埋め立て地盤に建つ大規模構造物の基礎設計と地盤変動計測

FOUNDATION DESIGN AND MEASUREMENT OF FLUCTUATION
IN LEVEL OF GROUND FOR LARGE-SIZED STRUCTURE
LOCATED AT RECLAIMED LAND

花島 晃*, 平野 富之**

Akira HANAJIMA and Tomiyuki HIRANO

In constructing a 256-m-high skyscraper on a reclaimed land, there are two problems awaiting solution; one is negative friction of piles due to consolidation settlement of alluvial clay layer under the reclaimed soil layer and settlement of diluvial clay layer locating deeper than the bearing stratum of the building. These were handled in conducting subsurface exploration, foundation design, study on construction methods and construction work at the site controlled by measurements.

Land settlement due to construction of a building should be estimated not only by evaluating increase in load and volume compressibility but also by considering 1) changes with time in ground-water table during excavation work and 2) load re-distribution effect due to rigidity of superstructure as a whole

Key words: Land settlement, consolidation settlement, construction with measurement of settlement, skyscraper, foundation design, reclaimed land

地盤沈下、圧密沈下、計測施工、超高層、基礎設計、埋め立て地盤

1. はじめに

昭和40～46年に埋め立てたばかりの若い地盤である大阪南港に、1995年4月、地上52階地下3階、高さ256mの超高層（写真1）が竣工した。この超高層の建設にあたり、埋め立て土の下の沖積粘土層の圧密沈下による杭の負の摩擦力、大規模掘削による地盤のリバウンド、支持層以深の洪積粘土層の圧密沈下などが問題点となり、これらの解決が構造設計の課題となった。そこで、支持層に近い範囲の地盤の過圧密粘土の沈下を予測し、さらに埋め立て地盤に関する諸課題の検討を行いながら設計を進めた。

今回、工事にあたって、建物と地盤の沈下計測を行ったので、予測に対する検証と考察、施工での沈下対応について報告する。

2. 地盤概要

当敷地の5カ所のボーリング（深度GL-80～117m）を図1に示す。上部埋め立て土層は層厚約20mで礫～砂～シルト～粘土が混在し、N値は概ね10～20程度である。上部沖積粘土層Acは、埋め立て荷重による1次圧密が未完了で、調査時点（1989.9）での残沈下量は約5～30cmと予測された。

下部の洪積粘土層は、上位よりDc1（Ma12）、Dc2、Dc3、Dc4とよばれ、ほぼ水平に成層分布している。最上位の洪積粘土層Dc1（Ma12）は、圧密降伏応力Pcが有効応力 σ_v' をやや上回り、過圧密状態にある。Dc2は明らかに過圧密で、 $Pc - \sigma_v' \approx$

30t/m²である。下位のDc3、Dc4は、Dc2ほど明瞭に過圧密でないが、多段階圧密試験により、Dc3は $Pc - \sigma_v' > 10t/m^2$ 、Dc4は平均的に $Pc > \sigma_v'$ と判断できる。

洪積粘土と互層をなす洪積砂Ds1～4、（砂礫層Dg1、Dg3）は、いずれもN値が60を超えている。GL-47m～51m間のDs1を第1天満層、洪積粘土Dc2を挟むが、GL-63～76m間のDs2を第2天満層といい、一般に本地区の建物支持層となっている。

なお、今回の調査深度以下であるが、GL-130mからは、洪積粘土層（Ma10）をはじめ、砂礫と粘土の互層の洪積層（大阪層群）が続いている。

写真1 建物全景

本論文の一部は、参考文献2)3)に発表している。

* 日建設計大阪本社 データセンター室長

** 日建設計大阪本社 構造設計主管

General Manager, Data Center, Nikken Sekkei Ltd.

Senior Structural Engineer, Structural Engineering Department, Nikken Sekkei Ltd.

図1 地盤概要図

図2 構造概要図

3. 建物概要及び設計概要

(1) 建物概要

建物は、鉄骨造地上55階地下3階、高さが256m、延べ床面積が約15万㎡になる。基準階の平面が約70m×35mで、短辺方向のアスペ

クト比が7のスレンダーなプロポーションである。

頂部の逆台形の展望台と、下部が5層吹き抜けの台形に広がっているのが特徴である。(写真1、図2)

(2) 構造設計概要

風、地震の転倒モーメントによる柱付加軸力を小さくするため、7階以下で、架構の外柱と内柱を外側に広げたスーパートラスとした。さらに、地下階に格子状に厚さ800mm～1200mmの耐力壁を配置し、地上部のスーパートラスとあわせ、立体的に超高層の基礎構造としての剛性と耐力を確保した。柱を外側に広げた結果、支持地盤の高層部負担面積は約2倍になった。

(3) 支持地盤

GL-47m以深の洪積砂層Ds1(第1天満層)は、層厚も薄い。直下の洪積粘土層Dc1(Ma12)の圧密降伏応力 P_c が、有効応力 σ_v' をやや上回る程度で、超高層の支持層として不十分であった。

一方、GL-63m以深のDs2(第2天満層)は、層厚約3m程の過圧密洪積粘土層Dc2を挟むが、全体で13m程度の堅固な地盤であった。そこで、Ds2(第2天満層)を杭の支持層として、杭先端位置をGL-64mとした。杭は、GL-53mまで、杭周囲に摩擦力低減材を塗布した内側リブ付き鋼管巻き場所打ちコンクリート拡底杭¹⁾とした。杭種は、高層部直下に対して、軸径1800mmで拡底径3000mmの拡底杭を104本(◎印)、地下及び低層周辺部に対して、軸径1100mm拡底径1800mmの拡底杭を294本(○印)とし、それぞれ建物平面にほぼ均等に配置した。(図3)

□ は礎板底レベル (=杭先端レベル) を示す
図3 杭配置図

(4) 地中応力計算

Boussinesqの式で、建物建設による増加地中応力を求めた。仮定として、浮力を考慮した建物の有効重量が、負摩擦係数低減杭により支持地盤(GL-63mのレベル)に直接伝達するとした。また、高層部の荷重は、台形に広がった部分の杭群に囲まれた面積(図3に示す

高層部礎板底GL-14, 300~16, 300の範囲)に、等分布荷重としてかかるとした。ただし、図5の建物荷重に示すように、軸力を外側に分散させたことにより、中央の一部の荷重を0とした。

低層部の荷重についても同様に、杭群で囲まれた面積に等分布荷重としてかかるとした。

掘削土荷重は、地表レベルで有効排土重量として除荷されとした。東西軸の地中応力の計算結果を表1に示す。

本敷地における洪積粘土の多段階圧密試験の圧密降伏応力の深度データーを、図4に示す。Dc2~Dc4の各洪積粘土層における建設後の地中有効応力 σ_z' は、いずれも圧密降伏応力 P_c 以下となった。

表1 建物建設による地中増加応力

粘土層 中央深さ (m)	荷重状態	応力 (t/m ²)		
		地下外端 ①通	高層端部 ⑥通	高層中央 ⑭通
Dc 2 GL-70.5	有効土被圧	57.0	57.0	57.0
	排土低減※	-6.8	-11.3	-12.7
	建物による増加	3.0	23.9	21.7
	有効応力	53.2	69.6	66.0
	圧密降伏応力 P_c	85~107 > 有効応力 σ_z'		
Dc 3 GL-77.5	有効土被圧	62.0	62.0	62.0
	排土低減※	-6.4	-10.1	-11.3
	建物による増加	3.9	17.9	14.2
	有効応力	59.5	69.8	64.9
	圧密降伏応力 P_c	71~82.5 > 有効応力 σ_z'		
Dc 4 GL-95.0	有効土被圧	74.0	74.0	74.0
	排土低減※	-5.6	-8.2	-9.1
	建物による増加	4.9	12.2	12.3
	有効応力	73.3	78.0	77.2
	圧密降伏応力 P_c	83.5 > 有効応力 σ_z'		

※図5に示す地表レベルの排土による地中応力減少

図4 圧密降伏応力度の深度データー

4. 施工

(1) 掘削工事

掘削規模は、面積15,000m²、最大深さGL-16.5m、全掘削土量が225,000m³になる。掘削深さは、図3杭配置図において□で囲む数値・礎板底レベルに示す。掘削工法は、高層部が敷地中央にあるため、掘削と鉄骨建て方の両面から検討し、アイランド工法を採用した。山留め止水壁はソイルセメント柱列とし、山留め変形防止と作業スペース確保のため、1階の外周部の床スラブを、逆打ち工法で先行打設した。

したがって、図5下の主要工程に示すように、高層部を先行掘削し、高層地下躯体のコンクリート打設と同時に、周辺を掘削していった。建物の沈下測定は、高層部基礎板コンクリート打設完了時から開始した。地下水対策は、7本のディープウエルを設置した。周辺の一部は、地下躯体重量のみでは浮力の方が大きいので、地下躯体が完成し建物重量が浮力(約10万tf)を超えるまでディープウエルを稼働させた。設計水位は、GL-6.0m(OP+1.5m)に設定した。

(2) 設計時の沈下予測

建設後の支持層下部洪積粘土層の地中応力は、圧密降伏応力度以下であるが、過圧密比(OCR)が小さく、洪積粘土の過圧密領域での沈下が予測された。そこで建物各部での1次圧密沈下を、有効地中応力 σ_z' と体積圧縮係数 m_v 関係から求め、その沈下差を予測した。

沈下計算は、影響の大きいと思われる建物支持層直下の洪積粘土、すなわちDc2~4の圧密沈下を対象とした。

計算上の仮定として、掘削の排土荷重と建物荷重が、地表と杭先端位置GL-63mレベルに同時に加わるとした。また竣工時までの等価な圧密期間がおおよそ200日と考え、1次圧密沈下量を最終沈下量の約80%とした。建物の剛性は考慮していない。

GL-130~148m間に、層厚の厚い洪積粘土層Ma10があるが、Ma10は上位の洪積粘土層と異なり、堆積年代の古い洪積層(大阪層群)に分類される固結度の極めて高い粘土層である。また、Ma10は、杭先端位置よりかなり深い位置にあり(約70m下)、建物範囲内の増加地中応力は平均化すると考えた。したがって、Ma10以深の洪積粘土層の圧密沈下は、躯体の不同沈下対策では考えないことにした。

沈下計算結果を表2の左に示す。

各部の沈下量は建物中央で40mm、高層部の端部⑥通りで76mmとなり、高層端部の沈下が大きくなった。その端部と中央の沈下差は36mm、周辺の地下外端との沈下差は、高層端部の沈下量そのままの76mmになった。

沈下差の対策として、地下部のコンクリート打設施工時期をずらすこと、施工レベルをあらかじめ調整するなどを、設計時における施工計画とした。

(3) 施工時の沈下予測再計算

設計時の沈下計算方法は、浮力および排土も含めた全荷重が同時に加わる仮定である。一方、実際の工事では、それぞれの荷重が時系列で変動する。そこで実際の施工順序に即した沈下を予測することにした。

ただし、掘削に関しては、計算を簡単にするために、1992年3月、図5の右下に示す排土が、周辺も含め全て同時に完了したと考えた。そして、掘削完了時点からの沈下量を計算した。

具体的には、図5に示す建物荷重 $W1 \sim 3$ を、GL-63mレベルに段階的（3ヶ月毎）に加え、沈下量を累加した。荷重負担の範囲と深度レベルは、設計時の沈下計算で想定したものと同一である。再計算結果を、表2の右に併せて示す。

再計算では、竣工時の沈下量が最終沈下量計算の95%になった。

低層外周で0～15mm、F通りで21mm、高層端部6通りで118mm、高層中央14通りで82mmで、設計時予測の高層端部76mm、中央40mmの値の約1.5～2倍になった。

この理由として、再計算では、建物荷重に工事中的水位低下を考慮したこと、および、竣工時の圧密沈下が、最終沈下量の約95%になったことなどによる。

図5 各施工段階における建物荷重変動と主要工程

表2 予測沈下差計算

単位: mm

層別沈下	設計時(U80≒200日)			施工時再計算(竣工時)		
	①通	⑥通	⑭通	①通	⑥通	⑭通
Dc2～Dc4 (GL-63～110m)	0	76	40	0	118	82
GL-110m以深	建物内で沈下差はない			同 左		
建物内沈下差	76	36		118	36	

以上、再計算では100mm以上の沈下差が生じるとなった。しかし、実際は躯体の剛性による沈下差の低減があると考え、実施工の対応は、計算結果の50%をとって、高層部の1階レベルを、設計値より+50mm上げて施工することにした。

設計時は、沈下による建物間の強制変位によって、大きな部材応

力が生じないように、地下の高層部と低層部の取り合いコンクリートの打設を、竣工時近くで行う計画をしていた。しかし、工程上、難しくなったため、一体で施工することに変更した。その結果、沈下差による強制変形分の応力が、構造躯体各部に生じることになったので、それを考慮して、部材断面の鉄筋補強を行った。

5. 地盤及び建物沈下計測

(1) 計測方法

洪積層の沈下性状を確認するため、建物と周辺地盤のレベル測定および層別沈下計によって、地盤層別の圧縮量を計測した。

建物の沈下計測の方法は、敷地より1Km東の南港内の港湾局の水準点から、各ポイントの絶対高さレベルの測定を行い、その累積値を沈下量とした。測定は地表面については1991年9月、建物については1992年1月から始めた。測定は2ヶ月に一度行い、竣工後5年間、年に一度行う。

測定ポイント位置を図6に示す。

層別の圧縮量を計測するため、掘削工事開始前に、層別沈下計を高層中央(B15の位置)と、敷地南東端(G5の位置)に設置した。

高層部の層別沈下計は、掘削途中、計器不良になったため、新たにGL-63mとGL-110mの地中に定着したアンカーロッドと、基礎底面の相対変位を測定する沈下計(連続沈下計)を設けた。それにより定着間GL-63～110mの地盤圧縮量をまとめて計測することにした。

B1～B22は建物本体の測定ポイント、B1～B7は掘削前に施工した先行1階スラブ上のポイント、B8～B22は掘削後に礎板を打設してから設けたポイントを示す。G5を除くG1～G9は地表面の測定ポイントを示す。G5は、GL-110mにアンカーした層別沈下計N3のロッド天端測定位置を示す。N1、N2は、それぞれGL-110m、GL-63mに定着アンカーした沈下計の位置を示す。

(2) 計測結果

図6の右及び下のグラフは、1996年3月までの高層部中心断面における建物沈下形状を1年毎に表したものである。

図7は各測定ポイントの沈下を示したものである。沈下量のグラフの起点は、ポイントをセットした時点でレベルを測定し、その値をゼロとしたものである。

計測結果によれば建物側の沈下は、1994年の11月以降減少している。建物重量としては、1994年4月にほぼ全重量が載荷されており、大きな圧密のタイムラグが約半年間あった。

地下3階コンクリート床打設(1992年3月)～建物竣工(1995年3月)までの約3年間の全沈下量は、高層中央(B15)で106mm、高層端部(B13)で最大107mm、外周部(B1)で最大110mmとなった。

途中経過では、沈下が中央が先行して大きかった。上部構造がほぼ完成した後半は、端部の沈下量がやや大きくなり、最終的には高層部の範囲でほぼ均等沈下となった。

建物の影響の少ないと思われる敷地南東端G5(GL-110m)の沈下量が79mmであったことから、竣工までの建物沈下の過半は、GL-110m以深の沈下である。

Dc2～4の洪積粘土の沈下計算は、建物荷重が高層部範囲に均等にかかるとしたが、中央の一部の荷重を0としたため、端部の沈下が大きかった。

しかし、実際の計測結果は、ほぼ均等になった。この理由は、外

へ上げた部分を除いて、高層部の上部構造躯体が、先行して施工されたこと、地下3階分厚さ1000mmの耐力壁と、地上7階までのスーパートラスが一体となり、基礎としての剛性が非常に高かったことなどにより、沈下を平均化したと考えられる。

図6 測定ポイント位置および断面沈下形状

図7 代表測定ポイントの沈下量

(3) 高層部直下および周辺の地盤の圧密沈下

図8に、高層部直下の地盤沈下性状を示す。GL-110mおよびGL-63m以深の沈下として、層別沈下計N1、N2のロッド天端の沈下を同図に示す。

建物周辺の地盤の沈下データとして、敷地南東端N3の建設開始から、1996年4月までの層別の沈下計測を、図9に示す。

周辺地盤の地表の沈下として、G6の測定も図9に示すが、地表の沈下結果は、AcからDc4までの層別の沈下合計とGL-110m以深の沈下(G5)の和にほぼ等しい。

表3に、高層部直下の層別沈下計N1、N2、周辺地盤のN3の測定結果も含めて、竣工時と竣工後1年の各地中レベルでの沈下を数値で示す。高層部の建物沈下はGL-63m以深の沈下よりやや大きい。

高層部直下のGL-110m以深の沈下速度は、大きく見て年間平均約10mmとなる。周辺地盤のGL-110m以深の沈下として、G5の計測結果を図8にも示すが、高層部直下よりかなり大きい。表3に数値で示すが、高層部直下の沈下が、竣工時、43mmに対し周辺が80mmとなり37mmも大きい。この理由として、実際には周辺の掘削が後施工になったため、その掘削による荷重除荷で、中央の沈下が少なかったと考えられる。なお、竣工後1年間の沈下量でも高層部9mmに対し、周辺12mmでやや周辺が大きい。これは高層部および周辺F～X通り間の掘削土の重量が約27万tfに対し、建物重量が約22万tfで、荷重バランスとして、建物がやや軽いからと思われる。

高層中央の沈下計N1、N2の差、すなわちGL-63～110m間の圧縮量を図8および表3に示しているが、建物中央の掘削完了～竣工時、杭支持層以下のGL-63m～110mまでの圧縮量は52mmで、GL-110m以深の沈下量43mmにほぼ同程度となった。なお、同圧縮量は、竣工後1年で9mm増加した。

竣工時までの周辺地盤のDc2からDc4の層別の圧縮量の合計、すなわち、GL-63～110m間の圧縮量を表3に数値で示すが、17mmと高層直下52mmと比べかなり小さい。高層部直下の洪積粘土が、建物荷重の影響を直接受けて、沈下が大きくなったといえる。

この周辺との沈下差35mmは、たまたまGL-110m以深の高層部と周辺の沈下差37mmに、ほぼ同じとなった。すなわち、結果としてGL-63m以深の沈下は、竣工時において、高層部中央も周辺敷地も同じとなった。

B5～7ポイントの低層部の建物沈下測定結果は、GL-110mの沈下の70%と小さい。ただし、図7でわかるように、B5～7ポイントがリバウンドによって初期に15～19mm浮き上がっている。これを低層部の建物沈下に加えると周辺地盤のGL-110m以深の沈下G5の推移とよく対応する。

工事中、低層部の建物は、1階床打設後、逆打ち工法による地下掘削のため、GL-63～110m間の地盤がリバウンドし、建物が浮き上がったが、GL-63～110m間の沈下はほとんどなく、GL-110m以深の沈下が、建物沈下となっていると思われる。

竣工後1年間の低層部B6の建物側沈下量は13mmで、周辺N3の層別沈下の計測によるGL-63m以深の沈下量13mmに、同じとなった。(表3)

図8 洪積層沈下と建物沈下の関係

図9 周辺地盤の圧密沈下

表3 洪積層沈下比較

単位: mm

場所	高層直下 (N1, N2)		周辺地盤 (N3)	
圧縮量or沈下量	1995年3月	1996年3月	1995年3月	1996年3月
GL-63~110m	52	61	17	19
GL-110~	43	52	80	91
GL-63~	95	113	97	110
建物沈下	106 (B15)	125 (B15)	50 (B6) ※69 (B6)	63 (B6) ※82 (B6)

※B6のリバウンド(1992.3)からの沈下量

6. まとめ

建物の沈下と地盤の支持層以下の沈下計測結果は、よく一致している。

洪積層が深く堆積している埋め立て地では、建物荷重と莫大な埋め立て土荷重と合わせると、洪積粘土が過圧密領域でかなり圧密沈

下する。

建物荷重が、支持層直下の洪積粘土の沈下に大きく影響するのは当然であるが、地表の広範囲の大規模掘削が、かなり深くまで地中応力を減少させ、洪積粘土全体の圧密沈下を小さくしている。

今回、建物荷重が異なる高層部と低層部の沈下差は、荷重の違いによる支持層直下GL-63~110m間の洪積粘土の圧密沈下量の差だけでなく、施工順序、特に高層部を先行した掘削時期の違いによるリバウンド量の差などが大きい。

大規模掘削により、GL-110m以深の沈下速度が、工事中、小さくなった。その結果、特に敷地中央の高層部の建物沈下を減らした。また、予測計算で大きかった高層部と周辺低層部との沈下差を小さくした。

GL-63~110m間の洪積粘土の圧密沈下は予測計算より小さかった。また高層部範囲でほぼ沈下が均等となった。これは過圧密粘土のmv値の評価、実際の有効応力の違い、建物の荷重伝達の変動、杭周囲の地盤も含めた上部構造の剛性の寄与などがあったと考えられる。

このような埋め立て若齢地盤に建つ大規模構造物の基礎設計は、特に応力増加の影響が大きい支持層直下の地盤特性、地表の排土による地中応力の減少によるリバウンド、建物に働く浮力と施工順序の検討、さらにそれら沈下差となって表れる変動要素を吸収してしまう上部構造の剛性の確保が重要である。

謝辞

基礎設計にあたり、京都大学名誉教授赤井浩一、京都大学教授嘉門雅史、関西大学教授山肩邦男の諸先生方ならびに大阪市港湾局木山正明氏にご指導いただきました。また、本計画および地盤計測にあたり、(株)大阪ワールドトレードセンタービルディングの関係者の方々のご理解と、施工関係者の方々および(株)日建設計中瀬土質研究所の角南進氏のご協力をいただきましたことを記しまして、ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 花島晃・梅原弘記・加藤克巳：大阪ワールドトレードセンター（大阪咲州）基礎杭の設計と施工，基礎工，pp56-67，1991.12
- 2) 花島晃、平野富之、陶器浩一：大阪ワールドトレードセンタービルの基礎設計と地盤変動計測（その1 基礎設計と地盤応力），日本建築学会学術講演梗概集（北海道），pp957~pp958，1995.8
- 3) 平野富之、花島晃、陶器浩一：大阪ワールドトレードセンタービルの基礎設計と地盤変動計測（その2 地盤変位計測），日本建築学会学術講演梗概集（北海道），pp959~ pp960，1995.8

(1996年9月9日原稿受理，1997年1月30日採用決定)