鉄骨置屋根体育館における立体トラス屋根の地震被害分析 SEISMIC DAMAGE EVALUATION OF SPACE FRAME ROOFS OF RC GYMNASIUMS

寺澤友貴^{*1}. 稲永匠悟^{*2}. 松井良太^{*3}. 竹内 徹*4 Yuki TERAZAWA, Shogo INANAGA, Ryota MATSUI and Toru TAKEUCHI

Large numbers of structural and non-structural components in steel roof gymnasiums with RC substructures were damaged in the past earthquakes. Particularly in 2016 Kumamoto earthquake, structural component in some space frame roofs experienced serious damages including buckling, post-buckling fracture and fallings, which could have caused serious human damages. This paper presents the damage mechanism of space frame roofs with the effects of cantilevered RC walls based on numerical simulations of member-by-member models considering member buckling and fractures. The numerical simulation results were analyzed by comparison with the actual damages.

Keywords : Space Frame, Cantilevered RC wall, Member Fracture, Kumamoto Earthquake, School Gymnasium, Biaxial Seismic Inputs 立体トラス, RC片持架構,部材破断,熊本地震,学校体育館,2方向地震入力

1. 序

下部 RC 造で支持された鉄骨造屋根の体育館は,鉄骨置屋根体育 館または R 型体育館と呼ばれる^{1),2)}。鉄骨置屋根体育館では,ア リーナ床から片持ちで支持される RC 架構(以降は RC 片持架構と呼 ぶ)が、地震時に構面外応答するため、鉄骨屋根とRC片持架構を接 続する屋根支承部が強制変形を受け、均しモルタルのひび割れやア ンカーボルトの引張降伏, RC 部材の側方破壊や曲げひび割れ, RC 片や非構造部材の落下などの被害を生じることが報告されてい る^{3),4)}。体育館は避難施設として災害後も継続使用する必要があり, 特に 2011 年の東北地方太平洋沖地震以後, 改修を含めた精力的な 検討が行われ,一部の成果がガイドラインにまとめられている²⁾。

一方,2016年の熊本地震では、上記に加え球体ノードと1本ボル トを用いた立体トラスであるシステムトラス鋼管部材の顕著な座屈, 鋼管の母材中央の局部座屈部の破断、ボルト部の破断に伴う部材落 下などの被害が新たに報告された 5。立体トラス屋根の体育館では, ピン支承またはルーズホールを用いたピンローラー支承を有する鉄 骨置屋根構造が多く用いられている。システムトラスは現在に至る まで弾性設計が基本とされているが、今後発生が予想される大地震 に対して、上記の損傷メカニズムの解明および対策が必要と考えら れる。この際には材料的、幾何学的な非線形応答の検証も場合に よっては必要と考えられる。鉄骨置屋根体育館の地震応答に関する 既往研究としては、山田ら^{例えばの}や山下ら^{例えば 7)}の支承部単体試験、 または成田ら^{例えば 8)}による RC 片持架構の地震応答評価が挙げられ る。ただし、支承部のルーズホール長やトラス部材の座屈と破断を

考慮した数値解析を用いて、同様の損傷メカニズムを検証した研究 例は殆ど無い。例えば成田ら⁸⁾は、東北地方太平洋沖地震の被災体 育館の数値解析を用いてその地震被害を分析し、鉄骨置屋根支承部 の被害の主原因が、RC 片持架構の構面外応答であることを明らか にした。しかし、同検討では支承部の状態を完全なピンまたはロー ラーとしており、ルーズホール長など応答の途中で反力の発生と解 消が繰返された場合の支承部応答は評価していない。

立体トラス屋根の荷重経路や屋根架構全体の座屈挙動について, 和田, 王ら %は長方形立体トラスの部材一本に破壊が生じた場合の 屋根全体の最大耐力を統計化しているが、入力は鉛直荷重であり地 震荷重は対象としていない。和田,向井ら10%は、トラス部材の座屈 と破断を考慮した立体トラス屋根の崩壊解析を行っているが、下部 構造や支承部はモデル化されていない。熊谷、小河心は下部構造付 きの単層ラチスドームを対象に、単一パルス波を受けた場合の動的 なシェル座屈性状を追跡しているが、個材座屈や部材の破断、また 下部構造との相互作用の影響まで議論は及んでいない。

本研究では、2016年の熊本地震で被災した2棟のシステムトラス 屋根を有する鉄骨置屋根体育館について、支承部のルーズホール長 や屋根部材の座屈と破断を模擬する3次元数値解析モデルを構築し, RC 片持架構,屋根支承部,システムトラス部材の詳細な地震応答 性状を追跡し,実際の被害報告との比較分析から鉄骨置屋根体育館 のシステムトラス屋根が損傷したメカニズムの解明を試みる。なお, 本論は屋根部の被害分析を目的とし、損傷が軽微であった RC 部や 屋根支承部の検証と数値モデルの精度確認は対象外とする。

* 4

Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M.Eng. (Research Fellow of the Japan Society for the Promotion of Science) Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology Assoc. Prof., Hokkaido University, Dr.Eng.

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

^{* 1} 東京工業大学建築学系 大学院生・修士(工学) (日本学術振興会特別研究員 DC1)

東京工業大学建築学系 大学院生 北海道大学工学研究院 准教授・博士(工学) * 2

東京工業大学建築学系 教授・博士(工学)

2. 2016年熊本地震で被災した体育館の概要と数値解析モデル

2.1 被災体育館と実被害

Fig. 1 と Fig. 2 に検討対象の被災体育館概要を示す。検討建物 は 1996~1997 年に建設されたシステムトラス屋根を有する RC 躯体 の学校体育館であり,それぞれ A 体育館(Gym. A), B 体育館(Gym. B)と呼ぶ。A 体育館は地上4 階建てで,1F~2F は各種教室を有する 壁付ラーメン構造,3F からx(桁行,屋根円筒)方向45.8 m,y(梁間, 屋根円周)方向34.4 m のアリーナである。B 体育館は地上3 階建て で,同様に2F からx方向41.6 m,y方向40.6 mのアリーナである。 屋根は共に円形鋼管を用いた複層円筒シェルで,四隅はピン支承, その他は主にルーズホール(long slotted hole)型ローラー支承で支持 され,A体育館は上弦材側,B体育館は下弦材側に支承を有する。 A体育館のCl~C4ピン支承部は屋根が鉄骨柱で支持されている。

Fig. 3 と Fig. 4 に明確な損傷が視認できた箇所を重ねた屋根伏図 を示す。Photo 1 と Photo 2 は被害写真の抜粋である。A 体育館は Y1, Y6 通り周辺, B 体育館はX7 通り周辺に被害が集中した。A 体 育館ではローラー支承列(Y1, Y6 通り)に接続する y 方向(梁間, 円 周 方向)の上弦材が母材中央部で著しい局部座屈変形を生じ



(Photo 1(b)), 一部は座屈後破断した(Photo 1(a))。該当する上弦材の 周囲では斜材に座屈たわみを生じている。さらに, B4, B9 ロー ラー支承付近の下弦材では, 計6本の接合部ボルトが破断し内5本 の部材が落下した(Photo 1(a) (c))。その他ローラー支承のルーズ ホール端接触による梁のひび割れ(Photo 1(d))や, RC 片持架構の柱 脚付近にひび割れ(Photo 1(e))が確認された。B 体育館でもルーズ ホール端までローラー支承が移動し, 妻壁近傍の y (桁行, 屋根円 筒)方向上弦材と斜材に座屈たわみ(Photo 2(b))や, 接合部ボルトの 破断と部材落下が確認された(Photo 2(a))。また, 四隅の支承部付近 で細い¢60.5×2.3が座屈せず, 太い¢101.6×3.5が座屈した(Photo 2(c))。 2.2 数値解析モデル

Fig.5にA体育館の数値解析モデルを示す。モデルは節点数約570, 部材数約 1800 の規模を有する。屋根応答への影響が小さい下層内 部の教室空間は簡略化し,アリーナ床の該当節点の回転を固定し剛 床とする¹²⁾。屋根部重量は A 体育館で 0.55 kN/m², B 体育館 0.80 kN/m², RC 躯体自重は 23.5 kN/m³で計算し,モデルの負担部分を節 点質量に換算して設定する。屋根は一部材一要素でモデル化する。

Table 1 に主要部材諸元を示す。RC 架構は 2 積分点を有する一次 元有限要素(ファイバー要素)でモデル化する。各部材は断面二次 モーメントと断面積が等価な中空円形断面に置換し,柱梁の復元力 特性は構造計算上の降伏点に相当する割線剛性と曲げ耐力を有する 劣化剛性バイリニアを設定する。本手法は RC 片持架構の種々の非 線形性応答を模擬する手法として文献 12)と同様である。

鋼管トラス部材は筆者らが提案する母材中央局部座屈部の破断を 表現したトラス要素¹³⁾でモデル化する。復元力特性は軸方向のみ圧 縮耐力の劣化を考慮した修正柴田・若林モデル¹⁴⁾を設定し,軸力に 対し幾何剛性を計算する。初期座屈耐力は両端ピン接合の短期許容 応力度とする。部材破断は部材全体の軸変形量に対し Fig. 6(b)に示 す力学モデルから局部座屈部に集中する塑性ひずみ_{6hp}を計算し, 時刻歴データをレインフロー法で処理してステップ毎の平均塑性歪 振幅値*Δ_{6hp}と*累積塑性歪値Σ_{6hp}を求め, Coffin-Manson 則の疲労曲線 (SS400)との比較から判定する。破断判定後は部材剛性を 10⁴倍, 部材力を零値に置き換える。同手法は静的実験,振動台実験, FEM 解析より径厚比 10~70 の範囲で適用性が確認されている^{15),16)}。 また,実被害でボルト破断が確認された部材は引張軸力が破断耐力 に達した時点で部材力を零値とし,ボルト破断の影響を検証する。

支承部は3方向並進バネ要素としてモデル化する。Fig.7に示す ように、同モデルは3本の軸バネで構成され、12×12の要素剛性マ トリクスの並進成分のみ非零値として接線剛性を計算する。各軸バ ネは直交を仮定し、独立した復元力特性を設定する(Fig.5)。ルーズ ホール型ローラー支承のローラー方向は、ローラー支承として滑走 する Stage A と、端部にアンカーボルトが接触して反力を生じる Stage B で構成される履歴を設定する(Fig.7(b))。本論ではアンカー ボルトの塑性化は考慮せず、復元力特性は非線形弾性的な履歴とし、 負担荷重は要素節点間の相対変位のみで決定される。ルーズホール 端接触前は剛性 k_{y1} =1.0×10⁹ kN/mm とし、接触後の剛性 k_2 はピン支 承の部材実験結果 [¬]を参照し、アンカーボルトの本数 *n*、有効長さ *L*、断面積 *A*、最大強度 σ_u より k_{y2} = $nA\sigma_u/L$ で計算した。支承部諸元 は Table 2 に示す通りである。なお、本論と同様の検証を汎用プロ グラムで行う場合はリンク要素や弾性連結要素で代用が可能である。



Fig. 5 Numerical simulation model schematic (ex. Gym. A) Table 1 Main member specifications

(a) Space frame								(b) RC substructure					
Gym.	No.	CHS		Yield	Node	Ultimate		RC Section	Cracking	Yield			
		$D \times t$	D/t	σ_y	Bolt	F_u	No.	$B \times H$	M_{cr}	M_y			
		(mm)		(N/mm^2)		(kN)		(mm)	(kNm)	(kNm)			
A	al	60.5×3.2	19		M20	107	RG2	500×1000	201	226			
	a2	76.3×3.2	24		M20	107	4C3	700×1000	327	617			
	a3	89.1×4.2	21		M24	154	3C3	700×1000	396	1013			
	a4	101.6×4.2	24	300	M27	200	3C2	700×1000	367	733			
	a5	5 114.3×4.5			M30	244	3C1	700×700	192	512			
	a6	139.8×4.5	31		M30	244	2C14	700×1000	510	1155			
	a7	139.8×4.5	31		M36	355	1C4	700×1000	543	1246			
В	b1	60.5×2.3	26		M16	68	RG2	450×800	62	184			
	b2	76.3×2.8	27		M18	84	RC2	800×1200	543	925			
	b3	89.1×3.2 2		200	M22	132	4C2	800×1150	537	995			
	b4	101.6×3.5	29	500	M24	154	3C2	800×1200	687	1811			
	b5	114.3×4.5	25		M30	244	3C1	800×1200	653	1475			
	b6	139.8×4	35		M33	302	1C2	800×1200	679	1313			



Fig. 6 Element schematic for CHS truss members



(a) Element schematic (b) Long slotted hole bearing hysteresis Fig. 7 Three-dimensional spring element used as a roof bearing Table 2 Bearing specifications

Gym.		А		В					
Name	A1 to A4	B1 to B12	C1 to C4	A1 to A4	B1 to B8	C1 & C3	C2 & C4		
Туре	Pin	Long slotted hole	Pin	Pin	Lc	iole			
Slot length (mm)		±44			±50	±30	±50		
L (mm)	50	66.6	38.6	50	76 36		76		
Ir (IrNI/mana)	83.8	25.2	13.0	1.0107	9.5	20.1	62.7		
κ_{y2} (KIN/IIIII)	(M56)	(M36)	(M20)	1.0×10	(M24)	(M24)	(M24)		

2.3 入力地震波と固有振動特性

Fig. 8 に検討対象の体育館と震源地,地震波の観測地点の位置関係の概略地図を示す。本検討で用いる地震波は,熊本県が観測し気象庁より公開された被災体育館付近の地上観測波 JMA93012 の前震(4/14),本震(4/16)と称される NS, EW 方向の各 2 波とし,文献 17)の手法を用いて各体育館の平面的な傾きを考慮して角度補正を行った。各体育館に対する応答スペクトルは Fig. 9(c)(d)の通りである。

解析は、Fig. 9(c)の入力時刻歴波形に示すように、固定荷重入力と 静的釣合いを取る 2 s を経た後、前震(OE2016F) 15 s、自由振動 10 s、本震(OE2016M) 15 s、自由振動 13 s の合計 55 s を 2 方向入力す る。時刻歴応答解析の直接積分は Newmark β 法(β = 1/4)を用い、時 間刻みは 0.0025 s、減衰マトリクスは支承部剛性を除いたレーリー 型、初期減衰定数は 0.03 とした。なお、入力地震動は被災体育館 直下の記録ではないため、振幅倍率を変更して被害レベルに応じた 屋根面部材の損傷度合いの検証も併せて行う。

Fig. 10 と Fig. 11 に主な卓越固有振動モードを示す。A 体育館のx 方向はピン支持状態において RC 片持架構と屋根面の連成モードが 卓越し,y 方向はローラー状態において既往研究⁸⁾で報告される RC 片持架構の独立振動モードが卓越する。B 体育館は両方向とも RC 片持架構の独立振動モードが卓越するが,y 方向のみラチスシェル 屋根構造設計指針等¹⁸⁾で報告される屋根面逆対称1波モードと独立 振動モードが連成する。ただし,地震応答中は支承部アンカーボル トのルーズホール端部接触に伴いピンとローラーの2 状態の振動特 性が支承部毎に混在する。Fig. 9(a)(b)は入力地震動加速度のオー ビットであり,ベクトル和が最大となる卓越方向(Main dir.)と各体 育館の座標軸(Fig. 8)を重ねて示す。同図に示すように,主要な損傷 が生じた段階の加速度卓越方向はA 体育館が本震でy方向,B 体育 館が前震でx方向,本震でy方向に近く,これらに対応する方向の 卓越固有振動特性や地震応答が実被害に影響したと考えられる。

3. A 体育館の地震被害分析

3.1 支承部とRC片持架構応答

Fig. 12 に解析の結果得られた支承部最大変位応答を, Fig. 13 に Y6 通り支承部最大反力を, Fig. 14 に代表的な支承部応答時刻歴を 示す。ここで Fig. 12~Fig. 14 は支承部に接続する RC 片持架構と屋 根節点の絶対変位応答および、支承部の相対変位応答を示している。 Fig. 12 中にはルーズホール可動範囲, Fig. 13 には文献 2)の支承部 設計耐力 q_a (短期)を示す。Fig. 14 や 4 章の Fig. 22 に示すように, 屋根面は地震応答前に固定荷重分のスラスト変形を生じる。Fig. 14 に示すように、屋根部応答変位は RC 片持架構の最大応答に引き摺 られる様に増大する様子が確認される。Fig. 12 に示すように、支承 部相対変位は全てルーズホールの可動範囲を超え、屋根部材は支承 部反力を伴う強制変形を受け、屋根被害を引き起こす。妻面に相当 する X1 通り架構はステージ開口(Fig. 5)により X9 通り架構より水 平剛性が低く、梁間方向の変位応答は X1 側が X9 側より大きく、 接続する屋根節点も追従している。Fig. 13 に示すように、相対変位 が大きい中央付近の B2~B4, B9~B11 支承部は 210~260kN 程度の 反力を受け、Fig. 3 に示す座屈後破断した上弦材が接続する支承と

300

250

(R)

200 200

<u> </u> 150

reac

Xa M 50

100

Post-buckling

B3 | B4

B9 B10

. B2/

B8

ictile fracture

B5

OE2016M

Y1-Plane

-□-Y6-Plane

X2 X3 X4 X5 X6 X7 X8 X9

Fig. 13 Bearing reaction forces

A2

в

B12

Y6-Plane

1

BI

BIO

(Relative Displacement)

Slot length ± 44 mm

X3 X4 X5 X6 X7 X8

Fig. 12 Max. displacements



15

100

50

0.

(unu

snt

displace

Max.

.

RC Wall

対応する。その一方, Fig. 14(c)に示すように, x 方向(桁行)の RC 片 持架構応答は y 方向より小さく, 立体トラスを支持する鉄骨柱があ り, RC架構の変形に追従するため(Fig. 10(a)),屋根部材に RC架構 から反力は殆ど伝達されない。以上より、A体育館では主要な被害 が ν (梁間)方向応答と対応していると考えられる。

する以前から固定荷重により座屈耐力の50%程度に相当する圧縮力 が作用していたと考えられる。本震(OE2016M)を受けて RC 片持架



() €-150

Displacement -50

00

0

50

00 100 OE2016F Free vibration

Relative Displacer

(Between Node 1 & RC Wall)

_OE2016M___Free vibratio

Node 1

Truss members

Node 1

coresponding with

the displacement of the roof

<u>H-15</u>0×150×7×10

L(C2)

Fig. 16 Comparison of the local plastic strains in the roof members

Fig. 17 Collision between diagonal member and RC beam

構の構面外応答が卓越すると、固定荷重により圧縮力を受けていた 上弦材 U1, U3, U4, U6 (Fig. 15(a-1)(a-2)), および斜材 D2, D3(Fig. 15(b-1)(b-2))に、30s 近傍で支承部反力が伝達されほぼ同時 に圧縮力の増大に伴い座屈が発生する。このように上弦材と斜材が 座屈すると梁間方向の支持能力が失われ、y(梁間)方向からx(桁行) 方向へ経路を変えて固定荷重が伝達され、下弦材 L1、L4 (Fig. 15(c-1)(c-2))へ作用する引張力が急増しボルト破断に至る。 Photo 1 および Fig. 15(a-1)で示した下弦材 L1, L4, L5 はボルト破断 により落下しており、Fig. 15(c-2)の結果はこの地震被害と対応して いる。なお、部材L2やL6はともに数値解析上はボルト破断と判定 されていないが、他のボルト破断に伴ない作用軸力はボルト破断耐 力の 60~80%まで上昇しており, Photo 1 の部材落下した被害を概 ね捉えられていると考えられる。これより、2.1節で述べた A 体育 館の下弦材が連続して落下した被害は、L1やL4のボルト破断によ り誘発されたためと考えられる。また、Fig.16の局部座屈部の塑性 歪振幅の軌跡に示すように、本震入力後の自由振動中(42 s~)に、上 弦材 U1, U3 や, B2, B11 支承部に繋がる上弦材は破断寸前となる。 以上の応答の様相は、実被害の傾向と概ね対応している。

一方,被害報告にあった支承部間の斜材や,支承部に接続しない 上弦材は解析上座屈していない。これらの部材は Fig. 17 に示すよ うに幾何学的に RC 梁と重なる程度に大きく変位しており,実際の 接触痕も考慮すると, RC 梁との接触により生じたものと推測され る。

3.3 屋根部被害に対する支承部設定と入力波倍率の影響

Fig. 18 に屋根面全体の被害状況(本震終了 42 s 時)を示す。ここで 解析上の顕著な座屈(Photo 1(b), $\varepsilon_n < -3.0\%$)を生じた部材は黒丸で表 す。B支承群を完全ピン,完全ローラーと設定した場合も合わせて 示している。実物と同じルーズホール型のローラー支承(Fig. 18(b)) では、支承部に繋がる上弦材が実被害と同様著しく座屈している。 これに対し、完全ピン支承(Fig. 18(c))では、常に反力が伝達される ため損傷が増え、完全ローラー支承(Fig. 18(a))では、y方向の RC 片 持架構応答の影響を受けないため損傷は減る。完全ローラー支承 (Fig. 18(a))でも C1~C4 ピン支承に囲まれる範囲の部材は解析上座屈 を生じており、これは直交する x 方向の RC 片持架構応答が原因で ある。Fig. 19(a)の屋根桁行方向稜線(Fig. 18(b)の D-O-D')の鉛直変位 量(解析終了 55 s 時)の比較を示すように、ルーズホール型は両者の 中間的な応答となり、既往研究^{8),12)}でよく用いられる完全ピンと 完全ローラー設定は、相対的に安全側または危険側の結果を与える。

Fig. 19(a)に示すように,屋根面陥没量は実被害と比べてやや過大 側の解析結果となった。Fig. 19(b)に示すように,入力倍率が 1%程 度低減するだけで陥没量が固定荷重入力時と同程度まで低減する。





Fig. 21 Max. responses (Y1-plane and Y7-plane, y-dir.)

実際の体育館では主要な屋根構造部材に加えて仕上げを取付けるための2次部材が付加されており、これらも解析に比べて実際の屋根 損傷度合いが小さい理由の一つと考えられる。

4. B体育館の地震被害分析

4.1 支承部と RC 片持架構応答

Fig. 20 に B 体育館の x (桁行)方向の支承部最大応答を, Fig. 21 に y (梁間)方向の支承部最大応答を, Fig. 22 に代表的な支承部応答時 刻歴を示す。B 体育館の実被害と対応する主要応答方向は前震の x 方向となっている。Fig. 21 に示すように, x 方向応答は X1, X7 構 面の RC 片持架構応答が卓越してアンカーボルトがルーズホール端 に接触し, Fig. 20(b)に示すように, 支承部は 150~300 kN 程度の反 力を生じる。これに対しy方向は, Fig. 22(b)の本震下の時刻歴に示 すように, 屋根応答変形が卓越してアンカーボルトがルーズホール 端に接触する性状が確認された。これは 2 章 Fig. 11(b)に示すよう に, y 方向は屋根面のローラー支承の滑走方向にスウェイ変形する 逆対称 1 波モード¹⁸⁾が最も卓越するためである。屋根面重量は RC 片持架構より小さく, Fig. 21(b)に示すように, 屋根面応答の卓越に よる支承部反力は約 50 kN である。実際の B 体育館もy 方向支承は 殆ど無被害である。

4.2 システムトラス部材の応答と実被害の比較

Fig. 23 に x 方向応答に関連する部材の応答軸力時刻歴と対応する 被害写真を示す。C4 支承部に接続する下弦材 L1 は, Fig. 23(a)に示 すように, RC 片持架構応答と支承部反力の伝達に応じて,前震 (OE2016F)下で引張軸力がボルト破断耐力に達して破断に至り,続 いて直交する上弦材 U1 が座屈耐力の 94%まで圧縮側軸力が増大す る。また, Fig. 23(b)に示すように,座屈が報告された下弦材 L2 は 前震時に, C2 支承部に接続する斜材 D1 は本震時に同様に全体座屈 する。なお,本震入力後に部材軸力が引張側に進展するが,これは 屋根面の垂れ下がりに伴う現象である。

Fig. 24 に y 方向応答に関連する部材の応答軸力時刻歴を示す。 Fig. 24(a)に示すように,支承部 B2, B4 に接続する下弦材 L3,L4 は, 支承部反力は小さいものの,屋根応答変形の卓越により実際と同様 に座屈を経験する。一方,Photo 2(c)に示すように,隅部 A2 ピン支 承に接続する太径下弦材 L5(¢101.6×3.5)が座屈し,連続する細い下 弦材 L6(¢60.5×2.3)が座屈しなかった現象は,Fig. 24(b)に示すように, 固定荷重時に斜材から L5 のみ圧縮力を受けるためと考えられる。

4.3 屋根部被害と屋根面陥没の関係

Fig 25 に屋根面の被害状況(本震入力終了 42 s 時)を, Fig. 26 に屋 根面円筒方向稜線の鉛直変位量(解析終了 55 s 時)を示す。前節まで に述べたように B 体育館は, x 方向では, RC 片持架構応答により ローラー支承部周辺部材に被害を生じたが, y 方向では RC 架構の 応答励起以前に部材が座屈し,逆対称 1 波モードに伴う屋根面自体 の応答による被害を生じたと考えられる。特に数値解析上, B 支承 部周辺(Y1, Y7 構面)に配置される上弦材の顕著な座屈(Fig. 25 の黒 点線で囲む範囲の黒丸)により, Fig. 26 に示すように,屋根面が大 きく垂れ下がっている。実際の B 体育では屋根の垂れ下がりが生じ ておらず,その原因として A 体育館同様な 2 次部材の影響や,採用 した入力波の観測地点(Fig. 8)が B 体育館からやや離れており,入力 された地震動レベルが仮定と異なっていた可能性等が考えられる。



Fig. 26 に示すように、振幅倍率を低減した入力レベル(本論の入力 を尺度とすると 0.7 倍程度)が実際の崩壊度合いと対応する。

5. 静的応力解析を用いた屋根面部材の検定

A体育館のFig.18, B体育館のFig.25の黒丸●の増減やFig.26に 示すように、円筒形のシステムトラス屋根では、屋根面全体の垂れ 下がりは y (梁間)方向支承部周辺の上弦材の荷重負担能力の有無に 影響される。B体育館の被害がA体育館より軽微であった原因は、 B体育館の主要な損傷が前震時の妻面 RC 片持架構の x 方向構面外 応答に限定された点等が影響したと推測される。3章,4章の結果 を考慮すると、支承部の変形性能確保および支承部に接続する上弦 材の座屈に対する安全性を高めることが、鉄骨置屋根体育館のシス テムトラス屋根の耐震性能を確保する上で重要と考えられる。また、 支承部や上弦材の健全性を確認することで、地震動を受けた同体育 館の被災度を判定し得るとも考えられる。最後に本章では、既存指 針を組み合わせた静的解析で上弦材にかかる荷重を推定し、座屈耐 力をこの荷重で除した比と定義した耐力余裕度で、鉄骨置屋根体育 館の被害を簡便にスクリーニングできるか検証する。

5.1 モデルと静的外力

Fig. 27 に検討概要を示す。外力は AIJ 指針¹⁸⁾の屋根面逆対称 1 波 モードの等価静的地震荷重と,文献 2)の支承部反力評価式を用いる。 本章では市販プログラムの MIDAS を用いた。

等価静的地震荷重^{19), 20}は、初めに屋根を剛体と見做したときの 建物軒高の代表水平応答加速度 A_{eq} を計算し、次に質量比 R_M (=基 礎を除いた全重量 M_0 /屋根重量 M_R)と周期比 R_T (建物全体の倒れ込 み周期 T_0 /屋根面モデルの逆対称1波モード周期 T_R)に基づき応答 増幅率 F_H と F_V を計算し、続いて座標関数(円筒シェルで卓越する逆 対称1波モードの刺激関数を模擬する)に基づき節点応答加速度 A_H と A_V を計算し、最後に節点質量mを乗じて求める。 A_{eq} は告示に相 当するせん断力係数 C_R (= $Z R_t A_R C_0$)に下部構造の塑性エネルギー 吸収性能 D_s (本章は 0.35)と重力加速度を乗じて求める。対象の体育 館は R_M >1.2 かつ R_T <1.5 であり、計算式は式(1)~式(6)を用いる。 ここに θ は屋根半開角である。計算諸元はTable 3 に示す。なお、 等価静的地震荷重は全周ピン支持の屋根を対象に提案された評価法 であるが、本論では側面がローラー支持された屋根に適用している。

$$A_{H}(x, y) = A_{eq} \{ 1 + (F_{H} - 1) \cos(x / L_{x})) \cos(y / L_{y}) \}$$
(1)

$$A_V(x, y) = A_{eq} F'_V \sin \pi (2y / L_y) \cos \pi (x / L_x)$$

$$F_{\mu} = \begin{cases} 1.5 & (0 < R_{\tau} \le 0.25) \\ 1/2\sqrt{1/R_{\tau} + 1} & (0.25 < R_{\tau} \le 1) \\ 1 & (1 < R_{\tau}) \end{cases}$$
(3)

(2)

$$F_{\nu} = \begin{cases} 3C_{\nu}\theta & (0 < R_{\tau} \le 5/16) \\ \sqrt{5/R_{\tau} + 1}C_{\nu}\theta & (5/16 < R_{\tau} \le 5) \\ (5 < R) & (5 < R) \end{cases}$$
(4)

$$F_{H}^{'} = \sqrt{F_{H}^{2} + 1/\{(1 - R_{T}^{2})^{2} + (1/R_{M})^{\theta}\}}$$
(5)

$$F_{v}^{'} = \sqrt{F_{v}^{2} + 1/\{(1 - R_{T}^{2})^{2} + (1/R_{M})\}}$$
(6)

屋根面に伝達される支承部反力 R_a は文献 2)の評価値(式(7))を使 用する。式(7)は架構の地震時転倒モーメントと降伏耐力から算出 される抵抗モーメントの差分から評価している。R_a が正の時, RC 片持架構が自立できず構面外に大きく変形し,支承部でアンカーボ ルトがルーズホール端に接触して支承部及び接続部材に力が伝達さ



Fig. 27 Numerical model & Equivalent static seismic load schematic

Table 3 Details of equivalent static seismic load calculations

Gym.	dir.	T ₀ (s)	T _R (s)	M ₀ (t)	<i>M</i> _{<i>R</i>} (t)	R_T	R_M	Ζ	R_t	C 0	A_R	C_R	A_{eq} (m/s ²)	C_V	θ	F_{H} F_{H}	F _V F _V
А	у	0.34	0.29	5773	178	1.15	32.4	0.9	1.0	1.0	3.39	3.05	10.5	1.33	0.53	1.00 2.19	0.76 2.81
В	у	0.26	0.31	4272	146	0.83	29.3				3.51	3.16	10.8		0.44	0.24 2.02	0.84 3.14
	x 0.34								3			3.49	12.0				
Table 4 Bearing force calculation results																	
Gym.					m_{Ri}		$_{R}H$		$_{c}M_{v}$			${}_{b}M_{y}$		_b Q _{yi}		R_a	
			XR	(kN	(kN/Pillar)		(m)		(kNm)			(kNm)		(kNm)		(kN	00
A		1	.88	163.7			9.85		1012.8			225.9		39.3		199	
В		2	.33	178.1			12.4	18		11.2		184.2	2	26.3		26	1

れると考える。A 体育館は Y6 通り桁面を対象とし, RC 部材の耐力 は 3C3 柱と RG2 境界梁を用いる。B 高校は X7 通り妻面を対象と し, RC 部材の曲げ耐力は 3C1 柱と RG2 境界梁を用いる。計算諸元 は Table 1, Table 4 に示す。

$$R_{a} = \left(\sum_{i=1}^{j} (a_{R} \cdot m_{Ri} \cdot H_{i}) - \sum_{i=1}^{j} (a_{N} \cdot M_{i}) - \sum_{i=1}^{j} (a_{N} \cdot M_{i}) - (n \cdot H_{i}) \right)$$
(7)

ここに α_R は二次設計時の軒高加速度, m_{Ri} , $_RH_i$, $_cM_{yi}$ は各柱の軒高 節点質量, 高さ, 曲げ耐力, $_bM_{y}$, $_cQ_{yi}$ は境界梁の弱軸曲げ耐力, せ ん断耐力, $_RH_0$ は隅柱高さ, $_RH$ は柱平均高さ, n は支承部数である。

Fig. 27 に示すように、屋根は4 隅ピン支持、その他はローラー支持とし、ローラー支承に RC 片持架構から伝達される反力 R_aを加力する。なお、ローラー支承は可動範囲(ルーズホール長さ)を考慮せず、周辺部材の内力が釣合う位置まで移動して停止する。

5.2 部材検定値の対応関係

Fig. 28 に A 体育館の耐力余裕度を示す。荷重ケースについて, 同図(a)は①固定荷重+屋根用等価静的地震荷重, 同図(b)は②固定荷 重+RC 片持架構の構面外応答に基づく静的な支承部反力, 同図(c) は③固定荷重+屋根用等価静的地震荷重+RC 片持架構の構面外応答 に基づく静的な支承部反力に対応する。①のみでは斜材に多く座屈 が検出され, ②のみでは接続する上弦材だけ座屈が検出され, ③の 場合が実被害に最も近い。Fig. 29 に B 体育館の結果を示すが, B 体 育館も③が最も実被害の傾向と対応する。AIJ 指針¹⁸⁾や文献 2)では, ①または②の設計・評価方法が個別に提案されており, 本体育館の ような被害を簡便に評価するためには, 両者を組合せた③が y 方向 の上弦材と周辺斜材の被害の有無をスクリーニングする手法として 有効と考えられる。ただし, 以上は静的応力解析を用いた耐力余裕 度の検討手法であり, 部材の座屈後の経時的な損傷進展は考慮され ていない点に留意する必要がある。

6. 結

立体トラスの一種であるシステムトラス屋根を有する鉄骨置屋根 体育館における地震被害を,トラス部材の座屈や破断を考慮した数 値解析と比較した。得られた知見を以下に示す。

- 1)入力加速度オービットの卓越方向,卓越固有振動特性,各方向の時刻歴応答解析結果より,A体育館の地震被害はy(梁間,屋根円周)方向のRC片持架構の構面外応答の卓越が主要な屋根被害の要因となったと考えられる。支承部を介して反力が伝達されることで、支承部に接続する上弦材や周辺の斜材が初めに座屈し、同部材群の荷重負担の低下に伴い荷重経路がy方向からx(桁行,屋根円筒)方向に移行することで、x方向の下弦材の引張軸力が上昇し、接合部ボルトの破断と部材落下に繋がったと考えられる。
- 2)入力加速度オービットの卓越方向,卓越固有振動特性,時刻歴応 答解析結果より,B体育館の地震被害は,特に前震ではx(桁行, 屋根円筒)方向のRC片持架構の構面外応答,本震ではy(梁間,屋 根円周)方向の屋根面応答の卓越が主要な屋根被害の要因となっ たと考えられる。x方向支承部に接続する下弦材はRC片持架構 から反力が伝達されて破断し,y方向支承部に接続する下弦材は 屋根部自身の応答で座屈を生じた。実際のB体育館では,y方向 支承部周辺の上弦材の座屈が数値解析より限定的であり,y方向



入力レベルは仮定より小さかった可能性がある。

3)屋根面全体の垂れ下がり量は, y (梁間,屋根円周)方向の支承部 付近の上弦材の耐力負担能力に依存する。A 体育館は主要な被害 が y 方向の上弦材全体, B 体育館は x 方向の一部にやや限定され たため, B 体育館の実被害は A 体育館より軽微だったと考えられ る。実際の屋根面の垂れ下がり量は解析より全体的に小さく, 2 次部材による屋根面耐力の増大等が影響している可能性があると 考えられる。

4)ラチスシェル屋根構造設計指針¹⁸⁾の屋根用等価静的地震荷重と鉄 骨置屋根構造の耐震診断・改修の考え方²⁾に示された支承部反力評価 式を組合せた静的応力解析は、地震時に損傷しやすい部材や、屋 根の垂れ下がりに影響する y 方向の上弦材と周辺斜材を略算の範 囲でスクリーニングする点で有効と考えられる。

なお,支承部に接続され,圧縮力を負担する上弦材の本数(A 体 育館は1本, B 体育館は2本)も屋根面被害や屋根面垂れ下がり量の 程度に関係すると考えられるが,その一般化は広範なモデルパラ メータを用いた検証が必要と考えられ,今後の課題とする。

謝辞

本研究は日本建築防災協会の「システムトラスによる立体屋根構 造の耐震性の確保に向けた検討委員会」報告の一部をまとめたもの です。太陽工業 実石明氏,新日鐵住金エンジニアリング 小西克尚 博士に体育館の情報を御提供頂きました。工学院大学 山下哲郎博 士,東京工業大学 山田哲博士,建築研究所 石原直博士にはモデル 化と分析に関する助言を頂きました。また,本論は気象庁のデータ ベースから地震波を入手しました。ここに深く感謝申し上げます。

参考文献

 MEXT: Criterion for seismic performance of gymnasia, 2006. (in Japanese) 文部科学省:屋内運動場等の耐震性能診断基準, 2006.

 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

- 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
- 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
- AIJ: Report on 2016 Kumamoto earthquake, 2018.6 (in Japanese)
 日本建築学会: 2016 年熊本地震災害調査報告, 2018.6
- 6) Yamada, S., Shimada, Y. and Tomatsu, K. et al.: 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)
- Nohara, T., Ito, K., Wada, N. and Yamashita, T.: Research on Restoring Force Characteristics of Bearing Supporting Steel Roofs, Proceedings of Constructional Steel, JSSI, Vol.25, pp.303-310, 2017.11 (in Japanese)
- Narita, K., Takeuchi, T. and Matsui, R.: Seismic Performance of School Gymnasia with Steel Roofs Supported by Cantilevered RC Wall Frames, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.78, No.693, pp.1895-1904, 2013.11 (in Japanese)
- 9) Wada, A. and Wang, Z.: A Study on Strength Deterioration of Double-Layer Grids due to Unexpected Member Failure, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.402, pp.121-131, 1989.8 (in Japanese)
- 10) Wada, A. and Mukai, H.: Earthquake response analysis of one-way long-span

double-layer cylindrical truss structures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.413, pp.87-96, 1990.7 (in Japanese)

- Kumagai, K. and Ogawa, T.: Dynamic Buckling Behavior of Single Layer Lattice Domes under Horizontal Single Pulse Waves, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.585, pp.115-122, 2004.11 (in Japanese)
- 12) Narita, K., Terazawa, Y. and Matsui, R.: 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)
- 13) Takeuchi, T. and Matsui, R.: Cumulative Deformation Capacity of Steel Braces under Various Cyclic Loading Histories, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.141, No.7, pp.04014175-1–04014175-11, 2015.7
- 14) Taniguchi, H., Kato, B., Nakamura, N., Saeki, T., Hirotani, T. and Aikawa, Y.: Study on Restoring Force Characteristics of X-shaped Braced Steel Frames, Journal of Structural Engineering, Vol.37B, pp.303-316, 1994.3 (in Japanese)
- 15) Matsui, R., Terazawa, Y. and Takeuchi, T.: Shake Table Testing of Steel Braced Frame Considering Member Fracture, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.81, No.727, pp.1553-1563, 2016.9 (in Japanese)
- 16) Terazawa, Y., Matsui, R., et al..: Cumulative Deformation Capacity and Structural Ductility Factor of Circular Hollow Section Steel Braced Frames with Different Diameter Thickness Ratio, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.82, No.739, pp.1485-1495, 2017.9 (in Japanese)
- 17) Wada, A. and Hirose, K.: Elasto-plastic Dynamic Behaviors of the Building Frames subjevted to Bi-directional Earthquake Motion, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 399, pp.37-47, 1989.5 (in Japanese)
- 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

- 19) Takeuchi, T., Ogawa, T., et al.: Response Evaluation of Lattice Domes Supported by Elasto-plastic Substructures, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.596, pp.49-56, 2005.10 (in Japanese)
- 20) Takeuchi, T., Ogawa, T., et al.: 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)

SEISMIC DAMAGE EVALUATION OF SPACE FRAME ROOFS OF RC GYMNASIUMS

Yuki TERAZAWA^{*1}, Shogo INANAGA^{*2}, Ryota MATSUI^{*3} and Toru TAKEUCHI^{*4}

 *1 Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M.Eng. (Research Fellow of the Japan Society for the Promotion of Science)
 *2 Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology
 *3 Assoc. Prof., Hokkaido University, Dr.Eng.
 *4 Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

In steel roof gymnasiums with RC substructures, out-of-plane response of Cantilevered RC walls are predominant during seismic responses, which triggers sequential damages of structural or non-structural components. Particularly, in 2016 Kumamoto earthquake, structural damages related to space frames (i.e. member buckling, member local buckling, post-buckling ductile fracture and connection bolt fracture) were reported, which is the newly observed damage characteristic. Space frames are generally elastically designed, thus it is important issue to make clear the damage process for the aseismic design, which is the main purpose of this paper. The chapter 2 presents the detail of the damaged gymnasiums (Gym. A and Gym. B), the numerical modeling, the observed seismic inputs. The chapter 3 and chapter 4 present the seismic damage evaluations of Gym. A and Gym. B, respectively. The numerical simulation results were analyzed by the comparison with the observed damages. The chapter 4 presents the applicability of static estimation method proposed by the AIJ design recommendation.

In summary, the following results were obtained:

- 1) In Gym. A, out-of-plane response of the cantilevered RC walls along the transvers direction were main reason causing the roof damages. After the collisions between the anchor bolts and the slotted hole ends during the main shock, the upper chords and diagonals connected to these bearings are forced to be bucked. Following the buckling behavior of these member, the load path is considered to shift from the transvers direction to the longitudinal direction, which triggered the load increasing of the lower chords along the longitudinal direction and the subsequent connection bolt fracture.
- 2) In Gym. B, out-of-plane response of cantilevered RC walls along the longitudinal direction and the asymmetrical. 1 wave mode of the roof along the transvers direction were main reason causing the roof damages. The lower chords connected to the roof bearings along the longitudinal direction are forced to be buckled by the reaction force of the cantilevered RC walls during the former shock. The lower chords connected to the roof bearings in the transverse direction are forced to be buckled by the roof response itself during the main shock. Considering the actual damage, it is assumed that the actual ground motion level could be less than the input seismic waves.
- 3) Vertical collapse displacement may be dependent on the stability and load capacity of the upper compression chords along the transverse direction. Based on the results, the roof damage of Gym. B was more moderate than that of Gym. A because the main direction of the seismic responses of Gym. B was not the transverse direction. On the other hand, the vertical collapse displacement is less than the actual situation. It is assumed that the non-structural members, which is not considered in this numerical simulation, could affect on this difference.
- 4) Static analysis considering the combination load of the roof response used in the AIJ design recommendation and bearing forces by cantilevered RC responses generally captured the observed damaged roof members. This relatively simple method can be used for screening the expected damages in these kind of space frame roof gymnasiums.