試験は 2 日間に亘って実施したため、第 1 日目（最高荷重 100 ton）終了後零荷重の状態第 2 日目試験開始迄約 120 分間隔で継続測定した。

変位の測定位置を図－2.2.1 に示す。

ひずみ； 偏心載荷試験と同一であり、測定位置は図－1.2.6 参照のこと。

時間； 偏心載荷試験と同一である。

地盤の観察； 軸心載荷試験時において、 P_1 、 P_2 試験体のくいと地盤の状態をテレビカメラを使って観測コンテナ内から観察した。

2.2.3 終局荷重の予測

実験を実施する前に、基礎における終局状態について次のような検討を行い、それをもとに 2.2.2 に示した最大荷重を決定した。

基礎における終局状態には、地盤に起因するものと、基礎体に起因するものが考えられる。

地盤によるものとしては、荷重が増加するに伴って、杭前面地盤が地表面付近より逐次塑性化していき、終局的な荷重に達するものと考えられるが、その終局抵抗を正確に推測することは非常に難しい。そこでひとつの目安的な荷重として、道路橋示方書Ⅳ下部構造編における Chang の式を用い、杭の地表面変位が同示方書における基準変位置量 15 mm となる荷重を求めた。その算定は次式による。

$$H_s = \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2} \cdot \delta_s \quad (2.2.1)$$

ここに H_s : 杭頭における許容水平支持力 (t)

EI : 杭体の曲げ剛性 ($t \cdot m^2$)

β : 杭と地盤から決まる特性値 ($1/m$)

$$\beta = (kD/4EI)^{1/4}$$

k : 水平地盤反力係数 (t/m^3)

D : 杭の直径 (m)

h : 杭の自由長 (m)

δ_s : 基準変位置量

この式より、供試体 P_2 では約 6.9 ton、 P_1 では約 8.4 ton が通常の設計における許容水平支持力として求まる。

基礎体の条件から決まる終局荷重としては、杭体の応力度が降伏点に達する荷重として、以下のように推定する。

多柱式基礎のような自由長を有する基礎では、自由長の部分で軸力は一定となり、曲げモーメントは杭頭においてもっとも大きくなる。そのため、杭頭での応力度がもっとも大きくなる。終局状態では、地表面付近の地盤抵抗が減少し、杭体の曲げモーメントが地表面付近で零になり、ちょうど地表面付近にヒンジを有する状態に近ずくと想定される。このことから、杭頭曲げモーメントを杭一本の水平荷重と自由長の積として求めた。一方、基礎の転倒モーメント（全水平荷重とその作用高との積）と、杭の軸力による抵抗モーメントがつりあうとして、杭の軸力を定める。このようにして求めた曲げモーメントと軸力を重ね合わせ、求められる応力度が杭材料の降伏点 (2400 Kg/cm^2) に達する荷重を終局荷重として定めた。これより供試体 P_2 では約 14.6 ton、 P_1 では約 17.3 ton が求められる。

以上の検討より、水平荷重は最大 200 ton まで加えることとした。

2.3 試験結果

2.3.1 変位

地 2.2.1 軸荷サイクル

軸心載荷試験(I)

サイクル	荷 重 階 (ton)	— ; 指定荷重 () ; 定荷重維持時間(分)
1	0 -- 10 -- 20 -- 10 -- 0 (5') (20') (5') (20')	
2	0 -- 20 -- 30 -- 40 -- 20 -- 0 (5') (40') (20') (5') (30')	
3	0 -- 20 -- 40 -- 50 -- 60 -- 40 -- 20 -- 0 (5') (5') (40') (40') (5') (5') (40')	
4	0 -- 20 -- 40 -- 60 -- 70 -- 80 -- 60 -- 30 -- 0 (5') (5') (5') (40') (40') (5') (5') (40')	
5	0 -- 40 -- 60 -- 80 -- 90 -- 100 -- 80 -- 40 -- 0 (5') (5') (5') (40') (40') (5') (5') (40')	

軸心破壊試験(II)

サイクル	荷 重 階 (ton)	— ; 指定荷重 () ; 定荷重維持時間(分)
6	0 -- 50 -- 100 -- 125 -- 100 -- 0 (5') (70') (180') (5') (40')	
7	0 -- 100 -- 125 -- 150 -- 125 -- 0 (5') (5') (40') (5') (40')	
8	0 -- 100 -- 150 -- 175 -- 150 -- 100 -- 0 (5') (5') (40') (5') (5') (40')	
9	0 -- 100 -- 150 -- 175 -- 200 -- 100 -- 0 (5') (5') (5') (40') (5') (40')	

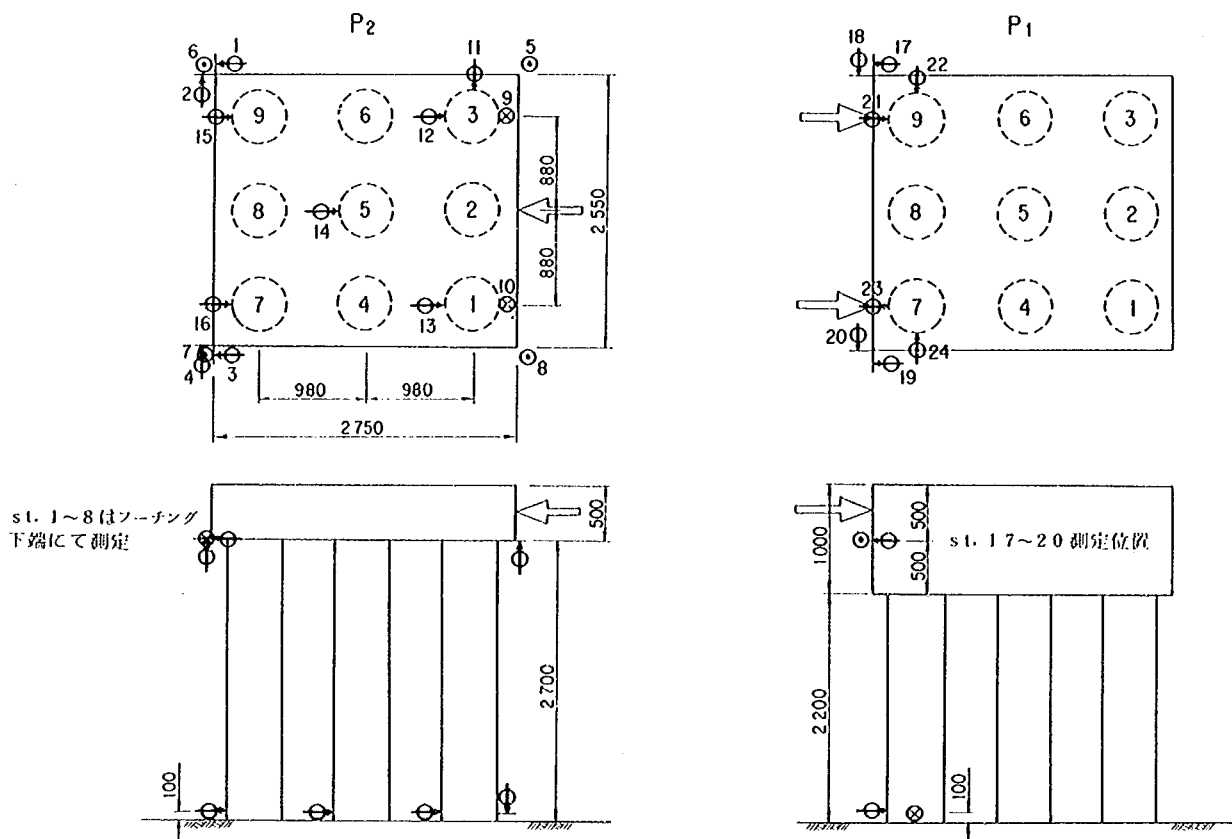


図 2.2.1 軸心載荷試験 変位計取付け位置と測定番号

(a) P₂ 供試体

荷重－フーチング変位－時間曲線を図－2.3.1 に示す。

フーチングの水平変位を図－2.3.2～2.3.4 に、鉛直変位を図－2.3.5～2.3.7 に示す。荷重の増加に伴いフーチングの水平力に対する剛性が低下しており、また残留変位も漸増している。

杭の地表面位置における変位を図－2.3.8～2.3.13 に示す。通常の設計において、杭の地表面変位は25 mm程度までを想定しているが、本実験においては55 mm程度まで生じている。荷重の増加に伴い、地盤剛性の低減（変位の増加）がみられ、また残留変位の増加がみられる。また各杭の変位量は、ほぼ一定である。

(b) P₁ 供試体

フーチングの水平変位を図－2.3.14～2.3.16 に示す。

杭の地表面位置における変位を図－2.3.17～2.3.19 に示す。

2.3.2 ひずみおよび断面力

図－2.3.20～2.3.22 に杭体のひずみ分布を示す。

杭体の弾性定数Eを $2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ 、降伏強度を $2,400 \text{ Kg/cm}^2$ とすれば、ひずみが約1150 μ の時に杭体は降伏点に達する。ひずみ測定点は、フーチングと杭の付け根よりかなり下方であるため、実際に生じている最大ひずみは1150 μ をかなりこえており、杭頭付近で杭体は降伏しているものと思われる。

このひずみ分布をもとに、杭の軸力および曲げモーメントを算定したものを、図－2.3.23～2.3.25 および図－2.3.26～2.3.28 に示す。

図－2.3.23～2.3.25 において、軸力はフーチング付け根部分から地表面まで一定値でなければいけないが、荷重が大きくなるに従って測定誤差等が生じ一定となっていない。

2.4 結果の解析

2.4.1 変形特性

図－2.4.1～2.4.2 に供試体P₂、P₁に関する変位量をまとめて示す。

両図において、フーチングの水平変位曲線は、大きな荷重に対しても明確な降伏点を有していないが、これを杭の地表面変位と基礎の地上部分の変形量（フーチング変位から地表面変位を減じたもの）とに分離すれば、曲線的な地盤変位と折れ線的な基礎変形との重ね合わせであることがよくわかる。いずれにせよ、杭の許容水平支持力（P₂ 約6.9 ton、P₁ 約8.4 ton）の3倍近い大きな荷重に対して、多柱式基礎が降伏破壊することなく、十分な耐力を保持していることが確認できた。

図－2.4.1 において残留変位を、フーチング変位と同様に、杭の地表面変位における残留変位と地上部基礎体の残留変形量とに分離しているが、残留変位量においても地盤変位量の影響が大きいことが確認できる。

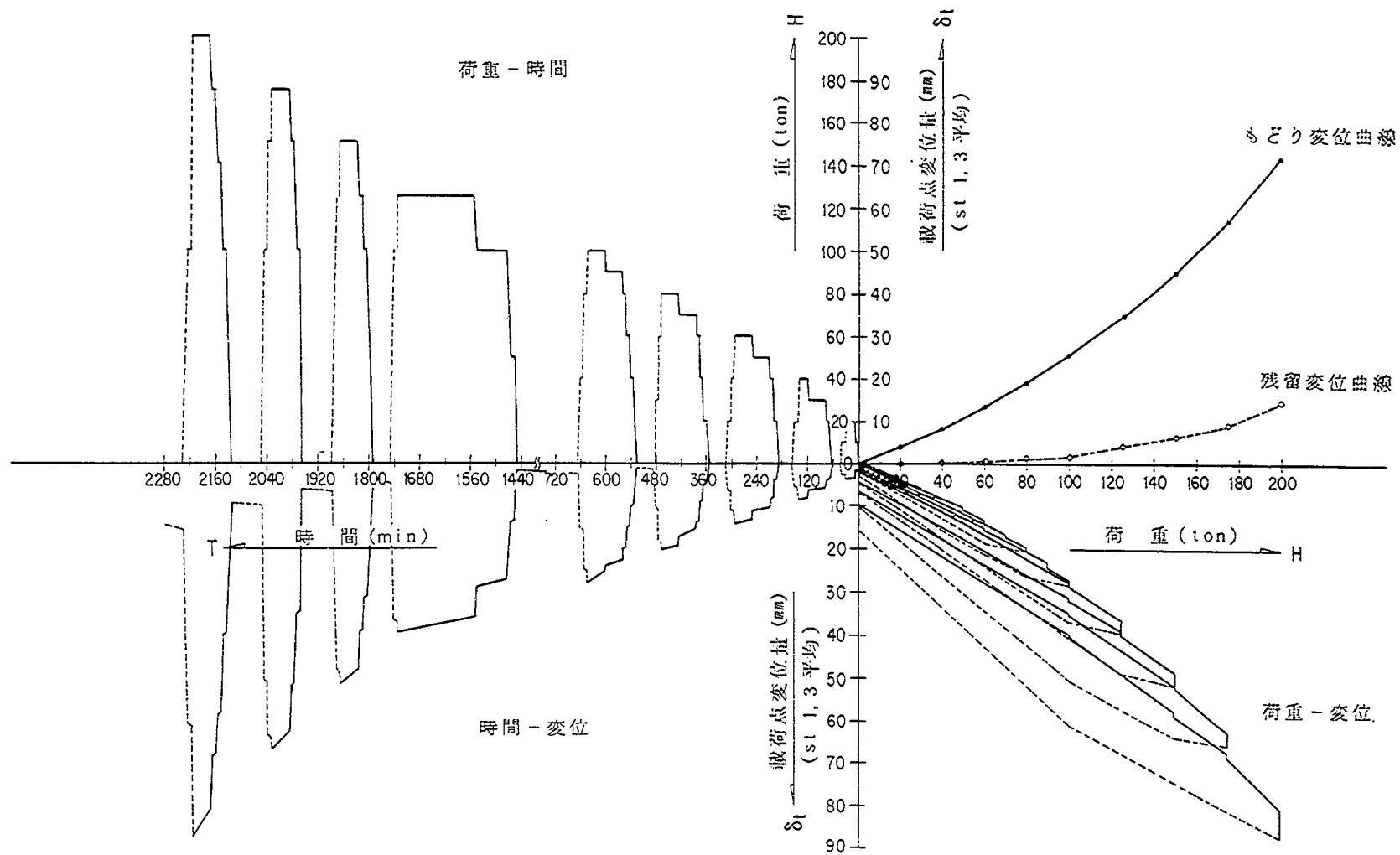


図 - 2.3.1 軸心水平載荷試験 (荷重 - 変位量 - 時間曲線)

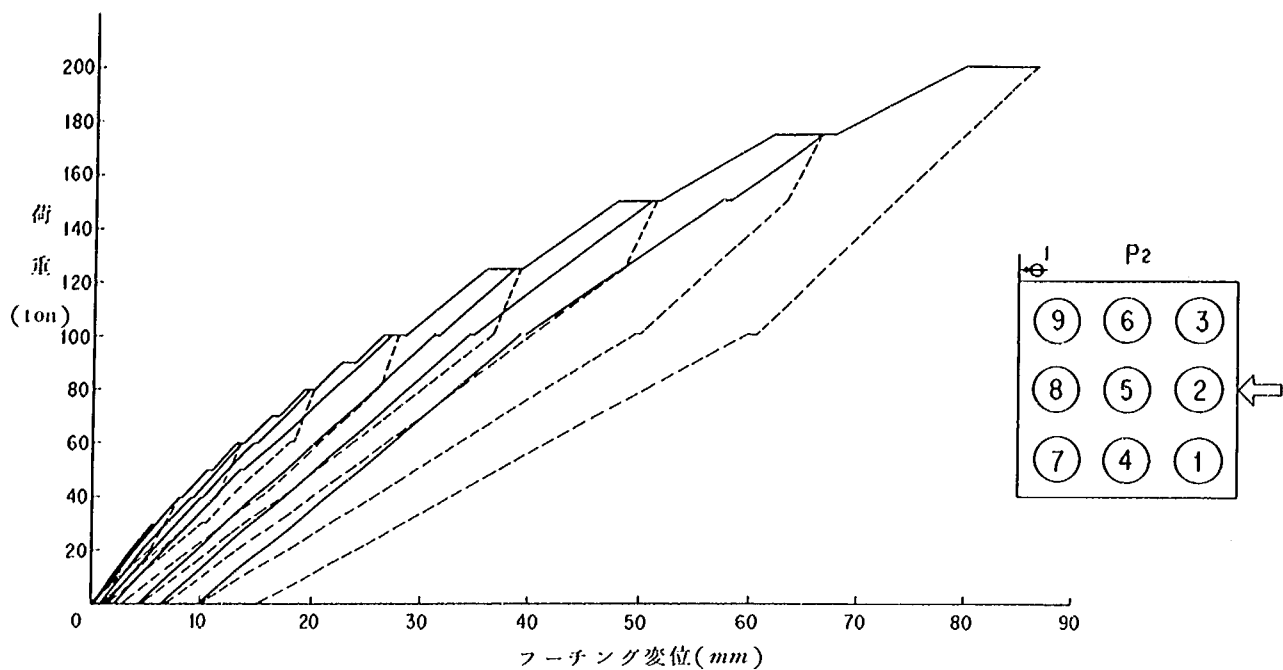


図-2.3.2 荷重-フーチング水平変位 (st.1)

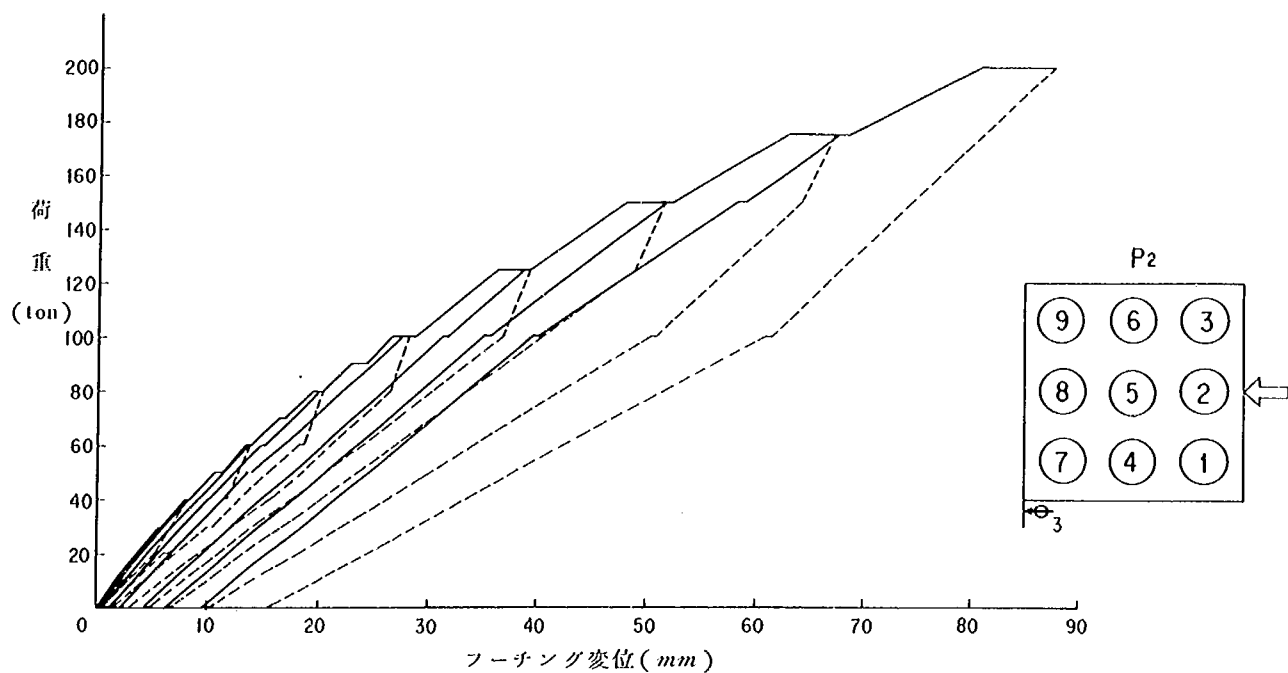
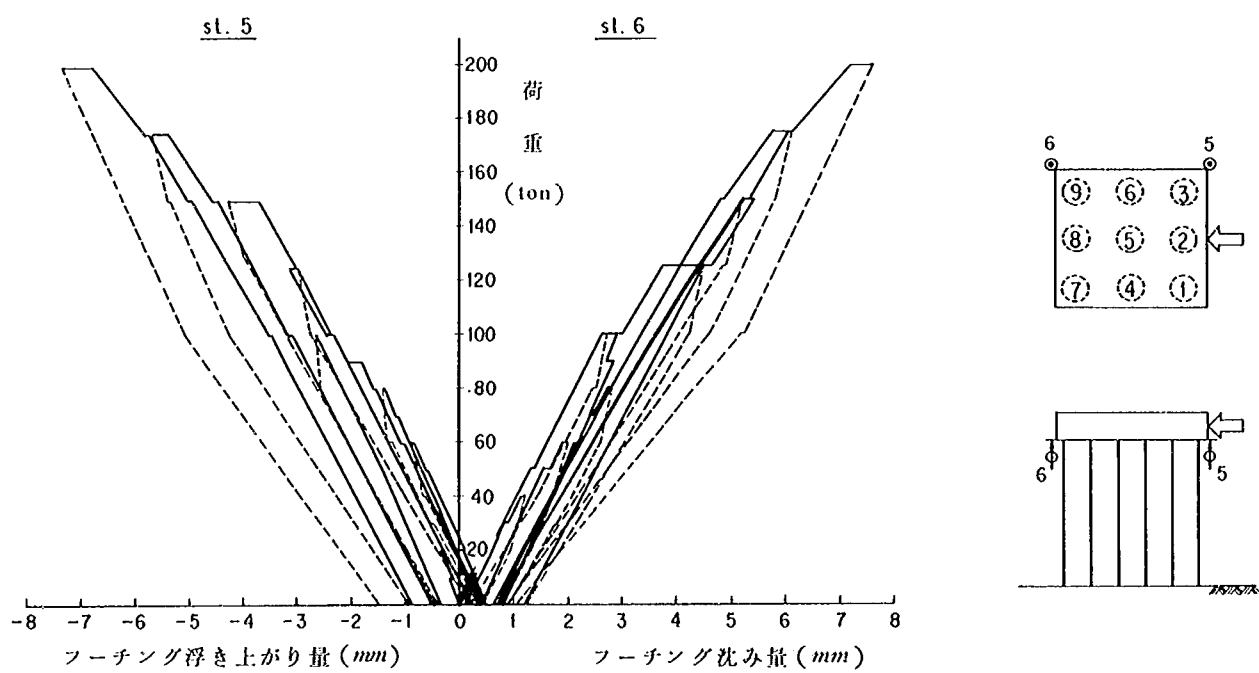
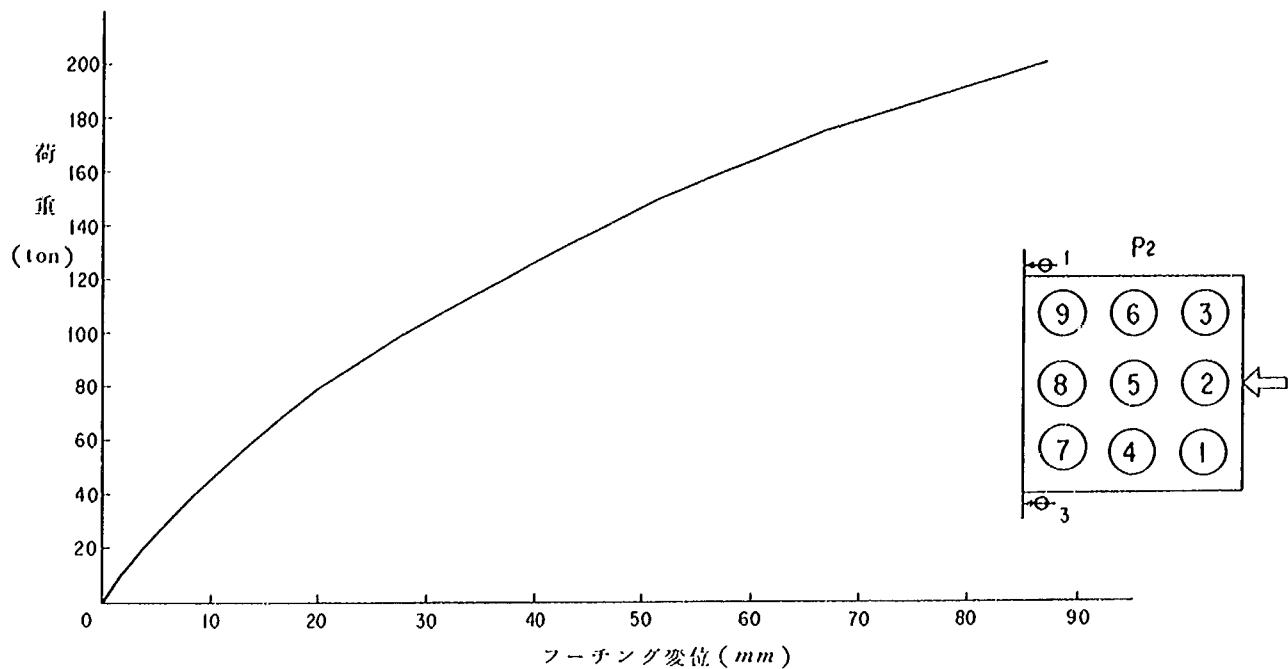


図-2.3.3 荷重-フーチング水平変位 (st.3)



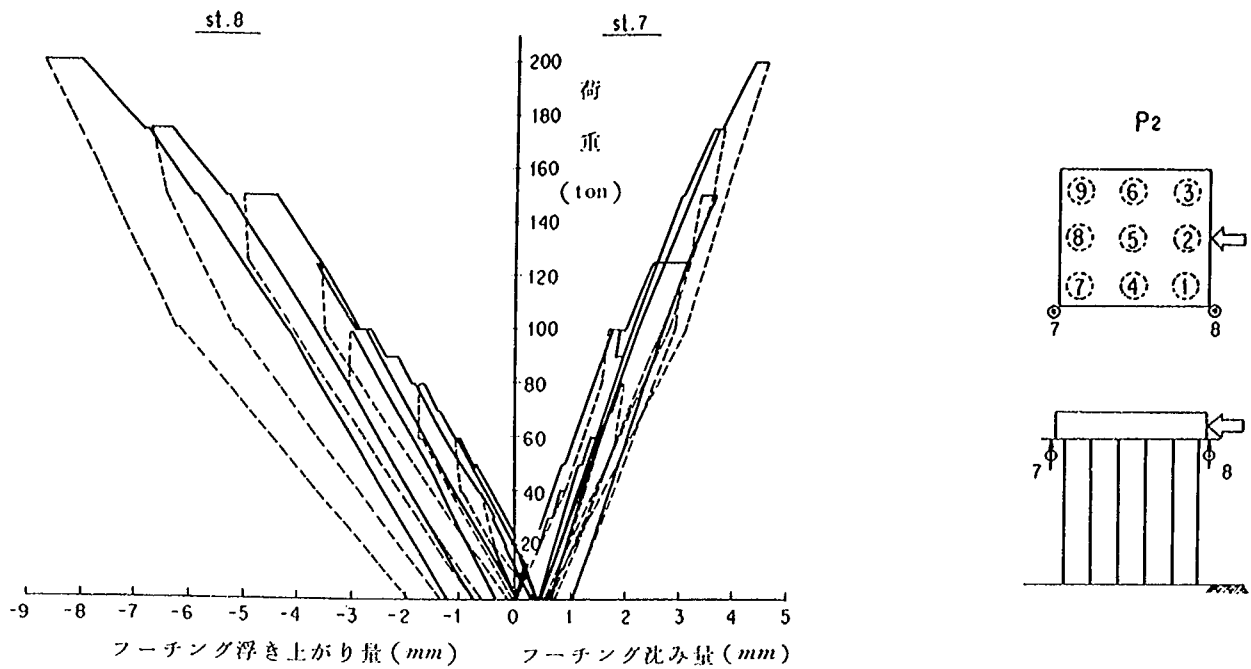


図-2.3.6 荷重-フーチング鉛直変位 (st.7, 8)

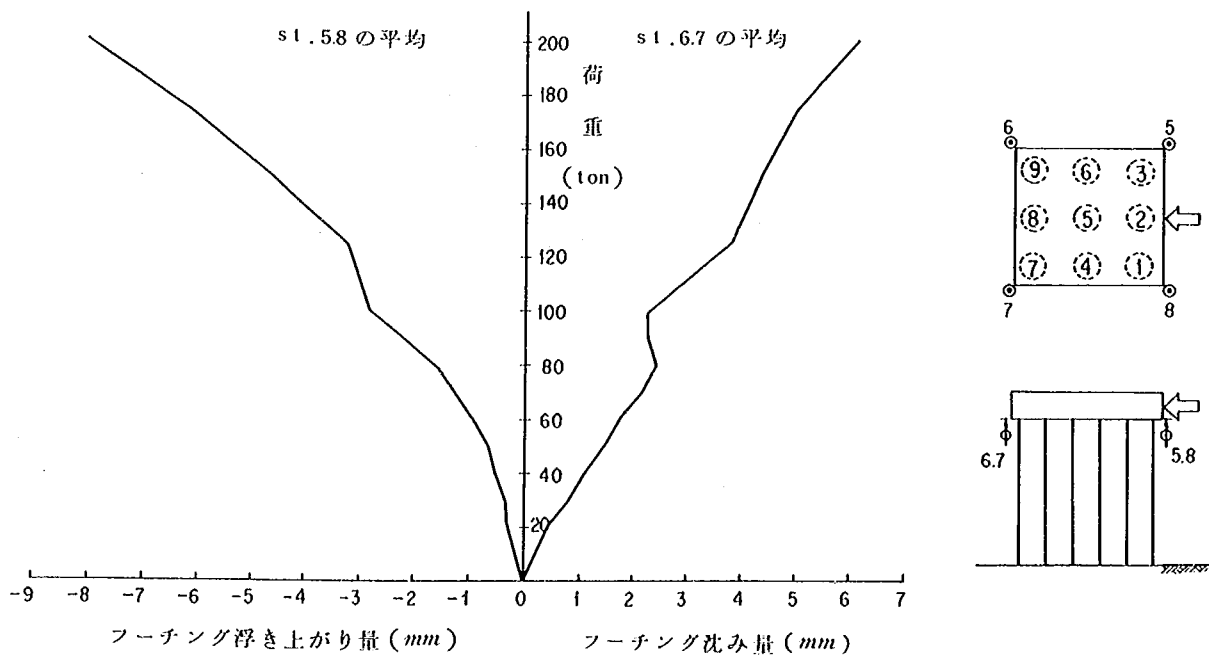


図-2.3.7 荷重-フーチング平均鉛直変位 (時間待ち最終時)

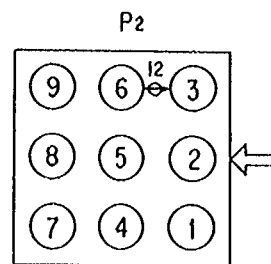
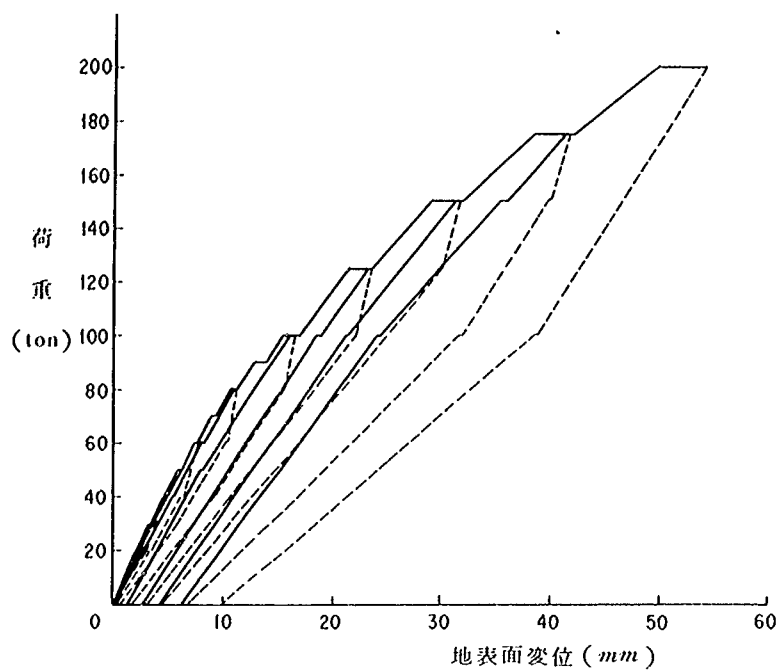


图-2.3.8 荷重—No 3 杭地表面変位 (st.12)

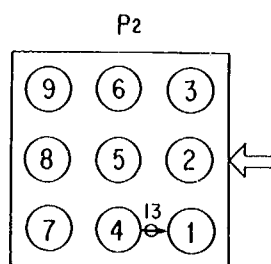
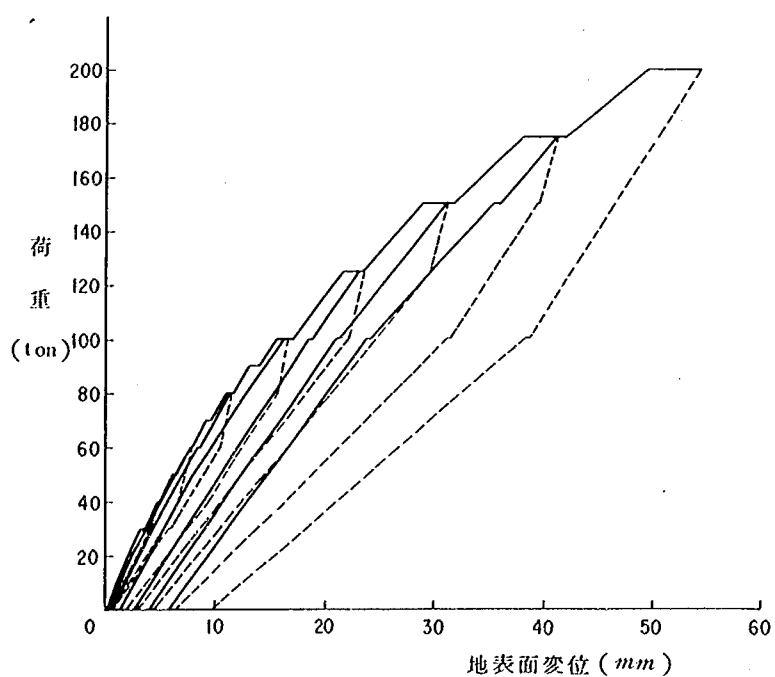
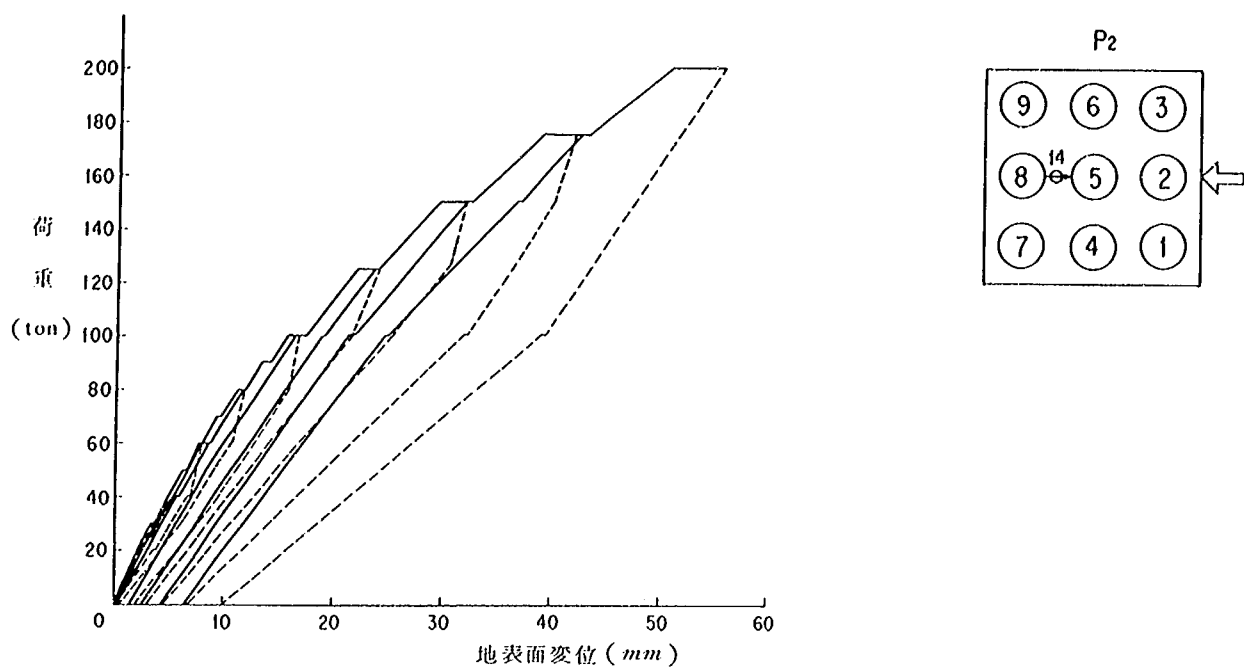
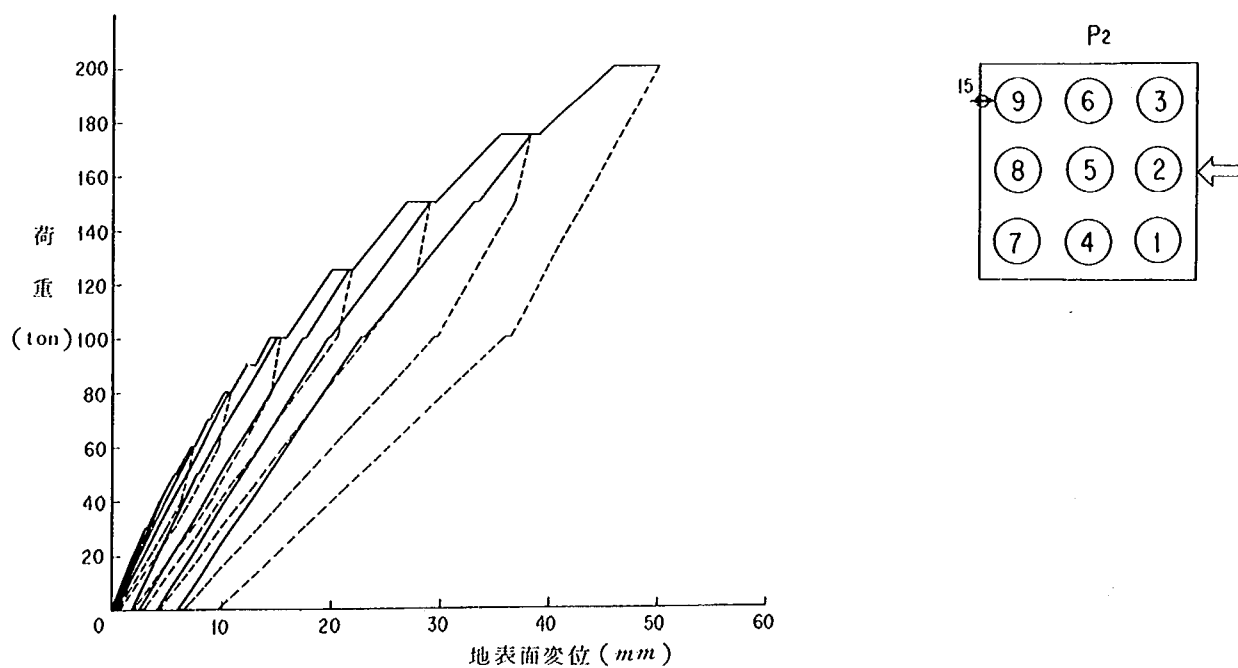


图-2.3.9 荷重—No 1 杭地表面変位 (st.13)



图— 2.3.10 荷重— δ 5 杭地表面変位 (st.14)



图— 2.3.11 荷重— δ 9 杭地表面変位 (st.15)

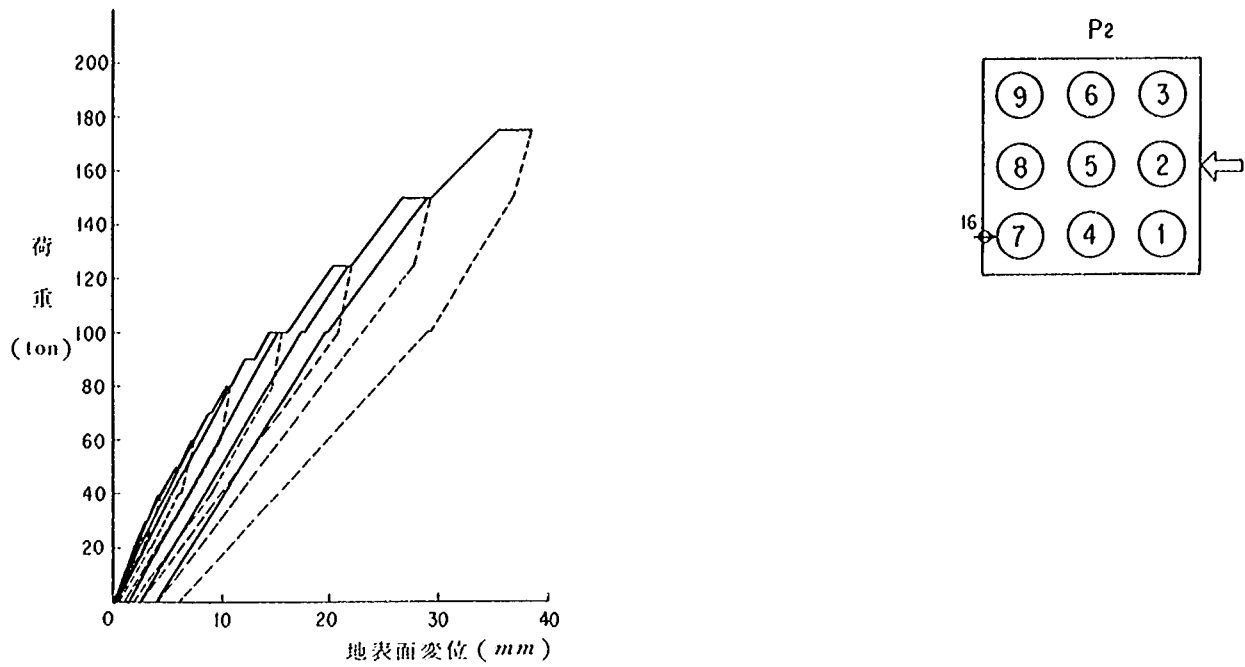


図-2.3.12 荷重-No.7杭地表面変位 (st.16)

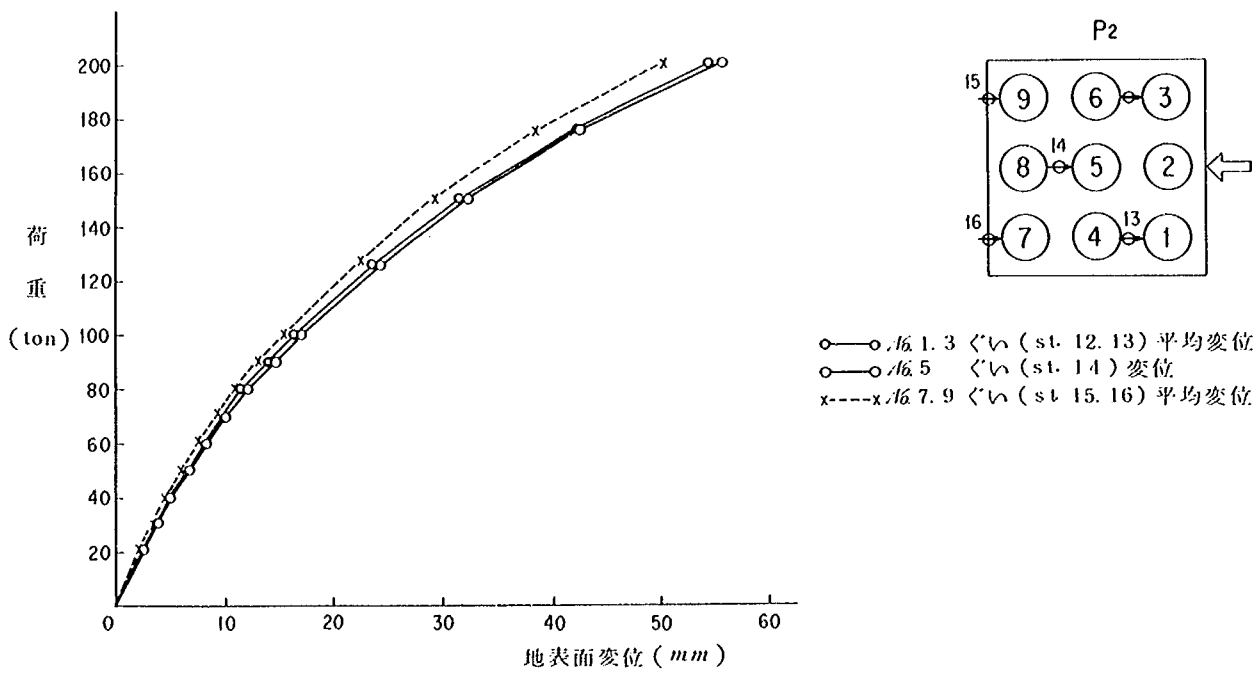


図-2.3.13 荷重—平均杭地表面変位 (時間待ち最終時変位)

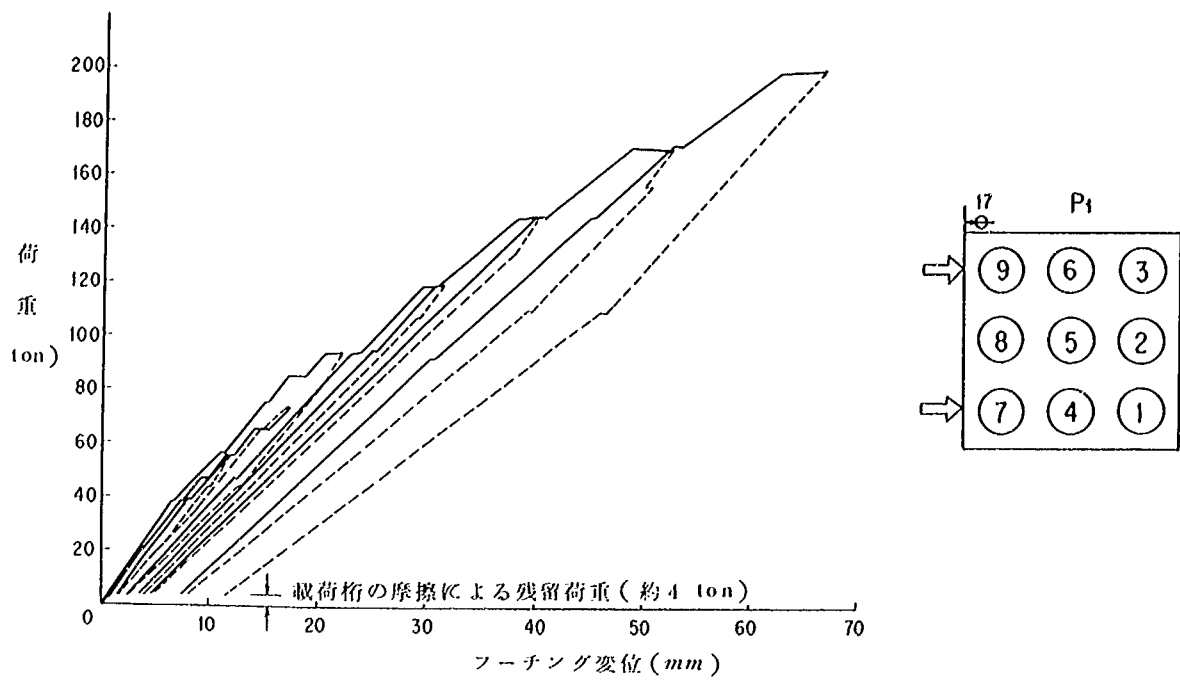


図-2.3.14 荷重-フーチング水平変位 (st.17)

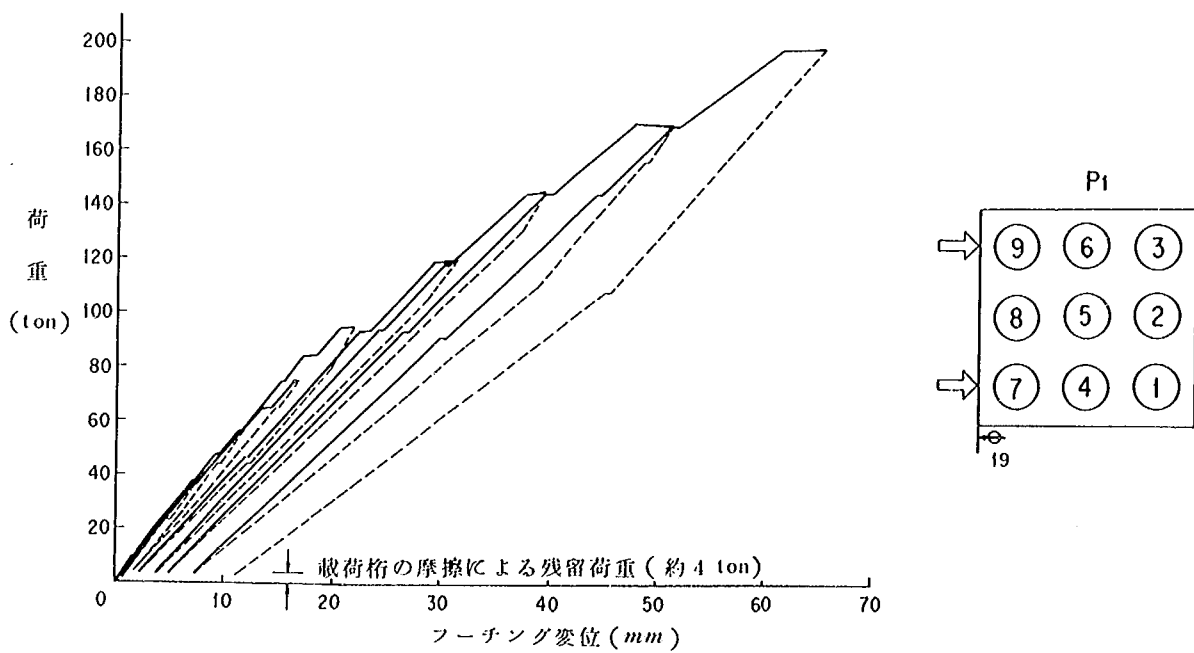
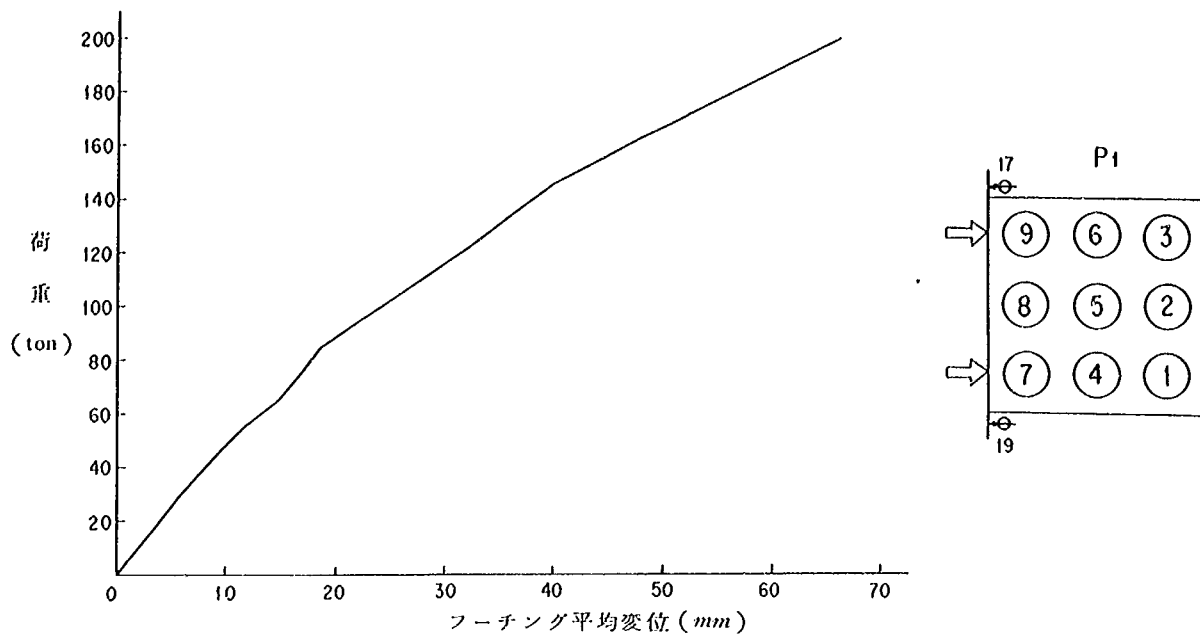
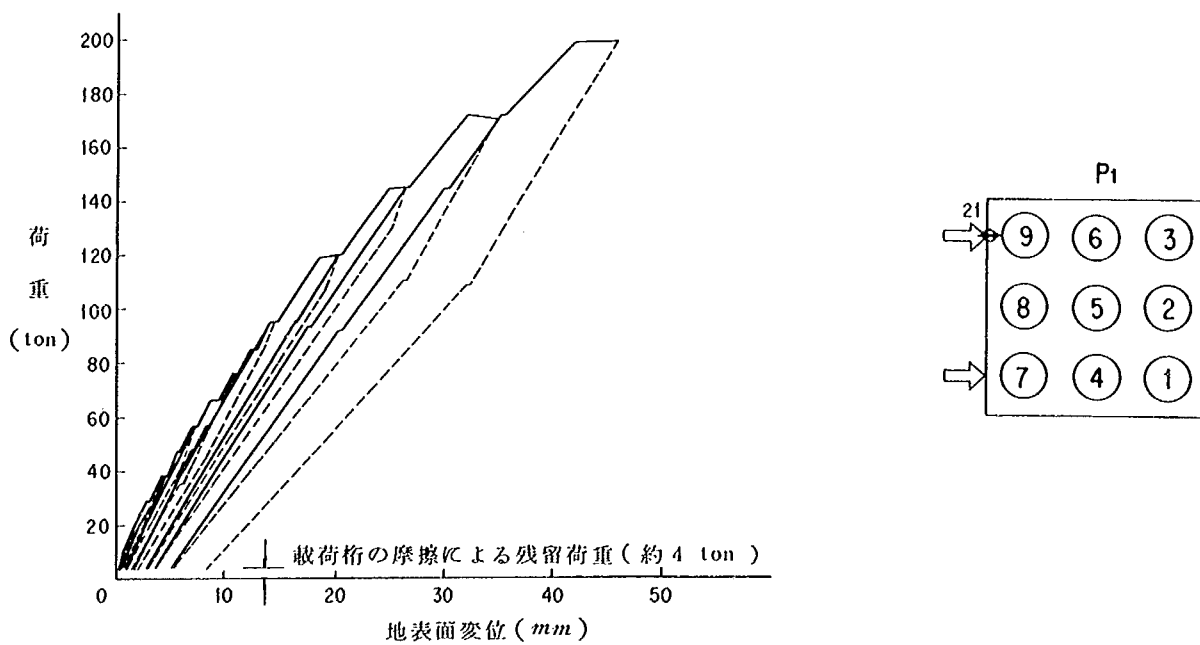


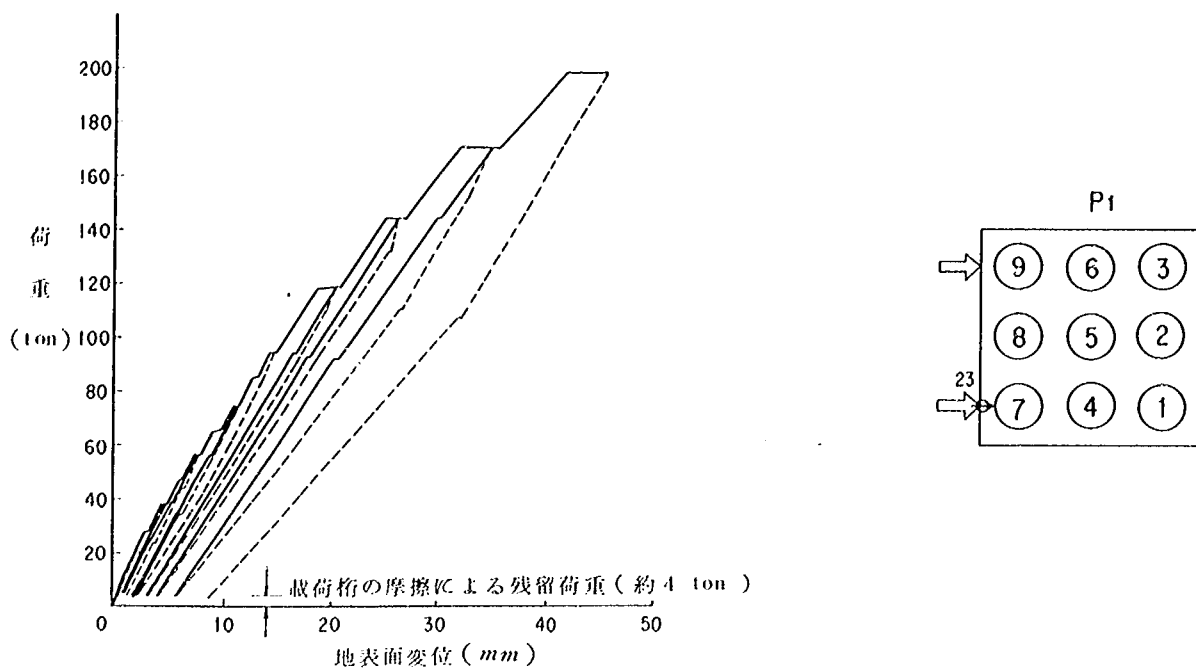
図-2.3.15 荷重-フーチング水平変位 (st.19)



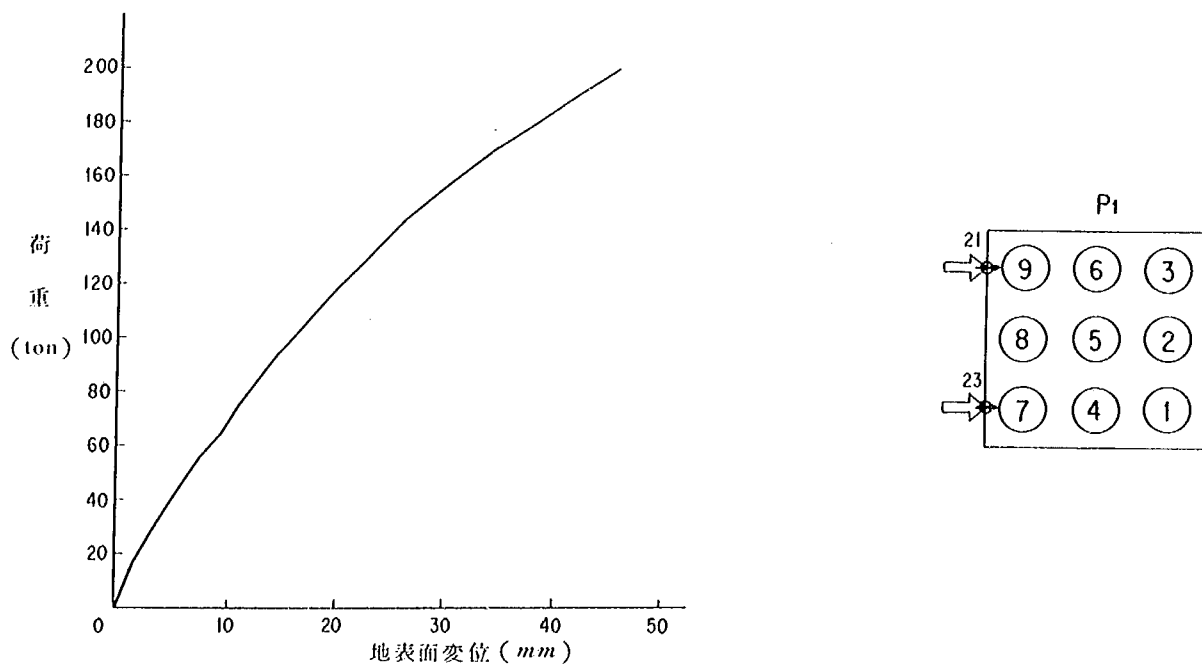
図－2.3.16 荷重－フーチング平均水平変位（st.17, 19時間待ち最終時変位）



図－2.3.17 荷重－No.9杭地表面変位（st.21）



図－2.3.18 荷重－No.7 杭地表面変位 (st.23)



図－2.3.19 荷重－平均杭地表面変位 (st.21, 23 時間待ち最終時変位)

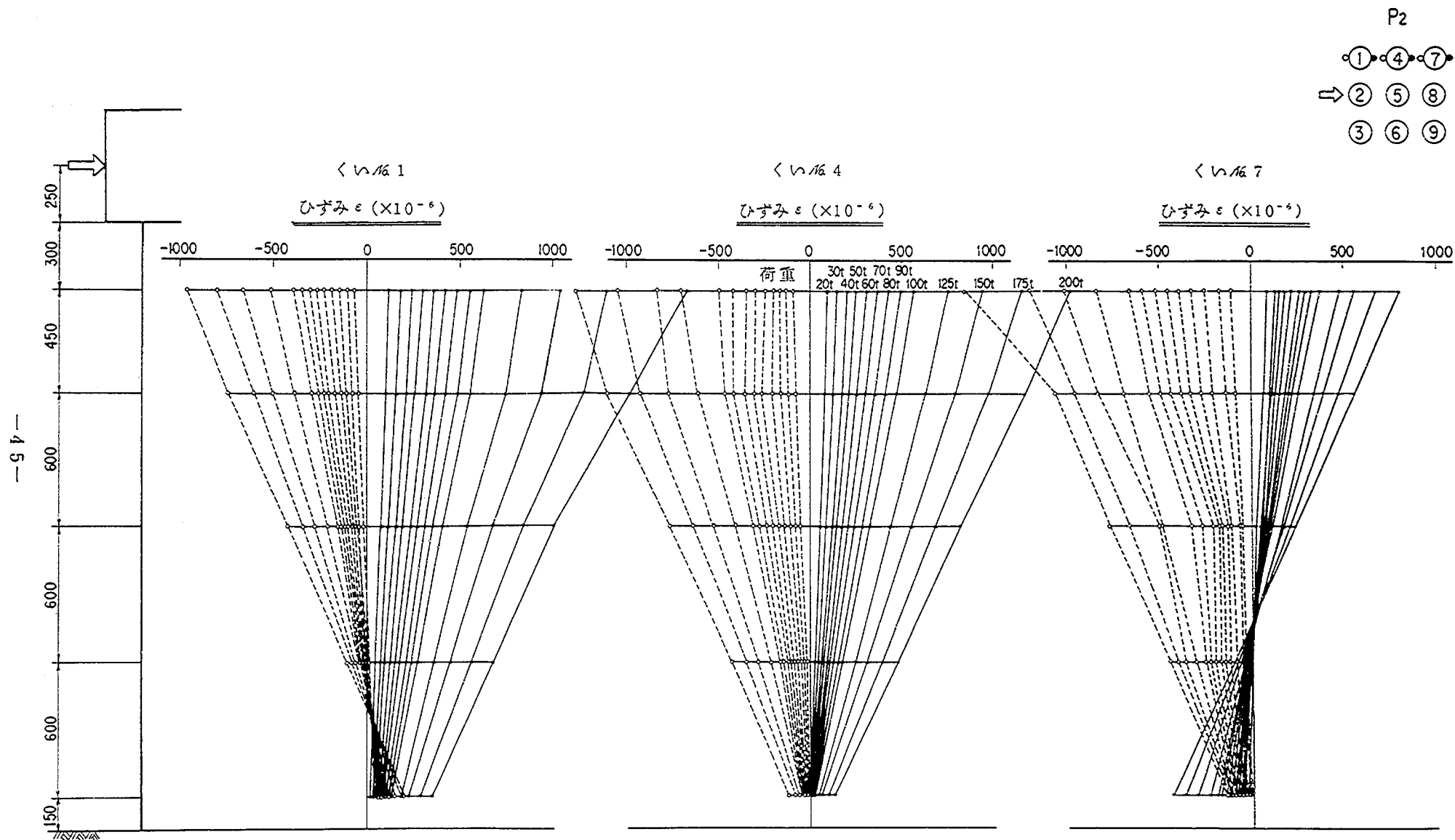


図-2.3.20 杭体ひずみ分布図(1) (各荷重零分測定値)

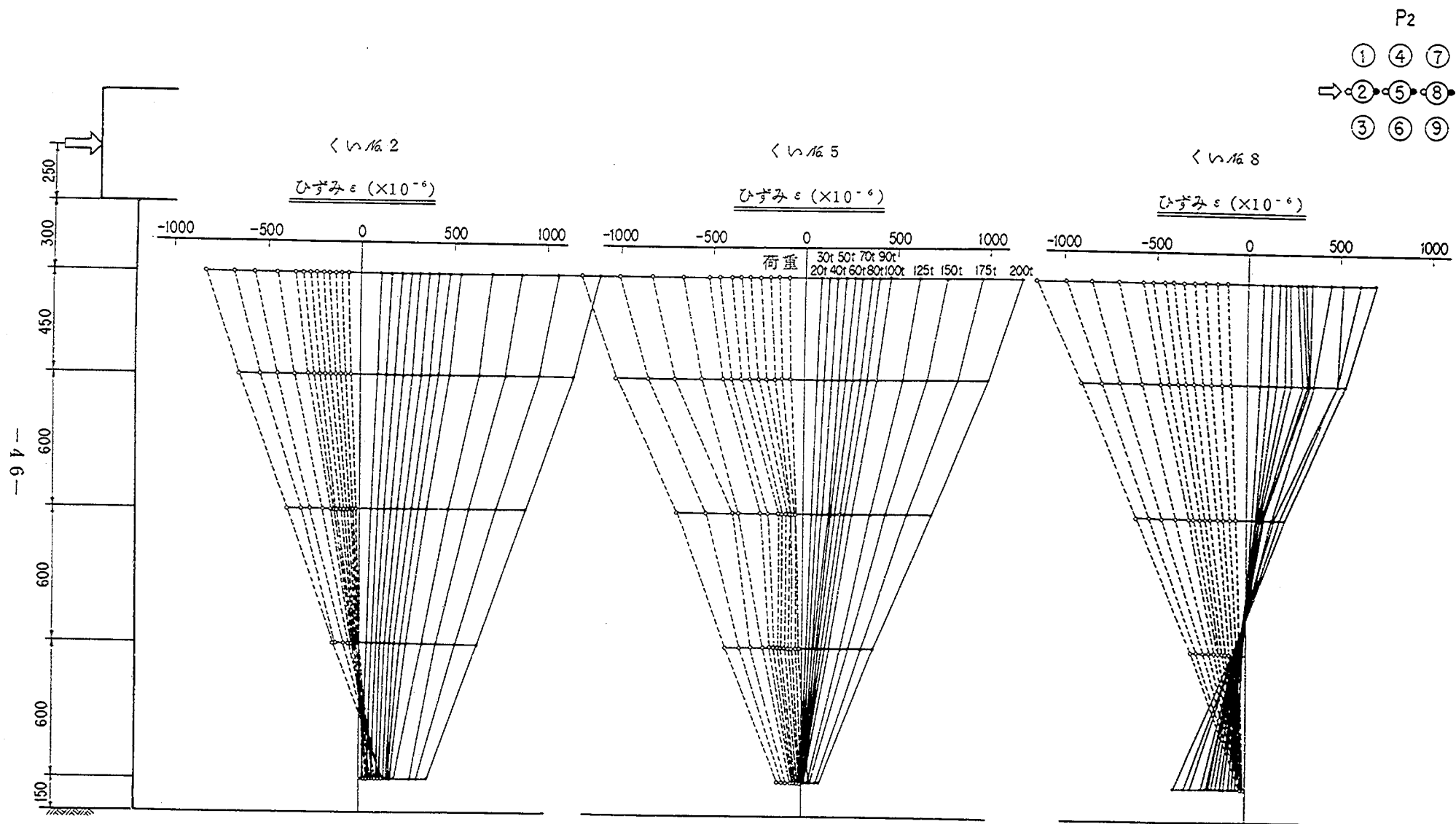


図 - 2.3.2.1 杭体ひずみ分布図(2) (各荷重零分測定値)

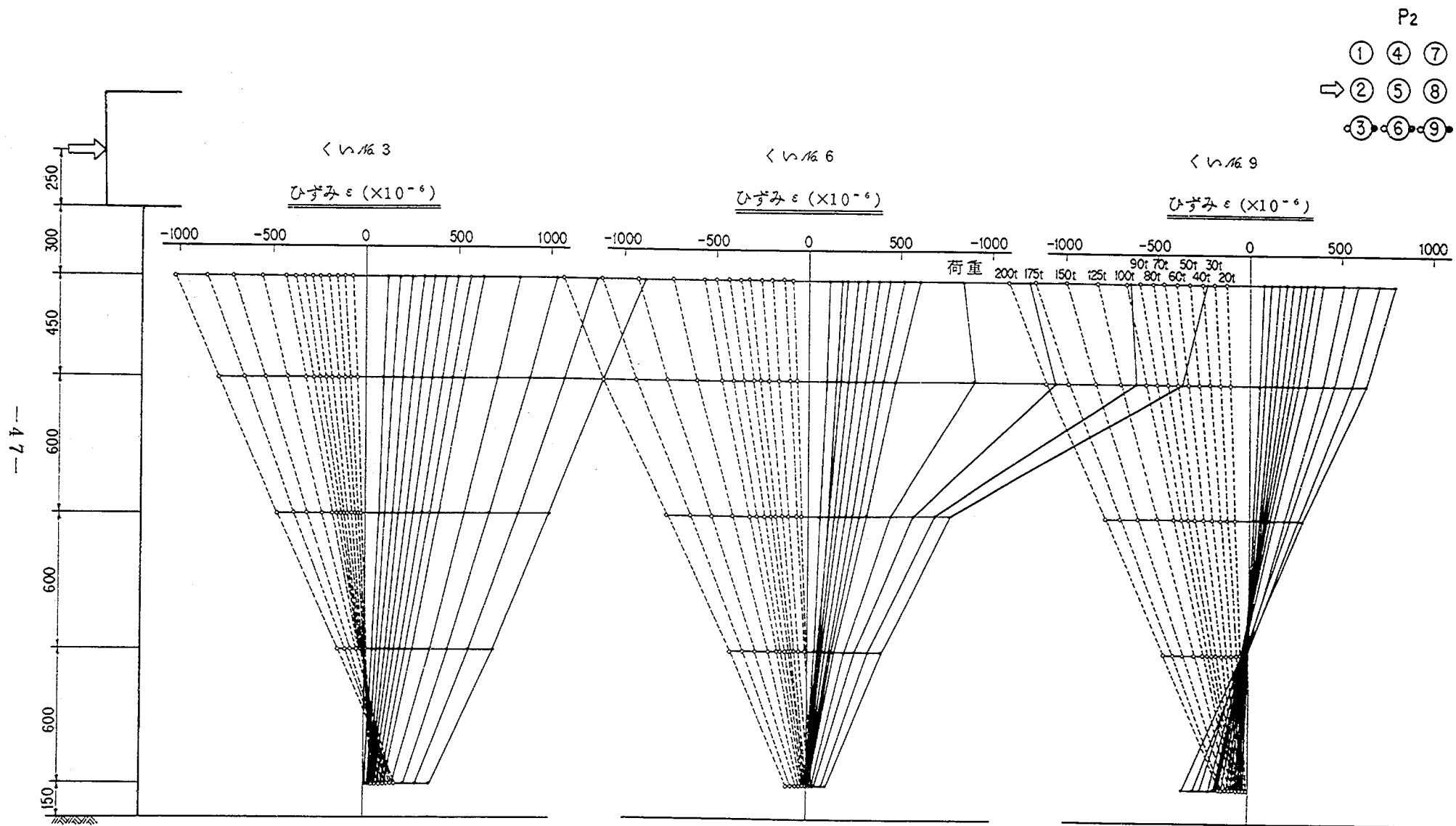


図-2.3.22 杭体ひずみ分布図(3) (各荷重零分測定値)

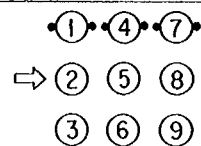
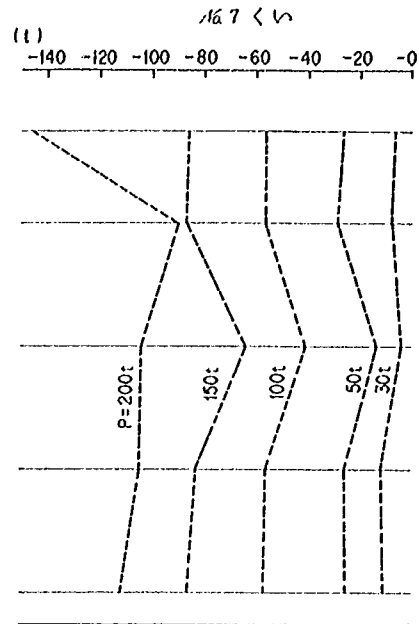
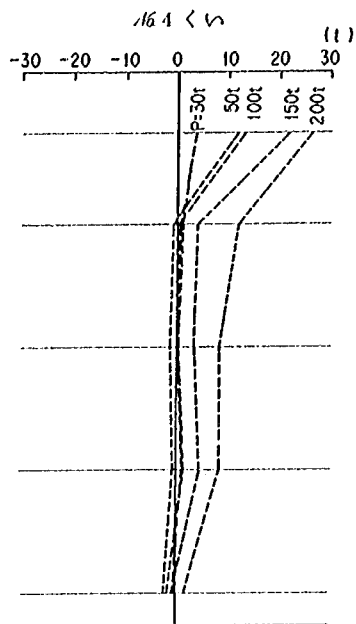
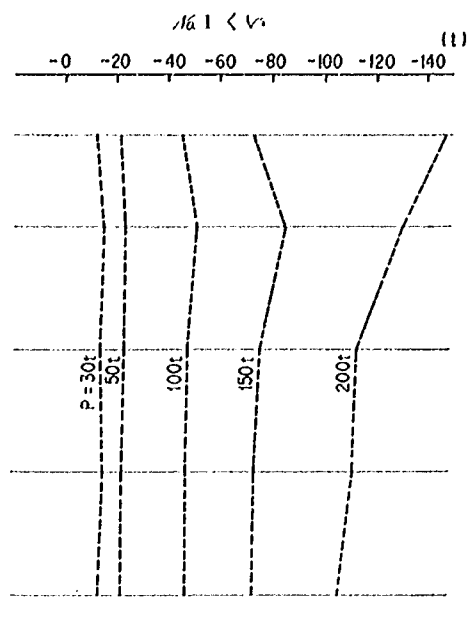


図-2.3.23 ひずみより求めた軸力(1)

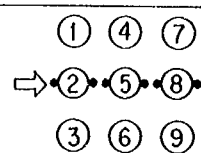
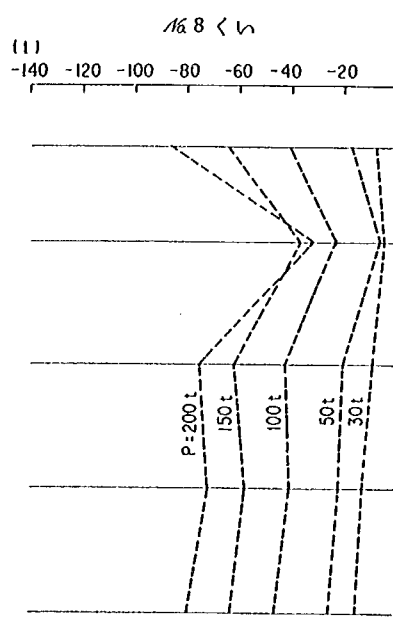
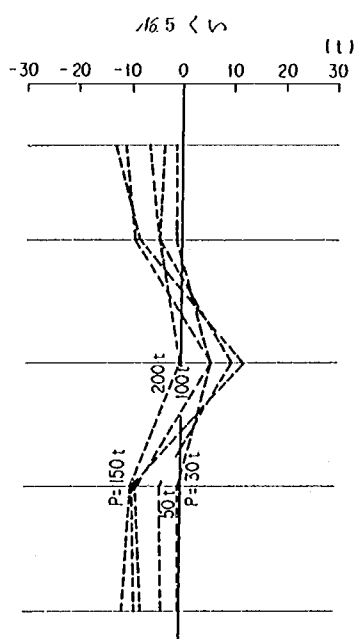
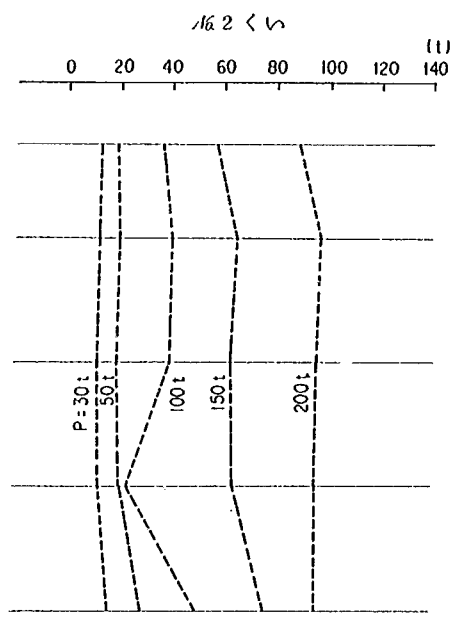
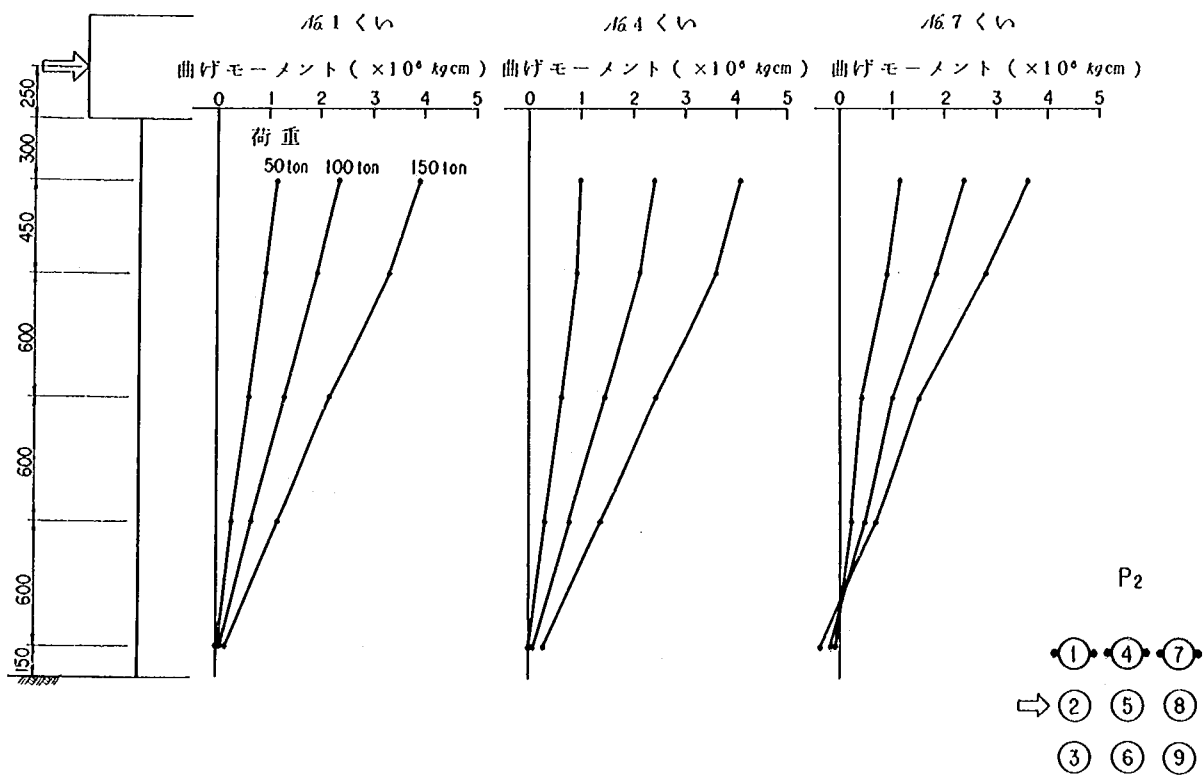
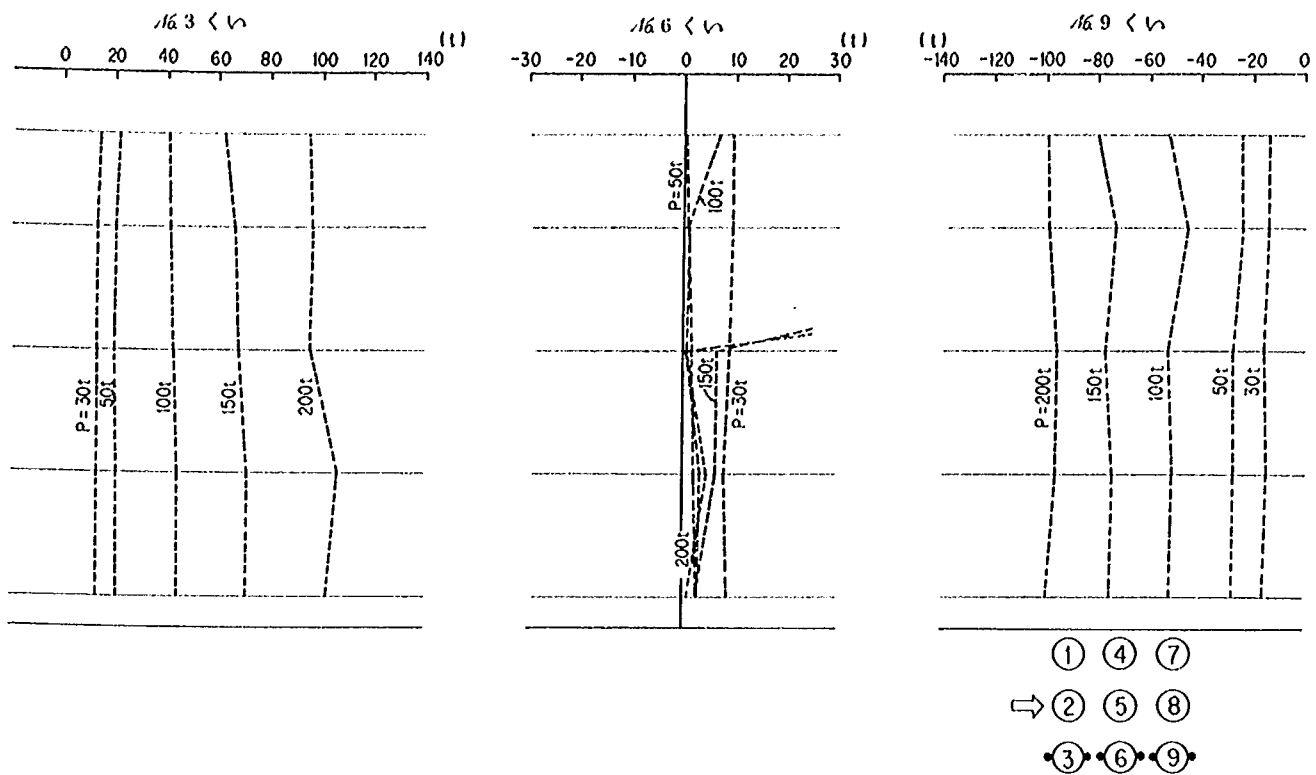


図-2.3.24 ひずみより求めた軸力(2)



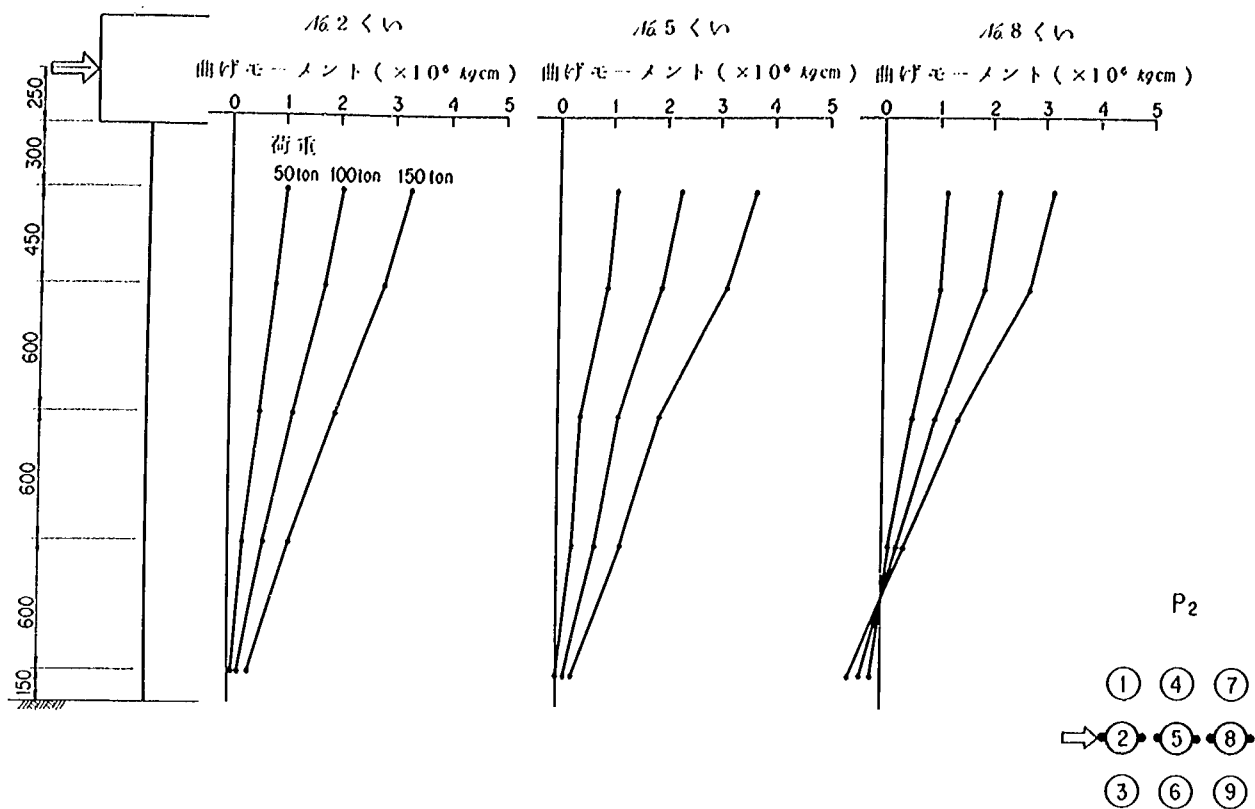


図-2.3.27 ひずみより求めた曲げモーメント(2)

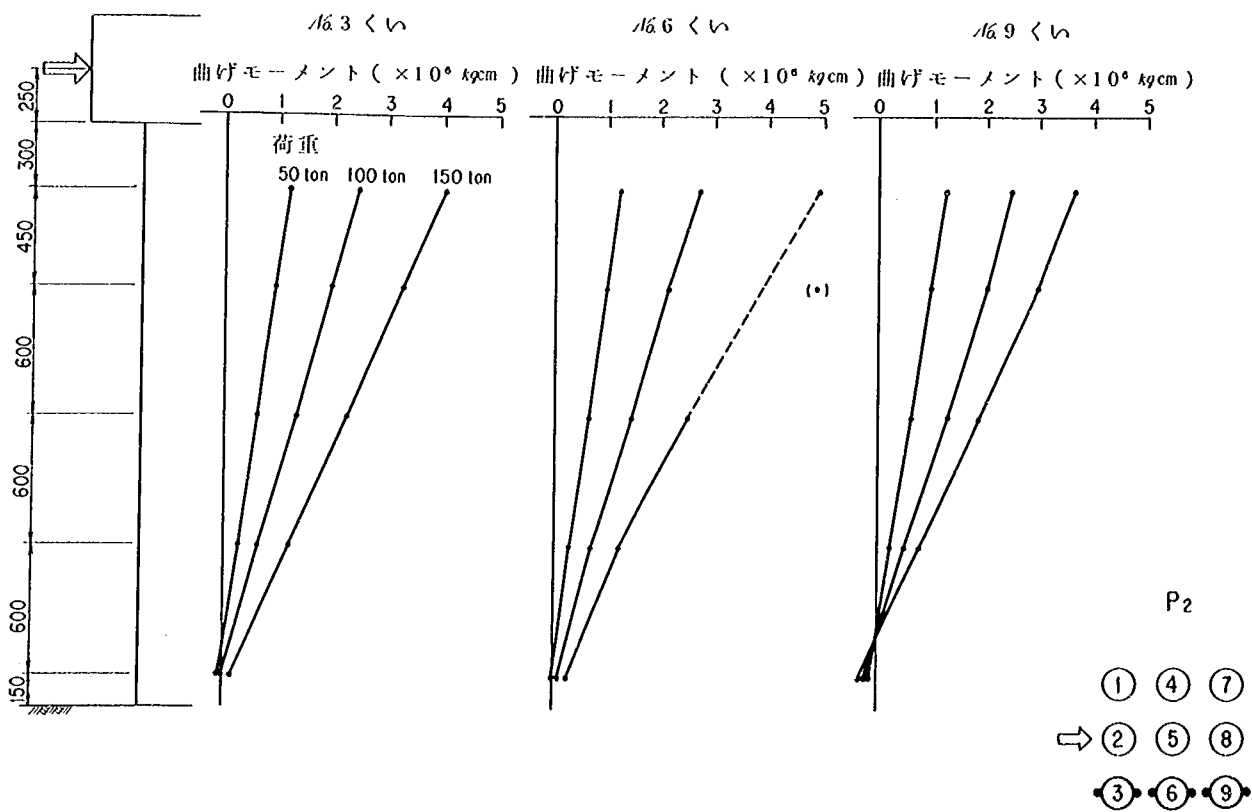


図-2.3.28 ひずみより求めた曲げモーメント(3)

地上部基礎体の残留変位量の曲線が、荷重 180 ton の所で折れまがっているのは、図－2.3.20 ～ 2.3.22 で検討した杭体材料の降伏現象と対応している。

2.4.2 フーチング水平ばね定数

図－2.4.3 にフーチング水平ばね定数を示す。同図において、フーチング水平ばね定数が変位の増大に応じてかなり低減することがわかる。これは 2.4.1 における検討からわかるように、主に地盤反力の非線形性によるものと考えられる。図－2.4.3 に、2.4.3 の検討で求まる地盤反力係数を併記してあるが、地盤反力係数とフーチングの水平ばね定数の低減傾向は、非常によく似かよっており、そのことを裏付けている。

2.4.3 地盤反力係数

地盤の水平方向地盤反力係数を、地盤を弾性体と仮定し、道路橋示方書Ⅳ下部構造編における Chang の式を用いて次式により逆算した。

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} H - \frac{(1 + \beta h)^2}{2EI\beta^2} M \quad (2.4.1)$$

$$f = \frac{H + \beta(h \cdot H - M)}{2EI\beta^3} \quad (2.4.2)$$

ここに δ : 杭頭水平変位量 (m)

f : 杭の地表面変位量 (m)

β : 杭と地盤より決まる特性値 (1/m)

$$\beta = (kD/4EI)^{1/4}$$

D : くい径 (m)

EI : 杭の曲げ剛性 (t・m²)

h : 杭の自由長 (m)

H : 杭頭水平力 (t)

M : 杭頭曲げモーメント (t・m)

図－2.3.26 ～ 2.3.28 より M を求め、曲げモーメントの平均的な傾きをせん断力と定義し、これを H とした。一方、 δ および f は、図－2.3.2 ～ 2.3.4 および図－2.3.8 ～ 2.3.13 より求める。これらの値を代入して逆算した k 値を表－2.4.1 に示す。

δ および f から求めた k 値はほとんど差がない。

δ から求めた k 値と杭の地表面変位との関係を図－2.4.4 に示す。変位の増加に伴って k 値が低減し、地盤反力の非線形性を確認できる。道路橋示方書では、大きな地盤変位に対する k 値の低減を、次式で与えている。

$$k = k_0 \delta^{-1/2} \quad (2.4.3)$$

ここに k_0 : 地表面変位 1 cm の場合の k 値 (Kg/cm²)

δ : 地表面変位 (cm)

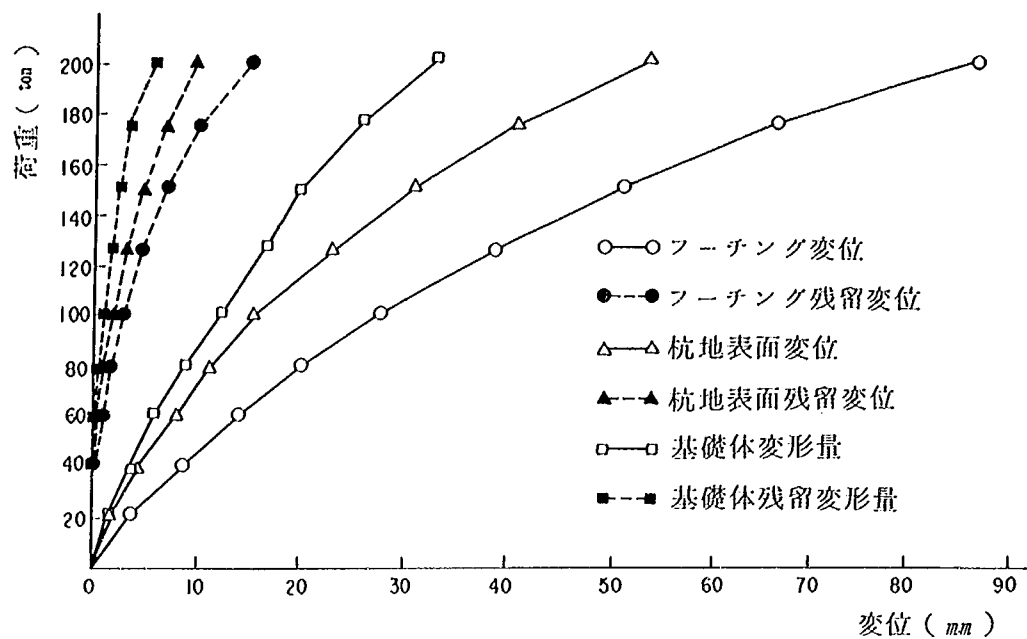


図-2.4.1 P₂ 試験体変位量

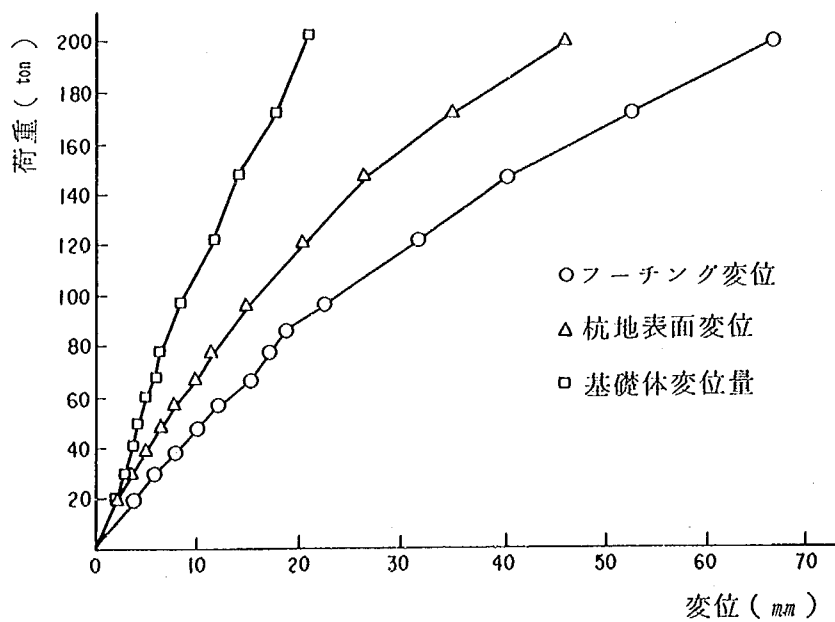
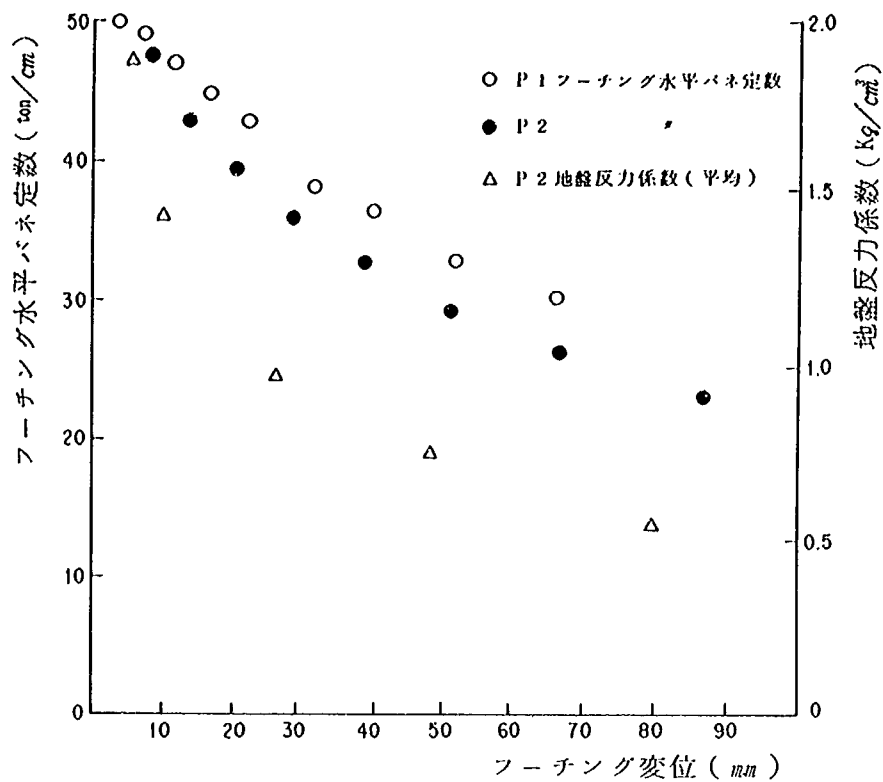
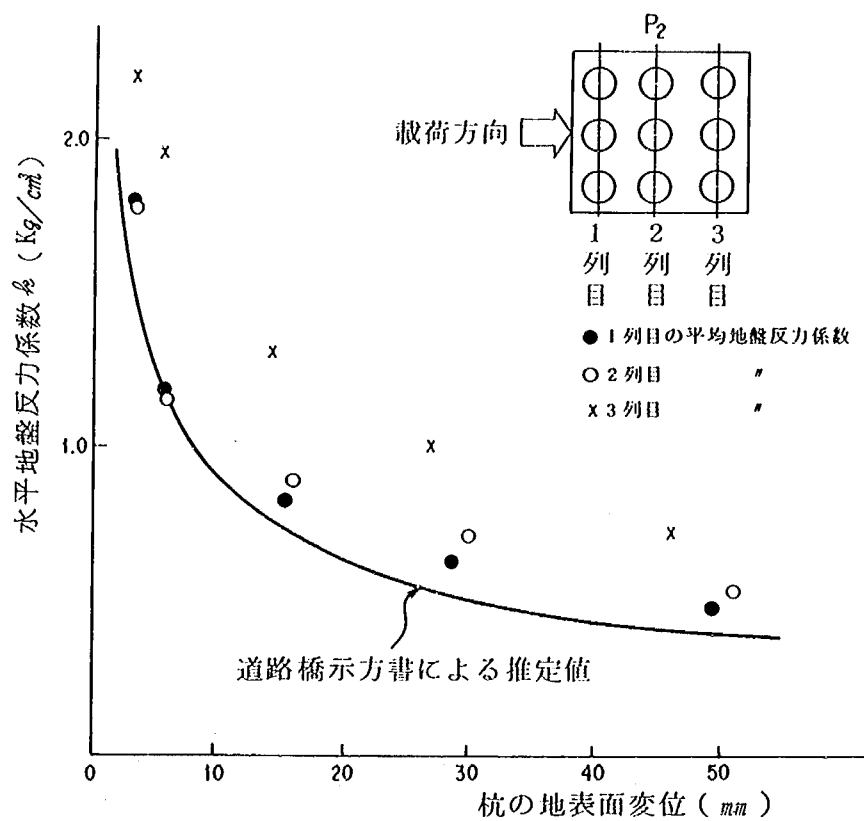


図-2.4.2 P₁ 試験体変位量



図－2.4.3 フーティング水平バネ定数と地盤反力係数



図－2.4.4 地盤反力係数

表-2.4.1 実測値より求めた地盤k値(1)

くい No.	3 0 t								載 荷 重 5 0 t								1 0 0 t							
	H (t)	M (t・m)	δ (mm)	β (m^{-1})	k (t/m^2)	f (mm)	β (m^{-1})	k (t/m^2)	H (t)	M (t・m)	δ (mm)	β (m^{-1})	k (t/m^2)	f (mm)	β (m^{-1})	k (t/m^2)	H (t)	M (t・m)	δ (mm)	β (m^{-1})	k (t/m^2)	f (mm)	β (m^{-1})	k (t/m^2)
1	3.00	7.5	5.6	0.357	1494	3.2	0.353	1429	5.00	12.9	10.5	0.335	1159	6.0	0.336	1173	10.48	27.3	26.4	0.312	872	15.4	0.313	883
2	3.07	7.3		0.372	1762				4.44	11.5	10.5	0.320	965				8.78	23.7	26.4	0.287	624			
3	3.52	8.4		0.391	2150	3.1	0.381	1939	5.37	13.3	10.5	0.353	1429	5.75	0.353	1429	11.11	27.9	26.4	0.325	1026	15.2	0.324	1014
1~3 平 均	3.20	7.73		0.374	1800				4.94	12.57	10.5	0.336	1173				10.12	26.3	26.4	0.308	828			
4	3.33	8.1		0.378	1878				5.22	13.3	10.5	0.343	1273				11.37	30.1	26.4	0.318	941			
5	3.04	7.5		0.362	1580	3.3	0.352	1412	4.96	12.7	10.5	0.335	1159	6.1	0.334	1145	10.0	26.8	26.4	0.301	755	15.8	0.303	775
6	3.33	8.0		0.381	1938				5.56	13.9	10.5	0.355	1461				11.52	30.1	26.4	0.322	989			
4~6 平 均	3.23	7.87		0.373	1780				5.25	13.3	10.5	0.344	1288				10.96	29.0	26.4	0.314	894			
7	3.33	8.0		0.381	1938	3.0	0.379	1898	5.52	13.1	10.5	0.366	1651	5.7	0.365	1633	11.19	27.1	26.4	0.333	1131	14.5	0.333	1131
8	3.63	8.1		0.414	2702				6.07	13.5	10.5	0.396	1262				11.0	24.2	26.4	0.348	1349			
9	3.37	8.0		0.385	2021	3.0	0.381	1939	6.00	14.0	10.5	0.382	1959	5.6	0.376	1839	12.37	29.0	26.4	0.353	1429	14.2	0.350	1381
7~9 平 均	3.44	8.03		0.394	2217				5.86	13.53	10.5	0.382	1959				11.52	26.77	26.4	0.345	1303			
1~9 平 均	3.29	7.88		0.380	1918				5.35	13.13	10.5	0.354	1445				10.87	27.36	26.4	0.322	989			

* 平均のk値は、単純平均ではなく、平均H、Mを用いて(1)式より求めたもの。

表-2.4.1 実測値より求めた地盤k値(2)

くい No.	150 t								200 t							
	H (t)	M (t.m)	δ (mm)	β (m^{-1})	k (t/m^2)	f (mm)	β (m^{-1})	k (t/m^2)	H (t)	M (t.m)	δ (mm)	β (m^{-1})	k (t/m^2)	f (mm)	β (m^{-1})	k (t/m^2)
1	16.74	44.2	48.0	0.295	697	28.8	0.296	706	24.4	66.0	80.4	0.277	542	49.6	0.278	549
2	13.85	38.6		0.268	476				20.0	56.1		0.254	383			
3	17.22	45.4		0.298	726	28.0	0.301	755	24.2	65.9		0.275	526	49.7	0.276	542
1~3 平均	15.94	42.73		0.287	624				22.9	62.7		0.269	482			
4	18.69	50.3		0.304	786				25.7	71.0		0.279	557			
5	15.67	42.8		0.283	590	29.6	0.284	598	21.7	60.5		0.262	434	51.0	0.263	440
6	18.63	50.3		0.303	775				25.7	69.5		0.282	582			
4~6 平均	17.66	47.8		0.297	716				24.4	67.0		0.275	526			
7	17.78	41.5		0.322	989	26.9	0.318	941	24.8	56.5		0.303	775	—		
8	16.70	36.4		0.324	1014				22.2	48.2		0.295	697			
9	18.15	43.0		0.322	989	26.7	0.320	965	24.4	57.1		0.297	716	45.8	0.296	706
7~9 平均	17.54	40.3		0.323	1001				23.8	53.9		0.298	726			
1~9 平均	17.05	43.61		0.302	765				23.7	61.2		0.280	565			

この式により、 $\delta = 10 \text{ mm}$ の場合の低減した k 値を図中に併記しているが、その低減傾向は、実験より求めた k 値の傾向と非常によく一致することがわかる。

各杭列の k 値を比較した場合、1 列目、2 列目の k 値が 3 列目の k 値の $0.6 \sim 0.7$ 倍となっている。これは群杭効果の影響と考えられる。3 列目の k 値が大きいことは、図— 2.3.26 ~ 2.3.28 において、3 列目の杭（図 7.8.9）の曲げモーメントが零となる位置が、他の列の杭よりも高い位置に来ることからも確認できる。

2.4.4 杭の鉛直方向ばね定数

地表面位置における杭の鉛直方向ばね定数を次のように算定した。図— 2.3.7 で求まるフーチング鉛直変位量から、フーチングを剛体と仮定して杭頭部位置の鉛直変位量 δ_1 に換算する。一方、図— 2.3.23 ~ 2.3.25 で求まる杭の軸力をもとに、杭体の自由長部分における弾性変形 δ_2 を計算する。 δ_1 から δ_2 を減じた杭頭変位量 δ_0 を求め、杭の軸力を除することによって求めた鉛直ばね定数 K_v を表— 2.4.2、図— 2.4.5 に示す。

荷重レベルの低いところでは、測定誤差が大きいために、値が若干ばらついている。

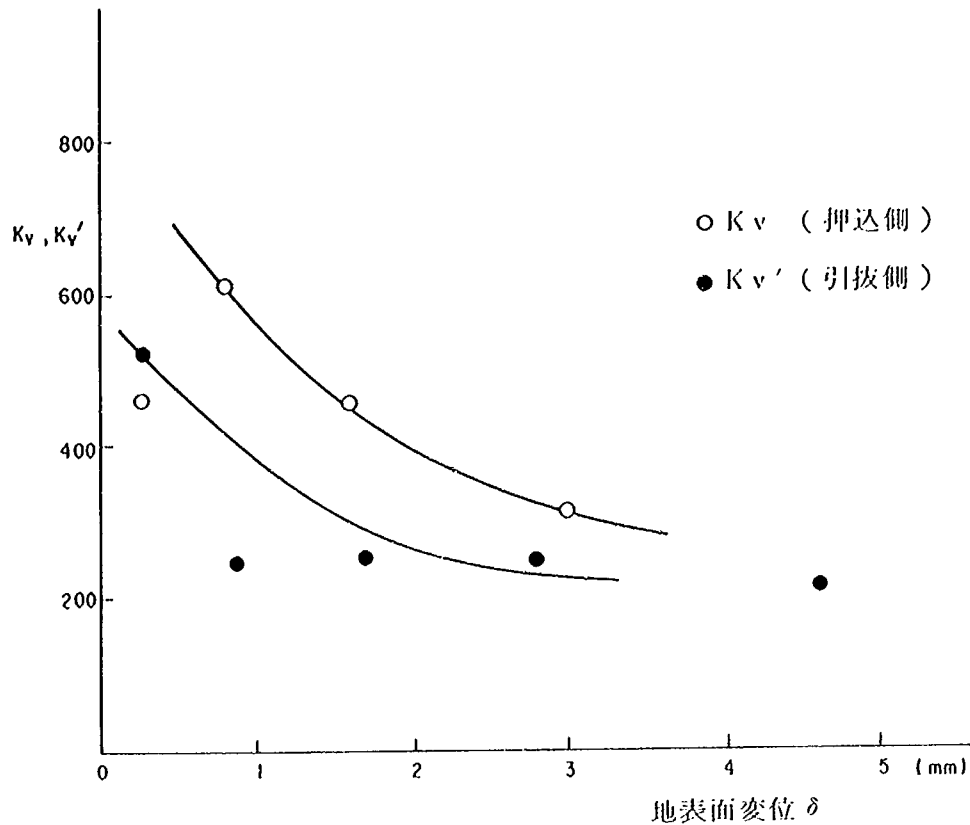
表— 2.4.2 鉛直ばね定数

載荷重 P (t)	引 抜 側 平 均			押 込 側 平 均		
	軸力 P_1 (t)	δ_{30} (mm)	K_v' (t/cm)	軸力 P_2 (t)	δ_{40} (mm)	K_v (t/cm)
30	14	0.27	519	12	0.26	462
50	21	0.86	244	25	0.11	2270
100	44	1.70	259	50	0.82	610
150	69	2.79	247	75	1.65	455
200	102	4.61	221	95	3.03	314

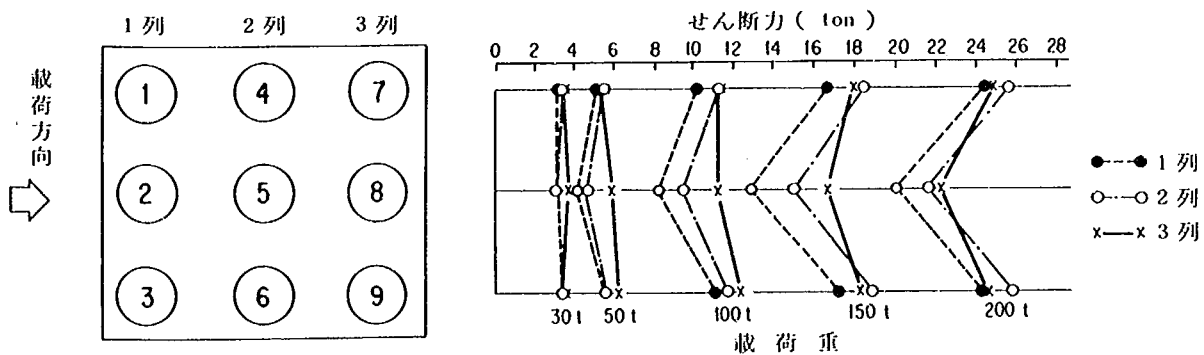
2.4.5 荷重分担

図— 2.4.6 に各杭の水平力に関する荷重分担を示す。

同図において、各列の荷重分担は比較的均一であることがわかる。これは、図— 2.4.4 において 3 列目の地盤反力係数 k 値が 1, 2 列目よりも大きいことに、一見矛盾するように思われる。このことは次のように説明される。図— 2.3.26 ~ 2.3.28 において、3 列目の杭（図 7.8.9）の杭頭モーメントが 1, 2 列目の杭頭モーメントよりも幾分小さいことがわかる。杭とフーチングとの剛比は 7 であり、フーチングは十分に剛体であると考えられるので、この原因は 3 列目の杭の杭頭拘束が、他の列の杭の杭頭拘束よりも弱いとめと考えられる。フーチングの構造詳細図である図— 1.2.2 を参照すれば、縁端の杭はフーチング縁端までの距離が短く、構造的に杭頭での拘束力が弱いことが確認できる。杭頭の拘束が同程度であれば、各くい列間の荷重分



図－2.4.5 杭の鉛直ばね定数



図－2.4.6 くい列間の荷重分担

担は k 値に相応した形で行われたものと予想される。

各杭行間の荷重分担については、小さな荷重領域では各行が均一に分担するが、荷重が増加するに伴い両側の行に比して中間の行の杭の分担が減少することがわかる。しかしその差は2割程度である。

以上の検討より、杭の許容水平支持力の3倍近い大きな荷重に対しても、ある杭への荷重の集中がおこることなく、各杭が比較的均一に荷重を分担することが確認できた。

2.5 結 論

多柱式基礎模型の軸心載荷試験を実施した結果、次の事項を確認することができた。

- (1) 多柱式基礎に、通常の設計における許容水平支持力の3倍近い大きな荷重を加えた結果、地盤の塑性化や杭材料の降伏が観測されたが、基礎は急激な破壊をすることなく、十分な耐力を保持することが確認された。
- (2) 荷重の増加に伴い、フーチングの水平ばね定数が低減することがわかった。その低減傾向は地盤反力係数の低減傾向とよく対応し、フーチングばねの非線形性が、主に地盤反力の非線形性に依存することがわかった。
- (3) 地盤反力係数は、地盤変位の増加に伴い減少するが、本実験におけるような大きな変位に対しても、道路橋示方書における地盤反力係数の低減式で十分精度よく推定できることが確認できた。
- (4) 基礎の許容水平支持力の3倍近い大きな荷重に対しても、各杭は比較的均一に水平荷重を分担することがわかった。

あ と が き

本実験で使用した多柱式基礎模型は、杭基礎の水平抵抗力調査の一環として、昭和45年に実験を実施した時の模型である。昭和45年の実験では、小さな荷重レベルにおける実験を実施している。その結果については、土木研究所報告146号の3にまとめられているので参照されたい。

最後に本実験を実施するにあたり、御協力いただいた新日本製鉄株式会社 柏原松男、太田英美、楠本操、本田国徳の諸氏に感謝の意を表します。

要 旨



郵便はがき

305-□□

20円切手
をはって
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

基礎研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第1607号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

