

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	2048 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5 加振実験記録に基づく建物性状と剛性の評価(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. 81, No. 0,
Citation(English)	, Vol. 81, No. 0,
発行日 / Pub. date	2011, 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/110008730288

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5 加振実験記録に基づく建物性状と剛性の評価

構造一振動

鉄骨建物 震動台実験 梁損傷

構造ヘルスマニタリング 層剛性

正会員 ○ 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

建築物の構造健全性を評価する手法として構造ヘルスマニタリングに関する研究が国内外で活発に行われている¹⁾。しかし、実大構造物の実損傷を実観測によって評価した報告例は少ないため、その実用化に至っていないのが現状である。今後の実用化に際しては、建築物における各種の構成要素が振動特性にどのような影響を与えているのかという知見を得ることが必要であるとともに、鉄骨建物のように建築物の損傷を梁端部に集中させるような構造物では、建物が無損傷の状態から梁破断損傷に至る損傷過程を把握することが重要となる。

本研究では、E-ディフェンスにおいて2008年3月に実施された震動台実験^{2,3)}の機会を利用して、実大鋼構造物試験体の振動特性の変化を常時微動観測と加振実験観測により、定量的に評価することを試みた。本報その5では、加振実験観測による試験期間中の試験体の状態把握と剛性モニタリングによる建物損傷の検出可能性を示す。

2. 実験概要^{2,3)}

2.1 試験体概要

図1に試験体の立面図および基準階平面図、基礎階平面図を示す。試験体は高さ80m、21階建ての鉄骨造高層建物を想定し、それを高さ22mの7層に縮約したものであり、架構平面はX方向1スパン(8m×1)、Y方向2スパン(6m×2)である。下部4層は、実大の鉄骨柱、梁および鉄筋コンクリートスラブで構成された鋼構造架構であり、その上に大重量コンクリート錘と積層ゴムを用いて5層～21層を3層に縮約することで試験体全体が長周期化されている。

2.2 加振実験概要

加振実験は表1に示すような工程で行われた。本実験で入力された地震動は、設計用地震動として最大速度を0.5m/sに基準化したエルセントロ波(レベル2)、長周期地震動として、首都圏で予測される関東地震を想定した気象庁、東海地震を想定した東周島波、さらに、東海地方の長周期地震動として、東海・東南海地震を想定した三の丸波が入力された。また、試験体の線形範囲の特性を調べるため、主要な加振の前後ではホワイトノイズ波加振が行われた。本報では、ホワイト

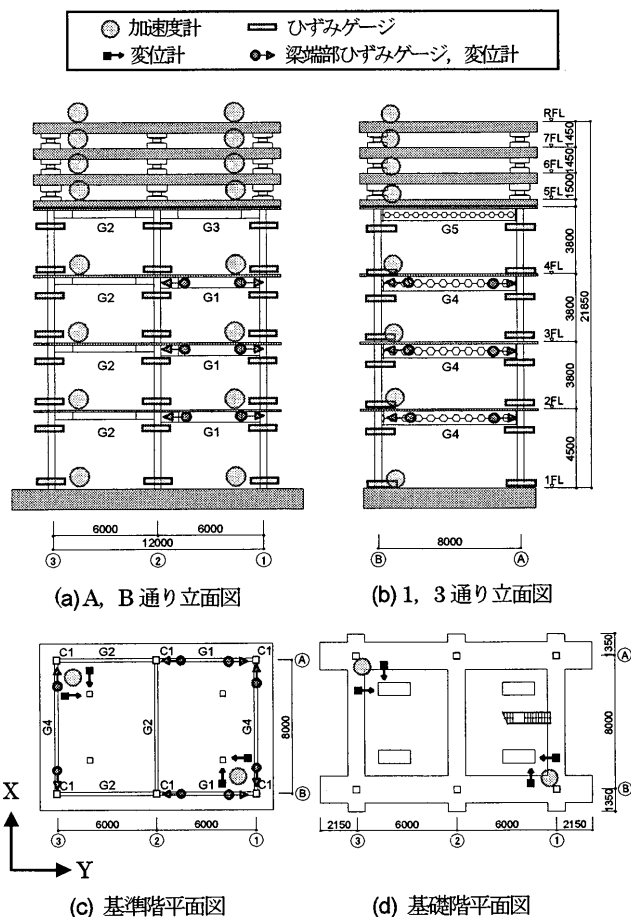


図1 試験体立面図、平面図および観測位置

ノイズ波加振の振幅レベルの低いものから順にWH-1, WH-2, WH-3と呼ぶこととする。

2.3 観測概要^{4,5)}

本実験では、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・梁のひずみ記録^{4,6)}、梁の変位記録を用いて試験体性状の評価を行った。観測位置を図1に示す。これら全てのサンプリング周波数は200Hzである。また、各層の南東と北西の2点での記録をそれぞれ平均したもの、その層における加速度記録、層間変位記録として用いた。

表 1 加振実験における加振波一覧

地震波番号	加振波	加振方向	備考
2008年3月17日			
1	ホワイトノイズ波 W-1	X,Y	
2	W-2	X,Y	
3	W-3	X,Y	
4	パルス波 X1	X	
5	パルス波 X2	X	
6	パルス波 X3	X	
7	パルス波 Y1	Y	
8	パルス波 Y2	Y	
9	東扇島波 30%	X,Y	
10	東扇島波 50%	X,Y	
11	三の丸波 20%	X,Y	
12	三の丸波 35%	X,Y	
13	エルセントロ波 30%	X,Y	
14	エルセントロ波 50%	X,Y	

地震波番号	加振波	加振方向	備考
2008年3月18日			
15	W-1	X,Y	
16	W-2	X,Y	
17	周波数スイープ Y1	Y	
18	周波数スイープ Y2	Y	
19	周波数スイープ X1	X	
20	周波数スイープ X2	X	
21	気象庁波 60%	X,Y	
22	気象庁波 100%	X,Y	
23	エルセントロ波 100%	X,Y	
2008年3月19日			
-	W-1	X,Y	欠測
-	W-2	X,Y	欠測
24	東扇島波 100%	X,Y	

地震波番号	加振波	加振方向	備考
2008年3月21日			
25	W-1	X,Y	
26	W-2	X,Y	
27	三の丸波 100%	X,Y	X梁破断
28	W-1	X,Y	
29	W-2	X,Y	
30	三の丸波 100%	Y	
31	W-1	X,Y	
32	W-2	X,Y	
33	三の丸波 100%	Y	Y梁破断
34	W-1	X,Y	
35	W-2	X,Y	

*) W-1,W-2,W-3はホワイトノイズ波を示す。

3. 震動台実験による試験体の応答結果

本章では、震動台実験期間中における試験体の状態変化を明らかにするため、梁端部の曲げ剛性、残留層間変形角および累積エネルギーに関する評価結果を示す。

3.1 梁端部の損傷状況と曲げ剛性評価

本実験では、地震波番号 27 番の三の丸波 100%加振において X 方向の梁端部に破断が発生し、その後、Y 方向のみに 2 度の加振を行ったことにより、地震波番号 33 番の三の丸波 100%加振にて Y 方向の梁端部にも破断が発生した。図2に梁破断時の各階の損傷状況を示す。

G4 梁 (X 方向) と G1 梁 (Y 方向) における、WH-2 の加振記録から評価した梁端部の曲げ剛性の加振経歴に伴う変化を図3に示す。ここで、曲げ剛性は、梁端部のひずみ記録と梁の変位記録から求まる曲げモーメントと回転角の関係 (M- θ 関係)⁹⁾ より求めた。詳細には、M- θ 関係の半ループ毎に正曲げ方向、負曲げ方向の曲げ剛性を求め、加振中におけるそれぞれの平均値をその加振における正の曲げ剛性、負の曲げ剛性とした。図3では、梁端部に完全破断が生じたものを実線で、その他を破線で表現している。図3によると、X 方向と Y 方向でともに、梁端部に破断の生じた梁の曲げ剛性は、破断発生後にほぼゼロとなっていることがわかる。その一方で、破断の生じなかった梁の曲げ剛性には加振を通して大きな低下は見られないことが確認できる。

3.2 加振経歴による残留層間変形角

図4に、実架構部の残留層間変形角の推移を示す。図4によると、X 方向と Y 方向でともに、梁端の破断に伴い残留変形角が大きく増加しているが、全加振終了時には 0.001rad 程度の残留変形角におさまっている。既往の研究⁷⁾によると、安全性や居住性の観点から許容できる残留変形角は約 0.005rad であることが示されており、これを参考にとすると、本試験体での残留変形角は極めて微小であるといえる。このことより、本試験体のように、甚大な損傷が発生して耐震性能上の終局状態に達していても、残留変形角が小さい場合には本研究が指向する剛性に基づく評価手法が有効であると考えられる。

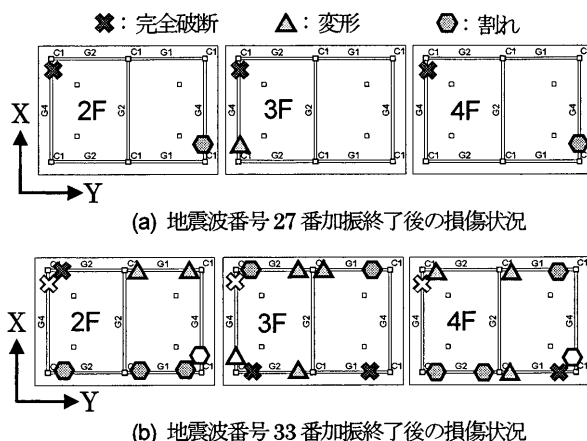


図2 梁端部損傷状況図

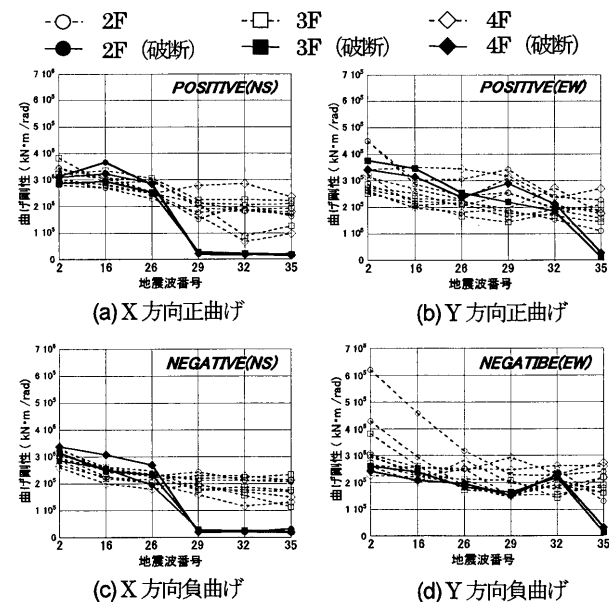


図3 加振経歴による梁端部曲げ剛性の推移

3.3 実架構部における累積エネルギー

図5に全加振波における実架構部の累積エネルギーを示す。ここで、累積エネルギーは、文献6)と同様の手法を用いて、加振毎に層の吸収エネルギーを算出し、それらを時間順に足し合わせて求めた。図5

より、三の丸波加振によるエネルギー吸収が大きいこと、なかでも2層と3層での吸収エネルギーが大きいことが確認できる。

このように、本実験で行われた高密度な観測により試験体の詳細な状態変化を捉えることができた。この試験体の状態変化をもとに、次章より損傷による建物性状と剛性の関係を評価することを試みる。

4. 加振経験に伴う層剛性の变化の分析

WH-1 加振における層剛性の变化の傾向を分析する。ここで、層剛性は柱のひずみ記録より求めたせん断力と層間変位記録から荷重-変位関係を求め、その等価剛性を層剛性とした。このようにして得られた剛性は、2次部材による影響のない純粋な鉄骨架構としての評価を行うことができ、試験体の性状を評価するにあたり信頼性の高い結果であると考えられる。

4.1 柱のひずみ記録による剛性評価

上記の手順によって得られた層剛性の結果を図6に示す。図6によると、X方向とY方向とともに1番から15番の期間に1度目の大きな剛性の低下が見られ、その後、X方向で25番から28番、Y方向で31番から34番に2度目の大きな剛性の低下が確認できる。まず、1度目の剛性の低下は、試験体が始めて加振を経験したことにより、部材間のなじみが解消されたことや、コンクリートスラブに微小なひび割れが生じたことが原因として考えられる。また、2度目の剛性の低下は梁破断の発生に起因するものである。このことは、梁破断による試験体の性状変化を層剛性のモニタリングにより検知できる可能性を示している。

4.2 剛性推移と最大経験変形角

図7に試験体の加振期間における最大経験変形角と剛性の関係を示す。ここでは特に、損傷が顕著であった2層と3層に着目して考察する。図7に示す損傷限界（無被害）、安全限界余裕度Ⅰ（軽微な被害）、安全限界余裕度Ⅱ（小破）、安全限界（中破～大破）は性能評価項目の基準としてJSCA性能メニュー⁹⁾で規定されており、それぞれ1/200, 1/150, 1/100, 1/75として本実験結果との比較を行う。また、図中の番号は剛性の算出に用いた地震波番号を示す。

図7によると、X方向とY方向とともに、梁破断発生前までは変形角が大きくなると剛性が低下しており、変形角と剛性の間に逆相関の関係が見られる。そして、X方向では、梁破断後も逆相関の関係が認められるが、Y方向では梁破断により剛性のみが大きく低下していることがわかる。これは、三の丸波加振を繰り返し入力することで破断直前の状態を評価できていることを考慮すると、変形角は破断によって急激に伸びることはないが、剛性は大きく低下する様子が確認できる。このことは、構造ヘルスモニタリングにおいての損傷検知には、

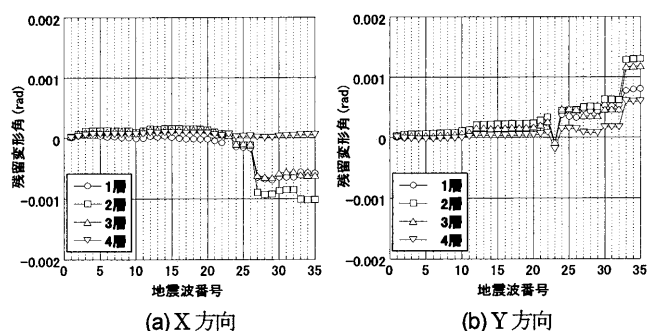


図4 加振経験における残留層間変形角の推移

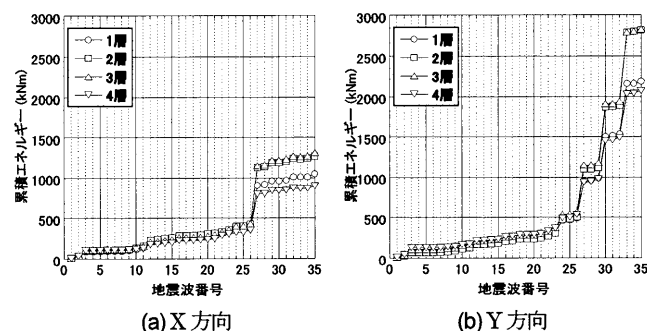


図5 実架構部の累積エネルギーの推移

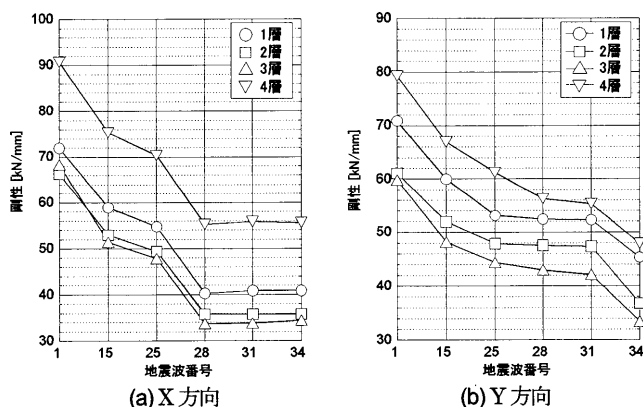


図6 加振経験における実架構の剛性推移

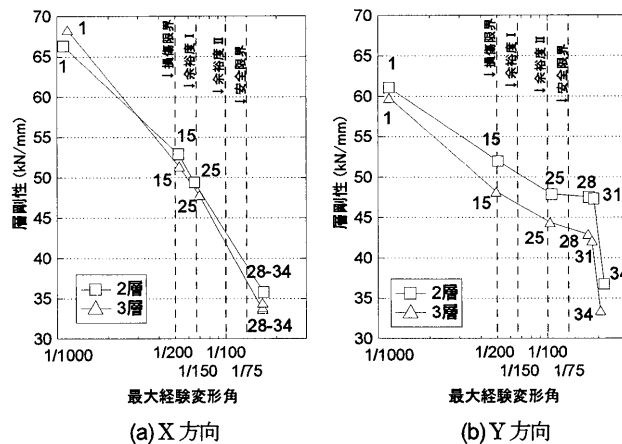


図7 最大経験変形角と剛性の関係

変形角よりも剛性を評価することのほうが適していることを示しているといえる。

4.3 剛性推移と累積塑性変形倍率

累積塑性変形倍率と剛性の関係について考察する。累積塑性変形倍率は、文献 8) の式 (2a) を参考に次式より求めた。

$$\eta = \frac{\sum (W_{pi}^+ + W_{pi}^-)}{Q_{eq} \cdot \delta_{eq}} \quad (1)$$

ここで、 W_{pi}^+, W_{pi}^- : 正負の塑性履歴エネルギー、 $Q_{eq} \cdot \delta_{eq}$: 完全弾塑性型復元力特性のせん断力と降伏変位の積を示す。また、 δ_{eq} および降伏変位 δ_y は実験結果より求めており、それらの算出概要を図 8 に示す。図 8(a) より δ_{eq} は、加振開始から破断が発生する直前までの荷重-変位関係より、文献 8) の図 13 と同様の方法で履歴面積が等しくなるよう完全弾塑性型復元力特性に置換して求めた。その際の初期剛性 K_1 は、同加振中に試験体が初めて δ_y に至るまでの荷重-変位関係を得て、その履歴曲線の等価剛性とした。また、降伏変位 δ_y は図 8(b) に示すような、三の丸波加振の半ループ毎に求めた層剛性が低下し始める変位を δ_y として定めた。以上の結果を用いて、文献 8) を参考に作成した JSCA 性能メニューにおける接合形式ごとの性能判断基準値を表 2 に示す。本実験の試験体の接合形式は、X 方向に梁端混用、Y 方向にノンスカップが採用されている。

累積塑性変形倍率と剛性の関係を図 9 に示す。図 9 によると、X 方向と Y 方向でともに、破断が発生したところで剛性が大きく低下し、安全限界を超えていることが確認できる。また、地震波番号 25 番から 31 番の間においては、累積塑性変形倍率は増加しているが、剛性はほとんど変化していないことがわかる。このことより、剛性をモニタリングすることでは鋼材が疲労限界に近づいていることを検知することはできないことを示している。

5. まとめ

本報その 5 では、鉄骨高層建物の震動台実験における実建物の加振実験記録より、試験体の損傷に関わる基本性状を評価した。また、構造ヘルスモニタリングの観点から層間変形角や累積塑性変形倍率といった設計指標と層剛性との関係性を評価することで、梁破断のような甚大な建物損傷の検出可能性を示した。

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)」の研究結果の一部である。

参考文献

- 1) 濱本卓司: 建築物のヘルスモニタリング, 性能評価における地震荷重と風荷重, 日本建築学会関東支部, 構造専門委員会, pp.41-46, 1993.3.

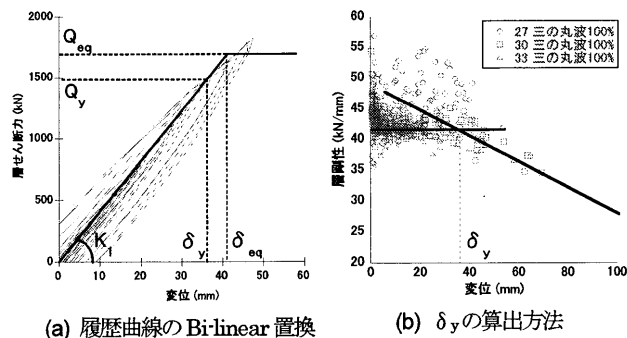


図 8 δ_y および δ_{eq} の算出概要

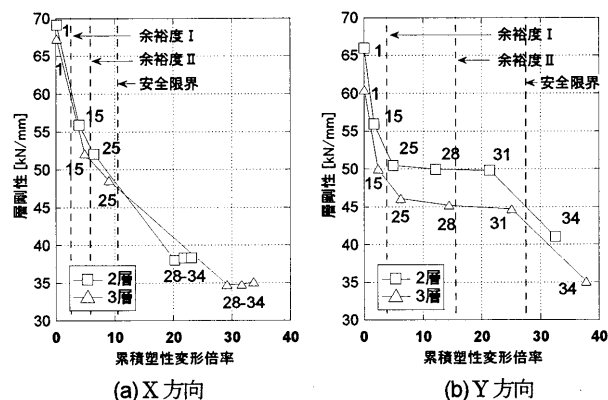


図 9 累積塑性変形倍率と剛性の関係

表 2 性能判断基準値表

対象	性能評価項目	損傷 限界	安全限界 余裕度 I	安全限界 余裕度 II	安全限界値
建物挙動	R(rad)	1/200	1/150	1/100	1/75
構造骨組	μ	1.0	2.0	3.0	4.0
	ノンスカップ	0	3.89	15.56	27.54
	梁端混用	0	2.6	5.9	10.5

R : 層間変形角, μ : 層の塑性率, η : 層の累積塑性変形倍率

- 2) 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.
- 3) 長江ほか: 超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築—E-ディフェンス震動台実験一, 日本建築学会構造系論文集, 第 640 号, pp.1163-1171, 2009.6.
- 4) 尾野勝, 金澤建司, 森本真史, 佐藤大樹, 北村春幸, 長江拓也: 実大震動台実験における高層建物試験体の振動特性評価, 構造工学論文集, Vol.56B, pp.247-254, 2010.3.
- 5) K.Kanazawa, et al.: Vibration-based damage detection of a high-rise steel building before and after the E-defense shaking table test, Proc. on the 5th World Conference on Structural Control and Monitoring, Tokyo, Japan, Paper No.022, July 2010.
- 6) 佐藤大樹, 島田佑ほか: 長周期地震動を受ける鋼構造超高層建物のエネルギー吸収と分担率一部切り出し架構に対する E-ディフェンス震動台実験一, 日本建築学会構造系論文集, 第 653 号, pp.1217-1226, 2010.7.
- 7) 油野弘, 池永昌容, Jason McCormick, 中島正愛: 居住性・施工性・安全性指標に基づく建物の許容残留変形評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 624 号, pp.325-331, 2008.2.
- 8) 北村春幸, 宮内洋二, 浦本弥樹: 性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究—JSCA 耐震性能メニューの安全限界値と余裕度レベルの検討一, 日本建築学会構造系論文集, 第 604 号, pp.183-191, 2006.6.

*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