全層梁降伏型中低層鉄骨ラーメン構造構築のための 柱脚機構に関する部分架構モデルによる基礎実験

CYCLIC LOADING TEST FOR PARTIAL FRAMES WITH NEW COLUMN SUPPORT SYSTEM FOR MULTI-STORY STEEL MOMENT RESISTING STRUCTURES TO PERFORM BEAM YIELDING MECHANISM

金田勝徳*, 木村祥裕**, 六倉賢太***, 角屋治克****

渡辺 亨*****, 高橋邦広*****

*Katsunori KANEDA, Yoshihiro KIMURA, Kenta MUTSUKURA,
Haruyoshi KADOYA, Toru WATANABE and Kunihiro TAKAHASHI*

In our previous papers, the new column support system is suggested, and it is shown that the columns base for the steel moment resisting frames never yield during large earthquake by the dynamic analyses. In this paper, the cyclic loading tests are performed for the partial steel frames with the embedded column base or our proposal new column support system. The columns for the proposal support system are shown to keep elastic by the large plastic range of the frames such as the angle of 0.05, even though the columns for the embedded column base become as much plastic as the beams.

Keywords: *Partial Steel Frames, Cyclic Loading Test, Column Yield, Column Support System, Hysteresis energy*

部分架構, 繰返し載荷実験, 柱降伏, 柱脚機構, 履歴吸収エネルギー

1. 序

梁先行降伏型である鉄骨ラーメン構造において, 柱脚の固定度が高い埋め込み型柱脚を用いた場合, 柱頭と柱脚で曲げモーメントのバランスが悪い最下層柱では, 柱脚部曲げモーメントが柱頭に比べて大きくなるため, 脚部での損傷を許容せざるを得ない。また, 露出型柱脚を用いた場合, 最下層の層間変形角が大きくなるため, 柱断面を大きくするか, 柱脚固定度を上げる必要があり, 埋め込み型柱脚と同様, 柱脚部での塑性化は避けられない。そこで, 従来型の埋め込み型柱脚や露出型柱脚に関する研究では柱脚での損傷メカニズムや耐力評価が行われており^{1)~4)}, その成果が文献5)にまとめられている。施工性の向上やリユースの観点から埋め込み型簡易柱脚や露出型柱脚を提案した研究も見受けられるが^{6)~8)}, 骨組の終局状態での柱脚の損傷を防ぐシステムとは言い難い。

著者らは, これまでに基礎梁から RC 柱を立ち上げ, 最下層の上部鉄骨柱と下部 RC 柱を, 曲げモーメントの伝達を行わず, せん断力と軸力のみを伝達する簡易接合とし, その接合部(以降, 鉄骨柱支点部と称する)を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した⁹⁾¹⁰⁾。このような新しい柱脚機構を適用することで, 中低層鉄骨ラーメン骨組では, 最下層柱脚部の塑性化を回避し, 全層梁降伏型を形成できることを明らかにした。さらに, 設計地震荷重を超える想定外の地震荷重に対して, 従来の埋め込み型柱脚の骨組では, 最下層柱脚部で最大耐力を迎え, 柱崩壊を生じたものの, 新しい柱

脚機構の骨組では梁で最大耐力を迎え, 柱での損傷を最大耐力以下とする梁崩壊型メカニズムを形成できることを示した。そして, 曲げ応力の反曲点近傍に位置する鉄骨柱支点部に回転剛性が小さくなるようにアンカーボルトを配置すれば, 鉄骨柱支点部はほぼピン接合となることを骨組の静的増分解析で明らかにした。その際, 鉄骨柱支点部の設計には従来の露出型柱脚形式の場合を準用している⁵⁾が, 鉄骨柱支点部はピン接合に近い簡易な接合形式の方が望ましい。

本論文では, 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, 鉄骨柱支点部を地震時の曲げ応力の反曲点とする新しい柱脚機構を実現するために, 鉄骨柱支点部での損傷を防ぎ, ピン機構となる実用性の高い簡易ディテールを開発する。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 柱は柱断面の中心に設けられた 1 本のアンカーボルトで接合し, 鉄骨柱支点部での回転を許容する。この鉄骨柱支点部では, 柱に作用するせん断力に対してはアンカーボルトやグラウトもしくは鋼板で抵抗する。

従来型の埋め込み型柱脚と本論文の提案型柱脚を有する柱梁部分架構実験を行い, このような簡易ディテールを有する鉄骨柱支点部のせん断力や曲げモーメントの応力伝達機構を明らかにするとともに両者の保有性能を比較し, 中低層ラーメン骨組に対して全層梁降伏型メカニズムを形成できる柱脚機構に関する基礎資料を提示する。

* 構造計画プラスワン 代表

日本大学 特任教授

** 東北大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)

*** 長崎大学大学院 大学院生

**** 岡部株式会社 博士(工学)

***** 構造計画プラスワン

Prof., Nihon University, Structural Design PLUS ONE Co., Ltd.

Prof., Graduate School of Engineering, Tohoku University, Dr. Eng.

Graduate Student, Graduate School of Engineering, Nagasaki University

Okabe Co., Ltd., Dr. Eng.

Structural Design PLUS ONE Co., Ltd.

2. 新しい柱脚機構を有する部分架構の繰返し載荷実験計画

図1に提案型柱脚試験体及び実験装置概要を示す。図1(a)は載荷装置、図1(b)は試験体及び歪ゲージ貼付位置である。提案型柱脚機構を有する柱梁部分架構は、最下層のRC基礎梁、RC柱、鉄骨柱支分部、鉄骨柱及び梁で構成されている。加力点及び梁端はピン支持であり、梁は鉛直支持材により支持されている。試験体は、実大スケールの2/3程度を想定しており、鉄骨梁断面はH-194×150×6×9、鉄骨柱断

面は□-200×200×9であり、鉄骨柱、梁の幅厚比はFAランクである¹⁾。また、RC柱断面を□-400×400で主筋12-D19、フープ筋D10でピッチを100mmとしている。RC柱の高さは800mmとし、最下層高さの1/3程度である。載荷は、第2層柱の反曲点に相当する位置に2000kNアクチュエータで制御している。図1(a)に示すように、基礎梁は曲げ変形及び水平移動を生じないように大きな断面とし、さらに抑え治具を取り付けている。また、それぞれの位置での降伏判定、

図1 部分架構載荷装置及び試験体

図2 鉄骨柱脚の形状例

図3 柱脚部及び鉄骨柱支分部詳細

塑性化進展状況、歪分布を調べる目的で、図 1(b)に示すような鉄骨梁、鉄骨柱、アンカーボルト、RC 柱主筋に歪ゲージを貼付している。

図 2 に試験体の柱脚形状の概要を示す。図 2(a)は従来の埋め込み型柱脚、図 2(b)～(d)は、本論文の提案型柱脚であり、RC 基礎梁から RC 柱を立ち上げ、鉄骨柱と接合したものである。文献 9)では、骨組が終局時（最大層間変形角 0.03）において、全層梁降伏型メカニズムを形成するためには、鉄骨柱支点部の高さは基礎梁断面中心から梁断面中心までの高さに対して 0.5 程度が適切であることが示されている。本論文では、さらに施工性を配慮して RC 柱と鉄骨柱の接合の際に足場を組まなくても良い高さとして、基礎梁上端からの高さとして $h_3=0.34h$ （基礎梁断面中心から梁断面中心までの高さに対して $0.53(h_2+h_3+825)$ ）とした。ここで、 h は架構高さ（加力点から基礎梁上端までの高さ $(h_1+h_2+h_3)$ ）である。各タイプの基礎梁は、構造設計及び施工上、要求される断面、配筋とした。その結果、図 2(b)～(d)の本論文の提案型柱脚では基礎梁幅が 400mm となるが、図 2(a)の埋め込み型柱脚では埋込む鉄骨柱と基礎梁鉄筋との納まりから 500mm を必要とする。これは、基礎梁断面の設計における提案型柱脚の有利な点となる。

図 3 に従来の埋め込み型柱脚の柱脚部と本論文で提案する柱脚の鉄骨柱支点部の詳細を示す。図 3(a)は埋め込み型柱脚である。鉄骨柱の埋め込み長さを柱の断面せいの 2 倍以上とし、400mm とした⁹⁾。また、RC 基礎梁の支圧による鉄骨柱の局所板曲げ変形を防ぐために、RC 基礎梁の上端の位置に内ダイアフラムを設けた。図 3(b)の A タイプでは RC 柱と鉄骨柱のベースプレートをアンカーボルトで接合し、両者の間をグラウト注入している。これにより、鉄骨柱のせん断力はアンカーボルトを介して RC 柱に伝達される。図 3(c)の B タイプでは RC 柱と鉄骨柱のベースプレートをアンカーボルトで接合し、両者の間に分割型テーパ座金を配置し、RC 柱の頂部に鋼板のシアキャップを被せている。分割型テーパ座金の詳細は、図 4 に示すとおりであり、シアキャップ上面と隅肉溶接により接合している。これらにより、鉄骨柱のせん断力はアンカーボルトから分割型テーパ座金とシアキャップを介して RC 柱に伝達される。図 3(d)の C タイプでは RC 柱と鉄骨柱のベースプレートをアンカーボルトで接合し、両者の間に直径 200mm、厚さ 22mm の円形リング鋼板を配置した。A タイプ、B タイプに比べて 130mm と短くしたアンカーボ

ルトに長さ 300mm の羽根型鋼板 4 枚と、さらに鋼板にスタッドを取り付けている。また、ベースプレート下面には直径 100mm、厚さ 9mm の円形座金を隅肉溶接している。これらにより、鉄骨柱のせん断力はアンカーボルトから羽根型鋼板を介して RC 柱に伝達される。アンカーボルトについては、鉄骨柱と RC 柱のせん断力のみを伝達すると考え、鉄骨梁が全塑性モーメント M_{pb} もしくは終局モーメント M_{ub} に達するときの鉄骨柱支点部に作用するせん断力以上となるように、アンカーボルトの全塑性耐力を下式より求め、アンカーボルトの径を設定した。

$$A_{ub}\sigma_{yub}/\sqrt{3} \geq 2M_{pb}/(h_1+h_2), \quad A_{ub}\sigma_{yub} \geq 2M_{ub}/(h_1+h_2) \quad (1)$$

なお、梁の全塑性モーメント時及び終局モーメント時の鉄骨柱支点部のせん断力は 74.3kN、105.1kN であることから、梁の全塑性モーメント時の柱のせん断力にほぼ等しい M24（せん断耐力 73.8kN）、及び梁の終局耐力時の柱のせん断力の 1.5 倍の耐力となる M33（152.5kN）を選定した。鉄骨柱支点部ベースプレートのボルト孔径は A-1 タイプで 40mm、A-2、B、C タイプで 45mm であり、ボルト孔とアンカーボルトねじ部との隙間に高強度無収縮グラウトを充填し、せん断力を直接アンカーボルトに伝達させている。アンカーボルトの長さについては、文献 12)で露出型柱脚の回転剛性は定着長の増加に反比例することが示されており、本論文における鉄骨柱支点部をピン接合に近づけるために、A タイプ、B タイプの定着長をできる限り長くし、1544mm（径の 50 倍程度）とした。なお、文献 12)の露出型柱脚の回転剛性式を用いて回転剛性を算出したところ、定着長が径の 50 倍の場合、20 倍の場合と比べて、剛性は 30%程度となる。ただし、本試験体の鉄骨柱支点部は、露出型柱脚とは異なり、アンカーボルトを断面中央に 1 本のみ配置し、アンカーボルトに引張抵抗を期待していない。また、C タイプについては羽根型鋼板でせん断力を伝達させるために、A、B タイプと異なり、アンカーボルト長を短く設定した。

また、図 3(b)～(d)中の A～C タイプの鉄骨柱の円形開口はアンカーボルトのナット締め付け用である。本試験体は縮小モデルであり、実構造物ではこの開口は相対的に小さくなり、ナット締め付け後は母材と同厚の鋼板でふさぐことも可能である。

図中には、鉄骨柱支点部近傍のアンカーボルトに貼付した歪ゲージ位置を併せて示している。

図 4 シアキャップ及び羽根型鋼板、鉄骨柱支点部ベースプレート詳細

図4にBタイプ及びCタイプのシアキャップ及び羽根型鋼板の詳細を示す。図4(a-1)のシアキャップについては、上面板440×440×12と側面板440×150×9で構成されており、側面板と上面板を隅肉溶接している。材質はSN400Bである。シアキャップの取り付け方法については、RC柱上面及び側面に対して約10mmのクリアランスを保持するように設置し、シアキャップ上面四隅に設けた直径20mmの孔によりグラウトを流し込み、隙間を充填した。図4(a-2)の分割型テーパー座金については、100×100×12の鋼板に直径34mmの孔を空け、2枚に分割している。板の中心から

30mmと板の端50mmの間を0.05radのテーパー加工とし、座金孔とアンカーボルト軸部のクリアランスは0.5mmである。なお、鉄骨柱支点部の許容回転角度は、鉄骨柱ベースプレートがRC柱上端に当たらない、もしくは孔のクリアランスによりアンカーボルトが座金と当たらない範囲とすると、0.11rad程度までとなっている。

図4(b-1)の羽根型鋼板については、RC柱と鉄骨柱のベースプレートを特殊アンカーボルトで接合し、両者の間に直径200mm、板厚22mmの円形リング鋼板を配置している。アンカーボルトの上端部110mmの範囲にはM33のねじを設け、その下部分には300×115×12の4枚の羽根型鋼板を完全溶け込み溶接としている。また、羽根型鋼板と円形リング鋼板を隅肉溶接している。羽根型鋼板には頭付きスタッドを取り付けている。また、図4(b-2)の鉄骨柱ベースプレート下面には、直径100mm、板厚9mm、孔径45mmの円形座金を隅肉溶接している。

表1に試験体リストを、表1の横に試験体名を示している。試験体は全部で5体である。埋め込み型柱脚のNタイプ以外には、鉄骨柱とRC柱のせん断力の伝達にアンカーボルトを用いており、材質はABR490である。試験体名称は、最初のアルファベットが柱脚形式を示し、A～Cが本論文の提案型柱脚、Nは埋め込み型柱脚である。Aタイプについては、アルファベットの次の数字がアンカーボルトの径で1がM24を、2がM33を示す。

表2に鋼材の材料特性、表3にアンカーボルトの材料特性、表4にコンクリートの材料特性を示す。なお、Cタイプについてはヤング率を計測できなかったため、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」¹³⁾における圧縮強度による推定式を用いて算定した。鋼種は鉄骨梁SN400B、鉄骨柱BCR295、RC柱主筋SD345、フープ筋SD295である。

図5に載荷プログラムを示す。載荷は漸増繰り返しであり、加力点における水平変位 δ_f を架構高さ $h(=h_1+h_2+h_3)$ で除した変形角

表1 試験体一覧

	アンカーボルト	せん断力伝達機構
N	—	—
A-1	M24	アンカーボルト
A-2	M33	アンカーボルト
B	M33	アンカーボルト+シアキャップ
C	M33	アンカーボルト+羽根型鋼板

表2 鋼材の材料特性(N/mm²)

試験体名	部位	板厚	E	σ_y
A-1, A-2, B	鉄骨柱	9.03	205×10^3	419
A-1, A-2, B	鉄骨梁	フランジ	9.26	209×10^3
		ウェブ	5.74	204×10^4
C, N	鉄骨柱	9.00	206×10^3	374
C, N	鉄骨梁	フランジ	8.86	205×10^3
		ウェブ	5.78	206×10^3

表3 アンカーボルトの材料特性(N/mm²)

試験体名	アンカーボルト	A_b	E	σ_y
A-1	M24	376	202×10^3	340
A-2, B	M33	732	208×10^3	361
C	M33	732	205×10^3	365

架構名称の記号

A-1
1:M24, 2:M33
(Aタイプのみ)
D:根巻き型
N:埋め込み型
A:提案型(アンカーボルトのみ)
B:提案型(アンカーボルト+シアキャップ)
C:提案型(アンカーボルト+羽根型鋼板)

表4 コンクリートの材料特性(N/mm²)

試験体名	E	σ_y
A-1, A-2	24.3×10^3	27.1
B	27.0×10^3	33.1
C	25.2×10^3	35.5

図5 載荷履歴

$\delta_f/h=0.0025, 0.005, 0.0075, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03$ で制御しており、各変位振幅で3回ずつ正負交番繰返し載荷としている。なお、 $\delta_f/h=0.03$ 時に著しい損傷が見られなかった場合、さらに $\delta_f/h=0.04, 0.05$ の変位振幅を与えている。

3. 埋め込み型柱脚と本論文の提案型柱脚の柱梁部分架構試験体の履歴性状(N, Aタイプ)

図6に従来の埋め込み型柱脚であるNタイプ、本論文の提案型柱脚であるAタイプの部分架構モデルの加力点での荷重と変形角の関係を示す。縦軸は水平荷重であり、横軸は加力点における水平変位 δ_f を架構の高さ h で除した変形角である。図中の▽は梁降伏時、▼はアンカーボルト降伏時(ただし、Nタイプについては柱降伏時)を示している。ここで、アンカーボルトに貼付した歪ゲージで最も大きい歪値が表2のアンカーボルトの降伏応力より得られる降伏歪を上回ったときをアンカーボルトの降伏と定義する。図6(a)～(c)は、それぞれN, A-1, A-2タイプの実験結果である。変形角 $\delta_f/h=0.03$ までの範囲を実線で、それ以降の範囲を灰色点線で示している。埋め込み型柱脚のNタイプでは、 $\delta_f/h=0.013$ 程度で梁と柱脚部がほぼ同時に降伏した。これは、柱梁耐力比は1.74と比較的大きいものの、柱の埋め込み柱脚の固定度に対して柱上端の梁による回転拘束が小さく、柱の反曲点が基礎梁上端から2/3程度の高さとなり、柱頭に比べて柱脚部作用モーメントが大きくなったためである。ただし、本実験では鉛直荷重を与えておらず、柱幅厚比は $B/t=22.2$ と比較的小さいため、柱脚部で塑性歪が進展し、 $\delta_f/h=0.04$ 振幅時の第一サイクルの負側で局部座屈を生じたものの、最終的に耐力低下までは至らなかった。

一方、本論文の提案型柱脚の部分架構について、A-1タイプでは、 $\delta_f/h=0.0034$ でアンカーボルトが降伏し、 $\delta_f/h=0.011$ のときに梁が降伏した。A-2タイプでは、 $\delta_f/h=0.010$ のときに梁が降伏し、 $\delta_f/h=0.012$ でアンカーボルトも降伏した。Aタイプは鉄骨柱とRC柱の隙間をグ

ラウトで充填したことで、鉄骨柱支点部の固定度が高くなり、特にアンカーボルト径が小さい A-1 タイプではアンカーボルトの降伏により、鉄骨柱支点部でせん断力が伝達できなくなったために、梁の作用モーメントも増加せず、結果として梁の降伏が A-2 タイプよりも遅くなったものと思われる。A-1 タイプについては、 $\delta_f/h=0.03$ サイクルの時点で鉄骨柱支点部に大きな損傷を生じたため、載荷を終了したものの、ボルト径の大きい A-2 タイプについてはアンカーボルト降伏後も変形角 $\delta_f/h=0.03$ まで安定した履歴を描き、さらに大変形領域の $\delta_f/h=0.05$ まで履歴は安定した紡錘形となった。

図 7 に鉄骨梁の作用せん断力と梁端の回転角の関係を示す。縦軸は、梁端の支持部材に貼付した歪ゲージより算出した軸力を梁に作用するせん断力としたものであり、横軸は、梁端の上下フランジに取り付けた変位計から算出した回転角である。梁の全塑性モーメント M_p を梁長 l_b で除した全塑性曲げ耐力 M_p/l_b を参考までに示している。実線である $\theta_b=0.01$ 程度までは全ての試験体でほぼ同様の挙動を示し、さらに大変形領域まで載荷した N タイプ及び A-2 タイプの履歴曲線は最大 $\theta_b=0.03$ 程度となり、その範囲で安定した紡錘形となった。

図 8 に鉄骨柱支点部の水平移動量を示す。横軸は鉄骨柱支点部の移動量 δ_d を架構の高さ h で除した変形角としている。A-1 タイプでは、早期に鉄骨柱支点部で水平移動を生じ、繰り返し振幅の増加に伴い、増大していく。A-2 タイプでは、加力点の水平変形角 $\delta_f/h \leq 0.03$ の範囲（黒実線）では鉄骨柱支点部の移動はほとんど生じていないが、その後、急激に増加している。

図 9 に RC 柱の変形角を示す。横軸は RC 柱の水平変位 δ_c を架構の高さ h で除した RC 柱の変形角としている。加力点の変形角 $\delta_f/h \leq 0.03$ の範囲（黒実線）では、A-1、A-2 タイプともに RC 柱の変形角は架構全体の変形に対して小さいものの、A-2 タイプでは $\delta_f/h \geq 0.03$ （灰色破線）で RC 柱の変形角が一方に増大している。これらの原因は、鉄骨柱の回転に伴い、グラウトは圧壊し、さらに RC 柱にも大きなひび割れが生じたためであり、正側に片振りしている。

図 10 に架構の変形角 $\delta_f/h=0.01, 0.03, 0.05$ のときのモーメント分布を示す。プロットは、図 1(b)における柱、梁の各箇所の左右（上下）に貼付した歪ゲージの値から曲げ歪を算出したものである。RC 柱については断面保持を仮定し、鉄筋に貼付した歪ゲージから曲げ歪を算出している。灰色線は $\delta_f/h=0.01$ のときの加力点及び梁端の支持部材における反力から求めた曲げ歪分布である。 $\delta_f/h=0.01$ では、A-2 タイプで RC 柱の鉄筋歪でプロットと線が若干異なっているものの、それ以外では各プロットと各線は概ね対応しており、柱の各位置に貼付した歪ゲージ及び鉛直支持部材より求められる反力の計測は妥当であることが分かる。埋め込み柱

図 6 部分架構の荷重と変形角関係

図 7 部分架構の荷重と鉄骨梁の変形角関係

図 8 部分架構の荷重と鉄骨柱支点部移動量関係

図 9 部分架構の荷重と RC 柱の変形角関係

脚の N タイプでは、鉄骨柱が弾性の範囲である $\delta_f/h=0.01$ では、柱頭の曲げ歪は柱脚の半分程度であるが、柱脚部の降伏後は柱脚部のみで塑性歪が大きくなり、 $\delta_f/h=0.03$ 時には 0.3%、 $\delta_f/h=0.05$ 時には 1.4%に達した。一方、提案型柱脚の A-1、A-2 タイプでは、柱は弾性保持した。鉄骨柱支点部でモーメントがほぼ 0 に近く、RC 柱の柱脚、鉄骨柱の柱頭でモーメントが制御されていること

が分かる。

図 11 に RC 柱及び RC 基礎梁のひび割れの進展状況を示す。なお、図 11(a)の埋め込み型柱脚の N タイプについては、鉄骨柱周辺の基礎梁を示している。N タイプでは柱脚に大きな曲げモーメントが生じるため、変形角 $\delta_f/h=0.01$ で既に柱脚周辺で曲げひび割れが生じているが、柱脚部の曲げモーメントは増加し、全塑性モーメントに達している。その後、 $\delta_f/h=0.04$ で柱脚部が局部座屈し、ひび割れは若干進展したが、 $\delta_f/h=0.05$ まで柱脚部周辺に大きなひび割れは見られなかった。A-1、A-2 タイプでは曲げ変形に加えて、鉄骨柱支点部の回転に伴う支圧によるひび割れが RC 柱頭で発生し、特にアンカーボルト径の大きい A-2 タイプでは損傷が著しい。

図 12 にアンカーボルトの曲げ歪と軸歪の関係を示す。図 6 と同様、架構の変形角 $\delta_f/h=0.03$ までを黒実線で表し、それ以降を灰色破線としている。歪値は鉄骨柱支点部に最も近い歪ゲージ（図 3 中の A1-1、A1-2）より算出している。正載荷時（右載荷時）に歪ゲージ A1-1 は引張、A1-2 は圧縮となる。また、縦軸の軸歪は引張を正としている。 $\delta_f/h \leq 0.03$ では A-2 タイプの曲げ歪、軸歪は、A-1 タイプの半分程度であるものの、両タイプともに載荷履歴の進展とともに、グラウトが圧壊し、大きな塑性歪を生じている。なお、鉄骨柱支点部近傍（A1-1、A1-2）以外の歪ゲージの値はほとんど 0 であり、鉄骨柱支点部から 400mm 以下ではアンカーボルトはせん断力や曲げモーメントを負担していなかった。

通常、グラウトは周辺拘束された状態で使用すると、コンファインド効果により高応力まで耐えうることができるが、本論文の鉄骨柱支点部では、グラウトの境界部は拘束されていないため、グラウトのひび割れや圧壊を防ぐことができなかった。大変形領域まで鉄骨柱支点部の水平変形を抑制し、損傷を防ぐためには、グラウト注入に代わる手法が必要となる。

4. 鉄骨柱から RC 柱への応力伝達を可能とした柱梁部分架構試験体の履歴性状（B、C タイプ）

本章では、A タイプに対して鉄骨柱支点部のディテールを改良した B、C タイプの有用性を検討する。

図 13 に鉄骨柱支点部のディテールを改良した本論文の提案型柱脚 B、C タイプの部分架構モデルの加力点での荷重と変形角の関係を示す。本論文の提案型柱脚の部分架構試験体では、いずれも安定した履歴を描いている。

図 14 に鉄骨柱支点部の水平移動量を示す。A-2 タイプ（図 8(b)）に比べて改良型の B、C タイプでは $\delta_f/h \geq 0.03$ の大変形領域（灰色破

図 10 部分架構の曲げ歪分布

図 11 RC 柱及び RC 基礎梁のひび割れ進展状況

図 12 アンカーボルトの曲げ歪と軸歪関係

図 13 部分架構の荷重と変形角関係

線)においても水平移動はほとんど生じておらず、シアキャップや円形リング鋼板及び羽根型鋼板が鉄骨柱支点部のずれを抑えるのに、有効に機能しているものと思われる。

図 15 に RC 柱の変形角を示す。図 9 の A-2 タイプでは鉄骨柱支点部の回転変形に伴う支圧による RC 柱の局所的な圧壊により、 $\delta_f/h \geq 0.03$ の範囲で変形角が増加したが、改良型の B、C タイプではほぼ線

形関係を保持している。

図 16 にアンカーボルトの曲げ歪と軸歪の関係を示す。歪値は鉄骨柱支点部に最も近い歪ゲージ (A1-1, A1-2) より算出したものである。ただし、B タイプのアンカーボルトの歪ゲージ貼付位置は RC 柱に埋め込まれた位置であり、C タイプでは RC 上端の円形リング鋼板と鉄骨柱ベースプレートの間であり、C タイプの歪貼付位置の方がより応力集中を生じやすい箇所である。図 12(b) の A-2 タイプとは異なり、B タイプでは $\delta_l/h=0.05$ までアンカーボルトは弾性保持した。B タイプは、鉄骨柱と RC 柱の間をグラウトの代わりにシアキャップを挿入したことで、载荷履歴が進展してもアンカーボルトの局所的な曲げ変形が抑えられた。そのため、アンカーボルトは鉄骨柱と RC 柱間でせん断力のみを負担すればよく、大変形領域まで弾性保持することが可能となった。RC 柱内部でアンカーボルトにシアプレートを取り付けた C タイプでは、 $\delta_l/h=0.03$ までアンカーボルトは弾性保持し、その後 $\delta_l/h=0.04$ 程度で降伏した。さらに、大変形領域では歪ゲージは断線し、計測不可能となった。

なお、弾性領域である $\delta_l/h=0.01$ での、この位置でのアンカーボルトの曲げ歪値は、A-2 タイプの 0.096% に対して B タイプの 0.049% と 5 割程度であり、シアキャップが応分のせん断力を負担しているものと推測できる。また、C タイプの羽根型鋼板に貼付した歪ゲージから羽根型鋼板によるせん断力の分担が確認できたが、羽根型鋼板のせん断歪の値は最大でも 0.04% 以下であった。

図 17 に、部分架構試験体の各部位の変形が第一層の変形角に寄与した割合を示している。各図(a)~(c)には、変形角 $\delta_l/h=0.01, 0.02, 0.03$ のときの鉄骨柱の水平変位、鉄骨柱支点部の水平移動量、RC 柱の水平変位の割合である。ここで、鉄骨柱の水平変位とは载荷点と鉄骨柱支点部ベースプレートの水平変位の差、RC 柱の水平変位とは基礎梁上端と RC 柱上端の水平変位の差とする。図中の数字は各部位の水平変位を架構高さで除したものである。A-1 タイプでは $\delta_l/h=0.01$ のとき、鉄骨柱支点部の移動量は、全体の 5% 程度であったが、 $\delta_l/h=0.03$ のときには 30% 程度にまで達する。A-2 タイプでも $\delta_l/h=0.01$ のとき、鉄骨柱支点部の移動量は A-1 タイプとほぼ等しいものの、 $\delta_l/h=0.03$ のときには 15% 程度になる。図 16(c) の B、C タイプでは $\delta_l/h=0.03$ まで値にはほとんど変化がなく、B タイプでは 2% 程度、C タイプでは 5% 程度である。

5. 柱梁部分架構試験体の損傷メカニズムと履歴吸収エネルギー

写真 1 に架構の変形角 $\delta_l/h=0.03$ のときの架構全体の变形状況を、写真 2 に鉄骨柱脚部もしくは鉄骨柱支点部近傍の最終变形状況を

図 14 部分架構の荷重と鉄骨支点部移動量関係

図 15 部分架構の荷重と RC 柱の変形角関係

図 16 アンカーボルトの曲げ歪と軸歪関係

図 17 第一層における各部位の変形角の割合

写真 1 部分架構全体の変形状況($\delta_T/h=0.03$)

写真 2 鉄骨柱支点部の最終変形状況

示す。(a)埋め込み型柱脚の N タイプについては、写真 1 から柱脚部を中心に柱の回転が生じており、固定端となっていることが分かるが、写真 2 からは柱脚部での局部座屈波形は確認できない。(b)～(e)本論文の提案型柱脚については、写真 1 から鉄骨柱支点部を中心に鉄骨柱が回転している様子が伺える。ただし、A-1 タイプでは鉄骨柱と RC 柱で水平方向に大きなずれが生じている。写真 2 から、アンカーボルトが曲げ変形し、鉄骨柱が水平移動を生じるとともに、鉄骨柱と RC 柱の間に注入したグラウトが鉄骨柱の回転による支圧に耐えられず、圧壊している様子が伺える。A-2 タイプでも同様にグラウトの損傷が見られるが、アンカーボルト径が大きいことから、アンカーボルトの曲げ変形は A-1 タイプよりも小さい。また、鉄骨柱の移動量も小さく、グラウトの損傷は外縁のみに留まっている。しかし、グラウト端部を基点とした RC 柱のひび割れが見られる。B、C タイプでは鉄骨柱支点部の移動はほとんど生じていない。そして、B タイプではシアキャップにより、C タイプではアンカーボルトに取り付けた羽根型鋼板により RC 柱の局所的な損傷も抑制されている。なお、鉄骨柱支点部でモーメントがほぼ 0 であり、鉄骨柱支点部の円形開口は鉄骨柱支点部の損傷を生じさせるものとはなっていない。また、開口に当て板を溶接することによって補強することも可能であり、開口が鉄骨柱支点部に損傷を与えるものとはならない。

図 18 に鉄骨柱支点部の曲げモーメントと架構の変形角の関係を示す。鉄骨柱支点部の曲げモーメントについては、鉄骨柱支点部の近傍の鉄骨柱と RC 柱主筋の歪ゲージから算出した曲げモーメントを直線補間して求めている。鉄骨柱と RC 柱の間にグラウトを注入した A-2 タイプと C タイプで作用モーメントが大きく、

図 18 鉄骨支点部の曲げモーメント－変形角関係
 $P(kN)$

図 19 部分架構の骨格曲線

作用モーメントが低下した A-1 タイプを除けば、鉄骨柱と RC 柱の間にシアキャップを用いた B タイプが最も小さい。グラウト注入した A タイプでは、鉄骨柱支点部での鉄骨柱の回転をグラウトが拘束したため、鉄骨柱支点部でのモーメントが大きくなったが、

図 20 第一層における各部位の履歴吸収エネルギーの割合

グラウトが圧壊することで作用モーメントが頭打ちとなった。A-1 タイプではアンカーボルトに対する作用曲げモーメントにより塑性変形が大きくなり、アンカーボルトでもせん断力を負担できず、鉄骨柱支点部のずれが生じたために作用モーメントは低下した。いずれの試験体も RC 柱の柱脚部の最大作用モーメント (80kNm 程度)に比べると、値は非常に小さく、ピン接合に近くなっている。

図 19 に各試験体の骨格曲線を示す。骨格曲線は、図 6 及び図 13 の载荷履歴曲線において、前の履歴曲線を越えた部分、すなわち架構が初めて経験する荷重レベルをつなぎ合わせたものである。図中には、正側加力と負側加力をそれぞれ描いている。埋め込み型柱脚の N タイプの初期剛性、降伏耐力は他の提案型柱脚よりも高いものの、N タイプでは梁端降伏後、柱脚部で降伏し、その後、塑性歪が大きく進展し、局部座屈を生じている。

提案型柱脚の場合、全ての試験体で初期剛性はほぼ等しいもの、B, C タイプは A タイプよりも早期に梁端で降伏を生じた。A-1, A-2 タイプに比べて、鉄骨柱支点部の回転剛性がさらに小さく、ピン接合に近い B, C タイプでは、鉄骨柱支点部のピン機構により柱頭、柱脚にモーメントをほぼ均一に分配することで、梁のモーメントが N-1 よりも大きくなり、梁端の降伏を早める一方、柱頭柱脚の作用モーメントの不均一を解消し、柱脚部での降伏を抑え、耐力を保持した。しかし、アンカーボルト径が小さい A-1 タイプでは鉄骨柱支点部で鉄骨柱と RC 柱の間に注入したグラウトが圧壊するとともに、アンカーボルトに局所的な曲げモーメントが作用したために、耐力低下を生じた。

図 20 に部分架構試験体の各部位の履歴吸収エネルギーの割合を示す。図 20(a)~(c)はそれぞれ変形角 $\delta_f/h=0.02$, $\delta_f/h=0.03$, $\delta_f/h=0.05$ のときの各試験体の履歴吸収エネルギーの割合を棒グラフで示している。下から、それぞれ鉄骨梁 (右梁, 左梁), 鉄骨柱支点部, RC 柱, 鉄骨柱についてである。鉄骨梁の履歴吸収エネルギーについては支持点でのせん断力に梁長を乗じたモーメントと梁端の回転角より算出し、鉄骨柱支点部のずれ, RC 柱及び鉄骨柱の履歴吸収エネルギーは加力点の荷重と RC 柱の水平変位及び鉄骨柱の水平変位を乗じて算出している。(a)の $\delta_f/h=0.02$ のとき、埋め込み型柱脚の

N タイプでは梁と柱脚部で塑性歪を生じている。鉄骨柱の履歴吸収エネルギーの占める割合は 40%に達し、鉄骨梁では 60%程度であった。一方、本論文の提案型では $\delta_f/h=0.02$ のとき、A-1 タイプで鉄骨梁の履歴吸収エネルギーの占める割合は 75%程度に留まり、鉄骨柱支点部の水平移動に伴うエネルギー吸収が 20%程度に達している。一方、その他の本論文の提案型柱脚の試験体では梁の履歴吸収エネルギーの占める割合は 90%に達している。改良型鉄骨柱支点部の B, C タイプでは下部 RC 柱と上部鉄骨柱の損傷はほとんど生じていない。そして、変形角が大きくなるに従って、この傾向は顕著になっていく。なお、A-1 については $\delta_f/h=0.03$ で鉄骨柱支点部の損傷が大きくなり、载荷を終了したため、 $\delta_f/h=0.05$ では値が表示されていない。C タイプの鉄骨柱支点部の移動量の割合は、A-2 とほぼ等しくなっているが、これは、C タイプ全体の履歴吸収エネルギーが A-2 よりも小さいためであり、鉄骨柱支点部の移動量については C タイプの方が抑えられている。

以上より、RC 柱と鉄骨柱の断面中心にアンカーボルトを配置し、鉄骨柱支点部近傍にせん断力を伝達できる羽根型鋼板を付与することで、鉄骨柱支点部ではほぼピン接合となる。そして、大変形領域である $\delta_f/h \geq 0.03$ においても鉄骨柱は弾性保持し、RC 柱の損傷も抑えられ、梁降伏型メカニズムを形成できることを示した。

6. 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構造を実現するための新しい柱脚機構を提案し、柱梁部分架構モデルの静的漸増繰返し载荷を行った。柱脚機構を含む部分架構の剛性や耐力を検証し、さらに鉄骨柱支点部の応力伝達機構を明らかにした。以下に得られた結論を示す。

- 1) 従来型の埋め込み型柱脚の場合、変形角 0.013 程度で柱脚部が降伏して大きな塑性歪を生じ、最終的には柱脚部で局部座屈を生じた。一方、本論文で提案する新しい柱脚機構の場合、鉄骨柱での降伏を防ぎ、大変形領域でも梁降伏型メカニズムを形成できることを示した。
- 2) 鉄骨柱支点部のせん断力伝達機構をアンカーボルトとグラウト補

強した A タイプの場合、アンカーボルトからのせん断力と鉄骨柱支点部での回転による支圧により、グラウトが圧壊し、アンカーボルトが曲げ変形を生じた。ボルト径を大きくすることでグラウトの損傷を防ぎ、変形角 0.03 までは安定した履歴挙動となりうる。

- 3) 鉄骨柱支点部のせん断力伝達機構をアンカーボルトとシアキャップとした B タイプの場合、及び鉄骨柱支点部のせん断力伝達機構をアンカーボルトと RC 柱に内蔵した羽根型鋼板とした C タイプの場合、変形角 0.05 の大変形領域までアンカーボルトはほぼ弾性保持し、鉄骨柱支点部はほぼピン接合となった。そして、柱梁部分架構試験体において鉄骨柱は弾性保持し、梁降伏型となり、鉄骨梁の履歴吸収エネルギーは 95%に達し、安定した履歴挙動となることを示した。

今後、柱軸力比、プレート形状やスタッドの配置等をパラメータとした実験により、羽根型鋼板タイプの鉄骨柱支点部近傍の応力伝達機構について検討していく。

謝辞

本研究は「平成 22 年度国土交通省建設技術研究開発助成制度」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) 秋山宏，黒沢稔，和国信之，西村功：鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形，日本建築学会論文報告集，第 335 号，pp.45-53，1984.1
- 2) 森田耕次，加藤勉，田中淳夫，藤田典正：埋込み形式柱脚の最大耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第 347 号，pp.65-74，1985.1
- 3) 大井謙一，田中尚，高梨晃一：鋼構造露出型柱脚部の終局耐力，日本建築学会論文報告集，第 308 号，pp.14-23，1981.10
- 4) 九谷和秀，増田貫志：鉄骨構造露出形式柱脚部の終局耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第 433 号，pp.39-49，1992.3
- 5) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 7 章 柱脚，pp.255-309，2008.7
- 6) 山田哲，岡田健，國岡恭子，薩川恵一：アングルを用いた露出型柱脚の実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 514 号，pp.185-192，1998.12
- 7) 金子佳生，三橋博三，桐越一紀，諏訪内由紀：鋼繊維補強セメント系複合材料を用いた鋼構造簡易柱脚，日本建築学会構造系論文集，第 600 号，pp.179-186，2006.2
- 8) 金子佳生，三橋博三，桐越一紀：鋼繊維補強セメント系複合材料を用いた鋼構造柱脚，日本建築学会構造系論文集，第 619 号，pp.179-185，2007.9
- 9) 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
- 10) 金田勝徳，木村祥裕，宮原直樹，和田章：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，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻第 661 号，pp.649-658，2011.3
- 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：鋼構造接合部設計指針，2008
- 13) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 14) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・解説，2010

Appendix I 羽根型鋼板の設計方針

鉄骨柱からの水平せん断力はアンカーボルトから支圧プレートに伝達され、支圧プレートから鉄筋コンクリート柱に支圧力として伝達されるものとする。せん断力 Q が作用する場合、付図 1 に示すような三角形に分布する支圧応力を仮定

付図 1 羽根型鋼板プレートによる RC 柱への応力伝達

する。発生する支圧応力を $c\sigma_p$ とすると、せん断力による支圧応力 $c\sigma_e$ と曲げモーメントによる支圧応力 $c\sigma_b$ を足し合わせることで次式で求められる。

$$c\sigma_p = c\sigma_e + c\sigma_b \quad (\text{付式 1})$$

ただし、 $c\sigma_e$ 、 $c\sigma_b$ は次式に示すとおりである。

$$c\sigma_e = Q/(b_e l) \quad (\text{付式 2})$$

$$\sigma_b = M/Z = M/(b_e l^2/6), M = Q(b_e l/2 + e) \quad (\text{付式 3})$$

鉄骨梁が全塑性モーメントに達したときの鉄骨柱支点部に作用するせん断力に対する支圧応力 $c\sigma_p$ の最大値は 6.33N/mm^2 であり、表 4 のコンクリート強度以下であることを確認している。

Appendix II スタッドの設計方針

柱に発生する軸力 N は頭付スタッドのせん断耐力によって鉄筋コンクリート柱へ伝達される。頭付きスタッドの許容せん断力を、「各種合成構造設計指針・解説」¹⁴⁾における 4.2.2 節の(4)～(7)式で算定し、本試験体は柱軸力比 0.3 を想定してスタッド径と本数を決定した上で、納まりや作業性を確認した。なお、柱軸力比 0.3 のときの柱軸力に対するスタッドの許容せん断力の割合は、1.22、M33 アンカーボルトの引張耐力に対しては 1.79 であり、スタッドは十分な耐力を有している。ただし、本実験では初期軸力及び骨組の曲げ変形に伴う変動軸力を考慮していないことから、せん断力と軸力が作用した場合の鉄骨柱支点部の応力伝達機構については、今後検討していく。

(2011 年 1 月 10 日原稿受理，2011 年 4 月 15 日採用決定)