

論文 高強度鉄筋を用いた柱 RC-梁 S 架構の最上階柱梁接合部の構造性能に対する実験的・解析的検討

米澤 健次*1・三浦 耕太*1・澁市 克彦*2・三井 達雄*3

要旨：高強度鉄筋を用いて RC 柱と S 梁を接合する構法を開発した。本構法における最上階柱梁接合部の構造性能を把握することを目的に、突出柱の有無と接合部形式を実験変数とした部分架構試験体を用いて、静的繰返し載荷実験を実施した。実験の結果、各試験体の接合部せん断耐力は、RC 造柱梁接合部に対する既往の評価法で算定した計算値を上回り、突出柱の存在により接合部せん断耐力が向上することがわかった。さらに、実験との比較により解析精度を検証したうえで、T 形接合部に対しては柱曲げ降伏先行型、L 形接合部に対しては梁降伏先行型の試験体を想定した FEM 解析を行い、両接合部の安定した履歴性状を確認した。

キーワード：混合構造、接合部せん断耐力、FEM 解析、プレキャスト工法

1. はじめに

近年、物流倉庫などの物件を中心に、柱を RC 造、梁を S 造とした混合構造架構（以下、RC-S 架構と称す）が用いられている。RC-S 架構では、S 梁が RC 柱内を貫通する納まりとするのが一般的であるが、この場合、柱主筋の配置箇所が制限され、またフルプレキャスト化が困難であるなどの難点がある。そこで、S 梁を柱フェイス位置で止める構法（以下、本構法と称す）を考案した。十字形接合部の構法の納まりを図-1 に示す。本構法において、S 梁は接続筋と称する高強度鉄筋を介して柱と接続される。接続筋は、左右 S 梁のフランジに溶接したスリーブ（以下、接続金物）内および柱内を貫通させ、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る鋼板を溶接し、RC 柱とエンドプレートの間にコッターを設けてせん断伝達を行う。本構法を用いることにより、柱主筋の配筋自由度が向上し、またプレキャスト化が容易になる。既往研究¹⁾²⁾³⁾において、本構法における十字形柱梁接合部の部分架構試験体による静的載荷実験を行い、本構法における構造性能を実験的・解析的に確認した。

本研究では、本構法における最上階の T 形および L 形の柱梁接合部（以下、接合部と称す）に着目し、部分架構試験体を用いた静的繰返し載荷実験を行い、構造性能を確認した。本構法の最上階の接合部は、図-2 に L 形接合部を例に示すように、梁のない側にエンドプレートを設け、ロックナットを用いて接続筋を定着した形式（以下、EPL 形式と称す）と最上段以外の接続筋の端部に定着プレートを用いて、接続筋を接合部内に機械式定着した形式（以下、定着 PL 形式と称す）の 2 種類を想定している。本実験では、突出柱の有無および接合部形式を

実験変数として、それぞれの接合部せん断耐力への影響を実験的に検討した。また、各試験体を対象とした FEM 解析を実施し、実験結果との比較を通して、解析精度を確認した。さらに、FEM 解析により、T 形接合部に対しては柱曲げ降伏先行型、L 形接合部に対しては梁降伏先行型を想定した接合部架構について、それぞれの履歴性状を検討した。

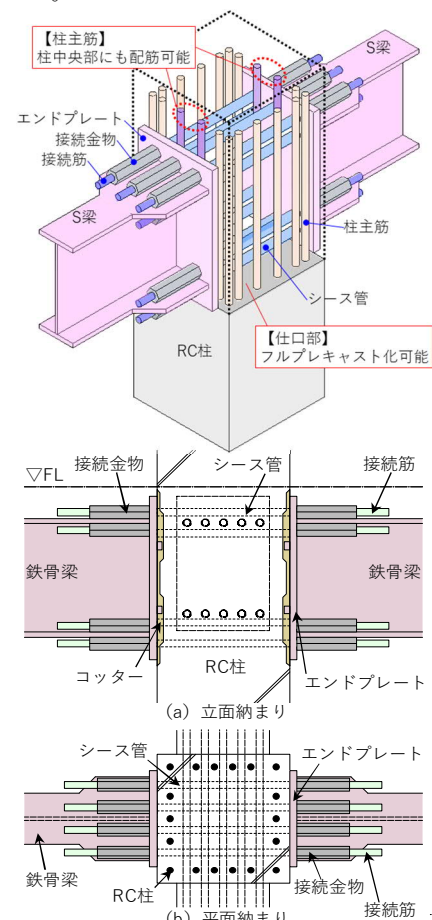


図-1 本構法の納まり

*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 本社 設計本部大阪構造設計第一部 修士(工学)

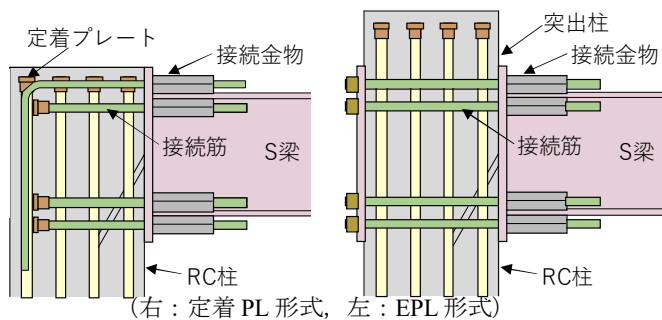


図-2 L形接合部のイメージ

	T-No.1	T-No.2	L-No.1	L-No.2
接合部形式	EPL		定着PL	EPL
実験変数	突出柱の有無		接合形式 & 突出柱の有無	
柱断面	400mm×400mm			
柱主筋	16-D22 (USD685)		12-D22 (USD685)	
鉄骨梁	BH-360×280×9×16 (SM490A)			
接続筋	2+2-D22上下 (USD685)			
F _c	36			

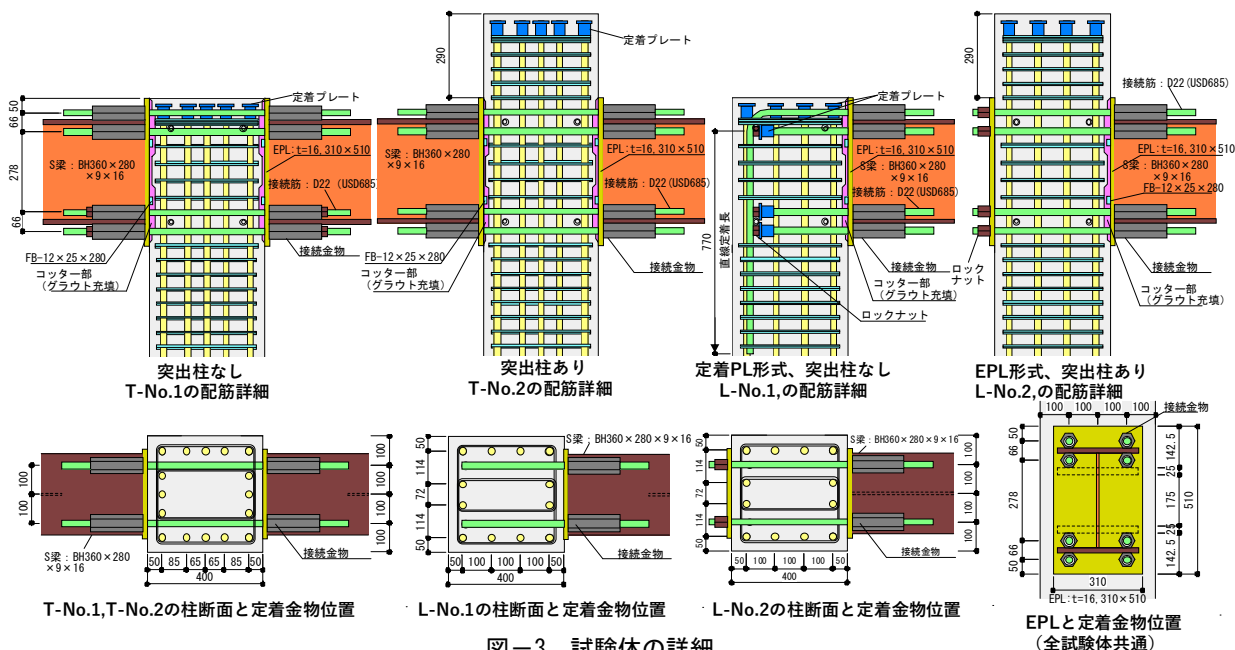


図-3 試験体の詳細

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は、実大寸法でスパン 10m、階高 7m の架構を約 1/2.5 の縮尺とした模型とし、突出柱の有無および接合部形式（定着 PL 形式と EPL 形式）を実験変数として T 形試験体 2 体、L 形試験体 2 体の計 4 体を製作した。表-1 に試験体一覧を示し、図-3 に接合部の詳細を示す。接合部せん断耐力に対して、T 形接合部では突出柱の有無による影響を、L 形接合部では突出柱の有無に加え接合部形式の違いによる影響を把握することを目的とした。試験体の破壊形式は、すべて接合部せん断破壊に至るものとして設計した。定着プレート形式の接続筋の定着長さは、鉄筋径の 12 倍以上かつ柱せいの 3/4 以上として 300mm とした。また、突出柱がない L 形 No.1 の上端一段目の接続筋は、折り曲げ定着とした。すべての試験体において、柱頭の柱主筋の端部には定着プレートを設けた。なお、突出柱がない試験体は、柱主筋の定着プレートの定着板が最上段の接続筋より上方になるように配置した。図-4 に示すように、すべての試験体において柱頭部にはかんざし筋を配した。鉄骨梁端部のエンドプレートと RC 躯体の界面には、図-3 に示すようにコ

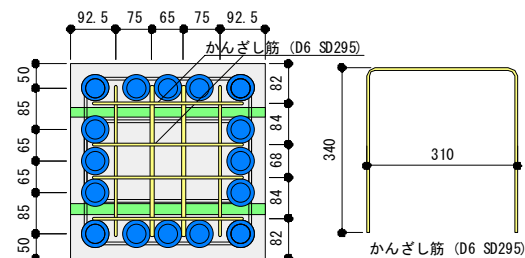


図-4 かんざし筋の配置例 (T-No.1, T-No.2)

表-2(a) コンクリート材料特性 (単位: N/mm²)

	T-No.1	T-No.2	L-No.1	L-No.2
コンクリート強度	39.1	41.0	40.8	40.5
ヤング係数	2.33E+04	2.41E+04	2.37E+04	2.41E+04

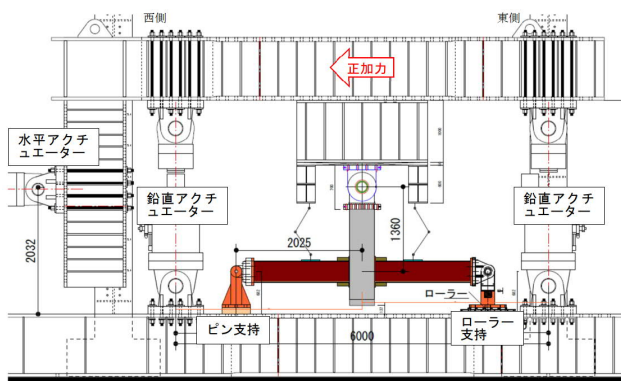
表-2(b) 鉄筋の材料特性 (単位: N/mm²)

鉄筋径	鋼種	適用箇所	弾性係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D22	USD685	柱主筋、接続筋	1.94E+05	702	893
D6	SD295	せん断補強筋	1.93E+05	(380)	543

() : 0.2% オフセット値

表-2(c) 鋼材の材料特性 (単位: N/mm²)

厚さ (mm)	鋼種	適用箇所	弾性係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
t 9	SM490A	鉄骨梁ウェブ	2.05E+05	387	553
t 16	SM490A	鉄骨梁フランジ	2.07E+05	362	542
t 16	SM490A	エンドプレート	2.07E+05	358	553



図－5 加力装置（右：T形接合部，左：L形接合部）

ッター部を設け、接続金物内と同時に基準強度 80N/mm^2 のグラウト材を充填した。各試験体の RC 柱断面、S 梁断面、接続筋の径・鋼種・本数は同一である。なお、接続金物には S25C カプラーを用い、充填したグラウト材を介して接続筋と接続金物間の応力伝達が行われる。

試験体に用いた各材料の特性を表－2(a)～(c)に示す。

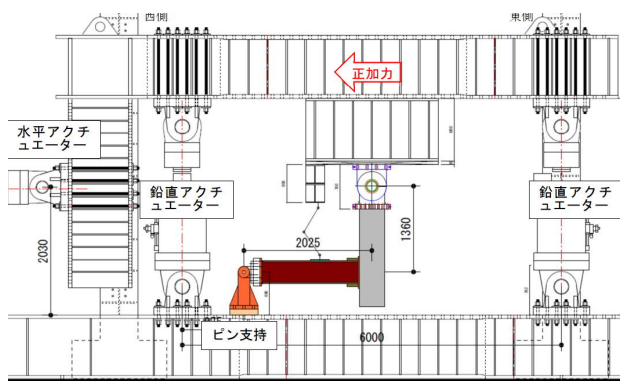
2.2 荷荷条件

各試験体の加力装置を図－5 に示す。加力点および支点間距離などは、架構において柱高さ中央に、梁部材中央に反曲点があるものと仮定した。試験体は、上下を反転させて試験機にセットした。T 形接合部は、柱軸力はゼロとし、左梁端をピン支持、右梁端をローラー支持として、水平アクチュエーターにより反曲点想定位置（柱端部ピン位置）に水平力を荷荷した。L 形接合部は、梁端をピン支持として、水平アクチュエーターにより柱頭のピン位置に水平力を荷荷した。L 形接合部の加力方法では、梁せん断力に釣り合う柱軸力が生じることとなる。

加力サイクルは、変形角 R により制御することとし、荷荷点が右から左に移動する方向を正方向とした。ゆえに、T 形接合部において、端部をピン支持された梁には正側で圧縮軸力、負側で引張軸力が生じる。L 形接合部においては、正側は L 字を閉じる方向となり、梁には圧縮軸力が生じ、負側は L 字を開く方向となり、梁には引張軸力が生じることになる。各試験体の加力サイクルを図－6 に示す。なお、T-No.2 の加力サイクルは、 $R=1/33$ のサイクルにおいても明確な耐力低下が観察されなかったため、図－6 の加力サイクルに加え、2 回の $R=1/25$ の正負繰返しサイクルを追加した。

3. 実験結果

図－7 に 4 体の実験から得られた荷重～変形角関係と最大耐力時の接合部の損傷状況を、表－3 に最大耐力の一覧を示す。なお、以降の「接合部せん断耐力計算値」は、靱性指針⁴⁾に示される(1)式により算定した。また、変形角は T 形試験体では、梁端ピン位置と柱端ピン位置間の相対水平変位から梁の軸変形分を差し引いた変位を



図－6 荷荷履歴

柱端ピン位置から接合部中心までの距離で除して算定し、L 形試験体は、柱ピン位置と梁端ピン位置間を結ぶ方向の相対変位に基づき算定した。

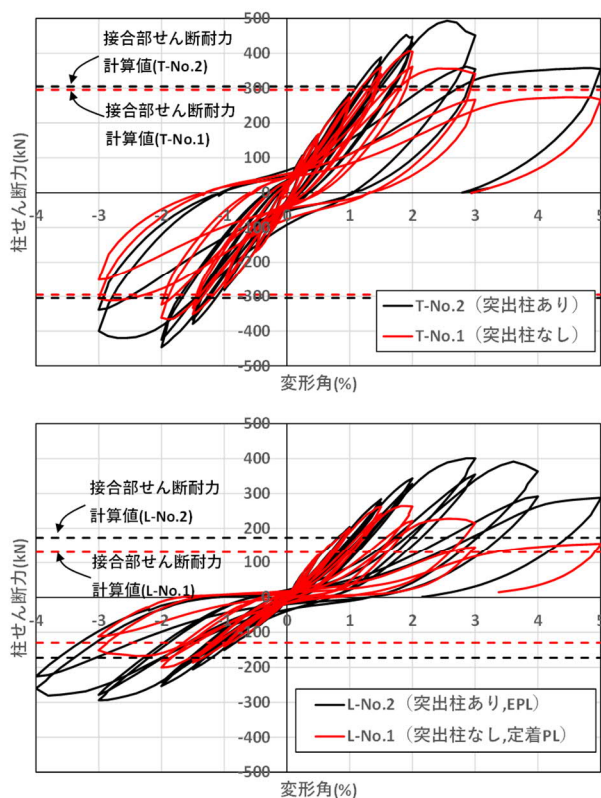
$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_c \quad (1)$$

ここに、 V_{ju} ：接合部せん断耐力[N]、 κ ：接合部形状係数（十字形：1.0、T 形・ト形：0.7、L 形：0.4）、 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_c ：柱せい or 接続筋定着長[mm]、 σ_B ：コンクリート圧縮強度[N/mm²]、 b_j ：接合部の有効幅[mm]

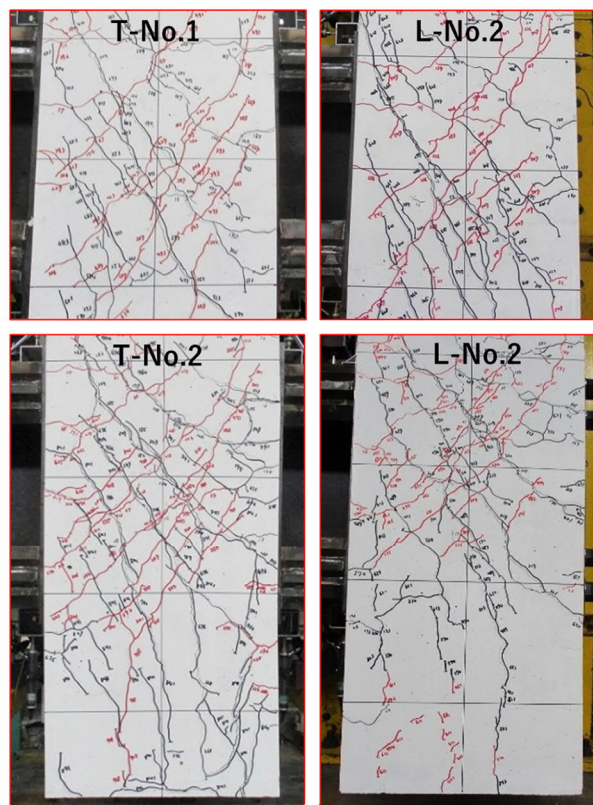
3.1 T 形試験体の実験結果

両試験体ともに変形角 $R=1/200$ のサイクルにおいて、接合部のせん断ひび割れが発生した。T-No.1 は $R=1/50$ のサイクルにおいて、T-No.2 は $R=1/33$ のサイクルにおいて、最大耐力に達した。T-No.2 では正側では、 $R=+1/33$ のサイクルで柱主筋が降伏した。最大耐力は、接合部せん断耐力計算値に対して、T-No.1 は正側で 4 割程度、負側で 2 割程度上回り、T-No.2 は正側で 6 割程度、負側で 5 割程度上回った。両試験体ともに最大耐力は、片側梁に圧縮軸力が作用する正側に比べ、片側梁に引張力が作用する負側の方の小さい傾向を示した。

最終的には、両試験体ともに正側の $R=1/20$ 加力時に、接合部のせん断ひび割れが大きく開き、接合部せん断破壊に至った。なお、T-No.2 は最大耐力到達よりも前に柱主筋の 1 段目が降伏していたこと、最大耐力が、多段配筋を考慮した柱曲げ終局耐力（457kN）を上回っていたことから、破壊モードは、柱曲げ降伏後の接合部せん断破壊と判断した。



(実験の荷重～変形角関係)



(最大耐力時の破壊状況)

図-7 実験の荷重～変形角関係と最大耐力時の破壊状況

表-3 最大耐力一覧

試験体	実験値		計算値	実験値/計算値		T-No.2/T-No.1	
	正側	負側		正側	負側	正側	負側
T-No.1	407	-366	295	1.38	1.24	1.21	1.22
T-No.2	493	-446	305	1.62	1.46		
L-No.1	264	-200	130	2.03	1.54		
L-No.2	401	-294	173	2.32	1.70		

注) 柱せん断力に換算した値を示す (単位: kN)
計算値は水平方向の接合部耐力計算値を柱せん断力に換算した値を示す。

T 形の両試験体の違いは突出柱の有無のみであるが、
図-7 からわかるように、突出柱ありの No.2 試験体では、
突出柱なしの No.1 よりも最大耐力が 2 割程度大きかった。
この結果から突出柱が、接合部を拘束するため、接
合部せん断耐力の向上に効果を有することが確認できた。
3.2 L 形試験体の実験結果

L 形 No.1 は変形角 $R=1/200$ のサイクルに、L 形 No.2
は変形角 $R=1/100$ のサイクルにおいて、接合部のせん断
ひび割れが発生した。L 形 No.1 は $R=1/50$ のサイクル
において、最大耐力に達した。L 形 No.2 は、 $R=1/50$ のサイ
クルにおいて、接合部の 1 段目が降伏し、 $R=1/33$ のサイ
クルで接合部の 2 段目が降伏し、最大耐力に達した。接
合部せん断耐力計算値に対して、両試験体の最大耐力は、
L 形 No.1 は正側で 2.0 倍程度、負側で 1.5 倍程度となり、
L 形 No.2 は正側で 2.3 倍程度、負側で 1.7 倍程度となっ
た。その後は、両試験体ともに、正側の $R=1/20$ 加力時に、
接合部のせん断ひび割れが大きく開き、接合部せん断破
壊に至った。なお、最大耐力以降のサイクルにおいては、

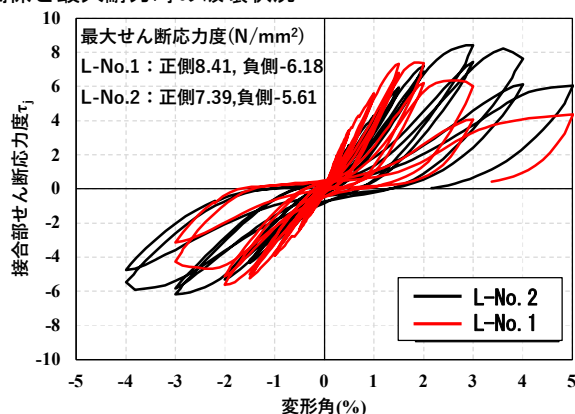


図-8 接合部せん断応力度～変形角関係

柱主筋定着位置から柱頭面にかけてのひび割れが拡大し、
コンクリートの剥落が進展した。なお、L 形 No.2 は最大
耐力到達より前に接合部の 2 段目が降伏したため、破壊
モードは接合筋降伏後の接合部せん断破壊と判断した。

また、図-7 からわかるように、突出柱ありで EPL 形
式の No.2 試験体では、突出柱なしで定着 PL 形式の No.1
よりも、最大耐力が 5 割程度大きかった。EPL 形式は、
定着 PL 形式と比較して、接合部の有効断面が大きいこ
と、また、エンドプレートや突出柱の効果により機械式
定着端に生じる局所的な応力集中を抑制できたことが、
両試験体の差異の主な要因と考えられる。

接合部有効断面積の違いによる影響を排除するため、
L 形 No.1 と L 形 No.2 の水平方向の接合部せん断応力度
と層間変形角関係の比較を行った結果を図-8 に示す。

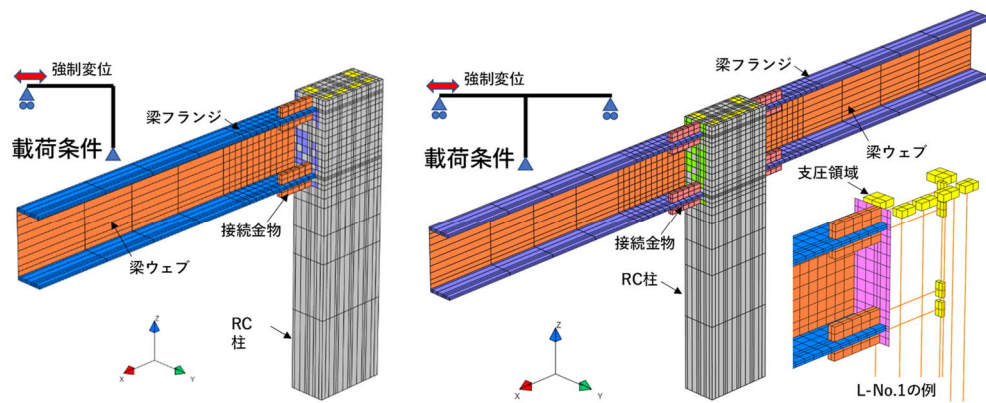


図-9 解析モデル（右：L形接合部，左：T形接合部）

ここで、両試験体の有効断面積は、有効幅（EPL 幅と柱幅の平均）は同一とし、有効せいは No.1 が接続筋の定着長、No.2 が柱全せいとして算定した。接合部最大せん断応力度は、EPL 形式・突出柱有の L 形 No.2 の方が、定着 PL 形式・突出柱無の L 形 No.1 よりも 1 割程度大きい。この差異は、エンドプレートや突出柱が接合部を拘束する効果によるものと考えられる。

4. 非線形 FEM 解析による検討

本構法の最上階接合部の構造性能を解析的に検討するために、先ずは本実験を対象とした解析を行い、解析の精度を確認したうえで、実際の配筋量や梁断面を想定した仮想の試験体に対して解析を行った（以下、数値実験）。なお、文献³⁾において、本構法の十字形接合部に対する解析精度は検証済みで、本解析においても、文献³⁾と同様の解析手法および解析モデルを用いた。

4.1 実験試験体を対象とした FEM 解析

解析は前述の T 形試験体 2 体、L 形試験体 2 体の計 4 体を対象とした。図-9 に解析モデルを示す。RC 柱躯体、梁フランジ、接続金物は六面体要素でモデル化し、梁ウェブおよびエンドプレートは四辺形シェル要素を用いた。柱主筋と接続筋は、トラス要素でモデル化し、RC 躯体の節点と別々に定義し、その間に接合要素を挿入して付着～すべり特性を考慮した。なお、RC 柱および接合部内のせん断補強筋は、六面体要素内の埋込鉄筋として分散させてモデル化した。また、柱主筋および接続筋の付着強度は、靱性指針⁴⁾により算定し、付着強度時の相対すべりは 0.3mm を仮定した。

定着プレートによる定着部分に関しては、コンクリートの節点と接続筋の節点を剛結合させることによりモデル化した。また、剛接合した節点には、局所的な応力が生じ、ひずみの局所化が懸念されたため、剛結合した節点の周囲の要素のみ（図-9（支圧領域）参照）、支圧効果を考慮して、強度後の軟化は考慮せず、強度後はその強度を保持するモデルとした。L 形 No.1 における最上段の接続筋の曲げ下げ定着部分は、折り曲げ部分を 45°

の斜めのトラス要素でモデル化し、直線部分と連結させた。その他、適用した材料構成則は文献³⁾と同じである。

FEM 解析と実験の荷重～変形角関係の比較を図-10 に、最大耐力の比較を表-4 に示す。表-4 に示すように、突出柱がある試験体に関してはやや解析が実験に比べて最大耐力が小さめになる傾向があるが、FEM 解析により概ね良好な精度で最大耐力を評価できることが確認できる。また、荷重～変形関係に関しても、最大耐力までの非線形挙動を概ね良好に再現できた。

以上より、ここで仮定した解析手法および材料構成則により、本構法における T 形・L 形接合部の挙動を良好な精度で再現できるものと判断した。ただし、大きな変形レベルにおける履歴性状には、解析と実験で差異が見られ、それらの解析精度に関しては今後の課題である。

4.2 数値実験

一般に、最上階における L 形接合部は梁曲げ降伏型、T 形接合部に関しては柱曲げ降伏型として設計されることが多い。本実験における T 形・L 形接合部は、柱梁接合部耐力を把握することを目的としたため、梁や柱の耐力を極力高めた試験体を用いた。ここでは、本構法における梁曲げ降伏型の L 形接合部および、柱曲げ降伏型の T 形接合部における構造性能を確認することを目的に数値実験を実施した。

L 形接合部の解析モデルは、突出柱がなく定着 PL 形式の L 形 No.1 の解析モデルを用い、梁断面を変更して梁曲げ降伏型とし、接続筋および柱主筋は SD490 を想定したが、その他の条件は試験体の解析モデルと同じとした。L 形接合部の梁断面は、梁の全塑性曲げモーメント時の接合部せん断力が接合部せん断耐力の計算値と同等になるように調整した。図-11 に解析モデルを示す。解析モデルの梁せいは、実験試験体の解析モデルから変えず、フランジ幅、フランジ厚、ウェブ厚を調整した。

T 形接合部の実験試験体 T-No.1 は、接合部破壊に至らすために、主筋量が 15-D22 ($A_g=3.87\%$) とかなり多くの主筋を配筋している。そこで、T 形接合部の数値実験においては、柱の曲げ降伏を先行させるため、主筋量

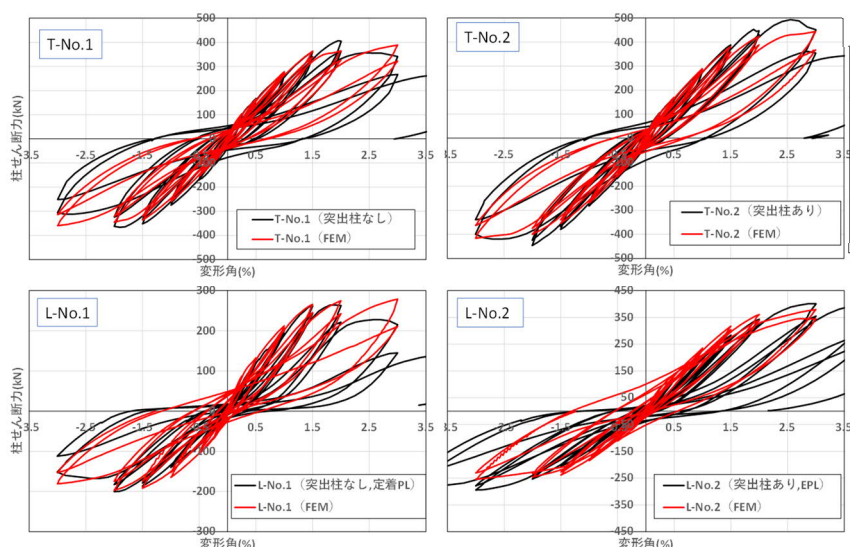


図-10 解析と実験の荷重～変位関係の比較

表-4 解析と実験の最大耐力の比較

		T-No.1	T-No.2	L-No.1	L-No.2
		突出柱なし	突出柱あり	突出柱なし	突出柱あり
実験値	正側	407	493	264	401
	負側	-366	-446	-200	-294
FEM	正側	389	444	278	379
	負側	-359	-416	-197	-255
実験	正側	0.96	0.90	1.06	0.95
	負側	0.98	0.93	0.98	0.86

注) 柱せん断力に換算した値を示す (単位: kN)

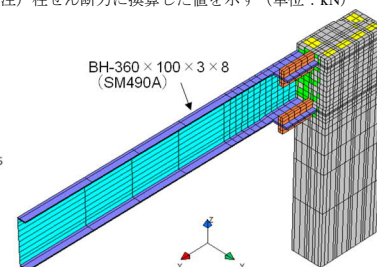


図-11 解析モデル (梁降伏型)

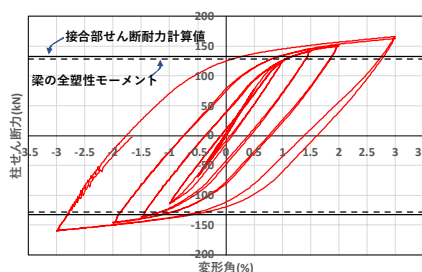


図-12 梁降伏型 L 形接合部の荷重～変位関係

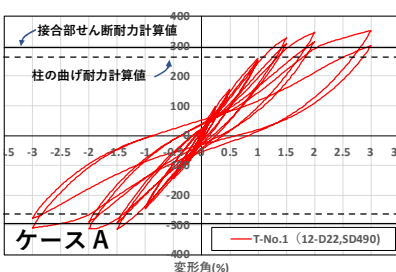


図-13 柱曲げ降伏型 T 形接合部の荷重～変位関係

を減らし、12-D22 ($A_g=2.90\%$) のケース A と、12-D19 ($A_g=2.15\%$) のケース B の 2 ケースについて柱主筋量を変化させて解析を実施した。柱主筋の本数・径以外の条件は、接統筋および主筋は SD490 を想定した以外は、T-No.1 の解析モデルと同じである。

なお、SD490 を想定した接統筋および柱主筋の降伏強度は $490 \times 1.1 = 539 \text{ N/mm}^2$ と設定した。

図-12 に梁曲げ降伏を先行させた L 形接合部の解析から得られた荷重～変位関係を示す。接合部せん断耐力の計算値を上回る荷重で繰返し載荷を行った場合でも、鉄骨梁特有の紡錘形の安定した履歴を示すことが確認でき、優れた構造性能を示すことが確認できた。

図-13 に柱主筋量を変化させた 2 ケースにおける荷重～変位関係を示す。2 ケースともに、最大荷重が柱曲げ降伏耐力の計算値を上回り、また、接合部せん断耐力の計算値を上回ったが、安定した履歴ループを示し、優れた構造性能を示すことが確認できた。

5. まとめ

本構法における最上階接合部の構造性能の把握を目的とした静的繰返し載荷実験および FEM 解析を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 本実験の範囲では、すべての試験体において接合部せん断耐力は、靱性指針による計算値を上回った。

- (2) 突出柱がある場合は、突出柱がない場合と比較して、T 形接合部で 2 割、L 形接合部で 1 割程度、接合部せん断耐力が向上した。
- (4) 本実験試験体の非線形挙動を非線形 FEM 解析により精度よく再現できることがわかった。
- (5) 梁降伏型の L 形接合部および柱降伏型の T 形接合部の FEM による数値実験により、安定した履歴ループが得られることを確認した。

参考文献

- 1) 澁市克彦・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解析的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.247-252，2019.7
- 2) 澁市克彦・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.223-228，2020.7
- 3) 米澤健次・澁市克彦・穴吹拓也・三井達雄：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.43，No.2，pp.715-720，2021.7
- 4) 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.