

学校体育館を模擬した支持架構付き屋根型円筒アーチの縮小振動台実験

SCALED SHAKING TABLE TEST OF CYLINDRICAL LATTICE ARCH ROOF
SUPPORTED BY SINGLE STORY SUBSTRUCTURE SIMULATING SCHOOL GYMNASIUM竹内 徹*¹, 山口悠黎*², 寺澤友貴*³, パラダン・スージャン*³,
熊谷知彦*⁴, 西村康志郎*¹, 山下哲郎*⁵, 藤原 淳*⁶Toru TAKEUCHI, Yuri YAMAGUCHI, Yuki TERAZAWA, Sujan PRADHAN,
Tomohiko KUMAGAI, Koshiro NISHIMURA, Tetsuo YAMASHITA and Jun FUJIWARA

Analytical investigations of steel roof structures with supporting substructures have shown that the roof response, including vertical vibration, is coupled with the response of the supporting substructure. However, the seismic response of roof structures including energy-dissipation members has not yet been verified by full-scale shaking table experiments. In this study, shaking table tests of a complete near-real scaled roof model with energy-dissipation members at the supporting substructure are conducted to clarify the actual response characteristics, the response reduction effects, and the collapse behavior of the roof structure.

Keywords: Cylindrical lattice arch roof, Shaking table test, Biaxial input, Collapse test, Response control, Equivalent static seismic load

屋根型円筒アーチ, 振動台実験, 二方向入力, 倒壊実験, 応答制御, 等価静的地震荷重

1. 序

ライズを有するラチスシェル屋根構造では、梁間方向の地震動入力に対して屋根が上下鉛直方向に応答する複雑な振動モードが卓越し、さらに支持架構との周期比・質量比によってその応答が励起される性質がある。地震国である日本では、このラチスシェル屋根構造の地震応答特性の研究、および静的解析を用いて簡便に設計するための等価静的地震荷重分布が精力的に検討されてきた。

等価静的地震荷重分布の研究は、加藤・小西ら¹⁾、山田・松本ら²⁾など多数のグループにより行われている。その中でも竹内・小河・熊谷ら^{3)~5)}は、ラチスシェル屋根構造の地震応答をモード分解し、複層の屋根形状であれば、主要な振動モードが限定されることを突き止め、簡便で汎用的な等価静的地震荷重分布を提案している。この等価静的地震荷重は体系化が進み、竹内・調ら⁶⁾は多層の支持架構を有する場合、竹内・岡山ら⁷⁾はライズが高い場合、Nair・Terazawaら^{8)~9)}は支持架構の高次モードに励起される場合、竹内・中間ら¹⁰⁾は支持架構が制振構造の場合、竹内・高松ら¹¹⁾は免震構造の場合、Nair・寺澤・四條ら¹²⁾は支持架構が耐震構造の場合等に適用拡大してきた。等価静的地震荷重はラチスシェル屋根構造設計指針¹⁴⁾に採用され、国際シェル・空間構造学会の報告¹⁵⁾にも引用されている。

一方、模型の振動台実験を通して等価静的地震荷重分布の適用性を検証する研究が熊谷らを中心に行われてきた。熊谷・鈴木ら¹⁶⁾は、任意方向の地震動入力を受ける屋根型円筒ラチスシェルの場合、熊

谷・牛渡ら¹⁷⁾は固有周期と質量の異なる水平バネに支持されたアーチ構造の場合、熊谷・中村・六本木ら^{18)~19)}は水平・鉛直2方向入力を受ける屋根型円筒ラチスシェルの場合、熊谷・六本木ら²⁰⁾は球面すべり支承に支持された屋根型円筒ラチスシェルの場合について等価静的地震荷重分布の適用性を検証している。このように等価静的地震荷重分布の妥当性は網羅的に検証されてきた一方で、実験的には対象が極小規模の屋根単体に限られており、より実大に近い架構を用いて(a)支持架構付き屋根の地震応答と等価静的地震荷重の対応関係、(b)支持架構による地震エネルギー吸収による屋根部の地震応答低減効果や等価静的地震荷重の対応関係、(c)地震応答時の屋根部崩壊挙動、周期や減衰の変動を実験的に検証した事例は殆どない。

本研究は、以上の未解明事項の検証を目的に、E-defenseにて支持架構付き屋根型円筒アーチの1/4縮小模型の振動台実験を行った。まず2章では実験概要を説明する。次の3章では弾性振動時の固有振動特性と地震応答を分析し、等価静的地震荷重分布との対応関係を検証する。続く4章では支持架構による屋根部入力の低減がある場合の地震応答低減効果を分析し、等価静的地震荷重分布との対応関係を検証する。最後の5章では屋根自身の地震応答による崩壊の一例を報告するとともに、屋根部が塑性化した後の固有振動特性と地震応答の変化を分析する。なお、本論文は東京工業大学、明治大学、工学院大学、防災科学技術研究所の共同研究の成果報告であり、TMDによる屋根応答制御実験は別報にて詳述を予定している。

*¹ 東京工業大学 建築学系 教授・博士 (工学)

*² 元 東京工業大学 大学院生 修士 (工学)

*³ 東京工業大学 建築学系 助教・博士 (工学)

*⁴ 明治大学 理工学部建築学科 教授・博士 (工学)

*⁵ 工学院大学 建築学部 教授・博士 (工学)

*⁶ 防災科学技術研究所 契約研究員・博士 (工学)

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Prof., Dept. of Arch., School of Science and Technology, Meiji University, Dr.Eng.

Prof., School of Architecture, Kogakuin Univ., Dr.Eng.

Contract Researcher, NIED, Dr.Eng.

2. 実験概要

2.1 実験システムと試験体概要

Fig.1 に実験システムを, Fig.2 に屋根接合部と摩擦ダンパープレースの詳細を, Table 1 に部材諸元を, Photo 1 に実際のセットアップ状況を示す。実験システムは実大三次元震動台, 試験体, 倒壊防止治具で構成される。実験は防災科学技術研究所の所有する兵庫県三木市実大三次元震動破壊実験施設 E-defense にて行った。センサー設置など事前の準備も含めた実験期間は3週間であった。

Fig.1 に示すように, 試験体はアリーナ部のみで構成される小中学校の鉄骨造体育館を想定した支持架構付き屋根型円筒アーチの1/4縮小模型(梁間方向スパン 6.0m, 桁行方向スパン 8.0m, 屋根頂部高さ 3.2m)である。ただし, 部材断面や接合部詳細は屋根崩壊挙動を確認する実験目的を優先して設計している。

屋根架構の半開角は 30° とし, Y1・Y5 通りを支持架構による固定支持, X1・X5 通りを自由支持とする。Fig.2(a)に詳細を示すよう

に, 屋根アーチ材は崩壊実験時における塑性ヒンジ位置を明確化することを目的にアーチ面内方向の上下フランジに意図的な欠損を設け, 崩壊実験以外では座屈補剛治具を被せて屋根部が塑性化しないよう補強する納まりとした。

Fig.1 と Fig.2(b)に示すように, 支持架構 X1・X5 通りには, 皿ばねとボルトによって導入軸力が管理される摩擦ダンパープレースを配置する。この摩擦ダンパーは既往研究^{21)・25)}にて使用実績のある製品を採用した。同ダンパーは事前に要素実験を行ってボルト軸力と摩擦力の対応を確認し, 4章の屋根応答制御実験時のみ軸力 2.5kN を導入し, それ以外ではボルトを十分固く締め付けて無効化した。

支持架構柱頭部と屋根架構接合部には重錘(約 10 kg/1 枚)を設置する。特に屋根架構では, 逆対称一波モード¹⁴⁾の固有周期が約 0.2s となるように重錘枚数を調節した。別報で詳述予定の TMD は重錘と同程度の質量として, TMD 設置位置には重錘を設置しなかった。結果的に支持架構質量は 2.58t (重錘質量は 1.20t), 屋根架構質量(重錘・

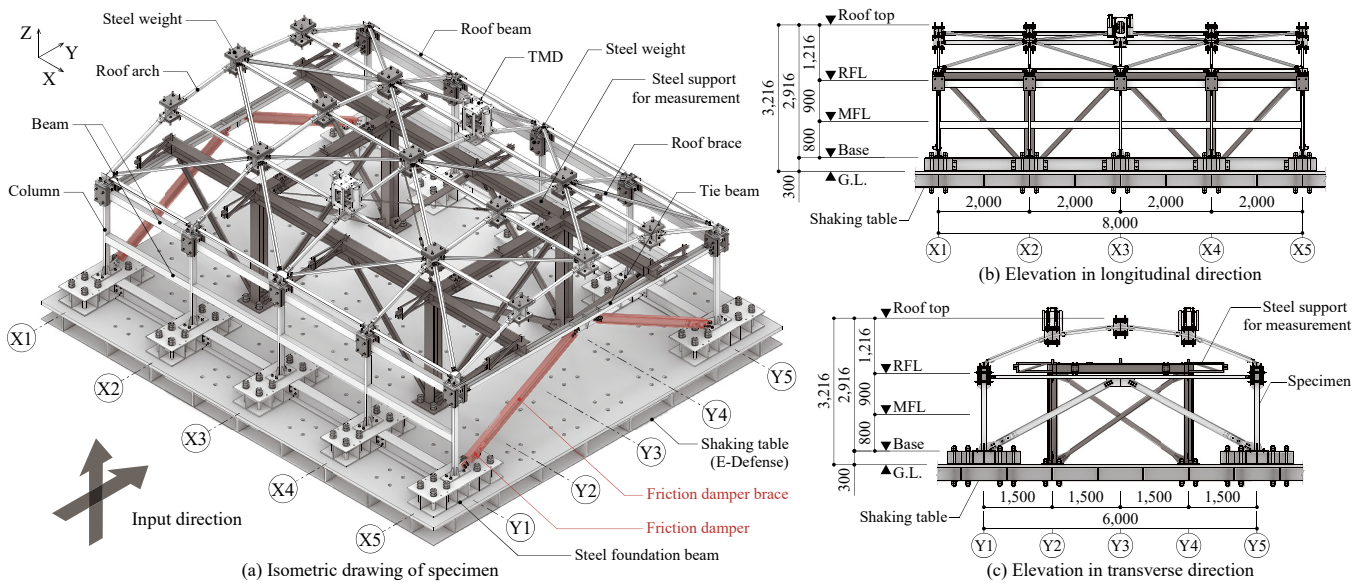


Fig. 1 Testing set-up

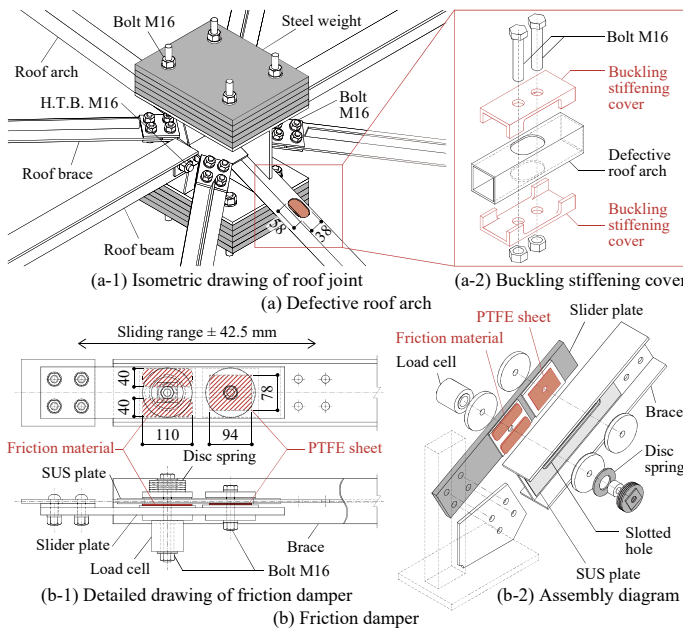


Fig. 2 Specimen detail

Table 1 Member specification

Member	Section	Steel	A (mm ²)	I (mm ⁴)	Z (mm ³)
Column	□-100×50×2.3	STKR400	655.2	848000	17000
Beam (weak axis)	□-150×100×3.2	STKR400	1533	2620000	52500
Roof arch	□-50×50×3.2	STKR400	572.7	204000	8160
Roof beam	CT-75×75×5×7	SS400	892.5	426000	7460
Roof brace (weak axis)	+75×66×4.5×6	SS400	720	109000	3690
Tie beam (weak axis)	[-150×75×6.5×10	SS400	2371	1170000	22400
Friction damper brace	H-150×100×6×9	SS400	2635	10000000	135000



Photo 1 Overview of testing set-up

TMD 質量は 1.33t, 試験体総質量は 4.97t となった。

2.2 計測計画

Fig.3 にセンサーの設置位置と計測方向を示す。計測項目は振動台に対する相対変位(支持架構の梁間方向, 屋根架構の鉛直方向), 絶対加速度(振動台の梁間・鉛直方向, 屋根架構の梁間・桁行・鉛直方向), 試験体各部の母材表面歪, 支持架構柱の軸力・せん断力・曲げモーメント, 屋根架構アーチ材の軸力・せん断力・曲げモーメント, 屋根架構水平ブレースの軸力, 摩擦ダンパーのボルト導入軸力, 摩擦ダンパーブレースの軸力・軸変位である。変位はレーザー変位計, 加速度はサーボ型加速度計, 表面歪は歪ゲージにて計測する。摩擦ダンパーのボルト導入軸力は歪ゲージ変換式ロードセルにて計測する。部材力の軸力と曲げモーメントは歪ゲージの計測値に断面積と断面係数の公称値を乗じて算出する。特に摩擦ダンパーブレースでは 4 ゲージ法により軸歪を分離し, 出力を増大して計測した。本論に關係する計測点数は全部で 281 点(加速度 45 点, 変位 28 点, 歪 204 点, ロードセル 4 点)あり, 実験施設が所有する動的ロガーにてサンプリング周波数 1kHz で測定した。なお, 実際にはこの他に振動台制御装置内で記録される変位・速度・加速度, TMD の応答値, MEMS 型加速度計も設置・計測しているが, 本論文の範囲では省略する。

2.3 実験モード解析を用いた固有振動特性の同定

試験体の固有振動特性(モードベクトル, 固有周期・周波数, モード減衰比)は加速度計測値の実験モード解析²⁷⁾から同定した。実験モード解析では, 屋根架構各部の応答加速度計測値と, 振動台上の入力加速度計測値から伝達関数を算出し, 曲線近似によりノイズを除去してモード特性を同定する。曲線近似には多自由度法を用いる。多自由度法では, 参照データに種々の誤差が含まれることを前提として, 実験値の伝達関数に適合するように複数の振動モードのモード特性を同時に同定する。推定値の実験値に対する適合度は, 正規化二乗平均平方根誤差による適合度によって判定し, 非線形最小二乗法を用いた反復計算により, 適合度を改善(誤差を最小化)した推定値を本試験体の伝達関数の理論曲線を構成するモード特性とする。さらに得られた屋根部の振動モードベクトルに該当する質量を乗じ, 実験モード解析で同定できたモード数で 100%となるように規準化した質量比を本研究の有効質量比と定義する。以上は線形系を仮定した方法であるが, 5 章の屋根崩壊実験では, 非線形系を等価線形系と仮定して同様の方法により固有周期と減衰定数を評価した。実験モード解析には MATLAB の Signal Processing Toolbox を用いた。また, この他に後述する Fig.9 と Fig.20 の伝達関数は Parzen のスペクトル・ウィンドウを用いて平滑化処理して算出している。

2.4 荷重計画

Table 2 に荷重プログラム一覧を, Fig.4 に振動台記録の入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示す。弾性時の一層支持架構付き屋根型円筒アーチの固有振動特性と地震応答を検証する弾性応答実験(Table 2 の No.1-1~1-4, 摩擦ダンパー無効), 支持架構による屋根部入力の変位効果を確認する屋根部制御実験(Table 2 の No.2-1~2-4, 摩擦ダンパー有効), 屋根部の塑性化時の固有振動特性の変動と終局崩壊挙動を確認する屋根崩壊実験(Table 2 の No.3-1~3-11, 摩擦ダンパー無効)に大別される。卓越固有振動特性はスイープ波やホワイトノイズを使用して確認する。本実験では梁間方向と鉛直方向の地震動入力を検討する。Fig.4 に示すように, 梁間方向

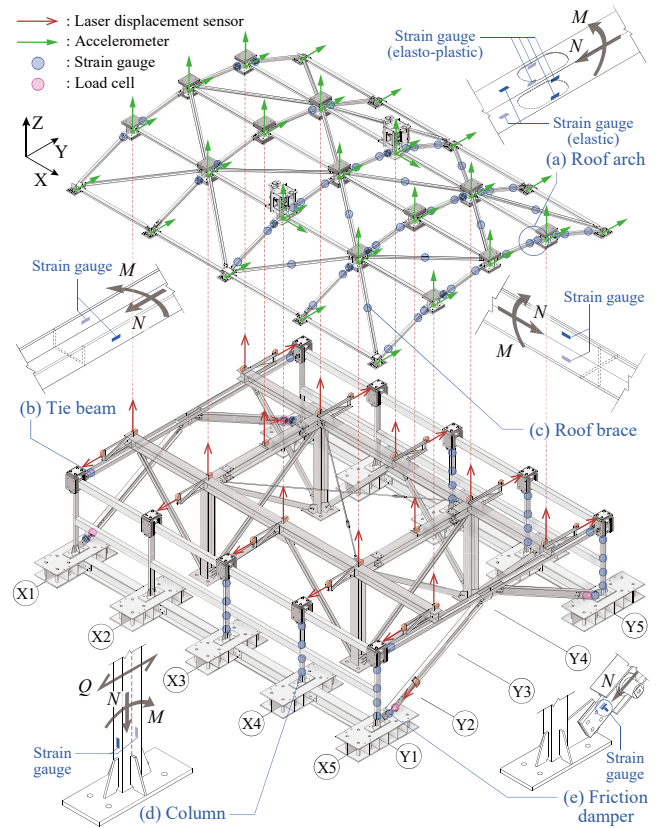


Fig. 3 Measurement plan

Table 2 Testing schedule

Test No.	Input waves (input frequency or level)	PGA (m/s^2)	Condition of specimen
1-1	Sweep wave (0.1-10 Hz)	0.6	Friction damper: fixed Roof sectional defect: reinforced
1-2	Seismic wave (50%)	1.9	
1-3	Seismic wave (100%)	4.0	
1-4	Sine wave (4.92 Hz)	0.8	
2-1	Sweep wave (0.1-10 Hz)	0.6	Friction damper: active Roof sectional defect: reinforced
2-2	Seismic wave (50%)	1.9	
2-3	Seismic wave (100%)	4.1	
2-4	Sine wave (4.92 Hz)	0.7	
3-1	Triaxial random wave (0.1-35 Hz)	X: 0.43, Y: 0.37, Z: 0.39	Friction damper: fixed Roof sectional defect: unreinforce Test No. 3-8 stopped midway due to acceleration limitations of the shaking table.
3-2	Seismic wave (50%)	1.9	
3-3	Seismic wave (75%)	3.0	
3-4	Seismic wave (100%)	4.1	
3-5	Seismic wave (200%)	9.2	
3-6	Seismic wave (300%)	15.1	
3-7	Seismic wave (Y: 300%, Z: 150%)	Y: 14.89, Z: 9.40	
3-8	Seismic wave (Y: 360%, Z: 360%)	Y: 20.00, Z: 24.84	
3-9	Seismic wave (Y: 360%, Z: 300%)	Y: 18.63, Z: 20.66	
3-10	Triaxial random wave (0.1-35 Hz)	X: 0.39, Y: 0.36, Z: 0.38	
3-11	Sine wave (4.41 Hz)	15.5	

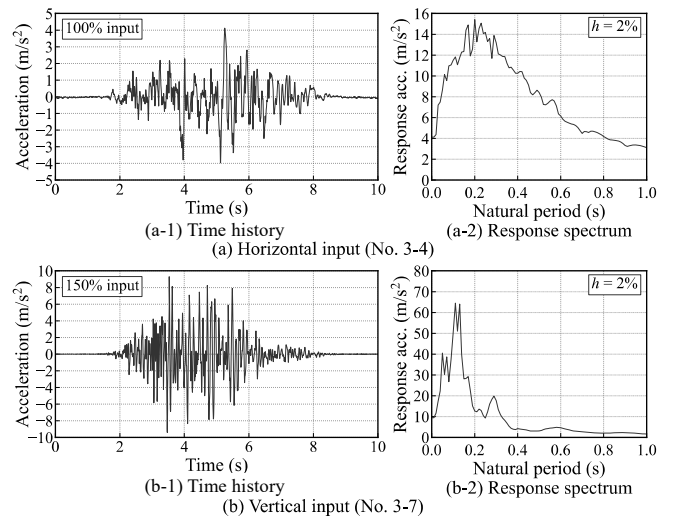


Fig. 4 Input ground motion

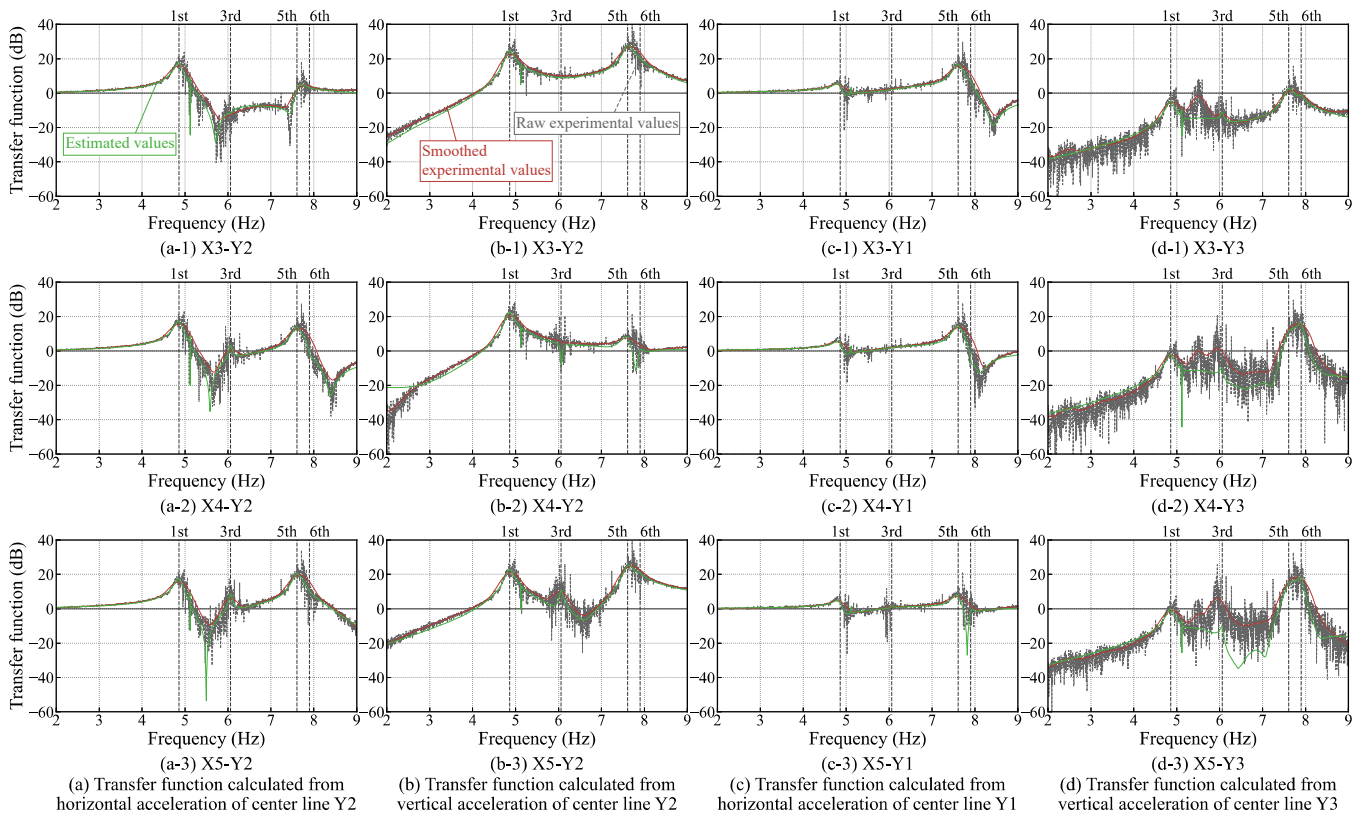


Fig. 5 Comparisons of transfer function between experimental and estimated value (No.1-1)

は 2016 年熊本地震の本震(4 月 16 日)の観測データをスペクトル適合した告示波^{25),28)}, 鉛直方向は同鉛直方向の原波形を入力地震動に採用し, 加速度の比率が 1.0 となる相似則を考慮して時間軸を 1/2 縮小し, 振幅倍率 100%と定義した。また, 屋根崩壊実験では, 5 章で後述する通りラチス屋根は逆対称一波モードの地震応答に対して想像以上に耐えられることが分かったため, 最終的に屋根架構の卓越固有振動特性に調整した振幅 1.5G の正弦波入力 160 回にて強制的に崩壊させた。なお, Table 2 の灰色塗り潰しの試験番号 3-8 では, 想定入力を超えた振動台応答が生じて振動台が緊急停止したため, 事前の計画通りの地震動入力にならなかった。なお, 本論文で示す範囲の結果は全て TMD 可動部の変位固定(無効)としている。

3. 弾性応答実験(試験番号 1-1~1-4)

本章では, 弾性応答実験(Table 2 の No.1-1~1-4)の結果に基づき, 一層支持架構付き屋根型円筒アーチの固有振動特性を分析し, さらに屋根部の地震応答と等価静的地震荷重の対応関係を分析する。

3.1 弾性時の固有振動特性

Fig.5 にスイープ波入力時(試験番号 1-1)における屋根架構各計測点の伝達関数の実験結果と実験モード解析による近似曲線の比較を, Table 3 と Fig.6 に実験モード解析により同定した梁間方向入力に対する卓越固有振動特性(固有振動数, 固有周期, モード減衰比, 有効質量比, モード形状)を示す。Fig.5 に示すように, 実験モード解析によって推定された伝達関数の近似曲線は, 平滑処理された伝達関数のピークと対応し, 卓越固有振動特性を十分妥当な精度で捉えられていることが分かる。なお, Fig.5(d)に示すように, Y3 通りの鉛直方向のみ推定精度にバラツキが見られたが, これは Y3 通りが屋根

Table 3 Predominant modal characteristics under elastic response

Mode No.	Natural frequency F (Hz)	Natural period T (s)	Damping factor h (%)	Effective mass ratio M_e/M_R (%)
1	4.86	0.206	1.7	31.42
3	6.06	0.165	0.6	0.01
5	7.61	0.131	1.4	19.96
6	7.90	0.127	0.8	6.93

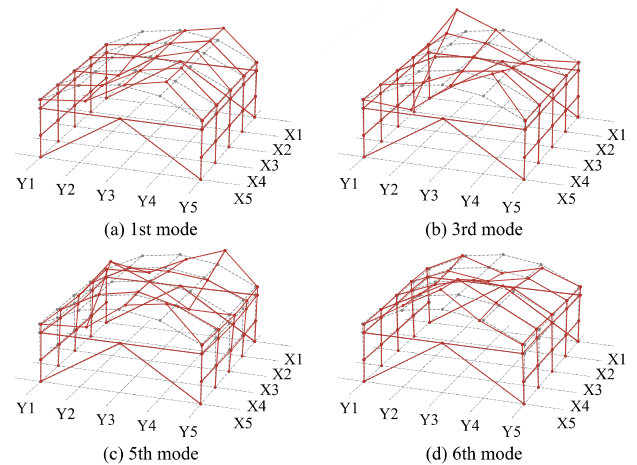


Fig. 6 Predominant modal shapes of elastic response (No.1-1~2-4)

逆対称一波モードの節に当たる位置で鉛直応答の励起が少なく, 近似曲線を推定しにくいと考えられる。

Fig.5(a)(b)や Table 3 に示すように, 1 次モード(0.21s, 減衰比約 1.7%)と 5 次モード(0.13s, 減衰比約 1.4%)が, 梁間方向入力に対する一層支持架構付き屋根型円筒アーチの卓越固有振動モードであることが分かった。Fig.6 に示すように, 1 次モードは屋根架構全体の逆対称一波モード, その他のモードは各アーチが独立して振動する逆対称一波モードに対応する。また, Fig.5(c)に示すように, 支持

架構の梁間方向水平剛性を殆ど負担する Y1 通りの伝達関数から、主に 5 次モードが梁間方向入力に対する建物全体の水平応答に寄与すると考えられる。なお、一般的な設計時と同様に、理想的な屋根支持条件が成立すると仮定して構築した立体モデル(Fig.A1)の固有振動解析結果(Fig.A2)^{29),30)}では、屋根架構全体の逆対称一波モード固有周期は 0.24s(屋根固定支持)~0.29s(屋根ピン支持)であり、実験結果の 0.21s より長い。事前解析モデルでは、屋根接合部周辺の部材に剛域を設けておらず、この周期誤差は接合部の剛域長さに起因する。

Table 3 に示すように、モード減衰比の実験結果約 1.7%は、鋼構造の動的解析に用いられる初期構造減衰 2%よりも小さい。この 2%は建物の構造躯体と仕上材、または仕上材同士の摩擦により生じる減衰を考慮した慣例的な減衰比であり、実験結果のモード減衰比はこの仕上材の摩擦の影響が取り除かれた結果と考えられる。なお、5 章で後述するように、この約 1.7%の殆どは屋根アーチ材端部の補強カバープレートの摩擦によるものであった。一方、3 次と 6 次のモード減衰比は 1 次や 5 次より小さいものの、有効質量比も同時に小さく、両者が屋根架構の地震応答に与える影響は微小であった。

3.2 弾性時における等価静的地震荷重と屋根応答加速度の対応性

弾性時における等価静的地震荷重と屋根応答加速度の対応性を検証する。梁間方向入力に対する屋根型円筒アーチの等価静的地震荷重¹⁴⁾は、支持架構軒高さ RFL の水平加速度 A_{eq} 、屋根架構に対する建物全体の周期比 R_T 、建物全体に対する屋根部の質量比 R_M 、屋根半開角 θ (rad.)による屋根応答増幅率 F_H 、 F_V ($R_M > 1.2$ かつ $R_T < 1.5$ の範囲では F_H' 、 F_V')に基づき、屋根部逆対称一波モードを模擬する節点加速度の座標関数 A_H 、 A_V として式(1)~式(6)で評価される。

$$A_H(x, y) = A_{eq} \{1 + (F_H - 1) \cos \pi(x / L_x)\} \quad (1)$$

$$A_V(x, y) = A_{eq} F_V \sin \pi(2x / L_x) \quad (2)$$

$$F_H = \begin{cases} 3/2 & (0 < R_T \leq 1/4) \\ 1/2(\sqrt{1/R_T} + 1) & (1/4 < R_T \leq 1) \\ 1 & (1 < R_T) \end{cases} \quad (3)$$

$$F_V = \begin{cases} 3C_T \theta & (0 < R_T \leq 5/16) \\ (\sqrt{5/R_T} - 1)C_T \theta & (5/16 < R_T \leq 5) \\ 0 & (5 < R_T) \end{cases} \quad (4)$$

$$F_H' = \sqrt{F_H^2 + 1 / \{(1 - R_T^2)^2 + (1/R_M)^\theta\}} \quad (5)$$

$$F_V' = \sqrt{F_V^2 + 1 / \{(1 - R_T^2)^2 + (1/R_M)\}} \quad (6)$$

ここに節点座標は屋根部中央を原点とし、式(4)中の定数 C_T は 1.33、屋根部半開角 θ は $\pi/6$ rad.とする。

Table 4 に実験結果に基づく等価静的地震荷重の算定諸元を、Table 5 に支持架構軒高さの水平加速度 A_{eq} と A_{eq} に対する実験結果の水平・鉛直方向屋根部ピーク地震応答値の比(実際の屋根応答増幅率 F_{RH} と F_{RV})を、Fig.7 に屋根部稜線の応答加速度分布の比較を示す。ここで支持架構軒高さ RFL の水平加速度 A_{eq} は、Y1・Y5 通りの加速度計記録の平均値 A_{eq1} (赤線)、一般的な重層構造物の保有水平耐力計算法と同様に屋根部を剛床と仮定した A_{eq2} (青線、一層支持架構では応答スペクトル値に一致する)、1 次と 2 次モード減衰比に実験結果(1.67%)を適用した設計時想定 of 立体モデル(Fig.A1, 非剛床)の CQC 法の応答スペクトル解析値 A_{eq3} (緑線、降順の有効質量比和 90%以上のモード数、3 次以上はレーリ型比例減衰とする)を比較する。同図表らに示すように、実験結果 A_{eq1} を適用した等価静的地震荷重は屋根部稜線の応答加速度分布の実験結果と良好に対応し、荷重分

Table 4 Factors of equivalent static seismic load

T_R	T_S	R_T	R_M	F_H	F_V
0.206 s	0.019 s	0.09	2.08	1.68	2.24

Table 5 Comparisons of response amplification ratio

A_{eq}	Input	F_{RH}	F_{RV}	F_{RH}/F_H	F_{RV}/F_V
A_{eq1}	50%	1.37	2.64	0.81	1.17
	100%	1.37	2.46	0.81	1.10
A_{eq2}	50%	2.02	3.90	1.20	1.74
	100%	2.24	4.01	1.33	1.79
A_{eq3}	50%	1.52	2.94	0.90	1.31
	100%	1.58	2.84	0.94	1.26

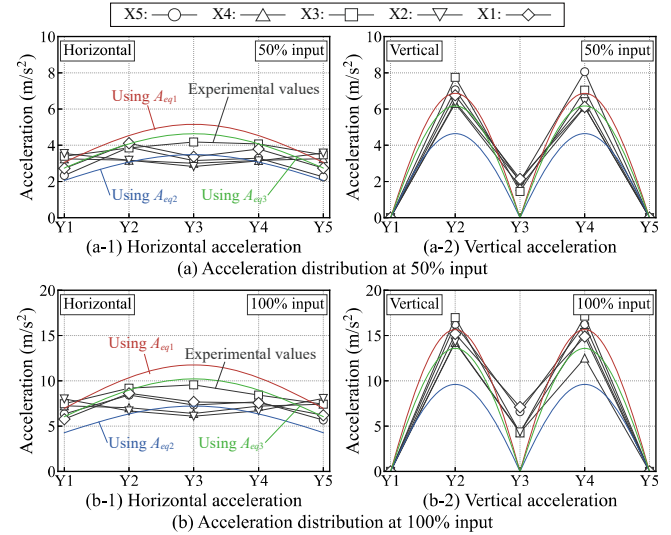


Fig. 7 Comparisons of roof response acceleration between evaluated and experimental values (No. 1-2 and No. 1-3)

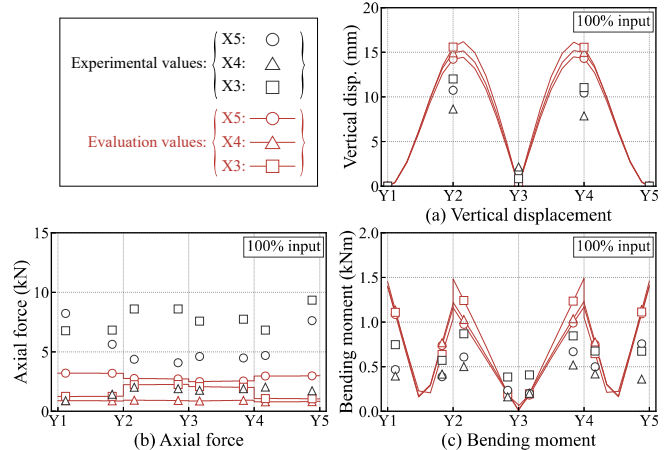


Fig. 8 Comparison of seismic response between the experimental results and static analysis with equivalent static seismic load (No. 1-3)

布としての妥当性が示された。また、Table 5 に示すように、実験結果 A_{eq1} から算出した実際の屋根応答増幅率 F_{RH} と F_{RV} は、数値解析結果の回帰式として定義された屋根部応答増幅率評価式(3)~式(6)とも誤差 20%以内で対応することも分かった。その一方で、 A_{eq2} と A_{eq3} を適用した場合の比較に示すように、重層構造物の耐震設計時の慣例に従って空間構造屋根を剛床仮定でモデル化した等価静的地震荷重は、実験結果(Fig.7)を過小評価し、屋根応答増幅率の誤差(Table 3)も大きく、空間構造屋根は実態(非剛床)に即してモデル化の方が適切であることが改めて示された。

Fig.8 に梁間方向振幅倍率 100%地震動入力時(試験番号 No.1-3)の地震応答値と実験結果 A_{eq1} を適用した等価静的地震荷重による静的

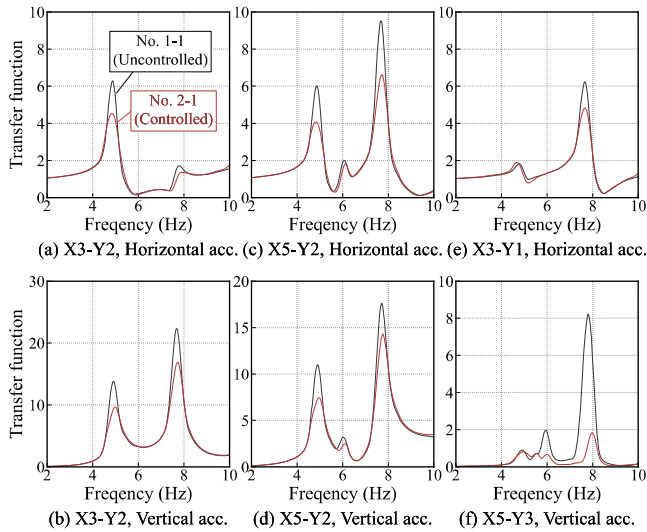


Fig. 9 Comparison of transfer functions under uncontrolled response and controlled response

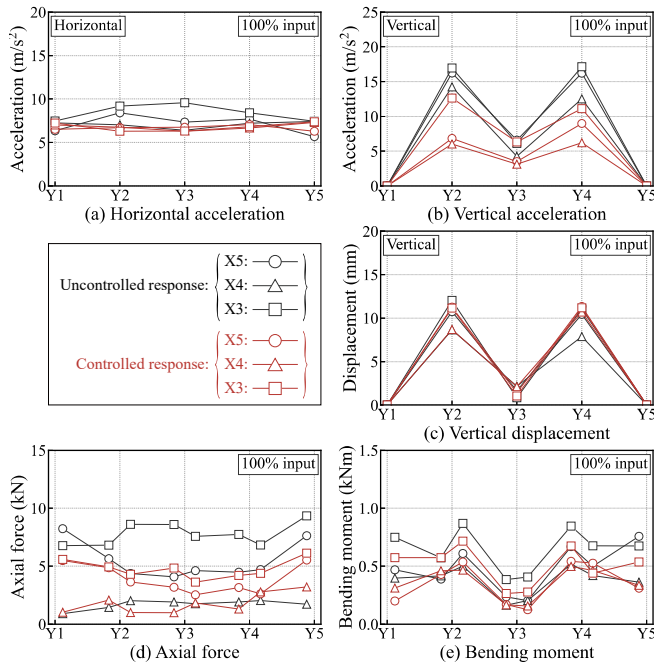


Fig. 10 Comparison of seismic response under uncontrolled response (No.1-3) and controlled response (No.2-3)

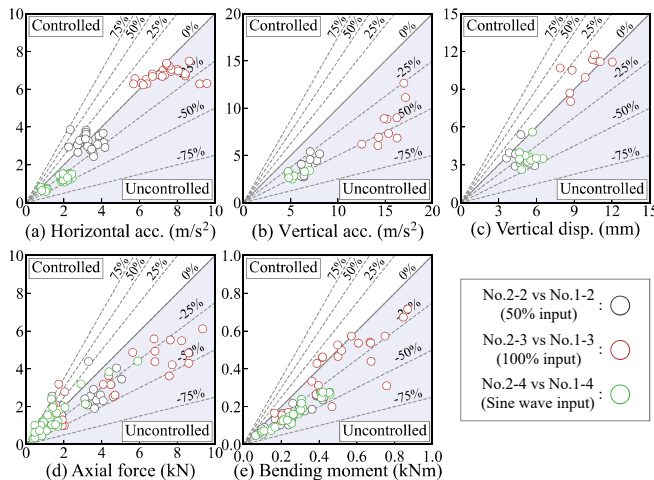


Fig. 11 Response reduction ratio

解析結果の比較を示す。Fig.8(a)に示すように、屋根部鉛直応答変位では、等価静的地震荷重による静的解析結果が実験値を安全側に包絡した。一方、Fig.8(b)(c)に示すように、屋根アーチ材の曲げモーメントでは、等価静的地震荷重による静的解析結果が実験値を概ね安全側で評価したものの、軸力は実験値を最大約5kN危険側評価した。既往の数値解析検討^{4)~13)}においても、等価静的地震荷重を用いた応力解析は部材力の評価精度にバラツキがあることが知られており、実験上の現実においても同様の傾向となることが分かった。

4. 屋根応答制御実験(試験番号 2-1~2-4)

本章では、屋根応答制御実験(Table 2 の No.2-1~2-4)の結果に基づき、支持架構(摩擦ダンパー)による屋根部応答の低減効果を分析するとともに、構造特性係数 D_s 値(地震荷重低減係数)評価法や D_s 値を適用した等価静的地震荷重の適用性を検証する。

4.1 支持架構による屋根部応答の低減効果

Fig.9 にスイープ波入力時(試験番号 1-1 と 2-1)における屋根架構各計測点の伝達関数の比較を示す。Fig.9 に示すように、応答制御時の卓越固有周期は摩擦ダンパーの滑動により長周期化が予想されたものの、実際には弾性応答時と殆ど変わらず、Fig. 9(a)(b)(c)(d)(f)に示すように、伝達関数のピーク値だけが低減し、支持架構(摩擦ダンパー)による屋根部の水平・鉛直応答の低減効果が明確に示された。ただし、Fig.9(e)の 4.5Hz(屋根架構全体の逆対称一波モード)近傍に示すように、支持架構軒高さ梁間方向入力に対応する伝達関数ピーク値だけ殆ど低減しなかった。

Fig.10 に梁間方向振幅倍率100%地震動入力時(試験番号 1-3 と 2-3)における屋根部稜線応答加速度と屋根アーチ材の部材力の比較を、Fig.11 に各地震動入力時の屋根部応答の低減効果の比較を示す。Fig.10 に示すように、屋根部の水平・鉛直応答加速度や屋根アーチ材の部材力は伝達関数と同様に明確な応答低減効果が確認された。Fig.11 に示すように、屋根部の水平応答加速度では最大約 25%、屋根部の鉛直応答加速度と屋根アーチ材の部材力では最大約 50%の応答低減効果が確認された。特に Fig. 11(b)に示すように、弾性応答時と比較して屋根部応答制御時の方が各 X 軸通りの屋根アーチの鉛直方向応答加速度がバラつく傾向にあり、これは摩擦ダンパーが主に屋根全体の逆対称一波モード(1 次モード、Fig.6(a))の地震応答の低減に効果を発揮し、結果として各アーチが独立に振動する逆対称一波モード(高次モード、Fig.6(c))の地震応答に対する支配比率が増えたためと考えられる。なお、Fig.10(c)、Fig.11(c)に示すように、等価周期のシフトにより、摩擦ダンパーによる屋根部の応答変位低減率

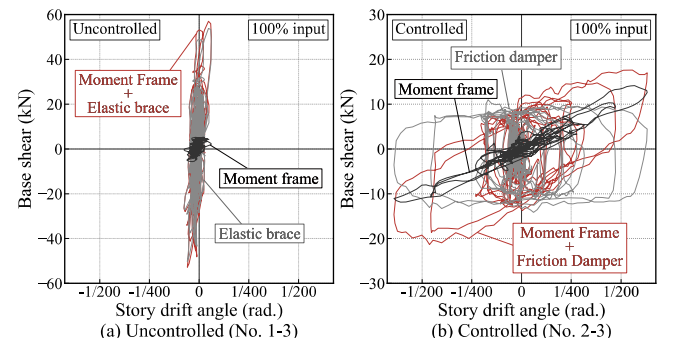


Fig. 12 Base shear - story drift response

Table 6 Experimental results of D_s

Condition	Base shear (kN)		Base shear coefficient	
	50% input	100% input	50% input	100% input
Uncontrolled	25.76	57.00	0.528	1.160
Controlled	16.09	21.32	0.330	0.434
Seismic force reduction factor D_s			0.625	0.374

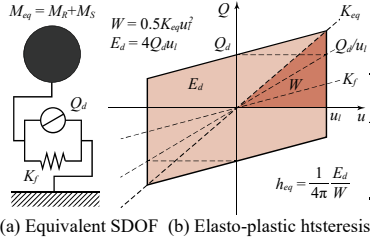


Table 7 D_s evaluation

	50% input	100% input
T_{eq}/T_f	0.458	0.815
h_{eq}	0.396	0.299
D_s	0.563	0.445
Error (%)	-10.86	15.90

Fig. 13 Equivalent damping of friction damper

は加速度や部材力の低減率より小さい。

Fig.10(a)に示すように、支持架構軒高さの A_{eq} に対応する Y1・Y5 通りの梁間方向応答加速度は殆ど低減しなかった。摩擦ダンパーは弾性剛性が極めて高い制振部材であり、この原因は摩擦ダンパーの弾性時と弾性除荷時に生じたパルス的な水平応答加速ではないかと考えられる。一方、次節以降で述べる通り、ベースシアの低減に対して支持架構軒高さの A_{eq} が殆ど低減しなかったことが、応答制御時における等価静的地震荷重と実験結果の誤差の原因となった。

4.2 ベースシアの低減効果

Fig.12に梁間方向振幅倍率100%地震動入力時(試験番号1-3と2-3)におけるベースシア-支持架構層間変形角関係を示す。ここで支持架構層間変形角はX1・X5通りの水平変位応答の平均より算出した。Fig.12(a)に示す弾性応答時では、ブレースがベースシアの殆どを負担しているものの、Fig.12(b)に示す屋根応答制御時では、摩擦ダンパーの滑動に従って、ブレースの負担ベースシアは頭打ちとなり、最大ベースシアは低減し、代わりに層間変形角とY1・Y5通りの柱梁架構のベースシア負担は弾性応答時より増大した。このように屋根応答制御実験では、層間変形の発生(約1/1600rad.→約1/150rad.)を認める代わりに入力地震荷重の低減を期待する靱性型の耐震構造または変位依存型の制振構造の特徴が顕著に示される結果となった。Table 6に弾性応答時に対する屋根応答制御時のベースシアの比から算出した構造特性係数 D_s 値(地震荷重低減係数)の実験値を示す。 D_s 実験値は入力が大きいくほど小さく(応答低減効果が大きく)なり、振幅倍率50%では0.625、振幅倍率100%では0.374であった。

4.3 構造特性係数 D_s 値(地震荷重低減係数)評価法の適用性

筆者らが修正した構造特性係数 D_s 値(地震荷重低減係数)評価法の適用性を検証する。Fig.13に摩擦ダンパーの付加等価減衰比 h_{eq} の算定の概要²⁵⁾を示す。耐力 Q_d の摩擦ダンパーを付加した等価一自由度系の等価剛性 K_{eq} 、等価周期 T_{eq} 及び等価減衰比 h_{eq} は、主架構剛性 K_f 、主架構周期 T_f 及び最大変形 u_i より式(7)~式(9)で評価する。

$$K_{eq} = K_f + Q_d / u_i \quad (7)$$

$$T_{eq} = T_f \sqrt{K_f / K_{eq}} = T_f \sqrt{1 / \{1 + Q_d / (K_f u_i)\}} \quad (8)$$

$$h_{eq} = \frac{2}{\pi} \frac{Q_d}{\{1 + Q_d / (K_f u_i)\} K_f u_i} \quad (9)$$

式(10)に示すように、 D_s 評価値は h_{eq} と T_{eq}/T_f を変数として算出する²⁶⁾。ただし、等価剛性 K_{eq} 、等価周期 T_{eq} 、主架構剛性 K_f 、主架構周期 T_f 、最大変形 u_i 、構造減衰比 h_f は、支持架構による屋根部応答

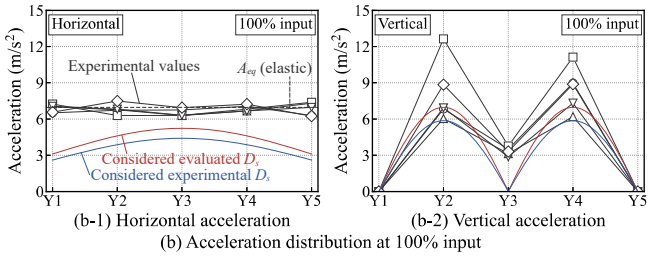
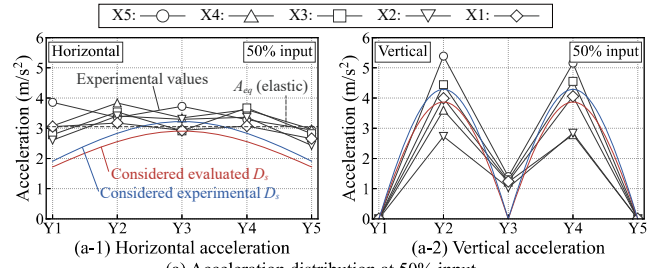


Fig. 14 Comparisons of roof response acceleration between evaluated and experimental values (No. 2-2 and No. 2-3)

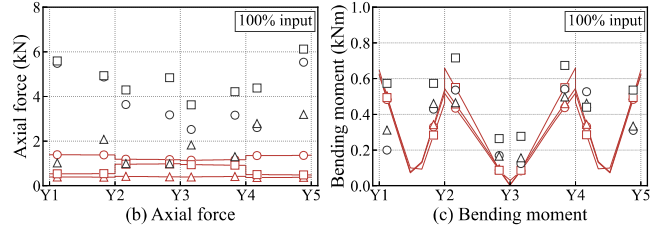
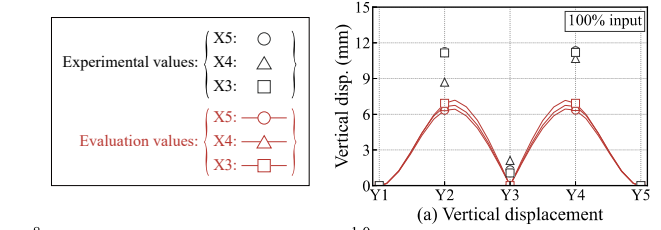


Fig. 15 Comparison of seismic response between the experimental results and static analysis with equivalent static seismic load (No. 2-3)

の励起の影響¹³⁾を含んだ実験結果をそのまま用い、設計時の手続きで用いられる仮定した地震荷重に対する収斂計算²⁶⁾は行わない。特に構造減衰比 h_f は弾性応答時の1次モード減衰比1.67%とする。

$$D_s = D_h \times \frac{T_f}{T_{eq}} \times \frac{T_f + T_{eq}}{2T_f} = \frac{1 + 25h_f}{\sqrt{1 + 25(h_f + h_{eq})}} \times \frac{1 + T_{eq}/T_f}{2T_{eq}/T_f} \quad (10)$$

Table 7に D_s 評価値と実験値に対する誤差を示す。提案手法は実験結果を誤差16%以内で評価できることが確認できた。

4.4 D_s 値を適用した等価静的地震荷重の適用性

D_s 値を適用した等価静的地震荷重の適用性を検証する。等価静的地震荷重の算定は3.2節に示す通りであるが、支持架構の代表加速度に $D_s A_{eq}$ を代入する¹³⁾。 A_{eq} は実験結果(Table 5の A_{eq1})を用いる。

Fig.14に屋根部稜線の応答加速度分布の比較を示す。同図の青線は D_s 実験値を適用した場合、赤線は D_s 評価値を適用した場合の等価静的地震荷重を示す。4.1節とFig.14(a-1)(b-1)に示すように、その他の応答低減効果とは裏腹に支持架構軒高さの梁間方向入だけが低減しなかったため、 D_s 値を適用した等価静的地震荷重は梁間方向応答加速度の実験値を過小評価する結果となった。また、Fig.14(a-2)(b-2)に示すように、 D_s 値を適用した等価静的地震荷重は各通りの鉛直方向応答加速度の実験値平均を概ね捉えた。ただし、等価静的地

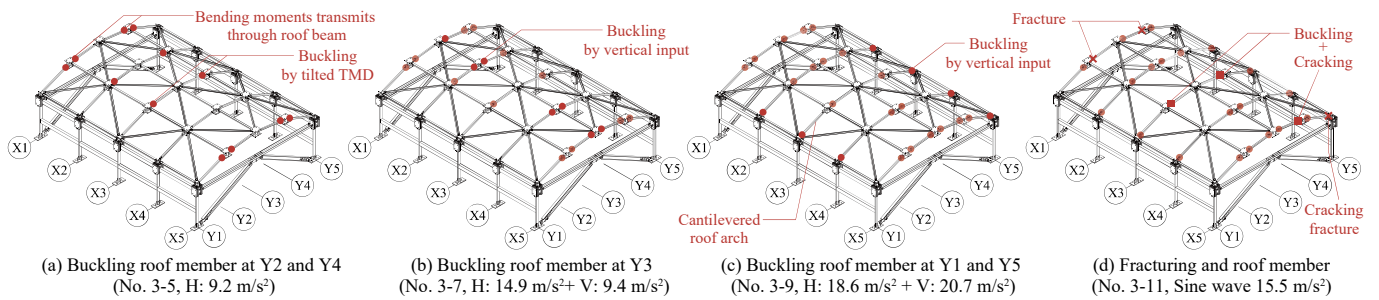


Fig. 16 Collapse mechanism of the cylindrical lattice arch roof

震荷重の荷重分布形状は屋根架構全体の逆対称一波モードを模擬して定義されているため、各アーチが独立に逆対称一波モードで振動する傾向は当然捉えられなかった。なお、 D_s 実験値と D_s 評価値で結果に大きな差異は確認されなかった。Fig. 15 に屋根部の鉛直方向応答変位と屋根アーチ材の軸力と曲げモーメントの比較を示す。 D_s 値を適用した等価静的地震荷重を用いた静的解析は、屋根部の鉛直方向応答変位を最大 6mm 過小評価し、屋根アーチ材の軸力は最大 5kN 過小評価し、屋根アーチ材の曲げモーメントは概ね妥当な精度で評価し、特に部材力の評価精度は弾性応答時と屋根応答制御時で大きな差異は確認されない結果となった。この結果は、詳細な評価誤差はともかく、 D_s 値を適用した等価静的地震荷重が部材力に寄与する加速度・変位を概ね捉えられていることを示唆している。

5. 屋根崩壊実験 (試験番号 3-1~3-11)

本章では、屋根崩壊実験 (Table 2 の No.3-1~3-11) の結果に基づき、屋根が屋根自身の応答によって崩壊する場合の終局挙動の一例を報告し、屋根部塑性化時の固有振動特性や地震応答の変動を分析する。

5.1 屋根部崩壊状況

Fig.16 に屋根部の損傷進展の概要を、Photo 2 に崩壊実験後の試験体状況を、Fig.17 に屋根部の残留変形を示す。梁間方向に振幅倍率 50%, 75%, 100% の地震動を入力した試験番号 3-2~3-4 では、屋根部は弾性応答を示した。

Fig.16(a) に示すように、その後の梁間方向に振幅倍率 200%, 300% の地震動を入力する試験番号 3-5~3-6 から、屋根アーチ材が降伏を始め、TMD が設置されている X3-Y2 と X3-Y4 の屋根アーチ材端部の欠損部周辺に座屈たわみ (Photo 2(c)) が確認された。Fig.17 に示すように、PGA 約 1.5G の梁間方向振幅倍率 300% 入力後の屋根部の残留変形最大値は、屋根アーチスパンの約 1/300 (約 20mm) であり、この時点で屋根の極端な損傷や陥没、崩壊は確認されなかったため、鉛直方向入力を含むさらなる加振を実施した。

Fig. 16(b) に示すように、試験番号 3-7 (梁間方向 300%, 鉛直方向 150%), 試験番号 3-8 (梁間方向 360%, 鉛直方向 360%), 試験番号 3-9 (梁間方向 360%, 鉛直方向 300%) では、屋根部の降伏部材が増え、TMD が設置されている X3-Y2 と X3-Y4 の屋根アーチ材端部の欠損部周辺に明確な局部座屈 (Photo 2(d)) が確認された。Fig.17 に示すように、この時点の残留変位最大値は屋根アーチスパンの約 1/120 (約 50mm) であった。また、振動台から 10m 以上離れた制御室から見ても、地震動入力を繰り返すに連れて、屋根架構が全体で逆対称一波モードで振動する状態から屋根アーチが個別に逆対称一波モードで振動する状態へ移行する様子や、屋根が顕著に陥没している様

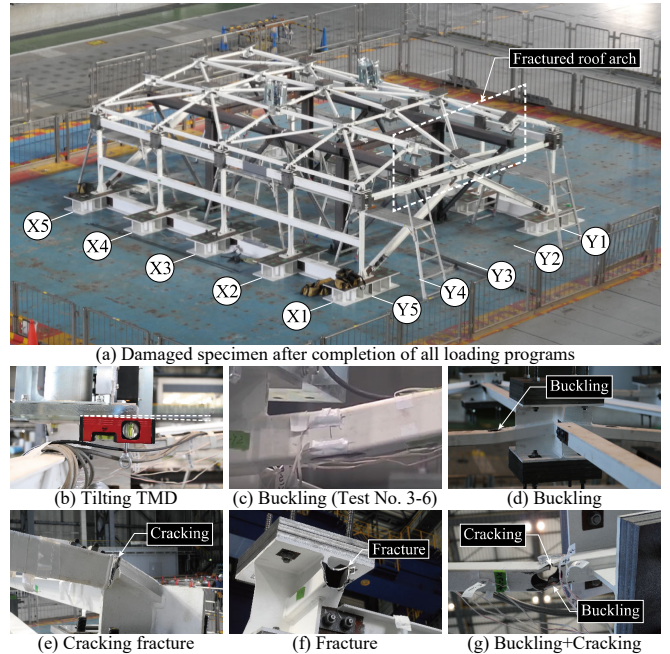


Photo 2 Damage detail after the collapse tests

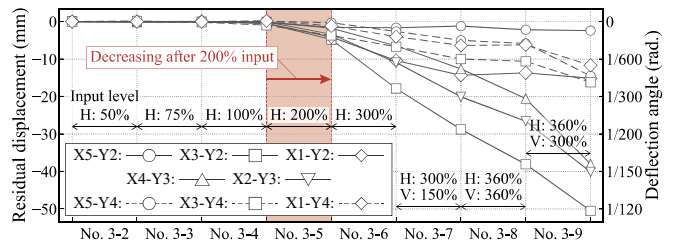


Fig. 17 Residual displacement of the roof joints

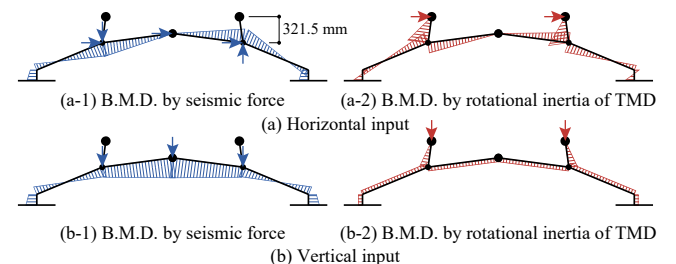


Fig. 18 Moment diagram

子、TMD が傾いている様子 (Photo 2(b))、TMD 設置部位 (X3-Y2) のみ加振終了後も鉛直方向に自由振動する様子が確認された。なお、Fig.18 の曲げモーメント図に示すように、TMD 設置位置の屋根アーチ材は TMD の回転慣性による付加モーメントを受けるため、TMD 設置位置が先行して局部座屈が生じたものと考えられる。

PGA で 1.5G~2.0G の地震動を 4 回入力してもなお、屋根部材が破

断し、さらに屋根が崩落するような挙動は未だ発生しなかったため、ホワイトノイズ入力(試験番号 3-10)で塑性化後の弾性応答時の卓越固有振動特性を確認した後に、屋根部逆対称一波モードを励起するPGA1.5G の正弦波(4.41Hz)を 160 回入力(試験番号 3-11)した。Fig.16(d)に示すように、この正弦波加振中では、屋根部が著しく鉛直応答するとともに、TMD 設置部位以外の屋根アーチ材端部の欠損部周辺にも局部座屈(Photo 2(g))が生じ、X1・X3・X5 通りの屋根アーチ材局部座屈部(Photo 2(g))や支承部端部(Photo 2(e))が繰返し変形を受けて亀裂を生じ、特に X1 通りの屋根アーチ材は同局部座屈部に全断面破断が生じて崩落した(Photo 2(a)(e)(f))。

5.2 屋根部の塑性化に伴う卓越固有振動特性の変動

Fig.19 に屋根崩壊実験における一次固有周期と減衰比の推移を、Fig.20 に伝達関数を、Table8 と Fig.21 に卓越モードの固有周期・周波数、減衰比、梁間・鉛直方向入力に対する有効質量比、卓越モー

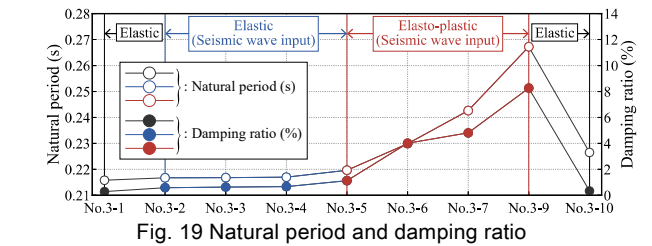
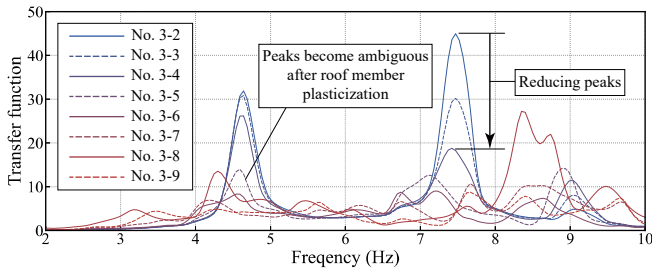
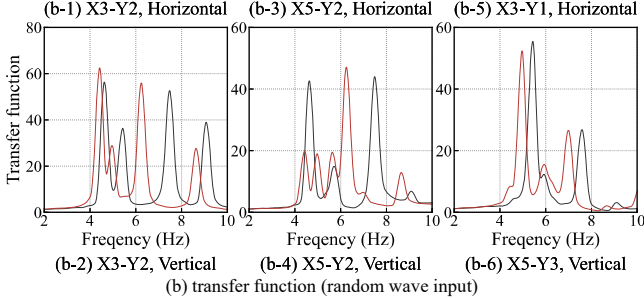
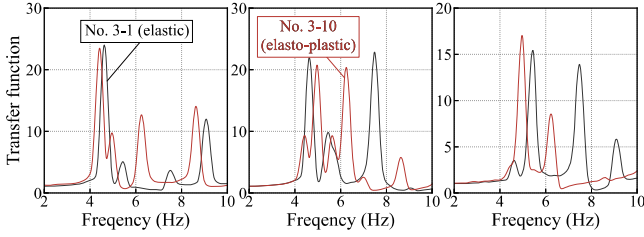


Fig. 19 Natural period and damping ratio



(a) Horizontal transfer function at X3-Y2 (seismic wave input)



(b) transfer function (random wave input)

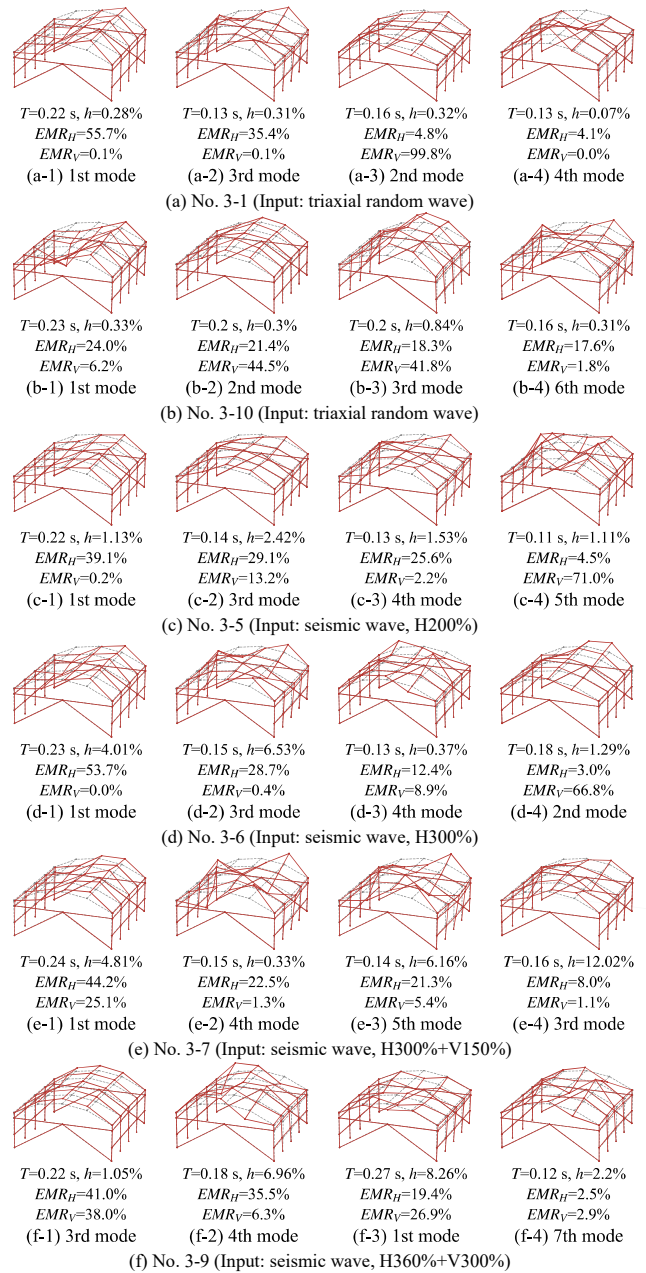
Fig. 20 Transfer functions

Table 8 Predominant modal characteristics of elastic response including only stiffness reduction effect

Test No. (condition)	No. 3-1 (elastic)		No. 3-10 (elastoplastic)			
	1	3	1	2	3	6
Mode No.						
Natural Frequency (Hz)	4.63	7.48	4.41	4.95	4.97	6.25
Natural period (s)	0.216	0.134	0.227	0.202	0.201	0.160
Mode damping ratio (%)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.8	0.3
Horizontal effective mass ratio (%)	55.69	35.37	24.01	21.40	18.35	17.56
Vertical effective mass ratio (%)	0.12	0.06	6.19	44.55	41.80	1.82

ド形状を示す。非線形応答に関しては 2.3 節で説明した手法により各評価量の平均値を推定しているが、特に減衰定数についてはある程度のばらつきを含む。ホワイトノイズ入力時(試験番号 3-1, 3-10)の結果は屋根架構の剛性低下の影響のみ反映された弾性応答の固有振動特性、地震動入力時(試験番号 3-2~3-9)の結果は屋根架構の弾塑性応答時の剛性低下と履歴減衰が反映された固有振動特性に対応している。また、2.4 節や Fig.20 に示すように、加振の途中で振動台が緊急停止した試験番号 3-8 は妥当な固有振動特性を得られず Fig.19 から除外している。Fig.21 に示す 1 次モードの殆どは屋根架構全体の逆対称一波モードであった。Fig.21 の EMR_H は梁間方向入力、 EMR_V は鉛直方向入力に対する有効質量比であり、図は梁間方向入力に対する有効質量比 EMR_H の降順で並べている。

Fig.19 に示すように、3 章の弾性応答実験と比較して、地震動を入力する前の弾性応答時(試験番号 3-1~3-4, 3-10)の一次固有周期



(f) No. 3-9 (Input: seismic wave, H360%+V300%)

Fig. 21 Predominant modal shapes under elastic and elasto-plastic response

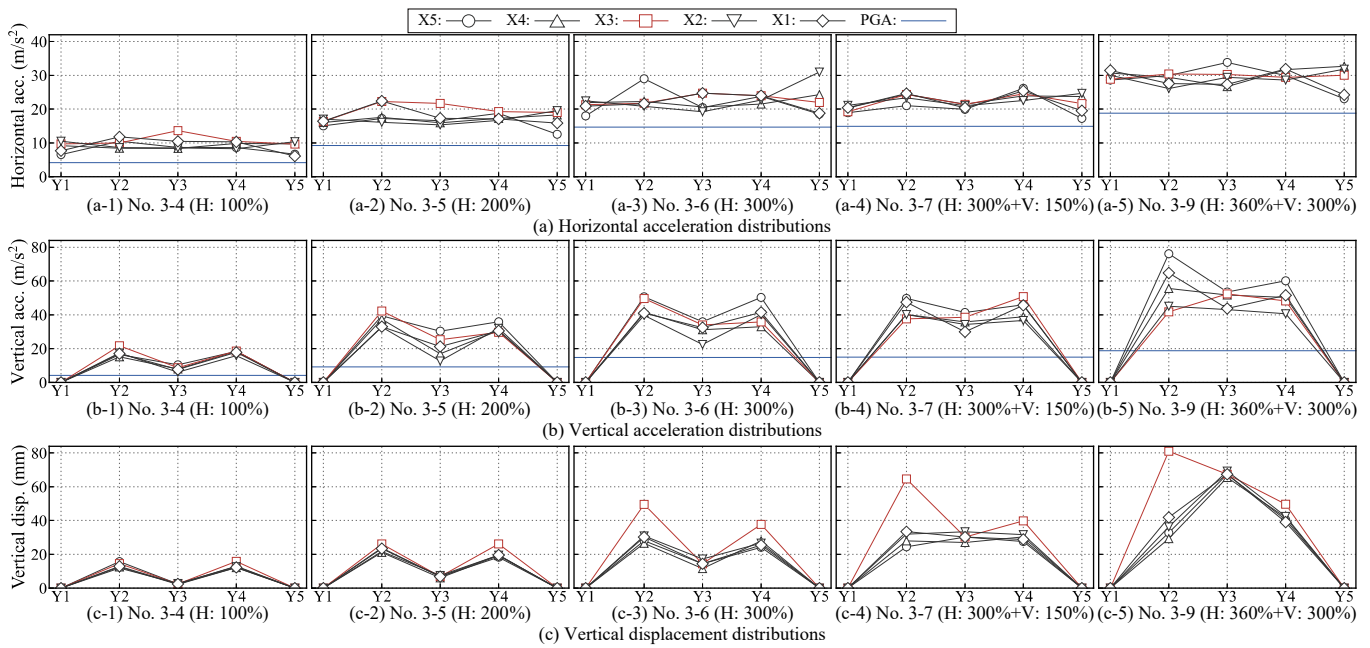


Fig. 22 Maximum response distribution under the collapse testing

は 0.206s→0.216s(No.3-1)または 0.227s(No.3-10)まで長周期化し、減衰比は 1.7%から 0.3%に減少した。屋根崩壊実験では、屋根アーチ材端部の欠損部の補強カバープレートを外しており、この固有周期と減衰比の変動はこの剛性と摩擦に依るものと考えられる。一方、Fig.19 と Fig.20(b)における No.3-1 と No.3-10 の比較に示すように、屋根架構損傷後の弾性応答時の固有周期は損傷した屋根架構の弾性剛性の低下により 0.22s から 0.23s に長周期化した一方、伝達関数はピーク値が振動数方向に移動するのみで、弾塑性応答時の履歴減衰を含まない減衰比は地震動入力前(試験番号 3-1)と殆ど変化しないことが分かった。また、Fig.21(a)(b)の比較に示すように、多数回の地震動入力により屋根が十分損傷した後の弾性応答では、TMD 設置部位(X3-Y2)が顕著に鉛直応答する屋根架構全体の逆対称一波モード(Fig.21 (b-1))に加えて、屋根架構全体が鉛直方向に応答するモード(Fig.21 (b-2)(b-3))の卓越も確認された。Fig.16(c)に示すように、これは支承部周辺の屋根アーチ端部にヒンジが形成されたためである。

Fig.19 と Fig.20(a)に示すように、屋根架構の塑性化の進展に伴い、弾塑性応答時の固有周期は剛性低下により 0.22s から最大 0.27s まで長周期化し、減衰比は履歴減衰により 0.6%から最大 8.3%まで増大し、伝達関数は特定の周波数(モード)に顕著なピーク(卓越)を示す弾性時から複数の周波数にピークが分散した。Fig.21(a)と Fig.21(c)(d)(e)(f)の比較に示すように、弾性応答時と比較して弾塑性応答時では、屋根アーチ毎の逆対称一波モードが複数卓越し、実験観察とも対応する。Fig.21(b)(f)に示すように、試験番号 3-9 では、特に支承部周辺の屋根アーチ端部にヒンジが形成され、屋根架構全体の逆対称一波モードは消失し、屋根架構全体が鉛直方向に応答する 3 次モードが梁間・鉛直両方向入力に対して最も卓越する結果となった。

5.3 屋根部の最大地震応答と卓越モードの関係

Fig.22 に屋根部稜線の地震応答分布を、Fig.23 に屋根部の最大地震応答値と支持架構軒高さ RFL の梁間方向応答加速度 A_{eq1} に対する応答増幅率のまとめを示す。Fig.23 のマーカーとエラーバーは屋根アーチ毎の地震応答の平均値と最大・最小誤差を示す。同図らに示

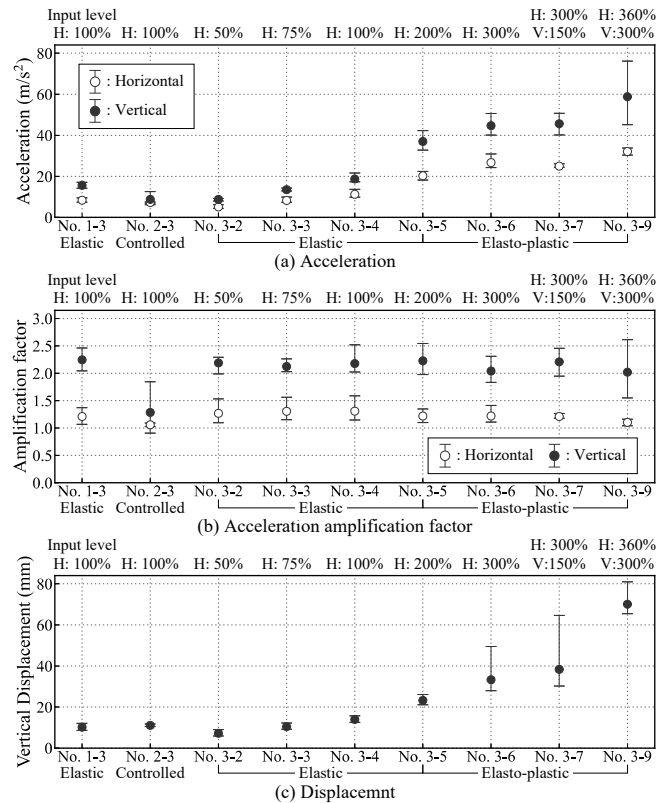


Fig. 23 Summary of maximum seismic response

すように、入力地震動の振幅倍率に対応して屋根部の最大地震応答は増大し、鉛直方向入力も加わると逆対称一波モード振動の節(Y3 通り)の鉛直方向加速度も大きくなり(Fig.22(b-3))、さらに支承部周辺の屋根アーチ端部にヒンジが形成された試験番号 3-9 では屋根架構全体の鉛直方向応答モードが卓越する様子(Fig.22(b-5))が確認された。また、Fig.22(c)と 5.1 節に示すように、特に TMD が設置された X3 通り屋根アーチは塑性化の進展が先行したため、他の通りより大きな変位応答が生じ、Fig.23 の No.3-5~No.3-9 に示すように、結果として X1~X5 通りの屋根部最大鉛直応答変位の変動も大きくな

った。一方, Fig.7(b)と Fig.22(a)に示すように, 弾性応答時と比べて弾塑性応答時の屋根部稜線の水平応答加速度は殆ど応答増幅しなくなることも分かった。また, 特筆すべき事項として, Fig.23(b)に示すように, 屋根部が塑性化して固有周期が増大しても屋根応答増幅率はあまり変化せず, 梁間方向の平均値は約 1.0~1.5 倍, 鉛直方向の平均値は約 2.0~2.5 倍であった。

5.4 屋根自身の地震応答による屋根型円筒アーチの終局挙動

屋根崩壊実験より, 屋根自身の地震応答による屋根型円筒アーチの終局挙動は, (1)屋根架構全体の逆対称一波モード振動により屋根各部にヒンジが形成され, (2)弾塑性応答中に屋根アーチ毎の逆対称一波モードが卓越するとさらなるヒンジ形成が進み, (3)支承部周辺の屋根アーチ端部にヒンジが形成されると崩壊メカニズムとなり, (4)屋根架構全体の鉛直応答モードと屋根アーチ毎の逆対称一波モードの連成振動によってヒンジ部の塑性化進展, 局部座屈発生, 座屈後破断が順次発生して屋根が崩落する, であることが分かった。

1/4 縮小模型の一例では有るものの, PGA で約 1.5G~2.0G の 2 方向地震動入力を多数回繰返しても屋根型円筒アーチは崩落を耐え, 単層の鉄骨ラチスシェルが高い靱性を発揮できる場合があることが実験的に示された。一方, 2016 年熊本地震の被害²⁸⁾や被災体育館の再現解析²⁹⁾・実験³¹⁾より, RC 造支持架構の構面外応答が卓越する場合は, 支持架構の慣性力を受けて支承部に接続するトラス部材が座屈と部材破断を生じ, 応力再配分に従ってその他の部材が連鎖的に部材破断し, 複層の立体トラスでも崩落することも判明している。以上を総合すると, ラチスシェル屋根の崩落を伴う終局挙動は, 単層・複層に関係なく崩壊メカニズムに直結する屋根支承部周辺の部材のヒンジ形成が致命的であり, 地震災害後の継続使用性を維持するためには, 支持架構の構造種別に関係なく屋根支承部周辺の部材が損傷しない設計仕様(例えば部材や支承部の強度型・制振型の補強)が重要であると考えられる。

6. 結

本研究の範囲で得られた結論は以下の通りである。

- 1) 仕上材を含まない純粋な鉄骨架構の弾性応答時の 1 次モード構造減衰比は屋根部が崩壊メカニズムを形成した後でも約 0.3%, 多少の接合部摩擦が有る場合で約 1.7%であった。
- 2) 梁間方向入力に対する弾性応答時の屋根型円筒アーチの地震応答は屋根架構全体の逆対称一波モードと屋根アーチ毎の逆対称一波モードに支配される。支持架構軒高の梁間方向入力 A_{eq} の実験値を適用した等価静的地震荷重は屋根部稜線応答加速度の実験値と概ね対応し荷重分布として妥当である。ただし, 屋根部を剛床仮定としてモデル化すると A_{eq} をやや過小評価する。等価静的地震荷重を適用した静的解析による部材力の評価精度は既往の数値解析検討と同程度のバラツキがある。
- 3) ある程度の支持架構の層間変形角の増大を認める代わりに支持架構の地震エネルギー吸収により屋根部の地震応答が低減できることが実験的に証明された。振幅倍率に依存するものの, 梁間方向に 2016 年熊本地震の告示適合波を入力した場合の梁間方向応答加速度は最大約 25%, 鉛直方向応答加速度と屋根部材力は最大約 50%低減した。
- 4) 筆者らが提案する構造特性係数 D_s 値評価法は入力地震荷重低減

効果を誤差 15%以内で評価した。ただし, 支持架構に摩擦ダンパーを設置する場合は, 摩擦ダンパーの高い弾性剛性によって, 梁間方向入力に対する支持架構軒高の梁間方向応答加速度だけ低減せず, D_s 値を適用した等価静的地震荷重は実験結果を過小評価する場合がある。一方, 等価静的地震荷重を適用した静的解析による部材力の評価精度は支持架構弾性応答時と同程度であった。

- 5) 2) 方向入力を受ける屋根型円筒アーチの弾塑性応答時では, 屋根部材のヒンジ形成の進展に伴って, 屋根架構全体の逆対称一波モードに加えて屋根アーチ毎の逆対称一波モードが複数卓越し, さらに支承部周辺の屋根アーチ端部にヒンジが形成されると崩壊メカニズムとなると屋根架構全体の逆対称一波モードは消失し, 屋根架構全体の鉛直応答モードが最も卓越するようになる。本実験の 1 次モード減衰比は履歴減衰により約 8%まで上昇した。
- 6) 屋根自身の地震応答による屋根型円筒アーチの終局挙動は, (1)屋根架構全体の逆対称一波モード振動により屋根各部にヒンジが形成され, (2)弾塑性応答中に屋根アーチ毎の逆対称一波モードが卓越するとさらなるヒンジ形成が進み, (3)支承部周辺の屋根アーチ端部にヒンジが形成されると崩壊メカニズムとなり, (4)屋根架構全体の鉛直応答モードと屋根アーチ毎の逆対称一波モードの連成振動によってヒンジ部の塑性化進展, 局部座屈発生, 座屈後破断が順次発生して屋根が崩落する。ただし, 支承部周辺の屋根アーチ端部にヒンジが形成されない限り, 単層の鉄骨ラチスシェルは PGA で約 1.5G~2.0G の 2 方向地震動入力を多数回耐える。

謝辞

本研究は東京工業大学, 明治大学, 工学院大学, 防災科学技術研究所の共同研究の成果であり, JSPS 基盤研究 (A) (No. 21H04581) の助成を戴きました。真夏の 3 週間にわたる実験の準備・実施にあたり, 明治大学大学院生 黒崎峻氏, 高橋陽氏, 工学院大学大学院生 山根一真氏, 北牧さくら氏, 東京工業大学大学院生 松澤俊平氏, 田中瑞希氏, 伊藤大悟氏にお手伝いいただきました。また, 摩擦ダンパーは日鉄エンジニアリング様よりご提供いただきました。ここに記して皆様に深謝いたします。

参考文献

- 1) Kato, S., Konishi, Y., Nakazawa, S., Mukaiyama, Y. and Uchikoshi, M.: Equivalent lumped mass model of shell and spatial structures for earthquake response analysis in case that the super-structure is supported by a sub-structure, Journal of Structural Engineering, Vol.48B, pp.37-47, 2002.3 (in Japanese)
- 2) Yamada, S., Matsumoto, Y. and Saito E.: Static seismic load modeling using the continuum shell analogy for latticed cylindrical shell structures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.610, pp.115-122, 2006.12 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aajs.71.115_3
- 3) Ogawa, T., Nakagawa, M. and Kumagai, T.: Earthquake response analysis of single layer lattice domes with response spectrum analysis, Journal of Structural Engineering, Vol.49B, pp.291-296, 2003.3 (in Japanese)
- 4) Takeuchi, T., Ogawa, T., Nakagawa, M. and Kumagai, T.: Response evaluation of medium-span lattice domes with substructures using response spectrum analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.579, pp.71-78, 2004.5 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aajs.69.71_2
- 5) Takeuchi, T., Ogawa, T., Yamagata, T. and Kumagai, T.: Response evaluation of cylindrical lattice shell roofs with supporting substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.596, pp.57-64, 2005.10 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aajs.70.57_4
- 6) Takeuchi, T., Ogawa, T., Shirabe, H. and Kumagai, T.: Seismic response evaluation of lattice shell roofs supported by multistory structures, Journal of

- Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.619, pp.97-104, 2007.9 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aijs.72.97_4
- 7) Takeuchi, T., Kumagai, T., Okayama, S. and Ogawa, T.: Response evaluation of high-rise lattice domes with supporting substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.629, pp.1119-1126, 2008.7 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.73.1119>
 - 8) Nair, D., Ichihashi, K., Terazawa, Y. and Takeuchi, T.: Higher mode effects of multistorey substructures on the seismic response of double-layered steel gridshell domes, Engineering Structures, Vol. 243, 2021.9 <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112677>
 - 9) Terazawa, Y., Nair, D., Ichihashi, K. and Takeuchi, T.: Equivalent static seismic load for middle to large span latticed domes considering roof antisymmetric mode amplified by substructure second mode, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.87, No.792, pp.194-204, 2022.2 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.87.194>
 - 10) Takeuchi, T., Ogawa, T., Nakama, A. and Kumagai, T.: Response evaluation of lattice dome supported by elasto-plastic substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.596, pp.49-56, 2005.10 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aijs.70.49_4
 - 11) Takeuchi, T., Takamatsu, K., Kumagai, K. and Ogawa, T.: Response evaluation of lattice domes supported by substructures with seismic isolation system, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.74, No.641, pp.1259-1266, 2009.7 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.74.1259>
 - 12) Nair, D., Terazawa, Y., and Takeuchi, T.: Equivalent static loads for double-layered domes supported by multistorey buckling-restrained braced frames, Journal of Space Structures, Vol. 37, No. 4, pp. 227-260, 2022.6. <https://doi.org/10.1177/09560599221097834>
 - 13) Terazawa, T., Shijo, H., Kumagai, T. and Takeuchi, T.: Seismic force reduction factor evaluation of double-layered domes supported by single story substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.89 No.815, pp.63-74, 2024.1 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.89.63>
 - 14) AIJ: AIJ Recommendation for Design of Latticed Shell Roof Structures, 2016.11 (in Japanese)
日本建築学会：ラチスシェル屋根構造設計指針，2016.11
 - 15) IASS: Guide to Earthquake Response Evaluation of Metal Spatial Structures, Report of Activities of IASS WG8, 2019.10
 - 16) Kumagai, T., Takeuchi, T., Suzuki, I. and Ogawa, T.: Vibration tests of cylindrical lattice shell roofs subjected to earthquake motions with arbitrary direction, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.73, No.633, pp.1985-1992, 2008.12 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.73.1985>
 - 17) Kumagai, T., Takeuchi, T., Ushiwata, F., Seta, H. and Ogawa, T.: Vibration tests of arch structures supported by substructures with various natural periods and masses, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.74, No.637, pp.503-510, 2009.4 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.74.503>
 - 18) Kumagai, T., Nakamura, S. and Furusawa, K.: Vibration tests of cylindrical lattice shell roofs subjected to vertical earthquake motions, Journal of Structural Engineering B, Vol.62B, 2016.3 (in Japanese)
 - 19) Kumagai, T., Roppongi, G. and Shimizu, R.: Vibration tests of cylindrical lattice shell roofs subjected to horizontal and vertical earthquake motions, Journal of Structural Engineering B, Vol.63B, 2017.3 (in Japanese)
 - 20) Kumagai, T., Roppongi, G., Takahashi, J., Matsui, R. and Takeuchi, T.: Shaking table tests of cylindrical lattice arch roofs supported by spherical bearings subjected to earthquake motions, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.83, No.752, pp.1465-1475, 2018.10 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.83.1465>
 - 21) Narita, K., Terazawa, Y., Matsui, R. and Takeuchi, T.: Response control of cantilevered RC walls in gymnasia with energy-dissipation roof bearings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.80, No.707, pp.157-165, 2015.1 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.80.157>
 - 22) Narita, K., Terazawa, T., Maehara, K., Matsuoka, Y., Matsui, R. and Takeuchi, T.: Dynamic loading tests and response evaluation of steel roof bearings with friction dampers, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.80, No.717, pp.1717-1725, 2015.11 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.80.1717>
 - 23) Inaba, Y., Terazawa, Y., Matsui, R., Kumagai, T. and Takeuchi, T.: Response evaluation of cylindrical shell roofs with various bearings supported by RC substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.83, No.751, pp.1263-1272, 2018.9 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.83.1263>
 - 24) Inaba, Y., Terazawa, Y., Matsui, R., Kumagai, T. and Takeuchi, T.: Cyclic loading test on steel roof bearings and effects on roof responses, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.83, No.750, pp.1129-1137, 2018.8 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.83.1129>
 - 25) Terazawa, Y., Nishikawa, K., Takeuchi, T., Fujiwara, J., Kishida, A., Konishi, Y., Yamashita, T. and Nishimura, K.: Design procedure for out-of-plane response control of cantilevered RC walls connected by roller supports to metal spatial roof, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.86, No.784, pp.991-1001, 2021.6 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.86.991>
 - 26) The Japan Society of Seismic Isolation: Manual for Design and Construction of Passively-Controlled Buildings 3rd Edition, Daihoh Co., Ltd, 2013 (in Japanese) 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計施工マニュアル第3版，2013
 - 27) Naganuma A.: Introduction to modal analysis, CORONA PUBLISHING CO., LTD., 1993. (in Japanese)
長沼昭男：モード解析入門，コロナ社，1993.
 - 28) Terazawa, Y., Inanaga, S., Matsui, R. and Takeuchi, T.: Seismic Damage Evaluation of Space Frame Roofs of RC Gymnasiums, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.83, No.754, pp.1789-1799, 2018.12 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.83.1789>
 - 29) Terazawa Y. and Takeuchi T.: Optimal damper design strategy for braced structures based on generalized response spectrum analysis., Jpn Archit Rev., 2019:00:1-17., accessed 2020.3.25, <https://doi.org/10.1002/2475-8876.12122>
 - 30) Terazawa, Y., Sano, W. and Takeuchi, T.: Design method of seismically isolated structures based on generalized response spectrum analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.85, No.775, pp.1187-1197, 2020.9 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijs.85.1187>
 - 31) Fujiwara, J., Terazawa, Y., Kishida, A., Nishimura, K., Yamashita, T., Kumagai, T. and Takeuchi, T.: Scaled Shaking Table Tests Simulating the Damage of the School Gymnasium in the 2016 Kumamoto Earthquake, Journal of IASS, Vol.64(2), pp.43-56, 2023. <https://doi.org/10.20898/j.iaass.2023.006>

付録A. 試験体設計時に用いた事前解析モデル

Fig. A1 と Fig.A2 に試験体設計時に用いた事前解析モデルと梁間方向入力に対する卓越固有モードを示す。事前解析モデルでは、支持架構ブレースと屋根面ブレースはトラス要素、他の部材は梁要素でモデル化し、節点には部材自重を含む負担質量を与える。TMDは剛梁で支持された質量としてモデル化した。屋根支承部に対応する支持架構と屋根架構の境界条件としてモデル化した。同モデルでは屋根接合部周辺の屋根部材に剛域を設けておらず、剛域を設けた場合の弾性1次固有周期は約2.0秒となった。

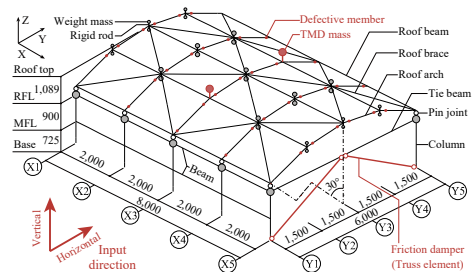


Fig. A1 Numerical model for the design of specimen

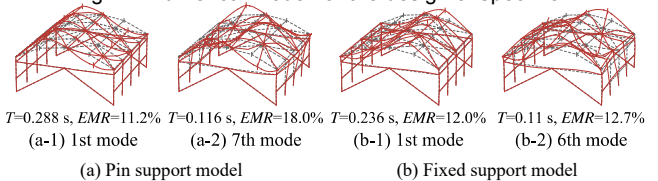


Fig.A2 Predominant mode of the model for the design of specimen