摩擦杭で支持された高層建物の沈下挙動

第1報—観測結果とその考察

SETTLEMENT BEHAVIOR OF A TALL BUILDING SUPPORTED
BY FRICTION PILES

Part 1—Observation Results and its Consideration

真島正人*, 榎並 昭**, 長尾俊昌***, 若命善雄****

*Masato MAJIMA, Akira ENAMI, Toshiaki NAGAO
and Yoshio WAKAME*

A tall building completed in April, 1994 in Niigata has been supported by friction piles due to local foundation characteristics. The project gave an opportunity to perform pre-monitoring settlement analysis, as well as to monitor the foundation behavior during a period of about 3 years, commencing at the initiation of construction and terminating 9 months after completion of the building. The main observation results are: The final maximum foundation settlement was 22mm, including 4mm in the last 9 months. As differential settlement of foundation increased, earth pressure and axial force on pile head were redistributed by the structural rigidity. With the increase in water pressure, the load shearing ratio between pile head and foundation slab varied from 2:1 to 4:1. It was confirmed that foundation settlement under construction may be controlled to some extent by managing pumping water.

Keywords: building, friction pile, foundation, ground, settlement, observation

高層建物, 摩擦杭, 基礎, 地盤, 沈下, 観測

1. はじめに

1993年4月に完成した地上21階、地下3階の高層建物は新潟市内最大の規模でありながら、その地盤特性から摩擦力に期待した場所打ちコンクリート杭によって支持されている。そのため、設計段階において、鉛直載荷試験により杭の支持力を確認すると共に、Boussinesqの解と梁要素を組合わせた3次元FEM解析により建物の沈下量を予測した。その結果、地下水位が回復した状態での最終沈下量は許容値を下回るものの、地下水位を低下させた状態で地上躯体を構築すると、沈下量が許容値を上回る可能性のあることが予想された¹⁾。一方、杭基礎建物の沈下観測事例については、摩擦杭を含めこれまでに数多く報告されている^{2)~15)}が、地上10階を越えるような摩擦杭形式の建物に対する観測結果の報告は少ない¹⁵⁾。

以上のような経緯から、当建物の安全性の確認、摩擦杭に支持された高層建物の沈下挙動の把握、および、解析に用いた沈下予測法の検証等を目的として、地盤の層別リバウンド量と沈下量をはじめとする各種の挙動観測

を、工事開始から建物完成約1年後までの約3年間にわたって実施することになった。本論文では、第1報として、観測システムの概要、観測結果、および、観測結果に対する考察について述べる。

2. 地盤特性と建物概要

2.1 地盤特性

図1に建物長辺方向の中央部断面と土質柱状図を、図2に各土層の土質特性、原位置試験および室内土質試験結果を示す。図1、図2から明らかなように、深度15m~35mにN値30~40の砂質土層(白根上部層)が堆積するものの、N値50以上を示す堅固な土層は深度約110mまで出現しない。新潟市内の中層建物では、深度15m~35mに堆積した上部白根層を杭の支持層としており、当建物の杭もこの層の摩擦力に期待した設計となっている。この下部、深度65m~105mにはN値15前後のシルト層(白根中部層)が約40mの厚さで堆積している。白根上部層と白根

* 大成建設(株)技術研究所

** 日本大学理工学部建築学科 教授・工博

*** 大成建設(株)技術研究所

**** 大成建設(株)技術研究所

Technology Research Center, Taisei Corporation
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Engineering,
Nihon Univ., Dr. Eng.

Technology Research Center, Taisei Corporation

Technology Research Center, Taisei Corporation

建物概要

建築面積：3300m² 延床面積：37000m²

階数：地下3階，地上21階

構造形式：地下RC造，地上S造

基礎構造：場所打ちコンクリート杭

建物重量：高層部30tf/m²，低層部18tf/m²

図1 建物長辺方向断面、土質柱状図、層別沈下計測位置

中部層を比較すると、N値は前者の方が明らかに大きい
が、S波速度は後者の方が大きく、湿潤密度に大差がない
ことから、変形係数(せん断弾性係数 G_0 、ヤング率 E_0)は
むしろ後者の方が大きい。図2より、N値の違いは細粒
分含有率の違いによるものと考えられる。

なお、土質試験結果によれば、白根中部層の圧密降伏
応力は8~10kg/cm²を示し、有効土被りに対して少なくと
も10tf/m²以上過圧密状態にある。これに対し、平均荷重度
は高層部約30tf/m²、低層部約18tf/m²、平均排土重量は高層
部約33tf/m²、低層部約25tf/m²となるので、地盤掘削や建物
建設による弾性変形は生じて過圧密沈下を生じる可能性
はないと判断される。

2.2 建物概要

当建物は、図1に示したように地上21階(高さ125m)、地
下3階(床付け深度19m)、建築面積約3300m²である。長期
荷重に対する地盤支持力の観点からは直接基礎とすること
も可能であったが、地震時における低層部の浮き上がり
が懸念されたため、杭基礎を採用することになった。図
3に基礎伏図を示す。合計157本の場所打ちコンクリート
杭が低層部で1柱当たり1本、高層部では1柱当たり2
本設けられている。建物は深度39m(砂-シルト互層)まで
設置されたこれら杭(直径1.5~2.0m)と最大厚さ3.7mの基
礎スラブ(耐圧マット)により支持されている。杭の鉛直支
持力は、基礎構造設計指針の算定式による値と鉛直載荷
試験結果を総合して表1の値を採用した。杭の鉛直載荷

図2 土質特性、原位置・室内土質試験結果

図3 杭伏図

表1 杭の許容鉛直支持力

杭径 (m)	設置深度 (GL-m)	杭長 (m)	長期許容 支持力(tf/本)	短期許容 支持力(tf/本)
1.5	19.0~39.0	20.0	525	1050
	15.3~39.0	23.7	580	1160
1.8	19.0~39.0	20.0	680	1360
	15.3~39.0	23.7	740	1480
2.0	19.0~39.0	20.0	790	1580
	15.3~39.0	23.7	860	1720

図4 杭の鉛直載荷試験結果

試験には直径1.5mの杭を用い、地表面からGL-19mまでの摩擦をカットした状態で最大荷重2000tfまでを5サイクルで載荷する方法によって試験を実施した。図4に、載荷試験結果のうち、杭頭荷重-杭頭沈下率(杭頭沈下量/杭径)関係と杭頭荷重-荷重先端到達率関係を示す。因みに、杭周面摩擦力は杭頭荷重1200tfで降伏し、その荷重での杭頭沈下率は1.7%となった。また、最大荷重時の杭頭沈下

図5 層別沈下計詳細図

率は7.3%となった。

一方、耐圧マットの設計に際しては、GL-105mまでの地盤を対象とし、基礎剛性を考慮して沈下および応力・変形解析を行い、各部材はこの結果に対して許容応力度以内に収まるように設計した。

3. 観測概要

3.1 計測項目と計測方法

地盤および建物の挙動観測は、①地盤の層別リバウンド量および沈下量、②基礎の相対沈下量、③基礎底面下の水圧、④基礎底面下の土圧、⑤杭頭部のコンクリートおよび主筋の応力、の5項目について実施した。以下に各項目ごとの計測方法について示す。

(1) 地盤の層別リバウンド量および沈下量

地盤の層別リバウンド量および沈下量は、ワイヤ式変位計により計測した。この変位計は、ボーリング孔内に設けられた複数の水圧式アンカー体、耐圧マット内(または地上部)の測定部、および両者をつなぐワイヤとから構成され(図5参照)、各アンカー体と測定部との相対変位量がワイヤの伸縮量として計測される。リバウンド計測時には測定部は地上に設けられており、変位量をポテンシオメータにより検出する。沈下計測時には測定部は耐圧マット内に埋め込まれ、変位量は差動トランス型変位計により検出される。ポテンシオメータから差動トランス型変位計への変換はマットコンクリート打設直前に実施される。図1に示したように、この建物では高層部・低層部の2地点において、4深度のリバウンド量と沈下量を計測した。

(2) 基礎の相対沈下量

基礎の相対沈下量は連通管式沈下計によって計測し

図6 相対沈下、土圧、水圧、杭頭軸力の計測位置

図7 土圧計、水圧計の取り付け状況

た。連通管式沈下計は、基準となる水タンクの水位を測定点において差圧計により測定するもので、基準タンクと測定点の間に生じる相対沈下量を水圧の差として記録する。1つの基準タンクに対して複数の測定点を設けることで、各測定点間の相対沈下量を得ることができる。図6に沈下計の取付位置を示す。沈下計は高層部に2系統13点、低層部に1系統12点の合計25点に設置した。

(3) 基礎底面下の水圧

水圧は基礎底面下50cmの位置において間隙水圧計により計測した。測定位置は、低層部、高層部ともに3箇所とした(図6参照)。

(4) 基礎底面の土圧

建設に伴う基礎底面の土圧変動を土圧計により測定した。測定箇所は、図6に示したように高層部5箇所とし、杭間のほぼ中央の基礎スラブ下に設置した。

取付状況を図7に示す。

(5) 杭頭部のコンクリート及び主筋の応力

杭頭部の軸力を求めるため、杭頭部にコンクリート応力計(ひずみゲージ型: 測定範囲100kgf/cm²以内)および鉄筋計(ひずみゲージ型: 測定範囲±2000kgf/cm²以内)を設置した。図8に各々の計器の取付方法を示す。コンクリート応力計は杭の断面中央に、鉄筋計は向かい合う杭主筋に対となるように取付けた。測定対象とした杭は、図6に示すように、高層部の荷重を受ける杭で、中央部2本と端部2本とした。

3. 2 計測機器の取付と計測工程

計器の設置作業は、建設工事の進行状況に合わせて実施した。初めに低層部層別沈下計の取付用ボーリング(91年2月、以下91/2と表示)、続いて高層部用ボーリング(91/

図8 杭頭部計器の取付方法

表2 建物の施工と各種計測の工程

実施内容	90	1991年	1992年	1993年	94
止水壁工事					
杭工事					
掘削・山留工事					
揚水					
地下躯体工事					
地上躯体工事					
仕上工事					
層別変位					
基礎下土・水圧					
杭軸力					
基礎相対沈下					

4)を実施した。低層部の掘削を終了した同年9月から低層部の層別沈下計の盛替え作業と間隙水圧計の設置作業を行った。高層部については、掘削を終了した同年11月から

層別沈下計の盛替えと間隙水圧計・土圧計の設置作業を行い、杭頭処理に合わせてコンクリート計・鉄筋計の取付作業を行った。相対沈下計測用の連通管式沈下計は、B2階床下に設置するため、B3階の躯体工事が終了した92年2月より取付作業を開始した。表2に建物の施工と各種計測の工程を示す。

4. 観測結果

4. 1 掘削による地盤のリバウンド量

掘削工事は91年5月より6段階に分けて行われ、1段掘削ではGL-3mまでをほぼ均等に掘削し、2段掘削以降では高層部をやや先行させた。低層部については2段掘削を高層部より約20日遅れて開始し、最終床付け深さ(GL-15.3m)までの掘削を4段階で終了した。リバウンド量の計測は、掘削作業の都合上、2段掘削と同時に開始した。図9に、リバウンド量と掘削深さの経時変化を示す(ただし、掘削深さは掘削土量より算出した平均的な値であ

り、全面を均等に掘削したわけではないので、その経時変化は必ずしも正確な値ではない)。同図に示したリバウンド量は、基礎底面と各深度のアンカー部との相対量を示したものであり、最深部(GL-110m)を不動点と考えると、同図中のGL-110mに対応する値が絶対リバウンド量となる。掘削終了時の地盤の絶対リバウンド量は、低層部で約15mm、高層部で約28mmに達した。測定開始90日付近(掘削深さGL-15.3m)までの(a),(b)の挙動の違いは、2段掘削以降で高層部を先行させたこと、計測位置が(a)より(b)の方が中央寄りであることに起因している。また、同図より、掘削面よりGL-66mまでのリバウンド量が全リバウンド量の60~70%以上を占めていること、および、リバウンド量が掘削深さの急増にいち早く反応していることがわかる。なお、同図(b)のGL-36mのデータについてはケーブルの絶縁不良により正確な値が計測されず、層別沈下量の計測開始140日付近より測定不能となった。

4. 2 躯体構築による地盤と基礎の沈下量

(1) 地盤の層別沈下量

図9 地盤のリバウンド量と掘削深さの経時変化

図10 地盤の層別沈下量の経時変化 (高層部)

図11 地盤の層別沈下分布 (高層部)

図10に、高層部直下の地盤における層別沈下量の経時変化を示す。同図の沈下量については、測定開始日(91/11/6)を0mmとして表示しており、この値と図9の最終リバウンド量とがほぼ対応している。各深度の沈下量はリバウンドの場合と同じく、基礎と各深度の相対沈下量を表しており(GL-110mに対応する値が絶対沈下量)、最終計測時点(94/2)で最大18.5mmの絶対沈下量が記録されている。同図には、躯体工事の主要な工程を併記したが、沈下の進行は施工過程と深い関連がある。すなわち、短期間で大きな変化のあった計測開始から20~40日の間、および、80~130日の間では、それぞれ計測点直上の耐圧マット(厚さ3.7m)および地下躯体のコンクリートが打設されている。また、300日付近の変化は、施工の都合上、一度回復させた地下水位を再度低下させたことによるものである(図13参照)。水位の低下は数日間の一時的なものであったが、それに直ちに反応して沈下量が増加し、再び地下水位が回復した後も沈下量は殆ど戻っていない。

360日以降、沈下は収束傾向にあるものの僅かながら増加し、建物完成から9ヶ月間に最大2mm程度増加している。特に、780日以降、沈下速度を僅かながら速めているが、これは基礎底面下の水圧が僅かに減少傾向にあるためである(図13参照)。なお、GL-66mのデータは段階状の挙動を示しているが、これは沈下計測用に変換した計測

図12 基礎の沈下分布 (長辺方向)

図13 基礎底面下水圧の経時変化 (高層部)

器が滑らかに作動しなかったためと思われる。

一方、図11に、高層部直下の地下躯体完成時(92/4)、建物完成時(93/4)、および、最終計測時(94/2)における地盤の層別沈下分布を示す。140日付近よりGL-36mでのデータが測定不能となったため、基礎底面から杭先端付近の層別沈下量は明らかではないが、いずれの時点とも、基礎底面からGL-65mの間の砂層および砂-シルト互層(白根上部層：厚さ約45m)の沈下量が全沈下量の80%以上を占め、GL-65~-105mに存在するシルト層(白根中部層：厚さ約40m)の沈下量は全沈下量の20%以下であり、N値の低いシルト層より、その上部に存在する比較的N値の高い砂層および砂-シルト互層の沈下量が卓越していることがわかる。この層別変位分布の傾向は、前述したリバウンド量の分布傾向と比較的良く一致している。

(2) 基礎の相対沈下量

図12に、図11と同一時点における、連通管式沈下計により計測した基礎各部位の相対沈下量に、高層部の層別沈下計(5の近傍)によって得られた絶対沈下量(図10(b)のGL-110mの値)を加えた長辺方向の沈下分布を示す。

同図によれば、基礎の最大沈下量はいずれの時点とも3で記録されていること、および、最大沈下量の増加に伴って基礎の相対沈下量も増加することがわかる。ただし、地下躯体完成時と最終計測データとを比較すると、最大沈下量の増加率が約70%(12.6mmから21.9mm)となったのに対し、相対沈下量の増加率は約93%(5.6mmから10.9mm)となり、後者の方が明らかに大きい。これは、地下躯体完成以降の荷重の増加量が高層部の位置する建物中央部で際立って大きいことに起因している。

なお、最終計測時の平均変形角(図12の3-14間の勾配)は1/4150(rad)、最大変形角は1/3250(rad)であった。

4. 3 基礎底面下の水圧

図13に、高層部の基礎下における水圧の経時変化を示す。水圧は計測開始から240日後に上昇を始め、290日後に約1.6kg/cm²に達した。この間の地下水位の上昇は建物の沈下抑止を目的とした当初からの計画に沿ったもので

図14 基礎底面下土圧の経時変化 (高層部)

ある。地下水位の上昇管理は、揚水ポンプの稼働台数を減らすことで行い、ポンプを3段階に分けて順次停止した。各段階のポンプ停止から次の段階への移行は、ポンプ停止により上昇した地下水位の安定および建物の沈下等を十分確認した後にいった。ただし、300日付近で工事の都合上、一時的にポンプの稼働台数を増加させ、地下水位の低下を図った。このポンプ停止と稼働の影響は、図10の地盤の層別沈下量に明確に現れている。すなわち、それまで増加傾向であった沈下量は、240日以降増加速度を緩めており、1回目のポンプ停止では、僅かながら沈下量の減少も認められる。240日以降も、鉄骨工事が継続されて建物重量が増加していることを考慮すると、地下水位上昇による沈下制御は大きな効果を挙げたと考えることができる。これに対し、300日付近で一時的に水压を 0.8kgf/cm^2 程度低下させたことにより、沈下量も急増している。一方、360日以降の水压は、 $1.7\sim 1.8\text{kgf/cm}^2$ の範囲にあり、水压計の設置深さから換算した最終計測時点における地下水位は、約GL-2.0mとなっている。

4. 4 基礎底面下の有効土圧

図14に、基礎底面下における有効土圧(土圧計の計測値より水压を差し引いた値：以下土圧と呼ぶ)の経時変化を示す。土圧は、耐圧マットを打設した計測開始時点から60日前後の間で $0.4\sim 0.5\text{kgf/cm}^2$ まで急増し、その後240日までの間も躯体工事の進行に伴って漸増している。しかし、240日付近より揚水ポンプの停止によって水压が急上昇すると、土圧は減少傾向に転じ、260日付近で最小値を示す。その後、300日付まで躯体重量の増加により、僅かながら増加を続ける。

測定開始から300日付近までの土圧は、躯体工事の進行や水压の影響を受けながらも、測定位置によらずほぼ同一の傾向を示している。これに対し、300日以降の土圧は、測定位置により明らかに異なる傾向を示している。すなわち、高層棟の中央部(2),(3)では減少するが、隅角部(5)では漸増している。なお、300日付近の一時的な水压低下により、土圧も 0.05kgf/cm^2 程度増加するが、層別沈下量

や後述する杭頭軸力ほど大きな影響を受けていない。

4. 5 杭頭部の軸応力

図15および図16に、杭頭部のコンクリート計と鉄筋計から求めた軸応力の経時変化を示す。両図とも、最初の基礎コンクリート打設時を基準とし、引張側を正として表示している。これらの図から、躯体構築によって杭頭部には圧縮力が作用するが、計測開始から90~120日、および、240~300日間では水压上昇の影響によって、杭頭部に作用する圧縮力が減少したことが分かる。高層棟中央部のNo.2およびNo.3では、計測された値に差はあるもののほぼ同様の傾向を示し、300日以降、圧縮応力が僅かに減少している。これに対し、隅角部のNo.4では、No.2、No.3と異なった傾向を示す。特にコンクリート応力については、約60日以降引張側となるが、300日付近を境界として圧縮側に増加する傾向を示し、その後もこの状態を維持している。鉄筋応力も75日以降ほぼ同様の傾向を示している。

300日以降における、圧縮応力が高層棟中央部のNo.2、No.3で減少、隅角部のNo.4で増加する現象は、土圧の変動傾向と良く一致している。すなわち、360日以降、高層棟直下の土圧と杭軸力の総計は、中央部で減少し、隅角部で増加する傾向にある。

一方、図17に、No.2、No.3の杭、および、(2)、(3)の土圧計の計測値と、両杭の支配面積を用いて計算した、高層部中央付近における杭と基礎スラブの負担荷重の経時変化を示す。杭頭部の軸力は、杭1本当りの計測点数が少ないため正確さに欠けるが、同図から杭頭部の軸力および基礎スラブから地盤への伝達荷重(接地荷重)を求めることができる。同図によれば、杭頭軸力・接地荷重とも、40日から240日の間では大きな変動は認められない。その後、240日から300日の間の浮力の変化によって、杭頭軸力や接地荷重は変動するが、その幅は杭頭軸力の方が明らかに大きい。一方、300日以降においては、水压(浮力)の変動が極めて小さいにも拘らず、両者とも減少傾向を示す。

図15 杭頭部コンクリート軸力の経時変化 (高層部)

図16 杭頭部鉄筋軸力の経時変化 (高層部)

図17 杭と基礎スラブの負担荷重の経時変化

図18に、高層棟中央部における、接地荷重と杭頭軸力の合計に対する杭頭軸力の比率（杭の荷重分担率）を示す。同図によると、杭の荷重分担率は、計測開始から300日までの間においては250日前後を除きほぼ一定（65～70%）で、その後漸増する傾向にある。同図より、杭の荷重分担率が一定となっている計測開始から300日までの間の杭と基礎スラブの荷重分担比は約2：1、最終計測時の分担比は約4：1であることがわかる。

なお、最終計測時における杭頭軸力は、高層棟中央部で約120tf、隅角部で約210tfとなり、設計軸力(525tf)の1/4～1/3となっている。

4. 6 観測結果のまとめと考察

最終計測時までの計測結果をまとめ、それらに対して考察を加えた結果を以下に示す。

(1) 地盤のリバウンド量

低層部GL-15.3m、高層部GL-19.0mまでの掘削を終了した時点の実測リバウンド量は、GL-110mを不動点とすると、低層部で約15mm、高層部で約28mmとなった。一方、リバウンド量と掘削深さの経時変化より、透水性の高い地盤では、掘削に伴う荷重の減少にリバウンドが即座に反応することが明らかとなった。

(2) 地盤の沈下量

①最終計測時点の地盤の最大沈下量は、GL-110mを不動点とすると18.5mmとなり、建物完成から9ヶ月間に2mm程度増加し、今後も僅かながら増加する傾向にある。建物完成後からの沈下の進行には地下水位低下の影響も多少含まれている。しかし、地下水位変動量は極めて小さいこと、掘削による排土重量が建物重量を上回っていること、建物完成後の上載荷重の増加は認められないこと、GL-65m～-105mの洪積シルト層では圧密沈下の可能性がない等の条件を満たしていることから、従来の考え方からすれば、当建物の沈下は即時沈下に分類されると思われるが、即時沈下と言えども、沈下が少なくとも1年程度増大することが明らかとなった。

②300日付近で水圧を1.7kgf/cm²から0.8kgf/cm²に低下させ

図18 杭の荷重分担率の経時変化

たことにより、地盤沈下量は最大1.8mm増加した。水圧の低下は数日間の一時的なものであったが、水圧が回復した後も沈下量は殆ど戻っていない。この現象より、地盤の沈下挙動は非可逆的であることが明らかとなった。また、GL-65m～-105mの洪積シルト層は透水性が低く、基礎底面直下の急激な水圧変動の影響を殆ど受けなかったと予想されることから、この期間中の沈下量の大部分は、基礎底面からGL-65mまでの砂層および砂-シルト互層(白根上部層)において生じたものと考えられる。

③地盤の層別沈下分布図によると、基礎底面からGL-66mまでの砂層と砂-シルト互層の沈下量が全沈下量の80%以上を占め、GL-65～-105mに存在するシルト層の沈下量は全沈下量の20%以下である。これは、上記砂層や互層より、その下部のシルト層(白根中部層)のヤング率が大きいことが最大要因あると考えられるが、建物荷重による増加地中応力が小さいことも影響していると思われる。

(3) 基礎の相対沈下量

①基礎の相対沈下量は、総沈下量の増加に伴って増加する。特に、地下躯体完成時以降においては、総沈下量の増加率が約70%であるのに対して、相対沈下量の増加率は約93%となり、後者の方が明らかに大きい。これは、地下躯体完成時以降の荷重の増加量が高層部に集中していることに起因している。

②最終計測時における基礎長辺方向の相対沈下量、平均変形角、最大変形角は各々10.9mm, 1/4150(rad), 1/3250(rad)となった。耐圧マットの主筋のひずみ量を計測していないため、曲げモーメント(または応力)より耐圧マットの安全性について論ずることはできないが、耐圧マット設計の際の沈下解析による基礎長辺方向の相対沈下量、平均変形角、節点間最大変形角が各々12.1mm, 1/3430(rad), 1/2650(rad)であり、計測値はいずれもこの値を下回っていることから、耐圧マットの安全性に問題はないと考えられる。

(4) 基礎底面下の水圧

①水圧は計測開始から240日付近より上昇を始め、290日

で約 1.6kgf/cm^2 となった。この間の水圧上昇は建物沈下抑止を目的としたもので、当初の計画に沿ったものである。水圧上昇により、それまで増加傾向にあった沈下量は、躯体工事を継続しているにも拘らず増加速度を緩めており、水圧管理による沈下制御は効果を挙げたと考えることができる。

ただし、当地盤では、透水性の高い土層が基礎底面に比較的厚く堆積しているため、ポンプ停止により水圧が即座に上昇したが、透水性の低い土層が堆積している場合には、反応が遅いばかりでなく地盤中の間隙水圧の変動幅も小さいことから、水圧管理による沈下制御の効果は低いと予想される。

②300日付近での 0.8kgf/cm^2 にも達する急激な水圧低下により、地盤の沈下量はそれまでの緩やかな増加傾向に対して急増した。水圧は数日間回復したが、沈下量は殆ど戻っていない。ただし、その後340日付近まで水圧変動はなく、躯体工事を継続している(荷重が増加している)にも拘らず沈下量の増加は殆ど認められないことから、水圧低下によって基礎底面下の地盤の有効応力が増加し、その後の水位回復によって再度有効応力が低下したことにより地盤が過圧密状態となり、土の剛性が高められたものと考えられる。この現象より砂質土の変形特性が載荷～除荷～再載荷過程で異なることが推察される。

③水圧の変動は、地盤や建物の沈下量だけでなく、後述する基礎底面の土圧や杭応力にも影響することが明らかとなった。

(5) 基礎底面下の土圧

①杭基礎の場合でも基礎底面下に最大 5tf/m^2 程度の土圧が作用することや土圧が躯体重量の増加に伴って増加する現象は既に報告されている^{2), 4), 7), 14), 15)}が、今回の計測により、基礎底面下の土圧は水圧の影響も受けることが明らかとなった。すなわち、測定開始から240日までの間では、工事の進行に伴って土圧も増加するが、1台目のポンプを停止し急激に水圧が上昇を開始した240日から土圧は低下し、その後280日までの間には、躯体重量が増加しているにも拘らず240日時点の値に復帰していない。更に、300日付近で水圧が 0.8kgf/cm^2 低下したことにより、有効土圧も 0.05kgf/cm^2 程度増加している。ただし、その変動幅は杭頭軸力ほど顕著でない。

②300日付近までの土圧は、計器の設置位置によらずほぼ同一傾向で変動したのに対し、それ以降については、荷重と水圧はほぼ一定となるにも拘らず、高層棟中央部で減少、隅角部で増加する傾向にある。

(6) 杭頭部の軸応力

①工事の進行(荷重の増加)に伴って杭頭部の圧縮応力は増加し、水圧上昇に伴って圧縮応力は減少する傾向にある。ただし、水圧変動に伴う杭軸力の変動幅は土圧の変動幅より明らかに大きい。240日付近の急激な水圧低下

(0.8kgf/cm^2)による土圧の増加量(0.05kgf/cm^2)が僅かであるのに対し、杭頭部の鉄筋とコンクリートの圧縮応力は急増しており、浮力の減少による荷重増加分の90%以上は、杭および地下壁と地盤との摩擦で負担されたことになる。因みに、杭1本当りの軸力の増加量は、高層棟中央部で約85tf、隅角部で約150tfにも達していた。

②最終計測時における高層部の杭軸力は、中央部で120tf、隅角部で210tf程度であり、設計軸力の $1/4\sim 1/3$ 程度となっている。杭頭軸力の実測値が基礎底面に作用する水圧や基礎底面下の地盤反力の影響により、設計軸力の $1/8\sim 1/3$ となる現象は既に報告されており^{15), 16)}、今回の現象にもこれら2つの要因が影響していると考えられるが、地下壁側面と地盤との摩擦の影響も無視できないのではないかと考えられる。

③300日以降、コンクリート応力と鉄筋応力は、土圧とはほぼ同一の変動傾向にある。すなわち、圧縮応力は高層棟中央部で減少、隅角部で増加する傾向にある。当然、土圧と杭軸力の合計値は、高層棟中央部で減少、隅角部で増加していることになる。この原因は、この期間中における基礎の相対沈下量の増加に伴って、基礎スラブを含む架構剛性の影響により、基礎反力が中央部で小さく、隅角部で大きくなるように荷重の配分が行われたためと考えられる。

④建物荷重は、基礎スラブ直下の地盤と杭の両者で支持されている。測定点数が少ないので数値の正確さに欠けるが、高層棟中央部の杭と基礎スラブの荷重分担比は、水圧が上昇する240日までの期間では約2:1とほぼ安定しているのに対し、水圧の上昇とともに杭の負担荷重が増加し、最終計測時には約4:1に達している。一方、加倉井ら^{4), 7)}や山田ら¹⁴⁾のバイルドラフト基礎に対する観測結果では、杭と基礎スラブの荷重分担比は1:1~1:2となり、今回の実測結果に比較すると、基礎スラブの負担荷重がかなり大きい。当然、荷重分担比は地盤、杭、荷重条件によって異なると思われるが、上記観測の水圧が最大でも 0.4kgf/cm^2 であることから、基礎底面に作用する水圧も荷重分担比に大きく影響するものと考えられる。すなわち、基礎底面下方からの水圧によって、基礎スラブには下方からの分布荷重が作用し、その結果、支点(杭または柱)間の基礎スラブが凸型に変形して接地圧が減少するものと考えられる。

5. 結論

本論文では、摩擦杭を採用した高層建物について、建設開始から建物完成9ヶ月後までの沈下挙動を含む各種観測結果を示し、それら結果に対して考察を加えた。

本論文の結論を総括的に示すと以下ようになる。

(1) 地盤と基礎の沈下量は、今後も僅かに進行すると予想されるものの、最終計測時における基礎の最大沈下

量と最大変形角は、即時沈下に対する総沈下量の許容(標準)値3.0~4.0cm、および、変形角の許容(下限)値 $0.5 \times 10^{-3}(=1/2000)(\text{rad})$ を大幅に下回っている¹⁾。勿論、これら許容値は過去の様々な条件下の実測例に基づいて決定されたもので、当建物基礎の安全性をこの許容値のみで判断とすることはできない。しかし、耐圧マツトは、沈下解析結果に基づいて許容応力度設計されたものであり、実測された相対沈下量や最大変形角が解析値を下回っていることを考慮すれば、耐圧マツトの安全性に問題はないものと思われる。また、杭軸力の計測値についても設計荷重の1/4~1/3、鉛直載荷試験による最大荷重の1/10程度に収まっていた。以上の結果より、長期荷重に対する基礎の安全性に問題はないものと考えることができる。

(2) 当建物は、杭に鉛直荷重の全てを負担させる条件で基礎設計が行われた。しかし、水位回復以前には杭軸力の約1/2、回復後でも約1/4の荷重が基礎スラブから地盤に伝達されており、杭と基礎スラブの支持機構は、パイルドラフト基礎として機能している。ただし、基礎底面に作用する水圧の増加に伴い、杭軸力に対する接地荷重の比は減少し、その機能は低下する。

(3) 基礎底面下の水圧は、地盤と基礎の沈下挙動に非常に大きな影響を及ぼす。したがって、水圧の管理を行うことにより、施工中の沈下量のある程度制御することができる。ただし、この方法は、当地盤のように基礎直下に透水性の高い土層が比較的厚く堆積している地盤には効果的であるが、透水性が低い地盤では、揚水による水圧の反応が遅いため効果は低いと考えられる。

(4) 水圧の変動は、地盤や建物の沈下量だけでなく、杭軸力や基礎スラブの接地圧にも多大な影響を与えることに留意する必要がある。特に、杭の軸力については、水位変動に敏感に反応することから、浮力を期待できるような建物でも、浮力を考慮せずに設計するのが妥当と考えられる。

(5) 地盤のリバウンドや沈下現象は、一般に非可逆的な現象を呈するといわれているが、今回の計測では、急激な水圧低下による沈下量の急増の形で確認された。すなわち、水圧低下による沈下の発生は、その原因を取り除いても元に戻らない。このことから、沈下制御を目的とした地下水圧の管理は、慎重に行うべきと言える。

6. おわりに

今回観測された各種データのうち、杭頭軸力や土圧については測定点数が少ないことから、必ずしも基礎設計に利用できるわけではないが、地盤および基礎の沈下量については、今後新潟市内に建設される高層建物の基礎設計に役立つものと考えられる。

第2報では、当建物の沈下予測に適用した沈下予測法

の概要、設計段階で実施した事前の沈下解析結果および観測された水圧データ等に基づいた沈下解析結果について述べる。

終りに、この建物の設計は(株)日建設計と大成建設(株)との共同設計であり、この観測に当たり、多大なご支援・ご協力を頂いた(株)日建設計、大成建設(株)構造設計部、および、NEXT21新築工事(作)の関係各位に深く感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 榎並、真島他：場所打ちコンクリート杭に支持される高層建物の沈下予測、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1289~1290,1992
- 2) 田中、瀬川他：神戸ポートアイランドにおける支持杭構造物の挙動測定(その1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1985~1986
- 3) 金谷、秋野：熊本ニュースカイホテル建設時の地盤・基礎の浮き上がりと沈下測定、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1165~1166,1986
- 4) 加倉井、山下他：フローティング基礎と杭を併用した建物の挙動(その1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987~1989
- 5) 棚橋、内田他：神戸ポートアイランドにおける各種建物の基礎の設計と沈下測定、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1137~1138,1987
- 6) 小林、内田他：埋立地盤における建物の沈下測定(大阪南港における場合)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1137~1138,1987
- 7) 加倉井、山下他：摩擦杭を併用した直接基礎の挙動(その1~6)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987~1990
- 8) 萩原、田中他：場所打ち杭と剛な基礎で支持された建物の沈下性状(その1,2)、第24,25回土質工学研究発表会講演集、1989,1990
- 9) 兵藤、末松：不同沈下を考慮した建物基礎の設計と実測(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1453~1454,1989
- 10) 富山昭宏：杭支持建物の長期沈下解析に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1159~1160,1986
- 11) 北野、高弊他：地盤の浮上がり・沈下の一近似法(2,3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1477~1480,1989
- 12) 秋野矩之：地盤のひずみ依存性を考慮した杭基礎の非線形沈下解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1505~1506,(1990)
- 13) 仲嶋、寺田他：大規模埋立地に建つ構造物の沈下計測例、日本建築学会大会、pp.1501~1502,(1990)
- 14) 山田、山下他：パイルドラフト基礎とした中層建物の沈下挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1292~1293,1992
- 15) 築谷、岸田他：若齢埋立地盤における複合基礎の挙動(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1407~1408,1992
- 16) 土屋、川田他：建物荷重による拡底杭の軸歪測定結果(その2)、第21回土質工学研究発表会講演集、pp1265~1266,1986
- 17) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp.156~163,1988

(1994年4月5日原稿受理、1994年10月17日採用決定)