

地下水揚水に伴う地盤沈下時のパイルドラフト敷設効果

Piled raft foundation behavior in the ground subsidence due to dewatering

田代むつみ^{*}・高稲敏浩^{**}・野田利弘^{***}・浅岡顕^{****}

Mutsumi TASHIRO, Toshihiro TAKAINE, Toshihiro NODA and Akira ASAOKA

^{*}正会員 工博 名古屋大学大学院研究員 環境学研究科(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)^{**}正会員 工博 (株)浅沼組技術研究所(〒569-0034 高槻市大塚町 3-24-1)^{***}正会員 工博 名古屋大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)^{****}正会員 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

The behavior of piled raft foundations on natural deposited soils subjected to ground subsidence due to dewatering is analyzed in this paper. A three-dimensional finite element model considering the soil-water coupled problem has been developed. In this analysis the piled raft and the soil are modeled as an elastic material and a two-phase elasto-plastic material, respectively. It can be deduced from the calculations that changes in axial forces and bending moments acting on the piles of piled raft foundations are lower than these corresponding to bearing pile foundations. This suggests that piled raft foundations are more effective for the reduction of negative skin frictions on piles. Piled rafts with longer piles can reduce the settlement due to dewatering in case that delayed consolidation does not occur. If the toes of piles locate in the layer which causes delayed consolidation, the settlement of piled rafts would be larger than that corresponding to raft foundations

Key Words: piled raft, ground subsidence, SYS Cam-clay model, negative skin friction

1. はじめに

パイルドラフトとは、ある程度の沈下を許容して地盤となじませた時に、べた基礎などの直接基礎底面における地盤の抵抗力と、摩擦杭による周面摩擦を積極的に利用し、上部構造物の「支持」および「沈下低減」を図る異種混合の基礎形式である。軟弱な粘土層が厚く堆積した地盤では特に、べた基礎のみで支持力は十分であっても沈下量が大きくなることがある。このような場合、支持杭が併用されることが多いが、基盤層が地盤深部に存在するような地盤では、杭長が長くなり不経済となることもある。これに対し、パイルドラフトでは比較的短い杭長でも沈下抑制に有効である¹⁾。

地盤内に杭基礎を敷設した場合、通常は杭に対して地盤は上向き(正)の摩擦力を発揮する。しかし、地盤沈下などが起きますと逆に杭に地盤がぶら下がる形で下向き(負)の摩擦力を与え、杭の軸力を増大させてしまうことがある。この現象は「ネガティブフリクション」と呼ばれ、軟弱な粘土層を含む地盤では、圧密未了や広域地盤沈下が生じている場合に、しばしば問題となる。我が国では東京、大阪、名古屋などの大都市において、高度経済成長期に実施された過剰な地下水揚水により深刻な

地盤沈下が生じたが、揚水規制がされた現在でもなお、僅かながらも沈下は継続している。また、近年盛んに建設されている空港島などの埋立地・海上人工島においては、地震による液状化後の揺すりこみ変形により、大沈下が起こる懸念もある。このような地盤の沈下に対し、パイルドラフトにおける摩擦杭は、支持杭基礎に比べ周辺地盤と同調しやすいため、構造物と周辺地盤との沈下差を小さくでき、杭に発生するネガティブフリクションは小さくなるが、沈下しやすいとされている。

そこで本論文では、軟弱な粘土層が厚く堆積した自然堆積地盤を想定し、地下水揚水による地下水位低下に伴う地盤沈下を計算で再現した。そして始めに、荷重伝達メカニズムに着目しながら、杭に働く断面材力(軸力・曲げモーメント)について支持杭基礎の場合と比較し、ネガティブフリクションに対するパイルドラフトの有効性について示した。次に、地盤沈下に対するパイルドラフトの沈下低減効果について検討した。ここでは、荷重条件・地盤条件を適宜設定することで、ただらと続く遅れ圧密沈下が生じる場合についても比較を行った。

地下水位低下に伴う地盤沈下の概念図を図-1²⁾に示す。簡単のため、地盤底面からの揚水を想定する。地下水揚水に伴い水圧が減少すると、有効応力原理に基づき、全

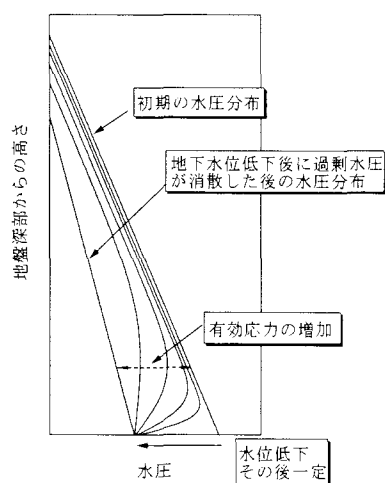


図-1 地下水揚水に伴う地盤沈下²⁾

応力一定条件では有効応力が増加する。これにより地盤内では圧密が生じ、地盤が沈下する。特に水圧の変動が大きい地盤深部ほど有効応力の増加が大きく、地表面になるほど変化は小さくなる。

パイルドラフトの解析では、沈下剛性比を基にした簡易計算法³⁾や、また、近年の計算機性能の向上に伴い、地盤や杭節点を相互作用を考慮したバネで表現し、直接基礎、杭を曲げ板要素や梁要素として有限要素モデル化した手法⁴⁾が広く用いられるようになってきている。ただし、地盤、ラフト、杭間の相互作用は Mindlin 解を用いて評価する手法が多く、基本的には均一な弾性地盤が対象となる。また、杭、地盤についても有限要素でモデル化した解析^{5), 6)}も報告されている。これらの手法を実務設計

で用いる場合は、地盤を線形な弾性体として表現することが多い。しかし、実際の地盤は弾塑性体であり、さらに骨格構造⁷⁾の発達の程度や透水性に応じて様々な挙動を示す。パイルドラフト基礎の敷設効果を適切に評価するためには、地盤特性を考慮した適切な解析が必要である。このため、本論文では飽和土を水～土連成の弾塑性材料、パイルドラフトを弾性要素として表現し、3次元条件下で飽和地盤と基礎間の相互作用を考慮した水～土連成有限変形解析⁸⁾を実施した。地盤は砂・粘土互層の自然堆積地盤を想定し、土の弾塑性構成式として、塑性変形に伴う骨格構造(構造・過圧密・異方性)の働きを考慮できる SYS Cam-clay モデル (Super/ subloading Yield Surface Cam-clay model)⁹⁾を用いた。モデルの概要は付録 A1 に示すが、このモデルは骨格構造の発展則の違いにより、砂と粘土の両者の力学挙動を同じ弾塑性理論の枠組みの中で表現できる。また、水～土連成効果と併せることで、粘性概念無しで、軟弱粘土に見られる遅れ圧密などの時間依存性現象を記述することも可能である¹⁰⁾。

2. 解析条件

2.1 地盤条件

解析に用いた有限要素メッシュ及び境界条件を図-2 に示す。解析は3次元で行い、地盤・基礎・荷重の対称性を仮定して、1/4 領域を解析対象とした。土骨格の3次元変形場は8節点アイソパラメトリック要素を用いて表現し、この要素中心に全水頭を割り当てて水～土連成計

表-1 地盤の材料定数および初期値

	[1]砂層	[2]軟弱粘土層	[3]基盤層
< 弾塑性パラメータ >			
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.0418	0.131	0.0418
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.0118	0.04	0.0118
限界状態定数 M	1.078	1.13	1.078
繰返し状態にある土の等方正規圧密線の切片 N ($p' = 98\text{kPa}$, $q = 0$ 時の比体積)	1.99	1.97	1.99
ポアソン比 ν	0.3	0.4	0.3
< 発展則パラメータ >			
構造劣化指数 a	1.5	1.27	1.5
正規圧密土化指数 m	0.04	5.0	0.04
回転硬化指数 b_r	0.514	0.0001	0.514
回転硬化限界定数 m_b	0.5	1.0	0.5
< 初期値 >			
構造の程度 $1/R^*$	2.0	10.0	1.0
過圧密比 $1/R_0$	5.0	$3.0^{*1} / 1.4^{*2}$	20.0
応力比 η_0	0.231	0.375	0.231
異方性 ζ_0	0.231	0.375	0.231
透水係数 k (cm/sec)	4.09×10^{-2}	3.7×10^{-7}	4.09×10^{-2}
土粒子の密度 ρ_s (t/m ³)	2.65	2.6	2.65

*1: 過圧密粘土の場合 (3章, 4.2節) *2: 若干過圧密粘土の場合 (4.3節)

算を行った。すなわち田村流¹¹⁾・Christina 流¹²⁾に基づいて水-土連成式(連続式)をモデル化した。(詳細は文献¹⁾を参照。)水理境界は、地盤の上下端面は排水境界とし、地表面と表面水位が一致するように上端面の水圧は常にゼロとした。また下端面は、定常時は初期静水圧分が作用するように設定し、地下水揚水による水位低下時にはこの面の水圧を減少させることで表現した。詳細は2.3節の载荷条件で述べる。

本論文では、粘土・砂互層地盤の一例として、上から順に中密な[1]砂層(層厚:8m)、[2]軟弱粘土層(層厚:24m)及び密な砂層から成る[3]基盤層(層厚:8m)を想定した。表-1に、各層の材料定数及び初期値群を示す。上層の[1]砂層と[3]基盤層は、同じ材料の砂であり、初期値の違いのみでその特徴を表している。また詳細は後述するが、[2]軟弱粘土層は初期過圧密比の値により、過圧密粘土の場合($1/R_0=3.0$, 3章および4.2節)および若干過圧密粘土の場合($1/R_0=1.4$, 4.3節)の2種類を想定した。地盤の初期状態は簡単のため、図-3に示すように各層において骨格構造(過圧密比、構造の程度、異方性)及び応力比が一定であると仮定し、土被り圧に応じて応力状態と比体積が深さ方向に分布するように決定した(付録A2参照)。

図-4は、本解析で想定した地盤に対し、各層の中央深さにある土要素の、原位置での状態からの非排水せん断挙動を示す。[1]砂層では中密な砂に特有な軟化後の硬化挙動が、また[3]基盤層では密な砂の硬化挙動が見られる。[2]軟弱粘土層では、過圧密粘土の場合($1/R_0=3.0$)硬化後の軟化挙動(「巻き返し」^{13),14)}が、また若干過圧密粘土の場合($1/R_0=1.4$)には、限界状態線下側での塑性圧縮を伴う軟化挙動が見られる。図-5は、[2]軟弱粘土層の原位置の状態からの一次元圧縮挙動であるが、構造の劣化に伴い塑性圧縮を伴う軟化域を示し、遅れ圧密沈下¹⁰⁾の可能性がある粘土であることがわかる。特に、若干過圧密粘土($1/R_0=1.4$)では圧密降伏応力までの応力増分が小さいため、より危険性が大きい粘土である。

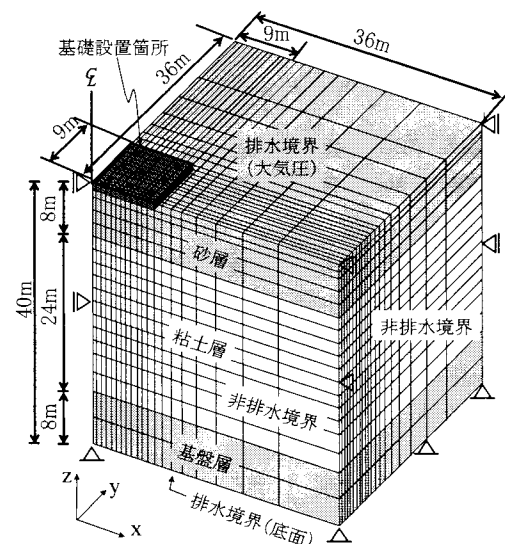


図-2 有限要素メッシュと境界条件 (1/4領域)

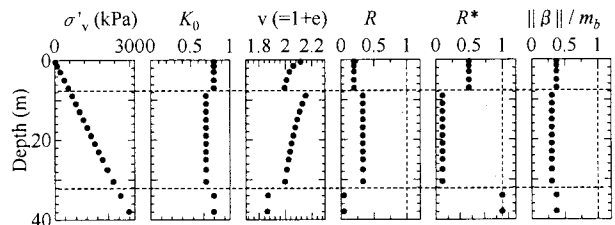
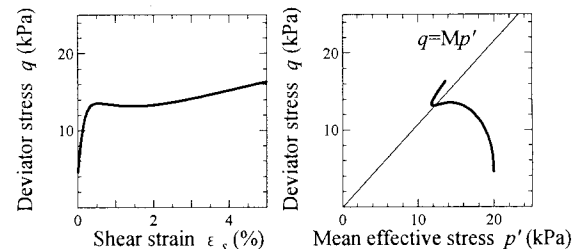
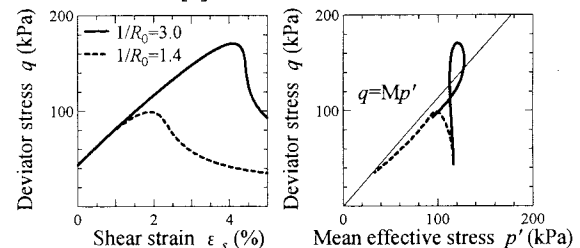


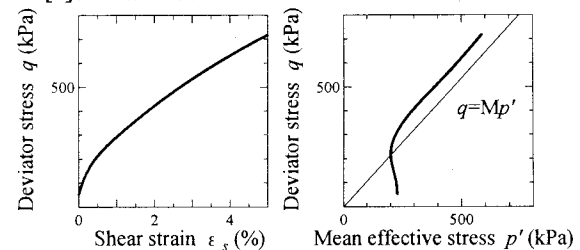
図-3 地盤の初期状態における深さ方向の分布



[1]砂層 (中密な砂)



[2]軟弱粘土層 (過圧密で構造が高位な粘土)



[3]基盤層 (密な砂)

図-4 各層の土要素の非排水せん断挙動

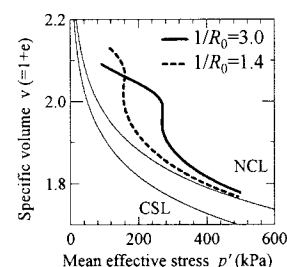


図-5 [2]軟弱粘土層の一次元圧縮挙動

2.2 基礎条件

パイルドラフトは、1m厚・18m×18m幅のラフトに、70cm角の摩擦杭を3m間隔で配置した。本計算では、ラフト下端から杭先端までを「杭長」と定義し、杭長0mの場合(ラフトのみ)の①べた基礎、②パイルドラフト(杭長7m)、③パイルドラフト(杭長15m)、および杭先端が基盤層に到達した場合(杭長31m)の④支持杭基

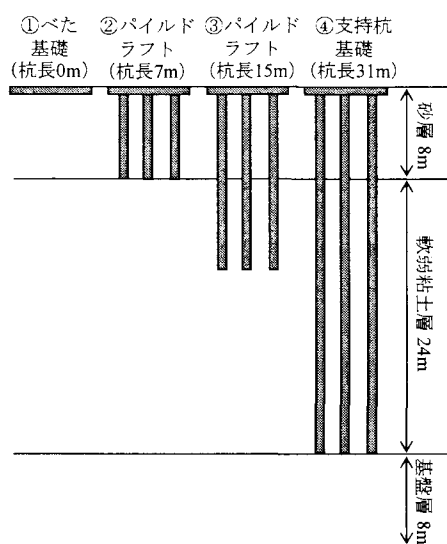


図-6 比較した基礎形式

礎について比較を行った（図-6 参照）。基礎の材料は簡単のため弾性体を仮定し、表-2に示す材料定数を用いた。本計算では、基礎の設置は実務で行われるような「段階的」な施工過程は考慮せず、簡易的に「瞬時」に置換することで表現した。すなわち、基礎該当箇所の土要素を除去すると同時に弾性体で置換し、土とパイルドラフトの重量の差分を該当節点に瞬時（50 秒）で作用させて、その後圧密計算を行うことで表現した。なお本論文における計算では、杭要素と土要素の間に滑りを目的とした特別な要素は導入していないが、地盤特性に応じて構造劣化に伴い「滑り」が生じる場合がある¹⁾。

2.3 荷重条件

図-7に、本解析で想定した荷重履歴を示す。荷重条件の違いによる影響を顕著にするため、まず基礎構造物に上載荷重が載荷され圧密が十分行われた後、地下水揚水が行われるとした。上載荷重は1kPa/dayの荷重速度で設定条件に応じた日数まで漸増載荷した後、1000日間（約3年）放置し圧密終了とした。続いて、金田ら(2003)²⁾に倣い、地下水揚水を地下水位の変動で表現し、地盤底面の水位境界の水圧を10年かけて設定水圧まで減少させ（1mの水位低下で水圧9.8kPa減少）、その後圧密終了まで水位を一定に保った。

なお、本論文ではパイルドラフトが比較的低層な構造物に採用されることを考慮して、上載荷重は50~60kPaを想定した。これは、べた基礎のみでも十分に支持することのできる値である。また、地下水位の低下量は名古屋近郊の地盤沈下のモデル化²⁾を参考に、14~20mを与えた。なお、これらの両者の荷重条件を併せた場合、[2]軟弱粘土層が若干過圧密粘土の場合（ $1/R_0=1.4$ ）には圧密降伏応力を越す値であるため遅れ圧密沈下が生じるが、過圧密粘土（ $1/R_0=3.0$ ）の場合には、圧密降伏応力まで達しない。

表-2 弾性体の材料定数

弾性係数 (kN/m ²)	2.1×10^7
ポアソン比	0.4
単位体積重量 (kN/m ³)	25.0

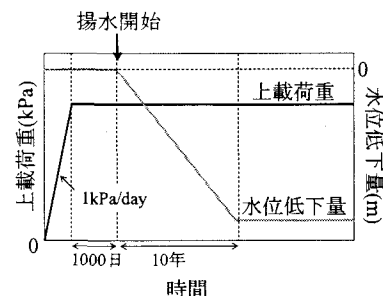


図-7 荷重条件

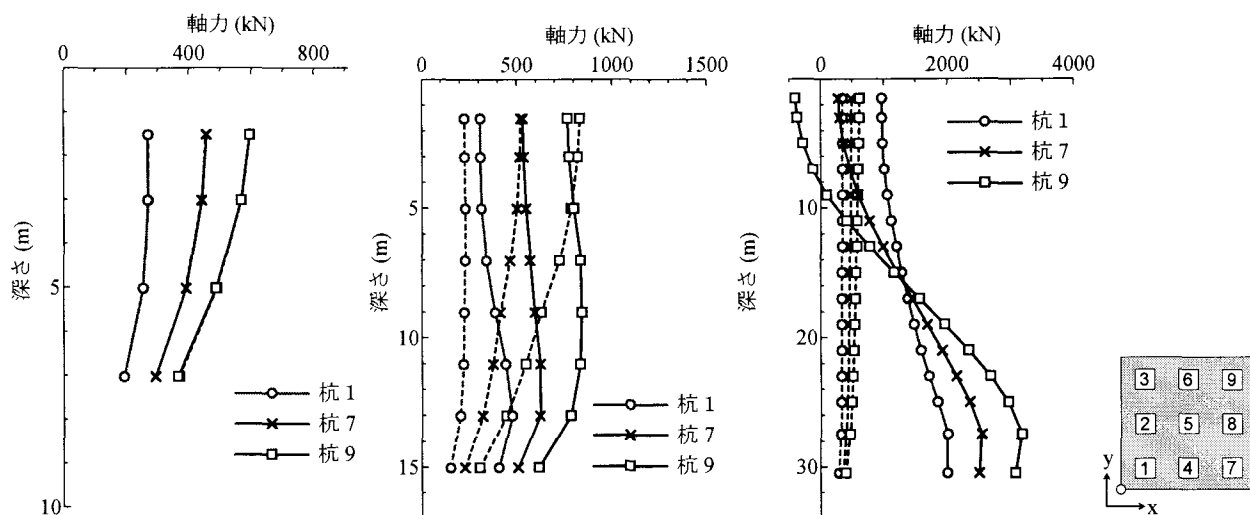
3 地下水揚水に伴う地盤沈下時のネガティブフリクションに対するパイルドラフトの有効性

図-8 および図-9 は、地下水揚水に伴い、図-6②~④の杭構造物の杭に発生する軸力および曲げモーメントの変化を示す。本解析における杭の曲げモーメントの算定法については付録 A3 に、また各図中の杭番号は図-8 に示す通りである。点線は地下水揚水前（50kPa 上載荷重載荷後、圧密終了時）、実線は20mの地下水位低下による地下水揚水終了後10年経過時の深さ方向の分布を示す。

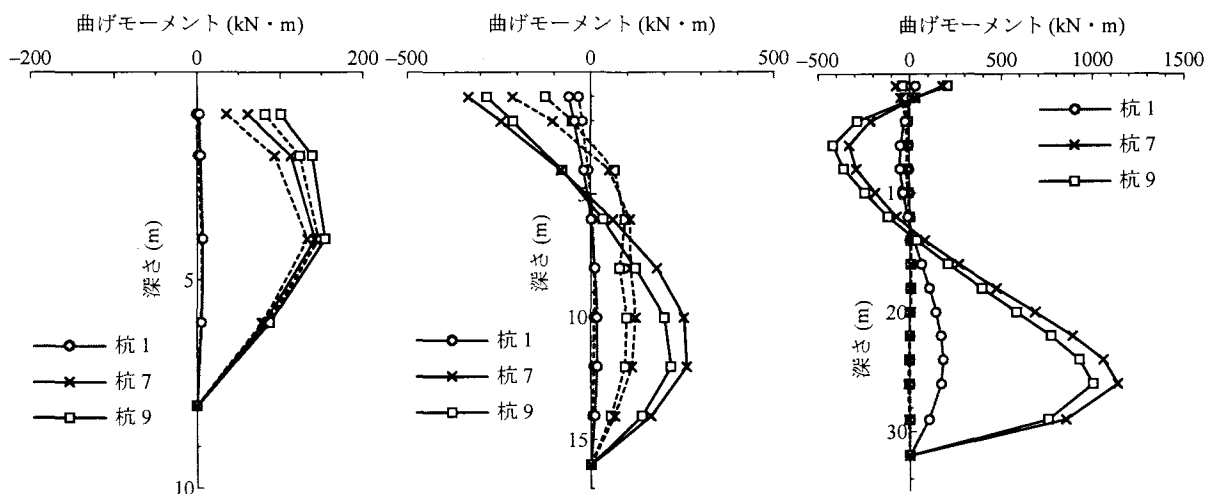
地下水揚水により、④支持杭基礎では、地盤深部の杭先端付近ほど部材力が大きく増加する。杭が深さ方向に一樣に設計されると仮定し、各時間において杭に発生した最も大きな部材力に注目すると、軸力は5.1倍、曲げモーメントは29倍にもなる。一方、③パイルドラフト（杭長15m）では、軸力が1.01倍、曲げモーメントが2.1倍と変化は少なく、さらに②パイルドラフト（杭長7m）では部材力に変化がない。

図-10,および図-11 は、図-6②~④の基礎形式において、地下水揚水に伴い増加した平均有効応力の分布、およびせん断応力の分布を示す。これより、図-8 および図-9 の部材力の変化を理解することができる。すなわち、本計算では、水頭低下による揚水は地盤底面より行ったため、有効応力の変化に伴う圧密・せん断変形は地盤深部ほど顕著である。そのため、杭が短く地盤深部に達していない②パイルドラフト（杭長7m）では、上層の砂層と一体となって基礎は沈下し、杭に働く部材力にも変化はない。一方、③パイルドラフト（杭長15m）では杭先端付近が、④支持杭基礎では外側に配置した杭の上部8m付近から下方へ大きくせん断応力が増加している。特に④支持杭基礎では、基礎層により杭先端の変形が抑制されるため、より大きな部材力が杭に働く。

このように、杭基礎に比べてパイルドラフトは、ネガティブフリクションに対して部材断面力に変化を与えないという点で有効であると言える。



②パイルドラフト (杭長 7m) ③パイルドラフト (杭長 15m) ④支持杭基礎
 図-8 地下水揚水に伴う軸力分布の変化 (破線：揚水前, 実線：揚水後 10 年経過時)



②パイルドラフト (杭長 7m) ③パイルドラフト (杭長 15m) ④支持杭基礎
 図-9 地下水揚水に伴う曲げモーメント分布の変化 (破線：揚水前, 実線：揚水後 10 年経過時)

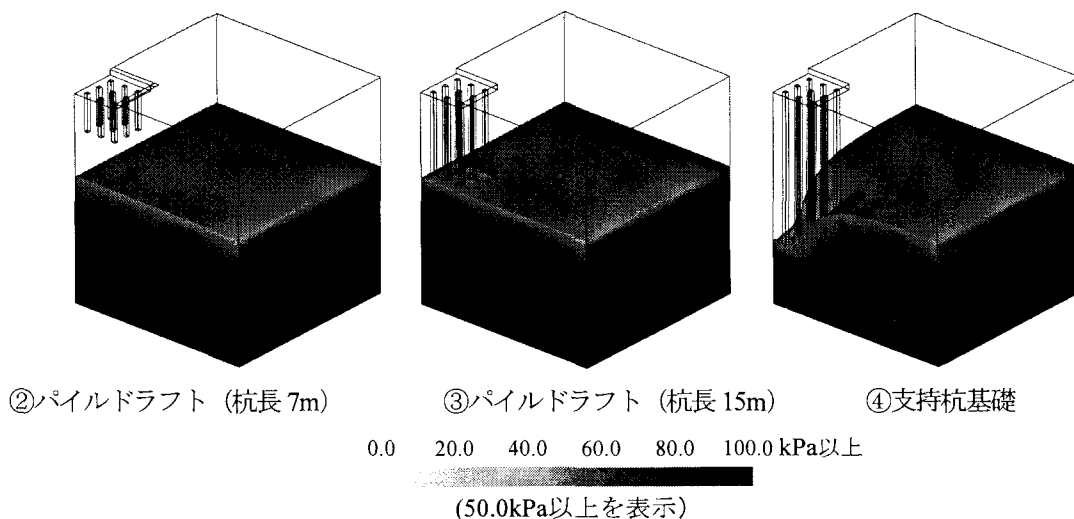


図-10 地下水揚水に伴う平均有効応力増分の分布

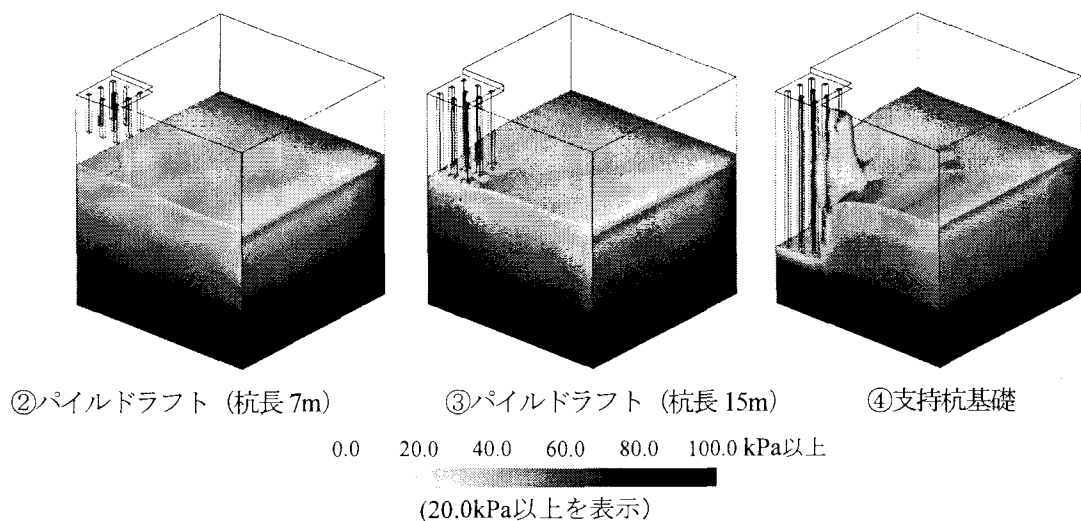


図-11 地下水揚水に伴うせん断応力増分の分布

4 地下水揚水に伴う地盤沈下に対するパイルドラフトの沈下抑制効果

4.1 はじめに

本章では、地下水揚水に伴う地盤沈下に対して、パイルドラフトの沈下抑制効果について検討する。はじめに 4.2 では、前章と同様の地盤・荷重条件を想定し、遅れ圧密が生じない通常の圧密変形におけるパイルドラフトの敷設効果を示す。その後 4.3 では、若干過圧密な軟弱粘土層を想定し一部荷重条件を変更することで、だらだらと続く遅れ圧密沈下が生じる場合について、沈下挙動を比較検討する。

4.2 遅れ圧密が生じない地盤・荷重条件におけるパイルドラフトの沈下抑制効果

図-12 は、上載荷重として 50kPa 載荷後、圧密終了時までの時間～沈下関係を、また図-13 にはその圧密終了時から 20m 分の水位低下による揚水後、さらなる圧密終了時までの時間～沈下量関係を示す。なお沈下量はラフト中央において計測した値であり、図-6①～④の基礎形式について比較した。

上載荷重載荷時の各基礎の沈下量は、杭長が長いほど小さい。これは、パイルドラフトでは摩擦杭を通して杭先端に荷重を伝達するためであり、より杭長が長く高拘束圧・低圧縮性の地盤深部に荷重を伝達する基礎形式ほど、沈下低減効果大きい。

一方、沈下揚水開始からの沈下量は、②パイルドラフト (杭長 7m) は①べた基礎と同程度の沈下を示しており杭の効果はほとんどない。また、③パイルドラフト (杭長 15m) については、①②に比べて沈下量は小さいもののその差はわずかに 3cm 程度であり、上載荷重載荷時に比べ杭長の効果が小さい。

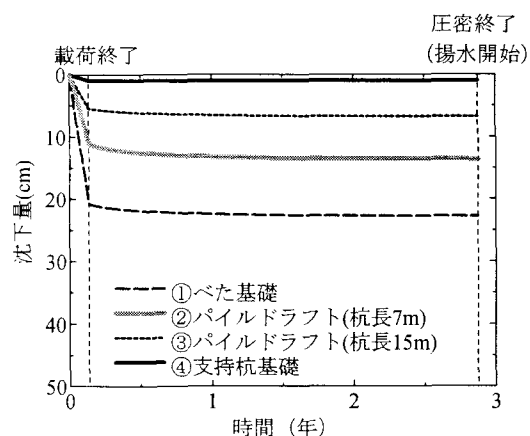


図-12 上載荷重載荷時から圧密終了までの沈下量 (遅れ圧密が生じない場合)

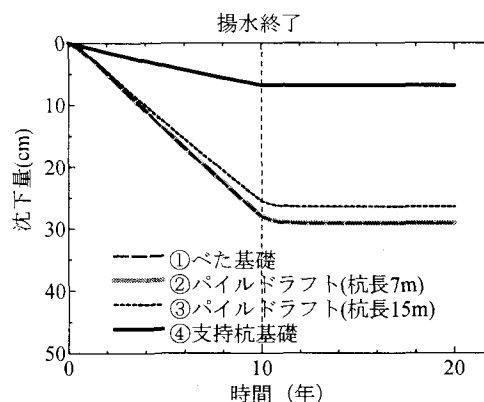


図-13 地下水揚水開始から圧密終了までの沈下量 (遅れ圧密が生じない場合)

表-3 は、図-14 に示す(1)ラフト中央、(2)ラフト端部、(3)地盤中央、および(4)地盤端部に相当する位置において、地下水揚水に伴って発生した沈下量を示す。①べた基礎と②パイルドラフト (杭長 7m) では沈下量は大きい、地下水揚水に伴い地盤全体が沈下する。一方、③パイル

ドラフト（杭長 15m）と④支持杭基礎では、周辺地盤に比べラフト内部の沈下量は一様に小さくなった。特に④支持杭基礎では、ラフト内部の地盤の沈下抑制効果は非常に大きい、周辺地盤との不同沈下は顕著となった（「基礎の抜け上がり」）。

表-3 地下水揚水により生じた沈下量（単位:cm）
（遅れ圧密が生じない場合）

	(1)ラフト中央	(2)ラフト端部	(3)地盤中央	(4)地盤端部
①べた基礎	29.17	29.16	29.08	29.20
②パイルドラフト（杭長 7m）	29.11	29.10	29.08	29.22
③パイルドラフト（杭長 15m）	26.44	26.68	29.13	29.33
④支持杭基礎	0.68	0.78	29.10	30.29

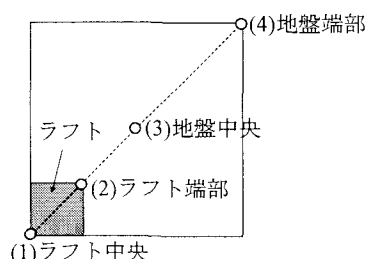


図-14 沈下測定地点

上記のような各基礎形式における、地下水揚水に伴う地盤沈下に対する沈下抑制効果は、図-10 の平均有効応力の増分分布から説明される。すなわち、本計算では、水頭低下による揚水は地盤底面より行ったため、有効応力変化に伴う圧密変形は地盤深部ほど大きい。そのため、杭が短く地盤深部に到達していない②パイルドラフト（杭長 7m）では、上層の砂層と一体となって基礎は沈下し、杭の効果を発揮しないため、①べた基礎と同様の挙動を示す。一方、杭が長く、揚水に伴う圧密変形が顕著な粘土地盤深部まで杭先端が到達している基礎形式では、杭による沈下抑制効果が発揮される。本解析例では、③パイルドラフト（杭長 15m）の場合、わずかではあるが杭先端で変形抑止効果が現れた。また、④支持杭基礎では、基礎層まで広範囲に地盤の変形を拘束するため、揚水時にも沈下抑制に効果的である。ただし、揚水に伴う地盤沈下は地盤全体に及ぶのに対し、杭による沈下抑制は基礎直下のみ局所的に行われるため、上述のように周辺地盤との不同沈下（基礎の抜け上がり）が顕著となる。

4.3 遅れ圧密沈下が生じる地盤・荷重条件におけるパイルドラフト敷設効果

次に、前述の地盤条件から[2]軟弱粘土層を若干過圧密粘土（ $1/R_0=1.4$ ）に変更し、遅れ圧密沈下が生じる可能性がある地盤に対し、パイルドラフトの沈下抑制効果を調

べた。本節では解析結果を強調するために、上載荷重は 60kPa とし、地下水揚水における水位低下は 14m を想定した。また、①べた基礎と、③パイルドラフト（杭長 15m）の基礎形式のみ比較を行った。その他の解析条件は、前述までとすべて同様としている。図-15 は上載荷重載荷から圧密終了時点までの時間～沈下量関係を、図-16 は地下水揚水から圧密終了時点までの時間～沈下量関係を示す。

上載荷重載荷による沈下では、①べた基礎の場合に構造劣化を伴う遅れ圧密沈下が生じた結果、残留沈下が大きく沈下の収束に 3 年程度を要する。③パイルドラフト（杭長 15m）では、通常の圧密沈下が発生しており、沈下の収束は早く 1 年半程度で沈下はほぼ終了する。

一方、地下水揚水開始からの沈下では、③パイルドラフト（杭長 15m）において遅れ圧密が顕著に生じた結果、最終沈下量が①べた基礎に比べて 20cm 程度大きくなった。また、沈下の収束までに要する時間も、①べた基礎では揚水開始から 10 年程度であるのに対し、③パイルドラフト（杭長 15m）では約 20 年であり、長期に亘りダラダラと沈下が継続した。

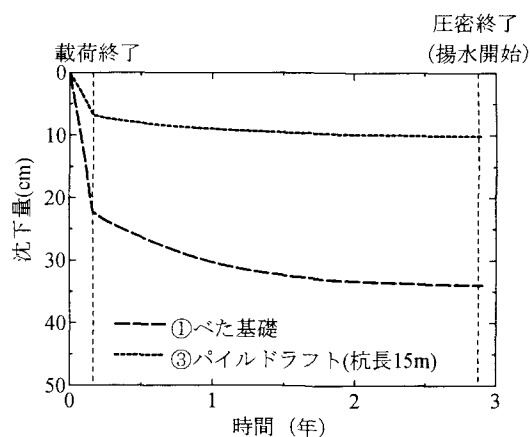


図-15 上載荷重載荷時から圧密終了までの沈下量
（遅れ圧密が生じる場合）

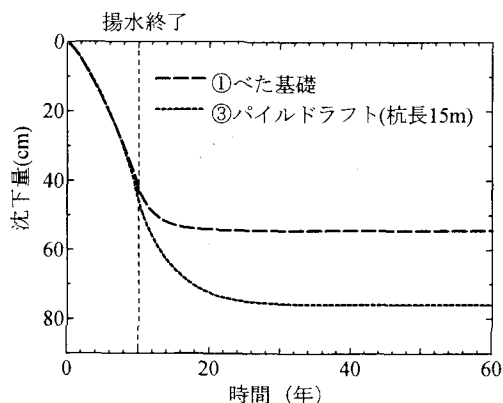


図-16 地下水揚水開始から圧密終了までの沈下量
（遅れ圧密が生じる場合）

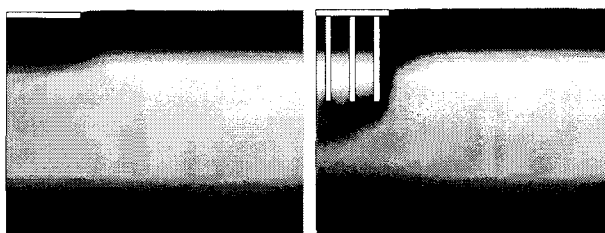
表4 には、図-14 に示した 4 点における、地下水揚水により生じた沈下量を示す。①、③のどちらの基礎形式においても前節 4.2 とは異なり、周辺地盤に比べて基礎直下の方が逆に沈下量が大きい結果となった。特に③パイルドラフト（杭長 15m）では、その差は約 30cm にも及んだ。

表4 地下水揚水により生じた沈下量（単位:cm）
（遅れ圧密が生じる場合）

	(1)ラフト中央	(2)ラフト端部	(3)地盤中央	(4)地盤端部
①べた基礎	54.35	54.30	45.56	43.27
③パイルドラフト（杭長 15m）	75.89	75.86	49.39	44.22

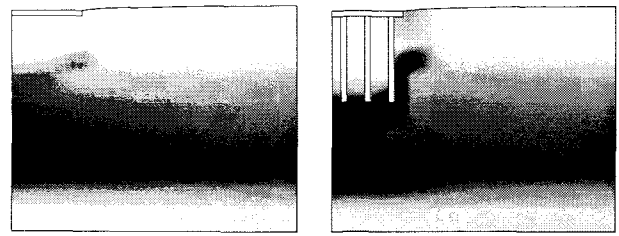
骨格構造が発達した軟弱粘土の場合、基礎直下の粘土は、上載荷重を与えたことにより構造劣化が進捗し圧密降伏応力のレベルを引き下げてしまうため、より脆弱で遅れ圧密沈下の危険性が高い状態になってしまう。このため、上載荷重載荷後の地下水揚水において、容易に有効応力が軟化域に達し、沈下量を大きくしてしまう。このことを地盤内の分布を元に次に示す。

図-17 および図-18 は、ラフト中央と地盤端部を結ぶ断面において、地下水揚水後圧密終了時の構造の程度の分布、および地下水揚水による比体積変化分布を示す。③パイルドラフト（杭長 15m）の杭先端部では、上載荷重載荷により有効応力が増加した後、揚水位置に近い杭先端部で地下水揚水によりさらに有効応力が増加する。この結果、杭先端の軟弱な粘土層では大きく構造が劣化し、大圧縮を引き起こしたことがわかる。一方、①べた基礎では、上載荷重載荷により基礎直下の地表面付近で有効応力が増加するが、地下水揚水による変化は少ないため十分な構造劣化には至らず、③パイルドラフト（杭長 15m）に比べて沈下量が小さくなった。



①べた基礎 ③パイルドラフト（杭長 16m）
（高位） （低位）
0.1以下 0.2 0.4 0.6 0.8 1.0

図-17 揚水後圧密終了時の構造（1/R）の分布



①べた基礎 ③パイルドラフト（杭長 16m）
0.00 0.012 0.024 0.036 0.048 0.06以上
（圧縮:正）

図-18 地下水揚水に伴う比体積増分の分布

以上のように、遅れ圧密沈下の可能性がある粘土層を含む地盤では、パイルドラフトの杭先端がこの層に位置すると、べた基礎よりも大きな沈下量を生じる可能性があり、必ずしもパイルドラフトが有効であるとは言えない場合もある。このような場合には、可能な限り上載荷重を小さくする、杭本数を増やすことで杭先端部の応力増加を小さくする、あるいは摩擦杭を持つパイルドラフトのような基礎を採用しないなどの検討が必要である。

5 結論

軟弱な粘土層が厚く堆積した砂・粘土互層の自然堆積地盤を想定し、地下水揚水に伴う地盤沈下時の、パイルドラフトの沈下抑制効果及び杭に働くネガティブフリクションについて検討した。以下に本論文における解析例より得られた知見を示す。

- ・ 地盤沈下に伴う杭に働く部材力の変化は、支持杭基礎に比べてパイルドラフトは小さく、発生するネガティブフリクションに対して有効である。
- ・ パイルドラフトは、摩擦杭を通して杭先端以深のより高拘束圧・低圧縮性の地盤に荷重を伝達するため、上載荷重載荷時には、より杭長が長い基礎形式ほど沈下量低減に有効である。
- ・ 地下水揚水に伴う地盤沈下時には、有効応力の変化に伴う圧密変形は地盤深部より進行するため、杭長が短いパイルドラフトでは、杭による沈下抑制効果が発揮されない。
- ・ 遅れ圧密沈下が起こらない地盤・荷重条件であれば、地盤沈下に対しても、杭長が長いパイルドラフトほど沈下抑制効果大きい。
- ・ 遅れ圧密沈下が生じうるような地盤・荷重条件の場合、パイルドラフトの杭先端が原因となる粘土層に位置すると、パイルドラフトはべた基礎に比べて沈下量が大きくなることがあり、パイルドラフトの敷設には注意が必要である。

A1 SYS Cam-clay モデルの概要

A1.1 構造・過圧密・異方性の定量化表現とそれらの発展則

自然堆積土は、粘性土でも砂質土でも大抵「構造」が発達した過圧密状態にあり、そのせん断挙動は異方性を示す。この状態にある土の変形挙動を表すために、構造をなくした練返し状態でおかつ正規圧密状態の土の弾塑性モデルを「土台」とする。このとき、構造がなく正規圧密状態にある土にも異方性は存在するので、本論文では関口・太田(1977)¹⁵⁾による異方性を表す応力パラメータ η^* とその発展を記述した回転硬化概念¹⁶⁾を修正 Cam-clay モデルに導入してその土台とする。構造の程度は上負荷面概念¹⁷⁾を、過圧密の程度は下負荷面概念¹⁸⁾を導入し定量化する。すなわち、構造が発達した土は同じ間隙比でも Cam-clay モデルが表現する練返し土よりも大きな力を支えることができるので、構造の程度は Cam-clay 面 (正規面) の外側に相似な上負荷面を導入し、相似中心を原点 $p'=q=0$ として大きさの相似率を R^* ($0 < R^* < 1$) で定義する。一方、過圧密状態にある土はこの上負荷面よりも内側に応力状態があるので、過圧密状態には上負荷面の内側に下負荷面を導入し、相似中心を原点 $p'=q=0$ としてその大きさの相似率を R ($0 < R < 1$) で定義する。ここに、 p' は平均有効応力、 q はせん断応力で、有効応力 T' (引張: 正) を用いて、 $p' = -\text{tr} T' / 3$, $q = 3/2 \|S\|$ ($S = T' + p'I$, I : 等方テンソル, $\|\cdot\|$: ノルムを示す) で与えられる。 R^* は 0 に近いほど構造が高位で、塑性変形が進むにつれ、構造が低位化 (喪失) し 1 に近づく (R^* の発展則)。 R も 0 に近いほどより過圧密な土で、塑性変形の進展によって増加し、正規圧密状態へと近づくに従い、1 に近づく (R の発展則)。したがって塑性変形が進んで構造が低位化すると同時に過圧密が解消 (正規圧密状態へ移行) し、最終的 Cam-clay 面に一致すると仮定する。これら 3 つの負荷面の位置関係は、軸対称条件を仮定すれば図 A-1 のように描くことができるが、Cam-clay 面と現有効応力がある下負荷面を式示すると、次式になる。

Cam-clay 面:

$$\text{MD} \ln \frac{\tilde{p}'}{p'_0} + \text{MD} \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} + \int_0^t J \text{tr} D^p d\tau = f(\tilde{p}', \eta^*) + \int_0^t J \text{tr} D^p d\tau = 0 \quad (\text{A-1})$$

下負荷面:

$$f(p', \eta^*) + \text{MD} \ln R^* - \text{MD} \ln R + \int_0^t J \text{tr} D^p d\tau = 0 \quad (\text{A-2})$$

ここに、 $D = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) / M / (1 + e_0)$ はダイレイタンスー係数、 M , $\tilde{\lambda}$, $\tilde{\kappa}$ および e_0 は限界状態定数、圧縮指数、膨張指数および初期間隙比で $J = (1 + e) / (1 + e_0)$ (e は時刻 $t = t$ での間隙比) である。 $-\int_0^t J \text{tr} D^p d\tau$ (圧縮: 正) は塑性体積ひずみに相当する。また、異方性を表す η^* は、有効応力、回転硬化変数 β などを用いて次式で表される。

$$\eta^* = \sqrt{3/2} \|\hat{\eta}\|, \quad \hat{\eta} = \eta - \beta, \quad \eta = S / p' \quad (\text{A-3})$$

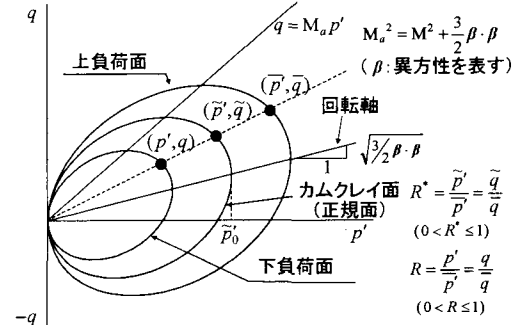


図 A-1 3 つの負荷面

本論文では、塑性変形の進展に伴う、構造(R^*)、過圧密(R)、異方性(β)の発展則を次式で与える。

$$R^* \text{ の発展則: } \dot{R}^* = JU^* \|D^p\|, \quad U^* = \frac{a}{D} R^* (1 - R^*) \quad (\text{A-4})$$

$$R \text{ の発展則: } \dot{R} = JU \|D^p\|, \quad U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (\text{A-5})$$

$$\beta \text{ の発展則: } \dot{\beta} = J \frac{br}{D} \sqrt{\frac{2}{3}} \|D^p\| \left(m_b \frac{\hat{\eta}}{\|\hat{\eta}\|} - \beta \right) \quad (\text{A-6})$$

ここに、 D^p は塑性ストレッチングでストレッチング D の和分解したときの塑性成分、 D_s^p はその偏差成分を表す。また、式(6)中 $\dot{\beta}$ は β の Dienes 速度¹⁹⁾である。式(A-4) ~ (A-6)の発展則パラメータ群 a, m, br, m_b はすべて定数で、各々の「役割」から a を構造低位化指数、 m を正規圧密土化指数、 br を回転硬化指数ならびに m_b を回転硬化限界定数と呼ぶ。なお室内試験と構成式の応答比較から、典型的な粘土の発展則パラメータの値は、構造低位化と異方性の進展が遅く過圧密解消が速くなるような値⁹⁾であることが分かっている。

A1.2 関連流れ則と構成式

現有効応力は常に下負荷面 (式(A-2)) 上にあるので、下負荷面について、関連流れ則・Prager の適応条件など、通常の弾塑性諸法則を適用すると、負荷時の塑性乗数は次式となる。

$$\text{関連流れ則: } D^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial T'},$$

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}'}{J \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})} (M_s^2 - \eta^2)} > 0 \quad (A-7)$$

ここに,

$$M_s^2 = M_a^2 + br \frac{4M\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2}} (m_b \eta^* - \sqrt{\frac{3}{2}} \hat{\eta} \cdot \beta) - \left(\frac{U^*}{R^*} - \frac{U}{R} \right) \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3} (M_a^2 - \eta^2)^2} \quad (A-8)$$

で, $M_a^2 = M^2 + \zeta^2$, $\zeta = \sqrt{3/2} \|\beta\|$ である.

一方, 有効応力変化は弾性変形によって生じるとして, 非線形 Hooke 則を仮定すると構成式は, 次式となる.

$$\dot{T}' = ED - \Lambda E \frac{\partial f}{\partial T'} \quad (A-9)$$

ここに, E は弾性係数テンソル, $\dot{T}'$ は T' の Dienes 速度¹⁹⁾, Λ は塑性定数 λ のストレッチング D による表現である. 詳細は文献 7) に譲るが, 負荷条件 $\lambda > 0$ から得られる硬化・軟化の敷居線 $q = M_s p'$ の傾き M_s は, 構造低位化, 過圧密解消 (と除荷時の過圧密の増加), 異方性の発達・消滅および現有効応力によって変化し, 塑性圧縮・膨張の敷居線 $q = M_a p'$ の傾き M_a は異方性の発達・消滅に応じて変化する.

A1.3 構造が高位な過圧密粘土の力学的特徴

この硬化・軟化の敷居線 $q = M_s p'$ ならびに塑性圧縮・膨張の敷居線 $q = M_a p'$ の動きに着目して, 構造が高位な過圧密な粘土の特徴について説明する. 過圧密な粘土では, 初期状態において硬化・軟化の敷居線 $q = M_s p'$ が塑性圧縮・膨張の敷居線 $q = M_a p'$ の上側に位置する. これは式 (A-8) に式 (A-4) - (A-6) を代入すると分かる. そのため, 始め等方応力状態など低応力比にある土は「塑性圧縮を伴う硬化」を示す. せん断が進み応力比が増して, 有効応力がこの2つの敷居線で囲まれる領域に入ると, 「塑性膨張を伴う硬化」を示すことになる. すなわち, 過圧密粘土に特有の限界状態線の上側での硬化が生じる.

しかし粘土は過圧密の解消が早いいためこの状態は長くは続かず, 塑性変形の進展に伴い M_s は減少を始め, やがて $M_a < M_s < q/p'$ の領域に入り「塑性膨張を伴う軟化」に転じる. このとき粘土は正規圧密土となったが, まだ構造が高位な状態にあるので, M_s が M_a よりも小さくなる. すなわち応力状態は $M_s < q/p' < M_a$ の領域に入り「塑性圧縮を伴う軟化」を示すことになる. これがより顕著な場合には, 圧縮を伴う平均有効応力の減少さえも生ずる「二次圧密」の原因となり, 遅れ圧密を引き起こす. これは文献 10) などを参照されたい.

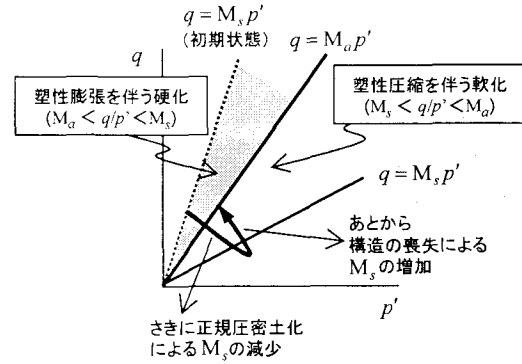


図 A-2 粘土における $q = M_s p'$ の変動

A2 初期地盤の決定方法

初期過圧密比 $1/R_0$, 初期構造の程度 $1/R^*$ および初期異方性 ζ_0 を有した地盤の地表面に等分布荷重 δ が作用し, 一次元圧縮状態 (初期側圧係数

$K_0 = (3 - \eta_0)/(3 + 2\eta_0) = \text{一定}$, $\eta_0 (= q_0/p'_0)$: 初期応力比) にある時, 深さ h_i における比体積 $v(h_i) = 1 + e(h_i)$ は, 次式 (A-10) で示される.

$$1 + e(h_i) = N_0 - \tilde{\lambda} \ln \frac{1 + 2K_0}{3} \times \left[\delta + \int_0^{h_i} \left\{ \left(\gamma_s \frac{1}{1 + e(z)} + \gamma_w \frac{e(z)}{1 + e(z)} \right) - \gamma_w \right\} dz \right] \quad (A-10)$$

ここに, γ_s : 土粒子の単位体積重量, γ_w : 水の単位体積重量および $e(z)$: $z = z$ での間隙比である. また, N_0 は見かけの一次元圧縮曲線の切片であり, 異方性の無い状態にある繰返し正規圧密土の等方正規圧密線 (NCL) の切片 N , 傾き $\tilde{\lambda}$ および膨潤線の傾き $\tilde{\kappa}$ を用いて, 以下の式で表される.

$$N_0 = N - (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) \ln \left[\frac{M^2 + (\eta_0 - \zeta_0)^2}{M^2} \frac{R^*_0}{R_0} \right] \quad (A-11)$$

(A-10) 式において $e(z)$ を h_i について微分すると,

$$\frac{de}{dh_i} = -\tilde{\lambda} \frac{1 + 2K_0}{3} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e(h_i)} \exp \left(\frac{e(h_i) + 1 - N_0}{\tilde{\lambda}} \right) \quad (A-12)$$

が得られる. ここで $h_i = 0$ とおくと

$$e(0) = N_0 - 1 - \tilde{\lambda} \ln \frac{1 + 2K_0}{3} \delta \quad (A-13)$$

となり, 地表面における間隙比が求まる. これにより, Newton-Raphson 法を用いて $e(0)$ より深さ方向に計算し, 深さ h_i のガウス点の $e(h_i)$ を決定する.

A3 部材（杭）の曲げモーメントの算定法

本論文では、杭に働く曲げモーメントを、以下に示すように、杭断面を構成する節点の等価節点力から算定している。

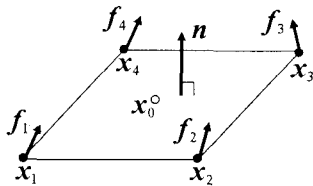
断面の重心座標を x_0 、また断面を構成する i 番目の節点について座標及び節点力をそれぞれ x_i, f_i ($i=1\sim4$) とする (図A-3参照)。この時、断面に作用するこの重心回りの曲げモーメント M は、次式で与えられる。

$$M = \sum_{i=1}^4 (x_i - x_0) \times f_i \quad (\text{A-14})$$

ここに、“ $\times$ ”は外積記号である。この M から、断面の法線方向成分 (断面の外向き法線ベクトルを n) を取り除いた、曲げモーメント M_t を次式のように算出し、そのノルム ($\|M_t\|$) を本論文の図中に示している。

$$M_t = (I - n \otimes n) M \quad (\text{A-15})$$

ここに、 I は単位テンソルであり、 $\otimes$ はテンソル積である。



図A-3 断面に作用する等価節点力

参考文献

- 1) 野田利弘, 田代むつみ, 高稲敏浩, 浅岡顕: 沈下低減と荷重分担に着目したパイルドラフト敷設地盤の変形解析, 土木学会論文集, 2005/9月号掲載決定。
- 2) 金田一広, 山田正太郎, 浅岡顕: 地下水位低下に起因する遅れ圧密沈下のメカニズム, 土木学会論文集, No.743, (3)-64, pp.89-103, 2003。
- 3) Randolph, M. F.: Design of piled raft foundations, Proc. of Int. Symp. on Recent Developments in Laboratory and Filed Tests and Analysis of Geotechnical Problems, Bangkok, pp.525-523, 1983。
- 4) Poulos, H. G.: An approximate numerical analysis of pile-raft interaction, Int. Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.18, pp.73-92, 1994。
- 5) 土屋勉, 大築和夫, 小幡守: 軟弱地盤における建築構造物の即時沈下および圧密沈下の3次元有限要素法解析、日本建築学会構造系論文報告集, No.361, pp.123-131, 1986。

- 6) Katzenbach, R., Arslan, U. and Reul, O.: Soil-structure-interaction of a piled raft foundation of a 121 m high office building on loose sand in Berlin, Proc. Deep Foundation on Bored and Auger Piles, pp.215-221, 1998。
- 7) 三笠正人: 土の工学的性質の分類表とその意義, 土と基礎, Vol.12, No.4, pp.17-24, 1964。
- 8) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behaviour of saturated clay near/at critical state, Soils and Foundations, Vol.34, No.1, pp.91-105, 1994。
- 9) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, T., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, 42(5), pp.47-57, 2002。
- 10) Asaoka, A., Nakano, M., Noda, T. and Kaneda, K.: Delayed compression/consolidation of naturally clay due to degradation of soil structure, Soils and Foundations, 40(3), pp.75-85, 2000。
- 11) 赤井浩一, 田村武: 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文集, 第269号, pp.95-104, 1978。
- 12) Christian, J. T.: Undrained stress distribution by Numerical Method, Proc. of ASCE, Vol.94, SM6, pp.217-232, 1990。
- 13) Tatsuoka, F. and Kohata, Y.: Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Proc. of 1st Int. Conf. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Sapporo, Japan, 2, 947-1063, 1995。
- 14) Yano, K., Suzuki, M. and Nakai, T.: Undrained shear and creep behavior of staff natural clay, Proc. of Int. Symp. on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, IS-Nagoya'97, A. Asaoka, T. Adachi and F. Oka (eds.), pp.205-210, 1997。
- 15) Sekiguchi, H. and Ohta H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive Equations of Soils (Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Spec. Session 9), Tokyo, pp.229-238, 1977。
- 16) Hashiguchi, K. and Chen, Z. -P.: Elastoplastic constitutive equations of soils with the subloading surface and the rotational hardening, Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech. 22, pp.197-227, 1998。
- 17) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, 40(2), pp.99-110, 2000。
- 18) Hashiguchi, K.: Subloading surface model in unconventional plasticity, Int. Journal of Solids and Structures 25, pp.917-945, 1989。
- 19) Green, A. E. and Naghdi, P. M.: A general theory of an elastic-plastic continuum, Arch. Rat. Mech. and Anal., 18, pp.251-281, 1965。

(2005年4月15日受付)