

# 大型鉛直載荷試験による洪積世砂レキ層の変形特性

よし だ いわお  
吉 田 巖\*  
こま だ けい いち\*\*  
駒 田 敬 一\*\*  
よし なか りゆう の しん\*\*  
吉 中 竜 之 進\*\*  
あ だち よし お  
足 立 義 雄\*\*

## 1. ま え が き

本州四国連絡道路調査の一環として明石海峡の周辺に広く分布する明石層（大略の地質時代を洪積世と考えられている砂レキ層）の地盤調査を行なった。以下、この砂レキ層の変形特性を明らかにするために直径 37.5～300 cm の平板を用いて行なった鉛直載荷試験について説明する。このように寸法の異なった載荷板を使用したのは砂レキ層の変形特性に対する載荷幅の影響を求めめるため、おのおの寸法は整数倍となるように考慮した。直径 300 cm の大型載荷板は鉄筋コンクリート、厚さ 100 cm を現地で製作し、これに対する載荷能力は 2,000 ton とした。装置の概観を写真—1、写真—2 に示す。調査地点は神戸市垂水区高丸陸、海拔約 70 m である。

本報告は最初に試験地盤条件を検討し、ついで載荷試験の装置方法、および結果を述べ、最後に変形係数と載荷幅の関係について考察した。

ここに使用した資料の内容は昭和 39 年度から 40 年度にかけて建設省土木研究所が担当した調査結果を主にしているが、最後の考察の欄で昭和 40 年度に近畿地方建設局が担当した調査の結果を参考のために引用させていただいた。

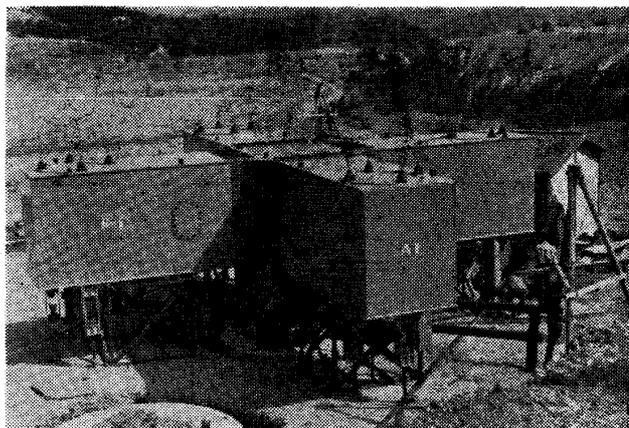
## 2. 試験地盤の条件

載荷試験を行なう地盤の条件を明らかにするためにコアボーリング、標準貫入試験、プレシオメーターによる地盤変形係数の測定、粒度試験、密度および含水比の測定、粒度試験、密度および含水比の測定、その他室内試験として現地試料を粒度調整した試料について三軸圧縮試験を行ない、変形係数を求めた。その結果、本地盤は深さ 50 m 以上におよぶ砂レキ層で、地表付近の密度は  $2.14 \text{ g/cm}^3$ 、含水比 14.0%、粒度は最大径約 50 mm、60% 径 10.0 mm、10% 径 0.01 mm、粒度組成はレキ分 62%、砂分 21%、シルト分 9%、粘土分 8% であ

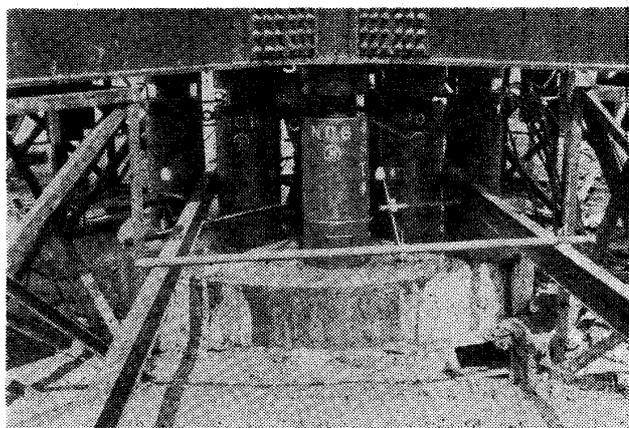
\* 建設省土木研究所千葉支所基礎研究室、室長

\*\* 同研究室 同研究員

注) 調査地点：神戸市垂水区神戸商大裏山



写真—1 2,000 トン載荷装置全景



写真—2 載荷板と 300 トンジャッキ 8 基の配置

る（図—1 参照）。標準貫入試験は深さ約 5 m までが  $N$  値平均 25、それより下方が  $N \geq 50$  である。下方で  $N$  値が大きく出ているのは地盤中に玉石が混入していることの影響も含まれていると思われる。

プレシオメーターによる変形係数の測定は、直径 56 mm および 110 mm の測定管をボーリング孔中にソウ入して行なった。2種類の測定管を使用したのは、変形係数の測定管径による影響をチェックするためである。測定は計 4 本のボーリング孔で深さ 10 m まで 1～2 m 間隔で行なった。その結果の一部を図—2 に示す。2種類の径の測定による変形係数への影響は認められない。変形係数は地表から深さ約 6 m までが  $200 \sim 350 \text{ kg/cm}^2$

試料番号	シルト分 (%)	粘土分 (%)	最大粒径 (mm)	60% 径 (mm)	10% 径 (mm)	均等粒径 (mm)	200 $\mu$ フルイ通過率 (%)	40 $\mu$ フルイ通過率 (%)	74 $\mu$ フルイ通過率 (%)	三軸圧縮上の記号	圧縮試験に用いた分級	備考
62	21	9	8	50.8	10.0	0.07	100	38	25	18		全試料
(0)	54	36	10	2.0	0.25	0.025	100	100	70	46	h	2000 $\mu$ 以下 砂質ローム

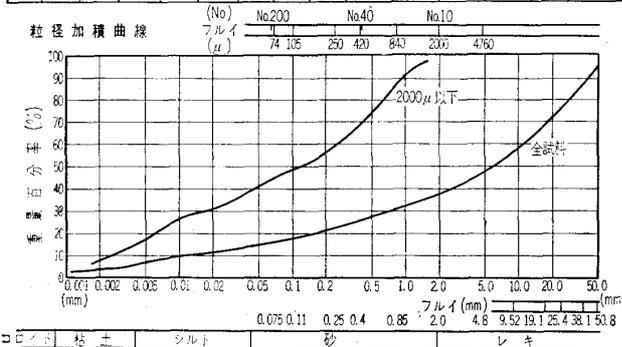


図-1 粒度試験結果

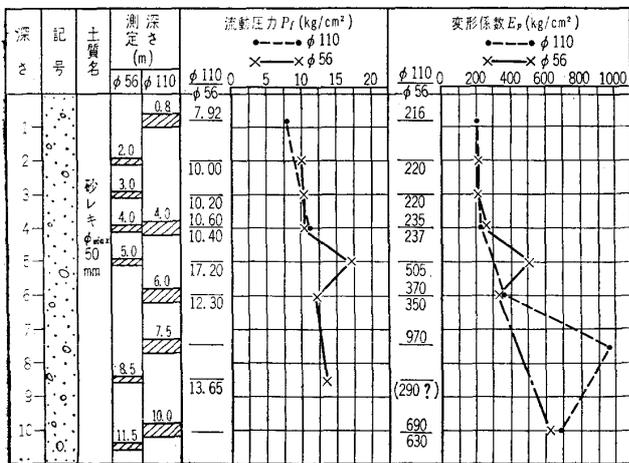


図-2 プレシオメーター試験結果  
No. 1 地点 高丸陸 (明石層)

それより深くなると変形係数はさらに大きくなり 300~800 kg/cm<sup>2</sup> となり深さとともに漸増する傾向がある。

つぎに現地から採取した試料の三軸圧縮試験の結果を図-3(1)に示す。本試料およびその他の三軸圧縮試験から求めたせん断常数は  $c=0.6$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\phi=30^\circ$  である。なお供試体は乱した試料を直径 10 cm, 高さ 20 cm の円筒状に締固めた。乾燥密度 1.76 g/cm<sup>3</sup>, 含水比 11.9%, 最大粒径 25 mm, 60% 径 5.0 mm, 10% 径 0.006 mm, レキ分 51%, 砂分 31%, シルト分 10%, 粘土分 8% である。試験から求めた応力-ひずみ曲線から割線変形係数を求めると 200~500 kg/cm<sup>2</sup>, また変形係数は側圧  $\sigma_3$  と一次的な関係にある。この関係を 図-3(2)に示す。なお, 本試験地盤の地下水位は地表下数十 cm である。

以上の調査によって, 試験地盤は深さ 5~6 m まで  $N$  値, 粒度構成, 含水状態がほぼ均一な砂レキ地盤でそれより深くなると, レキの径がやや大きくなり,  $N$  値の増大, プレシオメーター変形係数の増大によって徐々に締まった地盤となることがわかった。

	側圧 $\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )	含水比 $w$ (%)	乾燥密度 $r_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	変形係数* $E$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	2.5	14.85	1.71	200
2	6.0	12.47	1.81	235
3	8.5	16.52	1.71	350
4	10.0	16.52	1.73	350
5	15.5	10.57	1.78	450
6	20.0	10.57	1.81	500

(\* 約 4% ヒズミの時)

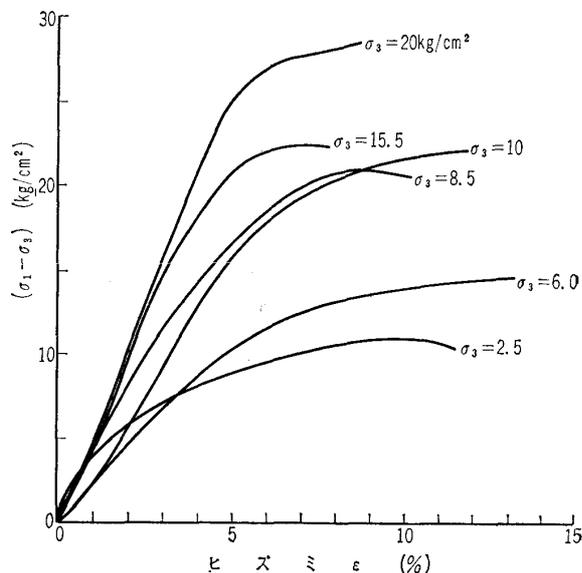


図-3(1) 高丸陸 (a) 試料

### 3. 測定方法および装置

#### 3.1 φ37.5 cm 平板鉛直載荷試験

測定装置および計器の組立ては 図-4 に示すとおりである。

(i) 荷重用ゲージ: 長さ 4,000 H-500×240×22 (単位 mm)。

(ii) 反力装置: PS-アンカー(長さ 3 m, 直径約 120 mm, 鋼線 φ12.4 のより線 12 本) 2 本。

(iii) ジャッキ: 150 ton 分離式手動オイルジャッキ, 1 台。

(iv) 荷荷板: 直径 37.5 cm の剛体円板。

(v) 沈下量測定: ダイアルゲージ (ストローク 50 mm, 精度 1/100mm) 4 点, 固定点は荷荷板の中心から 1.5 m の地点。

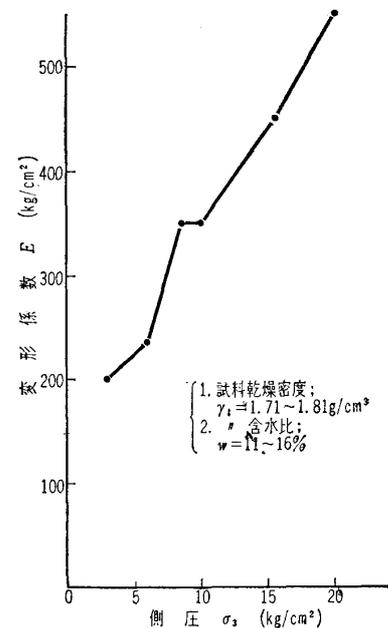


図-3(2) 変形係数と  $\sigma_3$  の関係

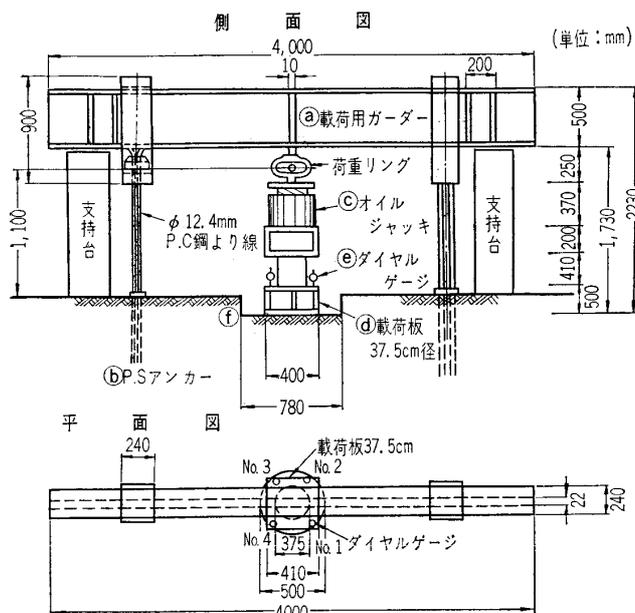


図-4 荷重装置図

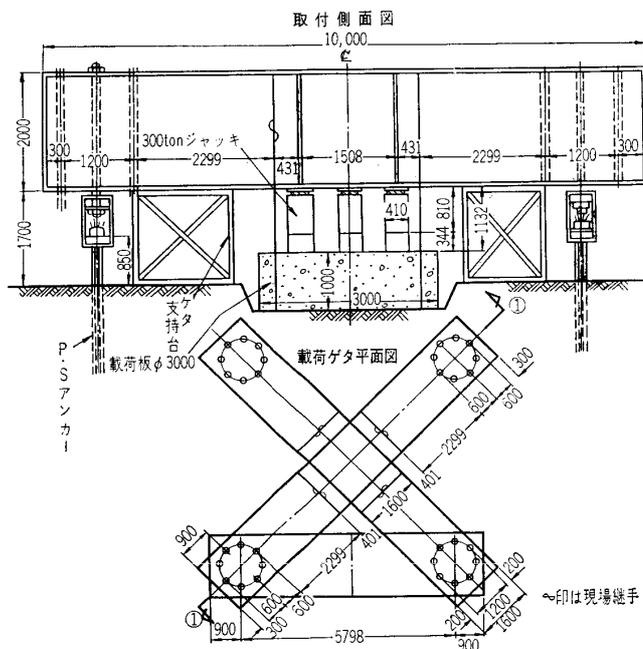


図-5(1)

(vi) 荷重面：地表面から表土を 30~45 cm 掘削し乱さない面を出す。掘削寸法 幅 80 cm×長さ 80 cm, 深さ 30~45 cm。

(vii) 測定：加圧力は 4 ton を基本単位とし、次の反復荷重を行ない加圧速度は 2 t/min である。

- 第 1 サイクル……0—4 t—0
- 第 2 サイクル……0—8 t—0
- 第 3 サイクル……0—12 t—0
- 第 4 サイクル……0—16 t—0
- 第 5 サイクル……0—18 t—0
- 第 6 サイクル……0—24 t—0
- 第 7 サイクル……0—30 t—0 (A板は本サイクルで終了)
- 第 8 サイクル……0—45 t—0
- 第 9 サイクル……0—50 t—0

沈下量の測定は各荷重段階で 1 分間の沈下がその荷重強さにおける沈下の約 1% 以下になるまで 1 分ごとに読む。

### 3.2 φ 300 cm 鉛直荷重試験

装置の組立て、荷重板の配置図および試験配置図を図 5(1)、図 5(2) に示し、組立て状況を写真-1 に示す。

(i) 荷重板：直径 300 cm, 厚さ 100 cm, 50 cm の 2 種類、現場打ちの RC 製 (写真-2 参照)。

(ii) 反力装置：PS アンカー 24 本 (4 本を 1 組として使用する。1 本あたりの引抜き抵抗力は約 150 ton である。長さ 15 m, 直径 120 mm, PC 鋼より線 φ 12.4 mm, 12 本), 配置状況は 図-5(1) に示す。

(iii) ジャッキ：300 ton オイルジャッキ 8 基, したがって最大加圧能力 2,400 ton, 3 相交流電動ポンプ 2 台連動。

(iv) 荷重ガーダー：最大荷重能力約 2,000 ton (長

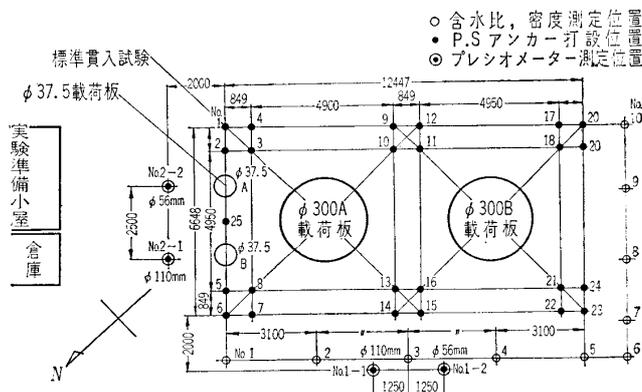


図-5(2) 試験配置図

さ 10 m×高さ 2 m×幅 1.6 m) 5 ブロックに分割し、現場でボルト締めによる組立て、十字型ゲタ (図-5(1)、写真-1 参照)。

(v) 加減圧：80 ton を基本荷重とし 40 ton/min で次の反復荷重を行なう。

- 予備試験：0 t→ 40 t→0 t
- 第 1 サイクル：0 t→ 400 t→0 t
- 第 2 サイクル：0 t→ 800 t→0 t
- 第 3 サイクル：0 t→1,200 t→0 t
- 第 4 サイクル：0 t→1,600 t→0 t
- 第 5 サイクル：0 t→2,000 t→0 t

(ただし反復段階での加減圧は 160 ton ピッチとして、また速度を 2 倍とする。800 ton 以上の段階では減圧速度を適宜増加する。)

(vi) 沈下量の測定：ダイヤルゲージ (50 mm ストローク, 精度 1/100 mm) 9 個を図-6 のように配置する。沈下量の測定は毎回の加減圧ごとに 1 分ごと単位で読む。読みとりの継続時間は 1 分間の沈下量とその荷重強

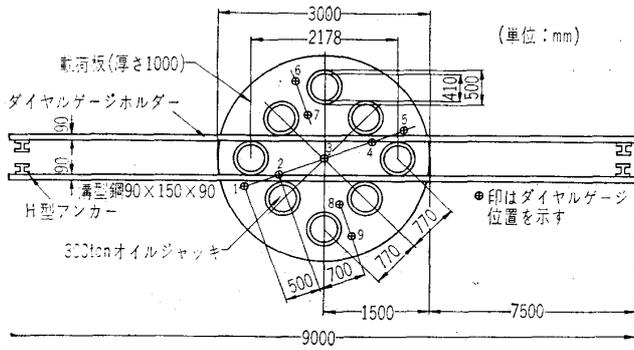


図-6 載荷板およびダイヤルゲージ位置平面図

さにおける沈下量の1%以下になるまでとする。しかし実際には1分間のダイヤルゲージの動きが停止するまで行なった。

(vii) ダイヤルゲージの固定点：載荷板の中心から4.5 m離れた地点とした。また荷重の増加による周辺地盤の変動を考慮して各固定点(図-6に示す4点)を30 m遠方の基準点からYレベルによる確認観測を行ない、測定は加圧直前および1,600 ton加圧時に行なった。その結果これらホルダー固定点の沈下、移動などは1,600 ton程度では認められなかった。

#### 4. 測定の結果

##### 4.1 φ37.5 cm 板鉛直載荷試験

試験は2.5 m離れた2点で行なった。その内の一点の荷重-沈下曲線を図-7に示す。図には繰返し荷重による沈下量を除いて包絡線をかいている。変形係数は地盤を様な半無限弾性体と仮定してブシネスク(Bous-

表-1 変形係数表

(1) φ37.5 cm A板(載荷面積 110.39 cm<sup>2</sup>)

P (ton)	p (kg/cm <sup>2</sup> )	S <sub>V</sub> 包絡線			反復曲線		
		S <sub>V</sub> (cm)	$\frac{p}{S_V}$ (kg/cm <sup>3</sup> )	E <sub>V</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	S <sub>R</sub> (cm)	$\frac{p}{S_R}$ (kg/cm <sup>3</sup> )	E <sub>R</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
4	3.64	0.225	16.17	409.1	0.14	26.0	658.2
8	7.27	0.45	16.15	408.6	0.21	34.6	875.9
12	10.90	0.70	15.57	393.9	0.34	32.1	812.8
16	14.54	1.08	13.46	340.5	0.49	29.7	752.0
24	21.82	1.48	14.74	372.9	0.65	33.6	850.8
30	27.27	2.19	12.45	315.0	—	—	—

(2) φ37.5 cm B板

P (ton)	p (kg/cm <sup>2</sup> )	包絡線			反復曲線		
		S <sub>V</sub> (cm)	$\frac{p}{S}$ (kg/cm <sup>3</sup> )	E <sub>V</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	S <sub>R</sub> (cm)	$\frac{p}{S}$ (kg/cm <sup>3</sup> )	E <sub>R</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
4	3.64	0.22	16.54	418.5	0.15	24.3	615.3
8	7.27	0.43	16.91	427.8	0.20	36.3	919.1
12	10.90	0.65	16.76	424.0	0.35	31.1	787.5
16	14.54	0.90	16.15	408.6	0.53	27.4	693.8
24	21.82	1.33	16.4	416.4	0.56	38.9	984.9
45	40.91	3.00	13.63	344.8	—	—	—
50	45.45	3.75	12.12	306.6	—	—	—

ここに P: 載荷重 (ton) E<sub>V</sub>: 包絡線による変形係数 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 p: 載荷重強さ (kg/cm<sup>2</sup>) S<sub>R</sub>: 反復曲線による沈下量 (cm)  
 S<sub>V</sub>: 包絡線による沈下量 (cm) E<sub>R</sub>: 反復曲線による変形係数 (kg/cm<sup>2</sup>)

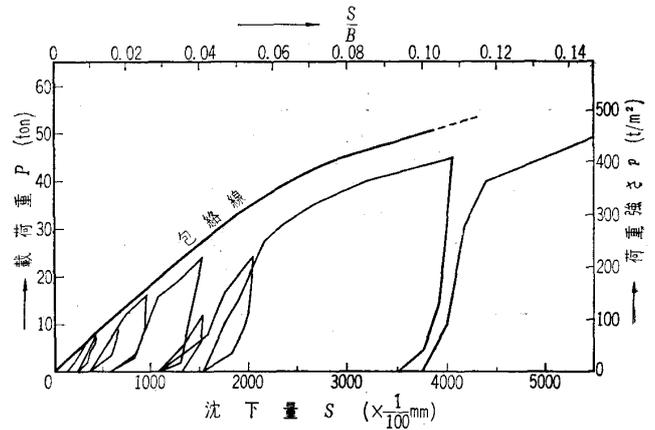


図-7 φ37.5 cm B板 (No. 1~4 ダイヤルゲージ平均)

sinesq) の次式により求めた。

$$E = \frac{\pi B}{4} (1 - \mu^2) \frac{p}{S} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

ここに E: 変形係数 (kg/cm<sup>2</sup>)

μ: ポアソン比

B: 載荷板の直径 (cm)

p: 荷重強さ (kg/cm<sup>2</sup>)

S: 沈下量 (cm)

表-1 に包絡線から求めた変形係数と反復曲線から求めた変形係数を示す。

なお両対数の荷重 P-沈下 S 曲線から求めた降伏点荷重は 25.4~34.4 kg/cm<sup>2</sup>、沈下量が載荷幅の 10% に達したときの載荷重強さは 38.0~45.5 kg/cm<sup>2</sup> である。

##### 4.2 φ300 cm 板鉛直載荷試験

試験は約 6 m 離れた 2 点で行なった。測定結果は図-8(1), 8(2) に荷重-沈下曲線を、図-9 には各荷重段階で持続荷重中に生ずるクリープ沈下を 5 分, 10 分, 20 分として示した。また荷重-沈下曲線から求めた変形係数を表-2 に示す。計算法は φ37.5 cm 試験と同じである。また両対数の荷重-沈下曲線から求めた降伏点荷重強さは 2 点とも 17.0 kg/cm<sup>2</sup>。図-9 から発散性クリープを生ずる点を求めると約 17.0 kg/cm<sup>2</sup> となった。

#### 5. 試験結果の考察

試験の結果によると、直径 37.5 cm とその 8 倍の直径の 300 cm 載荷板を用いた載荷試験から計算で求めた地盤の

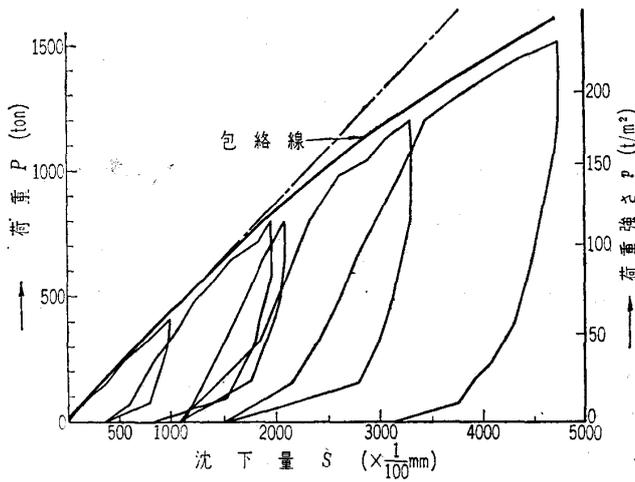


図-8(1) φ 300 cm A板 P-S グラフ (1) (No. 6~9  
ダイヤルゲージ平均)

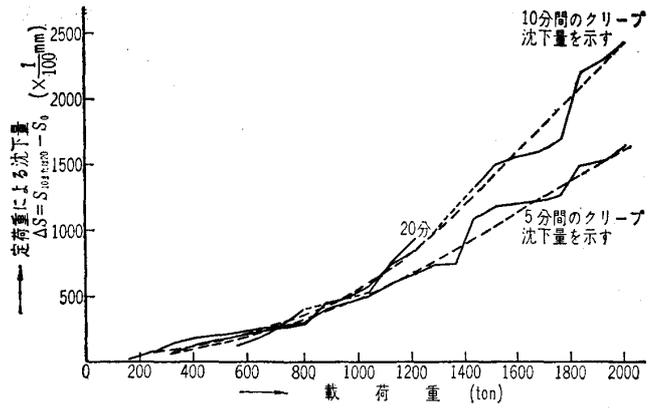


図-9 φ 300 B P-S 曲線

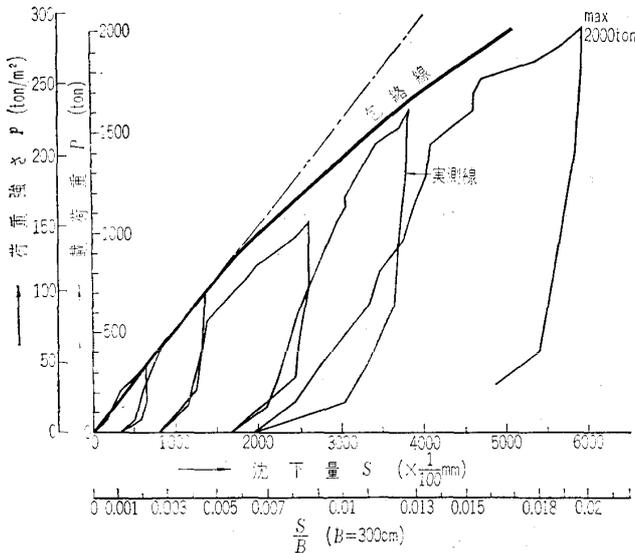


図-8(2) 荷重-沈下量曲線 φ 300 B (全ダイヤル  
ゲージ No. 1~9 の平均)

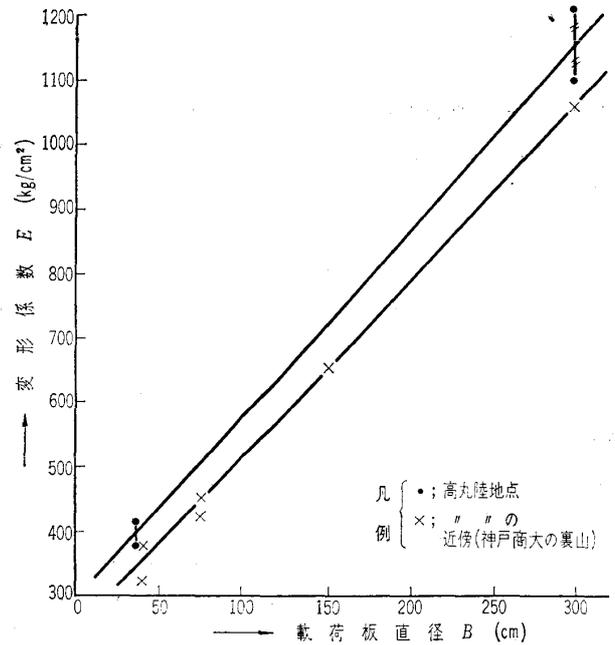


図-10 変形係数と載荷板直径との関係  
(ただし、変形係数は降伏点荷重強さでの応力-ヒズミ曲線で求める)

表-2 変形係数表

(1) φ 300 cm A 板							
P (ton)	p (kg/cm²)	包絡線			反復曲線		
		S <sub>V</sub> (cm)	$\frac{p}{S}$ (kg/cm³)	E <sub>V</sub> (kg/cm²)	S <sub>R</sub> (cm)	$\frac{p}{S}$ (kg/cm³)	E <sub>R</sub> (kg/cm²)
400	5.66	0.95	5.89	1,178.8	0.65	8.71	1,722.8
800	11.32	1.9	5.96	1,178.0	0.90	12.5	2,488.6
1,200	16.98	3.1	5.48	1,083.6	1.50	11.3	2,400.0
1,520	22.65	4.3	5.27	989.5	—	—	—
(2) φ 300 cm B 板							
P (ton)	p (kg/cm²)	包絡線			反復曲線		
		S <sub>V</sub> (cm)	$\frac{p}{S}$ (kg/cm³)	E <sub>V</sub> (kg/cm²)	S <sub>R</sub> (cm)	$\frac{p}{S}$ (kg/cm³)	E <sub>R</sub> (kg/cm²)
350	4.95	0.7	7.07	1,431.9	0.35	14.1	2,898.7
700	9.91	1.4	7.08	1,433.9	0.60	11.7	2,362.7
1,050	14.86	2.4	6.19	1,253.6	1.00	14.9	3,009.6
1,600	22.64	3.6	6.29	1,273.9	2.20	10.3	2,084.0
2,000	28.31	5.4	5.24	1,061.3	—	—	—

ただし記号は表-1 に準ずる。

変形係数はおおの約 400 kg/cm<sup>2</sup> と 1,200 kg/cm<sup>2</sup> となり 1:3 の差異を生じた。地盤が弾性体であればこの現象は生じないが、砂レキや砂質土の地盤では、粒度、密度、含水状態など均質地盤においての変形特性は載荷幅の影響をうける。このことは従来からも指摘され、テルツァギ (Terzaghi) など注が沈下量に対する修正式を提案した。本節では筆者らが行なった試

注) Niebuhr (1939), K. Terzaghi (1943), D.M. Burmister (1962), L. Ménard (1962)

験結果の解釈とテルツェギらの提案した沈下量の修正式との関係について検討をする。なお試験地盤はすでに述べたように厚さ数十 m の砂レキ層で原位置でのサウンディング試験から深さ約 6 m までは  $N$  値 = 20~30, プレシオメーター変形係数 200~350 kg/cm の、ほぼ均一な地盤である。したがって直径 300 cm 以下の載荷板による試験はほぼ等しい地盤条件のもとで行なつたとみなすことができよう。ここで使用する試料は前述の試料のほか本試験地点(高丸陸)の近傍注の砂レキ層で行なつた直径 37.5 cm, 75 cm, 150 cm, 300 cm の 4 種類の載荷板による鉛直載荷板試験結果も含めた。試験方法は本試験で述べるものと全く同様である。またこの地点の地盤条件は同じく砂レキで密度  $\gamma_s = 2.1 \text{ g/cm}^3$ , 含水比  $w = 12\%$  でありタイ積以後の地史は高丸陸地点と同一である。

### 5.1 変形係数と載荷板の寸法の関係

変形係数を載荷板の寸法との関係で整理すると図-10を得る。これによると変形係数  $E$  と載荷幅  $B$  との間には明らかに直線的な傾向が認められる。この関係を  $E = E_0 + \alpha \cdot B$  とすれば、図-10 から  $E_0 = 200 \sim 250 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\alpha = 2.7$  となる。 $\alpha$  は載荷幅のみによる変形係数の増加係数である。 $E_0$  は地盤の初期変形係数ともいふべきもので、載荷幅には関係しない地盤の固有の値である。この値が他の載荷幅に関係しない方法、たとえば 56 mm 径と 110 mm 径のプレシオメーターから求めた値、また類似試料の室内三軸圧縮試験から求めた値およびシュルツェ(E. Schultze)らによって求められた  $N$  値と変形係数  $E$  との関係 ( $E_s = 38 + 10.5 N$  から  $N = 25$  とすれば  $E_s = 300 \text{ kg/cm}^2$ ) による値とほぼ同様の値を示している事実は注目すべきであろう。すなわち、これらの方法により求めた変形係数は  $E_0$  であって、基礎の沈下量を決定する  $E$  は載荷幅に対する影響を加味する必要

のあることを示している。以上で本砂レキ地盤の平板基礎に対する変形係数は、基礎幅  $B \leq 300 \text{ cm}$  の場合に基礎幅と直線的関係にあり、それは  $E = (200 \sim 250) + 2.7 B \text{ kg/cm}^2$  で示されることがわかった。

しかし上記の関係が基礎幅のいかなる領域まで拡大して解釈されるであろうか。この点は平板載荷試験から求める変形係数の意義について検討する必要がある。すなわち、図-11 のブロックダイアグラムは平板載荷試験による変形係数の値と地盤本来の性質を対応させ、そのつながりを試験条件で結んだものである。図に示すように変形係数は多数の条件を通して地盤の特定の性質を反映したものであるから条件が異なれば変形係数が異なるのは当然と考えられる。しかし条件のうち、荷重速度、変形係数計算の荷重強さ範囲を一定とすると他の条件はすべて載荷板寸法(いい換えれば圧力球根の大きさ、形状)により規定されることになる。

まず、条件(1)の試験地盤の深さ方向の不均一性はすでに述べたように各載荷板寸法に対して同一である。(2)の条件は地盤材料の拘束条件を規定するもので側圧  $\sigma_3$  の+, - (圧縮および引張応力状態)およびその強さに対する材料の強さ特性を反映する。この問題は土の非弾性的性質によるもので非常にむずかしいが載荷幅と変形係数の関係について本質的な問題であろう。これに関する資料として(2.で述べた)の現地試料、ただし乱して粒度調整された試料の三軸圧縮試験の結果を参考にすることができる。実験は  $\sigma_3 = 2.5 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$  の範囲で行なっており、この場合の応力-ヒズミ曲線から求めた変形係数は  $\sigma_3$  の一次関数で比例して増加する。したがって載荷幅によって(2)の条件が一次関数的に規定されるものであれば載荷幅の相当に大きい領域までも  $B \leq 300$  におけると同様の傾向があると考えられる。条件(3)は載荷幅の拡大によって地盤に伝達される応力の減少率(応力コウ配)がゆるやかになることの影響である。この点に関する定量的な取り扱い方は現在では判然としないが、条件(5)の時間効果と表裏の関係にある。たとえば土粒子中の水の移動や土粒子の挙動などである。

以上で筆者らの実験結果の解釈について述べた変形係数は  $E = E_0 + \alpha \cdot B$  の関係があり、上述した仮定が成立するとすれば  $B \geq 300 \text{ cm}$  のかなりの幅までこの関係が成立つと推定されるとした。

### 5.2 試験結果と従来提案されている沈下量修正式との関係

基礎の沈下量は地盤がたとえ均一とみなされた場合でも載荷幅に単純に比例して増大するものではない。この問題は従来からも認められ、いろいろな人によって沈下量に対する修正法が提案されている。この現象は地盤の粒度構成、密度、含水状態などを均一であっても地盤は

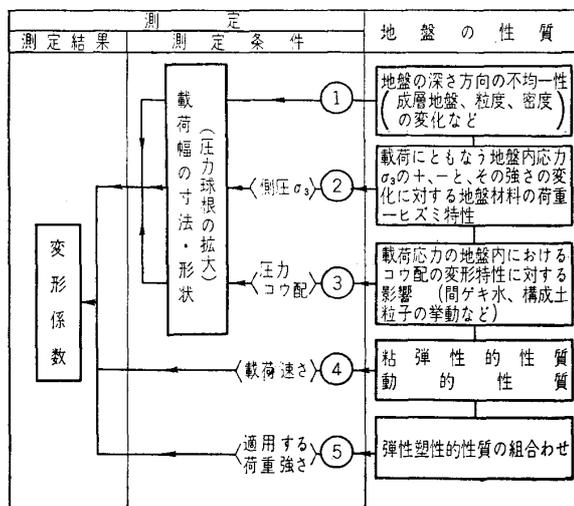


図-11 平板載荷試験による変形係数の性質

注) 兵庫県神戸市垂水区神戸商大裏山

非弾性的であり、また非等方的であることによるものである。本節では筆者らの一連の試験結果が従来提案された修正法にどの程度一致するものであるか検討してみる。

まず、有名なテルツァギによる修正式<sup>2)</sup>がある。これは人工的に締固めた砂層上での小規模な載荷試験および比較的均一な砂地盤に対する載荷試験と実物建物の沈下実測から導いた結果である。この実験式は(1)式で示される。(1)式は1フィート角の載荷板の沈下量  $S_1$  インチは幅  $B$  フィート角の同じ荷重強さのフォーチングの沈下量が  $S$  インチであることを示す。<sup>3)</sup>

$$S = S_1 \left( \frac{2B}{B+1} \right)^2 \dots\dots\dots (1)$$

上式を cm 単位に、また任意試験載荷幅の関係に改めると(2)式になる。

$$\frac{S_L}{S_S} = \left( \frac{0.6 B_S + 18}{0.6 B_L + 18} \right)^2 \cdot \left( \frac{B_L}{B_S} \right)^2 \dots\dots\dots (2)$$

さらに変形係数との関係をつけるためにブシネスクの弾性沈下計算式(3)式を(4)式に変形して、(2)式を代入すると(5)式を得る。

$$S = \frac{\pi B}{4} (1 - \mu^2) \frac{P}{E} \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{E_L}{E_S} = \frac{B_L}{B_S} \left( \frac{1}{\frac{S_L}{S_S}} \right) \dots\dots\dots (4)$$

$$\frac{E_L}{E_S} = \frac{B_S}{B_L} \left( \frac{0.6 B_S + 18}{0.6 B_L + 18} \right)^2 \dots\dots\dots (5)$$

- ここに  $B_S$ : 小載荷板幅 (cm)
- $B_L$ : 任意の載荷板幅 (cm)
- $S_S$ :  $B_S$  による沈下量 (cm)
- $S_L$ :  $B_L$  による " (cm)
- $E_S$ :  $B_S, S_S$  にもとづく変形係数 (kg/cm<sup>2</sup>)
- $E_L$ :  $B_L$  に対する推定変形係数 (kg/m<sup>2</sup>)

表-3  $\phi 300$  変形係数の実測値と  $\phi 37.5$  の変形係数からの  $\phi 300$  変形係数の推定値

(1) $E_V$ (Virgin Curve) の推定値と実測値				
適用荷重強さ (付近)	変形係数 推定値 (kg/cm <sup>2</sup> )		実測値 (kg/cm <sup>2</sup> )	
	$\phi 37.5$ A載荷板	$\phi 37.5$ B載荷板	A載荷板	B載荷板
100 t/m <sup>2</sup>	1,178	1,268	1,178	1,434
150 t/m <sup>2</sup>	1,018	1,222	1,084	1,254
200 t/m <sup>2</sup>	1,115	1,115	990	1,274
300 t/m <sup>2</sup>	942	1,139	—	1,061

(2) $E_V$ (Repeat Curve) の推定値と実測値				
適用荷重強さ (付近)	変形係数 推定値 (kg/cm <sup>2</sup> )		実測値 (kg/cm <sup>2</sup> )	
	$\phi 37.5$ A載荷板	$\phi 37.5$ B載荷板	A載荷板	B載荷板
100 t/m <sup>3</sup>	2,430	2,355	2,489	2,363
150 t/m <sup>3</sup>	2,249	2,075	2,400	3,010
200 t/m <sup>3</sup>	2,544	2,945	—	2,084
300 t/m <sup>2</sup>	—	—	—	—

(注) 推定値は表-2の結果にもとづいて算出したもの。

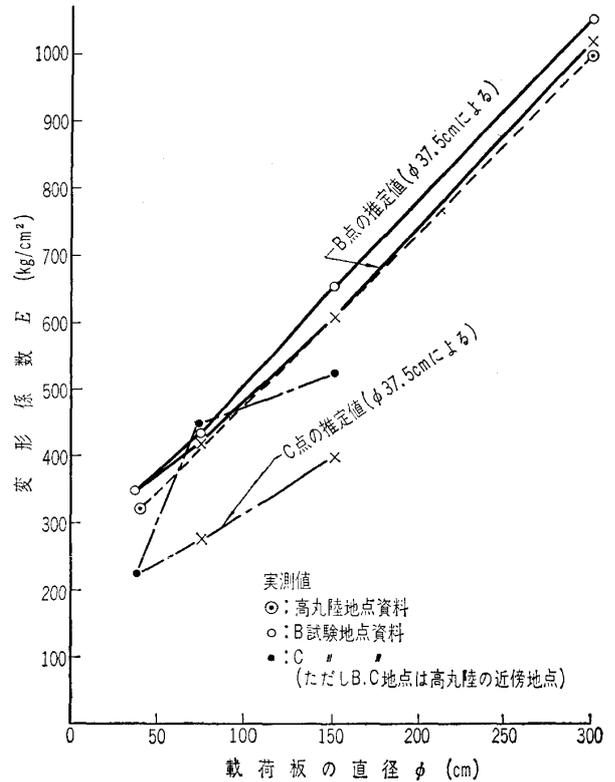


図-12 変形係数と載荷幅の関係 (変形係数  $E$  は降伏点荷重と原点との割線コウ配とする)

(5)式を用いて今回の砂レキ地盤の変形係数と対応させると表-3のようになる。結果は非常によく一致している。また本試験地点近傍で行なった  $\phi 37.5 \sim 300$  cm の試料について(5)式をもとに推定値と対比すると図-12の関係になり比較的良く一致している。

バーミスター (D.M. Burmister)<sup>3)</sup> は載荷板下の均質な地盤の変形係数を深さ方向の関数として次式で表現する。

$$E = E_0 + \frac{\partial E}{\partial z} \cdot z \dots\dots\dots (6-1)$$

- ここに  $E_0$ : 地盤の初期変形係数 (kg/cm<sup>2</sup>)
- $z$ : 深さ (cm)

$$\frac{\partial E}{\partial z}: \text{深さ方向の変形係数の増加率 (kg/cm}^3\text{)}$$

載荷板による応力伝達の主要範囲は深さ  $z = 2R$  ( $R$  は載荷板の半径であるから  $2R$  の深さは  $1/10$  の圧力強さを有する圧力球根の中心に等しい) と考えて(6-1)式を

$$E = E_0 + \frac{\partial E}{\partial z} \cdot 2R \dots\dots\dots (6-2)$$

とおく。円形載荷板の沈下量はブシネスク式に上記  $E$  をあてはめて(7)式で表現する。

$$S = \frac{\pi (1 - \mu^2) p R}{2 E} = \frac{\pi (1 - \mu^2) p R}{2 \left( E_0 + \frac{\partial E}{\partial z} \cdot 2R \right)} \quad (7)$$

- ここに  $\mu$ : 地盤のポアソン比
- $p$ : 荷重強さ (kg/cm<sup>2</sup>)
- $S$ : 沈下量 (cm)

(7) 式を変形し (8) 式を導くと次のようになる。

$$p = \frac{1}{R} \left[ SE_0 \frac{2}{\pi(1-\mu^2)} \right] + \left[ \frac{\partial E}{\partial z} \cdot S \cdot \frac{4}{\pi(1-\mu^2)} \right] \dots\dots\dots(8)$$

R が 2 種以上の載荷試験結果から S をパラメーターとして p-(1/R) 曲線をかくと (8) 式は直線となり E<sub>0</sub>, ∂E/∂z が求まる。したがって (6-2) 式から任意の載荷幅の変形係数が求められる。

以上の方法により今回の試験結果を整理すると図-13 の関係から図-14 が得られる。この図によると p-(1/R)

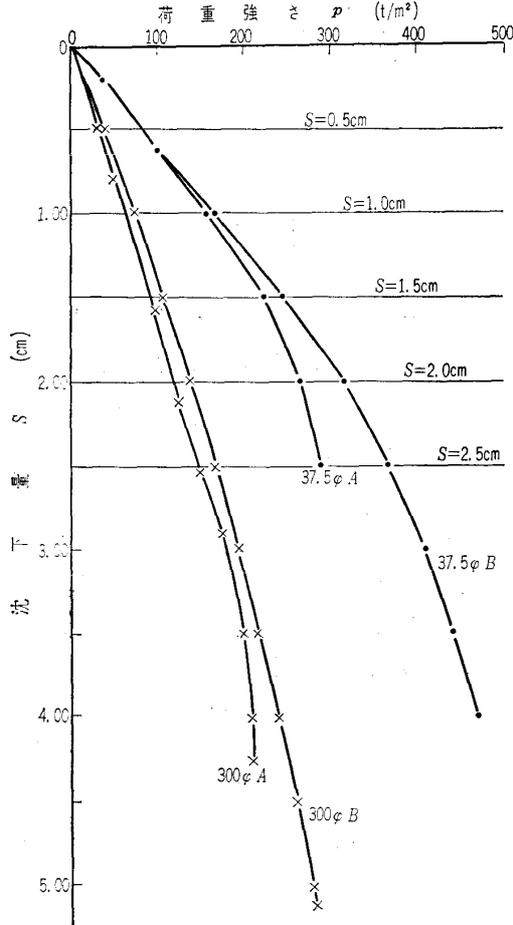


図-13

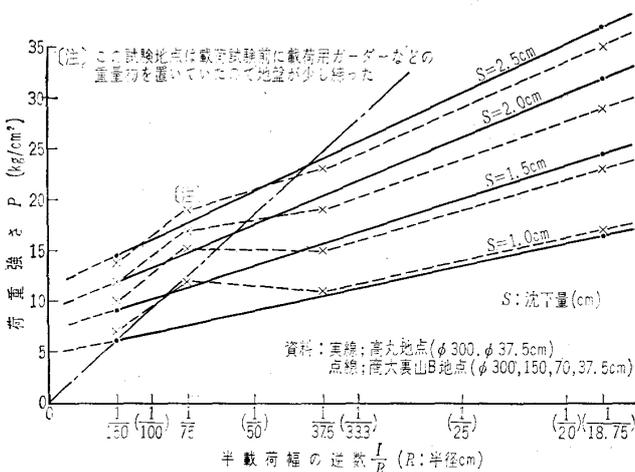


図-14

表-4

地点	E <sub>0</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	∂E/∂z (kg/cm <sup>2</sup> )	備考
高丸陸地点	250~280	3.0~3.2	ただし S=1~2.5 cm の時とする。
高丸近傍B地点	250~320	3.1~3.7	

には明らかに直線性が認められる。表-4 に E<sub>0</sub> および ∂E/∂z を示す。

メナール (L. Ménard)<sup>4)</sup> はプレシオメーターを考案し実用化した。プレシオメーターから求められる変形係数 E<sub>P</sub> はボーリング孔中での二次元放射状応力に対する弾性解から求める。この変形係数 E<sub>P</sub> から円型基礎の沈下量 S は (9) 式で求めることができる。

$$S = \frac{\alpha \cdot p \cdot R}{4.5 E_P} + \frac{(1+\mu)(p-p_0)}{3 E_P} R_0 \left( \frac{R}{R_0} \right)^\alpha \quad (9)$$

ここに E<sub>P</sub>: プレシオメーターによる変形係数 (kg/cm<sup>2</sup>)

p: 載荷重強さ (kg/cm<sup>2</sup>)

R: 基礎の半径 (cm) ただし R ≥ 30 cm

R<sub>0</sub>: 基準寸法 30 cm

p<sub>0</sub>: 地盤の下限降伏値 (kg/cm<sup>2</sup>)

μ: 地盤のポアソン比, 砂質土では 1/3 とする。

α: 材料の構造特性による指数, 砂質土では 1/3

ここでブシネスクの (3) 式と (9) 式を等しいとおくとメナール法によって修正された任意幅に対する変形係数 E が (10) 式で求まる。

$$S = \frac{(1-\mu^2)\pi(2R) \cdot p}{4 E} \quad (\text{cm}) \dots\dots\dots(3)$$

$$E = \frac{\frac{1}{2} \times \pi(1-\mu^2) \cdot E_P}{\frac{\alpha}{4.5} + \frac{(1+\mu) \cdot 30}{3} \cdot \left( \frac{1}{30 R^2} \right)^{1/3}} \dots\dots\dots(10)$$

(10) 式を利用して載荷試験結果と照合する。2. で述べたプレシオメーター試験から E<sub>P</sub> ≒ 200 kg/cm<sup>2</sup> を得ているので (10) 式は

$$E = \frac{860}{\frac{1}{4.5} + 39 \left( \frac{1}{30 R^2} \right)^{1/3}} \quad (\text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots(11)$$

となる。載荷試験実験値とプレシオメーターによる修正値は表-5 のとおりである。ただし直径 37.5 cm 載荷板の結果の比較は (9) 式が R ≥ 30 cm に適用されるので、できないが参考として掲げた。

以上で実験値と従来から提案されていた修正式について比較した。その結果、各式は載荷板径 37.5~300 cm についてほぼ妥当な値を与えることがわかった。その内

表-5

載荷板直径 (cm)	変形係数 (10)式から計算した変形係数 E (kg/cm <sup>2</sup> )	実測変形係数 (kg/cm <sup>2</sup> )		備考
		高丸陸地点	高丸近傍 B	
37.5	(430)	410	490	各変形係数は荷重強さが 10 kg/cm <sup>2</sup> 付近の値を採用した。
75	650	なし	550	
150	930	なし	700	
300	1,300	1,290	1,180	

でもテルツァギによる修正式は最もよい一致をみせたように思われる。メナールによる方法は載荷幅が限りなく大きくなった場合、変形係数は特定の値に収束する。たとえば(9)式でプレシオメーター変形係数  $E_p=200$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) の場合、 $B \rightarrow \infty$  で変形係数は  $3,850 \text{ kg/cm}^2$  である。しかしテルツァギ、パーミスターなどによる修正式はあくまでも直線状に変形係数が増加することを示している。これらの関係は図-15 のとおりである。いずれの関係が任意載荷の変形係数の推定に適しているのかを判断するには現在の試料のみではできないが、次の点は指摘し得る。すなわち、0~3m 程度の基礎幅に対する変形係数は直線的に増加すること、また基礎幅が3m以上の領域では変形係数増加の主要原因が載荷幅の拡大にともなう地盤の内部応力としての側圧にあるならば、少なくとも数十 m の基礎幅にまで直線状増加の傾向は存在するのではないかと考えられる。

## 6. あとがき

以上述べてきた内容によって洪積世砂レキ層(明石層)の載荷幅との関連における変形特性の一端が明らかになった。またテルツァギらが従来から提案している載荷幅と沈下量の修正法との関係も明らかになったと考えられる。しかしここで得られた結果はあくまでも最大載荷径が3m であるので、今後はこの種の地盤上の実構造物の沈下観測を通して、さらに広範囲に適用できる関係を明らかにしてゆきたい。

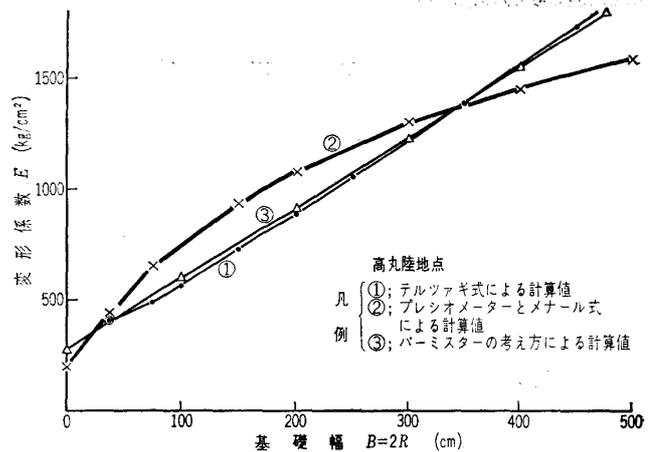


図-15 任意載荷幅に対する変形係数の推定値

最後に、これら一連の試験研究に終始努力された土木研究所基礎研究室の各位に厚くお礼を申し上げる。

## 参考文献

- 1) E. Schultze, & E. Menzenbach; "Standard Penetration Test and Compressibility of Soils", Proc. of the 5th I.C.S.M.F.E, 1961.
- 2) K. Terzaghi: "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction" Geotechnique, Vol. 5, No. 4, 1955.  
K. Terzaghi & R.B. Peck: "Soil Mechanics in Engineering Practice" John Wiley & Sons, 1949.
- 3) D.M. Burmister: "Prototype Load Bearing Test for Foundation of Structure and Pavements", Symposium on Field Testing of Soil, Special technical Publication, No. 332, A.S.T.M, 1962.
- 4) L. Menard: "Rules for the Calculation of Bearing Capacity and Foundation Settlement Based on Pressuremeter Tests" Proc. of the 4th I.C.S.M.F.E, 1957.

(原稿受付, 1966.10.18)

## 山留め工事の夢

建設物の地階を構築する際「ヤマ」が来ないようにするための工事に山留め工事がある。

今までの山留め工事は、タテ矢板にはIビームと横矢板のジョイント工法またはシートパイル工法を用い、切バリ・腹起こしには尺角または鋼製切バリを用いる場合が多かった。

この山留め工事のための費用は少し規模が大きくなると500万~1,000万円もかかる。その上、これらタテ矢板の打込み・引抜きの際や切バリのゆるみのために周囲地盤を沈下させる場合が多くこのための隣家補償の金額がバカにならない。最近ではRC造の山留め壁を用いる場合が多くなっているため隣家補償の心配は少なくなっているが……。

何ともモッタイない話だ。もし、掘削する周囲地盤を堅い粘土質地盤(たとえば土丹、できなければしまった

関東ローム層程度でもよい。)に変えることができればタテ矢板も切バリも必要なくなる。そうすれば安心して機械掘削ができるので根切り工事の工期も大幅に短縮できる。現在のグラウト工法では不可能だが、何とか方法が考えられそうな気がする。

たとえば、凍りやすい液体を間ゲキにグラウトし、そのグラウトした部分だけを凍結工法により凍らせ、地階構築の期間だけ堅い地盤にしておくなどのように間ゲキを単に埋めるだけではなく、熱伝達を利用するか、電気力を利用するか……、磁力を利用するか何か方法がありそうでしかたがない。

こんな方法が考えられれば根切り・山留め工事の大革命だなどと尻をたたかれるのだが愚才ではいかんともしがたい。読者の方々のお知恵にお頼りする次第です。

(O.T. 生)