

# 論文 圧縮ストラット機構に基づく CES 造柱梁接合部のせん断耐力評価

松井 智哉\*1・渡辺 一葵\*2

**要旨:** 本研究では十字形鉄骨を含めた内蔵鉄骨形状を実験変数にとり 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接合部パネルに形成される圧縮ストラットに基づく耐力評価法について検討を行った。接合部パネルにおける鉄骨形状がせん断耐力に影響を及ぼすこと、十字形鉄骨における弱軸鉄骨フランジはせん断降伏耐力の 7 割程度のせん断力を負担していることが確認された。また、接合部パネルコンクリートの圧縮ストラットに基づくせん断耐力評価式は既往の計算式より評価精度が向上することを示した。

**キーワード:** 鋼コンクリート合成構造, CES 造, 柱梁接合部, せん断耐力, 圧縮ストラット

## 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) 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行われている。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行われてきた<sup>1)~5)</sup>。いくつかの実験で接合部パネルにおける内蔵鉄骨などの断面形状がせん断強度に及ぼす影響について報告されている<sup>3),4)</sup>。しかしながら、鉄骨の形状によってコンクリートの応力伝達性状は異なると考えられ、その断面形状の影響を考慮したせん断耐力評価法の確立には至っていない。

そこで、本研究では十字形鉄骨を含めた内蔵鉄骨形状を実験変数にとり、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接合部パネルに形成される圧縮ストラットに基づ

く耐力評価法について検討を行う。なお、十字形鉄骨内蔵 CES 柱梁接合部の実験結果については文献 6)において報告している。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体一覧を表-1 に、試験体詳細図を図-1 に示す。試験体は接合部破壊型を想定して計画した十字形柱梁接合部 4 体である。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おり、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。

断面形状が接合部パネルの耐力性能に及ぼす影響を把握するために、接合部とそれに伴い柱の断面を実験変数としている。試験体 JP-7 は、柱断面を 400×400mm とし、内蔵鉄骨に十字形鉄骨を有し、強軸側鉄骨には H-300

表-1 試験体一覧

試験体	JP-7	JP-8	JP-9	JP-10
破壊形式	接合部せん断破壊			
柱	内蔵鉄骨形状	十字形		H 形
	内蔵鉄骨 (強軸)	H-300×150×9×12		
	内蔵鉄骨 (弱軸)	H-300×150×4.5×9	—	
	柱高さ	1300		
断面 b×D	400×400	300×400		
梁	内蔵鉄骨	H-300×150×12×25		
	梁長さ	2250		
	断面 b×D	300×400		
パネル	ウェブ	4.5		
	フランジ	12		
	スチフナ	28		
	弱軸ウェブ	—	PL-4.5	—
軸力 N(kN)	1095	894	771	771

単位: mm

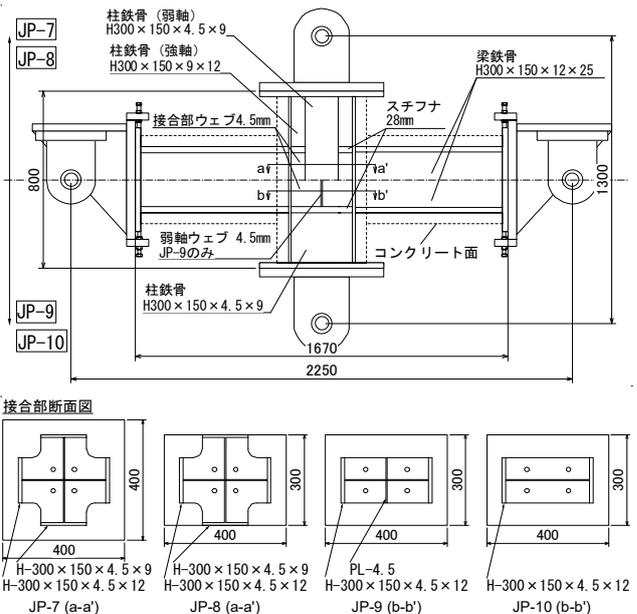


図-1 試験体詳細図

\*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 准教授 工博 (正会員)

\*2 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学専攻 院生 (学生会員)

表-2 内蔵鉄骨の材料特性

材料名	試験体	厚さ (mm)	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	Es (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	備考
H-300×150×9×12	JP-7,8,9,10	9	326	208000	480	柱ウェブ
		12	292	206000	460	柱フランジ
H-300×150×4.5×9	JP-7,8	4.5	285	204000	421	柱ウェブ
		9	326	208000	480	柱フランジ
H-300×150×12×25	JP-7,8,9,10	12	292	206000	460	梁ウェブ
		25	243	206000	398	梁フランジ
PL-4.5	JP-7,8,9,10	4.5	285	204000	421	パネルウェブ
PL-28	JP-7,8,9,10	28	249	205000	415	スチフナ

$\sigma_y$ : 降伏応力度, Es: 降伏応力度,  $\sigma_b$ : 引張強度

表-3 FRCの材料特性

試験体	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{c0}$ ( $\mu$ )	Ec (N/mm <sup>2</sup> )	材齢 (日)
JP-7	52.1	2990	30608	62
JP-8	53.1	3140	30564	69
JP-9	51.4	2880	29875	77
JP-10	51.2	3080	31274	83

$\sigma_B$ : 圧縮強度,  $\epsilon_{c0}$ : 圧縮強度時ひずみ  
Ec: 弾性係数

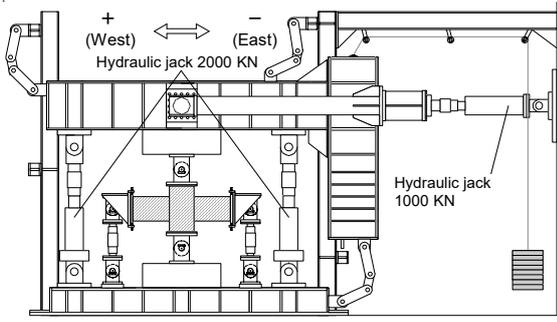


図-2 荷重装置

×150×9×12 を、弱軸側鉄骨には H-300×150×4.5×9 を使用した。試験体 JP-8 は、試験体 JP-7 の柱断面を 300×400mm に変更した試験体であり、梁幅の外側のカバーコンクリート部分を取り除いた断面となっている。試験体 JP-9 は、試験体 JP-8 の柱および接合部の加力直交方向鉄骨を省いた試験体であるが、接合部パネル内の弱軸方向の鉄骨ウェブを残した試験体となっている。試験体 JP-10 は、試験体 JP-9 から弱軸方向のウェブを取り除いた試験体であり、柱、接合部ともに H 形鉄骨を内蔵した試験体となる。梁断面は全試験体共通で、梁幅および梁せいは 300×400mm とし、内蔵鉄骨は H-300×150×12×25 を用いる。内蔵鉄骨は柱を通し柱として、梁は柱に溶接して製作した。ただし、接合部破壊型とするため接合部のウェブの厚さは全試験体共通で 4.5mm である。

## 2.2 使用材料

表-2 および表-3 に鉄骨および FRC の材料特性を示す。鉄骨には鋼種 SS400 を用いた。FRC の呼び強度は  $F_c=30\text{N/mm}^2$  である。補強繊維は直径が 0.66mm で、長さが 30mm の PVA 繊維を使用した。体積混入率は 1.0% とし、水セメント比は 60% である。

## 2.3 荷重方法と計測方法

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(図-2)に設置し、試験体に柱部材軸と平行に作用させた一定軸力下で静的漸増繰り返し水平力荷重を行った。作用軸力は柱軸圧縮耐力(鉄骨考慮)に対する軸力比で 0.1 とした。水平力荷重は変位制御とし、上下スタブの相対変位  $\delta$  と梁長さ  $h$  で与えられる相対部材角  $R (= \delta / h)$  で、 $R=0.0025$  を 1 サイクル, 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. の正載荷まで荷重を行った。計測変位は、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。

## 3. 実験結果

図-3 に各試験体の荷重-変形角関係を示す。パネルウェブの降伏条件は、パネルゾーンウェブに貼り付けた三軸歪ゲージにより得られた歪測定値を用いてロゼット解析を行い、平面応力場における Von Mises の降伏条件を満たしたときとする。鉄骨破断は大きな音とともに耐力低下が生じたときとして示しており、実験終了後、試験体 JP-7 のコンクリートを研って鉄骨溶接部の破断を確認した。図中の破線は式(1)~(3)による接合部せん断耐力の計算値である<sup>5)</sup>。

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

$$Q_{pu} = jF_s \cdot j\delta \cdot cA_e + \frac{1.2 \cdot s_w \sigma_y \cdot s_w A}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

$$jF_s = 0.018 F_c + 3.2 \quad (3)$$

ここで、 $Q_{pu}$ : 接合部のせん断耐力,  $cQ_{pu}$ :  $Q_{pu}$  の柱せん断力換算値,  $F_c$ : コンクリートの圧縮強度,  $jF_s$ : コンクリートのせん断強度,  $j\delta$ : 接合部の形状係数(十字形は 3),  $cA_e$ : 接合部コンクリートの有効面積 ( $= b_e \cdot c_e$ ),  $b_e$ : 接合部コンクリートの有効幅(柱幅と梁幅の平均値),  $c_e$ : 接合部コンクリートの有効せい(柱せいと柱鉄骨せいの平均値),  $s_w \sigma_y$ : 接合部鉄骨ウェブの降伏応力,  $s_w A$ : 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,  $j_b, j_c$ : 梁および柱の有効せい(梁および柱鉄骨フランジ重心間距離)とした。

試験体 JP-7 および JP-8 では、 $R=0.03\text{rad.}$ 時にそれぞれ最大耐力+725kN, +712kN を記録した。正負最大耐力の平均値と比較するとカバーコンクリート(弱軸鉄骨フランジの外側のコンクリート)がない試験体 JP-8 は試験体 JP-7 よりも 22kN 小さい程度であった。試験体 JP-7 では  $R=0.04\text{rad.}$ の 2 サイクル目の正載荷時に梁フランジ溶接部破断のため著しい耐力低下が生じ実験を終了した。また、試験体 JP-8 においても同様な破断が生じたと考えられる。両試験体ともに類似した履歴形状となり、内蔵鉄

骨に十字形鉄骨を用いた場合のかぶりコンクリートの有無による水平荷重の差異は小さかった。

試験体 JP-8 および JP-9 では、正負最大耐力の平均値と比較すると、弱軸鉄骨がある試験体 JP-8 は、試験体 JP-9 よりも 143kN ほど大きくなる結果となった。

試験体 JP-9 および JP-10 では、正負最大耐力の平均値と比較すると、パネルゾーンに弱軸ウェブがある試験体 JP-9 は、試験体 JP-10 よりも 29kN (最大耐力に対して 5%) ほど小さくなる結果となった。

#### 4. 接合部パネルせん断耐力の評価

##### 4.1 せん断耐力算定式

CES 接合部のせん断耐力算定式は SRC 規準に基づく式として(2)式が提案されている<sup>5)</sup>。本式は接合部のコンクリートの負担せん断力を有効面積とせん断応力を掛け合わせることで簡便な式としている。なお、(3)式のコンクリートのせん断応力は既往の実験結果のおよそ平均値を与えられるように設定している。しかしながら、3章で示した試験体 JP-9 と JP-10 のようにパネルゾーンの鉄骨形状によって最大耐力に差異がみられる。そのため、文献 3) では接合部のコンクリートのストラット機構に基づくせん断耐力評価について検討がされている。ここでは、既出および今回の実験試験体を含めてせん断耐力の算定手法の検討を行う。

##### 4.2 パネルゾーンの圧縮ストラット

H 形鉄骨および十字形鉄骨を有する CES 造柱梁接合部において仮定するパネルゾーンのストラット機構を図-4 に示す。ここではコンクリートの応力伝達機構は次の 5 つに分類されると考える。

パネル a は鉄骨フランジおよびスチフナによって拘束されたコンクリートにおいて圧縮ストラットを形成する。パネル b は鉄骨で拘束されていないが、柱および梁からの圧縮力により、鉛直力および水平力が伝達され、圧縮ストラットを形成する。パネル c は、柱からの圧縮力により圧縮ストラットが形成されると仮定する。パネル d は十字形鉄骨が内蔵されている場合であり、パネル a が弱軸鉄骨ウェブにより 2 つに分断された形状になっており、圧縮ストラットは鉄骨に囲まれた 2 つの領域で生じると仮定する。パネル e の圧縮ストラットは、柱梁からの圧縮力が他方のスチフナおよび弱軸鉄骨ウェブに伝達されることにより形成されるとする。

コンクリートのストラット機構による水平せん断力および基本式を図-4(a) および式(4)に示す。

$$V_{cp} = \mu \cdot \sigma_B \cdot t \cdot l_s \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \quad (4)$$

ここで、 $\mu$ : コンクリートの圧縮強度有効係数、 $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $t$ : 圧縮ストラットの幅、 $l_s$ : 圧縮ストラットの長さ、 $\theta$ : 圧縮ストラットの角度で

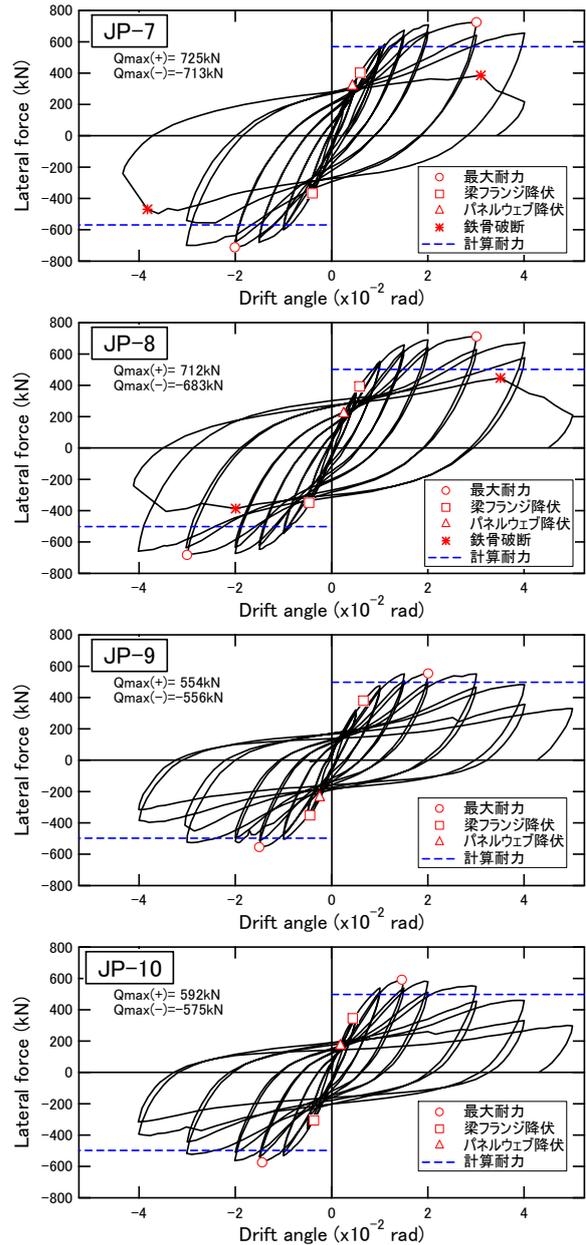


図-3 水平荷重-変形角関係

ある。

式(4)は、仮定する圧縮ストラットに生じる圧縮力の水平成分として表されるものである。 $\mu$  は、既往の実験結果に基づいて次式が提案されている<sup>3)</sup>。

$$\mu = \begin{cases} 1.0 & (\sigma_B < 25) \\ -0.022\sigma_B + 1.55 & (25 \leq \sigma_B \leq 45) \\ 0.56 & (45 < \sigma_B) \end{cases} \quad (5)$$

そして、コンクリートのパネルゾーンのせん断抵抗要素のせん断力  $V_{cp,i}$  ( $i=1 \sim n$ ,  $n$  は仮定するストラットの総数) と鉄骨のせん断耐力をそれぞれ足し合わせて CES 造柱梁接合部のせん断強度  $V_{pu}$  とし、式(6)のように表される。

$$V_{pu} = \sum V_{cp,i} + \frac{1.2 \cdot s_w \sigma_y \cdot s_w A}{\sqrt{3}} \quad (6)$$

図-5 は試験体 JP-7, JP-8 および JP-10 のひび割れ状

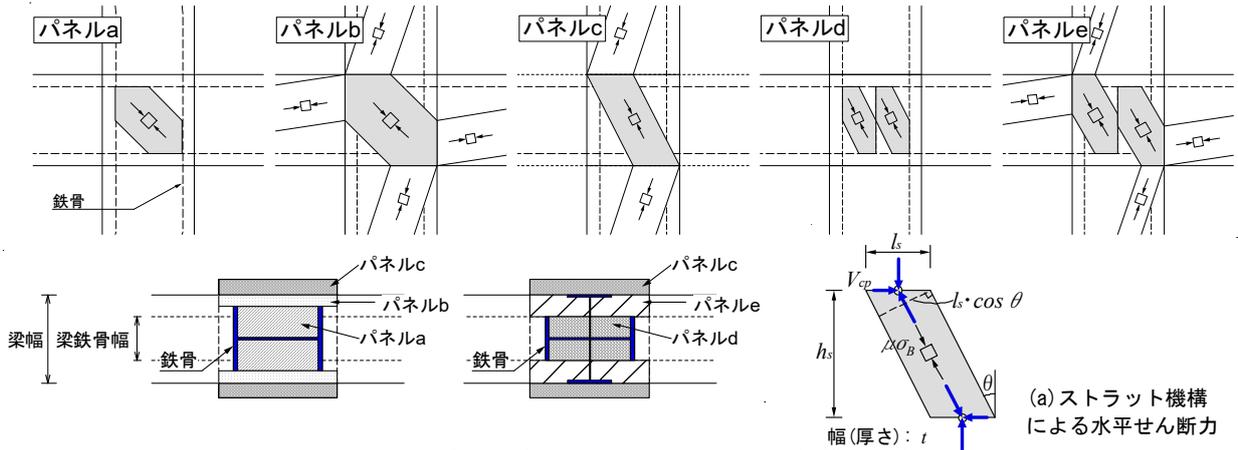


図-4 パネルゾーンにおけるストラット機構の仮定

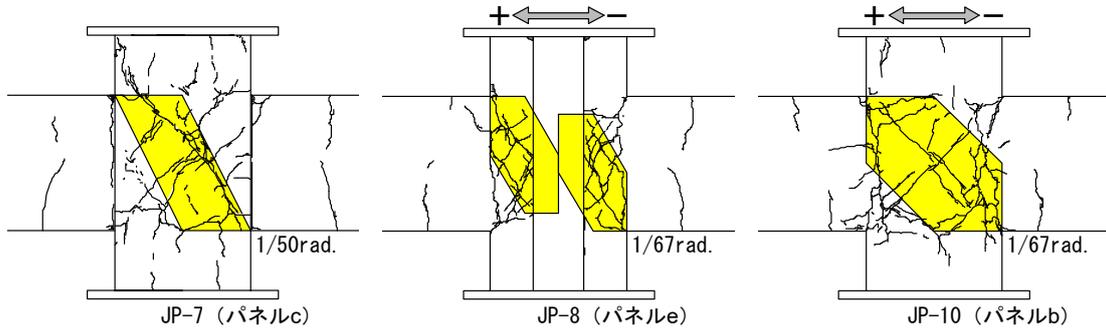


図-5 パネルゾーンのひび割れ状況と仮定する圧縮ストラット

表-4 パネルゾーンにおけるせん断ひび割れの角度

	主要なせん断ひび割れの角度	仮定する圧縮ストラットの角度 $\theta$
JP-7 (パネル c)	28°, 34°, 36°	27°
JP-8 (パネル e)	32°, 33°, 34°, 36°	31°
JP-9 (パネル b)	41°, 44°	45°

況である。損傷を観察できるコンクリート面は、図-4のパネルc、パネルeおよびパネルbにそれぞれ対応している。また、パネルゾーンにおける主要なせん断ひび割れの角度を表-4に示す。

ここで、 $\theta$ の算出のための圧縮ストラットの水平長さおよび高さは、基本的には簡便なものとするため、想定するパネルの矩形の水平長さおよび高さのそれぞれ1/2としている。せん断ひび割れ幅の角度と仮定する圧縮ストラットの角度 $\theta$ は、試験体JP-7では若干異なるひび割れ角度が見られるものの概ね対応していることが確認できる。

#### 4.3 ストラット幅の検討

本節ではパネルcによる負担せん断力算出の際に考慮するストラット幅について検討を行う。文献3), 4)では接合部の断面において梁からの張り出し幅を変数とした実験的研究がなされている。用いられた試験体の接合部の断面概要を図-6に示す。どの試験体も梁幅は300mmと共通であり、接合部および柱断面における梁側面からコンクリートの張り出し幅は、試験体JP-2とJP-5は片

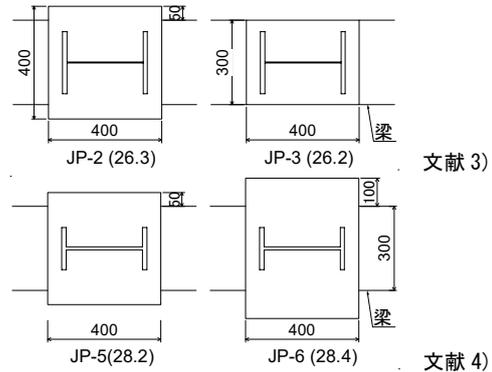


図-6 試験体断面形状

(( )内の数値はコンクリートの圧縮強度)

側50mm、試験体JP-3は0mm、試験体JP-6は100mmであり、2章で示した試験体JP-7は50mm、試験体JP-8は0mmである。

梁幅の外側の接合部コンクリートのせん断応力度を図-7に示す。各試験体のせん断力は式(7)により算出した接合部せん断力であり、正負荷荷ピーク時の平均値であり、 $R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ までを示している。

$$Q_p = 2M_b \cdot \left( \frac{l - j_c}{l' \cdot j_b} - \frac{l}{l' \cdot h} \right) \quad (7)$$

$$M_b = Q_b \cdot l' / 2 \quad (8)$$

ここで、 $l$ : 左右梁の反曲点間距離、 $l'$ : 左右梁の内法長さ、 $h$ : 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)、 $Q_b$ : 梁端部のせん断力である。

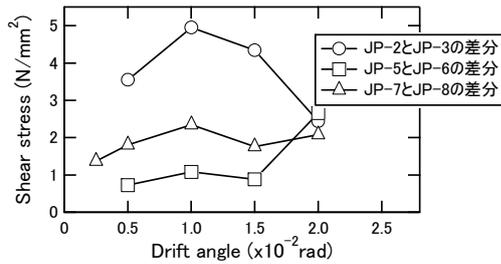


図-7 試験体断面形状

試験体 JP-7 と JP-8、試験体 JP-2 と JP-3 のせん断力の差により梁側面からの距離 0~50mm の領域 (領域 c1) のコンクリートのせん断応力度、試験体 JP-5 と JP-6 のせん断力の差により梁側面からの距離 50~100mm の領域 (領域 c2) のコンクリートのせん断応力度として算出している。

およそ最大耐力に達する  $R=1.5 \times 10^{-2}$  rad で見ると、領域 c1 の JP-2 と JP-3 の差によるせん断応力度は  $4.34 \text{ N/mm}^2$ 、JP-7 と JP-8 の差によるせん断応力度は  $1.76 \text{ N/mm}^2$  であり、弱軸フランジを有する場合の方が応力は小さい。領域 c2 では  $0.88 \text{ N/mm}^2$  と領域 c1 よりも小さい応力になっており、梁側面から離れるとせん断応力度は小さくなっていることが確認できる。このことからパネル c の式(4)によるせん断力の算定時には、今回の試験体ではストラット幅を 50mm (柱せいの 1/8) を上限としてせん断耐力式の検討を行うこととする。

#### 4.4 鉄骨のせん断応力

各試験体の接合部の強軸鉄骨ウェブおよび弱軸鉄骨フランジの  $R=0.02 \text{ rad}$  までのせん断応力度と変形角の関係を図-8 に示す。せん断応力度は鉄骨に貼付したロゼットゲージの歪測定値からロゼット解析より求めた。鉄骨の一軸応力-ひずみ関係はバイリニアモデルとした。図中の破線はせん断降伏応力度 ( $\sigma_y / \sqrt{3}$  :  $\sigma_y$  は鋼材の降伏応力度) を示す。

内蔵鉄骨が十字形鉄骨、H形鉄骨どちらの場合もウェブ (G2, G3) はせん断降伏に至っている。弱軸鉄骨フランジ (G1) のせん断応力度は、せん断降伏応力度には達していないが、 $R=0.02 \text{ rad}$  ではせん断降伏応力度の 75% 程度の応力が生じていることが確認できる。

#### 4.5 コンクリートの圧縮強度有効係数

接合部のせん断耐力の実験値と式(6)による計算値が一致するようにコンクリートの圧縮強度有効係数  $\mu$  を逆算した結果を図-9 に示す。十字形鉄骨を有する試験体のせん断耐力については、図-8 の結果を踏まえて弱軸鉄骨フランジの負担せん断力をせん断降伏耐力の 0.7 倍と仮定して式(9)を式(6)に足し合わせることにした。なお、本検討ではコンクリートの有効係数の妥当性を検討することに主眼をおいているため式(9)を用いるが、弱軸鉄骨フランジの負担せん断力の評価についてはさらに検討が

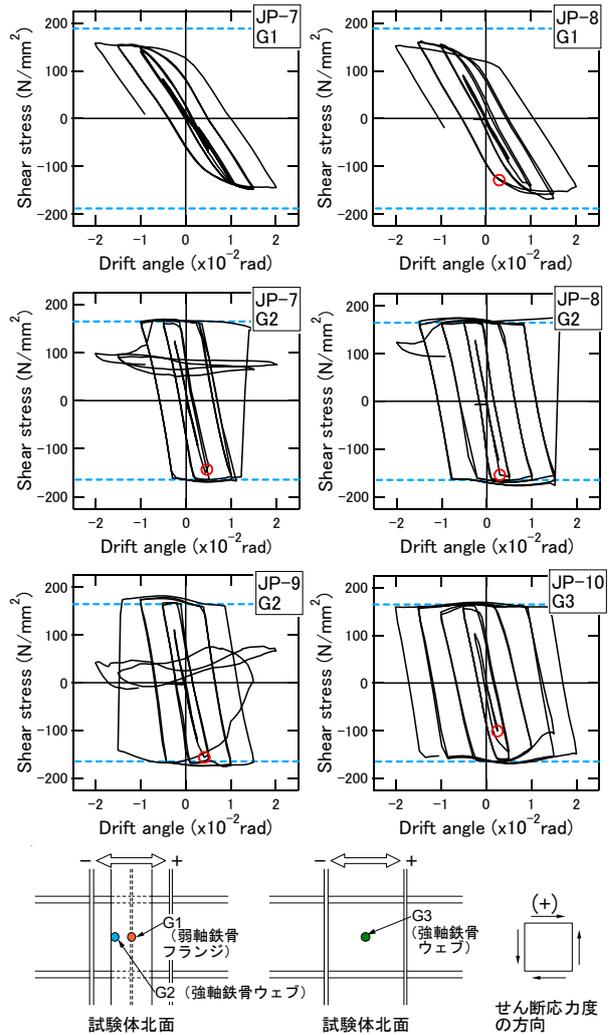


図-8 接合部鉄骨のせん断応力度

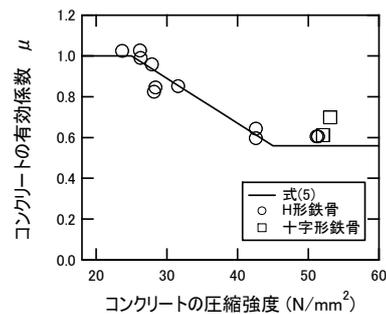


図-9 コンクリートの圧縮強度と有効係数  $\mu$  の関係

必要である。

$$\frac{0.7 \cdot s_f \sigma_y \cdot s_f A}{\sqrt{3}} \quad (9)$$

ここで、 $s_f \sigma_y$  : 弱軸鉄骨フランジの降伏応力、 $s_f A$  : 弱軸鉄骨フランジの断面積である。

式(5)の有効係数  $\mu$  は、実験から得られた有効係数と概ね一致する値を与える式となっていることが確認できる。

#### 4.6 耐力計算値と実験結果の比較

式(2)および式(6)による接合部のせん断耐力の計算値と実験値の比較を図-10 および表-6 に示す。どちらの

式も十字形鉄骨を有する場合は式(9)による弱軸鉄骨フランジの負担せん断力を足し合わせて算定している。

式(2)による計算値は実験値の±20%以内になっていることが確認できる。試験体 JP-9 と JP-10 の計算値に対する実験値の比はそれぞれ 1.12, 1.19 であるが、式(6)によって接合部パネルの圧縮ストラットの形状を考慮して表活かした場合には 1.07 となり、評価精度の向上が確認できる。ただし、試験体 JP-5 は実験値に対する計算値の比が式(2)では 1.01, 式(6)では 0.9 となり評価精度が低下する試験体も見られる。試験体 JP-5 は図-6 に示すように試験体 JP-4 と鉄骨フランジの寸法が異なる試験体であるが、実験における最大耐力はほぼ同等であったのに対して式(6)ではパネルの形状を考慮しているため計算値

に差異が生じ、結果として試験体 JP-5 は過小評価となる結果になったと考えられる。しかしながら、全体的にみて式(6)の評価方法で、式(2)に比べて、若干ではあるが評価精度に改善がみられる。

## 5. まとめ

CES 造柱梁接合部の静的加力実験を実施し、構造性能を把握するとともに、せん断耐力評価の妥当性について検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 接合部パネルにおける鉄骨形状が、せん断耐力に影響を及ぼすことが確認された。
- 2) 弱軸鉄骨フランジは、CES 接合部のせん断耐力時にせん断降伏耐力計算値の 7 割程度のせん断力を負担していることが確認された。
- 3) 接合部パネルコンクリートの圧縮ストラットに基づくせん断耐力評価について検討し、既往の計算式より評価精度が向上することを示した。

なお、限られた試験体に対する検討であることから、せん断耐力の評価法についてさらに検討が必要である。

## 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, Vol.28, No.2, pp.1267-1272, 2006.7
- 2) 松井智哉, 倉本洋: CES 柱梁接合部の構造性能に及ぼす作用軸力の影響, 日本建築学会構造系論文集, No.663, pp. 1025-1031, 2011.5
- 3) 小島佑太, 吉野貴紀, 小山勉, 松井智哉: CES 造柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1219-1224, 2013.7
- 4) 小山勉, 小島佑太, 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, Vol.36, No.2, pp.1063-1068, 2014.7
- 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, Vol.82, No.737, pp. 1125-1135, 2017.7
- 6) 渡辺一葵, 松井智哉: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.1087-1092, 2018.7

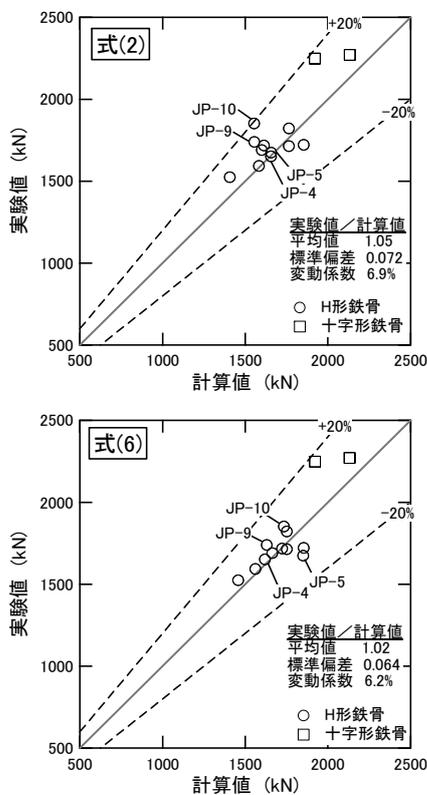


図-10 せん断耐力の計算値と実験値の比較

表-6 せん断耐力計算値と実験値

試験体	実験値 (kN)	式(2)		式(6)	
		$Q_{pu}$ (kN)	$Q_{max}/Q_{pu}$	$V_{pu}$ (kN)	$V_{pu}/Q_{max}$
B	1718	1613	1.06	1723	1.00
B25	1714	1764	0.97	1751	0.98
B40	1822	1764	1.03	1751	1.04
JP-1	1593	1583	1.01	1562	1.02
JP-2	1690	1601	1.06	1664	1.02
JP-3	1524	1407	1.08	1458	1.05
JP-4	1651	1656	1.00	1620	1.02
JP-5	1674	1658	1.01	1851	0.90
JP-6	1721	1854	0.93	1855	0.93
JP-7	2272	2132	1.07	2129	1.07
JP-8	2248	1921	1.17	1920	1.17
JP-9	1740	1555	1.12	1628	1.07
JP-10	1852	1554	1.19	1735	1.07