

上部構造にコアウォールを有する直接基礎の沈下挙動

(その1) 施工中の地盤挙動に関する観測結果

SETTLEMENT BEHAVIOR OF SPREAD FOUNDATION WITH CORE WALL IN SUPERSTRUCTURE

Part 1 Outline of measurement results

福田 健^{*1}, 佐野 大作^{*1}, 田口智也^{*1}, 緒方智之^{*1}
FUKUDA Takeshi, SANO Daisaku, TAGUCHI Tomoya and OGATA Tomoyuki

The building surveyed in this study is a 165-m-high, 28-story skyscraper with a core wall structure. We predicted the settlement behavior of its spread foundation at the design stage and later measured the actual settlement to verify the accuracy of the prediction. With a footprint of 68 m × 65 m, the building is supported by a spread foundation on the Tokyo Gravel Stratum at a depth of -25.6 m relative to the first-floor level. This paper reports the results of field measurements of ground heave and settlement in the bearing stratum during construction and compares them with the predicted settlement values. This analysis used Young's modulus evaluated based on the strain and confining-pressure dependence of the shear wave velocity, assuming the soil to be elastic. The following conclusions were drawn.

The measured maximum settlement of the foundation was 32 mm, which is in good agreement with the predictions. The accuracy of the settlement prediction improved when the confining pressure dependence of the soil stiffness was considered. The results suggest that the prediction method is applicable to heavy buildings on spread foundations that have a mean contact pressure of 600 KN/m².

Keywords : Spread Foundation, Settlement Behavior, Core Wall
 直接基礎, 沈下観測, コアウォール

1. はじめに

近年, 都市部における再開発工事は大規模・大深度化する傾向にある。基礎の沈下に対する要求性能(沈下量および傾斜)は, 建築物の継続的使用に関わる重要な性能であり, 建築物の使用性や基礎の安全性を満足するためには, 施工時の地盤掘削や新築建物構築に伴う地盤変状を精度良く予測することが必要である。

特に, 超高層建築物のように大きな荷重が作用する基礎に対して, 支持地盤の支持力評価とともに, 建物構築時から構築完了までの支持地盤の変状予測は極めて重要である。地盤を弾性体と仮定した沈下計算で建物の沈下を精度良く求めるには施工時の条件を考慮した上で適切な変形係数を設定しなければならない。

地盤の変形係数の評価方法として, 施工前の地盤調査により得られたせん断波速度 V_s による微小ひずみ時の変形係数を地盤のひずみ量に応じて低減する方法が提案されており, 慣例的に用いられている。超高層建物では施工時の大規模掘削から建物構築まで地中応力が大きく変化するため, 地盤のひずみ量の関係だけではなく, 施工時の地盤の拘束圧の変化を考慮する必要がある。

施工時の観測は例えば宮城¹⁾や日本建設業連合会²⁾など数多く報告されているが, 地中応力およびひずみの大きさに見合う地盤の変形係数を考慮し, 掘削に伴う支持地盤の浮き上がりおよび沈下挙動を比較的よく予測した事

例は青木³⁾などの報告があるものの, 事例としては少なく, その適用性を明確にするためには実測値との対応を確認することを含めデータの蓄積が必要である。

今回, 上部構造にコアウォールを採用した超高層建物

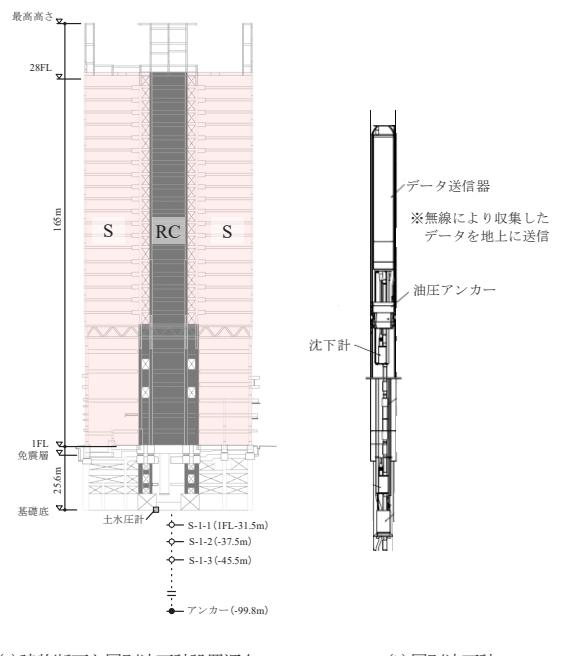


図1 建物概要および層別沈下計

* 1 戸田建設(株)技術研究所 修士(工学)

Technology Research Institute, TODA CORPORATION, M.Eng.

における直接基礎の地盤変状を観測する機会を得ることができた。本報告ではその1として、施工時における観測結果を示した後に、地盤のひずみ依存および拘束圧依存を考慮した沈下計算と観測値の対応を確認した。

2. 工事概要

2.1 地盤と建物の概要

地盤と建物の概要を図1および図2に示す。図中にN値と地盤断面およびPS検層により得られた弾性波速度Vs、計測機の設置深度を示す。敷地は都内に所在し、表層から有楽町層(Yus)、東京層(Toc)、1FL-22mからN値50以上の東京礫層(Tog)および上総層(Ks)で構成され、被圧水頭(Tog)は1FL-10mに確認された。

対象建物は地上28階、地下3階、高さ165mの複合用途ビルであり、免震層を1階床下に設けた中間層免震構造を採用している。免震層より上層の構造はダブルH形のコアウォール(RC)を心棒としてエリア中央部に配置し、外周部は鉄骨造(S)で構成されるため、中央部の固定荷重が外周部に比べ大きい。なお、上層(図3中高層エリア)は地下より1スパン分セットバックしている。

基礎平面は1辺約65mの矩形形状で、基礎(RC)の構造形式は東京礫層を支持層とした直接基礎(基礎底1FL-25.6m Vs=480m/sec)とし、中央部と外周部の不同沈下を抑えるために基礎梁せいは最大6.3mで計画した。設計時に想定した基礎面積あたりの建物重量(平均荷重度)は630kN/m²となり排土重量400kN/m²を大きく超える。

施工は地下掘削を床付け深度まで完了した後、基礎から躯体を順次構築する順打ち工法を採用した。上部構造を施工する際には中央部のコアウォールが外周部の鉄骨造に比べ先行して構築される。

2.2 挙動観測の概要

施工時の安全性および設計の妥当性を確認するため、図3に示す位置に層別沈下計、土水圧計およびひずみ計を設け、その挙動を観測した。計測項目は地盤変状(鉛直方向の変位量)、基礎直下の間隙水圧および接地圧、山留め(ソイルセメント壁)芯材先端軸力である。

地下掘削および新築建物構築に伴う地盤のリバウンドおよび沈下量を把握するため、コアウォール直下および外周部にバランス良く層別沈下計を設置した。アンカ一体の深度は地盤変状が限りなく小さいと考えられる1FL-99.8mとし、これを不動点と見なした各深度(1FL-31.5m, -37.5m, -45.5mの3段)の鉛直変位量を計測している。最浅部1段目は基礎底から6m深部に位置する。また、度々問題となる施工時の計測ケーブル切断により計測不能となるリスクを避けるため、無線式を採用した。最浅部である1段目に付属しているデータ送信機から地上に設置した受信機に定期的にデータを送信する。層別沈下計は掘削開始前に設置、初期値を取得し、竣工後2025年現在も継続してデータを取得している。本報告では1段目の計測データを抜粋して示す。

また、基礎構築前に間隙水圧計および土圧計(鉛直)をそれぞれ基礎直下に設置し、間隙水圧計は施工時のDW(ディープウェル)稼働停止に伴う被圧の回復、土圧計は新築建物構築時の接地圧の推移を確認する目的で可能な限り層別沈下計と近接した位置に設置した。計測は上棟完了まで実施した。

本建物は免震層より上階がセットバックしており、山留め直上に本設躯体が存在するため、新築の建物荷重を負担する可能性がある。施工時の建物挙動を確認するために山留め芯材先端にひずみ計を設置した。

3. 観測結果

図4から図8に観測結果を示す。図中横軸は掘削開始からの経過日数を示しており、施工時の状況も併せて記載している。

図4より、床付け完了時においてコアウォール直下のS-5地点で最大27mmのリバウンドが発生し、基礎耐圧版の構築以降、建物構築に伴い沈下側に推移し、上棟時には床付け完了時より32mmの沈下が生じている。上棟以

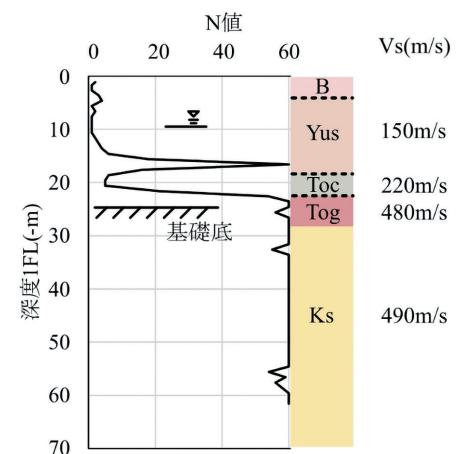


図2 地盤概要

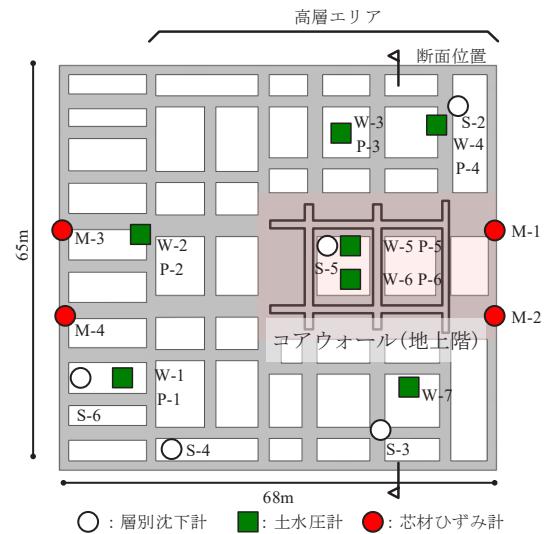


図3 基礎平面形状および計測位置

降の変状は小さい。外周に設置した S-2, S-3, S-4および S-6はリバウンドおよび沈下量が10mm 程度と中央に比べて変状が小さい。S-6の沈下量が特に小さいのは免震層よりも上層がセットバックしているため、地上構築以降

の基礎に作用する荷重増分が小さいことが考えられる。

図 5 に山留め芯材先端の軸力推移を示す。山留め支保工は地盤アンカー工法を採用しており、地下構築完了まではアンカーの緊張・除去により軸力が変動している

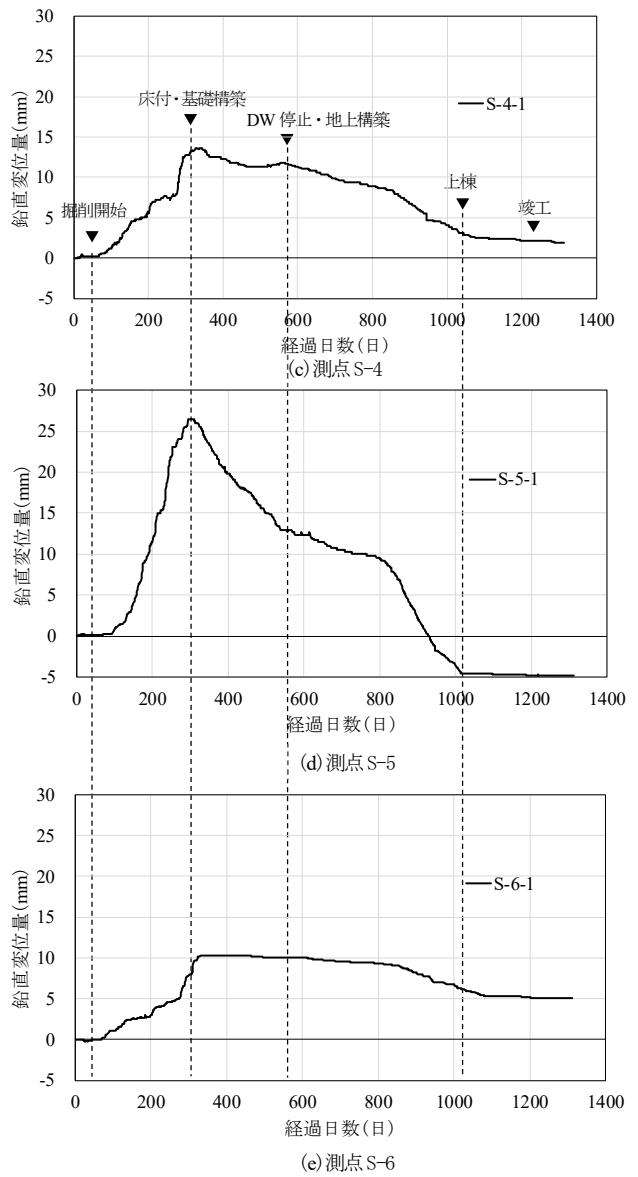
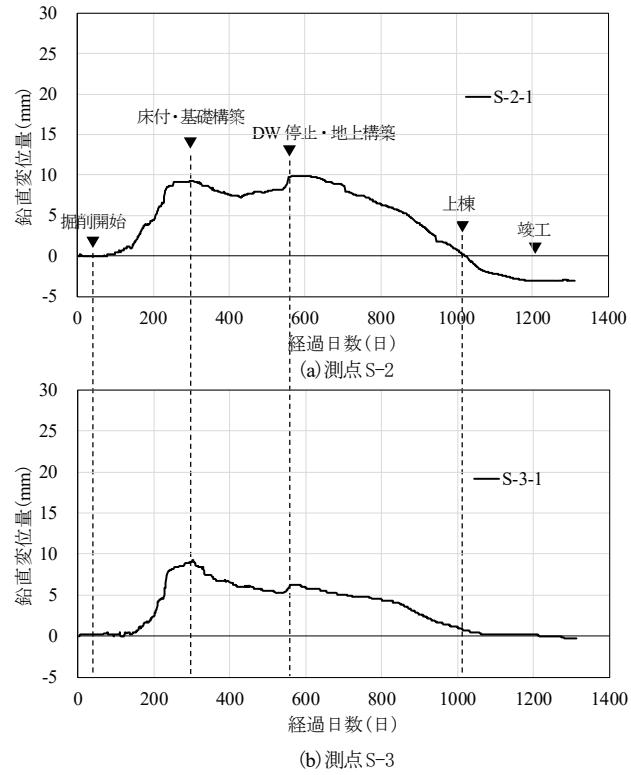


図 4 地盤の変状 (層別沈下計)

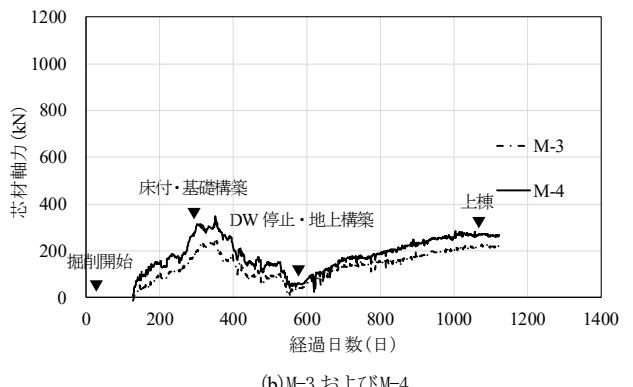
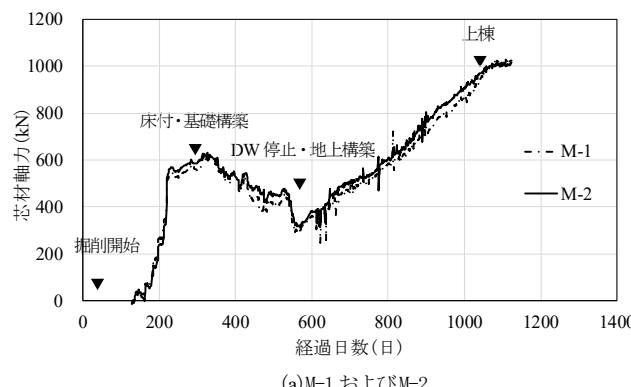
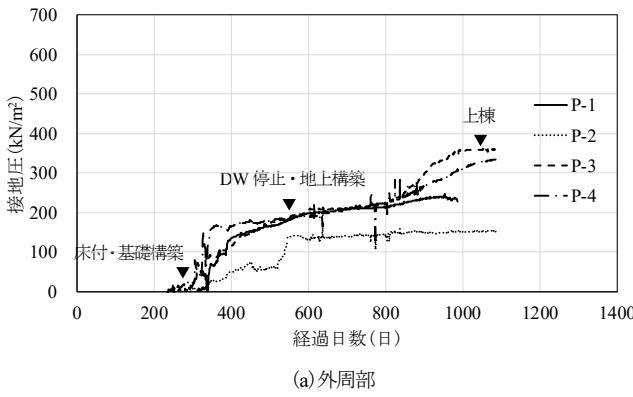
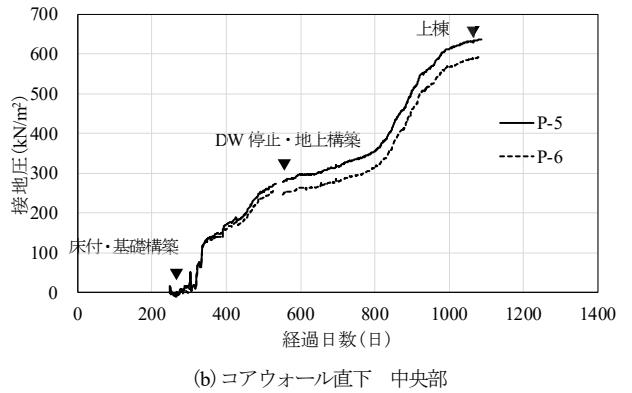


図 5 芯材先端軸力の推移



(a) 外周部



(b) コアウォール直下 中央部

図 6 接地圧の推移

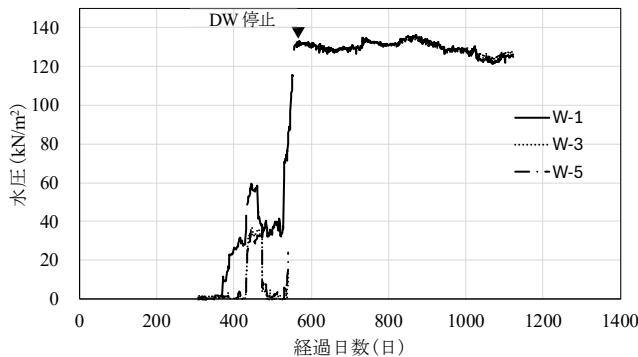


図 7 水圧の推移

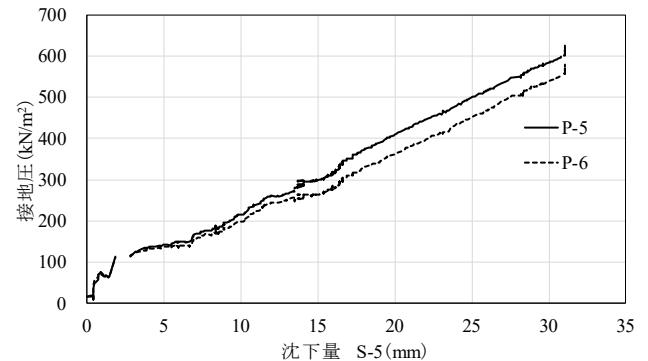


図 8 接地圧と沈下量の関係

ことが考えられるが、地上構築に伴い上棟まで軸力が単調増加している。上棟時の芯材軸力はM-1およびM-2は1,000kN程度、M-3およびM-4は200kNの圧縮軸力となり、計測位置で異なる結果となった。外周部の沈下量が中央部に比べ比較的小さいのは山留め壁が建物荷重に対して抵抗している可能性がある。

図6に接地圧の推移を示す。全測点で建物の構築に応じて値が増加している。上棟時の接地圧はコアウォール直下で600kN/m²、外周部は150～350kN/m²と値に差が見られる。これは上部構造の平面的な荷重差が原因の1つとして考えられるが、図5で示したように、山留め壁の抵抗も影響していると考えられる。

水圧の推移を図7に示す。W-1, W-3, W-5を抜粋して記載しているが他の測点も同様の傾向であることを確認している。床付け時にはDWによる減圧を実施しているため、被圧水頭は1FL-30m程度であったが、地下躯体構築後、経過日数500日以降にDWを停止させると全測点で水圧が130kN/m²程度まで上昇し、DW稼働前と同等の水圧に回復している。

同時期の層別沈下計の推移を確認すると、S-2～S-4は一時的にリバウンド側に推移するのに対して、S-5は横ばいに推移し、測点により傾向が異なる。

図8にコアウォール直下に設置した土圧計P-5, P-6と層別沈下計S-5の関係を示す。載荷初期に接地圧が急増し、以降沈下量7mmまで横ばいに推移する。以降は単調

増加する。接地圧と沈下の関係が単調増加する要因として、新築建物構築に伴い地盤のひずみが増加することにより剛性が低下するが、同時に地中応力（拘束圧）が増加することで、それらが相殺されるためと考えられる。

4. 沈下検討

以降に示す方法で地盤の沈下検討を実施し、実測値との比較を行う。検討手法は建築基礎構造設計指針⁴⁾に準拠し、弾性論に基づく沈下量算定式として、Steinbrennerの近似解に基づく多層近似解を用いた。本検討では地盤を弾性体と仮定して計算するため、ヤング係数の設定方法が沈下量を評価する上で重要となり、様々な報告^{5～8)}がある。

本建物は排土重量が400kN/m²、建物構築完了後におけるコアウォール直下の接地圧がおよそ600kN/m²と施工期間中の地中応力の変動が大きく、地盤の沈下挙動には地盤剛性のひずみ依存と拘束圧依存の影響が大きいと考えられる。そこで、図9に示す手順で地盤剛性を評価して沈下量を算定した。通常、沈下を予測する場合にはSteinbrennerの近似解に基づく地盤ばねと新築建物の剛性を評価したモデルを用いて沈下量を求めるが、3.観測結果で示したように山留め壁が新築建物荷重の一部を負担している可能性があることや、設計時の想定荷重は積載荷重を含んでおり、荷重を過大評価してしまう恐れがある。本報告では地盤の変形係数の評価を主目的とし

ているため、本報告での載荷重は土圧計より得られた値を参考に図10に示す分布荷重を床付け深度に載荷した。なお、DW稼働停止に伴い支持層である東京礫層の被圧水頭が回復していることから、敷地全体に鉛直上向き 130kN/m^2 の分布荷重を作用させた。

本検討の沈下計算に用いた地層構成および地盤定数を表1に示す。地盤の深さ方向は通常、載荷面積 $A=4,400\text{m}^2$ に対して $\sqrt{A}=66\text{m}$ の2倍程度を沈下計算の対象深度とすることが多い⁷⁾が、本報告においては層別沈下計（1～3段）の計測値を参考に基盤幅の1.5倍とした。地盤のポアソン比 ν は砂質および砂礫が主体であるため0.3, 0.35として設定した。

微小ひずみでの初期せん断弾性係数 G はPS検層より得られたS波速度 V_s より求めた。 $G/G_0-\gamma$ 関係は動的変形特性試験を実施した上で設定すべきであるが、本報告においては基礎構造設計指針を参考に設定した。設定した土層ごとに中央（コアウォール直下）の地下水位の変動を考慮に入れた有効応力を算定し、拘束圧を考慮した地盤の変形係数を設定し、各層のひずみ γ を算定した上で地盤のひずみレベルによる低下を考慮した。新築構築に伴う拘束圧増減による地盤の変形係数を評価するにあたり、新築建物構築に伴う拘束圧依存性は基礎構造設計指針を参考に考慮した⁴⁾。

基礎直下の地盤の沈下分布を図11に示す。最大沈下量はコアウォール直下の 31.6mm 、外周部は 4.3mm となり、地盤のひずみ依存と拘束圧依存を適宜考慮することにより、実測値と対応することを確認できた。ただし、パラメータの設定方法によっては結果がばらつくことも考えられるため、パラメトリックスタディによりどの程度のばらつきが生じるか把握する必要がある。

5. おわりに

上部構造にコアウォールを有する直接基礎形式の超高層建物について、掘削開始から新築建物上棟までの観測記録を示した。また、地盤の変形係数の評価として、

表1 検討に用いた地盤構成

層	層厚 (m)	下端深度 (床付けレベル-m)	微小ひずみ時の 変形係数 E_{ps} (kN/m ²)	ポアソン比 ν (-)
1	7.6	7.6	1,443,533	
2	5.1	12.7	808,813	
3	9.9	22.6	1,029,680	
4	10.8	33.4	1,283,780	
5	10	43.4		
6	10	53.4		
7	11.4	64.8		
8	15	79.8		
9	17.4	97.2		
			1,571,427	0.35

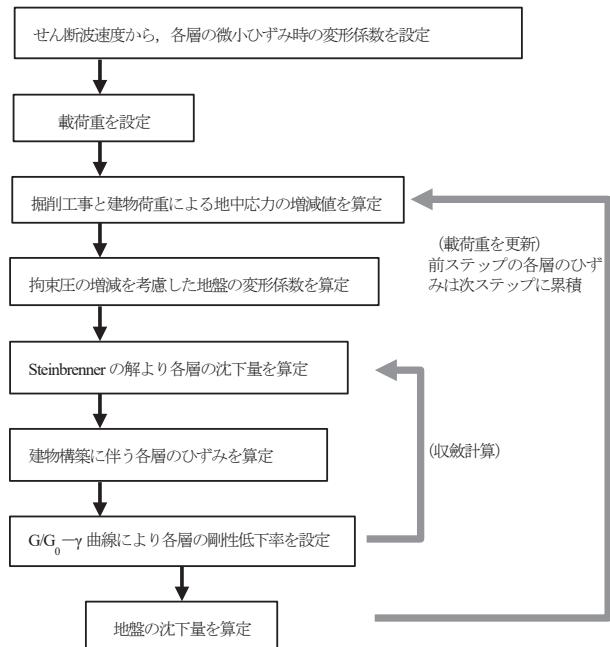


図9 沈下の検討手順

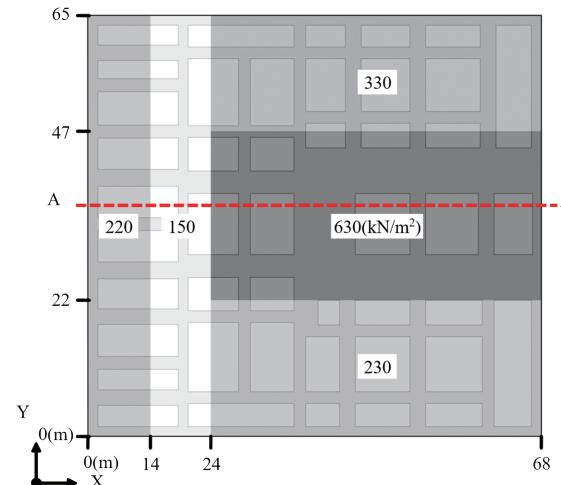


図10 検討に用いた接地圧分布

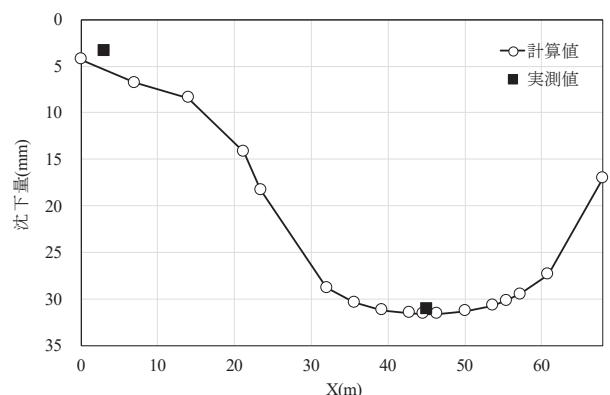


図11 沈下量分布 (図10中 A-A' 断面)

地盤のひずみ依存と拘束圧依存を考慮した沈下検討を行い、実測値と対応することを確認した。

超高層建物でより正確な地盤の挙動を予測・把握するためには、先に示した地盤の変形係数の評価だけではなく、新築建物構築の施工過程（地下水の揚水等に伴う地盤の有効応力の変動を含む）、山留め壁の荷重分担等を把握する必要があることがわかった。また、施工時においてもリアルタイムで取得した観測結果をもとに適宜フィードバックして建物構築完了時の変状を予測することが重要である。今後は本建物における設計および施工段階における検討モデルでの比較検証を実施していくとともに、計測データを蓄積し、検討手法の妥当性を確認していく。

謝辞

本建物の計測およびデータを整理するにあたり、ご協力いただいた関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 宮城他 東京都港区に建つ超高層建物における地盤モニタリング その1：建物及び計測概要、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.483-484 2024.8
- 2) 日本建設業連合会 建物の沈下観測データの収集とDB化報告書、2014.3
- 3) 青木他 大規模直接基礎構造物の建設時における支持地盤の浮上り・沈下計測とその予測、日本建築学会技術報告集 第5号、pp.80-84、1997.12
- 4) 日本建築学会 建築基礎構造設計指針、2019.11
- 5) 堀井他 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
- 6) 周他 超高層建物の建屋剛性が即時沈下に与える影響の解析的検討 その2：結果・考察、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.397-398 2020.9
- 7) 日本建築学会 地盤の変形係数評価法に関する研究の現状、1997.9
- 8) 玉置他 堀削および構築時の支持地盤のヤング係数の変化、日本建築学会構造系論文報告集 第446号、1993.4