【カテゴリーⅡ】

日本建築学会構造系論文集 第76巻 第667号, 1695-1704, 2011年9月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 76 No. 667, 1695-1704, Sep., 2011

座屈拘束ブレースを用いた制御型ロッキング架構の応答評価
－汎用慣性質量装置を用いた鉄骨造ロッキング架構の震動台実験　その２－

RESPONSE PREDICTION OF CONTROLLED ROCKING FRAME USING BUCKLING RESTRAINED BRACE
－ Shaking table tests on controlled rocking steel frames using multipurpose inertial mass system　Part Ⅱ－

竹内　徹*1，山本洋介*2，緑川光正*3，笠井和彦*4
ジェロム・ハジャー*5，引野　剛*6，松井良太*7，吉敷祥一*7
Toru TAKEUCHI, Yosuke YAMAMOTO, Mitsumasa MIDORIKAWA,
Kazuhiko KASAI, Jerome F. HAJJAR, Tsuyoshi HIKINO,
Ryota MATSUI and Shoichi KISHIKI

The authors have conducted a series of experimental studies on the response characteristics of controlled rocking systems. This system comprises components that include a rocking frame, post-tensioning anchorages, and energy dissipation fuses, eliminating the residual deformation after the earthquake. In this paper, the shaking table test of the controlled rocking system using a Buckling Restrained Brace as the energy dissipation fuse is discussed, including analytical simulations. A procedure to estimate maximum response is introduced based on the concept using maximum instantaneous input energy. The characteristics of the input energy and the accuracy of the proposed approach are demonstrated by comparing the prediction with numerical results as well as experimental results.

Keywords : *Rocking frame, Shaking table test, Buckling restrained brace, Maximum instantaneous input energy, Response prediction*
ロッキング架構，振動台実験，座屈拘束ブレース，最大瞬間入力エネルギー，応答評価

1.　序

1994年の米国ノースリッジ地震，1995年の阪神大震災以後，財産保護と早期復旧の観点から地震時に建物に入力したエネルギーの吸収を主体構造の塑性化に求めず，特定のエネルギー吸収部材に担わせる損傷制御の考え方[1)]が構造設計の上で一般化しつつある。その一形式として，転倒モーメントによる構造体の柱脚の浮き上がりを許容し，長周期化により地震入力を低減しながら瞬間入力エネルギーの一部を一時的に建物自重の位置エネルギーに置換することで，上部構造や基礎構造の応力を限定する機能を持たせるロッキング架構の考え方[2)~6)]も数多く研究されている。

既論文 7)-9)で筆者らはロッキング架構頂部と基礎間に初期張力を導入した張力材（PT ワイヤ）を付加することで，位置エネルギーの小さな低層架構でも弾塑性ダンパーの残留変形を効果的に除去する方法を提案し（以下，制御型ロッキング架構と称する），既論文 10)で提案した汎用慣性質量システムを用いた大規模震動台実験を実施し，その応答性状を検証し報告した。また前論文 7)では，制御型ロッキング架構の最大応答を予測する手法として，最大瞬間エネルギー入力を用いた方法の可能性を示した。しかしながらシステムの最大応答が最大瞬間入力エネルギーに対応していることは確認されたものの，非線形系システムに対する最大瞬間エネルギー入力自身の特性については十分な検討に至らなかった。

本論文では，エネルギー吸収部材としてせん断パネルに代わり座屈拘束ブレースを用いて制御型ロッキングシステムを構築し，汎用慣性質量システムを用いた震動台実験の結果を詳細に分析するとともに，線形・非線形系に対する最大瞬間入力エネルギーを併せて分析することで，エネルギーの釣り合いに基づく最大応答予測手法の提案を試みる。

なお本論文で使用する制御型ロッキング架構に組み込まれた座屈拘束ブレースは引張側のみの片振幅で挙動する。このような片振幅軸変形下での座屈拘束ブレースの累積変形性能は未だ確認されていない。本論文ではロッキング架構内の同部材の挙動の特性を分析するとともに，これと対応した芯材破断までの静的，動的部材実験を併せて実施することで，破断に至るまでの累積変形性能を詳細に分析し，従来の予測式の有効性を確認する。

*1 東京工業大学大学院　教授・博士（工学）　Prof., Graduate School of Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
*2 元　東京工業大学大学院　大学院生・修士（工学）　Former Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
*3 北海道大学大学院　教授・工博　Prof., Faculty of Eng., Hokkaido Univ., Dr. Eng.
*4 東京工業大学大学院　教授・Ph. D.　Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.
*5 ノースイースタン大学　教授・Ph. D.　Prof. and Chair, Northeastern University, Ph. D.
*6 元　独立行政法人防災科学技術研究所　修士（工学）（現　新日鉄エンジニアリング㈱）　Former Researcher, NIED, M. Eng. (Nippon Steel Eng. Co., Ltd.)
*7 東京工業大学　助教・博士（工学）　Asst. Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

2. 座屈拘束ブレースを用いた制御型ロッキング架構の概要

図 1-a)に示すように，制御型ロッキング架構はロッキング架構，復元力を与える PT ワイヤ，そしてエネルギー吸収を行う弾塑性ダンパーより構成される。制御型ロッキング架構は構造物の外周面やエレベータコアに組み込まれ，他の主架構とピン接合，もしくはエネルギー吸収機構を用いて連結される。ロッキング架構は浮き上がることで長周期化し，入力エネルギーを PT ワイヤの歪エネルギーや弾塑性ダンパーの弾塑性吸収エネルギーで消費することで地震応答低減を図り，特定層の損傷集中を回避する効果が期待できる。この際 PT ワイヤに導入する初期張力をヒューズの降伏耐力以上とすることで，地震応答後の原点回帰を可能にする。

本論文では座屈拘束ブレースをエネルギー吸収部材として使用した制御型ロッキング架構について検討する。本形式の制御型ロッキング架構の荷重-変形関係の模式図を図 2 に示す。初期張力が導入された PT ワイヤを連結したロッキング架構は図 2-a)のように原点回帰する。また，座屈拘束ブレースは引張側のみの片振幅挙動を示す(図 2-b))。これらを組み合わせることで制御型ロッキング架構は図 2-c)のようにフラッグ型の履歴曲線をもつ。以上の挙動は前報 [7]で扱ったせん断パネル型ヒューズを用いたシステムと同様である。PT ワイヤの初期張力を座屈拘束ブレースの降伏耐力よりも大きく設定することが残留変形除去の条件となる。

3. 汎用慣性質量装置を用いた震動台実験

3.1 震動台実験システム

兵庫県三木市にある(独)防災科学技術研究所大型震動台(E-Defense 震動台)において行われた震動台実験のシステム概要を図 1-b)に示す。1 基あたり高さ 2.7m，幅 4.5m×6m で質量約 500kN の汎用慣性質量装置 [10](以下，テストベッドと呼称)を 3 層 6 基配置し，その間に制御型ロッキング架構を組み込み，ロッキング挙動に追従する梁(以下，ロッキング梁と呼称)によって各層の床位置でテストベッドと制御型ロッキング架構を連結し，制御型ロッキング架構に慣性力を伝達する。これらの試験体寸法は表 1 に示す縮小率 [11]によって与えられる。

3.2 制御型ロッキング架構試験体

図 3 に座屈拘束ブレースを組み込んだ制御型ロッキング架構の立面図および詳細図を示す。部材寸法等は前報 [7]と同様である。制御型ロッキング架構は，ロッキング架構，PT ワイヤ，座屈拘束ブレースの 3 つの要素から構成されている。ロッキング架構は柱脚をベースプレートと連結せずに，水平方向の移動を水平バンパーで拘束し，浮き上がりだけを許容している。PT ワイヤは前述のように，ロッキング架構とベースプレートを連結し座屈拘束ブレース芯材の降伏耐力(約 500kN)以上となるように初期張力を導入し(PT ワイヤ全 8 本で約 750kN)，座屈拘束ブレースはロッキング架構第 2 層の梁中央とベースプレート中央を連結している。

3.3 計測計画

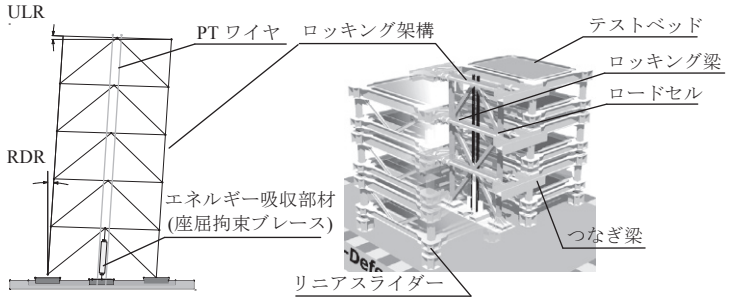
計測計画に関しては，前報 [7]同様に表 2 に示す計測事項・計測方法を用いた。また，座屈拘束ブレースの軸力には，本実験に先立ち行った静的実験結果に基づき，軸部弾性部分に貼付した歪ゲージの計測値を軸力に換算した値を用いる。これらを用いて，頂部水平変位角 RDR，浮き上がり変位角 ULR，転倒モーメント M_{OT}，ベースシア Q_B を以下の式より求める。なお，P_i : ロードセルによって計測された i 層の層せん断力，H_i : i 層の高さ，である。

$$\mathrm{RDR} = \text{頂部水平変位} \div \text{架構高さ}(8.21\mathrm{m}) \times 100(\%) \tag{1}$$

$$\mathrm{ULR} = \text{柱脚浮き上がり変位} \div \text{スパン長}(4.15\mathrm{m}) \times 100(\%) \tag{2}$$

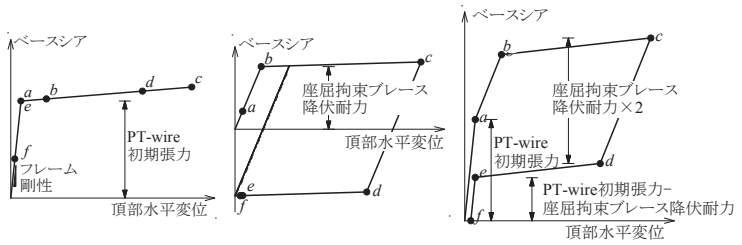
$$M_{OT} = \sum_{i=1}^{3} (P_i \times H_i) \tag{3}$$

$$Q_B = \sum_{i=1}^{3} P_i \tag{4}$$



a) 制御型ロッキング架構　　b) 汎用慣性質量実験システム

図 1 システム概要



a) 主架構(PT ワイヤ含む)　　b) 座屈拘束ブレース　　c) ロッキング架構全体

図 2 制御型ロッキング架荷重-変形関係

表 1 縮小率換算比

質量	$1/\lambda^2$	0.46	慣性力	$1/\lambda^2$	0.46
時間軸	$1/\lambda^{0.5}$	0.82	歪･応力	1	1
加速度	1	1	変形	$1/\lambda$	0.68
速度	$1/\lambda^{0.5}$	0.82	変形角	1	1

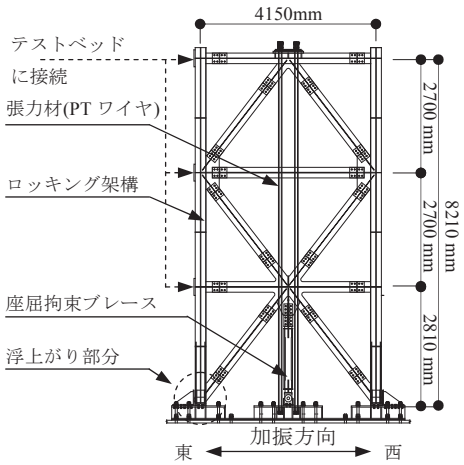


図 3 ロッキング架構立面図

3.4　載荷計画

入力地震動には図 4 に示す JMA Kobe-NS を用いた。この地震動は表 1 に基づき時間軸を 0.82 倍している。加振レベルを表 3 に示す。指標となる加振レベルとしては，加速度軸を 46.1%に縮小した DBE レベル (日本のレベル 2 相当)，65%に縮小した MCE レベル (50 年超過確率 2%レベル相当)の 2 種類とする。いずれのレベルも主架構(想定される建物)が弾性限内に保たれ，前者は座屈拘束ブレースのみが塑性化するレベル，後者は座屈拘束ブレースと PT ワイヤの一部が塑性化するレベルとして設定し，これらの載荷の間，座屈拘束ブレースは取り換えることなく同じものを使用し続けた。

3.5　数値解析モデル

図 5 に検証用の数値解析モデルを示す。解析モデルはロッキング架構，テストベッドともに前報 [7]で用いたものと同様とし，テストベッドは 3 質点せん断モデルに置換しロッキング架構と各階床レベルでピン接合する。座屈拘束ブレース，PT ワイヤは後述の 7 章にてモデル化した特性を用いる。このモデルを用い，実験同様の入力(震動台上の加速度計により 5 点計測した平均)に対し時刻歴応答解析を行い，実験結果と比較する。また，柱脚を固定し固有値解析を行い，浮き上がり前の 1 次固有周期，有効質量を算出し，表 4 に示す。

4.　実験結果

以下に，DBE レベルと MCE レベルの震動台実験結果を示す。

4.1　DBE レベル加振結果

図 6-a)に M_{OT} -RDR 関係，図 6-b)に座屈拘束ブレースの荷重-変形関係，図 6-c)に PT ワイヤの張力時刻歴，図 6-d)に ULR の時刻歴を数値解析結果と併せて示し，さらに図 6-e)にテストベッドの各層層間変形の時刻歴を示す。M_{OT}-RDR 関係は高次振動モードの影響が見られるが，図 1-c)に示す模式図のように安定的にフラッグ型履歴を描くことがわかる。また，PT ワイヤは弾性限内である為，加振後も初期張力状態に戻り，ULR をみると残留変形が残っていない。また，各層の層間変形もほぼ同じ値をとり，特定層への変形の集中が回避されていることがわかる。これらの結果は，数値解析結果とも良く対応している。

4.2　MCE レベル加振結果

図 7-a)に M_{OT} -RDR 関係，図 7-b)に座屈拘束ブレースの荷重-変形関係，図 7-c)に PT ワイヤの張力時刻歴，図 7-d)に ULR の時刻歴を数値解析結果と併せて示し，図 7-e)にテストベッドの各層層間変形の時刻歴を示す。PT ワイヤは数本塑性域まで達したものの，座屈拘束ブレースの耐力以上の張力があるため残留変形は生じていない。また，各層の層間変形も DBE レベル時同様ほぼ同じ値をとり，特定層への変形の集中を免れている。これらより，PT ワイヤと座屈拘束ブレースの降伏耐力の関係を適切に与えれば，PT ワイヤが若干塑性化してもシステムとして大きな問題は生じないことが確認された。

4.3　せん断パネル付きロッキング架構との比較

前報 [7]で示した，せん断パネル付き制御型ロッキング架構実験との比較を行う。図 8-a)に示すように，せん断パネルと座屈拘束ブレースでは荷重-変形関係がやや異なる。系の固有周期および降伏軸力はほぼ同様であるが，部材の初期剛性は座屈拘束ブレースが高く，エネルギー吸収量が大きくなるため，図 8-b)に示すように，最大浮き上がり量は座屈拘束ブレースの方が若干小さくなることがわかる。

表 2　計測事項及び計測方法

計測事項	計測方法	計測箇所
T.B.層間変位(加振方向)	レーザー変位計	3層(4)，2層(4)，1層(4)
T.B.層間変位(直交方向)	磁歪式変位計	3層(4)，2層(4)，1層(4)
試験体とT.B.の相対変位	レーザー変位計	R層(2)，3層(2)，2層(2)
試験体の絶対変位	レーザー変位計	3層(2)，2層(2)
試験体の面外変位	レーザー変位計	R層(2)，2層(2)
柱脚浮き上がり変位	レーザー変位計	東側柱(2)，西側柱(2)
柱脚水平変位	レーザー変位計	東側柱(1)，西側柱(1)
	ばね式変位計	水平バンパー：東側(1)，西側(1) 横振れ止め：東側(2)，西側(2)
PTワイヤ伸び変位	レーザー変位計	頂部(1)
座屈拘束ブレース変形	ばね式変位計	ピン(2)
T.B.慣性力	ロードセル	R層(2)，3層(2)，2層(2)
PTワイヤ張力	ロードセル	全数(8)
T.B.・震動台上加速度 (水平・上下動3成分)	サーボ型加速度計	R層(4)，3層(4)，2層(4) 震動台上(6)
試験体加速度 (水平・上下動2成分)	歪型加速度計	R層(2)，3層(2)，2層(2)，柱脚(2)
歪	歪ゲージ	柱12断面(60)，梁6断面(30) ブレース6断面(30) ロッキング梁6断面(6) 面外拘束ロッド6断面(12) 座屈拘束ブレース十字断面(12)
		合計：243箇所

表 3　入力加振レベル一覧

加振レベル	状態			
	浮上がり	座屈拘束ブレース降伏	PTワイヤ降伏	
JMA Kobe-NS 10% 入力補償加振1-1	発生	弾性	弾性	
JMA Kobe-NS 20% 入力補償加振1-2	〃	塑性	〃	
JMA Kobe-NS 30% 入力補償加振2-1	〃	〃	〃	
JMA Kobe-NS 46.1% 入力補償加振2-2	〃	〃	〃	DBE
JMA Kobe-NS 55% 入力補償加振2-3	〃	〃	〃	
JMA Kobe-NS 60% 入力補償加振2-4	〃	〃	〃	MCE
JMA Kobe-NS 65%	〃	〃	塑性	

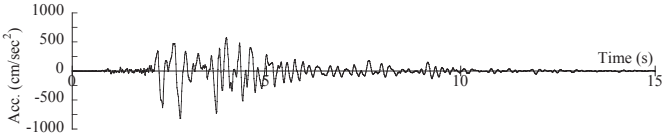


図 4　実験入力波(JMA Kobe-NS)

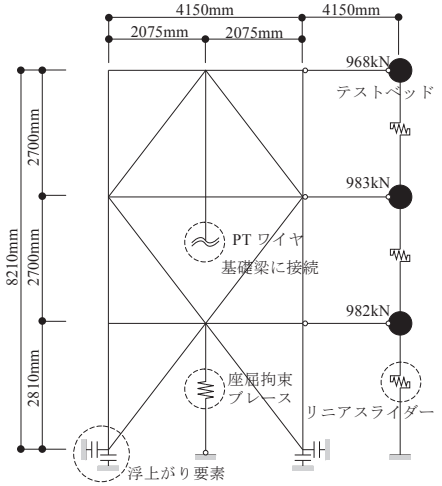
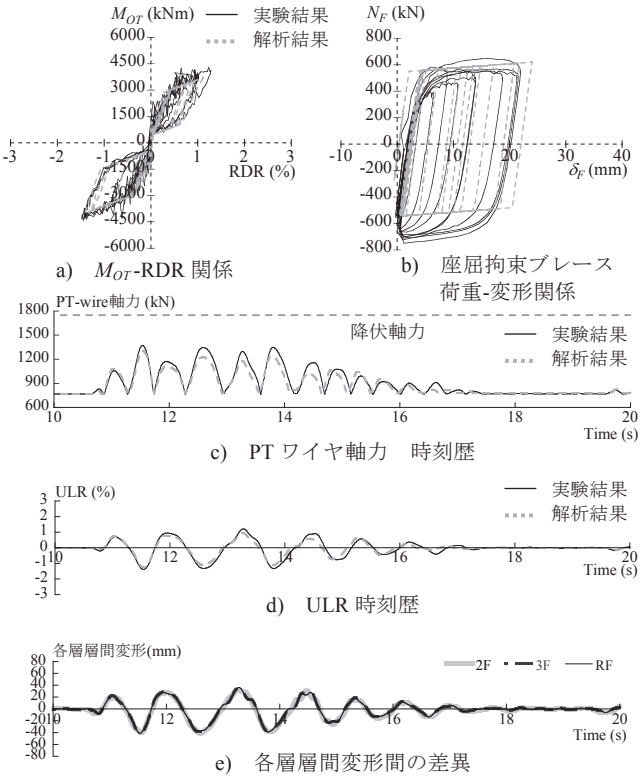


図 5　数値解析モデル

表 4　制御型ロッキング架構の動的特性

ロッキング架構全質量 M(t)	ロッキング架構＋テストベッド質量 M_{total}(t)	
12.5	316	
1次モード有効質量 M_u(t)	1次固有周期 T_0(s)	1次角振動数 ω_1(rad/s)
245	0.24	26.4



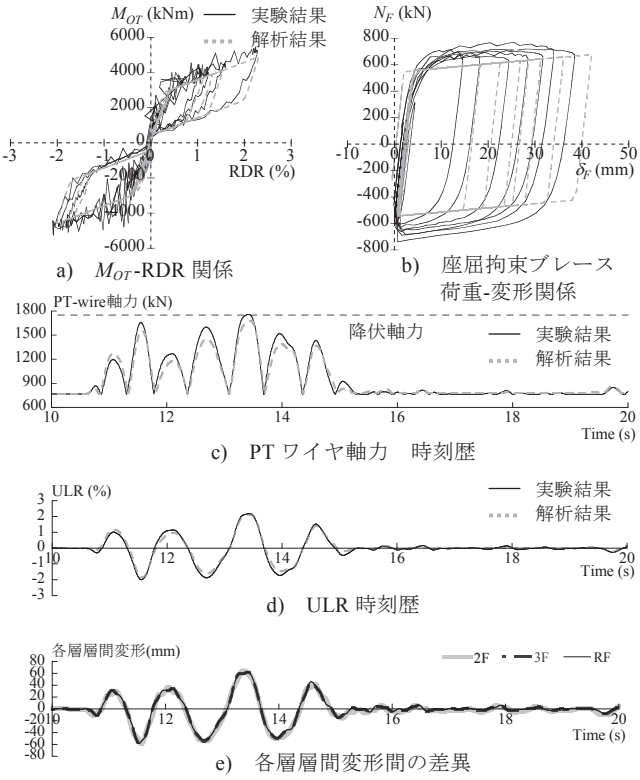
a) M_{OT}-RDR 関係　b) 座屈拘束ブレース 荷重-変形関係

c) PT ワイヤ軸力　時刻歴

d) ULR 時刻歴

e) 各層層間変形間の差異

図 6　DBE(JMA Kobe46.1%)加振結果



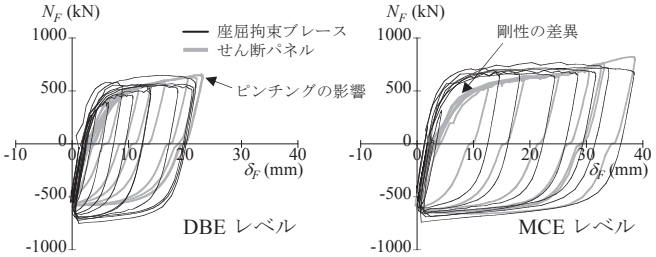
a) M_{OT}-RDR 関係　b) 座屈拘束ブレース 荷重-変形関係

c) PT ワイヤ軸力　時刻歴

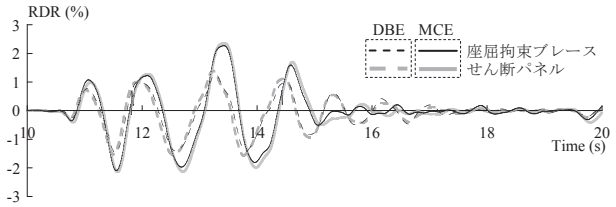
d) ULR 時刻歴

e) 各層層間変形間の差異

図 7　MCE(JMA Kobe65%)加振結果



a) エネルギー吸収部材　荷重-変形関係



b) RDR 比較

図 8　せん断パネル付加型架構との比較

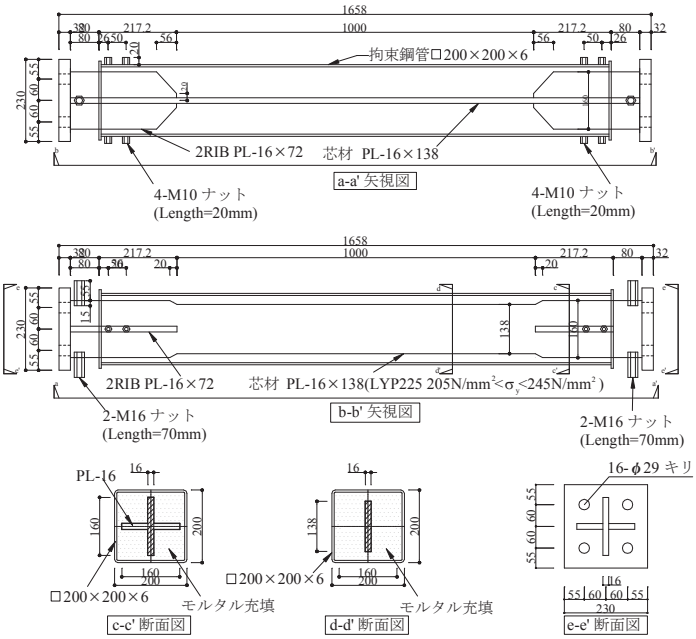


図 9　座屈拘束ブレース部材試験体

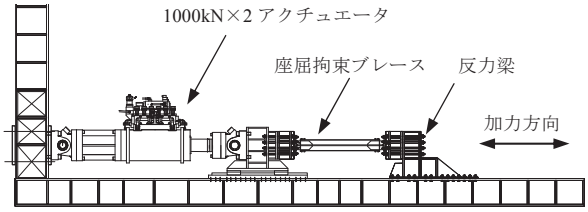
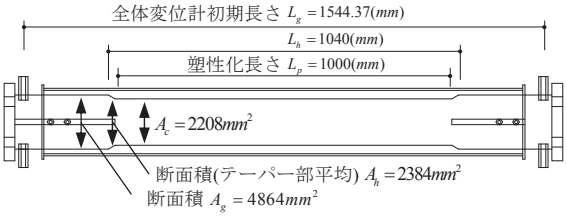


図 10　部材試験セットアップ図



試験体	B_c (mm)	B_c' (mm)	t_c (mm)	A_c (mm²)	σ_{cy} (N/mm²)	P_{cy} (kN)	E (N/mm²)
BS, BD	138	160	16	2208	225	496.8	205000

B_c ：芯材幅，B_c' ：芯材端部の幅，t_c ：芯材厚，A_c ：芯材断面積

σ_{cy} ：芯材の予想降伏応力，P_{cy} ：芯材の予想降伏軸力，E ：ヤング率

図 11　座屈拘束ブレース諸元

5. 座屈拘束ブレースの片振幅載荷部材実験

E-Defense での震動台実験に先立ち座屈拘束ブレース部材単体の静的繰返し載荷実験，震動台実験後に動的繰返し載荷実験を行い，片振幅下における座屈拘束ブレースの性状を検証した。

5.1 静的繰り返し載荷実験

図 9 に座屈拘束ブレース部材試験体の詳細図を示す。これは E-Defense 震動台実験において用いたものと同一寸法のものである。この試験体に対して図10に示す載荷装置にて表5に示す載荷プログラムに従って静的繰返し載荷実験を行った。ここで，弾性範囲の変形を除いた軸方向塑性変形量 δ_F はアクチュエータのロードセルの値である芯材軸力 N_F, 全体変位計による変形量 δ_g より次のように求められる。なお，記号等は図 11 に従う。

$$\delta_F = \delta_g - \frac{N_F}{A_g E}\left(L_g - L_h\right) - \frac{N_F}{A_h E}\left(L_h - L_p\right) \tag{5}$$

得られた軸力 N_F -軸変形 δ_F 関係を図 12 に示す。片振幅下でも安定した履歴性状を示し，振幅が大きくなるにつれて，降伏軸力が増大することがわかる。芯材の破断は 6%歪 11 サイクル目に生じた。

5.2 動的繰り返し載荷実験

次に，同様の試験体，セットアップ，計測点で図 13a)-f)に示すように, E-Defense 震動台実験時に座屈拘束ブレースが経験した全軸変形履歴を 1 セットで繰返し加えて，動的載荷実験を行い，芯材破断を生じるまで載荷を続けた。

図 14 に 1 セット目・5 セット目の軸力-軸変形関係を示す。1 セット目の 1 サイクル目では軸力が増大する傾向がみられる。これは，座屈拘束ブレース内の芯材とモルタル間のアンボンド材の接着によるものと考えられ，2 セット目以降は剥離に伴い安定した履歴性状に戻っている。また，静的繰返し載荷時に比べ，高い降伏軸力で一定の履歴曲線を描く傾向がみられる。文献 12)では低降伏点鋼における歪速度の影響を, 式(6)に示す動的応力倍率 α_d を準静的載荷時の応力に乗ずることで求められることが報告されている(図 15)。

$$\alpha_d = \begin{cases} 0.1043\dot{\varepsilon} + 1.0 & (0 < \dot{\varepsilon} < 1\%/\mathrm{s}) \\ 0.0043\dot{\varepsilon} + 1.1 & (1 < \dot{\varepsilon} < 50\%/\mathrm{s}) \\ 0.00043\dot{\varepsilon} + 1.315 & (50\%/\mathrm{s} < \dot{\varepsilon}) \end{cases} \tag{6}$$

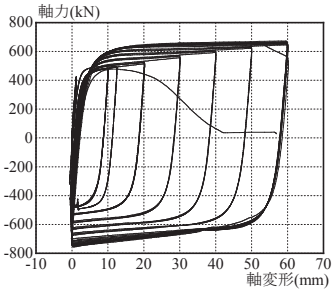
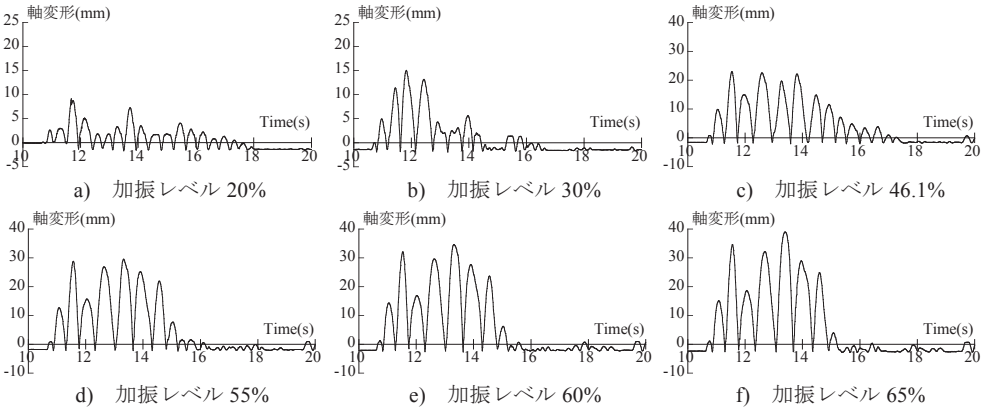


図 12 静的繰り返し載荷結果



a) 加振レベル 20%　b) 加振レベル 30%　c) 加振レベル 46.1%

d) 加振レベル 55%　e) 加振レベル 60%　f) 加振レベル 65%

図 13 動的載荷履歴

表 5 静的載荷プログラム

歪(%)	歪速度(%/sec)	目標変位(mm)	繰り返し回数(回)	載荷時間(sec)	サンプリング周波数(Hz)
+0.05	0.005	+0.5	1	20	5
+0.1		+1	3	40	
+0.5	0.025	+5		40	
+1		+10		80	
+2		+20		160	
+3		+30		240	
+4		+40		320	
+5		+50		400	
+6(1-9サイクル)		+60	9	480	
+6(10-19サイクル)	0.05	+60	-	240	

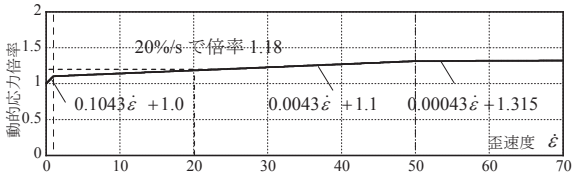


図 15 動的応力倍率(累積歪未考慮)

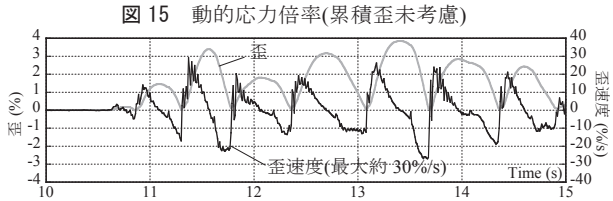


図 16 歪・歪速度時刻歴

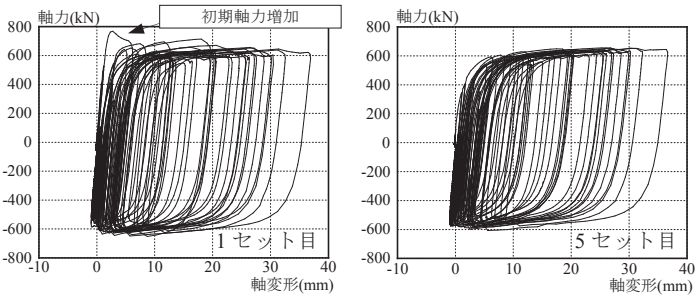


図 14 動的繰り返し載荷結果

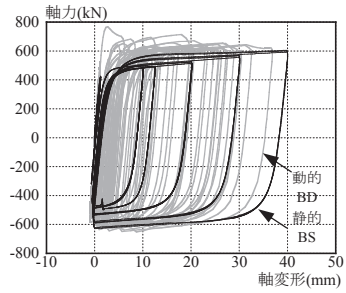


図 17 動的載荷と静的載荷の比較

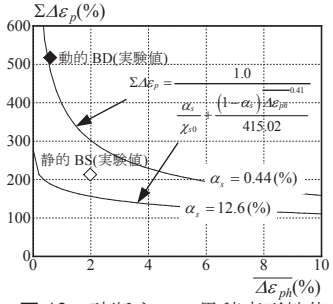


図 18 破断までの累積変形性能

図 16 の歪および歪速度時刻歴をみると，歪速度が速くなる歪の小さい領域では応力が大きく増大し，歪速度が遅くなる歪の大きい領域では応力の増大が緩和されるために図 17 に示すような軸力-軸変形関係が生じると説明できる。最終的には 8 サイクル目で芯材が破断に至った。すなわち，制御型ロッキング架構に組み込んだ際，同等の載荷シリーズを 8 回繰り返さないと座屈拘束ブレースは破断に至らなかったものと評価される。

5.3 累積変形性能

座屈拘束ブレース各試験体の芯材が破断に至るまでの累積変形性能について調べる。静的載荷試験体(BS)と動的載荷試験体(BD)の 2 試験体について，累積塑性歪 $\Sigma\Delta\varepsilon_p$ と平均塑性片歪振幅 $\overline{\Delta\varepsilon_{ph}}$ を算出する。これらの値の算出方法については，文献 13)に準ずる。表 6 に各試験体の累積塑性歪と平均塑性片歪振幅の各値を示す。同じ試験体であっても，破断に至る累積塑性歪が BD の方が 2 倍程度大きいのは，応答歪振幅および骨格部比率 α_s の差異によるものである。骨格部比率 α_s を考慮した場合の累積塑性歪 $\Sigma\Delta\varepsilon_p$ と平均塑性片歪振幅 $\overline{\Delta\varepsilon_{ph}}$ の関係式を式(7)に示す。なお，χ_{s0}：骨格部累積塑性歪である。

$$\Sigma\Delta\varepsilon_p = \frac{1.0}{\dfrac{\alpha_s}{\chi_{s0}} + \dfrac{(1-\alpha_s)\overline{\Delta\varepsilon_{ph}}^{0.41}}{415.02}} \tag{7}$$

表 6 累積塑性歪・平均塑性片歪振幅

試験体	骨格部比率 α_s (%)	累積塑性歪 $\Sigma\Delta\varepsilon_p$(%)	平均塑性片歪振幅 $\overline{\Delta\varepsilon_{ph}}$(%)
BS	12.6	213	1.98
BD	0.44	517	0.59

表 7 1 質点モデル構造諸元

	質量	減衰定数h_0	初期剛性	2次剛性比p	1次固有周期T_0	ベースシア係数
	t	-	kN/m×10³	-	sec	-
弾性モデル	100	1～30%	0.3～100	-	0.20～3.50	-
弾塑性モデル	243	1%	240	0.2 or 0.1 or 0.06	0.2	0.01～1.07
			61.2		0.4	
			26.6		0.6	
			14.9		0.8	
			9.60		1.0	

この関係式と表 6 の値の比較を図 18 に示す。動的載荷の BD 試験体は図 14 の軸力-軸変形関係にみるようにほぼ同じ骨格曲線上を経験するため骨格部比率が小さく，評価式と良い対応を示している。静的載荷の BS 試験体は骨格部比率がやや大きく，破断までの累積塑性歪の実験値は予測よりやや大きめの値となった。数少ない検証例ではあるが，上記の結果より片振幅下においても座屈拘束ブレースの累積変形性能は従来の評価式とほぼ対応しており，明確な平均歪振幅の影響は見られなかった。

6. 最大瞬間入力エネルギーに関する 1 質点モデルの応答

次に，制御型ロッキング架構の最大応答評価について考える。前報 [7]では，最大瞬間入力エネルギーが推定できれば，ロッキング架構の最大応答を概ね評価できることを示した。本論文では図 19 に示すように，各サイクルの水平方向変位零時から速度零時までに地震動によって入力されるエネルギーの増分 ΔE_I と加速度零時の運動エネルギーE_{V0} の和 (瞬間入力エネルギー)のなかで最大のものを最大瞬間入力エネルギーΔE_m と定義する。この値は，ロッキング架構柱脚離間時から最大浮き上がり時までのエネルギーの入力と対応する。以下，弾性，弾塑性系の応答における ΔE_m の特性について分析する。

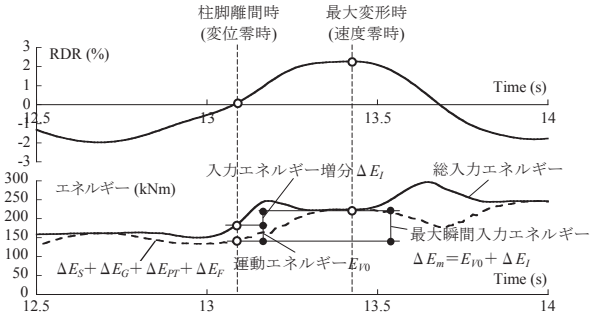
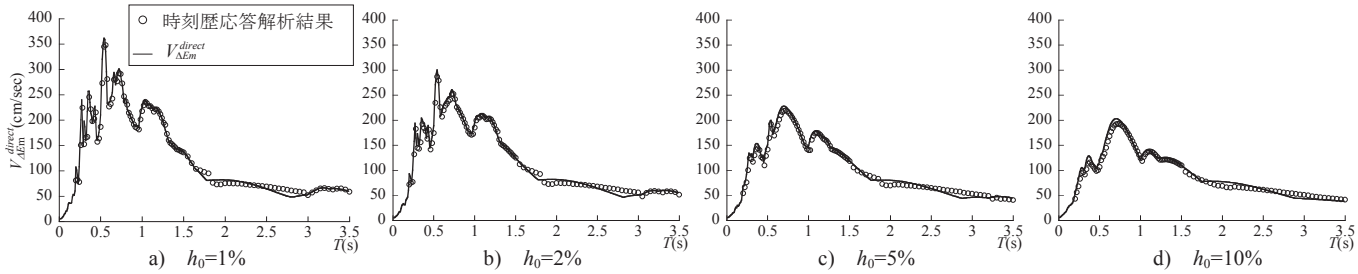


図 19 最大瞬間入力エネルギーの定義

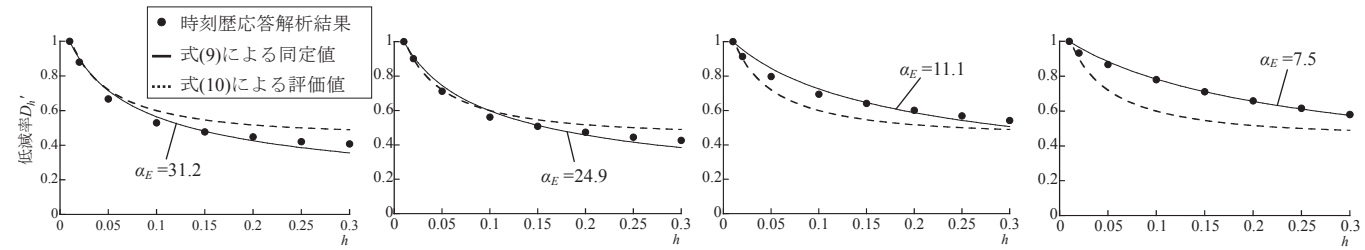
表 8 入力地震動一覧

No.		地震動記録	No.		地震動記録
1	1995	JMA Kobe-NS	4	1952	Taft-EW
2	1994	Northridge-Canoga park	5	1968	Hachinohe-EW
3	1940	El Centro-NS			



a) h_0=1%　b) h_0=2%　c) h_0=5%　d) h_0=10%

図 20 最大瞬間入力エネルギースペクトル



a) T_0=0.2(s)　b) T_0=0.4(s)　c) T_0=0.6(s)　d) T_0=0.8(s)

図 21 D_h'-h 関係 (h_0=1%)

6.1　1 質点弾性モデルへの適用

表 7 に示す構造諸元をそれぞれ変化させた 1 質点弾性モデル 106 ケースに対し，表 8 に示す地震動 5 記録を用いて時刻歴応答解析を行い，前述の定義に従って ΔE_m を算出する。主に JMA Kobe-NS の場合を抜粋して示す。熊谷ら [14]は，ΔE_m の速度換算値 $V_{\Delta Em}^{direct}$ は減衰定数 h と擬似速度応答スペクトル $\bar{S}_V$ を用い，式(8)より評価する事を提案している。ここで，M_u：1 次モード有効質量とする。

$$V_{\Delta Em}^{direct}(T,h)=\sqrt{2\Delta E_m / M_u}=(1+2h)\times\bar{S}_V\left(T,h\right) \tag{8}$$

図 20 に最大瞬間入力エネルギーの速度換算値スペクトルを時刻歴解析の結果と式(8)の評価式で比較して示す。時刻歴応答解析結果と上記評価式は概ね一致していることがわかる。次に，減衰定数 h を横軸に，低減率 $D_h'(h)=V_{\Delta Em}(h)/V_{\Delta Em}(h_0)$ を縦軸にとり，減衰による低減率の推移をみる。ここでは，h_0=1%として評価する。これらの値を一般的な減衰低減率である文献 15)による式(9)によって表現し，α_E を最小 2 乗法で同定した結果を図 21a)-d)に示す。なお，α_E は最大瞬間入力エネルギーに関する減衰低減率の低減係数である。

$$D_h'(h)=\sqrt{\frac{1+\alpha_E h_0}{1+\alpha_E h}} \tag{9}$$

最大瞬間入力エネルギーの場合，α_Eの値は周期毎に変動している。そこで，α_Eのばらつきを横軸に固有周期をとり関係をみると，図 22 のようになる。何れも α_Eの値は固有周期が 0.6 秒以下で 20～130 程度の大きな値をとり，それ以上では 20 以下の安定した値をとる。このことから，本検討範囲において，加速度応答の大きい短周期帯では減衰定数が大きくなると最大瞬間入力エネルギーが大きく低減する特性があることがわかる。次に，式(8)を参照し，式(9)に(1+2h)を乗じた形で α_E を同定すると式(10)を得る。この際の D_h'-h 関係を図 21 に併せて点線で示す。

$$D_h'(h)=(1+2h)\times\sqrt{\frac{1+50h_0}{1+50h}} \tag{10}$$

$$V_{\Delta Em}^{D_h'}(T,h)=D_h'(h)\times\bar{S}_V\left(T,h_0\right) \tag{11}$$

図 21 をみると式(10)を用いても減衰による応答低減効果は短周期で概ね同等の値となっており，初期減衰定数 h_0 の擬似速度応答スペクトルが得られれば，式(11)より最大瞬間入力エネルギーの速度換算値を評価し得るものと考える。

6.2　バイリニア型履歴をもつ 1 質点弾塑性モデルへの適用

続いて，1 質点弾塑性モデルに対する ΔE_m の特性を分析する。まず，式(8)もしくは式(11)によって算出される 1 質点弾性モデルによる最大瞬間入力エネルギーの速度換算値スペクトルを用いて 1 質点弾塑性モデルの最大瞬間入力エネルギーの速度換算値を等価線形化手法を用い評価する。この際，最大変形に対応した等価固有周期 T_{eq} は式(12)，等価減衰定数 h_{eq} を式(13)で表わす [15]。

$$T_{eq}=T_0\times\sqrt{\mu/(1-p+p\times\mu)} \tag{12}$$

$$h_{eq}=h_0+\frac{2}{\mu\pi p}\ln\frac{(1-p+p\mu)}{\mu^p} \tag{13}$$

なお，T_0：1 次固有周期，p：2 次剛性比，μ：塑性率である。図 19 をみると，総入力エネルギーの極大値は最大変形時以前に生じており，応答を支配する等価固有周期は弾性固有周期 T_0 と最大変形割線剛性 T_{eq} に基づく固有周期との間に位置していると考えられる。そこで，図 23 に示すように，式(14)に従って，最大瞬間入力エネルギーの速度換算値スペクトルを T_0 から T_{eq} の間で積分平均することで等価最大瞬間入力エネルギーの速度換算値スペクトルを算出する。

$$\bar{V}_{\Delta Em}(T_{eq},h_{eq})=\frac{1}{T_{eq}-T_0}\int_{T_0}^{T_{eq}}V_{\Delta Em}(T,h_{eq})dT \tag{14}$$

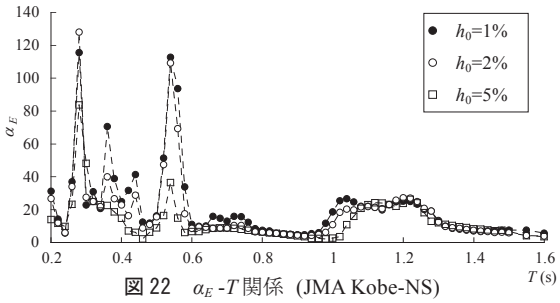


図 22　α_E -T 関係 (JMA Kobe-NS)

図 23　等価最大瞬間入力エネルギースペクトルの概念図

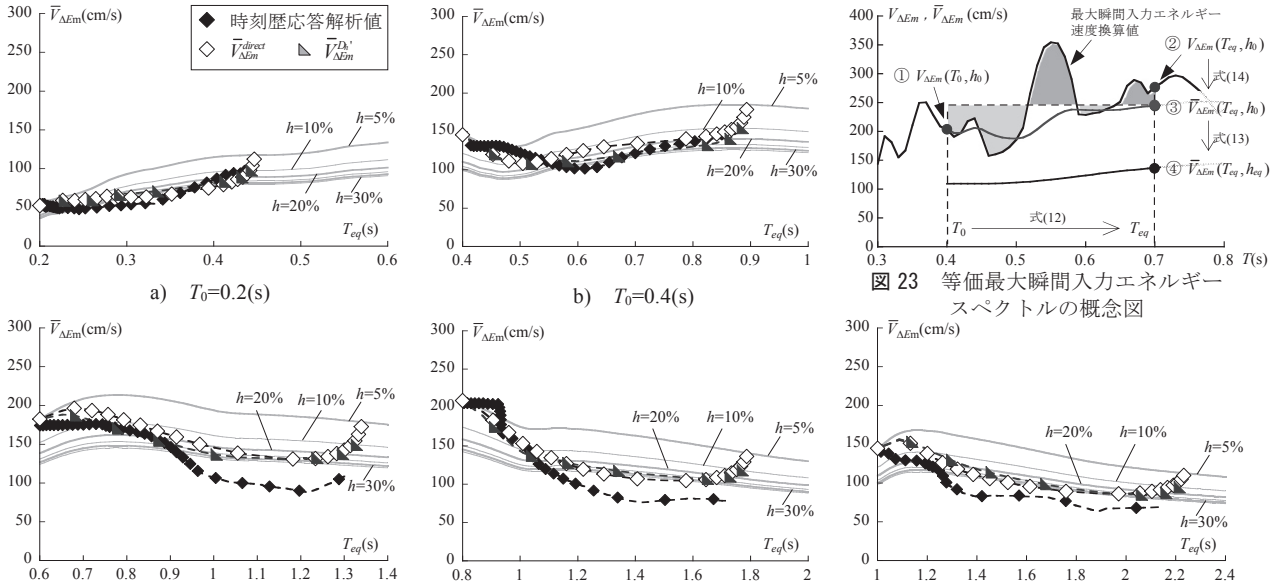


図 24　バイリニア型履歴をもつ 1 質点弾塑性モデルの $V_{\Delta Em}$ の応答予測(JMA Kobe-NS, p=0.2, h_0=5%)

提案した評価手法の精度確認のため，表 7 に示すバイリニア型の履歴曲線をもつ 1 質点弾塑性モデルに対し時刻歴応答解析を行い，その結果を式(10)～(14)より得られた予測値 $\overline{V}_{\Delta Em}^{D_h'}$ と比較して図 24 に示す。同図中の各減衰におけるスペクトル曲線は式(10)～(11)より得たものである。また，式(8)を用いて算出されるスペクトルより算出される予測値 $\overline{V}_{\Delta Em}^{direct}$ もあわせて示す。固有周期によってばらつきはあるものの，どちらの予測値も時刻歴応答解析結果と概ね同等の推移を示す。表 8 に示す他の地震波による結果では，Northridge-Canoga park のようにピークの応答が大きく卓越する固有周期を挟むように平均化する場合，評価式とのばらつきが大きくなる。

6.3　フラッグ型履歴をもつ 1 質点弾塑性モデルへの適用

制御型ロッキング架構を想定したフラッグ型の履歴曲線をもつ 1 質点弾塑性モデルに対しても，6.2 節と同様の検討を行う。図 25 に示すように，原点回帰するフラッグ型履歴の履歴吸収エネルギーは通常のバイリニア型履歴の概略半分となるため，フラッグ型履歴の場合は，等価減衰定数の検討式を式(15)に示すように修正する。

$$h_{eq} = h_0 + \frac{1}{\mu\pi p}\ln\frac{(1-p+p\mu)}{\mu^p} \tag{15}$$

図 26 に予測値 $\overline{V}_{\Delta Em}^{D_h'}$，$\overline{V}_{\Delta Em}^{direct}$ と時刻歴応答解析結果を比較して示す。バイリニア型履歴同様，1 次固有周期によるばらつきはあるものの，式(12)，式(15)より等価固有周期，等価減衰定数を求める等価線形化手法により，フラッグ型の履歴をもつ 1 質点弾塑性モデルの最大瞬間入力エネルギーも概ね評価可能であることがわかる。また，表 8 に示す他の地震動も同様の結果を示すことが確認された。

7.　最大瞬間入力エネルギーを用いた最大応答評価手法

7.1　最大瞬間入力エネルギーの評価

以上で提案した最大瞬間入力エネルギーを用いた，最大応答評価手法のフローチャートを図 27 に示す。まず想定される地震動に対応した初期減衰定数における設計用擬似速度応答スペクトル $\overline{S}_V$ を仮定し，式(11)を用いて各減衰定数における最大瞬間入力エネルギーの速度換算値スペクトル $V_{\Delta Em}^{D_h'}$ を求めておく。その一方で前報 [7] と同様に各要素のモデル化を行う。得られた系の履歴モデルに対し，まず最大変形量を仮定して系の塑性率を求め，式(12),(15)より等価固有周期，等価減衰定数を得る。これらを用いて式(14)より等価最大瞬間入力エネルギー速度換算値 $\overline{V}_{\Delta Em}$ を算出する。入力値 $\overline{V}_{\Delta Em}$ が一旦求まれば，柱脚離間地点から最大浮き上がり点までの瞬間入力エネルギーの釣り合い式(16)の左辺に等価最大瞬間入力エネルギー値 ΔE_m を代入し，同式右辺にあたる架構各部の変形量を変数とした吸収エネルギー量の方程式を導出し，これを解くことで変形量が求まる。

$$\Delta E_m = \Delta E_I + E_{V0} = \Delta E_S + \Delta E_G + \Delta E_{PT} + \Delta E_F + \Delta E_D \tag{16}$$

求めた変形量と仮定した変形量を比較しながら収斂計算を繰り返し，ある一定の値に定まったときの値が最大変形量となる。使用する記号の表記を表 9 にまとめて示す。

なお，系の目標変形量が定まっている場合には，塑性率 μ が直ちに求められ，PT ワイヤやヒューズの諸元を直接求めることができる。

7.2　制御型ロッキング架構のモデル化

次に，履歴モデルの構成および式(16)の右辺を評価するための各要素の吸収エネルギー量-変形量関係を定義する。制御型ロッキング架構を構成する要素としては，PT ワイヤ，座屈拘束ブレース，ロッキング架構がある。以下に，それぞれの要素におけるモデル化とエネルギー算出式を示す。

7.2.1　PT ワイヤのモデル化

PT ワイヤは初期張力 N_{IT} が導入された状態が初期状態であり，式(17)で PT ワイヤに生じる軸力を求める。

$$N_T = N_{IT} + K_T\delta_{up} \tag{17}$$

PT ワイヤが吸収する弾性歪エネルギーは図 28 より式(18)によって求まる。

$$\Delta E_P = 0.25B\theta\left(N_{IT} + N_T\right) \tag{18}$$

7.2.2　座屈拘束ブレースのモデル化

5 章での実験結果を反映し，動的に片振幅挙動する座屈拘束ブレースの荷重-変形関係をモデル化する。動的荷重で座屈拘束ブレース降伏応力は静的荷重時に比べ 1.1～1.2 倍程度上昇すると考え，降伏応力度 σ_{fy} を 1.1 倍し，1 次剛性を K_{f1}，2 次剛性を K_{f2} (2 次剛性比 p

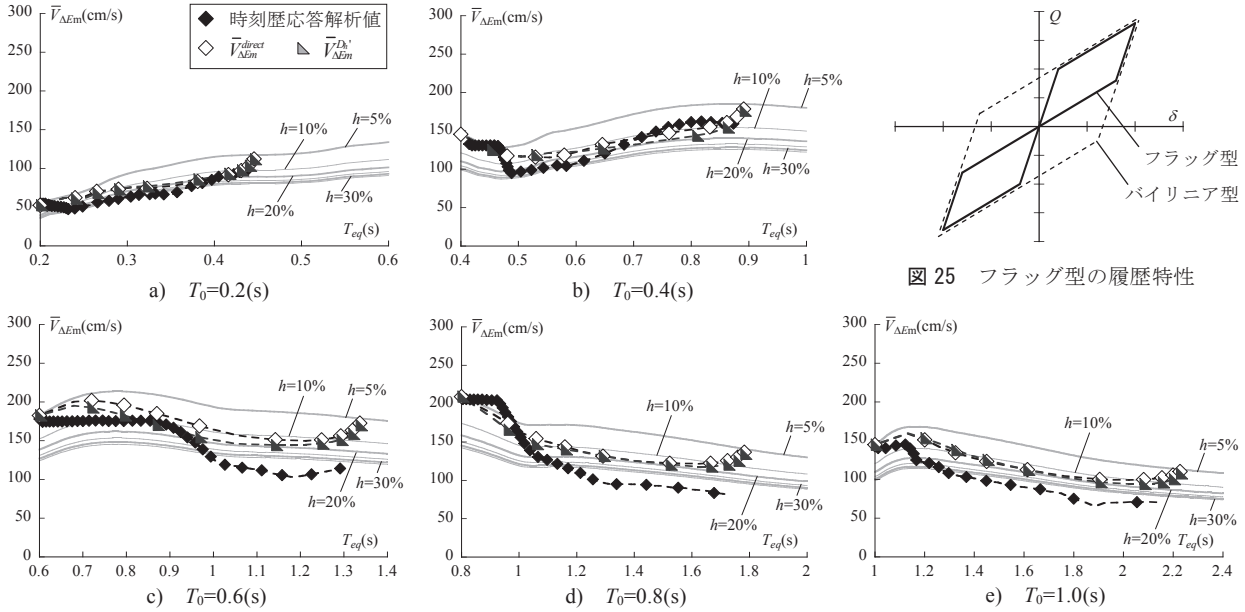


図 26　フラッグ型履歴をもつ 1 質点弾塑性モデルの $V_{\Delta Em}$ の応答予測(JMA Kobe-NS, p=0.2, h_0=5%)

図 25　フラッグ型の履歴特性

を 0.01) とし，モデル化すると図 29-a)のようになる。単純モデルが許容できる時刻歴応答解析およびロッキング架構のモデル化には本モデルを使用する。なお，履歴吸収エネルギー算出時は図 29-b)に示すトリリニアモデルを用い式(19)より詳細に算出する。

$$\Delta E_F = \frac{1}{8}K_{f2}B^2\theta^2 + \frac{1}{2}B\left\{1.1N_{fy} - K_{f2}\delta_{f1}\right\}\theta - \frac{1}{8}\left\{25.3N_{fy} + 7\left(2K_{f2} - K_{f12}\right)\delta_{f1}\right\}\delta_{f1} \tag{19}$$

7.2.3　ロッキング架構のモデル化

PT ワイヤと座屈拘束ブレースを含んだロッキング架構には，「浮き上がり前」，「浮き上がり後・座屈拘束ブレース弾性時」，「浮き上がり後・座屈拘束ブレース塑性時」，の 3 つの状態があり，それぞれを以下に示すようにモデル化する。浮上がり前は，図 30-a)より式(20)が成立し，浮き上がる瞬間のせん断力が式(21)のように求められる。浮き上がり後，座屈拘束ブレースが弾性域にある場合，図 30-b)より力の釣り合い式(22)が成り立ち，せん断力は θ の 1 次式として式(24)のように表すことができる。座屈拘束ブレースの塑性化後も同様に式(22)よりせん断力を θ の 1 次式として式(25)のように表せる。ただし，1 次モード等価質量 M は固有値解析による値，等価高さ H_u は実験結果より H_u=2/3H，h_0=1%としている。

式(23)～(25)を用いて，履歴を図 31 に示すようなトリリニアモデルに置換し，その上で図中に示すバイリニアモデルに再置換することで，T_{eq}，h_{eq} を求めるための 2 次剛性比 p，塑性率 μ を算出する。

$$Q_1 \times H_u = \left(Mg + N_{IT}\right)\times\frac{1}{2}B\,,\quad Q_1 = \left(Mg + N_{IT}\right)\times\frac{B}{2H_u} \tag{20), (21}$$

$$Q\left(H_u + \delta_{up}\right) = Mg\left(\frac{1}{2}B - \delta_h\right) + N_F\frac{B}{2} + N_T\frac{B}{2} \tag{22}$$

$$Q = K_1\frac{B}{2}\theta \quad (Q < Q_1) \tag{23}$$

$$Q = \left\{\frac{B^2\left(K_{f1} + K_T\right)}{4H_u} - Mg\right\}\theta + \frac{B}{2H_u}\left(Mg - K_{f1}\delta_{fy} + N_{IT}\right) = K_2\delta_h + Q_{h1} \quad (Q_1 \le Q < Q_2) \tag{24}$$

$$Q = \left\{\frac{B^2\left(K_{f2} + K_T\right)}{4H_u} - Mg\right\}\theta + \frac{B}{2H_u}\left(Mg + N_{fy} - K_{f2}\delta_{fy} + N_{IT}\right) = K_3\delta_h + Q_{h2} \quad (Q_2 \le Q) \tag{25}$$

一方，エネルギーの釣り合い式(16)に代入するための架構の歪エネルギー増分 ΔE_S，位置エネルギー増分 ΔE_G は以下に示す式で算出することができる。

$$\Delta E_S = 0.5Q^2/K_1' \tag{26}$$

$$\Delta E_G = Mg\cdot\int(0.5B - H_u\cdot\theta)\,d\theta \approx 0.5Mg\cdot B\cdot\theta \tag{27}$$

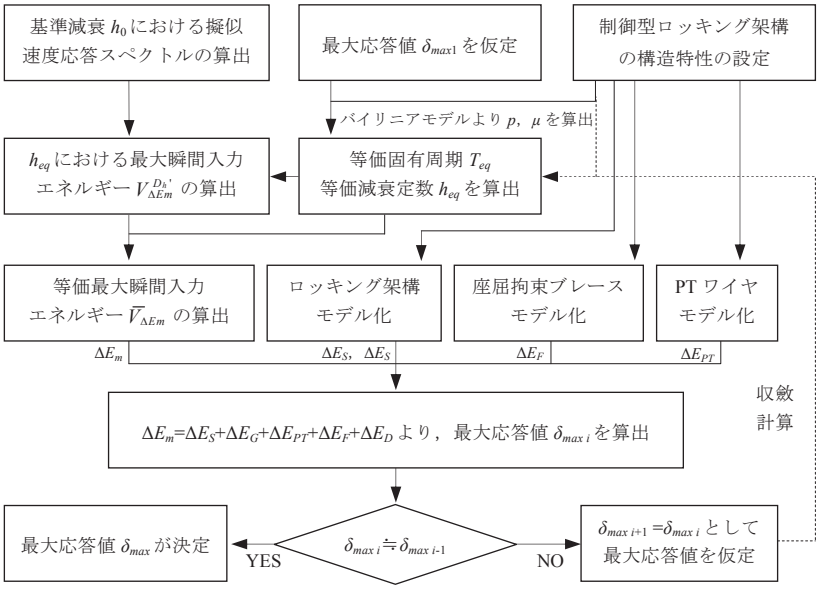


図 27　最大応答評価手順

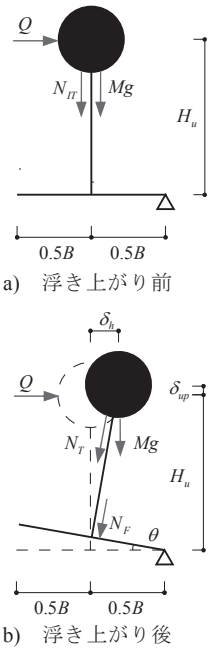


図 30　力の釣り合い

表 9　記号表記

■ロッキング架構	
B	：ロッキング架構幅
H	：ロッキング架構総高さ
H_u	：等価高さ
M	：ロッキング架構等価質量
K_1	：1 次剛性
K_2	：2 次剛性
K_3	：3 次剛性
K_1'	：修正 1 次剛性
δ_1	：1 次降伏変位
δ_2	：2 次降伏変位
δ_1'	：修正 1 次降伏変位
θ	：浮き上がり角 (ULR)
■座屈拘束ブレース	
K_{f1}	：1 次剛性
K_{f2}	：2 次剛性
K_{f12}	：3 次剛性
K_{f1}'	：修正 1 次剛性
δ_{f1}	：1 次降伏変位
δ_{f1}	：2 次降伏変位
N_f	：軸力
■PT ワイヤ	
K_T	：1 次剛性
N_{IT}	：初期張力
N_T	：軸力
■エネルギー関係	
ΔE_I	：入力エネルギー増分
E_{V0}	：柱脚離間時の運動エネルギー
ΔE_m	：最大瞬間入力エネルギー
ΔE_S	：架構歪エネルギー増分
ΔE_G	：位置エネルギー増分
ΔE_{PT}	：PT ワイヤ歪エネルギー増分
ΔE_F	：履歴吸収エネルギー増分
ΔE_D	：減衰エネルギー増分

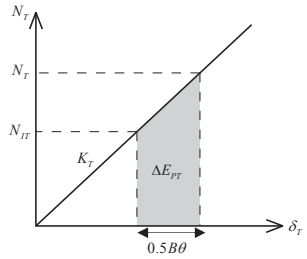


図 28　PT ワイヤ
荷重-変形関係

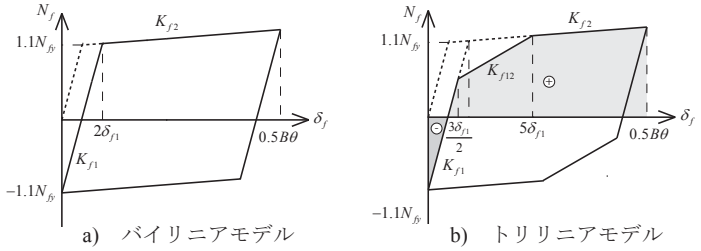


図 29　座屈拘束ブレース
荷重-変形関係

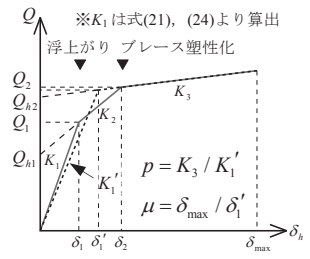


図 31　ロッキング架構
荷重-変形関係

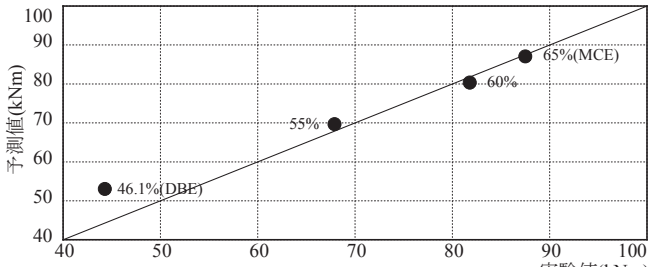


図 32　ΔE_m の実験値と予測値の比較

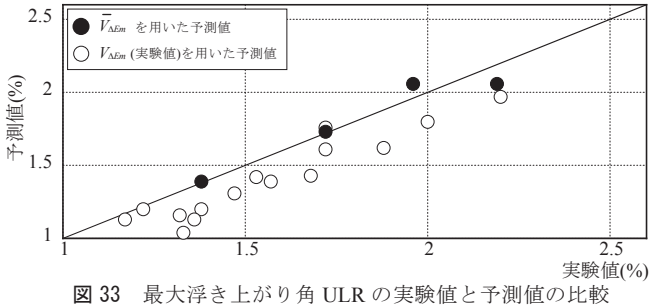


図 33　最大浮き上がり角 ULR の実験値と予測値の比較

なお，前報 [7]の検討より柱脚離間点から最大浮き上がり点の間にロッキング架構が高次モードで振動することで吸収する減衰エネルギーΔE_Dは微小であることから，ここでは無視する。

7.3　提案手法の精度

7.1 節で示した手法により計算した各入力レベルにおける ΔE_m と ULR の最大応答予測値と実験値を図 32, 33 に比較して●印で示す。また図 33 には実験より直接算出される ΔE_m を式(15)に代入して求めた各振幅の最大浮き上がり角と実験値の比較を○印で示す。いずれも実験値と良い対応関係を示しており，本予測手法を用いて最大応答を評価することが可能と判断される。

8.　結

前報 [7]に続き，地震入力エネルギーを吸収する部材として座屈拘束ブレースを用いた制御型ロッキング架構の震動台実験を実施し，その応答および座屈拘束ブレースの挙動を分析した。得られた知見を以下に示す。

1) 座屈拘束ブレースを用いた制御型ロッキング架構は, MCE レベルの地震動入力に対しても原点回帰し，せん断パネル型ヒューズでみられたようなピンチングのない安定した挙動を示すことが確認された。
2) 座屈拘束ブレースの芯材破断までの累積変形性能は片振幅振動下でも従来の両振幅振動下の予測式によって概ね予測可能である。なお，動的載荷では静的載荷に比べ特に初期履歴ループで耐力上昇が見られた。
3) 最大応答を支配する最大瞬間入力エネルギー量の定義を行い，1 質点弾性・弾塑性モデルの時刻歴応答解析によりその特性を分析し，擬似速度応答スペクトル，等価固有周期および等価減衰定数よりその値を推定する手法を示した。
4) 柱脚離間時から最大浮き上がり時の間の最大瞬間入力エネルギーを用いたエネルギーの釣り合いより，制御型ロッキング架構の最大応答値を予測する手法を提案した。提案手法による最大応答予測値は実験値とよく対応することが確認された。

謝辞

本研究は(独)防災科学技術研究所「E-ディフェンスを活用した鉄骨造建物実験研究」分科会（主査：和田章 東京工業大学名誉教授）実行部会（部会長：笠井和彦 東京工業大学教授）テストベッド WG（主査：竹内徹 東京工業大学教授）の活動の一環であり，Stanford 大学との共同研究として実施した。研究に当たり，以下の方々の協力を戴いた。兵庫耐震工学研究センター長：中島正愛 京都大学教授，Stanford 大学：H. Krawinkler 教授，Gregory Deierlein 教授，Xiang. Ma 博士，Virginia Polytechnic Institute and State 大学： Matthew. Eatherton 博士，日建設計：朝川剛氏，巴技研：久保寺勲 博士，黒川裕士氏，北海道大学：麻里哲広 助教，山崎僚平氏(現竹中工務店)，松浦芳樹氏(当時)，東京工業大学：山田哲 准教授，島田侑子博士(現千葉大学)，大林優氏(現竹中工務店)。また，研究の一部は(社)日本鉄鋼連盟及び日本学術振興会科学研究費補助金(22360219)の助成を受けた。ここに深く謝意を表する。

参考文献

1) 和田章，清水敬三，川合広樹，岩田衛，安部重孝：建築物の損傷制御設計，丸善，1998.9
2) 笠井和彦，金田充弘，大熊潔：ステップカラム制振構造の実施例:解析と実大ダンパー実験, パッシブ制振構造シンポジウム 2001, pp. 235-249, 2001.12
3) 岩下敬三，木村秀樹，春日康博，鈴木直幹：基礎浮き上がりを伴う鉄骨架構の振動台実験，日本建築学会構造系論文集, No.561, pp47-54, 2002.11
4) 岩下敬三，谷口元，石原大雅：杭頭で浮き上がりを許容した建物の地震応答エネルギー評価，日本建築学会構造系論文集，No. 564，pp. 23-30，2003.2
5) 緑川光正，小豆畑達哉，石原直，和田章：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動，日本建築学会構造系論文集，No. 572，pp. 97-104，2003.10
6) 小豆畑達哉，緑川光正，石原直：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構のエネルギー吸収機構と最大応答変位予測，日本建築学会構造系論文集，No. 583，pp. 61-68，2004.9
7) 緑川光正，竹内徹，引野剛，笠井和彦，グレゴリー・ディアライン，大林優，山崎僚平，吉敷祥一：せん断パネル及び張力材を有するロッキング架構の耐震性能－汎用慣性質量装置を用いた鉄骨造ロッキング架構の震動台実験　その 1－, 日本建築学会構造系論文集, No. 654, pp. 1547-1556, 2010.8
8) Pacific Earthquake Engineering Research Center: Session on rocking and uplifting at the base of structures, PEER Annual Meeting, San Francisco, 2009.10
9) Hajjar, J. F., Eatherton, M., Ma, X., Gregory G. Deierlein, G. G. and Krawinkler, H.: Seismic Resilience of Self-centering Steel Braced Frames with Replaceable Energy-dissipating Fuses–Part I: Large-scale Cyclic Testing, Joint Conf. Proc. 7th Int'l Conf. on Urban Earthq. Engrg. (7CUEE) & 5th Int'l Conf. on Earthq. Engrg. (5ICEE), pp. 1071-1077, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan, 2010.3
10) 竹内徹, 笠井和彦, 緑川光正, 松岡祐一, 吉敷祥一, 安藤広隆: 汎用慣性質量装置を用いた梁端ダンパー架構の振動台実験、日本建築学会構造系論文集、No.634, pp. 2239-2246, 2008.12
11) Harry G. Harris, Gajannan M. Sabnis: Structural Modeling and Experimental Techniques, 2nd Edition, CRC, 1999
12) 山田哲，山口路夫，竹内百合，竹内徹，和田章：動的繰り返し載荷実験結果に基づくダンパー用鋼材の履歴特性の評価　速度依存性を考慮したダンパー用鋼材の履歴特性に関する研究　その 1，日本建築学会構造系論文集，No. 553，pp. 232-128，2002.3
13) 竹内徹，井田茉利，山田哲，鈴木一弁：変動歪振幅下における座屈拘束ブレースの累積変形性能予測，日本建築学会構造系論文集，No. 586，pp. 203-210，2004.12
14) 熊谷仁志，金本清臣，真瀬伸治：瞬間入力エネルギーを用いた最大応答変形の簡易予測方法(その 1　瞬間入力エネルギースペクトル)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 分冊，pp.23-24，1998.9
15) 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, No. 571, pp. 53-62, 2003.9

（2010年12月 8 日原稿受理，2011年 6 月 6 日採用決定）