日本建築学会構造系論文集 第76巻 第661号, 649-658, 2011年3月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 76 No. 661, 649-658, Mar., 2011

新しい柱脚機構を有する中低層鉄骨ラーメン架構の終局耐震能力

ULTIMATE SEISMIC CAPACITY OF MULTI-STORY STEEL MOMENT RESISTING FRAMES HAVING NEW COLUMN SUPPORT SYSTEM

金田勝徳*, 木村祥裕**, 宮原直樹***, 和田　章****
Katsunori KANEDA, Yoshihiro KIMURA, Naoki MIYAHARA and Akira WADA

In the seismic behaviors of the frames with fixed column bases, the soft story mechanism may occur when the frames are subjected to unexpected seismic horizontal force. This paper proposes the new columns support systems on the first story. The first story columns consist of the reinforced concrete downside column and the steel topside column, and their joints with the anchor bolts and the shear plates are supposed to be pinned. This paper clarifies the damage distribution and the seismic capacity for the steel moment resisting frames with these support system to perform the collapse mechanism which means the maximum story drift when the ductility demand reach the plastic deformation capacity for a member first.

Keywords: *Steel Moment Resisting Frames, Beam Yielding Mechanism, Damage Concentration, Plastic Deformation Capacity, Column Support System, Hysteresis energy*
鉄骨ラーメン架構，全層梁降伏型，損傷集中，塑性変形性能，柱脚機構，履歴吸収エネルギー

1. 序

地震時に梁降伏型の損傷メカニズムを形成し，優れた耐震性能を発揮するとされている剛接合鉄骨ラーメン構造物では，梁が先行して降伏するものの，骨組の変形の増加に伴い，柱，特に最下層柱の脚部で降伏を生じる[1)-7)]。そして，柱や梁等の構造部材は塑性化の進展，局部座屈の発生により，最大耐力を迎え，耐力低下を起こす。幅厚比や部材細長比によるが，一般的に使用されている範囲では，多くの場合，同じ幅厚比ランクでもH形鋼梁に比べて角形鋼管柱の塑性変形性能は小さい[8)9)]。そのため，柱梁耐力比が大きければ，梁が柱よりも先行して降伏するものの，柱が梁よりも先にその塑性変形限界に達し，耐力低下を起こす場合がある。そして，最下層への損傷集中が生じた場合，軸力の大きい柱で塑性ヒンジ回転量が部材の安定した塑性変形の限界に達し，耐力低下を生じることで，構造物の倒壊に至る可能性がある。E-Defenseによる実大4層鉄骨ラーメン構造物の倒壊実験[10)]では，建築基準法に準拠した構造物に1995年兵庫県南部地震JR鷹取駅記録の100%の地震動を入力した際，最下層柱の脚部及び柱頭で局部座屈を生じ，最下層に損傷集中したため，構造物は倒壊した。

著者らは，このような最下層の損傷集中を防ぎ，架構が全層梁降伏メカニズムを形成するために，図1に示すような新しい柱脚機構を提案した[11)]。この柱脚機構は，RC基礎梁からRC柱を階高のほぼ中央の高さまでとし，鉄骨柱とこのRC柱を層中央付近でせん断力と軸方向力を伝達する十分な強度を有し，曲げモーメントを伝達する必要がない簡易接合とする。柱脚部にRC構造を適用して，基礎梁との高い固定度を確保するとともに，鉄骨柱とRC柱をベースプレートによるシアキャップとアンカーボルトで緊結して鉄骨支点部での回転を許容し，ピンに近い接合形式とする。その際，柱に作用するせん断力にはシアプレートで抵抗し，軸方向の引張力にはアンカーボルトで抵抗する。設計時の終局状態と考えられている架構内の最大層間変形角0.02や0.03では，架構は全層梁降伏メカニズムを形成できることを明らかにした。

本論文では，このような新しい柱脚機構を架構に用いることで，角形鋼管柱を使用した場合でも，梁が局部座屈発生後，最大耐力を迎えるまで，すなわち，梁崩壊を生じるまでに最下層柱の柱頭の降伏や局部座屈による架

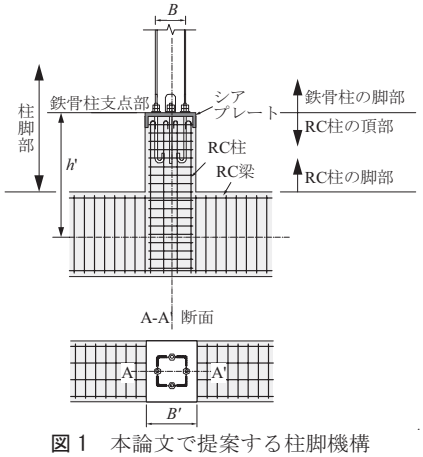


図1　本論文で提案する柱脚機構

* 構造計画プラスワン　代表
芝浦工業大学　特任教授
** 長崎大学工学部構造工学科　教授・博士(工学)
*** 長崎大学大学院　大学院生
**** 東京工業大学大学院建築物理センター　教授・工博
Structural Design PLUS ONE Co., Ltd.
Prof., Shibaura Institute of Technology
Prof., Dept. of Structural Engineering, Nagasaki University, Dr. Eng.
Graduate Student, Dept. of Structural Engineering, Nagasaki University
Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

構の倒壊を防ぎ，全層梁損傷型となる条件を明らかにする。このような新しい柱脚機構を有する鉄骨ラーメン架構と従来の RC 基礎梁に剛接した鉄骨柱で構成された鉄骨ラーメン架構について，保有水平耐力設計法に基づき，静的増分解析を行い，架構の初期剛性及び降伏耐力をほぼ同等にしつつ，柱，梁断面が異なる数種類の鉄骨ラーメン架構を設計する。架構の初期剛性や降伏耐力，保有水平耐力が等しい架構であっても，局部座屈崩壊型の柱，梁の塑性変形性能を定める要因となる幅厚比が異なれば，部材が崩壊に至るときの架構の保有性能に大きな影響を及ぼすことから，静的増分解析及び地震応答解析により初期剛性，降伏耐力が等しく，柱梁耐力比と部材の構成板要素の幅厚比が異なる架構について部材崩壊時の挙動を明らかにする。

2．静的地震外力を受ける新しい柱脚機構を有する中低層鉄骨ラーメン架構の損傷メカニズムと終局耐震能力

本章では，本論文の提案型柱脚機構のラーメン架構を対象にして，A_i分布より算定した静的地震外力を架構に比例増分載荷した場合の部材崩壊時の架構の損傷メカニズムと終局耐震能力，すなわち，架構の最大層間変形角，保有水平耐力について明らかにする。

2.1　静的地震外力を受ける中低層鉄骨ラーメン架構の解析概要

図 2 に 6 層架構の平面図及び軸組図を示す。架構は 3 スパンとし，1 スパン l=9m，各層の高さ h=3.6m とする。ここで提案する柱脚機構は，RC 基礎梁から最下層中央部まで RC 柱を立ち上げ，最下層上部鉄骨柱とは図 1 のような接合とする。文献 12）では鉄骨支点部の回転剛性の違いが架構の損傷メカニズムに与える影響を検討している。これより，鉄骨支点部は曲げ応力の反曲点に近く，この位置での作用モーメントが小さいことが示された。この位置に，回転剛性が小さくピン支持に近くなるようにアンカーボルトの径や配置を設定してもアンカーボルトは弾性保持し，ベースシアー層間変形角関係や最下層柱のモーメント分布に大きな影響を及ぼさなかったことから，本論文では簡略的にピン接合と仮定する。鉄骨柱支点部の位置は，文献 11)を参考にして基礎梁断面中央から高さ h'=0.5h とする。また，それ以外の架構の柱梁接合部を全て剛接合とし，塑性ヒンジを生じる梁端及び柱端に弾塑性回転ばね要素を設ける。また，文献 11)と同様，事前に予備解析を行い，所定の層間変形角時の最下層下部 RC 柱に作用する軸力と曲げモーメントに対して，RC 柱がひび割れを生じず，初期剛性を保持するように断面や鉄筋本数を決定した[15]。例として 6 層架構の RC 柱の形状及び鉄筋の配筋を図 3 に示す。鉄筋の鋼種を SD490 としている。また，3 層架構，9 層架構も同様の解析モデルとしており，鉄筋を SD490 で 28-D29，36-D29 としている。数値解析は有限要素プログラム ABAQUS 6.4.2 による弾塑性大変形解析である。

表 1 に 3 層，6 層，9 層架構の部材断面を，表 3 に梁と柱の幅厚比及び反曲点長さの弱軸回りの細長比を示す。部材断面を決定する際には，保有水平耐力設計に沿って架構の剛性・耐力が概ね同等となるように設計した。Ai 分布より求めた層せん断力分布となる水平外力を，図 2 に示すように架構の左側から与える。その際，C_0＝0.2 のときの最大層間変形角が 1/200 以下を満足するものとする。高さ方向に関しては 3 層ごとに部材断面を変更している。梁断面は圧延 H 形鋼（表中の H），溶接組立 H 形鋼（BH），柱断面は一般構造用角形鋼管（□）としている。ただし，構成板要素の幅厚比の違いによる部材の保有性能の違いを検討するために，柱の板厚は 1mm 単位で設定した。梁断面の幅厚比は FA ランクを，柱断面の幅厚比は FA もしくは FB ランクを使用している。また，最下層柱を鉄骨のみとした埋め込

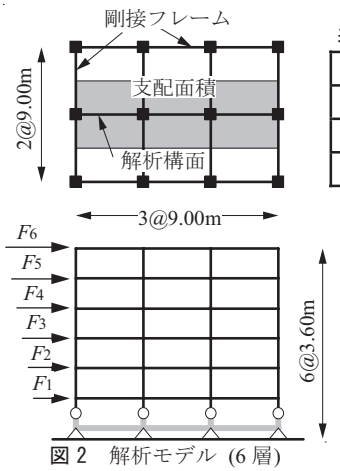


図 2　解析モデル (6 層)

表 2　材料特性(N/mm²)

E_{steel}	205.8×10³
$\sigma_{y\text{-}steel}$	235.0
$E_{concrete}$	27.3×10³
F_c	36.0

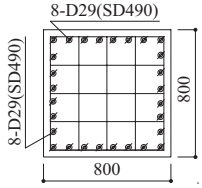


図 3　6 層架構の RC 柱の断面及び配筋の例(28- D29)

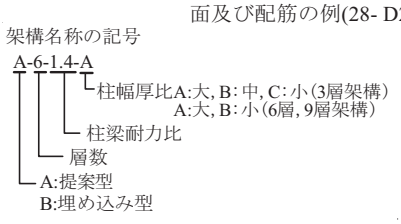


表 1　部材断面

架構名称	A,B-3-1.4-A		A,B-3-1.4-B		A,B-3-1.4-C		A-3-2.1		A-3-1.2	
Story/Floor	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder
1～3	□-510×14	BH-650×250 ×12×16	□-470×17	BH-650×250 ×12×16	□ -400×25	BH-650×250 ×12×16	□-500×21	BH-600×250 ×12×16	□-460×16	BH-700×250 ×12×16
基礎	800×800	800×1200	800×800	800×1200	800×800	800×1200	800×800	800×1200	800×800	800×1200
架構名称	A,B-6-1.4-A		A,B-6-1.4-B				A-6-2.1		A-6-1.2	
Story/Floor	Column	Girder	Column	Girder			Column	Girder	Column	Girder
4～6	□-550×17	H-700×300 ×12×19	□-500×22	H-700×300 ×12×19			□-580×21	BH-700×300 ×12×17	□-510×14	BH-650×300 ×12×16
1～3	□-550×20	H-700×300 ×12×22	□-500×25	H-700×300 ×12×22			□-600×22	BH-700×300 ×12×20	□-550×19	BH-700×300 ×12×25
基礎	800×800	1000×1500	800×800	1000×1500			800×800	1000×1500	800×800	1000×1500
架構名称	A,B-9-1.4-A		A,B-9-1.4-B				A-9-2.1		A-9-1.2	
Story/Floor	Column	Girder	Column	Girder			Column	Girder	Column	Girder
7～9	□-550×17	H-700×300 ×12×19	□-530×19	H-700×300 ×12×19			□-570×13	BH-700×300 ×12×17	□-530×17	BH-700×300 ×12×20
4～6	□-550×19	H-700×300 ×12×22	□-530×21	H-700×300 ×12×22			□-570×26	BH-700×300 ×12×20	□-560×17	BH-700×300 ×12×23
1～3	□-600×20	BH-700×300 ×12×25	□-550×22	BH-700×300 ×12×25			□-570×29	BH-700×300 ×12×23	□-570×18	BH-700×300 ×12×26
基礎	1000×1000	1500×2000	1000×1000	1500×2000			1000×1000	1500×2000	1000×1000	1500×2000

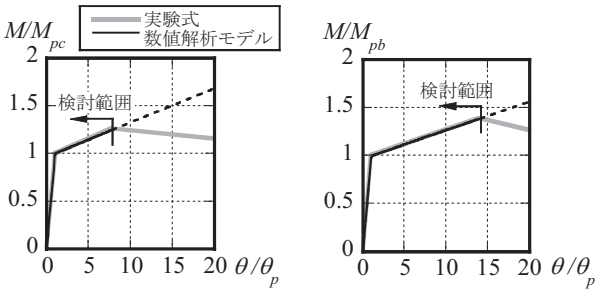
表 3　梁と柱の幅厚比及び反曲点長さの弱軸回りの細長比

柱断面	□-400×25	□-460×16	□-470×17	□-500×21	□-500×22	□-500×25	□-510×14	□-530×17	□-530×19	□-530×21	□-550×17
幅厚比	16.00	28.75	27.65	23.81	22.73	20.00	36.43	31.18	27.89	25.24	32.35
細長比	23.46	19.85	19.45	18.39	18.43	18.54	17.77	17.18	17.24	17.31	16.54
柱断面	□-550×19	□-550×20	□-550×22	□-560×17	□-570×13	□-570×18	□-570×26	□-570×29	□-580×21	□-600×20	□-600×22
幅厚比	28.95	27.50	25.00	32.94	43.85	31.67	21.92	19.66	27.62	30.00	27.27
細長比	16.60	16.63	16.69	16.23	16.11	15.97	16.19	16.28	15.76	15.17	15.25
梁断面	H-600×250×12×16		H-650×250×12×16		H-700×250×12×16		H-700×300×12×17		H-700×300×12×19		
幅厚比	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	
	47.33	7.81	51.50	7.81	55.67	7.81	55.50	8.82	55.17	7.89	
細長比	84.77		86.47		88.12		69.35		67.65		
梁断面	H-700×300×12×20		H-700×300×12×22		H-700×300×12×23		H-700×300×12×25		H-700×300×12×26		
幅厚比	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	
	55.00	7.50	54.67	6.82	54.50	6.52	54.17	6.00	54.00	6.00	
細長比	66.91		65.62		65.05		64.04		63.58		

み柱脚の架構と本論文の提案型柱脚の架構の耐震性能やメカニズムを比較している。試験体名称は表 1 上に示すように，最初のアルファベットが柱脚機構であり， A が本論文の提案型柱脚機構，B が埋め込み型柱脚である。そして，最初の数字が層数，２番目の数字が柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb}，最後の記号は柱幅厚比の違いを示している。ここで，M_{pc} は柱の全塑性モーメント，M_{pb} は梁の全塑性モーメントである。また， 3 層架構では，柱の幅厚比が大きい A，中間の B，小さい C の３種類とし，6 層，9 層架構では，幅厚比の大きい A と幅厚比の小さい B の２種類としている。層数や柱梁耐力比が等しい場合でも柱の最大耐力時の塑性変形性能は異なるため，架構が柱崩壊型のメカニズムを形成すれば，部材崩壊を生じるときの架構の保有水平耐力や最大層間変形角は異なるものと思われる。

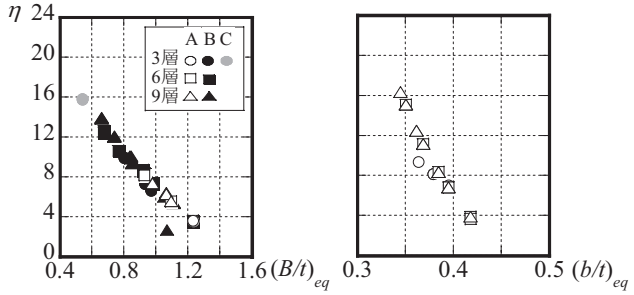
表 2 に部材の材料特性を示す。表中の記号は，それぞれ E_{steel}：梁及び柱ともに鋼材のヤング係数，$\sigma_{y\text{-}steel}$：鋼材の降伏応力，$E_{concrete}$：コンクリートのヤング係数， F_c：コンクリートの設計基準強度である。

図 4 に鉄骨柱，鉄骨梁の骨格曲線の一例を示す。縦軸は材端の作用曲げモーメント M を，全塑性モーメント M_p で除した M/M_p である。横軸は材端の回転角 θ を，全塑性モーメント時の材端の回転角 θ_p で除した θ/θ_p である。各部材の骨格曲線は文献 8), 9)で柱梁接合部から反曲点までの区間を一部材とした実験式より求められる。本論文では，架構内の部材が最大耐力を迎えた時点を部材崩壊とし，そのときの架構の最大層間変形角や保有水平耐力を部材崩壊時の保有性能と定義する。文献 8), 9)の実験式より求められる最大耐力時の塑性変形性能は，構成板要素の幅厚比や細長比等によって異なる。また，図 4(a)の鉄骨柱の骨格曲線は初期軸力時のものであり，水平外力を受ける場合，柱は軸力変動を生じることから，有限要素プログラムにおいて軸力変動により各要素（柱）の二次勾配は逐次変化する。そして，軸力変動は柱の塑性変形性能に影響を与えることが既往の論文[19), 20)]で示されていることから，解析では柱の軸力変動を逐次追跡し，その変化した軸力を元に文献 9)の実験式を用いて最大耐力時の柱の塑性変形性能を再計算する。文献 9)では，柱の軸力比が $3A_w/5A$ (≒ 0.3)よりも大きくなった場合，式中における幅厚比を 1.25 倍することで塑性変形性能を大きく低減させており，本論文でもこの方法を採用する。ここで，A_w は柱のウェブ断面積，A は柱の全断面積である。なお，各部材の最大耐力，最大耐力時の塑性変形性能の一覧は Appendix の付表 1 に示すとおりである。本論文では，スパンや層高を等しい架構とし，柱や梁の断面を現実的な柱幅と梁幅，梁せいの組み合わせや部材のシアスパン比，構成板要素の幅厚比の範囲で選定している。そのため，各架構における柱や梁の細長比や幅厚比に相



（a）第 1 層の柱　　（b）第 1 層の梁

図 4　鉄骨部材の骨格曲線



（a）柱の等価幅厚比　　（b）梁の等価幅厚比

図 5　構成部材の骨格曲線における累積塑性変形倍率

違があり，柱梁耐力比が異なる架構を比較した場合，付表 1 に示すように柱や梁の塑性変形性能に違いが生じている。

図 5 は本論文の架構における鉄骨梁，鉄骨柱の累積塑性変形倍率を図 4 の骨格曲線より求め，文献 12)の等価幅厚比で整理したものであり，(a)は柱，(b)は梁の塑性変形性能である。なお，累積塑性変形倍率は繰返し載荷履歴曲線から抽出した骨格曲線における面積（エネルギー吸収量）と定義されているが [13]，骨格曲線は単調載荷（一方向載荷）の荷重変位関係とほぼ等価である知見を元に，ここでは図 4 の荷重変位関係の面積としている。等価幅厚比は文献 12)より次式で定義されている。

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{eq} = \sqrt{\beta_f^{\,2} + \beta_w^{\,2}/C}\ ,\ \text{C=22(柱)，C=41(梁)} \tag{1a}$$

$$\left(\frac{B}{t}\right)_{eq} = \frac{B}{t}\sqrt{\varepsilon_y} \tag{1b}$$

ただし，

$$\beta_f = \frac{b}{t_f}\sqrt{\varepsilon_{yf}}\ ,\quad \beta_w = \frac{d}{t_w}\sqrt{\varepsilon_{yw}}$$

ここで，b は H 形鋼梁のフランジ幅，t_f はフランジ板厚，d はウェブせい，t_w はウェブ板厚であり，ε_{yf}，ε_{yw} はフランジ及びウェブの降

伏歪である。また，B は箱形鋼柱の幅，t は板厚，ε_y は柱の降伏歪である。

柱の累積塑性変形倍率は 3 層で 4.5～10.3，6 層で 3.2～9.3，9 層で 3.2～10.1 に分布しており，梁の累積塑性変形倍率は 3 層で 7.6～9.5，6 層で 4.6～11.0，9 層で 3.2～14.9 に分布している。

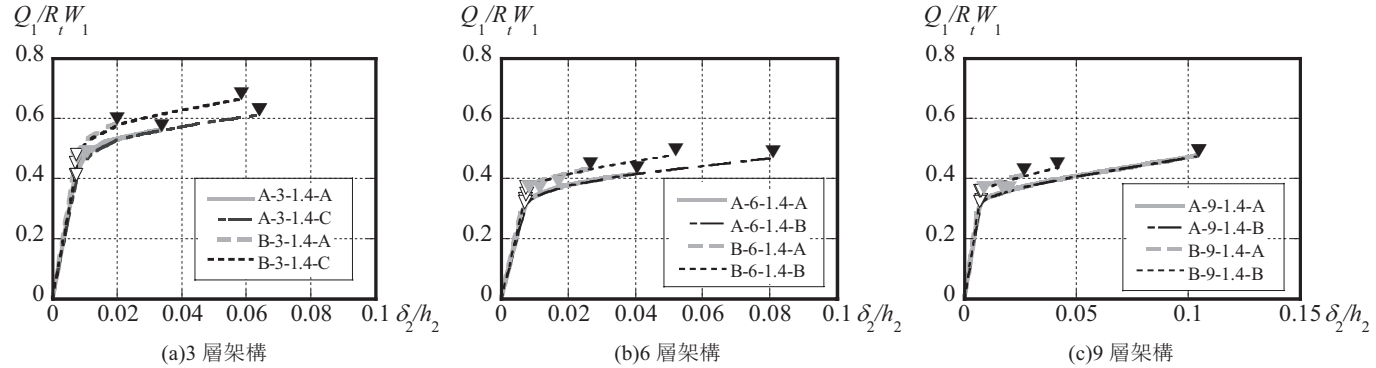
2.2 静的地震外力を受ける中低層鉄骨ラーメン架構の損傷メカニズム

部材の保有性能の違い

図 6 に柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb}=1.4 の 3 層，6 層，9 層ラーメン架構のベースシアと最大層間変形角の関係を示す。横軸は層間変形角が最大となった第 2 層での層間変形角 δ_2/h であり，縦軸はベースシア Q_1 を振動特性係数 R_t と架構の重量 W_1 で除したものである。本論文の提案型柱脚と埋め込み型柱脚の架構について，柱断面の異なる 2 種類の結果を示している。図中の▽は水平荷重の増加に伴い，架構内のある梁が最初に降伏する点，▼は柱が最初に降伏した点を示し，いずれか最初に生じた点を架構の初期降伏とする。▼は同じく架構内のある一部材が最初に最大耐力に達する点，すなわち部材崩壊を生じたときを示す。

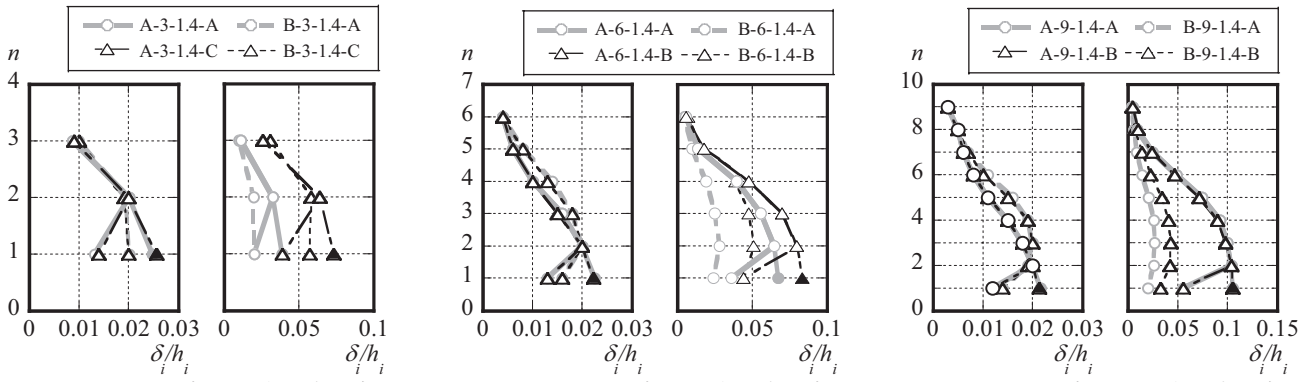
架構の初期剛性や降伏後の第二勾配は柱脚の違いによらずほぼ等しいものの，降伏耐力は埋め込み型柱脚の架構の方が本論文の提案型柱脚の架構よりも高い。また，同じ柱脚形式で等しい層数の架構であれば，柱幅厚比の違いによらず，層せん断力-層間変形角関係はほぼ同じ履歴経路となっており，幅厚比の違いによる梁と柱の塑性化の順序に違いは見られない。本論文の提案型柱脚の架構において，柱幅厚比が大きい A-3-1.4-A や A-6-1.4-A では部材崩壊が最初に柱で生じたものの， A-9-1.4-A では梁で生じた。そのときの最大層間変形角は，図 6(a) A-3-1.4-A で δ_2/h=0.03，図 6(b) A-6-1.4-A で δ_2/h=0.04，図 6(c) A-9-1.4-A で δ_2/h=0.10 程度であった。一方，柱幅厚比が小さい B タイプ及び C タイプでは部材崩壊はいずれも梁で生じており，その時の最大層間変形角は，A-3-1.4-C で δ_2/h=0.06，A-6-1.4-B で δ_2/h=0.08，A-9-1.4-B で δ_2/h=0.10 程度であった。3 層，6 層架構では，柱梁耐力比が等しくても幅厚比や細長比の違いにより部材の塑性変形性能が異なるため，部材崩壊時の架構の最大層間変形角も異なる。また，埋め込み型柱脚の架構で幅厚比が大きい A タイプでは，部材崩壊がいずれも最下層柱の脚部で生じており，そのときの最大層間変形角は B-3-1.4-A で δ_2/h_2=0.02，B-6-1.4-A で δ_2/h_2=0.03，B-9-1.4-A で δ_2/h_2=0.025 程度であった，以上より，本論文で提案する架構が部材崩壊までに優れた塑性変形性能を有することが分かる。

図 7 に架構の高さ方向の層間変形角分布を示す。(a-1), (b-1), (c-1) は最大となる層での層間変形角 δ_{max}/h_i=0.02 のとき，(a-2), (b-2), (c-2) は部材崩壊のときを示している。また，提案型柱脚の場合，最下層については，層間変形角に加えて鉄骨柱の部材角を黒塗りとして併せて示している。横軸は層間変形角分布であり，縦軸は各層 n である。同じ柱脚機構で等しい柱梁耐力比の架構であれば，柱幅厚比が異なっても δ_{max}/h=0.02 における層間変形角分布はほぼ等しい。これは，層せん断力-層間変形角関係の履歴経路がほぼ同じであり，等しい最大層間変形角のときの分布を表しているためである。提案型柱脚の場合，層間変形角分布は埋め込み型柱脚の場合とほぼ等しいものの，最下層で下部 RC 柱に生じる部材角が微小であり，また，鉄骨支点部がピン接合であることから，上部鉄骨柱の部材角が最も大きくなっている。一方，部材崩壊時にはそれぞれの架構で最大となる層での層間変形角の大きさが異なるため，層間変形角分布は異なる。本論文の提案型柱脚の架構は，埋め込み型の架構と比べて部材崩壊時までに大きな層間変形角となっており，架構はより大きな層



(a)3 層架構　(b)6 層架構　(c)9 層架構

図 6　ベースシア－層間変形角



(a-1)δ_{max}/h_i=0.02 時　(a-2)部材崩壊時　(b-1)δ_{max}/h_i=0.02 時　(b-2)部材崩壊時　(c-1)δ_{max}/h_i=0.02 時　(c-2)部材崩壊時

図 7　層間変形角分布

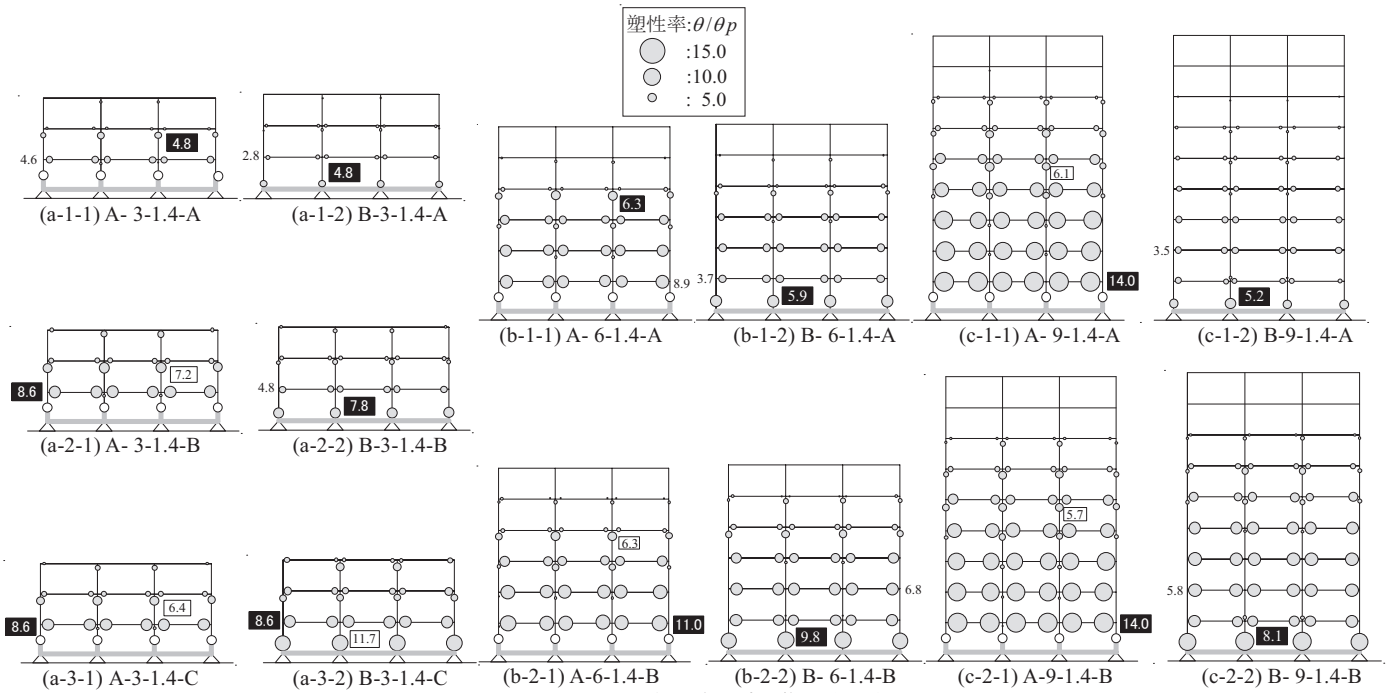


図 8　部材崩壊時の塑性率分布

間変形角まで耐えられることが示された。この傾向は，6 層架構，9 層架構でも同様であり，本論文の提案型柱脚の架構は大地震時にも安定した挙動となることを示唆している。

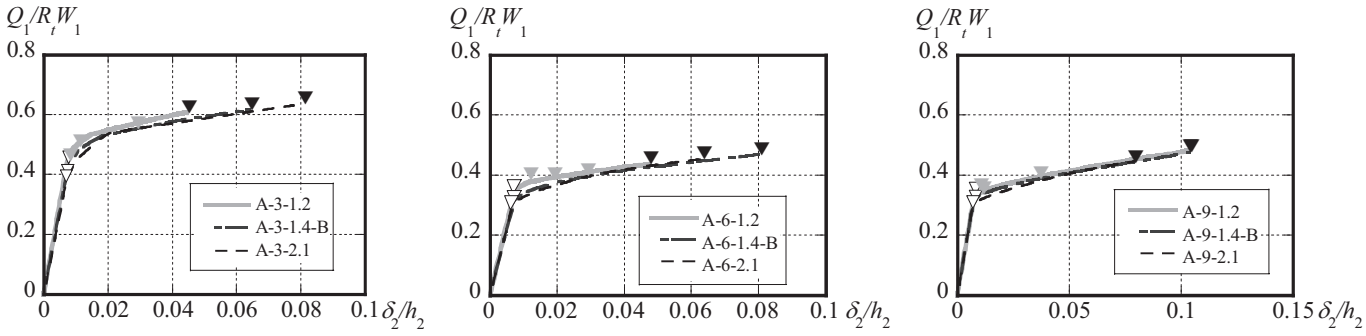
図 8 に柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb}=1.4 の 3 層，6 層，9 層ラーメン架構の部材崩壊時の塑性率分布を示す。塑性率θ/θ_p>1 となった梁端，柱端を○で示し，その塑性率の値を○の大きさで示している。また，柱，梁の各部位での最大塑性率を表示し，柱については数字を□で囲っている。また，凡例はθ/θ_p=5.0，10.0，15.0 の大きさを示している。また，部材崩壊を生じた部位の塑性率を黒枠に白字としている。埋め込み型柱脚の場合，B-3-1.4-C を除き，3 層，6 層，9 層架構全てで初期降伏及び部材崩壊が最下層中柱の脚部で生じた。柱軸力の変動は側柱では大きいものの，中柱ではほとんど生じず，軸力変動による柱の塑性変形性能の変化はほとんどなかった。B-3-1.4-C は他の 3 層架構よりも柱幅厚比が小さく，付表 1 に示すように柱の塑性変形性能は梁と比べて 15%程度高いために梁で部材崩壊を生じた。一方，本論文の提案型柱脚の架構のうち，A-3-1.4-A，A-6-1.4-A では部材崩壊がそれぞれ第 2 層柱頭，第 4 層柱頭で生じたが，それ以外の全ての架構では梁で生じた。これは，A-3-1.4-A，A-6-1.4-A では柱幅厚比が大きく，付表 1 に示すように柱の塑性変形性能が梁の 50%程度となっているためである。従来の埋め込み型柱脚と同様，梁の塑性化後，歪硬化による応力上昇により柱が塑性化するものの，部材崩壊は埋め込み型柱脚の場合と異なり，柱の塑性化は最下層柱脚部でなく，柱に作用する軸力が小さい中間層で生じた。

以上より，従来の埋め込み型柱脚の架構では，最下層柱脚部での崩壊であり，これを防ぐことは難しいものの，本論文で提案する柱脚機構を架構に適用することで，最下層柱の崩壊を回避できる。このことから，埋め込み型柱脚の場合に比べて，本論文の提案型柱脚では梁損傷先行型のメカニズムを形成し，梁崩壊型とすることができる。ただし，3 層，6 層架構で柱の塑性変形性能が梁の 50%程度である A-3-1.4-A，A-6-1.4-A では中間層柱で崩壊し，架構の限界変形角は梁崩壊型の他の架構と比べて半分程度となっていることから，柱にも十分な塑性変形性能が必要である。

柱梁耐力比の違い

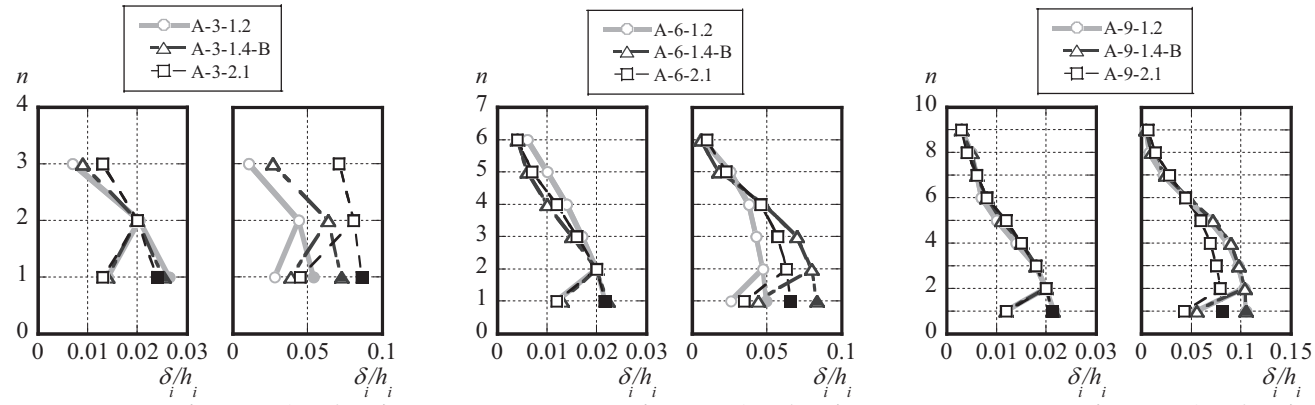
図 9 に柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb} の異なる 3 層，6 層，9 層ラーメン架構のベースシアと最大層間変形角となった第 2 層の層間変形角の関係を示す。M_{pc}/M_{pb}=1.4 を基準として，架構の初期剛性，降伏耐力がほぼ等しくなるように M_{pc}/M_{pb}=1.2，2.1 の架構を設計している。柱梁耐力比が大きくなるに従い，柱の塑性化が遅くなり，柱梁耐力比 2.1 の場合，3 層架構では層間変形角 0.029 まで，6 層架構では 0.032 まで，9 層架構では 0.036 まで生じておらず，層間変形角がほぼ 0.03 まで柱の塑性化を防ぐことができる。初期剛性，降伏耐力が等しい架構であっても，構成部材の塑性変形性能が異なるため，M_{pc}/M_{pb}=1.2 である A-3-1.2，A-6-1.2 では，δ_2/h_2=0.05 で柱崩壊を生じ，梁崩壊となる他の架構に比べて架構の保有性能は大きく低下している。部材崩壊時の層間変形角は崩壊する部材により異なり，3 層架構では A-3-2.1，6 層架構では A-6-1.4-B，9 層架構では A-9-1.2，A-9-1.4-B が最も大きい。ある一定以上の柱梁耐力比を有していれば，柱崩壊型から梁崩壊型に移行する。また，部材崩壊時の層間変形角は崩壊する部材の塑性変形性能に依存する。そして，本論文では，できる限り現実的な架構を想定し，階高に対する梁せいの割合や梁せいやフランジ幅と柱幅との関係等を考慮しつつ，初期剛性や降伏耐力を同等にした架構を設計した結果，付表 1 に示すように，部材の塑性変形性能は柱梁耐力比 2.1 の架構の部材に比べて 1.2 や 1.4 の方が高くなる場合があったことから，必ずしも，柱梁耐力比が大きい架構で部材崩壊時の層間変形角が最も大きくなるとは限らない。

図 10 に図 9 における架構の高さ方向の層間変形角分布を示す。図 7 と同様，(a-1), (b-1), (c-1)は最大となる層での層間変形角δ_{max}/h_i=0.02 のとき，(a-2)，(b-2)，(c-2)は部材崩壊時を示している。柱梁耐力比の相違に関わらず，層せん断力-層間変形角関係の履歴経路が等しいことから，δ_{max}/h_i=0.02 における層間変形角分布はそれぞれの層でほ



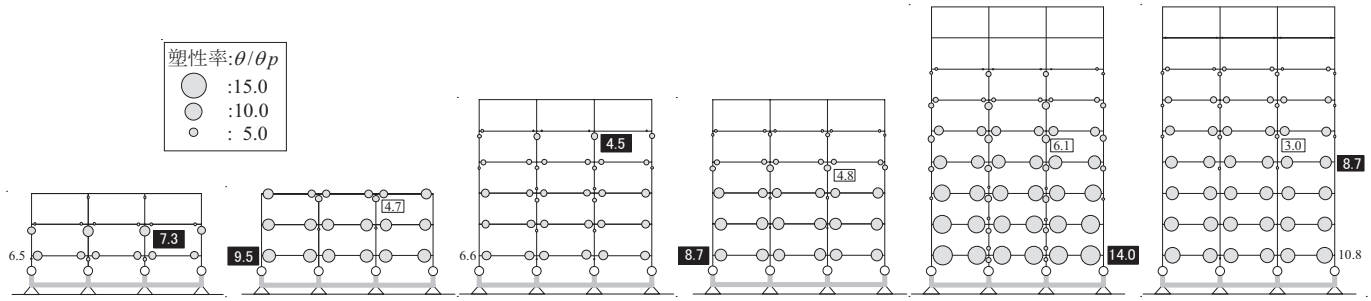
(a)3 層架構　(b)6 層架構　(c)9 層架構

図 9　ベースシアー層間変形角



(a-1)δ_{max}/h_i=0.02 時　(a-2)部材崩壊時　(b-1)δ_{max}/h_i=0.02 時　(b-2)部材崩壊時　(c-1)δ_{max}/h_i=0.02 時　(c-2)部材崩壊時

図 10　層間変形角分布



(a-1)A-3-1.2　(a-2) A-3-2.1　(b-1) A-6-1.2　(b-2) A-6-2.1　(c-1) A-9-1.2　(c-2) A- 9-2.1

図 11　部材崩壊時の塑性率分布

ぼ等しく，第 2 層で最大となっている。層間変形角で比較した場合，柱梁耐力比によらず第 2 層で最大となるが，最下層の鉄骨部材角は第 2 層とほぼ等しい。最下層で下部 RC 柱の部材角が微小である一方，鉄骨支点部がピン接合であることから，上部鉄骨柱の部材角が大きくなっている。また，部材崩壊時でも最大層間変形角は第 2 層に生じている。早期に部材崩壊した M_{pc}/M_{pb}=1.2 の架構では，層間変形角が最も小さい。

図 11 に M_{pc}/M_{pb}=1.2, 2.1 の 3 層, 6 層, 9 層ラーメン架構について，本論文の提案型柱脚の架構における部材崩壊時の塑性率分布を示す。各記号は図 8 と同様である。3 層，6 層架構で M_{pc}/M_{pb}=1.2 の場合，梁に対して柱の曲げ耐力に余裕がなく，中間層で部材崩壊を生じたが，それ以外の全ての架構では梁崩壊となった。また，M_{pc}/M_{pb}=2.1 であっても梁崩壊時には柱も塑性化している。本論文で提案する柱脚機構を架構に適用すれば，柱梁耐力比が 1.2 であっても軸力比が大きい最下層柱の崩壊には至らない。これは，最下層柱の応力不均衡が解消され，第一層の柱の柱脚モーメントが柱頭モーメント比べて過大にならないためである。

3．地震外力を受ける中低層鉄骨ラーメン架構の累積塑性変形倍率

本章では，本論文の提案型柱脚機構のラーメン架構を対象として，地震応答解析を行い，従来の埋め込み型柱脚の架構との部材崩壊時の終局耐震能力の相違を検討する。さらに，静的解析結果と動的解析結果を比較し，架構の終局耐震能力を明らかにする。

3.1　地震応答解析概要

鉄骨ラーメン架構の粘性減衰を *Rayleigh* 型とし，1 次と 2 次の減衰定数を 2%としている。部材の構成則には移動硬化則を用いている。架構の 1 層あたりの質量は 188.3 tonf としている。

表 4 に 3 層，6 層，9 層ラーメン架構の固有周期を示す。架構の 1 次固有周期は，3 層で 0.705～0.766(sec)，6 層で 1.111～1.174(sec)，9 層で 1.617～1.687(sec)程度である。等しい柱梁耐力比で柱脚機構が異なる場合，固有周期は最大 7%程度の違いであった。地震応答解析で用いる地震波は EL Centro 1940 NS/EW，Hachinohe 1968 NS/EW，Kobe 1995 NS/EW，Taft 1952 NS/EW，BCJ L1，BCJ L2 の 10 種類とする。

図 12 に地震応答解析で用いた代表的な 5 種類の地震波（EL Centro

表 4　架構の固有周期(sec)

架構名称	A-3-1.2	A-3-1.4-A	A-3-1.4-B	A-3-1.4-C	A-3-2.1	B-3-1.4-A	B-3-1.4-B	B-3-1.4-C
1次	0.705	0.725	0.733	0.766	0.764	0.702	0.713	0.742
2次	0.204	0.200	0.204	0.221	0.200	0.205	0.210	0.222
架構名称	A-6-1.2	A-6-1.4-A	A-6-1.4-B		A-6-2.1	B-6-1.4-A	B-6-1.4-B	
1次	1.165	1.162	1.174		1.151	1.111	1.128	
2次	0.401	0.371	0.376		0.358	0.357	0.363	
架構名称	A-9-1.2	A-9-1.4-A	A-9-1.4-B		A-9-2.1	B-9-1.4-A	B-9-1.4-B	
1次	1.681	1.674	1.687		1.661	1.617	1.636	
2次	0.559	0.555	0.559		0.543	0.536	0.542	

1940 NS，Hachinohe 1968 NS，Kobe 1995 NS，Taft 1952 NS，BCJ L1）の原波による弾性応答スペクトルを示す。地震応答解析では，時刻歴波形の最大速度を 30kine，40kine，50kine，60kine，70kine，75kine に基準化している。

3.2　新しい柱脚機構を有する鉄骨ラーメン架構の終局耐震能力

図 13 に埋め込み型柱脚の架構の静的及び動的解析結果における柱の累積塑性変形倍率を示す。図 13(a)～(c)はそれぞれ 3 層，6 層，9 層架構の結果である。横軸は層間変形角が最大となる層での層間変形角δ_{max}/h であり，縦軸は累積塑性変形倍率ηである。図中の横線は梁の最大耐力時における累積塑性変形倍率，すなわち累積塑性変形性能であり，崩壊した部材もしくは崩壊する可能性が最も高い部材の値を示している。原点からの各線は静的解析による架構の最大層間変形角と梁の累積塑性変形倍率の関係を示している。各プロットは動的解析結果である。動的解析結果における梁の累積塑性変形倍率ηの算出方法は以下の通りである。

1)　各梁端もしくは柱端に作用する正側，負側それぞれの履歴曲線から無次元化吸収エネルギー（M/M_p-θ/θ_p）を求める。

2)　1)で得られた無次元化吸収エネルギーをバウシンガー効果による割増係数α_Bで除し，図 4 のような骨格曲線の履歴吸収エネルギーを求める。

3)　2)で得られた骨格曲線の履歴吸収エネルギーで正側，負側のうち，大きい値を累積塑性変形倍率として採用する。

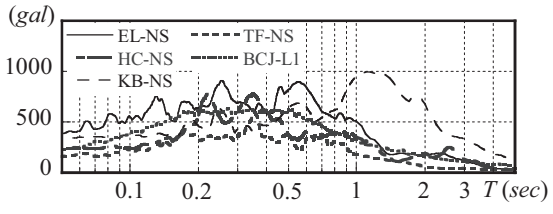
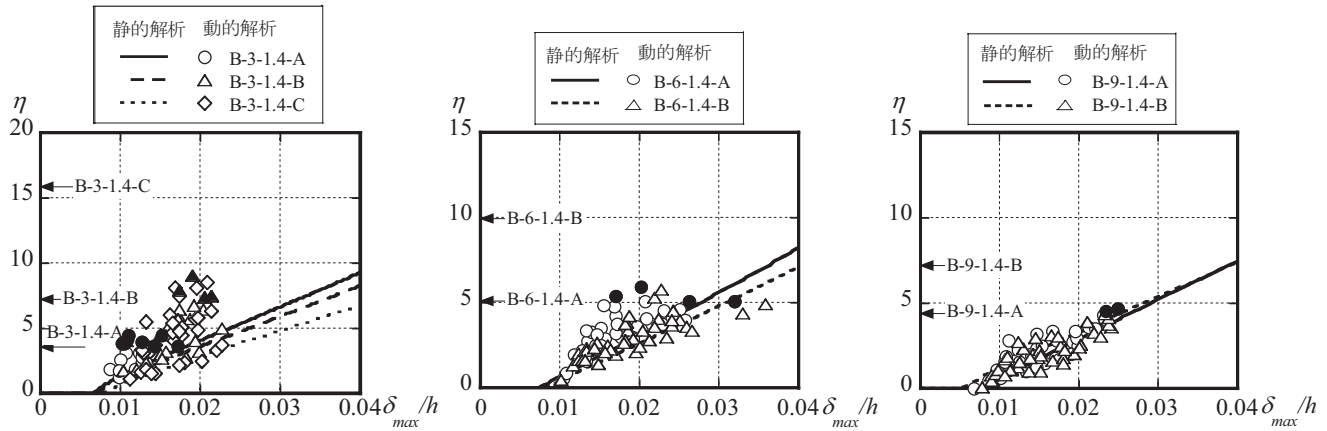


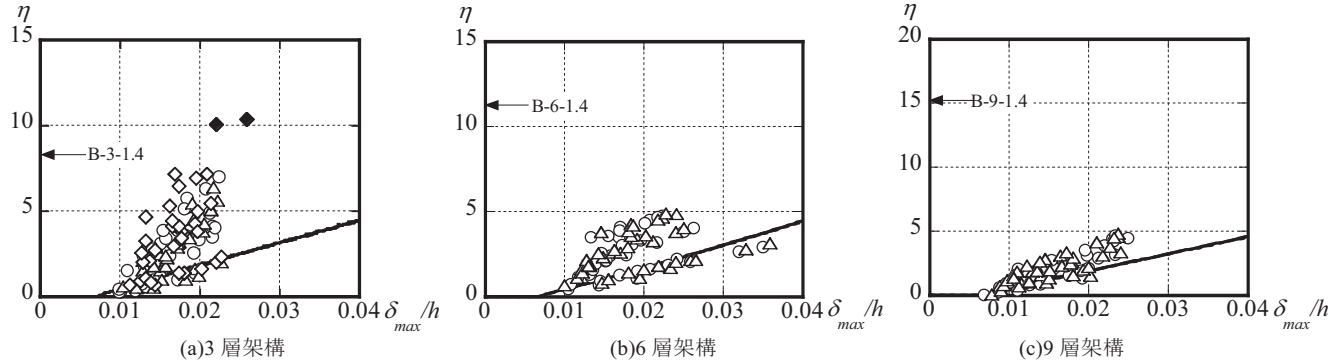
図 12　地震応答スペクトル

各動的解析結果はバウシンガー効果による割り増し係数α_B を文献 13）の値(梁α_B=2.0，柱α_B=1.67)により算出している。動的解析により部材の累積塑性変形倍率が保有性能を超えた場合，黒プロットとする。静的解析結果である実線は概ね動的解析結果の下限値となっており，最大層間変形角が等しくても地震応答時には柱の累積塑性変形倍率が大きくなっている。文献 13)によるα_B を元に累積塑性変形倍率を算出した結果, B-3-1.4-A では, BCJ L1/L2 の 2 波で 30kine,



(a)3 層架構　(b)6 層架構　(c)9 層架構

図 13　静的及び動的解析結果における柱の累積塑性変形倍率の比較



(a)3 層架構　(b)6 層架構　(c)9 層架構

図 14　静的及び動的解析結果における梁の累積塑性変形倍率の比較

EL Centro 1940 NS で 40kine，Hachinohe 1968 EW，Taft 1952 EW の 2 波で 50kine， Hachinohe 1968 NS，Taft 1952 NS の 2 波で 70kine のとき，Kobe 1995 EW で 75kine のとき，柱の累積塑性変形倍率が累積塑性変形性能を超え，柱崩壊となった。同じく，B-3-1.4-B では，BCJ L1 で 40kine，BCJ L2 で 50kine と Kobe 1995 EW で 60kine，Taft 1952 NS で 75kine のときに，B-3-1.4-C では，BCJ L1 で 50kine，BCJ L2 で 60kine のときに柱の累積塑性変形倍率が累積塑性変形性能を超え，柱崩壊となった。これらは，全て最下層中柱の脚部で部材崩壊を生じた。また，B-6-1.4-A では，Kobe 1995 EW，BCJ L1 の 2 波で 70kine，Hachinohe 1968 NS/EW，BCJ L2 の 3 波で 75kine のときに最下層中柱の脚部で部材崩壊となった。B-9-1.4-A では，BCJ L1/L2 の 2 波で 75kine のとき，同様に最下層中柱の脚部で部材崩壊となった。

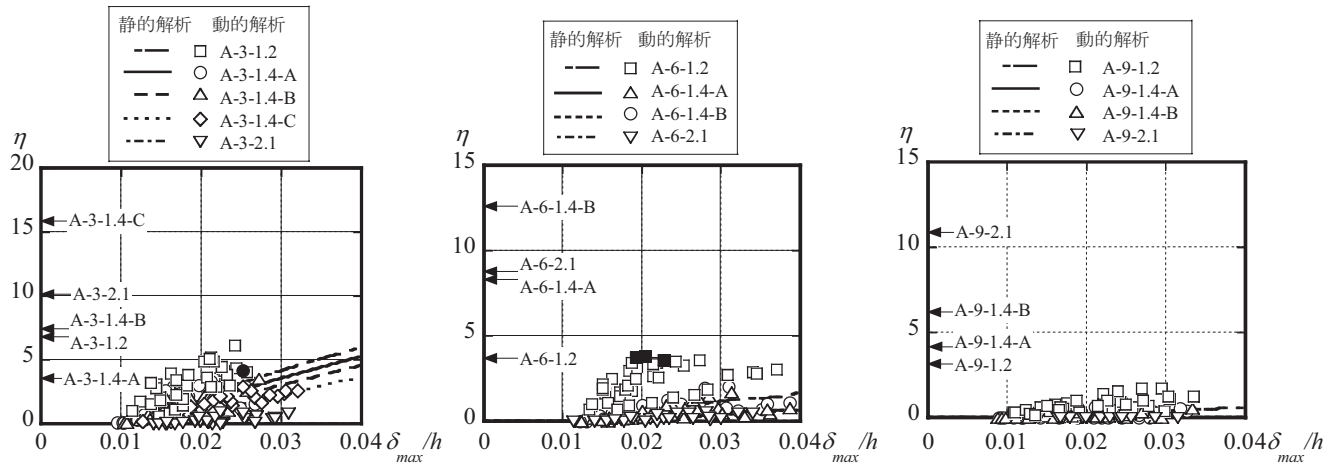
図 14 に埋め込み型柱脚の 3 層，6 層，9 層架構における梁の累積塑性変形倍率を示す。柱の累積塑性変形性能が小さい B-3-1.4-A，B-3-1.4-B では，柱崩壊となった。柱の累積塑性変形性能が大きい B-3-1.4-C では，BCJ L1 で 50kine，BCJ L2 で 60kine のときに梁の累積塑性変形倍率が累積塑性変形性能を超え，梁崩壊となった。

図 15 に本論文の提案型柱脚の 3 層，6 層，9 層架構の柱の累積塑性変形倍率を示す。A-3-1.4-A では Taft 1952 NS の 75kine のとき，A-6-1.2 では Hachinohe 1968 EW，Taft 1952 NS，BCJ L1/L2 の 4 波で 75kine のとき，柱の累積塑性変形倍率が累積塑性変形性能を超えた。崩壊した部材は，最下層に比べて軸力比が小さい中間層の柱であったが，本論文の提案型柱脚の架構でも柱崩壊することが示された。また，M_{pc}/M_{pb}=2.1 の 6 層，9 層架構では，この地震動レベルで柱は弾性保持した。

図 16 に本論文の提案型柱脚機構の 3 層，6 層，9 層架構の梁の累積塑性変形倍率を示す。柱に比べて，梁の累積塑性変形倍率は大きいものの，累積塑性変形性能も大きいことから，本論文で対象とした地震動で最大速度 75kine の場合でも梁の累積塑性変形倍率は累積塑性変形性能に達しなかった。しかし，3 層架構では累積塑性変形倍率が 7 以上となることもあり，架構に累積塑性変形性能が小さい梁を用いた場合，梁崩壊する可能性がある。また，6 層，9 層架構では，梁の累積塑性変形倍率は 3 層架構の場合よりも小さく，梁の累積塑性変形性能が 3 層架構の場合よりも大きいことから，梁崩壊を生じなかった。

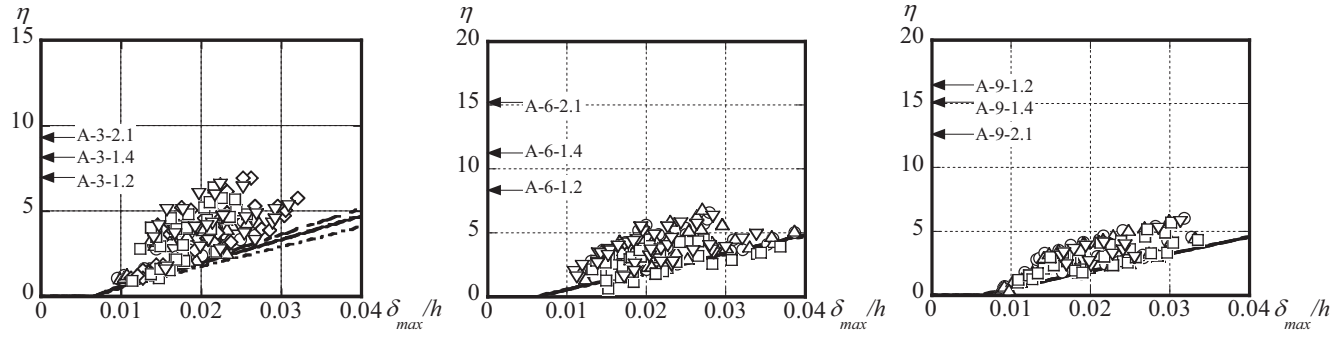
以上より，従来の埋め込み型柱脚の架構では，最下層柱の脚部で柱崩壊を生じたものの，本論文の提案型柱脚の架構では，塑性変形性能の大きい梁で損傷するため，部材崩壊に至らない場合が多く，大地震に対しても安定した挙動となることが示された。

図 17 に埋め込み型柱脚を有する 3 層，6 層，9 層鉄骨ラーメン骨組の柱と梁の累積塑性変形倍率の関係を示す。横軸は最大となる柱の累積塑性変形倍率であり，縦軸は最大となる梁の累積塑性変形倍率である。プロットは解析結果であり，黒色線は文献 13)により定められた柱及び梁の累積塑性変形倍率の要求性能(ランクⅠ：柱η= 6.0，梁η=3.0，ランクⅡ：柱η= 1.5，梁η=0.75)を，灰色線は文献 8)，9)より求めた部材の最大耐力時における累積塑性変形性能を示している。3 層骨組の場合，骨組の柱梁耐力比に関わらず，最下層柱の累積塑性変形倍率が要求性能を超え，さらに，累積塑性変形性能に達してしまう。最下層柱脚部に損傷が集中するため，梁の累積塑性変形倍率は柱ほど大きくならない。梁に



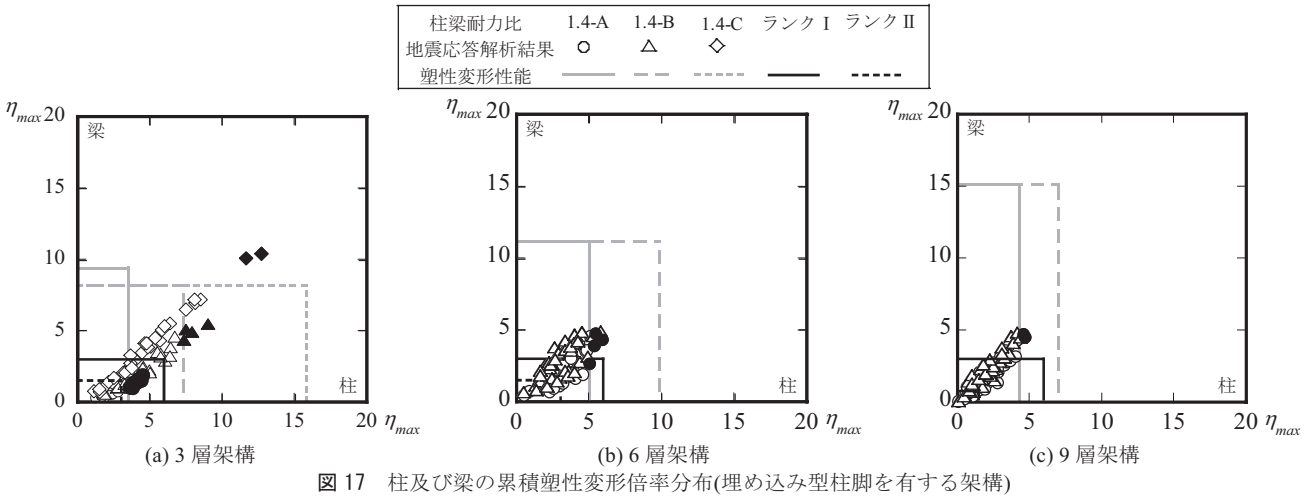
(a)3 層架構　(b)6 層架構　(c)9 層架構

図 15　静的及び動的解析結果における柱の累積塑性変形倍率の比較



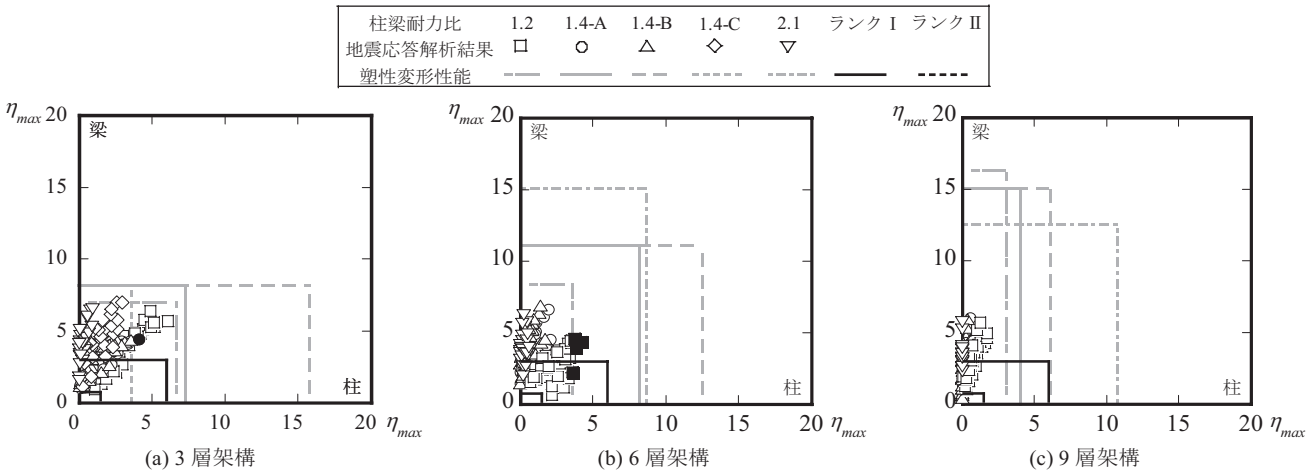
(a)3 層架構　(b)6 層架構　(c)9 層架構

図 16　静的及び動的解析結果における梁の累積塑性変形倍率の比較



(a) 3 層架構　(b) 6 層架構　(c) 9 層架構

図 17　柱及び梁の累積塑性変形倍率分布(埋め込み型柱脚を有する架構)



(a) 3 層架構　(b) 6 層架構　(c) 9 層架構

図 18　柱及び梁の累積塑性変形倍率分布(提案型柱脚を有する架構)

比べて柱の累積塑性変形性能が大きい B-3-1.4-C のみ，梁崩壊型となったが，その他の架構では柱崩壊型となった。6 層，9 層骨組では，プロット群の勾配は立ち上がり，梁損傷型に移行する傾向がある。ただし，ランク Ⅰ の柱の要求性能は梁の 2 倍となっているが，文献 8)，9)より得られた柱の塑性変形性能は梁よりも小さい場合が多く，柱崩壊を生じている。例えば，B-6-1.4-A では，Hachinohe 1968 EW の 40kine で梁のランク Ⅰ の累積塑性変形性能(η= 6.0)に達し，Hachinohe 1968 EW の 75kine のとき最下層柱で崩壊に至るケースがあった。このように，現行の設計指針 [13]におけるランク Ⅰ の柱と梁の要求性能の組み合わせと，文献 8), 9)より得られた柱と梁の保有性能の組み合わせが異なれば，設計時に想定した終局メカニズムと部材崩壊時のメカニズムは異なる。

図 18 に提案型柱脚を有する 3 層，6 層，9 層鉄骨ラーメン骨組の柱と梁の累積塑性変形倍率の関係を示す。3 層，6 層，9 層骨組ともに，地震動の基準化した速度が大きくなるにしたがい，骨組の柱梁耐力比に関わらず，梁の累積塑性変形倍率（プロット）が要求性能（黒線）を超えていくが，骨組の梁が保有する累積塑性変形性能(灰色線)以下である。一方，柱の累積塑性変形倍率は要求性能にも達していない。柱梁耐力比が小さいほど，柱の塑性変形倍率は大きくなるものの，柱崩壊に至ることはなく，大地震後も安定した挙動を示している。本論文の範囲では，提案型柱脚の場合，梁の累積塑性変形性能は全ての架構でη=7 以上，柱の累積塑性変形性能は 3 層架構でη=6，6 層架構でη=4，9 層架構でη=2 以上であれば架構の崩壊を防ぐことができる。

4．結

1) 静的解析により，従来の埋め込み型柱脚の架構では，最下層柱の脚部で部材崩壊を生じるものの，本論文の提案型柱脚の架構では，累積塑性変形性能が大きい梁で部材崩壊となるため，より大きな最大層間変形角まで耐えられることが示された。
2) 静的解析により，本論文の提案型柱脚の架構では柱梁耐力比や柱幅厚比の違いによって，部材崩壊に至るまでの架構の最大層間変形角が異なることが示された。柱梁耐力比が小さい柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb}=1.2 の場合，本論文の提案型柱脚の架構であっても柱で部材崩壊を生じる場合がある。
3) 地震応答解析において，埋め込み型柱脚の架構では，3 層架構で柱の累積塑性変形倍率が累積塑性変形性能に達し，柱崩壊となった。一方，本論文の提案型柱脚の架構であっても柱幅厚比が大きい 3-1.4-A では柱の累積塑性変形倍率が累積塑性変形性能に達し，柱で部材崩壊を生じたが，それ以外の架構では大きな累積塑性変形性能を有する梁端に損傷が集中したため，部材崩壊を生じなかった。そして，M_{pc}/M_{pb}=2.1 の 6 層，9 層架構では全層梁損傷型を形成した。
4) 地震応答解析において，埋め込み柱脚，本論文の提案型柱脚の架構ともに，文献 13)の柱，梁の要求値に対して，梁崩壊型メカニズムを形成するものの，基準化速度が 30kine で要求性能に達する場合がある。一方，文献 8)，9)から求められる柱，梁の保有性能

に対しては文献 13)の要求値と異なり，多くの場合，柱に比べて梁の保有性能が大きいことから，埋め込み型柱脚の場合，最下層柱脚部で崩壊となるものの，提案型柱脚の場合，梁崩壊となる。

5) 本論文で対象とした範囲では，提案型柱脚の場合，梁の累積塑性変形倍率は全ての架構でη=7 以上，柱の累積塑性変形倍率は 3 層架構でη=6，6 層架構でη=4，9 層架構でη=2 以上であれば，基準化地震動 75kine までは架構内の部材崩壊を防ぐことができる。

今後，最下層の柱梁部分架構実験を行い，鉄骨支点部がピン支持となる簡易接合を開発する。

謝辞

本研究は「平成 21 年度東京工業大学建築物理センター共同利用研究」による成果である。ここに，深く感謝の意を表す。

参考文献

1) 山田哲，秋山宏：柱脚の固定度が鋼構造多層骨組の終局耐震性能に与える影響，日本建築学会構造系論文集，第 496 号，pp.113-118，1997.6
2) 呉相勲，山田哲，秋山宏：梁柱耐力比及び剛性比を考慮した梁降伏型鋼構造多層骨組の損傷分布則，日本建築学会構造系論文集，第 496 号，pp.171-177，1998.4
3) 小川厚治，井上一朗，中島正愛，澤泉紳一：梁降伏型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 537 号，pp.121-128，2000.11
4) 小川厚治，横山則幸：鋼構造ラーメン骨組の梁の必要塑性変形性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 547 号，pp.177-184，2001.9
5) 金田勝徳，木村祥裕，船津悠太，和田章：架構法の異なる日米の鉄骨ラーメン架構の耐震限界性能，鋼構造論文集，第 16 巻 64 号，pp.1-10，2009.12
6) 山田哲，秋山宏，貞許美和：スリップ型の復元力特性を有する柱脚の弾塑性挙動が鋼構造多層骨組の終局耐震性能に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，第 502 号，pp.141-147，1997.12
7) 河野昭雄，松井千秋：柱脚の復元力特性の違いがはり降伏型鉄骨ラーメンの地震応答性状に与える影響について，日本建築学会構造系論文集，第 507 号，pp.139-146，1998.5
8) 加藤勉，秋山宏，帯洋一：局部座屈を伴う H 形断面部材の変形，日本建築学会論文報告集，第 257 号，pp. 49-57，1977.7
9) 加藤勉，秋山宏，北沢進：局部座屈を伴う箱形断面部材の変形，日本建築学会論文報告集，第 268 号，pp. 71-76，1978.6
10) 吹田啓一郎他：E－ディフェンス鋼構造建物実験研究　その 21～24，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.833-840，2008.9
11) 金田勝徳，木村祥裕，濱崎慎一，和田章：全層梁降伏型を目指した中低層鉄骨ラーメン構造構築のための新しい柱脚機構の提案，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻第 654 号，pp.1537-1546，2010.8
12) 上遠野明夫，佐々木道夫，岡本健太郎，秋山宏，松井千秋，井上一朗：鋼構造部材の耐力上昇率，塑性率に及ぼす鋼材降伏比の影響に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40B，pp.673-682，1994.3
13) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能
14) 国土交通省住宅局建築指導課，日本建築主事会議，日本建築センター：2001 年度版建築物の構造関係技術基準解説書，2001
15) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1988
16) 吹田啓一郎，松岡祐一，山田哲，島田郁子，多田元英，笠井和彦：振動台実験の概要と弾性応答特性　－実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験　その 1－，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻第 635 号，pp.149-156，2009.1
17) 山田哲，吹田啓一郎，松岡祐一，島田郁子：振動台実験における弾塑性応答特性と崩壊メカニズムの形成　－実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験　その 2－，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻第 644 号，pp.1851-1861，2009.10
18) 島田郁子，吹田啓一郎，山田哲，松岡祐一，多田元英，大崎純，笠井和彦：振動台実験における倒壊実験　－実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験　その 3－，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻第 653 号，pp.1351-1360，2010.7
19) 山田哲，秋山宏，桑村仁：局部座屈を伴う箱形断面鋼柱部材の変動軸力下における終局挙動，日本建築学会構造系論文集，第 461 号，pp.115-122，1994.7
20) 山崎真司，見浪進：変動軸力と繰返し水平力を受ける鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 519 号，pp.95-102，1999.5

Appendix　解析対象の柱及び梁の最大耐力と塑性変形性能

付表 1 に本論文で用いた柱，梁の最大耐力及び塑性変形性能の一覧を示す。表中の最大耐力及び塑性変形性能については，構成板要素の幅厚比，材長等をパラメータとした文献 8)，9)の荷重変位関係の実験式より算出している。梁については 3 層，6 層，9 層架構ごとに等しい断面としているため，層数が同じ架構であれば，最大耐力及び塑性変形性能は等しいが，柱については A～C で幅厚比が異なるため，最大耐力，塑性変形性能も異なる。なお，柱については部材崩壊が中柱で生じたため，軸力変動をほとんど生じておらず，塑性変形性能の大幅な低下は見られなかった。

付表 1　解析対象の柱・梁の最大耐力と塑性変形性能

架構名称 / Story/Floor		3-1.4-A	3-1.4-B	3-1.4-C	3-2.1	3-1.2
1～3	Column					
	M_{max}/M_P	1.124	1.238	1.324	1.205	1.165
	θ_{max}/θ_P	4.478	7.774	10.25	7.057	7.206
	Girder					
	M_{max}/M_P	1.226	1.226	1.226	1.256	1.197
	θ_{max}/θ_P	8.542	8.542	8.542	9.528	7.556
架構名称 / Story/Floor		6-1.4-A	6-1.4-B		6-2.1	6-1.2
4～6	Column					
	M_{max}/M_P	1.076	1.225		1.149	1.124
	θ_{max}/θ_P	3.222	7.656		5.471	4.480
	Girder					
	M_{max}/M_P	1.193	1.193		1.112	1.108
	θ_{max}/θ_P	7.426	7.426		4.721	4.610
1～3	Column					
	M_{max}/M_P	1.165	1.302		1.171	1.258
	θ_{max}/θ_P	5.425	9.257		5.717	7.816
	Girder					
	M_{max}/M_P	1.300	1.300		1.230	1.390
	θ_{max}/θ_P	10.99	10.99		8.679	14.01
架構名称 / Story/Floor		9-1.4-A	9-1.4-B		9-2.1	9-1.2
7～9	Column					
	M_{max}/M_P	1.076	1.141		1.197	1.091
	θ_{max}/θ_P	3.222	5.130		6.947	3.651
	Girder					
	M_{max}/M_P	1.193	1.193		1.112	1.230
	θ_{max}/θ_P	7.426	7.426		4.721	8.679
4～6	Column					
	M_{max}/M_P	1.141	1.205		1.270	1.078
	θ_{max}/θ_P	4.727	6.496		8.606	3.029
	Girder					
	M_{max}/M_P	1.300	1.300		1.230	1.332
	θ_{max}/θ_P	10.99	10.99		8.679	12.05
1～3	Column					
	M_{max}/M_P	1.111	1.234		1.341	1.111
	θ_{max}/θ_P	3.728	6.831		10.09	3.651
	Girder					
	M_{max}/M_P	1.390	1.390		1.332	1.417
	θ_{max}/θ_P	14.01	14.01		12.05	14.91

（2010年 5 月10日原稿受理，2010年12月13日採用決定）