

杭の杭軸方向挙動のモデル化と

性能に基づく耐震設計への応用

(Modeling the pile-soil interaction in vertical direction
and applicability to the seismic design based on the performance design)

2020年3月

兵頭 順一

目次

第1章	序論	1
1.1	研究の背景と目的	1
1.2	本論文の構成	3
第2章	既往の研究	5
2.1	杭の支持力の評価	5
2.1.1	先端支持力の理論	5
2.1.2	周面摩擦力の理論	8
2.1.3	杭の荷重沈下曲線	10
2.2	杭と地盤の相互作用のモデル化	12
2.3	杭基礎構造物の耐震設計と数値解析における杭のモデル化の課題	15
2.4	砂杭による地盤の耐震性能評価の課題	17
2.5	既往の研究を踏まえた本研究の位置付け	20
	第2章の参考文献	21
第3章	地盤の影響範囲を考慮した杭と地盤の杭軸方向相互作用のモデル化の提案	25
3.1	解析コードの概要	25
3.2	杭の先端支持力モデルのコーディング方法の検証方法 (Validation) の提案	27
3.2.1	はじめに	27
3.2.2	杭の支持力モデルのコーディング方法の検証方法 (Verification) の提案	28
3.2.3	提案方法の検証	29
3.2.4	排水条件における杭の押込み試験のシミュレーション	31
3.2.5	排水条件下で杭先端に拘束条件を与えた載荷	41
3.2.6	まとめ	45
3.3	杭と地盤の杭軸方向相互作用の二次元モデルの提案	46
3.3.1	はじめに	46
3.3.2	既往の杭先端のモデル化	47
3.3.3	杭先端のモデル化の提案	55
3.3.4	まとめ	60
3.4	三次元有限要素法による杭先端の地盤変形の影響範囲の評価	61
3.4.1	杭先端抵抗力に関する三次元有限要素法	61
3.4.2	杭先端周辺のせん断ひずみ	61
3.4.3	杭先端の地盤変形の影響範囲の評価	62
3.4.4	まとめ	72

3.5	提案方法の二次元モデルの適用性検証.....	73
3.5.1	簡易モデルによる検証.....	73
3.5.2	鉛直載荷試験を用いた検証.....	75
3.5.3	被災事例解析を用いた検証.....	79
3.5.4	まとめ.....	86
3.6	杭の周面摩擦力のモデル化の提案.....	87
3.6.1	はじめに.....	87
3.6.2	二次元有限要素法における杭の周面摩擦のモデル化.....	88
3.6.3	杭の押し込み試験の再現解析.....	90
3.6.4	杭の引抜き試験の再現解析.....	97
3.6.5	まとめ.....	105
	第3章の参考文献.....	106
第4章	提案手法を用いた未達杭構造物のモデル化の提案.....	109
4.1	はじめに.....	109
4.2	三次元有限要素法による未達杭の評価.....	110
4.2.1	支持杭のモデル化.....	110
4.2.2	杭の先端支持力の低減係数.....	113
4.3	未達杭の先端支持力の低減係数.....	116
4.3.1	杭と地盤の相互作用のモデル化.....	116
4.3.2	未達杭の先端支持力のばね定数.....	117
4.4	簡易モデルによる事例解析.....	119
4.4.1	解析モデルとパラメータ.....	119
4.4.2	地震前の建屋の傾斜.....	122
4.4.3	地震中及び地震後の建屋の傾斜.....	123
4.5	まとめ.....	127
	第4章の参考文献.....	128
第5章	締固め砂杭工法による密度増加と K_0 増加のそれぞれによる改良効果の評価とモデル化.....	129
5.1	はじめに.....	129
5.2	K_0 状態の地盤の貫入抵抗の評価.....	132
5.2.1	解析の目的.....	132
5.2.2	解析条件.....	132
5.2.3	解析結果.....	133
5.2.4	貫入エネルギーによる整理.....	140
5.3	密度と静止土圧係数 K_0 の効果の定量的評価.....	143

5.4	検討結果のまとめと数値解析への適用方法の提案.....	148
5.5	一次元解析による事例解析.....	150
5.6	まとめ.....	156
	第5章の参考文献.....	157
第6章	まとめ.....	159

謝辞

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

1964年の新潟地震以降、液状化に関する研究は幅広く行われ、その研究成果は各種基準の中で反映されてきた。しかし、平成7年(1995年)兵庫県南部地震では、多くの構造物に大被害をもたらした。また、埋立地では大規模な液状化が生じ、液状化に伴う地盤の流動によって杭基礎構造物に多大な被害が生じた。

兵庫県南部地震後、土木学会では「土木構造物の耐震基準等に関する提言」が第一次提言(平成7年5月)、第二次提言(平成8年1月)及び第三次提言(平成12年6月)まで3回にわたり行われた。その中で、構造物の耐震性能の照査では、供用期間内に1~2度発生する確率を持つ地震動強さ(レベル1地震動)と、発生確率は低いが極めて激しい地震動強さ(レベル2地震動)の地震動強さを想定することが提言され、各種基準類に反映されてきた。また、国際的にもISO23469:2005(Bases for design of structures – Seismic actions for designing geotechnical works)では地盤基礎構造物への地震作用を定める際の指針を示しており、2段階の設計地震動の考え方等、性能設計の考え方を導入している。また、国内でも「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年)」は、いち早く性能設計の考え方を導入し、設計状態ごとに推奨される性能照査の方法として数値解析法を推奨している。そのため、近年、実務設計においても、二次元有限要素法(FEM)による動的解析は、杭基礎構造物、矢板式係船岸やケーソン式係船岸などの様々な施設の耐震性能照査に広く使われるようになってきている。一方、三次元有限要素法(FEM)は、二次元有限要素法(FEM)に比べて精度は高いが、解析モデル作成の煩雑さ、計算時間の長さ、解析コストの増大があるため、多数の解析が必要となる実務設計に用いることは難しいことが多い。例えば、計算時間に関して、三次元解析による杭の水平載荷試験のシミュレーションでは、自重解析で約2時間、静的解析による水平載荷試験のシミュレーションに約12時間かかることがあり、二次元解析より非常に多くの計算時間がかかる。実際の設計では多数のパラメトリックスタディを行うことが多いため、特殊部の設計を除いて、実務的には二次元解析を使うことが多い。

近年、FLIP ROSE(Iai et al. (1992)), LIQCA(Oka et al. (1999)), GEOASIA(Noda et al. (2008))のような有限要素法(FEM)が様々な構造物の耐震性能の評価に使われている。多くの杭基礎構造物の動的解析に関する研究は、水平方向(杭軸直角方向)のつりあい力に焦点をあててきた。なぜならば、地震中の杭と地盤の動的な相互作用は杭と地盤の水平方向の変位によるためである。代表的な例として、水平方向(杭軸直角方向)の杭と地盤の相互作用をモデル化するために二次元FEMにおいて杭-地盤相互作用ばね要素(Tamari et al. (2018), Hussien et al. (2010))が開発されている。この要素は、液状化地盤中の杭のように複雑な状況下で水平方向(杭軸直角方向)の動的な杭と地盤の相互作用を適切に考慮することがで

きる。

実務において、二次元有限要素法（FEM）によって杭基礎構造物の解析を行う場合、杭と地盤の相互作用を適切に考慮することが重要である。耐震設計では、主として水平地震動に対して行うため、水平方向に関する杭と地盤の相互作用の研究が行われてきた。近年の耐震設計では、水平地震動と鉛直地震動の同時入力による解析が行われるようになり、鉛直方向の杭と地盤の相互作用のモデル化が重要となってきたが、鉛直方向に関する杭と地盤の相互作用のモデル化は、十分に議論されていない。これまでは、水平方向に関する杭と地盤の相互作用のモデル化を優先させ、鉛直方向に関しては簡易なモデル化（例えば、杭先端と地盤の節点を共有するモデル化）をすることが多かった。

鉛直方向の杭と地盤の相互作用の研究、すなわち杭の先端支持力に関する理論的な研究は多数行われてきており（Terzaghi(1943), Meyerhof(1951), Terzaghi and Peck (1967), Vesic(1972), 岸田, 高野(1973), 安福ら(1995, 2000, 2001)), 支持力理論として整理され各種指針・基準類に反映されてきている。一方、近年は、有限要素法により杭の先端支持力を評価することが多くなってきた。その際、支持力理論による支持力を各種の有限要素法で適切に評価することが必要である。鉛直方向の杭と地盤の動的な相互作用は複雑であり、数値解析（特に二次元有限要素法（FEM））のモデル化であまり考慮されてこなかった。このため現在の耐震設計における実務的な解析モデルでは、はり要素などの杭下端で地盤と杭の節点を共有していることが多い。しかし、このモデル化は様々な問題を含んでいるため、杭の鉛直方向（杭軸方向）における杭と地盤の相互作用を適切にモデル化することが望まれており、適切な周面摩擦力や杭の先端支持力のモデル化が構造物の挙動を評価するうえで重要となる。

本研究では、実務に多く使う二次元有限要素法（FEM）の使用を想定し、鉛直方向の杭と地盤の相互作用のモデル化の提案を行うことを目的としている。また、提案モデルの応用例として、杭先端が支持層に到達していない未達杭構造物のモデル化の提案を行う。また、本研究で用いた三次元有限要素法（FEM）の応用例として、締固め砂杭工法（SCP工法）による密度増加と K_0 増加のそれぞれによる改良効果の評価とモデル化の提案を行う。

1.2 本論文の構成

本論文の構成を図 1-1 に示し、その概要を下記に示す。

第 1 章 序論

研究の背景と目的を示し、本論文の構成について述べる。

第 2 章 既往の研究

杭の支持力、杭と地盤の相互作用の歴史、砂杭による地盤改良、杭基礎の耐震設計の変遷をレビューし、実務に用いる杭基礎の耐震設計のための課題を整理する。

第 3 章 地盤の影響範囲を考慮した杭と地盤の杭軸方向相互作用のモデル化の提案

近年、杭基礎の耐震設計は有限要素法によって多数行われてきた。耐震設計では、主として水平地震動に対して行うため、水平方向に関する杭と地盤の相互作用の研究が行われてきた。一方で、鉛直方向に関する杭と地盤の相互作用のモデル化は十分に議論されていない。そこで、最初に、杭の先端支持力モデルのコーディングの検証方法 (Verification) を提案する。さらに、既往の杭先端のモデルを用いて、検証 (Verification) を実施し、問題点を明らかにする。次に、地盤の影響範囲を考慮した杭の先端支持力及び周面摩擦力のモデル化の提案を行い、解析結果に及ぼす影響を検討する。

第 4 章 提案手法を用いた未達杭構造物のモデル化の提案

近年、大規模マンションの杭基礎が支持層に十分根入れされていない事例が生じ、建て替えることになった。従来の杭基礎の設計では、杭が支持層に根入れされていない事例 (以下、「未達杭」という。) を対象とはしなかった。未達杭構造物を適切に評価することができれば、所有者の方々が建て替える判断を定量的に行うことができる。そこで、第 3 章の提案手法を応用して、未達杭構造物モデル化の提案を行う。

第 5 章 締固め砂杭工法による密度増加と K_0 増加のそれぞれによる改良効果の評価とモデル化

従来、締固め砂杭工法 (サンドコンパクションパイル工法、以下、「SCP 工法」という。) のメカニズムは、①密度増加、②静止土圧係数 K_0 の増加、の 2 種類が考えられてきた。しかし、実務設計においては、①と②の効果が混在している N 値によって評価されてきた。そこで、本研究では、杭のモデル化を応用して、SCP 工法の改良効果の分離 (①密度増加の効果と②静止土圧係数 K_0 の増加の効果) を試みる。

第6章 まとめ

本研究で得られた結論を各章毎にまとめる。

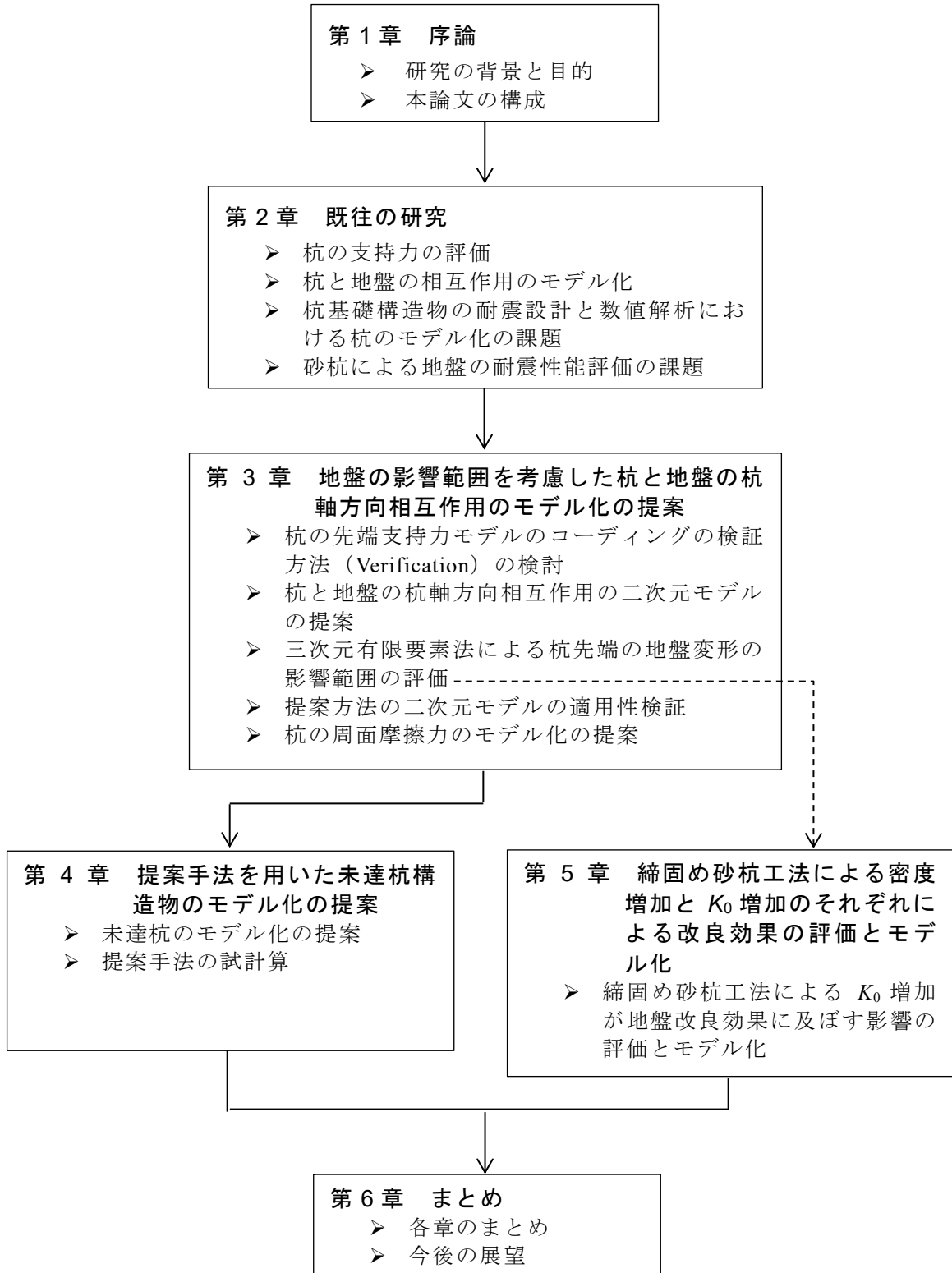


図 1-1 本論文の構成

第2章 既往の研究

2.1 杭の支持力の評価

2.1.1 先端支持力の理論

杭の支持力に関しては多くの研究が行われてきた。Terzaghi and Peck (1967)¹⁾は、地盤を剛塑性体と仮定し、杭先端部より上部の土のせん断抵抗を考慮しない支持力を提案した。本理論は例えば、軟弱地盤を打ち抜き、密な砂質地盤に根入れが浅く施工された杭に適合している。その際、この理論では Terzaghi(1943)²⁾の浅い基礎の支持力係数を用いている。また、本理論では杭先端部の地盤に変位が生じて、地表面より D_f の深さの範囲の土の圧縮性で吸収されてしまうことが必要である。

なお、Terzaghi (1943)²⁾ や Meyerhof (1951)³⁾は地盤を剛塑性体と仮定し、杭先端部より上部の土のせん断抵抗を考慮する支持力も提案している。Terzaghi (1943)²⁾では、杭先端より上方のせん断抵抗力を考慮している。

図 2-1(a)に Terzaghi によるすべり線を示す。地盤が破壊するとき杭先端部より下部の土が矢印の方向に動いて、杭先端上部の土を押し上げる。このとき上部の土のせん断抵抗が無視できれば、Terzaghi and Peck (1967)¹⁾と同じになる。無視できない場合は Terzaghi and Peck (1967)¹⁾より大きな力が必要である。一方、Meyerhof (1951)³⁾は模型実験の観察結果より、図 2-1(b)のように杭先端部より上の地盤まですべり面が発達する破壊の状態を仮定した。この方法の特色は、すべり線を等価自由表面と名付け、等価自由表面上に作用する垂直応力とせん断応力の力のつり合いから求めた点である。これらの方法に共通していることは杭先端の土の動きを抑止する力として、杭先端部における上載圧をそのまま採用していることであり、アーチング効果が発生しない限り、適用可能である。Vesic (1963)⁴⁾は、深い基礎に関する模型実験を多く行い、深い基礎では常に地盤の破壊はパンチングせん断破壊であることを明らかにした (図 2-1(c))。

Berezantev, Kristoforov and Golubkov (1961)⁵⁾は、地盤を剛塑性体と仮定し、杭先端部より上部の土のアーチング効果を考慮した支持力を提案している (図 2-2 (a))。Berazantev et al.⁵⁾によるすべり線を図 2-2(a)に示す。すべり面は杭先端部より下にだけ発生するとして、塑性論の軸対称問題として扱っている。

Vesic (1972)⁶⁾、岸田、高野(1973)⁷⁾は、地盤を弾塑性体と仮定し、杭先端部における地盤の破壊状態が無限体内の球状空洞を押し広げる場合に相当するとした理論(空洞拡張理論)を用いた支持力理論を提案している。Vesic (1972)⁶⁾は、Prandtl 系の支持力と空洞拡張理論による支持力式を組み合わせた提案である (図 2-2 (b))。また、岸田、高野(1979)⁷⁾は、模型地盤に圧力を加える方法により杭の先端支持力の模型実験を行い、観察結果に基づき Vesic (1972)⁶⁾と同様の考え方に基づく支持力式を提案している (図 2-2 (c))。

安福ら⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾は空洞拡張理論を元にした先端支持力を提案している。安福らは図 2-3 に

示す破壊形態を想定している。破壊形態の特徴は3点ある。1)主働くさびを想定して $\phi = \pi/4 + \phi'/2$ を仮定している。2)杭先端より下の A-C に主働土圧を考慮している。3)極限支持力 q_p は Vesic によって提案された空洞拡張理論を基にして、BC の円弧上に極限の空洞膨張圧 p_u が作用すると考えたことである。

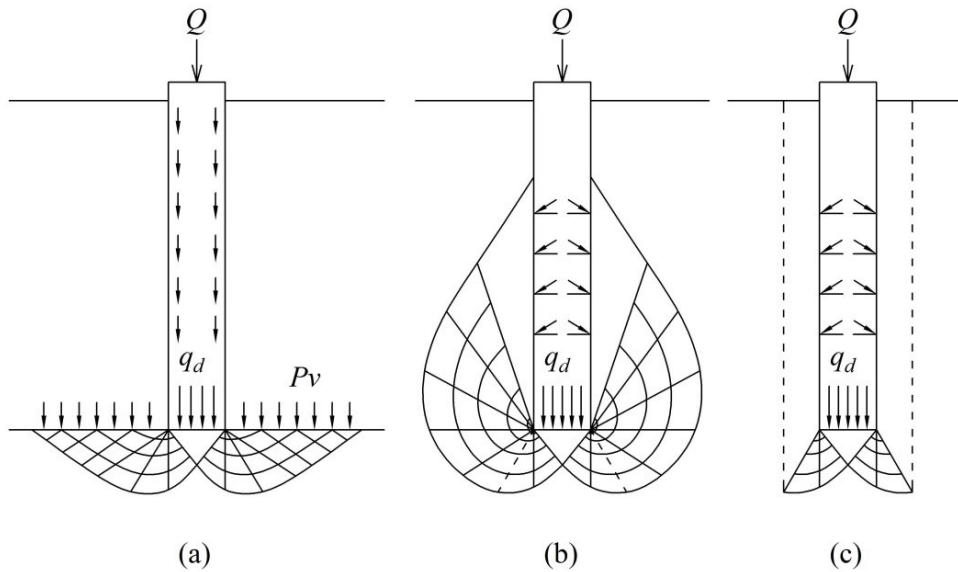


図 2-1 支持力理論で仮定したすべり線の種類

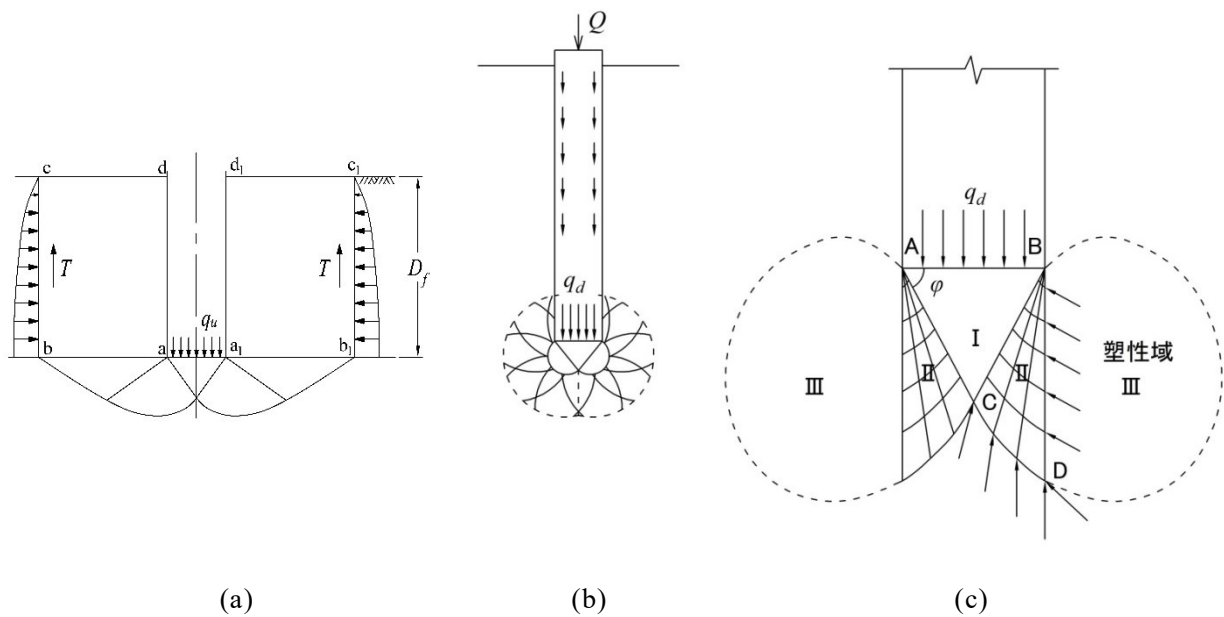


図 2-2 支持力理論で仮定したすべり線の種類

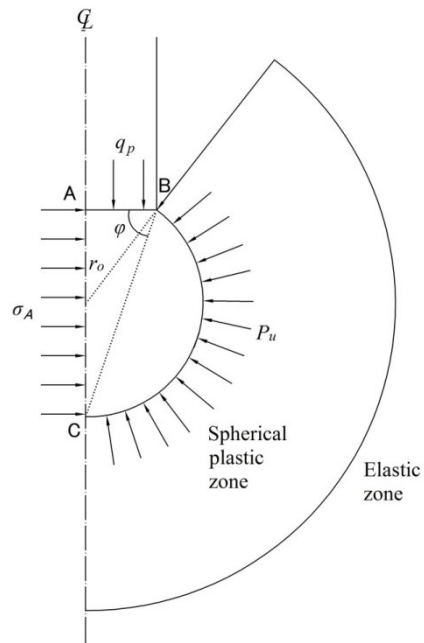


図 2-3 空洞拡張理論の考え方

2.1.2 周面摩擦力の理論

粘性土地盤の周面摩擦力の評価は全応力解析と有効応力解析に分けることができる。全応力解析では周面摩擦力を土の非排水せん断強度 c_u の α 倍と定義しているものである。Vesic (1977)¹²⁾は、多くの載荷試験によって次式により摩擦力と土の非排水せん断強度 c_u の関係を算定している。それによると、土の非排水せん断強度 c_u が 5tf/m^2 以下の正規圧密粘土では f_u はほぼ c_u に等しいが、それ以上では α の値は 1.0 より小さくなるとしている。

$$f_u = \alpha c_u \quad (1)$$

ここで、 f_u ：極限周面摩擦力、 α ：付着力係数、 c_u ：土の非排水せん断強度
国内の基準¹³⁾では、杭の極限周面摩擦力度の評価として次式のように有効応力を利用することが記載されている。

$$\tau_u = \sigma_h \tan \delta = K \sigma_v \tan \delta \quad (2)$$

ここで、 σ_h ：杭周面に作用する側圧、 σ_v ：上載圧、 K ：側圧係数、 δ ：摩擦角
杭の周面摩擦力に着目した既往の研究としては、既にいくつかの実測や実験データがある。Yoshimi and Kishida (1981)¹⁴⁾は、図 2-4 に示すような摩擦係数と表面粗さの関係¹⁵⁾を示している。表面粗さは長さ 2.5mm の間の最も高い所と低い所との差として定義され、この表面粗さと摩擦係数の関係を図示している。ここでは摩擦係数は材料によらず、表面粗さで決まることになり、表面粗さ 20 μm 以上では摩擦係数の変化は少ないが、20 μm 以下では表面粗さの影響が大きいことを示している。富永ら(1987)¹⁶⁾は砂と粘土の多層系地盤を対象として、周面摩擦測定機を用いて杭の周面摩擦力の測定を行っている。田村ら(2009)¹⁷⁾は杭の押し込み試験を対象とした杭の遠心力模型実験を実施して、杭の周面摩擦力が杭の材料の表面粗さによって異なることを示している。伊藤ら(1987)¹⁸⁾は同一地盤における打撃工法の引抜き抵抗力は埋込み工法の約 2 倍であるとしており、杭の周面摩擦力が施工の影響を受けることを報告している。また、White et al.(2002)¹⁹⁾は砂質土の場合、杭の打設過程において杭の近傍で粒子破碎や体積変化が生じ、地盤状態が打設前後で異なることを報告している。

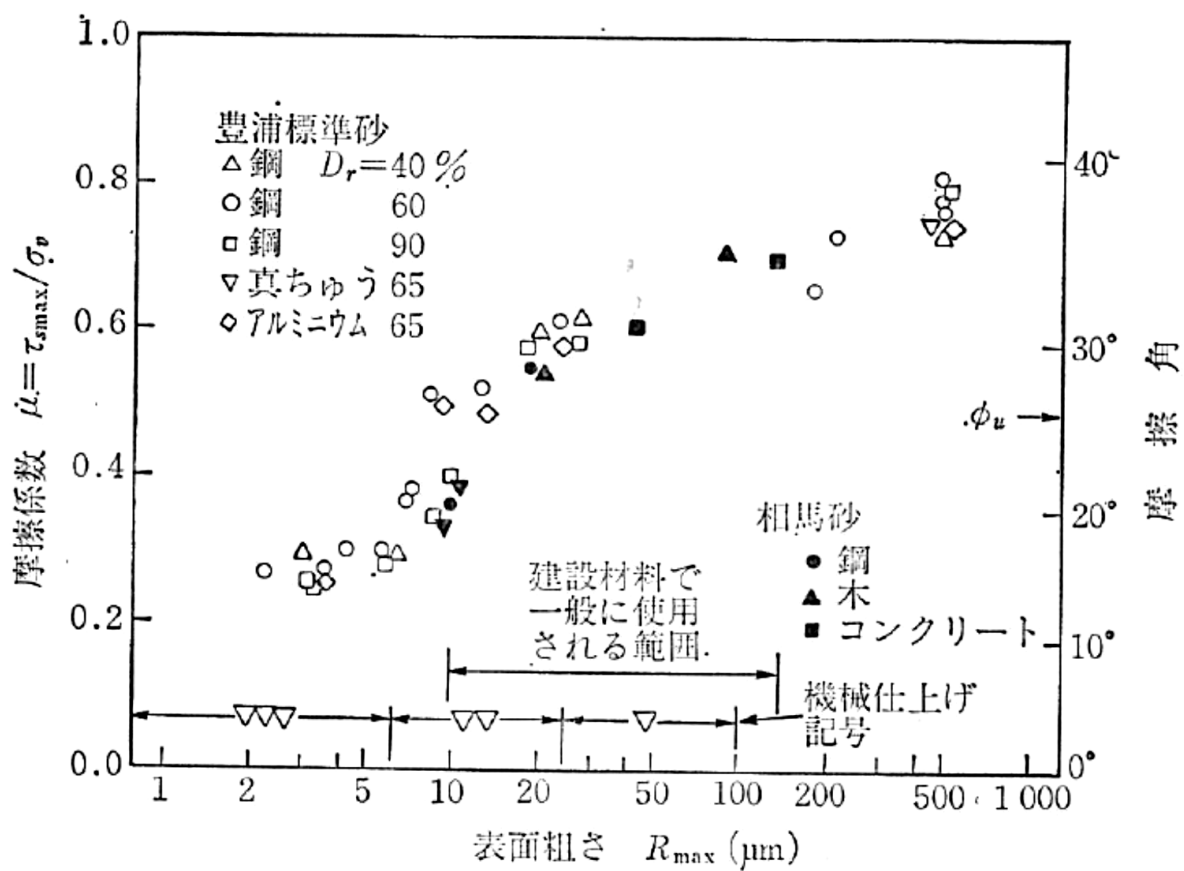


図 2-4 砂の密度と鋼材表面粗さが摩擦係数に与える影響¹⁵⁾

2.1.3 杭の荷重沈下曲線

杭の荷重沈下曲線の形状に対していくつかの研究が行われてきた。Hirayama (1990)²⁰⁾は、BCP committee²¹⁾の砂質土に対する載荷試験結果から基準変位を算定し、その基準変位を元に双曲線関係の荷重変位曲線を提案している。提案された荷重変位曲線と実験結果との比較を図 2-5 に示す。脇田(1998)²²⁾は、過去に行われた多くの載荷試験データを用いて、杭の荷重-沈下関係の曲線近似を行い、第 1 限界荷重以下では双曲線分布の適合性が高いことを明らかにしている。また、安福ら⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾は、Kondner タイプの双曲線関数を用いて、Hirayama(1990)²⁰⁾の基準沈下量の考え方を取り入れている。ここでも、図 2-6 に示すように双曲線近似は原位置載荷試験結果と良く一致することが示されている。その他にも杭の荷重沈下曲線のモデル化に双曲線を用いている例は多い。

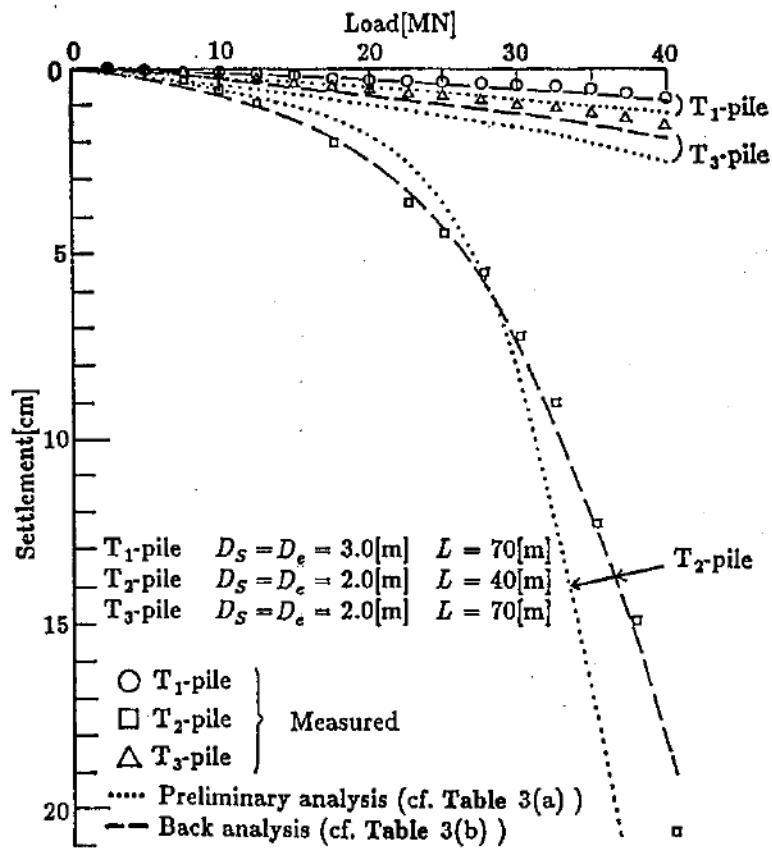


Fig. 5. Comparison of load-settlement curves at pile heads

図 2-5 杭の荷重変位曲線 (Hirayama (1990)²⁰⁾)

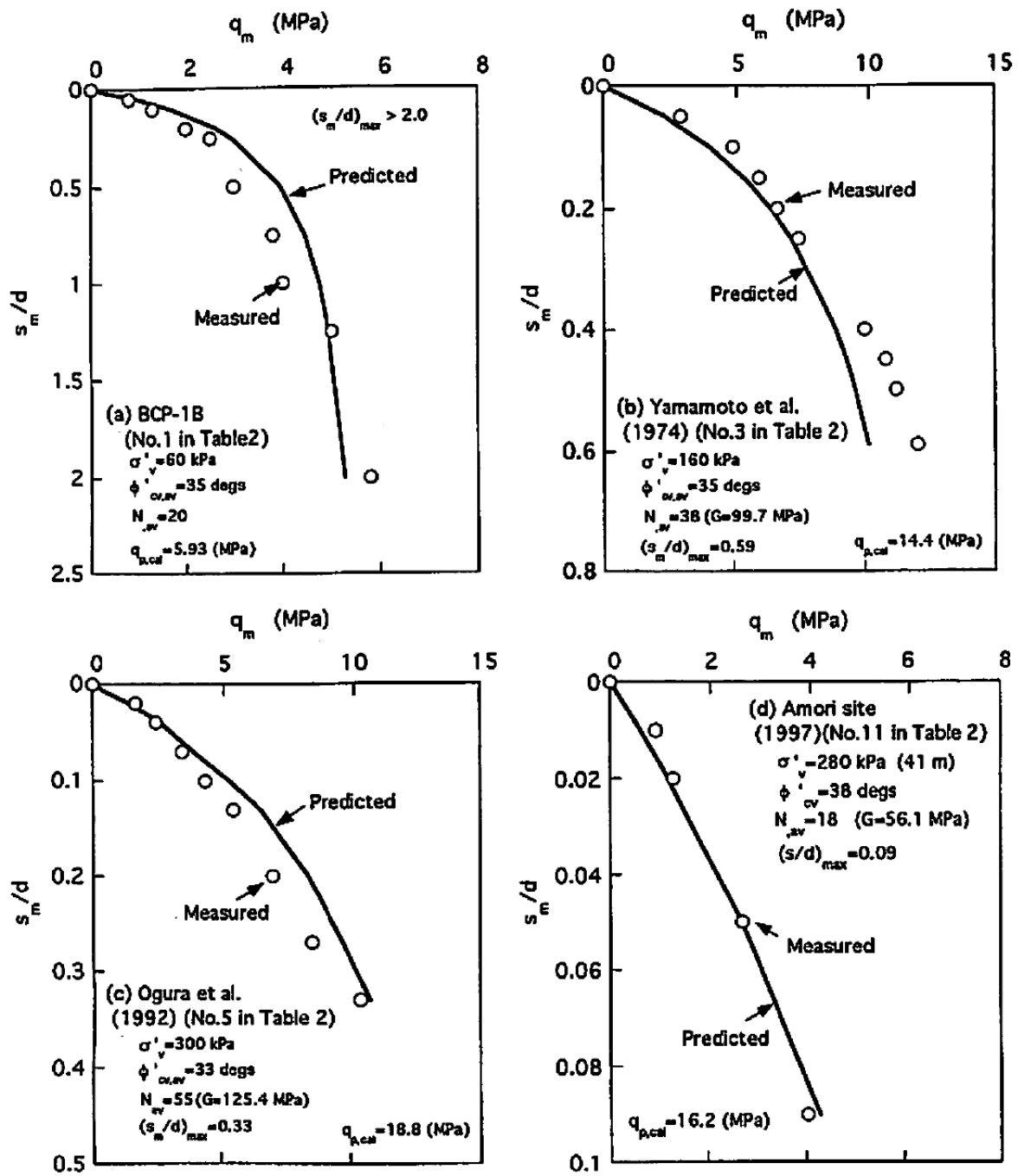


Fig. 14. Comparison of calculated and measured results in $q-s_m/d$ relationship

図 2-6 杭の荷重変位曲線 (Yasufuku et al. (2001)¹¹⁾)

2.2 杭と地盤の相互作用のモデル化

杭と地盤の変形の模式図を図 2-7 に示す。地震時の杭基礎に対する外力は、①上部工の慣性力、②地盤の変位の 2 つがある。それらの要因によって、杭と地盤の間に相対変位が生じる(図 2-7 の「 U_G-U_P 」)。そのため、杭本体には、杭と地盤の相対変位に応じた力が作用することになる。つまり、杭と地盤の相互作用とは、杭と地盤間の相対変位による相互作用を示す。杭と地盤の相互作用は主として 2 つのモードがある。上部工の慣性力が大きい場合は、「上部工の変位 > 地盤の変位」となり、液状化時のように地盤の変位が大きい場合は「地盤の変位 > 上部工の変位」となる。耐震設計では、これらを適切にモデル化することが求められている。代表的な杭と地盤の相互作用のモデル化²³⁾を図 2-8 に示す。杭と地盤の相互作用の解析には、震度法+地盤ばねによる方法²⁴⁾、動的解析+地盤ばねによる方法²⁵⁾及び有限要素法²³⁾が用いられる。

従来の設計では、杭をはり要素でモデル化し、杭と自由地盤をばねで結合するモデルが用いられることが多かった。そのようなバネは Winkler ばねとも言われる。このうち、静的に設計する場合の代表例が震度法であり、震度法の計算に必要な作用力は上部工の慣性力と地盤ばね定数である。また、動的に設計する場合は、別途、地盤のみの解析を実施し、そこで得られた変位を杭と反対側のばねの節点に入力して解析する方法である。

有限要素法は、連続体の解析として最もよく使われる手法であり、三次元解析と二次元解析がある。三次元解析は実際の構造物を精度良くモデル化することができ、模型実験や杭の原位置試験を対象に実施されることが多い。例えば、牧ら(2004)²⁶⁾は、せん断土槽を用いた振動台実験を三次元解析によりシミュレーションしている。また、段野ら(2008)²⁷⁾も遠心模型実験を三次元の土-水連成 FEM によりシミュレーションしている。しかし、実構造物を対象に三次元解析を実施するには、モデル化や計算に煩雑な部分が多い。また、計算時間に関しても、例えば、三次元解析による杭の水平載荷試験のシミュレーションでは、自重解析で約 2 時間、静的解析による水平載荷試験のシミュレーションに約 12 時間かかることがあり、二次元解析より非常に多くの計算時間がかかる。実際の設計では多数のパラメトリックスタディを行うことが多いため、特殊部の設計を除いて、実務的には二次元解析を使うことが多い。

実務において、杭のような棒状の構造物を二次元解析でモデル化する場合、杭が奥行き方向に連続していると想定して取り扱うことになる。そのため、地盤が杭をすり抜ける効果を考慮することはできず、杭と矢板が同様の構造物として表現される。そのため、近年では、杭と地盤を別々にモデル化し、その間をばねつなぐモデル化の方法も多く行われている。このモデルは、実務的にも使いやすい。例えば、Tamari et. al. (2018)²⁸⁾や Hussien et. al.(2010)²⁹⁾による杭-地盤相互作用ばね要素の算定の例を図 2-9 に示す。Tamari et. al. (2018)²⁸⁾ や Hussien et. al.(2010)²⁹⁾は、杭を水平に輪切りにしたモデルを用いて、種々の条件下における荷重～相対変位関係を求め、それらを統合して杭-地盤相互作用ばね要素の

特性としている。

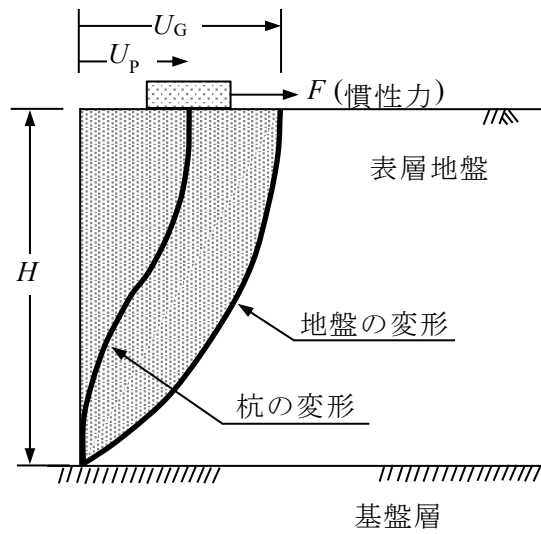


図 2-7 杭と地盤の変形の模式図

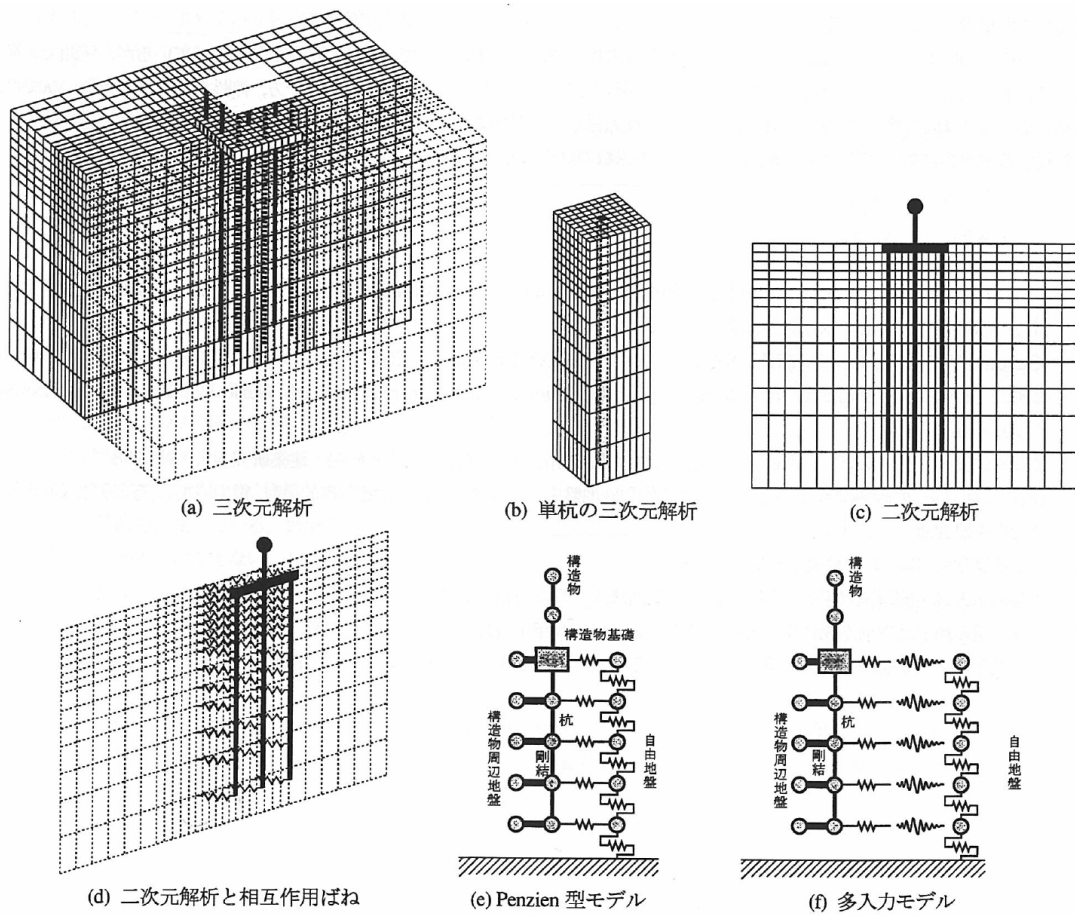


図4.2.1 代表的な杭-地盤系のモデル化手法

図 2-8 代表的な杭-地盤系のモデル化手法²³⁾

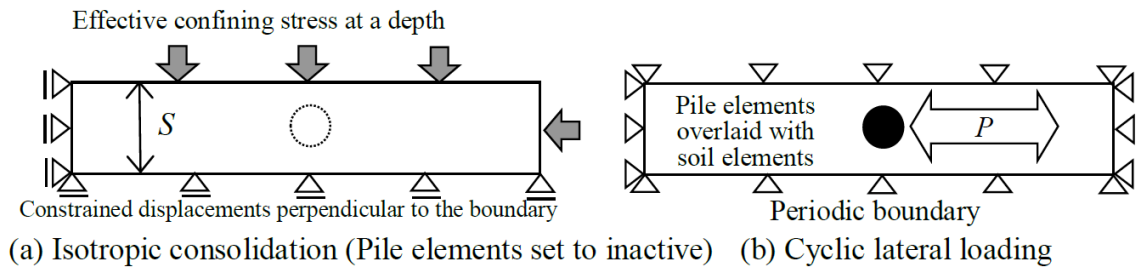


Figure 2. Numerical model to assess $p-y_r$ curve.

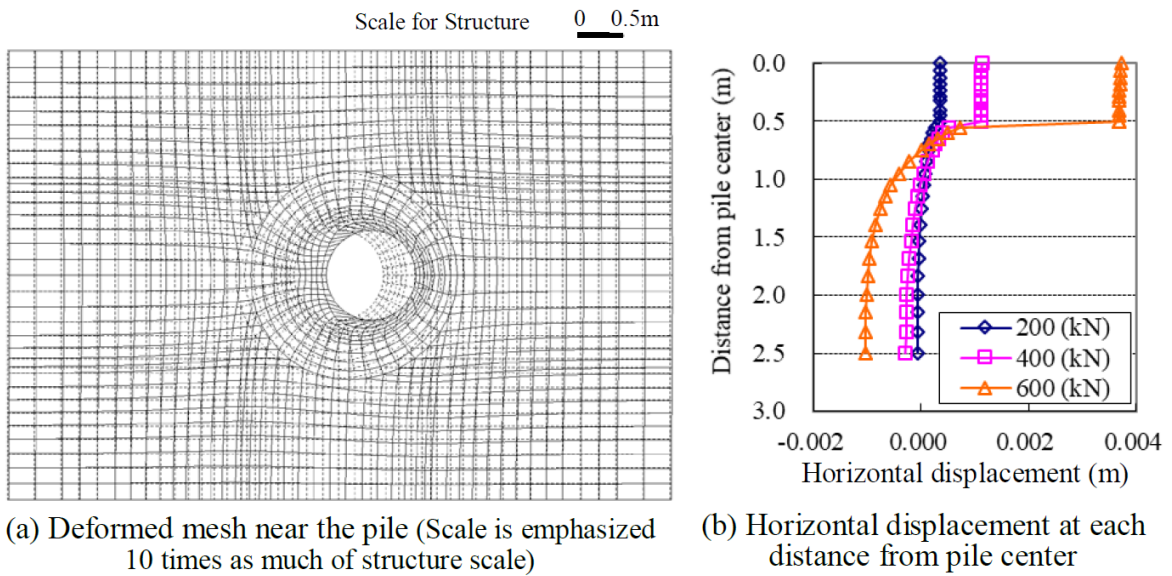


Figure 3 Typical results of analysis due to lateral loading in horizontal section ($S = 5.0D$)

図 2-9 杭-地盤相互作用ばね要素の算定例 (Tamari et al. (2018)²⁸⁾)

2.3 杭基礎構造物の耐震設計と数値解析における杭のモデル化の課題

兵庫県南部地震以降、土木構造物の耐震設計では2段階の設計地震動の考え方や性能設計の考え方が取り入れられるようになってきた。その際、地震後の状態を評価することが、耐震性能の評価として重要視されてきた。ISO2346:2005 (Bases for design of structures – Seismic actions for designing geotechnical works)³⁰⁾では地盤基礎構造物への地震作用を定める際の指針を示しており、2段階の設計地震動の考え方等、性能設計の考え方を導入している。このガイドラインでは、地震後の使用限界状態や終局限界状態を規定している。

また、国内では、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年）³¹⁾」が、いち早く、性能設計の基本的な枠組みを示している。この枠組みでは、数値解析がレベル2地震動の耐震設計を行うために必要である。例えば、レベル2地震動の矢板式護岸の耐震性能は、数値解析などで求まる地震後の残留変位で規定されている。

このように港湾構造物の設計では、ケーソン式係船岸、矢板式係船岸や栈橋を対象に有効応力解析による耐震性能照査が実務的に行われるようになってきた。矢板式係船岸や栈橋においては、控え工や本体構造において杭が用いられており、それらの杭を対象として、杭と地盤の相互作用を考慮した動的解析が行われている。

FLIP ROSE (Iai et al. (1992)³²⁾), LIQCA (Oka et al. (1999)³³⁾), GEOASIA (Noda et al. (2008)³⁴⁾) のような有限要素法 (FEM) は様々な構造物の耐震性能の評価に使われている。杭と地盤の相互作用を適切に考慮するために、構造物の杭は動的解析において適切にモデル化されなければならない。多くの杭基礎構造物の動的解析に関する研究は、杭軸直角方向のつりあい力に焦点をあててきた。なぜならば、地震中の杭と地盤の動的な相互作用は杭と地盤の水平方向の変位によるためである。代表的な例として、水平方向（杭軸直角方向）の杭と地盤の相互作用をモデル化するために FEM において杭-地盤相互作用ばね要素が開発されている (Tamari et al. (2018)²⁸⁾; Hussien et al. (2010)²⁹⁾)。この要素は、液状化地盤中の杭のように複雑な状況下で水平方向（杭軸直角方向）の動的な杭と地盤の相互作用を適切に考慮することができる。

一方で、鉛直方向の杭と地盤の動的な相互作用は複雑であり、数値解析のモデル化であまり考慮されてこなかった。このため現在の耐震設計の実務的な解析モデルでは、はり要素などの杭下端で地盤と杭の節点を共有していることが多い³⁵⁾。しかし、本来は、杭の鉛直方向（杭軸方向）における杭と地盤の相互作用を適切にモデル化することが望ましい。

例えば、港湾構造物の設計でよく用いられる液状化による構造物被害予測プログラム FLIP ROSE (Iai et al. (1992)³²⁾) では杭と地盤の相互作用を考慮することのできる杭-地盤相互作用ばね要素を実装しており、この要素を用いることで、液状化時も含めた地盤と杭の杭軸直角方向の動的相互作用を表現している。しかし、この杭-地盤相互作用ばね要素だけでは、杭の周面摩擦力の影響や杭先端の杭軸方向の挙動を正しく評価することができない。具体的な構造としては矢板式係船岸の控え組杭（斜杭）や控え杭の根入れは基盤まで

届いていないこともあり，適切な周面摩擦力や杭の先端支持力のモデル化が構造物の挙動を評価するうえで重要となる。

2.4 砂杭による地盤の耐震性能評価の課題

締固め砂杭工法（サンドコンパクションパイル工法（以下、「SCP 工法」という。))は、我が国の代表的な液状化対策工法であり、過去の地震被害調査よりその有効性が実証されている。例えば、Yasuda et. al. (1996)³⁶⁾は、1995年の兵庫県南部地震において SCP 工法の有効性について報告している。

SCP 工法³⁷⁾は、地盤内にケーシングを貫入させ、補給砂を投入し、それを拡径して砂杭を造成し、杭間の地盤を締め固める工法である。砂杭を打設すると密度増加（締固め）と同時に水平有効応力 σ_h' の増加による静止土圧係数 K_0 が増加し（原田ら(1998)³⁸⁾、善ら(2002)³⁹⁾、原田ら(2014)⁴⁰⁾）、杭間における応力状態も変化すると考えられてきた。原田ら(1998)³⁹⁾は置換率と静止土圧係数 K_0 の関係を整理しており、試験データのバラツキは大きい、1程度の静止土圧係数 K_0 を見込めるとしている。

一方、SCP 工法を精度良く設計するには、改良地盤の密度・応力状態の変化を適切に評価してモデル化する必要がある。しかし、従来の実務設計では例えば図 2-10 のような関係を用いて、 N 値の増加のみを考慮して設計することが多かった。

近年でも SCP 工法のメカニズムの研究は行われている。Tsukamoto et al. (2000)⁴¹⁾は、砂杭圧入による杭間の体積圧縮について、負のダイラタンシーに着目し、静的締固め杭の検討を行っている。また、山崎ら(2002)⁴²⁾は、Tsukamoto et. al. (2000)⁴¹⁾と同様に繰返しせん断効果を考慮した方法を導入し、圧入率設定のための新しい方法を提案している。また、森鼻ら(2018)⁴³⁾は、ケーソン式岸壁の遠心力模型実験を行い、SCP 工法による密度増加だけでなく、 K_0 増大の効果も確認できたとしている。三輪ら(2000)⁴⁴⁾は、SCP 工法の改良効果は[1]密度増加と[2]静止土圧係数 K_0 の増加のそれぞれあるが、それぞれを適切にモデル化することに課題があるとしている（図 2-11）。野津ら(2000)⁴⁵⁾は、表 2-1、図 2-12 に示すような SCP 工法のモデル化を提案しており、[1]密度増加に加えて[2]静止土圧係数 K_0 の増加を考慮すると、水平変位抑制効果が高まると報告している。

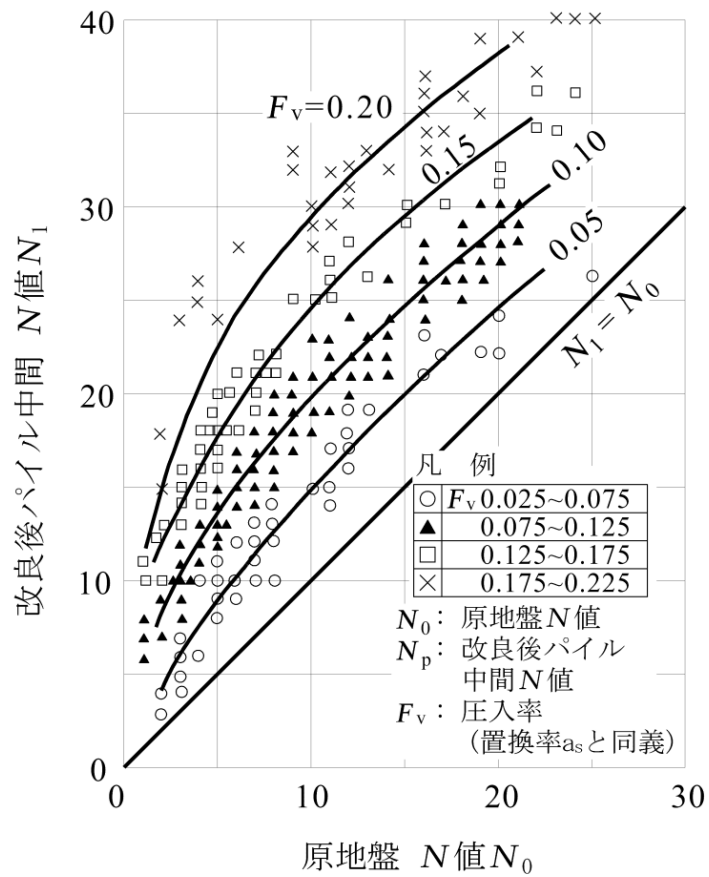


図 2-10 SCP 工法の設計の考え方³⁷⁾

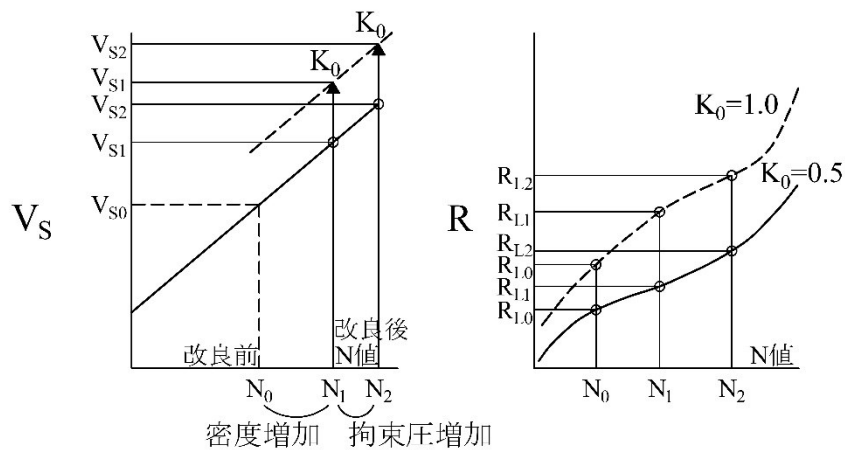


図 2-11 SCP 工法の改良効果のイメージ⁴⁴⁾

表 2-1 地盤改良のモデル化 (野津ら (2000) 45)

	モデル化手法	概要
(1)	均一物性モデル	砂杭と杭間地盤の個々の物性値と地盤改良仕様から，地盤改良体の平均的な物性を設定するか，地盤改良体の平均的な物性を設定するか，もしくは杭間地盤の物性のみで全体を代表し，マルチスプリングモデル要素等でモデル化する方法。
(2)	要素の貼合せモデル	砂杭の物性を持つ要素と，杭間地盤の物性を持つ要素の2枚を，前後に貼り合わせてモデル化する方法。
(3)	縞模様状配置モデル	砂杭部分と杭間地盤部分を交互に縞模様状に配置する方法 (詳細モデル)

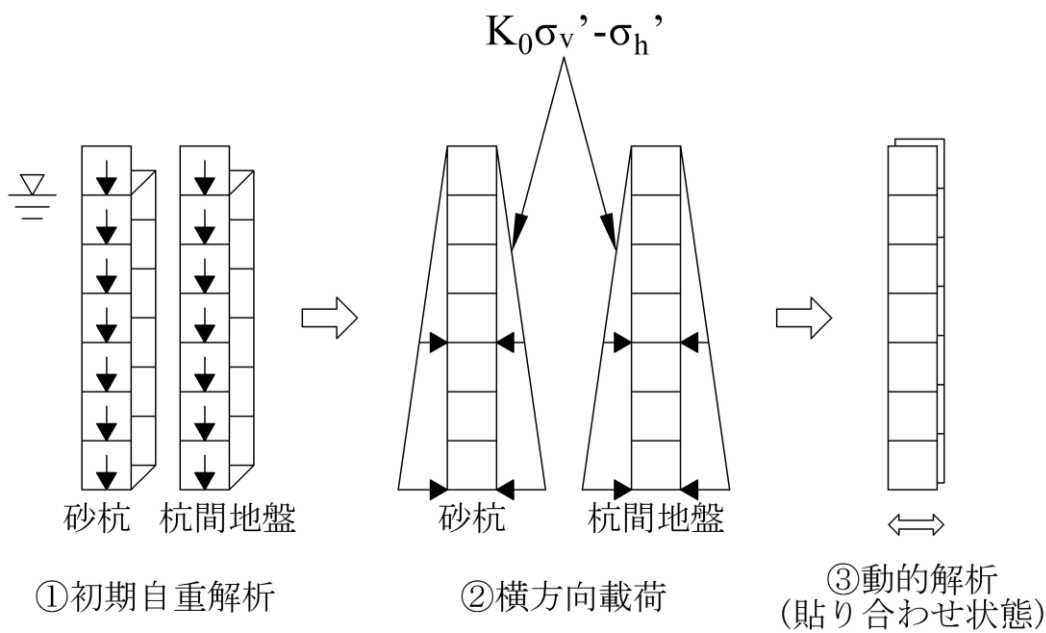


図 2-12 解析モデルの考え方 (野津ら(2000)45)

2.5 既往の研究を踏まえた本研究の位置付け

既往の研究を踏まえると、杭の先端支持力、周面摩擦力及び荷重変位関係は概ね確立されていることがわかった。一方、杭と地盤の相互作用に関しては、1995年兵庫県南部地震以降、水平方向の杭と地盤の相互作用に関しては、多くの研究が行われているが、鉛直方向の杭と地盤の相互作用のモデル化については課題が残っていることがわかった。特に近年多く行われている有効応力解析を代表とする動的解析における杭の先端支持力や周面摩擦力の検討が必要であるため、本研究における対象とした。

第2章の参考文献

- 1) Terzaghi, K. and Peck, R. B.: Soil Mechanics in Engineering Practice, Second Edition, John Wiley & Sons, Inc. pp.225-227, 1967.
- 2) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., pp. 118-136, 1943.
- 3) Meyerhof, G.G. : The ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, **II**(4), pp.301-332, 1951.
- 4) Vesic, A. S. : Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand, Highway Research Record, Vol.39, pp.112-153, 1963.
- 5) Berezantzev, V.G., Khristoforov, V. S. and Golubkov, V. N. : Load bearing capacity and deformation of piled foundations, Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, II, pp.11-15, 1961.
- 6) Vesic, A. S. : Expansion of cavities in infinite soil mass, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 98, No. SM3, pp. 265-290, 1972.
- 7) 高野昭信, 岸田英明 : 砂地盤中の Non-displacement pile 先端部地盤の破壊機構, 日本建築学会論文報告集, 第 285 号, pp.51-62, 1979.
- 8) 安福規之, 落合英俊, 大野司郎 : 圧縮性を考慮した杭先端支持力の实用評価式とその適用, 土と基礎, 第 49 巻第 3 号, pp.12-15, 2001.
- 9) 安福規之, 落合英俊, 大野司郎 : 原位置調査結果を活用した杭の鉛直支持力の地盤工学的推定法とその適用, 地盤工学会第 45 回地盤工学シンポジウム, pp.163-167, 2000.
- 10) Yasufuku, N. and Hyde, A.F.L. : Pile end-bearing capacity in crushable sands, Geotechnique, 45(4), pp.663-676, 1995.
- 11) Yasufuku, N., Ochiai, H., and Ohno, S. : Pile end-bearing capacity of sand related to soil compressibility, Soils and Foundations, 41(4), pp.59-71, 2001
- 12) Vesic, A.S. : Design of Pile Foundations, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, National Research Council, pp.12-15, 1977.
- 13) 日本建築学会 : 建築基礎構造設計指針, pp.200-237, 2001.
- 14) Yoshimi, Y. and Kishida, T. : Friction Between Sand and Metal Surface, Proc. of Xth ICSMFE, Vol. 1, pp.831-834, 1981.
- 15) 土質工学会 : 杭基礎の設計法とその解説, pp.307, 1985.
- 16) 富永眞生, 木村保, 塩田啓介, 深谷建雄 : 周面摩擦測定試験による杭の挙動予測, 土と基礎, 35-12(359), No.1751, pp.43-48, 1987.
- 17) 田村修次, 樋口康仁, 足立圭佑, 林康裕, 山崎雅弘 : 遠心載荷実験における残置杭が新規杭の鉛直支持力に及ぼす影響－新規杭の表面が滑らかなケースと粗いケースの比較－, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.645, pp.2039-2044, 2009.

- 18) 伊藤圭典：打込み・埋込み・場所打ち杭の引抜き抵抗比較測定，第 23 回 土質工学シンポジウム論文集，pp.1-8，1978.
- 19) White, D. J. and Bolton, M. D. : Observing friction fatigue on a jacked pile, *Centrifuge and Constitutive Modeling* , pp.347-354, 2002.
- 20) Hirayama, H. : Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.1, pp.55-64, 1990.
- 21) BCP Committee : Field tests on piles in sand, *Soils and Foundations*, Vol.11, No.2, pp.29-49, 1971
- 22) 脇田英治: 杭の標準沈下特性に関する研究, 土木学会論文集 No.603/III-44, p.45-52, 1998.
- 23) 地盤工学会：液状化地盤中の杭の挙動と設計法に関するシンポジウム論文集，pp.122-140, 2004.
- 24) 日本道路協会：道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説，pp.257-301, 2017.
- 25) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.262-296, 2001.
- 26) 牧剛史，前川宏一，半井健一郎，平野勝識：液状化を生じる地盤中における RC 杭基礎の非線形応答に関する研究，液状化地盤中の杭の挙動と設計法に関するシンポジウム論文集，pp.285-290, 2004.
- 27) 段野孝一郎，磯部公一，木村亮：杭基礎の先端支持力および沈下量に対する群杭効果の考察，地盤工学ジャーナル Vol.3, No.1, pp.73-83, 2008.
- 28) Tamari Y., Ozutsumi O., Ichii K., and Iai S.: Simplified Method for Nonlinear Soil-Pile Interactions in Two Dimensional Effective Stress Analysis, the Proceedings of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V 2018 (GEESDV 2018), Austin Texas USA.
- 29) Mahmoud, N. Hussien, Tetsuo Tobita, Susumu Iai and Kyle M. Rollins : Soil-pile separation effect on the performance of a pile group under static and dynamic lateral loads, *Canadian Geotechnical Journal*, 47, pp.1234-1246, 2010.
- 30) ISO23469:2005 Bases for design of structures-Seismic actions for designing geotechnical works
- 31) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp.31-77, 2007.
- 32) Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, 32 (2), 1-15, 1992.
- 33) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S. : A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 34) Noda, T. and Yoshikawa, T. : Soil-water-air coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay mode, *Soils and Foundations*, Vol.55, No.1, pp.45-62, 2015.

- 35) (財)沿岸技術研究センター，第四期 FLIP 研究会 14 年間のまとめ WG：液状化解析プログラム FLIP による動的解析の実務～マルチスプリング要素の実務への適用における検討成果～FLIP 研究会の 14 年間の研究成果【事例編】，pp.3-5-1-3-5-70,2011.
- 36) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N. : Effect of soil improvement on ground subsidence due to liquefaction, Special Issue of Soils and Foundations , pp.99-107, 1996.
- 37) 土質工学会：軟弱地盤対策工法－調査・設計から施工まで－，1988.
- 38) 原田健二，山本実，大林淳：静的締固め砂杭打設地盤の K_0 増加に関する一考察，III-B272，土木学会第 53 回年次学術講演会（平成 10 年 10 月），pp544-545
- 39) 善功企，山崎浩之，加藤久晶，藤井照久，菅野雄一：締固め工法によって改良された地盤の静止土圧係数 K_0 に関する調査，土木学会第 57 回年次学術講演会，III-085, pp.169-170, 2002.
- 40) 原田健二，吉田望，安藤滋郎：地震応答解析による締固め改良効果の評価事例，第 11 回地盤改良シンポジウム論文集，2014 年 11 月
- 41) Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Yamamoto, M., Harada, K. and Yabe, H. : Soil densification due to static sand pile installation for liquefaction remediation, Soils and Foundations Vol.40, No.2, pp.9-20, 2000.
- 42) 山崎浩之，森川嘉之，小池二三勝：サンドコンパクションパイル工法による砂地盤の N 値増加に関する考察，土木学会論文集 No.708, III-59, 199-210, 2002.
- 43) 森鼻章治，高橋英紀，森川嘉之，高野大樹，斉藤智志，鈴木亮彦，竹内秀克，一井康二：地盤改良による K 値増大を考慮した岸壁構造物の動的遠心模型実験，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol. 74, No. 2, I_844-I_849, 2018.
- 44) 三輪滋，小堤治，安田進，森浩章：SCP 改良地盤の地震時挙動の評価におけるモデル化に関する問題点の整理，第 35 回地盤工学研究発表会（岐阜），pp.2419-2420, 2000 年 6 月
- 45) 野津光夫，小堤治，溜幸生，川満逸雄，井合進，森浩章：SCP で改良された砂質地盤の地震時有効応力解析におけるモデル化，第 35 回地盤工学研究発表会（岐阜），pp.2417-2418, 2000 年 6 月

第3章 地盤の影響範囲を考慮した杭と地盤の杭軸方向相互作用のモデル化の提案

3.1 解析コードの概要

本研究では、港湾構造物の設計でよく用いられる液状化による構造物被害予測プログラム FLIP ROSE (Finite element analysis program of Liquefaction Process/ Response of Soil-structure systems during Earthquake) (Iai et al. 1992)¹⁾を用いた。FLIP ROSE は、1988年に運輸省 港湾技術研究所（現、国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所）において開発された有効応力解析プログラムである。FLIP ROSE では、土の応力ひずみ関係に多重せん断機構モデル（マルチスプリングモデル）(Towhata and Ishihara (1985)²⁾を、地盤のダイラタンシーモデルに過剰間隙水圧モデル(Iai et al. (1992)¹⁾を用いている。本研究では、非液状化地盤を取り扱うため、FLIP ROSE における多重せん断機構モデルのみを用いることとし、地盤のダイラタンシー特性は考慮していない。

多重せん断機構モデルは、図 3-1 に示すように任意方向のせん断面において仮想的な単純せん断ばねが作用すると考えている。その際、仮想的な単純せん断ばねの特性は双曲線モデルを適用している。なお、双曲線モデルに Masing 則を用いると、減衰定数は砂の室内試験結果と著しく異なることが知られている。そこで、FLIP ROSE ではこれを修正し、履歴ループの大きさを任意に調整可能なように Masing 則を拡張している。

多重せん断機構モデルは、図 3-1 のように仮の座標軸を設定し、外力の横・縦座標が $\{(\sigma'_y - \sigma'_x)/2, \tau_{xy}\}$ を表し、変位の横・縦座標が $\{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)/2, \gamma_{xy}\}$ を意味すると約束する。

各々のばねは次式の双曲線型の応力歪み曲線に従う。履歴法則は Masing 則に従う。

$$F_\theta = \frac{k_t x_\theta}{1 + |k_t x_\theta / F_f|} \quad (1)$$

ここに F_θ : θ 方向に位置するばねの力

x_θ : θ 方向に位置するばねの変位

k_t : 初期バネ定数

F_f : 強度

はじめにバネの変位は歪み成分と関係づけられる。

$$x_\theta = (\cos\theta \quad \sin\theta) \begin{pmatrix} \frac{\varepsilon_y - \varepsilon_x}{2} \\ \frac{\gamma_{xy}}{2} \end{pmatrix} \quad (2)$$

外力はばね力と釣り合うことより、

$$\begin{pmatrix} \frac{\sigma'_y - \sigma'_x}{2} \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \int_{-\pi}^{\pi} \begin{pmatrix} \cos\theta \\ \sin\theta \end{pmatrix} \cdot F_{\theta} d\theta \quad (3)$$

式 (1) ~ (3) より応力歪みの挙動は予測することができる。

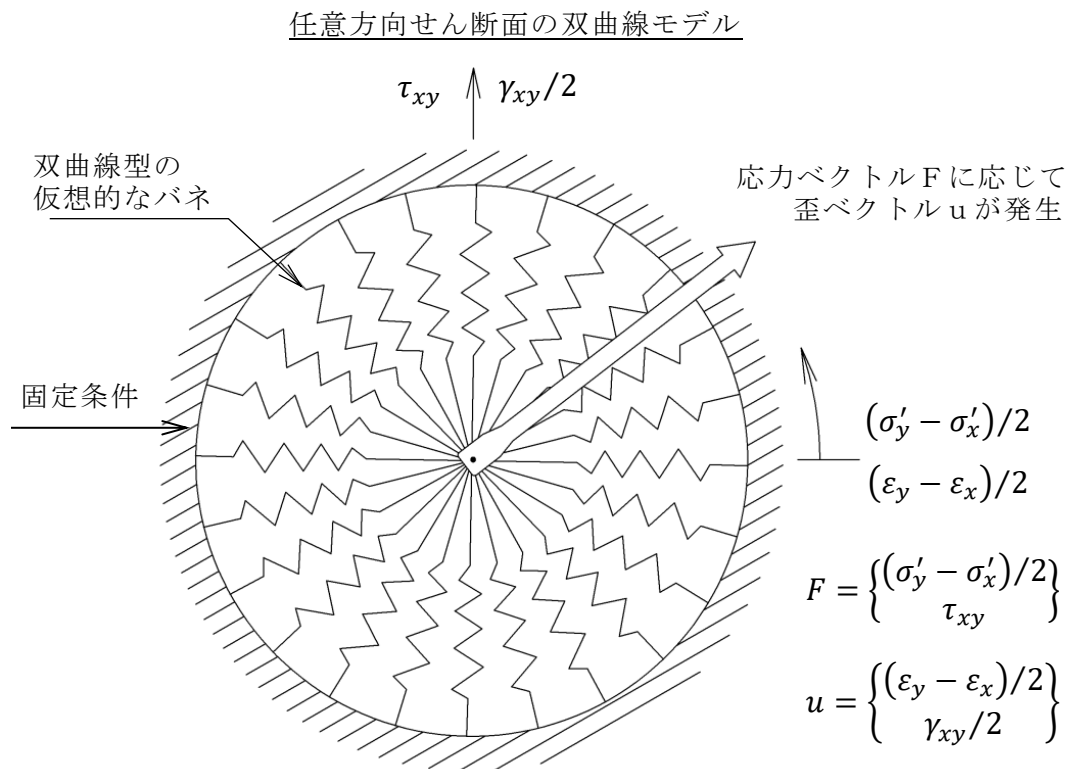


図 3-1 多重せん断機構モデル (Towhata and Ishihara (1985)²⁾)

3.2 杭の先端支持力モデルのコーディング方法の検証方法（Validation）の提案

3.2.1 はじめに

港湾構造物の設計では、ケーソン式係船岸、矢板式係船岸や栈橋を対象に有効応力解析による耐震性能照査が実務的に行われるようになってきた³⁾⁴⁾。例えば、液状化による構造物被害予測プログラム FLIP ROSE¹⁾は、港湾構造物の設計で多く用いられてきた。一方、非線形地震応答解析を利用した設計や評価に関して、精度を保證する枠組みは示されていない。

数値解析の品質の考え方には、検証（Verification）と妥当性確認（Validation）がある。中村ら⁵⁾は検証（Verification）と妥当性確認（Validation）の次のように定義している。つまり、検証（Verification）とは、「数値モデルがその基礎となる数理モデルを忠実に表現し、かつ数値モデルの解をデジタル計算機の性能の範囲において導くことを確認するプロセス」と定義している。また、妥当性確認（Validation）は、「解析モデルを含む解析手法が再現性、予測性能から、対象とする実現象を満足できる幅で推測できることを確認するプロセス」と定義している。しかし、検証（Verification）は非線形の問題では難しく、主として、妥当性確認（Validation）が解析の品質保証の観点から行われてきた。例えば、有効応力解析プログラム FLIP ROSE の妥当性確認（Validation）は、過去の多数の被災事例解析^{例えば 6)}を実施することで行われてきた。

一方、近年では、数値解析の検証（Verification）として、創成解を用いる検討が提唱されてきている。堀⁷⁾は創成解を以下のように定義している。（図 3-2）

- ▶ 連続体の数理問題では、変位を解析関数として設定すると、支配方程式を満たす物体力を解析的に計算できる場合がある。この物体力を既知として数値計算を行い、「代入した解析関数が復元されるか否か」を調べることで、解析手法の検証を行う。
- ▶ 変位に設定された解析関数は、この解析関数を使って計算された物体力に対する解となるため、“創成解”と呼ばれる。つまり、創成解は、物体力 \mathbf{b} と境界条件 \mathbf{a} に対する変位 \mathbf{u} の数理問題に対して、次の手順で計算が正しいことを確認する考え方である。

1. \mathbf{u} を解析関数として、 \mathbf{b} と \mathbf{a} を解析的に計算
2. \mathbf{b} と \mathbf{a} を使って数理問題を解析し、計算された \mathbf{u} が設定された解析関数であることを確認

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{D}[\mathbf{u}] = \mathbf{b} \quad \text{in } V \\ \mathbf{u} = \mathbf{a} \quad \text{on } \partial V \end{array} \right. \quad (\mathbf{D} : \text{微分演算子})$$

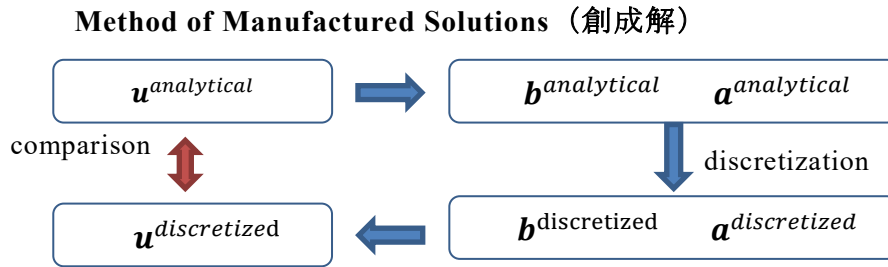


図 3-2 創成解の考え方⁷⁾

また、堀⁷⁾は数値創成解を以下と定義している。(図 3-3)

- 離散化された支配方程式に、離散化された変位を代入し、離散化された物体力を計算する。この離散化された物体力を既知として数値解析を行い、「設定した離散化された変位が復元されるか否か」を調べることで、解析手法の検証と行う。
- 変位と物体力に離散化された関数を使うため、“数値創成解”と呼ぶこととする。

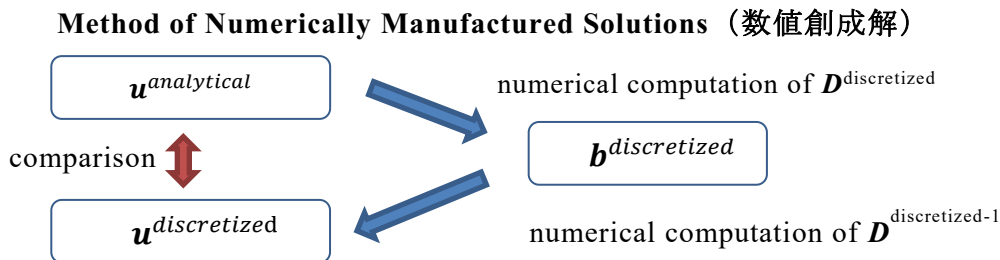


図 3-3 数値創成解の考え方⁷⁾

3.2.2 杭の支持力モデルのコーディング方法の検証方法 (Verification) の提案

既往の二次元有限要素法では、図 3-4 に示すようにモデル化している(以下、「Model A」という。)。この Model A は、現在、実務で多く使われている最もシンプルなモデルである。Model A では、杭の水平支持力を杭-地盤相互作用ばね要素で、杭の周面摩擦力を非線形ばね要素でモデル化している。杭の先端支持力に関しては、杭先端の節点と地盤の節点の変位を同一としており、杭先端と共有された地盤節点の変位に伴う地盤からの反力が杭の先端支持力となる。

本節では既往の杭先端のモデル (Model A) を対象に、数値創成解の考え方をういた杭の先端支持力の検証方法 (Verification) を提案する。つまり、杭の先端支持力の検証方法 (Verification) は、図 3-5 に示すように杭頭に変位として載荷する場合と荷重として載荷する場合の解析を実施して、両者の荷重変位曲線の比較を行い、両者が実施したことをも

って検証できたと考える。

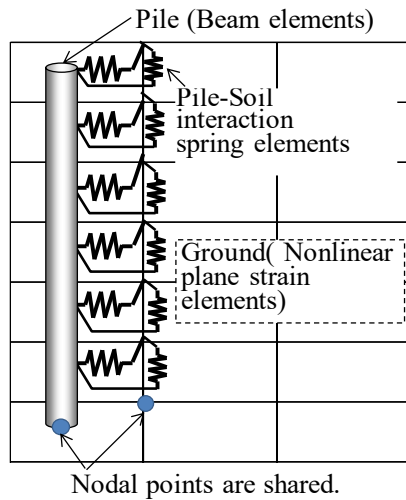


図 3-4 二次元有限要素法における既往の杭と地盤の相互作用のモデル化 (Model A)

Method of Numerically Manufactured Solutions (数値創成解)

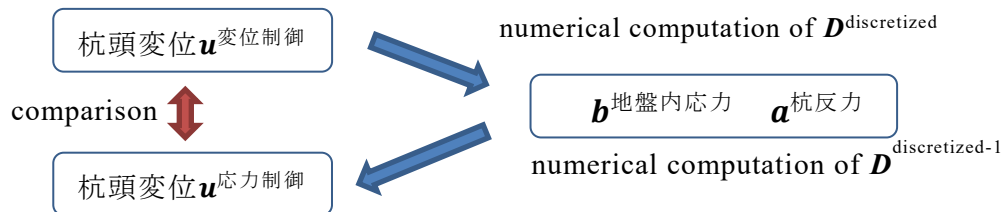


図 3-5 本研究における考え方

3.2.3 提案方法の検証

はじめに、既往の杭先端のモデル (Model A) を用いて排水条件における杭の押し込み試験を対象に解析を行い、問題点を抽出した。そして、問題点を改善するための解析的な対策を行った杭の押し込み試験及び杭の繰返し試験を対象とする事例解析を実施し、杭の先端支持力の検証 (Verification) を示した。

地盤は FLIP ROSE¹⁾のマルチスプリング要素^{1),2)}を用いてモデル化し、杭は線形はり要素でモデル化した。また、境界条件は側方を鉛直ローラー、底面を固定境界とした。地下水位は地表面に設定した。要素分割図を図 3-6 に示す。地盤の物性値は N 値に基づき、簡易設定法 (改訂版)³⁾から設定した。地盤の物性値を表 3-1 に、杭の物性値を表 3-2 に示す。

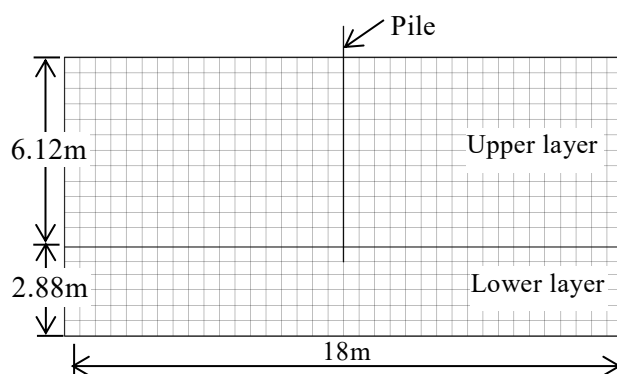


図 3-6 要素分割図

表 3-1 地盤の物性値

Characteristics	上層	下層
相対密度 D_r (%)	60	90
質量密度 ρ (t/m ³)	1.93	1.99
ポアソン比 ν	0.33	0.33
初期せん断剛性 G_{ma} (kPa)	8.97×10^4	1.51×10^5
体積弾性係数 K_{ma} (kPa)	2.34×10^5	3.94×10^5
基準平均有効応力 σ'_{ma} (kPa)	98.0	98.0
拘束圧依存係数 m_G, m_K	0.5	0.5
粘着力 C (kPa)	0.0	0.0
内部摩擦角 ϕ (degrees)	39.86	42.05

表 3-2 杭の物性値

杭径 (m)	1.0
杭の厚さ (m)	0.012
ヤング係数 (kPa)	7.7×10^7
ポアソン比	0.3
断面積 (m ²)	3.41×10^{-2}
(断面二次モーメント (m ⁴))*	$(4.15 \times 10^{-3})*$

*本解析の条件では曲げは作用せず，結果に影響しない。

3.2.4 排水条件における杭の押込み試験のシミュレーション

排水条件における杭の押込み試験のシミュレーションを行った。その際、杭頭への載荷方法は、強制変位による載荷と強制荷重による載荷の2通り実施した。

解析による杭の荷重変位関係を図 3-7 に示す。強制変位と強制荷重による杭の荷重変位関係は一致しなかった。また、数値計算の収束状況を示す不平衡ベクトルでは、強制荷重の収束性が悪いことがわかる。なお、図 3-8 のプロットは各要素の挙動の着目 STEP を示す。

図 3-9 に強制変位の杭頭変位が 0.05m における変形図と地盤の鉛直応力分布を示す。杭先端では局所的な変形が生じているため、杭先端付近に応力がゼロとなっている要素がある。杭先端付近の 4 要素 (Element A, B, C, D) に着目し、図 3-8 における着目 STEP における比較を行った。強制変位の場合の各要素の挙動を図 3-10～図 3-12 に、強制荷重の場合を図 3-13～図 3-15 に示す。ここで着目すべきは、Element A が負担する軸差応力がピークより小さくなる現象 (ひずみ軟化) である。これは、Element C の平均有効応力がゼロになった後 (グラフの×印の後) に生じていることがわかる。つまり、強制変位と強制荷重の荷重変位関係の違いは、Element C に引張破壊が生じた後に生じていることがわかる。引張破壊が生じると、近隣の要素が負担する応力が減少すると同時に、Element C の応力-ひずみ関係が示すように応力ゼロで任意のひずみの値をとることができる。本解析事例 (図 3-16) のように、何らかの要因によって応力ひずみ関係がひずみ軟化の傾向を示す場合、強制荷重では 2 つの解をとることができ解の唯一性が担保されていない。このため、解析コードの検証は困難である。

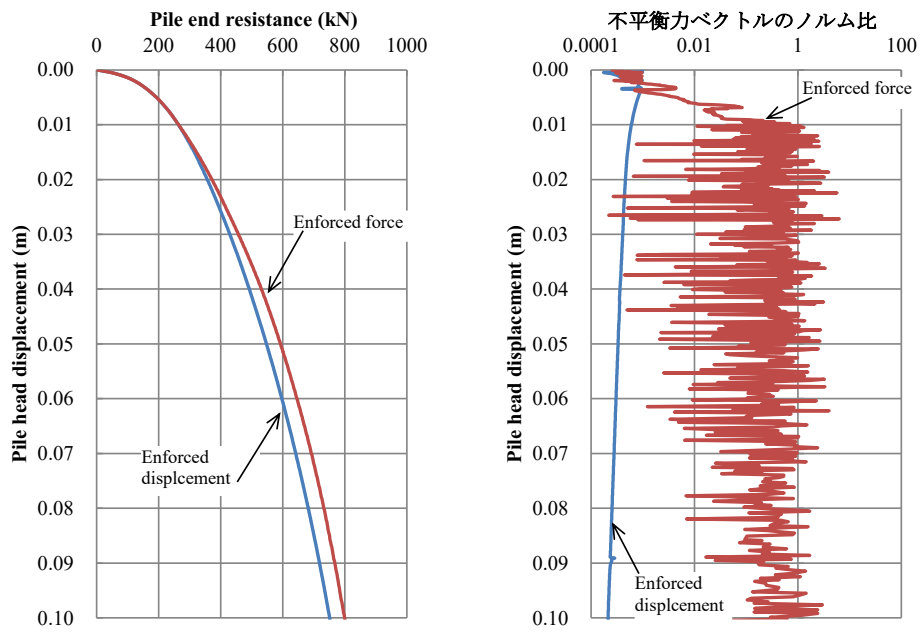


図 3-7 解析結果

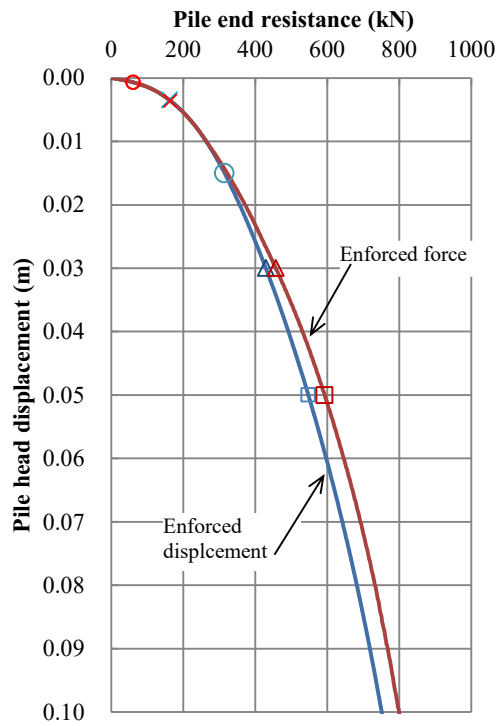
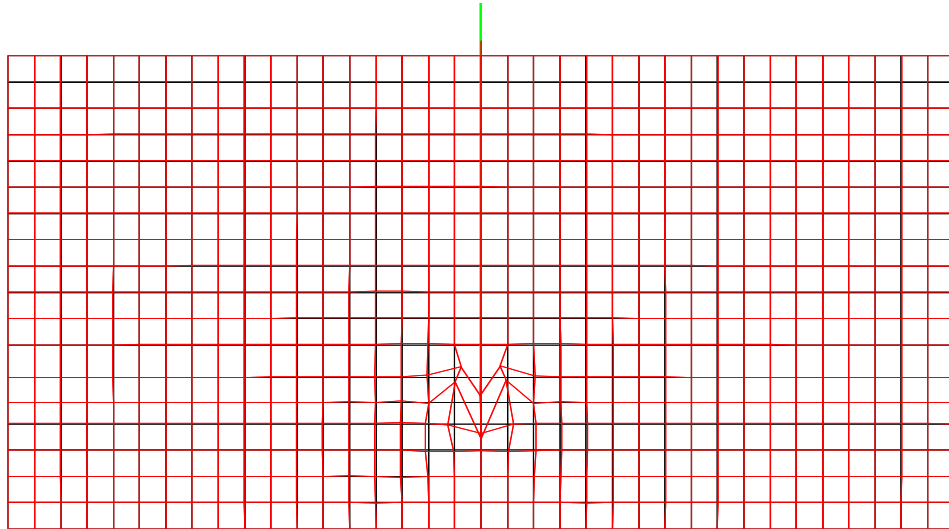
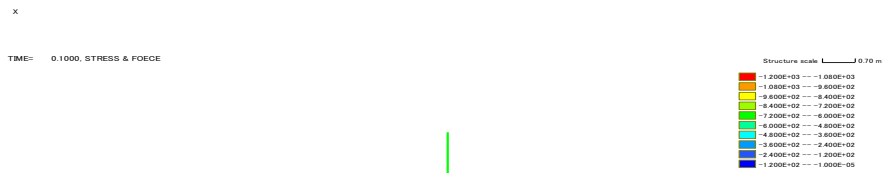


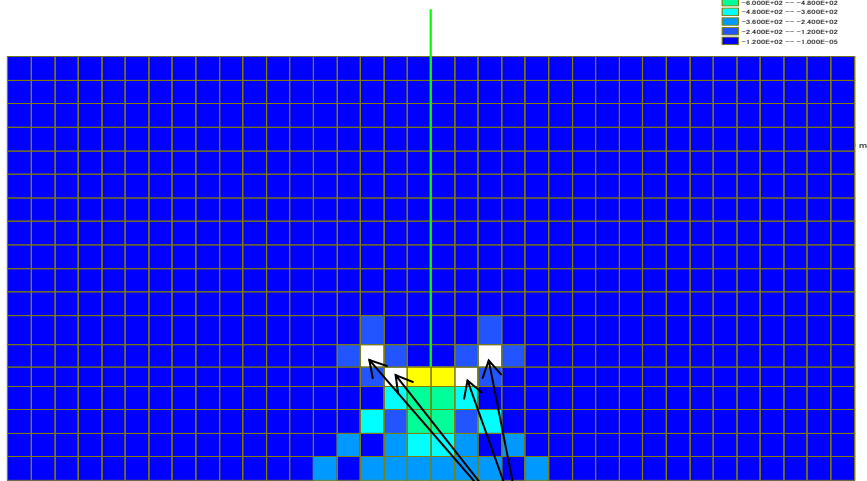
図 3-8 杭の荷重変位関係における着目 STEP



(a) 変形図

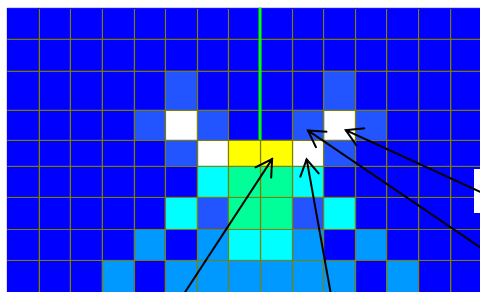


TIME= 0.1000, STRESS & FOECE



応力ゼロの要素 (4 要素)

x
y



Element D (応力ゼロの要素)

Element B

Element A

Element C (応力ゼロの要素)

(b) 地盤の鉛直応力 σ_y 分布図

図 3-9 強制変位による解析結果 (杭頭変位 0.05 m における分布図)

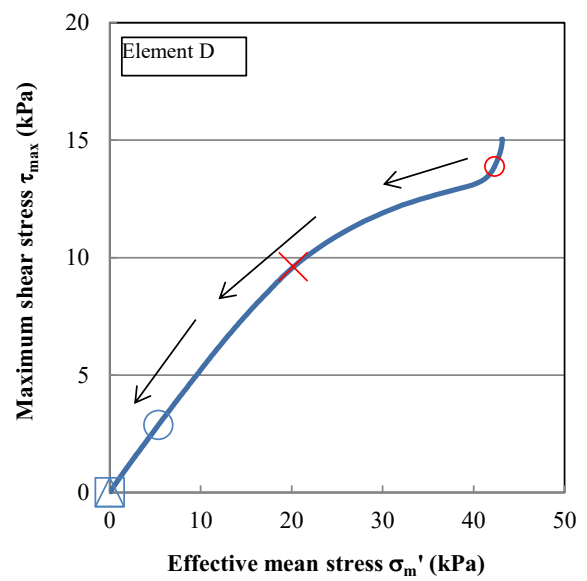
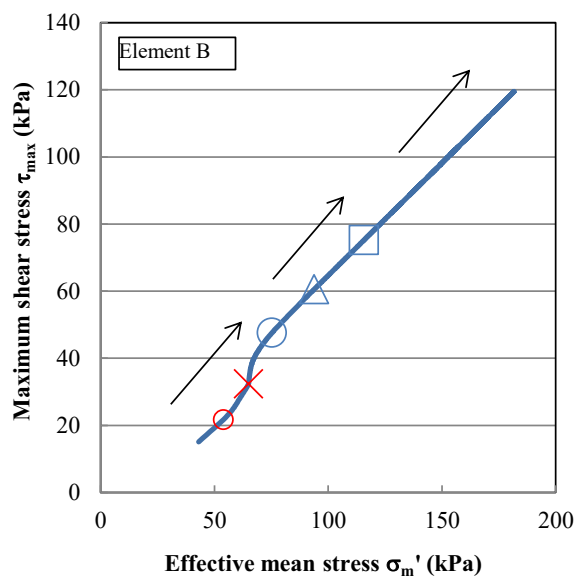
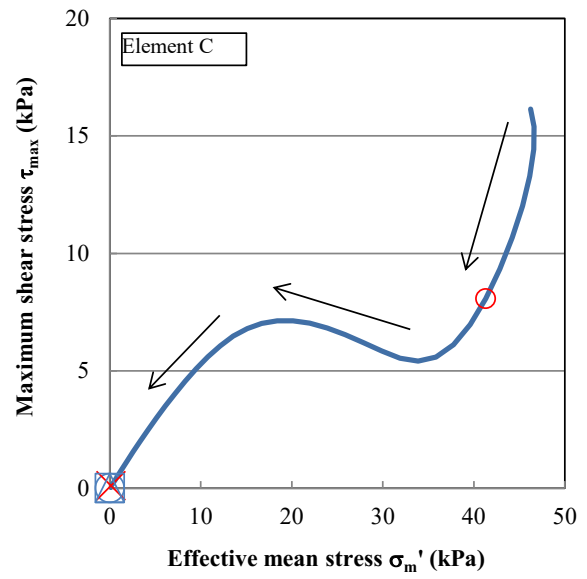
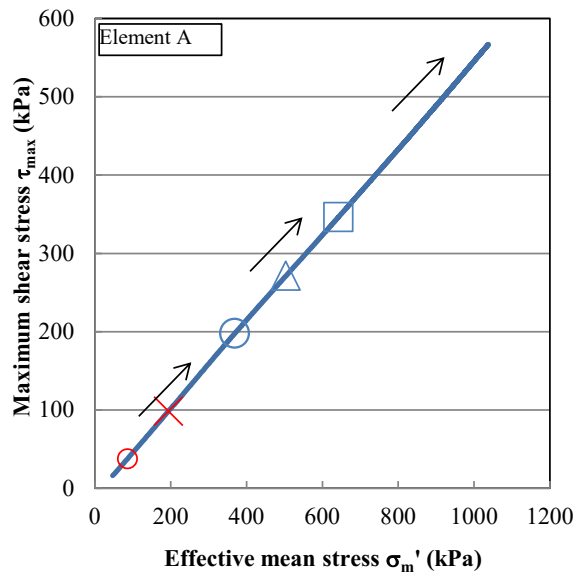


図 3-10 強制変位の場合の各要素の有効応力経路

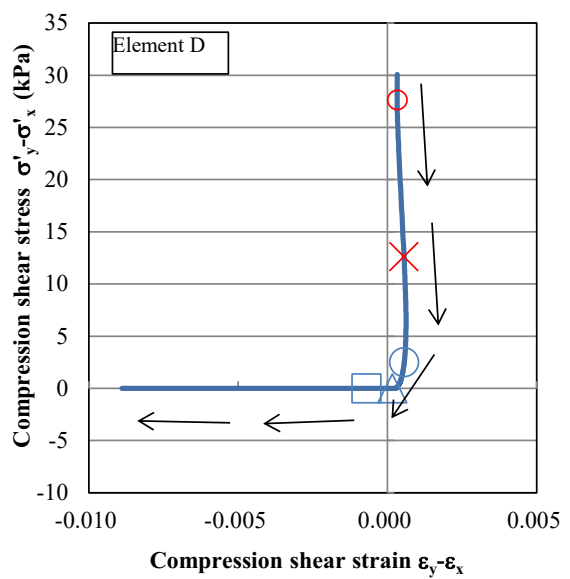
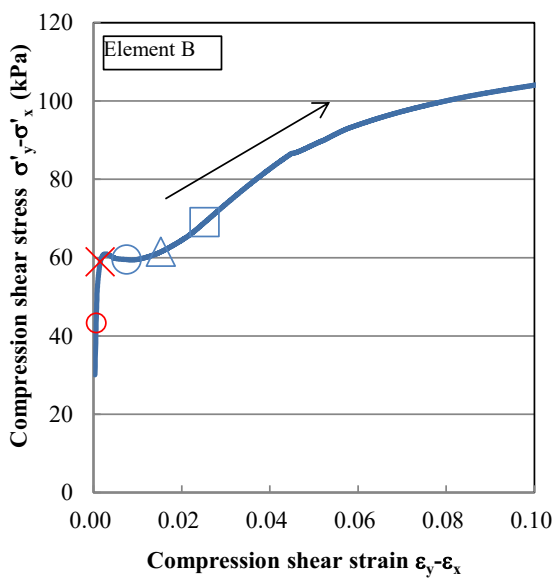
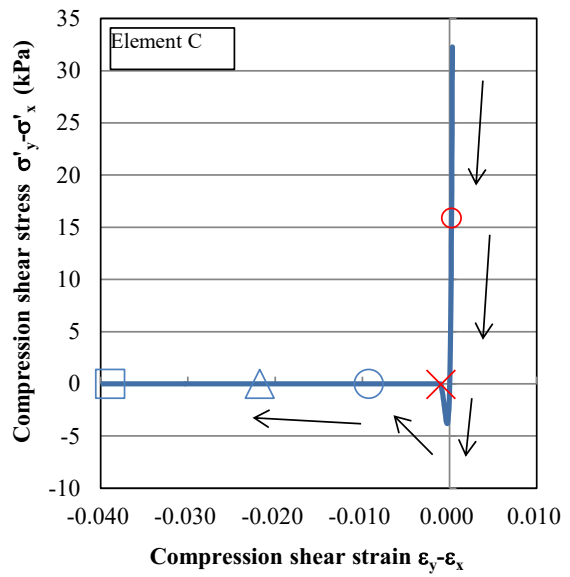
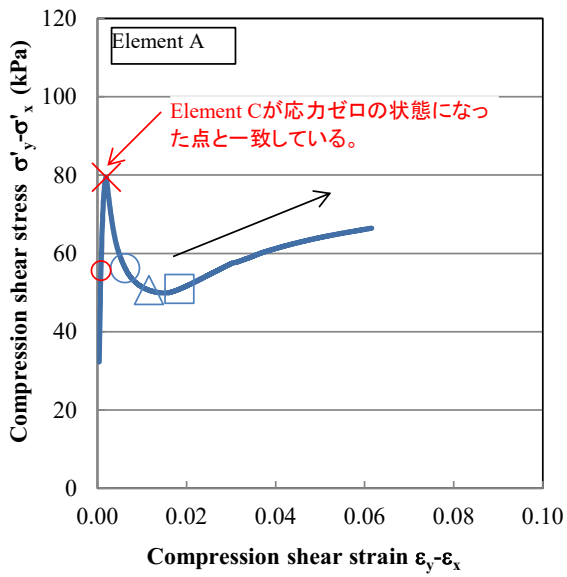


図 3-11 強制変位の場合の各要素の軸差応力($\sigma_x - \sigma_y$)～ひずみ($\epsilon_x - \epsilon_y$)関係

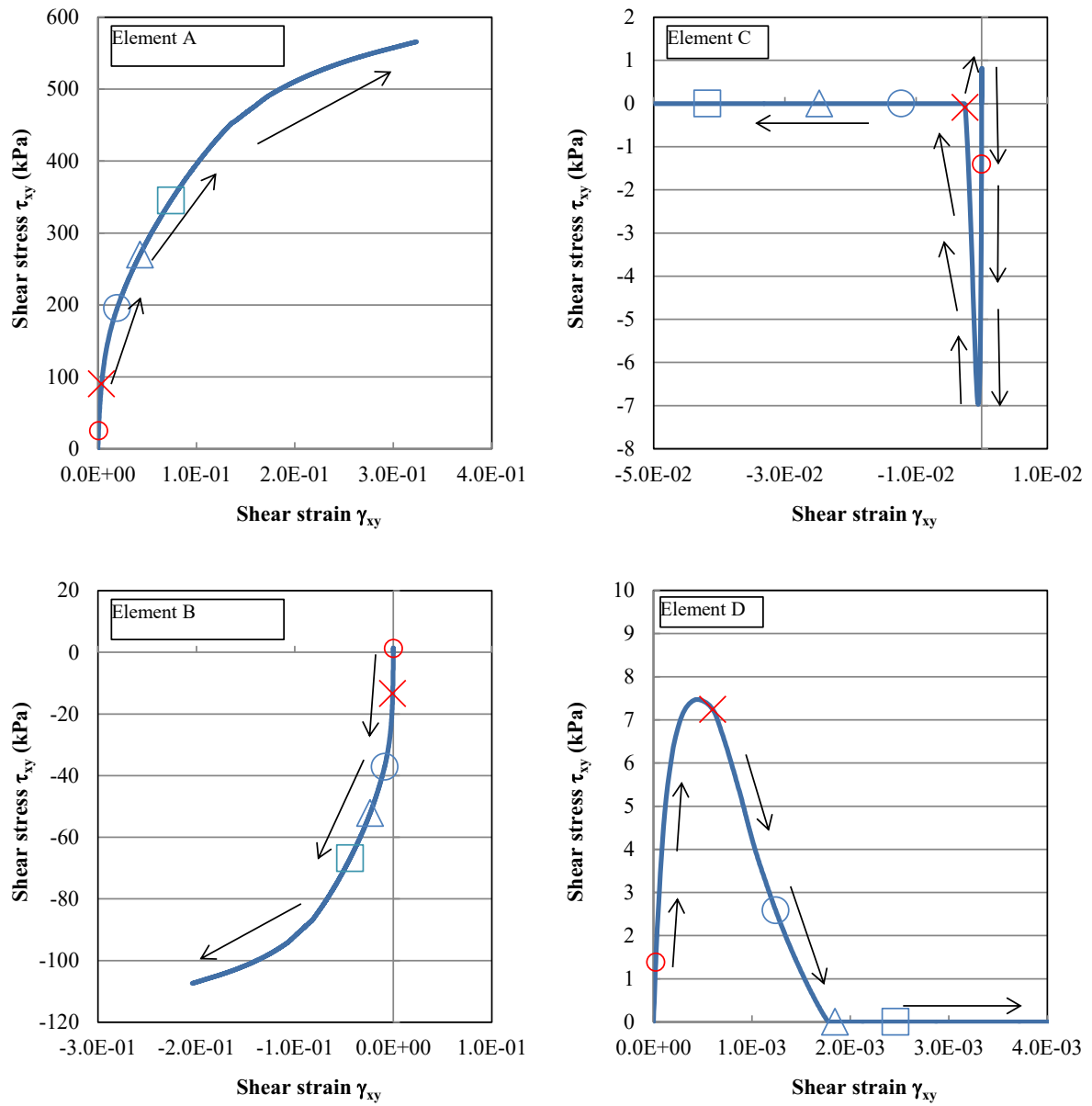


図 3-12 強制変位の場合の各要素のせん断応力 τ_{xy} ~ せん断ひずみ γ_{xy} 関係

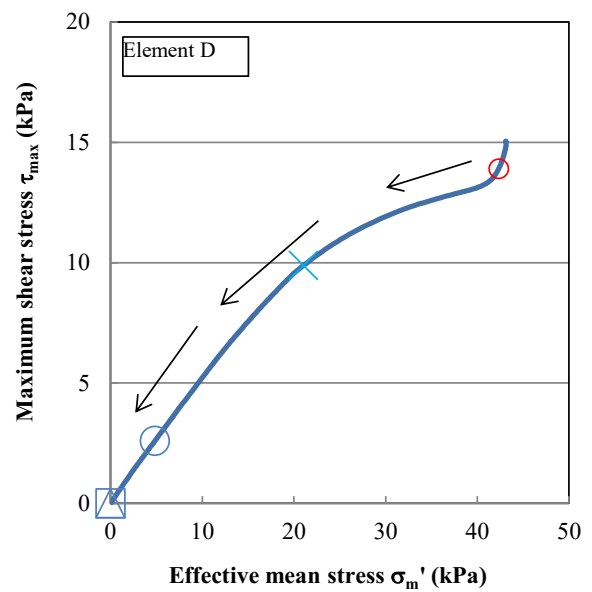
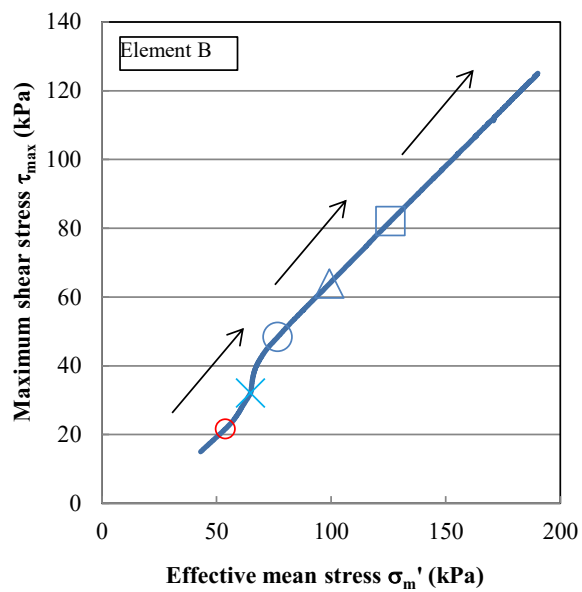
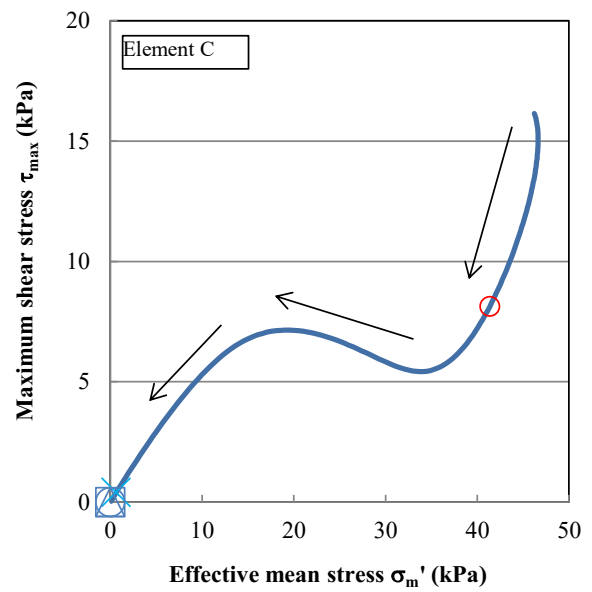
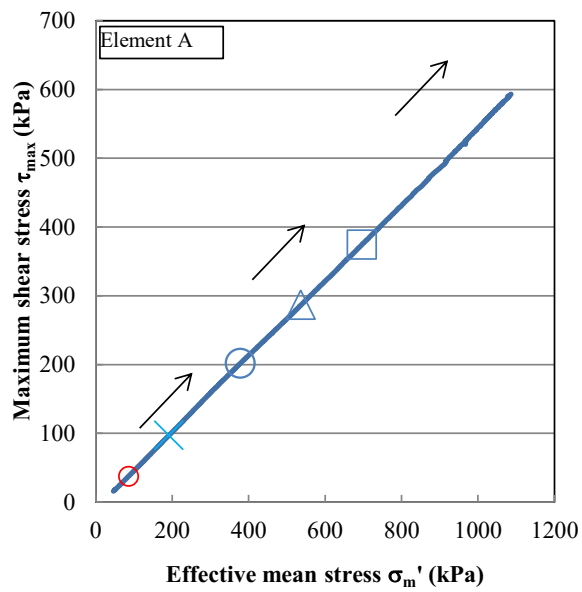


図 3-13 強制荷重の場合の各要素の有効応力経路

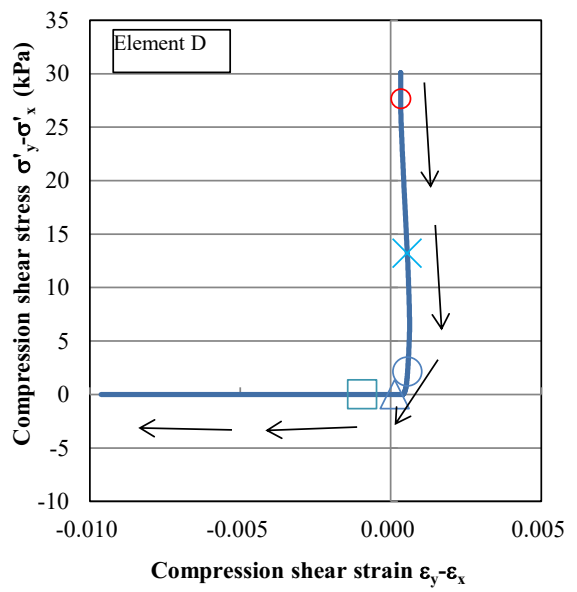
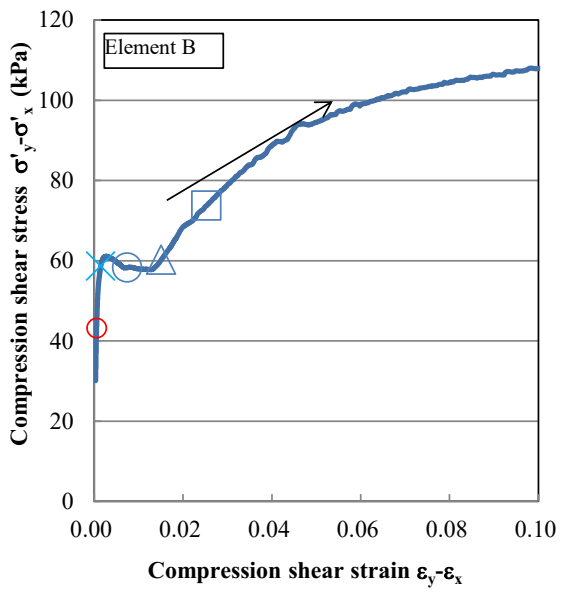
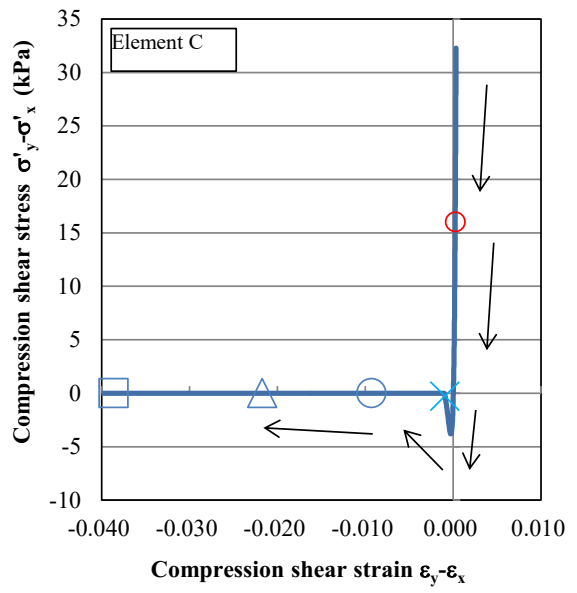
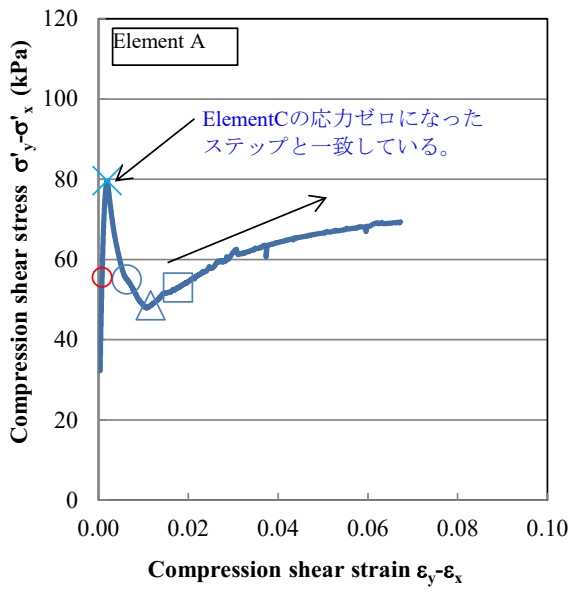


図 3-14 強制荷重の場合の各要素の軸差応力($\sigma_x - \sigma_y$)～ひずみ($\varepsilon_x - \varepsilon_y$)関係

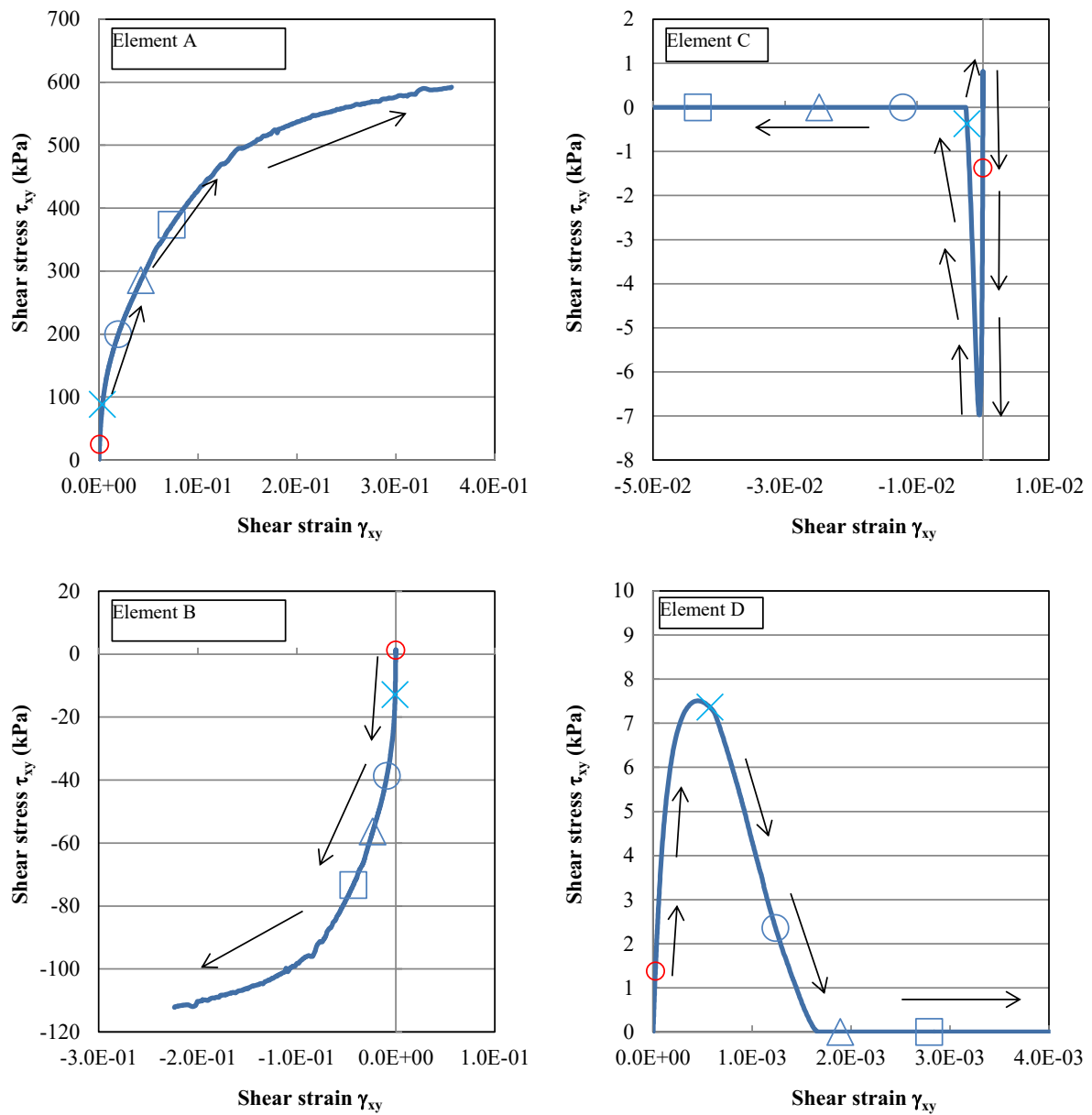
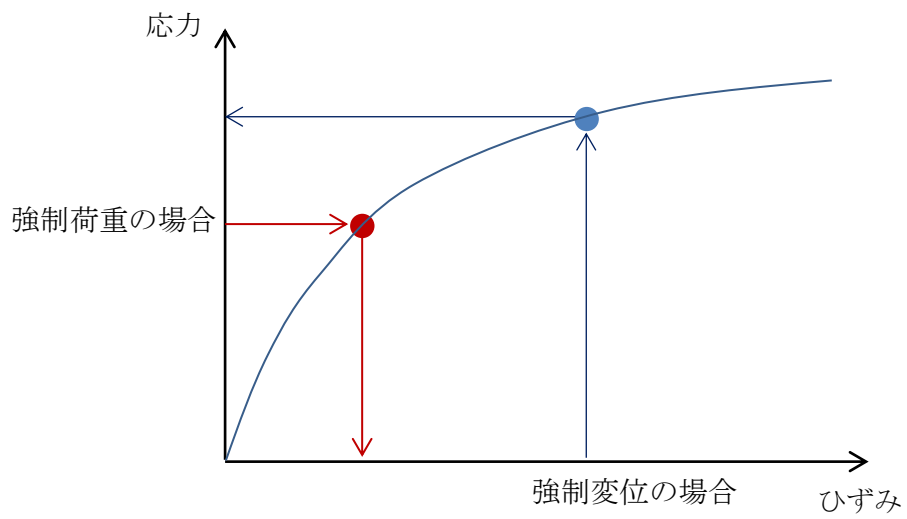
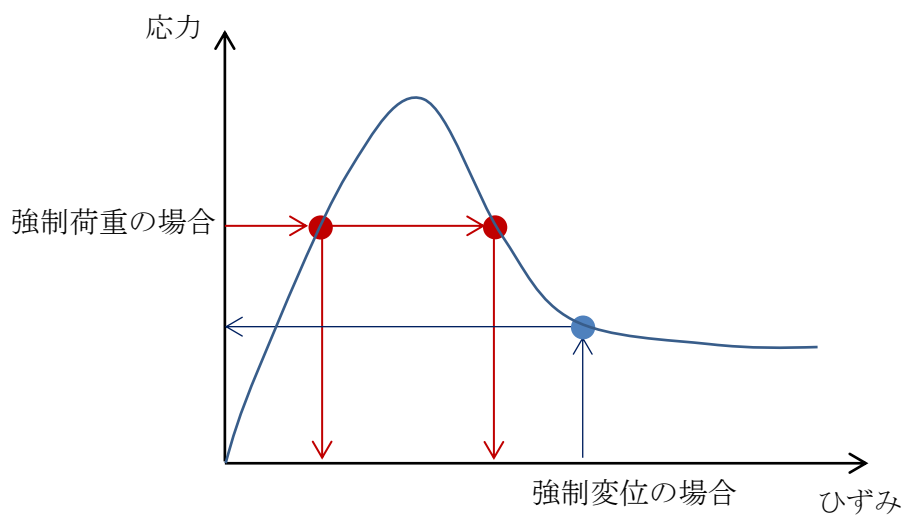


図 3-15 強制荷重の場合の各要素のせん断応力 τ_{xy} ~ せん断ひずみ γ_{xy} 関係



(a) 解の唯一性が担保される場合



(b) 解の唯一性が担保されない場合

図 3-16 解の唯一性の模式図

3.2.5 排水条件下で杭先端に拘束条件を与えた载荷

3.2.4 節に示した解析では、地盤要素の一部に引張応力（応力がゼロとなる要素）が生じ、要素レベルで挙動が不安定化した。このため、杭頭からの強制変位による解析と強制荷重による荷重で結果は一致せず、検証が困難な事例であった。そこで、数値創成解で検証可能な事例を検討するため、杭先端の節点に多点拘束（XY 方向の変位を同じとする。）の条件を設けた解析を実施した。

(1) 杭先端に多点拘束を用いた解析（その 1）

本検討では、杭先端の節点に多点拘束（XY 方向の変位を同じとする）を設けた。解析モデル及び解析結果を図 3-17、図 3-18 に示す。その結果、杭頭からの強制変位による解析と強制荷重による解析を行ったところ、両者の荷重変位関係は一致した。また、数値解析の収束性も検証困難な事例より良い結果となった。ただし、ここで多点拘束は変位の拘束条件であるため、強制荷重による解析時に変位の拘束条件を与えることとなり、数値創成解の考え方にはあっていない。

(2) 杭先端に多点拘束を用いた解析（その 2）

杭先端付近の地盤要素の挙動を安定化させるために、杭先端の節点に多点拘束（XY 方向の変位を同じとする）を設けた。その際、前節の問題点を改善するため、杭頭から強制変位による解析では杭先端を変位で拘束し、強制荷重による解析では杭先端の節点に節点力（荷重）を与えて多点拘束を模擬した。なお、この時の節点力は強制変位による解析において求めた節点力である。解析モデル及び解析結果を図 3-19、図 3-20 に示す。その結果、両者の荷重変位関係は一致し、両者の収束性も良い結果であった。

(3) 杭先端に多点拘束を用いた解析（その 3）

本節では、杭の押込み試験のシミュレーションを利用して、繰返し载荷を杭頭荷重を強制変位と強制荷重の 2 パターンで行った。また、繰返し载荷パターンも 2 通り（パターン A、パターン B）実施した。パターン A は、载荷後、変位 0.02m まで除荷し再载荷したパターンであり、パターン B は、载荷後、変位 0.0m まで除荷し再载荷したパターンである。解析結果を図 3-21 に示す。パターン A、B ともに強制変位と強制荷重の荷重変位関係は一致した。

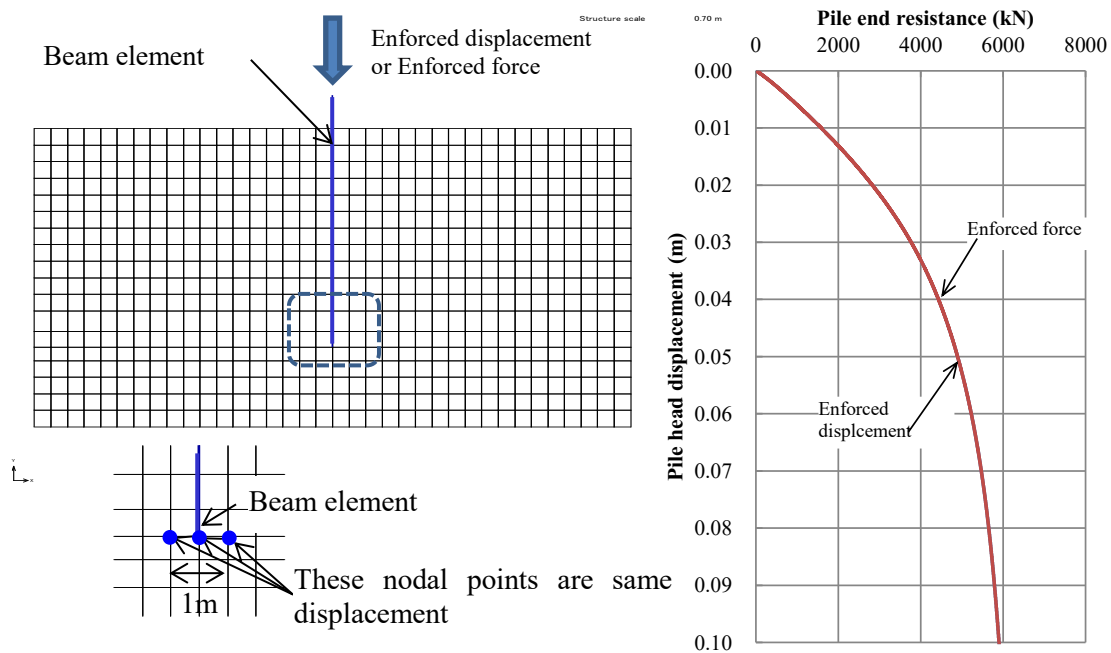


図 3-17 多点拘束を用いた解析の安定化 (その 1)

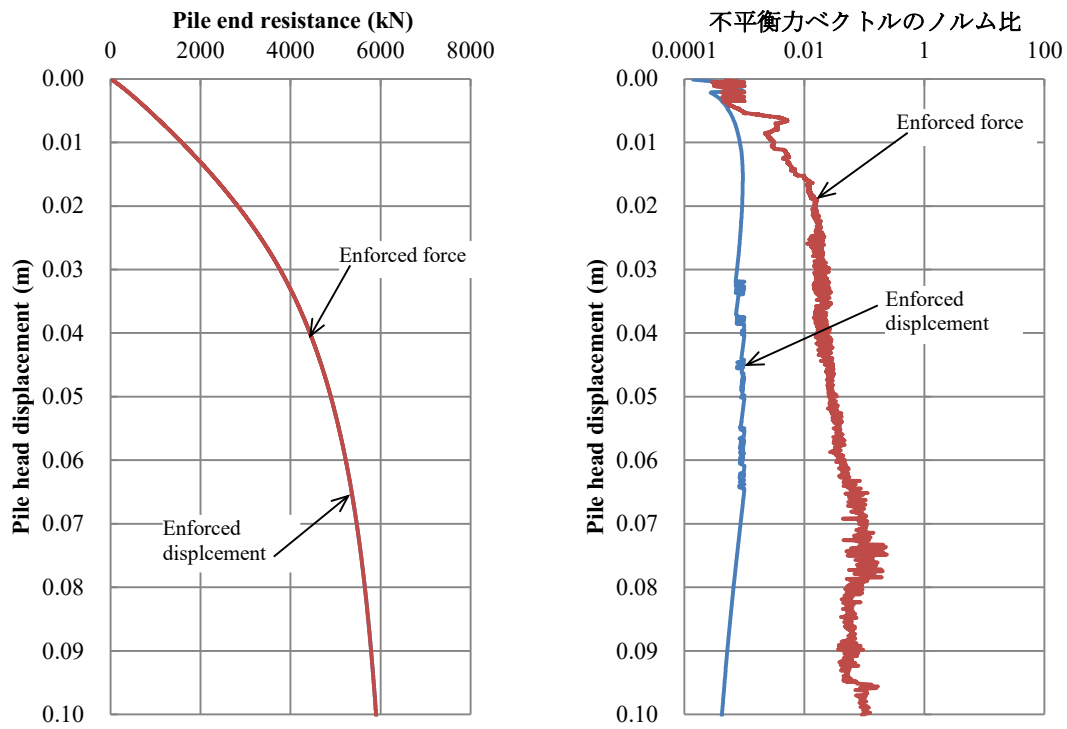


図 3-18 多点拘束を用いた解析の安定化 (その 1)

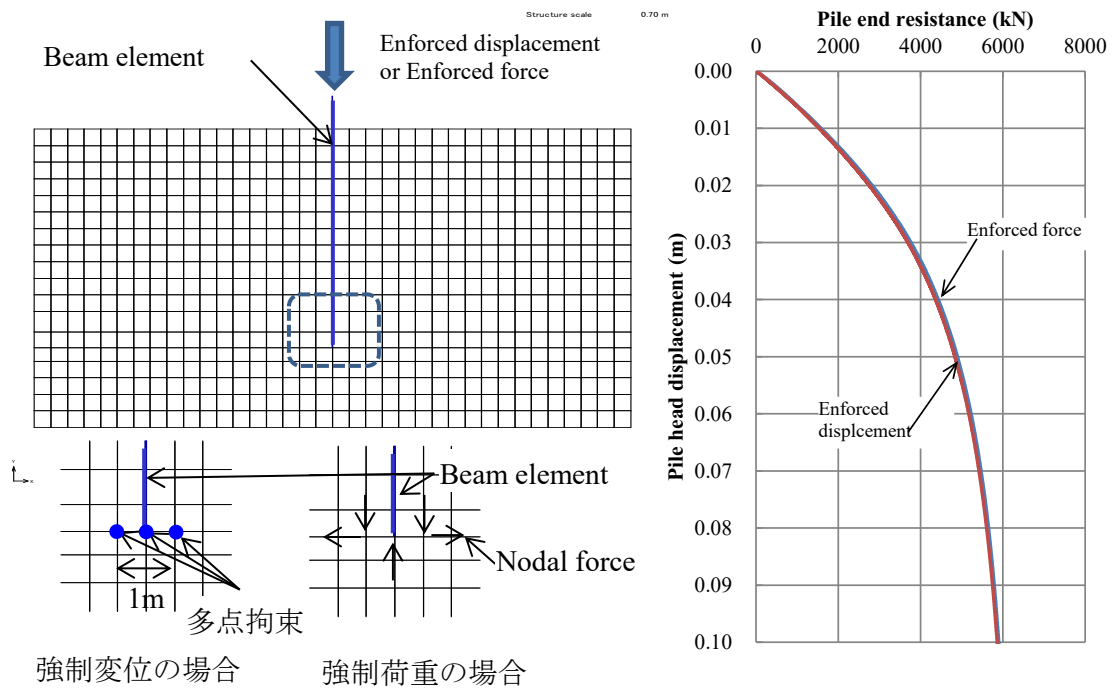


図 3-19 多点拘束を用いた解析の安定化 (その 2)

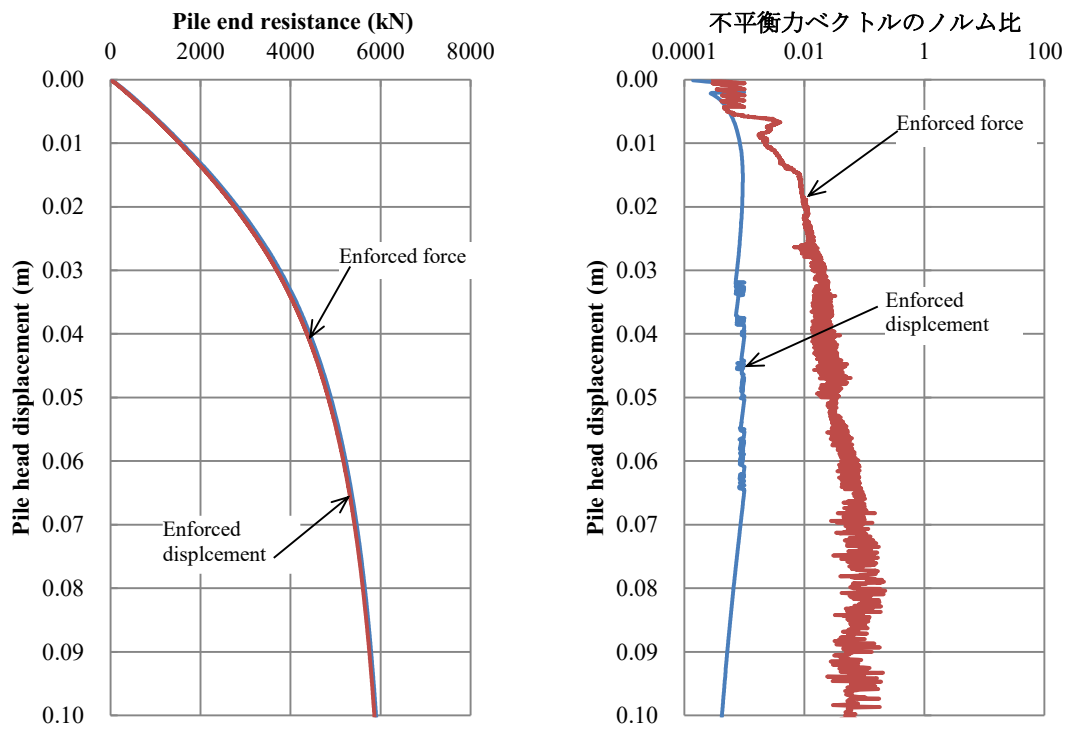
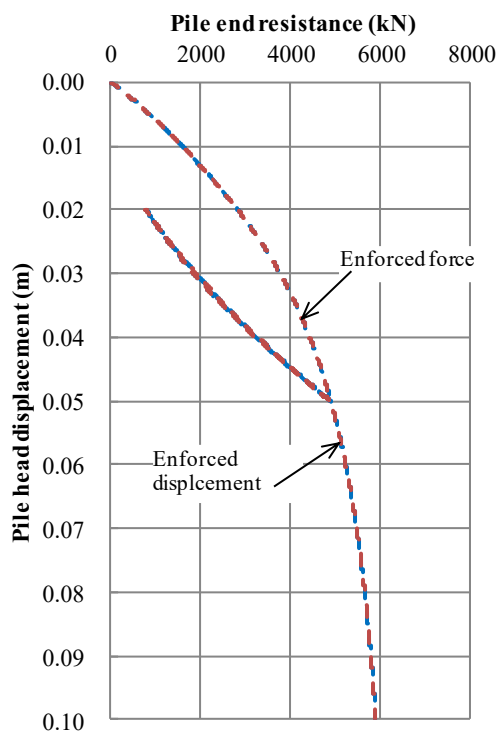
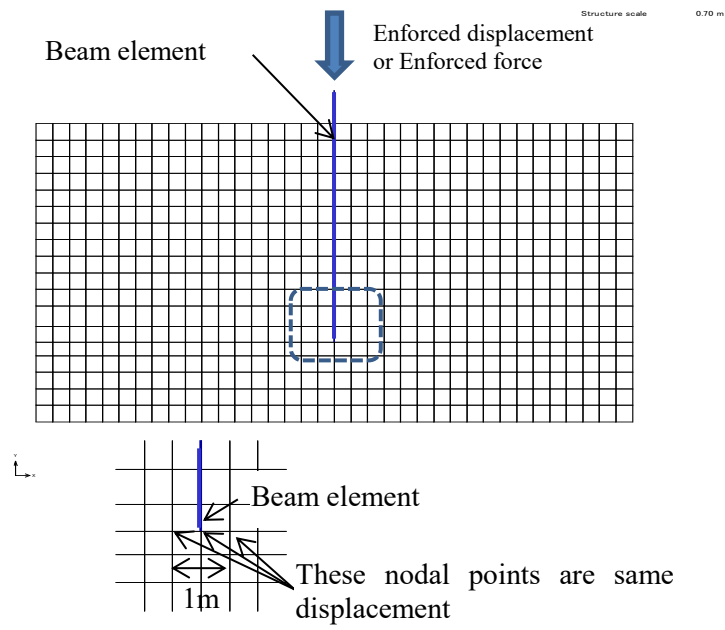
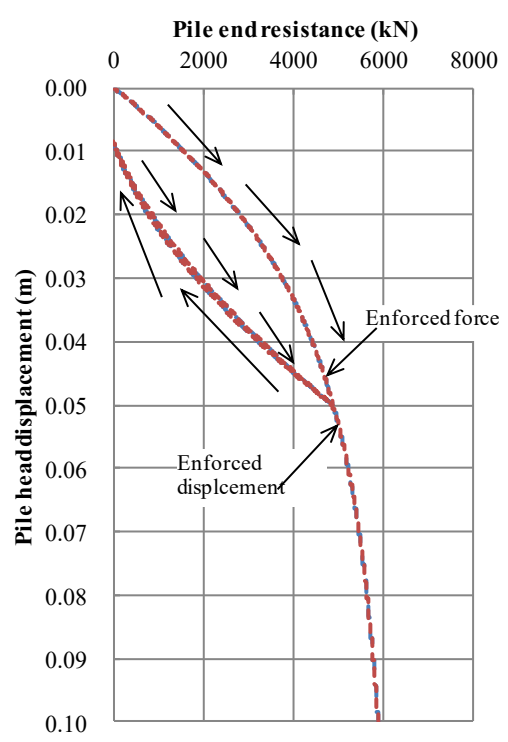


図 3-20 多点拘束を用いた解析の安定化 (その 2)



(a) パターン A



(b) パターン B

図 3-21 多点拘束を用いた解析の安定化 (その3)

3.2.6 まとめ

本節では、二次元有効応力解析 FLIP ROSE を用いた杭の押込み試験の数値解析を行い、堀⁷⁾が提唱する数値創成解の考え方をを用いて、既往の杭先端のモデル (Model A) をを用いて、杭の先端支持力の検証方法 (Verification) の提案を行った。得られた結論を以下に示す。

- (1) 本研究では、杭の先端支持力の問題について、堀⁷⁾が提唱する数値創成解の考え方をを用いた検証 (Verification) の手法を提案した。つまり、杭頭への载荷を強制変位で行った場合と強制荷重で行った場合の二通りの解析を実施し、両者の荷重変位関係が一致するかで検証 (Verification) の有無を判断することを提案した。
- (2) 杭頭に荷重を単調载荷して、杭先端から地盤に集中荷重として力が伝達される場合、強制変位と強制荷重の両者の荷重変位関係は一致しなかった。この理由は、杭先端では局所的な変形が生じて、杭先端付近に応力がゼロとなっている要素が生じたためである。つまり、引張応力が生じて要素の応力がゼロになると、要素に発生するひずみは任意の値をとりうる状態となり、解の唯一性が担保されない。よって、本ケースは検証困難な事例と考えている。
- (3) また、杭先端の周辺地盤に対して多点拘束 (特定の節点の動きを同じにする変位による拘束条件) をを用いて引張応力が生じないように要素レベルの挙動を安定化させれば、強制変位と強制荷重の荷重変位関係は一致した。強制変位による解析に変位拘束を与えた場合と強制荷重による解析に節点力による拘束を与えた場合で杭の荷重-変位関係が一致し、数値創成解による方法で同様の検証を実施することができた。
- (4) 動的解析を想定して、杭頭に荷重を繰返し载荷する解析も実施し、強制変位と強制荷重の荷重変位関係は一致した。
- (5) 本事例のように既往の杭先端のモデル (Model A) では、杭先端の周辺地盤に対して多点拘束を用いて地盤要素の挙動を安定させれば、検証 (Verification) を実施することができると考えている。

3.3 杭と地盤の杭軸方向相互作用の二次元モデルの提案

3.3.1 はじめに

二次元有限要素法 (FEM) による動的解析は、杭基礎構造物、矢板式係船岸やケーソン式係船岸などの様々な施設の耐震性能照査に広く使われてきた ((建築基礎構造設計指針 (2001)⁸⁾, 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (2007)⁹⁾)。動的解析では、杭基礎構造物をモデル化する際、杭と地盤の相互作用を適切に考慮した解析を行わなければならない。

杭の支持力には、水平支持力、周面摩擦力、先端支持力の3種類がある。ここで、杭の水平支持力は、杭と地盤の相互作用に着目したモデル化が提案されている (Hussien et al. (2010)¹⁰⁾, Fatahi et al. (2014)¹¹⁾, Tamari et al. (2018)¹²⁾)。また、杭の周面摩擦力はジョイント要素や非線形ばね要素を用いたモデル化が行われている。(建築基礎構造設計指針 (2001)⁸⁾, Barr et al. (2013)¹³⁾)。一方、杭の先端支持力のメカニズムは複雑であり、数値解析のモデル化であまり議論されてこなかった。このため、現在、実務では、杭の先端支持力は、杭先端の節点と地盤の節点を同一の変位となるようにモデル化されていることが多い。しかしながら、この方法は、地盤要素のメッシュサイズ、非排水条件下の間隙水の考慮の有無、地盤の奥行き方向の幅やひずみの局所化の影響などの様々な問題を含んでいる。

理論的研究として、Yasufuku and Hyde (1995)¹⁴⁾は、空洞拡張理論を基にした杭の先端支持力のモデル化を提案している。また、同じ理論を基にして、Yang (2006)¹⁵⁾は杭の先端支持力に関する影響範囲を算定している。これらの知見は、二次元解析における杭先端のモデル化に適切に反映されるべきである。

そこで、本研究では、地盤要素のメッシュサイズの影響やひずみの局所化の影響を避けるために、杭先端支持力の影響範囲を考慮した新しいモデル化を提案する。はじめに、杭の先端支持力を二次元有限要素法で評価するためのモデル化について述べる。そして、先端支持力の値に影響を及ぼす「杭先端の地盤変形の影響範囲」を三次元有限要素法によって算定し、「杭先端の地盤変形の影響範囲」を考慮したモデル化を提案する。また、提案手法の有効性を確認するために、杭基礎の荷重-沈下関係についての二次元有限要素解析を行った。

3.3.2 既往の杭先端のモデル化

(1) 既往のモデル (Model A) と改良モデル (Model B)

既往の二次元有限要素法では、図 3-22(a)に示すように杭と地盤の相互作用をモデル化している（以下、「Model A」という。）。この Model A は、現在、実務で多く使われている最もシンプルなモデルである。Model A では、杭の水平支持力を杭-地盤相互作用ばね要素で、杭の周面摩擦力を非線形ばね要素でモデル化している。杭の先端支持力に関しては、杭先端の節点と地盤の節点の変位を同一としており、杭先端と共有された地盤節点の変位に伴う地盤からの反力が杭の先端支持力となる。しかし、この方法では、杭先端におけるひずみの局所化等を通じて、様々な問題を引き起こしている。

Model A の問題点を改善したモデル化を図 3-22(b)に示す（以下、「Model B」という。）。杭の先端支持力は、杭先端の節点と地盤の節点を直列につないだ非線形ばね要素によってモデル化している。非線形ばね要素の特性は、前述の Hirayama(1990)¹⁶⁾による双曲線関係を用いている。しかし、Model B では、杭先端の非線形ばね要素の地盤側節点も動くため、非線形ばね要素の変位と非線形ばね要素の地盤側節点の変位が生じてしまい、杭先端の変位をダブルカウントする課題が残ってしまう。

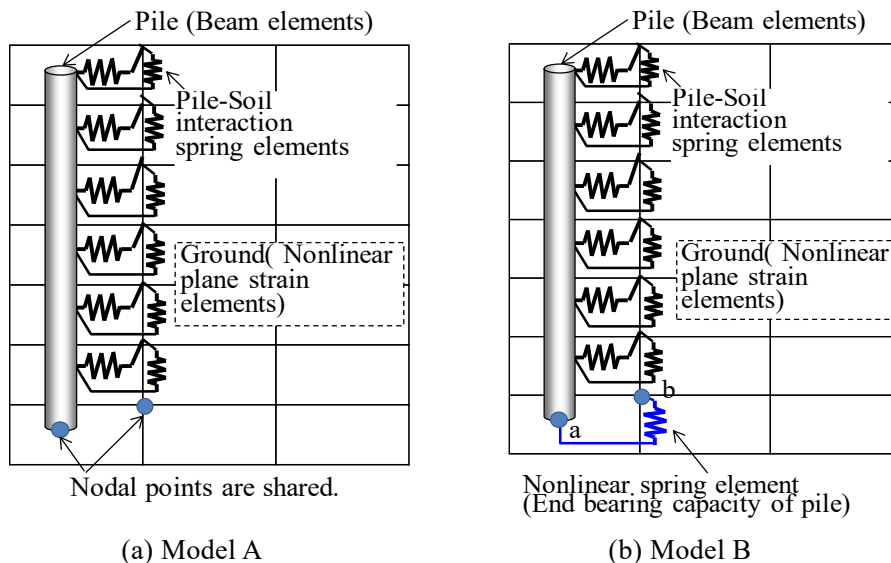


図 3-22 二次元有限要素法における杭と地盤の相互作用のモデル化

(2) 既往のモデル化手法の問題点

本研究では、港湾構造物の設計でよく用いられる液状化による被害予測プログラム FLIP (Iai et al. 1992)¹⁾を用いて、杭の押し込み試験のシミュレーションを対象により既往のモデル化手法の問題点を示す。特に本研究では、[1]メッシュサイズの影響及び[2]地盤の奥行き方向幅をパラメータとして、杭先端のモデル化の適用性の検討を行う。[1]メッシュサイズの影響は図 3-23 に

示すように異なる地盤要素のメッシュサイズ（4 ケース（1 辺の長さ：0.1, 0.25, 0.5, 0.8 m））で検討を行う。また，[2]地盤の奥行き方向幅は，図 3-24 に示すように二次元解析における地盤の奥行き方向幅（Antiplane width：0.1, 0.25, 0.5, 0.8 m）の検討を行うものである。なお，地盤の奥行き方向幅は図 3-25 のように杭の設置間隔や杭 1 本あたりの分担幅にすることが多い。また，ここで述べる二次元解析における地盤の奥行き方向幅とは，FEM における運動方程式の組み立てにおいて，要素接線剛性行列，要素質量行列及び要素力ベクトルに乗じるものである。つまり地盤の奥行き方向幅（Antiplane width）が大きいほど，地盤の剛性を大きく評価することになる。

二次元解析の対象とする解析モデルを図 3-23 に示す。地盤は上層と下層の 2 層構成としており，上層の相対密度は 40%，下層の相対密度は 90%とした。表 3-3，表 3-4 に地盤と杭の物性値を示す。また，Model B における杭先端の非線形ばね要素の物性値を表 3-5 に示す。解析は完全排水条件で，杭頭へ強制変位を与えて杭の押込み試験を表現した。地盤は二次元のマルチスプリングモデル要素(Towhata and Ishihara 1985)²⁾を用いて，杭は線形はり要素でモデル化した。

側面の境界条件は鉛直ローラーとし，底面の境界条件は固定境界としたなお，本研究では杭の先端支持力に着目するため，杭の周面摩擦力は考慮していない。

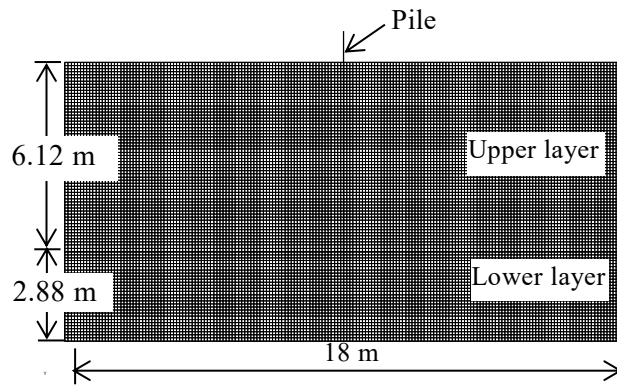
メッシュサイズの違いによる杭の先端抵抗力と杭頭変位の関係の解析結果を図 3-26 に示す。なお，地盤の奥行き方向幅は 1.0 m としている。図 3-26(a)は Model A における地盤要素のメッシュサイズの影響を示したものである。目標値は Model B の杭先端における非線形ばね要素の荷重変位曲線であり，極限支持力 q_{ult} は，杭先端変位が 10%の時の荷重から算定したものとなる。地盤要素のメッシュサイズが 0.5m もしくは 0.8m の場合，杭の先端抵抗力は目標値より大きくなるものの，メッシュサイズが 0.1m もしくは 0.25m の場合，杭の先端抵抗力は目標値より小さくなる。これは杭先端における小さなメッシュサイズの地盤要素への変形の集中（図 3-28，ひずみの局所化）が起こったためである。結果として，Model A における杭の先端抵抗力はメッシュサイズに依存していることがわかった。

メッシュサイズに関する既往の研究として，小林 (1988)¹⁷⁾は，メッシュサイズが小さくなると，鉛直支持力は小さくなると報告している。また，若井 (1995)¹⁸⁾も，同様に，メッシュサイズが小さくなると，水平支持力は低下すると報告している。本研究の結果はこれらの結果と合致している。図 3-26(b)は，Model B における地盤要素のメッシュサイズの影響を示す。目標値は Model A と同一である。Model B では，メッシュサイズがある程度大きな時でも，杭の先端抵抗力は目標値より小さくなった。この要因は，杭先端における地盤の変位がダブルカウントされている影響のためと考えられる。すなわち，非線形ばね要素の動き（図 3-22(b)の点 a と点 b 間の仮想的な変位）と地盤の節点の動き（図 3-22(b)の点 b の動き）の両者が杭の沈下量として合算されるためである。つまり，図 3-22(b)で定義する非線形ばね要素の地盤側の節点 b が固定されていれば，解析は目標値と一致する。もし，点 b が固定されていなければ，杭の沈下

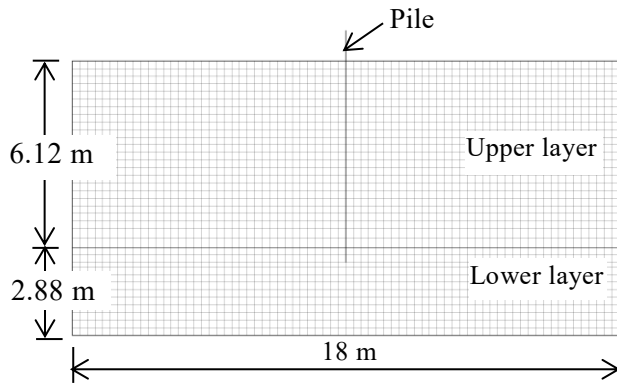
は点 b が動くことによって過大評価される。また、メッシュサイズが小さくなると、Model A と同様にひずみの局所化により杭の先端抵抗力を過小評価している。

一般的に、有限要素法の誤差は、メッシュサイズを小さくすることによって低減することができる。これによれば、メッシュサイズが小さい解析は目標値と一致するべきである。しかしながら、Model B では、大きなメッシュサイズ (0.8m) の解析結果が目標値により近い値となることがわかった。メッシュサイズがある一定の大きさになると、ひずみの局所化の効果を減らすことができる。

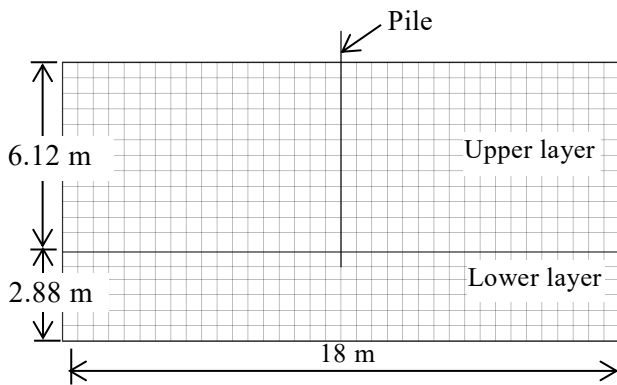
地盤の奥行き方向幅(Antiplane width)の違いによる杭の先端抵抗力と杭頭変位の解析結果を図 3-27 に示す。なお、メッシュサイズは 0.5 m としている。図 3-27(a)は Model A における地盤の奥行き方向幅の影響を示したものである。地盤の奥行き方向幅が 3 m と 6 m の場合、杭の先端抵抗力は目標値より大きくなる。一方、地盤の奥行き方向幅が 0.5 m の場合、杭の先端抵抗力は目標値より小さくなる。地盤の奥行き方向幅が大きくなることは、地盤の剛性を大きく評価することとなり、杭の押し込み力に対する地盤の抵抗力が大きくなり評価される。よって、地盤の奥行き方向幅が多くなれば (地盤の剛性が大きくなれば)、Model B における杭先端の変位のダブルカウントの影響 (非線形ばね要素の動き (図 3-22(b)の点 a と点 b 間の仮想的な変位) と地盤の節点の動き (図 3-22(b)の点 b の動き)) が小さくなるため、杭の先端抵抗力は目標値と同程度になる。一方、地盤の奥行き方向幅が 0.5m, 1.0m と小さい場合には、杭先端の変位のダブルカウントの影響が大きく、杭の先端抵抗力は目標値より小さくなる。地盤の奥行き方向幅は杭の設置間隔にすることが多い。例えば、矢板式係船岸の控え杭の設置間隔は 1~2m 程度であり、Model B でも地盤の奥行き方向幅の影響が大きいといえる。



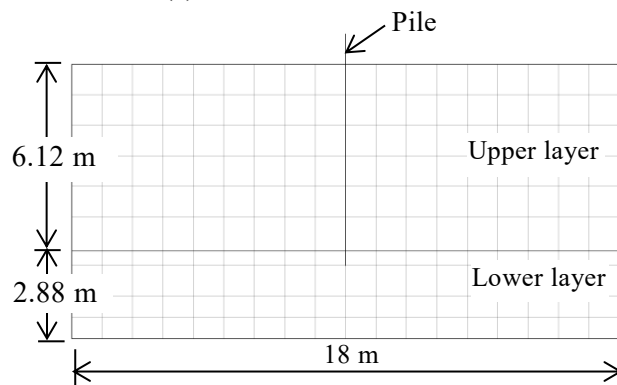
(a) メッシュサイズ 0.1 m



(b) メッシュサイズ 0.25 m



(c) メッシュサイズ 0.5 m



(d) メッシュサイズ 1.0 m

図 3-23 二次元解析モデル

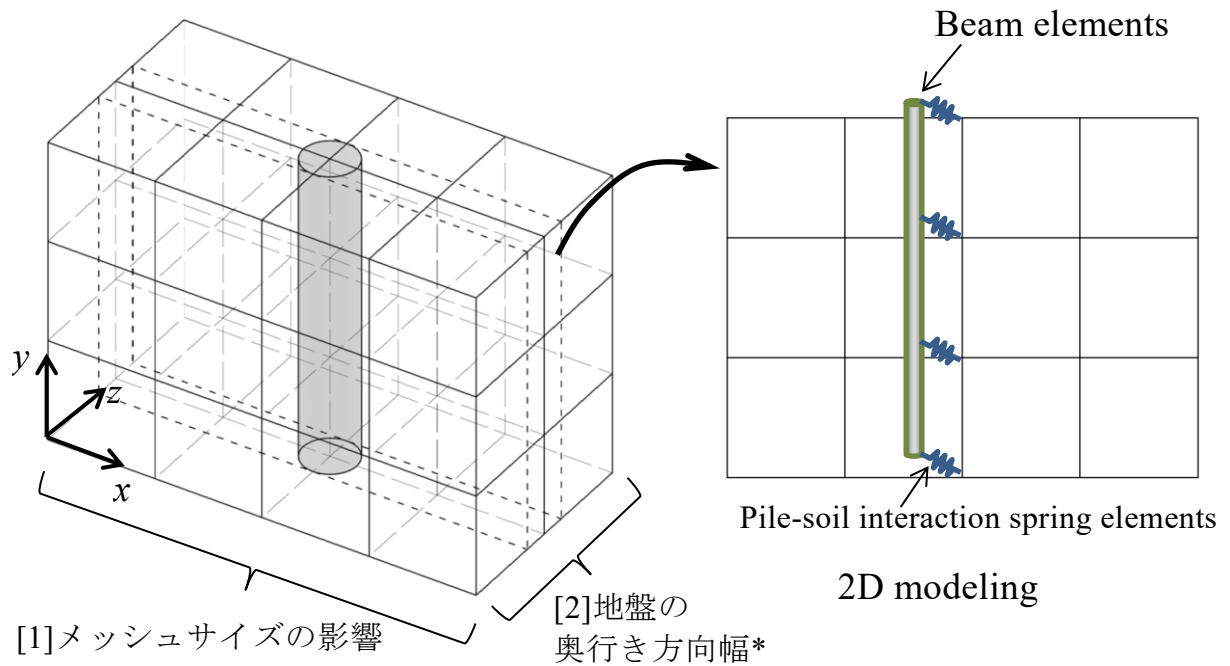


図 3-24 二次元解析における[1]メッシュサイズと[2]地盤の奥行き方向幅の概念図

* 地盤の奥行き方向幅は、二次元解析の運動方程式の組み立てにおいて、要素接線剛性行列、要素質量行列及び要素力ベクトルに乘じられる。

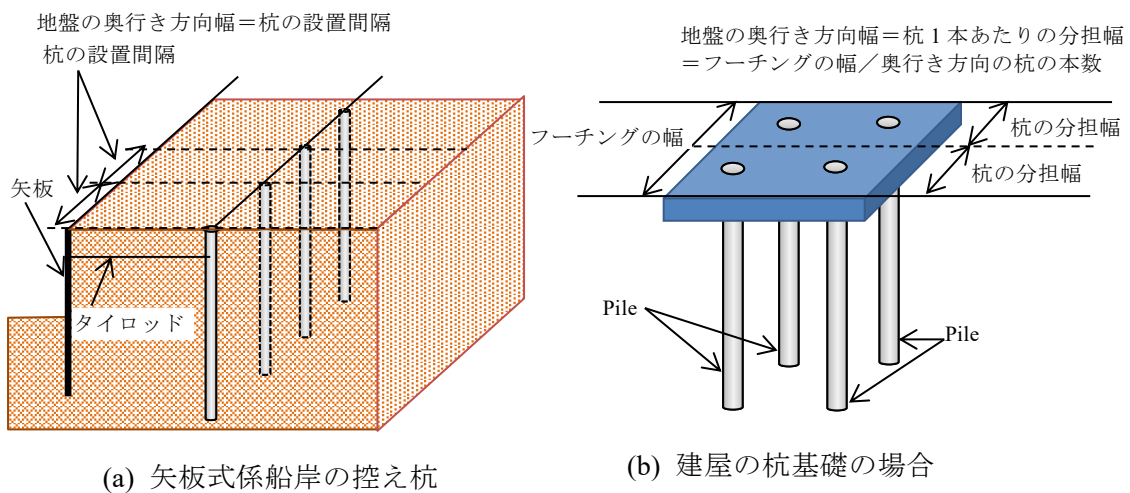


図 3-25 二次元解析における奥行き方向幅の取り方の一例

表 3-3 地盤の物性値

Characteristics	上層	下層
相対密度 D_r (%)	60	90
湿潤密度 ρ (t/m ³)	1.93	1.99
せん断弾性係数 G_{ma} (kPa) *1	8.97×10^4	1.51×10^5
体積弾性係数 K_{ma} (kPa) *1	2.34×10^5	3.94×10^5
基準化拘束圧 σ'_{ma} (kPa) *1	98.0	98.0
m_G, m_K *2	0.5	0.5
内部摩擦角 ϕ (°)	39.86	42.05

*1 G_{ma} と K_{ma} は基準化拘束圧 σ'_{ma} におけるせん断弾性係数及び体積弾性係数と示す。

*2 任意の有効拘束圧 σ'_m におけるせん断弾性係数 G と体積弾性係数 K は次の式で表される。

$$G = G_{ma}(\sigma'_m/\sigma'_{ma})^{m_G}, K = K_{ma}(\sigma'_m/\sigma'_{ma})^{m_K}$$

表 3-4 杭の物性値

Characteristics	
直径 (m)	0.48
厚さ (m)	0.032
弾性係数 (kPa)	1.05×10^9
ポアソン比	0.35
断面積 (m ²)	0.045

表 3-5 非線形ばね要素の物性値

Characteristics	
$q_{0.1}$ (kN/m ²)	2625
a_e (m/(kN/m ²))	1.31×10^{-5}
b_e (1/(kN/m ²))	1.09×10^{-4}
q_{ult} (kN/m ²)	9178
断面積 A (m ²)	0.181
$q_{ult} A$ (kN)	1661

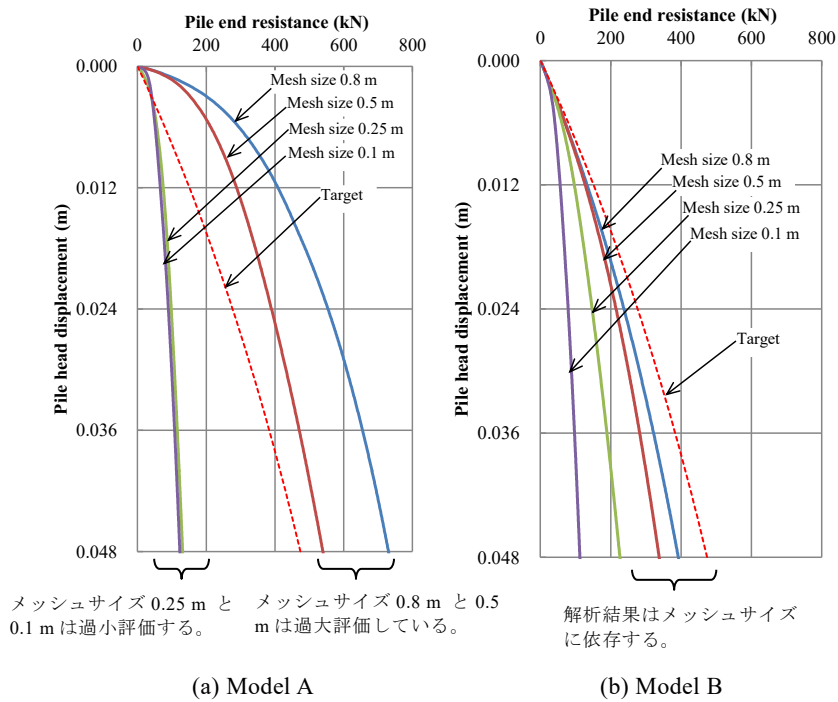


図 3-26 地盤の奥行き方向幅 1m における杭の先端抵抗力と杭頭変位の関係（メッシュサイズの影響）

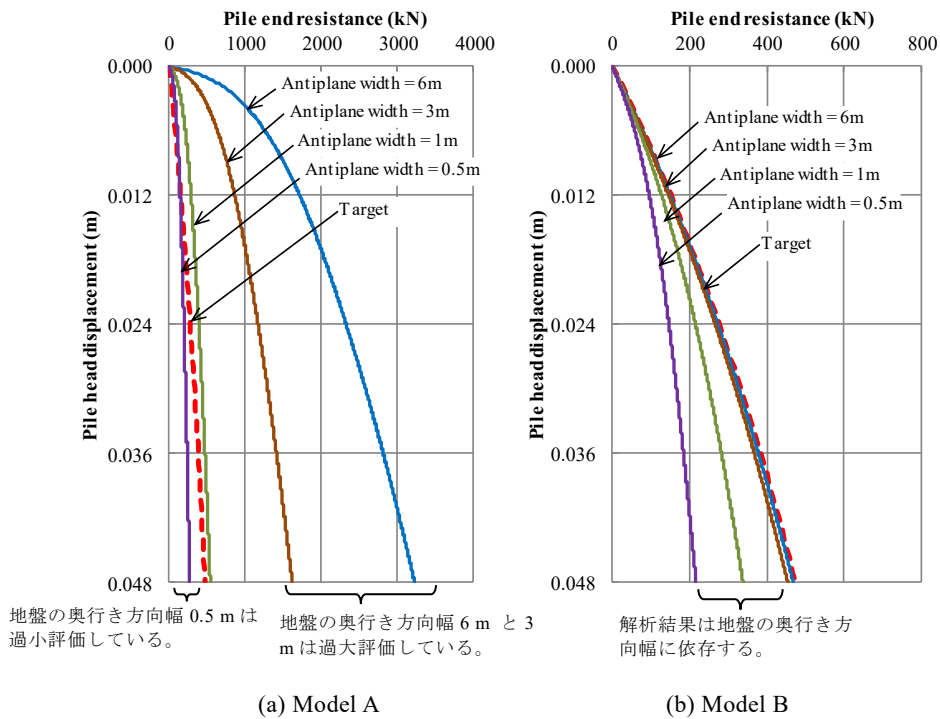


図 3-27 メッシュサイズ 0.5m における杭の先端抵抗力と杭頭変位の関係（地盤の奥行き方向幅の影響）

TIME= 0.05, STRAINS DEFORMATION

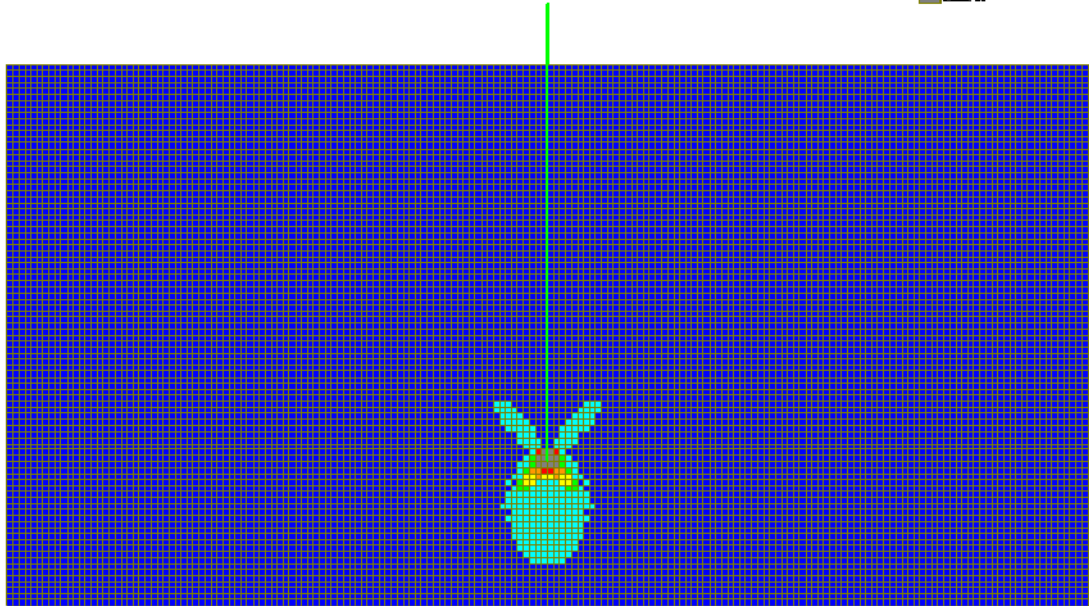


図 3-28 メッシュサイズ 0.1m の最大せん断ひずみ γ_{\max} 分布 (地盤の奥行き方向幅 1m)

3.3.3 杭先端のモデル化の提案

(1) 杭先端の挙動の目標

Hirayama (1990)¹⁶⁾は、図 3-29 や式(1)に示すように、杭先端における先端抵抗力と杭先端の関係に双曲線関係を用いることを提案している。また、双曲線関係を用いた杭の荷重変位関係は、原位置載荷試験結果とも一致していると報告している。双曲線関係は2変数で近似できるために、実務的に扱いが容易である。それゆえ、本研究では、杭先端における先端抵抗力と杭先端変位の関係に双曲線関係を用いた非線形ばね要素を用いることができると仮定し、その関係を再現できることを目標とする。

$$q = \frac{z_e}{a_e + b_e z_e} \quad (1)$$

$$a_e = \frac{z_{ref,e}}{q_{ult}} = \frac{0.25D_e}{q_{ult}} \quad b_e = \frac{1}{q_{ult}} \quad (2)$$

ここで、 $z_{ref,e}$ は基準変位、 D_e は杭径、 q_{ult} は杭先端抵抗の極限值を表す。式(2)中の基準変位 $z_{ref,e}$ は(0.25 D_e (m))としている。「 $z_{ref,e} = 0.25D_e$ 」は、Hirayama が BCP committee(1971)¹⁹⁾の砂質土に対する載荷試験結果から求めたものである。基準変位 $z_{ref,e}$ の値を変えることで双曲線関係を2変数で表すことができる。

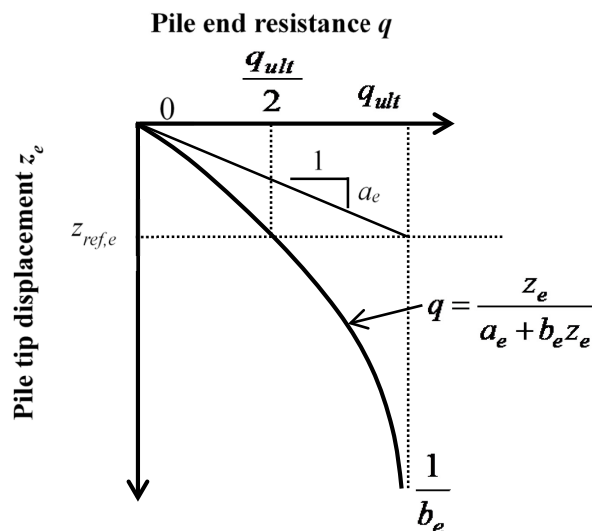


図 3-29 杭の先端抵抗力と杭先端変位の関係(Hirayama 1990)¹⁶⁾

杭の鉛直載荷試験では、杭の先端抵抗力の極限值 q_{ult} まで杭頭を載荷することは困難である。そこで、杭径の10%沈下した時 ($z_e = 0.1D_e$) に着目することとした。なお、日本国内では、杭の先端支持力を杭径の10%の変位が生じる時の荷重と定義することが多い。そのため、式(1)に、

$z_e = 0.1D_e$ (m)を代入すると，式(3)に書き換えられる。

$$q_{0.1} = \frac{0.1D_e}{a_e + b_e \cdot 0.1D_e} \quad (3)$$

式(2)と式(3)を使うことによって，式(4)が得られる。

$$q_{0.1} = 0.286q_{ult} \quad (4)$$

式(2)と式(4)から a_e と b_e が得られる。

$$a_e = \frac{0.0715D_e}{q_{0.1}} \quad b_e = \frac{0.286}{q_{0.1}} \quad (5)$$

結果として，杭径(D_e)と杭径の 10%沈下した時 ($z_e = 0.1D_e$) の杭の先端抵抗力 $q_{0.1}$ から杭先端の荷重変位関係を得ることができる。なお，新しく開発された杭についても，将来的には本モデルを適用することができると考えられる。

(2) 杭先端のモデル化の提案 (Model C)

前節で議論したように、既往の杭先端のモデル化である Model A と Model B には様々な問題を含んでいることがわかった。Model B は杭先端と地盤を直列に非線形ばね要素で結んでおり、杭の沈下のシミュレーションにとっては、現在最も進歩的な方法である。しかしながら、このモデルは地盤の変形をダブルカウントする問題があった。この問題を避けるため、本研究では新しいモデル（以下、「Model C」という。）を提案する。Model C は、杭の先端支持力の影響範囲内の地盤の節点を同じ変位になるような拘束条件を課すものである。Model C を図 3-30 に示す。杭の先端支持力の影響範囲は空洞拡張理論の考え方を応用したものである。空洞拡張理論では、杭先端付近が圧縮力によって破壊するときのモードとして、図 3-31 に示すように杭先端部付近の球状の剛性域の外側に塑性域が形成され、その外側の弾性域と釣り合うとすうことを想定している。杭の先端支持力の影響範囲は、空洞拡張理論における塑性域を FEM におけるブロックとして考えて、その外側の要素と力のやりとりすることを考慮したものである。

表 3-6 は、杭と地盤の相互作用のモデル化 (Model A, Model B, Model C) の特徴を比較したものである。なお、Model A から Model C の全てにおいて、周面摩擦の影響も同時に考慮することができる。しかし、本研究では問題を単純化するため、周面摩擦力の影響は無視することとした。Model C は、メッシュサイズの影響や沈下の過大評価を避けることができるため、最も良い方法である。しかし、Model C では、杭の先端支持力の影響範囲を適切に設定する必要がある。

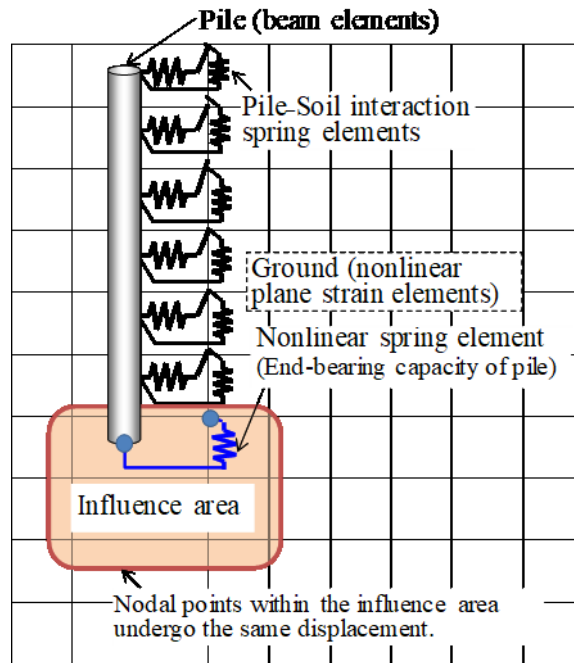


図 3-30 提案モデル (Model C)

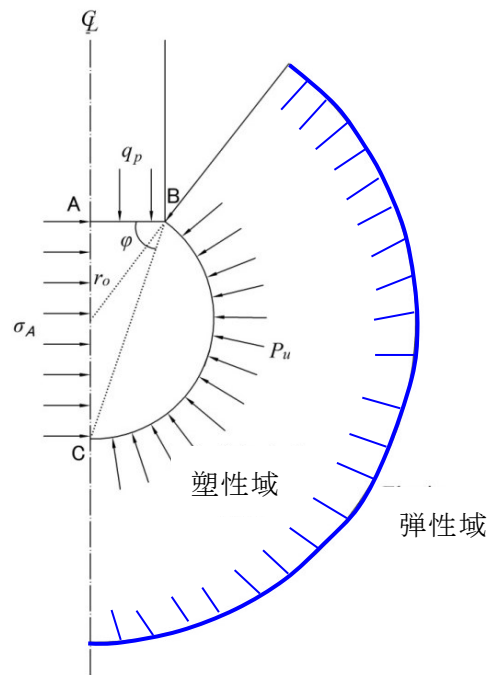


図 3-31 空洞拡張理論の考え方

表 3-6 杭と地盤の相互作用のモデル化の特徴

	Model A	Model B	New model C
特徴	杭先端における杭と地盤は同じ変位となる。	杭の先端抵抗力は非線形ばね要素を用いてモデル化される。	杭の先端抵抗力は非線形ばね要素を用いてモデル化されている。ただし、杭の先端支持力の影響範囲内の地盤の節点は同一の変位となる拘束を設けている。
杭の先端抵抗力	杭の先端抵抗力は目標値とは一致しない。	杭の先端抵抗力は、メッシュサイズが十分に大きい場合、目標値に一致する。	杭の先端抵抗力は目標値に一致する。

3.3.4 まとめ

本節では、杭と地盤の杭軸方向相互作用の二次元モデルについて、既往のモデルの問題点を明らかにし、新しいモデルを提案した。得られた結論を以下に示す。

- (1) 杭と地盤の杭軸方向相互作用に関する既往のモデル (Model A) は、杭先端の節点と地盤の節点の変位を同一としており、杭先端と共有された地盤節点の変位に伴う地盤からの反力が杭の先端支持力となる。地盤要素の[1]メッシュサイズの影響及び[2]地盤の奥行き方向幅をパラメータとして、杭の押込み試験のシミュレーションを実施したところ、杭の先端抵抗力は[1]メッシュサイズや[2]地盤の奥行き方向幅に依存することがわかった。
- (2) 次に、既往モデル (Model A) を改良したモデル (Model B) について検討した。改良モデル (Model B) は、杭先端の節点と地盤の節点を直列につないだ非線形ばね要素でモデル化している。既往モデル (Model A) と同様に、[1]メッシュサイズの影響及び[2]地盤の奥行き方向幅をパラメータとして、杭の押込み試験のシミュレーションを実施したところ、杭の先端抵抗力は[1]メッシュサイズの影響及び[2]地盤の奥行き方向幅に依存することがわかった。この要因として、改良モデル (Model B) では、杭先端の非線形ばね要素の地盤側節点も動くため、非線形ばね要素の変位と非線形ばね要素の地盤側節点の変位が生じてしまい、杭先端の変位をダブルカウントしてしまうためである。
- (3) 本節では、3.2 節や本節で検討した既往モデル (Model A) と改良モデル (Model B) の問題点を解決するために新たなモデル (Model C) を提案した。提案モデル (Model C) は、杭先端の節点と地盤の節点を直列につないだ非線形ばね要素を設け、さらに杭の先端支持力の影響範囲 (地盤側節点周辺) がブロックとして動くようにモデル化としている。なお、本研究で用いている杭の先端支持力の影響範囲は、空洞拡張理論における塑性域を FEM におけるブロックとして考えて、その外側の要素と力のやりとりすることを想定したものである。

3.4 三次元有限要素法による杭先端の地盤変形の影響範囲の評価

3.4.1 杭先端抵抗力に関する三次元有限要素法

本研究では、杭の先端周辺の地盤変形に関する影響範囲を算定するために三次元有限要素法を行った。三次元有限要素法は(高さ 12 m, 幅 18 m, 奥行き 6 m)のモデルを用いた。解析モデルは、図 3-32 に示すように計算時間の節約のため 1/4 モデルを用いた。杭の押込みは、杭頭における強制変位で表現した。 x, y, z 軸はそれぞれ奥行き, 幅, 高さを表している。地盤モデルは飽和砂の 2 層で構成されている (上層の相対密度 $D_r=60\%$; 下層の相対密度 $D_r=45, 60, 90\%$)。解析コードは、液状化による構造物被害予測プログラム FLIP (3D) Ver 1.6.2 (Iai 1993)²⁰⁾ を用いて実施した。解析は、完全排水条件で実施した。地盤の物性値を表 3-7 に示す。杭の物性値は表 3-4 に示すとおりである。

地盤には、Mohr-Coulomb の破壊基準に基づく三次元のマルチスプリングモデル要素を用いている。このマルチスプリングモデル要素では、任意のせん断方向の応力ひずみ関係は、双曲線関係(Towhata and Ishihara (1985)²⁾)でモデル化している。また杭にはシェル要素を用いた。

杭先端における杭と地盤の節点は z 方向に同じ変位とした。解析モデルの側方の境界条件は鉛直ローラー (xz 平面, yz 平面) とした。一方、底面は固定境界とした。1/4 モデルの対称面上 ($y=0$) は、 y 方向の変位と x 軸周り, y 軸周りの回轉變位を固定, 同じく対称面上 ($x=0$) は、 x 方向の変位と y 軸周り, z 軸周りの回轉變位を固定とした。メッシュ作成上、杭と地盤間にはジョイント要素を設けているが、杭の先端支持力に着目するため、杭の周面摩擦力はゼロとした。よって、杭頭と杭先端における鉛直支持力は同じとなる。

3.4.2 杭先端周辺のせん断ひずみ

Case 3 (lower layer $D_r=90\%$)における杭頭と杭の先端抵抗力の関係を図 3-33 に示す。杭の先端抵抗力が内部摩擦角の増加とともに大きくなっていることがわかる。また、Case 3 (Lower layer $D_r=90\%$)における最大せん断ひずみの分布 (杭頭の変位量が杭径の 1, 5, 10% の時) を図 3-34 に示す。応力やせん断ひずみが大きい領域は応力球根の形状を示している。このケースにおいて、応力やひずみの大きな領域は、水平方向や鉛直方向に杭径の約 2, 3 倍の範囲を示している。また、全ケースの三次元解析を表 3-8~表 3-13 に示す。本研究では、杭の先端支持力の影響範囲を、三次元解析における杭頭の変位が杭径の 10%時にせん断ひずみが大きい領域 (最大せん断ひずみ $\gamma_{max} = 0.01$) とした。また、Yang (2006)¹⁵⁾ は、空洞拡張理論を基にして、図 3-35 に示すような杭の先端支持力の影響範囲 (図 3-35 の I_{FD}) を示している。

三次元解析における杭先端より下方の影響範囲を図 3-36 に示す。実線は Yang (2006)¹⁵⁾ によって提案されている影響範囲 (図 3-35 の I_{FD}) を示している。本三次元解析による杭の先端支持力の影響範囲は、おおよそ Yang (2006)¹⁵⁾ の方法と同程度である。また、杭先端

から側方の影響範囲を図 3-37 に示す。

3.4.3 杭先端の地盤変形の影響範囲の評価

前述の三次元解析による数値実験によれば、杭先端の地盤変形の影響範囲は、杭先端から下方に杭径の 2.5 倍程度、側方に杭径の 1.2 倍程度の範囲を考慮すれば良さそうである。また、この範囲は Yang (2006)¹⁵⁾の方法と同程度であった。

表 3-7 地盤の物性値

Characteristics	下層 Case 1	下層 Case 2	下層 Case 3
相対密度 D_r (%)	45	60	90
質量密度 ρ (t/m ³)	1.99	1.99	1.99
せん断弾性係数 G_{ma} (kPa)	6.33×10^4	8.97×10^4	1.51×10^5
体積弾性係数 K_{ma} (kPa)	1.65×10^5	2.34×10^5	3.94×10^5
基準化有効拘束圧 σ'_{ma} (kPa)	98.0	98.0	98.0
基準化パラメータ m_G, m_K	0.5	0.5	0.5
粘着力 C (kPa)	0.0	0.0	0.0
内部摩擦角 ϕ (°)	30, 35, 40, and 45	30, 35, 40, and 45	30, 35, 40, and 45

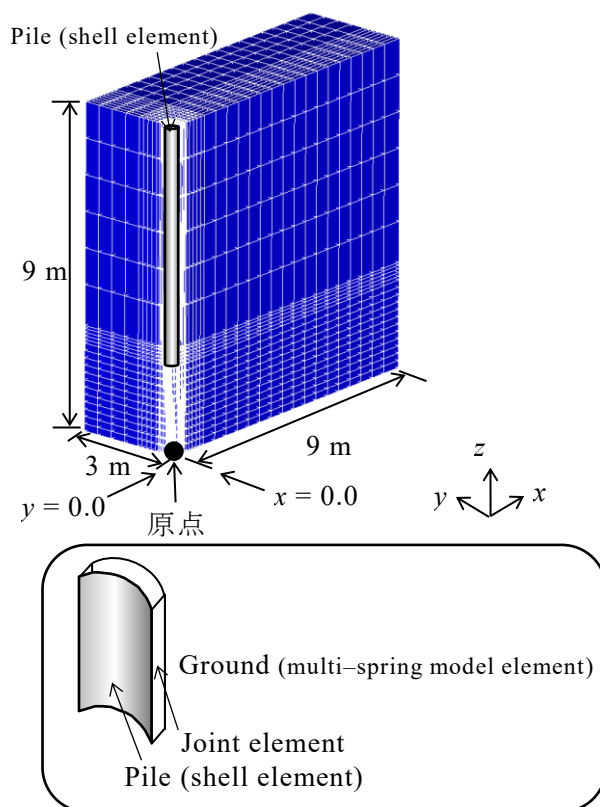


図 3-32 三次元解析モデル

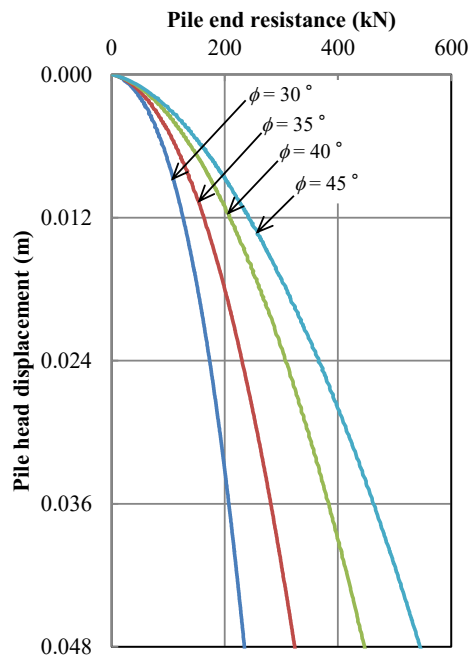


図 3-33 杭の先端抵抗力と杭頭変位の関係 (下層の相対密度 $D_r = 90\%$)

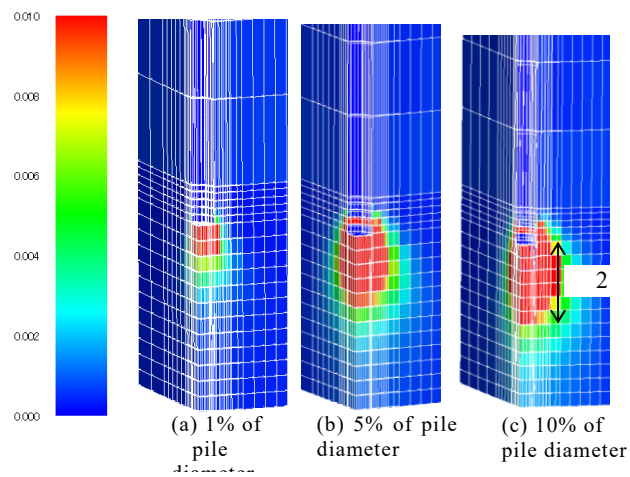


図 3-34 杭径の 10% 変形時の三次元解析における最大せん断ひずみ ($D_r = 90\%$, $\phi = 40^\circ$)

表 3-8 杭径の 10% 変形時の三次元解析結果 (下層の相対密度 $D_r = 90\%$)

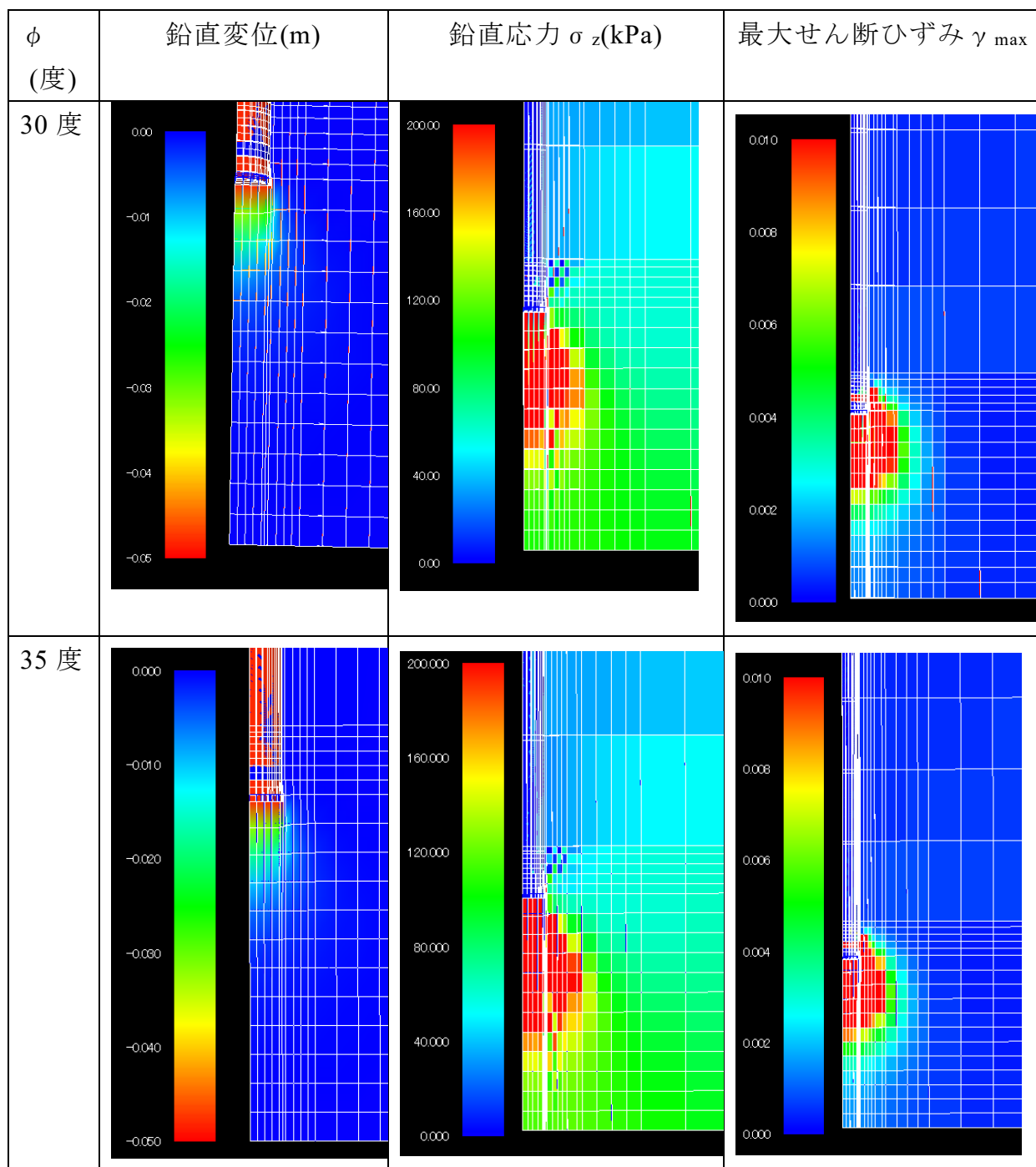


表 3-9 杭径の 10% 変形時の三次元解析結果 (下層の相対密度 $D_r = 90\%$)

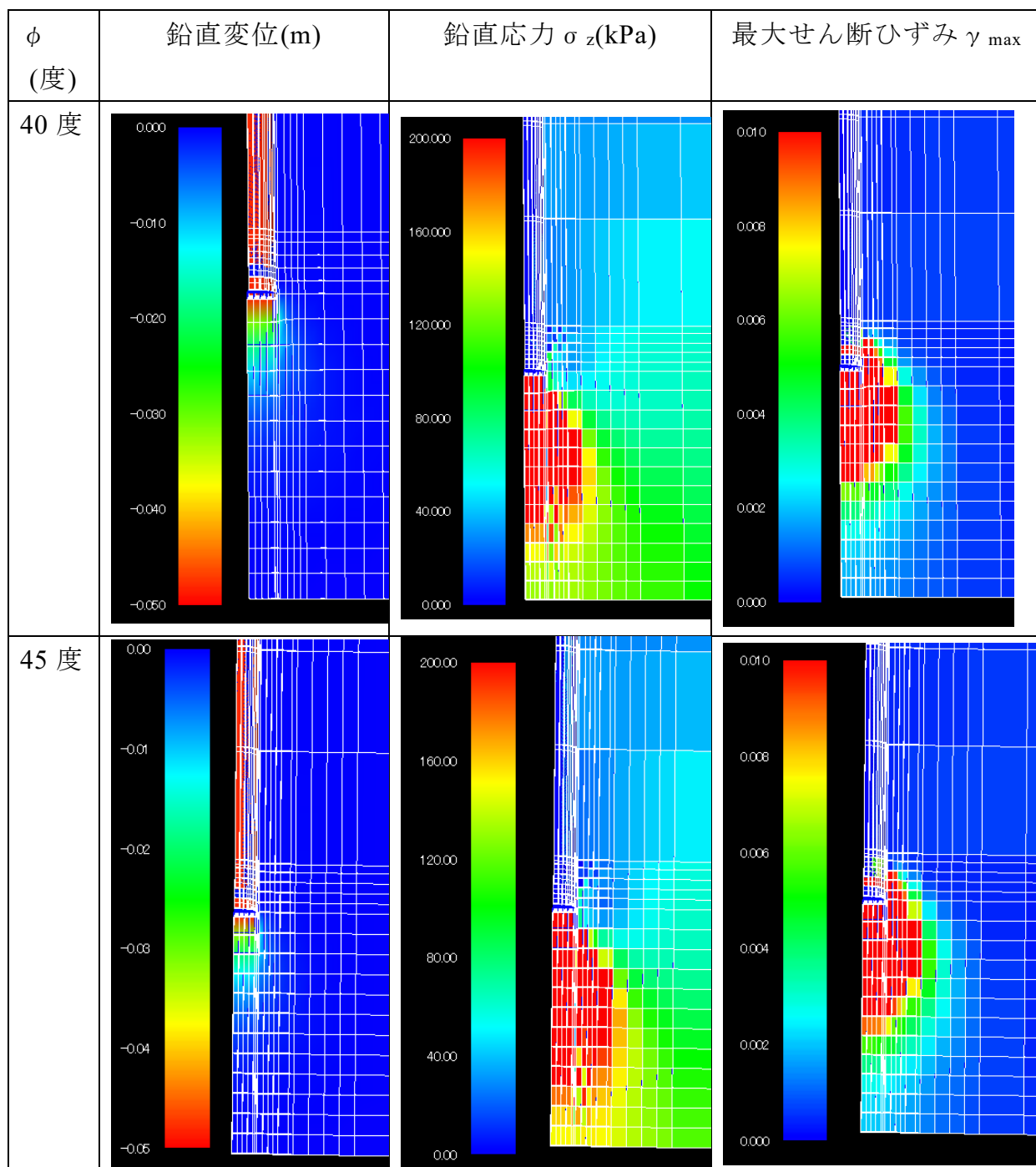


表 3-10 杭径の 10%変形時の三次元解析結果（下層の相対密度 $D_r = 60\%$ ）

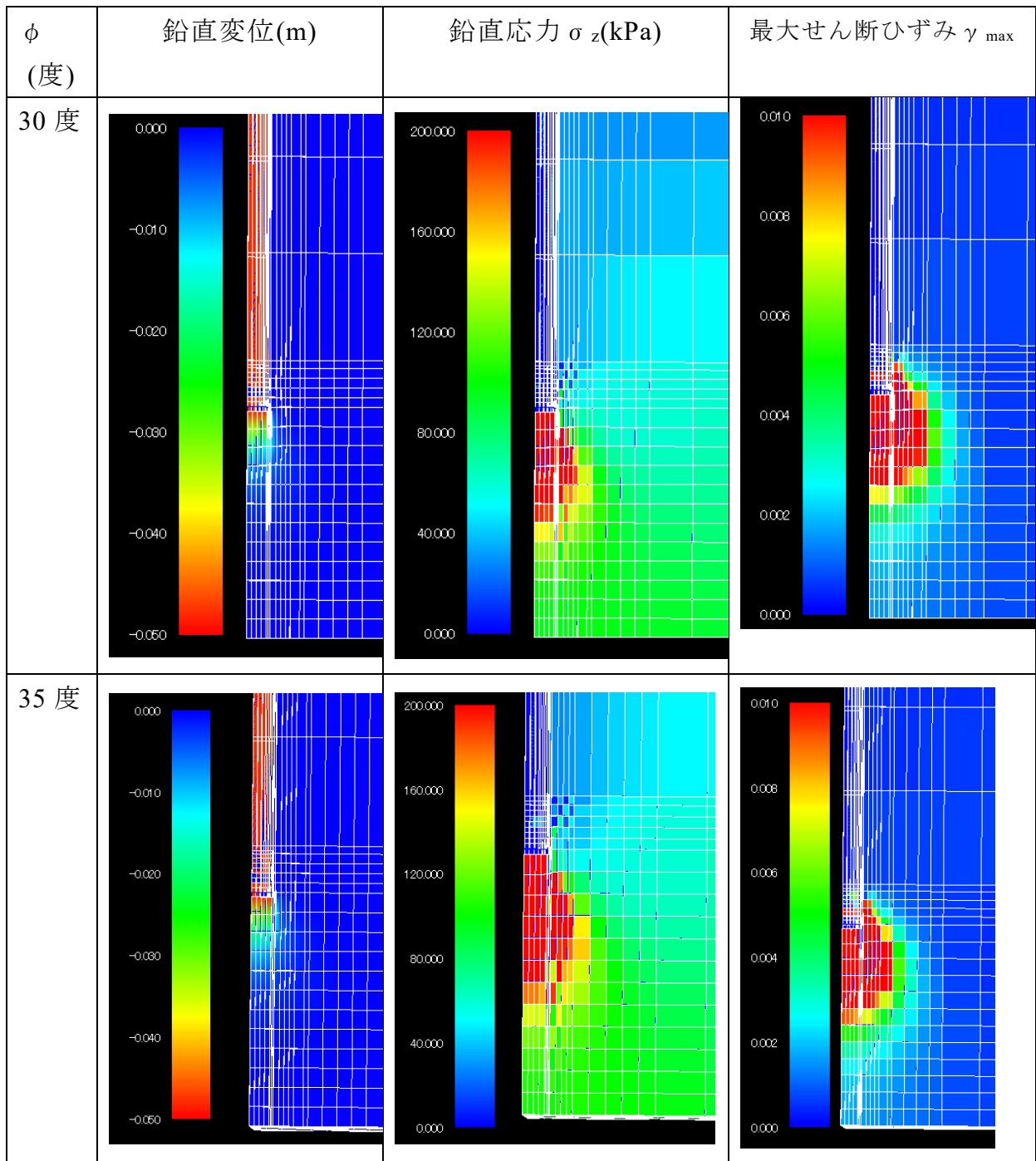


表 3-11 杭径の 10%変形時の三次元解析結果（下層の相対密度 $D_r = 60\%$ ）

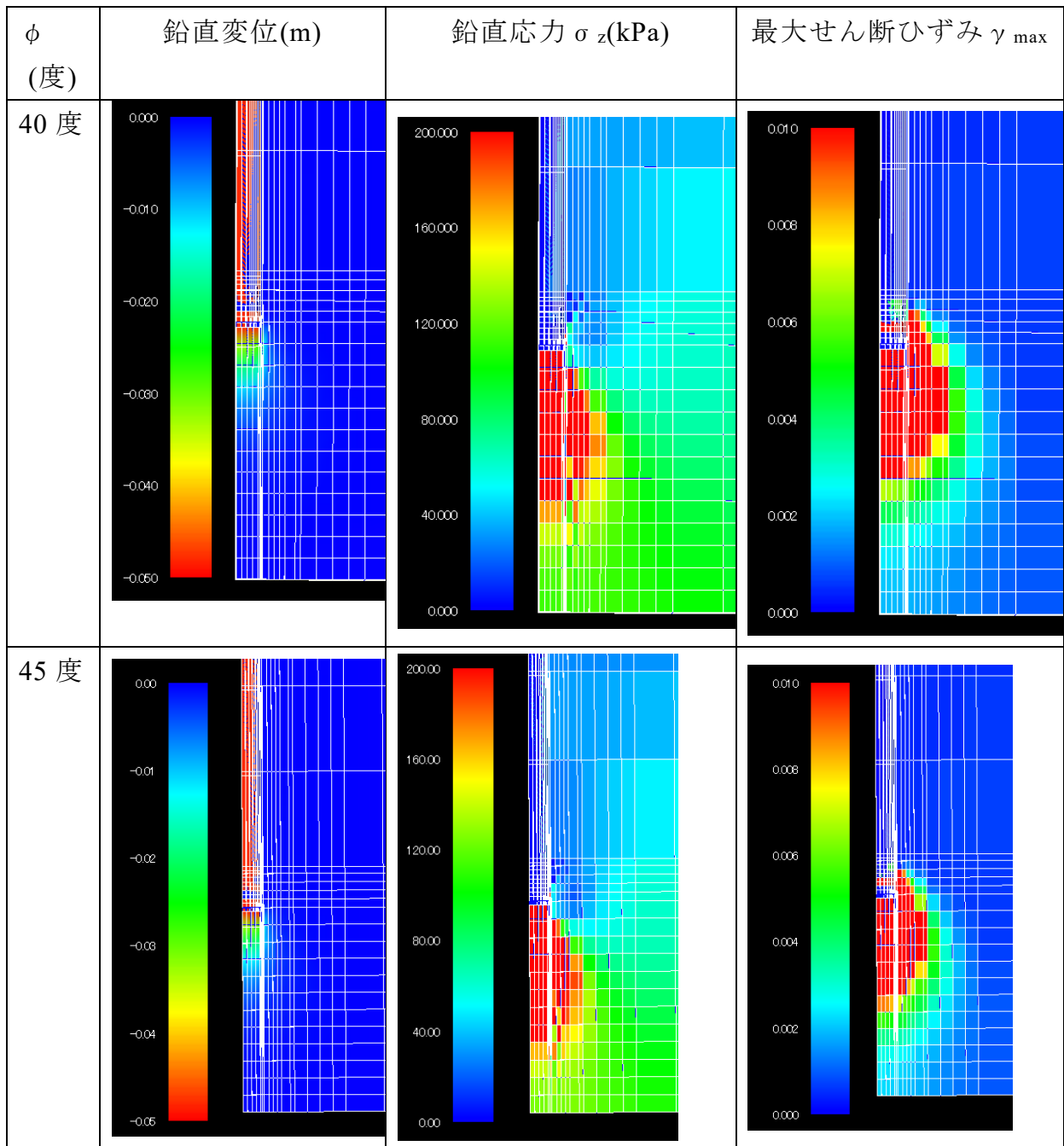


表 3-12 杭径の 10%変形時の三次元解析結果（下層の相対密度 $D_r = 45\%$ ）

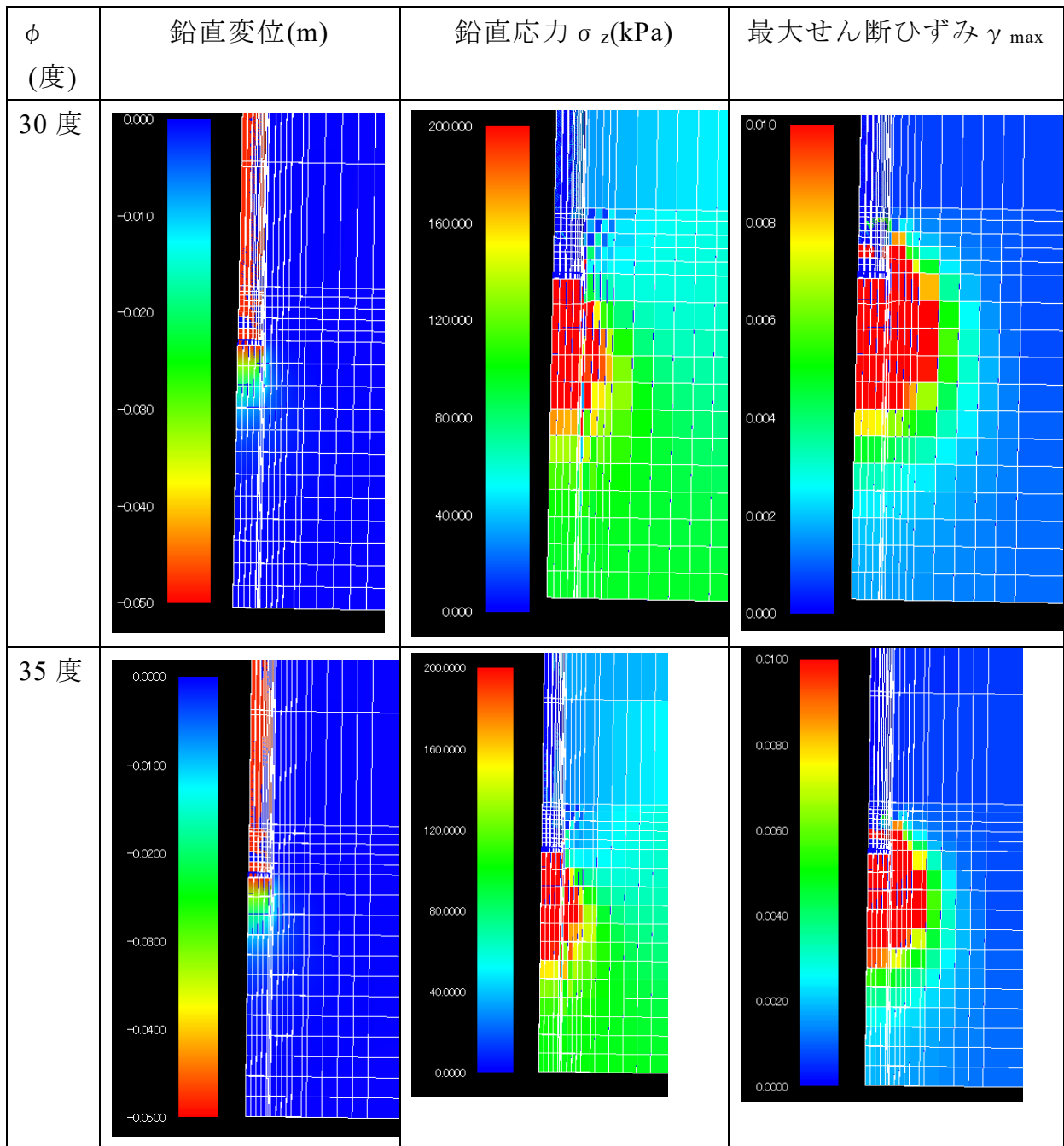
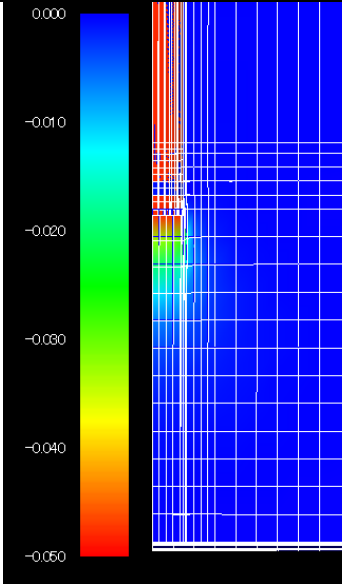
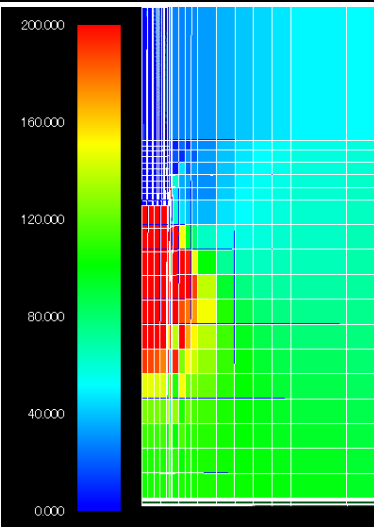
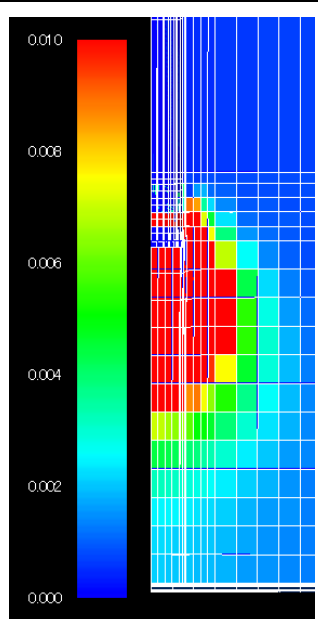
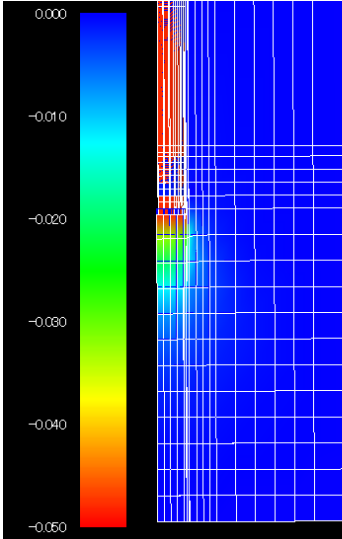
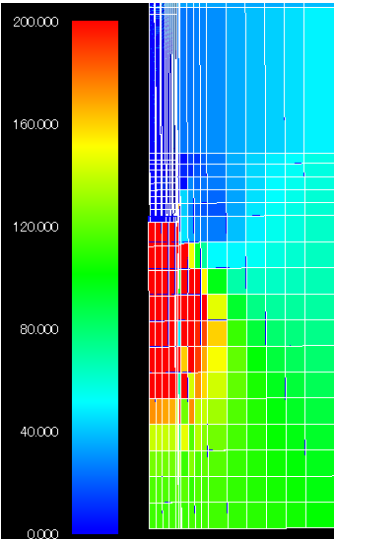
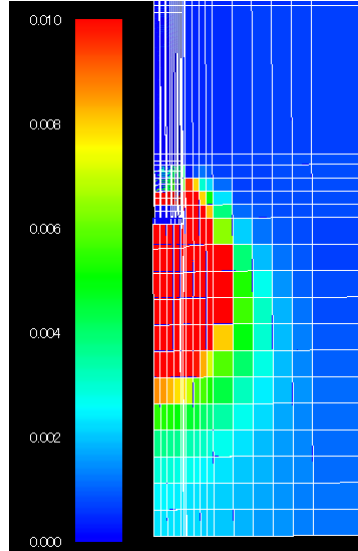


表 3-13 杭径の 10%変形時の三次元解析結果（下層の相対密度 $D_r = 45\%$ ）

ϕ (度)	鉛直変位(m)	鉛直応力 σ_z (kPa)	最大せん断ひずみ γ_{max}
40 度			
45 度			

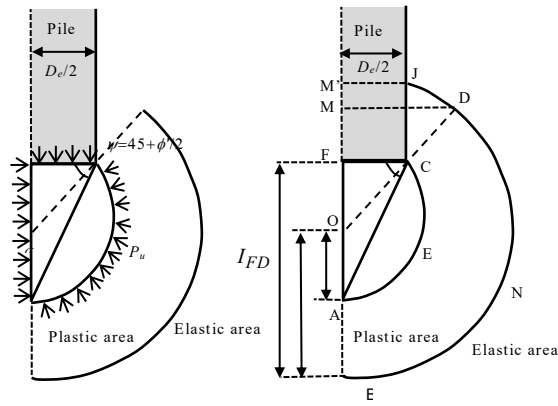


図 3-35 杭先端より下方の影響範囲(Yang (2006)¹⁵⁾)

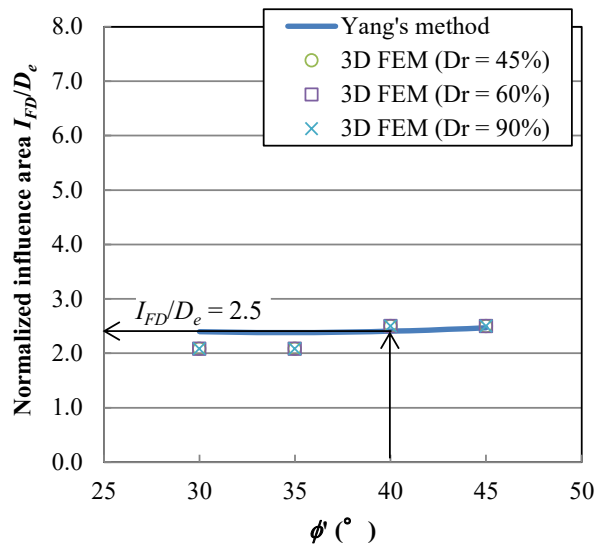


図 3-36 杭径の 10%変形時の杭先端から下方の影響範囲

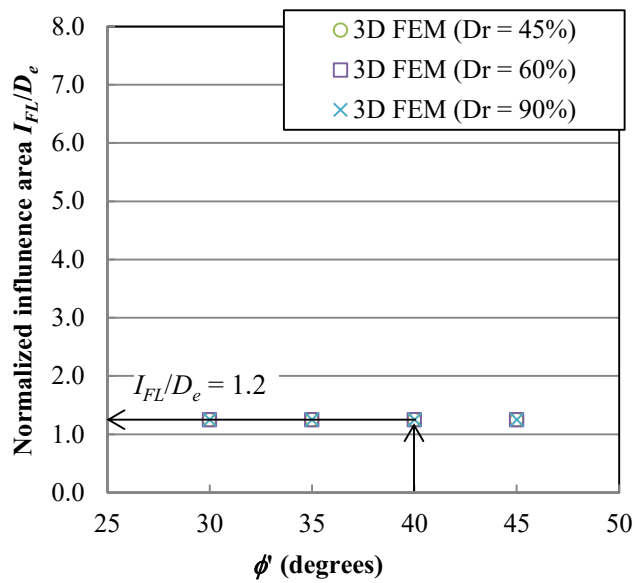


図 3-37 杭径の 10%変形時の杭から側方の影響範囲

3.4.4 まとめ

本節では、三次元有限要素法による杭先端の地盤変形の影響範囲の評価を行った。得られた結論を以下に示す。

- (1) 三次元解析では 1/4 モデルを用いて、杭頭から押込み力を静的に載荷することにより行った。また、三次元解析で対象とした地盤は、表層と下層（支持層）の二層地盤を用いた。地盤の物性は、下層の相対密度（45, 60, 90 %）と内部摩擦角（30, 35, 40, 45 度）をパラメータとして解析を実施した。
- (2) 通常、杭の先端支持力は、杭径の 10%変形時の荷重と定義することが多い。そこで、本研究で算定する杭先端の地盤変形の影響範囲は、杭頭の変位が杭径の 10%時のせん断ひずみ大きい領域（せん断ひずみ $\gamma_{\max} = 0.01$ ）とした。
- (3) 三次元解析結果によると、杭先端より側方の影響範囲は杭径の約 1.2 倍、杭先端より下方の影響範囲は、杭径の約 2.5 倍の範囲であることがわかった。これは、Yang(2006)¹⁵⁾によって空洞拡張理論を基に提案された影響範囲と同程度であることがわかった。
- (4) 二次元解析における杭先端の提案モデル（Model C）に用いる地盤変形の影響範囲の案を以下に示す。

[1]杭中心から側方の範囲：杭径の約 1.2 倍

[2]杭先端から下方の範囲：杭径の約 2.5 倍

なお、本研究における影響範囲は単杭に対する設定であり、群杭の設定は今後の課題である。

3.5 提案方法の二次元モデルの適用性検証

3.5.1 簡易モデルによる検証

提案方法 (Model C) を検証するために二次元解析を行った。解析条件は 3.3.2 のモデルと同じである。二次元モデルを図 3-38 に示す。Model C において、杭先端の地盤影響範囲内の節点は多点拘束 (xy 方向は同じ変位) する。その際、杭の先端支持力の影響範囲は図 3-36 を基にして杭径の 2.5 倍を想定している。杭の押し込みは杭頭における強制変位で表現している。本検討においても、3.5 節と同様に、[1]メッシュサイズの影響及び[2]地盤の奥行き方向幅をパラメータとして解析を実施する。

図 3-39 は杭の先端抵抗力と杭頭変位の関係を示す。ここで、目標値は Model C の杭先端の非線形ばね要素の特性を示している。図 3-26 に示すように、Model A と Model B は、目標値と一致しない。しかしながら、Model C は[1]メッシュサイズの影響及び[2]地盤の奥行き方向幅に関わらず、目標値と良く一致する結果となった。図 3-40 は、杭の先端支持力 (杭径の 10%変位時の先端抵抗力) とメッシュサイズ及び地盤の奥行き方向幅の関係を示したものである。その結果、杭先端の挙動は提案方法 Model C によって適切にシミュレーションすることができたと考えられる。なお、地盤の奥行き方向幅は、杭の影響範囲で規定した方が良く考えられるが、提案方法 (Model C) では地盤の奥行き方向幅に依存しない結果となり、地盤の奥行き方向幅は実務で用いる杭の設置間隔で良いと考えられる。

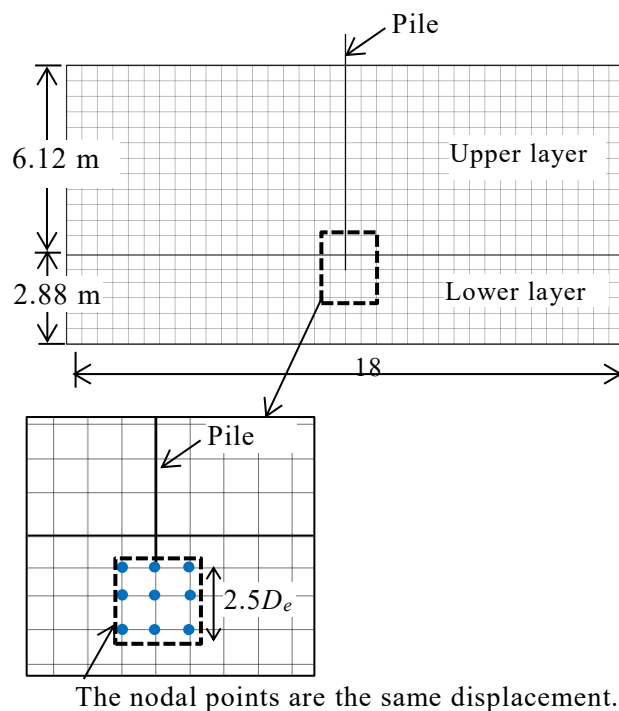
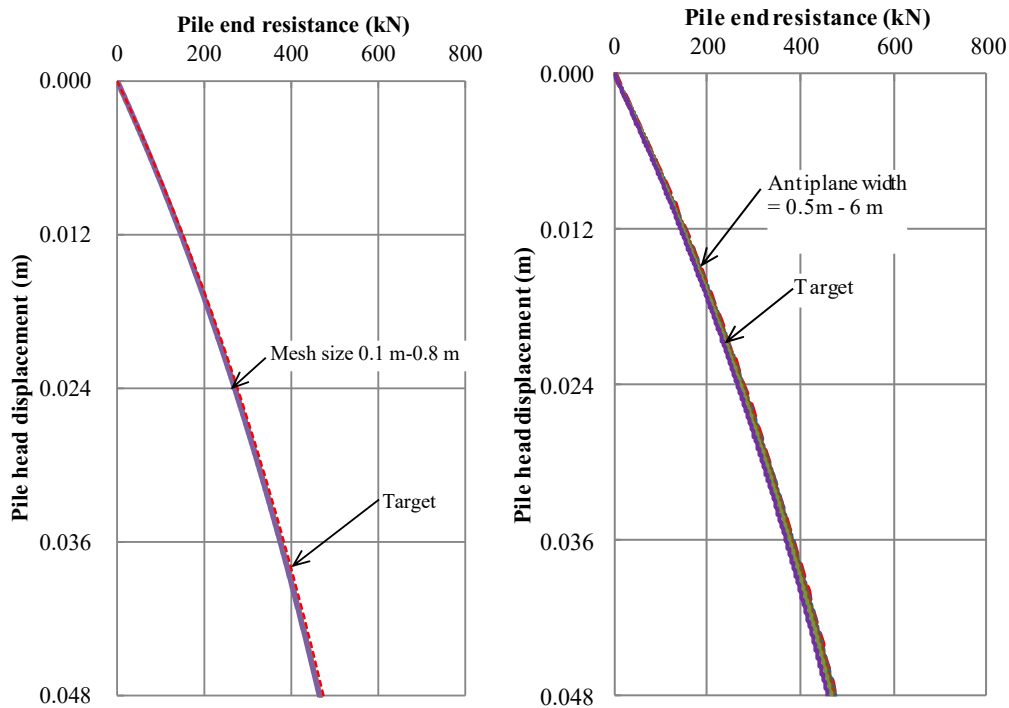


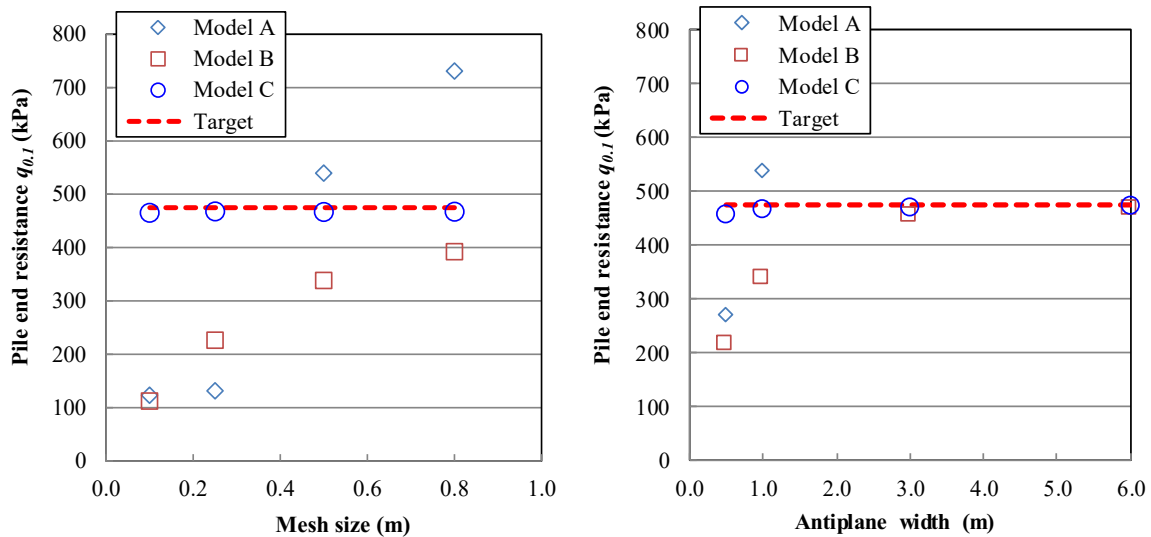
図 3-38 Model C の解析で用いられる二次元モデル



(a) メッシュサイズの影響
(地盤の奥行き方向幅 1m)

(b) 地盤の奥行き方向幅の影響
(メッシュサイズ 0.5m)

図 3-39 Model C における杭の先端抵抗力と杭頭変位の関係



(a) メッシュサイズの影響
(地盤の奥行き方向幅 1m)

(b) 地盤の奥行き方向幅の影響
(メッシュサイズ 0.5m)

図 3-40 杭の先端抵抗力とメッシュサイズの関係

3.5.2 鉛直載荷試験を用いた検証

原位置における鉛直載荷試験結果（富永ら (1987)²¹⁾）を用いて、提案方法（Model C）の検証を行った。富永ら (1987)²¹⁾ は、鋼管杭の原位置載荷試験を行っている。図 3-41 に土質柱状図を示す。地盤の物性値を表 3-14 に示す。また、解析モデルを図 3-42 に示す。試験に用いた杭の杭径は 0.6096 m、杭長は 36 m である。本モデルは単杭のため、地盤の奥行き方向幅は杭径の 10 倍とした。地盤の構成は 7 層であり、完全排水条件で解析を実施した。その他の全ての条件は前節までの解析条件と同じである。解析は FLIP ROSE Ver.7.4.0 (Iai et al. (1992)¹⁾) を用いて行った。杭の側面には周面摩擦力を表現する非線形ばね要素を設けており、そのせん断強度は地盤のせん断強度と同じである。また、杭先端抵抗力を表す非線形ばね要素の特性は、杭径の 10% 沈下時の荷重 $q_{0.1}$ から算定することとし、 $q_{0.1}$ は N 値から建築基礎構造設計指針 (2001) の設計値で算定した。この値は図 3-43 に示すように試験で観察された杭径の 10% 沈下時の先端抵抗力と一致している。杭の先端抵抗力と杭頭変位の関係を図 3-44 に示す。解析結果は周面摩擦力 Q_f 、先端抵抗力 Q_p 及び $Q_f + Q_p$ に関して、目標値と良く一致する結果となった。

表 3-14 地盤の物性値

Characteristics	Layer 1	Layer 2	Layer 3	Layer 4	Layer 5	Layer 6	Layer 7
湿潤密度 ρ (t/m ³)	1.84	1.51	2.02	2.02	1.71	1.71	2.02
せん断弾性係数 G_{ma} (kPa)	6.63×10^4	6.38×10^3	1.47×10^5	1.25×10^5	1.48×10^4	5.00×10^4	1.32×10^5
体積弾性係数 K_{ma} (kPa)	1.73×10^5	1.66×10^4	3.84×10^5	3.27×10^5	3.85×10^4	1.30×10^5	3.45×10^5
基準化拘束圧 σ'_{ma} (kPa)	98.0	30.8	98.0	98.0	143.4	182.8	98.0
パラメータ m_G, m_K	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
粘着力 C (kPa)	0.0	15.4	0.0	0.0	71.7	147.0	0.0
内部摩擦角 ϕ (°)	39.3	0.0	42.3	41.5	0.0	0.0	41.7

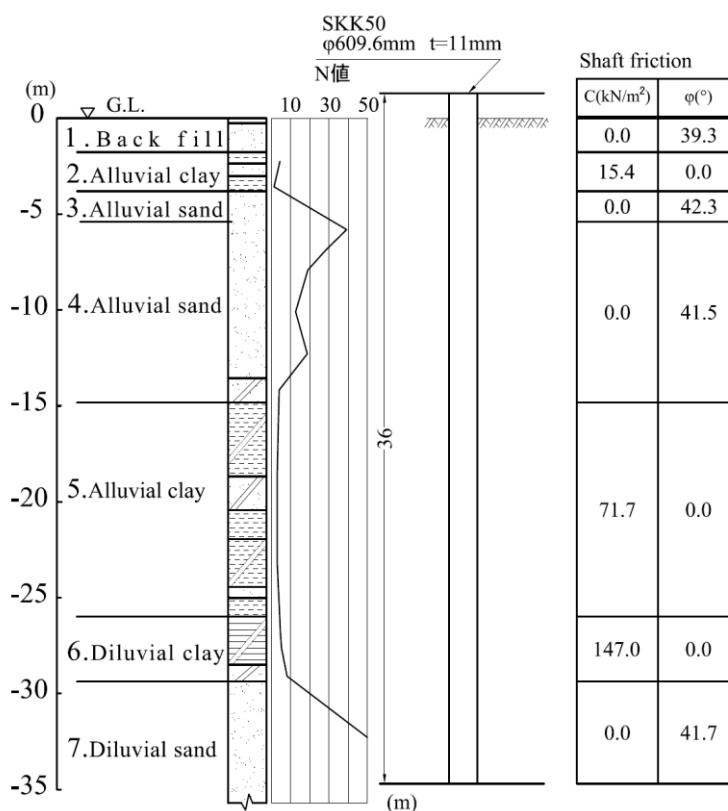


図 3-41 杭の鉛直載荷試験の対象地盤²¹⁾

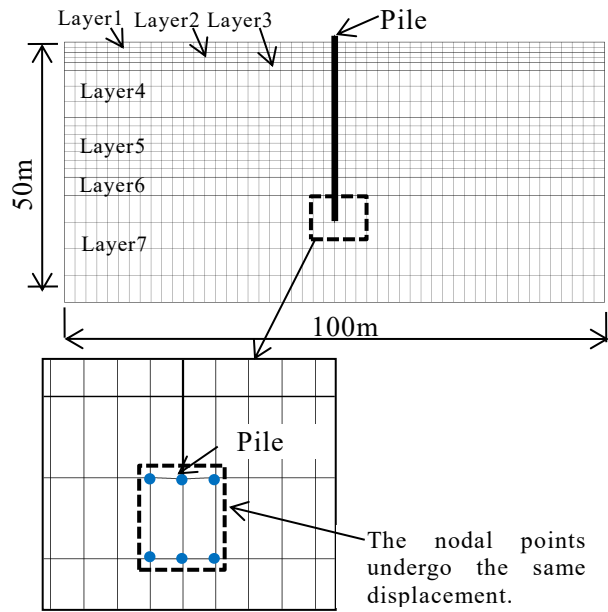


図 3-42 解析モデル

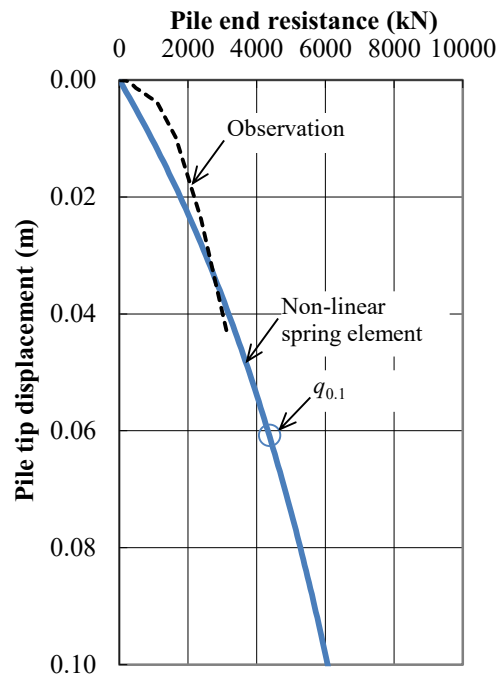


図 3-43 杭先端の非線形ばね要素の特性 ²¹⁾に加筆

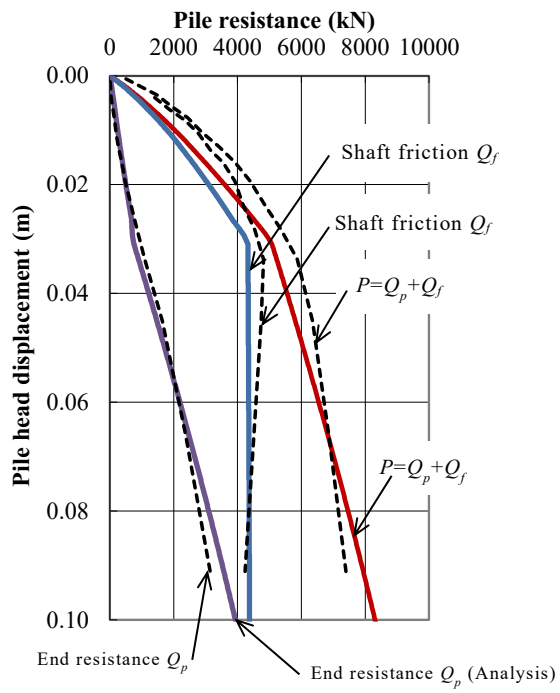


図 3-44 Model C における杭の先端抵抗力と杭頭変位の関係 ²¹⁾に加筆

3.5.3 被災事例解析を用いた検証

(1) 対象事例

本検討では、1993年釧路沖地震において被災した漁港埠頭南側岸壁（設計震度0.2）の事例^{22),23)}を用いて、杭の先端支持力を模擬する非線形ばね要素の適用性の検討を行った。漁港埠頭は、前面はZ型鋼矢板、控え杭は鋼管杭による組杭式の岸壁である（図3-45）。鋼矢板は、背後地盤の液状化に起因して水深-3～-4m地点で折損している（図3-46）。なお、矢板の折損した位置は、電気防食の陽極の設置位置に対応している²⁴⁾。

(2) 解析条件

各土層はFLIPのマルチスプリング要素を用いてモデル化し、境界条件は側方、底面を粘性境界とした。また、解析用地盤物性値は等価 N 値に基づき、簡易設定法（改訂版）³⁾から設定した。前面矢板および控え杭は非線形ばね要素で、タイロッドは、圧縮には抵抗しない非線形ばね要素でモデル化した。地盤の奥行き方向幅は控え杭の設置間隔である1.6mとした。解析モデルを図3-47に示す。控え杭と地盤の相互作用のモデル化は、既往のモデル（Model A）と提案モデル（Model C）の2通りの方法を用いた。なお、杭の周面摩擦力は、摩擦角 ϕ を15度とした。杭先端は杭の先端支持力を模擬する非線形ばね要素を設け、ばねの上限値は N 値から算定した。解析モデルの奥行き方向幅は控え杭の設置間隔である1.6mとした。なお、解析に用いるRayleigh減衰定数 β は、地震応答解析結果（非液状化状態）より水平応答変位量が収束するときの値とし、 $\beta = 0.0005$ とした。FLIPの非線形反復法は改良型³⁾を用いている。入力地震動は釧路沖地震時の波形のうち、主要動部分の17.5～46秒の28.5秒間を用いた（図3-48）。なお、解析はFLIP Ver7.1.9-6-2_6を用いた。

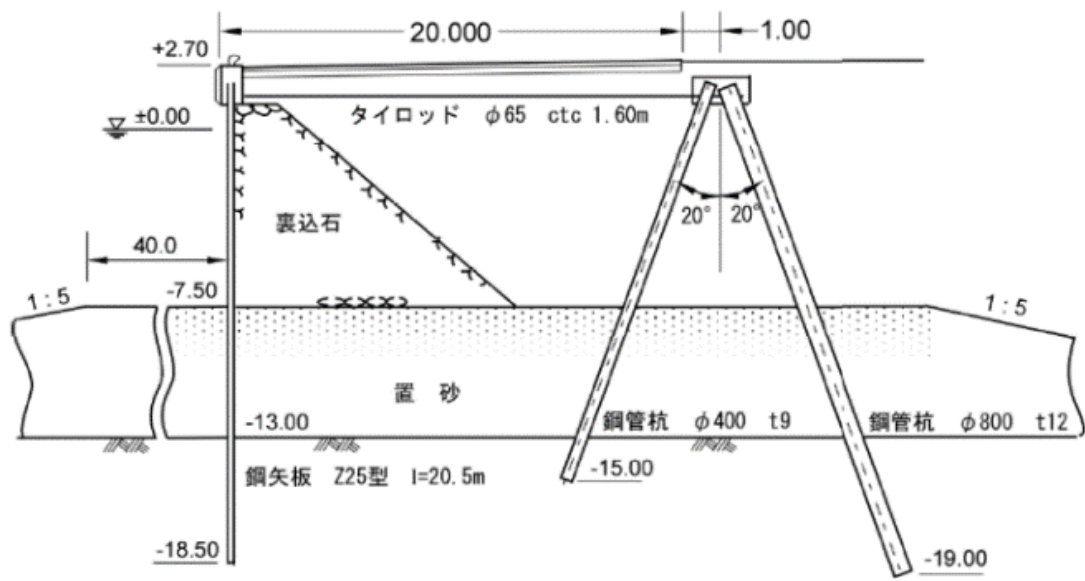


図 3-45 漁業埠頭南側岸壁断面図^{22),23)}

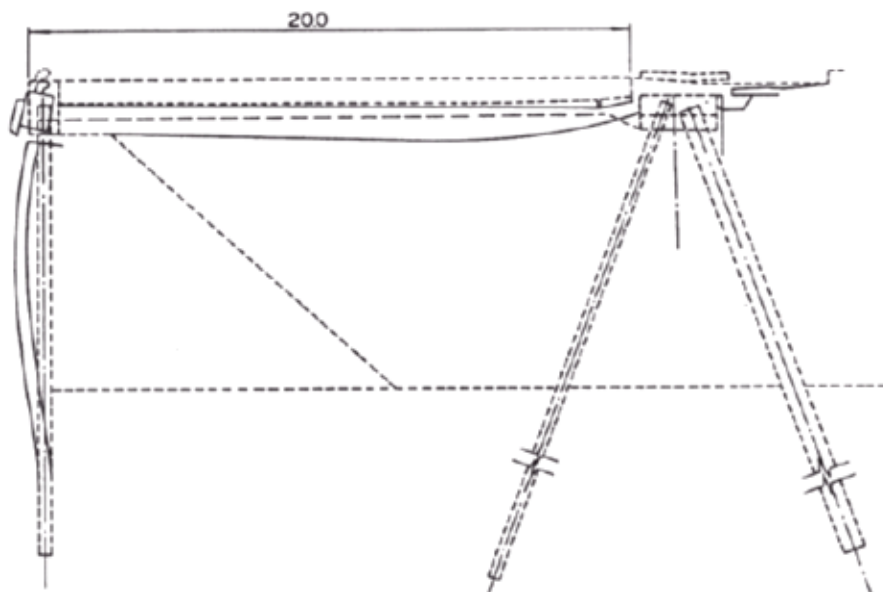
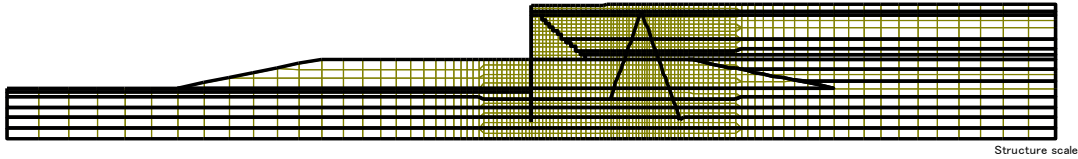
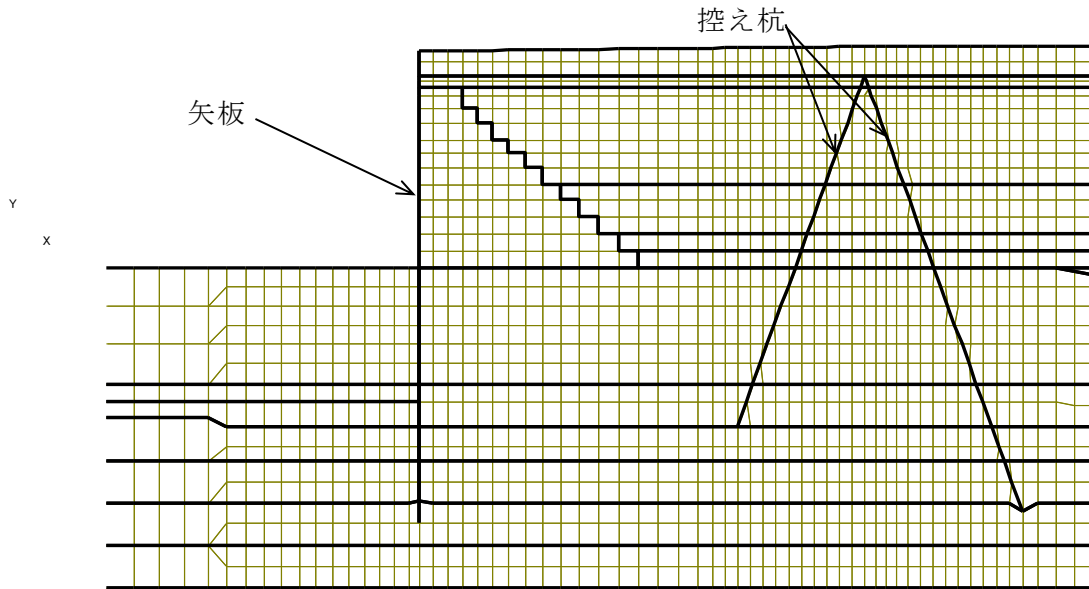


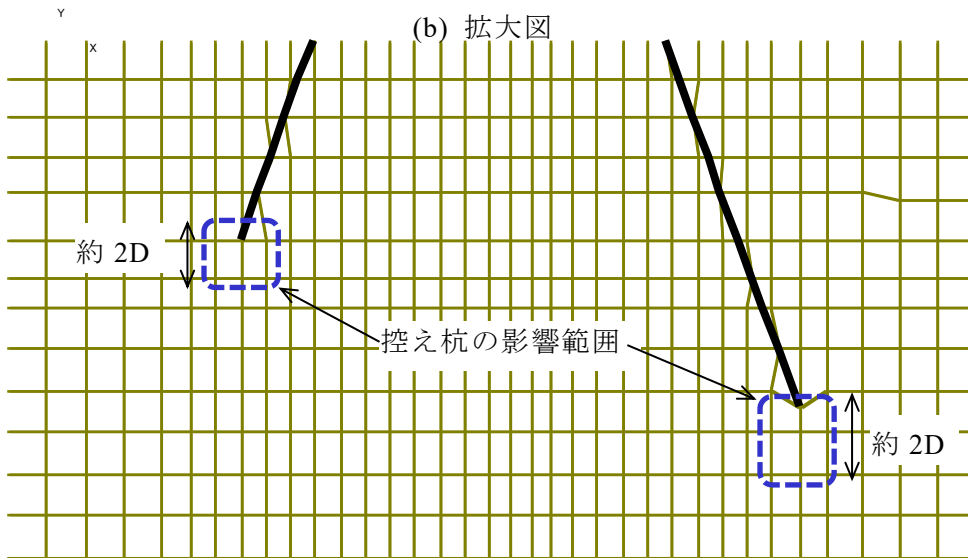
図 3-46 被災状況図²²⁾



(a) 全体図



(b) 拡大図



※影響範囲内の節点を多点拘束（XY 方向同一変位）とする。

(c) 提案モデルにおける影響範囲

図 3-47 解析モデル

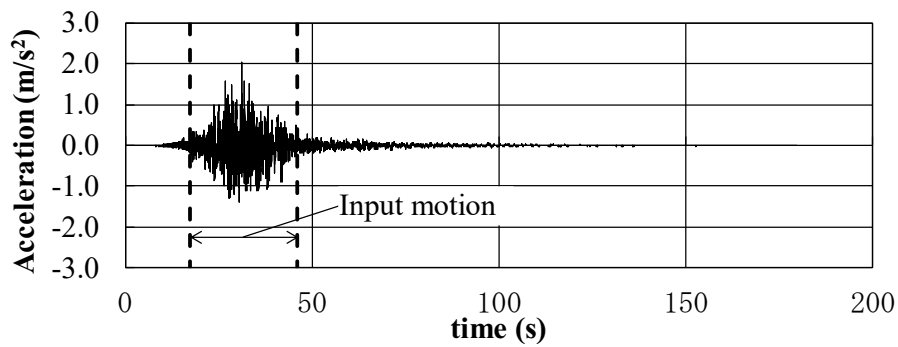


図 3-48 入力地震動

(3) 解析結果

加振終了時の変形図を図 3-49, 図 3-50 に示す。前面矢板の変形は既往のモデル (Model A) で 1.14m, 提案方法 (Model C) で 1.04m となった。控え杭のモデル化の違いは, 前面矢板の変位 0.1m の違いとなって表れている。また, 控え杭杭頭の水平変位は「既往のモデル (Model A) < 提案方法 (Model C)」となった。Model A ではメッシュサイズの依存性が大きい。本事例のようにメッシュサイズが大きい場合, 杭の先端の支持力は大きくなり, 控え杭の変形は小さくなる。一方, Model C では杭先端と地盤を非線形ばね要素で結んでいるため, 非線形ばね要素の変形により, Model C の変形量は Model A より大きくなったと考えられる。また, 控え杭杭頭の鉛直変位は Model A で下向き 0.01m, Model B で上向き 0.05m となった。Model B の引抜き杭先端には引張力に抵抗しない非線形ばね要素が設けている。そのため, Model B では控え杭が引き抜かれたため, Model B の控え杭の鉛直変位が大きくなったと考えられる。最大断面力図を図 3-51~図 3-53 に示す。前面矢板の断面力は, Model A と Model C でほぼ同程度であるが, Model A の軸力は Model C より大きくなり支持力が大きくなっていることが推察される。

実際の現象との整合性の優劣の比較は, 被災事例の計測データの精度の問題のため難しい点があるものの, 既往のモデル (Model A) では変形が小さく評価されており, 杭の先端支持力の適切なモデル化が必要となる場合があることが示唆されたといえる。

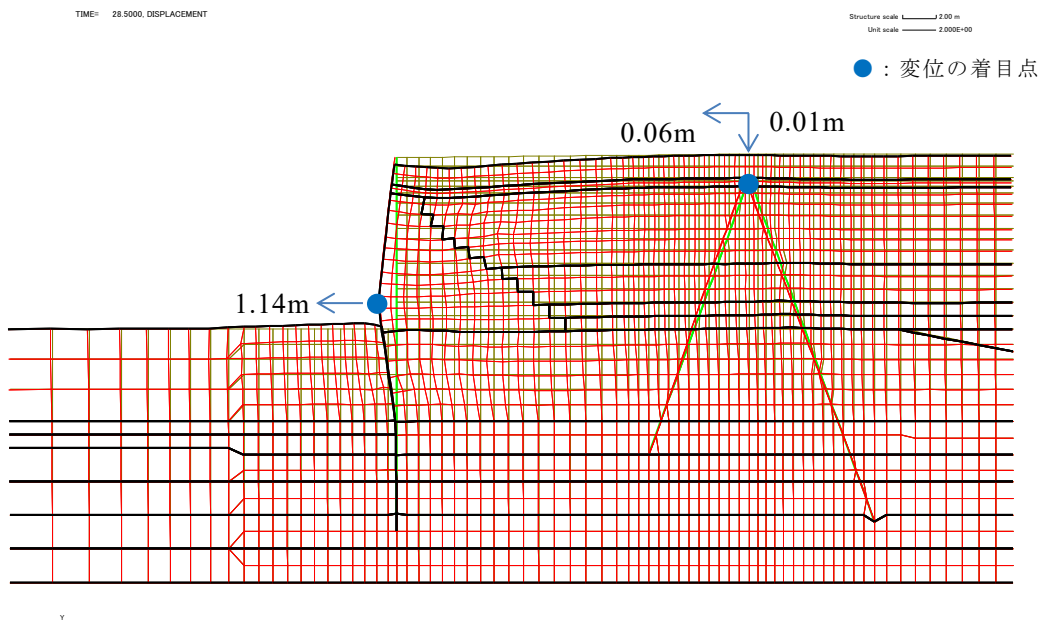


図 3-49 残留変形図 (Model A)

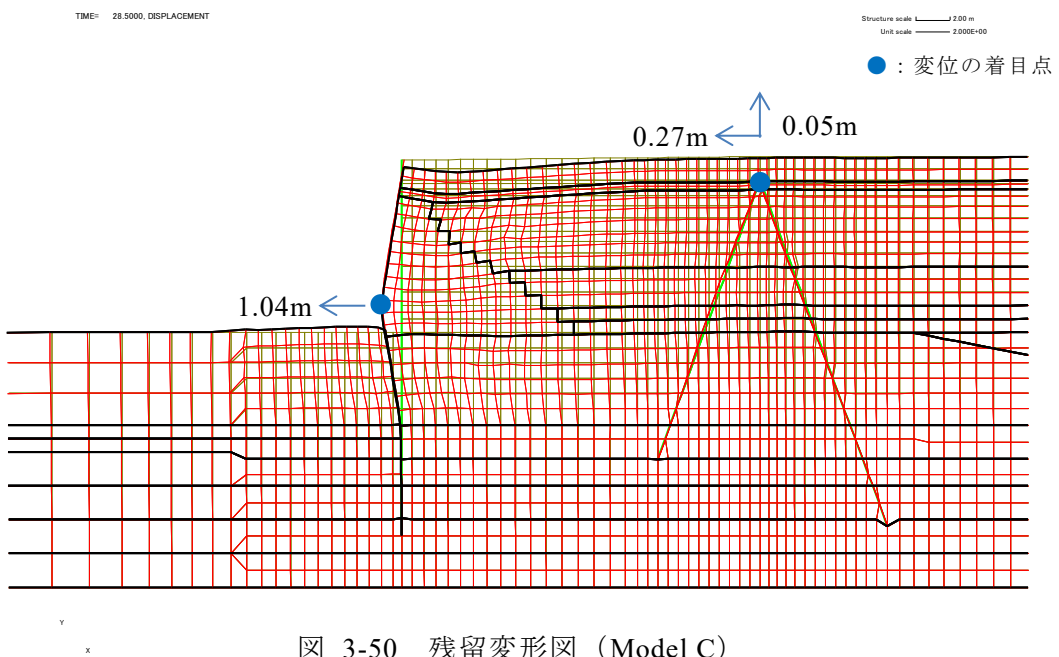


図 3-50 残留変形図 (Model C)

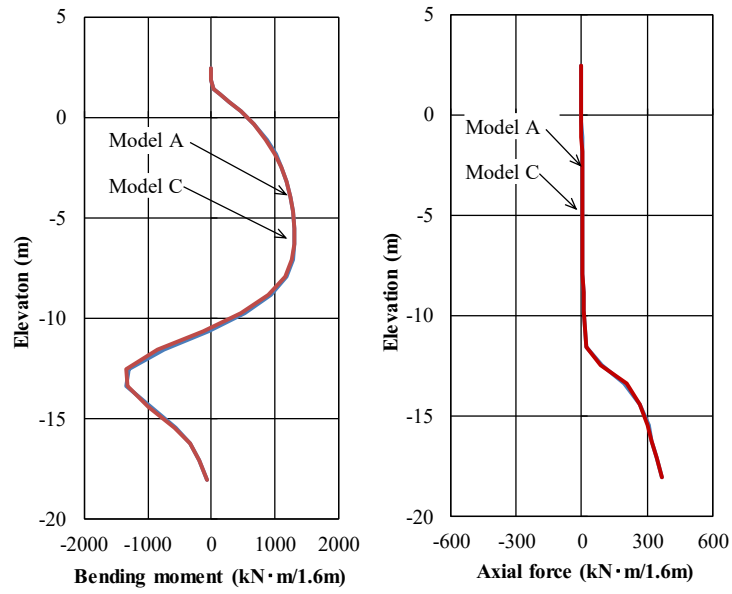


図 3-51 前面矢板の断面力図（残留値）

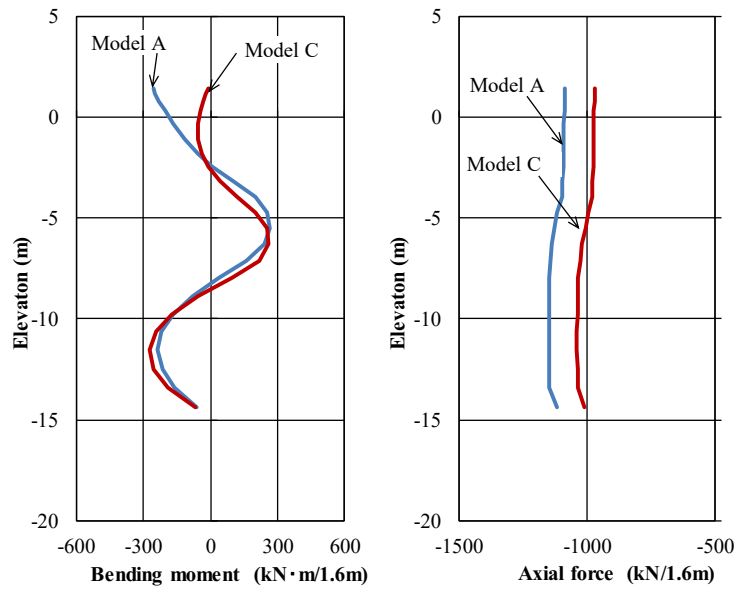


図 3-52 控え杭（押し込み杭）の断面力図（残留値）

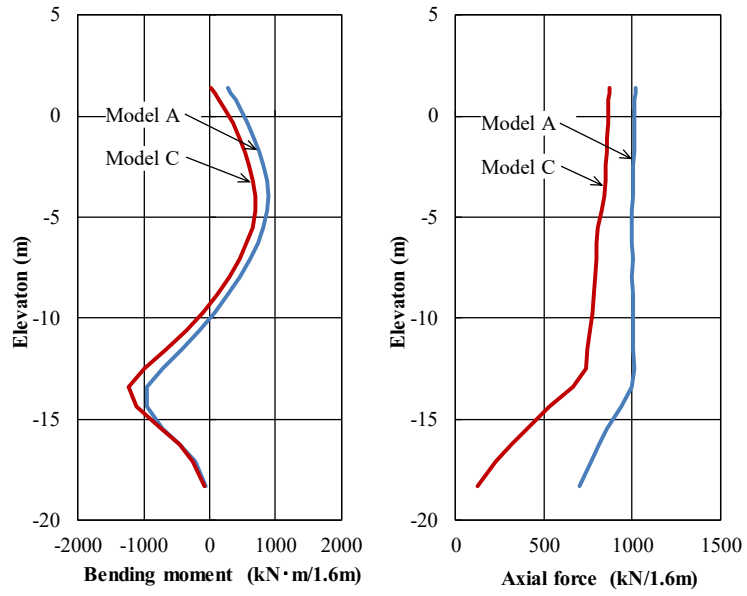


図 3-53 控え杭（引抜き杭）の断面力図（残留値）

3.5.4 まとめ

本節では、杭と地盤の杭軸方向相互作用の提案モデル(Model C)の適用性検証を行った。提案モデル(Model C)は、杭先端の節点と地盤の節点を直列につないだ非線形ばね要素を設け、さらに空洞拡張理論を参考として杭の先端支持力の影響範囲(地盤側節点周辺)がブロックとして動くようにモデル化したものである。得られた結論を以下に示す。

- (1) 最初に、[1]メッシュサイズの影響及び[2]地盤の奥行き方向幅をパラメータとして、簡易モデルによる杭の押込み試験のシミュレーションを行った。適用性の確認は、杭頭からの荷重変位関係が杭先端の非線形ばね要素で想定した荷重変位関係と一致するかで判断した。その結果、既往モデル(Model A)や改良モデル(Model B)では[1]メッシュサイズの影響及び[2]地盤の奥行き方向幅に依存する結果となったが、提案モデル(Model C)は、特別の工夫をすることなく、ほぼ想定する荷重変位関係と一致する結果となった。
- (2) 地盤の奥行き方向幅は杭先端の地盤変形の影響範囲が良いと考えられるが、提案方法(Model C)では地盤の奥行き方向幅の影響がないことがわかった。そのため、提案方法(Model C)における地盤の奥行き方向幅は、実務で用いる杭の設置間隔で良いと考えている。
- (3) 次に、杭の原位置載荷試験結果を対象に事例解析を行った。鉛直載荷試験による杭の先端支持力の計測結果を提案モデル(Model C)の非線形ばね要素でモデル化した。その結果、特別の措置をすることなく、解析結果と実験結果はほぼ整合する結果となった。
- (4) 1993年釧路沖地震で被災した漁港埠頭南側岸壁を対象とした検討を実施した。前面矢板の変形は、既往モデル(Model A)および提案モデル(Model C)の両者とも同じ程度であった。しかし、控え工の挙動には方法による違いが顕著にみられ、既往モデル(Model A)では控え杭の変形が小さく評価されるため、杭の先端支持力の適切なモデル化が必要となる場合があることが示唆された。実際の現象との整合性の優劣の比較は、被災事例の計測データの精度の問題のため難しい点があるものの、少なくとも提案モデル(Model C)を用いることで、杭の先端支持力の明確化が図れたと考えている。なお、提案モデル(Model C)における地震後の地盤変形の影響範囲は、地震前後の地盤の物性に変化がなければ、地震前と同じ範囲で良いと考えている。

以上より、本研究²⁵⁾では杭の先端支持力に関して、地盤の影響範囲を考慮した杭と地盤の杭軸方向相互作用のモデル化を提案し、その適用性を検証することができた。

3.6 杭の周面摩擦力のモデル化の提案

3.6.1 はじめに

矢板式係船岸の控え組杭（斜杭）や控え杭などの根入れは基盤まで届いていないこともあり，適切な周面摩擦力のモデル化が構造物の挙動を評価するうえで重要となる場合もある。そこで，本節では，ジョイント要素を用いた二次元有限要素法（以下，「二次元解析」という。）における杭の周面摩擦力のモデル化を検討する。ここで，既往の研究に見られるように，実際には施工の影響等で杭周辺の地盤の物性が変化することが想定され，周面摩擦力を正しく評価することは難しいと考えられる。そこで，杭の押込み試験・引抜き試験の計測結果から，提案手法における適切なジョイント要素のパラメータの設定法を検討する。

はじめに杭の周面摩擦力のモデル化の提案を行い，次に提案手法の妥当性を検証するために杭の押込み試験及び引抜き試験の事例解析を行った。

3.6.2 二次元有限要素法における杭の周面摩擦のモデル化

(1) 杭と地盤の相互作用のモデル化

「3.1 杭の先端支持力のモデル化の提案」において、図 3-54 に示す提案モデル (Model C) を提案した。本節では、Model C の杭の周面摩擦力のモデル化の検討を行う。

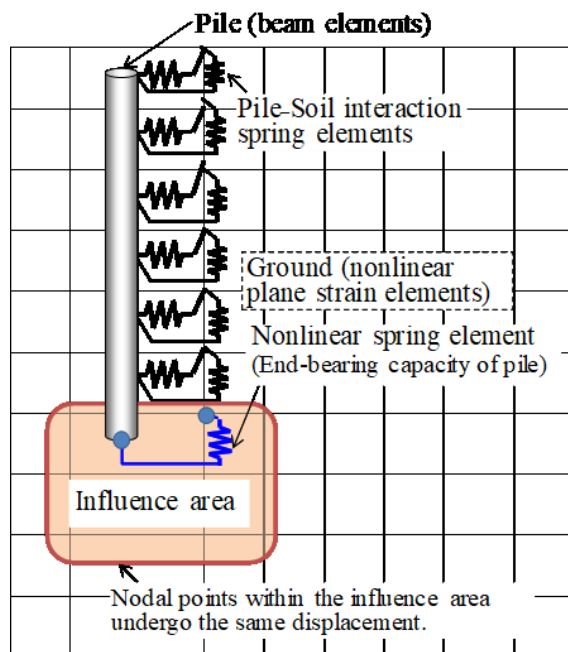


図 3-54 提案モデル (Model C)

(2) 杭の周面摩擦力のモデル化の定式化

剥離やすべりを表現する非線形ばね要素にはいくつかの定式化があり得るが、例えばせん断強度（滑り強度）を式(1)で定式化することができる。このときの、非線形ばね要素の応力ひずみ関係の例を図 3-55 に示す。この定式化は、例えばケーソン岸壁背面のモデル化などに用いられている³⁾。

$$\tau_f = c + \sigma_n' \tan \phi \quad (1)$$

ここで、 τ_f : せん断強度, c : 粘着力, σ_n' : 近傍地盤におけるせん断面に垂直方向の有効拘束圧, ϕ : 摩擦角である。

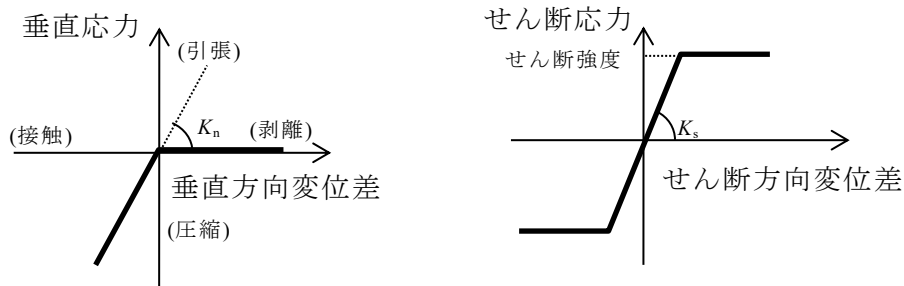


図 3-55 杭の周面摩擦力を考慮するための非線形ばね要素の応力ひずみ関係³⁾

杭の周面摩擦力は、この非線形ばね要素の定式化を援用してモデル化する。まず、非線形ばね要素のせん断方向初期剛性 K_s は、せん断強度に達するまでは地盤と杭が完全に一体となって挙動するために、実務設計でよく用いられる大きな値 ($1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2/\text{m}$)³⁾とした。また、杭軸直交方向の杭と地盤の相互作用は前述の杭-地盤相互作用ばねで考慮されているため、非線形ばね要素の接触・剥離という滑り方向と直交する方向の挙動は考慮しない。

ここで、本提案を実務的に用いられる二次元解析に適用することを考えると、杭の周面摩擦力は二次元の平面ひずみ状態でモデル化される必要がある。そこで、杭の単位深さあたりの接触長さ $width$ を杭の周長 ($width = \pi D$, D : 杭径) とし、原則として杭間隔の奥行き方向幅を持つ地盤モデルと 1 本分の剛性を持つ杭のモデルを用意する。奥行き方向 1m 当たりの解析に換算すると、地盤幅は 1m, 杭の剛性は 1m 当たりにし、杭と地盤の接触長さ $width$ も単位幅当たりの値 ($width = \pi D/B$, B : 地盤の奥行き方向幅) となる。

伊藤ら²⁵⁾が示したように、杭の周面摩擦力は、杭の施工による影響も大きく受ける。そこで、本研究では式(1)に調整係数 J_a 及び J_β を導入して式(2)に示すジョイント要素を用いることとする。 J_a は粘着力 c の増減作用を調整する係数、 J_β は周辺地盤の σ_n' の増減や ϕ の変化によるせん断強度の増減作用を調整する係数で、施工影響で地盤が締め固められる場合には、周面摩擦力が増加し、 J_a や J_β が 1 を超えることもある。

$$\tau_f = J_a c + J_\beta \sigma_n' \tan \phi \quad (2)$$

ここで、 τ_f : せん断強度、 c : 粘着力、 J_a : c に乗ずる調整係数、 σ_n' : 近傍地盤における垂直方向の有効拘束圧、 ϕ : 摩擦角、 J_β : σ_n' 及び ϕ に乗ずる調整係数である。

しかし、本提案を実際の解析に適用するに当たっては、施工の影響などによる現実の周面摩擦の増減を正確に評価し、適切な調整係数を設定する必要がある。そこで、既往の杭の押し込み試験と引抜き試験について提案手法を用いた再現解析を行い、実測結果の再現性の検討と、実測結果から推定される調整係数の評価を行った。

3.6.3 杭の押込み試験の再現解析

(1) 押込み試験の概要

杭の押込み試験²¹⁾を対象として、ジョイント要素を用いた杭の周面摩擦力の検討を行った。対象実験の土質条件及び載荷試験杭の仕様や最大周面摩擦力度の予測値と実測値の比較を図 3-56 に示す。

地層構成は①埋立砂から⑦洪積砂までの7層に分けられる。試験杭は外径 $\phi = 609.6 \text{ mm}$ 、肉厚 $t = 11 \text{ mm}$ 、全長 $L = 36 \text{ m}$ の鋼管杭であり、地盤上部の突出長が 1.3 m で杭先端は⑦洪積砂に達している。

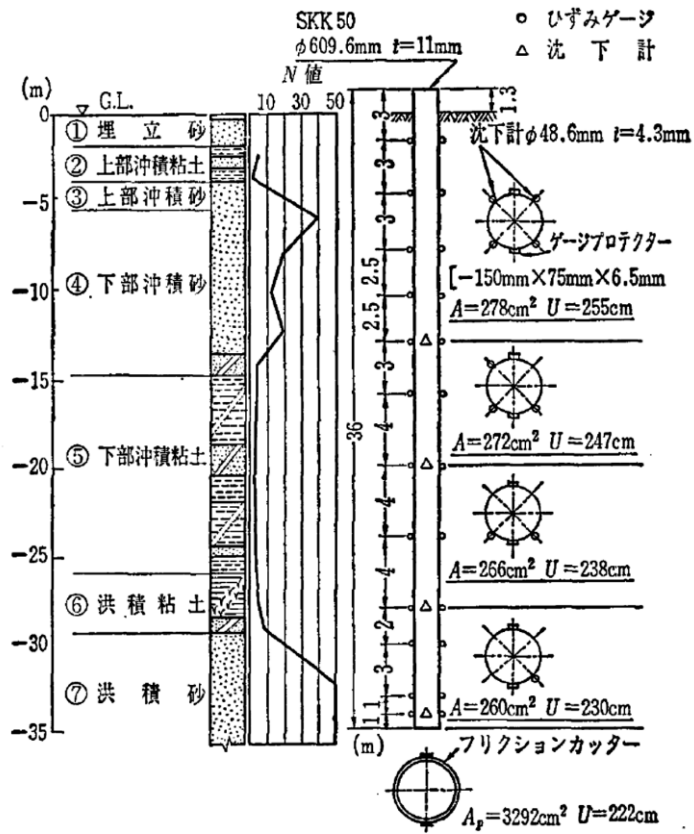
載荷試験は6本の反力杭にわたした梁と杭頭の上に300tf油圧ジャッキ4台を設置し、載荷試験実施時(1987年)の規準である「クイの鉛直載荷試験基準・解説(土質工学会編²⁷⁾)」の多サイクルA載荷法によって実施された。なお、載荷試験は杭打設から23日後に行われた。

(2) モデル化と解析条件

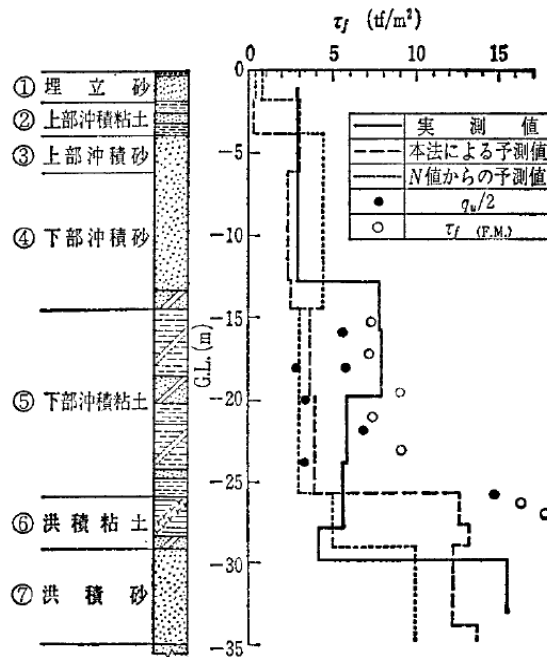
地盤はFLIP ROSE¹⁾のマルチスプリング要素を用いてモデル化し、杭は線形はり要素でモデル化した。また、境界条件は側方を鉛直ローラー、底面を固定境界とした。地下水位は埋立砂の下端に設定した。要素分割図を図 3-57 に示す。地盤の物性値は N 値に基づき、簡易設定法(改訂版)³⁾から設定した。地盤の物性値を表 3-15 に、杭の物性値を表 3-16 に示す。

解析は、側面と底面の境界だけでなく各要素が十分に排水される条件(間隙水の移動が完全に自由な条件)の自重解析後に、杭頭に変位制御で1ステップあたり $2.0 \times 10^{-4} \text{ (m)}$ で、杭頭の変位が 0.2 m になるまで押込み力を載荷した。地盤の奥行き方向幅は杭径の10倍の範囲としている。また、解析は杭の周面摩擦力に着目しているため、杭先端は自由端としている。

解析ケースとして、摩擦力の実測値をジョイント要素のせん断強度にしたケース(ケース1)、地盤の物性値からジョイント要素のせん断強度を与えたケース(ケース2)の2ケースを考えた。なお、同一層には同じせん断強度が同時に発揮されるように仮定している。設定したジョイント要素の物性値を表 3-17~表 3-19 に示す。ここで、ケース1は摩擦力の実測値をジョイント要素の粘着力で与えている。ケース2では、砂層はジョイント要素の摩擦角で、粘土層はジョイント要素の粘着力で与えるものとした。なお、沖積粘土は、正規圧密粘土に対する物性値設定としてよく用いられる方法^{28),29)}に基づき、内部摩擦角 30 度相当の強度を粘着力として与えた。また、洪積粘土の物性は実験時に行われた一軸圧縮強さから設定した。



(a) 土質条件及び載荷試験杭の仕様²¹⁾



(b) 最大周面摩擦力度の予測値と実測値の比較²¹⁾

図 3-56 再現対象事例²¹⁾

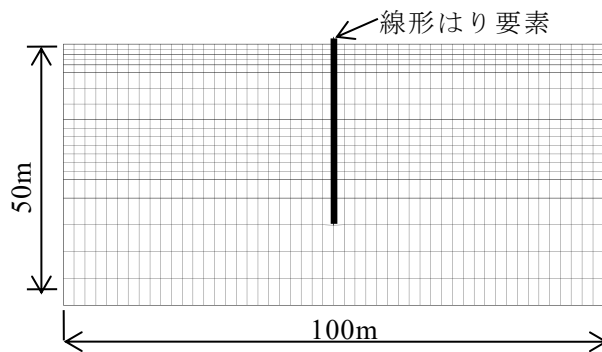


図 3-57 要素分割図

表 3-15 地盤の物性値

	質量密度 ρ (t/m^3)	初期せん断剛性 G_{ma} (kN/m^2)	基準平均有効応力 σ_{ma}' (kN/m^2)	拘束圧依存係数 m_G, m_K	内部摩擦角 ϕ', ϕ^{*2} ($^\circ$)	粘着力 c', c^{*2} (kN/m^2)
埋立砂	1.84	6.63×10^4	98.0	0.5	39.3	0.0
上部沖積粘土	1.51	6.38×10^3	30.8	0.5	0.0	15.4
上部沖積砂	2.02	1.47×10^5	98.0	0.5	42.3	0.0
下部沖積砂	2.02	1.25×10^5	98.0	0.5	41.5	0.0
下部沖積粘土	1.71	1.48×10^4	143.4	0.5	0.0	71.7
洪積粘土	1.71	5.00×10^4	182.8	0.5	0.0	147.0
洪積砂	2.02	1.32×10^5	98.0	0.5	41.7	0.0

*1 地盤のポアソン比は全層 0.33 とした。

*2 砂地盤は c', ϕ' , 粘土地盤は c, ϕ で表現しているが、本解析では水圧の上昇を考慮していないので、せん断強度は結果的に同等である。

表 3-16 杭の物性値

杭径 (m)	0.6096
杭の厚さ (m)	0.011
ヤング係数 (kPa)	7.7×10^7
ポアソン比	0.3
断面積 (m^2)	2.07×10^{-2}
(断面二次モーメント (m^4))*	$(9.27 \times 10^{-4})^*$

*本解析の条件では曲げは作用せず、結果に影響しない。

表 3-17 ジョイント要素の剛性の設定

	垂直方向の接線剛性 K_n (kN/m ² /m)	滑り方向の接線剛性 K_s (kN/m ² /m)
自重解析	0.0	0.0
押し込み解析	0.0	1.0×10^6

表 3-18 ジョイント要素のせん断強度：ケース 1

(摩擦力の実測値をせん断強度にしたケース)

地層	調整係数 J_α	粘着力 c (kN/m ²)	調整係数 J_β	摩擦角 ϕ (°)
埋立砂	1.0	30.0	0.0	0.0
上部 沖積粘土	1.0	30.0	0.0	0.0
上部沖積砂	1.0	30.0	0.0	0.0
下部沖積砂	1.0	30.0	0.0	0.0
下部 沖積粘土	1.0	78.0	0.0	0.0
洪積粘土	1.0	55.0	0.0	0.0
洪積砂	1.0	152.0	0.0	0.0

表 3-19 ジョイント要素のせん断強度：ケース 2

(地盤の物性値からせん断強度を与えるケース)

地層	調整係数 J_α	粘着力 c (kN/m ²)	調整係数 J_β	摩擦角 ϕ (°)
埋立砂	0.0	0.0	1.0	39.3
上部 沖積粘土	1.0	15.4	0.0	0.0
上部沖積砂	0.0	0.0	1.0	42.3
下部沖積砂	0.0	0.0	1.0	41.5
下部 沖積粘土	1.0	71.7	0.0	0.0
洪積粘土	1.0	147.0	0.0	0.0
洪積砂	0.0	0.0	1.0	41.7

(3) 解析結果

杭の周面摩擦力の深さ方向の分布を図 3-58 と図 3-59 に示す。解析結果は、杭頭の変位が 0.1m における各ジョイント要素の中心位置における値を示しており、図 3-58 は設定したせん断強度（初期拘束圧を仮定）と解析で実際に発揮された摩擦力を、図 3-59 は実測値と解析で実際に発揮された摩擦力を比較している。また、杭の全体周面摩擦力と変位の関係を図 3-60 に示す。

摩擦力の実測値をジョイント要素のせん断強度にしたケース 1 では、深さ方向全体にわたり設定したせん断強度の摩擦力が発揮されている。その結果、実測値と解析の摩擦力はよい一致を示している。また解析は、図 3-60 に示される杭頭荷重から先端抵抗を引いた全体の周面摩擦力も実測値とよくあう結果となった。よって、杭の周面摩擦力の実測値が得られていれば、解析で正しく表現できると考えられる。しかし、杭の周面摩擦力の実測値が得られていることは多くない。

地盤の物性からジョイント要素のせん断強度を与えたケース 2 でも、深さ方向全体にわたり設定したせん断強度相当の摩擦力が発揮されている。なお、図 3-58 に示すように地表付近では、解析における摩擦力が N 値から設定したせん断強度より大きいのが、これは押し込みによる拘束圧の増加でせん断強度が増加したためである。図 3-59 に示すように、解析での摩擦力の分布は多少実測値の分布と異なる。具体的には、地表に近い①埋立砂、②上部沖積粘土の周面摩擦力は実測値より小さく、③上部沖積砂、④下部沖積砂の周面摩擦力は、実測値よりやや大きい結果となった。上層は施工の影響で杭と地盤の密着度が増加し、下層は杭と地盤の密着度が乱れている可能性などが考えられるが、実際のところはよくわからない。また、図 3-60 に示すように杭の全体周面摩擦力は、ケース 1 と同様に実測値とよくあう結果となった。なお、⑥洪積粘土は、ケース 1 とケース 2 で異なる結果となった。この理由は、⑥洪積粘土におけるジョイント要素のせん断強度が、ケース 1 は周面摩擦力の実測値から求めたもの、ケース 2 は地盤の物性値から求めたものを用いたためである。

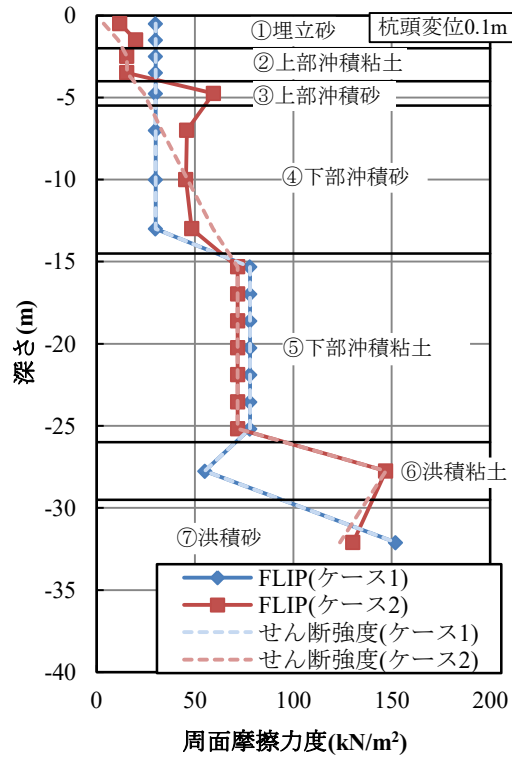


図 3-58 杭の周面摩擦力の深さ方向分布（設定したせん断強度と解析結果の比較）

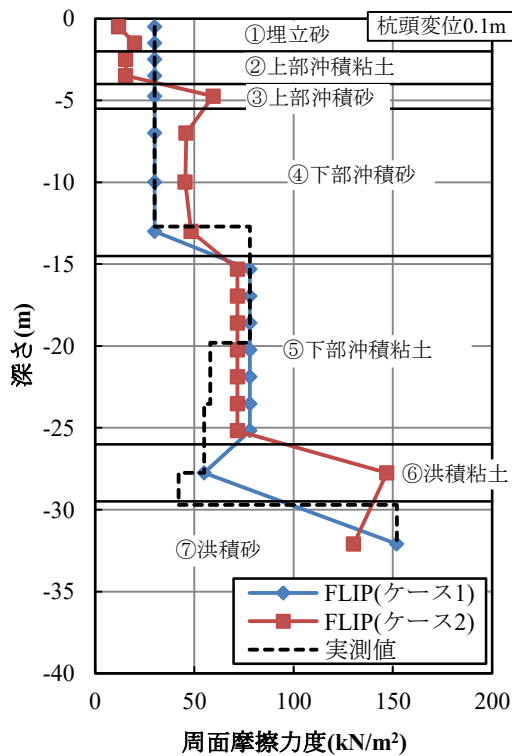


図 3-59 杭の周面摩擦力の深さ方向分布（実測値と解析結果の比較）

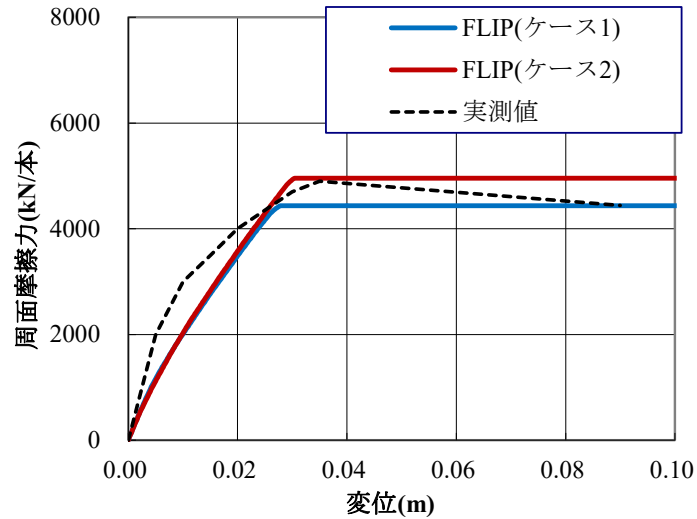


図 3-60 杭の全体周面摩擦力－変位関係

(4) 調整係数 J_α , J_β の推定

摩擦力の実測値をジョイント要素のせん断強度にしたケース 1 と地盤の物性からジョイント要素のせん断強度を与えたケース 2 の解析結果を用いて、調整係数 J_α , J_β の推定を行った。ケース 1 の周面摩擦力度をケース 2 の周面摩擦力度で正規化した値を調整係数とした。調整係数の推定結果を図 3-61 に示す。粘土は調整係数 J_α を、砂層は調整係数 J_β を表す。つまり、実測値と解析値が適合するように調整係数を逆算している。地表付近の調整係数はやや大きく 2 程度となるが、地中（③上部沖積砂～⑦洪積砂）の調整係数は上部沖積砂と洪積粘土で 0.5 程度、下部沖積粘土と洪積砂で 1 程度である。

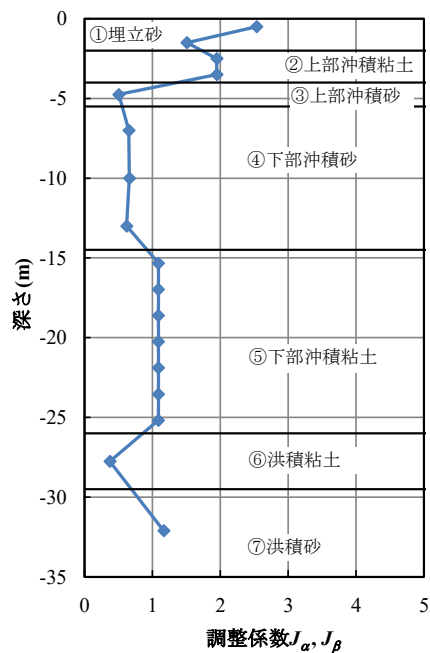


図 3-61 調整係数 J_α , J_β の推定結果

3.6.4 杭の引抜き試験の再現解析

(1) 引抜き試験の概要

杭の引抜き試験²⁶⁾を対象として、ジョイント要素を用いた杭の周面摩擦力の検討を行った。対象実験の地質柱状図を図 3-62 に、杭の周面摩擦力の深さ方向分布を図 3-63 に示す。なお、杭は、直径 508mm、肉厚 9mm、杭長 12m の鋼管杭を打込み工法、中掘り工法及びプレボーリング工法の 3 工法で施工されている。引抜き载荷の荷重速度は増加時 98kN/分、減圧時 196kN/分とされている。载荷装置は各試験杭周辺の 4 本の H 鋼を反力杭として使用した。

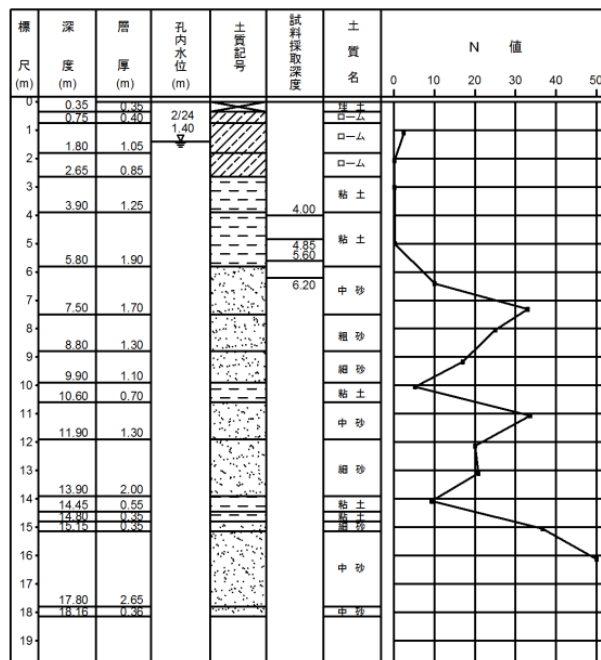


図 3-62 土質条件²⁶⁾を加筆・修正

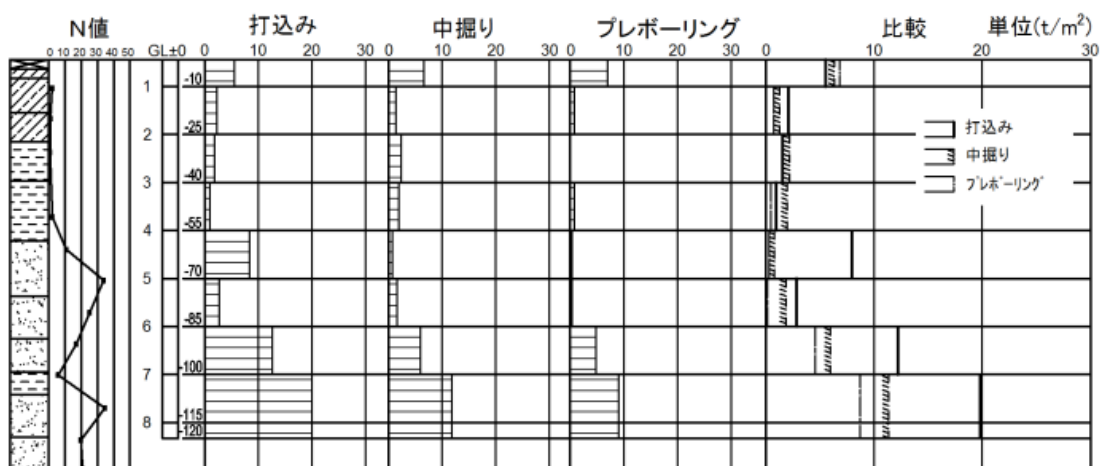


図 3-63 杭の周面摩擦力の深さ方向分布²⁶⁾を加筆・修正

(2) モデル化と解析条件

地盤は FLIP ROSE のマルチスプリング要素^{1),2)}を用いてモデル化し、杭は線形はり要素でモデル化した。また、境界条件は側方を鉛直ローラー、底面を固定境界とした。地下水位は粘性土の下端に設定した。要素分割図を図 3-64 に示す。地盤の物性値は N 値に基づき、簡易設定法（改訂版）から設定した。地盤の物性値を表 3-20 に、杭の物性値を表 3-21 に示す。なお、表 3-20 では、各対象土層の初期せん断剛性などを、有効拘束圧 98kPa（基準平均有効応力）における値として示している。

解析は、側面と底面の境界だけでなく各要素が十分に排水される条件（間隙水の移動が完全に自由な条件）の自重解析後に、杭頭に変位制御で 1 ステップあたり 4.0×10^{-5} (m) で、杭頭の変位が 0.2m になるまで引抜き力を載荷した。解析は、地盤の水中密度を用いた自重解析後に、杭頭に引抜き力を載荷した。地盤の奥行き方向幅は杭径の 10 倍の範囲としている。また、解析は杭の周面摩擦力に着目しているため、杭先端は自由端としている。

解析ケースとして、摩擦力の実測値をジョイント要素のせん断強度にしたケース（打込み杭：ケース 1，中掘り杭：ケース 2，プレボーリング杭：ケース 3），地盤の物性値からジョイント要素のせん断強度を与えたケース（ケース 4）の 4 ケースを考えた。なお、同一層には同じせん断強度が同時に発揮されると仮定している。設定したジョイント要素の物性値を表 3-22～表 3-26 に示す。

ここで、ケース 1～3 は摩擦力の実測値をジョイント要素の粘着力で与えている。ケース 4 では、砂層はジョイント要素の摩擦角で、粘性土はジョイント要素の粘着力で与えるものとした。なお、粘性土は前章の設定と同様に、内部摩擦角 30 度相当の強度を粘着力として与えた。

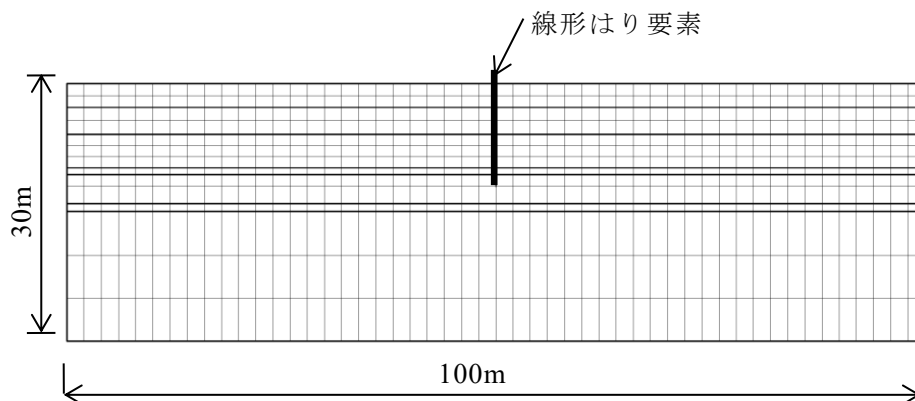


図 3-64 要素分割図

表 3-20 地盤の物性値

	質量密度 ρ (t/m^3)	初期せん断剛性 G_{ma} (kN/m^2)	基準平均有効応力 σ_{ma}' (kN/m^2)	拘束圧依存係数 m_G, m_K	内部摩擦角 ϕ', ϕ^{*2} ($^\circ$)	粘着力 c', c^{*2} (kN/m^2)
ローム	1.41	3.98×10^4	98.0	0.5	0.0	7.3
粘性土 1	1.61	2.21×10^4	98.0	0.5	0.0	18.0
砂質土 1	2.02	1.23×10^5	98.0	0.5	42.0	0.0
粘性土 2	1.61	4.21×10^4	98.0	0.5	0.0	37.0
砂質土 2	2.02	1.19×10^5	98.0	0.5	41.0	0.0
粘性土 3	1.61	5.09×10^4	98.0	0.5	0.0	51.7
砂質土 3	2.02	1.65×10^5	98.0	0.5	43.0	0.0

*1 地盤のポアソン比は全層 0.33 とした。

*2 砂地盤は c', ϕ' , 粘土地盤は c, ϕ で表現しているが、本解析では水圧の上昇を考慮していないので、せん断強度は結果的に同等である。

表 3-21 杭の物性値

杭径 (m)	0.508
杭の厚さ (m)	0.009
ヤング係数 (kPa)	7.7×10^7
ポアソン比	0.3
断面積 (m^2)	1.41×10^{-2}
(断面二次モーメント (m^4))*	$(4.39 \times 10^{-4})^*$

*本解析の条件では曲げは作用せず、結果に影響しない。

表 3-22 ジョイント要素の剛性の設定

	垂直方向の接線剛性 K_n ($kN/m^2/m$)	滑り方向の接線剛性 K_s ($kN/m^2/m$)
自重解析	0.0	0.0
押し込み解析	0.0	1.0×10^6

表 3-23 ジョイント要素のせん断強度：ケース 1
(打込み杭の摩擦力の実測値をせん断強度にしたケース)

地層	調整係数 J_α	粘着力 c (kN/m ²)	調整係数 J_β	摩擦角 ϕ (°)
ローム	1.0	63.0	0.0	0.0
粘性土 1	1.0	18.0	0.0	0.0
砂質土 1	1.0	93.0	0.0	0.0
粘性土 2	1.0	230.0	0.0	0.0
砂質土 2	1.0	230.0	0.0	0.0

表 3-24 ジョイント要素のせん断強度：ケース 2
(中掘り杭の摩擦力の実測値をせん断強度にしたケース)

地層	調整係数 J_α	粘着力 c (kN/m ²)	調整係数 J_β	摩擦角 ϕ (°)
ローム	1.0	74.0	0.0	0.0
粘性土 1	1.0	25.0	0.0	0.0
砂質土 1	1.0	21.0	0.0	0.0
粘性土 2	1.0	133.0	0.0	0.0
砂質土 2	1.0	133.0	0.0	0.0

表 3-25 ジョイント要素のせん断強度：ケース 3
(プレボーリング杭の摩擦力の実測値をせん断強度にしたケース)

地層	調整係数 J_α	粘着力 c (kN/m ²)	調整係数 J_β	摩擦角 ϕ (°)
ローム	1.0	80.0	0.0	0.0
粘性土 1	1.0	6.0	0.0	0.0
砂質土 1	1.0	2.0	0.0	0.0
粘性土 2	1.0	103.0	0.0	0.0
砂質土 2	1.0	103.0	0.0	0.0

表 3-26 ジョイント要素のせん断強度：ケース 4
(地盤の物性値からせん断強度を与えるケース)

地層	調整係数 J_α	粘着力 c (kN/m ²)	調整係数 J_β	摩擦角 ϕ (°)
ローム	1.0	7.3	0.0	0.0
粘性土 1	1.0	18.0	0.0	0.0
砂質土 1	0.0	0.0	1.0	42.0
粘性土 2	1.0	37.0	0.0	0.0
砂質土 2	0.0	0.0	1.0	41.0

(3) 解析結果

各杭の周面摩擦力の深さ方向分布を図 3-65～図 3-68 に示す。解析結果は、杭頭の変位が 0.2m における各ジョイント要素の中心位置における値を示しており、図 3-65 は設定したせん断強度と解析で実際に発揮された摩擦力を、図 3-66～図 3-68 は実測値と解析で実際に発揮された摩擦力を比較している。また、杭の全体周面摩擦力と変位の関係を図 3-69 に示す。

図 3-65 に示すようにケース 1～4 とともに、設定したせん断強度の摩擦力となり、周面摩擦力が十分に発揮されていることがわかる。また、図 3-69 からわかるように、実験で杭頭荷重から先端抵抗を引いて得られた全体の周面摩擦力の実測値とケース 1～3 の解析で得られた周面摩擦力の実測値も概ね整合する結果となった。ただし、周面摩擦力の最大値に達するまでの変位量が実験と解析では異なっている。これはジョイント要素の剛性（現在は非常に大きな値（ 1.0×10^6 ）に設定）を今後調整していくことで、さらに一致度を向上させることができると考えられる。実際に杭を引抜く際にも、地盤の有効拘束圧が小さくなる効果や杭周辺地盤の粒子構造の向き等の影響等、解析では直接考慮できない現象があると考えられ、この効果がジョイント要素の剛性の低下と同様であると解釈できる。

このように、杭の周面摩擦力の実測値が得られていれば、押込み試験の再現解析と同様に、杭の引抜き挙動も解析である程度正しく表現できると考えられる。

地盤の物性からジョイント要素のせん断強度を与えたケース 4 では、図 3-65 に示すように有効拘束圧の増加に伴い、深さ方向に周面摩擦力が増加する傾向が見られた。一方で、表層と基盤層で実測値と一致していない。また、中間部に関しては、実測では施工方法の違いにより摩擦力が異なるものの、解析ではその違いを再現できていない。打込み杭に対しては過小評価、プレボーリング杭に対しては過大評価になっているといえる。したがって、中間部について、設定値は中掘り杭相当の摩擦力となっているが、地表面や支持層付近で摩擦力が過小評価されているため、図 3-69 に示す全体の摩擦力ではプレボーリング相当となっている。

(4) 調整係数 J_α , J_β の推定

摩擦力の実測値をジョイント要素のせん断強度にしたケース 1～3 と地盤の物性からジョイント要素のせん断強度を与えたケース 4 の解析結果を用いて、調整係数 J_α , J_β の推定を行った。ケース 1～3 の周面摩擦力度をケース 4 の周面摩擦力度で正規化した値を調整係数とした。推定結果を図 3-70 に示す。粘土は調整係数 J_α を、砂層は調整係数 J_β を表す。つまり、実測値と解析値が適合するように調整係数を逆算している。

地表付近の調整係数はやや大きく、8～10 程度となったが、ローム層という特殊な土層のため、一般的な傾向であるかどうかはよくわからない。また、下層の粘性土 2 や砂質土 2 でも 2～6 程度と大きな値となった。これに対し、中間の粘性土 1 や砂質土 1 では、プレ

ボーリング杭に対して1以下となり，中掘り杭に対して1程度，打込み杭に対して1～3程度である。

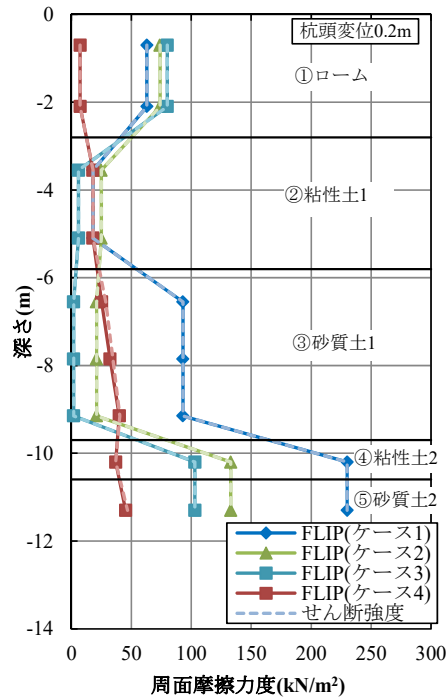


図 3-65 杭の周面摩擦力の深さ方向分布 (設定したせん断強度と解析結果の比較)

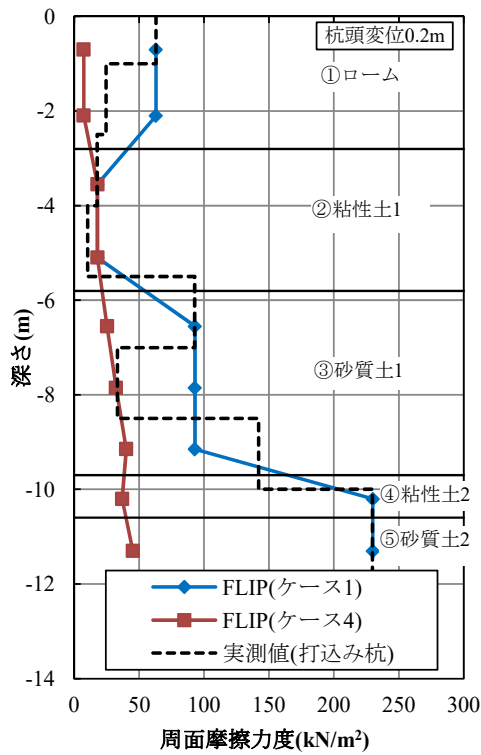


図 3-66 杭の周面摩擦力の深さ方向分布 (打込み杭の実測値と解析結果の比較)

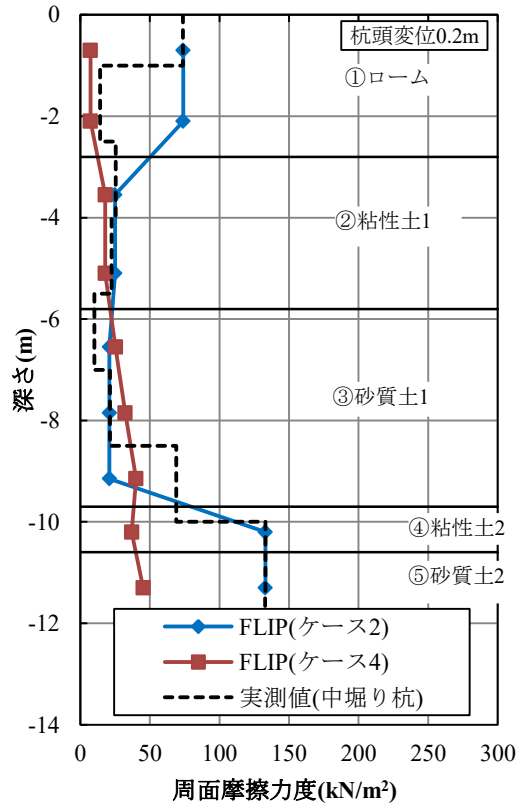


図 3-67 杭の周面摩擦力の深さ方向分布（中掘り杭の実測値と解析結果の比較）

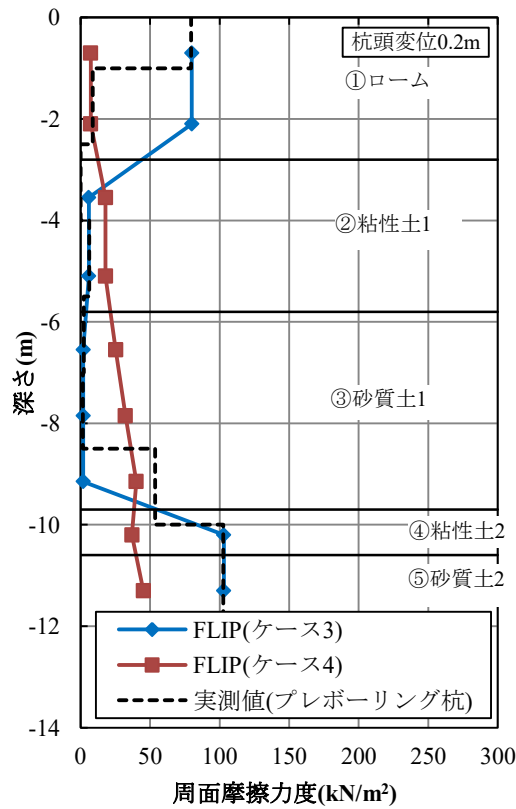


図 3-68 杭の周面摩擦力の深さ方向分布
（プレボーリング杭の実測値と解析結果の比較）

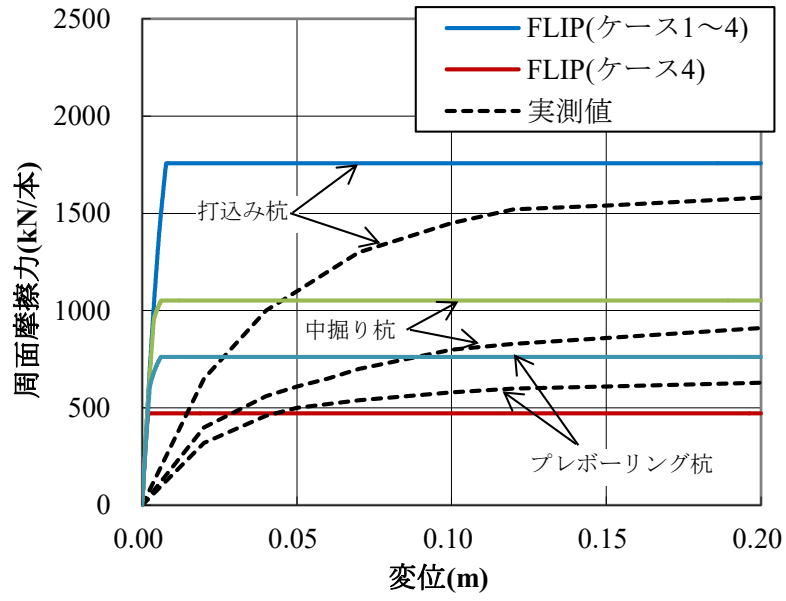


図 3-69 杭の全体周面摩擦力－変位関係

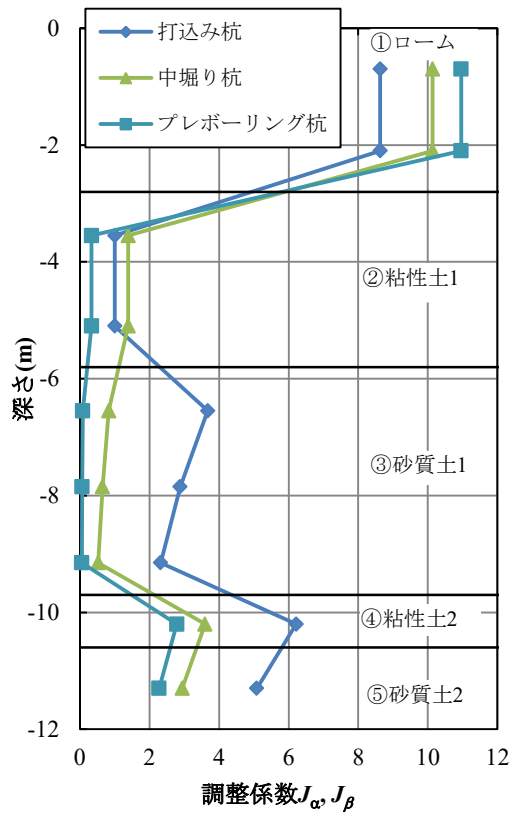


図 3-70 調整係数 J_α , J_β の推定結果

3.6.5 まとめ

本節³⁰⁾では、施工影響を考慮した非線形ばね要素を用いた二次元解析における、杭の押込み試験・引抜き試験の再現解析を行い、杭の周面摩擦力を適切に表現できる非線形ばね要素のパラメータ設定法を検討した。得られた結論を下記に示す。

- (1) 施工の影響等を考慮できる調整係数 J_α , J_β を導入した非線形ばね要素を提案し、その非線形ばね要素を用いたモデル化で、杭の押込み試験と引抜き試験のシミュレーションを実施した。摩擦力の実測値を非線形ばね要素のせん断強度とした場合、解析は実験を概ね良好に再現することができた。
- (2) 一方、地盤の強度定数 (c , ϕ) を非線形ばね要素のせん断強度とした場合、解析による周面摩擦力は実験値より小さい結果となり、実測値とは合わない結果となった。
- (3) 調整係数 J_α , J_β は、「摩擦力の実測値を非線形ばね要素のせん断強度にした場合の解析結果」を「地盤の強度定数を非線形ばね要素のせん断強度にした場合の解析結果」で除して算定した。
- (4) 地表面の調整係数 J_α , J_β は、杭の荷重方向にかかわらず、1.0より大きな値を用いる方が実測値と整合する。一方、地中部の調整係数 J_α , J_β に関して、杭の引抜き試験の再現解析では、杭の施工の方法（打込み杭、中掘り杭、プレボーリング杭）によって、3種類の調整係数 J_α , J_β が算定された。特に中間部の粘性土1や砂質土1では、杭の施工方法の影響を受け、プレボーリング杭に対して1.0以下となり、中掘り杭に対して1程度、打込み杭に対して1~3程度となった。
- (5) 本来であれば、各個別の事例に対して荷重試験を行い各土層の摩擦力を算定して調整係数 J_α , J_β の値を詳細に論じることが望ましい。しかし、実際の荷重試験のデータは限られており、また摩擦力の算定は困難であることが多い。一方で実務的な解析実施の要請もあることから、一例として本事例を元に安全側にパラメータを算定した結果を以下に示す。

(a) 押込み時

$$J_\alpha = J_\beta = 1.0$$

(b) 引抜き時

$$J_\alpha = J_\beta = 1.0 \text{ (打込み杭, 中掘り杭)}$$

$$J_\alpha = J_\beta = 0.0 \text{ (プレボーリング杭)}$$

第3章の参考文献

- 1) Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, 32(2), pp.1-15, 1992.
- 2) Towhata, I. and Ishihara, K. : Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, *Proceedings of the 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, 1, pp.523-530, 1985.
- 3) (財)沿岸技術研究センター：港湾構造物設計事例集（平成19年改訂版），2007.
- 4) (財)沿岸技術研究センター，第四期 FLIP 研究会 14 年間のまとめ WG：液状化解析プログラム FLIP による動的解析の実務～マルチスプリング要素の実務への適用における検討成果～FLIP 研究会の 14 年間の研究成果【理論編】【事例編】，2011.
- 5) 中村晋，吉田望，末富岩雄：非線形 1 次元地震応答解析法の妥当性確認手法に関する一考察，第 39 回地震工学研究発表会，2019.
- 6) 井合進，一井康二，森田年一：ケーソン式岸壁の有効応力解析，兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察（その 7），港研資料，No.813，pp.253～280.，1995.
- 7) 堀宗朗：非線形数値解析の検証の一手法 Method of Numerically Manufactured Solution（非線形数値創成解の手法），土木学会原子力土木委員会 地盤安定解析高度化小委員会 公開シンポジウム-地盤・斜面の安定解析技術の高度化を目指して-，2018.
- 8) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.
- 9) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007，2018
- 10) Hussien, M.N, Tobita, T., Iai, S., and Rollins, K.M : Soil-pile separation effect on the performance of a pile group under static and dynamic lateral loads, *Can. Geotech. J.*, 47(11), pp.1234-1246, 2010.
- 11) Fatahi, B., Basack, S., Ryan, P., Zhou, W. H. and Khabbaz, H. : Performance of laterally loaded piles considering soil and interface parameters, *Geomechanics and Engineering*, 7(5), pp.495-524, 2014.
- 12) Tamari, Y., Ozutsumi, O., Ichii, K. and Iai, S. : Simplified method for nonlinear soil-pile interactions in two dimensional effective stress analysis, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference V, Numerical Modeling and Soil Structure Interaction*, pp.258-268, 2018.
- 13) Barr, L. and Wong, R.C.K. : Shaft resistance of bored cast-in-place concrete piles in oil sand – Case study, *Geomechanics and Engineering*, 5(2), pp.119-142, 2013.
- 14) Yasufuku, N. and Hyde, A.F.L. : Pile end-bearing capacity in crushable sands, *Geotechnique*, 45(4), pp.663-676, 1995.
- 15) Yang, J. : Influence zone for end bearing of piles in sand, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132(9),

- 1229-1237, 2006.
- 16) Hirayama, H. : Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions, *Soils and Foundations*, 30(1), pp.55-64, 1990.
 - 17) 小林正樹：適応有限要素法による地盤の安定解析，港湾技術研究所報告，第 27 卷，第 2 号，pp.3-22, 1988.
 - 18) 若井明彦，鶴飼恵三：単杭の水平載荷挙動に関する模型実験と解析，土木学会論文集 No.517/III-31, pp.159-168, 1995.
 - 19) BCP Committee : Field tests on piles in sand, *Soils and Foundations*, 11(2), 29-49, 1971.
 - 20) Iai, S. : Three dimensional formulation and objectivity of a strain space multiple mechanism model for sand, *Soils and Foundations*, 33(1), pp.192-199, 1993.
 - 21) 富永眞生，木村保，塩田啓介，深谷建雄：周面摩擦測定試験による杭の挙動予測，土と基礎，pp.43-48, 1987.
 - 22) 上田茂，稲富隆昌，上部達生，井合進，風間基樹，松永康男，藤本健幸，菊池喜昭，宮井真一郎，関口信一郎，藤本義則：1993 年釧路沖地震港湾施設被害報告，港湾技術研究所資料，No.766, 1993.
 - 23) 塩崎禎郎，菅野高弘，小濱英司：矢板式係船岸の耐震性に関する実験および解析，土木学会海洋開発論文集，第 20 卷，pp131-136, 2004.
 - 24) 福手勤，阿部正美，長谷川博行，松田史朗：水中溶接された鋼矢板構造物の破断メカニズムと破断モードの改善に関する材料学的研究，港湾技術研究所報告，Vol.36, No.4, 1997.
 - 25) Hyodo, J., Shiozaki, Y., Tamari, Y., Ozutsumi, O. and Ichii, K. : Modeling of pile end resistance considering the area of influence around pile tip, *Geomechanics and Engineering*, Vol.17, No.3, pp.287-294, 2019.
 - 26) 伊藤圭典：打込み・埋込み・場所打ち杭の引抜き抵抗力比較測定，第 23 回 土質工学シンポジウム論文集，pp.1-8, 1978.
 - 27) 土質工学会編：クイの鉛直載荷試験基準・同解説，1980.
 - 28) 森田年一，井合進，Hanlong Liu，一井康二，佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法，港湾技研資料，No.869, 1997.
 - 29) 土田孝：三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究，港湾技研資料，No.688, p.183, 1990.
 - 30) 兵頭順一，森安俊介，宮下健一朗，宇野州彦，小堤治，一井康二：二次元有効応力解析における杭の周面摩擦力のモデル化とパラメータ設定の検討，地盤と建設（地盤工学会 中国支部論文報告集），Vol.35, No.1, pp.27-36, 2017.

第4章 提案手法を用いた未達杭構造物のモデル化の提案

4.1 はじめに

近年,大規模マンションの基礎杭の一部が支持層に達していない事例(Japan Times Online, 2017¹⁾)が生じた。この要因としては,地層構成の複雑さや杭の長さが不十分なためと考えられている。報道によると,マンションの住民は,マンションを建て替えることを決定した。しかし,支持杭に到達していない杭(以下,「未達杭」という。)に支持されていたとしても,未達杭の建屋の傾斜を適切に評価することができれば,建て替えは不必要だったかもしれない。

ここで問題となるのは,未達杭の支持構造物にたいいてい,従来の杭基礎のモデル化を適用することができないことである。そこで,本研究では,第3章で提案した二次元有限要素法(以下,「二次元解析」という。)による杭と地盤の相互作用のモデル化を応用して,未達杭によって支持された建屋の傾斜を評価する方法を提案する。

はじめに,三次元有限要素法を用いて未達杭の支持力を評価し,完全支持杭の支持力に対する低減係数を提案する。そして,提案した未達杭の支持力の低減係数を用いた未達杭の支持力を提案する。更に,提案モデルを用いて簡易モデルによる事例解析を行う。

4.2 三次元有限要素法による未達杭の評価

4.2.1 支持杭のモデル化

三次元有限要素法（以下、「三次元解析」という。）は、ひずみ空間多重せん断モデルによるプログラム(Iai, S., 1993)²⁾を用いた。地盤の要素には、Mohr-Coulomb の破壊基準を基にした三次元マルチスプリングモデル(Iai, S, 1993)³⁾を用いた。マルチスプリングモデルは、任意のせん断方向に対して仮想的なせん断応力とせん断ひずみの関係を示しており、等方圧密及び異方圧密下での土の挙動を表現することができる。表層地盤の特性や杭先端から支持層上端までの距離をパラメータとして考慮した。図 4-1、表 4-1 に解析ケースのイメージを示す。このうち、Case1 と 2 は完全支持杭を示しており、Case3-5 は未達杭を示している。

地盤は表層地盤と支持地盤の 2 層とした。解析は完全排水条件で実施した。解析モデルは計算時間節約のため、図 4-2 に示すように 1/4 モデルとした。三次元解析における杭の押込みは、杭頭への強制変位とした。 x , y , z 軸は幅、奥行き、鉛直を表す。

地盤の物性値は、土の相対密度から決定した。表 4-2、表 4-3 は地盤の物性値と杭の物性値を示す。解析モデルを図 4-2 に示す。杭は板曲げ要素 (x 方向と y 方向の動きは固定している。) でモデル化した。杭と地盤間にはジョイント要素を設けた。杭先端における杭と地盤の節点は z 方向に同じ変位になるようにした。側方の境界条件 (xz 平面, yz 平面) は鉛直ローラーとした。また、底面は固定境界とした。対称面上 ($y=0$), y 方向の変位と x 軸, z 軸周りの回転は固定とした。もう一方の対称面上 ($x=0$), x 方向の変位と y 軸, z 軸周りの回転は固定とした。本研究では、杭の先端支持力に着目するため、杭と地盤間のジョイント要素はゼロとした。このため、杭頭における荷重は杭先端と同じとなる。

表 4-1 解析ケース

	表層の上限位置	下層への根入れ深さ	相対密度 D_r (%)	
			上層	下層
Case 1	Z = 2.88 m	1 D	45,60,75	90
Case 2	Z = 2.4 m	0 D at pile tip	45,60,75	90
Case 3	Z = 1.8 m	-1.25 D	45,60,75	90
Case 4	Z = 1.2 m	-2.5 D	45,60,75	90
Case 5	Z = 0.0 m	-5 D	45,60,75	90

* D は杭径を示す。

表 4-2 地盤の物性値

Characteristics	上層	上層	上層	下層
相対密度 D_r (%)	45	60	75	90
湿潤密度 ρ (t/m ³)	1.93	1.93	1.93	1.99
せん断弾性係数 G_{ma} (kPa)	6.33×10^4	8.97×10^4	1.19×10^5	1.51×10^5
体積弾性係数 K_{ma} (kPa)	1.65×10^5	2.34×10^5	3.11×10^5	3.94×10^5
基準化拘束圧 σ'_{ma} (kPa)	98.0	98.0	98.0	98.0
m_G, m_K	0.5	0.5	0.5	0.5
粘着力 C (kPa)	0.0	0.0	0.0	0.0
内部摩擦角 ϕ (degrees)	38.81	39.86	40.95	42.05

表 4-3 杭の物性値

Characteristics	
杭径 (m)	0.48
厚さ (m)	0.032
変形係数 (kPa)	1.05×10^9
ポアソン比	0.35
断面積 (m ²)	0.045
断面二次モーメント (m ⁴)	1.14×10^{-3}

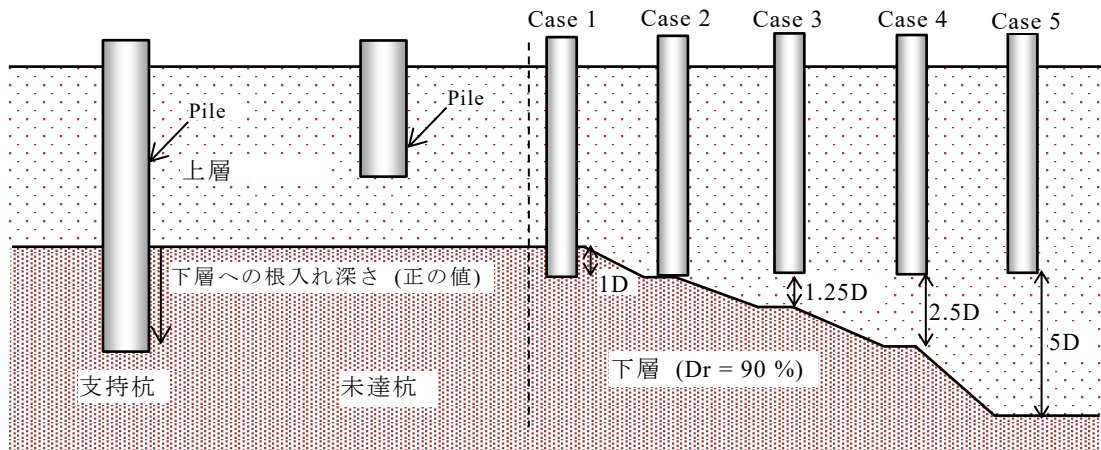


図 4-1 解析ケース

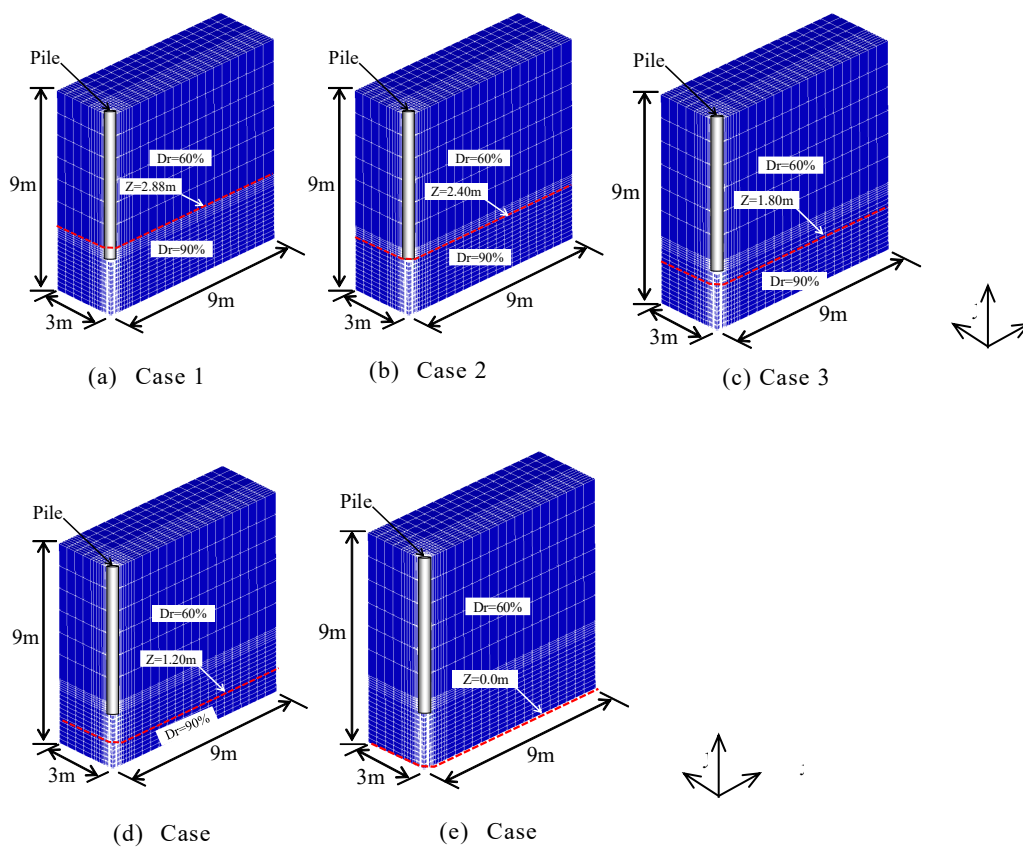


図 4-2 三次元解析のモデル

4.2.2 杭の先端支持力の低減係数

図 4-3 に杭の先端抵抗力と杭頭変位の関係を示す。Case 1 の杭の先端抵抗力は Case 2 と同一の値を示す。これは、両ケースの杭は支持層によって支持されているためである。一方、Case 3~5 は、杭は支持地盤に十分に支持されていない。よって、得られた杭の先端支持力は Case 1 や Case 2 より小さい値を示す。また、図 4-4 は、杭頭の変位が杭径の 10% 時の杭の三次元解析の鉛直有効応力を示す。各ケースともに鉛直有効応力は応力球根の形状を示している。

図 4-5 は、杭頭の変位が杭径の 10% 時の杭の先端抵抗力 $q_{0.1}$ である。ここでは、杭の先端抵抗力 $q_{0.1}$ を杭の先端支持力と定義する。表層地盤が緩い地盤の場合、未達杭の先端支持力は低下していることがわかる。未達杭の先端支持力は完全支持杭に対して以下の割合で低減する。

緩い地盤 ($Dr = 45\%$) : 0.5-1.0

中密な地盤 ($Dr = 60\%$) : 0.7-1.0

密な地盤 ($Dr = 75\%$) : 0.8-1.0

低減係数の最小値は 0.5~0.8 となった。これは、杭先端と支持層の距離が離れるにつれて、杭の先端支持力は未達杭の先端支持力の値に収斂していくことを示している。

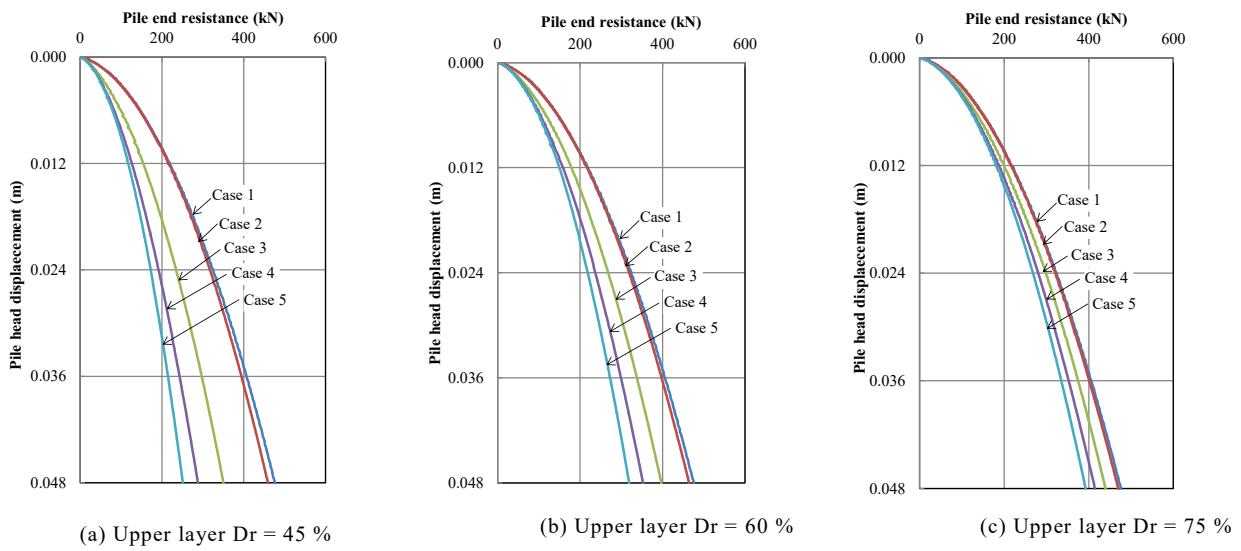


図 4-3 杭頭変位と杭の先端抵抗力の関係

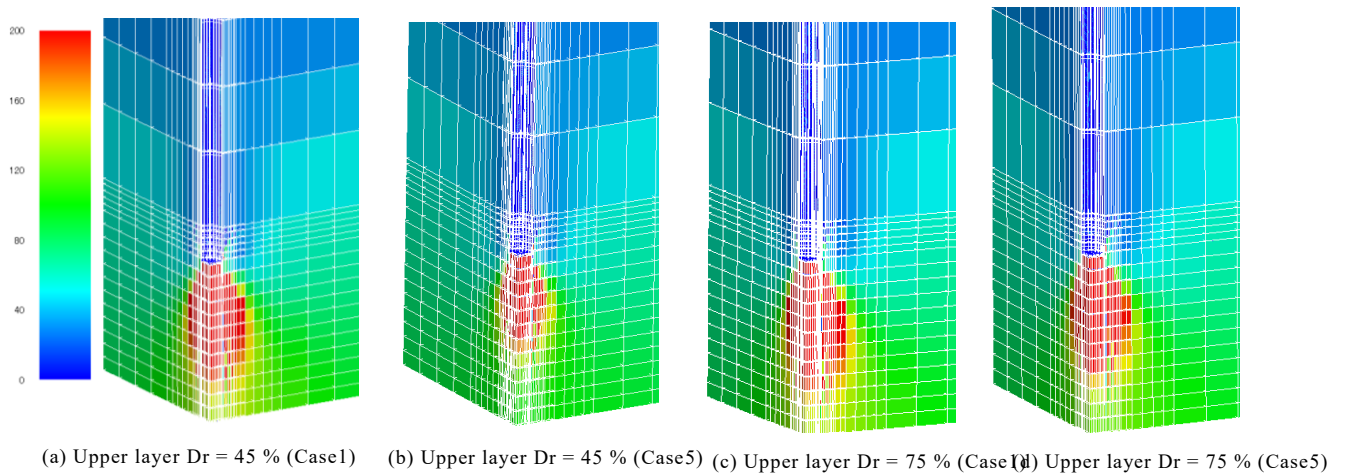


図 4-4 杭頭変位が杭径の 10% 時における三次元解析の鉛直有効応力

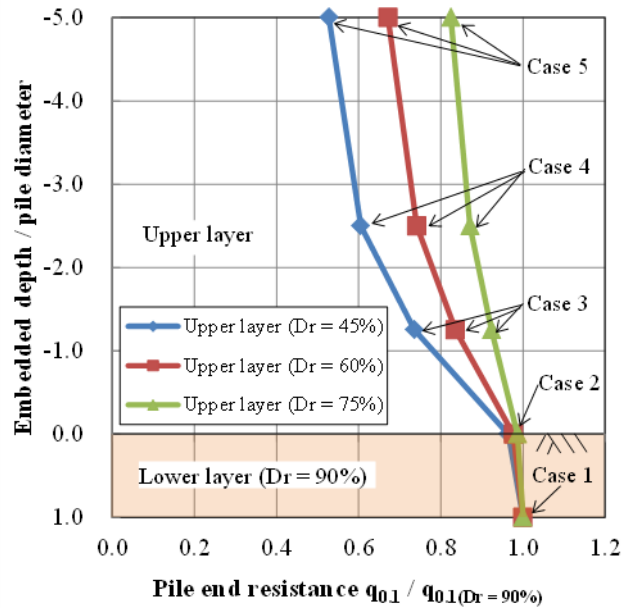


図 4-5 杭径の 10%変位時の杭の先端抵抗力 $q_{0.1}$

4.3 未達杭の先端支持力の低減係数

4.3.1 杭と地盤の相互作用のモデル化

水平方向に着目した杭と地盤の動的な相互作用の研究は多くの研究が行われてきた。しかし、杭の先端支持力のように鉛直方向の杭と地盤の相互作用は複雑である。そのため、本研究では、図 4-6 に示す非線形ばね要素を杭先端に設けたモデル化（兵頭ら (2015)⁴⁾）を提案している。このモデルでは、杭の先端抵抗力のばね定数は、第 3 章で示したように杭径 10%の変位時の先端抵抗力 $q_{0.1}$ によって規定される。

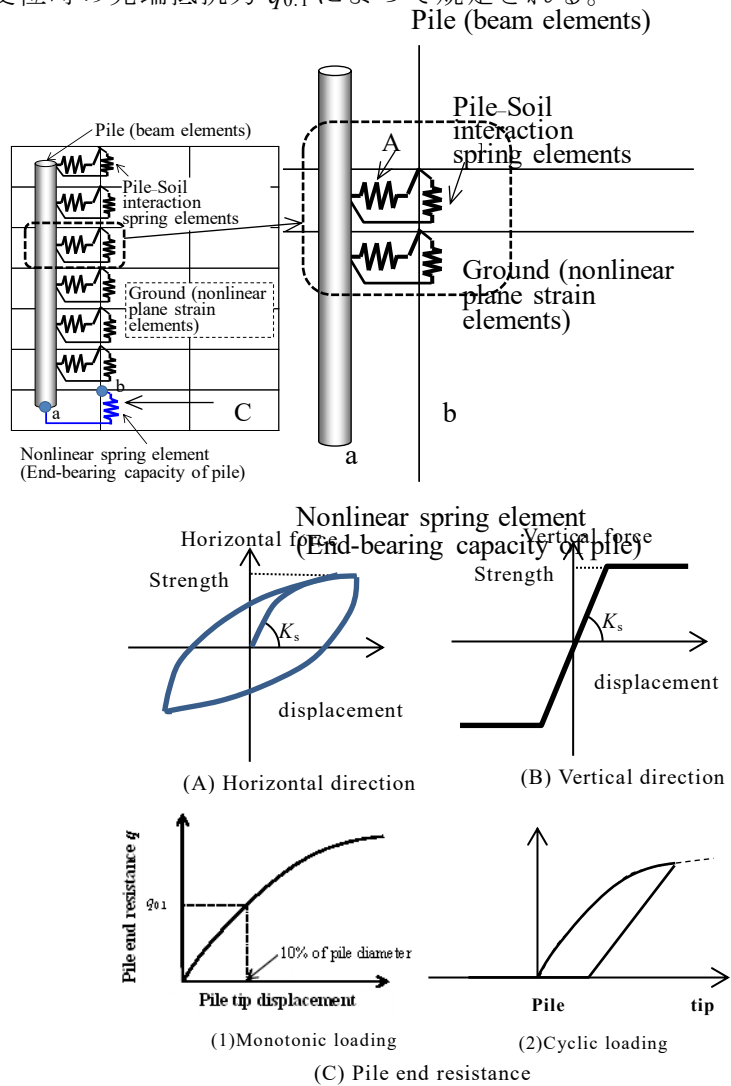


図 4-6 杭と地盤の相互作用のモデル化(兵頭ら (2015)⁴⁾)

4.3.2 未達杭の先端支持力のばね定数

図 4-5 に示すように、未達杭の先端支持力は、杭先端が支持層上端から離れるに従って、減少することがわかる。解析結果は、支持層から杭先端までの距離が杭径の 5 倍を超えると、未達杭の先端支持力がほぼ一定値になることを示している。つまり、未達杭の先端支持力は支持層がない場合の値に収斂する。よって、本研究では次式に示すように、不完全支持杭のパラメータを提案する。また、解析による α は図 4-7 に示すように、支持層からの距離の関数として考慮する。本研究では、図 4-7 を使うことによって、様々な距離の未達杭の杭の先端抵抗力を評価することができると考えている。

$$q_{unreached} = q_{base} \times \alpha + q_{nobase} \times (1 - \alpha) \quad (1)$$

ここで、 $q_{unreached}$: 未達杭の先端支持力

q_{base} : 完全支持杭の先端支持力

q_{nobase} : 表層地盤で支持された杭の先端支持力

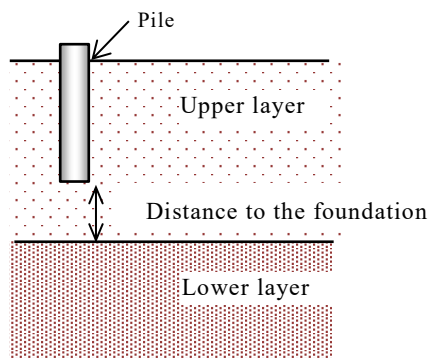
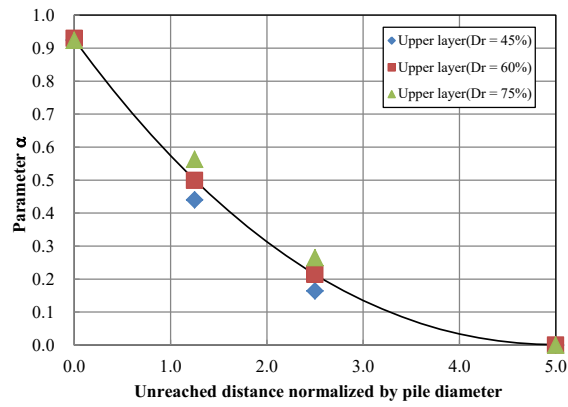


図 4-7 未達杭の先端支持力の低減係数 α の提案

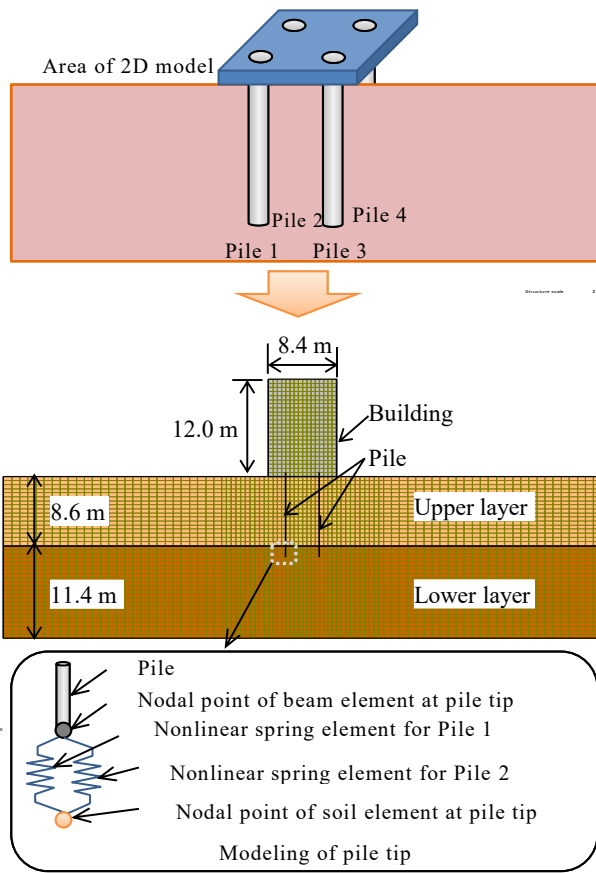
4.4 簡易モデルによる事例解析

4.4.1 解析モデルとパラメータ

未達杭で支持された杭基礎構造物のモデル化の検証を行うため、簡易モデルによる事例解析を行う。杭の先端抵抗力は非線形ばね要素を用いてモデル化した。未達杭の先端抵抗力は図 4-7 を用いて評価した。二次元解析プログラムは FLIP シリーズ (FLIP ROSE ver. 7.3.1) を用いた。

事例解析は、図 4-8 に示す 2011 年東北地方太平洋沖地震で被害を受けた建屋(飛田ら(2015))を対象とした。実際の建屋の杭は支持層に達しているが、本研究では、未達杭を考慮するための一連のパラメトリックスタディとして実施した。地盤は Mohr-Coulomb の破壊基準を用いた二次元マルチスプリングモデル要素(Iai et al. (1992)²⁾)を用いた。地盤の物性値は飛田ら(2015)による。杭は線形はり要素でモデル化し、建屋は線形平面要素でモデル化した。地盤、杭及び建屋の物性値を表 4-4～表 4-6 に示す。奥行き方向に 2 本ある杭を 2 次元でモデル化したため、図 4-8 のように杭先端の同一節点間に 2 本の非線形ばね要素を考慮している。本事例の場合、地盤の奥行き方向幅は建屋幅の 8.4m とした。そして、杭（非線形ばね要素）は、地盤の奥行き方向幅（8.4m）に杭 1 本が負担する非線形ばね要素が 2 本あることを想定した。

未達杭の先端支持力は、杭先端から支持層上端までの距離が杭径の深さのケースを対象とした。なお、水平方向に関する杭―地盤相互作用ばね要素は考慮されている。表 4-7 に不完全支持杭(杭径相当の未達杭 $\alpha = 0.1$)と完全支持杭($\alpha = 1.0$)の非線形ばね要素のパラメータを示す。また、解析ケースを表 4-8 に示す。Case A は全ての杭が支持杭である杭を示し、Case B は 4 本中 1 本が未達杭となるケース、Case C は 4 本中 2 本が未達杭となるケースを示す。



- *1 地盤の奥行き方向幅 = 杭の設置間隔 = 8.4m
- *2 地盤の奥行き方向 8.4m に杭（非線形ばね要素）が 2 本あると想定した。

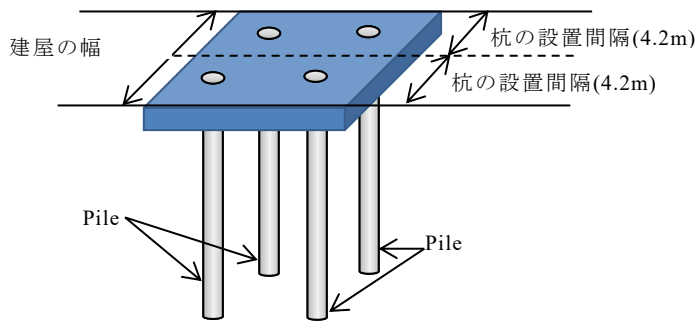


図 4-8 二次元解析モデル

表 4-4 地盤の物性値

Parameters	上層	下層
湿潤密度 ρ (t/m ³)	1.85	1.94
せん断弾性係数 G_{ma} (kPa)	5.57×10^4	1.75×10^5
体積弾性係数 K_{ma} (kPa)	1.45×10^5	4.56×10^5
基準化拘束圧 σ'_{ma} (kPa)	98.0	98.0
m_G, m_K	0.5	0.5
間隙率	0.45	0.45
粘着力 C (kPa)	0.0	0.0
内部摩擦角 ϕ (degrees)	38.48	43.00

表 4-5 杭の物性値

Parameters	
杭径 (m)	1.20
厚さ (m)	0.012
密度 (t/m ³)	7.85
せん断弾性係数 (kPa)	7.70×10^7
ポアソン比	0.30
断面積 (m ²)	0.04102
断面二次モーメント (m ⁴)	7.23×10^{-3}

表 4-6 建屋の物性値

Parameters	
密度 (t/m ³)	1.3
ヤング係数 (kPa)	3.14×10^{10}
ポアソン比	0.30

表 4-7 非線形ばね要素の物性値

Parameter α	0.1	1.0
$q_{0.1}$ (kN/m ²)	4395	7500
a_e (m/(kN/m ²))	1.95×10^{-5}	1.14×10^{-5}
b_e (1/(kN/m ²))	6.51×10^{-5}	3.81×10^{-5}
Area A (m ²)	1.13	1.13
$q_{0.1} A$ (kN)	4966	8475

表 4-8 解析ケース

	杭の先端抵抗力 $q_{0.1}$ (kN/m ²)			
	Pile1	Pile2	Pile3	Pile4
Case A	8475	8475	8475	8475
Case B	4966	8475	8475	8475
Case C	4966	4966	8475	8475

4.4.2 地震前の建屋の傾斜

地震前の建屋の傾斜は自重解析によって算定した。表 4-9 に全ケースの杭の先端抵抗力と地震前の建屋の傾斜を示す。地震前の傾斜は、自重に起因するものである。建築基礎構造設計指針では、建屋の傾斜の基準値は 1.0×10^{-3} rad である。Case A と Case B は許容値以内であるが、Case C は許容値を満たしていない。よって、Case C と似たような状況が現実にかかるならば、未達杭が原因の建屋の傾斜が把握でき、建屋を建て替える必要性が明確である。しかしながら、Case B では許容値以内となり、未達杭の存在を把握することも難しい。ましてや建て替える必要性の評価は無理である。

表 4-9 地震前の建屋の傾斜の算定結果

	杭の先端抵抗力 $q_{0.1}$ (kN/m ²)				建屋の傾斜 (rad)
	Pile1	Pile2	Pile3	Pile4	
Case A	8475	8475	8475	8475	-
Case B	4966	8475	8475	8475	9.87×10^{-4}
Case C	4966	4966	8475	8475	2.58×10^{-3}

4.4.3 地震中及び地震後の建屋の傾斜

本研究では、地震中及び地震後の建屋の傾斜を評価するために二次元動的解析を行った。入力地震動（最大加速度 1.0 m/s^2 ）を図 4-9 に示す。なお、最大加速度は複数の値（ $1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 \text{ m/s}^2$ ）を用いた。

Case C における未達杭における残留変形図を図 4-10 に示す。左右の杭の先端抵抗力が異なるため、残留傾斜が生じている。

図 4-11 に、入力地震動の最大加速度 3.0 m/s^2 の時の杭先端の非線形ばね要素の応答を示す。Case B と Case C の建屋は未達杭によって支持されている。提案モデルは十分に指示されている完全支持杭と未達杭の挙動の違いを良好に表現できている。つまり、本提案により、未達杭の杭基礎構造物の挙動を評価できる可能性を示している。しかし、未達杭に関わる実測データが存在しないため、提案モデルの適用性を十分に確認できないことが問題である。

表層地盤が非液状化層の場合の地震中、地震後の建屋の残留傾斜と最大加速度の関係を図 4-12 に示す。なお、建屋の挙動はロッキング等の影響もあって複雑なため、建屋の傾斜は建屋両端の鉛直相対変位で定義した。入力地震動の最大加速度が大きくなるならにつれて、建屋の残留傾斜は大きくなる。最大傾斜は Case C で観察されている。Case C は、左の杭の全て（pile1 と pile2（図 4-8））が未達杭のため、不安定な状況である。

建屋の残留傾斜は重要であり、限界値と比較されるべきである。建屋の傾斜の限界値は $1.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ であり、限界値を超える最大加速度は 1.5 m/s^2 である。よって、本解析において Case B と Case C の両方が中程度の地震を経験した後は許容値を満たしていないだろうと結論づけることができる。

なお、解析による建屋の残留傾斜は、杭の先端抵抗力だけでなく、地盤や地震動の条件に依存している。それゆえ、本研究では、杭先端から支持層上端までの未達距離の許容値を正確に決定することはできない。しかしながら、本研究における手法は、実務的に未達杭を有する杭基礎構造物の耐震性能を再評価する手段となる可能性を示している。

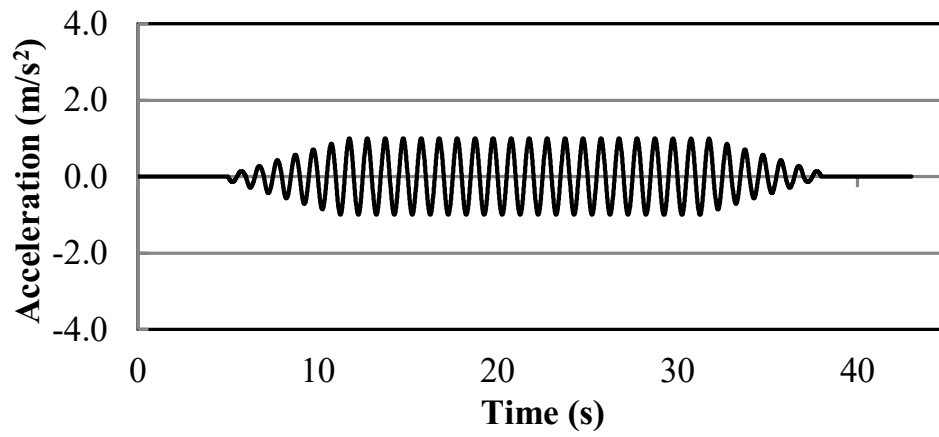


図 4-9 入力地震動（最大加速度 1.0 m/s²）

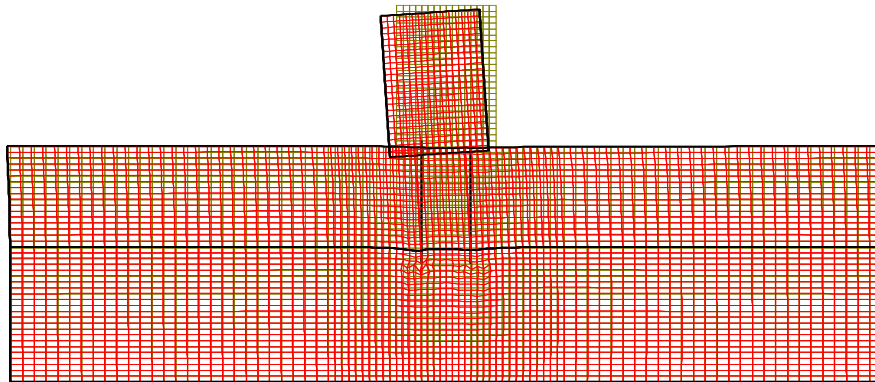
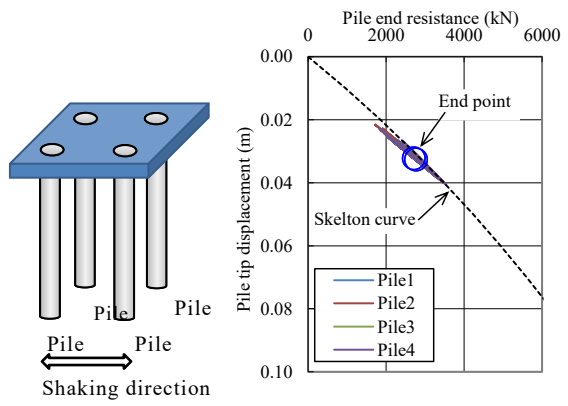
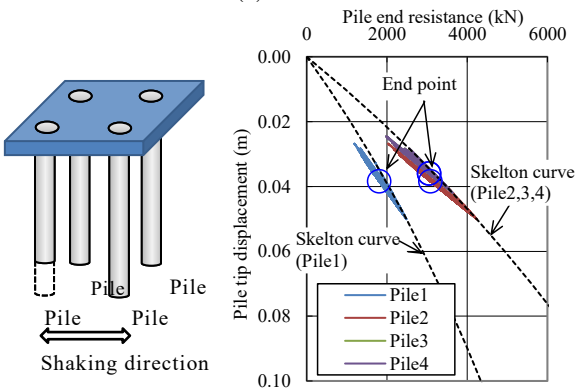


図 4-10 Case C の残留変形図

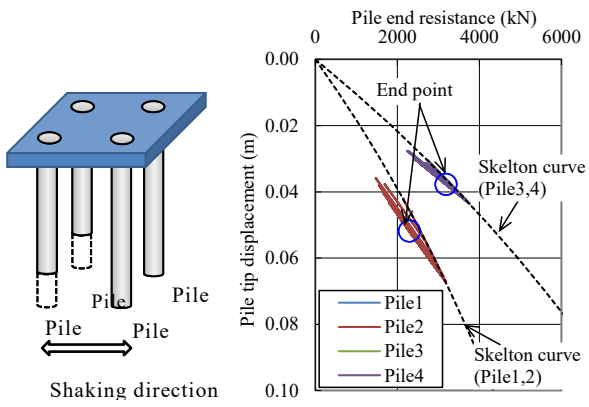
（表層地盤は非液状化層，変位スケールは構造スケールの 10 倍）



(a) Case A



(b) Case B



(c) Case

図 4-11 杭先端における非線形ばね要素の荷重変位関係 (最大加速度 3.0 m/s^2)

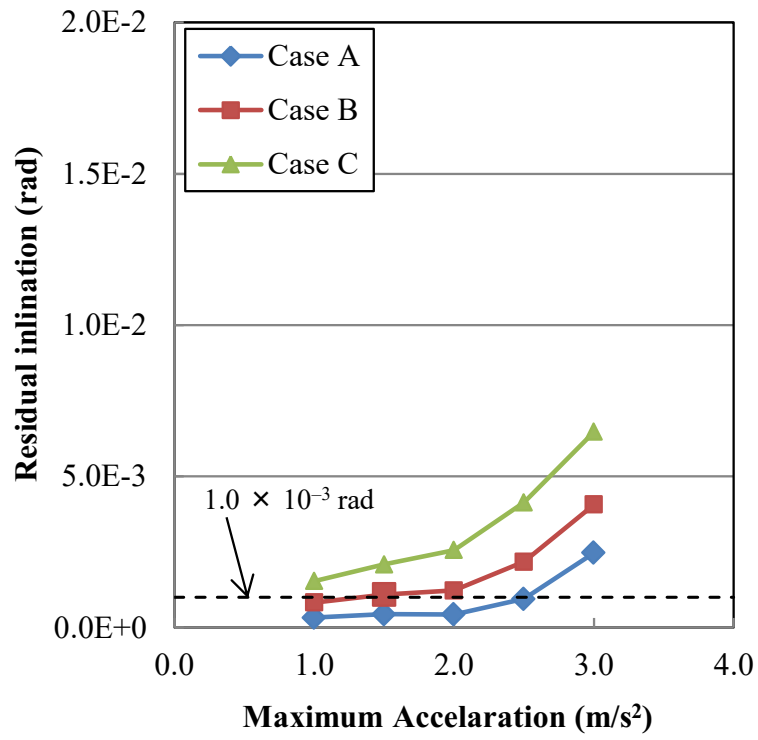


図 4-12 非液状化地盤における建屋の残留傾斜

4.5 まとめ

本節では、大規模マンションの基礎杭の一部が支持層に達していない事例を契機として、未達杭の支持力を適切に評価するためのモデル化の提案を行った。

- (1) はじめに、杭先端から支持層上端までの距離（5パターン）と表層地盤の相対密度（3パターン）をパラメータとして三次元解析を実施し、未達杭の先端抵抗力の評価を行った。
- (2) 三次元解析で得られた未達杭の先端抵抗力を完全支持杭の先端抵抗力で除して、杭先端から支持層上端までの距離を関数とした未達杭の先端支持力の低減係数を提案した。
- (3) 本研究では、二次元解析を用いて未達杭の杭基礎構造物の安定性を評価した。本研究の提案は、完全支持杭と未達杭の挙動の違いを評価することができ、未達杭を有する構造物の耐震性能を評価する実務設計に使用できる可能性がある。
- (4) 本事例は、大規模マンションの基礎杭の一部が支持層に達していない事例を契機として行った数値実験である。今後、遠心模型実験等による実験による評価や実事例での確認が今後の課題である。

第4章の参考文献

- 1) Japan Times Online (2017) <http://www.japantimes.co.jp/news/2015/10/20/national/tilting-condo-may-just-tip-iceberg-shoddy-housing-construction-nationwide/#.WG8efGe7paQ>
(Accessed 2017 Jan. 6)
- 2) Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, **32**(2), pp.1-15, 1992.
- 3) Iai, S. : Three dimensional formulation and objectivity of a strain space multiple mechanism model for sand, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.1, pp.192-199, 1993.
- 4) 兵頭順一, 塩崎禎郎, 曾根照人, 小堤治, 一井康二: 二次元有効応力解析における杭の先端支持力のモデル化手法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.71(2014), No.4, (地震工学論文集第34巻), I_408-I_423, 2015.
- 5) 飛田哲男, 井合進, 大内俊介: 津波と液状化の複合作用による杭基礎を有する建築物の転倒メカニズム, *自然災害科学*, Vol.34-1, pp.23-29, 2015.

第5章 締固め砂杭工法による密度増加と K_0 増加のそれぞれによる改良効果の評価とモデル化

5.1 はじめに

締固め砂杭工法（サンドコンパクションパイル工法，以下，「SCP 工法」という。）¹⁾は，図 5-1 に示すように地盤内にケーシングを貫入させ，補給砂を投入し，それを拡径して砂杭を造成し，杭間の地盤を締め固める工法である。砂杭を打設すると密度増加（締固め）と同時に水平有効応力 σ_h' の増加による静止土圧係数 K_0 が増加し，杭間における応力状態も変化する。このため，SCP 工法を精度良く設計するには，改良地盤の密度と応力状態の変化を適切に評価してモデル化する必要がある。しかし，従来の実務設計では例えば図 5-2 のような関係を用いて， N 値の増加のみを考慮して設計することが多かった。この理由は，改良地盤の状態を実務的に評価できる指標が N 値しか存在していないためである。

森鼻ら（2018）²⁾も検討しているように，SCP工法の改良効果のメカニズムは2種類あると考えられてきた。

[1]密度増加によるもの

[2]静止土圧係数 K_0 の増加によるもの

しかし，改良効果として N 値が増加するメカニズムを[1]と[2]のように明確に分離することは困難である。つまり，地盤の状態を評価する際の基礎的な情報となる N 値の増加には両方の効果が混在している。そして，実務設計においては，[1]と[2]の効果が混在している N 値による評価を用いてきたが，実際には[1]と[2]の効果が改良地盤に及ぼす影響は異なる。例えば，密度（相対密度）が増加すると，液状化強度が大きくなるだけでなく正のダイラタンシーの効果により，液状化時の土のひずみの増加は緩やかになる。

改良効果のイメージを図 5-3 に示す。改良前の N 値を N_0 とすると，[1]密度増加で N 値が N_1 となり，[2]静止土圧係数 K_0 の増加で N_2 となると考える。地盤改良後の調査結果ら得られる N 値は N_2 である。従来の設計では， N 値の増加のみで改良考慮していたため，点 o から点 b に動く経路を通る。本研究では，[1]密度増加として点 o から点 a ，さらに[2]静止土圧係数 K_0 を考慮して点 a から点 c に動くことを想定している。

SCP 工法による改良地盤の性状を N 値で評価する時， N 値は杭状のサンプラーを地盤に観入する試験法であるため，第 3 章までの杭の先端支持力のモデル化を応用できると考えた。そこで，本研究では，SCP 工法における[1]密度増加と[2]静止土圧係数の増加が杭間地盤の N 値に及ぼす影響を評価し，それぞれを適切に二次元有限要素法でモデル化した数値解析手法を提案する。

はじめに，三次元有限要素法により， K_0 状態の地盤の貫入抵抗の評価を行う。そして三次元解析を元に N 値の増加に対する密度増加と静止土圧係数 K_0 増加の効果の分離を行い，実務的な数値解析への適用する方法を提案する。さらに一次元解析により提案方法の妥当

性確認を行う。

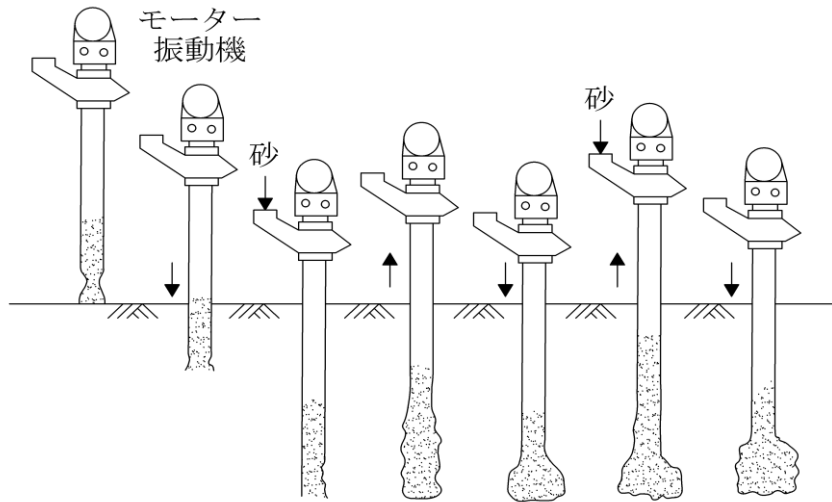


図 5-1 SCP 工法の概要¹⁾

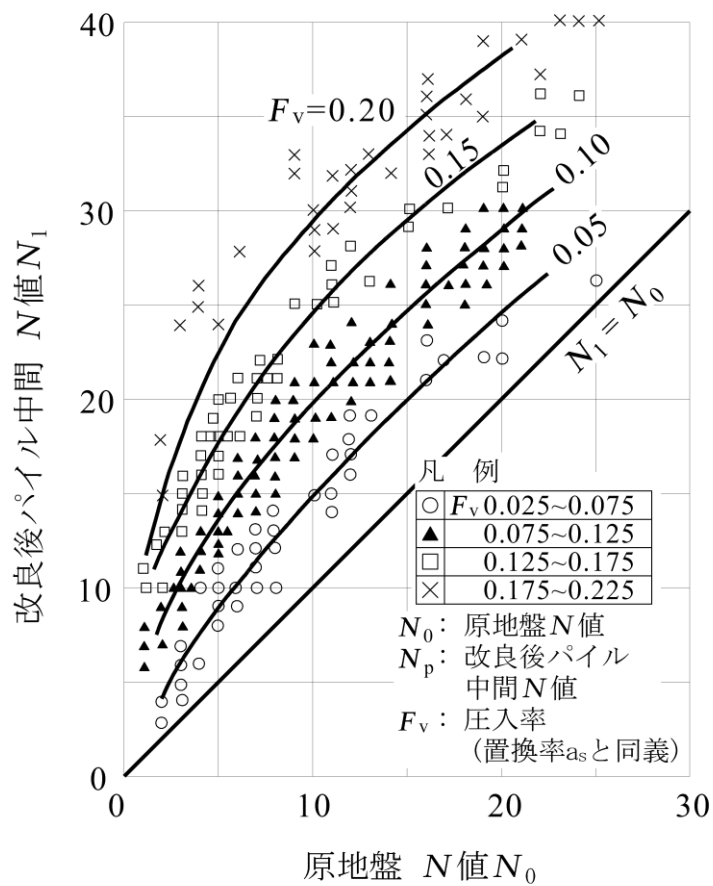


図 5-2 SCP 工法の設計の考え方¹⁾

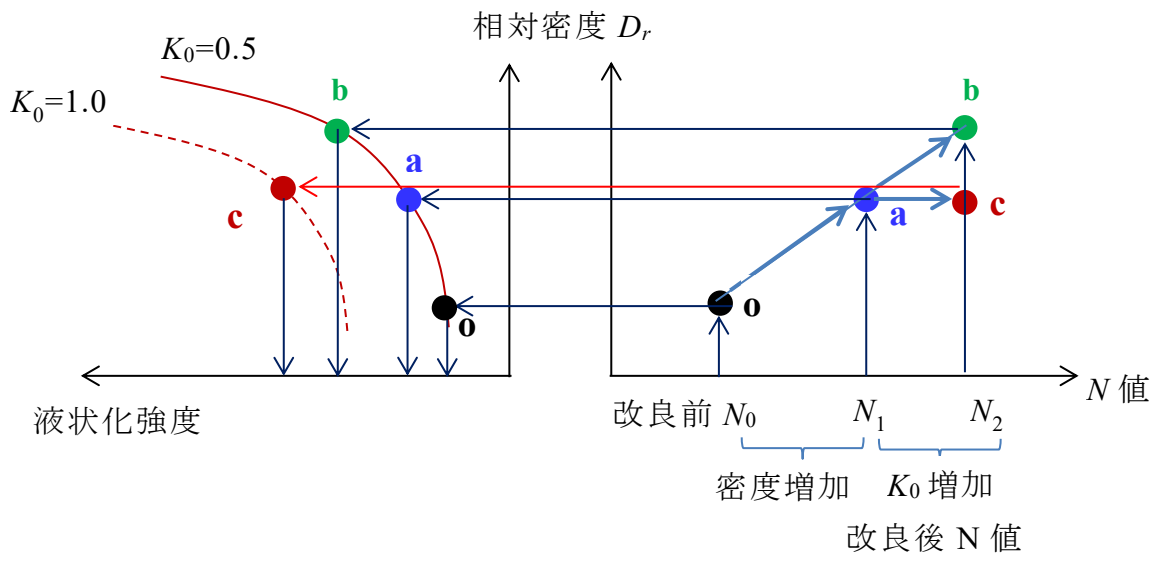


図 5-3 改良効果のイメージ

5.2 K_0 状態の地盤の貫入抵抗の評価

5.2.1 解析の目的

SCP工法の実務設計は N 値を基に行われるため、改良地盤の N 値をどのように評価するかが重要である。

N 値は、標準貫入試験のサンプラーを押し込む時の打撃回数なので、地盤の貫入抵抗を仮想的な杭の押し込みにより模擬できると考えた。なお、実際はロッドの摩擦抵抗の影響もあるが、拘束圧補正した N 値を実務的に使うことが多いため、摩擦抵抗の影響は限定的とみなして、先端抵抗のみに着目した。なお、実際のSCP工法の形成は実務で重視する杭間地盤であっても、拡幅、引抜きを繰り返すにより異方性が生じたり、複雑な状態が生じると推察される。しかし、平均化された杭間地盤の状態を評価したいと意味で、圧縮による密度増加と、拡幅が生じた K_0 の増加に絞って検討する。

5.2.2 解析条件

本検討では、 N 値で評価される地盤の貫入抵抗を評価するために三次元解析を実施した。なお、三次元解析はFLIP 3D Ver1.6.2^{3),4)}を用いた。

解析では、表 5-1 に示す相対密度 $D_r=45\%$ から 90% までの地盤を想定し、地盤物性値を等価 N 値に Meyerhof の式で換算して、簡易設定法 (改訂版)⁵⁾ から設定した (表 5-1)。本検討では、杭への押し込み力は杭頭に強制変位を与えることにより模擬した。

三次元解析は完全排水条件で行った。解析範囲は1/4モデルとした (図 5-4)。なお、座標系は鉛直方向 z 軸、水平方向 x 軸、 y 軸とした。各土層はMohr-Coulombの破壊基準を満たす三次元マルチスプリング要素を用いてモデル化した。本研究では、砂杭下端から地盤への貫入抵抗、つまり砂杭の先端支持力の試算を行うため (砂杭の周面摩擦は考慮しない)、杭頭への载荷が杭先端に直接伝達するように、砂杭は仮想的な杭でモデル化することとした。杭は長さ6mの板曲げ要素 (x 方向および y 方向変位は固定) でモデル化し (表 5-2)、杭と地盤間にはジョイント要素を設け、杭先端全節点と杭の底面に接する位置にある地盤全節点の z 方向変位はすべて同一とした。境界条件は側方 (xz 平面、 yz 平面) を鉛直ローラー、底面は固定境界、対称面上 ($y=0$) は y 方向変位、 x 軸回り、 z 軸回りの回転変位を固定、対称面上 ($x=0$) は x 方向変位、 y 軸回り、 z 軸回りの回転変位を固定とした。なお、本検討は地盤の貫入抵抗つまり杭の先端抵抗力に着目することとして、ジョイント要素の摩擦力はゼロとした。

解析の手順は、図 5-5 に示すように自重解析を実施した後、所定の静止土圧係数 K_0 になるようにモデル側方から载荷を行った。モデル側方からの载荷は、モデル側方の yz 平面の境界面 ($x=9\text{ m}$) を構成する節点を x 方向に、 xz 平面の境界面 ($y=3\text{ m}$) を構成する節点を y 方向に载荷した。各ケースにおける三次元解析による静止土圧係数 K_0 を表 5-3 に示す。三次元解析による静止土圧係数 K_0 が、概ね想定値と整合していることを確認した

後、杭頭から押込み力を載荷した。

5.2.3 解析結果

地盤の貫入抵抗による荷重変位関係を図 5-6, 図 5-7に示す。図 5-6は、密度増加の効果（相対密度 D_r の増加）を検討した図である。静止土圧係数 K_0 によらず、相対密度 D_r が大きくなれば、杭の先端抵抗力は大きくなっていることがわかる。また、図 5-7は、相対密度 $D_r=90\%, 75\%, 60\%$ の静止土圧係数 K_0 の効果を考慮したものである。なお、 $D_r=45\%$ の結果は一部発散したため結果を示していない。静止土圧係数 K_0 が大きくなれば、地盤の貫入抵抗力も大きくなっていることがわかる。

図 5-8(a)は、静止土圧係数 K_0 と地盤の貫入抵抗力の関係を示したものである。相対密度毎で線形関係にあり、静止土圧係数 K_0 の増加による貫入抵抗力の評価が可能である。つまり、貫入抵抗力の変化を[1]密度増加と[2]静止土圧係数 K_0 の増加の効果に分離することができる。また、図 5-8(b)は、[2]静止土圧係数 K_0 の増加を取り出すために、各 K_0 の地盤の貫入抵抗力を $K_0=0.5$ の杭の先端抵抗力で正規化したものである。相対密度によらずほぼ一義的な関係となり、貫入抵抗力の増加に及ぼす静止土圧係数 K_0 の効果を統一的に考慮することができる。

表 5-1 地盤物性値

	質量 密度 ρ (t/m ³)	初期 せん断 剛性 G_{ma} (kN/m ²)	基準平均 有効応力 σ_{ma}' (kN/m ²)	拘束圧 依存 係数 m_G, m_K	内部 摩擦角 ϕ' ($^{\circ}$)	粘着力 c' (kN/m ²)
$D_r=45\%$	1.90	6.328×10^4	98.0	0.5	38.81	0.0
$D_r=60\%$	1.90	8.969×10^4	98.0	0.5	39.86	0.0
$D_r=75\%$	1.90	1.191×10^5	98.0	0.5	40.95	0.0
$D_r=90\%$	1.90	1.511×10^5	98.0	0.5	42.05	0.0

*1 地盤のポアソン比は全層 0.33 とした。

表 5-2 杭の物性値

Characteristics	
杭径 (m)	0.48
厚さ (m)	0.032
変形係数 (kPa)	1.05×10^9
ポアソン比	0.35

表 5-3 三次元解析による静止土圧係数 K_0 の調整結果

No.	相対密度 D_r (%)	目標 K_0	解析結果	
			$K_0(=\sigma'_x/\sigma'_z)$	$K_0(=\sigma'_y/\sigma'_z)$
1	90	0.50	0.61	0.61
2	75	0.50	0.56	0.56
3	60	0.50	0.56	0.56
4	45	0.50	0.57	0.57
5	90	0.75	0.75	0.75
6	75	0.75	0.72	0.72
7	60	0.75	0.68	0.68
8	90	0.85	0.85	0.85
9	75	0.85	0.79	0.79
10	60	0.85	0.74	0.74
11	90	1.00	0.94	0.94
12	75	1.00	0.87	0.87
13	60	1.00	0.80	0.80

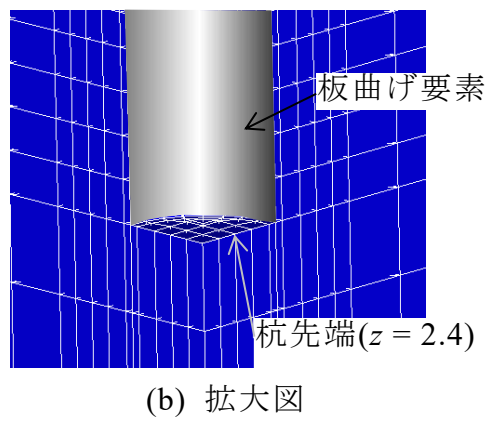
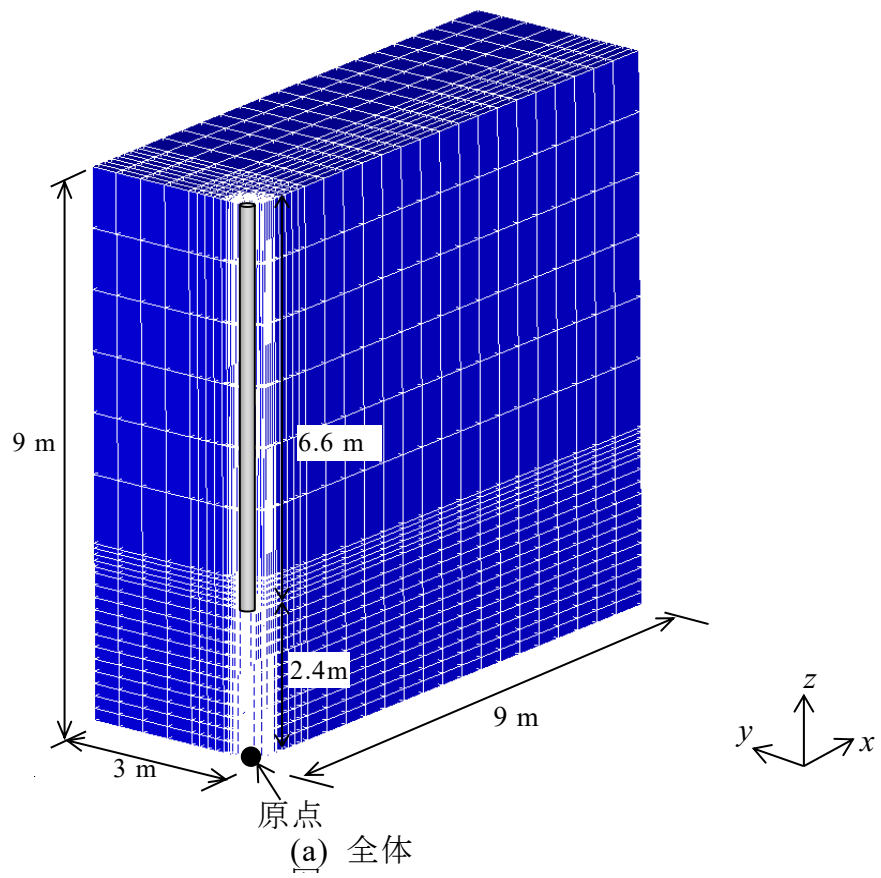


図 5-4 三次元FEMモデル

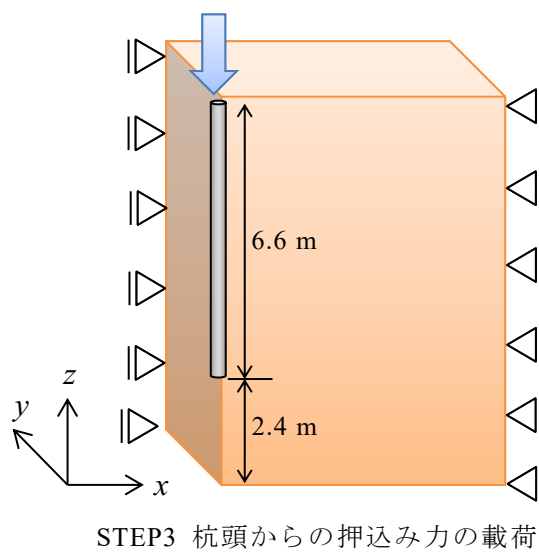
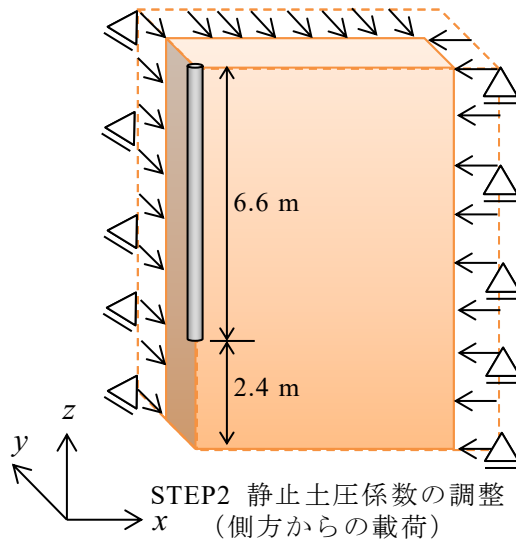
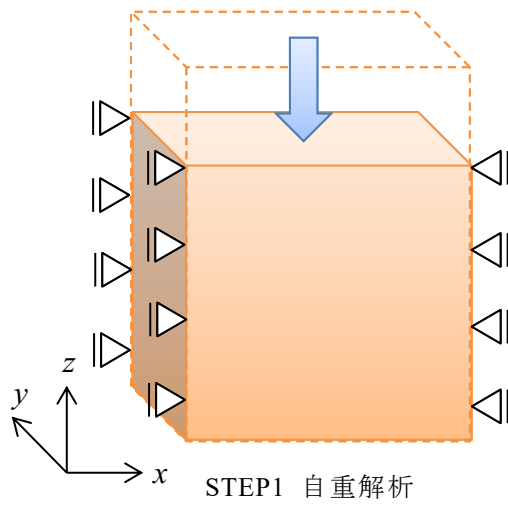
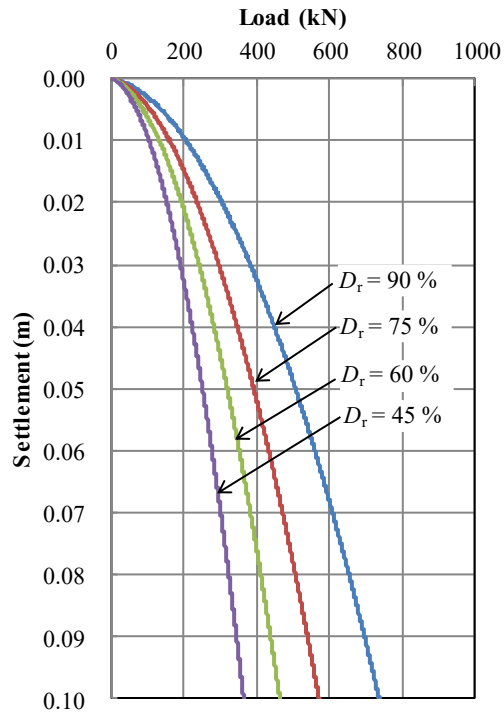
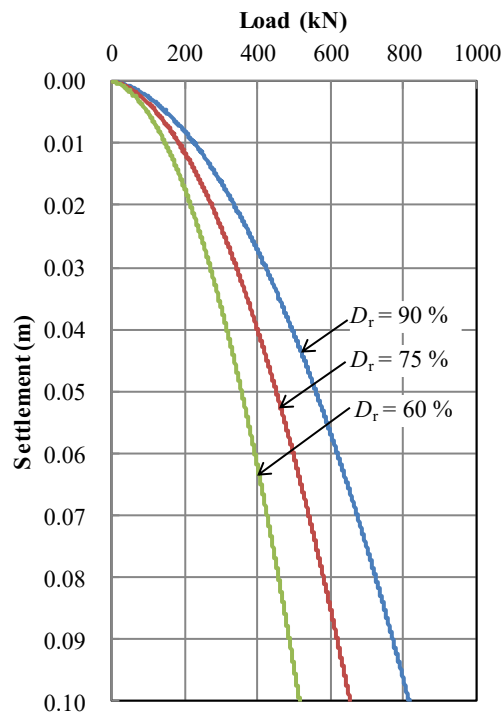


図 5-5 解析の手順



(a) 静止土圧係数 $K_0 = 0.5$



(b) 静止土圧係数 $K_0 = 0.8 - 0.9$

図 5-6 地盤の荷重変位関係 ([1]密度増加の影響)

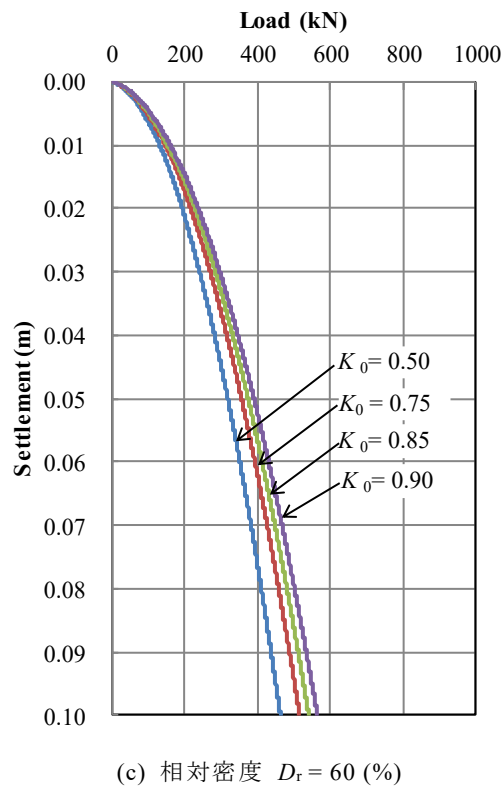
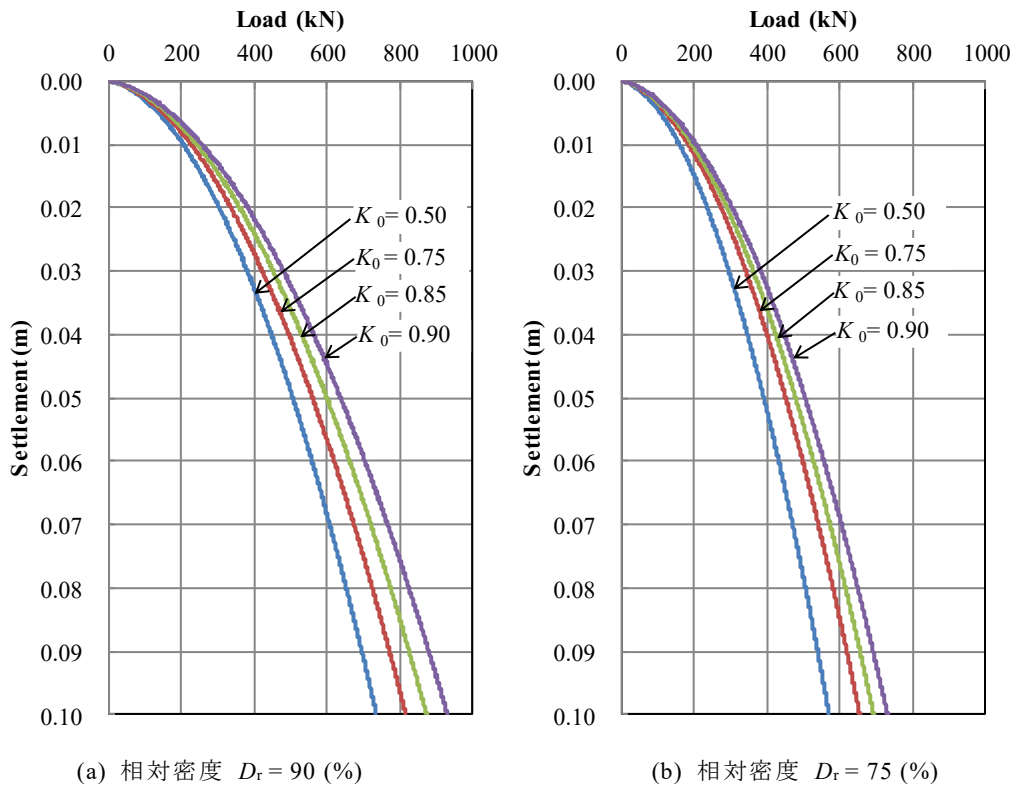
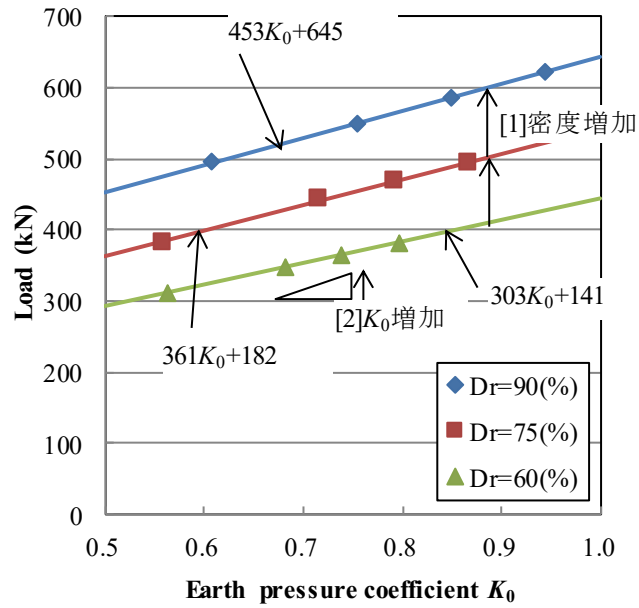
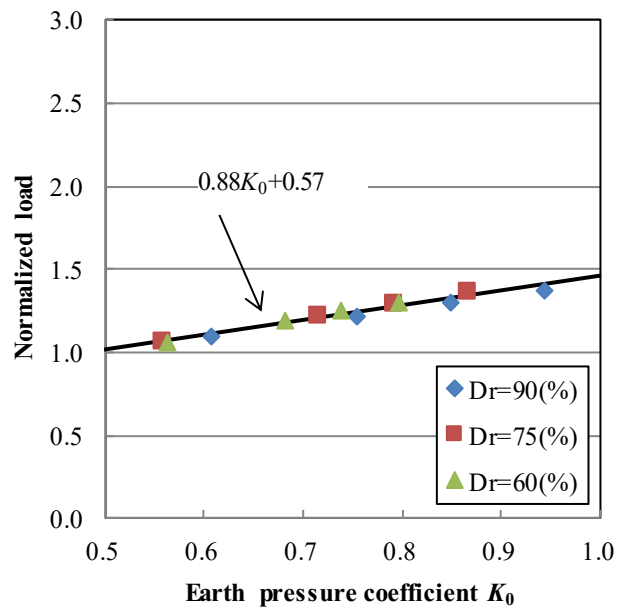


図 5-7 地盤の荷重変位関係 ([2] 静止土圧係数 K_0 の増加の影響)



(a) [1]密度増加と[2] K_0 増加の分離



(b) [2] K_0 増加の分離

図 5-8 静止土圧係数 K_0 と地盤の貫入抵抗力の関係

5.2.4 貫入エネルギーによる整理

前節では、地盤の貫入抵抗力で整理したが、 N 値は貫入エネルギーの指標であるともいえることを考慮し、図 5-9に示すように定義した杭の荷重沈下関係を貫入エネルギーに換算して整理した。貫入エネルギーで整理した結果を図 5-10に示す。図 5-8と同様な関係が見られる。また、図 5-10(a)の $K_0=0.5$ における相対密度毎の貫入エネルギーを求めると図 5-11となる。相対密度に対してほぼ線形の関係となる。

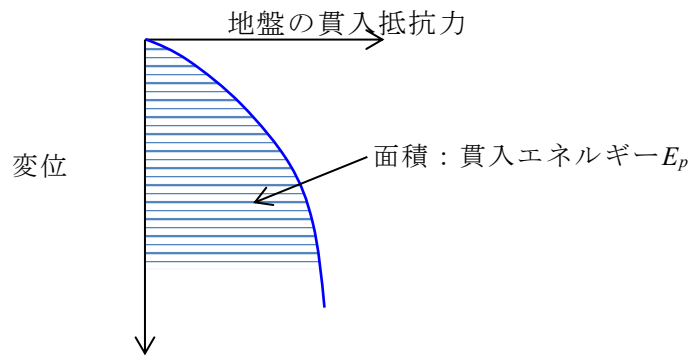
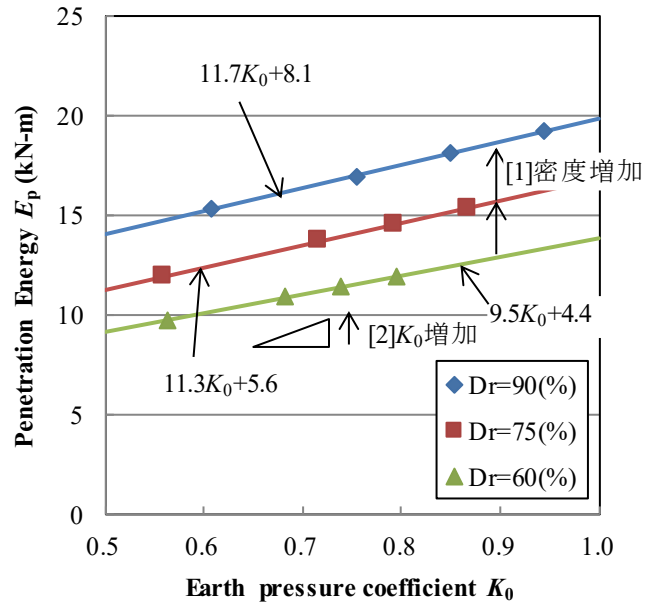
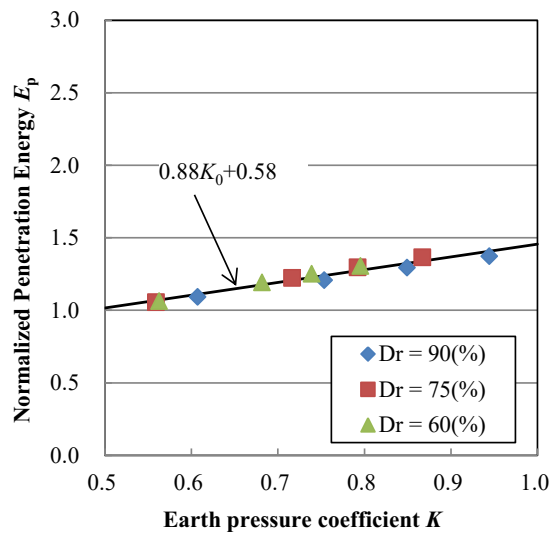


図 5-9 貫入エネルギーの考え方



(a) [1]密度増加と[2] K_0 増加の分離



(b) [2] K_0 増加の分離

図 5-10 相対密度 D_r , 静止土圧係数 K_0 と貫入エネルギー力の関係

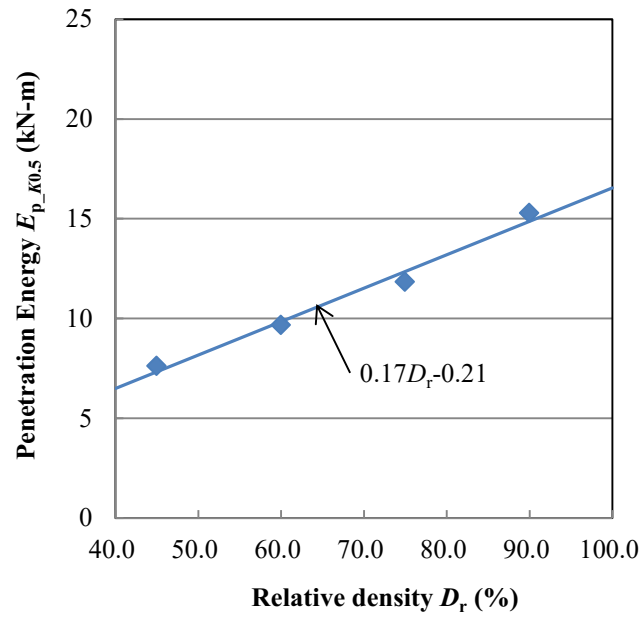


図 5-11 静止土圧係数 $K_0=0.5$ における相対密度 D_r と貫入エネルギー力の関係

5.3 密度と静止土圧係数 K_0 の効果の定量的評価

砂質土に対する SCP の改良原理¹⁾は、図 5-12 のように表すことができる。本節では、図 5-12 の考え方をを用いて、SCP 工法における密度増加と静止土圧係数 K_0 増加が N 値の増加に及ぼす効果の定量的評価を試みた。図 5-12 より、改良率 F_v は次式で表される。

$$F_v = \frac{-\Delta e}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad (1)$$

ここに、 e_0 は初期間隙比

e_1 は砂杭打設後の間隙比

Δe は初期間隙比から砂杭打設後の間隙比までの変化分

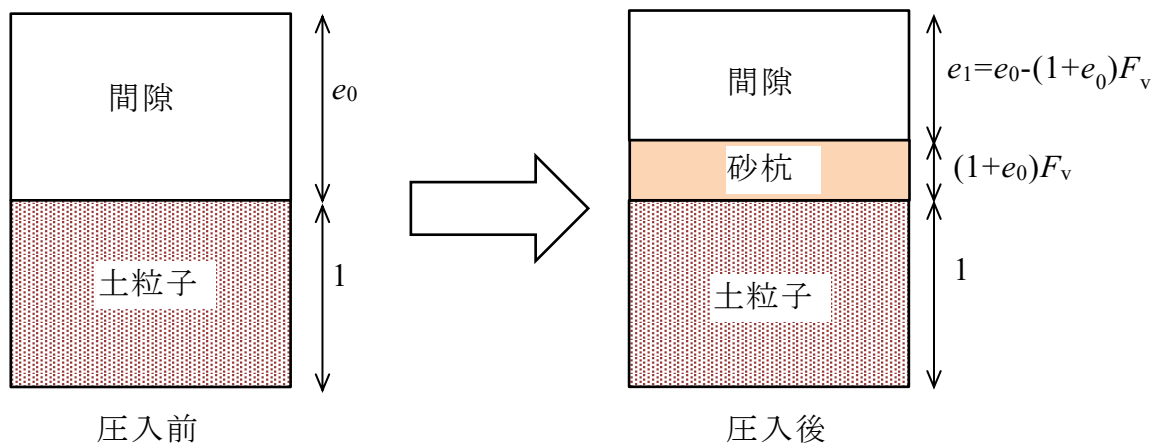


図 5-12 砂質土に対する SCP の改良原理¹⁾

細粒分含有率から最大間隙比と最小間隙比を平間の経験式⁶⁾より次式で求める。

$$e_{max} = 0.02 \cdot F_c + 1.0 \quad (2)$$

$$e_{min} = 0.008 \cdot F_c + 0.6 \quad (3)$$

地盤の初期間隙比 e_0 は、原地盤の相対密度を Meyerhof の式 (式(4)) を用いて N 値と有効上載圧から求め、地盤の初期間隙比を式(5)で求める。

$$D_{r0} = 21 \cdot \sqrt{\frac{N_0}{0.7 + \sigma'_v/98}} \quad (4)$$

$$e_0 = e_{max} - \frac{D_{r0}}{100} (e_{max} - e_{min}) \quad (5)$$

ここに、 D_{r0} は原地盤の相対密度(%),

N_0 は原地盤の N 値

e_0 は初期間隙比

σ_{v0}' は有効上載圧(kN/m²)

よって、改良後の間隙比 e_1 及び相対密度 D_{r1} を改良率 F_v 、改良前の間隙比 e_0 から式(6)及び式(7)を用いて算定することができる。

$$e_1 = e_0 - F_v(1 + e_0) \quad (6)$$

$$D_{r1} = \frac{e_{max} - e_1}{e_{max} - e_{min}} \quad (7)$$

よって、図 5-11 の式が一般的なものであれば、改良前後の杭の貫入エネルギーを算定することができる。

$$\text{改良前エネルギー } E_0 = 0.17 \cdot D_{r0} - 0.21 \quad (8)$$

$$\text{改良後エネルギー } E_1 = 0.17 \cdot D_{r1} - 0.21 \quad (9)$$

したがって、 N 値の比が同様にエネルギーの比で求まると仮定すると、改良前の N 値 ($N_{\text{改良前}}$) に E_1/E_0 を乗じて、密度増加の効果による改良後の増分 N 値 ($\Delta N_{\text{密度増加}}$) を算定することができる。

$$\Delta N_{\text{密度増加}} = N_{\text{改良前}} \cdot (E_1/E_0 - 1) \quad (10)$$

また、静止土圧係数 $K_0=0.5$ からの K_0 の増加による貫入エネルギーの増加量が、図 5-10(b) に示した式で求まるとすると、

$$\Delta E_{K_0} = 0.88 \cdot K_0 + 0.58 - 1.0 \quad (11)$$

ここで、実際のエネルギーの値はサンプラーのサイズ等の条件に依存するとしても、エネルギーの比が N 値の比に等しくなると仮定する。

$$\Delta N_{K_0 \text{ 増加}} = N_{\text{改良前}} \cdot \Delta E_{K_0} \quad (12)$$

以上を全て考慮すると、改良後の N 値は次式で表される。

$$N_{\text{改良後}} = N_{\text{改良前}} + \Delta N_{\text{密度増加}} + \Delta N_{K_0 \text{ 増加}} \quad (13)$$

以上の方法により改良率10%の地盤（細粒分含有率 $F_c = 5\%$ 、 10% 、 15% ）を例として、密度増加と静止土圧係数 K_0 の効果による N 値増加の定量的評価を行った結果を図 5-13～

図 5-15に示す。ただし、 K_0 の値はわからないので0.75と1.0の2通り設定した。図中には、表 5-4に示す既往の N 値の計測結果（原田ら(1998)⁷⁾）も合わせて示す。このように、静止土圧係数 K_0 を0.75～1.0程度とした評価結果は、安全側として設定されている設計値より少し大きめだが、改良後2年における既往の N 値の計測結果とほぼ整合している。なお、設計値は本検討で密度増加のみを考慮した場合に近い。

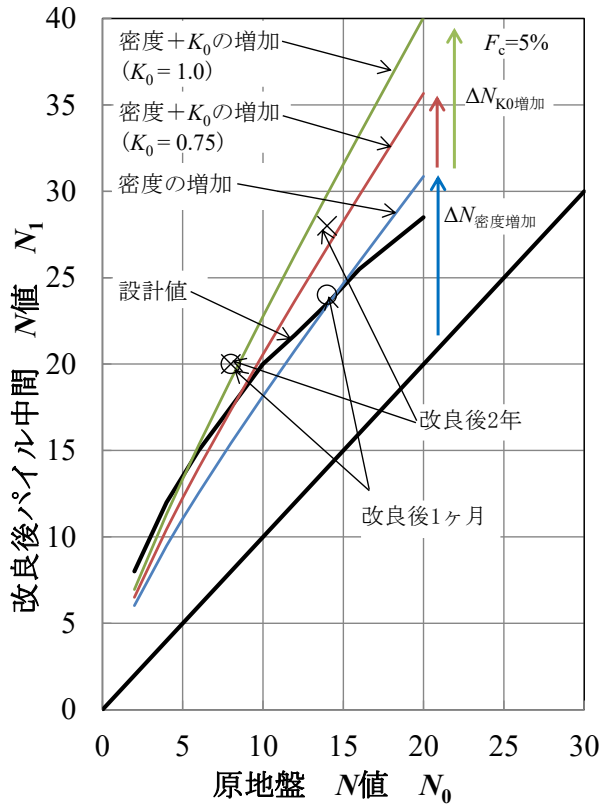


図 5-13 密度増加と静止土圧係数 K_0 の効果の定量的評価
(改良率 10%, 細粒分含有率 $F_c = 5\%$)

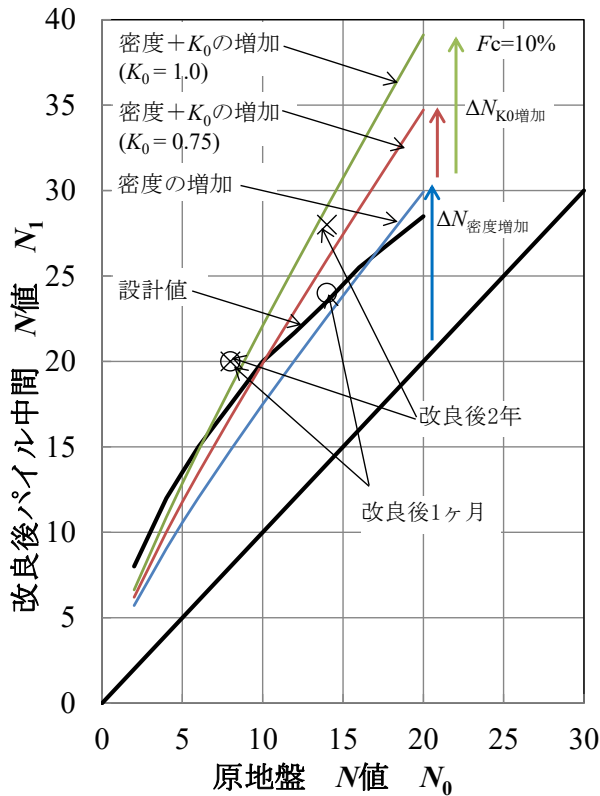


図 5-14 密度増加と静止土圧係数 K_0 の効果の定量的評価
(改良率 10%, 細粒分含有率 $F_c = 10\%$)

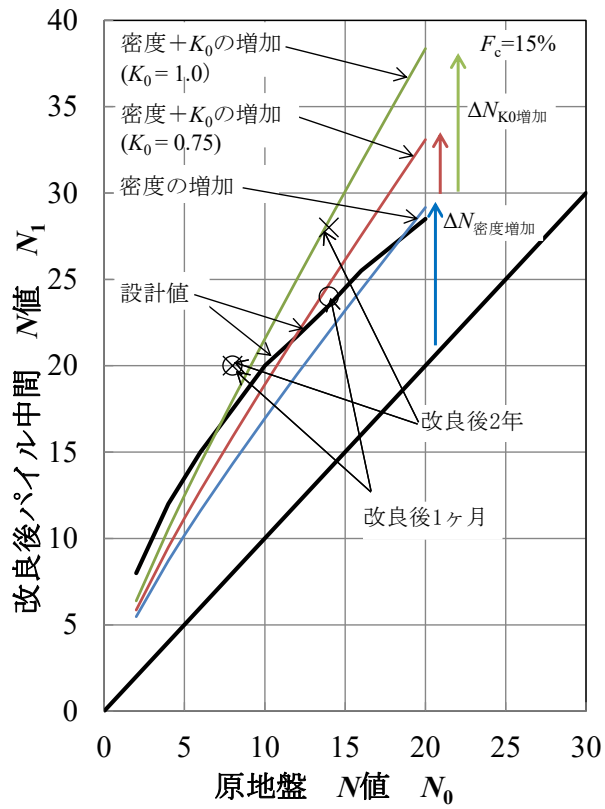


図 5-15 密度増加と静止土圧係数 K_0 の効果の定量的評価
(改良率 10%, 細粒分含有率 $F_c = 15\%$)

5.4 検討結果のまとめと数値解析への適用方法の提案

本研究では、SCP工法による改良地盤の N 値増加を密度増加と静止土圧係数 K_0 の増加のそれぞれの効果として定量的に評価した。結果は以下のようにまとめられる。

- ① 設計用の改良後 N 値は、既往の事例に基づき設定された関係である。実務設計では、静止土圧係数 K_0 の実測された例が少ないため、 K_0 の値によらず、圧入率で設定されている。
- ② 本研究の解析は、密度増加のみを考慮した改良後の N 値は既往の設計値と概ね一致する。さらに、密度増加の他に静止土圧係数 K_0 の増加の効果を考慮すると、 K_0 の増加に応じて、 N 値は増加する。
- ③ 改良後 N 値の実測値は、本提案方法の「密度+静止土圧係数 K_0 の効果」を考慮する方法の方に近く、改良後2年における実測値は $K_0=0.75\sim 1.0$ で評価した結果と整合する。

よって、本研究の解析結果は設計値より実測値に近いと、合理的な設計に寄与できる。ただし、静止土圧係数 K_0 を測定することができれば、さらに合理的である。

本研究で提案する設計方法を図 5-16 に示す。提案方法と従来の設計法で違う点は、改良地盤の K_0 の推定・測定を追加した点である。目標とする改良地盤の K_0 を適切に推定できれば、地震時の設計に用いている二次元解析に反映することができる設計となっている。

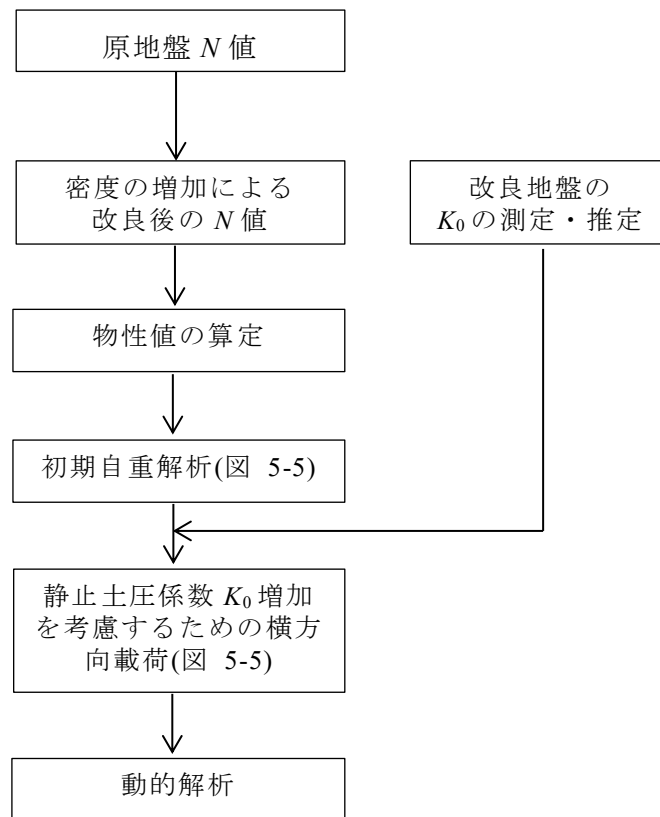


図 5-16 設計方法の提案

表 5-4 N 値と K_0 の関係⁸⁾

	改良率10%		
	事前	改良後1ヶ月	改良後2年
測定深度 (m) (GL-)	4.5	4.5	4.5
N 値	8	20	20
K_0	0.96	1.39	2.82
測定深度 (m) (GL-)	10.5	10.25	10.5
N 値	14	24	28
K_0	0.66	1.73	1.73

5.5 一次元解析による事例解析

本章では、提案方法の適用性を確認するために、一次元解析を行った。地盤モデルは高さ15mの土柱列モデルを用いる。原地盤は、 N 値10、細粒分含有率 $F_c=10\%$ として、SCP工法の改良率は、 $A_s=10\%$ とした。解析は図 5-17に示すように、野津ら(2000)⁸⁾が提案する要素の貼合せモデルを用いている。本モデルは、杭間地盤と杭芯地盤のそれぞれを一次元土柱列としてモデル化して、両者を多点拘束(XY方向は同一変位とする)する。方法である。また、SCP工法の改良効果は表 5-5、図 5-18に示す4パターンを想定した。Case Aは密度増加のみ考慮しているため、安全側の設定である。また、Case Bは改良後の N 値を用いるケースであり、既存の設計法と同じである。一方、Case C, Dは密度増加と K_0 増加を考慮した本検討における提案ケースである。地盤物性値を表 5-6、表 5-7に示す。入力地震動は、図 5-19に示す神戸港ポートアイランドで得られた観測波形^{9), 10)}を用いた。

解析結果のうち、最大せん断ひずみを図 5-20に、最大水平加速度を図 5-21に、最大過剰間隙水圧比分布を図 5-22に、代表的な位置における有効応力経路を図 5-23に示す。本研究の解析モデルは、貼り合わせモデルを用いているので、各ケースの砂杭と杭間地盤の最大せん断ひずみは同じ値となる。最大せん断ひずみ、最大水平加速度及び最大過剰間隙水圧比は、Case A, Case B, Case C, Case Dの順に小さくなる。

Case A (密度増加のみ)の最大せん断ひずみ、最大水平加速度と最大過剰間隙水圧比は全ケースのなかで最も大きくなり、改良効果は最も小さい結果となった。また、従来の設計法であるCase B (改良後の N 値)は、Case C, D (密度増加+ K_0 増加)に対して安全側の評価となった。

GL-2.7mにおける有効応力経路を図 5-23に示す。Case A, C, Dの順に、動的解析の最大せん断応力の初期値が小さくなっていることがわかる。これは、静止土圧係数 K_0 が増加している影響による。また、静止土圧係数 K_0 が増加すれば (Case D)、平均有効拘束圧もゼロに到達しておらず、より多くの改良効果を発揮することができる。Case Bは、Case A, C, Dより N 値が大きく、膨脹的な傾向を示している。

つまり、静止土圧係数 K_0 を適切に測定・推定することができれば、Case C, D (密度増加+ K_0 増加)によるモデル化を行うことができ、地盤改良の効果を大きく評価することができる。

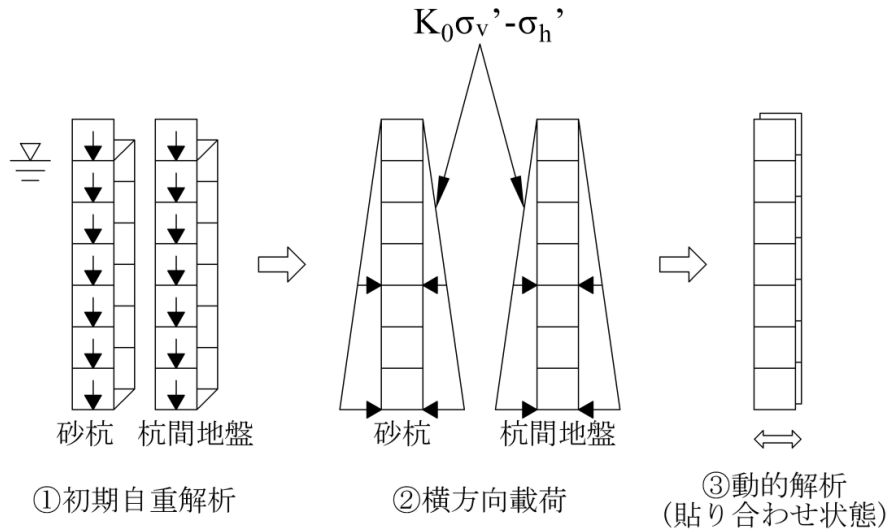


図 5-17 解析モデルの考え方⁹⁾

表 5-5 解析ケース

	杭間地盤の 等価 N 値 N_{65}^{*1}	杭芯地盤の 等価 N 値 N_{65}^{*1}
A 密度増加のみ	$N_{65}=17, K_0=0.50$	$N_{65}=23, K_0=0.50$
B 改良後の N 値	$N_{65}=20, K_0=0.50$	$N_{65}=23, K_0=0.50$
C 密度増加 + K_0 増加	$N_{65}=17, K_0=0.75$	$N_{65}=23, K_0=0.50$
D 密度増加 + K_0 増加	$N_{65}=17, K_0=1.00$	$N_{65}=23, K_0=0.50$

*1 有効上載圧 65 kN/m^2 における N 値を示す。

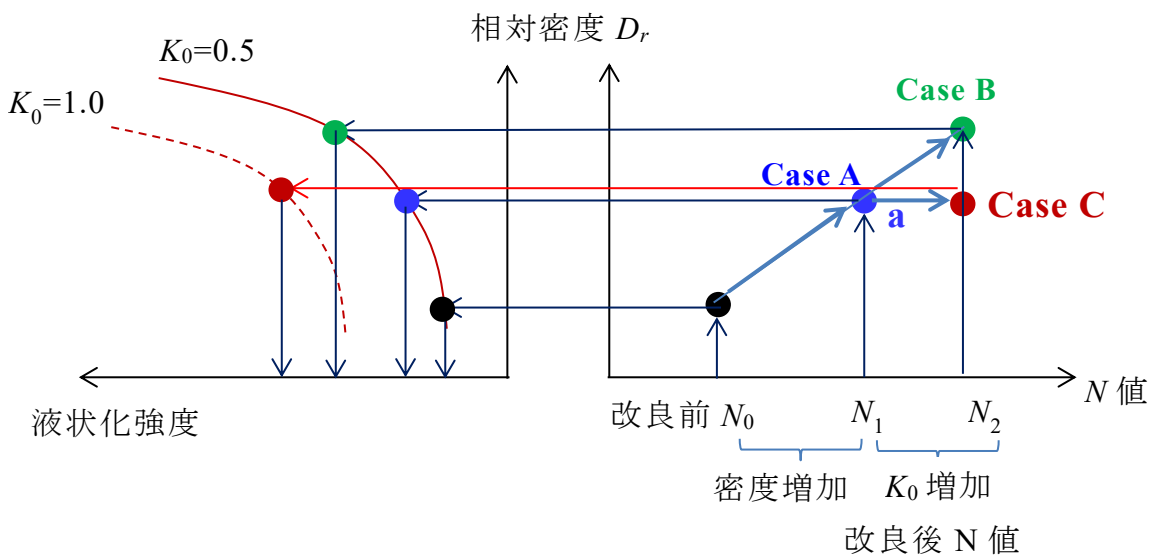


図 5-18 解析ケースのイメージ

表 5-6 地盤物性値(1)

等価 N 値 N_{65}	質量 密度 ρ (t/m^3)	初期 せん断 剛性 G_{ma} (kN/m^2)	基準平均 有効応力 σ_{ma}' (kN/m^2)	拘束圧 依存 係数 m_G, m_K	内部 摩擦角 ϕ' ($^\circ$)	粘着力 c' (kN/m^2)
17	2.049	8.35×10^4	98.0	0.5	40.54	0.0
20	2.049	9.30×10^4	98.0	0.5	41.94	0.0
23	2.049	1.02×10^5	98.0	0.5	43.10	0.0

*1 地盤のポアソン比は全層 0.33 とした。

表 5-7 地盤物性値(2)

等価 N 値 N_{65}	ϕ_p	S_1	w_1	p_1	p_2	c_1
17	28.0	0.005	4.974	0.50	0.460	6.491
20	28.0	0.005	7.186	0.50	0.422	12.220
23	28.0	0.005	10.040	0.50	0.384	41.060

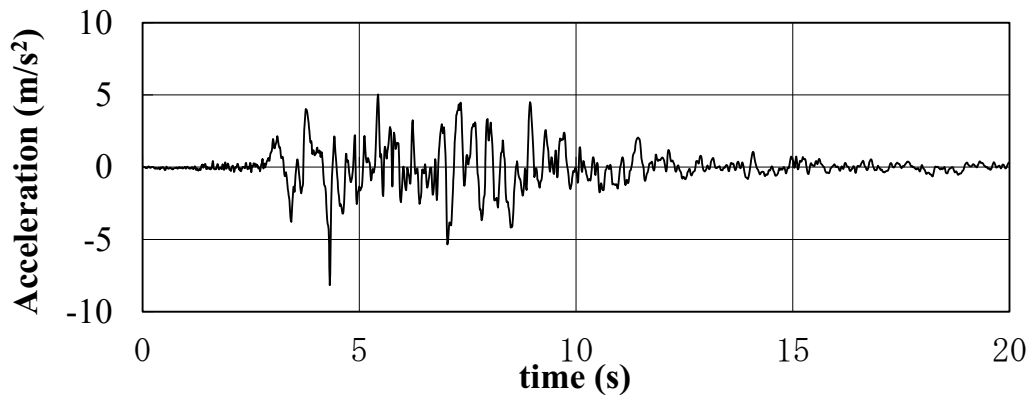
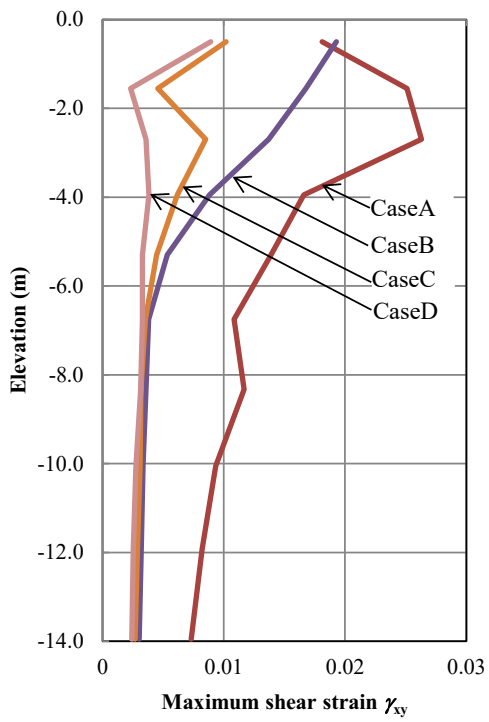
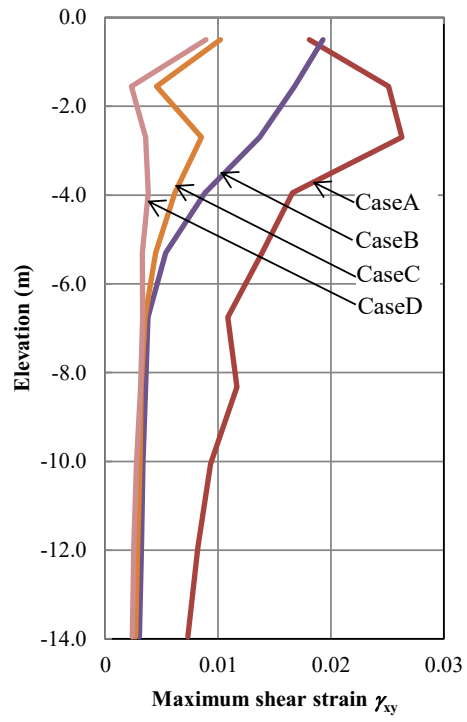


図 5-19 入力地震動^{9),10)}

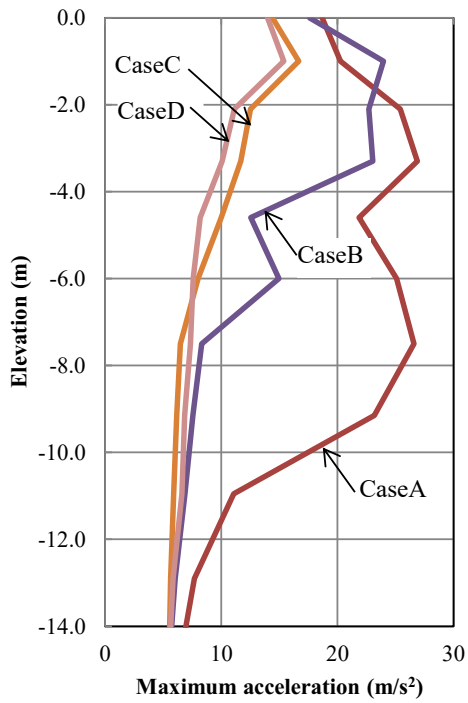


(a) 杭間地盤

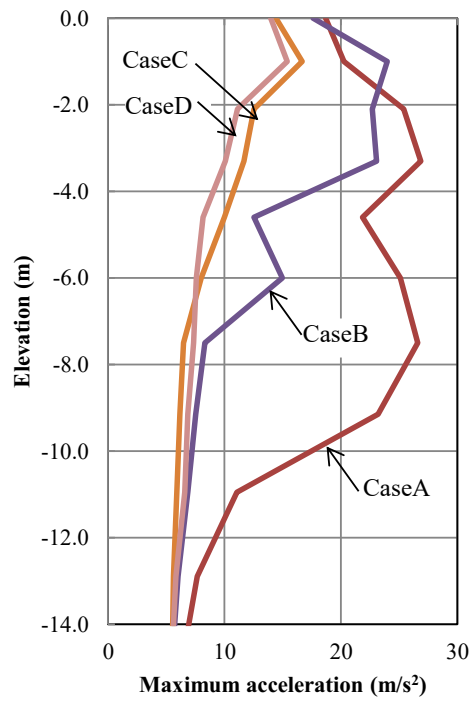


(b) 杭芯地盤

図 5-20 一次元解析結果 (最大せん断ひずみ γ_{xy})



(a) 杭間地盤



(b) 杭芯地盤

図 5-21 一次元解析結果 (最大水平加速度)

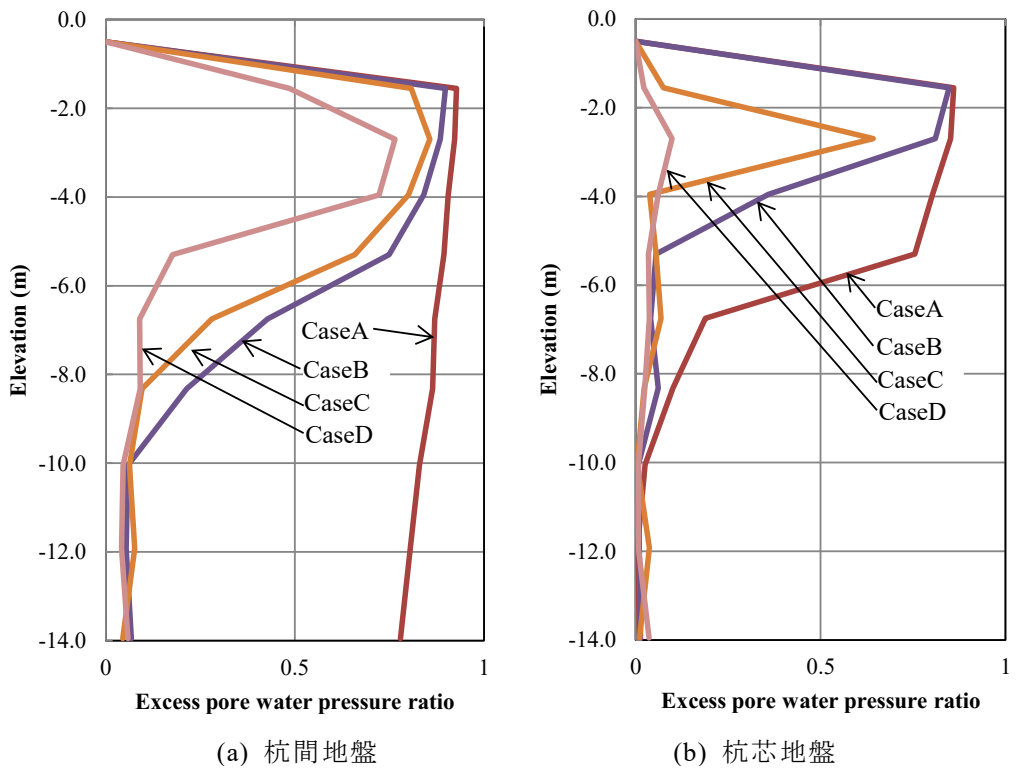


图 5-22 一次元解析結果 (最大過剩間隙水圧比)

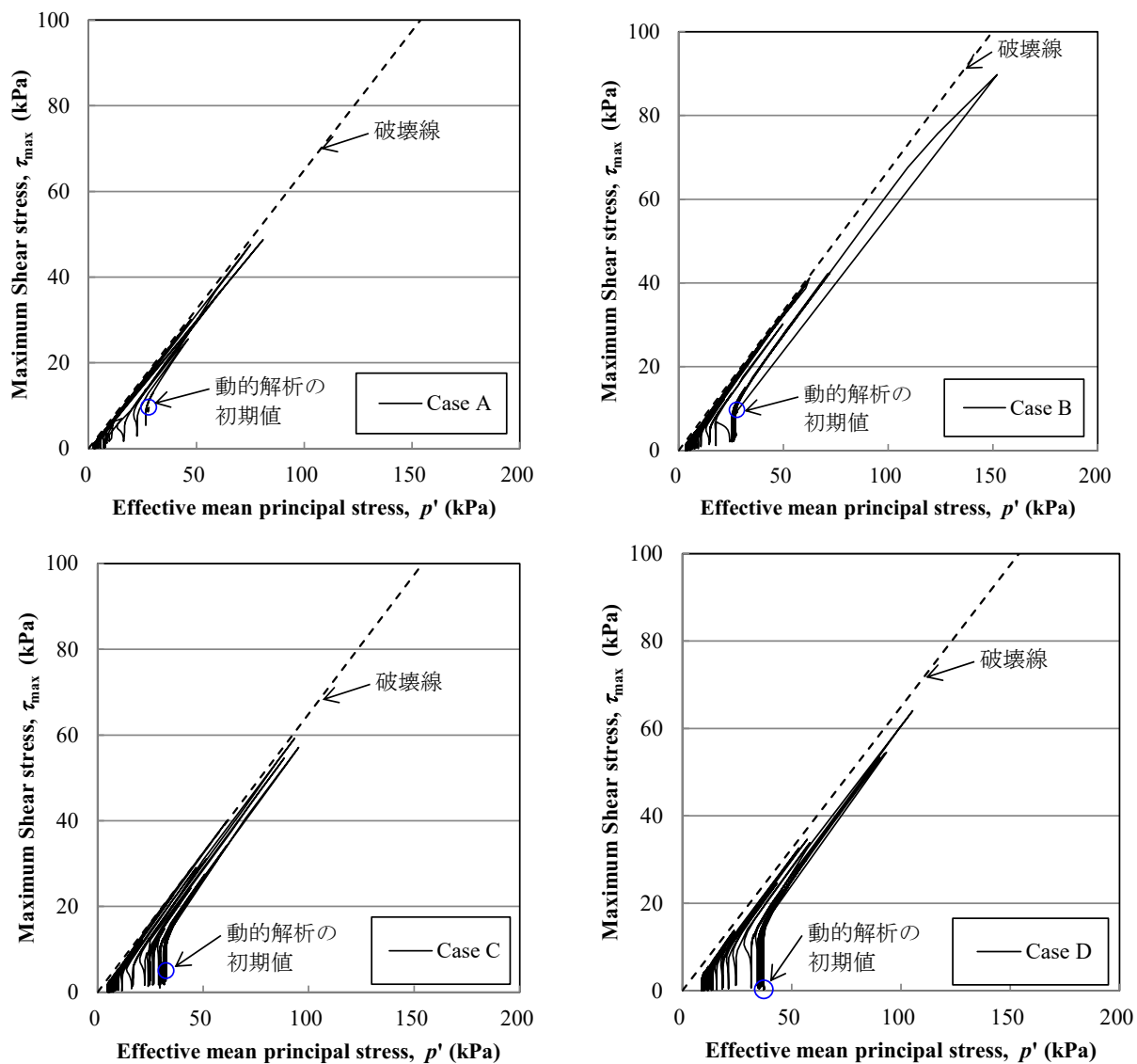


図 5-23 一次元解析結果 (GL-2.7m における有効応力経路)

5.6 まとめ

本研究¹¹⁾では、従来、 N 値のみによって評価されてきた締固め砂杭工法の改良効果について、[1]密度増加と[2]静止土圧係数 K_0 の増加のそれぞれの改良効果の評価とモデル化を数値実験により提案した。得られた結論を下記に示す。

- (1) 本研究では、 N 値で評価される平均化された地盤の貫入抵抗を評価するために三次元解析により仮想的な杭の押込み試験の解析を実施した。なお、実際の SCP 工法の形成は、杭間地盤であっても、拡幅、引抜きの際により異方性の発現等、複雑な状態が生じていると推察される。しかし、平均化された杭間地盤の状態を評価したいと意味で、圧縮による密度増加と、拡幅が生じた K_0 の増加に絞って検討した。
- (2) 対象とする地盤の相対密度は $D_r=45\sim 90\%$ 、静止土圧係数 K_0 は $0.5\sim 1.0$ を想定した。三次元解析は自重解析の後、側方から地盤を載荷し所定の静止土圧係数 K_0 にした後、杭頭から鉛直方向に単調載荷を行った。
- (3) 三次元解析結果から杭の貫入エネルギー（荷重変位関係の面積）を算定し、「相対密度 D_r ～静止土圧係数～杭の貫入エネルギーの関係」を整理して、締固め砂杭工法による N 値増加を「[1]密度増加によるもの」と「[2]静止土圧係数 K_0 の増加によるもの」に分けて評価した。その結果、数値実験における原地盤の N 値と改良地盤 N 値の関係は、既往の実測例と比較しても、全体としてほぼ良好に説明できた。
- (4) 次に、締固め砂杭工法の改良効果を検討するために、一次元解析による事例解析を行った。その結果、従来の設計手法（改良後の N 値を用いる）より密度増加と K_0 増加の効果を分けて適切にモデル化した方が改良効果は大きくなる結果となった。よって、静止土圧係数 K_0 が設定あるいは測定できれば、従来より地盤改良効果を大きく評価できることが示唆された。今後、静止土圧係数 K_0 の適切に設定することが課題である。
- (5) 原位置試験結果（ N 値、静止土圧係数 K_0 ）だけでは、[1]密度増加と[2]静止土圧係数 K_0 の増加の分離は困難である。また、原位置の静止土圧係数 K_0 の測定は非常に難しくばらつきが大きい指標である。このため、本研究では、数値実験により[1]密度増加と[2]静止土圧係数 K_0 の増加のそれぞれの改良効果を評価した。今後、実地盤を対象に原位置試験と詳細な三次元解析を行い、本手法の適用性の検討を行うことが必要と考えている。

第 5 章の参考文献

- 1) 土質工学会：軟弱地盤対策工法－調査・設計から施工まで－，1988.
- 2) 森鼻章治，高橋英紀，森川嘉之，高野大樹，斉藤智志，鈴木亮彦，竹内秀克，一井康二：地盤改良による K 値増大を考慮した岸壁構造物の動的遠心模型実験，土木学会論文集 B3(海洋開発)，Vol. 74, No. 2, I_844-I_849, 2018.
- 3) Iai S. : Three dimensional formulation and objectivity of a strain space multiple mechanism model for sand, Soils & Foundations, Vol.33, No.1, pp.192-199, 1993.
- 4) Iai S., Ozutsumi, O. : Yield and cyclic behavior of a strain space multiple mechanism model for granular materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 29, pp.417-442, 2005.
- 5) (財)沿岸技術研究センター：港湾構造物設計事例集（平成 19 年改訂版），2007.
- 6) 平間邦興：相対密度の適応に関数 2, 3 の私見，砂の相対密度と工学的性質に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.53～56，1981.
- 7) 原田健二，山本実，大林淳：静的締固め砂杭打設地盤の K_0 増加に関する一考察，III-B272，土木学会第 53 回年次学術講演会（平成 10 年 10 月），pp544-545.
- 8) 野津光夫，小堤治，溜幸生，川満逸雄，井合進，森浩章：SCP で改良された砂質地盤の地震時有効応力解析におけるモデル化，第 35 回地盤工学研究発表会，pp.2417-2418，2000.
- 9) 神戸市開発局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査（ポートアイランド，六甲アイランド）報告書，p.119，1995.
- 10) 野津厚，上部達生，佐藤幸博，篠澤巧：距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係，港湾技研資料 No.893, 1997.
- 11) 兵頭順一，一井康二：締固め砂杭工法による密度増加と K_0 増加のそれぞれによる改良効果の評価とモデル化，土木学会論文集 C（地圏工学），75 巻，4 号，pp.443-453, 2019.

第6章 まとめ

本研究では、杭の杭軸方向挙動のモデル化と性能に基づく耐震設計への応用について検討を行った。以下に、各章のまとめを示す。

第1章では、研究の背景と目的を示し、本論文の構成を述べた。

第2章では、杭の支持力の評価として、先端支持力や周面摩擦力の理論、荷重沈下曲線の評価をレビューした。杭の鉛直支持力は、従来の剛塑性体による評価から近年では空洞拡張理論を元にした支持力理論が使われてきていることを示した。また、荷重沈下曲線は双曲線関係が多く用いられてきていることを示した。

杭と地盤の相互作用のモデル化は、杭-地盤相互作用ばね要素を用いるなど水平方向の挙動に着目することが多い。一方、鉛直方向の杭と地盤の相互作用のモデル化は十分に議論されておらず、課題であることがわかった。

締固め砂杭工法（サンドコンパクションパイル工法（以下、「SCP工法」という。））は、我が国の代表的な液状化対策工法であり、過去の地震被害調査よりその有効性が実証されている。設計に良く用いられる N 値は改良効果の指標として用いられることが多い。しかし、 N 値の増加は、密度の増加だけでなく、静止土圧係数 K_0 の増加による効果もあり、改良効果による N 値増加のメカニズムを①と②のように明確に分離することは困難であり、設計法に課題があることがわかった。

第3章では二次元有限要素法による杭と地盤の杭軸方向相互作用のモデル化の提案を行い、杭の先端支持力と周面摩擦力のそれぞれに関してモデル化の妥当性の確認を行った。

まず、杭の先端支持力に関する数値解析プログラムの検証（Verification）の方法を提案した。提案手法は、杭頭への押込み力を強制変位と強制荷重で与える2パターンの載荷方法で解析を実施し、両者の荷重変位関係が一致することを確認する手法である。例題として、既往の杭先端のモデル（Model A）を用いた検討を行った。その結果、既往の杭先端のモデル（Model A）の要素挙動を安定させれば、検証を実施できることを確認した。

次に、杭の先端支持力に関して、既存の杭先端のモデル化（Model A, Model B）に問題があることを確認し、空洞拡張理論を参考として杭先端の地盤変形の影響範囲を考慮したモデル（Model C）を提案した。杭先端の地盤変形の影響範囲は三次元解析により算定し、解析による影響範囲は既往の文献と整合することを確認した。そして、提案モデル（Model C）を用いることで、既存のモデルの問題（メッシュサイズへの依存性、地盤の奥行き方向幅への依存性、杭先端非線形ばね要素の変位のダブルカウント）を解消することができた。また、提案モデルの適用性は、簡易モデルによる杭の押込み試験、原位置の鉛直載荷試験

及び動的解析による被災事例解析により確認した。

杭の周面摩擦力は施工影響を考慮できる非線形ばね要素でモデル化した。モデル化の妥当性は杭の押し込み試験・引抜き試験の再現解析により確認することとした。摩擦力の実測値をせん断強度とした場合、解析は実験を概ね再現することができ、地盤の強度定数をせん断強度とした場合、解析は実験とは合わない結果になった。その結果、調整係数（摩擦力の実測値による解析結果を地盤の強度定数による解析結果で除した値）を限られた事例で算定した。

第4章では、近年問題となっている基礎杭の一部が支持層に達していない事例を取り扱った。本研究では、第3章で提案した二次元有限要素法（以下、「二次元解析」という。）による杭と地盤の相互作用のモデル化を応用して、未達杭によって支持された建屋の傾斜を評価する方法を提案した。本研究では、未達杭の杭基礎構造物の安定性を二次元解析で評価し、提案法が未達杭を有する構造物の耐震性能を評価する実務設計に使用できる可能性を示すことができた。

第5章では、締固め砂杭工法による密度増加と K_0 増加のそれぞれによる改良効果のモデル化を検討した。これは第3章で用いた三次元有限要素法を用いて、密度増加と静止土圧係数 K_0 増加のそれぞれが N 値増加に及ぼす影響について検討を行ったものである。改良地盤の貫入抵抗に関する三次元解析を行い、締固め砂杭工法の改良地盤の N 値増加を「①密度増加によるもの」と「②静止土圧係数 K_0 の増加によるもの」に分けて定量的に評価した。既往の実測例と比較しても、全体としてほぼ良好に説明することができた。また、一次元解析による事例解析を行い、静止土圧係数 K_0 を適切に設定あるいは測定できれば、地盤改良効果を従来より大きく評価できることが示唆された。

以上、実務に応用できる杭の杭軸方向挙動のモデル化手法を提案し、性能に基づく耐震設計に応用できることを示した。

謝辞

本論文は、2016年10月から2020年3月まで3年6ヶ月在籍した広島大学大学院工学研究科博士課程後期（社会基盤環境工学専攻）における研究成果をとりまとめたものです。本研究の実施および本論文の作成を行うにあたり、多くの方々のご指導・ご鞭撻いただくことに深く感謝の意を表します。

この期間、ご指導いただきました広島大学大学院工学研究科一井康二准教授（現、関西大学社会安全学部教授）には、研究の全般または本論文をまとめるにあたり、終始懇切丁寧にご指導いただきまして深く感謝いたします。一井先生との出会いは、私が2011年に一般社団法人FLIPコンソーシアムの杭軸方向挙動WGに幹事として参加したことから始まり、博士課程後期社会人特別選抜コースに入学する際には、快く指導教官を引き受けていただきました。入学後は、社会人学生であることにご配慮いただき、打合せさせていただきました。厚く御礼申し上げます。

広島大学大学院工学研究科土田孝教授、河合研至教授、半井健一郎教授には、ご多忙の折、本論文を査読していただき、また本論文の審査にあたり熱心なご討議とご指導をいただきました。厚く御礼申し上げます。

第3章は、一般社団法人FLIPコンソーシアムの杭軸方向挙動WGの活動を通じて実施したものです。WG活動を通じて、京都大学防災研究所井合進名誉教授、上田恭平助教、小堤治博士（株式会社明窓社）、中原知洋博士（五洋建設株式会社）にはご指導をいただきまして深く感謝いたします。また、杭の周面摩擦力のモデル化では、森安俊介氏（新日鐵住金株式会社（現、日本製鉄株式会社））、宮下健一朗氏（パシフィックコンサルタンツ株式会社）、宇野州彦氏（五洋建設株式会社）に、杭の先端支持力は、塩崎禎郎氏（JFEスチール株式会社）、曾根照人博士（株式会社ニュージェック）に厚く御礼申し上げます。また、広島大学大学院学生（当時）鈴木大夢氏には三次元解析の整理をしていただきました。御礼申し上げます。本研究は、東電設計株式会社に在籍しながら完成に至りました。取締役土木本部長小山俊博様（現、シニアオフィサー）、執行役員土木本部長本田国保様には本研究に対して多くのご支援とご配慮をいただきました。深く御礼申し上げます。技術開発部長瀬下雄一博士、技術開発部担当職北爪貴史博士には、大学での研究と仕事の両立において様々のご配慮をいただきました。特に、同じグループのメンバーである、岩本哲也博士、新垣芳一博士、金子聡志氏（現、東京電力ホールディングス（株））、佐藤恭兵氏、杉浦陽子氏、遠藤秀祐氏、水野祐輔氏には大変お世話になりました。

新入社員時代の上司であった溜幸夫博士には、旧FLIP研究会への参加の機会を作ってください、また現在まで継続してご指導いただき大変感謝しています。御礼申し上げます。また、長らくご指導いただいた元上司でもある小瀬木克己氏にはこの約10年にわたって、様々のご指導・ご支援をいただき大変感謝しています。今後ともご指導いただければ

と思います。

以上、述べましたように、本論文は多くの方々に支えていただいたことにより完成させることができました。重ね御礼申し上げます。この3年6ヶ月の経験と研究成果を糧に、さらに研鑽していきたいと思えます。

最後に、両親と終始叱咤激励してくれた妻知佐に感謝いたします。

兵頭 順一