繊維補強コンクリートの材料特性を考慮した CES 柱の終局耐力に関する考察

INVESTIGATION OF ULTIMATE STRENGTH OF CES COLUMNS CONSIDERING MATERIAL PROPERTIES

藤本利昭*, 倉本 洋**, 松井智哉***, 小松 博****
*Toshiaki FUJIMOTO, Hiroshi KURAMOTO, Tomoya MATSUI
and Hiroshi KOMATSU*

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 discusses how to evaluate the ultimate strength of CES columns. It is revealed based on the test results that the AIJ design formulas for SRC structures can be applied for evaluating the ultimate strengths of CES columns. Furthermore, improved design formulas to estimate the ultimate strength are proposed for CES columns considering material properties.

Keywords : CES column, Fiber reinforced concrete, Structural performance, Ultimate strength, Superposing strength method

CES 柱, 繊維補強コンクリート, 構造性能, 終局耐力, 累加強度

1. はじめに

繊維補強コンクリート (Fiber Reinforced Concrete, 以下 FRC と略記) は, コンクリートの脆性的な破壊特性を改善する目的で, 既に幾つかの研究が行われている。それらのうち, 材料特性に関する研究によれば, 圧縮, 引張および曲げ強度に関しては, 繊維混入前のコンクリートと大きく変わらないものの, 最大強度に達した後の強度劣化特性 (靱性) が改善されることが報告されている¹⁾。

一方, 被覆コンクリートに FRC を用いた鉄骨コンクリート柱 (Concrete Encased Steel Column, 以下 CES 柱と略記) に関する既往の研究では, 終局曲げ耐力は日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」²⁾ (以下, SRC 規準と略記) の一般化累加耐力でほぼ評価できることが報告されている^{3), 4)}。

SRC 規準による一般化累加耐力式 (以下, SRC 規準式と略記) は, 鉄骨については全塑性状態を仮定し, コンクリートについては, 引張強度を無視し圧縮強度のみを考慮した長方形のストレスブロックが用いられる。そのコンクリートのストレスブロックは, 応力分布 (ひずみ分布) と鉄骨による断面欠損の影響をコンクリート強度の低減係数 ρ_u で考慮している。

SRC 規準式を CES 柱に適用するためには, SRC 柱のかぶりコン

クリート部と補強筋により横拘束されたコンクリート部に対して, 設定されたストレスブロックと繊維のみによって補強された CES 柱の FRC のストレスブロックが同等と評価できることを確認する必要がある。また, 前述のとおり SRC 規準式では, 引張応力を受けるコンクリートは無視されており, 普通コンクリートに比べ靱性が向上するという FRC の引張特性が考慮されないことになる。

そこで本研究では, まず FRC の材料試験結果を基に応力-ひずみ関係を定式化し, そのモデルを基に実験結果との比較により CES 柱の圧縮性状ならびに曲げ性状について考察する。更にそれらの検討結果を基に CES 柱の終局耐力評価方法として, SRC 規準式の適用の妥当性を検証すると共に, 更に精度良く終局耐力を評価できる FRC のストレスブロックの提案を試みる。

2. FRC の応力-ひずみ関係のモデル化

既往の材料試験結果を基に, FRC の応力-ひずみ関係の定式化を試みる。なおここでは, CES 柱の実験で主に用いられている繊維径 0.66mm, 繊維長 30mm のビニロンファイバー (RF4000) を体積混入率 (V_f) で 1.0~2.0%混入した FRC を対象とした^{3), 4)}。

* 安藤建設株式会社 技術研究所 主管研究員・博士 (工学)

** 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
教授・博士 (工学)

*** 豊橋技術科学大学大学院工学研究科
建築・都市システム学系 助教・博士 (工学)

**** 日本大学生産工学部建築工学科 教授・博士 (工学)

Senior Research Eng., Ando Corp. Research Center, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architectural Engineering, Osaka University, Dr. Eng.

Assistant Prof., Dept. of Architecture & Civil Eng., Toyohashi University of Technology, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., College of Industrial Tech., Nihon University, Dr. Eng.

2.1 引張力を受ける FRC の応力-ひずみ関係

図 1 は、文献 3) のビニロンファイバーを用いた $V_f=1.0\%$ で圧縮強度 $\sigma_B=52.3\text{N/mm}^2$ の FRC、 $V_f=2.0\%$ で $\sigma_B=55.5\text{N/mm}^2$ の FRC の直接引張試験から得られた応力-ひずみ関係である。

普通コンクリートが引張力を受けると、ひび割れが発生し急激に耐荷力を喪失する。一方引張力を受ける FRC は、図 1 に示すようにコンクリートの引張強度に達すると、ひび割れが発生し強度が一旦低下するものの、その後繊維補強効果によりある一定の応力度を保持する^{1), 3)}。但し、FRC の引張強度は繊維混入前のベースコンクリート（普通コンクリート）と同等である¹⁾。

2.2 曲げモーメントを受ける FRC の応力-ひずみ関係

図 2 は、図 1 と同じ FRC の曲げ試験から得られた応力-変位関係である。なお図の縦軸は曲げモーメントを断面係数 Z で除して求めた応力であり、横軸は試験体の鉛直変位（たわみ量）である。

普通コンクリートの場合、断面の引張縁が引張強度に達するとひび割れが発生し、急激に耐荷力を喪失する。一方既往の FRC の曲げ試験結果^{1), 3), 5)}によれば、FRC の曲げ強度は普通コンクリートと同等であるものの、図 2 に示すようにひび割れ発生後の靱性が著しく向上する。そこでこのような FRC の曲げ挙動を確認するため、FRC の曲げ試験供試体を対象に、ファイバーモデルによる曲げ解析により検討した。解析は、図 3 に示すように試験体断面 ($b \times D=100 \times 100$) の高さ方向を 16 分割して行った。

図 4 に解析に用いた応力-ひずみ関係を示す。解析に用いた FRC の引張応力-ひずみ関係は、2.1 節の引張試験結果を参考に引張強度 σ_t 到達後一旦低下し、その後一定の応力度を保つモデルを仮定した。ここで、曲げモーメントを受ける普通コンクリート引張縁の引張強度は、直接引張試験から得られる引張強度に比べ 2 倍程度の値になること¹⁾、また曲げモーメントを受ける FRC の引張強度は、普通コンクリートと同等であることから、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」⁶⁾（以下、RC 規準と略記）のコンクリートの引張強度を用いた。

$$\sigma_t = 0.56\sqrt{\sigma_B} \quad (1)$$

ここで、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度である。

解析は、FRC が引張応力度に達した後に保持する応力度の比 α をパラメータとした。 $\alpha=0$ は繊維を混入する前のベースコンクリートの応力-ひずみ関係結果を表し、 $\alpha=1.0$ はバイリニア型の応力-ひずみ関係を表す。図 1 の引張試験による FRC の応力-ひずみ関係

図 1 FRC の引張試験による応力-ひずみ関係³⁾

図 2 FRC の曲げ試験による応力-変位関係³⁾

図 5 曲げ解析による応力-曲率関係

は $\alpha=0.2$ に相当する。

図 5 にファイバーモデルによる解析結果を示す。なお図の縦軸は図 2 と同様に曲げモーメントを断面係数 Z で除して求めた応力であり、横軸は曲率 ϕ とした。解析結果によれば、 $\alpha=1.0$ のバイリニア型の応力-ひずみ関係では曲げ強度が高く評価されてしまう。図 2 に示したような FRC の曲げ挙動を示すのは $\alpha=0.4 \sim 0.6$ 程度の場合であり、引張試験による応力-ひずみ関係を表す $\alpha=0.2$ に比べ大きい。この違いは引張試験と曲げ試験による引張強度の違いと同様に断面が均一なひずみを受ける引張試験と断面にひずみ勾配がある曲げ試験との違いと考えられる。なお図 1 および図 2 の結果では、繊維の体積混入率 V_f によって若干挙動が異なっているように見受けられるが、文献 1) および 5) の実験結果も併せて評価すると、 $V_f=1.0 \sim 2.0\%$ 程度の範囲では繊維混入量の違いは明らかではないことから、本研究で対象としている曲げ引張力を受ける FRC は、引張強度に達した後もその $1/2$ ($\alpha=0.5$) 程度の強度を維持するものと考えた。

図 3 FRC の断面分割 図 4 FRC の引張応力-ひずみ関係の仮定

2.3 圧縮力を受ける FRC の応力-ひずみ関係

FRC シリンダーの圧縮試験によれば、圧縮力を受ける FRC の応力-ひずみ関係は、繊維混入前のベースコンクリートに比べ強度の上昇はないものの、圧縮強度到達後の応力劣化勾配が緩やかになる。このような挙動は、角形鋼管を用いた CFT 柱の充填コンクリートの挙動と類似している⁷⁾。そこで、圧縮力を受ける FRC の応力-ひずみ関係は、圧縮強度以降では文献 7) に示された崎野らのモデルを基に下式により表すこととした。

$$Y = \frac{VX + (W-1)X^2}{1 + (V-2)X + WX^2} \quad (2)$$

$$X = \varepsilon_c / \varepsilon_{co}, \quad Y = \sigma_c / \sigma_B, \quad V = E_c \cdot \varepsilon_{co} / \sigma_B,$$

$$W = 1.5 - 17.1\sigma_B \times 10^{-3} + 2.39\sqrt{\sigma_{re}}, \quad E_c = (6.90 + 3.32\sqrt{\sigma_B}) \times 10^3,$$

$$\varepsilon_{co} = 0.94(\sigma_B)^{1/4} \times 10^{-3}$$

ここで、 ε_c ：コンクリートの圧縮ひずみ、 ε_{co} ：コンクリートの圧縮強度時ひずみ、 σ_c ：コンクリートの圧縮応力、 E_c ：ヤング率、 σ_{re} ：有効側圧因子である。

式(2)において、圧縮強度到達後の劣化勾配は、 W つまりは有効側圧因子 σ_{re} によって決定される。そこでFRCの圧縮試験結果と一致するような σ_{re} の値を計算した結果、図6に示すとおり繊維混入量が1～2%程度においては $\sigma_{re}=0.016$ とすることで、ほぼ表せることがわかった。

図6 FRCの圧縮応力-ひずみ関係

3. 荷重-変形関係に対するモデルの検証

3.1 CES柱の軸圧縮性状

2.3節で提案した圧縮力を受けるFRCの応力-ひずみ関係モデルの妥当性を確認するため、文献8)のCES柱の中心圧縮実験結果を対象にモデルとの比較を行った。検討対象とした試験体は、断面形状を $b \times D = 150 \times 150 \text{ mm}$ の正方形断面とし、SS400材を用いたH形鋼(H-100×100×6×8)、交差型H形鋼(2-H-100×50×5×7)を繊維補強コンクリート($\sigma_B=34.1 \text{ N/mm}^2$ 、体積混入率 $V_f=1.0\%$)で被覆した2体である。

FRCの圧縮応力-ひずみ関係は、式(2)を用い、有効側圧因子 $\sigma_{re}=0.016$ とした。なお式(2)によるFRCの応力-ひずみ関係は、ひずみの測定長を断面せい D とした材料試験結果に基づいており、局所化した破壊領域の応力-ひずみ関係を表していると言える。一方中心圧縮実験では、ひずみの測定長を断面せい D の3倍としていることから、破壊領域以外も含んだひずみを表していると考えられる。そこで中心圧縮実験におけるコンクリートの応力-ひずみ関係の負勾配部分の傾きは、材料試験結果に対して3倍して用いることとした⁹⁾。また、内蔵鉄骨の応力-ひずみ関係はバイリニアに仮定した。

図7に実験結果とモデルとの比較を示す。交差型H形鋼を内蔵した試験体では、軸ひずみが1%を超えるあたりから実験と解析とに差が生じているが、実験結果の最大耐力点および最大耐力直後の劣化勾配は良好に表現できている。よってCES柱に用いるFRCの圧

縮特性は、2.3節に示したモデルによって概ね表現できるものと考えられる。

3.2 CES柱の曲げ性状

図8にH形鋼ならびに交差型H形鋼を内蔵したCES柱^{3),4),10),11)}のせん断力-部材角($Q-R$)関係の骨格曲線をファイバーモデルによる解析と比較した結果を示す。解析に用いたFRCの引張応力-ひずみ関係は、FRCのひび割れ強度後の靱性を考慮したモデル(図4の $\alpha=0.5$)とした。但し引張試験結果を参考に、ひずみ1.5%以降は強度が低下し3%で応力が0となるようなモデルにしている。また、FRCの圧縮応力-ひずみ関係は、2.3節を基に式(2)を用い有効側圧因子 $\sigma_{re}=0.016$ とした。なお内蔵鉄骨の応力-ひずみ関係はバイリニアに仮定した。また解析結果の縦軸のせん断力は、柱材端を危険断面として算出した値であり、横軸の部材角 R は材軸方向の曲率 ϕ の分布が、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)を基に、実験値との適合性を試行錯誤的に検討した結果、最終的に $\phi=3 \cdot R/h$ と仮定した。

引張力を受けるFRCの応力-ひずみ関係の違いがCES柱のせん断力-部材角関係に与える影響を確認するため、図8(a)の試験体B1については、FRCの引張応力-ひずみ関係にFRCのひび割れ強度後の靱性を無視したモデル(図4の $\alpha=0$)を用いた結果も併せて示している。

図8(a)より、引張側FRCのモデルの違いにより剛性、耐力が異なり、引張強度と靱性を考慮することで、実験結果との対応が良くなっていることがわかる。既往のCES柱を対象としたファイバーモデルによる解析³⁾においても、解析と実験の最大耐力の対応が良いことが報告されているが、それらの研究では内蔵鉄骨に囲まれた部分のFRCの拘束効果を考慮して、圧縮強度と靱性を高めている点が本解析とは異なっている。

解析では鉄骨の局部座屈を考慮していないため、実験で最大耐力以降に内蔵H形鋼の局部座屈が生じた試験体B3, B3L, B3H(図8(c), (d), (e))では、最大耐力以降で実験と解析に差異が生じているが、他の試験体に関しては、内蔵鉄骨の形状、軸力比に関わらずFRCの引張挙動を考慮したファイバーモデルによって、CES柱の曲げ挙動を良好に追跡できている。

4. CES柱の軸圧縮耐力

文献8)で報告された中心圧縮実験結果を基に、以下に示す単純累加耐力 N_0 およびSRC規準の圧縮耐力 N_u と比較を行った。

$$N_0 = N_s + N_c = \sigma_y \cdot A_s + \sigma_B \cdot A_c \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 N_s 、 N_c ：鉄骨およびコンクリート部分の終局圧縮耐力、 σ_y ：鉄骨の降伏強度、 A_s 、 A_c ：鉄骨およびコンクリート部分の断面積である。

$$N_u = N_s + N_c = \sigma_y \cdot A_s + \sigma_{cu} \cdot A_c \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 σ_{cu} ：コンクリート強度の低減係数($=0.85-2.5p_c$)、 p_c ：圧縮側鉄骨比($=a_c/bD$)、 a_c ：圧縮側鉄骨フランジの断面積(但しここでは鉄骨の全断面積 $a_c=A$ として評価した)である。

図7 柱の中心圧縮特性の実験結果と計算結果の比較

表1に実験結果と計算結果を比較して示す。各試験体の最大耐力(N_{exp})は、式(3)による単純累加耐力 N_0 とほぼ一致しており、内蔵鉄骨の形状に関わらず、CES柱の軸圧縮耐力は単純累加式により評価できるといえる。また実験結果はSRC標準の圧縮耐力 N_u の1.08～1.1倍で、軸圧縮耐力が低く評価されることがわかった。

上記のことからも、繊維や内蔵鉄骨の拘束によるコンクリートの強度上昇は無いものと考えられる。

表1 CES柱試験体の軸圧縮耐力一覧(単位: kN)

	N_c	N_s	N_0	N_u	N_{exp}	N_{exp}/N_0	N_{exp}/N_u
CES柱(H形鋼)	699	655	1354	1239	1336	0.99	1.08
CES柱(交差型H形鋼)	693	680	1373	1258	1388	1.01	1.10

5. CES柱の曲げ耐力

5.1 ファイバーモデルによる検討

3.2節に示したFRCの応力-ひずみ関係を用いたファイバーモデルにより、CES柱の終局曲げ耐力-軸力相関曲線(M-N相関曲線)を検討した。3.2節の解析における各試験体の最大耐力時の圧縮縁ひずみ ε_{cu} を表2に示す。 ε_{cu} は $-0.349 \sim -0.426 \times 10^{-2}$ であり、この値は鉄筋コンクリート部材の終局耐力計算に一般的に用いられている $\varepsilon_{cu} = -0.3 \times 10^{-2}$ に比べ大きな値であった。このことから、ファイバーモデルによるM-N相関曲線は、FRCの圧縮縁ひずみが $\varepsilon_{cu} = -0.35 \times 10^{-2}$ に達したときの耐力として計算した。

図9にファイバーモデルによるM-N相関曲線に実験値をプロットして示す。なお、図中にはSRC標準式によるM-N相関曲線も比較のため示している。

SRC標準式によるCES柱のM-N相関曲線は、実験結果に対して若干小さく安全側の評価となっている。一方ファイバーモデルによるM-N相関曲線は、交差型H形鋼の試験体の比較的高軸力の範囲でSRC標準のM-N相関曲線を下回る部分があるものの、SRC標準に比べ概ね耐力が高く評価される傾向がある。また、ファイバーモデルによるM-N相関曲線は、SRC標準式に比べ実験結果との対応も良い。

表2 曲げ耐力時の圧縮縁ひずみ

試験体	B1	B2	B3	B3L	B3H	CESU	VF1	VF2	VF2N3	VF2N5
$\varepsilon_{cu} (*10^{-2})$	-0.398	-0.351	-0.349	-0.358	-0.356	-0.369	-0.398	-0.410	-0.426	-0.403

5.2 一般化累加によるCES柱の曲げ耐力式の検討

前節の検討で、ファイバーモデルによる解析から求めたM-N相関曲線が、SRC標準式に比べ実験結果との対応が良いことが明らかとなった。しかしながらファイバーモデルによる耐力計算は、実務では少々煩雑と考えられることから、一般化累加耐力式によって、よりCESの耐力を精度よく算定することを目的として、FRCのストレスブロックについて検討を行った。なお、柱の曲げ危険断面位置は、材端にすることを前提に検討した。

(1) SRC標準式のコンクリートのストレスブロックの検討

SRC標準ではコンクリート部分の耐力計算に関して、ストレスブロックの低減係数として σ_u が用いられる。 σ_u は、コンクリート応力分布と鉄骨によるコンクリート断面の欠損による影響を簡略化して考慮した式となっている。前述のとおり、 σ_u はSRC部材に対し

図8 柱のQ-R関係の実験結果と計算結果の比較

て設定された式であり, CES 柱ではコンクリートに FRC を用いて補強筋を省略している点, SRC 柱に比べ鉄骨断面が大きい点が異なることから, これらの影響について検討を行った。

a) 応力分布に対するストレスブロックの低減係数の検討

まず FRC の応力分布によるコンクリート強度の低減係数を調べるため, 図 10 に示すように, 圧縮力を受ける FRC 応力-ひずみ関係から求まる応力分布を, 長方形分布に置き換えた場合の低減係数 α_{ul} を検討した。検討方法は, まず 2.3 節で仮定した圧縮力を受ける FRC の応力-ひずみ関係を用いて, 圧縮縁ひずみ $\epsilon_{cu} = -0.35 \times 10^{-2}$ までの応力分布から得られる軸力と曲げモーメントを求め, 次に長方形ブロックから得られる軸力と曲げモーメントが等しくなるような低減係数 α_{ul} を求めた。なお, 応力分布に関しては, 圧縮強度が影響することが考えられることから, 圧縮強度 σ_B を変数として検討を行った。

検討結果の一覧を表 3 に示す。応力分布形状の影響による低減係数は, コンクリート強度によって若干の差はあるものの 0.9 前後であり, 曲げ耐力を安全側に評価する観点では SRC 規準の 0.85 を用いても問題ないものと考えられる。

b) 鉄骨によるストレスブロックの低減係数の検討

鉄骨による断面欠損がストレスブロックの低減係数に与える影響を確認するため, ストレスブロックの違いによる M-N 相関曲線への影響を検討した。

一例として, H 形鋼を内蔵した CES 柱 (試験体 B1), 交差型 H 形

鋼を内蔵した CES 柱 (試験体 VF1) について, ストレスブロックの評価方法を変化させたコンクリート部分の M-N 相関曲線を図 11a) に, 柱の M-N 相関曲線を図 11b) に示す。図 11 には, SRC 規準式のコンクリート強度の低減係数 α_u を用いた場合 (実線), コンクリート強度の低減係数 α_u を 0.85 とした場合 (図中 “□”), コンクリート強度の低減係数 α_u を 0.85 とし, 更に鉄骨の断面欠損を考慮した場合 (図中 “●”) について示している。試験体 B1 では, コンクリート強度の低減係数 α_u を 0.85 とし, 更に鉄骨の断面欠損を考慮した場合, SRC 規準式とほぼ一致している。一方試験体 VF1 では, コンクリート強度の低減係数 α_u を 0.85 とし, 更に鉄骨の断面欠損を考慮した場合の耐力に比べ, SRC 規準の耐力は僅かであるが大きい

図 10 応力分布のストレスブロックへのモデル化

表 3 応力分布による低減係数 α_{ul} 一覧

	$\sigma_B (N/mm^2)$				
	20	30	40	50	60
α_{ul}	0.928	0.921	0.911	0.900	0.89

図 9 柱の曲げ耐力の実験値と M-N 相関曲線の比較

く評価されている。これは、圧縮側鉄骨比 r_c が柱全断面に対する1つの鉄骨フランジの断面積の比で評価されることから、内蔵鉄骨がH形鋼の場合に対して、交差型H形鋼を内蔵した場合、1つのフランジの断面積が小さくなるのが影響している。

これらの影響を図11b)のCES柱の耐力で見ると、試験体VF1のSRC標準式とコンクリート強度の低減係数 r_u を0.85とし、更に鉄骨の断面欠損を考慮した場合の耐力の差は更に僅かとなる。ここで応力分布によるコンクリート強度の低減係数を小さく評価していることを含めて総合的に判断すれば、コンクリート強度の低減係数 r_u はSRC標準式の値を用いて評価できるものと考えられる。

一方で、コンクリートの圧縮ストレスブロックを変化させた場合、コンクリートの曲げ耐力と圧縮側の軸耐力が変化するため、比較的軸力が高いCES柱試験体の曲げ耐力の評価精度は改善されない。よ

って低軸力の領域のM-N相関曲線を改善するためには、FRCの引張強度を考慮する必要があるものと考えられる。

(2) FRCの引張特性を考慮した耐力式

上記の検討結果から、図12に示すFRCの引張強度を考慮した一般化累加耐力式を提案する。

図12 提案するストレスブロック

図11 コンクリートのストレスブロックの違いによるM-N相関曲線の比較

図13 FRCの引張特性を考慮した耐力式によるM-N相関曲線の比較

ここで、FRC のストレスブロックは、圧縮側は SRC 規準と同様の値とし、引張側のストレスブロックとして、式(1)のコンクリートの引張強度 σ_t の 0.5 倍とした。この値は、2.2 節で示した FRC の曲げ試験に対するファイバーモデルによる解析で用いた、曲げ引張力を受ける FRC の応力-ひずみ関係 (図 4 参照) における強度低下後に維持する応力度の比 $\alpha=0.5$ に相当する。

図 12 のストレスブロックを用いて計算した CES 柱の M-N 相関曲線を、図 9 にプロットしたものを図 13 に示す。

図 12 のストレスブロックを用いた曲げ耐力は、SRC 規準式に比べ引張軸力及び低軸力における曲げ耐力が高く評価され、ファイバーモデルおよび実験結果との対応が良くなっていることがわかる。また、圧縮軸力が高い範囲では、SRC 規準とほぼ同等になっている。

以上のことから、FRC の引張強度を考慮した本提案式で、CES 柱の終局耐力をより精度良く評価できるものと考えられる。

6. まとめ

繊維補強コンクリートの材料特性に着目し、CES 柱の終局耐力に関して考察した。

- ・ CES 柱に用いる FRC の圧縮、引張、曲げ性状を表す応力-ひずみ関係を提案した。
- ・ 提案した FRC の応力-ひずみ関係により、CES 柱の軸圧縮性状を精度良く評価できる。
- ・ 提案した FRC の応力-ひずみ関係を用いたファイバーモデルにより、CES 柱の曲げ性状、終局曲げ耐力を精度良く評価できる。
- ・ SRC 規準の一般化累加耐力式は、CES 柱の軸圧縮耐力および曲げ耐力を安全側に評価する。
- ・ SRC 規準の一般化累加耐力式に、FRC の引張ストレスブロックを用いる終局耐力評価方法を提案し、CES 柱の終局曲げ耐力を精度良く評価できることを示した。

なお、実際の CES 構造物においては、CES 柱の材端部 (柱頭および柱脚部) において、FRC の打ち継ぎ面や鉄骨梁等のディテールにより FRC が分断される場合も予想される。そのような場合には、FRC の引張強度が期待できないため、SRC 規準式により設計すれば良いものとする。

謝辞

本研究は、日本建築学会 鋼コンクリート合成構造運営委員会に設置された CES 構造性能評価小委員会 (主査: 倉本洋 大阪大学教授) ならびに CES 構造解析 WG の活動の一環として実施したものである。小委員会ならびに WG 委員の皆様には貴重なご意見をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 住学, 竹内博幸, 中出睦, 谷垣正治: ビニロン繊維補強コンクリートに関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, 2003
- 2) 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, 2001.1
- 3) 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.
- 4) 溝淵博己, 松井智哉, 藤本利昭, 倉本洋: 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, 第 8 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, CD-ROM, 2009.11
- 5) 田口孝, 神谷隆, 倉本洋: 材料特性の異なる FRC を用いた外付耐震補強工法における CES 補強柱の構造性能, 第 8 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, CD-ROM, 2009.11
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 7) Kenji Sakino, Hiroyuki Nakahara, Shosuke Morino and Isao Nishiyama: Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, Volume 130, Number 2, pp.180-188, 2004.2.
- 8) 小松博, 藤本利昭, 櫻田智之: 再生骨材コンクリートを用いた合成構造柱の圧縮試験 (その 1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1365-1366, 2010.9
- 9) 稲井栄一, 西山功, 崎野健治: ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究 (CFT-19) コンクリート充てん鋼管柱の復元力特性のシミュレーション-その 1 解析手法の概要-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.921-922, 1997.9
- 10) 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-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.
- 11) 田口孝, 永田論, 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第 28 巻, 第 2 号, pp.1273-1278, 2006.7.

(2010年5月10日原稿受理, 2010年9月7日採用決定)