

論文 十字形鉄骨を内蔵した CES 造柱梁接合部の構造特性に関する実験的研究

渡辺 一葵*1・松井 智哉*2

要旨: 鉄骨と繊維補強コンクリートのみを用いた構造システムである CES 合成構造における十字形鉄骨を内蔵した内柱梁接合部の力学的性状を明らかにすることを目的として、破壊形式および柱断面形状を実験変数とした 3 体の CES 造柱梁接合部試験体を用いて静的加力実験を実施した。本論では当該接合部の破壊性状、復元力特性および変形挙動について検討するとともに、パネルゾーンのせん断力負担割合について検討を行った。結果として、全ての試験体において十字形鉄骨の弱軸鉄骨フランジが最大耐力時に 2 割程度せん断力を負担しているのを確認した。

キーワード: CES 構造, CES 造柱梁接合部, 十字形鉄骨, 繊維補強コンクリート, 静的加力実験

1. はじめに

CES(Concrete Encased Steel)合成構造システムは、鉄骨鉄筋コンクリートから鉄筋を省略し、普通コンクリートに替えて、繊維補強コンクリート(以下 FRC あるいはコンクリートと表記)を用いた構造システムであり、実用化に向けた研究が継続的に実施されている。CES 造柱梁接合部については、これまでの構造実験により構造特性を明らかにするとともに終局強度、変形性能を含め復元力特性の評価方法について検討がなされている^{1)~3)}。

しかし、既往の研究では内蔵鉄骨に H 形鉄骨を用いており、十字形鉄骨を用いた CES 造柱梁接合部の構造性能は明らかにしていない。

そこで、本研究では十字形鉄骨を内蔵した CES 造柱梁接合部の静的加力実験を実施し、破壊性状、耐力性能などの基本的な構造性能とともに耐力評価法について検討を行う。

2.2 材料特性

表-2 に FRC の材料特性、表-3 に鉄骨の材料特性を示す。鉄骨には剛種 SS400 を用いた。繊維を混入する前のベースコンクリートの呼び強度は $F_c=30\text{N/mm}^2$ である。FRC に用いた補強繊維は直径 0.66mm、長さ 30mm のビニロンファイバー(RF4000)である。体積混入率は 1.0% と

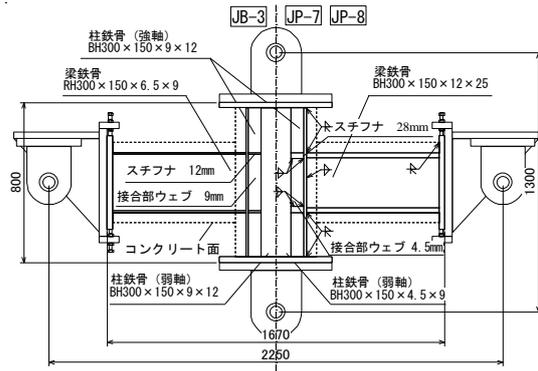


図-1 試験体詳細図

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体一覧を表-1 に、試験体詳細図を図-1 に、部材断面を図-2 に示す。試験体は梁曲げ降伏型の JB-3 および接合部せん断破壊型の JP-7、JP-8 の計 3 体で、全て内柱梁接合部試験体である。実験変数は破壊形式および柱のコンクリートのかぶり厚さである。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にそれぞれピン支承を設けている。柱のピン支承間の距離は 1300mm、梁のピン支承間の距離は 2250mm とする。柱断面は試験体 JB-3、JP-7 が 400×400mm、試験体 JP-8 が 300×400mm、梁断面は全試験体 300×400mm である。破壊形式を実験変数とするため鉄骨断面が異なっており、パネルの強軸鉄骨ウェブの厚さ、梁鉄骨などを変更している。

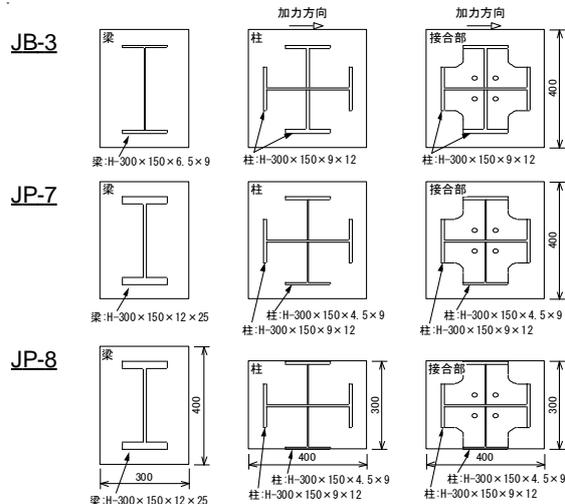


図-2 試験体断面図

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学専攻 院生 (学生会員)

*2 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 准教授 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体	JB-3	JP-7	JP-8	
破壊形式	梁曲げ	接合部せん断破壊		
柱	内蔵鉄骨形状	十字形		
	内蔵鉄骨(強軸)	H-300×150×9×12		
	内蔵鉄骨(弱軸)	BH300×150×9×12	BH300×150×4.5×9	
	柱高さ	1300 (mm)		
	断面 b×D	400×400 (mm)	400×300 (mm)	
梁	内蔵鉄骨	RH300×150×6.5×9	BH300×150×12×25	
	梁長さ	2250 (mm)		
	断面 b×D	300×400		
パネル	ウェブ	9	4.5	
	フランジ	12		
	スチフナ	12	28	

表-2 FRC の材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時歪(μ)	弾性係数 (N/mm ²)	材齢 (日)
JB-3	53.7	3420	29300	55
JP-7	52.1	2990	30600	62
JP-8	53.1	3140	30600	69

表-3 内蔵鉄骨の材料特性

種類 厚さ (mm)	降伏応力度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
RH 6.5	416	497	204000
RH 9	314	435	201000
PL 4.5	285	420	204000
PL 9	326	480	208000
PL 12	292	460	206000
PL 25	243	398	206000
PL 28	249	415	205000

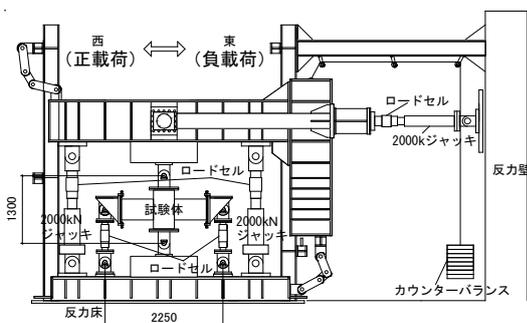


図-3 荷重装置

し、水セメント比は 60%である。

2.3 荷重方法と計測方法

図-3 に荷重装置を示す。試験体は柱上下端部および梁左右端部にそれぞれ取り付けられたピン支承を介して荷重装置に設置した。荷重方法は荷重梁を介して試験体に静的漸増繰り返し水平力荷重及び、柱部材軸と平行に軸力を作用させた。作用させた軸力は式(1)による柱軸圧縮耐力に対する軸力で 0.1 とし、試験体 JB-3、JP-7 および JP-8 の軸力はそれぞれ 1161kN、1095kN および 893kN である。

$$N_0 = {}_c N_{cu} + {}_s N_{cu} = \sigma_B \cdot {}_c A + \sigma_y \cdot {}_s A \quad (1)$$

ここで、 N_0 : CES 柱の終局軸圧縮耐力、 ${}_c N_{cu}$: FRC 部分の終局圧縮耐力、 ${}_s N_{cu}$: 鉄骨部分の終局圧縮耐力、 ${}_c A$: FRC 部分の断面積、 σ_B : FRC の圧縮強度、 σ_y : 鉄骨の降伏応力度、 ${}_s A$: 鉄骨部分の断面積である。

水平力荷重は変位制御とし、柱上下ピン間の相対水平変位 δ と上下ピン間距離 h で与えられる相対部材角 R ($=\delta/h$) で、 $R=0.0025\text{rad}$ を 1 サイクル、 $R=0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03 \text{ rad}$ および 0.04rad を 2 サイクルずつ繰り返した後 $R=0.05\text{rad}$ まで荷重を行い、実験を終了した。計測変位は、制御変位となる水平変位、接合部パネルゾーンおよび梁端部の変形とした。また、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。さらに、繰り返し水平力荷重における第 1 サイクルのピーク時および除荷時においてクラックスケールを用いてひび割れ幅を計測した。

3. 実験結果

3.1 水平荷重一層間変形角関係および破壊性状

図-4 に各試験体の水平荷重一層間変形角関係を、図-5 に各試験体の最大耐力時のパネルゾーン周辺の破壊状況を示す。図-4 中の破線は 5 節で示す計算耐力を表す。接合部ウェブの降伏は 4.1 節で示すロゼット解析により求めた。

試験体 JB-3 では、 $R=0.0025\text{rad}$ のサイクルで柱および梁ともに曲げひび割れが発生した。 $R=0.01\text{rad}$ のサイクルでは、パネルゾーンにおいてせん断ひび割れが発生し、梁危険断面位置 (梁フェース位置) の鉄骨フランジの引張降伏を確認した。 $R=0.04\text{rad}$ のサイクルで最大耐力 552kN に達した。最終変形角 $R=0.05\text{rad}$ における耐力は 547kN と耐力低下はなく、試験体 JB-3 は高い靱性能を発揮し、紡錘型の履歴性状を示した。

試験体 JP-7 では、 $R=0.0025\text{rad}$ のサイクルで梁の曲げひび割れおよびパネルゾーンでせん断ひび割れが発生した。 $R=0.005\text{rad}$ のサイクルで柱に曲げひび割れが発生し、梁鉄骨の降伏を確認した。 $R=0.01\text{rad}$ のサイクルでパネルゾーン全体にせん断ひび割れが顕著に表れ、 $R=0.015\text{rad}$ のサイクルでは、柱鉄骨フランジの引張降伏を確認した。また、 $R=0.03\text{rad}$ では最大耐力 725kN を確認し、パネルゾーンのコンクリートが浮き、残留ひび割れ幅が 3mm 以上に拡幅した。 $R=0.04\text{rad}$ で著しく耐力が低下したため、同サイクルの 2 サイクル目で加力を終了した。この原因は、柱強軸鉄骨フランジと梁鉄骨フランジの溶接部が破断したためである。その時点における耐力は 217kN で、最大耐力の約 30%まで低下した。

試験体 JP-8 では、 $R=0.025\text{rad}$ のサイクルで梁の曲げひび割れが発生した。 $R=0.005\text{rad}$ のサイクルでせん断ひび割れが発生し、弱軸鉄骨フランジに沿った縦のひび割れ

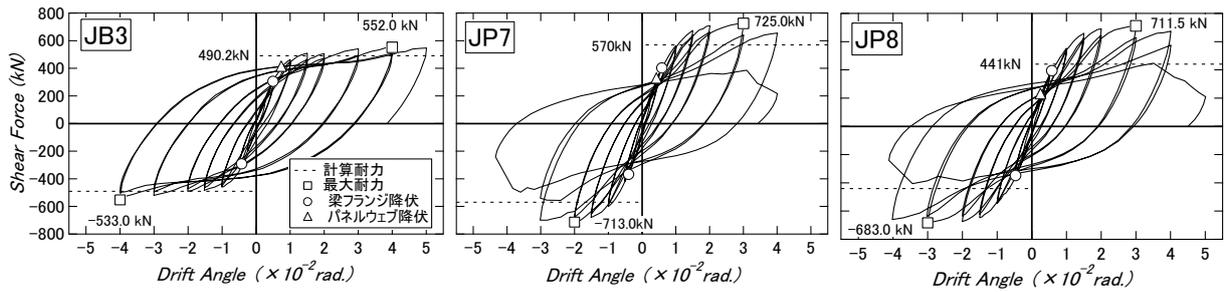


図-4 水平荷重—層間変形角関係

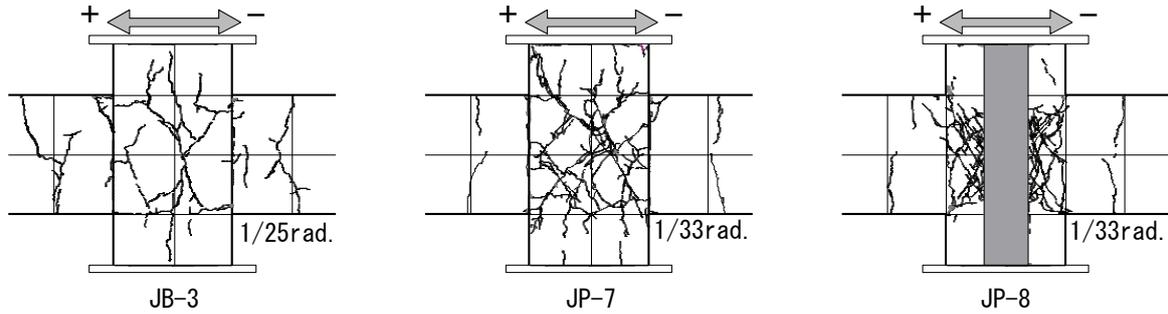


図-5 最大耐力時のひび割れ図

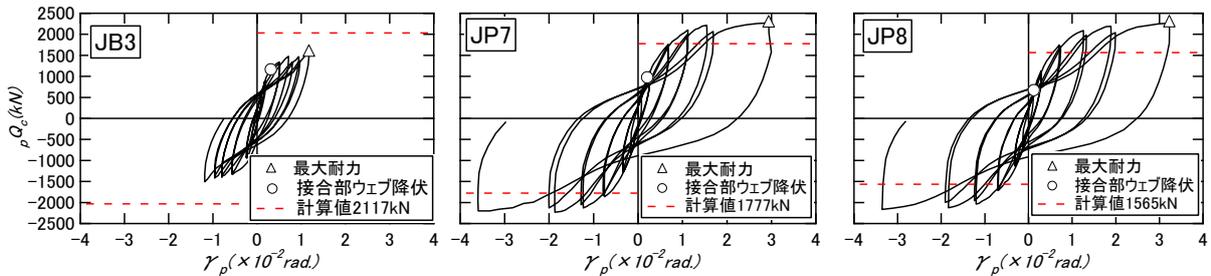


図-6 パネルゾーンの作用せん断力-パネルのせん断変形関係

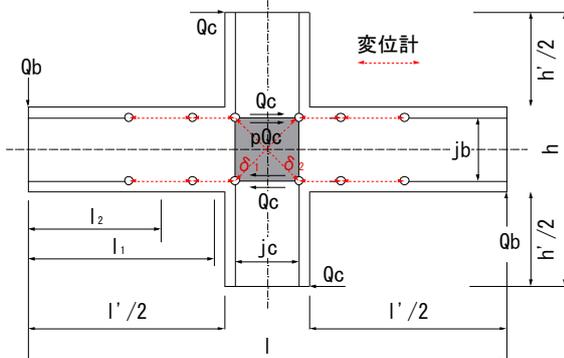


図-7 記号の説明

が発生した。R=0.01rad.のサイクルでパネルゾーンのせん断ひび割れが進展した。R=0.03rad.のサイクルで最大耐力の711.5kNに達した。最大耐力以降は、パネルゾーンのコンクリートの損傷が進行していくとともに耐力が低下し、R=0.04rad.の2サイクル目で耐力が著しく低下した。

柱断面が300×400mmの試験体JP-8は、コンクリートの面積が小さくなった分、最大耐力が試験体JP-7より小さくなったが、水平荷重—層間変形角関係においてはほとんど類似した復元力特性を示した。

最大耐力時の損傷状況では、試験体JB-3は柱梁境界部

に曲げひび割れが集中していくのに対して、試験体JP-7およびJP-8ではパネルゾーンにせん断ひび割れが集中した。また、試験体JP-7はパネルゾーンにおよそ斜め45度方向のX字型のせん断ひび割れが大きく拡幅していくのに対し、試験体JP-8では弱軸鉄骨ウェブで区切られた左右の長方形のパネルゾーン領域での対角方向のせん断ひび割れ(およそ25度)が発生しており、試験体JP-7とJP-8におけるパネルゾーン最外部のコンクリートの応力状態は異なっていることが確認された。

3.2 パネルゾーンの復元力特性

図-6にR=0.03rad.までのパネルゾーンの作用せん断力-パネルのせん断変形関係を示す。パネルゾーンの作用せん断力 ρQ_c を式(2)、パネルのせん断変形角 γ_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 δ_1 、 δ_2 を用いて式(3)よりそれぞれ求めた。

$$\rho Q_c = \frac{(l - j_c) \cdot h - j_b \cdot l}{j_b \cdot l} \cdot Q_c \quad (2)$$

$$\gamma_p = \frac{\sqrt{j_b^2 + j_c^2} \cdot \delta_1 + \delta_2}{j_b \cdot j_c} \quad (3)$$

ここで、 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)、 Q_c : 柱端

部のせん断力である。また、図-6の破線は5節で示す接合部パネルのせん断耐力の計算値である。

試験体 JP-7, 8 のパネルゾーンの作用せん断力は、試験体 JB-3 よりも大きく、せん断変形 0.01rad.付近で概ね最大せん断力に達している。また、試験体 JP-7 および JP-8 では最大耐力が計算耐力を大きく上回り、どちらも逆 S 字型のスリップ性状を示し履歴性状に大きな差異はなかった。

3.3 変形成分

各試験体における梁およびパネルゾーンの変形推移を図-8に示す。各変形成分は図-9に示すように梁端部の変形に換算して示している。なお、梁の変形は図-7に示した変位計より部材回転角を求め、その値に部材長を乗じて求めた。

また、接合部の変形角は式(3)により算定し、その値に部材長を乗じて接合部の変形を求めた。

梁曲げ降伏型の試験体 JB-3 では、他の試験体と比べて層間変形角の増大とともに梁の変形が大きくなっている。しかし、 $R=0.02\text{rad.}$ まではパネルゾーンの変形が梁の変形より大きく、両部材とも同程度の変形推移を示した。

接合部破壊型の試験体 JP-7 および JP-8 では、梁とパネルの変形量の差が大きく、パネルゾーンに変形が集中

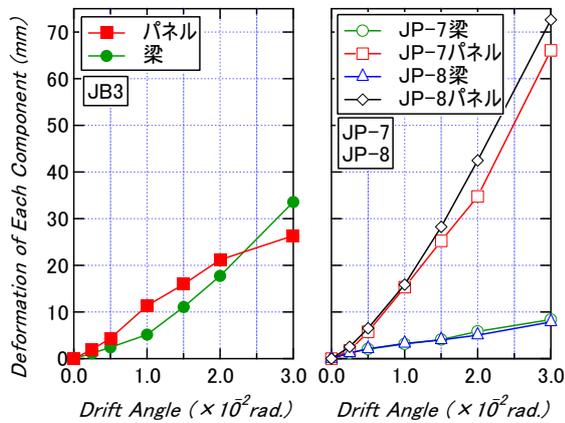


図-8 梁およびパネルゾーンの変形推移

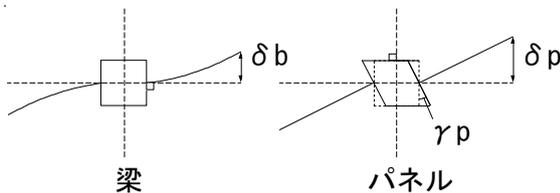


図-9 各部材変形図

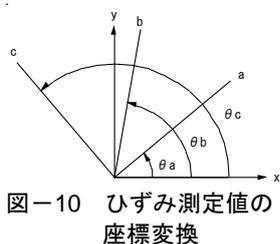


図-10 ひずみ測定値の座標変換

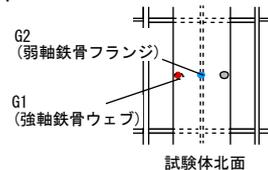


図-11 ロゼットゲージ測定位置

しているのが顕著に示されている。また、 $R=0.015\text{rad.}$ 以降のサイクルから試験体 JP-7 と JP-8 のパネルゾーンの変形量に差が出ていることから、試験体 JP-7 のカバーコンクリートによって剛性が試験体 JP-8 より大きくなり、変形が小さくなったと考えられる。

4. パネルゾーンの負担せん断力

各試験体を対象に接合部ウェブ、弱軸柱鉄骨フランジ、コンクリートが負担するせん断力を算出し比較する。接合部ウェブと弱軸鉄骨フランジが負担するせん断力はロゼット解析によって算出する。

4.1 ロゼット解析

4.1.1 解析手法

柱梁接合部の鉄骨ウェブおよび弱軸鉄骨フランジに貼付したロゼットゲージのひずみ測定値からそれぞれ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 ϵ_a , ϵ_b および ϵ_c を図-10に示す座標変換に基づいて次式により主軸方向成分 ϵ_x , ϵ_y および γ_{xy} に変換する。

$$\epsilon_a = \frac{1}{2}(\epsilon_x + \epsilon_y) + \frac{1}{2}(\epsilon_x - \epsilon_y)\cos 2\theta_a + \frac{1}{2}\gamma_{xy}\sin 2\theta_a \quad (4)$$

$$\epsilon_b = \frac{1}{2}(\epsilon_x + \epsilon_y) + \frac{1}{2}(\epsilon_x - \epsilon_y)\cos 2\theta_b + \frac{1}{2}\gamma_{xy}\sin 2\theta_b \quad (5)$$

$$\epsilon_c = \frac{1}{2}(\epsilon_x + \epsilon_y) + \frac{1}{2}(\epsilon_x - \epsilon_y)\cos 2\theta_c + \frac{1}{2}\gamma_{xy}\sin 2\theta_c \quad (6)$$

本実験では $\theta_a=0^\circ$, $\theta_b=45^\circ$ および $\theta_c=90^\circ$ であるので、ひずみの主軸方向成分 ϵ_x , ϵ_y および γ_{xy} は $\epsilon_x = \epsilon_a$, $\epsilon_y = \epsilon_c$ および $\gamma_{xy} = 2\epsilon_b - \epsilon_a - \epsilon_c$ 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 σ_x , σ_y および τ_{xy} を算出した。

4.1.2 解析結果

各試験体の $R=0.03\text{rad.}$ までの接合部の鉄骨ウェブおよび弱軸鉄骨フランジに貼付したロゼットゲージ(図-11参照)の測定値から求めたせん断応力と層間変形角の関係を図-12に示す。図中の一点鎖線はせん断降伏応力度($\sigma_y/\sqrt{3}$: σ_y は鋼材の降伏応力度)を示す。なお、図-12中の■は鉄骨の降伏を示す。

梁曲げ降伏型の試験体 JB-3 は $R=0.01\text{rad.}$ のサイクルで接合部ウェブが降伏曲線に達し、弱軸鉄骨フランジは降伏に至らなかった。接合部せん断破壊型である試験体 JP-7 および JP-8 では 0.005rad. のサイクルで接合部ウェブが降伏曲線に達し、 $R=0.02\text{rad.}$ のサイクルで弱軸鉄骨フ

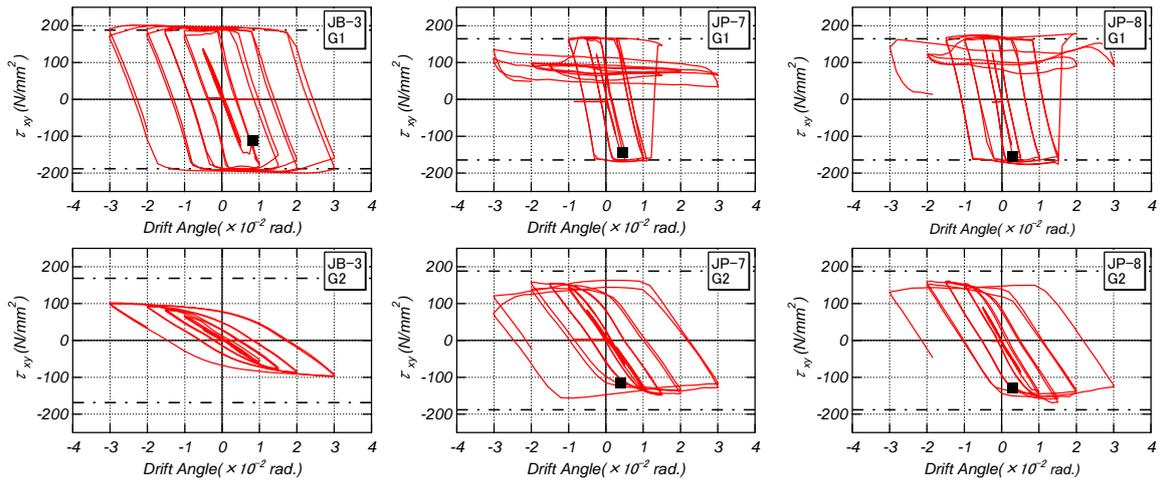


図-12 柱梁接合部の鉄骨ウェブおよび弱軸柱鉄骨フランジのせん断応力度－層間変形角関係

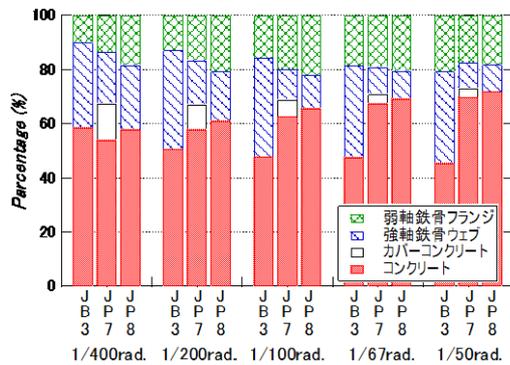


図-13 せん断力負担割合

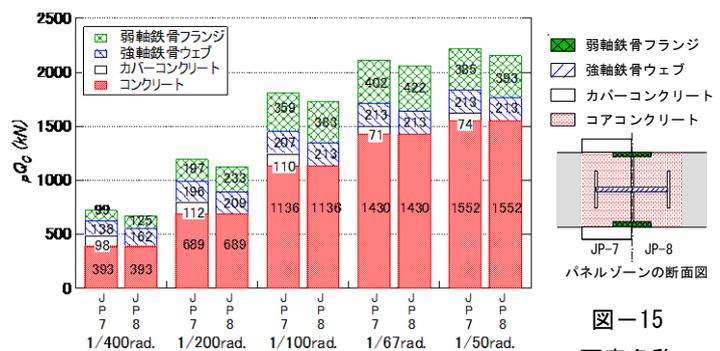


図-14 負担せん断力の推移 (JP-7, JP-8)

ランジが降伏曲線に達した。

R=0.02rad.時の弱軸鉄骨フランジのせん断応力度に着目すると、試験体 JB-3 はせん断降伏応力度計算値の6割程度の応力度となり、試験体 JP-7 および JP-8 はせん断降伏応力度計算値の8割程度の応力度となった。破壊形式の違いにより弱軸鉄骨フランジが負担するせん断応力度に差異がみられた。

4.2 パネルゾーンの負担せん断力の推移

図-13に各試験体の1サイクル目ピーク時におけるせん断力負担割合を、図-14にJP-7およびJP-8の1サイクル目ピーク時におけるせん断力の推移を示す。ここでは、4.1節で求めた柱梁接合部の鉄骨ウェブおよび弱軸鉄骨フランジのせん断応力度をそれぞれの断面積に乗ずることでせん断力を算定し、これらのせん断力を3.2節で算出したパネルゾーン全体の作用せん断力から引くことでコンクリートが負担するせん断力を算定する。なお、パネルゾーン全体の作用せん断力は正負荷荷の1サイクル目ピーク時の値の平均値を用いた。鉄骨の負担せん断力は一度降伏せん断耐力計算値に達するとそれ以降のサイクルでもせん断降伏耐力に達しているものとして算定した。カバーコンクリートが負担するせん断力はJP-7とJP-8のコンクリートが負担するせん断力の差とする。

図-13より、試験体 JB-3 において、層間変形角の増

大とともに弱軸鉄骨フランジが負担するせん断力も大きくなり、R=1/67rad.で全体の2割程度のせん断力を負担している。試験体 JP-7 および JP-8 においてはR=1/400rad.で15%程度のせん断力を負担し、R=1/100rad.で2割程度負担しているのが確認できる。図-14では、試験体 JP-7 および JP-8 のパネルゾーンにおける各要素(図-15)が負担するせん断力を示しており、コンクリートが負担するせん断力に着目するとコンクリート全体のせん断力は変形角とともに増大しているが、カバーコンクリートのせん断力はR=1/67rad.以降減少しており、コンクリートの損傷と弱軸鉄骨フランジがコンクリートを分断していることにより応力が伝達されることが原因として考えられる。

5. 耐力計算

各試験体の柱、梁およびパネルゾーンの計算耐力を表-4に示す。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算出し(繊維コンクリートは無筋コンクリートとして扱っている)、パネルゾーンの終局せん断耐力はSRC規準⁴⁾に基づいて式(9)~(10)より算出した。また、FRCのせん断強度は文献5で提案された式(11)より算出した。

表-4 計算耐力

試験体名		JB-3	JP-7	JP-8
梁	終局曲げモーメント M_b (kN/m)	262	413	413
	終局曲げ耐力 cQ_b (kN) ^{※1}	490	773	773
柱	終局曲げモーメント M_c (kN/m)	610	555	503
	終局曲げ耐力 cQ_c (kN) ^{※1}	1356	1234	1117
接合部	終局せん断耐力 Q_p (kN)	2117	1777	1565
	終局せん断耐力 cQ_p (kN) ^{※1}	731	569	501
計算耐力 $\min(cQ_b, cQ_c, Q_p)$ (kN)		490	569	501
せん断余裕度		1.30	0.74	0.65
実験耐力(kN)		552	725	712
実験耐力/計算耐力		1.13	1.27	1.42

※1: 柱せん断力換算値

※2: せん断余裕度=接合部せん断耐力/梁曲げ耐力

表-5 弱軸フランジを考慮した計算耐力

試験体名	JP-7	JP-8
$0.7 \cdot sf \cdot \sigma_y \cdot sf \cdot A / \sqrt{3}$ (kN)	356	356
$cQ + 0.7 \cdot sf \cdot \sigma_y \cdot sf \cdot A / \sqrt{3}$ (kN)	2133	1921
計算耐力 cQ_p (kN)	682	614
実験耐力/計算耐力	1.06	1.16

$$cQ_{pcal} = \frac{j_b \cdot l}{(l - j_c) \cdot h - j_b \cdot l} \cdot Q_{pcal} \quad (9)$$

$$Q_{pcal} = j F_s j \delta_c c A_e + \frac{1.2 \cdot sw \sigma_y \cdot sw A}{\sqrt{3}} \quad (10)$$

$$j F_s = 0.018 F_c + 3.2 \quad (11)$$

ここで、 Q_{pcal} : 接合部パネルのせん断強度、 cQ_{pcal} : Q_{pcal} の柱せん断力換算値、 F_c : FRCの圧縮強度、 $j F_s$: FRCのせん断強度、 $j \delta_s$: 接合部の形状により決まる係数(十字型は3)、 $c A_e$: 接合部 FRCの有効面積、 $sw \sigma_y$: 接合部鉄骨ウェブの降伏応力度、 $sw A$: 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。また、接合部 FRCの有効断面積は柱せいと柱鉄骨せいの平均値を有効せいとし、梁幅と柱幅の平均値を有効幅、接合部 FRCの有効面積を試験体 JB-3 および JP-7 では、 350×350 mm、JP-8 では 300×350 mm として算出した。

梁曲げ降伏型の試験体 JB-3 は、実験耐力と計算耐力の比が 1.13 と良好な対応関係にあり、一般化累加強度理論で CES 造梁の終局曲げ耐力を評価できている。

接合部破壊型の試験体 JP-7 および JP-8 では、実験耐力と計算耐力の比が 1.27 および 1.42 となり、弱軸フランジが負担するせん断力が考慮されていないため過小評価する結果となった。

そこで、4.1 節より最大耐力時 ($R=0.03$ rad.) の弱軸鉄骨フランジがせん断降伏応力度の約 7 割に達していることから式(10)に弱軸鉄骨フランジが負担するせん断力を考慮した次式で接合部の終局せん断耐力を計算した。

$$Q_{pcal} = j F_s j \delta_c c A_e + \frac{1.2 \cdot sw \sigma_y \cdot sw A}{\sqrt{3}} + \frac{0.7 \cdot sf \cdot \sigma_y \cdot sf \cdot A}{\sqrt{3}} \quad (12)$$

ここで $sf \sigma_y$: 弱軸鉄骨フランジの降伏応力度、 $sf A$: 弱軸鉄骨フランジの全断面積である。計算結果を表-5 に示す。実験耐力と計算耐力の比は JP-7 では 1.06、JP-8 では 1.16 となり 2 割ほど実験結果に近づく結果となった。

カバーコンクリートの負担せん断力(接合部せん断力)についてみると図-14 に示すように実験値では 71~112kN であるが、計算によるカバーコンクリート負担分は 212kN であり過大評価となっている。現状としては接合部の終局せん断耐力自体は安全側の評価を与えるものとなっているが、今後応力状態に基づいた評価法について検討を行っていく。

6. まとめ

本研究では、十字形鉄骨を内蔵した CES 造柱梁接合部を対象に静的加力実験を行い、以下の知見が得られた。

- 1) パネルゾーン弱軸フランジのせん断応力度は、梁曲げ降伏型ではせん断降伏応力度の 6 割、接合部せん断破壊型では 8 割に達していることが確認できた。
- 2) 全試験体において層間変形角の増大とともに弱軸鉄骨フランジのせん断力負担割合は増加し、 $R=1/67$ rad.時にパネルゾーンの全せん断力に対して 2 割程度負担した。
- 3) 耐力計算で弱軸鉄骨フランジが負担するせん断力を考慮することで、考慮しない場合と比べて実験耐力と計算耐力の比は 2 割ほど実験結果に近づいた。

謝辞

本研究は、文部科学省科学研究費(基盤研究(C))、No. 16K06570、代表者: 松井智哉)を受けて実施した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 岩瀬勝洋, 松井智哉, 倉本洋: CES 内部柱梁接合部の構造性能, コンクリート工学年次論文集, 第 30 巻, 第 3 号, pp.1351-1256, 2008.7.
- 3) 小山勉, 小島裕太, 広瀬潤, 松井智哉: CES 造柱梁接合部の構造性能に及ぼすパネルゾーンの内蔵鉄骨フランジ幅の影響, コンクリート工学年次論文集, 第 36 巻, 第 2 号, pp.1063-1068, 2014.7
- 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) 松井智哉: H 形鉄骨を用いた CES 内柱梁接合部の終局せん断強度に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 737 号, pp.1125-1135, 2017.7