# (4) 交差H型断面鉄骨を内蔵したCES柱の 構造性能

藤本 利昭1・倉本 洋2・松井 智哉3

<sup>1</sup>正会員 安藤建設株式会社 技術研究所(〒356-0058 埼玉県ふじみ野市大井中央1-19-61) E-mail: fujimoto-toshiaki@ando-corp.co.jp

<sup>2</sup>正会員 大阪大学 大学院工学研究科地球総合工学専攻(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail: kuramoto@arch.eng.osaka-u.ac.jp

3正会員 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 (〒441-8580愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail: matsui@tutrp.tut.ac.jp

概要:鉄骨と繊維補強コンクリートのみで構成される合成構造システム(CES合成構造システム)の構 造性能評価法の開発に資する基礎資料を整備することを目的として,交差H型断面鉄骨を内蔵したCES柱 の実験結果に基づいて終局耐力および復元力特性の評価手法について検討した。その結果,終局曲げ強度 は一般化累加強度理論で精度良く評価でき,終局せん断強度は普通コンクリートに比べ上昇することを明 らかにした。また,構造解析で慣用されている線材モデル(材端バネモデル)への適用を想定した剛性低 減型Tri-Linearモデルを提案し,実験結果と良好な対応を示すことを明らかにした。

Key Words : CES column, Fiber reinforced concrete, Ultimate strength, Hysteresis model

# 1. はじめに

筆者らは、鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)構造における耐震性の特長を生かし、かつ、より施工性に優れた建築構造システムを開発することを目的として、内蔵鉄骨と繊維補強コンクリート(FRC)のみで構成される合成構造(Concrete Encased Steel Structure:以下、CES構造と呼称)に関する研究開発を継続的に行っている<sup>1)-5</sup>。被覆コンクリートにFRCを用いたCES柱の研究<sup>4),5)</sup>では、曲げせん断実験により軸力比N(bD  $\sigma_B$ )=0.6(N=作用軸力、bD=柱断面積、 $\sigma_B$ =コンクリート圧縮強度)高軸力下においても安定した復元力特性を示し、CES柱がSRC柱と同等以上の優れた構造性能を有することを確認している。

本論文では、CES合成構造システムの構造性能評価法 の開発に資する基礎資料を整備することを目的として、 文献3)~5)に示した交差H型断面鉄骨を内蔵したCES柱に 関する実験データを対象にSRC柱、普通コンクリートを 用いたCES柱と比較することにより、CES柱の優位性を 明示すると共に、CES柱の破壊性状(損傷性状),耐力 評価手法等の構造性能を明確にする。更に構造解析で慣 用されている線材モデル(材端バネモデル)への適用を 想定した復元カモデルの提案を行い、実験結果と良好な 対応を示すことを確認する。

#### 2. 実験概要

# (1) 試験体概要

検討対象とした試験体は,被覆コンクリートにFRCを 用いて一体打設したCES柱6体(試験体VF1,VF2,SF2, VF2N3,VF2N5およびVF2NV)<sup>4,5)</sup>と,性能比較用試験体 として実験された通常のSRC柱(試験体SRC),被覆コ ンクリートに普通コンクリートを用いたCES柱(試験体 SC)の2体<sup>30</sup>の合計8体とした。試験体の一覧を表-1に, 試験体形状および寸法を図-1に示す。

試験体SC, VF1, VF2, SF2は, 柱断面,内蔵鉄骨と もに同一形状とし,被覆コンクリートが異なる試験体で ある。試験体SCは被覆コンクリートに普通コンクリー トを,試験体VF1およびVF2は繊維直径0.66mm,長さ30mm のビニロンファイバー(RF4000)をそれぞれ体積混入 率で1.0%および2.0%混入したFRCを使用している。また 試験体SF2はドッグボーンタイプで換算径 \otldot 0.6mm,長さ 35mmのステンレスファイバー(F430D)を体積混入率で 2.0%混入したFRCを使用している。試験体SRCは,これ ら4体と終局曲げ耐力がほぼ等しくなるよう計画したも のであり,鉄骨断面を小さくし,四隅に鉄筋を配してい る。試験体VF2N3, VF2N5およびVF2NVの3体は,同一 形状の試験体であるが,比較的高い軸力を作用させるよ うに計画したため、載荷装置の容量制限により断面寸法 を小さくしている。なお、試験体のせん断スパン比 (*M/QD*)はすべて2である。

# (2) 載荷方法

図-2に載荷装置を示す。試験体VF2NVは変動軸力(-910~2380kN)の下で、その他の試験体は所定の一定軸力の下で正負逆対称曲げせん断加力とした。水平力載荷は柱上下端の相対水平変位δと柱長さhで与えられる相対部材角R(=δ/h)による変形制御とし、R=0.005,0.01,0.015,0.02,0.03および0.04radを2サイクルずつ繰り返した後,R=0.05radまで載荷を行った。

# (3) 破壊状況および復元力特性

試験体の荷重-変形関係を図-3に,最終破壊形状を写 真-1に示す。

# a) 試験体SRC<sup>3)</sup>

試験体SRCは,部材角R=0.015rad.で柱頭柱脚部のコン クリートの圧壊が始まり,横補強筋の降伏に伴い最大耐 力に達した。破壊は柱頭柱脚部に集中し,かぶりコンク リートが剥落した。また0.04rad.で主筋が座屈した。

## b) 試験体SC<sup>3)</sup>

試験体SCは、部材角R=0.005rad.でせん断ひび割れが生 じ、0.01rad.で柱頭柱脚部のフランジが降伏し始めると最 大耐力に達し、せん断ひび割れが大きく開き若干耐力が 低下した。試験体側面のかぶりコンクリートが剥落した が、大変形まで履歴面積の大きい紡錘型の荷重-変形関 係を示した。

#### c) 試験体VF1, VF2およびSF2<sup>4</sup>

試験体VF1は、部材角R=0.003rad.程度の時点から柱頭



	<b>表−1</b> 試験体諸元											
Specimen			SRC	SC	VF1	VF2	SF2	VF2N3	VF2N5	VF2	2NV	
補強繊維		種類	-		ビニロンファイ	ビニロンファイバー RF4000 ステンレスファイバー F430D		ビニロンファイバー RF4000				
		混入量	-		1.00%	2.00%	2.00%	2.00%				
					400 mm ×	400 mm		сэ	330 mm × 330 mm			
コンク	圧縮強度	<i>σ<sub>в</sub></i> (MPa)	a) 35.5 37.3 52.3 55.5 65.3		46		38					
リート	ヤング率	<i>E</i> <sub>c</sub> (GPa)	24.1	26.1	26.2	26.3	26.5	29.8		27.4		
断面			250x125x6x9 300x150x6.5x9						250×125×6×9			
鉄骨	フランジ降伏強度	$\sigma_{f}$ (MPa)	300	323 337			335					
	ウェブ 降伏強度 σ <sub>w</sub> (MPa)		347	412 364					393			
建佐	<u> </u>		12-D13	2-D13 -					-			
新聞 帯筋(SD2		95)	2-D6@50 -					-				
内法長さ <i>h</i> (mm)			1600						1320			
載荷軸力 載荷プ //(k)		載荷方法	一定							変	動	
		N(kN)		1100					2380	2380	-910	
	軸耐力	<i>N₀</i> (kN)*	7186	7186 8125 9994 10414 11699				6670 5959				
軸力比 N/N。		N/N <sub>o</sub>	0.15	0.14	0.11	0.11	0.09	0.22	0.40	0.40	-0.15	

\*:  $N_{o=c}N_{a}+N_{a=c}r_{u}\cdot\sigma_{b}\cdot_{c}A+_{s}\sigma_{y}\cdot_{s}A$ ,  $N_{o}$ : CES 柱の終局軸圧縮耐力,  $_{c}N_{au}$ : コンクリート部分の終局圧縮耐力,  $_{s}N_{au}$ : 鉄骨部分の終局圧縮耐力,  $_{c}r_{u}$ : 鉄骨比に応じて定まるコンクリート強度に対する低減係数( $_{ru}$ : =0.85-2.5 $_{pc}$ ,  $p_{c}$ : 圧縮側鉄骨比(= $_{a}cbD$ ),  $_{a}c$ : 圧縮側 鉄骨フランジの断面積)),  $_{c}A$ : コンクリート部分の断面積,  $_{s}\sigma_{y}$ : 鉄骨の降伏応力度,  $_{A}$ : 鉄骨部分の断面積。

および柱脚部で曲げひび割れが観察され、0.015rad.で最 大耐力に達した後に緩やかに耐力低下を生じた。水平変 形の増大に伴い曲げせん断ひび割れ幅は拡大したが、せ ん断ひび割れは細かく分散する傾向が認められた。試験 体VF2はVF1とほぼ同様な荷重一変形関係を示したが、 最大耐力以降の靭性が若干向上している。せん断ひび割 れは試験体VF1よりもさらに細かく分散する傾向が認め られた。試験体SF2は、試験体VF1およびVF2に比して最 大耐力およびそれに対応する部材角がともに大きいが、 履歴曲線の形状は若干細くなっている。

なお,以上の3試験体では,試験体SRCおよびSCに見 られるような圧壊や大きなひび割れなどによるかぶりコ ンクリートの剥落は認められなかった。

# d) 試験体VF2N3, VF2N5およびVF2NV<sup>®</sup>

このシリーズでは、各試験体の柱脚部付近にジャンカ があり、表面を補修したモルタルの剥落とひび割れが確 認されているが、繊維補強コンクリート部では顕著な圧 壊やかぶりコンクリートの剥落は認められなかった。

軸力比で0.4N<sub>o</sub>の高一定軸力を受けた試験体VF2N5では 圧縮ひび割れともいえる縦ひび割れが発生している。変 動軸力を受けた試験体VF2NVでは,細かいせん断ひび 割れが分散して発生している。試験体VF2N3は部材角*R*= 0.015rad.で,試験体VF2N5は0.012 rad.でそれぞれ最大耐力 に達した後,緩やかに耐力低下した。試験体VF2NVで は,0.015rad.および-0.04rad.で最大耐力に達した。荷重– 変形関係を比較すると,試験体VF2N5は試験体VF2N3に 比べて履歴面積が大きな紡錘型の履歴性状を示した。ま た,試験体VF2NVでは引張軸力側は紡錘型のループで あるが,圧縮軸力側では逆S字型の履歴形状を示した。

#### (4) CES柱の損傷度の比較

図4に残留ひび割れ幅の推移を、図-5に部材の損傷度 の定義<sup>6</sup>を示す。損傷度は損傷度 I (継続使用可能), 損傷度 II (容易に修復可能),損傷度 III (修復可能)お よび損傷度 IV (地震応答時応力および地震終了時鉛直荷 重による応力を安定して維持)の4段階とし,各限界状 態に応じたコンクリートの残留ひび割れや圧縮破壊等の 損傷状況および地震後に必要となる補修の規模を考慮し て評価した。各試験体の損傷度を表-2に示す。

普通コンクリートを用いた試験体SCは、部材角R=0.01 rad.においてせん断の残留ひび割れ幅が拡大し1mmを超え たため損傷度IIIと評価されるのに対し、CES柱の各試験 体はFRCを用いたことによる損傷制御効果によりひび割 れが分散し、残留ひびわれ幅の拡大も緩やかで損傷度III に達した部材角は0.02~0.03rad.である。またCES柱試験 体と試験体SRCとでは残留ひび割れ幅の拡大傾向が異な り、試験体SRCでは曲げ残留ひび割れ幅が、CES柱試験



体ではせん断残留ひび割れ幅がそれぞれ大きくなってい るが、総合的な損傷度においてはCES柱はSRC柱と同等 以上の性能を有するものと評価できる。なお、CES柱の 各試験体は実験の最終サイクルである部材角0.05 rad.ま で耐力低下が僅かであり、また軸力保持能力も有してい ることから、安全限界変形として0.05 rad.程度と設定し ても充分安全側の評価であるといえよう。



図-5 損傷度概要<sup>6</sup> ■ 0 ដ∞

			衣⁻∠	性の	<b>頂協</b> B	Ż		
部材角(rad.)	SRC	SC	VF1	VF2	SF2	VF2N3	VF2N5	VF2NV
0.005	т	Ι	т	т	т	т	Ι	T
0.01	1	Ш	-	-	-	1		-
0.015	Π		Π			Π	Π	
0.02	ш			Π	π	ш		π
0.03	ш	IV	Ш		ш		Ш	ш
0.04	π			ш		Ш	π7	
0.05	10		IV	ш	IV		10	Ш

#### 3. CES柱の終局耐力評価

#### (1) 終局曲げ耐力

CES柱の終局曲げ耐力は、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」<sup>7</sup>(以下,SRC規準)の考え方に 基づき,以下に示す一般化累加耐力式によって評価した。

$$N_u = {}_c N_u + {}_s N_u, \quad M_u = {}_c M_u + {}_s M_u$$
(1)

ここで、 $N_u$ :部材の終局圧縮耐力、 $N_u$ 、 $N_u$ : コンク リートおよび鉄骨部分の終局圧縮耐力、 $M_u$ :部材の終 局曲げ耐力、 $M_u$ 、 $M_u$ :コンクリートおよび鉄骨部分の 終局曲げ耐力である。

鉄骨部分の終局曲げ耐力。MuはSRC規準の付表に示された近似式は用いずに精算により計算した。また、コンクリート部分の終局曲げ耐力。Muは次式により算定した。

$$\frac{{}_{c}M_{u}}{bD^{2}\sigma_{B}} = \frac{1}{2}\frac{{}_{c}N_{u}}{bD\sigma_{B}} \left(1 - \frac{1}{{}_{c}r_{u}}\frac{{}_{c}N_{u}}{bD\sigma_{B}}\right)$$
(2)

表-3に実験における最大荷重 $Q_{\mu e p}$ と式(1)による計算終 局曲げ耐力 $Q_{h u}$ を比較して示す。 FRCを用いたCES柱試験体(6体)の最大荷重Q<sub>ueep</sub>と終 局曲げ耐力計算値Q<sub>hu</sub>との比Q<sub>ueep</sub>/Q<sub>hu</sub>は1.0~1.14であり, 一般化累加式により精度良く耐力を評価できることがわ かる。また,試験体SRCに関しては,Q<sub>ueq</sub>/Q<sub>hu</sub>=1.21と若 干安全側の評価となっている。一方,普通コンクリート を用いた試験体SCはQ<sub>ueq</sub>/Q<sub>hu</sub>=0.93であり,実験値は計算 耐力を下回っている。2章(3)で示したの破壊性状を考慮 すると,試験体SRCおよびCES柱の各試験体は曲げ破壊 を生じたが,試験体SCでは被覆コンクリートの損傷が 激しく,曲げ耐力に到達する以前にせん断破壊が生じた ものと推察される。以上のように,SC試験体がせん断 破壊し,ほぼ同一断面であるCES柱試験体(VF1,VF2お よびSF2)が曲げ破壊したことから,FRCを用いたCES 柱試験体のせん断耐力は普通コンクリートを用いた試験 体SCに比べ大きくなるものと考えられる。

<b>表─3</b> 終局囲け耐刀の比較(単位:ki
----------------------------

Specimen	SRC	SC	VF1	VF2	SF2	VF2N3	VF2N5	VF2NV*	
Quexp	638	527	689	703	738	481	439	454 (-353)	
Q <sub>bu</sub>	527	566	645	660	698	479	433	433 (-309)	
Quexp/Qbu	1.21	0.93	1.07	1.07	1.06	1.00	1.01	1.05 (1.14)	

#### $Q_{uep}$ : 最大倚重, $Q_{bu}$ : 計算終局曲け耐力, \*: ()内は負側の値

#### (2) 終局せん断耐力

# a) 部材の終局せん断耐力

CES部材の終局せん断耐力も曲げ耐力と同様に,SRC 規準を基に評価した。

 $Q_u = {}_c Q_u + {}_s Q_u = \min({}_c Q_{su} + {}_c Q_{bu}) + \min({}_s Q_{su} + {}_s Q_{bu})$  (3) ここで、 $Q_u$ :部材の終局せん断耐力、 $Q_u$ 、 $Q_u$ :コン クリートおよび鉄骨部分の終局せん断耐力、 $Q_{sv}$ 、 $Q_{u}$ :コン クリート部分の終局せん断耐力によるせん断耐力および曲げ破壊によるせん断耐力、 ${}_s Q_{sv}$ 、 $Q_{u}$ :鉄骨部分の せん断降伏によるせん断耐力および曲げ降伏によるせん 断耐力である。

上記のようにSRC規準の終局せん断耐力式は、曲げ破壊により決定されるせん断耐力を考慮した式となっており、鉄骨およびコンクリート部分のそれぞれの耐力が曲げ破壊によって決定された場合をSRC部材の曲げ破壊とし、他の場合をせん断破壊と分類している。

#### b) 鉄骨部分の終局せん断耐力

鉄骨の曲げ破壊によって決まるせん断耐力,Q<sub>hu</sub>, せん 断降伏によって決まるせん断耐力,Q<sub>s</sub>は以下による。

$${}_{s}Q_{bu} = \sum \frac{{}_{s}M_{u}}{l'}, \quad {}_{s}Q_{su} = t_{w} \cdot d_{w} \cdot \frac{{}_{s}\sigma_{y}}{\sqrt{3}}$$
(4)

ここで、 $l': 柱の内法スパン, t_w: 鉄骨のウェブの厚さ, d_w: 鉄骨ウェブのせいである。$ 

表-4に、式(4)により求めた鉄骨部分の終局せん断耐力 を示す。全ての試験体で、Qu<SQuとなっており、鉄骨部

表-4 鉄骨部分の終局せん断耐力の比較(単位:kN)

Specimen	SRC	SC	VF1	VF2	SF2	VF2N3	VF2N5	VF2NV
sQbu	150	261	240	235	219	221	220	220 (157)
sQsu	279	436	385	385	385	316	316	316 (316)

### c) コンクリート部分の終局せん断耐力

コンクリート部分の曲げ破壊時のせん断力によって決まるせん断耐力。*Q<sub>n</sub>*,および終局せん断耐力によって決まるせん断耐力*Q<sub>u</sub>*はそれぞれ式(5)および(6)による。

$${}_{c}Q_{bu} = \sum \frac{cM_{u}}{l'}$$
(5)

$${}_{c}Q_{su} = \min({}_{c}Q_{su1} + {}_{c}Q_{su2}) \tag{6}$$

 $_{c}Q_{sul}$ ,  $_{c}Q_{su2}$ は次式により評価した。

$${}_{c}Q_{su1} = 0.5 \cdot b \cdot D \cdot F_{s} \cdot \alpha , \quad {}_{c}Q_{su2} = b' \cdot D \cdot F_{s}$$
(7)

$$\alpha = \frac{4}{M/QD+1} \text{ for } 1 \le \alpha \le 2 \tag{8}$$

$$F_s = \min\left(0.15\sigma_B, 2.25 + \frac{4.5\sigma_B}{100}\right)$$
(9)

ここで、 $Q_{sul}$ :斜張力による終局せん断耐力、 $Q_{su2}$ : 付着割裂による終局せん断耐力、 $\alpha$ :柱のせん断スパン 比 $M(Q \cdot D)$ による係数、b':コンクリートの有効幅(=b- $_{a}D$ )、 $b_{f}$ :フランジ幅、 $_{a}D$ :鉄骨せい、 $F_{s}$ :コンクリート のせん断強度である。

またコンクリートのせん断耐力は、比較のため分割ア ーチせん断耐力式<sup>8</sup>(以下、分割アーチ式と呼称)と簡略化 終局せん断耐力式<sup>9</sup>(以下、簡略式と呼称)についても耐力 評価を試みた。

分割アーチ式は、十字形鉄骨の場合、鉄筋のトラス機構による耐力を無視すると次式のように表せる。

$${}_{c}Q_{su} = \tan\theta \cdot b' \cdot D \cdot \frac{v\sigma_{B}}{2} + \tan\theta_{1}(b_{f} - t_{w}) \cdot d_{w} \cdot \frac{v\sigma_{B}}{2} + \tan\theta_{2} \cdot b_{f} \cdot {}_{s}d_{c} \cdot v\sigma_{B}$$
(10)  
+ 
$$\tan\theta_{3}(D - t_{w})({}_{s}D - b_{f})d_{w} \cdot \frac{v\sigma_{B}}{2}$$

$$= \underbrace{\mathcal{C}}, \quad \tan\theta = \sqrt{(l'/D)^2 + 1 - l'/D}, \quad \tan\theta = \sqrt{(l'/d_w)^2 + 1 - l'/d_w},$$

 $\tan \theta_2 = \sqrt{(l'_s d_c)^2 + 1 - l'_s d_c}, \ \tan \theta_3 = \sqrt{(2l'/(D - t_w))^2 + 1 - 2l'/(D - t_w)},$   $v : コンクリートの有効係数で v = 0.7 - \sigma_B 200, 但し鉄骨
フランジに囲まれるコンクリートは1.0, <math>d_c$ : 鉄骨のか
ぶり厚さである。

簡略式も同様に,鉄筋のトラス機構による耐力を無視 すると次式のように表せる。

$$_{c}Q_{su} = \tan\theta \cdot b \cdot \mu \cdot D \cdot \frac{\sigma_{B}}{2}, \quad \mu = (0.5 + b'/b) \le 1.0 \quad (11)$$

表-5に各式により求めたコンクリート部分の終局せん 断耐力の一覧を示す。なお、表中の<sub>c</sub>Q<sub>uep</sub>は、表-3に示し た実験の最大荷重Q<sub>uep</sub>から表-4に示した鉄骨の負担せん 断力,Q<sub>u</sub>を差し引くことにより求めたコンクリート部分 の負担せん断力である。

SRC規準式によるコンクリートのせん断耐力は、全ての試験体で、 $Q_{xu} > Q_{x2}$ となっており、式(6)よりせん断付着割裂破壊耐力、 $Q_{x2}$ をせん断耐力、 $Q_{x}$ として比較を行う。

曲げ破壊したSRC試験体では、SRC規準式および分割 アーチ式による計算値はともに曲げ耐力計算値に比して 小さく、破壊モードはせん断破壊( $Q_{ac}Q_{hu}$ )と判定さ れる。簡略式はせん断耐力が最も高く評価され、破壊モ ードも曲げ破壊( $Q_{ac}Q_{hu}$ )となり対応が良い。

せん断破壊した試験体SCでは、SRC規準、分割アーチ および簡略式による計算値は全て<sub>c</sub>Q<sub>s</sub><<u>c</u>Q<sub>tu</sub>となり破壊モ ードと一致するが、SRC規準式および分割アーチ式の計 算値は実験値に対して明らかに小さく、実験値との対応 は簡略式が最も良い。

CES柱の各試験体では、SRC規準のせん断耐力が極め て低く評価されている。これはCES柱では鉄筋による負 担せん断耐力がないこと、鉄骨せいが大きいためコンク リートの有効幅bが小さくなることが原因と考えられる。 同様に分割アーチ式のせん断耐力も実験結果に比べ極め て小さな値となり、全てのCES柱試験体がせん断破壊 (Qa<Qn)の判定となる。一方、簡略式では、計算値 が他の式に比べ大きく評価され、実験値との対応が最も 良いが、試験体SF2を除きせん断破壊(Qa<Qn)と判定 され、実験の破壊モードと一致しない。

以上のことから、既往のせん断耐力評価式の中では実 験値との対応は簡略式が最も良いが、CES柱の各試験体 に対してはせん断耐力を低く評価する傾向があり、破壊 モードを適切に評価できないといえる。

				1.24	1.1.1		121114422		
Specir	nen	SRC	SC	VF1	VF2	SF2	VF2N3	VF2N5	VF2NV
実験値	cQuexp	489	267	449	468	519	260	219	219(196)
(5)式	cQtu	377	305	405	425	479	258	213	213(152)
(7)ギ	cQsu1	399	419	491	506	553	314	287	287
(7)=C	cQal	342	157	184	190	208	114	105	105
(10)式	$_{c}Q_{su}$	366	183	246	259	296	149	126	126
(11)式	<sub>c</sub> Q <sub>su</sub>	445	276	386	410	482	229	189	189
		- 11	1	11 0	H LH A	1 ) 14	5 L ( 0	<b>a</b> \	

表-5 コンクリート部分の終局せん断耐力の比較(単位:kN)

 $_{c}Q_{uep}$ : コンクリート部分の負担せん断力(= $Q_{uep}$ - $_{s}Q_{hu}$ )

#### d) CES柱のFRC部分の終局せん断耐力

CES柱の各試験体のせん断耐力計算値が実験値に対し て小さく評価される理由として,被覆コンクリートに FRCを用いているため分割アーチ式のような機構となら ず,むしろかぶりコンクリートを含めたコンクリートが 一体で挙動するため,簡略式と比べてもコンクリートの 有効幅を大きく取れる可能性が挙げられる。 そこで、簡略式を用いてCES柱試験体の実験値を基に コンクリートの有効幅の係数 $\mu$ を逆算した結果を表-6に 示す。実験から求めた有効幅の最大値はコンクリート断 面幅の0.87倍であり、簡略式による値 $\mu$ =0.75~0.77に比 べ大きい値となっている。本実験ではCES柱試験体の最 大耐力が曲げ破壊により決まっていることから、FRC部 分の終局せん断耐力は更に高いものと推察され、有効幅 としては $\mu \geq$ 0.87程度の値が採れるものと考えられる。

表-6 簡略式によるコンクリート有効幅係数μの評価

Specimen	VF1	VF2	SF2	VF2N3	VF2N5	VF2NV
μ	0.87	0.86	0.81	0.84	0.86	0.86(0.77)

# 4. CES柱の復元力特性の評価

# (1) CES柱の復元力特性のモデル化

ここでは、CES柱試験体のうち、ビニロンファイバー を用いて一定軸力とした試験体を基に静的非線形荷重増 分解析および時刻歴応答解析に用いるCES柱の復元力特 性モデルを検討する。

# a) 骨格曲線(スケルトン曲線)のモデル化

実験結果より水平力を受けるCES柱の挙動は、材端に 曲げひび割れが発生し、その後鉄骨が降伏し、最大耐力 に達した後に徐々に耐力低下するという経過を辿ること がわかっている。そこで、CES柱のスケルトン曲線は、 図-6に示すように第一折れ点を曲げひび割れ発生点Q。 第二折れ点を終局曲げ耐力(降伏耐力)点Q,とするTri-Linearにモデル化することとした。

第一折れ点の曲げひび割れ耐力  $Q_c$ は、実験で得られた荷重-変形曲線を参考に、最大ひび割れ耐力  $N_{\epsilon}$ (引張側)、 $N_{\alpha}$ (圧縮側)、最大ひび割れ曲げ耐力  $M_c$ の3点から以下のように表すこととした。

(N<sub>a</sub>+N<sub>tc</sub>)/2<N<N<sub>au</sub>の時:

$$M_c = \left(N_{tc} / N_{tu}\right) / M_u \tag{12}$$

 $N_{tc} \leq N \leq (N_{cc} + N_{tc})/2 \mathcal{O}$ 時:



$$N_{tc} = -0.56 \sqrt{\sigma_B} A_e , N_{cc} = N_{cu} - (N_{tu} - N_{tc})$$
(14)

ここで,  $M_u$ : CES柱の最大終局曲げ耐力,  $A_e$ : 鉄骨を 考慮した断面積,  $N_{au}$ ,  $N_u$ : それぞれCES柱の圧縮側, 引 張側終局軸耐力である。

終局曲げ耐力 $Q_y$ は3章(1)に示したSRC規準の一般化累 加耐力とした。初期剛性 $K_e$ は曲げとせん断を考慮した弾 性剛性を用いることとし、第二折れ点 $Q_y$ における変形は、 RC部材と同様に剛性低下率 $\alpha_y$ によって表すこととした。 なお降伏後の剛性は、弾性剛性 $K_e$ の1/1000とした。

剛性低下率α,は、図-6に示す面積Aと面積Bが等しく なる(エネルギーが等価になる)ように第二折れ点Q,に おける変形を設定した。表-7に上記のモデル化により求 めた剛性低下率α,の一覧を、図-7に実験結果とモデルの スケルトン曲線を比較して示す。モデルは実験結果を概 ね良好に表現していることがわかる。

## b) 履歴曲線のモデル化

図-3に示した荷重-変形関係を見ると、CES柱の履歴 特性は一般的に鉄骨部材に用いられるNormal Tri-Linearと、 RC部材に用いられるTakedaモデルとの中間的な性状を示 すことがわかっている。そこでCES柱の基本履歴モデル として図-8に示すものを採用することとした。

すなわち、曲げひび割れ後の除荷剛性は、経験部材角 の増大に伴う剛性低下を考慮し、Takedaモデル、Clough



**表-7** 剛性低下率 α,-Specimen VF1 VF2 VF2N3 VF2N5 正側 0.297 0.294 0.269 0.303 モデルB 負側 0.270 0.293 0.248 0.260



モデルを参考に、式(15)により経験した最大部材角Rmに伴って初期剛性Keから低下させるモデルとした。

$$K_r = K_e \times \left| \frac{R_m}{R_c} \right|^{-\alpha} \tag{15}$$

ここで, α:除荷剛性係数である。

またTakedaモデルでは、最大変形点から除荷した場合、 剛性K,の線上を進み、荷重0の点においてスケルトン上 の反対側の過去の最大変形点を目指すが、CES柱の履歴 特性は荷重0の点ではまだある程度の剛性を維持してい ることから、図-8に示すように、剛性の変化点(剛性K, から最大点を目指し始める点)に対して直前の最大点の 耐力Q<sub>m</sub>に対する比βを定義した。

各サイクルの除荷剛性(割線剛性) Kの値を図-9に示 すように実験結果から求めた。

実験における各サイクルの除荷剛性係数  $\alpha$ を図-10に 示す。繊維の混入量、軸力比および部材角の違いによる  $\alpha$ の差異は殆どなく  $\alpha = 0.3 \sim 0.5$ であり、ほぼ0.4を中心 に分布している。よって除荷剛性は式(15)で $\alpha = 0.4$ 程度 とすることで表すことができるものと考えられる。

次に剛性の変化点 β Q<sub>n</sub> (剛性K,から最大点を目指し始める点)は、図-9に示すように実験およびモデルの半サイクルの面積が等価になるよう設定した。

実験結果より求めた各サイクルの剛性変化点の耐力比  $\beta = Q/Q_m$ の各部材角での平均値を図-11に示す。各サイク ルの $\beta$ は、部材角が大きくなるに従って小さな値となり、 ほぼ一定の値に収束している。部材角がR < 1.5 rad程度で は、試験体による $\beta$ の差はほとんど無いが、部材角が大 きくなるに従って差異が生じている。繊維の混入量の異 なる試験体VF1、VF2における $\beta$ の差はほとんどなく、  $\beta$ の値に最も影響を与えているのは軸力比であり、軸力 が高くなるほど $\beta$ の値が大きくなる傾向にあり、2章(3) で述べたように高軸力ほど履歴形状が紡錘形に近づくこ とと一致する。そこで、軸力比を変数とした $\beta$ の近似式 を作成した。近似式は、部材角R=0で $\beta=1.0$ 、部材角 R=0.02rad.では一定とし、 $R=0\sim0.02$ rad.では部材角に比例 するものとした。

部材角**R**>0.02rad.のβは図-12に示すように,実験での 平均値を軸力比の関数で近似した。これらの結果から, βの値の近似式を以下のように設定した。

$$R \le 0.02 \text{rad.} \quad \beta = \left(53.5 \frac{N}{N_u} - 44\right) R_m + 1$$
 (16a)

*R*>0.02rad. 
$$\beta = 1.07 \frac{N}{N_u} + 0.12$$
 (16b)

式(16)による βと部材角Rとの関係を図-13に示す。

## (2) 履歴モデルの検証

図-14に実験結果と提案する履歴モデルを比較して示 す。ここで、骨格曲線(スケルトン曲線)の剛性低下率 は $\alpha_{\gamma}$ =0.3とし、履歴曲線モデルにおける各係数は、4章 (1)の検討結果に基づき、除荷剛性係数は $\alpha$ =0.4とし、剛 性変化点の耐力比 $\beta$ は式(16)を用いてモデル化した。

実験結果とモデルとの対応は良く、特に高軸力になる ほど履歴曲線が紡錘形に近づく傾向を良好に表現できて いることがわかる。



4 - 7



# 5. まとめ

繊維補強コンクリートを用い,交差H型断面鉄骨 を内蔵したCES柱の終局耐力評価式ならびに復元力 特性モデルを既往の実験結果に基づいて検討した。

- 本研究で得られた知見は以下の通りである。
- 繊維補強コンクリートを使用することにより、 CES柱の損傷抑制効果を向上させることができ、 *R*=0.05rad.の大変形においてもかぶりコンクリートの剥落は認められない。
- 2)CES柱はその損傷抑制効果により, R=0.05rad.の 大変形に至るまで水平耐力および軸方向力の保持 能力に優れている。
- 3) CES柱の終局曲げ耐力は、かぶりコンクリートを 含めた圧縮域のコンクリートが有効に働くため、 一般化累加強度理論式により精度良く評価できる。
- 4) CES柱の終局せん断耐力は、普通コンクリート用いた場合に比べ増加する。したがって、既往のSRC柱を対象とした終局せん断耐力式は、CES柱のせん断耐力を過小に評価する。
- 5) CES柱の簡便な線材モデルを想定したTri-Linear型 の骨格曲線と剛性低減型の履歴曲線を用いた復元 カモデルを提案した。提案モデルは軸力比の異な るCES柱の履歴特性を精度よく評価できる。

#### 参考文献

- 倉本洋: 今伝えたいトピックス CES合成構造システム, 建築雑誌, Vol.120, No.1535, pp.34-35, 2005.7.
- (2) 倉本洋:新合成構造システム:CES, 2006年度日本建築学会大会(関東)構造部門(SCCS)パネルディスカッション「New Composite Structures -CES構造システムの実用化を目指して-」資料,日本建築学会, pp.11-14, 2006.9.
- 3) 高橋宏行,前田匡樹,倉本洋:高靭性型セメント材料 を用いた鉄骨コンクリート構造柱の復元力特性に関す る実験的研究,コンクリート工学年次論文集,第22巻, 第3号, pp.1075-1080, 2000.6.
- 4) 足立智弘, 倉本洋, 川崎清彦: 繊維補強コンクリート を用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の構造性能に関 する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 第24 巻, 第2号, pp.271-276, 2002.6.
- 5) 足立智弘, 倉本洋, 川崎清彦, 柴山豊: 高軸力を受け る繊維補強コンクリートー鋼合成構造柱の構造性能に 関する研究, コンクリート工学年次論文集, 第25巻, 第2号, pp.289-294, 2003.6.
- 6)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),2004.
- 7)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,2001.
- 8) 若林実,南宏一:コンクリート系構造部材のせん断強 度について,京都大学防災研究所年報,第24号B-1, pp.245-277, 1981.4.
- 9) 土井希祐,称原良一:SRC部材の塑性理論に基づくせん断設計式の検討,日本建築学会構造系論文集,第516号, pp.151-158, 1999.2.

# STRUCTURAL PERFORMANCE EVALUATION FOR CES COLUMNS WITH CROSS-H-SHAPED STEEL

# Toshiaki FUJIMOTO, Hiroshi KURAMOTO and Tomoya MATSUI

Concrete Encased Steel (CES) structural system consisting of fiber reinforced concrete (FRC) and encased steels is a new composite structural system proposed by the authors, and is being conducted continuous and comprehensive studies to make it practical. This paper summarizes the test results and discusses how to evaluate the structural characteristics to be required in the structural design practice such as the ultimate strengths and hysteresis characteristics of CES columns. The test results show that CES columns have excellent seismic performance with a stable spindle-shaped hysteresis loops, which are better than those of SRC columns. It is revealed based on the test results that the AIJ design formulas for SRC structures can be applied for evaluating the ultimate flexural of CES columns. Hysteresis models for CES columns are also proposed and verified their validity for the practical use through comparing them with the test results.