

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	E-ディフェンス高層補強建物試験体の長期モニタリング：その4 加振記録に基づく高層補強建物の振動特性評価(構造)
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	日本建築学会関東支部研究報告集, Vol. 80, , pp. 281-284
Citation(English)	, Vol. 80, , pp. 281-284
発行日 / Pub. date	2010, 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/110008729954

E-ディフェンス高層補強建物試験体の長期モニタリング その4 加振記録に基づく高層補強建物の振動特性評価

構造－振動

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 鉄骨造

準会員 ○ 飯野夏輝 ^{*1}	正会員 金澤健司 ^{*2}
正会員 尾野勝 ^{*1}	正会員 佐藤大樹 ^{*1}
正会員 北村春幸 ^{*1}	正会員 長江拓也 ^{*3}

1. はじめに

近年、大地震等による既存建物の損傷程度を評価する手法として、構造ヘルスモニタリングに関する研究が盛んに行われている。本報では、その3にひきつづき、構造ヘルスモニタリングの基礎データの取得を目的として、E-ディフェンス高層補強建物実験における加振データから、建物が地震を経験することによって振動特性がどのように変化していくのかを分析した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は高さ 80m、21 階建て鉄骨造高層建物を想定したものであり、架構平面は桁行き方向 2 スパン(6m×2)、梁間方向 1 スパン(8m×1)である。試験体は21 層モデルの上層を縮約した7 層モデルであり、1～4 層までは実架構で再現し、5 層～21 層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。図1に試験体の平面図および断面図を示す。また、2008 年3 月に実施された前回の実験¹⁾をふまえ、いくつかの梁端部に補強が施された。さらに、実架構と縮約層には実験期間によって異なるダンパーが取り付けられ、試験体はダンパーの種類や設置位置の違いにより4 種類に分けられる。1～4 層に鋼製ダンパー、縮約5 層と6 層にU 型ダンパーを設置した試験体を「UBB-1」、1～4 層のみに鋼製ダンパーを設置した試験体を「UBB-2」、1～4 層のみに粘性ダンパーを設置した試験体を「OIL」、ダンパーを設置していない試験体を「FRAME」と呼ぶこととする。

2.2 加振実験概要

加振実験は本報その3の表1に示す順序で行われた。想定地震動は2008 年3 月とほぼ同様であり、気象庁波、東扇島波、三の丸波、El Centro Lv.1、El Centro Lv.2、東京都庁波を用いた。さらに、主要な加振の前後で試験体の線形範囲の特性を確認するために、ホワイトノイズ加振と連続スイープ波加振が行われた。以上の加振が試験体4 種類の状態にほぼ同様に行われた。本文ではこれらの一連の加振試験を耐震性能試験と呼ぶこととする。さらにFRAME 試験体については、梁が破断するまで三の丸波加振が繰り返され続けて

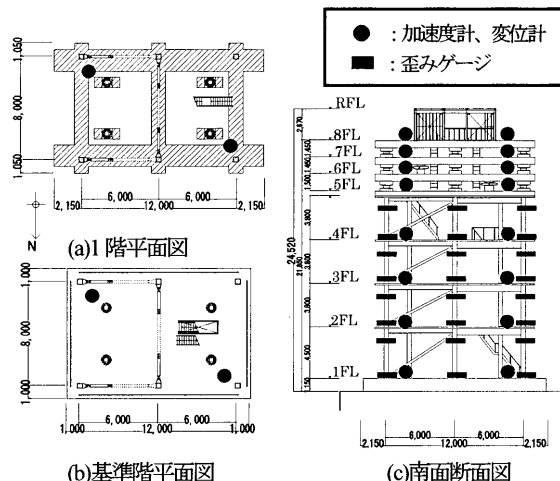


図1 試験体の平面図、断面図および計測位置

おり、これを限界性能試験と呼ぶこととする。

2.3 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、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。観測位置を図1に示す。加速度計は各階の南東と北西に2ヶ所ずつ計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ヶ所ずつ計14 台を設置し、各層間の水平相対変位が計測された。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。観測記録のサンプリング周波数は200Hz である。本研究では、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. 振動特性の評価手法

本研究では、計算法AとBの2 種類の異なる方法を用いて試験建物の層剛性と1 次固有振動数を評価した。以下に計算法を示す。

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)

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

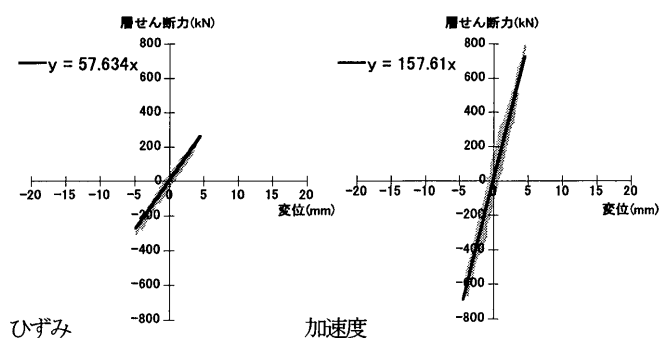


図2 ホワイトノイズ40%加振による荷重-変位関係

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導き出した。その層せん断力と層間変位から、図2のような荷重-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層剛性を算出し、この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。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から慣性力を求め、この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層剛性を求め、固有値解析によって固有振動数を算出した。以上の手段による計算法Bからは、ダンパーの付加剛性を加味した結果が得られる。

4 層剛性の評価結果

計算法AとBによる剛性の計算結果を図3(a)(b)に示す。同図では、縦軸が試験順序となっており、()中の数字は以下で説明する事象を番号付けたものである。

4.1 加振経験による剛性の変化

耐震性能試験において、4種類の試験体の始めと終わりのホワイトノイズ40%加振での4層の剛性の整理した結果を図5に示す。図5によればUBB-1の状態では加振を行ったことによる剛性の低下がみられるが、UBB-2、OIL、FRAMEでは大きな変化は見られない。このように、いずれの試験体でもほぼ同様の加振を行っているにもかかわらず、初回の試験体であるUBB-1でのみ耐震性能試験前後で層剛性が大きく低下している。この原因は、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、層剛性が低下するとともに、その後の同程度の加振経験では、ひび割れが進展することなく剛性が維持されるためと思われる。

4.2 ダンパーの違いによる剛性の変化

図5によれば、ダンパーの設置されているUBB-1、UBB-2およびOILの試験体では、計算法AよりもBの値が高い。計算法Bではダンパーの付加剛性を含めた結果が算出されていることから、この差がダンパーの負担する剛性といえる。図5の計算結果によれば、UBB-1とUBB-2では全体の約65%、OILでは全体の約24%の剛性をダンパーが負担していると読みとることができる。

前節4.1よりUBB-2、OIL、FRAMEの各試験体では、耐震性能試験を経験することによる層剛性の低下はほとんど見られなかった。したがって、図5において、少なくとも加振番号15から41までの期間には鉄骨躯体そのものの剛性に変化はないものと見なすことができ、この期間における剛性の変化は、ダンパーの設置条件を変更したためであると考えることができる。以上を考慮すると、鉄骨フレームのみの層剛性が約60(kN/mm)に対して、各ダンパーによる付加剛性は、鋼材ダンパーで約100(kN/mm)であり、粘性ダンパーでは約30(kN/mm)であった。このことから、鋼製ダンパーに対して粘性ダンパーの付加剛性は約30%程度であったことが分かる。

4.3 復元力特性のハードニング

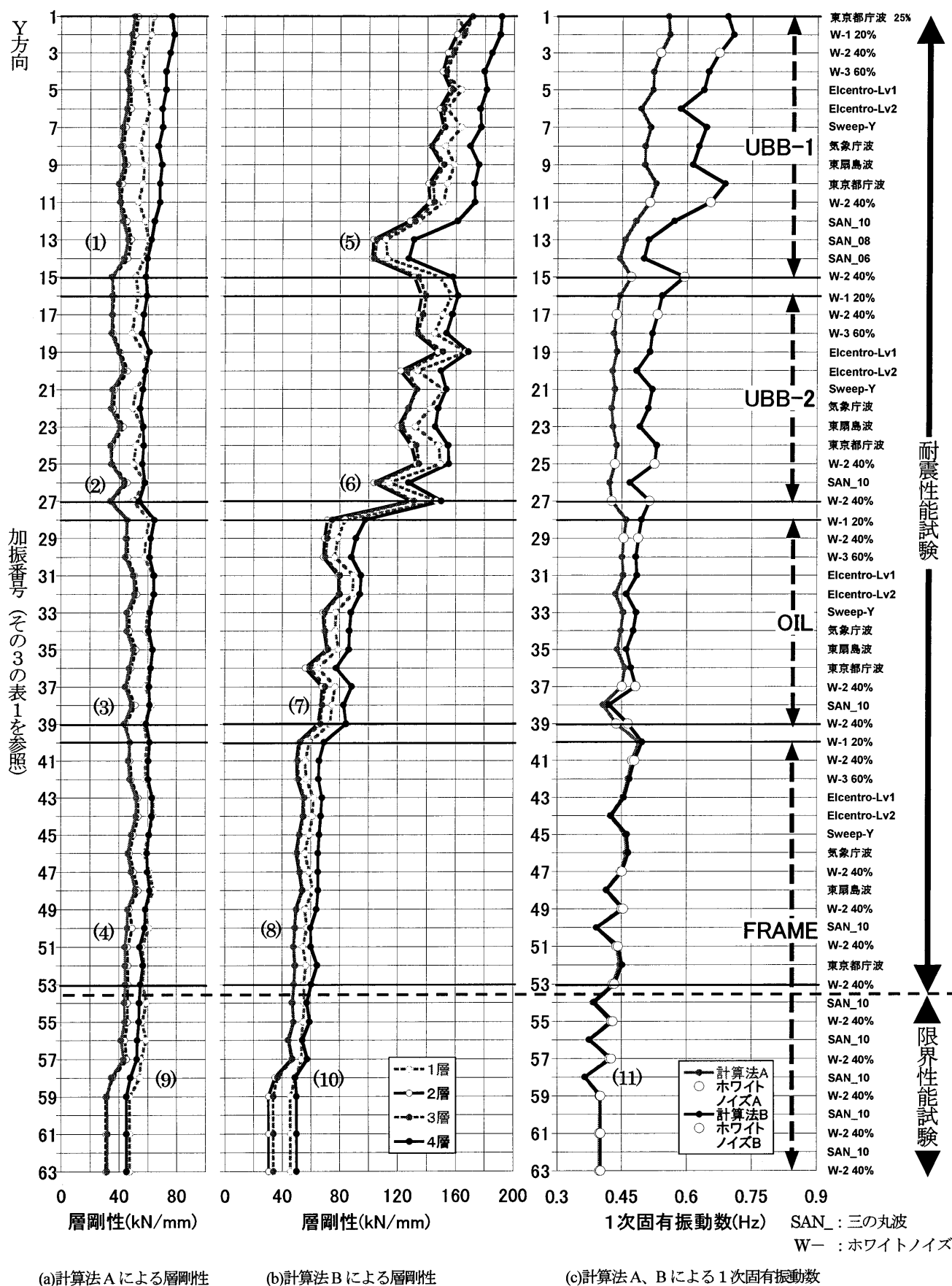
次に、図3(a)において、三の丸波加振がホワイトノイズ加振40%に挟まれているような加振順序となる事象(1)~(3)に着目する。事象(1)~(3)、前後のホワイトノイズ40%加振時よりも三の丸波加振時の方が剛性が高い。この現象を調べるため、ふたつの加振時における履歴曲線の比較を図4(a)に比較して示す。図4(a)より、変位がある程度大きくなるとせん断力が大きくなるという、ハードニングの現象が確認できる。そしてこの現象は三の丸波のような大加振で見られるが、ホワイトノイズのような小さな加振では認められない。その一方で、事象(4)のFRAMEでは、ハードニングによる剛性変化の傾向はほとんど認められない。これらの原因としては、応答の大きな加振による試験体の層間変位の増大により、柱梁とスラブとの接合面が接触し、部材間に存在していた僅かな隙間が埋まったことで剛性が増加したためと考えられる。

4.4 復元力特性のソフトニング

同様に計算法Bの事象(5)(6)は、前節4.3とは逆に、三の丸波加振で剛性が低下している。このときの履歴曲線を図4(b)に示す。図4(b)をみると、試験体に大きな変形を与えたことで鋼製ダンパーが降伏し、ダンパーの受け持つエネルギー吸収量が大きくなっているのがわかる。このことが剛性の低下した原因と考えられる。また、事象(7)(8)になると、この現象はなくなる。

4.5 試験体損傷による剛性の低下

計算法AとBの限界性能試験での剛性の変化を分析してみる。



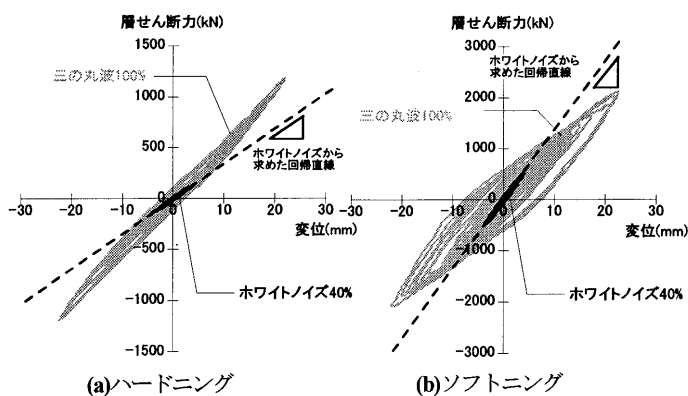


図4 履歴曲線の比較

三の丸波を繰り返し加振したことにより事象(9)(10)においてY方向の梁端部が破断した。その破断後には、各階の剛性が大きく低下していることが確認できる。その前後のホワイトノイズ40%加振を比較すると、平均で約20%剛性が落ちていることが確認でき、建物の地震損傷に伴う剛性の低下が捉えられている。

5. 1次固有振動数の評価結果

計算法AとBによる1次固有振動数の評価結果を図3(c)に示す。この図では同じ条件下での1次固有振動数を把握しやすくするため、ホワイトノイズ40%加振を抜きのマークで表す。

5.1 ダンパーの違いによる1次固有振動数の変化

1次固有振動数においてもダンパーのある状態では、計算法Aに比べBの値が高くなっている。これは、ダンパーを設置したことで試験体の剛性が上がったためである。これに対してダンパーを取りはずしたFRAMEの状態では計算法AとBの推定値は近接している。

次に、同じ条件下で1次固有振動数の比較を行うために、ホワイトノイズ40%加振だけに着目した。そして、耐震性能試験での各状態において、始めのホワイトノイズ40%加振から最後のホワイトノイズ40%加振までの1次固有振動数の減少率をみた。図6に1次固有振動数の整理した結果を示す。図6をみると、UBB-1とFRAMEの状態では1次固有振動数の減少が大きく、UBB-2とOILの状態では小さかったことがわかる。詳細には、UBB-1では約12%、UBB-2では約3%、OILでは約4%、FRAMEでは約9%の低下がみられた。まず、UBB-1の場合、まだ加振経験のない建物が加振を経験したことによる1次固有振動数の低下と考えられ、原因は鉄骨そのものやスラブの微小ひび割れが原因だと思われる。次に、FRAMEでの低下は、ダンパーを去したことにより試験体がより大きな層間変位を経験したことが原因と思われる。また、UBB-2やOILでは

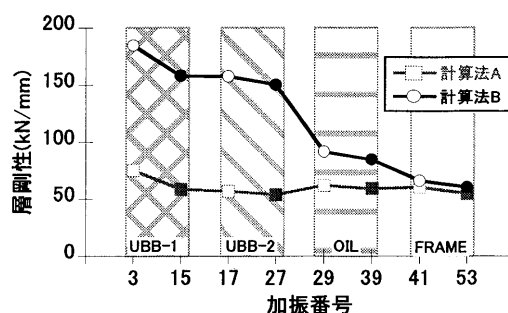


図5 耐震性能試験前後における層剛性の計算結果

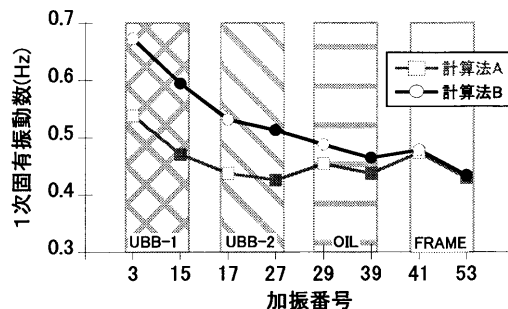


図6 耐震性能試験前後での1次固有振動数の計算結果

ほとんど建物への損傷がなかったことも分かる。

5.2 試験体損傷時の1次固有振動数の変化

Y方向の梁端部の破断が起きた事象(11)をみると、破断の発生した三の丸波加振の前後で値が下がっていることが確認できる。詳細には約6%低下しており、建物の損傷に伴う1次固有振動数の低下が確認できた。固有振動数の変化を追うことによって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。

6. 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、試験体の振動特性を2種類の手法を用いて算出し、比較した。その結果、試験体の剛性や1次固有振動数に、建物の制振ダンパーの設置状態や地震経験による影響が表れていることを確認した。実架構では復元力特性のハードニングとソフトニングの現象を捉えることができた。

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要集C1pp.823-832pp.873-884,2008.9

*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

*3 (独) 防災科学技術研究所