

# 遠心模型試験の数値解析による砂質地盤の支持力評価に関する一考察

防災設計工学研究室 金山 直志  
指導教官 大塚 悟

## 1.はじめに

砂地盤の支持力に関する研究は、これまで実験的研究と解析的研究が相互に補完し合いながら進められてきた。現在、設計に用いられている支持力理論はプラントル・テルツァギ・マイヤーホフの理論である。しかし、最近では計算機の発達に伴い、有限要素法による解析が実用に耐え得る段階となっている。本研究では過去に行われた遠心模型試験の結果から、剛塑性有限要素法を用いた数値解析による砂質地盤の支持力評価への適用性の検討を行った。

## 2.プラントルの理論との比較

プラントルの理論との比較を行い、解析プログラムの妥当性を確認する。基礎幅を 0.015m、0.6m とし、砂質地盤として解析を行った。解析において  $\phi = \phi_d$  の関連流れ即を用いた。図-1、図-2 に剛塑性有限要素解析(RPFEM)とプラントルの理論とを比較した結果を示す。異なる基礎幅でも良く一致していることが分かる。

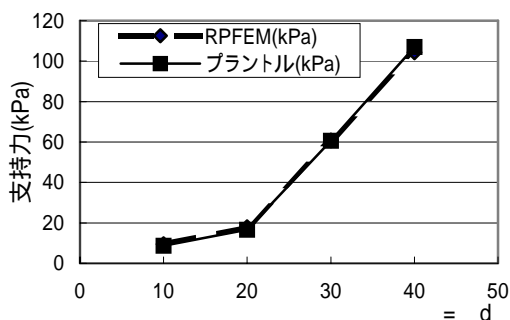


図-1 RPFEM とプラントルの比較  
(基礎幅 0.015m)

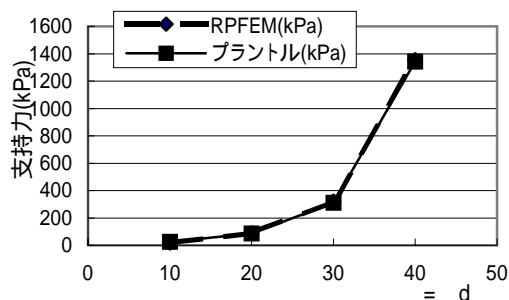


図-2 RPFEM とプラントルの比較  
(基礎幅 0.6m)

また、破壊形態においてもプラントルの仮定した破壊形態と良く一致した(図-3, 4)。図には主動楔及び受動域における楔型の剛体領域がプラントルの仮定を裏付けるように形成されている。主動域から受動域への変遷域は扇形であり、この領域には全般的にせん断変形の生じていることが分かる。せん断抵抗角の増加に伴って図のように破壊域は著しく拡大している。以上から解析プログラムの妥当性が確認できた。

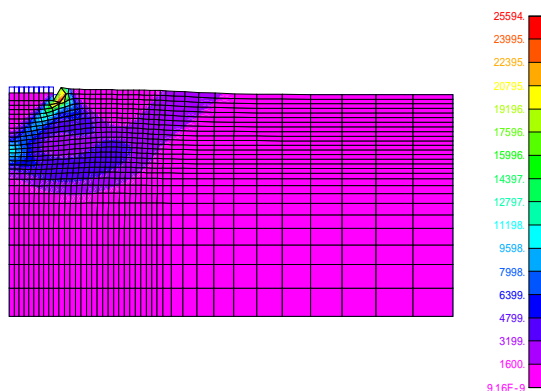


図-3  $\phi = \phi_d = 10^\circ$  のときの破壊形態

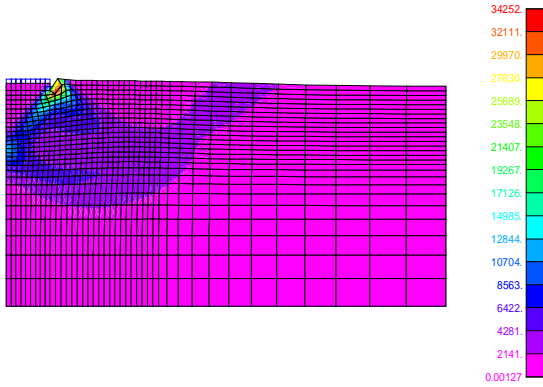


図-4  $\phi = \phi_d = 20^\circ$  のときの破壊形態

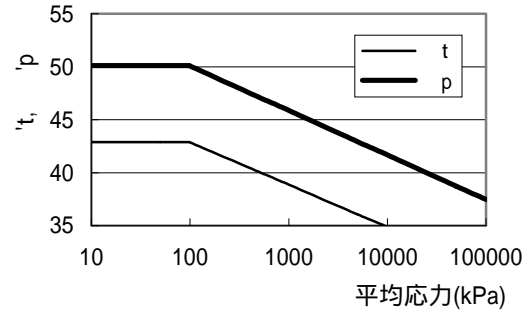


図-5 せん断抵抗角の応力依存性

### 3. 砂地盤における遠心模型試験と RPFEM の比較

#### 3.1 応力依存性を考慮した場合の数値シミュレーション

ここでは、支持力に影響を与える要因の一つであるせん断抵抗角の応力依存性を取り入れた剛塑性有限要素解析による支持力の数値シミュレーションを行って遠心模型試験と比較し、どの程度支持力を評価できるか検討する。

せん断抵抗角の応力依存性について Vesic & Clough は式(1)のようにせん断抵抗角  $\phi$  が平均主応力の対数に比例して減少する形で  $\phi$  の応力依存性を表した。

$$\phi = \phi_0 - A \log_{10}(\sigma_m / \sigma_0) \quad (1)$$

ここに、 $A$  : 定数、 $\sigma_0$  : 初期応力で  $\sigma_0 = 98\text{kPa}$ 、 $\sigma_m$  : 破壊時の平均主応力で  $\sigma_m = (\sigma_{1f} + \sigma_{3f}) / 2$  であり、 $\phi = \phi_0$  で  $\sigma_m = 98\text{kPa}$ 、 $\sigma_{1f}$ 、 $\sigma_{3f}$  : 破壊時の最大および最小主応力、 $\phi'_t$ 、 $\phi'_p$  : 三軸および平面ひずみ圧縮試験から求めた内部摩擦角、である。また、岡村ら<sup>3)</sup>は藤井の実験結果を基にこの応力依存性について、図-5 に示すように定数を決定している。本研究でもこれを用いて解析を行った。岡村らはこの図からせん断抵抗角  $\phi'_t$ 、 $\phi'_p$  を次のように定式化している。

$$\phi'_p = 50.1 - 4.2 \log_{10}(\sigma_m / \sigma_0) \quad (2)$$

$$\phi'_t = 42.9 - 4.0 \log_{10}(\sigma_m / \sigma_0) \quad (3)$$

本研究では軸対称条件で解析を行っているため、式(3)を用いた。基礎幅を 0.015m、0.6m、1.13m の 3 種類とし、それぞれ Case1、Case2、Case3 とした。ダイレイタンシー角  $\phi_d$  については  $\phi_d = \phi - 30^\circ$  の実験公式を用いた。解析結果を表-1、図-6 に示す。

表-1 解析結果

	RPFEM	実験値		d
Case1	749	70	37 ~ 42.9	7 ~ 12.9
Case2	8500	1590	33 ~ 42.9	3 ~ 12.9
Case3	10726	2615	32 ~ 42.9	2 ~ 12.9

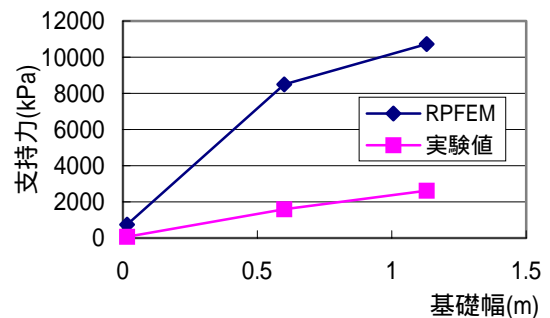


図-6 RPFEM と実験値との比較

表-1 より、基礎幅の増加に伴ってせん断抵抗角  $\phi$  ・ダイレイタンシー角  $\phi_d$  が減少していることが分かる。このことから寸法効果を良く表現してい

ると言える．寸法効果とは基礎幅の増加に伴って支持力が低下する現象である．遠心模型試験でもこれを良く表現できることが報告されている．しかし，支持力の値を比較すると図-6 から分かるように大きな差が生じている．このことから応力依存性を考慮するのみでは支持力を評価することは困難であると考えられる．

### 3.2 間隙比の影響を考慮した場合の数値シミュレーション

せん断抵抗角は間隙比の影響を受けることが報告されている(図-7)．この関係は龍岡が乾燥した砂を空中落下させて堆積させてから飽和した砂を用いて平面ひずみ圧縮試験および三軸圧縮試験を実施した結果による．そこで間隙比については龍岡の実験結果から，間隙比の範囲を設定することによってせん断抵抗角の上限と下限を決定し，解析に適用することとした．

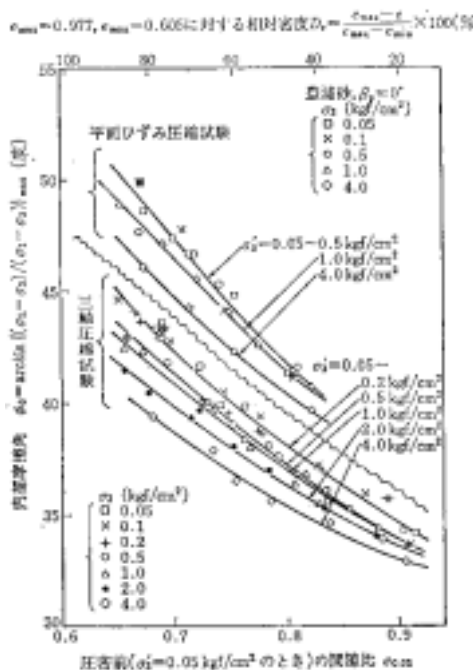


図-7 平面ひずみ圧縮試験と三軸圧縮試験による豊浦砂の $\phi$ <sup>1)</sup>

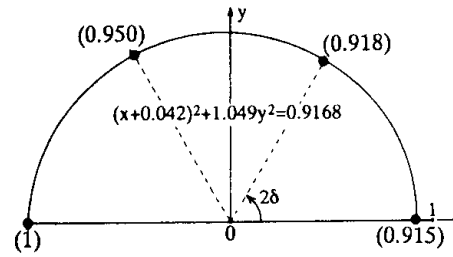


図-8  $\phi$  の異方性の表示<sup>3)</sup>

他方，岡村らは支持力解析においてせん断抵抗角の応力依存性の外に異方性を考慮した計算を行い，実験値と一致することを報告している．そこで本研究でもせん断抵抗角，異方性を考慮することとした，せん断抵抗角 $\phi$ の異方性について岡村らは，異方性を図-8に示すような楕円で表示して計算に用いている．この図から全体の平均値をとり，次式のように表している．

$$\begin{aligned} \phi'_p &= 0.93 \cdot \phi'_{p(\delta=90)} \text{ (帯基礎)} \\ \phi'_t &= 0.95 \cdot \phi'_{t(\delta=90)} \text{ (円形基礎)} \end{aligned} \quad (4)$$

そこで本研究でも，上記の関係式を解析に取り入れることとした．

表-2 間隙比 0.85 の場合の解析結果

	RPFEM	実験値	d	
Case1	62	70	37 ~ 42.9	7 ~ 12.9
Case2	1035	1590	33 ~ 42.9	3 ~ 12.9
Case3	1823	2615	32 ~ 42.9	2 ~ 12.9

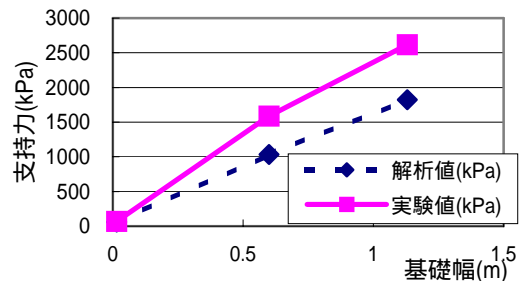


図-9 間隙比 0.85 の場合の RPFEM と実験値の比較

#### 4.1 砂地盤における支持力の数値シミュレーション

表-3 間隙比 0.65 の場合の解析結果

	RPFEM	実験値		d
Case1	453	70	37 ~ 42.9	7 ~ 12.9
Case2	6834	1590	33 ~ 42.9	3 ~ 12.9
Case3	9266	2615	32 ~ 42.9	2 ~ 12.9

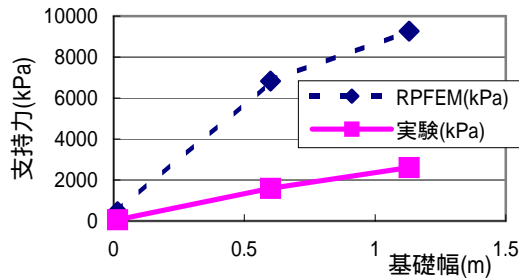


図-10 間隙比 0.65 の場合の解析結果

表-2・3, 図-9・10 に結果を示す。図からわかるように間隙比が小さいときは大きい支持力が、間隙比が大きいときは小さい支持力となっており、これらの要因を適切に取り入れることにより、実験結果を正確に表現できる可能性が示された。今回の解析では応力依存性を厳密に取り入れる一方で、異方性については簡略化したものを考慮して検討を行ったが、異方性を更に厳密に取り入れるほか、進行性破壊やその他の影響を考慮して解析を行うことでより精度の高い結果が得られることが期待できる。

基礎幅と内部摩擦角の関係について表-2, 3 より Case1 と Case2 を比較すると基礎幅の増加によって内部摩擦角が減少しているが、Case2 と Case3 を比較すると基礎幅が増加しても内部摩擦角はそれほど変化していない。このことから、基礎幅がある程度大きい場合には、せん断抵抗角の応力依存性による変化率の影響は相対的に小さくなると言える。

#### 4. 複合地盤における遠心模型試験と数値シミュレーションの比較

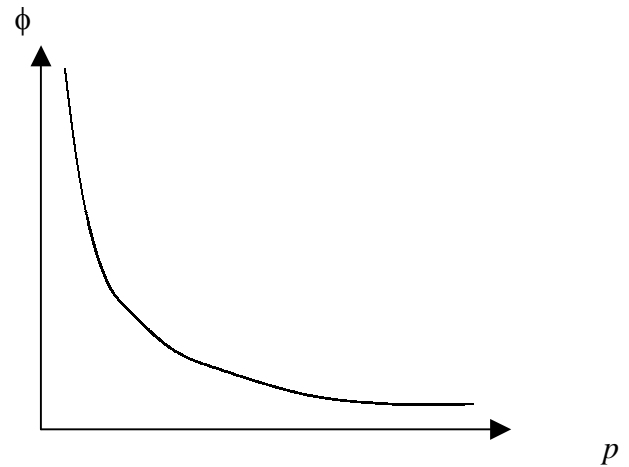


図-11 せん断抵抗角  $\phi$  と平均応力  $p$  の関係

基礎幅が小さい場合と応力レベルが小さく、図-11 に示すようにせん断抵抗角の変化の度合いが大きい。応力の大きい場合に变化の度合いが相対的に小さくなる。基礎幅が大きいときの支持力の評価に関しては、地盤の抵抗力が発揮される主要部分が高圧域でのせん断抵抗角であることを勘案すると、せん断抵抗角のバラツキは比較的小さいと考えられる。そこで慣用設計法に準じ、せん断抵抗角を一定とする解析により、どの程度遠心模型試験を表現できるのか調べた。図-7 の龍岡の実験から地盤定数を決定し、遠心模型試験の数値シミュレーションを行った。

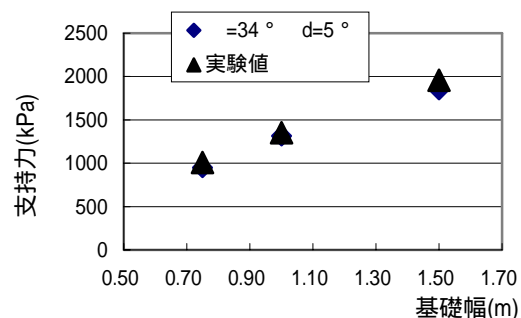


図-12 解析結果

図-12 に結果を示す。実験値に若干のバラツキが認められるが、龍岡の実験から求めた強度定数

を用いた解析は実験値と概ね一致することが分かる。以上から、慣用設計法のように地盤定数を一定として与える方法でも期待以上の精度が得られることが明らかとなったが、次にここで設定した豊浦砂の地盤定数( $\phi = 34^\circ$ ,  $\phi_d = 5^\circ$ )を用いてより複雑である複合地盤の支持力解析に適用することとした。

#### 4.2 複合地盤の数値シミュレーション

上部に砂層、下部に粘土層を有する複合地盤の遠心模型試験について解析を行った。なお、実験結果との他に現在提案されている複合地盤の支持力公式<sup>4)</sup>との比較も行った。

この支持力公式については山口によって提案された project area method と Hanna and Meyerhof method がある。前者は砂層の強度を取り入れない代わりに応力分散を考慮して粘土層のより大きな支持力を算出する方法であり、後者は砂層の強度を取り入れる代わりに砂層の応力分散を考慮せずに粘土層の支持力を算出する方法である。式を以下に示す。式(5)は project area method、式(6)は Hanna and Meyerhof method である。

$$q_f = \left(1 + 2 \frac{H}{B} \tan \alpha\right)^2 (c_u N_c s_c + p'_0) \quad (5)$$

$$q_f = c_u N_c s_c + \frac{1}{B} (\gamma' H^2 + 2H p'_0) K_s \tan \phi + p'_0 \quad (6)$$

ここに、 $H$  (m)：砂層の厚さ、 $B$  (m)：基礎幅あるいは基礎直径、 $p'_0$  (kPa)：上載圧、 $c_u$  (kPa)：粘土層の非排水強度、 $N_c$ ：極限支持力係数、 $s_c$ ：基礎の形状係数、 $\gamma'$ ：砂の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)、 $\phi$ ：内部摩擦角、 $K_s$ ：パンチせん断係数、である。

これら提案式と実験値、RPFEM とを比較した結果を図-13、14 に示す。RPFEM と実験結果を比較すると、一部大きな差が生じているが概ね一致している。提案式については、砂層の厚さが薄い場合には良く一致しているが、砂層が深くなるにつれて RPFEM および実験結果と比較して大きな差が生じる結果となった。このことから、提案式は適用できる範囲が限られると思われる。一方、RPFEM は砂層の厚さに関わらず実験結果と一致しており、複合地盤の支持力解析に適用できると考えられる。

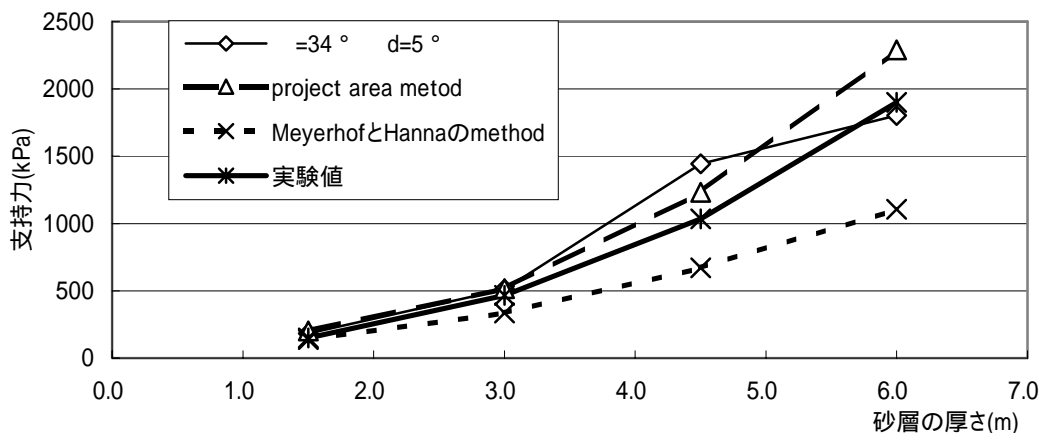


図-13 基礎幅が3.0mの場合の解析結果

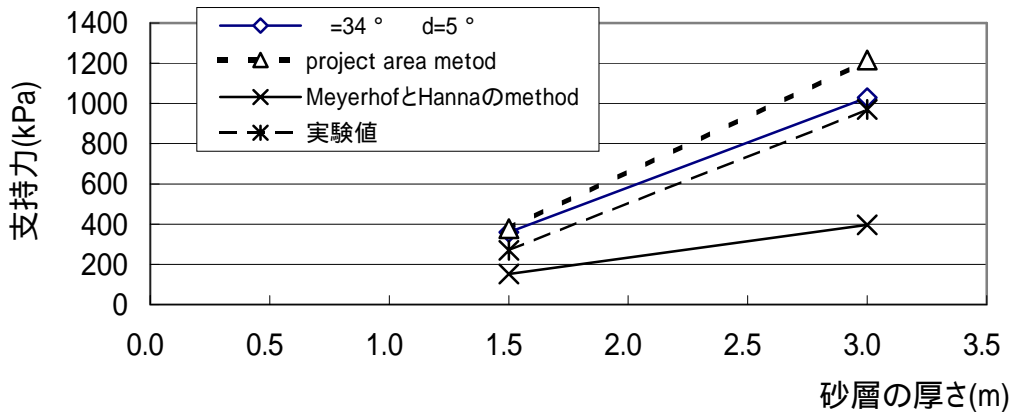


図-14 基礎幅が 1.5m の場合の解析結果

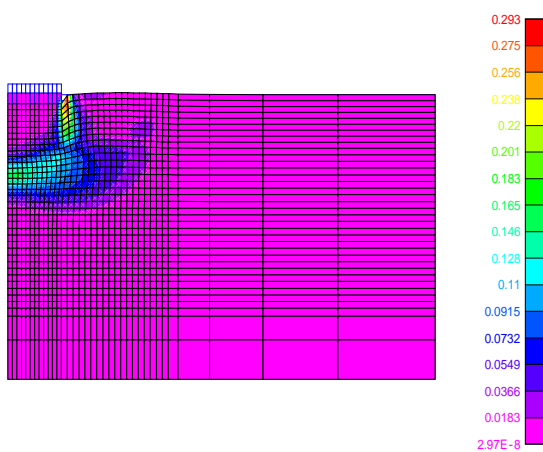


図-15 破壊形態およびひずみ分布図

図-15 に破壊形態とひずみ分布図を示す。ひずみ分布を見ると、基礎直下の側面の部分においてひずみが大きくなっているが、それ以外の基礎直下部分には大きなひずみは見られない。しかし、その下の粘土層上部でひずみが大きくなっている。このことから砂層を突き抜けて粘土層で破壊が生じるパンチ破壊が起きていると考えられる。

## 5. 結論

1) 剛塑性有限要素法は均質一様地盤の場合にプラントルの支持力公式と良く一致した。

2) 間隙比や地盤の応力レベル・異方性を考慮することにより、遠心模型試験の支持力を推定できる。

3) 現行設計法に準じて地盤の土質定数を一定とする支持力解析においても土質定数を合理的に設定すると、豊浦砂からなる砂質地盤の遠心模型試験の結果を良く表現できた。また、この結果に基づいて下部に粘土層を有する複合地盤の支持力解析を行ったが、良好な結果を得た。

## 参考文献

- 1) 龍岡文夫：土の強さと地盤の破壊入門，pp29-102，地盤工学会，1987
- 2) 日下部治：支持力入門，地盤工学会，pp39-116，1990
- 3) 岡村未対，竹村次朗，木村孟：砂地盤における円形及び帯基礎の支持力に関する研究，土木学会論文集，No.463，pp85-94，1993
- 4) Okamura . M , Takemura . J , and Kimura . T . : Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer overlying clay, Soils and Foundations, Vol.37, No.1, pp73-88, 1997