日本建築学会構造系論文集 第75巻 第654号, 1537-1546, 2010年8月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 75 No. 654, 1537-1546, Aug., 2010

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

PROPOSAL OF NEW COLUMN SUPPORT SYSTEM FOR MULTI-STORY STEEL MOMENT RESISTING STRUCTURES TO PERFORM BEAM YIELDING MECHANISM

金田勝徳*, 木村祥裕**, 濱崎慎一***, 和田　章****
Katsunori KANEDA, Yoshihiro KIMURA, Shinichi HAMASAKI and Akira WADA

For the moment resisting frames with fixed column bases, the soft story mechanism may occur during earthquake due to become plastic hinges at the bottom part of columns. This paper proposes the new support system on the first story whose 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. It is possible for the frames with this support system to uniform the magnitude of the bending moment at column top and base, and to perform beam yielding mechanism for 6 and 9 story frames with 2.1 of the column-to-beam full plastic moment ratio.

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

1．序

一般的な鉄骨ラーメン構造物では，上屋構造の柱，梁に鋼構造部材，基礎梁にRC部材が用いられ，柱脚には根巻き型柱脚，埋め込み型柱脚，露出型柱脚等の工法が用いられる。前者の二つの工法は柱脚の回転剛性が高く，柱脚固定に近い。そのため，最下層の水平層剛性が高く，層間変形角が小さくなるものの，上層に比べて柱の脚部と柱頭での作用曲げモーメントのバランスが悪く，脚部の作用曲げモーメントは柱頭に比べて大きくなることから，脚部で降伏してしまう[1)-5)]。

そして，根巻き型柱脚の場合，設計上，根巻内の鉄骨部材の曲げ耐力を無視し，柱の脚部の曲げ応力を全てRC部分に負担させなければならないため，過剰に安全側となる。また，根巻き部分の施工は鉄骨鉄筋コンクリート造と同様，かなり複雑となる。

埋め込み型柱脚の場合，鉄骨柱を基礎梁に埋め込むことで，鋼材使用量は増えるとともに基礎梁の配筋が複雑になる。そのため，鉄筋の納まり上，基礎梁の断面を大きくするか，基礎梁にハンチを設けなければならない。さらに，鉄骨建て方を基礎梁の工事の前に行わなければならないため，鉄骨部材の製作時間が十分でなく，その間の工事工程が遅れることも少なくない。

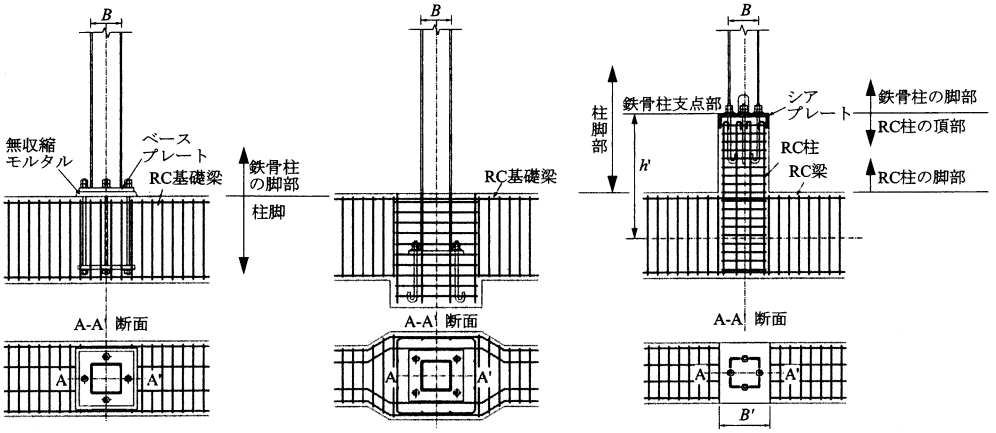
一方，露出型柱脚は前者の二つの工法に比べてピンに近く，半剛接合の挙動を示すことから，柱頭の曲げモーメントが大きくなるだけでなく，最下層の層間変形も大きくなってしまうため，この層の柱断面を大きくするか，柱脚を弾性固定金物等で基礎梁に緊結し，固定度を上げる必要がある。そのため，多くのアンカーボルトが必要となり，厳しい施工精度が要求されるとともに，基礎梁鉄筋との納まりが複雑となる。施工時にこれらの問題点を解決したとしても，最下層柱の降伏は避けられない[6)7)]。

本論文では図1(c)に示すようにRC基礎梁からRC柱を立ち上げ，上部鉄骨柱と下部RC柱を簡易接合し，鉄骨支点部で地震時の曲げ応力の反曲点とする新しい柱脚機構を提案する。この機構は，柱脚が基礎梁と同様，RC構造であり，高い固定度を有する一方，上部鉄骨柱と下部RC柱の接合はベースプレートによるシアキャップとアンカーボルトの緊結とし，鉄骨柱支点部での回転を許容する。この鉄骨柱支点部には，柱に作用するせん断力に対してはシアプレートで抵抗し，軸方向の圧縮力とせん断力はRC柱の頂部に設けたシアプレートを介して伝達させ，軸方向の引張力はアンカーボルトで伝達させる方法を用いることができる。鉄骨柱支点部の位置を高さ方向に調節することで，最下層の水平層剛性や柱の曲げ応力を制御できるため，従来の柱脚とは異なり，最下層のRC柱の脚部と鉄骨柱の柱頭の曲げ応力の比を制御できる。そのため，架構の最大層間変形角が0.02や0.03となる終局時でも最下層の上部鉄骨柱，下部RC柱ともに弾性保持することができ，全層梁降伏メカニズムを形成することが可能となる。

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

このような新しい柱脚機構により最下層の柱に過大な部材を用いる必要がなくなるだけでなく，鉄骨部材とRC部材の納まりも簡便になるため，施工が容易になる。さらに，基礎梁と接合する柱をRC構造とすることで，着工から鉄骨建方つまり現場への鉄骨搬入までに時間的な余裕ができ，工期に支障をきたさない利点もある。

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基礎梁に鉄骨柱を剛接した鉄骨ラーメン架構について，保有水平耐力計算法に基づき，架構の初期剛性及び降伏耐力をほぼ同等とし，柱梁耐力比の異なる数種類の鉄骨ラーメン架構を設計する。層数や柱梁耐力比をパラメータとした静的増分解析を行い，ここで提案する構造法によれば，架構が全層梁降伏型メカニズムを形成できることを示す。さらに，地震応答解析を行い，柱，梁の履歴吸収エネルギを求め，従来の構造法と，ここで提案する構造法に関して，架構の損傷集中を検討する。



(a)露出型柱脚　(b)埋め込み型柱脚　(c)本論文の提案型柱脚

図1　鉄骨柱脚の形状例

2．新しい柱脚機構を有する中低層鉄骨ラーメン架構の保有水平耐力と降伏メカニズム

本章では，新しい柱脚機構を有する中低層鉄骨ラーメン架構について，Ai分布により算定した静的地震外力が作用した場合の架構の保有水平耐力と降伏メカニズムを検討する。

2.1　新しい柱脚機構を有する中低層鉄骨ラーメン架構概要

図2に6層ラーメン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(c)のような接合とする。解析上，最下層の鉄骨柱支点部はピン接合を基本とするが，回転剛性を有する場合についても併せて検討する。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。

図3に鉄骨梁，鉄骨柱の骨格曲線モデルの一例を示す。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であり，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。断面形状や材長をパラメータとして文献8)，9)の実験式を元に，柱梁接合部から反曲点までの区間を一部材として骨格曲線を求める。その際，反曲点は梁及び柱の中央とし，梁端及び柱端の塑性化後も移動しないもの

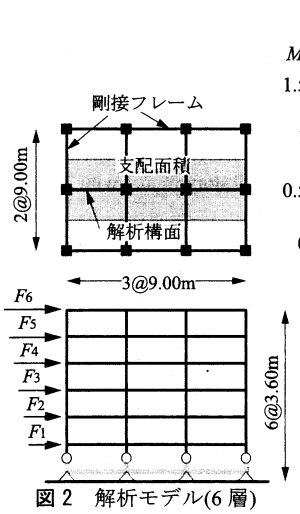
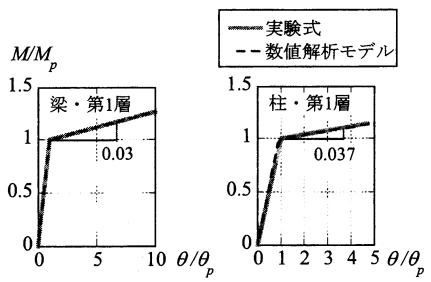


図2　解析モデル(6層)



(a)第1層梁　(b)第1層柱

図3　鉄骨部材の骨格曲線

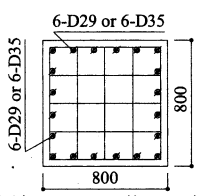


図4　6層架構のRC柱の配筋図の例 (20-D29，20-D35)

架構名称の記号

A-6-1.4
- 柱梁耐力比
- 層数
- A:露出型
- B:埋め込み型
- C:提案型

表2　材料特性(N/mm²)

E_{steel}	205.8×10^3
$\sigma_{y\text{-}steel}$	235.0
$E_{concrete}$	27.3×10^3
F_c	36.0

表1　部材断面

架構名称	C-3-1.2		A-3-1.4,B-3-1.4,C-3-1.4		C-3-2.1	
Story/Floor	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder
1～3	□-400×22	H-600×250 ×12×22	□-450×19	H-600×250 ×12×16	□-450×22	H-600×250 ×12×16
基礎	800×800	1200×800	800×800	1200×800	800×800	1200×800
架構名称	C-6-1.2		A-6-1.4,B-6-1.4,C-6-1.4		C-6-2.1	
Story/Floor	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder
4～6	□-450×25	H-700×300 ×12×22	□-500×22	H-700×300 ×12×19	□-550×25	H-700×300 ×12×16
1～3	□-450×28	BH-700×300 ×12×25	□-500×25	BH-700×300 ×12×22	□-550×28	BH-700×300 ×12×19
基礎	800×800	1500×1000	800×800	1500×1000	800×800	1500×1000
架構名称	C-9-1.2		A-9-1.4,B-9-1.4,C-9-1.4		C-9-2.1	
Story/Floor	Column	Girder	Column	Girder	Column	Girder
7～9	□-500×19	H-700×300 ×12×19	□-550×16	H-700×300 ×12×19	□-600×19	H-700×300 ×12×16
4～6	□-500×22	H-700×300 ×12×22	□-550×19	H-700×300 ×12×22	□-600×22	H-700×300 ×12×19
1～3	□-500×22	BH-700×300 ×12×25	□-550×22	BH-700×300 ×12×25	□-600×22	BH-700×300 ×12×22
基礎	1000×1000	2000×1500	1000×1000	2000×1500	1000×1000	2000×1500

とする。3層，9層架構も同様の解析モデルとする。また，6層架構のRC柱の形状及び鉄筋の配筋の例は図4に示すとおりとする。数値解析プログラムはABAQUS 6.4.2である。

表1に3層，6層，9層架構の部材断面を示す。保有水平耐力設計に沿って架構の剛性及び耐力が概ね同等となるように設計する。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。ベースシア係数C_0=0.2のときの最大層間変形角0.005以下を満足するものとする[11]。高さ方向に関しては3層ごとに部材断面を変更する。梁及び柱材断面ともにFAランクの幅厚比を使用する。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(□)とする。最下層柱を鉄骨のみとし，柱脚に回転ばね剛性を与えた露出型柱脚の架構，柱脚をRC基礎梁に緊結した埋め込み柱脚の架構と本論文で提案する最下層柱を簡易接合とした架構の耐震性能や降伏メカニズムを比較する。架構名称は表1上に示すとおりであり，最初のアルファベットが柱脚機構を示し，Aが露出型柱脚，Bが埋め込み型柱脚，Cが本論文の提案型柱脚機構である。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}である。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。

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。

2.2 新しい柱脚機構が全層梁降伏を形成するために要求される鉄骨柱支点部の位置及び回転剛性

本論文で提案する柱脚機構を有する架構が終局時（最大層間変形角δ_{max}/h=0.02もしくは0.03時）まで全層梁降伏型メカニズムを形成するためには，最下層下部RC柱及び上部鉄骨柱が弾性保持しなければならない。そこで，本節では，柱梁耐力比M_{pc}/M_{pb}=1.4で6層ラーメン架構について終局時までに架構が弾性保持するための最適な鉄骨柱支点部の位置やRC柱の必要鉄筋量を検討する。

最下層柱における鉄骨柱支点部の位置の検討

最下層上部鉄骨柱及び下部RC柱が弾性保持するための鉄骨柱支点部の適切な位置を検討する。鉄骨柱支点部の位置は基礎梁断面中央から高さh'=0.25h，0.5h，0.75hとする。

図5に本論文で提案する最下層柱中央を簡易接合とし，鉄骨柱支点部の位置が異なる架構のベースシアー最大層間変形角関係を示す。横軸は最大となる層での層間変形角δ_{max}/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。図中の▽は水平荷重の増加に伴い，架構内の梁の作用曲げモーメントが全塑性モーメントに達する点を示し，▼は同様に，架構内の柱の作用曲げモーメントが全塑性モーメントに達する点を示す。いずれのうち，早い方を架構の初期降伏とする。鉄骨柱支点部の位置が低いh'=0.25hでは，架構の初期剛性及び保有水平耐力は低下している。h'=0.75hでは，ベースシア—層間変形角関係は埋め込み型柱脚の架構とほぼ等しい。また，架構の初期降伏は鉄骨柱支点部の高さによらずほぼ等しいものの，鉄骨柱支点部の位置が低いほど柱の降伏時の最大層間変形角は小さい。

図6に6層架構の最下層下部RC柱の軸力－曲げモーメントの関係を示す。(a)～(c)は鉄骨柱支点部の位置h'=0.25h，0.5h，0.75hの場合である。図中の黒線は最下層RC柱の脚部に作用する軸力と曲げモーメントの関係を，図中の灰色線は表2の材料特性を用いて，「鉄筋コ

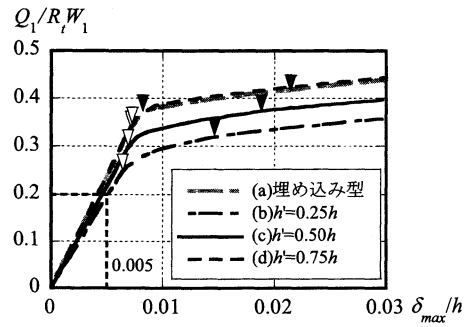
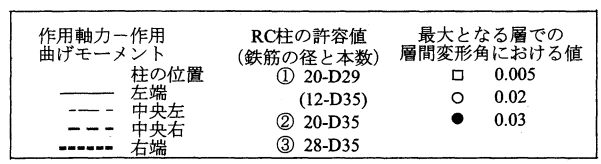


図5 鉄骨柱支点部の位置の異なる架構のベースシアー層間変形角



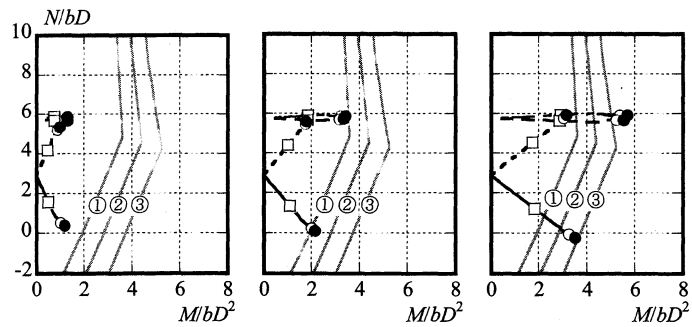


図6 最下層下部RC柱の軸力－曲げモーメント関係

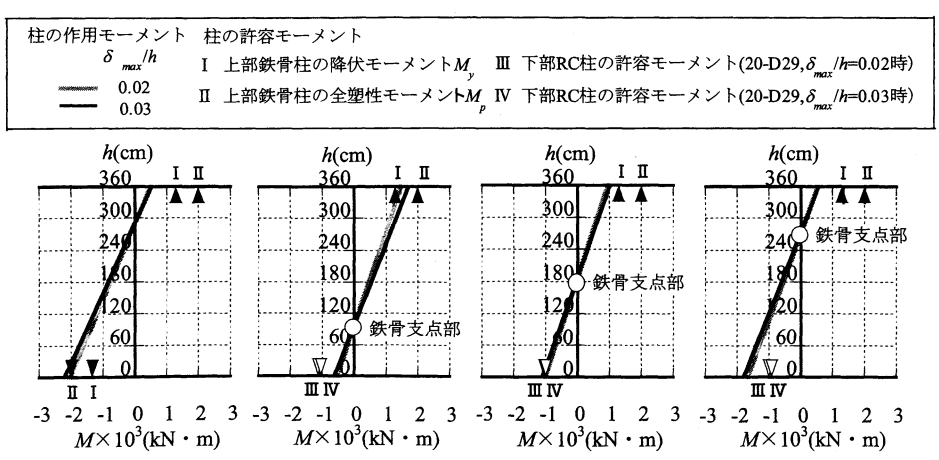


図7 鉄骨柱支点部の位置の違いによる最下層柱の曲げモーメント分布

ンクリート構造計算規準・同解説」[12]より算出した許容軸力と許容曲げモーメントの関係を示している。RC 柱の断面は図 4 及び表 1 に示すとおりである。図中の番号①，②，③は凡例に示す鉄筋の種類及び本数 20-D29(12-D35)，20-D35，28-D35 の場合の許容値である。図中のプロット□，○，●は最大層間変形角がδ_{max}/h=0.005，0.02，0.03 のときの軸力と曲げモーメントを示している。鉄骨柱支点部の位置が(a)h'=0.25h 及び(b)h'=0.5h の場合，δ_{max}/h =0.03 でも最下層柱の作用曲げモーメントはほぼ①鉄筋 20-D29(12-D35)の場合の許容モーメント以下である。鉄骨柱支点部の位置が(c)h'=0.75h の場合，δ_{max}/h =0.03 のときに最下層柱に作用する曲げモーメントは③鉄筋 28-D35 の場合の許容モーメントを上回っており，柱を弾性保持させるためにはより多くの鉄筋が必要となる。

図 7 に 6 層架構の鉄骨柱支点部の位置の違いによる最下層の作用荷重側の柱の曲げモーメント分布を，最大層間変形角δ_{max}/h =0.02，0.03 について示す。ここで，作用荷重側とは図 2 に示す架構の左側の柱であり，引張軸力が作用する柱である。(a)は RC 基礎梁に鉄骨柱を剛接合した従来型の埋め込み型柱脚の架構について，(b)～(d)は本論文の提案型柱脚の架構について示しており，鉄骨柱支点部の位置は h'=0.25h, 0.5h, 0.75h である。図中の線は，δ_{max}/h =0.02，0.03 のときの柱の曲げモーメント分布である。図中のⅠ及びⅡ（▲）は最下層上部鉄骨柱の降伏モーメント M_y 及び全塑性モーメント M_p を示しており，Ⅱは図 3 の M_p に相当する。図中のⅢ及びⅣ（▽）は最下層下部 RC 柱で 20-D29(12-D35)の鉄筋を配筋したときの短期許容モーメントを示している。許容モーメントは図 6 における軸力と曲げモーメントの関係から算出した値である。(a)埋め込み型柱脚の場合，6 層架構の反曲点は基礎梁中立軸から 0.80h であり，鉄骨柱の脚部側の曲げモーメントが大きく，δ_{max}/h =0.02 のときには鉄骨柱の全塑性モーメントを上回っている。(b)~(d)では鉄骨柱支点部の位置によって分布は異なり，(d)鉄骨柱支点部の位置 h'=0.75h の場合が最も(a)埋め込み型柱脚の場合に近い。(b) 鉄骨柱支点部の位置 h'=0.25h の場合，柱頭側の曲げモーメントが大きく，δ_{max}/h =0.02 で鉄骨柱の降伏モーメントを上回っている。(c)鉄骨柱支点部の位置 h'=0.5h の場合，RC 柱の脚部，鉄骨柱の柱頭に曲げモーメントが均一に配分されるため，δ_{max}/h =0.03 まで概ね弾性保持している。

以上のことから，本論文では 6 層架構における最下層柱の鉄骨柱支点部の位置を h'=0.5h とし，RC 断面を 800mm×800mm，鉄筋を 20-D35 とする。同様に，3 層，9 層架構でも h'=0.5h とし，RC 断面をそれぞれ 800mm×800mm，1000mm×1000mm，鉄筋を 20-D35，28-D35 とすることで，最下層下部 RC 柱が弾性保持することを確認した。すなわち，最下層において鉄骨柱支点部の位置を適切に調整することで，最下層 RC 柱の脚部及び鉄骨柱の柱頭での曲げモーメントを等しくでき，最下層柱の塑性化を防ぐことができる。

鉄骨柱支点部の回転剛性の検討

本論文で提案する柱脚機構では，最下層柱の鉄骨柱支点部をピン支持と仮定しているが，実際には，アンカーボルトによる回転抵抗や上部鉄骨柱のベースプレートと下部 RC 柱のコンクリートによる回転抵抗を生じる。そこで，文献 11)における露出型柱脚の回転剛性の算定式である次式を用いて鉄骨柱支点部の回転剛性を算出し，回転剛性の違いが最下層柱の力学挙動に与える影響を検討する。

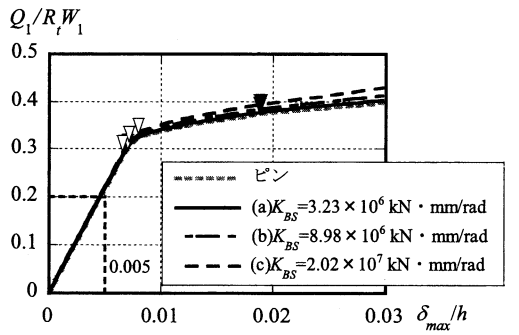
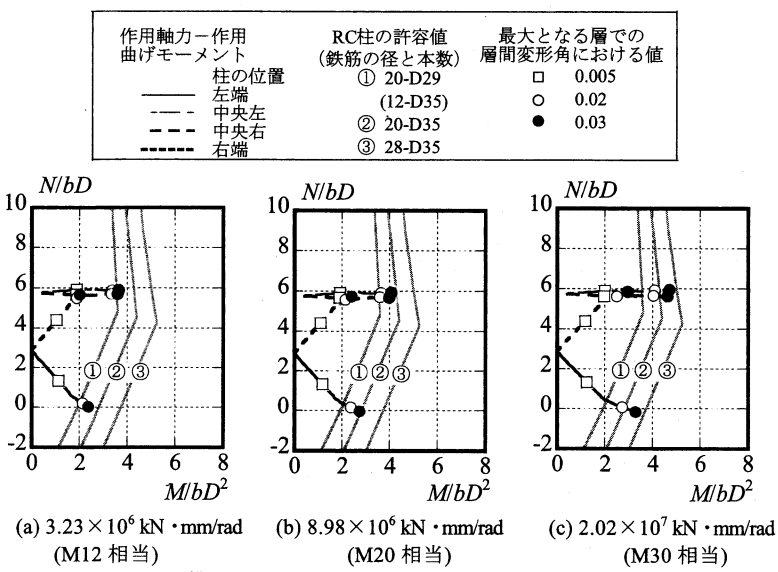
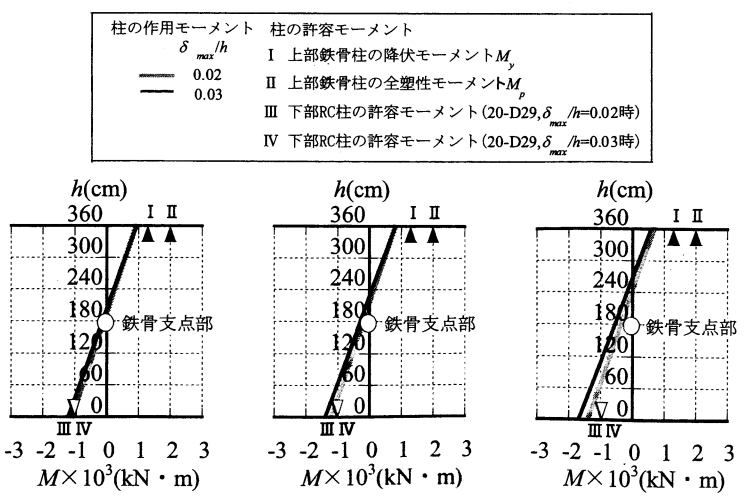


図 8 鉄骨柱支点部の回転剛性の異なる架構のベースシアー層間変形角



(a) 3.23×10^6 kN・mm/rad (M12 相当)　(b) 8.98×10^6 kN・mm/rad (M20 相当)　(c) 2.02×10^7 kN・mm/rad (M30 相当)

図 9 最下層下部 RC 柱の軸力－曲げモーメント関係



(a) 3.23×10^6 kN・mm/rad (M12 相当)　(b) 8.98×10^6 kN・mm/rad (M20 相当)　(c) 2.02×10^7 kN・mm/rad (M30 相当)

図 10 鉄骨柱支点部の回転剛性の違いによる最下層柱の曲げモーメント分布

$$K_{BS}=\frac{E\cdot n_t\cdot A_b(d_t+d_c)^2}{2l_b} \quad 1)$$

ここで，Eはアンカーボルトのヤング係数 205.8 kN/mm^2，n_tは引張側アンカーボルトの本数で 1 本，A_bはアンカーボルト軸部の断面積，d_tは柱断面図心より引張アンカーボルト群図心までの距離（250mm），d_cは柱断面図心より柱の圧縮縁までの距離（250mm），l_bはアンカーボルトの長さ（アンカーボルトの直径の 25 倍以上として 900mm）である。

図 8 に本論文で提案する柱脚機構で鉄骨柱支点部の回転剛性が異なる架構のベースシアー最大層間変形角関係を示す。図中の▽，▼は図 5 と同様である。鉄骨柱支点部の位置は$h'=0.5h$である。鉄骨柱支点部の回転剛性については，1)式より(a) $K_{BS}=3.23\times10^6$ kN・mm/rad（M12 相当），(b) $K_{BS}=8.98\times10^6$ kN・mm/rad（M20 相当），(c)$K_{BS}=2.02\times10^7$ kN・mm/rad（M30 相当）を採用し，ピン接合の場合も併せて示している。架構の初期剛性は鉄骨柱支点部の回転剛性によらずほぼ等しく，保有水平耐力の差異は$\delta_{max}/h=0.02$で最大 5%程度である。

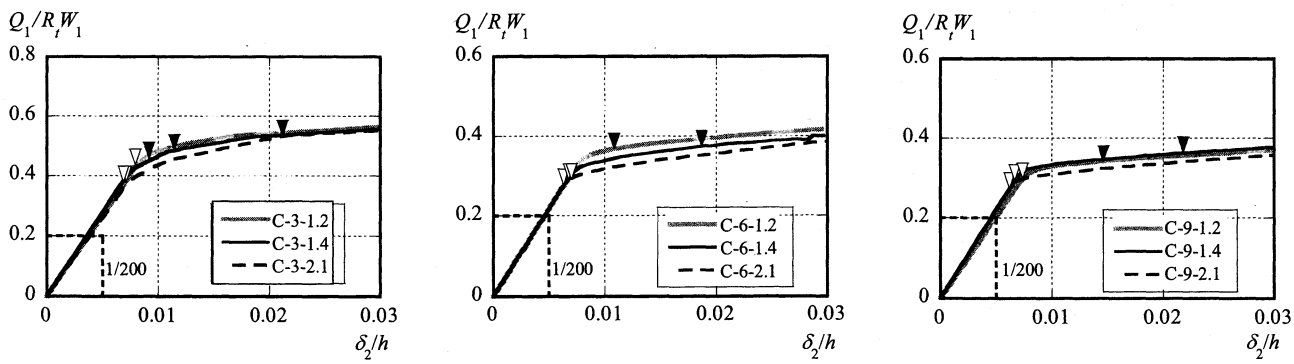
図9に鉄骨柱支点部の回転剛性の違いによる最下層RC柱の軸力と曲げモーメントの関係を示す。図中の線，番号，プロットは図 6 と同様である。鉄骨柱支点部で回転剛性を有する全ての架構で，$\delta_{max}/h=0.02$ のときに最下層柱に作用する曲げモーメントは①鉄筋 20-D29(12-D35)の場合の許容モーメントを超えているものの，②20-D35 の場合の許容モーメント以下となっている。また，$\delta_{max}/h=0.03$ のときは③28D-35 の許容モーメントよりも小さくなっている。

図 10 に鉄骨柱支点部の回転剛性の違いによる最下層柱の曲げモーメント分布を，層間変形角δ_{max}/h =0.02，0.03 について示す。(a)～(c)はそれぞれ$K_{BS}=3.23\times10^6$ kN・mm/rad（M12 相当），$K_{BS}=8.98\times10^6$ kN・mm/rad（M20 相当），$K_{BS}=2.02\times10^7$ kN・mm/rad（M30 相当）の場合である。最大層間変形角$\delta_{max}/h=0.02$ のときの RC 柱の脚部の曲げモーメントはピン支持の場合と比べて(a)では 7%程度，(b)では 19%程度，(c)では 37%程度増加しているが，初期降伏を生じる部位は全て第 1 層の梁であり，ピン接合の場合と同様であった。鉄骨柱支点部の回転剛性が RC 柱の脚部の曲げモーメント増加に及ぼす影響はあまり大きくない。

本論文の提案型柱脚の架構では，最下層の柱に引張力が作用せず，アンカーボルトが弾性保持すれば，鉄骨柱支点部で回転抵抗を有する場合もピン接合とほぼ同様の挙動となる。すなわち，本論文で検討した範囲では，鉄骨柱支点部の回転剛性の大きさに関わらず，鉄骨柱支点部の位置での作用曲げモーメントは小さく，鉄骨柱支点部の回転剛性が架構全体の保有水平耐力や層間変形角に大きく影響しないことを明らかにした。

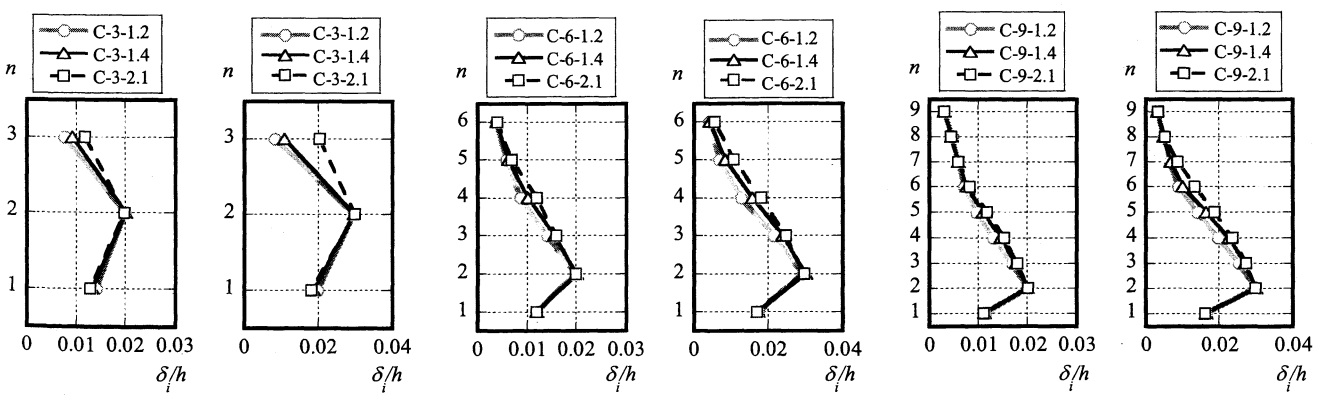
2.3 新しい柱脚機構を有する中低層鉄骨ラーメン架構の全層梁降伏メカニズム形成に及ぼす柱梁耐力比の影響

図 11 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ー最大となる第 2 層の層間変形角の関係を示す。図中の▽，▼は図 5 と同様である。$M_{pc}/M_{pb}=1.4$ 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 の架構を設計した。いずれの架構も最大層間変形角が$\delta_{max}/h=0.005$ のときにベースシア係数 $C_0=0.2$ を上回っている。3 層架構の場合，$M_{pc}/M_{pb}=1.2$



(a)3 層架構　(b)6 層架構　(c)9 層架構

図 11　柱梁耐力比の異なる架構のベースシアー層間変形角



(a-1)δ_{max}/h=0.02 時　(a-2) δ_{max}/h=0.03 時　(b-1)δ_{max}/h=0.02 時　(b-2) δ_{max}/h=0.03 時　(c-1) δ_{max}/h=0.02 時　(c-2) δ_{max}/h=0.03 時

図 12　柱梁耐力比の異なる架構の層間変形角分布

では梁が降伏した後，すぐに柱でも降伏を生じた。M_{pc}/M_{pb}=1.4 では δ_{max}/h=0.011 のとき，M_{pc}/M_{pb}=2.1 では δ_{max}/h_i=0.021 のときに柱は降伏した。6 層架構の場合，M_{pc}/M_{pb}=1.2 では δ_{max}/h_i=0.011 のとき，M_{pc}/M_{pb}=1.4 では δ_{max}/h=0.019 のときに柱が降伏しており，保有水平耐力算定時（δ_{max}/h=0.02）以前に柱は塑性化した。9 層架構の場合，M_{pc}/M_{pb}=1.2 では δ_{max}/h=0.015 のとき，M_{pc}/M_{pb}=1.4 では δ_{max}/h=0.022 のときに柱は降伏した。

図 12 に図 11 における架構の高さ方向の層間変形角分布を示す。(a-1), (b-1), (c-1)は最大層間変形角 δ_{max}/h=0.02 のとき，(a-2), (b-2), (c-2)は δ_{max}/h=0.03 のときを示している。横軸はそれぞれ最大となる層で層間変形角 δ_{max}/h=0.02, 0.03 となるときの層間変形角分布であり，縦軸は各層 n である。柱梁耐力比の違いに関わらず，ベースシアー層間変形角関係の履歴経路が等しいことから，δ_{max}/h=0.02，0.03 における層間変形角分布は柱梁耐力比によらずほぼ同じである。

図 13 に層数及び柱梁耐力比の異なる架構の損傷分布を，柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb}=1.2，1.4，2.1 で 3 層，6 層，9 層架構の場合について示す。損傷分布は δ_{max}/h=0.03 のときを示しており，塑性率 θ/θ_p>1 となった梁端，柱端を○で示し，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，凡例には θ/θ_p=1.5，3.0，4.5 の大きさを示している。

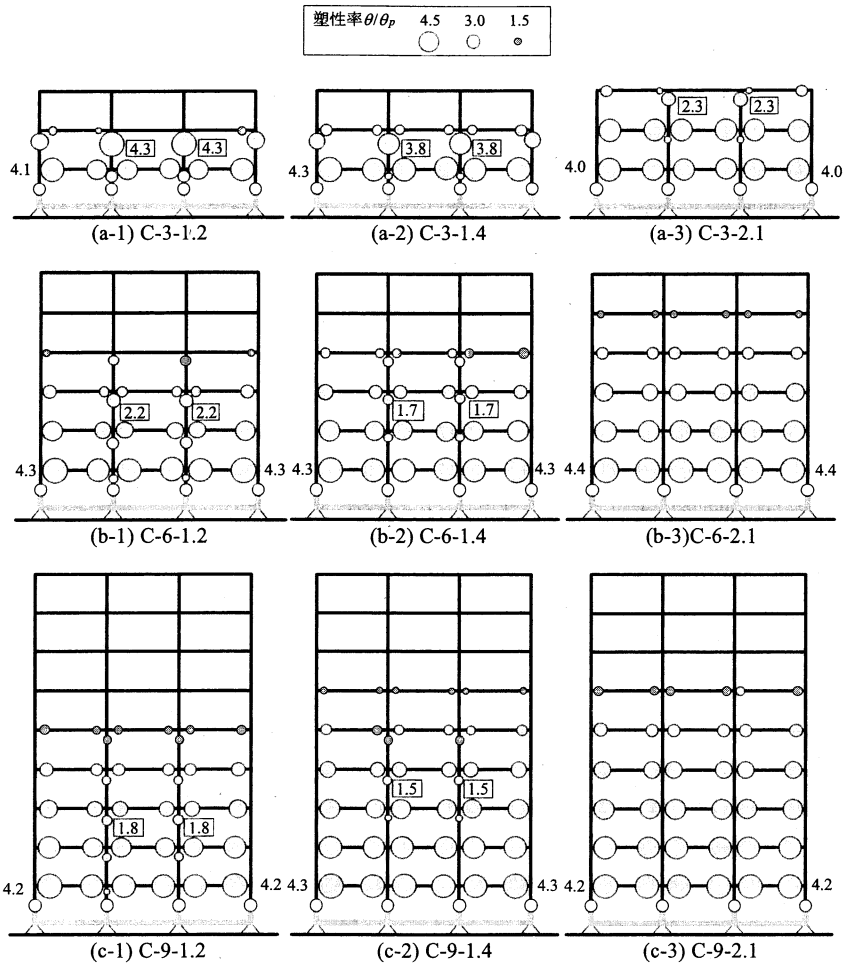


図 13 層数及び柱梁耐力比の異なる架構の損傷分布(δ_{max}/h=0.03)

(a-1) M_{pc}/M_{pb}=1.2 の 3 層架構では，梁よりも柱で大きな塑性率を生じており，最大 θ/θ_p =4.3 となった。(b-1), (c-1)M_{pc}/M_{pb}=1.2 の 6 層，9 層架構でも柱は塑性化しているものの，柱の塑性率は梁よりも小さい。また，(a-3)3 層架構の M_{pc}/M_{pb}=2.1 では，最上層柱頭で降伏しているものの，(b-3), (c-3)M_{pc}/M_{pb} =2.1 の 6 層，9 層架構では δ_{max}/h=0.03 まで柱の降伏を防ぎ，全層梁降伏型メカニズムを形成できることを明らかにした。

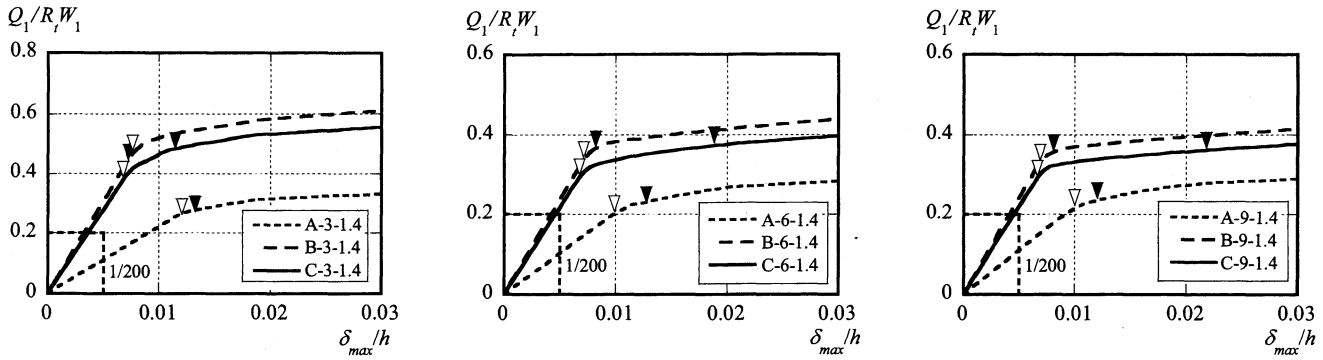
2.4 柱脚機構の違いが中低層鉄骨ラーメン架構の降伏メカニズムに及ぼす影響

2.2 節，2.3 節では本論文で提案する柱脚機構を有する架構が全層梁降伏メカニズムを形成できることを示した。本節では，従来型の柱脚である埋め込み型柱脚や露出型柱脚の架構と本論文の提案型柱脚の架構の保有水平耐力や降伏メカニズムを比較する。

図 14 に柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb} =1.4 で従来型である露出型柱脚，埋め込み型柱脚，本論文の提案型柱脚の架構のベースシアー最大層間変形角関係を示す。図中の▽，▼は図 5 と同様である。最大となる層の層間変形角 δ_{max}/h は，埋め込み型柱脚と本論文の提案型柱脚の場合，第 2 層で生じ，露出型柱脚の場合では第 1 層で生じた。(a)は 3 層架構，(b)は 6 層架構，(c)は 9 層架構の解析結果である。2.2 節での検討結果に基づき，本論文の提案型柱脚の場合，最下層の鉄骨柱支点部の位置を基礎梁中立軸から高さ h'=0.5h とする。最下層の柱脚機構の違いによる架構の保有水平耐力を比較するため，各架構の梁及び柱に全て同じ断面を用いる。埋め込み型柱脚の場合，最下層柱脚を剛接合とし，露出型柱脚の場合，基礎梁と鉄骨柱を M30 相当のアンカーボルトによる接合とし，半剛接合とする。このときの柱脚回転剛性は 1)式より求められる [11]。

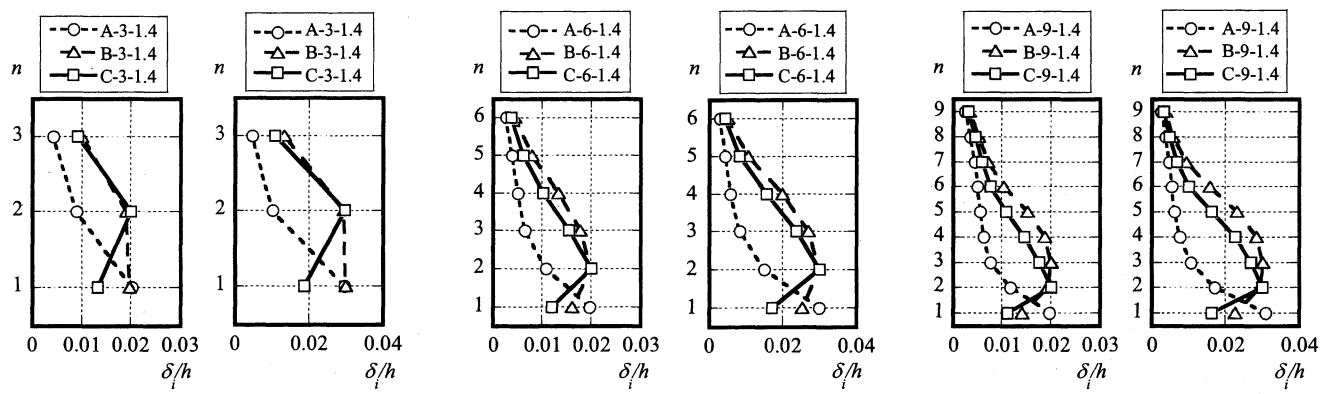
埋め込み型柱脚である B タイプ及び本論文の提案型柱脚である C タイプは，架構の層数によらず，最大層間変形角 δ_{max}/h が 0.005 のとき，ベースシアは $C_0 \geqq 0.2$ を確保している。露出型柱脚である A タイプでは，最下層柱が同じ断面のとき層剛性は小さく，C_0=0.2 に達しておらず，規定 [11]を満足しない。また，最大層間変形角が 0.02 のときの保有水平耐力は，架構の層数によらず，埋め込み型柱脚の場合が最も高く，本論文の提案型柱脚，露出型柱脚の順となっている。B タイプ，C タイプでは架構の初期降伏時の層間変形角はほぼ等しいものの，柱が最初に降伏するときの層間変形角は B タイプよりも C タイプの方が大きい。従来型の埋め込み型柱脚である B タイプでは，δ_{max}/h=0.01 以下で柱が降伏してしまうが，本論文の提案型柱脚である C タイプでは，δ_{max}/h=0.01 で柱は降伏せず，特に 9 層架構では δ_{max}/h=0.02 でも塑性化部位は梁のみである。

図 15 に架構の高さ方向の層間変形角分布を示す。図 12 と同様，(a-1), (b-1), (c-1)は最大層間変形角 δ_{max}/h=0.02 のとき，(a-2), (b-2), (c-2)は δ_{max}/h=0.03 のときを示している。埋め込み型柱脚及び本論文の提案型柱脚の場合，最大層間変形角が第 2 層でほぼ最大となり，層間変形



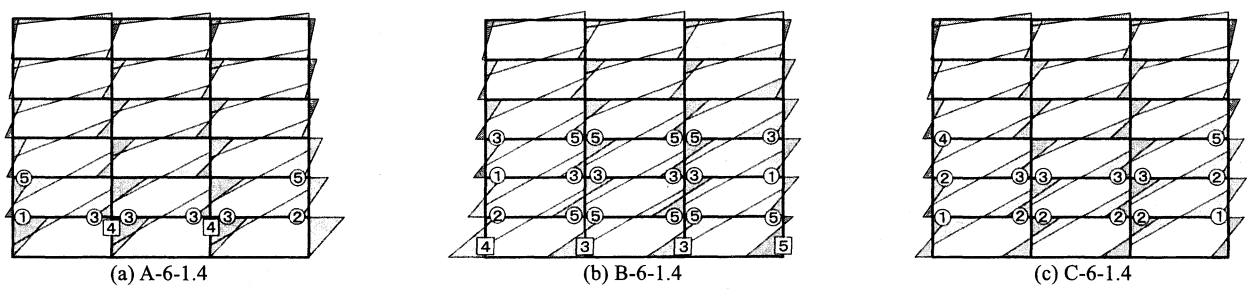
(a)3 層架構　　(b)6 層架構　　(c)9 層架構

図 14　柱脚機構の異なる架構のベースシアー層間変形角



(a-1)δ_{max}/h=0.02　(a-2)δ_{max}/h=0.03　(b-1)δ_{max}/h=0.02　(b-2)δ_{max}/h=0.03　(c-1)δ_{max}/h=0.02　(c-2)δ_{max}/h=0.03

図 15　柱脚機構の異なる架構の層間変形角分布



(a) A-6-1.4　　(b) B-6-1.4　　(c) C-6-1.4

図 16　柱脚機構の異なる 6 層ラーメン架構の曲げモーメント分布（δ_2/h=0.01 時）

角分布もほぼ等しい。一方，露出型柱脚の場合，最下層で層間変形角が最大となり，他の柱脚の場合に比べて他層の層間変形角が相対的に小さく，大きな層間変形集中が生じた。

図 16 に柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb}=1.4 の 6 層ラーメン架構における第 2 層の層間変形角 δ_2/h=0.01 のときの曲げモーメント分布を示す。濃い網掛けは柱の曲げモーメント分布を，薄い網掛けは梁の曲げモーメント分布を示す。また，降伏した順に番号をつけており，梁が降伏した箇所については数字を○で囲い，柱が降伏した箇所については□で囲っている。露出型柱脚の A タイプでは，第 1 層の梁が降伏した後，最下層柱頭で降伏しており，埋め込み型柱脚の B タイプでは，同様に第 2 層，第 1 層の梁が降伏した後，最下層鉄骨柱の脚部で降伏した。両者の最下層柱の曲げモーメント分布は柱の上下のどちらかに偏っており，第 1 層の梁が降伏した後に接合している柱の曲げモーメントが増加したために，柱もすぐに降伏した。一方，本論文の提案型柱脚である C タイプでは，架構の初期降伏は第 1 層の梁であるが，塑性化は上層の梁のみに進展していく。これは，最下層柱の曲げモーメント分布が柱の上下端で均一に分布していることから，梁降伏後に曲げモーメントが増加しても最下層柱は降伏耐力まで余力を残しているためである。

以上より，本論文の提案型柱脚の架構は，従来型の埋め込み型柱脚や露出柱脚の架構と比べて，柱の降伏を防ぎ，全層梁降伏型メカニズムを形成できることを明らかにした。

3．新しい柱脚機構を有する中低層鉄骨ラーメン架構の地震応答性状

本章では，2 章で提示した新しい柱脚機構を有するラーメン架構と従来型の埋め込み型柱脚のラーメン架構を対象として，地震応答解析を行い，履歴吸収エネルギ性能及び最大層間変形角を把握し，両者の架構の保有性能の違いを明らかにする。

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%とする。部材の構成則には移動硬化則を用いる。架構の1層あたりの質量を 188.3 tonf とする。

表3に3層，6層，9層架構の固有周期を示す。架構の1次固有周期は，3層架構で 0.719～0.763(sec)，6層架構で 1.099～1.174(sec)，9層架構で 1.607～1.709(sec)程度である。柱梁耐力比が等しく，柱脚機構が異なる場合，固有周期の違いは最大 6%程度であった。地震応答解析で用いる地震波は EL Centro 1940 NS，Kobe 1995 NS とし，概要を表4に示す。

図17に地震応答解析で用いた地震波の元波による弾性応答スペクトルを示す。地震応答解析では，時刻歴波形の速度を 30kine, 40kine, 50kine, 60kine, 70kine, 75kine に基準化している。

3.2 柱脚支持機構の異なる鉄骨ラーメン架構の履歴吸収エネルギと最大層間変形角

図18に架構内の柱と梁の総履歴吸収エネルギに対する梁の総履歴吸収エネルギの比 $\Sigma E_{Db}/\Sigma E_D$ と柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb} の関係を示す。ΣE_{Db} は架構内の梁の総履歴吸収エネルギ，ΣE_D は架構内の柱と梁の総履歴吸収エネルギである。ここで，履歴吸収エネルギとは地震時に生じた部材端での無次元化した曲げモーメント－回転角関係の総面積と定義している。縦軸は架構内の柱と梁の総履歴吸収エネルギに対する梁端の総履歴吸収エネルギの比 $\Sigma E_{Db}/\Sigma E_D$ であり，横軸は柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb} である。柱脚機構の違いによらず，架構で柱梁耐力比が大きくなるにつれて，梁端の履歴吸収エネルギの割合は増加した。(a)で埋め込み型柱脚である B タイプで 3 層架構の場合，柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb}=2.1 で梁の履歴吸収エネルギは架構全体の 75%程度であるが，M_{pc}/M_{pb}=1.2 では 10%以下になることもある。本論文の提案型柱脚である C タイプで3層架構の場合，M_{pc}/M_{pb}=2.1 では架構の履歴吸収エネルギのほぼ全てを梁で負担しており，M_{pc}/M_{pb}=1.2 でも 60%以上を梁で負担した。埋め込み型柱脚の場合に比べて梁の履歴吸収エネルギの負担割合が高く，柱の損傷が抑えられている。そして，層数が増えるにつれ，B タイプ，C タイプともに梁の履歴吸収エネルギが増加していくが，B タイプでは M_{pc}/M_{pb}=2.1 でも柱で 10%の履歴吸収エネルギを負担した。一方，C タイプでは6層，9層架構で柱は弾性保持し，全層梁降伏型メカニズムを形成できることが示された。

図19に架構の総履歴吸収エネルギ ΣE_D に対する最大となる柱端の履歴吸収エネルギ E_{Dcmax} と最大となる梁端の履歴吸収エネルギ E_{Dbmax} の比の関係を示す。横軸は $E_{Dcmax}/\Sigma E_D$，縦軸は $E_{Dbmax}/\Sigma E_D$ である。本論文の提案型柱脚の架構は3層，6層，9層架構ともに柱端に比べて梁端に大きな損傷が生じている。3層架構の場合，総履歴吸収エネルギに対する最大履歴吸収エネルギの割合は最大 15%程度に達した。3層架構で柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb}=1.2 の場合，柱端と梁端で最大履歴吸収エネルギの割合がほぼ等しくなる場合もあった。柱梁耐力比が大きくなると梁端が損傷し，M_{pc}/M_{pb}=2.1 の場合，柱はほぼ弾性であった。6層，9層架構では M_{pc}/M_{pb}=1.2 の場合でも損傷はほとんど梁端に集中した。また，損傷集中の割合は架構の層数が多くなるにつれて低下していくが，これは，構成部材が多くなるため，各部材への入力エネルギが分散したためと考えられる。一方，埋め込み型柱脚で M_{pc}/M_{pb}=1.4 で3層架構の場合，最下層鉄骨柱の脚部で大きな損傷を生じるため，柱の最大履歴吸収エネルギの割合は最大 16%程度に達した。6層，9層架構でも梁端よりも最下層鉄骨柱の脚部の履歴吸収エネルギが大きく，最下層への損傷集中は避けられない。

柱梁耐力比が大きい場合，本論文の提案型柱脚の架構では，弾性である柱により高さ方向に梁の損傷が分散し，損傷集中が抑制されることが示された。

図20に柱脚機構が異なる架構について地震時の最大層間変形角の比較を示す。縦軸は埋め込み型柱脚の B タイプ，横軸は本論文の提案型柱脚の C タイプの最大層間変形角であり，同じ大きさの地震波の解析結果について比較している。架構の層数によらず，柱梁耐力比が小さいとき，C タイプの最大層間変形角は B タイプよりも大きい。これは，B タイプでは固定度の高い最下層鉄骨柱の脚部で降伏するが，柱梁耐力比が小さい C タイプでは中間層の柱で降伏したためである。一方，柱梁耐力比 M_{pc}/M_{pb}=2.1 の9層架構では B タイプの最大層間変形角は C タイプよりも概ね大きい。これは，柱梁耐力比が大きい C タイプでは，梁のみが降伏することで，各層の層間変形角が均一化され，層間変形角集中が抑制されたためである。

表3 架構の固有周期(sec)

架構名称	B-3-1.2	B-3-1.4	B-3-2.1	C-3-1.2	C-3-1.4	C-3-2.1
1次	0.751	0.719	0.720	0.752	0.736	0.763
2次	0.228	0.213	0.204	0.219	0.206	0.201
架構名称	B-6-1.2	B-6-1.4	B-6-2.1	C-6-1.2	C-6-1.4	C-6-2.1
1次	1.142	1.128	1.099	1.153	1.174	1.153
2次	0.372	0.363	0.345	0.373	0.376	0.357
架構名称	B-9-1.2	B-9-1.4	B-9-2.1	C-9-1.2	C-9-1.4	C-9-2.1
1次	1.669	1.635	1.607	1.709	1.659	1.657
2次	0.565	0.543	0.526	0.568	0.551	0.541

表4 入力地震波の概要

地震波	継続時間 (sec)	最大加速度 (cm/sec^2)	刻み幅 (sec)
EL Centro 1940 南北方向(EL-NS)	53.76	341.7	0.02
Kobe 1995 南北方向 (KB-NS)	60.00	214.8	0.01

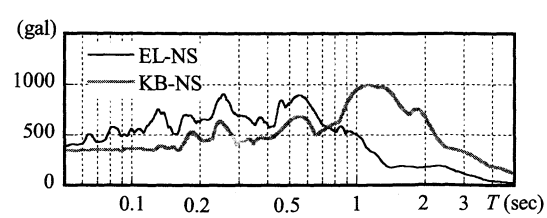
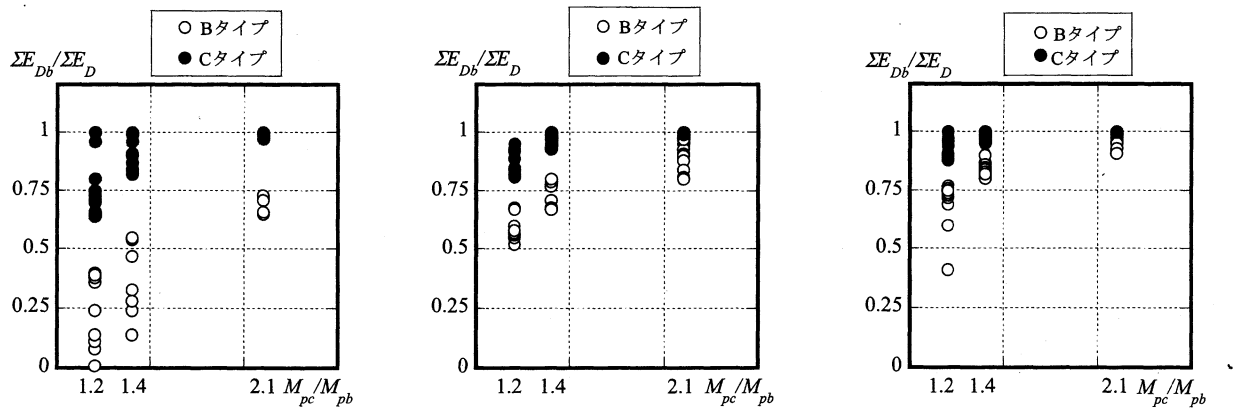
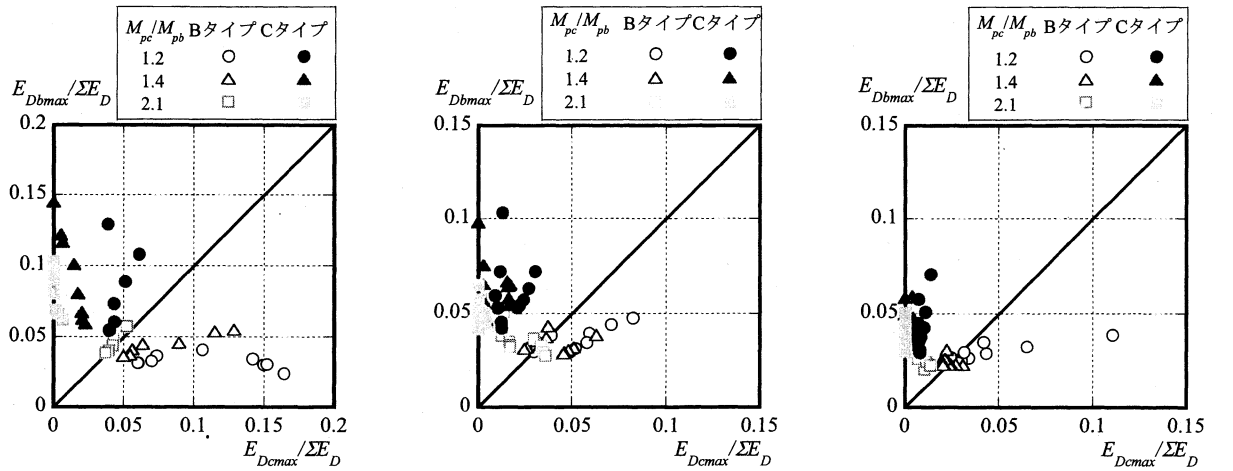


図17 地震応答スペクトル



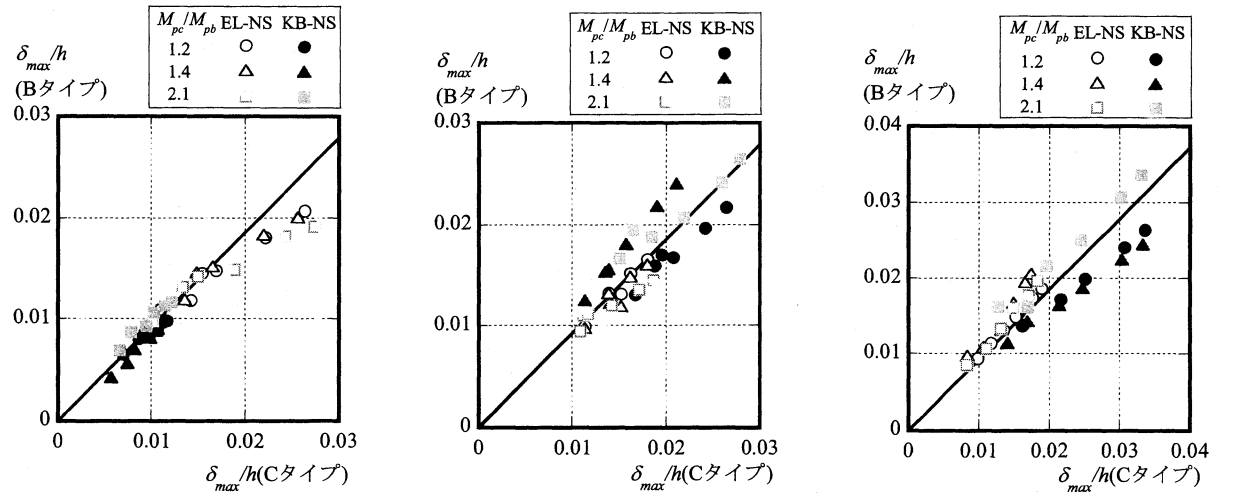
(a)3 層架構　(b)6 層架構　(c)9 層架構

図 18　柱梁耐力比と架構の総履歴吸収エネルギに対する柱及び梁の履歴吸収エネルギの比の関係



(a)3 層架構　(b)6 層架構　(c)9 層架構

図 19　架構の総履歴吸収エネルギに対する柱及び梁の最大履歴吸収エネルギ比の比較



(a)3 層架構　(b)6 層架構　(c)9 層架構

図 20　異なる柱脚機構で等しい柱梁耐力比の架構が同じ地震動を受けるときの最大層間変形角の比較

4．結

本論文では，地震時の降伏メカニズムが全層梁降伏型となる鉄骨ラーメン架構を実現するために，新しい柱脚機構を提案し，静的増分解析，地震応答解析により検証した。以下に得られた結論を示す。

1) 本論文で提案する新しい柱脚機構では，最下層での鉄骨柱支点部の位置を適切に調節することで最下層 RC 柱の脚部と鉄骨柱頭の曲げモーメント分布を均一化することができ，最下層柱での降伏を遅らせる，もしくは降伏を回避することを可能とした。

2) 最下層での鉄骨柱支点部がある程度の回転剛性を有する場合でも，従来の露出型柱脚とは異なり，回転剛性の大きさに関わらず，鉄骨柱支点部の位置での作用曲げモーメントは小さい。そのため，本論文で検討した範囲では，鉄骨柱支点部の力学特性は架構全体の保有水平耐力や層間変形角に大きく影響しない。

3) 従来型の露出型柱脚や埋め込み型柱脚の架構に比べて，本論文で提案した新しい柱脚機構を有する架構は，最下層の柱脚部や柱頭での塑性化を回避でき，梁のみを降伏させることが可能となる。特に柱梁耐力比が大きい M_{pc}/M_{pb}=2.1 で 6 層及び 9 層架構では塑性化が梁のみとなり，全層梁降伏型メカニズムを形成した。

4) 地震応答解析において，埋め込み型柱脚の架構では最下層の鉄骨柱の脚部で大きな損傷を生じ，柱に大きな履歴吸収エネルギが生じる。一方，新しい柱脚機構の場合，柱梁耐力比が小さい M_{pc}/M_{pb}=1.2 の架構や低層である 3 層ラーメン架構では柱端でも降伏するものの，履歴吸収エネルギのほとんどは梁で分担した。

5) 柱梁耐力比が小さい M_{pc}/M_{pb}=1.2 では，地震応答解析における最大層間変形角が埋め込み型柱脚に比べて新しい柱脚機構で概ね大きくなる。

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) 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 (1990)，1990
11) 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
12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1988
13) 桑村仁，佐藤義也：強震を受ける柱降伏型多層骨組の脆性連鎖崩壊，日本建築学会構造系論文集，第 483 号，pp.61-70，1996.5

(2010年 1 月 9 日原稿受理，2010年 4 月30日採用決定)