

(30) CES部材のせん断性状に関する研究

荒牧 龍馬¹・六田 莉那子²・藤本 利昭³

¹正会員 日本大学大学院 生産工学研究科建築工学専攻 (〒275-8575 千葉県習志野市泉町1-2-1)
E-mail:ciry13002@g.nihon-u.ac.jp

²正会員 日本大学大学院 生産工学研究科建築工学専攻 (〒275-8575 千葉県習志野市泉町1-2-1)
E-mail:ciri13036@g.nihon-u.ac.jp

³正会員 日本大学准教授 生産工学部建築工学科 (〒275-8575 千葉県習志野市泉町1-2-1)
E-mail:fujimoto.toshiaki@nihon-u.ac.jp

SRC構造の鉄筋を省略し、繊維補強コンクリート（以下、FRC）を用いた鉄骨コンクリート（以下、CES）構造の実用化に向け、構造性能の検討を行っている。

本研究では、CES構造部材のせん断耐力評価法を検討する基礎資料を整備することを目的とし、せん断破壊が先行するように設計した、内蔵鉄骨および部材幅の異なる6体のCES部材の曲げせん断実験を行い、破壊形状、せん断特性について把握するとともにせん断耐力評価法についての検討を行った。その結果、各試験体とも曲げ耐力に達する前にせん断破壊が生じ、CES部材のせん断耐力評価の基礎データを得ることができた。また、CES部材の終局せん断耐力は、簡略化せん断耐力式におけるコンクリートの有効幅係数を適切に評価することで、部材幅および内蔵鉄骨の差異によらず評価可能であることを明らかとした。

Key Words : CES, fiber reinforced concrete, shear strength, shear behavior

1. はじめに

筆者らは、鉄骨鉄筋コンクリート（Steel Reinforced Concrete：以下、SRC）構造の鉄筋を省略し、繊維補強コンクリート（Fiber Reinforced Concrete：以下、FRC）を用いた鉄骨コンクリート（Concrete Encased Steel：以下、CES）構造（図-1 参照）の実用化に向け、構造性能の検討を行っている。

これまでの実験的研究により、CES構造はSRC構造と同等の優れた耐震性能を有することが明らかとなっている²⁾。しかしながら、せん断破壊型の試験体を用いた実験は十分に行われておらず、文献³⁾に示されたH形鋼を内蔵したCES試験体3体のみである。特に交差型H形鋼を内蔵したCES試験体では、せん断破壊型の試験体は全くないことから、終局せん断強度式と実験値との整合性は明らかとされていないのが現状である。

そこで本研究では、CES構造の設計法を確立するため、CES部材のせん断耐力評価法を検討する基礎資料を得ることを目的とし、せん断破壊が先行するように設計したCES部材の曲げせん断実験を行い、破壊形状、耐力性能およびせん断特性について把握するとともにせん断耐力評価法についての検討を行った。

2. 実験計画

(1) 試験体

試験体の一覧を表-1に、試験体形状を図-2に示す。試験体は、内蔵鉄骨にH-194×150×6×9のH形鋼を用いたもの（以下、SHシリーズ）と、2-H-200×100×5.5×8の交差型H形鋼を用いたもの（以下、DHシリーズ）の2シリーズとした。実験変数は、それぞれのシリーズにおいて、FRC部分の断面せい(D)を一定として、断面幅(b)を変数としたb×D=200×300mm、300×300mm、400×300mmの3体、計6体の試験体を用いた。

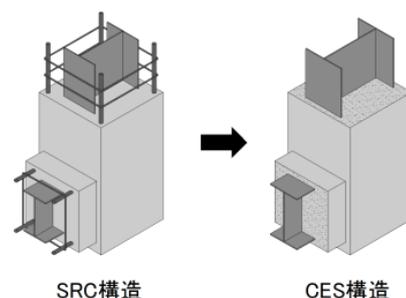


図-1 CES構造システム

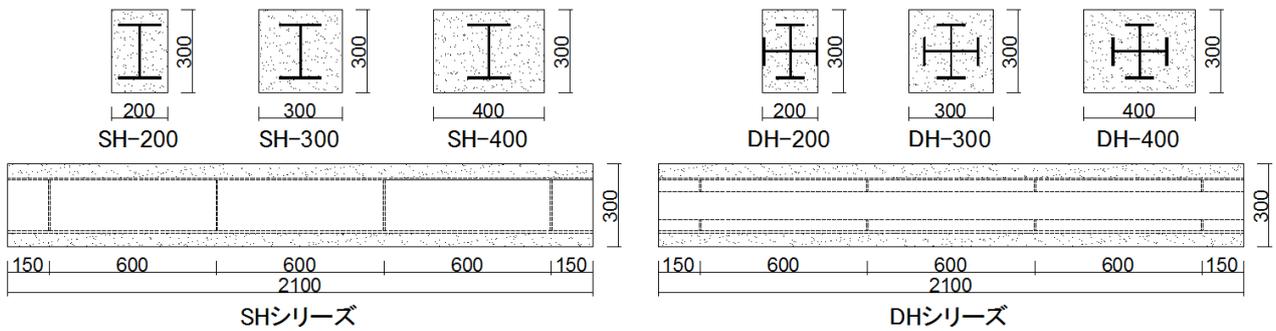


図-2 試験体形状 (単位: mm)

表-1 試験体一覧

試験体	内蔵鉄骨	繊維補強コンクリート(Fc27)
SH-200	シングル H	b*D=200mm*300mm
SH-300	H-194*150*6*9 (SS400)	b*D=300mm*300mm
SH-400		b*D=400mm*300mm
DH-200	ダブル H	b*D=200mm*300mm
DH-300	2-H-200*100*5.5*8 (SS400)	b*D=300mm*300mm
DH-400		b*D=400mm*300mm

繊維:ピニロンファイバー(RF4000), 体積混入率1%

表-2 鋼材の材料試験結果

	板厚 t (mm)	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	破断伸び ϵ (%)
SHウェブ	6.22	332	467	205000	27.8
SHフランジ	9.19	315	462		26.3
DHウェブ	5.02	345	458		32.8
DHフランジ	7.53	326	462		40.3

表-3 FRC の材料試験結果

	設計基準強度 F_c (N/mm ²)	材齢	圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	曲げ強度 σ_b (N/mm ²)	引張り強度 σ_t (N/mm ²)
SH	27	36日	31.9	29985	—	2.8
DH	27	58日	31.7	27448	5.1	2.7

(2) 使用材料

鋼材の材料試験結果を表-2 に示す。内蔵鉄骨には SS 400 材を使用し、材料試験は 5 号試験片を用いて行った。FRC の材料試験結果を表-3 に示す。コンクリートの設計基準強度は $F_c = 27 \text{ N/mm}^2$ とした。FRC に使用した繊維は、直径 0.66 mm、長さ 30 mm のピニロンファイバー (RF4000) であり、体積混入率を 1.0% とした。

(3) 試験方法

加力装置は、日本大学生産工学部の 5000 kN 構造物試験機を用いて行った。加力方法および変位計位置を図-3 に実験状況を図-4 に示す。加力は、中央部を試験区間とした逆対称加力 (大野式加力) 方式とし、一方向単調載荷とした。

計測は、部材中央の曲げ変形ならびにせん断変形を変位計により測定した。また、内蔵鉄骨フランジおよびウェブのひずみをひずみゲージにより測定した。

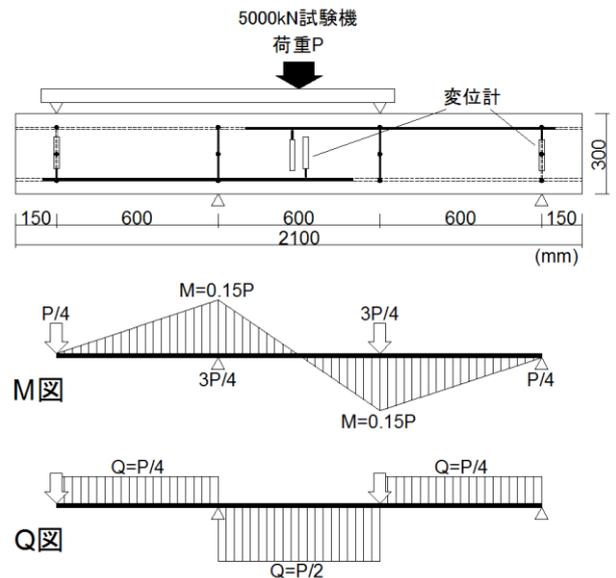


図-3 加力方法および変位計位置

3. 試験結果および考察

(1) 破壊形状および実験結果

各試験体の最終破壊形状を図-5 に示す。各試験体とも、はじめに加力点および支点付近断面の引張側に縦方向に曲げひび割れが生じ、その後、曲げひび割れが生じた加力点と支点の圧縮側を繋ぐよう、斜め方向にせん断ひび割れが発生した。図-5 からわかるように、断面幅が細い



図-4 実験状況

試験体 SH-200, DH-200 では、せん断ひび割れの角度が小さく、断面上下に主要な2本のひび割れが発生している。それに対し、断面幅が300 mm, 400 mmの試験体では、初期に発生した主要な1本のせん断ひび割れが伸展・拡大するのみであり、ひび割れ本数の増加は殆ど認められなかった。また、各試験体で初期のひび割れが発生した後も荷重は上昇し、ひび割れの伸展・拡大が確認されたが、それによる耐力の大幅な低下は見られず、コンクリートの大きな剥落も確認されなかった。

(2) 部材のせん断特性

せん断実験結果を表4に示す。また、SHシリーズのせん断力-変形角(Q-R)関係を図-6に、DHシリーズのせん断力-変形角(Q-R)関係を図-7に示す。なお横軸の変形角Rは、試験体中央部の試験区間の鉛直変位 δ を試験区間の長さL(=2D=600 mm)で除した値 $R = \delta/L$ で示している。内蔵鉄骨の差異に関わらず、断面幅が大きくなることにより最大せん断耐力は大きくなるのがわかる。また、断面幅の違いによる特性として、断面幅が200 mm・300 mmの試験体では、せん断耐力が最大に達した後、部材の変形が進行しても耐力は急激に落ちることなく保ち続けるのに対し、400 mmの試験体では、最大耐力に達した後、200 mm・300 mmの試験体と同等まで耐力が低下することがわかる。これらのことから、内蔵鉄骨幅に対してFRC部の断面幅を拡大することにより、最下耐力を増加することは可能であるが、その一方で変形性能は低下するものといえる。

4. 耐力評価式

CES部材の終局曲げ耐力は、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」⁴⁾(以下、SRC規準)の考え方に基づく一般化累加強度耐力式によって評価できることが、既往の研究⁵⁾によって明らかであることから、本研究でも同様に一般化累加強度式により算定した。

CES部材の終局せん断耐力においても曲げ耐力と同様にSRC規準を基に評価方法を検討した。

(1) CES部材の終局せん断耐力

CES部材の終局せん断耐力($_{sc}Q_u$)は、下記のようにSRC規準に基づき、鉄骨部分の終局せん断耐力($_{s}Q_{su}$)とコンクリート部分の終局せん断耐力($_{c}Q_{su}$)を足し合わせて評価する。

$$_{sc}Q_u = _sQ_{su} + _cQ_{su} \quad (1)$$

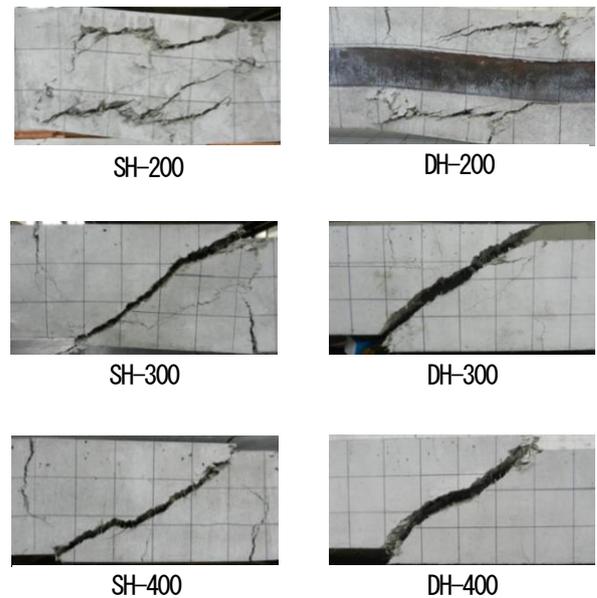


図-5 最終破壊形状

表-4 せん断実験結果

試験体	せん断ひび割れ発生荷重 P_c (kN)	せん断降伏荷重 P_v (kN)	最大荷重 P_{max} (kN)	最大せん断力 Q_{max} (kN)
SH-200	65	366	828	414
SH-300	112	466	990	495
SH-400	172	597	1198	599
DH-200	101	562	916	458
DH-300	107	622	990	495
DH-400	145	956	1148	574

$$Q_{max} = P_{max}/2$$

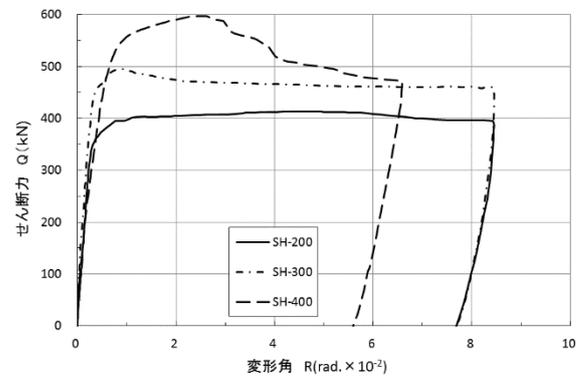


図-6 せん断力-変形角 (SH)

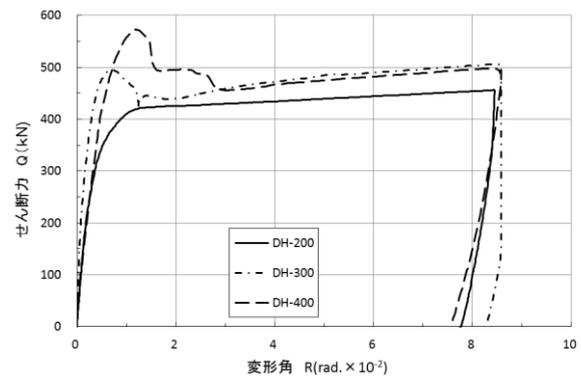


図-7 せん断力-変形角 (DH)

(2) 鉄骨部分の終局せん断耐力

鉄骨のせん断降伏によって決まるせん断耐力は、SRC 規準に基づき以下による。

$${}_s Q_{su} = t_w \cdot d_w \cdot \sigma_y / \sqrt{3} \quad (2)$$

ここで、 t_w ：鉄骨ウェブ厚さ、 d_w ：鉄骨ウェブせい、 σ_y ：鉄骨ウェブの降伏応力度

(3) コンクリート部分の終局せん断耐力

SRC 規準において、コンクリート部分の終局せん断耐力式は、本文に記載された規準式その他、解説に精度の良いコンクリートのせん断耐力式として、分割アーチ式⁶⁾簡略化せん断耐力式⁷⁾が記載されている。ここでは、文献 7) を参考に SRC 規準のせん断耐力式、RC 終局強度指針式⁸⁾、分割アーチ式、簡略化せん断耐力式を用いて検討した。以下に各算定式および文献 3) 9) による CES 部材に対する提案式を示す。また、断面の定義を図-8 に示す。

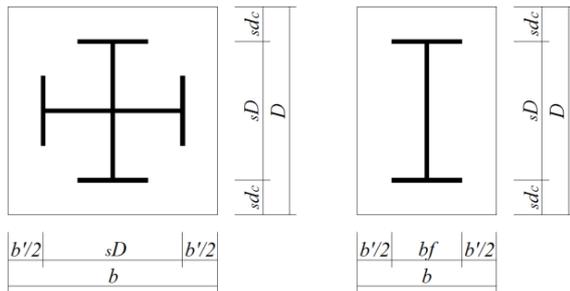


図-8 断面の定義

a) SRC規準のせん断耐力式

$${}_c Q_{su1} = 0.5b \cdot D \cdot F_s \cdot \alpha \quad (3)$$

$${}_c Q_{su2} = b' \cdot D \cdot F_s \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot D} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (5)$$

$$F_s = \min(0.15\sigma_B, 2.25 + 4.5\sigma_B/100) \quad (6)$$

ここで、 ${}_c Q_{su1}$ ：斜張力による終局せん断耐力、 ${}_c Q_{su2}$ ：付着割裂による終局せん断耐力、 α ：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（H 形鋼強軸： $b - b_f$ 、十字形鉄骨： $b - sD$ ）、 b_f ：フランジ幅、 sD ：鉄骨せい、 F_s ：コンクリートのせん断強度

SRC 規準のコンクリート部分の耐力は、 ${}_c Q_{su1}$ と ${}_c Q_{su2}$ の小さい方でせん断耐力が決まる。

b) RC終局強度指針式

$${}_c Q_{su} = \tan \theta \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (7)$$

ここで、 $\tan \theta = \sqrt{(l'/D)^2 + 1} - l'/D$ 、 l' ：柱の内法スパン、 v ：コンクリートの有効係数で $v = 0.7 - \sigma_B/200$

c) 分割アーチ式

分割アーチ式はせん断付着破壊が、内蔵鉄骨によりせん断力の伝達が妨げられるため生じると考えた式である。H 形鋼強軸の場合（式(8)）と十字形鉄骨の場合（式(9)）の算定式を以下に示す。

$${}_c Q_{su} = \tan \theta \cdot b' \cdot D \cdot v \sigma_B / 2 + \tan \theta_1 (b_f - t_w) \cdot d_w \cdot v \sigma_B / 2 + \tan \theta_2 \cdot b_f \cdot s \cdot d_c \cdot v \sigma_B \quad (8)$$

$${}_c Q_{su} = \tan \theta \cdot b' \cdot D \cdot v \sigma_B / 2 + \tan \theta_1 (b_f - t_w) \cdot d_w \cdot v \sigma_B / 2 + \tan \theta_2 \cdot b_f \cdot s \cdot d_c \cdot v \sigma_B + \tan \theta_3 (D - t_w) (sD - b_f) \cdot d_w \cdot v \sigma_B / 2 \quad (9)$$

ここで、 t_w ：鉄骨ウェブ厚さ、 d_w ：鉄骨ウェブせい、

$$\tan \theta_1 = \sqrt{(l'/d_w)^2 + 1} - l'/d_w,$$

$$\tan \theta_2 = \sqrt{(l'/s \cdot d_c)^2 + 1} - l'/s \cdot d_c,$$

$$\tan \theta_3 = \sqrt{(2l'/(D - t_w))^2 + 1} - 2l'/(D - t_w),$$

v ：鉄骨フランジに囲まれるコンクリートは 1.0、 $s d_c$ ：鉄骨のかぶり厚さ

d) 簡略化せん断耐力式

$${}_c Q_{su} = \tan \theta \cdot b \cdot D \cdot \mu \cdot \sigma_B / 2 \quad (10)$$

$$\mu = (0.5 + b'/b) \leq 1.0$$

簡略化せん断耐力式は、分割アーチ式を簡略化した式であり、 μ はアーチの有効係数である。

式(10)は、RC 終局強度指針式(7)のコンクリートの有効係数 v を μ に置き換えた式に見えるが、式の導出にあたって、 $v = 1.0$ とし、アーチの有効係数 μ を導入した式である。よって、式(10)は以下のようにも書き換えられる。

$${}_c Q_{su} = \tan \theta (0.5 + b'/b) \cdot b \cdot D \cdot \mu \cdot \sigma_B / 2 = \tan \theta \cdot 0.5 \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 + \tan \theta \cdot b' \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (11)$$

ここで、式(11)の第 2 項は、分割アーチ式(8)、(9)の第 1 項と同じであり、鉄骨幅外側部分のせん断耐力を表している。一方、式(11)の第 1 項は、分割アーチ式(8)、(9)の第 2 項以下を簡略化したものであり、鉄骨幅内側

部分のせん断耐力を表している。アーチが鉄骨で分断されても鉄骨が入っていない場合、すなわちアーチが分断されていない場合の0.5倍のせん断力は確保されるということで、 $b' = 0$ すなわち鉄骨幅と柱幅が等しい場合となっても $\mu = 0.5$ となるように μ の式を決めている。よって、式(11)の第1項の0.5は、 $\tan \theta$ の係数である。なお $b' = b$ の場合、すなわち内蔵鉄骨がない場合は、 $\mu = 1.5$ となり1.0を超えるため、 $\mu = 1.0$ として計算することになる。

e) CES部材のせん断耐力提案式

$${}_c Q_{su} = \tan \theta \cdot b \cdot D \cdot \mu \cdot \sigma_B / 2 \quad (12)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(l'/D)^2 + 1} - l'/D$$

ここで、 b : 部材断面幅、 D : 部材断面せい、 σ_B : コンクリート圧縮強度、 l' : 部材の内法スパン

提案式として、式(12)は、簡略化せん断耐力式(10)のコンクリート有効幅係数 μ を、既往のCES部材の実験結果に基づき、SHシリーズの場合0.80³⁾、DHシリーズの場合0.87⁹⁾として用いた式とした。

各算定式による計算値と実験値を表-5に示す。また、各算定式による計算値と実験値との比較を図-9に示す。計算値と実験値の比較により、SRC規準式、RC終局強度指針式、分割アーチ式のせん断強度は、実験結果に対してせん断耐力を、極めて小さく評価していることがわかる。また、簡略化式は上記の三式に比べ実験値との対応が最も良いが、試験体SH-400のように計算結果が曲げ破壊先行となるような破壊モードと一致しない場合が生じている。これらの理由として、CES部材では鉄筋による負担せん断強度がないこと、鉄骨せいが大きいこと、被覆コンクリートの有効幅 b' が小さくなること、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考えられることなどが挙げられる。提案式では、簡略化式のコンクリート有効幅係数 μ を、既往のCES部材の実験結果に基づき、SHシリーズの場合0.80、DHシリーズの場合0.87と低減した式を用いたため、実験結果と良好な対応を示している。

表-5 計算値および実験値一覧

		SH-200	SH-300	SH-400	DH-200	DH-300	DH-400
鉄骨	${}_s Q_{mu}$ (kN)	320			250		
	${}_s Q_{su}$ (kN)	208			185		
曲げ耐力	${}_{sc} Q_{mu}$ (kN)	539	561	580	564	639	707
SRC規準	${}_{sc} Q_{su}$ (kN)	263	373	483	185	295	405
RC終局型指針		329	390	450	306	366	426
分割アーチ		275	336	396	242	302	362
簡略化	μ	0.75	1.00		0.50	0.83	1.00
	${}_{sc} Q_{su}$ (kN)	375	543	654	296	462	629
提案式	μ	0.80			0.87		
	${}_{sc} Q_{su}$ (kN)	387	476	565	378	474	571
実験値	Q_{max} (kN)	414	495	599	458	495	574

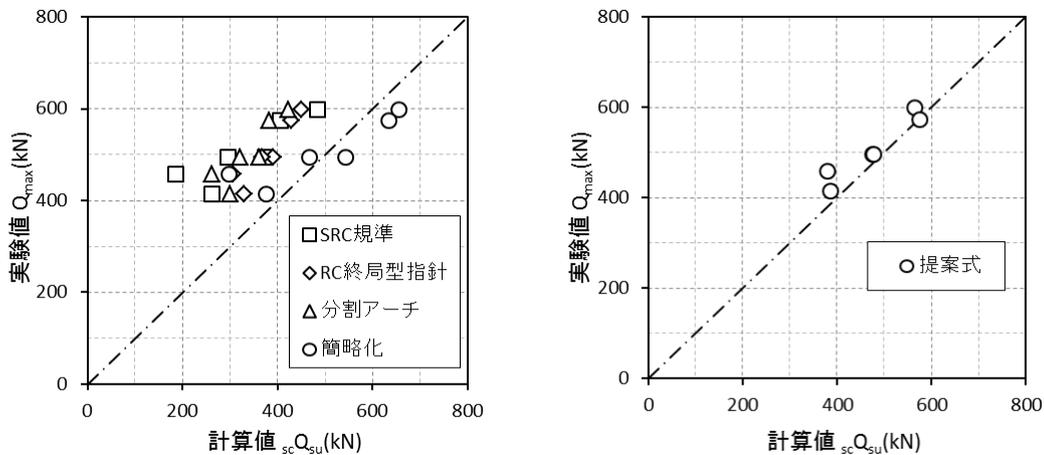


図-9 各評価式および提案式の実験値との比較

5. まとめ

CES 部材のせん断性状を把握することを目的とし、内蔵鉄骨および部材幅の異なる試験体を用いた曲げせん断実験を行い、破壊形状、耐力性能およびせん断特性について把握した。さらに、耐力評価法の検討として、各耐力評価式において実験値との比較検討を行った。

本研究で得られた知見は以下の通りである。

- 1) 各試験体とも曲げ耐力に達する前にせん断破壊が生じ、CES 部材のせん断耐力評価の基礎資料を得た。
- 2) 破壊形状、耐力性能として、各試験体とも加力点および支点付近に曲げひび割れが生じた後、斜めにせん断ひび割れが生じた。また、それによる耐力の大幅な低下はみられず、コンクリートの大きな剥落も確認されなかった。
- 3) せん断特性において、内蔵鉄骨が H 形鋼、交差型 H 形鋼のどちらの場合においても、その差異に関わらず断面幅が大きくなることにより、最大せん断耐力は大きくなる。
- 4) CES 部材の終局せん断耐力は、簡略化せん断耐力式におけるコンクリートの有効幅係数を既往の研究に基づき、適切に評価した提案式を用いることによって内蔵鉄骨および部材幅の差異によらず評価可能である。

謝辞：本研究は、平成 23 - 24 年度文部科学省科学研究費補助金（研究活動スタート支援、課題番号23860049、代表者：藤本利昭）の助成を受けたものである。関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会 構造委員会 鋼コンクリート合成構造運営委員会：CES 造建物の構造性能評価指針（案）の制定に向けて、2013 年度日本建築学会大会（北海道）構造部門（SCCS）パネルディスカッション資料
- 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集，第 24 巻，第 2 号，pp.271~276，2002.6
- 3) 松井智哉，溝淵博己，藤本利昭，倉本洋：シアスパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，pp.1165~1170，2009 年 7 月
- 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) 藤本利昭，倉本洋，松井智哉，小松博：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，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻，第 658 号，2010 年 12 月
- 6) 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
- 7) 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.151~158，1992.2
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11
- 9) 藤本利昭，倉本洋，松井智哉：交差 H 型断面鉄骨を内蔵した CES 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，土木学会 / 日本建築学会，Paper No.4，2009.11

STUDY ON SHEAR BEHAVIOR OF CES MEMBERS

Ryoma ARAMAKI, Rinako ROKUTA and Toshiaki FUJIMOTO

Concrete Encased Steel (CES) structural system consisting of fiber reinforced concrete (FRC) and encased steels is a new composite structural system, and is being conducted continuous and comprehensive studies to make it practical. In this study, the effects of the sectional width on the shear behavior of CES members are experimentally studied. The selected test parameters are sectional width of FRC and steel shapes. This paper discusses how to evaluate the ultimate shear strength of CES members.