

部材破断を考慮したブレース付ラーメン骨組のエネルギー吸収性能

ENERGY DISSIPATION PERFORMANCE OF BRACED MOMENT FRAMES FOCUSING ON BRACE FRACTURE

松井良太^{*1}, 竹内 徹^{*2}

Ryota MATSUI and Toru TAKEUCHI

A moment frame with bracing elements is one of efficient seismic-resistant structural system in elastic design, however, when the seismic input is larger than the buckling strength of braces, these undergo local buckling subsequent to overall buckling, and the concentration of plastic strain at local buckling area easily leads to brace fracture. The authors have previously proposed a brace fracture prediction method. In this paper, time-history response analyses for braced frames are carried out focusing on the brace fracture using the proposed method. A discussion follows fatigue distribution in the frame types, including the effect of the brace fracture itself.

Keywords: *Braced Frame, Cumulative Deformation Capacity, Time-history Response Analysis, Cumulative Dissipation Energy, Damage Distribution*

ブレース付骨組, 累積変形性能, 時刻歴応答解析, 累積吸収エネルギー, 損傷分布

1. 序

弾性設計においては, ブレース付ラーメン骨組は水平地震力に対し, 軽量で必要剛性, 耐力を確保することが可能であり, 効率的かつ経済的な耐震構造形式となる. 一方, より大きな地震入力に対しては, ブレースは座屈を生じ, ブレース付ラーメン骨組の終局耐力をブレースの座屈耐力と主架構の保有水平耐力の和として扱うことはできない. この場合には, 終局状態をブレースの座屈後の復元力特性より定められた靱性指標を用いて設計するか, 座屈を伴うブレースの力学的挙動を模擬した履歴モデルを用いて, 時刻歴応答解析による検証を行うことが必要となる. 座屈を伴うブレースの履歴モデルは数多く提案されており, 中でも柴田, 若林ら¹⁾により提唱されたモデルは座屈を伴うブレースの復元力特性を比較的精度良く再現することができることから時刻歴応答解析に多用されている. しかし, 座屈を伴うブレースが全体座屈後に局部座屈を発生すると, 塑性歪が局部座屈部に集中し早期に破断を生じることが Goel²⁾, 筆者ら^{3), 4)}により指摘されており, ブレース破断後は引張荷重も負担できなくなる為, 上記履歴モデルはブレース付ラーメン骨組の状態を適切に評価できていない可能性がある. このような課題に対し, 繰返し軸力を受けるブレースの局部座屈及び破断性状を, (i)有限要素ミクロモデル⁵⁾, (ii)部材最大応答値⁶⁾, (iii)ハイブリッド実験⁷⁾を

用いて再現し, ブレース付架構の挙動を分析する試みが報告されている. (i)に関しては, 計算結果は要素の分割数によりばらつき, 有限要素で構成した部材を用いて大規模な骨組を構成した場合, 地震応答評価には膨大な計算時間が必要となり, 少なくとも現在のところ実務的とは言えない. (ii)に関しては, ブレースの部材破断と最大応答歪は一義的に対応せず, 破断を仮定した上での架構の検討に留まっている. (iii)では, ブレースの部材破断を実験により表現することで信頼性を高めたものであるが, 実験を行った特定問題に対する結果しか得られない課題が残る. なお, 上記の既往文献では^{6), 7)}, ブレース破断が架構の応答性状に与える影響は小さいことが報告されている. しかし, 用いられた架構は梁降伏型を中心としたモデルに限られており, 架構の崩壊形やブレースの水平力分担率がブレース付ラーメン骨組の破断後挙動に与える影響は十分に検討されたとは言いがたい. 一方, 筆者らは建物骨組の部材を線材に置換したマクロモデルによる時刻歴応答解析において算出されるブレースの等価軸歪を用い, これに歪振幅拡大係数を乗じることで局部座屈部の歪履歴を推定し, 繰返し軸力を受けるブレースの破断を予測する手法を提案してきた^{3), 4)}. しかし, 向出, 多田ら⁷⁾が指摘しているように, ランダム応答に対する精度は必ずしも高くなく, 実験による破断までの累積歪は, 同手法を用いた評価値の 0.8~3 倍にばらついて

^{*1} 東京工業大学建築学専攻 博士課程・修士(工学)
(日本学術振興会特別研究員 DC1)

^{*2} 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
(Research Fellow of the Japan Society for the Promotion of Science)
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

そこで、本研究では、文献 8) のアルゴリズムを利用し、ランダム応答に対する円形鋼管ブレースについて、筆者らが提案している歪振幅拡大係数を破壊モデルに基づき再定義し、同係数を履歴フェーズ毎に変化させて、時刻歴応答解析に組み込むことでブレースの破断予測手法の精度向上を図る。このブレース破断を考慮した時刻歴応答解析手法を用いて、主架構の部材寸法、梁柱の耐力比及びブレース／主架構水平剛性比をパラメータとした計 6 種の 7 層ブレース付ラーメン骨組の応答解析を行い、ブレース破断の考慮／非考慮が架構の動的応答性状、周辺部材へのエネルギー配分に与える影響について分析することを試みる。

既論文 3) で報告したように、円形鋼管ブレースは繰返し軸力を受けると、まず図 1 に見るように全体座屈を生じたのち、図 2 に見るように局部座屈を発生し、局部座屈部における塑性歪の集中により破断を生じる。これまで円形鋼管ブレースの歪振幅拡大係数は経験的に径厚比より設定されていたが、本章では文献 8) と同様に局部破壊モデルに基づきブレースの等価軸歪の履歴に対応した同係数を評価し、ランダム応答に対する円形鋼管ブレースの破断時期および累積吸収エネルギー量の推定精度を向上させることを試みる。ここで、等価軸歪 ε_{eq} はブレース軸方向の変形 δ 及び初期節点間長 L より式(1)で定義される量である。

等価軸歪の経験最大引張歪を ε_{eqm} として、そこからの圧縮方向の等価軸歪振幅 $\Delta\varepsilon_{eq}$ を式(2)で表現する.

座屈を生じている時の塑性ヒンジ部回転角 θ_h は $\Delta\epsilon_{eq}$ を用いて式(3)のように表現できる.

ブレースの断面係数を Z 、塑性断面係数を Z_p とし、中央の塑性ヒンジ部の長さ L_h を部材としての力の釣り合いより式(4)で評価する。

これより、中央のヒンジ部回転角が θ_h となるとき、塑性ヒンジ部歪振幅 $\Delta \varepsilon_h$ は円形鋼管の直径を D として式(5)より算出される。

なお、 $\Delta \varepsilon_h$ は $\Delta \varepsilon_{eq}$ と同様に経験最大引張歪 ε_{eqtm} から塑性ヒンジ部の局部歪 ε_h を差し引いた値とする。文献 9) を参考に、円形鋼管厚さ t 、鋼材の降伏歪 ε_y を用いて、ブレースが局部座屈を生じる全体の等価軸歪 ε_{th} を式(6)により評価する。

$\Delta\epsilon_{eq}$ を用いて全体座屈，局部座屈を生じているか否かを，ブレースの全体座屈応力 σ_{cr} 及び鋼材ヤング率 E を用いて式(7)より判定する．

(i) $\varepsilon_{ib} \geq \Delta\varepsilon_{eq} > \varepsilon_{cr}$ の場合、ブレースは全体座屈のみが発生すると考え、式(2), (5)より得られる等価軸歪振幅 $\Delta\varepsilon_{eq}$ と塑性ヒンジ部歪振幅 $\Delta\varepsilon_h$ の比より歪振幅拡大係数 α_c を式(8)より定義する。

(ii) $\Delta \varepsilon_{eq} > \varepsilon_{th}$ の場合, 全体座屈が発生すると同時に, 局部座屈も発生するものとみなし, 局部座屈発生時からの塑性ヒンジ部の回転角増分 $\Delta \theta_h$ を式(9)で定義する.

ここで、 θ_h は局部座屈発生時の塑性ヒンジ部回転角 θ_h である。図2に示す局部座屈部における塑性ヒンジ部の座屈半波長 l_p を古典理論より、式(10)で評価する¹⁰⁾。

なお、 v_p は塑性ポアソン比で 0.5 とする．局部座屈の折れ曲がり部における塑性歪を式(5)と同様に評価し，局部座屈発生時における塑性歪の和として $\Delta \epsilon_B$ を式(11)により算出する．

ここで、 $\varphi_h = \cos^{-1}[\cos\Delta\theta_h - (6D/t)^{0.5} \sin\Delta\theta_l/\pi]$ であり、 Z_l , Z_{lp} はそれぞれヒンジ部における断面係数及び塑性断面係数を表し、長方形断面を想定して $Z_l/Z_{lp}=2/3$ とする．全体座屈も局部座屈も生じていない $e_{cr} > \Delta e_{eq}$ の領域では、 Δe_h は Δe_{eq} と同値となるとすると、 α_c は式(12)により評価できる(次頁、左上)．変動歪応答時における塑性ヒンジ部の局部歪 e_h の評価の概念図を図3に示す． Δe_{eq} はその前の経験最大引張歪より計るものとし、 Δe_{eq} を α_c 倍して Δe_h を評価する点が既



$$\alpha_c = \frac{\Delta \varepsilon_h}{\Delta \varepsilon_{eq}} = \begin{cases} 1 & (\text{全体座屈前: } \Delta \varepsilon_{eq} \leq \varepsilon_{cr}) \\ \frac{\theta_b D}{L \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \Delta \varepsilon_{eq}} & (\text{全体座屈後: } \varepsilon_{cr} < \Delta \varepsilon_{eq} \leq \varepsilon_{lb}) \\ \frac{3\sqrt{6}\phi_b}{2\pi \sqrt{\frac{D}{t} \Delta \varepsilon_{eq}}} + \frac{\theta_b D}{L \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) \Delta \varepsilon_{eq}} & (\text{局部座屈後: } \varepsilon_{lb} < \Delta \varepsilon_{eq}) \end{cases} \quad (12)$$

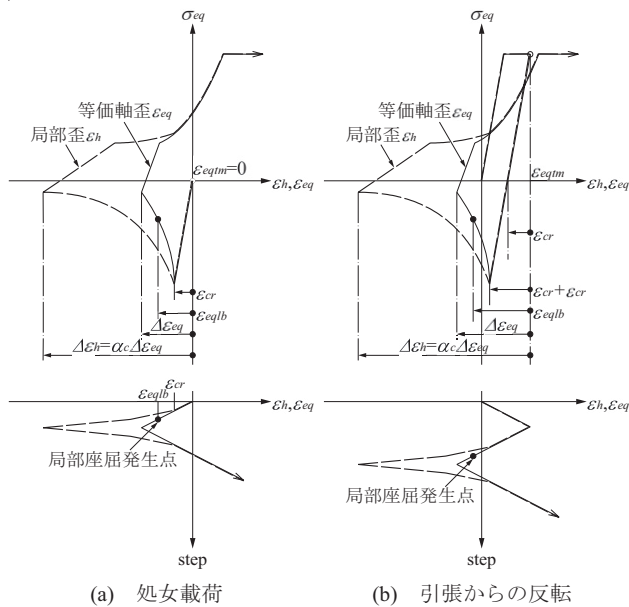


図3 歪振幅拡大係数の定義

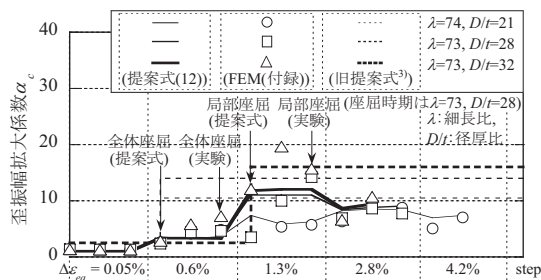


図4 各歪サイクルにおける歪振幅拡大係数

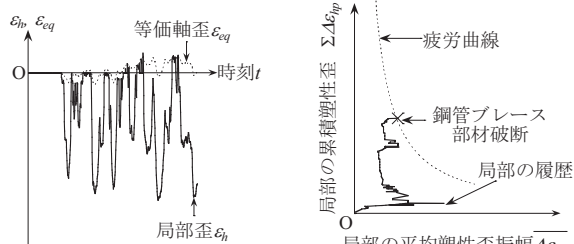


図5 局部歪履歴

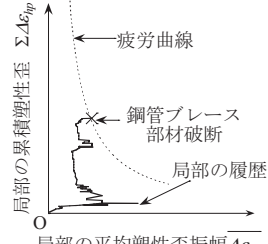


図6 鋼管ブレースの破断判定

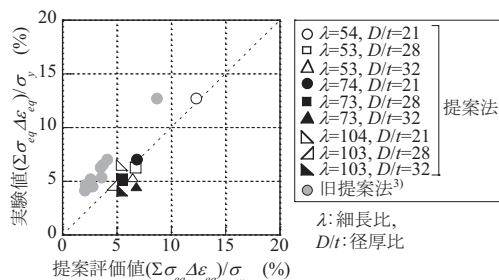


図7 破断に至るまでの無次元化累積吸収エネルギーの精度

往の方法と異なる。式(12)を用いて得られる歪振幅拡大係数 α_c を、既論文3)の実験結果と整合が確認されたFEM解析結果(付録)と比較して図4に示す。既論文3)の α_c は式(12)に基づき、等価軸歪半振幅 ε_{eq} から全振幅 $\Delta \varepsilon_{eq}$ に換算して表示している。提案式(12)を用いた値は、既論文3)の旧提案式よりも α_c を精度良く捉えられている。次に、等価軸歪履歴に α_c を乗じて得た局部歪の履歴例を等価軸歪と併せて図5に示す。図6に見るように α_c を用いて得られた局部歪の履歴より、局部の累積塑性歪 $\Sigma \Delta \varepsilon_{hp}$ 及び平均塑性歪振幅 $\overline{\Delta \varepsilon_{hp}}$ を算出し、これらの値が文献11)の疲労性能式(13)と適合する時点において、円形鋼管ブレースは部材破断するものと判定する。

$$\Sigma \Delta \varepsilon_{hp} = 3857 \overline{\Delta \varepsilon_{hp}}^{-1.13} \quad (13)$$

以上の手法より、予測した破断に至るまでの無次元化累積吸収エネルギー $\Sigma(\sigma_{eq} \Delta \varepsilon_{eq} / \varepsilon_y)$ を実験結果と比較して図7に示す。評価式は一時的な α_c の極大値をやや過小評価する場合もあるが、破断までの無次元化累積吸収エネルギーは概ね対応しており、既論文3)による旧提案予測法よりも精度が向上している。なお、提案手法は局部の疲労破壊の照査に基づくため、正確にはブレース破断ではなく、局部座屈部の亀裂発生に対応する。文献7)で指摘されている通り、破断時期は亀裂発生後の応答に大きく依存する為、ランダム応答下では提案手法による破断時期はややばらつく可能性がある。以降、同手法を用いて円形鋼管ブレースの破断時期を判定することとする。

表1 想定建物の分類

ブレース形式	座屈拘束ブレース	円形鋼管ブレース
SB型(強骨組, 梁降伏型)	中程度の被害	中程度の被害
SC型(強骨組, 柱降伏型)	中程度の被害	大破
WB型(弱骨組, 梁降伏型)	中程度の被害	大破
WC型(弱骨組, 柱降伏型)	大破	大破

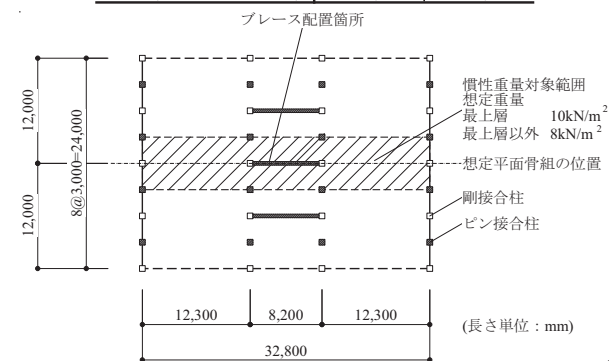


図8 想定建物平面図

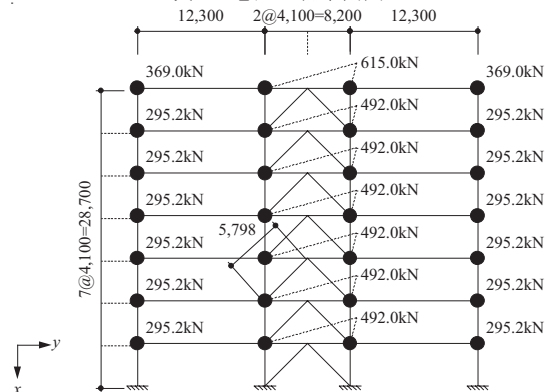


図9 想定建物立面図及び質点重量

表2 円形鋼管ブレース付ラーメン骨組の各部材諸元

骨組形式	想定 塑性断面 係数比 Z_{bp}/Z_{cp}	想定 剛性比 K_d/K_f	層	梁	柱	塑性断面 係数比 Z_{bp}/Z_{cp}	円形鋼管 ブレース	剛性比 (円形鋼管) K_d/K_f	座屈拘束 ブレース 芯材断面積 (mm^2)	剛性比 (座屈拘束 ブレース) K_d/K_f
SB2.0	0.8	2.0	7~2 1	H-900×350×16×22	H-600×600×19×32	0.79	φ216.3×10.0	1.80~2.01	2994.3	0.83~0.93
							φ216.3×20.0	2.04	6481.1	1.07
SC2.0	2.0	2.0	7~2 1	H-900×350×16×22	H-450×450×16×22	1.98	φ216.3×6.0	1.90~1.99	1878.0	0.90~0.94
							φ216.3×8.0	1.97	2798.6	0.99
WB2.0	0.8	2.0	7~2 1	H-900×350×16×22	H-450×450×19×32	0.81	φ216.3×4.2	1.82~1.99	1346.5	0.88~0.96
							φ216.3×8.0	2.06	2667.8	1.05
WC2.0	2.0	2.0	7~2 1	H-700×250×16×22	H-300×300×16×32	1.95	φ216.3×2.0	1.88~1.94	676.4	0.95~0.98
							φ216.3×2.8	2.04	1012.2	1.10
WB4.0	0.8	4.0	7~2 1	H-700×250×16×22	H-450×450×19×32	0.81	φ216.3×8.5	3.61~3.94	2798.6	1.82~1.99
							φ216.3×16.0	3.96	5235.1	2.06
WC4.0	2.0	4.0	7~2 1	H-700×250×16×22	H-300×300×16×32	1.95	φ216.3×4.2	3.91~4.04	1346.5	1.88~1.94
							φ216.3×6.0	4.30	1878.0	2.04

表3 ブレース付ラーメン骨組の鋼材特性

ヤング係数 E (N/mm^2)	歪硬化勾配 E_t (N/mm^2)	降伏応力 σ_y (N/mm^2)
205000	205	258.5

3. 対象とするブレース付ラーメン骨組及び解析手法

検討モデルは図8及び9に示す7階建のブレース付ラーメン骨組とし、図9に示すようにブレースが配置された構面のみを対象とした平面骨組とする。柱は長手方向に12.3m, 8.2m, 12.3m, 短手方向は3mの間隔で配置し、斜線で示された柱は両端ピン接合柱として自重のみを負担し、水平方向のせん断力は白抜きで示された剛接合柱が負担するものとみなし、各階の平面は変化しないものとする。想定する平面骨組に点線で囲まれた斜線部分の範囲の半分を固定荷重とし、斜線範囲の重量が慣性重量として働くものとする。モデルは表1の崩壊形式を想定し、梁柱の各寸法は梁柱の耐力が大きい強骨組(S型)と小さい弱骨組(W型)に分類して設定し、梁柱部材の塑性断面係数比 Z_{bp}/Z_{cp} が1.0以下の梁降伏型(B型)と1.0以上の柱降伏型(C型)を組み合わせて決定する。ただし、表1中における大破とは文献12)に示される被災度判定基準(鉄骨造)の地震損傷レベルで、層間変形角が最大で1/30程度を越えるものと定義する。S型は日本、W型は米国における標準的な部材サイズを想定している。

設定された骨組を表2にまとめて示す。S型、W型共に塑性断面係数比 Z_{bp}/Z_{cp} は梁降伏型を0.8程度と柱降伏型を2.0程度に設定し、ブレース水平剛性-フレーム層剛性比 K_d/K_f は2.0(弱骨組のみ2.0及び4.0)となる計6ケースとし、各骨組形式を図10に示すように表す。なお、本論ではP-Δ効果については考慮していない。各モデルの鋼材特性を表3に示す。固有周期は表4に示すように、S型で0.72~1.08秒(0.025H~0.038H)、W型で0.90~1.71秒(0.03H~0.06H)となっている。なお、Hは建物高さで単位はmである。使用するブレースは表2中に示すように、通常の円形鋼管ブレース(以後、鋼管ブレース)と座屈拘束ブレース(以後、BRB)を設定する。なお、BRBを配置する骨組については、1組で鋼管ブレースの引張側の水平剛性と同程度に設定し、BRBの低サイクル疲労破断条件は文献13)に倣う。

各骨組の部材番号及び部材モデルを図11に示す。梁柱主架構の部材には図12に示す曲げ塑性化を模擬するマルスプリング要素(以後、MS要素)を部材端部に配置する。MS要素は断面を図12の位置に示す16本の弾塑性の復元力特性を有するバネにより構成し、ウェブ端部のバネが塑性化に達した時点で塑性ヒンジ化するものと定義し、表3の歪硬化勾配より塑性化後の剛性を弾性時の1/60程度となるよう設定する¹⁴⁾。鋼管ブレースの軸方向剛性は図13に示す柴田-若林モデル¹⁾より構成し、式(12)より算定された局所塑性歪振幅の累

SB2.0

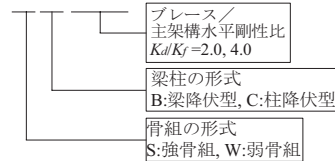


図10 骨組形式の表記法

表4 想定建物固有周期

骨組形式	固有周期(sec)	
	鋼管	BRB
SB2.0	0.72	0.83
SC2.0	0.93	1.08
WB2.0	1.05	1.23
WC2.0	1.46	1.71
WB4.0	0.90	1.05
WC4.0	1.21	1.46

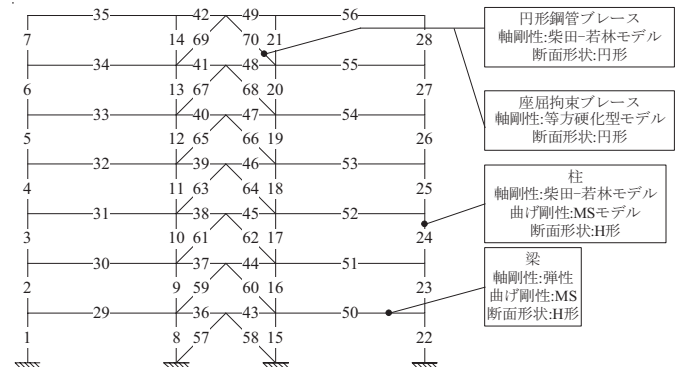


図11 骨組の部材番号、部材モデル

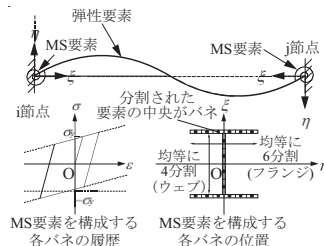


図12 MS要素

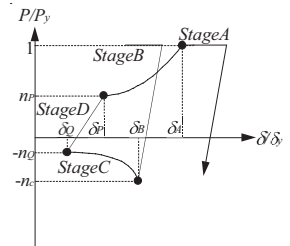
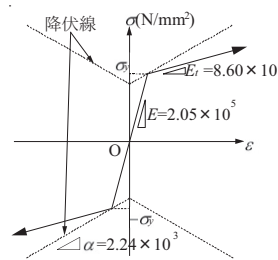
図13 鋼管ブレースの履歴モデル¹⁾

図14 BRBの等方硬化型モデル

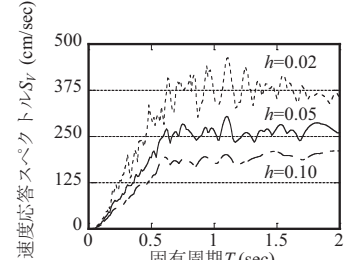


図15 入力地震波(BCJ-L2×2.5)

積値と平均値が、低サイクル疲労曲線式(13)に合致した後は破断と判断し、剛性を元の 10^4 倍とする。ブレースの部材破断後に生じる急激な不釣合力に関しては、文献6)の手法と同様に処理する。なお、本論ではブレース部材のみ破断を考慮する。鋼管ブレースの境界条件はピン接合と仮定し、座屈後の履歴を決定するパラメータは文献1)の値を参照する。ガセットプレートや周辺部材の拘束の影響より鋼管ブレースの有効座屈長は節点間長の0.7倍と設定し、文献8)を援用して歪振幅拡大係数は節点間長ではなく有効座屈長を用いて評価する。また、鋼管ブレースの部材破断は部材中央で生じるものと仮定する。BRBの履歴はバイリニアモデルとし、文献15)を参照し図14に示す等方硬化則を適用する。なお、本論ではBRBのBauschinger効果の影響については考慮していない。入力地震波は震度7クラスを想定し、図15に示すようにBCJ-L2の加速度波形を2.5倍したものとする¹⁰⁾。構造減衰定数は $\eta=0.02$ とし、1次2次の振動モードに対しRayleigh型で減衰係数を与えるものとする。

解析は動的弾塑性解析とし、入力ステップ毎に外力と内力、慣性力及び減衰力との不平衡力が一定以下となるまで収斂計算を行う。

4. 破断を考慮したブレース付ラーメン骨組の応答

4.1 ブレース破断の影響

3章において構成した時刻歴応答解析プログラムを用いて、破断を考慮したブレース付ラーメン骨組の時刻歴応答解析を行い、破断を考慮しない従来の結果と比較する。図16(a)-(h)は各モデルにおいて破断を考慮する場合としない場合における差異が最大となる時点における変位図を示し、最終的な機構図、座屈及び破断箇所と合わせて表記する。なお、図中における黒点はMS要素が塑性ヒンジを形成した箇所、ブレース中央の丸印は座屈箇所、斜線は破断箇所を表す。また、各モデルにおける代表層の平均層間変形角時刻歴を図17(a)-(f)に示す。SB2.0では、図16(a)及び(b)に見るようにブレースは6層までの12部材が座屈し、6層までの6部材が破断するが、図17(a)に見るようにブレース破断の考慮の有無による変位応答の差異は微小である。梁の塑性ヒンジ形成が柱よりも先行する場合が多く、崩壊形は梁の塑性化により支配される。SC2.0では、図16(c)及

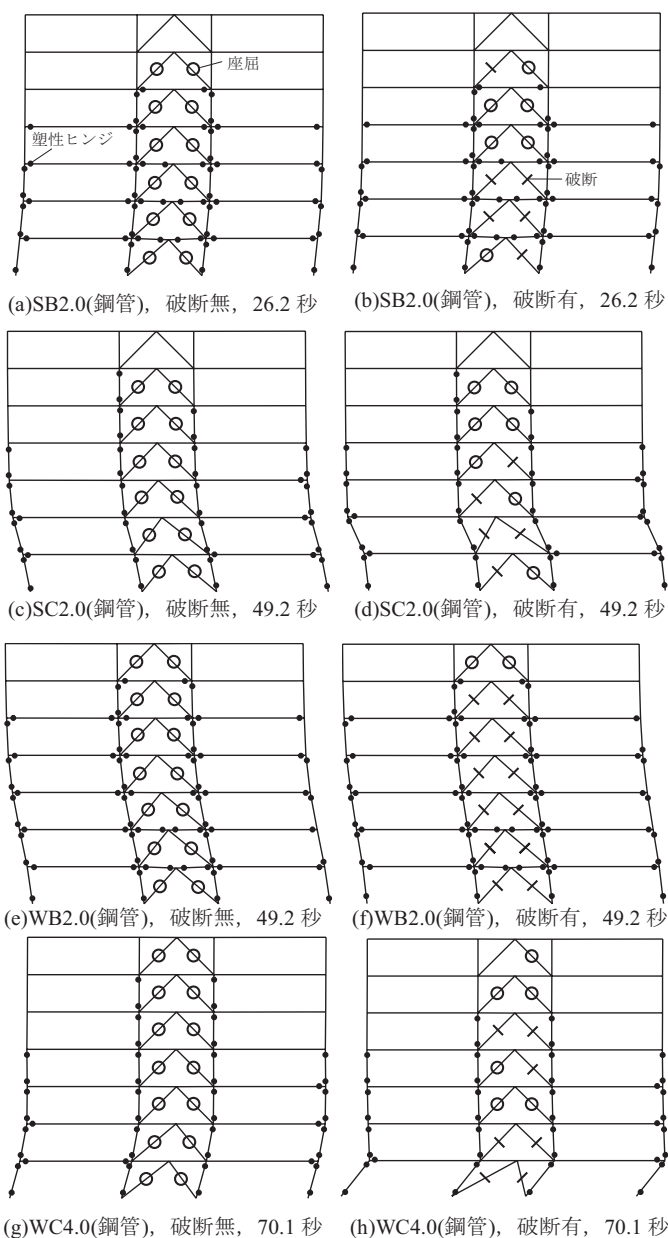


図16 骨組の変位図、機構図、座屈及び破断箇所 (水平変形倍率3倍)

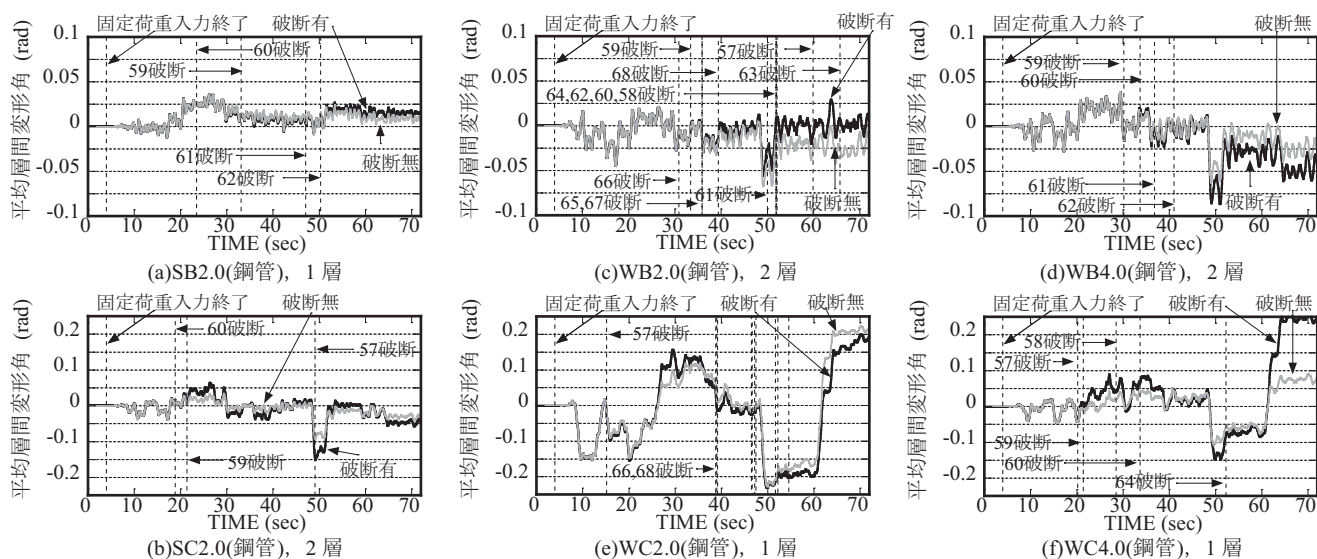


図17 各骨組の平均層間変形角時刻歴

び(d)に見るようにSB2.0に比してブレース破断部材数がやや減少する。図17(b)に見るようにブレース破断を考慮した場合、考慮しない場合と比較して2層の最大応答変位が大きくなり、同層への損傷集中の傾向が見える。崩壊形は柱の塑性ヒンジ化により支配され、梁はほぼ弾性範囲に留まる。WB2.0では図16(e)及び(f)を見るように、崩壊形はSB2.0と同様に梁の塑性化により支配される。SB2.0及びSC2.0に比して破断部材数が増加する。一方、図17(c)に示すようにSC2.0に比して破断考慮による変位応答の変化は微小である。WC4.0では図16(g)及び(h)に見るように、ブレースは69部材を除き、全層において座屈を生じ、5層までの7部材が破断した。柱降伏型のSC2.0に比して破断部材数が増加する。図17(f)に見るようにブレース破断を考慮する場合、考慮しない場合共に1層の変位応答が顕著となり、層崩壊に近い状態となっている。以上より、主架構が柱降伏型となる場合にブレース破断の影響がより顕著に表れ、特定層への損傷集中が促進されることが分かる。

4. 2 最大層間変形角への影響

鋼管ブレースをBRBに置換したモデルに対しても同様の解析を行い、得られた各ケースの各層の最大層間変形角を図18に示す。図18(a)に見るように、SB2.0ではブレース破断の考慮の有無に関わら

ず差異は微小であり、BRBを用いることで、鋼管ブレースに比して全層において最大層間変形角がより均等に配分されている。SC2.0では、図18(b)に示すようにブレース破断を考慮する場合、考慮しない場合に比して2層の最大層間変形角が1.6倍程度増大する。一方、BRBを用いたケースでは変形の集中する2層の層間変形量が低減している。WB2.0では図18(c)に見るように、ブレース破断の考慮の有無による差異は微小であり、BRBを用いてもその効果は限定的である。ただし、後述するエネルギー配分には大きな差が生じる。WC2.0では図18(d)に見るように、ブレース破断を考慮する場合、考慮しない場合共に最大層間変形角は1層において著しく大きく、BRBを用いることで変位を他層へ分配できている。図18(e)に示すWB4.0ではWB2.0の K_d/K_f が小さい場合に比して、ブレース破断を伴う層の最大層間変形角が考慮しない場合に比して増大しており、図18(f)のWC4.0ではブレース破断考慮の有無により、1層での最大層間変形角に大きな差異が生じている。

4. 3 ブレース及び梁柱の応答履歴

図19に各モデルにおいて、ブレース破断の考慮の有無により差異が顕著に見られた層の鋼管ブレース及びBRBの等価軸応力-等価軸歪関係の履歴を示す。ここで、等価軸応力 σ_{eq} は軸力を初期断面積で

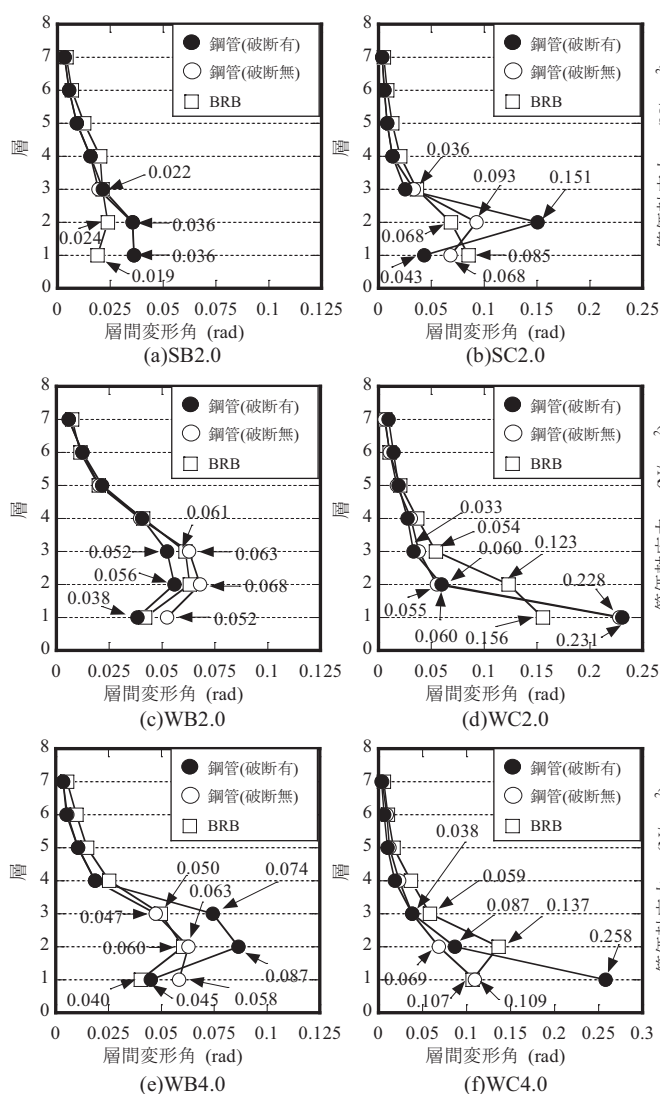


図18 各骨組の最大層間変形角

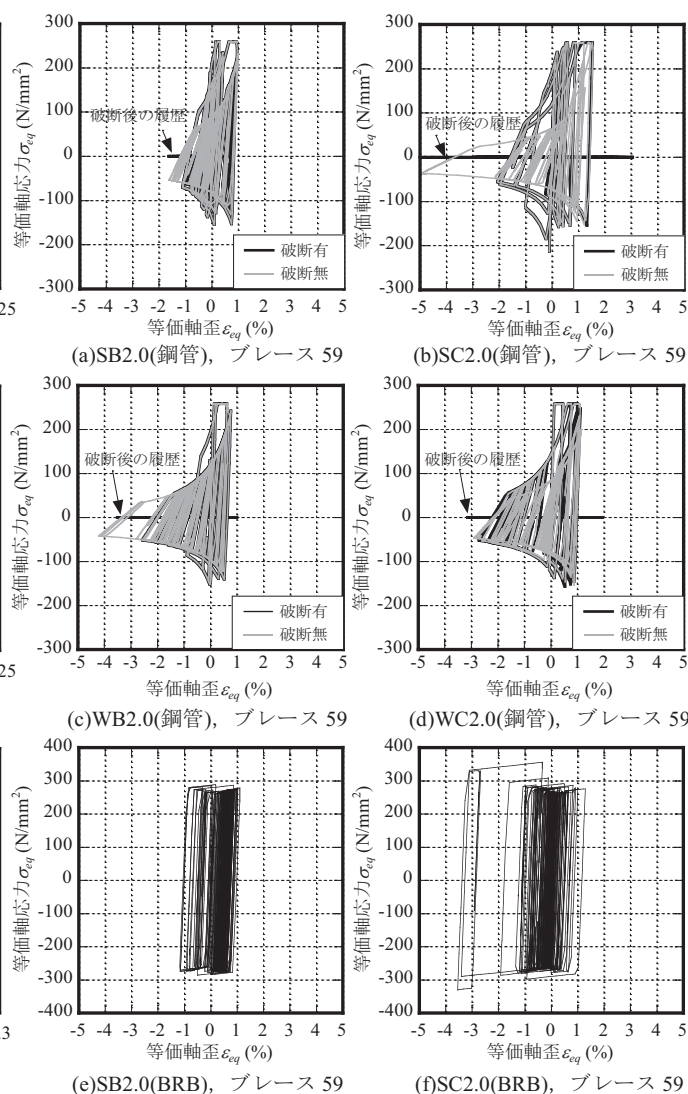


図19 円形鋼管ブレース部材等価軸応力-等価軸歪関係

除した値である．図 19(a)-(d)に見るように鋼管ブレースの破断後における履歴は等価軸応力が 0 となりエネルギー吸収を停止する．これら 4 例のモデルでは，図 19(b)の SC2.0 において最も差異が表れ，ブレースが破断することで，総エネルギー吸収量が低下している．一方，図 19(e)及び(f)に見る通り，同位置のブレースを BRB に交換した場合，等方硬化型の履歴性状により，(a)-(d)の鋼管ブレースに比して総エネルギー吸収量は増大し，梁降伏型の SB2.0 よりも柱降伏型の SC2.0 の場合に応答が大きくなる．他の BRB モデルにおいても同様の差異が見られた．なお，検討モデルの範囲では BRB は破断に至らなかった．

図 20 では骨組の梁柱耐力及び崩壊形に着目して，SB2.0，SC2.0 及び WC4.0 の 3 種を対象とした梁柱部材の無次元化曲げモーメント-相対回転角関係を示す．ここで，平均曲げモーメント M_{ave} 及び相対回転角 θ_{eq} はそれぞれ MS モデルの両端部における曲げモーメントの平均値と両端節点の相対的な回転変位による値とし，塑性曲げモーメント M_p は塑性断面係数に表 3 の降伏応力を乗じた値である．図 20(a)，(b)の SB2.0 では梁降伏型となるため，梁でエネルギーが吸収され，柱の塑性化は進んでおらず，ブレース破断の考慮の有無に関わらず履歴性状の差は小さい．一方，図 20(c)-(f)の SC2.0 及び WC4.0 では，柱降伏型となるため柱の曲げ塑性変形が進展し，ブレース破断を考慮した場合，考慮しない場合に比して柱の曲げによる累積吸収エネルギーが著しく増大していることが分かる．骨組の崩壊形が柱降伏型でブレース耐力比・剛性比が高い場合に，ブレース破断考慮の影響が顕著となり，BRB 付ラーメン骨組も含めて特定層への損傷集中に結びつき易いことが確認された．

5. ブレース破断の有無による骨組のエネルギー吸収性能の差異

本章では，各ケースにおける総吸収エネルギーの分担について分析を行う．梁柱は曲げ，ブレースは軸方向の塑性化によりエネルギー吸収し，4 章の解析結果より梁柱主架構の累積吸収エネルギー W_{pf} 及びブレースの累積吸収エネルギー W_{pb} を式(14)により評価する．

$$\begin{cases} W_{pf} = \int M_{ave} \theta_{eq} d\theta \\ W_{pb} = \int \sigma_{eq} \varepsilon_{eq} d\varepsilon_{eq} \end{cases} \quad (14)$$

各層全体の累積吸収エネルギーは W_{pf} と W_{pb} の和として評価する．図 21(a)-(c)に WC4.0 における累積吸収エネルギー量を，鋼管ブレース破断の考慮/非考慮及び BRB を用いた場合と比較して示す．図 21(b)においては，途中でブレースが破断によりエネルギー吸収を停止するため，梁柱のエネルギー吸収量は非考慮の図 21(a)に比べて増大しているが，図 21(c)の BRB では梁柱よりもブレースの累積吸収エネルギー量が上回り，梁柱の負担が特に低層部で著しく低減している．また全層の総入力エネルギーには大きな差が見られないが，BRB では鋼管ブレースに比して，より上層部に累積吸収エネルギーが分配されている．

図 22(a)-(i)に WB2.0，WC2.0 及び WC4.0 に着目して各層の梁柱及びブレースの累積吸収エネルギー分担率について示す．図 22(a)-(f)より，鋼管ブレースの場合，2 層以下の層ではブレースの総エネルギー吸収分担率は概ね 30~40%程度以下に留まり，特に層崩壊を生じた WC4.0 の 1 層及び 2 層で破断による低下が著しい．その分，梁柱の分担率は破断非考慮に比べ最大 70%~90%まで増大している．本

研究では，梁柱接合部の破断は表現していないが，ブレースの破断により梁柱のエネルギー吸収による負担が増大し梁柱端部が破断に至ることで，骨組のエネルギー吸収性能がさらに劣化する可能性も想定される．一方，BRB を用いた場合には，全層においてブレースの分担率が梁柱の分担率を上回り，梁柱の損傷は大幅に低減されている．また，同じブレース剛性比を持つ WB2.0 及び WC2.0 では，梁降伏型の WB2.0 の方が全層に渡り均等なエネルギー吸収が期待できる．また，最大層間変形角では鋼管ブレースと BRB の差異が見られなかった WB2.0 でも，エネルギー分担率及び梁柱の負担では大きな差があることが分かる．

建物骨組の損傷分布は各層の累積吸収エネルギー量と関係しており，秋山ら¹⁷⁾により損傷分布を予測する手法が提案されている．本研究における架構の塑性率は秋山らの想定する範囲を越えているが，同手法によりブレース破断を伴う建物骨組も含めて損傷分布を評価してみる． N 層建物の累積吸収エネルギーの分担率は式(15)より評価できる．

$$\frac{W_{pi}}{W_p} = \frac{s_i p_i^{-n}}{\sum_{j=1}^N s_j p_j^{-n}} \quad (15)$$

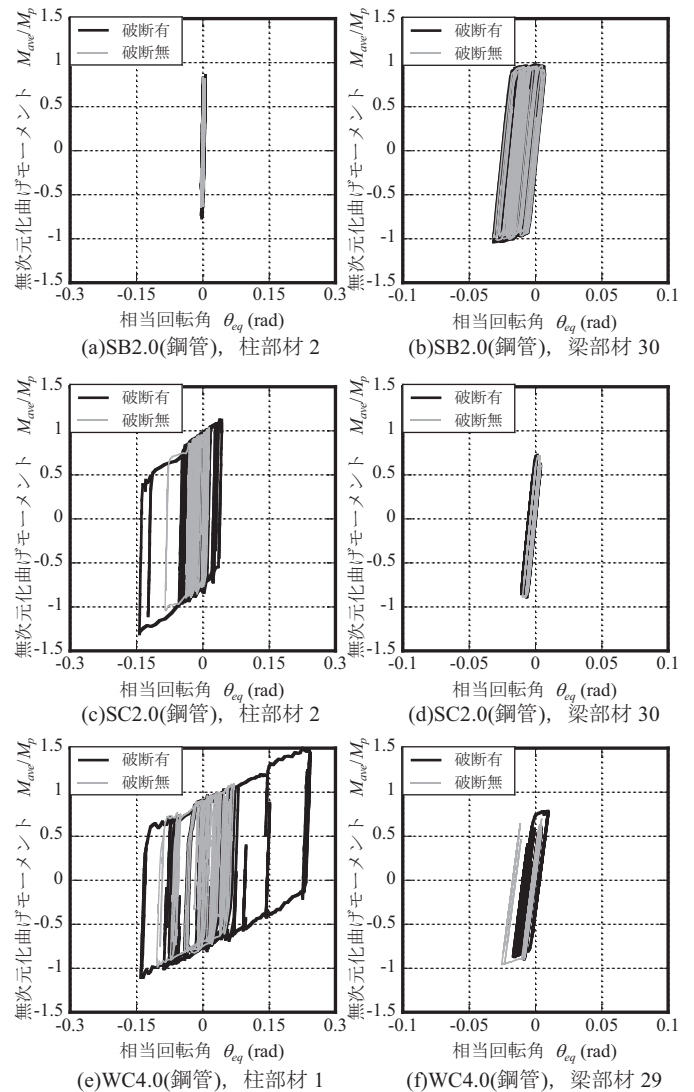


図 20 円形鋼管ブレース部材曲げ-回転角関係

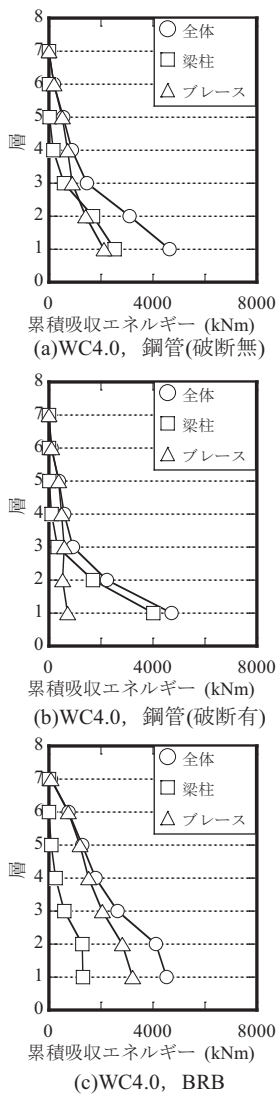


図 21 累積吸収エネルギー

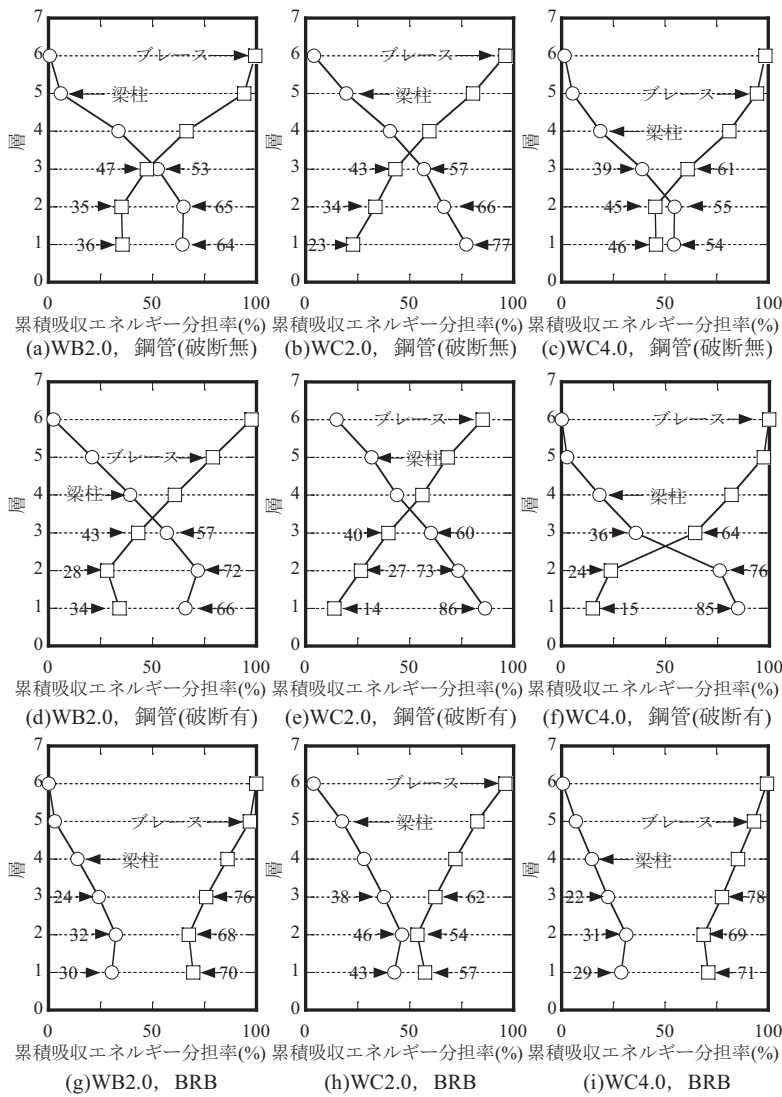


図 22 各骨組の累積吸収エネルギー分担率

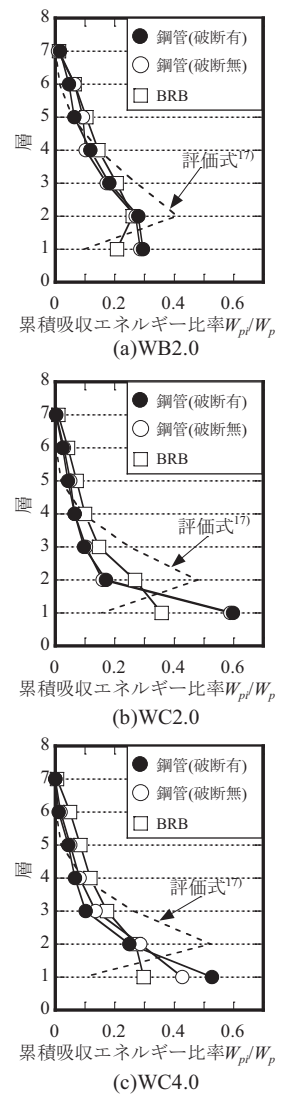


図 23 エネルギー比率

ここで、 W_{pi} は i 層の累積吸収エネルギー、 W_p は全層の累積吸収エネルギーの総和を表し、 n は損傷集中指数であり、梁降伏型では 4、柱降伏型では 8 とする¹⁸⁾、 s_i 及び p_i は式(16)より算出する。

$$\begin{cases} s_i = \left(\sum_{j=1}^n m_j / M \right) A_i (k_i / k_j) \\ p_i = (\alpha_i / \alpha_1 A_i) \end{cases} \quad (16)$$

ここで、 M は総質量であり、 i 層に対して m_i は各層質量、 α_i は降伏せん断力係数、 A_i は地震層せん断力係数比、 k_i は各層の水平剛性である。応答解析による累積吸収エネルギー比率の値と併せて、式(15)及び(16)を用いて算出した値を図 23 に破線で示す。本検討モデルは、最適降伏せん断力係数分布に対し、2 層の剛性がやや低いモデルとなっており、この為評価式は 2 層への損傷集中を想定したものとなっている。各モデルとも評価式は 1 層における累積吸収エネルギー比率を過小評価しており、損傷の大きい 3 層以下において精度が低下している。これは、弾性時における建物骨組の剛性及び耐力分布を元として評価式が設定されているため、ブレースの座屈及び破断後の剛性及び耐力の低下を捉えられていないためであると考えられる。図 24 に累積吸収エネルギー比率の評価値と解析値の相関係数を

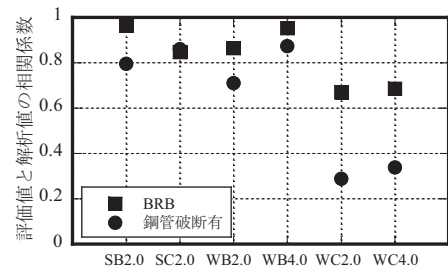


図 24 累積吸収エネルギー比率の相関係数

を示す。BRB は鋼管ブレースに比して 1 に近い値を呈することから評価値と解析値の相関が強く、BRB 及び鋼管ブレース共に梁降伏型から柱降伏型になると相関が弱くなる傾向が見られる。

6. 結

本研究では等価軸歪の履歴フェーズに基づいた歪振幅拡大係数を用いて、円形鋼管ブレースの座屈後における部材破断の予測精度を向上させた。また、同手法によるブレースマクロモデルによる部材破断を組み込んだ時刻応答解析手法を構築し、ブレース付ラウメ

ン骨組の主架構の部材寸法、梁柱の耐力比及びブレース／主架構水平剛性比をパラメータとした事例を対象として、ブレース破断を生じた後における動的応答性状及びエネルギー応答性状について分析した。以下に、本研究で得られた知見を示す。

- 1) 柱降伏型の建物骨組でブレース剛性比及び耐力比が高い場合に、特定層への変位応答の集中が見られ、ブレース破断を考慮した場合に、非考慮の場合に比して最大層間変形角の増大が顕著となる例が多い。座屈拘束ブレースを用いた場合、ブレースの破断及び座屈に伴う特定層への損傷集中が緩和される例が多いが、柱降伏型では損傷の偏在が完全に回避できない場合がある。検討モデルの範囲では、元の主架構の耐力が高く梁降伏型の建物骨組の場合にブレース破断による変位応答の増大が小さく、ロバスト性が高いことが確認できた。
- 2) 座屈拘束ブレースを用いた場合、梁柱が塑性化し最大層間変形角が通常ブレースと差異のない場合でも、総吸収エネルギー分担には大きな差異があり、梁柱の損傷が大きく低減することが確認された。
- 3) 各層の累積吸収エネルギー比率に関し秋山により提唱された評価式を今回の検討例に適用した場合、座屈及び破断を伴う柱降伏型のブレース付ラーメン骨組では精度に低下が見られた。これは、座屈及び破断に伴う剛性、耐力分布が初期設定から大きく異なることが原因と考えられる。一方、座屈拘束ブレース付ラーメン骨組の場合では、同程度の層間変形量に対し、既往の評価式は誤差が小さくなり、梁降伏型骨組では通常ブレース、座屈拘束ブレース共に概ね有用な結果が得られた。
- 4) 本研究で構成した解析法を用いることにより、高いレベルの地震入力波がブレース付ラーメン骨組に加わった時の終局耐力を、ブレースの破断を考慮して推定し、比較検証することが可能となった。

謝辞

本研究の一部は、日本学術振興会特別研究員奨励費(研究課題番号:08J09406)の助成を戴きました。また、数値解析プログラムの構築にあたり東京工業大学小河利行教授、熊谷知彦助教より多くのご助言を賜りました。ここに謝意を表します。

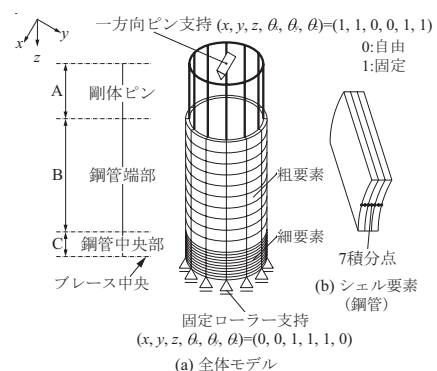
参考文献

- 1) 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-, 日本建築学会論文報告集, 第320号, pp.29-35, 1982.10
- 2) Tang, X. and Goel, S. C.: Brace Fractures and Analysis of Phase I Structure, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, pp.1960-1976, 1989.8
- 3) 竹内徹, 鈴木一弁, 松井良太, 小河利行: 局部座屈を伴う鋼管ブレースの累積繰返し変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第608号, pp.143-150, 2006.10

- 4) 竹内徹, 秦康, 松井良太: 局部座屈を伴う H 形断面ブレースの累積繰返し変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第632号, pp.1875-1882, 2008.10
- 5) Kanvinde, A. M. and Deierlein, G. G.: Cyclic Void Growth Model to Assess Ductile Fracture Initiation in Structural Steels due to Ultra Low Cycle Fatigue, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.133, pp.701-712, 2007.6
- 6) 金尾伊織, 中島正愛, 竹原創平: 座屈・破断を考慮したブレース付骨組モデルと断層近傍強震動下の応答, 日本建築学会構造系論文集, 第577号, pp.117-122, 2004.3
- 7) 向出静司, 片岡大, 多田元英: 円形鋼管筋かいの破断を伴った鋼構造骨組のハイブリッド実験による地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第652号, pp.1139-1147, 2010.6
- 8) 竹内徹, 中村悠, 松井良太: 接合部固定度を考慮した H 形断面ブレースの座屈履歴性状及び累積変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第653号, pp.1289-1297, 2010.7
- 9) 小川厚治, 黒羽啓明, 前田珠希: 円形鋼管圧縮柱の座屈後挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第475号, pp.137-144, 1995.9
- 10) Timoshenko, S. P. and Gere, J. M.: Theory of Elastic Stability, Second Edition, McGraw-Hill, 1963
- 11) 佐伯英一郎, 杉沢充, 山口種美, 望月晴雄, 和田章: 低降伏点鋼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, 第472号, pp.139-147, 1995.6
- 12) 桑村仁, 田中直樹, 杉本浩一, 向野聡彦: 鋼構造躯体の性能表示-鋼構造建築物の性能設計に関する研究 その1-, 日本建築学会構造系論文集, 第562号, pp.175-182, 2002.12
- 13) 竹内徹, 井田茉莉, 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塑性変形性能予測, 日本建築学会構造系論文集, 第586号, pp.203-210, 2004.12
- 14) 石井正人, 斉藤安生, 浅野美次, 堀井昌博: マルチスプリングモデルの特性 その1. 部材剛性の特性とその適正化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 分冊, pp.383-384, 1997.9
- 15) 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, 第603号, pp.155-162, 2006.5
- 16) 国土交通省 総合技術開発プロジェクト: 高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発(平成17年度～平成20年度)報告書, 2009.3
- 17) 秋山宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 1999.11
- 18) 日本建築センター: エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説, 2005.10

付録 FEM による繰返し軸力を受ける円形鋼管ブレースの局部座屈解析

2章の図3において用いた FEM 解析モデルは、付図1に見るように既論文3)とほぼ同等のモデルを用いている。ただし、要素分割は鋼管中央における細要素の軸方向長さが鋼管板厚のおよそ2.7倍となるように再設定している。



付図1 FEM 解析モデル

(2010年10月7日原稿受理, 2011年3月23日採用決定)