

高層建物の強震応答と損傷のモニタリング

高層建物の耐震性評価に関するE-ディフェンス実験 その10

強震観測
層間変形

強震計
柱軸力

ネットワーク
3Dアニメーション

正会員 ○飛田 潤^{*1} 同 福和伸夫^{*2}

1. はじめに

高層建物が強震動を受けた際の構造躯体の健全性、あるいは損傷程度について、客観的な観測に基づく評価の重要性は高い。この評価機能を、一般的に備えられる強震観測装置によりどの程度実現できるか、あるいは理想的な評価のためにはどのようなモニタリング体制が必要かを、実測とデータ分析により検討する必要がある。

このような背景で、高層建物の強震応答や損傷に関するモニタリングの基礎的検討として、E-ディフェンス実験の高層建物試験体に異なる種類の強震計や変位センサーを多数設置して、試験体建設時から加振実験前後にわたるさまざまな条件下で継続的な計測を行った。また実建物でのモニタリングを想定して、従来型強震計のネットワーク接続、旧型強震計の活用、応答観測結果の3次元アニメーション化などの技術について、実現可能性の検討を行った。ここでは計測概要と、構造躯体の損傷等を評価するためのデータ処理手法の検討について述べる。

2. 試験体の計測の概要

2.1 強震計

今回使用した強震計は①普及型強震計（サーボ加速度計）、②K-NET95強震計（サーボ加速度計）、③小型・廉価型強震計（半導体センサー加速度計）の3種で、いずれも単独の筐体にセンサー・収録部・電源などを収めたスタンドアロン型である（写真1）。加振時のセンサー配置を図1に示す。6～8階は積層ゴム上の縮約層である。

①は現在の標準的な性能の強震計で、ねじれ・ロッキングを含む建物の基本特性を評価する位置に設置されている。微動レベルでもある程度使用できるため、試験体

構築中から加振実験前後の微動観測も行った。②はK-NETのリプレースにより回収・廃棄された旧型強震計であり、再利用で多数の建物に設置することを前提に、性能の検証を行う。③は安価な強震計でどこまで建物特性や損傷の評価ができるかの確認に加え、多数使える利点を活かして縮約層の回転・ロッキングなど詳細な挙動の把握を目的としている。

2.2 強震計の接続とデータ回収

建物建設時に設置される強震計は、複数箇所に設置したセンサーを1箇所のレコーダーに配線で結ぶ形式が多い。この方法は多点記録の同時性や電源部の集約などの点で優れているが、高層建物の場合は配線経路が長くなる。今回使用したスタンドアロン型は、建物内に竣工後に設置することも容易である。強震計のコントロールやデータ回収はネットワーク接続を用いており¹⁾、①、②のような従来型の強震計ではシリアル- LAN変換インターフェイスを使用した。これにより各観測点をつなぐ配線はネットワークケーブル1本のみにでき、実際の建物の場合は既存のネットワークインフラを利用できる。

2.3 常時微動計

加振による振動特性の変化を詳細に捉えるため、実験後に動コイル型常時微動計による計測を行っている。これは強震計による微動観測の評価・確認用でもある。

2.4 光ファイバーセンサーによる変位計測 (SOFO)

光ファイバーセンサーは、構造物のヘルスモニタリングに使用されている例も多く、特に長い区間の変位（ひずみ）評価に用いられる。長期にわたって安定した特性を示すとされ、静的・動的観測も可能なため、構造物の

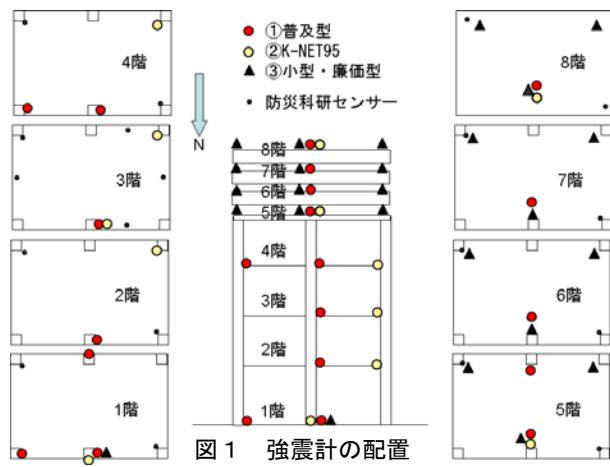


写真1 使用した3種の強震計 写真2 光ファイバーセンサー

変形を長期にわたって監視する目的に適する可能性がある。ここでは比較的短いセンサー（300mm）を写真2のように鉄骨柱表面に設置し、試験体の構築中から連続的に変形を計測して、柱軸力のモニタリングを試みた。対象は1～4階の中柱と隅柱の計8箇所である。また加振中は1～2階の柱に集中的に移設して、動的な柱軸力+曲げの計測を行った。計測結果は温度変動による柱の伸縮の影響を受けるため、温度計測による補正が必須となる。

3. 計測結果と分析の要点

3.1 振動計測

異なる強震計の記録から、以下の評価を比較検討する。

(1) 固有振動数、減衰定数、モードと損傷に伴う変化

三の丸波2方向加振（張間方向の梁に損傷）、三の丸波桁行方向加振2回目（桁行方向の梁に損傷）およびそれらの前後のホワイトノイズ加振において、①の強震計の記録から推定した固有振動特性を表1、最初のホワイトノイズ加振時の伝達関数の例を図2に示す。これらの推定は線形多自由度系の伝達関数に基づくパラメータ最適化により行った。スタンドアロンの強震計ゆえの観測位置ごとのデータの時刻ずれの問題は、ずれ時間も推定パラメータとして同時に推定することで容易に解決できる。

これより、各方向の損傷が発生した加振の前後で10%弱の固有振動数の低下が見られ、加振中の見かけの振動数はさらに10数%まで低下していることがわかる。減衰も三の丸波の加振時が大きく、最大で9%程度で、地震前後の比較ではわずかに増加しているように見える。

これらの値の変化は、梁端破断という躯体の損傷程度に対して必ずしも大きいものではなく、一方で実際の建物では二次部材による振幅依存性やその損傷による振動数変化が加わるため、このような鉄骨建物では固有振動数の変化度合に注目した損傷程度の判定は困難であることが予想される。

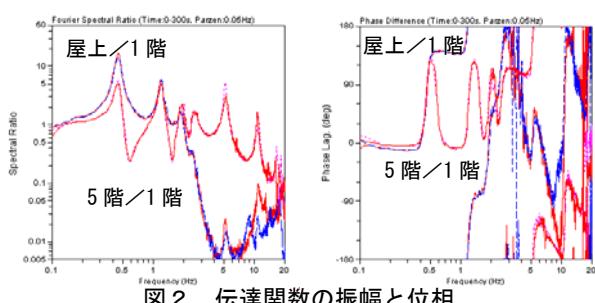


表1 三の丸波加振前後の固有振動特性の変化

	固有振動数(Hz)						固有振動数(初期値との比)						減衰定数(%)					
	1次		2次		3次		1次		2次		3次		1次		2次		3次	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
ホワイトノイズ	0.45	0.45	1.19	1.20	1.88	1.89	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	3.7%	4.1%	3.9%	4.0%	4.6%	4.9%
三の丸2方向	0.39	0.41	1.08	1.13	1.69	1.72	0.88	0.90	0.90	0.94	0.90	0.91	9.3%	7.4%	4.3%	6.5%	7.0%	5.7%
ホワイトノイズ	0.41	0.44	1.14	1.18	1.83	1.85	0.92	0.98	0.95	0.98	0.97	0.98	4.5%	3.7%	4.3%	3.8%	5.1%	4.4%
三の丸Y方向			0.39		1.09		1.65		0.87		0.91		6.9%		6.7%		7.7%	
ホワイトノイズ	0.40	0.41	1.11	1.12	1.79	1.79	0.90	0.91	0.93	0.94	0.95	0.95	4.8%	4.0%	4.7%	3.7%	5.6%	4.2%

*1名古屋大学環境学研究科・准教授・工博
*2名古屋大学環境学研究科・教授・工博

*1 Assoc. Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.
*2 Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

(2) 最大応答、層間変形

三の丸波2方向加振時の最上層の水平オービットについて、強震計①と③の記録の比較を図3に示す。オービットの形状はほぼ一致しているが、最大変位は両方向ともに約5cm異なる。最大応答及び最大層間変形は損傷に関連する重要な指標であり、強震計の周波数特性や設置位置、積分法などとの関連でさらに検討が必要である。

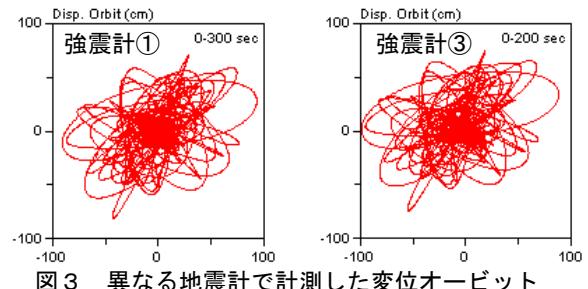


図3 異なる地震計で計測した変位オービット

3.2 柱変形計測

図4に、縮約層のスラブ（約200t）を連続して2枚設置した際の柱の縮み（センサ長300mmあたり）を示す。変形量はスラブ重量とほぼ対応し、中柱の変形が隅柱の約1.5倍になっている。実験室内の作業のため温度変化が少なく、安定した傾向となるが、屋外の試験体に関しては温度に敏感で、傾向が不明確になりやすい結果だった。

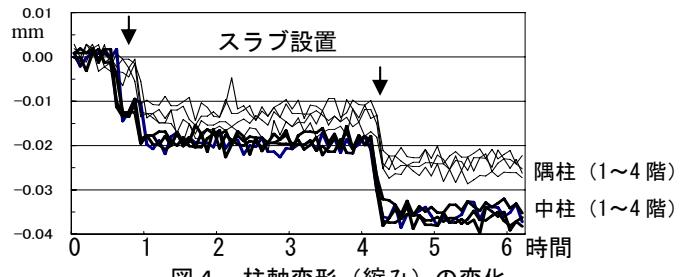


図4 柱軸変形（縮み）の変化

3.3 三次元アニメーションによる応答把握

多点の観測記録による応答特性の把握のために、三次元アニメーションによる表示ツールを開発した。これにより、縮約した層の応答をそのまま表示することも、また高層建物の形にして当該層の応答として表示することも可能になり²⁾、データの確認や理解に有効である。

4. まとめ

高層建物の強震応答モニタリングに関する計測概要と、分析の内容を述べた。適切な機材と設置位置の選択、データ処理手法の開発などが必須であることがわかる。

参考文献

- 1) 飛田潤、福和伸夫ほか：地盤・建物系の高密度強震観測の展開と建物動的挙動の検討、日本地震工学会論文集、第7卷、第2号、pp37-56、2007.3.
- 2) 廣野衣美、福和伸夫ほか：三次元アニメーションによる高密度観測記録の効果的分析支援ツールの開発、建築学会大会、2008