

強度分布最適化に基づく効果的な地盤改良とその支持力発現機構に関する考察 (シンポジウム講演概要)

Study on Effective Ground Improvement Based on Strength Distribution Optimization and its Bearing Capacity Mechanism (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

福重 奈央 (大洋コンサルタント) 山栗 祐樹 (中央大・工) 小林 俊一 (金沢大・理工) 熊 曩 (金沢大・理工)
Nao FUKUSHIGE, Taiyo Consultant Corporation
Yuki YAMAKURI, Chuo University
Shun-ichi KOBAYASHI, Kanazawa University
Xi XIONG, Kanazawa University
E-mail: koba@se.kanazawa-u.ac.jp

This study examines effective ground improvement of clay soils. As simplifying the cost as the integral of the material strength over the volume, strength distribution optimization is formulated to realize the desired bearing capacity. Numerical experiments indicate that effective ground improvement can be expected if the strength distribution enables slip lines to extend both vertically downward and laterally across the ground.

1. はじめに

支持力理論によると内部摩擦角がゼロの軟弱地盤の場合、極限支持力は地盤の粘着力から計算できる。そのため所期の支持力が確保できない軟弱地盤に対しては、固化材の添加攪拌によって粘着力の増加を図る地盤改良工法が施工されることがある。実務設計では直方体、柱状、壁状などの改良範囲形状を決め、その改良範囲で強度を一律に増加させ、所期の極限支持力を確保できる設計を行う。実務では使用機材による施工性や出来形の管理も重要となる。

さて、深い基礎であれば改良体を介して下部の支持層に荷重を伝達させることがポイントとなるが、下部の支持層には到達しない浅い改良体によって支持力の改善を図る場合は、浅い基礎の支持力問題と同様にすべり面が地盤表層に現れる支持力モードによる極限支持力を検討する必要がある。本研究では問題を単純化し、地盤の強度のみをコストとする強度分布最適化問題を定式化して数値実験を行い、所期の支持力を確保するための効果的な地盤改良とはどのようなものか、地盤の支持力発現機構の観点から考察する。

2. 強度分布最適化問題の定式化

粘性土地盤 (内部摩擦角ゼロ、初期粘着力 c_0) 上で中心鉛直载荷を受ける剛で粗い条件の浅い基礎の2次元平面ひずみ条件での支持力問題を考える。この基礎の鉛直支持力 Q (単位幅、単位奥行き当たりの極限支持力) は $q_{f0} = c_0 N_{c0}$ である。ここに c_0 は地盤改良前の均質な地盤の粘着力、 $N_{c0} = \pi + 2$ は内部摩擦角ゼロに対する支持力係数である。

著者らはすでに地盤の極限支持力を計算するため、有限要素による空間離散化と極限定理の下界法に基づく最適化を組合せた剛塑性有限要素法を定式化した^{1,2)}。可容応力場とは釣合式を満たし、破壊条件を破らない応力場である。極限支持力を計算するためには、可容応力場の中で荷重係数を最大とする荷重を求める最適化問題として定式化した。この手法を改良すれば、基礎地盤の粘着力を位置 $\mathbf{x}$ の関数 $c(\mathbf{x})$ とし、所期の荷重を支持できる可容応力場の中で改良コストが最小となる最適化問題が定式化できる³⁾。

地盤改良の費用対効果を測る指標として、単位体積あたりのコストが地盤の粘着力に比例することを仮定し、領域全体のコストをコスト関数として最小化を図る最適化問題を定式化する。具体的な目的関数は以下の通りである。

$$\text{Find } \max - \int_V c(\mathbf{x}) dV = - \sum_i \sum_j c^{ij} w^{ij} (\det J)^{ij} \quad (1)$$

ここに右辺は領域積分を有限要素で離散化した表現で、添字 i, j は要素および積分点を表し、 $w^{ij} (\det J)^{ij}$ はガウス積分の重みとヤコビアン行列式を表す。

一方、制約条件は可容速度場、つまり釣合式と地盤の破壊規準を満足する必要がある。

$$B^T \sigma = \alpha_0 \Gamma_0 + \Gamma_c + D_a^T p \quad (2)$$

$$f(\sigma, c) \leq 0 \quad (3)$$

ここに σ は応力、 $\alpha_0 \Gamma_0$ は所期の支持力、 Γ_c は物体力等の一定荷重、 p はディリクレ境界条件における反力である。また破壊規準 f はDrucker-Pragerの破壊規準を使用し、粘着力を平面ひずみ条件で換算した強度定数を用いた。さらに材料強度の改良上限を表す制約条件を課した。

$$c_0 \leq c \leq n c_0 \quad (4)$$

ここに n は材料強度上限を表す無次元パラメータである。

3. 数値実験結果

軟弱地盤上の中心鉛直载荷を受ける半幅 $B = 2[\text{m}]$ の剛で粗い基礎構造物の2次元平面ひずみ条件の極限支持力問題を取り上げる。解析領域および境界条件をFig. 1に示す。初期粘着力 c_0 に対する極限支持力を $\alpha_{\max} \Gamma_0$ とし、所期の支持力との比を支持力比 m として定義する。

$$m = \alpha_0 / \alpha_{\max} \quad (5)$$

一例として改良可能範囲を解析領域全体とし、支持力比を $m = 2$ 、強度比上限を $n = 6$ の場合の、コスト関数最小の強度分布 (上) と対応する破壊モード (下) をFig. 2示

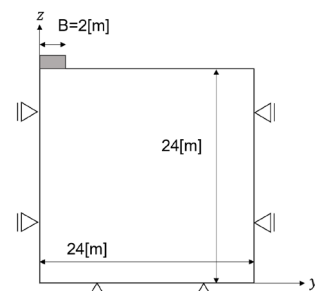


Fig. 1 Schematic illustration of numerical experiments

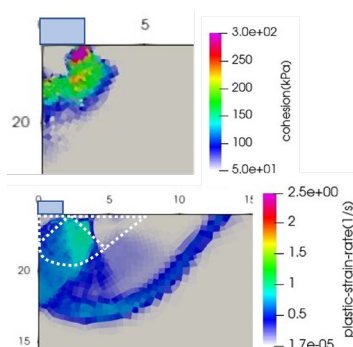


Fig. 2 Optimum strength distribution & failure mechanism.

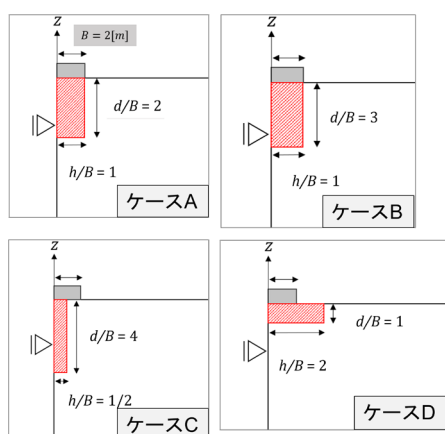


Fig. 3 Four possible improvement zone cases

す。いずれも基礎周辺を拡大した図であるが、基礎直下の地盤が周囲の改良領域で拘束される局所的な地盤改良で所期の支持力が確保できることが分かる。また下図の白線の未改良時破壊モードよりも鉛直下方の深い領域から、より側方に広がるすべり線が発生することもある。これらより本解析例は浅い基礎の支持力の範疇で理解可能で、支持力増加メカニズムはすべり線長さの増加によって動員されるせん断抵抗が増加したと解釈できる。

つぎに改良可能範囲を基礎周辺に限定して数値実験を行った例を Fig. 3 に示す。側方には基礎幅と同じ範囲、鉛直下方には改良可能深さを基礎の全幅 $2B$ で除した根入れ比 1.0 までとしたケース A を基本とし、同じ改良可能面積で形状の異なるケース C とケース D、また根入れ比を 1.5 としたケース B と比較した。改良可能範囲を強度比上限 n で一様に改良したとき得られる最大支持力比 m_{max} と強度比上限との関係を Fig. 4 に示す。同じ改良面積を一様に改良する場合、最大の支持力比が得られるのはケース D で接地圧低減効果が大いこと、また改良領域がより深いケース C であっても、摩擦杭的な支持力改善効果は見込めない。また改良可能範囲の幅が等しいケース A と B では、改良可能範囲の面積が大きい方が得られる支持力比が増加する。またいずれのケースでも改良可能範囲が有限であるため、図中の矢印で示すように最大支持力比には限界がある。

さらにケース A について、所期支持力比 m に対する強度分布最適化の例を示す。例えば支持力比 $m = 1.5$ を得るために改良可能範囲を一様に改良する場合は Fig. 4 から強度比 $n = 2.8$ とすればよい。ここで強度比上限を $n > 2.8$ とすれば、強度分布最適化によるコストの減少が期待できる。強度分布最適化によるコスト関数の変化を Fig. 5 に示す。

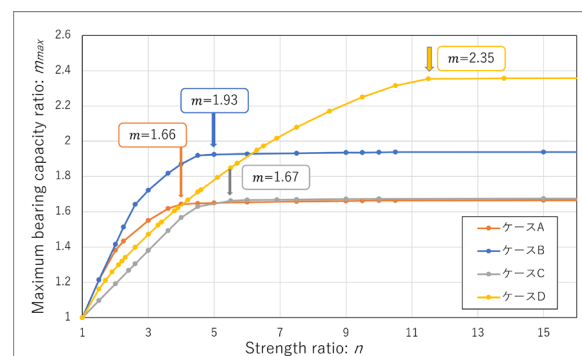
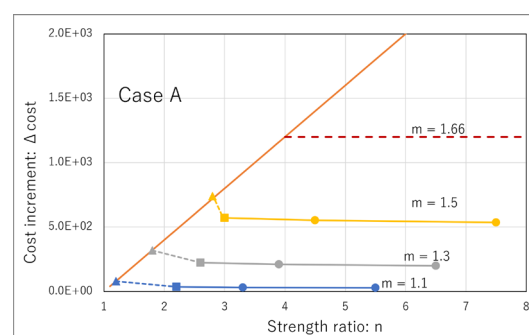
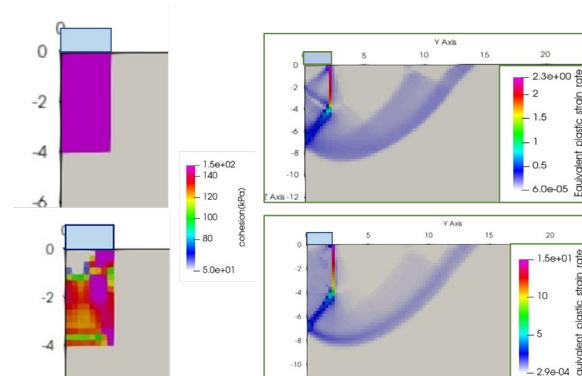
Fig. 4 Maximum bearing capacity ratio m_{max} Fig. 5 Maximum bearing capacity ratio m_{max} 

Fig. 6 Optimum solution for Case A

支持力比を $m = 1.5$ とする場合、強度比上限を $n = 3$ ($50 \text{ [kPa]} \leq c \leq 300 \text{ [kPa]}$) とした強度分布最適解(図中■)の方が $n = 2.8$ ($c = 280 \text{ [kPa]}$) で一様に改良する場合(図中▲)よりも、コスト関数値が小さいことが分かる。一様改良(上)と強度分布最適解(下)の強度分布および出現する破壊モードの様子を Fig. 6 に示す。強度の弱い部分を強度の強い部分が取り囲むことで、一様改良と同様のすべり面が出現し、支持力が期待できることが分かる。

4. まとめ

強度分布最適化を利用した数値実験により、支持力発現機構の観点から効果的な地盤改良について考察した。浅い基礎の支持力増加には鉛直下方や側方にすべり線が広がる必要があるため、それを実現できる強度分布が効果的である。今後は施工の制約も加味した検討を行いたい。

参考文献

- 1) S. Kobayashi: Soils and Foundations, 45(2) pp. 17-27, 2005.
- 2) 山栗ら：土木学会論文集 A2, 76(2), pp. I_225-I_236, 2021.
- 3) 小林ら：土木学会応用力学論文集, 11, pp. 133-140, 2008.