

基礎工の支持力について

村山 朔郎・柴田 徹

ON THE BEARING CAPACITY OF FOUNDATION

by Dr. Eng., Sakurō MARAYAMA and Tōru SHIBATA

Synopsis

This is a report of theoretical and experimental researches on the bearing capacity of the friction pile or the circular footing.

First, the authors' recently published theory of the bearing capacity of friction pile driven into soft clay is extended and an example of in situ loading test of friction pile is given.

Secondary, on the basis of experimental investigation, a new measuring method of allowable bearing capacity of circular footing lying on the surface of clay is proposed. Applying the authors' new method, the bearing test of oil tank constructed on soft clay is made; 10,000m³ of water is pumped into the tank at the rate of 833 m³/day.

1. 緒 論

軟弱粘土層によつて支持される基礎工の沈下、支持力特性は圧密による密度変化の生じない限り、すでに報告したような粘土の変形、強度特性¹⁾に類似であると考えられるので、粘土のレオロジーに関する基礎的研究の成果をクイ及び平板の支持力の解明に適用することを試みる。

従来、摩擦グイの使用された例は少なくないが、一般には特性の不可解な摩擦グイの使用を避ける傾向さえもみられる。しかし軟弱粘土層が深い場合には合理的な使用をはかれば摩擦グイでも所期の目的が達せられる場合も少なくないと思われ、その合理化のためには摩擦グイの支持力特性及び沈下特性を明確にすることがきわめて必要である。また単グイの許容支持力を求めるのに最も信頼できる方法は実物大の試験グイについて載荷試験を行ない、荷重～沈下曲線から適当な値を推定することであると考えられているが、この場合にも地盤の土質によつては時間の影響が入る余地が十分にある。

また粘土地盤の支持力の問題は古くから研究されており、例えばその許容支持力をきめる方法の一つに荷重～沈下曲線の直線から曲線に移る点、すなわち土が降伏しはじめる点の荷重強度 p_v をとることが考えられている。しかし実際問題として、多くの場合の荷重～沈下曲線ははじめから曲線状をなしているので、 p_v の値を正確に求めることが困難であり、荷重～沈下曲線を調査するだけでは構造物の安定性を確認する決定的な方法はなかつたといえる。とくに載荷試験が短期に終了し、まだ沈下途中にある場合は安定性の推定ができなかつた。

本論文ではまず、深い軟弱粘土層に打込まれた摩擦グイの沈下、支持力特性をレオロジーの立場から理論的に解明し、その成果を現地試験によつて実証するとともに、摩擦グイの支持力測定に関して新たな解析方法を提案する。

次にクイの支持力に関するレオロジー的考察と同様の取扱いを平板の支持力に適用して模型載荷試験を行なうとともに、平板の支持力試験に対する新たな解析方法を提案する。さらにこの方法を適用して行なつた重油貯蔵タンク基礎地盤の現地載荷試験の成果を報告する。

2. 摩擦グイ支持力のレオロジー的考察

グイの沈下と降伏支持力特性についての著者らの考え方はすでにその一部を紹介した²⁾が、その後補足進展せしめた部分もあるので、以下に説明する。

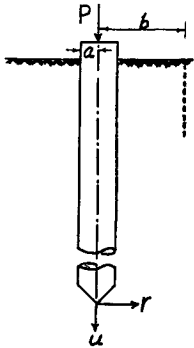
軟弱な粘土層中に打込まれた摩擦グイでは、先端抵抗は周面摩擦に比べ無視できる位小さいといわれている³⁾ので、ここでは先端抵抗を無視して周面摩擦のみについて考察する。

粘土のせん断ヒズミ γ と応力 τ の関係は、上限降伏値以下の応力範囲では圧縮クリープの関係式¹⁾を応用して次式で与えられる。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_1} + \frac{(\tau - \tau_0)}{G_2} + \frac{(\tau - \tau_0)}{B_2 G_2} \log A_2' B_2 G_2 t, \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 τ_0 ; 下限降伏値, G_1, G_2 ; セン断弾性係数, A_2', B_2 ; レオロジー的常数, t ; 時間である。

Fig. 1 において u を鉛直方向変位, r をグイ中心からの水平方向半径とすれば、



$$\gamma = \frac{du}{dr} \dots\dots\dots(2)$$

グイ頭に荷重が載荷されたために、半径 r の点の粘土中に生じるせん断応力は⁴⁾

$$\tau = -\tau_0 \left(\frac{a}{r} \right), \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 τ_a ; グイ周面に下向きに作用するせん断応力, a ; グイの半径である。また Fig. 1 に示した影響半径 b は式 (3) の関係より、

$$b \geq a \left(\frac{\tau_a}{\tau_0} \right)$$

Fig. 1 Scheme of calculation

にて与えられる。式 (1) に式 (2), (3) を代入して、

$$\frac{du}{dr} = -\frac{\tau_a}{G_1} \frac{a}{r} - \left(\frac{a \tau_a}{r} - \tau_0 \right) \left(\frac{1}{G_2} + \frac{1}{B_2 G_2} \log A_2' B_2 G_2 t \right) \dots\dots\dots(4)$$

式 (4) を積分して u を求めると、

$$u = -\frac{\tau_a}{G_1} a \log r - (a \tau_a \log r - r \tau_0) \left(\frac{1}{G_2} + \frac{1}{B_2 G_2} \log A_2' B_2 G_2 t \right) + C \dots\dots\dots(5)$$

$r=b$ にて $u=0$ の条件より積分常数 C を定めると、

$$C = \frac{\tau_a}{G_1} a \log b + (a \tau_a \log b - b \tau_0) \left(\frac{1}{G_2} + \frac{1}{B_2 G_2} \log A_2' B_2 G_2 t \right)$$

ゆえに、式 (5) は

$$u = \frac{a \tau_a}{G_1} \log \frac{b}{r} + \left\{ a \tau_a \log \frac{b}{r} - \tau_0 (b-r) \right\} \left(\frac{1}{G_2} + \frac{1}{B_2 G_2} \log A_2' B_2 G_2 t \right) \dots\dots\dots(6)$$

となるから、グイの沈下量 u_a は

$$u_a = \frac{a \tau_a}{G_1} \log \frac{b}{a} + \left\{ a \tau_a \log \frac{b}{a} - \tau_0 (b-a) \right\} \left(\frac{1}{G_2} + \frac{1}{B_2 G_2} \log A_2' B_2 G_2 t \right) \dots\dots\dots(7)$$

にて表わされる。

さらに、周面のせん断応力 τ_a は

$$\tau_a = \frac{P}{2\pi al},$$

ここに、 P ；載荷荷重、 l ；クイの打込み深さである。

従つて、式(7)は

$$u_a = \frac{P}{2\pi l} \frac{1}{G_1} \log \frac{b}{a} + \left\{ \frac{P}{2\pi l} \log \frac{b}{a} - \tau_0 (b-a) \right\} \left(\frac{1}{G_2} + \frac{1}{B_2 G_2} \log A_2' B_2 G_2 t \right) \dots \dots \dots (8)$$

となり、クイに一定荷重を載荷した場合には沈下量～時間(対数)関係が直線になることを説明できる。

また、式(8)より直線の勾配を求めると

$$\frac{du_a}{d \log t} = \frac{P}{2\pi l} \frac{1}{B_2 G_2} \log \frac{b}{a} - \frac{\tau_0}{B_2 G_2} (b-a) \dots \dots \dots (9)$$

となり、クイ頭の沈下速度 ($du_a/d \log t$) と荷重 (P) の関係は直線となる。

上述の考察は一定荷重載荷時におけるクイの沈下の経時特性に関するものであるが、つぎに漸増荷重によるクイの沈下特性を理論的に調べる。

等荷重を等時間隔に増加していく定荷重式載荷試験においては、粘土の第 n 次載荷時の全せん断ヒズミ γ_n と応力 τ_e との関係は、上限降伏値以下の応力範囲では文献 1) に示した関係を応用して次式で与えられる。

$$\gamma_n = \frac{n\tau_e}{G_1} + \frac{n\tau_e}{G_2} - \frac{\tau_e}{G_2} \{ (-l) + (-l)^2 + (-l)^3 + \dots + (-l)^n \}, \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 τ_e ；各荷重載荷段階における応力増分、 $l = \frac{1}{B_2} \log A_2' B_2 G_2 t_e$ 、 t_e ；荷重載荷段階の時間間隔、である。

式(2)及び(3)を用い、かつ $r=b$ にて $u=0$ の条件より積分常数を定めて式(10)を解いた結果は

$$u_a = \frac{n \cdot P_e}{2\pi l G_1} \log \frac{b}{a} + \frac{n \cdot P_e}{2\pi l G_2} \log \frac{b}{a} - \frac{P_e}{2\pi l G_2} \log \frac{b}{a} \{ (-l) + (-l)^2 + \dots + (-l)^n \}, \dots \dots \dots (11)$$

ここに、 u_a ；クイの沈下量、 P_e ；各荷重載荷段階における荷重増分、従つて荷重 P は $P = nP_e$ である。

式(11)の形で表わされる $u_a \sim n \cdot P_e$ 関係が両対数紙上で近似的に直線となることはすでに証明した¹⁾。従つてクイの定荷重式載荷試験を行なつてクイの沈下量と荷重の関係を両対数紙上にプロットすると、粘土の上限降伏値に相当するクイの支持力、すなわち降伏支持力以下の荷重範囲では直線となるはずである。

以上に述べた理論の結果、とくに式(8)及び(9)については模型グイあるいはクイ先端が大阪第一粘土層(沖積層)の中間に位置するものの現地試験によつて検照した²⁾。ここでは第一粘土層の最深部に達する摩擦グイの現地試験の結果を報告する。

3. クイの現地載荷試験の一例

クイの沈下と支持力特性に関する理論及び既報の模型実験の成果²⁾を実際に適用するために、大阪地盤の軟弱粘土層中に深く打込まれた摩擦グイについて現地試験を実施した。

試験場所は大阪市港区田中元町で、その土質構成は Fig. 2 に示すごとく、地表から約 7 m 深さまで緩い締まり程度の砂層があり、それ以下に厚さ約 25 m の粘性土が堆積している。従つて、この地点では粘性土のみでなく表層の砂による周面摩擦が同時に働くものと考えられるが、前述したクイの支持力解析法は、別途実験により砂の場合にも適用できることがわかっている。

この地点の粘性土の物理試験の結果は Fig. 2 に併記してあるが、一軸圧縮強度は $q_u \approx 0.8 \text{ kg/cm}^2$ となっている。

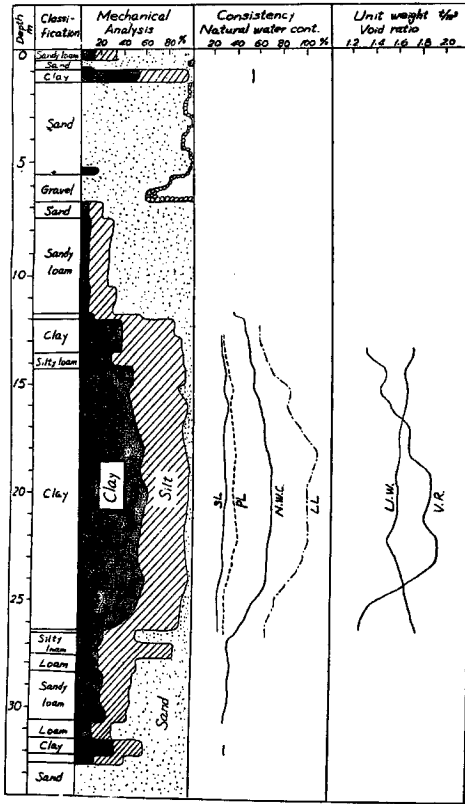


Fig. 2 Soil profile

試験グイは外径 50 cm, 肉厚 8 cm, 長さ 28 m の遠心力鉄筋コンクリートグイであつて、これを地表面下約 30 m 深さまで打込んだ際の沈下、支持力特性を明らかにした。

クイの載荷試験は 500 ton 水圧ジャッキにより等荷重をはば等時隔にクイ頭に載荷し、沈下量の測定は試験グイ周にとりつけた4コのダイヤルゲージ(1/100mm)の読みを平均した。

Fig. 3 にクイの載荷試験の結果を示す。図中の荷重～沈下曲線から許容支持力を求める従来の諸方法⁶⁾—1) クイ頭の沈下曲線または塑性沈下曲線の急曲する点の荷重, 2) クイ頭の沈下量または塑性沈下量が許容限度の荷重, 3) 荷重 1 ton 当りのクイ頭沈下の増加量が許容限度に達したときの荷重, 4) クイ頭の沈下曲線の勾配が弾性変形曲線の勾配の4倍となる荷重—は安全率のとり方にも左右され、力学的な意味をもつたものとはいえない。

さて、この載荷試験は Fig. 3 の荷重～時間関係図にもみられるごとく、正確に等荷重を等時隔に増加していないが、平均載荷速度 1.2 ton/min の荷重制御方式とみなして差し支えないので、2. に述べた方法で荷重～沈下曲線を両対数紙上にプロットすると Fig. 4 が得られる。図より明らかなように実測値は折線をなす直線上にのり、直線の第1折点に対応する荷重として降伏支持力(=310 ton)を求めることができる。

この値は、F. R. Bullen の方法⁶⁾で求めた極限支持力(=313 ton)とほとんど一致する。Bullen の方法はクイ径の10%の沈下を生ずる荷重を極限支持力とするもので、試験グイ径 50 cm であるから、クイ径の10%に相当する 5cm の沈下を生ずる荷重を Fig. 3 の荷重～沈下曲線より求めると極限支持力として 313 ton を得るわけである。

4. 模型平板の載荷試験

上述の2, 3においてレオロジー的観点からクイの沈下及び支持力特

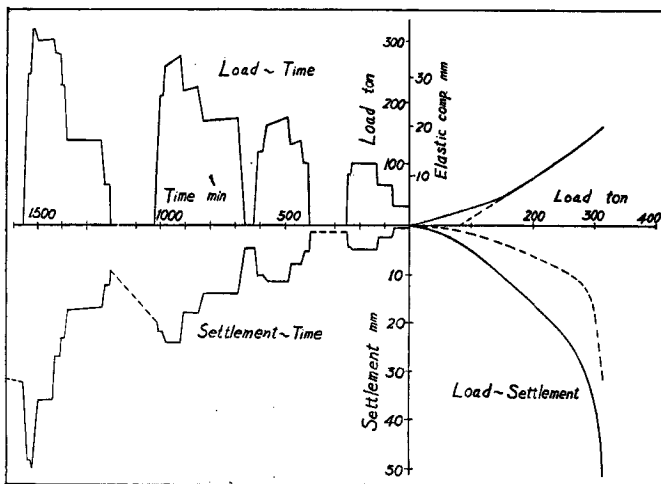


Fig. 3 Field loading test of friction pile

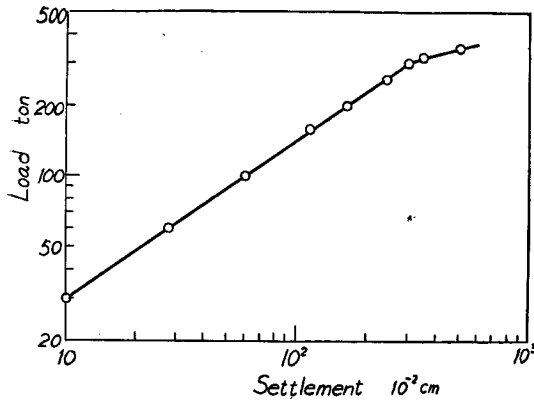


Fig. 4 Load~settlement curve

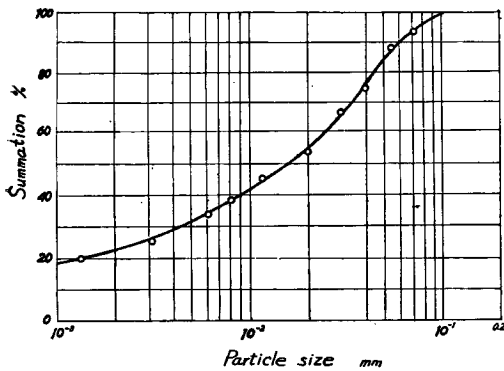


Fig. 5 Grain size distribution

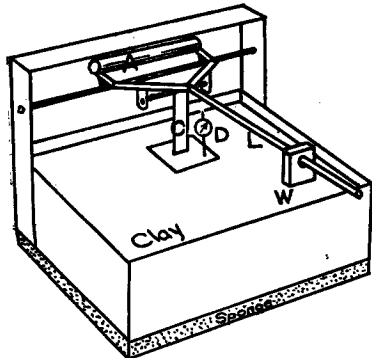


Fig. 6 Loading device used in the experiments

性を解明したので、その成果を平板の支持力に準用して載荷実験を行なった。平板の載荷試験においては地盤に圧密による密度変化の生じない範囲においては過圧密粘土の圧縮特性に類似と考えても差し支えない。ゆえに著者らは平板載荷試験における降伏支持力を求めるため、定荷重方式の載荷試験を行ない、両対数紙上に描いた荷重～沈下曲線の初期直線部の第1折点をもつて降伏支持力を決定するように試みた。

実験に使用した粘土は大阪沖積粘土層より採取したもので、比重 2.65, 単位体積重量 1.70 g/cm³, 自然含水比 54.5%, 間ゲキ比 1.40, 液性限界 54.0%, 塑性限界 29.3% であり、その粒径加積曲線を Fig. 5 に示す。この粘土を木製土槽 (1.0×1.0×0.75m) 中に 70 cm 厚さに詰めしたが、その際に、採掘時にこわされたものをランマーでたたきながら空ゲキの残らぬよう填充したので、粘土は完全に乱された状態に近くなる。従つて填充後約 6 カ月間静置して強度回復をまつとともに、土層表面に沓紙を敷き、載荷板 (0.9×0.9m) を介して荷重をのせて圧密させた。その結果、コーンペネトロメータ (コーンの底面積 1 in², 先端角 30°) を用いて実測した粘土の

強度は $c \approx 0.2 \text{ kg/cm}^2$ であった。

載荷装置は Fig. 6 にその概略を示すようにレバー式載荷である。すなわちレバー L 上の荷重 W を所定位置にスライドさせてレバー比を変えることにより、荷重伝達板 C を介して模型平板 P に所定の荷重を載荷する。平板は寸法を数種類に変えた方形板と円形板 (ここでは円形板についてのデータのみ述べる) を使用し、その沈下量をダイヤルゲージ D (1/100 mm) で測定した。図中の A は平衡重錘である。

載荷試験は定荷重式の載荷によつて行なつた。粘土の上限降伏値は定荷重式圧縮試験で得た応力～ヒズミ曲線を両対数紙上にプロットし、直線の第1折点に対応する応力として求められるが、粘土上に置かれた平板の沈下特性は上にも述べたように過圧密粘土の圧縮特性に類似であると考えられることのできるの

で、平板の場合も同様の方法で荷重～沈下曲線を両対数紙上にプロットし、直線の第1折点に対応する荷重として降伏支持力を求めることができるはずである。

Fig. 7 は円形板の直径を 6, 8, 10, 15 cm の 4 種類に変え、載荷速度 4 kg/min で載荷して得られた荷重強度～沈下曲線を描いたものであつて、円形板の寸法が大きくなるほど支持強度が小さくなることを示し

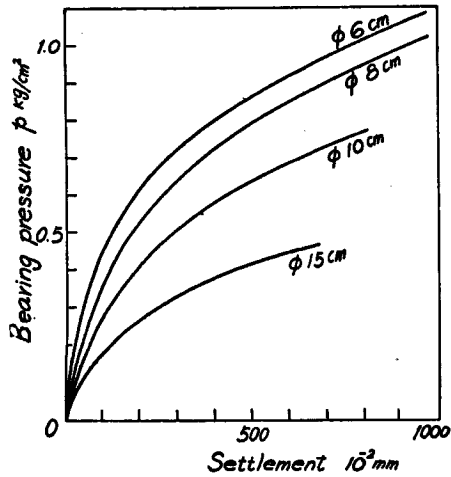


Fig. 7 Load~settlement curves from circular plates bearing tests

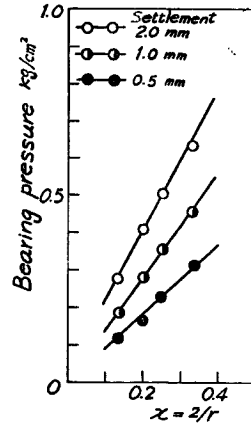


Fig. 8 Bearing pressure p plotted against $x=2/r$; a graphical form to compare Housel's equation

ており、かかる size-effect を Housel の方法に従つて整理するとつぎのようである。すなわち Housel の実験公式は $p=mx+n$ 、ここに、 p ；同一沈下量に対する支持強度、 x ；周積比=(周長)/(面積)= $2/r$ (r ；円形板の半径)であつて、Fig. 7 より例えば沈下量 0.5, 1.0, 2.0 mm に対する p を求め、各寸法の円形板に対する $x=2/r$ との対応をプロットすると Fig. 8 のごとく $p \sim x$ の直線関係がみられ、この場合にも Housel の実験式があてはまるようである。

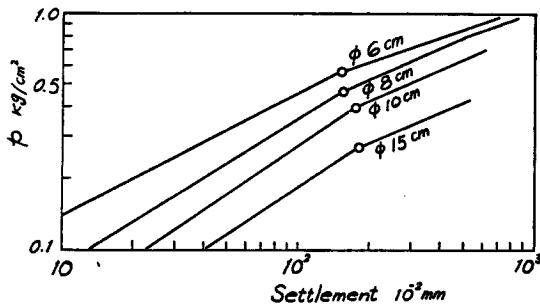


Fig. 9 Load~settlement curves

さて、Fig. 7 の荷重強度~沈下曲線を両対数紙上にプロットすると Fig. 9 が得られる。図より明らかなごとく、各円形板について直線の第 1 折点に対応する荷重強度としてレオロジー的な意味をもつ降伏支持力を得ることができ、それぞれの降伏支持力値は、それ以上の荷重を載荷すれば、ある時間を経過後に破壊沈下を発生するので、円形板の支持力と認めることができる。なお、この降伏支持力は載荷速度を変えても変化しないことが別途実験によつて明らかになつている。

5. 重油貯蔵タンク基礎地盤の載荷試験

軟弱な沖積粘土層よりなる地盤上に重油貯蔵タンクを建造するため、コンポーザー工法(圧縮砂グイ工法)によつて地盤改良を行ない、タンク基礎として十分な支持力を有するはずの基礎地盤を造成したが、その基礎地盤の支持力を検討する目的で、4.で述べた模型平板の載荷実験の成果を適用して、タンク内に注水した水荷重を利用して現地載荷試験を実施した。

試験場所は大阪市住吉区平林北之町で、この地点の土質構成は Fig. 10 に示すように地表面下 1~4 m の深さに一軸圧縮強度 $q_u \approx 0.25 \text{ kg/cm}^2$ (標準貫入試験の打撃数 N より、 $q_u = N/8.2 \text{ kg/cm}^2$ を用いて⁷⁾推定した値)の軟弱な粘土層、深度 4~7 m に $N \approx 10$ 程度の緩い締め具合の砂層、さらに 7 m 以下に $q_u \approx 0.6 \text{ kg/cm}^2$ のシルト質粘土層が堆積している。コンポーザー施工後の N 及び q_u の値は Fig. 10 の右端欄に現

地盤の値と比較して併記してあるが、これによると粘性土の q_{ui} は例えば深度 8 m において $0.4 \rightarrow 0.8 \text{ kg/cm}^2$ と約 2 倍に増加し、また砂層の N は約 4 倍程度の顕著な増加を示している。

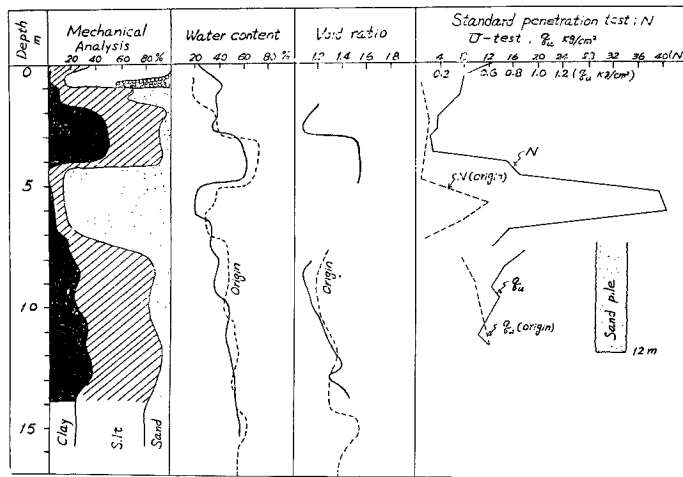


Fig. 10 Typical strata under the site

重油タンクは Fig. 11 に示すように直径 33 m、高さ 10.4 m、容量 10 000 Kl のもので、重油を充滿した際、基礎地盤に加わる荷重強度は 10 ton/m^2 となる。地盤改良工法としての圧縮砂グイ ($\phi 48 \text{ cm}$) はタンク基礎内に 12 m 長さのもの約 1 900 本、基礎外に 5 m 長さのもの約 1 700 本を 1.5 m 間隔で打設し、さらにタンク底面と地盤の間には 1.3 m 厚さのよく締つた置砂が施工されている。Fig. 12 は重油タンク完成時の外観図である。

載荷試験用の荷重としてはタンク内に徐々に注水する水荷重を利用したが、その際に等荷重を等時隔に段

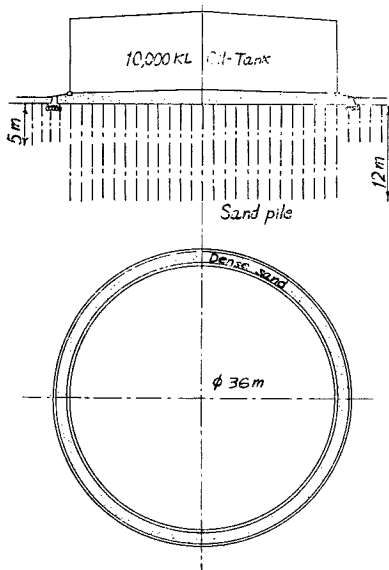


Fig. 11 Plan and section of oil tank



Fig. 12 Front view of oil tank

階的に増加する定荷重式載荷方式となるように水位上昇速度を、ポンプの注水量を調節することによって制御した。

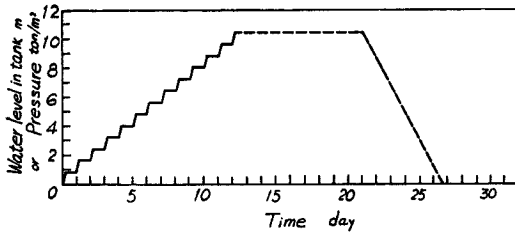


Fig. 13 Load~time curve

Fig. 13 はタンク内水位(すなわち荷重強度)~時間曲線であつて、水位上昇を示す折線の平均勾配よりこの場合の載荷速度は $0.8 \text{ ton/m}^2/\text{day}$ となる。なお載荷試験開始後12日間で満水となるので、満水状態を9日間保つたのち、 $1.9 \text{ ton/m}^2/\text{day}$ の除荷速度で荷重を除去した。

タンクの沈下量はタンク側壁に8コの測点を設け、これに不動点との水位差を指示する沈下測定器を設置した。

不動点はタンク外周より約40m離れた地点を選び、この不動点に固定した水槽(水位は常に一定に保つ)と沈下測定器はフレキシブルな水管で連結し、不動点との水位差を 0.1mm の精度で読めるようにした。

また底面中央点の沈下量は Fig. 14 に示すようにタンク底面中央に結んだ針金を滑車でみちびく装置でタンク側壁との相対沈下が読めるようにした。

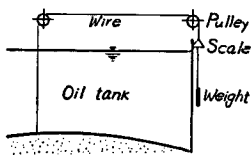


Fig. 14 Arrangement for measuring settlement of oil tank

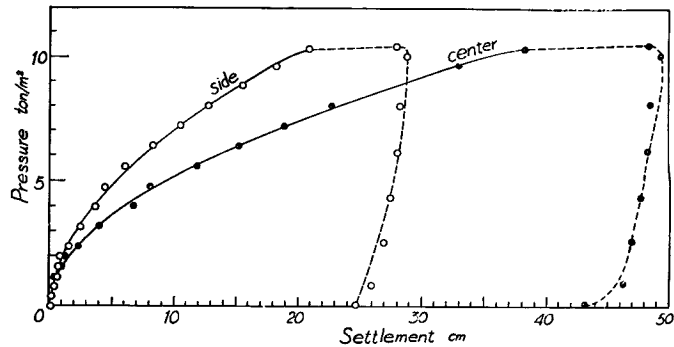


Fig. 15 Load~settlement curves

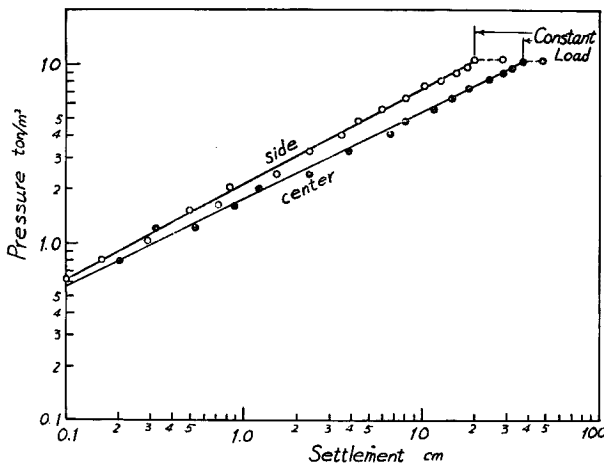


Fig. 16 Load~settlement curves

タンク側壁及び底面中央で測定して得た荷重強度~沈下量(沈下量は各荷重増段階における最終値)関係の一例を Fig. 15 に示す。図中点線で示した曲線は満水載荷状態を保つた期間の沈下量を示す。Fig. 16 は Fig. 15 の荷重~沈下量曲線を両対数紙上にプロットしたもので(ただし除荷曲線は省略), 設計荷重強度 10 tcn/m^2 よりやや大きい 10.4 ton/m^2 まで載荷しても、4.の模型実験で解明したように、降伏支持力を与えるはずの直線の第1折点があられないことがわかる。従つて設計荷重強度は降伏支持力以下の値となるので、重油タンク基礎としてのこの改良地盤は十分な支持

力を有することが確認されたわけである。なおこのタンクは 1958 年 9 月 20 日施工後今日まで実用されているが異常は認められていない。

従来は構造物が安定するかどうかを載荷試験の荷重～沈下量曲線を調査するだけでは正確に決定する方法がなかったといえよう。とくに載荷試験が短期に終了し、まだ沈下途中にある場合は安定性の推定ができなかった。しかしここに提案する方法によれば定荷重方式の載荷試験によってかなり短期間の試験で将来の安定性を判断することが可能になったと思われる。

6. 結 論

軟弱粘土層によつて支持される摩擦グイや平板などの基礎工を例にとつて、その沈下及び支持力特性をレオロジー的考察によつて究明し、降伏支持力の新測定法を提案した。さらに、これらの成果を模型実験で検証するとともに現地試験に適用して、二の基礎工の沈下、支持力特性を明らかにした。

まず、深い軟弱粘土層に打込まれた摩擦グイの沈下、支持力特性をレオロジーの立場から理論的に解明し、ついでその成果を大阪沖積層粘土中に打込まれた摩擦グイの現場載荷試験によつて実証するとともに、その支持力測定に関して新たな解析方法を提案した。

つぎに、上述したような摩擦グイに関する考察が、粘土層の上におかれた平板の沈下及び支持力特性の解明に準用できることを模型実験によつて確かめた。すなわち、長期載荷される荷重をうける平板の両持力は、定荷重式載荷試験より得る荷重～沈下曲線を両対数紙上にプロットし、初期部の直線の第 1 折点に対応する荷重として求めることができる。また重油タンク基礎地盤の支持力を検討するために行なつた現地定荷重式載荷試験の結果、タンクの荷重～沈下曲線は両対数紙上で直線となり、かつ設計荷重強度は著者らの提案した降伏支持力以下となつて十分な支持力を有することを確認した。

参 考 文 献

- 1) 村山朗郎, 柴田徹: On the Rheological Characters of Clay-Part 1, Disaster Prevention Research Inst. Kyoto Univ., Bulletin No. 26, 1958.
- 2) 村山朗郎, 柴田徹: 粘土中の摩擦グイの支持力とその新測定法, 土木学会論文集, 第59号, 1958, pp. 49-56.
- 3) K. Terzaghi and R. B. Peck: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1948, pp. 461-463.
- 4) W. W. Pendleton: The Penetrometer Method for Determining the Flow Properties of High Viscosity Fluids, J. App. Phys., Vol 14, 1943, pp. 170-180.
- 5) 白石俊多: 講座・基礎工〔IV〕—杭基礎(1), 土木学会誌, 42巻, 2号, 1957, pp. 25-28.
- 6) F. R. Bullen: Phenomena Connected with the Settlement of Driven Piles, Géotechnique, Vol. 8, No. 3, 1958, pp. 121-133.
- 7) 村山朗郎, 森田紀元, 赤井浩一, 能城正治: 標準貫入試験と地盤の支持力について(1), 土と基礎, 2巻, 5号, 1954, pp. 12-18.