# 論文 高軸力を受ける繊維補強コンクリート - 鋼合成構造柱の構造性 能に関する研究

足立 智弘\*1・倉本 洋\*2・川崎 清彦\*3・柴山 豊\*4

要旨:作用軸力比を変数とした3体の繊維補強コンクリート - 鋼合成構造柱の曲げせん断 加力実験を実施した。作用軸力が高くなるほど剛性およびエネルギー吸収能力が増加し, さらに,軸力比(N/bDFc)で0.6程度の高軸力下においても相対部材角で1/20rad.の大変 形に至るまで安定した耐震性能を有することが示された。また,ファイバーモデルによる 曲げ解析を行い,実験結果との比較検討を行った。

キーワード:鉄骨コンクリート柱,繊維補強コンクリート,高軸力,変動軸力,構造性能

1.はじめに

筆者等は鉄骨鉄筋コンクリート構造から鉄筋 を省略したコンクリート - 鋼合成構造(以下,CES 構造)を開発するための実験的研究を行ってきて いる<sup>1),2)</sup>。文献 1)では,普通コンクリートと高靭 性型セメント系材料をそれぞれ使用した CES 柱 の構造性能を比較し,高靭性型セメント系材料を 用いることにより,ひび割れや圧壊などの損傷が 大変形時まで小さなレベルに留めることができる が,普通コンクリートを用いたものに比して初期 剛性が低下することを示した。文献 2)では,高靭 性型セメント系材料に変えて繊維補強コンクリー トを用いることにより、初期剛性が普通コンクリ ートを用いたもの程度まで上昇し,損傷も軽微な 範囲に収まることを確認した。しかし,いずれの 研究においても軸力比 (N/bDF。)は 0.1~0.13 程度 であり, CES 構造の構造性能に軸力比が及ぼす影 響は把握されていない。

そこで,本研究では繊維補強コンクリートを用 いた CES 構造の構造性能に及ぼす軸力の影響を 把握するために,3体の試験体を用いて軸力比を 実験変数とした曲げせん断加力実験を行った。ま た,ファイバーモデルによる繰り返し載荷の曲げ 解析を実施し,実験結果との比較検討を行った。 2.実験概要

#### 2.1 試験体

試験体形状を図 - 1 に示す。試験体の柱部分は 断面が b × D=330mm × 330mm,内法高さ h= 1320mm(せん断スパン比 M/QD=2)である。内蔵 鉄骨には2H-250×125×6×9の十字鉄骨を用いた。 打設は縦方向に3回に分けて行ったが,全ての試 験体で柱脚部にジャンカが生じた。これはセパレ ータに粗骨材および繊維が絡まり,下スタブと柱 脚部に繊維補強コンクリートがうまく流れ込まな かったことに起因する。なお,コンクリート内の 繊維の配向は一様に分散しランダムであった。

2.2 使用材料

ベースコンクリートには,普通ポルトランドセ メント,埼玉県秩父郡両神産の細骨材,埼玉県秩 父郡両神産の最大粒径15mmの粗骨材および高性 能 AE 減衰剤を使用した。補強繊維には,繊維長 30mm,繊維径0.66mmのビニロンファイバー(以 下 RF4000)を選択し,混入量は体積混入率で2.0% とした。また,水セメント比を53%とし,単位水 量を182kg/m<sup>3</sup>および細骨材率を70%とした。表 -1および表 - 2に繊維補強コンクリートの配合お よび機械的性質をそれぞれ示す。また,表 - 3に は内蔵鉄骨のウェブおよびフランジの強度を示す。

<sup>\*1</sup> 東京鐵鋼株式会社 工修 (正会員)

<sup>\*2</sup> 豊橋技術科学大学助教授 工学教育国際協力研究センター 工博 (正会員)

<sup>\*3</sup> 株式会社フジミエ研滑川工場

<sup>\*4</sup> 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻

水セメント比	細骨材率	繊維混入量	所要量					
W/C (%)	S/A (%)	vf vol(%)	水	セメント	細骨材	粗骨材	繊維	混和剤
(%)	(%)	VOT ( ///)	W (kg)	C (kg)	S (kg)	A (kg)	vf (kg)	(g)
53	70	2.0	91	172	641	268	13.0	2.58

表 - 1 繊維補強コンクリート特性表

表-2 コンクリート

	VF2N3	VF2N6	VF2NV
<sub>в</sub> (MPa)	46.0	38.0	38.0
E <sub>c</sub> (GPa)	298.0	273.5	273.5

表 - 3 鉄骨

種類	ヤング係数 (GPa)	降伏応力度 (MPa)	備考	
2H-250 × 125	207.6	483.4	フランジ	
×6×9	214.8	508.5	ウェブ	
PL-9	207.0	336.8	タイプレート	

## 2.3 実験変数

実験変数には作用軸力のみを選択した。軸力比 0.32 および 0.57 の一定軸力下での載荷を条件とし た試験体が 2 体(以下, VF2N3 および VF2N5 と 略記),および軸力比-0.32 ~ 0.57 の範囲内で変動 させた変動軸力下での載荷を条件とした 1 体(以 下, VF2NV と略記)である。変動軸力は 20 階相 当の純フレーム建築物の下層部側柱を想定し,作 用軸力 N が初期軸力 N<sub>o</sub> と作用せん断力 Q によ り, N = 0.1 · N<sub>o</sub> ± Q となるように逐次設定した。

2.4 載荷方法

実験は写真-1に示す載荷装置を用いて行った。 載荷方法は,VF2N3 試験体および VF2N6 試験体 では1500 および 2380 kN の一定軸力下で,VF2NV 試験体では-910~2380 kN の範囲の変動軸力下で, それぞれ正負逆対称曲げせん断載荷法によった。 水平力載荷は変形制御とし,柱上下端の相対水平 変位 $\delta$ と柱長さhで与えられる相対部材角(R=  $\delta/h$ )で,0.005,0.01,0.015,0.02,0.03 および 0.04 rad.を2サイクルずつ繰り返した後,0.05rad. まで一方向載荷を行い,実験を終了した。

### 3.実験結果

3.1 破壊性状および復元力特性

各試験体の最終破壊状況を写真-2に示す。 写



図-1 試験体



写真 - 1 載荷装置

真に見られるように,各試験体共に顕著な圧壊や 被りコンクリートの剥落は認められない。前述し たように,各試験体には柱脚部付近にジャンカが あり,後述する曲率の推移状況(図-7)に見ら れるように,曲げ変形の大部分がジャンカ部分に 集中している。そのため表面に補修したモルタル が剥落し,大きなひび割れが確認された。高一定 軸力が作用した VF2N5 試験体では圧縮ひび割れ ともいえる大きな縦ひび割れが生じている。一方, 変動軸力を作用させた VF2NV 試験体では,細か いせん断ひび割れが数多く発生しており変形の分 散化が確認された。

実験結果一覧を表-4に, せん断力 - 水平変形 関係を図-2に, および軸方向変形 - 水平変形関 係を図-3にそれぞれ示す。なお,表-2におけ る部材降伏点はフランジが降伏ひずみに達し,部 材のせん断力-水平変形関係において剛性が低下 した点とした。また,図-2における点線は,4 章で示す曲げ解析から得られた曲げ強度計算値を 表している。

VF2N3 試験体は3体の試験体中,最も大きな耐力を記録している。これは,3体の内で最も低い

	部材障	<b>锋伏時</b>	最大耐力時		
試験体	Ry	Py	R <sub>max</sub>	P <sub>max</sub>	
	(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)	
VF2N3	0.01	424.6	0.0145	480.5	
VF2N6	0.01	414.8	0.0123	439.3	
VF2NV	0.014	448.1	0.015	453.5	

表 - 4 実験結果一覧



S VIZNS 写真 - 2 最終破壊状況



図-2 せん断カー水平変形関係

軸力比(0.32)であったが,他の2体と比ベコン クリート強度が高かったためと考えられる。なお, VF2N3 試験体は相対部材角Rが0.0145rad.時に最 大耐力480.5kNに達した後,緩やかに耐力が低下 しているが,載荷装置の特性によるP-効果を考 慮すれば,耐力低下はほとんどないと言えよう。 履歴形状は,R=0.03rad.の第2サイクル以降,変 位振幅の増加に伴い,徐々に逆S字形に移行して いる。軸方向変形はR=0.02rad.まで復元性が認め られるが0.03rad.以降,圧縮変形の進行が顕著と なった。

VF2N5 試験体では,せん断力 - 水平変形関係に おける履歴ループはエネルギー消費能力の大きな 紡 錘型を示した。R=0.0123rad.時に最大耐力 439.3kN に達した後,耐力低下も緩やかであり, VF2N3 試験体に類似した安定した性状を示した。 しかしながら,軸方向変形は R=0.04rad.の時点で 10mm 程度まで達しており,除荷時における復元 性も R=0.01rad.まではわずかに認められるが,そ れ以降は圧縮変形が急増しており,3体の試験体 中,最も軸方向変形の進行が顕著であった。

変動軸力を作用させた VF2NV 試験体では,R= 0.0151rad.時に最大耐力 453.5kN に達した。また, 引張り軸力時は R=-0.04rad.時に最大耐力 349.1kN



図-3 軸方向変形-水平変形関係

に達した。引張軸力側では紡錘型の履歴ループを 描いているが, 圧縮軸力側では逆S 字型になる傾 向が認められる。軸方向変形は,引張軸力側で変 位振幅の増加に伴い引張変形が増加しているが, 圧縮軸力側では R=0.015rad.で 1.3mm のピーク値 を記録した後, 圧縮変形の増加は認められない。

前述したように,いずれの試験体も柱脚部付近 にジャンカがあり,そこに変形が集中しているが, せん断力-水平変形関係においては極めて安定し た結果が得られた。

3.2 構造特性

図-4は実験結果の包絡線を示したものである。 比較のために,本実験で使用した繊維補強コンク リートと同様のコンクリートを使用し,軸力比が 0.124のCES柱(以下,VF2N1と略記)の実験結 果<sup>2)</sup>も併せて示す。なお,比較試験体におけるコ ンクリート強度および断面積の相違を考慮して,



図-6 最大残留せん断ひび割れ幅

同図の縦軸は無次元化せん断力(Q/(b·D·Fc)) で表現している。変動軸力を用いた VF2NV 試験 体では軸力がせん断力に依存するため,初期剛性 は VF2N3 試験体および VF2N5 試験体と比して小 さな値をなっているが,R=0.015rad.程度からは VF2N5 試験体と同様の傾向を示す。VF2N5 試験 体は VF2N3 試験体と比較して,最大耐力以降の 耐力低下は大きくなっているが,P- 効果を考慮 すれば耐力低下の差違は微小である。以上のよう に,軸力増加による試験体への縦方向の拘束効果 が剛性の上昇を促していることが認められる。

本実験ではデジタル画像を用いてひび割れ幅 の計測を行った。各試験体の第一サイクルピーク 後の除荷時における残留曲げひび割れ幅の推移を 図 - 5 に,残留せん断ひび割れ幅の推移を図 - 6 にそれぞれ示す。なお曲げひび割れ幅計測におい て,ジャンカ部分に発生したひび割れについては 対象外とした。

曲げひび割れ幅の推移は各試験体ともに類似 した傾向を示す。R=0.03rad.まではひび割れ幅の 増加傾向は一様であるが,それ以降は大きな変化 が見られない。これは,ジャンカ部分あるいは柱 頭とスタプ間に生じたひび割れに拡幅が集中した ためと考えられる。いずれの試験体も最大ひび割 れ幅は 1mm に達していない。せん断ひび割れ幅 は R=0.03rad.まで各試験体とも同様の傾向を示し ている。VF2N5 試験体のみ 0.05rad.時に 10mm に 達するほどの大きなひび割れになったが,これは 高軸力による圧縮ひび割れに近いものであると考 えられる。

#### 3.3 曲率

図-7にVF2N3 試験体における曲率の推移を示 す。なお,曲率は柱側面に取り付けた変位計の測 定値から求めたものである(図-1参照)。曲げ変 形は柱頭および柱脚部に集中していることが確認 できる。柱頭部では,上スタブから柱上端150mm 程度まで一様な曲率分布を示している。一方,柱 脚部についてはジャンカのあった100mm~ 200mmに変形が集中している。そのため柱下端と スタブの境界には大きな変形が発生していない。



図-7 曲率分布の推移状況

- 4.曲げ解析
- 4.1 解析概要

解析はコンクリートの引張応力負担を無視し, 断面平面保持仮定の下に,断面要素分割法を用い た剛性マトリックスによる増分型解析法によった。 解析断面は図 - 8に示すように,1要素の厚さを 1cmとして,33分割されたコンクリートファイバ ー要素と鉄骨ファイバー要素から構成されるもの とし,カバーコンクリートとコアコンクリートの 材料特性は異なるものとした。解析で考慮した基 本式を以下に示す。

図 - 8 において断面図心位置での軸ひずみ増 分を  $\Delta \varepsilon_0$ , X 軸回りの回転に対する曲率増分を  $\Delta \phi$  とすると,要素 *i* での軸ひずみ増分  $\Delta \varepsilon_i$ は,

 $\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_0 + x_i \cdot \Delta \phi$  (1) となる。ここで,  $x_i$ は要素 *i* の図心位置から中心 軸までの距離である。また,力の釣合より,軸力 増分  $\Delta N$  と中心軸に関するモーメント増分  $\Delta M$ は剛性マトリックス [K]を用いて次式で表される。

 ${\Delta N, \Delta M}^T = [K] {\Delta \varepsilon_0, \Delta \phi}^T$  (2) 本解析では  $\Delta \phi$  を入力値とし,鉄骨およびコン クリートの応力 - ひずみ関係と力の釣り合いを満 足する  $\Delta M$ ,  $\Delta N$  および軸ひずみ  $\Delta \varepsilon$  を求めた。 なお,曲率  $\phi$  と相対部材角 R の関係は,材軸方向 の曲率分布が曲げモーメント分布に比例すると仮 定した場合の関係式 $\phi = 6 \cdot R/h(h:$ 柱内法高さ) を基本として,図-7に示すような曲率の局所増 加による影響を考慮して,試行錯誤的にせん断力 - 水平変形関係の実験値との適合性を検討し,最 終的に $\phi = 4 \cdot R/h$ で評価した。

鉄骨要素には柴田による区分線形の tri-linear 型 モデルを使用した (図 - 9参照)。区間剛性 ES1 および ES2 と補助直線の勾配 C は文献 3)に従って, ES1=2.1×10<sup>7</sup>MPa ,ES2=ES1/10 および C=-ES1/200 とした。コンクリート要素の履歴ループは図 - 10 に示すような区分線形モデル 4)とした。カバーコ ンクリートではコンクリート圧縮試験結果を参考 にして EC1=1.6× B/ 0, EC2=EC1/3 および EC3=EC1/5 とした。但し, 0 は最大強度時のひ ずみ度であり-0.0033 とした。コアコンクリートで は EC1 および EC2 ともカバーコンクリートと同 様であるが EC3 は EC1/80 とした。さらに拘束効 果を考慮してコンクリート強度上昇係数 K=1.25 を用いた。除荷剛性 EC4 はカバーコンクリートお よびコアコンクリート共に,除荷点のひずみ度 と応力度 。および除荷曲線とひずみ軸の交点に おけるひずみ度(残留ひずみ) <sub>R</sub>によって,EC4=

E/( E R)で与えられるものとした。なお, コアコンクリートにおける軟化勾配 EC3 は,実験 結果との適合性を考慮して試行錯誤的に定めたものであり,今後,要素実験等に基づいて適切に評 価する必要がある。

4.2 解析結果

図 - 11 に各試験体に対するせん断力 - 水平変 形関係および軸方向変形 - 水平変形関係を示す。 各試験体共に解析結果は実験結果と概ね良好



な対応を示している。しかしながら,せん断力 -水平変形関係では,最大強度は実験値とほぼ一致 しているが,R=0.02rad.以降の耐力低下の割合が 大きくなる傾向にある。変動軸力を作用させた VF2NV 試験体では解析値による履歴ループの膨 らみが大きくなる傾向にある。また,各試験体共 に実験値ではジャンカの影響により最大耐力付近 の剛性が落ちる傾向が認められるが,現モデルで は解析によって表すのは困難である。一方,軸方 向変形 - 水平変形関係では,各試験体共に全体的 な履歴性状を解析によって評価できているが, VF2N3 試験体に見られるように,軸方向変形の小 さな範囲での対応が悪い。今後,より詳細な検討 が必要である。

5.まとめ

繊維補強コンクリートを用いた CES 柱の構造 性能に及ぼす作用軸力の影響を検討するために, 軸力比を変数とした3体の柱試験体の曲げせん断 加力実験を実施した。

CES 柱は軸力比 (N/bDFc) で 0.6 程度の高軸力 下においても相対部材角で 1/20rad.の大変形に至 るまで安定した復元力特性を示した。柱の剛性お よびエネルギー吸収能力は作用軸力が高くなるほ ど増加する傾向にある。なお,試験体の柱脚部に はジャンカが生じていたが,柱の構造性能にほと んど影響を及ぼさなかった。

また,ファイバーモデルによる曲げ解析を実施 し,実験結果との比較を行い,CES柱のせん断力 -水平変形関係および軸方向変形-水平変形関係 を概ね解析でシミュレートできることを示した。

#### 謝辞

新日本製鐵㈱鉄鋼研究所・菅野良一博士には試験体作成に, また,国土交通省国土技術政策総合研究所・諏訪田晴彦氏には コンクリートの材料試験にご協力頂いた。ここに記して感謝の 意を表する次第である。なお,本研究は平成14年度科学研究 費補助金・基盤研究(C)(2)(課題番号:14550566)の一部とし て行ったものである。

参考文献

- 1) 高橋宏行,前田匡樹,倉本洋:高靭性型セメント系材料を 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報告集,Vol.21,No.3, pp.1075-1080,2000.7
- 2) 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報告集, Vol24, No.2, pp.271-276,2002.7
- Shibata M.: Analysis of Elastic-Plastic Behavior of a Steel Brace Subjected to Repeated Axial Force, International Journal of Solids and Structures, Vol.18, No.3, 1982.3, pp. 217-228
- 4) Kuramoto H., Kabeyasawa T. and Shen F-H.: Influence of Axial Deformation on Ductility of High-Strength Reinforced Concrete Columns under Varying Triaxial Forces, *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.5, Sept.-Oct. 1995, 610-618

