

弾塑性制振柱脚を用いた高層トラス架構の耐震性能

SEISMIC PERFORMANCE OF TRUSS TOWER STRUCTURES WITH HYSTERETIC DAMPERS AT COLUMN BASES

竹内 徹^{*1}, 津曲 敬^{*2}, 渡辺秀司^{*3}, 小河利行^{*4}, 熊谷知彦^{*5}

*Toru TAKEUCHI, Kei TUMAGARI, Hideshi WATANABE,
Toshiyuki OGAWA and Tomohiko KUMAGAI*

Truss frames generally have fragile characteristics led by member buckling, however, designing truss structures elastically against large earthquake is not economic and remaining risks for fragile collapse for the seismic level exceeding the design criteria. In this paper, damage controlled design for truss frame structures for high-rise automatic rack warehouses using energy dissipation devices at column bases are discussed. Real size mock-up tests using practical devices are carried out, and their performances for reducing seismic response are discussed comparing to the conventional truss frames.

Keywords: *Truss Structure, Damage Controlled Design, Hysteretic Damper, Column Base*

トラス構造, 損傷制御設計, 弾塑性ダンパー, 柱脚

1. 序

産業構造物で多用される立体トラス架構では構成部材が個材座屈による不安定な履歴応答を示すために、想定される設計荷重に対し弾性範囲内で設計されることが多い。しかしトラス架構を、極めて稀に遭遇する地震入力に対しても弾性設計することはしばしば不経済となり、さらに地震入力が想定レベルを上回った場合には座屈を伴う不安定崩壊を生ずる危険性を孕んでいる。これらの架構に対し、筆者らは架構のうち座屈荷重を超える可能性のある部材を座屈拘束ブレースなどに交換することによって、トラス架構全体を安定した復元力特性を持つ架構に改善する手法を示し、体育館や鉄塔などのトラス構造物に適用を試みてきた^{1)~4)}。

近年わが国における流通拠点として数多く建設されている建屋一体型高層自動ラックを構成する架構は、図1(a)に示すように縦型クレーン(スタッカークレーン)を挟んで頂部梁で連結された組立てトラス柱が連立している形状を有する。トラス柱は積荷を保管するラックを構成するとともに建屋の屋根、壁を支持する構造体となっており、その高さが20m~50mに達するものが都市部にも建設されるようになってきている。こういった架構に大きな地震入力がかかると、積荷の落下やトラス柱基部の弦材座屈が生じ、建屋全体が倒壊に至る危険性もある。筆者らはこの様なトラス架構に対してもクリティカルとなる弦材を座屈拘束ブレースに交換することにより損傷制御設計を行う検討を行ってきた⁵⁾。しかしながら交換する必要のある部材数が多くなり、必ずしも経済的とならない問題が残る。こ

れに対し谷川、山田、和田⁶⁾は弦材接続部のベースプレートを通易な曲げ型の履歴ダンパーとして設計することにより、高層自動ラック架構を経済的に損傷制御設計する手法を示している。同構法は弦材が引抜き側の時のみにダンパーが塑性化し履歴ループを描く接合部を構成しており、ダンパーのエネルギー吸収効率は微小であるが、水平変形時に重心が上部に浮上する、自重による復元力効果に期待する設計となっている。

本研究ではこれに対し、鋼材を軸力引張り・圧縮双方向に塑性化させる方式の軸力材用柱脚を提案し、接合部としての性能を実験的に確認すると共に高層自動ラックに適用した場合の効果について検討する。同柱脚は長さ100~200mmの塑性化部を有する座屈拘束部材として設計されており、文献⁷⁾において梁端下部用に設計された弾塑性ダンパーと類似の構成となっている。塑性化部が極めて短いことから部材を経済的に構成できる一方、塑性歪が過大となることによる圧縮側の降伏後剛性の増大や、累積塑性変形性能の低下が問題となることが予想され、これらの性能に対する塑性化長さの影響を確認することが構法の実用化のためには不可欠となる。本研究では、まず塑性化長さの異なる柱脚ダンパーについて圧縮実験を行い、2次剛性の確認を行う。次にこれらのダンパーを実大の部分トラス柱に組込み、架構全体の復元力特性および累積塑性変形性能を確認する。最後に、これらの復元力特性を組み込んだ架構全体の解析モデルを構築し、柱脚ダンパーを導入することによる応答低減効果および低サイクル疲労限界性能に関する検討を行う。

^{*1} 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 助教授・博士(工学)

^{*2} 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 修士課程(当時)

^{*3} ㈱ダイフク FA & DA 建築部設計グループ

^{*4} 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 教授・工博

^{*5} 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 助手・博士(工学)

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

Graduate Student (Previous), Tokyo Institute of Technology
FA & DA Construction Div., Daifuku Corporation Co., Ltd.

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

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

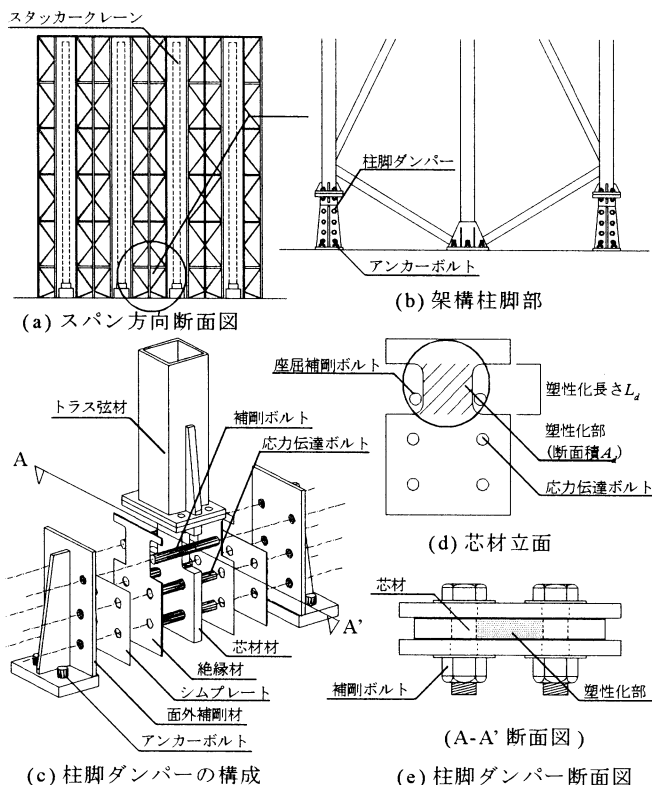


図1 柱脚ダンパー概要

2. 柱脚ダンパーの構成

本論で取り扱う柱脚ダンパーは鋼材の塑性変形能力を利用した軸降伏型履歴制振部材であり、図1(b)のように架構上で軸力が最大となる各トラス柱両端の弦材柱脚部に付設する。構成を図1(c)に示す。芯材は所定の軸力で塑性化を始め、圧縮・引張に対する安定した塑性変形によりエネルギー吸収を行う部位であり、トラス弦材下部に高力ボルト接合されている。面外補剛材は高力ボルトを通して芯材の軸力を下部の支持架構に伝達する。この時図1(d)、図1(e)のように面外補剛材で面外座屈を、補剛ボルトにより面内座屈を拘束する。また芯材と面外補剛材間に塑性化部での面外補剛材への軸力の伝達を防ぎ、芯材の塑性化に伴う断面の変化に追従できる様に絶縁材を挿入している。

柱脚ダンパーは基本的に座屈拘束ブレースと同様の構成を有しているが、部材寸法を抑えるために芯材の塑性化長さ(図1(d)参照)を極端に短くしている。このため、想定する変形量を得るために最大10%までの大歪領域を利用することになり、芯鋼材が圧縮側では歪硬化が生じると共に、極低サイクル～低サイクル疲労破壊を生ずる領域に達する。そのため本研究では歪硬化の影響や疲労性能を検証する目的で、ダンパー試験体の塑性化長さを変化させて検討を行なう。

3. 柱脚ダンパーの圧縮試験

3.1 圧縮試験の概要

まず補剛材の座屈拘束効果を確認する為、ダンパーの圧縮試験を行う。圧縮試験の載荷装置のセットアップを図2に、試験状況を図3に示す。載荷は1000kN アムスラーを用いた単純圧縮載荷とし、試験体上部をアムスラーに固定し、下部は試験体の水平移動を防ぐため、固定治具を用いて固定している。

試験体一覧を表1に、本試験に用いる試験体の芯材の詳細を図4、図5に示す。試験体は自動ラック架構の規模を高さ20m及び40mに

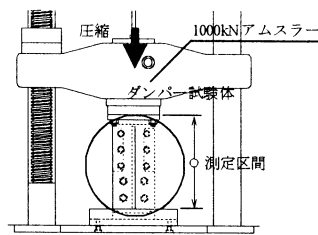


図2 圧縮試験載荷装置

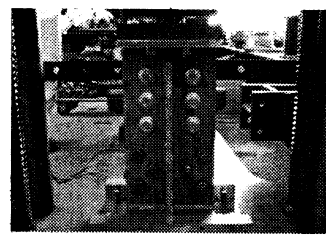
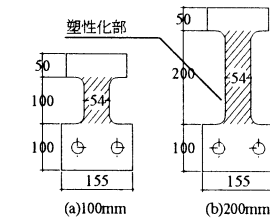


図3 圧縮試験状況



*試験体はゴムシート厚より2体ずつ

図4 200kN級・芯材詳細

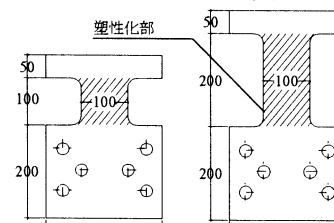


図5 600kN級・芯材詳細

表1 圧縮試験体

試験体名	想定軸力	芯鋼材	塑性化部断面	塑性化長さ	ゴムシート
D1-200-1.0	200kN	SN400B	$W=54\text{mm}$ $t=16\text{mm}$	100mm	1.0mm
D1-200-1.5				200mm	1.5mm
D2-200-1.0			$W=100\text{mm}$ $t=19\text{mm}$	100mm	1.0mm
D2-200-1.5				200mm	1.5mm
D1-600-1.0	600kN	SN490B	$W=100\text{mm}$ $t=19\text{mm}$	100mm	1.0mm
D1-600-1.5				200mm	1.5mm
D2-600-1.0			$W=100\text{mm}$ $t=19\text{mm}$	100mm	1.0mm
D2-600-1.5				200mm	1.5mm

表2 圧縮試験体・芯鋼材の機械的性質

試験体	規格	降伏応力 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	破断伸び (%)
200kN級	SN400B	265	412	30
600kN級	SN490B	395	516	33

想定し、想定降伏軸力をそれぞれ200kNと600kNに設定している。200kN級試験体の芯鋼材はSN400B($F=235\text{N/mm}^2$)、 $t=16\text{mm}$ の平鋼を使用し、塑性化部幅を $W=54\text{mm}$ とする。600kN級試験体の芯鋼材はSN490B($F=325\text{N/mm}^2$)、 $t=19\text{mm}$ の平鋼を使用し、塑性化部幅を $W=100\text{mm}$ とする。塑性化長さは歪硬化の影響を検証するため、100mm、200mmと変化させる。また芯材と面外補剛材間に挿入する絶縁材は可塑性のゴムシートを使用し、厚さを1.0mmと1.5mmに変化させる。芯材と面外補剛材はF10Tの高力ボルトによる摩擦接合で200kN級試験体ではM20、600kN級試験体ではM22を使用する。面外補剛材、固定治具、シムプレートの鋼材種はSS400とする。

3.2 圧縮試験の結果

図6に200kN級、図7に600kN級各試験体の軸荷重-軸変形($P-\delta$)関係を示す。軸荷重 P はアムスラーからの数値とし、軸変形 δ は固定治具から試験体上部に変位計を当て測定する。芯材の面外方向変形に関しては面外補剛材に当てた変位計より計測し、面外補剛材の外側表面に貼る歪ゲージより芯材からの応力伝達を確認する。図6、図7には芯鋼材であるSN400B、SN490Bの材料引張試験から得た応力-歪($\sigma-\epsilon$)関係を、荷重-変形($P-\delta$)関係に換算して併記している。換算に際しては試験体の平行部の長さを200mm、断面積は表1より求めた断面積を用いる。また図6、図7中に示す水平点線は直列するトラス架構・弦材の座屈耐力を示す。各試験体の2次剛性との交点(同図中の○印)はダンパーの耐力上昇により直列配置された弦材が座屈を生じると予想される点であり、これをダンパーの許容軸変形量とする。

まず図6の200kN級試験体の結果を見ると、降伏荷重に関し100mmタイプ、200mmタイプともSN400B材料引張試験と良い対応を示している。しかしダンパー降伏後は塑性化長さにより明らかな差が生

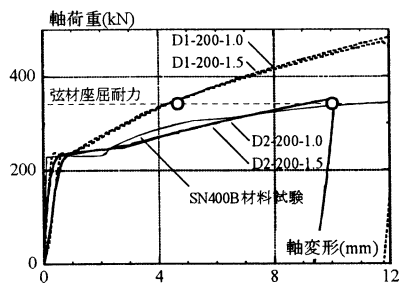


図6 200kN級試験体の試験結果

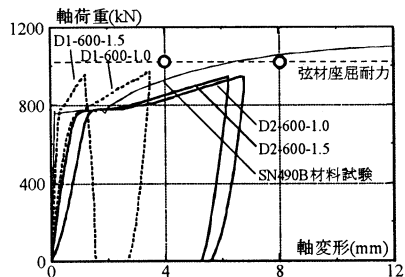


図7 600kN級試験体の試験結果

じ、歪硬化の開始は100mmタイプでは1.1mm($\epsilon=1.1\%$)、200mmタイプでは2.6mm($\epsilon=1.3\%$)である。2次剛性についても明らかな差があり、許容変形量は100mmタイプで約4.5mm、200mmタイプで約10mmとなる。一方、加力時に面外方向への変形、応力伝達は微小であったことから、面外補剛材による座屈拘束は成立していると考えられる。次に図7の600kN級試験体の結果を見ると、降伏荷重は各試験体とも想定する600kNを大幅に超えているが、これは芯鋼材SN490Bの降伏応力が規定値325N/mm²を超えていることに起因している。ダンパー降伏後については200kN級試験体と同様降伏後の性状に明らかな差が生じ、歪硬化の開始は100mmタイプでは1.1mm($\epsilon=1.1\%$)、200mmタイプでは2.2mm($\epsilon=1.1\%$)となる。2次剛性についても明らかな差があり、許容変形量は100mmタイプで約4mm、200mmタイプで約8mmとなっている。一方、面外方向への変形は微量であるが、絶縁材のゴムを通し、芯材の軸力が若干面外補剛材へと伝達していることが確認された。

4. トラス架構試験

4.1 トラス架構試験の概要

次にダンパーを柱脚部に組み込んだトラス架構の履歴特性を実験的に検証する。載荷装置のセットアップを図8に示す。想定した自動ラック架構より柱脚部から全長6m・幅1mのトラスを実大で抜き出し、汎用試験フレーム内に組み込む。各試験体はトラス架構の上部の柱脚部でφ23のPC鋼棒より反力梁に固定する(図9)。載荷点として500kNの油圧ジャッキをトラス架構先端部に接合する。実験では上部の弦材柱脚部に、弦材と同断面の鋼管を挿入する従来トラス(B)、塑性化長さ100mm、200mmの鋼材ダンパーを挿入する制振トラス(D1、D2)について履歴性状及び累積変形性能を比較検討する。

試験体一覧を表3に示す。ダンパー試験体の構成は3章と同様であるが、降伏軸力を管理するために芯鋼材の降伏応力を元に塑性化部の断面積を調整している。200kN級試験体では芯鋼材の $\sigma_y=285$ N/mm²に対して塑性化部の幅を $W=43$ mmとし、600kN級試験体では $\sigma_y=385$ N/mm²に対して塑性化部の幅を $W=76$ mmとする。塑性化長さは圧縮試験と同様に100mmと200mmを設定する。絶縁材には圧縮試

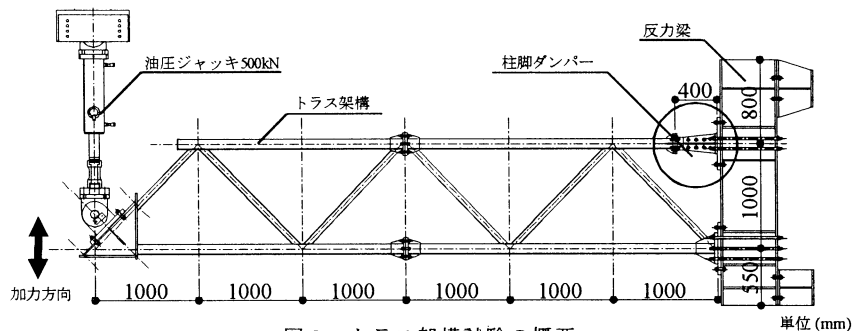


図8 トラス架構試験の概要

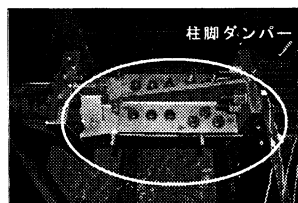


図9 D1-600柱脚ダンパーの取付け状況

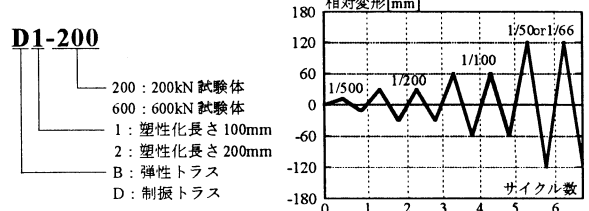


図10 トラス架構試験載荷プログラム

表3 トラス架構試験体

試験体名	想定軸力	柱脚部	塑性化長さ	弦材	斜材
B-200	200(kN)	鋼管	—	□-100x100x6	φ-60.5x2.8
D1-200		鋼材ダンパー	100(mm)		
D2-200			200(mm)		
B-600	600(kN)	鋼管	—	□-150x150x12	φ-89.1x4.2
D1-600		鋼材ダンパー	100(mm)		
D2-600			200(mm)		

表4 トラス架構試験体・芯鋼材の機械的性質

試験体	規格	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)
200kN級	SN400B	285	430	28
600kN級	SN490B	385	542	35

験で性能の安定していた厚さ1.0mmのゴムシートを使用する。トラス架構試験の載荷プログラムを図10に示す。載荷はトラス頂部-柱脚部相対変位制御による静的漸増交番載荷とし、1/500を1回、1/200及び1/100を2回、1/66または1/50を架構部材の座屈またはダンパーが破断するまで行う。

4.2 トラス架構試験の結果

図11(a)-(c)に200kN級、図14(a)-(c)に600kN級試験体のジャッキ荷重-相対変位($P-\Delta$)関係を示す。ジャッキ荷重 P は油圧ジャッキのロードセルからの数値とし、相対変位 Δ はトラス先端の鉛直変位から柱脚部のすべり及び剛体回転を差し引いた数値としている。合わせて図13(a)-(b)に200kN級、図16(a)-(b)に600kN級試験体のダンパー軸力-軸変形($P_d-\delta_d$)関係を示す。ダンパー軸力 P_d は塑性化部の上部、下部に貼る歪ゲージより得た歪の平均値にヤング係数及び芯材の断面積を乗じて得た換算値とし、軸変形 δ_d はダンパーの先端と底面に溶接した高ナットに変位計を取り付けて測定する。また図12にはB-200の架構斜材の座屈状況を、図15にはD1-600の柱脚ダンパーの破断状況を示す。

まず200kN級試験体に関して考察する。図11(a)-(c)より架構の弾性剛性に関してはB-200、D1-200、D2-200では同程度である。B-200では相対変形角1/100で図12のようにトラス斜材の座屈により耐力が低下し載荷を終了した。これに対してダンパー付試験体では想定荷重 $P=33$ kNでダンパーの塑性化が始まり、D1-200では1/66の引張側2回目まで、さらに2次剛性が低いD2-200では1/50の引張側3回目まで安定した履歴挙動を示し、最終的にダンパー芯材の破断により載荷を終了した。図11(a)-(c)ではダンパー付設による架構としてのエ

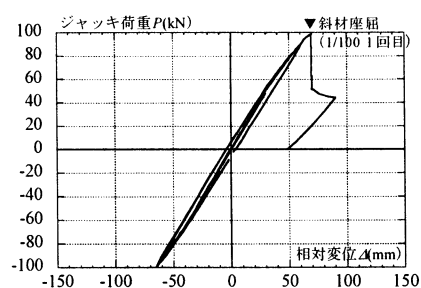


図 11(a) B-200 ジャッキ荷重-相対変位

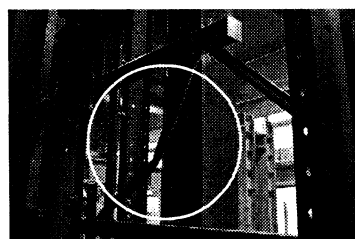


図 12 B-200 架構斜材の座屈状況

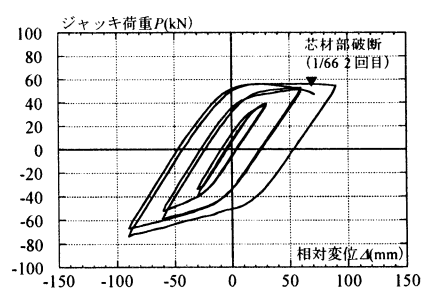


図 11(b) D1-200 ジャッキ荷重-相対変位

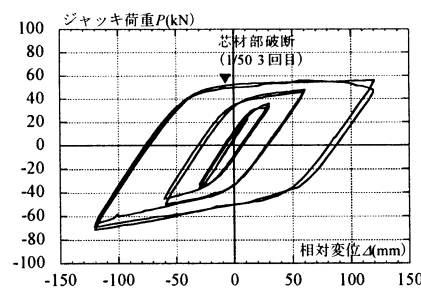


図 11(c) D2-200 ジャッキ荷重-相対変位

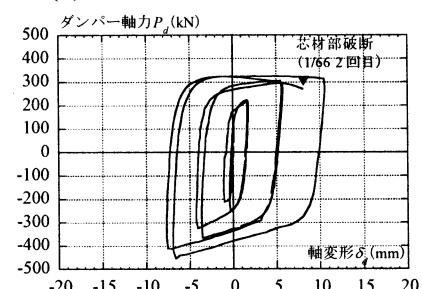


図 13(a) D1-200 ダンパー軸力-軸変形

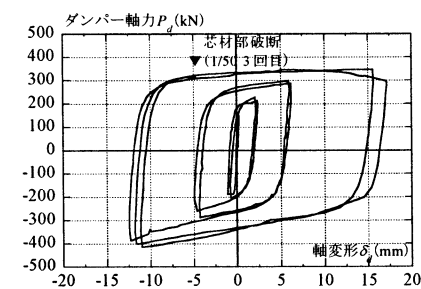


図 13(b) D2-200 ダンパー軸力-軸変形

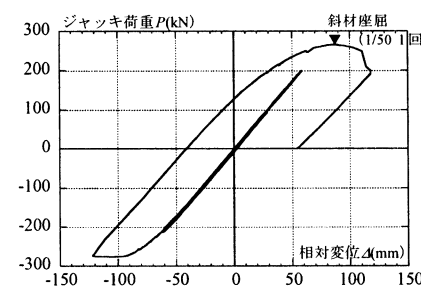


図 14(a) B-600 ジャッキ荷重-相対変位



図 15 D1-600 載荷後の芯材部破断状況

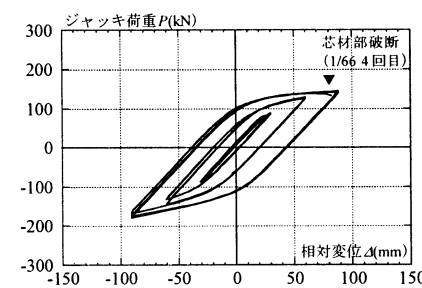


図 14(b) D1-600 ジャッキ荷重-相対変位

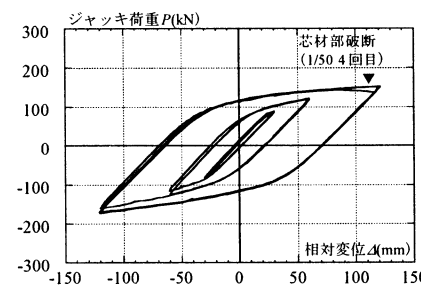


図 14(c) D2-600 ジャッキ荷重-相対変位

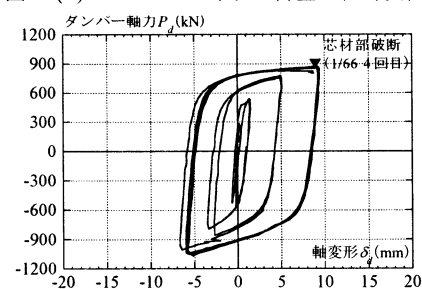


図 16(a) D1-600 ダンパー軸力-軸変形

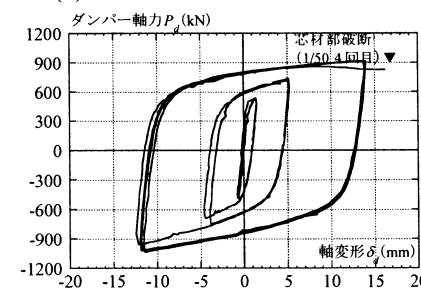


図 16(b) D2-600 ダンパー軸力-軸変形

エネルギー吸収能力の大幅な上昇が確認できる。図 13(a)~(b) に示すように D1-200、D2-200 では想定通り 200kN で降伏が始まり、架構の最大相対変形角時におけるダンパーの変形量は D1-200 では圧縮 8mm~引張 11mm (最大歪 $\epsilon_{\max} = 11\%$)、D2-200 では圧縮 13mm~引張 17mm (最大歪 $\epsilon_{\max} = 9\%$) に達する。塑性化長さを長くする事でダンパー 2 次剛性、及び歪硬化が低く抑えられ、破断までの累積変形量が大い事が確認できる。

次に 600kN 級試験体に関して考察する。図 14(a)~(c) より弾性剛性に関しては B-600 に比較して D1-600、D2-600 では若干低い。B-600 では相対変形角 1/50 で架構斜材が座屈して載荷を終了した。対して D1-600 では 1/66 の引張側 4 回目まで、さらに 2 次剛性が低い D2-600 では 1/50 の引張側 4 回目まで安定した履歴挙動を示し、最終的にダンパー芯材の破断により載荷を終了した。図 16(a)~(b) に示すように D1-600、D2-600 では想定通り 600kN で降伏しており、2 次剛性については D2-600 の方が低い。架構の最大相対変形角時におけるダンパーの変形

量は D1-600 では圧縮 7mm~引張 9mm (最大歪 $\epsilon_{\max} = 9\%$)、D2-200 では圧縮 12mm~引張 14mm (最大歪 $\epsilon_{\max} = 7\%$) に達し、200kN 級のダンパーと同様に塑性化長さの長い方が大きな累積変形能力を有する。

4.3 破断累積塑性歪の予測値 χ の評価

トラス架構試験で得られた柱脚ダンパーの荷重-変形関係から式 (1) を用いて公称応力-公称歪 ($\sigma_n - \epsilon_n$) 関係を求め、更に体積一定の仮定のもと式 (2) を用いて真応力-真歪 ($\sigma_t - \epsilon_t$) 関係に変換する。図 18(a)~(d) に各試験体の真応力-真歪 ($\sigma_t - \epsilon_t$) 関係を記す。

$$\sigma_n = P/A_d \quad \epsilon_n = \delta_d/L_d \quad (1)$$

$$\sigma_t = (1 + \epsilon_n) \cdot \sigma_n \quad \epsilon_t = \ln(1 + \epsilon_n) \quad (2)$$

ここで A_d : 塑性化部の断面積、 L_d : 塑性化長さ (図 1(d)) とする。

次に柱脚ダンパーの累積変形性能について整理する。真応力-真歪 ($\sigma_t - \epsilon_t$) 関係の ϵ_t について、各グループで経験した最小歪と最大歪の差を平均化した値を平均全歪振幅 $\overline{\Delta \epsilon}$ と定義する。式 (3) により $\overline{\Delta \epsilon}$ から降伏歪 ϵ_y の 2 倍を差し引いた値を平均塑性全歪振幅 $\overline{\Delta \epsilon_p}$ とし、その半

分の値を平均塑性片歪振幅 ε_{ph} とする。

$$\overline{\Delta\varepsilon_p} = \overline{\Delta\varepsilon} - 2 \cdot \varepsilon_y \quad (3)$$

$$\varepsilon_{ph} = \overline{\Delta\varepsilon_p} / 2 \quad (4)$$

定振幅荷重にて行なわれる弾塑性疲労実験において、その結果は $\Delta\varepsilon - N_f$ 線図 ($\Delta\varepsilon$: 全歪範囲、 N_f : 破断繰返し数) として表せることが一般的に知られている^{8), 9)}。柱脚ダンパーが使用する大歪領域では疲労性能に対して塑性歪の影響が主体となり、式(5)のように表せる。 C 、 m は定数である。

$$\Delta\varepsilon_p = C \cdot N_f^m \quad (5)$$

N_f は定振幅荷重試験での破断繰返し数であるが、本論では4章の漸増荷重試験での等価破断繰返し数 N_{eq} を、破断累積塑性歪 $\Sigma\varepsilon_p$ と平均塑性全歪振幅 $\overline{\Delta\varepsilon_p}$ を用いて式(6)より定義する。

$$N_{eq} = \Sigma\varepsilon_p / (2 \cdot \overline{\Delta\varepsilon_p}) \quad (6)$$

表5に各試験体の $\overline{\Delta\varepsilon}$ 、 $\overline{\Delta\varepsilon_p}$ 、 $\Sigma\varepsilon_p$ 、 N_{eq} 、および破断累積塑性歪に対する骨格部の比率 α_s を記す。また、図19に各試験体の $\overline{\Delta\varepsilon_p}$ 、 N_{eq} 及び文献10)によるSN400B、SN490B、LYP225 素材試験片の $\sigma_t - \varepsilon_t$ 関係を記す。一方、文献11)では芯材としてLYP225を用いた弾塑性ダンパーの定振幅荷重試験を行っており、大塑性歪領域における補正を加えた式(7)を提案している。

$$N_f = \left(1 - \frac{3\overline{\Delta\varepsilon_p}}{2\chi_{so}} \right) \cdot \left(\frac{\overline{\Delta\varepsilon_p}}{C} \right)^{1/m} + 0.75 \quad (7)$$

ここで χ_{so} は骨格部のみで破断する場合の累積塑性歪である。本論ではトラス架構試験の結果と式(7)との対応から Manson-Coffin 則(式(5))における定数を文献11)と同じ $C=43.9$ 、 $m=-0.57$ とする。また骨格部のみで破断に至る塑性歪指標 $\chi_{so}=35\%$ として弾塑性ダンパーの破断累積塑性歪の予測値 χ を式(8)とする。

$$\chi(\%) = \frac{1}{\alpha_s/35 + (1 - \alpha_s)(\varepsilon_{ph}^{0.754}/903)} \quad (8)$$

式(8)を用いて算出した破断累積塑性歪の予測値 χ を表5に併記し、図20に破断累積塑性歪の実験値 $\Sigma\varepsilon_p$ との比較を示す。同図から式(8)は破断累積塑性歪の実験値をやや安全側に評価していることがわかる。

5. ラック架構の動的解析

5.1 解析モデルの概要

3章、4章で得られた履歴特性を用い、ラック架構の耐震性能の改善効果を検証する。架構は20mモデル(図22)、40mモデル(図26)の2種を想定し、柱脚解析モデルは従来のラック架構を想定した2種のモデル、及び架構柱脚部にダンパーを付設した3種のダンパーモデルを設定する。解析は各部材間を剛接合とし、軸変形及び曲げ変形を考えたトラス要素を使用し、幾何非線形及び材料非線形を考慮して行う^{12), 13)}。従来モデルのBT-1は架構部材を全て完全弾性とし、部材の降伏応力が高かった場合の応答の上限値を求める。BT-2は3章の試験結果及び文献14)、15)を参考に部材の座屈長さ l_k を節点間距離の0.7倍とした修正柴田-若林モデルの応力-歪関係を採用することにより個材の座屈性状を表現する。ダンパーモデルDT-3は柱脚部材にダンパーの履歴挙動としてバイリニアモデルを用い、2次剛性比 $K_1/K_2=2\%$ とする。DT-4は柱脚部を4章の塑性化長さ100mmの柱脚ダンパー試験結果に合わせて歪硬化をモデル化した等方硬化モデル¹⁶⁾、DT-5は塑性化長さ200mmの柱脚ダンパー試験結果に合わせた

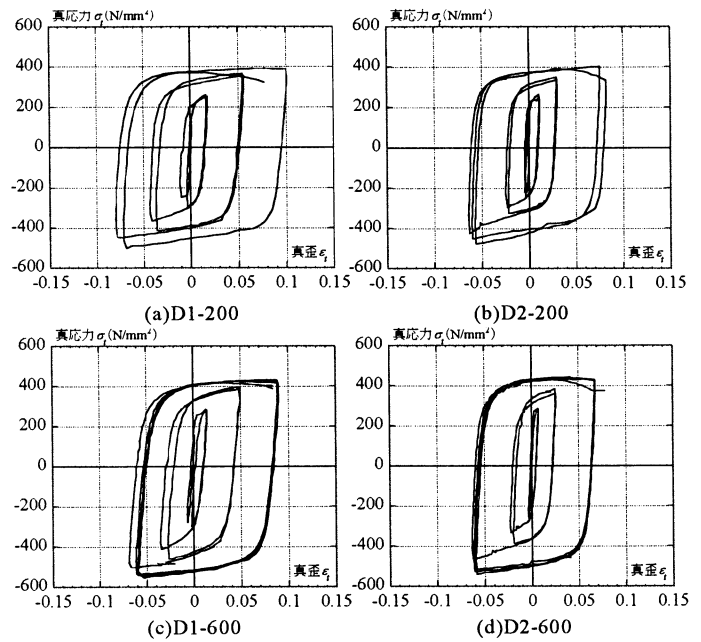


図18 柱脚ダンパーの $\sigma_t - \varepsilon_t$ 関係

表5 柱脚ダンパーの累積塑性歪とその予測値

試験体名	平均全歪振幅 $\overline{\Delta\varepsilon}(\%)$	平均塑性全歪振幅 $\overline{\Delta\varepsilon_p}(\%)$	累積塑性歪 $\Sigma\varepsilon_p(\%)$	等価破断繰返し数 N_{eq}	骨格部比率 α_s	累積塑性歪予測値 $\chi(\%)$
D1-200	9.29	9.17	100.63	5.49	0.53	59.22
D2-200	6.63	6.51	88.77	6.81	0.39	78.40
D1-600	6.14	6.02	140.07	11.63	0.33	89.02
D2-600	6.94	6.82	113.31	8.30	0.45	69.14

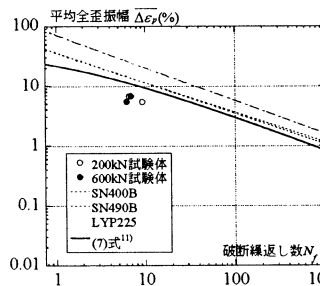


図19 MC 疲労曲線

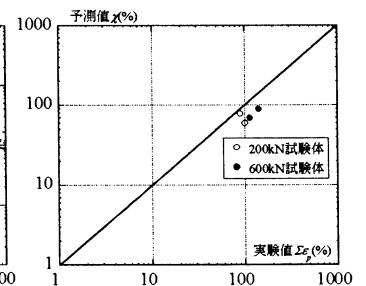


図20 実験値と予測値の比較

等方硬化モデルとする。図21にDT-4において設定した柱脚ダンパーの等方硬化モデルを4章の塑性化長さ100mmの柱脚ダンパー試験結果に合わせて示す。

解析に用いた地震波は El Centro NS、Taft EW、Hachinohe NS、JMA Kobe NS の観測地震波4波と人工地震波BCJ-L2の計5波とし、観測地震波は地表最大速度を50cm/sに標準化し、BCJ-L2は原波を入力する。

5.2 20mモデルの動的解析

20mモデルは高さ約20mのラック架構を想定したもので平面トラスとして解析を行う(図22)。表6にトラス架構の想定部材、表7に各解析モデルの諸元を示す。20mモデルではトラス柱MT1、MT2両端の弦材を□-100x100x3.2、斜材をφ60.5x2.8で統一し、トラス柱MT2中央の2□-100x50x3.2のつづり材は等価な断面面積の□-100x100x4.6に置き換えて解析を行う。図22中に固有値解析による固有周期と、有効質量比を示す。有効質量比約74%を占め、全トラスが均等にスウェイする1次モードが卓越し、その固有周期は約0.67秒である。

時刻歴応答解析を行って得られたベースシア係数及び最大応答層間変形角を図23に示す。弾性モデルであるBT20-1においてベース

BT20-1

- 1: 弾性部材 2: 座屈部材
- 3: 2次剛性比2%のダンパー付
- 4: 塑性化長さ100mmのダンパー付
- 5: 塑性化長さ200mmのダンパー付
- 20: 20mモデル 40: 40mモデル
- BT: 従来モデル DT: 制振モデル

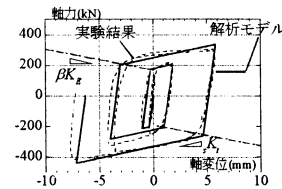


図21 解析モデル名称及びダンパー履歴モデル(DT20-4)

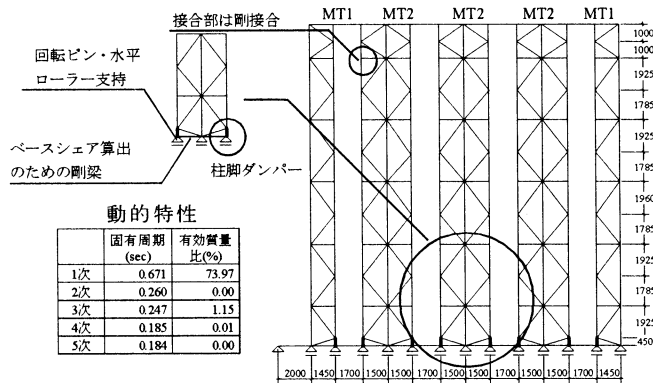


図22 解析モデル(20mモデル)概要

表6 20mモデル想定部材

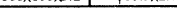
層	MT1		MT2		
	弦材	ラチス	弦材(a)	弦材(b)	ラチス
	□-100x100x3.2	φ60.5x2.8	□-100x100x3.2	□-100x100x4.6	φ60.5x2.8
6F					
1F					
G1	H-125x125x6.5x9		最上層のスパン方向を連結する梁材		

表7 20mモデル諸元

解析モデル	タイプ	特徴	$\alpha K_t/K_E$	β	N_y (kN)
BT20-1	弾性モデル	架構部材を全て完全弾性	—	—	—
BT20-2	座屈モデル	架構部材の座屈を考慮	—	—	—
DT20-3	ダンパーモデル	$\alpha=2\%$ の柱脚ダンパーを付設	2%	—	200
DT20-4		100mmの柱脚ダンパーを付設	3%	4%	185
DT20-5		200mmの柱脚ダンパーを付設	2%	3%	170

シア係数が1.0を超える JMA Kobe NS に関し、DT20-4、DT20-5 のダンパーモデルでは応答が約0.6まで低減されている。El Centro NS、BCJL-2 に関してもダンパーモデルのベースシア係数は0.5~0.6と安定して低い数値を取っている。

最大応答が特に大きい JMA Kobe NS 入力時の応答加速度、及び応答層間変形角の高さ方向の分布を図24(a)、(b)にそれぞれ示す。弾性トラス BT20-1 に対して BT20-2 は座屈による塑性変形により応答加速度が低減しているが、図25(a)に示すように弦材及び斜材が座屈して変形が集中するため、層間変形角は過大となっている。対して DT20-3、DT20-4、DT20-5 では柱脚ダンパーが図25(b)に示すように安定した塑性変形能力を発揮し、最大応答加速度は1100cm/s²程度以下、最大応答層間変形角は約1/100と金属系外壁の許容層間変形角の1/66以下に抑えられている。歪硬化による応答値への影響については図24(a)、(b)よりバイリニアモデル(DT20-3)と等方硬化モデル(DT20-4、DT20-5)の差は最大で応答値の10%程度であり、塑性化長さによる影響は応答値の5%程度となっている。

5.3 40mモデルの動的解析

40mモデルは高さ約40mのラック架構を想定し、20mモデルと同様に平面トラスとして解析を行う(図26)。表8にトラス架構の想定部材、表9に各解析モデルの諸元を示す。40mモデルではトラス柱の塔状比が非常に大きいので、架構の弦材および斜材の部材断面を

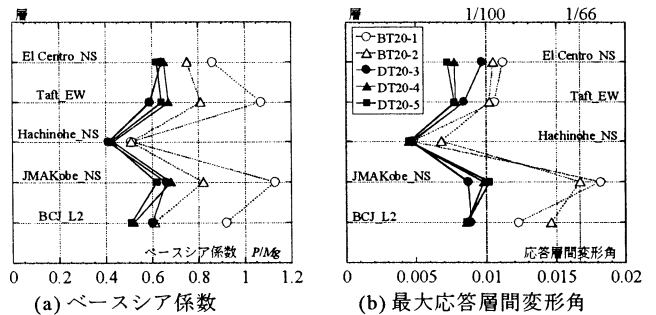


図23 各地震波における最大応答

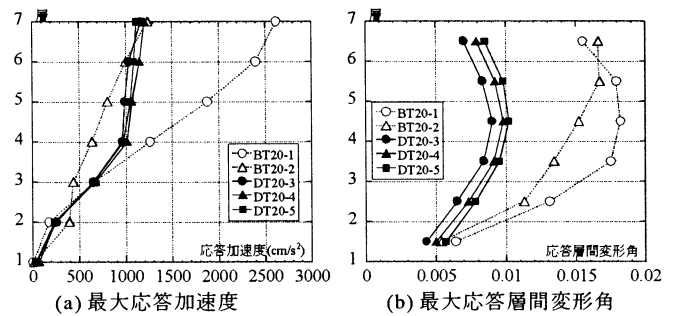


図24 最大応答分布(JMA Kobe NS)

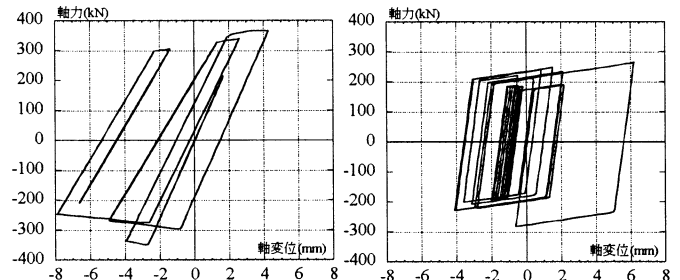


図25 柱脚部の応答履歴(JMA Kobe NS)

高さ方向で変化させている。トラス柱 MT2 中央のつづり材は20mモデルと同様に、等価な断面積を持つ部材に置き換えて解析を行う。図26中に固有値解析による固有周期と、有効質量比を示す。有効質量比約68%を占め、全トラスが均等にスウェイする1次モードが卓越し、その固有周期は約1.4秒である。

図28(a)に各地震波に対するベースシア係数、(b)に最大応答層間変形角を示す。40mモデルでは固有周期が比較的長周期であるため、全体的にベースシア係数が小さいが、0.5~0.6に達する JMA Kobe NS、BCJ-L2 の2波に対してもダンパーモデルでは0.4程度に抑えられている。他の3波については各モデルの応答に差は見られず、架構はほぼ弾性範囲内に留まっている。図29(a)は JMA Kobe NS 入力時の応答加速度、(b)は応答層間変形角の高さ方向の分布である。弾性トラスである BT40-1 に対し、BT40-2 は架構上部にある細長比の小さい水平部材の塑性変形により応答加速度が低減し、層間変形角が増しているがその差は20mモデルより小さい。一方、ダンパー付設モデル DT40-3、DT40-4、DT40-5 ではダンパー部が塑性変形能力を発揮し、最大応答加速度は1200cm/s²、最大応答層間変形角は1/75程度に抑えられている。また20mモデルと同様に歪硬化が各応答値に与える影響は小さい。図27に DT40-5 の柱脚ダンパーの応答履歴を示す。繰り返し回数は20mモデルより少ないものの、最大2.5%程度の歪が生じ、エネルギー吸収が行なわれていることがわかる。

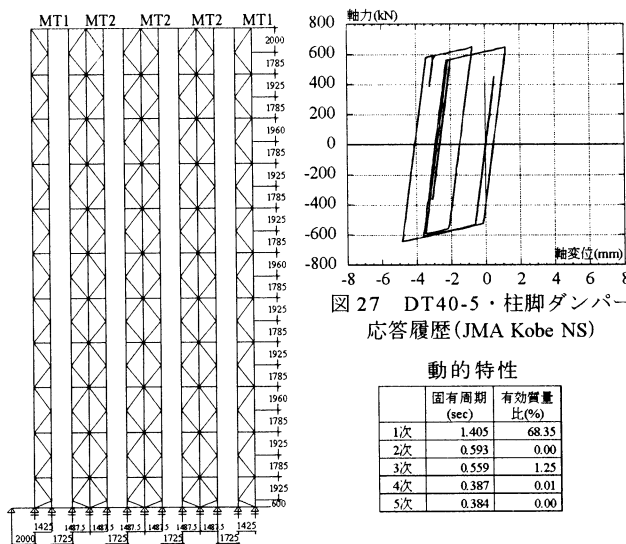


図26 解析モデル(40mモデル)概要

表8 40mモデル想定部材

層	MT1		MT2		
	弦材	ラチス	弦材(a)	弦材(b)	ラチス
11F	□-125x125x3.2 (C1-1)	φ60.5x2.3 (V1-1)	□-125x125x3.2 (C2-1)	□-125x125x6.0 (C3-1)	φ60.5x2.3 (V2-1)
10F					
9F					
8F	□-125x125x4.5 (C1-2)	φ60.5x2.3 (V1-2)	□-125x125x4.5 (C2-2)	□-125x125x6.0 (C3-2)	φ60.5x2.3 (V2-2)
7F					
6F					
5F	□-125x125x4.5 (C1-3)	φ76.3x2.8 (V1-3)	□-125x125x6.0 (C2-3)	□-125x125x9.0 (C3-3)	φ76.3x2.8 (V2-3)
4F					
3F					
2F	□-125x125x9.0 (C1-4)	φ76.3x2.8 (V1-4)	□-125x125x9.0 (C2-4)	□-125x125x9.0 (C3-4)	φ76.3x2.8 (V2-4)
1F					
G1	H-125x125x6.5x9 最上層のスパン方向を連結する梁材				

表9 40mモデル諸元

解析モデル	タイプ	特徴	sK_s/K_g	β	N_y (kN)
BT40-1	弾性モデル	架構部材を全て完全な弾性	—	—	—
BT40-2	座屈モデル	架構部材の座屈を考慮	—	—	—
DT40-3		$\alpha=2\%$ の柱脚ダンパーを付設	2%	—	600
DT40-4	ダンパーモデル	100mmの柱脚ダンパーを付設	4%	5%	525
DT40-5		200mmの柱脚ダンパーを付設	3%	2%	471

5.4 柱脚ダンパーの疲労性能評価

4.3で設定した破断累積歪の予測式(χ の予測式)を用いて各解析モデルにおける柱脚ダンパーの損傷度を評価する。文献17)では平均塑性片振幅 $\Delta\epsilon_{ph}$ と骨格部比率 α_s をパラメータとした式(8)によるダンパー破断地震回数 N_{seis} の評価法を提案している。具体的には図30に示すような $\alpha_s - \Sigma\epsilon_p$ グラフ上に動的解析時に最も被害の大きいダンパーの $\alpha_s, \Sigma\epsilon_p$ をプロットし、そのプロットが破断条件式(8)より上部ではダンパーの破断が生じるとする。破断条件式中の $\Delta\epsilon_{ph}$ は動的解析結果におけるダンパーの最大塑性歪3%と設定する。

図30に示すようにレベル2の地震波1回入力時のプロットは破断条件式のかなり下部に位置しており、かなりの安全率が見込める。次に破断地震回数 N_{seis} の評価を行う。繰り返し同じ地震波を受けた時、累積塑性歪 $\Sigma\epsilon_p$ は地震の回数にほぼ比例して増加し、逆に累積履歴全体の骨格部比率 α_s は地震の回数にほぼ逆比例して低下する。図31に示すように、この過程を $\alpha_s - \Sigma\epsilon_p$ 平面上にプロットしていき、破断条件式(8)に達した時点でダンパーが破断すると考える。上記評価法を用いて図32に示すように各地震波に対する破断地震回数 N_{seis} を評価すると、表10のようになる。これよりダンパーには観測地震波ではおおよそ20回以上、人工地震波BCJ-L2では10回程度の繰り返し変形性能があるものと評価される。

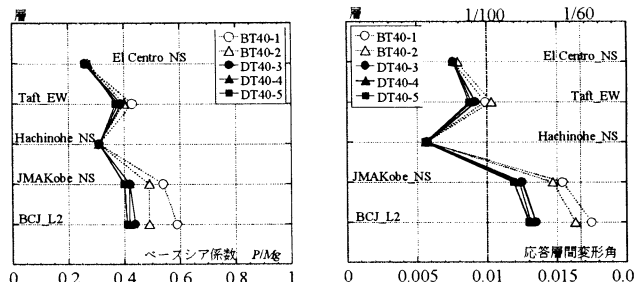


図27 DT40-5・柱脚ダンパー応答履歴(JMA Kobe NS)

図28 各地震波における最大応答

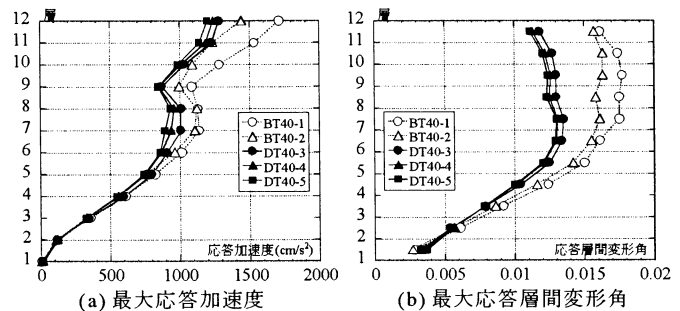


図29 最大応答分布(BCJ L2)

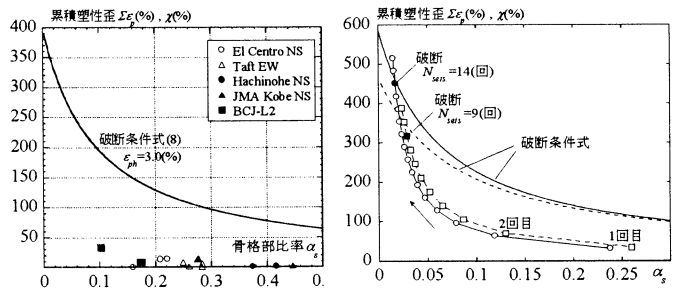


図30 各試験体の $\alpha_s - \Sigma\epsilon_p$ 関係

図31 N_{seis} の評価法

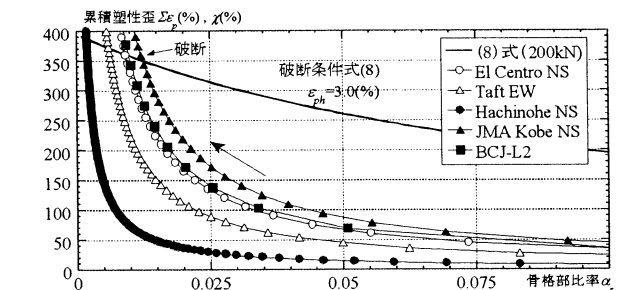


図32 各地震波に対する N_{seis} の評価

表10 各地震波における N_{seis}

破断地震回数 N_{seis} (回)	El Centro NS	Taft EW	Hachinohe NS	JMA Kobe NS	BCJ-L2
	24	40	222	22	10

6. 結

高層トラス架構の耐震性能を改善するため柱脚に設置する簡易な軸降伏型弾塑性ダンパーを提案し、その履歴特性、架構に与える影響及び累積変形性能について実験的に検討を行った。さらに高さの異なる高層自動ラック架構の解析モデルを構築し、実験から得られた履歴特性を用いて柱脚ダンパーを設置した場合の地震応答低減効果およびダンパー部の繰返し変形性能について分析した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 降伏軸力200kNおよび600kNに対し、最大変形10mm~15mm程度の性能を持つ圧縮・引張降伏型の柱脚ダンパーを、全長350

- ~450mm の範囲で設計することができた。また、製作した柱脚ダンパーにおいて、安定した圧縮側の座屈補剛効果が確認できた。
- 2) 芯材降伏後の2次剛性は塑性化長さにより異なり、塑性化長さ200mmでは弾性剛性の約2%、塑性化長さ100mmでは弾性剛性の3%に達する。塑性化長さが短い場合には歪硬化が顕著となるため、直列するトラス部材の座屈を回避するために最大変形および累積変形を低く抑える必要がある。
- 3) 相対変形角約1/100で部材座屈を生じる実大トラス架構に柱脚ダンパーを設置し、塑性化長さ100mmのダンパーで最大相対変形角1/66、塑性化長さ200mmのダンパーで最大相対変形角1/50の繰返し変形3~4回の繰返し変形性能が確認された。得られた累積塑性変形性能は、梁端ダンパーに関し誘導された累積変形性能予測式とほぼ対応している。
- 4) 実験で得られた履歴特性を持つ高さ20mおよび40mの高層自動ラック架構の地震応答について、最大加速度、最大変形共に柱脚ダンパーを付設することによる応答低減効果が確認された。40mモデルでは長周期化および応答スペクトルの影響により20mモデルに比べ応答低減効果は小さくなったが、双方共にダンパー付設によりレベル2地震入力に対しベースシア0.6、最大層間変形角1/75の損傷制御設計が可能であった。
- 5) 架構応答解析により得られた地震1回分の柱脚ダンパー部の最大歪および累積歪は実験より得られた限界性能に比べ微小であり、塑性化長さ200mmのダンパーを用いれば同じ地震動約10回分以上の累積変形性能が期待できると考えられる。

謝辞

研究を推進するにあたり、多大なご協力を戴きました株式会社ダイフク：竹山時男氏、中村良彦氏に深謝致します。

参考文献

- 1) 竹内徹, 小河利行, 鈴木達人, 熊谷知彦, 山形智香: 立体トラス架構の損傷制御設計に関する基礎的研究, 構造工学論文集, vol.51B, pp.31-37, 2005.3
- 2) 竹内徹, 内山智晴, 鈴木一弁, 大河内靖雄, 小河利行, 加藤史郎: 座屈拘束ブレースによるトラス鉄塔の耐震補強—実大架構繰返し実験—, 日本建築学会構造系論文集, No.589, pp.129-136, 2005.3
- 3) 竹内徹, 鈴木一弁, 丸川智輝, 木村祥裕, 小河利行, 杉山武, 加藤史郎: モルタル充填鋼管により座屈拘束された圧縮鋼管部材の変形性能, 日本建築学会構造系論文集, No.590, pp.71-78, 2005.4
- 4) 大河内靖雄, 竹内徹, 加藤史郎, 鈴木一弁: 座屈拘束ブレースを用いた既存通信鉄塔の耐震補強工事, 日本建築学会技術報告集, 第22号, pp.179-184, 2005.12
- 5) T.Takeuchi, K.Suzuki: Performance-Based Design for Truss Frame Structure using Energy Dissipation Devices, Steel Structures in Seismic Area 2003, pp55-61
- 6) 谷川充丈, 山田哲, 和田章: 弦材に応力制限機構をもつトラス柱の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.539-540, 2000.9
- 7) 吉数祥一, 山田哲, 竹内徹, 鈴木一弁, 岡田健, 和田章: 損傷を梁端下フランジ側の接合要素に限定する新しい鋼構造骨組—その1 ウェブ塑性化スプリットティを用いた柱梁接合部の実験—, 日本建築学会構造系論文集, No.575, pp.113-120, 2004.1
- 8) S.S.Manson: Thermal Stress and Low Cycle Fatigue, McGraw-Hill, 1966 Engineering, ASME, pp.565-571, 1961.12
- 9) L.F.Coffin Jr.: Experimental Support for Generalized Equation Predicting Low Cycle Fatigue, Journal of Basic Engineering, Trans. ASME, Series D, pp.533-537, 1962.12
- 10) 小野徹郎, 加古康也, 佐藤篤司, 岩田 衛: 金属系素材の低サイクル疲労特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.532, pp.193-199, 2000.6
- 11) 竹内徹, 調浩朗, 山田哲, 吉数祥一, 鈴木一弁, 佐伯英一郎, 和田章: 梁端弾塑性ダンパーの累積疲労性能および損傷度評価, 日本建築学会構造系論文集, No.600, pp.115-122, 2006.2
- 12) 小河利行, 桑田真理子: 等分布荷重を受ける剛接合単層ラチスドームの弾塑性座屈解析, 計算工学講演会論文集, 第3巻第3号, No.552, pp.797-800, 1998.4
- 13) 小河利行, 熊谷知彦: 単一パルス波を受ける剛接合単層ラチスドームの動的座屈性状, 日本建築学会構造系論文集, No.552, pp.117-123, 2002.2
- 14) 柴田道生, 中村武, 若林實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化—その1 定式化関数の誘導—, 日本建築学会構造系論文集, No.316, pp.18-23, 1982.6
- 15) 柴田道生, 若林實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化—その2 応答解析への適用—, 日本建築学会構造系論文集, No.320, pp.29-34, 1983.10
- 16) 小野喜信, 金子洋文: 鋼材ダンパーの解析アルゴリズムとサブルーチン, パッシブ制振構造シンポジウム 2001, pp.163-170, 2001.12
- 17) 竹内 徹, 宮崎健太郎: 骨組に配置された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.603, pp.155, 2006.5

(2006年2月8日原稿受理, 2006年5月22日採用決定)