

ブ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

SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT FOR STEEL FRAMES
CONSIDERING FRACTURE OF BEAMS AND BRACES松井良太^{*1}, 潤井駿司^{*2}, 得能将紀^{*2}, 竹内 徹^{*3}Ryota MATSUI, Shunji URUI, Masaki TOKUNO
and Toru TAKEUCHI

The 2011 Tohoku Earthquake ruptured several asperities at the same time, which generated a large scale and long period ground motion. Recently the higher level of the earthquake ground motion is considered in structural design, and the nonlinearity characteristics such as large plasticity or fracture of members are inevitable issues in seismic performance evaluation of the steel structures. This paper presents the seismic performance of the braced frames is assessed by the time history response analysis program taking fracture of the end of beams and braces into account. The incremental dynamic analysis (IDA) is hired, in order to grasp the ultimate state under extremely large ground motions. The fragility curve was constituted from the analysis results, which provides the member fracture has definitely effect on the seismic performance of the braced frames.

Keywords: Member Fracture, Steel Frame, Seismic Performance, Incremental Dynamic Analysis, Fragility Curve

部材破断, 鋼構造骨組, 耐震性能, 漸増動的解析, 損傷度曲線

1. 序

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震で、並列するアスペリティが連動して同時に移動することが観測結果より解析され、近年の地震防災対策では東南海3連動等の大規模かつ長周期の地震動を想定する必要性が指摘されている¹⁾。これに応じて、耐震設計にて要求される地震動のレベルは増大する傾向にあり²⁾、社会基盤上極めて重要な避難施設や発電所等の構造物においては、大きな塑性化や部材破断等を含む鋼構造物の終局挙動を追跡できる、非線形性の高い数値解析手法の構築が望まれる。現在まで、数々の研究者が部材破断を考慮した骨組の数値解析を試みており、部材破断挙動の評価方法としては、主として以下のような手法が用いられている。

- (i) 有限要素解析より推定した局部に集中する応力を用いる手法³⁾
- (ii) 部材の応答変位の最大値を用いる手法⁴⁾
- (iii) 部材ハイブリッド実験により直接的に判定する手法⁵⁾
- (iv) 部材実験の結果を援用する手法⁶⁾

これらの手法はそれぞれ以下のような課題点が挙げられる。

- (i) 架構全体では膨大な要素モデルを要し、計算量だけでなく設定項目の多いため、計算時間が長くなる。
- (ii) 部材の最大応答値と破断時期は一義的に対応しない。
- (iii) 特定の構造物を対象とする必要があり、比較検証が容易でない。
- (iv) 種々の部材に対応した多数の部材実験の結果を要する。

このような課題に対し、筆者ら⁷⁾はこれまで部材の破断挙動が局

所に集中する塑性歪履歴に支配されることを、実験および数値解析より検証し、部材全体の変位履歴から局部塑性歪を直接評価する手法を展開してきた。同手法は、計算量の著しい増加を伴うことなく、従来の汎用時刻歴応答解析プログラムに簡易に組み込むため、部材破断を考慮した種々の鋼構造骨組の比較検証を容易に行うことができる^{8),9)}。また、同手法を用いて部材破断を含めた15節のトラス鉄塔や学校体育館の時刻歴応答解析を実施し、実際の被害を概ね評価できることが確認されている¹⁰⁾。

本研究では現行の建築基準法における必要保有水平耐力を満たした7層、15層、21層のラーメン骨組を対象として、ブレースおよび梁端部の部材破断の非考慮/考慮が地震応答特性に与える影響について、以下の要領に基づき検証する。

①入力地震動には、各骨組の固有周期帯において設計用速度応答スペクトルに規準化させた14波の観測地震波を用いる。②漸増動的解析（以降、IDAと呼ぶ）により¹¹⁾、二次設計と同等のレベルから極大地震動までにおける、各骨組の最大変位、残留変位およびエネルギー吸収量の推移を確認する。③小川が検討している損傷に寄与する地震入力エネルギー量の比率 r_{cycle} に着想を得て¹²⁾、入力地震動の速度スペクトルとエネルギー量の速度換算値の比率 R_E を導入し、 R_E と各骨組の応答との関係性について分析する。④得られた各骨組の地震応答解析結果より fragility 曲線を評価し、入力地震動の強さと被害の関係について検討する。

^{*1} 東京工業大学建築学専攻 助教・博士(工学)

^{*2} 元東京工業大学建築学専攻 大学院生

^{*3} 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Former Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

2. 部材破断を考慮した IDA の概要

2.1 検討建物モデル

図 1 に検討建物モデルの軸組図を示す。実在する 7, 15, 21 層の鋼構造建物の骨組や重量を基に、梁あるいは柱先行降伏型（以降、梁あるいは柱降伏型と呼ぶ）の計 6 種の主架構を設定する。柱梁は表 1 に示す断面とし、柱梁耐力比は梁降伏型主架構モデルが 3.0 程度、柱降伏型主架構モデルが 0.8 程度とする。1 次固有周期は 7 層モデルが 1s, 15 層が 2s, 21 層が 3s 程度であり、建物高さに対して 0.034~0.039 倍となる。表 1 に建物諸元および $D_s=0.25$ での保有水平耐力計算検定値 Q_u/Q_{un} を併せて示す。

建物名称は図 2 のような表記法に従う。表 2 に各建物の固有周期および付加するブレースの諸元を示す。座屈拘束ブレース（以降、BRB と呼ぶ）を付加した制振建物モデルは、BCJ-L2 に代表される設計用応答スペクトル相当の入力を受けた際に、最大層間変形角が目標値近傍となるように文献 13) に示される手法を用いての BRB の軸剛性および降伏軸力を決定する。目標最大層間変形角を 1/100, 1/150, 1/200 rad と 3 段階に設定し、それぞれ B100, B150, B200 モデルと称す。B100, B150 モデルは BRB 降伏時層間変形角を 1/600 rad, B200 モデルは 1/800 rad とし、目標層間変形時の BRB の最大塑性率は表 2 に示す値とする。B100 モデルは降伏軸力の小さい BRB を大きく塑性化させることで、また B200 モデルは降伏軸力の大きい BRB を早期に降伏させることでエネルギー吸収を行う。円形鋼管ブレース（CHS と呼ぶ）を付加した耐震建物モデルでは各層の保有水平耐力計算検定値 Q_u/Q_{un} が B100 モデルの 1~1.2 倍となるよう、既成の断面を持つ CHS を全層に付加する。なお、保有水平耐力計算時

の D_s 値は制振建物モデルが 0.25 に対して、耐震建物モデルでは CHS が BB, BC ランクであり、0.35, 0.4 のいずれかの値となる。図 1 に示すように、7, 15 層制振建物モデルは各層に 1 本、21 層制振建物モデルおよび耐震建物モデルは各層に 2 本のブレースを配置する。

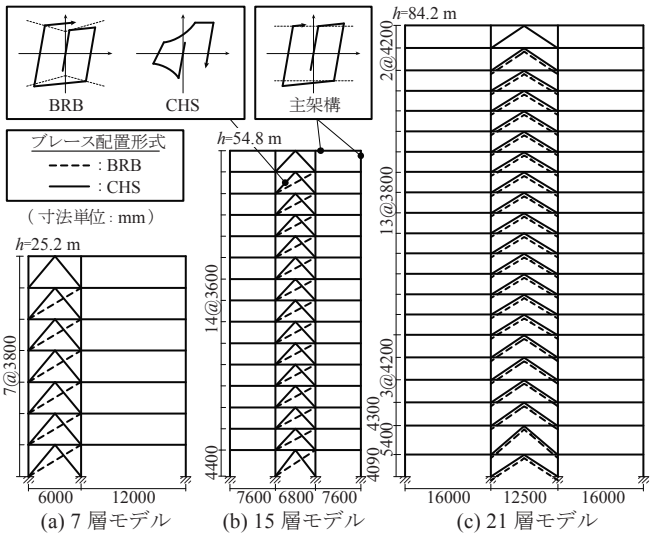


図 1 解析モデル図

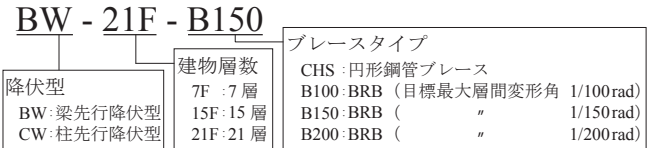


図 2 解析モデルの表記法

表 1 主架構諸元

	層数	固有周期 T_1 (s)	柱断面 鋼材種別	梁断面 鋼材種別	総質量 M (t)	保有水平耐力 計算検定値 Q_u/Q_{un}
BW 梁降伏型	7	0.97	□-550×25 (BCP325)	H-440×300 ×11×18 ~ H-588×300 ×12×20 (SN400B)	424	1.53
	15	1.85	□-550×22 ~ □-550×32 (BCP325)	H-700×300 ×16×28 ~ H-800×250 ×16×22 (SN400B)	1263	1.23
	21	2.88	□-600×28 ~ □-600× 700×55 (BCP325)	H-700×300 ×16×28 ~ H-800×250 ×16×22 (SN400B)	4053	1.48
CW 柱降伏型	7	0.98	□-350×16 ~ □-450×22 (BCP235)	H-700×300 ×16×28 ~ H-800×250 ×16×22 (SN400B)	424	1.43
	15	1.91	□-350×16 ~ □-500×28 (BCP235)	H-700×250 ×16×25 ~ H-800×300 ×16×28 (SN400B)	1263	1.44
	21	2.97	□-450×19 ~ □-600×40 (BCP235,325)	H-1000×300 ×19×32 ~ H-1150×350 ×25×36 (SN400B)	4053	1.35

表 2 解析対象建物およびブレース諸元

モデル名	固有周期 T_1 (s)	円形鋼管 ブレース	細長比 λ	径厚比 D/t	BRB 目標 塑性率	ブレース保有 水平耐力比 Q_{ub}/Q_u
BW-7F-CHS	0.55	φ165.2×4.0 ~ φ267.4×6.6	47~76	26~48	-	0.5~0.56
BW-7F-B100	0.74	-	-	-	6	0.03~0.25
BW-7F-B150	0.74	-	-	-	4	0.16~0.24
BW-7F-B200	0.65	-	-	-	4	0.13~0.32
BW-15F-CHS	1.3	φ165.2×3.8 ~ φ267.4×6.6	40~78	26~53	-	0.51~0.63
BW-15F-B100	1.63	-	-	-	6	0.05~0.23
BW-15F-B150	1.52	-	-	-	4	0.05~0.26
BW-15F-B200	1.4	-	-	-	4	0.03~0.34
BW-21F-CHS	1.91	φ216.3×4.5 ~ φ457.2×9.5	42~92	26~58	-	0.48~0.61
BW-21F-B100	2.44	-	-	-	6	0.01~0.24
BW-21F-B150	2.27	-	-	-	4	0.03~0.3
BW-21F-B200	2.02	-	-	-	4	0.07~0.37
CW-7F-CHS	0.58	φ216.3×5.8 ~ φ267.4×6.6	47~59	26~45	-	0.4~0.59
CW-7F-B100	0.8	-	-	-	6	0.03~0.25
CW-7F-B150	0.75	-	-	-	4	0.16~0.24
CW-7F-B200	0.68	-	-	-	4	0.13~0.32
CW-15F-CHS	1.24	φ267.4×6.6 ~ φ355.6×9.5	36~49	29~45	-	0.41~0.65
CW-15F-B100	1.6	-	-	-	6	0.05~0.23
CW-15F-B150	1.49	-	-	-	4	0.05~0.25
CW-15F-B200	1.38	-	-	-	4	0.03~0.34
CW-21F-CHS	1.92	φ355.6×9.5 ~ φ457.2×12.7	42~55	32~48	-	0.41~0.69
CW-21F-B100	2.48	-	-	-	6	0.01~0.24
CW-21F-B150	2.25	-	-	-	4	0.03~0.3
CW-21F-B200	2.03	-	-	-	4	0.07~0.37

2.2 骨組のモデル化と解析概要

解析モデルは建物の1スパンを取り出し平面フレームとする。(詳細は付録1を参照) 柱は軸力による曲げ耐力の低下を考慮してファイバー要素、梁は弾性曲げ要素の両端に剛塑性回転バネを接続した要素とする。ブレースは曲げモーメントを負担しない、軸力要素とする。部材毎の幾何剛性を考慮することでPA効果を表現し、柱脚は固定、柱梁は剛接合とする。降伏応力度 σ_y は鋼材のF値とし、柱、梁は表1に示す鋼材を、CHS(STK400)は $\sigma_y=235\text{ N/mm}^2$ 、BRB(LY225)は $\sigma_y=225\text{ N/mm}^2$ とする。弾性係数は、柱、ブレースは $E=205000\text{ N/mm}^2$ 、梁はスラブの効果を考慮し $E=307500\text{ N/mm}^2$ とする。復元力特性は柱のファイバー要素、梁端部の剛塑性バネ、BRB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は繰返しによる屈服耐力の劣化を考慮した、修正柴田若林モデル¹⁴⁾とする。

解析時間刻みは0.01sとし、数値積分にはNewmark- β 法($\beta=1/4$)、減衰はRayleigh型($h_1=h_2=0.02$)を用いる。

2.3 部材破断評価手法と破断挙動の模擬

BRBの破断時期は文献15)の手法、CHSおよび梁端部はそれぞれ文献9)、16)に示す局部歪を直接評価する手法により判定する。

部材破断と判定された次の解析ステップにて、ブレース部材では内力を0、剛性を破断前の状態の 10^{-4} 倍とする⁹⁾。梁部材では端部の剛塑性回転バネの曲げモーメントを0、回転剛性を $EIL \times 10^{-4}$ とすることで、破断挙動を模擬する¹⁷⁾。

2.4 入力地震動の選定

表3に各入力地震動の概要を示す。人工地震波や、近年発生した内陸型地震の強震動、東北地方太平洋沖地震の発生時に仙台市や東京都大手町で観測された海溝型地震の地震動など計14種の地震波を採用した。対象とする建物の1次固有周期は0.6~3s程度であり、その範囲において多様なスペクトル特性を含む地震動群となるよう留意した。

2.5 入力地震動の規準化

入力レベルを同程度とするために、対象とする建物の1次固有周期帯0.6~3sにおいて、各地震動の速度応答スペクトルを告示¹⁸⁾に定められた設計用応答スペクトルに規準化する。両者のスペクトルの差分の2乗和が最小となる倍率を同定し、各地震動の原波に乗じる。図3に、規準化された入力地震動倍率SF=1の地震動群の速度応答スペクトルを示す。各入力地震動の S_v は300~3000mm/sでば

らついているが、選定された14の地震動の中央値は設計用スペクトルに近接している。

3. 部材破断時の建物応答

3.1 部材破断による機構の変化と部材が破断する層の挙動

骨組の機構や応答に部材破断が及ぼす影響について代表的なケースを取り上げ確認する。7層耐震建物モデルに対し、13SDM-SF=1(原波の1.93倍)を入力した例における、最大変形時の機構図を図4に、各層の層間変形角分布を図5に、破断非考慮/考慮を比較して示す。梁降伏型のBW-7F-CHSモデルにおいて、部材破断を考慮しない場合、図4(a)(1)に示すように全層でCHSが座屈し1~5層まで梁端部に塑性ヒンジが生じ、図5(a)に示すように全層で0.005~0.01rad程度の層間変形角となる。部材破断を考慮した場合は、図4(a)(2)に示すように梁降伏型では入力開始より17.8~39.0sの間に2、3層にある全てのブレースが破断し、また2層の梁端部の3か所が破断する。図5(a)に見るように、部材が破断した2、3層において層間変形角が0.02rad程度まで集中的に分布した。梁降伏型は柱梁耐力比が3程度で、CHSが保有水平耐力の約50%を占めており、層の変形は大きくなるものの、ブレース破断後に柱端部に塑性ヒンジは形成されない。

柱降伏型のCW-7F-CHSモデルにおいて、部材破断を考慮しない場合、図4(b)(1)に示すように、1~6層に掛けてブレースが座屈し1~3層の柱頭および柱脚に塑性ヒンジが形成されるものの、図5(b)に見るように1層の層間変形角は0.015rad程度に留まる。一方、部

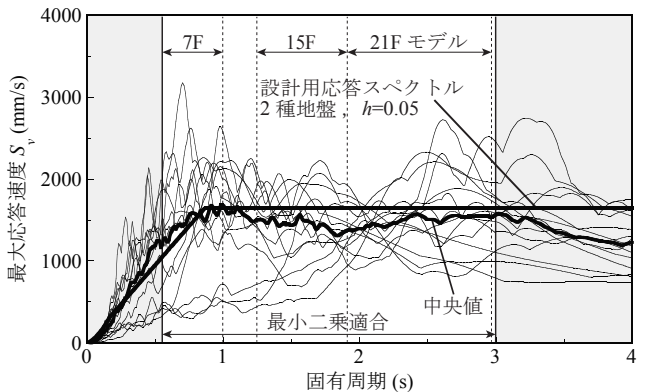


図3 規準化入力地震動の速度応答スペクトル

表3 入力地震動の諸元

入力波名	観測記録						R_E 平均値			基準化(SF=1)時諸元		
	地震名	発生日時	加速度波形 0(s)150	マグニ チュード	PGA (cm/s^2)	PGV (cm/s)	7層	15層	21層	倍率	PGA (cm/s^2)	PGV (cm/s)
01BCJ	人工地震動	-		-	356	73	3.1	2.7	2.3	1.48	528	109
02FNB		-		-	103	75	3.4	3.6	3.1	1.92	197	144
03ELC	Imperial Valley 地震	1940/5/18		6.4	342	38	1.8	1.7	1.3	2.33	796	89
04TAF	Kern County 地震	1952/7/21		7.7	176	17	2.2	1.7	1.3	4.99	878	85
05HAC	十勝沖地震	1968/5/16		7.8	230	35	2.1	2.3	2.1	2.5	574	87
06THK	宮城県沖地震	1978/6/12		7.4	258	37	2.1	1.4	1.3	1.7	440	63
07JMK	兵庫県南部地震	1995/1/17		7.3	821	92	1.7	1.2	1	0.87	711	80
08NRG	Northridge 地震	1994/1/17		6.7	336	40	1.7	1.6	1.3	1.97	661	79
09NRK	岩手宮城内陸地震	2008/6/14		7.2	471	73	1.8	2.0	1.8	0.63	296	46
10KSZ	新潟県中越沖地震	2007/7/16		6.8	691	108	1.4	1.3	1.4	0.46	318	50
11ANM	能登半島地震	2007/3/25		6.9	782	95	1.4	1.6	0.9	0.71	555	67
12OJY	新潟県中越地震	2004/10/23		6.8	1314	109	1.8	1.3	1.1	0.61	798	66
13SDM	東北地方太平洋沖地震	2011/3/11		9.0	410	54	2.4	2.3	2.3	1.93	791	105
14OTM	東北地方太平洋沖地震	2011/3/11		9.0	225	24	2.4	2.5	2	4.16	934	100

材破断を考慮した場合は、図 4(b)(2)のように 22.8~24.4s に掛けて 1 層の CHS が破断し、図 5(b)に見るように 1 層の層間変形角が 0.03rad に達しており、変形が集中している。図 5 の例では、部材破断を考慮した際の層間変形角は、降伏型に関わらず非考慮に対し、2 倍程度増大している。

部材が破断し層間変形角が最大となる層の時刻歴層間変形角を図 6 に、層せん断力 - 層間変形角関係を図 7 に示す。図 6(a)に見るように、梁降伏型では 17~23s に掛けて 2, 3 層の CHS および 2 層の梁端部が連続的に破断し、破断した部材数が増えるたびに、変形の振幅は破断非考慮とした場合と比較して増大する。同時刻帯では図 7(a)より部材破断後の層の剛性は半減し、中間層の剛性が他層より低くなる。一方、柱降伏型では、図 6(b)に示すように 23s 前後で 1 層の CHS が破断し、層間変形が非考慮に対して急増する。図 7(b)にみるように、CHS①が破断してから CHS②が破断する間に、層の履歴は正側負側に 2 往復する。CHS 座屈時には圧縮耐力が引張耐力

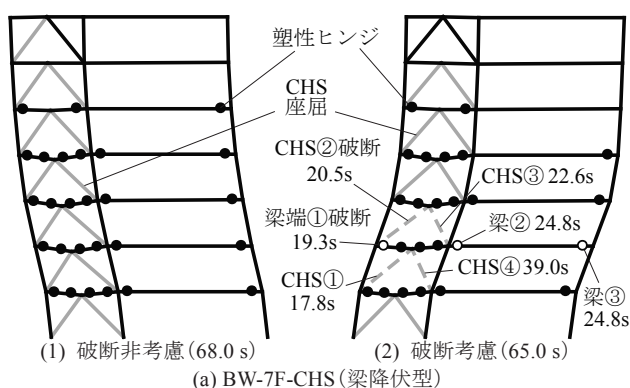


図 4 最大変形時の機構図 (変形 20 倍 13SDM-SF=1)

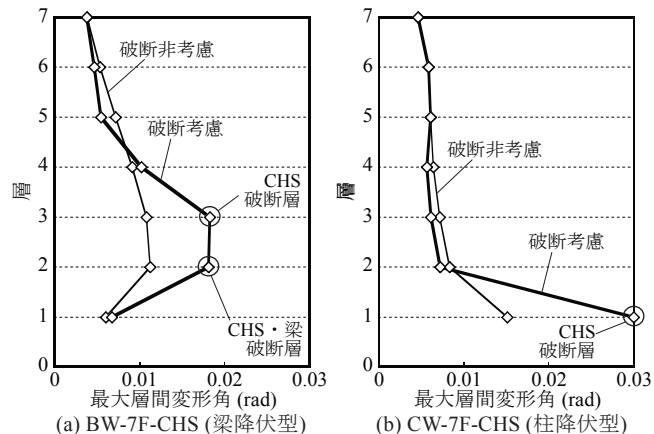


図 5 最大層間変形角の層ごとの分布

よりも低くなるため、層の耐力に正側負側で差が生じ、耐力が低い方向に変形が進展したものと考えられる。

3.2 部材破断によるエネルギー吸収量の特定期間への集中

図 8 に各層の歪エネルギー吸収量を、破断非考慮/考慮を比較して示す。図 8(a), (b)に示すように、CHS および梁端部の破断に伴い、柱梁主架構が負担するエネルギー量が、部材の破断した層において増加する。梁降伏型では 2 層の CHS および梁端部が破断し、エネルギーを吸収できないため、上下の 1, 3 層で柱梁主架構エネルギー吸収量が破断非考慮の場合より 2 倍程度増加した。柱降伏型では、1

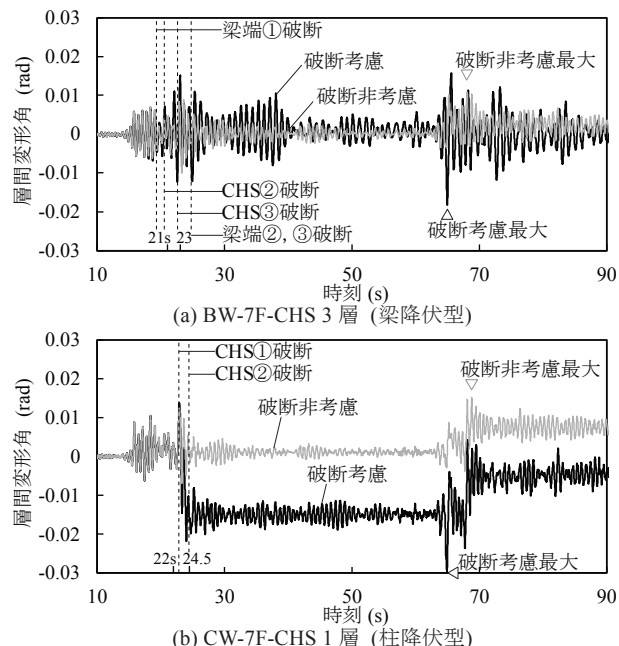


図 6 最大変形層の時刻歴層間変形角

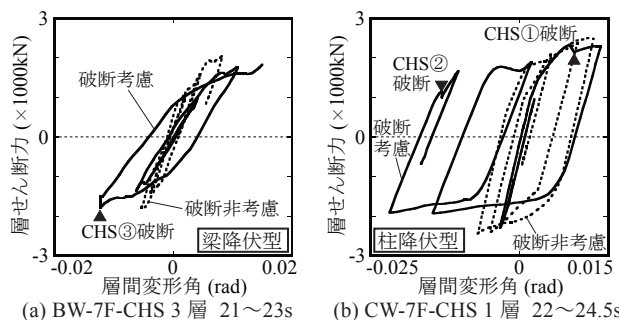


図 7 最大変形層の層せん断力 - 層間変形角関係

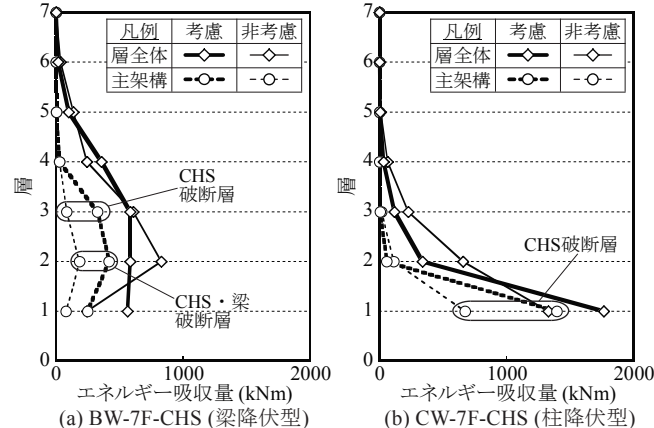


図 8 層および主架構の吸収エネルギー分布

層の柱梁主架構のエネルギー吸収量が、非考慮時と比較して2倍程度増加し、その他の層では半減する。

4. 部材破断を伴う極大地震入力下の鋼構建造物の耐震性能

本章では入力地震動倍率を $SF=5$ 程度まで段階的に増大させ、部材破断を考慮した時刻歴応答解析を行うことで、 SF や部材破断が各骨組の耐震性能に及ぼす影響について考察する。

4.1 地震動の速度応答スペクトルとエネルギースペクトルの比率

SF は速度応答スペクトルを規準化することで得られた指標であるが、継続時間も建物の応答や損傷に影響を与える¹²⁾。ここで、式(1)のように減衰が5%の場合における1質点系への速度換算エネルギースペクトル V_E を、速度応答スペクトル S_v で除した入力エネルギー比 R_E を定義する。表3に示すように R_E は人工地震波では2.5~3.5、海溝型地震動では1.5~2.5、断層型地震動では1.0~2.0程度となる。

$$R_E(T) = \frac{V_E(T)}{S_v(T)} \quad (1)$$

4.2 入力倍率ごとの部材破断率の推移

BW-7F-CHS および BW-7F-B150 モデルの時刻歴応答解析結果から、縦軸に入力地震動倍率 SF 、横軸にブレースまたは梁端部が、全数に対しそれぞれ破断した数の比率(破断率と呼ぶ)をプロットし、入力波毎に結んだIDA曲線を図9に示す。図9(a)に示すようにCHS、梁端部は共に $SF=0.5$ で破断しはじめ、入力倍率の上昇に伴い徐々に増加し、ばらつきはあるが $SF=3$ で8割程度の部材が破断する。図9(b)(1)に示すようにBRBは $SF=1.5$ で破断し始め、その後、CHSモデルと比較して入力倍率の増加に伴い破断率が大きく上昇する。また図9(a)(2)、(b)(2)に見るように、 $SF=1$ 前後の低い入力倍率において梁端部破断率はB150モデルの方が耐震建物モデルよりも低く抑えられるが、 $SF=1.5$ 以上ではその優位性は必ずしも保証されない。

4.3 入力エネルギー比による最大層間変形角推移の差異

図10の横軸に各層の最大層間変形角のうち最大値をプロットしたIDA曲線を示す。ここではBW-7F-CHS、BW-21F-B150モデルを例にとる。破断非考慮とした場合のIDA曲線は図10(a)(1)、(b)(1)に見るように、 SF の増加に伴い勾配が徐々に緩やかになる。一方、破断考慮とした場合には、例えば図10(a)(2)の01BCJ波では $SF=2.5$ 、(b)(2)の02FNB波では $SF=1.25$ を境に、 SF の増大に伴い急激に応答が増大し、FEMA¹¹⁾によれば、この時点で構造物は崩壊しているものとみなされる。図10(a)からBW-7F-CHSでは R_E が2.0以上、(b)よりBW-21F-B150では R_E が1.5以上のケースにおいて、部材破断を考慮すると、非考慮の場合に比して構造物が崩壊する最小の SF が小さくなる傾向がある。その他の梁降伏型7層モデルにおいても R_E が2.0以上、15層、21層モデルでも R_E が1.5以上のケースで、同様の傾向が見られた。

4.4 最大層間変形角の中央値から見た各建物の耐震性能

図11に最大層間変形角のIDA曲線の中央値を示す。一つの図には、破断非考慮/考慮とした場合の柱あるいは梁降伏型を併せて示している。いずれのモデルにおいても、概ね梁降伏型では $SF=2.5$ 以上、柱降伏型では $SF=1.0$ の場合に、部材破断を考慮した場合の最大層間変形角が非考慮の場合を上回る傾向が見られた。

いずれのモデルにおいても、設計時に想定した $SF=1.0$ 程度まで柱降伏型と梁降伏型の応答にほとんど差は見られず、その後入力倍率が上昇するにつれ、柱降伏型が大きな応答を示す。柱降伏型制振建物モデルでは、 $SF=2$ 程度まで部材が破断しないため、 $SF=2\sim3$ の範囲で部材破断非考慮/考慮の応答の差異が梁降伏型制振建物モデルより小さくなる。一方、耐震建物モデルでは、柱降伏型の方が部材破断による影響を大きく受ける。

図11(b)、(c)、(d)より、部材破断を考慮した場合の7層制振建物

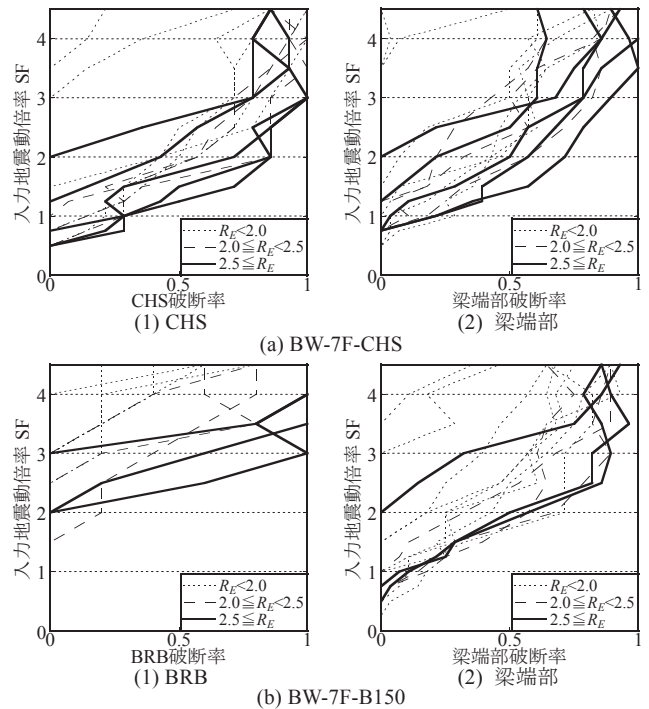


図9 ブレース及び梁端部破断率のIDA曲線

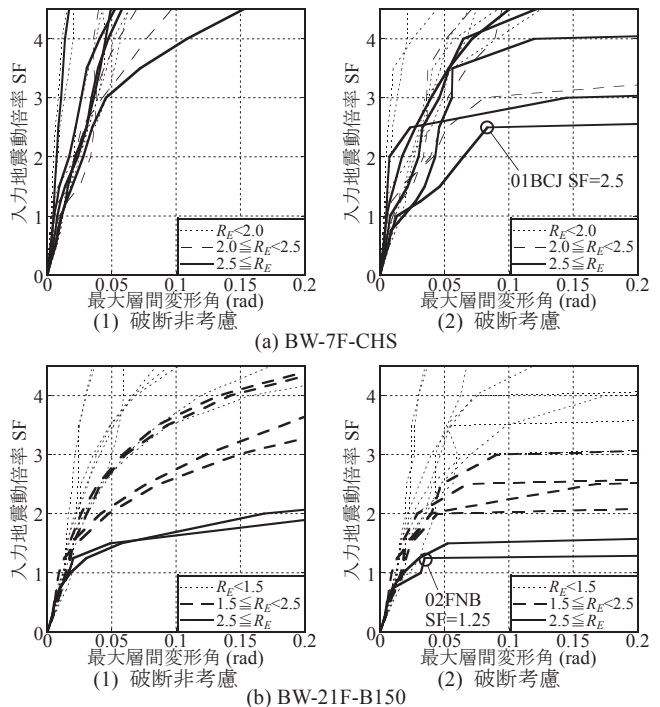


図10 最大層間変形角のIDA曲線

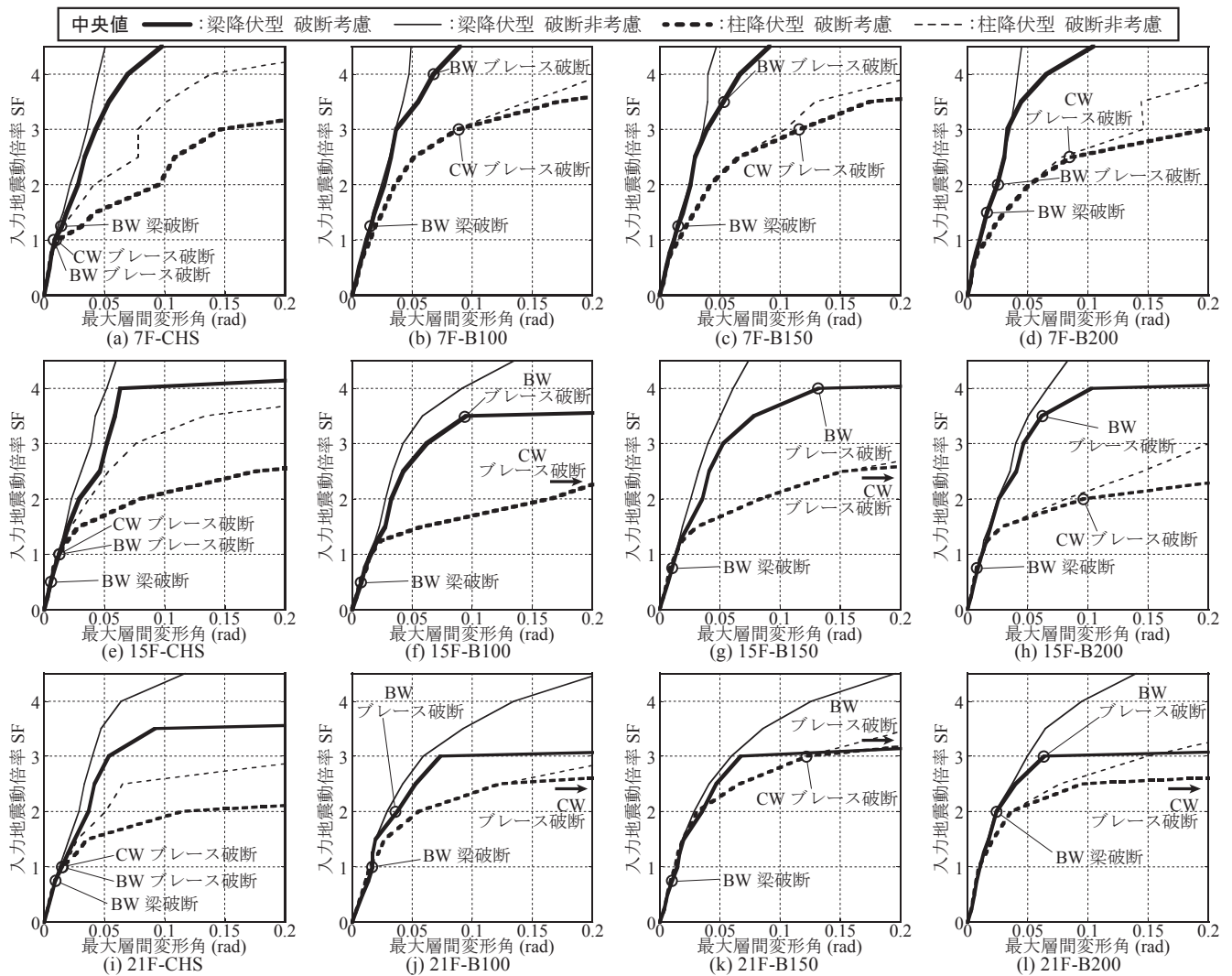


図 11 最大層間変形角の IDA 曲線の中央値

モデル同士を比較すると、SF=1.25 程度までは降伏軸力の高い BRB を含む B200 モデルの方が応答は小さい。それ以降倍率が上昇するにつれて、制振建物モデル同士の耐震性能に明瞭な差異は見られなくなる。また図 11(f), (g), (h)や(j), (k), (l)から、15 層、21 層モデルにおいても同様の傾向が見られる。

図 11(a), (b), (e), (f), (i), (j)より、部材破断を考慮した場合の梁降伏型の制振建物モデルと耐震建物モデルとを比較すると、BRB より CHS の方が小さい SF で破断し、耐震建物モデルではブレース破断を生じた SF を超えると、破断非考慮／考慮に差が見られる。

図 11(a), (e), (i)より、部材破断を考慮した場合の梁降伏型の 7 層、15 層、21 層モデルを比較すると、入力地震動倍率の増大に伴い、7 層モデルでは SF=4 以上でも緩やかに応答が増加する。一方、15 層モデルでは SF=4、21 層モデルでは SF=3 を境に急激な応答増大が見られ、制振建物モデルにおいても同様の傾向が見られる。

4.5 種々の指標の IDA 曲線分析

CW-7F-CHS および BW-7F-CHS モデルにおいて、部材破断や SF が建物の損傷集中度に及ぼす影響を考察する。なお、部材破断非考慮とした場合については、考慮した場合と比較して応答のばらつきが小さいため、IDA 曲線は中央値のみを示す。

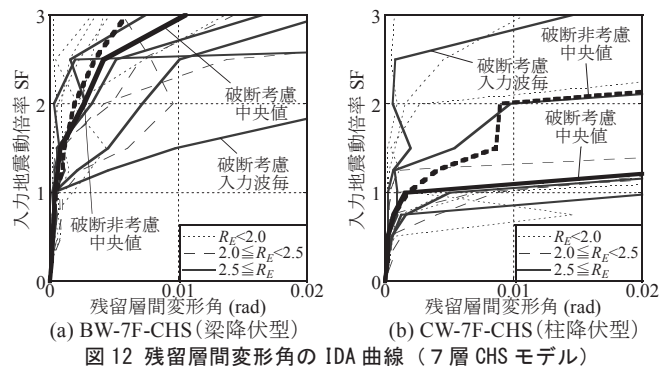


図 12 に各層の残留層間変形角のうち最大値の IDA 曲線を示す。建物がほぼ弾性を保つ SF=0.75 程度までであれば柱降伏型、梁降伏型共に残留変形の中央値は概ね 0.001rad 以下となり、梁降伏型では、破断非考慮時との大きな差は見られない。一方、柱降伏型では部材破断を考慮した場合、SF=1.2 程度において 0.02rad と非考慮時の 5 倍近い値となる。特定層への変形集中度を表す指標として式(2)で表わされる DCF を算定し¹⁹⁾、図 13 に DCF の IDA 曲線を示す。

$$DCF = \frac{\max_i (IDR_i)}{u_r/h} \times \frac{1}{N} \quad (2)$$

ここに、 IDR_i : i 層の最大層間変形角、 u_r : 頂部の最大変形、 h : 建物高さ、 N : 層数とする。図 13(a)の梁降伏型では、破断非考慮／考慮の DCF の中央値の差異は、SF=1.5 程度で最大となり、その後 SF の増大に従い小さくなり、破断が DCF に与える影響は概ね無くなる傾向が見られた。一方、図 13(b)に示すように、柱降伏型では SF の増大に従って DCF が大きくなり、また、SF=1 以上では部材破断を考慮した場合は非考慮と比較して DCF の中央値が 1.5 倍程度大きくなる。

ここで、図 14 に BW-7F-CHS モデルに 02FNB 波を SF=2, 2.5, 3 と変化させた場合の機構図を示す。SF=2.5 では 2, 3 層の部材破断に伴い変形が集中し、DCF=2.1 となるが、SF=3 では 1～6 層にかけて CHS および梁端部が破断する範囲は広がり、DCF=1.3 と、各層が概ね一様に変形する。このように入力の上昇につれてブレース部材や梁端部の破断する範囲が広がることで、図 13(a)に見るように梁降伏型では SF の増大に伴い DCF が低下すると考えられる。

図 15 に主架構に対して柱が吸収するエネルギー割合 W_{col}/W_{frame} の IDA 曲線を示す。図 15 で示した BW-15F-CHS の例と同様に、梁降伏型では破断を考慮した場合、柱のエネルギー負担割合が大きくなる傾向が見られた。

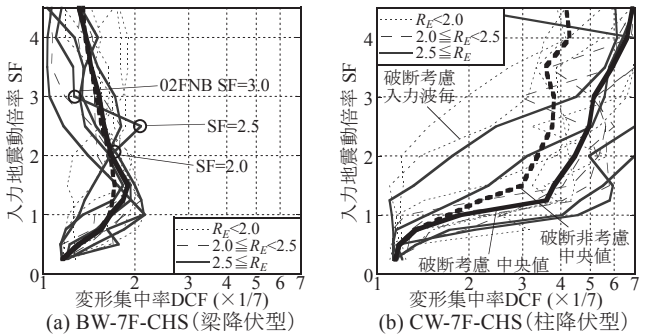


図 13 変形集中率 DCF の IDA 曲線

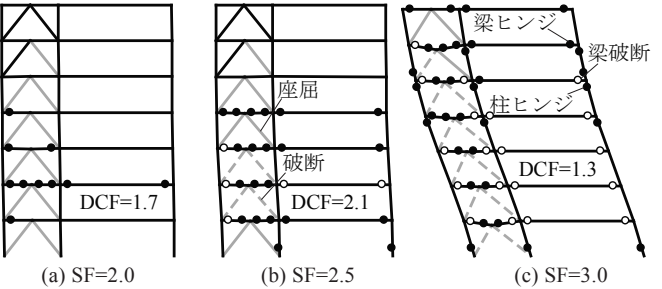


図 14 BW-7F-CHS モデルの機構図 (02FNB 波入力 変形 2.5 倍)

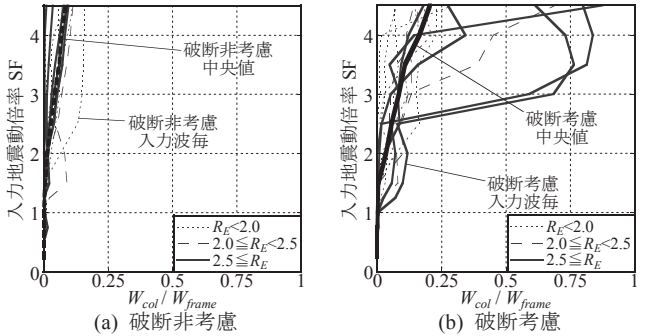


図 15 主架構に対する柱のエネルギー負担割合の IDA 曲線 (BW-15F-CHS)

5. 部材破断がフラジリティ評価に及ぼす影響

4 章で実施した IDA の結果より、地震動強さと構造物の被害や損傷確率の関係を、フラジリティ評価を用いて表す²⁰⁾。ここで、文献 21)を参考にし、表 4 に示す最大層間変形角のクライテリア Y_c により建物被害を判別する。IDA により得られた $N(=210)$ 個のデータを

被害	クライテリア Y_c (rad)	想定される被害状況
軽微	$\sim 1/150$	仕上げ材の隅角部などのわずかな亀裂
小破	$1/150 \sim 1/50$	目地ずれ、わずかに剥離 構造体に僅かな損傷
中破	$1/50 \sim 1/30$	大きな亀裂、部分的な剥離、はらみだし 残留変形が生じるが修繕可能
大破	$1/30 \sim 1/10$	構造体の損傷も激しく修繕難航
倒壊	$1/10 \sim$	構造部材の耐力低下が著しい 人命が失われる可能性が高い

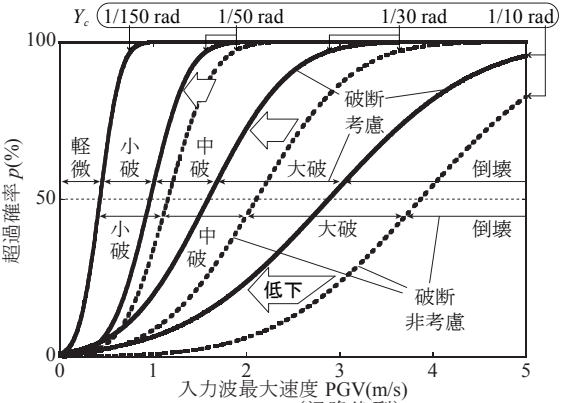
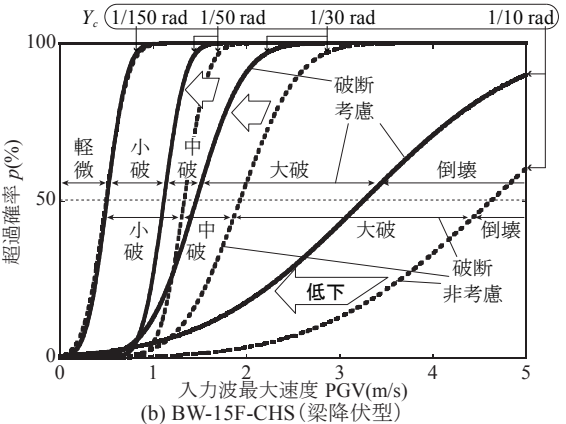
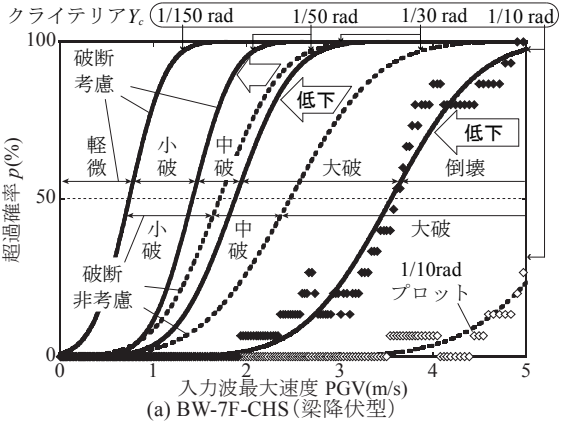


図 16 フラジリティ曲線

地震動強さの順に $i=1\sim N$ 番まで並べたうえで、 j 番から M (ここでは 15)個のデータの地震動強さ x_i および応答値 y_i を基に、式(3)、(4)を用いて j 番目プロットの地震動強さ X_j 、超過確率 P_j を求める。

$$X_j = \sum_{i=j}^M x_i / M \quad (3)$$

$$P_j = n(y_j, \dots, y_{j+M-1} > Y_c) / M \quad (4)$$

ここに $n(y_{j+M-1} > Y_c)$ は、 y_i ($i=j\sim j+M-1$) のデータのうちクライテリア Y_c を上回るデータの個数である。得られたプロットの被害確率 p は、地震動強さ x に対して正規分布すると仮定すると、近似曲線である fragility 曲線は式(5)により表され、偏差 σ と超過確率 50% における地震動強さに相当する μ を最小 2 乗法により求められる。

$$p = \frac{1}{2} \left(1 + \operatorname{erf} \left(\frac{x - \mu}{\sqrt{2}\sigma} \right) \right) \quad (5)$$

図 16 に 7, 15, 21 層の梁降伏型、耐震建物モデルにおける fragility 曲線を、部材破断非考慮／考慮の場合を比較して示す。被害が軽微から小破へ移行する 1/150rad の境界では、破断非考慮／考慮時の両曲線は重なり、変化が見られない。小破から中破へ移行する 1/50rad の境界では、例えば 7 層モデルでは図 16(a)の超過確率 50% に見るように、破断非考慮とした場合中破となるのは PGV=1.7 m/s 以上であるのに対して、破断考慮時は PGV=1.4 m/s と 0.3 m/s 低下している。15, 21 層モデルも同様に、1/50 rad の小破と中破の境界における PGV が、破断を考慮した場合に非考慮時に比して低下する。さらに 1/30, 1/10 rad の境界では、低下の度合いが顕著となり、中破以上の被害評価には部材破断の影響を考慮する必要がある。

6. 結

7, 15, 21 層の梁あるいは柱先行降伏型の鋼構造主架構に、座屈拘束ブレースや円形鋼管ブレースを配置した骨組を対象とし、ブレースおよび梁端部の破断が地震応答性状にどのような影響を与えるか、漸増動的解析により検証した。具体的には、入力地震動として、告示の速度応答スペクトルに規準化させた各種の地震動を採用し、骨組の変位応答、エネルギー吸収量、損傷確率などの性状について分析した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 梁先行降伏型の鋼構造建物では、ブレースや梁端部が破断した場合、部材が破断した層において破断非考慮とした場合と比較して層間変形が増大することが確認された。また、破断や塑性ヒンジなどの損傷が連鎖的に広がることで、層間変形は大きくなるものの、入力倍率が増大した場合に、特定層での層間変形の集中度が低下するケースも見られた。
- 2) 柱先行降伏型の鋼構造建物では、部材破断を非考慮とした場合、柱端部に塑性ヒンジが形成された後も、ブレースの効果により特定層への変形集中が抑制される。一方、部材破断を考慮した場合、ブレースの部材破断により他層への損傷配分機能が低下する。部材が破断した層に変形が集中することで、層崩壊に至る傾向がある。
- 3) 入力エネルギー比 R_E が 1.5～2.0 以上の入力波では入力地震動倍率が同じであっても、入力エネルギー量が大きい場合多数の部材が破断し応答が増大する場合が多い。
- 4) 耐震建物、制振建物モデルのいずれのモデルにおいても、概ね

梁降伏型では SF=2.5、柱降伏型では SF=1.0 以上の場合に部材破断を考慮した場合の最大層間変形角が非考慮の場合を上回る傾向が見られた。

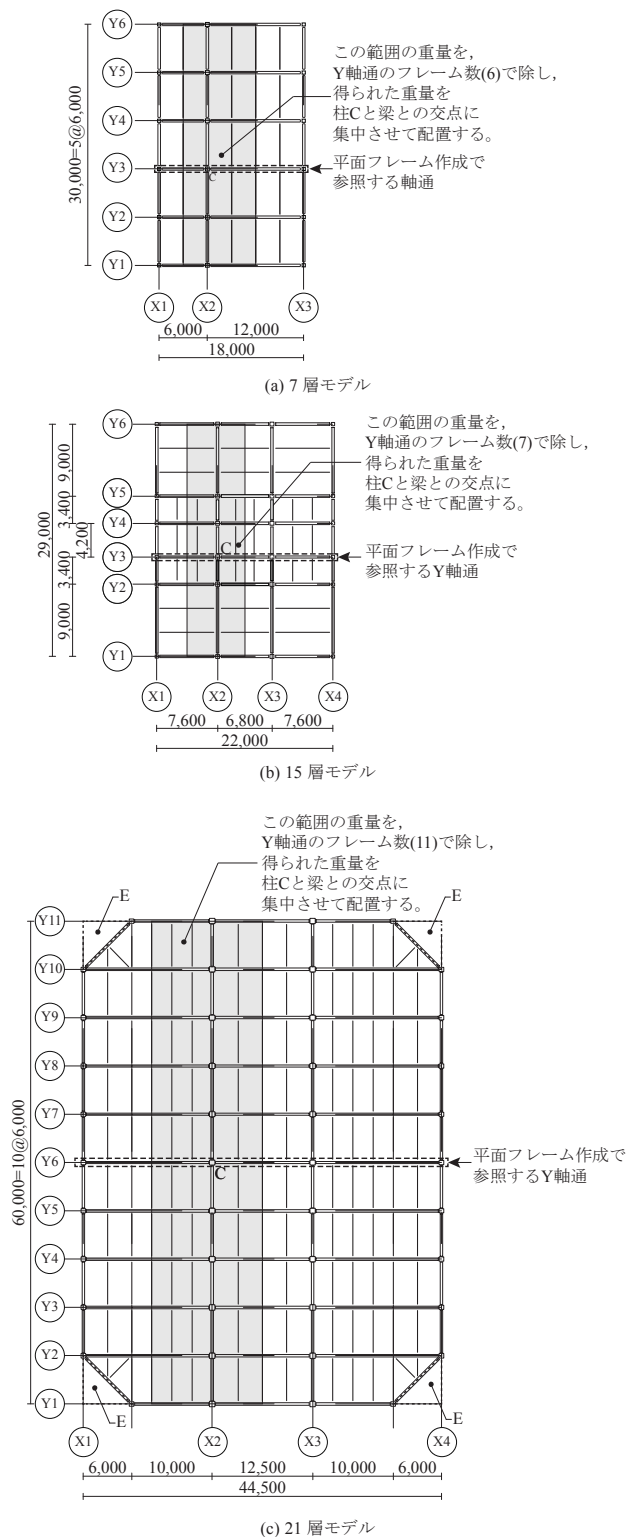
- 5) 部材破断による応答増大は最大層間変形角が 1/50rad を上回る領域で顕著となり、文献 21)による中破以上の被害を検証する際には、部材破断を考慮した検討を行う必要性が示唆される。

参考文献

- 1) 内閣府、中央防災会議：南海トラフ地震に係る地震防災対策の推進に関する特別措置法関係、2014.3.28
- 2) 日本建築構造技術者協会：JSCA 応答制御構造設計法・改訂シンポジウム－巨大地震への対応－、2013.5
- 3) Myers, A. T., Kanvinde, A. M., Deierlein, G. G. and Baker, J. W.: Probabilistic Formulation of the Cyclic Void Growth Model to Predict Ultralow Cyclic Fatigue in Structural Steel, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.140, DOI: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000728, 2014.6
- 4) 金尾伊織、中島正愛、竹原創平：座屈・破断を考慮したブレース付骨組モデルと断層近傍強震動下の応答、日本建築学会構造系論文集、第 577 号、pp.117-122, 2004.3
- 5) 向出静司、片岡大、多田元英：円形鋼管筋かいの破断を伴った鋼構造骨組のハイブリッド実験による地震応答、日本建築学会構造系論文集、第 652 号、pp.1139-1147, 2010.6
- 6) Okazaki, T., Lignos, D. G., Hikino, T. and Kajiwara, K.: Dynamic Response of a Chevron Concentrically Braced Frame, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.139, No.4, pp.515-525, 2013.4
- 7) 竹内 徹、近藤佑樹、松井良太、今村 晃：局部座屈を伴う組立材ブレースの座屈後履歴性状、日本建築学会構造系論文集、第 77 巻、第 681 号、pp.1781-1790, 2012.11
- 8) 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
- 9) 松井良太、廣山剛士、竹内 徹：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、日本鋼構造協会鋼構造論文集、日本鋼構造協会、第 20 巻、第 79 号、pp.11-18, 2013.9
- 10) 竹内 徹、中村 悠、松井良太、小河利行、今村 晃：部材破断を考慮した鋼管トラス鉄塔の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、第 76 巻、第 669 号、pp.1971-1980, 2011.11
- 11) FEMA P695 : Quantification of Building Seismic Performance Factor, Fema, 2009-6
- 12) 小川厚治：半サイクルの地震入力エネルギーとパイリニア系の最大地震応答、日本建築学会構造系論文集、第 532 号、pp.185-192, 2000.6
- 13) 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
- 14) 谷口 元、加藤 勉、中村紀吉、高橋泰彦、佐伯俊夫、広谷 勉、相川勇治：鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究、構造工学論文集、Vol.37B, pp.303-316, 1991.3
- 15) 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
- 16) 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
- 17) 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
- 18) 建設省：平成 12 年度建設省告示第 1461 号
- 19) Zhe Qu, Akira Wada, Shojiro Motoyui, Hiroyasu Sakata and Shoichi Kishiki: Pin-supported walls for enhancing the seismic performance of building structures, Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics IAEE, vol41, pp.2075-2091, 2012.3
- 20) 武田正紀：fragility モデルによる被害関数の理解と活用、日本建築学会技術報告集、第 17 号、pp.559-562, 2003.6
- 21) 国土交通省住宅局建築指導課：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、2005.12

付録 1

付図 1 に示すように、対象建物モデルの軸通の骨組を、部材断面寸法を変更することなく抽出することで、平面フレームを作成している。この際、平面フレームに取り付け面外方向の部材との境界条件は自由とする。また、質量については、付図 1 に示した、柱芯間の範囲の質量を、Y 軸通のフレーム数で除した質量を、柱梁の交点に集中させて配置している。なお、21 層モデルでは、隅角部 E の範囲は元のモデルでは建物の部分が存在しないが、重量については存在しているものとして計算している。



付図 1 建物モデルの平面フレームへの置換

SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT FOR STEEL FRAMES CONSIDERING FRACTURE OF BEAMS AND BRACES

*Ryota MATSUI^{*1}, Shunji URUI^{*2}, Masaki TOKUNO^{*2}
and Toru TAKEUCHI^{*3}*

^{*1} Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*2} Former Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology

^{*3} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

1. Introduction

The 2011 Tohoku Earthquake ruptured several asperities at the same time, which generated a large scale and long period ground motion. Recently the higher level of the earthquake ground motion is considered in structural design, and the nonlinearity characteristics such as large plasticity or fracture of members are inevitable issues in seismic performance evaluation of the structures. The authors have proposed the direct local strain evaluation method which facilitates the assessment of the seismic performance of steel frames including the member fracture effect. In the present paper, the seismic performance of the braced frames is assessed using the direct local strain evaluation method. The incremental dynamic analysis (IDA) is hired, in order to grasp the ultimate state under extremely large ground motions. The fragility curve is constituted from the analysis results, which provides the member fracture has definitely effect on the seismic performance of the braced frames.

2. Incremental Dynamic Analysis Considering Member Fracture

Incremental Dynamic Analysis (IDA) of steel frames on a weak-beam strong-column or strong-beam weak-column condition is carried out considering the member fracture. 14 earthquake ground motions, scaled to the velocity spectrum of Building Code in Japan, are adopted as input ground motions. The difference between the fracture and the non-fracture model of the steel frames on the strong-beam weak-column condition are likely to be relatively larger than that on the weak-beam strong-column condition.

3. Seismic Performance of Steel Frames under Extremely Large Ground Motions

The ratio of the equivalent velocity calculated by the energy to the velocity spectrum is introduced for examining the effect of the ground motion duration on the seismic performance. As this ratio increases the members are inclined to fracture regardless of the ground motion scale factor, which results in the larger story drift of the fracture model than that of the non-fracture model. The story drift of the steel frame on the strong beam weak-column condition concentrates on the particular story than that on the weak-beam strong-column condition.

4. Seismic Fragility Evaluation Including Member Fracture Effect

Fragility curve is developed on the basis of the IDA results for evaluating the effect of the fracture on the seismic performance of the steel frames. As a criterion determined by the story drift increases, the difference of the damage probability between the fracture and the non-fracture model increases. It is to be noted that the member fracture should be taken into account when the maximum story drift of the steel frame exceeds 1/50 rad.

5. Conclusion

This research investigated the seismic performance assessment for steel frames taking fracture of the braces and the end of beams. As a conclusion, the results are summarized as follows.

- 1) The difference between the fracture and the non-fracture model of the steel frames on the strong-beam weak-column condition are likely to be relatively larger than that on the weak-beam strong-column condition.
- 2) As this ratio, of the equivalent velocity calculated by the energy to the velocity spectrum, increases the members are inclined to fracture regardless of the ground motion scale factor, which results in the larger story drift of the fracture model than that of the non-fracture model. The story drift of the steel frame on the strong beam weak-column condition concentrates on the particular story than that on the weak-beam strong-column condition.
- 3) It is to be noted that the member fracture should be taken into account when the maximum story drift of the steel frame exceeds 1/50 rad.

(2015年3月4日原稿受理, 2015年7月27日採用決定)