

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	E - ディフェンスを用いた実大鉄骨造体育館加振実験における固有振動数の変化と損傷の分析
Title(English)	NATURAL FREQUENCY VARIATION AND DAMAGES IN VIBRATION TESTS OF FULL SCALE STEEL GYMNASIUM USING E-DEFENSE
著者(和文)	鈴木理恵, 佐藤大樹, 佐々木智大, 青井淳, 梶原浩一, 田川浩之
Authors(English)	Rie Suzuki, Daiki Sato, Tomohiro Sasaki, Atsushi Aoi, Koichi Kajiwara, Hiroyuki Tagawa
出典(和文)	構造工学論文集, Vol. 63B, , pp. 241-250
Citation(English)	Journal of Structural Engineering, Vol. 63B, , pp. 241-250
発行日 / Pub. date	2017, 3
権利情報	日本建築学会

E-ディフェンスを用いた実大鉄骨造体育館加振実験における 固有振動数の変化と損傷の分析

NATURAL FREQUENCY VARIATION AND DAMAGES IN VIBRATION TESTS OF FULL SCALE STEEL GYMNASIUM USING E-DEFENSE

鈴木理恵^{*1}, 佐藤大樹^{*2}, 佐々木智大^{*3},
青井淳^{*4}, 梶原浩一^{*5}, 田川浩之^{*6}
Rie SUZUKI, Daiki SATO, Tomohiro SASAKI,
Atsushi AOI, Koichi KAJIWARA, and Hiroyuki TAGAWA

In the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, suspended ceiling of school gymnasium fell down due to the lack of their resistance to earthquake. A dynamic behavior of wide-area roofs at earthquake affects ceiling has not been clarified yet. To clarify a real phenomenon, full-scale shake table experiment of full-scale steel gymnasium model was conducted. This paper discusses experimental result about the structure of the full-scale steel gymnasium model caused by earthquakes. Main focus of this paper is natural frequency and damages of steel gymnasium model and elasto-plastic responses of rafter roofs. The result in the paper are summarized as follows: It depends on a brace having done plasticity, the drop of the natural frequency.

Keywords : Gymnasium, Steel Structure, Rafter Roof, Full-scale Shake Table Experiment,
Natural Frequency, Elasto-plastic Responses, E-Defense

体育館, 鉄骨造, 山形屋根, 実大加振実験, 固有振動数, 弾塑性応答, E-ディフェンス

1. はじめに

2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震では大空間建築物である学校体育館で柱脚の損傷やブレース材(斜材)が破断するなどの構造部材の被害および天井材を代表とする非構造部材や設備機器の落下被害の事例が報告されている¹⁾。このような被害は、大地震発生時に地域住民の避難拠点としての役割を担う学校体育館において、機能保持や人命保護の観点からあってはならない事象と言える。

東北地方太平洋沖地震により広範囲な施設で多数の吊り天井の脱落被害が生じたことから、建築基準法施行令の改正²⁾と「平成 25 年国土交通省告示第 771 号」³⁾(以下、告示)の制定を行い、技術基準⁴⁾が示され、平成 26 年 4 月 1 日より施行されている(以下、この技術基準を H26 技術基準と呼ぶ)。

天井脱落被害低減のため、天井の脱落に至るメカニズムの解明や耐力の評価等が精力的に行われている⁵⁾⁻¹¹⁾が、東日本大震災での天井脱落被害の中には構造躯体との共振によって吊り天井の応答が増

幅されたと考えられるものもある¹²⁾ことから、天井と密接に係する屋根面の応答についても詳細に分析する必要がある。

天井の耐震設計に関わる告示³⁾では、剛床である屋根面に支持された剛な天井面を有する天井を想定している。しかし、ブレース構造による屋根面の面内剛性が小さい建物は地震時に剛床仮定を満足せず、屋根面が弓なり状に変形することが知られている¹³⁾。また告示では、天井への外力レベルとして稀に発生する地震動(中地震動)を対象としており、極めて稀に発生する地震動(大地震動)は対象とされていない。しかし、天井脱落は人命にも関わることから構造躯体に塑性化が生じる大地震動のレベルにおいても、一般的な設計用外力を設定する必要がある。

これまでの天井脱落に関する実験的研究に関しては剛なフレーム構造の下に天井を吊り下げて行われた振動実験の事例^{例えば 14)}が多く、空間構造特有の複雑な挙動が天井に及ぼす影響についてはさらなる検討が求められている。また、空間構造建築物の屋根部の研究につ

^{*1} 東京工業大学大学院総合理工学研究科 大学院生

^{*2} 東京工業大学未来産業技術研究所(前 防災科学技術研究所) 准教授・博士(工学)

^{*3} 国立研究開発法人防災科学技術研究所 研究員・博士(工学)

^{*4} 株式会社竹中工務店技術研究所(前 防災科学技術研究所) 研究員・修士(工学)

^{*5} 国立研究開発法人防災科学技術研究所 部門長・博士(工学)

^{*6} 武庫川女子大学建築学科(前 防災科学技術研究所) 准教授・Ph.D.

Graduate Student, Faculty of Science and Eng., Tokyo Institute of Technology

Associate Prof., FIRST, Tokyo Institute of Technology(Former Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience), Dr. Eng.

Researcher, Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience, Dr. Eng.

Researcher, R&D Inst., Takenaka Corp. (Former Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience), M. Eng.

Director, Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience, Dr. Eng.

Associate Prof., Dept. Arch., Mukogawa Women's Univ. (Former Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience), Ph.D.

いて、竹内らは学校体育館の下部構造に制振部材を導入することで屋根部の応答低減に寄与する効果について円筒形および山形の屋根形状を有する解析モデルを基に論じている^{15),16)}。浅田らは鉄骨造屋内運動場の解析モデルより、水平ブレースの弾塑性挙動が水平地震動応答に与える影響について検討している¹⁷⁾。金子らは屋根面の柔性を考慮し実用上有効である簡易な振動特性の評価法を示し、学校体育館を例題として手法の妥当性について検討している¹⁸⁾。しかし、いずれも解析モデルでの検証に留まっており、実挙動との対応については議論されていない。一方渡壁らは、実際の体育館の地震観測データおよび微動測定データに基づいて建築物特有の振動特性の調査分析を行っている¹⁹⁾が、このような地震時応答特性を定量的に調査した検討事例は極めて少ない。地震時におけるブレース材の損傷等の詳細な検討までは行われていない。

本研究では、実大三次元震動破壊実験施設（Eーディフェンス）において体育館を想定した大空間建築物実験²⁰⁾より、天井への設計用外力の提案を目指し、山形形状を有する屋根面の実挙動を明らかにすることを目的とする。本実験では、東日本大震災において本震に加え震度6弱以上の余震が多数回発生したことから、試験体には大地震も含めた連続加振を行っている。大地震では建物の構造躯体やブレース材に損傷が生じることや、大規模空間を有する建物では建築物特有の応答特性が考えられる。これらは屋根面の挙動にも関係するため、まず試験体全体の振動特性について把握する必要がある。よって本論文では、材の塑性化で剛性が低下し、固有振動数が低下することを踏まえ、試験体の固有振動数の分析を行う²¹⁾。また試験体の壁ブレース材、屋根ブレース材、天井の脱落に着目し、損傷の把握²²⁾と固有振動数の変化との関係性について分析を行う。次いで、屋根面に設置された加速度計より屋根面の中地震動、大地震動時の応答を分析し²³⁾、鉄骨造体育館の地震応答性状について、基礎的な情報を示すことを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

図1に試験体全体写真を、表1に試験体の主な仕様を示す。試験体は山形形状の屋根を有した鉄骨造体育館であり、小中学校で使用される体育館を想定して設計されたものである。

文部科学省が実施した学校施設における屋内運動場等施設に関する調査報告²⁴⁾を整理すると、平均的な屋内運動場等施設の平面寸法は約25m×30mである。一方、東北地方太平洋沖地震における被害調査分析によれば、スパンが20m以上の体育館で天井の全面脱落被害が多く発生していると報告されている²⁵⁾。これを受け、試験体の平面寸法は18.6m×30mとした。これはEーディフェンス震動台の平面寸法（15m×20m）や試験体の搬入等の実験上の制約も加味した寸法であり、全面脱落が生じた寸法にはわずかに及ばないものの、20mに近い寸法となっている。

建物試験体の屋根形状は既存の体育館で採用例の多い山形屋根とした。スパンと屋根の高さの比であるライズスパン比は東日本大震災の被害との関連を分析した結果によると、ライズスパン比0.1～0.15の間にある屋内運動場施設での被害が多い²⁵⁾ことから、ライズスパン比が0.15となるよう屋根勾配は10:3とし、最も高いところで9.09mを有する試験体となる。

試験体には屋根面と同じ勾配を有する吊り天井を設置する。実験期間中に天井の張り替えを行い、2回実験を行った。1つは地震に対する対策のない未対策天井、もう一つはH26技術基準に基づく脱落防止対策が施された耐震天井である。本論文では、未対策天井を有した試験体を未対策天井試験体、耐震天井を有した試験体を耐震天井試験体と呼ぶ。耐震天井に張り替える際は、屋根ブレース材と壁ブレース材を一様に締め直している。なお、ブレース材の締め直しは一般的な建物と同等である。

吊り天井の動きが外部から確認しやすいよう、屋根材と外壁材は省略している。ただし、屋根材の質量分については振動数に与える影響が大きいため、これと等価な質量を持つ鋼板（1m×1m×64mm）を大梁の上に60枚（以下、屋根垂と呼ぶ）設置し、建物試験体の応答が実際の体育館の挙動を再現できるよう調整している。

体育館試験体は、標準層せん断力係数 $C_0=0.2$ に対して許容応力度設計が行われた。壁ブレース材は妻側が径20mm、桁側が径27mmのターンバックルブレースを、屋根ブレース材は径16mmのターンバックルブレースとした。（本論文では壁面に設置されているブレース材のことを壁ブレース材、屋根面に設置されているブレース材のことを屋根ブレース材と呼ぶ。）これらの鋼材種はSNR400Bである。一般的に体育館の設計では柱および梁の断面寸法は長期荷重で決まることが多く、本試験体も同様である。主要な構造部材のミルシートおよび材料試験結果より得られた機械的性質を表2に示す。

許容応力度設計法による1次設計の後に、地震時保有水平耐力に基づく地震時の安全性の照査を実施した。表3に試験体の保有水平耐力を示す。試験体の地震時保有水平耐力は必要耐力に対し、梁間方向で2.42倍、桁行方向で1.68倍であった。

2.2 加振計画

加振実験では2011年東北地方太平洋沖地震において防災科学技術研究所の強震観測網（K-NET）の仙台観測点で観測された加速度記録（K-NET 仙台波）および1995年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された加速度記録（JMA 神戸波）を用いた。入力方向はK-NET 仙台波、JMA 神戸波いずれも梁間方向にNS成分、桁行方向にEW成分、鉛直方向にUD成分とした。K-NET 仙台波とJMA 神戸波において震動台中央部（TA03、後述）での加速度波形を図2に、減衰定数5%として得られる加速度応答スペクトルを図3に示す。

未対策天井試験体の実験ではK-NET 仙台波5%、25%加振の後、50%加振を2回実施した。耐震天井試験体の実験では、K-NET 仙台波を5%、25%、50%、80%、100%の順で加振した後、JMA 神戸波を100%、150%で加振した。加振波の入力レベルの概要を表4に示す。ただしK-NET 仙台波100%は加振機の性能限界のため、20Hzのローパスフィルター（Low Pass Filter, LPF）でフィルター処理して入力している。なお、各加振の前後には試験体の振動数把握のための加振を行っている（ランダム波加振）。入力方向は梁間、桁行、鉛直方向の3方向であり、入力波は0.1～35Hzの成分が含まれた約92秒間のランダム波で、最大加速度が0.6 m/s²程度となるよう調整した波形である。本実験による加振計画を表5に示す。なお、加振No.1は入力レベルの小さなランダム波のため省略している。

2.3 計測計画

試験体応答の計測計画を図4から図6に示す。図のX方向を桁行

方向、Y 方向を梁間方向、Z 方向を鉛直方向とする。図 4 から図 6 には本論文で用いる加速度計の計測位置（震動台（TA）、基礎架台（GA）、屋根面（RA））と、ひずみの計測位置（壁ブレース材（BS）、屋根ブレース材（XS））を示す。加速度計は X、Y、Z の 3 軸加速度計であり、屋根面の加速度計は水平に設置している²⁰⁾。図 5 のひずみの計測位置では、X1、Y1 通りのみを示し、X7、Y7 通りは省略す

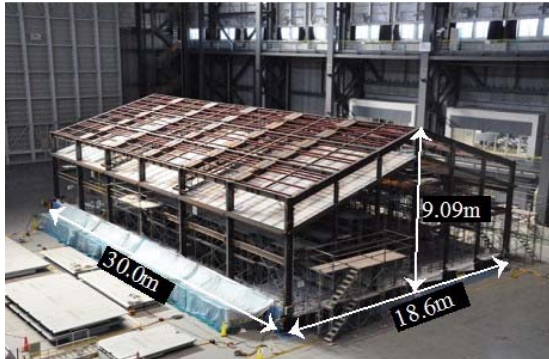


図 1 実大体育館試験体外観

表 1 建物試験体の主な仕様²⁰⁾

項目		仕様
構造、階数		鉄骨造 平屋建て
質量	基礎梁より上の建物	71t(屋根鍾は除く)
	屋根鍾	30t
	全構造部材合計	230t
最大高さ		9.090m
平面寸法		30.0m×18.6m (6 スパン×6 スパン)
設計		許容応力度設計($C_0=0.2$) 地震時保有水平耐力による照査を実施
使用部材	柱(妻面は除く)	H400×200×8×13(SS400)
	妻面の柱	H250×125×6×9(SS400) H300×150×6.5×9(SS400)
	大梁	H400×200×8×13(SS400)
	小梁	H248×124×5×8(SS400)
	壁ブレース	M20,M27(SNR400B) T.B.付き(パイプ式)
	屋根ブレース	M16(SNR400B) T.B.付き(パイプ式)

表 2 構造部材の機械的性質²⁰⁾

部位 (鋼種)		降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
柱(SS400)		299	443
大梁(SS400)		330	444
ブレース材 (SNR400B)	M27	313	482
	M20	314	480
	M16	291	446

る。X7、Y7 通りは 1 階部分のみひずみ計が設置されている。加速度計およびひずみ計は、時間刻み $\Delta t = 0.001(s)$ で計測を行っている。また本論文では、計測値の高周波成分のノイズを取り除くため、すべての波形に 100 Hz の LPF をかけ²⁰⁾、はじめの 1 秒間の平均値が 0 になるようオフセットしたものをを用いて検討を行っている。

表 3 地震時保有水平耐力の照査²⁰⁾

方向	階	Ds 値	基準保有耐力	必要保有耐力	保有耐力
桁行	1	0.45	835kN	376kN	631kN
	2	0.45	1014kN	456kN	776kN
梁間	1	0.40	835kN	334kN	809kN
	2	0.40	1014kN	406kN	983kN

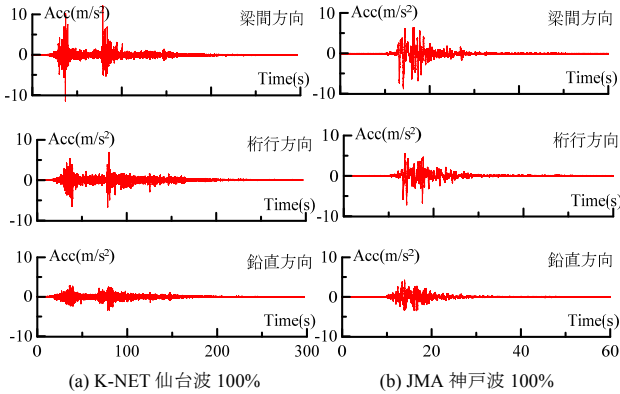


図 2 応答加速度波形（震動台中央部）

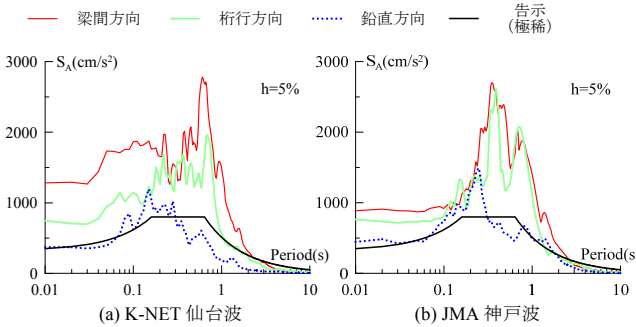


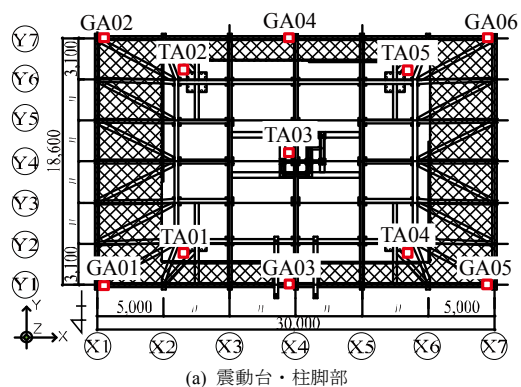
図 3 応答スペクトル

表 4 加振波と入力レベルの概要²⁰⁾

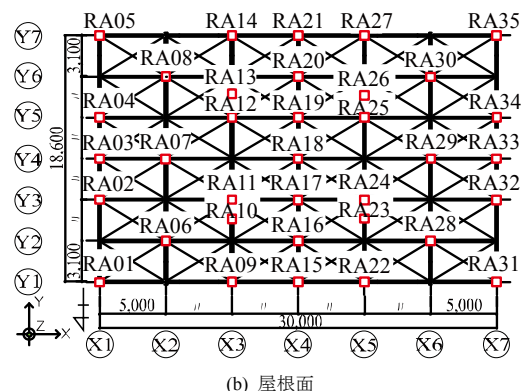
加振波	入力レベル	震動台加速度 (梁間方向)	震度
K-NET 仙台波	5%	0.76m/s ²	震度 4
	25%	3.79m/s ²	震度 5 強
	50%	7.59m/s ²	震度 6 弱
	80%	12.14m/s ²	震度 6 強
	100%	13.41m/s ²	震度 6 強
JMA 神戸波	100%	8.05m/s ²	震度 6 強
	150%	12.08m/s ²	震度 7

表 5 加振計画

実験日	2014/1/27							2014/1/28							2014/2/27							2014/2/28														
天井試験体	未対策天井																耐震天井																			
加振No.	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
入力波形	ランダム波	ランダム波	ランダム波	ランダム波	仙台波	仙台波	ランダム波	神戸波	ランダム波	ランダム波	仙台波	ランダム波	仙台波	ランダム波	仙台波	ランダム波	ランダム波	ランダム波	ランダム波	ランダム波	仙台波	ランダム波	仙台波	ランダム波	ランダム波	仙台波	ランダム波	ランダム波	仙台波	ランダム波	ランダム波	神戸波	ランダム波	神戸波	ランダム波	
	梁間軸	桁行軸	鉛直軸	3軸	3%	5%	3軸	5%	3軸	3軸	25%	3軸	5%	3軸	50%	3軸	50%	間軸	桁行軸	鉛直軸	3軸	5%	3軸	25%	3軸	3軸	50%	3軸	3軸	80%	3軸	100%	3軸	150%	3軸	



(a) 震動台・柱脚部



(b) 屋根面

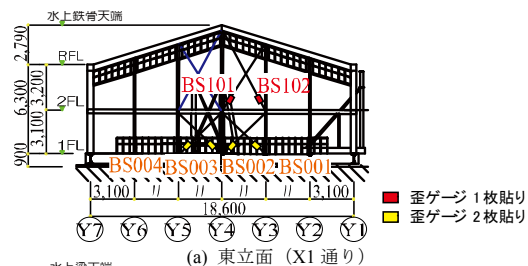
図4 加速度計の計測位置 (単位: mm)

3. 一次固有振動数の変化の分析

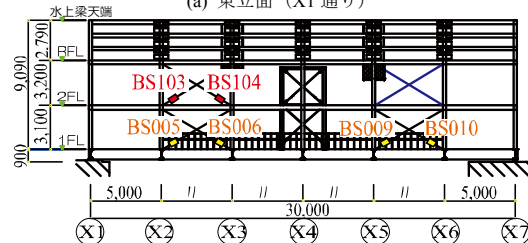
3.1 一次固有振動数の算出方法と結果

本加振の間に入力したランダム波加振 23 回の一次固有振動数を算出する。入力と出力のパワースペクトル密度の比を本論文では伝達関数と呼び、各ランダム波加振において伝達関数を算出し、はじめのピークを一次固有振動数（以下、固有振動数）と推定する。パワースペクトル密度は 50 %ラップで 8 回のアンサンブル平均により平滑化を行った。8 回のアンサンブル平均の 1 回の時間幅はランダム波の実効継続時間を参考とした。実効継続時間は、震動台の 4 隅 (GA01, GA02, GA05, GA06) の応答の平均加速度波形のパワー累積値を求め、全体のパワーの 5 %点と 95 %点をもって実効継続時間と定義した²⁶⁾。

梁間方向、桁行方向、鉛直方向は、それぞれ独立に固有振動数を評価する。入力を震動台、出力を屋根面とした伝達関数から推定した一次固有振動数を試験体の固有振動数、入力を震動台（柱脚）、出力を柱頭とした伝達関数より推定したはじめのピークを壁面の卓越振動数と定義し、3.2 節、3.3 節で検討を行う。ここで、試験体の固有振動数を推定するため、入力をランダム波加振時の震動台の桁行方向成分、出力を屋根面 RA19 位置の加速度計の桁行方向成分とした伝達関数と振動数の関係を図 7 に示す（入力と出力の詳細は 3.2 節参照）。図 7(a)には未対策天井試験体、図 7(b)には耐震天井試験体とし、試験体に対し最初のランダム波加振の伝達関数（実線）と最後のランダム波加振の伝達関数（点線）を示す。図 7(a),(b)より固有振動数のピークは明確に表れており、最初のランダム波加振よりも最後のランダム波加振のほうが伝達関数のピークの値は低いことが分かる。一方、入力を柱頭、出力を屋根面とした伝達関数においては、明確な卓越振動数が得られなかったため今後の検討課題とする



(a) 東立面 (X1 通り)



(b) 北立面 (Y1 通り)

図5 壁ブレース材のひずみ計の計測位置 (単位: mm)

■ 外周歪ゲージ 2枚貼り
□ 外周以外歪ゲージ 1枚貼り

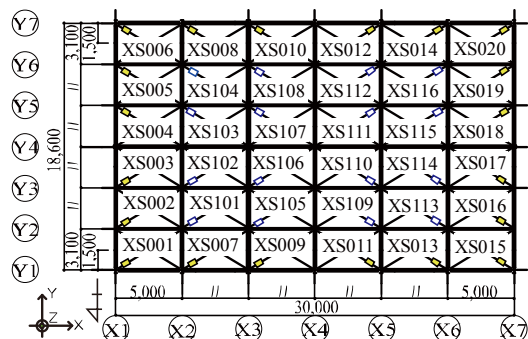


図6 屋根ブレース材のひずみ計の計測位置 (単位: mm)

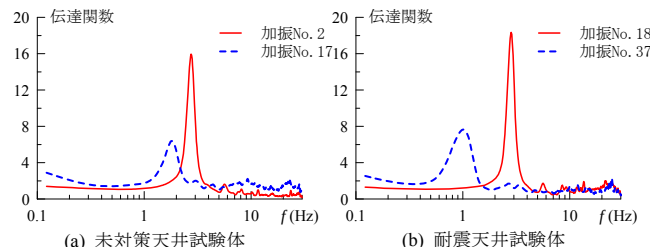


図7 固有振動数と伝達関数の関係比較図 (RA19, 桁行方向)

(附録 A 参照)。入力を柱頭、出力を屋根面とした伝達関数より推定したはじめのピークを、屋根面の卓越振動数と定義する。

3.2 試験体の固有振動数の変化

入力を震動台、出力を屋根面とした伝達関数より、試験体の固有振動数の変化について分析を行う。入力は震動台 4 隅 GA01, GA02, GA05, GA06 (図 4(a)) の平均の応答加速度のパワースペクトル密度とし、出力は屋根面の加速度計位置各 35 地点の応答加速度のパワースペクトル密度とする。本節では例として屋根面加速度計 RA19 (図 4(b)) の応答加速度を出力とした結果を示す。

図 8 に伝達関数より推定した各ランダム波の固有振動数の変化を示す。横軸を加振 No., 縦軸を振動数 f (Hz) とする。なお、単軸加振 (加振 No.2~4, 18~20) については加振方向のみの振動数をプロットする。図 8 において、加振 No.17 からその後の単軸加振 (加振 No. 18~20) では固有振動数が大きく上昇しているのが分かる。これは 2.1 節で前述したように、天井の張替えの際にブレース材の締

め直しを行ったためである。このことから、ブレース材の緩みや緊張により剛性が変化し固有振動数も変化すると考えられる。図8の固有振動数の変化を見ると、入力レベルが大きくなるほど固有振動数は低下し、その変化の度合いは方向により異なっていることが分かる。なお、固有振動数の変化は梁間、桁行方向においては屋根面全点で、鉛直方向においてはX1, X7, Y1, Y7 構面以外の全点で図8と同様の固有振動数の変化が見られた。例としてRA17, RA30 (図4) 位置での固有振動数の変化を附録Bに示す。

3.2.1 梁間方向の固有振動数の変化

図8より梁間方向の固有振動数は未対策天井試験体では入力レベル5% (加振 No.9) まで、耐震天井試験体では入力レベル25% (加振 No.24) まではほぼ一定値をとることが分かる。未対策天井試験体ではK-NET 仙台波 25% (加振 No.12, K25%) から、徐々に固有振動数は低下している。耐震天井試験体においても K-NET 仙台波 50% (加振 No.27) から固有振動数は低下している。K-NET 仙台波 50% (加振 No.27) 加振以降も、本加振の度に固有振動数は低下を示すが、JMA 神戸波 100%, 150% (加振 No.34, No.36) の加振では固有振動数が上昇している。

3.2.2 桁行方向の固有振動数の変化

桁行方向の固有振動数も梁間方向と同様に未対策天井試験体では入力レベル5% (加振 No.9) まで、耐震天井試験体では入力レベル

25% (加振 No.24) まではほぼ一定値をとる (図8)。K-NET 仙台波 50% (加振 No.14, No.27) 加振後では未対策天井試験体で24%, 耐震天井試験体で13%の低減率で固有振動数が低下し、低下後の固有振動数の値の復帰はなく最後まで固有振動数は低下している。特に、未対策天井試験体の K-NET 仙台波 50% (加振 No.14) と耐震天井試験体の K-NET 仙台波 80% (加振 No.30) の加振後に著しく固有振動数が低下しており、加振前後の低減率は24%と43%である。

3.2.3 鉛直方向の固有振動数の変化

鉛直方向の固有振動数は本震後で多少の増減はあるものの、他の方向に比べ大きな固有振動数の変化は見られない (図8)。ただし未対策天井試験体の K-NET 仙台波 50% の2回目 (加振 No.16) の加振後、耐震天井試験体の JMA 神戸波 (加振 No.34,36) の加振後にわずかな固有振動数の上昇が見受けられる。

3.3 壁面の卓越振動数の変化

入力を震動台 (柱脚)、出力を柱頭とした伝達関数より、壁面の卓越振動数の変化について分析を行う。入力と出力は、GA01 と RA01, GA02 と RA05, GA03 と RA15, GA04 と RA21, GA05 と RA31, GA06 と RA35 の計6箇所とした。GA06 と RA35 を除いた5点において同様の卓越振動数の変化が見られたため、ここでは例として図9に GA03 と RA15 の卓越振動数の変化を示す。ただし、鉛直方向については卓越振動数の推定が困難な箇所があったため、省略して

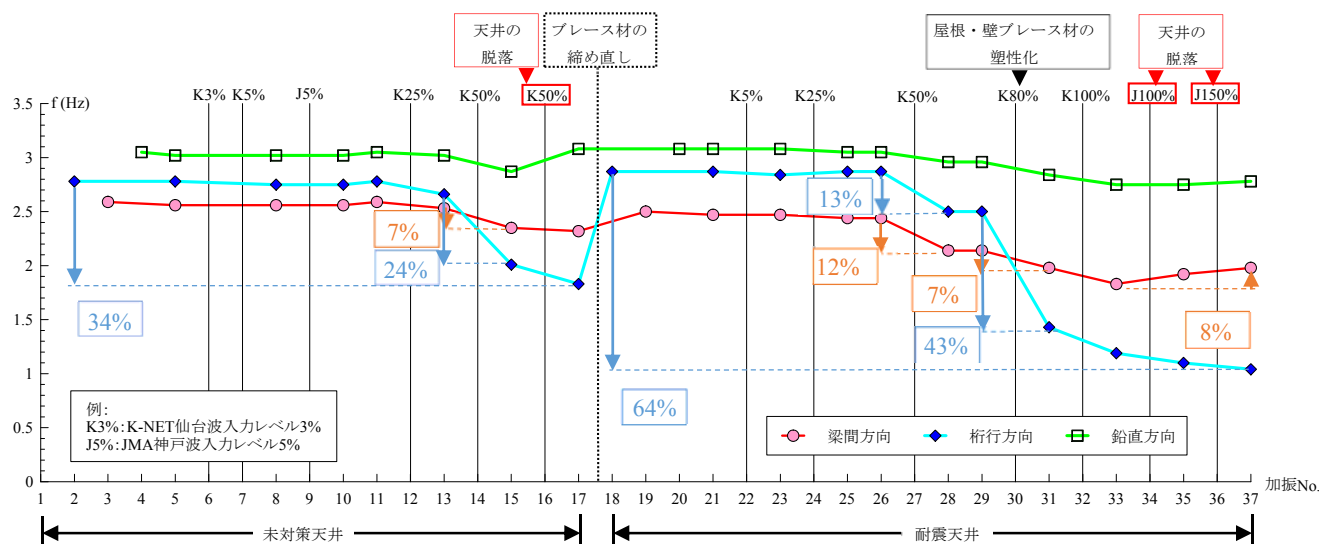


図8 試験体の固有振動数の変化 (RA19 位置)

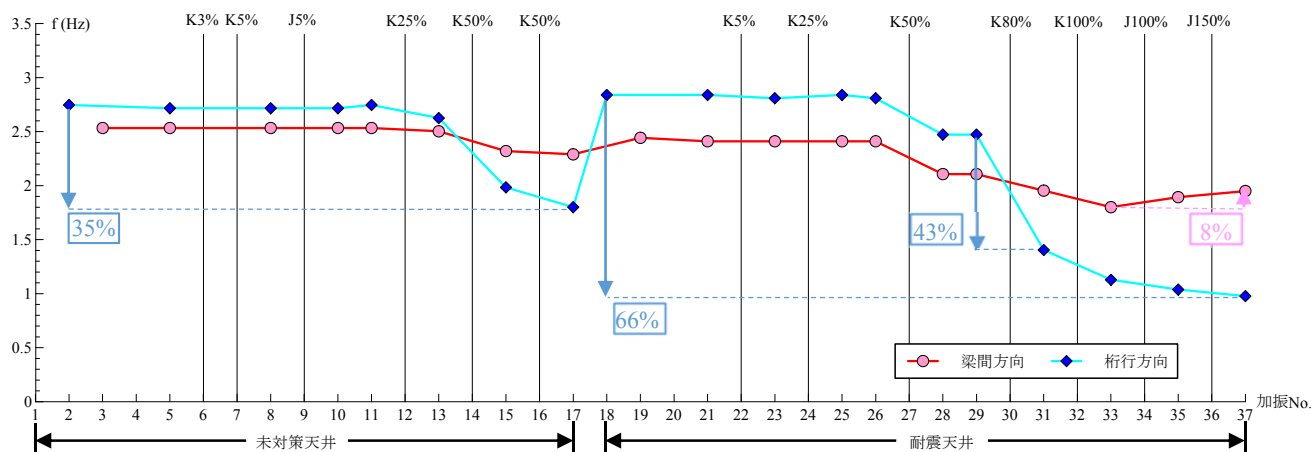


図9 壁面の卓越振動数の変化 (RA15 位置)

いる。図9より壁面の卓越振動数の変化は、図8の試験体全体の固有振動数の変化と類似した傾向を示していることが分かる。これより、試験体の固有振動数の変化に対し、壁面の剛性の変化は大きく影響していると考えられる。

4. 連続加振による試験体の損傷

4.1 壁ブレース材の損傷

4.1.1 壁ブレース材のひずみの時刻歴波形

ひずみの時刻歴波形から壁ブレース材の塑性化の評価を行う。本論文における塑性化とはブレースに設置したひずみ計の時刻歴波形より、引張り側において降伏ひずみに達したものを指す。また、損傷とはブレースが塑性化もしくは圧縮座屈しているものを指す。

耐震天井試験体に K-NET 仙台北波加振入力レベル 25%, 50%, 80%, 100% (加振 No.24, 27, 30, 32) を入力した際の壁ブレース材 BS005 (図6) のひずみの時刻歴波形を図10に示す。降伏ひずみ ε_y は表2の材料試験を行った結果の降伏点をヤング係数 $E = 205000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ で除した値である。図10より、ひずみ計記録にはマイナスの圧縮は表れず、プラスの引張りのひずみが表れている。また、入力レベル 50% までは弾性域であるが、入力レベル 80% より塑性化していることが分かる。また図10(c)の入力レベル 80% 時より図10(d)の入力レベル 100% 時の方が、変形が生じてない時間がある。これは一度塑性化したブレース材が、応力を負担していないためである。加えて、入力レベル 100% において再び塑性化している 2 つの時間帯は以前のレベルを超えたことを示していると考えられる。

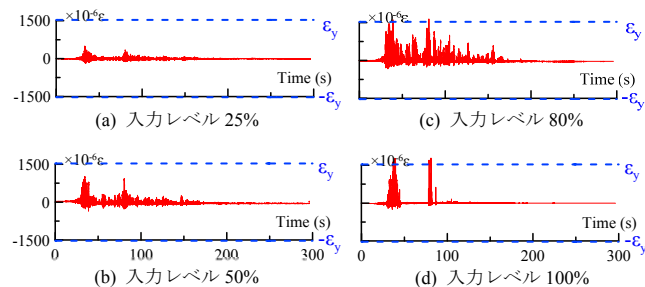


図10 壁ブレース材のひずみの時刻歴波形 (BS005)

4.1.2 壁ブレース材の塑性化

壁ブレース材のひずみの計測は妻側、桁側各々10個ずつ行った。ひずみの時刻歴波形より引張り降伏ひずみに達したブレース材を塑性化とし、一度塑性化を経験したブレース材は元の弾性に戻らず塑性化であると判断する。妻側、桁側各々の壁ブレース材16個のうち塑性化したブレース材の割合を図11に示す。なお、ひずみ計が設置されていない2階部分の12個の壁ブレース材については、妻側、桁側のひずみ計が設置されている2階部分(図5)が塑性化した場合、同じように塑性化したと判断した。図11より壁ブレース材は K-NET 仙台北波 50% (加振 No.27) までは塑性化しておらず、K-NET 仙台北波 80% 加振時 (加振 No.30) に妻側、桁側の両方において壁ブレース材が塑性化した。

次に壁ブレース材の塑性化順序について検討を行う。図12に K-NET 仙台北波 80% (加振 No.30) 時の壁ブレース材の塑性化順序を示す。はじめは桁側が塑性化するが、その後は妻側の壁ブレース材がすべて塑性化し、その後また桁側が塑性化した。

4.1.3 壁ブレース材の損傷と固有振動数の変化

図8の試験体の固有振動数の変化と図9の壁面の卓越振動数の変化が類似していることから、壁面の剛性の変化は試験体の固有振動数の変化に大きく影響していると考えられる。本項では、壁面の水平荷重を負担する壁ブレース材の損傷と固有振動数の変化の関係について分析を行う。

図11より桁行方向の壁ブレース材が塑性化した加振は K-NET 仙台北波 80% (加振 No.30) である。一方、3.2.2 項の試験体の桁行方向の固有振動数の変化から、耐震天井試験体の K-NET 仙台北波 80% (加振 No.30) 加振後に桁行方向において固有振動数が著しく低下していた。これらより、桁行方向においては、壁ブレース材の損傷により剛性が低下し、壁面および試験体の固有振動数が低下したと考えられる。また、図8と図9より未対策天井試験体の1回目の K-NET

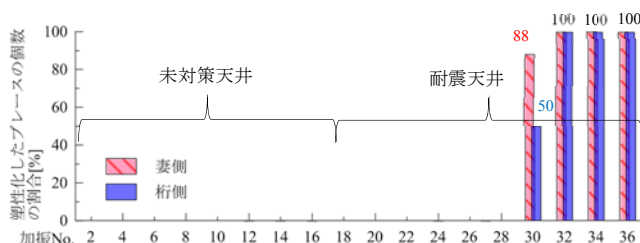


図11 塑性化した壁ブレース材の個数の推移

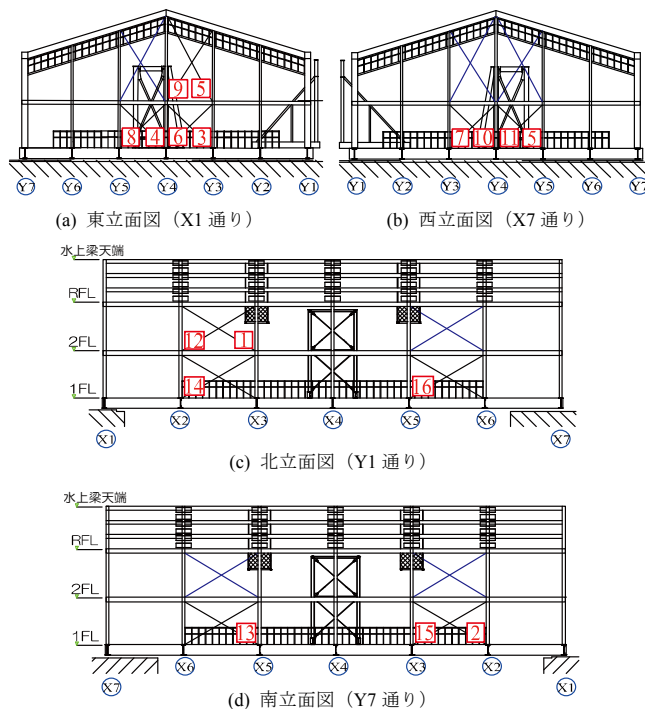


図12 壁ブレース材塑性化順序 (K-NET 仙台北波 80%加振時)

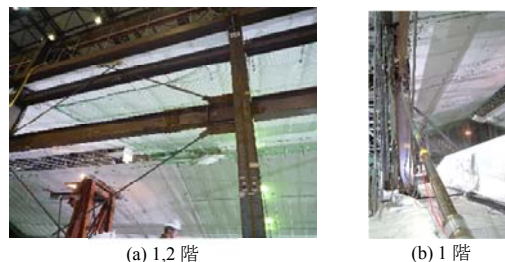


図13 桁行方向の壁ブレース材写真 (未対策天井試験体加振終了後)

仙台波 50 % (加振 No.14) 時にも著しく固有振動数が低下していることが見受けられる。しかし、未対策天井試験体の際に壁ブレース材の塑性化は生じていない (図 11)。未対策天井試験体の加振終了時の壁ブレース材の写真を図 13 に示す。写真および実験後の観察により壁ブレース材がわずかではあるが面外に湾曲していることを確認した。ひずみ計の時刻歴波形では引張り応力に達していなかったものの、図 13 と加振後の記録より未対策天井試験体の K-NET 仙台波 50 % (加振 No.16) 加振時に壁ブレース材が圧縮座屈をしていた可能性がある。同様に壁ブレース材の圧縮座屈は、耐震天井試験体の K-NET 仙台波 50 % (加振 No.27) 加振の際に壁ブレース材が塑性化していないにも関わらず、固有振動数が低下していることにも関係があると考えられる。これらより壁ブレース材が桁行方向の剛性に大きく影響し、試験体の固有振動数は壁ブレース材の損傷に伴い変化していると考えられる。

4.2 屋根ブレース材の損傷

4.2.1 屋根ブレース材のひずみの時刻歴波形

4.1.1 項と同様に、屋根ブレース材に設置されたひずみ計より、ひずみの時刻歴波形から屋根ブレース材の塑性化の分析を行う。耐震天井試験体に K-NET 仙台波加振入力レベル 25 %, 50 %, 80 %, 100 % (加振 No.24, 27, 30, 32) を入力した際の屋根ブレース材, XS101 (図 6) のひずみの時刻歴波形を図 14 に示す。図 14 より、入力レベル 50 % までは弾性域で応答しているが、入力レベル 80 % から塑性化していることが分かる。

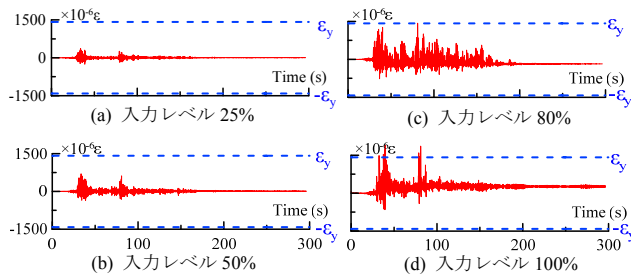


図 14 屋根ブレース材のひずみの時刻歴波形 (XS101)

4.2.2 屋根ブレース材の塑性化

ひずみの時刻歴波形より、屋根ブレース材の塑性化の検討を行う。ひずみ計が設置されている屋根ブレース材全体 35 個のうち塑性化したブレースの個数の割合を図 15 に示す。なお、屋根ブレース材の塑性化の分析はターンバックルブレースを一様に締め直した耐震天井試験体で行う。図 15 より耐震天井試験体では、K-NET 仙台波 50 % 加振 (加振 No.27) まではすべての屋根ブレース材が弾性域であったが、K-NET 仙台波 80 % 加振 (加振 No. 30) の際に 69 % のブレース材が塑性化し、JMA 神戸波 100 % 加振 (加振 No.34) 時にはすべての屋根ブレース材が塑性化した。入力レベル 100 % となる加振 No.32, 34 では、ほとんどの屋根ブレース材が塑性化していることから、屋根面の剛性は低下していると考えられることができる。

次に、屋根ブレース材の塑性化順序について検討を行う。屋根ブレース材に設置されたひずみ計測計画 (図 6) と、各位置でのひずみの時刻歴波形より算定した塑性化順序を示す。対象とした加振は屋根ブレース材が塑性化し始めた K-NET 仙台波 80 %, 100 % (加振 No.30, 32) とし、図 16 に示す。図 16 より耐震天井試験体では K-NET 仙台波 80 % (加振 No.30) 加振時に多くの屋根ブレース材が塑

性化したことが見受けられる。塑性化順序の特徴としては外周部の屋根ブレース材が早く塑性域に達する傾向がみられ、あるブレース材が塑性化すると、そのブレース材の隣または近い位置にあるブレース材が塑性化する傾向が確認できる。K-NET 仙台波 100 % (加振 No.32) 加振時では、外周部以外の位置においても屋根ブレース材が塑性化した。弾性域の屋根ブレース材は中央付近の XS109, XS110, XS113 のみであった。

耐震天井試験体の K-NET 仙台波 80 % (加振 No.30) 加振時において、屋根ブレース材が塑性化した時刻を表 6 に示す。表 6 から屋根ブレース材が塑性化する時刻は、ある時刻に集中して起きることが分かる。特に K-NET 仙台波 80 % (加振 No.30) 加振で塑性化したブレース材のうちの約 70 % が 33 秒から 40 秒前後で塑性化している。この時刻は K-NET 仙台波において大きな入力加速度時となる。他の入力レベルにおいても屋根ブレース材が塑性化する時刻は同様の時刻で生じていることが確認されている。

4.2.3 屋根ブレース材の損傷と固有振動数の変化

試験体の固有振動数には壁ブレース材が大きく影響していると考えた。しかし、屋根ブレース材についても K-NET 仙台波 80 % (加

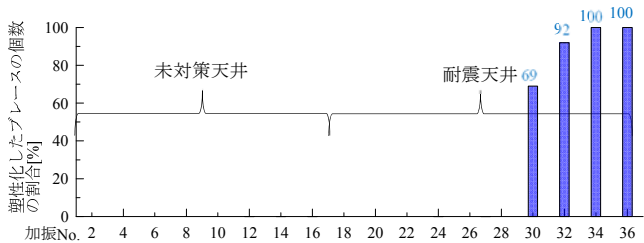


図 15 塑性化した屋根ブレース材の個数の推移



図 16 耐震天井試験体の屋根ブレース材の塑性化順序

表 6 仙台波 80 % (加振 No. 30) 加振時の屋根ブレース材の塑性順と時刻

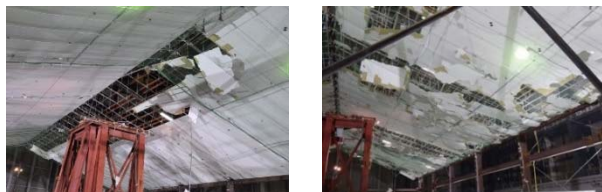
塑性順序	ブレース名	時刻(s)	塑性順序	ブレース名	時刻(s)
1	XS014	33.91	14	XS101	36.73
2	XS001	34.10	15	XS015	37.27
3	XS019	34.29	16	XS008	39.07
4	XS012	34.34	17	XS009	39.07
5	XS010	34.54	18	XS116	43.35
6	XS007	34.55	19	XS115	54.84
7	XS002	34.56	20	XS020	54.84
8	XS003	35.51	21	XS013	78.48
9	XS018	35.68	22	XS011	78.50
10	XS016	35.98	23	XS105	81.07
11	XS017	35.98	24	XS004	141.18
12	XS005	36.23	25	XS103	155.46
13	XS006	36.25			

振 No.30) 加振時に塑性化が生じており、3.2.2 項において言及した桁行方向の固有振動数が大きく低下した加振と同一加振である。試験体の固有振動数の変化に屋根ブレース材が影響するかどうかについてはより詳細な屋根面の分析が必要となる。第 5 章では屋根面の応答について述べる。

4.3 天井材の損傷

4.3.1 天井材の脱落

文献 27 より、未対策天井試験体では K-NET 仙台波 50 % 2 回目 (加振 No.16) 加振時に天井頂部が脱落に至ったことが報告されている。天井が脱落した面積は全体の天井の面積に対し約 9.4%であった。文献 28, 29 より、耐震天井試験体では K-NET 仙台波 80%, 100 % (加振 No.30, 32) 加振時に耐震天井の多くの斜め部材 (天井のブレース材) 等に座屈などの損傷が生じ、JMA 神戸波 100 %, 150 % (加振 No.34, 36) 加振では斜め部材の性能が大きく低下した状態であったため天井の脱落が生じたことが報告されている。JMA 神戸波 150 % (加振 No.36) 加振後の脱落した天井の面積は全体の天井の面積に対し約 27.8 %であった。天井脱落後の写真を図 17 に示す。



(a) 未対策天井仙台波 50%2 回目加振 (b) 耐震天井神戸波 150%加振

図 17 天井脱落の写真

4.3.2 天井材の損傷と固有振動数の変化

天井の脱落が生じた未対策天井試験体 K-NET 仙台波 50 %2 回目 (加振 No.16) と耐震天井試験体 JMA 神戸波 (加振 No.34, 36) の際に、鉛直方向の固有振動数は上昇している (図 8)。また、天井の脱落が生じた耐震天井試験体の JMA 神戸波 100 %, 150 % (加振 No.34, 36) 後に梁間方向の固有振動数も上昇している。これらの固有振動数の上昇は天井の脱落により重量が軽減されたことに関係があると思われるが、詳細な分析が必要である。

5. 屋根面の応答性状の分析

本章では耐震天井試験体に K-NET 仙台波が入力された場合の屋根面の実挙動の分析について応答加速度波形を用いて行う。

5.1 屋根面の応答加速度波形の比較分析

屋根面に設置した加速度計 (図 4(b)) の時刻歴波形より屋根面の応答性状の分析を行う。屋根面中央の RA18 を基準の波形とし、3 方向において各々の入力レベルで RA18 とその他の点との加速度波形の比較を行う。図 18 に K-NET 仙台波 25 %, 50 %, 80 %, 100 % (加振 No.24, 27, 30, 32) において基準である RA18 と例として RA10 の桁行方向の 45~46 秒付近の拡大波形を示す。ただし、図 18 の(a), (b)は(c), (d)に対し縦軸の値を 1/5 としているので注意されたい。波形図の右上には RA18 の加速度波形を基準とした 40~50 秒の 10 秒間の相関係数の値を示す。相関係数 R とは、2 つのデータ間に存在する関係を言い、2 つのデータを a, b とすると式 (1) となる。

$$R = S_{ab} / (s_a s_b) \quad (1)$$

ここで、 s_a, s_b はそれぞれ標準偏差、 S_{ab} は共分散である。図 18 よ

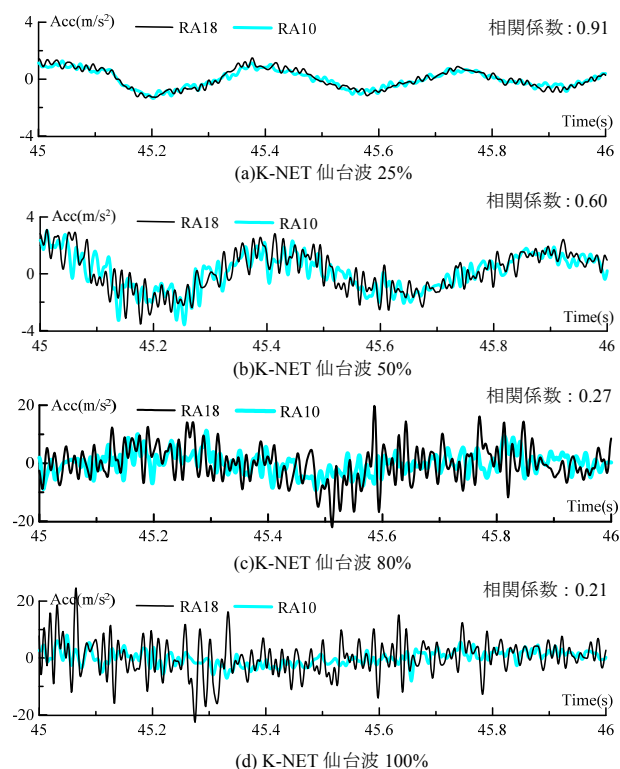


図 18 屋根面の加速度波形の拡大図 (桁行方向)

り、RA18 と RA10 は各々の高周波成分で振動していることが分かる。特に屋根ブレース材が弾性域であった図 18(a)の K-NET 仙台波 25 % (加振 No.24) に比べ、屋根ブレース材の約 70%が塑性化していた図 18(c)の K-NET 仙台波 80 % (加振 No.30) では高周波成分の影響が大きくなり、相関係数の値も低下している。山形状を有した屋根面は加速度応答波形から判断すると屋根面は一体として動くとは限らず、特に屋根ブレース材の塑性化により、各々の高周波成分で振動すると言える。

5.2 屋根面加速度波形による相関係数の変化の分析

屋根ブレースが塑性化することで、屋根面が同一に振動しなくなることが予想される。ここでは、その程度を確認するため相関係数を用いて評価を行う。ある計測位置において 10 秒ごとに区切った屋根面加速度波形の相関係数の変化を示し、分析を行う。5.1 節同様に相関係数は、屋根面中央部 RA18 の加速度波形を基準とし、加速度位置 RA10 と比較した 10 秒間ごとの相関係数 R の変化を図 19 に示す。K-NET 仙台波の全加振時間は約 296 秒であるが、図 19 では主要な応答が含まれる 130 秒までとした。図 19 より 30 秒以降において、入力レベルが小さいと相関係数は高い値を、入力レベルが大きいと相関係数は低い値を示している。入力レベル 80%に比べ多くの屋根ブレース材が塑性化していた入力レベル 100 %であるが、図 19(a)の梁間方向に着目すると入力レベル 80%より入力レベル 100%の方がわずかではあるが相関係数が高い値を示している時間がある。これは設計の考え方から、フレーム構造である梁間方向は他に外乱のないフレームだけの振動となると相関は高くなると考えられる。本試験体の場合、屋根面の大梁に取り付いている屋根ブレース材で屋根面の面剛性を高めているが、加振レベルが増加するにつれ、屋根ブレース材が塑性化し、拘束力が失われ面剛性が低下する。K-NET 仙台波 100 % (加振 No.32) 時には屋根面のほとんどの屋根ブ

レース材が塑性化したのに対し、K-NET 仙台波 80 % (加振 No.30) 時では主に外周部のブレース材が塑性化し内部のブレース材は弾性域であったことから、より複雑な挙動が生じ、結果として相関係数が低くなった時間があつたと考えられる。また入力レベル 80 % の相関係数の変化に着目すると、30 秒以降に相関係数の低下が見られる。4.2.2 項より入力レベル 80 % では 30 秒以降から屋根ブレース材が塑性化したことから、図 19 においても相関係数の値が 30 秒以降に低下したと思われる。図 20 に入力レベル 80 % 時において屋根ブレース材が塑性化した前後の時刻での 10 秒間の加速度波形の相関係数の値を計測位置ごとに示す。相関係数の加速度波形の基準は RA18 であるが、RA18 位置の相関係数の値は既知であるため省略している。図 20 よりすべての計測位置で図 20(a) に比べ(b)の方が相関係数の値が低下していることが伺える。これは屋根ブレース材の塑性化の影響が関係していると考えられる。次に図 21 に図 20(b) で示した屋根ブレース材が塑性化した時刻と同時刻における屋根ブレース材が弾性域にあった入力レベル 25 % 時、50 % 時の相関係数の値を計測位置ごとに示す。図 20(b) と 図 21 より入力レベルが高いほど相関係数は低い値を示すが、屋根ブレース材の塑性化により相関係数の値は屋根面全体で大きく低下することが伺える。屋根ブレース材の塑性化が生じる K-NET 仙台波の入力レベル 80 % 以降では、ブレース材が塑性化することによりブレースの応力伝達がなくなり、各構面で異なる動きが生じたためと考えることができる。

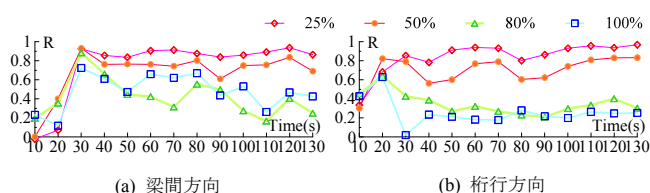


図 19 10 秒区切りの RA10 加速度波形の相関係数の変化 (RA18 加速度波形基準)

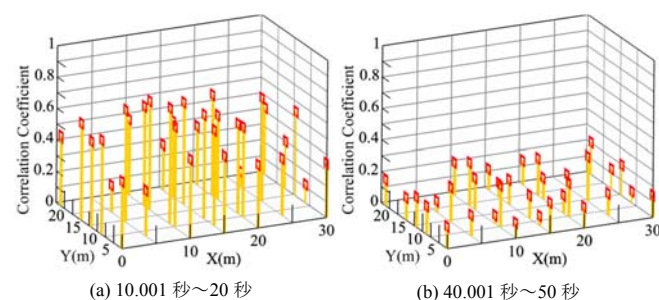


図 20 屋根面 RA18 基準の桁行方向加速度波形の相関係数 (K-NET 仙台波 80%)

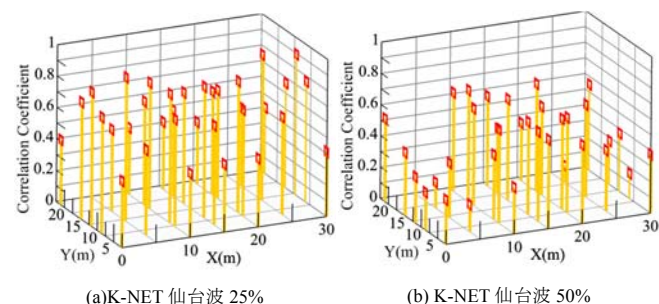


図 21 屋根面 RA18 を基準の桁行方向加速度波形の相関係数 (40.001 秒～50 秒)

6. まとめ

本論文では、E-ディフェンスを用いた実大鉄骨造体育館試験体の連続加振において、材の損傷により剛性が低下することによる固有振動数の変化について分析を行った。また試験体の壁ブレース材、屋根ブレース材の損傷を把握し、固有振動数の変化との関係性について分析を行った。屋根面に設置された加速度計より中地震動、大地震動時の山形状の屋根面の応答性状の把握を行った。以下に本論文より得た知見を示す。

- (1) 本加振の間に入力したランダム波において、入力を震動台、出力を屋根面とした伝達関数より推定した一次固有振動数の変化を試験体の固有振動数の変化とし梁間、桁行、鉛直方向それぞれ独立に分析を行った。試験体の一次固有振動数の変化から、入力レベルが大きくなるほど一次固有振動数は低下することが分かった。またその変化の度合いは方向により異なっていた。
- (2) 入力を柱脚、出力を柱頭とした伝達関数より、壁面の卓越振動数を推定した。壁面の卓越振動数の変化は、試験体の一次固有振動数の変化と類似した傾向を示したことから、壁面の剛性の変化が試験体全体に与える影響は大きいと言える。
- (3) 試験体の一次固有振動数および壁面の卓越振動数において、桁行方向の一次固有振動数が著しく低下した加振と壁面に設置されたブレース材 (壁ブレース材) が引張り降伏ひずみに達したもしくは圧縮座屈が生じた時の加振が一致することから、桁行方向の剛性に壁ブレース材が大きく関係することが確認された。
- (4) 屋根面に設置されたブレース材 (屋根ブレース材) の塑性化順序は、外周部の屋根ブレース材が早く塑性域に達し、あるブレースが塑性化すると隣または近い位置にあるブレースが塑性化する傾向が見られた。
- (5) 屋根面に設置された加速度計の応答加速度波形の比較と相関係数の分析より、桁行方向の剛性に影響を与えられ屋根ブレース材に塑性化が生じると、ブレースの応力伝達がなくなるため屋根の各構面がそれぞれ独立に振動するようになると考えられる。

本論文の検討では、柱頭と屋根面の一次固有振動数の推定が困難であり屋根ブレース材の塑性化との関係が得られなかったことから、今後は解析モデルを用いて詳細な検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 山田哲, 松本由香, 伊山潤, 五十子幸樹, 吉敷祥一, 池永昌容, 島田侑人, 小山毅, 見波進, 浅田勇人: 東北地方太平洋沖地震等で被災した鉄骨造文教施設の調査一調査の概要, 日本建築学会技術報告集, 第 18 巻, 第 40 号, pp.935-940, 2012.10
- 2) 建築基準法施行令の一部を改正する政令, 平成 25 年度政令第 217 号.
- 3) 平成 25 年国土交通省告示第 771 号, 特定天井および特定天井の体力上安全な構造方法を定める件.
- 4) 一般社団法人建築性能基準推進協会: 建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説, 2013.
- 5) 西山功, 伊藤弘, 西田和生, 梁一承: 在来工法天井およびシステム天井の動的加振実験 その 1 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp.847-848, 2002.8
- 6) 梁一承, 西山功, 伊藤弘, 西田和生: 在来工法天井およびシステム天井の動的加振実験 その 2 固有周期算定法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp.849-850, 2002.8
- 7) 西山功, 伊藤弘, 西田和生, 梁一承: 芸予地震による体育館天井の落下被害の調査とその対策, 日本建築学会技術報告集, 第 16 号, pp.367-372, 2002.
- 8) 小林俊夫, 由利隆行, 荒井智一: 鋼製天井下地を用いた吊り天井の耐震性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 630 号, pp.1295-1302, 2008.
- 9) 青井淳, 佐々木智大, 田川浩之, 梶原浩一, 荒井智一, 金井貴浩, 高岡昌史, 岩下裕樹: E-ディフェンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱

- 落被害低減技術開発 その10 各天井の脱落被害メカニズムの分析, 日本建築学会学術講演梗概集 (近畿), pp1015-1016, 2014.9
- 10) 青井淳, 岩下裕樹, 佐々木智大, 梶原浩一, 荒井智一, 金井貴浩, 高岡昌史: E-ディフェンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱落被害低減技術開発 その15 未対策天井の脱落被害メカニズム, 日本建築学会学術講演梗概集 (関東), pp887-888, 2015.9
- 11) 佐々木智大, 青井淳, 荒井智一, 金井貴浩, 梶原浩一, 岩下裕樹, 高岡昌史: E-ディフェンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱落被害低減技術開発 その16 耐震天井の損傷メカニズム, 日本建築学会学術講演梗概集 (関東), pp887-888, 2015.9
- 12) (財)日本建築防災協会: 川崎シンフォニーホール震災被害調査報告書, pp.11.2~11.4, 2012.3
- 13) 鈴木芳典, 金子健作, 元結正次郎: 学校体育館における建物および天井の非剛床を考慮した振動特性の評価手法 その1: 屋根面の柔性の取り扱い, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.923-924, 2014.9
- 14) 飯塚信一, 脇山善夫, 金川基, 藤堂正喜, 渡壁守正, 稲井慎介, 柔素彦, 石原直: 地震被害を受けた体育館の天井脱落挙動に関する実験的研究 その1 屋根勾配を有する天井試験体の振動台実験概要, 日本建築学会学術講演梗概集 (北陸), pp49-50, 2010.7
- 15) 竹内徹, 堤友紀, 熊谷知彦, 小河利行: 制振部材を用いた鉄骨造学校体育館の耐震改修および屋根部の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第656号, pp.1891-1900, 2010.10
- 16) 竹内徹, 湯澤優登, 熊谷知彦, 小河利行: 制振部材を用いた鉄骨造学校体育館における屋根面架構の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第669号, pp.1989-1998, 2011.11
- 17) 浅田勇人, 斉藤諭, 山田哲, 吉敷洋一: 水平プレースの弾塑性挙動および破断が鉄骨造屋内運動場の桁行方向水平地震応答に及ぼす影響, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp.157-160, 2011.3
- 18) 金子健作, 元結正次郎: 鉄骨造平屋建てにおける屋根面柔性を考慮した水平方向振動特性の簡易評価手法, 日本建築学会構造系論文集, 第79巻, 第706号, pp.1805-1815, 2014.12
- 19) 渡壁守正, 脇山善夫, 石原直, 岩田善裕, 稲井慎介, 石岡拓, 石田琢志: 東北地方太平洋沖地震を経た体育館の振動特性, 日本建築学会技術報告集, 第18巻, 第40号, pp.865-870, 2012.10
- 20) 防災科学技術研究所: 大規模空間吊り天井の脱落被害メカニズム解明のためのE-ディフェンス加振実験報告書—大規模空間吊り天井の脱落被害再現実験および耐震吊り天井の耐震余裕度検証実験—, 第391号, 2015.2
- 21) 鈴木理恵, 佐藤大樹, 佐々木智大, 青井淳, 梶原浩一, 田川浩之: E-ディフェンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱落被害低減技術開発 その18 実大鉄骨造体育館試験体の振動特性の変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.855-856, 2016.8
- 22) 鈴木理恵, 佐藤大樹, 佐々木智大, 青井淳, 梶原浩一, 田川浩之: 実大鉄骨造体育館のE-ディフェンス震動台実験—その1 屋根プレース材の塑性化順, 日本建築学会関東支部研究報告集(CD-ROM), 2108, pp.653-656, 2016.3
- 23) 鈴木理恵, 佐藤大樹, 佐々木智大, 青井淳, 梶原浩一, 田川浩之: E-ディフェンス震動台実験による実大鉄骨造体育館の屋根面の応答性状, 日本地震工学会第11回年次大会梗概集, P3-13, 2015.11
- 24) 文部科学省: 学校施設における非構造部材の耐震対策の推進に関する調査研究報告書—校舎等における非構造部材の耐震対策の推進について—, 学校施設における非構造部材の耐震対策の推進に関する調査研究協力者会議, 2014
- 25) 山田哲, 江口亨, 松本由香, 清家剛, 伊山潤, 熊谷亮平, 島田侑子: 東北地方太平洋沖地震および余震による学校体育館の構造特性と非構造部材の震動被害, 日本建築学会技術報告集, 第20巻, 第46号, pp.981-986, 2014.10
- 26) Trifunac, M.D. and Brady, A.G.: A Study on Duration of Strong Earthquake Ground Motion., Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.65, No.3, pp.581-626, June 1975
- 27) 岩下裕樹, 佐々木智大, 青井淳, 田川浩之, 梶原浩一, 荒井智一, 金井貴浩, 高岡昌史: E-ディフェンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱落被害低減技術開発 その7 未対策天井の損傷, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.1009-1010, 2014.9
- 28) 白崎了悟, 金井貴浩, 佐々木智大, 青井淳, 田川浩之, 梶原浩一, 荒井智一, 高岡昌史, 岩下裕樹: E-ディフェンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱落被害低減技術開発 その8 1.1G 耐震天井の応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.1011-1012, 2014.9
- 29) 荒井智一, 小林俊夫, 佐々木智大, 青井淳, 田川浩之, 梶原浩一, 金井貴浩, 高岡昌史, 岩下裕樹: E-ディフェンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱落被害低減技術開発 その9 2.2G 耐震天井の応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.1013-1014, 2014.9

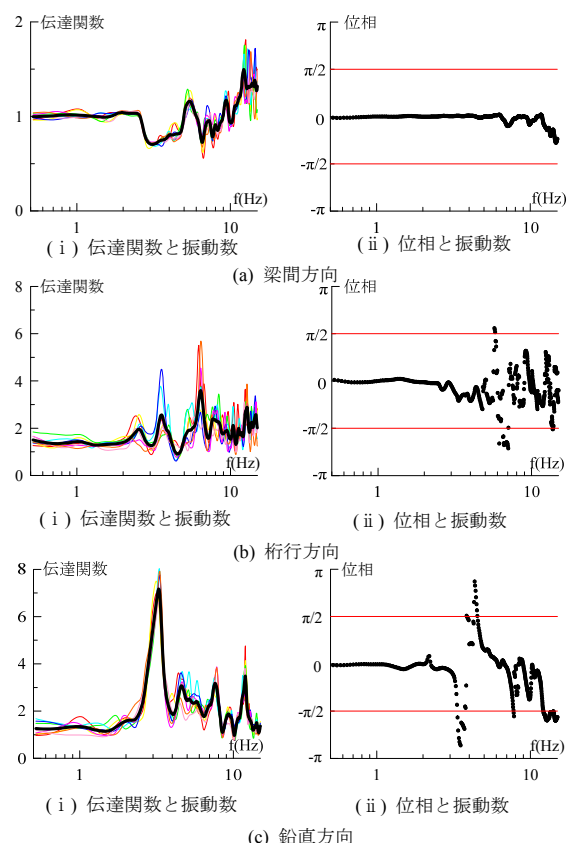
謝辞

本研究では、国立研究開発法人防災科学技術研究所「ASEBI」で公開されている平成25年度「大空間建築構造体における非構造部材の実験」のデータを用いました。ここに記して、感謝の意を表します。

附録A 屋根面の伝達関数

X1, X3, X4, X5, X7 構面を対象とし、入力を柱頭のRA01, RA09, RA15, RA22, RA31 (図4), 出力を屋根面の柱頭に対する各構面の加速度計位置とした伝達関数を算出した。伝達関数は入力と出力のパワースペクトル密度の比としている。附図Aに例として、入力をRA15, 出力をRA16とした伝達関数と振動数, 位相と振動数の関係図を示す。位相と振動数の図の横線は $\pm\pi/2$ であり, $\pm\pi/2$ を超えた際の振動数を共振点とする。卓越振動数の推定は伝達関数のはじめのピークとしていたが, 附図Aより屋根面の伝達関数では明確にピークを判断しにくい。また, 位相と振動数の関係と伝達関数と振動数

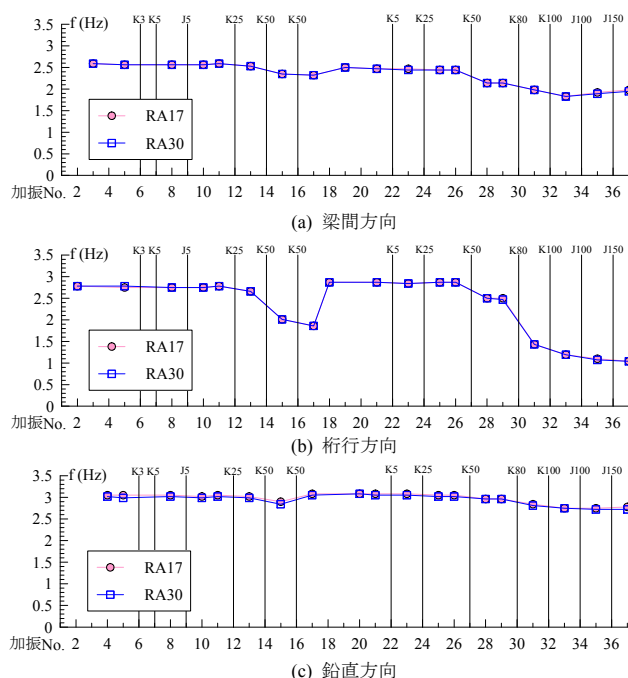
の関係の対応を見ても, 梁間方向と桁行方向において共振点となる振動数と伝達関数のピークとされる卓越振動数の判断が難しいため, 屋根面の振動数の変化の推定は今後の検討課題とする。



附図A 伝達関数と位相 (加振No. 17) (入力: RA15, 出力: RA16)

附録B RA17, RA30 位置の試験体の固有振動数の変化

附図BにRA17, RA30位置 (図4参照) の固有振動数の変化を梁間, 桁行, 鉛直方向ごとに示す。屋根面の計測位置が異なっても概ね同様の固有振動数の変化であることが確認できる。



附図B 試験体の固有振動数の変化 (RA17, RA30 位置)