

角形鋼管柱ラーメン構造部材の塑性変形応答
Earthquake Response of Member Plastic Deformation of Rigid Frame with RHS Column

○井上一朗*, 小川厚治**, 多田元英*, 柳原秀和***
Kazuo INOUE, Koji OGAWA, Motohide TADA and Hidekazu YANAGIHARA

ABSTRACT Cumulative plastic deformation ratio of the steel members obtained from the numerical earthquake response analysis is presented in this paper. The rigid frame with rectangular hollow section columns and with wide flange beams are analyzed to three ground motions. Strength of frame, the number of story, strength ratio of member and width-to-thickness ratio are selected as the analytical parameters. Generally, this type of frame results in the weak panel type or weak beam type structure, so that the overall collapse mechanism is formed to the static seismic load. No damage concentration is also observed to the dynamic ground motions.

Keywords : ラーメン構造, 角形鋼管, 接合部パネル, 累積塑性変形倍率

rigid frame, rectangular steel tube, joint panel, cumulative plastic deformation ratio

1. 序 本論では, 角形鋼管柱・H形断面梁で構成される長方形ラーメン構造の弾塑性地震応答解析を行い, 骨組を構成する柱・梁・接合部パネルの累積塑性変形応答に関する数値解析結果を示す. このようなラーメン構造において, 柱に比べると接合部パネルの方が一般に弱いことが指摘されている¹⁻³⁾. したがって, 柱・梁・接合部パネルの各部材に復元力特性を設定して静的および動的応答解析を行っている. 解析パラメータは骨組の強さ・形状・層数, 部材耐力比, 部材の幅厚比などである.

2. 解析骨組

2.1 骨組形状と解析パラメータ

図.1に示すA骨組とB骨組の2種類の平面骨組を解析モデルとする. 柱は箱形断面, 梁はH形断面とし, 鋼材はSS400級とする. 梁上の重量を4.8t/m (800kg/m²×6mを想定)の等分布として骨組重量を算定する. 骨組の解析パラメータは次のとおりである.

・骨組層数は5, 10, 15の3種類 ・構造特性係数 D_S 値は0.25, 0.30, 0.40の3種類

・骨組の部材構成については次の3シリーズを想定

Oシリーズ: 部材の断面性能を連続量とし, 塑性設計⁴⁾して必要最小断面を割り付けた骨組

Rシリーズ: 保有水平耐力だけでなく, 一次設計用地震荷重に対する層間変位角制限(1/200)も満足するように実断面を割り付けた骨組

Dシリーズ: 45°方向入力を想定してOシリーズの梁の曲げ耐力を $\sqrt{2}$ 倍, パネルのせん断耐力を1.2倍⁵⁾としたもの

Oシリーズの部材では, 幅厚比を表.1に示す2種類の組合せとする. 表.1において, Case 1はFAランク,

* 大阪大学工学部建築工学科	(〒565 大阪府吹田市山田丘2-1)
** 熊本大学工学部建築学科	(〒860 熊本市黒髪2-39-1)
*** 清水建設	(〒108 東京都港区芝浦4-15-33)

本論文の一部は日本建築学会大会学術講演梗概集, 1994に発表.

Case2はFAとFBの境界値付近のランクに相当する。

2.2 部材の断面性能

設計用荷重に対する骨組の設計や応答解析には部材の断面性能が必要である。特に必要最小断面を連続量で与えるOシリーズの骨組では、断面積・塑性断面係数などの断面性能間の関係が部材寸法の決定に必要となる。

板厚 t の正方形箱形断面の断面積 A 、塑性断面係数 Z_p 、断面二次モーメント I は、 r_t を幅厚比として次式で表される。

$$A = 4(r_t - 1)t^2 \quad (1)$$

$$Z_p = \frac{3}{2}(r_t^2 - 2r_t)t^3 \quad (2)$$

$$I = \frac{2}{3}(r_t^3 - 3r_t^2)t^4 \quad (3)$$

上式より、各断面性能間の関係が次式で表される。

$$A = \alpha_{ZP} Z_p^{2/3} = \alpha_I I^{1/2} \quad (4)$$

α_{ZP} , α_I は r_t の関数である。

H形断面では、フランジ幅厚比 r_{tf} とウェブ幅厚比 r_{tw} 、およびせいと幅の比 γ を用いて、各断面係数間に(4)式と同じ関係が定義される。表.1に示すように、H形断面梁では $\gamma = 2.5$ としている。

2.3 骨組の設計

Oシリーズの柱、梁部材の断面算定は下記の諸条件に従う。

- ・地震荷重時と過荷重時(過荷重時荷重係数 = 1.65)の二つの荷重条件で塑性設計⁴⁾する。
- ・設計用地震層せん断力は、固有周期を $T = 0.03H$ (H : 骨組の高さ)としてセンター指針⁶⁾による。
- ・同一層の梁・内柱・外柱は各々同じ断面とする。
- ・設計時に接合部パネルは無視し、解析では直下の柱と同じ断面とする。
- ・層間変位角の制限値は考慮しない。

柱の断面算定では、軸力・曲げモーメント相関降伏条件を考慮する必要がある。この相関降伏条件と(4)式から断面特性 (A または Z_p) に関する高次代数方程式が得られ、これを解いて断面形状が決まる。

Rシリーズの骨組では、柱・梁ともにそれぞれ全層にわたって同じ断面せいとし、柱では3層にわたる同じ板厚の部材の使用を原則としている。

2.4 解析骨組

表.2に解析骨組とその構造パラメータをまとめて示す。表.2において、固有周期は固有値解析による一次の値である。Rシリーズの幅厚比については最大値を記載している。

O・D・R 各シリーズの10層A骨組のパネル・柱耐力比 (jM_p/M_J)、および梁・柱曲げ耐力比 ($B M_p/cM_p$) をそれぞれ図.2に示す。柱の曲げ耐力 cM_p は鉛直荷重時の軸力による低減塑性モーメントである。また、パネルの曲げ耐力 jM_p は次式で算定している。

$$jM_p = \sqrt{1-n^2} \frac{V_J \sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

ここで、 n はパネルの軸力比、 V_J はパネルの体積、 σ_y は降伏点である。 M_J は上下各柱の両端に塑性

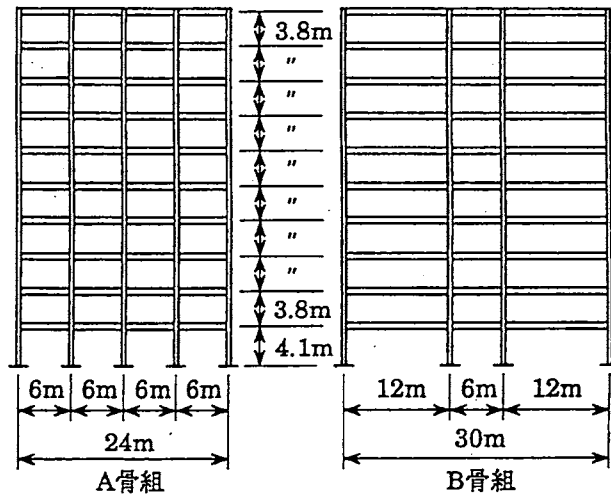


図.1 解析骨組の形状

表.1 部材の幅厚比

	柱幅厚比	梁幅厚比		梁せい
		フランジ	ウェブ	フランジ幅
Case 1	20	6	50	2.5
Case 2	30	9	60	2.5

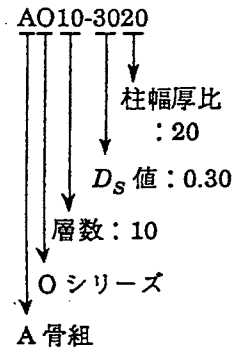
ヒンジが形成されたときにパネルに作用するモーメントである。

パネルの耐力を1.2倍したDシリーズを除けば、柱が片側だけに接続する最上層のパネル以外でパネル・柱耐力比は0.7前後であり、柱に比べてパネルが弱い骨組となっている。またDシリーズでも、パネル・内柱耐力比は1よりやや小さい。外梁と外柱の曲げ耐力比が下層部ほど小さくなっているのは、地震荷重による付加軸力を考慮して外柱の断面を決めているからである。実断面を割り付けたRシリーズは、パネル・梁ともに柱より弱い骨組となっている。なお、他の層数の骨組の部材耐力比も図.2の場合と同程度であり、 D_s 値や部材断面の幅厚比は部材耐力比にほとんど影響しない。

表.2 解析骨組一覧

骨組名		層数	D_s 値	柱 幅厚比	梁幅厚比		固有周期(秒)	
A骨組	B骨組				flange	web	A骨組	B骨組
AO05-2520	BO05-2520	5	0.25	20	6	50	1.42	1.37
AO05-2530	BO05-2530	5	0.25	30	9	60	1.33	1.28
AO05-3020	BO05-3020	5	0.30	20	6	50	1.27	1.24
AO05-3030	BO05-3030	5	0.30	30	9	60	1.19	1.16
AO05-4020	BO05-4020	5	0.40	20	6	50	1.06	1.05
AO05-4030	BO05-4030	5	0.40	30	9	60	0.99	0.98
AO10-2520	BO10-2520	10	0.25	20	6	50	1.93	1.94
AO10-2530	BO10-2530	10	0.25	30	9	60	1.81	1.82
AO10-3020	BO10-3020	10	0.30	20	6	50	1.73	1.74
AO10-3030	BO10-3030	10	0.30	30	9	60	1.62	1.63
AO10-4020	BO10-4020	10	0.40	20	6	50	1.44	1.46
AO10-4030	BO10-4030	10	0.40	30	9	60	1.35	1.37
AO15-2520	BO15-2520	15	0.25	20	6	50	2.80	2.82
AO15-2530	BO15-2530	15	0.25	30	9	60	2.61	2.63
AO15-3020	BO15-3020	15	0.30	20	6	50	2.51	2.53
AO15-3030	BO15-3030	15	0.30	30	9	60	2.35	2.37
AO15-4020	BO15-4020	15	0.40	20	6	50	2.11	2.13
AO15-4030	BO15-4030	15	0.40	30	9	60	1.98	2.00
AD05-2520	BD05-2520	5	0.25	20	6	50	1.42	1.37
AD05-2530	BD05-2530	5	0.25	30	6	50	1.35	1.33
AD10-2520	BD10-2520	10	0.25	20	6	50	1.93	1.94
AD10-2530	BD10-2530	10	0.25	30	6	50	1.85	1.90
AD15-2520	BD15-2520	15	0.25	20	6	50	2.80	2.82
AD15-2530	BD15-2530	15	0.25	30	6	50	2.67	2.76
AR05	BR05	5	≥ 0.25	≤ 18.4	≤ 8.3	≤ 58.4	1.05	1.14
AR10	BR10	10	≥ 0.25	≤ 25.0	≤ 6.8	≤ 51.5	1.57	1.73
AR15	BR15	15	≥ 0.25	≤ 25.0	≤ 7.9	≤ 51.5	2.35	2.55

骨組名称規約の一例



3. 解析方法

解析は、パネルのせん断変形を考慮した塑性ヒンジ法による。解析条件は下記のとおりである。

- ・柱・梁・接合部パネルの復元力モデルは図.3に示す秋山モデル⁷⁾による。ただし、このモデルでは軸力の変動に伴う曲げ耐力の変動および柱の塑性伸縮は考慮できない。
- ・各部材の全塑性値は鉛直荷重載荷時の軸力に対して算定する。
- ・部材の軸方向変形・せん断変形は弾性変形だけを考慮する。
- ・幾何学的非線形を考慮する。
- ・鉄骨梁と床スラブとの合成効果は考慮しない。

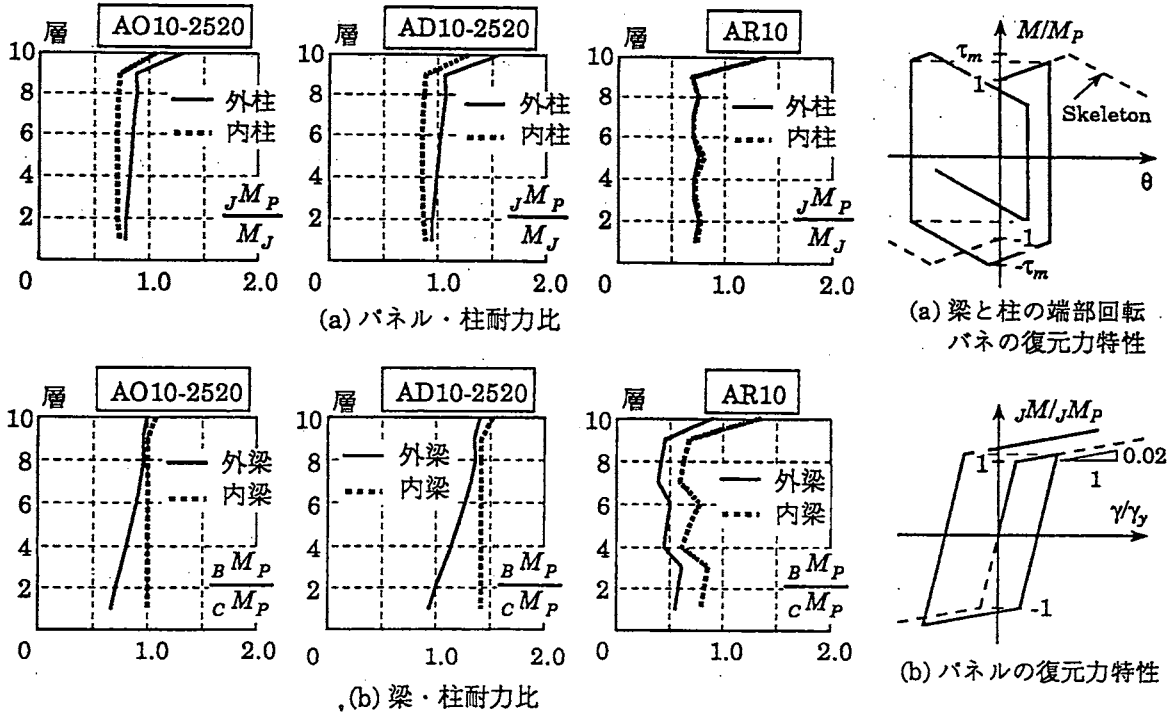


図2 10層A骨組の部材耐力比

図3 柱・梁・パネルの復元力モデル

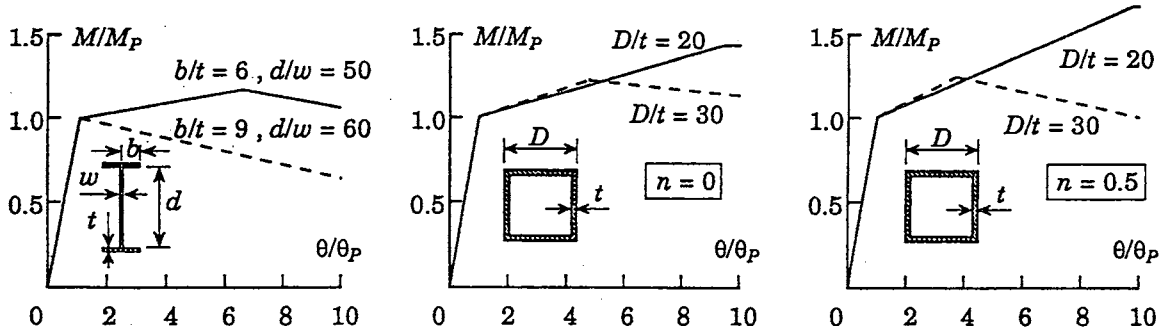


図4 Oシリーズ骨組の梁、柱の骨格曲線の一つ

柱・梁部材の骨格曲線の耐力上昇率・二次勾配・劣化域の勾配は、幅厚比・軸力比・降伏歪度・降伏比などによって決まる⁷⁾。パネルのモーメント-せん断変形関係の二次勾配は一次勾配の2%である。Oシリーズの骨組に用いたH形断面梁および角形鋼管柱の部材端モーメント-回転角関係の骨格曲線の一つを図4に示す。鉛直荷重による柱の軸力比は最下層で0.5弱であり、図4には軸力比が0と0.5の場合を示している。

4. 解析骨組の静的荷重-変形関係

10層AR骨組の各層の層せん断力-層間変位角関係と解析終了までに発生した塑性化部位を図5に示す。塑性化の記号は図中に示す進展状況に対応して示されている。図1の縦軸(層せん断力)は骨組の全重量と振動特性係数の積($W_T R_d$)で無次元化されており、第1層(最下層)の耐力レベルが D_s 値に相当する。図2の部材耐力比から予測されるように、多くのパネルが塑性化しており、これはB骨組においても同様である。図5に示すAR骨組ではパネル降伏によって剛性が大きく低下し、その後歪硬化

でやや耐力が上昇した後、PΔ効果や部材端ヒンジの劣化勾配の影響で耐力低下や除荷が生じている。AR骨組の耐力は D_S 値換算で0.3強程度であり、これはBR骨組でも同様である。Oシリーズの骨組では、やはりパネル降伏によって設計用 D_S 値よりやや低いレベルで塑性崩壊状態になる。

一次設計用地震荷重($C_0 = 0.2$)に対する層間変位角分布を図6に示す。耐力だけを対象に設計されたOシリーズの骨組では、主として転倒モーメントに抵抗する外柱は下層部ほど大きな余力を有することになる。設計用 D_S 値(0.25)に対して塑性設計されたOシリーズの骨組の層間変位角は上層部ほど大きく、1/200を大きく上回っている。一方、一次設計用地震荷重に対して1/200の層間変位角制限を満足するように設計したRシリーズの骨組も1/200をやや超える変位角が生じている。この原因は、断面決定の段階でパネルを無視し、また柱梁部材のせん断変形や軸方向変形を無視したためである。一次設計用地震荷重に対する層間変位角制限を満足するためには、図5と図6の結果から判断すると、 D_S 値に換算して0.3程度以上の耐力が必要であろう。

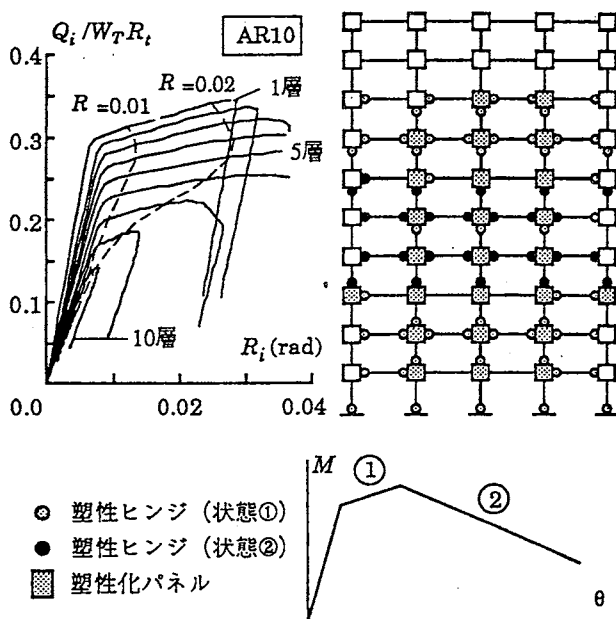


図.5 層せん断力-層間変位角関係と塑性化部位

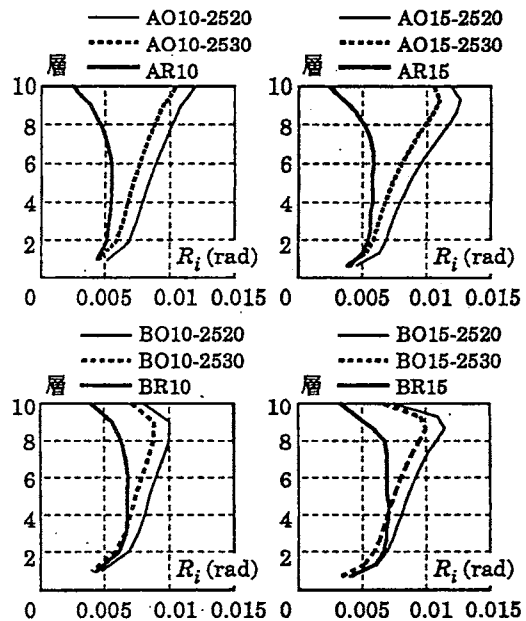


図.6 一次設計用地震荷重時の層間変位角分布

3. 動的応答解析結果

動的解析の諸条件は次のとおりである。

- ・数値積分はNewmark β法による。時間刻みは基本固有周期の1/500以下とする。
- ・減衰定数は1次を0.02とする剛性比例型である。
- ・入力地震動は次の3波である。

El Centro 1940 NS (50kine), 継続時間:20秒, Taft 1952 EW (50kine), 継続時間:20秒,

Artificial-wls (El Centro NSの V_E スペクトルを平滑化した人工地震⁸⁾), 継続時間:30秒

入力地震動の速度応答スペクトル ($h = 0.02$) と損傷に寄与する入力エネルギーの次式による速度換算値を図.7に示す。

$$S_V^{eq} = \sqrt{\frac{2g(E_i + E_e - E_c)_{\max}}{W_T}} \quad (6)$$

ここで、 g は重力加速度、 E_i は運動エネルギー、 E_e は全歪エネルギー、 E_c は重力仕事、 W_T は全重量である。(6)式による速度換算応答値は◇、□などの記号で図.7中に示されている。従来、指摘されてい

るように⁷⁾, (6)式による入力エネルギーの速度換算値は速度応答スペクトルとほぼ一致する。

3種類の入力地震動に対する各層の最大層間変位角 (R_i) 応答分布と各部材の累積塑性変形倍率 (η) 応答分布を図.8 (A骨組), 図.9 (B骨組) に示す. 各図ともに, 最上段が R_i 分布, 続いてパネル・柱・梁の η 分布が並べられている. また, 各図中には5, 10, 15層各骨組の応答値を, 最下層の高さを0, 最上層の高さを1として併記している. OシリーズとDシリーズについては部材幅厚比が大きいCase 2 (表.1参照) の結果だけを示しているが, 幅厚比が小さいCase 1の骨組の応答値は, 図.8, 9の結果に比べてやや小さい程度である. 各部材ごとの η の最大値を表.3にまとめている.

η は正側と負側の累積塑性変形倍率の和である. 柱と梁の η 算定の基準値は両端に逆対称全塑性モーメントが作用したときの部材端回転角であり, 柱の全塑性モーメントは鉛直荷重時の軸力を用いて算定している. なお, ここには示していないが, 正側と負側の累積塑性変形倍率の応答値は概略等しい.

図.8, 図.9の応答解析結果の特徴的な事項を以下に列挙する.

- 1) 最大層間変位角 (R_i) 応答分布は, 図.6に示す静的荷重に対する分布と類似の形状である. 実断面を割り付けたRシリーズの R_i 応答値はA, B両骨組とも1/100をやや超える程度である.
- 2) Oシリーズ骨組部材の塑性変形は主にパネルに生じており, 柱と梁の塑性化は軽微である. パネルの η 値は高々20程度である.
- 3) 幅厚比が大きいOシリーズのCase 2の梁は全塑性モーメントに達した直後に劣化勾配域に入る(図.4参照). しかし, 幅厚比が小さいCase 1の場合に比べてその η 値が特に大きくなることはない.
- 4) 均等スパンのA骨組に比べると, B骨組の短スパン梁である内梁の η 値が大きい. この場合, B骨組の内梁の η 値は高々13程度である.
- 5) 45°方向の地震入力を想定して梁とパネルの耐力を大きくしたDシリーズでもパネルの塑性変形が顕著であり, 柱の η 値が極端に大きくなることはない.
- 6) どの骨組においても, 柱の塑性変形は最下層柱脚と上層部に限られる. 柱の η 値は, 強梁骨組のDシリーズでも高々10弱程度で, 他の骨組では高々6程度である. これは, 主としてパネルあるいは梁が塑性化して特定層に損傷が集中しないためである. この解析では柱・梁・パネルともに同じ降伏応力度を用いている. 柱の降伏点が梁に比べて高い場合には, 柱の塑性変形はさらに減少するであろう.

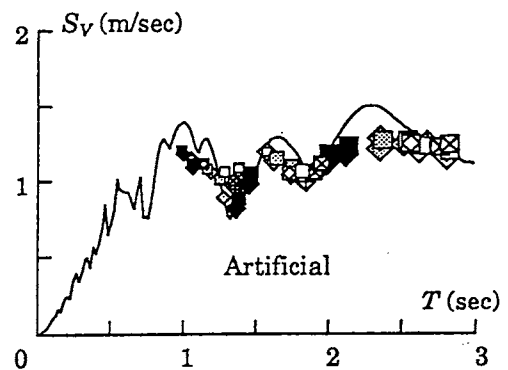
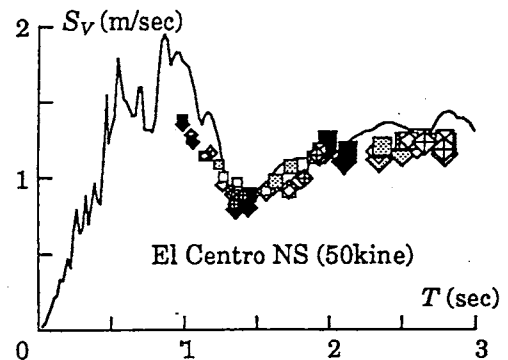


表.3 各部材の最大累積塑性変形倍率

		Oシリーズ		Dシリーズ		Rシリーズ	
		A骨組	B骨組	A骨組	B骨組	A骨組	B骨組
柱	最上層柱頭	1.4	7.9	1.8	5.6	0	0
	中間層	1.2	3.2	3.1	4.8	0.1	0
	最下層柱脚	3.6	6.4	6.8	8.6	5.5	4.4
梁		5.5	10.2	1.3	1.2	5.6	13.3
パネル		17.4	20.1	11.2	19.9	12.6	3.0

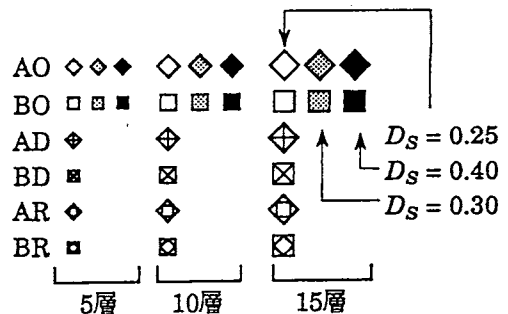


図.7 入力地震動の速度応答スペクトルと入力エネルギーの速度換算値

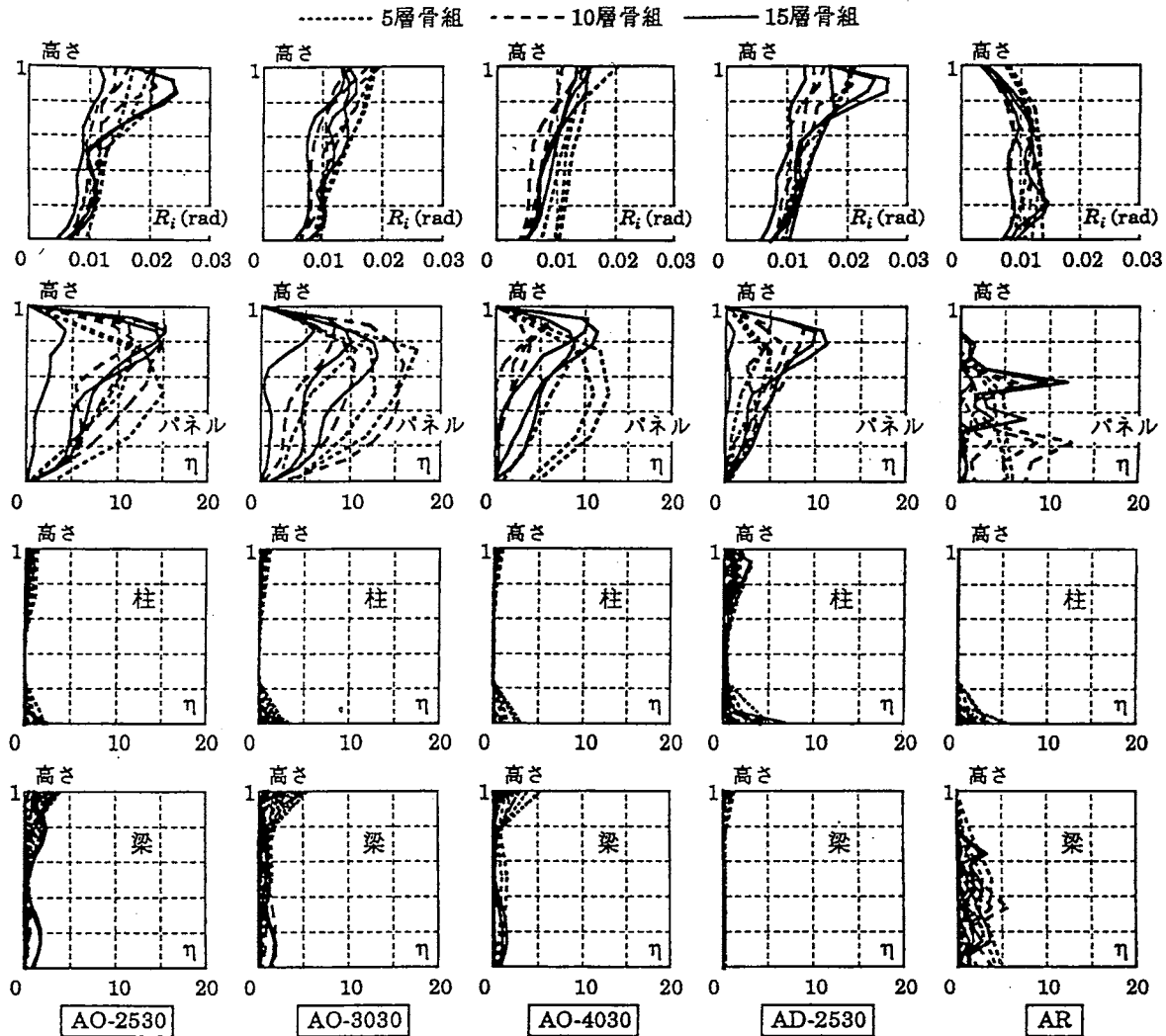


図.8 A骨組の最大層間変位角(R_i)応答分布とパネル・柱・梁の累積塑性変形倍率(η)応答分布

4. まとめ

本論では、角形鋼管柱・H形断面梁ラーメン構造の幾何学的非線形を考慮した弾塑性地震応答解析を行い、柱・梁・パネル各構成部材の累積塑性変形倍率の応答値について検討・考察した。角形鋼管柱・H形断面梁ラーメン構造においては、特にパネルを補強しない限り通常は弱パネル構造あるいは弱梁構造になる。したがって、柱の塑性変形は最下層柱脚と上層部に限られ、大地震に対しては主としてパネルあるいは梁が塑性化して特定層に損傷が集中することはない⁹⁻¹¹⁾。柱の累積塑性変形倍率(正側と負側の和)は最上層柱頭および最下層柱脚で大きな応答値を示すが、高々6前後であり、強梁構造の場合でも高々10弱程度であった。

謝辞 応答解析に用いた人工地震動は、東京工業大学和田章研究室から御提供いただいたものである。付記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 田淵基嗣, 金谷弘, 他: 中低層鉄骨造骨組における設計の実状—柱, 梁, 接合部パネルの耐力比—, 日本建築学会近畿支部研究報告集 第33号・構造系, pp.221-224, 1993. 6.
- 2) 柳原秀和, 井上一朗, 多田元英, 桑原進: 角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の弾性層間変形成分とパネル・柱

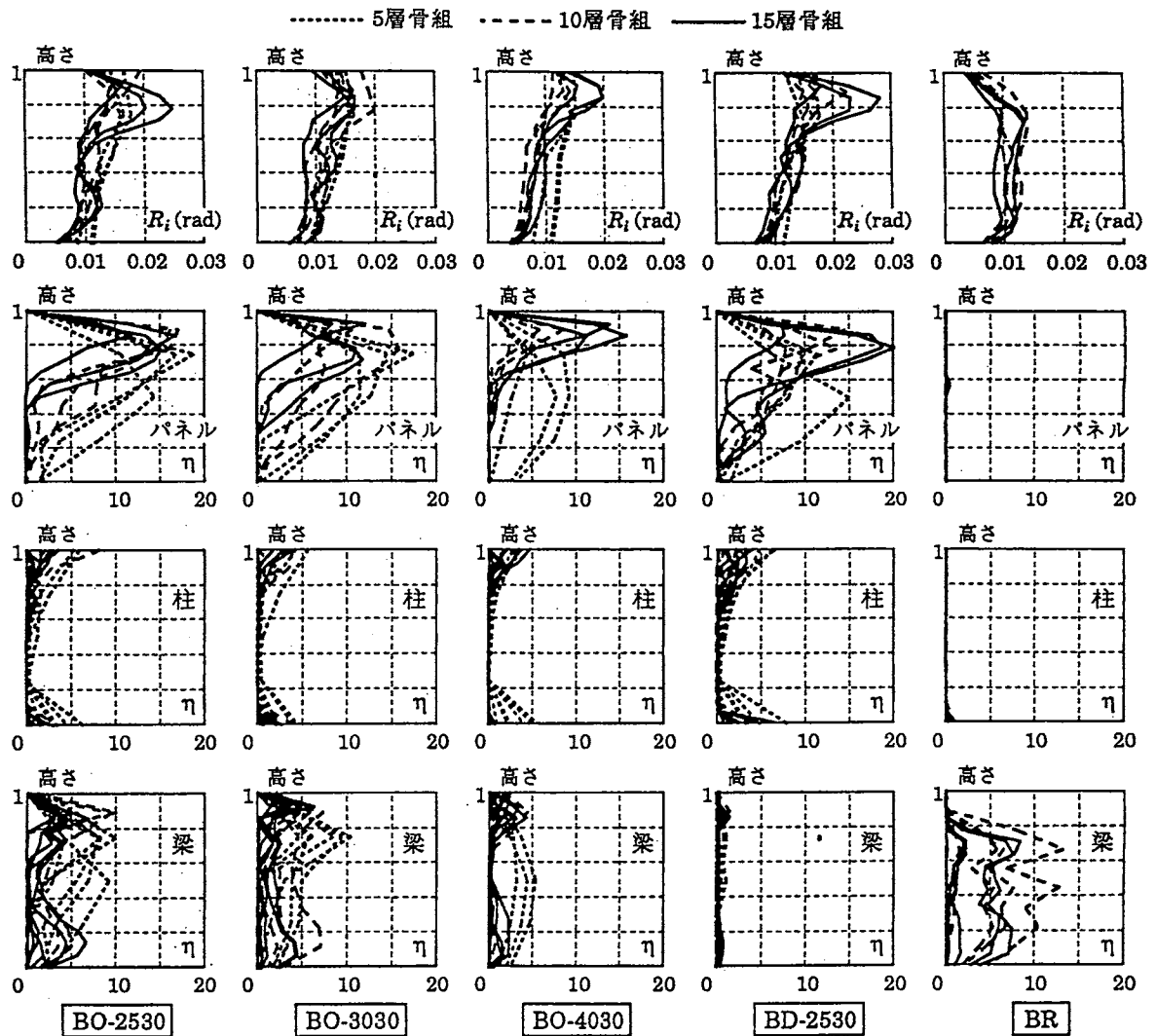


図9 B骨組の最大層間変位角(R_i)応答分布とパネル・柱・梁の累積塑性変形倍率(η)応答分布

降伏比, 日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II, pp.1559-1560, 1993.9.

- 3) 伊藤茂樹, 岡本晴仁, 加村久哉: 箱形断面とH形断面梁からなる鉄骨ラーメン構造におけるパネル部の変形比率, 日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II, pp.1561-1562, 1993.9.
- 4) 中村恒善: 建築骨組の最適設計, 丸善, 1980.
- 5) 海原広幸, 山成 實, 小川厚治, 黒羽啓明: 任意方向からの曲げ・せん断力を受ける角形鋼管の弾塑性挙動に関する考察(実験および解析結果の比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II, pp.1407-1408, 1991.9.
- 6) 日本建築センター: 構造計算指針・同解説, 1991年版.
- 7) 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計 第2版, 東京大学出版会, 1987.
- 8) Yihua Huang, Akira Wada, Hiroki Kawai and Mamoru Iwata: Study of Damage Tolerant Structure (Part 4) Response Analysis of Bending Shear Pole Model, 日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II, pp.1513, 1993.9.
- 9) 河野昭雄, 牧野稔: 中低層鋼骨組の耐震性に与える柱-はり接合部のせん断補強の効果について, 日本建築学会論文報告集, 第334号, pp.18-27, 1983.12.
- 10) 長谷川隆, 山内泰之: 地震時に柱梁接合部パネルが他に先行して降伏する骨組の耐震性能に関する解析的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II, pp.1145-1146, 1991.9.
- 11) 秋山将光, 松尾 彰, 中村雄二, 椋代仁朗, 高松隆夫: 弱パネル型中低層鋼構造骨組の地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II, pp.1565-1566, 1993.9.