

波力を受ける海洋構造物基礎粘土地盤の
支持力に関する模型実験

運輸省港湾技術研究所土質部 正会員 大根田 秀明
梅原 靖文
○善 功
樋口 企
入澤 嘉章
入澤 一明

1. まえがき

粘土地盤上に混成堤などの重力式構造物を建設する場合、波力作用時における基礎地盤の安定性などが設計上の重要な問題となる。粘土の繰返し強度は、一般に、載荷速度による強度増加と、繰返しによる強度減少がその支配的要因となって決定され、波力のような繰返し力に対しては、繰返し強度が、静的強度の50～60%程度に減することもある。この繰返しによる強度減少は、実際の構造物の基礎地盤でも生じると考えられ、これらの構造物の安定解析においては粘性土の繰返し強度特性を考慮する必要があると思われる。本文では、このような問題に対する基礎的研究として、粘土地盤上に、模型ケーソンを直接置いた場合について繰返し載荷模型実験を行い、基礎盤の変形破壊機構について調べ、別途実施した要素試験による試料の繰返し強度特性を考慮して各種支持力公式の適用性について検討したものである。¹⁾

2. 実験方法および試料

2.1 実験装置

模型実験の装置として、小型の動的模型実験装置と大型の繰返し載荷模型実験装置を使用した。小型の動的模型実験装置の模式図を図-1に示す。土槽は、幅 200×行40×高60

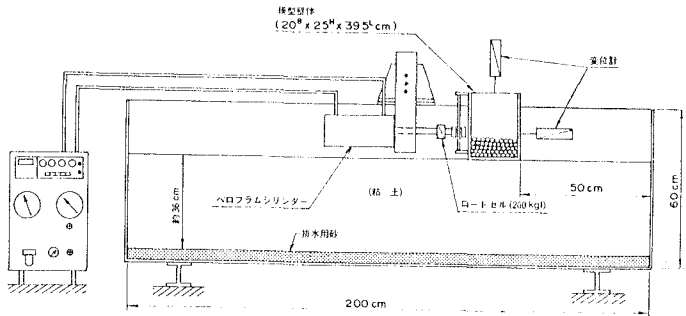


図-1 動的模型実験装置の模式図

cmで、前面が強化ガラスでできており、地盤の変形を観測できる。実験で使用した模型ケーソンは、小型の動的模型実験装置の場合、幅20×行39.5×高25cm、大型の繰返し載荷模型実験装置の場合、幅40×行 198×高40cmである。

2.2 試料および模型地盤の作成方法

今回の実験で使用した川崎粘土の物理的特性を表-1にまとめて示す。大型の繰返し載荷模型実験の場合、土槽底面に20cmの厚さで排水用の砂層を作り、側面にはグリースを厚さ1mm程

表-1 物理的特性

比	重	2.68
砂	分 (%)	1.7
シル	分 (%)	38.8
粘	土 分 (%)	59.5
液	性 限 界 (%)	53.2
塑	性 限 界 (%)	27.3
塑	性 指 数 I_p	25.9

度で塗り、グリース表面にビニールシートを貼った。繰り返した粘土試料を厚さ約 160cmで土槽内に搬入し圧密した。小型の動的模型実験の場合、地盤中の変形を計測するためのターゲットを設置するため、土層は5回に分けて作成した。本実験では、地盤の変位を測定するために、長さ約10cmのアルミニウムの棒を使用した。アルミニウム棒の端にネオプレンゴム製の吸盤（直径約1cm）を付け、シリコングリースを十分に塗り込み、強化ガラス製の側面に貼り付けた。

2.3 繰返し載荷実験

小型の模型実験の場合、土槽の端より50cmの位置に模型ケーソンを据え、左右対象に2ケースずつ段階載荷方式（ステージテスト方式）で載荷実験を行った。図-2に載荷方法の模式図を示す。鉛直荷重は一連のステージテストにおいて一定で、静的な支持力安全率 2.5以上の範囲とした。波力として、ペロフラムシリンダーによ

って片振りのサイン波の繰返し水平力（周期 2秒）を、模型ケーソン底面より底面幅の 1/2の高さに水平に載荷した。水平力を各ステージ毎に 500波載荷し、水平力を一時ゼロに戻してから次のステージを載荷した。

水平力載荷中は、二つの変位計によって鉛直および水平変位を、ロードセルによって繰返し水平力を計測した。鉛直変位は模型ケーソンの上部中央で、水平変位は水平力載荷高さ（模型ケーソンの底面幅の 1/2）の位置で測定した。なお、変位を計算する場合、水平変位 δ_h は水平力ゼロの時を初期として各ステージ毎に求め、鉛直変位 δ_v は鉛直荷重のみによって生じる初期の静的鉛直変位 δ_{vs} を各ステージの鉛直変位変化量 δ_{vd} に加えて求めた。なお、本文中で呼ぶ変位とは模型ケーソンの変形量をその底面幅に対する百分率で表したものである。大型の繰返し載荷模型実験の場合もほぼ同様の方法で実験をした。模型地盤の強度 τ_{sf} は、一軸圧縮試験が不可能なため、土槽中央付近で数点、深さ方向に 3～4点づつベーン試験を実施して求めた。図-3にベーン試験結果の一例を示す。強度はかならずしも深さ方向で一定ではないため、地盤の強度の代表値として、深さ 5cm付近の平均値を採用した。これは、後で述べるように、地盤の主たる変形が深さ 5cmより浅いところで生じるためである。なお、今回の実験における地盤の強度 τ_{sf} は 0.03～0.05 (kgf/cm²) の範囲であった。本模型実験結果の解析にあたっては相似則の問題については無視し、あくまで小規模な実物として扱い、粘土試料の繰返し強度比として、²⁾ 周期2秒、繰返し回数 $N=500$ に対する値 ($\tau_d / \tau_{sf} = 0.632$) を採用し、各種の考察を行っている。

3. 実験結果および考察

3.1 模型実験における破壊の定義

地盤の破壊を定義するにあたっては、模型ケーソンの鉛直および水平変位が地盤破壊の一つの指標となるものと思われるが、実際の構造物について考えてみると、沈下はしないが水平に滑って破壊する場合や、水平移動はしないが沈下して破壊する場合などさまざまなパターンが考えられる。このようなさまざまな破壊のパターンを表現するための新しい指標として、鉛直と水平変位の合成変位 $\bar{\delta}$ ($\bar{\delta} = \sqrt{\delta_v^2 + \delta_h^2}$) について考えてみる。図-4は合成変位 $\bar{\delta}$ と最大端趾圧 p_1 を地盤の静的強度 τ_{sf} で無次元化したものとの関係を調べたものである。図中の曲線は、ばらつきが小さく、荷重比 m による差も比較的小さいように思われる。図-4の曲線を静的な支持力実験の荷重沈下曲線と等価なものと考え、降伏荷重として $p_1 / \tau_{sf} \approx 3$ 、極限荷重として $p_1 / \tau_{sf} \approx 4.2$ 、 $\bar{\delta} \approx 1$ (%) で降伏したと考えられる。したがって、以下では、合成変位 $\bar{\delta}$ を破壊および変形の指標とすることにする。

3.2 破壊の状況

破壊の状況を正確に把握することは、数多い支持力公式のなかで正しい選択および判断をするために、非常に重要なことである。今回のような繰返し載荷模型実験では、地盤の破壊状況は、変形が徐々に生じる進行性破壊となる。これは、荷重が地盤内に伝達され応力の集中するところが局部的に破壊し、荷重の増加に伴ってこの破

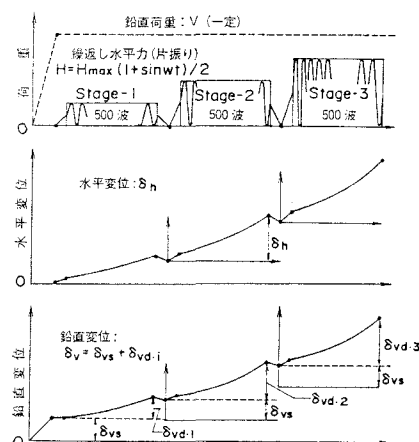


図-2 実験手法の模式図

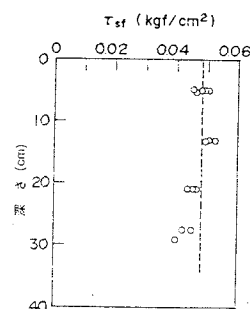


図-3 模型地盤の静的強度

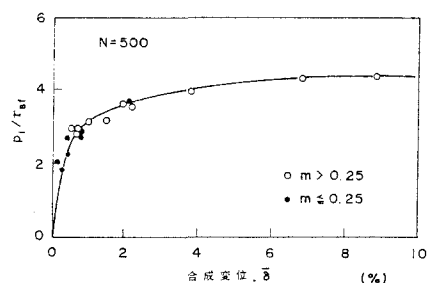


図-4 最大端し圧と合成変位の関係

壊域が広がるという破壊パターンをとるためと考えられる。繰返し載荷模型実験の場合には、この破壊域の拡大が荷重増加によるものではなく、繰返しによる地盤強度の低下と強度低下域の拡大によって生じると考えられる。写真-1は小型の動的模型実験装置における地盤変形の進行状況を土槽前面より撮影したものの一例である。

写真中の白い点は地盤中のひずみを測定するために模型地盤に埋め込まれたターゲットである。多くの写真より判断すると、破壊はケーソンの前面から生じ始め、全体的な破壊となっている。これらのターゲットの移動から、

デジタイザー（座標読み取り装置）などを使用して各メッシュのひずみの解析を行った。図-5は写真を解析した結果で、各メッシュにおける重心位置の最大せん断ひずみ γ の大きさを分類して、ひずみの進行状況を調べたものである。図-5では $\gamma \geq 5\%$ のメッシュが破壊して

いる部分と考えら、また、破壊域は模型ケーソン前面の表層部のメッシュから始まり前後のメッシュへと破壊域が拡大していくことがわかる。しかし、表層から二番目の深度のメッシュは、合成変位が8.1%になっても破壊していないようである。また、ケーソン下面の最後部のメッシュも同様の状態で破壊していない。

4. 各種支持力公式の検討

4.1 検討方法

水平力が作用している状態における支持力の検討方法としては、各種の公式が提案されている。本文では混成堤などの波圧時支持力の検討に使われるMeyerhofの公式³⁾と中瀬・小林の方法⁴⁾（三建法）⁵⁾および荷重分散法の最大端趾圧の検討方法について、本実験結果と比較検討する。各公式は、その外力条件を表すパラメータとしていくつかの無次元量を用いているが、ここでは鉛直応力 q と荷重比 m を使用する。荷重比 m は水平力と鉛直荷重の比で、水平力の大きさの影響は荷重比 m で表されることになる。

Meyerhofの公式によると、極限支持力 q_c は、地盤強度を c_u とすると、

$$q_c = 5.14 \cdot c_u \cdot (1-m) \cdot (1 - \tan^{-1} m/90^\circ)^2 \quad (1)$$

荷重分散法による極限支持力 q_c は、

- 1) $m < 1/3$ の場合（接地圧台形分布）

$$q_c = 5.52 \cdot c_u / (1 + 3 \cdot m) \quad (2)$$

- 2) $m > 1/3$ の場合（接地圧三角形分布）

$$q_c = 5.52 \cdot c_u \cdot \frac{3}{4} \cdot (1-m) \quad (3)$$

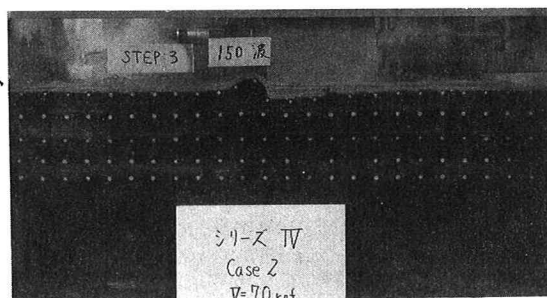


写真-1 ターゲットの変形状況

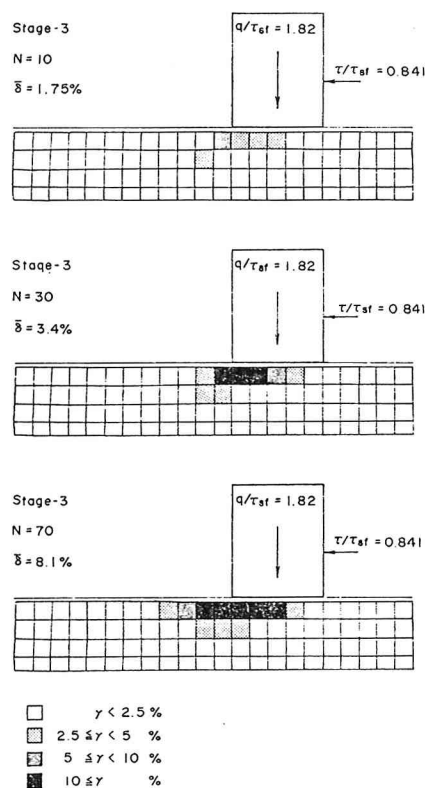


図-5 地盤中の最大せん断ひずみ

中瀬・小林の手法による極限支持力は、次式の関係で表される。

1) 円形すべりによる検討

$$q_c = 4 \cdot c_u \cdot r^2 \cdot \theta / (1-m) \quad (4)$$

ここに、 r はすべり円の半径を模型ケーソンの底面幅で割った無次元量であり、 θ はすべり円の中心角の1/2 である。

2) 水平すべりによる検討

$$q_c = c_u \cdot (1-m) / m \quad (5)$$

この方法は上記二つの検討によって求まる極限支持力の小さい方の値を地盤の極限支持力とするものである。

4.2 繰返し強度による支持力検討手法の比較

粘土試料の繰返し強度特性を考慮して、各支持力算定結果と実験結果とを比較する場合、既存の実験結果から繰返し波数 $N=500$ における繰返し強度比 $(\tau_d / \tau_{sf}) = 0.632$ を、ベーン試験の静的強度 τ_{sf} にかけて動的強度 τ_d を求め、地盤強度としている。また、ここでは合成変位を地盤破壊の指標とし、 $\bar{\delta} < 1\%$ を非降伏の状態、 $1\% \leq \bar{\delta} < 2\%$ を降伏した状態、 2% 以上を破壊と考えることにする。図-6 は荷重分散法と実験結果を比較したもので、最大端し圧に対する安定性によって決まる曲線が降伏点と非降伏点をきれいに分けており、同手法によって地盤が降伏するか否かが判断できることがわかる。ただし鉛直荷重が小さく水平力が大きい場合（図中で右下の部分）には水平すべりが生じると考えられ、同手法による検討だけでは問題があると思われる。図-7、8 は、それぞれ Meyerhof の公式および中瀬・小林の方法について検討したものである。両図とも図-6 の最大端趾圧によるものに比べてかなり安全側のものとなっており、 $\bar{\delta} < 1\%$ の非降伏点と同曲線の上にプロットされている。この傾向は $m > 0.25$ において特に顕著なようである。これは Meyerhof の提案する有効接地面の考え方が安全側すぎる仮定のためと思われる。特に中瀬・小林の方法の場合、水平すべりに対する検討においても同様の考え方をを用いているため、Meyerhof の公式の場合よりその差が大きくなっているものと思われる。

次に、繰返し強度を使った場合の各手法における支持力安全率について調べてみる。ただし、ここでいう支持力安全率とは、各手法で算定した極限支持力を模型実験結果で除した値である。図-9 ～ 11 には、それぞれ荷

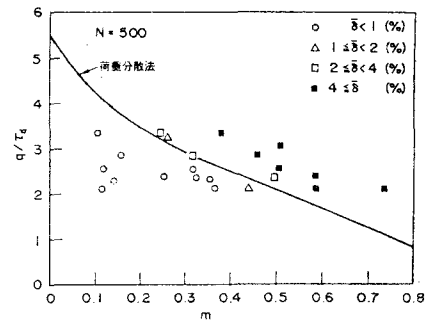


図-6 荷重分散法と実験結果の比較

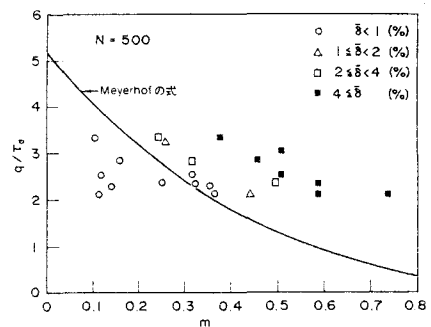


図-7 マイヤホフの式と実験結果の比較

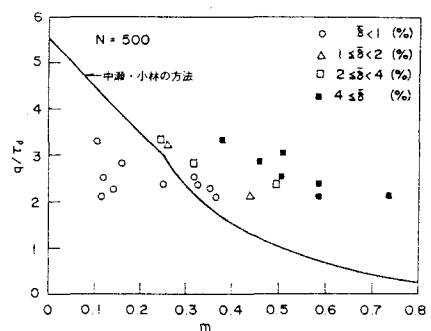


図-8 中瀬・小林の方法と実験結果の比較

重散法, Meyerhofの方法および中瀬・小林の方法の支持力安全率と合成変位の関係を示した。繰返し強度比を考えた場合、荷重分散法(図-9)では安全率 $F = 1.0$ 程度で地盤破壊(合成変位 $\bar{\delta} \approx 2\%$)が生じるように考えられる。一方、Meyerhofの式(図-10)と中瀬・小林の方法(図-11)では $F = 1.0$ でも合成変位 $\bar{\delta} < 1\%$ で、地盤は安全であると考えられる。荷重分散法の結果は他の二手法に比べて危険側の結果を与えているがもっともばらつきが少ないように思われる。

以上の検討結果によれば、荷重分散法における最大端趾圧に対する安全率を指標とした場合がもっともばらつきが少なく本模型実験結果を表現しているようである。これは、同手法が最大端趾圧による破壊、つまり、ケーソン前面地盤の部分的破壊を検討するものであり、本実験における地盤破壊が同部分の局部的破壊に起因する進行性破壊のパターンを採るためと考えられる。しかし、同手法の場合、水平すべり破壊を生じるような荷重条件に対しては適用できない問題がある。すなわち、水平力が地盤表面上に作用する場合を考えると、同手法で求まる極限支持力は $q_c = 5.52$ で一定であり、水平すべり破壊を表現できないことは明らかである。水平すべり破壊を検討する場合、接地面積(せん断強度の有効作用する面積)をどのように採るかが問題となる。中瀬・小林の方法の場合、有効接地面を採用しているが、図-8において荷重比 $m > 0.25$ のデータがこの条件にあてはまるものである。しかし、同手法による比較結果は、図-11に示すようにばらつきが大きく、また、安全側すぎるように思われる。したがって、ここでは、荷重分散法の上記欠点を補う意味で、接地面積として荷重の分布幅を採用し、水平すべりを検討する。同手法による極限支持力 q_c は次式で表される。

- 1) 接地圧台形分布の場合 ($m \leq 1/3$)

$$q_c = c_u / m \quad (6)$$

- 2) 接地圧三角形分布の場合 ($m > 1/3$)

$$q_c = 1.5 \cdot c_u (1 - m) / m \quad (7)$$

式(6)、(7)および荷重分散法の式(2)、(3)の二つの手法によって支持力を検討するわけである。

図-12は図-6と同様にして実験結果と比較したものであるが、他の三手法の場合に比べて、降伏した点(合成変位1%以上の点)と降伏しなかった点の分離が非常に明瞭にできていることがわかる。また、図-13は本法における支持力

安全率 F_{od} について調べたものであるが、中瀬・小林の方法やMeyerhofの方法に比べてばらつきも少なく、荷重分散法同様に、今回の模型実験における破壊現象を表現する手法として適していると考えられる。同図では F_{od}

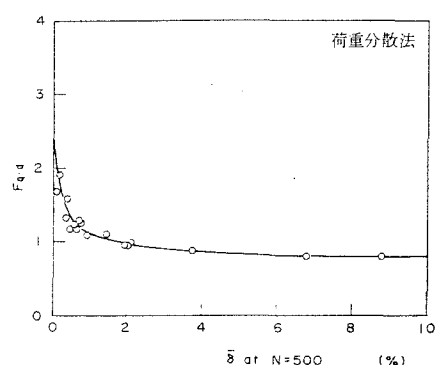


図-9 荷重分散法支持力安全率

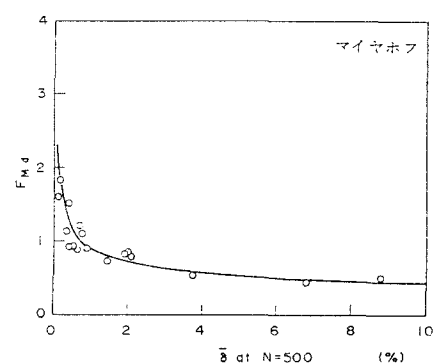


図-10 マイヤホフの支持力安全率

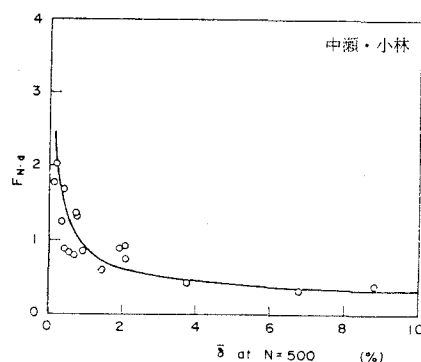


図-11 中瀬・小林法の支持力安全率

$\bar{\delta} \approx 1.0$ で合成変位 $\bar{\delta} \approx 1.0\%$ になっており、同手法で地盤が降伏するか否かが判断できると考えられる。

5. まとめ

今回の模型実験および結果の考察によって以下のようなことが明らかとなった。

(1) 模型ケーソンの変位量として水平と鉛直の合成変位を指標とすると、荷重条件と変形の関係が静的荷重試験における荷重沈下曲線と等価なものとして表現でき、破壊の指標として合成変位を採用するのが適当と考えられる。合成変位を破壊の指標とした場合、 $\bar{\delta} \approx 1\%$ で模型地盤は降伏し、 $\bar{\delta} = 2 \sim 4\%$ で破壊すると考えられる。

(2) 模型地盤の破壊はケーソン前面付近から発生し、破壊域が前後に拡大して行くという進行性破壊のパターンをとる。ケーソンの前面の地盤は盛り上がり、底面の土は前面に近いものほど移動が激しいが、ケーソン後端付近の土はほとんど移動せず、ケーソン後端を通るようなすべり面も発生しない。また、模型地盤の変形の大部分は底面幅の25%以浅のところで生じ深さ方向にはあまり進展しない。

(3) 振動単純せん断試験による繰返し強度比を考慮して地盤強度を求めた場合、中瀬・小林の方法とMeyerhofの式は安全側の結果を与える。一方、荷重分散法における最大端趾圧に対する安定性の検討方法の場合、水平すべりに対する検討が不十分であると考えられる。

(4) 水平すべりの計算方法における有効接地面として荷重分布幅を採用し、最大端趾圧に対する安定性検討手法と組合わせて実験結果と比較した場合、同手法による関係は降伏した点と非降伏点を明瞭に分割し、同手法で模型地盤の降伏条件が示される。

本研究によって繰返し荷重による粘性土地盤の変形破壊機構および粘性土の繰返し強度特性の考慮手法について基礎的データをを得ることができ、今後同種の問題の検討手法を開発するための貴重な知見が得られたと考えられる。今後、さまざまな地盤および荷重条件下で実験しその影響について検討する必要があるものと思われる。また、本実験の相似則についても研究し、本成果の実際問題への適用性を検討する必要がある。

参考文献

- 1)大根田秀明, 梅原靖文, 樋口嘉章, 入澤一明: 波の繰返し荷重を受ける粘性土地盤の安定性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, Vol.23, No.3, 1984年, pp.127-151. 2)Ohneda, H., Umehara, Y. and Higuchi, Y.: Cyclic Strength of Marine Clays under Simple Shear Conditions, 第6回日本地震工学シンポジウム(1982)講演集, 1983年, pp.593~600. 3)Meyerhof, G.G.: The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, Proc. 3rd Int. Conf. SMFE., Vol.1, 1953年, p.24. 4)中瀬明男, 小林正樹: 偏心傾斜荷重を受ける粘性土地盤上の基礎の支持力, 港湾技術研究所報告, Vol.9, No.2, 1970年, pp.23-38. 5)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の規準・同解説, 1979年.

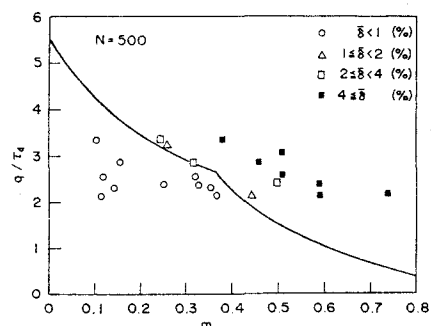


図-12 提案手法と実験結果の比較

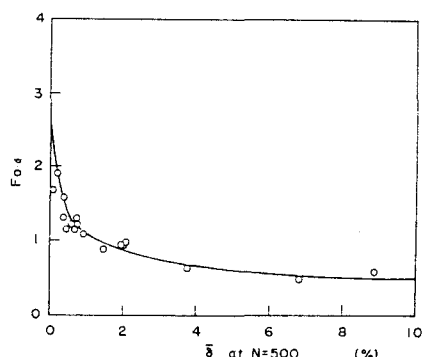


図-13 提案手法による支持力安全率