

論文 アンカーボルト配置位置が非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に及ぼす影響

西野 天駿*1・鈴木 卓*2

要旨: 本研究では、アンカーボルトの配置位置の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験を実施した。その結果、ベースプレート降伏が確認された試験体では、引張側フランジ付近のベースプレートの浮き上がりが顕著であった。また、ベースプレートの剛性が高く、柱図心位置からアンカーボルトの図心までの距離が大きいほど柱脚の回転剛性の増加が確認された。非埋込み型 CES 柱脚は本論に示す耐力評価法により概ね評価可能である。

キーワード: 合成構造, 静的載荷実験, 復元力特性, 終局耐力, 回転剛性

1. はじめに

内蔵鉄骨および繊維補強コンクリートから構成される CES (Concrete Encased Steel) 構造は鉄骨鉄筋コンクリート構造の優れた構造性能を有しつつ、鉄筋の省略による施工の簡略化を実現した新たな構造形式である¹⁾⁵⁾。

筆者らは未検討であった非埋込み型 CES 柱脚の構造性能の把握を目的として柱断面外のベースプレート (以下, BP) にアンカーボルト (以下, AB) を配置した柱脚試験体の構造実験および増分解析を実施した。その結果、軸力比の増加に伴いスリップ型から紡錘型の履歴性状に変化する傾向を柱脚に配置した 2 つの並列曲げばねと柱のマルチスプリングモデルにより再現できることを示した⁶⁾。また、当該実験で用いた試験体のように AB を柱断面の外側に配置する場合、BP 寸法の増大が懸念される。筆者らは AB を柱断面の内側に配置しつつ BP 厚さの減少のために BP の下面にリブ補強を施した非埋込み型 CES 柱脚の構造性能の把握を目的とした静的載荷実験を実施した⁷⁾⁸⁾。その結果、リブ補強により BP 降伏を抑制する傾向が確認された。さらに、AB 降伏による柱脚曲げ耐力評価では、基礎コンクリートの損傷に伴いその圧縮負担領域を減少させる必要性を示した。一方で非埋込み型 CES 柱脚の設計では、BP の降伏は許容されていない⁵⁾。しかし、その BP 降伏時の耐力評価法は未確立である。さらに、現在までに柱脚回転剛性評価のための試験体数は少ない。

以上を背景として本研究では、非埋込み型 CES 柱脚の回転剛性評価法および BP 降伏を伴う終局耐力評価法の検討を目的として BP の剛性および AB の配置位置の異なる試験体の静的載荷実験を実施した。本論では、実験の概要を述べるとともに、BP の剛性および AB の配置位置の違いが試験体の構造性能に及ぼす影響および終局耐力評価法の検討結果を示す。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は実大の約 1/3 スケールのもので 4 体である。図-1 に試験体の形状および断面を、図-2 に試験体 A350 および A500 の柱脚部の形状および寸法を、表-1 に試験体一覧を示す。各試験体の柱コンクリート断面 $b \times D$ は 300mm 角、内蔵鉄骨は H-175×150×7.5×11 である。BP 上面から加力位置までの高さ h は 600mm (せん断スパン比 $M/QD=2.0$) である。AB は 8-M24 (定着長 $l_b=480$ mm) である。スタブには、主筋およびせん断補強筋を配し、AB 周辺には縦筋および帯筋をそれぞれ配した。本試験体は建物の側柱を対象とし、作用軸力は全試験体ともに 0 kN とした。

実験変数は引張-圧縮間の AB 距離および BP 下面に設けるリブの有無である。試験体 N350 および A350 では、柱図心位置から 120mm の柱断面内に AB を配置した。一方の試験体 N500 および A500 では、柱図心位置から 200mm の柱断面外に AB を配置した (図-2)。これらに伴う BP サイズと敷モルタルの厚さは、試験体 N350 と A350 では PL-22×350×350 と 38mm、試験体 N500 と A500 では PL-36×500×350 と 24mm である。また、試験体 N350 および N500 は BP 下面にリブを設けておらず、試験体 A350 および A500 は BP 下面にリブを設けた。リ

表-1 試験体概要

試験体		N350	A350	N500	A500
AB 間距離 (mm)		240		400	
BP 下面リブ		Non	PL-22x 300x60	Non	PL-36x 460x60
ベースプレート		PL-22 x 350 x 350		PL-36 x 500 x 350	
軸力比		0.0			
柱	断面 $b \times D$	300 x 300			
	せん断スパン比	2.0 ($h=600$ mm)			
	鉄骨断面	BH-175 x 150 x 7.5 x 11 (SS400)			
柱脚	モルタル厚 (mm)	38		24	
	アンカーボルト	8-M24 (ABR400, 定着長さ 480mm)			

*1 高知工科大学大学院 工学研究科 基盤工学専攻 (学生会員)

*2 高知工科大学 システム工学群 准教授・博士 (工学) (正会員)

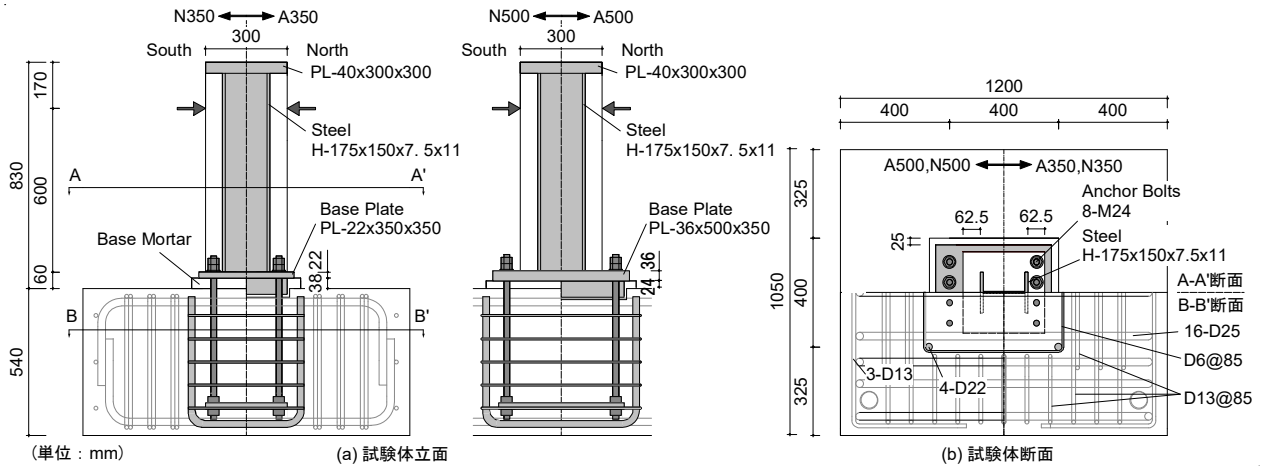


図-1 試験体形状および寸法

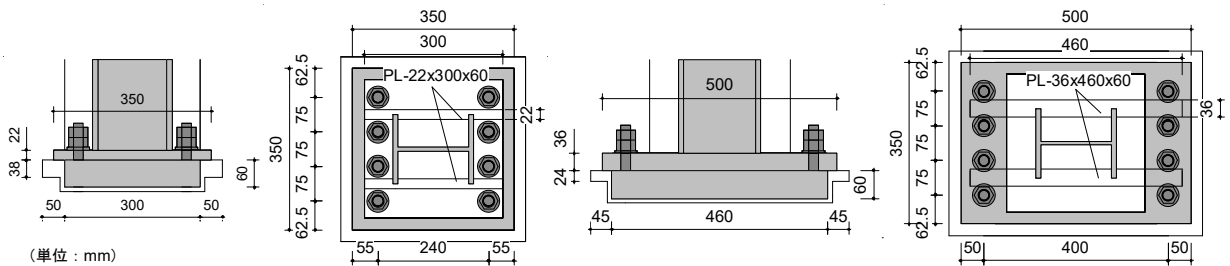


図-2 試験体 A350 および A500 の柱脚部形状および寸法

表-2 コンクリートの材料特性

		圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度時
		(N/mm ²)	(kN/mm ²)	ひずみ (μ)
N350	柱	52.7	34.2	2,520
	モルタル	56.1	24.6	3,820
	スタブ	42.3	33.4	2,070
A350	柱	54.2	36.7	2,470
	モルタル	52.4	22.1	3,970
	スタブ	43.9	33.3	2,220
N500	柱	51.1	35.4	2,260
	モルタル	53.5	23.6	3,610
	スタブ	46.0	33.8	2,180
A500	柱	52.6	35.0	2,550
	モルタル	51.6	25.1	3,180
	スタブ	44.2	33.1	2,080

表-3 鋼材の材料特性

	降伏強度	引張強度	ヤング係数
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm ²)
鉄骨ウェブ (7.5mm)	293	448	203
鉄骨フランジ (11mm)	336	456	200
ベースプレート PL-22	251	417	192
ベースプレート PL-36	283	458	208
アンカーボルト M24	313	447	213

部の形状の詳細は次節に示す。

表-2 にコンクリートの材料特性を、表-3 に鋼材の材料特性を示す。本試験体では、スタブには普通コンクリートを、敷モルタルには無収縮グラウトを、柱には繊維補強コンクリートを使用した。使用繊維は、標準長 30mm、直径 0.66mm のビニロンファイバーであり、体積混入率 V_f は 1.0% である。

2.2 ベースプレートおよびリブの設計

図-3 に BP に想定される荷重および曲げモーメント分布を示す⁹⁾。引張側では AB の降伏強度を、圧縮側では BP 下面のスタブコンクリートの圧縮強度を外力に仮定した。両側ともに鉄骨フランジ位置を固定端とみなすことで当該位置の曲げモーメント bM_{max} が求まる。一方、BP の降伏曲げモーメント bM_y は式(1)で算定される⁹⁾。

$$bM_y = 1.5/1.3 Z_y bF_y \quad (1)$$

ここで、 Z_y : BP の断面係数、 bF_y : BP の降伏強度である。

BP 下面にリブのない試験体 N350 および N500 では

bM_y/bM_{max} が 0.6 以下となり BP の降伏が想定された。一方で試験体 A350 および A500 の BP 下面に設けるリブの厚さは BP 厚さと同じとし (22, 36mm)、リブの幅は引張-圧縮側 AB 間距離を上回るように設定した (300, 460mm)。リブの埋込み深さは両試験体ともに bM_y/bM_{max} が 1.3 以上となるように 60mm とした (図-2)。

2.3 荷重方法

図-4 に荷重装置を示す。試験体は PC 鋼棒により下スタブを荷重フレームに固定した。実験では、荷重フレームに取り付けた 2 台の水平ジャッキ (押: 各 500kN) によって水平力を作用させた。水平力荷重は、荷重点の水平変位 δ をスタブ上端から荷重点までの高さ h (660mm) で除した変形角 R (δ/h) による制御とした。加力プログラムは 1/800, 1/400, 1/200 rad を 1 サイクル、1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25 rad を 2 サイクルおよび 1/20 rad の正荷側のみとし、破壊が起きた場合はその時点で終了した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状および復元力特性

図-5 に各試験体の最終正荷時の損傷状況を、図-6 に各試験体のせん断力-変形関係を示す。図-5 の損

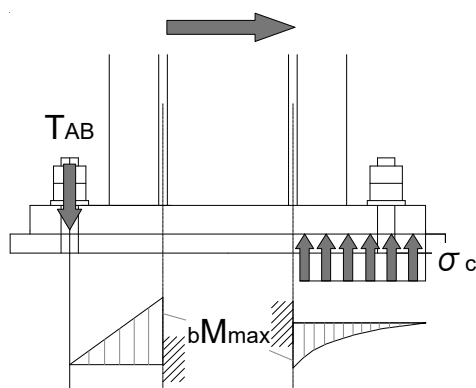


図-3 BPの想定荷重および曲げモーメント分布

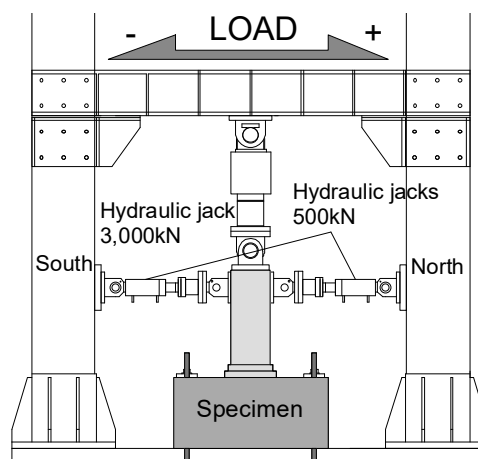


図-4 荷重装置

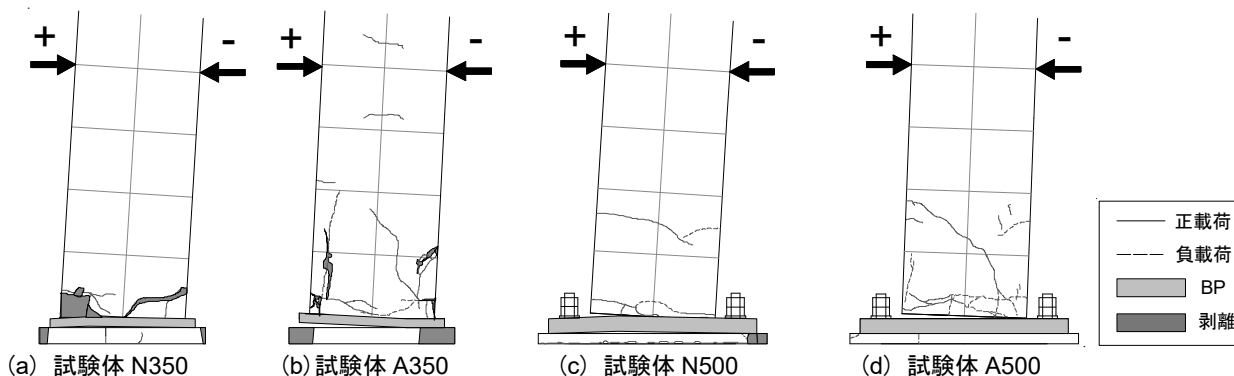


図-5 最終正載荷時の損傷状況

傷状況では、試験体各部に設置した変位計から得られた変形状態を反映している。図-6には、フランジの初期引張降伏点を○で、フランジの初期圧縮降伏点を●で、ABの初期引張降伏点を△で、BPの初期引張降伏点を◇で、最大耐力点を□で示している。また、敷モルタルの損傷およびBPの変形が顕著な場合は柱脚曲げ破壊型、柱のコンクリートの損傷および内蔵鉄骨フランジの変形が顕著な場合は柱曲げ破壊と判断した。

試験体 N350 では、 $R=1/67$ rad のサイクルピークまでにフランジ、AB および BP の引張降伏がそれぞれ確認された。その後、敷モルタルの剥離および引張フランジ付近の BP の浮上がりが見られるため、破壊モードは BP 降伏を伴う柱脚曲げ破壊型と判断された。一方のリップのある試験体 A350 では、 $R=1/100$ rad のサイクルにおいてフランジおよび AB の引張降伏が確認された。その後、敷モルタルの剥離および引張側 BP の浮上がりが見られるため、破壊モードは柱脚曲げ破壊型と判断された。

AB 間距離の短い両試験体ともにスリップ型の履歴性状が認められた。リップのある試験体 A350 の最大耐力はリップのない試験体 N350 のものと比べて 10% 高い。しかし、試験体 A350 は試験体 N350 と比べて、除荷からの再載荷にかけての剛性が低く、履歴面積が小さい。

試験体 N500 では、 $R=1/100$ rad のサイクルまでに BP の引張降伏および引張側フランジ付近の BP の浮上がり

が確認された。その後、引張側フランジ位置付近の BP の浮上がりおよび圧縮側フランジの局部座屈に伴う耐力低下が認められたため、破壊モードは BP 降伏を伴う柱曲げ破壊型と判断された。一方、リップのある試験体 A500 では、 $R=1/100$ rad のサイクルにおいてフランジの引張降伏が確認された。その後、柱下部コンクリートの曲げひび割れの拡幅、圧縮ひび割れおよび圧縮側フランジの局部座屈に伴う耐力低下が認められたため、破壊モードは柱曲げ破壊型と判断された。

AB 間距離の長い両試験体ともに紡錘型の履歴性状が記録された。リップのある試験体 A500 はリップのない試験体 N500 と比べて、 $R=1/100$ rad の正載荷ピーク時のせん断力が 35% 高く、最大耐力が 15% 高い。また、耐力低下時の変形角はリップのある試験体 A500 では $R=1/25$ rad の正載荷 1 サイクル目、リップのない試験体 N500 では $R=1/25$ rad の負載荷 1 サイクル目であり、変形性能に若干の差異が認められた。

3.2 ベースプレート上面の応力分布

図-7 に各試験体 BP 上面の $R=1/400$, $1/200$, $1/100$ および $1/67$ rad における正載荷 1 サイクル目ピーク時の応力分布を示す。鋼材の応力は履歴特性をバイリニア型と仮定し、同図に示すひずみゲージの計測値から算出した。

各試験体ともに荷重サイクル増加に伴い引張側フランジ付近の応力増加が顕著である。試験体 N500 および

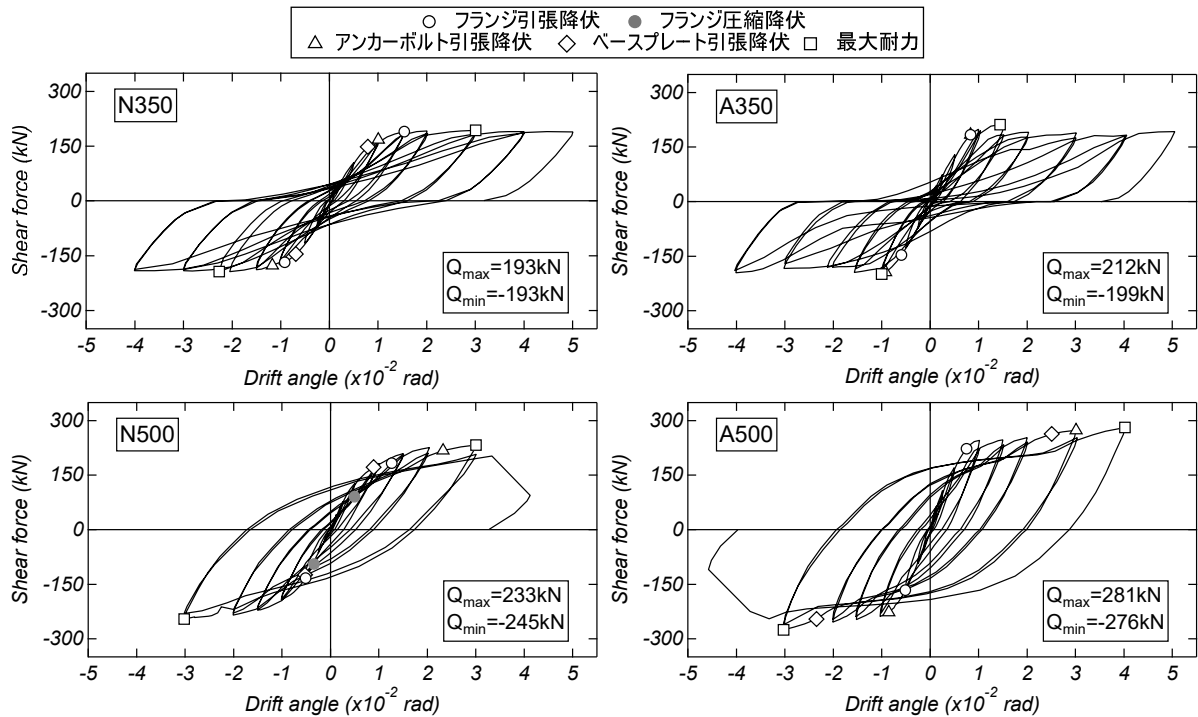


図-6 せん断力-変形角関係

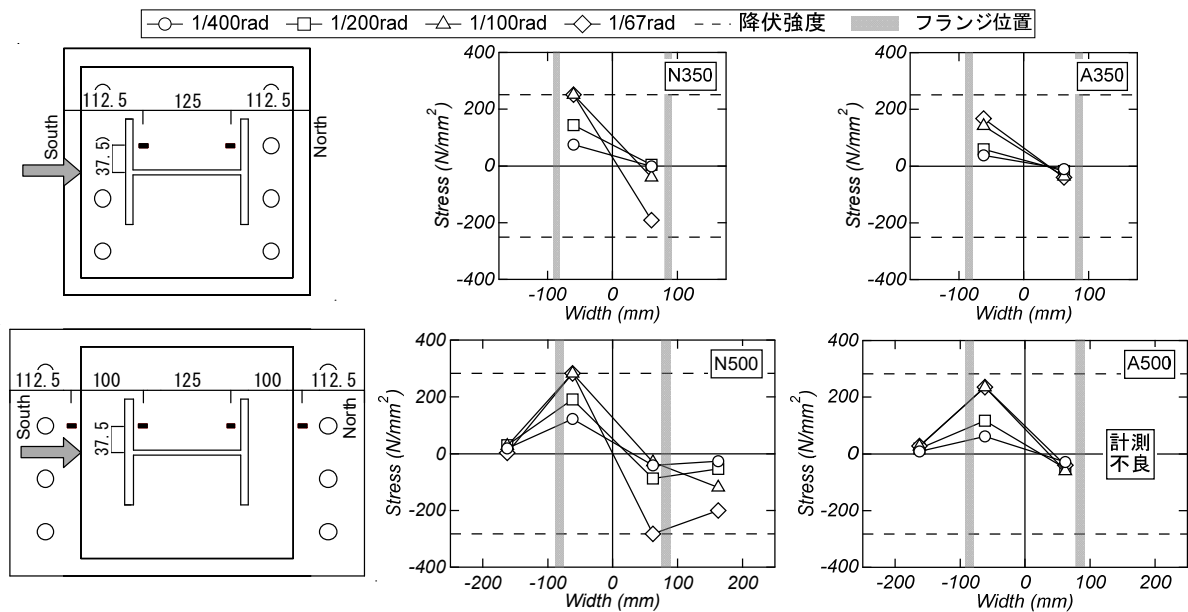


図-7 ベースプレート上面の応力分布

A500 のフランジ付近の応力はフランジ外側の応力と比べて高い。リブのない試験体 N350 および N500 では、 $R=1/100 \text{ rad}$ において引張側フランジ付近の応力は降伏強度に達している。しかし、リブのある試験体 A350 および A500 では、当該位置の応力は降伏強度に達していない。また、リブのない試験体 N350 および N500 では、圧縮側フランジ付近の圧縮応力の増加が認められるものの、リブのある試験体 A350 および A500 ではその傾向が認められなかった。

3.3 柱脚の曲げモーメント-回転角関係

図-8 に柱脚の曲げモーメント-回転角関係の正載荷側の包絡線を示す。回転角は図-9 に示す変位計取り付け

状況により算出した。図-8 には、式(2)による回転剛性 K_{BS} の算定結果も併せて示している⁹⁾。ここで、同式に用いる柱図心から柱脚回転中心までの距離 d_c には柱図心から柱コンクリート縁間距離とした場合(ケース1)と柱図心から圧縮側フランジ位置⁹⁾とした場合(ケース2)を考慮した。なお、両ケースの算定結果は実験における AB もしくは BP の降伏点まで示している。

$$K_{BS} = \frac{E_s n_i a_b}{l_b} (d_i + d_c)^2 \quad (2)$$

ここで、 E_s : AB の弾性係数、 n_i : 引張側 AB 本数、 a_b : AB の軸断面積、 l_b : AB の定着長さ、 d_i : 柱図心から引張側 AB 図心までの距離である。

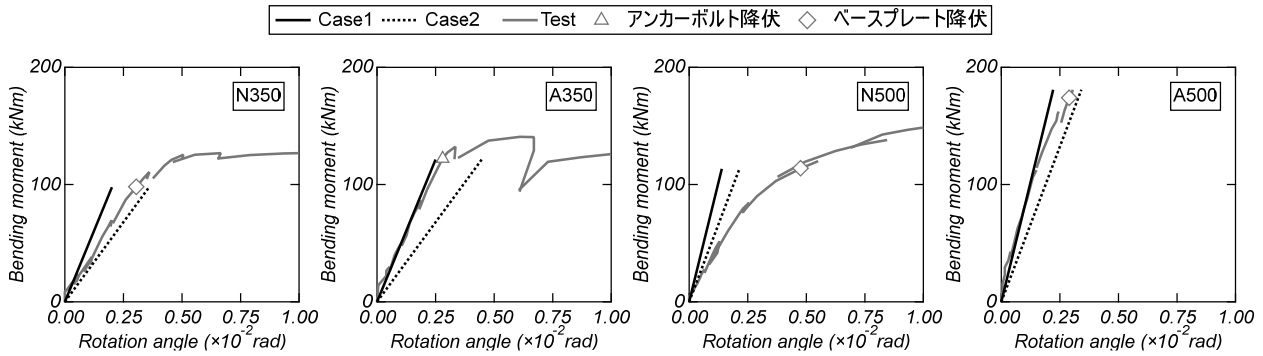


図-8 柱脚の曲げモーメント-回転角関係

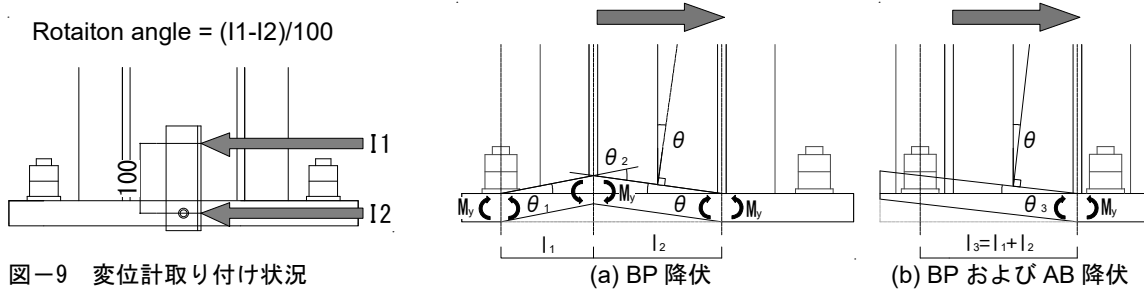


図-9 変位計取り付け状況

図-10 BPの変形状態

AB 間距離の同じ試験体では、リブのある試験体の回転剛性はリブのない試験体のもものと比べて高い。試験体 A500 の回転剛性は試験体 A350 のものと比べて高い。また、両試験体ともに d_c をケース 1 とした計算値は実験結果と概ね一致している。すなわち、両試験体の回転中心は柱コンクリート縁付近にあるものと判断される。

一方で BP 降伏の確認された試験体 N350 および N500 の回転剛性に大きな差は認められない。試験体 N350 の実験の回転剛性はケース 1 と 2 の計算値の間にある。また、試験体 N500 の実験の回転剛性は両ケースの計算値と比べて低い。両試験体ともに AB の降伏は確認されているものの、試験体 N500 の AB 降伏時の変形角は試験体 N350 のものと比べて大きい ($R=1/33$ rad のサイクル)。そのため、式(2)による柱脚回転剛性評価は BP 降伏の卓越する場合に適さない可能性がある。

4. 終局耐力評価

柱および AB 降伏に伴う柱脚の曲げ耐力は一般化累加強度理論⁵⁾を用いて算出した。柱のコンクリート強度には式(3)の低減係数 c_{ru} を、柱脚にあたるスタブのコンクリート強度には低減係数 0.85 をそれぞれ乗じている。鉄骨ウェブの曲げ耐力は精算値である。

$$c_{ru} = 0.85 - 2.5_s p_c \quad (3)$$

ここで、 $s_p c$: 圧縮側鉄骨比である。

柱断面内に AB を配置している試験体 N350 および A350 では、AB に圧縮と引張の負担を考慮した。ただし、圧縮の負担応力は文献 8) を基に式(4)に従った。また、試験体 N350 および A350 では、敷モルタルの損傷が顕著で

あったことから、同文献を参考に基礎コンクリートからの圧縮反力を AB 縁から作用するものとした修正した柱脚曲げ耐力も併せて計算する。

$$\sigma_{AB} = 0.85 \sigma_c a_n / a_b \quad (4)$$

ここで、 σ_c : 柱コンクリートの圧縮応力、 a_n : AB 先端のナット表面積、 a_b : AB の軸断面積である。

BP 降伏の柱脚曲げ耐力は内力仕事に図-10 のモデルを適用した仮想仕事法により評価する。外力を P 、柱の回転角を θ 、BP 中心から加力点までの高さを h (N350, A350: 611 mm, N500, A500: 618mm) と定義すると、外力による仕事量は式(5)で得られる。同図(a)は BP のみ降伏する場合の変形状態を、同図(b)は BP と AB が降伏する場合の変形状態である。同図(a)では、塑性変形を引張側 AB と両側フランジ位置の BP に仮定した。BP の全塑性曲げモーメントを M_y とし、同図の幾何学形状を考慮すると、内力仕事量は式(6)となる。一方で同図(b)では、塑性変形を圧縮側フランジ位置の BP と AB に仮定した。AB の引張降伏力を T_y とし、同図の幾何学形状を考慮すると、内力仕事量は式(7)となる。以上の外力の仕事と内力の仕事の釣り合いから式(8), (9)が得られる。

$$W_o = Ph\theta \quad (5)$$

$$W_{ai} = M_y \theta + M_y \theta l_2 / l_1 + M_y \theta (1 + l_2 / l_1) \quad (6)$$

$$W_{bi} = M_y \theta + T_y \theta l_3 \quad (7)$$

$$P_a = 2M_y / h (1 + l_2 / l_1) \quad (8)$$

$$P_b = M_y / h + T_y / h (l_1 + l_2) \quad (9)$$

表-4 計算結果および実験結果

単位 (kN)	N350	A350	N500	A500	
実験値	193	212	245	281	
(a) 柱曲げ耐力	235	232	232	232	
(b1) 柱脚曲げ耐力 (AB 降伏)	213	213	323	323	
(b2) 修正した柱脚曲げ耐力	178	178			
(c1) 柱脚曲げ耐力 (式(8))	180	679	244	663	
(c2) 柱脚曲げ耐力 (式(9))	173	221	266	355	
実験値/計算値	(a)	0.82	0.91	1.06	1.21
	(b1)	0.91	1.00	0.76	0.87
	(b2)	1.08	1.19		
	(c1)	1.07	0.31	1.00	0.42
	(c2)	1.12	0.96	0.92	0.83

ここで、 l_1 : 引張側 AB 位置から引張側フランジ位置の距離 (試験体 N350, A350 : 38mm, 試験体 N500, A500 : 118mm), l_2 : 引張側フランジ位置から圧縮側フランジ位置の距離 (164mm) である。

表-4 の(a)~(c2)に終局耐力計算値の一覧を示す。AB 間距離の短い試験体を見ると、BP 降伏を伴う柱脚曲げ破壊型の試験体 N350 では、式(9)の計算値が最も低く、最大耐力と計算値の比は 1.12 となった。試験体 N350 の実験結果では BP および AB の降伏が同サイクルで確認されていることから、実験および耐力計算による破壊モードは一致している。柱脚曲げ破壊型の試験体 A350 では、修正した柱脚曲げ耐力計算値が最も低く、最大耐力と計算値の比は 1.19 となった。

AB 間距離の長い試験体を見ると、柱曲げ破壊型の試験体 A500 では、柱曲げ耐力値が最も低く、最大耐力との比は 1.21 となり、本論に示す柱曲げ耐力の計算法は余裕のあるものと考えられる。一方、BP 降伏を伴う柱曲げ破壊型の試験体 N500 では、柱曲げ耐力値が最も低く、最大耐力との比は 1.06 となり余裕のない値である。そのため、試験体 N500 の最大耐力は、柱曲げ耐力よりも先に BP 降伏による柱脚曲げ耐力に達したことで試験体 A500 のものよりも低くなったと推察される。なお、試験体 N500 の最大耐力と式(8)の計算値と比は 1.00 である。

以上より、非埋込み型 CES 柱脚は本論に示す耐力評価法により概ね評価可能である。

5. まとめ

本研究では、ベースプレートの剛性およびアンカーボルトの配置位置の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験を実施した。限られた範囲ではあるものの、本論より得られた知見を以下に示す。

- 1) ベースプレート下面にリブを設けていない試験体では、引張側フランジ付近におけるベースプレートの浮上がりが見られた。
- 2) 柱脚曲げ破壊型試験体では、ベースプレートの降伏を伴う試験体は未降伏の試験体と比べて最大耐力の低下および履歴面積の増加が認められた。

- 3) 柱曲げ破壊型試験体では、ベースプレートの降伏する場合の最大耐力および変形性能は未降伏の場合のものに比べて低下した。
- 4) 下面リブ補強によるベースプレート剛性の増大およびアンカーボルト間距離の増大に伴う柱脚回転剛性の増加が確認された。
- 5) 式(2)中の d_c を柱図心から柱コンクリート縁間距離とした柱脚回転剛性は実験結果を概ね評価可能である。ただし、ベースプレートの降伏耐力がアンカーボルトの降伏耐力よりも低い場合は適さない可能性がある。
- 6) 非埋込み型 CES 柱脚は本論に示す耐力評価法により概ね評価可能である。

謝辞

本研究は公益財団法人 JFE21 世紀財団の 2022 年度技術研究助成を受けて実施された。本研究の実施にあたり、高知工科大学システム工学群の渡会駿さんに協力を受けた。各位に謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 藤本利昭, 六田莉那子, 大崎広貴: CES 部材に適用する繊維補強コンクリートの構造性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.729, pp.1945-1953, 2016.11
- 2) 渡辺一葵, 片川和基, 松井智哉: 厚肉スラブ付き CES 造梁の復元力特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.1009-1014, 2017.7
- 3) 松井智哉, 倉本洋: CES 梁接合部の構造性能に及ぼす作用軸力の影響, 日本建築学会構造系論文集, No.663, pp.1025-1031, 2011.5
- 4) 岐津幸大, 鈴木卓, 松井智哉, 倉本洋: プレキャスト化した CES 造耐震壁の構造性能に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.415-420, 2011.7
- 5) 日本建築学会: 鉄骨コンクリート (CES) 造建物の性能評価型構造設計指針 (案)・同解説, 2022.3
- 6) 西野天駿, 鈴木卓: CES 露出柱脚の静的載荷実験および構造解析モデル, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.751-756, 2022.7
- 7) 西野天駿, 鈴木卓: 非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に及ぼすベースプレート下面リブの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.45, No.2, pp.691-696, 2023.7
- 8) 西野天駿, 鈴木卓: 非埋込み型 CES 柱脚の終局耐力評価および構造解析モデル, 第 15 回復合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.258-265, 2023.11
- 9) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2015.6