

駿河ビルにおける東京レキ層の深層地耐力試験

— その1 試験方法と結果について —

井上 嘉信
清水 勇

目次

- § 1. はじめに
- § 2. 駿河ビルの敷地地盤の状況
- § 3. 試験の位置、種類および載荷面
 - 3. 1 試験の位置
 - 3. 2 試験の種類および載荷面
- § 4. 試験方法
 - 4. 1 載荷装置
 - 4. 2 載荷方法
 - 4. 3 測定方法
- § 5. 試験経過
- § 6. 試験結果
 - 6. 1 内管内の温度
 - 6. 2 内管先端部での荷重状況
 - 6. 3 載荷板と内管頭部の沈下量の関係
 - 6. 4 内管の応力分布
 - 6. 5 荷重度と沈下量の整理方法について
 - 6. 6 荷重度と沈下量の関係
 - 6. 7 各荷重度段階における載荷板
 - 6. 8 試験—3の長時間載荷の結果
- § 7. 結果に対する考察
 - 7. 1 東京レキ層の内部摩擦角および粘着力
 - 7. 2 東京レキ層の既往の平板載荷試験結果
 - 7. 3 東京レキ層の地盤係数
 - 7. 4 各試験による地中応力およびその影響
 - 7. 5 載荷板の大きさと土カブリの影響
 - 7. 6 降伏荷重度
 - 7. 7 極限支持力
- § 8. 結論およびあとがき

§ 1. はじめに

日本橋駿河ビルの新築工事において、その地下部分を「清水式地下階工法」¹⁾ (プレコラム工法)によって実施することとなった。この工法による柱礎の支持地盤は、約地下25mのところにある「東京レキ層」²⁾ または「下部砂レキ層」³⁾ といわれている洪積砂レキ層である。この層は非常によくしまっていて、この付近の高層建築物の支持地盤として最も信頼されている地層である。

一方、この東京レキ層には、従来より、 $80t/m^2$ とか、または $100t/m^2$ という長期許容地耐力度の慣例値があり、柱礎等の先端支持面積を決定する際には、一般にこの慣例値が使われてきている。

駿河ビルの柱礎では、種々の状況を考慮すると、この東京レキ層に対して、 $300t/m^2$ 程度の長期許容地耐力度は期待し得るものとして設計を行なうことにした。この長期許容地耐力度 $300t/m^2$ という値は、上記の慣例値の約3倍に当り、今までに、このように大きな値を柱礎の先端地盤(支持地盤)の耐力として実際に採用した例もなく、実施設計に当っては、種々の角度からの検討が強く要求された。しかし、既往の資料のみでは十分な検討を行なうに不十分なところがあり、これらを補う資料が必要となった。そこで、以下に述べるような、普通の地耐力試験とはいろいろの点で違っている「特殊な地耐力試験」を行なった。

すなわち、この試験は、

- (1) 東京レキ層の破壊にいたるまでの力学的性状
- (2) 柱礎支持面上部の土カブリの影響

等を比較的明確に把握できるように計画したものであって、試験—1、試験—2、試験—3、と、つごう3回行なった。

以下、これら3回の試験の方法と、その結果について報告し、今後の参考に供したい。

§2. 駿河ビルの敷地地盤の状況

駿河ビルの敷地は、図-1に示すように、銀座-日本橋-神田駅にいたる主要道路に面し、日本橋北側のたもとにある、東西約45m、南北約36mのほぼ長方形の角地である。この付近は南北にのびている神田川下流の「丸の内容谷」と、不忍川下流の「昭と通り谷」にはさまれている洪積層の地下台地上にある。これらの谷の部分では沖積層の厚さは約25mに達しているが、上記の地下台地部では約8mで、谷の部分の約1/3の厚さである。



図-1 駿河ビル付近見取図

この敷地では、図-2に示すように、8本のボーリングを行なった。その結果によれば、各地層は図-3のように、ほとんど水平に堆積している。

これを東京地盤図²⁾に示されている地層順序に当てはめてみると、おおよそ表-1のように分けられる。

地層名	土質	深度(G.L.より)	N値
表土層	表土(埋土)	0~2.0m	—
沖積層	シルト	2.0~5.0	3以下
	シルト質砂	5.0~8.0	4~7
上部東京層	砂(細, 中砂)	8.0~20.0	15~35
	粘土	20.0~25.0	7~15
東京レキ層	砂レキ	25.0~29.0	60以上
下部東京層	砂	29.0以下	45程度

表-1 各地層深度表

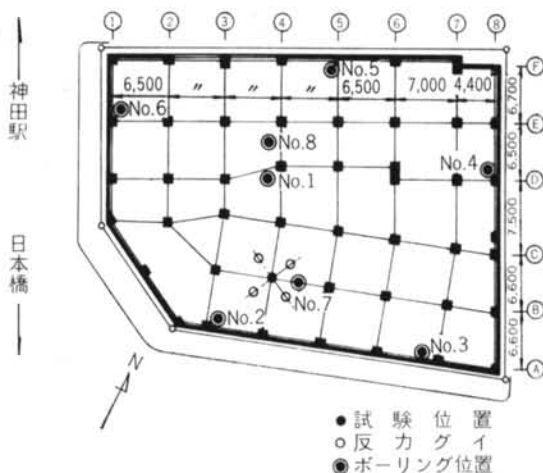


図-2 ボーリングおよび試験位置図(一般階柱割図)

駿河ビルでは、以上のような地盤の状況に対して、地下4階の基礎底面(耐水板)は、G.L.-18.45mであり、上部東京層の砂層の下部に位しているが、図-3に示すように柱礎の底面は、G.L.-26.50mで、東京レキ層に約1.00m程度根入れさせるように計画した。なお、参考までに、駿河ビルの概要を表-2にまとめて示す。

工事名称	駿河銀行東京支店新築工事
所在地	東京都中央区日本橋室町1丁目4番地
建物規模	地下4階(一部地下5階)、地上9階、塔屋3階
建築面積	1,272m ²
敷地面積	1,358m ²
延面積	17,207m ²
構造形式	地下部分 清水式地下階工法による鉄骨鉄筋コンクリート造 地上部分 鉄骨鉄筋コンクリート造 基礎部分 ベルを設けたプレコラム
建物の高さおよび深さ	標準地盤よりパラベットまで 31.0m 〃 基礎底版まで -18.45m 〃 柱礎底面まで -26.0~26.5m

表-2 駿河ビルの概要

東京レキ層と下部東京層に対する標準貫入試験の結果は、図-4のごとくである。この図にみるように、東京レキ層のN値は、50~130の間にあるが、100以上のものはレキが存在するために大きな値になっていると思われる。載荷面付近で採取した試料の粒度分析の結果では、全重量の30%が砂分(径2mm以下のもの)で、残りの70%はレキである。したがって、重量的にはレキがほとんどで、名のごとくレキ層ということになる。

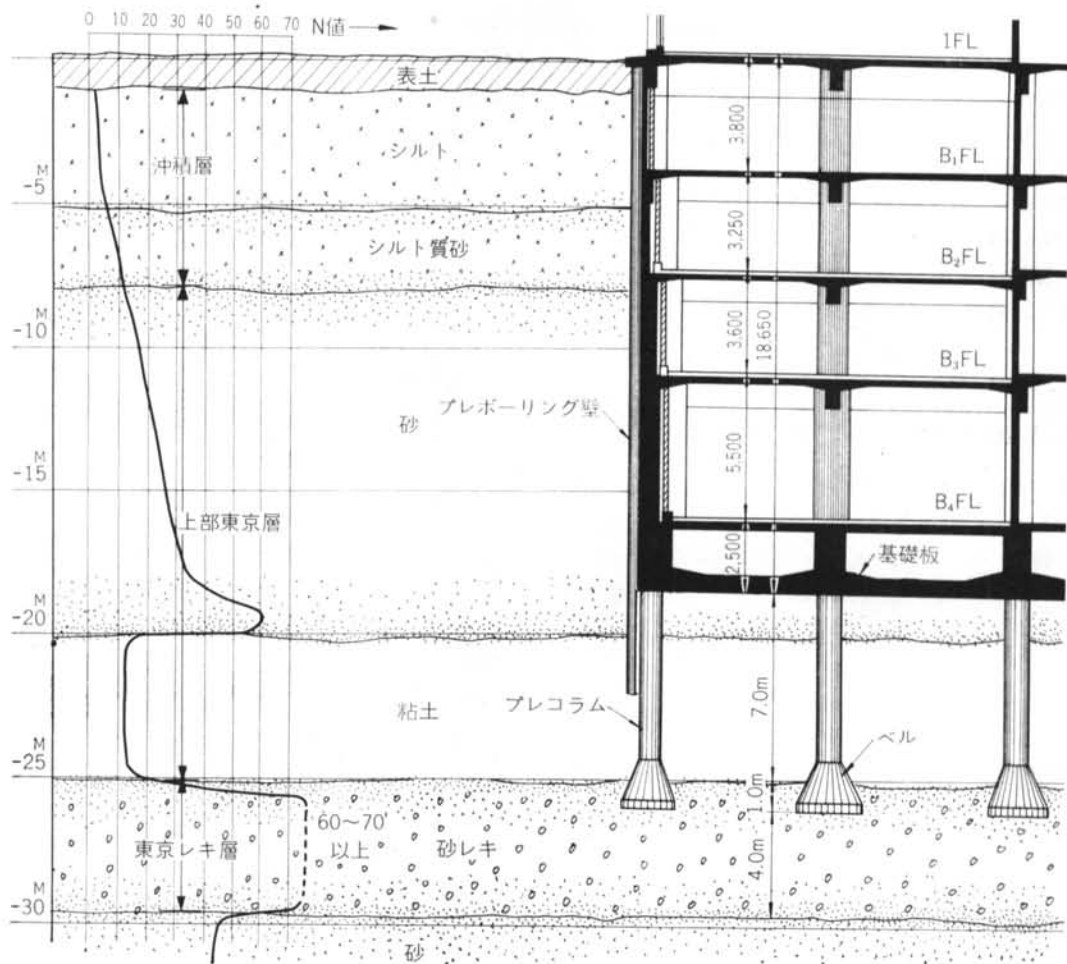


図-3 駿河ビル地下部分断面および地盤断面図

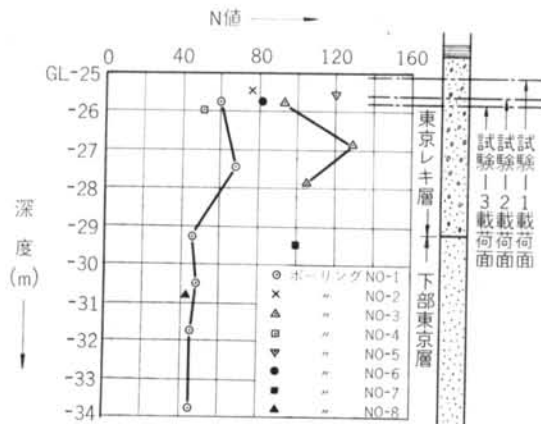


図-4 東京レキ層と下部東京層のN値

しかし、このような砂レキ層の力学的性状は、砂分の状態によって大きく変わると考えられ、砂分がレキに対してバインダーとして存在しているか、フィラーとして

存在しているかは、重要な問題であるといえる。すなわち、バインダーとして存在する場合には、その砂分の力学的性状を中心として考えるべきであり、フィラーとして存在する場合には、当然レキの部分を中心を考えるべきであろう。特に、砂レキ層のせん断抵抗を考える場合には、このことに十分注意する必要がある。砂レキ層において、このような砂分の状態を知るには、その層を自然の状態ですべて観察する以外に、確実な方法はない。

載荷面での東京レキ層の観察による砂分の状態の判定結果は、あまり明瞭ではなかったが、フィラーというよりは、むしろバインダーとして存在する砂分を考えるのが妥当な状態であった。したがって、この東京レキ層の力学的性状を考える場合には、その砂分の性状を中心とするべきであろう。このように考えた場合、この東京レキ層のN値としては、 $N=60$ 程度を採用するのが妥当であろう。

なお、東京レキ層の層厚は、約5.00m程度で、あまり大きな変化はみられない。この東京レキ層の下には、下部東京層といわれている砂層があり、N値は45程度で、上部の東京レキ層に比べると、多少ゆるい。

次に、地下水の状態について記すと、G.L-20.00mの粘土層が不透水層となり、この層の上部では地下水面が、G.L-6.00m付近であると思われる。東京レキ層の地下水位は、試験孔での観測結果によれば、ほぼ東京レキ層の上面と同じであった。

§ 3. 試験の位置、種類および載荷面

3.1 試験の位置

試験を行なった位置は、図-2 に示すように、駿河ビル敷地内の南側で、B-4 柱のところである。この柱の位置で試験を行なったのは、試験のために構造本体の柱(プレコラム)を利用するためと、現場の施工上の制約のためである。

3.2 試験の種類および載荷面

試験は円形載荷板による特殊な地耐力試験であり、表-3 に示すように、載荷板の大きさを変えて3回行なった。すなわち、上記B-4 柱の位置で、3種類の試験を行なったのである。以下、これら3種類の試験には、次のような名称を用いることにする。

第1回目の300φ載荷板による試験は、試験-1

第2回目の450φ載荷板による試験は、試験-2

第3回目の800φ載荷板による試験は、試験-3

また、これら3つの試験を同一地点で行なったので、できるだけ前に行なった試験の影響を避けるために、各試験の載荷面深度を、表-3 に示すように変えた

試験名	載荷板の径	載荷板の面積	載荷面深度		載荷板と側壁との空き
			現地盤面より	東京レキ層上面より	
試験-1	300φ	0.07m ²	-24.9m	-0.5m	30cm
試験-2	450φ	0.16m ²	-25.4m	-1.0m	22.5cm
試験-3	800φ	0.50m ²	-25.6m	-1.2m	5cm

表-3 試験の種類および載荷面深度

これら3種類の試験は、総て二重管方式で行なったのであるが、外側の管の内径は変えていないので、載荷板の大きさ(径)が変わると、当然これらの試験で重要な意味をもつ外側の管の側壁と載荷板との間隔(空き)が変わることになる。

すなわち、試験-1では、この空きが約30cmで、載荷板の径に等しく、周りの土の影響がほとんどない地表面載荷の状態であり、試験-3では、この空きが約5cmで、実際にはほとんど空気がなく、深い基礎の先端の状況に近い状態であり、試験-2は、一応前二者の中間的状态であるが、実際はむしろ試験-3のように周りの土の影響が相当に大きいと考えられる状態である。

したがって、これらの試験では、

- (1) 載荷板の径
- (2) 載荷面の深度(支持層への根入れ深さ)
- (3) 載荷板と側壁との空き

の3つの要素が同時に変化しているわけである。いま、これらの要素を実際の基礎の場合に当てはめてみると、次のような関係になるであろう。

- (a) (1)は基礎底面(支持面)の径
- (b) (2)は基礎の根入れ深さ
- (c) (3)は地表面基礎と深い基礎との関係

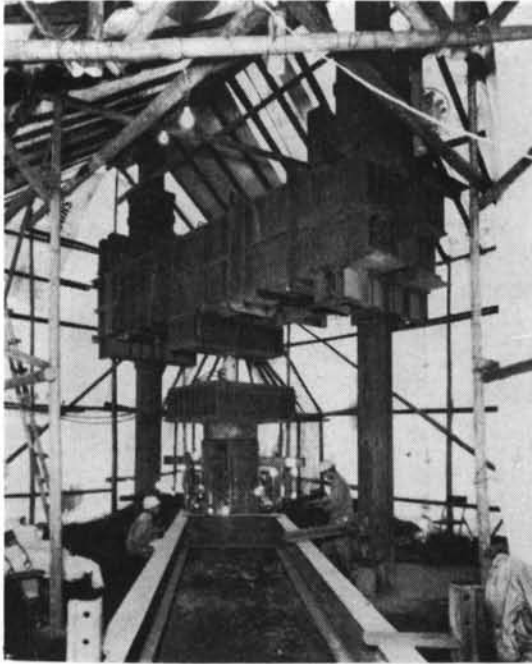
次に、載荷面の造成は載荷面上10cm ぐらいより、試験地盤を乱さないように、さらに注意深く手掘りを行ない、載荷面まで掘削したら、この面をできるだけ水平に平滑にし、この上に1.0cm 前後の厚さで細砂を敷くという方法によって行なった。

§ 4. 試験方法

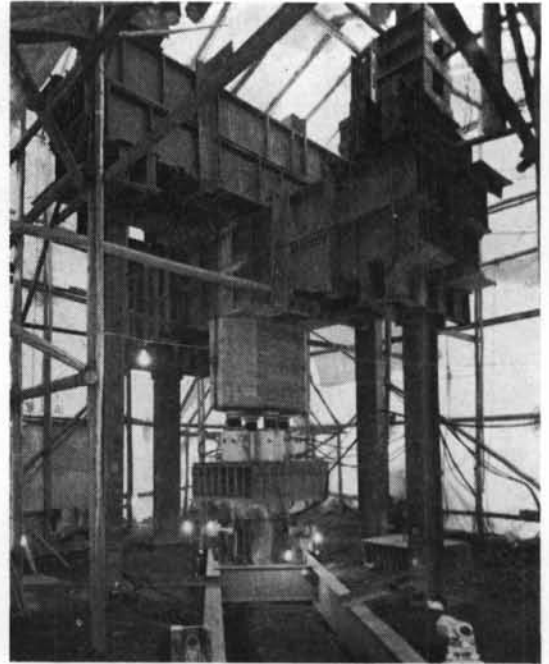
4.1 載荷装置

載荷装置は試験位置の周りにH形鋼を埋め込んだ4本のHW グイを設け、これらのクイを反力グイとしてその間に大型の鋼製ガーダーをわたし、これを反力グイに埋め込んだH形鋼に固定し、この鋼製ガーダーと加力用鋼管(以下“内管”という)の間に油圧ジャッキを設置したものである。写真-1, 2, 3 にそれぞれの試験の載荷装置の地上部分の全景を示す。これらの写真でわかるように、試験-1と試験-2の装置はまったく同じであるといつてよく、試験-3の装置は試験-1, 2 に対し鋼製ガーダーが十字形に渡されているところが違うだけである。また、図-5 にこれら各試験装置の代表例として、試験-3の装置概要図を示す。

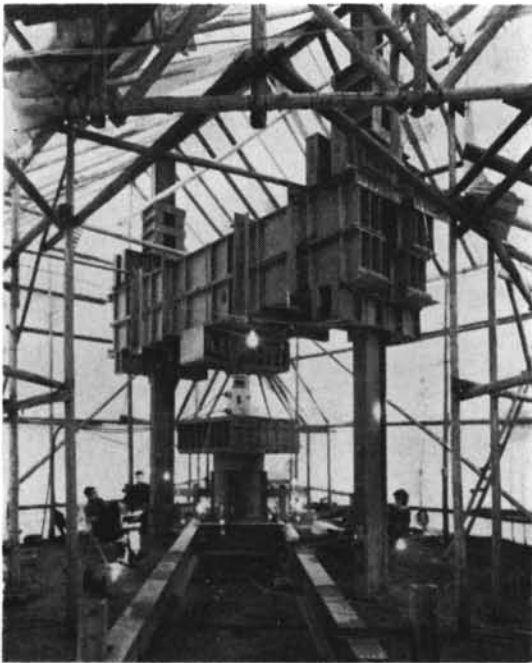
なお、これら各試験の装置は、載荷が地上で油圧ジャッキを使って行なうことができるようにしたので、この時、内管の頭部に加えた載荷重が約地下25mのところにある載荷板(内管の先端に取り付けてある)に、完全に作用するように二重管にした。すなわち、載荷面上部の土のフリクションは外側の管(以下“外管”という)で



写真一 試験一の荷装置全景

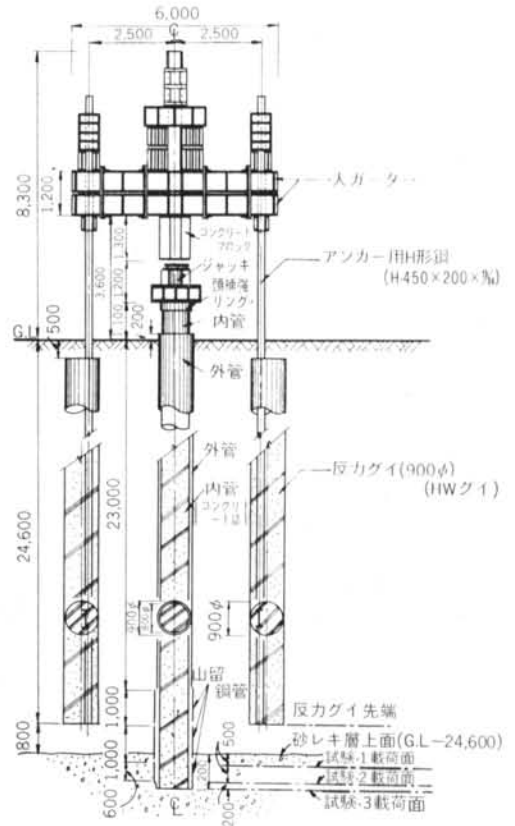


写真三 試験三の荷装置全景



写真二 試験二の荷装置全景

受け、次に外管と内管との接触抵抗が生じないように、外管と内管の間に約40mmの空きを設け、内管が完全に独立した状態（フリクションのない状態）で、荷重ができるようにしたわけである。



図一五 荷装置概要図(試験三の場合)

次に、装置の各部分とその設置方法について、簡単に説明する。

4.1.1 反力グイ：

反力グイは当社のHW工法による場所打コンクリートグイ(HWグイ)で、直径900φ、全長23.50mである。このグイを、**図-2**と**図-5**に示すように、試験位置の周りに4本打込んだ。これらのグイの先端は、G.L-24.00mで、砂レキ層の上面より約1.00m上の位置であり、上端は地表面より0.50m下でとめた。グイはすべて無筋コンクリートグイであるが、**図-5**に示すように、引抜用のアンカーとして、H形鋼をグイの先端まで埋込んだ。これら反力グイの1本当りの引抜抵抗は、ボーリングの結果からすれば、約250t/本と推定された。したがって、試験-1と試験-2では2本、試験-3では4本、それぞれ使用した。

4.1.2 外管および孔壁：

外管には、外径900φ、肉厚12mmで、長さは23.70m(9.00mもの2本と5.70mもの1本を現場で圧入しながら**接合した**)の鋼管を使用した。この外管を試験位置に清水式無音無震動圧入機により垂直に圧入した。圧入は外管の先端が、G.L-23.00mに達するまで、ハンマグラフにより管内土を排除しながら行なった。外管の垂直度は、本試験において十分満足できる状態であった。

次に、外管の先端より試験-1の載荷面までは手掘りで掘削し、**図-6**に示すように、高さ1.00mの3つ割り山留鋼管を2段入れ裏込めとして、セメント、ペント

ナイト、イントルージョンエイドと水を配合した薬液を、孔壁とこの山留鋼管との間ゲキに注入した。この注入薬液は、固結後の強度をあまり問題にせず、東京レキ層の孔壁の保護を目的としたもので、外管の外壁を伝わってくる上部砂層の水や東京レキ層自身の水(レキ層上部ではほとんどなく、にじみ出てくる程度)を止め、自然状態での孔壁の崩壊を防ぐためのものであった。

試験-2の載荷面までも、試験-1の時と同様に、手掘りで掘削し、**図-6**に示すように、高さ0.60mの3つ割り山留鋼管を入れたが、前回のよう裏込めは行なわなかった。上記2回の3つ割り山留鋼管そうにゆうのための掘削は、できるだけ山留鋼管の径に合わせて行なうようにしたが、局部的には孔壁と山留鋼管との間に、最大5cm程度の間ゲキはあったと考えられる。

試験-3でも、載荷面まで約20cm手掘りで掘削したが、前記のような山留鋼管は使わず、孔壁を特に保護はしなかった。

4.1.3 内管：

内管は外径800φ、肉厚10mmで、長さは26.80m(12.00mものを2本と2.80mもの1本を外管へそうにゆうしながら接合した)の鋼管であり、頭部には補強のため、荷重が均等に作用するように、厚さ25mm、高さが250mmの補強リングを取り付けた。また、先端部は1.50mだけ肉厚を25mmに変えて、**図-7**に示すような装置を取り付け、この装置に、試験-1と試験-2の載荷板を取り付けた。

この**図-7**に示す装置は、**写真-4**に示すようなものである。これは載荷板を取り換える時に、内管全体を地上に引きあげずに、1.00m程度つりあげておけば、載荷板を取り付けてある部分(**写真-4**に示す部分)だけを45°水平方向で回転させることにより、この部分だけを内管の先端から切り離して地上に取り出し、次の試験の載荷板とつけかえて、再び外管内にそうにゆうすることが容易にできるようにしたものである。

内管を外管にそうにゆうする時に、内管の中心と外管の中心とが一致するように、**図-8**に示すようなセントライザーを内管に、横断面で4点、長さ方向に約6.00m間隔で5箇所、合計20点設けた。なお、載荷時には、これらのセントライザーは、すべて内管の外側より内側に引き込んでおき、載荷時にこれらのセントライザーと外管が接触して、そこでフリクションロスが生じないようにした。

内管は、試験-1と試験-2では中空のまま、試験-3では内部に2週で強度約250kg/cm²のコンクリートを打込んで、それぞれ使用した。また、内管は各試験に

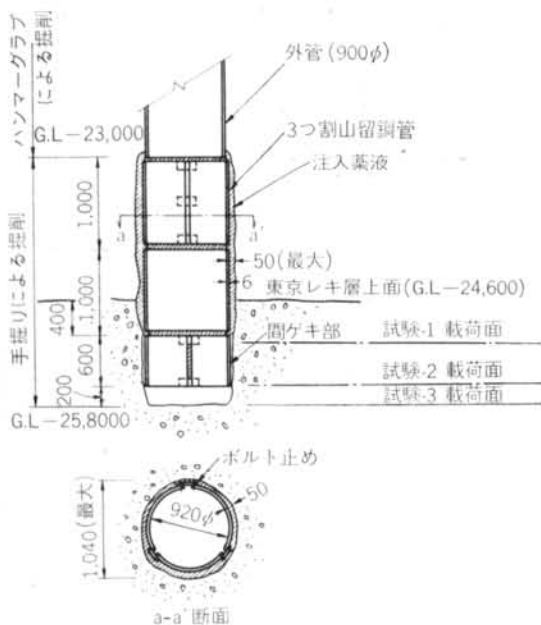


図-6 外管先端部山留鋼管設置図

において強度上安全であるように断面等を決めた。

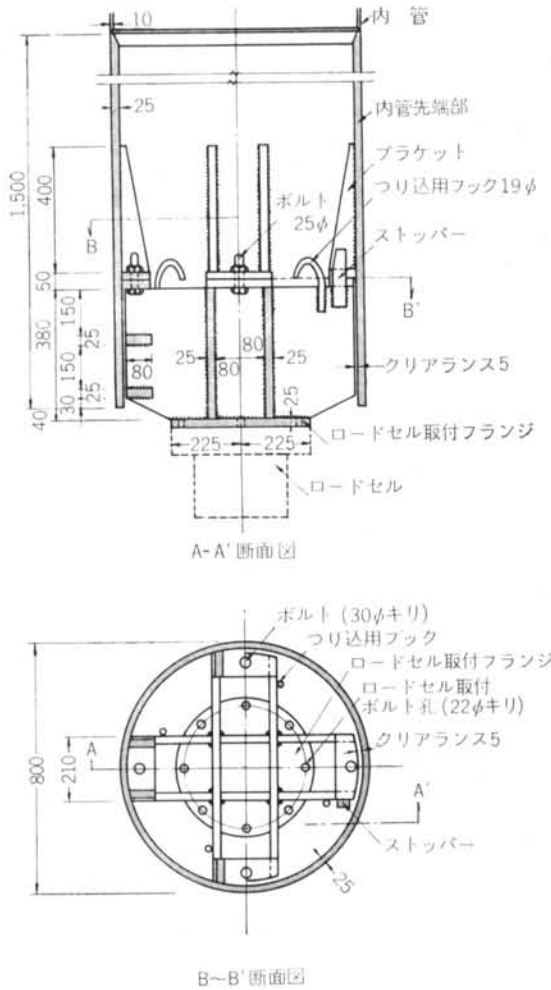


図-7 内管先端部載荷板取り付け装置図

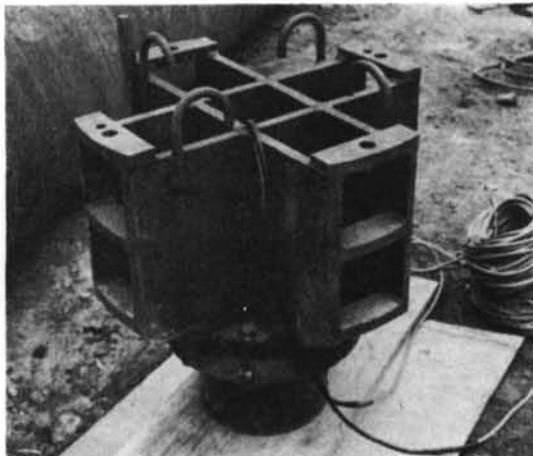


写真-4 内管先端部載荷板取り付け装置

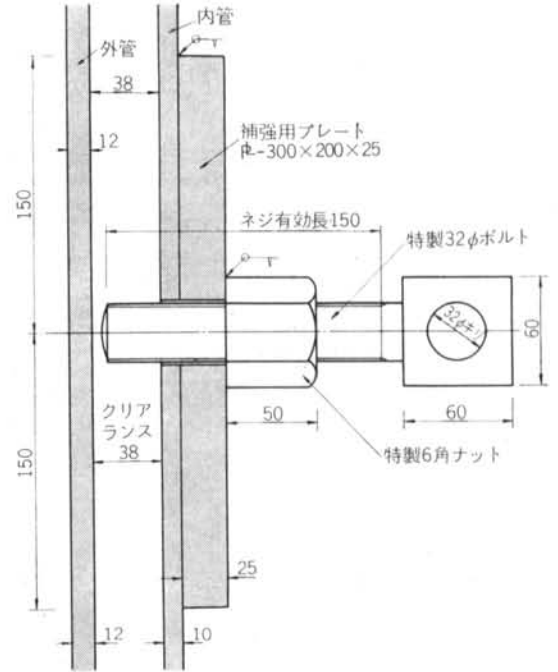


図-8 セントライザー取り付け詳細図

4.1.4 載荷板:

試験-1の載荷板は、図-9-(A)に示すように、先端荷重測定用の荷重計である200tonロードセルの底部を利用したものである。この200tonロードセルは、底板の径が300φで、載荷板を兼ねてつくられたものである。このロードセルについては、4.3.1 荷重測定の方に詳述する。

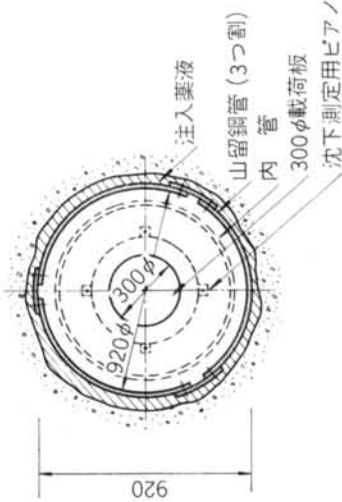
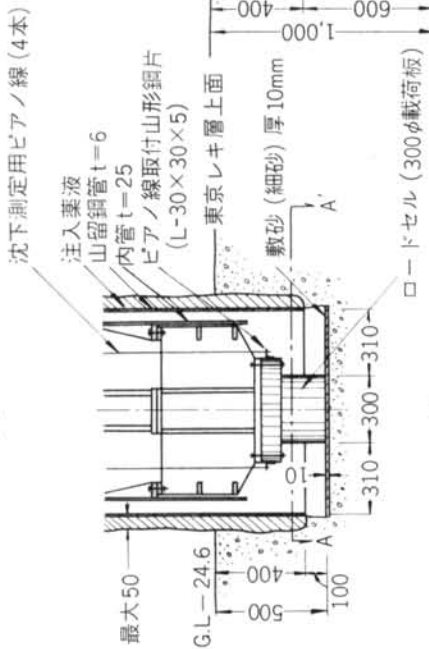
試験-2では、図-9-(B)に示すように、上記200tonロードセルの底部に厚さ50mm、径450φの鋼製の円板をビス止めして、この円板を載荷板とした。

試験-3では、図-9-(C)に示すように、内管内にコンクリートを打込み、内管の先端部そのものを載荷板の代りとして使用した。このコンクリートを打込む時、先端部約0.80mにはコルククリートを打込んだ。

コルククリートを使用したのは、載荷面上に約60cm水があったことと、沈下測定用保護パイプおよび土圧計が載荷面上に設置されていて、普通のコンクリートではよくまわらず、強度にも不安があったためである。

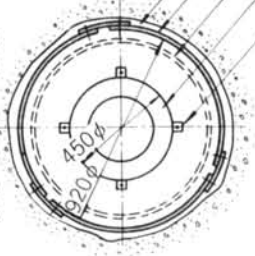
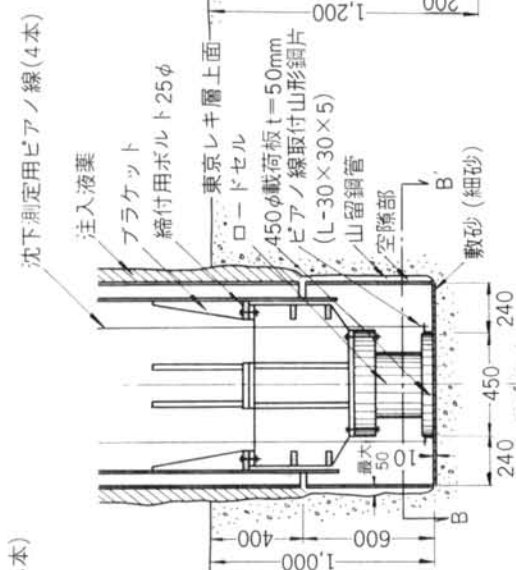
コルククリートの打込みは、内径40mm、長さ2.50mのガス管の頭部に大型のじょうごを取り付けたものを用いこれをトレミパイプの代りとし、水中コンクリートの要領で行なった。使用したコルククリートの仕様は、表-4に示す。

試験-1
(A) 図



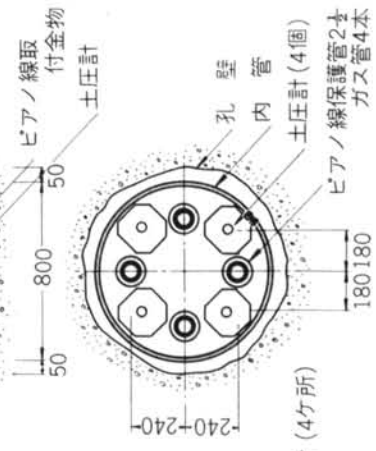
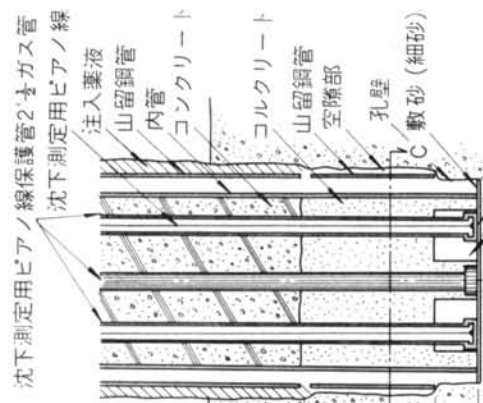
A~A' 断面

試験-2
(B) 図



B~B' 断面

試験-3
(C) 図



C~C' 断面

図-9 試験時内外管先端部および載荷板設置状況図

配 合	セメント：砂＝1：1（重量比）
水セメント比	56%
設 計 強 度	2週で250～300kg/cm ²
ミキサー	回転数 2000r.p.m. の特殊なモルタルミキサー
混練時間	約1分間

表—4 コルクリート仕様表

次に、各試験の載荷板の設置方法は、試験—1では、内管を外管にそうにゆうする時に、あらかじめ内管の先端に載荷板（200tonロードセル）を取り付けておき、内管のそうにゆう完了と同時に、載荷板の設置も完了するという方法によった。したがって、試験—1の載荷面は内管そうにゆう前に造成しておいた。

試験—2では、試験—1の終了後、内管を約1.00mつり上げておき、図—7の装置により、試験—2の載荷板を内管に取り付けてから、1.00mつり上げてあった内管を下げることににより載荷板を設置した。

試験—2の載荷面は、地上で載荷板を取り付けて内管につり込む前に造成しておいた。

試験—3では、試験—2の終了後、内管を約1.00mつり上げておき、第2回目の試験の載荷板を取り付けてある部分を内管より地上に取り出し、試験—3の載荷面を造成してから、つり上げてあった内管を下げ、内管の先端部に載荷板となるコルクリートを打込み、載荷板の設置完了とした。

4.1.5 ジャッキおよびポンプ：

載荷に用いたジャッキは、表—5に示すように、いずれも両動型分離式油圧ジャッキで、ポンプは試験—1と試験—2とでは、手動による両動型油圧ポンプを、試験—3では、電動ポンプをそれぞれ使用した。

試験—3で使用した電動ポンプは、手動ポンプと載荷重の制御方法が異なっているので、これについて以下簡単に説明する。この電動ポンプに付いている荷重計には

指針の外に指針と同じ形をした置針があり、指針と置針が1組のスイッチになっていて、指針が置針と重なるとポンプのモーターが止まり、送油が中止される。載荷板が沈下して荷重が減ると指針が置針より離れ、それと同時にモーターが作動し、両針が重なるまで送油が行なわれるようになっていて、この両針の離着によるモーターの作動は、荷重にして0.5～1.0ton程度の減少があると、自動的に行なわれる。なお、このモーターの自動制御が使用できるのは載荷時だけで、除荷時はモーターの電源を切らねばならないので手動による荷重調節になる。

試験名	ジャッキ		ポンプ(いずれも1台)
	種類	台数	
試験—1	分離式100ton 油圧ジャッキ	1	100ton ジャッキ用 手動油圧ポンプ
試験—2	分離式300ton 油圧ジャッキ	1	300ton ジャッキ用 手動油圧ポンプ
試験—3	同 上	2, 4	可搬式4連油圧 電動ポンプ

注：試験—3では600ton (1200 t/m²) まで、ジャッキは2台で、それ以上の載荷重においては4台使用した。

表—5 使用ジャッキおよびポンプの種類

4.2 載荷方法

載荷方法は、荷重制御による急速試験の多サイクル方式によった。ここでいう急速試験の多サイクル方式とは、載荷重と除荷重をいくつかの荷重度段階に分け、各荷重度段階では、比較的短いある一定時間（16, 8, 4分間）その荷重を保持し、この間に緩速試験の場合と同じように変位量の時間的変化を測定し、次の荷重度段階へと移り、この操作を載荷時、除荷時共に繰り返し、さらにこの方法で載荷と除荷を何回か行なって、最大荷重度までの試験を行なおうというものである(表—6)。

試験名	A項 載荷板に作用している 常時荷重（ジャッキ、 内管、内管の載荷装置 等の自重）		B項 荷 重 度 段 階				サイクル数	長時間載荷の有無
	荷 重	荷 重 度	処 女 荷 重 度 時		経 験 荷 重 度 時			
			荷 重 度	載荷時間	荷 重 度	載荷時間		
試験—1	10.5 t	150 t/m ²	56.7 t/m ²	16分	113.5 t/m ² 170.1 〃	16分, 8分 8分	7	無 し
試験—2	11.2 t	70 〃	43.0 〃	16分	129.0 〃	8分, 4分	9	無 し
試験—3	40.0 t	80 〃	49.8 〃	16分	99.5 〃 149.3 〃	8分	8	680 t/m ² で48時間 980 〃 で23時間

表—6 荷重度段階、載荷時間およびサイクル表

各試験の1荷重段階は、約 $50t/m^2$ とし、除荷は約 $150t/m^2$ の整数倍の荷重段階で行なった。また、1荷重段階の載荷時間は、処女荷重段階では載荷時、除荷時共に16分間とし、除荷まで経験したいわゆる経験荷重段階では載荷時、除荷時共に4分もしくは8分間とした。詳しくは表-6を参照されたい。

各試験において、ジャッキ、内管、内管の上下に取り付けた加力装置等の自重が、試験開始前にすでに載荷板に作用しているわけで、この値は表-6のA項に示すように、相当大きい。この荷重はジャッキによる載荷重を零にしても、作用している常時荷重であり、試験結果の検討に当たっては当然考慮する必要があるが、表-6のB項に示す各荷重段階はこの常時荷重には関係なく、ジャッキの載荷重によるものである。

4.3 測定方法

4.3.1 荷重測定:

油圧ジャッキによる載荷重の測定は、油圧ポンプに取り付けてあるブルドン管タイプの荷重計(本来は圧力計である)によって行なった。試験-1と試験-2で使用した荷重計は、 $500kg/cm^2$ ゲージで最小目盛 $5kg/cm^2$ の圧力計である。試験-3で使用した荷重計は、 $600kg/cm^2$ ゲージで圧力計であるが、目盛は油圧ジャッキに合わせて荷重目盛になっている。また、この目盛盤の数字はジャッキの使用台数(2台と4台)によって変えられるようになっている。この目盛盤の最小目盛は、ジャッキ2台の時5ton、4台の時10tonである。

以上は、内管の頭部に加えた荷重の測定であるが、この荷重が完全に内管の先端にまで、すなわち、載荷板に作用しているか否かを常にチェックできるように、内管の先端部(載荷板の直上または載荷面)でも荷重の測定を行なった。すなわち、図-9に示すように、試験-1と試験-2では200tonロードセルを、試験-3では土圧計をそれぞれ使用した。

200tonロードセルというのは、図-10に示すような構造のもので、上部フランジ、下部フランジと受圧リングより成っている。受圧リングの内側には、ストレインゲージがはり付けであり、このリングの載荷重による歪を測定することができるようになっている。

このロードセルを、当社の電子管平衡式200ton万能試験機(島津製作所製)により、試験-1の2ヶ月前と20日前の2回、厳密な較正試験を行なった。この結果、2回の較正試験において、その差異は認められず、図-11に示す較正曲線を得た。この較正曲線を用いて、載荷重のチェックを行なった。なお、仕様は表-7に示す。

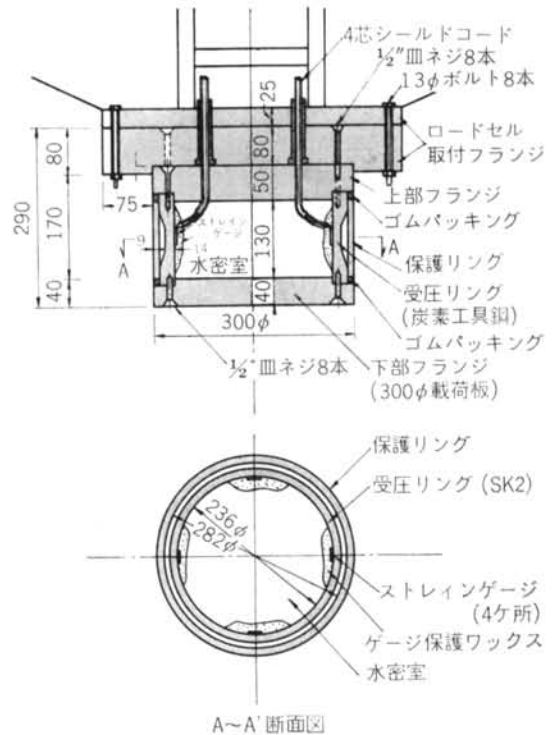


図-10 200tonロードセル詳細図

設計	清水建設株式会社研究所
部品製作	東京鉄骨橋梁株式会社
ストレインゲージ貼付および組立	東洋測器社
最大荷重	圧縮荷重のみ200ton
受圧リング材質	SK2(炭素工具鋼)
同上最小断面積	$110.0cm^2$
同上最大応力度	$1.82t/cm^2$ ($200t/110cm^2$)
同上最大歪度(材軸方向)	880×10^{-6} ($E=2.1 \times 10^4 t/cm^2$)
ストレインゲージ	東洋測器社製 ポリエステルベース PB-7 検長(ゲージレンジ) = 7mm, 120Ω
同上結線法	4ゲージ法(軸方向2枚, 軸に直角方向2枚)
絶縁抵抗	50MΩ以上

表-7 200tonロードセル仕様

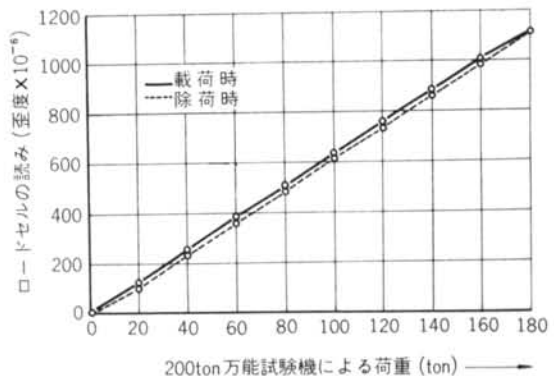


図-11 200tonロードセル較正曲線図

次に、試験-3で使用した土圧計は、共和電業製のカールソン型応力計で、図-12に示すように、受感部（受圧部）、小型歪計（カールソン型歪計）と、歪計保護管より構成されている。最大測定圧力は 120kg/cm^2 (1200t/m^2) である。この土圧計を設置前に図-13に示すように同時打ちによりモルタルブロックに納め、この状態で載荷面の敷砂の上に設置した。較正值はメーカーで基準銅式油圧発生装置によって求められた値を使用した。

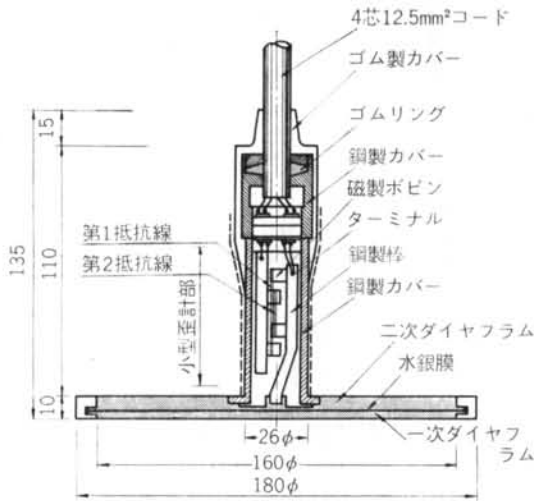


図-12 土圧計詳細図

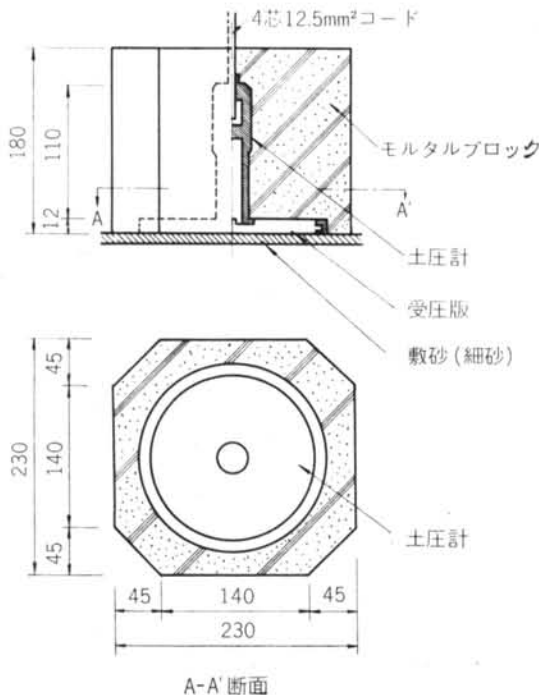


図-13 土圧計埋込みモルタルブロック図

4.3.2 載荷板の沈下量の測定:

載荷板の沈下量の測定は、写真-5に示すように、ピアノ線とおもりを用いて、地上で行なうことができるようにした。



写真-5 ダイヤルゲージ取り付け状況

試験-1と試験-2では、図-9-(A)、(B)に示すように、載荷板の外周の4等分点の位置にそれぞれ山形鋼片(L-35×35×5)を取り付け、これらにピアノ線(0.28φ)の一端を固定し、このピアノ線を、内管内を立ち上げ、内管頭部(地上部)でローラーを用いて管外に取り出し、この先におもりをさげ、このおもりの変位を不動ばりに固定したダイヤルゲージにより測定した。なお、ピアノ線は山形鋼片1個に、予備を含めて2本取り付けておいた。

試験-3では、図-9-(C)に示すように、載荷面まで4本のガス管を下げ、このガス管の先端に、図-14に示す装置をそれぞれ取り付け、この装置にピアノ線の一端を固定し、ガス管内を立ち上げ、あとは試験-1や試験-2と同様にして測定した。ガス管は65φの5.00mものを5本と1.00mものを1本、それぞれユニオンで接合して、全長約26.00mとし、接合部にはセメントペーストが人ならないように特殊な布テープを巻いた。なお、ピアノ線はガス管1本につき、予備を含めて3本取り付けた。これらピアノ線による載荷板の沈下量の測定装置の代表例として、図-15に試験-1の場合を示す。

ダイヤルゲージを固定した不動ばりは、長さ12.00mのI形鋼(I-450×175×13×16)で、これを反力グイの外周より約3.50m離れた所で、地中に約6.00m打込んだ50Kレールに、図-16に示すように2本渡した。

ダイヤルゲージは、最小目盛1/100mm、ストロークは30mmのものを使用した。各試験において、これらのダイヤルゲージは、4~7m離れた所よりトランシットを使って読んだ。

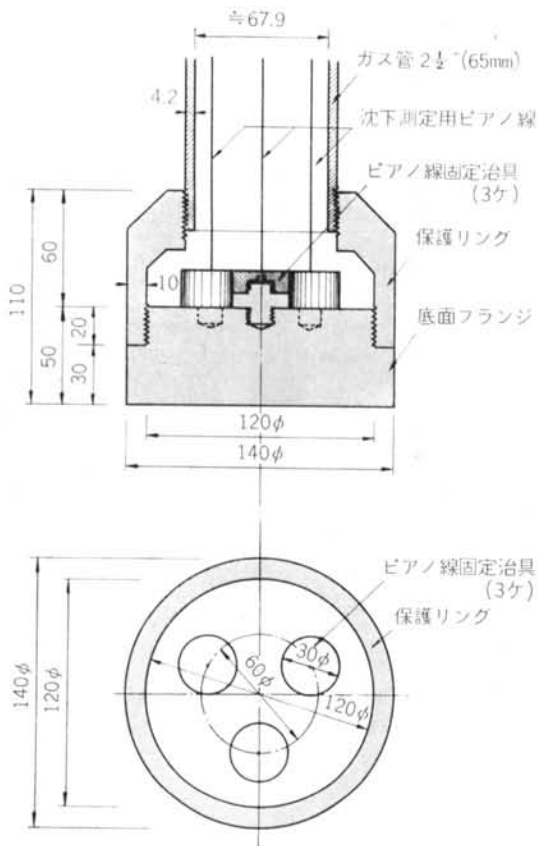


図-14 ピアノ線固定装置 (試験-3の場合)

4.3.3 その他の測定:

載荷板の沈下量以外に、次に記す測定を行なった。これらの測定は、本試験の資料として直接必要なものではないが、本試験をできるだけ完全に行なうためには、ぜひ必要な測定である。

すなわち、各試験が計画通り行なわれているかを確認するための測定である。

- (1) 内管頭部の垂直、水平方向の変位量
- (2) 外管頭部の垂直方向変位量
- (3) 反力グイ頭部の垂直方向変位量
- (4) 内管内の温度と外気温度
- (5) 内管の応力分布 (垂直と水平方向)

ここで、(4)と(5)は試験-1と試験-2のみ行なった。各変位量測定用のダイヤルゲージの取り付け状況と内管頭部の状態を、写真-6, 7 に示す。各測定の詳細は省略するが、温度測定には熱電対を、応力の測定にはストレインゲージを使用した。

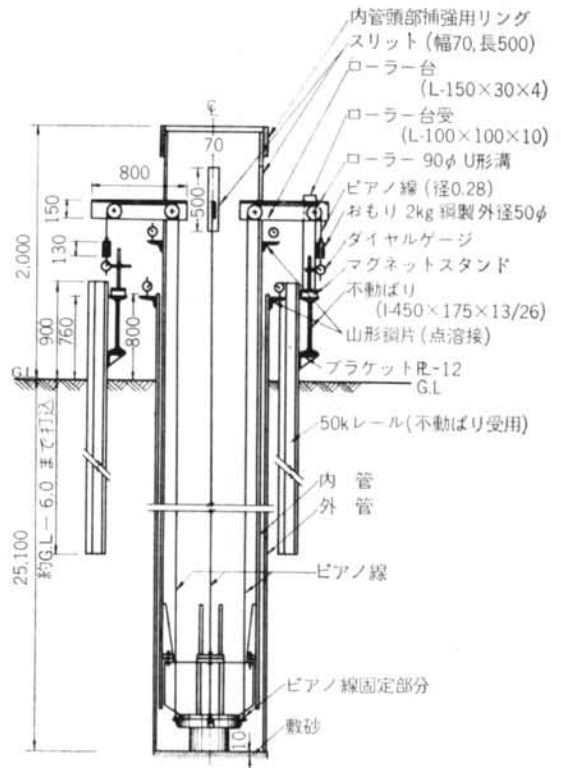


図-15 沈下量測定装置 (試験-1の場合)

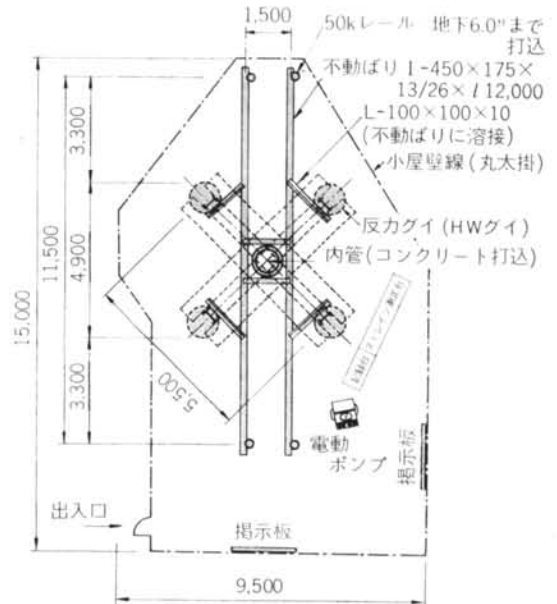
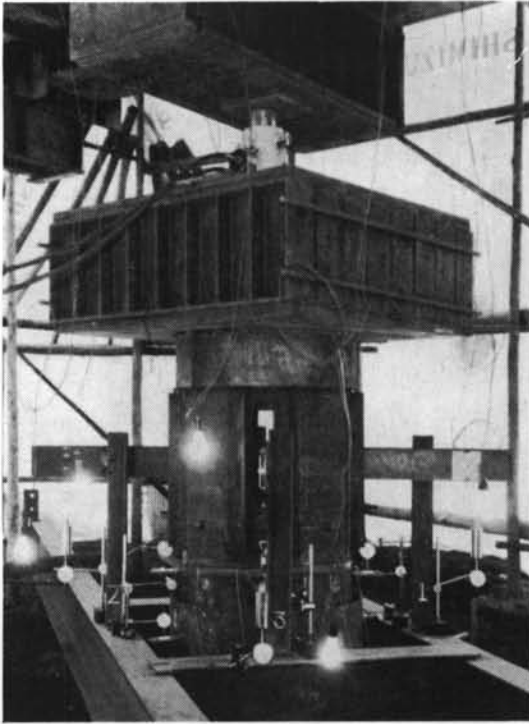
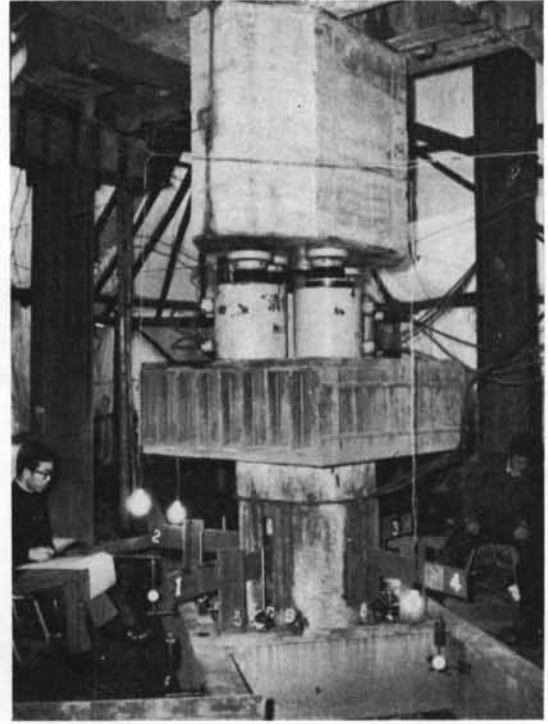


図-16 不動ばりおよび試験場平面図



写真—6 試験—1の内管頭部の状態
(試験—2の場合も、ほぼこれと同じ。)



写真—7 試験—3の内管頭部の状態

§5. 試験経過

各試験の開始、終了年月日および所要日数は、表—8に示すとうりである。各試験は、4.2 載荷方法の項で記したように、急速載荷試験によったので、比較的短時間で終了することができた。ただし、試験—3では、荷重量 680 t/m^2 で48時間、 980 t/m^2 で23時間、それぞれ長時間載荷を行なったので、試験—1や試験—2の約倍の日数を要した。

試験	年月日 (1963年 昭和38年)		所要日数
	開始	終了	
試験—1	9月19日	9月21日	3日
試験—2	10月8日	10月11日	4日
試験—3	11月8日	11月14日	7日

表—8 試験開始、終了年月日および所要日数

また、各試験において、載荷時、除荷時と測定を行なったのは、昼間(A.M. 8.00~P.M. 8.00)のみで、夜間(前記以外の時間)は、ジャッキによる載荷重を零か、

または、一定の状態(試験—3のみ)で放置しておいた。ただし、夜間の載荷重が上記のような状態であっても、測定器は昼間のままの状態にしておき、測定が次の日に継続して行なうことができるようにしておいた。したがって、各試験は断続的ではなく、連続して行なったのである。

載荷板の変位量の測定時間は、目的の荷重量に達した時を基準として、この基準時からの経過時間を0, 0.5, 1, 2, 4, 8, 16分とし、載荷時も除荷時も共にこの測定時間によった。また、載荷板の変位量以外の測定は、上記の測定時間に合わせて適宜行なった。

次に、各試験の経過について簡単に記す。なお、表—6、図—22, 23, 24の「荷重量—時間」曲線を参照されたい。

試験—1 ~ 第6サイクルの荷重量 950 t/m^2 (測定荷重量 800 t/m^2)までは、図—22に示すように、予定通り載荷することができたのであるが、次の荷重量 1000 t/m^2 に載荷重が達すると、急激に沈下量が増大し始め、ジャッキによる載荷重の保持がむずかしくなった。そこで、一応 56.7 t/m^2 まで除荷し、急速載荷で、約 1100 t/m^2 まで載荷を試み、破壊後の沈下性状を調べた。詳しくは、図—22を参照のこと。

試験-2 ~ サイクル数は9サイクルで、最大荷重度は1230 t/m² (測定荷重度1160 t/m²)。この時の沈下量は、約6.5 cmであった。試験-2では、図-23に見るように、明瞭な破壊が認められないのに、上記最大荷重度までしか荷重を行なわなかったのは、沈下量が相当に大きく、試験-3への影響を考慮したためであった。

試験-3 ~ サイクル数は8サイクルで、最大荷重度は1480 t/m² (測定荷重度1400 t/m²)であった。この時の沈下量は約11.0 cmで、図-24に示すように、明瞭な破壊は認められなかった。試験-3では、前にも記したように、第2サイクルの380 t/m²で沈下の安定性状を知るために、沈下が安定するまで荷重した。また、第4サイクルの680 t/m²で48時間、第6サイクルの980 t/m²で23時間、それぞれ長時間荷重を行なった。第8サイクルの最大荷重度1480 t/m² (ジャッキによる荷重700 ton) 荷重時に、反力グイの1本の引抜き量が急激に増大し始めると同時に、内管頭部がこの反力グイの方向に水平移動を起しだしたので、これ以上の荷重を中止した。

§ 6. 試験結果

6.1 内管内の温度

試験-1で行なった内管内の地下1.00 mより25.00 mまでの測定結果では、当初予想していたように、管内の温度変化は全く認められなかった。試験-2では外気温度の測定も行なったが、外気温度が10°C前後変化しているにもかかわらず、内管内の温度は図-17に示すように一定であった。

以上の試験-1, 試験-2の結果より、試験-3におけるピアノ線保護用の65φのガス管内の温度も一定であったといえよう。したがって、各試験において、ピアノ線の温度変化による伸縮を考慮しなければならない長さは、地上部の約2.00 mとなる。

図-17より、測定中(A.M. 8.00~P.M. 8.00)の外気温度の変化は約10°Cである。いま、2.00 mのピアノ線の10°Cの温度変化に対する伸縮量 Δl を計算により求めると

$$\Delta l = 1.0 \times 10^{-5} \times 10 \times 2.0 \times 10^3 = 0.2 \text{ mm}$$

となる。昼間の1時間での温度変化は1~2°Cで、この変化に対する伸縮量は、0.02~0.04 mmであり、この値は各測定値に対して非常に小さい。

以上の結果からすると、各試験におけるピアノ線の温度変化による伸縮量は微少であり、測定値におよぼす影響は、特に考慮する必要がない程度であるといえる。

6.2 内管先端部での荷重状況

試験-1と試験-2では、4.3.1 荷重測定の方に記したように、200 tonロードセルを用いて、内管の先端部で荷重のチェックを行なったが、その結果は油圧ポンプの荷重計から求めた値、すなわち、内管頭部でのジャッキの荷重にほとんど等しかった。図-18, 19にそれぞれ試験-1, 2の測定結果の一例を示すが、他のサイクルの測定結果も、これらの図と同じように、ジャッキの荷重にほとんど等しかった。

試験-3では、載荷面に4個の土圧計を用いたが、その測定結果も、図-20に示すように、ジャッキの荷重より求めた荷重度にほぼ等しい値を得た。

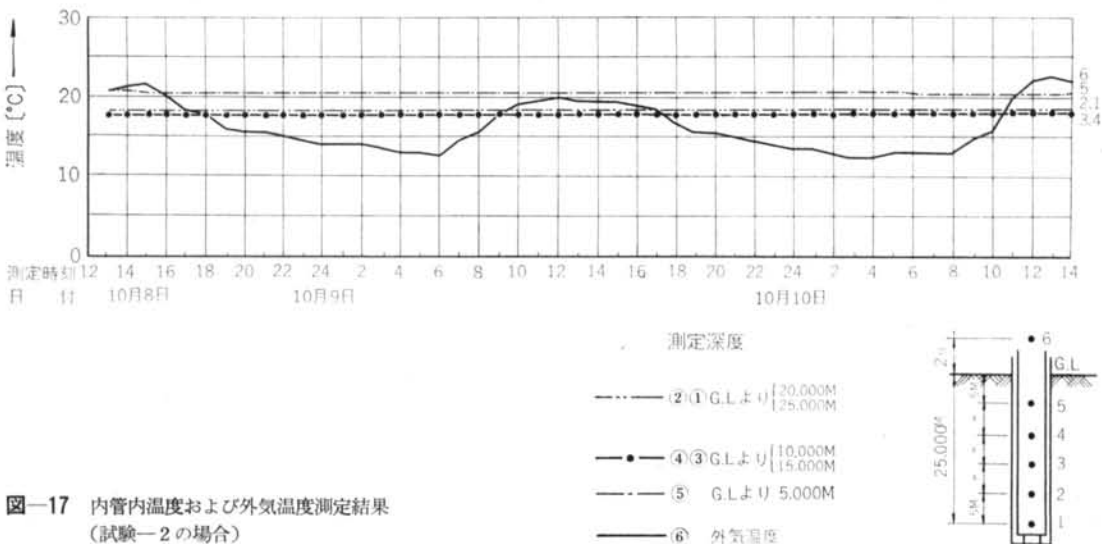


図-17 内管内温度および外気温度測定結果 (試験-2の場合)

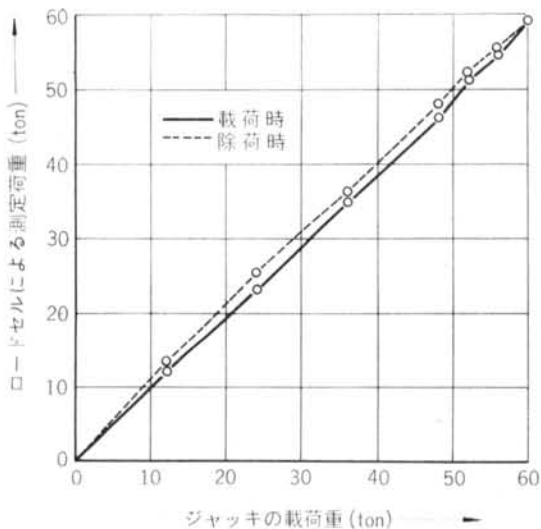


図-18 試験-1 第5サイクルロードセル測定結果

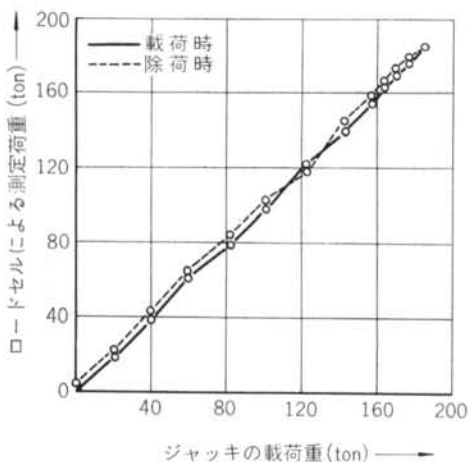


図-19 試験-2 第9サイクルロードセル測定結果

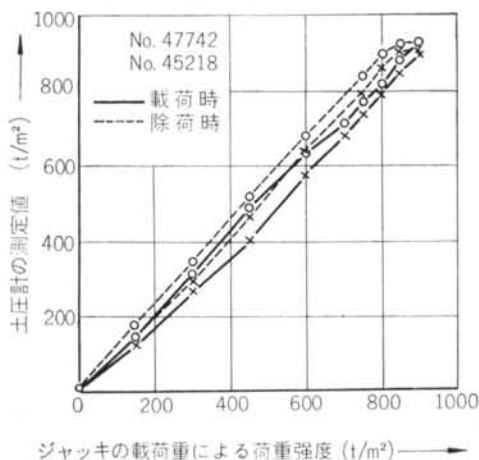


図-20 試験-3 土圧計の測定結果

図-20に示したのは、4個の土圧計のうちで載荷面の中心を通り、向い合っている土圧計の第6サイクルの測定結果である。

他のサイクル、他の2つの土圧計の測定結果も、図-20とほとんど同じであった。

図-20において、測定値が載荷時より除荷時の方が大きいのは、ダイヤフラム型土圧計の特徴で、ダイヤフラムの復元能力がダイヤフラム接触面付近の土に対して弱いための現象であると考えられる。

以上、内管先端部での荷重測定結果について記したが、これらの結果から、各試験において、内管頭部にジャッキにより加えた荷重は、ほぼ完全に内管の先端、すなわち載荷板に作用していたといえる。したがって、ジャッキの載荷重をもって、その時の荷重とし、この荷重からその時の荷重度を求めてもよいと考えられる。

6.3 載荷板と内管頭部の沈下量の関係

載荷板の沈下量というのはピアノ線によって測定した値であるが、この値と内管頭部での沈下量との関係は、各試験が計画通りに行なわれたか否かを調べる上で重要なことである。

すなわち、各試験において内管が座屈等を起さずに、材軸方向に変形していれば、上記の両者の測定値は直線的関係になり、このような場合には、ピアノ線による測定値は十分信頼できる値であるといえるであろう。

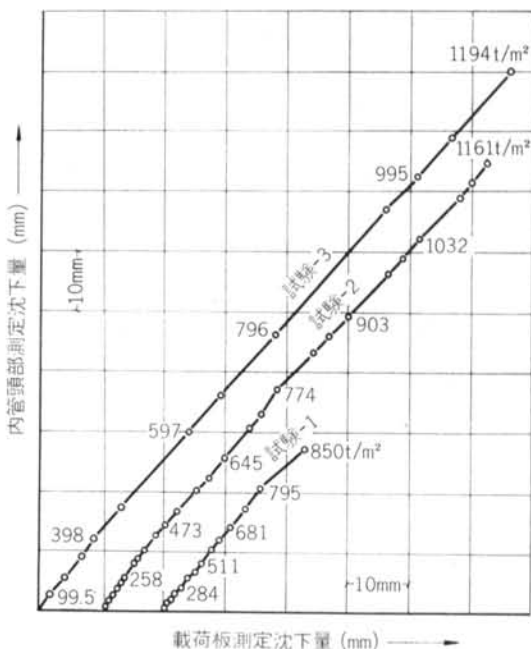


図-21 各試験の載荷板と内管頭部の測定沈下量関係

また逆に、ピアノ線による測定値が十分信頼できる値であって、両者の関係が直線的ならば、内管には一応座屈等が生じていないとしてよいであろう。

各試験における両者の関係は、図-21に示すように、ほぼ直線的であった。

いま、これらの結果と、6.4 内管の応力分布の測定結果をあわせて考えると、試験-1と試験-2のピアノ線による測定値は、十分信頼できる値であるといえよう。また、試験-3のピアノ線による測定結果も、十分に信頼できると考えられる。

以上により、各試験におけるピアノ線による載荷板の沈下の測定値は、十分信頼できるものであり、この測定値をもって載荷板の沈下量とすることができる(6.5 荷重と沈下量の整理方法についての項参照)。

6.4 内管の応力分布

試験-1と2で行なった内管頭部の応力測定結果は、各試験時共に、均等に応力が分布していて、ジャッキの載荷重は偏心することなく、ほぼ均等に内管の頭部へ作用していたといえるものであった。

また、試験-2で行なった内管の深さ方向の応力測定結果は、各サイクル共に、深さ方向に応力の変化は認められず、ほぼ一様な応力分布であった。同じ深さ(地下8m, 16m, 24m)における応力もほぼ均等であり、これらの測定結果からすると、内管全体として、大きなわん曲(弓形に)等が生じていたとは考えられない。

なお、試験-2終了後の内管には、局部座屈等の変形上の異状は認められなかった。

6.5 荷重と沈下量の整理方法について

荷重とは、載荷板に作用した荷重を載荷板の面積で除した値、すなわち、単位面積当りの荷重である。この載荷板に作用した荷重には、4.2 載荷方法の項で述べたように、2つの種類がある。すなわち、1つはジャッキによる載荷重と、他のもう1つは内管、ジャッキ等の自重による常時荷重の2つである。

各試験時の常時荷重の大きさは、表-6に示してあるが、これらの値は、計算によって求めた値である。またジャッキによる載荷重は、各試験で使用した油圧ポンプに付属している荷重計より求めた値とする。したがって、荷重度はこれらの値(表-6に示した常時荷重と油圧ポンプの荷重計より求めた値)を載荷板の面積で除した値ということになる。

このように、荷重には2つの種類があるので、一応区別することとし、便宜上、以下に記すような表現を用い

る。すなわち、ジャッキの載荷重のみによる荷重度と変位量には、「測定」という語を前に付け、それぞれ「測定荷重度」および「測定変位量」ということにし、これらの測定荷重度に常時荷重による荷重度を加えた全荷重度は、単に「荷重度」といい、この「荷重度」に対する全変位量は、単に「変位量」ということにする。なお、載荷板と内管頭部の垂直方向変位量は、慣例にしたがって、沈下量という。

常時荷重による載荷板の沈下量を測定することは、技術的にもむずかしく、各試験においてその測定は行なわなかった。したがって、実際に測定した沈下量は、ジャッキの載荷重によって生じたもので、「測定沈下量」のみである。しかし、各試験の比較等を行なうには、全沈下量である「沈下量」を知る必要があるので、直接測定していない常時荷重による沈下量は、測定「荷重度一沈下量」曲線図より推定して求めることにした。

各試験の測定沈下量は、4点のダイヤルゲージによる測定値とし、この際、温度変化やおもりによるピアノ線の伸縮に対しては、特に補正を行なわないことにした。この理由は、温度変化に対しては、6.1 内管内の温度の項に記してあるように伸縮量が小さく、その補正の必要がない。おもりに対しては、おもりを下げ、ピアノ線が伸び終わってから測定を開始しているため、おもりによるピアノ線の伸びは考慮する必要がない。また、ピアノ線のおもりによるクリープ量も考慮しない。

したがって、「測定沈下量」は、4本のピアノ線による測定値そのものの平均値ということになる。

6.6 荷重度と沈下量の関係

各試験における、測定「荷重度一沈下量一時間」曲線を、図-22, 23, 24にそれぞれ示す。いま、これらの図より、各試験における共通した性状を見ると、

(1) 弾性戻り量が非常に小さく、沈下量のほとんどが塑性的な沈下量で占められている。

(2) 各サイクルの除荷時において、そのサイクルの最大荷重の約60%程度までは、沈下量が少し増大し、その後次第に減少している。

この現象は荷重度が大きくなるにしたがい、より明瞭になっている。

(3) 各サイクルの沈下性状は、経験荷重度(前のサイクルの最大荷重度以下までの荷重度)までは沈下量が非常に小さく、荷重度と沈下量の関係は直線的関係にあるが、処女荷重度においては、沈下量が急増している。

というようなことが分る。

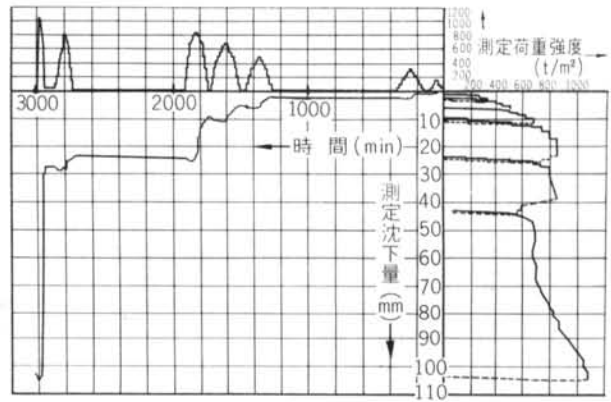


図-22 試験-1 測定「荷重強度-沈下量-時間」曲線

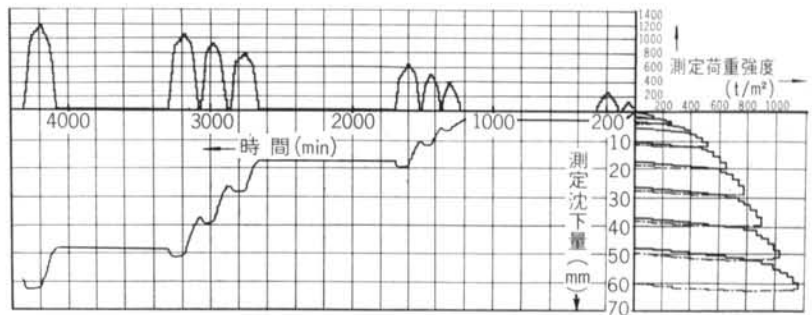


図-23 試験-2 測定「荷重強度-沈下量-時間」曲線

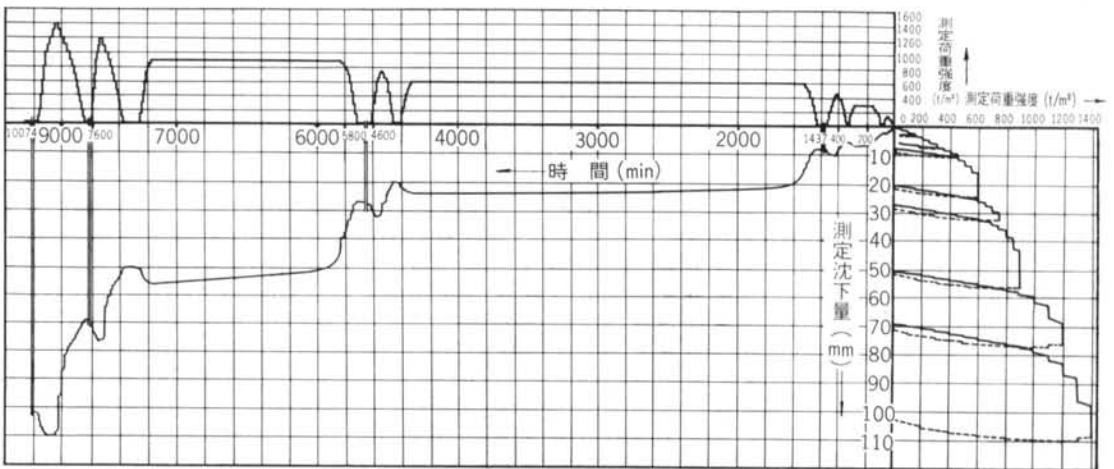


図-24 試験-3 測定「荷重強度-沈下量-時間」曲線

次に、各試験の結果について、図-25、26、27と図-28を中心に記す。図-25、26、27は処女荷重の最終沈下量と荷重強度の関係を描いたものであるが、これらの図においては、各試験の常時荷重(表-6)による推定を行なった。そして、この結果より得た各試験の「荷重強度-沈下量」曲線を3本合わせて描いたのが図-28である。

試験-1では荷重強度 850 t/m^2 で沈下量は 15 mm であ

り、これまでは荷重強度と沈下量の関係はほぼ直線的であるが、これを越えると次第に沈下量が増大し、 1000 t/m^2 で急激に沈下量が大きくなり、破壊にいたっている。この破壊は、明らかにテルツァギーのいう全般せん断破壊に相当するものであろう。

試験-2では、荷重強度 600 t/m^2 で沈下量は 14.5 mm であり、これまでは荷重強度と沈下量はほぼ直線的関係に

あるが、600 t/m²以上では、次第に沈下量が大きくなってきている。荷重量と沈下量の関係は、600 t/m²以下と同様にほぼ直線的である。ただし、直線の勾配は、600 t/m²以下の場合に比較して、かなり大きく（約5倍）なっている。最大荷重量は、1230t/m²で、この時の最大沈下量は、約64mmになっている。

試験-3では、載荷方法が前2回の試験と異なっているとあるが、荷重量と沈下量の関係は、ほぼ試験-2の場合と同じであり、最大荷重量は1480t/m²で、この時の沈下量は111.5mmとなっている。

上記のように、試験-2と試験-3は、600 t/m²あたりまで特に沈下性状が量的にも類似して、ほとんど差が認められないことは注意する必要がある。試験-1では、600 t/m²程度まで、試験-2、3と沈下の性状は似ているが、定量的には試験-2、3のほぼ6割程度の沈下量である。

以上の各試験における結果をまとめて示すと、表-9のようになる。なお、各試験において、4点で測定した

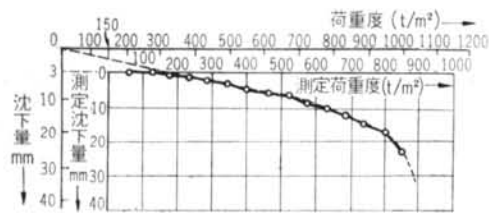


図-25 試験-1「荷重量—沈下量」曲線

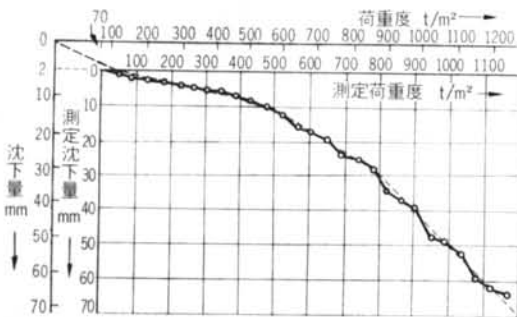


図-26 試験-2「荷重量—沈下量」曲線

載荷板の沈下量には余り大きな差（測定値の5%以下）はなかった。なお、表-9に示す地盤係数というのは、「荷重量—沈下量」曲線において、荷重量400 t/m²をその時の沈下量で除した値である。

以上、各試験の荷重量と沈下量の関係について記したが、これらを要約すると、試験-1では、全般せん断破壊型の曲線で、700 t/m²前後までは、荷重量と沈下量の間はほぼ直線的で、いわゆる直線法則が近似できる。試験-2と3は、傾向的にはほとんど試験-1と同じで、局部せん断破壊型の曲線で、600 t/m²程度までは、近似的に直線法則が適用できる。各試験において、初期の段階や部分的に、載荷、除荷の過程で直線法則が近似できるが、弾性戻り量が初期の段階から非常に小さく、沈下量のほとんどが塑性的沈下量（永久ヒズミといえる）であった。

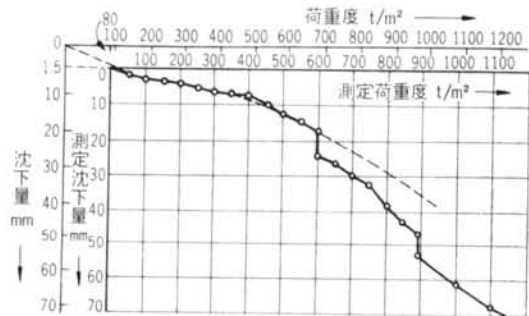


図-27 試験-3「荷重量—沈下量」曲線

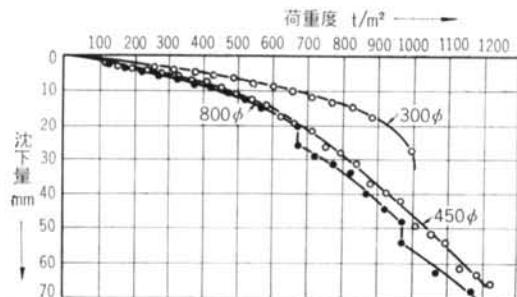


図-28 試験-1, 2, 3「荷重量—沈下量」曲線

試験	最大測定 ※		常時荷重による		最大 ※※		地盤係数 (kg/cm ³)	備考
	荷重量	沈下量	荷重量	沈下量	荷重量	沈下量		
試験-1	850t/m ²	41mm	150t/m ²	3mm	1000t/m ²	44mm	89.0(=40.0/0.45)	試験-1の場合は一応破壊の生じた点を最大とした。
試験-2	1160	62	70	2	1230	64	55.0(=40.0/0.73)	
試験-3	1400	110	80	1.5	1480	111.5	48.0(=40.0/0.83)	

表-9 「荷重量—沈下量」関係数値表

※ 最大測定とは、ジャッキのみの最大を意味する。

※※ 最大とは、常時荷重による値を加えたもの。

6.7 各荷重度段階における載荷板

各試験における処女荷重度段階での載荷板の沈下性状は図-29, 30, 31の「S-log t」曲線図に示すように、荷重度が小さいところでは、沈下の進行はほとんどみられず、沈下の安定が比較的早い、ほぼ700 t/m²以上の各荷重度段階では、沈下量は時間と共に増大している。

なお、上記の各図において、曲線が上に凹な曲線になり始める測定荷重度段階は、下記の通りである。

試験-1 では、680t/m²

試験-2 では、680t/m² (あまり明瞭ではない)

試験-3 では、647t/m²

経験荷重度段階での沈下の安定性状は、1 荷重度段階

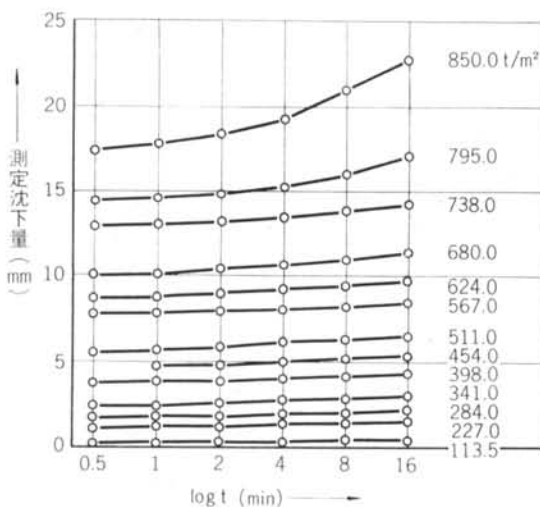


図-29 試験-1 「S-log t」曲線

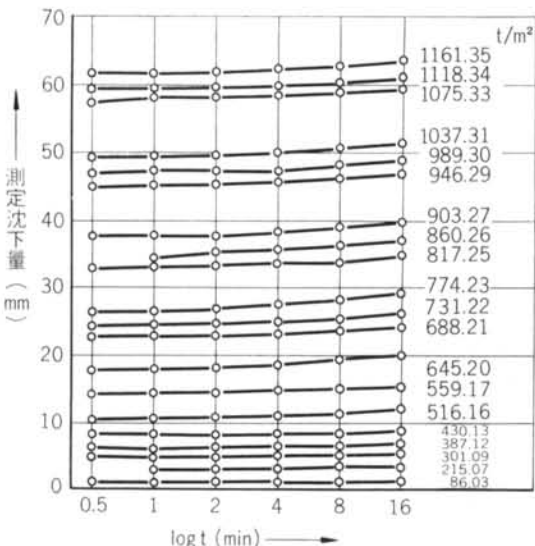


図-30 試験-2 「S-log t」曲線

での沈下量そのものが小さいためと、測定時間も4~8分間と短いため、特別な傾向は認められず、処女荷重度段階の小さいところ(200 t/m²以下)での沈下性状とほぼ同じであった。

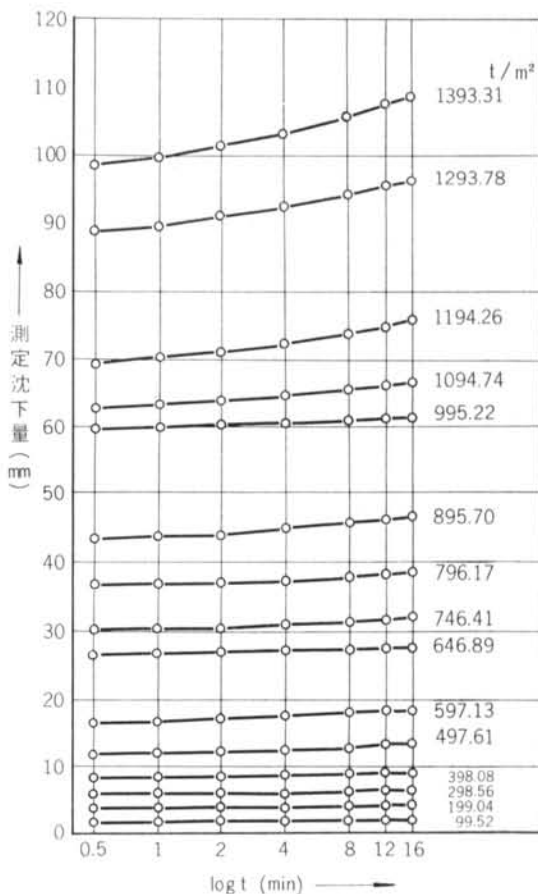


図-31 試験-3 「S-log t」曲線

6.8 試験-3の長時間載荷の結果

試験-3では、4.2 載荷方法の項に述べたように、荷重度680t/m² (測定荷重度600t/m²) で、約48時間の長時間載荷を実施した。また、荷重度380t/m², 980t/m², (測定荷重度300t/m², 900t/m²) でそれぞれ沈下の安定状況も調べたので、以下、これら3 荷重度段階の沈下性状について述べる。

680 t/m²での結果は、図-31, 32, 35に示すように、経過時間180分前後で、沈下は安定する傾向が見られ、270分前後では、沈下量の増大する割合が10分間で、3/100mm以下となり、ほとんど安定した状態となっている。この270分より最終経過時間(680t/m²での)までの沈下量は約2.6 mmである。すなわち、沈下安定後約43

時間の沈下量が2.6 mm ということであり、この間の平均沈下速度を求めると、10分間に約1.1/100mm となる。

実際に測定した沈下量より沈下速度を求めると、昼間(A.M. 8.00~P.M. 8.00)と夜間で若干違い、昼間の方が大きい。また、載荷後24時間までの平均沈下速度は、10分間に1.7/100mm で、24時間以後最終経過時間までは、10分間に0.5/100mm で、前者の約1/3であった。

次に、380 t/m² と980 t/m² の結果について簡単に述べる。380 t/m² の結果は、図-33に示すように、載荷後約180分で沈下は一応安定している。図-33に示す曲線を詳しく見ると、沈下の進行は比較的不規則で、ほとんど沈下の進行が見られない部分と、比較的急激に沈下が進

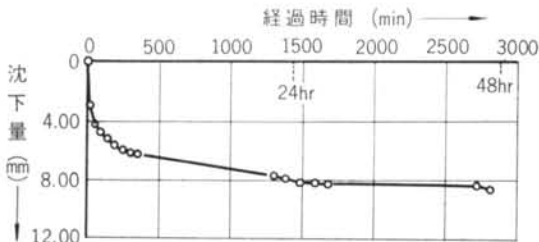


図-32 試験-3 680t/m²での長時間載荷「時間-沈下量」曲線

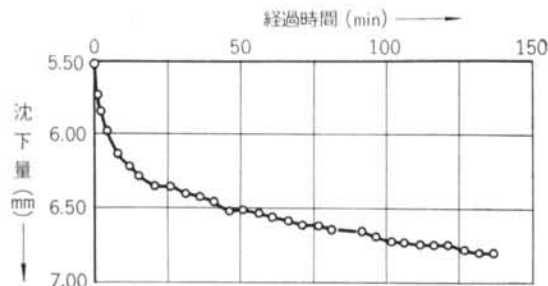


図-33 試験-3 380t/m²「時間-沈下量」曲線

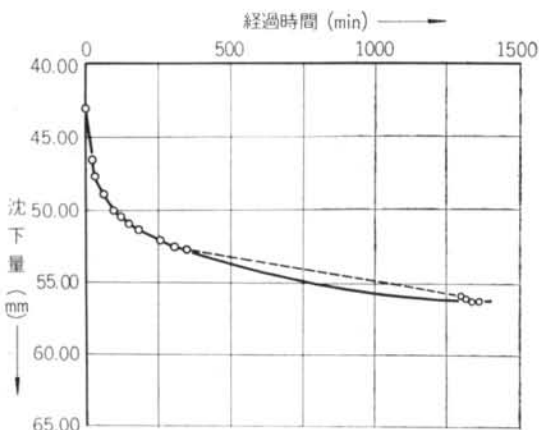


図-34 試験-3 980t/m²「時間-沈下量」曲線

行している部分とがある。これは、本層が砂レキ層であって、そのせん断抵抗が粒子のかみ合いによって生じているために見られる現象であると考えられる。なお、この現象は、すべての荷重度段階において、程度の差はあるが、見られるものである。

980t/m²での結果は、図-34に示すように、380t/m²、680 t/m²の結果と性的にはほとんど同じである。沈下が安定し始めるのは、経過時間10時間以後で、沈下の性状はかなり不安定になっている。

以上、3つの荷重度段階での結果をまとめて示したのが図-35、36である。これらの図を見ると、沈下の性状は三者ほとんど同じであるが、980 t/m²では、図-36に見るように、沈下の安定する傾向が認めがなくなっている。すなわち、980t/m²の段階では、380t/m²、680t/m²とかなり違った状態になっているといえる。

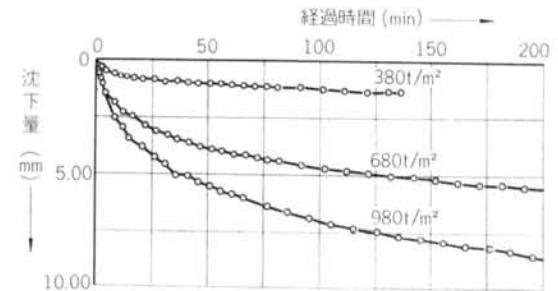


図-35 試験-3 380, 680, 980t/m²「時間-沈下量」曲線

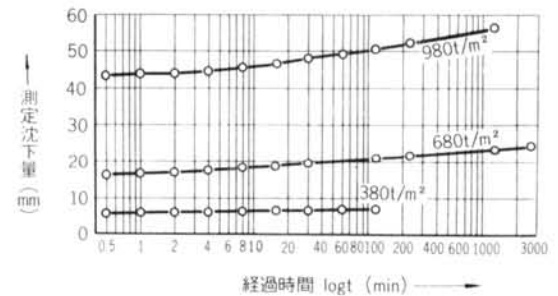


図-36 試験-3 380, 680, 980t/m²「S-log t」曲線

§7. 結果に対する考察

この章においては、その前半で主として東京レキ層に関する既往の資料と本試験の結果(ボーリングの結果も含めて)との比較検討を行ない、後半で載荷板の沈下量と沈下の状況を中心に、載荷板の大きさや土カブリが東京レキ層の破壊にいたるまでの力学的性状におよぼす影

響について考え、本試験の結果を実際の柱礎の設計に適用する際の問題について考察する。

7.1 東京レキ層の内部摩擦角および粘着力

東京地盤図に、 N 値と内部摩擦角、内部摩擦角と粘着力との関係を既往の資料から求めた図が示されている。これらの図より、東京層の砂質層に関するものをぬきがきしたのが、図-37、38である。

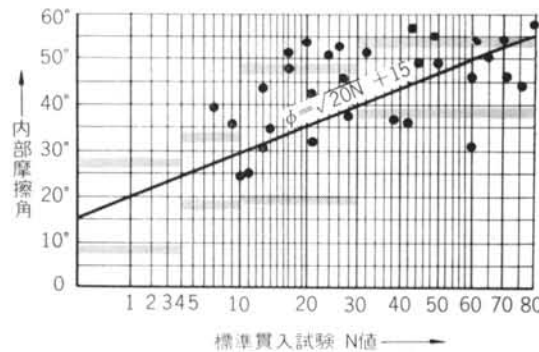


図-37 東京層砂質地盤に対する N 値と内部摩擦角の関係

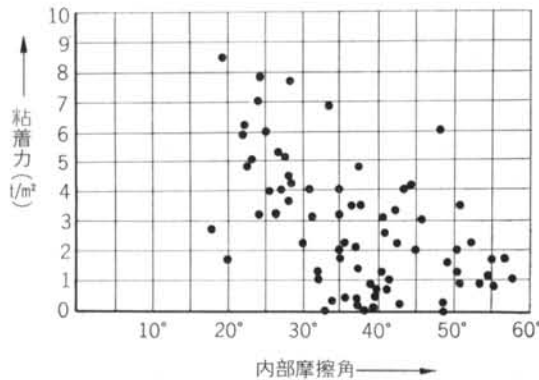


図-38 東京層砂質の粘着力と内部摩擦角

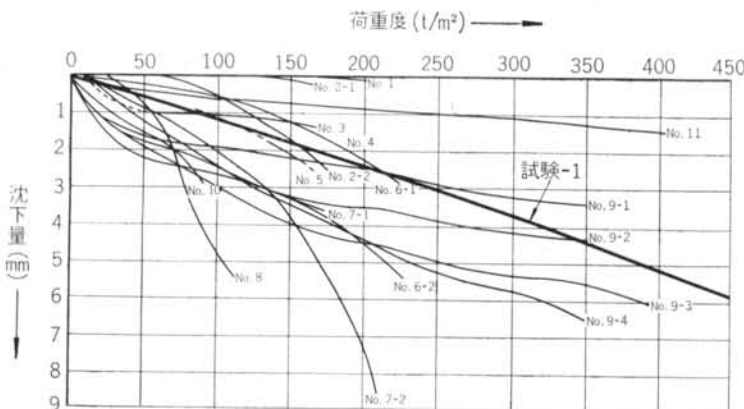


図-39 東京レキ層の平板載荷試験結果

いま、§2に記してあるように、 $N=60$ として、図-37より内部摩擦角 ϕ を考えると、 $\phi=50^\circ$ 前後が妥当であろう。次に、 $\phi=50^\circ$ として粘着力 C を図-38で考えると $C < 1.5 \text{ t/m}^2$ であるが、むしろ、粘着力については、 $C=0$ とするのが妥当であろう。したがって、駿河ビルにおける東京レキ層では、

内部摩擦角 $\phi=50^\circ$

粘着力 $C=0$

という値を考えることができよう。なお、 $\phi=50^\circ$ という値は、試験-1の結果よりテルツァギの支持力公式を使って逆算して求めた内部摩擦角の値と一致している。

7.2 東京レキ層の既往の平板載荷試験結果

東京レキ層での平板載荷試験の代表的結果として、大崎順彦博士がまとめられたものに遠藤正明氏が2、3追加された「荷重度-沈下量」曲線⁴⁾を、図-39に示す。なお、参考までに、同図に試験-1の 450 t/m^2 までの結果を描いておいた。この図でNo.1-2とNo.8は支持力が十分でない曲線を示しているが、その他はNo.6やNo.9等の6本の曲線で表わされる傾向にしたがっている。すなわち 300 t/m^2 では沈下量が約 5 mm 程度であり、 400 t/m^2 までは十分支持力が期待できると考えられる性状を示している。これら既往の結果に対して試験-1の結果は、図にも示したように大きな違いはみられない。

また、これらの結果は、東京レキ層の平板載荷試験の代表的結果ではあるが、図で明らかのように、最大荷重度がいずれも 450 t/m^2 以下であり、破壊にいたっているものもないので、これらの結果から東京レキ層の破壊までの性状を推定することはできない。したがって、本試験結果の荷重度の小さい範囲に対しては有益な資料であるといえるが、破壊にいたるまでの性状を比較すること

番号	場所	深度 (m)	載荷面積 (cm^2)
No. 1	住友会館	18.5	918
2	日比谷ビル	24.4	500
3	興業本店	21.0	918
4	北海ビル	20.7	2,000
5	日本無尽	21.0	918
6	新日本製薬通商ビル	18.5	1,000
7	三井日比谷ビル	21.2	2,000
8	東京都庁舎	15.7	2,000
9	スカヤビル	14.2	2,000
10	日活国際会館	16.2	705
11	三井生命本社	22.0	1,000

はむずかしく、この点に関しては、十分な資料とはいえない。また、今日まで採用されてきた長期許容地耐力度の慣例値80t/m²または100t/m²という値は、以上のような資料を背景として考えられてきたものである。

なお、ここに示した以外にも、実際にはかなり多くの試験が、深礎孔底等で行なわれてきているはずであるが、最大荷重度は図-39に示した結果と同じく、450 t/m²以下がその大半であり、そのうちでも300 t/m²以下というのがほとんどであろう。

7.3 東京レキ層の地盤係数

荷重(接地応力度)を p とし、これに対する沈下量が y である時、 p と y に(1)式のような関係を考え、この時の比例定数 k を地盤係数という。

$$p = k \cdot y \quad \dots\dots\dots(1)$$

いま、図-39に示したNo. 6, No. 9の代表的曲線群に(1)式を考え、300t/m²での沈下量を求めると0.3~0.6cmとなり、

$$k = 50 \sim 100 \text{ kg/cm}^3$$

となる。また、大崎順彦博士の報告⁶⁾によれば、資料数は少数であるが、大体以下のような範囲の値を示しているといわれている。

$$\text{東京層中のレキ層 } k = 65 \sim 185 \text{ kg/cm}^3$$

また、同上の報告書には、東京砂層の地盤係数の頻度曲線図が見られるが、この図によると、

$$k = 38 \text{ kg/cm}^3$$

で、標準偏差 σ は、 $\sigma = 30 \text{ kg/cm}^3$ となっている。

一方、ボーリング No. 7 と No. 8 において行なったプレシオメーターの測定結果より、東京レキ層の圧縮係数 E および水平方向の地盤係数 K を求めると、おおよそ以下のような値になる。

$$E = 600 \sim 750 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 120 \sim 150 \text{ kg/cm}^3$$

これらの値は、レキ層のポアソン比 $\mu = 0.3$ とし、各圧力段階の120秒経過の変形量より求めたものであり、比較的速い荷重の場合に相当するものであろう。なお、上記の値は外径56φのプレシオメーターのチューブによって求めたもので、これを径300φのチューブの場合の K_{30} 値をメナールの補正式(2)式⁶⁾を使って求めると、

$$K_{30} = \alpha \cdot E \quad \dots\dots\dots(2)$$

E : プレシオメーターによる圧縮係数

α : 砂質地盤でチューブ(クイ)の径300φの場合 $\alpha = 0.11$

K_{30} : 径300φのクイに対する水平方向地盤係数

$$K_{30} = 0.11 \times (600 \sim 750) = 66 \sim 82.5 \text{ kg/cm}^3$$

となる。

次に、本試験の結果より、地盤係数をそれぞれ求めると(荷重400 t/m²での、表-9参照)、

$$\text{試験-1では、} k_{30} = 89.0 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{試験-2では、} k_{45} = 55.0 \quad //$$

$$\text{試験-3では、} k_{80} = 48.0 \quad //$$

となる。これらの値は各荷重段階の経過時間16分の沈下量より求めたものであり、沈下が安定するまで荷重を一定に保持した場合の地盤係数を推定すると、以下のようになる。

$$\text{試験-1では、} k'_{30} = 76.0 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{試験-2では、} k'_{45} = 47.0 \quad //$$

$$\text{試験-3では、} k'_{80} = 42.0 \quad //$$

前記の経過時間16分の時の沈下量より求めた地盤係数 k と、上記の地盤係数 k' の関係は、各試験共に k'/k がほぼ0.85となっている。

地盤係数は、また、基礎板(載荷板)の大きさによっても当然変化するものであり、砂地盤に対しては、(3)式のような修正式がテルツァギー⁷⁾によって示されている。

$$\bar{k}_B = \bar{k}_{30} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここで、 \bar{k}_{30} : 30cm角載荷板の場合の地盤係数

\bar{k}_B : 幅 B なる基礎板に対する地盤係数

B : 基礎板の幅 (m)

表-10に、本試験における k_B/k_{30} の値を、実測値によるものと(3)式による値を示す。

この表によると、実測値による k_B/k_{30} 、 k'_B/k'_{30} と、(3)式による \bar{k}_B/\bar{k}_{30} とはほとんど等しいといえる。このことは、(3)式の信頼度に問題はあがあるが、試験-2, 3の初期の状態(荷重400~500t/m²以下)では、土カブリの影響(効果)が顕著にあらわれていないで、むしろ砂層で重要な意味をもつ載荷板の大きさの影響がよくでているといえよう。

土カブリと載荷板の大きさの影響については、7.5で検討する。

試験	経過時間16分の沈下量に対する地盤係数		沈下停止時の沈下量に対する推定地盤係数		(3)式による \bar{k}_B/\bar{k}_{30}
	k_B	k_B/k_{30}	k'_B	k'_B/k'_{30}	
試験-1	89kg/cm ³	1	76kg/cm ³	1	1
試験-2	55 "	0.62	47 "	0.62	0.70
試験-3	48 "	0.55	42 "	0.55	0.47

表-10 各試験の地盤係数関係

7.4 各試験による地中応力およびその影響

前に行なった試験により、次に行なう試験の載荷面にどの程度の地中応力が作用していたかを計算により求めると（載荷板の中心部と周辺部の平均地中応力）、

試験-2の載荷面では、約300 t/m²

試験-3の載荷面では、約550 "

となる。すなわち、試験-2と試験-3の載荷面にはそれぞれ約300 t/m²、550 t/m²の先行荷重が作用していたわけである。

いま、本試験の結果(図-22, 23, 24の「荷重一度一沈下量」曲線)より判断すれば、これらの地中応力によって試験地盤が圧縮され、その結果、自然状態より締まった状態にあったと考えられる。また、試験-2の載荷面は試験-1の載荷板の最大沈下の位置より約40cmしか下になく、当然、試験-1が全般せん断破壊型の性状を示しているの、その破壊面が試験-2の載荷面より下に一部分達している可能性もある。試験-3においても、上記と同じように試験-2の影響で相当に乱されていたとも考えられるが、一般に砂層（砂レキ層でも）で本試験のような場合には、次の試験の地盤を締め固めている効果の方が大きいと考えるのが妥当であろう。

7.5 載荷板の大きさと土カブリの影響

各試験において、載荷板の大きさと土カブリ（側壁と載荷板との空きによって変化する値）の効果と同時に変化しているが、これら二者の影響を知る手がかりとしては、各試験における載荷板の沈下量とその性状以外にはない。以下、各試験におけるこれらを中心にして、上記二者の影響について考えてみよう。

いま、もし試験-2, 3の載荷板が、試験-1の載荷板と同じような状態（地表基礎の状態）におかれたものとして、砂地盤における沈下量ならびに沈下量補正の経験式、(4)式³⁾

$$S_s = S_{30} \left(\frac{2B}{B+0.3} \right)^2 \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで、S₃₀: 30 cm 角の載荷板による沈下量

S_s: 幅Bなる基礎板の沈下量

B: 基礎板の幅 (m)

をつかって試験-1の結果より、試験-2, 3の場合に相当する「荷重一度一沈下量」曲線（補正沈下量曲線）を求め、これらの曲線と実測による「荷重一度一沈下量」曲線と比較すると、図-40, 41のようになる。

これらの図によると、いずれも実測値と補正值はほとんど同じであるが、試験-2では少し補正值より実測値の方が大きく、試験-3ではこの逆になっている。この

ことは、(3)式により求めた(7.3項)地盤係数についても同じことがみられる。

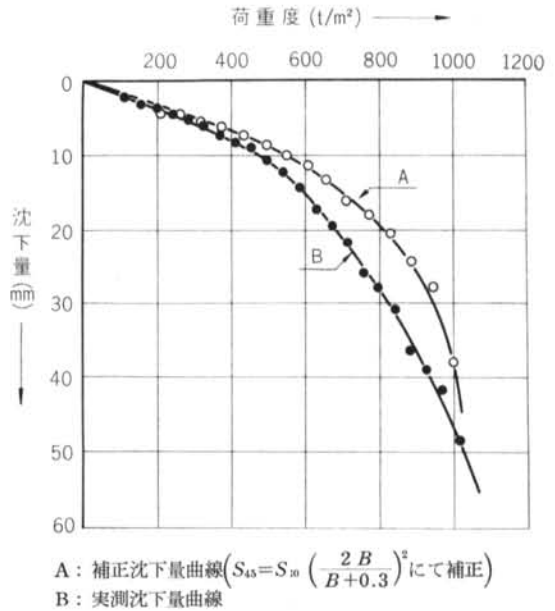


図-40 試験-2 実測沈下量と補正沈下量の関係

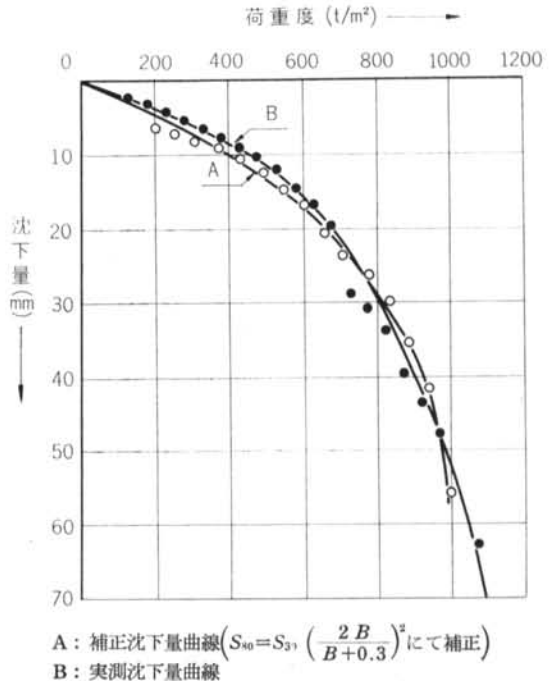


図-41 試験-3 実測沈下量と補正沈下量の関係

テルツアギーは、砂層上のピヤ（深い基礎）の底面における沈下は、どんな深さにおいても、同じ砂層における同面積をもつフーチング（地表基礎または極く浅い基

礎)が同じ荷重を受ける場合の沈下の約半分であるとして、 S_0 もし、このことが信頼できるならば、試験-2、試験-3と、次第に深い基礎の状態に近くなると考えられるから、試験-2、3においては、補正沈下量より実測沈下量の方が、かなり小さくなるべきであるが、実際は、補正沈下量と実測沈下量がほぼ同じになっている。このことは、試験-2、3が深い基礎の状態というよりも、むしろ、試験-1に近い地表基礎の状態にあったとも考えられる。特に、試験の初期(約700t/m²まで)の段階では、このように考えるのが妥当のようである。ただ、試験-3では、実測値より補正值の方が多少大きくなっているため、若干土カブリの影響があったとも考えられる。

ここで、深い基礎が沈下する場合の基礎先端および周囲の土の状態を考えてみると、基礎が沈下し、次第に極限支持力に達した状態になるためには、基礎先端(下の)の土が移動しなければならない。この土の移動する範囲と方向は、マイヤホップによって代表される深い基礎の支持力理論にみられる。この場合の土の移動には、下記の2つの状態が考えられる。

- (1) 移動する範囲内の土が圧縮される
- (2) " " 回転移動する

すなわち、基礎底面下または、セン断領域内の土の変形の難易によって左右されるものであるといえる。したがって、基礎柱体と周囲土との間にゆるみも間ゲキもなく、土が十分硬く締まった状態ならば、土の移動は生じがたく、土の圧縮(おしつぶし)によってのみ基礎の沈下が生じ得るのであるから、このような場合には、当然基礎の沈下量は小さいであろう。

一方、このような場合の逆、すなわち、基礎柱体と周囲土との間に間ゲキがあり、周囲土が基礎柱体に向かって比較的移動しやすい状態にある場合には、基礎の沈下量および極限支持力がどのようになるかは、容易に想像ができるであろう。

深い基礎では、以上のことから分るように、先端抵抗と側面抵抗とを分離して考えるべきものではなく、これら二者は実は1つのもので、特に、基礎先端部分の側面抵抗は深い基礎の支持機構において重大な意味をもっているといえる。したがって、本試験のように二重管による試験では、以上のような点からすると、深い基礎の状態を完全に再現しているとはいいがたく、深い基礎としての有利な性状が十分に試験結果(特に試験-3)に現われているとはいえない。しかし、本試験においては、載荷面上部より地表面まで25.00mにおよぶ土が載荷面に対して上載荷重(土カブリ圧)として作用しているこ

とは事実で、この点に関しては、試験-2、3は深い基礎の要素を相当にもっていたといえる。ただ、この時、側壁(基礎柱体の周りの土)の移動が生じ得るということは、上載荷重が載荷面に対して、単に重量としてしか作用していないということである。したがって、このような単なる上載荷重は、初期の段階より極限支持力付近まで、同じ大きさでしか作用しないともいえる。

以上、試験初期の段階の沈下性状と深い基礎の支持機構について若干考察したが、次に、最大荷重度付近の各試験の沈下性状について考察しよう。この付近の沈下性状は「荷重度-沈下量」曲線と同時に、図-42の「荷重度- ΔS 」曲線を中心に考えていく。

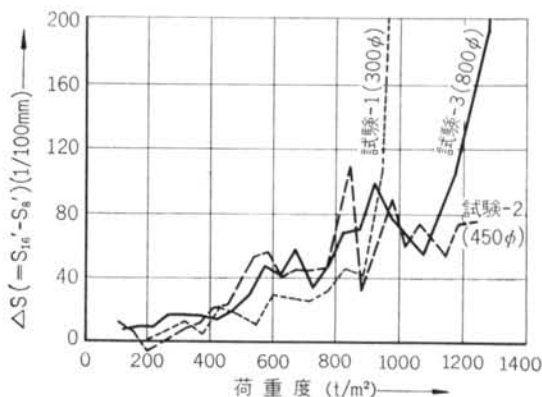


図-42 試験-1, 2, 3「荷重度- ΔS 」曲線

ΔS というのは、各荷重度段階の経過時間16分の沈下量 S_{16} より、8分の沈下量 S_8 を差し引いた値で、一定時間での沈下の増大量である。この ΔS が急激に大きくなる点は、降伏荷重度を過ぎ、破壊もしくは、極限状態に近づき始める点と考えてよいであろう。

試験-1では、この点は約900t/m²であり、試験-3では約1100t/m²になっている。また、試験-2ではこのような点が明瞭でない。各試験の ΔS は、荷重度が大きくなるにつれ増大し、900t/m²付近では、 $\Delta S=1.0$ mmと300t/m²付近の約5倍になっている。各試験の ΔS は900t/m²付近までほぼ同じである。

試験-1の900t/m²の点は、明らかに破壊の始まりを意味していると考えられる。試験-2でも、この付近で ΔS の増大がみられるが、この点を過ぎると若干小さくなり、ほぼ一定になっている。これは、900t/m²付近で、スベリが生じ始めたが、土カブリの変位拘束効果が次第に顕著に現われ、破壊にはいたらなかったものと考えられる。試験-3でも、試験-2と同じように、800~900t/m²付近で ΔS が増大し、次に若干減少して、1100t/m²で急激に増大し、破壊の始まりを意味するような傾向が

みられる。900 t/m² を過ぎ、 ΔS が若干減少しているのは、土カブリの効果によると考えられるが、1100 t/m² で ΔS が急激に増大してしまっているのは、次に記す理由によると考えられる。すなわち、本項の前半で考察したような深い基礎の支持機構が考え得るならば、試験-2 と同じように ΔS がほぼ一定になり、急激に増大するようなことは起らないはずである。しかし、実際は ΔS が急増した。これは側壁の崩壊を考える以外に原因を考えるとできない。いま、このように考えると、試験-2 では側壁が崩壊しなかったと考える根拠は、次に記すようなことである。

- (1) 破壊面として、マイヤホッフの深い基礎の場合を考える。
- (2) 試験-2 では、側壁の山留（3つ割鋼管と裏込め注入）が比較的良好な状態にあり、破壊面も局部的で、その範囲も小さく、この程度の破壊に対してはまだ、側壁のアーチ作用および山留は抵抗することができた。
- (3) 試験-3 では、最下段の山留には裏込めもなく、側壁自身も試験-2 である程度乱されていた。さらに、破壊面は試験-2 に比較して相当に大きく、側壁（山留も含めて）のアーチ作用は期待できない状態であった。なお、破壊の範囲内に反力グイの先端部があり、この反力グイの浮き上がりが破壊を助勢した可能性も考えられる。

一方、試験-2 と 3 で、沈下量がほぼ等しいのは、深い基礎の場合には基礎底板の大きさの影響が小さくなって、浅い基礎の場合のように顕著に現われなためとも考えられる。

以上を要約すると、試験-2、3 において、初期の段階では比較的土カブリの影響が小さく、載荷板の大きさの影響の方が顕著に現われていて、荷重量が700 t/m² を越えるあたりより、次第に土カブリの効果がみられ、その結果、明瞭な破壊を確認できなかった。しかし、試験-2、3 においても、試験-1 と同じように、800~900 t/m² で ΔS が増大していることは注意を要する。また、試験-2、3 では、支持機構という点ではほぼ同じと考えられるが、スベリ面の大きさには差があり、側壁の効果に差が生じた。

なお、土カブリの効果が破壊にいたるまでの支持力性状にどのような影響を与えるのかは、あまり明瞭に知ることができなかった。

すなわち、本試験のように、側壁の変位（直径方向）を少しでも許し得るような場合、すなわち、基礎柱体の

周りの土を開放したような場合には、土カブリの影響は載荷面が相当に変位を起さないと顕著に現われないうし、逆にいえば、載荷面はかなり大きな変位をすることになる。

ここに、あらためて、土の力学的性質や基礎の設置方法にも十分な注意をする必要のあることが分る。

また、本地盤のように砂レキ層の上に力学的性状の異なる粘性土があるというような、いわゆる二層系の地盤に対して、半無限に一樣な材料よりなるという仮定をしている支持力理論をそのまま適用するには、種々の問題があろう。すなわち、試験-2 ではスベリ面の大半が砂レキ層の内にあり、試験-3 ではスベリ面が粘土層にまで十分達していて、粘土層の影響を相当に受けていると考えられ、このように状態の違う2つの試験結果を同一に論ずることはむずかしい。

ここで、わが国の構造物の支持地盤は、そのほとんどが、このようにいわゆる二層系の地盤であることを考えると、わが国では深い基礎に共通の重大問題であるといえる。

7.6 降伏荷重量

降伏荷重量の定義とかその解釈等については、いろいろと違った意見もあるが、ここでは一応慣例にしたがって、各試験の結果から、現行の基礎構造設計規準⁹⁾（日本建築学会）等に示されている方法（以下に示す）によって、降伏荷重量を判定してみる。この結果は、表-11 に示すとうりである。

- (1) 「 $S-\log t$ 」曲線図法（図-29~31）
- (2) 「 $\log P-\log S$ 」曲線図法（図-43）
- (3) 「 $P-\Delta S$ 」曲線図法（図-42）
- (4) 視察による方法（図-22~28）

試験	(1)	(2)	(3)	(4)
試験-1	800	900	800	800
試験-2	700	570	不明瞭	600
試験-3	700	540	不明瞭	600

表-11 各試験の降伏荷重量判定値表（単位 t/m²）

上記4方法によって、一応降伏荷重量の判定を試みたのであるが、あまりよい一致をみなかった。また、各方法による判定値も明確なものではなく、したがって表-11 に示した値は、実際には、かなり幅のある値の間断的なものである。ただし、(2)法による値は、図-43 に示すように明瞭であり、直線の折れ曲がっている点である。

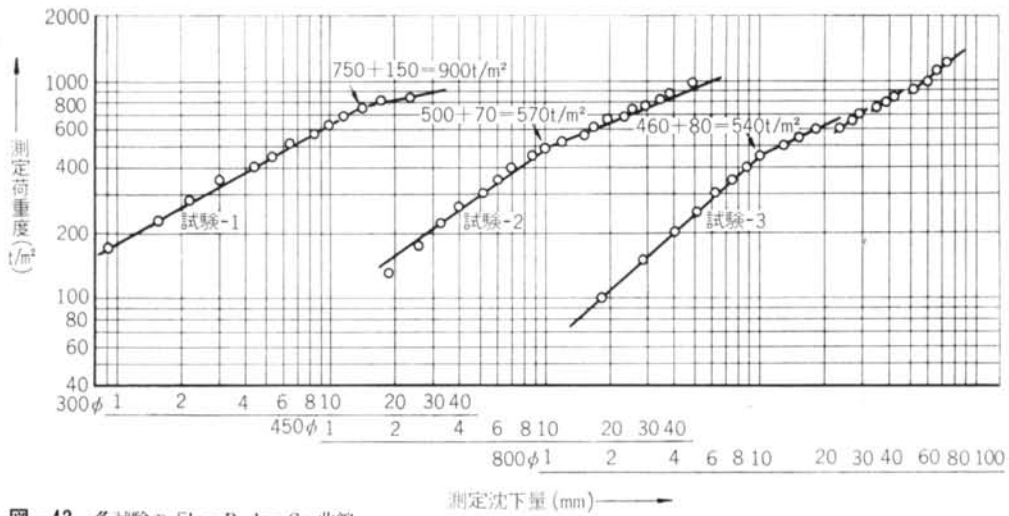


図-43 各試験の「 $\log P-\log S$ 」曲線

表-11にみるように、降伏荷重度は、試験-1が一番大きく、試験-2と3はほぼ同じである。

試験-1では、「荷重—沈下量」曲線にも、比較的明瞭な降伏点（ $800\sim 850\text{t/m}^2$ ）を認めることができ、この点以上の荷重では、沈下の性状に明らかに変化（図-29）がみられる。

試験-2, 3では、 $600\sim 700\text{t/m}^2$ 以上においては、試験-1の 800t/m^2 以上にみられるような沈下性状の変化が認めがたく、したがって、表-11に示すように、 $600\sim 700\text{t/m}^2$ を降伏荷重度とするのは、早計であるともいえる。ただし、「荷重—沈下量」曲線（図-26, 27）はほとんど直線で、局部せん断破壊型の曲線になっている。

また、各方法によって判定した降伏荷重度は、試験-1が一番大きく、試験-2, 3はほぼ同じである。このことは、本試験の意図したのとは逆の結果であり、この理由としては、以下に記すようなことが考えられるが、判然としない。

- (1) 前に行なった試験の影響によって、地盤条件が変化し、見かけの降伏荷重度と考えられるような性状が、試験-2, 3には、できてしまった。（7.4項参照）
- (2) 最初から地盤条件（抵抗）が異なっていた。
- (3) 以上の他の原因による。（7.5項参照）

しかし、荷重と沈下量の関係が直線性を失う最初の点を降伏荷重度とすれば、3回の試験の最小値は、ほぼ $600\sim 700\text{t/m}^2$ となり、一応降伏荷重度としては、この値を考えることができるが、図-44に示した「 $P-ds/(log t)$ 」曲線図に2つの折点が考えられる。

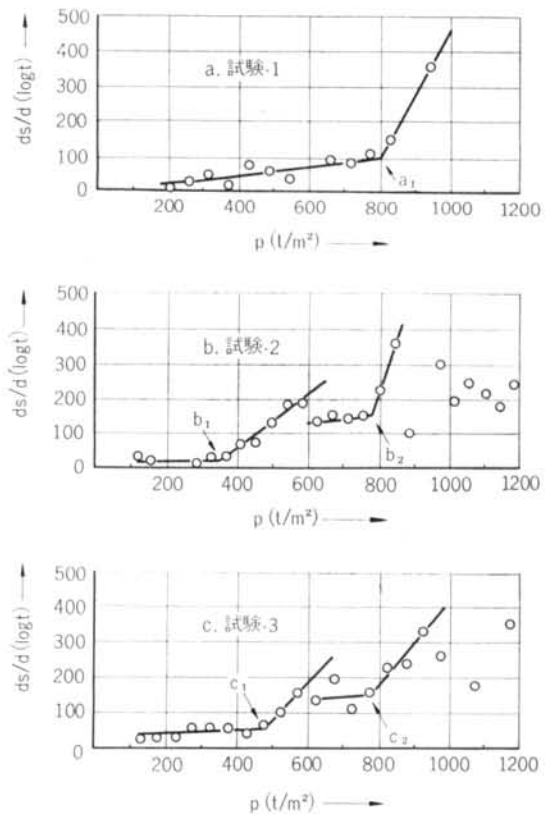


図-44 「 $P-ds/(log t)$ 」曲線

試験-1の a_1 の点は、表-11に示したように、この曲線の性格から降伏荷重度と考えてよい。試験-2の b_1 は、約 350t/m^2 で、試験-1による地中応力を示すもので、 b_2 は約 780t/m^2 で、試験-2の降伏荷重度である

う。試験—3の c_1 は約500t/m²で、 b_1 のように、試験—2の地中応力を示し、 c_2 が約780t/m²で、試験—3の降伏荷重程度であろう。

このように考えると、各試験の降伏荷重程度は、ほぼ同じで、約800t/m²となる。

また、本砂レキ層のような地盤では、明瞭な降伏荷重程度というものがなく、すなわち、一般に地耐力試験等に見られるような降伏現象はみられず、むしろ、沈下量に着目して、支持力性状を考えるのが妥当であるともいえるし、載荷板、土カブリ、側壁の抵抗等の各要素が複雑に作用し合っているため、これらの各要素の影響を考慮した降伏荷重程度を決定することはむずかしく、試験—1を除き、他の2つの試験は特殊な状態での試験であったと考えるべきであるともいえる。

したがって、柱礎の実際の設計に当っては、試験—1の結果を中心に考え、試験—2、3の結果は補助的に考えて、従来の深礎等に対する考え方を採用すべきであるかもしれない。

他方、本試験では、今までにあまり例をみない高荷重程度（荷重）まで載荷しているが、当然このような場合には、砂の粒子の強度についても考えてみる必要があるであろう。

一般に、側方拘束の状態での砂層の変形には、粒子の位置の移動、粒子の弾性変形、粒子の破砕によって生ずるものがある。これらが全体の変位に対して占める割合は、荷重の大きさによって違いますが、粒子の位置の移動による変位を考えると、この移動には、

- (1) 粒子が何らの損傷も受けずに移動する
- (2) 粒子は破砕しないが、ある程度損傷を受けて移動する

の2つが考えられ、一般に密な場合には、(2)の状態が考えられるであろう。

ここで、図—42、44の曲線群をみると、これらの曲線の凹凸は部分的なスベリ面の発生を意味し、各試験が共通に800t/m²付近で、性状が変化しているのは、スベリ面付近で(2)の状態が発生し、このようなスベリ面が相当広範囲にわたって発生していることであると思う。(2)のような状態は、主として粒子自身の強度的要素で決まるものと考えられ、各試験で沈下性状の変化がほぼ同じ荷重程度でみられるのも、以上のような理由によるものと思われる。

すなわち、基礎の根入れ深さ等がいかに大きくなっても、無限に支持力が増大するものではなく、当然であるが、最終的には粒子の強度で規制されるのである。

この時の粒子の強度というのは、以下に記すような2

つのものと考えられる。

- (1) 粒子の破砕強度
- (2) 粒子の局部(一部分)が破砕(損傷)する時の強度

ここの(2)は、当然(1)の粒子の破砕強度によっても、また、粒子の形状、かみ合いの状態等にも左右される値であろう。また、一般に問題となるのは、(2)の粒子の局部的破砕強度で、本試験のように相当高荷重程度の場合には、この強度を考える必要があるであろう。

7.7 極限支持力

本試験において、明瞭な極限状態を測定し得たのは試験—1のみで、その値は1000t/m²である。いま、この値を用いて、テルツァギーの支持力公式(5)式により、支持力係数 N_r を求めると、以下のようになる。

$$q_a = \alpha C N_c + \beta \gamma B N_r + \gamma D_f N_q \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここで、 $q_a = 1000 \text{ t/m}^2$

$$C = 0, D_f = 0$$

$$\beta = 0.3 \text{ (円形の場合)}$$

$$B = 0.3 \text{ m}$$

$$\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3 \text{ (東京レキ層の)}$$

とすると、 $N_r = 5600$ となる。この値を用いて、全般セン断破壊の場合とし、逆に、この時の内部摩擦角 ϕ を求めると、 $\phi = 55^\circ$ となる。この値は7.1で N 値より推定した値とほぼ一致している。

いま、上記の $\phi = 55^\circ$ を用い、(5)式により試験—2、3の場合の極限支持力(全般セン断破壊の場合)を求めると、表—12のようになる。

試験	全般セン断破壊	
	$q_a = \beta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_r$ の値	$q_a = \beta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_r + \gamma_1 D_f N_q$ の値 $\gamma_1 = 1.6 \text{ t/m}^3$
試験—1	1,000 ※	—
試験—2	1,500	40,000
試験—3	2,700	41,200

※ 実測値 (単位 t/m²)

表—12 支持力公式による計算値

これをマイヤホッフ等の深い基礎理論による支持力公式によれば、さらに大きな値になるであろう。

この表で注意を要する点は、(5)式で明らかのように、地表基礎の状態($D_f = 0$ の状態)でも、極限支持力は基礎の幅 B に比例して増大することと、載荷面上部の土(土カブリ部分)のセン断強度を支持力に見込まずに、単に上載荷重として考えても、極限支持力は非常に大き

くなり得ることである。

ただ、表-12に示すような極限支持力に達するまでの地盤の変形については、上記の支持力公式から何も知ることはできない。このことは、これらの支持力公式によって致命的欠陥ともいえることであり、この結果、支持力公式によって求められる極限支持力は、本来荷重量と沈下量の相対的關係で規制される極限支持力とは、質的に相当違っているといえる。

一方、本試験の結果より、土カブリによる支持力の増大と、載荷板の径が大きくなったことによる支持力の増大とを明確に分離することはできないが、試験-2、3において沈下量の大きさを別にすれば、 1000t/m^2 以上の載荷を一応行なうことができた。このことは、沈下の性状より7.5項のように考えると、載荷板の大きさによるよりも、むしろ土カブリの効果による支持力の増大と考えるべきであろう。

試験-2、3の支持性状は、沈下量の点より見ると、ほぼ同じであるが、もし試験-3が深い基礎の状態であれば、当然、二者間には明瞭な差が生じたと考えられる。しかし、7.6項において記したように、

(1) 地盤構成(二層系地盤)

(2) 土粒子の強度

を考えると、深い基礎、浅い基礎の違いによる支持力の相違以外に、上記による規制も十分に考慮する必要がある。

以上、本試験によって、本砂レキ層の極限支持力としては、地表基礎の状態、 30cm の載荷板の場合には、 1000t/m^2 という値が確認された。

他の2つの載荷板(45cm 、 80cm)の場合には、明瞭な極限支持力は確認されなかったが、載荷板の大きさと土カブリ圧の効果により、極限支持力が増大することは明らかになった。

しかし、それらの定量的關係を本試験の結果より求めるには、試験方法にも問題があり、なお多くの検討が必要である。

§ 8. 結論およびあとがき

以上、述べてきた試験は、駿河ビルの柱礎の支持地盤を東京レキ層とし、深い基礎の支持機構を考えた場合にこの東京レキ層に許容し得る耐力を検討するための資料を得る目的で行なったものであるが、このような試験はわが国でも初めての試みであり、総ての点において十分満足できる結果が得られたとはいえない。しかし、今後

の深い基礎の支持地盤に関する試験(深層地耐力試験)や、東京レキ層の力学的性状を解明するためには、非常に貴重な資料を得ることができたといえる。

以下、本試験の結論的なものを要約すれば、

(1) 駿河ビルにおける東京レキ層は、その上面までの深度が、約G.L-25.00m、層厚4.00~5.00mで、深度および層厚には大きな変化はみられない。

この東京レキ層の支持力等を考える場合には、 $N=60$ で、内部摩擦角 $\phi=50^\circ$ 、粘着力 $C=0$ 、としてよいであろう。

(2) 本試験はほぼ満足できる状態で測定を行なうことができたといえる。したがって、測定値そのものは十分信頼できるが、方法的に側壁の処理、同一孔で3回の試験を行なったこと、および二重管方式(先端部も)等の点に、なお多くの検討の余地があり、試験-2、試験-3の結果を、そのまま深い基礎の先端地盤の抵抗であるとするのは早計である。

(3) したがって、本試験の結果を、設計に適用する際には、試験-1の結果を中心に、従来の深礎等に対する考え方を採用し、試験-2、試験-3の結果は、補助的資料とすべきであろう。

(4) 東京レキ層上における基礎においては、荷重量と沈下量の關係は、初期の段階や部分的に、載荷、除荷の過程で直線法則が近似できるが、初期の段階より弾性戻り量が非常に小さく、沈下量のほとんどは塑性的沈下量であるといえる。

しかし、これが深い基礎の場合にも塑性的な要素が多いのか、逆に、浅い基礎よりは弾性的要素が強くなるのかは、不明である。

(5) 処女「荷重量-沈下量」曲線において、直線法則が近似できるのは、約 600t/m^2 程度までであるが、一定時間の沈下の増大量よりみると、各試験共に、約 800t/m^2 を境として、沈下性状にかなり顕著な変化が認められる。これら直線法則が近似できる部分での地盤係数は、 30cm の載荷板の場合、約 80kg/cm^2 で、浅い基礎の場合には、載荷板の径の相違による地盤係数の修正には、テルツァギーの提唱する経験式を使うことができよう。

なお、前記の直線法則は、荷重の経路が簡単な場合で、例えば、圧縮応力経路が直線で静的な時に便宜的に考え得ることであり、地盤係数もこのような時に適用できるのであって、振動など動的な場合には、別な取扱いをしなければならないであろう。

また、極限支持力としては、地表基礎の状態で 30cm の径の載荷板の場合に 1000t/m^2 という値が得られた。

深い基礎で支持面が大きくなれば、極限支持力は十分大きいものになるであろう。

- (6) したがって、深い基礎に対しては、支持力の面から許容荷重度を決定するよりも、むしろ、許容沈下量（上部構造に対する）によって、許容荷重度を決めるべきであろう。

なお、本レキ層に生ずる沈下は、接触沈下がその大部分で、クリープ等による沈下の進行は、初期の段階（400 t/m²以下）では、ほとんど考える必要がない。

- (7) ただし、この場合、
- a) 地盤構成（二層系地盤）
 - b) 土粒子の破壊（局部的破壊）
 - c) 基礎体の設置条件
- の諸点を、十分に考慮することは必要である。
- (8) 深い基礎においては、径の違いが沈下量におよぼす影響は、浅い基礎の場合のそれより、相当に小さいといえるようである。
- (9) 深い基礎の耐力（支持力および沈下量に対する）を考える場合には、先端部の側面抵抗と先端抵抗とを切り離して考えるのではなく、これら二者は相互に密接な関係にあり、連けい作用をしていると考えるべきである。この連けい作用をしている部分が、むしろ、深い基礎の場合には先端地盤（先端抵抗部分）とすべきであって、基礎底盤部のみの抵抗は、深い基礎においては考えられないものである。

- (10) したがって、深い基礎の支持地盤に関する試験においては、二重管による方法は適当とはいえない。

今後、本試験のように深い基礎の先端地盤抵抗に関する試験を行なう時は、少なくとも基礎先端部で、側面抵抗と先端抵抗が十分連けいできるように試験方法を考えるべきであろう。

以上、本試験の結果についてだけ、その結論的なことを述べてきたが、これらの結果を基にした、駿河ビルの柱礎の耐力に関する具体的検討は、この報告書では行なわず、別報（その2、駿河ビルの柱礎の耐力について）において詳述する予定である。

本試験は、深い基礎の耐力性状の解明をその最終目的としたのであるが、深い基礎の耐力に関する研究自体始められてまだ日も浅く、また、このような試験は未開の

分野でもあり、総ての点で十分満足できる結果が得られたとはいいがたい。

しかし、駿河ビルの柱礎を、従来より用いられてきているテルツアギーの深い基礎に対する修正支持力公式の考え方で設計するには、十分有用な結果が得られたと考えられる。

したがって、本試験の第一の目的である東京レキ層の地耐力を検討するための資料を得るということは、十分達成されたといえる。特に、試験-1の結果は、東京レキ層の破壊荷重度まで載荷をしている点で、その意義があり、非常に貴重な資料といえよう。

次に、試験-2、3についてみると、本試験の重点は試験-1よりもむしろ、これら2つの試験にあったのであるが、方法的に問題があり、目的とした土カブリの効果を、定量的に明確に実証することができなかったことは残念であるが、逆に、これらのために、従来より不明瞭であった多くの問題点が明らかになったともいえる。

今後、本試験で明らかとなった数々の問題点の解明は当然であるが、浅い基礎と深い基礎の耐力性状の相違を明確にするためにも、今後本試験が目的としたような資料の蓄積が必要であろう。

終りに、本試験の計画および検討に当り、種々のご指導をいただいた建設省建築研究所の大崎順彦博士および小泉安則博士に、心から感謝いたします。

なお、本試験は、建築部(牧野部)、設計部、機械部、工務部、技術室、研究所よりなる委員会において、計画およびその実施原案が検討され、実施に移されたものである。試験の実施に当っては、研究所と現場が直接担当した。これら担当の各員は、以下の通りである。

試験総指揮：主任研究員・新見芳男、駿河ビル現場責任者・上杉豊、高橋賢之助

試験装置および現場段取：金子実（現場）、清水勇
測定：研究所土質研究部が中心になり、施工研究部、
計画研究部の協力のもとに行なった。

測定指揮：井上嘉信、清水勇

荷重（応力）測定：務中浩、大塚義之

変位量測定：松田昌三、柳剛正弘、岡山政明、
曾田俊紀

温度測定：宮路栄二

<参考文献>

- 1) 新しい基礎工法：清水建設株式会社：1963.8
- 2) 東京地盤図：北沢五郎外四氏編著：技報堂、1959
- 3) 東京都区部地盤調査報告書：東京都建築局：1955

- 3) 東京及横浜地質調査報告：復興局建築部：1929.11
- 4) 三井生命本社ビルベント式基礎台柱の耐力について：箕曲在信，遠藤正明，川崎孝人：土と基礎，No.36 1959.12
- 5) 地盤係数の実測値と地盤係数理論の基礎設計への適用について：大崎順彦：日本建築学会論文報告集，第54号 1956.9
- 6) 土質力学における新しい傾向ルイメナールのプレシオメーター法について：国際技術研究所，土質調査所：1963
- 7) **Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction**：K. Terzaghi：Géotechnique，Vol.V 1955
- 8) **Soil Mechanics in Engineering Practice**：K. Terzaghi and R.B. Peck：John Wiley & Sons, Inc., 1948
- 9) 建築基礎構造設計規準・同解説：日本建築学会：1961.6