

摩擦ダンパーを用いた鉄骨屋根支承の動的載荷実験および応答評価

DYNAMIC LOADING TESTS AND RESPONSE EVALUATION OF
STEEL ROOF BEARINGS WITH FRICTION DAMPERS成田 和彦^{*1}, 寺澤 友貴^{*2}, 前原 航^{*2},松岡 祐一^{*3}, 松井 良太^{*4}, 竹内 徹^{*5}*Kazuhiko NARITA, Yuki TERAZAWA, Kou MAEHARA,
Yuichi MATSUOKA, Ryota MATSUI and Toru TAKEUCHI*

A large numbers of steel roof bearings in RC gymnasiums are damaged at past earthquakes at the 2011 Tohoku Earthquake, mainly due to the out-of-plane response of cantilevered RC walls supporting the roof frame. In the conventional seismic retrofit method, bearings reinforcement with steel corner plates and replacement of all the roof braces are required, therefore uneconomical. In this paper, a detailed energy-dissipation bearing with friction dampers for steel roof reducing the response of cantilevered RC walls is fabricated and dynamic loading tests are carried out. Using the experimental results, their response reduction effect is confirmed by analytical models.

Keywords : gymnasium, cantilevered RC wall, roof bearing, friction damper, response evaluation

体育館, RC 片持架構, 支承部, 摩擦ダンパー, 応答評価

1. 序

2011 年東北地方太平洋沖地震に代表される近年の地震では, 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)}, 主原因の一つとして図 1 に示す妻面 RC 片持架構の構面外応答が指摘されている。筆者らは文献 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により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するとともに, 文献 5)において様々な規模の体育館における RC 片持架構の構面外応答を片持架構および鉄骨屋根-RC 下部構造の等価 2 質点モデルで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, 今後発生すると予想される大地震に対し類似する体育館の耐震改修・設計手法の確立が必要である。現行体育館の耐震診断・改修規定^{6),7)}には, RC 片持架構と鉄骨屋根とのアンカー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。しかし強度型改修法は支承部に 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, 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ため実際の改修は容易ではない。この課題に対し, 筆者らは RC 架構に支持された鉄骨置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導入することで RC 片持架構の構面外応答制御を試み, その有効性を数値的に検証した⁸⁾。その結果,

ある程度以上の初期剛性と一定の範囲の耐力を持つ弾塑性ダンパーを支承部に導入すれば, RC 片持架構の応答を低減させ, 支承部の反力および相対変位を許容範囲に制御することが可能であることを示した。

本研究では摩擦ダンパーを組み込んだ鉄骨置屋根用支承部を実際に製作し, 動的載荷実験を実施してその履歴特性を確認するとともに, 得られた性能が RC 片持架構にどの程度の応答制御効果を発揮するかを検証を行う。併せて等価 2 質点モデルを用いた摩擦ダンパー支承の応答低減評価手法の検討を行う。

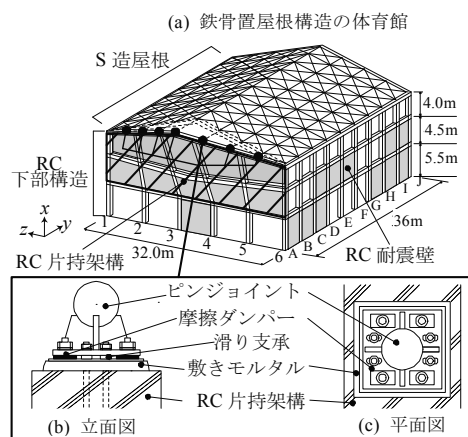


図 1 鉄骨置屋根用摩擦ダンパー支承の概念

*1 (一財) 茨城県建築センター 修士(工学)

*2 東京工業大学建築学専攻 大学院生

*3 新日鉄住金エンジニアリング(株) 博士(工学)

*4 東京工業大学建築学専攻 助教・博士(工学)

*5 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

Building Center of Ibaraki, M.S., Eng.

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

NIPPON STEEL & SUMIKIN ENGINEERING CO., LTD., Dr. Eng.

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. 摩擦ダンパー要素の載荷実験

支承部に組込む摩擦ダンパーおよびすべり材の要素実験をまず行う。要素実験は図2のようなセットアップにて実施し、摩擦機構の基本的特性を把握する。

2.1 試験体概要

図3に3種類の試験体を示す。摩擦材はSUSプレートに対し摺動するが、Type-Aは中板に摩擦材が貼付され、支圧を与えるボルトが摩擦材に対し移動する。これに対しType-Bは皿ばねを追加し、外板に摩擦材を貼付することでボルトが摩擦材と同位置にある機構である。Type-Cは外板にPTFEを貼付した機構で、PTFEの摩擦力とその特性を確認する。初期ボルト軸力は65kNとする。

2.2 載荷計画

試験体の両端を治具を介して汎用試験フレームに取付け、加力台の水平変位を制御することで載荷する。表1に示すプログラムのよう

2.3 実験結果

図4~図6に一例として、片振幅40mmの実験における変位の履歴と摩擦係数を示す。各図(a)が準静的、(b)が振動数0.3Hzの結果である。ただし、摩擦係数は摩擦力をボルト軸力とせん断面積(2面)で除して算出し、値の正負は摩擦力の作用している方向を表す。図4と図5を比較すると、Type-Aではボルト軸力の変動に伴うすべり耐力の増減が微小ながら見られる。摩擦係数は、実験によりばらつきがあるものの、概ね摩擦材で0.5~0.6、PTFEで0.15程度と評価される。

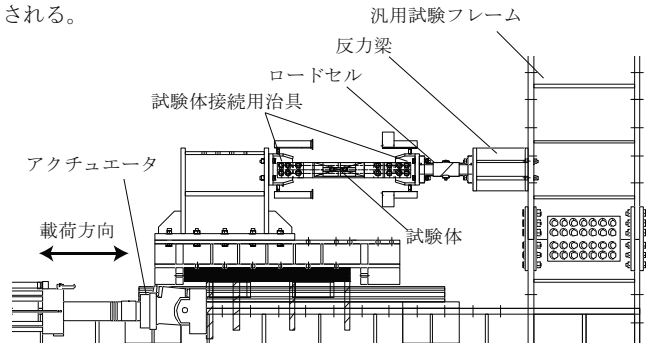


図2 セットアップ図

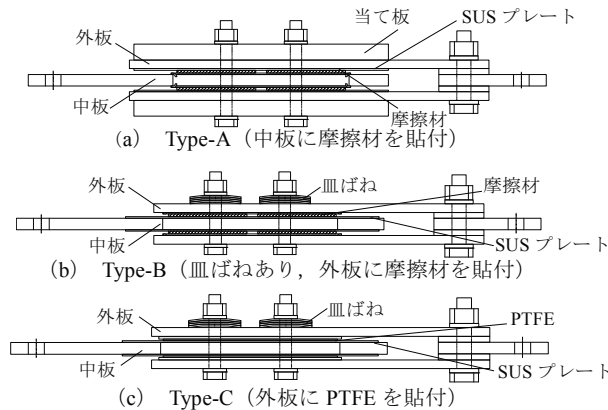


図3 要素実験の試験体図

表1 要素実験の載荷プログラム

片振幅 (mm)	振動数 (Hz)	サイクル数
5/20/40	(準静的)	4
20/40	0.05	
5/20/40	0.3	

3. 摩擦ダンパー支承の載荷実験

前章の要素実験で基本特性を確認した摩擦材とPTFEを組み合わせた縮小率0.8の鉄骨屋根用エネルギー吸収型支承について動的載荷実験を行い、その履歴性状や各種依存性を確認する。

3.1 試験体概要

エネルギー吸収型支承の構成を図7に示す。ベースプレートにPTFE、敷プレートにSUSプレートを貼付して摩擦力を低減させた上で±50mmのルーズホールを設け、アンカーボルトを介してRC基礎に定着する。さらにその両側に可動方向にのみ変位が連動する摩擦機構を挿入し、皿ばねで摩擦材のボルト軸力を一定に保つ事で、支承部に加わる鉛直荷重変動に依存しないダンパーを構成する。

3.2 載荷計画

図8に実験のセットアップを示す。試験体は治具を介して汎用試験フレームに固定し、加力台の水平変位を制御することで載荷する。支承部に常時作用する鉛直荷重として70kNの鉛直荷重を、PC鋼棒を介して試験体頂部に加える。PC鋼棒端部には皿ばねを設置し、試験体の水平移動によるPC鋼棒の軸力変動を緩和させる。実大鉄骨置屋根体育館での設計すべり荷重を90kNに想定し、0.8倍となる58kNをすべり耐力の目標とする。摩擦ダンパー要素実験から得られた摩擦係数は0.5~0.6程度であることから、PTFEの影響も考慮し、摩擦機構のボルト軸力を50kNで管理する。その後、ボルト軸力の変化が摩擦力に与える影響を確認するために軸力を20kNに低減した実験を別途行う。支承部に加わる水平力は反力梁との間に設けた

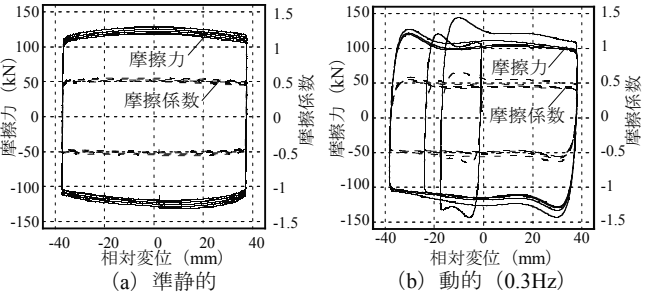


図4 Type-Aの摩擦力、摩擦係数-変位関係

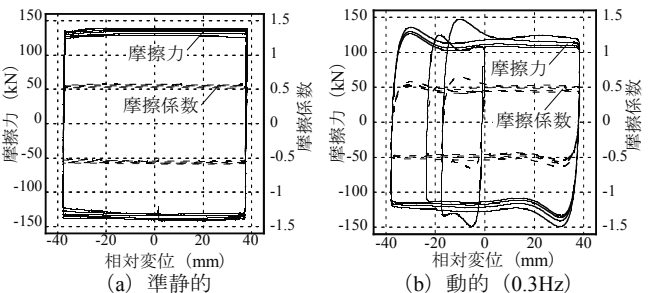


図5 Type-Bの摩擦力、摩擦係数-変位関係

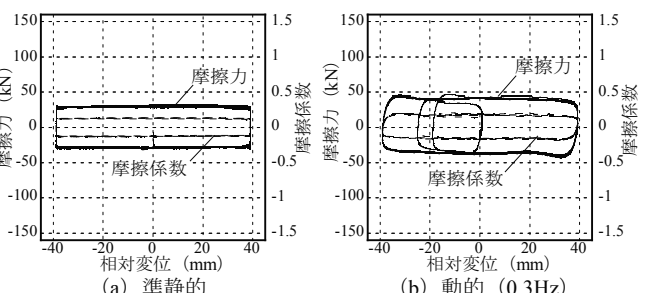


図6 Type-Cの摩擦力、摩擦係数-変位関係

ロードセルにより計測する。

初めに繰返し載荷実験として、表 2 に示すような振動数と変位振幅を変化させた正弦波入力による低振動数の準静的と、0.5Hz の動的な載荷を行い、支承部の挙動を確認する。文献 8) から、鉄骨置屋根体育館に弾塑性バイリニア型のエネルギー吸収型支承を挿入した場合、支承部相対変位は概ね±50mm に制御できることが確認されていることから、本実験では最大片振幅 40mm までの載荷を行う。

繰返し載荷実験後に、ルーズホール長を超えた過大変形を与えて支承部の終局状態を確認する。図 9 に載荷履歴を示す。山田らの実験⁹⁾を参考に、繰返し載荷実験でのすべり耐力から始め、その後荷重振幅増分を 30kN として、各荷重振幅で 2 サイクルずつの漸増荷重振幅載荷を行い、RC 部の破壊に至った時点で実験を終了する。2 体ある試験体のうち、1 体目は鉄骨置屋根支承を想定し、摩擦機構のボルト軸力を 20kN に、支承部に作用する鉛直荷重を 70kN に管理して実験を行う。2 体目は比較のため、摩擦機構のボルトと鉛直荷重をともに 0kN に解放して実験を行う。

3.3 実験結果

3.3.1 繰返し載荷実験

図 10 に準静的実験の摩擦力、摩擦係数-ベースプレートと敷プレートの水平相対変位 (B.PL 水平相対変位) 関係を示す。同図 (a) が片振幅 10mm, (b) が片振幅 20mm, (c) が片振幅 40mm の結果である。なお、摩擦係数は、水平荷重から後述する方法で算出した PTFE の摩擦力を減じ、摩擦機構のボルト軸力で除することで PTFE の摩擦力とボルト軸力の変動を考慮して算出している。図 11 に準静的、片振幅 40mm の実験の PTFE 分を減じた摩擦力とボルト軸力の時刻歴を示す。図 12 (a) に振動数 0.5Hz, 片振幅 40mm の実験の摩擦力、摩擦係数-相対変位関係を、同図 (b) に PTFE 分を除いた摩擦力とボルト軸力の時刻歴を示す。図 13 に摩擦機構のボルト軸力を 0kN とすることで計測した PTFE のみによる摩擦力-相対変位関係を、

(a) に準静的実験, (b) 振動数 0.5Hz の実験結果として示す。図 11, 図 12 (b) は計測された摩擦力から図 13 (a), (b) の鉛直荷重支持部 PTFE 摩擦力および同摩擦係数で評価した摩擦機構上部の PTFE 分の摩擦力を減じたものである。図 10 (a) ~ (c) に示すように準静的実験では履歴ループは四角形に近い形状となり、図 11 に示すボルト軸力も安定している。しかし、図 12 (a) に示すように振動数が大きくなると履歴ループが丸みを帯び、摩擦係数と同図 (b) に示すボルト軸力もやや不安定となる。小振幅の準静的載荷では目標値と同等となる一方、より大振幅、動的載荷では PTFE の摩擦力により目標値に比べ大きめの 80kN 程度の耐力を示した。

3.3.2 過大変形実験

繰返し載荷実験でのすべり耐力が 80kN 程度であったため、本実験では±90kN で 1 サイクルの繰返し載荷から始める。

図 14 に摩擦機構のボルト軸力 20kN, 鉛直荷重 70kN における実験結果を、図 15 に摩擦機構のボルト軸力と鉛直荷重ともに 0kN における実験結果をそれぞれ示す。各図 (a) に水平荷重とベースプレート (B.PL) 水平相対変位の関係を示す。グラフ中の▶は RC 部分のひび割れを確認した点を、▷は最大耐力点を示す。なお、文献 10) による RC 部破壊耐力は 107.5kN である。

図 14 に示す 1 体目では、180kN の加力時に摩擦機構のボルトの下

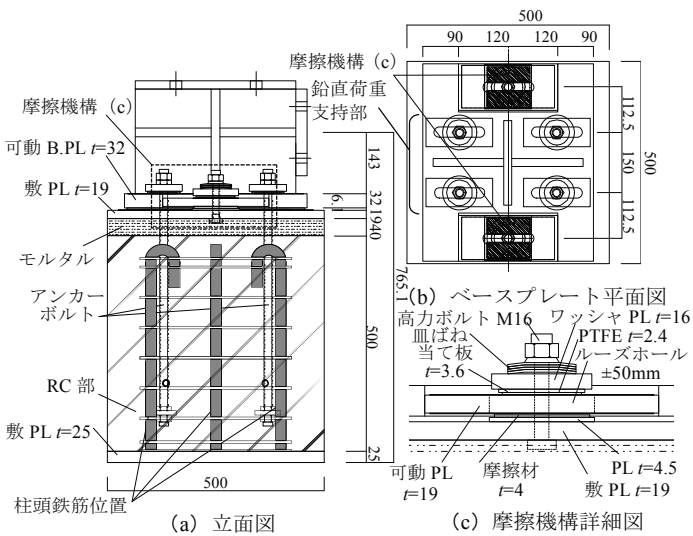


図 7 支承実験 試験体図

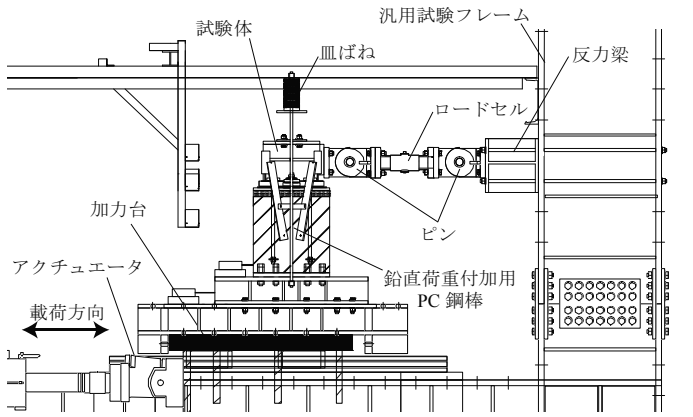


図 8 支承実験のセットアップ図

表 2 支承実験の載荷プログラム

片振幅 (mm)	振動数 (Hz)	サイクル数
10/20/30/40	(準静的)	4
10/20/30/40	0.5	10

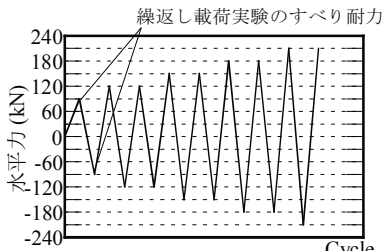


図 9 載荷履歴 (漸増荷重振幅)

達した。図 15 に示す 2 体目では、150kN の加力時に 1 体目と同様に RC 部にひび割れが確認され、その後最大耐力は 180kN となった。また、図 14 (a) に示す 1 体目でのすべり耐力 (摩擦材と PTFE を合わせたもの) が 40kN 程度、図 15 (a) に示す 2 体目のすべり耐力 (PTFE のみによるもの) が 10kN 程度であり、最大耐力には摩擦材耐力相当の差が生じた。

4. 摩擦ダンパー支承による応答低減効果の検証

本章では、摩擦ダンパー支承の載荷実験結果をもとに支承部のモデル化を行い、実在する被災体育館に同支承を設置した場合の応答

低減効果を解析的に検証する。

4.1 支保部解析モデル

図 16 に実験で得られた図 12(a)の支保の履歴およびこれをバイリニア履歴に置き換えた例を示す。実験で製作した支保部は 0.8 倍のスケールモデルであり、実寸ではすべり耐力は $70/0.8^2=109\text{kN}$ となる。実験結果から初期剛性はすべり耐力と概ね比例関係(静的载荷で $Q_{dy}=80\text{kN}, k_d=180\text{kN/mm}$ (図 10(c)), $Q_{dy}=40\text{kN}, k_d=70\text{kN/mm}$) にあり動的载荷ではその 4 割程度 (図 12(a)) となる。そこで動的载荷による低減及びスケール効果を考慮し 100kN/mm とする。

一方、過大変形実験から RC 部ひび割れ発生時耐力は鉛直軸力がない場合でも $150/0.8^2=234\text{kN}$ となる。ダンパーすべり耐力 Q_{dy} はひび割れ耐力以下の条件で、ボルト軸力により調整できることから、解析ではバイリニア型履歴モデルとし、 Q_{dy} は 5, 10, 20, 30, 50, 80, 100, 110, 130, 150kN と変化させる。なお、ルーズホール長を超えた場合の接触については考慮しない。

4.2 解析概要

図 17 に検討架構の立体モデルを示す。検討架構は、2011 年東北地方太平洋沖地震において被害を受けた R2 型⁹⁾の体育館を模擬したモデル⁵⁾であり、2 層の RC 下部構造に鉄骨屋根が支保部を介して設置されている。RC 造妻壁が 2F から片持壁となっており、桁方向の地震動により面外方向に振動する。2~8 の支保に同一のダンパーを設置する。

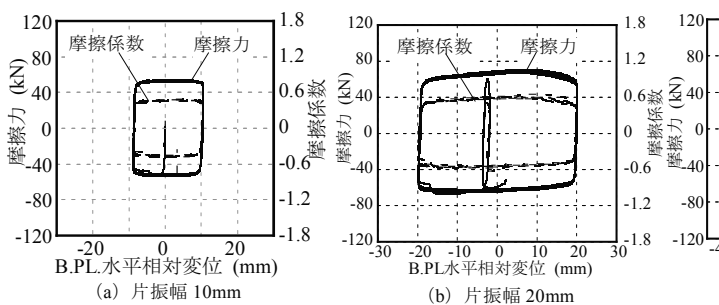


図 10 準静的試験の摩擦力、摩擦係数—相対変位関係

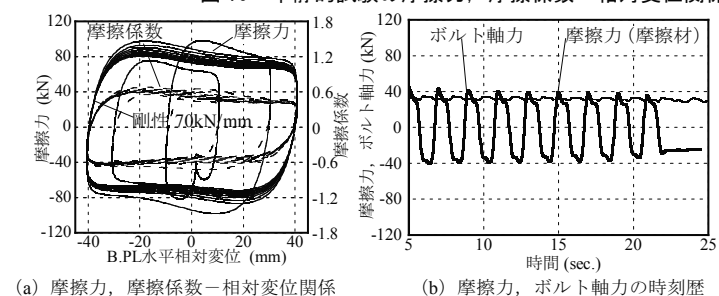


図 12 動的 (0.5Hz), 片振幅 40mm の実験の結果

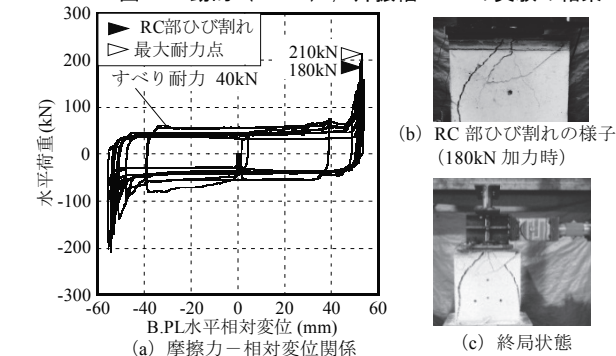


図 14 過大変形実験結果 (ボルト軸力 20kN, 鉛直軸力 70kN)

応答低減効果の確認にあたりスパン長を 32, 48m, 桁行長を 36, 48m と変化させた規模の異なる体育館の検討を行う。検討モデル表記法を図 18 に示す。また R2W32L36 について妻壁重量を標準タイプの 0.5, 1, 1.5, 2 倍に変化させ、さらに、躯体剛性の変化をみるため躯体部剛性を標準タイプの 0.3, 0.5, 1.0, 2 倍と変化させる。妻壁重量比を m_w , 躯体剛性比を k_w とする。表 3 に標準タイプの解析モデル諸元, 表 4 に部材諸元を示す。層間変形角は桁行方向に係数 0.98 の応答せん断力が作用した時の変形を示す。入力地震波は 1995 年兵庫県南部地震における JMA-Kobe 波の位相を用い、建築基準法告示に従い作成したレベル 2 地震波 (第 2 種地盤相当(図 19)) とする。レイリー減衰には摩擦ダンパーを外したモデルの 1 次, 2 次モードを採用し減衰定数は 0.03 とする。

4.3 数値解析による応答低減効果の評価

図 20 に R2W32L36 の場合の摩擦ダンパーによる解析結果を示す。(a) は支保部相対変位を示す。支保部をローラーとした離開モデルでは棟部 5 で 370mm であったものがダンパーすべり耐力が 20, 50, 80, 100kN と増大すると 240, 100, 50, 20mm と減少する。(b) は棟部加速度を示す。加速度はダンパーすべり耐力が増加するに従い増加し、離開モデルの 12m/s^2 から固定モデル 20m/s^2 に近づくが 80kN では 15m/s^2 と固定モデルの 75%である。図 21 (a)~(d) に各支保のダンパーすべり耐力-すべり変形関係を示す。履歴エネルギー吸収量は中央部の支保 5 で最大となる。以上から R2W32L36 の標準タイプの場合、

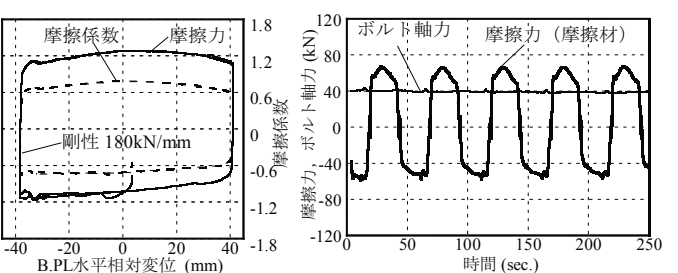


図 11 摩擦力、ボルト軸力の時刻歴 (準静的, 片振幅 40mm)

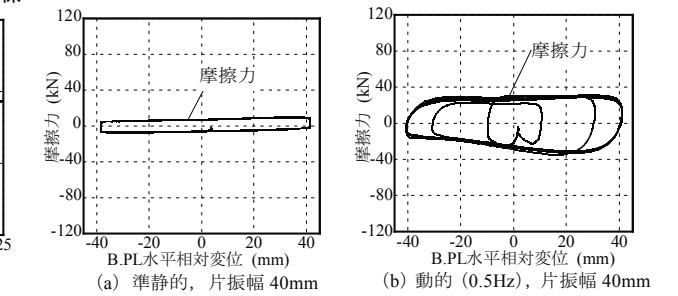


図 13 鉛直支持部 PTFE の摩擦力—相対変位関係

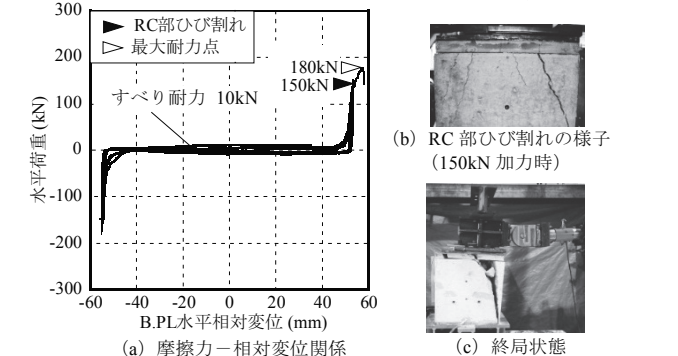


図 15 過大変形実験結果 (ボルト軸力 0kN, 鉛直軸力 0kN)

すべり耐力 $Q_{dyi}=80\text{kN}$ 以上の摩擦ダンパーを用いれば、レベル 2 地震波では支承部変形を 50mm 以内に収めることが可能であり、今回設計した支承で対応できる変形レベルとなる。

図 22 に規模等を変えた場合の棟部ダンパーすべり耐力と変形等の解析結果を示す。図中の破線については 5.2 節で後述する。(1)は R2W32L36 の結果を示す。(a1)で支承最大相対変位は Q_{dyi} 及び躯体剛性比 k_W の増加に伴い低減する。(b1)で図中の数字は $k_W=0.3$ の場合のダンパーすべり耐力を示す。すべり耐力が大きくなると棟部加速度も増加する。(2)は規模の影響を調べるためスパン長 48m, 桁行長 48m としたモデルである。本モデルでは R2W32L36 よりやや相対変位が大きくなる。(3)は平屋の R1 型の体育館で階数の影響を見るものである。相対変位は小さく、躯体剛性が小さくても $Q_{dyi}=80\text{kN}$ で 50mm 以下となる。(4)は妻壁重量の影響を分析したものである。壁重量の影響は大きく支承部相対変位が 50mm 以下となるのは 0.5 倍では 50kN だが、標準で 80kN, 1.5 倍で 130kN, 2 倍では 150kN 以上のダンパーすべり耐力が必要となる。

5 摩擦ダンパー応答低減評価法の誘導

最後に、時刻歴応答解析によらず系を簡略化した 2 質点モデルを用いてダンパーの応答低減性能の評価手法を検討する。

5.1 縮約 2 質点系による応答評価

架構の縮約 2 質点系を図 23 に示す。(a)は質量配分, (b)は系を多質点モデルで表現したものである。はじめに妻壁と屋根の支承部を剛とした(c)の定着剛多質点モデルから式(1)により等価固有周期 T_{eq} (s)を求める。 δ_k は地上からの変形(m)であり A_i 分布を適用して求める。次に(d)に示す妻壁 A, J とそれ以外の部分に分けた 3 質点モデルを構築する。剛性 K_{eq} は式(2)で求める。全体質量を M_{all} , 両妻壁質量をそれぞれ M_W , 妻壁以外の質量を $M_{all}-2M_W$ とする。この 3 質点モデルを 2 分割し M_W と M_L からなる等価な 2 質点モデル(e)とする。間にはダンパーが N 基分設置されているものとする。ダンパー履歴特性はすべり耐力 Q_{dyi} の完全剛塑性履歴とする。この 2 質点モデルの応答を評価することで妻壁重心位置でのダンパー変形及び加速度が求まり、それを増幅して棟部の最大応答とする。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^3 \delta_k \cdot (M_k) + \sum_{k=4}^{n+3} \delta_k \cdot (M_k + 2M_W)}{g \cdot \left(\sum_{k=1}^3 (M_k) + \sum_{k=4}^{n+3} (M_k + 2M_W) \right)}} \quad (1)$$

$$K_{eq} = M_{all} \left(\frac{2\pi}{T_{eq}} \right)^2 \quad (2)$$

$$M_L = \frac{M_{all}}{2} - M_W \quad (3) \quad K_L = \frac{K_{eq}}{2} \quad (4)$$

ただし、質量は図 1 (a)の質量配分に従い、 $M_1 \sim M_3$ は RC 躯体部の質量(kg)とし $M_4 \sim M_7$ は鉄骨屋根部質量(kg)で棟を挟んで対称な各列の和をとる。 $M_{W4} \sim M_{W7}$ (kg)は 2 階床から片持ち壁となる妻壁の質量のうち、各妻壁柱が負担する範囲の上半分の質量とする。また剛性 $K_1 \sim K_5$ (N/m)は RC 架構のひび割れ後の剛性とし、 $K_4 \sim K_7$ (N/m)はブレース屋根構面のせん断剛性で棟を挟んで対称な各列の和を示す。 Q_{dyi} は支承 1 基あたりの摩擦ダンパーすべり耐力(N), M_W は片側妻壁の上半分の質量(kg), M_L は妻壁以外の質量(kg)の 1/2, K_L は 2 質点モデルの剛性(= $K_{eq}/2$)(N/m), N は片側の妻壁のダンパー設置数, g は重力加速度(9.8m/s²)である。

妻壁の剛性 K_W は 2F からの片持ち架構と考え、図 24 に基づき式(11)で求める。変形評価には柱・梁共にひび割れ後の剛性 K_W, K_B を

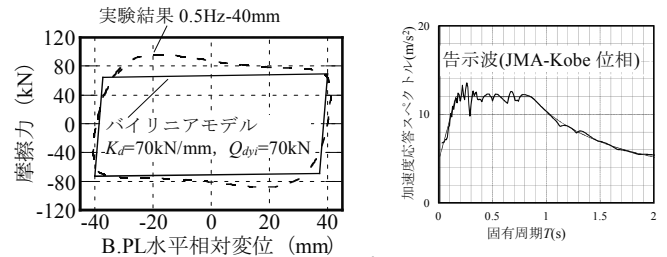


図 16 実験結果と解析モデルの履歴ループ例

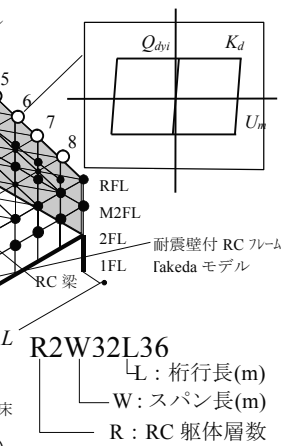


図 17 数値解析モデル図 (R2W32L36)

図 18 検討モデル

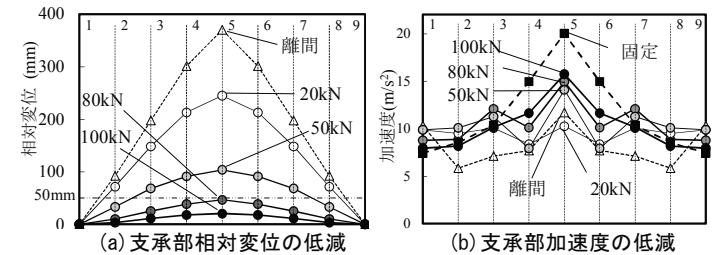


図 20 応答低減効果 (R2W32L36)

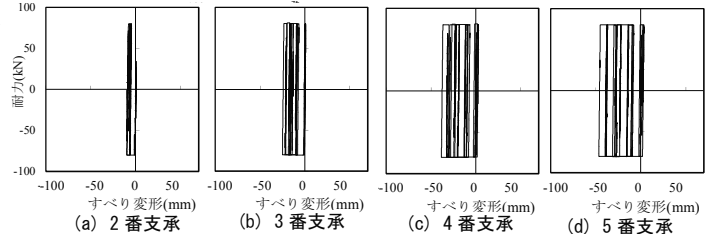


図 21 摩擦ダンパー履歴 ($Q_{dyi}=80\text{kN}$)

表 3 解析モデル諸元

		a) R2W32L36 ($k_W=1$)			b) R2W48L48 ($k_W=1$)			c) R1W32L36 ($k_W=1$)		
		質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	1/層間変形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	1/層間変形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	1/層間変形角
屋根面+妻壁	9				61,200	232	1,580			
	8				121,800	700	1,600			
	7	55,400	187	1,440	118,200	1160	1,600	55,400	187	1,440
	6	109,000	560	1,460	114,600	1600	1,610	109,000	560	1,460
	5	103,600	918	1,470	111,000	2050	1,620	103,600	918	1,470
RC 躯体	4	98,200	1260	1,480	111,400	2470	1,630	98,200	1,260	1,480
	3	232,000	746	509	302,000	1180	514			
	2	352,000	3290	1,590	458,000	4760	1,570	232,000	746	509
	1	1,518,000	6,840	1,560	2,664,000	11300	1,560	352,000	3,280	1,590

表 4 部材諸元

		使用部材		解析モデル				
		部材断面 (mm)	細長比 λ	断面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	降伏応力度 f_y (N/mm ²)	ヤング率 E (N/mm ²)	降伏モーメント M_y (KNm)
RC柱(妻壁M2F) C10		650-400		2600	1139700	20.6	19710	104.8
RC柱(妻壁2F) C10		650-400		2600	1139700	20.6	19710	257.9
RC柱(桁B-1M2F) C1		900-700		6300	3355900	20.6	19710	130.3
RC柱(桁A-JM2F) C2		900-700		6300	3070800	20.6	19710	264.1
RC梁(妻-1F) G8		750-620		4650	1698600	20.6	19710	238.3
RC梁(妻-2F) G8		750-350		2625	312900	20.6	19710	136.2
鉄骨大梁 T		H-700×300×13×24	61.1	231.5	10800	258	205000	44.5
鉄骨小梁 SB1		H-200×100×5.5×8	195	26.67	134	258	205000	141.5
水平ブレース		L-65×65×6	444	7.527	12.2	258	205000	7.02

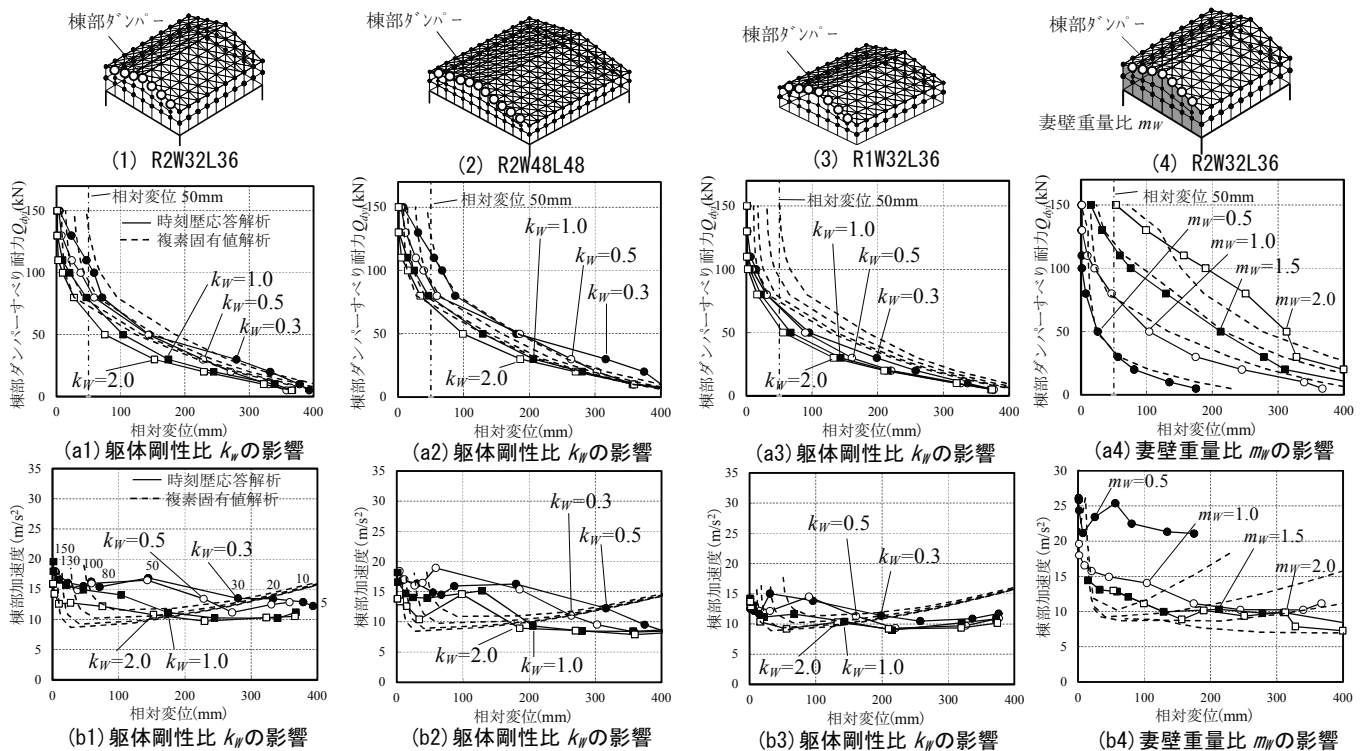
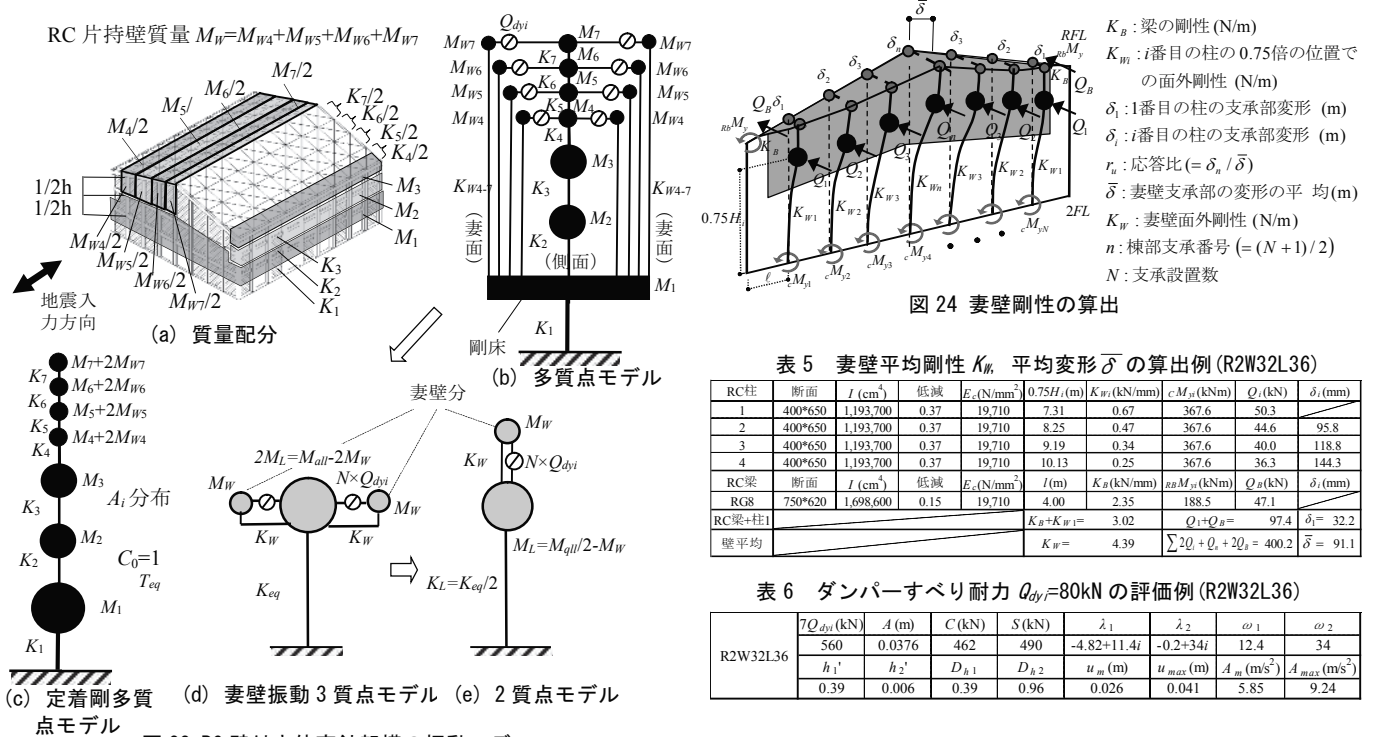


図 22 棟部ダンパーのすべり耐力 Q_{dyi} と支承部最大相対変位 u_{max} 及び妻壁棟部加速度



用いる式(5), (6)). 平均変形 $\bar{\delta}$ は妻壁柱ごとに 0.75H 部の変形 δ_i (式(6), (7))を平均し式(10)で求める。 δ_1 は梁の剛性(式(5))を考慮し式(7)で求める。 R2W32L36 の場合を表 5 に示す。 平均変形 $\bar{\delta}$ と棟部の変形の応答比 r_u は式(9)となり、本例では 144.3mm/91mm=1.58 となる。

$$K_B = \frac{3EI_B}{l^3} \quad (5) \quad K_{m_i} = \frac{3EI_C}{(0.75H_i)^3} \quad (6)$$

$$\delta_1 = \frac{Q_1 + Q_B}{K_B + K_{W1}} \quad (7) \quad \delta_i = \frac{Q_i}{K_{W_i}} \quad (8) \quad r_u = \frac{\delta_n}{\bar{\delta}} \quad (9)$$

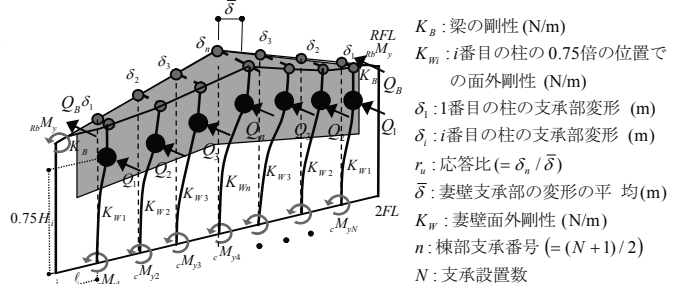


表 5 妻壁平均剛性 K_W 、平均変形 $\bar{\delta}$ の算出例 (R2W32L36)

RC柱	断面	I (cm ⁴)	低減	E_c (N/mm ²)	0.75H _i (m)	K_{W_i} (kN/mm)	cM_{pi} (kNm)	Q_{di} (kN)	δ_i (mm)
1	400*650	1,193,700	0.37	19,710	7.31	0.67	367.6	50.3	
2	400*650	1,193,700	0.37	19,710	8.25	0.47	367.6	44.6	95.8
3	400*650	1,193,700	0.37	19,710	9.19	0.34	367.6	40.0	118.8
4	400*650	1,193,700	0.37	19,710	10.13	0.25	367.6	36.3	144.3
RC梁	断面	I (cm ⁴)	低減	E_c (N/mm ²)	l (m)	K_B (kN/mm)	cM_{pi} (kNm)	Q_B (kN)	δ_B (mm)
RG8	750*620	1,698,600	0.15	19,710	4.00	2.35	188.5	47.1	
RC梁+柱1						$K_B + K_{W1} =$		$Q_1 + Q_B =$	$\delta_1 + \delta_B =$
壁平均						$K_W =$		$\sum 2Q_i + Q_1 + 2Q_B =$	$\bar{\delta} =$

表 6 ダンパーすべり耐力 $Q_{dyi}=80$ kN の評価例 (R2W32L36)

	$7Q_{dyi}$ (kN)	A (m)	C (kN)	S (kN)	λ_1	λ_2	ω_1	ω_2
R2W32L36	560	0.0376	462	490	-4.82+11.4i	-0.2+34i	12.4	34
	h_1	h_2	D_{h1}	D_{h2}	u_m (m)	u_{max} (m)	A_m (m/s ²)	A_{max} (m/s ²)
	0.39	0.006	0.39	0.96	0.026	0.041	5.85	9.24

$$\bar{\delta} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} 2\delta_i + \delta_n}{2n-1} \quad (10) \quad K_W = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} 2Q_i + Q_n + 2Q_B}{\bar{\delta}} \quad (11)$$

なお、上式の各記号は、図 24 中に示している。以上作成した縮約 2 質点モデルに対し、以下の手法によりダンパー要求性能評価を行う。

5.2 複素固有値解析による応答評価

提案した 2 質点モデルは任意の付加減衰により非比例減衰を形成する。そこでまず、図 22(e)の非比例減衰 2 質点系の応答評価を楕円履歴を用いた複素固有値解析により評価する。楕円履歴の詳細な誘

導は付録 1 に示す。必要ダンパーすべり耐力を Q_{dy} とするとき、棟部の最大ダンパー変形量 u_{max} 、及び最大加速度 A_{max} は応答比 r_u を考慮して式(12)～(15)で求める。

$$u_{max} = r_u \cdot u_m \quad (12) \quad A_{max} = r_u \cdot A_m \quad (13)$$

$$u_m = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^2 \left(|\beta_i| \cdot \phi_i \cdot \frac{S_a}{\omega_i^2} D_{hi} \right)^2}}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 (4/\pi)^2}{(Q_{dy} + K_w u_m)^2}}} \quad (14) \quad A_m = \sqrt{\sum_{i=1}^2 \left(|\beta_i| \cdot (1 + \phi_i) S_a D_{hi} \right)^2} \quad (15)$$

楕円履歴を式(16), (17)で表すと係数 A, C, S は式(18), (19), (20)となる。複素剛性は式(21)となり、2 質点に適用すると式(23)から複素固有値 λ_i が式(24)で求められる。実の固有円振動数及び減衰定数は式(25), (26)となる。下部を 1 とした時の振動モードは式(29), 刺激係数は式(30)となる。ダンパー変形量 u_m は SRSS により式(14)で求める。

$$Q(\omega t) = C \cos(\omega t) - S \sin(\omega t) \quad (16)$$

$$x = x_{max} \cos(\omega t) = A \cos(\omega t) \quad (17)$$

$$A = u_m \sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 (4/\pi)^2}{(Q_{dy} + K_w u_m)^2}} \quad (18)$$

$$C = \frac{(Q_{dy} + K_w u_m)}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 (4/\pi)^2}{(Q_{dy} + K_w u_m)^2}}} \quad (19) \quad S = \frac{Q_{dy} 4/\pi}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 (4/\pi)^2}{(Q_{dy} + K_w u_m)^2}}} \quad (20)$$

$${}_c K = \frac{C + iS}{A} \quad (21) \quad M = \begin{bmatrix} M_w & M_w \\ M_w & M_w + M_L \end{bmatrix} \quad (22)$$

$$\begin{vmatrix} \lambda^2 M_w + {}_c K & \lambda^2 M_w \\ \lambda^2 M_w & \lambda^2 (M_w + M_L) + K_L \end{vmatrix} = 0 \quad (23) \quad \lambda_i = \lambda_{Ri} + \lambda_{Ii} i \quad (24)$$

$$\omega_i = \sqrt{\lambda_{Ri}^2 + \lambda_{Ii}^2} \quad (25) \quad h_i' = -\frac{\lambda_{Ri}}{\omega_i} \quad (26)$$

$$h_{eqi} = h_0 + h_i' \quad (27) \quad D_{hi} = \sqrt{\frac{1 + a h_0}{1 + a \cdot h_{eqi}}} \quad (28)$$

$$\begin{Bmatrix} \phi_i \\ \phi_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\lambda_i^2 M_w}{\lambda_i^2 M_w + {}_c K} \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (29) \quad \beta_i = \frac{\begin{Bmatrix} \phi_i \\ \phi_i \end{Bmatrix} M \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix}}{\begin{Bmatrix} \phi_i \\ \phi_i \end{Bmatrix} M \begin{Bmatrix} \phi_i \\ \phi_i \end{Bmatrix}} \quad (30)$$

ただし、 u_{max} は支保部最大相対変位 (ダンパー最大すべり変形) (m), u_m は 支保部相対変位 (ダンパーすべり変形) (m), A_{max} は妻壁支保部最大加速度(m/s²), A_m は妻壁支保部加速度(m/s²), ${}_c K$ は楕円履歴の複素剛性, λ_i は 2 質点系の複素固有値, ω_i は i 次モードの実固有円振動数, h_i は楕円履歴の i 次モードの減衰定数, h_0 は構造減衰定数, D_{hi} は i 次モードの応答低減効果係数, β_i は i 次モードの刺激係数である。

はじめに、必要ダンパーすべり耐力 Q_{dy} ($=N \times Q_{dyi}$) を決め、ダンパー変形量 u_m を仮定して式(14) から(30) について u_m が安定するまで繰り返し計算を行い、設定したダンパー量に対する応答を求める。表 6 に $Q_{dyi} = 80\text{kN}$ に対する算出例を示す。 u_{max} は 41mm となる。評価に当たり構造減衰定数 h_0 は 0.03, 応答加速度 S_a は 13m/s² とした。

提案した複素固有値解析による結果を図 22 に破線で示す。相対変位 50mm 程度が支保部の設計クライテリアと考えられるが、その近傍で複素固有値解析による必要ダンパーすべり耐力は時刻歴応答解析結果と良く対応している。その精度は前論文 8) で提案した一質点モデル評価より改善されている。ただし上記手法は実用にはまだ煩雑であるため、簡便かつ精度の高いダンパー設計法の検討を今後の課題としたい。

6. 結

体育館における RC 片持ち架構の応答制御を行うための摩擦ダンパー支保部を実際に製作して動的載荷実験を行い、得られた履歴特性を用いて R 型体育館の時刻歴応答解析を行い、摩擦ダンパー支保部による応答低減効果を調べた。さらに建物の幅、長さ、躯体部層数を変化させたモデルに対する必要ダンパー量を調査し、2 質点モデルを用いて応答評価手法の誘導、提案を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 摩擦ダンパー要素実験により得られた履歴特性は準静的及び振動数 0.3Hz 以下ではほぼ四角形に近いループとなり、摩擦係数は 0.5 から 0.6 であった。
- 2) 摩擦ダンパー支保部の載荷実験により得られた履歴特性は準静的な載荷では四角形に近いループとなるが、0.5Hz の動的載荷ではやや丸みを帯びる。ルーズホルの範囲で繰返し変形下すれば、安定したループが得られることを確認した。
- 3) 支保部の可動範囲を超えた場合の破壊形式は RC 部の破壊となりひび割れ耐力が実大で約 230kN 以上となることを確認した。
- 4) 実験から得られた摩擦ダンパーの履歴特性をモデル化した支保部を妻面に配置した片持壁を有する R2 型体育館の時刻歴応答解析の結果、製作した摩擦ダンパー支保部による応答低減効果を確認した。
- 5) 躯体剛性、壁重量を変化させた R 型体育館の妻壁の変形制御に必要な摩擦ダンパー量は階数または重量の増大とともに増加し、躯体剛性の増大とともに減少する。製作した支保部で適切なダンパーすべり耐力を設定すれば、妻壁重量が極端に大きい場合を除き相対変位を支保部の許容変位内に抑えることが可能である。なお、ダンパーすべり耐力の設定にあたっては PTFE 摩擦力のばらつきを適切に評価する必要がある。
- 6) 剛塑性履歴を近似した楕円履歴を提案し、剛塑性ダンパーを有する非比例減衰 2 質点系を線形複素剛性に近似した複素固有値解析による応答評価手法により、時刻歴応答解析の結果と概ね合致することを確認した。

なお、本論文の支保部相対変位は図 19 に示す告示波に対応しており、応答レベルは $h=0.05$ で $S_a=12\text{m/s}^2$ 程度である。JMA-Kobe 原波など入力の大い地震では応答変位が加速度に比例して大きくなることに留意する必要がある。

謝辞

本研究を進めるにあたり、新日鉄住金エンジニアリング：市川康博士、西本晃治氏、脇田直弥氏、長谷川祐樹氏の助力を頂きました。ここに深謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会：東日本大震災合同調査報告 建築編 3 鉄骨造建築物／シェル・空間構造, 2014.9
- 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, pp1895-1904, 2013.11
- 5) 成田和彦, 竹内 徹, 松井良太：鉄骨置屋根体育館における RC 片持壁付架構の応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 708 号, pp.273-283, 2015.2
- 6) 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, 2006.7
- 7) 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

- 8) 成田和彦, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内 徹: 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.157-167, 2015.1
- 9) 山田 哲, 島田侑子, 戸松一輝, 白井佑樹, 松本由香, 長谷川隆, 向井智久, 竹内 徹: 繰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
- 10) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- 11) 石丸辰治: 応答性能に基づく「対震設計」入門, 彰国社, 2004.3

付録 1 複素固有値による 2 質点系の応答評価

付図 1 に示すような上層に剛塑性ダンパーを有する 2 質点系について文献 (11) を参照し複素固有値による応答評価を検討する。摩擦ダンパーの復元力特性は剛塑性履歴となるが, 複素剛性を適用するために, これを楕円履歴を有する線形粘性減衰で近似する。その際, 付図 2 で①履歴ループで囲われる面積が等しい②長軸の傾きが等価剛性 (最大値と原点を結んだ直線の勾配) に等しい③最大値が等しいことを条件として楕円履歴を求める。ここで上部, 下部質点の質量をそれぞれ M_w, M_L , 上層, 下層の剛性は弾性としそれぞれ K_w, K_L とする。ダンパーは完全剛塑性で必要すべり耐力は Q_{dy} とする。

以下に導出過程を示す。外力 $F \cos(\omega t + \psi)$ に対しダンパー部が $A \cos(\omega t)$ の定常振動をしているものとして, 付図 2 に示す剛塑性履歴を楕円履歴で近似する。ABC を楕円履歴上の点として $\theta = \omega t$ で ABC の順に時計まわりに回転するものとする。変形 x を式(A1), 復元力 Q を式(A2)と仮定して係数 A, C, S を求める。

$$x = x_{\max} \cos \theta = A \cos \theta \quad (A1) \quad Q(\theta) = C \cos \theta - S \sin \theta \quad (A2)$$

はじめに, 履歴ループで囲われる面積が等しい条件から式(A3)が成立する。

$$AS = 4Q_{dy} \frac{u_m}{\pi} \quad (A3)$$

また, 式(A1),(A2)で表される楕円は $y=Q(x)$ とおくと式(A4)と表される。

$$\left(\frac{1}{A^2} + \frac{C^2}{(AS)^2} \right) x^2 - \left(\frac{2C}{AS^2} \right) xy + \frac{1}{S^2} y^2 = 1 \quad (A4)$$

楕円の長軸の y 軸 とのなす角度 γ は式(A5)となる。ここで $C \equiv Q_{dy} + K_w u_m$, $S \equiv Q_{dy}$, $A \equiv u_m$ とすると式(A6)より A^2 の項を 0 とみなすことができ, 式(A7)と近似する。さらに長軸の傾きが等価剛性と等しい条件から式(A8)が成立する。

$$\tan(2\gamma) = \frac{-\frac{2C}{AS^2}}{\frac{1}{S^2} - \frac{C^2}{S^2} - \frac{C^2}{S^2}} = \frac{2AC}{C^2 + S^2 - A^2} \quad (A5) \quad \frac{A}{C} \approx \frac{u_m}{Q_{dy} + K_w u_m} < \frac{1}{K_w} = \frac{1}{6} \quad (A6)$$

$$\tan(\gamma) \approx \frac{AC}{C^2 + S^2} \quad (A7) \quad \frac{AC}{C^2 + S^2} = \frac{u_m}{Q_{dy} + K_w u_m} \quad (A8)$$

また, 楕円履歴の最大値が剛塑性履歴と等しい条件から式(A9)が成立し, 式(A8) に代入すると(A10)となる。

$$C^2 + S^2 = (Q_{dy} + K_w u_m)^2 \quad (A9) \quad AC = u_m (Q_{dy} + K_w u_m) \quad (A10)$$

式(A3), (A10)及び(A9)から式(A11)となり A は式(A12)で求まる。

$$(AC)^2 + (AS)^2 = (u_m (Q_{dy} + K_w u_m))^2 + \left(\frac{Q_{dy} u_m}{\pi} \right)^4 = A^2 (Q_{dy} + K_w u_m)^2 \quad (A11)$$

$$A = u_m \sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 (4/\pi)^2}{(Q_{dy} + K_w u_m)^2}} \quad (A12)$$

A を(A10)に代入すると C は式(A13)で, (A3)に代入すると S は(A14)で求まり, 楕円履歴が決定される。

$$C = \frac{u_m (Q_{dy} + K_w u_m)}{A} = \frac{(Q_{dy} + K_w u_m)}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 (4/\pi)^2}{(Q_{dy} + K_w u_m)^2}}} \quad (A13) \quad S = \frac{Q_{dy} u_m}{A} = \frac{Q_{dy} 4/\pi}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 (4/\pi)^2}{(Q_{dy} + K_w u_m)^2}}} \quad (A14)$$

付図 3(a), (b)に $Q_{dy}=560\text{kN}, u_m=30\text{mm}$ 及び $Q_{dy}=140\text{kN}, u_m=150\text{mm}$ の例を示す。

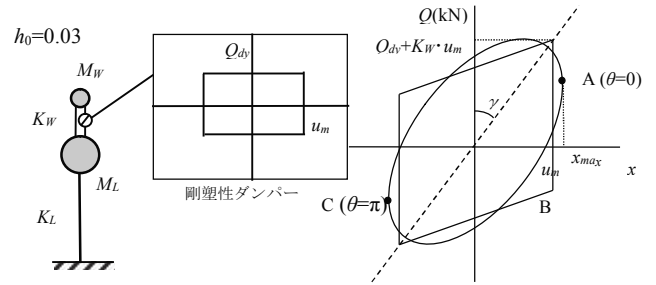
付図 1 の第 2 層のみを考慮した定常外力を受ける系の振動方程式は式(A15)となりその応答を $A \cos(\omega t)$ としたとき, 復元力 Q は式(A16)となる。複素解析では(A17), (A18) となり, $Q(z)$ は式(A19)となり振動方程式は式(A20)と z について線形になる。剛性は複素数 κK (式(A22))で表される。

$$M \ddot{x} + Q(x) = F \cos(\omega t + \psi) \quad (A15) \quad Q(\theta) = \sqrt{C^2 + S^2} \cos(\omega t + \theta) \quad (A16)$$

$$M \ddot{z} + Q(z) = F e^{i(\omega t + \psi)} \quad (A17) \quad Q(z) = \sqrt{C^2 + S^2} e^{i(\omega t + \theta)} \quad (A18)$$

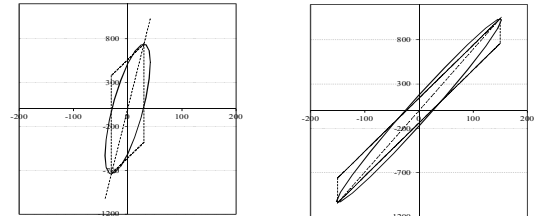
$$Q(z) = \sqrt{C^2 + S^2} e^{i(\omega t)} (\cos \phi + i \sin \phi) = (C + iS) e^{i\omega t} = \frac{C + iS}{A} z = \kappa K z \quad (A19)$$

$$M \ddot{z} + \kappa K z = F e^{i(\omega t + \psi)} \quad (A20) \quad z = A e^{i\omega t} \quad (A21) \quad \kappa K = \frac{C + iS}{A} \quad (A22)$$



付図 1 2 質点系モデル

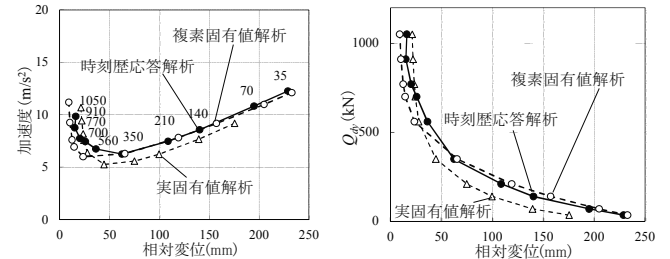
付図 2 剛塑性履歴の定常振動と楕円近似



(a) $Q_{dy}=560\text{kN}$ $u_m=30\text{mm}$

(b) $Q_{dy}=140\text{kN}$ $u_m=150\text{mm}$

付図 3 剛塑性履歴と楕円履歴の比較



付図 4 時刻歴応答解析と応答評価の比較

2 質点系に拡張して, 剛性を複素剛性として, 固有値解析を行い, 1 次モードと 2 次モードを重ね合わせて SRSS により応答を求める。層間変形座標を用いると, 質量マトリックスは式(A23), 剛性マトリックスは式(A24)となる。 λ を複素固有値とすると式(A25)は λ^2 について複素係数の 2 次方程式となり i 次の解を λ_i (式(A26))とすると実の固有円振動数 ω_i 及び減衰定数 h_i は式(A27), (A28)となる。 h_i は履歴減衰を線形粘性減衰に換算した値である。

$$[M] = \begin{bmatrix} M_w & M_w \\ M_w & M_w + M_L \end{bmatrix} \quad (A23) \quad K = \begin{bmatrix} \kappa K & 0 \\ 0 & K_L \end{bmatrix} \quad (A24)$$

$$\begin{vmatrix} \lambda^2 M_w + \kappa K & \lambda^2 M_w \\ \lambda^2 M_w & \lambda^2 (M_w + M_L) + K_L \end{vmatrix} = 0 \quad (A25) \quad \lambda_i = \lambda_{ri} + \lambda_{di} i \quad (A26)$$

$$\omega_i = \sqrt{\lambda_{ri}^2 + \lambda_{di}^2} \quad (A27) \quad h_i = -\frac{\lambda_{di}}{\omega_i} \quad (A28)$$

h_0 を構造減衰定数とすると, 各モードの減衰定数は式(A29)となる。応答低減効果係数を式(30)で評価する。固有ベクトル, 刺激係数は式(A31), (A32)となる。SRSS を適用すると, ダンパーのすべり変形 u_m 及び上部質点の加速度 A_m は S_d を 1 質点系の応答加速度として式(A33), (A34)で求められる。なお, $h_0=0.03$ とし $S_d=13\text{m/s}^2$ で評価する。はじめに, ダンパーすべり耐力 Q_{dy} を決め, ダンパー変形量 u_m を仮定して u_m が安定するまで繰返し計算を行うことで, 設定したダンパー量に対する応答が求まる。

$$h_{eqi} = h_0 + h_i' \quad (A29) \quad D_{hi} = \sqrt{\frac{1+25h_{eqi}}{1+25h_{eqi}}} \quad (A30)$$

$$\begin{Bmatrix} \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \lambda_i^2 M_w \\ \lambda_i^2 M_w + \kappa K \end{Bmatrix} \quad (A31) \quad \beta_i = \frac{\begin{Bmatrix} \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} M \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix}}{\begin{Bmatrix} \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} M \begin{Bmatrix} \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix}} \quad (A32)$$

$$u_m = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^2 \left(\beta_i \cdot \phi_i \right) \frac{S_d}{\omega_i^2} D_{hi}}}{\sqrt{1 + \frac{Q_{dy}^2 (4/\pi)^2}{(Q_{dy} + K_w u_m)^2}}} \quad (A33) \quad A_m = \sqrt{\sum_{i=1}^2 \left(\beta_i \cdot (1 + \phi_i) S_d D_{hi} \right)^2} \quad (A34)$$

付図 4 に上記の方法で評価した応答加速度を時刻歴応答解析及び実固有値解析による値と比較して示す。時刻歴応答解析●と複素固有値解析○はほぼ一致しており, 提案した楕円履歴が妥当であることが確認できる。参考に減衰平均法¹²⁾による実固有値解析を△で示す。時刻歴応答解析に比べ相対変位が小さく評価される。

DYNAMIC LOADING TESTS AND RESPONSE EVALUATION OF STEEL ROOF BEARINGS WITH FRICTION DAMPERS

*Kazuhiko NARITA^{*1}, Yuki TERAZAWA^{*2}, Kou MAEHARA^{*2},
Yuichi MATSUOKA^{*3}, Ryota MATSUI^{*4} and Toru TAKEUCHI^{*5}*

^{*1} Building Center of Ibaraki, M.S., Eng.

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

^{*3} NIPPON STEEL & SUMIKIN ENGINEERING CO., LTD., Dr. Eng.

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

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

1. Introduction

A large numbers of steel roof bearings in RC gymnasias are damaged at past earthquakes at the 2011 Tohoku Earthquake, mainly due to the out-of-plane response of cantilevered RC walls supporting the roof frame. In this paper, a detailed energy-dissipation bearing with friction dampers for steel roofs reducing the response of cantilevered RC walls is fabricated and the dynamic loading tests are carried out.

2. Dynamic loading tests on friction dampers

To confirm the fundamental characteristics of the friction dampers, quasi-static and dynamic loading tests are performed on the specimens which are sandwiched by the friction pad between plates. The tests on PTFE pads are also performed. As the result, the friction coefficient of the friction pads was found to be 0.5 to 0.6, while that of PTFE pads was around 0.15.

3. Dynamic loading tests on energy-dissipation bearing with friction dampers

Next, the energy-dissipation bearings for the steel roof bearings are fabricated, and quasi-static and dynamic loading tests are performed. In the proposed bearing system, the axial force introduced to the friction pads can be set independently from the bearing loads. The axial force evaluating the roof weight is also set on the top of the bearing. As the result of quasi-static test, the hysteresis loops show almost rigid plasticity, and it shows slightly round shape under dynamic loading tests when frequency becomes larger.

4. The response reduction effects by energy-dissipation bearing

The hysteretic behavior of the friction bearing is modeled into time-history analysis models of typical gymnasias. As analytical result, it is confirmed that this energy-dissipation bearings reduced the response of cantilevered RC walls within acceptable levels, in terms of deflections and reaction forces.

5. Simple response evaluation method with DDOF model

Simple evaluation methods by DDOF model composed of cantilevered RC wall and supporting main structure with energy-dissipation bearing in between is proposed. Because of non-proportion damping system, complex eigenvalue analysis which ellipse hysteresis adapted in rigid plasticity is applied. Proposed method is confirmed to give good indication of the response and optimum design of the dampers.

7. Conclusions

A detailed energy-dissipation bearing with friction dampers for steel roof controlling the response of cantilevered RC walls is fabricated and dynamically tested. Using the experimental results, the response reduction effects are confirmed by analytical models.

(2015 年 3 月 17 日原稿受理, 2015 年 8 月 10 日採用決定)