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

STUDY ON ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF CES INTERIOR BEAM-COLUMN JOINTS WITH H-SHAPED STEEL

松井 智哉*

Tomoya MATSUI

The objective of this paper is to propose an evaluation method of the ultimate shear strength of CES beam-column joints. FEM analysis for CES beam-column joints was conducted to verify the stress state of concrete in the joint panel, where it was found that the effect of the axial force ratio and the width of the joint panel steel flange on shear strength was small and that the effect of concrete strength on shear strength was dominant. An evaluation method of shear strength was proposed based on analytical and experimental results, and calculated shear strength was in good agreement with the experimental data.

Keywords : Composite CES structure, Beam-column joints, Fiber reinforced concrete, FEM analysis, Shear strength
CES 合成構造, 柱梁接合部, 繊維補強コンクリート, FEM 解析, せん断強度

1. はじめに

筆者らは、鉄骨と繊維補強コンクリートのみから構成される CES (Concrete Encased Steel) 構造システムの実用化に向けて開発的研究を継続的に実施している。これまでの柱、柱梁接合部、2 層 2 スパンフレームを用いた構造実験から、本構造は優れた復元力特性および安定した履歴特性を示し、高い耐震性能を有することを示してきた^{1)~7)}。

本論文において検討対象としている柱梁接合部に関する研究^{3)~6)}では、CES 内柱梁接合部および CES 外柱梁接合部の静的加力実験により、破壊性状、諸耐力および復元力特性の検討を行っており、優れた構造性能を有することを確認した。また、終局強度に関しては、梁の曲げ強度は累加強度理論、接合部のせん断強度については SRC 規準式⁸⁾を用いて概ね安全側に評価できることを示した。

せん断強度の評価においては、今のところ SRC 規準に準じて、コンクリートの有効断面積と終局時のせん断応力度の積を用いて算出している。一方で、CES 造柱梁接合部の終局せん断強度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 解析も実施してきた⁹⁾。その結果としてパネルゾーンのコンクリートは、鉄骨に囲まれた内部領域と囲まれていない外部領域とでは応力状態が異なることを明らかにしてきた。それにより、コンクリートを内部領域と外部領域に分けて評価することも 1 つの方法と考えられる。

また、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、多くの要因により影響されるものの、接合部せん断破壊となる CES 柱梁接合部の試験体を用いた検証実験は数少ないのが現状である。

以上のことから、本研究では、柱長さ (シアスパン) および柱 (パネルゾーン) の断面形状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、FEM によるシミュレーション解析を実施し、解析モデルの妥当性の検証とパネルゾーンのコンクリートの応力状態について検討を行う。さらに、FEM によるパラメトリック解析を実施し、解析変数が鉄骨内外におけるパネルゾーンのコンクリートの内部応力状態に及ぼす影響について明らかにし、CES 柱梁接合部のせん断強度評価において有効断面積を用いることの妥当性について考察を行う。なお、2 章および 3 章の実験に関する内容の一部は、文献 10) において報告している。

2. 実験の概要

2.1 試験体概要

試験体一覧を Table 1 に、試験体詳細図を Fig. 1 に示す。試験体は、CES 架構の内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。

実験変数は、柱長さおよび柱断面形状とした。破壊形式は、接合部せん断破壊先行型を想定した試験体としている。柱内蔵鉄骨には H-300×220×10×15 を用い、梁内蔵鉄骨には 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 にしている。

梁長さは全試験体共通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 JP-1 は、柱の上下に取付けたピン支承間の距離が 1,300mm、試験体 JP-2 および JP-3 では 1,600mm とした。梁断面は、300×400mm である。柱断面は試験体 JP-1 および JP-2 では

* 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)

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Graduate School of Eng.,
Toyohashi University of Technology, Dr. Eng.

Table 1 Test Specimens List

試験体	JP-1	JP-2	JP-3
破壊形式	接合部せん断破壊		
内蔵鉄骨 (mm)	H-300×220×10×15		
柱高さ:h (mm)	1300	1600	
断面:B×D (mm)	400×400	300×400	
内蔵鉄骨 (mm)	H-300×150×12×25		
梁長:l (mm)	2250		
断面:B×D (mm)	300×400		
フランジ厚(mm)	15		
スチフナ厚(mm)	25		
ウェブ厚 (mm)	4.5		
軸力比(N/N ₀)	0.152	0.143	0.143

Table 2 Mechanical properties of steel

内蔵鉄骨 (SS400)	σ_y (MPa)	σ_b (MPa)	E_s (GPa)	備考
H-300×220×10×15	292	436	188	柱フランジ
	326	459	168	柱ウェブ
H-300×150×12×25	292	414	184	梁フランジ
	266	415	193	梁ウェブ
PL-4.5	282	413	195	接合部ウェブ

σ_c : 降伏応力度、 σ_b : 引張強度、 E_s : 弾性係数

Table 3 Mechanical properties of concrete

試験体	σ_c (MPa)	E_c (GPa)	ϵ_{c0} (μ)	材齢 (日)
JP-1	23.7	20.6	2335	58
JP-2	26.3	21.9	2523	68
JP-3	26.2	20.4	2267	72

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

Table 4 Mechanical properties of fiber (specification sheet)

名称	直径 (μ)	標準長 (mm)	比重	引張強度 (MPa)	切断伸度 (%)	ヤング率 (GPa)
RF4000	660	30	1.3	900	9.0	23

Fig. 1 Schematic diagram of the test specimens

Fig. 2 Cross section of the specimens

400×400mmとしているが、試験体 JP-3 のみは、柱と梁の幅を同じにして柱断面を 300×400mm に変更している (Fig. 2)。

2.2 使用材料

Table 2 および Table 3 に鉄骨と繊維補強コンクリートの材料試験結果を示す。鉄骨には鋼種 SS400 を、コンクリートには繊維補強コンクリートを用いた。Table 4 に繊維補強コンクリートに使用した繊維の機械的性質を示す。繊維は直径が 0.66mm で、長さが 30mm の

Fig. 3 Description of loading apparatus

ビニロンファイバー (RF4000) である。体積混入率は 1.0%とし、水セメント比は各試験体共に 60%とした。

2.3 実験方法

Fig. 3 に載荷装置を示す。試験体は柱上下端部および梁左右端部にそれぞれ取付けられたピン支承を介して載荷装置に設置し、試験体に柱部材軸と平行に作用させた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、885kN とし、SRC 規準に従って算定した CES 柱の終局圧縮耐力 N_0 に対する軸力比 N/N_0 で約 0.15 となるように計画した。ただし、柱断面が 300×400mm である試験体 JP-3 は 755kN とした。水平力載荷は変形制御とし、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 で与えられる変形角 R ($=\delta/h$) 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、制御変位となる水平変位、接合部パネル及び梁端部の変形とした。また、鉄骨フランジ及びウェブのひずみをひずみゲージにより計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状と水平荷重 - 層間変形角関係

Fig. 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、Fig. 5 に各試験体の水平荷重 - 層間変形角関係をそれぞれ示す。Fig.

Fig. 4 Damage at maximum shear

5 中の破線は 3.2 節で示す計算耐力 (1式) を表す。接合部ウェブの降伏は、接合部ウェブに貼付した 3 軸ひずみゲージ (Fig. 6 参照) 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、5 つのゲージのうちのいずれかが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。

Fig. 6 Rosette strain gauge measurement point

接合部せん断破壊型試験体のうち、柱長さが異なる試験体 JP-1 および JP-2 の 2 体は類似した破壊経過を示している。0.005rad.のサイクルで梁に曲げひび割れ及びパネルゾーンにせん断ひび割れが発生し、接合部ウェブが降伏した。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、梁鉄骨フランジの降伏が認められた。その後の 0.015rad.のサイクルでパネルゾーンのせん断ひび割れが拡幅し、両試験体共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の進行とともに耐力低下を生じた。

接合部せん断破壊型試験体で柱の断面が 300×400mm である試験体 JP-3 では、試験体 JP-1、JP-2 とは異なり、0.005rad.のサイクルで接合部ウェブ及び梁鉄骨フランジの降伏が確認された。また、0.015rad.のサイクルで最大耐力に達した時の損傷状況を見ると、試験体 JP-1、JP-2 ではパネルゾーンにおけるコンクリートの損傷状況は、中央に X の字に発生する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-3 では、パネルゾーンにせん断ひび割れが分散して発生し、コンクリートの損傷が顕著であった。

Fig. 7 はパネルゾーンコンクリート表面に貼付した 3 軸ひずみゲージより算出したせん断ひずみの推移を示したものである。試験体 JP-3 (梁幅内のコンクリート) のせん断ひずみは、他の試験体 (梁幅外のコンクリート) と比べて大きくなっていることが確認できる。

これらのことから、試験体 JP-3 で観察できる梁と柱により囲まれたパネルゾーンの最外部コンクリートと、試験体 JP-1、JP-2 におけるパネルゾーンの最外部コンクリートの応力伝達状態は異なっていることが伺える。

Fig. 5 Relationship of lateral load and drift angle

Fig. 7 Shear strain of concrete in panel zone

3.2 耐力計算

Table 5 に実験値と計算耐力との比較を示す。柱及び梁の終局曲げ強度は一般化累加強度理論により計算し、接合部パネルの終局せん断強度は SRC 規準⁵⁾に準じて算出した。接合部パネルせん断強度の算出法を以下に示す。

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

$$Q_{pu} = {}_j F_s \cdot {}_j \delta \cdot {}_c A_e + \frac{1.2 \cdot {}_{sw} \sigma_y \cdot {}_{sw} A}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

$${}_j F_s = \min \left(0.12 F_c, 1.8 + \frac{3.6 F_c}{100} \right) \quad (3)$$

Table 5 Calculated strength and test results

試験体	JP-1	JP-2	JP-3
実験値 $cQ_{max}(kN)$	509	417	374
柱曲げ耐力 $cQ_c(kN)$	1134	866	810
梁曲げ耐力 $cQ_b(kN)$ ※1	764	623	623
接合部せん断耐力 $cQ_{pu}(kN)$ ※1	387	305	270
接合部せん断余裕度※2	0.51	0.49	0.43
実験値/計算値 $cQ_{max}/\min(cQ_b, cQ_{pu})$	1.32	1.37	1.39

※1 柱層せん断力換算値、

※2 せん断余裕度=接合部せん断耐力/梁曲げ耐力

ここで、 Q_{pu} : 接合部のせん断強度、 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、 $j\delta_c$: 接合部の形状係数 (十字形は 3)、 A_e : 接合部コンクリートの有効面積 ($=b_e \cdot d_e$)、 b_e : 接合部コンクリートの有効幅 (柱幅と梁幅の平均値)、 d_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_wA : 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。

接合部せん断破壊型試験体である JP-1、JP-2 および JP-3 試験体では、実験値に対する計算値の比は、1.32~1.39 倍と安全側に評価はできているものの、過少評価となる傾向が確認できた。

4. 3次元非線形 FEM 解析

4.1 解析の概要

ここでは、3章で示した実験を対象に 3次元非線形 FEM 解析を実施し、解析モデルの妥当性を検証するとともに、接合部パネルの内部応力状態について検討を行う。

Fig. 8 に要素分割図を示す。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ものである。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、柱頂部において軸力を与え、正負水平繰り返しの強制変位を与えて解析を行った。解析には 3次元非線形 FEM 解析ソフト “FINAL”¹¹⁾ を使用した。なお、本解析では、過去の解析実績⁹⁾を参考するとともに実験で得られた水平荷重-変形角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、繊維補強コンクリートを使用したことによる影響は考慮していない。

4.2 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、鉄骨フランジで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表し、初期剛性および降伏応力度は Table 2 に示す材料試験値を用い、降伏後の剛性低下率は 0.0015、ポアソン比は 0.3 とした。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。

4.3 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-ひずみ関係においては、Fig. 9(a)に示すように圧縮側の応力上昇域は修正 Ahmad モデル¹¹⁾、カバーコンクリートの軟化域は、圧縮試験より得られた結果より直線でモデル化し、鉄骨に囲まれたコアコンクリートの軟化

Fig. 8 FEM mesh

Fig. 9 Constitutive law of concrete

Fig. 10 Relationship of bond stress and slip between steel and concrete

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と比べて緩やかなものと仮定してモデル化している。破壊条件は、Willam-Warnke の 5 パラメータモデル¹²⁾を用い、鉄骨の拘束効果による圧縮強度の上昇は破壊条件で表現することになる。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¹³⁾において係数 $c = 1.0$ としてモデル化した。コンクリートの材料特性は Table 3 に示す値を用い、ひび割れ強度 f_t は式(4)¹⁴⁾を用いた。

$$f_t = 0.33\sqrt{\sigma_c} \quad (4)$$

ここで、 σ_c : コンクリートの圧縮強度である。

また、繰返しによる剛性低下は考慮しない (Fig. 9 (c))。ひび割れ後のせん断伝達モデルは、既往の解析的検討⁹⁾を踏まえ実験結果を再現できるように設定した。具体的には、Fig. 9 (d)に示す Al-mahaidi モデル¹²⁾ ($\beta = 1$ の場合) に対してひび割れ後のせん断伝達剛性がわ

Fig. 11 Relationship of lateral load and drift angle

Fig. 12 Relationship of shear force and shear deformation of panel zone

ずかに大きくなるように $\beta=0.8$ に調整して多折線モデルを設定した。

コンクリートと鋼板の間の付着応力—すべり関係においては、文献15)を参照し、低拘束圧を仮定して付着応力（粘着強度）を 0.05N/mm^2 と小さく設定し、このときの摩擦係数は 0.65 とした。また、文献16)に示される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（Fig. 10参照）。

4.4 水平荷重—変形角関係

Fig. 11 に解析および実験の水平荷重—変形角関係を示す。ここで水平荷重は柱頂部の水平荷重、変形角は柱上部位置での水平変形角とし、両者の比較は $R=0.03\text{rad.}$ の1サイクルまでとしている。なお、図中の○は梁鉄骨フランジの降伏、□はパネルウェブの降伏を、△は最大耐力をそれぞれ示す。

どの試験体も初期剛性が実験よりも若干高くなることが確認された。実験と同様に $R=0.015\text{rad.}$ で最大耐力に達し、解析による最大耐力は実験値を若干下回る傾向にあるものの、概ね対応している。接合部パネルゾーンウェブ降伏のサイクルは解析と実験で一致した。履歴の形状に関しては良好な対応を示している。これまで実施したCES柱梁接合部を対象としたFEM解析⁹⁾の結果と同様に、荷重—変形関係を概ね模擬できる結果が得られた。ただし、最大耐力を過小評価する傾向にあり、コンクリートの軟化性状やせん断伝達剛性などの構成則において繊維を考慮したモデル化が必要と考えられる。

Fig. 12 に $R=0.02\text{rad.}$ の1サイクルまでのパネルゾーンの作用せん断力とせん断変形角の関係を示す。パネルゾーンの作用せん断力 Q_p およびせん断変形角 γ_p はそれぞれ式(5)および式(7)より求めた。ここで、 l' は梁の内法長さ、 Q_b は梁のせん断力である（Fig. 13参照）。また、変位 δ_1 、 δ_2 は Fig. 14 に示すように接合部の鉄骨フランジから

Fig. 13 Notation

Fig. 14 Displacement measurement point

寸切りボルトを出し、その寸切りボルトに取り付けた変位計より得られる変位である。その他の記号については、式(1)～(3)と同じとした。

$$Q_p = 2M_b \cdot \left(\frac{l - j_c}{l' \cdot j_b} - \frac{l}{l' \cdot h} \right) \quad (5)$$

$$M_b = Q_b \cdot l' / 2 \quad (7)$$

$$\gamma_p = \frac{\sqrt{j_b^2 + j_c^2}}{j_b \cdot j_c} \cdot \frac{\delta_1 - \delta_2}{2} \quad (8)$$

解析におけるパネルゾーンのせん断力は、Fig.11 と同様に実験よりも全体的に小さくなっているものの、最大耐力時のせん断変形はほぼ一致する結果が得られた。なお、Fig.11 と Fig.12 で実験と解析

Fig. 15 Minimum principal stress distribution (JP-2)

Fig. 17 Name of elements

Fig. 16 Minimum principal stress distribution (JP-3)

Fig. 18 Diagram of stress state of panel zone

の最大耐力の比が若干異なっているが、実験では梁のせん断力は梁の水平移動に伴い梁の斜め方向の力を用いているが、解析ではローラー支持としているため鉛直方向の力を梁のせん断力として算出していることの差異と考えられる。

4.5 最小主応力分布

Fig. 15 および Fig. 16 に試験体 JP-2 および JP-3 の変形角 $R=0.015$ rad. 時におけるパネルゾーン周辺のコンクリート要素の最小主応力分布（圧縮応力分布）を示す。図中のコンクリート要素は Fig. 17 に示した要素の列の幅方向の断面を示している。

どの試験体も柱あるいは梁のモーメントによる圧縮力に対して、パネルゾーンのコンクリート要素において斜め圧縮ストラットが形成されていることが確認できる。その形成状況を模式的に示した図が Fig. 18 である。

要素 C2（パネル a）では、鉄骨フランジに囲まれた領域内で圧縮ストラットを形成しており、比較的大きな圧縮応力度が生じている。要素 C4（パネル b）は鉄骨フランジには囲まれていないが梁幅内にあり、周辺の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る領域である。ここでは、要素 C2 と比較して応力度レベルは若干小さくなるが広い領域において圧縮ストラットを形成している。要素 C6（パネル c）は梁幅外にあり、柱からの圧縮力とパネル b から伝達される水平力により圧縮ストラットが形成されることが考えられる。この領域は、C4 の領域と比べてさらに応力度レベルは小さく、応力伝達領域も狭いことが確認できる。これは、3.1 節で述べた試験体 JP-2 と JP-3 で観察された損傷状況の差異に対応している。

4.6 せん断応力

Fig. 19 に各モデルの正載荷ピーク時における接合部パネル部中央高さ位置の断面（以下、接合部水平断面）（Fig. 20 参照）のコンクリートに生じる平均せん断応力の推移を示す。FEM 解析による平均せん断応力は、2 種類の平均せん断応力を示す。1 つは接合部水平断面のせん断力を Fig. 21 左図で示す式(2)で仮定する有効断面積で除して算出した平均せん断応力である。もう 1 つは、4.5 節で示したように接合部パネルの 3 つの領域において応力状態が異なることから、Fig. 21 右図の柱フランジに拘束されるコンクリート領域、柱フランジに拘束されない梁幅内のコンクリート領域、梁幅外の 3 つのコンクリート領域に対してそれぞれ算出した平均せん断応力である。また、同図中の破線は式(2)で用いられるコンクリートのせん断強度 f_s に形状係数 δ を乗じた値を示している。

各試験体ともに最大耐力に達する $R=0.015$ rad. 時では、式(2)の有効断面による平均せん断応力は、 $f_s \cdot \delta$ と概ね近い値になっている。3 つの領域に分けて算出した平均せん断応力を見てみると、パネル a とパネル b のせん断応力は、同程度である。これは、Fig. 15 および Fig. 16 から確認できるように、鉄骨に囲まれた領域であるパネル a の主圧縮応力はパネル b のものよりも大きい、ストラットのサイズが小さくなるため、結果として平均せん断応力で見ると同程度になったと考えられる。パネル c のせん断応力は他のせん断応力の 2/3 程度と小さいが、これも圧縮ストラットの形成状況の違いの現れといえる。

Fig. 19 Transition of shear stress

Fig. 21 Description of effective area of panel zone

Fig. 22 Maximum shear force
(Variable: Axial force ratio)

Fig. 23 Description of b_s

Fig. 24 Contour of shear stress

また、式(2)の有効面積によるせん断応力は、パネル a および b のせん断応力と同程度となっている。鉄骨に囲まれた領域と囲まれていない領域で応力状態が異なっているが、平均されたせん断応力で見れば概ね妥当な有効面積を与えているといえる。

5. FEM によるパラメトリック解析

本章では、接合部の終局せん断強度に影響を与える各構造因子を把握する目的で FEM によるパラメトリック解析を実施し、CES 造柱梁接合部の力学的性状についてより詳細な検討を行う。解析の変数には、軸力比、パネルゾーンのスチフナおよびフランジ幅（鉄骨で拘束されるコンクリート領域）、コンクリート強度の 3 つを選択した。解析モデルの基本とする形状および断面寸法は第 4 章に示した試験体 JP-1 と同じである。鉄骨のヤング係数は 205000N/mm^2 、降伏応力は 282N/mm^2 とする。コンクリートのヤング係数は式(8)⁸⁾、引張強度は (4) 式により算定し、圧縮強度時のひずみはコンクリート強度に因らず 2500μ とした。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{c\gamma}{24} \right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60} \right)^{1/3} \quad (8)$$

ここで、 F_c : コンクリートの圧縮強度、 $c\gamma$: コンクリートの単位体積重量である。

載荷方法も第 4 章と同条件とするが、これまでの研究により、接合部せん断破壊型モデルは実験と同様の載荷サイクルを与えた場合 $R=0.015\text{rad}$. 時に最大耐力を発揮することが確認されていることか

ら、 $R=0.015\text{rad}$. までの結果を用いて比較検討を行う。

5.1 軸力比を変数とした解析

軸力比 N/N_0 をパラメーターとした FEM 解析について示す。解析はコンクリート強度が 20、35 および 50N/mm^2 のモデルに対し、軸力比 $N/N_0=0.10 \sim 0.40$ の範囲で 0.05 ずつ変化させた計 21 モデルで実施した。

Fig. 22 に解析結果を示す。 $F_c=20\text{N/mm}^2$ では最大せん断力は $457 \sim 468\text{kN}$ 、 $F_c=35\text{N/mm}^2$ では $558 \sim 610\text{kN}$ 、 $F_c=50\text{N/mm}^2$ では $615 \sim 674\text{kN}$ となった。一部のモデルで他のモデルと比べてせん断力が比較的異なる結果が見受けられるが、全体的に見て軸力比によるせん断力の差は 1 割以内となる結果になった。

5.2 鉄骨で拘束されるコンクリート領域を変数とした解析

鉄骨で拘束されるコンクリート領域をパラメーターとした FEM 解析について示す。解析はスチフナ幅およびフランジ幅 b_s (Fig. 23 参照) として、75、110、150、175、200mm と変化させることにより、鉄骨に囲まれたコンクリートの領域が異なる計 5 つのモデルで実施した。コンクリート強度は 30N/mm^2 、軸力比は 0.15 と一定としている。

Fig. 24 に $R=0.015\text{rad}$. における接合部水平断面のコンクリートのせん断応力分布図を示す。鉄骨に囲まれた領域で比較的高い応力が発生していることが確認できる。また、この高いせん断応力を負担している領域（図中、黒い塗りつぶし部分）は、鉄骨フランジ幅 b_s

Fig. 25 Maximum shear force
(Variable: Width of steel
flange b_s)

Fig. 26 Shear force in panel zone
($R=0.015\text{rad}$)

が大きくなるに伴い、広がっていく傾向が確認できる。

Fig. 25 に最大せん断力を示す。鉄骨に拘束されるコンクリートの領域が広がることで、わずかに最大耐力が上昇することが確認できる。 b_s の現実的な範囲は柱幅との関係から $b_s=75\sim150\text{mm}$ 程度になると考えられるが、その範囲では、約 9% の差異である。

Fig. 26 に各モデルの $R=0.015\text{rad}$ の時のパネルゾーンの中央高さ位置でのせん断力を示す。せん断力は、Fig. 20 に示す位置のコンクリート要素および鉄骨要素に生じるせん断力である。鉄骨フランジ幅 b_s が大きくなっても、コンクリート要素のせん断力は、それほど変化はなく、鉄骨要素のせん断力もごくわずかに増加する程度である。ここでの解析ケースから、Fig. 18 のパネル a のコンクリートの領域は、取り囲む鉄骨の影響により面積は狭いが高い応力を生じ、それに対し Fig. 18 のパネル b の領域では相対的に応力は中程度であるが、その応力が生じる範囲は広くなる。そのため、鉄骨フランジの幅は、結果としてコンクリートの負担せん断力に、つまりせん断強度にはそれほど影響を及ぼさないとと言える。

5.3 コンクリート強度を変数とした解析

コンクリート強度 F_c を変数とした FEM 解析について示す。解析は $F_c=15\sim60\text{N/mm}^2$ の範囲で 5N/mm^2 ずつ変化させた計 10 モデルで軸力比は 0.15 で一定として実施した。ここで、コンクリートの圧縮側の応力-ひずみ関係上では、圧縮強度のみを変化させており、圧縮強度を増加させると軟化域の勾配が負の方向に大きくなることになる。

Fig. 27 に最大せん断力を示す。当然のことながら、コンクリート強度が大きくなるほど、最大せん断力は大きくなるが見て取れる。最も最大せん断力が小さくなったのは $F_c=15\text{N/mm}^2$ モデルで 406kN、最も最大せん断力が大きくなったのは $F_c=60\text{N/mm}^2$ モデルで 780kN であった。コンクリート強度が 4 倍になると、最大せん断力は 1.9 倍程度となるくらいの影響がある。

Fig. 28 は、コンクリート強度とパネルゾーンのコンクリートのせん断応力の関係である。ここで、せん断応力の実験値は、せん断強度の実験値を用いて式(2)および式(3)より逆算した値（式中の $jF_s \cdot j\delta$ を逆算）であり、過去のせん断破壊型試験体の結果^{3), 6), 17)}も併せて示している。FEM 解析によるせん断応力は、 $R=0.015\text{rad}$ の時の接合部水平断面のせん断力を式(2)で仮定する有効断面積 (Fig. 21 左図) で除して算出した平均せん断応力である。さらに、式(2)および式(3)

Fig. 27 Maximum shear force (Variable: strength of concrete)

Fig. 28 Shear stress of concrete in shear effective area

Fig. 29 Shear stress of concrete in each panel zone

による $jF_s \cdot j\delta$ を示している。

FEM 解析によるせん断応力と $jF_s \cdot j\delta$ は概ね一致しており、コンクリート強度の増加に伴い、せん断応力も緩やかに増加していく傾向も同じである。一方で実験結果から算出したせん断応力は、上記 2 つのせん断応力より大きい値となっており、接合部せん断強度の計算値が実験値を過小評価する傾向がそのまま反映された結果となっている。

Fig. 29 は Fig. 28 と同様に $R=0.01\text{rad}$ および $R=0.015\text{rad}$ の時の FEM 解析によるコンクリートのせん断応力であるが、Fig. 17 右図に示す各領域に生じるせん断応力と $jF_s \cdot j\delta$ を比較したものである。Fig. 30 は、 $R=0.01\text{rad}$ の時のパネル b の最小主応力分布である。

$R=0.01\text{rad}$ のときの図から、コンクリート強度の増加に伴い、せん断応力が上昇していることが見てとれる。 $F_c \leq 30\text{N/mm}^2$ ではパネル b のせん断応力がパネル a よりも大きい、 $F_c > 30\text{N/mm}^2$ ではパ

Fig. 30 Minimum principal stress distribution
(Variable: strength of concrete)

ネル a のせん断応力がパネル b よりも大きい現象がみられる。これは Fig. 30 に示すように $F_c=20\text{N/mm}^2$ モデルでは F_c 近傍の応力が生じている領域がみられるが、 F_c が大きくなるにつれて、その領域は見られなくなっていることから、 F_c が大きくなるほど、パネル b で生じている圧縮応力は F_c に対して相対的に小さくなっていくためだと考えられる。

$R=0.015\text{rad}$ のときになると、せん断応力にばらつきが生じ始めるものの、コンクリート強度の増大に伴い、せん断応力は上昇する傾向は同じである。せん断応力のばらつきに関しては、例えば Fig.16 や Fig.30 の応力コンターに見られるように要素の位置（高さ）によって応力状態に斑が生じているためである。

また、コンクリート強度を変化させても梁幅内に位置するフランジに拘束される領域（パネル a）および梁幅内の領域（パネル b）では $F_s \cdot \delta$ と同程度のせん断応力を負担していることがわかる。一方で梁幅外の領域（パネル c）におけるせん断応力は、その他の領域の $1/2 \sim 2/3$ 程度となっていることが確認でき、4.6 節で示したようにコンクリートの領域によってせん断応力に違いが見られる点と同じである。

5.4 せん断強度算定用のせん断応力度

4 章の解析により、接合部パネルのコンクリートは鉄骨で囲まれた内部領域、囲まれていない外部領域において応力状態が異なることを示した。一方で、軸力、接合部フランジ幅およびコンクリート強度を変数としたパラメトリック解析から、軸力および接合部フランジ幅が接合部せん断強度に及ぼす影響は小さく、コンクリート強度の影響が支配的であることが確認できた。そのようなことから、コンクリートを内部領域と外部領域などに分けてせん断強度を評価することも 1 つの方法と考えられるが、ここでは、簡便性を考慮してコンクリートは一樣にせん断応力を負担すると仮定してコンクリ

Fig. 31 Comparison of shear stress

Fig. 32 Shear strength of CES column-beam joint

ートの有効断面積と終局時のせん断応力度の積を用いて算出することとした。具体的には、せん断強度の算定時のコンクリートのせん断応力度に修正を行い、SRC 規準による(3)式を(9)式に置き換えて計算を行う。(9)式は、Fig. 31 に示すように実験によるコンクリートのせん断応力を用いた回帰分析から定めた。なお、実験では $F_c=60\text{N/mm}^2$ 付近のデータはないが、勾配は比較的緩やかであることから上限の $F_c=60\text{N/mm}^2$ まで本式を適用するとする。

$$j F_s = 0.018 F_c + 3.2 \quad (9)$$

Fig. 32 に(3)式および(9)式を用いたせん断強度の計算値と実験値の対応を示す。(9)式を用いたせん断強度は、(3)式によるせん断強度よりも大きい値を与えるものになる。実験値に対する計算値の比の平均値は、(3)式を用いた評価では 1.27 となり、(9)式を用いた評価では 1.03 となり、(9)式によるせん断応力度を用いることにより、当然のことながら、より実験値に近い評価を得ることができる。なお、実験で用いられている繊維種、繊維混入量は限定されている。本式の適用においては繊維混入量は 1%以上することが必要である。また、柱幅が梁幅よりも極端に大きくなる断面を持つ場合、梁側面から柱せいの $1/4$ を超える部分の断面は無視するなどの制限が必要と考える。

6. まとめ

CES 合成構造柱梁接合部の部材実験および 3 次元非線形 FEM 解析を行うことにより、接合部パネルの内部応力状態について検討を行なった。本研究により得られた知見を以下に示す。

- (1) 断面形状が異なる柱梁接合部試験体の比較において、パネルゾーンにおけるコンクリートの損傷状況が異なっていることから、応力伝達状態は異なることが伺えた。
- (2) 3 次元非線形 FEM 解析による解析結果と実験結果の包絡線は

概ね一致する結果が得られ、CES 構造への適用性について確認することができた。

- (3) 今回対象とした軸力を変数とした FEM 解析においては、軸力比の違いによる接合部せん断強度の差は 1 割以内となる結果になった。
- (4) 鉄骨で囲まれるコンクリートの領域を変数とした FEM 解析から、鉄骨で囲まれるコンクリートでは、鉄骨で囲まれていないコンクリートより高いせん断応力が生じていることが確認できるが、鉄骨に囲まれることにより、応力の負担領域が狭くなるため、柱梁接合部におけるせん断力で見た場合、大きな変化は見られない。
- (5) せん断強度時のパネルゾーンのコンクリートのせん断応力は、鉄骨で囲まれた領域、囲まれていない領域ごとで見た場合あるいは有効断面積として見た場合、いずれもコンクリート強度の増加に伴い上昇する傾向にある。
- (6) 実験結果に基づき CES 接合部せん断強度の推定式を提案し、本式による評価は実験結果と良い対応を示した。

本論で示した強度算定式は、H 形鉄骨を用いた CES 接合部の限られた試験体の実験結果に基づいた式である。今後の課題として、梁幅外のコンクリートの有効幅の上限や、さらには、十字形鉄骨や T 形鉄骨を用いた断面での評価法の検証が必要である。

謝辞

本論の作成においては、日本建築学会“CES 構造性能評価指針検討小委員会”の委員の方々より貴重なご意見を頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 高橋宏行、前田匡樹、倉本 洋：高靱性型セメント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集、第 22 巻、第 3 号、pp.1075-1080、2000.6.
- 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

年次論文集、第 24 巻、第 2 号、pp.271-276、2002.6.

- 3) 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.
- 4) 倉本 洋、松井智哉、永田 諭、藤本利昭：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、No.624、pp.235-242、2008.2
- 5) 岩瀬勝洋、松井智哉、倉本 洋：CES 柱梁接合部の構造性能、コンクリート工学年次論文集、Vol.30、No.3、pp.1351-1356、2008.7.
- 6) 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
- 7) 倉本 洋、松井智哉、今村岳大、田口 孝：CES 合成構造平面架構の構造性能、日本建築学会構造系論文集、No.629、pp.1103-1110、2008.7
- 8) 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.
- 9) 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集、No.630、pp.1401-1407、2008.8
- 10) 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
- 11) 伊藤忠テクノソリューションズ(株)：FAINAL/V99 HELP、2004
- 12) 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
- 13) 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
- 14) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説、2004.1
- 15) 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
- 16) 後藤康明、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
- 17) 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

STUDY ON ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF CES INTERIOR BEAM-COLUMN JOINTS WITH H-SHAPED STEEL

*Tomoya MATSUI**

* Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Civil Engineering, Graduate School of Eng., Toyohashi University of Technology, Dr. Eng.

A developmental study of Concrete Encase Steel (CES) composite structure system has been continuously conducted toward its practical use. CES structure is composed of steel and fiber reinforced concrete. In previous studies, it was found that the CES structure has good seismic performance from the experimental study of columns, shear walls and a two story two span frame. As for CES beam-column joints, it was confirmed that failure behavior, strengths and restoring force characteristics, CES beam-column joints also possess good seismic performance. It was shown that the flexural strength of the beam could be evaluated by superposition strength theory and the shear strength of the joint panel could be evaluated by a formula in AIJ SRC standard conservatively. The shear strength evaluation method in the SRC standard calculates shear strength as a product of the effective area of concrete and the shear stress of the concrete at its ultimate state. On the other hand, three-dimensional FEM analysis was conducted to understand the stress transfer mechanism of the joint panel. As a result, it was found that the stress state was different in the area which was surrounded by steel flange and the area which was not. However, it is thought that the structural performance of the joint panel is affected by many structural factors and it is still the case that experiments of CES beam-column joints with shear failure of the joint panel are low in number.

Therefore, in the present study, static loading tests of CES beam-column joints with different cross sectional configurations of joint panels and length of columns were conducted to grasp the structural performance and stress state of the joint panel and examined by simulation with FEM analysis. Furthermore, parametric analysis was conducted in order to understand the effect of structural valuables on the stress state of concrete in the joint panel, and the validity of an effective area of concrete in the ultimate shear strength evaluation was examined.

Firstly, in comparison between specimens with different cross sectional configuration of joint panel, the damage condition of concrete was different and it could be thought that the stress state of concrete was different depending on the peripheral configuration to the joint panel. FEM analysis of test specimens was conducted, where the analytical relationship of shear force and drift angle was in approximate agreement with that of test results and the validity of the analytical modeling method could be confirmed.

Secondly, parametric analysis was conducted with a verified modeling method and the effect of axial force ratio, concrete strength, and width of steel flange in joint panel on shear strength of the joint panel was examined. From these analyses, the difference in shear strength of the joint panel was within 10% depending on axial force, the effect of the width of the steel flange was small although the width of the joint panel steel flange on shear strength affects to the shear stress state depending on the area inside or outside of the steel flange. In addition, the effect of the compressive strength of concrete on shear strength was dominant and shear strength increases with increasing the compressive strength of concrete.

Finally, a calculation formula of the shear strength of the joint panel in a CES beam-column joint was proposed based on knowledge obtained from analysis and experimental results. The shear strength of the concrete panel was expressed with the effective area of concrete and the average shear stress of concrete at the ultimate state in the joint panel. Shear strength, calculated with the proposed formula, was in good agreement with the experimental data.

(2016 年 11 月 3 日原稿受理, 2017 年 3 月 29 日採用決定)