論文 アンカーボルト鉄筋併用型鉄骨コンクリート露出柱脚の復元力特性 に関する研究

貞末 和史*1·南 宏一*2

要旨:SRC構造に代わり,RC構造さらにCFT構造と対比させる新しい構造として,かぶりコンクリートを 持たない鉄骨コンクリート構造の開発に取り組んでいる。本論では,鉄骨コンクリート柱とRC基礎梁との 接合にアンカーボルトと鉄筋を併用して用いた露出柱脚を対象として,一定圧縮軸力下で正負繰り返しの水 平力を与える載荷実験を行って力学特性について検討した。本実験で用いた試験体はいずれも曲げ破壊型の 破壊形状となり,柱脚の終局曲げ耐力は柱脚断面を構成するそれぞれの要素の終局曲げ耐力を一般化累加す る方法によって実験結果を妥当に評価できることを示し,さらに復元力特性の評価方法を提案した。 キーワード:合成構造,鉄骨コンクリート,露出柱脚,終局曲げ耐力,復元力特性

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 構造に代わる鋼とコン クリートを用いた合成構造として、図-1に示されるよう なかぶりコンクリートを持たない鉄骨コンクリート (SC) 柱を有する構造システムの開発に取り組んでいる。 SRC規準の構造規定では、鉄骨に対するコンクリートの かぶり厚さは50mm以上とすることが規定されており¹⁾, 本構造部材はかぶりコンクリートを持たないため、鋼構 造やコンクリート充填鋼管 (CFT) 構造と同様に必要に 応じて耐火被覆を要するが、フランジ外面以外はコンク リートに取り囲まれているため耐火被覆等の仕上げを要 する部分は大幅に削減される。一方、コンクリート打ち 込み時に型枠が必要となる点において施工手間が増える が,型枠を鉄骨フランジ端に沿わせて建込みできるため, 鉄筋コンクリート (RC) 構造の型枠工事に要求されるほ どの複雑な技術は必要なく、型枠の転用も容易である。 また、本構造ではCFT構造で用いられるような流動性の 高い特殊なコンクリートを用いる必要もない。SC構造の

柱に関しては、SRC柱やCFT柱と同等の力学性能を有す る設計が可能であることを実験で確認している^{2),3)}。引き



*1 広島工業大学 工学部建築工学科准教授 博士(工学) (正会員)*2 福山大学 名誉教授 工博 (名誉会員)

続き、本構造システムの実用化に向けて、柱梁接合部や 柱脚の設計法について検討する必要がある。

SC 構造における最下層階の柱の柱脚の設計としては, 基礎梁を SC 部材あるいは RC 部材にするか, 柱鉄骨を 基礎梁内に埋込むか埋込まないかの組み合わせによって 4 種類が考えられる。本研究では基礎梁を RC 部材とし て柱鉄骨を基礎梁内に埋め込まない露出柱脚を対象とす る。なお,図-1(a) に示されるようにフランジの内側の みに柱脚接合筋(柱と基礎梁を接続するアンカーボルト あるいは鉄筋)を配した露出柱脚については実験を行な って力学特性を明らかにし,終局曲げ耐力と復元力特性 の評価方法を提案している⁴⁾。本論では,フランジの内 側に鉄筋,フランジの外側にアンカーボルトを配した露 出柱脚の実験を行なって力学特性について検討した後, 終局曲げ耐力と復元力特性の評価方法を提案する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体形状を図-2 に示す。各試験体とも柱鉄骨には 2H-300×150×6.5×9 の充腹型 H 形鋼を用いており,柱 および基礎梁コンクリートの設計基準強度 Fc は 30N/mm²とし,ベースプレート下面と基礎梁上面の間に 30mm のグラウト幅を設け無収縮モルタルを充填した。 柱脚接合筋の下端には定着版を設けて,基礎梁への定着 長さ cbl は 480mm とした。ベースプレートは曲げ降伏し ない厚さ (36mm) であり,柱脚に設ける補強鋼板 (厚 さ 6mm)は自然開先部分をフランジに溶け込み溶接した。 試験体計画を表-1 に示す。実験変数は軸力レベルであ る。軸力 N の大きさは,軸力比 cbn (柱脚断面の圧縮耐 力 Neu に対する N の比)が 0, 0.1 および 0.2 の 3 レベル

表-1 試験体計画

封驗休	軸力	軸力比		断面強度				扩建串	柱脚接合筋	
1110次114	N(kN)	ct n	cb n	ctNcu(kN)	ctNtu(kN)	cbNcu(kN)	cbNtu(kN)	1工业人 月	鉄筋	アンカーボルト
UABR00	0	0	0					2H-	4 D22	4 M24
UABR01	859	0.2	0.1	5323	2921	10377	1088	$300 \times 150 \times 6.5 \times 9$	(SD245)	(A PD 400P)
UABR02	2290	0.4	0.2					(SS400)	(3D343)	(ABK490B)

注) 柱断面: ctNcu=sNcu+cNcu, ctNtu=sNtu, ctn=N/ctNcu, 柱脚断面: cbNcu=jNcu+cNcu, cbNtu=jNtu, cbn=N/cbNcu

ここに, sNcu と sNuu は鉄骨部分の圧縮耐力と引張耐力, cNcu はコンクリート部分の圧縮耐力, jNcu と jNtu は柱脚接合筋の圧縮耐力と引張耐力(ただし, アンカーボルトの jNcu は 0)とする。



図-2 試験体形状(単位:mm)

		降伏強度	引張強度	伸び
		(N/mm^2)	(N/mm^2)	(%)
フランシ゛	PL-9	308	433	21.6
ウェフ゛	PL-6.5	343	450	17.2
補強鋼板	PL-6	320	458	29.0
ベースプレート	PL-36	264	452	30.0
アンカーボルト	M24	348	547	24.3
鉄筋	D22	366	539	15.6

表-2 鋼材の材料特性

表-3 コンクリートの材料特性

	圧縮	引張	ヤング係数
	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
柱	30.5	3.04	31780
基礎梁	39.8	2.92	32862
無収縮モルタル	69.9	4.78	27518

とした。柱と基礎梁の接合方法は、フランジの内側に鉄筋、外側にアンカーボルトを配するものとした。鋼材と コンクリートの材料特性を表-2、表-3 にそれぞれ示す。

2.2 載荷方法と変位計測

載荷は所定の軸力 N を導入後, 図-3 に示すように試験 体頂部に設けたピンの位置に正負繰り返しの漸増水平載



図-3 変位とひずみ度計測(単位:mm)

荷を行った。載荷履歴に関して,試験体 UABROD および UABRO1 については柱脚ベースプレートの回転角の制 御によって,UABRO2 に関しては試験体頂部ピン位置で の水平方向の変位制御によって, 0% あるいは柱部材角 Rr

(柱頭ピン位置の水平変位&せん断スパン1)=±0.25%rad. で正負繰り返し載荷を1回行った後,次に θ_{r} (あるいは R_{r})=±0.5%rad.で正負繰り返し載荷を2回行い,それ以後 は直前の振幅に対して θ_{r} (あるいは R_{r})を±0.5%rad.漸増 させる正負繰り返し載荷を2回ずつ耐力低下が著しくな るまで繰り返すものとした。なお,基礎梁に対する柱頭・ 柱脚の変位とひずみ度(引張を正とする)は図-3に示す 位置において計測した。

2.3 破壊状況と履歴特性

最終破壊状況を写真-1,水平力 H と柱部材角 Rrの履 歴曲線を図-4 に示す。図-4 における破線は軸力による P4効果を表している。

cbn=0 の試験体に関しては載荷終了まで鉄骨のひずみ 度は弾性域にあり、フランジに取り囲まれたコンクリー トの損傷も軽微なひび割れの発生のみに留まっている。 一方, cbn=0.1 の場合は最大耐力時に曲げ圧縮側フランジ が柱脚部で圧縮降伏しているが、載荷終了まで座屈を生 じることはなく、コンクリートの損傷も軽微なひび割れ の発生のみに留まっている。また、cbn=0 および 0.1 の場 合は、最大耐力時に曲げ引張側のアンカーボルトと鉄筋







写真-1 最終破壊状況



図-5 ひずみ度分布(UABR01)

は共に引張降伏しており、最終的には曲げ圧縮側でベー スプレート下部モルタルが圧壊した。なお、chn=0.1の場 合はフランジが圧縮降伏しているが、柱脚接合筋の塑性 伸びとベースプレート下部モルタルの圧壊によって柱脚 の回転が卓越する破壊状況となり、H-Rr関係の履歴曲線 は柱脚の回転変形の影響を大きく受ける性状を示してい る。しかしながら、図-5に示されるように鉄筋が圧縮力 を負担しているため鋼構造の露出柱脚に見られるスリッ プ型の履歴特性とは異なる性状を示している。

cbn=0.2 の試験体に関しては最大耐力時に曲げ引張側の アンカーボルトと鉄筋は共に引張降伏しているが,曲げ 圧縮側のフランジが柱脚部で圧縮降伏し,最終的には補 強鋼板上部位置近傍におけるコンクリートが圧壊すると 共にフランジが局部座屈を生じているため, cbn=0 および 0.1 の場合とは異なり柱の部分の曲げ変形が卓越する紡 錘形の履歴特性を示している。

3. 終局曲げ耐力の評価

アンカーボルト部分の終局曲げモーメントaMu,鉄筋部 分の終局曲げモーメントmMu,コンクリート部分の終局 曲げモーメントcMuをそれぞれ求め,一般化累加して柱脚 の終局曲げモーメントMuを求め,Muをせん断スパンIで 除した値を終局曲げ耐力とする。

アンカーボルトは引張力のみを負担し,鉄筋は引張力 と圧縮力を負担すると仮定し,アンカーボルトの軸力*aNu* と*aMu*,鉄筋の軸力*mNuとmMu*のそれぞれの相関関係は図 -6に示されるような応力度分布を仮定して得られるSRC 規準¹⁾に示される算定式を用いる。

コンクリートの軸力 *cNu* と *cMu*の相関関係は、図-6 に 示されるように引張強度を無視して長方形の塑性応力度 分布を仮定して得られる SRC 規準に準拠する方法によ るが、八角形の断面形状であることを考慮する。なお、 SRC 規準ではコンクリートの圧縮強度 σ^B に対して、コン クリートの充填度の低下等の影響を考慮する低減係数を 乗じているが、本部材では柱コンクリート、グラウト共 に密実に充填されるため低減係数は乗じないものとし、 σ^B は無収縮モルタルの圧縮強度を用いる。





図-7 に軸力 N-曲げモーメント M 相関関係の計算値お よび PA効果を考慮した最大曲げモーメントの実験値を 示す。実線は柱脚断面の計算値, △印はベースプレート 下部位置(柱脚断面)の実験値である。破線は柱断面の 計算値³⁾, ◇印は補強鋼板直上位置(柱断面)の実験値 である。軸力レベルに関わらず,計算値と実験値の対応 は極めて良好であることがわかる。

4. 復元力特性の評価

アンカーボルトがベースプレートに先行して降伏する 鋼構造露出柱脚の復元力特性の評価方法^{5),6)}を基にして 構築したフランジ内側のみに鉄筋を配したSC構造露出 柱脚の復元力特性の評価方法⁴⁾をアンカーボルトと鉄筋 を併用したSC構造露出柱脚へ拡張する。なお,柱と基礎 梁を接合する鉄筋は柱側への定着長さが短いと鉄筋が引 張降伏する前に付着割裂破壊を生じることが考えられる が,提案するモデルでは鉄筋の付着割裂破壊に対して鉄 筋の降伏が先行することを条件とし,さらに,柱脚接合 筋の降伏に対して,基礎梁コンクリートのコーン状破壊 等が先行しないことを条件とする。

抵抗機構を図-8に示す。アンカーボルトは引張力にの み抵抗,鉄筋は引張力と圧縮力に対して抵抗すると仮定 すると,柱脚に作用する曲げモーメント *M* と回転角 *G* の関係は,柱脚接合筋の伸び縮みによって図-9(a)の点線 で示される復元力特性を有するものとなり,さらに,ベ ースプレートやベースプレート下部コンクリートの付加 弾性変形(図-9(b)参照)を考慮すると,図-9(a)の実線 で示される復元力特性を示すと考えられる。

Mn はベースプレートと基礎梁が部分離間する時の曲 げモーメントで,軸力(圧縮を正とする)をN,曲げ引張 側アンカーボルトからコンクリート部分の圧縮合力点位 置までの距離をdcとすると下式で表すことができる。

$$Mn = N \left(ac^{-}aat \right)$$

MILL

1)

aMy は曲げ引張側アンカーボルトが降伏する時の曲げ モーメントで,アンカーボルトの降伏応力度,断面積(曲 げ引張側の片側のみ),降伏ひずみ度,ヤング係数,断面



図−9 復元力特性モデル

図心からの距離および有効定着長さをそれぞれ aoy, aA, aby, aE, aduおよび al とすると下式で表すことができる。

(a) 柱脚回転角

$$aM_{y} = a\sigma_{y} \cdot aA_{t} \cdot \frac{dc^{2} + (dc - 2adt)^{2}}{dc} + \frac{mE \cdot mA_{t}}{ml} \quad a\mathcal{E}_{y} \cdot al \cdot \frac{dc^{2} - adt - mdt}{dc} + \frac{dc^{2} + (dc - adt - mdt)^{2}}{dc} + M_{n}$$

(ただし, $aM_y \leq M_u$) (2)

(3)

(b) 付加弾性変形

mMyは曲げ引張側鉄筋が降伏する時の曲げモーメントで,鉄筋の降伏応力度,断面積(曲げ引張側あるいは曲げ 圧縮側の片側のみ),降伏ひずみ度,ヤング係数,断面図 心からの距離および有効定着長さをそれぞれmoy,mAt, mey,mE,mdtおよびmlとすると下式で表すことができる。

 $_{m}M_{y} =_{a}\sigma_{y} \cdot _{a}A_{t} \cdot d_{c} + _{m}\sigma_{y} \cdot _{m}A_{t} \cdot$

$$\left(\frac{(dc - adt + mdt)^{2} + (dc - adt - mdt)^{2}}{dc - adt + mdt}\right)$$
$$+ \frac{aE \cdot aAt}{al} \quad m\mathcal{E}_{y} \cdot ml \cdot \frac{(dc - 2adt)^{2}}{dc - adt + mdt} + Mn$$
$$(\hbar c + mdt) = Mn$$

なお, al および ml に関しては, 既報⁴⁾に基づいてアン カーボルトに関しては(4)式, 鉄筋に関しては(5)式を用い て評価する。

$$al = cbl$$
 (4)

(1)

 $ml = \frac{1}{2}crl + \frac{1}{2}cbl$ ($crl \leq 25rd$, $cbl \leq 25rd$) (5)

ここに、cblは柱脚接合筋の基礎梁側への定着長さ、cdは 鉄筋の柱側への定着長さ、cdは鉄筋の直径である。

Muは3章で示した柱脚の終局曲げモーメントである。 なお、比較的低圧縮軸力下で設計される鋼構造の場合 は、圧縮合力点位置が圧縮側フランジ外縁にあるとすれ ば各特性点の曲げモーメントを妥当に評価できることが 知られているが^{6,7)}、本論で用いた試験体ではベースプレ ートが厚く、張り出し長さも短く、ベースプレートの弾 性変形が極めて微小となるような形状であるため、軸力 のない場合の圧縮合力点位置は図-8(a)に示されるよう に圧縮側ベースプレート外縁にあるとする。ただし、SC 構造ではCFT構造と同様に高圧縮軸力を受ける場合を想 定して、軸力を受ける場合は、圧縮合力点位置が柱図心 側に移動することを考慮できる下式を用いて評価する。

$$dc = \frac{M_u + (adt - mdt)_m \sigma_y \cdot mAt + adt \cdot N}{a\sigma_y \cdot aAt + m\sigma_y \cdot mAt + N}$$
(6)

(6)式は高圧縮軸力を受ける鋼構造露出柱脚に対して誘 導された de の算定式⁶⁾を基にして,終局耐力時における 力の釣合条件を用いて誘導している。曲げ圧縮側の柱脚 接合筋の影響を考慮していないが,中立軸が曲げ圧縮側 の柱脚接合筋の近傍にある場合は曲げ圧縮側の柱脚接合 筋の負担軸力は小さく,コンクリートの圧縮合力点位置 に与える影響は小さいと考えられる。また,中立軸が曲 げ引張側の柱脚接合筋の近傍となるような高圧縮軸力下 でも、コンクリート部分の負担圧縮軸力に対して柱脚接 合筋の負担圧縮軸力は小さく、コンクリートの圧縮合力 点位置に与える影響は小さいと考えられるため,deの算 定では曲げ圧縮側の柱脚接合筋の影響は無視した。

$$K_{A} = \frac{1}{R-1} \left(\frac{aMy}{aMy - Mn} \right) K_{1} \tag{7}$$

$$K_B = \frac{K_A \cdot K_1}{K_A + K_1} \tag{8}$$

$$K_c = \frac{K_A \cdot K_2}{K_A + K_2} \tag{9}$$

$$K_D = \frac{K_A \cdot K_3}{K_A + K_3} \tag{10}$$

$$K_{1} = \frac{aE \cdot aA_{t}}{al} \left[d_{c}^{2} + (d_{c} - 2_{a}d_{t})^{2} + \frac{mE \cdot mA_{t}}{ml} \right]$$

$$\frac{1}{a \sigma_y \cdot aAt} \left\{ \left(dc - ad t + md t \right)^2 + \left(dc - ad t - md t \right)^2 \right\} \right] (11)$$

$$K_{2} = \frac{mL \cdot mA_{t}}{ml} \left\{ \left(d_{c} - ad_{t} + md_{t} \right)^{2} + \left(d_{c} - ad_{t} - md_{t} \right)^{2} + \frac{aE \cdot aA_{t}}{al} \frac{m\mathcal{E}_{y} \cdot ml}{m\sigma_{y} \cdot mA_{t}} \left(d_{c} - ad_{t} - md_{t} \right)^{2} \right\}$$
(12)

$$K_{3} = \frac{mE \cdot mAt}{ml} \left\{ \left(d_{c} -_{a}d_{t} -_{m}d_{t} \right)^{2} + \frac{aE \cdot aAt}{al} \frac{mEy \cdot ml}{mOy \cdot mAt} \left(d_{c} - 2ad_{t} \right)^{2} \right\}$$
(13)

ここに, *R*はベースプレートやベースプレート下部コン クリートの付加弾性変形に起因する弾性回転剛性補正係 数である。





除荷および再載荷の繰返し載荷則を図-10に示す。 作用する曲げモーメントが $aM_y \leq M \leq aM_y$ の弾性域で あれば、図-10(a)の0→4の弾性挙動を示すものとする。

次に、アンカーボルトおよび鉄筋が塑性化し、処女載 荷領域で正負繰返し載荷を受ける場合は図-10 (a)の 4→ 18 の履歴を辿り、その後の再載荷領域では 18→22 の履 歴を辿るものとする。

その後,図-10 (b) に示されるように22 で M_u に達し, 23 で曲げモーメントが反転した後の除荷および再載荷 では、23→31,さらに、31→40 の履歴を辿るものとする。 ここで、26→27 および 34→35 は、26→X および 34→Y を指向する直線として得られ、X および Y 点に関しては、 0-12'-13'と 1-12-13、0-6'-21'と 5-6-21 がそれぞれ同じ 長さと勾配を有するとして定まるものとする。また、 6*-21*-22*を通る鎖線は 6-21-22 を通る骨格線から atMyを差し引いた値として求めることができる。

なお、図-10 (c) に示されるように 43→X を指向する 直線と骨格曲線の交点の曲げモーメントが、KFの剛性を 有して 46 を通る直線と骨格線の交点の曲げモーメント を上回る場合は 40→48 の履歴を辿るものとする。

実験値を点線,計算値を実線とした $M-\theta_{0}$ 関係を図-11に示す。実験値と計算値との比較は $\theta_{0}=\pm 2.5\%$ rad.の範囲における $M-\theta_{0}$ 関係を示した。実験値は圧縮軸力による $P\Delta$ 効果を考慮した曲げモーメントを示している。

初期剛性の評価に関する弾性回転剛性補正係数Rは, 鋼構造接合部設計指針⁷⁾やCFT指針⁸⁾では2.0とされてい るが,Rはベースプレートやベースプレート下部コンク リートの付加弾性変形に起因するものであるため,本来 は使用材料や形状等によって異なる値である。本論では 各試験体について6%=0.25%rad.での実験値と計算値が一 致する値としてRを同定すると1.53~1.56となった。図 -11ではそれぞれの試験体について同定されたRの値を用 いた計算値を示した。提案モデルではアンカーボルトね じ部の断面欠損の影響を考慮していないため,小振幅時 (6%=±0.5%rad.前後)における曲げモーメントをやや過 大評価している部分もあるが,軸力レベルに関わらず実 験値と計算値の対応は概ね良好である。

5. まとめ

本研究で得られた成果を以下にまとめる。

- 柱と基礎梁の接合に鉄筋とアンカーボルトを併用 して用いた露出型柱脚が cbn=0.2 の圧縮軸力下にあ る場合を除く試験体に関しては、柱脚の回転が卓越 する破壊状態となった。
- 終局曲げ耐力は柱脚断面を構成する各要素の終局 曲げ耐力を一般化累加する方法によって実験値を 妥当に評価できる。
- 提案した復元力特性の評価方法は実験値を妥当に 評価できる。

参考文献

- 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規 準・同解説(第6版),2014.1
- 福原実苗,藤井英希,南宏一:新形式の鉄骨コンク リート柱の開発研究,構造工学論文集, Vol.54B, pp.471-478, 2008.3
- 3) 貞末和史,赤松克哉,南宏一:非対称断面を有する 鉄骨コンクリート柱の構造性能に関する実験的研 究,第10回複合・合成構造の活用に関するシンポ ジウム, pp.66-1-66-6, 2013.11
- 4) 貞末和史,赤松克哉,南宏一:柱断面内側のみに接 合筋が配された鉄骨コンクリート露出型柱脚の復 元力特性,日本建築学会構造系論文集 第 78 巻 第 687 号, pp.1017-1025, 2013.5
- 5) 秋山宏:鉄骨柱脚の耐震設計,技報堂, pp.20-30, 1985.3
- 6) 玉井宏章,山西央郎,白木剛,高松隆夫,松尾彰: アンカーボルト初期張力や柱軸力の効果を考慮した平面露出柱脚簡易解析モデル,日本建築学会構造系論文集,第628号,pp.991-997,2008.6
- 7) 日本建築学会:コンクリート充填鋼管構造設計施工 指針,2008.10
- 8) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針, 2012.3