

(18) 十字形鉄骨を内蔵したCES造柱梁接合部のFEM解析

能瀬 鮎美¹・前川 茜音²・松井 智哉³

¹正会員 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（〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1）

E-mail:a151845@edu.ace.tut.ac.jp

²正会員 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（〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1）

E-mail:a163542@edu.ace.tut.ac.jp

³正会員 豊橋技術科学大学助教 建築・都市システム学系（〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1）

E-mail:matsui@ace.tut.ac.jp

本研究では、鉄骨と繊維補強コンクリートで構成されるCES合成構造における柱梁接合部を対象にFEM解析を実施した。解析対象は十字形鉄骨およびH形鉄骨を内蔵した4体の試験体である。実験結果との比較より、解析モデル化手法の妥当性の検討を行うとともに、鉄骨形状が接合部パネルにおける応力伝達性状に及ぼす影響を明らかにすることを目的としている。その結果、FEM解析では特に十字形鉄骨を用いた試験体において初期剛性が大きく評価されたものの、最大耐力はどの試験体においても実験値と概ね一致することを確認した。また、パネルゾーンに弱軸ウェブがない場合は、弱軸ウェブがある場合に比べてコンクリート部分の負担するせん断力が大きくなり、実験結果と対応していることを確認した。

Key Words : CES beam-column joint, cross-shaped steel frame, H-shaped concrete, fiber reinforced concrete, FEM analysis

1. はじめに

CES合成構造システムは、SRC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と記す）を用いた構造システムであり、実用化に向けて研究が進められてきている。

CES造柱梁接合部は、文献1)において十字形鉄骨を含めた内蔵鉄骨形状を実験変数として静的加力実験が実施され、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が行われてきた。その結果、弱軸鉄骨フランジの負担せん断力の影響により、十字形鉄骨内蔵の試験体の最大耐力は、H形鉄骨内蔵の試験体と比べて2割ほど大きくなった。また、パネルゾーン内に弱軸ウェブ（以下、縦スチフナと呼称）のみを取り付けた試験体は、縦スチフナが無い場合に比べて最大耐力は小さくなることが明らかになり、内蔵鉄骨の形状が耐力性能およびパネルコンクリートの負担せん断力に影響を及ぼすことが確認された。

また、十字形鉄骨内蔵の柱梁接合部において弱軸鉄骨

フランジがせん断降伏応力度計算値の約8割のせん断応力度に達していたことから、接合部の終局せん断耐力の評価において弱軸鉄骨フランジが負担するせん断力を累加した計算式を提案し、その計算式を用いることで十字形鉄骨を内蔵した柱梁接合部とH形接合部を内蔵した柱梁接合部の両方について同程度の精度で評価できるものとした。

また、これまでH形鉄骨内蔵のCES造柱梁接合部を対象としたFEM解析²⁾が実施され、解析モデルの妥当性が確認されてきた。しかし、十字形鉄骨内蔵のCES造柱梁接合部についてはまだ解析例はない。

本研究では、上記の実験試験体を対象にFEM解析を実施し、解析モデル化手法の妥当性を確認するとともに、鉄骨に囲まれたコアコンクリートおよび外側のアウトコンクリートの負担せん断力など内部応力状態について考察する。さらに、解析結果から、終局せん断耐力の評価において考慮する弱軸鉄骨フランジの負担せん断力について再検討する。

2. 実験概要

(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体であり、実験変数は柱断面である。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、強軸鉄骨にH-300×150×9×12、弱軸鉄骨にBH-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、梁幅より外側のカバーコンクリートを取り除いた断面の試験体である。試験体JP-9は試験体JP-8の接合部における弱軸鉄骨のうちウェブ部分を残して、柱および接合部の弱軸鉄骨を取り除いた断面をした試験体である。試験体JP-10は試験体JP-8の柱および接合部の弱軸鉄骨を取り除き、H形鉄骨を内蔵した試験体である。梁断面は全試験体共通で300×400mmであり、梁内蔵鉄骨はBH-300×150×12×25である。接合部のウェブの厚さは全試験体共通で4.5mmである。

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)	BH-300×150×4.5×9		—	
	柱高さ	1300			
	断面 b×D	400×400	300×400		
梁	内蔵鉄骨	BH-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			
	縦スチフナ	—		PL-4.5	—
軸力 N(kN)		1095	894	771	771

単位: mm

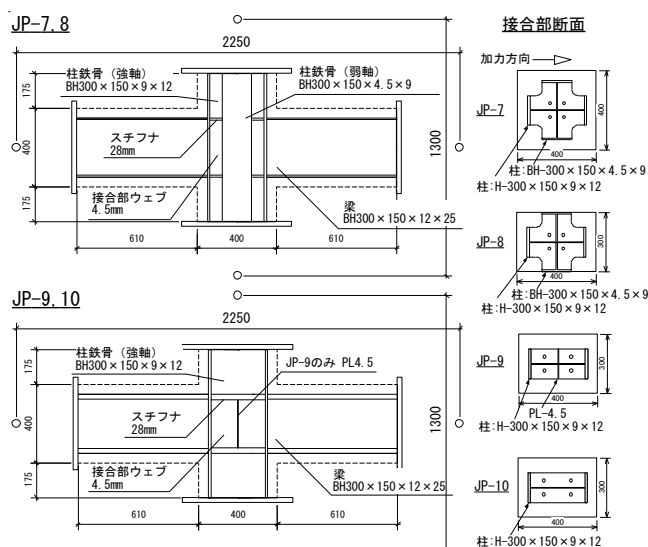


図-1 試験体詳細図

(2) 使用材料

鉄骨およびFRCの材料特性をそれぞれ表-2と表-3に示す。鉄骨にはSS400を使用し、FRCの呼び強度は $F_c=30\text{N/mm}^2$ とした。また、FRCの繊維補強には直径0.66mm、長さ30mmのビニロンファイバー(RF4000)を使用し、体積混入率は1.0%とした。水セメント比は60%とした。なお、以下FRCはコンクリートと呼ぶ。

(3) 載荷方法

載荷は図-2に示す載荷装置を用い実施した。全試験体ともに一定軸力下での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、軸力比0.1として載荷を行った。各試験体の実験時の軸力は表-1に示す。水平力載荷は変形制御とし、上下スタブの相対変位 δ と梁長さ 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、 $R=0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03\text{rad}$ をそれぞれ2サイクルずつ繰り返した後、 $R=0.05\text{rad}$ の正載荷まで載荷を行った。

表-2 内蔵鉄骨の材料特性

材料名	試験体	厚さ(mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_b (N/mm ²)	備考
BH-300×150×9×12	JP-7, 8, 9, 10	9	326	480	柱ウェブ
		12	292	460	柱フランジ
BH-300×150×4.5×9	JP-7, 8	4.5	285	421	柱ウェブ
		9	326	480	柱フランジ
BH-300×150×12×25	JP-9, 10	12	292	460	梁ウェブ
		25	243	398	梁フランジ
PL-28	JP-7, 8, 9, 10	28	249	415	スチフナ

σ_y : 降伏応力度, σ_b : 引張強度

表-3 FRCの材料特性

試験体	σ_c (N/mm ²)	ϵ_{c0} (μ)	E_c (N/mm ²)	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

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

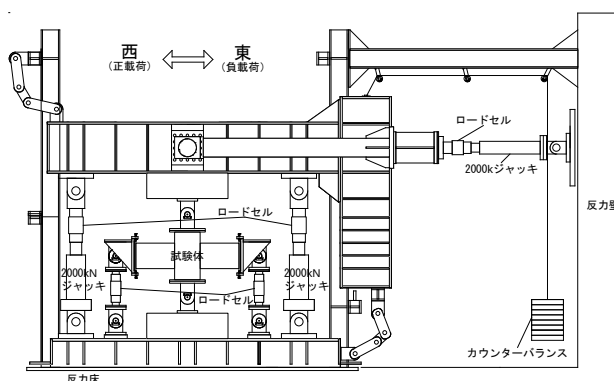


図-2 載荷装置

3. FEM解析概要

(1) 解析概要

解析対象試験体は2章で示した試験体JP-7, JP-8, JP-9, JP-10の4体である。図-3に例としてJP-7の要素分割図を示す。解析モデルは対称性を考慮して試験体の半分をモデル化した。柱下端部はピン支持、梁端部はローラー支持（上下方向拘束）として、実験と同様に柱頭部に一定軸力を与え、正負水平繰返し強制変位を与えた。解析における载荷サイクルは、 $R=0.0025\text{rad}$ を1サイクル、 $R=0.005, 0.01, 0.015, 0.02\text{rad}$ までそれぞれ2サイクルずつ繰り返した後、 $R=0.03\text{rad}$ の2サイクル目正載荷までとした。解析には3次元非線形FEM解析ソフト‘FINAL’³⁾を使用した。

本解析では実験で得られた荷重—変形関係を模擬できるように試行錯誤的に構成則を決定しており、後述する解析結果の荷重—変形関係には材料試験値を用いた解析aとコンクリート圧縮時のひずみを材料試験値の2倍、コンクリートのヤング係数を材料試験値の0.8倍とした解析bの2モデルを記している。それ以降の解析結果の分析には、より実験に近い結果が得られた解析bを用いて記述する。表-4には解析a, 解析bそれぞれの解析に用いた材料特性の値を示す。

(2) 鉄骨のモデル化

鉄骨ウェブは四辺形平面応力要素でモデル化し、鉄骨フランジは拘束効果を考慮するため面外曲げおよびせん断変形を考慮できる積層シェル要素を用いた。応力—ひずみ関係はバイリニアモデルでモデル化し、履歴特性は等方硬化則を用いた。柱と梁の両端の治具（ピン支承）は、剛な六面体要素でモデル化し、鉄骨と剛結されている。

(3) コンクリートのモデル化

コンクリートは六面体要素でモデル化し、応力—ひずみ関係は、図-4(a)に示すように圧縮側の応力上昇域は修正Ahmadモデル⁴⁾、カバーコンクリートの軟化域は直線でモデル化し、鉄骨に囲まれたコアコンクリートの軟化勾配は、鉄骨による拘束効果を考慮してカバーコンクリートに比べて緩やかなものと仮定してモデル化した。破壊条件は、Willam-Wankeの5パラメータモデルを用いた。引張側のひび割れ後の軟化域は、ひび割れ発生後引張応力をほとんど負担しないものとして、出雲らのモデル⁵⁾において係数 $c=1.0$ としてモデル化した。また、繰返しによる剛性低下は考慮しない（図-4(c)）。ひび割れ後のせん断伝達モデルは図-4(d)に示すAl-mahaidiモデル⁴⁾（ $\beta=1$ の場合）に対してひび割れ後のせん断伝達剛性が

わずかに大きくなるように $\beta=0.8$ に調整して多折線でモデル化した。また、梁幅より外側のコンクリート要素に対してはせん断伝達剛性はないものとした。

コンクリートと鋼板の間の付着応力—すべり関係は、文献6)を参照し、低拘束圧を仮定して付着応力を 0.05N/mm^2 と小さく設定した。また、文献7)に示される

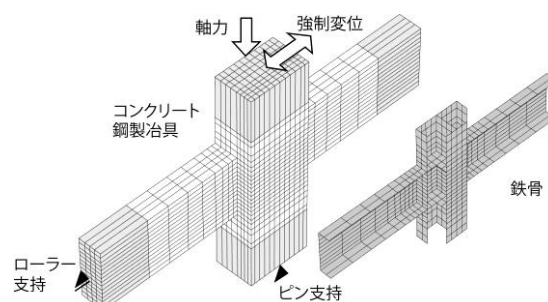


図-3 要素分割図 (JP-7)

表-4 FRCの材料特性変更一覧

試験体	解析 a		解析 b	
	ε_0 (N/mm^2)	E_c (μ)	ε_0 (N/mm^2)	E_c (μ)
JP-7	2990	30608	5980	24486
JP-8	3140	30564	6280	24451
JP-9	2880	29875	5760	23900
JP-10	3080	31274	6160	25019

ε_0 : 圧縮強度時ひずみ, E_c : 弾性係数

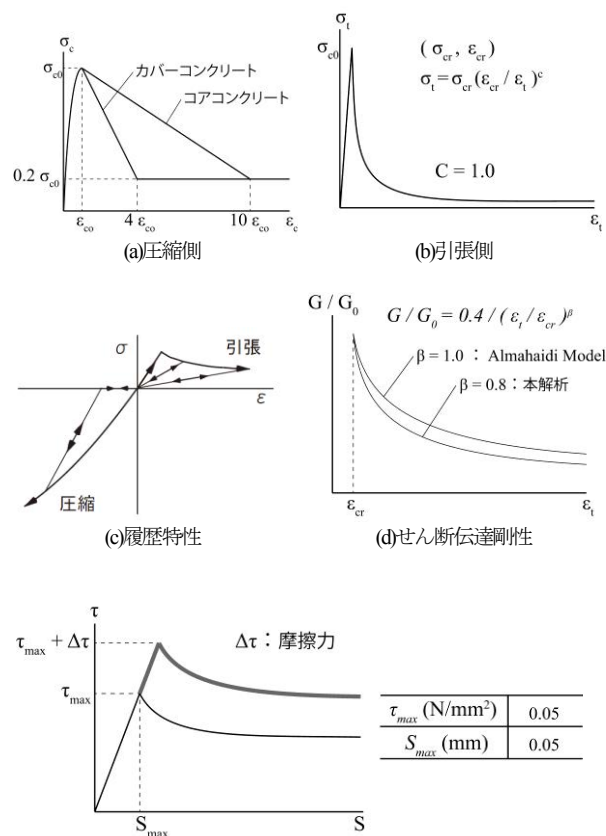


図-5 鉄骨とコンクリートの付着応力—すべり関係

SRC柱梁接合部を対象に鉄骨とコンクリートの間の摩擦力を考慮したFEM解析手法を参考にして、面外圧縮力に伴う摩擦力の増大を付着応力に加えることとした。このときの摩擦係数は0.65とする。

4. 解析結果

(1) 荷重—変形関係

図-6に実験と解析の荷重—変形関係を示す。材料強度に実験での材料試験値を用いた解析aでは、最大耐力は実験結果に概ね近い値が得られたものの、初期剛性が大

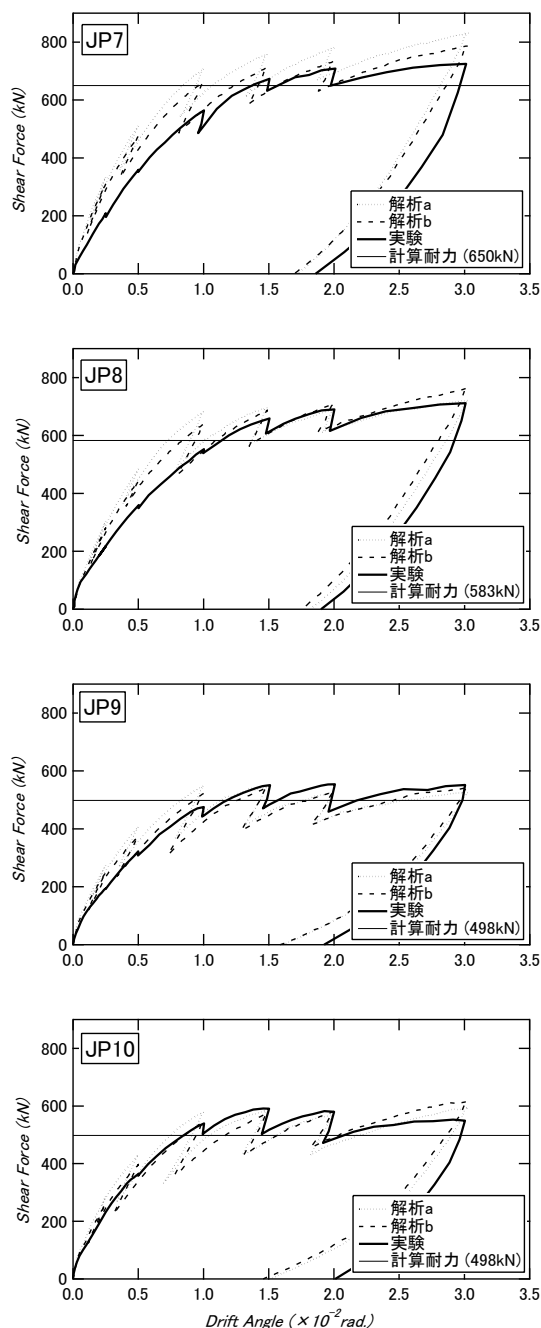


図-6 荷重—変形関係

きくなる傾向にあった。それに対してコンクリートのヤング係数を低減および強度時ひずみを増加させた解析bは、全試験体において解析aに比べて小さく実験に近くなる結果が得られた。表-5に例として各変形角におけるJP-7の解析aと解析bのピーク時のせん断耐力および実験耐力に対するそれぞれの解析耐力の比を示す。解析aでは変形角 $R=0.005\text{rad.}$ までの小さい変形角において特に大きくなっていた実験耐力に対する解析耐力の比が、解析bでは1割ほど実験耐力に近づいた。

変形角 $R=0.0025\text{rad.}$ の小さい変形角におけるせん断力の実験値に対する解析bの解析値の比は、JP-7は1.48、JP-8は1.29、JP-9は1.29、JP-10は1.19であり、十字形鉄骨を内蔵する試験体JP-7、JP-8に比べて、H形鉄骨を内蔵するJP-9、JP-10は小さい変形角におけるせん断耐力が実験耐力に近い値であった。H形鉄骨を内蔵した試験体に比べて十字形鉄骨を内蔵した試験体は解析結果の剛性が実験値よりも大きくなる傾向があり、モデル化方法についてより詳細な検討が必要と考える。

表-6に各試験体の実験および解析における最大耐力を示す。試験体JP-9についてのみ解析耐力が実験耐力を下回ったものの、どの試験体においても解析耐力と実験耐力の差は1割以下であり、最大耐力は概ね模擬することができた。解析による剛性が実験に比べて高い傾向にあるが、最大耐力は概ね一致していることから次節の考察では解析bの結果を用いることとする。

(2) パネルゾーンの負担せん断力

本節では実験におけるパネルゾーンの各要素の負担せん断力と解析によるパネルゾーンの各要素の負担せん断力を比較する。

実験における各試験体のパネルゾーンの作用せん断力 pQ_c は以下の式(1)により算出した。また、パネルゾーンのせん断変形角 γ_p については図-7に示す鉄骨に取り付けた変位計により得られる変位 δ_1 、 δ_2 を用いて式(2)によりそれぞれ求めた。図-7に式に用いた記号を示す。

表-5 解析aと解析bの比較 (JP7)

変形角 (rad.)	せん断力(kN)			割合	
	実験	解析a	解析b	解析a/実験	解析b/実験
0.0025	210	335	311	1.60	1.48
0.005	359	511	476	1.42	1.33
0.01	565	709	664	1.25	1.18
0.015	674	758	713	1.12	1.06
0.02	709	780	736	1.10	1.04
0.03	725	822	777	1.13	1.07

表-6 解析耐力

試験体名	JP7	JP8	JP9	JP10
実験耐力	725	712	554	592
解析耐力(b)	777	755	534	604
解析耐力/実験耐力	1.07	1.06	0.96	1.02

$$pQ_c = \frac{(l-j_c) \cdot h - j_b \cdot l}{j_b \cdot l} \cdot Q_c \quad (1)$$

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

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、各試験体の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は鉄骨に貼付たロゼットゲージの歪測定値からロゼット解析⁸⁾より求めた。そのせん断応力度にそれぞれの断面積を乗ずることでせん断力を算定した。そして、パネルゾーン全体の作用せん断力から接合部ウェブと弱軸鉄骨フランジのせん断力を引くことでコンクリートが負担するせん断力を算定した。また、JP-7の梁幅より外側のカバーコンクリートが負担するせん断力はJP-7とJP-8のパネルゾーン全体の作用せん断力の差とする。

図-9に変形角 $R=0.005, 0.01, 0.015, 0.02\text{rad}$ 時のJP-7の梁幅の外側のカバーコンクリート、パネルC（図-8参照）が負担するせん断力の推移を示す。実験におけるカバーコンクリートが負担するせん断力はJP-7とJP-8のパネルゾーン全体の作用せん断力の差である。全体的に実験に比べて解析が大きく、解析が実験のおよそ2倍であった。十字形鉄骨を内蔵する柱梁接合部の梁幅より外側のカバーコンクリートのモデル化には課題があると考える。

また、図-10に実験と解析におけるJP-9とJP-10のコンク

リートが負担するせん断力の比率を示す。接合部パネルに縦スチフナのないJP-10は、JP-9に比べてコンクリートは1割ほど大きくせん断力を負担している結果となっているが、解析においてもその傾向が捉えられている。

また、図-11に変形角 $R=0.005, 0.01, 0.015, 0.02\text{rad}$ 時の各試験体におけるパネルゾーンのコンクリートの各要素（図-8参照）が負担するせん断力を示す。どの変形角においてもJP-10は他の試験体に比べてコンクリートが負担するせん断力が大きく、パネルAにおいて縦スチフナがコンクリートの負担せん断力に及ぼす影響が大きいことが分かる。

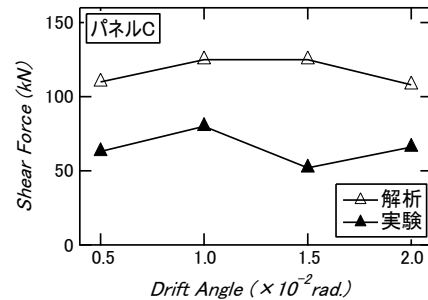


図-9 JP-7パネルCの負担せん断力

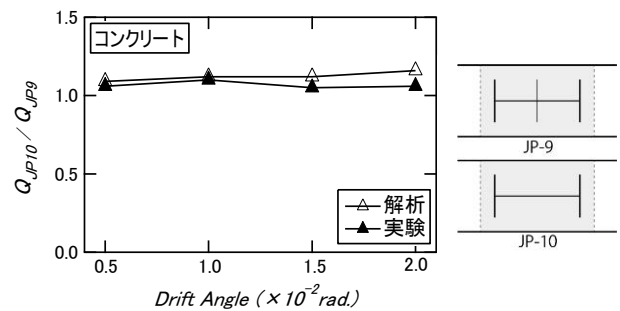


図-10 JP-9とJP-10のコンクリート負担せん断力

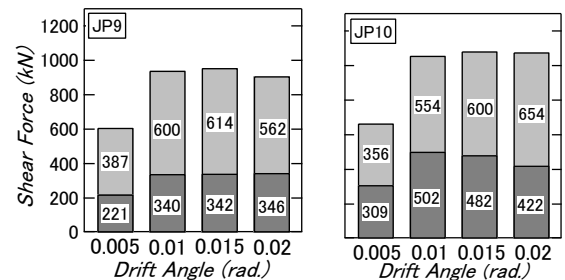
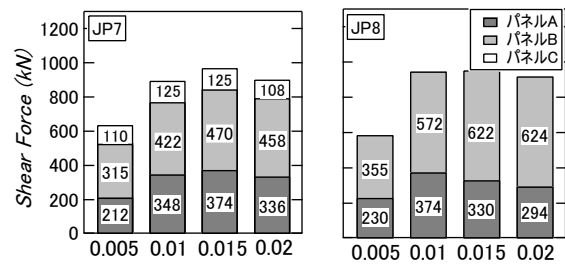


図-11 コンクリートの負担せん断力

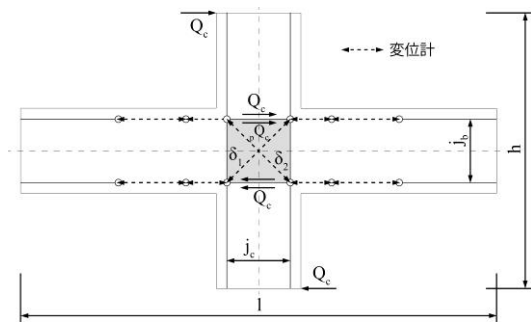


図-7 記号の説明

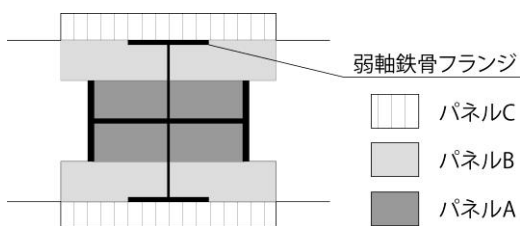


図-8 要素名称

図-13に変形角 $R=0.005, 0.01, 0.015, 0.02\text{rad}$ 時の各試験体における鉄骨の負担せん断力の実験値に対する解析値の割合を示す。いずれもその差は2割未満である。せん断抵抗要素が鉄骨ウェブのみの試験体JP-9, JP-10はほぼ一致しているが、鉄骨ウェブと弱軸フランジのJP-7, JP-8は若干解析値が小さくなっている。図-14に解析における変形角 $R=0.005, 0.01, 0.015, 0.02\text{rad}$ 時のパネルゾーン弱軸鉄骨フランジの各要素（図-12参照）の応力と、実験値およびせん断降伏応力の計算値（ $\sqrt{\sigma_y}/3$ ）を示す。実験における弱軸鉄骨フランジの負担せん断力を算定するための歪測定値を計測するロゼットゲージは、鉄骨フランジ幅の中心位置に貼付したため、実験値はフランジ中心における応力である。フランジ中心においては実験値より解析値が大きい、解析結果から各要素についてみると、フランジ端部においてはせん断応力が小さくなっているため、図-13に示すように弱軸鉄骨フランジをもつJP-7, JP-8の鉄骨負担せん断力は実験値より解析値が小さくなっていると考えられる。

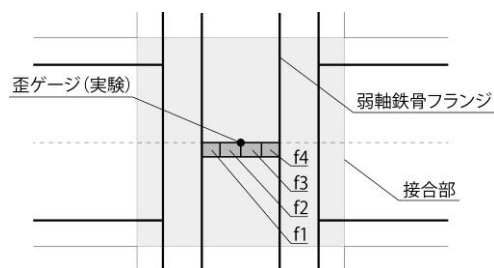


図-12 弱軸鉄骨フランジ要素名称

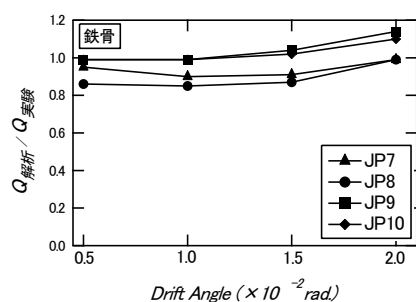


図-13 鉄骨負担せん断力

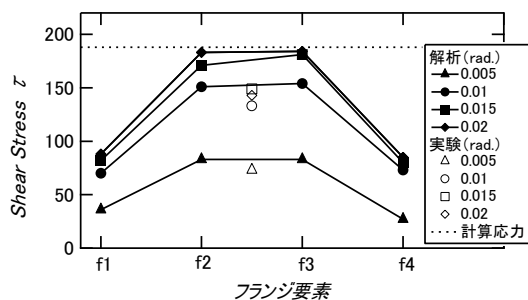


図-14 弱軸鉄骨フランジ (JP-7)

(3) 最小主応力分布

図-15に変形角 $R=0.015\text{rad}$ における各試験体の最小主応力分布を示す。要素の位置と名称を図-16に示す。図-15の要素C2に示すように、全ての試験体においてパネルゾーンのコンクリート要素に斜め圧縮ストラットが形成されているのが確認でき、試験体JP-7, JP-8, JP-9につ

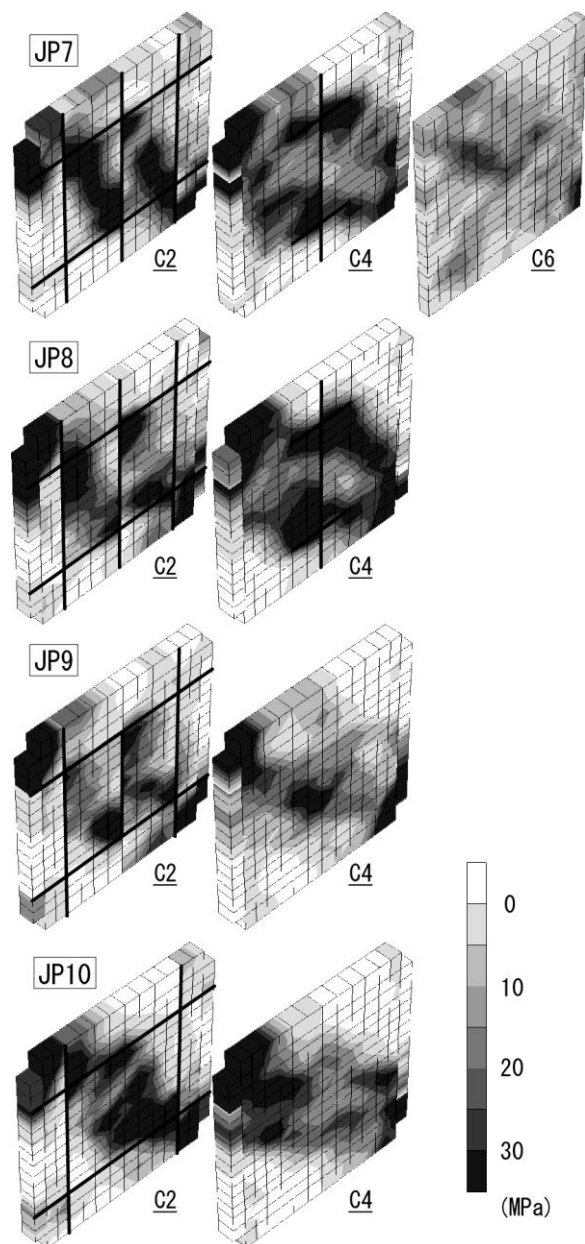


図-15 最小主応力度 ($R=0.015\text{rad}$)

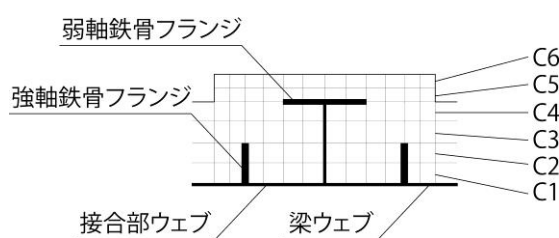


図-16 要素名称 (JP7)

いては縦スチフナによって分割された2つの斜め圧縮ストラット，そして縦スチフナのない試験体JP-10については1つの斜め圧縮ストラットが形成されていることがわかる。

要素C4では，十字形鉄骨を内蔵するJP-7およびJP-8については要素C2同様に縦スチフナによって分割されているため2つの圧縮ストラットがみられるが，要素C2に比べて応力レベルは若干小さくなり分布範囲は広がっている．JP-9およびJP-10は縦スチフナのない領域であるため1つの斜め圧縮ストラットが形成しており，JP-10については要素C2に比べて応力レベルは若干小さく分布範囲は広がっていることが確認できる．要素C6では，要素C2，C4に比べると応力は小さい。

(4) セン断応力度分布

図-18に変形角 $R=0.01, 0.015, 0.02\text{rad.}$ における各試験体の接合部水平断面（図-17参照）のせん断応力度分布を示す．JP-7，JP-8については鉄骨に囲まれた部分が特

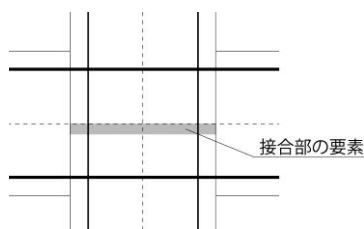


図-17 接合部水平断面位置

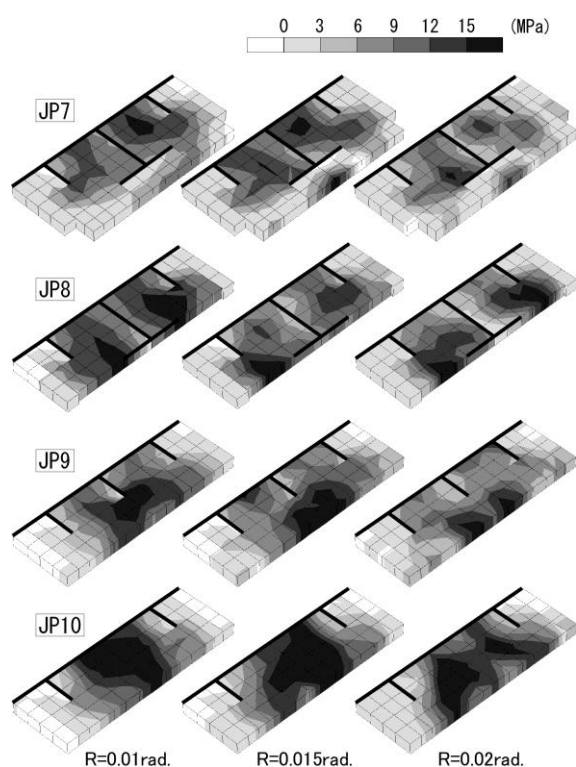


図-18 セン断応力度分布

にせん断力を負担しており，梁幅より外側のカバーコンクリートを有するJP-7については要素C5，C6の領域がせん断力をあまり負担していないことがわかる。

JP-9に比べてJP-10はコンクリートを分割する縦スチフナがないことによって，要素C1，C2の領域においてより色が濃くなっており，せん断力をより負担していることが確認できた。

(5) 耐力計算

表-7に各試験体の計算耐力と実験耐力，および計算耐力に対する実験耐力の比を示す。

パネルゾーンの終局せん断耐力はSRC規準⁹⁾を準用し，弱軸鉄骨フランジの負担するせん断力を考慮して修正した式(3)，(4)を用いて算出した．また，コンクリートのせん断強度は文献2)で提案された式(5)を用いて算出した。

$${}_cQ_{pu} = \frac{j_b \cdot l}{(l - j_c) \cdot h - j_b \cdot l} \cdot Q_{pu} \quad (3)$$

$$Q_{pu} = jF_s \cdot j\delta_c \cdot {}_cA_e + \frac{1.2 \cdot {}_{sw}\sigma_y \cdot {}_{sw}A}{\sqrt{3}} + \frac{0.5 \cdot {}_{sf}\sigma_y \cdot {}_{sf}A}{\sqrt{3}} \quad (4)$$

$$jF_s = 0.018F_c + 3.2 \quad (5)$$

ここで， Q_{pu} ：接合部パネルのせん断強度， ${}_cQ_{pu}$ ： 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， $j\delta_c$ ：接合部の形状により決まる係数（十字形は3）， ${}_cA_e$ ：接合部コンクリートの有効面積， ${}_{sw}\sigma_y$ ：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， ${}_{sf}\sigma_y$ ：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， 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，接合部コンクリート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，梁幅と柱幅の平均値を有効幅とし，試験体JP-7では $350 \times 350\text{mm}$ ，JP-8，JP-9，JP-10では $300 \times 350\text{mm}$ として算出した．荷重—変形関係（図-8）にはこの計算耐力を載せている。

実験では最大耐力時の弱軸鉄骨フランジがせん断降伏耐力の約8割に達していた．しかし，図-14に示す通りフランジの端部ほど応力は小さく負担せん断力も小さい

表-7 計算耐力

試験体名	JP7	JP8	JP9	JP10
計算耐力	650	583	498	498
実験耐力	725	712	554	592
実験耐力/計算耐力	1.12	1.22	1.11	1.19

ため、耐力算定時に考慮する弱軸鉄骨フランジの負担せん断力は、式(4)に示すようにせん断降伏耐力の 0.5 倍とした。

弱軸鉄骨フランジのせん断降伏応力度の 5 割を考慮した式を用いることで、全試験体において実験耐力が計算耐力の 1 割から 2 割程度大きくなる結果が得られることを確認できた。

5. まとめ

本研究では、十字形鉄骨を含める内蔵鉄骨形状が異なる CES 造柱梁接合部を対象に、3次元非線形 FEM 解析を実施した。本研究により得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 材料強度に実験での材料試験値を用いた解析では、特に十字形鉄骨を用いた試験体について、初期剛性が大きく評価された。十字形鉄骨内蔵の柱梁接合部の解析手法についてさらに検討が必要である。
- 2) 最大耐力の解析値と実験値の差はどの試験体においても 1 割以下であり、概ね一致することが確認できた。
- 3) 梁幅より外側のカバーコンクリートの負担せん断力は実験値に比べて解析値が大きく、十字形鉄骨を内蔵する柱梁接合部の梁幅より外側のカバーコンクリートのモデル化には課題があると考えられる。
- 4) パネルゾーンに縦スチフナがない場合は、縦スチフナがある場合に比べてコンクリート部分の負担するせん断力が大きくなり、実験結果と対応していることが確認できた。
- 5) 縦スチフナの有無によるパネルゾーンのコンクリートにおける圧縮ストラットの形状の違いを確認できた。
- 6) 終局せん断耐力の評価において、弱軸鉄骨フランジのせん断応力度がせん断降伏応力度の 5 割に達すると仮定して、弱軸鉄骨フランジの負担するせん断耐力を考慮した式を用いると、どの試験体についても実験耐力が計算耐力の 1 割から 2 割程度安全側に評価できることが確認できた。

参考文献

- 1) 松井智哉, 渡辺一葵, 前川茜音: 内蔵鉄骨形状の異なる CES 造柱梁接合部の静的加力実験 その 1・その 2・その 3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1347-1352, 2018.9
- 2) 松井智哉: H 形鉄骨を用いた CES 造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.
- 3) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/Ver.11.
- 4) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No.474, pp.163-170, 1995.8
- 5) 出雲淳一, 島 弘, 岡村 甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9, pp.134-147, 1987
- 6) 金洗演, 米澤健次, 野口 博: 鋼とコンクリートからなる合成構造の付着特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.1631-1632, 2004.9
- 7) 後藤泰明, 穴吹拓也, 城 攻: SRC 内柱梁接合部におけるせん断応力分担に関する非線形有限要素解析 (その 1: 解析モデルの構築), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1089-1090, 2005.9
- 8) 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, 日本建築学会構造系論文集, 第 624 号, pp.235-242, 2008.2
- 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, 2014.1

(Received August 30, 2019)

FEM ANALYSIS OF CES INTERIOR BEAM-COLUMN JOINT WITH CROSS-SHAPED STEEL

Ayumi NOSE, Akane MAEKAWA, Tomoya MATSUI

CES structure is composed of steel and fiber reinforced concrete. In this study, FEM analysis of CES beam-column joint was conducted. Four specimens were used in FEM analysis. The two specimens have cross-shaped steel, and the others have H-shaped steel. The purpose is to understand that the stress transfer behavior in the joint panel and to examine the validity of the modeling method by comparing with the experimental results.

As a result, it was found that initial stiffness in FEM was larger than the test results, but the ultimate shear strength was in good agreement with the test results. Moreover, when steel web about weak axis is absent in the panel, it was confirmed that the shear strength of concrete is greater than that of joint panel with the steel web about weak axis.