T2R2 東京工業大学リサーチリポジトリ
Tokyo Tech Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	地震動特性に応じた座屈拘束ブレースの簡易損傷度推定法
Title(English)	SIMPLIFIED DAMAGE EVALUATION METHOD FOR BUCKLING RESTRAINED BRACES ACCORDING TO GROUND MOTION CHARACTERISTICS
著者(和文)	植木卓也, 松井征生, 北村春幸, 佐藤大樹, 松田頼征, 宮川和明, 村上行夫
Authors(English)	Takuya Ueki, Haruyuki Kitamura, Daiki Sato, Yoriyuki MATSUDA, Kazuaki Miyagawa, Yukio MURAKAMI
出典(和文)	日本建築学会技術報告集, Vol. 23, No. 55, pp. 891-896
Citation(English)	AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 23, No. 55, pp. 891-896
発行日 / Pub. date	2017, 10
権利情報	日本建築学会
Relation	https://www.jstage.jst.go.jp/article/aijt/23/55/23_891/_article/-char/ja
Note	本文データは学協会の許諾に基づきJ-STAGEから複製したものである

Powered by T2R2 (Tokyo Institute Research Repository)

日本建築学会技術報告集　第23巻　第55号，891-896，2017年10月
AIJ J. Technol. Des. Vol. 23, No.55, 891-896, Oct., 2017
DOI http://doi.org/10.3130/aijt.23.891

地震動特性に応じた座屈拘束ブレースの簡易損傷度推定法

SIMPLIFIED DAMAGE EVALUATION METHOD FOR BUCKLING RESTRAINED BRACES ACCORDING TO GROUND MOTION CHARACTERISTICS

植木卓也 ――― ＊1　松井征生 ――― ＊2
北村春幸 ――― ＊3　佐藤大樹 ――― ＊4
松田頼征 ――― ＊5　宮川和明 ――― ＊6
村上行夫 ――― ＊7

Takuya UEKI ――― ＊1　Masaki MATSUI ――― ＊2
Haruyuki KITAMURA ― ＊3　Daiki SATO ――― ＊4
Yoriyuki MATSUDA ― ＊5　Kazuaki MIYAGAWA ― ＊6
Yukio MURAKAMI ― ＊7

キーワード：
座屈拘束ブレース，地震動特性，f 値，Miner 則，平均振幅則

Keywords:
Buckling restrained brace, Ground motion characteristics, f value, Miner's rule, Average amplitude method

The Miner's rule that is used as the damage evaluation method for the random waveform requires time-consuming waveform decomposition. It is effective to estimate the damage index from only maximum amplitude and energy absorption without waveform decomposition. It is known that the relationship between maximum deformation and cumulative plastic deformation is correlated with the repetition number f value that characterizes the seismic ground motion. In this paper, the simplified damage evaluation method using the average amplitude associated with the maximum amplitude based on f value is proposed.

1．はじめに

将来発生が予測される南海トラフ巨大地震による長周期地震動対策に関する技術的助言[1)]が，2016年6月に国土交通省より提示され，長周期地震動を用いた動的検証とともに，長時間継続の揺れに対する建物の各部材の損傷度評価が重要視されている。さらに，2016年4月に発生した熊本地震では，二十数時間以内に震度7が2回発生する事象が観測され，内陸直下型地震に対しても前震や余震を含めた連続発生による繰返しの揺れに対し，部材の疲労破壊的な挙動に対する検証が重要と考えられる。

大規模地震対策として多く利用されている制振ダンパーは，地震エネルギーを集中的に吸収することで主架構の損傷を最小限にとどめ，地震被災後も建物の継続利用を可能とする高耐震性架構の実現に有効である。制振ダンパーの繰返し疲労に対する損傷度評価には，時刻歴応答解析から得られるランダム応答ひずみ波形を，レインフロー法などを用いて一定振幅とみなせる波形に分解し，個々の波形に対する損傷度を逐次累加して算定する Miner 則手法が一般的に用いられる[2)]。しかしながら，Miner 則評価に必要となる波形分解や，損傷度の逐次計算には多くの手間を要するため，波形分解をせず，時刻歴応答解析で得られる制振ダンパーの最大ひずみとエネルギー吸収量のみから損傷度を推定できれば，設計者の利便性が高い有効な手法となり得る。中高層建物などの時刻歴応答解析を採用しないケースにおいては，エネルギー法[3)]などを用いて最大変形やエネルギー吸収量を推定することも可能であり，さらに，設計の初期段階で制振ダンパーの必要量を仮定する際も，目標とする建物の層間変形角と同時に，損傷度を考慮したダンパー量の設定が可能と考えられる。

最大ひずみとエネルギー吸収量のみから損傷度を推定する評価法の一つとして，ランダム応答波形を，エネルギー等価で最大ひずみを振幅とする一定振幅波形に置き換えて損傷度を推定する最大振幅則がある。ただし，最大振幅則は確実に安全側の評価を与えるものの，安全率が過大となることが指摘されている[4)]。そこで，竹内ら[5),6)]は，ひずみ履歴曲線の骨格部比率やひずみ集中の影響などを考慮した累積塑性ひずみと最大塑性ひずみによる破断予測式を構築することで，精度の高い損傷度評価法を提案している。

一方で，筆者らは，最大ひずみ振幅の代わりに平均ひずみ振幅を用いて，ランダム波形を一定振幅波形に置き換える平均振幅則を提案し[7), 8)]，Miner 則に近い評価が可能であることを示してきた。しかしながら，平均ひずみ振幅の与え方によっては危険側の評価となる可能性もあることが分かっている。

そこで本報告では，Miner 則評価に対して安全側の評価を与えるための平均ひずみ振幅を最大ひずみ振幅から推定し，平均振幅則に取り込むことにより，波形分解を不要とする簡易な損傷度評価法を提案することを目的とする。さらに，地震動特性の影響を反映するため，秋山・北村によって提案された基本地震動に対する繰返し反

*1 JFE スチール㈱スチール研究所　課長・修士（工学）
（〒210-0855　神奈川県川崎市川崎区南渡田町1番1号）
*2 東京理科大学理工学研究科　大学院生
*3 東京理科大学理工学部建築学科　教授・博士（工学）
*4 東京工業大学未来産業技術研究所　准教授・博士（工学）
*5 東京理科大学理工学部建築学科　助教・博士（工学）
*6 JFE シビル㈱　部長・博士（工学）
*7 JFE スチール㈱　副部長・修士（工学）

*1 Manager, Steel Research Laboratory, JFE Steel Corp., M. Eng.
*2 Graduate Student, Tokyo Univ. of Science
*3 Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.
*4 Assoc. Prof., FIRST, Tokyo Inst. of Technology, Dr. Eng.
*5 Assis. Prof., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.
*6 General Manager, JFE Civil Engineering & Construction Corp., Dr. Eng.
*7 Deputy General Manager, JFE Steel Corp., M. Eng.

復数 f 値[9]を指標として，最大ひずみ振幅と平均ひずみ振幅の関係を定式化することを試みる。なお，制振ダンパーは，低降伏点鋼を用いた十字型軸材と，溶接組立箱形断面で構成される座屈拘束ブレースを対象とする。

2．検討フロー

建物に組み込まれた制振ダンパーの最大ひずみ振幅と平均ひずみ振幅の関係を把握するため，地震動特性（15 波）とダンパー量（5 ケース）をパラメータとした試設計建物（10 層）の時刻歴応答解析を行う。次に，各層のダンパーに対し，得られたランダム応答ひずみ波形（計 750 ケース）から Miner 則を用いた損傷度を算定し，これと平均振幅則による損傷度が等しくなるための平均ひずみ振幅を抽出する。最終的に，地震動特性を考慮した平均ひずみ振幅と最大ひずみ振幅との関係を定式化し，最大ひずみ振幅とエネルギー量を用いた簡易推定式を構築する。

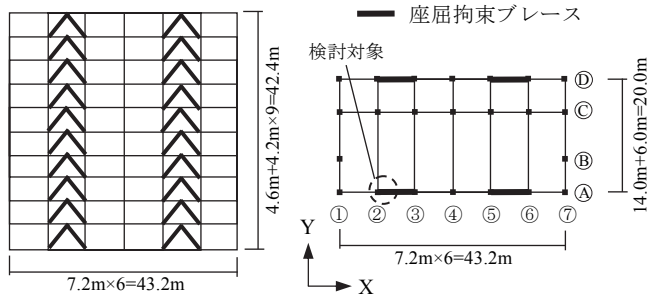
3．試設計建物の時刻歴応答解析

3.1　建物モデル

検討対象建物は，図 1 に示すように，高さ 42.4m(1 階 4.6m，2～10 階 4.2m)，長辺方向が 43.2m（7.2m×6 スパン），短辺方向が 20.0m(14.0m+6.0m）の 10 層鋼構造建物[10]とし，ダンパーを除く主架構のみの 1 次固有周期 T_f は 2.01s である。主架構の部材断面を表 1 に示す。ダンパーは，3.2 節に示す座屈拘束ブレースを想定し，長辺方向に各層 8 基（検討対象は A 通り②側）設置している。また，本報ではダンパー量の指標となる第 1 層におけるダンパーの降伏層せん断力係数 ${}_d\alpha_{y1}$ を 0.01，0.03，0.05，0.07，0.10 とした建物モデルを扱う。時刻歴応答解析は検討対象建物の長辺方向のみを対象とし，主架構を弾性とした。構造減衰は，主架構の 1 次固有周期 T_f に対して h =2%となる初期剛性比例型とした。

3.2　ダンパーのモデル化

解析に用いるダンパーは，図 2 に示すように，塑性化部に低降伏点鋼 LY225 を用いた十字型軸材が，溶接組立箱形断面で構成される補剛材の対角線上に配置された座屈拘束ブレース[7]を想定する。



(a) 軸組図　　(b) 基準階伏図

図 1　検討対象建物

表 1　主架構の部材断面

部位	断面形状　(mm)
外柱	□500×500×16～19
内柱	□500×500×16～32
梁(X方向)	H-600×250×12×22～25
梁(Y方向)	H-600×250×12×19,22 H-600×300×12×22,25 H-800×350×16×25,28

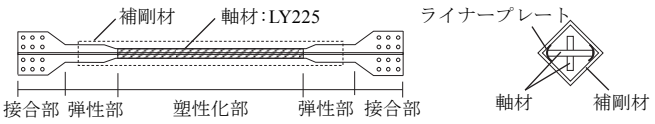


図 2　座屈拘束ブレースの構造概要

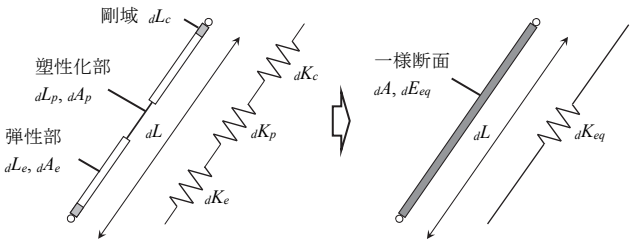


図 3　ダンパーのモデル化

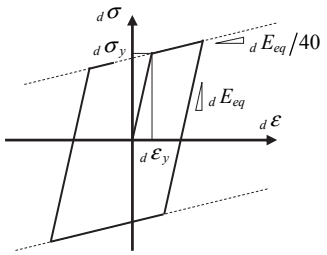


図 4　ダンパー（一様断面）の履歴モデル

図 3 に示すように，接合部を剛域とみなし，弾性部と塑性化部で構成されるダンパーを，等価なヤング係数 ${}_dE_{eq}$ を用いて 1 要素（一様断面）でモデル化する。このとき，ダンパー軸方向の等価剛性 ${}_dK_{eq}$ は次式で表される。

$$ {}_dK_{eq} = \frac{k_2}{1+k_1(k_2-1)-k_3} \cdot \frac{E \cdot {}_dA_p}{{}_dL} = \frac{{}_dE_{eq} \cdot {}_dA_p}{{}_dL} \tag{1} $$

$$ \therefore\ {}_dE_{eq} = \frac{k_2}{1+k_1(k_2-1)-k_3} \cdot E \tag{2} $$

ここに，E ：ヤング係数(= 2.05×10^5 N/mm^2)，k_1 ：ダンパー全長 ${}_dL$ に対する塑性化部長さ ${}_dL_p$ の比，k_2 ：塑性化部断面積 ${}_dA_p$ に対する弾性部断面積 ${}_dA_e$ の比，k_3 ：ダンパー全長 ${}_dL$ に対する両端剛域長さ ${}_dL_c$ の比である。ここでは剛域を k_3 = 0 と仮定し，対象とする座屈拘束ブレースの一般的な形状を考慮して，k_1 = 1/3，k_2 = 2.0 と設定すると，等価ヤング係数は ${}_dE_{eq}$ =1.5·E と算定される。

また，第 i 層に設置するダンパーの降伏層せん断力 ${}_dQ_{yi}$ は，第 1 層のダンパーの降伏層せん断力係数 ${}_d\alpha_{y1}$ を用いた下式で設定する。

$$ {}_dQ_{yi} = {}_d\alpha_{y1} \cdot \sum_{j=1}^{10} m_j g \cdot \frac{{}_fQ_i}{{}_fQ_1} \tag{3} $$

ここに，m_j ：第 j 層の質量，g ：重力加速度，${}_fQ_i$, ${}_fQ_1$ ：A_i 分布に基づく第 i 層，第 1 層の主架構の層せん断力である。各層のダンパー 1 本あたりの降伏軸力 ${}_dN_{y1}$, および断面積 ${}_dA_i$ はそれぞれ下式で表される。

$$ {}_dN_{yi} = \frac{{}_dQ_{yi}}{8 \times \cos\theta_i} \tag{4} $$

$$ {}_dA_i = \frac{{}_dN_{yi}}{{}_d\sigma_y} \tag{5} $$

ここに，θ_i：ダンパーの取付け角度（第 1 層においては $\cos\theta_i = 0.62$，第 2 ～10 層においては $\cos\theta_i = 0.65$），${}_d\sigma_y$：ダンパー軸材の降伏応力度である。ダンパーの復元力特性には，${}_d\sigma_y = 225$ N/mm²，2 次剛性比を 1/40 とする移動硬化型のバイリニアを採用した（図 4）。

3.3　入力地震動

文献 9)では，地震動を単位地震動の単純な繰返し挙動と捉え，速度応答スペクトルとエネルギースペクトルとの関係を用いて，最大変形と累積塑性変形との対応関係を定量化している。指標とする単位地震動の反復数 f 値は下式で定義される。

$$f = \left(\frac{V_E}{S_v}\right)^2 \frac{1}{1+12\pi h} \tag{6}$$

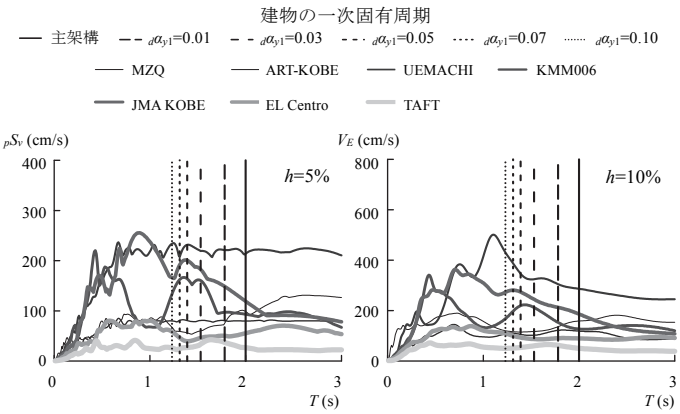
ここに，V_E：地震動による総エネルギー入力の速度換算値，S_v：地震動の速度応答スペクトル，h：減衰定数であり，V_E は $h = 0.1$ における地震動のエネルギースペクトルを用いる。

地震動特性の影響を考慮するにあたり，この反復数 f 値が概ね 0.5～3.0 に分布するように入力地震動を選定した。採用した入力地震動と式(6)で算定される f 値を表 2 に示す。設計検討用のいわゆる標準波（EL Centro，TAFT，HACHINOHE）は，f 値が 1.0 近傍となっている。f 値と地震動の実効継続時間は比例的な関係にある[9]ことから，f 値が大きいほど海溝型地震による地震動の特徴を示す。f 値が 1.0 を上回る観測波として，宮城県沖地震（TOUHOKU），東北地方太平洋沖地震（MYG004），模擬波として，日本建築センターから例示されている工学的基盤上のセンター波（BCJ-L2），コーナー周期 $T_c \geqq 0.64$s で疑似速度応答スペクトルを 80cm/s で一定とし，位相特性を HACHINOHE-EW 成分とした告示波[11]（ART-HACHI），2011 年に日本建築学会から公開された東海・東南海・南海地震の 3 連動を想定した東京・新宿地区における模擬地震動[12]（KANTO），2016 年に国土交通省より技術的助言として提示された南海トラフ地震の大阪平野，中部圏における想定地震動[1]（OS1，CH1）の計 7 波を採用した。

また，内陸直下型地震による地震動の特徴を示す f 値が 1.0 を下回る観測波として，兵庫県南部地震（JMA KOBE），中国四川地震（MZQ），熊本地震（KMM006），模擬波として，コーナー周期 $T_c \geqq 0.64$s で疑似速度応答スペクトルを 80cm/s で一定とし，位相特性を JMA KOBE-NS 成分とした告示波[11]（ART-KOBE），JSCA 関西支部「大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会（大震研）」にて公表されている大阪市域 A4 ゾー

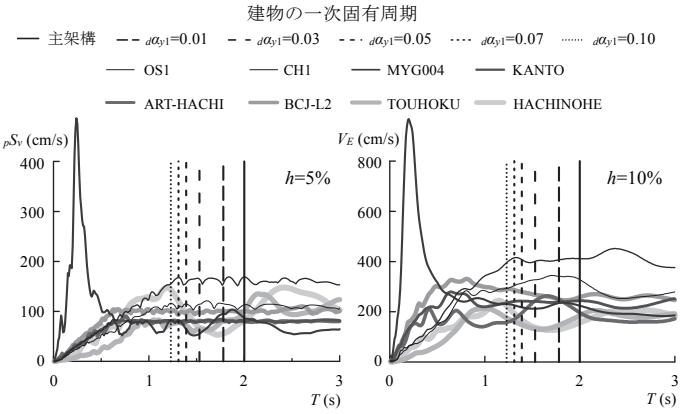
表 2　入力地震動と反復数 f 値

入力地震動	種類	備考	f 値
OS1	模擬波	大阪平野における南海トラフ地震時の想定波	2.9
CH1	模擬波	中部圏における南海トラフ地震時の想定波	2.5
MYG004	観測波	2011年　東北地方太平洋沖地震（K-NET築館）NS成分	2.5
KANTO	模擬波	東京・新宿地区における東海・東南海・南海連動地震の想定波	2.3
ART-HACHI	模擬波	位相特性：十勝沖地震，pSv=80cm/s（Tc≧0.64s）とした告示波	1.9
BCJ-L2	模擬波	日本建築センターによるレベル2の設計用入力地震動	1.8
TOUHOKU	観測波	1978年　宮城県沖地震（神奈川県小田原市）NS成分	1.7
HACHINOHE	観測波	1968年　十勝沖地震　EW成分	1.1
TAFT	観測波	1952年　Kern County地震　EW成分	1.0
El Centro	観測波	1940年　Imperial Valley地震　NS成分	1.0
JMA KOBE	観測波	1995年　兵庫県南部地震（神戸海洋気象台）NS成分	0.9
KMM006	観測波	2016年　熊本地震本震（K-NET熊本）EW成分	0.7
UEMACHI	模擬波	大阪市域A4ゾーンにおける上町断層帯のフラットタイプ地震動	0.6
ART-KOBE	模擬波	位相特性：兵庫県南部地震，pSv=80cm/s（Tc≧0.64s）とした告示波	0.6
MZQ	観測波	2008年　四川地震（綿竹）EW成分	0.5



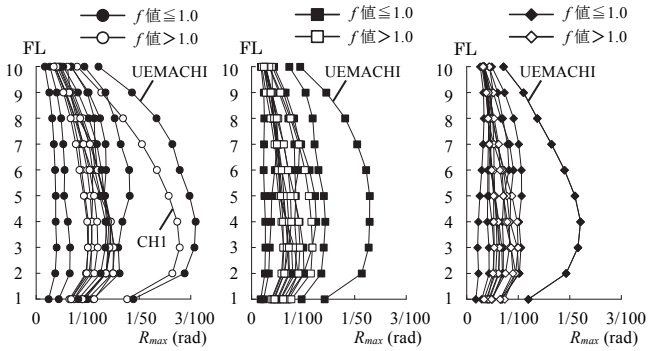
(a) 擬似速度応答スペクトル　(b) エネルギースペクトル

図 5　解析用入力地震動のスペクトル（f 値≦1.0）



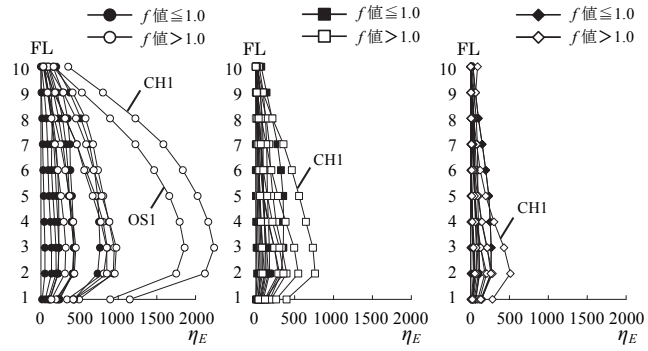
(a) 擬似速度応答スペクトル　(b) エネルギースペクトル

図 6　解析用入力地震動のスペクトル（f 値>1.0）



(a) $_d\alpha_{y1}$ =0.01　(b) $_d\alpha_{y1}$ =0.05　(c) $_d\alpha_{y1}$ =0.10

図 7　最大層間変形角 $R_{\max}$ の高さ方向分布



(a) $_d\alpha_{y1}$ =0.01　(b) $_d\alpha_{y1}$ =0.05　(c) $_d\alpha_{y1}$ =0.10

図 8　累積塑性変形倍率 η_E の高さ方向分布

ンにおける上町断層帯のフラットタイプ地震動[13]（UEMACHI）の計 5 波を採用した。地震動を f 値≦1.0 と f 値＞1.0 に分けて，疑似速度応答スペクトルとエネルギースペクトルを，それぞれ図 5,6 に示す。また，図中には主架構のみ，および ${}_d\alpha_{y1}$ を変化させたときのダンパー付建物の 1 次固有周期 T_1 を併せて破線で示す。T_1 付近でのスペクトルはいずれもなだらかであり，ダンパーの設置量による入力エネルギーの変化は小さいと考えられる。

3.4 解析結果

ダンパー量を ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.01，0.05，0.10 とした場合の最大層間変形角 $R_{\max}$ およびダンパーの累積塑性変形倍率 η_E の高さ方向分布を，それぞれ図 7,8 に示す。なお，プロットは，f 値= 1.0 を基準として分けて示している。一部の地震動を除き，$R_{\max}$ は ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.01 に対して約 1/50rad 以下，${}_d\alpha_{y1}$ = 0.10 に対して約 1/100rad 以下に収まっている。${}_d\alpha_{y1}$ = 0.01 に対して $R_{\max}$ ＞1/50rad となる UEMACHI（f 値≦1.0）と CH1（f 値＞1.0）を比較すると，ダンパー量の増加による応答低減効果に差が見られ，海溝型地震による地震動の特徴を示す f 値＞1.0 の CH1 に対して，ダンパーの設置効果がより高い傾向が見てとれる。また，η_E を比較すると，${}_d\alpha_{y1}$ = 0.01 において，CH1,OS1（f 値＞1.0）に対する値が明らかに大きくなっており，長時間継続によるエネルギー吸収量の増大傾向が表れている。これらの傾向を踏まえて，以降は f 値≦1.0 と f 値＞1.0 の地震動に分けて検討を進めることとする。

4．損傷度評価法の構築

4.1 Miner 則による疲労損傷度の算出

Miner 則評価に必要となる疲労曲線式は，文献 2)を参考に，弾性ひずみと塑性ひずみを含めた全ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_t$ を用いた簡易的な表現として下式を用いる。

$$\Delta\varepsilon_t = C_1 \cdot (N_{cr})^{-\beta_1} \tag{7}$$

ここに，N_{cr} は疲労限界に達するまでの限界繰返しサイクル数，C_1 , β_1 は一定振幅載荷試験から得られる定数であり，評価対象とする座屈拘束ブレースの一定振幅載荷実験結果[7]に基づき，C_1 = 15.83, β_1 = 0.44 を用いることとする。

次に，時刻歴応答解析結果から得られるダンパー（1 要素）の応答変位波形から弾性部の変形分を差し引き，塑性化部長さで割ったダンパー塑性化部の応答ひずみ波形を，レインフロー法[14]を用いて一定振幅とみなせる半サイクルに分解する。得られた i 番目の半サイクルに対する損傷度を逐次足し合わせることで，Miner 則による損傷度 D_m は下式で算定できる。

$$D_m = \sum_{i=1}^{n} \frac{1/2}{{}_iN_{cr}} = \frac{1}{2} \cdot \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\Delta_i \varepsilon_t}{C_1} \right)^{1/\beta_1} \tag{8}$$

ここに，n は波形分解で得られた半サイクル数である。なお，全ひずみ振幅 $\Delta_i\varepsilon_t$ が弾性ひずみ範囲（$\Delta_i\varepsilon_t \leqq \Delta\varepsilon_y = 2\cdot\varepsilon_y$，$\varepsilon_y = {}_d\sigma_y / E$ ：ダンパー塑性化部の降伏ひずみ）のものは除いている。

4.2 等価平均ひずみ振幅の算出

ダンパー塑性化部に生じるランダム応答波形を，総エネルギー吸収量 W が等価で，かつ平均ひずみ振幅 $\Delta_{eq}\varepsilon_t$ で一定となる波形に置き換えると，等価な繰返しサイクル数 N_{eq} は下式で表現できる。

$$N_{eq} = \frac{W}{{}_{eq}W_1} = \frac{W}{{}_{eq}\eta_1 \cdot {}_d\sigma_y \cdot {}_dA_p \cdot \varepsilon_y \cdot {}_dL_p} = \frac{\eta_E}{{}_{eq}\eta_1} \tag{9}$$

ここに，${}_{eq}W_1$, ${}_{eq}\eta_1$ は $\Delta_{eq}\varepsilon_t$ に対する 1 サイクルあたりのエネルギー吸収量および累積塑性変形倍率，η_E は実効継続時間における総累積塑性変形倍率である。ある全ひずみ振幅 $\Delta_i\varepsilon_t$ に対する 1 サイクルあたりの累積塑性変形倍率 ${}_i\eta_1$ は，繰返しによる耐力低下を加味した平均累積塑性変形倍率として，一定振幅載荷実験結果による限界累積塑性変形倍率 ${}_i\eta_{cr}$ と限界繰返しサイクル数 ${}_iN_{cr}$ を用いた下式で定義する。

$${}_i\eta_1 = \frac{{}_i\eta_{cr}}{{}_iN_{cr}} = \left(\frac{\Delta_i \varepsilon_t}{C_2} \right)^{1/\beta_2} \tag{10}$$

ここに，C_2 , β_2 は実験結果から得られる定数であり，文献 7)に基づき，C_2 = 0.184，β_2 = 0.717 を用いることとする。なお，式(10)は全ひずみ振幅を用いた簡易的な表現となっているため，弾性ひずみ振幅が支配的な低ひずみ領域では，推定誤差が大きいと考えられる。よって，式(10)の適用範囲は，実験で確認された 0.6%≦$\Delta\varepsilon_t$ ≦4.0% とする。

エネルギー量を用いた平均振幅則による損傷度 D_e は，下式で表現できる。

$$D_e = \frac{N_{eq}}{{}_{eq}N_{cr}} \tag{11}$$

ここに，${}_{eq}N_{cr}$ は平均ひずみ振幅 $\Delta_{eq}\varepsilon_t$ に対する限界繰返しサイクル数である。

Miner 則評価で得られた損傷度 D_m と平均振幅則による損傷度 D_e が等しくなるための平均ひずみ振幅 $\Delta_{eq}\varepsilon_t$ を，改めて等価平均ひずみ振幅 $\Delta_m\varepsilon_t$ と定義すると，式(7)～(10)を用いた下式で求められる。

$$D_m = D_e = \frac{\eta_E}{(\Delta_m \varepsilon_t / C_2)^{1/\beta_2} \times (C_1 / \Delta_m \varepsilon_t)^{1/\beta_1}} \tag{12}$$

$$\therefore \quad \Delta_m \varepsilon_t = \left(5642.2 \times \frac{D_m}{\eta_E} \right)^{1.14} \tag{13}$$

4.3 最大ひずみ振幅を用いた等価平均ひずみ振幅の推定

表 2 に示す全ての入力地震動に対し，ダンパー量を ${}_d\alpha_{y1}$ =0.01, 0.03，0.05，0.07，0.10 とした建物の時刻歴応答解析結果から，式(13)で求めた等価平均ひずみ振幅 $\Delta_m\varepsilon_t$ と最大ひずみ振幅 $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ の比較を図 9 に示す。なお，図 9 におけるプロットは，f 値≦1.0 と f 値＞1.0 の入力地震動に分類し，各層のダンパーに対して同じ凡例で示している。また，最大ひずみ振幅 $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ は，時刻歴応答解析結

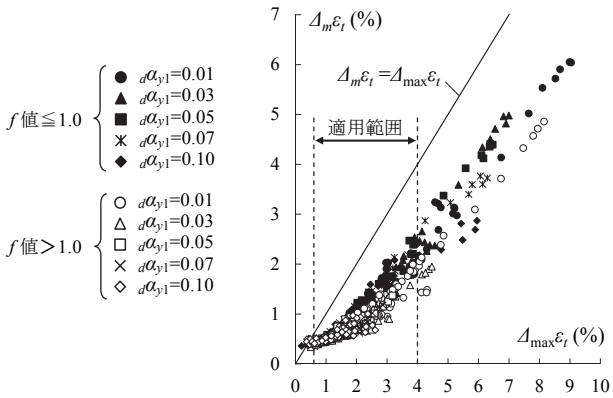


図 9　f 値と ${}_d\alpha_{y1}$ に対する $\Delta_{\max}\varepsilon_t - \Delta_m\varepsilon_t$ 関係

果から得られる片側最大ひずみ $\varepsilon_{\max}$ を 2 倍したものとした。

プロットの分布にばらつきはあるものの，$\Delta_m\varepsilon_t$ と $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ には一定の線形関係が見られ，f 値≦1.0 と f 値＞1.0 の入力地震動によって，分布が異なっていることが分かる。また，$\Delta_{\max}\varepsilon_t$ が小さい領域ではばらつきが大きく，一部のプロットで $\Delta_m\varepsilon_t$ が $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ を超える逆転現象が見られるが，これは先に述べた $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ ＜0.6%における式(10)の推定誤差が原因と考えられる。一方，入力地震動とダンパー量 ${}_d\alpha_{y1}$ の組合せによっては，$\Delta_{\max}\varepsilon_t$ ＞4.0%となるものもあるが，概ね線形関係は保たれている。

f 値≦1.0 と f 値＞1.0 に対する分布の違いを見るため，図 10 に，${}_d\alpha_{y1}$ = 0.01，0.05，0.10 における $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ に対する $\Delta_m\varepsilon_t$ の比の建物高さ方向分布を示す。${}_d\alpha_{y1}$ = 0.01 で比較すると，いずれの入力地震動に対しても，$\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ は設置層によらず概ね同等の値を示す傾向が分かる。また，${}_d\alpha_{y1}$ が大きくなるに従い，中間層と比較して上層側でばらつきが大きくなる傾向が見られる。図 8 と比較すると，累積塑性変形倍率が小さくなる層でばらつきが大きい傾向が分かる。

次に，式(9)で算定される等価繰返しサイクル数 N_{eq}，および累積塑性変形倍率 η_E を横軸にとり，$\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ の分布を比較したものを，それぞれ図 11(a),(b)に示す。なお，$\Delta_{\max}\varepsilon_t$ ＜0.6%の領域で $\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ が 1.0 を超えるプロットが数点見られたが，式(10)の適用範囲外であることを考慮して，縦軸は 1.0 を上限としている。図 11(a)において，f 値≦1.0 の地震動に対するプロットは N_{eq} が小さい領域に分布し，N_{eq} が小さくなるほど $\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ が増加する傾向が分かる。これは，内陸直下型地震による地震動において，少ないサイクル数でパルス的な波形が卓越することにより，平均ひずみ振幅が最大ひずみ振幅に近づくことが要因と考えられる。一方で，f 値＞1.0 の地震動に対しては，継続時間が長く，多くのサイクル数で平均化されるため，瞬間的な最大ひずみ振幅の影響が小さく，N_{eq} が大きいほど $\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ のばらつきも小さくなる傾向にある。また，図 11(b)において，η_E が大きい領域では，η_E による $\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ の変化が小さく，最大値側はほぼ一定に推移する傾向が見られる。特に，η_E が大きくなるほど f 値＞1.0 と f 値≦1.0 の分布の違いがより明確に表れている。

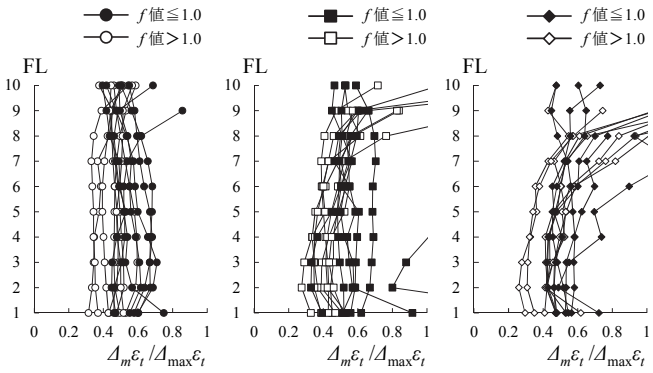
これらの結果を踏まえて，式(10)の適用範囲となる 0.6%≦ $\Delta\varepsilon_{\max}$ ≦4.0%となるデータのみ（563 ケース）を抽出し，f 値＞1.0 と f 値≦1.0 に分けて $\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ の平均値 λ_m と標準偏差 σ_m を算定した。さらに，標準偏差 σ_m に対する倍率 b を 0～3.0 まで 0.5 刻みで変化させ，η_E の最大側で $\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ を安全側に評価できる倍率 b を求めた結果，以下の値が得られた。

$$\left.\begin{array}{l} f\text{ 値}\leqq 1.0\text{ の場合：}\ \lambda_m = 0.53,\ \ \sigma_m = 0.08,\ \ b = 2.0 \\ f\text{ 値}>1.0\text{ の場合：}\ \lambda_m = 0.45,\ \ \sigma_m = 0.08,\ \ b = 1.0 \end{array}\right\} \tag{14}$$

よって，最大ひずみ振幅 $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ を用いた推定等価平均ひずみ振幅 $\Delta_m\varepsilon'_t$ を以下のように定式化した。

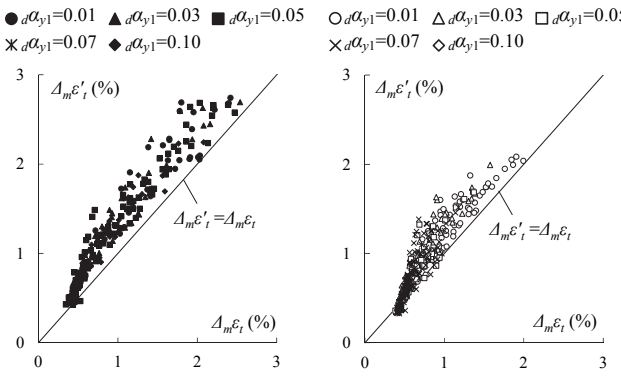
$$\Delta_m\varepsilon'_t = (\lambda_m + b\cdot\sigma_m)\cdot\Delta_{\max}\varepsilon_t \tag{15}$$

式(15)で得られる推定等価平均ひずみ振幅 $\Delta_m\varepsilon'_t$ が，等価平均ひずみ振幅 $\Delta_m\varepsilon_t$ と等しいと仮定して式(12)に代入すると，推定損傷度



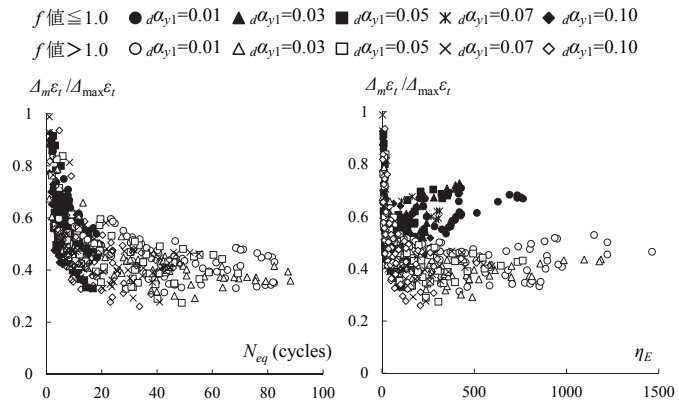
(a) ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.01　(b) ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.05　(c) ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.10

図 10　$\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ の高さ方向分布



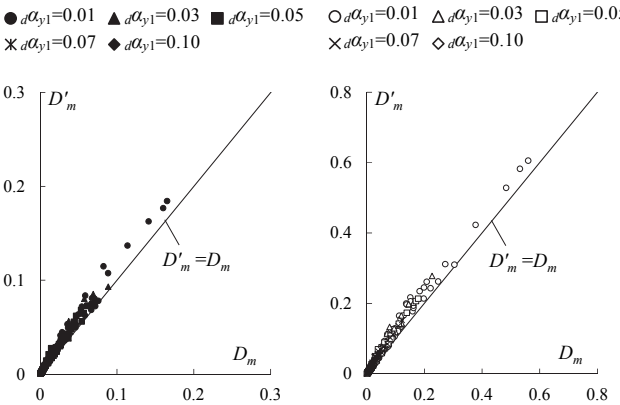
(a) f 値≦1.0　(b) f 値＞1.0

図 12　$\Delta_m\varepsilon'_t$ と $\Delta_m\varepsilon_t$ の比較



(a) $N_{eq}-\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ 関係　(b) $\eta_E-\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ 関係

図 11　$\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ の分布比較



(a) f 値≦1.0　(b) f 値＞1.0

図 13　D'_m と D_m の比較

D'_m は，最大ひずみ振幅 $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ と累積塑性変形倍率 η_E のみを用いた下式で与えられる。

$$D'_m = \frac{\eta_E}{\left(\left(\lambda_m + b\cdot\sigma_m\right)\cdot\Delta_{\max}\varepsilon_t / C_2\right)^{1/\beta_2} \times \left(C_1 / \left(\lambda_m + b\cdot\sigma_m\right)\cdot\Delta_{\max}\varepsilon_t\right)^{1/\beta_1}} \quad (16)$$

$$\therefore \left.\begin{array}{l} f \text{ 値}\leqq 1.0 \text{ の場合：} D'_m = \dfrac{\eta_E\cdot\left(0.69\cdot\Delta_{\max}\varepsilon_t\right)^{1/1.14}}{5642.2} \\ f \text{ 値}>1.0 \text{ の場合：} D'_m = \dfrac{\eta_E\cdot\left(0.53\cdot\Delta_{\max}\varepsilon_t\right)^{1/1.14}}{5642.2} \end{array}\right\} \quad (17)$$

4.4　損傷度評価の妥当性検証

ここでは，提案した損傷度評価式(16),(17)の検証が目的であるため，最大ひずみ振幅 $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ と累積塑性変形倍率 η_E は，時刻歴応答解析結果を用いることとする。$\Delta_{\max}\varepsilon_t$ のみを用いて式(15)から算定される推定等価平均ひずみ振幅 $\Delta_m\varepsilon'_t$ と，波形分解を用いた Miner 則評価による損傷度 D_m を用いて式(13)から算定される等価平均ひずみ振幅 $\Delta_m\varepsilon_t$ を比較して図 12 に示す。また，$\Delta_{\max}\varepsilon_t$ と η_E のみを用いて式(17)から算定される推定損傷度 D'_m と，Miner 則評価による損傷度 D_m を比較して図 13 に示す。f 値＞1.0，f 値≦1.0 のいずれの場合も，本手法の適用範囲内において，推定損傷度 D'_m が D_m に対して安全側に評価できていることが分かる。なお，低ひずみ領域で，一部 $\Delta_m\varepsilon'_t$ が危険側に評価されているものの，D_m と D'_m の比較においては，その影響は見られない。$\Delta_m\varepsilon'_t$ が危険側となる範囲の低ひずみ領域では，損傷度 D_m の絶対値そのものが小さいため，$\Delta_m\varepsilon'_t$ のばらつきが推定損傷度 D'_m に与える影響もほぼ無視できると考えられる。

以上の結果から，本手法を用いることで，波形分解を不要とした合理的な損傷度推定が可能であることを確認できた。

5．まとめ

十字型軸材と溶接組立箱形断面の補剛材で構成される座屈拘束ブレースを対象に，地震動特性を特徴づける単位地震動に対する反復数 f 値を指標として，Miner 則評価と同等の損傷度を与えるための等価平均ひずみ振幅と，最大ひずみ振幅との関係を定式化した。さらに，この関係式を平均振幅則に取り込むことにより，波形分解を不要とし，最大ひずみ振幅と累積塑性変形倍率のみから損傷度を推定する手法を構築した。本検討の範囲内ではあるが，得られた知見を以下に示す。

（1）Miner 則評価と同等の損傷度を与えるための等価平均ひずみ振幅 $\Delta_m\varepsilon_t$ は，時刻歴応答解析から得られる最大ひずみ振幅 $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ と概ね線形関係にあり，その相関は，内陸直下型地震による地震動の特徴を持つ f 値≦1.0 と海溝型地震による地震動の特徴を持つ f 値＞1.0 で大別することができる。

（2）最大ひずみ振幅 $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ に対する等価平均ひずみ振幅 $\Delta_m\varepsilon_t$ の比 $\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ は，建物に設置されたダンパーの層の違いによる差は小さく，エネルギー吸収量が大きくなるにつれ，一定値に収束する傾向がある。

（3）f 値≦1.0 と f 値＞1.0 の地震動に対し，それぞれ $\Delta_m\varepsilon_t/\Delta_{\max}\varepsilon_t$ の分布特性を適切に評価することで，Miner 則より安全側の損傷度を推定するための $\Delta_m\varepsilon_t$ と $\Delta_{\max}\varepsilon_t$ の関係式を定式化できる。

本報では，限定された建物とダンパー形状を対象に検討を行ったものであるため，今後は，構造物特性や異なるダンパー形状に対する評価を行い，本手法の適用範囲を明確にしていく予定である。

謝辞

本報告は，東京理科大学北村研究室，JFE スチール（株），JFE シビル（株）による共同研究の成果の一部を用いたものです。また，検討波形の一部に，防災科学研究所の K-NET および中国国家強震動台網中心にて観測された強震記録，国土交通省，建築研究所，日本建築センターおよび JSCA 関西支部（大震研）より提示された地震動波形を使用させて頂きました。ここに記して，感謝の意を示します。

参考文献

1) 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対策について(技術的助言)，国土交通省住宅局建築指導課，2016.6
2) 日本建築学会編：鋼構造制振設計指針，丸善出版，2014.11
3) 独立行政法人　建築研究所：鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル—平成 17 年国土交通省告示第 631 号「エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法」に準拠して—，技報堂出版，2008.9
4) 小山雅人，青木博文：繰返し変形を受ける鋼部材の累積損傷評価指標に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 562 号，pp.159-166，2002.12
5) 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
6) 竹内徹，宮崎健太郎，岩田衛：弾塑性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 619 号，pp.171-178，2007.9
7) 植木卓也，加村久哉，山路宗忠，北村春幸，佐藤大樹，西井宏安：長周期地震動を受ける座屈補剛十字ブレースダンパーの性能評価（その 1～その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.945-950，2010.9
8) 植木卓也，加村久哉，山路宗忠，北村春幸，佐藤大樹，西井宏安：座屈拘束十字ブレースダンパーのランダム応答波形に対する疲労損傷度評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.853-854，2011.8
9) 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
10)松澤祐介，佐藤大輔，佐藤大樹，北村春幸，山口路夫，脇田直弥，松蔭知明：架構応答に弾性，弾塑性が混在する場合の制振構造建物のエネルギー配分に関する研究その 1，日本建築学会関東支部研究報告集 82(I)，pp193-196，2012.3
11)野村尚史，佐藤大樹，北村春幸，藤澤一善：建築構造用高強度鋼材 H-SA700 と制振部材を組合せた高耐震化中低層鋼構造建物の応答性状，構造工学論文集，Vol.58B，pp.179-187，2012.3
12)日本建築学会長周期地震動 WG：長周期地震動に対する公開研究集会,対象とする巨大地震動と地域，2011.3
13)多賀謙蔵，亀井功，角彰，近藤一雄，林康裕，宮本裕司，井上一朗：上町断層帯地震に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系，Vol.51，pp.1-4，2011.5
14)遠藤達雄，松石正典，光永公一，小林角市，高橋清文：「Rain Flow Method」の提案と応用，九州工業大学研究報告(工学)28，pp33-62，1974.3

［2017 年 1 月 31 日原稿受理　2017 年 3 月 21 日採用決定］