

鉛直荷重に対する砂地盤の極限支持力式の提案

長岡技術科学大学 正会員 ○安藤 康介, Tahir Iqbal
長岡技術科学大学 正会員 大塚 悟, 福元 豊

1 はじめに

鉛直荷重に対する基礎の古典的な支持力式に対して、基礎幅が大きくなると支持力が減少することは、遠心模型試験などの実験的研究によって明らかにされている(Okahara et al, 1988). そのため極限支持力式は模型試験や数値解析を基に、日本建築学会が推奨する基準(AIJ, 1988, 2001, 2019)や道路橋示方書 (JRA, 2017)の指針が提案された. サーチャージがない場合の支持力式は、いずれも次式で示される.

$$q = \frac{1}{2} \gamma B \eta N_\gamma \quad \text{where } \eta = \left(\frac{B}{B_0}\right)^{-\frac{1}{3}}, B_0 = 1\text{m} \quad (1)$$

ここで、 N_γ は支持力係数、 B と B_0 はそれぞれ基礎幅および、その基準値を表し、 η は支持力係数 N_γ に関する修正係数で、基礎幅の関数である. AIJ及びJRAともに、寸法効果は基礎幅の関数として表されるが、Zhu et al.(2001)は寸法効果を応力依存性と考慮して、基礎幅だけでなく、土の単位体積重量 γ を加味した (γB) を変数とする支持力式を提案している. そこで、本研究では γ の影響を調べるために、地下水位の有無を考慮して、鉛直荷重に対する基礎の極限支持力に関する基礎の寸法効果を数値解析によりパラメトリックに調査する. 数値解析では、日本の標準砂として力学特性が詳細に調べられている豊浦砂のせん断強度特性を用いた剛塑性有限要素解析(RPFEM)を実施し、基礎幅 B 、土の単位体積重量 γ 、内部摩擦角 ϕ などを系統的に変化させて、支持力の境界値問題としての特性を明らかにして、支持力式を提案する.

2 RPFEM構成式

本研究で数値解析に用いた非線形降伏関数は、式(2)の通りである.

$$f(\sigma) = aI_1 + (J_2)^n = b \quad (2)$$

ここで、 a および b は土材料の粘着力、拘束圧に対する摩擦強度に関わるパラメータ、 n は降伏関数の第1応力不変量 I_1 に対するせん断強度の非線形性を表すパラメータである. 数値計算にはNguyen et al.(2016)が提案した非線形剛体塑性構成方程式を使用する

3 砂質土のせん断強度特性

本研究では、砂質土の支持力を検討する際に標準砂として豊浦砂の拘束圧に対する非線形強度特性(Tatsuoka, et al., 1986)を用いた. 本研究はTatsuoka et al.の三軸圧縮試験結果を用いて、 I_1 との相関関係を整理し、拘束圧に対する内部摩擦角の減少特性を整理した. 土の相対密度により内部摩擦角 ϕ は異なることから、拘束圧に対する減少特性

を初期摩擦角で規準化して検討する. そのために、実験データを外挿して拘束圧がゼロの際の内部摩擦角 ϕ_0 を算出し、拘束圧に対する内部摩擦角の変化を正規化して検討した. 各相対密度 D_r に対する内部摩擦角の変化は最小二乗法により、 ϕ/ϕ_0 と I_1 の正規化関係を同定した(図1). 相対密度によって減少特性は異なるが、標準的特性として平均値を用いて砂質土の標準強度モデルを設定する.

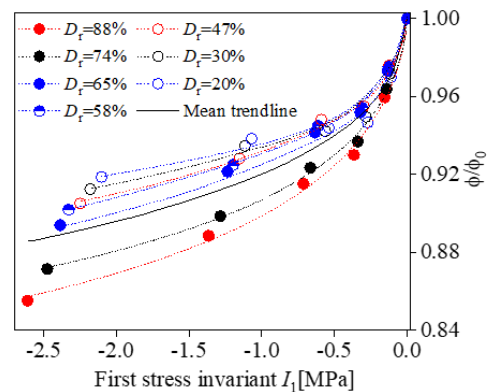


図1 豊浦砂の ϕ/ϕ_0 と I_1 の正規化関係

3.1 実験検証

図2は、Okahara et al.(1988)およびTatsuoka et al.(1991)が行った遠心模型実験と、58, 74, 85, 88%の相対密度に対する非線形強度特性を直接用いたRPFEM解析による支持力推定値を比較したものである. 図2では、模型試験結果にばらつきはあるものの、RPFEMによる解析結果は実験結果とよく一致し、基礎幅による支持力の寸法効果も適切に評価できることがわかる. このことから、非線形せん断強度特性を用いたRPFEM解析は、極限支持力に及ぼす基礎幅の影響を適切に評価できることが示された.

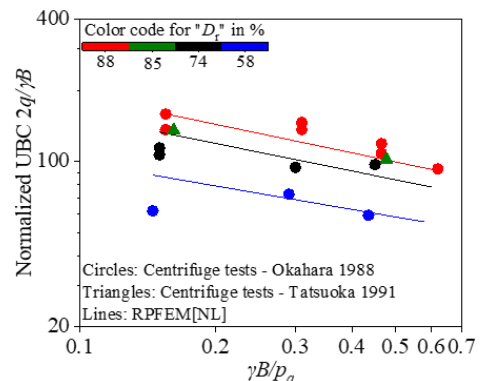


図2 遠心模型試験による解析結果

4 モデル地盤の極限支持力

砂質土の支持力式を検討する目的で、豊浦砂の平均せん断強度特性を用いた検討を行う. モデル砂質土の非線形強度特性に関するパラメータは、表1のように設定した.

解析はDrucker-Prager (DP)の降伏関数を用いる線形せん断強度(一般的な支持力式に対応する)のほか、式(1)の非線形降伏関数(RPFEM (NL), 基礎の寸法効果の考慮)のRPFEM解析を実施する。

Bおよび γ の極限支持力への影響を確認するために、地下水位の有無を考慮して数値解析を実施し、解析結果をそれぞれMeyerhof, AIJ, JRAの支持力算定式と比較した。RPFEM(DP)は、Meyerhofの極限支持力式と一致することが分かり、さらにRPFEM(NL)は、 $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ の場合、AIJ及びJRAの公式と一致する。しかし、 $\gamma=8\text{kN/m}^3$ の場合、RPFEM(NL)の結果はAIJ及びJRAの結果と比べて高い値が得られた(図3)。これは主に γ が拘束圧に影響するためである。また、 γ の減少に伴い拘束圧が減少するため、 ϕ の減少が抑制されて極限支持力が増加する。 γ の影響は、支持力係数の修正係数に考慮する必要がある。

表1 豊浦砂の平均的性質に基づく解析パラメータ

$\phi_0(^{\circ})$	α	β	ν
30	0.175	1	0.526
35	0.216		
40	0.257		

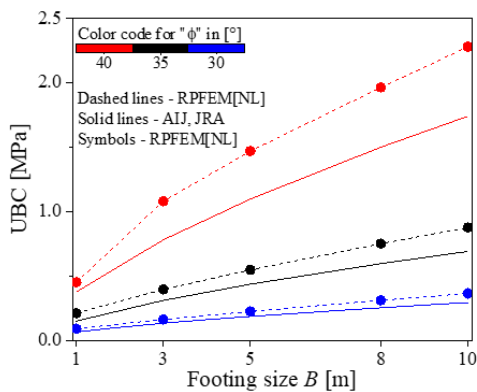


図3 $\gamma = 8\text{kN/m}^3$ の場合の極限支持力結果の比較

4.1 N_γ のための修正係数

γ とBの両方が拘束圧に及ぼす影響を考慮するため、サイズ効果修正係数 η_γ を次のように算出する。

$$\eta_\gamma = \frac{2q_u}{\gamma B N_\gamma} \quad (3)$$

RPFEM(NL)解析結果から、豊浦砂の性質を持つモデル砂質土の場合、修正係数の傾きが描かれている。応力項 γB は基準大気圧 $p_a=101.325\text{kPa}$ で規格化されている。図4に基づき、 η_γ は以下のように算出される。図からわかるように、 ϕ や γ によらずにユニークな関係を示す。

$$\eta_\gamma = 0.55 \left(\frac{\gamma B}{p_a} \right)^{-\frac{1}{3}} \quad \text{where } 0 \leq \eta_\gamma \leq 1 \quad (4)$$

修正極限支持力式は次のような形になる。

$$q = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \eta_\gamma \quad (5)$$

解析結果と修正極限支持力式の比較を行う(図5)。

5 結論

(1) 豊浦砂の力学特性を考慮したRPFEM解析結果は、文献の遠心模型実験と一致する結果が得られて、解析手法の適用性が示された。

(2) AIJ及びJRAの指針における補正係数 N_γ は、地下水位が高い場合など、 γ の変化に対して適用性の低いことが示された。事例解析を用いて、正規化変数 $(\gamma B/p_a)$ により、 γ の影響を適切に表すことを明らかにして、新たに N_γ の補正係数を提案した。

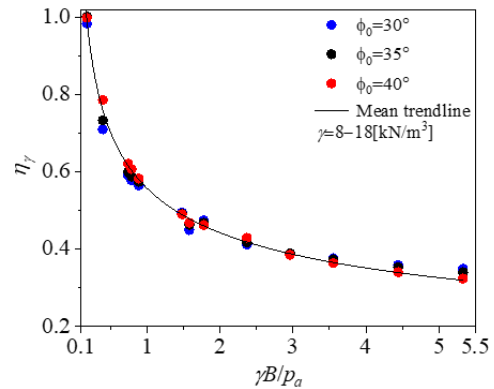


図4 豊浦砂の平均的物性値の変化に対する η_γ と $\gamma B/p_a$ の関係

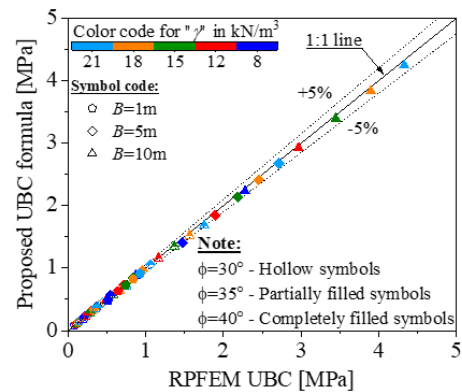


図5 RPFEM解析結果により提案した極限支持力式の性能参考文献

- 1)AIJ(1988,2001,2019),Recommendations for design of building foundations.
- 2)JRA(2017),Road bridge specifications (substructure).
- 3)Okahara M., Takagi S., Obata H., Mori K., and Tatsuta M., 42nd Japan Annual Conf. of Civil Engineers, Vol. 3, 1988, pp. 250-251 (in Japanese).
- 4)Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T., and Fukushima, S., 1986. Soils Found. 26 (1), 65–84.
- 5)Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T. and Siddiquee, M. S. A., 1991. Proceedings of the Geotechnical Engineering Congress, GSP 27, pp. 788–802. Reston, VA: ASCE.