

鉄骨置屋根体育館の各種諸元が
RC 片持架構の構面外応答制御と評価法の適用性に与える影響EFFECT OF DESIGN SPECIFICATIONS OF RC GYMNASIUMS WITH METAL SPATIAL ROOFS ON
RESPONSE CONTROL OF CANTILEVERED RC WALLS AND THE RESPONSE EVALUATION METHOD

寺澤友貴*1, 市橋啓太*2, 竹内 徹*3

Yuki TERAZAWA, Keita ICHIHASHI and Toru TAKEUCHI

This paper investigates the effect of the span of cantilevered RC wall, the in-plane stiffness of the roof, the layout of friction damper support on both the response control of cantilevered RC walls in RC gymnasiums with metal spatial roofs and the proposed response evaluation method. According to the response history analysis results, the proposed method was proved to be available on various RC gymnasiums and the evaluation formula of the column base moment of the cantilevered RC walls was modified following the appropriate moment diagram.

Keywords: Out-of-plane Response, Cantilevered RC Wall, Metal Spatial Roof, Roller Support, Friction Damper, Spatial Structure

構面外応答, RC 片持架構, 鉄骨屋根, 滑り支承, 摩擦ダンパー, 空間構造

1. 序

支承を介して下部 RC 造躯体に鉄骨造屋根が支持される体育館は、鉄骨置屋根体育館¹⁾と呼ばれる。鉄骨置屋根体育館では、アリーナ床から片持で支持される RC 架構(RC 片持架構)が地震時に構面外に振動(構面外応答)すると、鉄骨造屋根を支持する支承部が強制変形を受けて支承部の敷モルタルのひび割れやアンカーボルトの引張降伏が生じ、次に過大な支承部反力を受けて支承部が載る RC 部材の側方破壊、支承部に接続する屋根部材の座屈や破断が生じ、さらには天井材の落下、屋根の陥没、部材の落下などの被害が生じる^{2)~4)}。

RC 片持架構の構面外応答に起因する諸問題について、(a)現象の解明^{5)~7)}、(b)支承部・屋根部材の性能評価^{7)~11)}、(c)RC 片持架構の応答評価^{12)~15)}、(d)有効な新築・改修方法^{16)~19)}に関する研究が精力的に行われてきた。例えば(a)について、成田ら⁵⁾、寺澤ら⁶⁾、渡辺・山下ら⁷⁾は、実在する被災体育館の再現解析から地震被害の原因を詳細に分析した。(b)について、山田ら⁸⁾、伊藤・山下ら¹⁰⁾は、支承部の載荷実験を行い、支承部の性能評価法や適切な支承部収まりを明らかにした。寺澤ら¹¹⁾は、部分模型の載荷実験を行い立体トラスの屋根トラス部材の座屈耐力評価法を提案した。(c)について、成田・稲葉・寺澤ら^{12)~15)}は、各種支承部で鉄骨造屋根に接続される RC 片持架構の応答評価法を提案した。(d)について、成田・寺澤・稲葉ら^{16)~19)}は、エネルギー吸収型支承を用いた制振型改修法を提案し、屋根メーカーにより摩擦ダンパー支承として実用化された²⁰⁾。加藤ら²¹⁾は、曲げ部材や平鋼を挿入する強度型改修法を提案した。

RC 片持架構の構面外応答に起因する諸問題の検定は、保有水平耐力計算法など建築基準法が指定する現行の耐震設計法に未だ含ま

れていない。しかし、体育館は避難施設として災害後も継続使用が求められるため、法規の不足を補う設計法として上述の研究成果を社会に還元する活動^{1), 22)}が行われている。これに対して筆者らは、多くの試行錯誤^{6), 12)~19)}の末に、摩擦ダンパーを含む滑り支承で鉄骨造屋根に接続される RC 片持架構の構面外応答制御設計法¹⁵⁾を提案した。同設計法は、法規・規準類との対応関係を明示しつつ、設計クライテリア、地震荷重、モデル化、設計式の手順を詳細に指定し、実務設計者が利用できるような簡便で直接的な手続きとしている。特にその設計用変位・応力の評価法には、RC 片持架構を棒または板に置換した力学モデルと古典的な連続体の振動理論を採用し、被災体育館の数値解析と振動大実験を通して妥当性が示された。一方で、前報¹⁵⁾では、同評価法について、(1)異なる体育館への適用性は不明、(2)力学モデルは RC 片持架構のみがモデル化され支承部相対変位に与える屋根面内変形の影響は未検証、(3)曲げ降伏時の割線剛性で線形評価される変位・応力と剛性劣化など RC の復元力特性を考慮した数値解析結果との対応関係が未検証、(4)摩擦ダンパーを一部の支承に集中配置する設計への適用性が不明、などの課題が残った。

そこで本研究では、鉄骨置屋根体育館の各種諸元が RC 片持架構の構面外応答制御と上述の評価法の適用性に与える影響を数値解析的に検証する。まず 2 章では想定建物の数値解析概要を述べる。次の 3 章と 4 章では RC 片持架構スパン、屋根半開角、屋根面内剛性、摩擦ダンパー支承配置が RC 片持架構の構面外応答と評価法の適用性に与える影響を分析する。最後の 5 章では正確な RC の復元力特性を考慮した数値解析結果と評価法を比較検証し、摩擦ダンパー導入時の柱脚曲げモーメントの評価法を修正する。

*1 東京工業大学 建築学系 助教・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 教授・博士 (工学)

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

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

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

2. 数値解析概要

2.1 検討対象建物とモデル化の共通事項

Fig.1(a)に検討対象建物の概要を、Table 1に主要部材諸元を示す。検討対象は 1996年に建設された実在する高等学校の鉄骨置屋根体育館¹⁾であり、円形鋼管部材で構成される複層円筒シェル(システムトラス)が支承を介してRC躯体に支持されている。同体育館は、地上4階建てであり、1F~2Fが特殊教室を有する壁付きRCラーメン構造、3F~屋根部が桁行方向(x方向、屋根円筒方向)45.8m、梁間方向(y方向、屋根円筒周方向)34.4mを有する2層吹抜けのアリーナとなっている。また、鉄骨造屋根は4隅と妻面のピン支承と、円筒アーチのスラスト力を解放するように梁間方向に滑動可能なピンローラー支承(滑り支承)で支持されている。2016年熊本地震では、同体育館は、アリーナフロア(3FL)から支持される桁面RC片持架構(Y1, Y6構面)の梁間方向構面外応答により序文に示した地震被害を生じ、筆者らの既往研究^{6), 11), 15), 19)}によりその損傷メカニズムの解明や摩擦ダンパー支承による改修効果の検証が行われてきた。本研究では、同建物を標準的な鉄骨置屋根体育館として一般化して用いる。

Fig.1(b)に数値解析モデル²³⁾の概要を示す。本研究の3章~4章では、筆者らの既往研究⁹⁾と同様に、広範なパラメータ検討を行うために同体育館を簡略化した立体モデルを用いる。下部RC構造では、RC片持架構の構面外応答に影響が小さい特殊教室は省略し、アリーナ床の該当節点は回転を固定して簡易的な剛床⁹⁾とする。柱梁のRC部材は曲げ降伏時の割線剛性に相当する劣化剛性 Bilinear型の復元力特性を適用した一次元有限要素でモデル化する⁹⁾。耐震壁はせん断変形が等価な弾性ブレースとしてトラス要素でモデル化する。鉄骨造屋根部では、原設計の複層円筒シェル(Fig.1(a))からグリッド数を半減し、大梁と小梁が屋根支承と妻面柱位置に直接接続されるような単層円筒シェルに簡略化する。Table 2に鉄骨造屋根部のみ卓越固有振動特性の比較を示す。この簡略化においては、滑り支承部変形に寄与する屋根部面内振動モード(Table 2の Swayモード)を正確に再現できるように単層円筒シェル屋根の部材諸元(Table 1(c))を試行錯誤により決定した。Table 2に示すように、単層と複層の屋根モデルの卓越固有振動特性は概ね一致している。単層円筒シェル屋根の大梁 S1, 小梁 S2, 妻面柱 S3は一次元有限要素でモデル化し、水平ブレース B1~B8はトラス要素でモデル化する。また屋根部材は全て弾性を維持するものとする。支承部はxyz各並進方向の長さのないバネ要素としてモデル化し、ピン挙動を示す方向は支承部を固

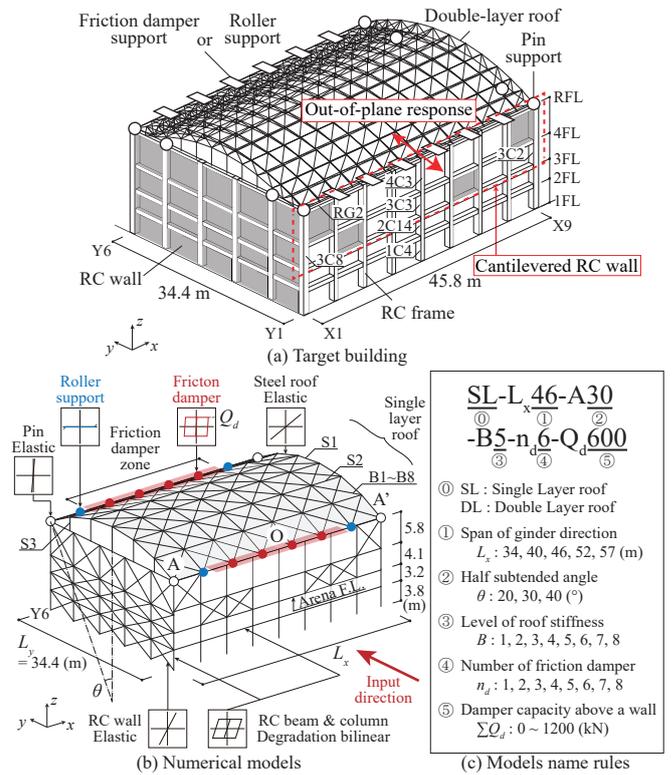


Fig.1 Target building and numerical model

Table 1 Member specifications

No.	(a) RC substructure			(b) Double layer roof member					
	RC section $B \times H$ (mm)	Young's modulus (N/mm^2)	Cracking M_c (kNm)	Yield M_y (kNm)	Yield No.	CHS $D \times t$ (mm)	Upper chord	Lower chord	Web member
RG2	500×1000	21682 $F_c=21$	207	224	D1	60.5×3.2			○
4C3	700×1000		385	932	D2	76.3×3.2			○
3C8	700×1000		367	733	D3	89.1×4.2	○	○	○
3C3	700×1000		424	1043	D4	101.6×4.2	○	○	○
3C2	700×1000		367	733	D5	114.3×4.5	○	○	○
2C14	700×1000		510	1155	D6	139.8×4.5	○	○	
1C4	700×1000		543	1246					
(c) Single layer roof member (B5)									
No.	Section (mm)		Level of roof stiffness	Brace section (mm)	T_{RI} (s)				
Girder S1	H-700×300×13×24		B1	○-21.7×2.0	0.43				
			B2	○-27.2×2.0	0.38				
Beam S2	H-350×175×7×11		B3	○-34.0×2.3	0.32				
			B4	○-42.7×2.3	0.29				
Gable column S3	H-200×200×8×12		B5 (Base model)	○-48.6×2.5	0.26				
			B6	○-89.1×2.8	0.17				
Brace B5	○-48.6×2.5		B7	○-139.8×3.6	0.12				
			B8	○-216.3×4.5	0.09				
(d) Single layer roof member ($L_x = 46m$)									

Table 2 Comparison of predominant modes between the double-layer roof model and the equivalent single-layer roof model

Mode shape	Double		Single		Double		Single		Double		Single	
	Mode 2	Mode 5	Mode 4	Mode 8	Mode 16	Mode 27	Mode 21	Mode 87	Mode 46	Mode 85		
Number	0.260 s	0.261 s	0.196 s	0.199 s	0.085 s	0.087 s	0.073 s	0.016 s	0.050 s	0.016 s		
Period (s)	20.2 %	29.5 %	3.77 %	3.11 %	1.94 %	2.50 %	0.362 %	1.84 %	0.300 %	1.20 %		
Mass ratio (%)												

定するアンカーボルトのせん断剛性⁹⁾を与え、滑動する方向は十分小さい剛性を与える。摩擦ダンパー支承には、耐力 Q_d 、初期剛性 100 kN/mm 、2次剛性比 $p=0.001$ のBilinear型復元力特性を設定する。この他にモデル各部が負担する節点質量は、屋根部重量 0.55 kN/m^2 、下部構造重量 23.5 kN/m^3 より換算して設定する。なお、上記のRC部材の簡略モデルは実被害との比較から妥当性が確認されている一方、5章では、従来型の復元力特性を考慮したモデルを用いて初期剛性や繰返し剛性劣化挙動がRC片持架構の変位・応力状態に与える影響を別途検証する。

2.2 検討パラメータ

Fig.1(c)に検討パラメータに基づくモデル名称を、Fig.2に摩擦ダンパーの配置例を示す。本研究では、2.1節で述べたモデル($L_x=46 \text{ m}$, $\theta=30^\circ$, B5)を標準として、①桁行方向のRC片持架構スパン L_x (柱間を固定してグリッド数を変動させる)、②屋根部半開角 θ 、③屋根面内剛性レベルB1~B8(Table 1(c))に示す屋根面水平ブレース断面により調整、④片側のRC片持架構に配置する摩擦ダンパー支承数 n_d (配置位置はFig.2に示す通り)、⑤片側のRC片持架構に配置する摩擦ダンパー耐力合計値 ΣQ_d の異なるモデルを作成し、広範なパラメータ検討を行う。ここでRC片持架構スパン L_x はRC片持架構の構面外応答割線周期 T_w と屋根面内振動モード周期 T_{RI} に影響し、屋根部半開角 θ と屋根面内剛性レベルB1~B8は T_{RI} に影響する。後述する通り、RC片持架構の構面外応答に対する屋根面内振動の励起が、滑り支承部変位(両者の相対変位)に与える影響が大きく、本研究では、その割線周期比 $R_{PI} = T_w/T_{RI}$ を比較分析の指標として定義する。3~4章で議論する摩擦ダンパーの無い全てのモデルの固有振動特性はTable 3にまとめて示す通りである。なお、屋根部のみのモデルの静的解析のみで大凡の T_{RI} を推定する方法は付録Aに示す。

2.3 数値解析手法と入力地震動特性

本研究はNewmark β 法($\beta=1/4$)による時刻歴応答解析を用いる。時刻歴応答解析では幾何剛性および大変形を考慮する。比例減衰行列は初期の質量行列と剛性行列に比例するレーリー型とし、1次と2次モードに3%の初期減衰比を設定する。Fig.3に入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。本研究では、前報¹⁵⁾と同様に、保有水平耐力計算法の振動特性係数相当の設計用スペクトルに位相適合した観測5波を入力地震動とする。

2.4 前報¹⁵⁾にて提案したRC片持架構の構面応答評価法

前報¹⁵⁾にて提案したRC片持架構の構面応答評価法を要約する。Fig.4とTable 4に応答評価の力学モデルと諸元を示す。提案手法では、RC片持架構を単位荷重下における歪エネルギーが等価な1本の棒(Fig.4(a))または1枚の板(Fig.4(b))の力学モデルに置換し、この力学モデルに古典的な連続体の振動理論を適用して応答評価する。

まず、RC片持架構の諸元を計算する。アリーナ床から数えて1層目と2層目のRC柱の断面2次モーメント $I_1^{(i)}$, $I_2^{(i)}$ と屋根レベルのRC梁の断面2次モーメント $I_g^{(i)}$ は、該当する長方形断面の断面2次モーメント I_0 、鉄筋による増大率 $\phi^{24)}$ 、曲げ降伏時の剛性低下率 $\alpha_y^{24)}$ を乗じた割線剛性として式(1)で計算し、さらに i 通りRC柱の断面2次モーメントは式(2)で1つの断面2次モーメント $I_c^{(i)}$ に統合する。

$$I_1^{(i)}, I_2^{(i)}, I_g^{(i)} = \alpha_y \phi I_0 \quad (\text{mm}^4) \quad (1)$$

$$I_c^{(i)} = \frac{I_1^{(i)} I_2^{(i)} (h^{(i)})^3}{(I_1^{(i)} - I_2^{(i)}) (h_2^{(i)})^3 + I_2^{(i)} (h^{(i)})^3} \quad (\text{mm}^4) \quad (2)$$

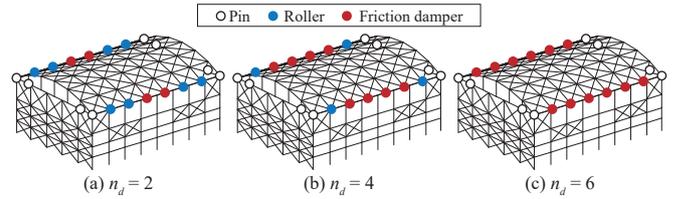


Fig. 2 Friction damper layouts

Table 3 Summary of modal characteristics without friction dampers

Span L_x (m)	Angle θ ($^\circ$)	B	Substructure period T_w (s)	Roof period T_{RI}	
				(s)	Period ratio R_{PI}
34	30	4	0.45	0.33	1.37
				0.30	1.53
				0.25	1.78
				0.23	1.93
				0.18	2.53
				0.13	3.46
				0.09	4.76
				0.07	6.34
40	30	4	0.48	0.38	1.28
				0.34	1.44
				0.28	1.70
				0.26	1.88
				0.24	2.04
				0.15	3.25
				0.11	4.47
				0.08	5.98
46	20	4	0.51	0.41	1.23
				0.37	1.38
				0.31	1.65
				0.27	1.85
				0.25	2.04
				0.16	3.09
				0.12	4.22
				0.09	5.71
	30	4	0.51	0.43	1.19
				0.38	1.33
				0.32	1.58
				0.29	1.77
				0.26	1.94
				0.17	3.05
				0.12	4.16
				0.09	5.58
40	4	0.51	0.45	1.13	
			0.40	1.27	
			0.34	1.50	
			0.31	1.66	
			0.28	1.80	
			0.17	2.99	
			0.13	4.03	
			0.09	5.36	
52	30	4	0.52	0.48	1.10
				0.42	1.24
				0.36	1.48
				0.32	1.65
				0.29	1.82
				0.18	2.92
				0.14	3.88
				0.10	5.22
57	30	4	0.54	0.53	1.02
				0.47	1.15
				0.39	1.37
				0.35	1.54
				0.32	1.70
				0.23	2.31
				0.15	3.63
				0.11	4.89

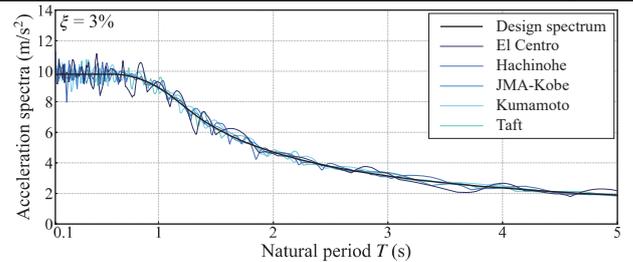


Fig. 3 Acceleration response spectra

ここに i は柱の通り芯番号、 j は梁の通し番号、 $h_1^{(i)}$ は i 通り1層の階高、 $h_2^{(i)}$ は i 通り2層の階高、 $h^{(i)}=h_1^{(i)}+h_2^{(i)}$ である。

次に応答評価に用いる等価棒と等価板の諸元を計算する。RC片持架構を代表する柱の等価断面2次モーメント I_{ceq} 、梁の等価断面2次モーメント I_{geq} 、柱の代表高さ h_c 、梁の代表高さ h_g は式(3)~式(6)で計算し、さらに等価棒の断面2次モーメント I_c^{center} と質量 m_c 、等価板の曲げ剛性 D_x と D_y と質量 m_w は式(7)~式(11)で計算する。

$$I_{ceq} = I_c^{(i)} \text{の平均値} \quad (\text{mm}^4) \quad (3)$$

$$I_{geq} = I_g^{(i)} \text{の平均値} \quad (\text{mm}^4) \quad (4)$$

$$h_c = h^{(i)} \text{の最大値} \quad (\text{mm}) \quad (5)$$

$$h_g = h_2^{(i)} \text{の平均値} \quad (\text{mm}) \quad (6)$$

$$I_c^{center} = \text{RC 片持架構中央に最も近い } I_c^{(i)} \quad (\text{mm}^4) \quad (7)$$

$$m_c = \text{柱の負担幅 } l_c \text{ (両側半スパン和) の全負担質量} \quad (\text{kg}) \quad (8)$$

$$D_x = EI_{ceq}(n_c+1) / L \quad (\text{Nmm}) \quad (9)$$

$$D_y = EI_{geq} / h_g \quad (\text{Nmm}) \quad (10)$$

$$m_w = \text{アリーナ床梁と境界柱より内側の全負担質量} \quad (\text{kg}) \quad (11)$$

ここに n_c は境界柱を除いた柱の通り総数, E はコンクリートのヤング率²⁴⁾, L は RC 片持架構全体の幅(本研究では L_x)である。

最後に構面外応答を評価する。滑り支承のピーク相対変位 u_l と RC 片持架構の柱脚曲げモーメント M_l は式(12)~式(15)で計算する。地震荷重 S_A は保有水平耐力計算法相当の式(16)を用いる。式(12)~式(15)は、連続体の振動方程式に所定の境界条件を満足する形状関数を定め、応答スペクトル法を適用して導出できる¹⁵⁾。 q と q_p は板の固有値解析から決定される係数であり、図表¹⁵⁾から読み取る形式で与え、棒と板の支承部相対変位が等価となる $q=0.409$ を力学モデルの場合分けの閾値としている。なお、式(12)の 1.2 は安全率である。

$$u_l = u_{l0} = 1.2 \times \begin{cases} 2.066 S_A / \omega_w^2 & (q > 0.409) \\ 1.566 S_A / \omega_c^2 & (q \leq 0.409) \end{cases} \quad (\text{mm}) \quad (12)$$

$$M_l = M_{l0} = \begin{cases} 7.265 D_x I_c S_A / (h_c^2 \omega_w^2) & (q > 0.409) \\ 5.506 E I_c^{center} S_A / (h_c^2 \omega_c^2) & (q \leq 0.409) \end{cases} \quad (\text{Nmm}) \quad (13)$$

$$\omega_w = 312 q \sqrt{D_x L / (m_w h_c^3)} \quad (\text{rad/s}) \quad (14)$$

$$\omega_c = 111 \sqrt{E I_c^{center} / (m_c h_c^3)} \quad (\text{rad/s}) \quad (15)$$

$$S_A = Z \cdot R_f \cdot C_0 \cdot g = 9.81 \cdot Z \cdot R_f \quad (\text{m/s}^2) \quad (16)$$

ここに Z は地域係数, R_f は振動特性係数, C_0 は標準せん断力係数($C_0=1.0$), g は重力加速度である。本研究では $S_A=9.81 \text{m/s}^2=1g$ となる。

さらに摩擦ダンパー支承を導入して RC 片持架構の構面外応答制御を行う場合では、滑り支承 1 台辺りの必要ダンパー耐力 Q_d は、滑り支承部のルーズホール長さ δ_l (本研究で検討する被災体育館では $\pm 50 \text{mm}$), 必要応答低減率 R_d , 代表台数 n , 希望する摩擦ダンパー支承部数 n_d と代表剛性 K_{eq} より式(17)~式(20)で計算し、応答低減後の u_l と M_l は式(21)~式(23)で計算する。式(17)は、ある摩擦ダンパー耐力合計値 ΣQ_d を与えたときの、等価線形化法の収斂計算で評価される応答低減率 R_d の多項式近似式である。実際の設計では、 δ_l と R_d と n_d は実務者が任意に設定する値である。なお、前報¹⁵⁾における設計クライテリアは $u_l \leq \delta_l$ かつ $M_l \leq M_y$ としていた。

$$Q_d = n K_{eq} u_{l0} (-0.279 R_d^3 + 0.653 R_d^2 - 0.725 R_d + 0.351) / n_d \quad (\text{N}) \quad (17)$$

$$R_d \leq \delta_l / u_{l0} \quad (\text{無次元}) \quad (18)$$

$$n = \begin{cases} 1 & (q > 0.409) \\ n_c & (q \leq 0.409) \end{cases} \quad (\text{台}) \quad (19)$$

$$K_{eq} = \begin{cases} 4.23 \times 10^{-4} m_w \omega_w^2 & (q > 0.409) \\ 6.13 \times 10^{-4} m_c \omega_c^2 & (q \leq 0.409) \end{cases} \quad (\text{N/mm}) \quad (20)$$

$$u_l = R_d u_{l0} \quad (\text{mm}) \quad (21)$$

$$M_l = \max \{ R_d M_{l0}, M_{lp} \} \quad (\text{Nmm}) \quad (22)$$

$$M_{lp} = \begin{cases} 4.798 M_{l0} (q^2 / q_p^2) & (q > 0.409) \\ 0.248 M_{l0} & (q \leq 0.409) \end{cases} \quad (\text{Nmm}) \quad (23)$$

以上に示すように、支承部相対変位は屋根を剛と考え RC 片持架構柱頭部の変位で評価され、屋根部面内変形の影響が含まれていない。これは、筆者らが屋根部を考慮した応答評価法^{13), 16), 18)}も検討したことはあるものの、実務設計者を含む有識者から、手続きが複雑過ぎる、多種多様な屋根の架構形式への汎用性を証明することが難

Table 4 Summary of the out-of-plane response evaluation results

(a) Specifications of the equivalent single beam model or equivalent single plate model

L_x (m)	L (mm)	h_c (mm)	h_g (mm)	E (N/mm ²)	I_{ceq} (mm ⁴)	I_{geq} (mm ⁴)	I_c^{center} (mm ⁴)	D_x (Nmm)	D_y (Nmm)	m_w (kg)	m_c (kg)	q	q_p	ω (rad/s)	u_{l0} (mm)	M_{l0} (kNm)	M_{lp} (kNm)	R_d	n_c	K_{eq} (N/mm)	ΣQ_d (kN)
34	34310	9850	5750	21682	1.67E+10	1.12E+10	1.67E+10	6.32E+10	4.23E+10	252500	45465	0.456	1.607	13.5	133.3	1462.8	566.1	0.375	5	19472	405
40	40060				1.67E+10	1.12E+10	1.67E+10	6.32E+10	4.23E+10	294500	45465	0.427	1.588	12.6	152.2	1616.0	560.5	0.328	6	19884	525
46	45810				1.67E+10	1.12E+10	1.67E+10	6.32E+10	4.23E+10	331834	45465	0.409	1.576	10.1	178.9	1960.5	486.2	0.279	7	2868	695
52	51560				1.67E+10	1.12E+10	1.67E+10	6.32E+10	4.23E+10	378500	45465	0.397	1.568	10.1	178.9	1922.4	476.8	0.279	8	2868	794
57	57310				1.67E+10	1.12E+10	1.67E+10	6.32E+10	4.23E+10	420500	45465	0.389	1.563	10.1	178.9	1960.8	486.3	0.279	9	2868	893

(b) Member specification of the target building ($L_x=46\text{m}$, $\theta=30^\circ$, $B5$)

	X coord. (mm)	$h_1^{(i)}$ (mm)	$h_2^{(i)}$ (mm)	Section (mm)	I_0 (mm ⁴)	α_y	φ	$I_1^{(i)}$ (mm ⁴)	$I_2^{(i)}$ (mm ⁴)	$I_g^{(i)}$ (mm ⁴)
	3C3	5960		1000×700	5.83E+10	0.239	1.171	1.63E+10		
	3C3	11710		1000×700	5.83E+10	0.239	1.171	1.63E+10		
	3C3	17460		1000×700	5.83E+10	0.240	1.171	1.64E+10		
	3C3	23210		1000×700	5.83E+10	0.240	1.171	1.64E+10		
	3C3	28960		1000×700	5.83E+10	0.239	1.171	1.63E+10		
	3C3	34710		1000×700	5.83E+10	0.239	1.171	1.64E+10		
	3C3	40460		1000×700	5.83E+10	0.238	1.171	1.63E+10		
	4C2	5960		1000×700	5.83E+10	0.281	1.114		1.82E+10	
	4C3	11710		1000×700	5.83E+10	0.282	1.114		1.83E+10	
	4C4	17460		1000×700	5.83E+10	0.282	1.114		1.83E+10	
	4C3	23210		1000×700	5.83E+10	0.282	1.114		1.83E+10	
	4C4	28960		1000×700	5.83E+10	0.282	1.114		1.83E+10	
	4C3	34710		1000×700	5.83E+10	0.282	1.114		1.83E+10	
	4C2	40460		1000×700	5.83E+10	0.280	1.114		1.82E+10	
	RG2			1000×500	4.17E+10	0.272	1.061			1.20E+10
	RG3			1000×500	4.17E+10	0.251	1.061			1.11E+10
	RG2			1000×500	4.17E+10	0.251	1.061			1.11E+10
	RG3			1000×500	4.17E+10	0.251	1.061			1.11E+10
	RG2			1000×500	4.17E+10	0.251	1.061			1.11E+10
	RG3			1000×500	4.17E+10	0.251	1.061			1.11E+10
	RG2			1000×500	4.17E+10	0.251	1.061			1.11E+10
	RG3			1000×500	4.17E+10	0.249	1.061			1.10E+10

Fig. 4 Schematic of the simple evaluation models (Ref. 15))

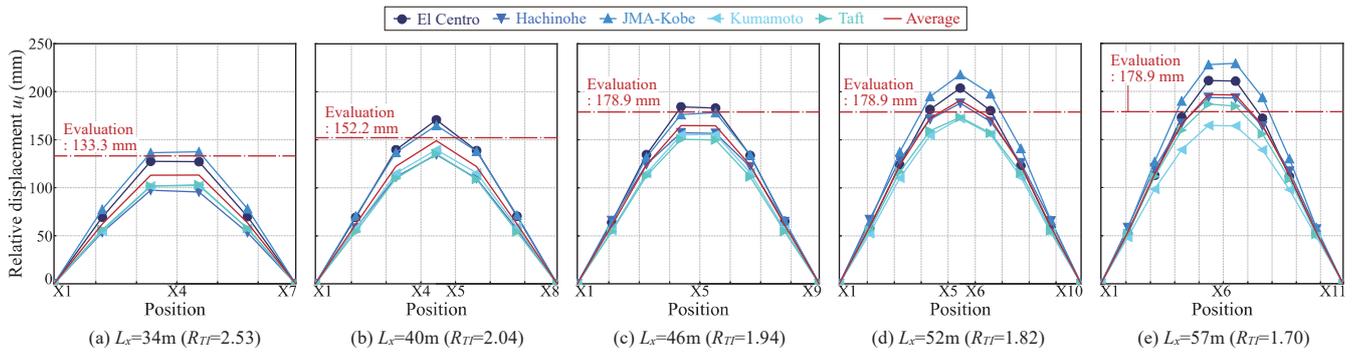


Fig. 5 Maximum relative displacements of roller supports without friction dampers (B5, $\theta=30^\circ$)

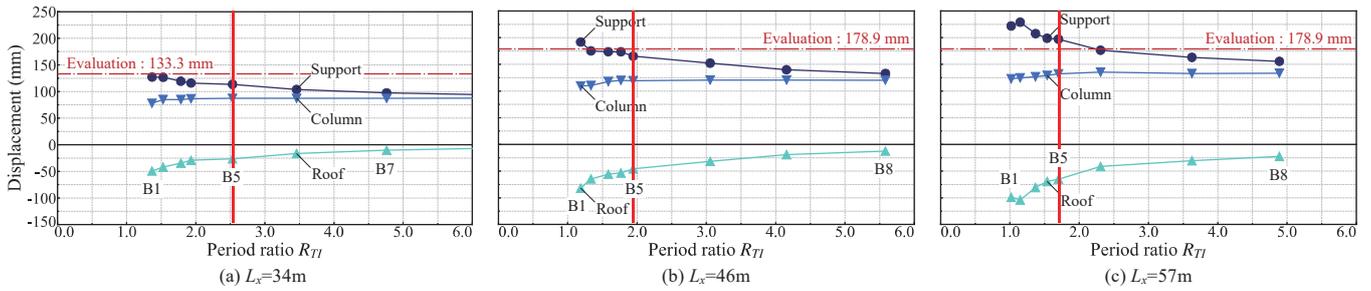


Fig. 6 Peak displacement - R_T relationships without friction dampers ($\theta=30^\circ$)

しいといった意見を受け、明解な手続きで単純に応答評価する方法の構築を意図したからである。本研究では、3~4章で屋根部面内変形が支承部相対変位に与える影響を分析し、提案手法の安全率に補足を設けることを目標とする。また、力学モデルと設計用変位はRC部材の曲げ降伏時の割線剛性(割線周期)で安全側に評価しており、初期剛性や剛性劣化が変位・柱脚曲げモーメントに与える影響は5章にて分析する。

3. 主架構諸元がRC片持架構構面外応答制御と評価法に与える影響

初めに鉄骨造屋根が滑り支承のみで支持される状態について、主架構諸元がRC片持架構の構面外応答制御と2.4節の評価法に与える影響を分析する。Fig. 5に標準的な屋根面内剛性レベルB5を有するモデルの支承部最大相対変位分布をRC片持架構スパン L_x と入力地震動で整理して示す。また、Fig. 6に屋根面内剛性レベルの異なるモデル(B1~B5)について、入力地震動5波の平均応答(Fig. 5のAverage)ピークを生じる支承部のRC片持架構側(Column)と屋根側(Roof)の絶対変位と両者の差分である支承部相対変位(Support)を、RC片持架構の構面外応答に対する屋根面内振動の割線周期比 R_T とRC片持架構スパン L_x で整理して示す。同図らのEvaluationは支承部設計用変位である。なお、Fig. 6におけるRC片持架構側(Column)と屋根側(Roof)の変位符号の逆転は、両者が支承部内で逆位相振動していることを表している。さらに、Fig. 7には標準的なRC片持架構スパン($L_x=46m$)を有するモデルを対象に、屋根部半開角と屋根面内剛性レベルが支承部相対変位に与える影響を示す。

Fig. 5とFig. 6に示すように、割線周期比 R_T が1.0に近づくにつれて、RC片持架構の構面外応答(Column)に対する逆位相の屋根面内振動(Roof)が励起され、結果的に支承部相対変位(Support)が増大する。Table 3にも示すように、RC片持架構スパン L_x と屋根面内剛性レベルは割線周期比 R_T への影響が大きく、この結果は標準よりスパンが大きなRC片持架構や面内剛性が柔らかい鉄骨造屋根(B5→B1)を

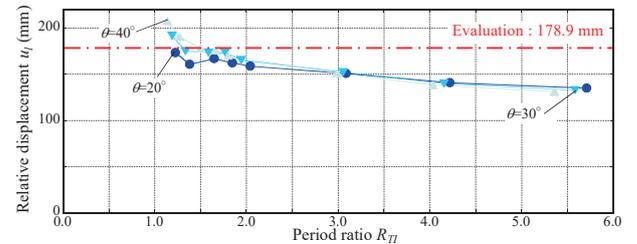


Fig. 7 The effect of half subtended angle on the relative displacement ($L_x=46m$)

採用することがRC片持架構の構面外応答制御の観点で不利(滑り支承部により大きなルーズホール長が求められる)であることを示す。また、変位は周期自身にも影響を受けるため、Table 3やFig. 5, Fig. 6に示すように、RC片持架構と屋根部周期に影響するRC片持架構スパン L_x が大きなモデルほど、全般的に支承部相対変位が大きい傾向にある。一方、Fig. 7に示すように、同じ割線周期比 R_T で比較すると、屋根部半開角が支承部相対変位に与える影響はRC片持架構スパン L_x や屋根面内剛性レベル程大きくないことも分かる。

2.4節で述べたように、提案評価法では、支承部の設計用変位(式(12))はRC片持架構柱頭変位評価値に安全率1.2を乗じて算出している。安全率1.2を除いたRC片持架構柱頭変位の評価値は111.1mm($L_x=34m$)と149.1mm($L_x \geq 46m$)であり、Fig. 6に示すRC片持架構柱頭変位の解析結果(Column)と概ね対応する。この結果はRC片持架構を1枚の棒または1枚の板にモデル化する提案評価法の妥当性を改めて裏付けていると考えられる。さらに、Fig. 6に示すように、安全率1.2を乗じた設計用変位(Evaluation)は、広範な範囲の割線周期比 R_T に対して、支承部相対変位(Support)を安全側に評価できており、この結果は前報¹⁵⁾において入力地震動特性のパラツキを包絡するために設定した安全率が、結果的に支承部相対変位に対する屋根面内変位の影響を包絡していることを示している。ただし、特にRC片持架構スパン $L_x \geq 50m$ かつ割線周期比 $1.0 \leq R_T \leq 1.5$ の範囲では、設計用変位が解析結果を10%以上危険側評価するため、この範囲の安

全率は約 1.5(設計用変位 $1.5 \times 149.1 = 223.6\text{mm}$)必要と考えられる。

4. 摩擦ダンパー支承の配置が構面外応答制御効果に与える影響

4.1 全ての支承部位置に摩擦ダンパー支承を配置する場合

次に全ての支承部位置に摩擦ダンパー支承が配置された状態について、摩擦ダンパー耐力合計値 ΣQ_d と主架構諸元が RC 片持架構の構面外応答制御に与える影響を分析する。Fig. 8 に標準的な RC 片持架構スパン ($L_x=46\text{m}$) を有するモデルを対象に、摩擦ダンパー耐力合計値 ΣQ_d がピーク応答を生じる支承部位置の各種変位に与える影響を屋根面剛性レベルで整理して示す。また、Fig. 9 に支承部相対変位をルーズホール長さ $\pm 50\text{mm}$ に収めるために必要な摩擦ダンパー耐力合計値 ΣQ_d 解析値を、RC 片持架構スパン L_x と屋根部半開角、割線周期比 R_{Tf} で整理して示す。Fig. 8 に示すように、摩擦ダンパー耐

力合計値 ΣQ_d が増大するに連れて、支承部相対変位は 0mm まで低減される一方、RC 片持架構に対する屋根面内変位は逆位相から同位相の振動モード(RC 片持架構と屋根が一体となって建物全体で振動する)に移行する。Fig. 8(a)に示すように、この傾向は屋根面内剛性レベルが低いほど顕著であり、屋根面内振動が同位相に移行すると、RC 片持架構の構面外応答低減は頭打ちとなる。ただし、屋根面内剛性レベルに関わらず、提案評価法の必要 ΣQ_d を導入すれば、支承部相対変位はルーズホール長さ $\pm 50\text{mm}$ 範囲内に十分収まる。また、Fig. 9 に示すように、割線周期比 R_{Tf} によって必要 ΣQ_d 解析値は変動するものの、RC 片持架構スパン L_x や屋根部半開角に関わらず、提案評価法の必要 ΣQ_d は必要 ΣQ_d 解析値を安全側で評価する。

4.2 摩擦ダンパー支承を集約配置する場合

摩擦ダンパー支承は耐力量より台数が導入コストに影響するため、

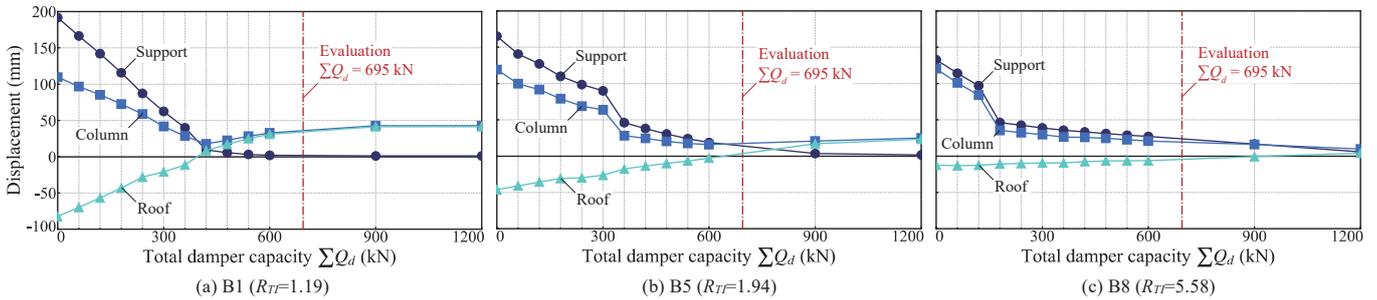


Fig. 8 Peak displacement - ΣQ_d relationships with fully located friction dampers ($L_x=46\text{m}$, $\theta=30^\circ$)

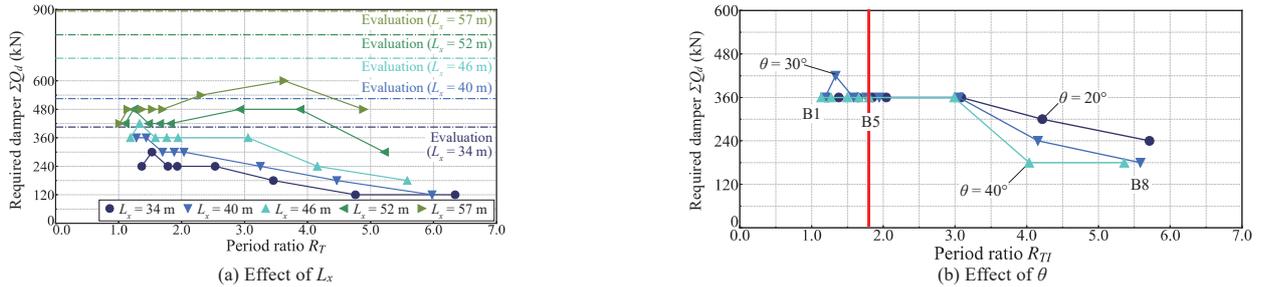


Fig. 9 $\Sigma Q_d - R_{Tf}$ relationships with fully located friction dampers

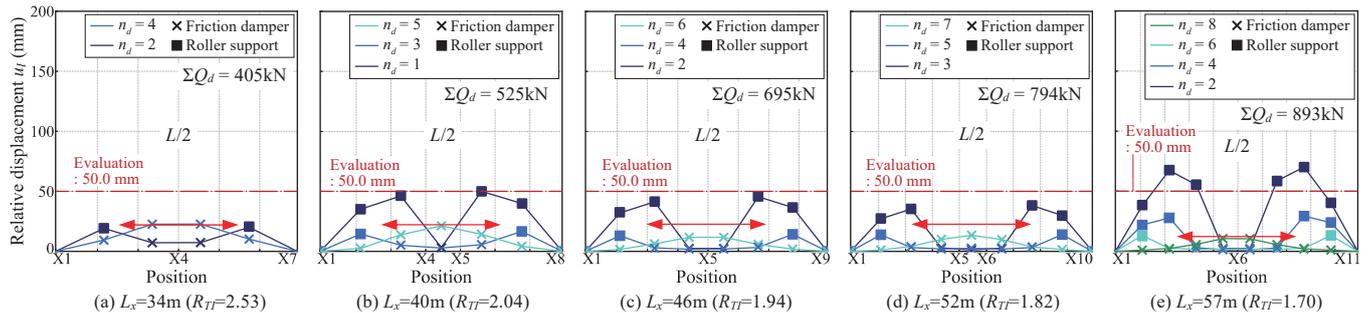


Fig. 10 Maximum relative displacements of roller supports with/without friction dampers (B5, $\theta=30^\circ$)

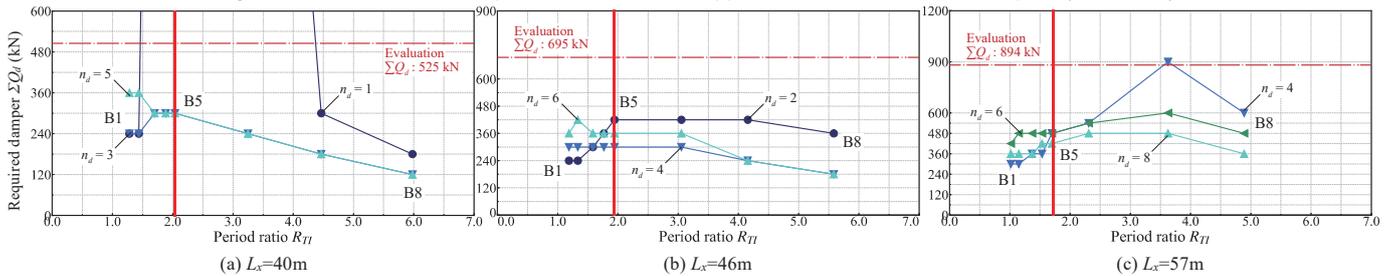


Fig. 11 $\Sigma Q_d - R_{Tf}$ relationships with friction dampers ($\theta=30^\circ$)

実際の設計では導入台数を減らせると望ましい。そこで摩擦ダンパー一支持が集約配置された状態について、摩擦ダンパー耐力合計値 ΣQ_d と主架構諸元が RC 片持架構の構面外応答制御と提案評価法に与える影響を分析する。Fig. 10 に標準的な屋根面内剛性レベル B5 を有するモデルに提案評価法の必要 ΣQ_d を導入したときの支承部最大相対変位分布(入力地震動 5 波平均)を、RC 片持架構スパン L_x と摩擦ダンパー一支持台数 n_d で整理して示す。同図の X マーカーは摩擦ダンパー一支持、■ マーカーは滑り一支持を示す。Fig.2 に示すように、摩擦ダンパーはより大きな構面外応答変位を受ける RC 片持架構中央に優先して配置するものとする。また、Fig. 11 に摩擦ダンパー一支持台数 n_d に対する必要 ΣQ_d 解析値を割線周期比 R_T 、RC 片持架構スパン L_x で整理して示す。Fig. 10 に示すように、 L_x や R_T に関わらず、摩擦ダンパーを集約配置しても支承部相対変位はルーズホール内に収めることが可能である。ただし、Fig. 10 と Fig. 11 に示すように、摩擦ダンパーを集約配置すると、摩擦ダンパーの無い滑り一支持への変形集中が起こり、 R_T に対して必要 ΣQ_d 解析値が提案評価法の必要 ΣQ_d を特異的に上回り、支承部相対変位を設計クライテリアに収めるためには相当大きな ΣQ_d が要求されるため、提案評価法を用いて摩擦ダンパー一支持の集約配置を検討する場合は、RC 片持架構中央から $L/2$ の範囲には摩擦ダンパーを配置する必要がある。

5. RC の復元力特性を考慮した RC 片持架構の構面外応答の検証

3-4 章では、提案評価法と同様な曲げ降伏時の割線剛性を RC 部材に設定した簡略モデルを用いて各種諸元が RC 片持架構の構面外応答制御と提案評価法の適用性に与える影響を検証した。続いて 5 章では、RC 部材に従来型の復元力特性を設定した詳細モデルを用いて、RC 部材の初期剛性や剛性劣化が各種の変位応答や RC 片持架構柱脚曲げモーメントに与える影響を分析する。

5.1 解析概要

Fig. 12 に 5 章の解析モデルを示す。5 章では、Fig.1(a)に示す標準的な鉄骨置屋根体育館($L_x=46m$, 複層円筒シェル屋根)のみを検討対象とする。RC 部材は材端に単純な塑性回転バネを有する梁要素と

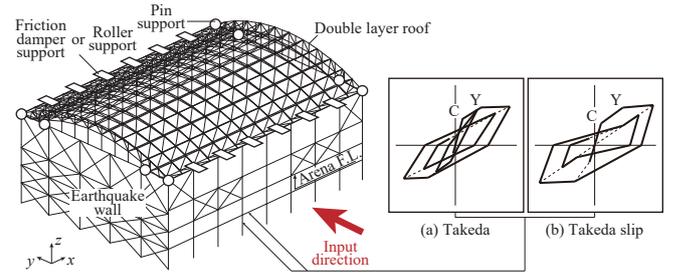


Fig. 12 Numerical model in Section 5 ($L_x=46m$)

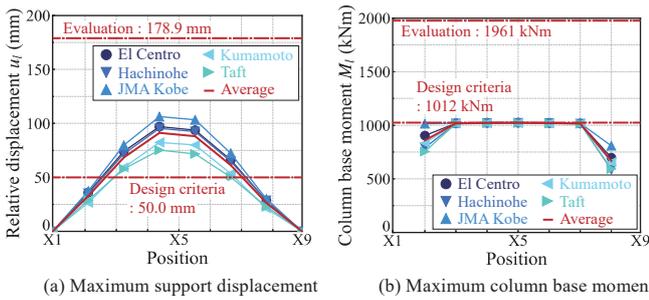


Fig. 13 Summary of seismic responses without friction dampers ($L_x = 45m$, B5, $\theta=30^\circ$, Takeda RC hysteresis)

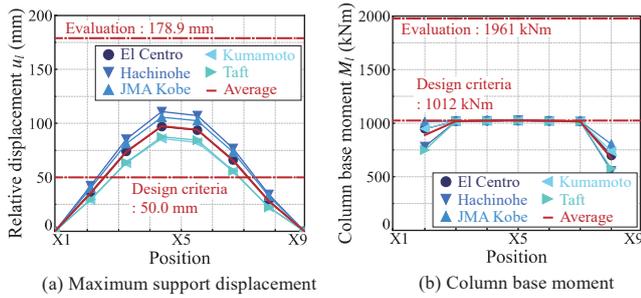
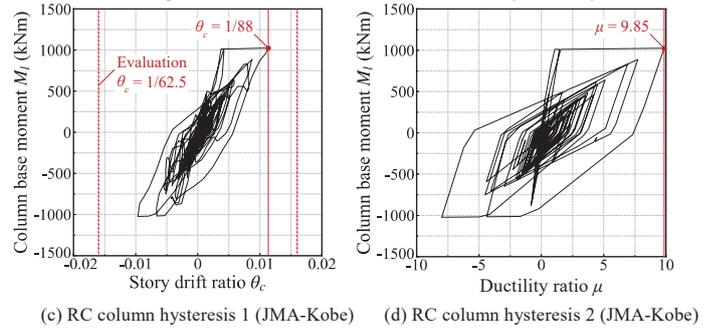


Fig. 14 Summary of seismic responses without friction dampers ($L_x = 45m$, B5, $\theta=30^\circ$, Takeda-slip RC hysteresis)

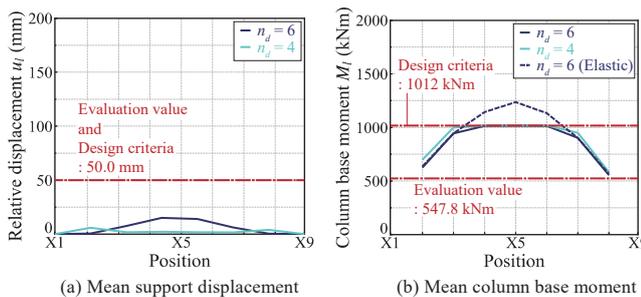
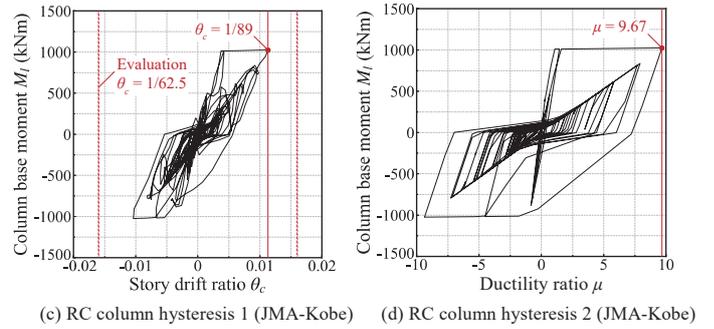
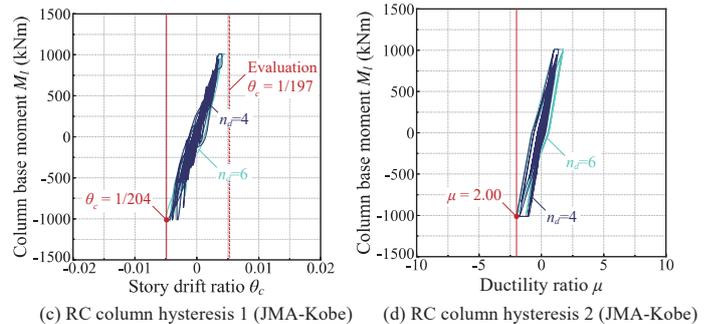


Fig. 15 Summary of seismic responses with friction dampers ($L_x = 45m$, B5, $\theta=30^\circ$, Takeda RC hysteresis)



してモデル化し、断面諸元は Table 1(a)の通りとする。鉄骨置屋根体育館を想定した片持 RC 長柱の実験結果²⁵⁾を参考に、この塑性回転バネには武田モデル(Fig. 1(a))を設定するが、スリップ挙動が生じる場合を想定して武田スリップモデルも比較する。摩擦ダンパー支承には提案評価法による必要 $\Sigma Q_d=695\text{kN}$ を与える。その他のモデル化の条件は 2 章と同様とする。数値解析には SNAP²⁶⁾を用いた。

5.2 解析結果

Fig. 13~Fig.15 に支承部最大相対変位分布、RC 片持架構の柱脚曲げモーメント分布、RC 片持架構の柱脚曲げモーメント-柱頭変形角関係(柱頭変位を RC 片持架構高さ h_c で除した変形角)、RC 片持架構の柱脚曲げモーメント-部材塑性率関係を示す。Fig.13 と Fig.14 は滑り支承のみを配置した場合の解析結果、Fig. 15 は摩擦ダンパー支承を配置した場合の解析結果($n_d=6$ が全配置, $n_d=4$ が集約配置)である。

滑り支承のみ配置した場合の変位応答では、RC 部材の繰返しの剛性劣化より初期剛性の影響が大きく、支承部相対変位(Fig. 13(a)と Fig. 14(a))は曲げ降伏時割線剛性を適用した解析結果(Fig.5(c))と評価値(Evaluation)を下回り、提案評価法による設計用変位・応力は支承部相対変位と柱脚部曲げモーメント(Fig. 13(b)と Fig. 14(b))を安全側で評価できることが示された。また、Fig. 13(c)(d)と Fig. 14(c)(d)に示すように、スリップ挙動の有無が RC 片持架構の構面外応答の最大値に与える影響は大きくないことも示された。

Fig. 15(a)に示すように、RC 部材の正確な復元力特性を考慮した場合でも、支承部相対変位は摩擦ダンパー支承によりルーズホール長さ $\pm 50\text{mm}$ (設計用クライテリア)範囲まで低減する結果となった。一方、Fig. 15(b)(c)(d)に示すように、RC 柱脚部の荷重変形関係は剛性劣化も殆どなく、耐震診断基準²⁷⁾に示される内法高さの高い曲げ柱の弾性範囲内(層間変形角 $1/150\text{rad}$)にあるものの、柱脚曲げモーメントは降伏し、摩擦ダンパー導入時の設計用応力は解析結果を危険側評価する。この危険側評価の原因は、提案評価法では屋根部を剛な境界条件(水平移動しないピン支点)と想定して応答低減後の柱脚曲げモーメントの下限値を評価するが、4.1 節の Fig. 8(a)の例に示すように、実際の屋根部は剛ではなく、支承部相対変位が十分低減された後も RC 片持架構は屋根部と一体で水平振動するためである。

5.3 摩擦ダンパー支承導入時の柱脚曲げモーメント評価法の修正

ピーク応答を生じる片持 RC 柱の曲げモーメント分布の分析に基づいた評価法の修正を試みる。まず、 $L_x=46\text{m}$ の RC 片持架構に適用される棒モデルの曲げモーメント M は、境界条件に対応した形状関数 $w(x)$ と無次元化振動数 λ (固定端-自由端 : 1.875, 固定端-ピン端 : 3.927), 刺激係数 Γ_c , 固有円振動数 ω , 曲げ剛性 EL_c , 地震荷重 S_d より式(24)~式(28)で計算される。

$$w_f(x) = +(\cos\lambda + \cosh\lambda)(\sin\lambda x/h_c - \sinh\lambda x/h_c) - (\sin\lambda + \sinh\lambda)(\cos\lambda x/h_c - \cosh\lambda x/h_c) \quad \text{※固定端-自由端} \quad (24)$$

$$w_p(x) = -(\cos\lambda + \cosh\lambda)(\cos\lambda x/h_c - \cosh\lambda x/h_c) + (\sin\lambda + \sinh\lambda)(\sin\lambda x/h_c - \sinh\lambda x/h_c) \quad \text{※固定端-ピン端} \quad (25)$$

$$\Gamma_c = \int_0^h w(x) dx / \int_0^h (w(x))^2 dx \quad \text{※定数となる} \quad (26)$$

$$\omega = \left(\frac{\lambda}{h_c}\right)^2 \sqrt{\frac{EL_c}{m_c h_c^3}} = \lambda^2 \omega_0 \quad (27)$$

$$M = \Gamma_c EI_c \frac{S_d}{\omega^2} \frac{d^2 w(x)}{dx^2} = \frac{\Gamma_c EI_c S_d}{\lambda^4 \omega_0^2} \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad (28)$$

Fig. 16 に曲げモーメント分布の解析結果を、Fig. 17 に提案評価法の曲げモーメント分布を示す。Fig.16(a)と Fig.17(a)の比較に示すよ

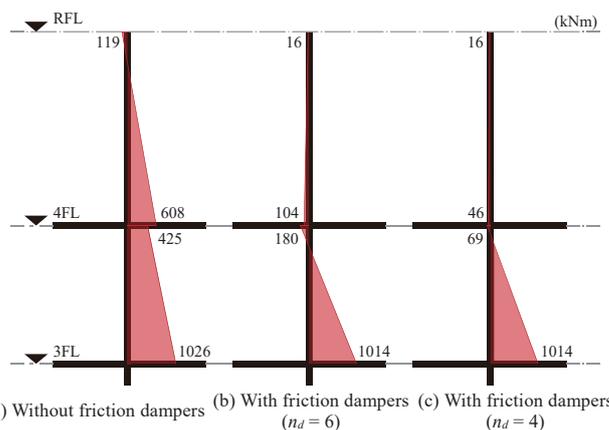


Fig. 16 Peak moment diagram ($L_x=46\text{m}$, B5, $\theta=30^\circ$, JMA-Kobe)

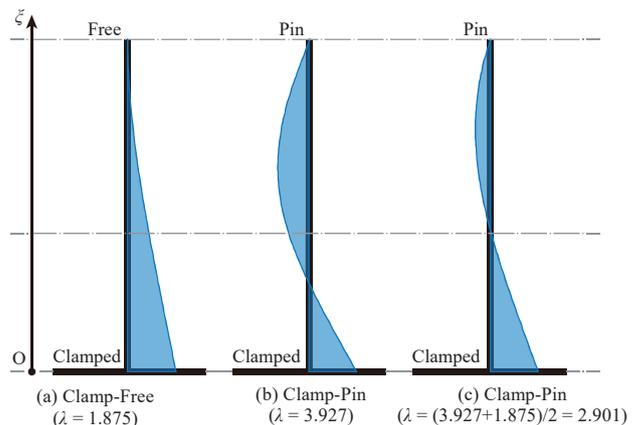


Fig. 17 Moment diagram by shape functions

うに、滑り支承時の片持 RC 柱の曲げモーメント分布形状の解析結果は提案評価法の力学モデル上の想定(固定端-自由端)と一致しており、柱脚曲げモーメント評価値は解析値を安全側で捉えられている。しかし、Fig. 16(b)(c)と Fig. 17(b)の比較に示すように、摩擦ダンパー支承時の曲げモーメント分布の解析結果は、力学モデルが想定する固定端-ピン端の曲げモーメント分布形状と概ね対応するものの、柱頭が屋根に従って水平移動できる分だけ反曲点位置が高く、Fig. 17(c)に示すように、無次元化振動数は固定端-自由端(Fig. 17(a))と固定端-ピン端(Fig. 17(b))の概ね中間($\lambda = (3.927+1.875)/2 = 2.901$)であることが分かる。この時の柱脚曲げモーメント M_{lcp} は、固定端-ピン端の形状関数 w_p と上記の $\lambda=2.901$ より式(29)で計算される。この評価値は 1235kNm となり、RC 部材の復元力特性を弾性とした場合の解析結果(Fig. 15(b)の Elastic)と対応する。

$$M_{lcp} = \frac{\Gamma_c EI_c S_d}{\lambda^4 \omega_0^2} \frac{d^2 w_p(x)}{dx^2} \Big|_{x=0} = 0.630 M_{l0} \quad (29)$$

同様に板モデルの曲げモーメント M_{hvp} は、桁行方向の形状関数 $w_c(y)$, 刺激係数 Γ_w より式(30)~式(32)で計算される。特に Table 4(a)に示す $L_x=46\text{m}$ の場合では、 M_{hvp} は $0.613 M_{l0}$ となり棒モデルと同等となる。

$$w_c(y) = +(\cos\lambda - \cosh\lambda)(\cos\lambda y/L - \cosh\lambda y/L) + (\sin\lambda + \sinh\lambda)(\sin\lambda y/L - \sinh\lambda y/L) \quad \text{※固定端-固定端} \quad (30)$$

$$\Gamma_w = \int_0^L \int_0^h w_c(x, y) dx dy / \int_0^L \int_0^h (w_c(x, y))^2 dx dy = 0.00213 \quad (31)$$

$$M_{hvp} = \Gamma_w D_x I_c \frac{S_d}{\omega} \frac{\partial^2 w_c(x, y)}{\partial x^2} \Big|_{x, y=0, 0.5L} = 3.612 \left(\frac{2q}{q+q_p}\right)^2 M_{l0} \quad (32)$$

以上より、摩擦ダンパー支承時の柱脚曲げモーメントは式(23)から式(33)に修正する。

$$M_{lp} = \begin{cases} 3.612\{2q/(q+q_p)\}^2 M_{l0} & (q > 0.409) \\ 0.630M_{l0} & (q \leq 0.409) \end{cases} \quad (\text{Nmm}) \quad (33)$$

6. 結

本論の検討範囲で得られた結論を以下に示す。

- 1) RC 片持架構スパン L_x と屋根面内剛性により各々の周期が近接(割線周期比 $R_T \rightarrow 1.0$)すると、RC 片持架構の構面外応答に対して逆位相の屋根面内振動が励起されるため支承部相対変位は増大する。提案評価法による RC 片持架構柱頭変位の評価値は解析結果と概ね対応し、同変位に安全率 1.2 を乗じた支承部設計用変位は広範な R_T 範囲において入力地震動のパラッキだけでなく屋根面内変位の影響も安全側で評価する。ただし、 $L_x \geq 50\text{m}$ かつ割線周期比 $1.0 \leq R_T \leq 1.5$ の範囲では、設計用変位が解析結果を 10%以上危険側評価するため、この範囲の安全率は約 1.5 必要である。
 - 2) 摩擦ダンパー支承の耐力合計値 ΣQ_d に比例して支承部相対変位は 0mm まで低減される一方、RC 片持架構に対する屋根面内振動は逆位相から同位相に移りし、RC 片持架構柱頭変位の応答低減は頭打ちとなる。ルーズホール範囲に支承部相対変位を収めるための必要 ΣQ_d 評価値は、RC 片持架構スパン L_x や割線周期比 R_T に関係なく必要 ΣQ_d 解析値を安全側で評価する。摩擦ダンパー支承は一部の支承位置に集約して配置しても支承部相対変位は設計クライテリアを満たすまで応答低減できるが、提案評価法を用いて摩擦ダンパー支承の集約配置を検討する場合では RC 片持架構中央から $L/2$ の範囲に摩擦ダンパー支承を配置する必要がある。
 - 3) RC 部材の曲げ降伏時の割線剛性で評価した支承部設計用変位は、RC 部材の初期剛性や繰返し時の剛性劣化を考慮した解析結果を安全側で評価する。また、RC 部材のスリップ挙動の有無が RC 片持架構の構面外応答に与える影響は大きくない。
 - 4) 提案評価法では屋根部を水平移動しないピン支点と仮定して摩擦ダンパー導入時の RC 片持架構の柱脚曲げモーメントを評価しているが、実際には摩擦ダンパー導入後も RC 片持架構は屋根部と一体で水平振動するため、柱脚曲げモーメント評価値は解析値を危険側で評価した。同様な場合の RC 片持架構の曲げモーメント分布形状は、固定端-自由端と固定端-ピン端の中間的な性状であり、同様な曲げモーメント分布を仮定した修正評価値は解析結果と概ね対応する。
- なお、以上の数値解析結果と評価法の修正より、RC 片持架構の構面外応答制御設計法¹⁵⁾の設計クライテリアは、支承部相対変位がルーズホール範囲内に収まる($u_i \leq \delta$)かつ、RC 片持架構の柱脚曲げモーメントが降伏曲げモーメント以下($M_i \leq M_{yi}$)または柱頭層間変形角 $u_i/h_c \leq 1/150\text{rad}$.²⁷⁾が適当と考えられる。

謝辞

本研究は一部に JSPS 基盤研究(A)(No.21H04581)の助成を頂きました。工学院大学 山下哲郎博士、明治大学 熊谷智彦博士、東京工業大学 西村康志郎博士、防災科学技術研究所 藤原淳博士にご助言頂きました。ここに記して皆様にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) Institute for Sophisticating Technique of Construction in Japan: Concepts for Seismic Diagnosis and Retrofit of Steel Roofs with RC Substructures, Gihodo

shuppan, 2015.9 (in Japanese)

日本建設技術高度化機構：鉄骨置屋根構造の耐震診断・改修の考え方、技報堂出版、2015.9

- 2) AIJ: Report on the Hanshin-Awaji earthquake disaster, Building series volume 3, 1997.11 (in Japanese)
日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編 3, 1997.11
- 3) AIJ: Report on the Great East Japan earthquake disaster, Building series volume 3, 2014.9 (in Japanese)
日本建築学会：東日本大震災合同調査報告 建築編 3, 2014.9
- 4) AIJ: Report on the 2016 Kumamoto earthquake, 2018.6 (in Japanese)
日本建築学会：2016年熊本地震被害報告, 2018.6
- 5) Narita, K., Takeuchi, T. and Matsui, R.: Seismic performance of school gymnasium with steel roofs supported by RC wall frames, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.693, pp.1895-1904, 2013.11 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aajs.78.1895>
- 6) 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/aajs.83.1789>
- 7) Watanabe, S. and Yamashita, T.: Earthquake response analysis of steel roof gymnasiums considering nonlinear restoring force characteristics of lower structure and roof bearings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.85, No.768, pp.209-218, 2020.2 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aajs.85.209>
- 8) Ymada, S., Shimada, Y., Tomatsu, K., Shirai, Y., Matsumoto, Y., Hasegawa, T., Mukai, T. and Takeuchi, T.: Cyclic loading tests of connection between RC frame and steel roof -study of connection between RC frame and steel roof part 1-, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.79, No.705, pp.1687-1697, 2014.11 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aajs.79.1687>
- 9) Shimada, Y., Yamada, S., Kishiki, S., Hasegawa, T. and Takeuchi, T.: Method of reinforcement for joints between steel roofs and RC columns in existing building, Engineering Structures, Vol.209, pp.1-12, 2020.4 <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110255>
- 10) Ito, K., Yamashita, T. and Watanabe, S.: Cyclic shear loading test and strength evaluation on roof bearings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.84, No.759, pp.649-657, 2019.5 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aajs.84.649>
- 11) Terazawa, Y., Kishizawa, R., Takeuchi, T., Kumagai, T. and Cao, M.: Member global buckling strength estimation of spatial truss roof with semi-rigid joints considering boundary conditions, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.86, No.786, pp.1235-1246, 2021.8 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aajs.86.1235>
- 12) Narita, K., Takeuchi, T. and Matsui, R.: Seismic response evaluation of cantilevered RC wall frames in school gymnasium with steel roofs, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.80, No.708, pp.273-283, 2015.2 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aajs.80.273>
- 13) Narita, K., Takeuchi, T. and Matsui, R.: Seismic response evaluation and design method of steel roof bearings in school gymnasium with cantilevered RC wall frames, AIJ Journal of Technology and Design, Volume. 22, Issue 50, pp.41-46, 2016. (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aijt.22.41>
- 14) 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/aajs.83.1263>
- 15) 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/aajs.86.991>
- 16) Narita, K., Terazawa, Y., Matsui, R. and Takeuchi, T.: Response control of cantilevered RC walls in gymnasium 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

17) 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

18) 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

19) Terazawa, Y., Kishizawa, R. and Takeuchi, T.: Comparison of Seismic Damage Design Criteria of Space Frame Roofs Supported by RC Substructures, Steel Construction Engineering, Vol.27, No.107, pp.51-60, 2020.9 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/jssc.27.107_51

20) Watanuki, Y., Sawaki, S., Kurata, T., Iwamoto, Y., Nishimoto, K and Konishi Y.: Application of energy-dissipation roof bearings with friction dampers – Part 1 Overview and design case -, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure 1, pp.883-884, 2018.7 (in Japanese)
綿貫雄太, 澤木俊治, 倉田高志, 岩本雄一, 西本晃治, 小西克尚: 摩擦ダンパーによるエネルギー吸収支承の実施例 その1 エネルギー吸収支承の概要と設計事例, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.883-884, 2018.7

21) Kato, S., Deguchi, T. and Nakazawa, S.: Proposal of new system of steel supports for space frames and its proof of effectiveness for refraining from damage due to earthquake - a case study of a roof supported by reinforced frames as a substructure -, Research Paper on Membrane Structures, No.32, pp.29-46, 2018. (In Japanese)

22) 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

23) 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., https://doi.org/10.1002/2475-8876.12122, accessed 2020.12.08 (参照 2020.12.08)

24) AIJ: AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforce Concrete Structures, 2018.12 (in Japanese)
日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2018.12

25) Yamashita, T., Yamane, K., Nishimura, K., Takeuchi, T. and Terazawa, T.: Cyclic load tests of cantilever RC column supporting steel roofs n gymnasiums Part1.Overview on test and results, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure 1, pp. 707-708, 2022.7 (in Japanese)
山下徹郎, 山根一真, 西村康志郎, 竹内徹, 寺澤友貴: シアスパン比の大きい置屋根体育館の片持 RC 柱の実験 その1 実験とその結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 707-708, 2022.7

26) SNAP Ver. 8.

27) The Japan Building Disaster Prevention Association: Seismic provision for existing RC buildings, 2001. (in Japanese)
日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート構造物の耐震診断基準同解説, 2001.

付録 A. 屋根部面内振動周期 T_{RI} の簡易推定法

Fig. A1 に手法概要を, Table A1 に評価結果を示す。屋根モデル各節点質量に適当な加速度(例えば 1g)を水平方向に乗じた静的線形解析を行い, 与えた水平荷重合計値をピーク応答を生じる支承部節点の水平変形 u_r で除すことで仮の屋根水平剛性 K_{RI} を算出し, K_{RI} と屋根部層質量 Σm_i から屋根部面内振動周期 $T_{RI} = 2\pi\sqrt{\Sigma m_i / K_{RI}}$ を算出する。Table A1 に示すように, 同手法による T_{RI} の推定値(Approximate)は, 固有値解析結果(Exact)に対して 0.02s~0.04s 程度の誤差で一致する。また, 同手法を 2.4 節に示す RC 片持架構の構面外応答周期の評価値と併用することで, 屋根面内振動の励起を判断する程度の割線周期 R_{TI} も簡易推定可能である。

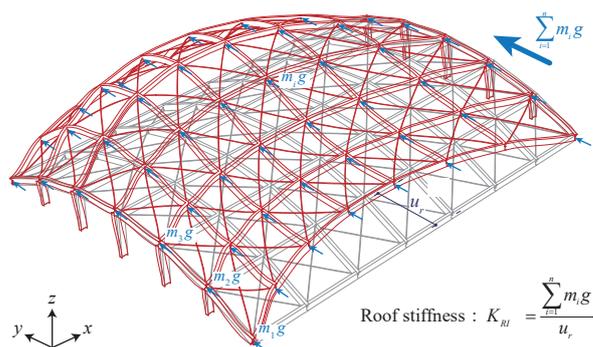


Fig. A1 Overview of linear static analysis to obtain approximate T_{RI}

Table A1 Comparison of T_{RI} and R_{TI}

	Brace section	T_{RI} (s)		R_{TI}	
		Exact	Approximate	Exact	Approximate
B1	○-21.7×2.0	0.43	0.47	1.19	1.09
B2	○-27.2×2.0	0.38	0.41	1.33	1.23
B3	○-34.0×2.3	0.32	0.34	1.58	1.47
B4	○-42.7×2.3	0.29	0.31	1.77	1.66
B5	○-48.6×2.5	0.26	0.27	1.94	1.85
B6	○-89.1×2.8	0.17	0.19	3.05	2.68
B7	○-139.8×3.6	0.12	0.13	4.16	3.86
B8	○-216.3×4.5	0.09	0.09	5.57	5.50

(2023年4月4日原稿受理, 2023年5月24日採用決定)