

# 論文 CES内部柱梁接合部の構造性能

岩瀬 勝洋\*1・松井 智哉\*2・倉本 洋\*3

**要旨:** 一昨年に行われた内部柱梁接合部試験体を用いた静的加力実験では、梁曲げ降伏先行型の試験体は安定した履歴を示した一方で、大変形時においてパネルゾーンのコンクリートの損傷が顕著となることを明らかにした。そこで、大変形時におけるパネルゾーンの損傷を軽減させることを目的として、一昨年の試験体に対してパネルゾーンにおけるフランジ、スチフナおよびウェブの厚さを増した試験体を用いて静的載荷実験を実施した。その結果、パネルゾーンにおけるひび割れ、変形は小さく抑えられ、パネルゾーンの損傷を抑制する効果があることが確認された。

**キーワード:** CES 柱梁接合部, 繊維補強コンクリート, せん断余裕度, 構造実験

## 1. はじめに

CES (Concrete Encased Steel) 合成構造システムは, SRC 構造から鉄筋を省略し, 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である。これまでの研究により, CES 柱に関しては SRC 柱と同等の優れた構造性能が確認された<sup>1)~7)</sup>。一昨年に行われた破壊形式の異なる2体の内柱梁接合部試験体を用いた静的加力実験では, 梁終局曲げ耐力に対する接合部終局せん断耐力(いずれも柱せん断力換算値)の比で定義されるせん断余裕度が1.09となる試験体が想定どおり梁曲げ降伏形の安定した履歴を示す一方で, 大変形時においてパネルゾーンのコンクリートの損傷が顕著となることを明らかにした<sup>8)</sup>。

本研究では, 一昨年の梁曲げ降伏形の内柱梁接合部試験体(以下, CESJ-A)をベースとして, パネルゾーンにおける鉄骨のフランジ, スチフナおよびウェブの厚さを増した2体の内柱梁接合部の試験体を用いて静的載荷実験を実施し, 試験体 CESJ-A と比較するとともに, パネルゾーンの挙動, 復元力特性および損傷抑制効果について実験的に検討することを目的とした。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

表-1 に実験計画を, 図-1 に試験体概要を示す。試験体は階高約 3.5m およびスパン約 6m の 20 層程度の純フレーム建築物の低層部内部柱梁接合部を想定した約 2/5 縮尺モデルとしている。試験体は部材反曲点を模擬するために柱上下端部および梁左右端部の定着板にピン支承を取り付けて図-2 に示す載荷装置に設置されている。接合部近傍で定着板を柱鉄骨に取り付けるため付着すべりが生じにくくなる可能性があるが, 柱は梁および接合部に比へ十分に大きい耐力を有しているため試験体の構造性能に大きな影響を与えないものとする。柱は断面が 400mm×400mm であり, 上下に取付けたピン

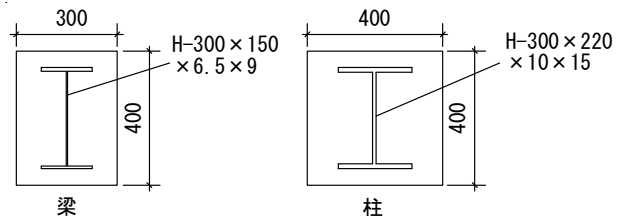


表-1 実験計画

試験体	CESJ-A	CESJ-C	CESJ-D
せん断余裕度	1.09	1.08	1.39
コンクリート種類	FRC ( $F_c=30\text{N/mm}^2$ )		
コンクリート強度(MPa)	33.3	31.7	33.4
柱	内蔵鉄骨 (mm)	H-300×220×10×15	
	柱高さ: h (mm)	1300	
	断面: B×D (mm)	400×400	
梁	内蔵鉄骨 (mm)	H-300×150×6.5×9	
	梁長: l (mm)	2250	
	断面: B×D (mm)	300×400	
パネル	フランジ (mm)	15	22
	スチフナ (mm)	9	16
	ウェブ (mm)	10	19

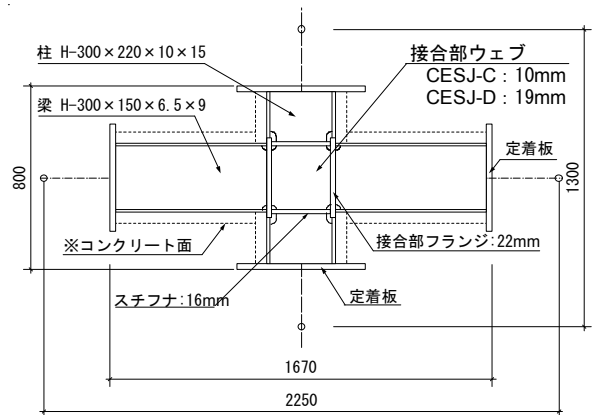


図-1 試験体概要

\*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

\*2 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系助教 博士 (工学) (正会員)

\*3 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) (正会員)

支承間の距離を 1,300mm とした。梁は断面が 300mm×400mm であり、左右に取付けたピン支承間の距離を 2,250mm とした。表-1 に示すように、本研究では試験体 CESJ-A における接合部のフランジを 15mm から 22mm に、スチフナを 9mm から 16mm に変更した。接合部ウェブについては試験体 CESJ-C では一昨年と同じく 10mm としたが、試験体 CESJ-D では 19mm に変更した。したがって両試験体は接合部ウェブの厚さのみが異なる。上記以外の試験体における内蔵鉄骨は、試験体 CESJ-A と同様の寸法とした。なお、試験体 CESJ-A はノンスカラップであるが、試験体 CESJ-C および試験体 CESJ-D は図-1 に示すようにスカラップを有している。

表-2 に柱、梁およびパネルゾーンの各終局耐力計算値を示す。柱および梁の終局曲げ耐力は一般化累加強度理論により計算し、パネルゾーンの終局せん断耐力は日本建築学会 SRC 規準<sup>9)</sup>に基づいて式(1)~(3)より求めている。なお、同表において梁およびパネルゾーンの耐力は、柱せん断力換算値で示している。

$${}_c Q_{pcal} = \frac{j_b \cdot l}{(l - j_c) \cdot h - j_b \cdot l} \cdot Q_{pcal} \quad (1)$$

$$Q_{pcal} = {}_j F_s \cdot {}_j \delta_c \cdot A_c + \frac{1.2 \cdot {}_{sw} \sigma_y \cdot {}_{sw} A}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

$${}_j F_s = \min \left( 0.12 F_c, 1.8 + \frac{3.6 F_c}{100} \right) \quad (3)$$

ここで、 $Q_{pcal}$  : 接合部パネルのせん断強度計算値、 ${}_c Q_{pcal}$  :  $Q_{pcal}$  の柱せん断力換算値、 $F_c$  : コンクリートの圧縮強度、 ${}_j F_s$  : コンクリートのせん断強度、 ${}_j \delta_c$  : 接合部の形状により決まる係数(十字型は 3)、 ${}_c A_c$  : 接合部コンクリートの有効面積(柱鉄骨フランジ重心間距離×柱幅と梁幅の平均値)、 ${}_{sw} \sigma_y$  : 接合部鉄骨ウェブの降伏応力、 ${}_{sw} A$  : 接合部鉄骨ウェブの断面積、 $l$  : 左右梁の反曲点間距離、 $h$  : 上下柱の反曲点間距離、 $j_b$  : 梁の有効せい(梁鉄骨フランジ重心間距離)、 $j_c$  : 柱の有効せい(柱鉄骨フランジ重心間距離)である。

## 2.2 使用材料

表-3 に鉄骨の材料試験結果を、表-4 に繊維補強コンクリートの調査表をそれぞれ示す。繊維補強コンクリートに使用した繊維は直径が 0.66mm で、長さが 30mm のピニロンファイバー (RF4000) である。体積混入率は 1.0% とした。水セメント比は各試験体共に 60% とした。

表-4 繊維補強コンクリート配合表

	水セメント比 W/C (%)	繊維混入量 Vf (%)	所要量				
			水 W (kg/m <sup>3</sup> )	セメント C (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材 A (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 S (kg/m <sup>3</sup> )	繊維 Vf (kg/m <sup>3</sup> )
CESJ-A	60	1.0	182	300	1051	525	13.0
CESJ-C CESJ-D	60	1.0	183	305	994	562	13.0

## 2.3 荷重方法

荷重は図-2 に示す荷重装置を用いて行った。各試験体ともに 760kN (軸力比 :  $N/bD\sigma_B = 0.15$ ) の一定軸力下で静的漸増繰り返し水平力荷重を行った。水平力荷重は変形制御とし、柱上下端に取り付けたピン支承間の相対水平変位  $\delta$  と上下ピン支承間距離  $h$  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 0.04rad を 2 サイクルずつ繰り返した後 0.05rad まで荷重を行い、実験を終了した。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊性状

各試験体の  $R=0.015$ rad における破壊状況および最終破壊状況を写真-1 に示す。

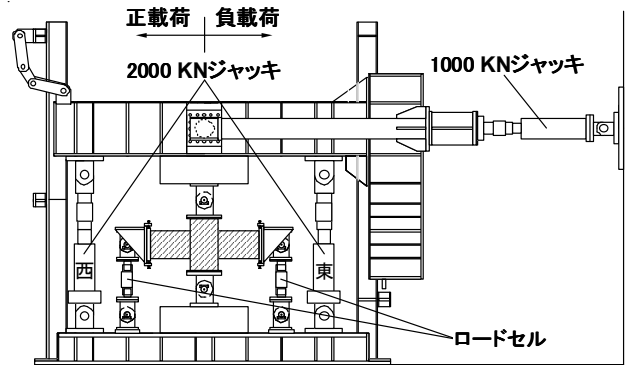


図-2 荷重装置

表-2 計算耐力 (層せん断力換算値)

試験体	CESJ-A	CESJ-C	CESJ-D
柱曲げ耐力 (kN)	1123	1193	1209
梁曲げ耐力 (kN)	466	459	461
接合部せん断耐力 (kN)	507	497	643

表-3 鉄骨試験結果

	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	試験体	備考
H - 300×220×10×15	294.2	489.5	CESJ-C	柱フランジ
	320.2	488.4	CESJ-D	柱ウェブ
	284.0	450.9	CESJ-A	柱フランジ
	295.5	454.9		柱ウェブ
H - 300×150×6.5×9	269.9	449.0	CESJ-C	梁フランジ
	324.4	473.8	CESJ-D	梁ウェブ
	320.5	458.0	CESJ-A	梁フランジ
	407.7	510.4		梁ウェブ
PL22	264.9	441.3	CESJ-C	接合部フランジ
PL16	318.9	468.7	CESJ-D	接合部スチフナ
PL10	276.3	438.0	CESJ-C	接合部ウェブ
PL19	250.0	417.3	CESJ-D	接合部ウェブ

試験体 CESJ-C では、 $R=0.005\text{rad}$  で柱、梁の付け根および梁の付け根から 20cm 程度の領域に曲げひび割れが発生し、その後、拡幅・伸展した。 $R=0.01\text{rad}$  でパネルゾーンの全体に亘ってせん断ひび割れが確認された。その後の载荷において、パネルゾーンおよび柱頭・柱脚部など、各所にひび割れの発生および伸展が確認された。 $R=0.04\text{rad}$  で梁内蔵鉄骨が破断し、著しい耐力低下を生じたため実験を終了した。

試験体 CESJ-D では、 $R=0.005\text{rad}$  で柱、梁の付け根および梁の付け根から 20cm 程度の領域に曲げひび割れが発生し、その後、拡幅・伸展した。 $R=0.01\text{rad}$  でパネルゾーンのせん断ひび割れが確認された。その後の载荷において、パネルゾーンおよび柱頭・柱脚部など、各所にひび割れの発生および伸展が確認され、試験体 CESJ-C と同様の傾向を示した。 $R=0.04\text{rad}$  で試験体 CESJ-C と同様に内蔵鉄骨が破断し、著しい耐力低下が生じたため実験を終了した。

両試験体において鉄骨の破断が見られたが、試験体 CESJ-A では破断が生じなかったことから、破断の原因はスカラップを設けたことによるものと考えられる。この問題に対しては、ノンスカラップ工法や、改良スカラ

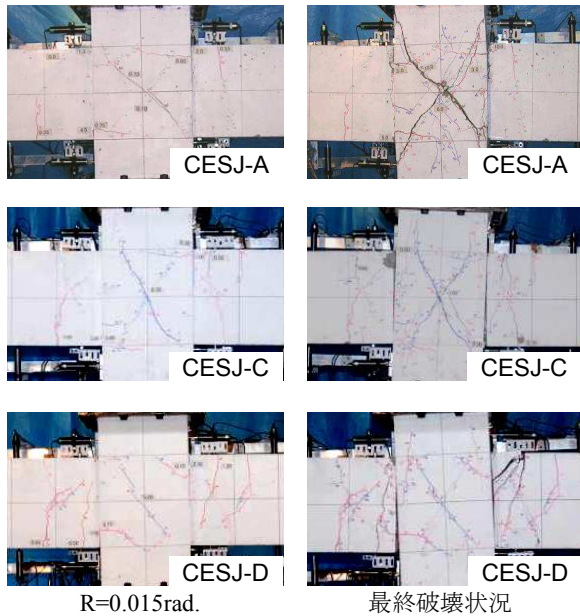


写真-1 破壊状況

表-5 実験結果一覧

試験体		部材降伏時		最大耐力時	
		$R_y$ (rad.)	$P_y$ (kN)	$R_{max}$ (rad.)	$P_{max}$ (kN)
CESJ-A	正	0.004	240.0	0.030	516.5
	負	-0.003	-248.5	-0.030	-493.5
CESJ-C	正	0.004	149.5	0.030	467.5
	負	-0.002	-149.0	-0.030	-465.5
CESJ-D	正	0.002	206.0	0.030	500.0
	負	-0.001	-133.5	-0.030	-471.5

ップ工法を採用することによって改善できるものである。また、繊維補強コンクリートを使用しているため、大変形時においてもコンクリートの剥落は確認されなかった。

### 3.2 荷重-変形特性

実験結果一覧を表-5 に、各試験体における荷重-変形関係を図-3 に、吸収エネルギーを図-4 に示す。なお、図-3 中の破線は計算耐力を示し、▼は梁フランジに貼付したひずみゲージが降伏ひずみに達した時であり、これを部材降伏時とした。

試験体 CESJ-C では、 $R=0.004\text{rad}$  で梁鉄骨フランジの降伏が確認された。正载荷側では  $R=0.03\text{rad}$  で最大耐力 467.5kN を記録し、負载荷側では  $R=-0.03\text{rad}$  で最大耐力

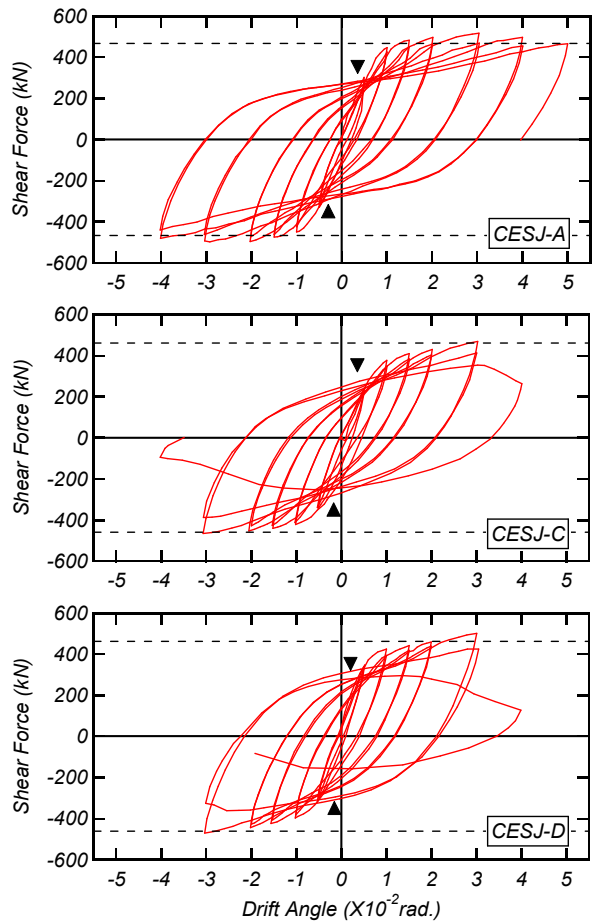


図-3 荷重-変形関係

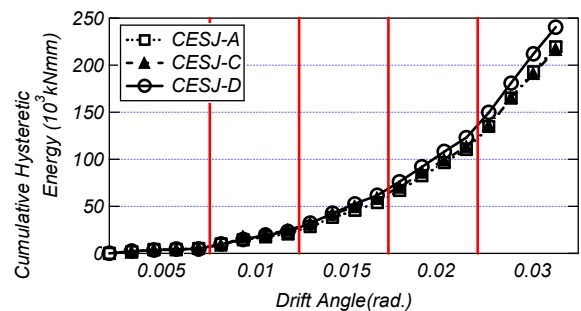


図-4 吸収エネルギー

-465.5kNを記録した。その後のサイクルでは、 $R=0.034\text{rad}$ で耐力が著しく低下し、 $R=0.04\text{rad}$ で耐力は261.5kNまで低下した。

試験体 CESJ-D では、 $R=0.002\text{rad}$ で梁鉄骨フランジの降伏が確認された。正載荷側では  $R=0.03\text{rad}$ で最大耐力500.0kNを記録し、負載荷側では  $R=-0.03\text{rad}$ で最大耐力-471.5kNを記録した。その後、 $R=-0.03\text{rad}$ の2サイクル目で著しく耐力が低下した。

各試験体の  $R=0.03\text{rad}$ までの荷重-変形特性に大きな差は見られず、全ての試験体において紡錘型で履歴面積が大きく、良好なエネルギー吸収能力を示している。図-4に示すように試験体 CESJ-A と試験体 CESJ-C に関してはほぼ同程度のエネルギー吸収能力を示し、試験体 CESJ-D については若干ではあるがさらに良好なエネルギー吸収能力を示した。

全ての試験体において実験値は梁の終局曲げ耐力を上回っていることが確認される。各計算耐力の計算値に対する実験値の割合は、試験体 CESJ-A では1.11、試験体 CESJ-C では1.02、試験体 CESJ-D では1.08と比較的良好な結果を示している。

### 3.3 パネルゾーンの挙動

図-5に  $R=0.03\text{rad}$ までのパネルゾーンの作用せん断力とパネルゾーンのせん断変形の関係を示す。パネルゾーンの作用せん断力  ${}_pQ_c$  を式(4)より求めた。

$${}_pQ_c = 2M_b \cdot \left( \frac{l-j_c}{l' \cdot j_b} - \frac{l}{l' \cdot h} \right) \quad (4)$$

$$M_b = Q_b \cdot l' / 2 \quad (5)$$

ここで、 $l'$ は梁の反曲点位置からパネルゾーンまでの距離、 $Q_b$ は梁のせん断力である(図-6参照)。なお、その他の記号については、式(1)~(3)と同じとした。

また、パネルゾーンのせん断変形角  $\gamma_p$  については図-7に示すように、鉄骨に取り付けた変位計より得られる変位  $\delta_1$ 、 $\delta_2$  を用いて図中の式に従い算出した。

パネルゾーンのせん断変形角は試験体 CESJ-A では正負ともに  $R=0.025\text{rad}$  に達しているのに対し、試験体 CESJ-C では正負ともに約  $R=0.015\text{rad}$  程度に留まっている。また、両試験体の接合部せん断余裕度(接合部終局せん断耐力/梁終局曲げ耐力)はそれぞれ1.09と1.08で近い値となっているが、パネルゾーンの変形に明確な違いが確認できる。したがって試験体 CESJ-C のパネルゾーンはフランジとスチフナを厚くしたことにより、パネルゾーンの変形が抑制されたといえる。

試験体 CESJ-D はパネルゾーンのウェブを厚くしたことにより、せん断余裕度が1.39と高く設定され、パネルゾーンの変形が試験体 CESJ-C より小さいことから、よりパネルゾーンの変形が抑制されたことが確認できる。

### 3.4 変形成分

各試験体における柱、梁およびパネルゾーンの変形の推移を図-8に示す。柱および梁の変形角は、図-7に示す変位計より得られる変位  $\delta_3$ 、 $\delta_4$ 、 $\delta_5$  および  $\delta_6$  を用いて図中の式に従い、簡略的に算出したものである。また、パネルゾーンのせん断変形角については前述の通りで

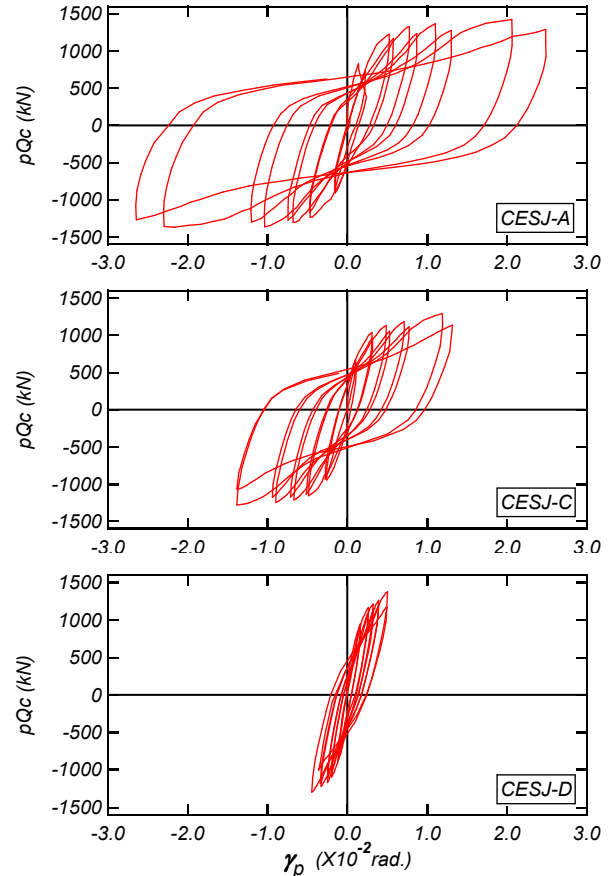


図-5 パネルゾーンの作用せん断力-せん断変形関係

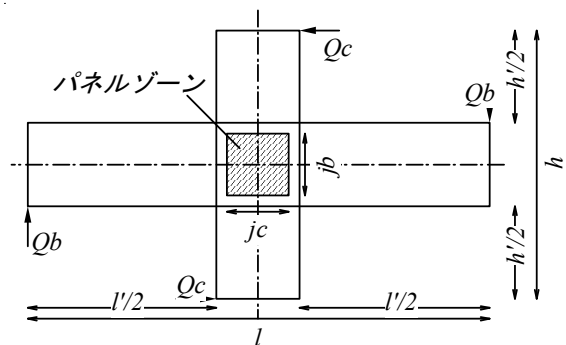


図-6 記号の説明

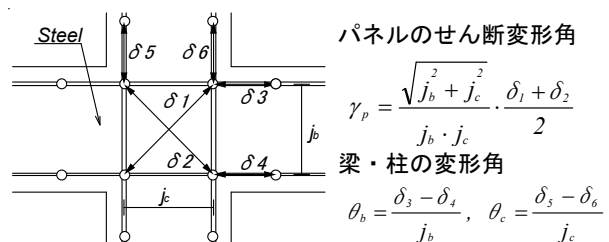


図-7 パネルゾーンのせん断変形

パネルのせん断変形角

$$\gamma_p = \frac{\sqrt{j_b^2 + j_c^2}}{j_b \cdot j_c} \cdot \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$$

梁・柱の変形角

$$\theta_b = \frac{\delta_3 - \delta_4}{j_b}, \quad \theta_c = \frac{\delta_5 - \delta_6}{j_c}$$

ある。

全ての試験体において梁の変形が大きく、ほぼ同様の傾向が見られ、試験体 CESJ-D、試験体 CESJ-C、試験体 CESJ-A の順で梁の変形が大きくなっている。柱およびパネルゾーンの変形に着目すると、試験体 CESJ-A に比べ試験体 CESJ-C では変形角の進行とともに柱およびパネルゾーンの変形は増加割合が小さいことが確認できる。一方、試験体 CESJ-D は  $R=0.005\text{rad}$  以降は柱およびパネルゾーンの変形がほぼ増加していないことから、試験体 CESJ-D はせん断余裕度が 1.39 と大きく、パネルゾーンの変形が抑制された結果、梁に変形が集中したと考えられる。

#### 4. ロゼット解析

##### 4.1 解析手法

柱梁接合部の鉄骨ウェブに貼付したロゼットゲージのひずみ測定値から当該ウェブの負担せん断力を算出するためにロゼット解析を行った。なお、解析では平面応力状態を仮定し、直交方向のひずみと応力の影響は無視した。以下に、ロゼット解析の概要を示す。

ロゼットゲージで測定されたひずみ  $\varepsilon_a$ 、 $\varepsilon_b$  および  $\varepsilon_c$  を図-9 に示す座標変換に基づいて主軸方向成分  $\varepsilon_x$ 、 $\varepsilon_y$  および  $\gamma_{xy}$  に変換する。本実験では  $\theta_b = 0^\circ$ 、 $\theta_c = 45^\circ$  および  $\theta_a = 90^\circ$  であるので、ひずみの主軸方向成分  $\varepsilon_x$ 、 $\varepsilon_y$  および  $\gamma_{xy}$  は、 $\varepsilon_x = \varepsilon_a$ 、 $\varepsilon_y = \varepsilon_c$  および  $\gamma_{xy} = 2\varepsilon_b - \varepsilon_a - \varepsilon_c$  となる。これらのひずみ成分をひずみ増分として与え、弾性域では Hooke の法則により、また、塑性域では Von Mises の降伏条件を塑性ポテンシャル関数として用いた塑性流れ理論(ひずみ増分理論)に基づいて応力  $\sigma_x$ 、 $\sigma_y$  および  $\tau_{xy}$  を算出した。詳細については文献<sup>10)</sup>を参照されたい。

##### 4.2 解析結果

各試験体の  $R=0.02\text{rad}$  までの接合部の鉄骨ウェブ中央位置に貼付したロゼットゲージ(図-10 の左図参照)の

測定値から求めたせん断応力度と相対部材角の関係を図-11 に示す。図中の一点鎖線はせん断降伏応力度 ( $\sigma_y/\sqrt{3}$ :  $\sigma_y$  は鉄骨ウェブの降伏応力度)を示す。なお、貼付したひずみゲージがせん断降伏応力度に達した時を部材降伏時(図-11 中の■)とした。

試験体 CESJ-A は全てのゲージにおいて  $R=0.006\text{rad}$  程度で降伏に達していることが確認できる。一方、試験体 CESJ-C および試験体 CESJ-D ではパネルゾーン中央の G2 に比べ上下柱部材に近接した G1 および G3 の降伏時期が遅くなっていることが確認できる。また、試験体 CESJ-D については試験体 CESJ-A および試験体 CESJ-C に比べ G1 および G3 の降伏時期が非常に遅く、G3 については降伏が確認されなかった。降伏時期の違いからフランジ、スチフナおよびウェブの厚さを増したことによる影響が認められる。

#### 5. まとめ

本研究では、パネルゾーンにおけるフランジ、スチフナおよびウェブの厚さを増した内部柱梁接合部試験体を用いて、静的加力実験を実施した。試験体 CESJ-C ではパネルゾーンのフランジとスチフナの厚さを増し、試験体 CESJ-D ではパネルゾーンのフランジ、スチフナおよびウェブの厚さを増すことによって、パネルゾーンの損傷を軽減されることを明らかにした。全ての試験体において繊維補強コンクリートを使用することにより、大変形においてもかぶりコンクリートの剥落はほとんど認められなかった。しかしながら、今回の試験体ではスカラップを設けたことにより梁内蔵鉄骨の破断が生じたが、ディテールの変更によりこの問題は解決できると考えられる。また、本実験における CES 柱梁接合部試験体の最大耐力は、一般化累加強度理論による梁の終局曲げ耐力計算値を柱せん断力に換算した値と概ね一致した。

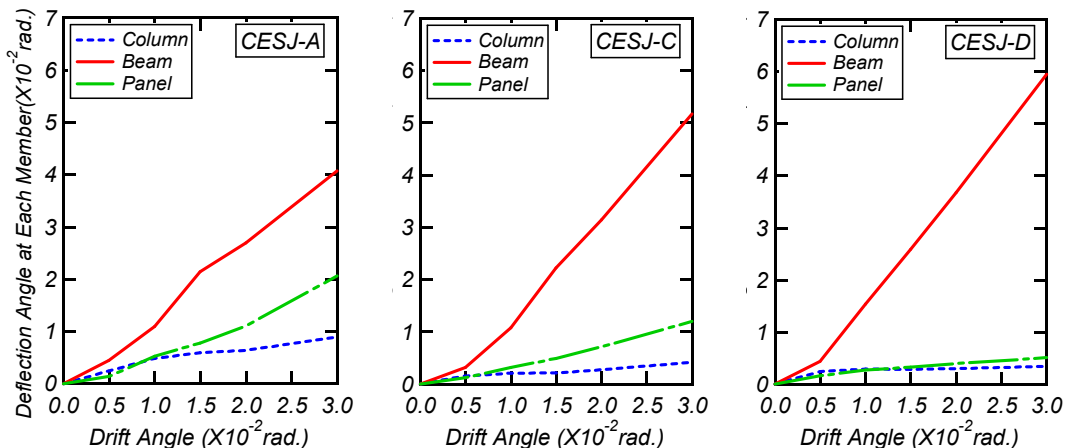


図-8 各部材の変形推移

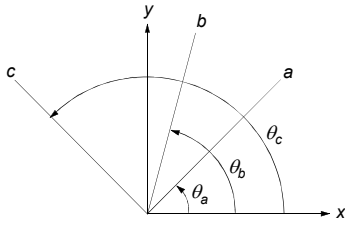


図-9 ひずみ測定値の座標変換

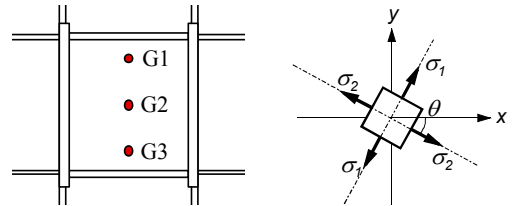


図-10 ロゼットゲージ測定位置と主応力度の定義

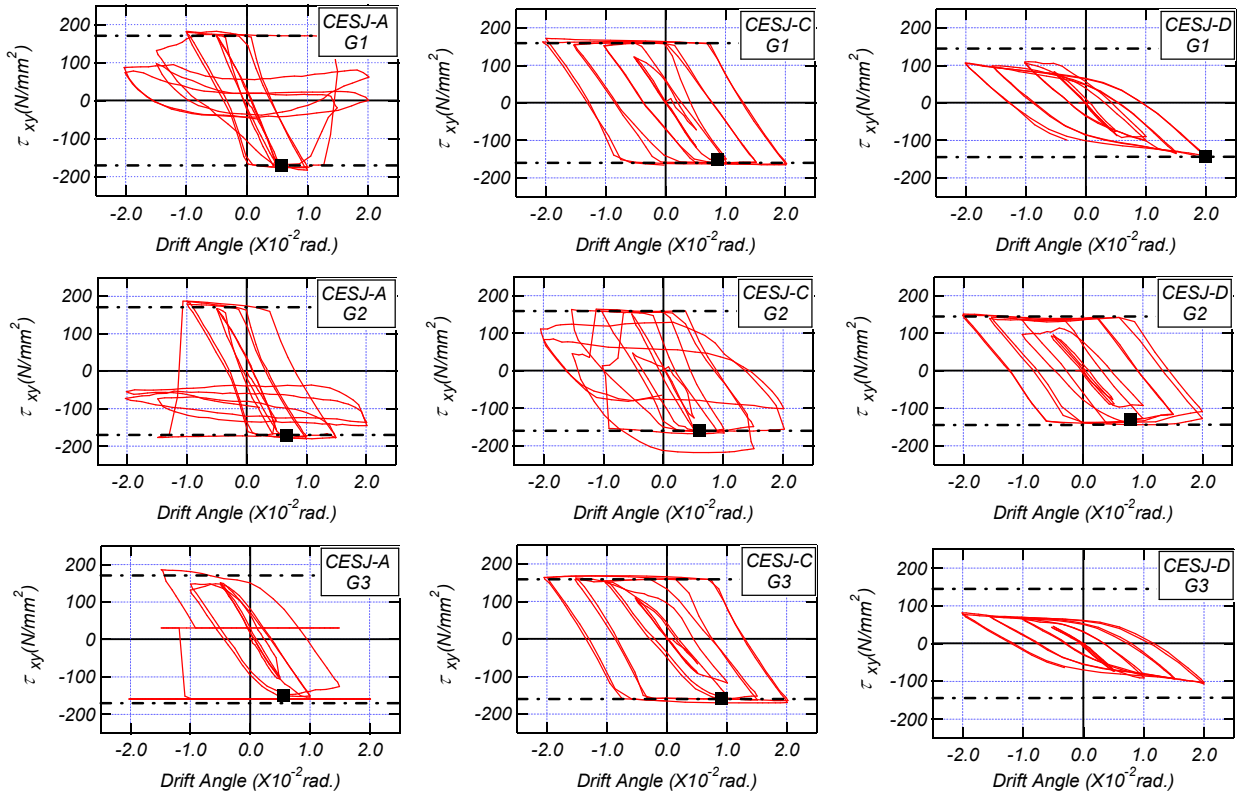


図-11 接合部鉄骨ウェブのせん断応力度-相対部材角関

参考文献

- 1) 高橋宏行, 前田匡樹, 倉本 洋: 高靱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
- 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) 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
- 4) 柴山 豊, 倉本 洋, 川崎清彦, Fauzan: 繊維補強モルタルパネルで被覆した CES 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26巻, 第2号, pp.157-162, 2004.7
- 5) 柴山 豊, 倉本 洋, 永田 諭, 川崎清彦: 繊維補強コンクリートパネルで被覆した鉄骨コンクリート柱の復元力特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 第27巻, 第2号, pp.241-246, 2005.6
- 6) 田口 孝, 永田 諭, 松井智哉, 倉本 洋: H型鉄骨を内蔵した CES 柱の構造性能, コンクリート工学年次論文集, 第28巻, 第2号, pp.1273-1278, 2006.7
- 7) 藤本利昭, 永田 諭, 松井智哉, 倉本 洋: プレキャスト CES 柱の構造性能に及ぼすパネル接合方法の影響, コンクリート工学年次論文集, 第28巻, 第2号, pp.1279-1284, 2006.7
- 8) 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, 第28巻, 第2号, pp.1267-1272, 2006.7
- 9) 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
- 10) 倉本 洋, 松井智哉, 永田 諭, 安藤利昭: CES 合成構造システムにおける外部柱梁接合部の構造性能, 日本建築学会論文集, 第624号, pp.235-242, 2008.2