

# 剛塑性有限要素法による粘性土地盤の不均一性を考慮した支持力解析

## Bearing Capacity Analysis by Using Rigid Plastic Finite Element Method

### ~A Challenge to Consider the Heterogeneous Distribution of the Ground Condition~

豊田智大<sup>1</sup>, 水野和憲<sup>2</sup>

1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・toyoda.tomohiro@i.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 岐阜工業高等専門学校・環境都市工学科

## 概 要

剛塑性有限要素法は、カムクレイモデルに基づいて限界状態における地盤の状態を予測することにより、応力経路に依存することなく、極限荷重を精度よく求めることのできる地盤の安定解析手法の1つである。この手法を支持力問題に適用する場合、地盤の初期状態として有効応力分布、過圧密比分布を設定する必要がある。ところが、地盤の状態を正確に把握することは難しく、剛塑性有限要素解析においては多くの場合、地盤の初期状態は適当に仮定して与えられる。そこで本研究ではまず、地盤の初期状態の設定方法が極限支持力および破壊形態に対して与える影響について検討した。続いて、支持力解析に先立ち、水-土骨格連成有限変形解析によって地盤の初期状態を精緻に明らかにしておくことで可能となる「地盤の状態の不均一性を考慮した剛塑性有限要素解析」を実施した。本研究では特に、基礎設置以前の $K_0$ 圧密過程および根入れのための掘削過程が地盤の極限支持力ならびに破壊形態に与える影響について評価した。

キーワード：剛塑性有限要素法（RPFEM）、安定解析、支持力問題

## 1. はじめに

剛塑性有限要素法（Rigid Plastic Finite Element Method, 以下 RPFEM と記す）は、Cam-Clay モデルに基づいて極限状態における地盤の状態を予測することにより、応力経路に依存することなく、極限荷重を精度よく求めることのできる地盤の安定解析手法の1つである。この手法を支持力問題に適用する場合、地盤の状態として以下の2種類の分布を与える必要がある。

- 1) 地盤内の平均有効応力 $p'$ 分布
- 2) 過圧密比OCR分布

ところが、これらの地盤の初期状態を正確に推定することは難しく、RPFEM 解析においては、地盤の初期状態は適当に仮定されることが多い。

そこで本研究においては、RPFEM による支持力解析に先立ち、水-土骨格連成極限有限変形解析（変形解析）により地盤の初期状態を精緻に明らかにしておくことで、地盤の状態の不均一性を考慮した RPFEM 解析の実現を目指す。また、基礎を設置する以前の地盤の状態変化（本研究ではとくに $K_0$ 圧密過程および掘削過程）が地盤の極限支持力および破壊形態に与える影響について検討することを目的とする。さらに、RPFEM による極限解析が増分型の弾塑性有限要素法に匹敵する精度を発揮しうるのか調べる中で、RPFEM 解析自体の妥当性についても評価する。

## 2. 剛塑性有限要素法

RPFEM は、1960～1970 年代に金属の塑性加工分野で開発された極限解析手法<sup>1)</sup>であるが、その明快さ故に、発祥から半世紀が経過しようとしている現在でも尚、塑性加工の実務においては強力なツールとして台頭している。RPFEM は田村ら<sup>2), 3)</sup>によって地盤工学の分野に持ち込まれて以降、浅岡ら<sup>4), 5)</sup>、小高ら<sup>6), 7), 8)</sup>によって「水-土骨格連成極限つり合い解析」として再定式化され、地盤の安定問題を合理的に解く手法としての地位を確立した。

本章ではまず、RPFEM 特有の簡便さと明快さの抛りどころとなっている事項、および地盤工学への適用が進んだ背景を順を追って確認してゆく。加えて、現在積極的に地盤工学への導入が進められている弾塑性変形解析とも対比しながら、近年における RPFEM の地盤工学的な位置づけをここで再認識しておくことにしたい。

### 2.1 剛塑性有限要素法とは

地盤の安定解析においては、地盤が破壊して塑性平衡状態が達成されたと考えて、極限つり合い方程式から不静定問題を解く。このような場合、地盤の構成材料の塑性ひずみが弾性ひずみに比べて非常に大きくなるため、相対的に弾性変形を無視し、剛塑性体とみなして解析を行うことができる。

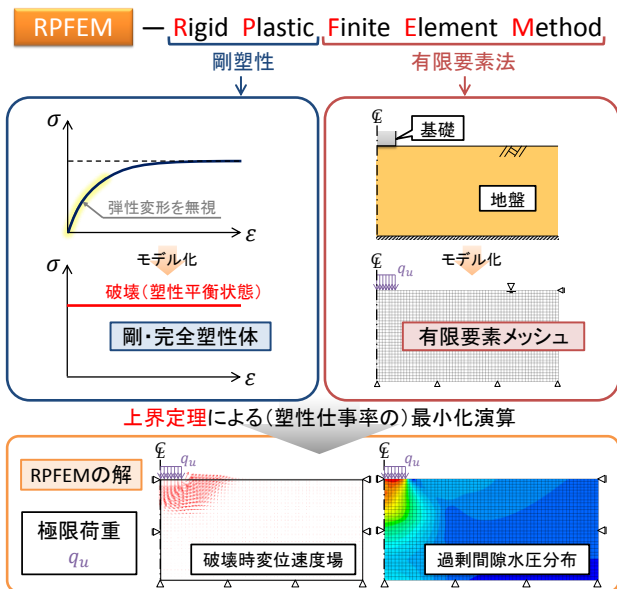


図1 RPFEMの概要

| 構成モデル                  | 弾性 | 剛塑性 | 弾塑性 |
|------------------------|----|-----|-----|
| $\sigma - \epsilon$ 関係 |    |     |     |
| 変形問題                   | ○  | ×   | ○   |
| 安定問題                   | ×  | ○   | ○   |

図2 構成モデルの比較

RPFEMは図1の応力-ひずみ関係に示されるように、地盤材料が限界状態において応力一定、ひずみ不定、体積一定となることを利用し、上界定理に基づく塑性仕事率の最小化演算によって、塑性崩壊時に発揮される極限荷重(すなわち極限支持力 $q_u$ )およびこれに対応する崩壊メカニズムとしての破壊時変位速度場を求める手法である。

図2は解析にしばしば用いられる代表的な構成モデルを示したものである。地盤は一般に弾塑性体としてモデル化されることが多く、弾塑性体として計算すれば、変形問題から安定問題まで幅広く問題を解くことができる。しかし、弾塑性体としてモデル化した場合、その構成式は増分形式で記述され、破壊現象は変形の履歴を追跡(積分)した結果として表現される。そのため、破壊時の状態を知るためには、節点座標を更新してゆく繰り返し計算が必要となる。その点で弾性解析は、高い応力レベルでの非線形な応答を記述できないという代償を支払うかわりに、変形勾配と場の応力を1:1に対応させることができるという対価を得た解析手法として位置づけることが可能である。

一方、RPFEMの場合、地盤を剛塑性材料と仮定したことによって、弾性沈下のような低い応力レベルでの問題を解くことを放棄する。その代わりに、最初から限界状態に着目し、破壊時の応力と塑性ひずみ速度を1:1に対応させることで、弾塑性解析に見られるような増分計算なしで極限荷重と崩壊メカニズムを直ちに求めることができる。

## 2.2 剛塑性有限要素法の特徴

金属材料を対象として開発された RPFEM が、地盤の安定問題を取り扱う強力なツールとなり得た背景には、金属と土質材料の特性のアナロジーが存在する。本節では、解析の簡便性を裏付ける RPFEM の特長について整理する。

### 2.2.1 限界状態理論 ～非排水条件の威力～

地盤内応力は限界状態において一定となり、このときの応力場が明らかとなれば、極限荷重は容易に求まる。

この地盤内の応力状態を決める上で威力を発揮するのが「非排水条件」である。地盤の安定問題のうち、とくに基礎の支持力問題は地盤の「短期安定問題」すなわち「急速载荷問題」として取り扱われることから、土は系の外部と水のやりとりをしないという非排水条件を仮定することができる。このとき、破壊時の土の状態(軸差応力 $q_f$ 、平均有効応力 $p'_f$ )は、限界状態理論によって図3のように、変形の過程(応力経路)を追跡することなく、初期状態(平均有効応力 $p'_0$ 、比体積 $v_0$ )から直ちに、そして唯一に定まる。このようにして、破壊時の応力状態が繰り返し計算なしで求められることが、RPFEMの簡便さを生み出していると言っても過言ではない。また、非排水せん断時に土の比体積 $v$ が変化しないこと(非圧縮性)は、金属材料の塑性変形における「体積一定則」と等価であり、後述の Mises 降伏関数を使用する動機を与えるものとなる。

### 2.2.2 Mises 降伏関数 ～後続しない降伏曲面～

Mises 降伏関数もまた、元来は金属材料の降伏条件として提案されたものであるが、体積一定則と非排水条件の同義性から、地盤材料にも適用可能な降伏曲面を与える。

Mises 降伏関数 $f$ は、偏差応力 $s_{ij}$ の第2不変量を用いて以下のように記述される。

$$f = \frac{1}{2}(s_{ij}s_{ij} - \sigma_0^2) \quad (1)$$

ここに $\sigma_0$ はミーゼス定数である。

ここで重要なことは、剛塑性体の場合には応力状態が一定となっているため、降伏曲面 $f = 0$ (図4)は負荷に対して拡大せず、後続降伏曲面を考える必要がない(硬化パラ

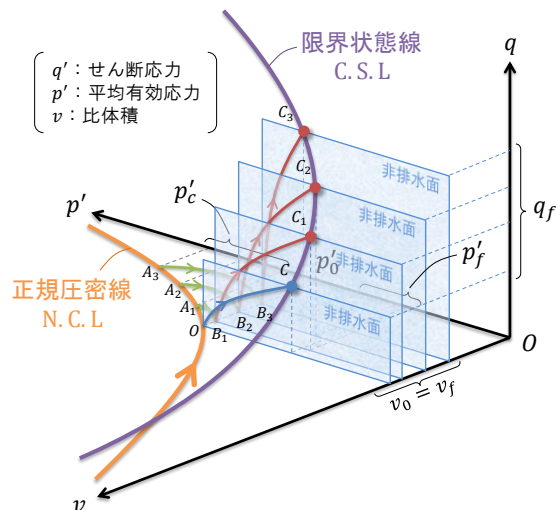


図3 限界状態理論による破壊時応力状態の予測

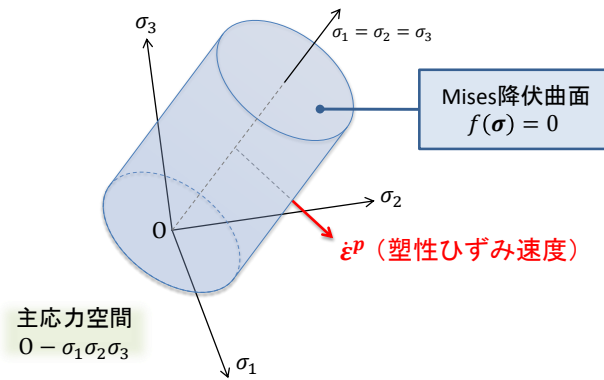


図4 Mises 降伏関数と関連流れ則

メータを導入する必要がない) という点である。したがって、先のように、Cam-Clay モデルによって破壊時の応力場を既知とした場合、関連流れ則

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2)$$

より塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ を生じる方向が直ちに決まるため、これに適合条件を用いることで変位速度場 $\dot{u}_i$ もまた容易に求まり、崩壊メカニズムを一意に決定することができる。

### 2.2.3 Drucker 仮説 ～安定な変形～

Drucker 仮説は、地盤材料が負荷に対して「安定な変形 ( $\dot{\sigma} \cdot \dot{\epsilon}^p = 0$ )」をする硬化材であることを仮定するものである。したがって、材料が軟化挙動を示し、限界状態到達以前のピーク強度で破壊する場合、破壊時の応力状態は限界状態理論によっては予測され得ないため、RPFEM は適用できない。したがって、図5のように過圧密土が排水せん断によって破壊するようなケースにおいてはRPFEMを適用することができない。しかし非排水条件の下では、正規圧密状態であっても過圧密状態であっても材料は硬化挙動を示すことから、短期安定問題の場合、地盤の過圧密の程度によらず極限支持力を推計することが可能となる。

### 2.2.4 粘性土地盤の場合

とくに粘性土地盤の場合、透水係数が小さいため急速載荷時に非排水条件が十分に満足され得るだけでなく、粘土地盤を非排水条件で $c_u$ 材料として取り扱う場合、ダイレイタンシー角をゼロとみなして問題が解ける。これにより解法はさらに明快なものとなり、RPFEM は $\phi_u = 0$ の円弧すべり解法から速度不連続線を除いたものに相当する。

### 2.2.5 必要な材料パラメータ

RPFEM における材料パラメータは、初期状態から限界状態を予測するのに必要な最低限の弾塑性パラメータにとどまり、とくに Original Cam-Clay Model の場合、圧縮指数 $\lambda$ 、膨潤指数 $\kappa$ 、限界状態定数 $M$ の3つに限定される。また、降伏曲面が後続しないことから、弾塑性解析における発展則パラメータを必要としない。したがって、これらの材料パラメータに加え、有限要素メッシュおよび境界条件、初期パラメータが適切に与えられれば、弾塑性解析よりも遥かに少ないパラメータで地盤の安定解析が可能となる。

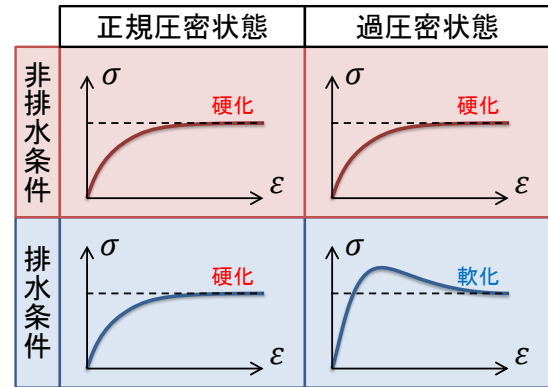


図5 粘性土の典型的な応力-ひずみ関係

## 3. 地盤の初期状態が極限支持力に与える影響

RPFEM の最大の特徴はその簡便さにあり、前章に示した非排水条件や硬化材料等の各種条件が揃えば、増分計算なしで崩壊時の荷重を正確に推計することができる。したがって、RPFEM の解の良否は、適切な有限要素離散化がなされ、正しく材料パラメータが与えられたならば、もっぱら初期パラメータ（平均有効応力 $p'$ 分布とOCR分布）の設定方法に依存して決まるといってよい。ところが、これら地盤の初期状態を正確に把握することは困難であり、大抵の場合は図6のように、平均有効応力分布は長方形分布や三角形分布等で、過圧密比分布は均一分布や2層分布等で仮定して与えるほかない。

本研究の目的の1つは、地盤の状態の不均一性を考慮した RPFEM 解析を実施することにある。そこで本章では、不均一性の考慮に先立ち、初期パラメータの設定方法（仮定方法）が RPFEM の解に与える影響について検討する。

### 3.1 地盤の状態変化が土の非排水せん断強度に与える影響

#### (1) 平均有効応力 $p'$ の影響

地盤内で平均有効応力 $p'$ が増大すると、土骨格に作用する有効拘束圧の増大によって、地盤の強度 $c_u$ は増大する。

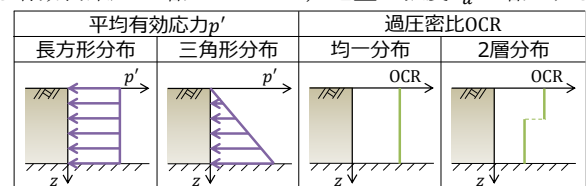


図6 地盤の初期状態の設定方法（仮定方法）の一例

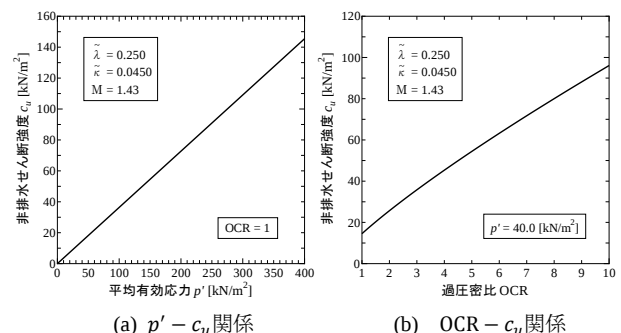


図7 非排水せん断強度 $c_u$ と初期状態の関係

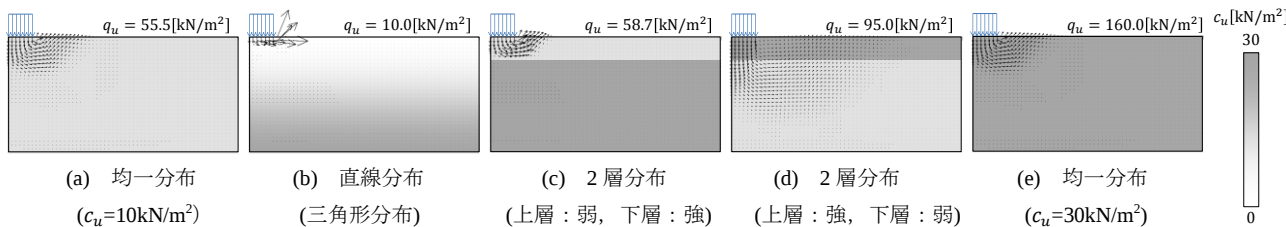


図8 強度分布の異なる地盤の極限支持力と破壊形態

## (2) 過圧密比OCRの影響

過圧密比OCRの大きい地盤ほど、より大きな先行圧密圧力を受けて密な状態にあるため、OCRが増加すると、土は非排水せん断時により大きな強度 $c_u$ を発揮する。

Original Cam-Clay モデルによると、2次元平面ひずみ条件では、上記の平均有効応力 $p'$ 、過圧密比OCRと強度 $c_u$ の関係は、土の弾塑性パラメータ（圧縮指数 $\lambda$ 、膨潤指数 $\kappa$ 、限界状態定数 $M$ ）を用いて次式で予測することができる。

$$c_u(p', \text{OCR}) = \frac{M}{\sqrt{3}} p' \text{OCR} \exp \left[ - \left\{ 1 - \frac{\kappa}{\lambda} (1 - \ln \text{OCR}) \right\} \right] \quad (3)$$

図7は式(3)の関係を示したものであり、平均有効応力の増加 $p'$ と過圧密比OCRの増加が、ともに強度 $c_u$ の増大に寄与することがわかる。

## 3.2 土の非排水せん断強度が極限支持力に与える影響

図8は強度 $c_u$ 分布が異なる5種類の地盤について、極限支持力 $q_u$ を発揮するときの破壊形態を示したものである。

地盤内の強度が均一である場合、(a)のような破壊形態をとる。しかし、有効応力の小さい地表面での強度低下を考慮した(b)では、強度の小さい浅部で局所的に破壊が起こっている。また、強度の小さい上層が存在する(c)のケースでは、強度の大きい下層に遮られて破壊は上層において卓越し、一方、仮定の強度が小さい(d)の場合、相対的に強度の小さい下層を抉るような破壊形態となることがわかる。このことから、破壊は強度の小さい領域において卓越する傾向があることがわかる。

ところで、(a)よりも大きい強度を有する(e)では、極限支持力は増大しているものの、破壊形態は変化していない。このことから、強度の増加それ自体は、極限支持力を増大させるものの、破壊形態には影響を与えないといえる。

一方、均質な強度分布を仮定する場合、極限支持力の正解（Plandtl 解）は図9のような速度場の下で

$$q_u = (2 + \pi) c_u = 5.14 c_u \quad (4)$$

と与えられる。一方、RPFEMにより支持力の上界値を算定すると、正解よりも大きい解 $q_u = 5.55 c_u$ が上界定理により求まる。このことから、RPFEMの解は正解に対して8.0%程度の相対誤差を含んでいることがわかる。

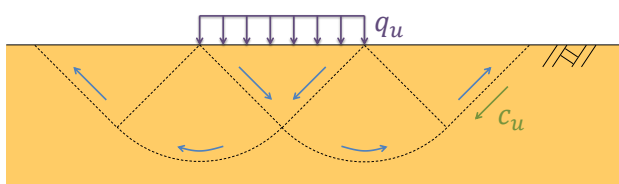


図9 Plandtl 解を与える変位速度場（崩壊メカニズム）

## 4. $K_0$ 圧密・膨潤過程が極限支持力に与える影響

本章では、一次元圧密・膨潤過程によって状態が不均一となった地盤の支持力解析を行う。そこで、図10に示すような半断面の有限要素メッシュを用意し、変形解析によって初期状態を作成した後、これをRPFEMに入力することで極限支持力、破壊形態を算定する。

本章での変形解析による地盤の初期状態の作成方法は、地表面に圧密圧力 $p$ を作用させて地盤を一次元圧密させた後、この荷重を取り除いて膨潤させるというものである。表1および図11に示す一連の過程を経て、不均一な応力分布ならびにOCR分布が得られる。本研究では、載荷履歴の異なる次の3種類の方法で地盤の初期状態を作成し、極限支持力 $q_u$ を求めた。

- 1) 圧密圧力 $p$ の大きさを変化させた場合  
(圧密、膨潤放置時間 $t_1, t_2 = \infty$ とする)
- 2) 圧密放置時間 $t_1$ を変化させた場合  
( $p = 200 \text{ kN/m}^2$ 、膨潤放置時間 $t_2 = \infty$ とする)
- 3) 膨潤放置時間 $t_2$ を変化させた場合  
( $p = 200 \text{ kN/m}^2$ 、圧密放置時間 $t_1 = \infty$ とする)

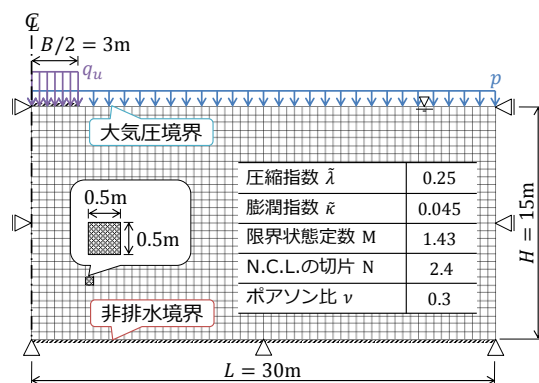


図10 有限要素メッシュと境界条件

表1 初期状態の作成方法（一次元圧密・膨潤過程）

|              |                                                                            |
|--------------|----------------------------------------------------------------------------|
| ① 載荷過程       | 圧密圧力 $p$ を地表面に瞬間的に作用させる                                                    |
| ② 圧密放置過程     | 圧力 $p$ が作用した状態で $t_1$ 秒間放置することで圧密させる                                       |
| ③ 除荷過程       | ①で作用させた圧力 $p$ を瞬間的に取り除く                                                    |
| ④ 膨潤放置過程     | 荷重が作用していない状態で $t_2$ 秒間放置して膨潤させる                                            |
| ⑤ 支持力解析（破壊時） | ④までの過程で作成した地盤に幅 $B/2 = 3\text{m}$ の基礎を設置し、RPFEMによって極限支持力 $q_u$ および破壊形態を求める |

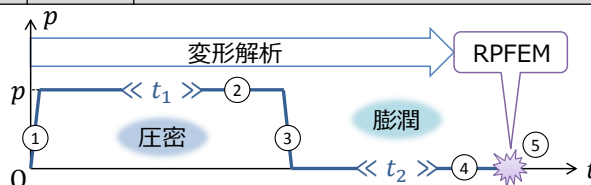


図11 一次元圧密・膨潤過程

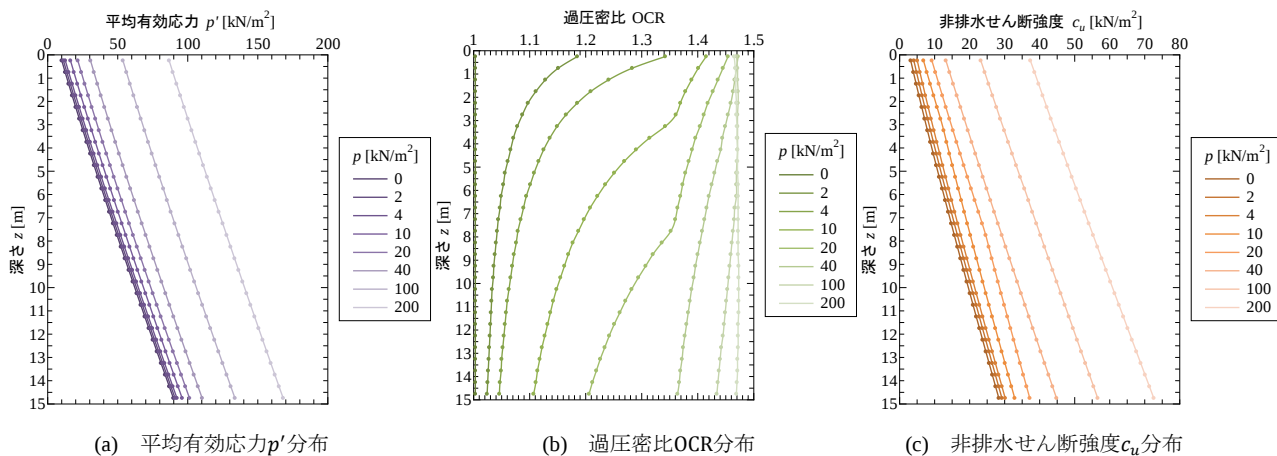


図 12  $K_0$  圧密・膨潤完了時の地盤の初期状態（圧密圧力  $p$  の大きさを变化させた場合）

#### 4.1 圧密圧力の大きさ $p$ を变化させた場合

異なる圧密圧力  $p$  で圧密された地盤の初期状態を図 12 に、極限支持力  $q_u$  を図 13 に示す。図 12(a) より、圧密圧力  $p$  が増加すると除荷時の有効拘束圧が増加するため、平均有効応力  $p'$  が増加する。また、図 12(b) より、より大きな圧密圧力が作用するほど圧密段階で地盤深部まで塑性圧縮し、OCR が増大する傾向にある。このことから、図 13 にみられるような圧密圧力の増大に伴う極限支持力の増大は、平均有効応力  $p'$  と過圧密比 OCR の増大に伴う図 12(c) のような強度  $c_u$  の増加によるものであると解釈できる。

#### 4.2 圧密放置時間 $t_1$ を变化させた場合

異なる時間  $t_1$  だけ圧密放置し、圧密度が  $U$  に達した後、

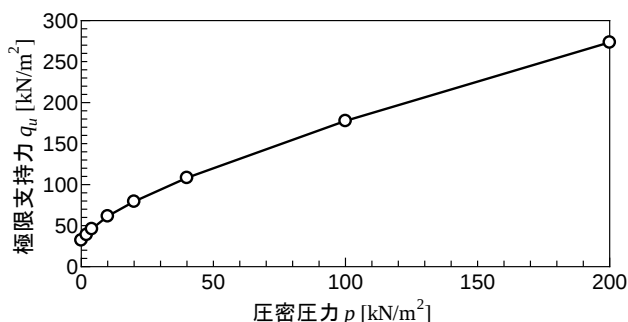


図 13 圧密圧力  $p$  の大きさと極限支持力  $q_u$  の関係

十分に膨潤させた地盤の初期状態の分布を図 14、極限支持力  $q_u$  の推移を図 15、破壊形態の変化を OCR 分布の推移と併せて図 16 に示す。

まず、有効応力分布について、図 14(a) によれば、圧密度の低い段階では、地表面付近で速やかに過剰間隙水圧が消散し、有効応力が増加するため、地表面よりも有効応力の小さい領域が地盤内に存在することとなる。一方、圧密放置時間を長く設けた場合、深部まで過剰間隙水圧が消散して有効応力分布は台形に近づくこととなる。一方、地盤内の OCR 分布の推移について図 14(b) を見ると、圧密度が  $U=0$  のときは地盤全域が正規圧密状態にあるが、圧密度  $U$  が大きくなるにつれて地表面から深部に向かって圧密が進行し、除荷時に過圧密土化する領域が深部に拡大することがわかる。この結果は、圧密が十分に進行していない状態で圧密圧力を取り除くと、上層が過圧密土、下層が正規圧密土で構成される不均一な地盤（相対的に上層が強い 2 層地盤）が形成されることを意味している。

以上より、図 16 において破壊時変位速度場が圧密度  $U$  の増大とともに深部へと拡大したのは、地表面から進行する過剰水圧の消散と圧密の進行に伴う過圧密領域の拡大によって、深部に向かって強度  $c_u$  増加が起こったためであると解釈できる。強度  $c_u$  の増加に加えて、この速度場の拡大もまた極限支持力  $q_u$  の増加に寄与しているといえる。

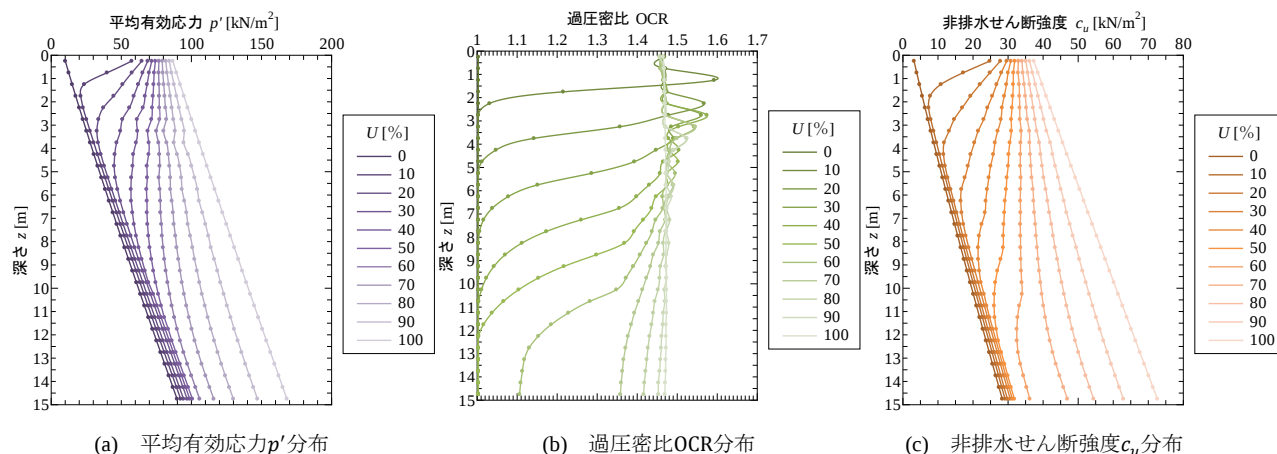


図 14  $K_0$  圧密・膨潤完了時の地盤の初期状態（圧密放置時間  $t_1$  を变化させた場合）

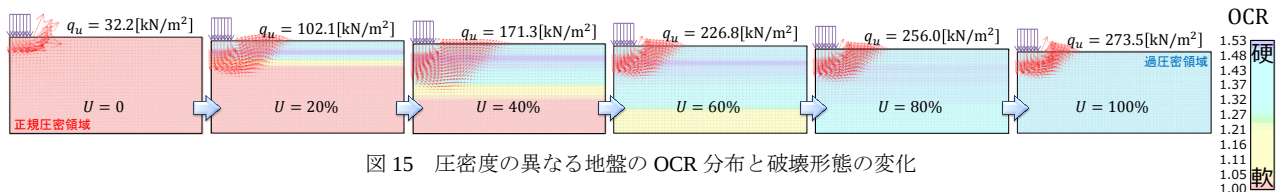


図 15 圧密度の異なる地盤の OCR 分布と破壊形態の変化

#### 4.3 膨潤放置時間 $t_2$ を変化させた場合

圧密完了後、異なる時間 $t_2$ だけ膨潤放置した地盤の、圧密完了時を基準とした圧密度（膨潤度 $U'$ と呼ぶ）と極限支持力の関係を図 16 に示す。また、異なる膨潤度 $U'$ に到達した地盤の初期状態を図 17 に示す。

除荷直後の極限支持力 $q_u$ は、615kN/m<sup>2</sup>となっており、膨潤完了後の 273kN/m<sup>2</sup>と比較すると、2 倍以上である。これは、圧密の進行に伴って平均有効応力 $p'$ が地盤全体で増加することによるものであるといえる。一方、膨潤の進行に伴い負の過剰間隙水圧が消散すると、図 17(a)のように平均有効応力 $p'$ は減少し、強度 $c_u$ もまた地表面から深部に向かって低下する。したがって、図 16 に示されるような膨潤進行に伴う極限支持力 $q_u$ の低下は、平均有効応力 $p'$ の減少によるものであると考えられる。

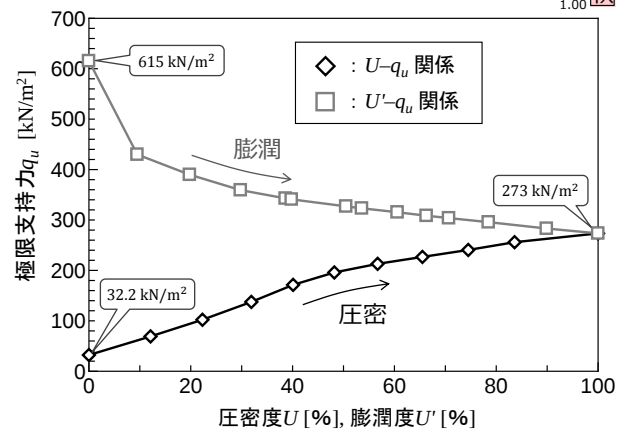


図 16 圧密度 $U$ 、膨潤度 $U'$ と極限支持力 $q_u$ の関係

は、隣接する地盤の変位速度場を拘束するものであることを考慮し、距離不変と角度不変の 2 種類の線形制約条件<sup>9)</sup>を課すことにより表現している。平均有効応力分布および OCR 分布を図 20、図 21 に、破壊形態を図 22 に示す。

まず、図 20 によれば、掘削過程を考慮すると、除荷に伴う応力解放によって掘削底面の平均有効応力が低減することがわかる。また、図 21 によれば、掘削過程を考慮すると、せん断ひずみの発生による塑性膨張（過圧密の解消）によって、掘削側面が正規圧密土化することがわかる。これらの影響により、基礎近傍の地盤の強度は低下しているため、破壊は図 22(b)のように基礎周辺において局所的に発生し、極限支持力 $q_u$ は初期状態を仮定した場合に比べて減少することとなる。これは言い換えれば、地盤の状態の不均一性、つまり掘削による状態変化の影響を考慮せずに極限支持力を求めると、極限支持力 $q_u$ が過大評価されてしまうことを意味している。

そこで、この過大評価の程度を表す指標として、式(5)に示す安全率を導入し、比体積 $v_0$ の異なる地盤、根入れ深さ $D_f$ の異なる基礎に対して $F_s$ を計算したところ、表 3 のように、過大評価の程度は 1.5 倍から大きくてもせいぜい 2 倍程度であり、3 倍を超えることはなかった。

### 5. 掘削過程が極限支持力に与える影響

一般に地盤の状態は、有効応力分布は三角形分布、OCR 分布は均一分布で仮定されることが多い。しかし実際には、基礎を設置するための掘削によって、周辺地盤の状態はより複雑になっていると考えられる。そこで本章では、掘削によって周辺地盤の状態がどのように変化するか調べるとともに、この状態変化が極限支持力や破壊形態に与える影響について検討するため、RPFEM を用いて以下の解析を実施した。

#### 5.1 掘削による地盤の状態変化が極限支持力に与える影響

本章での地盤の初期状態の作成方法は、表 2、図 18 および図 19 に示すものである。すなわち、掘削箇所の要素を除去する際に、掘削面に作用していた応力をこれと等価な節点力で置換した後、これを段階的に取り除くことで、地盤の掘削過程を表現した。ここで、剛な矢板および基礎

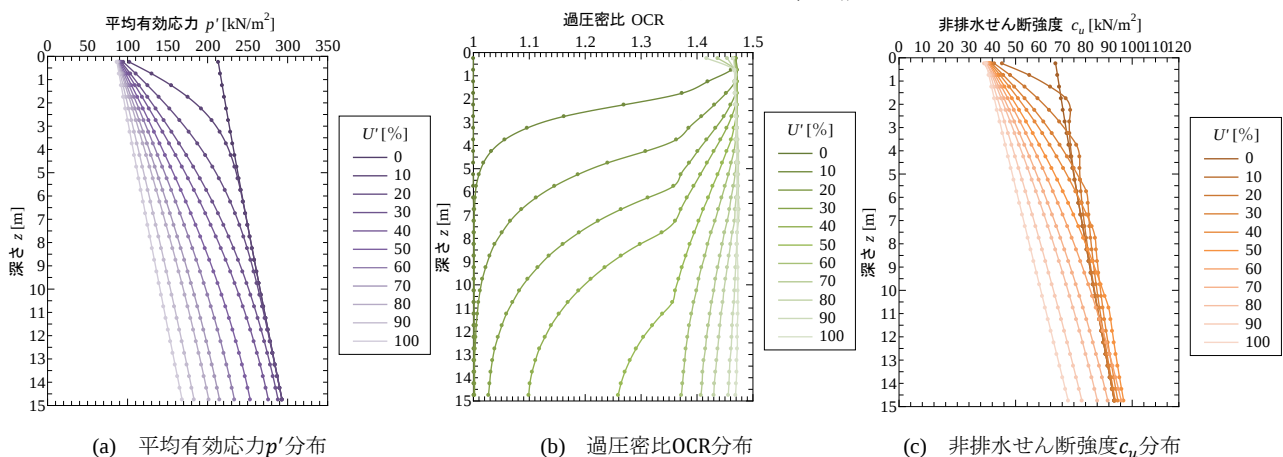


図 17  $K_0$ 圧密・膨潤完了時の地盤の初期状態（膨潤放置時間 $t_2$ を変化させた場合）

表2 初期状態の作成方法（掘削過程）

|              |                                                                                            |
|--------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|
| ① 水平地盤作成     | 過圧密比OCRが一定の水平地盤を作成する                                                                       |
| ② 要素除去       | 根入れを有する基礎を設置するため、掘削箇所の要素を取り除き、掘削面に作用していた応力を、これと等価な表面力で置き換える                                |
| ③ 土留め設置      | 掘削側面に対して、剛不透水性の矢板を設置する                                                                     |
| ④ 除荷計算       | ②で置換した表面力を、 $t = 100\text{sec}$ かけて段階的に取り除く                                                |
| ⑤ 支持力解析（破壊時） | ④までの過程で掘削した地盤に幅 $B = 6\text{m}$ 、根入れ深さ $D_f = 3\text{m}$ の基礎を設置し、RPFEMによって極限支持力 $q_u$ を求める |

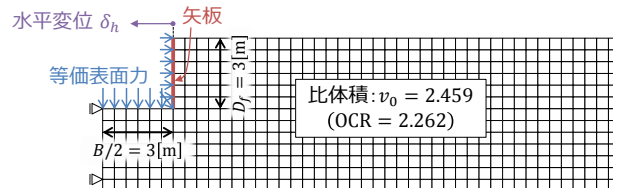


図18 矢板の設置，等価節点力による置換

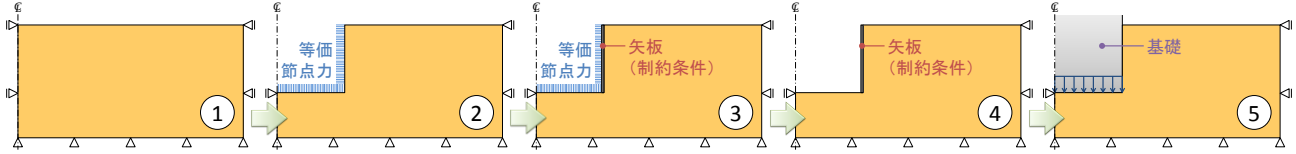


図19 掘削過程の表現方法

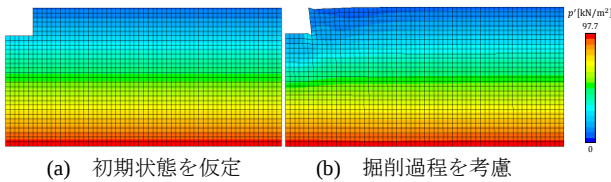


図20 平均有効応力 $p'$ 分布

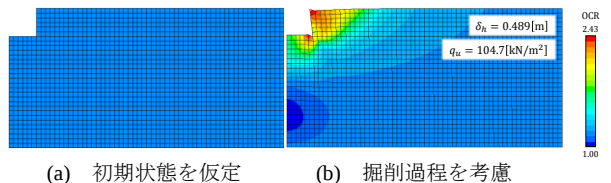


図21 過圧密比OCR分布

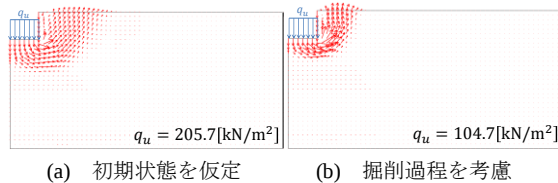


図22 破壊時変位速度場

$$F_s = \frac{\text{掘削による状態変化を考慮しない場合の極限支持力}}{\text{掘削による状態変化を考慮する場合の極限支持力}} \quad (5)$$

一方、建築基礎設計指針<sup>10)</sup>では、地盤の不均一性に依存する設計安全率を3としている。解析結果によれば、掘削による状態変化の影響は、この「安全率3」を採用することによって十分に考慮できることがわかった。

## 5.2 施工方法が極限支持力に与える影響

地盤を掘削する場合、矢板を打設するだけでなく、各種支保工が導入されることが多い。そこで、支保工による変形抑制効果を評価し、支保工の設置方法が極限支持力に与える影響について検討した。

図23(b)(c)(d)はそれぞれ、支保工として自立式土留め、剛な切梁および補強土工法を施工したときのOCR分布である。同図(a)の無対策の場合と比較すると、除荷段階での対策工の導入によって掘削側面の変形が抑制されると

表3 安全率 $F_s$ の算定結果（過大評価の程度）

| $v_0$ | $F_s$ | $D_f[\text{m}]$ | $F_s$ |
|-------|-------|-----------------|-------|
| 2.459 | 1.96  | 0.0             | 1.15  |
| 2.300 | 1.79  | 1.0             | 1.50  |
| 2.200 | 1.71  | 2.0             | 1.80  |
| 2.100 | 1.66  | 3.0             | 1.96  |

\*  $D_f=3.0[\text{m}]$

\*  $v_0=2.459$

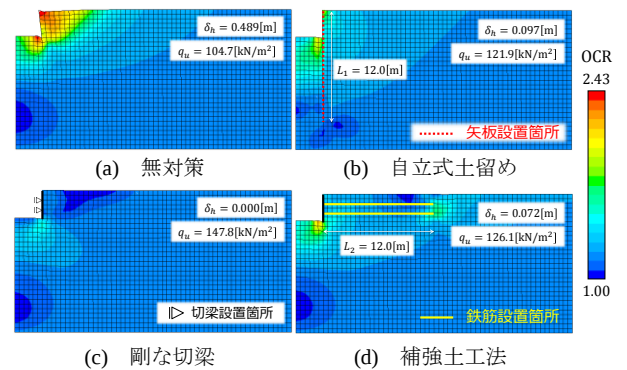
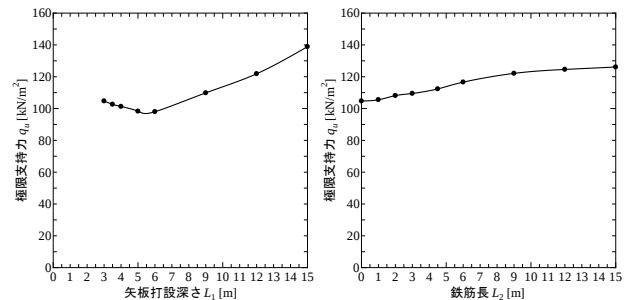


図23 支保工を導入してから掘削した場合のOCR分布



(a)  $L_1 - q_u$ 関係（自立式土留め）(b)  $L_2 - q_u$ 関係（補強土工法）

図24 支保工を導入してから掘削した場合のOCR分布

もに、せん断ひずみの発生が抑制されることで、基礎近傍の地盤が正規圧密土化しにくくなることがわかる。これにより基礎近傍での強度低下が防止されることから、支保工の導入は変形抑制効果を発揮するだけではなく、極限支持力の増大にも寄与するといえる。このことは図24において、補強材長さ（矢板打設深さ $L_1$ 、鉄筋挿入長さ $L_2$ ）を増加させると極限支持力が概ね増加することと対応している。

なお、粘性土地盤の場合、掘削速度の差異によって変位量や極限支持力が変化することはなかった。

## 6. RPFEM と他の安定解析手法との比較

本節では、極限支持力を表4に掲げる4つの方法により求めて比較することで、従来の初期状態の設定方法がどの程度妥当であるのかについて検討することを目的とする。加えて、古典的な解析手法である Terzaghi 公式、弾塑性変形解析との比較を通して、RPFEM の有効性を確認する。

表4 極限支持力を求める4つの方法

| 方法  | 初期状態決定方法              | 極限支持力算定方法                     | 計算コスト            |
|-----|-----------------------|-------------------------------|------------------|
| (1) | 仮定                    | Terzaghi の支持力公式 <sup>*1</sup> | LOW<br>↑<br>HIGH |
| (2) | 仮定 <sup>*2</sup>      | RPFEM                         |                  |
| (3) | 弾塑性変形解析 <sup>*3</sup> | RPFEM                         |                  |
| (4) | 弾塑性変形解析 <sup>*3</sup> | 弾塑性変形解析 <sup>*4</sup>         |                  |

<sup>\*1</sup> 内部摩擦角 $\phi = 0$ の粘性土地盤において、 $q_u = 5.71c_u + \gamma' D_f$ .

<sup>\*2</sup> 有効応力分布は三角形分布、OCR分布は均一分布を仮定する.

<sup>\*3</sup> 根入れ深さ $D_f=3.0$ [m]とし、掘削過程は5章(表2)に準拠する.

<sup>\*4</sup> 変形解析による支持力解析では、基礎と隣接する節点を等速 $\delta=0.001$ m/sで鉛直下向きに変位させることで、図25(b)のような荷重-沈下量曲線を作成し、曲率の最大となる点での支持力を極限支持力 $q_u$ とする.

### 6.1 (1)と(2)の比較 - Terzaghi 公式の理想化の有効性

図25(a)によれば、Terzaghi 公式により得られる極限支持力(1)と RPFEM により極限支持力(2)はほぼ同一の値をとる. Terzaghi 公式は、種々の理想化条件、すなわち

- 1) 基礎底面よりも上側にある土の粘着力の影響を無視
- 2) 基礎側面と地盤の間に生じる摩擦の影響を無視
- 3) 非排水せん断強度 $c_u$ 分布は均一であると仮定

の下で誘導されたものであり、一方 RPFEM は、これらの影響を考慮して解析を行ったものである. しかし、これらの解がほぼ一致することから、Terzaghi 公式における理想化の仮定は十分に妥当なものであるといえる.

### 6.2 (2)と(3)の比較 - 初期状態の仮定方法の妥当性

図25(a)において、初期状態を仮定して求めた極限支持力(2)は、掘削による状態変化を考慮して求めた極限支持力(3)よりも大きくなっている. このことは先の5.1において、正確な地盤の初期状態を入力しなければ、基礎近傍での強度低下の影響を反映することができないため、極限支持力を過大評価してしまう可能性があることと対応している.

### 6.3 (3)と(4)の比較 - RPFEM 解析の有用性

図25(a)は、変形解析により極限支持力を求めた(4)は、RPFEM により極限支持力を求めた(3)と完全には一致しないことを示している. この相違は図25(b)において、地盤が進行性破壊(抵抗力が増大し続ける局部せん断破壊)するために、限界状態が定義できないことを反映している.

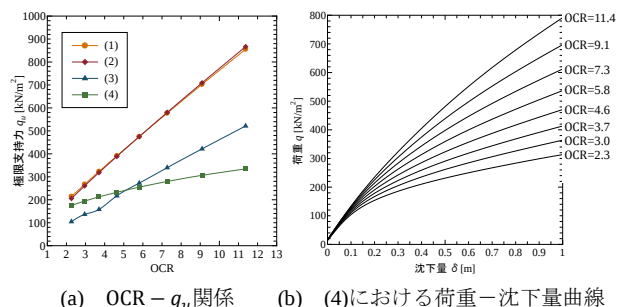


図25 異なる4つの解析手法による支持力解析

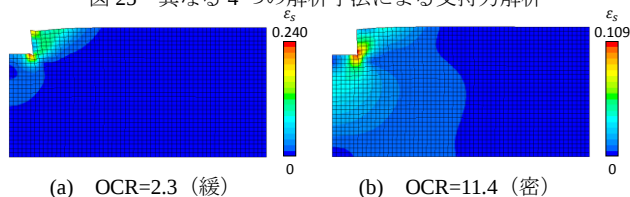


図26 破壊時せん断ひずみ $\varepsilon_s$ 分布

図26は(4)の解析における破壊時のせん断ひずみ $\varepsilon_s$ 分布である. OCRの小さい(a)の場合、急速荷重によって基礎底面直下で局部的にせん断破壊するが、RPFEM で解析を行った(3)の場合、必然的に全般的な速度場が見出されるため、掘削側面での強度低下の影響により極限支持力は(4)よりも小さくなる. 一方、OCRが大きい場合、(4)においても図27(b)のように破壊は広範囲に及ぶため、基礎側面での強度低下の影響を受けて極限支持力は(3)を下回るようになる.

したがって、弾塑性解析の場合には破壊(有害な沈下量)を適切に定義することが重要であり、また RPFEM においては破壊時の限界状態における応力場を適切に表現できているかを検討することが重要であるといえる.

## 7. 結論

本研究で得られた知見を以下に示す.

- ・ 変形解析により地盤の初期状態を作成することで、基礎設置以前の地盤の状態変化を考慮した支持力解析が可能となる.
- ・  $K_0$ 圧密・膨潤過程において、荷重強度が十分でない場合、放置時間が十分でない場合には、地盤の状態は不均一となる. また、地盤を掘削すると、周辺地盤は有効応力の低減と正規圧密土化による強度低下を起こすため破壊は局所化し、極限支持力は小さくなる.
- ・ RPFEM 解析により地盤の安定性を評価する場合、変形の過程で地盤の状態が不均一となっていることを知った上で、初期状態を仮定して与えることによる影響を正しく把握・検討することが必要であるといえる.

## 参考文献

- 1) 小林史朗, Lee, C.H., Shah, S.N.: マトリックス法による剛-塑性体変形の解析, 塑性と加工, Vol.14(153), pp.770-778, 1973.
- 2) Tamura, T., Kobayashi, S., and Sumi, T.: Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp.34-42, 1984.
- 3) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Rigid plastic finite element method for frictional material, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.1-12, 1987.
- 4) 浅岡顕: 支持力と有効応力, 土と基礎, Vol.36, No.6, pp.43-49, 1988.
- 5) Asaoka, A., Ohtsuka, S. and Matsuo, M.: Coupling analysis of limiting equilibrium state for normally consolidated and lightly overconsolidated soils, Soils and Foundations, Vol.30, pp.10-123, 1990.
- 6) 小高猛司: 水-土骨格連成極限つり合い解析に基づく複合地盤の支持力に関する研究, 名古屋大学学位論文, 第3章, pp.51-54, 1993.
- 7) 小高猛司: 有限要素法の基礎と地盤への応用, 8. 地盤工学における剛塑性有限要素法(その1), (社)地盤工学会, Vol.49, No.11, No.526, pp.33-38, 2001.
- 8) 小高猛司: 有限要素法の基礎と地盤への応用, 8. 地盤工学における剛塑性有限要素法(その2), (社)地盤工学会, Vol.49, No.12, No.527, pp.65-68, 2001.
- 9) Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K.: Displacement/Traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, Soils and Foundations, Vol.38, No.4, pp.173-181, 1998.
- 10) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 技報堂出版, pp.119-123, 1988.