

(5) 軸力比およびシアスパン比が異なる H型鉄骨内蔵CES柱の静的載荷実験

溝淵 博己¹・松井 智哉²・藤本 利昭³・倉本 洋⁴

¹正会員 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科 建設工学専攻 (〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)
E-mail: h063639@edu.imc.tut.ac.jp

²正会員 豊橋技術科学大学助教 工学部建設工学系 (〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)
E-mail: matsui@tut.ac.jp

³正会員 安藤建設 技術研究所 上席研究員 (〒108-8544 東京都港区芝浦3-12-8)
E-mail: fujimoto-toshiaki@ando-corp.co.jp

⁴正会員 大阪大学教授 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

本研究では、CES合成構造システムにおけるH形鋼を用いた柱部材の構造性能を把握することを目的とし、軸力比およびシアスパン比の異なる試験体を用いた静的載荷実験を実施した。本論では、破壊性状、耐力性能および変形性能についてを述べるとともに耐力評価法について検討を行う。CES柱の終局曲げ耐力においては、一般化累加強度理論により精度良く評価できること示し、終局せん断耐力においても、簡略化耐力式における鉄骨の有効幅係数を見直し実験結果との適合性を考慮した上、CES柱の終局せん断耐力が適切に評価できることを示す。さらに本実験で用いたCES柱を対象にして3次元非線形FEM解析を行い、復元力特性、各部変形性状からモデル化の妥当性を検証する。

Key Words : CES, FRC, Static loading test, Shear strength evaluation, FEM analysis

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート構造（SRC構造）は、鉄骨構造と鉄筋コンクリート構造を合成した構造システムであり、優れた耐震性能を有する構造形式である。しかしながら、施工において鉄骨工事と鉄筋工事の両方を要するため、構造設計や施工が非常に複雑となり、それに伴う建設コストの上昇、工期の長期化といった問題点により敬遠される傾向がある。そのようなことから、SRC構造の構造特性を生かしつつ施工を合理化するため、鉄筋を用いず、繊維補強コンクリート（FRC）と内蔵鉄骨のみで構成される新たな鉄骨コンクリート合成構造（Concrete Encased Steel : 以下、CES構造）の開発研究^{1)~3)}などが継続的に行われている。

これまでの研究により、CES構造柱は、従来のSRC構造柱と同等以上の復元力特性および損傷軽減効果が得られることが分かっている。しかし、いずれの研究も内蔵鉄骨に十字形鉄骨を用いており、H形鋼を用いた実験は極僅かである。また、軸力比、鉄骨量およびせん断ス

パン比に着目した検討は少なく、構造性能評価法を開発していくに向けて、さらに実験的な基礎資料が必要である。

そこで、本研究では、CES合成構造システムにおけるH形鋼を用いた柱部材の構造性能を把握することを目的とし、軸力比およびシアスパン比の異なる試験体を用いた静的載荷実験を実施した。また本実験で用いたCES柱を対象にして、3次元非線形FEM解析を行い、復元力特性、各部変形性状からモデル化の妥当性を検証する。また解析結果よりカバーコンクリートおよびコアコンクリートの応力分担メカニズムを明らかにする。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

表-1に試験体一覧を、図-1に試験体概要をそれぞれ示す。実験に用いた試験体は10体であり、全ての試験体において柱断面は300mm×300mmとした。柱内法高さはそれぞれA-seriesにおいては1500mm(シアスパン比：

表-1 試験体一覧

Specimen			A2	B1	B2	B3	B3H	B3L	B1V	C2	D2	D3
補強繊維		種類	ビニロンファイバー RF400									
		混入量	1.00%									
柱断面	幅	$b(\text{mm})$	300									
	せい	$D(\text{mm})$	300									
内法長さ		$h(\text{mm})$	1500	1200						900	600	600
せん断スパン比		a/D	2.5	2						1.5	1.0	
鉄骨	形状		H形鉄骨									
	断面		200×150×6×9				200×150 ×9×16	150×150 ×6×6	200×150×6×9			
載荷方法			一定						変動		一定	
鉄骨比		As/bD	0.042				0.070	0.029	0.042			
載荷軸力		$N(\text{kN})$	800	400	800	1200	1365	1130	-77~1135	800		1200
軸力比		N/N_0	0.200	0.100	0.200	0.300			-0.019~0.284	0.200		0.300

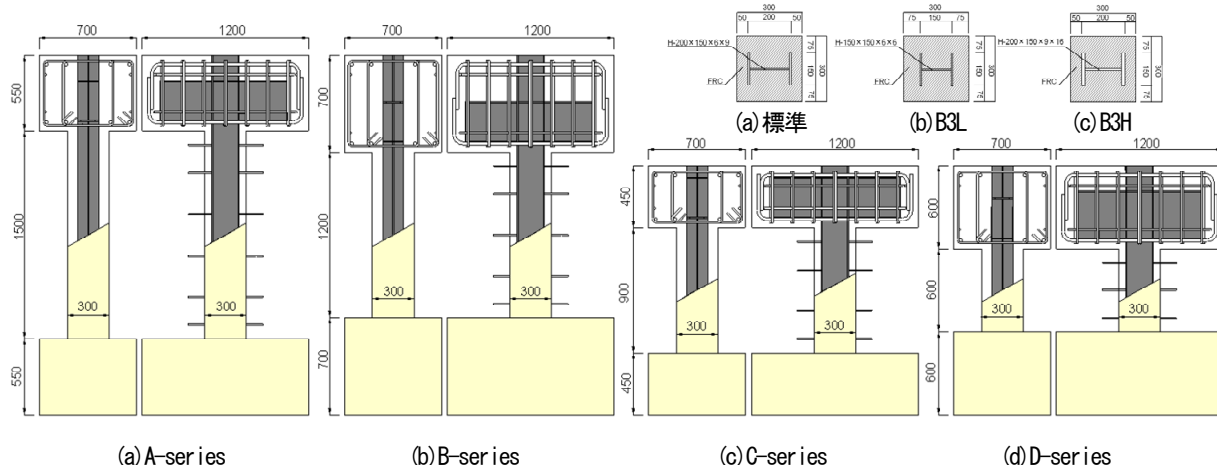


図-1 試験体概要

表-3 繊維補強コンクリートの配合表

水セメント比 W/C (%)	繊維混入量 (%)	単位量 [kg/m ³]						
		水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	石灰石粉	繊維 Vf	混和剤
60	1.0	183	305	994	562	250	13.0	4.480

$M/QD=2.5$), B-seriesにおいては1200mm($M/QD=2.0$), C-seriesにおいては900mm($M/QD=1.5$), D-seriesにおいては600mm($M/QD=1.0$)とした. 内蔵鉄骨は原則としてH-200×150×6×9を用いており, 鉄骨断面については, 軸力比0.3で鉄骨のモーメント比が0.4程度となるように設計している. なお試験体B3LおよびB3Hは, 試験体B3に対して内蔵鉄骨量を変化させたものであり, それぞれH-150×150×6×6, H-200×150×9×16を用いている. 軸力比(N/N_0)は0.1, 0.2および0.3とし(試験体名の数値が軸力比に対応). また, 試験体B1Vは変動軸力下での載荷とした. ここで, 軸耐力 N_0 は, SRC基準⁴⁾に準じて次式より算定した.

$$N_0 = {}_c r_u \cdot \sigma_B \cdot {}_c A + {}_s \sigma_y \cdot {}_s A \quad (1)$$

$${}_c r_u = 0.85 - 2.5 {}_s p_c \quad (2)$$

ここで, σ_B : コンクリートの圧縮強度, ${}_c A$: コンクリート部分の断面積, ${}_s \sigma_y$: 鉄骨の降伏応力度, ${}_s A$: 鉄骨部分の断面積, ${}_s p_c$: 圧縮側鉄骨比である.

表-2 鉄骨材料特性

種類	降伏強度 [MPa]	引張強度 [MPa]	ヤング係数 [GPa]	降伏歪 [μ]
PL - 6	279.4	416.2	186.8	1495.5
PL - 9	277.7	415.2	197.4	1409.7
PL - 16	285.6	387.4	220.4	1297.0

表-4 FRG材料特性

Specimen	圧縮強度 [MPa]	弾性係数 [MPa]	材齢[日]
A2	43.9	25811	73
B1	43.2	28103	53
B2	43.9	25830	66
B3	44.7	24987	56
B3H	45.0	27513	59
B3L	43.6	26674	63
B1V	44.3	25709	69
C2	42.7	25999	77
D2	42.2	26426	99
D3	42.4	26541	102

(2) 使用材料

表-2に鉄骨の材料特性を、表-3および表-4にFRCの材料特性および配合表を示す。鉄骨の鋼種はSS400を用いた。繊維補強コンクリートに使用した繊維は、直径0.66mm、長さ30mmのビロンファイバー（RF4000）であり、体積混入量を1.0%とした。

(3) 荷重方法

荷重装置を図-2に示す。水平力荷重は変形制御とし、柱上下端の水平変位 δ と柱長さ h で与えられる相対部材角 ($R = \delta / h$) で、 $R = 0.0025\text{rad}$ 、 0.005rad 、 0.01rad 、 0.015rad 、 0.02rad 、 0.03rad 、 0.04rad および 0.05rad の加力サイクルにしたがって行った。今回の実験ではCES柱の履歴モデルの検証を行うことも考慮して、 0.01rad と 0.02rad の内部履歴となる小振幅を加力サイクルに加えている（図-3参照）。

変動軸力を受ける試験体B1Vでは、20階相当でスパン20mの純フレーム構造物における下層部隅柱を想定して、次式にしたがって軸力を変動させた。

$$N = 0.1N_0 \pm 2Q \quad (3)$$

ここで、 N ：荷重軸力、 N_0 ：終局軸圧縮耐力、 Q ：せん断力である。

3. 実験結果

(1) 破壊性状、復元力特性および軸ひずみ

写真-1に各試験体の最終破壊状況を、図-4に水平荷重－水平変形関係、図-5に軸ひずみを示す。図-4中の破線は累加強度理論により算定した曲げ終局強度であり、 $P-\delta$ 効果を考慮したものを示している。また、▼印は最大耐力、▽印は鉄骨フランジのひずみが降伏ひずみに達

した時をそれぞれ示している。また、図-5における縦軸の負側は圧縮方向である。

試験体A2、B1およびB2は柱端部の損傷が大きく、最大耐力に達した後、柱端部のコンクリートの圧壊が進行するとともに緩やかに耐力が低下していき、最終変形角 $R = 0.05\text{rad}$ まで安定した履歴を描く曲げ降伏先行型であった。また、A2、B1およびB2ともに最終サイクルまで軸ひずみの復元性が認められた。

試験体B3およびB3Lでは、 $R = 0.01\text{rad}$ のサイクルでせん断ひび割れが確認され、最大耐力以降のサイクルでは、柱頭から柱脚にかけてせん断ひび割れが進展するとともに軸ひずみが圧縮側に進行し、急激に耐力が低下していった。両試験体とも作用軸力は鉄骨の軸圧縮耐力より大きく、コンクリートが損傷を受けた後、コンクリート負担分の軸力が鉄骨に移行し、急激に圧縮方向に軸ひずみが増加したと考えられる。

鉄骨量の多い試験体B3Hは、 $R = 0.01\text{rad}$ のサイクルにおいて、柱頭から柱脚にかけて斜めにせん断ひび割れが発

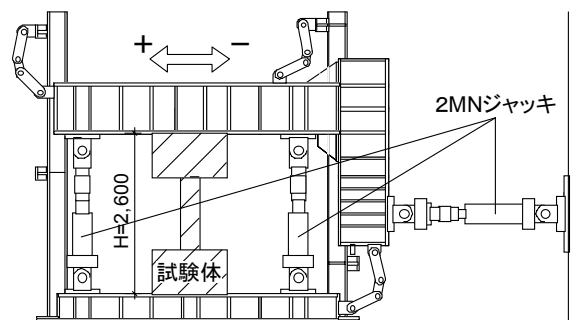


図-2 荷重装置

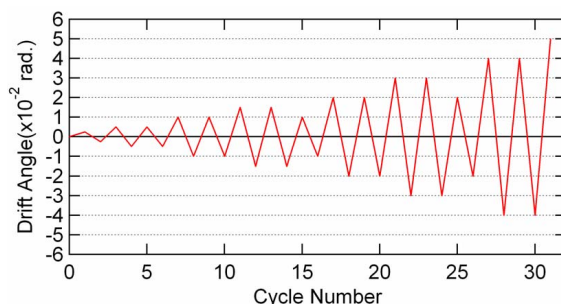
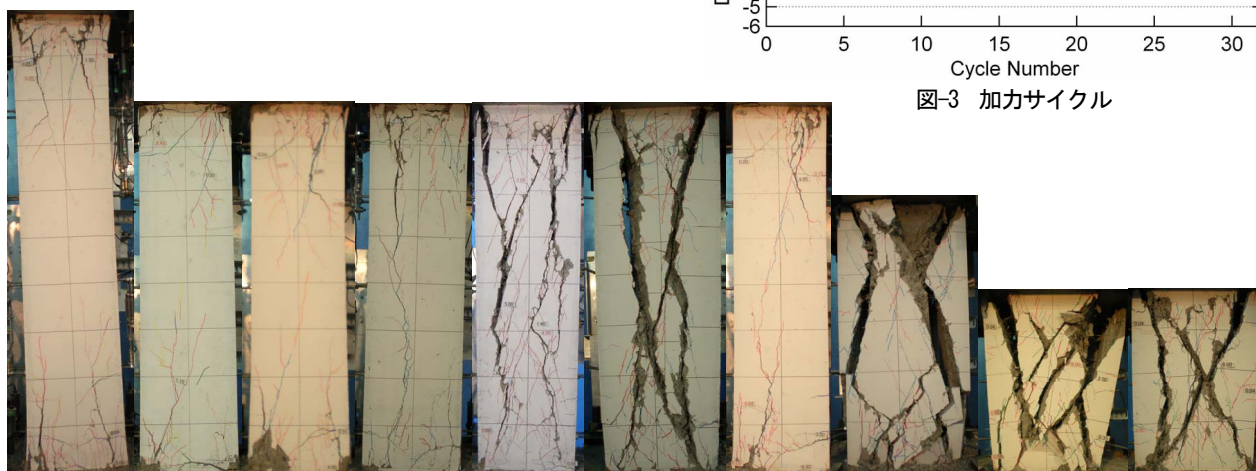


図-3 加力サイクル



(a) A2 (b) B1 (c) B2 (d) B3 (e) B3L (f) B3H (g) B1V (h) C2 (i) D2 (j) D3

写真-1 最終破壊状況

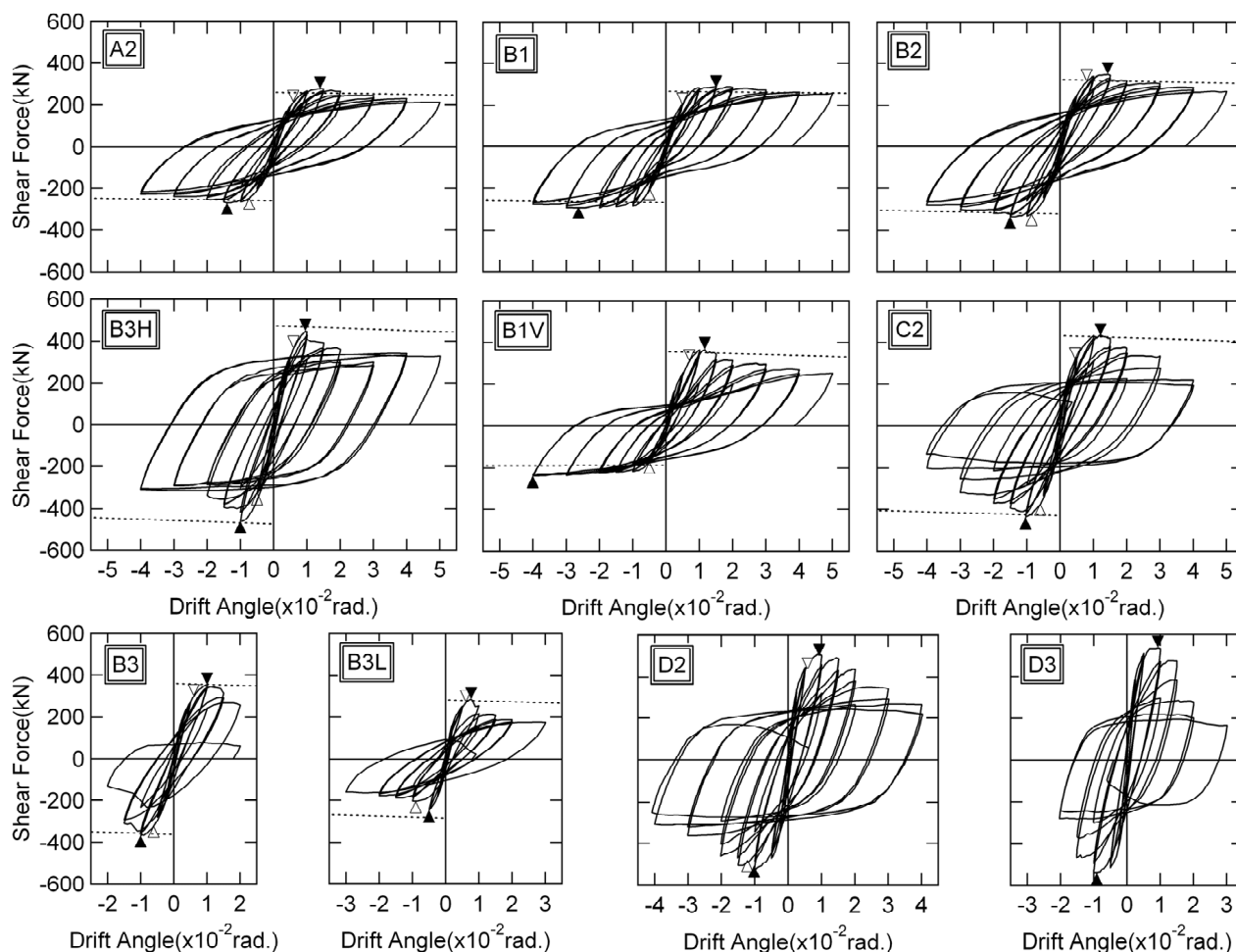


図-4 水平荷重-水平変形関係

生し、 $R=0.02\text{rad}$ のサイクル以降コンクリートの損傷が顕著になり、軸ひずみも増大していくが、最終変形角まで最大耐力の7割程度の耐力を維持している。

試験体B1Vにおいて、 $R=0.01\text{rad}$ のサイクルで柱頭部にせん断ひび割れが発生した。最大耐力以降、ひび割れの伸展・拡大が確認されたが急激な耐力低下は見られなかった。軸ひずみにおいても最終サイクルまで復元性が認められた。

試験体C2は、 $R=0.015\text{rad}$ のサイクルで最大耐力に達し、柱頭および柱脚のせん断ひび割れが進展するとともに柱頭においてコンクリートの圧壊が生じている。その後、せん断ひび割れが大きく拡幅していき、 $R=0.05\text{rad}$ のサイクル途中で軸力と耐力が大きく低下し载荷を終了した。

試験体D2およびD3は $R=0.005\text{rad}$ のサイクルで初期せん断ひび割れが柱頭から柱脚にかけて発生した。 $R=0.01\text{rad}$ のサイクルでせん断ひび割れが大きく拡幅し、最大耐力に達した。また、柱端部、柱中央のひび割れ面に沿ってコンクリートの圧壊の兆候が観察された。その後のサイクルにおいてせん断ひび割れの進展・拡幅およびカバコンクリとの分離によって耐力が低下していき、試験体C2と同様に試験体D2では $R=0.05\text{rad}$ 、試験体D3では $R=0.03\text{rad}$ のサイクル途中で軸力を保持できなくなった。

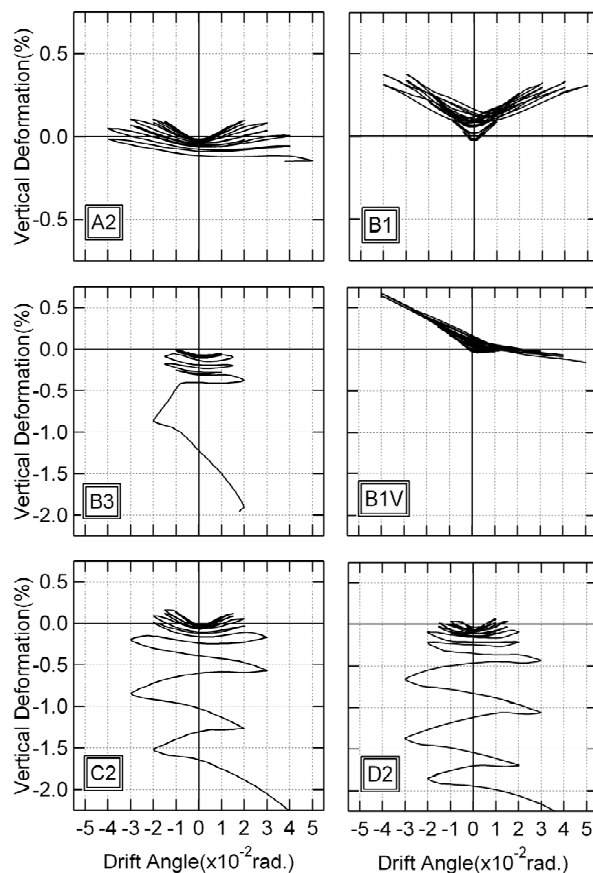


図-5 軸ひずみ

4. 終局耐力計算

(1) 終局耐力の評価式

CES柱の終局曲げ耐力は、一般化累加強度耐力により算定し、このとき鉄骨部分の終局曲げ耐力は近似式を用いず精算により計算した。CES柱の終局せん断耐力は、SRC規準に示されるSRC部材の終局せん断耐力の算定式から鉄筋の項を省いた式を用いてコンクリート部分と鉄骨部分の終局せん断耐力の累加によって与えられるものとする。ここで、コンクリート部分の終局せん断耐力式として、コンクリートアーチの有効幅係数 μ を用いて簡便に表した簡略化せん断耐力式を用いる。以下、本検討に用いた算定式を示す。

CES部材の終局せん断耐力： Q_u

$$Q_u = {}_c Q_{su} + {}_s Q_{su} \quad (4)$$

鉄骨部分のせん断降伏耐力： ${}_s Q_{su}$

$${}_s Q_{su} = t_w \cdot d_w \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

コンクリート部分のせん断耐力： ${}_c Q_{su}$

$$\begin{aligned} {}_c Q_{su} &= \tan \theta \cdot b \cdot \mu \cdot D \cdot \frac{\sigma_B}{2} \\ \mu &= (0.5 + b'/b) \leq 1.0 \\ \tan \theta &= \sqrt{(l'/D)^2 + 1} - l'/D \end{aligned} \quad (6)$$

ここで、 t_w ：鉄骨のウェブの厚さ、 d_w ：鉄骨ウェブのせい、 σ_y ：鉄骨ウェブの降伏応力度、 b ：部材断面幅、 D ：部材断面せい、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度、 b' ：コンクリートの有効幅（H形鋼強軸の場合は $b-b_f$ ）、 l' ：柱の内法スパン、 b_f ：フランジ幅。

(2) 実験結果との比較

図-6に各試験体CES柱のせん断余裕度と耐力比の関係を、表-5に終局耐力計算値と実験における最大耐力値を示す。計算値においては鉄骨部およびコンクリート部のせん断耐力も併せて示している。ここでCES柱の終局せん断耐力において、(6)式におけるコンクリートアーチ

の有効幅係数は本来ならば1.0となるが、本検討においてはせん断耐力に達していると考えられる試験体D3の実験におけるコンクリート部分の負担せん断力から有効幅係数 μ を逆算した結果、0.8と低減させ評価を行っている。なお、実験におけるコンクリート部分の負担せん断力は最大耐力から鉄骨部分の終局せん断耐力 ${}_s Q_{su}$ を差し引いた値としている。

各試験体とも実験値との耐力比は、精度よく評価できている。また実験において曲げ降伏型の破壊性状を示した試験体A2、B1、B2およびB1Vにおいてはせん断余裕度と破壊性状の関係は一致しているおり、CES柱の終局曲げ耐力は一般化累加強度耐力により適切に評価できることが確認できる。実験においてせん断破壊型の破壊性状を示した試験体B3、B3H、C2、D2およびD3においてもせん断余裕度と破壊性状の関係は一致していることから、CES柱の終局せん断耐力は簡略化せん断耐力式において適切に評価することが可能であるといえる。しかしながら試験体B3Lに着目してみると破壊性状とせん断余裕度の関係は一致していない。これは鉄骨が局部座屈起こしたためだと考えられ、鉄骨比が極端に低いCES柱においては、今後更なる検討が必要である。

5. 3次元非線形FEM解析

(1) 解析手法の概要

解析には3次元非線形FEM解析ソフト“FINAL”⁹⁾を使用した。図-7に要素分割図を示す。解析モデルは対称性を

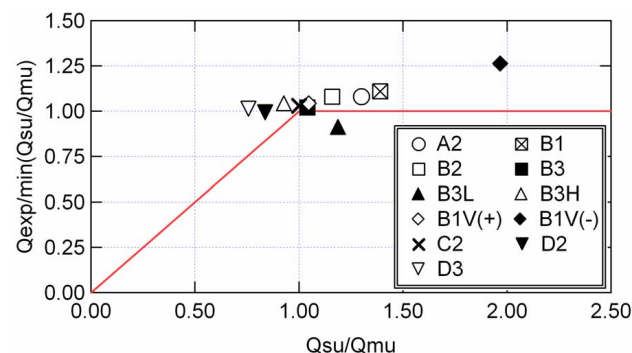


図-6 せん断余裕度と耐力比の関係

表-5 終局耐力計算値一覧

Specimen		A2	B1	B2	B3	B3L	B3H	B1V		C2	D2	D3	
								+	-				
	最大耐力実験値	Q_{exp} (kN)	275.3	291.8	345.8	367.5	286.5	459.8	367.5	238.5	437.3	528.8	542.3
Steel	せん断耐力	${}_s Q_{su}$ (kN)	176.2	176.2	176.2	176.2	182.0	242.4	176.2	176.2	176.2	176.2	176.2
Concrete	せん断耐力	${}_c Q_{su}$ (kN)	156.5	191.5	194.6	198.1	193.2	199.4	196.3	196.3	249.5	358.6	361.2
CES柱	曲げ耐力	Q_{mu} (kN)	255.7	263.7	319.7	360.9	316.1	473.1	355.0	188.9	423.5	633.5	709.9
	せん断耐力	Q_{su} (kN)	332.6	367.6	370.7	374.3	375.2	441.9	372.5	372.5	425.6	534.8	537.3
	せん断余裕度	Q_{su} / Q_{mu}	1.30	1.39	1.16	1.04	1.19	0.93	1.05	1.97	1.00	0.84	0.76
	実験との耐力比	$Q_{exp} / \min(Q_{mu}, Q_{su})$	1.08	1.11	1.08	1.02	0.91	1.04	1.04	1.26	1.03	0.99	1.01

考慮して試験体の半分をモデル化したものである。柱上端部はローラー支持(上下方向拘束)として正負水平繰り返しの強制変位を与え、柱下端部で軸力を与えることで、正負逆対象曲げせん断加力を再現し、解析を行った。

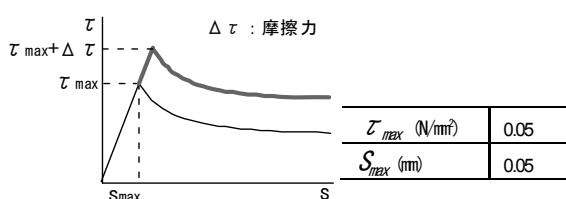
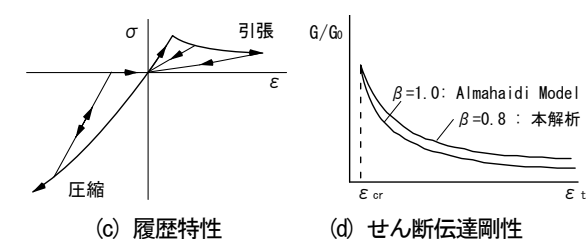
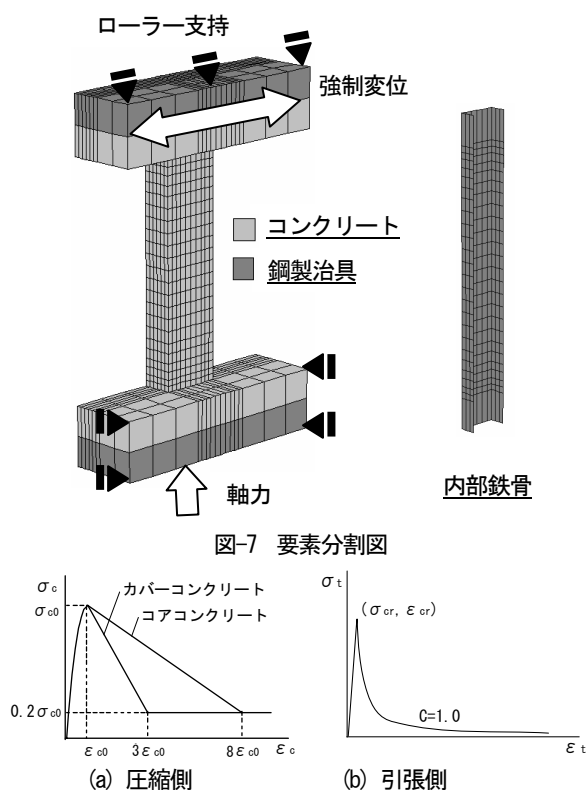


表-6 解析に用いた各材料定数

	鉄骨			コンクリート			
	σ _y (MPa)		E _s (GPa)	σ _c (MPa)	F _t (MPa)	E _c (GPa) (試験値)	ε _{c0} (μ) (試験値)
	ウェブ	フランジ					
A2	279.4	277.7	200	43.9	2.18	25.8	3192
B2				43.9	2.18	25.8	2904
C2				42.7	2.16	26.0	3050

σ_c: 圧縮強度, F_t: ひび割れ強度・F_t=0.33√(σ_c), E_c: 弾性係数, ε_{c0}: 圧縮強度時ひずみ

各材料定数を表-6に示す。鉄骨ウェブは四辺形平面応力要素でモデル化し、鉄骨フランジでは拘束効果を考慮するため面外曲げおよびせん断変形を考慮できる積層シェル要素を用いた。応力-ひずみ関係は修正Menegotto-pintoモデルで表した。

コンクリートは六面体要素でモデル化し、応力-ひずみ関係においては、圧縮側の応力上昇域は修正Ahmadモデル⁶⁾、軟化域は図-8(a)に示すように直線でモデル化し、鉄骨に囲まれたコアコンクリートの勾配をカバーコンクリートと比べて緩やかなものとしている。破壊条件は、Willam-Warkeの5パラメータモデル⁹⁾を用いた。引張側のひび割れ後の軟化域は、ひび割れ発生後引張応力をほとんど負担しないものとして、出雲らのモデル⁷⁾において係数c=1.0としてモデル化した。また、繰返しによる剛性低下は考慮しない(図-8(c))。ひび割れ後のせん断伝達モデルは図-8(d)に示すAl-mahaidiモデル⁸⁾(β=1の場合)に対してひび割れ後のせん断伝達剛性がわずかに大きくなるように(β=0.8)調整して多折線モデルでモデル化した。

コンクリートと鋼板の間の付着応力-すべり関係においては、文献9)を参照し、低拘束圧を仮定して付着応力を0.05N/mm²と小さく設定したが、面外圧縮力に伴う摩擦力の増大によって付着応力を考慮することとした(図-9参照)。また、このときの摩擦係数は0.65とした。

(2) 解析結果と実験結果との比較

表-7に最大耐力の解析値と実験値を、図-10に実験および解析による水平荷重-水平変形関係を比較したものを示す。ここでせん断力は柱頂部の水平荷重、変形角は柱上部位置での水平変形角とし、両者の比較はR=0.03rad.の第2載荷終了時までとしている。

試験体A2では、最大耐力を若干小さく評価しているものの、正載荷側、負載荷側ともに良好な対応を示し、履歴ループにおいても実験に近い紡錘形を描く点を含めて全体的に一致しているといえる。

試験体B2では、R=0.005rad.のサイクルでは剛性を若干大きく評価する傾向がみられた。また最大耐力時の変形角および最大耐力において実験値よりも若干小さく評価

する傾向が見られたが、履歴ループの包絡線においては正載荷側、負載荷側ともに良好な対応を示している。しかし、変形が大きくなるほどせん断力で0kN付近から履歴曲線が外側にはらんでおり、実験とは若干異なった挙動を示している。

試験体C2では、試験体B2と同様に $R=0.005\text{rad}$ のサイクルでは剛性を若干大きく評価する傾向がみられた。しかし $R=0.02\text{rad}$ までは正載荷側の包絡線では良い対応を示しているものの負載荷側では耐力を過小評価している。また実験では $R=0.03\text{rad}$ で大きく耐力が低下しているが、解析では耐力低下が僅かに確認できる程度である。よって今後CES柱の最大耐力後の挙動をFEM解析でシミュレートするにあたっては、更なる検討が必要だと思われる。

(3) 最小主応力分布およびせん断力負担推移

図-11に変形角 $R=0.015\text{rad}$ 時における最小主応力分布（圧縮応力分布）を示す。図中のコンクリート要素は、図-12に示した要素列S1からS6までの幅方向の断面を示している。

各試験体ともに、柱のモーメントによる圧縮力に対して、斜めに圧縮ストラットが形成されていることが確認できる。特にシアスパン比の短い試験体ほどストラットを形成する圧縮応力が高い傾向がみられた。また要素S2においては鉄骨に囲まれた領域に圧縮ストラットが発生しており、要素S5とほぼ同様の圧縮ストラットを形成していることが確認できる。

図-13に各試験体のコアコンクリートおよびカバーコンクリートのせん断力負担推移を示す。せん断力を抽出した要素は各試験体の柱中央部とし、各要素に生じるせん断応力に断面積を乗じて算出している。

表-7 最大耐力の比較

	解析		実験		Q_a/Q_e
	Q_a (kN)	R_a (rad.)	Q_e (kN)	R_e (rad.)	
A2	263	0.015	275	0.015	0.96
B2	333	0.010	346	0.015	0.96
C2	425	0.015	437	0.012	0.97

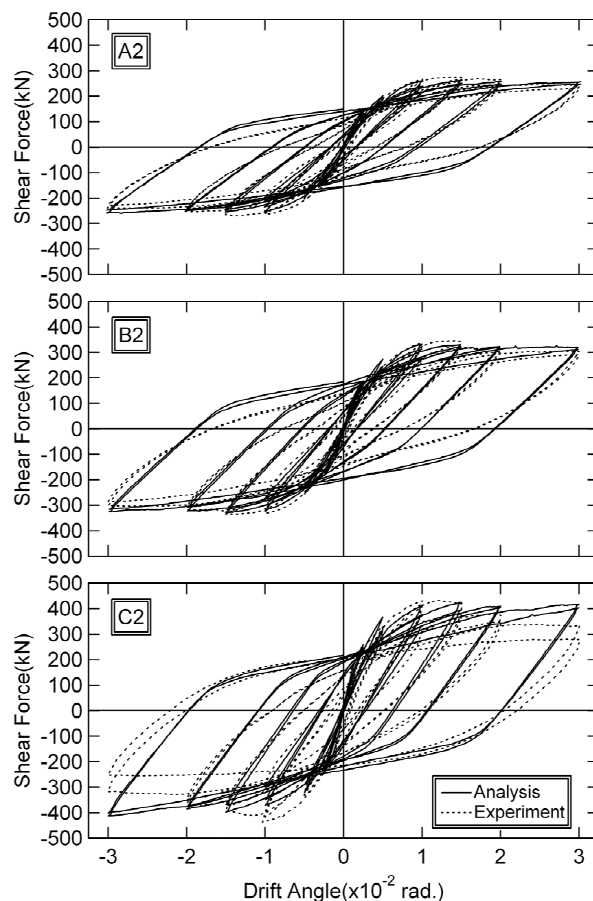


図-10 せん断力-水平変形関係の比較

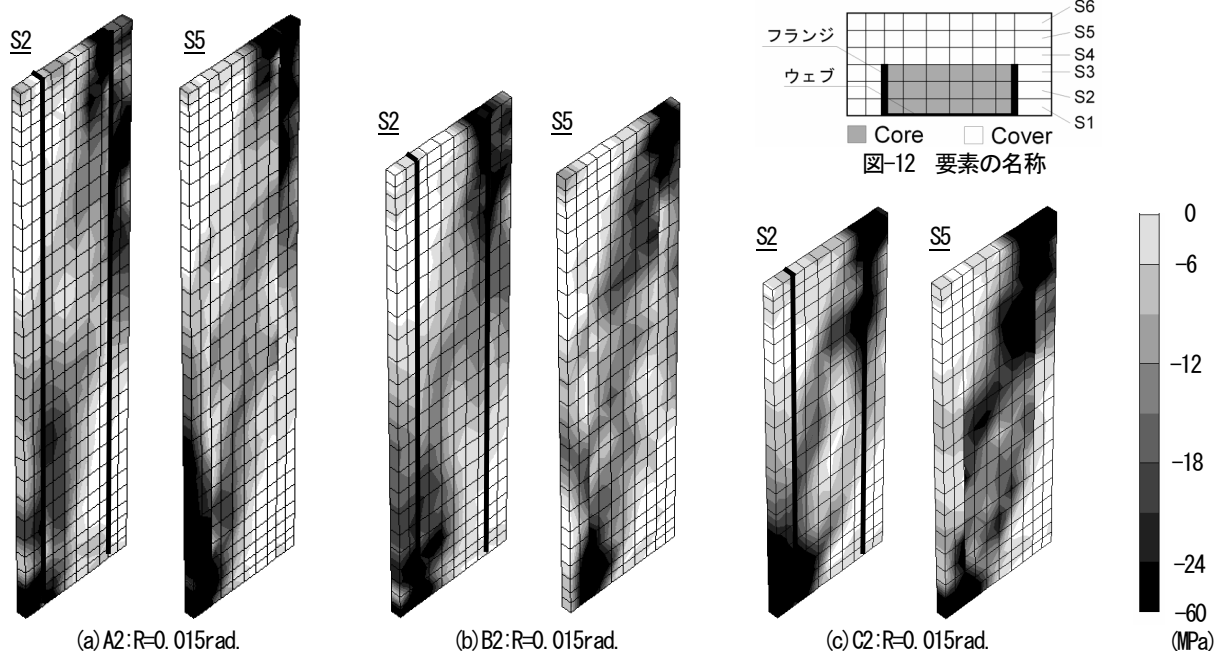


図-11 最小主応力分布

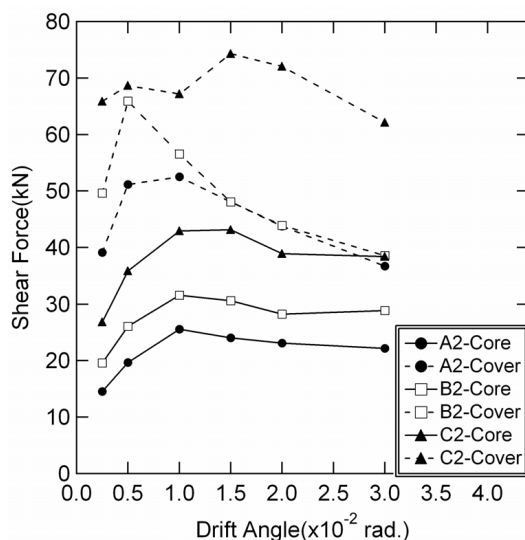


図-13 セン断力負担推移

各試験体とも荷重初期においてはカバーコンクリートがコアコンクリートよりも多くのせん断力を負担していることが確認できる。また当然のことながら変形角が進行するとともにコアコンクリートにおいては負担するせん断力が最大耐力を記録した $R=0.015\text{rad.}$ までは増大するのに対して、カバーコンクリートでは試験体A2およびB2では $R=0.005\text{rad.}$ 、試験体C2では $R=0.015\text{rad.}$ から低下している。

6. まとめ

H形鋼を用いた柱部材の構造性能を把握することを目的とし、軸力比およびシアスパン比の異なる試験体を用いた静的荷重実験を実施し、破壊性状、耐力性能および変形性能についてを述べるとともに耐力評価法について検討を行った。さらに本実験で用いたCES柱を対象にして3次元非線形FEM解析を行い、復元力特性、各部変形性状からモデル化の妥当性を検証を行った。

シアスパン比が2.5, 2.0の試験体は曲げ耐力計算値とほぼ同等の最大耐力を示し、CES柱の曲げ耐力は一般化累加強度理論により精度良く評価できる。またシアスパン比が1.5, 1.0の試験体のCES柱のせん断耐力は、簡略化せん断耐力式におけるコンクリートアーチの有効幅係数を低減させることで概ね評価可能である。

3次元非線形FEM解析による解析結果と実験結果の包絡線は概ね一致する結果が得られ、CES構造への適用性について確認することができたが、せん断破壊型の試験体に対しては、さらに検討が必要である。またコアコンクリート部、カバーコンクリート部におけるCES柱の内部応力状態を確認した。

参考文献

- 1) 田口 孝, 永田 諭, 松井智哉, 倉本 洋: H型鉄骨を内蔵したCES柱の構造特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1273-1278, 2006.7
- 2) 永田 諭, 松井智哉, 倉本 洋: 鉄骨コンクリート造柱梁接合部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.28, No.2, pp.1267-1272, 2006.7
- 3) 倉本 洋, 松井智哉, 今村岳大, 田口 孝: CES合成構造平面架構の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, No.629, pp.1103-1110, 2008.7
- 4) 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
- 5) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FAINAL/V99HELP
- 6) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No.474, pp.163-170, 1995.8
- 7) 出雲淳一, 島 弘, 岡村 甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9, pp.134-147, 1987
- 8) 長沼一洋: 平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.421, pp.39-48, 1991.3
- 9) 金洗演, 米澤健次, 野口 博: 鋼とコンクリートからなる合成構造の付着特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.1631-1632, 2004.9

Static Loading Test of CES Column under axial force ratio or Shear-Span Ratio with H-Shaped Steel

Hiroki MIZOBUCHI, Tomoya MATUI, Toshiaki FUJIMOTO
and Hiroshi KURAMOTO

The purpose of this study investigate the structure performance of CES columns consisting of FRC and H-shaped steel. A total of 10 CES columns is tested in which the variables investigate are the shear-span ratios, the applied axial load levels, and the concrete of encased steel.

Three dimensional non-linear FEM analysis is also executed to simulate the behavior the columntested to verify applicability of the analytical method. The analytical results showed good agreement with experimental ones on the story shear versus story drift relationship until maximum shear.