

# 論文 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

永田 諭<sup>\*1</sup>・松井 智哉<sup>\*2</sup>・倉本 洋<sup>\*3</sup>

**要旨**：鉄骨と繊維補強コンクリートのみからなる CES 合成構造の柱梁接合部における構造性能を把握することを目的として、接合部破壊形式の異なる 2 体の試験体を用いた静的加力実験を実施した。本論では、実験の概要を述べるとともに、当該接合部の破壊性状および復元力特性に及ぼす接合部せん断余裕度の影響に関する検討結果を示す。

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

## 1. はじめに

筆者らは、鉄骨鉄筋コンクリート構造から鉄筋を省略した鉄骨コンクリート合成構造（CES 構造）に関する研究を継続的に行ってきた。

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ている<sup>1)~4)</sup>。本研究では、CES 構造による十字型柱梁接合部の静的加力実験を実施し、当該接合部の破壊性状、復元力特性といった基本構造性能に関する検討を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

表-1 に実験変数を、図-1 に試験体の各部材断面を、および図-2 に試験体概要をそれぞれ示す。試験体は図-3 に示すように柱上下端

部および梁左右端部にそれぞれ取付けられたピン支承を介して載荷装置に設置されている。柱は断面が 400mm×400mm であり、上下に取付けたピン支承間の距離を 1,300mm とした。梁は断面が 300mm×400mm で、左右に取付けたピン支承間の距離を 2,250mm とした。試験体は、階高約 3.5m，スパン約 6m の架構を想定し、その約 1/2.7 縮尺モデルとしている。内蔵鉄骨は柱を通し柱とし、梁は柱に溶接して製作した。実験変数には破壊形式を選択し、梁の曲げ降伏先行型

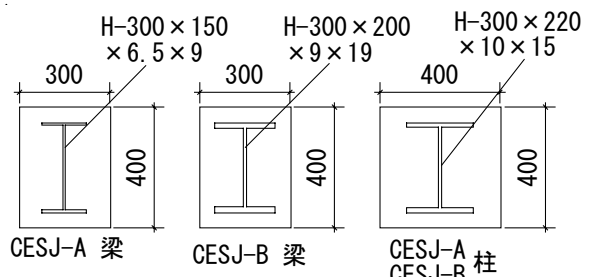


図-1 各部材断面

表-1 実験変数

試験体	CESJ-A	CESJ-B	
破壊形式	梁曲げ破壊	パネルせん断破壊	
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	31.6	
パネルゾーン鉄骨(mm)	H-300×220×10×15	H-300×220×4.5×15	
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	H-300×200×9×19
	梁長: l(mm)	2250	
	断面: B×D(mm)	300×400	

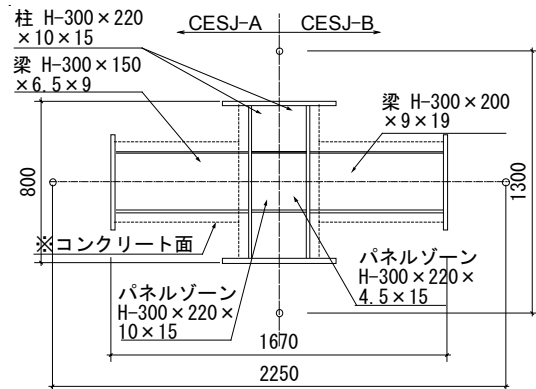


図-2 試験体概要

\*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 工学部建設工学科助手 博士(工学) (正会員)

\*3 豊橋技術科学大学 工学部建設工学科助教授 博士(工学) (正会員)

を想定した試験体 CESJ-A および接合部せん断破壊先行型を想定した試験体 CESJ-B の2体を製作した。したがって、図-2に示すように、柱内蔵鉄骨には両試験体共通で H-300×220×10×15 を用いているが、梁内蔵鉄骨には試験体 CESJ-A では H-300×150×6.5×9 を、試験体 CESJ-B では H-300×200×9×19 をそれぞれ用いている。パネルゾーンについては、試験体 CESJ-A では通し柱としており、パネルゾーンのウェブ厚と柱内蔵鉄骨のウェブ厚は共に 10mm である。試験体 CESJ-B では、破壊形式をせん断破壊とするために、パネルゾーンのウェブ厚を 4.5mm に変更している。表-2に柱、梁、および接合部パネルの各終局耐力計算値を示す。柱および梁の耐力は、累加強度理論により計算し、接合部パネルの耐力は、SRC 規準<sup>5)</sup>によって求めている。なお、同表において梁および接合部パネルの耐力は、柱せん断力換算値で示している。

## 2.2 使用材料

表-3に鉄骨の材料試験結果を、また表-4に繊維補強コンクリートの調合表をそれぞれ示す。繊維補強コンクリートに使用した繊維は直径が 0.66mm、長さが 30mm のビニロンファイバー (RF4000) であり、体積混入率を 1.5% とした。

表-2 計算耐力 (層せん断力換算値)

試験体	梁曲げ耐力 (kN)	柱曲げ耐力 (kN)	パネルせん断耐力 (kN)
CESJ-A	474.3	1103.9	554.4
CESJ-B	761.3	1095.0	487.2

表-3 鉄骨試験結果

	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	試験体種類	備考
H-300×220 ×10×15	284.0	450.9	共通	柱フランジ
	295.5	454.9		柱ウェブ
PL-4.5	256.7	337.5	CESJ-B	パネルゾーンウェブ
H-300×150 ×6.5×9	320.5	458.0	CESJ-A	梁フランジ
	407.7	510.4		梁ウェブ
H-300×200 ×9×19	251.6	440.8	CESJ-B	梁フランジ
	293.1	407.1		梁ウェブ

表-4 繊維補強コンクリート調合表

水セメント比 W/C (%)	繊維混入量 V <sub>f</sub> (%)	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 V <sub>f</sub> (kg/m <sup>3</sup> )
60	1.5	182	300	1051	525	19.5

水セメント比は 60% である。

## 2.3 荷重方法

荷重は図-3に示す荷重装置を用いて行った。両試験体ともに 775kN (軸力比 (N/bDσ<sub>B</sub>):0.15) の一定軸力下で、静的漸増くり返し水平力荷重を行った。

水平力荷重は変形制御とし、柱上下端に取付けたピン支承間の相対水平変位 δ と上下ピン支承間距離 h で与えられる相対部材角 R (=δ/h) で、0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03rad. 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

両試験体の R=0.015rad. におけるひび割れ状況を写真-1に、最終破壊状況を写真-2にそれぞれ示す。また、本実験では試験体全体の各変位振幅の第1サイクルの除荷時における残留ひび割れ幅をクラックスケールにより測定した。パネルゾーンに発生した最大残留せん断ひび割れ幅の推移を図-4に示す。また、梁の付け根部分に発生した最大残留曲げひび割れ幅の推移を図-5に示す。

試験体 CESJ-A では、R=0.005rad. において、パネルゾーンと柱および梁の付け根部分それぞれに曲げひび割れが発生した。また、梁では付け

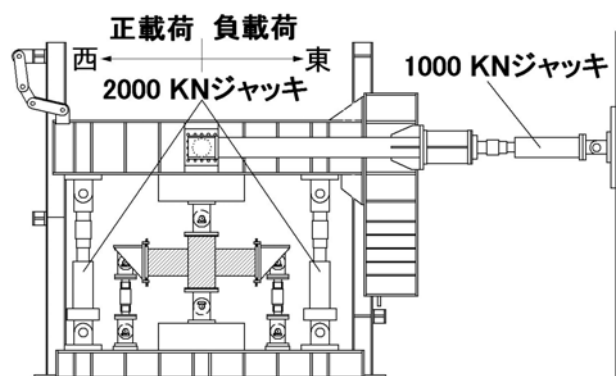


図-3 荷重装置

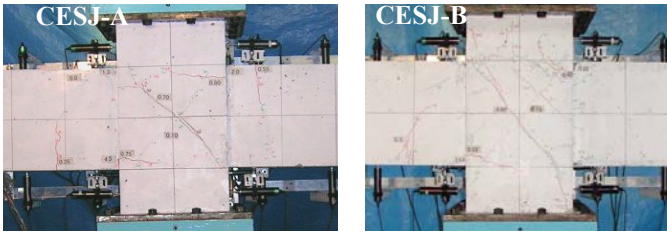


写真-1 ひび割れ状況 (R=0.015rad.)

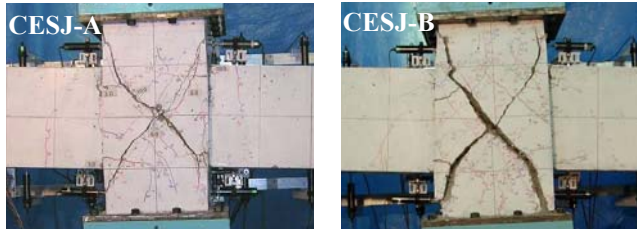


写真-2 最終破壊状況

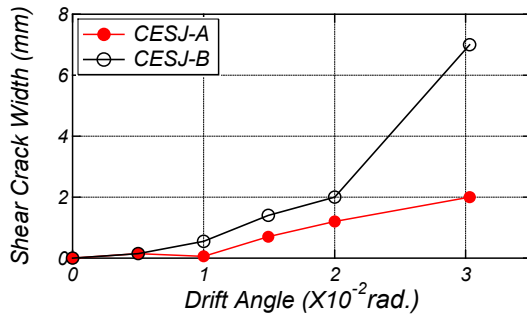


図-4 最大残留せん断ひび割れ幅

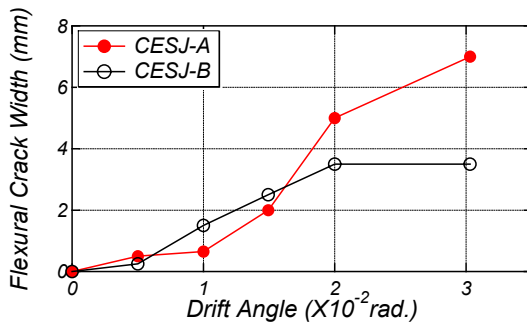


図-5 最大残留曲げひび割れ幅

根から梁せい の 1/2 程度 の領域においても曲げひび割れが発生した。R=0.01rad.で、パネルゾーン全体に亘ってせん断ひび割れが確認された。R=0.015rad.で、柱頭および柱脚部側面においてせん断ひび割れが発生した。その後の荷重において、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。また、最大残留せん断ひび割れ幅は R=0.01rad.で発生したパネルゾーンのひび割れが拡幅、伸展したもので、最大残留曲げひび割れ幅は R=0.005rad.で発生した梁の付け根のひび割れが拡幅するという結果が得られた。

試験体 CESJ-B では、R=0.005rad.で、パネルゾ

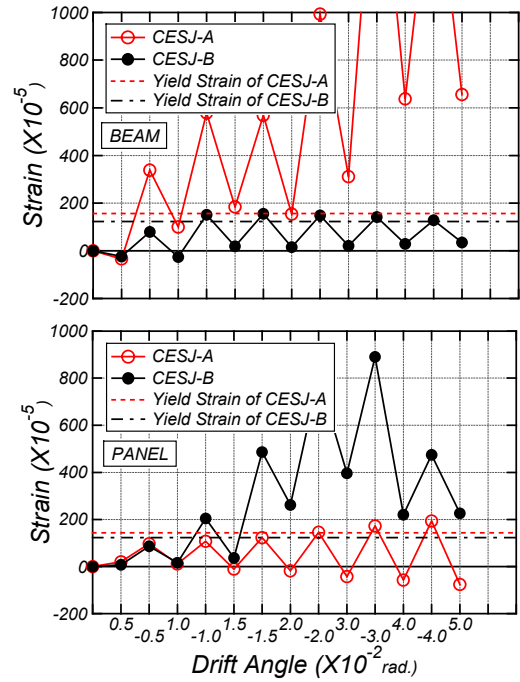


図-6 鉄骨ひずみ分布

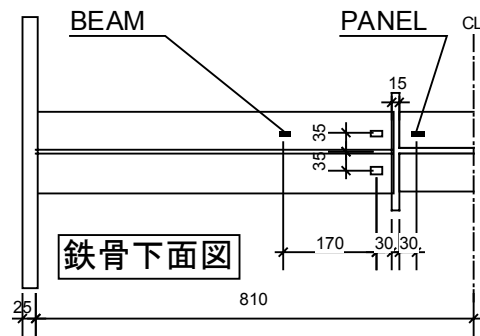


図-7 ひずみゲージ貼付位置

ーンと柱および梁の付け根部分にそれぞれ若干の曲げひび割れが発生した。加えて、パネルゾーン中央を斜めに横切るようにせん断ひび割れが発生した。また、両方の梁においてせん断ひび割れが発生した。さらに両方の梁の下面中央付近で曲げひび割れが発生した。R=0.01rad.では、曲げひび割れ、せん断ひび割れともに伸展が確認された。また、柱側面において柱頭・柱脚部で若干のせん断ひび割れの発生が確認された。R=0.015rad.で、柱前面においてパネルゾーンのみならず全体にせん断ひび割れの発生が確認された。柱頭・柱脚部では圧縮破壊が認められ、西梁でも新たな曲げひび割れが確認されている。その後変形角の進行とともに、主にパネルゾーンに集中してせん断ひび割れが発生・伸展した。また、最大残留せん断ひび割れ幅と最大残留曲げひび割れ幅とともに、R=0.005rad.で

それぞれパネルゾーンおよび梁の付け根に発生したひび割れがそれぞれ拡幅したものである。

全体を通して、試験体 CESJ-A では最大残留曲げひび割れ幅が最大残留せん断ひび割れ幅を上回っているのに対し、試験体 CESJ-B では最大残留せん断ひび割れ幅が最大残留曲げひび割れ幅を上回っており、ひび割れの損傷状況に違いがみられた。

また、両試験体の梁部材およびパネルゾーンに貼り付けたひずみゲージの挙動を図-6に、詳細な貼付位置を図-7にそれぞれ示す。なお、図-7は内蔵鉄骨下面図の左半分であり、右半分は対称のため割愛する。

図-6より、梁部材のひずみでは試験体 CESJ-A が試験体 CESJ-B に先行して降伏ひずみに達している。一方、接合部パネルゾーンでは試験体 CESJ-B が試験体 CESJ-A に先行して降伏ひずみに達しており、ひび割れ幅の損傷状況と対応しているといえる。

### 3.2 荷重-変形特性

実験結果一覧を表-5に、荷重-変形関係を図-8にそれぞれ示す。なお、前述の図-7に示したひずみゲージが降伏ひずみに達した時を部材降伏時(図-8中の▼)とした。

試験体 CESJ-A では、 $R=0.004\text{rad}$ で梁鉄骨フランジの降伏が確認されたが、その後もあまり剛性が低下することなく、 $R=0.01\text{rad}$ まで耐力が上昇した。正載荷側では  $R=0.03\text{rad}$ で最大耐力  $516.5\text{kN}$  を記録し、負載荷側では  $R=-0.029\text{rad}$ で最大耐力  $-498.0\text{kN}$  を記録した。その後も正載荷側・負載荷側ともに高い耐力を維持したまま最終変形角  $R=0.05\text{rad}$ に達した。最終変形角における耐力は  $464.5\text{kN}$ で、最大耐力の約90%である。このように試験体 CESJ-A は高い靱性能を発揮し、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た。

試験体 CESJ-B では、 $R=0.004\text{rad}$ でパネルゾーンウェブの降伏が確認された。正載荷側では変形角  $R=0.015\text{rad}$ で最大耐力  $564.0\text{kN}$  を記録し、負載荷側では変形角  $R=-0.015\text{rad}$ で最大耐力

表-5 実験結果一覧

試験体		部材降伏時		最大耐力時	
		Ry (rad.)	Py (kN)	Rmax (rad.)	Pmax (kN)
CESJ-A	正負	0.004	240.0	0.030	516.5
		-0.003	-248.5	-0.030	-493.5
CESJ-B	正負	0.004	331.5	0.015	564.0
		-0.003	-259.0	-0.015	-538.0

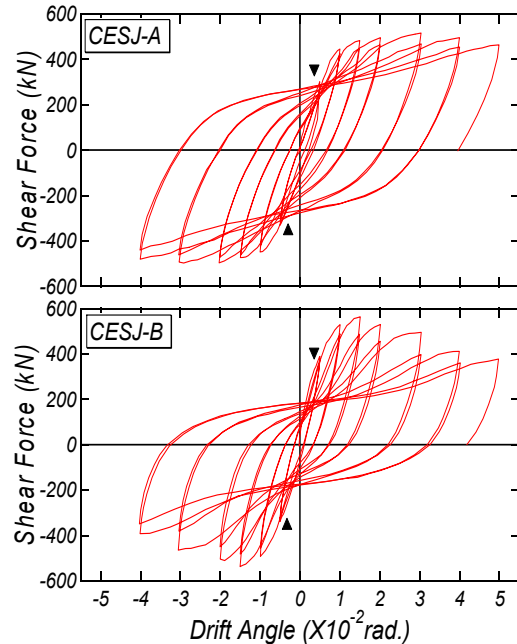


図-8 荷重-変形関係

$-538.0\text{kN}$  を記録した。その後の耐力低下は顕著で、正負ともに変形角  $R=0.03\text{rad}$ で最大耐力の約80%以下まで耐力が低下した。最終変形角における耐力は  $377.0\text{kN}$ で、最大耐力の約67%であり、脆性的な破壊を生じている。履歴ループは逆S字型を描き、試験体 CESJ-A とは異なる性状を示した。また、最大耐力および初期剛性は試験体 CESJ-A よりも高くなる結果となった。

### 3.3 パネルゾーンの挙動

図-9に  $R=0.02\text{rad}$ までのパネルゾーンの負担せん断力と、パネルのせん断変形の関係を示す。また、接合部パネルのせん断変形の概念図を図-10に示す。パネルゾーンの負担せん断力  ${}_p Q_c$  を式(1)より、パネルのせん断変形角  $\gamma_p$  を式(3)よりそれぞれ求めた。

$${}_p Q_c = 2M_b \cdot \left( \frac{l-j_c}{l' \cdot j_b} - \frac{l}{l' \cdot h} \right) \quad (1)$$

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

$$\gamma_p = \alpha_1 + \alpha_2 = \frac{\sqrt{h_p^2 + l_p^2}}{h_p \cdot l_p} x \quad (3)$$

$$\bar{x} = \frac{\delta_1 + \delta'_1 + \delta_2 + \delta'_2}{2} \quad (4)$$

ここで、 $l$ と $h$ は梁部材および柱部材の長さ、 $l'$ は梁部材の接合部パネルまでの長さ、 $j_b$ および $j_c$ はそれぞれ梁部材および柱部材の応力中心間距離、 $Q_b$ は梁端部せん断力である(図-11)。また、 $h_p$ 、 $l_p$ 、および $\delta_1$ 、 $\delta'_1$ 、 $\delta_2$ 、 $\delta'_2$ に関しては、図-10に示す通りである。

両試験体のパネルゾーンの負担せん断力は、

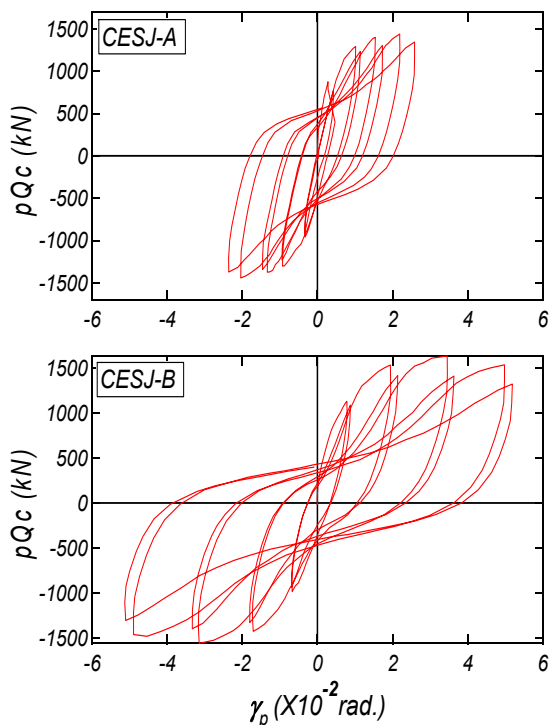


図-9 パネルの負担せん断力-せん断変形関係

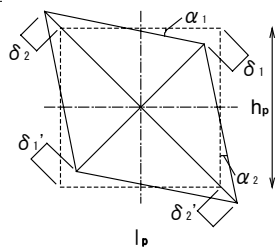


図-10 パネルのせん断変形

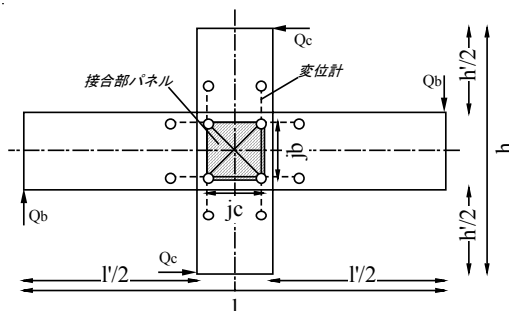


図-11 記号の説明

試験体 CESJ-A では約 1,400kN、試験体 CESJ-B では約 1,600kN と、若干の差異が確認された。パネルゾーンの変形量に着目すると、試験体 CESJ-A では、パネルのせん断変形角は正負ともに 0.02rad.程度に留まっているのに対し、試験体 CESJ-B のパネルのせん断変形角は約 0.05rad.に達しており、変形性状に明確な違いが現われている。なお、計測治具の不具合により、パネルのせん断変形角は大変形時では正確なデータが得られなかったため、本論では R=0.02rad.までのデータを用いることとした。

図-12に両試験体における架構の変形に占める柱、梁および接合部パネルの変形成分の比率を示す。各変形成分は、図-13に示すように梁端部の変形に換算して示している。なお、柱および梁の変形は、図-11に破線で示した変位計よりそれぞれの部材回転角を求め、その値に部材長を乗じて求めている。また、接合部の変形は式(3)により求めた。

試験体 CESJ-A では、変形角 R=0.005rad.における各部材の変形割合は、柱が約 23%、梁が約 43%、残りがパネルゾーンで約 34%となっている。変形角が R=0.02rad.まで進行すると、柱が約 10%、梁が約 44%、パネルゾーンは 45%となり、パネルゾーンの占める変形割合がやや大きくな

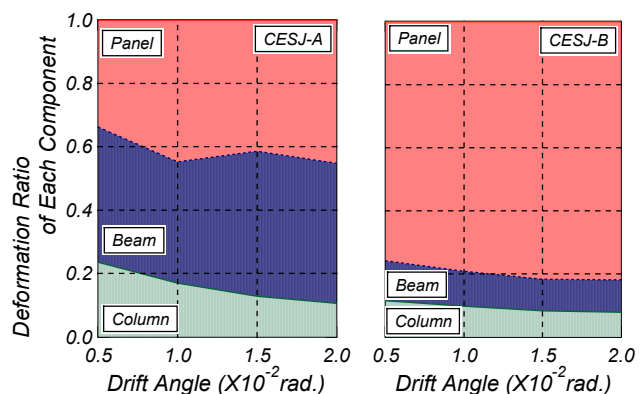


図-12 各部材の変形負担割合

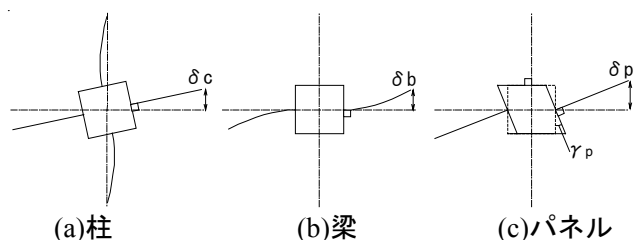


図-13 各部材変形図

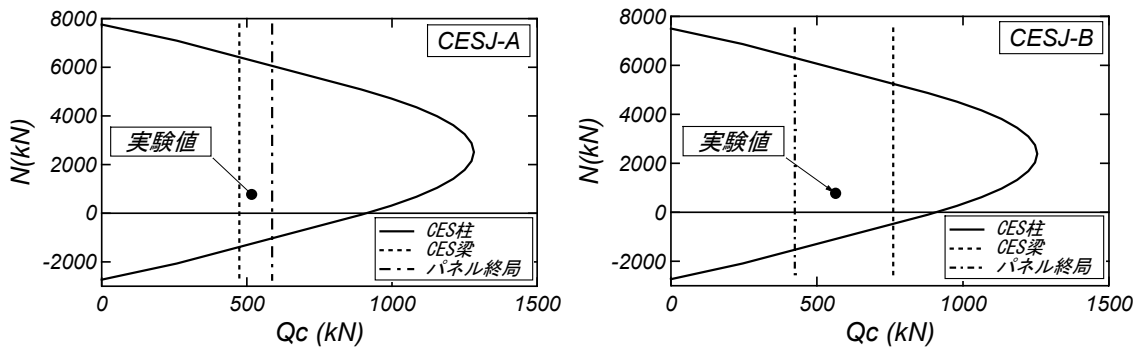


図-14 累加強度理論による計算値

っている。変形初期では梁が主として変形を負担しているが、変形角の進行とともに主に変形を負担するのはパネルゾーンに移行している。

これに対して試験体 CESJ-B では、変形角  $R=0.005\text{rad}$  の段階で柱が約 11%、梁が約 13%、パネルゾーンが約 76%で、変形初期ですでにパネルゾーンが変形の大半を負担していることがわかる。変形角  $R=0.02\text{rad}$  までこの割合にほとんど変化はみられず、若干柱と梁の変形割合が減少し、その分パネルゾーンの変形割合が増加する結果となっている。

#### 4. 計算値との比較

試験体 CESJ-A および CESJ-B における柱、梁および柱梁接合部の各計算耐力と実験値の関係を  $N$ - $Q_c$  相関曲線上で比較したものを図-14 に示す。柱および梁の終局曲げ耐力計算値は一般化累加強度理論によって、および接合部パネルの終局せん断耐力は、SRC 規準<sup>5)</sup>により、それぞれ求めた。なお、梁および柱梁接合部の計算値は、それぞれ柱せん断力に換算した値を示している。

試験体 CESJ-A においては、実験値は CES 梁の耐力を上回っているがパネルの終局せん断耐力には達しておらず、想定どおりの曲げ破壊と判断できる。また試験体 CESJ-B においても、実験値はパネルの終局せん断耐力を上回っているが CES 梁の耐力には達しておらず、破壊形式は接合部パネルのせん断破壊と判断できる。

これらの耐力算出において、繊維補強コンクリートの圧縮応力には、材料試験で得た数値を用いている。また、累加強度理論が成立する範

囲において、繊維補強コンクリートの引張靱性があまり期待できないと判断し、計算においては引張応力を無視している。

#### 5. まとめ

破壊形式の異なる 2 体の CES 合成構造柱梁接合部試験体を用いて静的加力実験を行った。その結果、鉄筋を省略したにも関わらず、大変形時においてもコンクリートの剥落はほとんど確認されなかった。また、パネルゾーンの負担するせん断力および各部材の負担する変形割合から、想定どおりの曲げ破壊型とせん断破壊型の破壊形式が確認された。パネルのせん断耐力に関しては、終局強度計算値により無補強コンクリートの場合と同様に概ね評価できることが確認された。

#### 謝辞

本研究は建築研究開発コンソーシアムの共同研究「鉄骨コンクリート構造システムに関する研究開発」(委員長: 倉本洋・豊橋技術科学大学助教授) の一環として実施されたものである。ここに記して関係各位に謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) 高橋宏行, 前田匡樹, 倉本洋: 高靱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, Vol.23, No.2, pp.271-276, 2002.7
- 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-鋼合成構造の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.25, No.2, pp.289-294, 2003.7
- 4) 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報告集, Vol.27, No.2, pp.241-246, 2005.7
- 5) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・解説, 1987 年