

地震時における鉄骨造建築物の損傷検知手法の開発

構造研究グループ 研究員 長谷川 隆

目 次

- I はじめに
- II 地震時の鉄骨造建物の応答変位推定方法に関する基礎的検討
 - 1) 鉄骨造骨組の振動台実験の概要
 - 2) 残留変形を考慮した加速度の積分による応答変形の推定精度
- III E-ディフェンス実大3層建物の振動台実験データを用いた損傷検知手法の検証
 - 1) 地震時の鉄骨造建築物の梁端部の損傷検知手法の提案
 - 2) E-ディフェンス実大3層建物への適用による提案手法の検証
- IV 建物各層の加速度応答等の推定方法の検討
 - 1) 実用化に向けた課題
 - 2) 解析モデルを用いた建物各層の加速度応答等の推定
- V 実際の建物への適用による実用化技術の検討と地震観測
 - 1) 被災状況表示システムの導入
 - 2) 実在の建物への地震計の設置と地震観測
- VI まとめ
 - 謝辞
 - 参考文献

I はじめに

地震時における建築物の損傷状況を迅速かつ的確に判定することは、居住者等の安全の確保や建物管理者の適切な判断を行う上で極めて重要である。一般的な鉄骨造建築物は、構造躯体が内外装材に覆われているため、構造部材の被害を直接観察できないことも多く、構造部分の損傷を外観調査から判定するのが困難な場合もあると考えられる。また、2011年の東北地方太平洋沖地震では、揺れの継続時間が非常に長い地震動が観測され、鉄骨造建築物では、このような継続時間の長い地震動に伴う多数回の繰返し変形によって、比較的小さな層間変形角で梁端部に破断が生じる可能性が振動台実験等^{1),2)}で示されている。また、最近の内外装材の変形追従性能の向上や上記のような地震動によって、内外装材の損傷がほとんど生じていなくても、梁端部に破断等の重大な損傷が生じている可能性も危惧される。

このような問題を解決するため、建築研究所では、令和1~3年度に指定課題「極大地震に対する鋼構造建築物の倒壊防止に関する設計・評価技術の開発」を実施し、この研究課題の中で、鉄骨造建築物の地震時における損傷部位とその状態を地震計による記録から即座に検知し、判定する手法を開発した。本講演ではその概要を紹介する。

II 地震時の鉄骨造建物の応答変位推定方法に関する基礎的検討

1) 鉄骨造骨組の振動台実験の概要

① 研究目的

筆者らは、地震計の加速度記録の積分による鉄骨造骨組の地震時の応答変位時刻歴の推定方法に関して、骨組の弾塑性領域での推定精度や有用性について、一連の振動台による実験^{3)~5)}により

検討を行ってきた。また、これまで、地震時の実際の建物の残留変形を推定するのは困難であったが、その方法についても提案し、検討を行ってきている。本稿では、それらの検討も踏まえ、1層1スパン鉄骨造骨組の振動台実験^{6)~8)}によって、加速度記録の積分による応答変形推定の精度、残留変形を考慮して計算する方法の精度と影響、及び、非構造部材の影響などについて検討したので、それについて報告する。

② 1層1スパン骨組の振動台実験の概要⁶⁾

a) 試験体の概要

表1に試験体諸元を示す。試験体は柱、梁で構成される1層1スパン骨組であり、梁断面をH-150×75×5×7 (SN400B)、柱断面を□-125×125×12 (STKR400)とし、柱梁接合部は18R スカラップとした通しダイアフラム形式である。試験体は、非構造部材の有無と、後述する入力地震動 (JMA Kobe NS と THU NS) をパラメータとして計4体とした。非構造部材としては、加振構面に ALC 壁、加振直交構面に LGS 間仕切り壁をそれぞれ設置している。試験体耐力等の計算値一覧を表2に、梁および柱に使用した鋼材の素材引張試験結果を表3にそれぞれ示す。

表1 試験体諸元

試験体名	鉄骨骨組(Steel Frame)部材断面		非構造部材(Non Structure)の有無	梁端ディテール	入力地震動
	梁断面	柱断面			
SF_Kobe			無し		JMA Kobe NS
SF_THU	H-150×75×5×7 (SN400B)	□-125×125×12 (STKR400)		18R	THU NS
SF-NS_Kobe			ALC壁(加振構面)及びLGS間仕切り壁(加振直交構面)有り	スカラップ	JMA Kobe NS
SF-NS_THU					THU NS

表2 試験体耐力の計算値一覧

試験体名	梁の全塑性耐力の計算値 δM_p	δM_p から計算される骨組耐力 Q_p	δM_p に対する弾性梁端回転角 $\delta \theta_p$	Q_p に対する弾性層間変形角 R_p	搭載重量 W (骨組、非構造部材含む)	ベースシャー係数 Q_p/W
SF_Kobe					137.8 kN	0.59
SF_THU						
SF-NS_Kobe	33.2 kNm	81.9 kN	0.00678 rad	0.0145 rad		
SF-NS_THU					139.2 kN	0.59

表3 鋼材の素材引張試験結果

部材断面(鋼種)、部位	試験片	標点距離 (mm)	実測板厚 (mm)	降伏強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び伸び (F) (%)
梁:H-150×75×5×7 (SN400B)	フランジ	200	6.97	318	452	70.4	28.2
			4.53	383	478	80.1	25.4
			11.94	466	495	94.1	19.4
柱:□-125×125(STKR400)	ウェブ	1A号					

b) 加振装置の概要

図1に加振装置及び計測装置のセットアップを、写真1に試験装置外観を示す。加振装置としては、試験体の柱脚を振動台にピン支承を介して接合し、慣性力を作用させるためのおもりを柱頭部にピン支承を介して取り付けている。ALC壁は縦壁ロック構造であり、鉄骨梁に溶接した山形鋼を介して、LGS間仕切り壁は上下のランナーをタップねじにより、それぞれ梁および振動台に固定している。

計測については、振動台上の加速度や試験体の応答加速度を計測

するための加速度計、試験体の水平変形や梁端部の回転角を計測するためのレーザー変位計等を設置した。梁端部には塑性ひずみゲージを、梁および柱の弾性範囲に留まる部位に弾性ひずみゲージをそれぞれ貼付した。各センサの設置位置は図1中に示す。

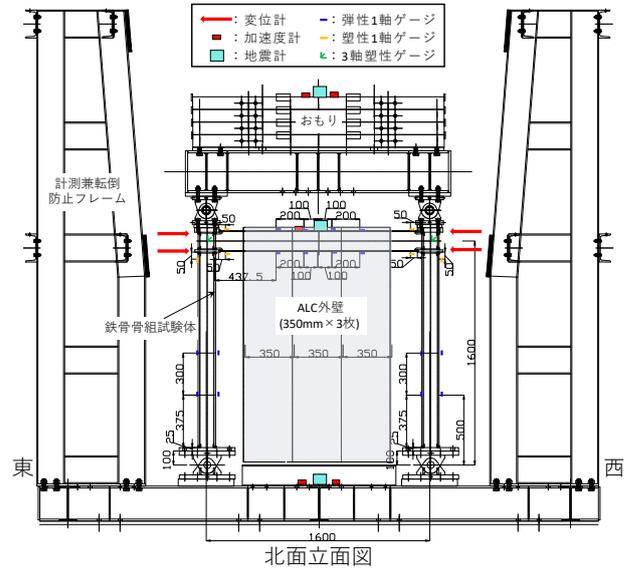


図1 セットアップ

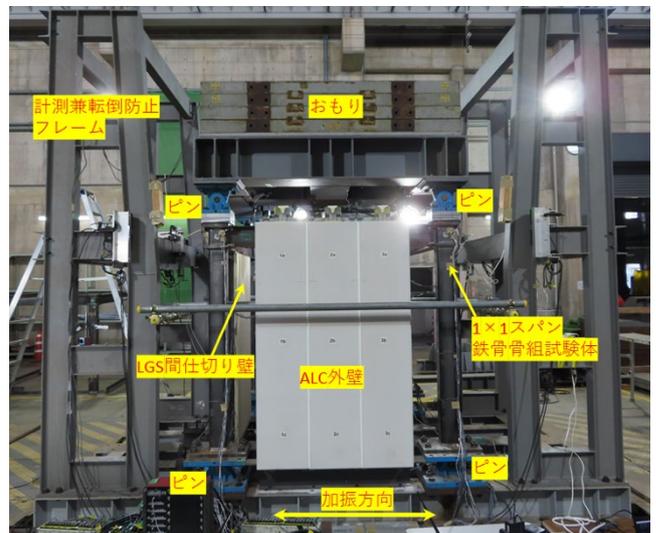


写真1 試験装置外観

c) 入力地震動の設定

入力地震動は、1995年兵庫県南部地震のJMA Kobe NSと2011年東北地方太平洋沖地震の東北大学1階の記録THU NSであるが、試験体の相似則を考慮して、観測波の時間軸を $1/\sqrt{2}$ (=0.7) 倍にした地震波を用いる。図2に振動台上で計測されたこれらの地震動の加速度の時系列の例を、図3に速度応答スペクトル ($h=0.05$) とエネルギースペクトル ($h=0.10$) を示す。図3中に点線で示す試験

体の固有周期（計算値0.42秒）付近において、THU NSの地震動のエネルギー Spekトルが JMA Kobe NS に比べて大きな値となっている。なお、最初のランダム波加振の記録から N4SID 法で計算した試験体の弾性時一次固有周期と減衰定数は、非構造部材なし (SF) の2体が0.40~0.41秒と2.0~2.1%、非構造部材あり (SF-NS) の2体が0.36秒と4.4~4.5%の範囲である。

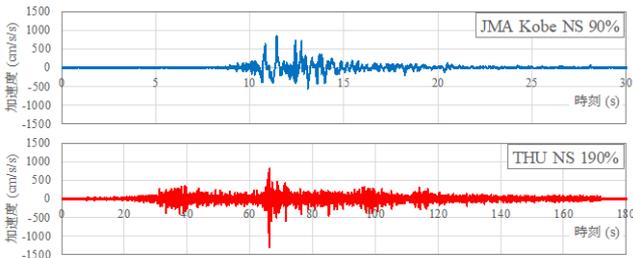


図2 入力地震動の時刻歴波形

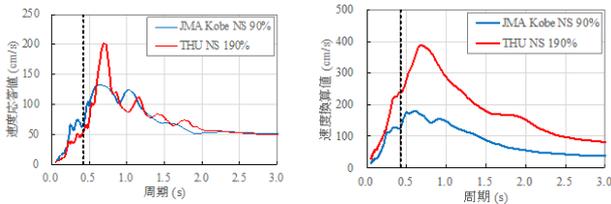


図3 入力地震動の応答スペクトル

開始

(a) ランダム波加振

(b) 地震動加振

骨組倒壊まで

(a)-(b) 繰り返し

終了

表4 地震波加振スケジュール

試験体名	SF Kobe	SF THU	SF-NS Kobe	SF-NS THU
入力地震波	JMA Kobe NS	THU NS	JMA Kobe NS	THU NS
予備加振	10%	15%	10%	15%
倍率				
1回目	70% (1)	170% (1)	70% (1)	170% (1)
2回目	90% (1)	170% (2)	90% (1)	170% (2)
3回目	90% (2)	190% (1)	90% (2)	190% (1)
4回目	90% (3)		90% (3)	190% (2)
5回目	90% (4)		90% (4)	

図4 加振フロー

加振フローを図4に、地震波加振のスケジュールを表4にそれぞれ示す。加振は、ランダム波加振、地震波加振を順次加振・計測し、梁の破断により架構が不安定状態に至るまで繰り返した。地震動入力は、梁が弾性状態におさまる範囲で予備加振を行った後に、表4に示す倍率を原波の加速度記録に乗じて加振している。

③ 荷重変形関係

図5に4体の試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。層せん断力は試験体の柱部材4本の弾性域に貼付したひずみゲージから応力を計算した合計、層間変形角はレーザー変位計で計測した梁上フランジの水平変位を柱長さで除したものである。図中の黒の太線は、試験体の実際の板厚と素材引張試験から得られた降伏点により計算した計算剛性と全塑性耐力である。全ての試験体において、梁端の破断により層せん断力の急激な低下と変形の増大が生じている。入力地震動に関わらず、非構造部材をありとした

試験体の方が、なしとした試験体に比べて層間変形角が小さい傾向にあることが確認できるが、全体挙動として大きな差はない。

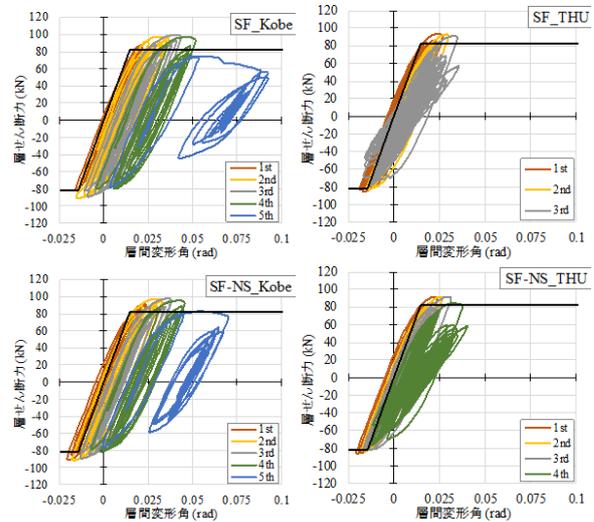


図5 層せん断力-層間変形角関係

2) 残留変形を考慮した加速度の積分による応答変形の推定精度

① 残留変形を考慮した加速度記録の積分方法

ここで検討している地震計の加速度記録の積分方法は、地震後の建築物の残留変形も推定することのできる方法である。この積分方法は、長周期成分を除去した加速度を2階積分して作成した変位時刻歴に、別途、計算する残留変形時刻歴を足し合わせるものであり、文献9)に示される考え方を参考としている。その計算手順の概要を図6に示す。

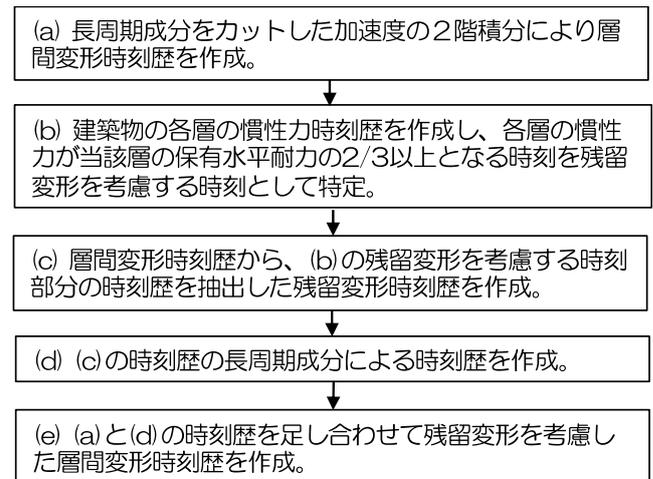


図6 残留変形を考慮した加速度記録の積分の計算手順

図6のステップ(a)では、長周期成分を除去した加速度を2階積分して変位時刻歴を作成しているが、これが、一般的に行われている加速度記録の積分によって応答変位を作成する方法である。それ以降の(b)~(e)のステップで、本研究で提案した残留変形時刻歴を作成し、足し合わせている。

② 残留変形の計算の影響と応答変形の推定精度⁹⁾

図1で示される試験体取り付け架台及び試験体の北側の梁上に設置した地震計(M-A352, ソナス(株))の記録を用いて、図6に示す手順で、4体の試験体(SF_Kobe, SF-NS_Kobe, SF_THU, SF-NS_THU)について、残留変形を考慮した積分で層間変形時刻歴を計算し、通常行われている残留変形を考慮しない加速度記録の積分の場合(図6(a)のみ)の計算結果と比較する。なお、手順(a)長周期成分の除去範囲は、ここでは4秒以上としている。

図7~10には4体の試験体それぞれについて、変位計、残留変形を考慮した加速度の積分、残留変形を考慮しない場合の積分の比較として、慣性力-層間変形関係及び層間変形時刻歴を示す。ここでは、Kobeの地震波は90%の1回目の加振、THUの地震波は170%の1回目の加振を対象にして、骨組試験体の北側構面の計測記録を用いて計算した。表5には、これらから計算される最大層間変形、塑性率、累積塑性変形倍率の値を比較して示す。

図7、8はKobeの地震波で、非構造部材が無い場合(SF_Kobe)と有る場合(SF-NS_Kobe)の結果である。変位計の結果と残留変形の考慮、非考慮の計算結果を比較すると、残留変形の考慮、非考慮に関わらず変位計の値を概ね追跡できてきているが、表5に示すように最大層間変形については、積分/変位計の値は、残留変形を考慮する方が0.91~0.96、非考慮が0.80~0.81であり、残留変形を考慮する方が変位計の値により近い。

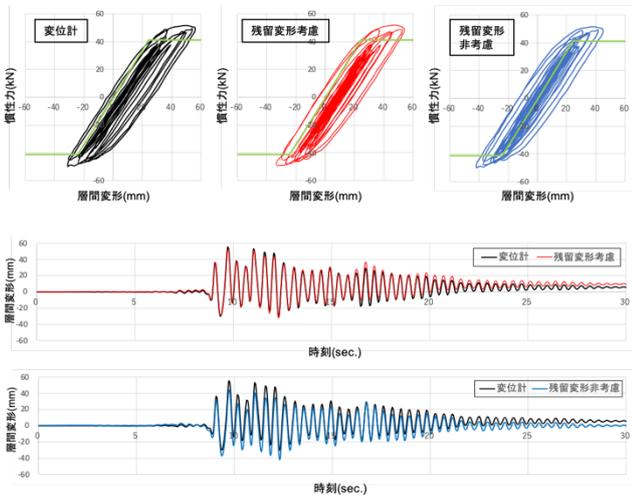


図7 SF_Kobeの変位計と加速度の積分の比較

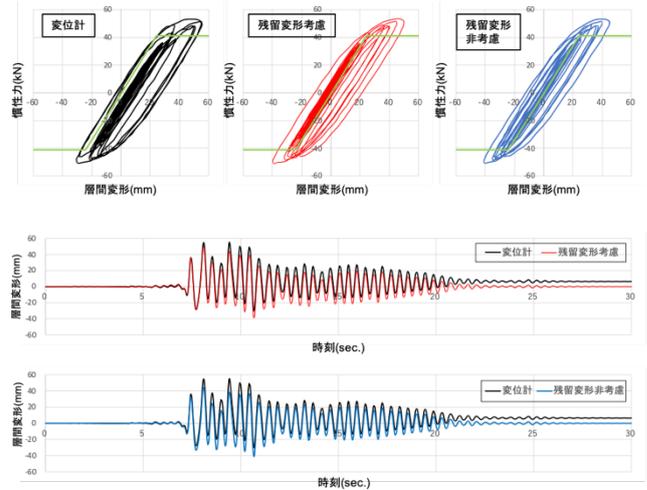


図8 SF-NS_Kobeの変位計と加速度の積分の比較

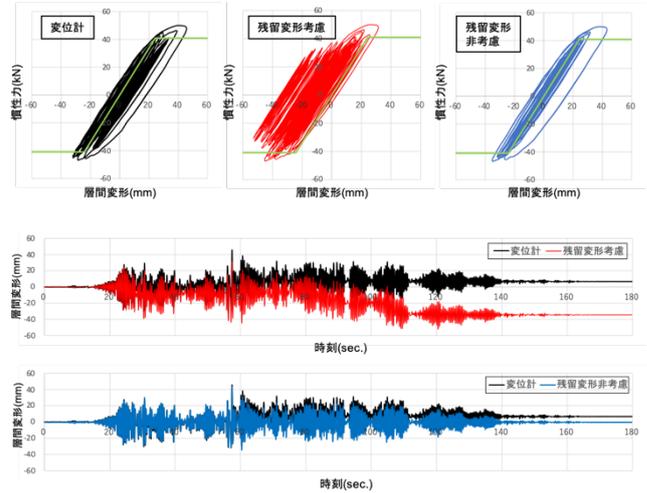


図9 SF_THUの変位計と加速度の積分の比較

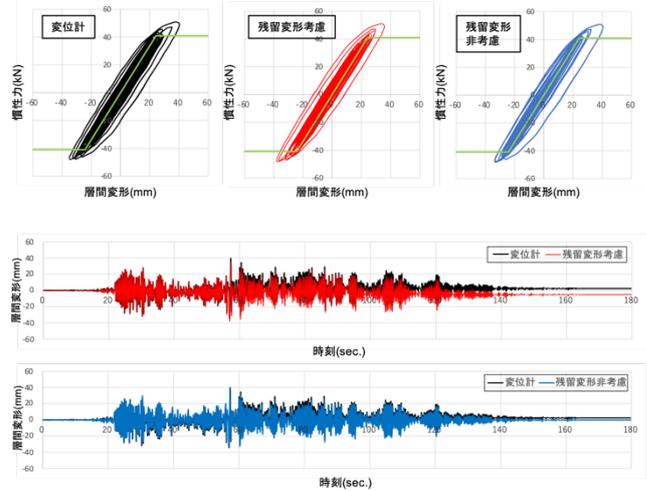


図10 SF-NS_THUの変位計と加速度の積分の比較

表5 層の最大層間変形及び塑性率等の比較

試験体	最大層間変形 (mm)			層の塑性率			層の累積塑性変形倍率		
	変位計	残留変形考慮の積分 (積分/変位計)	残留変形非考慮の積分 (積分/変位計)	変位計	残留変形考慮の積分 (積分/変位計)	残留変形非考慮の積分 (積分/変位計)	変位計	残留変形考慮の積分 (積分/変位計)	残留変形非考慮の積分 (積分/変位計)
SF_Kobe(O90_1)	56.1	53.9 (0.96)	45.0 (0.80)	2.3	2.2 (0.96)	1.9 (0.83)	8.1	10.1 (1.25)	10.1 (1.25)
SF-NS_Kobe(O90_1)	55.4	50.1 (0.91)	45.0 (0.81)	2.3	2.1 (0.91)	1.9 (0.83)	12.8	10.5 (0.82)	10.5 (0.82)
SF_THU(H70_1)	45.7	53.0 (1.16)	43.3 (0.95)	1.9	2.2 (1.16)	1.8 (0.95)	15.1	13.2 (0.87)	13.2 (0.87)
SF-NS_THU(H70_1)	40.3	37.9 (0.94)	40.6 (1.01)	1.7	1.6 (0.94)	1.7 (1.00)	13.2	15.6 (1.18)	15.6 (1.18)

図9、10はTHUの地震波の結果である。文献2)の結果と同様に地震動の継続時間が長いTHUによる加振では、図9の時刻歴に示すように、残留変形を考慮した場合、途中で振動中心がずれている。一方で、図10ではそのような大きなずれは生じていない。応答変形の正負の片寄りが比較的小さく継続時間が長い地震動では、このような振動中心のずれが生じる可能性があり、図6に示した残留変形時刻歴を計算過程での微妙な計算誤差が影響していると考えられる。このような地震動の場合、残留変形を考慮しない積分の方が実際の応答変形との対応が良い場合があると考えられる。

これらの実験結果から、一般的に行われている長周期成分を除去した加速度を2階積分して得られる応答変形の推定方法は、非構造部材の有無にかかわらず、鉄骨造骨組の弾塑性領域での応答変形を十分な精度で推定できることが確認できた。また、本稿で提案した残留変形を考慮した加速度の積分方法については、考慮することによって、最大応答変形をより精度よく推定できると考えられるが、継続時間の長い地震動に対しては、適用に注意が必要となることがわかった。

III E-ディフェンス実大3層建物の振動台実験データを用いた損傷検知手法の検証¹⁰

1) 地震時の鉄骨造建築物の梁端部の損傷検知手法の提案¹⁰

① 梁端部の損傷状況の評価する計算方法

本研究課題において、地震時の鉄骨造建築物の梁端部の損傷状況の評価するための計算手法を検討した。その計算手順を図11に示す。まず、手順①として、図6に示した加速度記録の積分方法に基づいて、建築物の各層に設置した地震計の加速度記録を積分し、層間変形時刻歴を作成する。また、加速度記録に質量を乗じた慣性力時刻歴も作成する。手順②として、これらから各層の慣性力-層間変形関係を作成し、設計時の剛性や保有水平耐力を用いて、各層の最大塑性率と累積塑性変形倍率を計算する。次に手順③として、各層の最大塑性率と累積塑性変形倍率の値から、文献11)に示される方法により、各層において最も大きな損傷となる梁端部の最大塑性率等を推定し、鉄骨梁端部の疲労曲線式¹¹⁾を用いて損傷度Dを計算する。以上の手順により算出された損傷度Dの値から、手

順④として、既往の実験結果^{2),7),12)}などに基づいて建物各層の梁端部の損傷状況の評価する。

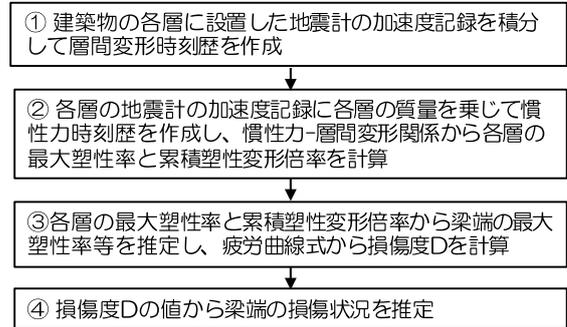


図11 梁端部の損傷状況の評価するための計算手順

② 疲労曲線式を用いた梁端部の損傷度の計算方法

文献11)で示される疲労曲線式の実験式による梁破断の評価が、一般的な中低層鉄骨建物の接合部形式である通しダイヤフラム形式の梁端部についても、地震動特性によらず適用可能であることが、既往の振動台実験で示されている¹⁾。また、質点系モデルを用いた検証方法として、建物各層の損傷から各層の梁端部の損傷度Dを簡略的に計算する方法が文献11)に示されている。これは、地震応答解析から得られた超高層鉄骨造建物の層の損傷と梁端部の損傷の関係に基づくもの^{13),14)}であるが、一般的な中低層鉄骨造建物にも適用できると考えられることから、ここで提案する損傷検知手法では、中低層鉄骨造建物に対して、文献11)で示された疲労曲線式と梁端部の損傷度の計算方法を用いている。以下に、建物各層の最大塑性率 ${}_s\mu_{max}$ と累積塑性変形倍率 ${}_s\eta$ から、各層で最も損傷が大きい梁端部の損傷度Dを計算する方法を記す。これは、図11に示す計算手順の③、④の計算である。

1) 建物各層の塑性率 ${}_s\mu_{max}$ と各層の累積塑性変形倍率 ${}_s\eta$ から(1)式で各層の等価な繰返し回数 ${}_sN_a$ を計算する。

$${}_sN_a = {}_s\eta / A({}_s\mu_{max}-1) \quad (1)$$

2) 標準的なスパン長の建物では、各層の梁部材の等価な繰返し回数 ${}_bN_a$ の最大値は、層の等価な繰返し回数 ${}_sN_a$ の1.8倍とする。この1.8は、層の損傷から部材の損傷を推定するための文献14)の地震応答解析から、層の等価な繰返し回数と当該層の最も損傷が大きい梁部材の等価な繰返し回数との比として得られた値である。

3) 梁端の最大塑性率 ${}_b\mu_{max}$ は、部材の最大塑性率 ${}_b\mu_{max}$ と層の最大塑性率 ${}_s\mu_{max}$ の関係式である(2)、(3)式¹⁴⁾を用いて計算する。

$${}_b\mu_{max} = f({}_s\mu_{max}) \times {}_s\mu_{max} \quad (2)$$

$$f(s, \mu_{max}) = \frac{b \mu_{max}}{s \mu_{max}} = \sqrt{\alpha(s \mu_{max} - 1) + 1} \quad (3)$$

ここで、標準的なスパン長の建物では $\alpha = 0.8$ 。

4) (4)式の疲労曲線式¹¹⁾を用いて、梁部材の最大塑性率 $b \mu_{max}$ での繰返し回数 N_f を計算する。

$$N_f = \left(\frac{k_2 \cdot C}{b \mu_{max}} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4)$$

ここで、 β は疲労曲線の勾配で1/3、 C はスカラップ梁の実験式の値で5。 k_2 は梁部材の材料強度による影響の調整係数で、 $k_2 = 325 / (\text{使用鋼材の } F \text{ 値})$ 。

5) 梁端部の損傷度 D は(5)式で計算される。

$$D = \frac{b N_e}{N_f} \quad (5)$$

計算された損傷度 D の値による損傷の評価については、損傷度 D が1を超える場合は、当該層で、損傷が最も大きな梁端部が破断する可能性があることを意味する。また、1以下の場合には、既往の実験結果^{2), 7), 12)}などを参考にして、梁端部の亀裂の有無などの損傷状況の評価する。

2) E-ディフェンス実大3層建物への適用による提案手法の検証

① 試験体の概要^{15), 16)}

上記で示した損傷検知手法を、実大3層の鉄骨造建築物を対象とした振動台実験データ¹⁷⁾に適用し、提案する方法の妥当性を検証する。振動台実験は、防災科学技術研究所・兵庫耐震工学研究センターの実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)において実施された。試験体は、3階建て鉄骨造建築物の実大モデルである。柱スパンは、長手X方向が6.0mの2スパン、直交方向が5.0mの2スパンからなる。実験ではX方向を加振方向としているが、加振直交方向の軸組については、試験体のねじれ防止のため、ブレース構造としている。この実験では、加振方向の中央通りのみを対象としており、中央通りは通常のラーメン構造となっている。試験体の立面図を図12に示す。

試験体は、1層柱以上の上部構造とそれより下の基礎部で構成される。基礎部は中央通りがRC造の基礎梁で、両端通りが鋼製H形断面基礎梁である。柱梁接合部は通しダイヤフラム方式としており、梁端部はスカラップ工法(35R)を採用している。主要柱・梁部材の断面寸法等を表6に示す。

振動台の加振は、想定南海トラフ波-1、鷹取波、想定南海トラフ波-2の順で行われた。想定南海トラフ波-1においては、梁端部の

損傷等は見られなかったため¹⁸⁾、以降では鷹取波の結果を示す。鷹取波の増幅倍率は、40%、60%、80%、100%の4ケースである。なお、鷹取波100%の加振時におけるレーザー変位計の記録の一部の区間で、計測範囲を超えていたため、この区間については、スプライン補間した。鷹取波40%加振時の固有振動数は1.25Hzである。以降の計算では、試験体の階高と各層重量は、文献16)に示されている値を用いた。各層の保有水平耐力は、文献15)に示された図から読み取った。また、各層の初期剛性は、振幅の小さい加振データを用いて荷重-変形関係から算出した。

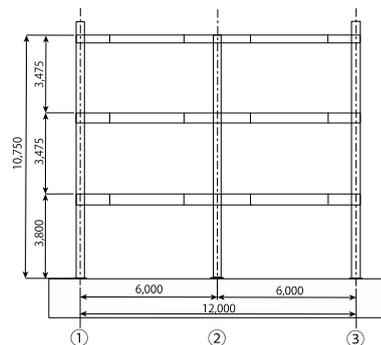


図12 対象試験体の立面

表6 主要な梁と柱部材の断面

階	大梁	層	柱
R	H-350×175×7×11(SS400)	3	□-350×9(BCR295)
3	H-400×200×8×13(SS400)	2	□-350×12(BCR295)
2	H-450×200×9×14(SS400)	1	

② 積分による推定波形と梁端部の損傷度 D の計算

この振動台実験データに、本研究で提案する加速度の積分方法と梁端部の損傷度の計算方法を適用する。鷹取波の4ケース全てに適用したが、ここでは鷹取波80%と鷹取波100%の結果を示す。

a) 鷹取波80%の結果

各階で計測された加速度記録から、図6で示した積分方法の計算手順(a)~(e)によって、各層の層間変形を求めるが、第1層を例として計算手順(a)~(e)に対する結果を図13(a)~(e)にそれぞれ示す。

(a)は、長周期成分(ここでは5秒以上の成分)をカットした加速度の2階積分による層間変形時刻歴である。(b)は、慣性力時刻歴で、緑線が当該層の保有水平耐力の2/3のラインであり、正負両方について、絶対値がこの値以上となる時刻が残留変形を考慮すべき範囲である。(c)は、(a)の層間変形時刻歴から、(b)で特定した残留変形を考慮する時刻部分を抽出してつなぎ合わせた時刻歴である。(d)は、(c)の残留変形時刻歴に対し長周期成分(5秒以上の成分)のみ抽出した時刻歴である。(e)は、(a)と(d)の時刻歴

を足し合わせたものであり、これが残留変形を考慮した第1層の層間変形時刻歴となる。この事例では、慣性力が保有水平耐力の2/3を超える箇所が数カ所あるが、(c)の波形の長周期成分のみを抽出すると、(d)のように残留変形が非常に小さくなっているのがわかる。(f)は、加速度積分した結果とレーザー変位計による結果を比較したものであるが、両者はほぼ一致していることがわかる。

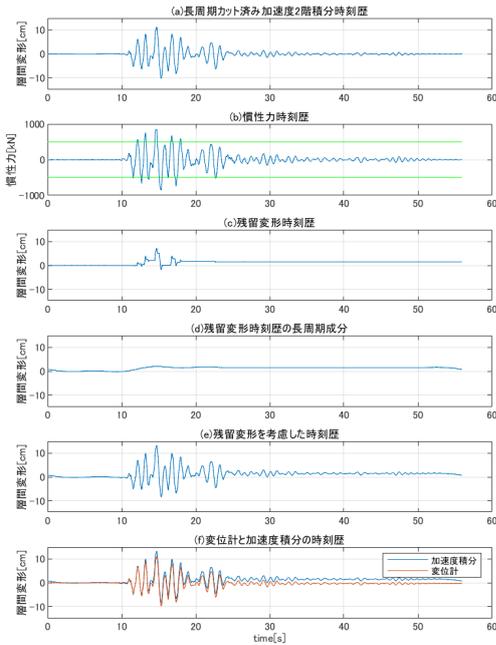


図13 加速度記録の積分計算の例(鷹取波80%第1層)

図14(a)~(c)に、鷹取波80%の加振について、上記の手順で作成された各層の慣性力-層間変形関係をレーザー変位計の結果と比較して示す。図中の赤線は保有水平耐力と保有水平耐力到達時の変形により描いたものである。慣性力-層間変形関係は、変位計と加速度の積分は概ね同様の履歴性状を示している。

表7には、図11に示した手順に基づいて、保有水平耐力と保有水平耐力到達時の変形を用いて計算される各層の最大塑性率 $s\mu_{max}$ 、履歴吸収エネルギーを用いて計算した累積塑性変形倍率 $s\eta$ 、それらの値に基づいて計算した梁端部の損傷度 D であり、最後に、加振後の試験体の梁端部の損傷状況を示す。表中で、単に D 値と示されているのが、当該地震動のみによる損傷度 D の値であり、 D 値(累積)と示されているのが、当該地震動以前の加振による D 値も足し合わせた値である。

レーザー変位計による値と加速度積分による値を比較すると、1層、2層では、最大塑性率、累積塑性変形倍率及びそれらを用いて計算した損傷度 D は比較的精度よく推定されており、 D 値の差は0.1程度である。加振後の試験体の損傷状況は、1層(2階梁端部)

は梁端部下フランジに亀裂が発生しており、2層と3層の梁端部には亀裂は確認されていない。表7に示すとおり、1層の D 値(累積)は0.5程度であり、2層の D 値(累積)は0.2程度である。梁端接合部の亀裂に着目した静的加力実験¹²⁾では、 D 値が0.05~0.1以上で亀裂が確認され、筆者らが実施した振動台実験²⁾では、 D 値(累積)が0.2程度以上で亀裂が確認されている。これらの限られた実験データの範囲であるが、 D 値(累積)が0.1~0.4程度の範囲で梁端部に亀裂が発生する可能性が高いと考えられる。

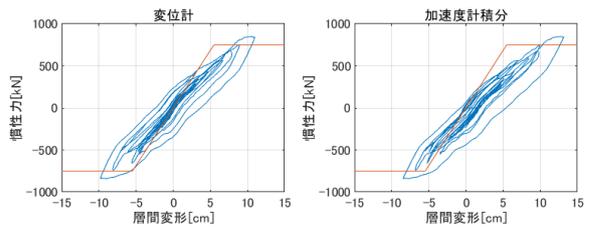


図14(a) 慣性力-層間変形関係の比較(鷹取波80%第1層)

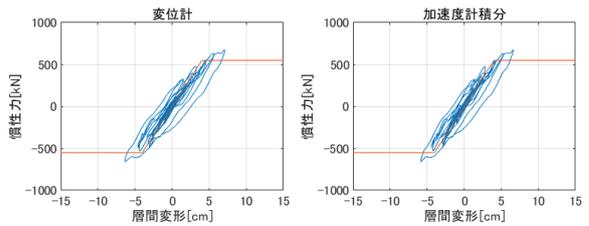


図14(b) 慣性力-層間変形関係の比較(鷹取波80%2層)

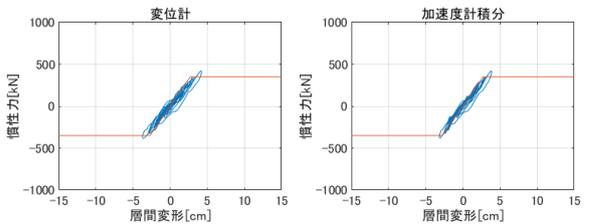


図14(c) 慣性力-層間変形関係の比較(鷹取波80%第3層)

表7 各層で計算された損傷度 D と損傷状況(鷹取波80%)

	使用記録	最大塑性率 $s\mu_{max}$	累積塑性変形 倍率 $s\eta$	D 値	D 値 (累積)	損傷状況
1層	レーザー変位計	2.01	4.43	0.33	0.47	亀裂発生
	加速度積分	2.41	3.88	0.46	0.57	
2層	レーザー変位計	1.78	3.85	0.22	0.31	亀裂なし
	加速度積分	1.65	2.99	0.14	0.20	
3層	レーザー変位計	1.56	2.57	0.11	0.16	亀裂なし
	加速度積分	1.43	1.41	0.05	0.08	

b) 鷹取波100%の結果

鷹取波100%の実験結果について、鷹取波80%と同様に、図6で示した積分方法の計算手順(a)~(e)によって計算した結果を図

15(a)～(e)に示し、レーザー変位計による記録との比較を図15(f)に示す。(f)の図から、加速度積分とレーザー変位計はほぼ一致していることがわかる。また、このケースでも残留変形は比較的小さいながらも加速度積分により残留変形を追跡できている。

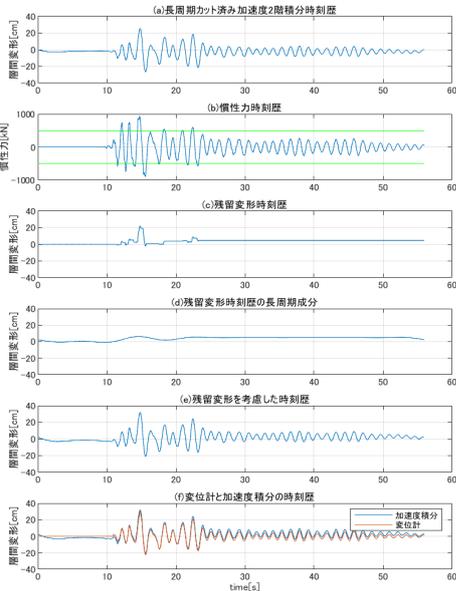


図15 加速度記録の積分計算の例(鷹取波100%第1層)

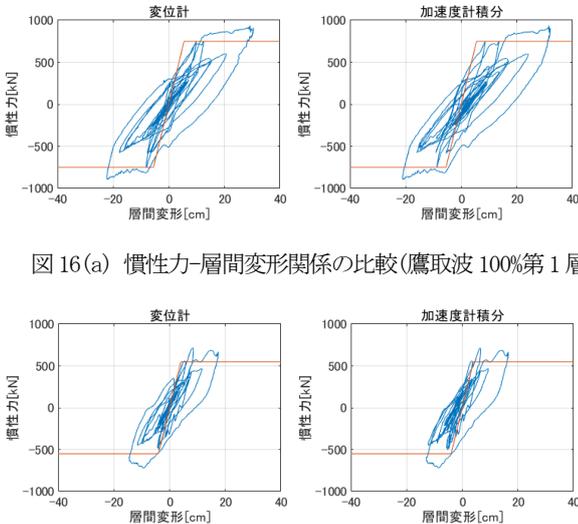


図16(a) 慣性力-層間変形関係の比較(鷹取波100%第1層)

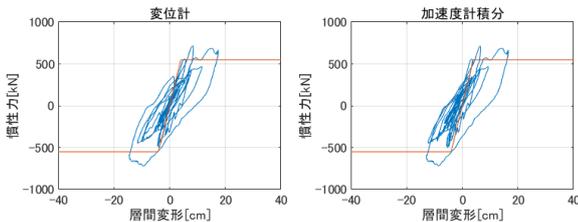


図16(b) 慣性力-層間変形関係の比較(鷹取波100%第2層)

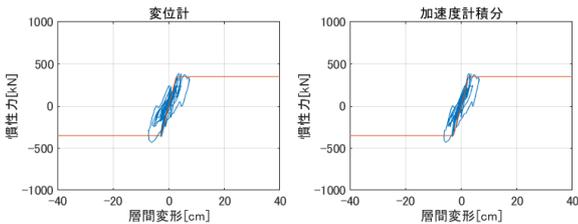


図16(c) 慣性力-層間変形関係の比較(鷹取波100%第3層)

図16(a)～(c)に、鷹取波100%の加振について、1～3層それぞれの慣性力-層間変形関係をレーザー変位計の結果と比較して示す。慣性力-層間変形関係は、変位計と加速度の積分は概ね同様の履歴性状を示している。

表7と同様に、図16の各層の慣性力-層間変形関係から、各層の最大塑性率 ${}_s\mu_{max}$ と累積塑性変形倍率 ${}_s\eta$ 、それらの値に基づいて計算した梁端部の損傷度 D 、加振後の梁端部の損傷状況を表8に示す。最大塑性率 ${}_s\mu_{max}$ と累積塑性変形倍率 ${}_s\eta$ のレーザー変位計による値に対する加速度積分による値は、比較的精度よく推定できている。それらから計算される D 値は、レーザー変位計による値に対して加速度積分による値は0.53～1.1倍程度である。大きな塑性化を伴う試験体等における本手法の積分精度は、多少の誤差はあり、 D 値の計算結果としては、0.53～1.1倍の範囲となった。また、 D 値は、1、2層では、8～27程度のかかなり大きな値となっている。加振後の試験体の損傷状況は、1層(2階梁端部)と2層(3階梁端部)は、梁端部下フランジに破断が発生しており、3層の梁端部には亀裂が確認されていない。

1層と2層の加速度積分による D 値がかかなり大きな値となっていることから、これらの層の梁端部の破断は十分に予想できると言える。なお、3層の梁端部の D 値が0.8以上で、亀裂が生じていないことについては、今後の課題である。

表8 各層で計算された損傷度 D と損傷状況(鷹取波100%)

	使用記録	最大塑性率 ${}_s\mu_{max}$	累積塑性変形 倍率 ${}_s\eta$	D 値	D 値 (累積)	損傷状況
1層	レーザー変位計	5.54	19.0	23.7	24.2	梁フランジ 破断
	加速度積分	5.83	18.3	26.6	27.2	
2層	レーザー変位計	4.34	16.5	10.1	10.4	梁フランジ 破断
	加速度積分	4.12	14.5	7.58	7.78	
3層	レーザー変位計	2.77	9.16	1.58	1.74	亀裂なし
	加速度積分	2.4	7.05	0.83	0.91	

③ 梁端部の損傷度 D と損傷状況の関係

図11に示すとおり、本研究で提案する損傷検知手法は、建物各階の梁端部の損傷度 D を計算し、その値によって梁端部の損傷状況を推定するものである。そこで、ここで示したE-ディフェンスの振動台実験データを用いた検討を含め、既往の実験等^{2),7),12)}の結果を調査し、スカラップを有する梁端部の損傷度 D と損傷状態の関係を整理した。

表9に、これらの実験結果に基づいて定めたスカラップを有する梁端部の損傷度 D の値に対応する構造に関する被災度区分¹⁹⁾と損傷状況との関係を示す。 D 値が0の場合、構造部材は概ね弾性

挙動の範囲内であり、構造的な被害はほとんどないと考えられ、これを被災度区分の0s（無被害、軽微）に区分した。 $0 < D < 0.2$ の範囲は、梁端部は降伏しているが亀裂は生じていない状況と考えられ、これを被災度区分のI s（小破）に区分した。構造的には継続使用が可能な状況である。 $0.2 \leq D < 1.0$ の範囲は、梁端部に亀裂が生じているか、または、それが進展し、亀裂が貫通（部分的に破断）している状態であり、被災度区分のII s、III s（小破～中破）に区分した。 $1.0 \leq D < 1.5$ の範囲は、該当する階の一部の梁端部でフランジが破断している可能性があり、被災度区分のIV s（中破）に区分した。 $1.5 \leq D$ の範囲は、該当する階の数カ所で、梁端部が破断している可能性があり、被災度区分のV s（大破）に区分した。また、表の右欄に、それぞれの損傷度における建物管理者の対応などを参考として示した。この表に基づいて、本提案手法に基づいて計算される建物X、Y方向の各層の損傷度Dから、各層の被災度区分と被害状況が判定される。

E-ディフェンス実大3層鉄骨造建物の振動台実験データを用いたここでの検討から、本研究で提案した鉄骨造建築物の地震後の損傷検知手法は、地震時の建物各層の梁端部の亀裂発生や破断の有無を判定する上で有効な手段になり得ると考えられる。

表9 鉄骨造事務所建物の損傷度と被災度区分等の関係

鉄骨梁端（スカルップ）の損傷度Dと被害状況との関係			
損傷度Dの区分	構造に関する被災度区分	建物の各階に想定される構造的な被害の状況	地震後の対応（参考）
D=0（緑）	0s（無被害、軽微）	建物の構造としては概ね弾性挙動の範囲内であり、構造的な被害はほとんど無いと考えられる。	構造的には継続使用可能な状態。（外装、内装材等の非構造部材や設備等に被害が発生している場合はある）
$0 < D < 0.2$ （黄）	I s（小破）	該当する階の梁端部は降伏している状態であるが、梁端部には亀裂が生じていないと考えられる。	構造的には継続使用可能な状態と考えられるが、内外装材等や設備等の被害状況によっては、専門家に相談した方がよいと考えられる状態。
$0.2 \leq D < 1.0$ （オレンジ）	II s、III s（小破～中破）	該当する階の一部の梁端部フランジには亀裂等が生じ、それが進展している場合や、亀裂が貫通（部分的に破断）している可能性がある。	専門家に相談し、該当する階については、構造部材の調査を行う必要があると考えられる状態。
$1.0 \leq D < 1.5$ （赤）	IV s（中破）	該当する階の一部の梁端部のフランジには、破断が生じている可能性がある。	早急に専門家に相談し、該当する階については、構造部材の調査（特に梁端部の破断の有無の調査）を行って、継続使用の可否や補修の要否を判断すべき状態。
$1.5 \leq D$ （紫）	V s（大破）	該当する階の数箇所の梁端部のフランジで、破断が生じている可能性がある。（損傷度の数値が大きいほど破断箇所が多い）	該当する階及びその上下階（または建物）では、避難を行う必要があり、至急、専門家に相談し、構造部材の調査を行う必要がある状態。

IV 建物各層の加速度応答等の推定方法の検討

1) 実用化に向けた課題

地震時の建物の損傷検知を行うにあたり、全ての階に加速度センサを設置できるのが理想であるが、コスト面の問題等で全ての階に加速度センサが設置できない場合が多い。建物の被災度等を評価する際には、一般的には層間変形角などの建物の層の特性が

必要になるため、各階の加速度の情報が必要になり、限られた階の加速度記録を用いた全階応答推定法が必要となる。本研究で提案する損傷検知手法でも、各層の応答変形履歴に基づく塑性率と累積塑性変形倍率を用いて、各層の梁端部の損傷度を推定するが、そのためには各層の加速度応答が必要である。限られた階の加速度記録を用いた全階応答推定法としては、簡易的な手法として線形補間する方法が適用されているが、ここでは、より精度の高い補間方法として設計時の情報に基づいた刺激関数を用いた補間方法²⁰⁾を適用する。この手法では、1階を除いた建物上部の地震計の設置箇所（階）数に対応するモード（例えば、3箇所設置の場合は1～3次モード）の刺激関数の合成により、加速度センサが設置されている階の記録から設置されていない階の加速度を推定するものである。使用する刺激関数は建物の各層の重量と剛性を用いて算出するが、各層の重量と剛性については、基本的に設計時の値を用いる。

2) 解析モデルを用いた建物各層の加速度応答等の推定

① 解析対象建物と解析方法

上記の刺激関数の合成を用いた補間方法により、文献21)に示される52階建て超高層鉄骨造建物（建物I）の質点系の解析モデルを用いて、この解析モデルの時刻歴応答解析から得られる各層の加速度時刻歴を使って、限定層の加速度時刻歴データから全層の加速度時刻歴の推定を行う。時刻歴応答解析の入力地震波は東北地方太平洋沖地震時にこの建物で記録されたものを使用する²¹⁾。ここでは、応答解析結果の梁端部の損傷度が1.0前後の値になることを目標として、この地震記録の入力地震動を2.5倍にして解析を行う。時刻歴応答解析に際しては、各層の重量と復元力特性を使用し、減衰定数は1次2%、高次は剛性比例型とした。各層の塑性率と累積塑性変形倍率を計算する際には、塑性率の基点を用いた。

この建物には、1、18、38、52Fの4箇所、実際に地震計が設置されているので、これらの地震計の記録を使用して全層の加速度を推定することを想定し、応答解析から得られる1、18、38、52Fの加速度時刻歴波形を使用して、全層の加速度を推定し、それを用いて塑性率や累積塑性変形倍率、梁端部の損傷度Dを計算する。また、それとの比較として、観測点数を合計6箇所とし、高さ方向に概ね均等に地震計が設置された場合として、1、10、20、32、44、52Fに地震計が設置されていると想定した場合についても、同様に計算を行う。

刺激関数を用いた補間方法の計算に際しては、各層の初期剛性

が必要になるが、解析モデルの復元力特性の第一剛性とした。推定された各層の加速度記録を2階積分して応答変位時刻歴を算出し、各層の層間変形角や塑性率、累積塑性変形倍率、梁端部の損傷度 D 値を計算する。応答変位を算出する際には、図 6 で示した方法により、残留変位を考慮しない場合とする場合の両方を行った。積分の際には、0.04Hz のハイパスフィルタを施している。

② 解析結果

対象建物の短辺方向と長辺方向について、上記の検討をおこなったが、以下では長辺方向の結果のみを示す。

1、18、38、52F の 4 箇所の加速度応答時刻歴を用いて推定された全層の加速度分布を図 17(a) に示す。この推定加速度と応答解析による加速度に若干のずれが見られるが、ずれは小さくほぼ同様な値が得られている。これらの各層の推定加速度を使って、図 6 に示した方法により、残留変形を考慮した場合としない場合について応答変位時刻歴を算出し、各層の塑性率、累積塑性変形倍率、梁端部の損傷度 D を計算した。また、上述の応答解析による各層の加速度を使って、同様の計算を行った。これらを時刻歴解析から直接得られる結果 (図の黒線) と比較して、図 17(b) 塑性率、(c) 累積塑性変形倍率、(d) 梁端部の損傷度 D にそれぞれ示す。

塑性率及び累積塑性変形倍率に関して、20 層以下においてずれが見られるが、塑性率及び累積塑性変形倍率のずれとしてはそれほど大きいものではない。これらから計算される梁端部の損傷度 D 値に関しても下層階にずれは見られるが、全体的な傾向は概ね捉えることができている。建物が塑性化する場合には、弾性時の刺激関数を仮定して推定するためずれが生じると考えられるが、全体としてはそれほど大きなずれではなく、概ね傾向を捉えることができている。

次に、1、10、20、32、44、52F の 6 箇所の加速度応答時刻歴を用いて推定された全層の加速度分布を図 18(a) に示す。推定加速度と応答解析による加速度は、ずれもほとんどなく、同様の値が得られている。図 18(b)~(d) には、図 17 と同様に、(b) 塑性率、(c) 累積塑性変形倍率、(d) 梁端部の損傷度 D を比較した図をそれぞれ示す。図 17 の 4 点の加速度応答時刻歴を用いた結果と比較すると、塑性率、累積塑性変形倍率、梁端部の損傷度 D について、20 層以下で見られたずれがかなり小さくなっていて、地震応答解析の結果を精度よく推定できていることがわかる。

これらの解析から、本稿で示した 50 層程度の建物であっても、適当な間隔で 6 箇所ほどの地震計が設置されていれば、建物全層の梁端部の損傷度 D を精度よく推定できることがわかった。これらのことから、文献 20) で示された方法によって、限られた階の地

震計の記録から全階の梁端部の損傷度 D が十分な精度で推定できると考えられる。

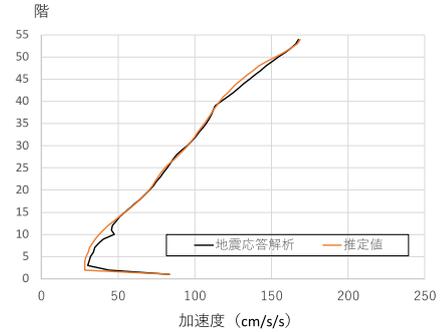


図 17(a) 4 点の加速度記録から推定した加速度

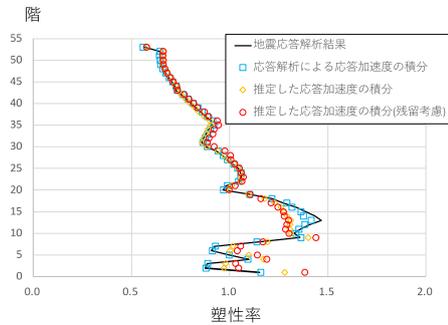


図 17(b) 4 点から推定した加速度の積分による塑性率

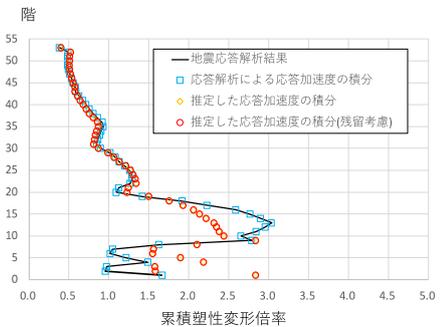


図 17(c) 4 点から推定した加速度の積分による累積塑性変形倍率

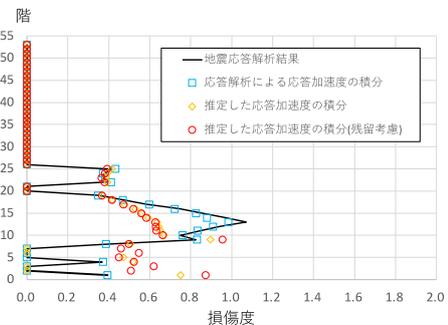


図 17(d) 4 点から推定した加速度の積分による梁端部損傷度

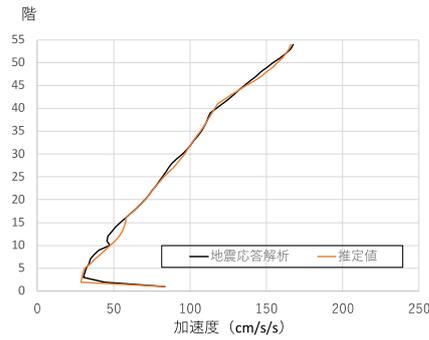


図 18(a) 6 点の加速度記録から推定した加速度

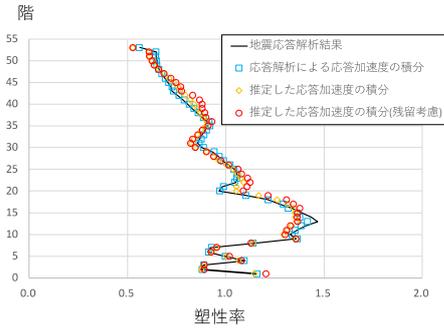


図 18(b) 6 点から推定した加速度の積分による塑性率

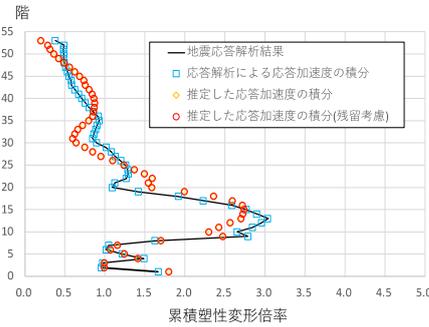


図 18(c) 6 点から推定した加速度の積分による累積塑性変形倍率

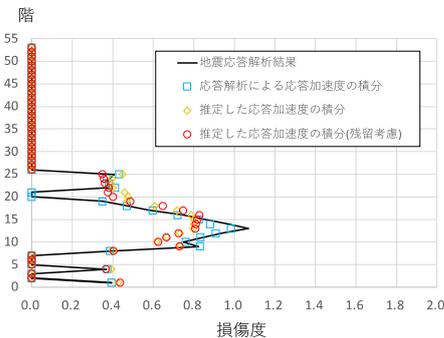


図 18(d) 6 点から推定した加速度の積分による梁端部損傷度

V 実際の建物への適用による実用化技術の検討と地震観測

1) 被災状況表示システムの導入

本研究で実施した鉄骨造骨組の振動台実験、E-ディフェンス実大 3 層建物の振動台実験データを用いた提案手法の検証、及び、建物全階の損傷を推定する方法の検討から、ここで提案する鉄骨造建築物の地震時の損傷検知手法は、十分に実用化できるものと考えられる。そこで、実在する建物にこの手法を適用して、実用上の問題等がないか検討を行うこととした。

地震時において、建物の管理者はできるだけ早く建物の損傷状況を把握する必要があり、もし損傷が大きい可能性がある場合には、建物利用者等を避難させることも必要となる。そこで、地震後に、地震計の記録から建物各層の梁端部損傷度 D を計算し、表 9 に基づいて被災区分の判定を行い、その情報を PC 画面上に表示するシステムを構築した。PC 画面での被災状況の表示例を、図 19 に示す。これは、22 層の建物の表示例であり、この地震では、X、Y 方向の全層が緑色で被災区分 0s (無被害、軽微) であることがわかる。また、主要な階の加速度時刻歴も表示している。

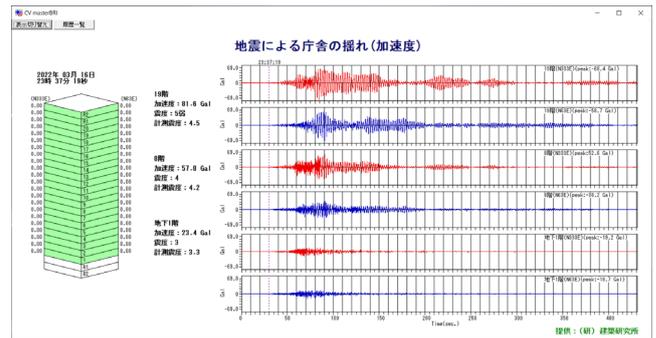


図 19 PC 画面での建物の被災状況の表示

2) 実在の建物への地震計の設置と地震観測

本研究で提案した鉄骨造建築物の地震時損傷検知手法とその結果を PC 画面上で表示する被災状況表示システムについて、実用上の問題がないか検討するために、実在の 2 棟の鉄骨造事務所ビル (7 階建て鉄骨造、20 階建て超高層鉄骨造) に地震計を設置するとともに、被災状況表示システムを導入した。なお、これら 2 棟は、いずれも、建築研究所で既に強震観測²²⁾を実施している建物である。

7 階建て鉄骨造事務所ビルを写真 2 (中央の建物) に示す。この建物は、建築研究所の強震観測として、1 階、2 階、7 階に地震計が設置され、強震観測が行われている建物であるが、今回、1 階から R 階までの全ての階に写真 3 に示す無線式の地震計を新たに設置し、建物全階の加速度記録を計測できるようにした。また、建物の管理者がいる事務室には、写真 4 に示すように、被災状況表示シ

システムが入ったノート型のPCを設置した。このような無線式の地震計は、特別な配線工事や設置工事の必要がなく、設置も、建物使用者の邪魔にならない場所の床に、両面テープで固定しているものであり、2時間程度で全ての階の設置が終了した。一方、現状でこの無線式地震計では、観測されたデータを制御PCに回収する際に、かなりの時間が必要であり、この点の改善が望まれる。

設置したこれらの地震計によって、2021年10月7日に関東地方で発生した震度5強の地震を観測することができた。その際の、被災状況表示システムの表示画面を図20に示す。建物X、Y方向の全ての階で梁端部の損傷度Dは0であり、0s(無被害、軽微)の被災度区分であったことがわかる。



写真2 7階建て事務所ビル



写真3 無線式地震計



写真4 被災状況表示システム(PC)

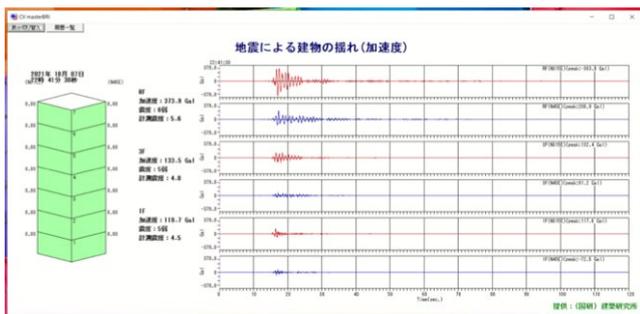


図20 7階建て事務所ビルの被災状況表示システムの画面(2021.10.7関東地方震度5強の地震)

この地震で建物の揺れが大きかったX方向について、1階からR階までの地震計で観測された加速度記録から計算した建物の1階～7階までの慣性力-層間変形関係を図21に示す。図中の赤線が観測記録の慣性力-層間変形関係であり、黒実線は構造計算書から得られる設計上の層せん断力-層間変形関係(トリリニア)である。

建物の中間層(2～5階)では、設計上の層剛性よりも観測記録の層剛性が少し高い程度であるが、最下層と上層(6、7階)では、観測記録の層剛性がかなり高いことがわかる。また、4階、5階において、この地震では、第1ヒンジ発生の耐力の6割程度の応答であり、これらの地震記録から計算された建物の梁端部の損傷度は0となり、無被害の判定となった。本稿には示していないが、直行するY方向の応答は、X方向に比べてかなり小さいが、観測記録の層剛性と設計上の層剛性が比較的良好に合っていた。X方向の第1層と高層部で層剛性がかなり高くなる理由として、外装材等の非構造部材の影響などが考えられるが、この理由を明らかにするためには、さらなる検討が必要である。また、より多くの建物についても同様の観測を行うことが重要と考えられる。

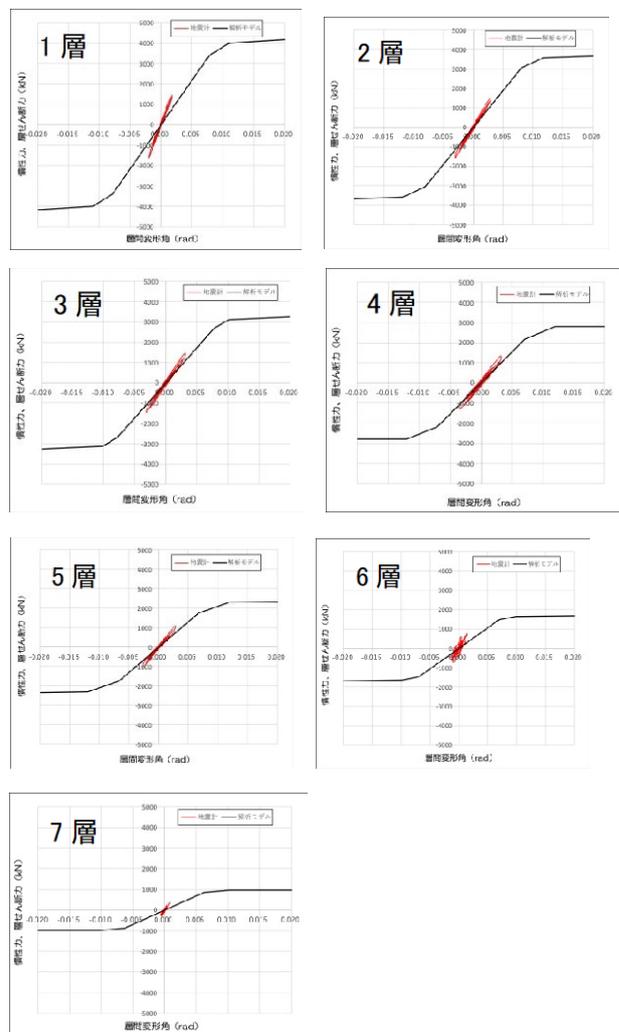


図21 各層の慣性力-層間変形関係(2021.10.7の地震)

20階建て超高層鉄骨造事務所ビルを写真5に示す。この建物で

は、もともと B1F、8F、19F に地震計が設置されていた²³⁾。20 層の建物で観測点が 3 箇所 (B1F、8F、19F) の場合、この 3 箇所から全ての階の加速度応答を適切な精度で推定するのは困難と考えられる。そこで、図 22 に示すように、今回、4F と 14F に、これまでの地震計と同様の地震計を追加で設置した。これにより、IV 章で示した方法によって、B1F を含めた 5 箇所の観測点から、適切な精度で全ての階の加速度応答の推定と梁端損傷度 D の計算が可能になると考えられる。図 19 で示した被災状況の表示例は、この建物において、2022 年 3 月 16 日に発生した地震の観測記録から計算された被災状況の表示画面である。現状で、部材に損傷が生じるようなレベルの地震は観測されていないが、この建物においても適切に観測が行われ、建物各層の損傷の計算を行うことができると考えられる。



写真5 20階建て超高层鉄骨造事務所ビル

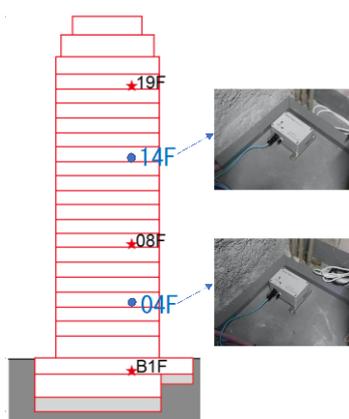


図22 追加した地震計

VI まとめ

本研究では、鉄骨造建築物の地震時における損傷部位とその状態を即座に検知し判定する手法について、振動台実験や E-ディフェンスの実験データを用いて検討し、提案した。また、提案した手法を実在の建物に適用して、実用化する上で問題点がないか検討した。これらの検討内容と結果の概要を以下にまとめて示す。

1) 地震時の鉄骨造建物の応答変位推定方法に関する検討

- ・地震計の加速度記録の積分による鉄骨造骨組の地震時の応答変位時刻歴の推定方法に関して、1 層 1 スパン鉄骨造骨組の振動台実験等によって、加速度記録の積分による応答変形推定の精度や残留変形を考慮して計算することの影響等について検討した。
- ・一般的な加速度記録の積分による応答変形の推定方法は、鉄骨造骨組の弾塑性領域での応答変形を十分な精度で推定でき、実用化する上で問題ないことが確認できた。

- ・本研究で提案した残留変形を考慮した積分方法は、最大応答変形をより精度よく推定できるが、継続時間の長い地震動に対しては、適用に注意が必要となることがわかった。

2) E-ディフェンスの実験データを用いた提案手法の検証

- ・地震時の鉄骨造建築物の梁端部の損傷検知手法として、加速度の積分による応答変形時刻歴と梁端部の疲労曲線式を用いて梁端部の損傷度 D を計算して評価する手法を提案した。この手法は、地震時の鉄骨造建物の各層の梁端部の亀裂発生や破断の有無を判定する上で有効な手段になり得ることが確認できた。

- ・E-ディフェンスのデータの検討も含め、既往の実験結果に基づいて梁端部の損傷度 D の値と被災度区分等との関係を検討し、対応表を提示した。

3) 建物各層の加速度応答等の推定方法の検討

- ・実際には全ての階に加速度センサを設置するのは困難であるため、既往研究で提案されている刺激関数の合成によって、限定層の加速度時刻歴データから全層の加速度時刻歴を推定する方法の妥当性を検討した。

- ・実在の 52 階建ての超高层建物の解析モデルを用いて検討した結果、1F を含めて高さ方向に 6 箇所ほどの地震計が設置されていれば、建物全層の加速度が推定でき、それらから計算される梁端部の損傷度 D の精度も問題ないことが確認された。

4) 実際の建物への適用による実用化技術の検討

- ・建物管理者が地震後に建物の各階の被災状況を容易に確認できるようにするために、被災状況表示システム (PC) を作成した。
- ・実際の適用上の問題点などを検討するため、実在する 2 棟の建物 (7 階建て鉄骨造、20 階建て超高层鉄骨造) に地震計と被災状況表示システム (PC) を設置し、観測を行っている。現在までに、観測された地震動に対しては、適切に建物の損傷状態が計算され、表示されている。

謝辞

本研究は、建築研究所、東京工業大学、大阪大学、東京大学、京都大学、一般社団法人日本鋼構造協会の 6 者で共同研究を締結して実施した。また、一般社団法人日本鉄鋼連盟による「鋼構造研究・教育助成事業」の助成金を受けている。強震観測の実施にあたっては建物管理者・関係者の方々に多大なご協力をいただいた。ここに記して関係各位に感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 廣嶋哲、長谷川隆、森田高市、伊山潤、金城陽介：梁端破断を

- 伴う鉄骨造 2 スパン骨組の地震応答性状に関する振動台実験、構造工学論文集 Vol. 65B、2019. 3
- 2) 金城陽介、長谷川隆、廣嶋哲：梁端破断を伴う鉄骨造 2 層骨組の地震応答に関する振動台実験、日本建築学会技術報告集、No. 62、pp. 147-152、2020. 2
 - 3) 長谷川隆、中川博人、廣嶋哲：鉄骨部分骨組の振動台実験に基づく梁端部の損傷検知手法に関する研究 その 2 加速度の積分による梁端部の損傷の推定、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 881-882、2017. 8
 - 4) 長谷川隆、中川博人、廣嶋哲：梁端破断を伴う鉄骨造 2 スパン骨組の地震応答に関する振動台実験 その 4 加速度の積分による梁端部の損傷の推定、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1047-1048、2018. 9
 - 5) 長谷川隆、中川博人、金城陽介：梁端破断を伴う鉄骨造 2 層骨組の地震応答に関する振動台実験 その 3 加速度の積分による梁端部の損傷の推定、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1227-1228、2019. 9
 - 6) 伊山潤、廣嶋哲、長谷川隆、森田高市、中川博人：地震時における鉄骨造骨組の梁端部の損傷評価に関する振動台実験 その 1 実験計画と荷重変形関係、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1185-1186、2021. 9
 - 7) 廣嶋哲、長谷川隆、森田高市、中川博人、伊山潤、岩田善裕、沖佑典：地震時における鉄骨造骨組の梁端部の損傷評価に関する振動台実験 その 2 損傷経過と疲労性能評価、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1187-1188、2021. 9
 - 8) 長谷川隆、中川博人、森田高市、廣嶋哲：地震時における鉄骨造骨組の梁端部の損傷評価に関する振動台実験 その 3 加速度の積分による損傷の推定、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 1189-1190、2021. 9
 - 9) 小林拓末、石田孝徳、島田侑子、山田哲：エネルギーの釣合いに基づいた残留変形の評価法 その 1 評価法の提案、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp. 749-750、2016. 8
 - 10) 森田高市、長谷川隆、中川博人：振動台実験データに基づく加速度積分と疲労曲線による鉄骨造建築物の損傷検知手法の検討、日本建築学会技術報告集、第 26 巻、第 64 号、pp. 957-961、2020. 10
 - 11) 国立研究開発法人建築研究所：超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法 その 2、長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ、2017. 4
 - 12) 三木徳人、岩田善裕、長谷川隆、山田哲：鉄骨梁端接合部の亀裂に着目した繰り返し変形性能、日本建築学会関東支部研究報告集、pp. 457-460、2018. 3
 - 13) 鈴木芳隆、石田隆司、阿部雅史、小鹿紀英、長谷川隆：部材疲労曲線を用いた長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の耐震安全性評価方法の検討、構造工学論文集、Vol. 61B、pp. 439-445、2015. 3
 - 14) 石田隆司、長谷川隆、小鹿紀英、鈴木芳隆、阿部雅史：質点系モデルを用いた超高層鉄骨造建物の梁端損傷度の評価と推定精度向上策の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 729-730、2015. 9
 - 15) 兵庫県、独立行政法人防災科学技術研究所、国立大学法人神戸大学：地震によって損傷を受けた鉄骨建築物の耐震安全対策に関する実験研究、2014. 3、
<https://web.pref.hyogo.lg.jp/kk37/e-defense25.html>
(参照 2020. 4)
 - 16) 難波尚、藤谷秀雄、多賀謙蔵、谷明勲、向井洋一、山邊友一郎、梶原浩一、谷和夫、山下拓三、白髪誠一、福岡大祐、森川翔平：複数回の強震動により累積損傷を受ける実大 3 層鋼骨組の E ディフェンス加振実験：その 1 試験体概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 975-976、2014. 9
 - 17) 国立研究開発法人防災科学技術研究所：「ASEBI」
<https://www.edgrid.jp> より課題名「地震によって損傷を受けた鉄骨建築物の耐震安全対策に関する実験研究」
 - 18) 森川翔平、難波尚、多賀謙蔵、白髪誠一、福岡大祐、梶原浩一：複数回の強震動により累積損傷を受ける実大 3 層鋼骨組の E ディフェンス加振実験：その 3 加振実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 979-980、2014. 9
 - 19) 2015 年改訂版 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 鉄骨造建築物、(一社) 日本建築防災協会、2016. 3
 - 20) 斎藤知生：「建物モデルのベイズ更新を用いた地震応答推定と確率的被災度評価」、日本建築学会構造系論文集、No. 683、pp. 63-70、2013. 01
 - 21) 平成 23 年(2011 年) 東北地方太平洋沖地震において観測された強震記録に基づく建築物の地震時挙動の分析、建築研究資料、No. 138、(独) 建築研究所、2012. 9
 - 22) BRI Strong Motion Observation:<http://smo.kenken.go.jp/>
 - 23) 中川博人、鹿嶋俊英：千葉市にある鉄骨造高層建物の強震観測、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp. 901-902、2021. 9