

(36) 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

西野 天駿¹・鈴木 卓²

¹正会員 高知工科大学大学院 工学研究科 (〒782-8502 高知県香美市土佐山田町宮ノ口185)
E-mail: nishino1226taka@gmail.com

²正会員 高知工科大学 准教授 システム工学群 (〒782-8502 高知県香美市土佐山田町宮ノ口185)
E-mail: suzuki.suguru@kochi-tech.ac.jp

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) 構造に関する研究開発が進められている。本研究では、非埋込み型CES柱脚の試験体の静的載荷実験を対象に終局耐力評価法の再検討および構造解析のためのモデル化手法の確立を目的とした静的増分解析を実施した。実験の再検討の結果、柱脚変形による敷モルタルの剥離に伴い柱脚曲げ耐力計算値は実験値と比べて低くなる傾向を示した。また、柱のMSモデルとTakeda-Slipモデルを仮定した柱脚曲げばねを適用した解析モデルは、実験結果と比べて初期剛性が低くなるものの、履歴特性を概ね再現できることを示した。

Key Words : MS model, Fiber Reinforced Concrete, Axial force, Static Incremental Analysis

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、優れた耐震性能を有しつつ、施工の簡略化を実現した新たな構造形式である¹⁾⁵⁾。

筆者らはこれまでに検討されていなかった非埋込み型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にアンカーボルト (以下、BP、AB と呼称する) を配置した試験体の静的載荷実験を実施した⁶⁾。その結果、軸力比の増加に伴い柱脚部の損傷に比べて柱部の損傷が顕著となり、スリップ型から紡錘型の履歴性状に移行する傾向が認められた。しかしながら、この柱脚を実大スケールに換算した場合、材料調達の困難が予想される。筆者らはBP形状の縮小を目的としてABを柱断面内に配置しつつBPの下面にリブ補強を施した試験体の静的載荷実験を実施した⁷⁾。その結果、リブ補強を施した試験体のBPの引張応力はリブ補強を施していないものに比べて低くなる傾向を示した。一方、当該試験体の耐力評価において柱脚曲げ耐力計算値が実験の最大耐力と比べて低くなるという課題を残した。

以上より本研究では、文献7)の実験を対象に耐力評価法の再検討および構造解析のためのモデル化手法の確立を目的とした静的増分解析を実施した。本論では、実験と耐力評価法の再検討結果を述べるとともに、解析のモデル化手法の詳細および解析モデルの検討結果を示す。

2. 実験概要⁷⁾

(1) 試験体

試験体は実大の約1/3スケールのもので3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A0とA1の柱脚部の形状を、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は300mm角、鉄骨はBH-200×150×6×9である。BP上面から加力点までの高さ h は600mm (せん断スパン比2.0)である。BPの厚さは32mm、敷モルタルの厚さは28mmである。ABは8-M24 (定着長さ $l=480$ mm)とした。BP下面のリブは、厚さがBPと同じく32mm、せいが鉄骨フランジと同じく150mm、埋込み深さが60mmである。BP下面リブの詳細は文献7)を参照されたい。スタブには、基礎を模擬した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。

実験変数には軸力比およびBP下に設けるリブの有無である。軸力比 N/N_0 (N :作用軸力, N_0 :柱の軸圧縮耐力で下記の式(1)と(2)より算出⁵⁾)は試験体N0およびA0では0.0とし、試験体A1では軸力比を0.1とした。試験体N0ではBP下にリブを設けておらず、試験体A0およびA1ではBP下にリブを設けた。

$$N_0 = c r_u \sigma_{Bc} A + s \sigma_{ys} A \quad (1)$$

$$c r_u = 0.85 - 2.5 s p_c \quad (2)$$

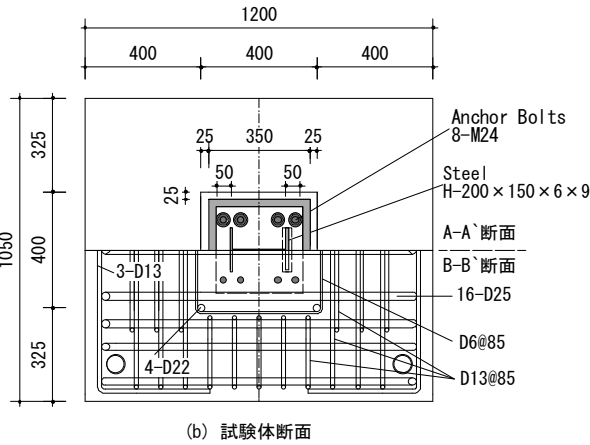
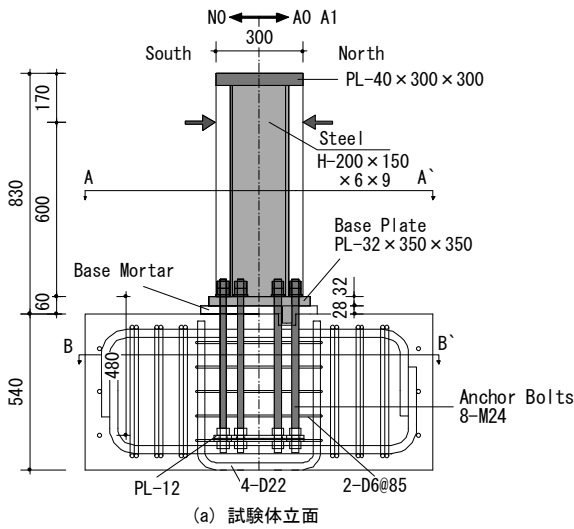


図-1 試験体形状および寸法

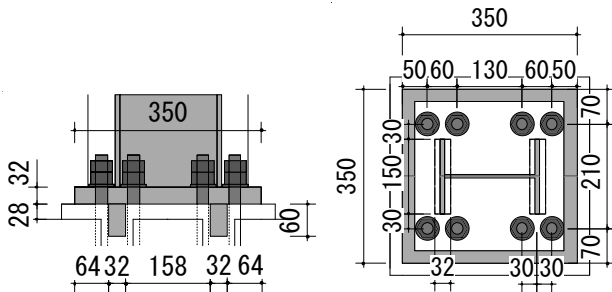


図-2 試験体 A0, A1 の柱脚部形状

ここで、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 A : コンクリートの断面積、 σ_y : 鉄骨の降伏強度、 A : 鉄骨の断面積、 p_c : 圧縮側鉄骨比である。

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それぞれ示す。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。柱に使用した繊維は、標準長 30mm、直径 0.66mm のビニロンファイバー (RF4000) である。繊維の体積混入率は 1.0% である。

(2) 荷重方法

図-3 に荷重装置を示す。試験体の下スタブは PC 鋼棒

表-1 試験体概要

試験体		N0	A0	A1
実験変数	軸力比 N/N_b	0.0		0.1
	軸力 N (kN)	0		550
	下リブの有無	無	有	有
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-200 x 150 x 6 x 9 (SS400)		
柱脚	モルタル厚 (mm)	28		
	アンカーボルト	8-M24 (ABR490, 定着長さ 480mm)		
	ベースプレート	PL-32 x 350 x 350 (SS400)		
	リブ	PL-32 x 150 x 60 (SS400)		

表-2 コンクリートの材料特性

		圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度時ひずみ (μ)
N0	柱	62.2	33.4	2,920
	モルタル	54.6	22.5	3,750
	スタブ	39.0	27.9	2,460
A0	柱	61.5	35.3	2,640
	モルタル	54.6	23.7	3,700
	スタブ	45.0	33.9	2,208
A1	柱	60.5	38.5	3,570
	モルタル	51.8	22.5	3,560
	スタブ	44.1	32.7	2,380

表-3 鋼材の材料特性

		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
鉄骨ウェブ (6mm)		298	445	206
鉄骨フランジ (9mm)		314	457	210
アンカーボルト M24		377	536	219
ベースプレート		317	465	214
リブ PL-32		317	465	214

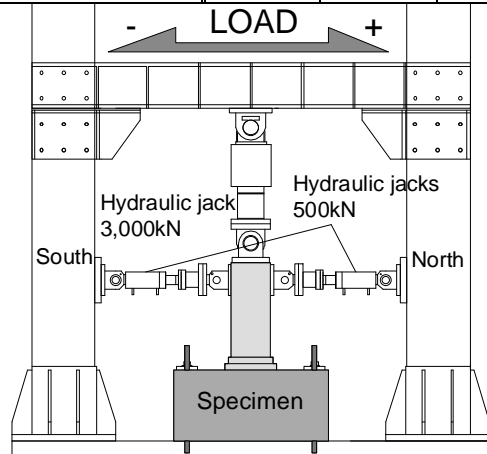


図-3 荷重装置

を用いて荷重フレームに固定した。実験は試験体頂部に設置した鉛直オイルジャッキ (押 : 3,000kN) によって所定の軸力 N を (N0, A0 : 0kN, A1 : 550kN) 作用させつつ、荷重フレームに取り付けた 2 台の水平オイルジャッキ (押 : 500kN) により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 ($=660$ mm) で除した変形角 R ($=\delta/h$) による制御とした。加力プログラムは $R=1/800, 1/400, 1/200$ rad の各 1 サイクル、 $R=1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25$ rad の各 2 サイクル、および $1/20$ rad の正荷重側のみである。

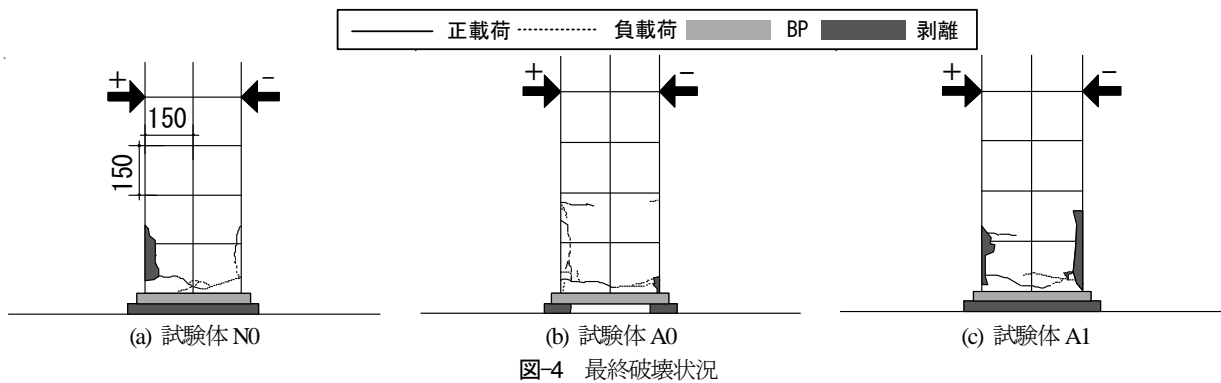


図-4 最終破壊状況

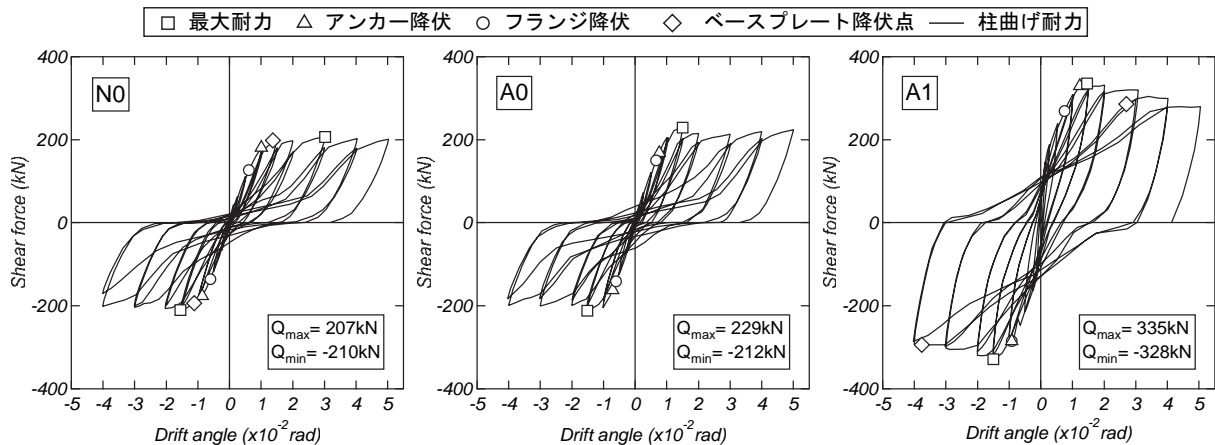


図-5 せん断力-変形角関係

3. 実験結果

(1) 破壊性状および復元力特性

図-4 に各試験体の最終破壊状況を、図-5 に各試験体のせん断力-変形角関係を示す。同図には、鉄骨フランジの初期降伏点を○で、AB の初期降伏点を△で、BP の初期降伏点を◇で、最大耐力点を□をそれぞれ示した。

各試験体ともに $R=1/800$ rad のサイクルにおいて柱引張側下部の AB 上面高さに曲げひび割れの発生が確認され、 $1/100$ rad のサイクルにおいて柱下部フランジの引張降伏が認められた。また、各試験体ともに $R=1/200$ rad のサイクル以前に敷モルタルの縦ひび割れの発生が確認された。

軸力比 0.0 の試験体 N0 および A0 では、 $R=1/100$ rad のピーク付近で AB の引張降伏に伴い、直後の $1/67$ rad のサイクルに急激な剛性低下が確認された。また、リブ補強の無い試験体 N0 では、 $R=1/67$ rad のサイクルにおいて BP 上面の引張降伏が確認された。試験体 A0 は試験体 N0 と比べて、最大耐力が僅かに高く、最大耐力発現時の変形角が小さくなっており、リブ補強の影響が認められた。両試験体ともに BP 外側の敷モルタルの剥離および BP 引張側の浮き上がりが顕著であり、破壊モードは柱脚曲げ降伏型と判断された。

軸力比 0.1 でリブ補強のある試験体 A1 では、 $R=1/200$ rad のサイクルにおいて AB の引張降伏が認められた。 $R=1/67$ rad のサイクルにおいて最大耐力が記録された後、

柱では下部コンクリートに曲げひび割れの幅と圧縮ひび割れが顕著となり、柱脚では BP 外側の敷モルタルの剥離と BP 引張側の浮き上がりが顕著となった。以上から当該試験体の破壊モードは柱脚および柱の曲げ降伏の混合型と判断された。

(2) 変形状

図-6 に正載荷 1 サイクル目のピーク時における変形成分の推移を示す。変形成分は、柱脚の回転変形、柱脚のすべり変形および柱変形に区別しており、同図に示す変位計取り付け状況から算出した。

$R=1/100$ rad のサイクルまでに着目すると、試験体 N0 および A1 では柱割合が最も高いのに対して試験体 A0 では回転割合が最も高い。その後、各試験体ともに回転割合の増加が確認された。

軸力比 0.0 の試験体 N0 における回転割合は試験体 A0 のものと比べて低い。また、試験体 N0 では、 $R=1/50$ rad のサイクルにおいてすべり割合の増加が認められた。一方の試験体 A0 では、すべり割合の顕著な増加は認められず、BP 下のリブ補強の影響が確認された。軸力比 0.1 の試験体 A1 における回転割合は試験体 A0 のものと比べて低く、作用軸力のレベルの影響が伺える。

(3) 圧縮側アンカーボルトの応力

図-7 に正載荷 1 サイクル目のピーク時における圧縮側

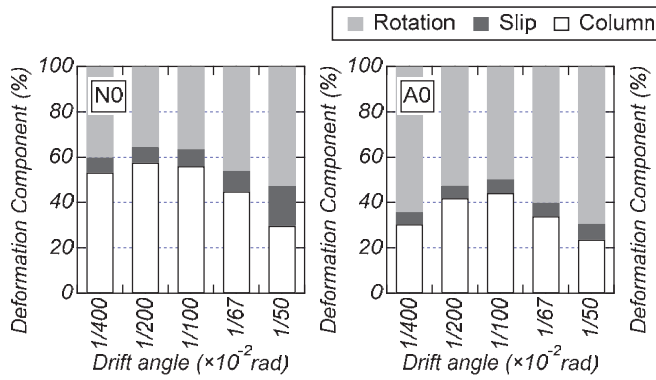


図-6 変形成分の推移

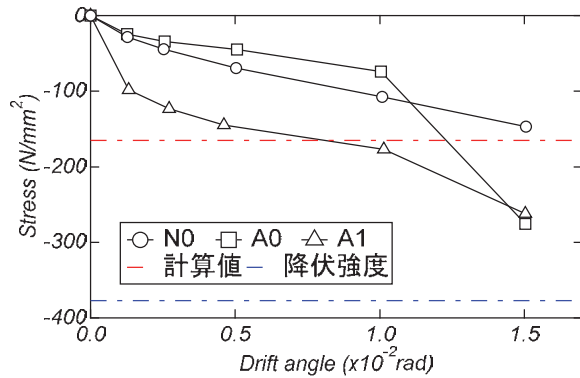


図-7 圧縮側 AB の応力推移

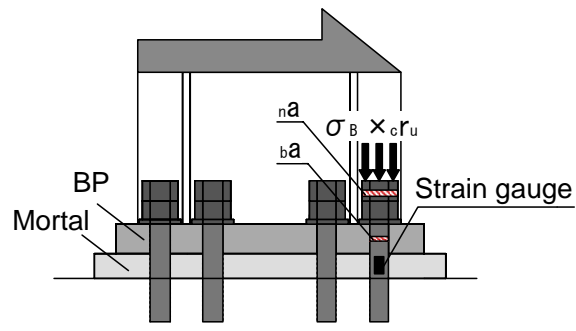


図-8 圧縮側 AB の応力状態

AB の応力推移を示す。同図には後述の式(3)の計算値も併せて示している。AB の応力は、履歴特性をバイリニア型と仮定し、図-8に示す位置の表裏に貼り付けた2枚のひずみゲージ計測値の最小値（圧縮側の値）である。

各試験体ともに変形角の増加に伴う応力増加が確認された。R=1/100 rad 以前に着目すると、試験体 A1 の応力は他の試験体のものに比べて最も高く、作用軸力の差の影響が伺える。

柱断面内に AB を配した本試験体では、図-8に示すように柱コンクリートに作用する圧縮応力が AB に伝達しているものと推察される。そこで、柱コンクリートに作用する圧縮応力をコンクリート強度 σ_B に低減係数 r_u ($=0.85$) を乗じた値とし、AB 上端のナットの断面積 na と AB 軸断面積 ba から求まる式(3)により算定される圧縮応力が AB に作用するものと仮定した。

$$\sigma_{AB} = \sigma_B r_u n a / b a \quad (3)$$

各試験体ともに耐力上限値に近い値を記録した R=1/67rad をみると、AB の圧縮応力は試験体 N0 では式(3)の計算値と同程度であり、試験体 A0 および A1 では計算値を超える値を示した。

(4) 終局耐力評価

柱および柱脚の曲げ耐力は一般化累加強度を用いて算出した。柱コンクリート強度には式(2)に示す低減係数

を、柱脚にあたるスタブコンクリート強度には 0.85 の低減係数をそれぞれ乗じた。文献 5), 8) では、柱脚 AB は引張応力のみを負担するものとされている。しかし、前節に示したように柱断面内に AB を配置した本試験体の耐力計算では、AB は引張応力だけでなく式(3)の計算による圧縮応力の負担も考慮した。柱脚のせん断耐力は文献 8) に示される式(4)~(6)に従い算出した。

$$Q_u = \max(Q_{fu}, Q_{bu}) \quad (4)$$

$$Q_{fu} = 0.5(N + T_y) \quad (5)$$

$$Q_{bu} = n_c b a F_{bu} / \sqrt{3} \quad (6)$$

ここで、 T_y : 引張側 AB の降伏力、 n_c : 圧縮側 AB の本数、 F_{bu} : AB の降伏強度である。

表-4(a)~(c)に終局耐力計算値の一覧を、図-9に終局耐力計算の軸力-せん断力相関関係を示す。全試験体において柱曲げ耐力の計算値が他の計算値と比べて最も低い。実験において柱脚曲げ降伏型と判断された試験体 N0 および試験体 A0 の破壊モードは耐力計算に基づく破壊モードと対応しておらず、両試験体の実験値は柱脚曲げ耐力計算値を下回った。各試験体ともに最大耐力以前にひび割れの生じた敷モルタルは実験終了までに柱脚からの剥離が認められた(図-10)。本論では、柱脚曲げ耐力の算定に寄与する基礎コンクリートは実験における

表-4 計算結果および実験結果

単位 (kN)	N0	A0	A1
実験値	210	229	335
(a) 柱曲げ耐力	226	224	301
(b) 柱脚曲げ耐力	245	250	335
(b1)修正した柱脚曲げ耐力	184	189	238
(c) 柱脚せん断耐力	283	283	558
実験値/min{(a), (b), (c)}	0.93	1.02	1.11
実験値/min{(a), (b1), (c)}	1.14	1.21	1.41

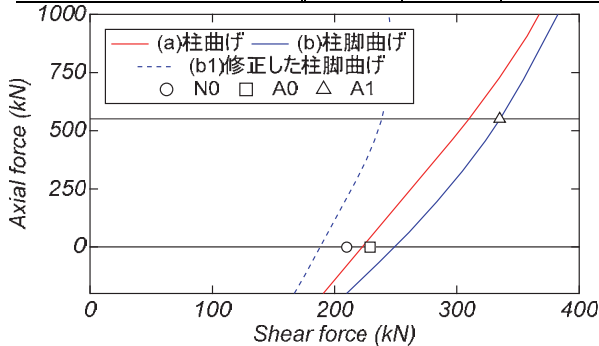


図-9 終局耐力計算の軸力-せん断力の相関関係

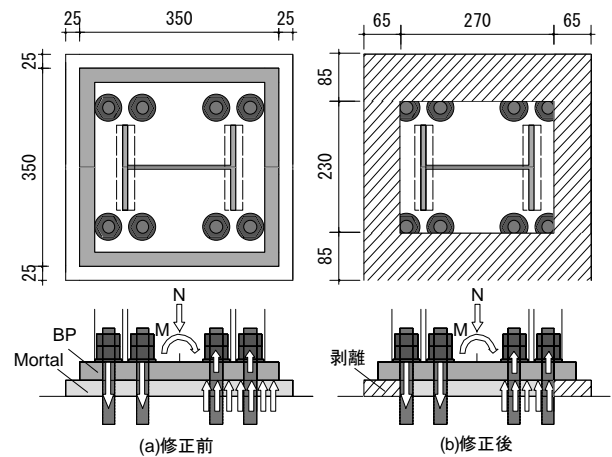


図-11 柱脚に作用する外力と反力

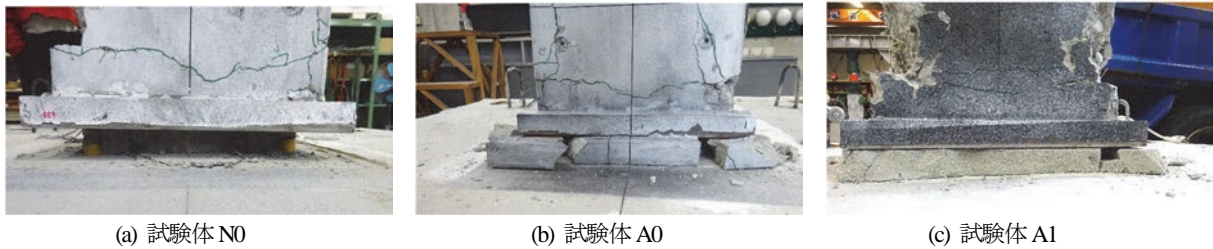


図-10 柱脚正面の最終破壊性状

損傷状況を考慮して AB 縁に囲まれた領域に仮定することとした (図-11)。

表-4(b1)に修正した柱脚曲げ耐力の計算結果を示す。実験の最大耐力値と修正した柱脚曲げ耐力の計算値の比は試験体 N0 では 1.1, 試験体 A0 では 1.2 となり, 修正した柱脚曲げ耐力によって概ね評価可能である。一方の柱曲げ破壊型である試験体 A1 では, 修正した柱脚曲げ耐力計算値は他の計算値と比べて最も低くなり, 実験の最大耐力値と柱脚曲げ耐力計算値の比は 1.4 となった。図-10 に示すように軸力の作用する試験体 A1 における柱脚の破壊状況は試験体 N0 および A0 のものと比べて軽微であった。また, 図-6 に示した変形性状をみると, 試験体 A1 における柱脚の回転とすべりの合計割合が他の試験体と比べて低い。そのため, 試験体 A1 では基礎コンクリートの領域の修正は不適切な可能性がある。以上より非埋込み型 CES 柱脚では, 設計において柱脚曲げ破壊とした場合に基礎コンクリート領域を低減させなければならぬ可能性があり, 注意が必要である。

4. 復元力特性のモデル化

(1) モデル化の概要

解析対象は前章までに示した試験体 N0, A0 および A1 の 3 体である。解析には市販の構造解析ソフトウェア「SNAP」を用いた。図-12 に解析モデルを示す。解析では, スタブ上端から試験体頂部のピン支承までをモデル化した。BP 上面から試験体頂部までの柱部分は, 弾性線材要素および柱下端に仮定した複数の軸方向ばね要素 (MS 要素と呼称, 図-12) に置換した。なお, 解析は原則 $R=1/25$ rad のサイクルまで行い, それ以前に計算が不安定になった場合はその時点で終了とした。

(2) 柱の復元力特性モデル⁹⁾

MS 要素は 6 個のコンクリート要素 (1 要素当たり幅 50mm), 2 個の鉄骨フランジ要素に, 4 個の鉄骨ウェブ要素から構成されている。MS 要素の軸方向長さは柱内法長さ h の 1/5 倍と仮定した。図-13 に MS 要素に適用したコンクリートおよび鉄骨の応力-ひずみ関係を示す。

コンクリートの応力-ひずみ関係の上昇域は星限らのモデル¹⁰⁾とし, 軟化域は材料試験結果を基に二折線モデルとした。なお, MS 要素では, 軸端部以外に発生したひび割れによる塑性変形が考慮されない。本研究では, これらの影響を MS 要素に用いた材料構成則で考慮することとし, コンクリートの圧縮強度時ひずみおよび後述の鉄骨の降伏ひずみは文献 9) を基に材料試験値の 2.5 倍

した値を入力した。引張側の応力-ひずみ関係は式(7)に示す曲げひび割れ強度 σ_{cr} までを線形とし、軟化域は二折線モデルで表現した。履歴則は図-13 に示す剛性低減型とした。

$$\sigma_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B} \quad (7)$$

鉄骨の応力-ひずみはトリリニアモデルとした。第1折れ点は弾性限界点とし、その応力は降伏強度の1/3 倍の値とした。第2折れ点は降伏強度点とした。降伏後の剛性低下率は初期剛性の0.01 倍とした。履歴則は修正 Ramberg-osegood モデルとした。

(3) 柱脚の復元力特性モデル

図-14 に柱脚せん断ばねの復元力特性を、図-15 に柱脚曲げばねの復元力特性を示す。両復元力特性はバイリニアモデルとした。せん断ばねの降伏耐力 Q_y の算定は式(8), (9)に従った⁹⁾。リブ補強のない試験体 N0 では、せん断初期剛性 K_0 の算定は式(10)から(12)に従い、履歴則はバイリニアスリップモデルとした。一方のリブ補強のある試験体 A0, A1 のせん断特性は剛とした。

$$Q_y = \max \{ 0.4(T_y + N), Q_{sy} \} \quad (8)$$

$$Q_{sy} = n_t a_b \sigma_y / \sqrt{3} \quad (9)$$

$$K_0 = G_m A / h \quad (10)$$

$$A = x_n b D \quad (11)$$

$$G_m = E / \{ 2(1 + \nu) \} \quad (12)$$

ここで、 T_y :引張側 AB の降伏力、 n_t :引張側 AB の本数、 σ_y :AB 降伏強度、 G_m :敷モルタルのせん断弾性係数、 h :敷モルタル厚 (28mm)、 E :敷モルタルのヤング係数、 x_n :弾性曲げ解析における中立軸深さ、 bD :BP 幅、 ν :敷モルタルのポアソン比 (=0.2) である。

曲げばねの降伏耐力 M_y は 3 章(4)節で述べた柱脚曲げ耐力の値を用いた。ただし、試験体 N0 および A0 では基礎コンクリートを AB 縁に囲まれた領域に、試験体 A1 では基礎コンクリートを BP と同じ領域に仮定した。曲げ剛性 K_{BS} の算定は式(13)に従った¹¹⁾。履歴則は Takeda-Slip モデル¹²⁾とし、その剛性低下率 γ を 0.4、スリップ係数 λ を 0.7 とした。

$$K_{BS} = \frac{E n_t b a}{Rl} \left(d_t + d_c \right) \left(d_t + d_c + \frac{N}{T_y} d_c \right) \quad (13)$$

ここで、 d_t :柱図心から引張側 AB 軸心までの距離、 d_c :

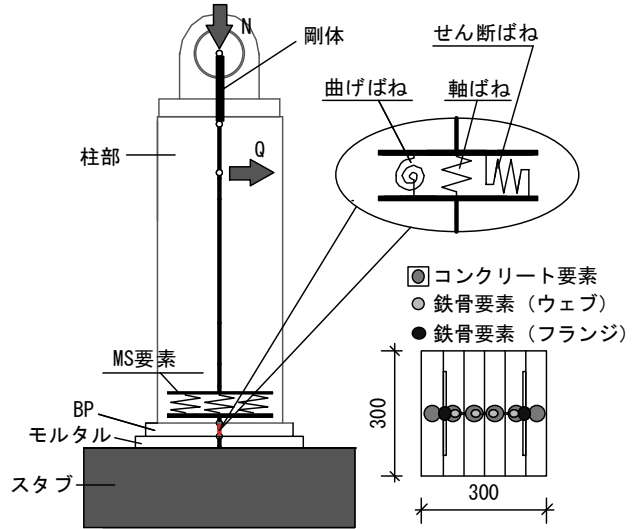


図-12 解析モデル

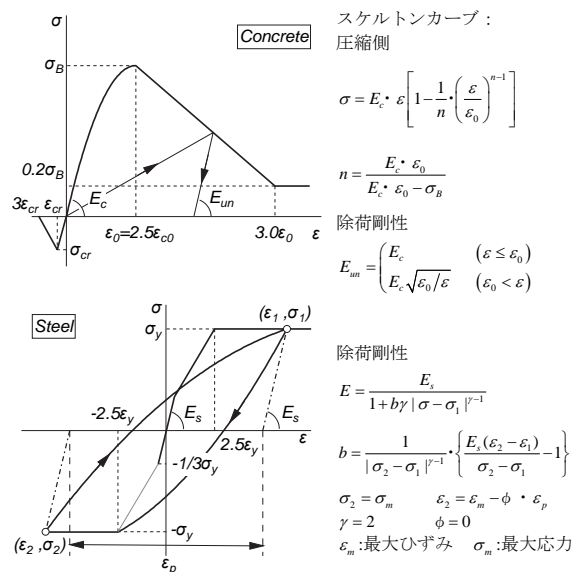


図-13 MS要素の材料構成則

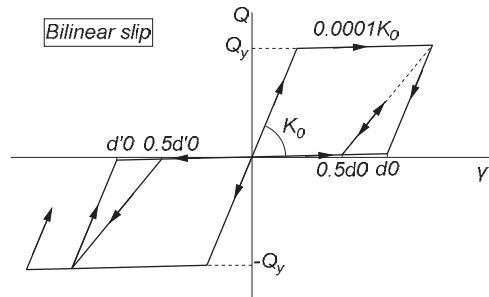


図-14 柱脚せん断ばねの復元力特性

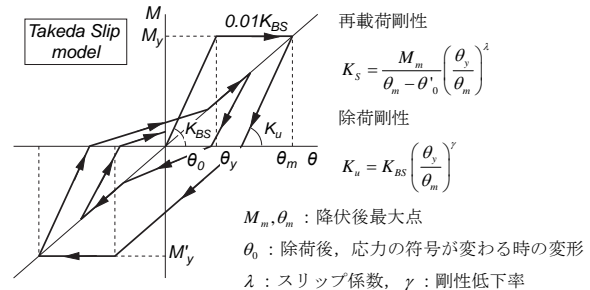


図-15 柱脚曲げばねの復元力特性

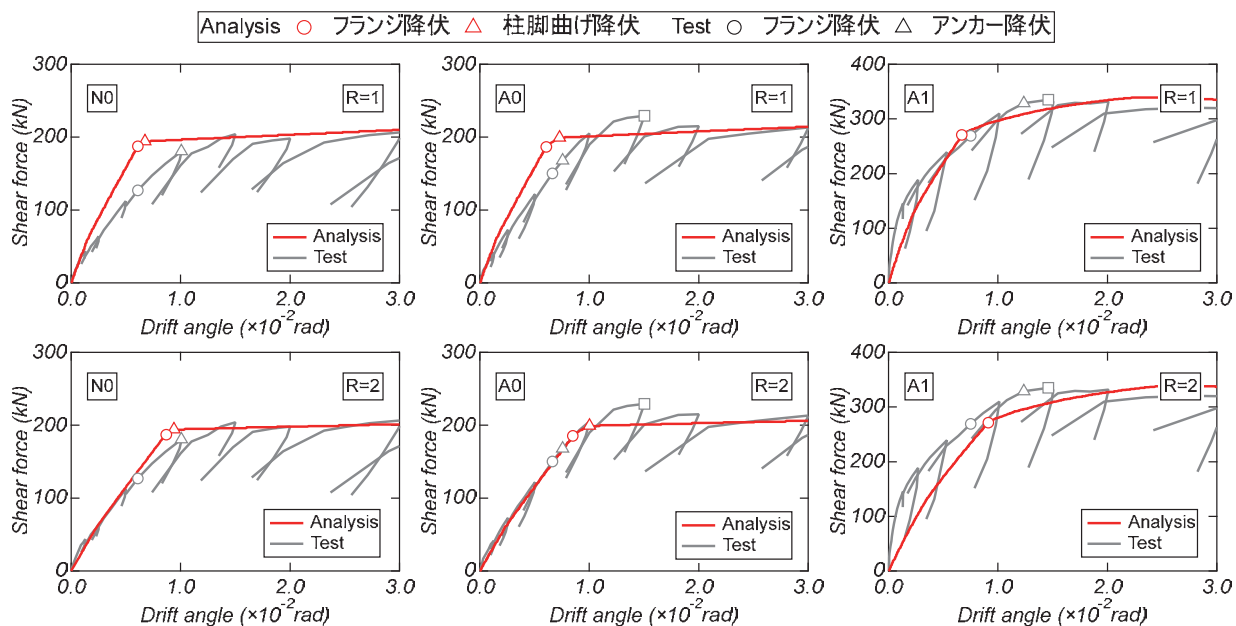


図-16 実験結果および解析結果のスケルトンカーブの比較

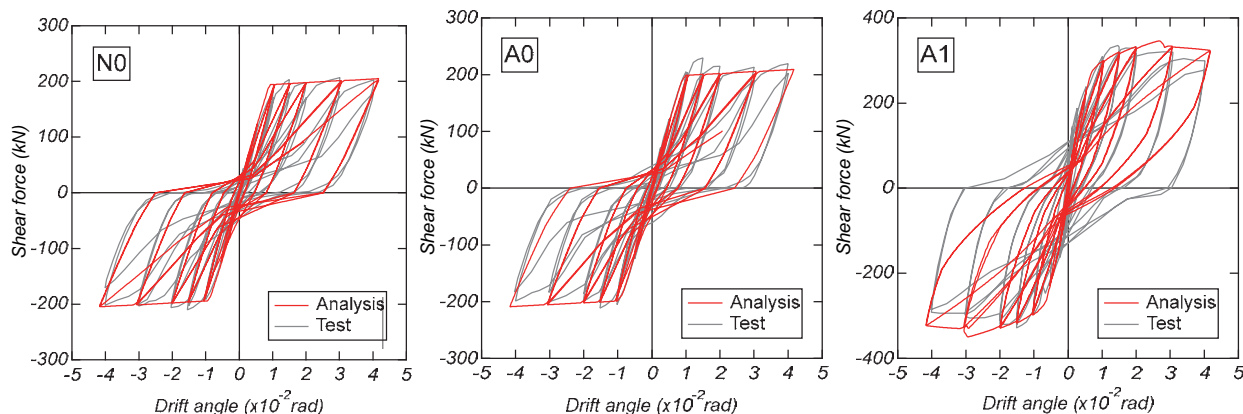


図-17 実験結果および解析結果の履歴特性の比較

柱図心から柱コンクリート縁までの距離， R ：回転剛性補正係数である。

上記の回転剛性補正係数 R は BP および基礎コンクリートの弾性変形による剛性低下を考慮した係数である¹¹⁾。本論では、回転剛性を補正しない $R=1.0$ および文献¹¹⁾で推奨されている $R=2.0$ の解析を実施した。

軸ばねは BP および敷モルタルの弾性剛性に従った。

5. 実験結果および解析結果の比較

(1) スケルトンカーブ

図-16 に実験および解析の復元力特性のスケルトンカーブの比較を示す。同図には、実験における鉄骨フランジと AB の降伏点，および解析における鉄骨フランジ降伏点と柱脚曲げ降伏点をそれぞれ示している。

試験体 N0 および A0 では、解析の降伏点までの剛性は実験のものとは比べて $R=1.0$ では高く、 2.0 では概ね一致している。両試験体ともに $R=2.0$ の解析における鉄骨フラ

ンジ降伏時および柱脚曲げ降伏時のせん断力は実験のものとは比べて高くなるものの、両試験体の解析と実験のスケルトンカーブは良好な対応を示した。

試験体 A1 では、 R の値に拘わらずに解析の降伏点までの剛性は実験のものとは比べて低い。これは計算の柱脚曲げ剛性における引張領域の考慮方法によるものと推察される。すなわち、曲げ剛性の算出に用いた式(13)では、引張領域において AB のみが考慮されている。一方の実験では、引張領域においても BP の浮き上がりまで作用軸心力により全断面が剛性に寄与していることが推察される。 $R=1.0$ の場合、解析と実験の鉄骨フランジ降伏点以降のスケルトンカーブは概ね一致している。

(2) 履歴特性

図-17 に実験および解析における履歴特性の比較を示す。前節の解析結果より、試験体 N0 および A0 では、回転剛性補正係数 R を 2.0 とし、試験体 A1 では、 R を 1.0 としたモデルを採用した。試験体 N0 および A0 では、 $1/33 \text{ rad}$ 以降の大変形時において解析の除荷から再載荷に

かけての剛性は実験のものとは比べて高い。試験体 A1 では、1/50rad以降において解析の残留変位は実験のものとは比べて小さい。しかし、全試験体において解析と実験の履歴特性は良好な対応を示している。一方で前節で述べたように軸力比 0.1 における解析の初期剛性は実験のものとは比べて低くなっており、今後の検討課題としたい。

6. まとめ

本研究では、非埋込み型CES柱脚の耐力評価法の再検討および構造解析のためのモデル化手法の確立を目的とした静的増分解析を実施した。

本報より得られた知見を以下に示す。

- 1) 柱断面内側に AB を配置する場合、圧縮側 AB には柱コンクリートからの応力伝達による圧縮応力の負担が確認された。
- 2) 柱脚の変形による敷モルタルの剥離に伴い、柱脚曲げ耐力は計算値と比べて低くなる。
- 3) 文献 11) に示される柱脚曲げ剛性をモデルに適用した場合の解析の初期剛性は実験のものとは比べて、軸力の作用しない試験体では概ね一致し、軸力の作用する試験体では低くなる傾向にある。
- 4) 柱に MS モデルを適用し、柱脚曲げばねの履歴則に Takeda-Slip モデルを適用した解析モデルは実験の履歴特性を概ね再現した。

謝辞：本研究は大林財団研究助成の援助を受けて実施された。ここに記して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) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012.3
- 9) 鈴木卓, 松井智哉: H 形鉄骨を内蔵した CES 柱の MS モデルを用いた構造解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, Vol.84, No.761, pp.993-1000, 2019.7
- 10) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリート応力ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520, Vol.28, pp.1-11, 1995.8
- 11) 山西央朗, 玉井宏章, 高松隆夫, 松尾彰: 露出柱脚の弾性回転剛性について—アンカーボルト降伏先行型の場合—, 日本建築学会構造系論文集, 第73巻, 第624号, pp.317-324, 2008.2
- 12) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案) ・同解説, 2004.1

(Received August 25, 2023)

EVALUATION OF ULTIMATE STRENGTH AND ANALYTICAL MODEL FOR CES UNEMBEDDED TYPE COLUMN BASES

Takatoshi NISHINO ・ Suguru SUZUKI

The authors have conducted research and development on CES structures composed of steel and fiber reinforced concrete. The purposes of this study are to propose an evaluation method for ultimate strength and to develop a modeling method for structural analysis of CES unembedded type column bases. Therefore, the experimental results of the specimens shown in Ref. 7) were re-verification and static incremental analyses were conducted in this study. As an experimental result, the calculated values of the bending strength at the column base were lower than the experimental values because the bed mortar was separated from the column base due to the deformation of the column bases. In addition, the initial stiffness in the analysis with Multi-Spring model applied to the CES column and the bending spring applied to the base was lower than that in the experiment when the axial force is applied to the specimen. However, the hysteresis characteristics of the experiment and analysis showed a generally good agreement for all specimens.