

## 長周期地震動に対する中規模プレース付鋼構造骨組の梁端部損傷度評価

### DAMAGE EVALUATION OF BEAM-ENDS IN CONCENTRICALLY BRACED STEEL FRAMES DURING LONG-PERIOD AND LONG-DURATION GROUND MOTIONS

松井 良太<sup>\*1</sup>, 稲葉祐介<sup>\*2</sup>, 竹内 徹<sup>\*3</sup>  
*Ryota MATSUI, Yusuke INABA and Toru TAKEUCHI*

Recently, there have been worries concerning the risk of fracture at the end of beams in the existing steel building frames during a long period and long duration motion caused by the Nankai-trough great earthquake expected near the future. Researchers proposed several simple evaluation methods to capture damages at the end of beams. In this paper, damages at beam-ends in a high rise steel building during a long period and long duration motion are considered taking fracture of braces into account. And the simple damage evaluation method which is more accurate than ever are proposed.

**Keywords :** Long Period Earthquake Motion, Braced Steel Frame, Member Fracture, Damage Evaluation, Linear Cumulative Damage Rule

長周期地震動, プレース付鋼構造骨組, 部材破断, 損傷度評価, 線形累積損傷則

#### 1. 序

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震をきっかけとして、東海、東南海、南海、日向灘プレートが連動する海溝型の南海トラフ巨大地震が発生する可能性が指摘され、想定地震による構造物への影響が検討され始めている<sup>1)</sup>。同地震波は、大阪、名古屋、東京等の大都市圏で、継続時間が600s以上と長い長周期地震動（いわゆる、長周期・長時間地震動）を引き起こし、同地震波を受ける鋼構造物は固有周期が卓越周期と一致した場合、主要な構造部材で弾性限を超えた塑性変形が多数回繰返されるため、プレース部材や梁端等が疲労損傷する可能性が指摘されている<sup>2)</sup>。従って、各都市で卓越する周期3~7sの鋼構造骨組の長周期・長時間地震動に対する梁端部の健全性を確認することが急務となりつつある<sup>1)</sup>。

梁端部の繰返し変形性能に関し、長谷川ら<sup>3)</sup>は、実建物で使用される梁部材を用いた一連の柱梁架構の繰返し載荷実験を行い、塑性率で表現した梁端部の低サイクル疲労曲線を提案している。この疲労曲線を用いて、ランダム振幅に対し線形累積損傷則（Miner 則）を用いて梁端部の損傷度を評価する精算法が提示されている。なお、精算法では全梁端部における時刻歴応答を要するため煩雑であり、梁端部塑性率の最大値および累積塑性変形倍率のみを用いた略算法も提案されている。一方、筆者らは梁端部接合部を剛塑性回転バネによってモデル化し、梁端部の回転角から簡便に梁端部の局所歪を推定し<sup>4), 5)</sup>、鋼素材の疲労性能式を適合させることで梁端部の損傷度を評価する手法を提案している<sup>6)</sup>。

高層の鋼構造骨組の応答について、北村ら<sup>2)</sup>は4地域について南海トラフ巨大地震を想定した長周期・長時間地震動を作成し、制振部材を配置した200m級の超高層建物に入力して時刻歴応答解析を

行い、超高層建物の耐震性能について分析している。一方、筆者ら<sup>7)</sup>は速度換算エネルギースペクトルを速度応答スペクトルで除した値として入力エネルギー比を定義し、入力エネルギー比が1.5~2.5以上となる場合では1.5以下の場合に比して、速度応答スペクトルが同程度でもプレース付鋼構造骨組の損傷が大きくなることを示している。また、円形钢管プレースや座屈拘束プレース、梁端部の破壊時期評価手法を組み込んだ時刻歴応答解析プログラムにより鋼構造骨組の耐震性能を比較検証できる手法を提案している<sup>8)</sup>。この手法より、告示に定められた地震動<sup>9)</sup>が7, 15, 21層のプレース付骨組に入力され、最大層間変形角が1/50以上となる場合では、部材破断を考慮して計算した層間変形角が、非考慮で計算した結果と比較して顕著に大きくなる傾向にあることを確認している。

しかし、継続時間が600sを超える長周期・長時間地震動に対する検討は中規模鋼構造骨組に関してはまだ少なく、プレースの部材破断の非考慮／考慮が梁端部の損傷度に与える影響について分析した研究例は殆どない。さらに、文献3)で提案された梁端部の損傷度の略算法と精算法との対応関係についてはさらなる分析が必要である。そこで本研究では、長周期・長時間地震動が21層プレース付平面骨組に入力された場合に、プレースの部材破断の非考慮／考慮や、入力地震波の周波数特性が梁端部の損傷度に与える影響について分析する。さらに、文献3)の略算法を応用し、簡便かつ精度のよい、損傷度の評価手法を提案する。また、入力エネルギー比と損傷度の関係を分析することで、時刻歴応答解析を用いて骨組の耐震性能をスクリーニングする手法について検討する。

#### 2. 長周期・長時間地震動を受ける中規模鋼構造骨組の応答

\*<sup>1</sup> 東京工業大学建築学系 助教・博士(工学)  
 \*<sup>2</sup> 東京工業大学建築学系 大学院生  
 \*<sup>3</sup> 東京工業大学建築学系 教授・博士(工学)

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

## 2.1 鋼構造骨組のモデル概要

本研究では、筆者らが文献 7)において分析した鋼構造の 21 層プレース付平面骨組を参考し、検討モデルとして採用する。表 1 に部材断面一覧を、図 1 に検討モデル軸組図を示す。構面内に座屈拘束プレース(BRB)を配置したモデルを制振モデル、円形鋼管プレース(CHS)を配置したモデルを耐震モデルとする。制振モデルは、設計用応答スペクトル相当の入力を受けた際に最大層間変形角が  $1/100\text{rad}$  近傍になるように、BRB の剛性および降伏軸力を定める<sup>10)</sup>。耐震モデルは、各層の保有水平耐力計算検定値  $Q_u/Q_{un}$  が制振モデルと同程度となるような CHS を採用する。なお、保有水平耐力計算時の各層の  $D_s$  値は制振モデルが 0.25 に対して、耐震モデルでは CHS が BB, BC ランクであり、0.35, 0.4 のいずれかの値となる。1 次固有周期は制振モデルでは 2.48s、耐震モデルでは 1.92s である。

## 2.2 時刻歴応答解析における部材要素の設定

柱はファイバー要素、梁は弾性曲げ要素の両端に剛塑性回転バネを直列に接続した要素、プレースは曲げモーメントを負担しない軸力要素とし、柱脚は固定、柱梁は剛接合とする。降伏応力度は表 1 に示す鋼材の F 値とする。弾性係数は柱とプレースは  $E=205,000 \text{ N/mm}^2$ 、梁はスラブの効果を考慮し、 $E=307,500 \text{ N/mm}^2$  とする。柱のファイバー要素、梁端剛塑性回転バネ、BRB の復元力特性は 2 次剛性を 1 次剛性の  $1/100$  倍としたバイリニアモデル、CHS は繰返しによる座屈耐力劣化を考慮した修正柴田若林モデル<sup>11)</sup>とする。解析時間刻みは 0.01s とし、数値積分には Newmark- $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) を用いる。各プレースの破断判定には文献 12), 13) に示す手法を用いる。プレース破断後は軸力および曲げモーメントを 0 とし、剛性は部材が破断していない状態の  $10^4$  倍とする。

## 2.3 長周期・長時間地震動の設定

入力する地震波の概要を表 2 に示す。南海トラフ巨大地震を想定した継続時間の長い、長周期・長時間地震動 10 波、および継続時間の短い、観測波 2 波である。 $R_E$  は速度換算エネルギースペクトルを速度応答スペクトル  $S_v$  で除した値である。これらの波の速度応答スペクトルを図 2 に示す。南海トラフ想定地震波は文献 2) において公開されているもので、速度応答スペクトルの上底部が告示<sup>9)</sup>の速度応答スペクトルに等しい 80cm/s (CH3, OS3, SZ3, KA1), 1.5 倍の 120cm/s (CH2, OS2, SZ2), 2 倍の 160cm/s (CH1, OS1, SZ1) の 3 段階で表している。なお、CH は中京圏、OS は大阪圏、SZ は静岡県、KA は関東圏を表す。観測波については、略算法による 2 種地盤の表層地盤における加速度の増幅率<sup>14)</sup>を告示の速度応答スペクトルに乘じた地震動に対し、0.92~3.48s の範囲において両者の速度応答スペクトルの差分の二乗和が最小となる倍率を同定し、乗じることで規準化して設定する。

図 2 に示すように卓越する周期帯は、大阪圏と関東圏(同図(d), (e)) では 5~8s 程度となるが、検討モデルの 1 次固有周期とは一致していない。一方、中京圏と静岡県では卓越する周期帯がより短く、検討モデルの 1 次固有周期とも一致するが、中京圏(同図(b)) は 1~5s と範囲が広く、静岡県(同図(c)) は 1~3.5s と範囲が狭い。

## 2.4 継続時間およびモデルによる梁端部の損傷度の比較

以下損傷度を算出する際において、梁端部の塑性率時刻歴より塑性率振幅を抽出し、Miner 則によって振幅毎の繰返し回数と破断繰返し回数の比を全て足し合わせることで梁端部の損傷度を評価する

表 1 部材断面一覧

層	柱	大梁	BRB 降伏軸力(kN)	CHS
21F	□-600×28	H-900×300×16×22	-	$\phi-216.3\times4.5$
20F	□-600×28		-	$\phi-216.3\times8.2$
19F	□-600×32		-	$\phi-216.3\times8.2$
18F			-	$\phi-267.4\times9.3$
17F			-	$\phi-267.4\times9.3$
16F	□-600×32	H-900×300×16×22	-	$\phi-318.5\times7.9$
15F	□-600×36	H-900×300×16×30	-	$\phi-355.6\times6.4$
14F			-	$\phi-355.6\times7.9$
13F			7.6	$\phi-355.6\times7.9$
12F	□-600×36		166.7	$\phi-355.6\times9.5$
11F	□-600×40		247.8	$\phi-355.6\times9.5$
10F			377.2	$\phi-355.6\times11.1$
9F			495.7	$\phi-406.4\times12.7$
8F	□-600×40		598.3	
7F	□-600×50	H-900×300×16×30	555.7	
6F		H-900×300×16×32	827.1	$\phi-457.2\times12.7$
5F	□-600×50		935.0	$\phi-457.2\times12.7$
4F	□-600×55		876.1	$\phi-457.2\times12.7$
3F	□-600×55	H-900×300×16×32	494.7	$\phi-457.2\times9.5$
2F	□-600×700×55	H-1100×300×19×33	-	$\phi-457.2\times9.5$
1F	□-600×700×55	H-1100×300×19×33	486.7	$\phi-457.2\times7.9$
材種	BCP325	SS400	LY225	STK400

表 2 入力地震波概要

84.2m	プレース配置形式 —— : BRB - - - : CHS	略称	地震波名	継続時間(s)		$S_v$ (cm/s)	$R_E$
				制振	耐震		
南海トラフ想定地震波							
CH1		中京圏		161	149	2.89	2.87
CH2				114	124	2.64	2.67
CH3				88	80	1.70	2.58
OS1		大阪圏		104	111	2.18	3.39
OS2				104	90	1.71	2.98
OS3				78	66	2.20	2.69
SZ1		静岡県		174	154	1.60	2.01
SZ2				113	118	1.88	2.18
SZ3				73	76	1.98	1.64
KA1		関東圏		39	34	3.03	2.68
観測波							
ELC	El Centro_NS			53.74	170	128	1.10
HCH	Hachinohe_NS			50.98	210	129	1.90

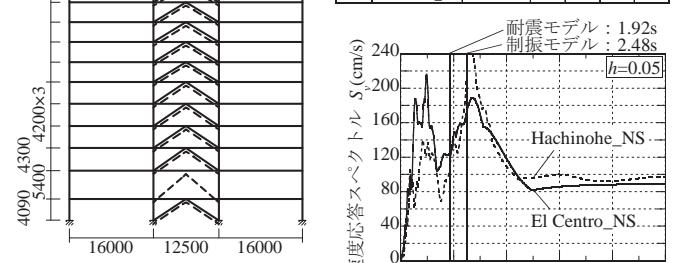
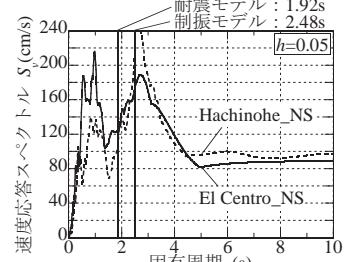
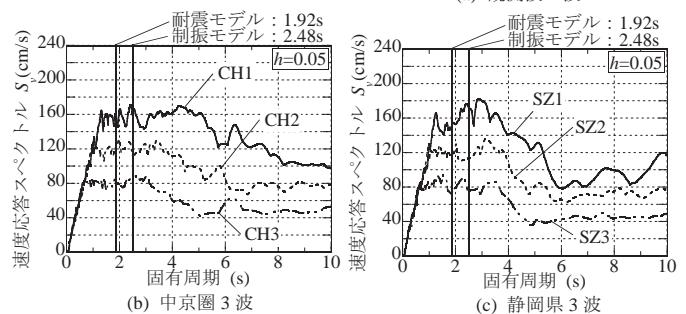


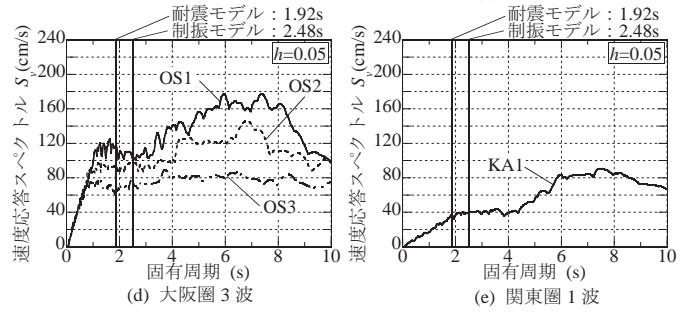
図 1 検討モデル軸組図



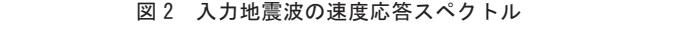
(a) 観測波 2 波



(b) 中京圏 3 波



(c) 静岡県 3 波



(d) 大阪圏 3 波



(e) 関東圏 1 波

図 2 入力地震波の速度応答スペクトル

精算法を用いる。なお、塑性率振幅は塑性範囲と弾性範団に分けてレンジ法で数えるものとする。

まず、地震動の継続時間により顕著な応答の違いが見られたCH1波、HCH波を入力した場合における結果を確認する。図3(a), (b)にブレースの部材破断非考慮、図4(a), (b)に考慮した場合における耐震モデルの機構図、最大層間変形角、および損傷度分布を示す。なお、損傷度分布については、各層における梁端部のうち最大の損傷度を示す箇所の値を示している。ブレースの部材破断を考慮した場合の梁端部の損傷度の最大値は、非考慮の場合の4倍程度まで増大している。梁端部の損傷度は、梁端部にスカラップがある場合、無い場合と比較して2~3倍程度大きくなる。図5(a), (b)に制振モデル(ブレースの部材破断考慮)についての損傷度分布を示す。なお、耐震モデルではブレースが部材破断を生じたが、制振モデルでは部材破断を生じていない。梁端部におけるスカラップの有無に関わらず、制振モデルにおける梁端部の損傷度は、ブレースの部材破断を考慮した耐震モデルの場合に比べて1/4~1/3程度まで低減されている。

図3~5(a), (b)より、継続時間の長いCH1波の方がHCH波の場合より梁端部の損傷度は大きくなる。ブレースの部材破断が生じていない制振モデルでも、継続時間の長いCH1波においてスカラップを有している梁端部は破断する判定となるが、継続時間の短いHCH波では破断していない。

## 2.5 地震動の周波数特性による梁端部の損傷度の比較

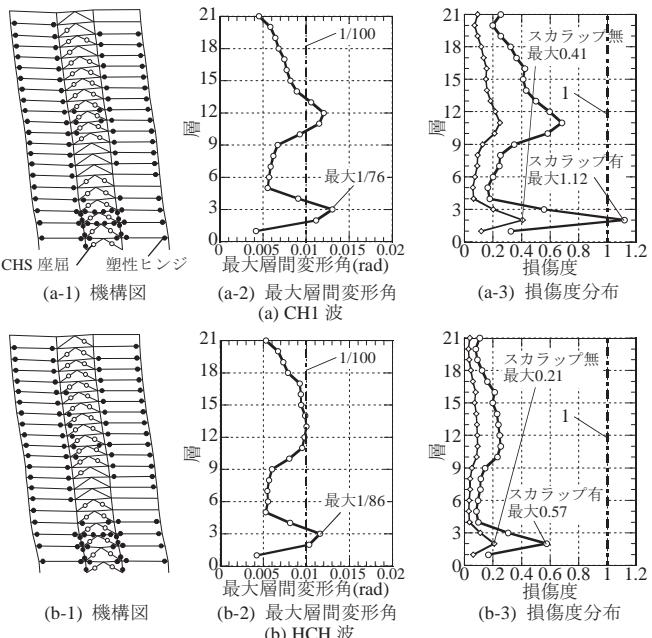


図3 耐震モデルの地震応答(ブレースの部材破断非考慮)

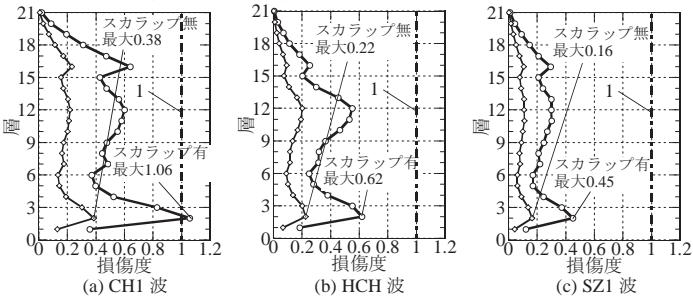


図5 制振モデルの損傷度分布(ブレースの部材破断考慮)

次に入力地震波の周波数特性による違いについて、CH1波、SZ1波を入力した場合を比較して確認する。図4(a), (c)にブレースの部材破断を考慮した場合における耐震モデルの機構図、最大層間変形角、損傷度分布を示す。地震動の速度応答スペクトル、継続時間ならびにモデルの最大層間変形角も同程度であるが、SZ1波を入力した場合の梁端部の損傷度は、CH1波を入力した場合の1/4程度まで低減している。また、CH1波の方が座屈しているブレースの部材数も多い。より詳細なモデルの応答を確認するため、耐震モデルにCH1波とSZ1波を入力した際の第3層における平均層間変形角の時刻歴を図6に示す。SZ1波を入力した場合、平均層間変形角は160sあたりまではCH1波を入力した場合と同等な応答を示しており、ブレースも122~157sにかけて座屈を生じているが、160s以降は応答が小さくなる。ここで、最大層間変形角と降伏層間変形角から算出される割線剛性より計算した周期は固有周期の約2倍の4~5sとなる。CH1波では、モデルの固有周期の4~5sにおける速度応答スペクトルは、2~3sの範囲と同程度であるが、SZ1波では低下している。これより、CH1波とSZ1波における応答の違いは、ブレースの座屈、梁端部の塑性化等により、モデルの見かけの固有周期が伸びたために生じたと考えられる。

## 2.6 梁端部の損傷度と相当層間変形角の関係

図3, 4より、ブレースの部材破断の非考慮／考慮に関わらず、最大層間変形角が最大となる層と、梁端部の損傷度が最大となる層は必ずしも一致はしていない。この要因の一つとして、梁端部の回転

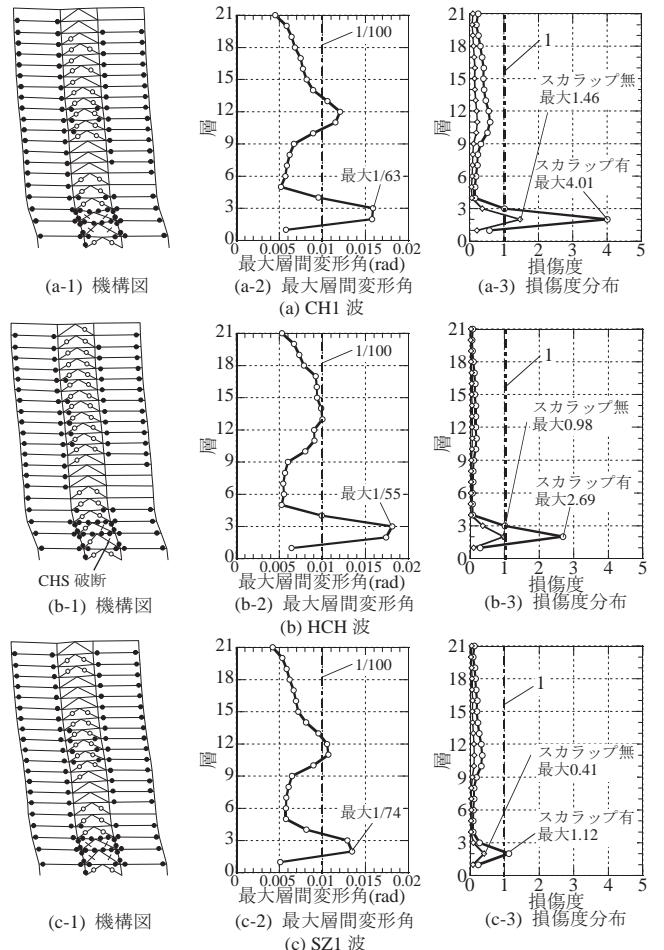


図4 耐震モデルの地震応答(ブレースの部材破断考慮)

角は、梁に接合されている上層の柱脚と、下層の柱頭の回転角に影響されるが、下層の柱頭柱脚における回転の程度を示す最大層間変形角により評価している点が考えられる。そこで、式(1)に示すように、上層と下層の最大層間変形角の平均値として相当層間変形角 $\bar{d}_i$ を定義する。

$$\bar{d}_i = \frac{d_{i+1} + d_i}{2} \quad (1)$$

ここに、 $d_i$ ：第*i*層の最大層間変形角である。図7に例として、耐震モデルにCH1波、HCH波を入力した際にプレースの部材破断を非考慮とした場合の相当層間変形角、およびCH1波を入力した際にプレースの部材破断を考慮した場合の相当層間変形角を示す。図3(a-3), (b-3), 図4(a-3)の損傷度分布と比較すると、梁端部の損傷度の大小関係は相当層間変形角と一致し、最大となる層も一致している。これより、相当層間変形角を用いれば、耐震モデルに対して梁端部の損傷度が最大となる層を推定し得ると考えられる。

### 3. 梁端部の損傷度評価

長谷川ら<sup>3)</sup>は、式(2)に示す提案した部材実験に基づく疲労曲線と式(3)に示す梁端部の塑性率片振幅 $\mu$ を用いて梁端部の破断繰返し回数 $N_f$ を評価している。

$$\mu = C \cdot N_f^{-\beta} \quad (2) \quad \mu = \frac{\theta}{\theta_y} \quad (3)$$

ここに、 $\theta$ ：梁端部の回転角片振幅( $=\delta/L$ )、 $\theta_y$ ：梁端全塑性時の回転角の弾性成分、 $\delta$ ：梁の変形、 $L$ ：片持ち梁とみなした時の梁長、 $C$ ：スカラップ有の場合4.0、無の場合5.6（文献4）におけるp.4.2-2の設計式の値)、 $\beta=1/3$ である。

一方、筆者ら<sup>6)</sup>は式(4)に示す鋼素材の疲労曲線<sup>15)</sup>に式(5), (6), (7)で表される梁端部歪全振幅 $\Delta\varepsilon_e(\%)$ <sup>5), 6)</sup>を適合することで梁端部の破断繰返し回数 $N_f$ を評価している。

$$\Delta\varepsilon_e = C_2 \cdot N_f^{-m_2} \quad (4)$$

$$\Delta\phi_p = \alpha(2\Delta\theta_p)^{\beta_b} \quad (5)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{1}{\sqrt{e_t L_{eq}}} \left( C_{\alpha 1} \frac{\sigma_y L_{eq}}{Eh} + C_{\alpha 2} \right) \\ \beta_b = C_{\beta 1} \left( C_{\beta 2} e_t \left( -C_{\beta 3} \frac{\sigma_y L_{eq}}{Eh} + C_{\beta 4} \right) \right) \end{array} \right.$$

$$\Delta\varepsilon_e = \frac{h}{2} \left( \frac{\Delta M_c}{EI} + \Delta\phi_p \right) \quad (6)$$

$$\Delta\varepsilon_e = \min \left\{ \max \left( \alpha_1 \Delta\varepsilon_n, \alpha_2 \Delta\varepsilon_n + \beta_2 \right), \alpha_3 \Delta\varepsilon_n + \beta_3 \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = -2.37 \times 10^{-3} \times \gamma_w + 4.31 \\ \alpha_2 = \exp(-1.66 \times 10^{-2} \times \gamma_w + 4.45) \\ \alpha_3 = -5.91 \times 10^{-2} \times \gamma_w + 8.66 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_2 = 4.23 \times 10^{-2} \times \gamma_w - 3.96 \\ \beta_3 = -2.25 \times 10^{-1} \times \gamma_w + 22.22 \end{array} \right. \quad (7)$$

ここで、各係数のうち、 $C_2=35$ 、 $m_2=0.47$ 、 $\Delta\theta_p$ ：梁端部の塑性回転角全振幅、 $\Delta\phi_p$ ：梁端部の塑性曲率全振幅、 $e_t$ ：歪硬化勾配、 $L_{eq}$ ：梁の等価長さ、 $h$ ：梁せい、 $\sigma_y$ ：降伏応力、 $I$ ：梁の断面二次モーメント、 $\Delta M_c$ ：梁端部の曲げモーメント全振幅、 $\gamma_w$ ：継手効率、 $\Delta\varepsilon_n$ ：梁端部の平均歪全振幅(%)、その他の各種定数はまとめて表3に示す。なお、局所歪全振幅は弾性範囲も含めた歪全振幅で評価する。

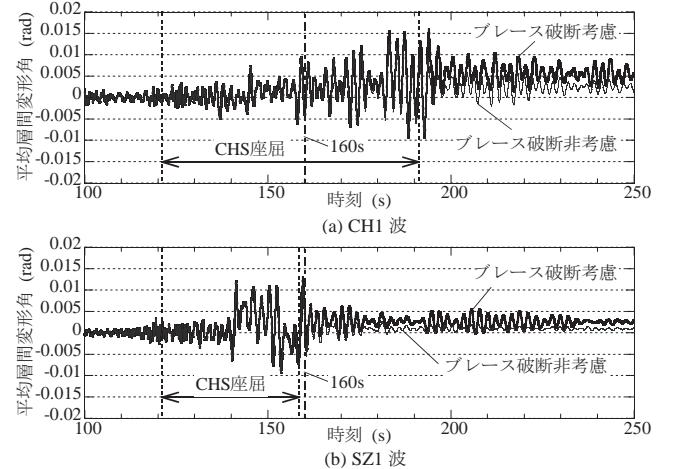


図6 耐震モデルの第3層平均層間変形角時刻歴

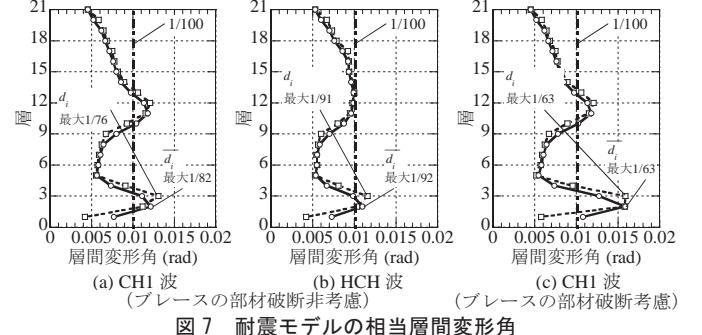


図7 耐震モデルの相当層間変形角

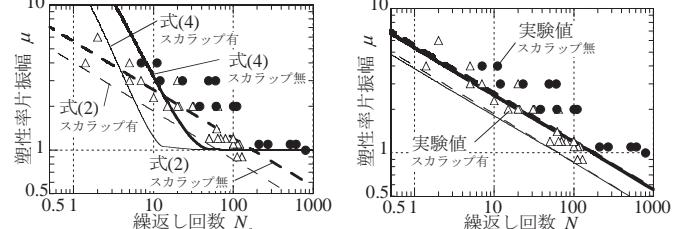


図8 梁端部の疲労曲線(修正前)

図9 梁端部の疲労曲線(修正後)

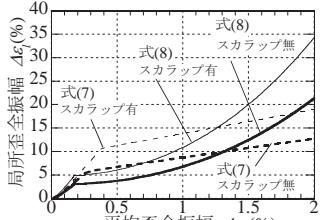


図10 梁端部局所歪 - 平均歪関係

表3 各種定数

	$C_{\alpha 1}$	$C_{\alpha 2}$		
式(5)	15	0.14		
	$C_{\beta 1}$	$C_{\beta 2}$	$C_{\beta 3}$	$C_{\beta 4}$
式(8)	0.61	14	2.0	0.038
スカラップ有	-223.29	137.91	10.77	
スカラップ無	-138.94	85.82	6.7	
式(8)	$A_{11}$	$B_{11}$	$C_{11}$	
スカラップ有	1.02	5.64	-0.61	4.82
スカラップ無	0.63	3.51	-0.38	2.99

式(4)による梁端部の評価法を式(2)の表現と揃え、両者の評価による疲労曲線を併せて図8に示す。式(4)における破断繰返し回数は式(2)と比較して、塑性率振幅が1.0~2.0で小さく、2.0~3.0で同程度、3.0以降で大きく評価されている。これは式(7)に示す評価式が数値解析に基づいて定められたためであるが、両者は概ね同領域に分布している。次章以降の略算法の比較においては、部材実験結果を優先し、式(4)が式(2)に適合するよう式(7)を式(8)に示すように修正し、梁端部の疲労曲線を統一して検討を進める。

$$\Delta\varepsilon_e = \begin{cases} \min(A_{11}\Delta\varepsilon_n^3 + B_{11}\Delta\varepsilon_n^2 + C_{11}\Delta\varepsilon_n, \\ A_{12}\Delta\varepsilon_n^3 + B_{12}\Delta\varepsilon_n^2 + C_{12}\Delta\varepsilon_n + D_{12}) & (\Delta\varepsilon_n \leq 0.4\%) \\ A_{12}\Delta\varepsilon_n^3 + B_{12}\Delta\varepsilon_n^2 + C_{12}\Delta\varepsilon_n + D_{12} & (\Delta\varepsilon_n > 0.4\%) \end{cases} \quad (8)$$

表3に各種定数を、図9に修正後の疲労曲線を、図10に式(7)の修正前と式(8)の修正後の梁端部の局所歪-平均歪関係を示す。図9より式(2)と修正された式(4)は概ね一致し、また図10より局所歪は弾性範囲では、修正後の値は修正前と概ね一致し、塑性範囲に入ると始めはほとんど上昇せず、次第に上昇する曲線となる。

なお、本論文では以降長谷川ら<sup>3)</sup>が提案した疲労曲線を用いて梁端部破断を評価することとする。

#### 4. 梁端部の損傷度評価手法における略算法の提案

2章で用いた精算法は全梁端部において塑性率時刻歴が必要なため、データ量が膨大となり、煩雑である。これに対し、長谷川ら<sup>3)</sup>は累積塑性変形倍率 $\eta$ と梁端部の塑性率の最大片振幅 $\mu_{\max}$ を用いた、梁端部の損傷度評価手法における2種類の略算法を提案している。

1つは地震波応答を、塑性率の最大振幅一定の定振幅振動に置き換える手法である。(図11(a)) この場合、等価繰り返し回数 $n_{\max}$ と、式(2)より得られる破断繰り返し回数 $N_{f\max}$ との比より、式(9)に示す損傷度 $D$ を得る。(以降この手法をM-Maxと称す。)

$$D = \frac{n_{\max}}{N_{f\max}} = \left\{ \frac{\eta}{4(\mu_{\max} - 1)} \right\}^{\frac{1}{\beta}} = \frac{\eta}{4(\mu_{\max} - 1)} \left( \frac{\mu_{\max}}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (9)$$

もう1つは応答を、塑性率振幅の頻度分布が0から最大振幅まで一様に分布する振動に置き換える手法である。(図11(b)) Miner則により、各振幅の繰り返し回数と破断繰り返し回数の比を加算することで、式(10)に示す損傷度 $D$ を得る。(以降この手法をM-Distと称す)

$$D = \frac{\eta \cdot \mu_{\max}}{2(1+1/\beta)(\mu_{\max} - 1)^2} \left( \frac{\mu_{\max}}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (10)$$

図11に各略算法の頻度分布の概念図、および略算法と精算法との対応関係を示す。なお、M-Max、M-Dist手法はともに弾性範囲の振幅を考慮していない。図11(a)、(b)に見るようく損傷度の小さい範囲において、略算法による損傷度は精算法と比較して小さく評価されている。また、損傷度が大きくなるにつれてM-Maxによる損傷度はM-Distより大きく評価されているが、これは塑性率の最大振幅一定で繰り返すと仮定しているためと考えられる。

ここでM-Max、M-Dist手法を応用し、応答をある代表した塑性率の片振幅一定で繰り返す振動に置き換えて、梁端部の損傷度を評価する略算法を提案し、その手法の妥当性の検証を試みる。なお、梁端部の疲労曲線として式(2)を用いるものとする。この場合、地震波応答の累積塑性率 $4\sum n_i \mu_i$ と代表した塑性率 $\mu_{ref}$ の累積塑性率が一致すると仮定した場合の損傷度 $D_{ref}$ は式(11)で表される。

$$D_{ref} = \frac{n_{ref}}{N_{f,ref}} = \left( \sum n_i \mu_i \right) \mu_{ref}^{-1+\beta} C^{-1/\beta} \quad (11)$$

ここに、 $n_{ref}$ 、 $N_{f,ref}$ は $\mu_{ref}$ 一定で繰り返した際の等価繰り回数と破断繰り回数、 $n_i$ は塑性率片振幅 $\mu_i$ を受ける繰り回数である。一方、Miner則による損傷度 $D_M$ は式(12)で表される。

$$D_M = \sum \frac{n_i}{N_f} = C^{-1/\beta} \sum n_i \mu_i^{1/\beta} \quad (12)$$

式(11)の $D_{ref}$ と式(12)の $D_M$ が等しい場合、 $\mu_{ref} = \gamma \cdot \mu_{\max}$ とおけば、係数 $\gamma$ は式(13)で表される。

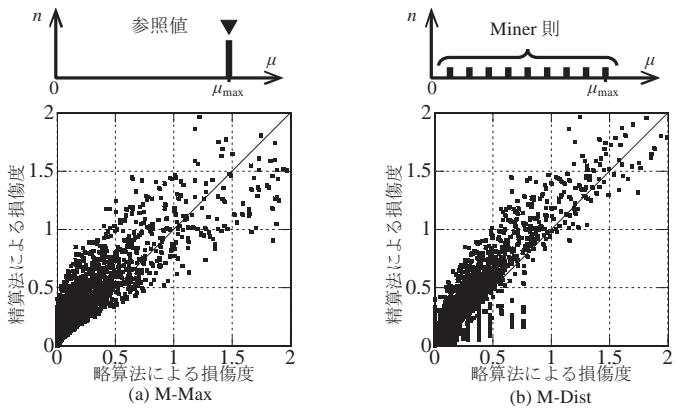


図11 各略算法の頻度分布の概念図と精算法との対応関係

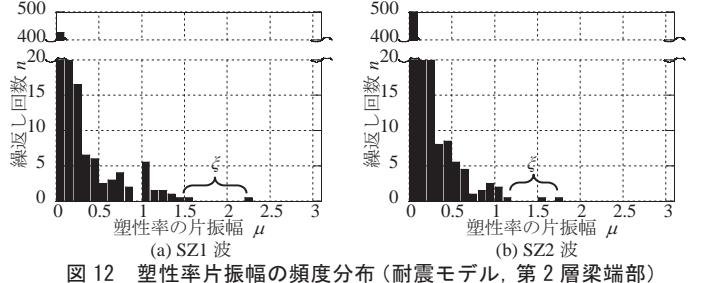


図12 塑性率片振幅の頻度分布(耐震モデル、第2層梁端部)

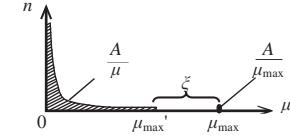


図13 頻度分布モデル

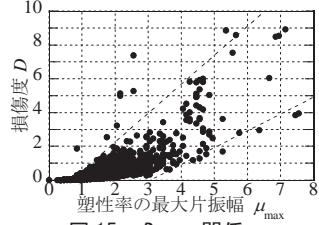


図14  $\gamma-\mu_{\max}$ 関係

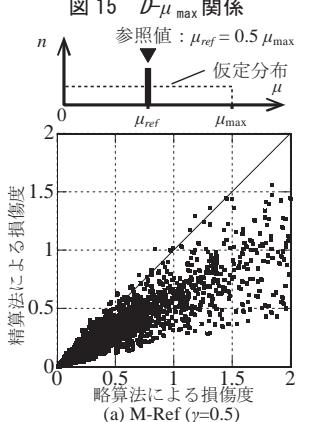


図15  $D-\mu_{\max}$ 関係

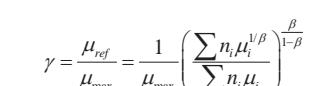


図16 M-Ref手法の頻度分布の概念図と精算法との対応関係

$$\gamma = \frac{\mu_{ref}}{\mu_{\max}} = \frac{1}{\mu_{\max}} \left( \sum n_i \mu_i^{1/\beta} \right)^{\frac{1}{1-\beta}} \quad (13)$$

図12に、耐震モデルにSZ1波、SZ2波を入力した際の第2層梁端部における塑性率片振幅の頻度分布を示す。ある塑性率まで繰り返し回数は密に分布するが、一定の塑性率を超えると $\xi$ だけ離れた最大塑性率付近に繰り返し回数が点在する。また塑性率の最大片振幅は

SZ2 波より SZ1 波の方が大きく、その値も大きくなる。以上の傾向は他の波でも同様であり、塑性率片振幅の頻度分布  $n$  を塑性率片振幅  $\mu$  の連続関数とし、定数  $A$  を用いて式(14)で表す。

$$n(\mu) = A / \mu \quad (14)$$

図 13 に示すように、頻度分布は  $0 \leq \mu \leq \mu_{\max}'$  では密に分布し、 $\mu_{\max}'$  から離れた  $\mu_{\max}$  から  $\mu_{\max} - d\mu$  の範囲に一定値  $A/\mu_{\max}$  が分布するようモデル化する。2 章の応答解析の結果から  $\xi$  は、 $\mu_{\max}$  が小さい範囲ではほぼ 0 となり、大きい範囲では  $\mu_{\max}$  の増加に伴い増加する傾向が見られたため、 $\xi(\mu_{\max})$  を式(15)のように 1 次式で表す。

$$\xi(\mu_{\max}) = \begin{cases} a\mu_{\max} - b & (\mu_{\max} \geq b/a) \\ 0 & (\mu_{\max} < b/a) \end{cases} \quad (15)$$

ここで、 $a, b$  は定数である ( $a \neq 0$ )。ここでは今回の解析結果から、仮に  $a=b=0.65$  とおく。まず  $\xi=0$  のとき、式(13)中の  $\sum n_i \mu_i$ ,  $\sum n_i \mu_i^{1/\beta}$  をそれぞれ式(16), (17)に示すような積分計算で置き換える。

$$\int_0^{\mu_{\max}} n(\mu) \mu d\mu = A \mu_{\max} \quad (16)$$

$$\int_0^{\mu_{\max}} n(\mu) \mu^{1/\beta} d\mu = A \beta \mu_{\max}^{1/\beta} \quad (17)$$

式(16), (17)を式(13)に代入すると、 $\gamma$  は式(18)で表される。

$$\gamma = \beta^{-\frac{1}{\beta}} \quad (18)$$

次に  $\xi>0$  のとき、式(13)中の  $\sum n_i \mu_i$ ,  $\sum n_i \mu_i^{1/\beta}$  をそれぞれ式(19), (20)に示すような積分計算で置き換える。

$$\int_0^{\mu_{\max}'} n(\mu) \mu d\mu + n(\mu_{\max}') \mu_{\max} d\mu = (\mu_{\max}' + d\mu) A \quad (19)$$

$$\int_0^{\mu_{\max}'} n(\mu) \mu^{1/\beta} d\mu + n(\mu_{\max}') \mu_{\max}^{1/\beta} d\mu = A \left\{ \beta \left( \mu_{\max}' \right)^{1/\beta} + \mu_{\max}'^{-1+1/\beta} d\mu \right\} \quad (20)$$

式(19), (20)を式(13)に代入し、 $\mu_{\max}' = \mu_{\max} - \xi$ ,  $\xi$  として式(15) ( $a=b=0.65$ )を用い、また塑性率片振幅の頻度分布の刻みは時刻歴応答解析では 0.01 として設定しており、 $d\mu=0.01$  とすると  $\gamma$  は式(21)で表される。

$$\gamma = \frac{1}{\mu_{\max}} \left\{ \frac{\beta (0.35 \mu_{\max} + 0.65)^{1/\beta} + \mu_{\max}^{-1+1/\beta} \times 0.01}{0.35 \mu_{\max} + 0.65 + 0.01} \right\}^{\frac{1}{1-\beta}} \quad (21)$$

式(18), (21)より求められた  $\gamma \cdot \mu_{\max}$  関係を図 14 に示す。 $\mu_{\max}$  が小さい範囲では  $\gamma$  はおよそ 0.57 で一定であるが、 $\mu_{\max}$  の増加に伴い  $\gamma$  は減少していく。図 15 に精算法により求めた損傷度  $D$  と  $\mu_{\max}$  の関係を示す。 $D=1$  となる塑性率の最大片振幅の範囲はおよそ  $\mu_{\max}>1.5$  であり、 $D>2$  ではおよそ  $\mu_{\max}>2$  となる。 $\gamma$  は大きめに評価すると梁端部の損傷を安全側に評価することとなり、図 14 の  $\gamma \cdot \mu_{\max}$  関係に対し、式(22)に示すように  $D>1$  において概ね安全側となる  $\gamma=0.5$  とする場合と、 $D>2$  において概ね安全側となる  $\gamma=0.37$  とする場合の 2 種類について梁端部の損傷度評価を確認してみる。これらはそれぞれ頻度分布が一様分布および三角形分布すると仮定したときの平均に近い。以上より、地震波応答を代表となる塑性率片振幅  $\mu_{ref}$  一定で繰返し振動に置き換えた場合における、梁端部の損傷度を式(23)より評価する。(以降、この手法を M-Ref 手法と称す)

$$\mu_{ref} = \gamma \cdot \mu_{\max} \quad (\gamma=0.5, 0.37) \quad (22)$$

表 4 各略算法のばらつきおよび安全側のプロット数の比率

手法	$D \leq 1$			$D \leq 2$		
	標準偏差	平均誤差	比率	標準偏差	平均誤差	比率
M-Max	0.186	0.12	0.042	0.223	0.13	0.047
M-Dist	0.159	0.097	0.19	0.163	0.096	0.18
M-Ref ( $\gamma=0.5$ )	0.234	0.14	0.86	0.337	0.18	0.90
M-Ref ( $\gamma=0.37$ )	0.147	0.069	0.32	0.174	0.074	0.33

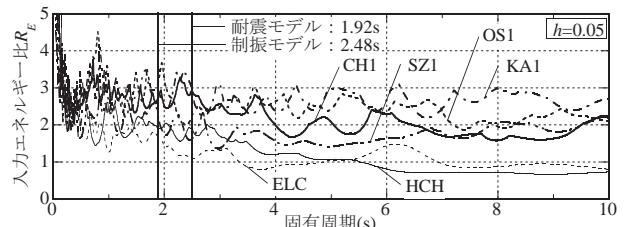


図 17 入力エネルギー比スペクトル

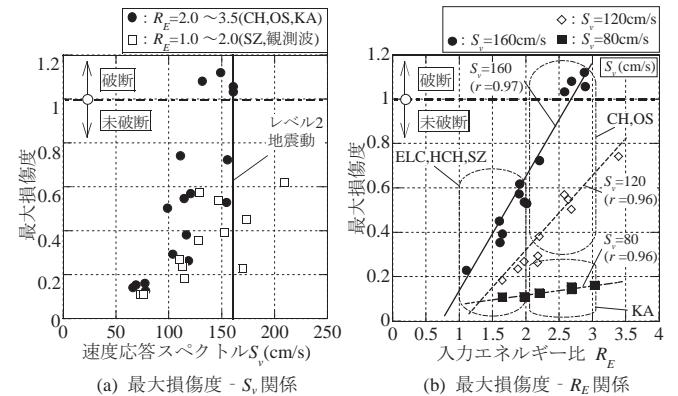


図 18 最大損傷度と入力レベルの関係  
(プレースの部材破断非考慮、スカラップ有)

表 5 最大損傷度と入力エネルギー比の相関関係

固有周期における $S_v$	160 cm/s	120 cm/s	80 cm/s
相関係数 $r$ ( $p<0.01$ )	0.97	0.96	0.96
回帰直線に対する 95% 予測区間	$\pm 0.16$	$\pm 0.13$	$\pm 0.02$

$$D = \frac{\sum \mu}{4 \mu_{ref}} \left( \frac{C}{\mu_{ref}} \right)^{-\frac{1}{\beta}} \quad (23)$$

ここで、 $\Sigma \mu$  は弾性範囲も考慮した累積塑性率である。図 16 に M-Ref 手法の頻度分布の概念図と精算法との対応関係を示す。同図(b)に示す  $\gamma=0.37$  とした場合の方が、やや精算法による評価結果よりも小さく評価される部分もあるが、同図(a)に示す  $\gamma=0.5$  とした場合よりも精算法と良い対応を示す。ここで、表 4 に各略算法の精算法に対する、損傷度の範囲ごとにおける標準偏差と平均誤差を示す。損傷度 1 以下の範囲では、M-Ref ( $\gamma=0.37$ ) 手法が標準偏差および平均誤差ともに最も小さくなる。一方で、損傷度 2 以下の範囲では、M-Dist 手法が最も標準偏差は小さいが、平均誤差は M-Ref ( $\gamma=0.37$ ) 手法が最も小さい値を示している。さらに、略算法を用いた評価結果が精算法より大きくなれば梁端部破断を安全側に評価できると考え、同表に損傷度の範囲ごとにおける、全体のプロット数に対する安全側のプロット数の比率を併せて示す。損傷度 1 以下において、M-Dist 手法では 19%, M-Ref ( $\gamma=0.37$ ) 手法では 32% となり、損傷度 2 以下において、M-Dist 手法では 18%, M-Ref ( $\gamma=0.37$ ) 手法では 33% と算定された。

## 5. 入力エネルギー比と梁端部の損傷度の関係

4 章で示した略算法は、歪全振幅の最大値と累積値のみを用いるため、精算法と比較し簡略ではあるが、時刻歴応答解析を行うこと

が前提となり、多くの既存鋼構造骨組をスクリーニングするには膨大な時間を要する。本章では時刻歴応答解析を用いずに梁端部の最大損傷度を推定し得る手法について示す。

まず、地震動の継続時間も建物の応答や損傷に影響を与えることを考慮し、文献7)より入力エネルギー比  $R_E$  を式(24)のように減衰定数が 5% の場合における 1 質点系へのエネルギースペクトルの速度換算値  $V_E$  を速度応答スペクトル  $S_v$  で除した値として定義する。

$$R_E(T) = \frac{V_E(T)}{S_v(T)} \quad (24)$$

図 17 に入力エネルギー比スペクトルを示す。固有周期 3.0s 以上の長周期帯で、継続時間の長い南海トラフ想定地震波の方が継続時間の短い観測波よりも入力エネルギー比が大きくなる傾向にある。

秋山ら<sup>16)</sup>は地震動の継続時間は震源規模に依存するとし、同一の単位地震動が繰返し生じるモデルを想定している。速度応答スペクトルが単位地震動を、エネルギースペクトルが単位地震動の累積値を表すとすると、検討モデルの固有周期における速度応答スペクトルを揃えれば継続時間も考慮した地震動の規模は入力エネルギー比に依存することになり、入力エネルギー比が増大するにつれて鋼構造骨組の損傷度も増大する。ここで検討モデルの固有周期における速度応答スペクトルをおよそ 80, 120, 160cm/s に揃えた解析（スカラップ有、プレースの部材破断非考慮）に対し、図 18(a)に全梁端部における最大損傷度と速度応答スペクトルの関係を、図 18(b)に最大損傷度と入力エネルギー比の関係を示す。図 18(a)に見るように、速度応答スペクトルが告示<sup>9), 14)</sup>の極めて稀に発生する地震動（レベル 2 地震動）に相当する 165cm/s 付近において、 $R_E$  が 1.0~2.0 では梁端部は破断しないが、継続時間の長い南海トラフ想定地震波を含む  $R_E$  が 2.0~3.5 では破断する可能性が高い。また図 18(b)、表 5 に見るように、速度応答スペクトルを揃えたそれぞれの解析において有意水準  $p < 0.01$  で高い正の相関が見られた。

梁端部が破断を生じる  $R_E$  の数値を定量的に評価するためには、より多くの検討が必要ではあるが、図 17 に示す入力エネルギー比スペクトルと図 18(b)に示す最大損傷度と入力エネルギー比の関係を用いれば、梁端部の破断の有無を判定できると考えられる。

## 6. 結

21 層の鋼構造平面骨組に座屈拘束プレースおよび円形钢管プレースを配置したモデルを対象として、長周期・長時間地震動を入力した際の梁端部の損傷度分布について考察し、次に梁端部の塑性率を用いた損傷度評価手法の略算法を提案した。最後に入力エネルギー比と梁端部の損傷度の関係について分析した。以下に得られた知見を示す。

- 1)長周期・長時間地震動を受ける、円形钢管プレースが配置された鋼構造骨組の各層における梁端部の損傷度分布は、最大層間変形角分布と概ね対応する。また、隣り合う 2 層の最大層間変形角の平均値は、損傷度が最も大きい層で最大となる。
- 2)梁端部にスカラップを有している場合、無い場合と比較して梁端部の損傷度は 3 倍程度上昇し、プレースの部材破断を考慮すると、非考慮の場合と比較して 4 倍程度上昇した。

- 3)梁端部の地震波応答を、最大塑性率を 0.37 倍した塑性率片振幅で一定に繰返す振動に置き換えた場合、精算法による損傷度に対する略算法のばらつきは、今回の検討範囲では損傷度 2 以下に対して、標準偏差 0.174、平均誤差 0.074 となり、また全体のプロット数に対する安全側のプロット数の比率は 33% と評価された。
- 4)入力エネルギー比が 2.0 以上かつレベル 2 相当の入力地震動を受ける 21 層の鋼構造骨組では、梁端部が破断する可能性が高い。また、構造物の固有周期において速度応答スペクトルを揃えた場合、梁端部の最大損傷度と入力エネルギー比には高い正の相関が見られ、入力エネルギー比と速度応答スペクトルで梁端部の最大損傷度を判定できると考えられる。

## 参考文献

- 1) 国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策案、2015.12
- 2) 日本建築学会構造委員会鋼構造運営委員会：巨大海溝型地震・内陸地震に対する鋼構造の取り組み、2015 年度日本建築学会大会構造部門パネルディスカッション資料、2015.9
- 3) 長谷川隆、福元敏之、田上淳、澤本佳和他：長周期地震動に対する超高層鉄骨建造物の耐震安全性に関する検討、建築研究所資料 No.160、(独)建築研究所、2014.7
- 4) 竹内徹、大山翔也、石原直：制振部材を付加した高強度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 卷、第 655 号、pp.1671-1679、2010.9
- 5) 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 卷、第 661 号、pp.695-702、2011.3
- 6) 松井良太、廣山剛士、竹内徹：梁端部破断を考慮したプレース付ラーメン骨組のエネルギー吸収性能、日本鋼構造協会鋼構造論文集、日本鋼構造協会、第 79 卷、第 20 号、pp.11-18、2013.9
- 7) 松井良太、潤井駿司、得能将紀、竹内徹：プレースおよび梁端部破断を考慮した鋼構造骨組の耐震性能評価、日本建築学会構造系論文集、第 80 卷、第 717 号、pp.1745-1754、2015.11
- 8) 松井良太、竹内徹：部材破断を考慮したプ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 卷、第 665 号、pp.1337-1345、2011.7
- 9) 国土交通省：平成 19 年度国土交通省告示第 622 号
- 10) 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル、4.3 節、2003.10
- 11) 竹内徹、近藤佑樹、松井良太、今村晃：局部座屈を伴う組立材プレースの座屈後履歴性状および累積変形性能、日本建築学会構造系論文集、第 77 卷、第 681 号、pp.1781-1790、2012.11
- 12) T. Takeuchi, M. Ida, S. Yamada, K. Suzuki: Estimation of Cumulative Deformation Capacity of Buckling Restrained Braces, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.134, No.5, pp.822-831, 2008.5
- 13) T. Takeuchi, R. Matsui: Cumulative Cyclic Deformation Capacity of Circular Tubular Braces under Local Buckling, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.137, No.11, pp.1311-1318, 2011.11
- 14) 建設省：平成 12 年度建設省告示第 1457 号第 10
- 15) 佐伯英一郎、杉沢充、山口種美、望月晴雄他：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
- 16) 秋山宏、北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応、日本建築学会構造系論文集、第 608 号、pp.37-43、2006.10

# DAMAGE EVALUATION OF BEAM-ENDS IN CONCENTRICALLY BRACED STEEL FRAMES DURING LONG-PERIOD AND LONG-DURATION GROUND MOTIONS

Ryota MATSUI<sup>\*1</sup>, Yusuke INABA<sup>\*2</sup> and Toru TAKEUCHI<sup>\*3</sup>

<sup>\*1</sup> Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

<sup>\*2</sup> Grad. Stud., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology

<sup>\*3</sup> Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

## 1. Introduction

The long period and long duration ground motions of the 2011 Tohoku Earthquake caused large deformations in tall (> 80 m) braced steel moment frames. Many engineers and researchers have claimed the damage observed at the beam-ends in these high-rise buildings. Thus, one of urgent tasks is to develop a simple method for screening vulnerability of the beam-ends in braced steel moment frames. Some researchers have proposed several evaluation methods to capture damages at the beam-ends. In this paper, the validity of those methods is investigated, considering fracture of braces, and a simple is proposed that does not require time consuming time history response analysis.

## 2. Response of Braced Steel Moment Frames under Long Period and Long Duration Ground Motion

First, an approximately 85 m height building model is created to examine the accuracy of the proposed method for evaluation of the beam-end damage considering the brace fracture. 10 long period and long duration artificial ground motions, scaled to 3 kinds of velocity spectrums: 160, 120, 80 cm/s, and 2 observed ground motions, scaled to the velocity spectrum of Building Code in Japan, are adopted as input ground motions. This analysis suggests that the damage distribution of the beam-ends is similar to the story drift distribution. Observation of previous analysis shows that damage of the beam-ends with a weld access hole is frequently larger than those with no hole.

## 3. Accuracy of Proposed Damage Evaluation Method by Previous Researcher

The accuracy of a damage evaluation method using Manson-Coffin rule previously proposed by a researcher (Manson-Coffin method) is investigated. Miner's rule is used for the evaluation of the beam-end damage in the method, which is largely consistent with static testing results. Another evaluation method using local strain at a beam-end proposed by the authors is fitted to the Manson-Coffin method to improve the accuracy.

## 4. Reference Ductility Ratio for Damage Evaluation

The number of cycles at each ductility ratio is required to evaluate the damage of the beam-ends using the Miner's rule. This method involves running a time history analysis program. Several ductility ratios are introduced as a reference to reduce calculation time for the damage evaluation of the beam-end. Damage values of the beam-end calculated by one of the reference ductility ratios are consistent with those by the time history response results within a margin of error of plus or minus 30%.

## 5. Index for Screening Vulnerability of Beam-ends in Braced Steel Moment Frames

The energy ratio is introduced, defined as the earthquake energy spectrum  $V_E$  to the maximum velocity spectrum  $S_v$ . For  $R_E = 2.0 - 3.5$  and a maximum velocity is close to 160 cm/s, the beam-end fracture is likely.  $R_E$  is promising an index to determine the damage of the beam-end.

## 6. Conclusions

This research investigated the damage evaluation of beam-ends in braced steel moment frames during a long period and long duration motion. The results are summarized as follows.

- 1) The damage distribution of the beam-ends is likely to be similar to the story drift distribution. The damage of the beam-end with a weld access hole is frequently larger than that with no hole.
- 2) Damage values of the beam-ends calculated by one of the reference ductility ratios are consistent with those by the time history response results with a margin of error of plus or minus 30%.
- 3) When the maximum velocity is close to 160 cm/s and the  $R_E$  ranges from 2.0 to 3.5, the beam-ends are likely fracture.

(2016年5月10日原稿受理、2016年9月21日採用決定)