

## 不整形超高層建物の構造ヘルスモニタリング～建物加振実験の柱変動歪に関する考察～

○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、ヘルスモニタリング、光ファイバセンサ  
柱軸力、柱歪、自由振動

## 1. はじめに

実建物と設計との相違を確認することで、建物性能の適切な把握や構造ヘルスモニタリングへの利用などを目的として、複数の高層建物を対象に、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。文献1)では計測の目的と計測開始直後の状況、文献2)では建設工事の進捗に伴う静的計測結果の概要、文献3)では建物の状態を詳細に表現した解析モデルの作成について述べた。本報告では、起振機や人力による加振実験における計測結果を、シミュレーション解析と比較・考察する。既往の研究では、実際の高層建物における振動時の変動柱歪を計測した例はなく、本報告が初めてとなる。

## 2. 計測対象建物の概要

計測対象とした2棟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。両建物の違いは、N建物が一般的な鉛直の柱で構成されるのに対して、M建物は斜めの柱を有する不整形な形状であることである。本報告では斜め柱があるM建物を不整形建物、鉛直な柱のみで構成されるN建物を整形建物と呼ぶことにする。なお、建物の詳細は文献3)を参照されたい。

光ファイバセンサ(SOFO)は図-1、2の各平面図に示す柱に對して、部材軸方向の歪を計測出来るように設置している。M建物の柱C200番台とN建物の柱では柱脚(梁心から1.4~1.6mの位置)、M建物C300番台は柱頭(梁心から0.5mの位置)に設置した。計測装置の概要は文献1)、2)に述べた。

## 3. 加振実験の概要と解析によるシミュレーション

加振実験は、いずれも竣工直後で入居者による積載荷重がない状態で実施した。M建物は建物頂部に設置されたAMDを起振機として用い、N建物では建物最上階で数人が人力加振を行った。M建物は機械加振であることから建物頂部(36階)で最大片振幅約10galに達したが、N建物では建物頂部(14階)で最大片振幅約0.5gal程度と小さい。自由振動実験は、最大振幅での定常加振の後に自由振動させる方法で行った。

解析モデルは文献3)で作成したものを用いた。自由振動実験と解析モデルの固有周期を表-1に比較して示す。またモデルの動的応答は、実建物と床応答変位がほぼ一致するようにパルス状の加振入力を行った。図-3に実測および解析の床応答変位を比較して示す。図より実測と解析結果は良い一致を示し、以後の変動軸力の比較と考察に対する妥当な解析モデルであると考える。

Health monitoring of high rise building with irregular shape  
Dynamic response of column strain by experiment of lateral vibration force

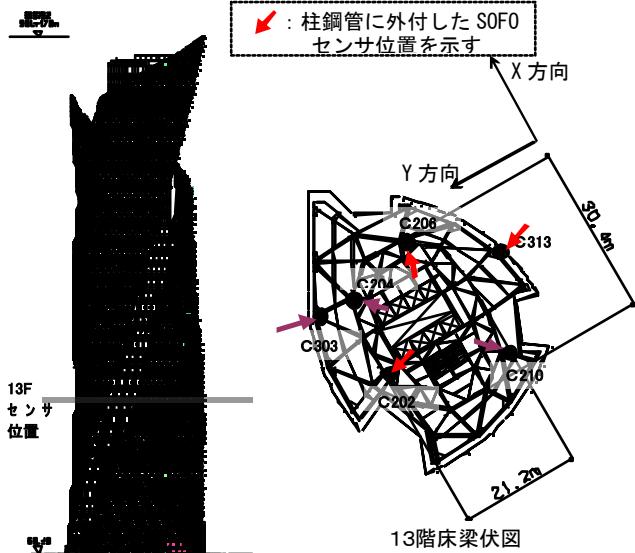
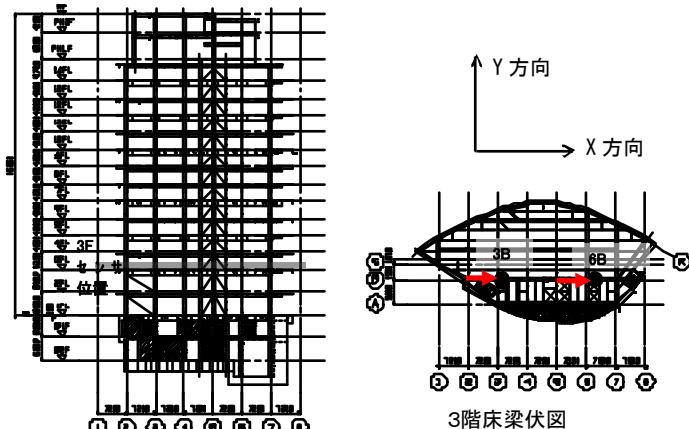


図-1 M建物の概要と軸力計測柱の位置

図-2 N建物の概要と軸力計測柱の位置  
表-1 実測建物周期と解析建物周期の比較

M建物	T1(Y方向)		T2(X方向)		T3(ねじれ)	
	SEC	比率	SEC	比率	SEC	比率
解析モデル MD-RW-RLLモデル	2.99	(0.99)	2.24	(1.01)	0.96	(0.98)
計測実建物 実測値	3.01	(1.00)	2.22	(1.00)	0.98	(1.00)
N建物	T1(Y方向)		T2(X方向)		T3(ねじれ)	
	SEC	比率	SEC	比率	SEC	比率
解析モデル ND-RLLモデル	1.77	(1.08)	1.73	(1.15)	1.45	(1.25)
計測実建物 実測値	1.64	(1.00)	1.50	(1.00)	1.16	(1.00)

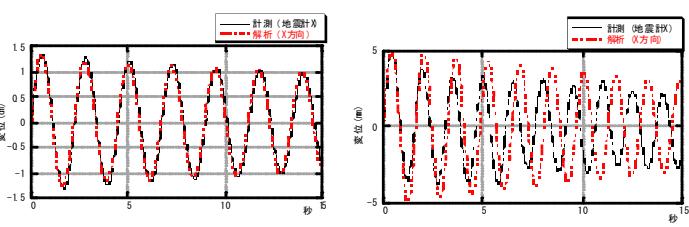


図-3 自由振動波形(X方向加振) 実測と解析の比較

NISHIZAWA TAKAO, OHNO TOMIO  
TOBITA JUN, FUKUWA NOBUO

#### 4. 自由振動実験時の動的柱歪

図-3に示した自由振動実験時の柱軸方向の動的柱歪みを図-4に示す。M建物の主要な耐震架構となるC202・C206柱では外付(鋼管)と埋込(コンクリート)はほぼ同じ挙動をしており、また建物平面で対称的な位置にあることから位相が逆である。一方、C313柱は外付と埋込が異なる挙動を示す。これはC202・C206が曲げ応力の小さなトラス架構であるのに対してC313はラーメンの架構で外付センサが柱端の曲歪の影響を受けるためと考えられる。N建物もX方向架構は純ラーメンに近い架構であり、このため曲歪の影響を受け外付と埋込が異なる挙動を示す。特に6B柱は影響を強くうけており、外付と埋込が逆位相に近い挙動を示している。

材料定数を考慮して計測柱歪から換算される部材の軸方向力を表-3、表-4に示す。またセンサの取付け位置を考慮して柱歪を除去するなどの補正手順をM建物のC206柱について表-2に示す。トラス架構のC206柱は曲歪の影響が小さく、曲歪/軸歪率が0.04であるのに対し、同様に計算した3B柱では曲歪/軸歪率が1.08となり曲歪の影響が大きい。歪から推定される軸力は、曲歪の影響の小さいM建物のC200番台の柱では解析モデルから求めた軸力との差が小さい。曲歪の影響の大きな他の柱は一致の程度が良くないが、オーダーが異なるほどの差はないことがわかる。

#### 5.まとめ

高層建物の自由振動実験における動的柱歪の計測結果を解析と比較検討した結果、以下のような知見が得られた。

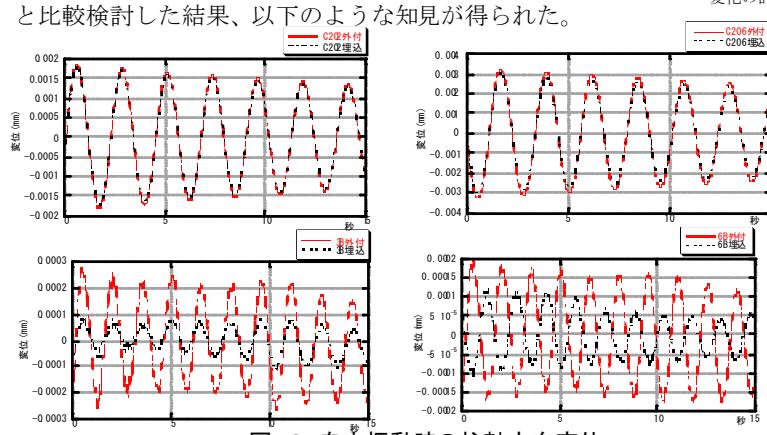


図-4 自由振動時の柱軸方向変位

表-3 変動柱歪から換算した部材軸方向力 M建物

	C200番台(13F)	C200番台(12F)
柱部材	C202	C206
鉄骨	P80×25	P500×28
鉄骨断面積(mm <sup>2</sup> )	60668	41519
鉄骨	205000	205000
ヤング係数E(N/mm <sup>2</sup> )		
鉄骨の計測変動歪の最大値 ms <sub>1</sub>	6000E-06	1.000E-05
センサ高さを考慮した(柱脚変動歪/柱変動歪)比率の推定値 hs <sub>1</sub>	0.18	0.04
センサの取り付け角度(X軸に対する角度) DEC	67.5	20.5
鋼管・センサの平面位置から曲げのX方向成分を算出する係数 hs <sub>2</sub>	0.383	0.879
計測範囲に対して曲歪が減少方向作用したか増加方向に作用したか	減少方向	減少方向
計測変動歪(柱脚を考慮して補正) ms <sub>1</sub> /(1+hs <sub>1</sub> +hs <sub>2</sub> )	644E-06	1.036E-05
鉄骨変動歪から軸力に換算(kN)	80	129
コンクリート断面積	441786	154830
コンクリート	44852	44433
ヤング係数E(N/mm <sup>2</sup> )		
コンクリートの計測変動歪の最大値	6000E-06	1.000E-05
コンクリート変動歪から軸力に換算(kN)	119	198
鉄+コンクリート変動歪から軸力に換算(kN)	159	327
解析変動軸力(kN)	136	270
軸力合計/解析軸力	(146)	(121)

\*1 日建設計 構造設計室 主管 工修

\*2 日建設計 構造設計室 技師長 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

- CFT柱の部材心に配した埋込センサは部材の軸伸縮の挙動を良く表現するのに対して、鋼管外付のセンサは曲歪の影響を受けており、曲歪が小さい場合は軸伸縮の挙動を良く表現するものの、曲歪が大きくなると軸伸縮とは異なる性質を示す。
- このような曲歪の影響は、センサの位置を考慮し、曲げによる柱断面外縁の軸方向歪みと考えることである程度は説明できる。
- 材料のヤング係数を考慮して、計測された歪から部材の軸方向力に換算すると、曲歪の影響の小さい柱部材については解析値と比較的良い一致を示す。

静的な計測については、文献4)で検討した通り、鋼管と充填コンクリートの歪が一致せず評価が難しいのに対し、変動歪については曲げの影響で説明できる。これにより自由振動など小振幅の再現性のある加振に対して、柱端部の曲歪の発生状況がある程度評価できるため、被災前後の計測により、例えば梁下フランジの破断などをモニタリングすることが可能であると考えられる。歪から換算される力については課題であり、現在検討中のM建物のCFT柱の充填コンクリートの材料定数把握のため試験及び収縮性状把握のための実験結果をふまえた修正を加え、今後さらに考察を深める予定である。

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) 西澤崇雄ほか：不整形超高層建物の構造ヘルスモニタリングのための建物重量評価 日本建築学会大会講演梗概集 pp. 717~pp. 718, 2009.8. 4) 西澤崇雄、大野富男、飛田潤、福和伸夫：光ファイバセンサによる高層建築物建設時の柱軸力変動の計測、日本建築学会技術報告集 第15巻第31号、pp.751~756, 2009.10

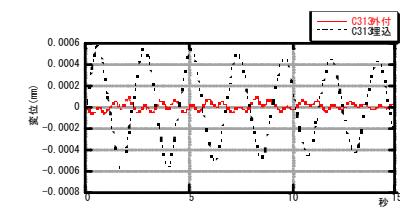


表-2 センサ高さを考慮した(曲歪/軸歪)比率の推定

C206	E6.00×25	Zf(mm <sup>3</sup> )	114.36594
柱頭曲率KNm	10.34	Fz(N/mm <sup>2</sup> )	2.050.01
軸力kN	269.9 (5.17)	Ast(mm <sup>2</sup> )	608.68
せん断力kN		Zc(mm <sup>3</sup> )	414.7481
センサ位置の柱脚曲率MNm	1.58	Fcl(N/mm <sup>2</sup> )	44.1763
柱脚曲率MNm	8.79	柱頭曲率KNm	2041.3651
柱頭曲率KNm		柱脚曲率MNm	0.071
柱脚曲率MNm		柱脚曲率MNm	3.78E-01
柱頭曲率KNm		柱脚曲率MNm	8.41E-02
柱頭曲率KNm		(柱頭曲率曲歪cM/柱脚曲率曲歪cM)比	0.04

表-4 変動柱歪から換算した部材軸方向力 N建物

	(3F)
柱部材	3-B 6-B
鉄骨	B X-600×36
鉄骨断面積(mm <sup>2</sup> )	81216
鉄骨ヤング係数E(N/mm <sup>2</sup> )	205000
鉄骨の柱頭変動歪の最大値 ms <sub>1</sub>	9333E-07 6.66E-07
常時微動による変動歪み(目測) m <sub>1</sub>	20000E-07 1.333E-07
センサ位置(Y方向に±30mmずれ)の影響による変動歪み(目測) m <sub>2</sub>	8000E-08 6.000E-08
X方向加振時のY方向ゆれの影響による変動歪み(目測) m <sub>2</sub>	6533E-07 4.733E-07
補正したX方向の振れに対する計測変動歪みの最大値(ms <sub>1</sub> -ms <sub>1</sub> -m <sub>2</sub> )	1.08 0.74
センサ高さを考慮した(柱脚変動歪/柱変動歪)比率の推定値 hs <sub>1</sub>	
計測範囲に対して曲歪が減少方向作用したか増加方向に作用したか	増加方向 減少方向
計測変動歪(位置を考慮して補正):8倍増加 方向より ms <sub>1</sub> /(1+hs <sub>1</sub> )	3141E-07 1.821E-06
GB 減少方向より ms <sub>1</sub> /(1-hs <sub>1</sub> )	
鉄骨変動歪から軸力に換算(kN)	5 30
コンクリート断面積	278784
コンクリートヤング係数E(N/mm <sup>2</sup> )	39932
コンクリートの計測変動歪の最大値	366667E-07 -3.66E-07
コンクリート変動歪から軸力に換算(kN)	4 -4
コンクリート変動歪から軸力に換算(kN)	9 26
解析変動軸力(kN)	32 62
軸力合計/解析軸力	(2.91) (4.23)

\*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