

## 軟弱地盤の改良効果(その1)

—大型平板載荷試験による地盤の支持力について—

清水 勇

### § 1. 序 論

わが国の大都市、中都市のほとんど大部分が、大河の河口付近に発達したものであるため、地盤はだいたいに於いて軟弱地盤の典型的なものである沖積層からなっている。

最近になって特に「軟弱地盤」という用語をしばしば聞くようになってきたが、最も代表的な理由の1つは、建設工事が非常に増大してきたものと考えられる。しかも精密な仕上げが要求されるようになってきたと同時に切土や盛土等の土工量も増大し、軟弱地盤上に高い盛土なども建設する必要性が生じてきたためであろう。

これに伴い、このような軟弱地盤上に重構造物等の建設が行なわれた場合、避けられない問題の1つとして地盤の沈下(結果的には、構造物の沈下につながる)があげられる。

一般に軟弱地盤における沖積層下では、比較的信頼できる支持地盤は深くなっており、通常その深さもGL-40m前後におよび、場所打ちぐい、既製ぐいの打設等による基礎工事にも多大な工費を費すという結果になる。

このような不利な条件から脱皮し、比較的浅い部分の軟弱地盤を改良して、地盤の支持力を増大させるという工法が採用されるようになってきた。

しかしながら、軟弱地盤では、土の性質を良く知らない限り、合理的な対策をたてることができないものであるが、土質工学の進歩により、かなり合理的に軟弱地盤の処理を行なえるようになってきたので、最近では軟弱地盤の改良工事が非常に増え、かつ、成功するようになってきている。

軟弱地盤の改良(処理)方法として、最近では改良する土質によって若干異なるものであるが「Sand Compaction Pile」工法といわれる、いわゆる地盤中に砂柱を打設して複合地盤としての締め固め効果を図ると同時に、沈下量を低減させるという目的で、F建設の特許工法である「Vibro Composer」工法が比較的多く採用されている

ようである。

これらの工法によって、改良された地盤の効果について知るといことは、われわれの関心事であることはいうまでもないが、従来よりこれらに関して、調査された資料も比較的少なく、理論の見地から検討されている傾向が多いようである。

本構造物(第一製薬総合研究所第三期建設工事)建設現場も、軟弱地盤に属する地域にあり、建設工事の一部である基礎地盤を、Vibro Composer工法によってSand Pileを採用する設計の主旨となったので、この度その施工後の地盤の効果を調査する機会が与えられた。

そこで筆者は、施工後の効果を知るために、原地盤に対しての比較という意味から、地盤の支持力の変化、N値の対比、スエーデン式貫入試験結果の状態等について先ず比較検討することにした。

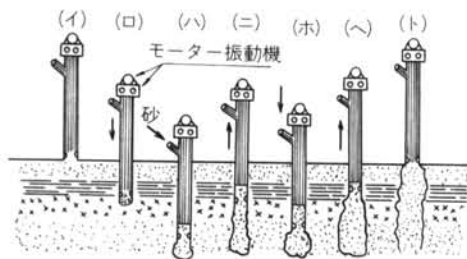
同時に、構造物下の地盤深さ方向に対する各地層の沈下および間げき水圧の分布調査、さらに構造物真下の接地圧分布および構造物の沈下量を並行して調査するため実施計画を行ない、現在調査を継続中である。

本報では、以上の諸調査のうち、地盤の支持力についての効果を知るために、本敷地内において大型平板載荷試験(地耐力試験)を計3回実施したので、その結果および若干の検討を加え報告するものである。

### § 2. Vibro Composer 工法の概略

Vibro Composer 工法とは、軟弱地盤改良工法として所定の改良深さに対して、所要の間隔に砂柱(Sand Pile)を振動圧入し、地盤全体を複合地盤として強度的効果を図る工法である。

これらの工法では、地中の作業状況を地上でみることのできるように、締め固め過程を示す差動オッシロ、および砂面オッシロ、締め固めに使用する電力オッシロ等のグラフが描かれるようになっている。



図一1 Vibro Composer 施工順序図

その施工の順序を模式的に図一1に示し、簡単に説明すると次のように実施するものである。

(イ)ケーシングを地上所定の位置に据え、(ロ)振動機を起振してケーシングを地中に貫入させる。

(ハ)所定の深さに達すると、(ニ)上部ホップよりケーシング内に一定量の砂を投入し、ケーシングを規定高さまで引きあげつつ、ケーシング内の砂を圧縮空気により穿孔部に押し出す。

(ホ)ケーシングを打戻し、投入した砂を振動により締め固めると砂は周囲の地盤に圧入され、(ヘ)再び砂をケーシング内に投入し、ケーシングを規定高さだけ引きあげる。

(ト)以上の操作を繰り返して、Vibro Composer Pileを地上まで仕上げ、このようにして地中に多数のVibro Composer Pileが造成されると同時に地盤全体の改良が行なわれるのである。

### § 3. 試験の目的

本構造物建設敷地において、軟弱地盤（沖積層）といわれている特に上部の砂質層を、前述したSand Pileを打設することによって、GL-13.0m程度まで改良を加えることとなった。

その後この改良地盤に対して設計許容地耐力 $10t/m^2$ を期待しようと言うものであり、特に設計許容地耐力の実証を主目的とし、それと同時に地盤の支持力面からみた効果を把握する目的から、平板載荷試験によって、改良前の地盤（原地盤）の支持力、Sand Pile直上の支持力およびSand Pileを含む原地盤（複合地盤）の支持力を比較検討するものである。

#### 3.1 複合地盤と平板載荷試験

地盤の支持力を判定する手段として、最も普通の実施される方法は平板載荷試験である。

平板載荷試験は、普通 $30 \times 30cm$ 角、あるいは $45 \times 45cm$

角、また直径 $30cm$ の円形載荷板が使用され、これらの上に油圧ジャッキによるか、あるいは実荷重を載せて荷重をかけて実施している。

平板載荷試験によって支持力を決定するという方法は、近代土質力学の理論からいうと、種々異論もあるけれど、古くからもっとも広く行なわれている方法であり、その適用法を誤らなければ、十分信頼し得る資料を得ることができるものと筆者も考えている。

そこで、本試験では、従来比較的多く使用されている小さな載荷板では、本敷地に打設したSand Pile（公称径 $400\phi mm$ 、打設ピッチ $1.50m$ の四角形配置）を含む複合地盤の試験が困難であるために大型の載荷板（ $1.50 \times 1.50m$ ）を使用することにした。

また特に意味があると考えられる載荷板が実状では小さく、仮りに小さな載荷板で実施したとしても比較的條件の悪い結果を生む場合もあり得よう。

以上のように、従来の基礎等の支持地盤の耐力の決定方法には、基礎の実状に沿わない点が多く、できるだけ基礎の実状を考慮に入れた試験方法による資料に基づいて耐力を決定すべきものであるはずである。

本構造物の支持地盤のように、現状では複合地盤となるために、支持力公式だけによってその支持力を計算して地耐力を決定することも比較的早計であり、また信頼性にも乏しい場合が生じるものである。

したがって、これらの複合地盤では実載荷によって地盤の特性（載荷重による地盤の沈下特性）を知ることが比較的妥当な手段であるものと述べておく。

### § 4. 建設構造物の概要

所在地：江戸川区南船掘町2810番地

工事規模：地下1階、地上5階、塔屋

建築面積： $1081.61m^2$

構造形式：地下、地上部分共に鉄筋コンクリート造

基礎形式：Vibro Composer 工法によるSand Pile打設（Sand Pile有効長さ $12.0m$ 、公称径 $400\phi mm$ 、打設ピッチ $1.50m$ の四角形配置、打設本数 $n=683$ 本、打設期間は昭和46年1月19日～同年2月21日）

：ベタ基礎（根切深さGL-1.00m、一部GL-2.15m）

## § 5. 敷地地盤の状況

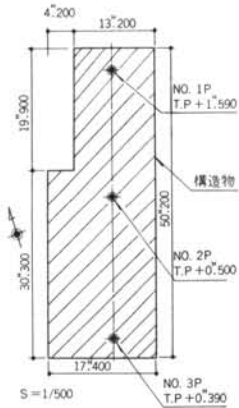


図-2 ボーリング実施位置図

図-2 ボーリング実施位置図  
G.L-15.00m (T.P-14.61m) まで実施している。これらの内、代表的な Boring 柱状図 (No.1 P の結果) を図-3 に示した。

敷地地盤の調査は、昭和45年6月23日に、同敷地内で図-2に示す位置において、Boring を3本実施している。

調査の内容は、No.1 P地点においては、標準貫入試験併用 Thin Wall Sampling によって、G.L-52.00m (T.P-50.41m) まで実施し土質調査も行なっている。

No.2 P地点においては、標準貫入試験を G.L-15.00m (T.P-14.50m) まで実施し

No.3 Pでも標準貫入試験を G.L-15.00m (T.P-14.61m) まで実施している。

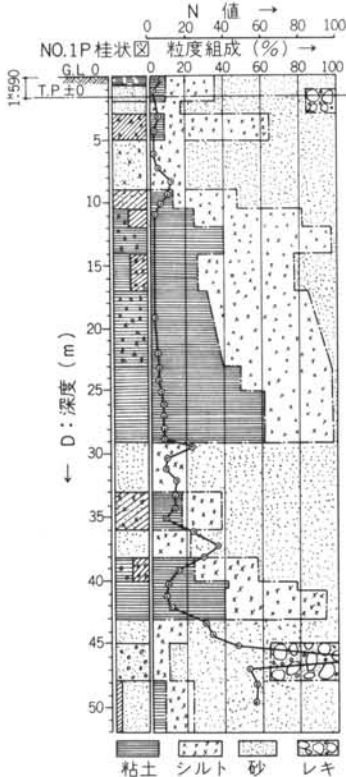


図-3 No.1 P ボーリング柱状図

## 5.1 地層概説

東京都の地盤を大きく分けると、隅田川付近を境として、西側の台地と東側の沖積地に分けることができるが、台地部分は、比較的安定した地盤で形成されているが、荒川放水路を中心とした沖積底地は、厚い粘性土におおわれており比較的不安定な地盤となっている。

当敷地の位置する荒川の河口付近は、30~40mもの沖積層が堆積しており、支持層となる層は非常に深い。

当敷地では、調査結果によると、沖積層の厚さは、約38.00mになっており、約20.00m程度の厚さで粘性土が堆積し、比較的安定していると思われる支持層は、G.L-43.00m以深に存在している。

これらのBoringによる調査結果から、力学的性質について見ると、沖積層については G.L-8.00~10.50の間の層は、途中1.50~2.00mの粘性土を狭んでいるが全体的にみれば砂質土(砂, 砂質ローム)を主体とする層であり、これらは非常に均一な粒径の細砂とみることができ、N値は10~15程度を示し、内部摩擦角( $\phi$ )を推定してみると30~35°となっている。

また途中にはさまれている粘性土層は、N値1~2を示す非常に軟弱な層であり、圧密沈下を生ずる可能性は十分にあると思われる。

以上述べた層の下、つまり G.L-9.00~-29.00mに層厚約20mの粘性土があり、この層はN値が1~7の間で変化し、下部になる程やや硬くなっている。

また圧密試験の結果によると、先行荷重が土被り圧よりもやや大きくなっているようであるが、沖積層である点からみれば、この粘性土は正規圧密粘土と考えられるが、いずれにしても上載荷重が大きいとかなりの圧密沈下が予想される。

## § 6. 試験の種類と名称および実施時期

1回目の試験は、昭和46年1月28日に実施し、Sand Pile 打設以前の地盤いわゆる原地盤上で行ったもので、以後この試験を“Na.1”と呼ぶことにする。

2回目の試験は、昭和46年2月12日に実施し、Sand Pile 打設(本試験に採用した Sand Pile 群の打設は、昭和46年1月20日であって、打設後22日を経過している)後 Sand Pile 直上に載荷し実施したもので、以後この試験を“Na.2”と呼ぶことにする。

3回目の試験は、昭和46年2月25日に実施し、Sand Pile 打設(本試験に採用した Sand Pile 群の打設は、昭和46年2月11日であって、打設後13日を経過している)

後この Sand Pile の一部を含んだ Sand Pile 間の地盤について実施したもので、以後この試験を“Na 3”と呼ぶことにする。

以上の試験において、Sand Pile と載荷板との設置状況を示したのが図-4である。

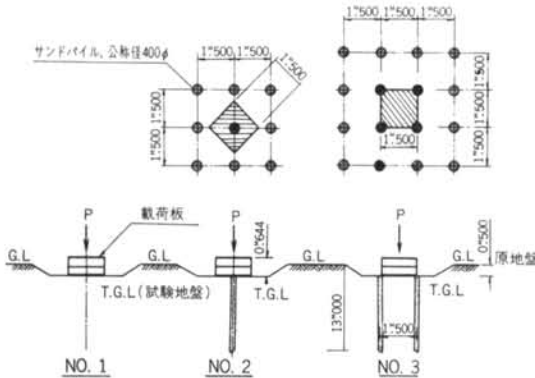


図-4 各試験における載荷板の設置状況図

## § 8. 試験方法

### 8.1 載荷板の大きさ

載荷板の大きさは、すでに述べたように Sand Pile の打設間隔等の問題も含め、更に設計許容地耐力(10t/m<sup>2</sup>)の少くも3倍以上の載荷重、同時に反力用上載荷重との関連性から1.50×1.50 m(同面積2.25 m<sup>2</sup>)角で実施した

この場合、載荷板は薄い鉄板を用いると載荷板自身の変形が大きくなり、特にNa 1では沈下量も大きくなるものと予想されたところから、図-5に示すように上下鉄板(板厚22mm)を取り付けたH鋼材(山留め用H鋼材)との併用加工物(載荷板自身の厚さは644mm)を現場で加工し、これを載荷板とした。

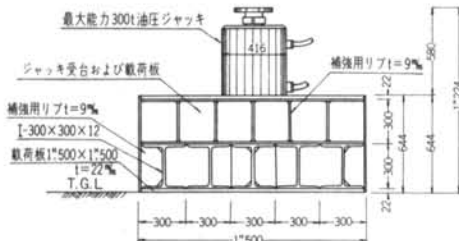


図-5 載荷板詳細図

### 8.2 載荷装置

載荷板上に加える実荷重に対する反力用装置は、図-6、写真-1に示す状態で実施し、上載荷重として鉄筋

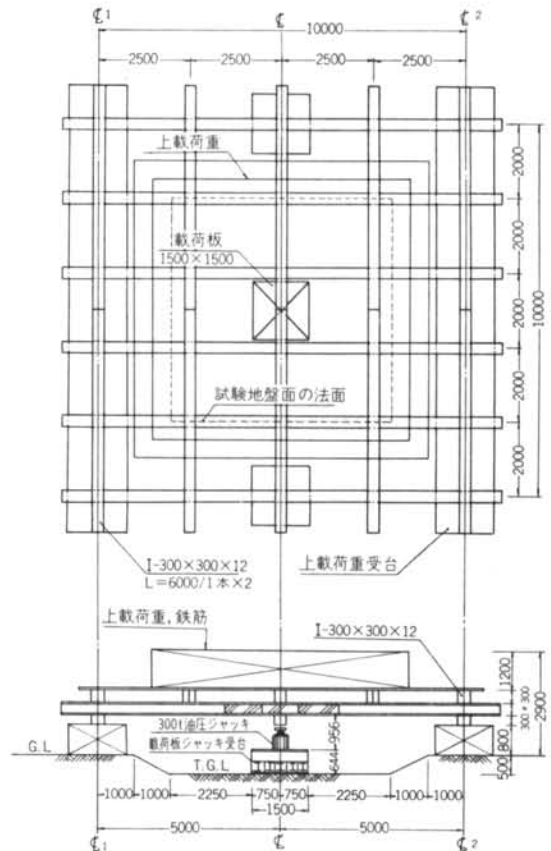


図-6 載荷装置図



写真-1 載荷装置(加圧装置)

およびその下部に設置したH鋼材の重量(Na 1では総重量約50tons, Na 2, Na 3では約80tons)に期待した。

すなわちこれらの載荷試験方法は、一般的にいわれている油圧ジャッキによる上載荷重反力型式である。

### 8.3 荷重方法および荷重の測定

荷重方法は、荷重制御 (Load Control) による緩速荷重の 2 cycle 方式とした。荷重重量段階は原則として実荷重で 10 t ごと荷重した。

荷重の測定は、電動ポンプ (可搬式 4 連 1200 t) に取り付いているブルドン管タイプの圧力計によって実施し、ジャッキは分離式両動型 300 t ジャッキ 1 基を使用した。

### 8.4 測定荷重量と補正荷重量

荷重装置を組み立てる場合、どうしても荷重装置部分が先行することになり、特に荷重板が最初に設置されるため、荷重板の自重とジャッキの重量が荷重地盤面 (以後試験地盤面と呼び T. G. L で示し、その深さは G L - 0.50 m である) に既に載荷されていることになり、これらの重量は約 2.89 tons (初期実荷重と呼び  $P_i$  で記す) であり、これを荷重板面積で換算し荷重量で示すと  $1.28 \text{ t/m}^2$  (初期荷重量と呼び  $q_i$  で記す) となる。

そこで、ジャッキによって加圧する一定量の荷重 (ポンプの圧力計の示す荷重) を測定実荷重と呼び、 $P_1$  で記し ( $P_1 + P_i$ ) を補正実荷重と呼び  $P_2$  で記すことにした。

同様にして、 $P_1$  に相当する荷重量を特に測定荷重量と呼び  $q_1$  として記し、 $P_2$  に相当する荷重量を補正荷重量と呼び  $q_2$  として記し、本試験で実施した荷重について示したのが表-1、図-7 である。

### 8.5 沈下量測定装置 (荷重板の変位量の測定)

本試験では、荷重板が比較的大きいことから、荷重板直上に加圧される荷重によって生じる地盤内の応力の影

$P_1$ (t)	$P_2$ (t)	$q_1$ ( $\text{t/m}^2$ )	$q_2$ ( $\text{t/m}^2$ )
2.89	—	1.28	—
10.00	12.89	4.44	5.72
20.00	22.89	8.88	10.16
30.00	32.89	13.33	14.61
40.00	42.89	17.77	19.05
50.00	52.89	22.22	23.50
60.00	62.89	26.66	27.94
70.00	72.89	31.11	32.39
80.00	82.89	35.55	36.83
90.00	92.89	39.99	41.27

表-1 荷重換算表

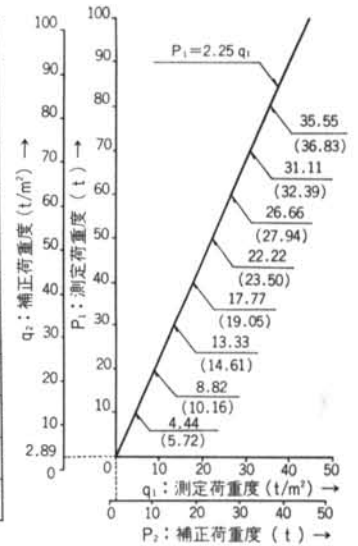


図-7 荷重換算図

響範囲は、比較的広範囲にわたり、従来良く実施されている方法 (荷重板径の少くも 3 倍以上離れた位置に不動点を打ち込んで、これより不動梁をわたして基準点としている方法) では困難であり、また No. 1 の試験では、かなり大きな沈下量が予想されるため、Dial Gauge による測定では好しい状態が得られないので、写真-2 に示すように水盛りの原理による方法で実施した。

測定点側 (荷重板に取り付けた計器) の取付け位置は図-8 に示す 4 点に測定管 (水の入るアクリル製パイプ) を取り付けておき、この 4 点の測定管と基準点水そう内の管 (写真-3) とをビニールホースで連結して、各々基準点の管内の一定水位からの変位をもって沈下量を測



写真-2 沈下量測定装置 (水盛りの原理)



写真-3 水盛りの原理による基準点水そう装置

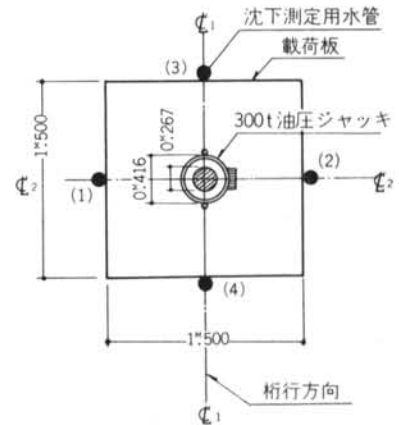


図-8 沈下量測定用水管設置位置図

定した。

### 8.6 沈下の安定（停止）の判定規準

沈下量の増加が、各荷重度段階で15分間に1.0~1.5mm以下となった場合、一応沈下が安定（停止）したものとし、次の荷重度段階に移ることにした。

### 8.7 測定沈下量と補正沈下量

8.4 項の荷重について述べたものと同様にして、 $P_1$ によって生じた沈下量を本試験では測定したことになるが、これ以前に  $P_i$  によって生じた沈下量が当然存在するので一応図-9に示す方法で求めておいた。

$P_1$ によって生じた沈下量を測定沈下量と呼び  $S_{1i}$  で記し、 $P_i$ によって生じた沈下量（初期沈下量と呼び  $S_{2i}$  で記す）を加えた沈下量を補正沈下量と呼び  $S_{2a}$  で記すことにした。

したがって、以後結果については、 $q_2$  に対して  $S_{2a}$  をもって説明する。

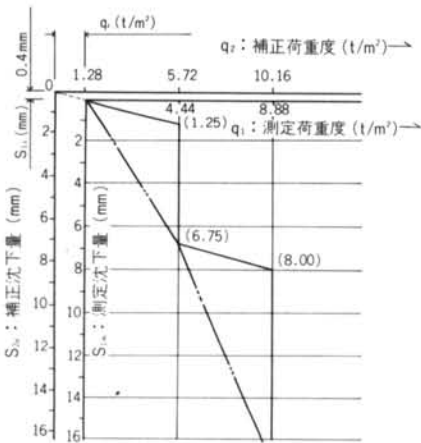


図-9  $q_1$  による  $S_{1i}$  の関係 (No. 1) 図

## § 9. 試験結果および支持力の推定

本試験 (No. 1 ~ No. 3) においては、図-10, 11, 12に示す結果を得た。同時に  $S_{1i}$  を求めた結果、No. 1 では0.40mm, No. 2, No. 3 では0.20mmという結果を得た。

支持力の推定に関して、地盤の場合においてもくいの鉛直方向の支持力と同様に、極限支持力、許容支持力、あるいは許容耐力等と色々な用語によって用いられているものがあるが、これらに明確な定義を与えることは困難で、便宜的に次のような意味で用いられているに過ぎ

ない。

そこで、試験結果から地盤の降伏荷重、および極限荷重を推定するために色々な図法が用いられる。一般には「荷重~沈下量」の関係から、最初に荷重と沈下量との関係を保っているが、荷重の増加に伴って直線的傾向を失う。この点を一般に降伏荷重（点）といっている。

同時に、極限荷重にしてもほとんど荷重が増加しないで沈下量だけが急増し、完全に曲線が下向きの状態になってしまう点を極限荷重（極限支持力）と呼んでいる。

試験の結果から、これらを判定するうえにおいて、設

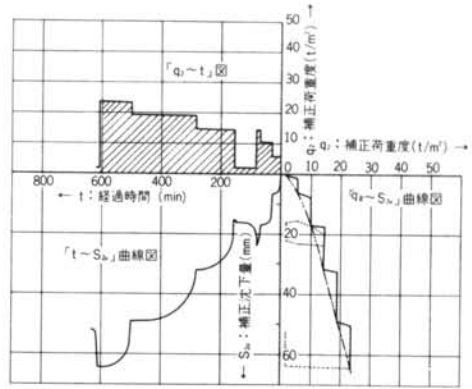


図-10 No. 1 試験結果図

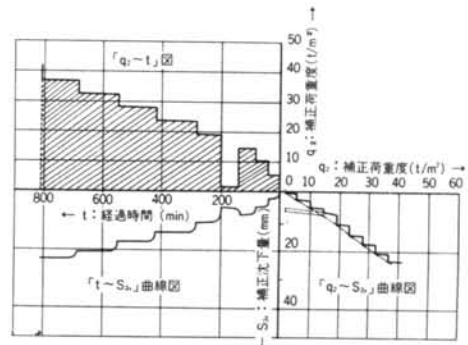


図-11 No. 2 試験結果図

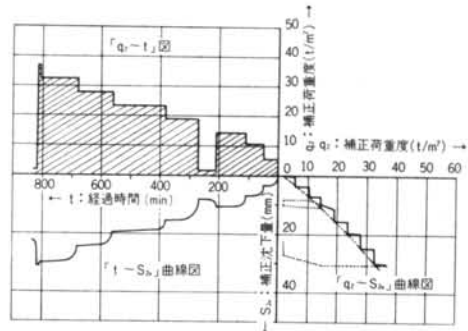


図-12 No. 3 試験結果図

計者の主観的判定に頼ることが多く、求められた値を一応安全率（多分に経験的なもの）で除したものを許容支持力とし、降伏荷重の $1/3$ 、極限荷重の $1/3$ のいずれか小なる値をもって「基準的支持力」としており、荷重だけを対象として沈下量の制限は含んでいない。

このようにして基準的支持力に対し、構造物の重要度に応じて、沈下量の問題を加味し、その他種々の要因を考慮したうえで「設計許容耐力」として扱われる。

本試験結果から地盤の降伏荷重および極限荷重を判定するために図-13、14に結果（各荷重段階における最終沈下量）をプロットした。

その結果いずれも降伏荷重を見出すことはできず、極限荷重においても本試験での載荷重度の範囲内では、まだ極限荷重に達していない。

したがって、図-14から極限荷重を概略的に推定して見るならば、No.1ではほぼ $60\text{t/m}^2$ 以下になるものと考えられ、No.2、No.3では共に $100\text{t/m}^2$ 以上であると推定できる。

しかし、これらの極限荷重の推定値は、いずれも図上

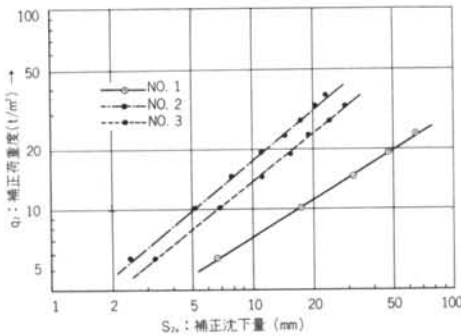


図-13 処女荷重段階の「 $\log q_2 \sim \log S_{2a}$ 」曲線図

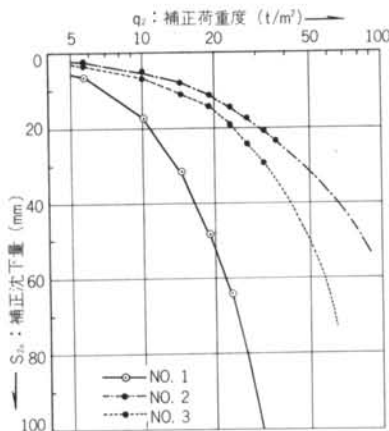


図-14 処女荷重段階の「 $\log q_2 \sim S_{2a}$ 」曲線図

からのものに過ぎず直ちに信頼出来るものでもない。

本試験では、一応実載荷重で考えると、各試験の最大荷重度 ( $q_{2max}$ ) までは「 $q_2 \sim S_{2a}$ 」曲線が得られているので  $q_{2max}$  を極限荷重度 ( $Q_2$ ) として取扱い、前述の条件からその $1/3$ を基準的支持力 ( $Q_B$ ) とし、同時に  $Q_B$  に相当する沈下量 ( $S_B$ ) を求めてみると次のような結果を得た。

No.1においては、

$$Q_B = 23.50(\text{t/m}^2) \times 1/3 = 7.83(\text{t/m}^2)$$

$$S_B = 11.00(\text{mm})$$

No.2においては、

$$Q_B = 36.83(\text{t/m}^2) \times 1/3 = 12.27(\text{t/m}^2)$$

$$S_B = 6.2(\text{mm})$$

No.3においては、

$$Q_B = 32.39(\text{t/m}^2) \times 1/3 = 10.79(\text{t/m}^2)$$

$$S_B = 7.50(\text{mm})$$

以上のように、本試験の結果からすると支持力面からみると、No.1を除いて期待出来るということになる。

## 9.1 支持力の増加および沈下量の減少

本試験でNo.1に対する地盤改良後の最大載荷重度の増加についてみると、No.2では約1.6倍、No.3では約1.4倍となっており、同時にNo.1の最大載荷重度 ( $23.50\text{t/m}^2$ ) における最終沈下量に対して、他の2つの試験の同荷重度での沈下量を比較してみると、No.2では約 $1/4.4$ 、No.3では、約 $1/3.4$ の沈下量の減少となっている。

このことから、地盤改良後の効果においては、少くも Sand Pile がどのような支持機構で発揮しているかは今のところ別問題としても、支持力面では効果があったことを示している。

## § 10. 試験結果における地盤の破壊性状

### 10.1 全般せん断破壊と局部せん断破壊

地盤上に載荷板をおいて、荷重をかけ「荷重度～沈下量」曲線を描くと、次のような状態で曲線が現われる。

最初は、直線状で、ある荷重度から急折し、ほぼ沈下量軸に平行な直線となるものや、最初から曲線状を画いて沈下が徐々にすすんでいく進行性の破壊性状を示すものがあり、K. Terzaghi は、前者の場合を全般せん断破壊、後者の場合を局部せん断破壊とよんで区別している。

このことから、破壊性状型について、本試験結果を照合してみると、No.1を局部せん断破壊型、No.2、No.3を

共に全般せん断破壊型と考えてみた。

以上は、地盤条件と土質定数とから支持力を試算するうえで、砂の内部摩擦角の関数として与えられる支持力係数の値を見出すのに比較的重要なものである。

## § 11. 試験結果および土質定数による支持力

### 11.1 N値より算定する土の内部摩擦角 ( $\phi$ )

N値より $\phi$ を算定する方法は、多くの人が提唱しているが、同一のN値に対して $\phi$ の値が変動するのは、粒子の形状、粒度分布などの多くの要素が関係する。

これらについては、Dunhamが粒子の形状と粒度分布に対する定性的な分類を行なっているほかは、明確な定量的算定法が見当らずN値から $\phi$ を求める方法の最大の弱点となっている。

そこで、本敷地では確実な根拠がないため R.B. Peck の提唱する  $\phi=0.3N+27$  式を使って求めてみることにした。これはこの式が特に信頼性が高いという理由からではなく、特別の理由がないのに $\phi$ の値の判定に大きな差が生ずるのを避けるためと、比較的これらに関連する式のうちでも下限に近い値を示すことと、計算式が簡易で $\phi$ が一応定量的に定まると言う程度に過ぎない。

原地盤では、N値を平均3 (GL-3.00m付近まで) とすると $\phi \approx 28^\circ$ となる。

またN値を平均10 (GL-5.00~8.00m付近の砂層) とすると $\phi=30^\circ$ となる。したがって、No.1においては $28^\circ$ を採用すると、 $N_c'=12.68$ ,  $N_q'=8.32$ ,  $N_r'=5.4$  (局部せん断破壊)を得る。

また同様にして、地盤改良後では、前者の層ではN値を平均7とすると、 $\phi \approx 29^\circ$ となり、後者の層では平均20とすると $\phi=30^\circ$ となる。したがって、No.2, No.3においては、 $\phi=30^\circ$ を採用すると、 $N_c=37.19$ ,  $N_q=22.47$ ,  $N_r=20$  (全般せん断破壊)を得る。

### 11.2 粘着力 ( $c_t/m^2$ ) および単位体積重量 ( $\gamma_s t/m^3$ )

改良前における地盤で、上部層 (GL-3.00mまで) は砂という範中に入るが、粒度組成から見るとシルト分が40%程度含有しており、わずかではあるが粘着力は存在するものと考えられ、一応 $0.8t/m^2$ と推定した。

改良後においては、一応GL-13.00付近まではSand Pileによっておき変えられたものとして粘着力は零とした。

また、改良前においてはGL-3.00~4.00mに存在

する粘性土層の $\gamma_s$ を土質調査結果から $1.7t/m^3$  (水面下の場合は $0.7t/m^3$ )とし、この層の上下に存在する砂層においては、 $1.8t/m^3$  (水面下の場合は $0.8t/m^3$ )とした。

改良後においては、一様に $1.8t/m^3$  (水面下の場合は $0.8t/m^3$ )とした。

### 11.3 試験結果の利用による許容支持力の算出

建築基礎構造設計規準、同解説17条2項による長期の許容支持力度 ( $q_a$ ) は、(1)式によって示されている。

この式から求める $q_a$ は次のようになる。

$$q_a = q_t + \frac{1}{3} \cdot N' \cdot \gamma_s \cdot D_f \quad \dots\dots(1)$$

ここに本地盤では、

$q_t$ : 極限荷重度の $\frac{1}{3}(t/m^2)$ でNo.1では $7.83t/m^2$ , No.2では $12.27t/m^2$ , No.3では $10.79t/m^2$ である。

$N'$ : 基礎荷重面下にある地盤の土質によって定まる係数で、同書では特に砂質地盤の場合にゆるい場合には3 (No.1の場合)、しまっている場合には9 (No.2, No.3の場合)を与えている。

$\gamma_s$ : 基礎荷重面より上方にある地盤の単位体積重量で本敷地の平均地下水水位がGL-1.00mであることから $1.8t/m^3$ とする。

$D_f$ : 基礎に近接した最低地盤面から基礎の荷重面までの深さであって1.00mとする。

この結果、No.1= $9.63t/m^2$ , No.2= $17.67t/m^2$ , No.3= $16.19t/m^2$ となった。

### 11.4 土質定数による支持力の算出

建築基礎構造設計規準、同解説17条1項による長期の許容支持力度 ( $q_a'$ ) は(2)式によって示されている。

この式から求める $q_a'$ は次のようになる。

$$q_a' = \frac{1}{3} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad \dots(2)$$

ここに本地盤では、

$c$ : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力で、No.1では $0.8t/m^2$ , No.2, No.3では零とする。

$\gamma_1$ : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量で、No.1, No.2, No.3では $0.8t/m^3$ とする。

$\gamma_2$ : 基礎荷重面上方にある地盤の単位体積重量で、No.1, No.2, No.3では $1.8t/m^3$ とする。

$\alpha, \beta$ : 基礎荷重面の形状によって定める形状係数であって、本構造物の形状 (長方形) からして、 $\alpha=1.10$ ,  $\beta=0.47$ とする。

$N_c, N_r, N_q$ : 支持力係数を示し、前述 (10.1) した値とする。

$D_f$ : 基礎に近接した最低地盤から基礎荷重面までの深さであって、1.00mとする。



$B$  : 基礎荷重面の最小幅とし、本構造物の短辺長さ  
17.40mとする。

この結果、 $No.1 = 20.42t/m^2$ ,  $No.2$ ,  $No.3 = 57.10t/m^2$  となった。

これらの2つの試算において、 $q_a$  と  $q_a'$  には大きな開きがあるが、この場合  $q_t$  (試験における最大荷重程度の  $1/3$ ) を扱う際に、図-14でも明らかなように極限荷重まで達していない所で取扱っているためである。

そこで、 $q_a'$  が仮りに本地盤での許容支持力であるものと考えて(1)式より  $q_t$  を逆算して見ると、 $No.1$  では  $18.62t/m^2$ 、 $No.2$ 、 $No.3$  では  $51.70t/m^2$  という結果が得られる。このことから試験における極限荷重はそれぞれ  $55.86t/m^2$ 、 $155.10t/m^2$  という結果になる。

### 11.5 支持力に關係する地盤の性状の相違

前項までは、比較的上部層(改良した地盤  $GL-13.00$  m 付近まで)についての支持できうる許容荷重について検討してみた。

しかし、載荷板の小さな面積に対する場合と、実際の基礎の大きい面積に対する場合とでは、当然支持力に關係する地盤の範囲は異なってくるものである。

そこで、 $q_2$  なる等分布荷重を受けた場合の載荷板(正方形)の下と実際の構造物を受ける  $q$  なる等分布荷重を受ける場合の地中応力分布状態(圧力球根と呼んでいる)を示すと図-15のようにになる。

これらは荷重面の形が、正方形から長方形になるに從って応力分布はさらに深部までおよぶことになる。

いま試験で  $q_2$  に対して、 $q_2$  の20%の応力の到達する深さは、約  $GL-5.00 \sim -6.00$  m 付近の深さであり、実際の構造物の場合では、前者と同荷重度の時20%の応力の生じる深さは、約  $GL-42.00 \sim -43.00$  m まで到達していることになる。

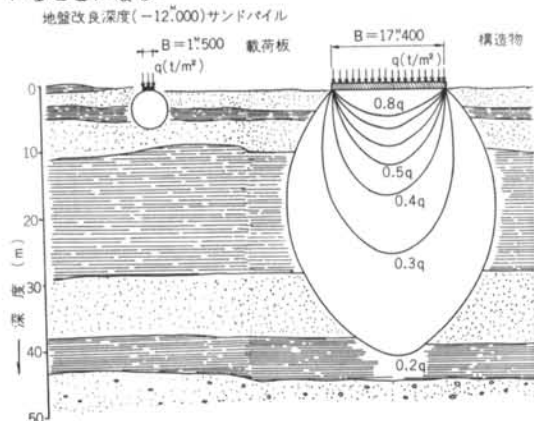


図-15 接地面積の相違による圧力球根の影響深度図

このように圧力球根の範囲内に軟弱な地層(本敷地地盤では  $GL-9.00 \sim -29.00$  m におよぶ層厚20.00mの粘性土層が存在する)が存在すれば、当然その軟弱層に起因する構造物の沈下量(圧密沈下)が問題となってくるからたとえ表層が強固であっても、やはり軟弱地盤の考慮を欠くことができないものである。

## § 12. 砂地盤の沈下(圧縮沈下)および相対密度の推定

砂地盤の沈下は、粘土地盤のような長期の圧密沈下がない代わりに、振動を受けた時の沈下と水による影響が大きいのが特長である。

K. Terzaghi, R. B. Peck が実験から求めた  $30 \times 30$  cm 角の載荷板と沈下の関係を(3)式で与えている。

$$S_B = S_{0.3} \{2B/(B+0.3)\}^2 \quad \dots\dots(3)$$

ここに、

$S_B$  : 任意基礎幅に対する  $q$  なる荷重を受けた時の沈下量 (cm)

$S_{0.3}$  : 30cm角の載荷板に  $q$  なる荷重を載荷した時の沈下量 (cm)

$B$  : 構造物基礎幅(短辺長さ) (m)

本試験の結果の内  $No.2$ 、 $No.3$  については、基礎下  $GL-12.00 \sim -13.00$  m 付近までは砂で置き換えられたものと仮定し、(3)式によって、 $S_{0.3}$  の沈下量を求めさらにこれらの結果を K. Terzaghi の提唱している砂地盤の相対密度推定曲線図と対比してみると図-16、17のようにになる。これらの図から判明することは、本地盤の相対密度は  $No.2$  の場合では、比較的荷重度の小さいところでは「しまっている」という範囲に入るが、 $No.2$ 、 $No.3$  の結果を全般的に視察した時「中位」の状態であるといえる。

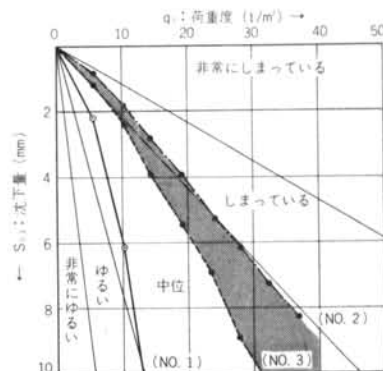


図-16 地盤の相対密度推定 ( $S_{0.3}$ ) 図

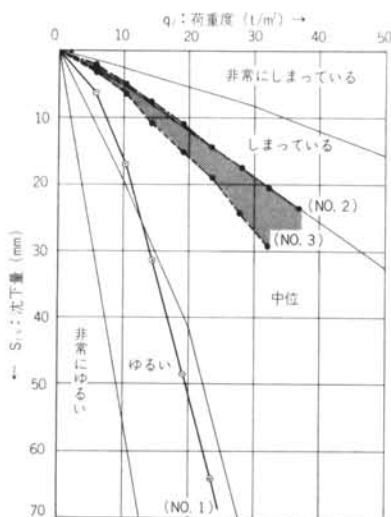


図-17 地盤の相対密度推定 ( $S_{0.3}$ ) 図

このことから、No.1 に対し、ゆるい状態から中位の状態あるいは締まっているといった状態に変化したことは、改良の効果が地盤の密度の上からみてもあったことを示している。

### § 13. 地盤係数理論による砂地盤の沈下

基礎底面のある点における接地圧を  $P$ 、その部分の沈下を  $S$  とし、接地圧  $P$  と沈下  $S$  が比例すると考えるならば(4)式が成立する。

$$P = k \cdot S \quad \dots\dots(4)$$

ここで、比例定数  $k$  がいわゆる地盤係数である。

したがって(4)式が成立することを前提として、 $k$  によってあらわされる地盤の剛性と基礎盤の剛性を考えに入れて問題を解き、種々の応力、変形等を算定する理論が、いわゆる地盤係数理論である。

この関係から本試験の結果をもとにして、地盤係数を算出してみると、No.1 では  $k_{1.5} = 0.597(\text{kg}/\text{cm}^3)$ 、No.2 では  $k_{1.5} = 1.58(\text{kg}/\text{cm}^3)$ 、No.3 では  $k_{1.5} = 1.24(\text{kg}/\text{cm}^3)$ 、という結果が得られた。

そこで、 $k_{1.5}$  (試験の結果から求めた地盤係数) から  $k_n$  (任意の基礎幅を持つ構造物の地盤係数) を求めるために(3)式に示した関係を適用し、地盤係数を算出する式を導くと(5)式ようになる。

$$q_n = \{(0.84B + 0.25)/B\}^2 \cdot k_{1.5} \quad \dots\dots(5)$$

したがって、(5)式より  $B = 17.4(\text{m})$  の時の地盤係数を No.2 の場合について求めると  $k_{17.4} = 1.18(\text{kg}/\text{cm}^3)$  となる。そこで、(4)式に基づいて、 $q_2 = 10.16(\text{t}/\text{m}^2)$ 、 $q_2 = 36.83$

$(\text{t}/\text{m}^2)$  の時の沈下量を求めると、 $S_{17.4} = 0.9(\text{cm})$ 、 $S_{17.4} = 3.2(\text{cm})$  という結果を得る。

構造物の沈下量は、当然支持地盤となる複合地盤の土の力学的性状に支配されるものであるが、地盤係数理論に基づき沈下量の算出では、上部層が完全に砂で置き換えられたものと仮定して改良した地盤についてのみ検討したもので、下部の粘性土に対する圧密沈下量はここでは考慮していない。

### § 14. 設計許容地耐力

試験の結果および土質条件を入れて算出した長期許容支持力は、以上の検討結果で  $10\text{t}/\text{m}^2$  以上期待出来ることが判明した。

これは、沈下量の立場から考えた場合、中間層(粘性土層)の圧密による沈下量(砂層の圧縮沈下量)をいま考えないとするならば、既説したように、設計荷重量に対してわずかに  $10\text{mm}$  程度の沈下量であり、また仮りに、載荷面積の大小によって圧力球根が中間層の粘性土層に到達することから支持力が若干下回る傾向にあることを考えに入れても、また圧力球根の影響によって沈下量の増加と言う両方(支持力、沈下量)から考えても、上部(改良後の地盤)の砂層における設計許容地耐力は期待できるものと思われる。

### § 15. まとめ

試験の結果から判断すれば、支持性状に大きな相違をみる事ができたと同時に地盤の締め固め効果が発揮されたことは事実である。

しかし、地盤全体が軟弱地盤であるために上部層のみの地盤改良によって重構造物が支持できるかどうかの問題については、複合地盤をどのように考え、取扱うかで支持地盤としての基本的概念が変わってくるもので、これらに関しては将来に残された大きな課題でもある。

今後これらに関する資料の蓄積という意味も含めて、建設構造物の沈下量の実測によって裏付資料を得、あらゆる角度からの検討資料が必要とされる。

当敷地では、地盤の支持力性状およびその効果について、ごく一部ではあるが、大型平板載荷試験によって知ることができ、今後の設計上の問題に関して貴重な参考資料であるものと考えている。

本報では、これらに関する諸調査のうち試験を終了し

たものについての報告に止めたので、また別の角度から調査した成果を報告するつもりである。

#### 謝 辞

試験に際し、計画、実施段階で指導して下さいました早大の古藤田教授を始め、K. K. 日建設計、本構造物建設に関係する清水建設の諸氏に深く敬意を表します。

#### 〈参考文献〉

- 1) “軟弱地盤の調査・設計・施工法 (土質基礎工学ライブラリー1)” 土質工学会
- 2) 大崎順彦：“基礎構造” コロナ社
- 3) “建築基礎構造設計規準・同解説” 日本建築学会
- 4) “土と基礎の計算実技演習 (その3)” 土質工学会
- 5) 中山二郎：“軟弱地盤処理工法 (サンドコンパクションパイル工法)”
- 6) 河上房義：“新編土質力学” 森北出版
- 7) 最上武雄：“パイプロフレーション”
- 8) 赤井浩一：“土質力学 (朝倉土木工学講座)”
- 9) 日本建築学会論文報告集—「大会号」—第54号 昭和31年9月

