

# 梁端部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 Beam End Fracture

松井 良太\*

廣山 剛士\*\*

竹内 徹\*\*\*

Ryota MATSUI\*

Tsuyoshi HIROYAMA \*\*

Toru TAKEUCHI\*\*\*

**ABSTRACT** When braced moment frames are subjected to a strong ground motion, the bracing elements are likely to fracture. Such fracture results in a large cumulative plastic deformation at the beam end which leads to the connection failure. The authors have proposed a method to assess the brace and beam end fracture using time history response analysis without micro element FEM. However, this method does not take the beam end joint efficiency into account. In this study, the effect of the joint efficiency on the cumulative deformation capacity of the beam end is investigated. Using those results, the seismic performance of the braced moment frame is analyzed including the fracture of brace members and beam ends.

Key words: 柱梁接合部, 破断, ブレース付骨組, 時刻歴応答解析, 累積吸収エネルギー

*Beam-Column Connection, Fracture, Braced Moment Frames, Time History Response Analysis, Cumulative Dissipation Energy*

### 1. 序

ブレース付ラーメン骨組は効率的に必要な水平剛性および耐力を確保することができる構造形式である。しかし、ブレースは一旦座屈を生じると耐力が劣化するため、同骨組の保有耐力評価にはブレースの座屈後耐力評価が必要となり、様々な評価手法が提案されている<sup>[1],[2]</sup>。一方で竹内ら<sup>[3]</sup>は、繰返し軸力下でブレースが局部座屈を生じると早期に破断することに着目し、破断に至るまでの累積変形性能について歪振幅拡大係数という概念を用い、部材全体の変形から局部座屈部に集中する塑性歪の評価手法を提案している。松井ら<sup>[4]</sup>はこの手法を応用し、ブレース破断を考慮したブレース

付骨組の耐震性能について検討している。同文献では、想定以上の地震動が骨組に入力された場合、ブレースの部材破断に伴い柱梁接合部が吸収するエネルギー量の増大が顕著となり、逐次破断する可能性があることを指摘している。しかし、同文献では柱梁接合部の破断が骨組の耐震性能に与える影響については検討されていない。一方、梁端部の繰返し累積変形性能については過去に多くの研究がなされている<sup>[5]-[9]</sup>。竹内ら<sup>[5],[6]</sup>は、回転角と局部歪の関係を簡便な式で表すことで、梁端部の累積変形性能を評価する手法を提案している。しかし、同評価手法では、梁端部における柱梁接合部の継手効率による、歪分布の影響<sup>[7]</sup>は考慮されていない。上谷ら<sup>[10]</sup>は梁端部の破断を考慮した骨組の耐震性能について検討し、特定の層に梁端部の破断箇所が偏り、その結果として同層において変形が集中することを明らかにしている。ただし同研究では、梁端部の破断判定を、一意的にある曲げモーメントに達した場合と定めており、実際の梁端部破断条件を評価した上での架構の検討とはなっていない。そこで本研究では、まずウェブの継手効率に着目した柱梁接合部について有限要素法解析を行い、継手効率が梁端部の歪分布に与える影響を分析すると共に、継手効率が梁端部における塑性歪集中に及ぼす影響を考慮し、梁端

\*第2種正会員

博士(工学) 東京工業大学大学院 理工学研究科建築学専攻 助教(〒152-8550 東京都目黒区大岡山 2-12-1-M1-29)

\*\*東京工業大学大学院 理工学研究科建築学専攻 修士課程

\*\*\*第2種正会員

博士(工学) 東京工業大学大学院 理工学研究科建築学専攻 教授

本論文の一部は、鋼構造年次論文報告集第20巻 pp. 835-840 に発表

部の累積変形性能を評価する。次にブレースの破断を考慮した骨組の応答解析手法<sup>[4]</sup>に同評価手法を組込むことで、梁端部およびブレースの部材破断を共に考慮した架構の時刻歴応答解析プログラムを構築し、具体的な架構を対象として地震応答解析を行う。さらに得られた解析結果より、骨組の応答性状およびエネルギー吸収性能について、ブレースと梁端部の破断の考慮/非考慮による差異を分析し考察する。

## 2. 梁端部における局所歪の評価

有限要素法解析<sup>[11]</sup>により、ウェブの継手効率 $\gamma_w$ が梁端部の歪分布に及ぼす影響について分析する。なお、表1の $\gamma_w$ はウェブの全塑性モーメントに対するウェブが実際に負担する曲げモーメントの比(%)である<sup>[7]</sup>。ここで、ウェブの負担する曲げモーメントは梁端部の塑性化が十分に進んだ $\delta/L=0.05\text{rad}$ の値として評価する。解析には図1、2に示すような既往の試験体<sup>[5]</sup>を参考に作成したモデルを用いる。同モデルは図1に示す角形鋼管柱とH形鋼梁によるト字型柱梁接合部とし、表1に示すように柱板厚およびスカラップの有無によって継手効率を80, 70, 60, 50程度と設定する。解析要素は4, 5もしくは6面体によるソリッド要素を用いており、要素の材料特性を表2に示すバイリニア型とする。

図3に静的増分解析で得られた $\delta/L=0.02\text{rad}$ の時点での各モデルにおける梁端部(AOA')のフランジ幅方向の歪分布を示す。スカラップを設けた場合には、図3(a)のフランジ外側ではフランジ端部、図3(b)のフランジ内側ではスカラップ底に塑性歪が集中する。一方、ノンスカラップのN-816は、外側および内側においてフランジ端部に歪が集中する。そこで図3のAOA'におけるフランジ内外の歪最大値を局所歪 $\epsilon_l$ とし、文献[6]を参照し梁を線材、梁端部を回転ばねでモデル化した場合の梁端部における外縁の材軸方向の歪を線材モデル縁歪 $\epsilon_{ave}$ とした場合の $\epsilon_l - \epsilon_{ave}$ 関係を図4に示す。同図に見るように継手効率の低減に伴い $\epsilon_l / \epsilon_{ave}$ の比率が増大し、より局部に歪が集中する。そこで継手効率による歪集中の影響を考慮し、局所歪の評価を行う。まず、既往の局所歪評価式<sup>[5]</sup>を参考に局所歪 $\epsilon_l$ が降伏歪 $\epsilon_y$ 以下の区間、 $\epsilon_l$ が $\epsilon_y$ を超える区間、線材モデル縁歪 $\epsilon_{ave}$ が $\epsilon_y$ を超える区間においてそれぞれ一次近似することで式(1)のよう

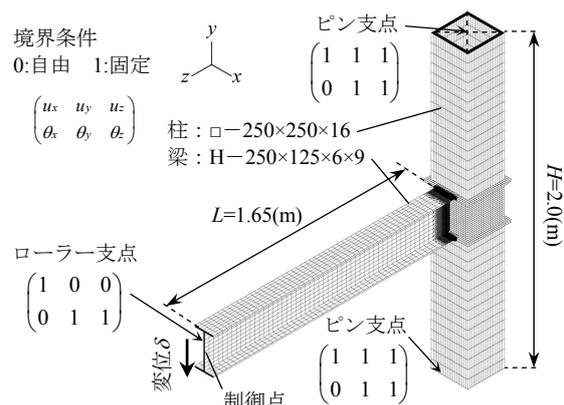


図1 解析モデル概要(N-816)

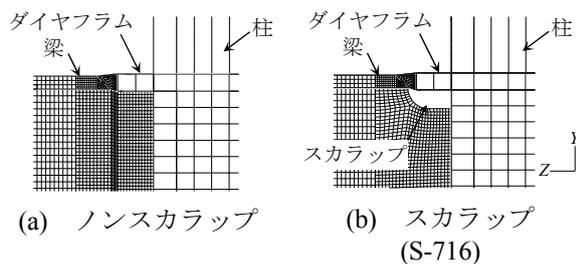


図2 接合部詳細図

表1 解析モデルの部材諸元

モデル名	梁	柱	継手効率 $\gamma_w$ (%)	スカラップの有無
N-816	H-250x125x6x9	□-250x250x16	76.8	無
S-716		□-250x250x9	69.6	有
S-609		□-250x250x9	59.1	有
S-506		□-250x250x6	49.1	有

モデル名 N-816

柱板厚 (mm) 16, 9 or 6

継手効率  $\gamma_w/10(\%)$   $\gamma_w=80, 70, 60$  or 50

N: スカラップ無  
S: スカラップ有

表2 材料特性

鋼種	降伏応力 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	歪硬化勾配 $E_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
SN400	273.4	205000	1435

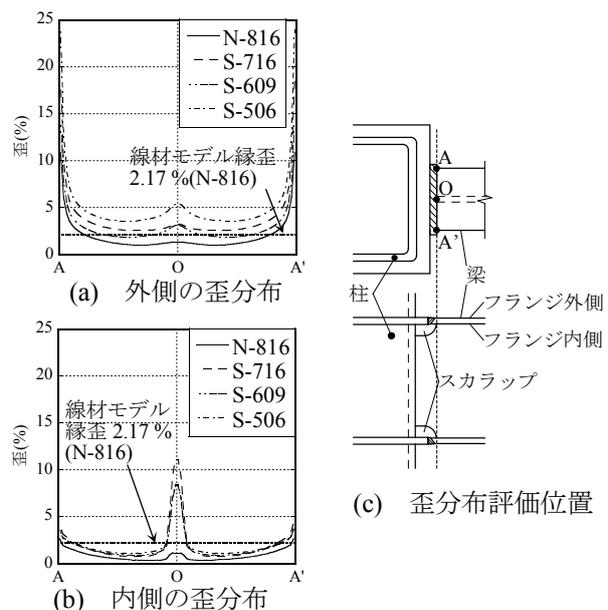


図3 フランジの歪分布( $\delta/L=0.02\text{rad}$ )

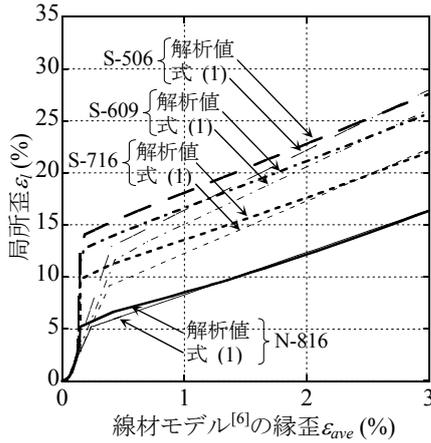


図4  $\varepsilon_l - \varepsilon_{ave}$  関係

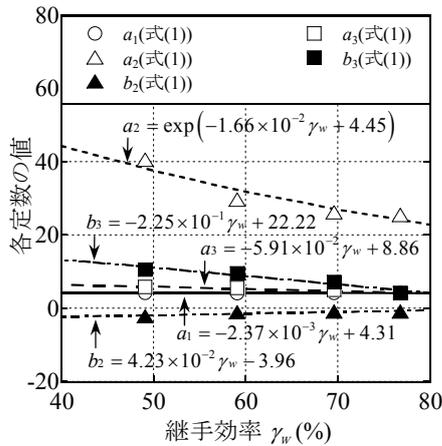


図5 各定数—継手効率関係

に局所歪  $\varepsilon_l$  を線材モデル縁歪  $\varepsilon_{ave}$  で表現する.

$$\varepsilon_l = \begin{cases} a_1 \varepsilon_{ave} & (\varepsilon_l < \varepsilon_y \text{かつ} \varepsilon_{ave} < \varepsilon_y) \\ a_2 \varepsilon_{ave} + b_2 & (\varepsilon_y \leq \varepsilon_l \text{かつ} \varepsilon_{ave} < \varepsilon_y) \\ a_3 \varepsilon_{ave} + b_3 & (\varepsilon_y \leq \varepsilon_l \text{かつ} \varepsilon_y \leq \varepsilon_{ave}) \end{cases} \quad (1)$$

ここに  $a_1, a_2, b_2, a_3, b_3$  は定数である. 続いて, 継手効率を変化させた H 形鋼梁について式(1)の各定数を最小二乗法により同定する. 図4に見るように, 局所歪と線材モデル縁歪の関係は式(1)によって概ね表現できている. さらに式(1)中の各定数と継手効率  $\gamma_w$  は図5に示す関係を有しており, 各定数は同図中の継手効率の関数により概ね表現できる. なお, 式(1)の各定数は継手効率  $\gamma_w$  の他に, 梁フランジの幅厚比等の断面寸法により値が異なると考えられるが, 本論文では断面寸法の影響については考慮しないこととする.

### 3. 梁端部の累積変形性能評価

図6に示す線材モデルの梁端部における塑性回転角  $\theta_p$  と線材モデル縁歪  $\varepsilon_{ave}$  の関係は式(2)~(7)で

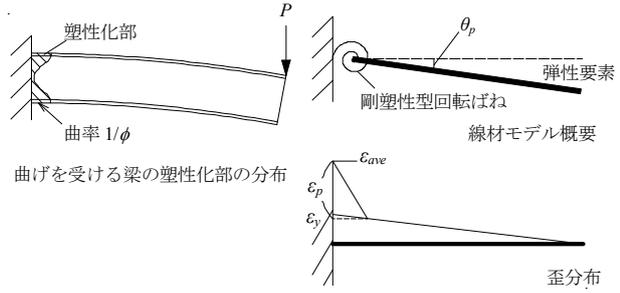


図6 線材モデル概要

表現できる<sup>[6]</sup>.

$$\phi_p = \alpha \theta_p^\beta \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{e_t} L} \left( C_{\alpha 1} \frac{\sigma_y L}{Eh} + C_{\alpha 2} \right) \quad (3)$$

$$\beta = C_{\beta 1} (C_{\beta 2} e_t)^\gamma \quad (4)$$

$$\gamma = -C_{\beta 3} \frac{\sigma_y L}{Eh} + C_{\beta 4} \quad (5)$$

$$\phi = \frac{M_c}{EI} + \phi_p \quad (6)$$

$$\varepsilon_{ave} = \frac{h}{2} \phi \quad (7)$$

ここに,  $\sigma_y$  は降伏応力,  $L$  は梁長さ,  $h$  は梁せい,  $e_t$  は歪硬化勾配,  $M_c$  は梁端部に生じる曲げモーメント,  $\phi$  は梁端部の曲率,  $I$  は梁の断面二次モーメントである. また, 式(3)~(5)中に用いられる定数は, 既往文献[6]で降伏応力  $\sigma_y$ , 梁長さ  $L$ , 梁せい  $h$ , 歪硬化勾配  $e_t$  を変数とした解析の結果から定められ, それぞれ  $C_{\alpha 1}=15, C_{\alpha 2}=0.14, C_{\beta 1}=0.61, C_{\beta 2}=14, C_{\beta 3}=2.0, C_{\beta 4}=0.038$  の値をとる.

ここで, 桑村ら<sup>[8],[9]</sup>により提案された切欠きや応力集中部を有する鋼材の延性亀裂発生条件式を用いて, 以下のように局所歪  $\varepsilon_l$  と線材モデル縁歪  $\varepsilon_{ave}$  の関係式を表現できる.

$$\varepsilon_{ave} = (1/\alpha_e)(\varepsilon_l / \tau_s^2) \quad (8)$$

ここに  $\alpha_e$  は歪集中率,  $\tau_s$  は応力三軸度である. 明確な切欠きのない柱梁接合部では  $\tau_s=0.6 \sim 1.2$  程度の値を示すとされており, 本論の FEM 解析結果においては 1.0 程度の値を示すことから  $\tau_s=1.0$  と設定し, 式(1)で得られる  $\varepsilon_l / \varepsilon_{ave}$  を  $\alpha_e$  と評価している. 式(2)~(7)より求められる梁端部の線材モデル縁歪履歴  $\varepsilon_{ave}$  を  $\alpha_e \tau_s^2$  倍することで梁端部の局所歪

履歴  $\varepsilon_i$  を算出し、さらに  $\varepsilon_i$  から得られる累積塑性歪  $\Sigma\Delta\varepsilon_p$  およびレインフロー法により算出される平均塑性歪振幅  $\overline{\Delta\varepsilon_p}$  を、文献[12]より式(9)で表現される Manson-Coffin 則による鋼素材の疲労条件式と比較することで破断を判定する。

$$\Sigma\Delta\varepsilon_p = 3857(\overline{\Delta\varepsilon_p})^{-1.13} \quad (9)$$

表 3 に示す既往の梁端部繰返し载荷実験[13]~[17]に対し、同評価手法を用いた疲労性能の評価結果を図 7 に示す。このとき表 3 中に示す継手効率  $\gamma_w$  は式(10)により評価している<sup>[18]</sup>。

$$\gamma_w = \frac{jM_{wu}}{M_{wu}} \quad (10)$$

ここに、 $jM_{wu}$  は柱梁接合部の断面欠損とスキンプレートの面外変形を考慮したウェブの最大曲げ耐力、 $M_{wu}$  は全断面有効とした場合のウェブの最大曲げ耐力であり、 $jM_{wu}$  および  $M_{wu}$  の値はそれぞれ式(11)、(12)で与えられる。

$$jM_{wu} = \begin{cases} m \cdot Z_{wpe} \cdot \sigma_{wy} & (\text{スカラップあり}) \\ m \cdot Z_{wpe} \cdot \sigma_{wu} & (\text{スカラップなし}) \end{cases} \quad (11)$$

$$M_{wu} = Z_{wp} \cdot \sigma_{wu} \quad (12)$$

ここに、 $\sigma_{wy}$  はウェブの降伏応力度、 $\sigma_{wu}$  はウェブの引張強さ、 $Z_{wp}$  は梁ウェブ全断面有効の塑性断面係数、 $m$  は梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力、 $Z_{wpe}$  は梁ウェブ有効断面の塑性断面係数である。

なお、 $m$  と  $Z_{wpe}$  は文献[19]と同様に評価する。図 7 に見るように、破断時期にばらつきはあるものの、全ての試験体に対し同評価手法は安全側の評価となっており、破断が発生する時期の下限值を評価できる手法として有効であると考えられる。同図より評価精度は、柱が角形鋼管の場合と同程度であることから、同評価手法は柱が H 形鋼の場合についても有効であると考えられる。

#### 4. 梁端部の破断を考慮した時刻歴応答解析手法

梁端部の破断が骨組の応答性状へ与える影響を考慮するため、3 章での梁端部の破断予測手法をブレース破断を考慮した骨組の応答解析手法<sup>[4]</sup>に組込むことで、梁端部破断を考慮した応答解析プ

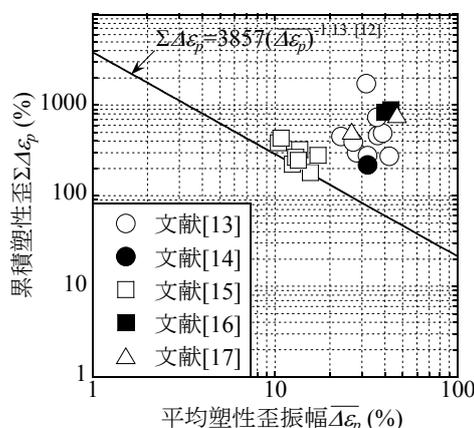


図 7 既往研究の疲労性能評価

表 3 対象モデルの部材諸元<sup>[12]~[16]</sup>

No.	使用断面	梁					柱		継手効率 $\gamma_w$ <sup>[18]</sup> (%)	载荷履歴
		フランジ		ウェブ	スカラップ (mm)	梁全長 (mm)	使用断面	降伏応力 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )		
		降伏応力 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	幅厚比	降伏応力 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )						
1 <sup>[13]</sup>	H-400×200×8×13	282	15.4	352	35	1900	□-400×400×19	324.5	66.1	繰返し
2 <sup>[13]</sup>	H-400×200×8×13	282	15.4	352	35	1900	□-400×400×19	324.5	66.1	繰返し
3 <sup>[13]</sup>	H-400×200×8×13	282	15.4	352	35	1900	□-400×400×19	324.5	66.1	繰返し
4 <sup>[13]</sup>	H-400×200×8×13	282	15.4	352	35	1900	□-400×400×19	324.5	66.1	繰返し
5 <sup>[13]</sup>	H-400×200×8×13	282	15.4	352	35	1900	□-400×400×19	324.5	66.1	繰返し
6 <sup>[13]</sup>	H-500×200×10×16	316	12.5	383	35	1900	□-400×400×9	401	72.3	繰返し
7 <sup>[13]</sup>	H-500×200×10×16	316	12.5	383	35	1900	□-400×400×9	401	72.3	繰返し
8 <sup>[13]</sup>	H-500×200×10×16	316	12.5	383	35	1900	□-400×400×9	401	72.3	繰返し
9 <sup>[13]</sup>	H-500×200×10×16	316	12.5	383	35	1900	□-400×400×9	401	72.3	繰返し
10 <sup>[14]</sup>	H-400×200×8×13	314	11.8	368	35	1900	□-400×400×19	359	66.1	漸増
11 <sup>[15]</sup>	H-600×200×11×17	299	11.8	334	0	3725	PL-50	/	100	定振幅
12 <sup>[15]</sup>	H-600×200×11×17	299	11.8	334	0	3725	PL-50		100	定振幅
13 <sup>[15]</sup>	H-600×200×11×17	299	11.8	334	0	2225	PL-50		100	漸増
14 <sup>[15]</sup>	H-600×200×11×17	299	11.8	334	0	2225	PL-50		100	漸増
15 <sup>[15]</sup>	H-600×200×11×17	299	11.8	334	0	2225	PL-50		100	定振幅
16 <sup>[15]</sup>	H-600×200×11×17	299	16.7	334	0	2225	PL-50		100	定振幅
17 <sup>[16]</sup>	H-488×300×11×18	386	16.7	396	35	2150	□-400×400×19	397	69.0	漸増
18 <sup>[16]</sup>	H-488×300×11×18	318	16.7	318	35	2150	□-400×400×19	267	62.9	漸増
19 <sup>[17]</sup>	H-300×150×6.5×9	389	16.7	436	35	1200	H-300×200×12×12	/	56.5	漸増
20 <sup>[17]</sup>	H-300×150×6.5×9	389	16.7	436	12	1200	H-300×150×6.5×9		83.7	漸増

ログラムを作成し、ブレース付骨組の時刻歴応答解析を行う。本解析手法において、破断後の部材は応力を伝達しないものとして取り扱う。対象骨組のモデルを図8,9に、同骨組の部材諸元および材料特性を表4,5に示す。骨組は表4のようにH形鋼の柱梁により構成し、図8の構面はH形鋼柱の強軸方向を想定している。また、柱梁接合部の継手効率 $\gamma_w$ は100%とする。なお、骨組は表4に示すようにフレームの層剛性 $K_{fi}$ に対するブレースの水平剛性 $K_{di}$ の比とした剛性比が4.0となるよう設定し、鉛直力は柱梁、水平力はブレースで負担することを想定している。また、対象骨組は文献[4]においてブレース破断後の梁端部の損傷が顕著であったモデルを参照している。解析ケースについては部材破断の考慮/非考慮により、表6に示す4つのケースを設定する。図10に示す入力地震波にはBCJ-L2を2.0倍したものをを用いている。同解析手法ではP- $\Delta$ 効果を考慮していない。

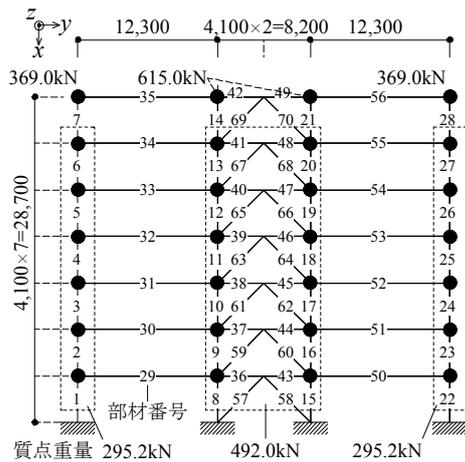


図8 モデルの立面図

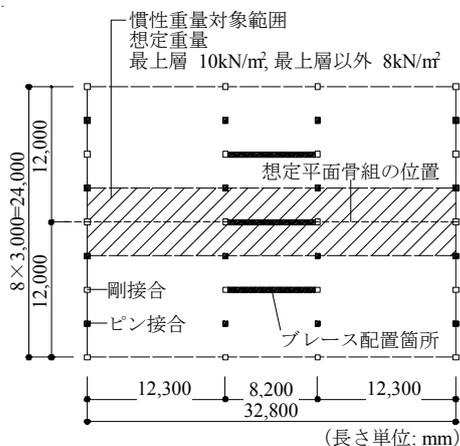


図9 モデルの平面図

## 5. 骨組の応答性状およびエネルギー吸収性能

まずブレースの破断が梁端部の動的応答性状に与える影響を分析する。図11にDB, Bについての第2層平均層間変形角時刻歴を代表例として示す。同図では、梁端部とブレースの破断を共に考慮したDBは、梁端部の破断のみを考慮したBと比べブレース破断後、早期に梁端部が破断に至っていることがわかる。このときの、部材37の梁

表4 解析骨組の部材諸元

層	1	2~7
梁	H-700×250×16×22	
柱	H-450×450×19×32	
塑性断面係数比 $Z_{bp}/Z_{cp}$	0.81	
円形鋼管 ブレース	$\phi 216.3 \times 16.0$	$\phi 216.3 \times 8.5$
剛性比 $K_{di}/K_{fi}$	3.96	3.61~3.94
継手効率 $\gamma_w$ (%)	100	
一次固有周期 $T$ (sec)	0.162	
減衰定数	2.0	

$Z_{bp}$ : 梁の塑性断面係数  $K_{di}$ : ブレースの水平剛性  
 $Z_{cp}$ : 柱の塑性断面係数  $K_{fi}$ : フレームの層剛性

表5 材料特性

降伏応力 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	歪硬化勾配 $E_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
258.5	205000	205

表6 解析ケース

ケース名	破断条件
DB	ブレース(Diagonal)と梁端部(Beam)の破断考慮
B	梁端部(Beam)の破断考慮
D	ブレース(Diagonal)の破断考慮
N	部材破断の非考慮

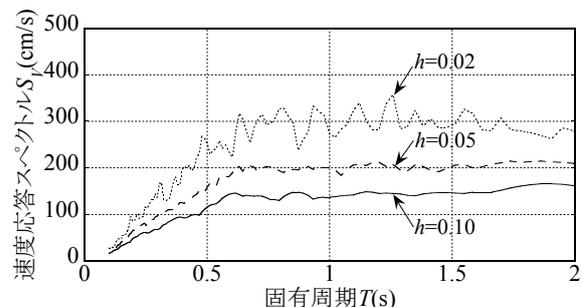


図10 入力地震波の速度応答スペクトル (BCJ-L2 2.0倍)

端部に生じる曲げモーメント  $M$  を梁の全塑性モーメント  $M_p$  で除した無次元化曲げモーメント  $M/M_p$  と梁端部の塑性回転角  $\theta_p$  の関係を図 12 に示す。同図に見るように、部材 37 の梁の塑性回転角はブレース破断を考慮した場合、非考慮の場合に比べて大きくなる傾向がある。DB において第 2 層の層間変形角が最大となる  $t=50.9s$  の時点における骨組の変位図を、機構図、座屈および破断箇所と併せて図 13 に示す。なお図中の黒点は塑性ヒンジの形成箇所、ブレース中央の丸は座屈、斜線は破断箇所を示している。同図に見るように、ブレースが座屈することで生じる不釣合力の影響により梁中央に塑性ヒンジが形成される。この梁中央に生じる曲げモーメントは片側のブレースの

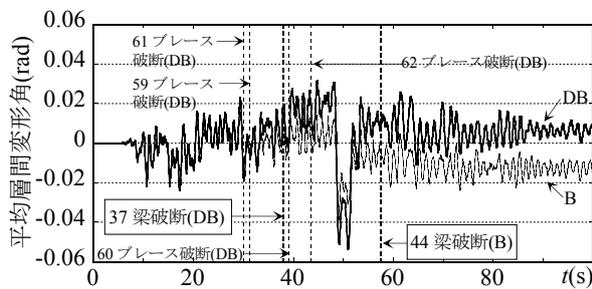


図 11 DB, B の第 2 層平均層間変形角時刻歴

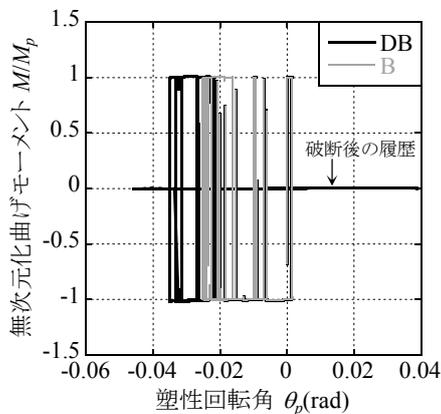
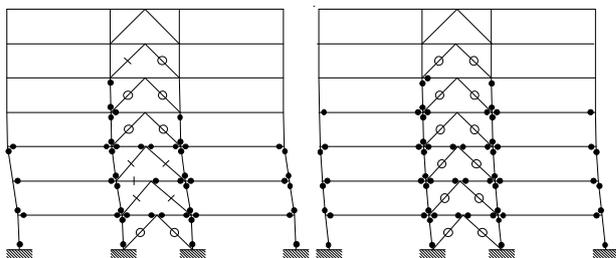


図 12 37 梁の  $M/M_p - \theta_p$  関係



(a) DB(ブレース・梁破断考慮) (b) B(梁破断考慮)

図 13 骨組の変位図, 機構図, 座屈および破断箇所( $t=50.9s$  水平変形倍率 3 倍)

みが破断した場合に増大し、DB においては破断していない部材 60 ブレースの軸力の影響により、部材 37 の梁端部に応力が集中する。このことは、ブレース破断による層剛性の低下と併せて、ブレース破断によって梁端部がさらに早期に破断する要因の 1 つと考えられる。続いて、図 14 の DB, D についての第 2 層平均層間変形角時刻歴に見るように、梁端部破断の考慮/非考慮によっても応答変位に若干の差異が生じている。図 15 に各層の最大層間変形角を示す。梁端部の破断を考慮した B と部材破断非考慮の N には差異が見られず、ブレースの破断が生じない場合には、部材 44 の梁端部破断が骨組の最大層間変形角に与える影響は少ない。一方で同図の N と D を比較すると、最大層間変形角はブレースの破断を考慮した場合、部材破断非考慮の場合と比べて、2, 3 層で増大し、1 層では逆に低減している。さらに梁とブレースの破断を考慮した DB では、ブレースの破断のみを考慮した D に比べて、最大層間変形角は 2, 3 層で増大し、特に梁端部が破断した 2 層において顕著となる。また最大層間変形角が最大となる層は、ブレースの破断を考慮することで 1 層から 3 層へ、加えて梁端部の破断を考慮することで 2 層へと変

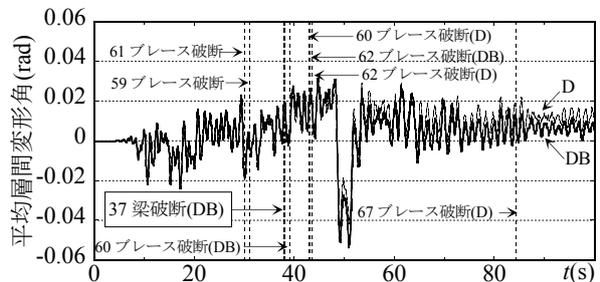


図 14 DB, D の第 2 層平均層間変形角時刻歴

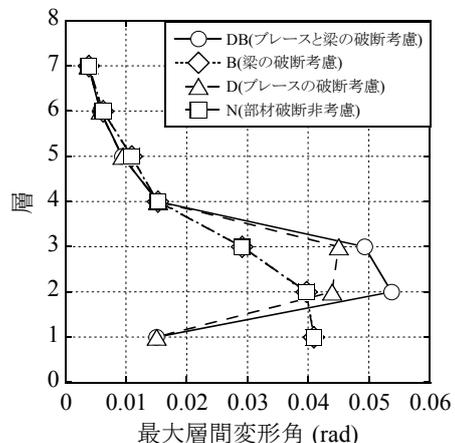


図 15 各層の最大層間変形角

化する様子が見られる。特にDBの第2層では最大層間変形角が0.05radを超えており、これは文献[20]における崩壊に相当する。図16に各解析ケースにおける、各層の累積吸収エネルギーを示す。ブレースの破断を考慮したDBとDの2,3層でのブレースの累積吸収エネルギーは、ブレース破断を考慮していないBとNに比して小さな値となる。このことは、2,3層のブレースが破断したためである。それに対し、DBとDの2,3層で柱梁が吸収するエネルギーは、BとNに比して増大している。さらにDBとDを比較すると、DBでは梁端部の破断を生じるにもかかわらず2層における累積吸収エネルギーが1割程度増大している。以上より、ブレース、梁端部が破断した層では剛性が低下することにより、さらに同層での累積吸収エネルギーが集中する傾向があることが確認された。これは、梁端部破断が生じた層で吸収エネルギーの増大により、梁端部が連鎖的に破断する危険性があることを示唆している。

## 6. 結

本研究では、ウェブの継手効率に着目した梁端部の累積変形性能評価を行い、その妥当性について検証した。さらに同評価手法を用いることで、梁端部およびブレース部材の破断を考慮した骨組の時刻歴応答解析を行い、部材破断の考慮/非考慮が骨組の応答性状およびエネルギー吸収性能へ与える影響について分析した。以下に、本研究で得られた知見を示す。

- 1) 継手効率に着目した梁端部における局所歪の評価式を用い、式中の各定数に対する継手効率の影響を評価式の形で表現した。
- 2) ブレース部材の破断により梁端部のエネルギー吸収が促進されることを確認した。このことは、ブレース部材の破断による層剛性の低下と、片側のブレースが破断した場合に梁に生じる不釣り合い力の影響によると考えられる。
- 3) 部材破断の考慮/非考慮により最大層間変形角が最大となる層が変化することが確認された。
- 4) ブレース部材の破断を考慮することで、ブレースが破断する層での柱梁における累積吸収エネルギーが増大する傾向が見られた。梁

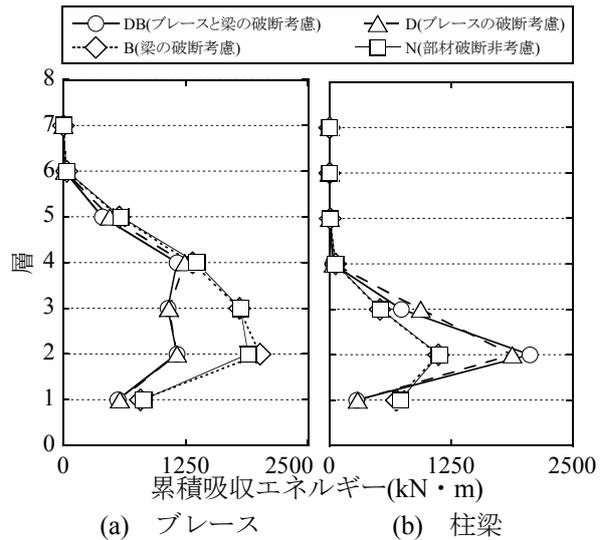


図16 各層の累積吸収エネルギー

端部破断が生じた層で同箇所の吸収エネルギーが増大し、梁端部が連鎖的に破断する危険性がある。

## 【参考文献】

- [1] 加藤勉, 向井昭義: 繰返し荷重を受ける筋違の復元力特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-II 分冊, pp.801-802, 1987.10
- [2] 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針, 2010
- [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] 松井良太, 竹内徹: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第665号, pp.1337-1345, 2011.7
- [5] 竹内徹, 大山翔也, 石原直: 制振部材を付加した高強度鋼架構の繰返し変形性能 -制振部材を付加した高強度鋼架構の耐震性能 その1-, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第655号, pp.1671-1679, 2010.9
- [6] 竹内徹, 大山翔也, 松井良太: 繰返し曲げを受ける高強度鋼梁端部の累積変形性能評価 -制振部材を付加した高強度鋼架構の耐震性能 その2-, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第661号, pp.695-702, 2011.3
- [7] 岡田健, 松本由香, 山田哲: H形鋼梁の変形能力に柱梁接合部における継手効率が及ぼす

- 影響の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 568 号, pp.131-138, 2003.6
- [8] 桑村仁, 稲葉雄一郎: 鉄骨接合部の平面ひずみ状態における応力三軸度とひずみ集中度 (鉄骨接合部の応力・ひずみ状態-その 1), 日本建築学会構造系論文集, 第 518 号, pp.87-94, 1999.4
- [9] 桑村仁, 山本恵市: 三軸応力状態における構造成鋼材の延性き裂発生条件, 日本建築学会構造系論文集, 第 477 号, pp.129-135, 1995.11
- [10] 上谷宏二, 田川浩: 梁端部の脆性破壊を伴う鋼構造骨組の地震応答, 日本建築学会構造系論文集, 第 489 号, pp.77-86, 1996.11
- [11] ABAQUS/Standard.ver.6.8-4
- [12] 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
- [13] 山田哲, 焦瑜, 吉敷祥一: 任意の載荷履歴を受ける梁の延性破壊によって決まる塑性変形能力, 鋼構造年次論文報告集, 第 19 卷, pp.239-246, 2011.11
- [14] 吉敷祥一, 上原大輔, 山田哲, 鈴木一弁, 佐伯英一郎, 和田章: 損傷を梁端下フランジの接合要素に限定する新しい鋼構造骨組 その 3 スラブの影響とひび割れ損傷に着目した実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 595 号, pp.123-130, 2005.9
- [15] 吹田啓一郎: 鋼構造ラーメン骨組の耐震設計における梁端接合部の耐力要求値, 日本建築学会構造系論文集, 第 567 号, pp.165-171, 2003.5
- [16] 中込忠男, 藤田哲也, 南圭祐, 李建, 村井正敏: 柱梁溶接接合部におけるノンスカラップ工法梁端ディテールに関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 498 号, pp.145-151, 1997.8
- [17] 李涛, 松井千秋, 有働文久, 久島昭久: 鉄骨柱梁接合部の構造性能 スカラップの形状による影響, 日本建築学会研究報告 九州支部, 構造系 (36), pp.357-360, 1997.3
- [18] 柴田篤宏, 焦瑜, 島田侑子, 吉敷祥一, 山田哲: 載荷履歴の違いに着目した鉄骨梁のエネルギー吸収能力評価(その 2 一方向荷重下でのエネルギー吸収能力), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.927-928, 2009.7
- [19] 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2006
- [20] 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  
(2012年11月8日原稿受理)