

種々の鉄骨屋根支承部の繰返し載荷実験および屋根応答への影響

CYCLIC LOADING TESTS ON STEEL ROOF BEARINGS
AND EFFECTS ON ROOF RESPONSES稲葉 祐介*¹, 寺澤 友貴*², 松井 良太*³, 熊谷 知彦*⁴, 竹内 徹*⁵Yusuke INABA, Yuki TERAZAWA, Ryota MATSUI,
Tomohiko KUMAGAI and Toru TAKEUCHI

Numerous steel roof bearings in RC gymnasiums were damaged at the 2011 Tohoku and 2016 Kumamoto Earthquake, mainly due to the out-of-plane response of cantilevered RC walls. Although the authors confirmed the longitudinal response reduction effect of the cantilevered RC walls by friction damper bearings, the transverse response was not examined. In this paper, dynamic loading tests of a sliding bearing with PTFE sheets, a friction damper bearing, and a rubber sheet bearing are conducted. The response of the RC walls in the longitudinal and transverse direction is calculated by numerical simulation using bearing hysteresis loops constituted by test results.

Keywords : Gymnasium, Cantilevered RC Wall, Roof Bearing, Response Evaluation, Cylindrical Lattice Shell

体育館, RC片持架構, 支承部, 応答評価, 円筒ラチスシェル

1. 序

1995年阪神・淡路大震災に引き続き¹⁾, 2011年東北地方太平洋沖地震²⁾, 2016年熊本地震³⁾において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, 主要原因の1つとしてRC片持架構の構面外応答が指摘されている⁴⁾。被害建物には新耐震基準後の体育館等も含まれ, 耐震診断・改修指針⁵⁾のみならず新築設計の再整備が必要である。一般的な改修法は強度型の補強が採用される一方, 文献6)では摩擦ダンパーを支承部に挿入することでRC片持架構の構面外応答を低減させ, 屋根部を大規模改修することなく支承部の反力・相対変位を許容範囲内に抑える手法が示されている。また支承部相対変位を予測する手法として妻壁とその他の部分からなる2自由度系を用いた近似応答評価手法を提案し, 様々な規模の体育館に対し適用性を確認している。ただし, 以上は桁行方向入力に対するせいの高いRC妻壁の応答に関する検討に留まっており, 梁間方向入力に対する側面壁の検討は行われていない。

2016年熊本地震では桁行方向のみならず, 梁間方向の部材および支承部の被害も多く見られた。ライズを有する架構の梁間方向入力に対する振動はラチスシェル屋根構造設計指針等で示された屋根部の水平・鉛直応答増幅とRC片持架構の構面外応答が連成した複雑な応答を有すると考えられる⁷⁾⁹⁾。しかし同指針で対象としている解析モデルは屋根外周部を剛梁としており, 支持架構の構面外応答

と屋根面応答の関係について検討した例は少ない。

これらの鉄骨置屋根構造では, 柱頭アンカーボルト定着部の被りコンクリート片が落下する被害とともに, 均しモルタル部の圧壊が多数報告されている。山田ら^{10)~14)}, 山下ら^{15)~17)}はそれぞれアンカーボルト定着部の被りコンクリートでの側方破壊および均しモルタル部の圧壊メカニズムに関し, 多数の実験を元に詳細な検討を行っている。その結果, 比較的厚い均しモルタル部ではアンカーボルトの曲げ変形メカニズムで支承部耐力が決定され, アンカーボルトのせん断耐力より小さいせん断力で剛性低下が生じ, アンカーボルトの曲げ変形により均しモルタルの割裂が始まることが報告されている。

このように均しモルタルで耐力が決定される場合の改修の提案例としては, 先述した摩擦ダンパー支承の導入とともに, 均しモルタル部をゴムシートに置き換えた実施例がある¹⁸⁾。しかし厚モルタル部に適用した摩擦ダンパー支承やゴムシート支承の履歴性状や応答低減効果については実験結果が無く, 復元力特性も明らかでない。

本研究では梁間方向を含む鉄骨置屋根支承部の応答評価を最終目的とし, まずモルタル厚さ60mmを有するPTFE滑り支承, 摩擦ダンパー支承, 厚さ60mmのゴムシート支承を実際に製作し, 動的載荷実験を実施してその履歴特性を確認する。得られた復元力特性を用いて同支承を学校体育館規模の支持架構付き円筒ラチスシェルに挿入した解析モデルを構築し, 各支承部が支承部応答反力や支承部応答変形に与える影響を確認する。

*¹ 元 東京工業大学建築学系 大学院生・修士(工学)

*² 東京工業大学建築学系 大学院生・修士(工学)

*³ 東京工業大学建築学系 助教・博士(工学)

*⁴ 明治大学理工学部建築学科 准教授・博士(工学)

*⁵ 東京工業大学建築学系 教授・博士(工学)

Former Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

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

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

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

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

2. 各種支承部の試験体ならびに実験方法

PTFE 樹脂を用いた PTFE 滑り支承, 摩擦パッドを用いた摩擦ダンパー支承, ゴムシートを挿入したゴムシート支承について縮小率 0.8 の試験体を製作し, 載荷実験を行ってその履歴性状や各種依存性を確認する。

2.1 各種支承部の試験体概要

Fig. 1 に 3 種類の試験体全景および試験体可動部を示す。全てルーズホールを有する鉄骨置屋根のベースプレートをアンカーボルト 4 本で RC 架構に接合する柱頭定着部を模擬したものである。以下ベースプレート: PL①, 敷プレート: PL②と称す。Fig. 1(a)の PTFE 滑り支承では PL①下面に PTFE 板, PL②上面に SUS.PL (ステンレスプレート)を, および PL①上面に SUS.PL, ワッシャー下面に PTFE 板を貼付けて摩擦力を低減し, 載荷方向に $\pm 50\text{mm}$ のルーズホールを設けてアンカーボルトを介して RC 部に定着する。モルタル厚さはアンカーボルトの曲げ変形メカニズムにより耐力が決定される可能性が高いアンカーボルト径の 3 倍以上¹⁹⁾の 60mm とする。Fig. 1(b)の摩擦ダンパー支承では(a)の PTFE 滑り支承の両側に可動方向のみ変位が連動する摩擦機構を挿入し, 皿ばねで摩擦機構のボルト軸力変動に依存しないダンパーを構成する。設計滑り耐力を 90kN と想定し, 0.8^2 倍した 58kN を滑り耐力の目標とする。PTFE 板, 摩擦パッドの SUS.PL に対する摩擦係数はそれぞれ 0.2, 0.5 程度⁹⁾であることから摩擦機構のボルト軸力は 50kN で管理する。Fig. 1(c)のゴムシート支承では PL①上面に SUS.PL, ワッシャー下面に PTFE 板を貼付けて摩擦力を低減し, さらに PL①と PL②の間に $\pm 50\text{mm}$ のルーズホールを設けた厚さ 60mm のゴムシートを接着せずに挿入する。コンクリート, モルタル, 鉄筋, アンカーボルトの材料強度を Table 1 に示す。試験体の設計においてコンクリートの圧縮強度を 24N/mm^2 と仮定したが, 圧縮強度は設計時よりも強くなった。

RC 柱断面は $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ とし, 主筋は D25 (SD345), せん断補強筋は D10 (SD295A)@70 とした。主筋の上端は曲げ内法寸法 100mm, 余長 100mm の 180° フックとし, 下端を試験体底面の鋼板 (PL-25, SM490A)に完全溶け込み溶接で接合する。なお試験体底面の鋼板には試験体を振動台に固定するための孔を開け, 内側には高ナットを溶接する。せん断補強筋は曲げ内法寸法 25mm, 余長 60mm の 135° フックとする。アンカーボルトは RC 部への埋込み長さ 400mm の M20-ABR400 とし, 埋込み側の先端にナットを取り付ける。モルタルの平面形状は PL①の形状に合わせ, PTFE 滑り支承では $270\text{mm} \times 420\text{mm}$, 摩擦ダンパー支承では $490\text{mm} \times 420\text{mm}$ とする。ゴムシートの平面形状も PL①の形状に合わせ, $270\text{mm} \times 420\text{mm}$ とする。

2.2 実験セットアップ

Fig. 2 に実験セットアップ図を示す。試験体は治具を介して汎用試験フレームに固定し, 振動台の水平変位を制御することで載荷する。アンカーナットは鉄骨側 PL①に手締めで接合する。載荷点はモルタル下面より約 240mm 上部の点とする。支承部に常時作用する鉛直荷重として 70kN を PC 鋼棒を介して試験体頂部に加え, 皿ばね

Table 1 Material properties

(a) Concrete and mortar		(b) Reinforcing bars		
Unit: (N/mm ²)	Compressive strength	Unit: (N/mm ²)	Yield strength: F	Tensile strength
Concrete	30.9	Main rebar (D25, SD345)	393	573
Mortar	41.6	Shear rebar (D10, SD295A)	354	485
		Anchor bolt (M20, ABR400)	315.8	455.2

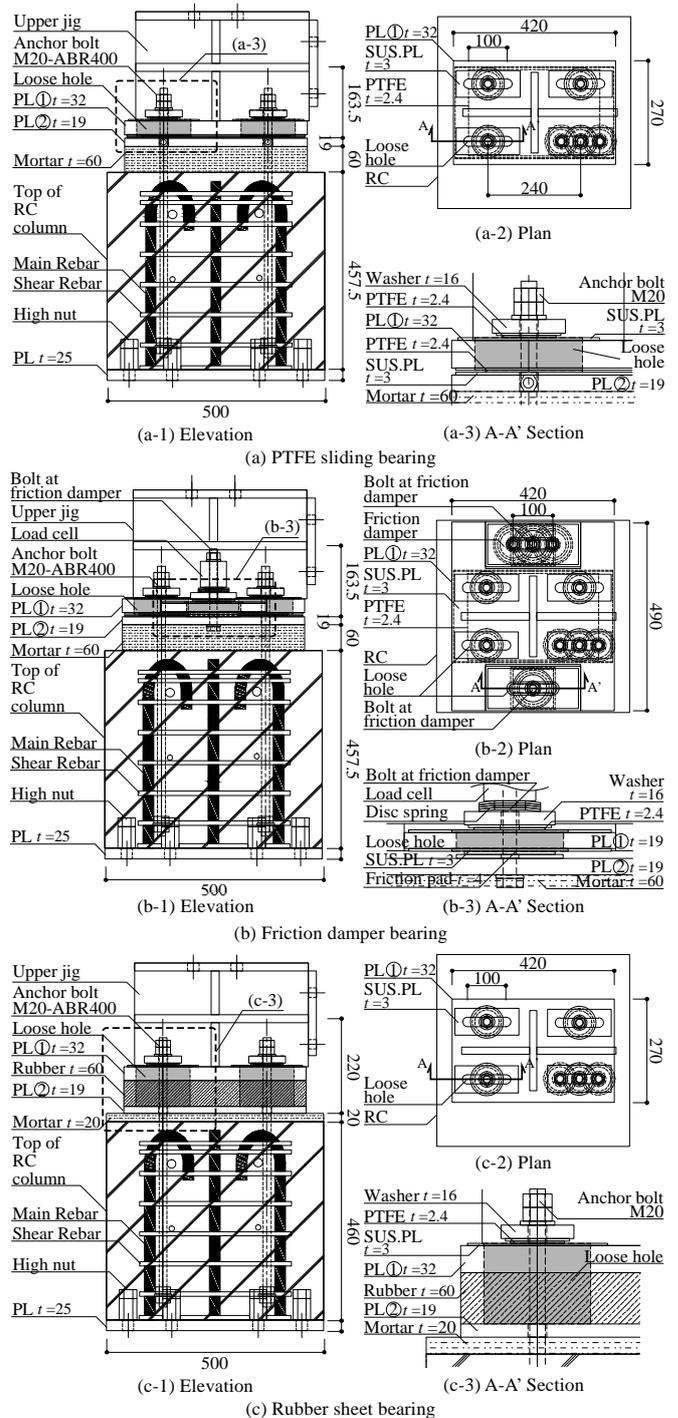


Fig. 1 Specimens (unit length: mm)

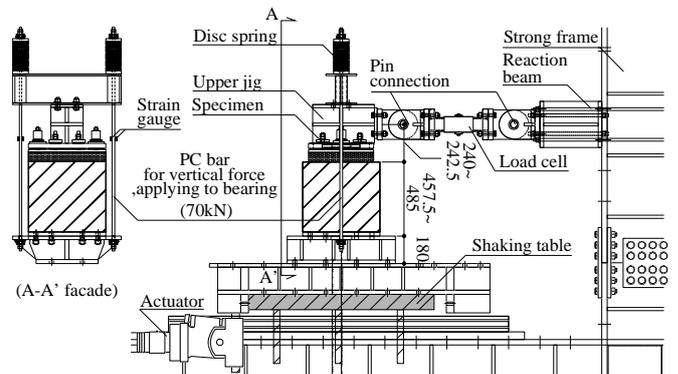


Fig. 2 Test rig for loading tests of bearings

で試験体の水平移動による軸力変動を緩和する。

2.3 各種支承部の計測計画

荷重について、Fig.2 に示すように水平荷重は上部加力器具と反力梁の間に取り付けられたロードセルによって、鉛直荷重は PC 鋼棒に貼付けた歪ゲージによって、Fig.1 (b) に示すように摩擦部ボルト軸力はボルトに取り付けられたロードセルによって計測する。変形については、Fig.3 に示すように PL①と PL②の相対変位および PL②と RC 部の相対変位はレーザー変位計によって、PL①の回転角はバネ式変位計により PL①の 4 隅の鉛直変位を計測することで算出する。またアンカーボルトが変形した際の軸力は RC 部分およびモルタル部分のアンカーボルトに貼付けた歪ゲージにより計測する。

2.4 動的載荷実験および準静的終局載荷実験の載荷計画

最初にルーズホール可動範囲内において振幅と振動数を変化させた動的載荷実験を行い、履歴性状の各種依存性を確認する。Table 2 に動的載荷実験の載荷プログラムを示す。正弦波入力力で片振幅を 10~40mm、振動数を準静的~2.0Hz まで変化させる。鉛直荷重は PTFE 滑り支承、摩擦ダンパー支承では 70kN のみ、ゴムシート支承では 70, 20, 0kN と変えて実験を行う。次にルーズホール可動範囲を超えた準静的終局載荷実験を行い、終局耐力、破壊性状を確認する。

Fig. 4 に準静的終局載荷実験の載荷プログラムを示す。初めは 30kN で 1 サイクル載荷し、その後 90kN から荷重振幅増分を 30kN とし、2 サイクルずつ載荷を行う。最大耐力に達した後は変位制御とし、変位振幅増分を 10mm とし、2 サイクルずつ載荷を行う。この際、治具の損傷を防ぐため鉛直荷重導入用の PC 鋼棒は取り外している。

3. 支承部載荷実験の結果

3.1 動的載荷実験

本節では PTFE 滑り支承、摩擦ダンパー支承の滑り荷重を議論する上で、式(1)に示す各支承部の滑り面を構成する材料の水平鉛直荷重比 μ (以下荷重比と称す) を定義する。

$$\mu = Q/N \quad (1)$$

ここに Q : 各支承部の滑り荷重、 N : 滑り面に作用する鉛直荷重とする。

PTFE 滑り支承における滑り面は PTFE 板と SUS.PL の 1 組で構成されていることから、PTFE 滑り支承の滑り荷重を Q_p 、PC 鋼棒により導入された鉛直荷重を N_c とし、PTFE 滑り支承における PTFE 板の荷重比 μ_p を式(2)で定義する。

$$\mu_p = Q_p/N_c \quad (2)$$

摩擦ダンパー支承における滑り面は PTFE 板と SUS.PL および摩擦パッドと SUS.PL の 2 組で構成されている。そこで摩擦ダンパー支承全体の滑り荷重を Q_f 、Fig. 1(b) に示す 2 つの摩擦部ボルト(Bolt at friction damper) の軸力を N_{b1} 、 N_{b2} とし、摩擦ダンパー支承における摩擦パッドの荷重比 μ_f を式(3)で定義する。

$$\mu_f = (Q_f - Q_p)/(N_{b1} + N_{b2}) \quad (3)$$

3.1.1 PTFE 滑り支承

Fig. 5 に代表して振動数 0.5Hz の水平荷重-PL①と PL②の水平相対変位 (PL①相対変位) 関係を、Table 3 に振幅、振動数と計測された PTFE 滑り支承の滑り荷重 Q_p 、荷重比 μ_p の関係を示す。振幅に拠らず Q_p と μ_p は滑り始めから滑り終わりにかけてわずかに増大してい

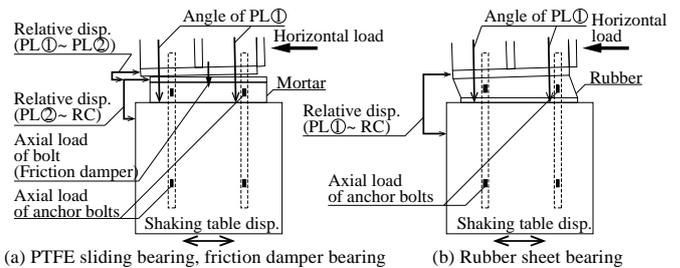


Fig. 3 Measuring points

Table 2 Loading protocol (dynamic loading test)

Amplitude (mm)	Frequency (Hz)	Cycle
$\pm 10 / \pm 20 / \pm 30 / \pm 40$	Quasi static (0.05)	4
$\pm 10 / \pm 20$	0.5 / 1.0 / 2.0	10
$\pm 30 / \pm 40$	0.5 / 1.0	10

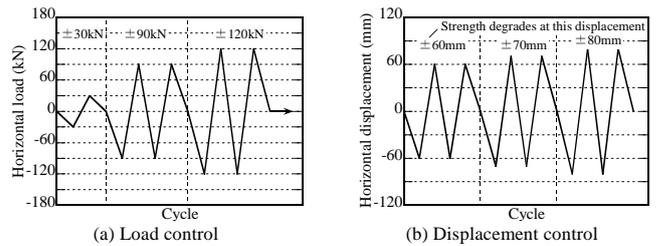


Fig. 4 Example of loading protocol (ultimate loading test)

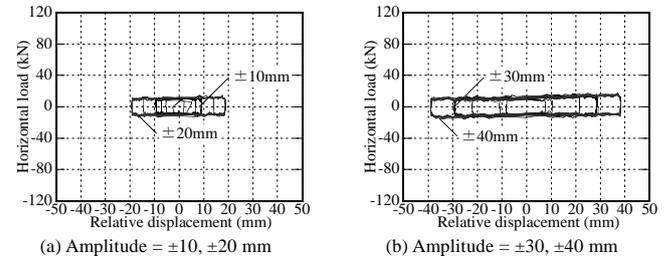


Fig. 5 Results of dynamic loading test (PTFE sliding bearing, $f=0.5\text{Hz}$)

Table 3 Results of dynamic loading test (PTFE sliding bearing)

Amplitude (mm)	Frequency (Hz)	Slip shear force Q_p (kN)		$\mu_p = Q_p/N_c$	
		Start	End	Start	End
± 10	Quasi static	7.1	7.5	0.10	0.10
	0.5	9.7	10.0	0.13	0.14
	1.0	11.0	12.3	0.15	0.18
	2.0	11.0	12.5	0.15	0.18
	2.0	11.0	12.5	0.15	0.18
± 20	Quasi static	7.5	9.3	0.10	0.13
	0.5	10.0	12.2	0.14	0.19
	1.0	11.2	14.5	0.15	0.19
	2.0	11.2	14.5	0.16	0.20
	2.0	11.2	14.5	0.16	0.20
± 30	Quasi static	7.1	10.0	0.10	0.15
	0.5	10.0	14.0	0.13	0.20
	1.0	10.0	14.0	0.14	0.20
	1.0	10.0	14.0	0.14	0.20
	1.0	10.0	14.0	0.14	0.20
± 40	Quasi static	6.0	11.0	0.08	0.14
	0.5	10.0	15.0	0.13	0.20

る。これはまず Fig.1 に示すように水平力加力位置の滑り面からの偏心により PL①が回転することで滑り面に作用する圧縮力が増加し、さらに PTFE 板も PL①と共に傾いて PTFE 板の角部が SUS.PL に引っかかり、水平荷重が増加したためと考えられる。さらに振動数が大きくなった時も Q_p 、 μ_p はやや上昇する傾向にある。しかし、滑り荷重の変動幅は約 11~16kN と小さい範囲にとどまり、振幅、振動数に拠らず履歴はほぼ矩形形状となっている。

3.1.2 摩擦ダンパー支承

Fig. 6 に代表して振動数 0.5Hz の水平荷重-PL①相対変位関係を、Table 4 に振幅、振動数と計測された摩擦ダンパー支承の滑り荷重 Q_f 、摩擦パッドの荷重比 μ_f の関係を示す。滑り荷重 Q_f には PTFE 部の滑り荷重も含んでいる。Fig. 6 より折返し点から約 60kN の第一段の滑り荷重 Q_{f1} を経た後に約 80kN の第二段の滑り荷重 Q_{f2} に達し、また Table 4 からも振幅、振動数に拠らず第一段と第二段の滑り荷重

が観測された。さらに荷重比も第一段の荷重比 μ_{f1} が 0.5 程度であるのに対し、第二段の荷重比 μ_{f2} は 0.7 程度に達している。Fig. 7 に PL ① 回転角、PL ① 水平相対変位時刻歴を示す。Fig. 6 および Table 4 より振幅、振動数に抛らず折返し点から第二段滑り荷重に切り替わるまでの相対変位 δ_0 は 5~6mm 程度であり、これは Fig. 7 において PL ① が折返し点から逆方向に完全に回転しきるまでの相対変位と概ね対応する。これらは PTFE 滑り支承と同様にまず水平力の加力位置が滑り面から偏心していることで PL ① が回転し、PL ① の回転が滑り面に作用する圧縮力の増加、摩擦部ボルトの軸力の増加、さらに PTFE 板ないし摩擦パッド(Friction pad)角部の SUS.PL への引っかかりにつながり、水平荷重が増加したためと考えられる。以下では荷重比や滑り面に作用する圧縮力の増加を仮定し、例として片振幅 20mm、振動数 0.5Hz の場合の Q_{f1} 、 Q_{f2} を算出してみる。

第一段滑り荷重 Q_{f1} は正弦波入力折返し点における滑り荷重であり、PL ① は回転しておらず水平に近い状態となっている。ここでは PL ① の回転による荷重比の上昇は考慮せず、荷重比は摩擦パッドについては文献 6) より $\mu_{f1}=0.5$ 、PTFE 板については Table 3 より $\mu_{f1}=0.14$ とする。計測値より折返し時の摩擦部ボルトの軸力は $N_{b1}=41\text{kN}$ 、 $N_{b2}=40\text{kN}$ 、鉛直荷重は $N_c=75.1\text{kN}$ であるので、滑り荷重 Q_{f1} は式(4)より 51.0kN となり、Table 4 に示す片振幅 20mm、振動数 0.5Hz における計測された Q_{f1} の値 55.0kN と概ね対応する。

$$Q_{f1} = \mu_{f1}(N_{b1} + N_{b2}) + \mu_{f1}N_c = 51.0 \text{ kN} \quad (4)$$

第二段滑り荷重 Q_{f2} は滑っている最中の滑り荷重であり、PL ① の回転が観察されている。 Q_{f2} を算出する際には先述した滑り面に作用する圧縮力の増加や摩擦部ボルトの軸力の増加、PTFE 板、摩擦パッドの角部が SUS.PL に引っかかることによる水平荷重の増加等を考慮する必要がある。計測値より滑り途中の摩擦部ボルトの軸力は $N_{b1}=48\text{kN}$ 、 $N_{b2}=40\text{kN}$ 、鉛直荷重は $N_c=71.7\text{kN}$ である。鋼構造設計規準²⁰⁾に基づき、Fig. 8 に示す露出柱脚の底面における圧縮力分布により圧縮力を算出した結果、PTFE 板下面には $N_c'=94.1\text{kN}$ 程度の圧縮力が作用していたと考えられる。一方、PTFE 板、摩擦パッドの角部が SUS.PL に引っかかったことによる水平荷重の増加量を理論的に評価することは難しい。仮に Table 4 に示す片振幅 20mm、振動数 0.5Hz における計測された Q_{f2} の値 80.0kN と式(5)を用いて PTFE 板、摩擦パッドの荷重比を逆算すると、それぞれ $\mu_{f2}=0.3\sim 0.4$ 、 $\mu_{f2}=0.6\sim 0.5$ 程度まで上昇していたと考えられる。

$$Q_{f2} = \mu_{f2}(N_{b1} + N_{b2}) + \mu_{f2}N_c' \quad (5)$$

ただしこれらの PL ① の回転に伴う上昇分は支承部の構成やプロポジションに依存すると考えられ、さらなる実験的検討が必要である。

摩擦ダンパー支承では Table 2 に示す載荷プログラムに加えて再度片振幅 40mm の動的載荷実験を行ったところ、振動数 1.0Hz の載荷中に PL ① の回転に伴い滑り荷重が 115kN 程度に増加し、RC 部にひび割れが生じたため、その後片振幅 10mm の準静的載荷を行った。RC 部がひび割れた際の動的載荷における水平荷重-PL ① 相対変位関係を Fig. 9(a-1)に、アンカーボルト軸力時刻歴を(b-1)に示す。Fig. 9(b-1)より RC 部のひび割れ前後でアンカーボルト軸力の変動が無いことから、モルタルが RC 上面からかい離してアンカーボルトに水平力が伝達し、アンカーボルトのせん断力により RC 部が割裂して外側に押し出されたと考えられる。なお、文献 19)で提案された

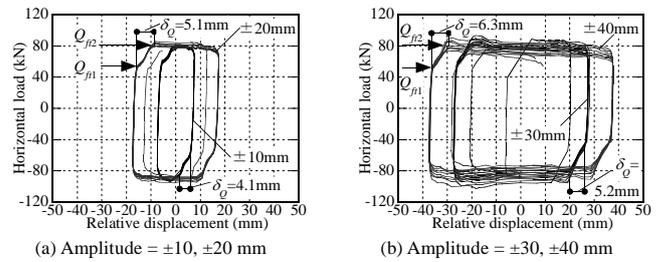


Fig. 6 Results of dynamic loading test (friction damper bearing, $f=0.5\text{Hz}$)

Table 4 Results of dynamic loading test (friction damper bearing)

Amplitude (mm)	Frequency (Hz)	Q_{f1} (kN)	$\mu_{f1} = \frac{Q_{f1} - Q_p}{N_{b1} + N_{b2}}$	Q_{f2} (kN)	$\mu_{f2} = \frac{Q_{f2} - Q_p}{N_{b1} + N_{b2}}$	δ_0 (mm)
±10	Quasi static	60.0	0.56	70.0	0.56	3.2
	0.5	60.0	0.53	80.0	0.63	4.1
	1.0	60.0	0.52	80.0	0.62	5.2
	2.0	60.0	0.52	80.0	0.62	4.5
±20	Quasi static	55.0	0.55	70.0	0.62	4.1
	0.5	55.0	0.52	80.0	0.70	5.1
	1.0	55.0	0.51	80.0	0.69	5.1
	2.0	50.0	0.44	80.0	0.69	5.7
±30	Quasi static	50.0	0.53	62.0	0.58	4.1
	0.5	60.0	0.62	80.0	0.75	5.2
	1.0	60.0	0.62	75.0	0.70	5.1
	2.0	60.0	0.62	75.0	0.70	5.1
±40	Quasi static	50.0	0.59	62.0	0.60	4.3
	0.5	47.0	0.49	77.0	0.72	6.3
	1.0	45.0	0.46	70.0	0.64	5.8
	2.0	45.0	0.46	70.0	0.64	5.8
±40 (2nd)	Quasi static	50.0	0.59	79.0	0.79	3.8
	0.5	70.0	0.81	105.0	1.03	6.5
	1.0	75.0	0.89	115.0	1.15	6.8

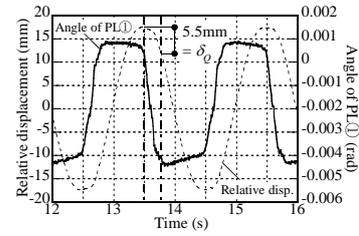


Fig. 7 Time history of relative displacement and angle of PL ① ($f=0.5\text{Hz}$)

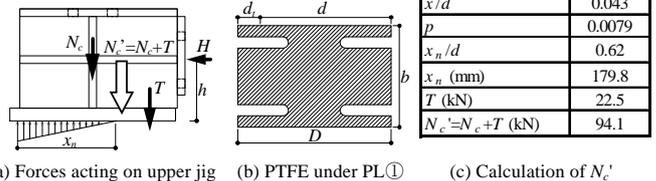


Fig. 8 Calculation of N_c' (friction damper bearing)

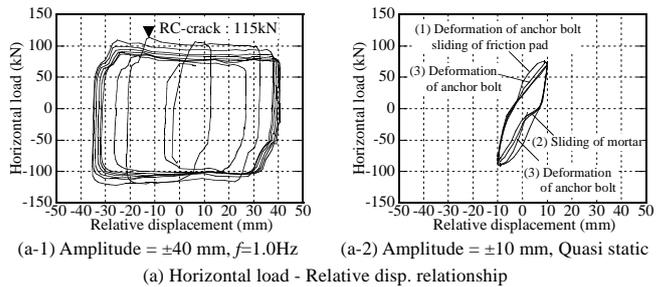


Fig. 9 Results of dynamic loading test when RC cracked (friction damper bearing)

アンカーボルトの引張軸力を考慮した降伏せん断力 P_{ys} は式(6)より 165kN となり、アンカーボルトはせん断降伏していないと考えられる。

$$P_{ys} = 4(F A_b / \sqrt{3}) / (1 + e^2 / 3j^2) \quad (6)$$

ここに A_b : アンカーボルト断面積, e : 加力位置偏心距離 220mm, j : PL①端部からアンカーボルトまでの距離 330mm としている。

その後の準静的載荷における水平荷重-PL①相対変位関係を Fig. 9(a-2)に、アンカーボルト軸力時刻歴を(b-2)に、またこの時の支承部挙動の概念図を Fig.10 に示す。(1) 最初はアンカーボルトが上下端に塑性ヒンジを形成して変形する。また PL②がアンカーボルトに引っかかることで摩擦機構がスライドし、1次剛性が緩やかでその後約 80kN で滑る履歴を描く。しかしそれ以降(2) RC 部のひび割れが拡大して RC 部がアンカーボルトを固定できなくなり、PL②がモルタルを引きずって滑るようになる。(3) 中央を過ぎるとアンカーボルトが損傷していない RC 部中央に引っかかり、Fig. 9(b-2)に示すようにアンカーボルトの軸力によって耐力が発揮され、スリップ型に近い履歴となる。この段階で Photo 1 に示すように摩擦部ボルト位置でモルタルがひび割れ、PL②がモルタルに固定できない状態となった。このように、滑り荷重を既存アンカー部で伝達する現在の仕様では支承部水平反力が RC 部ひび割れ耐力を超えるると摩擦ダンパーが有効に機能しなくなることが分かった。

3.1.3 ゴムシート支承

Fig. 11 に代表して振動数 0.5Hz, 鉛直荷重 70, 20kN の水平荷重-PL①相対変位関係を示す。鉛直荷重が 70kN では折返し後、ゴムシートの滑り出しと共に剛性が緩やかになり、全体として楕円形状に近い履歴ループを示した。一方鉛直荷重が 20kN では、振幅が 30mm 以上の場合にゴムシートのせん断変形が進むことなく滑りを生じ、せん断力が 50kN で頭打ちとなるが、振幅が 20mm 程度であれば鉛直荷重が 70kN の場合と割線剛性 k_d は大きくは変わらない。また Fig. 12 に片振幅 40mm, 鉛直荷重 70kN の各振動数における水平荷重-PL①相対変位関係を示す。せん断変形のみを生じている折返し点から 4mm 程度までの部分において、振動数が大きくなるに従い割線剛性および膨らみが大きくなる傾向が見られた。Table 5 に片振幅、振動数と 1 ループ分のエネルギー吸収量の関係を示す。振動数が大きくなるに従い 1 ループ分のエネルギー吸収量は大きくなり、特に準静的と動的の間で差が大きい。また鉛直荷重 20, 0kN では振動数が大きいほど滑り出す荷重が大きくなった。

3.2 準静的終局載荷実験

3.2.1 PTFE 滑り支承

Fig. 13(a)に準静的終局載荷実験における水平荷重-PL①相対変位関係を、(b)にアンカーボルト軸力-Cycle 関係を示す。準静的終局載荷実験では鉛直荷重導入用の治具を取り外しているため、ルーズホール間を滑っている間の滑り荷重はほぼ 0kN となっている。ルーズホール端部に接触後、まず 90.4kN でモルタルが、+86.5kN で RC 部がひび割れ、耐力が低下した。その後アンカーボルトがモルタルを外側に押し出し、相対変位が 80mm に達すると耐力が再上昇し、92.5kN に達した。Fig. 13 (b)を見ると耐力再上昇時にはアンカーボルトの軸力が 70kN に達しており、また Photo 2 よりアンカーボルトに変形角が生じていることからアンカーボルト軸力水平成分により耐

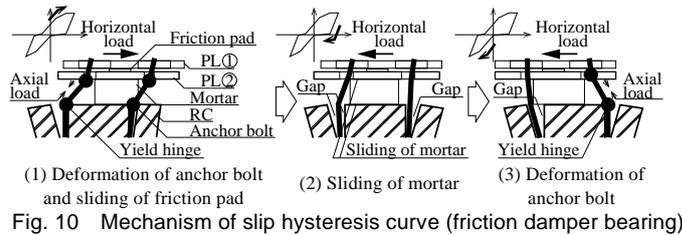
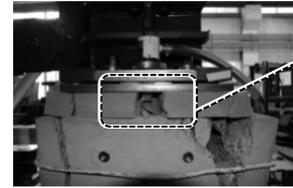
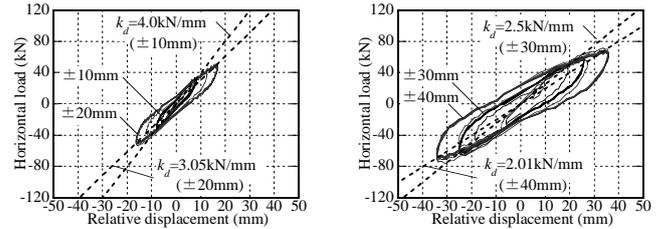


Fig. 10 Mechanism of slip hysteresis curve (friction damper bearing)



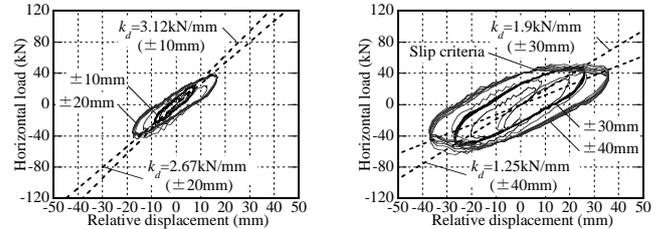
Mortar cracked at friction damper

Photo 1 Friction damper bearing after dynamic loading test



(a-1) Amplitude = ±10, ±20 mm (a-2) Amplitude = ±30, ±40 mm

(a) Vertical load = 70kN



(b-1) Amplitude = ±10, ±20 mm (b-2) Amplitude = ±30, ±40 mm

(b) Vertical load = 20kN

Fig. 11 Results of dynamic loading test (rubber sheet bearing, $f=0.5\text{Hz}$)

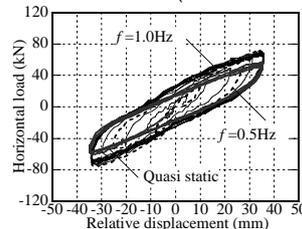


Fig. 12 Results of dynamic loading test (rubber sheet bearing, vertical load=70kN)

Table 5 Energy for 1 loop (rubber sheet bearing)

	Energy for 1 loop (kJ/mm)			
	±10mm	±20mm	±30mm	±40mm
Quasi static	149.3	490.2	1123.3	1961.2
0.5Hz	222.1	787.3	1703.7	3114.3
1.0Hz	222.5	791.4	1708.6	3100.5
2.0Hz	268.8	934.6		

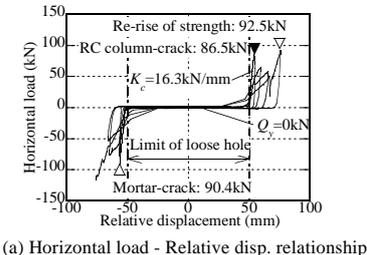


Fig. 13 Results of ultimate loading test (PTFE sliding bearing)

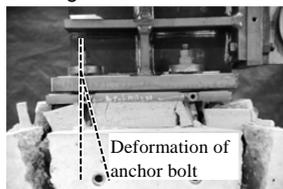


Photo 2 PTFE sliding bearing after ultimate loading test

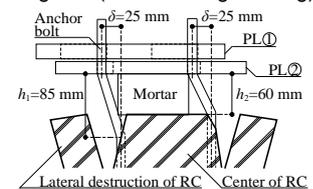


Fig. 14 Mechanism of re-rise of strength (PTFE sliding bearing)

力が上昇したと考えられる。以下、耐力が再上昇した際のアンカーボルト軸力の水平方向成分を算出する。この時のアンカーボルトの変形状況は Fig.14 に示すように、側方破壊側ではアンカーボルトを RC 部上面位置で固定することができずアンカーボルトの変形区間はモルタル厚よりも長くなり、一方反対側ではアンカーボルトは損傷していない RC 中央部に引っかかり、アンカーボルトの変形区間はモルタル厚と同等となる。そこで式(7)よりアンカーボルト軸力の水平方向成分を側方破壊側と反対側に分けて算出する。

$$P = 2 \cdot N_{ab} \cdot \delta / \sqrt{h_1^2 + \delta^2} + 2 \cdot N_{ab} \cdot \delta / \sqrt{h_2^2 + \delta^2} \quad (7)$$

ここに計測値よりアンカーボルト軸力 $N_{ab}=70\text{kN}$ 、過大変形量 $\delta=25\text{mm}$ 、アンカーボルトのヒンジ間の長さとして側方破壊側： $h_1=85\text{mm}$ 、反対側： $h_2=60\text{mm}$ とする。

式(7)より算出した結果は $P=93.3\text{kN}$ となり概ね耐力再上昇時の水平力 92.5kN と一致していることから、最大水平耐力はアンカーボルトの引張軸力によるものと考えられる。なお RC 部ひび割れ発生時の水平荷重は摩擦ダンパー同様、RC 部コーン状破壊耐力¹⁹⁾ 155kN を大きく下回った。破壊性状は文献 21) で想定された荷重方向のコーン状ではなく、側面に破壊面が展開する壊れ方となっており、これは熊本地震等で観察された破壊性状とも一致することから、今回の試験体のように RC 定着部において加力直交方向のアンカーボルトはしあきが十分でない場合には耐力評価式の見直しが必要となる可能性を示唆している。

3.2.2 ゴムシート支承

Fig. 15 に水平荷重-PL①相対変位関係を示す。準静的終局荷重実験では鉛直荷重導入用の治具を取り外しているため、ルーズホール間は約 12kN の滑り荷重でせん断変形を伴わない滑りを生じている。ゴムシート支承では PTFE 滑り支承と異なり、ルーズホール端部接触後の接線剛性 K_c が小さい。これはアンカーボルトがゴムシート層内で拘束されていないため上下端に塑性ヒンジを形成し、アンカーボルトの軸力と Photo 3 に示すようにゴムシートの摩擦力とせん断力により水平荷重が伝達されたためと考えられる。その後やはり RC 部コーン状破壊耐力を下回る 91.7kN で RC 部がひび割れた。アンカーボルト軸力は歪ゲージが損傷し計測できなかったが、大きな相対変位に伴い塑性化している可能性がある。以下、アンカーボルトの塑性化を仮定し、アンカーボルト軸力の水平方向成分と RC 部ひび割れ時の水平耐力の計測値 91.7kN を比較する。降伏軸力は Table 1 より $N_{by}=82.1\text{kN}$ である。計測値より過大変形分は $\delta=16\text{mm}$ であり、またこの時 RC 部にはひび割れが入った程度であることからアンカーボルトのヒンジ間長さをゴムシート厚とベースプレートの半分の厚さの合計として $h_1=h_2=76\text{mm}$ とすると、アンカーボルト軸力の水平方向成分は式(7)より 68kN となる。これにゴムシートの摩擦力 12kN を加えれば 80kN と RC 部ひび割れ発生時の水平荷重 91.7kN に近い値となる。これより RC 部ひび割れ時にはアンカーボルトがゴムシート層内において軸方向に塑性化していたものと考えられる。

4. 支承部応答低減効果の検証

本章では支承部動的荷重実験により得られた各支承部履歴をモデル化し、Fig. 16, Table 6 に示す規模の RC 支持架構付鉄骨円筒ラチスシェル屋根体育館に同支承を設置した際の支承部の反力、相対

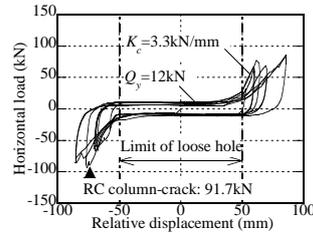


Fig. 15 Result of ultimate loading test (rubber sheet bearing)

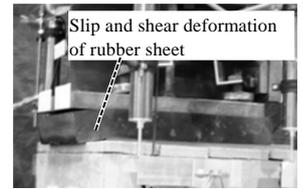


Photo 3 Rubber sheet bearing during ultimate loading test

Table 6 Dimensions and properties

Member	Section (mm)	Converted CHS (mm)	σ_y (N/mm ²)	E (N/mm ²)
1C1	650×800	936×463	5.21	23943
1C2	650×500	652×108	7.20	24436
1C3	650×500	652×108	5.52	19500
1G1	750×350	498×2	3.67	17031
1G2	750×350	498×2	3.67	17031
1G3	750×620	759×9	1.90	23943
2C1	900×700	901×100	4.46	24436
2C2	900×700	901×100	2.59	23202
2G1	750×350	498×2	3.58	18265
2G2	600×300	422×0	6.31	17772
EW	$t=180$	674×0	-	24683
S1	H-350×175×7×11	418×409	235	205000
S2	H-350×250×9×14	432×417	235	205000
S3	H-350×350×12×19	443×418	235	205000

Table 7 Comparison with experiment (rubber sheet bearing)

Amplitude (mm)	Energy for 1 loop (kN·mm)		Max reaction force (kN)	
	Experiment	Eq.(8)	Experiment	Eq.(8)
±10	222	185	338	33.4
±20	787	819	1014	49.6
±30	1704	2056	1955	61.7
±40	3114	4142	3172	71.7

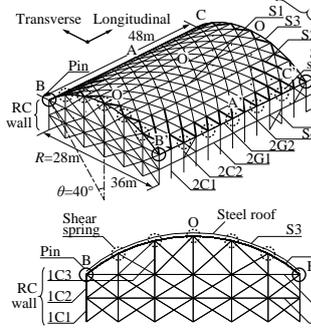


Fig. 16 Numerical model

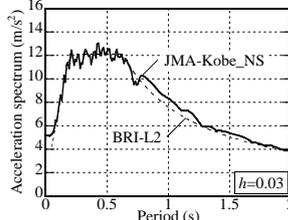
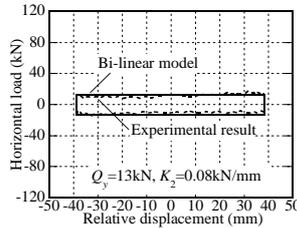
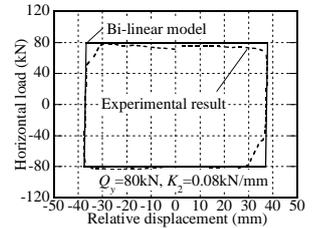


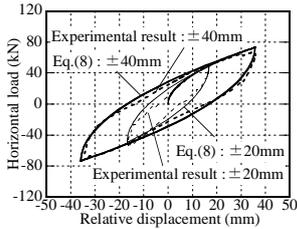
Fig. 17 Acceleration spectra



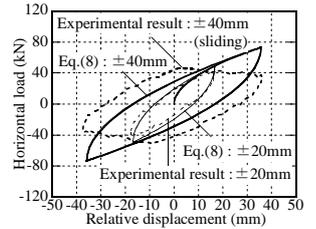
(a) PTFE sliding bearing



(b) Friction damper bearing



(c-1) Vertical load = 70kN



(c-2) Vertical load = 20kN

(c) Rubber sheet bearing

Fig. 18 Modeling of hysteresis curve of bearings

変位の低減効果を解析的に評価する。

4.1 解析モデル概要

Fig. 16 に学校体育館を想定した解析モデルを示す。36×48m の平面を有し、階高 4m の 2 層の RC 下部構造に鉄骨屋根が支承部を介して設置されている。支承部はピン支承、ルーズホール付支承（ローラー支承、PTFE 滑り支承、摩擦ダンパー支承、ゴムシート支承）を想定する。柱直上に妻壁では全て、側面壁には 2 スパン毎に同一の支承部を設置し、面外方向のみ可動とする。4 隅はピン支持とする。鉄骨屋根は円筒ラチスシェル構造であり、半開角 $\theta=40^\circ$ 、曲率

半径 $R=28\text{m}$, デブスパン比は約 $1/100$, 部材長は約 4m である。

4.2 時刻歴応答解析における部材要素の設定

Table 6 に使用部材諸元を示す。構成部材は断面積 A と断面二次モーメント I が等価な円形断面部材に置換し、ファイバー要素としてモデル化する。RC 耐震壁はせん断剛性が等価なブレースに置換する。RC 部材は文献 22) に基づき、ひび割れ後の割線剛性をを用いたバイリニアの履歴特性を設定する。固定荷重は屋根荷重を 1.18kN/m^2 , 壁荷重を 9.8kN/m^2 とする。柱脚は固定, 柱梁は剛接合とする。解析時間刻みは 0.005s とし, 数値積分には Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) を用いる。

4.3 入力地震波

入力地震波は 1995 年に兵庫県南部地震における JMA-Kobe_NS 波の位相を用い, 振幅特性を目標スペクトルに調整した地震動とする。目標スペクトルは BRI-L2²³⁾ とする。Fig. 17 に振幅特性を調整した JMA-Kobe_NS 波の加速度応答スペクトルを示す。

4.4 支承部履歴モデル

支承部は 2 軸せん断バネによってモデル化して面外方向は各支承部の履歴を有し, 面内方向はピン挙動を示すものとする。ルーズホール長を超えた際の接触は考慮しない。Fig. 18 に各支承部履歴をモデル化した例を示す。PTFE 滑り支承, 摩擦ダンパー支承はバイリニア履歴でモデル化する。試験体が縮小率 0.8 であることから, 滑り荷重は Fig.18(a), (b) 中に示す Q_0 を $1/0.8^2$ 倍し, PTFE 滑り支承で 20kN , 摩擦ダンパー支承で 125kN とする。滑り後の 2 次剛性も Fig.18(a), (b) 中に示す K_2 を $1/0.8^2$ 倍し, PTFE 滑り支承, 摩擦ダンパー支承ともに 0.125kN/mm , 初期剛性は二次剛性の 1000 倍とする。

ゴムシート支承では履歴が安定する鉛直荷重 70kN の場合に対し, 式(8)に示す骨格曲線を用いて Masing 則によりモデル化を行う。

$$Q = 11.29\delta^{0.52} \quad (8)$$

ここに Q : 水平荷重(kN), δ : 基準点からの相対変位(mm)とする。Fig. 18 に見るように屋根相当の鉛直荷重 70kN 下で式(8)は計測値と概ね対応する。Table 7 に振動数 0.5Hz における計測値と式(8)による 1 ループ分のエネルギー吸収量, 最大反力を示す。振幅が小さいほどエネルギー吸収量は式(8)の方が大きくなるが, 最大反力は捉えている。時刻歴応答解析を行う際の骨格曲線は式(8)を相対変位方向に $1/0.8$ 倍, 荷重方向に $1/0.8^2$ 倍した式(9)を用いる。

$$Q = \frac{11.29}{0.8^2} \cdot (\delta \times 0.8)^{0.52} \quad (9)$$

なお, 式(9)に示す骨格曲線を用いて時刻歴応答解析を行った結果, 支承部に作用する鉛直荷重は約 65kN を中心に $20\sim 100\text{kN}$ 程度まで変動していたが, 簡略化のため, 鉛直荷重の変動に伴うゴムシート支承の履歴形状の変化は考慮しないものとする。

4.5 時刻歴応答解析による各支承部応答低減効果の評価

Fig. 19 に桁行方向入力に対する妻面支承部最大反力, 最大相対変位を示す。ローラー支承, PTFE 滑り支承ではそれぞれ相対変位が $25, 15\text{cm}$ 程度生じてルーズホール可動範囲 6.2cm を超え, ピン支承では最大反力が 240kN 程度生じて支承部耐力を超える。一方摩擦ダンパー支承では最大反力 125kN , 相対変位 2.5cm , ゴムシート支承では最大反力 130kN , 相対変位 5.5cm 程度に収まる。Fig. 20 に梁間方向入力に対する側面支承部最大反力, 最大相対変位を示す。側面支承部においても妻面支承部と同様に摩擦ダンパー支承, ゴムシート支承において応答低減効果が認められる。以上より, 本事例では

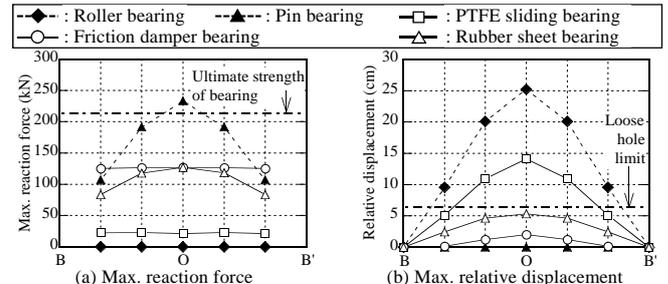


Fig. 19 Response of bearing on gable wall (longitudinal)

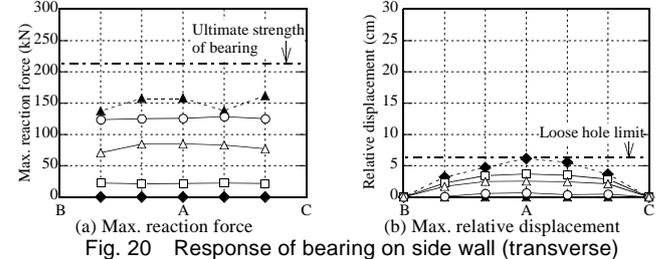


Fig. 20 Response of bearing on side wall (transverse)

摩擦ダンパー支承, ゴムシート支承は片持架構の構面外応答の制御に有効であると考えられる。

4.6 実験結果および応答低減効果の考察

3 章で実施した実験結果および 4 章で検討した応答低減効果に関する考察を以下に述べる。今回の実験は限られた試験体数に限定されており, 特に摩擦ダンパー支承における PL①の回転に伴う摩擦パッドの荷重比の上昇は今後同様の実験を重ね, 信頼性を高めるべきであると思われる。しかしながら概ね既往の知見で説明し得る履歴特性が得られ, 摩擦ダンパー支承およびゴムシート支承に関しては, 学校体育館規模の鉄骨置屋根構造の支承部応答を許容値に収める性能があることが確認された。ただし摩擦ダンパー支承に関しては, アンカー部の側方破壊耐力を滑り荷重が上回った時点で破壊が進行しエネルギー吸収能力が失われる現象が確認され, 側方破壊耐力の評価精度の向上と共に, 滑り荷重を既存アンカー以外の機構で躯体に伝える等の改良が望まれる。また, ゴムシート支承が鉛直荷重に拠らず安定した履歴を発現するためには, ゴムシートを固着し滑りを防ぐなどの措置も含めて検討する必要があると考えられる。

5. 結

鉄骨置屋根体育館を想定したモルタル厚さ 60mm を有する縮小率 0.8 の PTFE 滑り支承, 摩擦ダンパー支承および厚さ 60mm のゴムシート支承を製作して動的載荷実験および準静的終局載荷実験を行い, 履歴特性の各種依存性および破壊性状を確認した。さらに得られた履歴特性を用いて学校体育館規模の支持架構付き円筒ラチスシェルの時刻歴応答解析を行い, 各支承による応答低減効果を確認した。以下に得られた知見を示す。

- 1) モルタル厚さが 60mm であっても PTFE 滑り支承, 摩擦ダンパー支承は振幅, 振動数に拠らず安定した四角形に近い履歴を示し, 滑り荷重は鉛直荷重 70kN に対し PTFE 滑り支承で 12kN , 摩擦部ボルト軸力 50kN に対し摩擦ダンパー支承で 80kN 程度であった。ただし摩擦ダンパー支承ではベースプレートの回転による耐力上昇分が 33% 程度含まれており, この比率の一般性についてはさらなる検討が必要である。
- 2) ゴムシート支承は鉛直荷重 70kN で振動数に拠らず安定した履歴形状を描き, 振幅が大きくなるにつれて滑りが生じて剛性が

小さくなり、Masing 則で表現可能である。ただし、鉛直荷重が小さい場合は履歴形状が変化する。

- 3) 支承部の可動範囲を超えた場合および摩擦ダンパー支承の滑り荷重がアンカー部のひび割れ耐力を超えた場合、いずれの支承部もモルタルにひび割れが生じた後すぐに RC 部コーン状破壊耐力¹⁸⁾を大きく下回る水平荷重で RC 部にひび割れを生じた。RC 部ひび割れ後は PL①と RC 部の変形が増大し、主にアンカーボルトの軸方向引張力による応力伝達に移行した。
- 4) 各支承部の履歴特性をモデル化して学校体育館規模の支持架構付き円筒ラチスシェルに挿入し、時刻歴応答解析を行った結果、摩擦ダンパー支承、ゴムシート支承による応答低減効果が確認された。

謝辞

本研究は科学研究費（基盤研究(B)No15H04075、鉄骨置き屋根構造の地震被害解消を目的とした応答制御型支承の研究、研究者代表：竹内徹）のもとで実施された。実験、分析にあたっては東北工業大学：薛松濤博士および新日鉄住金エンジニアリング：小西克尚博士のご助言、ご助力を頂いた。ここに深謝したい。

参考文献

- 1) AIJ et al: Report on the Hanshin-Awaji Earthquake Disaster 3 Structural Damage to Steel Buildings/ Shell and Spatial Structures/ Storage Tanks and Their Supports, 1997.10
- 2) AIJ et al: Report on the Great East Japan Earthquake Disaster 3 Structural Damage to Steel Buildings/ Shell and Spatial Structures, 2014.9
- 3) NILIM and BRI: Quick report of the field survey and the building damage by the 2016 Kumamoto Earthquake, Technical note of NILIM No.929, Building research data No.173, 2016.9
- 4) Narita, K., Takeuchi, T. and Matsui, R.: Seismic Performance of School Gymnasias with Steel Roofs Supported by Cantilevered RC Wall Frames, J. Struct. Const. Eng. (Trans. AIJ), Vol.78, No.693, pp.1895-1904, 2013.11 (in Japanese)
成田和彦, 竹内徹, 松井良太: RC 妻面架構を有する鉄骨屋根型体育館の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 693 号, pp.1895-1904, 2013.11
- 5) MEXT: Standard for Seismic Evaluation of Gymnasias, RIEF, 2006.7
- 6) Narita, K., Terazawa, Y. and Maehara, K. et al.: Dynamic Loading Tests and Response Evaluation of Steel Roof Bearings with Friction dampers, J. Struct. Const. Eng. (Trans. AIJ), Vol.80, No.717, pp.1715-1725, 2015.11 (in Japanese)
成田和彦, 寺澤友貴, 前原航他: 摩擦ダンパーを用いた鉄骨置屋根支承の動的載荷実験および応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 717 号, pp.1717-1725, 2015.11
- 7) Takeuchi, T., Ogawa, T., Yamagata, C., Kumagai, T.: Response Evaluation of Cylindrical Lattice Shell Roofs with Supporting Substructures, J. Struct. Const. Eng. (Trans. AIJ), No.596, pp.57-64, 2005.10 (in Japanese)
竹内 徹, 小河利行, 山形智香, 熊谷知彦: 支持架構付き屋根型円筒ラチスシェルの地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, No.596, pp.57-64, 2005.10
- 8) Takeuchi, T., Ogawa, T., Nakama, A., Kumagai, T.: Response Evaluation of Lattice Domes supported by Elasto-plastic Substructures, J. Struct. Const. Eng. (Trans. AIJ), No.596, pp.49-56, 2005.10 (in Japanese)
竹内 徹, 小河利行, 中間明子, 熊谷知彦: 弾塑性架構で支持されたラチスドームの地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, No.596, pp.49-56, 2005.10
- 9) AIJ: Recommendation for Design of Latticed Shell Roof Structures, 2016.11
日本建築学会: ラチスシェル屋根構造設計指針, 2016.11
- 10) 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-, J. Struct. Const. Eng. (Trans. AIJ), Vol.79, No.705, pp.1687-1697, 2014.11 (in Japanese)
山田哲, 島田侑子, 戸松一輝他: 繰り返し荷重を受ける鉄骨置き屋根定着部の実験-鉄骨置き屋根定着部に関する研究 その 1-, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 705 号, pp.1687-1697, 2014.11
- 11) Yamada, S., Shimada, Y. and Tomatsu, K. et al.: Loading Tests of Connection between RC frame and Steel Roof Part 1~5, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, pp.695-704, 2014.9 (in Japanese)
山田哲, 島田侑子, 白井祐樹他: 鉄骨造置き屋根の RC 架構への定着部の載荷実験 その 1~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.695-704, 2014.9
- 12) Tomatsu, K., Shirai, Y. and Shimada, Y. et al.: Loading Tests of Connection between RC frame and Steel Roof Part 6~7, Proceeding 85(I) of Architectural Research Meetings at Kanto chapter, AIJ, pp.501-508, 2015.3 (in Japanese)
戸松一輝, 白井祐樹, 島田侑子他: 鉄骨造置き屋根の RC 架構への定着部の載荷実験 その 6~7, 2014 年度日本建築学会関東支部研究報告集 85(I), pp.501-508, 2015.3
- 13) Tomatsu, K., Yamada, S. and Shimada, Y. et al.: Loading Tests of Connection between RC frame and Steel Roof Part 8~10, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, pp.653-658, 2015.9 (in Japanese)
戸松一輝, 山田哲, 島田侑子他: 鉄骨造置き屋根の RC 架構への定着部の載荷実験 その 8~10, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.653-658, 2015.9
- 14) Nishizaki, Y., Yamada, S. and Shimada, Y. et al.: Loading Tests of Connection between RC frame and Steel Roof Part 12~15, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, pp.1183-1190, 2016.8 (in Japanese)
西崎禎希, 山田哲, 島田侑子他: 鉄骨造置き屋根の RC 架構への定着部の載荷実験 その 12~15, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1183-1190, 2016.8
- 15) Takeuchi, R., Shiratori, K. and Yamashita, T. : Cyclic Loading Tests of Bearings Connecting Steel Spatial Structures to Lower RC Frames Part1~2, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure I, pp.929-932, 2013.8 (in Japanese)
竹内良太, 白鳥和希, 山下哲郎: 鉄骨空間構造上屋と下部 RC 躯体をつなぐ支承部の繰り返し加力実験 その 1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.929-930, 2013.8
- 16) Wada, K. and Yamashita, T.: Experimental study on inelastic response of bearings supporting steel roofs for cyclic loading, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure I, pp.929-930, 2016.8 (in Japanese)
和田直記, 山下哲郎: 繰り返しせん断力を受ける鉄骨置屋根構造のピン支承部の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.929-930, 2016.8
- 17) Ito, K., Nohara, T. and Wada, N. et al.: Research on Restraining Force Characteristics of Bearings Supporting Steel Roofs Part1~3, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp.799-804, Structure I, 2017.8 (in Japanese)
野原大樹, 伊藤賢治, 和田直記他: 鉄骨置屋根構造ピン支承部の復元力特性に関する研究 その 1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.799-804, 2017.8
- 18) Japan association for building research promotion: Survey Report on RC Substructures with Steel Roofs Damaged by Tohoku Earthquake, 2012.8
- 19) Gihodo Shuppan: Guideline for Seismic Evaluation and Retrofit of Gymnasias with Steel Roofs Supported by Cantilevered RC Wall Frames, 2015.9 (in Japanese)
技報堂出版: 鉄骨置屋根構造の耐震診断・改修の考え方, 2015.9
- 20) AIJ: Design Standard for Steel Structures, 2003.4
- 21) AIJ: Design Recommendations for Composite Constructions, 2011.4
日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2011.4
- 22) Narita, K., Terazawa, Y. and Matsui, R.: Response Control of cantilevered RC Walls in Gymnasias with Energy-Dissipation Roof Bearings, J. Struct. Const. Eng. (Trans. AIJ), Vol.80, No.707, pp.157-165, 2015.1 (in Japanese)
成田和彦, 寺澤友貴, 松井良太他: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 707 号, pp.157-165, 2015.1
- 23) BRI: Evaluation of Design Earthquake Ground Motion for Buildings, Building Research data, No.83, 1994.11

CYCLIC LOADING TESTS ON STEEL ROOF BEARINGS AND EFFECTS ON ROOF RESPONSES

Yusuke INABA^{*1}, *Yuki TERAZAWA*^{*2}, *Ryota MATSUI*^{*3},
Tomohiko KUMAGAI^{*4} and *Toru TAKEUCHI*^{*5}

^{*1} Former Grad. Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

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

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

^{*4} Assoc. Prof., Dept. of Arch., School of Science and Technology, Meiji University, Dr.Eng.

^{*5} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

1. Introduction

A large number of steel roof bearings in RC gymnasiums were damaged at the 2011 Tohoku Earthquake and 2016 Kumamoto Earthquake, mainly due to the out-of-plane response of cantilevered RC walls. In this paper, a PTFE sliding bearing, a friction damper bearing and a rubber sheet bearing with thick leveling mortar are fabricated and dynamic loading tests are carried out. Using the experimental results, the response of the RC walls under not only longitudinal input ground motions, but also transverse direction is confirmed by numerical simulations.

2. Specimens and experimental methods

A PTFE sliding bearing, a friction damper bearing and a rubber sheet bearing are fabricated with 0.8 times scale. Mortar thickness of PTFE sliding bearing and friction damper bearing is 60 mm, more than three times of anchor bolt diameter, and rubber sheet thickness is also 60 mm. Vertical load evaluating roof weight is set on the top of the specimens by H-section jigs and PC bars. First, dynamic loading tests are carried out by applying sine waves with various amplitudes and frequencies, followed by ultimate loading tests.

3. Results of dynamic loading tests and ultimate loading tests

From dynamic loading tests, PTFE sliding bearing slipped at 13 kN. Friction damper bearing showed two-stage sliding yield strength due to the rotation of base plate. Rubber sheet bearing showed stable hysteresis curve by sliding and shear deformation under 70 kN vertical load. When sliding yield strength of friction damper bearing exceeded the ultimate strength of RC parts during dynamic loading tests, RC parts cracked. From ultimate loading tests, RC parts of all bearings cracked at the horizontal force less than the ultimate strength defined in AIJ recommendation. After fracture of RC part, strength of bearings increased again by tensile action of anchor bolts.

4. Verification of response reduction effects of bearings

Hysteresis curves of PTFE sliding bearing and friction damper bearing are modeled by bi-linear model and that of rubber sheet bearing are modeled by powered expression and Masing rule. Effective response reduction effects of friction damper and rubber sheet bearing were verified by numerical simulations of steel roof bearings supported by RC substructures.

5. Conclusions

- 1) Sliding yield strength of PTFE sliding bearing was about 13 kN and that of friction damper bearing is about 80 kN in the 0.8 times scale models, and hysteresis curves of them showed rigid-plastic relationships even though mortar thickness is 60 mm. In addition, sliding yield strength 80 kN included the strength rise by 33 % by rotation of base plate.
- 2) Rubber sheet bearing showed stable hysteresis curve under 70 kN vertical load under high axial pressure, however, slippage limited the maximum shear force especially under low axial pressure.
- 3) When relative displacement exceeds the limit of loose hole or sliding yield strength of friction damper bearing exceeds the ultimate strength of RC parts, RC anchorage of all bearings cracked at the horizontal force less than the ultimate strength defined in AIJ recommendation.
- 4) Effective response reduction effects of friction damper bearing and rubber sheet bearing are verified by numerical simulations.

(2017年11月8日原稿受理, 2018年5月14日採用決定)