

エネルギー吸収型支承を用いた体育館 RC 片持架構の応答制御

RESPONSE CONTROL OF CANTILEVERED RC WALLS IN GYMNASIA WITH ENERGY-DISSIPATION ROOF BEARINGS

成田 和彦^{*1}, 寺澤 友貴^{*2}, 松井 良太^{*3}, 竹内 徹^{*4}

*Kazuhiko NARITA, Yuki TERAZAWA, Ryota MATSUI
and Toru TAKEUCHI*

A large numbers of steel roof bearings in RC gymnasias are damaged at 2011 Tohoku Earthquake, and out-of-plane response of cantilevered RC walls supporting the roof frame is identified as one of main causes of damage. In order to use these gymnasias as shelters after the earthquake, they are required seismic retrofit. However, a conventional seismic retrofit method requires strengthening bearings with steel corner plates and replacing all the roof braces, which is uneconomical. In this paper, a seismic retrofit method inserting energy-dissipation elements into roof bearings is discussed and their response reduction effects on the gymnasium are investigated. Furthermore, a simplified response evaluation method using equivalent SDOF system and equivalent linearization technique are proposed to determine the optimum design of the energy-dissipation bearings.

Keywords : *damper retrofit, gymnasium, cantilevered RC wall, out-of-plane response, roof bearings*

制振改修, 体育館, RC 片持架構, 構面外応答, 定着部

1. 序

2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震では, RC 架構に支持された鉄骨置屋根構造の体育館を中心に, 妻面壁付近の鉄骨部材や屋根支承部が損傷を受ける被害が多数報告され^{1)~3)}, その主原因の一つとして図 1(a)に示す妻面 RC 片持架構の構面外応答が指摘されている。筆者らは第一報⁴⁾において, 実在する被災体育館を模擬した数値解析モデルを構築し, 時刻歴応答解析の分析と実際の被害状況との比較から, 屋根支承部の損傷メカニズムを RC 片持架構の構面外応答により説明できることを明らかにした。また, 屋根面各列の応答加速度及び RC 片持架構と鉄骨屋根面の定着部反力について A_1 分布に基づく簡易評価方法を提案し, 応答加速度及び定着部反力を概ね評価できることを示した。

一方, 被害報告には従来耐震改修を要しないとされている新耐震基準後の体育館等も含まれており, 今後発生すると予想される大地震に対して類似する体育館の耐震改修・設計手法の確立が必要と考えられる。現行の体育館の耐震診断・改修規定^{5), 6)}には, RC 片持架構と鉄骨屋根とのアンカー一部の設計方法は示されておらず, 支承部や支持躯体に対する強度型の補強・改修が主流となっているが, 強度型の改修法は支承部に RC 片持架構の応答に耐え得るだけの耐力増加が必要となり, さらに反力を伝達するために屋根ブレースの全面補強も必要になるなど, 実際の改修は容易ではない。体育館等の大空間施設は, 震災時に地域の避難拠点として継続的に利用されるため, 構造部材の健全性のみならず天井や照明等の非構造部材の

十分な安全性も確保できる耐震改修が望ましい。

体育館の耐震改修に関する研究は広く行われている。山下・岡本ら^{7), 8)}はダイヤモンドトラス体育館の鉛直ブレースに摩擦ダンパーを用いた耐震改修法を検討し, 限界耐力計算法を適用した設計法を提案している。竹内・小河ら^{9), 10)}は, 典型的な学校体育館を対象に, 支持架構に様々な制振ブレースを付加した場合の屋根部応答に対する影響を検証し, 既存の構造耐震指標 I_e 値を用いて制振部材による改修による耐震性能向上を評価する手法を提案している。大家・加藤ら¹¹⁾は, 屋根支承を対象に支持架構の構面内方向に弾塑性ダンパーを配置する耐震改修法を検討している。しかしながら, RC 片持架構の構面外応答制御に関する研究は, 殆ど手が付けられていない。支承部にエネルギー吸収部材を導入することにより, RC 片持架構の構面外応答を支承部反力の増大を抑えながら制御することが出来れば, 上記問題に対する抜本的な解決策となると予想されるが, エネルギー吸収型支承の性能や応答低減効果を検討している研究も殆ど前例が無い。

そこで, 本研究では, 図 1 に示すような, RC 架構に支持された鉄骨屋根体育館の妻面屋根支承部に, 弾塑性や粘性の履歴を有するエネルギー吸収部材を用いた RC 片持架構の構面外応答制御を試み, その有効性を検証する。次に等価一質点系の簡易縮約モデルを用いた応答低減効果の分析を行い, 最適な支承性能を簡便に求めるために等価線形化法による応答評価手法の適用を試み, 立体解析結果との比較からその評価精度を検証する。

*1 茨城県庁 修士(工学)

*2 東京工業大学建築学専攻 大学院生

*3 東京工業大学建築学専攻 助教・博士(工学)

*4 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

Ibaraki Prefectural Office, M. Eng.

Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology

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

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

2. 検討架構の立体モデルと未改修状態の応答

2.1 検討架構モデルの設定

検討対象とする架構は前論文⁴⁾と同じく、図1に示す実在する被災体育館を模擬したモデルとする。対象建物は地上2階、屋根S造・下部RC造で構成されており、文献12)におけるR2型の体育館に分類される。1FはRCの壁付ラーメン構造、2Fは32.0m×38.8mの2層に亘るアリーナである。A、J妻面は2FLから壁付のRC片持架構となっており、東北地方太平洋沖地震ではRC片持架構の構面外応答を主原因として妻面支承部と屋根面ブレースに被害が生じた。なお、被災体育館の支承部はアンカーボルト4-16φでRC梁に定着され、アンカーボルトのネジ部有効断面積を考慮した支承部耐力は141kNである。本研究では支承部を図1(c)に示すように改修することを想定する。

解析は図2に示す幾何非線形性を考慮した立体モデルを構築する。表1に使用部材諸元を示す。構成部材は断面積 A と断面2次モーメント I が等価な部材に置換し、ファイバー要素としてモデル化し、RC耐震壁はせん断変形が等価なブレースに置換する。2FLの節点は回転を全方向で拘束して剛床とする。A、J妻面とS造屋根架構の構成部材は弾塑性の履歴モデルを設定する。RC片持架構の構成部材はひび割れを考慮した割線剛性によるパイリニアの履歴特性を設定する。図3にRC片持架構構成部材の履歴モデル検討過程を示す。

検討立体モデルの定義を述べる。支承部を固定(ピン)・離間(ピンローラー)と設定した場合を未改修モデルと定義し、改修型支承を設置した場合を改修モデルと定義する。図4に立体モデルの名称分類を示す。支承部は2方向せん断力の相互作用を考慮したMSS要素¹⁵⁾を用い、剛性・降伏耐力・付加減衰の設定により全支承タイプをモデル化する。未改修モデルの支承部固定・離間(NS, NF)は、支承部の剛性・降伏耐力に極大値または極小値を与えて設定する。改修モデルのエネルギー吸収型支承は、弾塑性(RP)・粘性(RV)の履歴を有する支承を検討対象とする。また、比較のため弾性バネ支承(RE)も検討する。表2に改修型支承部諸元を示す。各パラメータは支承部離間の設定から徐々に増加する値として設定し、改修型支承設置前後の応答低減効果を分析する。弾塑性型支承の降伏耐力 F_y は支承部耐力以下に設定する。

時刻歴応答解析にはNewmark β 法を用い、減衰係数は初期剛性比例のReyleigh型とし、初期構造減衰 h_0 は1次、2次モードで $h_0=0.03$ とする。入力地震動は直下型地震の例として、前論文⁴⁾で大きな応答を示した兵庫県南部地震の観測波(JMA-Kobe NS、刻み0.02s)を採用する。ただし、4章の応答評価においては、レベル2の水平動基準化スペクトル¹⁶⁾に対しJMA-Kobe NSの位相特性を適合させた告示波(刻み0.02s)を用いる。図5に入力地震動の加速度スペクトルを示す。

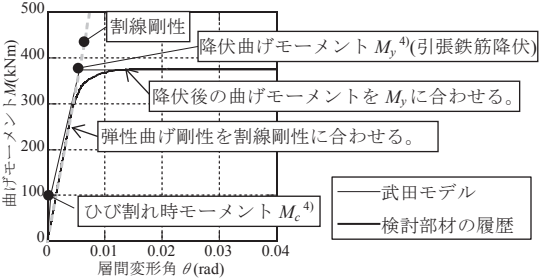


図3 RC片持架構構成部材の履歴モデル検討過程

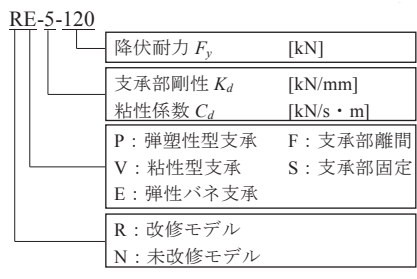


図4 立体モデルの名称分類

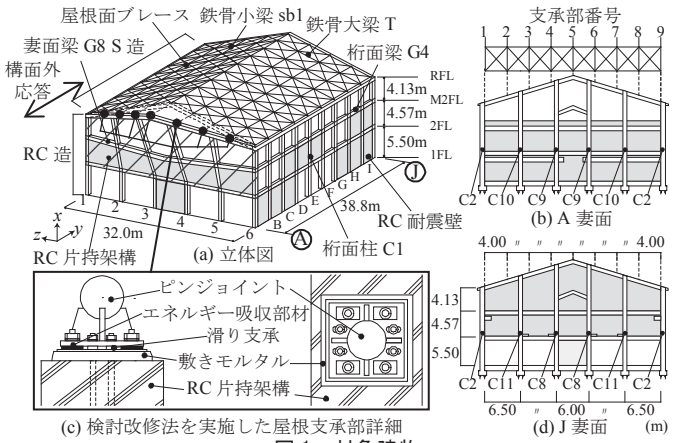


図1 対象建物

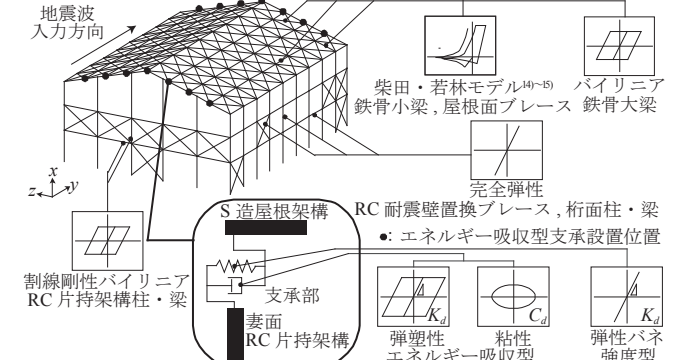


図2 立体モデル

図2 立体モデル

表1 使用部材諸元

部材名	部材断面 (mm)	断面積 $A \times 10^2 (\text{mm}^2)$	断面 2次モーメント $I \times 10^4 (\text{mm}^4)$	ヤング率 $E (\text{N/mm}^2)$	降伏 応力度 $\sigma_s (\text{N/mm}^2)$	剛性 低下率 α
RC柱C11(M2F)	650×500	3250	887900	2.05×10^4	4.23	0.53
RC柱C11(2F)	650×500	3250	887900		3.88	0.62
RC柱C8(M2F)	650×500	3250	887900		4.23	0.53
RC柱C8(2F,1F)	650×800	5200	3548000		4.68	0.61
RC柱C10(M2F)	650×650	4225	1806000		5.37	0.56
RC柱C10(2F,1F)	650×650	4225	1806000		5.06	0.69
RC柱C9(M2F)	650×400	2600	465300		3.09	0.6
RC柱C9(2F,1F)	650×700	4550	2522000		4.11	0.82
RC梁G8(RFL)	750×620	4650	1489600		1.33	0.23
RC梁G8(M2FL)	750×350	2625	300900		2.36	0.27
RC柱C1	900×700	6300	3236600	2.05×10^5	完全弾性	
RC柱C2	900×700	6300	2952000			
RC梁G4	750×350	2625	290120			
鉄骨大梁丁	H-700×300×13×24	231.5	10800			
鉄骨小梁sb1	H-200×100×5.5×8	26.67	134		258 (SS400)	細長比 λ
屋根面ブレース (外周)	2L-65×65×6	15.05	24.4			195
屋根面ブレース (内周)	L-65×65×6	7.527	12.2			444
						444

表2 改修型支承部諸元

強度型	エネルギー吸収型		
	弾性バネ支承	弾塑性型支承	粘性型支承
支承部剛性 K_d (kN/mm)	支承部剛性 K_d (kN/mm)	降伏耐力 F_y (kN)	粘性係数 C_d (kN・s/m)
5,10,15,20,40,60,80,100	5,10,15,20	10,30,60,90,120	1~900

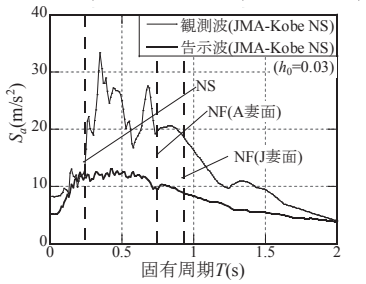


図5 入力地震動の加速度スペクトル

2.2 未改修モデルの応答

まず、仮定したモデルに対し未改修状態の応答を確認する。図 6～8 に RC 片持架構の応答値を示す。図 6 に示すように、支承部を固定した場合の最大応答加速度は、棟支承部(図 1 右上 5 番)で 2.5~3.0G 程度となる。支承部が離間した場合の最大応答加速度は 1.5G 程度までに低減されるものの、図 7 に示すように、最大応答変位は棟支承部で 300mm を超える。また、図 8 に示すように、支承部固定時の最大反力は支承部耐力 144kN を超えている。図 9 に鉄骨屋根架構の破壊状況を示す。支承部固定は妻面壁付近で多くの屋根小梁が座屈し、屋根面ブレースも全面的に座屈を経験する。以上に示す未改修モデルの応答は実際の被害^{1)~4)}と対応しており、未改修状態の検討建物は耐震性能が不足している。

立体モデルの固有振動特性を分析する。表 3 に固有周期の比較を示す。図 10 に卓越固有モードと有効質量比・固有周期を示す。支承部固定(NS)では立体モデルの固有周期は前論文⁴⁾モデルと同程度であり、卓越モードは建物全体が倒れこむモードや、屋根面応答が励起されるモードが含まれる。支承部離間(NF)では固有周期は長周期化し、卓越固有モードは建物全体や屋根面が振動するモードに加えて、RC 片持架構全体が構面外に倒れるモードである。

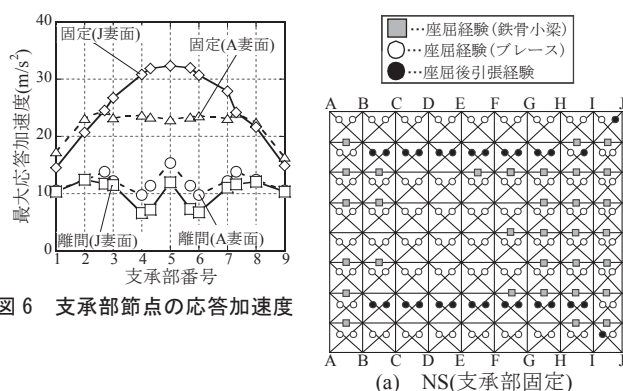


図 6 支承部節点の応答加速度

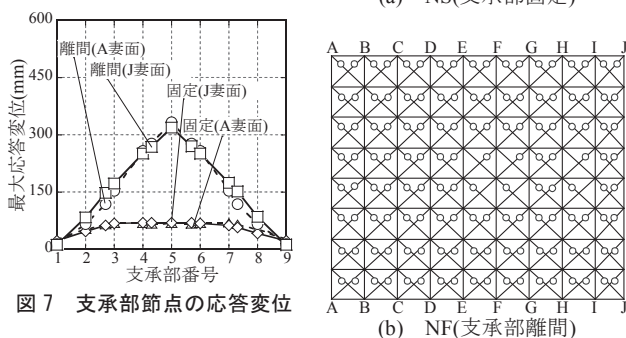


図 7 支承部節点の応答変位

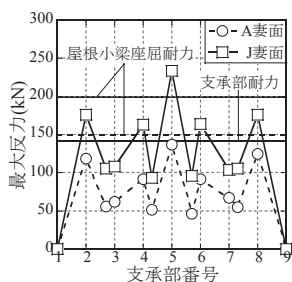
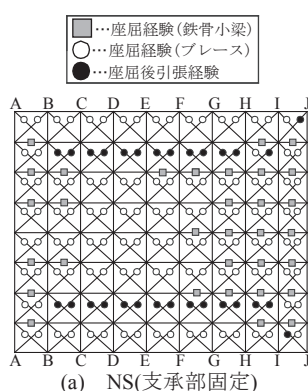
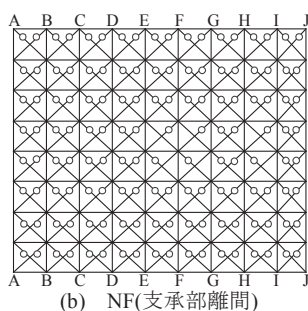


図 8 支承部反力(NS)



(a) NS(支承部固定)



(b) NF(支承部離間)

図 9 鉄骨屋根架構破壊状況

表 3 固有周期の比較(s)

Mode	NS(支承部固定)	
	前論文 ¹⁾ モデル	立体モデル
1st	0.248	0.249
2nd	0.199	0.228
3rd	0.176	0.207
Mode	NF(支承部離間)	
	前論文 ¹⁾ モデル	立体モデル
1st	0.627	0.936
2nd	0.525	0.753
3rd	0.220	0.434

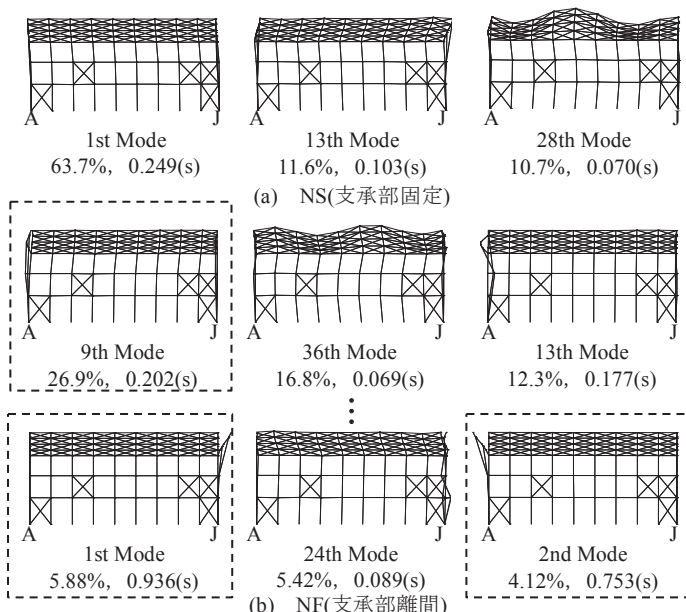


図 10 卓越固有モードと有効質量比・固有周期(桁行方向)

3. 改修モデルの応答

次に改修モデルの応答を分析する。以下断りが無い限り、応答変位が最大となる棟支承部節点(5 番)を比較し、分析の対象とする。

3.1 弾性バネ支承を設置した RE モデルの応答低減効果

まず弾性バネ支承を用いた強度型改修の応答低減効果を分析する。図 11 および 12 に RE モデルの応答値を示す。図 11 に示すように、RC 片持架構の最大応答変位は支承部剛性 K_d の増加に従って NF(支承部離間)から NS(支承部固定)と同程度まで低減される傾向にある。しかし、最大応答加速度は NS と同程度となり、一部のモデルでは急激な上昇が見られる。これは周期変動によるスペクトルの影響が原因と考えられる。図 12 に示すように、支承部の最大相対変位は K_d の増加に従って低減される傾向にあるが、最大反力は原設計の支承部耐力や屋根小梁耐力を超える。表 4 に全支承部の最大反力を示す。各 RE モデルの最大反力は NS と同程度以上とり、十分な反力抑制効果は得られない。弾性バネ支承を用いた強度型改修は NF に対し変位低減効果を得られるが、支承部反力制御は容易ではない。

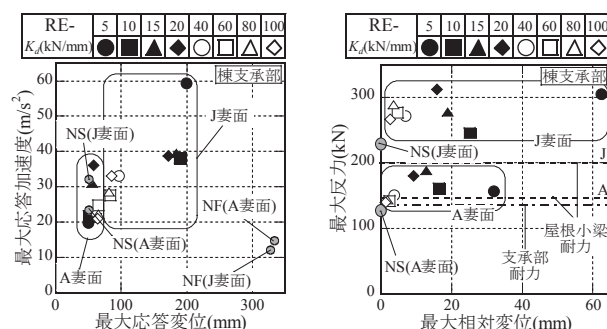


図 11 RC 片持架構応答

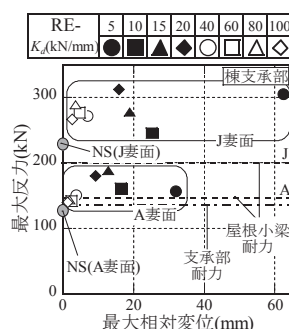


図 12 支承部応答

表 4 全支承部の最大反力(kN)

単位: kN	A 妻面								J 妻面							
	2番	3番	4番	5番	6番	7番	8番		2番	3番	4番	5番	6番	7番	8番	
RE-5	66	98	128	157	130	96	58		141	222	265	306	271	226	140	
RE-10	86	100	110	161	128	100	81		156	213	224	246	216	216	164	
RE-15	97	101	145	188	148	104	109		195	239	237	278	241	237	190	
RE-20	112	107	140	180	147	106	101		179	211	273	312	243	229	198	
RE-40	123	110	136	151	137	110	124		214	199	221	272	217	200	213	
RE-60	125	117	128	142	126	103	122		235	212	208	277	210	204	230	
RE-80	125	100	114	144	116	101	131		232	197	210	289	209	200	232	
RE-100	130	93	109	140	110	96	130		235	210	205	267	212	188	230	
NS	119	62	92	137	92	67	124		176	109	164	234	164	103	177	

3.2 弾塑性型支承を設置した RP モデルの応答低減効果

弾塑性型支承を設置した RP モデルの応答低減効果を分析する。図 13 に RC 片持架構の応答を示す。RC 片持架構は支承部初期剛性 K_d の増加に従って最大応答変位が低減される傾向にある。降伏耐力 F_y が高い場合も最大応答変位は低減されるが、 F_y の増加に従って RC 片持架構の支承部節点を受ける最大応答加速度は、支承設置前の応答に相当する NF(支承部離間)から大幅に上昇する傾向にある。図 14 に支承部の応答を示す。支承部の最大相対変位は K_d の増加に従って低減される傾向にある。弾塑性型支承は最大反力と F_y が一致するため反力制御の点で信頼性が高い。図 15 に鉄骨屋根架橋の破壊状況を示す。破壊状況は全体的に NS(支承部固定)より改善する傾向にあるが、 K_d の増加に従って妻面壁付近の鉄骨屋根小梁の座屈状況は悪化する傾向にあり、高い F_y では NS と同程度となる。結果的に弾塑性型支承は支承部剛性 K_d が高く、降伏耐力 F_y が限定的な範囲の性能を有する支承を選択すれば支承部反力を屋根小梁座屈耐力以下に抑え、支承部相対変位を 50mm 以下に納める設計が可能となる。

支承の応答について分析する。図 16 に支承部履歴を示す。同図は解析パラメータの低耐力と高耐力に相当する $F_y=10, 120\text{kN}$ の結果を 2 番, 3 番, 棟支承部を代表に示している。全般的に弾塑性型支承は、軒から棟に向かって履歴エネルギー吸収性能が高い傾向にある。これは図 10(b)に示すように、RC 片持架構の振動は変形が棟に向かって大きくなるモードが卓越しているためである。一方、低耐力 $F_y=10\text{kN}$ では支承列全体でエネルギーを吸収しているものの、高耐力 $F_y=120\text{kN}$ では主に棟支承部のみがエネルギーを吸収しており、軒に近い支承は弾性範囲に留まる。 F_y 性能による各支承の塑性化状況は、図 13 に示す支承部節点の応答加速度上昇に影響を及ぼしていると考えられる。図 17 に支承列の変位関係を示す。横軸は F_y を示す。支承部変位は妻面と屋根の相対変位を表している。 $F_y < 60\text{kN}$ の範囲では支承と妻面の変位は概ね同期しており屋根面は殆ど変形しない。同図から RP モデルは、主に妻面 RC 片持架構の単独振動によりエネルギーを吸収していると判断できる。一方、 $F_y > 90\text{kN}$ では屋根と妻面の変位が近くなり、これは支承列に塑性化しない支承が混在しているためと考えられる。

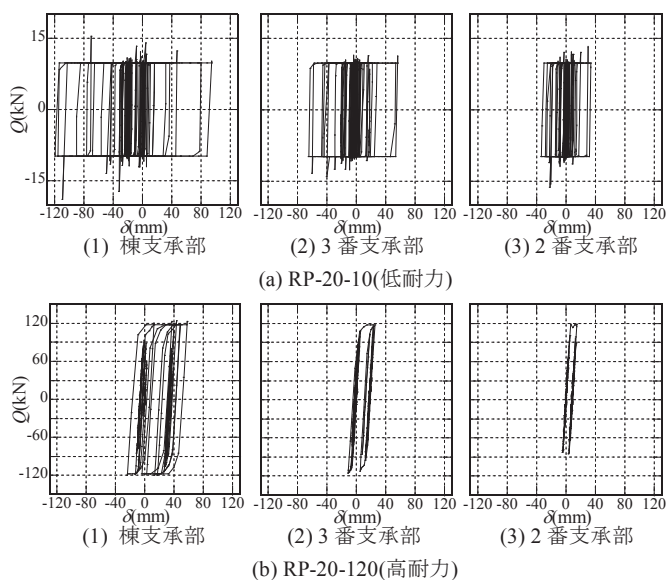


図 16 支承履歴 (J 妻構面)

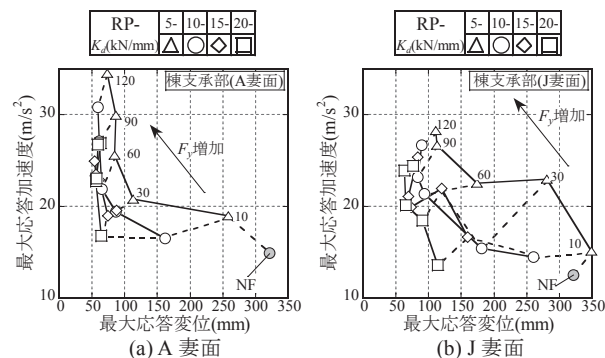


図 13 RC 片持架構応答

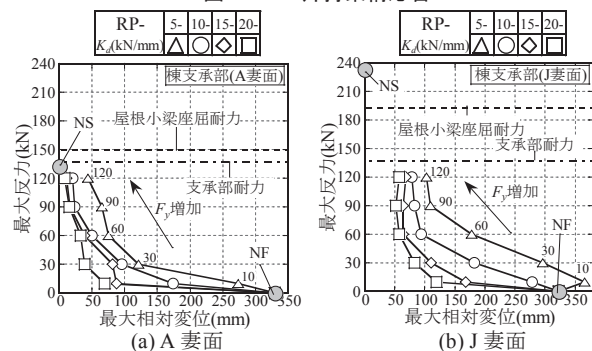


図 14 支承部応答

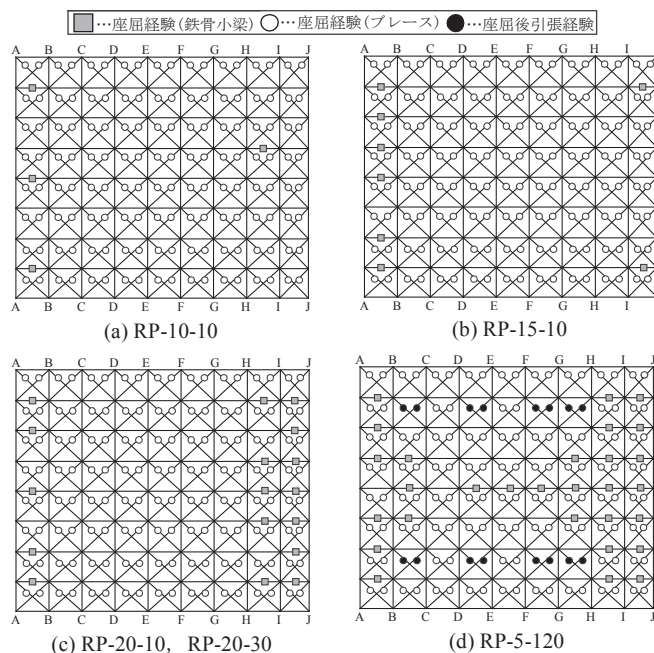


図 15 鉄骨屋根架橋の破壊状況

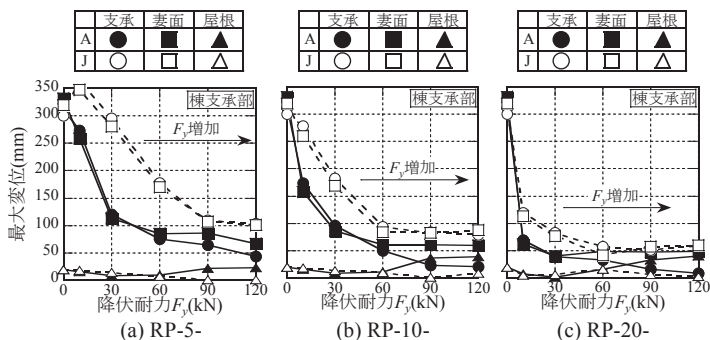


図 17 支承列の変位関係

3.3 粘性型支承を設置した RV モデルの応答低減効果

粘性型支承を設置した RV モデルの応答低減効果を分析する。図 18 に RC 片持架構の応答値を示す。RC 片持架構の最大応答変位と最大応答加速度は粘性係数 C_d の増加に従って NF(支承部離間)からある程度まで一律に低減される傾向にある。A 妻面では $C_d=121\text{kN/s} \cdot \text{m}$ 、J 妻面では $C_d=169\text{kN/s} \cdot \text{m}$ 相当の性能を有する粘性型支承を設置したとき応答加速度の低減効果は頭打ちとなる。さらに C_d を増加させた場合、応答変位の低減効果は鈍り、応答加速度は次第に上昇する傾向にある。図 19 に支承部応答値を示す。支承部は C_d の増加に伴い RC 片持架構応答と同様に相対変位が低減される。一方、図 18 に示す加速度低減効果の最適 C_d 以上に付加減衰を与えた場合も、相対変位はさらに低減される傾向にある。支承部反力は最大相対変位の低減と同時に増大する傾向にあるが、反力増大の傾向は図 14 に示す弾塑性型支承の場合に比べると緩やかである。図 19(b)に示すように、J 妻面では低い C_d を与えたモデルにおいて変位低減に揺り戻しが見られた。図 20 に鉄骨屋根架構の破壊状況を示す。破壊状況は支承部反力の増大に比例して悪化するものの、NS(支承部固定)から十分に改善しており、NF と同程度の破壊状況に低減されている。図 21 に応答変位時刻歴を示す。振動特性は C_d 値に依らず一定の傾向を示し、応答変位は NS と比較して小さく、RFLG8 梁の塑性変形は殆ど無いと判断される。図 22~23 に RC 片持架構の応答値を示す。応答加速度は上記の最適 C_d 以上の付加減衰を与えた

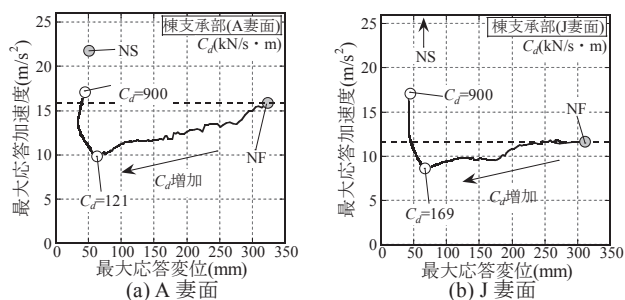


図 18 RC 片持架構応答

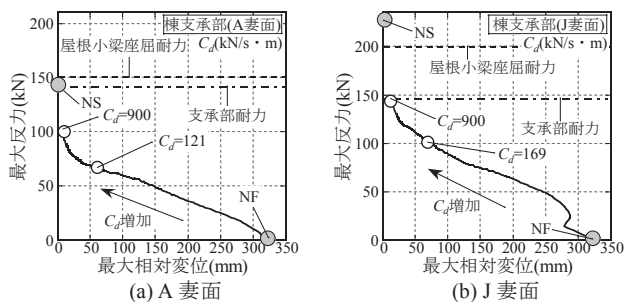


図 19 支承部応答

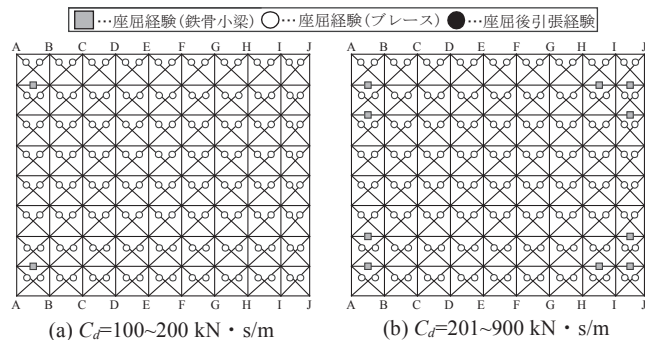


図 20 鉄骨屋根架構の破壊状況

場合も十分に低減され、応答変位は 50mm 以下に納まる。結果的に検討建物では、 $C_d=900\text{kN/s} \cdot \text{m}$ 相当の粘性型支承を採用すると、支承部最大反力を A 通り屋根小梁座屈耐力以下に抑え、応答加速度を 1.5G、支承部相対変位を 20mm 以下に納める設計が可能である。

支承の応答を分析する。図 24 に支承部履歴を示す。粘性型支承は図 16 に示す弾塑性型支承と比べて、粘性係数 C_d に依らず支承列全体でエネルギー吸収を示す履歴ループをなす。図 25 に支承列の変位関係を示す。横軸は C_d を示す。RV モデルは低 F_y の RP モデルと同様、屋根面は殆ど変形せず、粘性型支承は妻面の単独振動によりエネルギーを吸収している。また、高い C_d を与える場合においても、支承と妻面の応答は同期している。

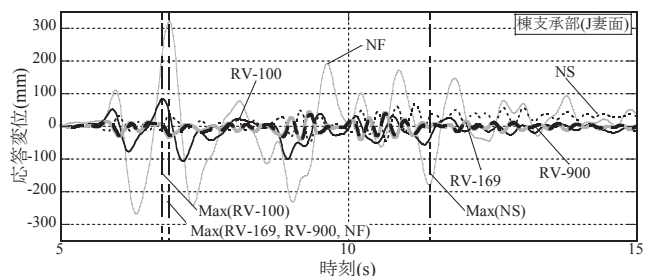


図 21 応答変位時刻歴

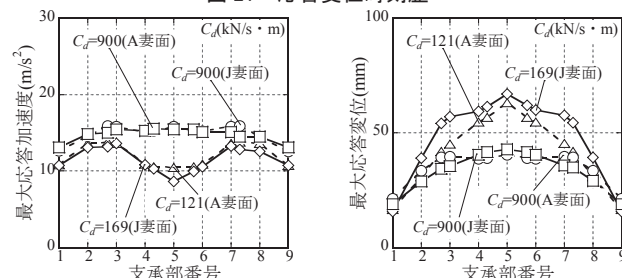


図 22 支承部節点の応答加速度

図 23 支承部節点の応答変位

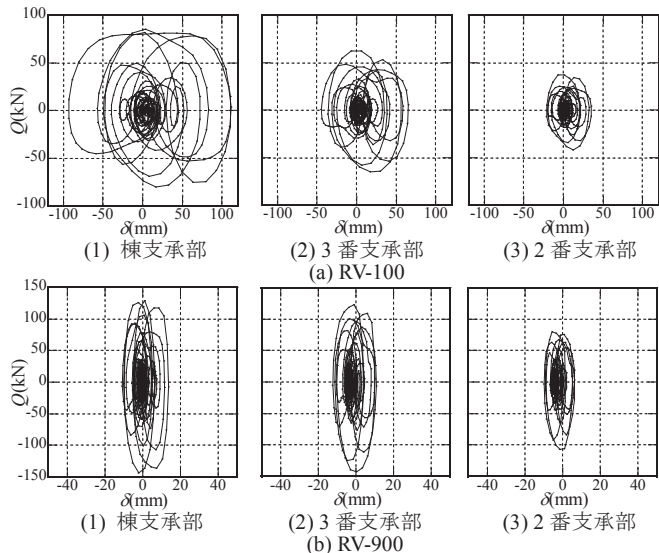


図 24 支承履歴 (J 妻面)

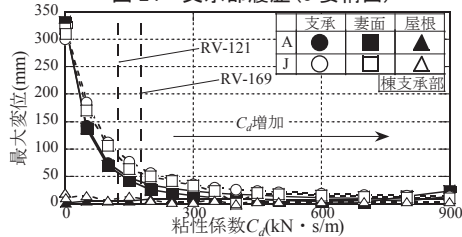


図 25 支承列の変位関係

4. 等価一質点モデルによる応答低減効果の評価

前章の結果からエネルギー吸収型支承を用いた改修法は、RC 片持架構と支承部に対してある程度の応答低減効果を得られることが分かった。本章では RC 片持架構を等価一質点系に置換したモデルの応答低減効果の分析を行い、最適な支承性能を簡便に求めるための等価線形化法による応答評価手法の誘導を試みる。

4.1 等価一質点系のモデル化と簡易応答評価の手順

簡易応答評価法の手順を述べる。図 26 にモデル縮約のフローを示す。初めに片持構面と屋根構面を支承部毎に有効質量を持つ多列骨組と見なしてモデル化を行う。次にパッシブ制振構造の応答評価法^{17), 18)}に従い各支承部の付加等価減衰定数 h_{eq} を算定する。続いて等価一質点系の等価質量 M_{eq} 、等価剛性 K_{eq} 、等価周期 T_{eq} 、等価減衰定数 h_{eq} を算定して等価一質点系をモデル化する。最後に h_{eq} に相当する減衰効果係数 D_h と支承設置前後の周期比から RC 片持架構の応答低減効果の評価する。また、片持構面の塑性化を考慮し、修正初期減衰定数 h_0' として h_{eq} 評価に反映する。

多列骨組縮約系のモデル化について述べる。図 27(a)に示すように、各支承部は片持構面(主架構)と支承+屋根構面(付加系)の並列型と仮定する。これは 3 章図 17、図 25 に示すように、支承列の妻面変位と支承相対変位が同程度であることに由来する。図 27(b)に剛性検用の構面分離モデルを、図 28 に同モデル荷重-変形関係を示す。表 5 にモデル諸元の一覧を示す。質量は各構面の総質量を示す。図 28 より分かるように、屋根構面は片持構面と比べて十分硬いため、提案手法の屋根構面は弾性剛性のみを考慮し、等価一質点系は片持構面質量のみを用いてモデル化する。各支承部は各構面剛性を均等に分担する。一方、表 5 に示すように、各構面モデル・構面分離モデルの固有周期と、立体モデルの該当固有周期(2 章図 10 参照)は対応関係にあり、各構面はそれぞれ分離してモデル化出来る。図 7 に示すように、支承列の最大変位は軒から棟にかけて大きくなるため、片持構面は支承列代表変位 u_{eq} と片持構面固有周期 T_0 を基に、有効質量 M_w ・等価弾性剛性 K_w を再計算する。 u_{eq} は(1)式より求める。 M_w は u_{eq} に対応する等価質量に 2FL・M2FL 質量の一部を負担させ(2)式より算定する。 K_w は M_w と表 5 に示す T_0 から(3)式より算定する。

片持ち構面の初期減衰定数 h_0' の評価を述べる。文献 19)で紹介されている弾塑性応答の減衰定数評価式を基に、図 29 に示す屋根構面付加後の片持構面単独の復元力特性から、(4)式を用いて片持構面の塑性化を評価する。図 30 に h_0' の評価値を示す。

$$u_{eq} = \sqrt{\left(\sum_{i=2}^{N-1} m_i u_i^2\right) / \sum_{i=2}^{N-1} m_i} \quad (i=2 \sim N-1: \text{両端を除く支承部番号}) \quad (1)$$

$$M_w = \left(\sum_{i=2}^{N-1} m_i u_i\right)^2 / \sum_{i=2}^{N-1} m_i u_i^2 + m_0 \quad (2)$$

$$K_w = (2\pi/T_0)^2 M_w \quad (3)$$

$$h_0' = \left[1 + \frac{K_a'}{(1-\gamma)K_w'}\right]^{-1} \left\{0.2\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_{weq}}}\right)\right\} + h_0 \quad (4)$$

[u_{eq} : 代表変位, m_i : 支承列質量, m_0 : 代表変位間の 2FLM2FL 質量, u_i : 最大応答変位, M_w : 片持構面有効質量, K_w : 片持構面等価弾性剛性, K_a' : 片持構面貯蔵剛性, T_0 : 固有周期, γ : 二次剛性比, K_a' : 付加系等価剛性, μ_{weq} : NF モデル代表最大塑性率, h_0' : 修正初期減衰定数, h_0 : 初期構造減衰(=0.03)]

ダンパー支承を付加した系全体の等価減衰定数 h_{eq} の評価について述べる。弾塑性型支承を含む RP モデルでは、片持構面の NF モデル支承部最大塑性率 μ_w を用いてダンパー貯蔵剛性 K_d' を算定し、次に各支承部の履歴吸収エネルギー E 、弾性歪エネルギー W 、および系全体の等価剛性 K_{eq} を算定し、最後に(4)~(5)式より h_{eq} を導出する²⁰⁾。等価周期 T_{eq} は最大変形時周期と弾性周期の平均として求める。粘性型支承を含む RV モデルでは、粘性係数 C_d より求まるダンパー損失剛性 $K_d'' (=2\pi C_d/T_0)$ を用いて同様に h_{eq} を導出する。図 5 に示すように、今回のモデルの片持構面固有周期 T_0 は加速度スペクトル一定領域外にあり、ダンパー付加による変位低減効果 R_d は $D_h(T_{eq}/T_0)$ 、加速度低減効果 R_a は $D_h(T_0/T_{eq})$ として評価する。

$$h_{eq} = h_0' + \left(\sum_{i=2}^{N-1} h_{eq,i} W_i\right) / \sum_{i=2}^{N-1} W_i \quad (5)$$

$$D_h = \sqrt{(1 + \alpha h_0') / (1 + \alpha h_{eq})} \quad (\text{観測波: } \alpha=25, \text{ 人工地震波: } \alpha=75) \quad (6)$$

[h_{eq} : 等価減衰定数, h_0' : 修正初期減衰定数, α : 地震波に依る係数, $h_{eq,i}$: 付加等価減衰定数, W_i : 弾性歪エネルギー, D_h : 減衰効果係数]

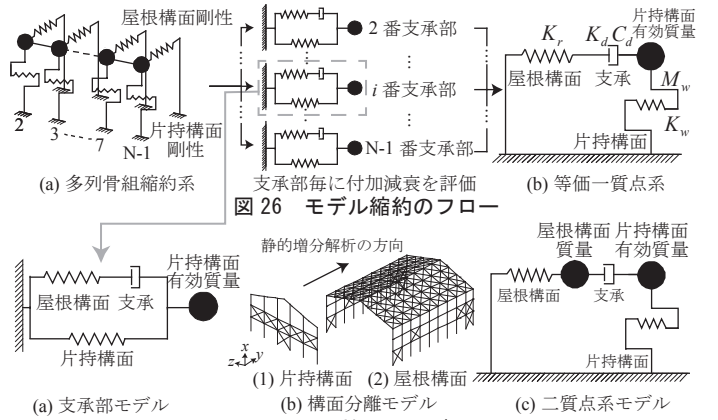


図 26 モデル縮約のフロー

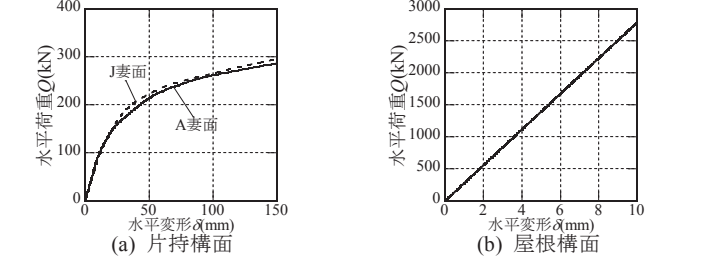


図 27 検討用モデル

	多列骨組各構面モデル			構面分離モデル	立体モデル
	質量 $M \times 10^3$ (kg)	剛性 K (kN/mm)	固有周期 T_0 (s)	1次固有周期 T (s)	該当固有周期 T (s)
屋根構面	290	274	0.202	0.208	0.202(9th)
A妻面	143	9.58	0.762	0.733	0.753(2nd)
J妻面	183	8.59	0.911	0.917	0.936(1st)

表 5 モデル諸元一覧

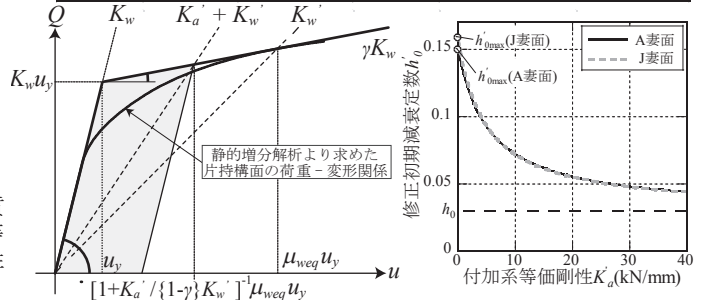


図 29 片持構面復元力特性 図 30 修正初期減衰定数 h_0' 評価値

エネルギー吸収型支承に代わり弾性バネ支承を設置したモデルを用いて等価一質点系の妥当性を検証する。検証は支承列の最大変位と固有周期を比較する。また、検証では図 27(c)に示す屋根構面質量を考慮した二質点系モデルの評価も行う。図 31 に検証結果を示す。等価一質点系評価は立体解析結果と概ね対応関係にあり妥当と判断できる。また、二質点系と等価一質点系の評価精度の差は小さいため、今回は簡便な等価一質点系を用いて応答評価を行う。

4.2 立体解析結果と等価一質点系評価の比較

立体解析結果と等価一質点系評価の比較、および改修モデルの応答分析を行う。本章では入力地震動に告示波(JMA-Kobe NS)を用い、立体モデルの屋根構面は弾性とし、立体解析結果の変位は(1)式で代表する。RC 片持架構(主架構)の応答は 4.1 節で紹介した評価法¹⁸⁾に倣い、NF モデル(改修型支承設置前)の応答値を用いて応答変位・加速度を無次元化した低減率として評価を行う。

弾塑性型支承を含む RP モデルの応答評価を行う。図 32~34 に等価一質点系モデルによる応答評価結果を示す。表 6 に告示波を入力した RP モデル支承最大塑性率を示す。図 32 では全支承が塑性化すると仮定した評価(黒印)と、表 6 に示す支承列塑性化範囲を考慮した評価(白印)を比較している。同表は非塑性化状態の支承を灰色で示している。同図に示すように、支承列塑性化範囲を考慮した評価は加速度低減率 R_d がやや上昇する。これは支承列に塑性化しない支承が含まれると、吸収エネルギー量が低減するとともに、システム(主架構+付加系)の等価剛性が大きくなり、等価周期が短周期化するためである。このように、3 章で述べた RP モデルにおける応答加速度上昇は、支承列の塑性化範囲が原因であることがわかる。図 33 および図 34 に支承列塑性化範囲を考慮した等価一質点系評価を立体解析モデルと比較して示す。図 33 に示すように、RC 片持架構の応答評価は立体解析結果と概ね対応関係にある。図 34 に示すように、支承部応答は最大相対変位をやや過大評価する傾向にあるものの、等価一質点系は立体解析結果の変位を安全側で評価出来ている。

次に粘性型支承を含む RV モデルの応答評価を行う。図 35 および図 36 に等価一質点系モデル応答評価と立体解析結果の比較を示す。図 35 に示すように、RC 片持架構の応答は変位低減率 R_d をやや過大評価する傾向にあるものの、等価一質点系は立体解析結果を安全側で評価出来ている。また、最大加速度応答低減効果を与える $C_d=141, 161\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}$ を比較すると、等価一質点系評価と立体解析結果は概ね良い対応を示している。図 36 に示すように、支承部応答も最大相対変位をやや過大評価する傾向にあるものの、最大反力の評価値は立体解析結果と概ね対応している。

以上のように、等価一質点系評価は総じて立体解析結果の変位をやや過大評価する傾向にある。簡易応答評価の精度向上には屋根構

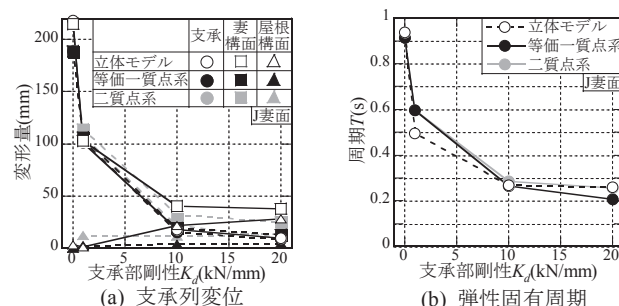


図 31 弾性バネ支承設置モデルを用いた妥当性検証結果

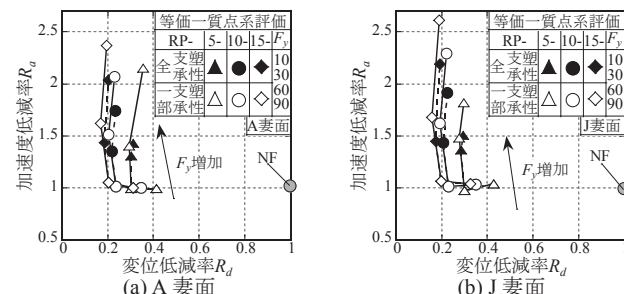


図 32 支承列塑性化範囲による等価一質点系評価の比較 (RP モデル)
表 6 RP モデル支承最大塑性率解析結果 (告示波入力)

RP-	K_d (kN/mm)	F_y (kN)	A 表面 (灰色は非塑性化)					J 表面 (灰色は非塑性化)				
			2番	3番	4番	5番		2番	3番	4番	5番	
5-	10	16.7	34.4	46.5	55.3			18.0	40.4	65.8	85.5	
	30	1.75	3.40	5.49	7.87			3.43	6.72	12.2	15.9	
	60	0.87	1.51	1.73	2.84			0.96	1.88	3.58	5.74	
	90	0.62	0.95	1.18	1.38			0.67	1.24	2.06	3.10	
10-	10	25.3	52.5	70.5	83.8			24.7	61.6	109.1	142	
	30	3.36	6.60	8.69	10.80			4.67	8.50	16.4	21.1	
	60	1.08	1.76	1.84	2.45			1.56	2.61	4.86	7.36	
	90	0.55	0.86	1.01	1.23			0.87	1.74	2.99	4.07	
15-	10	21.5	44.3	59.2	70.7			29.4	67.3	106.5	136	
	30	3.49	6.53	8.28	10.7			5.16	9.66	15.8	19.8	
	60	1.27	1.79	1.87	2.75			2.04	3.67	6.28	9.15	
	90	0.65	0.88	1.03	1.36			1.10	2.15	3.67	4.95	

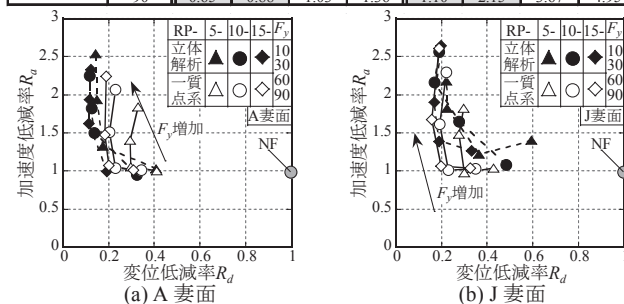


図 33 RC 片持架構応答低減率 (RP モデル, 塑性化範囲考慮)

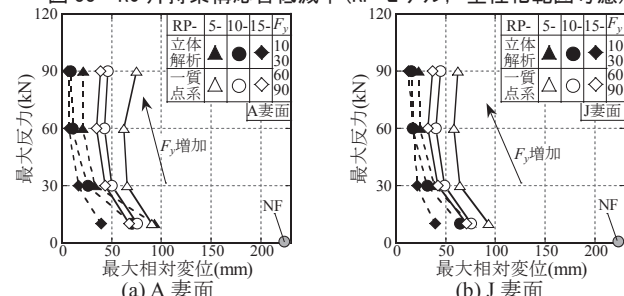


図 34 支承部応答 (RP モデル, 塑性化範囲考慮)

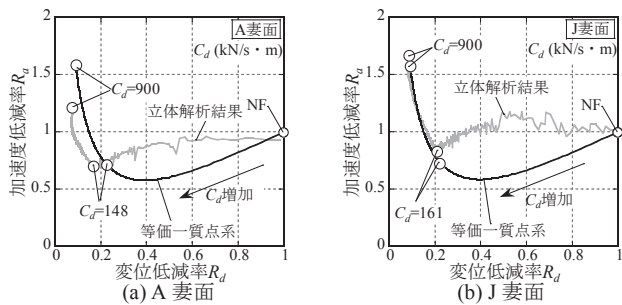


図 35 RC 片持架構応答低減率 (RV モデル)

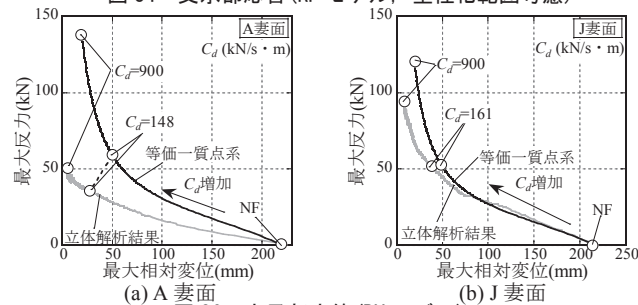


図 36 支承部応答 (RV モデル)

面と各片持構面間の共振現象などの相互作用や、2 次以上の片持構面振動モードを考慮した縮約モデルも必要であると考えられるが、今後の検討範囲としたい。その一方で、今回検討した簡易応答評価法は、必要な支承性能の範囲を設定する上で有効に用いることが出来ると考えられる。

5. 結

本研究は、RC 片持架構により支持された 32m×39m 程度の鉄骨置屋根体育館の屋根支承部にエネルギー吸収部材を導入することで、RC 片持架構の構面外応答制御を行う手法を提案し、その応答低減効果の分析を行った。以下に本研究で得られた主な知見を示す。

- 1) 鉄骨置屋根体育館の RC 片持架構支承部に弾塑性型・粘性型の履歴を有するエネルギー吸収型支承を設置する改修法は、支承部反力を原設計の支承部耐力 141kN に抑えながら、RC 片持架構の構面外応答変位と支承部最大相対変位を数 10mm 程度以下に抑える設計が可能であり、RC 片持架構と支承部に対して応答低減効果を期待できることが確認された。
- 2) 弾塑性型の履歴を有するエネルギー吸収型支承を設置する改修は、支承部初期剛性 K_d が高く、支承部降伏耐力 F_y が限定的な範囲の性能を有する支承を用いると、支承部相対変位を 50mm 以下程度、RC 片持架構の最大応答加速度を 20m/s² 程度に抑えられる。
- 3) 粘性型の履歴を有するエネルギー吸収型支承を設置する改修は、粘性係数 C_d の増加に従って、RC 片持架構の構面外応答変位・応答加速度、支承部の相対変位はある程度まで一律に低減される。このとき支承部反力も同時に増大するが、増大の傾向は弾塑性型支承より小さく、反力の増大を抑えながら RC 片持架構の構面外応答変位を 50mm 以下程度、応答加速度を 15m/s² 以下程度、支承部最大相対変位を 20mm 以下程度に納める設計が可能である。
- 4) 等価一質点系簡易モデルを用いた等価線形化法による RC 片持架構の簡易応答評価法を提案し、エネルギー吸収型支承を設置する改修法による応答低減効果を概ね評価出来ることを示した。弾塑性型支承を含む等価一質点系評価は、支承列の塑性化範囲を考慮した評価が立体解析結果との対応が良く、立体解析結果の変位をやや過大評価する傾向にあるものの、安全側の評価が可能である。粘性型支承を含む等価一質点系評価も立体解析結果の変位をやや過大評価する傾向にあるものの、安全側の評価が可能であり、エネルギー吸収型支承の性能範囲を特定する上で有効であると考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会大会 PD 資料：大空間施設の総合的耐震性能を考える-東日本大震災を経験して、2012.9
- 2) (社)建築研究振興協会東北耐震診断改修委員会鉄骨置屋根耐震検討 WG 東日本大震災における鉄骨置屋根構造の被害調査報告、2012.8
- 3) 建築研究開発コンソーシアム鉄骨置屋根構造の耐震性能に関する研究会鉄骨置屋根構造の被害分析および耐震診断の進め方、2013.9
- 4) 成田和彦、竹内 徹、松井良太：RC 妻面架構を有する鉄骨置屋根体育館の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、第 78 巻、第 693 号、pp.1895-1904、2013.11
- 5) (社)日本建築防災協会：鉄骨学校体育館の耐震改修の手引と事例、2004.8
- 6) 日本建築学会シェル・空間構造耐震性能評価小委員会：学校体育館等耐

- 震性能設計ガイドライン(案)、2008.3
- 7) 山下哲郎、岡本哲美、安田勝範、玉松健一郎：摩擦ダンパーを用いたダイヤモンド体育館の制震補強、その 1 概要、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1 分冊、pp.809-810、2003
- 8) 山下哲郎、岡本哲美、大家貴徳：摩擦ダンパーを用いたダイヤモンド体育館の制震補強、その 2 限界耐力計算の適用、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1 分冊、pp.857-858、2004
- 9) 竹内徹、堤友紀、熊谷知彦、小河利行：制振部材を用いた鉄骨造学校体育館の耐震改修および屋根部の地震応答、日本建築学会構造系論文集、第 75 巻、第 656 号、pp.1891-1900、2010.10
- 10) 竹内徹、湯澤優登、熊谷知彦、小河利行：制振部材を用いた鉄骨造体育館における屋根面架構の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、第 76 巻、第 669 号、pp.1989-1995、2011.11
- 11) 大家貴徳、加藤史郎、岡本哲美、高山秀勝：エネルギー吸収機構付支承を有する空間構造物の地震応答特性、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1 分冊、pp.851-852、2001
- 12) 文部科学省：屋内運動場等の耐震性能診断基準、(社)文教施設協会、2006.9
- 13) 柴田道生、中村武、若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化、その 1 定式化関数の誘導、日本建築学会論文報告集、第 316 巻、pp.18-24、1982.6
- 14) 柴田道生、中村武、若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化、その 2 応答解析への適用、日本建築学会論文報告集、第 320 巻、pp.29-35、1982.10
- 15) 和田章、木下雅彦：MSS モデルを用いた柱降伏型の建物の立体振動解析その 1、2、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.312-316、1985.10
- 16) 建設省建築研究所：建築研究資料第 83 号設計用入力地震動作成手法、1994.11
- 17) 笠井和彦、伊藤浩資、渡辺厚：等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法、日本建築学会構造系論文集、第 571 号、pp.53-62、2003.9
- 18) 一般社団法人日本免震構造協会：バッシブ制振構造 設計・施工マニュアル、第三版、2013.11
- 19) 柴田明徳：最新建築学シリーズ 最新耐震構造解析 第二版、森北出版、2003.5
- 20) 竹内徹、市川康、中島秀雄、笠井和彦：ダンパーが不均等配置された多層バッシブ制振構造の応答予測 日本建築学会構造系論文集、第 583 号、pp.115-122、2004.9

RESPONSE CONTROL OF CANTILEVERED RC WALLS IN GYMNASIA WITH ENERGY-DISSIPATION ROOF BEARINGS

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

^{*1} Ibaraki Prefectural Office, M. Eng.

^{*2} Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology

^{*3} Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*4} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

1. Introduction

A large number of steel roof bearings in RC gymnasia are damaged at 2011 Tohoku Earthquake, and out-of-plane response of cantilevered RC walls supporting the roof frame is identified as one of main causes of damage. In order to use these kinds of gymnasia as shelters after the earthquake, they are required seismic retrofit. However, a conventional seismic retrofit method requires strengthening bearings with steel corner plates and replacing all the roof braces, which is uneconomical. In this paper, a seismic retrofit method inserting energy-dissipation elements into the roof bearings is discussed and their response reduction effects on the gymnasium are investigated.

2. Modelling and Response of Non-Retrofitted Model

The analysis model simulates the actual gymnasium damaged in 2011 Tohoku earthquake and the energy-dissipation roof bearings with elasto-plastic or viscous damper are taken into account. The maximum acceleration response of non-retrofitted model at the bearings is about 2.5~3.0G and the maximum reaction force of bearings is over the yield force of the existing bearings, which corresponds to the actual damage. The maximum acceleration response of non-retrofitted model at the roller bearings is reduced to 1.5G, however, the maximum displacement of the RC cantilevered walls reaches over 300 mm.

3. Response of Retrofitted Model with Energy-Dissipation Bearings

On the basis of the analysis results, a seismic retrofit method using the energy-dissipation bearings shows the significant response reduction effect on the RC cantilevered walls. In the retrofit using the elasto-plastic bearings, the maximum displacement response of the RC cantilevered walls is reduced sufficiently by initial stiffness and limited yield strength bearings. Then, the maximum relative displacement of bearings is suppressed below 50 mm. In the studies of retrofit using the viscous bearings, the maximum displacement and acceleration response of the cantilevered RC walls and the maximum relative displacement of bearings are reduced to a certain extent simultaneously as viscous increases. Then, the maximum reaction force of bearings is kept below the yield force of the existing bearings and the maximum relative displacement of bearings is suppressed below 20 mm.

4. Response Evaluation with equivalent SDOF System and Equivalent Linearization Method

A simplified response evaluation method using the equivalent SDOF system and equivalent linearization method are proposed to analyze the response of the cantilevered RC walls and to determine the optimum performance of the energy-dissipation bearings. The model is composed of the steel roof spring, the cantilevered RC wall mass and spring and the bearings as a non-linear spring. Analysis with equivalent SDOF system can evaluate the maximum reaction force of bearing and the evaluation of their maximum displacement in a safe side.

5. Conclusions

In conclusions, the following results are obtained.

- 1) A seismic retrofit method inserting energy-dissipation elements into roof bearings shows significant response reduction effect on RC cantilevered walls, keeping both the reaction force and displacement of bearings non-damaged level.
- 2) The energy-dissipation bearings with elasto-plastic damper show the significant response reduction effect on the cantilevered RC walls with high stiffness and limited yield strength, while the maximum relative displacement of bearings is suppressed below 50 mm.
- 3) The energy-dissipation bearings with viscous damper also show the significant response reduction effect on RC cantilevered walls. Both the maximum displacement and acceleration response and the maximum relative displacement of bearings are reduced to non-damaged level, the maximum relative displacement of bearings being suppressed below 20 mm.
- 4) A simplified response evaluation method using equivalent SDOF system and an equivalent linearization technique are proposed to determine the optimum specification of the energy-dissipation bearings with some margins in the maximum displacement.

(2014年8月7日原稿受理, 2014年9月25日採用決定)