

異常浸透場における砂質土地盤の極限支持力解析

佐藤工業株式会社(元長岡技術科学大学) 学生会員 ○保科 隆

長岡技術科学大学 正会員 大塚 悟

北海道大学 正会員 磯部 公一

1. 背景

東日本大震災では津波により多くの防潮堤が崩壊した。防潮堤の崩壊の原因には波力の作用とともに浸透力の作用が指摘されている。同様の崩壊は河川における堰でも河川水位の差違によって発生することが報告されている。しかし、津波などの波力に加えて浸透力を考慮する土構造物の安定性は、極限平衡法や支持力公式等の既存の設計手法により評価することが難しい。本研究では、地盤材料に関する剛塑性構成式を用いた剛塑性有限要素法ならびに飽和・不飽和浸透流解析によるハイブリッド解析手法を開発し、浸透力が作用する地盤の極限支持力・破壊形態を合理的に評価できることを明らかにする。開発手法の妥当性は事例解析により検討する。

2. 解析手法の概要

本研究では、*Drucker-Prager* 型の降伏関数を用いた剛塑性構成式として、計算の高速化を目的にペナルティ法を適用することで、体積変化の制約条件式(1)をペナルティ定数 κ とともに構成式内に直接組み込んだ剛塑性構成式(2)を開発した。ここに、 α , k は *Mohr-Coulomb* の破壊規準に基づく c' , ϕ' と関係付けられる係数、 $\dot{\epsilon}$ は等価塑性ひずみ速度、 $\dot{\epsilon}_v$ は体積ひずみ速度、 $\dot{\epsilon}$ は塑性ひずみ速度ベクトル、 $\mathbf{I}$ は単位テンソルを表す。また、引張応力を正と定義し、応力は有効応力 σ' とする。

$$h(\dot{\epsilon}) = \dot{\epsilon}_v - \frac{3\alpha}{\sqrt{3\alpha^2 + 1/2}} \dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_v - \beta \dot{\epsilon} = 0 \quad (1)$$

$$\sigma' = \frac{k}{\sqrt{3\alpha^2 + 1/2}} \dot{\epsilon} + \kappa (\dot{\epsilon}_v - \beta \dot{\epsilon}) \left\{ \mathbf{I} - \frac{3\alpha}{\sqrt{3\alpha^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}} \right\} \quad (2)$$

また、不飽和土においてはサクシヨンの影響を粘着力 c' の増分 Δc として取り扱った上で全応力解析を行う。対して、飽和土においては有効応力 σ' の概念に基づき間隙水圧 u_w を取り扱い、これを浸透力として物体力に作用させた有効応力解析を行うこととすると、最終的な

支配方程式として式(3)が得られる。ここに、 $\dot{\epsilon}$ は仮想ひずみ速度ベクトル、 $\dot{\delta u}$ は仮想変位速度ベクトル、 $\mathbf{X}$ は物体力ベクトル、 $\mathbf{t}_1$, $\mathbf{t}_2$ は表面力ベクトル、 ρ は荷重係数である。

$$\int_V \sigma' : \dot{\epsilon} dV = \rho \int_{S_{\sigma_1}} \mathbf{t}_1 \cdot \dot{\delta u} dS_1 + \int_{S_{\sigma_2}} \mathbf{t}_2 \cdot \dot{\delta u} dS_2 + \int_V \mathbf{X} \cdot \dot{\delta u} dV - u_w \int_V \mathbf{I} : \dot{\epsilon} dV \quad (3)$$

3. 浸透場における水平地盤の極限支持力問題

3.1 水平砂質土地盤の極限支持力解析

浸透場(浸透力が作用する場)における地盤の極限支持力問題の前に、剛塑性構成式を用いた極限支持力解析(全応力解析)の適用性を砂質土地盤の極限支持力(鉛直载荷)により明らかにする。ここでは半実験式である建築基礎構造物設計指針との比較を行う。解析は平面ひずみ条件で行うが、設計と同様に強度定数は三軸試験で得られた地盤定数を適用するものとする。

基礎幅 10.0 m, 粘着力 1.0 kPa, 単位体積重量 17.5 kN/m³ とし、せん断抵抗角ならびに根入れ深さを変更した結果を図-1(凡例は根入れ深さを表示)に示す。指針式で得られる極限支持力値と比較的一致する結果が得られたが、全体的に解析で得られた極限支持力値が指針式のものよりも大きくなる結果(特に $\phi=40$ 度時)が得られた。原因としては、建築学会の指針は *Terzaghi* の支持力式に補正係数を導入する形式で作成されていることから、標準的な地盤条件では精度を期待できる

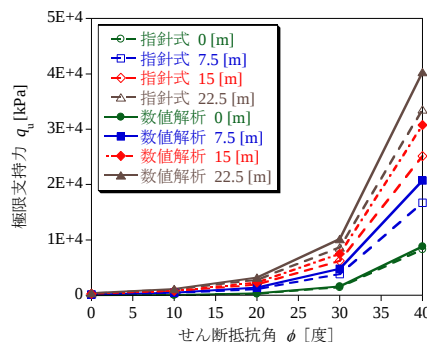


図-1 各条件における極限支持力値 (3.1 節)

キーワード 剛塑性構成式, 極限支持力解析, 飽和・不飽和浸透流解析, 浸透場, 支持力問題

連絡先 〒103-8639 東京都中央区日本橋本町 4-12-19 佐藤工業株式会社(本社)

が、他の条件では精度の信頼性が低下すること、数値解析は関連流れ則に基づくため、 ϕ が大きい場合には体積膨張量を過大評価する、といったことが考えられる。

3.2 浸透場における砂質土地盤の極限支持力解析

浸透場における砂質土地盤の極限支持力を評価できることを明らかにするために、ケーソン等の構造物を想定(図-2)し、上流の水位や構造物の根入れ深さを変更した数値シミュレーションを実施する。この際、浸透力の影響を検証するために、① 水圧(図-2中の緑線：鉛直・水平方向に荷重が作用した状態)のみ、② 水圧+浸透力、の2ケースを対象とした。また、基礎幅 10.0 m、粘着力 1.0 kPa、単位体積重量 17.5 kN/m³とし、水位を 0.0~15.0 m、根入れ深さを 7.5~22.5 m と変更する。応力境界条件には、水位による水圧(式 3 の t_2 に相当)を作用させて、構造物の物体力を増加(式 3 の t_1 に相当)して地盤が破壊する際の極限支持力を求める。

図-3に両ケースで得られた極限支持力値を示す。両ケースともに水位が上昇すると極限支持力が低下し、根入れ深さが増加すると極限支持力も増加する傾向が得られ、特に浸透場では水位上昇に伴い極限支持力の低下が顕著な結果が得られ、浸透力が地盤の極限支持力に与える影響を合理的に評価できることがわかる。

また、図-4に根入れ深さ 15 m 時(浸透場)における水位 0.0 m~10.0 m 時の等価ひずみ速度分布ならびに変形図(変位速度に任意の時間を乗じたもの)を示す。水位 0.0 m 時は水平地盤の支持力問題では一般的な左右対称のすべり面が形成されるのに対し、水位 5.0 m になると構造物の右側にすべり面が集中し、水位 10.0 m になるとより顕著になる結果が得られた。この際、表-1(横軸：根入れ深さ、縦軸：水位)に示すように、図-3の水位 0.0 m、5.0 m 時のように構造物に対して両側にすべり面が形成されるケース(表中では両と記載)と、図-3の水位 10.0 m のように構造物に対して右側に顕著なすべり面が形成されるケース(表中では片と記載)を根入れ深さごとに大きく分けると、水位と根入れ深さの比において、3分2を境に破壊形態が変わる傾向にある。

4. 結論

本解析手法が浸透場における地盤の極限支持力・破壊形態を合理的に評価できることが示された。既存の解析手法や支持力式は不様地盤への適用性が低いこ

とから、本手法の実務への適用性が期待できる。

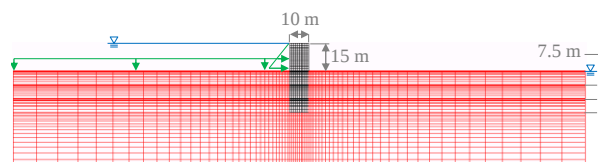
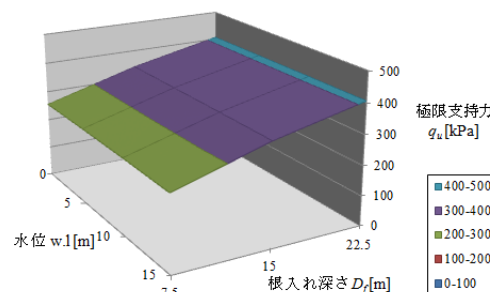
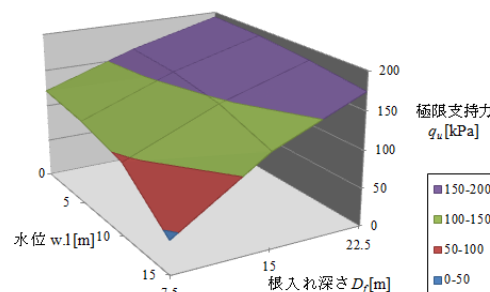


図-2 根入れ深さ 22.5 m を想定したモデル



① 水圧のみ(非浸透場)



② 水圧+浸透力(浸透場)

図-3 各ケースの極限支持力値(凡例：単位 kPa)

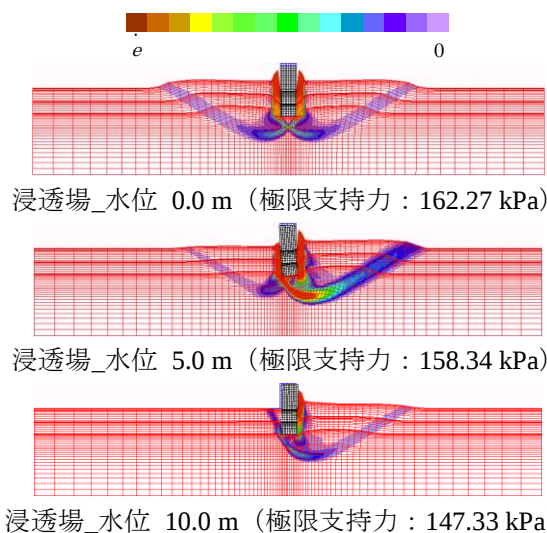


図-4 等価ひずみ速度分布と変形図 ($D_f=15$ m)

表-1 水位と根入れ深さの比(水位 / 根入れ深さ)

$w.l./D_f$	7.5 m	15 m	22.5 m
0 m	0.0 (両)	0.0 (両)	0.0 (両)
5 m	0.67 (片)	0.33 (両)	0.22 (両)
10 m	1.33 (片)	0.67 (片)	0.44 (両)
15 m	2.0 (片)	1.0 (片)	0.67 (片)