

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

○正会員 西澤 崇雄*1 同 大野 富男*2
同 飛田 潤*3 同 福和 伸夫*4

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、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マ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(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。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無い状態で実施した。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られる。

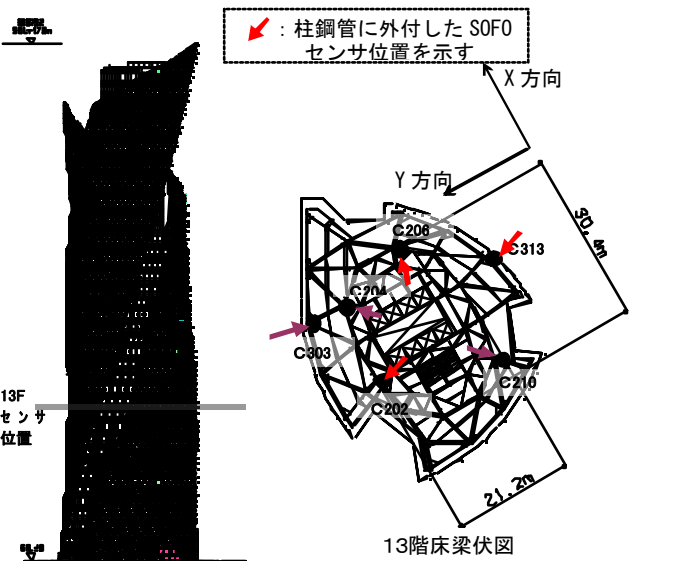


図-1 M建物の概要と軸力計測柱の位置

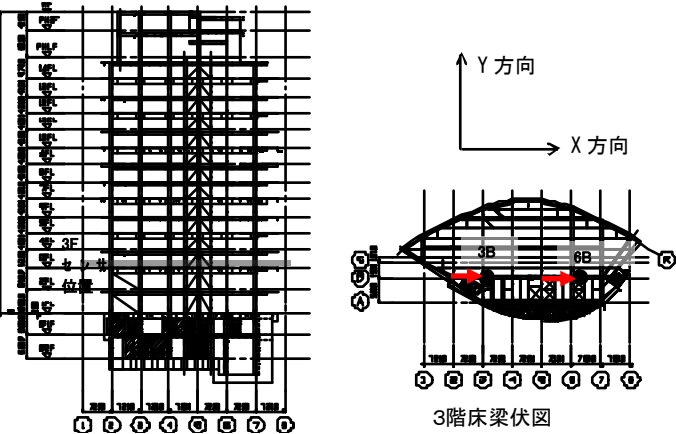
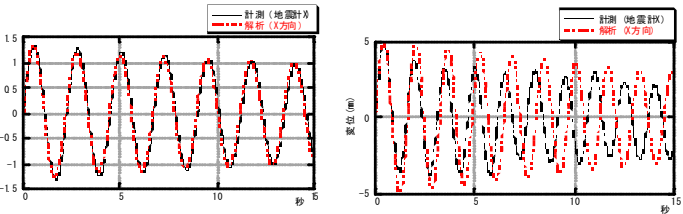


図-2 N建物の概要と軸力計測柱の位置

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) |



(M建物 36階床応答変位) (N建物 3階床応答変位)

図-3 自由振動波形(X方向加振) 実測と解析の比較

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曲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その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。

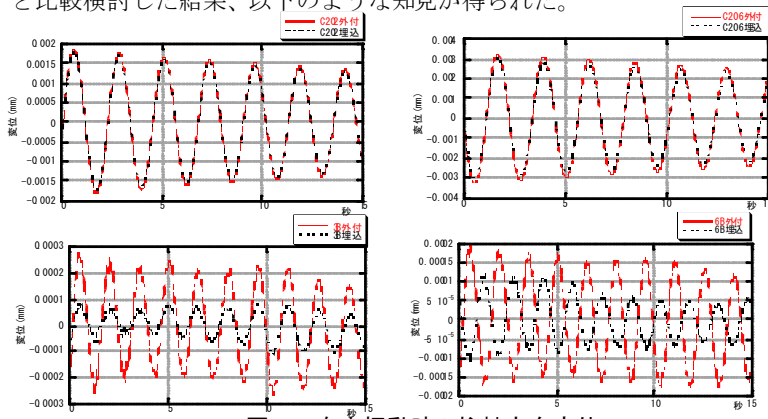


図-4 自由振動時の柱軸方向歪

表-3 変動柱歪から換算した部材軸方向力 M 建物

| | C202 | C206 | C313 |
|------------------------------------|----------|-----------|-----------|
| 柱部材 | C202 | C206 | C313 |
| 鉄骨 | P800×25 | P500×28 | P500×28 |
| 鉄骨断面積(mm ²) | 60868 | 41519 | 41519 |
| 鉄骨 | 205000 | 205000 | 205000 |
| ヤング係数E(N/mm ²) | 205000 | 205000 | 205000 |
| 鉄骨の計測変動歪の最大値 ms1 | 6.00E-06 | 1.00E-05 | 2.67E-07 |
| センサ高さを考慮した(柱間変動歪/柱変動歪)比率の推定値 hsl | 0.18 | 0.04 | 0.95 |
| センサの取り付け角度(X軸に対する角度) DEG | 67.5 | 28.5 | 72.5 |
| 鋼管/鉄骨の平面位置から曲げのX方向成分を算出する係数 hs2 | 0.383 | 0.873 | 0.301 |
| 計測変動歪に対し、曲歪の影響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 | 減少方向 |
| 計測変動歪(位置を考慮して補正) ms1/(1-hs1-hs2) | 6.44E-06 | 1.03E-05 | 3.73E-07 |
| 鉄骨変動歪から軸力に換算(kN) | 80 | 120 | 3 |
| コンクリート断面積 | 441786 | 154830 | 44433 |
| コンクリート | 44852 | 44433 | 44433 |
| ヤング係数E(N/mm ²) | 6000E-06 | 1.000E-05 | 2.000E-06 |
| コンクリートの計測変動歪の最大値 | 6.00E-06 | 1.000E-05 | 2.000E-06 |
| コンクリート変動歪から軸力に換算(kN) | 119 | 198 | 14 |
| (鉄+コン)変動歪から軸力に換算(kN) | 199 | 327 | 17 |
| 解析変動歪力(kN) | 135 | 270 | 38 |
| 軸力合計/解析軸力 | (146) | (121) | (0.45) |

- *1 日建設 構造設計室 主管 工修
 *2 日建設 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好一致を示す。

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マ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化の計測、日本建築学会技術報告集 第15巻第31号、pp751-756, 2009. 10

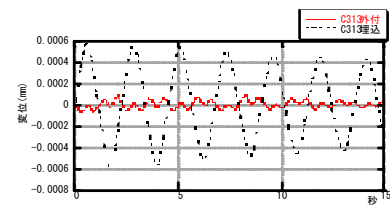


表-2 センサ高さを考慮した(曲歪/軸歪)比率の推定

| | |
|-----------------|--------------|
| 柱頭部 C206 | 10.34 |
| 軸力 kN (せん断力 kN) | 269.9 (5.17) |
| センサ位置の柱頭部 MxNm | 1.58 |
| 柱頭部 MxNm | 8.79 |

| | | |
|------------------------------------|------------------------|-----------|
| C206 | P800×25 | |
| 鋼管 | Zs(mm ³) | 114359.4 |
| | Fs(N/mm ²) | 2050.0 |
| | As(mm ²) | 608.68 |
| | Zs(mm ³) | 414.1748 |
| 充填コン | Fs(N/mm ²) | 444.33 |
| | As(mm ²) | 44.1786 |
| | Zs(mm ³) | 2041.3681 |
| 曲げによるセンサ位置の補正力(N/mm ²) | | 0.077 |
| 曲げによるセンサ位置の歪みε M | | 3.78E-07 |
| 変動歪力に対する歪みε N | | 8.41E-06 |
| (柱間変動歪 ε M / 柱間変動歪 ε N) 比率 | | 0.04 |

表-4 変動柱歪から換算した部材軸方向力 N 建物

| 柱部材 | 3-B | 6-B |
|---|------------|------------|
| 鉄骨 | B X=600×36 | B X=600×36 |
| 鉄骨断面積(mm ²) | 81216 | 81216 |
| 鉄骨ヤング係数E(N/mm ²) | 205000 | 205000 |
| 鉄骨の計測変動歪の最大値 ms1 | 9.33E-07 | 6.667E-07 |
| 常時微動による変動歪み(目測) m1 | 2000E-07 | 1.333E-07 |
| センサ位置(Y方向に90mm心すれの影響) | | |
| X方向加振時のY方向ゆれの影響による変動歪(目測) m2 | 8.000E-08 | 6.000E-08 |
| 補正したX方向のゆれに対する計測変動歪の最大値(ms1-m1-m2) | 6.533E-07 | 4.733E-07 |
| センサ高さを考慮した(柱間変動歪/柱変動歪)比率の推定値 hsl | 1.08 | 0.74 |
| 計測変動歪に対し、曲歪の影響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) : 3B増加方向より ms1/(1+hsl) | 3.141E-07 | 1.821E-06 |
| 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 | 278784 |
| コンクリートのヤング係数E(N/mm ²) | 34982 | 34982 |
| コンクリートの計測変動歪の最大値 | 36.667E-07 | 36.667E-07 |
| コンクリート変動歪から軸力に換算(kN) | 4 | 4 |
| (鉄+コン)変動歪から軸力に換算(kN) | 9 | 26 |
| 解析変動歪力(kN) | 32 | 6.2 |
| 軸力合計/解析軸力 | (2.91) | (42.3) |

- *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