原位置摩擦測定試験より得られた杭の周面摩擦力

Skin friction of a pile obtained from the friction meter in-situ



1. はじめに

支持杭,摩擦杭に限らず,杭の周面摩擦力(以下スキン フリクション, s.f.と称する)をいかに評価するかという 問題は,土質工学における重要な検討課題であり,現在に 至るまで膨大な研究が行われてきた。同時に,これらの研 究成果に基づく様々な s.f. 算定式が提案され実用化されて いる。しかし各種算定式より得られる s.f. 値の精度が,ま だ十分でないことは誰しもが認めるところであり,その理 由として下記のような点を指摘することができよう。

- ① 杭の s.f. は,基本的には地盤のせん断強度(以下 r_f と称する)に支配される が、 r_f を精度よく求める方法はまだ確立されていない。通常この値は、便宜上、 粘性土については一軸圧縮強さ($\frac{1}{2}q_u$)、砂質土についてはN値によって与えられている。
- ② s.f. を算定するのに用いる杭と地盤の間に 発揮され るせん断強度(以下でf(s.f.)と称する)は、でfではな く、この値に下記に示す各要因に対する補正係数を乗 じたものと考えられる。
 - ⑧ 杭打設による地盤の乱れの度合
 - 時間経過に伴う乱れの回復度合
 - ⑥ 杭表面粗さの違いによる杭と地盤の摩擦抵抗の変化すなわち、「r(s.f.)を与える一般式として(1)式に示す関係が得られる。

- μ_A: 杭打設による地盤の乱れに対する補正係数
- μ_B:時間経過に伴う強度回復についての補正係数
- μ_c: 杭表面粗さの違いによる杭と地盤の摩擦抵抗の 変化についての補正係数

上記3つの補正係数は、地盤の性質(砂質土か粘性土か, 正規圧密土か過圧密土か,といった問題)、杭設置法や杭 材の違い、などによって変化し、57決定法が確立されて いないことと相まり、杭の s.f. を精度よく求めることを難 しくしている。

杭の s.f. を精度よく評価することは重要な課題であり, 著者らは、この問題について幾つかの報告を行ってきた¹⁾。

April, 1986

一方 $\tau_{f(s.f.)}$ は基本的に(1)式で表示されることを考慮し, 著者らの一人は,杭の s.f. を原位置で手軽に測定できる周 面摩擦測定機(フリクションメーター,以下 F.M. と称す る)を開発した²⁾。著者らは今回,ある桟橋建設現場にお いて, F.M. による一連の測定を行うとともに,実杭の載 荷試験を実施した。

本論文は、まず開発した F.M. の特性、測定法および測 定結果の整理法とともに、 この試験結果を用いた杭の s.f. 算定法について報告する。ついで F.M. 試験より得られた 桟橋基礎地盤の $\tau_{f(s.f.)}$ 値について検討し、更に、F.M. 試 験、載荷試験およびN値より得られた試験杭の s.f. 値につ いて報告する。

2. フリクションメーター (F.M.) について

2.1 フリクションメーターの特性

フリクションメーター (以下 F.M. と称する)を製作す るにあたり、まず下記の3点に留意した。

- 大がかりな装置を必要とせず、通常の土質、地質調 査工事で実施可能なこと。
- ② 杭設置法をある程度までシミュレートできること。
- ③ 杭表面粗さの違いによる周面摩擦の変化を評価できること。

このような観点から, **図**—1に示すような F.M. を製作、 した。その特徴は下記のようである。

- 図に示す円筒の一部(測定部, φ=100 mm, l=100 mm)を回転するに要する力をケーシングパイプ頭部に設置したトルクリングにより測定するので大がかりな装置を必要としない。
- ② 軟らかい地盤については先掘りした後静的に押込み, 地盤の乱れを最小限にとどめることにより,杭打設後 の時間経過に伴う地盤の強度回復を評価することがで きる。
- ③ 砂や硬質粘土については先掘りした後、標準貫入試験(以下S.P.T.と称する)用ハンマーを用いて叩き込むが、この方法は、このような地盤への杭打設法をある程度までシミュレートしていると考えられる。
- ④ 測定部の粗さを変えることにより、杭表面粗さの違いによる摩擦力の変化を評価できる。

^{*}川崎製鉄㈱ 千葉製鉄所土建部土建工事課課長

^{**}川崎製鉄锅 千葉製鉄所土建部土建技術室課長補佐

^{***}川崎製鉄㈱ 千葉製鉄所土建部土建技術室

^{****}東亜建設工業㈱ 技術研究所土質研究室

No. 1593



図-1 開発した F.M. とその設置状況

2.2 測定法および測定結果の整理法

- F.M. 試験の測定手順を以下に示す(図―1参照)。
- ① 測定深度の 30 cm 上までケーシング (ϕ_{in} =116mm) 掘りをする。この時孔壁崩壊のおそれがなければ、 ϕ =110 mm のコアチューブ掘りでもよい。
- ② ついで ϕ =76~86 mm のコアチューブで 50~60 cm ほど先行掘りする。現在まで試験的に、 ϕ =76 mm は 軟らかい粘土や緩い砂に、 ϕ =86 mm は硬質地盤に用 いている。
- ③ F.M. を孔底に設置し、軟らかい粘土や緩い砂については所定の深度(底より30 cm)まで静的に押し込む。静的に押し込むことにより地盤の乱れを最少限に押さえ、杭打設後の強度回復を評価することができると考えられる。硬質地盤についてはS.P.T. ハンマーを用いて同じく30 cm 叩き込む。硬質地盤では杭打設後の強度回復がほとんど期待できないので、このような方法を用いた。
- ④ ついでケーシングパイプ上端に設置したトルクリン グを介し、ロッドと接続され独立して回転できる仕組 みになっている F.M. 測定部を回転させ、回転に要す るトルクと回転角を読みとる。ピークせん断強度が得 られた後も測定を続行し、回転角が63°(=測定部の 限界回転角)に達するか、または図-2に示すように 残留強度が得られるまで行う。

上記の試験より、図ー2に示すようなせん断応力~回転 角曲線が得られる。以下 F.M. 試験より得られるせん断応 力を τ (F.M.) と称し、ピークおよび 残留強度に対応する値 を、それぞれ τ _f(F.M.) および τ r(F.M.) と表示する。

F.M. 試験で読みとる 回転角 θ は、 ロッドのねじれを含



図―2 F.M. 試験により得られる「せん断応 力 - 回転角」曲線

んだものであり、測定管の θ を得るためには、ロッドのね じれに対する補正が必要である。この補正は、ロッドのね じれを(2)式で求め、この値を測定された θ より差し引くこ とによって行った。

 $\theta_r = 32 M \cdot l / \pi G(d_1^4 - d_2^4) \frac{180}{\pi}$ (2)

M:トルクリング読みから得られるモーメント

- l: ロッドの長さ(トルクリングより測定部までの 長さ)
- d1:ロッドの外径
- d2:ロッドの内径
- G:ロッドのせん断弾性係数

2.3 F.M. 試験結果を用いた周面摩擦力算定法

F.M. 試験から杭の s.f. を求めるためには, この 試験に おいて, 杭打設による地盤の乱れや時間経過に伴う強度回 復が再現されたと仮定する必要がある。この仮定に基づく と, F.M. 試験から得られるせん断強度, *c*f(F.M.)は次式に よって表示されよう。

 $\tau_{f(F.M.)} = \tau_f \times \mu_A \times \mu_B$ (3) したがって, (1)式で示される $\tau_{f(s.f.)}$ は次式で与えられる。



図-3 粗さについての補正係数 µc を求める ための一面せん断試験機

土と基礎, 34-4 (339)



図-4 一面せん断試験より得られる $\tau_f \ge R_{\max}$ の関係

µc を求めるものである。なお粗さを表示する規準として, 「金属表面 2.5 mm 区間の金属面最大高低差」, R_{max}(µm) を用いた³⁾。この実験より、図一4に示すような「 R_{max} ~ ₹」、関係が得られ、μcは次式により求められる。

 $\mu_{c} = \tau_{f}(R_{\max} = \pm \hbar)/\tau_{f}(R_{\max} = F.M.)$ (5) したがって 杭の極限周面摩擦力 Qs.f. を算定する方法 として次式が得られる。

- ψ: 杭の周長
- 1: 杭の根入れ長さ

3. 調査地の土質状態

当調査地の土質構成はかなり複雑で、沖積世の溺れ 谷が洪積台地に発達しており、その土質構成を模式的 に図-5に示す。沖積層は主として砂質土より構成さ れ、上部および最下部に N=1~2 程度の粘土層が分 布している。洪積層は N=20~40の上部洪積砂,中 間部の N=3~10 の粘性土層および最下部の N>50の 下部洪積砂層の3層に分けられる。今回の調査では、 図-5に示すA, B2点で F.M. 試験を実施したが, A点では沖積層が20m以上に達するのに対し、B点で は5~6mにすぎない。 NaA

- フリクションメーターによる測 4. 定結果
- 4.1 F.M. にて得られた各土層のせん断強 度

E

迷

図一6は、A、B2点で得られた $\tau_{f(F.M.)}$ を深度に対しプロットしたものである。 A 点 では R_{max}=430 µm という粗い測定管を, B 点では $R_{\text{max}}=2\,\mu\text{m}$ という滑らかな測定管を 主として使用し、測定は F.M. 設置後ただち に実施している。図に示すでr(F.M.) 値より下 記の点が指摘される。

① R_{max}=430µm で測定した 沖積砂層の ^でf(F.M.) は, 深度とともにほぼ直線的に

April. 1986

増加している。

- R_{max}=430µm で測定した洪積砂層のでf(F.M.)は25 tf/m²(=トルクリングの許容値)以上の値を示し, $\tau_{f(F.M.)}$ は得られなかったが、 $R_{max}=2\mu m$ で測定した ⁷f(F.M.)は, 上部洪積砂で 4~7 tf/m², 下部洪積砂層 で13~14tf/m²の値を示し、測定管の粗さの違いによ り, ⁷f(F.M.) 値に明らかな違いが認められる。
- ③ R_{max}=430µm で測定した 洪積粘土の^てf(F.M.) 値は 10 tf/m²程度である。なお粘性土中に挟在するシルト 質砂(N=10)は、そのでf(F.M.) 値から粘性土に分類す べきであろう。

地盤の特性は, 強度増加率や過圧密比(O.C.R.)のよう に、無次元化して表示することにより、より適切に把握す ることができる。一方当調査地のように、土質構成が変化 し、かつ同一土層の分布深度にかなりの違いがあるような



No. 1593



図—8 F.M. 試験より得られた各層の「 $\tau_{f(F.M.)}/\gamma' H \sim \theta$ 」曲線

場合,深度ではなく有効土被り圧, $\Gamma'H$ で整理すべきであ る。このような観点から、 $\tau_{f(F.M.)} \geq \Gamma'H$ で除して無次元 化した値と $\Gamma'H$ の関係を求めてみた。この「 $\tau_{f(F.M.)}/\Gamma'H$ ~ $\Gamma'H$ 」関係を図—7に示す。なお、 R_{max} =430 μ m では 正確な $\tau_{f(F.M.)}$ が得られなかったものは除外してある。図 に示す関係より下記の点が指摘できる。

- 沖積砂層ので∫(F.M.)/1'Hは1点を除き0.8~1.2の 範囲にあり、ほぼ一定値(≑1.0)を示している。
- ② 沖積粘土層の てf(F.M.)/ (H はわずか2点であるが,
 0.15 および0.40 なる値を示した。
- ③ R_{max}=2µmで測定した上部洪積砂層のでf(F.M.)/7'H は 0.25~0.60の範囲にあり、7'Hの増加とともに減 少する傾向が認められる。
- ④ R_{max}=430µm で測定した 洪積粘土性土の でƒ(G.M.)/ *r*'H は 0.35~0.51 の範囲 にあり、上部洪積砂層と同 様、 *r*'H の増加とともに減少している。
- ⑤ R_{max}=2µm で測定した N>50 のクリーンな下部洪 積砂層の ^cf(F.M.)/r'H (ただし R_{max}=2µm) は 0.42 と一定値を示している。

図-8は、F.M. 試験より得られた 各層の 無次元化した せん断応力、 $\tau_{(F.M.)}/r'H$ と回転角 θ の形状と 範囲を示し たものである。

4.2 試験杭周面摩擦力算定のための諸定数値の決定

今回,図-5に示すA点で下部洪積砂層まで鋼管杭(ϕ =800 mm,l=48.0 m,t=12 mm 先端完全解放)を打ち 込み,載荷試験を実施している。本節では,F.M.試験結 果を用いて,この試験杭の s.f.を算定するに必要な諸定数 値について検討する。

図-9は、図-7に示した「 $\tau_{f(F.M.)}/r'H \sim r'H$ 」関係を 用いて求めたA地点における各層の $\tau_{f(F.M.)}/r'H$ 値を示し たものである。(-)38m~(-)41mに分布するN=20のシ

> ルト質砂層については F.M. 試験を実施して いないため、洪積粘性土層の $\tau_{f(F.M.)}/T'H$ 値 を延長して代表させることにした。A点の土 層を図に示すように9分割し、各層の $\tau_{f(F.M.)}/T'H$ を層の中央点で代表させると表 -1に示す値が得られる。

> 一方,杭の s.f. を算定するためには,粗さ に対する補正係数 µc を求める必要がある。 今回の調査では,図一3に示す一面せん断試 験機を用いて,砂質土(沖積砂,上部洪積砂 および下部洪積砂)について6 試料(各層2 試料),粘性土より3 試料(沖積粘土1 試料, 洪積粘土2 試料)を,以下に述べる方法で処 理し,圧密排水(砂質土)および圧密非排水 (粘性土)試験に供した。実験に用いた試料 の物理的性質を表-2に示す。



30

30'

採取した試料をよくときほぐして気乾し,ほぼ全乾状態 にした後2mm以上の礫を取り除いて一面せん断試験機 にセットする。1kgf/cm²の圧力で圧密した後,排水 (定圧)状態でせん断に供する。

・粘性土

採取した試料に水を加えてペースト状にした後,一面せん断試験機にセットし圧密する(圧密圧=1kgf/cm²)。



図-9 各層の解析用 $\tau_{f(F-M-)}/\gamma' H \geq \gamma' H$ の関係

土と基礎,34-4(339)

表-1 F.M. 試験より得られた各層の *τ*_{f(F.M.)}/γ'H

	嵗		τ _{f(F.M.)} /γ'Η		7/ II(+6/m2)
層		72	$R_{\max}=430$	$R_{\max}=2$	
沖	① ②	埋立て砂 上部粘土	0.55 0.51		1.4 3.1
積 層	3 4	沖積砂 下部粘土	0.96 0.25		9.6 17.0
洪	5 6	腐植土 上部洪積砂	0.50	0.25	18.3 21.7
積	Ø	粘性土	0.35		26.6
層	8 9	シルト質砂 下部洪積砂	0.32	0.42	29.7 32.9

表一2 特殊一面せん断試験に供した砂質土および粘性土の物 理的性質

	名	LL 15	粒度組成			コンシステンシー		
眉		山里	砂	シルト	粘土	含水比	液性	塑性
砂質土	沖積砂 上部洪積砂 下部洪積砂	2.68 2.72 2.70	85 <i>%</i> 83 93	12% 10 4	3% 7 3			
粘性土	沖積粘性土 洪積粘性土	2.72 2.70				82% 61	95 <i>%</i> 82	40 <i>%</i> 40

表一3 各層の *t* f(s.f.)/γ'H

			$\tau_{f(s.f.)}/\tau'H$	$T'H(tf/m^2)$	層 厚(m)
泚	D	埋立て砂	0.25	1.4	2.8
11	0	上部粘土	0.35	3,1	1.0
槓	3	沖積砂	0.43	9.6	12.6
層	4	下部粘土	0.17	12.0	4.4
泚	5	腐植土	0.35	18.3	0.9
221	6	上部洪積砂	0.41	21.7	6.35
積	Ø	粘性土	0.24	26. 6	6.75
	8	シルト質砂	0.22	29.7	2.9
層	9	下部洪積砂	0.69	32.9	3.6

圧密完了後非排水(定体積)状態でせん断に供する。 実験に使用した金属板の粗さは、 R_{max} =430,60,15お よび 2µm の 4 種類で、実験より得られた τ_f を鉛直圧密圧 σ_v' で除した値、 $\tau_f/\sigma_{v'} \ge R_{max}$ の関係を図一10に示す。 図に示す $\tau_f/\sigma_{v'}-R_{max}$ 関係より、(5)式を用いて μ_c を求め ることができる(図一 4 参照)。 桟橋基礎となる 鋼管杭の R_{max} は 20µm (実測値) なので、 μ_c は下記のように求め られる。

 $\mu_{\mathcal{C}} = \tau_f / \sigma_{\mathfrak{v}'}(R_{\max} = 20) \div \tau_f / \sigma_{\mathfrak{v}'}(R_{\max} = F.M.)$ • $R_{\max} = 430 \mu m \ \mathcal{O}$ 場合

・R_{max}=2µm の場合

$$\mu_c = 0.33/0.20 = 1.65 (砂質土)$$

= 0.25/0.15 = 1.67 (粘性土) }(7.2)

表-1に示す各層の $\tau_{f(\Gamma,M,\cdot)}/\Upsilon'H \geq (7.1)$ および (7.2)式 で示される μ_o を用いることにより、各層の $\tau_{f(s.f.\cdot)}/\Upsilon'H$ (= $\tau_{f(\Gamma,M,\cdot)}/\Upsilon'H \times \mu_o$, (4)式参照)は表-3のように求められる。

April, 1986



図—10 一面せん断試験より得られた τ_f/σ_v' と R_{\max} の関係

5. 載荷試験結果について

前述のように、A点において 実杭 (*φ*=800 mm, *t*=12 mm, *l*=48.0 m) について杭打設23日後に押込み載荷試験 を実施した。試験杭打込み記録を図一11に示す。本節では、 この載荷試験より得られた杭の s.f. 値について報告する。

図-12は、ひずみゲージ取付け位置によるA地点の地層 区分を、F.M. 試験による層区分とともに示したものであ る。一方図-13は、図-12に区分けした各層の載荷試験よ り得られた周面摩擦応力と杭との相対変位の関係を示した ものである。図に示すように、①層は極限値に到達してい



17

No. 1593



図-12 ひずみゲージ取付け位置によるA地点の層区分



図-13 載荷試験より得られた周面摩擦応力(せん断応力) と杭との相対変位の関係

るが,他の層は到達していない。このような極限値まで載 荷されていない場合の Qs.f.を推定する方法として下記の 2つの方法が挙げられる。

- ① なんらかの方法で極限支持力Qを求め、この値から 極限先端支持力Qpを差し引く。
- ② 図-13に示す周面摩擦応力と変位の関係から、なん らかの方法で各層のでfr(s.f.)を推定する。

今回, 図-14に示す杭頭荷重 - 沈下曲線を用いて, Van der Veen (ファンデル ビーン)の方法⁵⁾ および宇都の方法⁴⁾ で*Q*を求めたところ,下記のような値が得られた。

Q = 1300 tf (Van der Veen)

=1020tf (宇都の方法)

図-15は、杭先端部に取り付けたひずみゲージより得ら れた杭軸力と沈下量の関係を示したものである。双曲線近 似法で Q_p を推定すると、 $Q_p=375$ tf が得られる。この値 は、 $Q_p=(30\sim40)$ N· A_P にて得られる値よりもかなり小 さいが、この理由として、上記算定式の精度もさることな



図-15 載荷試験より得られた杭先端軸力と沈下量の関係

表一4 載荷試験におけるひずみゲージ読みから推定される各 層の *τ*_{f(s-f.)}

層 名	層厚	τ _{f(s.f.)}	推定の精度
Ð	18.3m	2.2	-(実測)
2	5.0	7.2	0
3	5.0	16.0	Δ
4	5.0	9.6	Δ
5	4.0	4.0	0
6	3.0	7.8	×
Ø	1.0	7.8	×

がら,先端閉塞率が低かったことが考えられる。したがって①法から下記のQs.f.が得られる。

 $Q_{\text{s.f.}} = Q - Q_p = 925 \text{ tf (Van der Veen)}$ $= 645 \text{ tf ($\gerta n$)}$ (8)

ー方図-13に示す $\tau_{(s.f.)} \sim \delta$ 曲線より,双曲線近似によ り $\tau_{f(s.f.)} \epsilon 求めると表-4 のような 値が得られる。 ただ$ $この方法で求めた <math>\tau_{f(s.f.)}$ 値は,②および⑤層については 実用上十分な精度を有すると考えられるが,③,④および ⑥層については精度がかなり落ちるものと思われる。試験 杭の周長 ϕ は3.11m(ゲージ保護用溝形鋼を含む)なので, 表-4に示す $\tau_{f(s.f.)}$ を用いて下記の $Q_{s.f.}$ が得られる。

土と基礎, 34-4 (339)

6. 各方法で求めた試験杭の摩擦力

前節では載荷試験より得られた 試験杭の $Q_{s.f.}$ について 報告した。本節では、F.M. 試験および従来のN値を用い て得られる $Q_{s.f.}$ について報告するとともに、載荷試験よ り得られた $Q_{s.f.}$ との比較結果について述べる。

① F.M. 試験より得られる Qs.f.

表-3に示す $\tau_{f(s.f.)}/r'H(=\tau_{f(F.M.)}/r'H \times \mu_{0}$ を用いる ことにより、 $Q_{s.f.}$ は下記のように求められる。

② N値を用いて得られる Qs.f.

杭の先端支持力や周面摩擦力は、実務レベルにおいては 通常N値を用いて算定される。したがって、N値を用いた 従来の方法で得られる $Q_{s.f.}$ と、F.M.および載荷試験より 得られる $Q_{s.f.}$ を比較しておくことは重要な作業である。 ここでは、道路橋示方書下部構造編⁷⁾にうたわれている次 式を用いて $Q_{s.f.}$ を算定した。

算定に用いた各層の層厚,平均N値および(1)式より得られる $\tau_{f(s.f.)}$ をまとめて表一5に示す。表一5に示す値を用いて算定された $Q_{s.f.}$ は下記のようである。

 $Q_{\rm s.f.} = 470 \, {\rm tf} \, \cdots \, (12)$

③ 各方法で求めた Qs.f. の比較

F.M. 試験,載荷試験および N 値を用いて求めた載荷試 験杭の $Q_{s.f.}$ をまとめて表—6に示す。載荷試験より得ら れた $Q_{s.f.}$ は 645~925 tf とばらついて いる が,その平均 値として 783 tf が得られる。この値は,F.M. 試験より得 られた $Q_{s.f.}(=848 \text{ tf})$ と比較的よい対応を示しているのに 対し,N値を用いて得られた $Q_{s.f.}(=470 \text{ tf})$ は,上記 2つ の方法から得られた $Q_{s.f.}$ よりもかなり低い 値を示してい る。

7. まとめ

杭の周面摩擦力をより精度良く評価するために開発した フリクションメーター (F.M.) の特性と,この試験から得 られた実杭の周面摩擦力を載荷試験より得られた値ととも に報告した。まだ未解決の問題も多々あるが,今回の調査 より,十分とは言えないまでも,F.M. 試験の 適用性につ いてひとつの目安が得られたと考えている。

今後解明すべき問題として様々なことが挙げられるが,

表-5 各層の層厚, N値および Tf(S.f.)

	_		層 厚(m)	N 值	$\tau_{f(s.f.)}(tf/m^2)$
油	0	埋立て砂	2.8	5	1.0
±.	2	上部粘土	1.0	1	1.0
傾	3	沖積砂	12.6	8	1.6
層	4	下部粘土	4.4	2	2.0
	5	腐植土	0.9	11	11.0
洪	6	上部洪積砂	6.35	25	5.0
	Ø	粘性土	3.4	3	3.0
積	8	シルト質砂	1.2	10	2.0
	(P)	粘性土	2.15	7	7.0
層	0	シルト質砂	2.9	22	4.4
	12	下部洪積砂	3.6	50	10.0

表-6 各方法で求めた Qs.f. の比較

方	生 Qs.f. (tf)
載 ① $Q_{s-f} = Q - Q_p *^1$	925
荷②	645
験 ③ 各層の応力~変位曲線	780
F.M. 試験 $Q_{s.f.} = \psi \cdot l \cdot \tau_{f(F.M.)} \cdot \mu$	c 848
N值:道路橋下部構造示方書	470

*1 Qを Van der Veen 法により推定

*2 Qを宇都の方法により推定

主な点を以下に示す。

- ① F.M. の有効性を確認するためには、更に多くの載荷試験結果との比較が必要であり、特に、破壊に至るまでの載荷試験結果との対比が望まれる。
- ② F.M. 試験より得られる「τ-θ」曲線と実杭の「τ-δ」 曲線との相関関係が得られれば、杭に関する各種問題 を解析するうえでその有用性が高まると考えられる。
- ③ 今回の調査では、不攪乱試料についての土質試験は 実施しなかったが、今後、地盤のせん断強度特性と、 でf(F.M.) 値や「で(F.M.)-θ」曲線の相関関係を求めてい く必要がある。

参考文献

- 1) 富永, ほか:オフショア構造物への大口径 UOE 鋼管杭の利 用, 川崎製鉄技報, Vol. 15, No. 4, pp. 68~77, 1983.
- 2) 深谷・岸田:杭の周面摩擦測定機の開発と現場実験結果,第 20回土質工学研究発表会, p. 1077, 1985.
- 3) Yoshimi, Y. and Kishida, T.: A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surface, Geotechnical Testing Journal, Vol. 4, No. 4, pp. 145~ 152, 1981.
- 4) 宇都,ほか:杭の載荷試験結果の一整理法,第13回土質工学 研究発表会,1978.
- Van der Veen: The bearing capacity of a pile, Proc. 3rd ICSMFE, Zurich, Vol. 2, pp. 84~90, 1953.
- 富永, ほか:波動方程式を利用した杭の支持力管理方法について、第20回土質工学研究発表会、Vol. 2, p. 1135, 1985.

7) 日本道路協会:道路橋示方書,1980.
 (原稿受理 1985.8.26)