

論文 高強度鉄筋を用いた柱 RC-梁 S 接合部架構に対する FEM 解析

米澤 健次*1・穴吹 拓也*2・渋市 克彦*2・三井 達雄*3

要旨: 柱 RC 梁 S 混合構造架構において、S 梁が柱内を貫通せず高強度鉄筋によって接続される構法を考案した。本構法を用いた十字形架構試験体による既往実験¹⁾を対象に、非線形 FEM 解析を行った。解析結果と実験結果の比較より、解析は実験の破壊モード、最大耐力、および荷重～変形関係を良好な精度で再現できることを確認できた。また、同様の解析モデルを用いて、ト形接合部架構に対して軸力を解析変数とした解析を行い、本構法におけるト形接合部のせん断耐力について検討した。その結果、本構法におけるト形接合部は、十字形接合部と概ね同等のせん断耐力を有することがわかった。

キーワード: RC-S 架構, 非線形 FEM 解析, 接合部せん断耐力, 接合構法

1. はじめに

柱を RC 造、梁を S 造とする混合構造架構において、筆者らは、S 梁を柱フェース位置で止め、接続筋と称す高強度鉄筋を用いて RC 柱と S 梁を一体化する構法¹⁾(以後、本構法と称す)を考案した。本構法における接合部の構造性能を確認するために、6 体の十字形架構試験体を用いた構造実験¹⁾を実施した。

本構法のディテールを図-1 に示す。本構法では、S 梁のフランジに接続金物と称すスリーブ状の金物を溶接し、柱内に接続筋を貫通させ、左右梁の接続金物内などの空隙にグラウトを充填することにより、柱梁を一体化する。また、S 梁端部には、エンドプレートと称す鋼板を溶接し、梁からの圧縮力を接合部へ伝達させることを意図している。

本研究では、本構法を用いた十字形架構試験体による既往実験を対象に非線形 FEM 解析を行い、解析と実験の比較により、本構法における接合部の非線形挙動に対する FEM 解析の再現性を確認した。また、同様の解析モデルを用いて、本構法におけるト形接合部架構の接合部せん断耐力について解析的に検討した。

本論文では、解析手法や解析モデルなどの解析概要、および解析の実験挙動に対する再現性について述べ、本構法におけるト形接合部のせん断耐力について考察した。

2. 解析対象の実験概要¹⁾

実験は RC 柱と S 梁を本構法により接合した十字形接合部架構試験体 6 体について実施した。ここでは、後述のト形接合部のせん断耐力に対する検討が主目的の一つであるため、接合部がせん断破壊に至った試験体 3 体 (No2, No3, No5) について解析を実施した。試験体は物流倉庫を想定した実部材に対し、縮尺率 1/2.5 で各寸

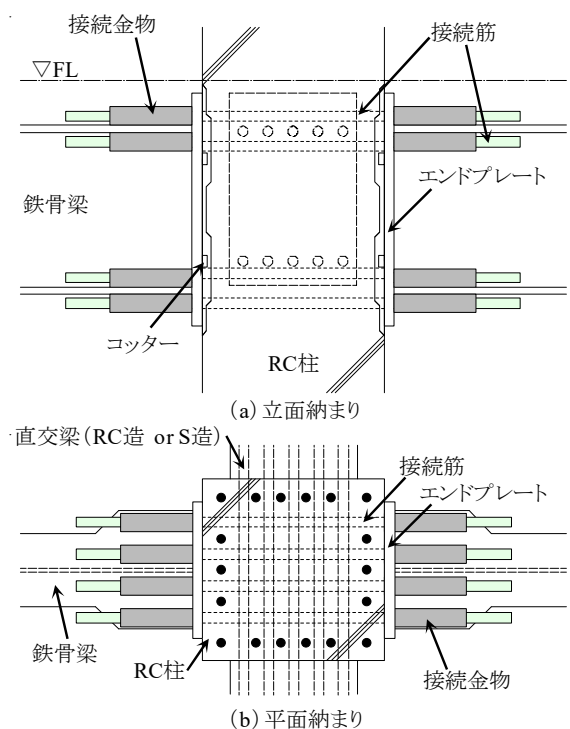


図-1 本構法のディテール

法が定められている。試験体諸元を表-1 に、基準試験体の No2 の配筋図を図-2 に、各試験体の接合部断面を図-3 に示す。No2 を基準試験体として、No3 は柱幅を拡幅し、No5 はコンクリート強度を高めた試験体で、いずれも接合部がせん断破壊に至った試験体である。

加力装置を図-4 に示す。自己反力で釣り合うロ型の試験装置に、曲面座治具を介して試験体柱の上下を固定し、所定の軸力を導入した後に梁端部のクレビスを接続した後に梁を鉛直方向に載荷した。加力は、層間変形角 $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33$ のサイクルをそれぞれ正負 2 回ずつ交番載荷した後に、 $R=1/20$ まで押し切る

*1 (株) 大林組 技術研究所 博士(工学) (正会員)

*2 (株) 大林組 技術研究所 修士(工学) (正会員)

*3 (株) 大林組 大阪本店 建築事業部構造設計部 修士(工学) (非会員)

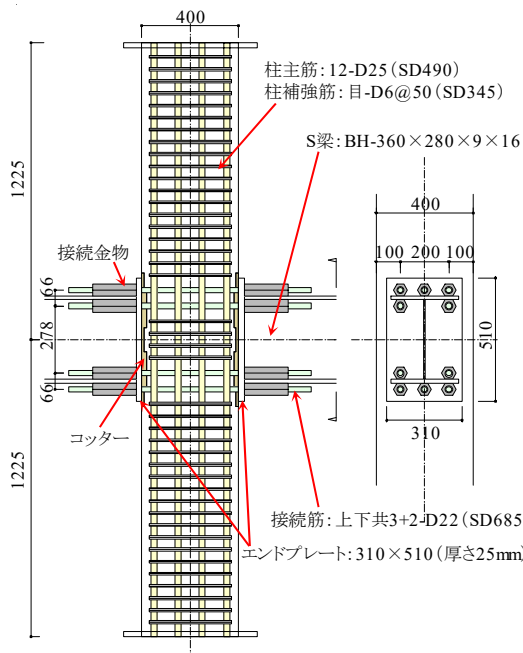


図-2 配筋図 (No2)

表-1 試験体諸元			
試験体名	No2	No3	No5
断面(B×H)(mm)	400×400	500×400	400×400
主筋	12-D25 (SD490)		
補強筋	目-D6@50 (SD345)		
階高	2,700mm		
コンクリート強度	41N/mm ²	42N/mm ²	63N/mm ²
軸応力度	0.2×Fc (Fc: 設計基準強度 No2,3→36N, No5→60N)		
断面	BH-360×280×9×16		
スパン	4,000mm		
EPL厚さ	25mm		
接続筋	上下3+2-D22(SD685)		

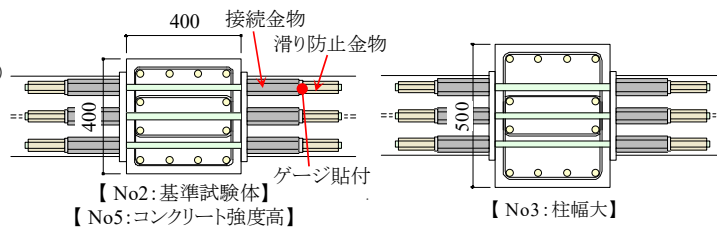


図-3 各試験体の接合部断面

載荷が行われた。実験の詳細は文献¹⁾を参照されたい。

3. 解析概要

3.1 解析モデル

解析モデルは3次元モデルとし、試験体形状及び加力条件の対称性を考慮して全体の1/2をモデル化した。解析には「FINAL」²⁾を使用した。図-5に解析モデルの概要を、図-6に解析モデルの柱梁接合部部分を拡大したものを示す。

RC造柱は、コンクリートを六面体要素、主筋をトラス要素でモデル化し、主筋とコンクリートの間に接合要素（ライン要素）を挿入して付着すべりを考慮した。柱のせん断補強筋は柱断面全体に平均的に分布する埋込み鉄筋としてモデル化した。柱上下端の要素は弾性材料とし、ピン・ローラー支持位置にコンクリート要素の局所的な破壊が生じないようにした。

S梁は、ウェブを四辺形要素、フランジを六面体要素でモデル化した。加力方向のウェブは解析モデルの対称軸上にあることから、対称条件を適用し、不要となる面外方向の自由度を消去した。

接続筋はトラス要素でモデル化し、梁端部フランジ上下に溶接されたスリーブは六面体要素でモデル化した。接続筋と接合部コンクリートの間は接合要素（ライン要素）を挿入して付着すべりを考慮し、接続筋とスリーブの間は完全付着とした。試験体のスリーブは、六角形の中心に円形の空洞を有する断面形状であるが、解析モデルは接続筋の高さとスリーブの断面積が試験体と同一となるような長方形断面で模擬した。

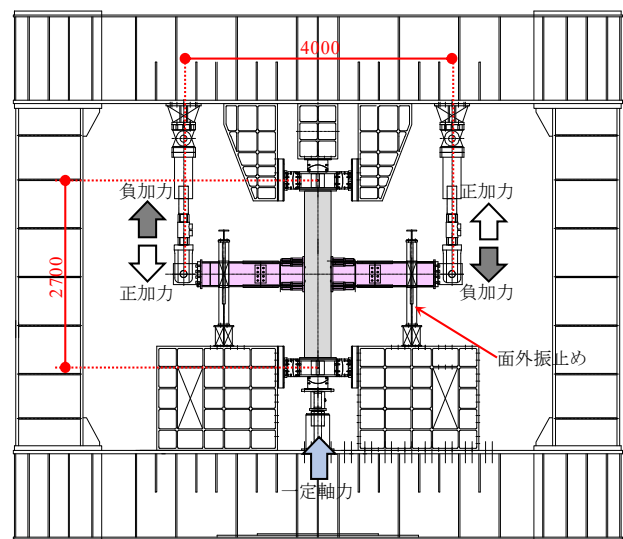


図-4 加力装置

梁端部のエンドプレートは積層シェル要素でモデル化し、層分割数は10とした。エンドプレートは梁鉄骨及びスリーブと一体にモデル化した。エンドプレートと接合部コンクリートの界面には接合要素（フィルム要素）を挿入し、両者の接触、剥離、摩擦すべりを考慮した。

エンドプレートの内側（コンクリート側）に取り付けられたコッターは、その形状をモデル化せず、エンドプレートと接合部コンクリートのコッター位置に該当する節点のみに変位従属関係を定義し、鉛直方向変位のみが同一となるようにした。

3.2 材料モデル

本解析では文献³⁾に詳述した材料構成則を基本として

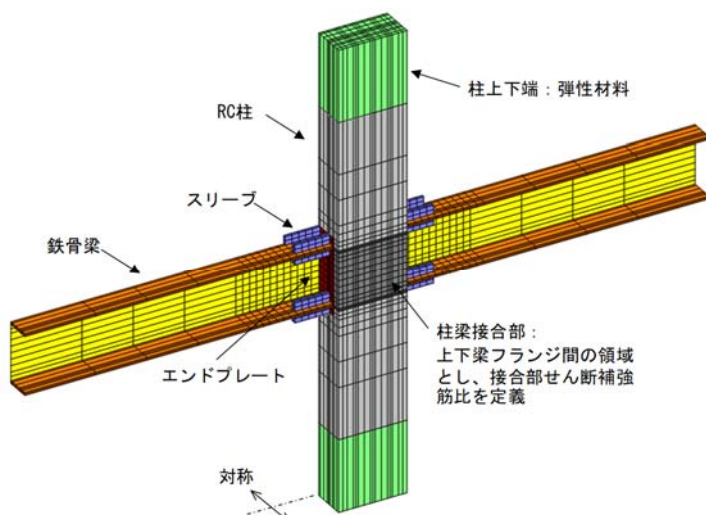


図-5 解析モデル (No2)

用いた。コンクリートは等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルとし、非直交分散ひび割れモデルを用いて多方向に生じるひび割れを考慮した。引張側の応力-ひずみ関係は、引張強度までは線形とし、引張強度後は長沼らのモデルによりテンションスティフニング特性を考慮した。圧縮側の応力-ひずみ関係は、応力上昇域は修正 Ahmad モデル、最大強度後は中村らのモデル⁴⁾により定義した。コンクリートの破壊判定は5パラメータモデルに大沼らの係数⁵⁾を適用した破壊基準によることとした。ひび割れ後のコンクリートのせん断伝達特性及び圧縮劣化特性は長沼のモデル³⁾により考慮した。なお、上記材料構成則の詳細は文献³⁾を参照されたい。

コンクリートのヤング係数及び一軸圧縮強度 (σ_B) は各試験体の材料試験結果を用いた。ポアソン比は 0.20 とし、引張強度 (σ_T) は一軸圧縮強度を用いて式(1)⁶⁾により算定した。

$$\sigma_T = 0.33 \times \sigma_B^{0.5} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (1)$$

鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルでモデル化し、降伏後の剛性は材料試験結果を参考に初期剛性の 1/1000 倍とした。繰返し応力下の履歴特性は修正 Menegotto-Pinto モデル⁷⁾により表した。鉄筋のヤング係数及び降伏強度は材料試験結果を用いた。

エンドプレートを含む鉄骨の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルでモデル化し、降伏後の剛性は初期剛性の 1/1000 倍とした。降伏判定は Mises 基準により、等方硬化則を適用した。梁端部のスリーブは弾性材料とし、ヤング係数を $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ と仮定した。ヤング係数及び降伏強度は、材料試験結果より、代表値としてフランジ材の材料試験結果を用いた。

鉄筋とコンクリート間の付着応力-すべり関係は長沼らのモデル³⁾により表した。図-7 に付着応力 (τ) ~ すべり (S) 関係モデルを示す。最大付着強度は靱性指針

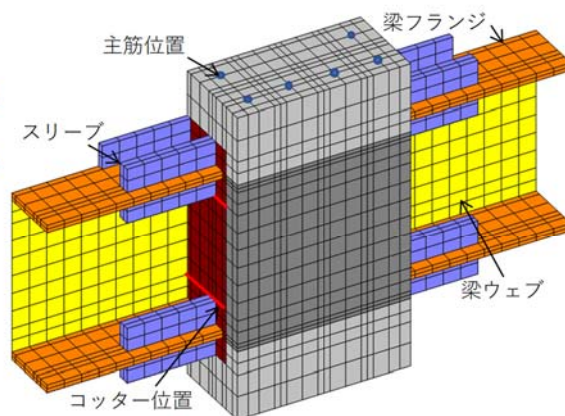


図-6 モデルの柱梁接合部拡大 (No2)

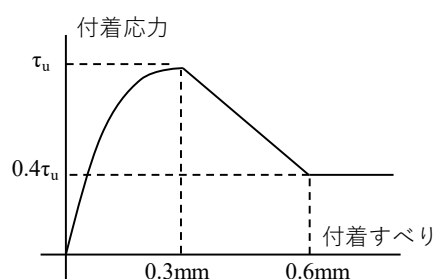


図-7 鉄筋とコンクリート間の τ - S 関係

9)に基づき、柱主筋は付着信頼強度、接統筋は梁通し配筋の付着強度を適用した。最大付着強度時すべりは文献⁸⁾を参考に 0.3mm とした。

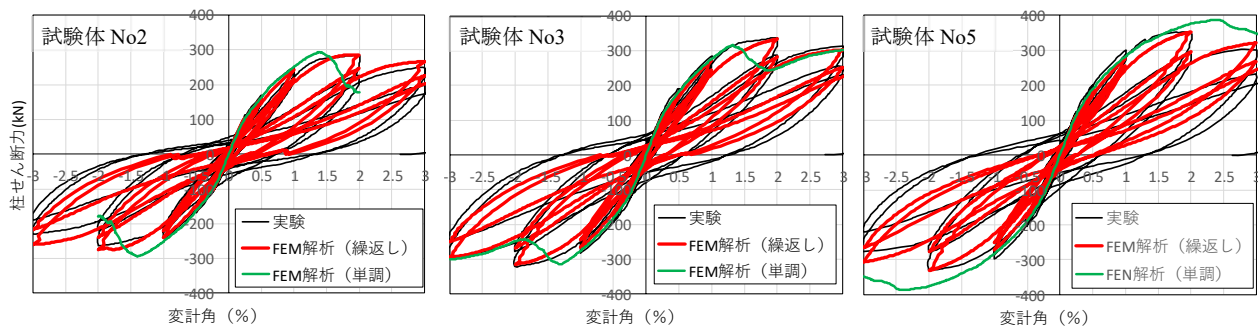
エンドプレート (EPL) とコンクリート間において、面直交方向のばねは接触時には十分に剛、剥離時には十分に小さな剛性を定義した。面内せん断方向のばねは十分に小さなせん断応力ですべりが生じるように定義し、面直交方向接触時の圧縮応力に応じた摩擦力のみが生じることと仮定した。なお、摩擦係数は文献⁹⁾を参考に 0.4 と仮定した。

3.3 解析の载荷条件

本解析では自重、柱軸力、層せん断力の順に载荷した。

柱軸力は、自重を物体力で与えた後、柱上端の要素上面に一様分布荷重として与えた。単位面積あたりの荷重は、試験体 No2, No3 は 7.2 N/mm^2 、試験体 No5 は 12.0 N/mm^2 とした。

実験は柱上下端の水平変位を固定して梁端に鉛直方向载荷を与える方法としたが、本解析においては梁左右端の鉛直変位を固定して、柱上端に水平方向強制変位(層せん断力)を与えた。このとき、柱下端はピン支持とし、梁左右先端は自重及び柱軸力载荷時に生じた鉛直変位を保持した水平ローラー支持とした。層間変形角は柱上端の水平変位を柱上下反曲点間距離 (2,700mm) で除して算定した。解析は、実験の载荷履歴に従った繰返し载荷と単調载荷の2種類を各試験体について実施した。



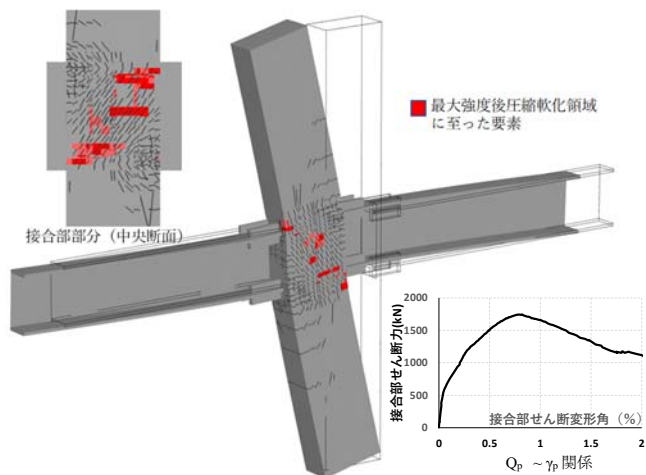
図－8 解析と実験の柱せん断力～変形角関係の比較

4. 解析結果

図－8 に実験と解析の柱せん断力～変形角関係の比較を示す。また、一例として、試験体 No2 の単調載荷解析から得られた最大耐力近傍のひび割れ損傷・変形状況を図－9 に示し、各最大耐力の一覧を表－2 に示す。なお、図－9 中には接合部せん断力 Q_p ～接合部せん断変形角 γ_p 関係を併記した。

図－8 及び表－2 より、単調載荷解析の最大耐力に関しては、実験値と比較して、試験体 No5 に対してはやや高めであるが、 $\pm 10\%$ 程度の誤差の範囲に収まっており、単調載荷解析でも本構法の接合部せん断耐力を良好に再現できることがわかる。試験体 No2、試験体 No3 の単調載荷解析では、繰返し載荷解析とは異なり、最大耐力後に急激な耐力低下が生じ、最大耐力以降の変形性能を過小評価する傾向が示された。この原因としては、単調載荷解析においては、最大耐力以降において一部の要素にひずみが集中する破壊の局所化（ローカリゼーション）が生じたものと考えられる。しかし、いずれの試験体に関しても最大耐力までのスケルトンカーブに関しては、良好な精度で再現できることを確認した。また、図－9 より、接合部コンクリートに最大強度後の圧縮軟化域に至った要素が散在し、図中の $Q_p \sim \gamma_p$ 関係からも接合部のせん断変形が顕著に進展していることがわかる。これらの考察を基に、3 体の解析ともに実験と同様の接合部せん断破壊に至ったことを確認した。このことから破壊モードに関しても解析と実験は一致することを確認した。

正負繰返し載荷解析では、実験と比べて履歴面積を過小評価する傾向があるが、表－2 に示すように、3 体ともに最大耐力は実験結果とほぼ一致し、繰返し載荷による耐力低下の度合いについても実験を良好な精度で再現できることを確認した。試験体 No5 については、単調載荷解析では最大耐力をやや高めに評価していたが、繰返し載荷解析では最大耐力が実験結果と概ね一致した。この原因としては、試験体 No5 のコンクリート強度は、他の試験体に比べて高く、コンクリート強度が大きくなるほど、最大強度後の劣化が激しくなる傾向があり、繰返し載荷の影響が顕著に表れたためと考えられる。



図－9 ひび割れ損傷・変形状況(No2)

表－2 最大柱せん断力の比較（単位：kN）

		No2	No3	No5
実験		286	337	353
単調載荷	解析	294	316	387
	解析/実験	1.03	0.94	1.10
繰返し載荷	解析	286	333	352
	解析/実験	1.00	0.99	1.00

以上より、本節で仮定した解析手法およびモデルにより、本構法における接合部の非線形挙動を良好な精度で再現できることが確認できた。

5. ト形接合部のせん断耐力に対する検討

5.1 検討概要

既往の実験¹⁾は、柱梁接合部が最も厳しい応力状態になる十字形試験体を用いて実施された。ここでは実験を実施していないト形接合部に対して、適用性が検証された手法を用いた FEM 解析により、本構法におけるト形接合部のせん断耐力について検討した。

5.2 ト形接合部に対する解析モデル

本構法におけるト形接合部ディテールは、図－10 に示すように、エンドプレートと定着鋼板で接続筋を定着する方法である。試験体 No2 に対する解析モデルを用い、片側の梁を取り去り、図－11 に示すようにモデル化した。なお、梁が無い側のエンドプレートの節点と接続筋の節

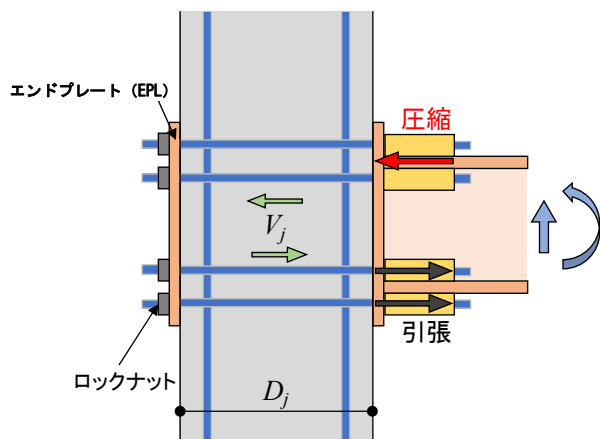


図-10 ト形接合部のディテール

表-3 解析ケースと解析結果一覧

解析 ケース	軸力	最大耐力時 柱せん断力	最大耐力時 接合部 せん断力	接合部 せん断耐力 計算値	FEM /計算値
Case1-AFC	$0.2F_c A_c$ (圧縮)	263.	1562.	906.	1.72
Case2-AF0	0.0	250.	1480.	906.	1.63
Case3-AFT	$0.5f_s A_s$ (引張)	207.	1225.	906.	1.35

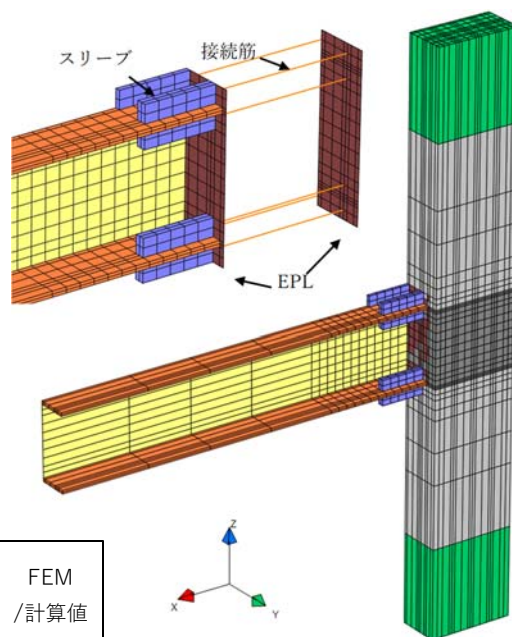


図-11 ト形接合部の解析モデル

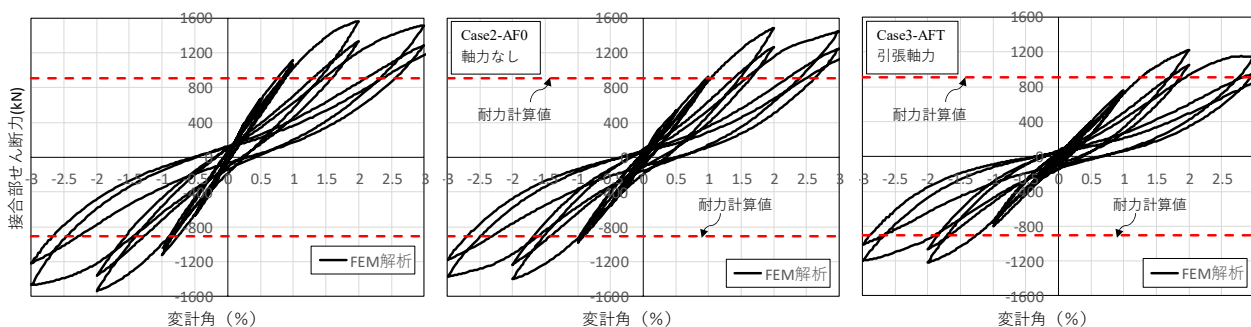


図-12 接合部せん断力～変形角関係の比較（ト形接合部 FEM）

点は剛結合とした。境界条件や荷重条件等も前章と同様とし、繰返し荷重解析とした。解析ケースとしては柱軸力を変数とし、圧縮軸力 ($0.2F_c \cdot A_c$, A_c : 接合部水平断面面積)、軸力なし、引張軸力 ($0.5f_s \cdot A_s$, f_s : 規格降伏点, A_s : 柱主筋の全断面面積) の3ケースの解析を行った。解析ケースを表-3に示す。材料定数は試験体 No2 の解析と同じとした。なお、本解析では接合部のせん断耐力に着目しているため、S 梁および接続筋は弾性を仮定し、軸力なしと引張軸力のケースに関しては、柱が先行降伏しないように柱主筋も弾性を仮定した。

5.3 ト形接合部に対する解析結果

図-12 に全3ケースの解析から得られた荷重～変位関係を示し、表-3 に接合部せん断耐力についての FEM 解析と計算値の比較を示す。表-3 中の計算値は、靱性指針⁹⁾に基づき、下記(2)式において $\kappa=0.7$, $\phi=0.85$ とし、 D_j は柱せいの 400mm として算定した。すべての解析ケースにおいて破壊モードは接合部のせん断破壊であった。表-3 より、圧縮軸力から引張軸力に移行するに従い、

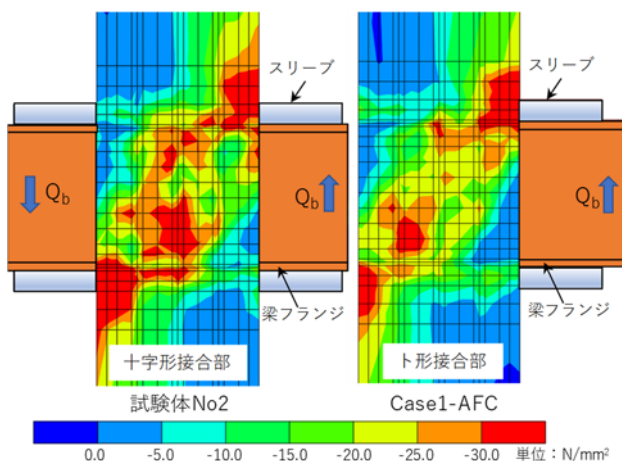


図-13 接合部コンクリートの最小主応力コンター

接合部のせん断耐力が低下する傾向が確認できる。十字形の試験体 No2 の実験における接合部せん断耐力は 1696kN であったのに対して、同じ軸力下の Case1-AFC の接合部せん断耐力 (=1562kN) は 8%程度小さめではあるが、本構法におけるト形接合部は、十字形接合部のせ

せん断耐力と概ね同等であることがわかった。図-13に試験体 No2 の解析と Case1-AFC から得られた最大耐力時における接合部コンクリートの最小主応力コンターを示す。図-13は十字形接合部とト形接合部の比較を示しているが、ト形接合部であっても十字形接合部と同等の幅の圧縮ストラットが形成されていることがわかる。通常の RC 造ト形接合部は、十字形接合部よりもせん断耐力が低くなる傾向がある。その理由として、RC 造ト形接合部においては、接合部内で梁主筋が折り曲げ定着または機械式定着されるため、接合部内の定着部において局所的な応力集中が生じて、十字形接合部に比べてせん断耐力が低下するものと考えられる。本構法においては、そのような定着による応力集中が生じないため、十字形接合部と同様に幅広い圧縮ストラットが形成されるものと考えられる。計算値に対する FEM 解析の比は 1.35~1.72 であり、計算値が FEM 解析値よりも低く、FEM 解析値に比べて(2)式は保守側の評価を与えることを確認した。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (2)$$

ここに、 V_{ju} : 接合部せん断耐力[N], κ : 接合部形状係数, ϕ : 直交梁の有無による補正係数(両側直交梁付き接合部の場合 1.0, その他の場合 0.85), F_j : 接合部せん断強度の基準値($=0.8 \sigma_B^{0.7}$)[N/mm²], D_j : 柱せい[mm], σ_B : コンクリート圧縮強度[N/mm²], b_j : 柱梁接合部の有効幅¹⁾

6. まとめ

本構法を用いた既往実験を対象に非線形 FEM 解析を行い、解析の適用性を確認し、本構法におけるト形接合部のせん断耐力について解析的に検討した。

以下に得られた知見を示す。

- (1) 単調載荷による解析は、実験における最大耐力までの復元力特性を良好な精度で再現できたが、最大耐力以降の変形性能を過小評価する傾向が示された。
- (2) 繰返し載荷による解析では、実験と比べて履歴面積を過小評価する傾向を示したが、3体ともに最大耐力は実験結果とほぼ一致し、繰返し載荷による耐力低下の度合いについても実験を良好な精度で再現できることが確認できた。
- (3) 本構法におけるト形接合部は、通常の RC 造のト形接合部における定着部の局所的な応力集中が生じないため、十字形接合部と概ね同程度のせん断耐力を有する可能性があることを解析的に考察した。

RC 造柱梁接合部においては、梁と柱の曲げ強度比が 1.0 に近い場合には、接合部降伏が生じることが知られている¹⁰⁾。本構法ではエンドレートを介して梁と柱の力の

伝達を図る点では RC 部材と異なるが、柱梁接合部は RC 部材であり、接合部内において、梁主筋に相当するのが接統筋である。よって、本構法においても接統筋の降伏強度と柱の曲げ強度の比が小さい場合は、接合部降伏が生じる可能性を否定できない。RC 柱梁接合部内の梁主筋と本構法の接統筋では、応力分布が異なり¹⁾、RC 部材の接合部降伏に対する評価法を本構法にも準用できるかは検討の余地を残す。本構法における接合部降伏に関しては今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 渋市克彦, 米澤健次, 穴吹拓也, 三井達雄: 高強度鉄筋を用いた柱 RC-梁 S 架構の接合部せん断耐力に対する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.217-222, 2020
- 2) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V11 HELP, 2011.7
- 3) K. Naganuma, K. Yonezawa, O. Kurimoto, H. Eto: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three-dimensional Finite Element Method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No.586, 2004.8
- 4) H. Nakamura and T. Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 5) 大沼博士, 青柳征夫: 三軸圧縮応力下におけるコンクリートの強度特性, 電力中央研究所報告, No.381021, 1981.12
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999 年
- 7) Ciampi V., Eligehousen R., Bertero V. V., Popov E. P.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, 1982.11
- 8) M. Elmsori, M. R. Kianoush, W. K. Tso: Modeling Bond-Slip Deformations in Reinforced Concrete Beam-Column Joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.27, pp.490-505, 2000
- 9) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」—枠付き鉄骨ブレースによる補強—, 2003 年 2 月
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 2021 年