地震時における鉄骨構造骨組の
柱, 梁, 接合部パネルの損傷予測SEISMIC DAMAGE PREDICTION OF
COLUMNS, BEAMS AND JOINT PANEL
ZONES IN STEEL RIGID FRAMES

長谷川 隆 — * 1

Takashi HASEGAWA — * 1

キーワード：
地震損傷予測, 地震応答解析, 接合部パネル, ベースシヤ係数, 部材耐力比Keywords:
Seismic damage prediction, Earthquake response analysis, Joint panel zone, Base shear coefficient, Relative member strength

In this paper, a method for seismic damage prediction of columns, beams and joint panel zones in steel rigid frames was proposed utilizing the results of the earthquake response analysis. In order to evaluate the applicability of the proposed damage prediction method, the damage prediction and the earthquake response analysis of three different configuration frames were carried out. Comparing the results of the prediction and the earthquake response analysis, it was found that the proposed method could approximately make a safety-side estimation of the members' damage obtained from the earthquake response analysis.

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震で観察された鉄骨構造建物の典型的な被害として、梁端部の脆性的破断が挙げられる¹⁾。このような梁端部の破断を防止するためには、設計段階において、骨組の梁端部に生じると考えられる損傷を把握し、それより大きな塑性変形能力を有する部材を割り当てておくことが必要であろう。

地震時における鉄骨構造建物の梁端部の損傷は、地震動の特性や大きさに影響されるのは当然であるが、接合部パネル（以下、パネルと呼ぶ）でのエネルギー吸収の有無も影響する。兵庫県南部地震で被害を受けた鉄骨構造建物の中にも、梁端部の破断とともにパネルが塑性化している被害があった²⁾。その建物の柱梁接合部の被害状況を観察すると、梁だけが破断している場合、パネルだけが降伏している場合、梁の破断とパネルの降伏の両方が生じる場合が見られた。このような被害状況からは、骨組に生じる損傷を部材レベルで予測するためには、それぞれの柱梁接合部毎に、パネル部分で吸収するエネルギー（損傷）も考慮することによって、柱、梁部材に生じる損傷が正確に予測できると考えられる。

地震時における鉄骨構造建物の損傷予測に関しては、せん断型多質点系の損傷分布則に関する研究^{3)~6)}や、骨組の崩壊形と柱や梁の損傷の大きさの関係に関する検討^{7), 8)}が行なわれている。しかし、これまでの研究では、骨組の柱、梁、パネルそれぞれに生じる損傷を予測する方法は、必ずしも明確に示されていない。

そこで、本論文では、設計者が地震時における鉄骨構造骨組の各部材の損傷を把握するための手段として、骨組を構成する柱、梁、パネルの損傷を予測する方法を提案する。この損傷予測法は、柱、梁、パネルの損傷が、柱、梁、パネル相互の耐力比（柱・梁・パネル耐力比）と骨組全体の耐力に大きく影響を受ける⁹⁾ことを利用し

たものであり、柱・梁・パネル耐力比と骨組全体の耐力を変化させた骨組の地震応答解析を行い、その結果を直接利用して骨組各部材の損傷を予測するものである。

提案した方法を使って、試設計骨組の損傷予測を行い、損傷予測で得られた結果とこの骨組の地震応答解析結果とを比較することによって、提案した損傷予測法の妥当性を検証する。

2. 骨組の損傷分布に及ぼす柱・梁・パネル耐力比の影響

ここでは、柱・梁・パネル耐力比と骨組全体の耐力を変化させた骨組の地震応答解析を行い、骨組各部材の損傷と柱・梁・パネル耐力比及び骨組全体の耐力との定量的関係を明らかにする。

2.1 解析方法

図1に、ここで使う解析モデルを示す。無限均等を想定した5層骨組である。柱、梁の材端部及びパネルに弾塑性ヒンジを持ち、その復元力特性として、図2に示すようなバイリニア型を仮定した。その2次勾配は、柱、梁、パネルとも2%とした。

表1に、解析骨組設定のためのパラメーターを示す。骨組全体の耐力をベースシヤ係数 (α_1) で設定し、柱・梁・パネル耐力比を、柱/梁耐力比 (R_c) 及びパネル耐力比 (R_p) で設定する。ベースシヤ係数 (α_1) は第1層の設計用層せん断力 (Q_{y1}) を骨組全体の重量 (W_t) で除した値。柱/梁耐力比 (R_c) は、1つの節点の上下の柱の耐力の和 ($\Sigma C M_p$) を梁耐力 ($B M_p$) で除した値。パネル耐力比は、パネルの降伏モーメント ($P M_p$) を $B M_p$ と $\Sigma C M_p$ の小さい方で除した値である。各層の重量 (W_i) は24.5tonとした。

これらのパラメーターを表1で示す範囲で変化させ、図3で示す方法で、様々な部材耐力を有する解析骨組を設定する。図中の基本骨組とは、各層の設計用せん断力 (Q_{yi}) を、ベースシヤ係数 (α_1)

*1 建設省建築研究所第三研究部 研究員・博士(工学)
(〒305-0802 つくば市立原1)

*1 Research Engineer, Structural Engineering Department, Building Research Institute, Ministry of Construction, Dr. Eng.

図1 解析モデル

図2 部材の復元力特性

表1 解析パラメーター

解析パラメーター	基本骨組	解析骨組
ベースシヤー係数 (α_1)	0.25	0.15~0.80
柱/梁耐力比 (R_c)	1.0	0.5~2.0
パネル耐力比 (R_p)	1.0	0.4~2.0

表2 入力地震動一覧

地震動	最大速度	最大加速度	継続時間
El Centro NS	66cm/sec.	679Gal	10sec.
Hachinohe EW	52cm/sec.	265Gal	16sec.
wv_els	73cm/sec.	402Gal	30sec.

El Centro NS, Hachinohe EWは日本建築センター発行の地震動波形を使用

基本骨組

解析骨組

($R_c: 1.5, R_p: 0.7$ の場合)

図3 解析骨組の設定方法

0.25の A_i 分布で設定し、それに対して柱長さの半分を反曲点にしてモーメント図を描き、その時各部材に生じるモーメントを部材耐力として有する骨組を言う。部材剛性の設定方法の詳細は文献9)に示す。この基本骨組の柱耐力を R_c 倍、パネル耐力を R_p 倍することによって、様々な柱-梁-パネル耐力比の解析骨組が設定される。このようにして設定された基本骨組の固有周期は1.18秒であり、解析骨組においても、部材剛性を変化させていないので、同一の固有周期である。

表2に応答解析で使用する入力地震動とそれらの最大速度、最大加速度等を示す。wv_elsは人工地震波¹⁰⁾である。これらの地震動の最大加速度は、図3で示す基本骨組の応答解析を行って、基本骨組への損傷に寄与するエネルギー入力の変換算値 (V_D)³⁾ が150cm/secになるように設定している。これは、現行耐震規定の2種地盤上で想定される入力レベルに相当する⁸⁾ものとして設定した。解析における骨組の減衰定数は、2%剛性比例型とした。

2.2 解析結果

表3 (a) ~ (d) は、応答解析の結果得られた、骨組の柱/梁耐力比 (R_c) 及びパネル耐力比 (R_p) と各部材 (梁、パネル、柱、柱脚) の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係をベースシヤー係数 (α_1) 毎に示したものである。表3 (a) は、 α_1 が0.25の場合であり、(b)、(c)、(d) は、0.30、0.35、0.40の結果である。表中では、梁、パネル、柱、柱脚の記号を、それぞれB、P、C、CBで示している。1階柱脚部は、他の柱部位に比べて、損傷が特に大きくなる場合が多いため、1階柱脚部を他の柱と区別して表示した。

ここで使用した損傷指標の $\bar{\eta}$ は、平均累積塑性変形倍率であり、次式で定義される値である。

$$\bar{\eta} = \frac{1}{2} \cdot \frac{W}{M_p \cdot \theta_p} \quad (1)$$

ここで、 W は部材端部またはパネルの正側と負側の履歴吸収エネルギー

表3 (a) 柱-梁-パネル耐力比と各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係 ($\alpha_1: 0.25$ の場合)

$\alpha_1 = 0.25$		R_p																											
		0.4				0.6				0.7				0.8				0.9				1.0				1.1~			
		B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB
R_c	~0.91	0	82	2	2	0	37	3	5	0	26	5	6	0	15	7	8	0	7	9	10	0	1	11	11	0	0	11	11
	1.0	0	82	2	2	0	37	3	5	0	26	5	6	2	15	7	8	3	7	9	10	5	1	9	11	5	0	9	11
	1.1	0	86	1	2	0	38	2	5	2	26	3	7	4	15	4	9	8	8	6	10	11	2	7	11	12	0	7	11
	1.2	0	87	1	2	0	40	1	5	1	26	2	7	5	15	3	9	9	8	4	10	12	2	4	11	13	0	4	11
	1.4	0	90	0	2	0	41	1	5	2	26	1	7	5	15	1	9	9	8	1	10	12	2	2	11	13	0	2	11
	1.6	0	90	0	2	0	42	0	5	2	26	0	7	5	15	1	9	9	8	1	10	12	2	1	10	13	0	1	10
	1.8	0	90	0	2	0	41	0	5	2	27	0	7	5	15	0	9	9	8	0	10	12	2	0	10	13	0	0	10
	2.0~	0	90	0	2	0	42	0	5	2	27	0	7	5	15	0	9	9	8	0	10	12	2	0	10	13	0	0	10

表3 (b) 柱-梁-パネル耐力比と各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係 ($\alpha_1: 0.30$ の場合)

$\alpha_1 = 0.30$		R_p																											
		0.4				0.6				0.7				0.8				0.9				1.0				1.1~			
		B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB
R_c	~0.91	0	66	1	1	0	32	2	3	0	24	4	4	0	14	6	5	0	7	7	6	0	1	9	8	0	0	9	8
	1.0	0	66	1	1	0	32	2	3	0	24	4	4	1	14	5	5	2	6	7	6	4	1	8	8	4	0	8	8
	1.1	0	67	1	1	0	32	1	3	0	25	2	4	3	15	4	5	6	7	5	6	8	2	5	8	9	0	5	8
	1.2	0	67	0	1	0	33	1	3	1	25	1	4	3	15	2	5	6	7	3	6	9	2	4	8	9	0	4	8
	1.4	0	69	0	1	0	33	0	3	1	25	1	4	4	15	1	5	7	7	1	6	9	2	1	8	10	0	1	8
	1.6	0	69	0	1	0	33	0	3	0	25	0	4	4	15	0	5	7	7	1	6	10	2	1	8	11	0	1	8
	1.8	0	69	0	1	0	33	0	3	0	25	0	4	3	15	0	5	7	7	0	6	10	2	0	8	11	0	0	8
	2.0~	0	69	0	1	0	33	0	3	0	25	0	4	4	15	0	5	7	7	0	6	10	2	0	8	11	0	0	8

表3 (c) 柱-梁-パネル耐力比と各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係 ($\alpha_1: 0.35$ の場合)

$\alpha_1 = 0.35$		R_p																											
		0.4				0.6				0.7				0.8				0.9				1.0				1.1~			
		B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB
R_c	~0.91	0	51	1	0	0	26	1	2	0	21	3	2	0	14	4	3	0	6	6	5	0	1	7	7	0	0	7	7
	1.0	0	51	1	0	0	26	1	2	0	21	3	2	0	13	5	3	1	6	6	5	3	1	6	7	3	0	6	7
	1.1	0	51	0	0	0	27	1	2	0	21	1	2	1	14	2	3	3	7	3	5	6	1	4	7	6	0	4	7
	1.2	0	51	0	0	0	28	1	2	0	22	1	2	1	14	1	3	4	7	2	5	6	1	2	7	6	0	2	7
	1.4	0	51	0	0	0	27	0	2	0	23	0	2	2	14	1	3	4	7	1	5	7	1	1	7	7	0	1	7
	1.6	0	51	0	0	0	27	0	2	0	22	0	2	2	14	0	3	5	7	0	5	8	1	0	7	8	0	0	7
	1.8~	0	51	0	0	0	27	0	2	0	22	0	2	2	14	0	3	5	7	0	5	8	1	0	7	9	0	0	7

表3 (d) 柱-梁-パネル耐力比と各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係 ($\alpha_1: 0.40$ の場合)

$\alpha_1 = 0.40$		R_p																											
		0.4				0.6				0.7				0.8				0.9				1.0				1.1~			
		B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB	B	P	C	CB
R_c	~0.91	0	41	0	0	0	23	1	1	0	16	2	1	0	12	3	2	0	6	4	4	0	1	5	7	0	0	5	7
	1.0	0	41	0	0	0	23	1	1	0	16	2	1	0	12	3	2	1	6	4	4	2	0	5	7	2	0	5	7
	1.1	0	41	0	0	0	24	1	1	0	17	1	1	0	12	1	2	2	6	2	4	4	1	3	6	4	0	3	6
	1.2	0	41	0	0	0	23	0	1	0	18	1	1	0	13	1	2	2	6	1	4	4	1	1	6	4	0	1	6
	1.4	0	41	0	0	0	23	0	1	0	18	0	1	0	14	0	2	3	6	0	4	5	1	0	6	6	0	0	6
	1.6~	0	41	0	0	0	24	0	1	0	19	0	1	0	14	0	2	3	7	0	4	6	1	0	6	6	0	0	6

図4 部材の μ_{max} - $\bar{\eta}$ 関係

ギーの和、 M_p は各部材（パネル）の全塑性モーメント、 θ_p は弾性限界回転角である。表中の $\bar{\eta}$ の値は、各解析骨組に対して3つの地震動による応答解析から得られる、柱、梁、パネル、柱脚それぞれについての、最も大きな損傷 ($\bar{\eta}$) を示している。例えば、 α_1 が0.25で R_c 、 R_p が、それぞれ1.2、0.9の場合、梁端部（B）には損傷 ($\bar{\eta}$) の最大値として、9程度が予想されることがわかる。同様の表が、 α_1 が0.15～0.80の範囲で、0.05きざみで得られている¹¹⁾。

これらの結果から、 R_c が大きくなるほど柱の損傷は小さくなり、 R_p が小さくなるほど、柱及び梁の損傷が小さくなり、パネルの損傷が大きくなることからわかる。また、 α_1 が大きいほど各部材の損傷は小さくなる。

図4は、応答解析から得られた梁、パネル、柱部材それぞれの、 $\bar{\eta}$ と最大塑性率 (μ_{max}) の関係を示したものである。 μ_{max} は材端回転角の最大値を弾性限界回転角 (θ_p) で除した値である。各部材の μ_{max} - $\bar{\eta}$ 関係の傾向を表すものとして、次式の μ_{max} - $\bar{\eta}$ 関係のラインを図中に示す。

$$\mu_{max} = 1.0 \times \bar{\eta} + 1.0 \quad (\bar{\eta} < 4) \quad (2)$$

$$\mu_{max} = 0.2 \times \bar{\eta} + 4.2 \quad (4 \leq \bar{\eta}) \quad (3)$$

部材の損傷を表す指標として、 $\bar{\eta}$ とともに μ_{max} も重要な指標である。前記の式を使って、表3の $\bar{\eta}$ を μ_{max} に変換すれば、設計された骨組の各部材（柱、梁、パネル、柱脚）に想定される $\bar{\eta}$ 及び μ_{max} の値を得ることができる。

3. 鉄骨構造骨組の柱、梁、パネルの損傷予測法

本論文で提案する鉄骨構造骨組の損傷予測法は、「骨組への地震入力エネルギーが決まれば、骨組各部材の損傷は、骨組のベースシヤ係数と各節点の柱-梁-パネル耐力比によって推定できる」という仮定に基づくものであり、前節の地震応答解析から得られた表3の柱-梁-パネル耐力比と各部材の損傷 ($\bar{\eta}$) の関係を直接利用して、骨組各部材及びパネルの損傷を予測する。図5は、損傷予測の手順である。以下に、この手順にしたがって解説する。

① 骨組のベースシヤ係数を計算する：

①-1 骨組のベースシヤ係数 (α_1) を推定する：図6で示すように、1階柱部材または2階床梁部材の全塑性モーメントの和を、階高さ (h_1) と建物全重量 (W_1) で除して、ベースシヤ係数 (α_1) を算定する。図で示すように柱崩壊型では、1階柱の上下端の耐力和

から α_1 が計算されるが、梁崩壊型では、2階床梁の部材端の耐力和に、表4で示す修正係数(γ)を乗じて α_1 を算定する。この修正係数は、2階床梁耐力和から、第1層の設計用せん断力 Q_{D1} を推定するための係数である。図3の基本骨組で示すように、2階床梁の耐力は第1層と第2層の設計用せん断力によって決まるため、 γ は骨組の層数によって異なる値となる。例えば、図3の5層骨組の場合、 $30.63 \text{ ton} = \gamma \times 10330 \text{ t-cm} / 350 \text{ cm}$ から、 $\gamma \approx 1.04$ が得られる。層数を変えて骨組の設定を行い、同様の計算を行うことによって、表4が得られる。なお、各節点でパネル耐力が最も小さい場合でも、パネルは無視して、柱と梁によって計算する。これは表3のベースシヤール係数(α_1)が、柱または梁の耐力によって決定されている値だからである。

①-2 5層骨組でない場合は損傷集中の影響を考慮して(α_1)を修正する($N\alpha_1$)：一般に骨組の層数が多くなるほど損傷集中の影響が大きくなる。文献12)では、骨組の層数の増加による損傷集中を考慮して、崩壊型に応じて設計用 D_s を増加させている。5層骨組でない場合は、文献12)で示されている傾向をおおまかにとらえた次式によって、①-1で推定した α_1 を修正する。

$$N\alpha_1 = \alpha_1 + \beta \times (5 - N) \quad (4)$$

ここで β は表5に示す値。 N は層数。

①-3 入力レベルが $V_D 150 \text{ cm/sec}$ でない場合は $N\alpha_1$ を修正する($eN\alpha_1$)：表3は、骨組の V_D 値が約 150 cm/sec の解析結果である。設計者が、 150 cm/sec 以外の入力レベルを想定する場合は、入力エネルギーの速度換算値と骨組の必要耐力が比例する関係にある¹³⁾と仮定して、下式によって $N\alpha_1$ を修正する。

$$eN\alpha_1 = N\alpha_1 \times \frac{150}{V_D} \quad (5)$$

② 骨組の各節点の R_c 及び R_p を計算する：骨組のすべての柱梁接合部について R_c 及び R_p を計算する。

③ 表3を使って、骨組の $eN\alpha_1$ と各節点の R_c 及び R_p の値から、各節点毎に、柱、梁、パネルの損傷($\bar{\eta}$)を読み取る：表3は α_1 が0.05刻みで表示されているため、その間は線形補完する。

図5 損傷予測の手順

④ 5層骨組でない場合は層数と損傷の関係を考慮して③で得られた $\bar{\eta}$ を修正する：ベースシヤール係数が同一で、層数が異なる骨組においては、骨組の V_D 値が同一であれば、一般に低層の骨組ほど各部材の累積塑性変形倍率(η)の平均値($av\eta$)が大きくなる。これは、(1)式で示したように、損傷指標である平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)が、部材の履歴吸収エネルギーを、各部材の $M_p \cdot \theta_p$ で除すことによって得られる値であり、図3で示す方法で設定された解析骨組では、骨組各部材の $M_p \cdot \theta_p$ の値は、層数が少ない骨組ほど、その値が小さくなるからである。その傾向を層数と $av\eta_N / av\eta_5$ の関係で表したのが図7である。縦軸の $av\eta_N / av\eta_5$ は5層骨組の各部材の η の平均値に対する、 N 層骨組の各部材の η の平均値の比である。図中の○印は、図3で示す方法によって1、3、5、10層骨組を

図6 ベースシヤール係数の推定法

表4 修正係数(γ)

層数	1層	2層	3層	4層	5層	7層	10層	15層
修正係数	2.0	1.20	1.09	1.06	1.04	1.03	1.015	1.007

表5 損傷集中の考慮

骨組の崩壊型	層数	
	$N \leq 10$	$N > 10$
柱崩壊型	$\beta = 0.02$	$\beta = 0.003$
梁またはパネル崩壊型	$\beta = 0.008$	$\beta = 0.008$ (ただし N は常に10として計算する)

図7 層数と損傷の関係

同一のベースシヤ係数で設定して、それらの骨組の $av\eta_N$ を計算してプロットした点である。これらのプロットの傾向を表す次式を図中に示している。

$$\frac{av\eta_N}{av\eta_5} = \left(\frac{N}{5}\right)^{-\frac{2}{3}} \quad (6)$$

表3は5層骨組の解析結果から得られた値であるため、対象とする骨組が5層でない場合、③で得られた各部材の損傷 $\bar{\eta}$ は、(6)式で計算される倍率を乗じて修正する必要がある。このようにして、設計された骨組の各部材及びパネルの損傷を予測する。

ここで提案した損傷予測法は、地震応答解析から得られた表3の結果を使って、骨組のベースシヤ係数と各節点での柱・梁・パネル耐力比によって、各部材に想定される最大の損傷を予測するものであり、骨組高さ方向の損傷分布は予測していない。したがって、この予測法から得られる損傷は、損傷集中が小さい層の各部材では、かなり安全側の評価になる。

4. 試設計骨組の損傷予測

提案した損傷予測法は、地震応答解析から得られた表3を使って予測するものである。表3の結果は、図3で示すように A_i 分布で設計されて、骨組の高さ方向の各節点の柱・梁・パネル耐力比が全て同一である骨組の応答解析から得られたものである。このような解析骨組から得られる結果を使った損傷予測が、実断面を割り付けて設計される鉄骨構造建物に適用できるかどうか検証するために、試設計骨組に対して提案した方法で損傷予測を行い、同時に地震応答解析を行って両者を比較する。

図8 試設計骨組の形状

表6 ベースシヤ係数の計算

骨組	ベースシヤ係数 (α_1)	損傷集中を考慮して修正したベースシヤ係数 ($N\alpha_1$)	JMA Kobeの入力レベルを考慮して修正したベースシヤ係数 ($eN\alpha_1$)
AR-04	0.31	0.32	0.19
BR-04	0.48	0.49	0.28
CR-04	0.30	0.31	0.19

表7 AR-04 骨組の R_c 、 R_p の値

階	外柱接合部		内柱接合部	
	R_c	R_p	R_c	R_p
RF	3.06	2.18	1.53	1.09
4F	3.75	2.32	1.87	1.16
3F	3.47	1.91	1.73	0.96
2F	3.02	1.67	1.51	0.84

表8 入力地震動と V_D 値

骨組名	地震動	最大加速度 (gal)	V_D (cm/sec)
AR-04	El Centro NS	530	150
	Hachinohe EW	320	150
	JMA Kobe NS	818	252
BR-04	El Centro NS	497	150
	Hachinohe EW	283	150
	JMA Kobe NS	818	263
CR-04	El Centro NS	518	150
	Hachinohe EW	285	150
	JMA Kobe NS	818	245

4.1 試設計骨組の概要

試設計骨組は、現行耐震基準を満足するように設計された4層骨組で、図8で示すように架構形状が異なる3種類である。AR-04骨組は、スパン長さが等しいの4スパン骨組であり、BR-04骨組は、3スパンであるが、左右のスパン長さと真ん中のそれが異なるものである。CR-04骨組は1スパンの骨組である。これらの骨組の設計方針の詳細(重量等)は、文献14)に示す。尚、これらの骨組の固有周期は、AR-04、BR-04、CR-04骨組それぞれ、0.83秒、0.81秒、0.85秒である。

4.2 試設計骨組の損傷予測と地震応答解析

これらの骨組の損傷予測を行うために、前節で示した図5の手順にしたがって、必要な計算を行う。表6は、各骨組のベースシヤ係数の計算結果である。表中のJMA Kobeの入力レベルで修正したベースシヤ係数は、後述する表8のJMA Kobeの V_D 値に基づいて(5)式で計算したものである。表7には、AR-04骨組の R_c 及び R_p の計算結果を例として示した。これらの計算結果と表3を使って試設計骨組各部材の損傷予測を行った。

表8は、これらの骨組の地震応答解析に使った3つの入力地震動(El Centro、Hachinohe、JMA Kobe)の最大加速度と V_D 値である。El Centro、Hachinoheについては、骨組の V_D が150cm/secになるように加速度を調整して入力しているが、JMA Kobeは原波を使用したため、 V_D が250cm/sec程度になっている。これらの入力地震動を使った応答解析の結果と損傷予測法から得られる損傷の比較を次に示す。解析における骨組の減衰定数は、2%剛性比例型とした。

4.3 損傷予測と応答解析結果の比較

図9(a)～(c)に、AR-04、BR-04、CR-04骨組それぞれの各

図9 損傷予測と応答解析結果の比較

層、各部位の損傷予測の結果と応答解析の結果を比較して示す。 $\blacktriangle$ はEl Centro、Hachinoheに対する損傷予測値で、 $\triangle$ は地震応答解析から得られた損傷値である。同様に $\blacksquare$ は、JMA Kobeに対する予測値で、 $\square$ は応答解析から得られた値である。

本論文で用いている損傷予測値は、正側と負側の損傷を平均化した平均累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}$ である。実際の骨組では、骨組と地震動特性との関係によって、部材の正側と負側の損傷が大きく異なることも予測されるため、ここでは試設計骨組の各部材の損傷を、正側と負側の累積塑性変形倍率の大きい方の値($\eta_{\pm}$)で示し、図9では、予測値 $\bar{\eta}$ で試設計骨組の $\eta_{\pm}$ がどの程度追跡できるか、比較している。

AR、CR骨組については、梁、パネル、1階柱脚の損傷を、ほぼ安全側で予測していることがわかる。一方、スパン長さが異なるBR骨組では、内梁や内柱1階において、応答解析で生じる損傷を予測できていないことがわかる。これは、スパン長の違いによる梁剛性の影響を、本論の損傷予測法では考慮していないからである。これらの結果からは、1スパンまたは均等なスパンの骨組に対しては、提案した損傷予測法によって、ほぼ安全側で柱、梁、パネルの損傷予測が可能であることがわかる。

5. まとめ

本論文では、地震時における鉄骨構造骨組の柱、梁、パネルに生じる損傷を予測する方法を提案した。この損傷予測法は、柱・梁・パネル耐力比と骨組全体の耐力を変化させた解析骨組の地震応答解析の結果に基づいて損傷を予測するものである。この方法で、試設計骨組の損傷予測を行い、損傷予測で得られた結果とこの骨組の地震応答解析結果とを比較した。得られた結論を要約して以下に示す。

- 1) 柱・梁・パネル耐力比及び骨組全体の耐力と骨組各部材の平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)との定量的関係を地震応答解析で導き、表3に示した。また、 $\bar{\eta}$ と最大塑性率(μ_{max})の関係を図4に示した。
- 2) 骨組のベースシヤー係数と各節点の柱/梁耐力比(R_c)及びパネル耐力比(R_p)に基づいて、表3を使って損傷予測を行う方法の計算手順を図5に示した。この損傷予測法では、損傷集中の影響や、入力レベルの大きさが考慮されている。
- 3) 試設計骨組を対象にして、提案した損傷予測法による損傷と地震応答解析結果を比較した結果、この損傷予測法では、1スパンまたは均等スパンの骨組では、各部材の損傷を安全側で予測できているが、異なるスパン長を有する骨組では、短スパンに生じた損傷を予測できなかった。これは提案した予測法が剛性の影響を考慮していないからである。

謝辞

本研究を進めるにあたり、日本大学教授秋山宏先生(当時東京大学教授)に、ご指導いただきました。ここに記して、深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 1995年兵庫県南部地震 鉄骨造建物被害調査報告書, 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会, 1995年5月
- 2) 長谷川隆: 1995年兵庫県南部地震で梁端部が破断した鉄骨造建物の弾塑性応答性状, 日本建築学会構造系論文集 No.498, pp129-136, 1997年8月
- 3) 秋山宏: 建築物の耐震極限設計法 第2版, 東京大学出版会, 1987年
- 4) 小川厚治, 黒羽啓明, 上遠野明夫: 強震をうける重層骨組の損傷分布に関する基礎的考察, 日本建築学会構造系論文集, 第479号, pp83-92, 1996年1月
- 5) 原田幸博: 強震下における多質点せん断系の損傷分布則に関する解析的考察, 日本建築学会構造系論文集, No.496, pp99-103, 1997年6月
- 6) 桑村仁, 田村勝紀: 地震による構造物のモーダル損傷 - 損傷分布則の一般化 -, 日本建築学会構造系論文集 第507号, pp79-86, 1998年5月
- 7) 竹内一郎, 井上一朗, 多田元英, 桑村仁: 架構の必要耐力と必要塑性変形性能に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp1507-1508, 1991.9
- 8) 桑村仁: 崩壊機構に基づいた鋼構造建築物の耐震設計, シンポジウム 鉄骨造における崩壊モードと耐震安全性, 日本建築学会関東支部構造部会, pp15-23, 1992年2月
- 9) 長谷川隆, 山内泰之: 強震時における中低層鋼構造骨組の損傷分布に基づく部材の必要塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集 第460号, pp167-175, 1994年6月
- 10) Yihua Huang, Akira Wada, Hiroki Kawai and Mamoru Iwata: Study of Damage Tolerant Structure (Part4) Response Analysis of Building Shear Pole Model, 日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp1513-1514, 1993年9月
- 11) 長谷川隆: 鉄骨構造剛接骨組の耐震性能に及ぼす柱・梁・パネル耐力比の影響に関する研究, 東京大学学位論文, 1998年11月
- 12) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 日本建築学会, pp286, 1990年10月
- 13) 鋼構造接合部の力学性能と設計法, 日本建築学会 構造委員会 鋼構造運営委員会 接合小委員会, pp162, 1996年10月
- 14) 井上一朗, 東清仁, 小川厚治, 多田元英, 長谷川隆: 角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答 (その1. 解析骨組の設計), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp269-270, 1995年8月

[1999年10月18日原稿受理 2000年2月2日採用決定]