

## 不整形超高層建物の構造ヘルスマニタリングのための建物重量評価

正会員 西澤 崇雄<sup>\*1</sup> 同 大野 富男<sup>\*2</sup>  
同 飛田 潤<sup>\*3</sup> 同 福和 伸夫<sup>\*4</sup>

不整形超高層、ヘルスマニタリング、光ファイバセンサ

柱軸力、固定荷重、固有周期

## 1. はじめに

実建物の応力状態は設計で想定した応力と異なっているとの指摘は多くあるが、計測データに基づいた検証は、ほとんど報告されていない。筆者らは、実建物と設計との相違を確認することで、建物の性能を適切に把握することを目的として、複数の建物を対象に、静的及び動的歪を計測可能な光ファイバセンサを柱に設置して建設中から継続的に計測している。同時に計測している常時微動も合わせて、実建物と設計との相違の分析に基づく建物の性能評価・構造システム評価・施工品質評価、

今後の設計へのフィードバック、被災後の損傷程度の評価(構造ヘルスマニタリング)などへの利用が可能と考えている。文献1)では計測の目的と計測開始直後の状況、文献2)では計測中の結果の概要を報告している。これまでの分析から、建設に伴う建物重量増に伴い柱歪(軸力)が増加するが、本報告で扱う不整形超高層建物などでは設計で想定した重量と計測された柱軸力が十分に整合しない場合もある。そこで本報告では、設計時における建物重量の積算方法の違いについて、常時微動計測から得られる固有周期との関係に着目して検討する。

## 2. 計測対象建物の概要

計測対象とした2つの建物の立面図及び床梁伏図をそれぞれ図-1、図-2に示す。両建物はいずれも高さ60mを超える超高層建物であり、鉄骨造で柱がCFTであるなど共通した特徴をもつ。二つの建物の違いはN建物が一般的な鉛直の柱で構成される建物であるのに対して、M建物は鉛直ではない斜めの柱を有する不整形な超高層であることである。斜めの柱では鉛直荷重を支持することにより、水平分力が発生し、常時の状態で建物に水平力が作用している。このため建物の応力状態は複雑となり、また平面形状が複雑であることから設計時の荷重拾いによる誤差も大きいものと予想され、N建物のような鉛直の柱で構成される整形な建物よりも設計と実建物との相違程度は大きなものとなると予想される。なお本報告では斜め柱がある建物を不整形建物、鉛直な柱のみで構成される建物を整形建物と呼ぶことにする。

光ファイバセンサ(SOF0)は図-1、2の各平面図に示す柱に対して部材軸方向の歪を計測出来るように設置している。計測装置の概要は文献1)2)を参照いただきたい。SOF0は静的及び動的計測が可能であり、静的計測で $2\mu m$ 、動的計測では $0.01\mu m$ の分解能を持ち、常時微動レベルの歪を計測できる十分な精度を有している。次節以降の固有周期の実測では、SOF0の動的計測結果をもとに分析を行っている。なお実測時には確認のため常時微動計による同時計測を行い、SOF0で計測される固

有周期と一致することを確認している。この結果から、光ファイバセンサを柱にセットしておけば、定期的にロガーを接続して常時微動特性の計測を容易に行うことができる。下表に各建物の概要をまとめる。

表1 2棟の建物概要

[M建物]	
用途:	専門学校・店舗 建築面積: 2310m <sup>2</sup> 延床面積: 48993m <sup>2</sup>
階数:	地上36階 地下3階 塔屋2階 建物高さ: GL+170.0m
構造:	地上階S造(柱CFT造)、B1・B2階S造(柱CFT造) B3階SRC造・S造(柱CFT造)、地下外壁RC造
地業:	連続地中壁杭、場所打ちコンクリート杭
[N建物]	
用途:	事務所・店舗 建築面積: 1238m <sup>2</sup> 延床面積: 16535m <sup>2</sup>
階数:	地上14階 地下2階 塔屋2階 建物高さ: GL+64.9m
構造:	地上階S造(柱CFT造)、B1階SRC造・S造(柱SRC造、CFT造)、B2階SRC造・S造(柱SRC造)、地下外壁RC造
地業:	直接基礎(べた基礎)

## 3. 建物重量の検討の方針

実建物の重量と剛性は、いずれも直接的に正確に把握することは容易ではない。一方、固有振動数は振幅依存性などの困難はあるものの、実測からほぼ推定可能である。そこで、ここでは、設計時の重量評価を見直し、それによる固有周期の変化と

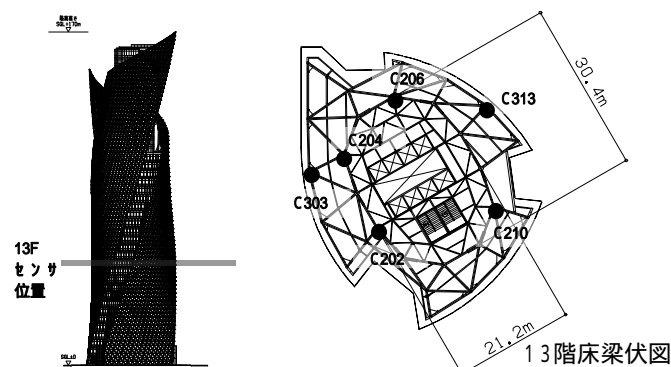


図-1 M建物の概要と軸力計測柱の位置

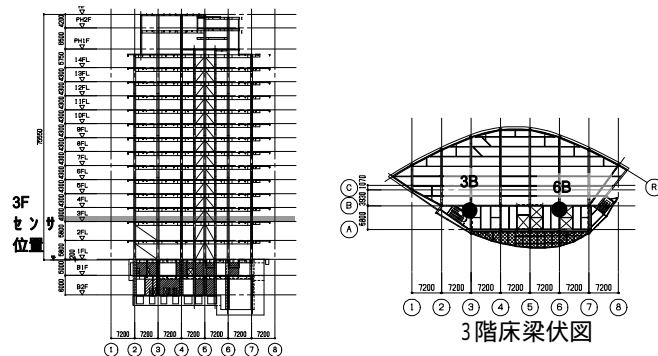


図-2 N建物の概要と軸力計測柱の位置

Evaluation of the building weight of high rise building  
with irregular shape for building health monitoringNISHIZAWA TAKAO, OHNO TOMIO  
TOBITA JUN, FUKUWA NOBUO

実測記録による周期を比較して考察する。さらに、建設中から竣工後、積載荷重が裁荷された後など継続的な計測により、荷重の有無など建物の状況の違いによる固有周期を分析することで、解析モデルをより現実に近いモデルに修正することが可能であると考えられる。本報告では積載荷重のない固定荷重のみの状況での設計値と実測値の比較や既往の研究を元に分析を加える。鉄骨造建物の1次固有周期の設計値と実測値は文献<sup>3)</sup>に示される通り相関が高く、実測の周期は設計値の8割程度であることが報告されている。この原因は、竣工直後で積載荷重のない状態での計測が多いことや、微小振幅での計測のため2次部材の剛性などが影響しているとしている。また、高さ110mの大阪市内に建つ一般的なS造超高層建物の実測の報告<sup>4)</sup>によると、震度の小地震時の実測周期は設計周期の0.94~0.76倍、兵庫県南部地震時の実測周期は設計値の0.99~0.97倍であったことが報告されている。

設計時の建物重量のうち固定荷重は、使用材料の比重と使用量により計算し、床、外装、躯体自重など影響の大きい部分はある程度正確に計算するが、非構造壁など影響が小さいと判断されるものは経験的な概算値で計算することも多い。高さ約250mの単純な平面形状を有する超高層において、実際に使用された資材重量の累計から算出した固定荷重と一般的な設計の手順によって計算された固定荷重を比較したところ、実際の固定荷重は設計値の1.04倍程度となった例もあり、固定荷重は通常の場合で±1割程度の誤差は有しているものと予想される。

4. 質量評価と解析モデル

解析はM建物、N建物ともに3次元立体骨組みモデルを用いている。設計で一般的な荷重拾いにより重量を算定した設計時モデルをM建物・N建物それぞれMDモデル、NDモデルとする。M建物は図-1に示す200番台の柱符号で構成される楕円形状の内側が建物コアであり、一般的な建物と比較して各階平面に対するコアの面積が大きい。一般的な設計での荷重拾いでは、前述した通り非構造壁などは詳細に計算されることはなく、M建物設計時もコア部分の重量は詳細に算入されていない。ここで

は重量評価の検討を行うために、M建物に対しては非構造壁の間仕切りなどについて、設計時よりも詳細な荷重拾いを行ったモデルを作成した(MD-RWモデルとする)。一方、整形なN建物は一般的な構造であり、詳細な荷重拾いのモデルは作成しなかった。両者について、実測時が竣工間際の状態であることから積載荷重を修正したモデルを作成した。M建物ではMD-RWモデルに対して計測時の実情を考慮して教室の家具の重量として積載荷重を20kg/m<sup>2</sup>とし、積載物のない廊下などの積載は0とした修正モデル(MD-RW-RLLモデル)を作成し、N建物でも竣工時にほとんど積載物のない状況を考慮して積載荷重を0とした修正モデル(ND-RLLモデル)を作成した。建物の剛性は3次元立体骨組みモデルの剛性を用い、梁の剛性評価としてスラブによる剛性増大率は考慮しているが、剛域は考慮していない。

5. 考察

M建物及びN建物の実測による固有周期を表-2及び図-3に示す。周期実測時には、M建物では建物のAMDを起振機として使用し、建物頂部で最大3gal程度となる加振を行った。N建物では最上階にて人力加振を行い、最大0.5gal程度となる加振を行った。M建物ではMD-RWモデル、N建物ではNDモデルの周期を設計周期として基準化し比率を示している。M・N建物ともに、実測値は基準とした設計周期に対して短い、並進の周期に着目するとM建物では0.93~0.95倍、N建物では0.75~0.79倍である。積載荷重を実情に合わせて修正したモデルに対する並進の周期に着目すると、M建物、N建物共に実測の周期と良く一致している。以上からM建物では一般的な設計の手順より詳細な荷重拾いを行ったモデル、N建物では一般的な設計の手順によるモデル化によって、建物重量は±1割程度以内の高い精度でモデル化することが出来ていると考えられる。今後は積載荷重後や建設途中での分析を加えていく予定である。

参考文献：1)西澤崇雄ほか：不整形超高層ビルの柱歪モニタリング報告計測の目的と概要 日本建築学会大会講演梗概集 pp.83 pp.84,2007.8、2)西澤崇雄ほか：不整形超高層建物の建設時観測に基づく柱歪・振動特性変化に関する研究 その1柱歪モニタリングの概要 日本建築学会大会講演梗概集 pp.273 pp.274,2008.9、3)日本建築学会：建築物の減衰 pp.131 pp.132,2000.10、4)此上典文ほか：兵庫県南部地震における鉄骨高層建物の地震応答 日本建築学会大会講演梗概集 pp.439 pp.440,1995.8

表-2 実測建物周期と解析建物周期の比較

M建物		T1(並進1次)		T2(並進2次)		T3(ねじれ)	
		SEC	比率	SEC	比率	SEC	比率
MDモデル	一般設計時モデル	2.98	(0.94)	2.24	(0.94)	0.96	(0.95)
MD-RWモデル	詳細荷重モデル	3.17	(1.00)	2.38	(1.00)	1.01	(1.00)
MD-RW-RLLモデル	修正LLモデル	2.99	(0.94)	2.24	(0.94)	0.96	(0.95)
実測値	実測値	3.01	(0.95)	2.22	(0.93)	0.98	(0.97)

N建物		T1(並進1次)		T2(並進2次)		T3(ねじれ)	
		SEC	比率	SEC	比率	SEC	比率
NDモデル	一般設計時モデル	2.07	(1.00)	2.00	(1.00)	1.66	(1.00)
ND-RLLモデル	修正LLモデル	1.77	(0.86)	1.73	(0.87)	1.45	(0.87)
実測値	実測値	1.64	(0.79)	1.50	(0.75)	1.16	(0.70)

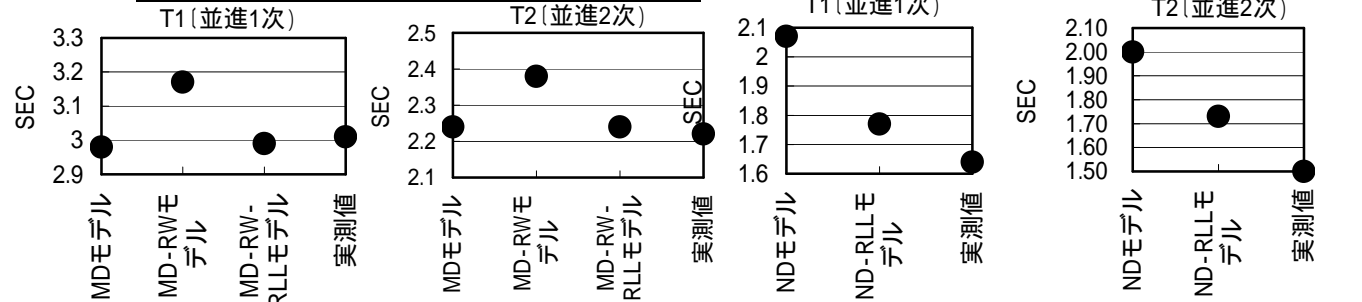


図-3 実測建物周期と解析建物周期の比較

\*1 日建設 構造設計室 主管 工修  
\*2 日建設 構造設計室 室長 工修  
\*3 名古屋大学大学院環境学研究科 准教授 工博  
\*4 名古屋大学大学院環境学研究科 教授 工博

\*1 Structural Engineering Department, NIKKEN SEKKEI, M.Eng.  
\*2 Structural Engineering Department, NIKKEN SEKKEI, M.Eng.  
\*3 Assoc.Prof.Graduate, School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr.Eng  
\*3 Prof.Graduate, School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr.Eng