

論文 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

小山 勉*1・小島 佑太*1・広瀬 潤*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、柱内蔵鉄骨フランジ幅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、骨格曲線のモデル化を行い、その評価法について検討を行った。その結果、パネルゾーン内蔵鉄骨フランジ幅が耐力性能および変形挙動に及ぼす影響は小さいことが確認された。

キーワード：CES 合成構造、柱梁接合部、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構造から鉄筋を省略し、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実施されている。

本論で対象としている CES 造柱梁接合部に関する研究では、これまでに破壊形式、パネルゾーンのフランジ、スチフナ、ウェブの厚さ、軸力、柱長さおよび柱断面形状などを変数とした実験^{1),2)}や、柱スラブ付梁接合部の実験³⁾を行い、上記の構造因子が破壊性状、復元力特性など構造性能に及ぼす影響を把握するとともに、耐力評価方法の検討を行ってきた。さらに CES 造柱梁接合部の終局せん断耐力評価法を提案する上で重要であるパネルゾーン周辺の応力伝達メカニズムの把握を目的とした 3 次元非線形 FEM 解析の研究⁵⁾も実施してきた。その結果としてパネルゾーンのコンクリートは、鉄骨に囲まれた領域、囲まれていない領域において応力状態が異なることを明らかにしてきた。

一方で、柱・梁・パネルゾーンで構成される柱梁接合部の構造性能は、多くの要因による影響により、未だに不明な点が多いと考える。そこで、本研究では、パネルゾーン内蔵鉄骨フランジ幅および柱幅を実験変数として静的加力実験を行い、CES 造柱梁接合部の構造性能を把握するとともに、各耐力評価法について検討を行う。

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、CES 架構の内部柱梁接合部を想定した約 1/2.7 縮尺モデルの 3 体であり、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。内蔵鉄骨は柱を通し柱とし、梁は柱に溶接して製作した。実験変数は、接合部内蔵鉄骨のフランジ幅および接合部コンクリート断面形状とした。各試験体は接合部せん断破壊先行型を想定した試験体としている。柱内蔵鉄骨は、試験体 JP-4 では H-300×300×10×15 を、試験体 JP-5 および JP-6 では H-300×150×10×15 をそれぞれ用いており、鉄骨により囲まれるコンクリートパネルの領域が異なる。梁内蔵鉄骨は全試験体共通で H-300×150×12×25 を用いている。パネルゾーンについては、破壊形式を接合部せん断破壊型とするためにパネルゾーンのウェブ厚を 4.5mm としている。柱高さおよび梁長さは全試験体共通で、柱高さは上下ピン支承間距離とし 1300mm、梁長さは左右ピン支承間距離とし 2250mm とした。柱断面は、試験体 JP-4 および JP-5 では、400×400mm としているが試験体 JP-6 のみ 500×400mm とした。梁断面は全試験体共通で 300×400mm である。

2.2 使用材料

表-2 に FRC の材料特性を、表-3 に鉄骨の材料特性

表-1 試験体一覧

試験体		JP-4	JP-5	JP-6
破壊形式		接合部せん断破壊先行型		
柱	幅 $b \times$ せい D (mm)	400×400		500×400
	柱内蔵鉄骨	H-300×300×10×15	H-300×150×10×15	
	柱高さ h (mm)	1300		
梁	幅 $b \times$ せい D (mm)	300×400		
	梁内蔵鉄骨	H-300×150×12×25		
	梁長 l (mm)	2250		
接合部パネルゾーン		H-300×300×4.5×15	H-300×150×4.5×15	
接合部スチフナ		PL-25×270×300	PL-25×270×150	

*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 (正会員)

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

をそれぞれ示す。コンクリートには FRC を、鉄骨には鋼種 SS400 を用いた。FRC の設計強度は $F_c=30\text{N/mm}^2$ 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%とし、水セメント比は 60%である。

2.3 載荷計画

載荷は、図-2 に示す載荷装置を用いて行った。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、試験装置に設置し、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載荷を行った。作用させた軸力は、SRC 規準に従い算定した CES 柱の終局圧縮耐力 N_0 に対する軸力比 $N/N_0=0.15$ として計算をし、試験体 JP-4 は 1060kN、JP-5 は 900kN、JP-6 は 1040kN とした。水平力載荷は変形制御とし、柱上下端部に取り付け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 で与えられる層間変形角 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.まで載荷を行い、実験を終了した。

2.4 計測計画

計測変位は、制御変位となる相対水平変位、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計測した。また、繰り返し水平力載荷における第 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-3 に各試験体の水平荷重一層間変形角関係を、図-4 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-3 中の破線は 3.3 節で示す計算耐力を表す。接合部鉄骨ウェブの降伏は、接合部鉄骨ウェブに貼付した三軸ひずみゲージにより得られたひずみ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した。

パネルゾーン内蔵鉄骨フランジ幅の異なる試験体 JP-4 および JP-5 を比較すると、0.005rad.のサイクルとともに柱および梁に曲げひび割れが発生した。また、試験体 JP-4 では、パネルゾーンにせん断ひび割れおよび付着せん断ひび割れが、試験体 JP-5 では、パネルゾーンにせん断ひび割れがそれぞれ発生した。さらに、同サイクルで接合部鉄骨ウェブの降伏を確認した。0.01rad.のサイクルでは、パネルゾーンのせん断ひび割れが伸展し、新たなせん断ひび割れも発生した。また、梁鉄骨フランジの降伏が確認できた。その後の 0.015rad.のサイクルでは、パネルゾーンのせん断ひび割れが拡幅していき、両試験体ともに最大耐力に達した。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、耐力は低下していった。

柱断面が $500\times 400\text{mm}$ である試験体 JP-6 では、試験体

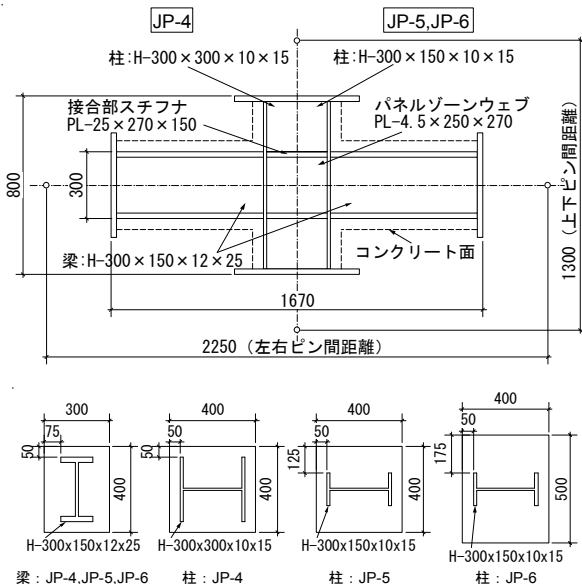


図-1 試験体詳細図

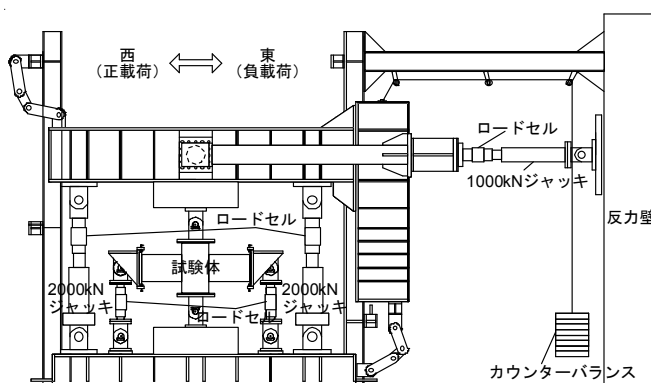


図-2 載荷装置

表-2 FRC の材料特性

試験体	σ_c (MPa)	ϵ_{c0} (μ)	E_c (GPa)	材齢 (日)
JP-4	27.9	2458	22.0	42
JP-5	28.2	2391	22.5	46
JP-6	28.4	2311	20.4	50

σ_c : 圧縮強度, ϵ_{c0} : 圧縮強度時ひずみ,
 E_c : 弾性係数

表-3 鉄骨の材料特性

内蔵鉄骨(SS400)	試験体	σ_y (MPa)	σ_b (MPa)	E_s (GPa)	備考
H-300x300x10x15	JP-4	331	461	204	柱ウェブ
H-300x150x10x15	JP-5, JP-6	291	435	199	柱フランジ
H-300x150x12x25	共通	310	424	205	梁ウェブ
		271	429	204	梁フランジ・接合部スチフナ
PL-4.5	共通	332	470	207	接合部ウェブ

σ_y : 降伏応力度, σ_b : 引張強度, E_s : 弾性係数

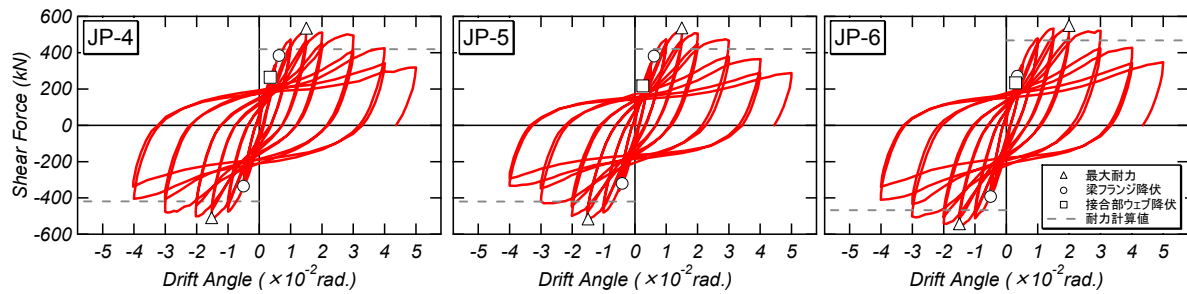


図-3 水平荷重－層間変形角関係

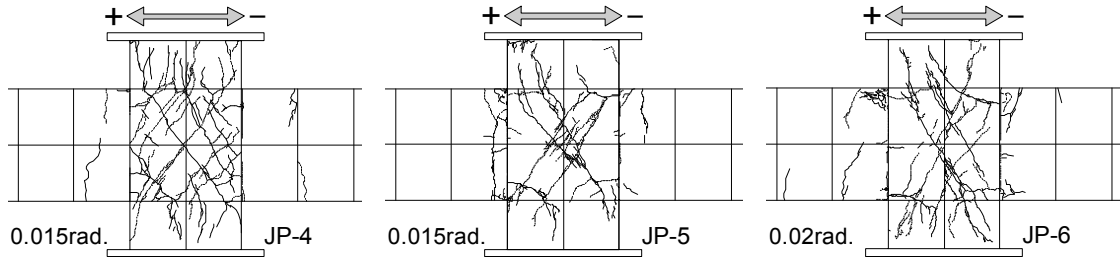


図-4 最大耐力時における破壊状況

JP-4およびJP-5と同様に0.005rad.のサイクルで柱および梁に曲げひび割れ、パネルゾーンにせん断ひび割れが発生し、接合部鉄骨ウェブの降伏を確認した。また、同サイクルで梁鉄骨フランジの降伏を確認し、その後の0.02rad.のサイクルで最大耐力に達した。試験体JP-4は、パネルゾーン内蔵鉄骨フランジ幅が大きく、コンクリートのかぶり厚が小さいため、フランジに沿った付着ひび割れが生じており、他の試験体と異なるひび割れ状況を示した。

水平荷重－層間変形角関係においては、パネルゾーン内蔵鉄骨フランジ幅の異なる試験体JP-4およびJP-5では、最大耐力は、試験体JP-4では524kN、JP-5では525kNとほぼ同じ値となり、最大耐力以降の耐力低下は緩やかである。両試験体は類似した復元力特性を示した。結果として、パネルゾーン内蔵鉄骨フランジ幅が強度特性にほとんど影響を及ぼしていないことが伺える。柱断面が500×400mmと大きくなった試験体JP-6は、他の試験体に比べ、コンクリート断面積が大きくなった分、最大耐力が553kNと大きくなった。

3.2 パネルゾーンの復元力特性

図-5にR=0.03rad.のサイクルまでのパネルゾーンの負担せん断力－パネルゾーンのせん断変形角関係の包絡線を、図-6にR=0.03rad.のサイクルまでのパネルゾーンのせん断変形角の推移を示す。また、算出の際に用いた変位の計測位置を図-7に示す。パネルゾーンの負担せん断力を式(1)より、パネルゾーンのせん断変形角を式(3)によりそれぞれ求めた。なお、ここでいうパネルゾーンとは、柱鉄骨フランジとスチフナにより囲まれた領域としており、変位 δ_1 および δ_2 を計測する変位計は、柱鉄骨フランジに取り付けたボルトを介して設置した。

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

$$M_b = Q_b \cdot \frac{l}{2} \quad (2)$$

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

ここで、 Q_p ：パネルゾーンの負担せん断力、 l 、 h ：梁および柱の反曲点間距離、 Q_b 、 Q_c ：梁および柱のせん断力である（図-8参照）。 γ_p ：パネルゾーンのせん断変形角、 δ_1 、 δ_2 ：変位計により得られる変位である。

各試験体接合部鉄骨ウェブは、 $\gamma_p = 0.1 \sim 0.23 \times 10^{-2} \text{rad.}$ 時に降伏しており、R=0.005rad.のサイクル時に接合部鉄骨ウェブの降伏を確認した。試験体JP-6は、最大耐力時の層間変形角がR=0.02rad.となったことに伴い、パネルゾーンの最大せん断力時のせん断変形角が他の試験体と比べて大きくなったが、大局的に見てせん断力とせん断変形角の包絡線に特筆すべき差は見られない。

次に、パネルゾーンのせん断変形角の推移を見ると、各試験体のせん断変形は概ね同程度であり、差異はみられなかった。

これらのことから、3.1節で示した破壊性状のように、パネルゾーン内蔵鉄骨フランジ幅および柱幅は、パネルゾーンの復元力特性に特に影響を及ぼさないことが確認できた。

3.3 耐力計算

(1) 終局強度の評価

表-4に実験値と計算値との比較を、図-9に過去に実施した実験^{1)~5)}の試験体を含む最大耐力計算結果をそれぞれ示す。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、接合部パネルせん断強度はSRC規準

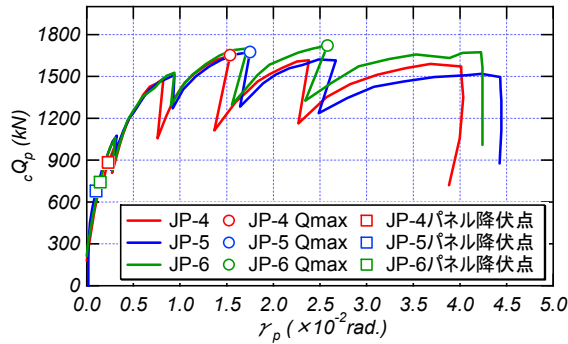


図-5 パネルゾーンの負担せん断力-せん断変形角関係

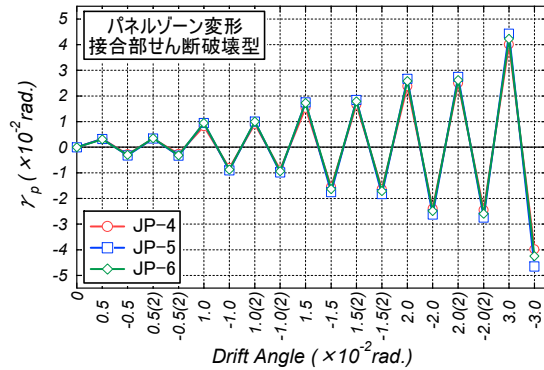


図-6 パネルゾーンのせん断変形角の推移

⑥に基づいて算出した。

$${}_c Q_{pu} = \frac{j_b \cdot l}{(l - j_c) \cdot h - j_b \cdot l} \cdot Q_{pu} \quad (4)$$

$$Q_{pu} = j F_s \cdot j \delta_c \cdot A_e + \frac{1.2 \cdot \sigma_{y,sw} \cdot A}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

$$j F_s = \min \left(0.12 F_c, 1.8 + \frac{3.6 F_c}{100} \right) \quad (6)$$

ここで、 Q_{pu} ：接合部パネルのせん断強度、 ${}_c Q_{pu}$ ： Q_{pu} の柱層せん断力換算値、 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、 $j \delta_c$ ：接合部の形状係数（十字型は3）、 A_e ：接合部コンクリートの有効断面積、 $\sigma_{y,sw}$ ：接合部鉄骨ウェブの降伏応力、 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。

表-4より、試験体 JP-4、JP-5 および JP-6 は、実験値が計算値を上回り、梁の終局曲げ耐力に達していないことから、想定通り接合部せん断破壊が先行したと判断できる。実験耐力と計算耐力の比率をみると、1.17～1.25倍と安全側の評価になっていることが確認できた。

次に、最大耐力時のパネルゾーンのコンクリートに生じるせん断応力とコンクリート強度の関係を図-10に示す。今回の試験体3体に加え、過去に実施した実験^{2),4)}の接合部せん断破壊型試験体を対象とした。実験によるせん断応力は、式(1)で得られるせん断力を用いて式(5)においてコンクリートのせん断応力に相当する $j F_s \cdot j \delta_c$ を逆算して求めた。なお、図中に示す破線は式(6)による

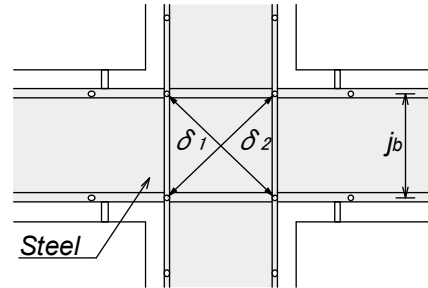


図-7 変位計測位置

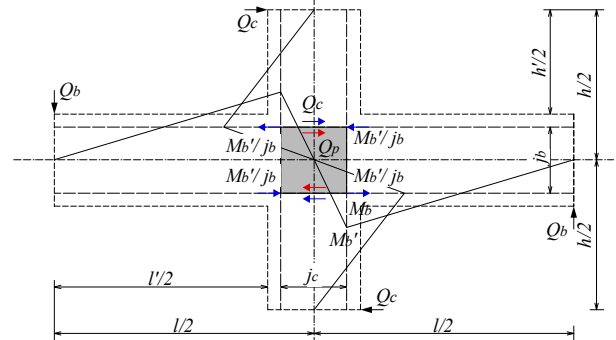


図-8 水平荷重時の接合部の応力

表-4 実験値と計算値との比較

試験体	JP-4	JP-5	JP-6
実験値 ${}_c Q_{max}$ (kN)	524	525	539
柱曲げ耐力 ${}_c Q_c$ (kN)	1412	972	1041
梁曲げ耐力 ${}_c Q_b$ (kN) ^{※1}	793	793	793
接合部せん断耐力 ${}_c Q_{pu}$ (kN) ^{※1}	419	420	468
コンクリート負担分 (kN)	330	331	379
鉄骨負担分 (kN)	89	89	89
接合部せん断余裕度 ^{※2}	0.53	0.53	0.59
実験値/計算値 ${}_c Q_{max}/\min({}_c Q_b, {}_c Q_{pu})$	1.25	1.25	1.15

※1 柱層せん断力換算値

※2 接合部せん断余裕度＝接合部せん断耐力/梁曲げ耐力

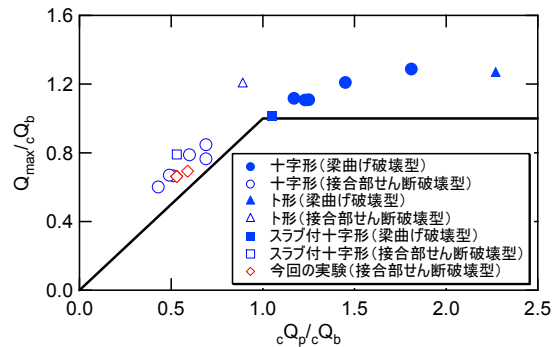


図-9 最大耐力計算結果

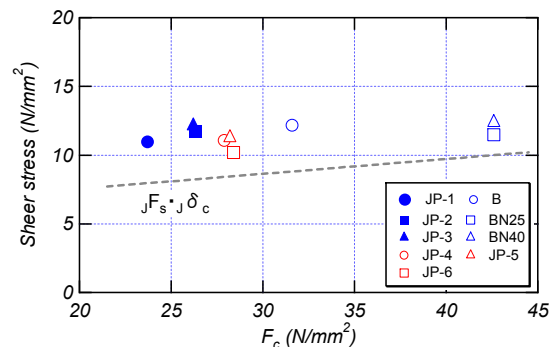


図-10 ${}_c \tau_u - F_c$ 関係

SRC 規準で用いられるコンクリートのせん断応力度 f_s に接合部の形状係数 j_{δ_c} を乗じた値を示している。

実験値から算出したせん断応力をみると、SRC 規準の計算値より大きい値となっていることが確認でき、式(5)より算出した接合部の終局せん断耐力の計算値が実験値を過小評価する傾向を反映する結果となった。

(2) せん断ひび割れ強度の評価

表-5 にせん断ひび割れ強度の実験値と計算値との比較を、図-11 に過去に実施した実験の試験体^{1)~5)}を対象としたせん断ひび割れ強度の比較を示す。接合部パネルは、コンクリートのせん断ひび割れと鉄骨パネルのせん断ひび割れが等しく変形すると考え、CES 造柱梁接合部のせん断ひび割れ強度には式(7)を用いる。

$$pQ_{cr} = \tau_{cr} \cdot c \cdot A_e \cdot \left(1 + \frac{s}{c} \cdot \frac{G}{G_c} \cdot \frac{A}{A_e} \right) \quad (7)$$

$$\tau_{cr} = \begin{cases} 0.15F_c & (\text{十字形}) \\ 0.10F_c & (\text{ト形, } T\text{形}) \\ 0.05F_c & (L\text{形}) \end{cases} \quad (8)$$

ここで、 pQ_{cr} ：せん断ひび割れ強度、 τ_{cr} ：コンクリートのせん断ひび割れ強度、 sG 、 cG ：鉄骨およびコンクリートのせん断弾性係数とした。また、ここではせん断弾性係数の比は、ヤング係数比 n と近似的に等しいとみなして、(7)式中の sG/cG を n と置き換えて計算を行う⁷⁾。

ヤング係数比 n は、RC 規準⁸⁾に示される値を準用した。すべての試験体において、接合部におけるコンクリートのせん断ひび割れ強度は、ばらつきはあるもののそれぞれ計算値を上回っていることが確認できた。

4. 骨格曲線のモデル化

CES 造柱梁接合部におけるパネルの骨格曲線のモデル化について検討を行う。ここで、パネルの骨格曲線は、図-12 に示すようなせん断ひび割れ強度およびせん断強度で決まる3折れ線でモデル化をする。

第1折点となるせん断ひび割れ強度は、式(7)を用いる。また、せん断ひび割れ強度時のせん断変形は、以下に示す式(10)のせん断剛性 $G_{ef} \cdot A$ を用いて式(9)により算定する。

$$p\gamma_{cr} = \frac{pQ_{cr}}{(G_{ef} \cdot A)} \quad (9)$$

$$G_{ef} \cdot A = sG \cdot A_{sw} + cG_c \cdot A_e \quad (10)$$

ここで、 $p\gamma_{cr}$ ：せん断ひび割れ強度時のせん断変形角、 $G_{ef} \cdot A$ ：せん断剛性とした。

第2折点となるせん断強度は、式(5)を用いる。また、せん断強度時のせん断変形は、 $p\gamma_u = 0.015\text{rad.}$ とした。せん断強度点のせん断変形は、軸力の影響を若干受けるよ

表-5 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較

試験体	JP-4	JP-5	JP-6
せん断ひび割れ強度(実験値) pQ_{cr} (kN)	948	1062	1008
せん断ひび割れ強度(計算値) pQ_{cr} (kN)	582	588	667
実験値/計算値	1.63	1.81	1.52

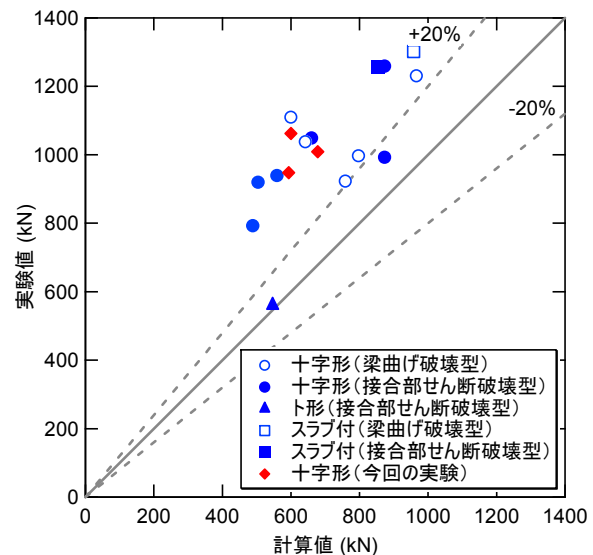


図-11 せん断ひび割れ強度の比較

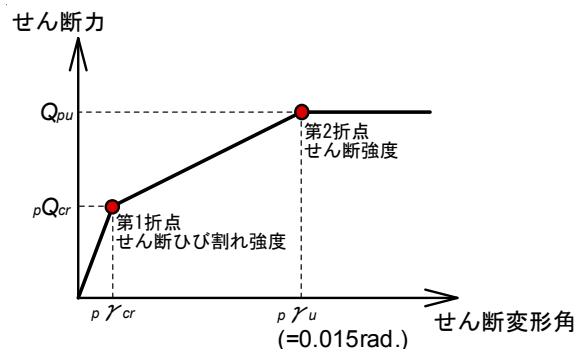


図-12 パネルゾーンの骨格曲線(3折れ線モデル)

うであるが、定量的な評価には至っていないため、既往の実験結果を勘案して設定した。

図-13 に、既往の十字形柱梁接合部の梁曲げ破壊型、接合部せん断破壊型および今年度実施した試験体の接合部パネルの骨格曲線を実験による接合部の作用せん断力-せん断変形角関係と比較して示す。図中左上の()内の数字は、接合部せん断余裕度を示す。

実験結果により得られたせん断ひび割れ発生点までの割線剛性は、計算によるせん断ひび割れ強度点までの剛性に比べて、梁曲げ破壊型試験体および接合部せん断破壊型試験体ともに、平均で3割程度となった。3.3節で示したように、接合部パネルのせん断ひび割れ強度および終局せん断強度は、実験値よりも小さい評価を与えるものになっているため、接合部せん断破壊型試験体では、骨格曲線が実験結果の包絡線を下回る結果となった。

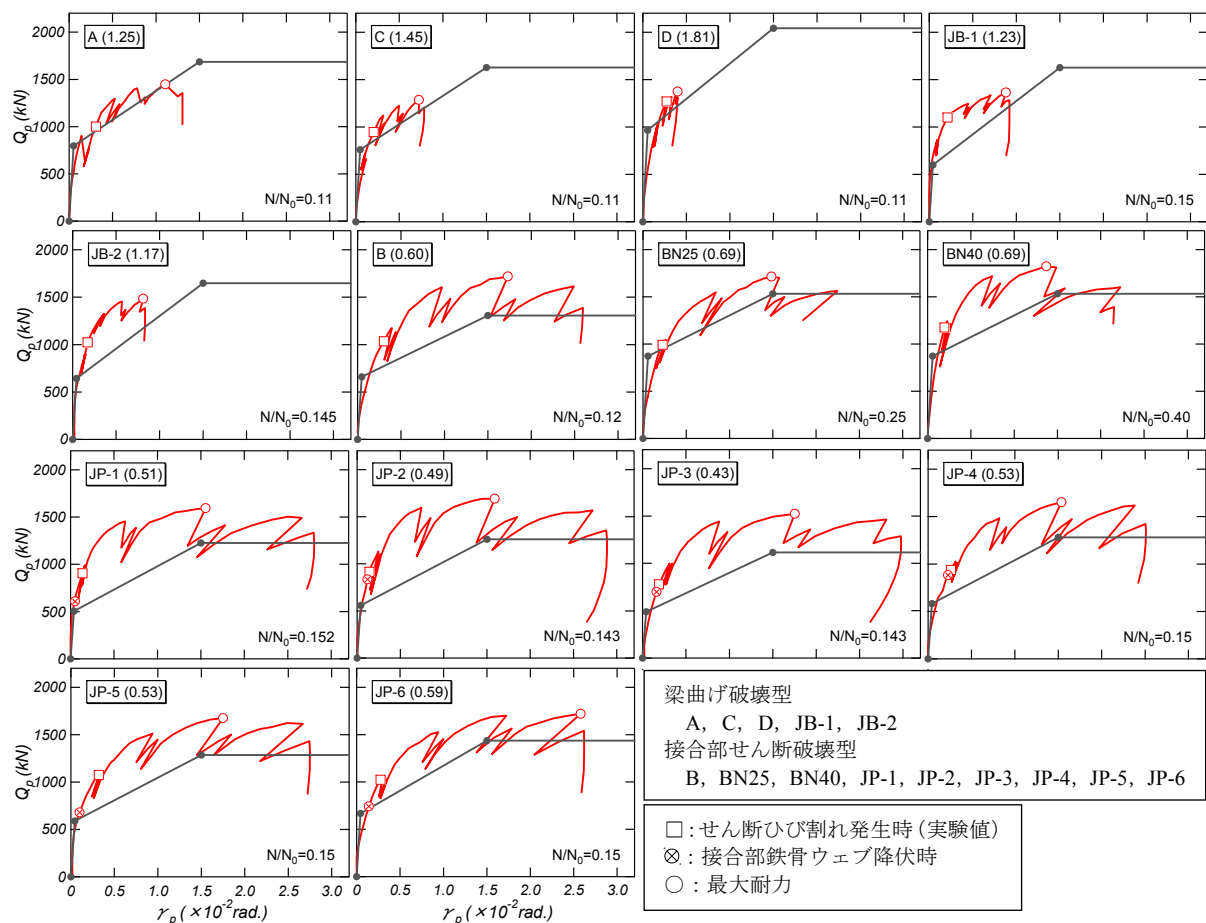


図-13 接合部パネルの骨格曲線

5. まとめ

本研究では、パネルゾーン内蔵鉄骨フランジ幅および柱幅が異なる 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) ひび割れ状況に差異はみられたが、パネルゾーン内蔵鉄骨フランジ幅および柱幅が、変形性状やパネルゾーンの復元力特性にほとんど影響を及ぼしていないことが伺える。
- 2) 接合部パネルのせん断強度およびせん断ひび割れ強度は、ばらつきはあるものの既往の評価法によって安全側に評価できている。
- 3) 骨格曲線のモデル化において、接合部せん断破壊型試験体は、接合部パネルのせん断ひび割れ強度および終局せん断強度が、実験値よりも小さくなっているため骨格曲線が実験結果の包絡線を下回る結果となった。

謝辞

本研究は、文部科学省科学研究費（若手研究（B）、No. 24760451、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 博：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) 田名部 智，岩瀬勝洋，松井智哉，倉本 洋：CES 内部柱梁接合部における軸力の影響，日本建築学会近畿支部研究報告集，第 49 号・構造系，pp.193-196，2009.6
- 3) 吉野貴紀，倉本 洋，松井智哉：スラブ付き CES 造柱梁接合部の静的加力実験，コンクリート工学年次論文集，第 33 巻，第 2 号，pp.1123-1128，2011.7
- 4) 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，第 35 巻，第 2 号，pp.1219-1224，2013.6
- 5) 松井智哉，倉本 洋：繰返し水平力を受ける CES 柱梁接合部の応力伝達機構，日本建築学会構造系論文誌，No.630，pp.1401-1407，2008.8
- 6) 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
- 7) 若林 實，南 宏一，谷 資信，平野道勝：新建築学大系 42 合成構造の設計，彰国社，1982
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010