



土 木 研 究 所 資 料

(第 299 号)

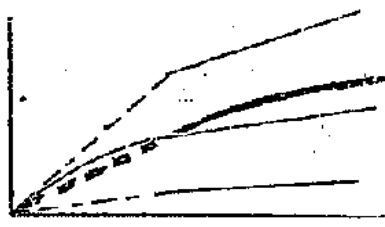
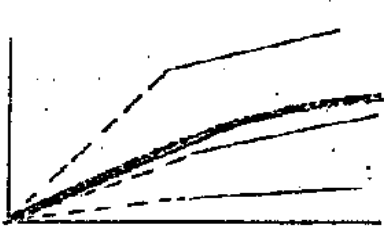
地 盤 反 力 係 数 と , そ の 載 荷 幅
に よ る 補 正

1967年7月

建 設 省 土 木 研 究 所

正 誤 表

地盤反力係数とその載荷幅による補正
(土木研究所資料第299号)

ページ	行 図 表	誤	正
7 8	表-3 表-4	$K \frac{Kg}{cm^2}$	$\frac{Kg}{cm^2}$
14	下から10行目	…限界を <u>も</u> 分布…	…限界を <u>と</u> 分布…
14	下から2行目	…こと, <u>と</u> たN…	…こと, <u>また</u> N…
16	図-29		
33	下から6行目	$\frac{H+\beta h}{\beta h}$	$\frac{1+\beta h}{\beta h}$
28	表-11-1	E_R E_V	$\frac{E_R}{E_V}$
40	上から9行目	E_p K_h	$\frac{E_p}{K_h}$
39	上から7行目	(……)例 ⁽¹³⁾ である。	(……)例である。
40	図-35		
41	上から2行目	構造特性 <u>d</u> で	構造特性 <u>α</u> で
41	上から13行目	中間に <u>ある</u> り	中間に <u>あり</u>

地盤反力係数と、その載荷幅による補正

基礎研究室 吉 中 竜之進

目 次

1. まえがき	1
2. 基礎的実験資料	3
2.1 概 要	3
2.2 試験地盤の物理的性質とテストピットの配置	5
2.3 ボーリング孔横方向載荷試験	6
2.4 水平方向平板載荷試験	9
2.5 N値およびテストピース変形係数とボーリング孔内変形 係数の相関に関する資料整理	14
3. 実験結果の検討	17
3.1 地盤の横方向変形特性	17
3.1(1) 載荷幅と地盤反力係数および変形係数	17
3.1(2) ボーリング孔内変形係数と平板載荷による変形係数	20
3.1(3) 地盤の変形特性と載荷幅一長さ比の関係	24
3.1(4) くり返し載荷に対する変形特性	26
3.2 降伏荷重強度について	28
3.3 横方向地盤特性に関する実験式のまとめ	30
4. 実験式の応用	32
4.1 くいの設計K値との関連	32

4.2.	くいK値に関する従来の研究との関連	40
4.2.1.	L.Ménard の研究との比較	40
4.2.3.	福岡一字都の研究との比較	41
5.	まとめ	42
6.	あとがき	44
7.	参考文献	45
8.	資料………載荷試験の荷重—変位置曲線	47

1. ま え が き

くい基礎やケーソン基礎などの地中構造物を土の弾性を考慮して横方向安定解析をする場合に、地盤の横方向抵抗性、すなわち横方向地盤反力係数の算定が必要となる。

地盤反力係数は地盤の性質である変形係数のみならず構造物の横方向載荷面の形状、寸法、剛性の関数である。ここでさらに関係を複雑にするのは地盤の深さ方向の非均一性、とくに非弾性的性質である。したがって地盤反力係数は変形量、載荷速度にも支配されることにもなり、現実の問題として設計用地盤反力係数をどの様に評価するかは極めて困難な問題となつている。例えば載荷幅の影響に関する研究は従来も多数の研究者によつておこなわれて来たが、これを大別すると地盤反力係数は載荷幅に単純に反比例する⁽¹⁾とする K.Terzaghi らの考え方つまり結果的には土を弾性体として処理するもの、L.Menard のプレソメーターによる変形係数をもちいて土の非弾性を考慮して修正するもの⁽²⁾、土の変形とくいの曲げ剛性を考慮して試験くいの Ohan 式による逆算地盤反力係数を β で修正する方法つまり「くいの幅の $\frac{3}{4}$ 乗に逆比例することを示唆する」もの⁽³⁾、さらにはくいの幅が20cmをこえる場合はくいの載荷幅には無関係とするものなどがある。このように地盤反力係数の載荷幅に対する修正については、未だ定説が確立されていない現状である。

本文では原位試験としての地盤反力係数の測定法とその結果の構造物への適用を計るために載荷幅が変化する場合の修正の問題について、人工的に締め固めた湿潤砂地盤と自然堆積状態にある関東ローム層(粘性土地盤)をもちいて一連の基礎的実験——ボーリング孔内載荷試験、深さ3mのテストピット内での平板(直径30~120cm)等をもちいた水平方向載荷試験——を実施し、横方向地盤反力係数の算定に関する実験式を求めた。ついで直単くいの水平載荷試験例について本実験結果との関連について検討をおこなつた。すなわち本文の狙いは理論的裏付をおこなう以前の段階としての実験的事実の積上げにあるといえる。

なお本研究を遂行するに際しては終始基礎研究室の吉田巖研究室長の指導をうけ、また実験および資料の整理にあつては同研究室志賀博技官および高水尙英技官の協力をえた。

ここに厚くお礼を申し上げる。

昭和42年7月

2. 基礎的実験資料

2.1 概 要

原位置試験としての地盤の横方向変形特性を求める方法にはボーリング孔内で横方向に載荷試験をおこなうもの、原地盤にテストピットを掘削し平板などをもちいて水平方向に載荷試験をするもの、小寸法試験ぐいをもちいて水平載荷試験をするもの、その他、乱さない土質試料の一軸、三軸試験から圧縮変形係数をもとめるもの、各種のサウンディングから推定するものなど多くの種数がある。云うまでもなく地盤が弾性体であれば、いずれの方法をもちいても地盤の変形係数は一定の値を与え、地盤反力係数はBoussinesqの沈下計算式からも明らかなごとく載荷幅に反比例するはずである。しかし現実には地盤の非弾性的性質のためこの仮定は成り立たず各々の測定法から求められる変形係数は互にことなるのが普通である。そこで基礎的実験として同一条件の地盤において以下のべるボーリング孔内横方向載荷試験、および同一深度において平板による水平方向載荷試験をおこない試験結果の差異を検討するとともに水平方向の平板試験では各種の載荷幅の試験を実施し変形係数、地盤反力係数への載荷幅による影響を求めた。

ついでボーリング・コア試験による変形係数、標準貫入試験のN値と変形係数の相関性、などについて検討し地盤の変形係数推定のための資料とした。表-1は実施した試験の種類と個数を示す。

表-1 試験の種類と個数

試験項目 地盤の種類	土質試験 (含水比, 単位体積重量)	ボーリング孔内横 方向載荷試験 (プレソメーター)	平板による水平方向載荷試験						
			円 形				長 方 形		
			φ 30cm	φ 60cm	φ 90cm	φ 120	30cm ×30cm	30cm ×60cm	30cm ×120cm
砂地盤	各5点	合計19点	4 所	2	2	2	1	1	1
関東ローム地盤	各12点	合計17点	4 所	2	2	2	1	1	1

図-1 砂地盤におけるテストピットとプレシオメーター測点の配置図

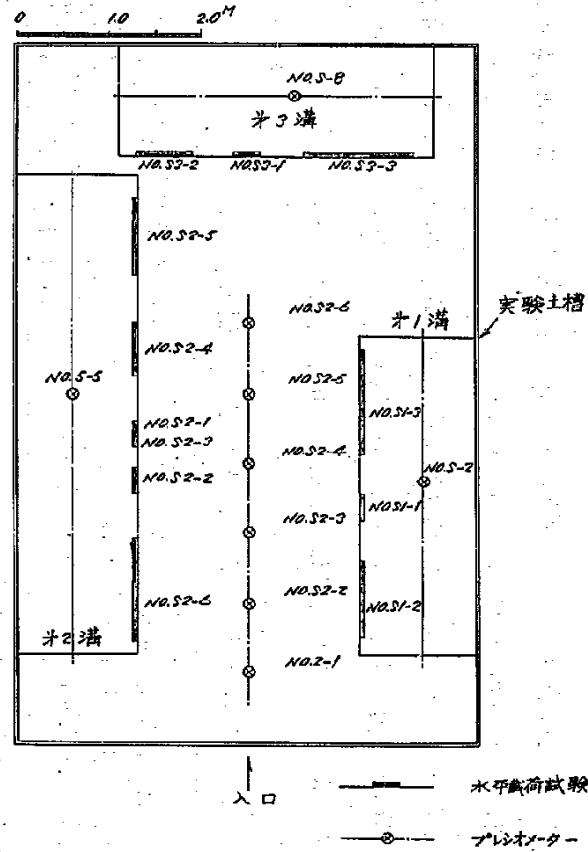
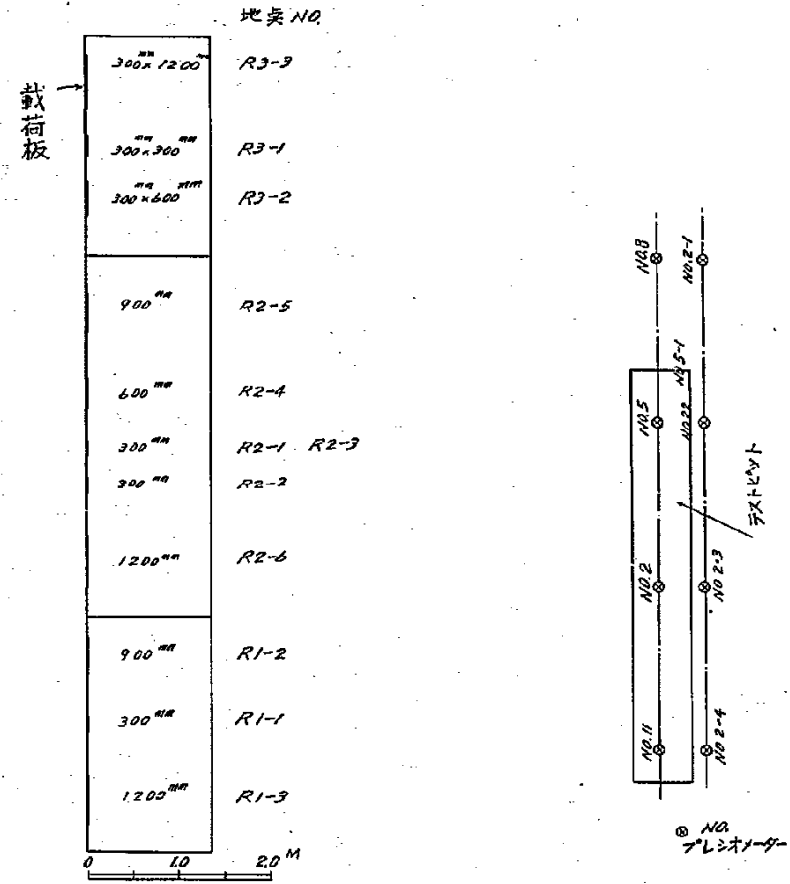


図-2 関東ローム地盤におけるテストピットとプレシオメーター測点の配置図



(1) テストピットと試験荷板の配置

(2) テストピットとプレシオメーターの配置

2.2. 試験地盤の物理的性質とテストピットの配置

試験地盤の選定は、地盤が均一であることと砂質土と粘性土を代表させると云うことで砂質土には土木研究所基礎研究室の実験土槽（深さ4 m、長さ8 m X 5 m）に砂を均一に締め固めたものを使用した。含水状態は締め固め後一旦飽水させ、その後排水し湿潤状態とした。関東ロームは千葉支所構内の地盤として分布しているもので自然堆積のものとした。これらの地盤の物理試験用試料は各々の地点に掘削するテストピットの中から載荷予定深度に応じて採取している。テストピットの配置を図-1、2に、物理試験結果を表-2に示す。なお砂は比重2.71、60%径が0.27mm、均等係数1.9、関東ロームは非排水条件での粘着力 $C = 0.34 \text{ kg/cm}^2$ 、内部摩擦角は約 12° である。

表-2 物理試験結果一覧表

砂 地 盤

	第 1 溝	第 2 溝			第 3 溝
深 度 m	1M ₈₀	2M ₁₀	2M ₄₀	2M ₇₀	1M ₈₀
湿潤密度 ρ / cm^3	1.600	1.542	1.536	1.869	1.530
含 水 比 %	12.8	8.1	9.7	27.0	8.7
乾燥密度 ρ / cm^3	1.420	1.420	1.400	1.470	1.410

関東ローム地盤

第 1 溝

深 度 m	1M ₈₀				
地 点	R1-1	R1-2	R1-3		
湿潤密度 ρ / cm^3	1.379	1.277	1.282		
含 水 比 %	111.3	112.2	110.5		
乾燥密度 ρ / cm^3	0.653	0.603	0.610		

第 2 溝

深 度 M	2.M ₁₀	2.M ₄₀	2.M ₇₀	2.M ₄₀		
地 点	R2-1	R2-2	R2-3	R2-4	R2-5	R2-6
湿潤密度 ρ / cm^3	1.258	1.300	1.351	1.225	1.261	1.279
含 水 比 %	126.0	135.0	121.0	134.4	118.0	127.2
乾燥密度 ρ / cm^3	0.566	0.554	0.612	0.522	0.580	0.563

第 3 溝

深 度 M	1.80		
地 点	R3-1	R3-2	R3-3
湿潤密度 ρ / cm^3	1.287	1.293	1.281
含 水 比 %	116.6	104.3	112.0
乾燥密度 ρ / cm^3	0.594	0.632	0.605

2.3 ボーリング孔横方向載荷試験

この試験法は、ボーリング孔内にゴムチューブからなる測定管を挿入してゴムチューブにガス圧等の圧力をかけ、その時に生ずる孔壁の変位を測定する方法である。現在一般に使用されているこの種の測定器には土研式ゴムチューブ法⁽⁵⁾、プレシオメーター法、L.L.T.法⁽⁶⁾などがある。土研式はゴムチューブが長さ2mで直径が約110mmの大型測定管であり、今回のテストピット載荷試験に使用する平板の寸法に比べ大きすぎるので、直径56mmの測定管よりなるプレシオメーターと、直径80mmのL.L.T.を使用した。この両者による変形係数の測定値そのものには差異がないことはすでに報告(土木技術資料 Vol. 8, 466, 1967)⁽⁷⁾した通りであるので、ここではプレシオメーターによる測定結果のみについて記述する。プレシオメーター測定用のボーリング孔は

直径約5.6mmのハンドオーガーで掘削する。測定中心深度は平板試験の深度と対比させるため1.8m, および2.4mとした。砂地盤および関東ローム層での測点の配置はすでに図-1, 2に示した通りである。各々の測定結果を表-3, 4に示した。

表-3 砂地盤におけるプレシオメーター測定結果
($\phi 5.6$ mm測定管)

深さ	測定番号	$P_0 \text{ Kg/cm}^2$	$P_y \text{ Kg/cm}^2$	$P_1 \text{ Kg/cm}^2$	$K \text{ Kg/cm}^2$	$E_p \text{ Kg/cm}^2$	備 考
1.2m	P-2	0.26	1.46	2.98	7.40	42.5	水平載荷板試験前に測定
1.8m	P-2	0.46	2.55	4.35	13.4	72.0	水平方向平板載荷試験前に測定 (テストピット位置)
	P-5	0.40	2.90	4.90	16.0	84.5	
	P-8	0.30	2.90	5.40	9.85	5.57	
	P-2-1	0.20	3.25	6.50	20.4	105.0	水平方向平板載荷試験後に実験土槽中央で測定
	P-2-2	0.25	3.50	7.75	17.5	91.0	
	P-2-3	0.40	3.80	7.80	16.9	88.5	
	P-2-4	0.25	3.85	7.75	15.9	83.5	
	P-2-5	0.30	2.85	6.65	12.6	67.2	
	P-2-6	0.40	3.00	7.50	15.3	82.0	
2.4m	P-2	0.35	2.45	5.50	12.75	67.0	水平方向平板載荷試験前にテストピット位置で測定
	P-5	0.35	3.35	4.35	19.60	100.0	
	P-8	0.50	2.75	5.50	17.7	96.0	
	P-2-1	0.25	4.25	8.75	16.2	92.1	水平方向平板載荷試験終了後に実験土槽中央で測定
	P-2-2	0.95	5.00	10.45	20.2	108.0	
	P-2-3	0.30	4.35	9.75	14.9	83.6	
	P-2-4	0.35	4.75	8.90	18.8	99.5	
	P-2-5	0.45	3.55	7.00	12.6	68.6	
	P-2-6	0.25	4.95	11.25	23.9	128.0	
3.0m	P-5	0.15	3.20	5.60	10.5	53.5	水平方向平板載荷試験前にテストピット位置で測定
	P-8	0.40	2.95	5.65	11.5	65.4	

表-4 関東ローム地盤におけるプレスオメーター測定結果
($\phi 56mm$ 測定管)

深さ	測定番号	$P_0 \text{ Kg/cm}^2$	$P_y \text{ Kg/cm}^2$	$P_z \text{ Kg/cm}^2$	$K \text{ Kg/cm}^2$	$E_p \text{ Kg/cm}^2$	
1.8m	P-2	0.30	1.84	2.90	7.1	35.8	平均値 $E_p = 31.6 \text{ Kg/cm}^2$
	P-5	0.07	1.18	2.34	5.4	28.1	
	P-8	0.08	1.00	2.10	5.2	27.3	
	P-11	0.10	1.02	2.50	10.2	56.0	
	P-5-1	0.05	1.22	2.92	6.4	32.9	
	P-2-1	0.25	1.72	2.90	4.9	24.8	
	P-2-2	0.46	1.96	3.34	5.7	26.0	
	P-2-3	0.48	2.16	3.34	5.5	27.4	
	P-2-4	0.34	1.46	2.32	6.1	31.6	
2.4m	P-2	0.14	1.85	3.24	8.1	42.0	平均値 $E_p = 48.8 \text{ Kg/cm}^2$
	P-5	0.04	2.06	3.42	11.1	55.8	
	P-8	0.18	2.00	2.82	11.5	59.1	
	P-11	0.20	2.32	3.76	8.45	44.0	
	P-2-1	0.29	2.42	3.96	9.9	47.5	
	P-2-2	0.40	2.28	3.66	11.7	45.0	
	P-2-3	0.46	2.36	4.00	10.1	51.5	
	P-2-4	0.40	2.12	3.42	8.6	45.6	
3.0m	P-2	0.26	2.85	4.80	14.5	74.6	平均値 $E_p = 60.6 \text{ Kg/cm}^2$
	P-5	0.18	2.26	3.94	15.0	79.0	
	P-8	0.47	2.06	2.70	10.9	56.3	
	P-11	0.35	3.20	5.60	13.5	72.0	
	P-2-1	0.34	2.24	3.70	8.8	43.9	
	P-2-2	0.45	3.65	5.85	13.2	65.2	
	P-2-3	0.40	2.75	5.25	13.2	67.6	
	P-2-4	0.50	2.85	5.00	6.4	34.0	

同表において P_o は自然地盤圧, P_y はクリープ量が増大し始める地盤の降伏圧, P_e は地盤の破壊圧, K は $P_o - P_y$ のほぼ中央点における圧力と半径方向変位置の比, すなわち ボーリング孔における K 値に相当するもの, E_p は同じく $P_o - P_y$ 間の変形係数である。これらの測定結果と後節で述べる平板試験結果と比較する場合は, プレンシオメーターの測定値が同一深度においてもかなりの程度にバラッキを出しているので, テストビット位置で水平載荷試験の前に測定した資料の平均値を用いることにした。なおこれら地盤におけるボーリング孔内載荷試験資料のバラッキ等については, すでに述べた文献(土木技術資料)を参照にされたい。

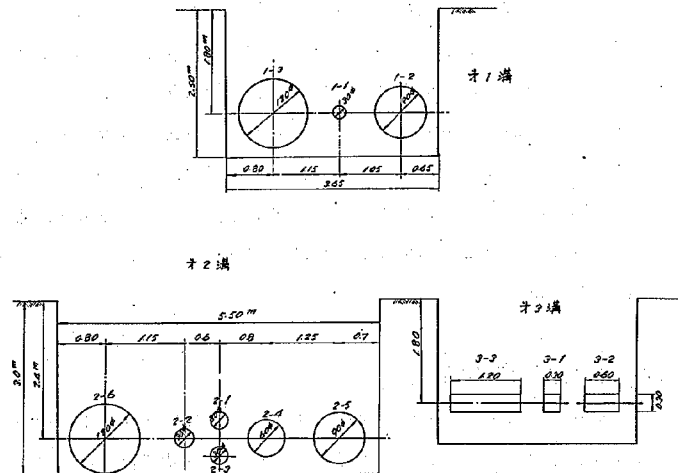
2. 4. 水平方向平板載荷試験

砂および関東ローム地盤に図-1, 図-2の如きテストビットを作成し水平方向平板載荷試験をおこなう。使用する載荷板は直径30cm, 60cm, 90cm, 120cmの剛体円板と30cm×30cm, 30cm×60cm, 30cm×120cmの長方形剛板である。前者の円形板は載荷幅にともなう変形係数, 地盤反力係数の影響を調べるもので載荷幅比は1:2:3:4である。後者の長方形板は幅と長さの比($\frac{L}{B}$)の変化に伴う地盤反力係数, 変形特性を求めるためのもので $\frac{L}{B}$ が1:2:4になるよう考慮している。

テストビット内における載荷板の配置は図-3に示すごとく第1, 第2, 第3溝に分けた。第1溝は載荷板中心深度が約1.8mすなわち載荷幅寸法に比較して半径の3~12倍の深さにある。この深度では載荷面を半無限体と解釈しうるのか疑問であつたが, 直径120cmの平板試験中, 載荷面側壁の上方の変位量を観測した結果, 地表面附近では確認しうる程の変位がなく半無限体としてよいことが判つた。第2溝は中心深度が2.4mであるから最大寸法載荷板半径の4倍の深さになり, 第1溝

の結果から考えて半無限と見なした。

図-3 水平載荷試験配置図(側面図)



第3溝は長方形載荷板のテストピットである。載荷板は水平方向に長辺をおき地盤の深さ方向の強度の変化を避けるよう考慮した。

各テストピットにおける載荷板の配列、および試験の順序は各々の載荷板による地盤の締め固めの影響を極力少なくするため、最小板から順次大型板へと試験をおこなった。載荷方法は対向壁面に反力を取り、分離式30 t手動オイルジャッキで加圧する。荷重は5 t、20 tの荷重リングでよむ。載荷板の変位は $\frac{1}{100}$ mm精度のダイヤルゲージ3ヶないし4ヶで測定した。加圧段階は最大荷重に達するまでの3~4回の繰り返し載荷とし、各荷重段階において沈下がほぼ終了するのをまつて次の荷重へと移る、いわゆる緩速載荷法とした。

この様にして実施した試験の結果を荷重強度——変位曲線として整理し図-4~27に示した。また以上の曲線より求めた変形係数、地盤反力係数、極限荷重強度および降伏荷重強度を表-5, 6, 7に示す。

表-5 地盤常数一覽表

湿润狀態砂地盤測定結果

(円形載荷板)

項目 載荷板	深度	$K_h^{(1)}$ Kg/cm^2	$E^{(2)}$ Kg/cm^2	$Pe^{(3)}$ Kg/cm^2
300mm ϕ	1.8m	10.8	232	3.5 以上
900 ϕ	1.8	4.8	303	2.5 以上
1200 ϕ	1.8	3.3	286	2.5 以上

(1) K_h : 地盤反力係数

(2) E : 変形係数

(3) Pe : 極限荷重強度

(円形載荷板)

項目 載荷板	深度	K_h Kg/cm^2	E Kg/cm^2	Pe Kg/cm^2
300mm ϕ	2.1 ^m	12	258	2.5 以上
	2.4	10	214	"
	2.7	16	360	4.0 以上
600mm ϕ	2.4	8.0	350	3.0 以上
900 ϕ	2.4	5.8	373	2.5 以上
1200 ϕ	2.4	4.3	370	2.5 以上

(矩形載荷板)

項目 載荷板	深度	K_h Kg/cm^2	E Kg/cm^2	Pe Kg/cm^2
300 ^{mm} ×300 ^{mm}	1.8 ^m	11.5	277	4.0 以上
300×600	1.8	5.5	170	2.5 以上
300×1200	1.8	6.3	291	2.5 以上

表一6 地盤常数表

関・東 口 - △

(円形板)

項目 載荷板	深度	(1) Kh Kg/cm ²	(2) E Kg/cm ²	(3) Pl Kg/cm ²
300mmφ	1.8m	5.5	118	1.8
900	1.8	2.5	162	1.4
1200	1.8	1.8	155	約1.4

(1)
(2) } 表一5参照
(3)

(円形板)

項目 載荷板	深度	K Kg/cm ²	E Kg/cm ²	Pl Kg/cm ²
300mmφ	2.1m	60 平均	130	1.6 以上
	2.4	65 K=6.3	140	2.4
	2.7	地盤が局 所的にか たい	280	3.6
600	2.4	3.8	164	1.6
900	2.4	3.0	194	1.7
1200	2.4	2.4	207	1.9

(矩形板)

項目 載荷板	深度	K Kg/cm ²	E Kg/cm ²	Pl Kg/cm ²
300mm×300mm	1.8m	6.0	144	1.4
300×600	1.8	3.6	118	1.5
300×1200	1.8	2.0	77.7	1.1

表-7 降伏荷重強度一覧表

地盤	深度 m	降伏荷重 強度 載荷板	(1)	クリープ曲 線の折点	(2)	logP-logS の第1折点	logP-logS の第2折点
			P-S 曲線 直線性が失 なわれる点				
関東ローム地盤	1.80	φ300mm	0.8 Kg/cm ²	0.8 Kg/cm ²	0.8 Kg/cm ²	1.15	
		φ900	0.7	0.7	0.7	1.05	
		φ1200	1.0	0.7	0.6	1.2	
		300 ×300	0.75	0.6	0.66	1.0	
		300 ×600	0.95	0.5	0.66	1.1	
		300 ×1200	0.7	0.5	0.6		
	2.1	φ300	1.1	1.0	1.0		—
	2.4	φ300	1.3	1.2	0.7	1.3	
		φ600	0.9	1.4	0.6	1.1	
		φ900	1.0	0.8	0.6	1.15	
		φ1200	1.4	2.4	1.1		
	2.7	φ300	1.9	不明	1.0	2.0	
砂地盤	1.8	φ300	3.0	2.6(?)	1.4		—
		φ900	1.8	1.6(?)	1.3	2.1(?)	
		φ1200	1.8	1.0	1.3	2.0	
		300 ×300	2.0	1.8	1.8	2.0	
		300 ×600	1.6	1.8	1.5	—	
		300 ×1200	1.9	1.8	1.8	—	
	2.1	φ300	?	1.2(?)	1.7		—
	2.4	φ300	?	1.8(?)	1.2	—	
		φ600	2.1	1.8	1.7	—	
		φ900	1.9	1.5	1.4	—	
		φ1200	1.4	1.3	1.2	—	
	2.7	φ300	2.8	2.4(?)	2.6		—

(1): P : 荷重
S : 沈下量
(2): 両対数表示

なお降伏荷重の判定法には種々の方法があり各々の間で多少結果が異なるので、降伏荷重は荷重沈下曲線から目視により推定するもの、クリープ曲線の折点、荷重一沈下量の両対数表現による第1、第2折点などを表示した。これによると前の3法はほぼ同じ値を与えるが最後の方法が最も大きい値を与える。これらによると載荷板の寸法は降伏荷重強度に影響していないことが判る。

2.5. N値およびテストピース変形係数とボーリング孔内変形係数の 相関に関する資料整理

2.5.(1)

N値とボーリング孔内横方向載荷試験から求めた変形係数(E_p)
(こゝではプレシオメーターの測定結果のみを取扱う)との間には図
-2.8に示す関係がある。資料には砂質土、シルト質土、礫まじり土
が多い。N値は原位置の生の測定データで、ロッド長などによる補正
をしていない。N値と E_p は同一地盤におけるほぼ同一深度の値であ
る。これらの資料から両者の間に関数関係があるものとしてN値に対
する E_p の実験式を最小2乗法で求めた。またこの様にして求めた実
験曲線の E_p 値に対する95%信頼限界をも分布を利用して求めた。
この結果を図-2.8に示した。

N値と E_p の関係は

$$E_p(\text{Kg/cm}^2) = 6.78 N^{0.998} \dots\dots\dots(1)$$

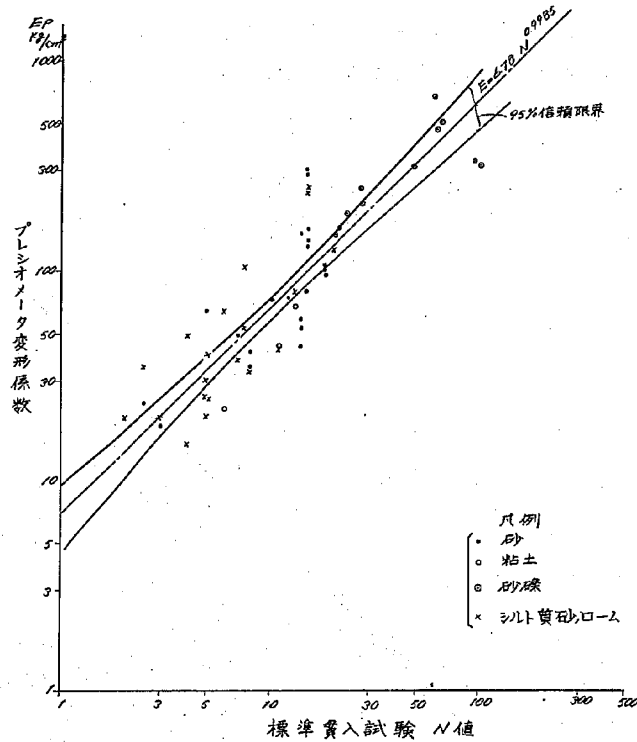
であるが実用的には次式で表現できよう。

$$E_p(\text{Kg/cm}^2) = 7 N \dots\dots\dots(1')$$

(1')によつてN値からプレシオメーターなどのボーリング孔内載荷試験
による変形係数の概算をおこなうが、この関係には粘土がほとん
ど含まれていないこと、こゝたN値で粘土地盤の強度特性を判定するこ
とは、その粘弾性的性質から判断しても適當ではないので(1)は粘土以

外の土に適用したい。

図 - 28 標準貫入試験N値とプレシオメーター
変形係数の相関図



2. 5(2)

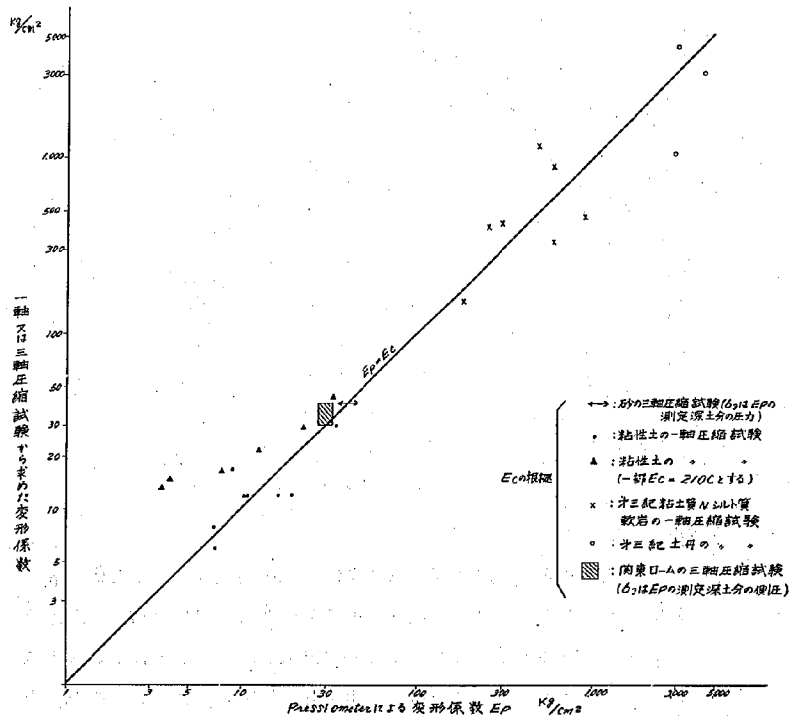
サンプリング試料の室内三軸および一軸圧縮試験における応力 p - ひずみ ϵ 曲線から、その直線的变化部分の $\frac{p}{\epsilon}$ をとつて試料の変形係数 E_c ないし弾性係数をもとめることが出来る。図 - 29 は、このようにして求めた E_c と、同一地点で測定したプレシオメーターの E_p と

の関係を示した。図から明らかなように粘土から第三紀層の土 まで
 ほぼ次の関係が認められる。

$$E_p(\text{Kg/cm}^2) = E_c(\text{Kg/cm}^2) \dots\dots\dots(2)$$

したがって試料の室内試験による変形係数から、現地盤におけるプレ
 シオメーターなど、ボーリング孔内でおこなう変形係数を(2)式で推定
 することができる。但しこの場合のボーリング孔径は約6~8cm、測
 定長50cm程度におけるものである。(3.1.(2)参照)

図 - 29 室内土質試験より求めた変形係数と
 プレシオメータ変形係数の関係



3. 実験結果の検討

3.1. 地盤の横方向変形特性

3.1.(1) 載荷幅と地盤反力係数および変形係数

テストピットを利用しておこなった各種の径による水平載荷試験の結果は、すでに2.4でのべ表-5, 6に一括して示した。この結果から地盤反力係数 K_h に対する載荷幅 B の影響をみると、 K_h は B の増大に伴って減少していることが明らかである。そこで直径 $D = 30 \text{ cm}$ における K_h を K_{30} として他の直径における K_h を K'_h としてその比をとると表-8, 図-30がえられる。

表-8 載荷幅に伴う地盤係数の変化 ($\frac{K'_h}{K_{30}}$)

地盤 深度 円型載 荷板直径	湿潤砂地盤		関東ローム地盤		備 考
	1.8 m	2.4 m	1.8 m	2.4 m	
$D = 30 \text{ cm}$	$(K_{30} = 10.8 \text{ kg/cm}^2)$	1 ($K_{30} = 127$)	1 ($K_{30} = 5.5$)	1 ($K_{30} = 4.3$)	砂の K_{30} は 3 点平均値 ローム " " 2 点平均値
$D = 60$	—	0.67 ($K_h = 8.0$)	—	0.60 ($K_h = 3.8$)	1.8 m は測点なし
$D = 90$	0.45 ($K_h = 4.8$)	0.46 ($K_h = 5.8$)	0.45 ($K_h = 2.5$)	0.48 ($K_h = 3.0$)	
$D = 120$	0.36 ($K_h = 3.3$)	0.34 ($K_h = 4.3$)	0.33 ($K_h = 1.8$)	0.38 ($K_h = 2.4$)	

なお表-8の2.4 mにおける K_{30} は測点の中心を2.1 m, 2.4 m, 2.7 mに図-3のごとく配置したものの平均値である。これは直径120 cmの載荷幅による試験で、変形の対象となる領域内の地盤の鉛直方向変化をカバーすることを考慮したためである。

図 - 30 載荷幅と地盤反力係数 (K 値)

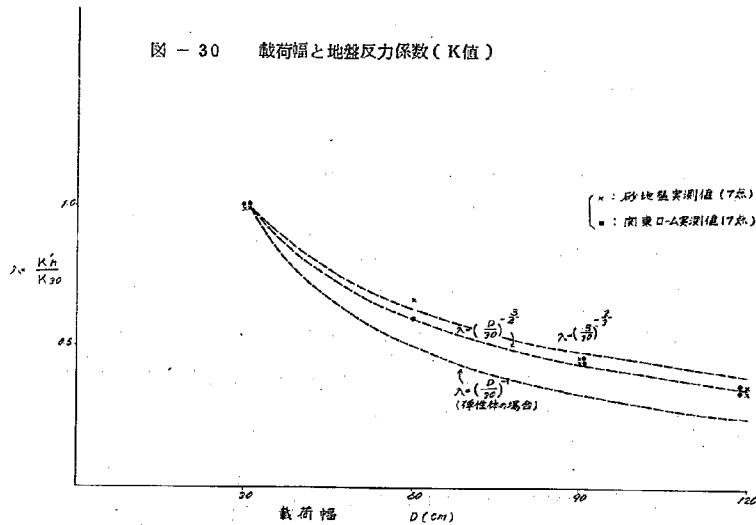


図-30によつて載荷幅に伴う $\frac{K_h'}{K_{30}}$ の変化は砂地盤，ローム地盤による差異および深さ方向による差異ほとんどなく，測点間の関係は(3)式で表現することができる。

$$\frac{K_h'}{K_{30}} = \left(\frac{D}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \dots\dots\dots(3)$$

ここに D : 載荷板直径 (cm)，但し $D \geq 30$ cm である。

30 : 基準寸法 $D = 30$ cm

K_h' : D における横方向地盤反力係数 (Kg/cm^2)

K_{30} : $D = 30$ cm における横方向地盤反力係数

つきに変形係数 E_h との関係をつけるために Boussinesq 式を

$$K_{30} = \frac{E_{30}}{I_p (1 - \mu^2) \cdot 30}$$

ここに I_p : 基準載荷板の形状係数 ($\pi = 0.79$)

として(3)式に入れると(4)式をうる。

$$K_h = \left(\frac{D}{30}\right)^{-\frac{3}{4}} \cdot \frac{E_{30}}{I_p (1-\mu^2) \cdot 30}$$

$$= \frac{E_{30}}{2.34(1-\mu^2) \cdot I_p \cdot D^{\frac{3}{4}}} \dots\dots\dots(4')$$

また(4)式の I_p' を任意形状の I_p とおけば、任意形状、寸法における K_h は

$$K_h = \frac{E_{30}}{2.34(1-\mu^2) I_p B^{\frac{3}{4}}} \dots\dots\dots(4)$$

ここに E_{30} : (3)式における $B = 30 \text{ cm}$ の変形係数

B : 最小載荷幅 (cm), $B \geq 30 \text{ cm}$

μ : 地盤のポアソン比

I_p : 載荷板の形状係数

(4)式は地盤の非弾性的性質を考慮した任意載荷幅に対する地盤反力係数の実験式である。また任意載荷幅における変形係数の修正式は(4)式より次式に代入して(5)式で与えられる。

$$E_h = I_p (1-\mu^2) B \cdot K_h$$

$$= I_p \cdot (1-\mu^2) \cdot B \cdot \frac{E_{30}}{2.34(1-\mu^2) I_p \cdot B^{\frac{3}{4}}}$$

$$= \left[0.43 \cdot B^{\frac{1}{4}}\right] \times E_{30} \dots\dots\dots(5)$$

(5)式における $\left[0.43 B^{\frac{1}{4}}\right]$ は直径 30 cm 載荷板の変形係数に対する任意載荷幅 B の修正係数となる。

次に参考資料として砂，砂礫地盤における鉛直方向の剛体平板の変形係数に対する載荷幅の修正式を記せば以下のごとくである。

すなわち

$$E_L = \frac{B_s}{B_L} \cdot \left(\frac{B_L + 30}{B_s + 30} \right)^2 \cdot E_s$$

ここに E_L : 載荷幅 B_L における変形係数

E_s : " B_s " " "

の関係が適当であること(吉田，吉中：土木研究所報告129号の1)が判っている。ここで $B_s = 30 \text{ cm}$ とすると上式は

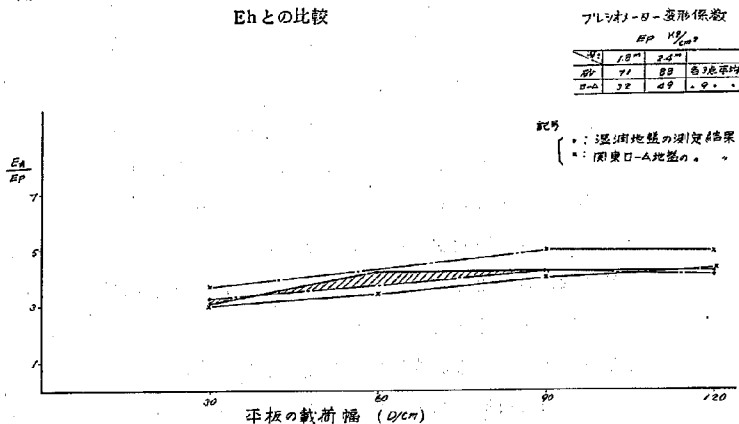
$$E_L = \frac{(B_L + 30)^2}{120 B_L} \times E_{s0}$$

となり(5)式で与えられる横方向の載荷幅による修正係数が $B^{\frac{1}{4}}$ に比例するのに対し上式の鉛直方向は $B > 100 \text{ cm}$ では $B^{\frac{1}{2}}$ に比例して増加することになる。これは鉛直方向の場合，深さ方向に対して地盤の自重による拘束圧が増加し深さ方向の変形係数が増すためと考えられる。

3. 1(2) ボーリング孔内変形係数と平板載荷による変形係数

φ 56mmのプレシオメーター測定管から求めた変形係数と平板載荷試験から求めた変形係数を比較して図-3.1に示した。プレシオメーターの変形係数 E_p は前章の2.3の表-3，4に示し，平板載荷試験の変形係数 E_h は表-5，6に示した。図-3.1に用いた E_p は平板載荷試験のテストピットを掘削する直前にテストピット地点および載荷板を当てる壁面の反対側で測定した資料をもちいている。図-3.1によつて E_p と E_h の比は B の増加に伴い多少増すことが判るが，いま $B = 30 \text{ cm}$ を規準とすると砂，ロームの種類に関係なく E_{s0}/E_p

図 - 31 ボーリング孔内変形係数 E_p と水平方向平板載荷による E_h との比較



は近似的に(6)式で示されよう。

$$E_{30} = 3 E_p \dots\dots\dots(6)$$

なお参考までに附言するが、ブレンシオメーターの測定管の直径には標準サイズ $\phi 56$ ㎜の他に $\phi 44$ ㎜、砂礫用として試作した $\phi 110$ ㎜管がある。今回の測定実験でこれらの比較測定をおこなった。その結果変形係数そのものには統計的な意味で平均値の差が認められないが、標準サイズ以外は測定値のバラツキが大きい。この原因として考えられることは $\phi 110$ ㎜管では測定管が大型化し重量も大きいため操作が容易でなく、またボーリング孔壁を管の出入のさい痛めやすいこと、 $\phi 44$ ㎜管の場合は原地盤に小寸法のボーリング孔を乱さないであげるのがむずかしいこと、測定管が小さくなると地盤の測定変形量が小さくなり、したがって測定値が局所的となるとともに誤差が増す原因となるなどである。またいずれの管も操作が不なれであることなど考えられる。なおブレンシオメーターの他に土研式K値測定器と原理的に同様で寸法が小型のL.L.T.も同時比較測定しているが変形係数には差異が認められないことはすでに述べた通りである。

以上の事実から各種寸法のボーリング孔内横方向載荷試験の変形係数 E_p と、平板による水平方向載荷状態から計算される変形係数の間には図-31の関係があり、 $B=30\text{ cm}$ の場合を規準とすると(6)式の関係があるといえよう。したがって(6)式と前出の(5)式より、任意載荷幅 B に対する横方向変形係数 E_h は(7)式によつて求めることができる。

$$E_h = 1.3 B^{\frac{1}{4}} E_p \dots\dots\dots(7)$$

なおこのように測定法の違いにより変形係数が異なると云うことは土の非弾性的性質によることは明らかであるが、この問題は載荷板の剛性および接触圧の分布と土の変形特性に関連させることにより解決するものと考えられる。今後の研究課題としたい。

つぎに参考資料としてプレシオメーターの考案者メナール (L. Menard) の研究との関係について述べる。

L. Menard はプレシオメーターの変形係数 E_p をもちいた剛体平面状基礎の沈下算定式を次式をもつて提唱した。

$$W = W_2 + W_3$$

$$W_2 = \left[\frac{1 + \mu}{3 E_p} \right] P \cdot 30 \left(\frac{\lambda R}{30} \right)^\alpha$$

$$W_3 = \left[\frac{\lambda \cdot \alpha}{4.5 E_p} \right] P \cdot R$$

ここに W : 全沈下量 (cm)

P : 載荷重強度 (Kg/cm^2)

R : 最小基礎幅の $\frac{1}{2}$ (cm)

λ : 形状係数

円形 $\lambda = 1.00$

正方形 $\lambda = 1.12$

$$\text{長方形 } \frac{L}{2R} = 2, \lambda = 1.53$$

$$\frac{L}{2R} = 10, \lambda = 2.65$$

α : 土の構造特性

$$\text{砂}, \alpha = \frac{1}{3}$$

$$\text{シルト}, \alpha = \frac{1}{2}$$

$$\text{粘土}, \alpha = \frac{2}{3}$$

$$\text{弾性体}, \alpha = 1$$

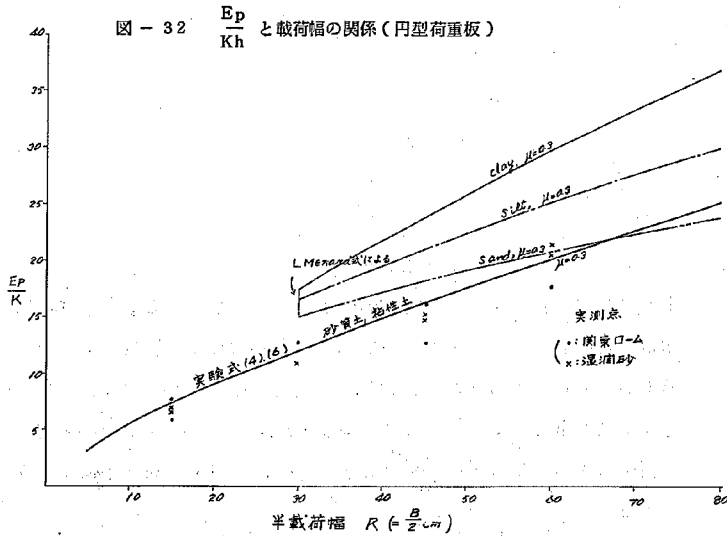
上式は基礎の沈下を基礎と地盤内の半径 R でかこまれる領域 (球形傾向の場と称し) 載荷重にともない平均主応力が増加する領域, とその外側の領域 (偏差傾向の場と称し) 体積変化を伴なわない領域) に分け各々の沈下量を W_2, W_3 として計算する。上式は $R > 30 \text{ cm}$ に適用し, 載荷幅による効果は $R_0 \left(\frac{R}{R_0} \right)^\alpha$ に支配される。 R_0 は規準半径 30 cm である。

地盤反力係数は $\frac{P}{W}$ として上式より求まり次式で表現される。

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{\frac{P}{W}} = \frac{1 + \mu}{3 E_p} R_0 \left(\frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda R}{4.5 E_p}$$

今回の実験結果と対応させるため $\lambda = 1$ (円) として上式を $\frac{E_p}{K} = f(\alpha, R)$ で表現すれば図-32 がえられる。同図に上式と(4)式の関係を示した。これによると Menard 式は $R \geq 30 \text{ cm}$ に適用されるので $R < 30$ については明らかではないが, 今回の砂, 粘性土 (関東ローム) の実験から判断しうるかぎりでは少くとも Menard のごとく土質による著しい差はなく, また $\frac{E_p}{K}$ に対する R の影響, すなわち載荷幅による地盤の変形特性への効果の表現も異なるようである。ただし

全く理想的に $\phi=0$ の砂，又は $\phi=0$ の粘土があれば今回の実験も異つた結果を示したかもしれない。

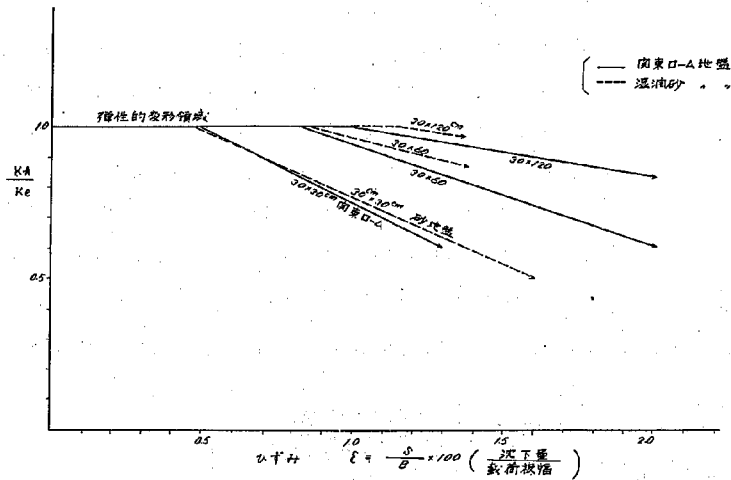


3. 1. (3) 地盤の変形特性と載荷幅—長さ比の関係

長方形載荷板の変形特性は載荷幅 B と長さ L の比 $\frac{L}{B}$ によつて変化する。実験は幅 30 cm ，長さを 30 cm ， 60 cm ， 120 cm ，すなわち $\frac{L}{B}=1:2:4$ として，中心点深さ 1.8 m に長手方向を水平にしておこなつた。実験結果の荷重—変位曲線は2章2.4に示したが，ここではひずみ率 $\epsilon (= \frac{\text{変位量}}{B} \times 100)$ と地盤反力係数 K_h 値の関係で $\frac{L}{B}$ をパラメーターにとり図-33，に示した。 K_h の変化は荷重変位曲線がほぼ直線域 (降伏荷重に達する以前) の K_h を K_e とし，任意の変位における K_h との比として表示している。

図-33によつて明らかなどく砂，ロームの場合とも同様の傾向

図 - 33 ひずみ量と地盤係数の模式的関係



を有し $\frac{L}{B} = 1$ (円形板 $\phi = 30 \sim 120 \text{ cm}$ も含む) では $\epsilon_1 \approx 0.5\%$ で K_h 値の低下が始まるが, $\frac{L}{B} = 2$ では $\epsilon_2 \approx 0.8$, また $\frac{L}{B} = 4$ では $\epsilon_3 = 1\%$ となり, したがってこの関係は(8)式で表現できる。

$$\epsilon_n = \epsilon_1 \times \sqrt{\frac{L}{B}} \dots\dots\dots (8)$$

ここに ϵ_n : ϵ_1 における K_h と等価の K_h を与える

$\frac{L}{B} = n$ のときのひずみ

ϵ_1 : $\frac{L}{B} = 1$ (円も含める) における K_h を与える
ひずみ

また(8)式の関係は $\frac{K_h}{K_e} < 1$ の領域においても同様な関係があり, した

がつて $\frac{L}{B}=1$ の荷重強度—ひずみ曲線が与えられれば任意の $\frac{L}{B}$ における荷重強度—ひずみの関係を推定することが出来よう。すなわち $\frac{L}{B}=1$ のひずみ ϵ を $\sqrt{\frac{L}{B}}$ 倍すればよいことになる。

3. 1.(4) くり返し載荷に対する変形特性

一般の土質より成る地盤はくり返し荷重をうけると締め固め効果のため2回以後の荷重に対して、最初に受けた荷重点までの地盤反力係数が増大する。この増大の程度は地盤の締め具合、土質、載荷速度によつて異なるわけである。ここでは今回の試験においてくり返し載荷（緩速）をおこなつた結果を処女曲線の直線の変形区間における地盤係数を反復曲線の同様区間における地盤係数の比として示しプレシオメーターの場合を表—9に平板試験を表—10に示した。

表—9 $\phi 56$ mmプレシオメーターによる反復荷重曲線K値と処女曲線K値の比

順	地 盤	測定深さ	(反復曲線地盤係数 処女曲線地盤係数)	備 考
1	湿 潤 砂	1.8 m	1.75	平 均 1.91
2	"	2.4 m	1.53	
3	"	2.4 m	2.33	
4	"	3.0 m	2.50	
5	"	3.0 m	1.44	
1	関東ローム	1.8 m	1.77	平 均 2.27
2	"	1.8 m	3.00	
3	"	1.8 m	3.14	
4	"	1.8 m	1.67	
5	"	1.8 m	3.33	
6	"	2.4 m	1.29	
7	"	2.4 m	2.50	
8	"	2.4 m	2.25	
9	"	3.0 m	1.40	
10	"	3.0 m	1.14	
11	"	3.0 m	3.33	
12	"	3.0 m	5.00	

表-10 平板載荷による反復荷重曲線K値と処女曲線K値の比

地盤	形状 寸法 深度	円 形				長 方 形			備 考
		直径30cm	60cm	90cm	120cm	30×30	30×60	30×120	
湿潤砂	1.8m	1.36	—	1.74	1.75	1.55	1.68	1.75	1.65
	2.1	1.45	—	—	—	—	—	—	
	2.4	2.04	1.63	1.36	1.66	—	—	—	
	2.7	1.77	—	—	—	—	—	—	
関東ローム	1.8m	1.58	—	1.29	1.55	1.29	1.90	2.51	1.56
	2.1	1.93	—	—	—	—	—	—	
	2.4	1.65	1.33	1.16	1.27	—	—	—	
	2.7	1.27	—	—	—	—	—	—	

これによりプレシオメーター法では、くり返し載荷による影響は砂，ロームにおいて1.9～2.3倍であるが，平板載荷法では砂，ロームにおいて1.56～1.65倍となる。したがって，土質の違いによる差はないとすればプレシオメーターの処女荷重による変形係数を E_{pv} ，反復荷重による変形係数を E_{pr} ，平板載荷に前記各々を E_{hv} ， E_{hr} として，近似的に(9)，(10)式で表現できる。

$$E_{pr} = 2 E_{pv} \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$E_{hr} = 1.6 E_{hv} \quad \dots\dots\dots(10)$$

したがってプレシオメーターの通常の変形係数 $E_p(=E_{pv})$ とくり返し荷重に対する任意載荷幅 B の平板載荷の変形係数 E_{hr} との間には(5)，(6)，(9)，(10)式の関係より(11)式が与えられる。

$$E_{hr} = 1.6 \times 0.43 B^{\frac{1}{4}} \times 3 E_p \\ \div 2 B^{\frac{1}{4}} E_p \quad \dots\dots\dots(11)$$

次に参考資料として鉛直剛板載荷による砂礫〔明石層〕の例を示す。

上記砂，ロームより，くり返し効果が大きく表-11のごとくである。

表-11-1 砂礫の鉛直平板載荷による締め固め効果

	土 質	載荷板	降伏荷重点以下 での変形係数 E_v	反復載荷による 変形係数 E_R	$\frac{E_R}{E_v}$	資料数
垂水区下畑	シルト混り砂礫 (単位重量 $\gamma_t=1.65$)	直径 cm 30	$\frac{Kg}{cm^2}$ 428	761	1.8	3
淡路島松帆崎	細粒分のほとん どない砂礫 ($\gamma_t=1.73$)	30	1,170	2,110	1.8	3
垂水区高丸陸	シルト混り砂礫 ($\gamma_t=2.15$)	37.5	396	910	2.3	2
垂水区高丸陸	"	30.0	1,170	2,750	2.3	2

このように表-9，1.0の横方向（水平方向）のくり返し効果と表-1.1の鉛直方向のくり返し効果が異つたのは単に土質，密度の違いのみによるのではなく載荷幅と変形係数の関係においても横方向と鉛直方向で全く異なつたように，応力の伝達方向と地盤の鉛直方向の変形特性の変化が載荷板による地盤の圧縮機構に変化を与えたものと予想している。

3.2. 降伏荷重強度について

平板載荷試験による降伏荷重強度はすでに表-7に示し降伏荷重強度は載荷板寸法には無関係であるとした。

表—11—2 降伏荷重と試験法

試験法 解析法 地盤深さ	① 平板載荷（各種載荷板平均）法				② プレシオメーター法		資料数
	P—S 曲線の直線性がなくなる点	クリープ曲線の第1折点	logP—logS 曲線の第1折点	logP—logS 曲線の第2折点	クリープ曲線の第1折点	クリープ曲線の第2折点	
砂地盤	M 1.8	Kg/cm ² 0.82	Kg/cm ² 0.63	Kg/cm ² 0.67	Kg/cm ² 1.10	Kg/cm ² 1.51	①は6点平均 ②は3点〃〃
地盤	M 2.4	1.15	1.20	0.75	1.20	2.18	3.0 ①は4点平均 ②は3点〃〃
関東ローム	M 1.8	2.02	1.60	1.52	2.00	3.18	5.73 ①は6点平均 ②は9点〃〃
	M 2.4	1.80	1.60	1.38	—	3.95	6.32 ①は4点平均 ②は9点〃〃

そこで同一地盤条件における降伏荷重強度の平均をもとめ、プレシオメーターによるそれと対比して表—11に示した。これによると同一条件（クリープ曲線の折点）で求めた降伏強度は非常に異なる。両者の関係は⑫式で表わせる。

$$\text{砂地盤} \dots \dots \dots P_{yp} = 1.8 \sim 2.4 P_y \dots \dots \dots (12a)$$

$$\text{関東ローム} \dots \dots \dots P_{yp} = 2.0 \sim 2.5 P_y \dots \dots \dots (12b)$$

ここに P_{yp} : プレシオメーターによる降伏圧 (Kg/cm²)

P_y : 平板載荷による " "

第三紀軟岩における同様な実験（室町：三疊層原地比較試験）によると⑫式の関係は次式となる。

$$P_{yp} = 3.3 P_y$$

また上式における P_{yp} は供試体圧密試験の先行（降伏）荷重強度 P_0 と、ほぼ $P_0 = P_{yp}$ であると言う。

以上によつてプレシオメーター等のボーリング孔内で放射状応力状態（二次元）で求められる降伏荷重強度は、実構造物と地盤の相互関係における三次元応力状態における降伏強度より、約2～3倍程度大きいことが判る。

3.3. 横方向地盤特性に関する実験式のまとめ

横方向地盤係数 K_h :

$$K_h = \left(\frac{B}{30} \right)^{\frac{3}{4}} \cdot K_{30} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$= \frac{E_{30}}{2.34(1-\mu^2)I_p} \frac{3}{B^{\frac{3}{4}}} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに B : 載荷幅 (cm) $B > 30$ cm

I_p : 形状係数 (基礎の剛性と形状, 接触圧分布により決る。例えば剛体の円 0.79, 正方形 0.88 等である。)

E_{30}, K_{30} : $B = 30$ cm における変形係数および地盤係数 (Kg , cm 単位)

横方向変形係数 E_h :

$$E_h = 0.43 B^{\frac{1}{4}} \cdot E_{30} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$E_{30} = 3 E_p \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\therefore E_h = 1.3 B^{\frac{1}{4}} \cdot E_p \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに B, E_{30} : (3), (4) に同じ

E_p : ボーリング孔内変形係数 (Kg/cm^2)

E_h : 平板載荷による横方向変形係数

幅一長さ比とひずみの関係 (同一地盤係数を与える) :

$$\epsilon_n = \epsilon_1 \times \sqrt{\frac{L}{B}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$\left(\frac{L}{B} = n\right)$$

$\frac{L}{B}$: 幅—長さ比

ϵ_n : $\frac{L}{B} = n$ におけるひずみ

ϵ_1 : $\frac{L}{B} = 1$ " "

反復載荷変形係数 E_R :

$$E_{PR} = 2 E_{PV} \quad (9)$$

$$E_{HR} = 16 E_{HV} \quad (10)$$

ここに E_{PR}, E_{HR} : 反復載荷に対するボールリンク孔内変形係数および平板載荷変形係数

E_{PV}, E_{HV} : 処女載荷に対する E_P , E_H

$$\therefore E_{HR} = 2B^{\frac{1}{2}} E_P \quad (11)$$

$$(E_P = E_{PV})$$

降伏荷重強度 P_y :

$$P_{yp} = (2 \sim 3) P_y \quad (12)$$

ここに P_{yp} : プレシオメーター降伏荷重強度

P_y ; 平板載荷 " "

4. 実験式の応用

4.1 くいの設計K値との関連

すでに示した地盤係数の実験式をくいのK値計算へ適用することの可能性が考えられる。この場合、地盤面とくい軸直角方向接触面の形状が曲面を有すること、くい軸方向の地盤の抵抗性の変化、およびくいの剛性が附加された接地圧の分布形などの問題がからんでくる。そこで軸直角方向の載荷幅Bをくい直径の投影としてBで処理するものとし、地盤の深さ方向の変化を一括した地盤係数で評価するものとすれば前記実験式との関連が求められる。入手した資料⁽¹²⁾⁽¹³⁾のうち地盤条件が明らかで単くいの水平載荷試験がおこなわれた例につき次のような検討をおこなった。

- a. くいに作用する水平力に対する地盤の水平抵抗Pは次式で示されるものとし、 K_r はそのくいに対して一括評価された地盤反力係数とする。

$$P = K_r \cdot B \cdot y$$

ここに K_r : 地盤反力係数 (Kg/cm^2)

B : くい直径 (cm)

y : くいの水平変位 (cm)

したがってこれは弾性基礎上の梁として取り扱かうY.L.Chanの解に従かう。

- b. 単くいの水平載荷試験の結果から次に示すChanの解により上記 K_r を逆算する。この場合、くいの地表面変位を10mm程度とする。

くい頭が地上に突出し、かつくい頭が自由のくいの場合、くいの地表面以上の部分におけるくい軸直角方向変位 y_1 は

$$y_1 = \frac{H}{6EI\beta^3} \{ \beta^3 x^3 + 3\beta^3 h x^2 - 3\beta(1+2\beta h)x + 3(1+\beta h) \}$$

で与えられる。

ここに EI : くい の 曲げ剛性 ($\text{Kg} \cdot \text{cm}^2$)

H : くい 軸直角方向の荷重 (Kg)

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{K_r B}{4 EI}} \quad (\text{cm}^{-1})$$

α : 地表面を原点としたくい軸方向の距離 (cm)

h : H の加わるくい の 地上高 (cm)

c. 地盤反力係数 K_h は次式によつて算出されるものとし、実験式中の α が実験式をくい K 値に結びつける係数であるとする。前出(4)式から

$$K_h = \frac{E_{30} \text{ (又は } 3E_p \text{)}}{2.34(1-\mu^2) \alpha B^{\frac{3}{4}}} \quad \dots\dots\dots (13)$$

d. くい の 水平抵抗に主として影響する地盤の深さは地表面からくい の 第 1 不動点までとし、その間の地盤変形係数の評価を、①地表から第 1 不動点までの平均値、②くい の 最大曲げモーメント附近の値、③地表と最大曲げモーメントの生ずる深さまでの平均値に分けて考える。各々の深度は

$$\text{第 1 不動点深さ} \quad \ell = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{H + \beta h}{\beta h}$$

$$\begin{array}{l} \text{最大曲げモーメント} \\ \text{が生ずる深さ} \end{array} \quad \ell_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h}$$

ここに h : くい の 地表自由長

β : くい の 水平載荷試験から求める。

$$\left(4 \sqrt{\frac{KB}{4 EI}} \right)$$

e. 図式より

$$\alpha = \left(\frac{1}{Kh} \right) \frac{E_{30} \text{ (又は } 3E_p \text{)}}{2.34(1-\mu^2) B^{\frac{3}{4}}}$$

とし、 Kh に b で求めた Kr を、また E_{30} (又は $3E_p$) に d で求めた地盤変形係数をあてはめる。

以上 a ~ e の作業から求めた α が一定値に収れんすればその値がくいに使用する係数となる。 α は形状係数の要素を有するものであるから一般の弾性論よりすると、幅長さ比がくいにおける様に (L を地表と第 1 不動点までの長さとしたとき) $\frac{L}{B} = 5 \sim 10$ 、ではたわみ性、剛性板の場合は、1.6 ~ 2.0 程度と予想される。また収れんした α 値には横方向の半無限地盤としてえた(4)式を、くいの場合における上方が開放された地盤条件と関連づける意味も含まれるものと考えられる。

このようにして整理した資料が表-12, 表-13(a), 13(b)である。表-12では地盤の変形係数が測定されていないので N 値より推定することとし前出(1)式, (6)式より次式でもとめる。

$$E_{30} = 3 \times 7 \times N \text{ Kg/cm}^2$$

この場合、 N 値は地表下 4 ~ 5 m までの値の平均値をもちいるものとする。表-12の18例のうちから粘土地盤の例 (N 値は粘土地盤で適切な値を与えないから)を除き13例として平均 α を求めると 1.72 である。

表-13は地盤変形係数にプレシオメーターの測定値があるものである。このうち $\alpha_2, 7, 10, 18$ はくいの第1不動点附近まで一様地盤である。 $\alpha_7, \alpha_{10}, \alpha_{18}$ によると α 値は明らかに $\frac{L}{B}$ の関数であり α は形状係数の性質があることが判る。またこの表-13から α 値が最も一定値に収れんする地盤条件の評価法は、地盤の変形係数の代表値をくいの最大曲げモーメント附近とした場合であることが判る。

表-12 くいの水平載荷テスト資料
(N値よりE₃₀を推定する)

(第19回直技資料から)

地 点	地盤; G.L. ~4 or 5m	全 左 平均N	E ₃₀	く い		$\delta = 1.0 \text{ mm}$ とき 逆算 Kr	α 値 (但 し $\alpha \times (1 - \mu^2)$)	
				種類	直径cm			
岩見沢跡線	粘 土	2	42	鋼管	50	1.3	0.74	E ₃₀ = = 5 × 7 × N Kg/cm ²
" 大橋	"	3	63	"	50	1.6	0.90	
富士見 Br	シルト質砂	11.4	239	"	50	1.0~7.6	2.7	
仙北町 Br	砂 礫	35	730	鋼H	30	17.8	1.4	
横手第2 跨	砂 礫 土	39	819	"	45.7	5.7	1.3	Kr 過大?
利根川 Br	ロ - - ム	4	84	鋼管	6096	1.3	1.3	
"	"	"	"	"	"	1.2	1.4	
"	"	"	"	"	"	1.0	1.6	
金町ハイパス	砂	8	170	"	50.8	3.7	1.1	
"	"	"	"	"	"	3.0	1.2	
青 山 水 門	"	5	105	"	"	10.1	0.24	
大日町跡線	粘 土	7	146	"	91.4	0.4	5.3	
港栄町高架	シルト質細砂	6.6	159	P.C	35	1.7	2.4	
"	"	"	"	"	"	2.5	1.7	
"	"	"	"	"	"	2.3	1.8	
"	"	"	"	"	"	3.2	1.3	
山城町下名	粘土まじり砂礫	7.7	162	H	20.5	5.8	1.1	データ不定で あるため除く
枚方モデル	粘 土	3	63	鋼管	35	0.6~8.0	0.35~ 3.2	

α 値, 以上のデータから粘土地盤の例を除くと(粘土はN値からEの推定が困難)

$$\alpha_{ave} = \frac{2.03}{13} \cdot \frac{1}{1 - \mu^2}$$

$$= 1.72 (\mu = 0.3 \text{ とする})$$

表-13(a)

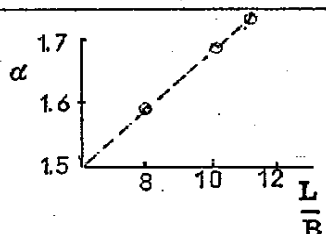
資料2 くいの水平載荷テスト結果とα値

(基礎地盤コンサルト・社内技報10)

資料 No.	地 点	テ ス ト バ イ ル					地 盤 条 件 に つ い て							0~ℓの 地盤判定
		種 類	直径 cm	E Kg/cm ²	I cm ⁴	載荷高 さ h cm	概 要	N ₁ 値 (0~ℓの 平均)	N ₂ 値 (ℓm 地点)	N ₃ 値 (0~ℓm 平均)	Ep ₁ 0~ℓ	Ep ₂ ℓm	Ep ₃ 0~ 2m	
2	福岡(千鳥Br)	鋼 管	50.8	2.1×10 ⁶	6.6×10 ⁴	60	砂		3			20		均質な砂地盤
7	千葉(曾我)	"	"	"	4.39×10 ⁴	0	砂		7			8(50)		均一な砂地盤 Ep=8は過少 Ep=7×7=50
10	東京(蓮根)	PC	40	3.5×10 ⁵	1.15×10 ⁵	5	0~3.4mまで Organic clay	(0~4) 2				(10)		均一粘性土 (0~ℓまで)
18	船 子	鋼 管	60.96	2.1×10 ⁶	1.06×10 ⁵	50	砂, シルト	≒0	0	0	15~ 20	15~ 20	15~ 20	均一(0~ℓまで)
5	水 俣	"	80	2.1×10 ⁶	2.31×10 ⁵	0	砂 礫	10?			80?			0~ℓまでの地盤 が不明確
6	"	"	40	"	2.11×10 ⁴	0	"	10?			80?			0~ℓのEp測点 なし 0~ℓmのN=5 は過少
8	名古屋(矢田川)	"	50.8	"	7.8×10 ⁴	25	"	20	20	5	(7×20) =140	(140)		
9	岡山(水島)	H 鋼	35× 35	"	4.13×10 ⁴	0	砂, シルト				8	8	5	
11	志村	PC	40	3.5×10 ⁵	1.15×10 ⁵	0	砂		1~2	1~2	40	25	15	下程N→大
12	神奈川(大和)	カルウ エルド	100	2.5×10 ⁵	4.9×10 ⁶ (全断面)	0	関東ローム				150	150	70~ 80	"
13	出来島(P-1)	ベノト	"	2.1×10 ⁵	"	0	砂	3	3	3	25	25	10	0~ℓmのEp=10, N=3は過少, 一般 的では Ep=7×3程度
14	" (P-2)	"	"	"	"	0	"	"	"	"	"	"	"	

()は推定, N値より

表 - 13 (b)

(水平 bearing-test, $\delta \doteq 10 \text{ mm}$)						$K_h = \frac{E_{30}}{\alpha \cdot 2.34(1-\mu^2) B^{\frac{3}{4}}}$ とした場合, α : 形状係数 $E_{30}=3E_p$ 又は $3 \times 7 \times N$			
No.	Chan式による逆算 K値	β	$\ell = \frac{\pi}{2\beta} \text{ (cm)}$	$\frac{\ell}{B}$	$B^{\frac{3}{4}}$	α (Kr より逆算する)			備 考
						E_{p1} による	E_{p2} による	E_{p3} による	
2	2.07		420	8.3	19.0		0.71	均 一 地 盤	
7	1.89	4.02×10^{-3}	400	8	"		1.59		
10	0.51	3.34×10^{-3}	482	12	15.8		1.74		
18	0.57	2.57×10^{-3}	610	10	22.0		1.68		
5	0.35	1.95×10^{-3}			26.5			地盤条件不明	
6	0.28	2.83×10^{-3}			15.8				
8	5.3	4.0×10^{-3}	394	8	19.2	1.94	1.94		
9	0.41~ 0.65	$(2.43 \sim 2.85) \times 10^{-3}$	550~ 650	16~18	14.4	1.2~ 1.91	1.2~ 1.91		
11	0.99	3.74×10^{-3}	420	10.5	15.9	3.5	1.87	1.50	E_{p2} が過大?
12	1.94	1.41×10^{-3}	1110	11	31.6	3.5	3.5	1.7	
13	0.92	2.2×10^{-3}	715	7.2	"	1.15	1.15		E_{p3} 過少?
14	0.72	2.04×10^{-3}	770	7.7	"	1.55	1.55		

$$\alpha_{ave} = 1.64$$

No. 2, 12 を除く

このようにして表-13の例10資料の平均値 $\alpha = 1.64$ となる。

つぎに軟弱粘土(上層部)中に打込まれた直径1000~1500mmの鋼管ぐいの水平載荷試験の例(九州地建, 大角川水門基礎調査)によると地表から10m附近までの第1粘土層のプレシオメーター変形係数 E_p の15点平均値 $E_p = 9 \text{ Kg/cm}^2$ では $\alpha = 1.5 \sim 1.8$ である。

以上をまとめると

1. 直轄技術研究会(第19回)資料

13例 $\alpha = 1.72$ (非粘性土に限る)

2. プレシオメーター測定例

10例 $\alpha = 1.64$ (粘土, 砂, 砂レキ)

3. 軟弱粘土地盤の例 2例 $\alpha = 1.5 \sim 1.8$ (粘土)

したがって(1)式を $\alpha = 1.7$ とし, $\mu = 0.3$ と仮定するとK値はぐい頭変位が10mm程度において(但しぐい径が大きくなると3.1.3.のべた様に変位量もさらに拡大して考えてもよいが)近似的に次式(14)で示されよう。

$$K_h = \frac{E_{30}}{2.34(1-0.3^2) 1.7 B^{\frac{5}{4}}}$$

$$= \frac{E_{30}}{3.6 B^{\frac{5}{4}}} \dots\dots\dots 14(a)$$

又は

$$K_h = \frac{E_p}{1.2 B^{\frac{5}{4}}} \dots\dots\dots 14(b)$$

ここに K_h : ぐいの横方向K値(Kg/cm^2)

B : ぐいの直径(cm)

E_{30} : 基準変形係数(Kg/cm^2)

($E_{30} = \phi 30\text{ cm}$ の載荷試験から求まる変形係数)

E_p : プレシオメーター等ボーリング孔内変形係数

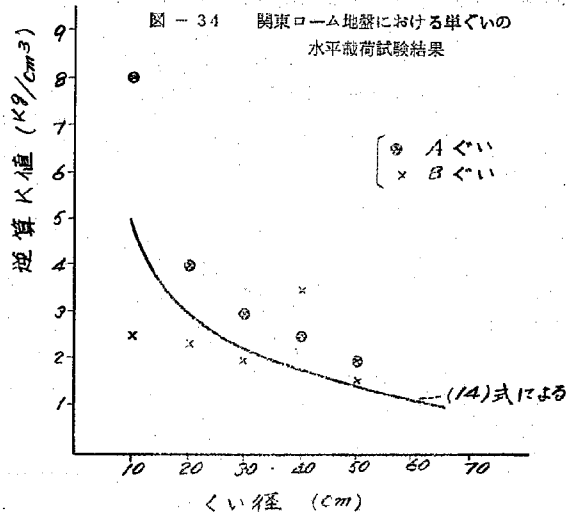
($E_p \approx 7N$ としても概算できる)

さいごに(14)式をもちいて実例に適用してみる。

図-34は40m×40m程度の範囲内に径100mm~500mmの銅ぐいを計10本打込み、水平載荷試験をおこなった(吉田, 駒田, 「土と基礎」 March 1965) 例である。地表下約6mまでの地盤は関東ローーム層である。地盤の変形係数の測定はボーリング孔内載荷試験テストビット内での直径30cm平板による水平載荷試験がおこなわれている。

ぐいの最大曲げモーメントの生ずる深さ約1mでの変形係数はプレシオメーター $E_p = 30\text{ kg/cm}^2$, 平板試験から3点平均 $E_{30} = 100\text{ kg/cm}^2$ ($\epsilon = 0.7\%$)である。いずれも弾性的変形に近い領域の値である。

図-34はぐい地表面変位を約1cmとした時のOhan式による逆算K

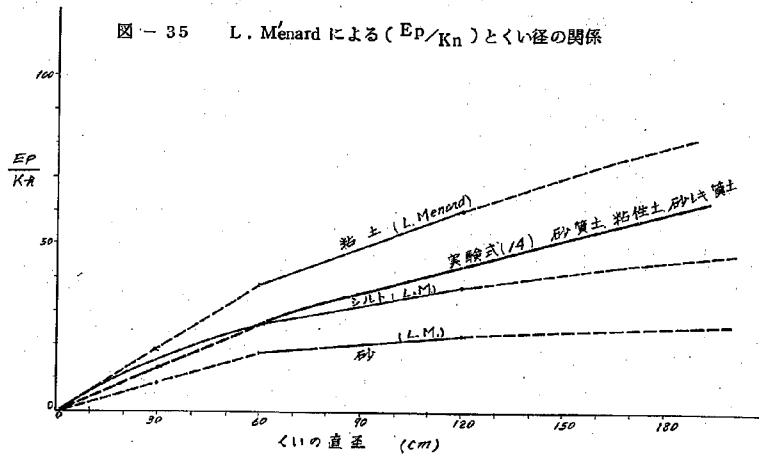


値である。図一34に(14)式と上記 E_{s0} をもちいた K 値の推定線を併記した。

4.2. くい K 値に関する従来の研究との関連

4.2.1. L. Ménard の研究との比較⁽²⁾

プレシオメーターから求まる変形係数 E_p をもちいた基礎の沈下量計算法は、すでに3.2.1で述べた。L. Ménard はその計算式の形状係数 $\lambda=2.7$ として、くいの横方向変位量計算式とした。彼の計算式においては砂、シルト、粘土別に定義される土の構造特性係数 α によってそれぞれの土質に対する沈下量の算定が非常に異なる。図一35は $\frac{E_p}{K_h}$ とくい直径の関係を土質ごとに定まる α をパラメーターにして示した。また同中には、前出の(14)式で与えられる同様の関係も併記している。これによると両者は誘導過程が全く異つたものであるが結果として、曲線の傾向がほぼ同一となること、しかし(14)式はMénardの示したシルト附近ないし粘土とシルトのほぼ中間にある、

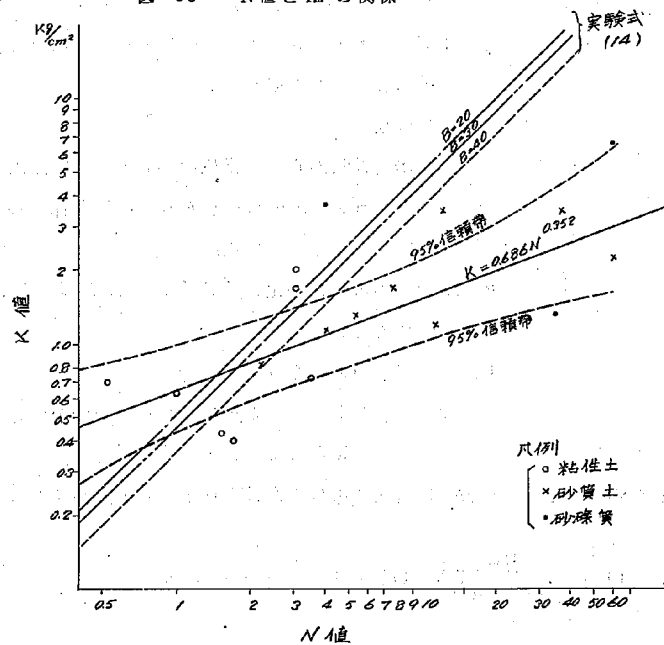


両者による砂、シルトに対する算定値が非常に異なることが判る。これはMenard式が土の構造特性 d で非常に変わるからである。

4.2.2. 福岡一字都の研究との比較⁽⁵⁾

ボーリング孔中における土研式K値測定器からとまるK値とN値の関係を図-36のごとく示した。ここでは粘性土、砂質土、砂礫質による K_h-N の関係の差異がない。同図ではくい径による修正を考慮していないが、ボーリング孔内に挿入する測定管の直径が10cm程度であることから $\phi 10 \sim 30$ 程度のBに適用しうると云う。同図中に実験式(14)の結果を併記した。

図-36 N値と K_h の関係



5. ま と め

人工転圧した湿潤砂と関東ローム層を試験地盤とした各種の横方向載荷試験の結果および土質試験、単ぐいの水平載荷試験資料の検討により、地盤の横方向変形特性に関して次の実験式が求められた。すなわち湿潤砂、粘性土等について

$$K_h = \frac{E_{30}(\text{又は } 3E_p)}{2.34(1-\mu^2)I_p B^{\frac{3}{4}}} \dots\dots\dots (4)$$

ここに K_h : 最小載荷幅 B における横方向地盤反力係数 (Kg/cm^2)

E_{30} : 規準地盤変形係数 (Kg/cm^2)

(直径 30 cm 剛板により求めたもの)

E_p : プレシオメーター等のボーリング孔内横方向載荷試験による変形係数 (Kg/cm^2)

その他

① N 値からの概算 $E_p = 7N$, 但し非粘性土

② コアの圧縮試験から求めた変形係数 E_c から

$$E_p = E_c$$

μ : 地盤のポアソン比 (変形量の小さい時は 0.3 と仮定してもよい)

I_p : 載荷板の形状係数

(円 = 0.79, 正方形 = 0.88....., ぐいの場合は 1.7 とする。)

したがってぐいの横方向地盤反力係数を次式から求めることができる。

$$K_h = \frac{E_{30}}{3.6 \times B^{\frac{3}{4}}} (\text{Kg/cm}^2) \dots\dots\dots (4a)$$

又は

$$= \frac{E_p}{1.2 B^{\frac{3}{4}}} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (14) a$$

但し E_{s0} , E_p はくいの曲げモーメントが最大となる深度附近の値で代表させる。

横方向地盤変形係数の載荷幅に対する修正は次式の通りである。

$$E_h = 0.43 B^{\frac{1}{4}} E_{s0} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (5) a$$

又は

$$= 1.29 B^{\frac{1}{4}} E_p \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (5) b$$

その他載荷幅—長さ比とひずみの関係(8)式, くり返し載荷にともなう変形係数の変化(9)(10)(11)式およびボーリング孔内載荷試験より与えられる降伏荷重強度と平板載荷試験よりえられる降伏荷重強度の差を示す(12)式等である。

6. あ と が き

以上に述べた内容によつて、水平方向地盤反力係数の性質を実験的に明らかにすることができた。また実験から導いた実験式とくいの水平載荷試験例との検討によりくいのK値に関する実験式も導いた。

しかし、これらの内容は砂と関東ローム地盤のための実験結果から帰納的に結論したものであるから、今後さらに多くの実験を通して確認をおこないより一般性のあるものに導かなければならない。今後検討を続けるつもりである。

7. 参考文献

- (1) K. Terzaghi ; Evaluation of coefficients of subgrade reaction, Geotec. vol.5, №4 1955
- (2) L. Ménard ; Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultants pressiométriques, Proc. 6th. Int. Conf., S.M.F.E 4/15
- (3) 吉田 巖 ; くいの設計に用いる横方向地盤係数K値について(I)
(II), 土木技術資料 vol.5 №11および vol.6, №11,
- (4) 久保 浩一 ; くいの横抵抗の新しい計算法, 港湾技研報告, vol.2, №3,
- (5) 福岡正己, 宇都一馬 ;
ボーリング孔を利用したくいの横方向地盤係数(K値)について, 第5回日本道路会議論文集
- (6) 陶山国男, 大矢 晁, 今井常雄 ;
地盤横方向K値の研究(I)
一測定方法, とくにモノセル法とトリセル法に関して
一, 土と基礎, vol.14, №10, 1966
- (7) 吉田 巖, 吉中竜之進 ;
ボーリング孔内横方向載荷試験法—3室研試験機と1室型試験機の比較について—
土木技術資料 vol.9, №6, 1967
- (8) I. Yoshida, K. Komada, R. Yoshinaka, Y. Adachi ;
Settlement characteristics of sand-gravel layers, Proc. 3rd. Asian Regional Conf.

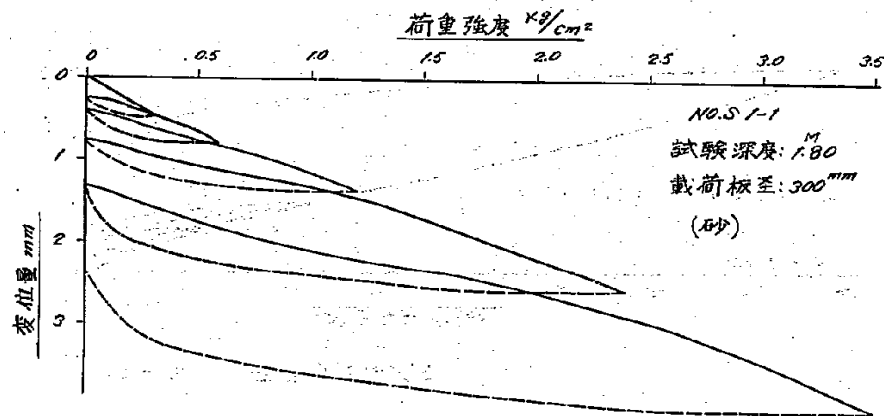
S.M.F.E. 1967

- (9) 吉田 巖, 吉中竜之進;
明石層および神戸層の工学的性質について, 土木研究
所報告 №129, 1966.
- (10) L.Ménard & P.Lambert; Experiments on a block
foundation subjected to vibration,
sols soils №17, 1966
- (11) 室 町 忠 彦; 地盤の原位置試験法に関する現地比較実験, 鉄道技研
速報, №66-1022, 1966
- (12) 土 木 研 究 所; くい基礎の支持力研究, 第19回建設省技術研究会資
料 1965
- (13) 基礎地盤コンサルタンツ;
プレシオメーターによる杭の水平抗抵データ集(3)
同社内技報 №10

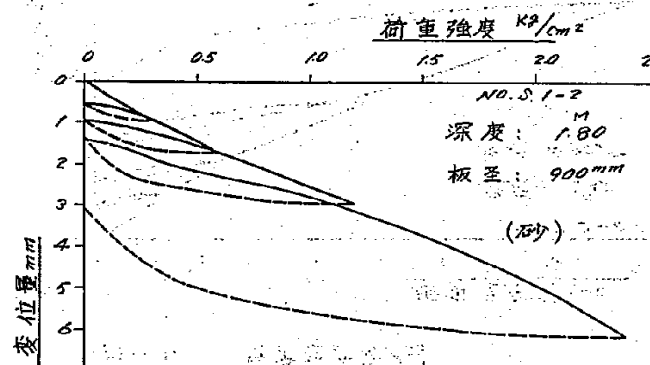
8 資料

載荷試験における荷重—変位曲線

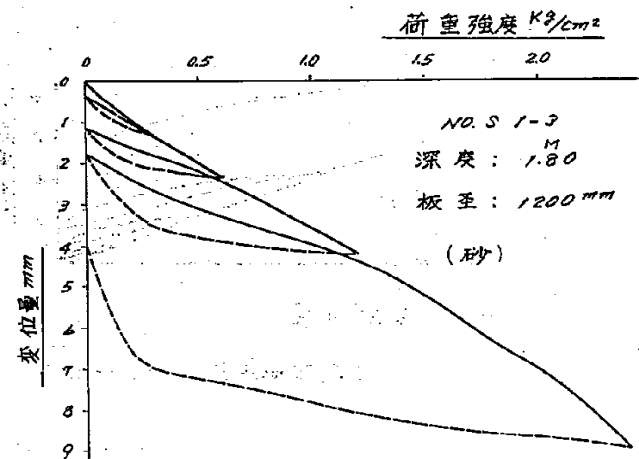
図—4 荷重強度 Kg/cm^2



図—5 荷重強度 Kg/cm^2



図—6 荷重強度 Kg/cm^2



図—7 荷重強度 Kg/cm^2

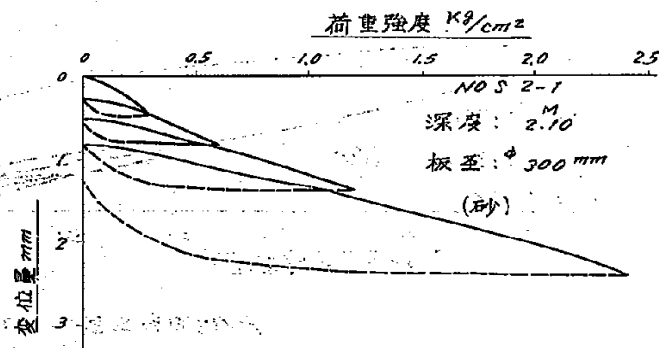


图-8 荷重強度 Kg/cm^2

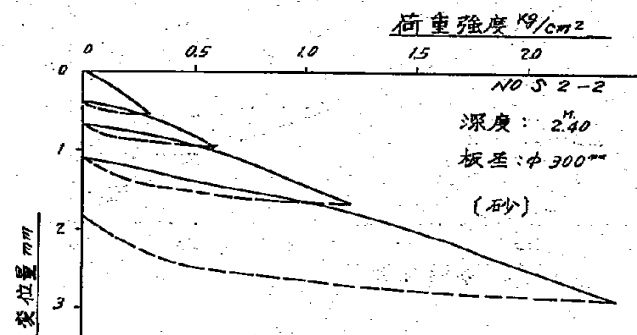


图-10 荷重強度 Kg/cm^2

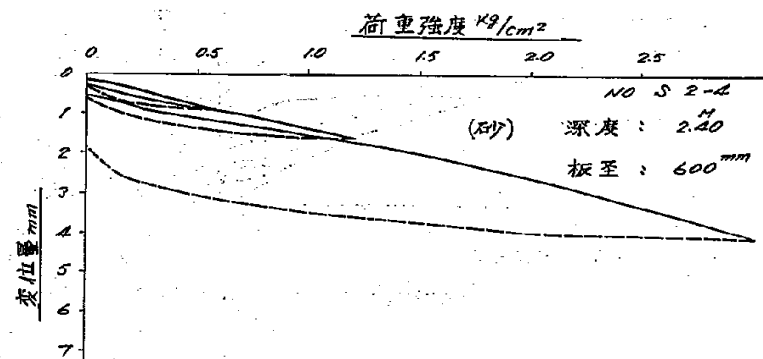


图-9 荷重強度 Kg/cm^2

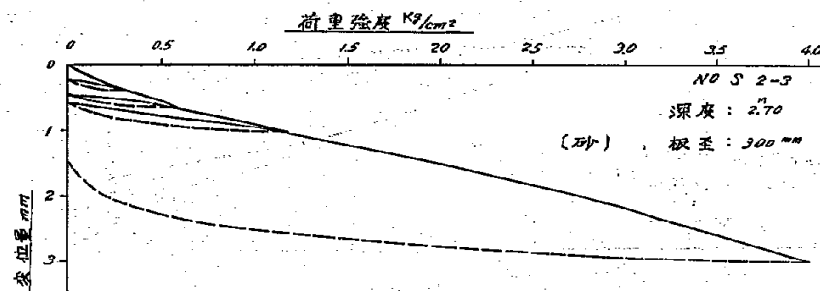


图-11 荷重強度 Kg/cm^2

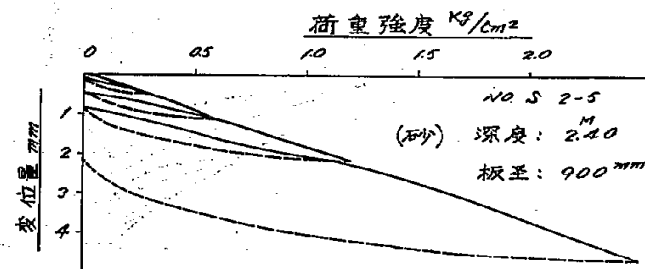


图-12 荷重强度 Kg/cm^2

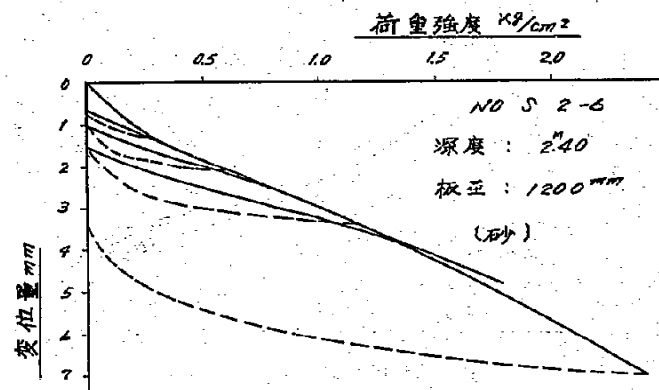


图-14 荷重强度 Kg/cm^2

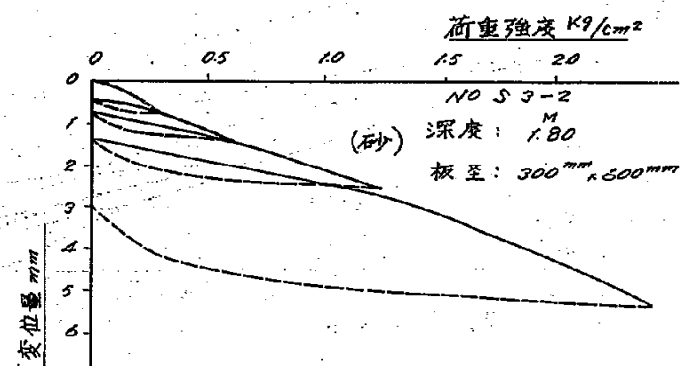


图-13 荷重强度 Kg/cm^2

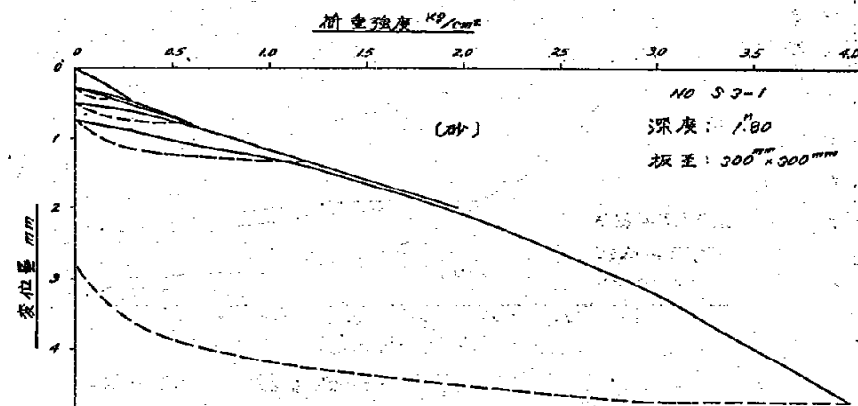


图-15 荷重强度 Kg/cm^2

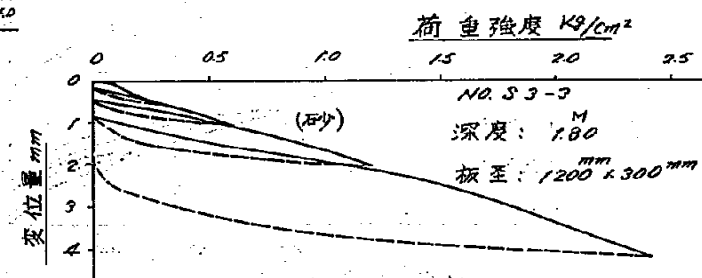


圖 - 16 荷重強度 Kg/cm^2

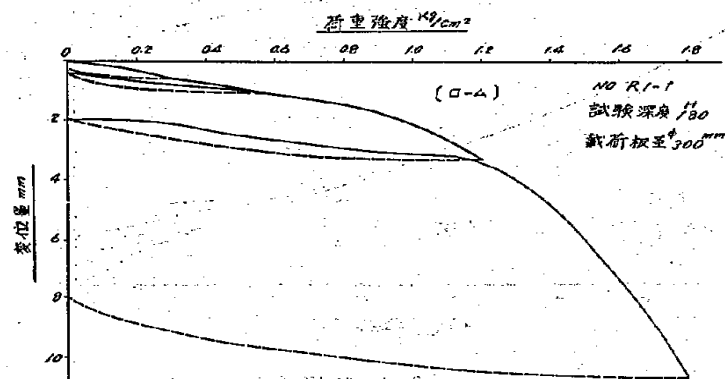


圖 - 17 荷重強度 Kg/cm^2

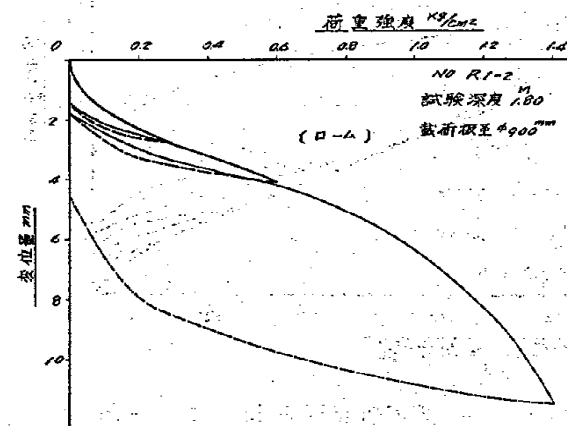


圖 - 18 荷重強度 Kg/cm^2

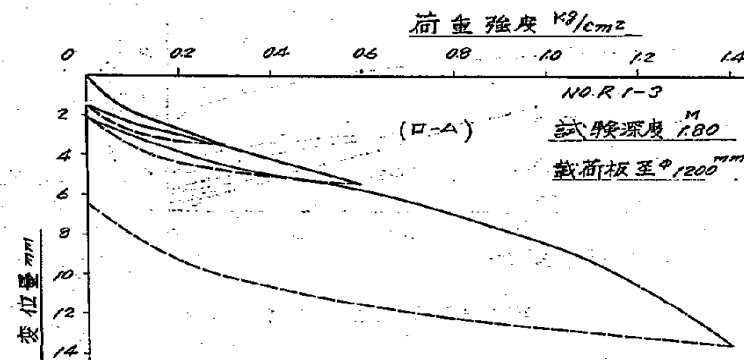


圖 - 19 荷重強度 Kg/cm^2

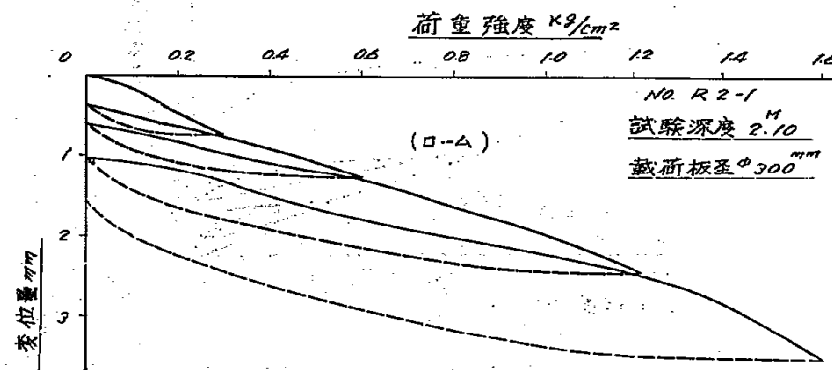


图 - 20 荷重強度 Kg/cm^2

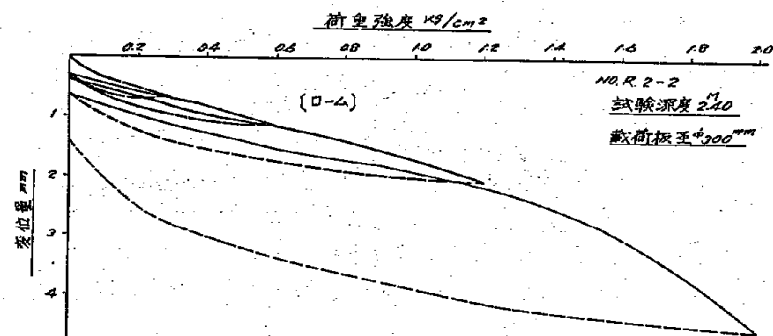


图 - 22 荷重強度 Kg/cm^2

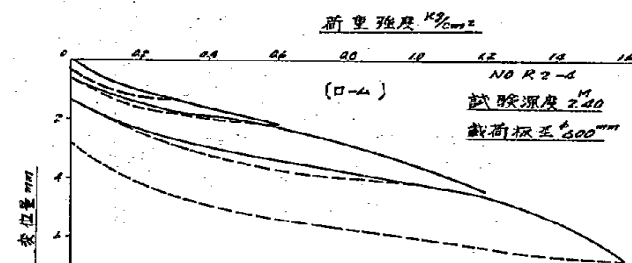


图 - 21 荷重強度 Kg/cm^2

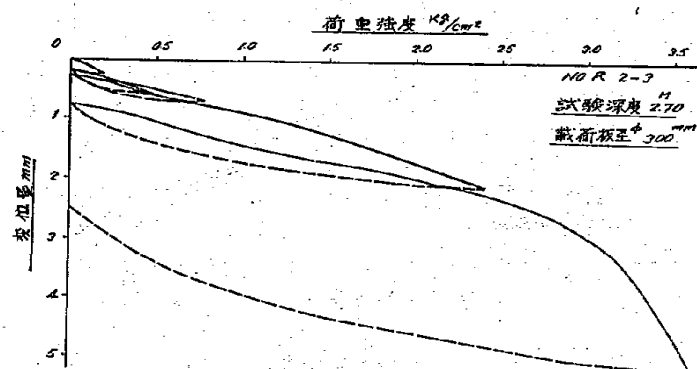


图 - 23 荷重強度 Kg/cm^2

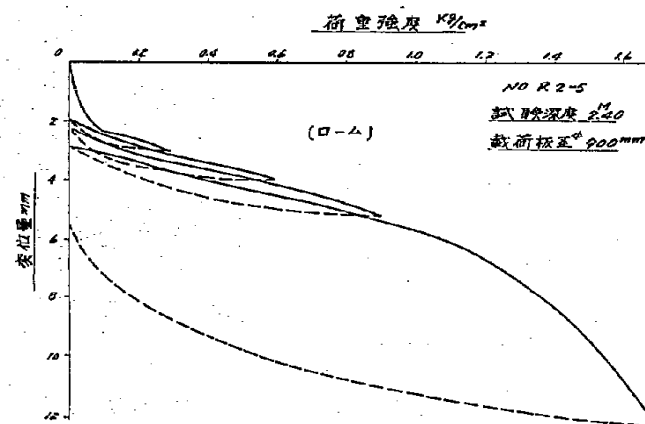


图 - 24 荷重強度 Kg/cm^2

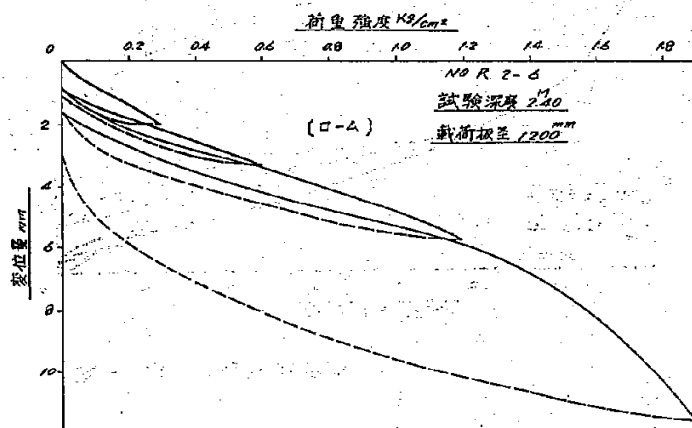


图 - 26 荷重強度 Kg/cm^2

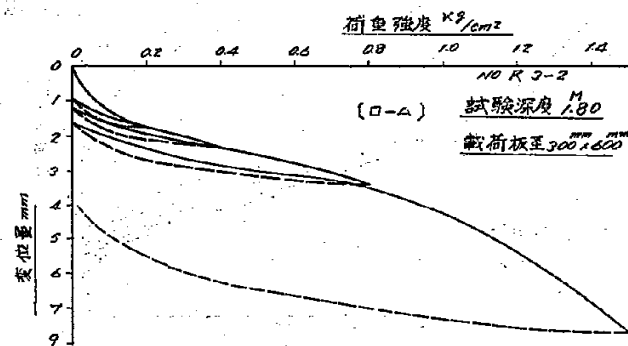


图 - 25 荷重強度 Kg/cm^2

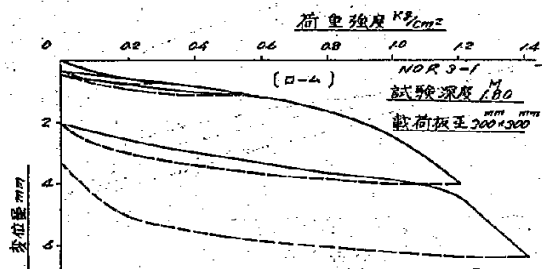


图 - 27 荷重強度 Kg/cm^2

