

沈下モニタリングによる基礎構造の性能評価に関する研究

2015年6月

鈴木 直子

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 維持管理における沈下モニタリングの現状と課題	2
1.3 本研究の目的	3
1.4 本論文の構成	4
第2章 沈下計測と沈下解析を統合した沈下モニタリング	5
2.1 はじめに	5
2.2 沈下計測と沈下解析の統合	5
2.3 沈下計測	8
2.4 沈下解析	12
2.5 要求性能	16
2.6 まとめ	18
第3章 単杭の載荷試験のモニタリング	19
3.1 はじめに	19
3.2 地盤条件および杭仕様	20
3.3 計測	22
3.4 変形解析	27
3.5 まとめ	37
第4章 超高層建築物を支持するパイルド・ラフト基礎の性能評価	39
4.1 はじめに	39
4.2 建築物および地盤条件	40
4.3 基礎形式	43
4.4 要求性能	43
4.5 沈下計測	44

4.6 沈下計測に基づく構造性能評価	55
4.7 沈下解析	56
4.8 沈下解析に基づく構造性能評価	65
4.9 等価荷重面法の適用性の検討	66
4.10 まとめ	70
第5章 圧密沈下を生じるパイルド・ラフト基礎の長期沈下モニタリングによる 性能評価	73
5.1 はじめに	73
5.2 建築物と地盤条件	74
5.3 基礎形式	77
5.4 要求性能	77
5.5 沈下計測	78
5.6 沈下計測に基づく構造性能評価	93
5.7 沈下解析	94
5.7.1 全応力解析による全体沈下挙動の評価	94
5.7.2 有効応力解析による局所沈下挙動の評価	100
5.8 沈下解析に基づく構造性能評価	109
5.9 まとめ	110
第6章 結論	113
6.1 本研究のまとめ	113
6.2 今後の課題と展望	115
参考文献	117
ABSTRACT	123
研究業績	125
謝辞	

第1章 序論

1.1 研究の背景

建築分野でモニタリングというと、計測データの信号処理や逆解析を駆使して構造性能を評価する上部構造のヘルスマニタリング^{1.1)}が思い浮かぶ。しかし、計測件数で見れば、基礎・地盤における実績の方がはるかに多い。地盤掘削時の山留め等の施工管理を目的とした計測は、従来から積極的に行われている^{1.2)}。これは、地盤物性の空間的ばらつきが大きく、上部構造に比べて挙動予測が難しいためである。

建築物の沈下計測も、構造安全性の確保、沈下対策効果の確認、沈下予測手法の高度化などを目的として、基礎形式に関わらず数多く実施されてきた^{1.3)1.4)}。特に、建築物の設計が仕様設計から性能設計に移行しつつある昨今、基礎構造の沈下に関する性能評価は重要な検討事項になっている。例えば、関西国際空港などの若齢埋立地盤で採用された不同沈下修正機構を有する摩擦杭基礎^{1.5)1.6)}、超高層建築物におけるフローティング基礎と摩擦杭の併用^{1.7)}などでは、従来のように支持杭だけに頼ることはせず、沈下に対する要求性能に応じて合理的な基礎構造を採用し、沈下計測を積極的に導入して安全かつ合理的な基礎の設計に役立っている。硬質地盤に支持させた建築物でも、高層になるほど大きな荷重による即時沈下が問題となるため、沈下を考慮した設計や沈下計測による検証が行われている^{1.8)1.9)}。ただし、いずれも計測期間は施工中が主であり、竣工後の計測となると大きな圧密沈下が懸念される場合に限られている。

一方、建築物を取り巻く環境は、高度成長期のスクラップ・アンド・ビルドの時代から補強・補修をしながら長く使用する長寿命化の時代へと移行している。基礎構造に関しては、使用期間中における杭の支持力を評価するために、杭の損傷状態を地震時あるいは地震前後の振動計測等により推定する方法が提案されている^{1.10)1.15)}。その一方、沈下を誘発する近隣地盤の掘削や地下水位低下による周辺環境の変化^{1.16)}、用途変更に伴う荷重条件や許容沈下量の変化地震後の残留変位など、沈下量の評価を重視する傾向も強まっている。今後は、支持力評価と沈下量評価を統合した構造ヘルスマニタリングの一分野として長期沈下モニタリングを実施する機会も増すと考えられる。

1.2 維持管理における沈下モニタリングの現状と課題

基礎構造の維持管理における沈下モニタリングの概念を図-1.2.1 に示す。基礎構造の性能は沈下の進行に伴い低下する。沈下の種類には、荷重増加に伴う即時的な沈下（即時沈下）、粘性土地盤で長期的に進行する沈下（圧密沈下）、周辺地盤の掘削や地下水位低下による沈下、および大地震時の地盤の液状化による沈下がある。過剰沈下あるいは不同沈下が起これば、基礎や上部構造には安全性に関わる障害、ライフライン停止など機能性に関わる障害、および不快感など居住性に関わる障害が発生する。このような供用期間中の沈下障害に対しては、従来、障害発生後の事後対策が主である。しかし、事後対策には、建築物の大規模な利用停止、予防保全よりも高額な修理・補修費の発生、あるいは、修復限界の超過による建て直し等のリスクが伴う。したがって、沈下に関わる性能が要求性能以下にならないようモニタリングすることは、建築物の効率的な維持管理に有効である。

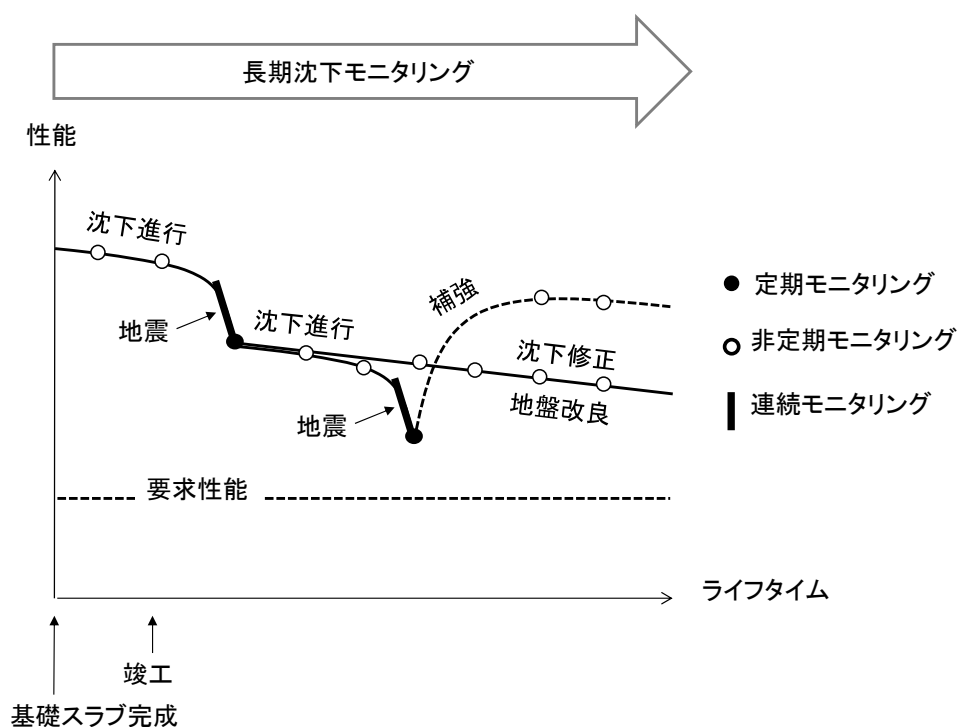


図-1.2.1 基礎構造の維持管理と沈下モニタリング 1.17)

沈下モニタリングの信頼性と精度は、計測データの空間分解能と時間分解能に依存するため、センサの設置位置とデータ収集頻度をできるだけ密にすることが望ましい。しかし、施工性やコストを考えると、長期間にわたり高密度計測を行うことは容易ではない。特に竣工後は、人手とコストを極力抑えた計測および建築物の利用を妨げないことが求められる。さらに、基礎構造は地盤に囲まれているため目視確認が困難である。沈下モニタリングの手法には、高密度計測や目視確認を必要としない実用的な手法が望まれる^{1.17)}。

沈下モニタリングによる基礎構造の性能評価では、適切な評価指標を用いた損傷リスクの定量化が必要である。基礎構造分野の沈下に関わる評価指標には、建築学会の基礎構造設計指針^{1.18)}が示す上部構造の仕上げ材に亀裂が生じない不同沈下量の限界値がある。これは基礎構造の設計目標として従来からよく用いられている。しかし、性能評価では仕上げ材の亀裂という機能性の一部だけに着目するのではなく、上部構造の安全性、機能性、および居住性から定まる評価指標とその許容値が求められる。

1.3 本研究の目的

本研究の目的は、基礎構造の沈下挙動に関する性能評価のための実用的な沈下モニタリング手法の提案である。提案法では、沈下計測と沈下解析を統合して用いる。まず実施可能な範囲で沈下計測を実施し、大局的な沈下挙動を把握する。その上で、沈下解析により計測データの空間分解能の粗さを補完し、計測だけでは把握しきれない局所的な沈下挙動を推定する。解析モデルは評価項目や要求精度に応じて選択する。一つの解析モデルで基礎全体にわたる沈下挙動の評価が難しい場合は、全体解析モデルと部分解析モデルを使い分ける。解析では、長期にわたる沈下挙動の変化を追跡するために、沈下の進行に伴いモデル更新を行う。得られた沈下計測と沈下解析の結果に基づき、沈下挙動に関する基礎の構造性能を評価する。提案法の適用性は、実大杭の載荷試験と、パイルド・ラフト基礎を有する2つの実建築物を対象に検討する。パイルド・ラフト基礎は杭基礎と直接基礎の支持機構を合わせ持つので、パイルド・ラフト基礎の構造性能評価が可能であれば、杭基礎や直接基礎に対しても提案法は有望と考えられる。

1.4 本論文の構成

本論文は、本章を含め6章で構成される。

第1章では、序論として本研究の背景と目的を示す。

第2章では、基礎構造の沈下挙動に関する性能評価を目的とした実用的な沈下モニタリング手法として、沈下計測と沈下解析を統合した手法を提案する。提案法における計測と解析の役割および性能評価のフローを示すとともに、性能評価指標についても述べる。

第3章では、場所打ち節付き杭の実大載荷試験に提案法を適用する。単杭における短時間の計測ではあるが、パイルド・ラフト基礎という群杭を有する実建築物の沈下モニタリングに先立ち、群杭沈下挙動の基本となる単杭沈下挙動への提案法の適用性を検討する。解析では単杭の沈下挙動を再現可能かつ群杭解析に拡張可能な解析モデルを見出す。

第4章では、硬質地盤上のパイルド・ラフト基礎を対象に提案法の適用性を検討する。対象建築物は、剛性の高い基礎スラブを有する超高層住宅である。地震時の浮上りに対処するため、杭長の異なる場所打ち杭が採用されている。沈下モニタリングの期間は施工開始から竣工時である。竣工までの計測ではあるが、性能低下を判断するための基準の一つとなる竣工時の性能および沈下メカニズムを明らかにすることは、性能評価において重要である。解析では一つの解析モデルで基礎全体の沈下挙動を評価する。

第5章では、圧密沈下を生じる地盤上のパイルド・ラフト基礎を対象に提案法の適用性を検討する。対象建築物は低層の大型商業施設である。軟弱地盤上に平面的な広がりを持つため、基礎スラブの柔性による局所的な沈下挙動が問題となる。施工開始から竣工後2年にわたり、圧密沈下の進行に伴い変化する沈下挙動を長期的にモニタリングし、基礎構造の性能評価を行う。解析では、全体解析モデルと部分解析モデルを併用する。本論文の検討対象のうち、提案法が目指す長期沈下モニタリングの検証に最も適した条件といえる。

第6章では、終章として本研究で得られた知見および今後の課題を述べる。

なお、パイルド・ラフト基礎の沈下計測は国内外で数多く報告されているが(1.19-1.25)、第4章と第5章の対象建築物のような特徴を持つ事例は少ない。

第2章 沈下計測と沈下解析を統合した沈下モニタリング

2.1 はじめに

本章では、基礎構造の沈下に関わる性能評価を目的とした沈下計測と沈下解析を統合した沈下モニタリング手法を提案する。計測と解析の統合することの意義、提案法のフロー、計測と解析の位置付け、さらに性能評価のための評価指標とその許容値を示す。

2.2 沈下計測と沈下解析の統合

提案法の概念を図-2.2.1 に示す。基礎構造は上部構造とは異なり地盤に囲まれているため、基礎構造全体の損傷程度を目視で直接確認することは困難である^{2.1)}。目視に代わるセンサも、コストと施工性を考えると高密度で設置することは難しい。よって、基礎構造全体の性能評価を行うには、センサによる沈下計測を現実的に可能な範囲で実施して沈下挙動の大まかな情報を取得した上で、沈下解析によって計測データの空間分解能の粗さを補完し、沈下計測では把握しきれない局所的な沈下挙動を評価する手法が有効である。

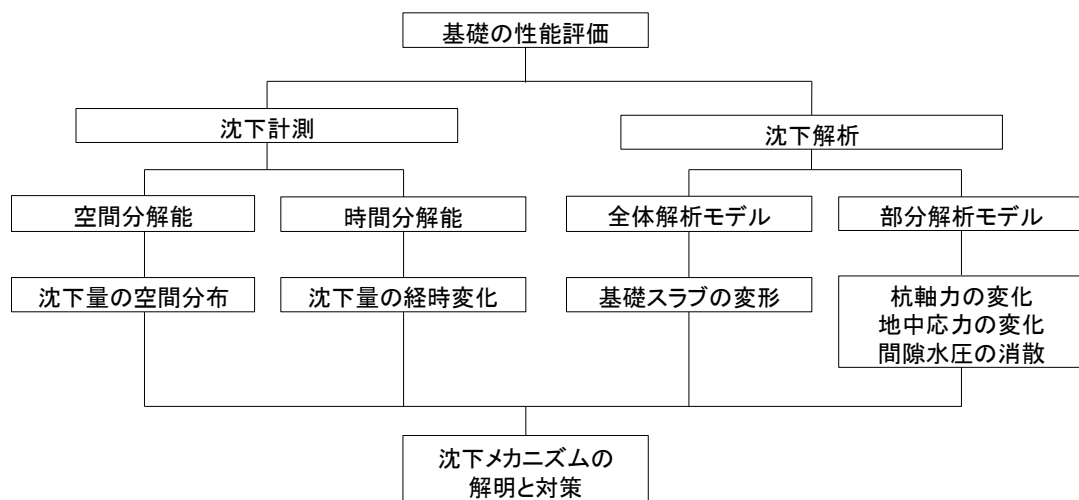


図-2.2.1 沈下計測と沈下解析を統合した沈下モニタリング

沈下モニタリングのフローを図-2.2.2 に示す。まず初めに、基礎構造および施工法に合ったセンサや計測方法を決定する。建築物は竣工時に施主に引き渡されるため、竣工後のモニタリングの人的な体制、期間、および施主への報告頻度は早い段階から計画するとよい。モニタリングの開始時期は施工開始時が望ましい。これは、性能低下の評価で重要な基準の一つとなる竣工時の性能を、より多くの計測データに基づき精度良く把握するためである。続いて、沈下計測、沈下解析、および要求性能との比較を沈下の進行に伴い繰り返し行う。それぞれの役割は 2.3 章から 2.5 章で述べる。

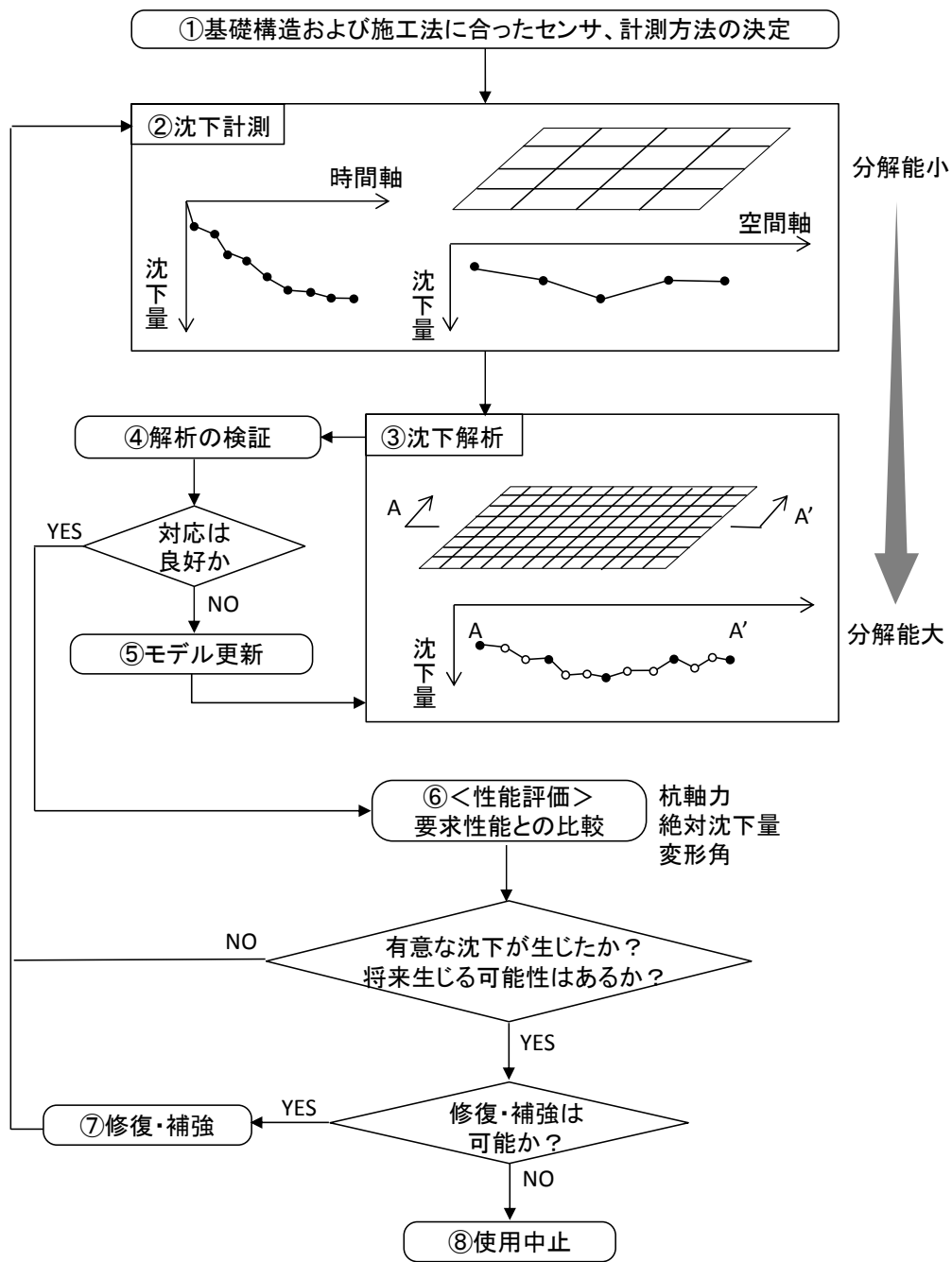


図-2.2.2 沈下計測と沈下解析を統合した沈下モニタリングのフロー

2.3 沈下計測

沈下計測は、通常、限定された位置に埋設したセンサや建築物外部からの遠隔計測を組合せて実施される。埋設センサには、地盤内の深度方向の沈下分布を計測する層別沈下計、基礎スラブ下の接地圧を計測する土圧計や水圧計、杭軸力を杭ひずみから算定するためのひずみ計、杭軸力を杭応力から算定するための鉄筋計、および温度変化が計測データに与える影響を評価するための温度計などがある。各センサの例を図-2.3.1(a)～(f)に示す。いずれも建築物の施工中に地盤や杭に埋設し、センサから延びる計測ケーブルは建築物内部あるいは外部に設置したデータロガーまで配線する。基礎スラブ打設完了までの基礎構造の工事中は施工機械による計測ケーブルの断線が発生しやすいため、計測ケーブルの養生および配線計画を十分に行う必要がある。埋設センサは施工性とコストの面から空間分解能を高めることは容易ではないが、個々のセンサの時間分解能はできる限り高めておく必要がある。外部からの遠隔計測にはレベル計測がある（図-2.3.2）。埋設センサよりも安価で測点を多く取れるが、工事中に計測用ターゲットを同一位置に設置し続けることが難しく、空間分解能を低下させる原因になることもある。

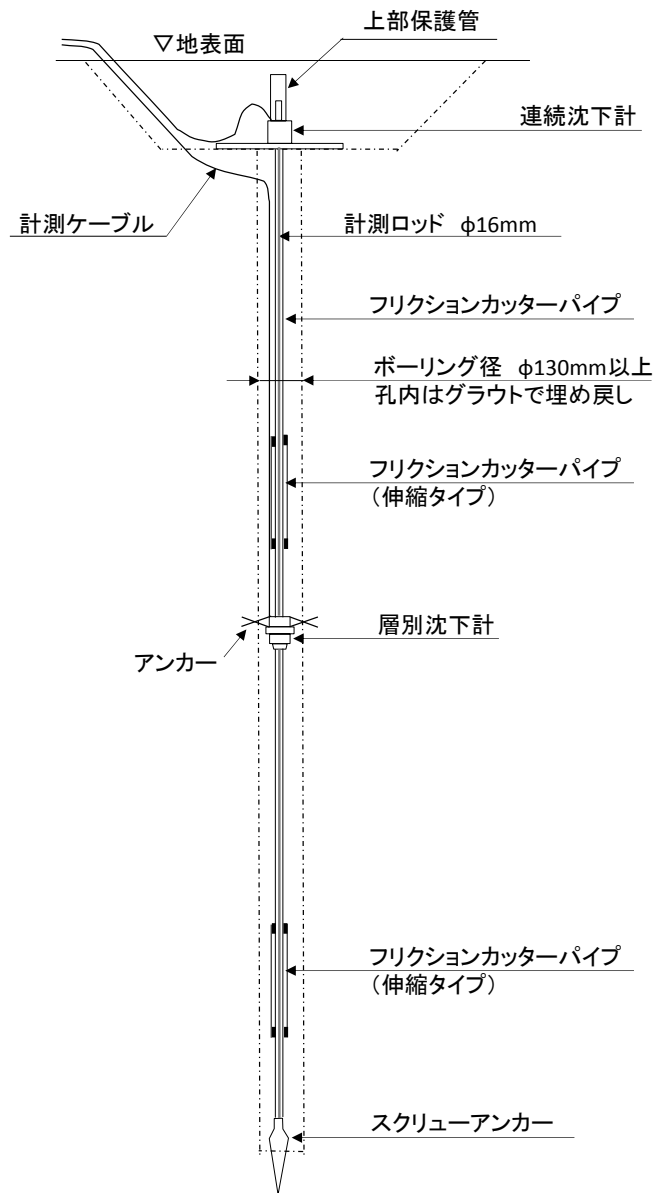


図-2.3.1(a) 層別沈下計の設置例 2.2)

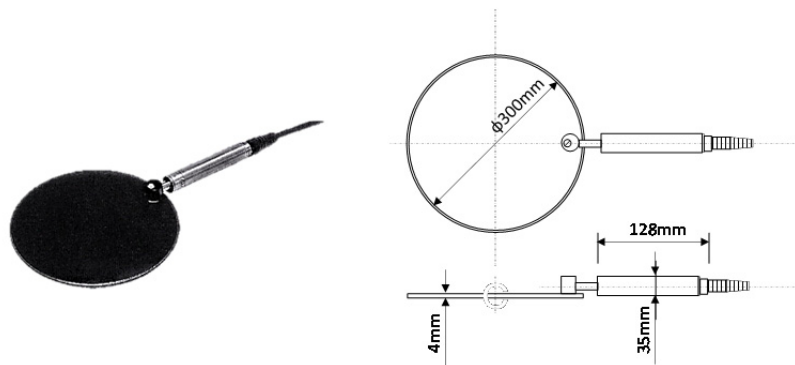


図-2.3.1(b) 土圧計の例 2.2)

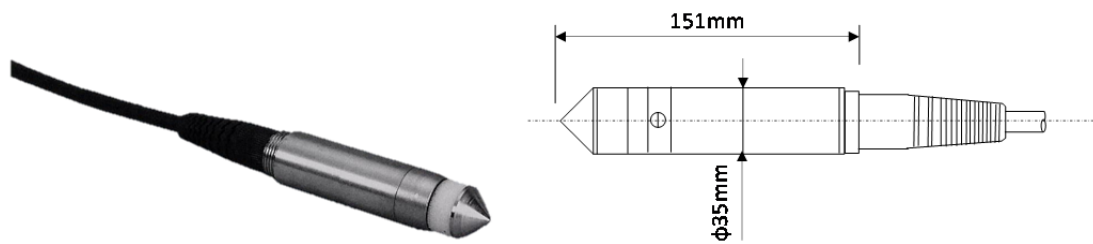


図-2.3.1(c) 水圧計の例 2.2)

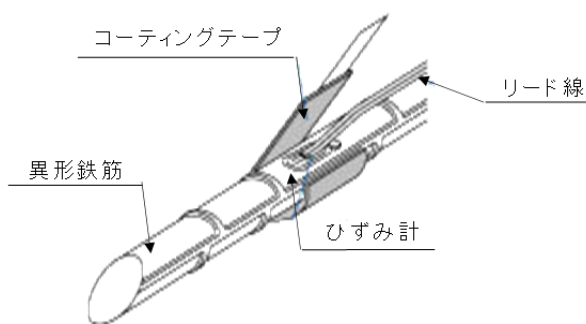


図-2.3.1(e) ひずみ計の設置例 2.3)

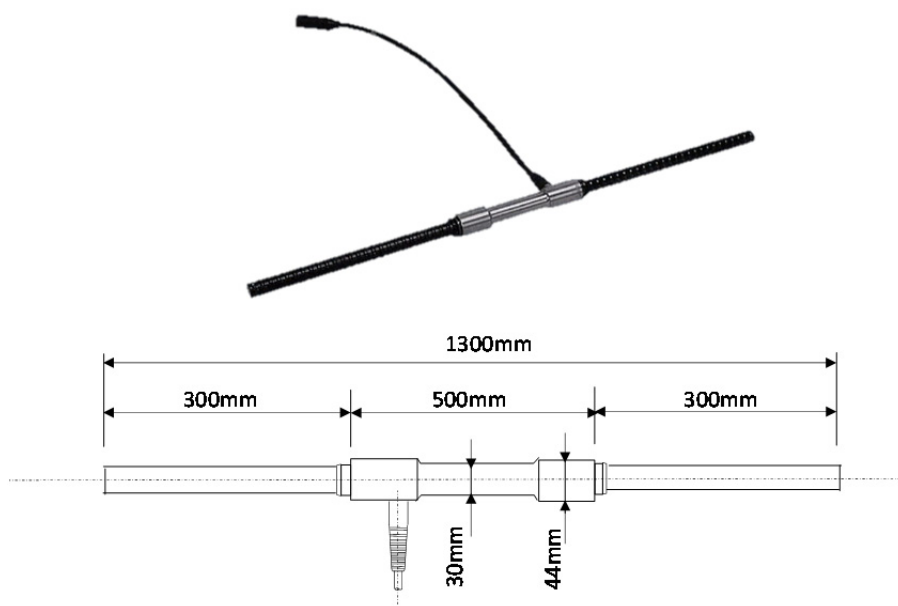


図-2.3.1(f) 鉄筋計の例 2.2)

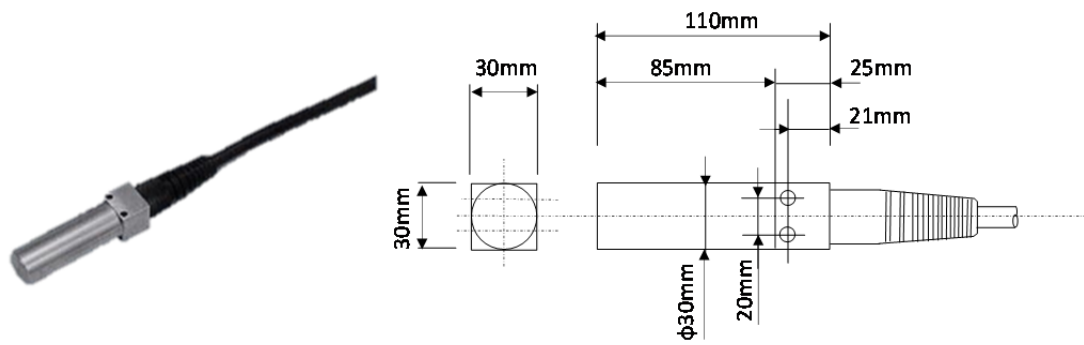


図-2.3.1(f) 温度計の例 2.2)

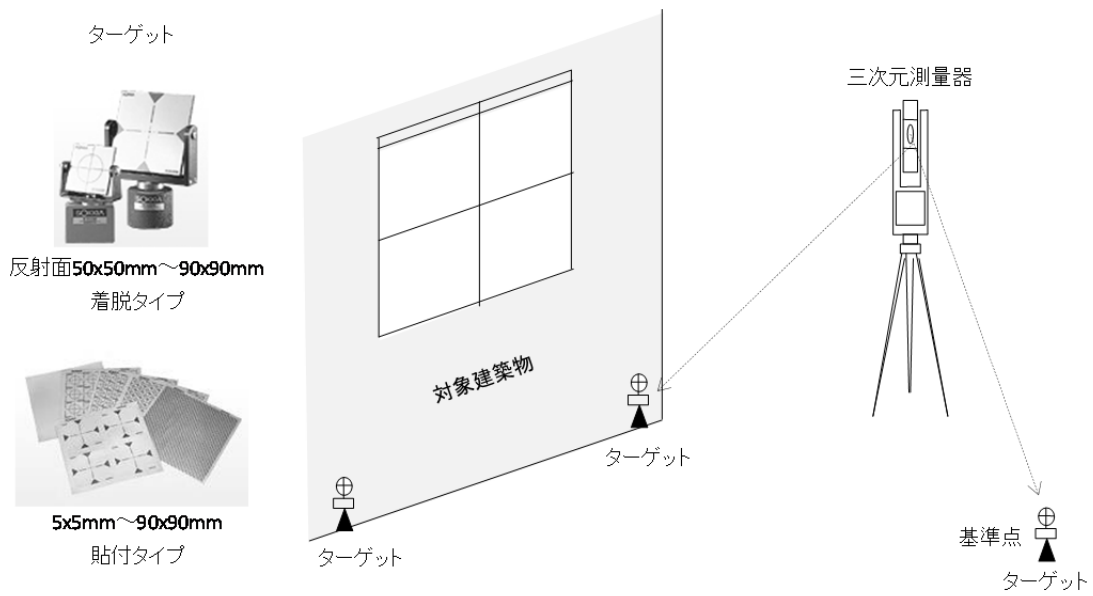


図-2.3.2 レベル計測 2.4)

2.4 沈下解析

提案法における沈下解析の役割は、沈下計測の空間分解能の粗さを補完するとともに、基礎構造の局所沈下挙動や沈下メカニズムを把握する点にある。沈下解析に用いる解析モデルは、沈下の進行とともにモデル更新を行う(図-2.2.2の④、⑤)。沈下に伴い地盤物性は変化する。モデル更新の目的は、この地盤物性の経時変化を逐次追跡するとともに、初期値設定の際の不確実性を段階的に低減することにある。このためには、沈下に関する解析値と実測値との差が十分小さくなるようにモデルパラメータを決定する必要がある。解析モデルは評価項目や要求精度に応じて選択する。一つの解析モデルで基礎全体にわたる沈下挙動の評価が難しい場合は、全体解析モデルと部分解析モデルを使い分ける(図-2.2.1)。

基礎全体から局所まで把握できる解析モデルは、図-2.4.1のような建築物全体を対象とした3次元解析モデルである。このモデルは、基礎スラブと地盤だけで構成される直接基礎、あるいは杭本数が少ない杭基礎やパイルド・ラフト基礎では採用しやすい。

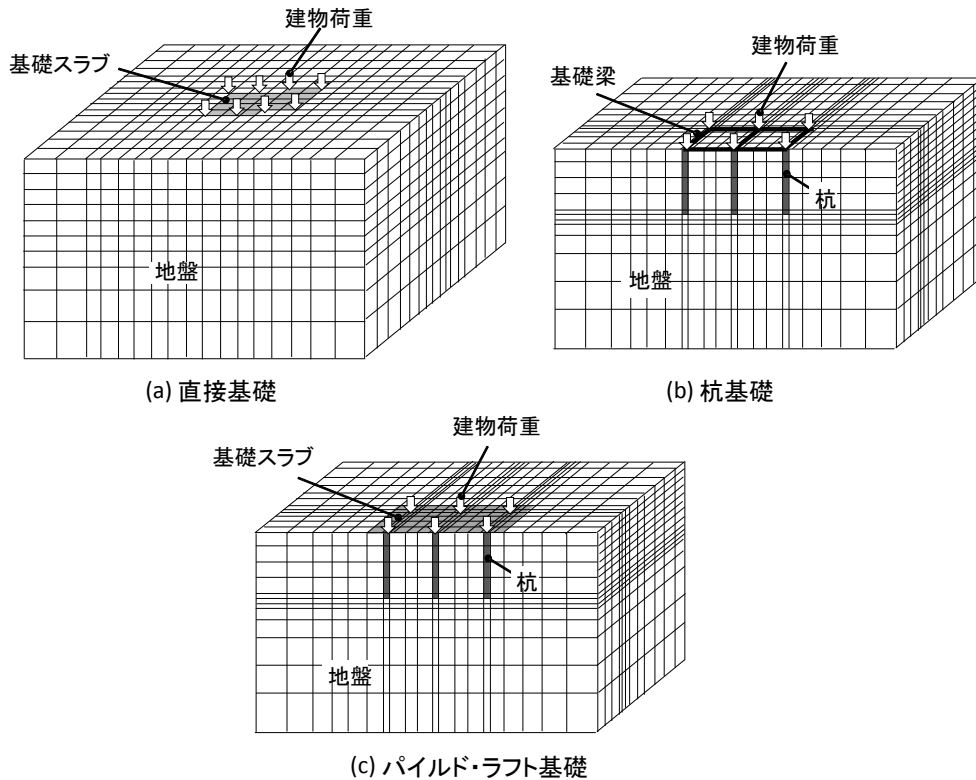


図-2.4.1 建築物全体の3次元解析モデル

しかし、杭基礎やパイルド・ラフト基礎で杭本数が多い場合には、建築物全体を計算対象とし、モデル更新しながら大規模な3次元解析を何度も繰り返すことは現実的ではない。その際は、全体解析モデルと部分解析モデルを使い分ける。全体解析モデルの役割は、基礎スラブ全体の概略の沈下分布を把握することである。杭本数が多い杭基礎の全体解析モデルには、基礎構造設計指針^{2.5)}に示されている等価荷重面法(図-2.4.2)や梁ばねモデル(図-2.4.3)が適している。特に等価荷重面法は、荷重の仮想作用面を導入することにより杭基礎を直接基礎として扱うことができ、平面規模が大きな建築物にも有用である。

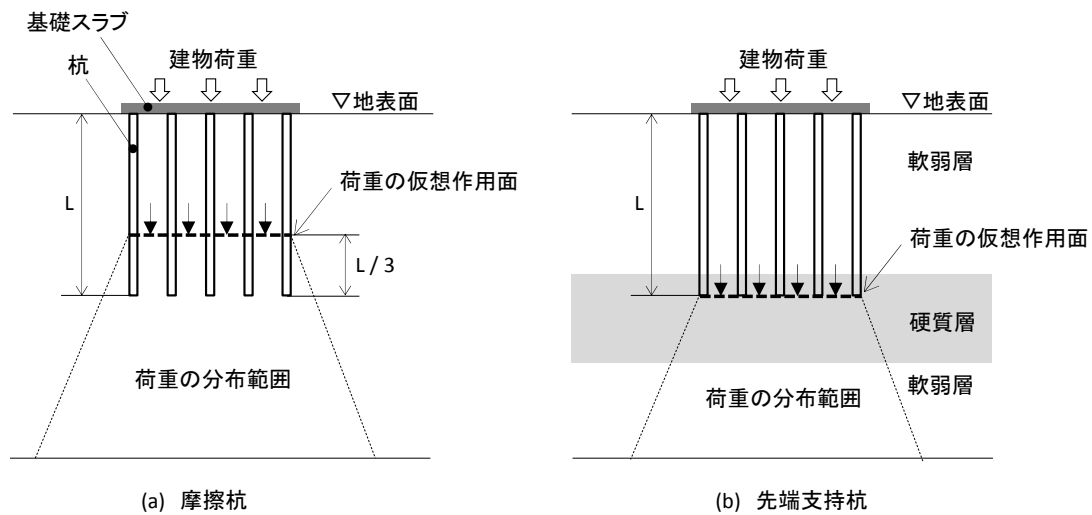


図-2.4.2 杭基礎における等価荷重面法^{2.5)}

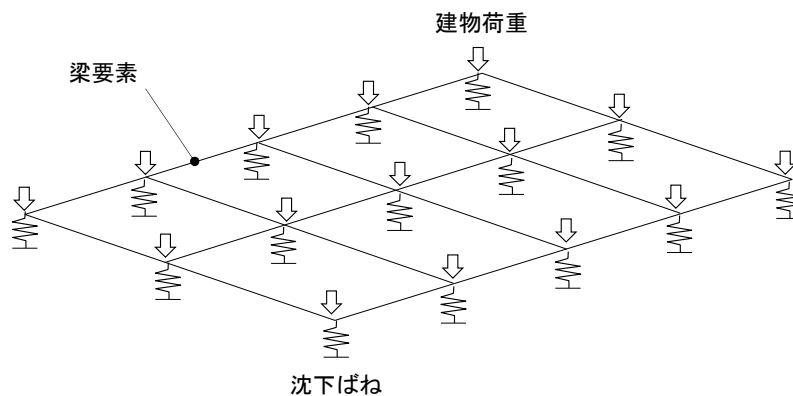
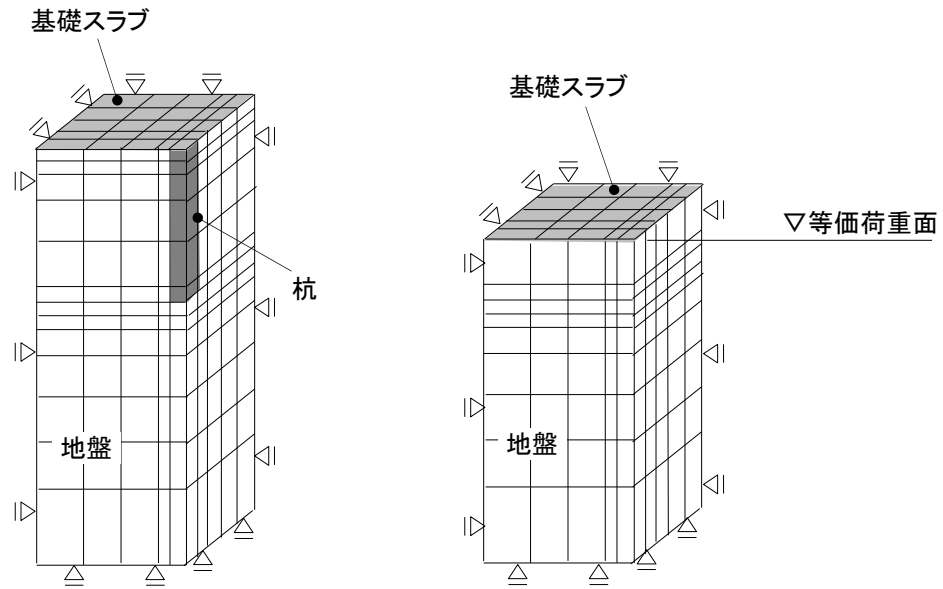


図-2.4.3 梁ばねモデル^{2.5)}

一方、杭本数が多いパイルド・ラフト基礎では、支持機構が杭基礎よりも複雑であるため、全体解析モデルに適した解析手法は確立されていない。例えば、パイルド・ラフト基礎の簡易沈下評価法には、基礎構造設計指針^{2.5)}に示されている Clancy & Randolph の方法^{2.6)}がある。パイルド・ラフト基礎の鉛直ばね定数を地盤と群杭のそれぞれの鉛直ばね定数から評価する方法で、各鉛直ばね定数の比は杭と直接基礎の相互作用に関する検討で得られた式^{2.7)}により表される。地盤のばね定数は Steinbrenner の近似解^{2.5)}などの弾性論に基づく沈下計算を用いて、群杭の沈下剛性は群杭をこれと等価な直径と弾性係数を持つ1本の大径杭（等価ピア）に置換^{2.8)}して評価する。この簡易法はパイルド・ラフト基礎を直接基礎として扱えるため実用的であるが、等価ピア法の適用範囲は群杭全体の平面規模が杭長に対して比較的小さい場合とされており^{2.5)}、実建築物への適用性も研究段階にある^{2.9-2.10)}。パイルド・ラフト基礎を直接基礎として扱うための鉛直ばね定数の評価式は他にも提案されているが^{2.11)}、現状では多層地盤や実建築物への適用性に課題がある。また、直接基礎に置換せず、有限要素法と弾性論を組合せたハイブリッド法に等価ピア法を導入し、複数の杭を単杭に集約することで大規模なパイルド・ラフト基礎の沈下計算を省力化する手法^{2.12)}も提案されているが、この方法では集約した杭間の不同沈下量を評価できない。

そこで本研究では、新たにパイルド・ラフト基礎の全体解析モデルに等価荷重法を導入する。等価荷重面の位置の設定には、図-2.4.4 に示すような建築物の代表的な1スパンを切り出した杭－基礎スラブ－地盤連成系モデルと、杭を含む基礎全体をべた基礎に置換したべた基礎置換モデルを用いる。べた基礎置換モデルと杭－基礎スラブ－地盤連成系モデルの基礎スラブの平均沈下量が同じになるように決定する。境界の自由度は、側方は鉛直ローラー、底面は水平ローラーとする。これは、1スパンモデルが水平方向に連続して存在するとの仮定に基づく。したがって、杭本数が比較的多く、杭仕様が平面的にほぼ均一な平面規模が大きいパイルド・ラフト基礎に対して、本手法は簡易沈下評価手法として有効である。



(a) 杭-基礎スラブ-地盤連成モデル

(b) べた基礎置換モデル

図-2.4.4 パイルド・ラフト基礎の等価荷重面設定用モデル（1 スパンモデル）

杭本数が多い杭基礎やパイルド・ラフト基礎の部分解析モデルには、図-2.4.5のように杭配置や荷重分布の対称性に応じて建築物の一部を切り出した2次元解析モデルが有効である。

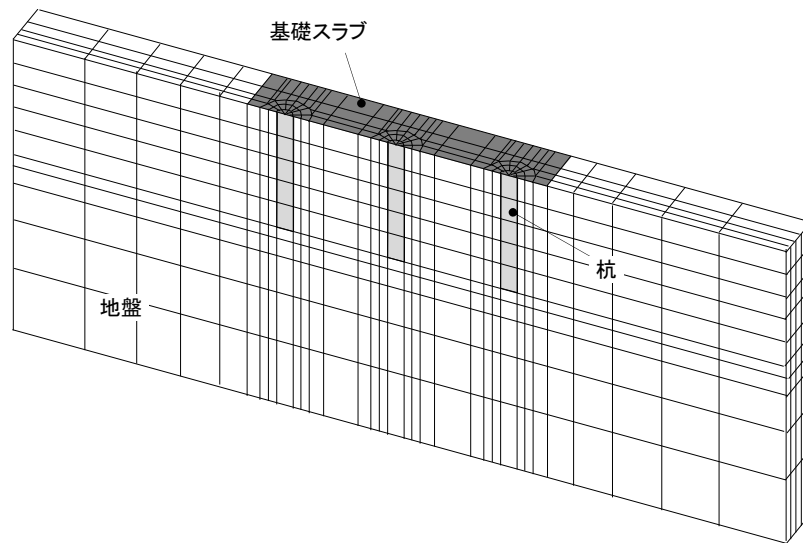


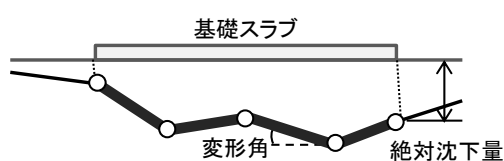
図-2.4.5 2次元解析モデル

2.5 要求性能

基礎の沈下と建築物の構造性能の関係を表-2.5.1 に示す。過剰沈下あるいは不同沈下が起こると、基礎および上部構造には安全性に関わる障害やライフライン停止などの機能性・居住性に関わる障害が発生する。従来、設計時の基礎構造の目標性能には、建築学会の基礎構造設計指針^{2.5)}に基づき上部構造の仕上げ材に亀裂が生じない不同沈下量の限界値が多く用いられてきた。しかし、これは上部構造の機能性の一部にのみ着目している。建築物の維持管理として基礎構造の性能評価を行う際は、さらに上部構造の安全性、亀裂以外の機能性、および居住性から定まる要求性能にも着目し、各要求性能に対する評価指標とその許容値が必要となる。しかし、基礎構造全体を対象に性能評価の視点で評価指標や許容値を整理した既往研究はない。

表-2.5.1 基礎の沈下と構造性能との関係

沈下現象	要求性能	障害種類	評価指標	許容値
過剰沈下 不同沈下	安全性	基礎および上部構造の損傷等	杭の軸力	極限支持力
			基礎スラブの変形角	10/1000 (rad)
	機能性	扉の開閉障害, 漏水, ライフライン停止, 歩行困難, 運搬困難, 積荷不安定, 仕上げ材の破断等	基礎スラブの絶対沈下量	即時 25 (mm) 圧密 100 (mm)
			基礎スラブの変形角	3/1000 (rad)
居住性	不快, 不安等	基礎スラブの変形角	5/1000 (rad)	



そこで本研究では、基礎構造設計指針^{2.5)}および既往文献に基づき、基礎構造の性能評価のための評価指標とその許容値を表-2.5.1 のように設定した。評価指標の許容値は、厳密には建築物の構造種別、地盤条件、基礎形式、用途等によって異なるが、ここに示した値は一般的な建築物の許容値として利用可能である。

杭軸力の許容値は、杭の沈下に伴う構造損傷を回避する一つの目安として極限支持力を採用した^{2.5)}。

安全性に関わる基礎スラブの変形角は、スラブ厚 20cm 以上かつスパン長 20m

以下の鉄筋コンクリート床が終局強度時のたわみ以下となるように設定した。この値は、スパン・スラブ厚比、辺長比、鉄筋量、配筋位置、およびスラブ周辺の拘束度を様々に変えた鉄筋コンクリート床の縮小模型試験体を用いた短期漸増載荷試験^{2.13)}に基づいている。

絶対沈下量の許容値は、仕上げ材の損傷や漏水の原因となる亀裂発生の目安を採用した^{2.5)}。この値は建築物における不同沈下と障害の実測に基づいている。圧密沈下の許容値が即時沈下よりも大きいのは、圧密沈下では大きな沈下量が生じるまでに長い時間を要するので、基礎スラブにやや大きな相対沈下量が生じてもコンクリートのクリープによって応力が緩和され、同一の不同沈下量では即時沈下よりも亀裂が発生しにくいためである。

機能性に関わる基礎スラブの変形角は、傾斜により扉の開閉が円滑にできなくなる限界値とした^{2.14)}。この値は修復限界（ $5/1,000\text{rad}$ ）や避難扉の開閉限界（ $5/1,000\text{rad}$ ）よりも安全側である^{2.15)}。修復限界とは、妥当な手法、経費、および期間で建築物を修復し、継続使用できる限界を意味する。避難扉の開閉限界は災害時の人命保護に関わる重要な指標である。

居住性に関わる基礎スラブの変形角には、人間が頭重感、浮動感、めまいを感じる傾斜の目安を採用した^{2.14・2.16)}。

機能性に関する許容値は建築物の用途に応じて変更する。例えば、傾斜を嫌う精密機器、物流倉庫などの運搬用レール、あるいは免震装置を設置する場合は、各機器の要求性能に合った独自の許容値を別途設定する。

2.6 まとめ

基礎構造の沈下に関わる性能評価を目的に、沈下計測と沈下解析を統合した沈下モニタリング手法を提案した。本章の内容を要約する。

- 1) 提案法では、現実的に可能な範囲で沈下計測を実施して沈下挙動の概略を把握した上で、沈下解析によって計測データの空間分解能の粗さを補完し、沈下計測では把握しきれない局所的な沈下挙動を評価する。実建築物では施工性やコストの問題から高密度の沈下計測は難しいため、提案法は実用的な性能評価手法といえる。
- 2) 沈下解析では、一つの解析モデルで基礎全体にわたる沈下挙動の評価が難しい場合、建築物全体の沈下分布を概略把握するための全体解析モデルと、沈下メカニズムなどの局所沈下挙動を評価するための部分解析モデルを使い分ける。
- 3) 基礎構造の性能評価では、従来の設計目標とは別に上部構造の安全性、機能性、および居住性から定まる評価指標が必要である。しかし、既往の研究では示されていないため、基礎構造の要求性能を整理し、各要求性能を満たす評価指標とその許容値を設定した。

提案法の適用性は、第3章から第5章で検討する。

第3章 単杭の載荷試験のモニタリング

3.1 はじめに

本章では、場所打ち節付き杭（以下、節付き杭）という新しい杭の開発で実施された実大載荷試験（3.1.3.2）に提案法を適用する。単杭での短時間の計測ではあるが、群杭を有するパイルド・ラフト基礎の沈下モニタリングに先立ち、群杭挙動の基本である単杭挙動への提案法の適用性を検討する。また、節付き杭を対象とすることで、複雑な形状の杭を有する基礎構造における提案法の可能性を検討する意味も持つ。

図-3.1.1のように、節付き杭は杭の軸部に節を設けることにより鉛直支持力および引抜き抵抗力の増加を期待した杭である（3.3）。検討対象とする載荷試験は、異なる地点で実施された引抜き試験と押し込み試験である。実建築物に節付き杭を採用するにあたり、杭の施工性、節部の極限抵抗力、および節部抵抗力～変位関係を確認するために実施された。押し込みと引抜きでは載荷方向が異なるが、ここでは押し込み時の節部抵抗力～沈下量関係と引抜き時の節部抵抗力～引抜き量関係を節部抵抗力～変位関係として統一的に評価する。節付き杭は、超高層建築物などの大きな鉛直荷重あるいは引抜き荷重に抵抗するために用いられる（3.4.3.5）。塔状比の高い超高層建築物では、地震時に押し込み荷重による沈下とともに引抜き荷重による浮き上がりが生じる。節部抵抗力～変位関係の評価は、基礎構造の性能設計においても重要な評価項目である。

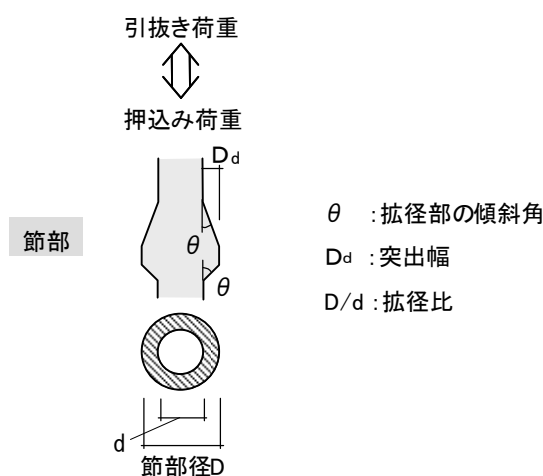


図-3.1.1 節付き杭の各部名称（3.3）

3.2 地盤条件および杭仕様

節付き杭の载荷試験を実施した2地点の地層構成および杭仕様を図-3.2.1に示す。地点Aでは引抜き試験が実施された(図-3.2.1(a))。節部はN値が40以上の洪積砂礫層に位置する。試験杭の軸部径は1.0m、節部径は1.5m、節部の傾斜角度は上部が20度、下部が45度である。節部の深度がGL-31mと深いため、载荷試験で節部抵抗力が最大限発揮されるよう杭長は6.8mと短い。地表面からGL-26mの間は引張り用のPC鋼棒のみで、ゲル化させた安定液を充てんしたケーシングにより孔壁崩壊の防止が図られた。

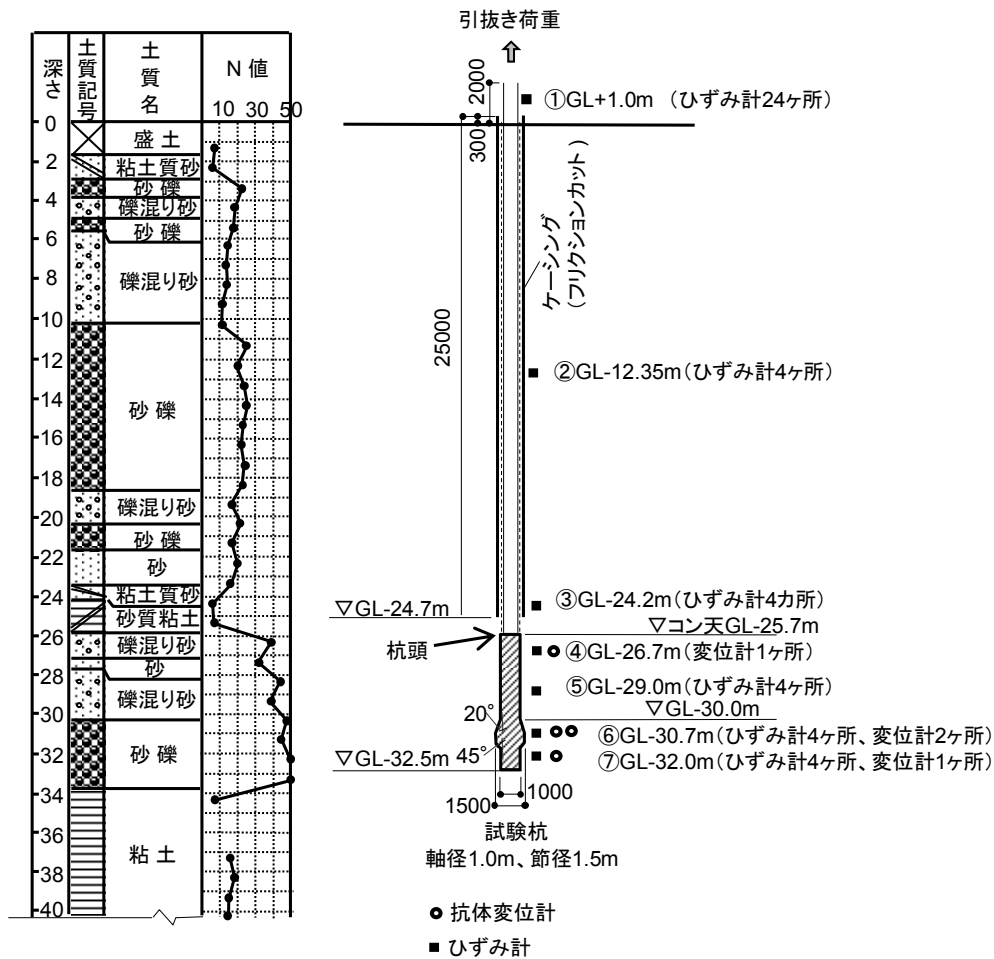


図-3.2.1(a) 地層構成図を杭仕様 (地点A)

一方、地点 B では押込み試験が実施された (図-3.2.1(b))。地点 A と同様、節部は N 値が 40 以上の洪積砂礫層に位置する。軸部径、節部径、および節部傾斜角度は地点 A と同様である。地表面から GL-6m までは、二重管方式によるフリクションカットが行われている。GL-6m は、B 測点で試験後に建設される実建築物の基礎底面である。

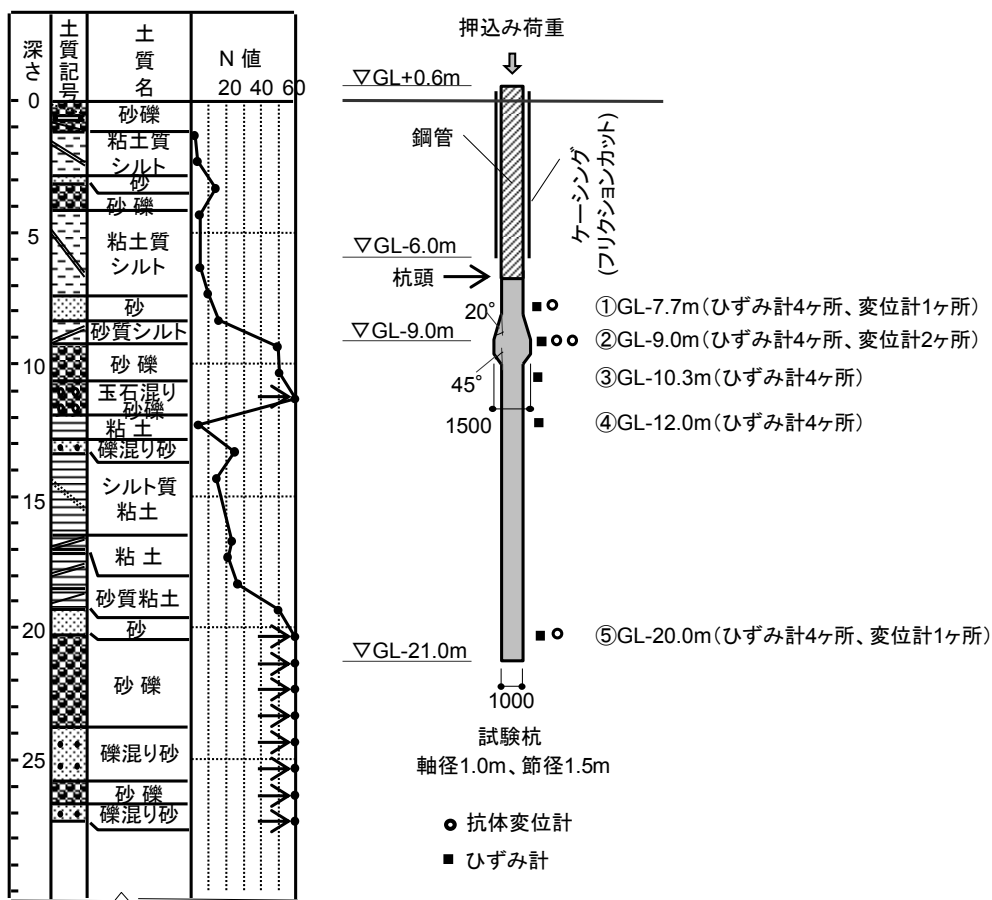


図-3.2.1(b) 地層構成図を杭仕様 (地点 B)

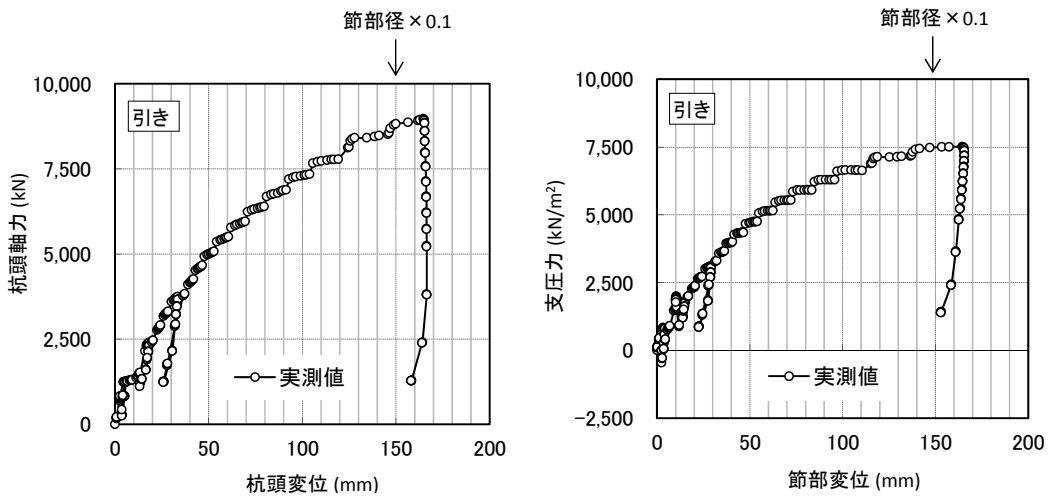
3.3 計測

(1) 計測計画

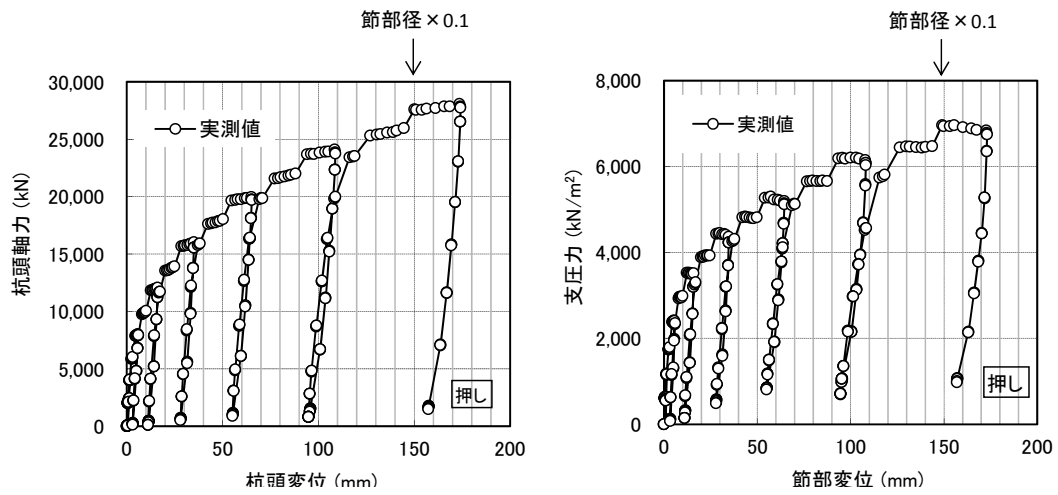
地点 A、地点 B ともに、ひずみ計と変位計を杭に埋設した。設置深度は図-3.2.1 に併記した。杭に埋設する変位計は二重管方式である。計測ケーブル以上に太い管を杭に埋設する必要があるが、密な配置は杭断面の欠損の問題から難しい。建築物を支持する本設杭では敬遠されるが、ここでは対象が試験杭であるため、最低限の計測点数に絞って設置された。載荷試験は段階載荷の多サイクル方式であり、荷重保持時間は地盤工学会基準^{3.6)}に準拠し、新規荷重時が 30 分、履歴荷重時が 2 分となっている。ひずみ計と変位計の計測間隔は 1 分である。載荷時間に対して、時間分解能は十分である。杭体に埋設したセンサはいずれも外気温の影響を受けにくい地中にあるため、温度は計測されていない。

(2) 計測に基づく沈下挙動の評価

地点 A と地点 B の杭頭軸力～変位関係と支圧力～節部変位関係を図-3.3.1 に示す。図-3.3.2 に示すように、節部の抵抗力はリング状の支圧面における単位面積あたりの支圧力として評価した。具体的には、計測した節部上下の軸力差を支圧面積で除した値を支圧力とした。極限支圧力は節部径の 10%の変位が生じた時の支圧力とした。これは、建築学会の基礎構造設計指針^{3.7)}に示されている場所打ち杭の極限先端支持力を先端径の 10%の沈下が生じた時の支持力とする方法を準用している。両地点の節部の極限支圧力は、建築学会の基礎構造設計指針^{3.7)}に示されている場所打ち杭の極限先端支持力度の上限値 (7,500kN/m²) 相当と大きい。



(a) 地点 A



(b) 地点 B

図-3.3.1 杭頭軸力～変位関係および支圧力～節部変位関係

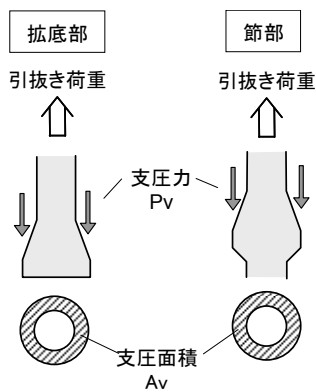


図-3.3.2 節部の支圧力と想定支圧面積

節部の支圧力～変位の関係の基準化を試みる。山肩・伊藤らは、杭先端を砂礫、砂地盤に支持させた場所打ち杭の載荷試験結果を収集・整理して統計的に検討し、平均的な先端支持力度 P_p と先端沈下量 S_p の関係式を提案している^{3.8)}。また、持田・森脇らも建築業協会（以下、BCS）の基礎杭評価研究会で、独自に収集した場所打ち杭の載荷試験結果について伊藤・山肩らと同様の検討を行い、先端が砂礫と砂地盤の場合に分けて P_p と S_p の関係式を提案している^{3.9)}。節部では、軸部の存在により地盤に対してリング状の載荷となる点で円形載荷となる杭先端の押込みと差異がある。しかし、ここでは、上記の提案で採用している先端支持力～先端沈下量の整理方法を節部の支圧力と変位の関係に準用する。すなわち、

支圧力比(P/P_u)～変位量比(S/D)の関係

p : 節部の支圧力 (kN/m²)

S : 節部の変位 (mm)

D : 節径 (mm)

p_u : 節部の極限支圧力(kN/m²)で、S が D の 10%に達するときの支圧力を採用する

この方法で求めた節部の支圧力比～変位量比の関係を図-3.3.3 に示す。粘性土中の拡底杭の引抜き試験の1例として、文献3.10の試験結果も追記した。図-3.3.2のように、引抜き時の拡底杭の拡底部には、節部と同じ抵抗機構を持つ支圧力が発揮される。この例では、拡底部は一軸圧縮強さが1,230kN/m²の硬質シルト層に設置されており、軸径、拡底径、傾斜角はそれぞれ1.0m、1.4m、12度、杭長は10mである。最大変位は29mmであり節部径の10%まで変位は生じていないため、支圧力～変位の関係を3次式で近似し、拡底径の10%変位時の支圧力13,200kN/m²を極限支圧力として支圧力比～変位量比の関係を求めた。図-3.3.3(a)にはBCSによる場所打ち杭先端部押込み時の砂礫地盤のデータ範囲を、図-3.3.3(b)には砂地盤のデータ範囲を示しているが、図中の他の曲線群は同一である。

図-3.3.3 から次の事項を指摘できる。

- ① 砂礫中にある節部押込み時の支圧力比～変位量比の関係は、BCSが収集した砂礫中の場所打ち杭先端の押込み時に関するデータ範囲内にあり、BCSの提案による平均曲線に近い。参考値ではあるが、固結シルト層中の拡底杭引抜き時の支圧力比～変位量比の関係も同様の傾向がある。

- ② 礫混じり砂中にある節部引抜き時の支圧力比～変位量比の関係は、BCSが収集した砂中の場所打ち杭先端の押し込み時に関するデータ範囲内にあり、BCSの提案による平均曲線に近い。
- ③ 節杭は軸部の存在により地盤に対してリング状の荷重となる点で、円形荷重となる杭先端の押し込みと差異があるが、支圧力比～変位量比は場所打ち杭の杭先端の荷重比～沈下量比の関係に類似している。

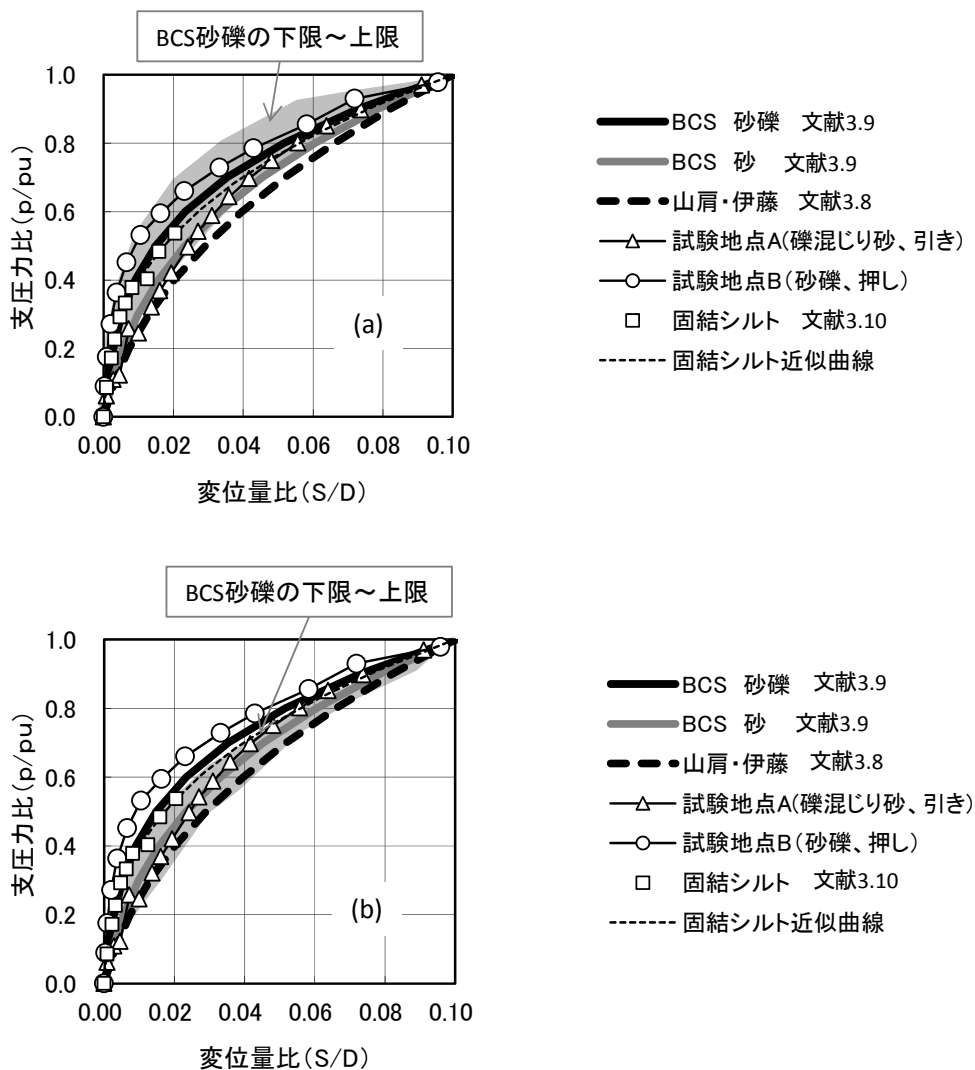
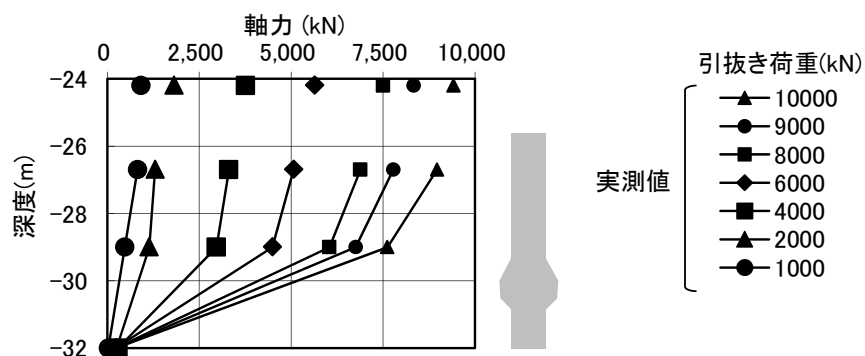
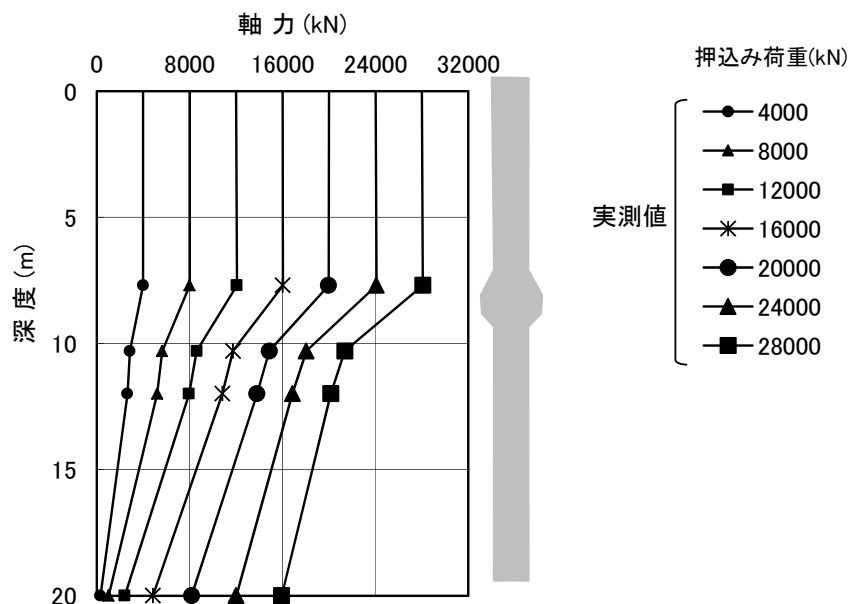


図-3.3.3 節部の支圧力比～変位量比

地点 A と地点 B の軸力深度分布を図-3.3.4 に示す。節部抵抗力である節部上下の軸力差は、両地点ともに荷重が小さい载荷開始直後から発揮されている。地点 B の結果を見ると、節部より下方（GL-10.3m 以深）の軸力差は押し込み荷重が 12,000kN を超えるとほぼ一定となるが、節部抵抗力は最大荷重まで荷重増加に伴い漸増している。杭軸部の周面摩擦力は節部抵抗力よりも先に発揮され、節部が極限抵抗力に達するのは周面摩擦力が極限に達した後であることがわかる。



(a) 地点 A



(b) 地点 B

図-3.3.4 軸力深度分布

3.4 変形解析

(1) 解析モデル

載荷試験のシミュレーション解析には、3次元の全応力解析を用いた。解析モデルを図-3.4.1に示す。荷重と杭の対称性から1/4対称モデルとした。後に単杭のシミュレーション解析を踏まえた大規模な群杭解析を実施できるよう、要素分割は群杭解析との共通性を確保する目的で粗めである。地盤は非線形ソリッド要素とし、初期地盤変形係数にはPS検層で得た値を与えた(図-3.4.2)。ただし、地点BのGL-12~20mの粘性土層の初期剛性は、PS検層で得た変形係数がGL-9~12mの砂礫層と同等で過大と判断されたため、地層構成およびN値の深度分布を吟味した上で、繰り返し三軸試験で得た微小ひずみレベルの変形係数を採用した。地盤のひずみ依存性は、図-3.4.3の建築学会の基礎構造設計指針に示されているせん断剛性低下率とせん断ひずみの関係式^{3.7)}(以下、 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線)を用いた。解析では、 $G/G_0 \sim \gamma$ に基づいて一般化された応力~ひずみの関係である相当応力~相当塑性ひずみの関係を求め、これらを各要素に初期弾性係数と非線形特性として与えた(図-3.4.4)。1例をあげれば、土の三軸圧縮試験において図-3.4.4の相当応力は軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)に、相当ひずみは供試体の軸方向ひずみ ε_1 に対応する^{3.11)}。この解析モデルでは土の強度定数に基づく破壊は表現できないが、各要素に発生する相当塑性ひずみの大きさを破壊状態に近いか否か判断できる。杭は、押し込み時には線形ソリッド要素、引張時にはコンクリートのひび割れ後の挙動も評価するため非線形ソリッド要素とした。非線形性は、実測値に基づき図-3.4.5に示す鉄筋の存在とコンクリートのひび割れを考慮した杭の応力~ひずみ関係を設定した^{3.12)}。杭と地盤の接触面にはインターフェース要素を設けて杭周面の滑りを評価した。極限周面摩擦力は実測値を採用した。

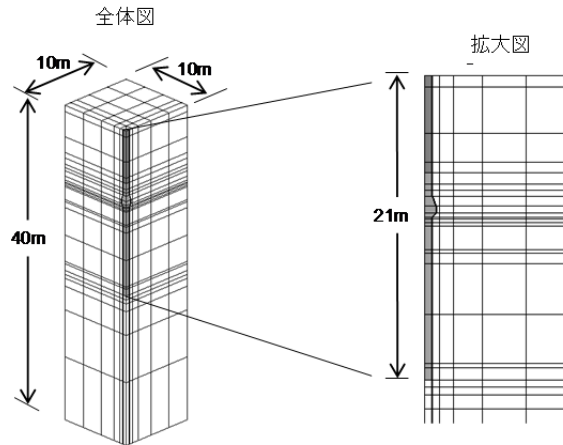
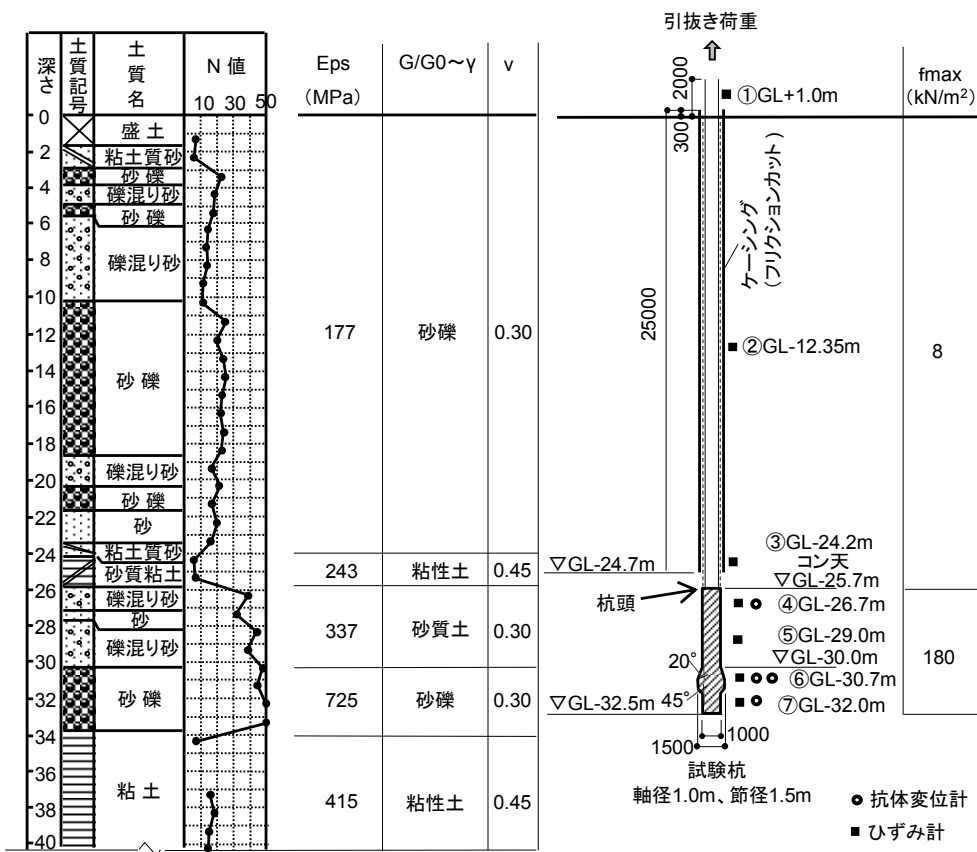
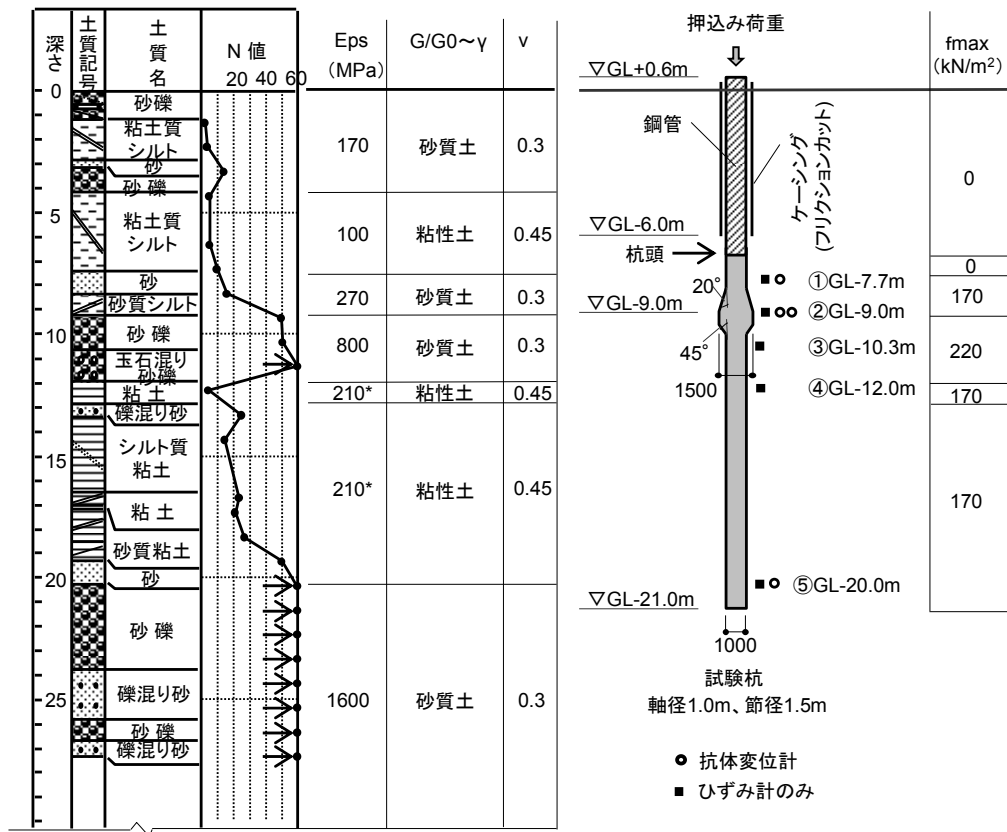


図-3.4.1 解析モデル（地点 B の例）



Eps: PS検層から求めた微小ひずみレベルにおける変形係数、G/G₀~γ: 地盤の非線形特性、v: ポアソン比、fmax: 最大周面摩擦力度

図-3.4.2(a) 地層構成と解析用の地盤定数（地点 A）



Eps: PS検層から求めた微小ひずみレベルにおける変形係数(ただし、*は繰り返し三軸試験から得た微小ひずみレベルにおける変形係数)、G/G₀~γ: 地盤の非線形特性、v: ポアソン比、fmax: 最大周面摩擦力度

図-3.4.2(b) 地層構成と解析用の地盤定数 (地点 B)

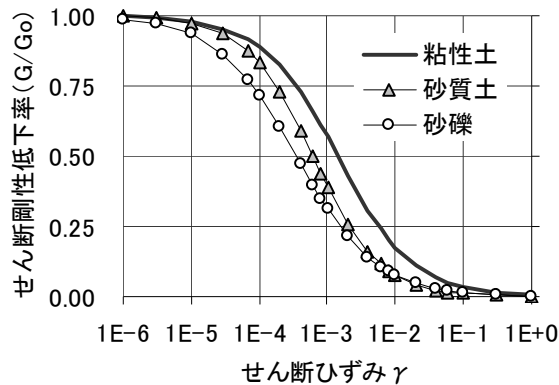


図-3.4.3 地盤の非線形性 3.6)

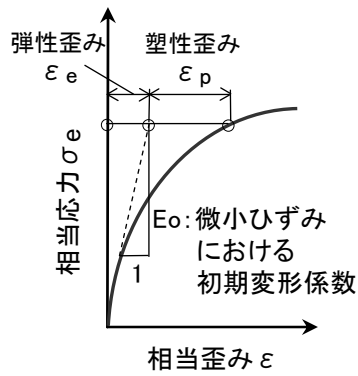
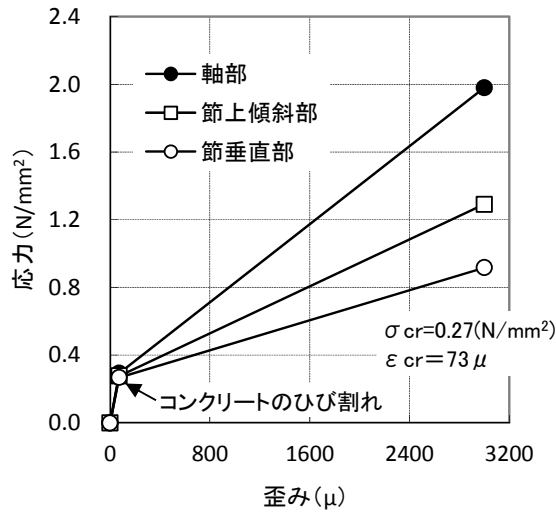


図-3.4.4 各地盤要素に付与する相当応力～相当ひずみ関係

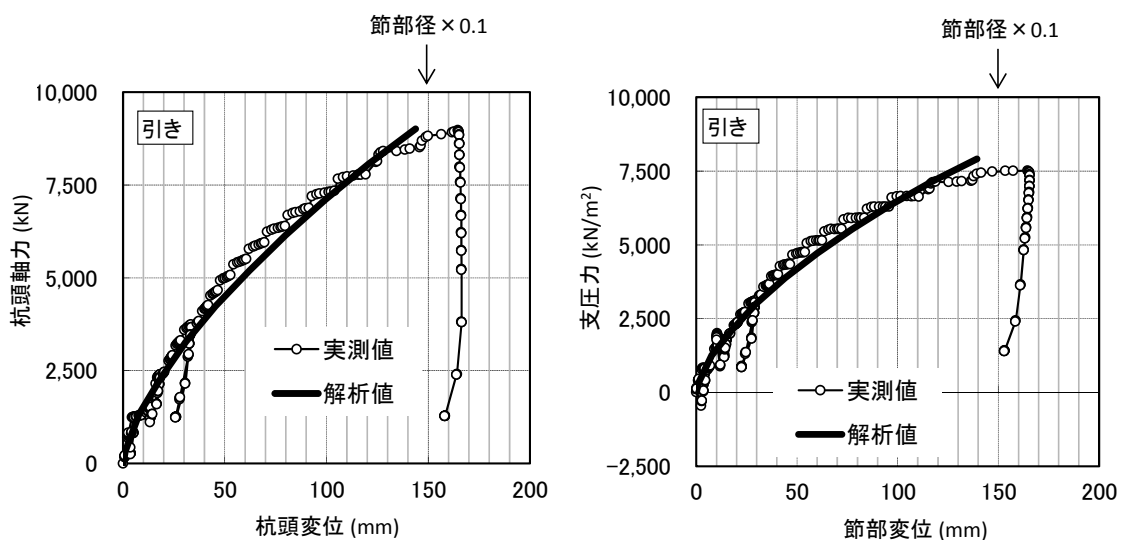


σ_{cr}: コンクリートのひび割れ発生応力
 ε_{cr}: コンクリートのひび割れ発生歪み

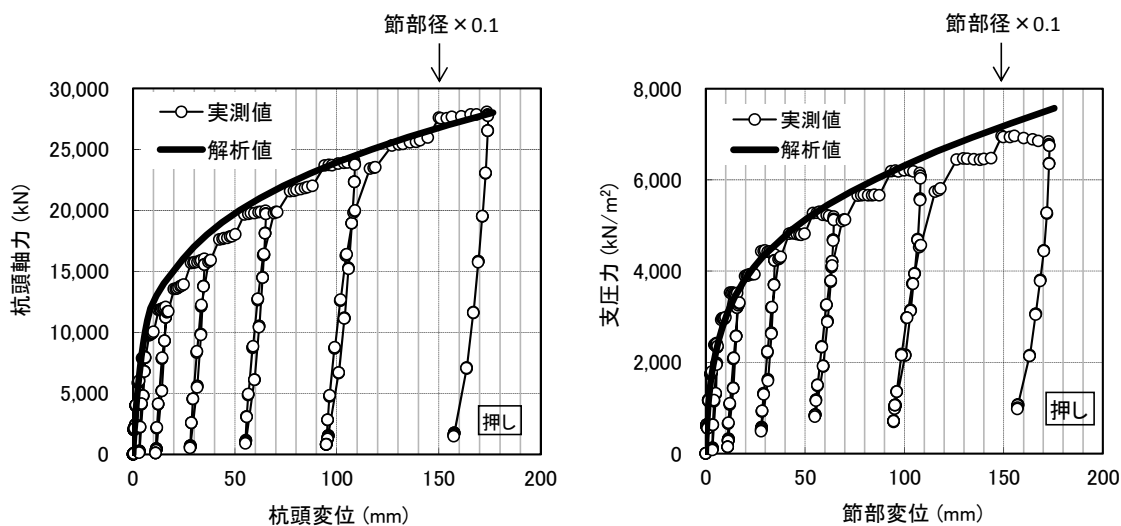
図-3.4.5 杭の応力～ひずみ関係 (引抜き試験)

(2) 沈下挙動のメカニズム

杭頭荷重～変位関係、節部支圧力～変位関係、および杭の軸力分布について実測値と解析値を比較した結果を図-3.4.6 および図-3.4.7 に示す。解析値と実測値の対応はいずれも良好である。全応力解析により節付き杭の引抜きおよび押込み時挙動のシミュレーションが可能であることがわかる。



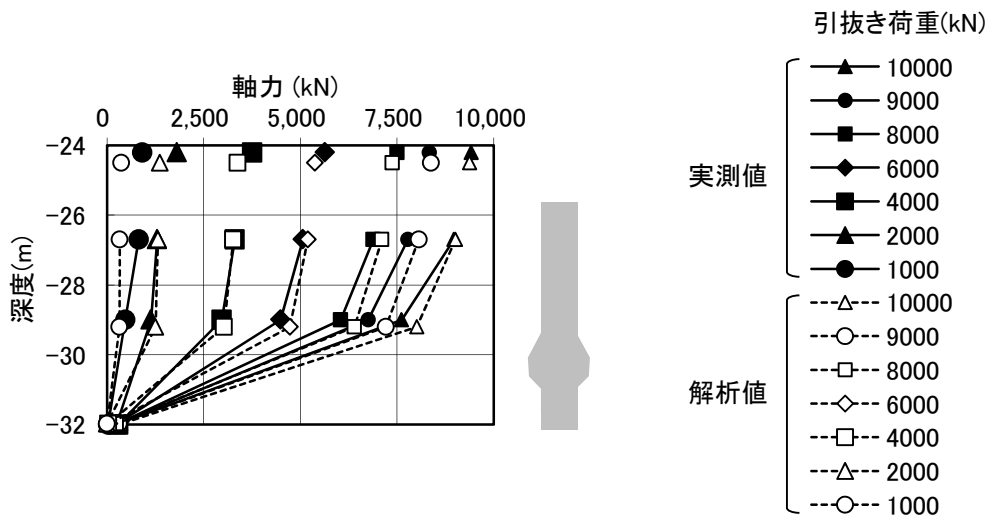
(a) 地点 A



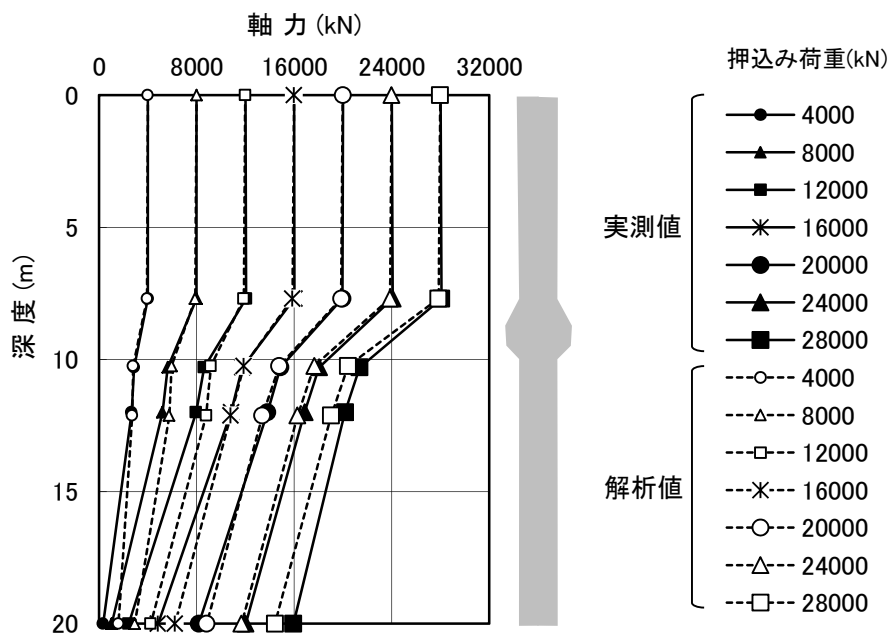
(b) 地点 B

図-3.4.6 杭頭軸力～変位関係および支圧力～節部変位関係

(実測値と解析値の比較)



(a) 地点 A



(b) 地点 B

図-3.4.7 軸力深度分布（実測値と解析値の比較）

節部変位が節部径の 10%に達した時の地盤の鉛直変位コンターを図-3.4.8 に示す。杭軸部近傍には杭周面摩擦力によって生じた地盤変位、節部近傍には節突出部が地盤を押しつけることで生じた地盤変位が分布している。

節部支圧力に影響する地盤の範囲を検討する。図-3.4.9 は、節の最大突出部から地盤の鉛直変位が節部変位の 10%に低下するまでの距離を変位の影響長さとし、一様地盤中の節付き杭における変位の影響長さを解析的に検討した結果である^{3.3)}。節部傾斜角は 45 度、杭軸部の周面摩擦力はゼロである。図-3.4.9 によれば、拡張比が載荷試験の杭と同じく 1.5 の時、変位の影響長さは突出幅の約 6 倍である。一方、図-3.4.8 を見ると、変位の影響長さは杭軸部の周面摩擦力によって周面摩擦力が作用しない場合よりも遠方に広がっている。

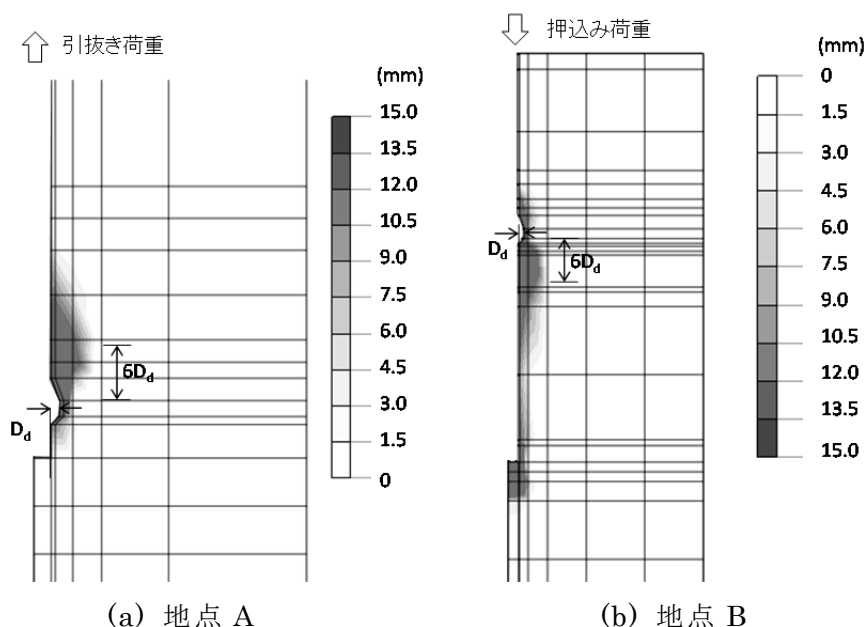


図-3.4.8 地盤の鉛直変位コンター

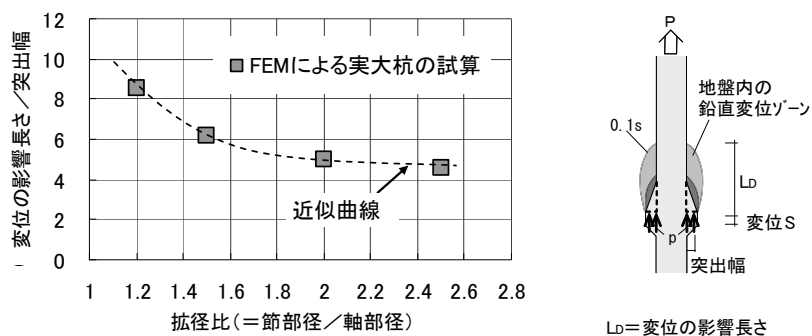


図-3.4.9 変位の影響長さ と 拡張比 の 関係 (一様地盤、節部傾斜角 45 度) ^{3.3)}

節部変位が節部径の 10%に達した時の鉛直方向の増加地中応力コンターを図-3.4.9 に示す。増加地中応力の最大値は、節部では軸部と節傾斜部の境界付近、杭先端では杭直下で生じている。増加地中応力の分布状況を吟味するため、図-3.4.9 には杭近傍の増加地中応力の最大値の 10%のラインも示した。等方均質な半無限弾性地盤では、地表面に円形の等分布荷重が作用した時の鉛直応力の分布は図-3.4.10 となる^{3.13)}。図-3.4.10 では、地表面から深さ方向に荷重面直径の 2 倍ほど離れると、鉛直応力は荷重の 10%まで低下している。一方、図-3.4.9 を見ると、地点 B の杭先端は杭先端以深の地盤が杭径に対して十分深くまで一様と見なせることから、地中応力の分布形状は図-3.4.10 と類似している。地点 A と地点 B の節部も、応力分布の形状は軸部の存在により図-3.4.10 よりもやや縦長になるものの、節部から深さ方向に節部径の 2 倍ほど離れると増加地中応力は最大値の 10%程度に低下している。このことは、3.3 節で節部の支圧力～変位関係を杭先端の荷重～変位関係の整理方法を準用したことの妥当性を示している。

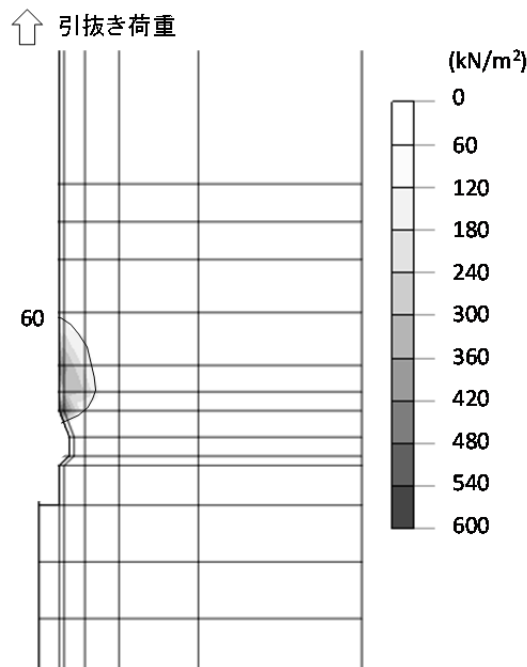


図-3.4.9(a) 増加地中応力コンター（地点 A）

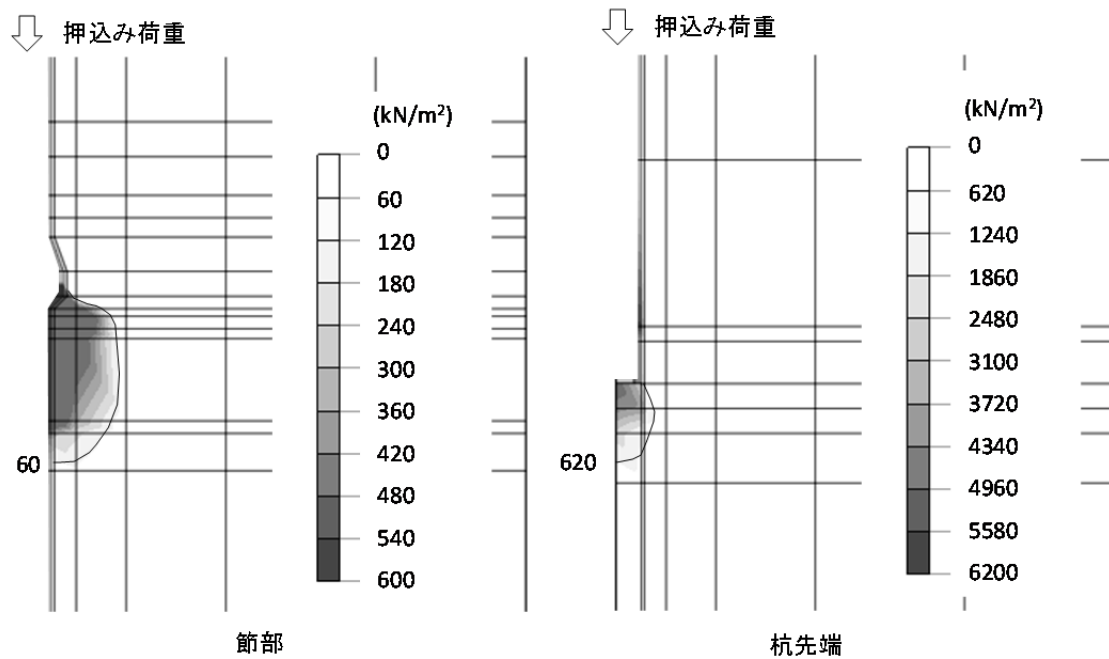


図-3.4.9(b) 増加地中応力コンター（地点 B）

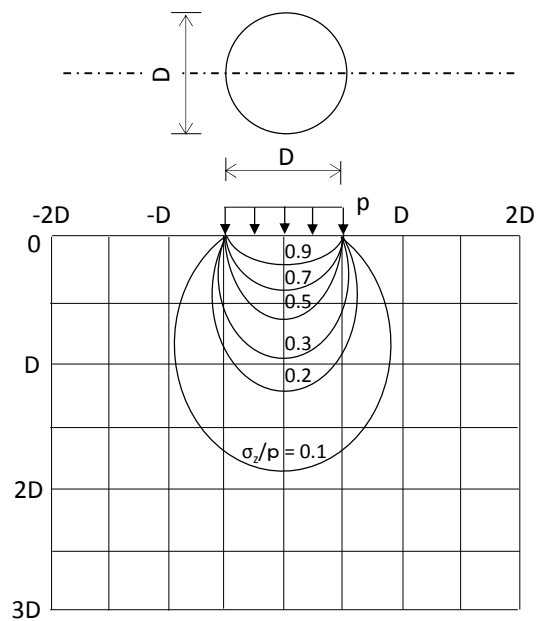


図-3.4.10 円形等分布荷重による鉛直応力の分布（一様半無限地盤）^{3.13)}

(3)モデル化に関する考察

単杭の載荷試験のシミュレーション解析を踏まえて大規模な群杭解析を実施する際、単杭解析の要素分割は群杭解析との共通性を確保するために粗めとせざるを得ない。これを受けて、第3章のシミュレーション解析を通じて得た、より少ない要素数で効率的に杭のシミュレーションを行うためのモデル化に関する知見を以下に述べる。

単杭の解析モデルの概念図を図-3.4.11に示す。杭と地盤の接触面にインターフェース要素を設けること、同時に、インターフェース要素に接する地盤要素の水平方向の幅を杭径の10~20%程度と薄めにするすることで、杭周面摩擦の発揮され方に寄与する杭近傍の大きなひずみ領域の変形挙動を一括して表現できる。これにより、水平方向の要素分割を粗くすることが可能である。

鉛直方向の要素分割は、節部近傍と杭先端近傍を細かくすれば軸部は粗くともよい。細かく分割する範囲は、節部近傍では節部抵抗力が発揮される側(図-3.4.11では節下側)において軸部の節端部から節突出幅の2倍ほど離れた範囲まで、杭先端では杭先端から杭径分だけ離れた範囲である。その際の要素幅は、節部では節突出幅、杭先端では杭径の1/2程度が目安である。節傾斜部は鉛直方向に要素分割せずともよい。

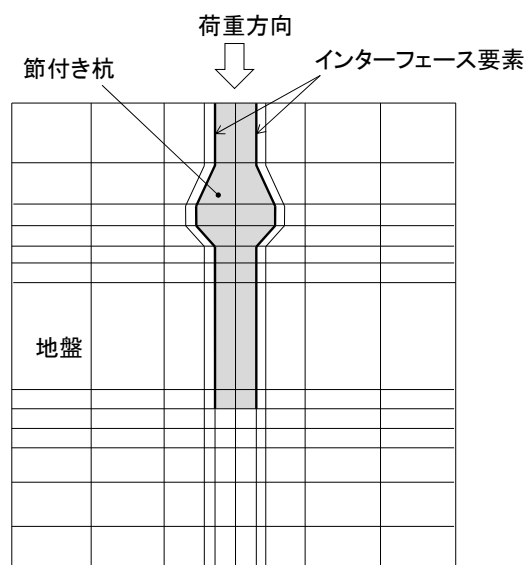


図-3.4.11 単杭の解析モデル

3.5 まとめ

節付き杭の実大載荷試験に提案法を適用し、次の知見を得た。

- 1) 杭に埋設するひずみ計と変位計は、センサ本体および計測ケーブルによる杭の断面欠損の問題から密に配置することは難しいことを確認した。
- 2) 節付き杭の節部抵抗～変位関係は、節部変位と節部上下の杭軸力を計測できれば、場所打ち杭の杭先端の荷重～沈下関係の整理方法を準用して基準化した曲線として評価できる。
- 3) 粗い要素分割の3次元全応力解析でも節付き杭の沈下および引抜き挙動の再現は可能であり、計測で把握できない地盤内の地盤変位および増加地中応力の分布状況を解析で評価できる。
- 4) 実建築物のモニタリングでは、載荷試験よりもセンサの設置数の絞り込みが必要である。よって、載荷試験よりも計測データの空間分解能は低く、沈下解析による空間分解能の補完が果たす役割は大きい。3次元全応力解析で節付き杭の沈下および引抜き挙動を再現できたことは、節付き杭を有する建築物で提案法を用いた基礎構造の性能評価が有望であることを示している。

以上の結果から、単杭の載荷試験と同じく即時沈下が検討対象となる地盤では、群杭基礎に対しても提案法は適用可能と考えられる。しかし、提案法を用いた実建築物における基礎構造の性能評価には、次の課題が残っている。

- 1) 長期的な沈下モニタリングにおける提案法の適用性を確認する。
- 2) 杭本数が多い実建築物の沈下解析におけるモデル化手法を検討する。特に、全体解析モデルと部分解析モデルの使い分けの有効性を確認する。
- 3) 圧密沈下を生じる地盤条件での提案法の適用性を確認する。
- 4) 温度変化が計測データに及ぼす影響の確認と、その影響への対応方法を検討する。

続いて第4章では、硬質地盤上の超高層建築物を対象に施工開始から竣工時までの長期沈下モニタリングを実施し、1)と4)の課題について検討する。2)と3)の課題は、第5章で検討する。

第4章 超高層建築物を支持するパイルド・ラフト基礎の性能評価

4.1 はじめに

第3章では単杭への提案法の適用性を検討した。続いて本章では、15本の杭を有するパイルド・ラフト基礎に支持された超高層集合住宅(4.1)を対象に、実際の建築物における提案法の適用性を検討する。

対象建築物は砂質土が主体の地盤上にあり、即時沈下が検討対象となる。沈下モニタリングの期間は、施工開始から竣工までの16ヶ月である。沈下計測で用いたセンサは、層別沈下計と測温機能付き鉄筋計の2種類である。沈下解析では建築物全体を対象とした杭-基礎スラブ-地盤連成系の3次元全応力解析を用いる。地盤物性の空間的なばらつきは大きく、基礎構造の実際の性能と設計目標との差異は生じやすい。特に竣工時の実際の性能は、竣工後の基礎構造の維持管理において性能低下の判断基準となる。竣工までのモニタリングではあるが、竣工時の実際の性能をより詳細に把握することは、性能評価のための沈下モニタリングにとって大きな意味を持つ。

近年の建築物の高層化は著しく、塔状比の大きい高層住宅の建設も増加傾向にある。高層化には荷重増加が伴う。硬質地盤であっても、その沈下量は無視できない量となっており、沈下評価の重要性は増している。

対象建築物では、不同沈下と地震時の浮上りに対処するため、杭長の異なる場所打ち杭が採用されている。地下階が無く、地震時に浮上りが生じる条件下でパイルド・ラフト基礎が採用された事例は、少なくとも国内では報告されていない。

4.2 建築物および地盤条件

対象建築物は地上 24 階、塔屋 2 階の鉄筋コンクリート造の高層集合住宅である。福島盆地の中央部に位置する。平面図を図-4.2.1、立面図を図-4.2.2 に示す。建築物の平面は 22m×22m の正方形に近く、軒高は 76m、塔状比は 3.4m と大きい。基礎底面は GL-3m である。長期の荷重分布を図-4.2.3 に示す。荷重は建築物の中央部、辺部、隅角部の順に大きい。

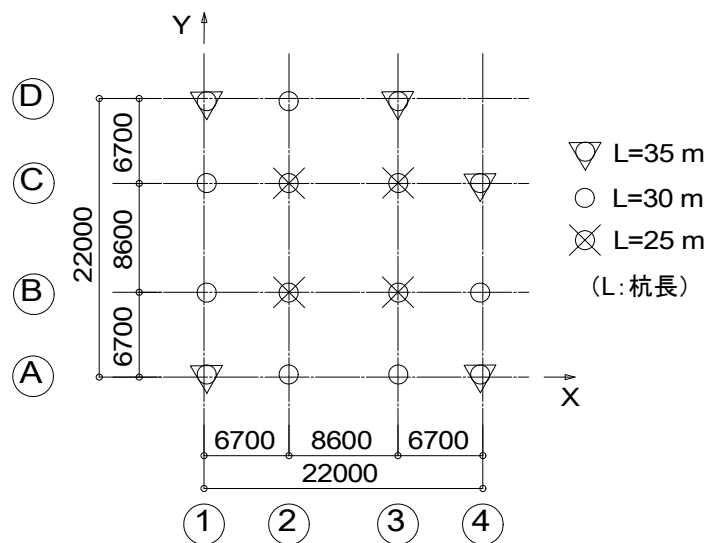


図-4.2.1 平面図

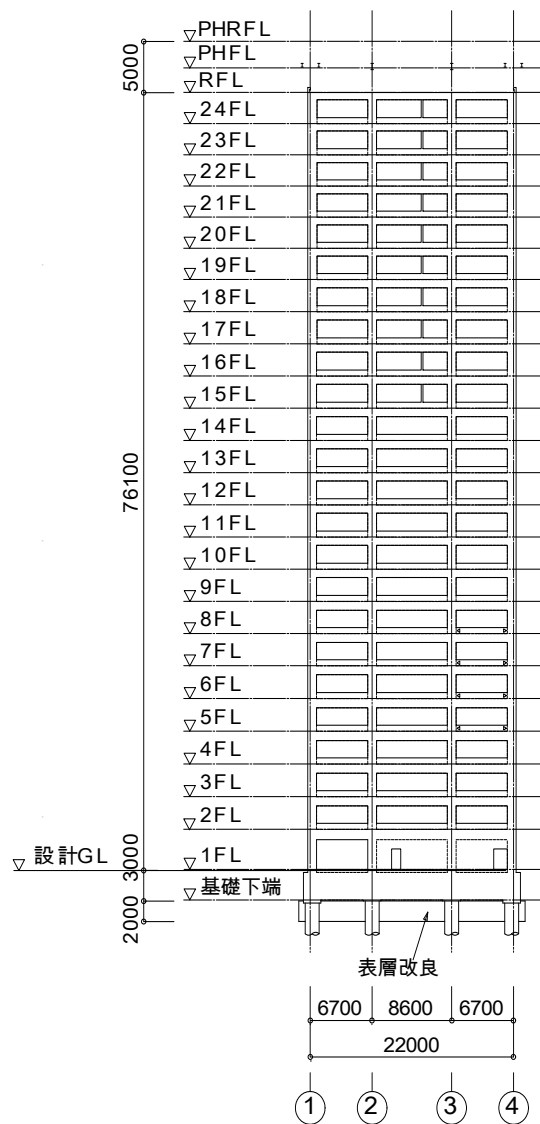


図-4.2.2 立面図

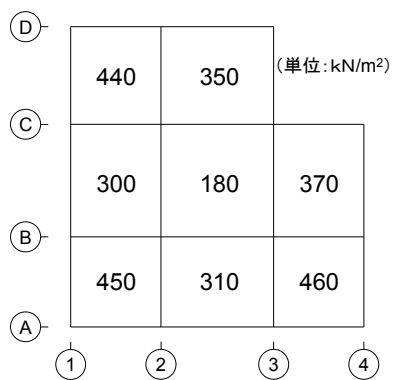


図-4.2.3 荷重分布

地層構成を図-4.2.4に示す。GL-5m付近までは砂質土系の埋土であり、それ
 以深は砂礫、粘性土、および砂質土の互層からなる洪積層が厚く堆積する。N値
 が50以上の明確な支持層はGL-70m付近から出現する。

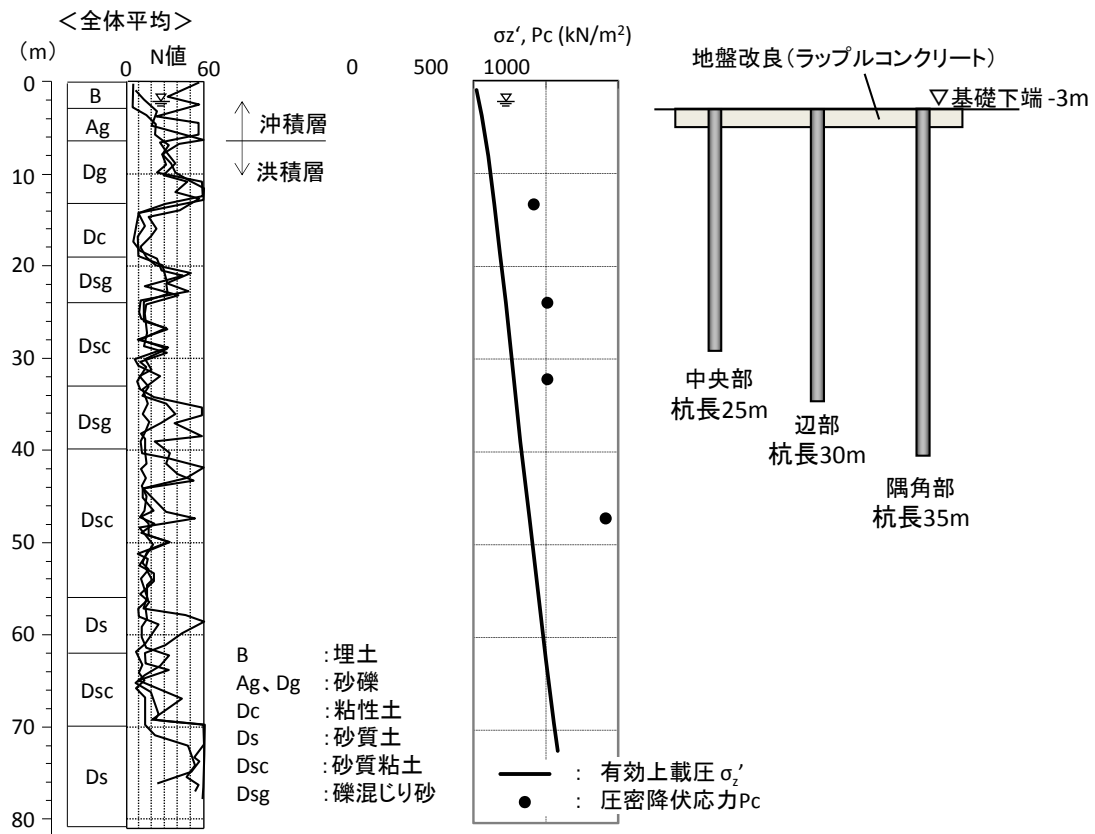


図-4.2.4 地層構成

4.3 基礎形式

設計当初、基礎スラブ直下の埋戻し土部分をセメント系の地盤改良を併用したべた基礎が検討された。GL-15m 付近の粘性土層の一軸圧縮強さは 210 kN/m² で、層状地盤としての長期許容支持力度は 476 kN/m² と最大接地圧を上回る。粘性土の圧密沈下は荷重に対して十分過圧密であり、有害な圧密沈下が生じる可能性はない。したがって、べた基礎が可能と判断されたが、地下階が無く、塔状比が大きい建築物であることから、杭を併用してパイルド・ラフト基礎とし、大地震時の軸力変動に伴う浮上り量と沈下量の低減が図られた。杭は直径 1.5m の場所打ちコンクリート杭である。杭長は、隅角部、辺部、中央部の各杭の地震時負担軸力の大きさに応じて、それぞれ 35m、30m、25m となっている。大きな水平力が作用する隅角部の杭には、上部 5m に鋼管が巻かれている。設計時の極限支持力に対する長期許容支持力の安全率は 3 である。基礎スラブは基礎梁せいが 3m の二重スラブで、剛性が高い。

4.4 要求性能

対象建築物に用いる性能評価指標と許容値を表-4.4.1 に示す。対象建築物は一般的な住居であるので、第 2 章で示した表-2.5.1 から即時沈下を対象とした値を採用した。

表-4.4.1 性能評価指標と許容値（即時沈下）

沈下現象	要求性能	障害種類	評価指標	許容値
過剰沈下 不同沈下	安全性	基礎および上部構造の損傷等	杭の軸力	極限支持力
			基礎スラブの変形角	10/1000 (rad)
	機能性	扉の開閉障害、漏水、ライフライン停止、歩行困難、運搬困難、積荷不安定、仕上げ材の破断等	基礎スラブの絶対沈下量	25 (mm)
			基礎スラブの変形角	3/1000 (rad)
居住性	不快、不安等	基礎スラブの変形角	5/1000 (rad)	

4.5 沈下計測

(1) 計測計画

対象建築物で問題となる沈下の種類は即時沈下と予測されたため、設計段階において計測期間は施工開始から竣工までとされた。センサの配置を図-4.5.1 と図-4.5.2 に示す。地盤変位の把握のため、地中には層別沈下計を、基礎スラブ直下の地盤改良上面には連続沈下計を埋設した（図-4.5.3）。平面位置は建築物中央部の1ヶ所である。計測杭は異なる杭長毎に1本ずつの計3本とし、杭には測温機能付きの鉄筋計を埋設した（図-4.5.4）。表層は地盤改良をするため、土圧計は設置できなかった。層別沈下計、連続沈下計、および鉄筋計のデータ収集頻度は3時間とした。空間分解能は低いが時間分解能は十分といえる。基礎スラブのレベル計測は実施していない。これは、設計時の沈下解析から基礎スラブの剛性が高く変形角が非常に小さいことが予測されたことと、建築物の施工を優先したことによる。

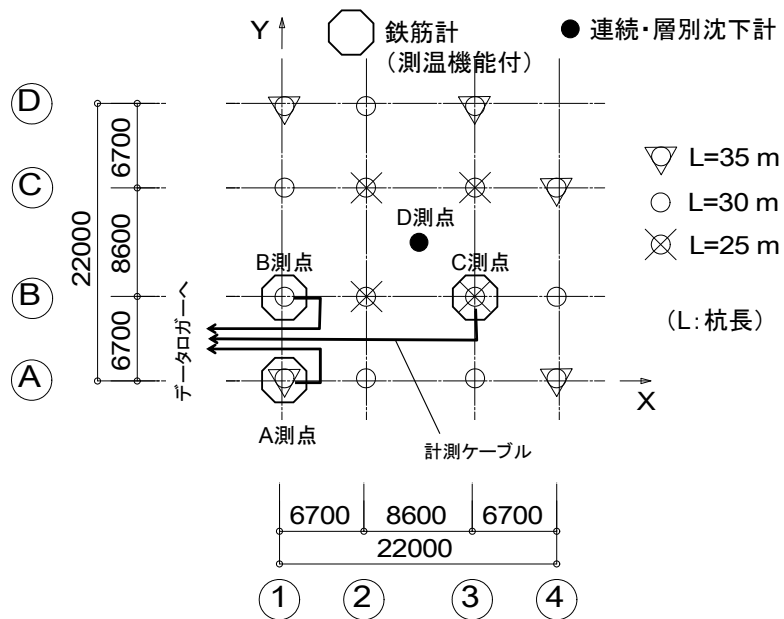


図-4.5.1 センサ設置位置

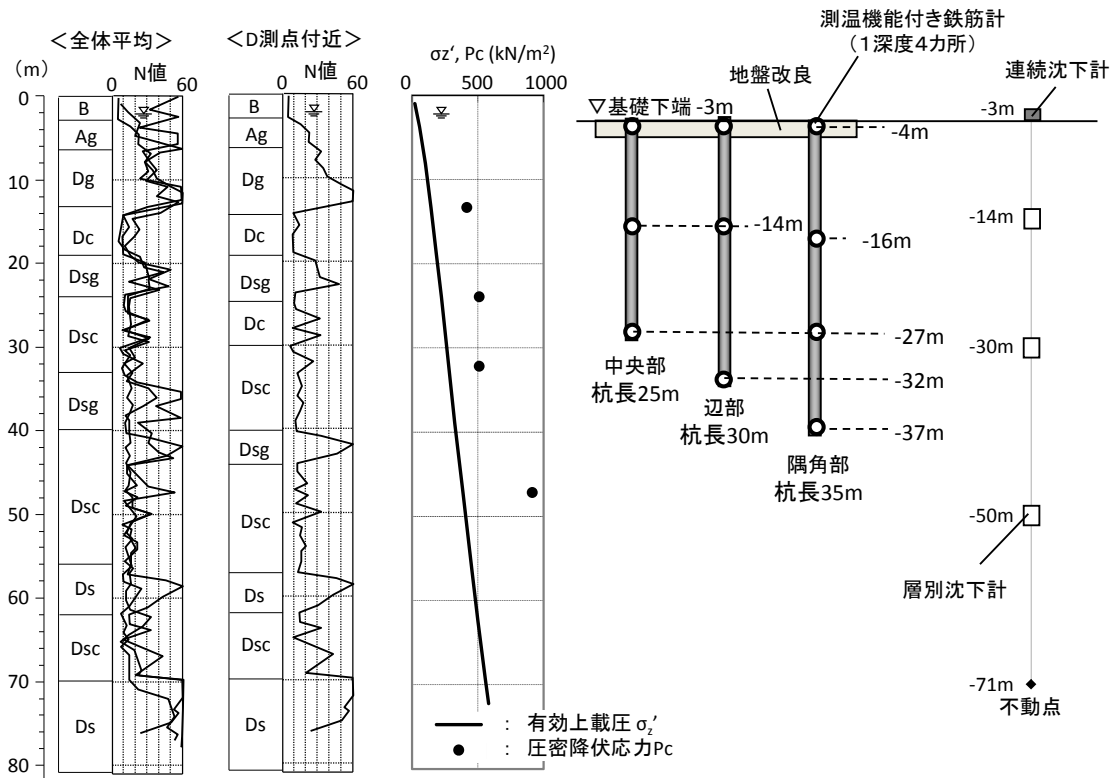


図-4.5.2 センサ設置深度

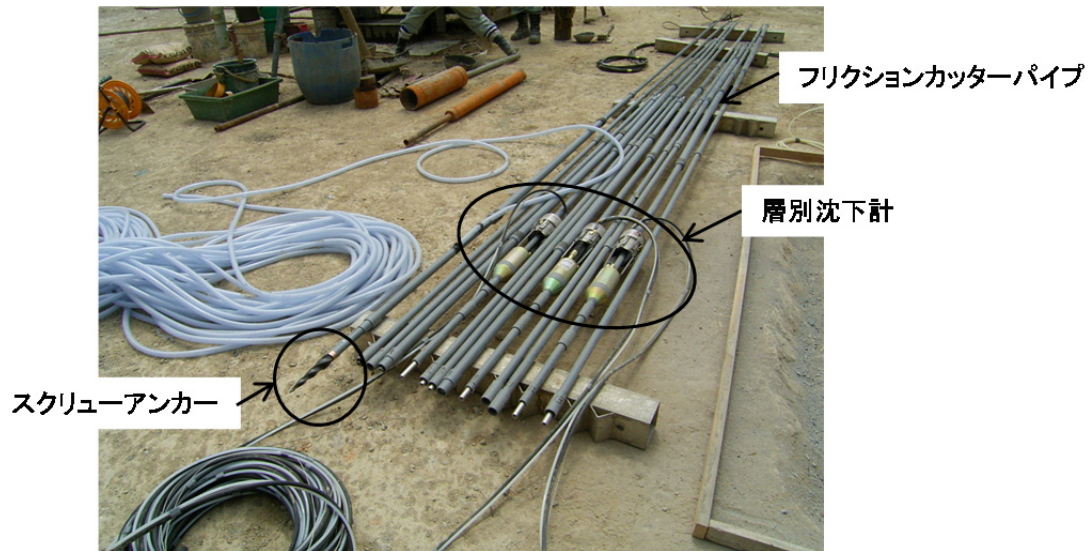


図-4.5.3(a) 層別沈下計（埋設前）

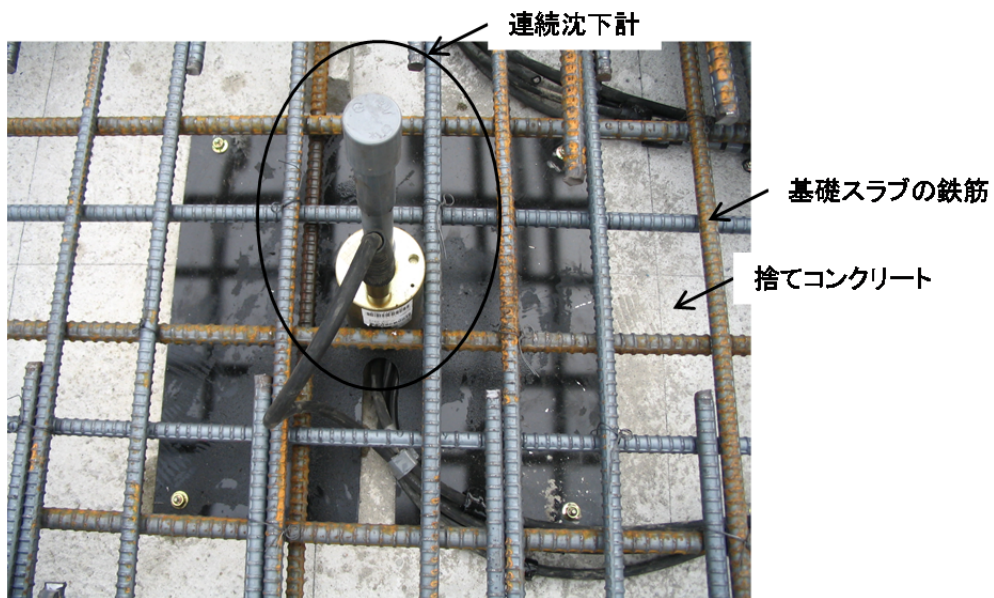


図-4.5.3(b) 連続沈下計（基礎スラブ打設前）



図-4.5.4(a) 鉄筋計（埋設前）

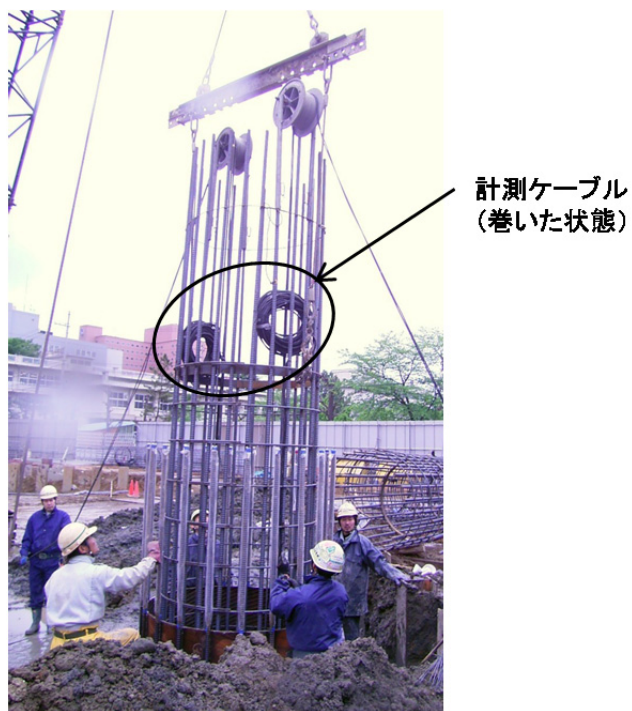
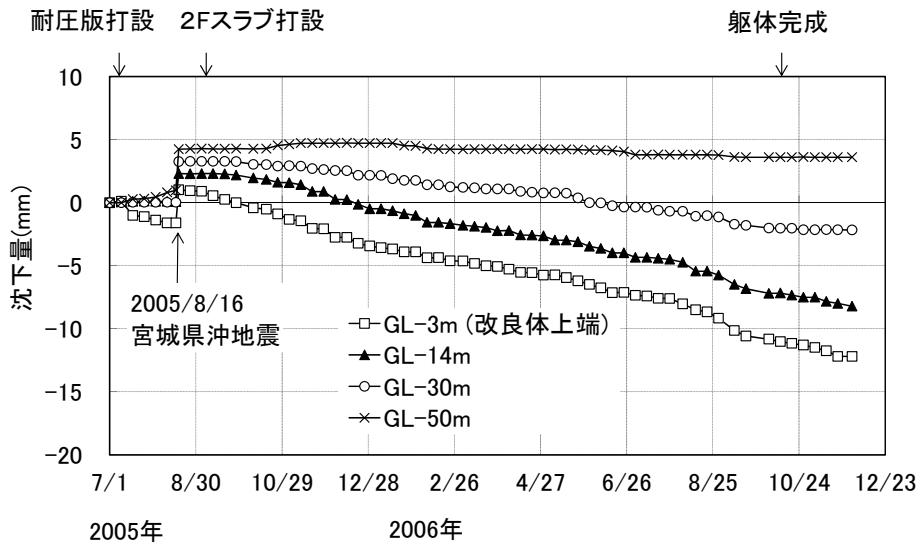


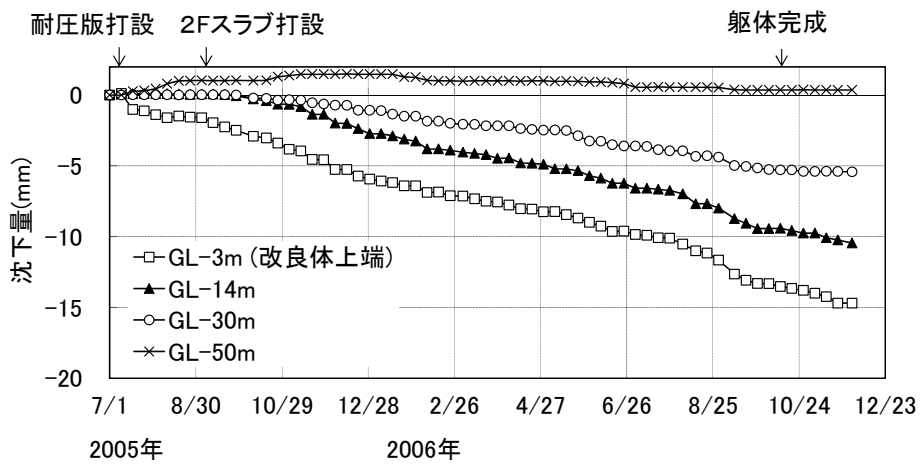
図-4.5.4(b) 鉄筋計（杭打設時、埋設中）

(2) 地盤沈下の経時変化

層別沈下計と連続沈下計で計測した地盤沈下の経時変化を図-4.5.5 に示す。図-4.5.5(a)の 2005 年 8 月 16 日にデータが大きくリバウンド側にシフトしているのは、宮城県沖地震の影響である。建設地近隣では震度 5 弱が観測されているが、地盤振動だけで地盤がリバウンドしたままの状態になるとは考えにくい。よって、図-4.5.5(a)を図-4.5.5(b)のように地震前後のデータが連続するように補正した。補正後の経時変化を見ると、GL-3m から-30m で上部構造の施工の進行に伴って沈下が漸増している。躯体完成後に若干の荷重増とクリープと考えられる約 2mm の沈下が生じているが、竣工時までにはほぼ収束しており、建築物に有害な沈下ではない。最も深い GL-50m ではリバウンドしているが、その量は約 2mm とわずかである。層別沈下計の精度を考えると、誤差範囲と見なせる。



(a)地震による影響の補正無し



(b)地震による影響の補正あり

図-4.5.5 地盤沈下の経時変化 (実測値)

(3) 杭軸力の経時変化

測温機能付きの鉄筋計で計測した杭軸力と杭温度の経時変化を図-4.5.6に示す。層別沈下計とは異なり、2005年8月16日の宮城県沖地震による変化は見られない。杭温度は、A測点、B測点、C測点のいずれも、杭頭から1m下方にあるGL-4mの変化が大きい。その経時変化の様子は、計測当初は基礎スラブ打設によるコンクリートの硬化熱により約30℃まで上昇した後、冬季に向かって外気温の低下とともに約15℃まで減少している。その後は躯体建設に伴って日光や外気温の影響を受けにくくなったため、GL-14m以深の測点と同様、20℃前後で安定的に推移している。計測期間中の荷重一定期間の実測値を吟味すると1℃の低下で4 μ 程度の引張ひずみを生じており、軸力評価において無視できない程度であった。このことは、杭軸力の経時変化で杭頭（GL-4m）の温度補正前の軸力が、引張側となっていることにも現れている。A測点の杭軸部中央（GL-16m）の軸力は、同位置の温度変化がほぼ見られないが引張側となっている。これは、杭頭の温度変化による引張応力が伝達しているためである。

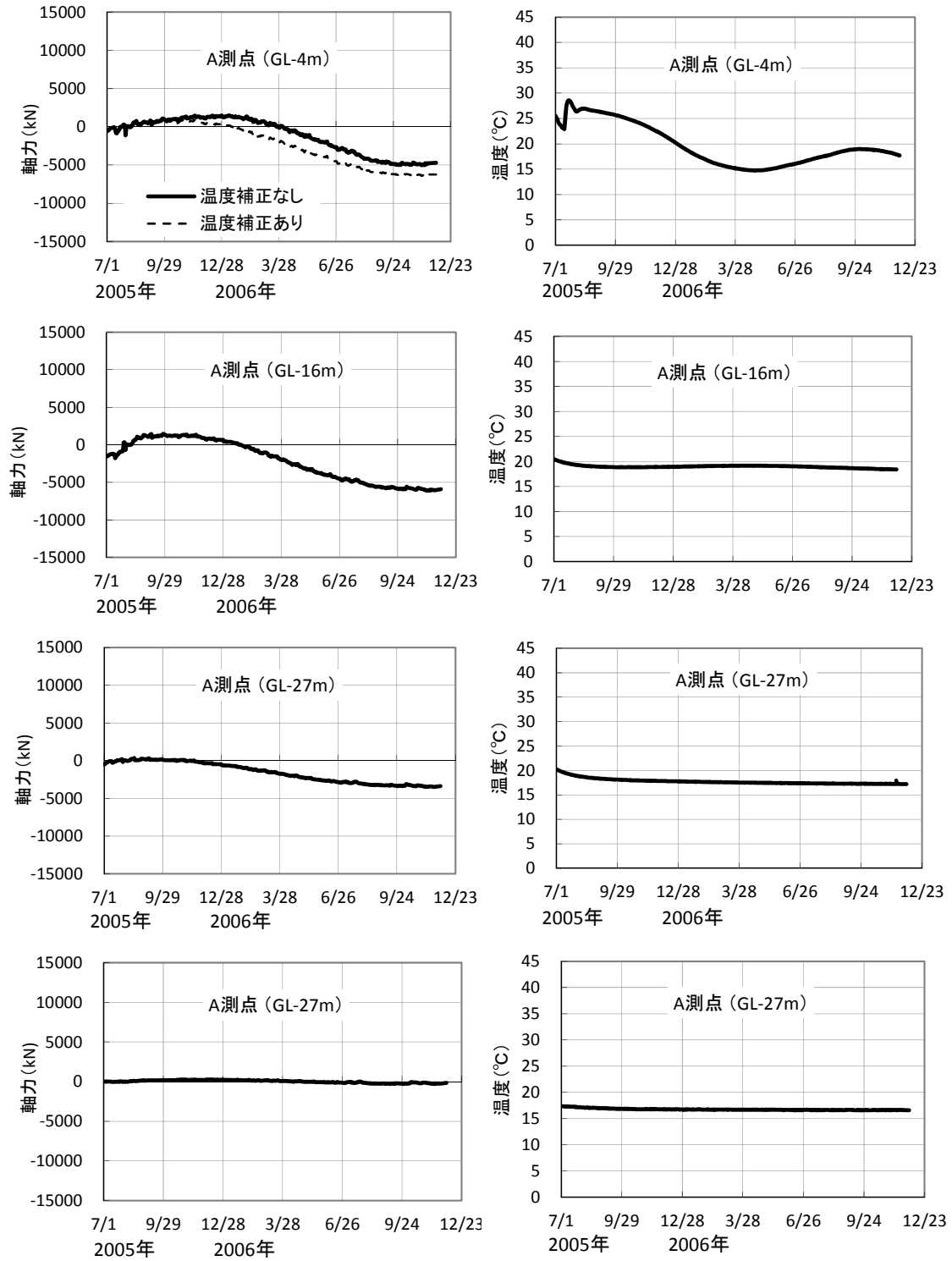


図-4.5.6(a) 杭軸力と杭温度の経時変化 (A 測点)

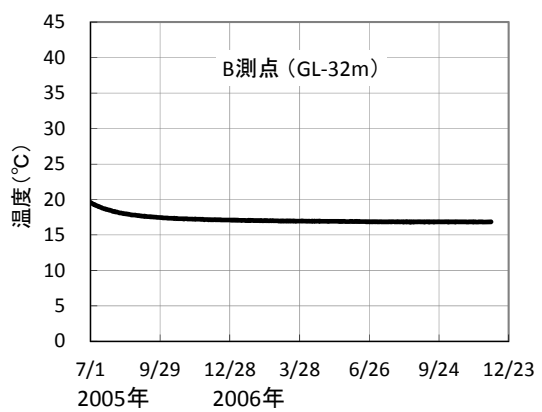
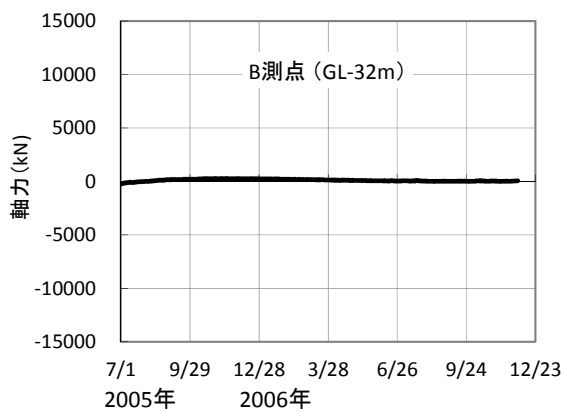
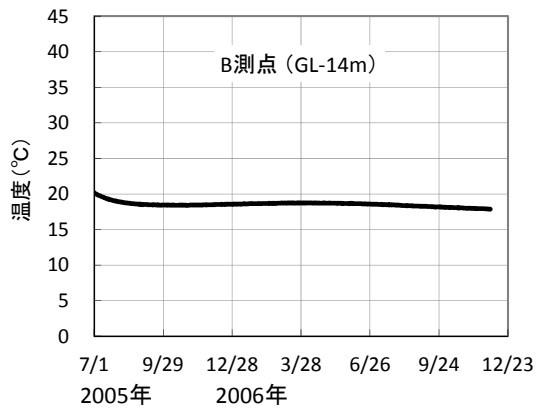
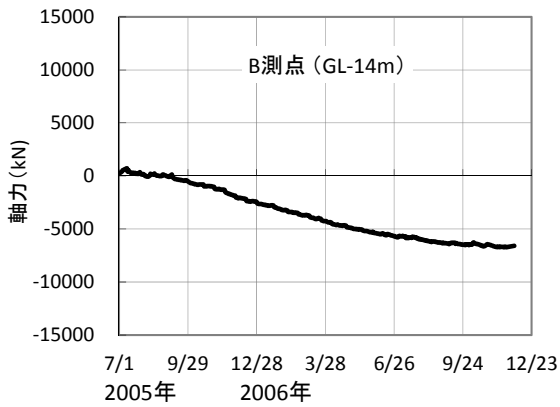
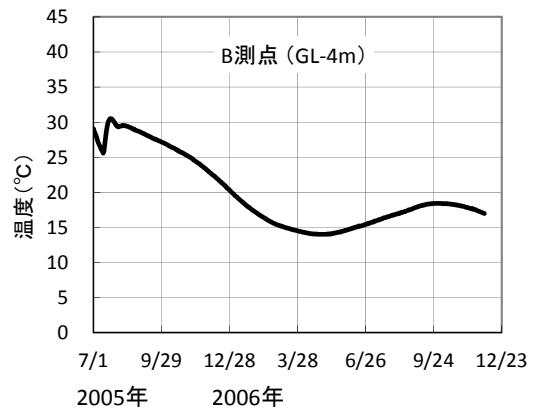
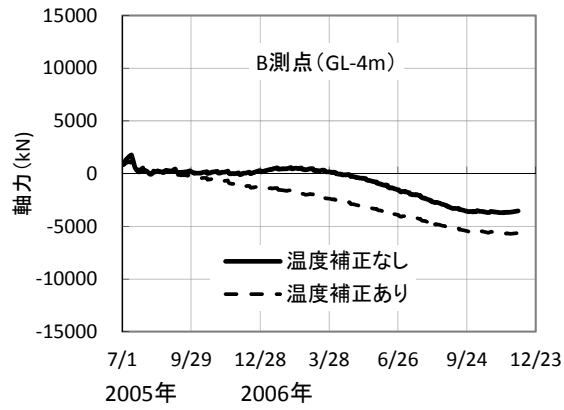


図-4.5.6(b) 杭軸力と杭温度の経時変化 (B 測点)

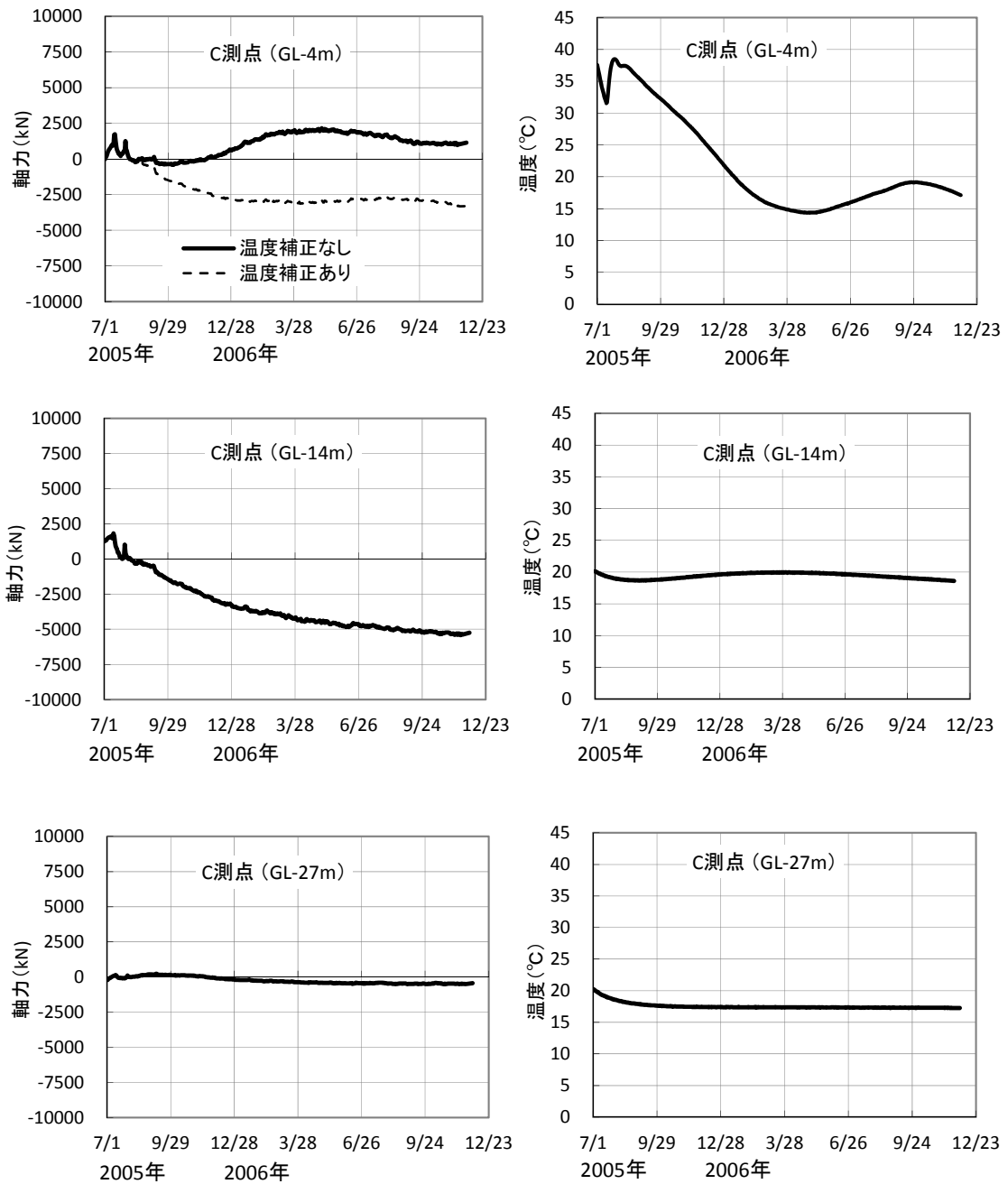


図-4.5.6(c) 杭軸力と杭温度の経時変化 (C 測点)

このような状況を受けて、杭頭の軸力のみ 1℃当たりのひずみの変化量を用いて温度補正を行うこととした。温度補正後の竣工時の軸力深度分布を図-4.5.7に示す。いずれの杭も杭軸部中央の GL-14m 付近まで上向きの周面摩擦力が発揮されていない。これは、基礎スラブから伝達される地中応力の影響で、杭と地盤の相対沈下が生じにくいことによる。B 測点と C 測点の軸力分布では、杭頭軸力よりも杭軸部中央（GL-14m 付近）の軸力の方が大きい。基礎スラブ直下は 2m の厚さでラップルコンクリートによる地盤改良が施されていること、その下の GL-14m 付近までの地盤は N 値が 20 から 60 の硬質な砂礫層であることから、ネガティブフリクションが生じているとは考えにくい。温度補正の精度の影響と判断される。

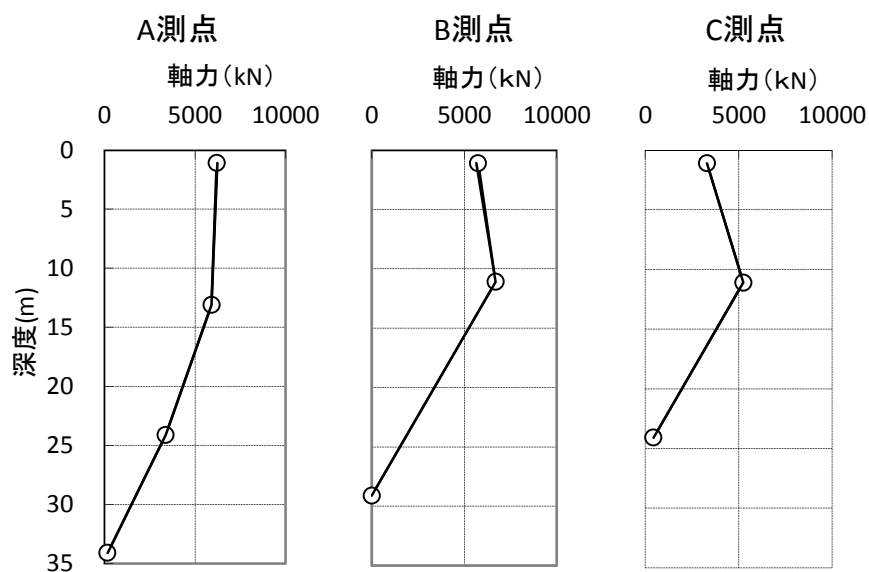


図-4.5.7 杭軸力の深度分布 (竣工時)

4.6 沈下計測に基づく構造性能評価

層別沈下計で得た実測値のうち、地震の影響を補正した後の結果によれば、竣工時の建築物中央部における地表面の最大沈下量は 15mm であり、機能性の許容値の 60%となっている。安全性の許容値である杭の極限支持力は、杭長 35m、25m、20m に対して 16,390kN、14,160kN、11,770kN である。杭軸力の最大値は、それぞれ安全性の許容値の 38%、47%、45%となっている。機能性と安全性のいずれも許容値に対して余裕がある。

基礎スラブの不同沈下量に関わる性能評価は、沈下解析に基づき行う。

4.7 沈下解析

(1) 初期モデル

対象建築物は杭本数が15本と多くないため、建築物全体を対象とした1つの3次元全応力解析モデルを用いて、基礎構造の全体沈下挙動と局所沈下挙動を評価する。解析モデルを図-4.7.1に示す。水平方向は基礎スラブ幅 $B=22\text{m}$ を基礎外縁から確保し、鉛直方向は層別沈下計の基準点の深さを底面とした。境界の自由度は固定とした。地盤定数を図-4.7.2に示す。地盤は非線形ソリッド要素とし、PS検層で得た地盤変形係数を初期値とした。地盤のひずみ依存性は、建設省告示で示された図-4.7.3のせん断剛性低下率とせん断ひずみの関係式^{4.2)}を用いた。地盤改良部は弾性ソリッド要素とし、変形係数は改良土の一軸圧縮強度 q_u と E_{50} （一軸圧縮試験から求まる変形係数）の関係式から設定した^{4.3)}。改良土の q_u は設計用の q_u から推定した現場コア強度とした。基礎スラブと杭は弾性ソリッド要素とした。杭と地盤の接触面にはインターフェース要素を設けて杭周面の滑りを評価した。極限杭周面摩擦力に達した時の地盤の変形量は、日本建築学会の基礎構造設計指針^{4.4)}に基づき粘性土で10mm、砂質土で20mm、砂礫で30mmとした。したがって、インターフェース要素の面内のせん断力と変位量の関係はバイリニアである。荷重は基礎スラブ上の杭位置に柱荷重を等分布荷重として与えた。

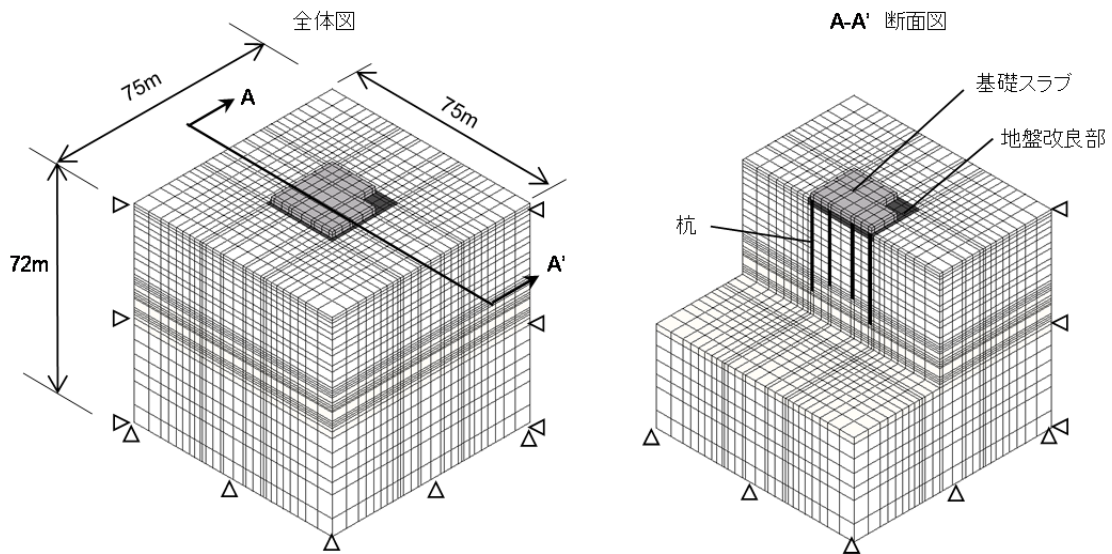


図-4.7.1 解析モデル

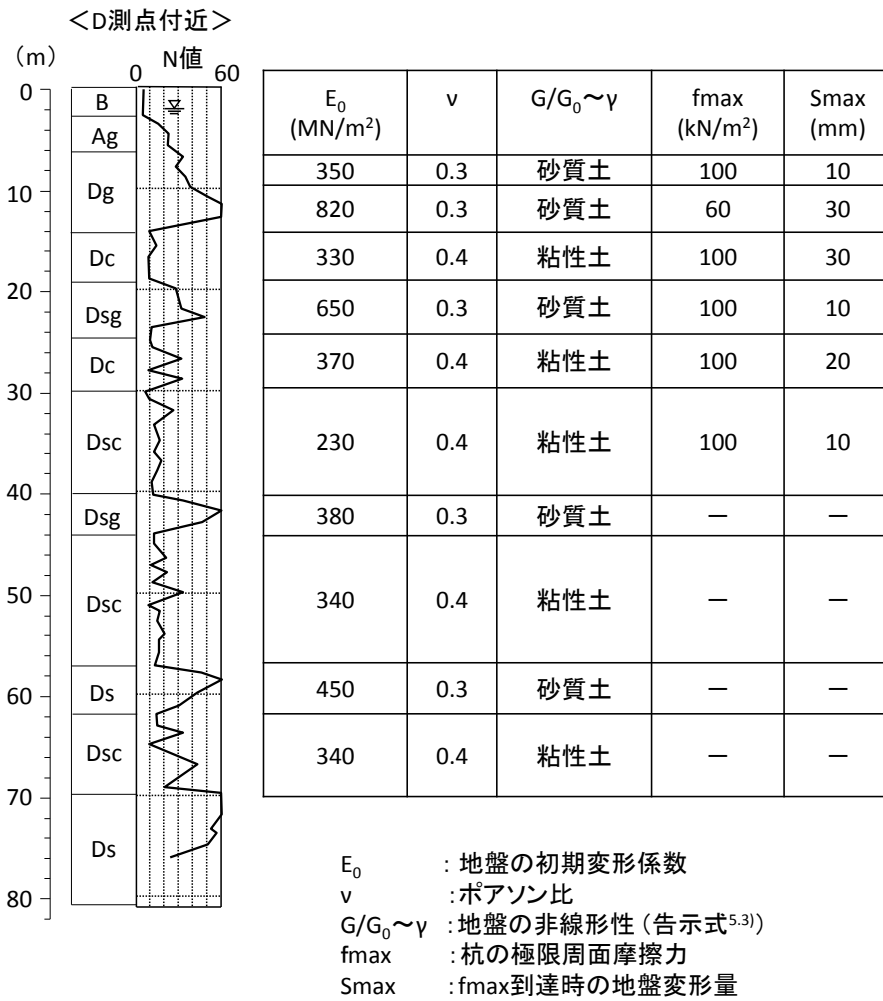


図-4.7.2 地盤定数 (初期モデル)

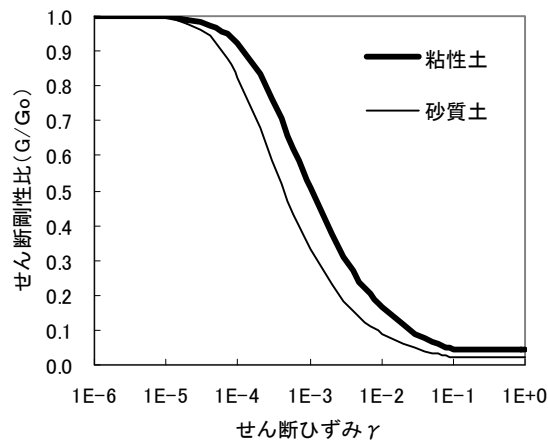


図-4.7.3 地盤の非線形性 (告示式 4.2)

(2) モデル更新

施工中は杭温度の変化が大きく、解析でシミュレートの対象とする杭軸力の温度補正が難しかったため、モデル更新は竣工時に行った。当初、修正する地盤定数として着目したのは地盤の初期変形係数のみであったが、その修正だけでは実測値をシミュレートすることが出来なかった。対象建築物の施工中に第3章で示した単杭の載荷試験が実施され、単杭の沈下挙動を良く再現できるモデル化手法が見出された。そこで、その単杭のモデル化手法を取り入れ、解析モデルを全面的に修正した。修正後の地層構成と地盤定数を図-4.7.4に示す。地層構成はD測点付近の構成から敷地全体の平均に修正した。地盤の初期変形係数をPS検層で得た値の範囲で修正した。粘性土のポアソン比を0.4から0.45に修正した。 G/G_0 関係は、告示式から建築学会の基礎構造設計指針4.4)の提案式に修正した。本地盤は砂礫が卓越した D_{sg} 層があるが、告示式では砂質土と粘性土の2種類しか示されていない。基礎構造設計指針では砂質土、粘性土、および砂礫の3種類の式が提案されており、本地盤により適している。杭周面の滑りを表現するインターフェース要素は、バイリニアから剛塑性に変更した。

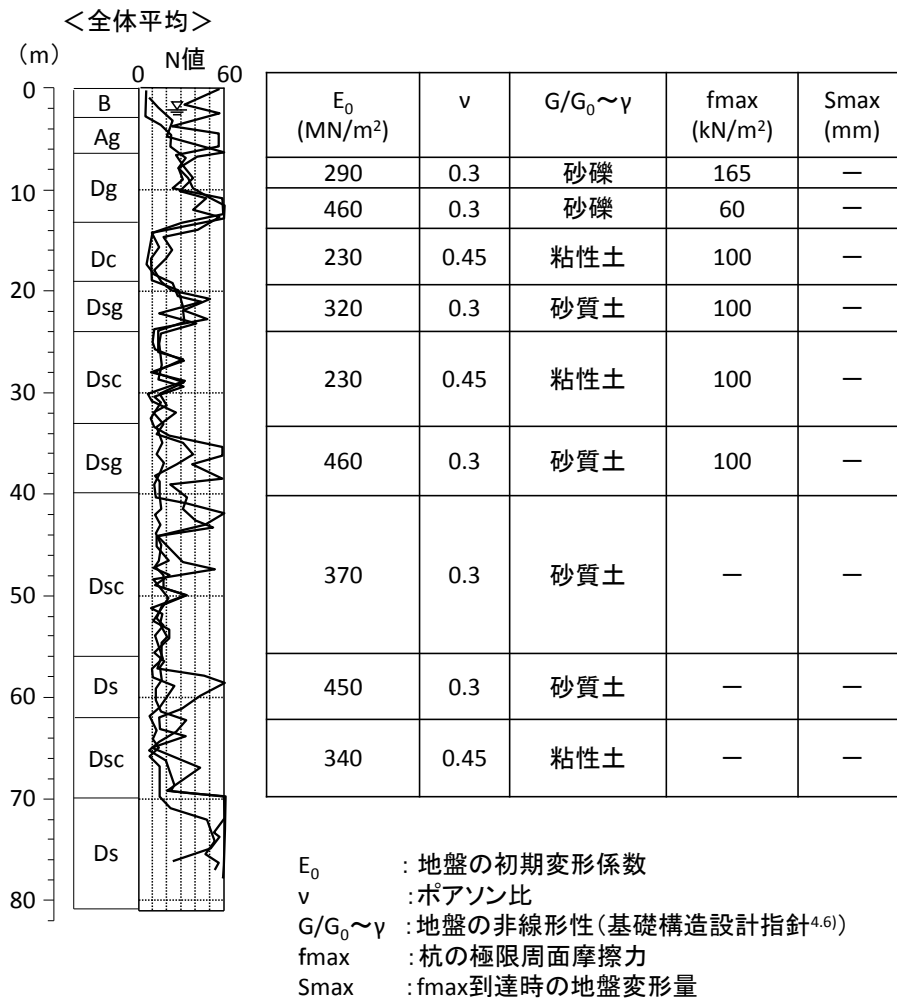


図-4.7.4 地盤定数 (竣工時、モデル更新後)

(3) 群杭沈下挙動のメカニズム

解析による実測値の再現状況に関して、地盤沈下の経時変化を図-4.7.5 に、杭の軸力深度分布を図-4.7.6 に示す。モデル更新により地盤沈下および杭軸力の解析値と実測値との差は減少している。竣工時の解析値は、GL-50m における地盤の若干のリバウンドを除き実測値を概ね再現している。

図-4.7.6 の竣工時の軸力深度分布において、竣工時に実施したモデル更新後の解析値を見ると、地表面近くで杭周面摩擦力が発揮されにくい傾向にある。これは、基礎スラブ直下では地盤が荷重を負担することにより沈下し、杭と地盤の相対変位が生じにくいことによる。この杭周面摩擦力が発揮されにくい領域は杭の平面位置によって若干異なっている。隅角部の A 測点および辺部の B 測点では杭頭から GL-7m 付近であるのに対し、中央部の C 測点では杭頭から GL-10m 付近とやや長い。これは、中央部の杭は周囲を基礎スラブに囲まれており、外周部の杭よりも基礎スラブの影響を受けやすいためである。

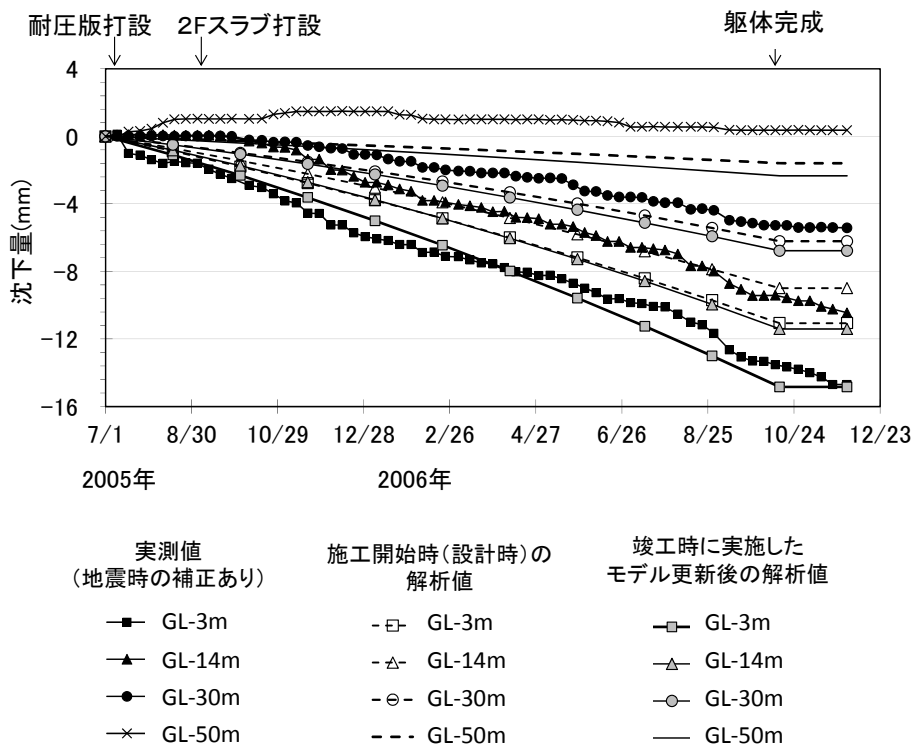


図-4.7.5 地盤沈下の経時変化（実測値と解析値の比較）

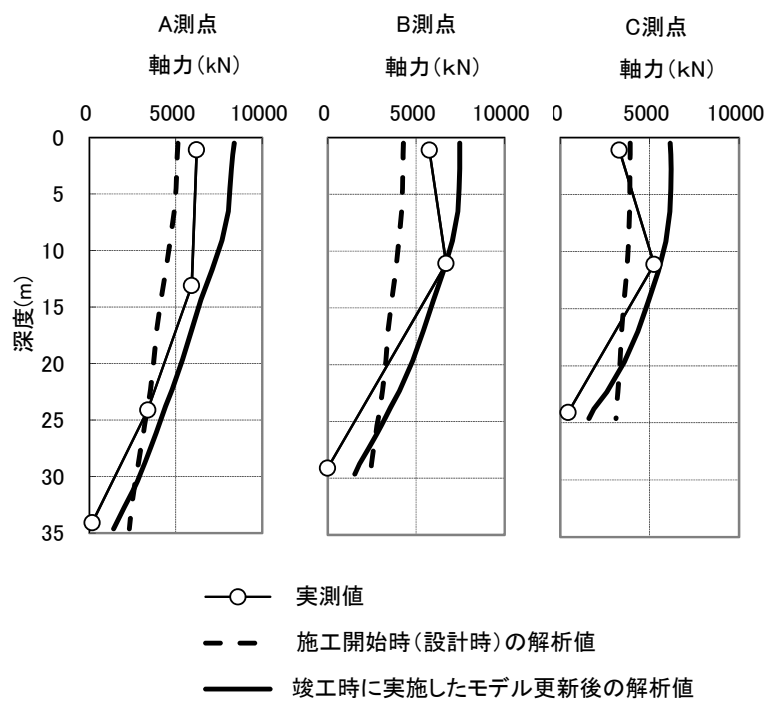


図-4.7.6 竣工時の軸力深度分布（解析値と実測値の比較）

竣工時の基礎スラブの沈下分布を図-4.7.7 に示す。基礎スラブの平面形状は1つの隅角部が欠けた不整形であるが、沈下分布は平面的に偏りなく分布している。図-4.2.3に示した荷重分布によれば、外周部の荷重は中央部の2~3倍と大きいですが、最大沈下量は建築物中央部で生じている。これは、基礎スラブの剛性が大きいいため、基礎全体で荷重が均されたことによる。

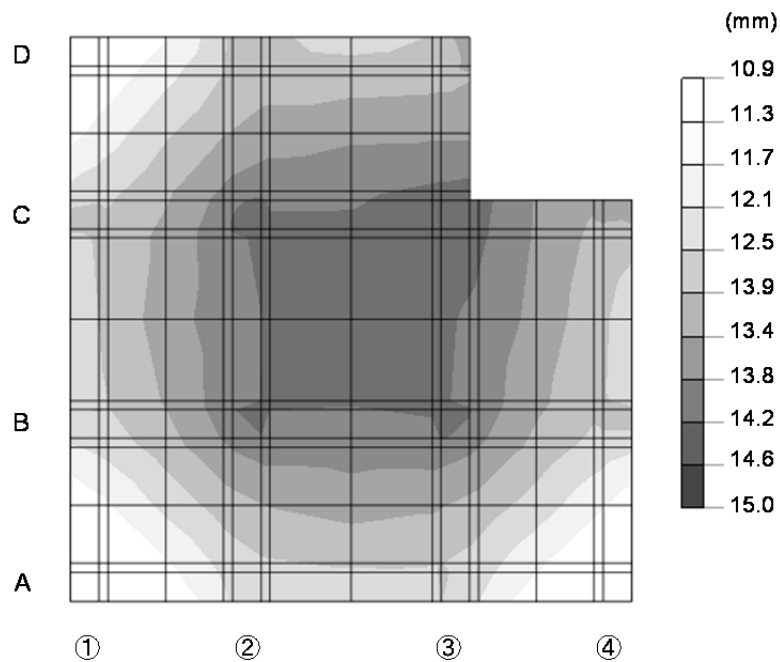


図-4.7.7 竣工時の基礎スラブの沈下分布

竣工時の地盤変位コンターを図-4.7.8に示す。A-A'断面を切断面としている。切断面の沈下分布は、基礎スラブ直下では杭と地盤が共下がりして建築物中央部が凸の滑らかな形状であるのに対し、杭先端に近づくほど杭と地盤の沈下差が大きくなり、杭の沈下が顕著である。これは、基礎スラブから離れるほど基礎スラブから地盤に伝達される応力の影響が小さく、杭と地盤が共下がりしにくいためである。対象建築物は基礎スラブの面積に対して杭長が長いので、この傾向がよく表れている。

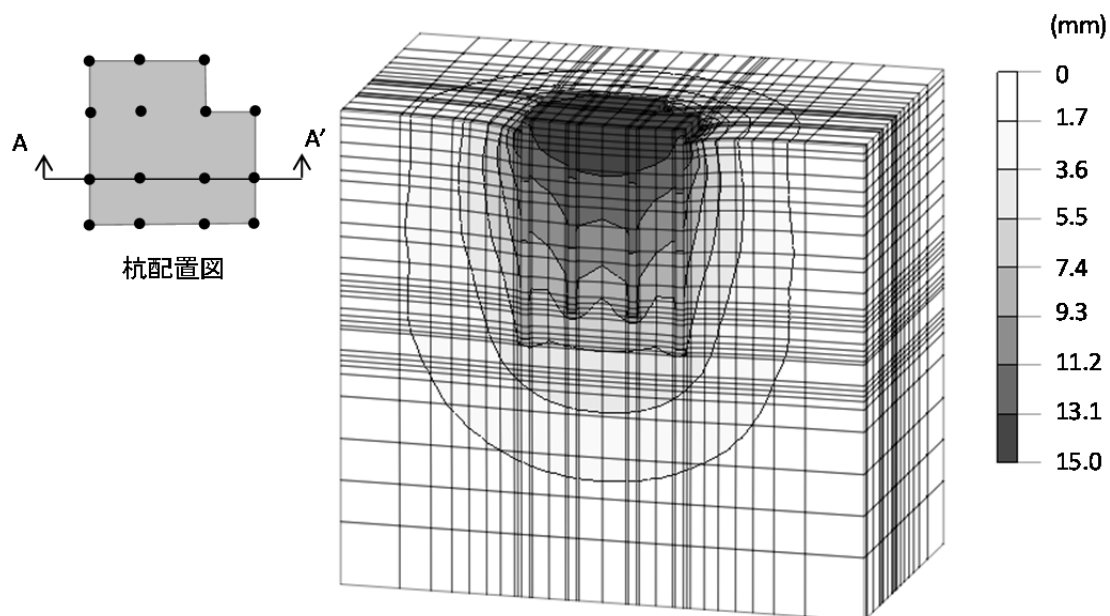


図-4.7.8 竣工時の地盤変位コンター (A-A'断面)

増加地中応力コンターを図-4.7.9に示す。A-A'断面を切断面としている。応力の大きい領域が基礎スラブ直下と杭先端に集中し、パイルド・ラフト基礎の特徴である荷重を杭と地盤の両方で荷重を支持する様子がよく現れている。基礎スラブから地盤に伝達される応力と杭先端から地盤に伝達される応力の重なり合いが小さいのは、基礎スラブの面積に対して杭長が長いためである。基礎スラブ直下の応力は図-4.2.3の荷重分布よりも均一である。これは基礎スラブの大きな剛性により均された結果であり、図-4.7.7に示した基礎スラブの沈下分布が建築物中央部で最大値となっていることと対応している。

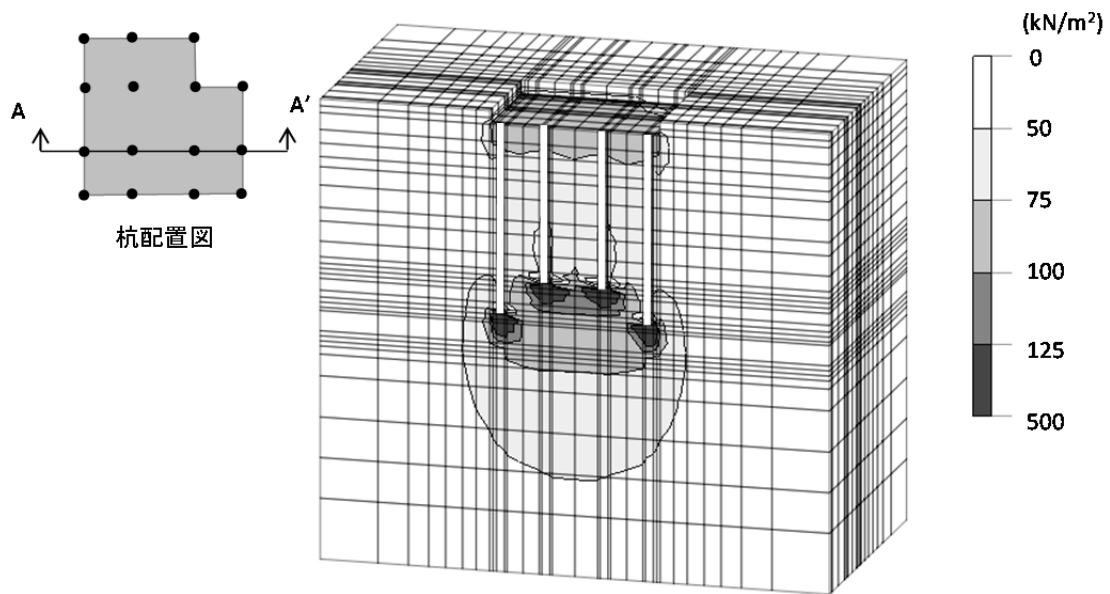


図-4.7.9 竣工時の増加地中応力コンター（A-A'断面）

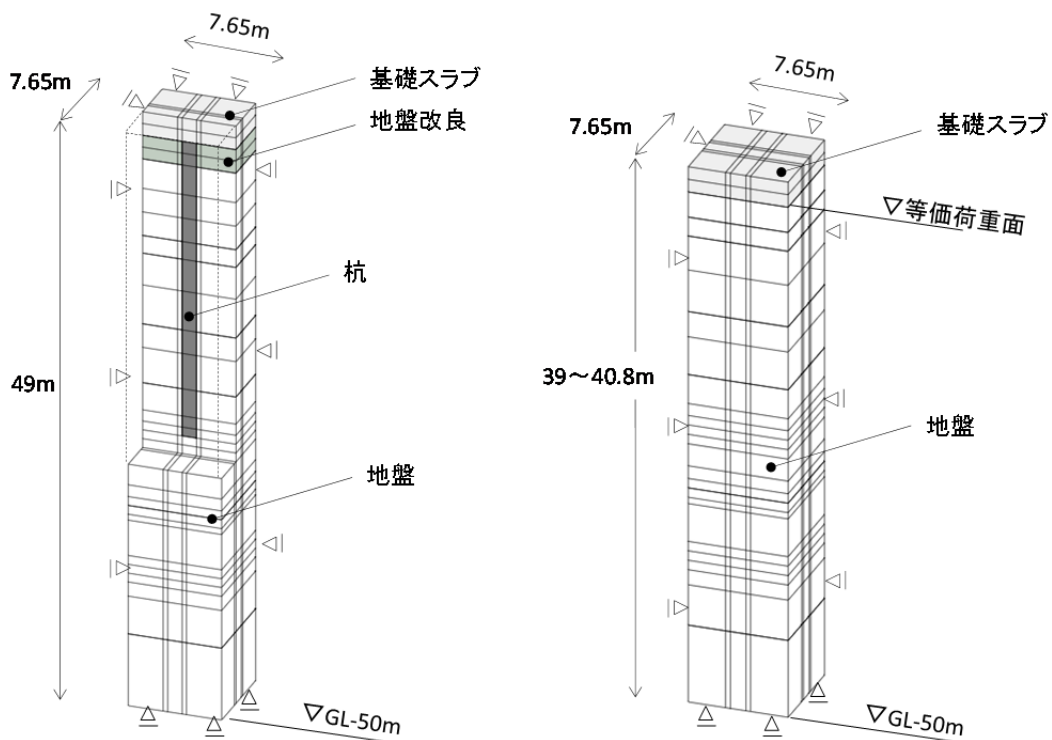
4.8 沈下解析に基づく構造性能評価

竣工時の全応力解析によれば、基礎スラブにおける杭間の変形角は建築物中央部で 0.01/1,000 から 0.1/1,000、外周部で 0.2/1,000 から 0.3/1,000 である。基礎スラブの剛性が高いため非常に小さい。最大変形角は、隅角部の A-1 通り付近で 0.3/1,000 となっている。安全性の許容値の 3%、機能性の許容値の 10%、居住性の許容値の 6%と小さい。最大沈下量は建築物中央部で 15mm であり、機能性の許容値の 60%となっている。杭軸力は設計目標の 1.4~1.7 倍とやや大きいですが、安全性の許容値に対しては 46~56%と余裕がある。以上のように、竣工時において安全性、機能性、および居住性の許容値を上回る沈下は生じていない。なお、対象建築物は 2011 年 3 月 11 日に東北地方太平洋沖地震により震度 6 弱の揺れを受けている。地震直後の現地調査では 1 階部分の外壁タイルにごく軽微なひび割れを生じたが、現在に至るまで沈下による苦情は生じていない。

4.9 等価荷重面法の適用性の検討

本論文では、杭本数が多いパイルド・ラフト基礎の全体解析モデルに等価荷重面を導入したべた基礎置換モデルを提案している。本章の対象建築物は杭本数が比較的少ないので、4.7章の性能評価のための沈下解析では、基礎構造全体を杭－基礎スラブ－地盤連成系モデルとすることが可能であったが、べた基礎置換モデルでも沈下解析を行い、その適用性を検討することとした。

等価荷重面を求めるための2種類の1スパンモデルを図-4.9.1に示す。解析モデルの平面形状は建築物の平均スパン長である7.65mを1辺とした正方形で、中心に杭を配している。検討対象とする沈下挙動は竣工時とした。図-4.5.5(b)に示した層別沈下計の実測値を見ると、竣工時においてGL-50m以深の地盤は沈下を生じていないため、深さ方向の計算領域はGL-50m以浅とした。荷重は竣工時の平均杭頭荷重である12054kNを採用し、基礎スラブ上の杭頭位置に等分布荷重として与えた。



(a) 杭－基礎スラブ－地盤連成モデル

(b) べた基礎置換モデル

図-4.9.1 等価荷重面を評価するための1スパンモデル

地盤のモデル化では、当初、4.7章と同様に非線形ソリッド要素を用い、非線形特性にはせん断剛性低下率とせん断ひずみの関係を与えていた。しかし、杭－基礎スラブ－地盤連成系モデルとべた基礎置換モデルでは地中応力の分布状況が異なること、1スパンモデルと平面規模が比較的小さい基礎では地盤内の深さ方向への荷重伝播範囲に差があることから、非線形ソリッド要素を用いると解析モデルによって各地層の剛性低下率が大きく異なった。そのため、1スパンモデルで評価した等価荷重面を用いた基礎全体のべた基礎置換モデルによる実測値の再現が良好ではなかった。これを受けて、すべての解析モデルで同一の地盤変形係数を用いることができるよう、地盤を弾性ソリッド要素でモデル化することとした。杭と基礎スラブも弾性ソリッド要素とし、杭と地盤の接触面にはインターフェース要素を設けて周面摩擦を表現した。

初めに、杭長 25m の杭を対象に 1 スパンの杭－基礎スラブ－地盤連成系モデルで沈下解析を行った。この長さの杭は対象建築物の中央部に配置されており、層別および連続沈下計に最も近い。地盤定数を表-4.9.1 に示す。弾性ソリッド要素の地盤変形係数は、層別および連続沈下計で計測した地盤沈下の深度分布に合うよう PS 検層で得た地盤変形係数に低減率を乗じた値を設定した。低減率は試行錯誤的に求めた。低減率は浅い地層ほど小さいが、これは基礎スラブに近いほど基礎スラブから地盤に伝達した地中応力が大きく、地盤のひずみが大きいためである。この結果に基づき、基礎スラブの平均沈下量が 1 スパンの杭－基礎スラブ－地盤連成系モデルとべた基礎置換モデルで同じになるよう等価荷重面を決定した。

次に、杭長が 30m と 35m の場合の等価荷重面を表-4.9.1 の地盤定数と 2 種類の 1 スパンモデルにより算定した。得られた等価荷重面の位置を表-4.9.2 に示す。杭が長いほど若干ではあるが等価荷重面は下方に位置する。これは、杭先端が深いほど等価荷重面は下方に位置しやすいことに加えて、杭の荷重分担率は杭長 25m、30m、35m に対して 58%、59%、60% とほぼ同等であるが、杭先端軸力は杭先端近傍の地盤剛性に応じて 2280kN、2550kN、2840kN と杭が長いほど大きいことによる。杭長毎に求めた等価荷重面の位置を平均すると、その深度は GL-12.1m となった。

表-4.9.1 等価荷重法で用いた地盤定数

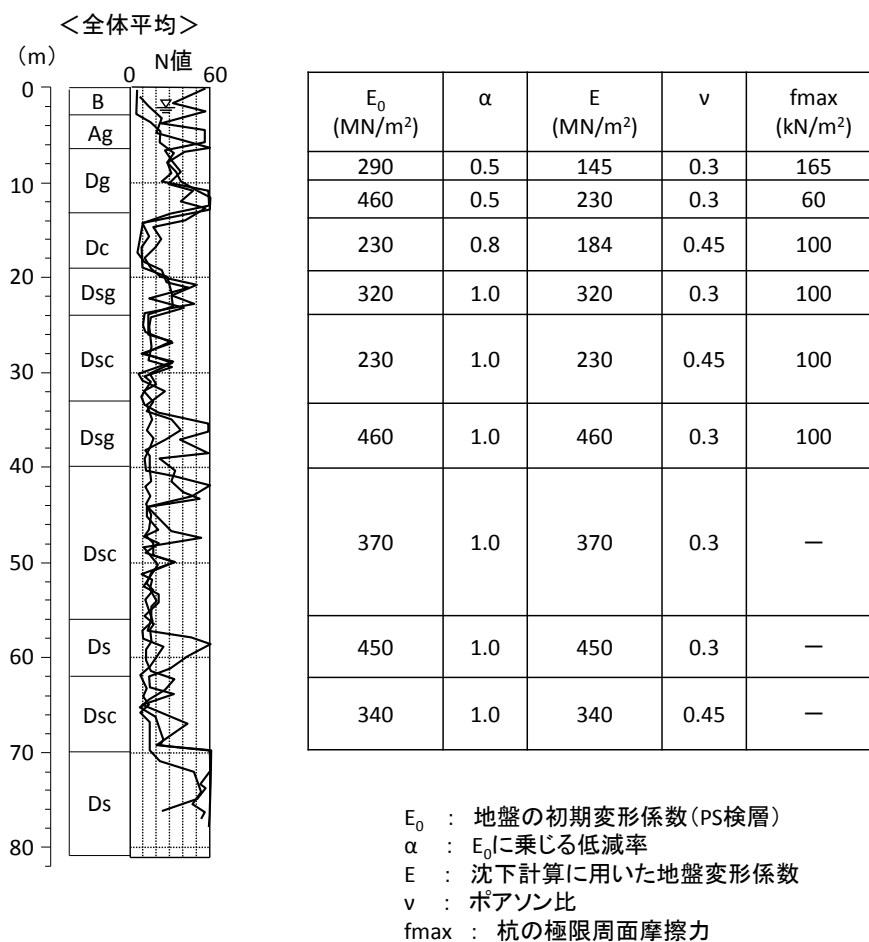


表-4.9.2 等価荷重面の位置

杭長(m)	25	30	35	平均
等価荷重面 (GL-m)	11.2	12.0	13.0	12.1

続いて、1スパンモデルで求めた等価荷重面の平均値を用いて、建築物全体の沈下解析を行った。解析モデルの要素分割および解析領域は、4.7章の全体解析モデル（図-4.7.1）と同一とした。地盤および基礎スラブは弾性ソリッド要素とし、地盤定数は1スパンモデルで用いた表-4.8.1とした。ただし、1スパンモデルで計算対象としていないGL-50m以深におけるPS検層の地盤変形係数に乘じる低減率は、GL-50m付近のDsc層の値を準用して1.0とした。荷重は、基礎スラブ上の杭頭位置に竣工時の柱軸力を等分布荷重として与えた。解析で得た竣工時の基礎スラブの沈下分布を図-4.9.2に示す。平均沈下量は14.2mmであり、基礎スラブ直下の実測値である15mmにほぼ対応している。しかし、沈下の分布状態は、杭-地盤-基礎スラブ連成系モデルでは図-4.7.7のように建築物中央部が最大沈下となる平面的に偏りのない分布であるのに対し、べた基礎置換モデルではA-①通りからD-④通りに向かって傾斜している。この差の理由は、実際の建築物外周部は中央部よりも長い杭が配置されているため沈下しにくい、べた基礎置換モデルでは平面位置による杭長の違いを考慮していないためである。

このように、パイルド・ラフト基礎の等価荷重面法による沈下解析は地盤を弾性体としてモデル化することにより有望であるが、比較的狭い領域で杭長が複雑に異なる場合には、不同沈下量の評価精度が低下することもある。

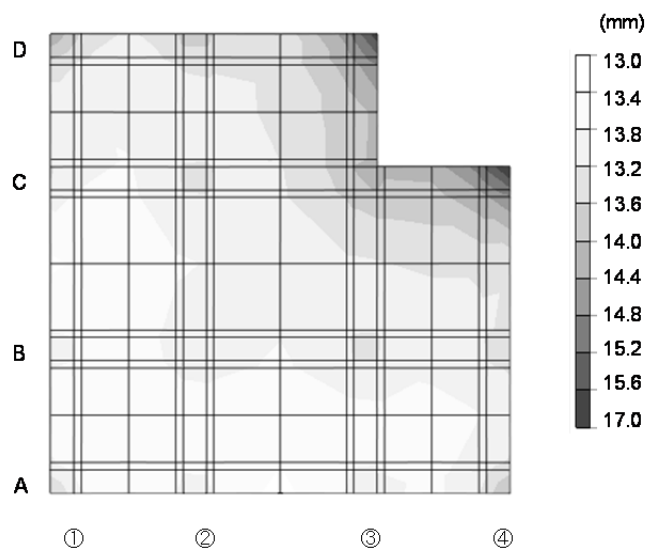


図-4.9.2 べた基礎置換モデルで評価した竣工時の基礎スラブの沈下分布

4.10 まとめ

硬質地盤上のパイルド・ラフト基礎を対象に、施工開始から竣工時までの提案法を用いた沈下モニタリングを実施し、次の知見を得た。

- 1) 従来から行われている施工中のみの空間分解能の低い沈下計測であっても、提案法により竣工後の基礎構造の性能評価に有用な竣工時の性能を評価できる。
- 2) 時間分解能が高い層別沈下計は基礎構造の沈下挙動を把握する上で有用であるが、震度5を超えるような大地震の際は、実際の地盤挙動とは異なる値を示すことが分かった。地震による性能低下を定量的に精度良く評価するには、レベル計測など他のセンサと組み合わせた計測が望ましい。
- 3) 杭軸力の計測において、外気温の変化および基礎スラブの硬化熱が杭頭軸力に与える影響は大きいことを確認した。精度よく性能評価を行うためには、杭頭だけでなく、温度の影響を受けにくい地中部の杭軸力の計測も重要である。
- 4) 節付き場所打ち杭の載荷試験を再現できる全応力解析のモデル化手法は、即時沈下のみ問題となる硬質地盤上のパイルド・ラフト基礎の沈下挙動の再現と沈下メカニズムの解明にも有効である。
- 5) 等価荷重面を導入したべた基礎置換モデルは、地盤を弾性体でモデル化することによりパイルド・ラフト基礎の全体解析モデルとして有望である。ただし、平面位置によって杭長が複雑に異なる場合には、べた基礎置換モデルの不同沈下量の評価精度は低下することがある。

以上のように、硬質地盤上のパイルド・ラフト基礎の性能評価において提案法が有望であることを確認できた。しかし、次の課題が残されている。

- 1) 実建築物において、竣工後も含めた長期沈下モニタリングに対する提案法の適用性を検討する。
- 2) 圧密沈下を生じる地盤条件での提案法の適用性を確認する。
- 3) 杭本数が多い実建築物の沈下解析で、全体解析モデルと部分解析モデルの使い分けの有効性を確認する。
- 4) 沈下計測による基礎スラブの平面的な沈下分布の把握と、沈下解析による沈

下分布の再現性を検討する。

続く第5章では上記4つ全ての課題も検討すべく、圧密沈下を生じる地盤上の建築物を対象に竣工開始から竣工後にわたる長期沈下モニタリングを実施し、性能評価を試みる。

第5章 圧密沈下を生じるパイルド・ラフト基礎の長期沈下モニタリングによる性能評価

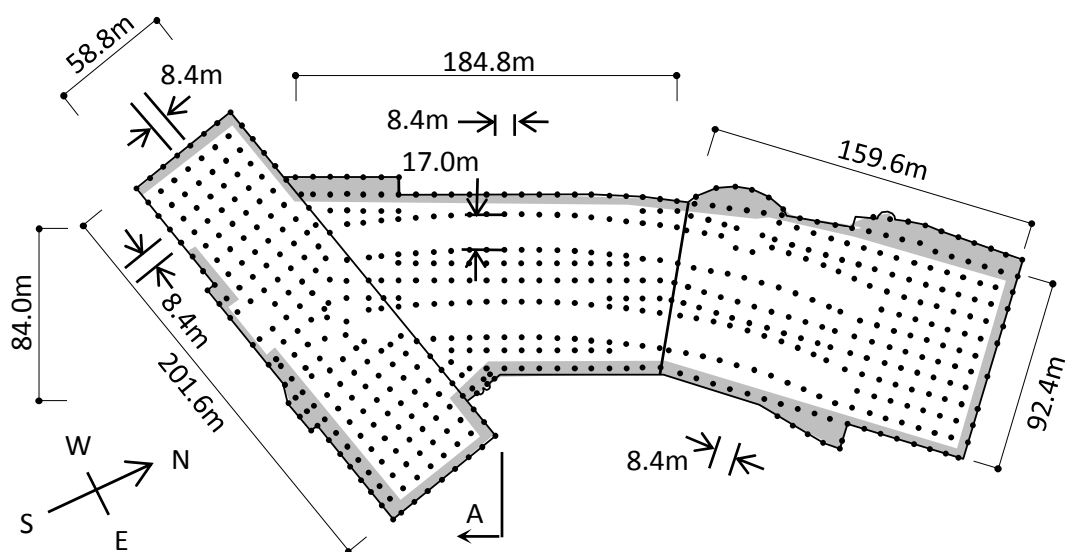
5.1 はじめに

第3章と第4章では、即時沈下のみ問題となる硬質地盤に建設された基礎構造に対して提案法が有望であることを確認した。続いて第5章では、竣工後も圧密沈下が進行する地盤上のパイルド・ラフト基礎を有する建築物に提案法を適用し、前章までに残された課題も含め実建築物に対する提案法の適用性を確認する。

対象建築物は、パイルド・ラフト基礎を有する低層の商業施設である。パイルド・ラフト基礎の沈下計測は国内外で数多く報告されているが、対象建築物のように軟弱地盤上に平面的な広がりをもつ、基礎スラブの柔性による局所的な沈下挙動が問題となる事例は見受けられない。沈下モニタリングの期間は、施工開始から竣工後2年までの2年9か月である。沈下計測で用いたセンサは、層別沈下計、ひずみ計、温度計、およびレベル計測の4種類である。沈下計測では埋設センサと外部からの遠隔計測を組合せている。沈下解析では、全体解析モデルと部分解析モデルを併用する。全体解析モデルとして等価荷重面を用いた3次元全応力解析を、部分解析モデルとして2次元有効応力解析を用いる。

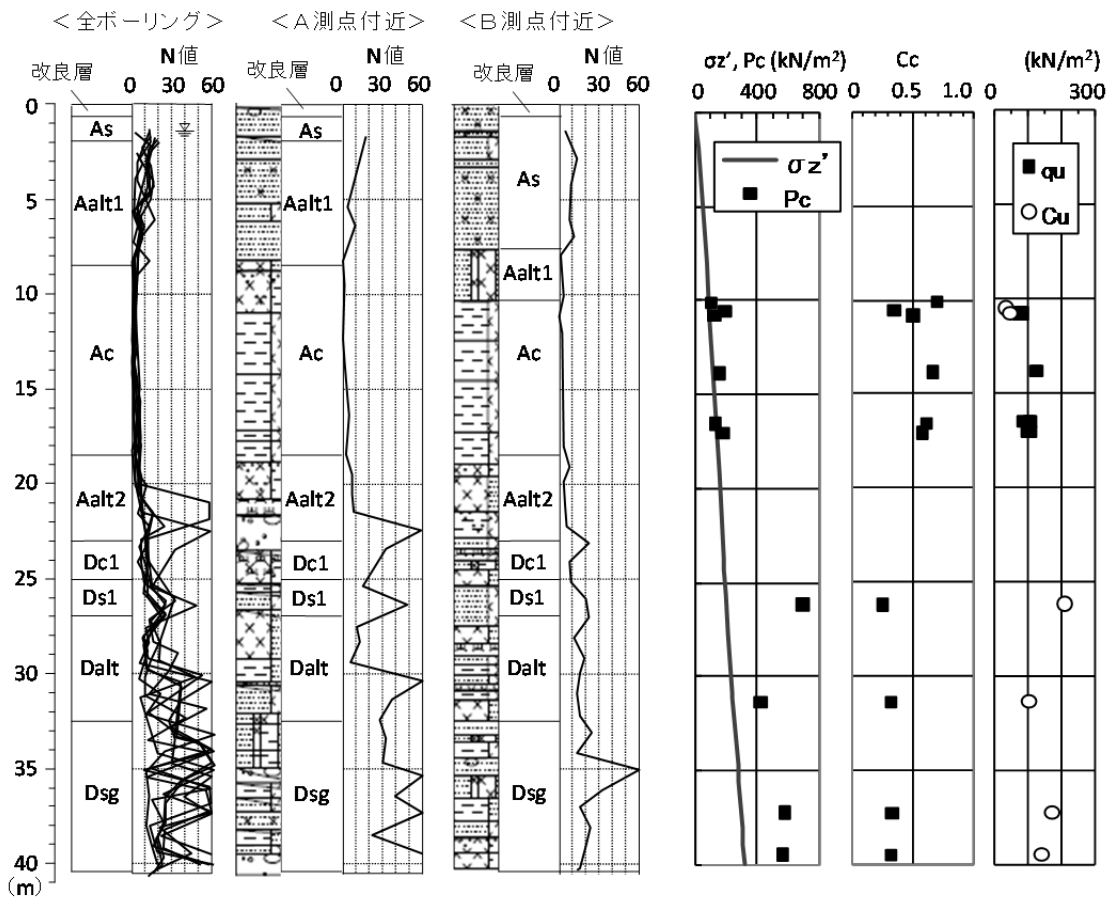
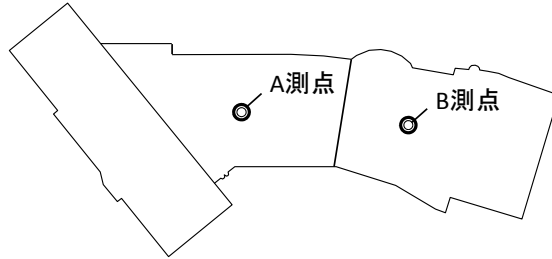
5.2 建築物と地盤条件

対象建築物は鉄骨造 2 階建ての商業施設^{5.1)}である。平面図を図-5.2.1 に示す。接地面積は約 40,000m² と大きい。杭間隔の基本は 8.4m であるが、建築物中央部には 17m の大スパンがある。地層構成および地盤調査結果を図-5.2.2 に示す。地表面から深さ 20m 付近までが沖積層、それ以深は砂質土と粘性土が互層をなす洪積層である。表層近くは、細砂が主体の A_s 層と、砂質シルトやシルト混じり細砂からなる A_{alt1} 層がやや不均一に堆積している。A_c 層は正規圧密状態のシルト質粘土で、層厚が 10m と厚い。全ボーリングデータを平均化した地層構成と A 測点付近の地層は類似している。表層は敷地造成時に厚さ 30cm の切土と盛土を行っている。荷重分布を図-5.2.3 に示す。上部構造が比較的軽いことから、基礎スラブの自重が全荷重の約 3 割を占めている。



杭長：内部(白色ゾーン)：22m、外周部(灰色ゾーン)：19m

図-5.2.1 平面図



σ_z' : 有効上載圧, Pc: 圧密降伏応力, Cc: 圧縮指数, qu: 一軸圧縮強度, Cu: 非排水せん断強度

図-5.2.2 地層構成と地盤調査結果

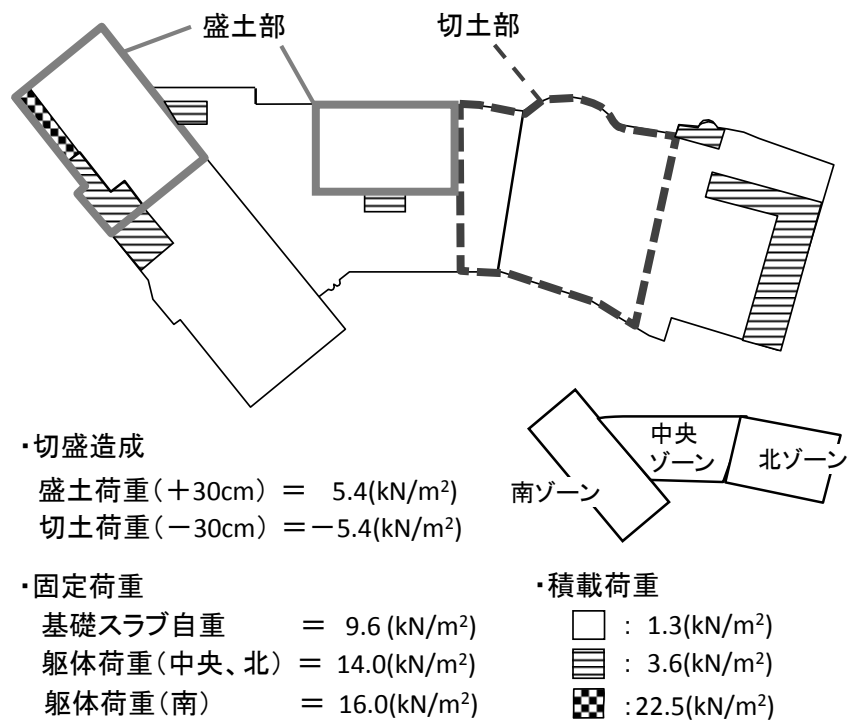


図-5.2.3 基礎スラブに作用する荷重分布

5.3 基礎形式

基礎形式は、べた基礎と摩擦杭を組み合わせたパイルド・ラフト基礎である。設計時の検討では、直接基礎にすると地盤の支持力は十分ながら、Cc 法^{5.2)}を用いた圧密沈下の試算で約 25cm の大きな沈下が予測された^{5.1)}。杭基礎と土間床の組合せにすると、明確な支持層がないため杭長が長く不経済になり、圧密沈下により土間床の不同沈下が生じる可能性も高い。以上の理由から、沈下抑止杭を有するパイルド・ラフト基礎が採用された。杭はプレボーリング拡大根固め工法の PHC 杭で、杭径はφ500～650mm、杭本数は 632 本である。杭長は、荷重が大きな中央部と南西隅角部では 22m、荷重が小さな外縁部では 19m である。設計目標は、長期荷重に対する各杭の荷重分担率が 80%、極限支持力に対する安全率が 1.3 と設定された。基礎スラブ厚は、応力が集中する杭近傍のみ 50cm、それ以外は 30cm である。不同沈下低減のため、スラブ直下の表層は 50cm の厚さでセメント系の浅層混合による地盤改良が行われた。

5.4 要求性能

対象建築物に用いる性能評価指標と建築物の性能評価指標と許容値を表 5.4.1 に示す。対象建築物は一般的な商業施設であり、第 2 章で示した表-2.5.1 から圧密沈下を生じる地盤における値を採用した。

表-5.4.1 性能評価指標と許容値（圧密沈下）

沈下現象	要求性能	障害種類	評価指標	許容値
過剰沈下 不同沈下	安全性	基礎および上部構造の損傷等	杭の軸力	極限支持力
			基礎スラブの変形角	10/1000 (rad)
	機能性	扉の開閉障害, 漏水, ライフライン停止, 歩行困難, 運搬困難, 積荷不安定, 仕上げ材の破断等	基礎スラブの絶対沈下量	100 (mm)
			基礎スラブの変形角	3/1000 (rad)
居住性	不快, 不安等	基礎スラブの変形角	5/1000 (rad)	

5.5 沈下計測

(1) 計測計画

施工中および竣工後に計測したデータの種類と計測期間を図-5.5.1 に示す。地盤には層別沈下計と温度計、杭にはひずみ計を埋設した。沈下に関しては、第4章の知見を踏まえ、層別沈下計とレベル計測を組合せた。基礎スラブ上に光学式レベル計のターゲットを設置し、沈下の遠隔計測を行った。表層は地盤改良されるため、基礎スラブ下に土圧計や水圧計を設置することはできなかった。埋設センサの平面位置を図-5.5.2、設置深度を図-5.5.3 に示す。いずれもコストと施工面から現実的な測点数に絞り込んでいる。層別沈下計は中央部の A 測点に、ひずみ計は A 測点と B 測点の杭（杭長 22m）に設置した。A 測点と B 測点はそれぞれ盛土部と切土部の代表点として、杭配置と杭頭荷重が類似している地点を選んだ。第4章の図-4.5.6 で示した杭軸力の計測結果からも分かるように、杭頭軸力は温度変化の影響を受けやすいので、温度補正を目的として地表面に温度計を設置した（図-5.5.4）。層別沈下計、ひずみ計、および温度計のデータ収集頻度は、竣工までは3時間ごと、竣工後は6時間ごととした。空間分解能は低いが時間分解能は十分といえる。データロガーは建築物の外観への配慮と建築物の使用状況の変化に応じて撤去しやすいよう建築物外部の階段下に設置した。計測ケーブルは基礎スラブ下に配線した（図-5.5.5）。レベル計測は図-5.5.1 に示したイベント時に実施した。基準点は建築物から 40m 離れた道路鉋とした。竣工後は建築物内部の計測が難しくなったため外縁部のみで計測した。この際、建築物の施工および使用を妨げないことを優先したため、基礎スラブ完成時から竣工後2年までの期間(図中の期間③)を同一測点で連続計測できたのは外縁部の3測点である。その他の測点は期間①あるいは期間②のみ計測した。このため、沈下計測の空間分解能は工事の進行とともに低下することになった。なお、竣工後の外縁部の測点は、通常は人の出入りが無い非常階段や機械室に設置した（図-5.5.6）。

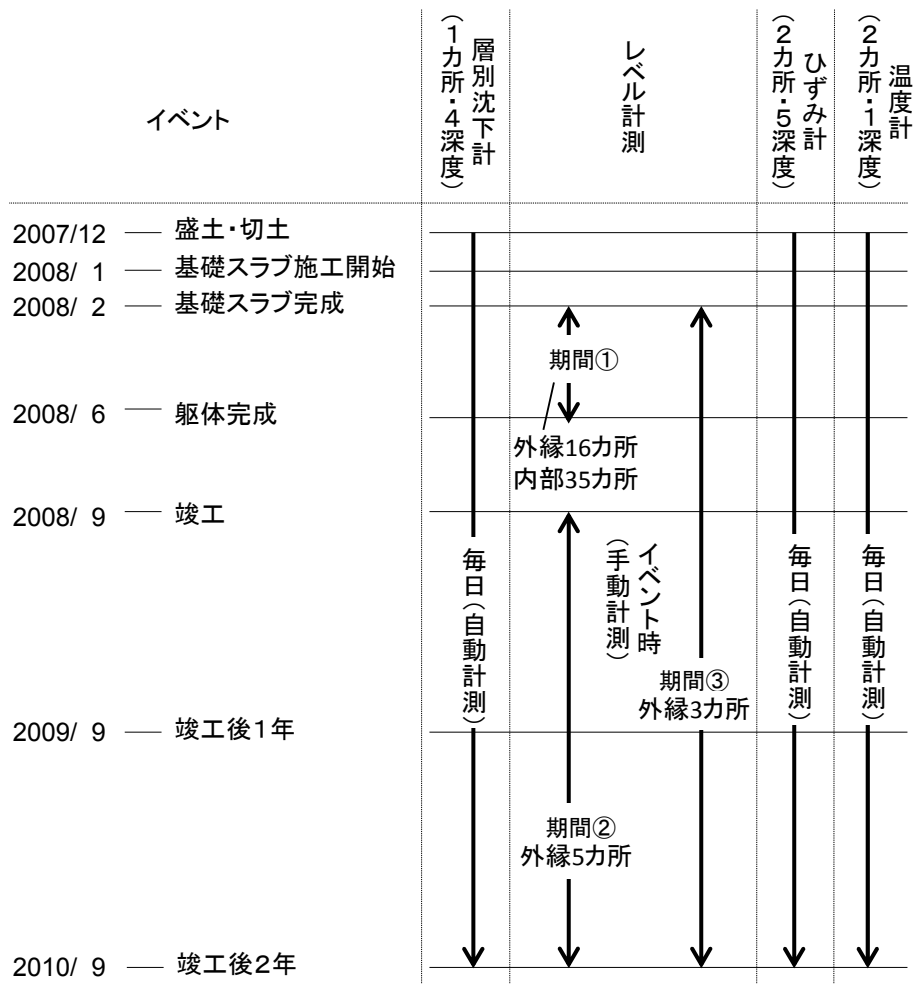


図-5.5.1 計測データの種類と計測期間

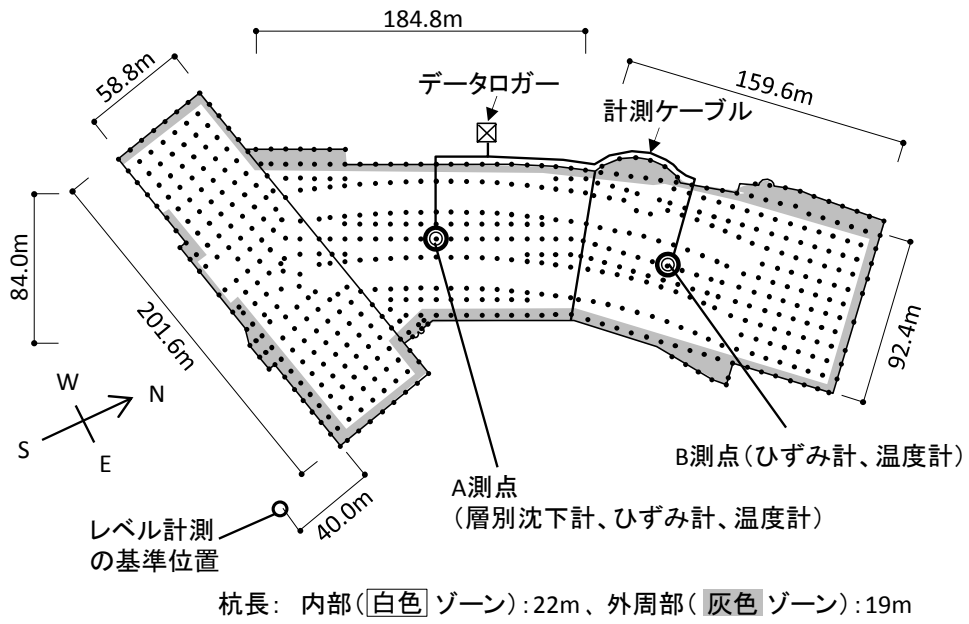


図-5.5.2 センサの設置位置

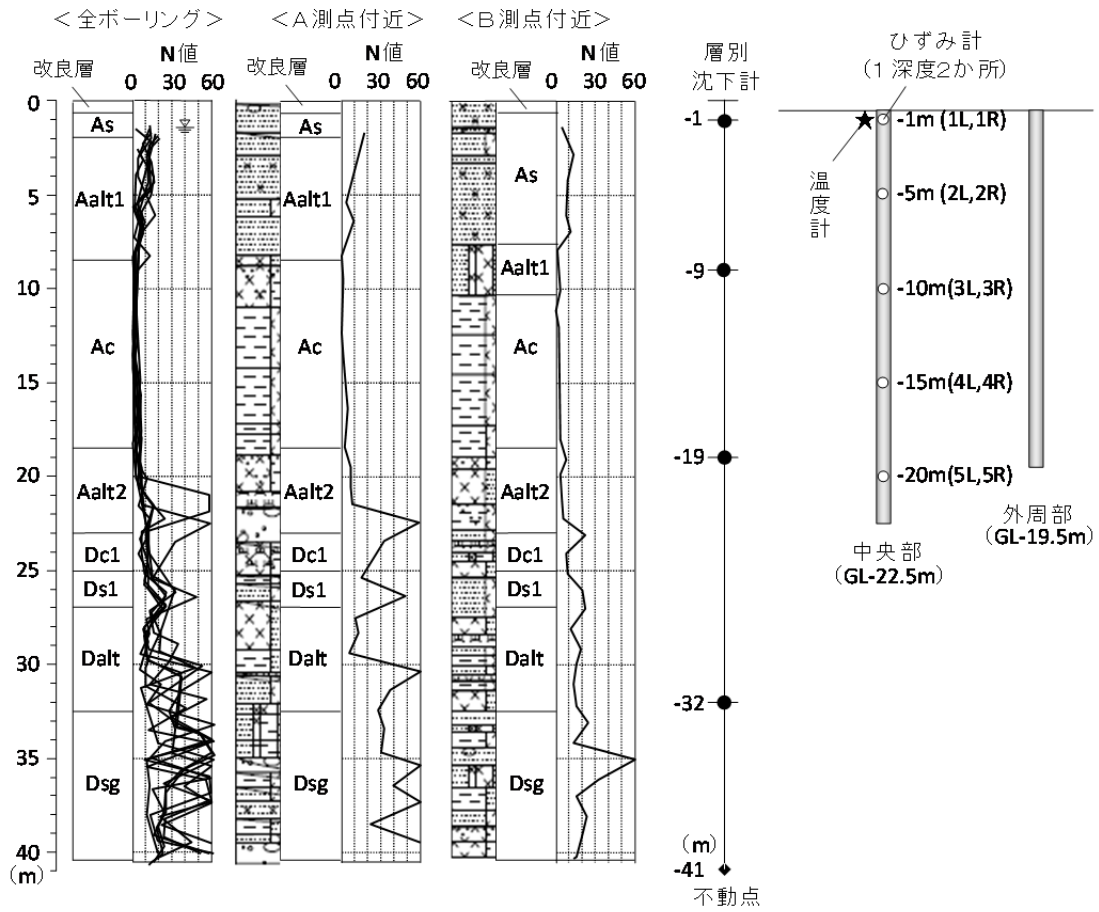


図-5.5.3 センサの設置深度

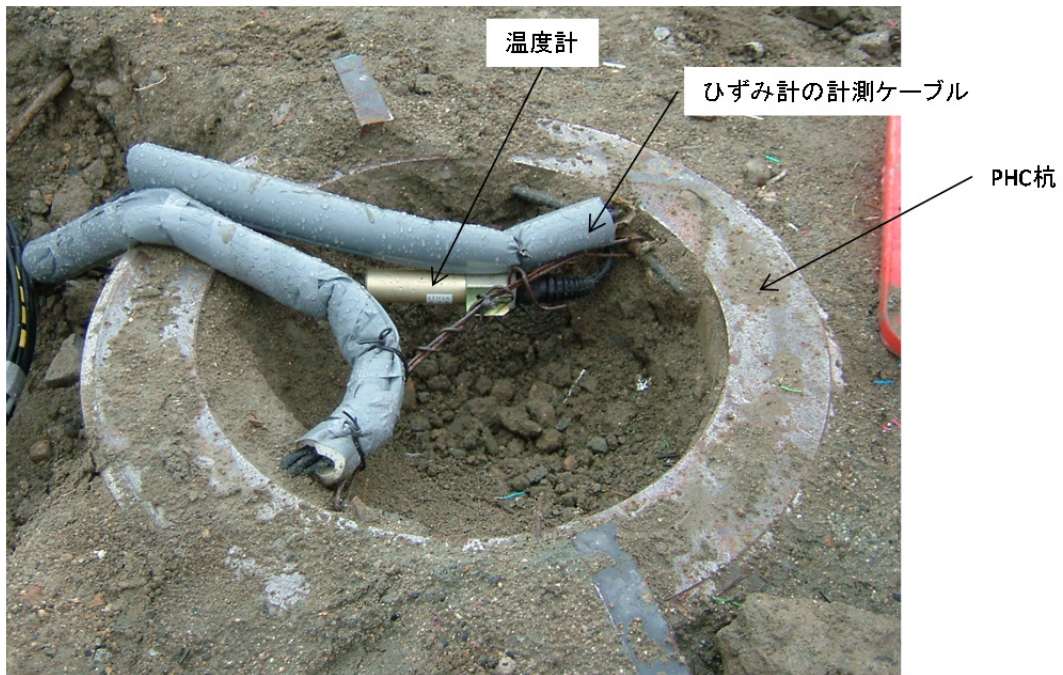


図-5.5.4 温度計の設置状況



図-5.5.5 計測ケーブルの配線状況



図-5.5.6 レベル計測のターゲット設置状況

(2) 基礎スラブ沈下の経時変化

層別沈下計で計測した沈下の経時変化を施工ゾーンごとの荷重とともに図-5.5.4に示す。沈下挙動は次の3つの期間に大別できる。

- a) 初期：施工開始時から基礎スラブ完成時まで。主に即時沈下。
- b) 進行期：基礎スラブ完成時から竣工時まで。荷重増加により即時沈下と圧密沈下が同時に進行。
- c) 安定期：竣工時以降。荷重が一定で、圧密沈下のみ進行。

施工時と使用時の計測を継続的に行うことにより、これら3段階の沈下状況を連続的に追跡できる。

設計時に圧密沈下が生じる地層として着目したのはGL-9~19mの A_c 層のみであったが^{5.1)}、計測により A_c 層の上下に位置する A_{alt1} 層と A_{alt2} 層でも沈下が生じていることがわかり、その傾向は竣工後2年たっても見られた。設計では、 A_{alt1} 層と A_{alt2} 層のシルトには砂が混じり、N値は5以上あったため、砂質土に近い性質を有すると想定していた。また、 A_{alt2} 層には微量の腐植土が混じっていたが、混入量が少なく、沈下に与える影響は無視できると考えられた。しかし、実際には、シルトの性質は粘性土に近く、腐植土の圧縮性は予想以上に大きく、 A_{alt1} 層と A_{alt2} 層は A_c 層よりも大きな沈下を生じる結果になった。

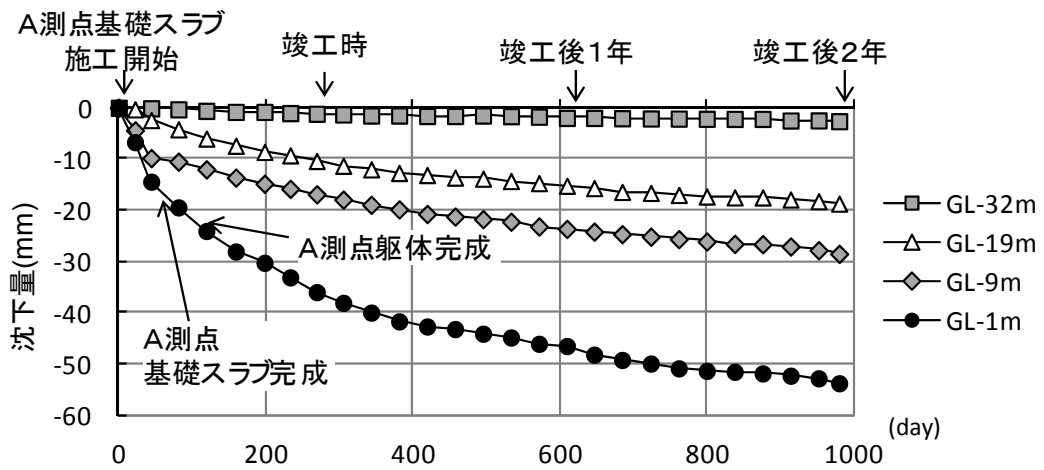
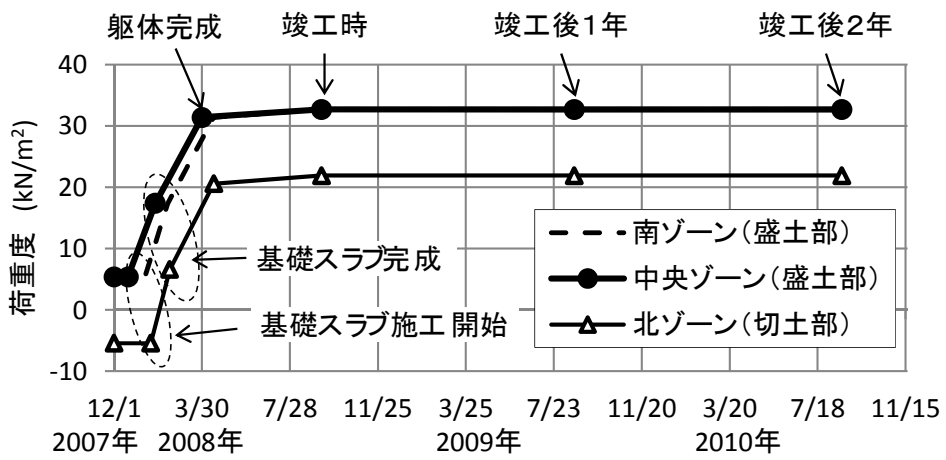
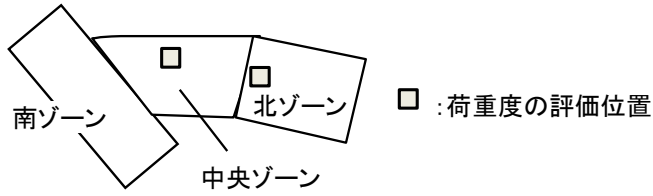


図-5.5.4 地盤沈下の経時変化 (層別沈下計、A測点)

レベル計測で得られた基礎スラブの沈下分布を図-5.5.5 に●印で示す。初期値は基礎スラブ完成時とした。躯体完成時までは全対象領域の計測が行えたので、A-A' から D-D' の4断面について示した。空間分解能が低いデータではあるが、基礎全体の沈下分布はおおむね図-5.2.3 の荷重分布に対応している。A 測点 (A-A' 断面の $X_1=42\text{m}$) のレベル計測は 22mm、層別沈下計の同期間の沈下量は 13mm と差があるが、レベル計測の結果には D_{sg} 層以深の沈下量も含まれており、対応は悪くない。

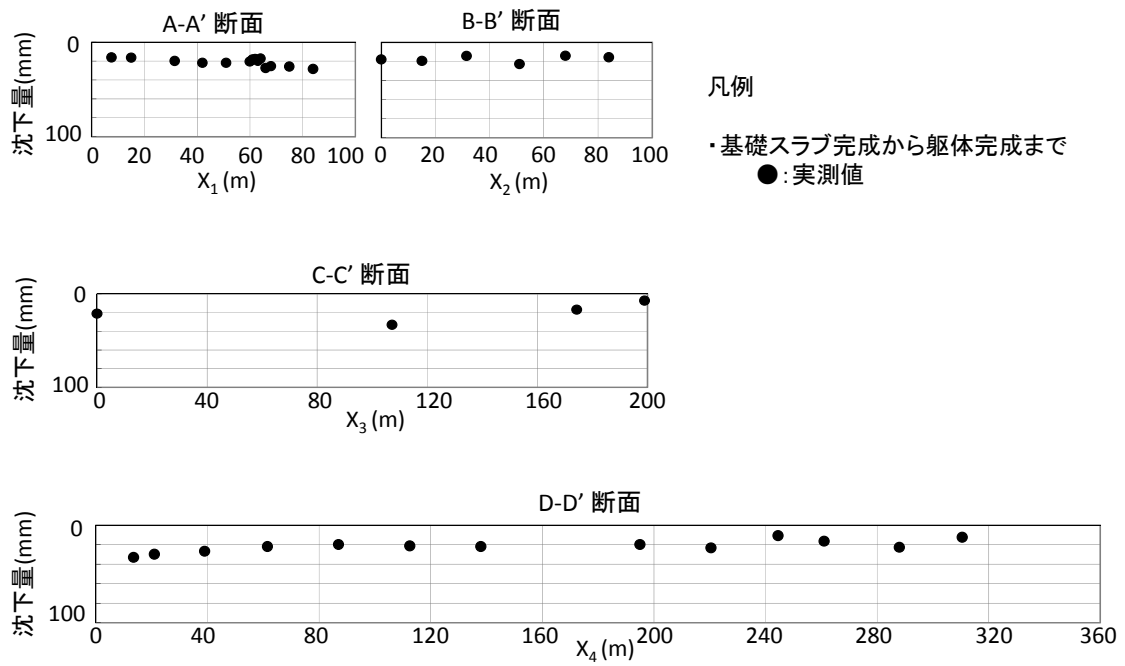
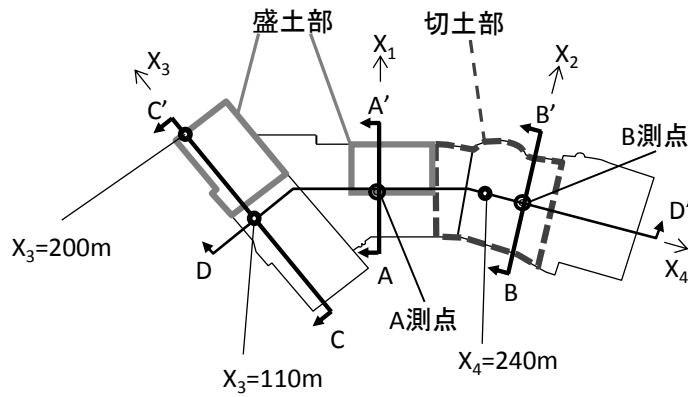


図-5.5.5 A-A'断面から D-D'断面における基礎スラブの沈下分布 (実測値)

基礎外縁部の竣工後1年と2年の沈下分布を図-5.5.6に示す。初期値は基礎スラブ完成時とした。○印で示した5測点では、施工を妨げないように測点を若干移動させ、図-5.5.1に示した期間①と期間②に分けて長期計測した。計測値に関しては、図-5.5.7に示すように、測点の移動によって欠落した躯体完成時から竣工時の沈下量は、層別沈下計で得られた基礎スラブ完成時、躯体完成時、および竣工時の沈下量の比率を、基礎スラブ完成時から躯体完成時の沈下量に乗じて概算した。沈下分布はおおむね図-5.2.3の荷重分布と対応し、竣工後1年と2年では測点間の大小関係に変化はなかった。C-C'断面の $X_3=200\text{m}$ 付近の沈下量は、基礎スラブ完成時にはスラブ下の地盤領域で最小だったが、竣工後は最大となった。これは、躯体完成後に機械室が設けられ、積載荷重が大幅に増加したためである。このように、レベル計測で得られた沈下分布は載荷過程にも依存している。測点④の沈下量は荷重の大きさに対して若干小さめである。これは、ボーリングデータを参照すると、 A_c 層の厚さがこの近傍で薄くなっているためと考えられる。

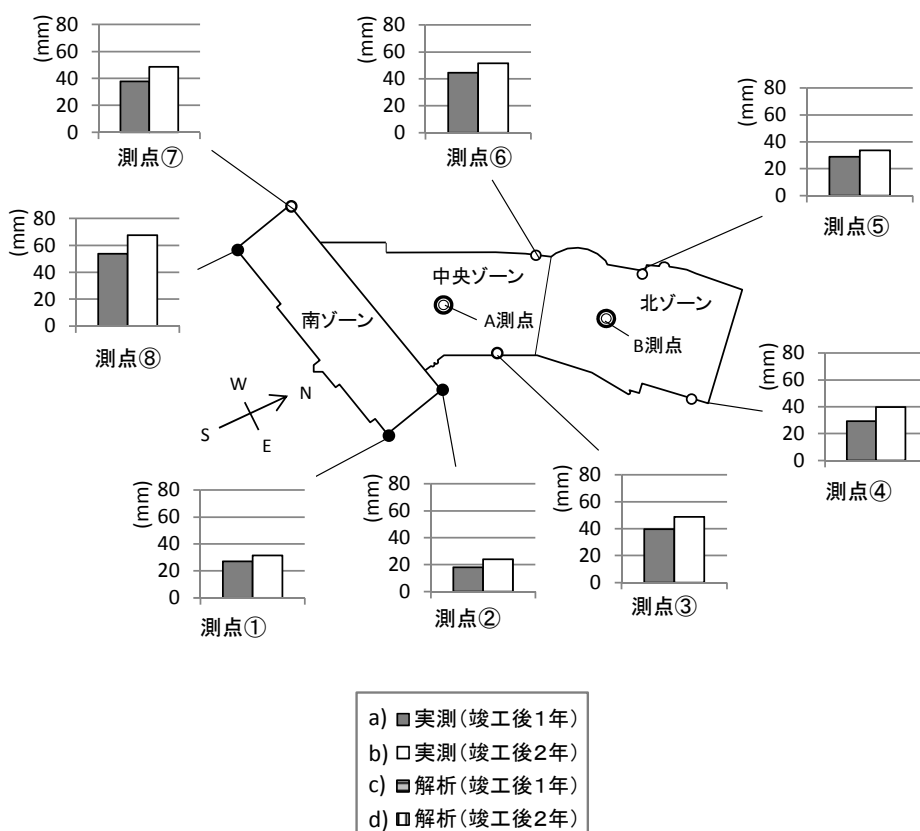


図-5.5.6 基礎スラブ外縁部の沈下分布（実測値）

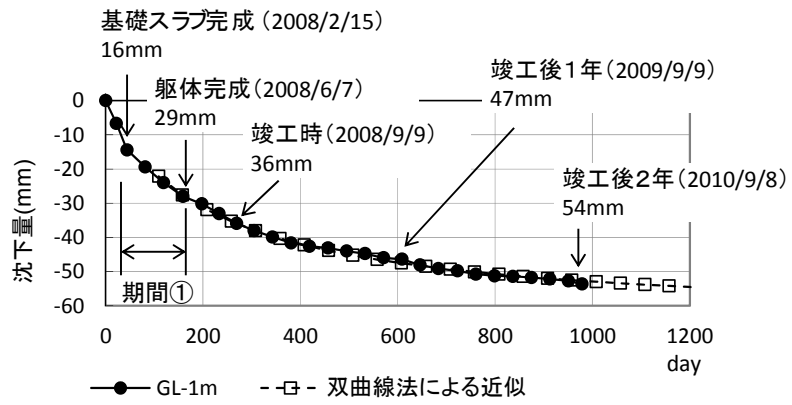


図-5.5.7 地盤沈下の経時変化（層別沈下計、A測点）

(3) 杭軸力の経時変化

ひずみ計で計測した杭の鉛直ひずみの経時変化を、杭頭部で計測した温度とともに図-5.5.8 に示す。温度は、冬季の基礎スラブ打設時にはコンクリートの硬化熱で 25℃前後まで急激に上昇したが、すぐに外気温近くまで低下した。その後は夏季の竣工まで外気温に対応して上昇し、竣工後は年中無休で空調が運転されていたため 20℃前後で推移している。竣工後の杭の鉛直ひずみは 1 年周期の外気温変動を反映している。杭頭および杭先端は半固定状態であり、杭頭では 1℃の温度上昇で約 5 μ の圧縮ひずみが生じていた。軸力評価では無視できない量であるため、杭頭のみ温度補正を行った。

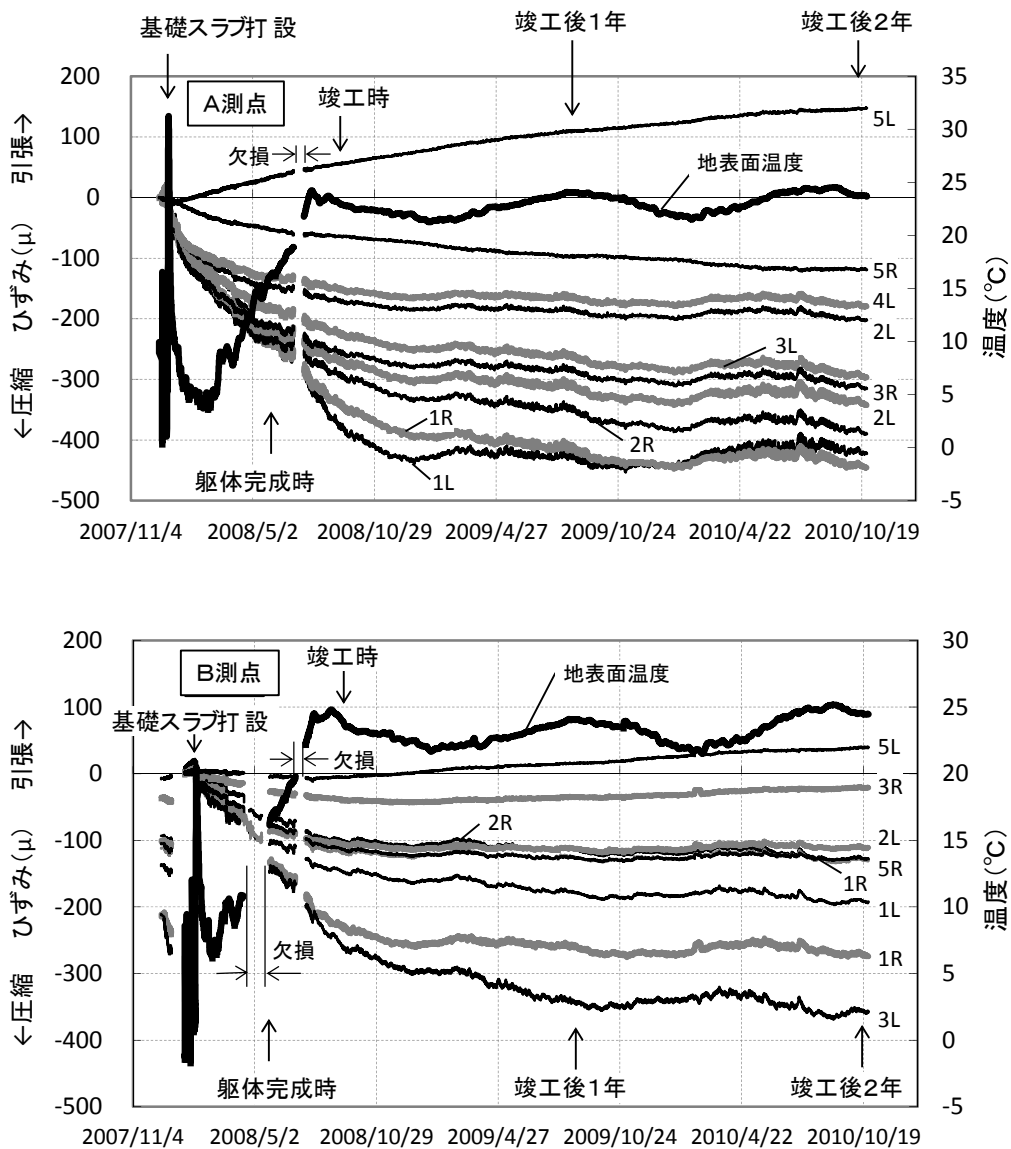


図-5.5.8 杭の鉛直ひずみと地表面温度の経時変化

補正後の軸力深度分布を図-5.5.9に示す。A測点とB測点は杭配置と作用荷重が類似しているが、B測点の杭頭軸力はA測点の約5割と小さい。B測点の表層近くは、軟弱な A_{alt1} 層が薄いため、A測点よりも剛性が高く、地盤が荷重を負担しやすいと考えられる。竣工後2年において、A測点では杭が設計荷重のほぼ全てを、B測点では約4割を負担している。層別沈下計の杭頭位置の沈下と杭頭軸力の経時変化を図-5.5.10に示す。初期と進行期において、杭頭軸力は沈下とともに増加しているが、安定期に入ると収束傾向が認められる。

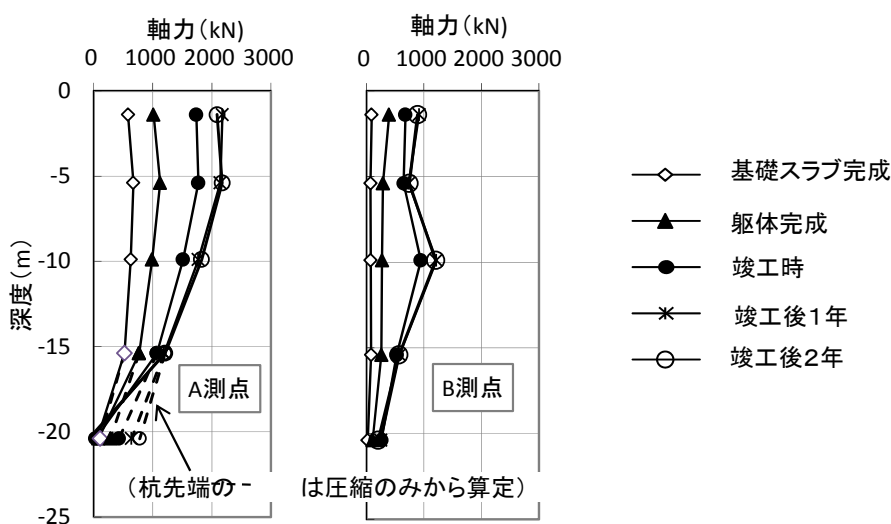


図-5.5.9 軸力深度分布の経時変化（実測値）

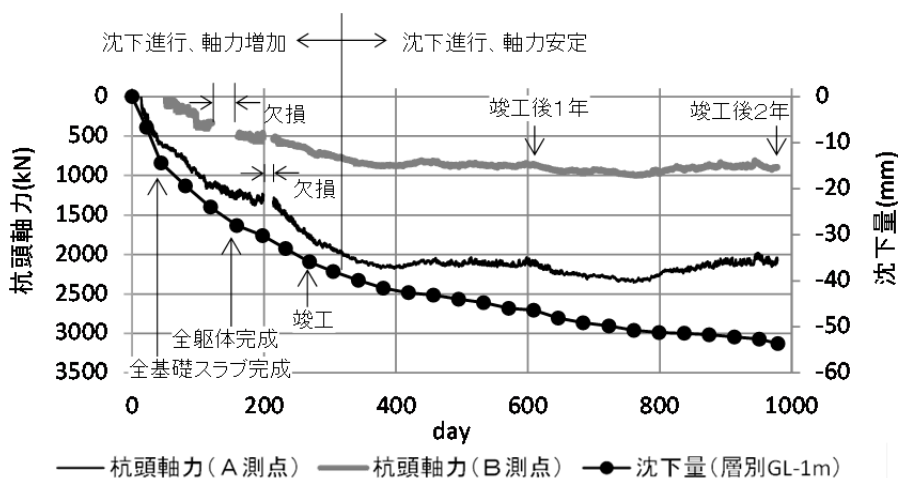


図-5.5.10 杭頭軸力と地盤沈下の経時変化

施工中は計測ケーブルの断線に注意をしていたが、施工機械による計測ケーブルの断線を2度経験した。幸い復旧可能であったが、埋設センサは故障時に埋設し直すことがほぼ不可能である。光学式レベル計による外部からの遠隔計測は埋設センサよりも時間分解能は劣るが、センサの故障で計測不能とならない点で長期沈下モニタリングにおいて有用である。

5.6 沈下計測に基づく構造性能評価

レベル計測の結果によれば、沈下の初期値を基礎スラブ完成時としたとき、躯体完成時の測点間の最大変形角は $0.5/1,000\text{rad}$ である。D—D' 断面の $X_4=240\text{m}$ 付近で生じており、安全性の許容値の 5%、機能性の許容値の 17%、居住性の許容値の 10% である。躯体完成時の最大沈下量は C—C' 断面の $X_3=110\text{m}$ 付近で 33mm となり、機能性の許容値の 33% である。躯体完成時の変形角と沈下量は要求性能を十分に満たしている。竣工後 2 年になると、外縁部測点間の最大変形角は測点②と③の間で $0.4/1,000\text{rad}$ となった。外縁部のみの評価ではあるが、変形角に関するすべての許容値に対して躯体完成時と同等の余裕度を保っている。竣工後 2 年において、外縁部の最大沈下量は測点⑧で 68mm となった。機能性の許容値の 68% に達しており、今後、維持管理で注意が必要である。また、杭軸力は最大で極限支持力 ($2,500\text{kN}$) の 85% であり、余裕度は十分とは言えない。層別沈下計 (A 測点) の GL—1m の沈下量に、双曲線法^{5.3)}を適用して近似曲線を求めた (図-5.5.7)。近似曲線から予測される最終沈下量は 59mm となった。予測最終沈下量と竣工後 2 年の実測沈下量から竣工後 2 年の圧密度は 90% 強と評価され、この段階で圧密沈下はおおむね終了したといえる。

5.7 沈下解析

パイルド・ラフト基礎の圧密沈下挙動を詳細に把握するには、杭－基礎スラブ－地盤連成系の3次元有効応力解析が望ましい^{5.4) 5.5)}。しかし、対象建築物は大規模で杭本数も多いこと、さらに時間の経過とともに沈下が進行しモデル更新が必要になることを考慮すると、3次元有効応力解析を何度も繰り返すことは現実的ではない。本研究では、基礎スラブ－地盤連成系の3次元全応力解析により、基礎スラブ全体にわたる沈下挙動を把握した上で、杭－基礎スラブ－地盤連成系の2次元有効応力解析により、各杭の分担軸力の変化と間隙水圧の消散過程を追跡し、局所沈下挙動を推定する。

5.7.1 全応力解析による全体沈下挙動の評価

(1) 初期モデル

杭を含む基礎全体をべた基礎に置換（以下、べた基礎置換モデルと呼ぶ）して、3次元全応力弾性解析により基礎スラブの全体沈下挙動を推定する。この際、基礎スラブと杭を介して地盤に伝わる荷重の仮想作用面としての等価荷重面を用いる。解析モデルを図-5.7.1に示す。水平方向は、基礎スラブ面積 A の平方根 $A=200\text{m}$ の距離を基礎外縁から確保し、鉛直方向は等価荷重面から A の深度を底面とした。境界の自由度は、側方を鉛直ローラー、底面を水平ローラーとした。地盤モデルは成層とし、地層構成は基礎スラブ下を代表する A 測点付近を採用した。GL-41m 以深は D_{sg} 層が連続していると仮定した。杭間の不同沈下量を評価するため、全ての杭中心を通るように要素分割した。地盤と表層改良部は弾性ソリッド要素とした。杭は密実な弾性ソリッド要素とし、中空の PHC 杭と鉛直剛性が等価なヤング係数を設定した。基礎スラブは弾性シェル要素を用いた。荷重は図-5.2.3 に示した各領域の平均荷重を用いた。地盤変形係数と等価荷重面は、スパン長 8.4m の1スパン分を計算対象とし、杭－基礎スラブ－地盤連成系モデルとべた基礎置換モデルを用いて設定した。荷重は A 測点の値を用いた。杭－基礎スラブ－地盤連成系モデルにより、層別沈下計で計測した複数の深度における沈下量を再現するように地盤変形係数を決定した。砂質土の地盤変形係数は、PS 検層により得られた初期値に、ひずみレベルに応じた低減率^{5.2)}を乗じて算定した。粘性土の地盤変形係数は、圧密試験の体積圧縮係数を参考に試行錯誤的に求めた。

杭と地盤の接触面にはインターフェース要素を設けて杭周面の滑りを評価した。等価荷重面の位置は、べた基礎置換モデルの沈下量が杭-基礎スラブ-地盤連成系モデルの沈下量と同じになるように決定した。いずれも基礎スラブの平均沈下量を用いている。

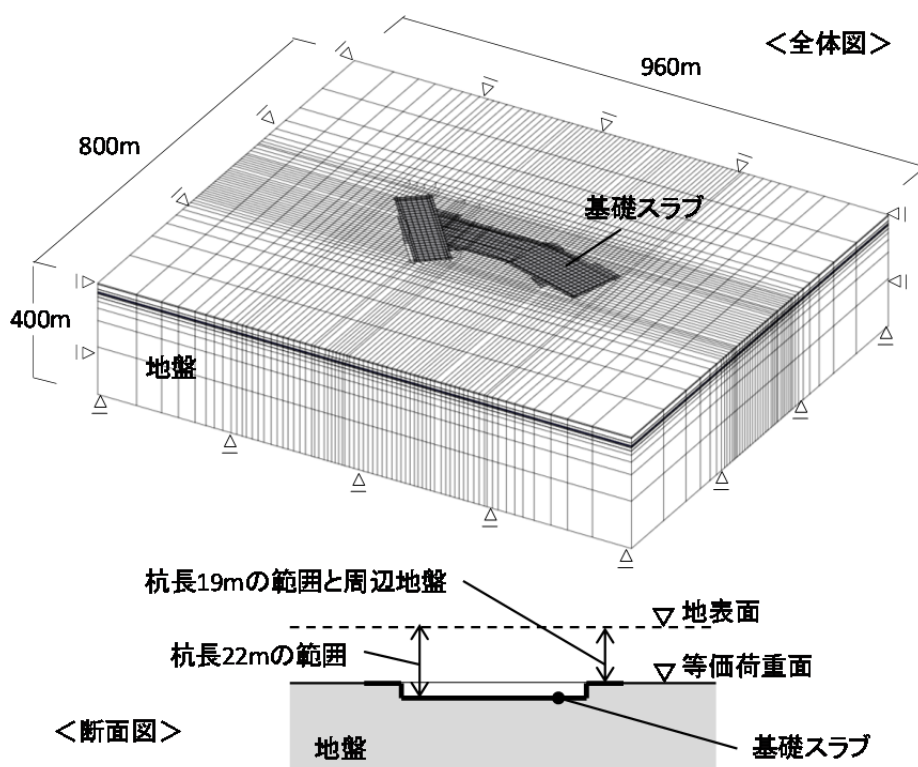


図-5.7.1 全応力解析モデル（べた基礎置換モデル）

(2) モデル更新

全応力解析では、地盤変形係数の変化に着目してモデル更新を行う。ポアソン比も沈下進行に伴う地盤の間隙比の減少により変化するが、沈下挙動に対してより感度が高い地盤変形係数を選択した。モデル更新は図-5.5.1 に示したイベント時に行った。地盤変形係数の変化を表-5.7.1 に示す。本解析の地盤変形係数の更新には弾性解析によって地盤の応力とひずみの非線形性を追跡するという意味があり、地盤変形係数は各イベント時の応力とひずみの関係を表す等価ヤング係数である。よって、砂質土では地盤剛性のひずみ依存性に応じて、粘性土では荷重変化がなくとも沈下が進行する挙動を表現するために、時間経過とともに地盤変形係数の低減が必要である。モデル更新の結果、地盤変形係数は全ての地層で時

間経過とともに減少している。砂質土層は即時沈下し、その後の変化もないため、基礎スラブ完成時と躯体完成時のみ修正した。地盤変形係数の初期値に乗じる修正比は、 A_s 層では0.7から0.3へと大きく変化し、 D_{s1} 層では0.7から0.5への変化、 D_{sg} 層では0.9で一定となった。粘性土層ではイベントごとに修正した。地盤変形係数の修正比は、 A_{alt1} 層で0.05から0.02、 A_{alt2} 層で0.06から0.02、その他の層は0.13から0.04へと変化し、修正比の絶対値は砂質土よりも大幅に小さい。 A_{alt1} 層と A_{alt2} 層の修正比がその他の粘性土層よりも小さくなった理由は、砂質土を多く含むため圧密沈下の進行が速いことと、基礎スラブと杭先端に近くひずみレベルが大きいことである。

地盤変形係数とともに、等価荷重面の位置も更新した。等価荷重面の位置の変化を表-5.7.2に示す。基礎スラブ完成時、躯体完成時、および竣工時に更新した。等価荷重面の深度は、杭長22mでは全期間を通して A_c 層に、杭長19mでは基礎スラブ完成時が A_c 層、躯体完成以降は A_{alt1} 層に位置している。

表-5.7.1 全応力解析のための地盤定数

	E_0	E 基礎スラブ 完成時	E 躯体 完成時	E 竣工時	E 竣工後 1年	E 竣工後 2年	ν	fmax
	(MN/m ²)	(MN/m ²)	(MN/m ²)	(MN/m ²)	(MN/m ²)	(MN/m ²)		(kN/m ²)
改良層	—	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0	0.26	25
A_s	173.0	120.0	52.0	52.0	52.0	52.0	0.33	25
A_{alt1}	85.0	4.0	3.0	2.0	1.4	1.3	0.33	25
A_c	83.0	10.0	10.0	10.0	9.0	8.5	0.45	60
A_{alt2}	134.0	8.0	8.0	6.0	4.0	3.0	0.33	60
D_{c1}	114.0	20.0	20.0	17.5	11.0	9.0	0.45	—
D_{s1}	249.0	175.0	125.0	125.0	125.0	125.0	0.33	—
D_{alt}	230.0	30.0	30.0	17.5	11.0	9.0	0.33	—
D_g	300.0	270.0	270.0	270.0	270.0	270.0	0.33	—

■は修正箇所 E_0 : PS検層により得られた地盤変形係数、E: 全応力解析用の地盤変形係数、 ν : ポアソン比、fmax: 極限杭周面摩擦力度

表-5.7.2 等価荷重面の位置

	基礎スラブ 完成時	躯体 完成時	竣工時	竣工後 1年	竣工後 2年
	(GL+m)	(GL+m)	(GL+m)	(GL+m)	(GL+m)
杭長22m	-11.5	-11.5	-8.5	-8.5	-8.5
杭長19m	-9.5	-6.5	-7.5	-7.5	-7.5

(3) 全体沈下挙動のメカニズム

図-5.7.2 と図-5.7.3 に示したように、躯体完成から竣工後2年まで、解析値は沈下分布の計測値をほぼ再現できている。等価荷重面の位置は杭長に応じて若干異なるが、大局的には沈下の初期から安定期に移行するにつれて上方に移動している。沈下の進行に伴って荷重が基礎スラブから杭へ移動する際、上向きの杭周面摩擦力の増分が、下向きの杭軸力の増分を上回ったためである。安定期には、粘性土の地盤変形係数は沈下の進行に伴い減少するが、等価荷重面の移動はなかった。計測でも観察されたように、沈下が進行しても杭の荷重分担率は安定していることに対応している。

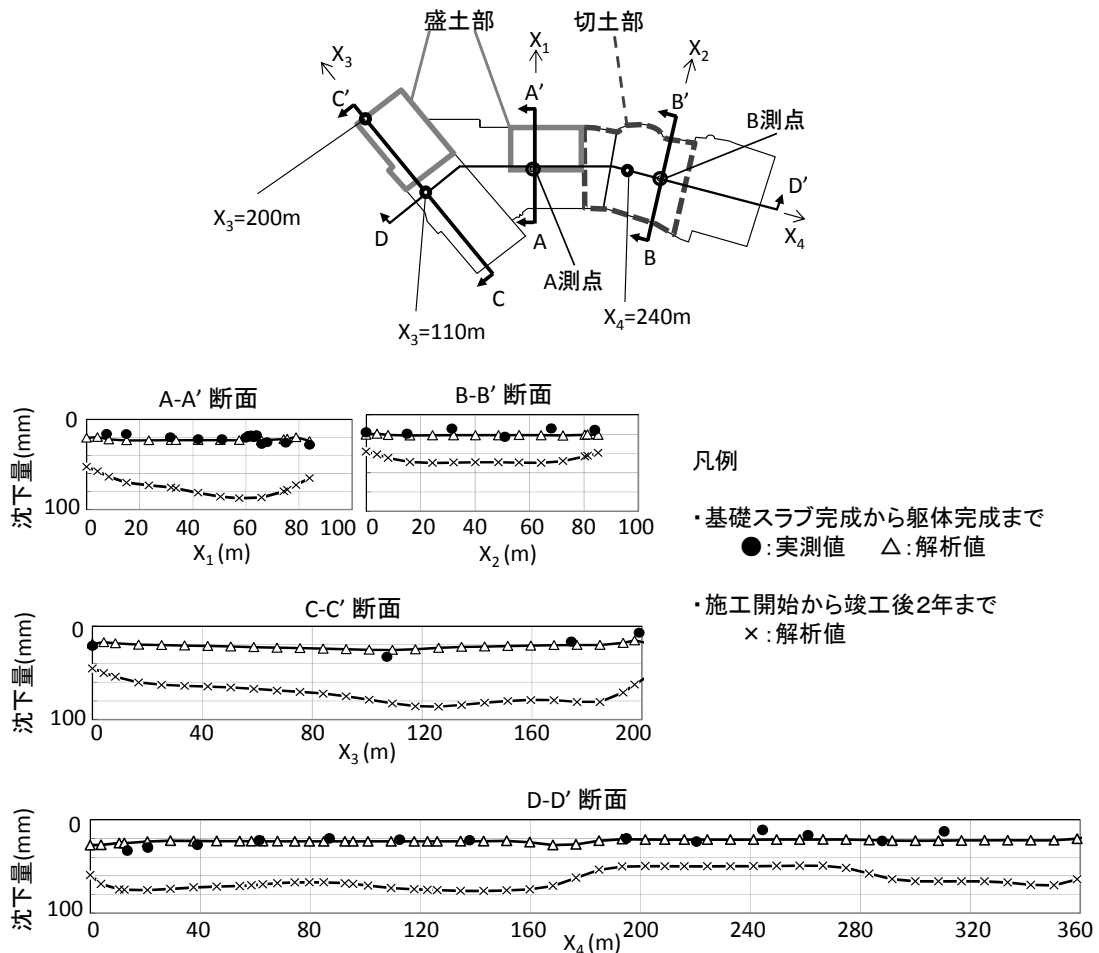


図-5.7.2 A-A'断面から D-D'断面における基礎スラブの沈下分布
(実測値と解析値)

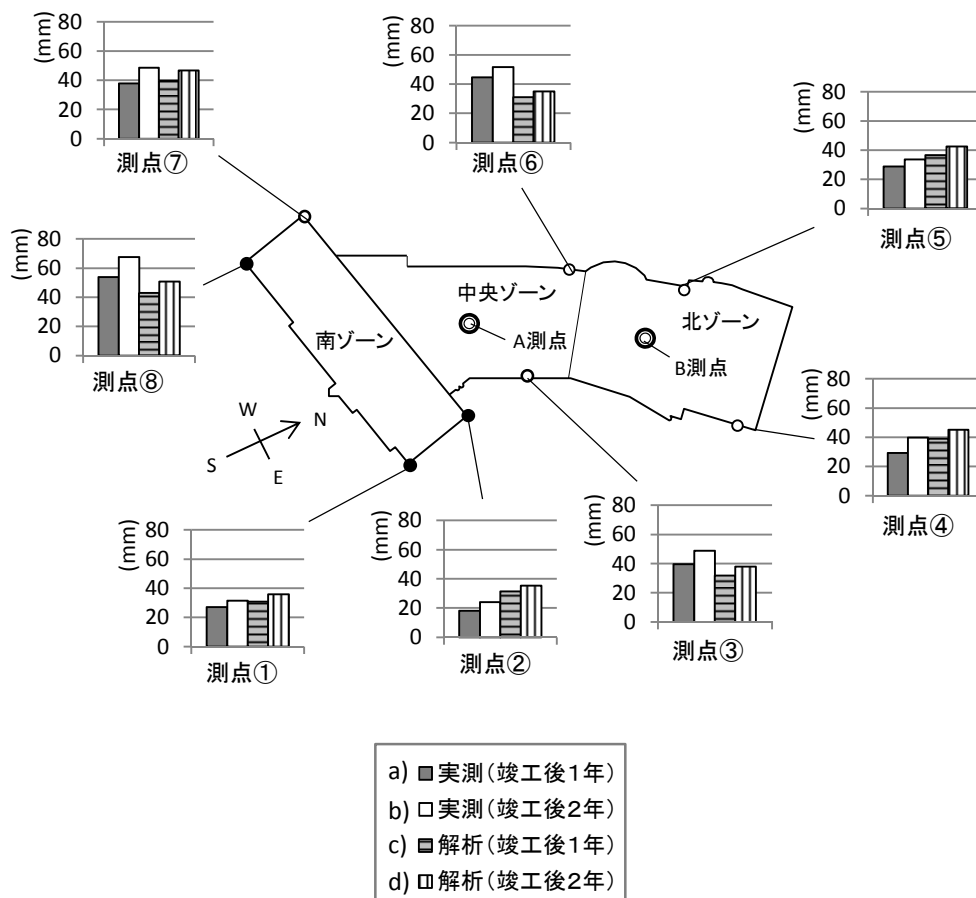


図-5.7.3 基礎スラブ外縁部の沈下分布（実測値と解析値）

基礎スラブ完成時、躯体完成時、および竣工後2年の沈下分布を図-5.7.4に示す。基礎スラブ完成時には、基礎スラブ自重が全領域で均等に作用しており、沈下分布の局所性は切盛造成のみに起因している。躯体完成時には、沈下の絶対量の増加に伴って、外縁部と中央部の沈下差が増加している。竣工後2年になると、積載荷重が大きな領域の沈下が顕著になっている。全ての杭間変形角の経時変化を見ると、基礎スラブ完成時は $0.5/1000\text{rad}$ 以下が95%、全ての杭間で $1/1000\text{rad}$ 以下と非常に小さい。躯体完成時は $0.5/1000\text{rad}$ 以下が92%、 $1/1000\text{rad}$ 以下が98%と、変形角が $1/1000\text{rad}$ を超える箇所が一部で発生する。竣工後2年になると $0.5/1000\text{rad}$ 以下は80%とやや割合が下がるが、98%が $1/1000\text{rad}$ 以下に収まっている。最大変形角は、躯体完成時と竣工後2年のいずれも北ゾーン東側と南ゾーン南側の外縁突出部で $2/1000\text{rad}$ となっており、躯体完成時以降に大きな変化は見られない。

計測によれば、杭の荷重分担率は大きく、領域によっては杭基礎に近い支持機構といえる。しかし、べた基礎置換モデルにより基礎スラブの沈下挙動はほぼ再現できており、対象建築物のように杭長に対して基礎スラブの平面規模が大きい場合は、べた基礎近似モデルにより基礎スラブの全体沈下挙動を十分に推定可能である。パイルド・ラフト基礎の沈下挙動は杭長に対して基礎スラブの平面規模が大きいほど直接基礎の沈下挙動に近づくという既往の知見^{5,6)}とも整合している。また、基礎下は粘土やシルトが複雑に狭在する互層であるが、基礎の広がり比べて各層厚が相対的に薄く、全体沈下挙動への影響が小さいことがわかる。このことは、成層地盤モデルを用いたことの妥当性を示している。

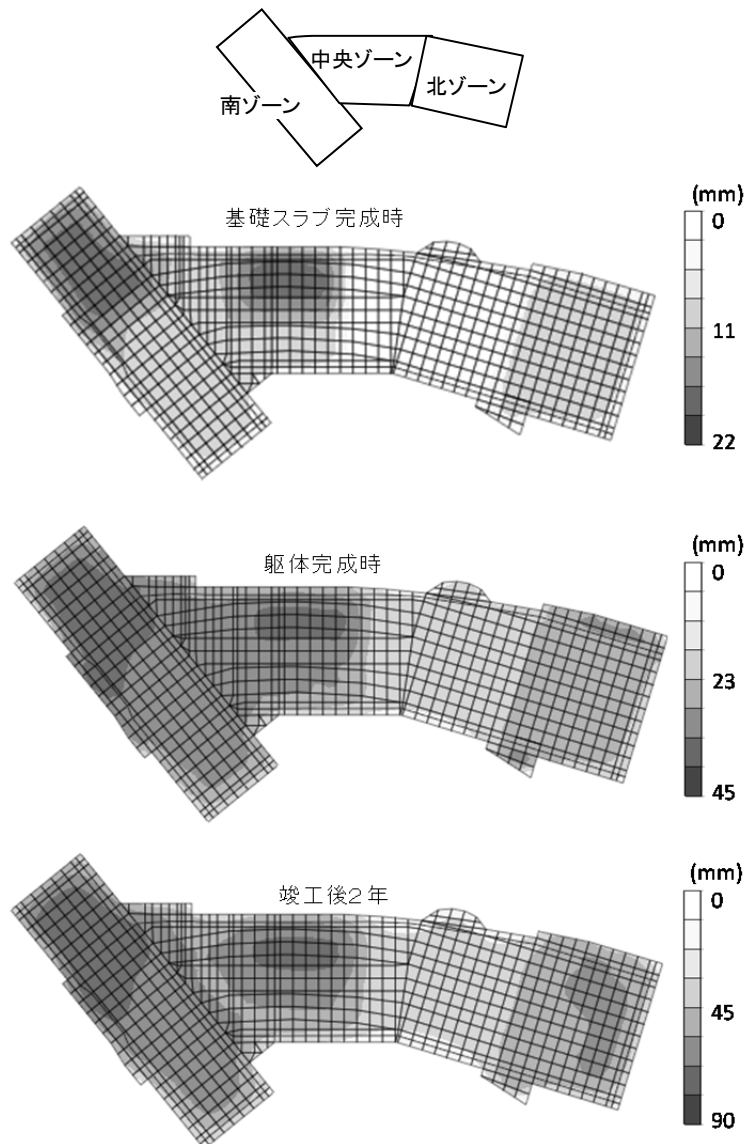


図-5.7.4 基礎スラブ沈下分布の経時変化

5.7.2 有効応力解析による局所沈下挙動の評価

(1) 初期モデル

全応力解析では局所的な地層構成の違いが沈下挙動に与える影響を無視したが、計測の結果、A 測点と B 測点の軸力の差が進行期に顕著になった。この原因を検討するために、地層構成が異なる図-5.7.5 の A-A' 断面と B-B' 断面に着目し、2次元有効応力解析を行った。A-A' 断面は A 測点を、B-B' 断面は B 測点を含んでいる。躯体完成時までは荷重と温度の変化が激しくパラメータの値を決定しづらかったため、有効応力解析は荷重変化が安定するのを待ち、躯体完成以降に行った。

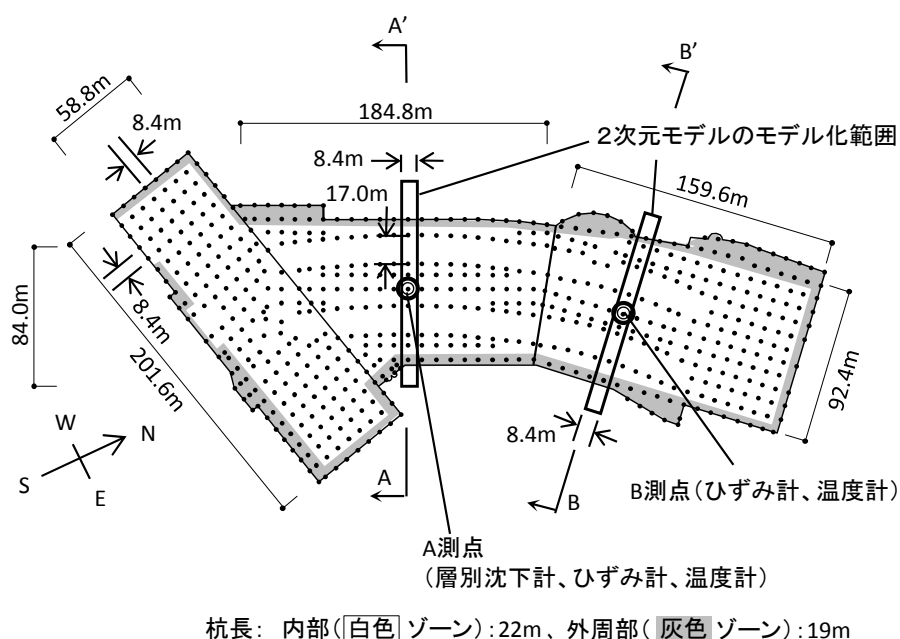


図-5.7.5 有効応力解析のモデル化範囲

解析モデルを図-5.7.6 に示す。水平方向は基礎外縁から基礎幅と同じ長さ確保し、鉛直方向は層別沈下計の不動点の深度を底面とした。境界の自由度は、側方は鉛直ローラー、底面は水平ローラーとした。境界の排水条件は、基礎スラブ上面は非排水、その他は排水とした。ひずみが大きい杭近傍は他領域よりも細かく要素を分割した。地層構成は図-5.2.2 ですでに示した。B 測点付近は、A 測点付近と比べて基礎スラブ直下の A_s 層が厚く A_{alt1} 層が薄いこと、杭先端の A_{alt2} 層の剛性が低いことが特徴である。地盤はソリッド要素でモデル化し、砂質土は弾性

体、粘性土は弾塑性体とし、粘性土の構成則には関ロー太田モデル^{5.7)}を用いた。 A_{alt1} 層と A_{alt2} 層の諸定数は A_c 層の圧密試験結果のうち物性が近い値を用いた。透水係数は、粘性土については圧密試験を行って決定し、砂質土については一般的な透水性と土質の関係^{5.8)}から求めた。表層改良部と基礎スラブには弾性ソリッド要素を用いた。杭は密実な弾性ソリッド要素とし、中空のPHC杭と鉛直剛性が等しくなるようヤング係数を決定した。躯体は各杭の分担荷重を杭断面積で除し杭頭面荷重として与えた。基礎スラブ自重と積載荷重は基礎スラブ上に、盛土荷重は地表面にそれぞれ面荷重として作用させた。切土によるプレロード効果は、切土荷重を圧密先行荷重に加算する方法により考慮した。

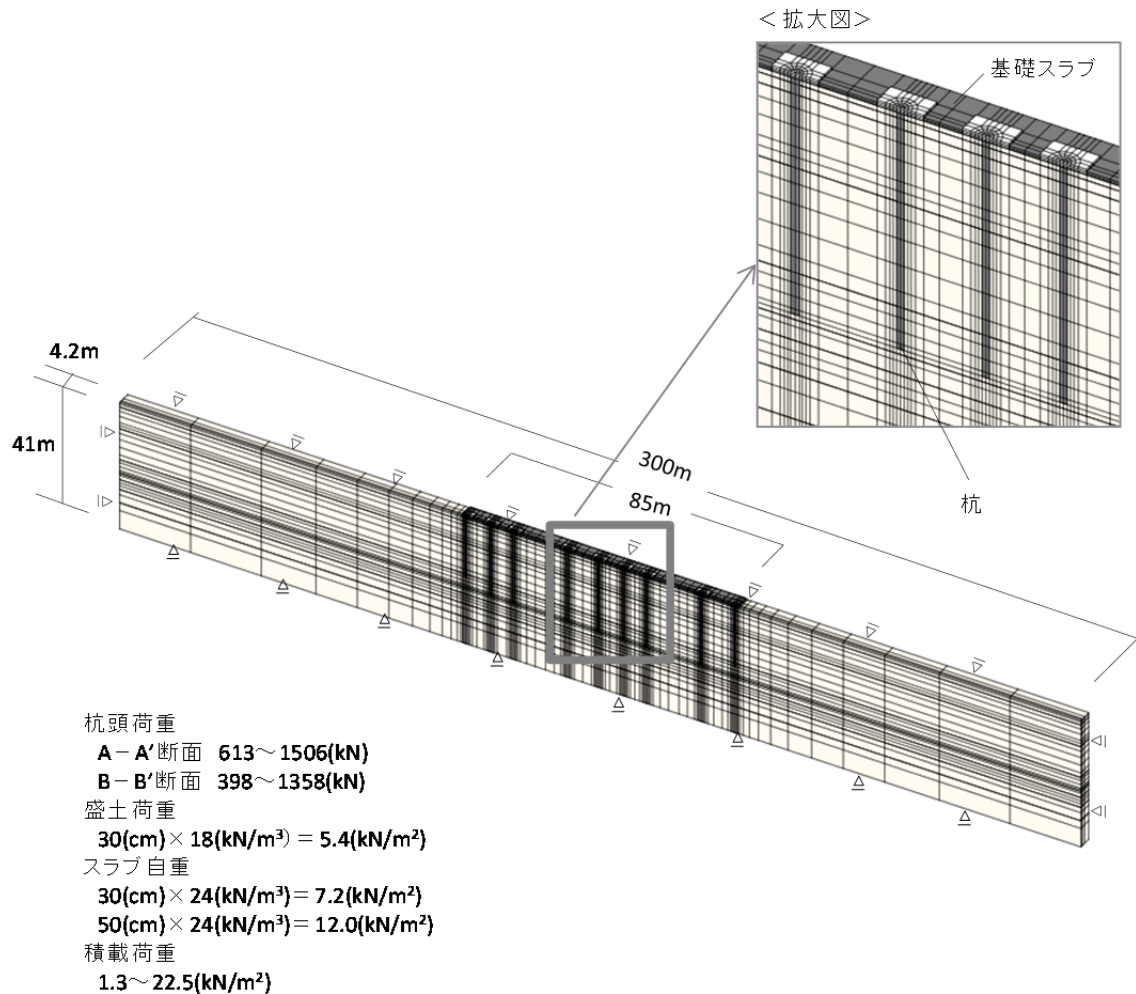


図-5.7.6 有効応力解析モデル（杭－基礎スラブ－地盤連成系モデル）

(2) モデル更新

有効応力解析では、粘性土の圧縮指数と透水係数に着目してモデル更新を行う。沈下挙動の再現において、圧縮指数は最終沈下量に、透水係数は沈下が最終沈下量に至るまでの経時変化に対する感度が高い。解析で用いるすべての地盤定数は初期値の不確実性を含むが、沈下挙動の再現に対してより敏感な地盤定数を選択した。透水係数の更新も、間隙比の減少に伴う変化を追跡するよりも初期値の不確実性の低減を目的としている。モデル更新は竣工時と竣工後2年に実施した。結果として、躯体完成時、竣工時および竣工後2年に、いずれも施工開始から竣工後2年以降にわたる有効応力解析を実施した。

有効応力解析のための地盤定数を表-5.7.3に示す。砂質土のヤング係数は、躯体完成以降に大きな荷重変化がないため、一定値として扱った。砂質土に関しては、 A_{alt2} 層の透水係数のみ修正した。透水係数の初期値に乗じた修正比は5.0であり、実地盤の透水係数の大きなばらつきを考慮すると軽微な変化と言える。粘性土に関しては、圧縮指数を地盤調査結果の範囲内で修正した。圧縮指数の初期値に乗じた修正比は0.7から1.4の範囲にあり変化は小さい。透水係数の修正比は、竣工時の A_{alt1} 層で0.01と大幅に小さくなったが、その他の層は0.4~5.0の範囲に収まっている。 A_{alt1} 層の修正比が小さくなった原因は、 A_{alt1} 層の透水係数の初期値として A_{alt1} 層を砂質土と見なした値を与えたが、モデル更新により透水係数の再評価を行ったところ、最終的に粘性土に近い透水係数となったためである。

表-5.7.3 有効応力解析のための地盤定数

粘性土の地盤パラメータ(関口・太田モデル)

	Cc 躯体 完成時	Cc 竣工時	Cc 竣工後 2年	Cr/Cc	PI	sinφ'	φ'	OCR	K ₀	v	M	e ₀	k (cm/sec) 躯体 完成時	k (cm/sec) 竣工時	k (cm/sec) 竣工後 2年
Aalt1	0.35	0.43	0.43	0.10	20	0.507	30.5	1.0	0.49	0.33	1.22	1.00	1.0×10 ⁻⁵	1.3×10 ⁻⁷	5.0×10 ⁻⁷
Ac	0.60	0.43	0.52	0.10	30	0.466	27.8	1.0	0.53	0.35	1.10	1.37	1.0×10 ⁻⁸	2.0×10 ⁻⁸	1.0×10 ⁻⁸
Aalt2(A-A'断面)	0.25	0.35	0.25	0.10	20	0.507	30.5	1.0	0.49	0.33	1.22	1.00	1.0×10 ⁻⁶	4.0×10 ⁻⁷	1.0×10 ⁻⁶
Aalt2(B-B'断面)	0.60	0.60	0.52	0.10	20	0.507	30.5	1.0	0.49	0.33	1.22	1.00	1.0×10 ⁻⁶	4.0×10 ⁻⁷	1.0×10 ⁻⁶
Dc1	0.25	0.25	0.25	0.10	10	0.577	35.2	1.7	0.42	0.30	1.43	0.82	1.0×10 ⁻⁷	1.0×10 ⁻⁷	5.0×10 ⁻⁷
Dalt	0.33	0.33	0.33	0.10	20	0.507	30.5	1.7	0.49	0.33	1.22	0.87	1.0×10 ⁻⁷	1.0×10 ⁻⁷	1.0×10 ⁻⁷

Cc: 圧縮指数 φ' : 内部摩擦角 sinφ'=0.81-0.233 log(PI) v: ポアソン比 k: 透水係数
 Cr: 再圧縮指数 OCR: 過圧密比 M: 限界応力比 =6・sinφ'/(3-sinφ')
 PI: 塑性指数 K₀: 静止土圧係数 e₀: 先行鉛直応力に対する間隙比

砂質土の地盤パラメータ(弾性)

	E ₀ (MN/m ²)	E(MN/m ²) 躯体完成時 竣工時 竣工後2年	K ₀	k (cm/sec) 躯体 完成時	k (cm/sec) 竣工時 竣工後2年	v
地盤改良	—	1000	0.50	1.0E-10	1.0E-10	0.33
As(A測点)	173	52	0.50	1.0E-04	1.0E-04	0.33
As(B測点)	173	52	0.50	1.0E-04	5.0E-04	0.33
Ds	249	125	0.50	1.0E-06	1.0E-06	0.33
Dg	300	270	0.50	1.0E-06	1.0E-06	0.33

■は修正箇所

E₀: PS検層により得られた地盤のヤング係数
 E: 有効応力解析に用いた地盤のヤング係数
 k: 透水係数

(3) 局所沈下挙動のメカニズム

有効応力解析により沈下の経時変化を求め、層別沈下計の計測値と比較した結果を図-5.7.7に示す。躯体完成時は大きな荷重変化が生じた直後で、即時沈下が主である。この時点では、竣工後の荷重一定期間における解析値と実測値の差は大きい。これは A_{alt1} 層の透水係数の初期値設定の不確実性が主な要因である。竣工時は荷重の変化が落ち着き、解析値と実測値の差が小さくなっている。軸力深度分布の実測値と解析値の比較を図-5.7.8に示す。解析値は杭軸力の大局的な経時変化と、温度が安定する竣工後のA測点とB測点の差を良く再現している。計測の際、杭軸力の両測点における差は地層構成に起因すると推測していたが、解析的に裏付けられたことになる。竣工後2年の杭の荷重分担率は、A測点で85%、B測点で55%であった。

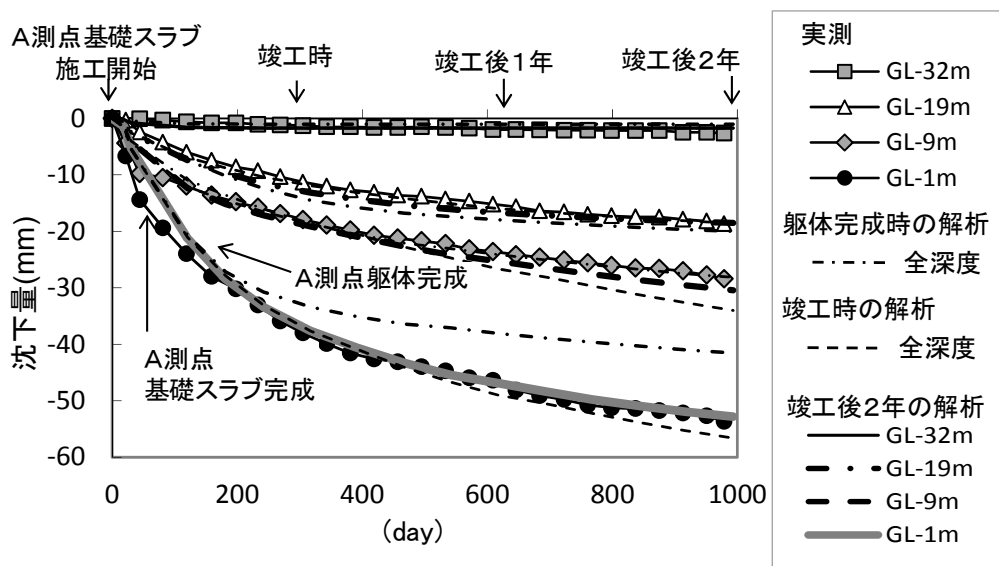


図-5.7.7 地盤沈下の経時変化（実測値と解析値の比較）

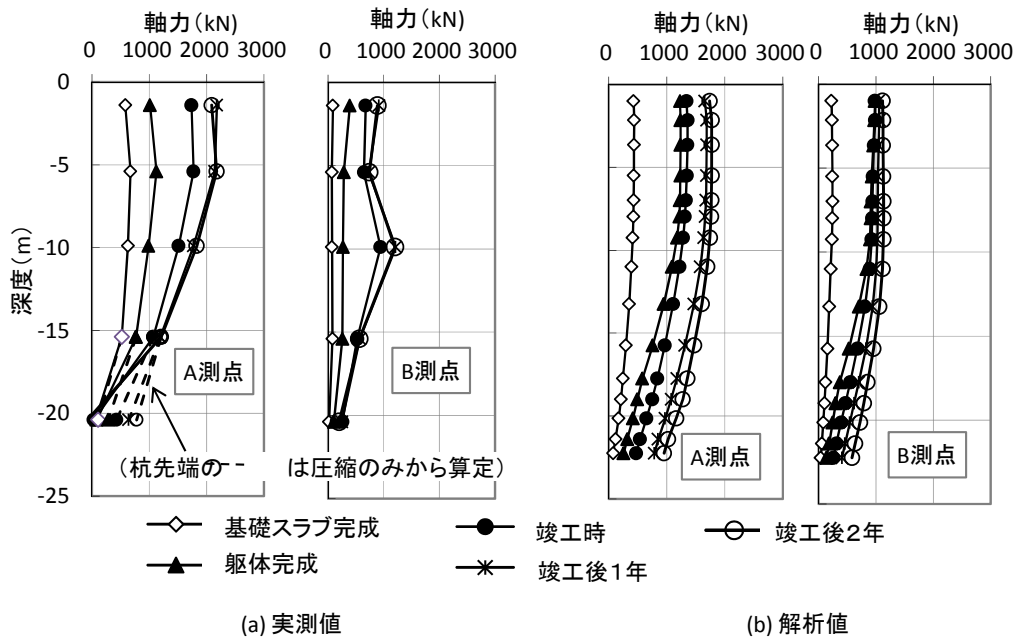


図-5.7.8 軸力深度分布の経時変化（実測値と解析値の比較）

躯体完成時、竣工時、および竣工後2年の沈下分布を図-5.7.9に示す。いずれの時期も切盛造成の影響が表れており、盛土部の沈下量が最も大きい。B-B'断面では、基礎スラブ直下の沈下分布がA-A'断面に比べて均一になっている。地層構成の違いから、地盤の荷重分担率がA-A'断面よりも大きく、杭と地盤の相対沈下が生じにくいためである。最大変形角は、躯体完成時には1.3/1000rad、竣工時には1.5/1000radで、いずれもA-A'断面の西側端部で生じている。竣工後2年に至るとB-B'断面の西側端部で1.3/1000radとなっている。沈下量は時間経過とともに増加するが、杭間の変形角は漸増することなく同程度で推移している。

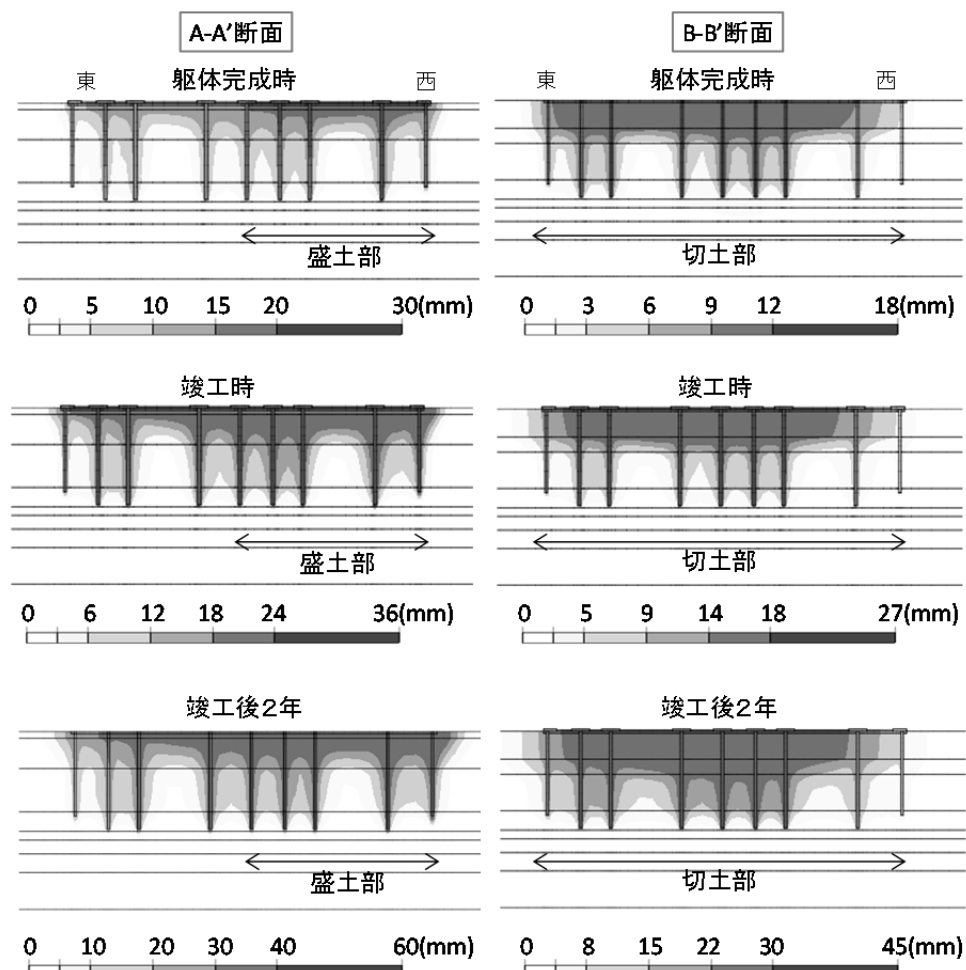


図-5.7.9 A-A'断面とB-B'断面の沈下分布の経時変化

躯体完成時、竣工時、および竣工後2年の過剰間隙水圧分布を図-5.7.10に示す。過剰間隙水圧が高い領域は杭近傍に集中している。 A_c 層以深の過剰間隙水圧の消散状況をA-A'断面とB-B'断面で比較すると、いずれの時期も類似している。荷重分担率の差は大きいものの、杭長が短いため、杭から地盤に伝達される応力と基礎スラブ下から地盤に伝達される応力が重なり合い、 A_c 層の応力は均一化されている。このため、打設位置により杭の荷重分担率が大きく異なるにもかかわらず、過剰な不同沈下は生じていない。透水性の違いにより、 A_c 層以浅における過剰間隙水圧の消散はB-B'断面がA-A'断面よりも速く進行している。沈下計測で確認されたように、B測点の杭軸力が安定する時期がA測点よりも早いことに対応している。竣工後の圧密沈下は、主に基礎スラブから離れた A_c 層以深で生じている。これが、竣工後に基礎スラブの荷重分担率がほとんど変化せず、杭軸力が安定している理由である。

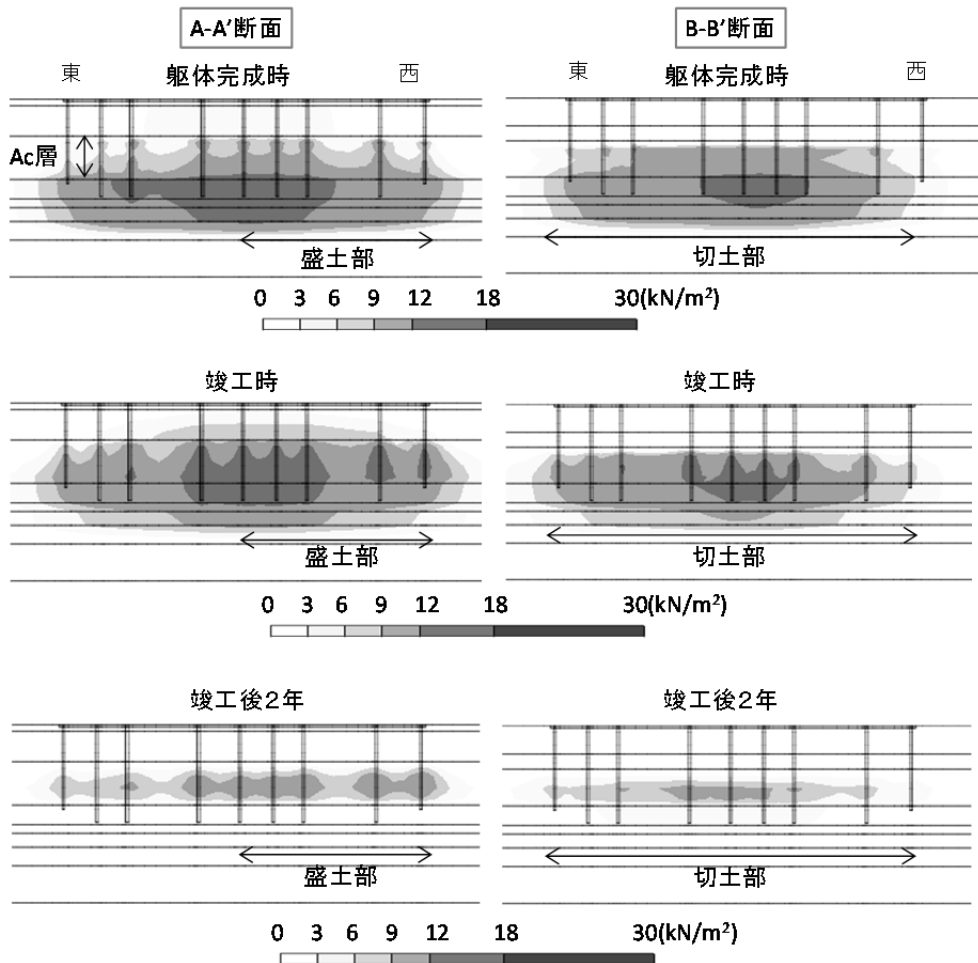


図-5.7.10 A-A'断面とB-B'断面の過剰間隙水圧分布の経時変化

竣工後 2 年でモデル更新した有効応力解析によれば、圧密終了は竣工後 12 年と予測された。圧密終了は層全域の過剰間隙水圧が竣工時の 5 % 以下まで消散した時点とみなした。このとき、地点 A の GL-1m における予測沈下量は 66mm で、図 10 に示した双曲線法による予測沈下量との差は約 10% と小さい。

5.8 沈下解析に基づく構造性能評価

竣工後 2 年の全応力解析によれば、すべての杭間変形角のうち 98% は $1/1,000\text{rad}$ 以下と小さい。ただし、最大変形角は北ゾーン東側と南ゾーン南側の外縁突出部で $2/1,000\text{rad}$ とやや大きく、安全性の許容値の 20%、機能性の許容値の 66%、居住性の許容値の 40% である。最大沈下量は南ゾーン中央の 89mm であり、機能性の許容値の 89% に達している。外縁突出部と南ゾーン中央は、今後、機能性に関する沈下障害が生じやすい領域として注意が必要である。

一方、有効応力解析によれば、竣工後 2 年において杭間変形角の最大値は $1.2/1,000\text{rad}$ 、杭間の基礎スラブの最大変形角は $1.3/1,000\text{rad}$ である。いずれも B-B' 断面の西側外縁部で発生しており、前者は最外縁杭とその隣接杭の間、後者は最外縁杭の近傍である。切盛造成の境界部である A-A' 断面中央部の変形角は $0.2/1,000\text{rad}$ と小さい。杭近傍は沈下分布の変化が大きいが、特に外縁部の杭近傍は注意すべき箇所となっている。最大変形角 ($1.3/1,000\text{rad}$) は安全性の許容値の 13%、機能性の許容値の 43%、居住性の許容値の 26% であり、すべての要求性能に対してほぼ問題ないといえる。竣工後の杭軸力は安全性の許容値の約 40~70% となっており、設計目標を満足している。

以上のように、竣工後 2 年において、安全性、機能性、および居住性の許容値を上回る沈下は生じていない。地盤全体の沈下はおおむね収束したと言えるが、有効応力解析による竣工後 2 年の過剰間隙水圧を見ると、Ac 層の一部では圧密度が 60% 程度であり、過剰間隙水圧の消散は十分とはいえない。局所的に注意深く見守るべき領域はあるが、大きな荷重増加がない限りは、構造性能に有害な沈下が生じる可能性は低いと考えられる。なお、竣工後約 8 年となる現在、沈下に関わる苦情は報告されていない。

5.9 まとめ

圧密沈下を生じるパイルド・ラフト基礎に提案法を適用し、次の知見を得た。

- 1) 施工時と使用時にわたる長期モニタリングは、施工時の即時沈下と圧密沈下の同時進行および使用時の圧密沈下の進行と収束状況を把握でき、沈下挙動に関する構造性能の評価に有望であることを確認できた。
- 2) 層別沈下計、ひずみ計、温度計および光学式レベル計を用いた連続的な沈下計測により、基礎の沈下挙動の経時変化と空間分布をリアルタイムで追跡できることを確認できた。
- 3) 沈下計測の測点数は空間的に限定せざるを得ないが、沈下の初期と進行期は沈下速度が速いため、地盤物性の変化を精度良く追跡するには、十分な時間分解能を保持する必要がある。
- 4) 光学式レベル計の計測精度は十分とはいえないが、施工過程や使用状況に柔軟に対応ができ、全体沈下挙動の長期計測に有効だった。ひずみ計と層別沈下計は、ケーブル敷設の手間やコストの面から空間分解能は粗くなったが、高い時間分解能を維持でき、局所沈下挙動の追跡に有効だった。
- 5) 埋設センサは計測ケーブルの断線で計測不能となるリスクが高いことを確認した。長期沈下モニタリングでは、外部からの遠隔計測と組み合わせた利用が望ましい。
- 6) 温度上昇による杭頭の圧縮ひずみへの影響は無視できない量であり、杭軸力の推定には温度補正が必要だった。
- 7) 沈下解析で地盤物性に関するモデルパラメータを逐次更新することにより、杭と地盤の荷重分担率や過剰間隙水圧の消散過程等のメカニズムを考慮して基礎構造の性能を評価することができた。
- 8) 3次元全応力解析により基礎スラブの全体沈下挙動を把握した上で、2次元有効応力解析により局所沈下挙動を検討する2段階解析により、沈下解析を効率的に行うことができた。
- 9) 沈下計測と並行して沈下解析を実施することにより、沈下計測の空間分解能を高め、計測だけでは十分把握できない局所沈下挙動を詳細に検討することができる。
- 10) パイルド・ラフト基礎の沈下解析の全体解析モデルとして、本論文で提案

した等価荷重面法は有効である。

第4章までに提案法に対して残された課題は、実建築物における竣工後も含む長期沈下モニタリングでの適用性、圧密沈下を生じる地盤への適用性、全体解析モデルと部分解析モデルの使い分けの有効性、および基礎スラブの沈下分布の評価で沈下計測と沈下解析を併用することの有効性の確認であった。第5章で得た知見は、これらの課題を解決している。

第6章 結論

6.1 本研究のまとめ

近年、建築物の設計は仕様設計から性能設計に移行しつつあり、基礎構造の沈下に関する性能評価は重要な検討事項になっている。一方、建築物を取り巻く環境は、高度成長期のスクラップ・アンド・ビルドの時代から補強・補修をしながら長く使用する長寿命化の時代へと移行している。建築物の供用期間中には沈下を誘発する近隣地盤の掘削や地下水位低下による周辺環境の変化、用途変更に伴う荷重条件や許容沈下量の変化地震後の残留変位など、沈下量の評価を重視する傾向も強まっている。このような状況を踏まえて、本研究では沈下モニタリングによる基礎構造の性能評価を構造ヘルスマニタリングの一分野として位置付け、沈下計測と沈下解析を統合した基礎構造の性能評価手法を提案した。提案法は、目視確認や高密度計測に頼らない実用的な手法である。提案法の適用性は、実大杭の載荷試験とパイルド・ラフト基礎を有する2つの実建築物を対象に検討した。

以下に、本論文の各章の結論を要約する。

第1章では、研究の背景、研究の目的、および本論文の構成を示した。研究の背景では、維持管理における基礎構造の沈下モニタリングの現状と課題を整理した。従来、沈下障害に対しては障害発生後の事後対策が主であるが、沈下モニタリングは建築物の効率的な維持管理に有用であること、さらに維持管理のための実用的な性能評価手法の必要性について述べた。

第2章では、基礎構造の沈下に関わる性能評価を目的に沈下計測と沈下解析を統合した沈下モニタリング手法を提案した。提案法では、現実的に可能な範囲で沈下計測を実施して沈下挙動の概略を把握した上で、沈下解析によって計測データの空間分解能の粗さを補完し、沈下計測では把握しきれない局所的な沈下挙動を評価する。施工性やコストの問題から高密度計測は難しいことから、提案法は実用的な性能評価手法といえる。さらに、上部構造の安全性、機能性、および居住性の観点から新たに基礎構造の要求性能を整理し、各要求性能に対する性能評価指標とその許容値を設定した。

第3章では、場所打ち節付き杭の実大載荷試験に提案法を適用した。実建築物の群杭基礎の沈下モニタリングに先立ち、群杭の沈下挙動の基本となる単杭の沈

下挙動への沈下計測の適用性を検討し、さらに沈下挙動を再現可能な解析モデルを見出した。埋設センサを用いた杭軸力と杭体変位の計測では、センサ本体および計測ケーブルによる杭の断面欠損の問題から、試験杭であっても高密度計測はできなかった。一方、3次元全応力解析を用いて節付き杭の沈下および引抜き挙動の再現と沈下メカニズムの解明が可能であることを確認できた。このことは、節付き杭を有する建築物で提案法による基礎構造の性能評価が有望であることを示している。

第4章では、硬質地盤上に建設されたパイルド・ラフト基礎を有する超高層集合住宅を対象に、実際の建築物への提案法の適用性を検討した。従来から行われている施工中のみの沈下計測であっても、沈下解析を併用して計測データを補完することにより、竣工後の性能評価で重要な基準の一つとなる竣工時の性能を十分評価できることを確認した。層別沈下計は、震度5程度の地震でも地震動の影響を受けて実際の沈下挙動とは異なる数値を示すことが分かった。したがって、地震による基礎構造の性能低下を精度良く評価するには、レベル計測など他のセンサと組み合わせた計測が望ましい。杭頭軸力に与える外気温の変化および基礎スラブの硬化熱の影響は大きく、杭頭軸力の評価では温度補正が必要であることを確認した。第3章で見出した場所打ち節付き杭の沈下および引抜き挙動を再現可能なモデル化手法は、即時沈下のみ問題となるパイルド・ラフト基礎の沈下挙動の再現にも有効であった。等価荷重面法に基づく3次元全応力解析は、地盤を弾性体としてモデル化することによりパイルド・ラフト基礎の全体解析モデルに有効であった。

第5章では、圧密沈下を生じる地盤上のパイルド・ラフト基礎を有する低層の商業施設を対象に提案法の適用性を検討した。施工開始から竣工後2年にわたる長期沈下モニタリングが施工時の即時沈下と圧密沈下の同時進行および使用時の圧密沈下の進行と収束状況の把握に有効であることを確認できた。杭本数が多いパイルド・ラフト基礎の沈下解析では、等価荷重面法に基づく3次元全応力解析により基礎スラブの全体沈下挙動を把握した上で、2次元有効応力解析により局所沈下挙動を検討する段階評価が有効であった。沈下解析では、モデル更新により実測値と解析値との差異を低減しつつ、杭と地盤の荷重分担率や過剰間隙水圧の消散過程等の沈下メカニズムを考慮した基礎構造の性能評価が可能であること

を確認できた。

第4章と第5章を通じて、建築物の規模および沈下の継続時間によらず、提案法がパイルド・ラフト基礎の沈下に関わる性能評価に有望であることを確認できた。パイルド・ラフト基礎は杭基礎と直接基礎の支持機構を合わせ持つ。よって、提案法は杭基礎や直接基礎に対しても有望と考えられる。

6.2 今後の課題と展望

本研究で実施した沈下モニタリングは期間が限定されていた。建築物の供用期間すべてにわたる長期沈下モニタリングに関しては、今後、さらなる研究にて検討していきたい。

都市部における建築物の建て替えでは、既存の基礎構造の再利用を検討するケースが増えつつある。これは、環境負荷やコストの削減だけでなく、基礎構造の撤去による地盤の緩みを抑える意図もある。また、基礎構造の大深度化や杭の大口径化は近年著しい。将来、既存の基礎構造の撤去はさらに難しくなり、再利用せざるを得ないケースはさらに増えると予想される。その際、長期沈下モニタリングにより既存の基礎構造の性能や沈下メカニズムを把握しておくことは、安全な再利用に有用と考える。

近年のセンシング技術の向上は目覚ましく、将来、コストや手間をかけずに沈下計測の空間分解能を向上できる可能性は高い。例えば、外部からの遠隔の沈下計測技術としてGPSを用いたワイヤレスの多点計測の利用なども考えられる。今後は新しいセンシング技術を取り入れた沈下モニタリング技術の向上にも努めたい。

参考文献

第 1 章

- 1.1) 濱本卓司：性能評価のためのヘルスマonitoring、建築防災、Vol. 318、pp.9-15、2004.7
- 1.2) 濱本卓司：建築物の挙動をはかる新しいセンシング技術、建築防災、Vol. 378、pp.2-9、2009.7
- 1.3) 久良知丑二郎、小泉安則、牧野稔：軟弱地盤に於ける建築物の沈下の実態調査、日本建築学会論文報告集、第 57 号、pp.285-288、1957.7
- 1.4) 辻定利、他：建物の沈下観測データ収集・分析（その 1～その 4）、日本建築学会大会学術梗概集、B-1、pp.567-664、2003
- 1.5) 下村英男、鈴木晃、畠山一宏：全日空関西国際空港第 1 号格納庫の設計と施工、基礎工、pp.95-99、1998.5
- 1.6) 奥出久人：圧密沈下層上部を支持層とする摩擦杭建物の長期沈下計測結果、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1、pp.403-404、2007
- 1.7) 真島正人、榎並昭ほか：摩擦杭で支持された高層建物の沈下挙動：日本建築学会構造系論文集、第 467 号、pp.83-92、1995.1
- 1.8) 堀井良浩、長尾俊昌、渡邊徹ほか：超高層集合住宅を支持する直接基礎の沈下挙動、日本建築学会技術報告集、第 17 巻、第 37 号、pp.851-854、2011.10
- 1.9) 平川恭章、濱田純次、山下清：あべのハルカスの基礎構造設計と施工、基礎工、第 42 巻、第 11 号、2014.11
- 1.10) 稲田裕、石井清、杉村義弘ほか：炭素繊維束センサの杭の損傷検知に対する性能評価、日本建築学会構造系論文集、第 563 号、pp.91-98、2003.1
- 1.11) 濱本卓司、大村哲矢、堀内大悟：振動・波動計測による PHC 杭の総合的ヘルスマonitoringに関する室内実験、日本建築学会構造系論文集、第 612、pp.47-54、2007.2
- 1.12) 濱本卓司、大村哲矢、堀内大悟、崔井圭：振動・波動計測による場所打ちコンクリート杭の総合的ヘルスマonitoringに関する室内実験、日本建築学会構造系論文集、第 616 号、pp.105-112、2007.6
- 1.13) 濱本卓司、崔井圭、清水睦夫：杭基礎の間接ヘルスマonitoringのための

- 実験的検証、日本建築学会構造系論文集、第 654 号、pp.1445-1454、2010.8
- 1.14) 崔井圭、濱本卓司ほか：杭基礎の間接／直接総合ヘルスマモニタリングに関する振動台実験：日本建築学会構造系論文集、第 661 号、pp.471-480、2011.3
- 1.15) 崔井圭、濱本卓司：Penzien 型質点系モデルを用いた杭基礎の損傷検出、日本建築学会構造系論文集、第 674 号、pp.545-554、2012.4
- 1.16) 若井修一、河野貴穂、青木雅路：大規模根切り工事における基礎深さの異なる近接構造物の浮上り・沈下挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1、pp.561-562、2006
- 1.17) 濱本卓司：技術手帳「ヘルスマモニタリング」、地盤工学会誌、Vol.57、No.10、2009.10
- 1.18) 日本建築学会、建築基礎構造設計指針、2001
- 1.19) Hansbo, S.: Foundation on friction creep piles in soft clay, Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Vol.2, pp.914-915, 1984
- 1.20) 加倉井正昭、大木紀通、山下清、ほか：摩擦杭を併用した直接基礎の挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.2517-2518、1988
- 1.21) Yamashita, K., Yamada, T. and Hamada, J. : Recent case histories on monitoring settlement and load sharing of piled rafts in Japan, Proc. of the 5th Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles BAPV, pp.181-193,2008
- 1.22) Franke, E., Luts, B., and El-Mossallamy, Y.: Measurements and numerical modelling of high rise building foundations on Frankfurt clay, Settlement'94, ASCE Geotechnical Special Publication No.40, 2, pp.1325-1336, 1994
- 1.23) 長尾俊昌、金谷憲司、藤田芳治、小林治男：パイルドラフト基礎で支持された高層建物の沈下観測（その2 沈下観測結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.649-650、2004
- 1.24) Yamashita, K., Yamada, T. and Hamada, J.: Investigation of settlement and load sharing on piled raft by monitoring full-scale structures, SOILS AND FOUNDATIONS Vol.51, No.3, pp.513-532, 2011
- 1.25) 山下清、伊藤栄俊：J-PARC 物理実験施設におけるパイルド・ラフト基礎

の沈下挙動（その 2：東北地方太平洋沖地震の影響）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.451-452、2012

第 2 章

- 2.1) 濱本卓司：建築物の挙動をはかる新しいセンシング技術、建築防災、Vol. 378、pp.2-9、2009.7
- 2.2) 坂田電機株式会社、製品カタログ、2015
- 2.3) 株式会社東京測器研究所、製品カタログ、2015
- 2.4) 株式会社トプコン、製品カタログ、2015
- 2.5) 日本建築学会、建築基礎構造設計指針、2001
- 2.6) Clancy, P. and Randolph, M. F.: simple design tools for piled raft foundations, *Geotechnique*, Vol.46, No.2, pp.313-328, 1996
- 2.7) Randolph, M. F.: Design methods for pile groups and piled rafts, *Proc. 13th ISCMFE*, Vol.5, pp.61-82, 1994
- 2.8) Horikoshi, K. and Randolph, M. F.: Estimation of overall settlement of piled rafts, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol.39, No.2, pp.59-68, 1999
- 2.9) 山下清、濱田純次、谷川友浩：パイルド・ラフト基礎の沈下と荷重分担に関する簡易計算法の適用性、日本建築学会大会学術講演集、pp.445-446、2013
- 2.10) 長尾俊昌、土屋勉：パイルド・ラフト基礎の簡易算定法について（その 4）沈下観測結果との比較、日本建築学会大会学術講演集、pp.443-444、2013
- 2.11) 土屋勉、池田隼人、永井宏：パイルド・ラフトで支持された建物の簡易計算法、日本建築学会技術報告集、第 22 号、pp.167-170、2005
- 2.12) Kitiyodom, P. Matsumoto, T. and Sonoda, R.: Approximate numerical analysis of a large piled raft foundation, *SOILS AND FOUNDATIONS*, vol.51, No.1, pp.1-10, 2011
- 2.13) 土橋由造、坂尻公也：鉄筋コンクリート床版の終局強度について、日本建築学会論文報告集、第 277 号、pp.1-11、1979.3
- 2.14) 伊奈潔、藤井衛ほか：戸建住宅の不同沈下による障害と傾斜角および変形角の関係、日本建築学会構造系論文集、第 614 号、pp.61-68、2007.4

- 2.15) 油野弘、池永昌容、Jason McCormik、中島正愛：生活・技術・安全から見た許容残留変形、日本建築学会、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp.221-224、2007
- 2.16) 北原正章・宇野良二：傾斜室における眩暈と平衡－新潟地震による傾斜ピルの調査研究－、耳鼻咽喉科臨床、耳鼻咽喉科臨床学会、Vol.58、No.3、pp.145-151、1965.3

第3章

- 3.1) 須藤敏巳、鈴木直子ほか：場所打ち節付き杭の鉛直交番載荷試験および引抜き試験(その1～その5)、日本建築学会学術講演梗概集、B-1、pp.567-576、2008
- 3.2) 須藤敏巳、渡邊康司、ほか：場所打ち節付き杭の押込み試験および引抜き試験(その1～その4)
- 3.3) 鈴木直子、茶谷文雄、西山高士、関崇夫：拡底杭・節付き杭の鉛直荷重～変位の関係と抵抗力の評価、日本建築学会構造系論文集、第75巻、第656号、pp.1847-1856、2010.10
- 3.4) Suzuki, N. and Seki, T.: Vertical Load Test Settlement Analysis of Cast-In-Place Concrete Nodular Piles Supporting a High-Rise Building, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol.42, No.2, pp.20-28, 2011.6
- 3.5) 小西厚夫、鈴木直子、茶谷文雄、ほか：超高層タワーを支持する壁節杭の群杭効果の評価、日本建築学会技術報告集、第17巻、第37号、pp.855-860、2011.10
- 3.6) 地盤工学会：地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説、2002
- 3.7) 日本建築学会、建築基礎構造設計指針、2001
- 3.8) 山肩邦男、伊藤淳志ほか：場所打ちコンクリート杭の極限先端荷重および先端荷重～先端沈下量特性に関する統計的研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.423、pp.137～146、1991
- 3.9) 持田悟ほか：場所打ちコンクリート杭の支持力性能(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1分冊、pp.725～726、2000

- 3.10) 平井芳雄ほか：場所打ち杭底杭の原位置引抜き試験結果（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1分冊、pp.623～624、2001
- 3.11) 野田直剛、中村保：基礎塑性力学、pp.41～70、日新出版、1991
- 3.12) 長沼一洋、山口恒雄：面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化、日本建築学会大会学術講演梗概集、C分冊、pp.649～650、1990
- 3.13) 松岡元：土質力学、森北出版、1999

第4章

- 4.1) 鈴木直子、関崇夫、茶谷文雄、ほか：地震時変動軸力の大きな高層建物を支持するパイルド・ラフト基礎、日本建築学会技術報告集、第15巻、第29号、pp.89-94、2009.2
- 4.2) 平成12年建設省告示第1457号
- 4.3) 日本建築センター編：改訂版建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針第1版、2002.11
- 4.4) 日本建築学会、建築基礎構造設計指針、2001

第5章

- 5.1) 西影武知、鈴木直子、嶋崎敦志、茶谷文雄：パイルド・ラフト基礎で支持される大型複合商業施設の圧密沈下挙動 その1、その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1、pp.433-436、2011
- 5.2) 日本建築学会、建築基礎構造設計指針、2001
- 5.3) 吉国洋、井上年行、住岡宣博、原久夫：現場計測法による圧密沈下予測法の特性について、土と基礎、Vol.29、No.8、pp.7-13、1981
- 5.4) 若井明彦ほか：三次元FEMに基づく住宅の長期沈下予測のための基礎的研究、日本建築学会構造系論文集、第73巻、第626号、pp.567-574、2008.4
- 5.5) 山田英二ほか：パイルド・ラフト基礎が設置された地盤の水～土連成弾塑性変形解析、土木学会論文集、No.659、III-52、pp.113-128、2000.9
- 5.6) Randolph, M. F.: Design methods for pile groups and piled rafts, Proc. 13th ISCMFE, Vol.5, pp.61-82, 1994

- 5.7) Iizuka, A. and Ohta, H.: A Determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, soils and foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.7, No.3, pp.71-87, 1987.9
- 5.8) 地盤工学会、地盤調査の方法と解説、p.359、2004

ABSTRACT

A STUDY OF STRUCTURAL PERFORMANCE EVALUATION ON BUILDING FOUNDATION USING SETTLEMENT MONITORING

To maintain safety and serviceability of building structures during their service life, the structural health monitoring of superstructure is promising. Thus far, a large number of measurements of substructure have also been carried out for construction management and confirmation of settlement prediction in the field of geotechnical engineering.

The structural design of building structures in Japan has shifted from a specification-based design to a performance-based design. In addition, the attention to settlement damage has increased, such as residual settlement after an earthquake, and settlement caused by excavations adjacent to buildings. Long-term settlement monitoring of building foundations will be another important topic to ensure structural safety and serviceability, as a part of structural health monitoring.

In the view of this, the authors present a combined monitoring–simulation method to evaluate the structural performance of building foundations concerning settlement. The proposed method has been applied to the static load test of single cast-in-place concrete nodular pile and two existing buildings having piled-raft foundation. The continuous evolution of settlement is monitored at limited measurement points of interest using a combination of embedded sensors and remote sensors placed outside of the building, such as differential settlement gauge, strain gauge, thermometer, and optical level surveying. Attaining a high spatial resolution is not easy owing to the restrictions of building construction and measurement costs. Therefore, the monitoring resolution in space is refined through settlement simulation analysis. If the common model is not useable in both the global simulation and the local simulation, separate models for the global and the local behaviours are used as the graded simulation method. The global model is concerned with the spatial distribution of soil settlement over the foundation mat, whereas the local model deals with the change in axial force of each pile induced by settlement. The analysis model is updated with changes in the soil properties owing

to the advancement of the settlement. The purpose of model updating is the following the sequential change of soil properties and the progressive reduction of the uncertainty of the initial values.

Eventually, it is demonstrated that the proposed method is useful for the structural performance evaluation related to settlement of building foundation.

研究業績

学術論文

- 1) 鈴木直子、関崇夫、茶谷文雄、佐俣紀一郎、田中耕太郎：地震時変動軸力の大きな高層建物を支持するパイルド・ラフト基礎、日本建築学会技術報告集、第 15 巻、第 29 号、pp.89-94、2009.2
- 2) 鈴木直子、福本義之、須藤敏巳、西村勝尚、茶谷文雄：超高層建物を支持する節付き場所打ち杭の鉛直載荷試験と常時および地震時沈下挙動、日本建築学会技術報告集、第 15 巻、第 30 号、pp.399-404、2009.6
- 3) 鈴木直子、茶谷文雄、西山高士、関崇夫：拡底杭・節付き杭の鉛直荷重～変位の関係と抵抗力の評価、日本建築学会構造系論文集、第 75 巻、第 656 号、pp.1847-1856、2010.10
- 4) Suzuki, N. and Seki, T.: Vertical Load Test and Settlement Analysis of Cast-In-Place Concrete Nodular Piles Supporting a High-Rise Building, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol.42, No.2, pp.20-28, 2011.6
- 5) 鈴木直子、濱本卓司：長期沈下モニタリングによるパイルド・ラフト基礎の構造性能評価、日本建築学会構造系論文集、第 79 巻、第 706 号、pp.1835-1845、2014

学会発表

- 1) 鈴木直子、佐原守、茶谷文雄、ほか：厚い沖積粘性土上に建つ倉庫の圧密沈下性状(その 1)(その 2)、第 38 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1565-1568、2003
- 2) 鈴木直子、松本和巳、佐原守、茶谷文雄：有楽町粘土層上にフローティング基礎で支持させた中層工場の沈下性状(その 1)(その 2)、日本建築学会学術講演梗概集、B-1、pp.509-512、2003
- 3) 鈴木直子、湯浅肇、佐原守、関崇夫：ハイブリッド法による沈下解析における杭近傍地盤のばね評価について(その 1～その 3)、第 39 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1491-1496、2004

- 4) 鈴木直子、関崇夫、鎌田文男、西崎丈能：大規模なタンク群杭基礎の支持機構に関する分析・評価（その1）（その2）、第40回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1451-1454、2005
- 5) 鈴木直子、佐原守：即時沈下計算に用いる変形係数の一評価法、第41回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1341-1342、2006
- 6) 鈴木直子、佐原守、小寺友博：杭長を変えたパイルド・ラフト基礎による大型倉庫の圧密不同沈下抑制例（その3：長期計測結果と考察）、第42回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1341-1342、2007
- 7) 鈴木直子、関崇夫、茶谷文雄、佐俣紀一郎、田中耕太郎：超高層建物を支持する表層改良と杭長の異なる摩擦杭を併用したパイルド・ラフト基礎、日本建築学会学術講演梗概集、B-1、pp.689-690、2007
- 8) 鈴木直子、西影武知、中村篤、渡邊康司：異種基礎で支持した大型複合商業施設の沈下挙動（その1）（その2）、第43回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1363-1366、2008
- 9) 鈴木直子、茶谷文雄、福本義之、笹元克紀：場所打ち節付き杭の鉛直交番載荷試験および引抜き試験（その4：シミュレーション解析）、日本建築学会学術講演梗概集、B-1、pp.573-574、2008
- 10) 鈴木直子、茶谷文雄：場所打ち節付き杭の引抜き抵抗に対する節部形状の影響に関する解析、第44回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1127-1128、2009
- 11) 鈴木直子、佐原守、津田和明、和知康晴：超高層タワーを支持する節付き壁杭の引抜き試験および押込み試験（その5：シミュレーション解析）、日本建築学会学術講演梗概集、B-1、pp.447-448、2009
- 12) 鈴木直子、西山高士、関崇夫、茶谷文雄：場所打ち節付き杭の節部抵抗力と変位の関係、日本建築学会学術講演梗概集 B-1、pp.625-626、2010
- 13) 鈴木直子、西影武知、嶋崎敦志、茶谷文雄：パイルド・ラフト基礎で支持される大型複合商業施設の圧密沈下挙動（その1）（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1、pp.433-436、2011
- 14) 鈴木直子、佐原守、福本義之、西村勝尚、ほか：超高層集合住宅を支持する場所打ち節付き杭基礎（その1～その3）、第48回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1265-1270、2013

- 15) 鈴木直子：直接基礎の即時沈下計算に用いる変形係数の計算図表、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1、pp.451-452、2013
- 16) 鈴木直子、佐原守、藤井彰人、ほか：超高層建物を支持する固結砂層上のパイルド・ラフト基礎（その2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1、pp.493-494、2014
- 17) N. Suzuki, T. Hamamoto：Structural Performance Evaluation of Piled-Raft Foundation Using Long-Term Settlement Monitoring, ISHMII, 7th Inter. Conf. on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, 2015.7
（発表予定）

その他

- 1) 鈴木直子、佐原守、茶谷文雄、小寺友博：杭長を変えたパイルド・ラフト基礎を採用して圧密による不同沈下の低減を図った倉庫、建築技術、p122-123、2004.9
- 2) 鈴木直子、関崇夫、茶谷文雄、佐俣紀一郎、田中耕太郎：超高層建物を支持する杭長の異なる摩擦杭を利用したパイルド・ラフト基礎、総合土木研究所、基礎工、pp.79-81、2005.12
- 3) 鈴木直子、関崇夫、茶谷文雄、田中耕太郎：変動軸力の大きな超高層建物を支持するパイルド・ラフト基礎の挙動予測、大林組技術研究所報、No.73、pp.1-8、2009
- 4) 鈴木直子、関崇夫、須藤敏巳、福本義之、西村勝尚：超高層建物を支持する節付き場所打ち杭の鉛直載荷試験と沈下解析、大林組技術研究所報、pp.1-10、No.75、2011
- 5) 鈴木直子・関崇夫：摩擦杭の引抜き抵抗に期待した超高層建物、総合土木研究所、基礎工、pp.76-78、2011.11

謝辞

この博士論文をまとめるにあたり、多くの方々のご指導とご協力を賜りました。謹んで御礼申し上げます。

東京都市大学 濱本卓司教授には、お忙しい中を常に丁寧なご指導とご鞭撻を賜りました。学生時代に濱本研究室の一期生としてお世話になって以来、社会人への道、学位取得への道を開いていただきました。心より感謝致します。

早稲田大学 山田眞教授、東京都市大学 西村功教授、同 末政直晃教授には、ご多忙の中、論文審査をお受けいただくとともに大変貴重なご意見を賜りました。心より御礼申し上げます。

筆者が株式会社大林組において技術研究所の配属となりましたのは、2002年の春でした。本論文は、その後に携わった建築物の設計支援および場所打ち節付き杭の研究開発に基づいております。これらを通じて、技術研究所をはじめとする大林組各部門の多くの方々、協力会社の方々に温かいご支援を賜りました。心より感謝の意を表します。

技術研究所建築基礎研究室の室長でおられた茶谷文雄氏には、長きにわたりご指導を賜るとともに、研究の面白さを数多くお教えいただきました。深く感謝致します。

元上司であり現在は前橋工科大学におられる関崇夫教授、現在の上司である大林組技術研究所 佐原守上級主席技師には、学位取得に向けて背中を押していただくとともに、多くの励ましを賜りました。心より感謝致します。

最後に、陰ながら支えてくれた家族と友人達に心より感謝致します。