

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	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4）加振記録に基づく剛性評価
Title	
著者(和文)	飯野 夏輝, 金澤健司, 尾野 勝, 佐藤 大樹, 北村春幸, 長江拓也
Authors	Kenji KANAZAWA, daiki sato, Haruyuki Kitamura
出典 / Citation	日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol. B-2, , pp. 169-170
Citation(English)	, Vol. B-2, , pp. 169-170
発行日 / Pub. date	2010, 9
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/110008123802

E-ディフェンス高層建物試験体の長期振動モニタリング その4 加振記録に基づく剛性評価

正会員 ○飯野夏輝* 同 金澤健司**
同 尾野勝* 同 佐藤大樹*
同 北村春幸* 同 長江拓也***

剛性 鉄骨造 高層建物
耐震補強 震動台実験 構造ヘルスマニタリング

1. はじめに

その3に引き続き、本報告では、構造ヘルスマニタリングの基礎データの取得を目的として、実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)で行われた高層補強建物実験における加振データに基づき建物剛性をモニタリングし、地震経験と建物剛性の関係を詳細に分析した。

2. 計測概要

今回の実験では、試験体の地震時挙動をとらえるために、2007年度の実験⁽¹⁾と同様にして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。観測位置をその3の図1に示す。観測記録のサンプリング周波数は200Hzである。

3. 剛性の評価手法

本研究では、図1に示す計算法A、B、Cの3種類の異なる方法を用いて試験体の層剛性を評価した。

3.1 ひずみを用いた算定法(計算法A)

柱に取り付けられたひずみゲージから得られたひずみより柱表面の応力を求め、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6本の柱のせん断力を足し合わせることで層せん断力を求めた。その層せん断力と層間変位記録から、荷重-変位関係を各層について得る。その関係から、最小二乗法により等価剛性を算出した。以上の手順による計算法Aからは、純粋な鉄骨フレームとしての結果が得られる。

3.2 加速度を用いた算定法(計算法B)

各層の加速度記録と重量から求めた慣性力と層間変位記録を用いて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算出した。以上の手順による計算法Bからは、鉄骨フレーム剛性にダンパーの付加剛性を加味した結果が得られる。

3.3 1~4層を1質点に縮約した算定法(計算法C)

計算過程は計算法Aと同様であるが、第1層の層せん断力と震動台上から5階までの相対変位を用いて等価剛性を求めた。以上の手順による計算法Cからは、試験体下部の実架鉄骨フレーム4層分を1つにまとめた縮約剛性が得られる。

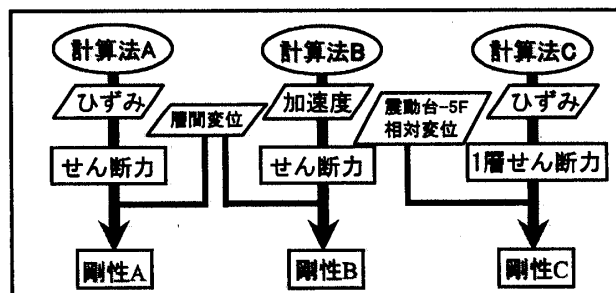


図1 各計算法のフロー

4. 層剛性の評価結果

本報告では、特に損傷の大きかったY方向の剛性に着目して分析する。各計算法の計算結果を図2に示す。

4.1 各計算法に基づく全試験日程における剛性の推移

まず、計算法AとBを比較すると、ダンパーの設置されているUBB-1、UBB-2およびOILの期間には計算法AよりもBの剛性が高く、その後ダンパーを取り外したFRAMEの期間にはどちらも近い値を示している。この剛性の差はダンパーの付加剛性を示していると考えられる。また、計算法AよりもBの方が剛性の変動が大きくなっている。例えば、計算法BのUBB-1とUBB-2の間では三の丸波のような大加振時において前後のホワイトノイズ加振よりも剛性が低くなる傾向があるが、計算法Aによる剛性にはそのような変動はほとんど認められない。このことから、剛性の振幅依存性はダンパーには存在するが鉄骨架構にはほとんど存在しないと考えられる。

次に、計算法AとCを比較すると、どちらの剛性も同様に推移していることから、縮約剛性の推移を調べることで鉄骨架構の平均的な剛性の変化が追跡できるものと考えられる。図2-(c)によれば、縮約剛性は実験が進むにつれて概ね単調に低下している。詳細には、UBB-1の期間と限界性能試験において剛性の低下が顕著であり、UBB-2、OILおよびFRAMEの耐震性能試験の期間(加振番号15~41)には急激な剛性低下は認められない。

4.2 ダンパーの種類による剛性の変化

前述のように、加振番号15から41までの期間には鉄骨フレームの剛性に変化はないものと見なすことができ、この期間における計算法Bに基づく剛性変化は、ダンパ

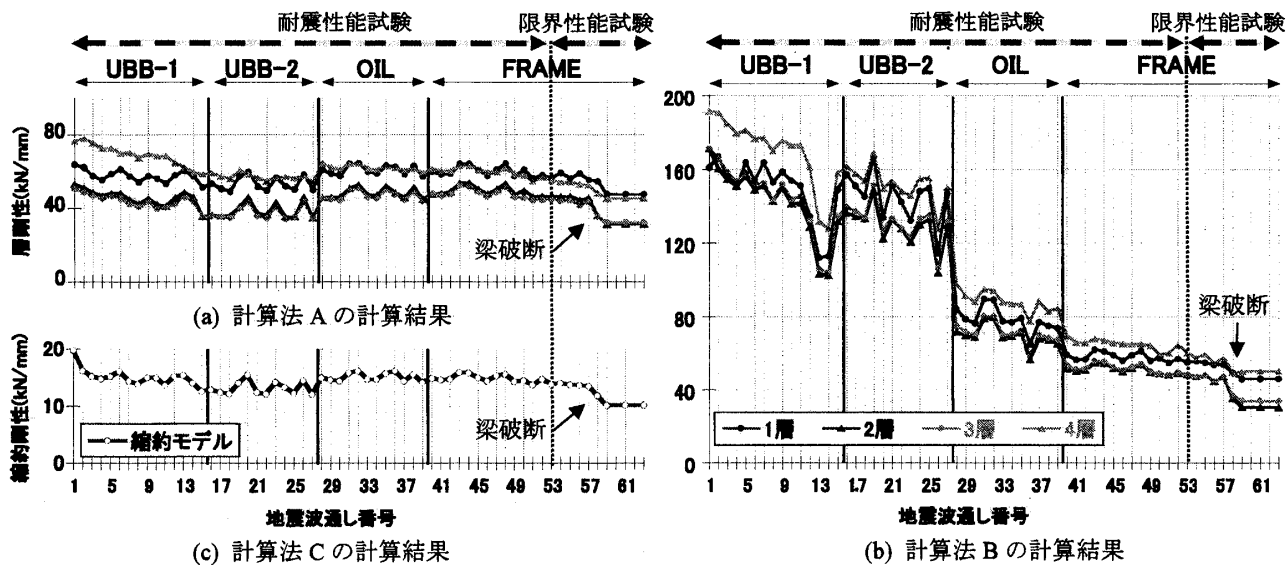


図2 各計算法の計算結果

一の設置条件のみに依存すると考えることができる。図2の加振番号15, 17および29の剛性によれば, UBB-1とUBB-2では建物全体の約65%, OILでは全体の約30%の剛性をダンパーが負担していると判断される。

4.3 加振経験による剛性の変化

耐震性能試験と限界性能試験の各シリーズでの始めと終わりのホワイトノイズ40%加振の計算法AとCによる剛性の計算値を用いて, 各試験体での剛性の低下率を算定した結果を図3に示す。

図3の耐震性能試験での縮約モデルの結果に着目すると, UBB-1での低下率が17.8%で最も大きく, UBB-2では2.8%, OILでは3.1%, FRAMEでは5.2%であった。このことから, 初期の加振経験による剛性低下率が最も大きく, その後の加振での剛性低下はあまりみられない。この原因は, 試験体が初めて加振を経験することでコンクリートスラブに微小なひび割れが入り, 剛性が低下する一方で, その後の変形に対してなじみをもった試験体への加振では, ひび割れが進展することはない, 剛性は変化しなかったものと思われる。

4.4 梁破断時の剛性の変化

図2の各計算法の結果によると地震波番号58の三の丸波100%加振で梁破断が発生したことによる大きな剛性の低下が確認される。図3によれば, 梁端部の破断が発生した前後における剛性低下率は, 縮約剛性で26%に達し, 各層別では2層と3層の剛性低下率が他の層よりも大きくなる結果となった。これらは, 大梁の破断位置と概ね整合している。剛性をモニタリングすることで建物の損傷状態を検知できる可能性があることを示している。

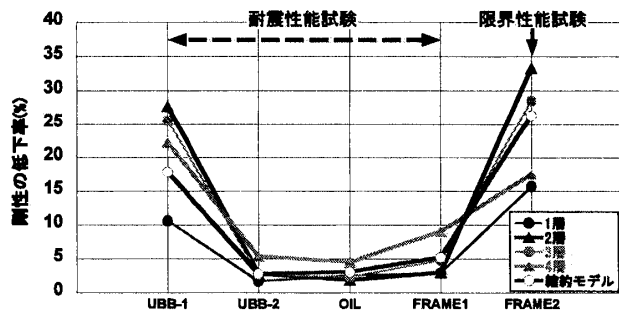


図3 各ケースにおける剛性の低下率

5. まとめ

本研究では, 高層補強建物の震動台実験の観測記録より, 試験体の加振実験期間における剛性を算出し, その推移を分析した。その結果, 剛性モニタリングによって鉄骨造高層建物の地震損傷が検出できることを確認した。また, 試験体の剛性には, 建物の制振ダンパーの設置状態による影響が表れていることを確認した。

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

- (1) 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C1, pp.823-832, pp.873-884, 2008.9

*東京理科大学理工学部建築学科

** (財)電力中央研究所

*** (独)防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター

* Tokyo Univ. of Science

** Central Research Institute of Electric Power Industry

*** Hyogo EERC, NIED