T2R2 東京工業大学リサーチリポジトリ Tokyo Tech Research Repository

論文 / 著書情報 Article / Book Information

論題(和文)	2083 E-ディフェンス高層建物試験体の長期モニタリング : その2 小地 震記録に基づく振動特性評価(構造)	
Title		
著者(和文)	 尾野 勝, 金澤健司, 森本 真史, 佐藤 大樹, 北村春幸, 長江拓也	
Authors	Kenji KANAZAWA, daiki sato, Haruyuki Kitamura	
出典 / Citation	 ┃ 日本建築学会関東支部研究報告集 Ⅰ, , №. 79,	
Citation(English)	, , No. 79,	
発行日 / Pub. date	2009, 2	
rights	日本建築学会	
rights	│ 本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである	
relation	isVersionOf:http://ci.nii.ac.jp/naid/110007453936	

2083

E-ディフェンス高層建物試験体の長期モニタリング その2 小地震記録に基づく振動特性評価

構造一振動

準会員○尾野勝		正会員	金澤健司
正会員	森本真史*3	正会員	佐藤大樹
正会員	**	正会員	*6 長江拓也

固有振動数 高層建物

震動台実験 構造ヘルスモニタリング

1. はじめに

近年、地震等により甚大な影響を受けた建築物の損傷程度 を評価する手法への関心が高まっている。その評価手法の一 つとして構造ヘルスモニタリング(SHM)に関する研究が盛ん に行われており、実測記録に基づく建築物への振動特性評価 の重要性がさらに増してきている。

本研究では、SHM の基礎データの取得を目的として、E-ディフェンス高層建物実験¹⁾におけるホワイトノイズ加振デ ータを小地震記録と見なして鉄骨建物の振動特性を評価し、 小地震記録から評価される振動特性が地震を経験するごとに どのように変化していくのかを分析した。さらに、その結果 を常時微動から評価された振動特性²⁾と比較した。

2. 試験概要

2.1 試験体概要

試験建物は長辺方向(Y方向)6m×2スパン、短辺方向(X 方向)8m×1スパン、基準階高3.8mの地上21階、高さ80m の高層建物を想定した鋼構造建物である。図1に試験建物の 平面図および断面図を示す。試験体は実験施設の制約により、 1層~4層までを実大で再現し、5層~21層についてはコンク リート床板と積層ゴムを用いて3層に縮約している。

2.2 加振実験概要

加振実験は2008年3月17日から21日に表1に示す順序で 行われた。主要な加振の前後に、試験体の線形範囲の特性を 確認するための加振レベルが異なる2種類のホワイトノイズ 加振(W-20%とW-40%)が行われた。ホワイトノイズ加振は 継続時間250秒の2軸同時入力であり、震動台上の加速度振 幅は二乗和平方根(RMS)で、W-20%加振ではX方向約7.4 cm/s²、 Y方向約8.6 cm/s²、W-40%加振ではX方向約16.5 cm/s²、Y 方向約18.4 cm/s²である。本研究では、これらW-20%加振と W-40%加振を小地震と見なして、試験体の小地震時の振動特 性を分析する。



(d) 歪みゲージ取り付け 位置

図1 試験建物の平面図および断面図

2.3 観測概要

今回の実験では、試験建物の振動特性の変動を捉えるため に、様々な測定が行われた。本研究では、そのうち、加速度 記録、層間変位記録、柱のひずみ記録を用いた。各観測位置 を図 1 に示す。これらの観測記録のサンプリング周波数は 200Hz である。加速度計は各階に南東と北西の2ヶ所に計 16 台が設置された。同様に変位計は各階の南東と北西に2ヶ所 に計 14 台が設置された。柱の歪みゲージは全ての柱の上部と 下部にそれぞれ 4 個ずつ取り付けられ、柱の上下方向のひず み成分が計測された。また、これらとは別に常時微動の連続 モニタリングを実施しており、その詳細はその 1³に記載した。

3. 振動特性の評価手法

本研究では、4種類の異なる方法を用いて試験体の1次固

有振動数を評価した。以下に計算法を述べる。ここで、加速 度、層間変位の記録は各層で南東と北西2点の記録を短辺方 向、長辺方向でそれぞれ平均したものを、その層における加 速度記録、層間変位記録として用いた。

3.1 ひずみを用いた荷重変位関係に基づく算定法(計算法 A)

図1の(d)のように柱に取り付けられた歪みゲージから得 られたひずみより応力を求め、この応力から柱上部と下部の モーメントを算出する。これら2点のモーメントより柱のせ ん断力を求め、各層に6本ある柱のせん断力を足しあわせる ことで、それを層せん断力とした。そして、そのせん断力と 層間変位より、図3のような荷重-変位関係を各層について得 る。そして、その関係から最小二乗法により等価剛性を算出 する。この手法により得られた層剛性と各層の重量を用いて 固有値解析を行い、固有振動数を算出した。これを固有振動 数 A と呼ぶ。

3.2 加速度を用いた荷重変位関係に基づく算定法(計算法 B)

各層の加速度記録と重量より層せん断力を算出する。この 層せん断力から前節の計算法Aの場合と同様に等価剛性を求 め、固有値解析によって固有振動数を算出した。これを固有 振動数Bと呼ぶこととする。

3.4 加速度記録からの振動モード同定手法(計算法 C)

5 階の加速度記録に、ARMA モデルによる振動モード同定 法²⁾を適用して、小地震記録に相当する加速度データから直 接的に小地震時の固有振動数を求めた。以下、この手法によ って得られた結果を固有振動数 C と呼ぶ。

3.4 常時微動記録からの振動モード同定手法(計算法 D)

震動台実験が実施されていない静穏時の常時微動記録を用いて、ARMA モデルによる振動モード同定法により²⁾、常時 微動時の固有振動数を求めた。以下、この手法によって得られた結果を固有振動数 D と呼ぶ。

3.5 各計算法の相互比較

図2に示した関係のように、各計算手法から得られた固有 振動数の比較を行った。計算法AとBにおいては、加振実験 より得られた各記録の剛性と固有振動数について比較を行う。 計算法Aからは純粋な鉄骨フレームとしての結果が、計算法 Bからは間仕切り壁等の非構造部材の影響を受けた結果が得 られる。これらを比較することにより、非構造部材が建築物 に与える影響を把握できると考える。計算法BとCでは、と もに小地震時の加速度記録から得られた結果を用いて固有振 動数を求めている。異なる手法を用いて固有振動数を求める ので、その結果を比較することで、各手法の妥当性を検討す



(b) 3/21 損傷後
図3 W-20%加振による2 階の荷重-変位関係

る。計算法 C と D は振動モード同定法を用いて、小地震動記録と常時微動記録の比較を行った。これにより、常時微動と小地震ひずみ振幅レベルが振動特性に与える影響を調べる。

4. 振動特性の算定、同定結果

加振期間を表2の6つの区分に分けて、各手法により得られた結果を比較した。ただし、3月19日のホワイトノイズ20%、40%加振の記録については、データが正確に記録できなかったため、考察から除外した。

4.1 計算法 A と B の比較

小地震動記録を用いた計算法AとBを比較してみる。図4 および図5に計算法AとBによる剛性と固有振動数の結果を 示す。図4をみると、計算法A、BでともにX方向、Y方向 どの層でも同じ割合で剛性が減少している傾向が認められる。



詳細には、X 方向では case3 と case4 の間で、Y 方向では case5 と case6 の間で大きく剛性が低下する傾向が認められる。図 5 をみても、加振を受けるたびに固有振動数が減少するが、 case3~case5 の値の減少割合は固有振動数ほうが大きく、こ れらは縮約層の剛性変化によるものである。case3 と case4 の 間には、三の丸 100%加振①があり、X 方向の梁に破断が発生 しており、Y 方向の梁にも破断が生じている¹⁾。図4および 図5は、梁破断などの重大な損傷が発生するような大地震を 経験することで、建物剛性や固有振動数が低減することを示 している。また、図4および図5では、ともに計算法Bの結 果が計算法Aの結果より低い値を示している。これは、間仕 切り壁などの非構造部材による建物の振動特性への影響を示



していると考えられる。

4.2 計算法 B と C の比較

小地震記録を用いた計算法BとCによる固有振動数の評価 結果を図6に示す。図6より、X方向、Y方向とも一律に約 0.05Hzの幅で、固有振動数Cのほうが小さいことが確認でき る。しかし、加振の進行に伴う固有振動数の減少の傾向など はおおむね一致しているといえる。これは、振動モード同定 法によっても、地震経験によって建物の剛性が低下する現象 を評価できることを示している。

4.3 計算法 C と D の比較

常時微動記録と加振実験記録の同定値をケース毎に比較し たものを図7に示した。この図をみると、常時微動記録と加 振実験記録で固有振動数の値に20%程度の差があるが、推移 する傾向では一致していることがわかる。なお、case5に対す る常時微動記録の固有振動数が大幅に減少しているが、これ は、表1に示すように、加振の間隔が短く、試験建物が常に 振動しており振動振幅レベルがほかの case とは異なるためと 考えられる。

5.4 質点系縮約モデルによる振動特性の算定

構造モニタリングを行うにあたって、本実験で行った計測 のように各層における変位や、歪みの測定を行うことは実際 の高層建物では高コストであり、現実的とはいえない。そこ で、今回、実大で再現した 1~4 層と3 層分を縮約してある 5 層を1つの質点に縮約し、全体で4 質点のモデルを作成し、 より少ない計測点でのモニタリングの可能性を検討した。

5.1 縮約モデルでの算定方法

4 質点ヘモデル化する際、図9のように、すでに縮約され ている上部3層はそのままで、1~5層に対して縮約を行った。 重量は1~5層の重量を合わせたものを使用し、変位は各層の 層間変位を足し合わせたものとする。また、加速度記録は、5 層で計測したものを使用した。これらの記録から、図10に示 したように荷重-変位関係を求め、3章で記述した手法を用い て等価剛性を算出し、固有値解析より固有値を求めた。

5.2 縮約モデルによる結果と考察

図 11 に、縮約モデルにおける固有振動数を示した。固有振 動数の推移をみると、図 4 で示した"7 質点モデル"での固有 振動数と一致している。このことは、縮約モデルによっても 損傷による振動特性への影響を検知できる可能性を示してい る。

6. まとめ

本研究では、小地震観測と常時微動長期モニタリングの観 測記録を用いて、試験建物の加振実験期間における振動特性 の変動をあらゆる角度から算定した。その結果、荷重-変位関 係に基づく固有振動数や、小地震に基づく固有振動数と常時 微動に基づく固有振動数の値そのものは一致することはない が、大地震を経験することによる固有振動数や剛性変化の減 少傾向は、一致することを確認できた。また、縮約モデルに おける算定結果から、観測点を間引いた場合の構造モニタリ ングの可能性についても示すことができた。

謝辞

本研究は、文部科学省が推進する「首都直下地震防災・減災特別 プロジェクト」の下で防災科学技術研究所からの委託研究として東 京理科大学が実施した「長周期地震動による被害軽減対策の研究開 発(その2)」の研究成果の一部である。

参考文献

- 井上、長江ほか: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 1~11、日本建築学会構造系論文集,C-1 pp, 823-832, pp.873-884, 2008.9
- 森本、金澤ほか:E-ディフェンス高層建物試験体の長期モニタリ ング-その1、日本建築学会関東支部研究報告集,2009.3
- *1 東京理科大学理工学部建築学科
- *2 電力中央研究所地球工学研究所 主任研究員・博士(工学)
- *3 東京理科大学大学院理工学研究科建築学専攻
- *4 東京理科大学理工学部建築学科 助教・博士(工学)
- *5 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)
- *6 (独)防災科学技術研究所 研究員・博士(工学)