

接続筋を用いた柱RC-梁S接合構法

渋市克彦 米澤健次 穴吹拓也
 大住和正 三井達雄
 (大阪本店構造設計) (大阪本店構造設計)

Structural Method for RC-Column and S-Beam Joint Using High Strength Rebar

Katsuhiko Shibuichi Kenji Yonezawa Takuya Anabuki
 Kazumasa Osumi Tatsuo Mitsui

Abstract

A structural method to join an RC-column and an S-beam without the S-beam penetrating the RC-column is developed. To safely evaluate the structural performance of the joint, experiments are performed using six specimens. The following findings are obtained based on the experimental results: (1) the shear strength of the joint can be calculated appropriately using the normal RC design method; (2) the distance between the stress centers of the flexural moment transmitted from the beam to the joint can be determined by setting the gravity center position of the joint rebars on the tension side and the flange core position on the compression side; and (3) when calculating the bond stress of a column's joint rebar, the stress on the compression side can be set to zero.

概要

柱をRC造、梁をS造とする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(以下、接続筋)によって接続される構法を開発した。本構法の構造性能について評価方法を検討するため、十字形接合部試験体6体による構造実験を実施し、以下の知見を得た。(1)通常のRC造の設計法に準じて接合部せん断耐力を適切に算定することができる。(2)梁から接合部へ伝達される曲げモーメントの応力中心位置は、引張側は引張接続筋の重心位置、圧縮側はフランジ芯位置とすることにより、適切に定められる。(3)柱内接続筋の付着設計においては、圧縮側の応力をゼロとして算定できる。

1. はじめに

近年物流倉庫などで、柱をRC造、梁をS造とする混合構造架構(以後、RC-S架構)が用いられている。大林組ではRC-S架構の柱梁接合部構法として、これまでにO-RCS構法[®]を開発して多くの物件に適用してきた。O-RCS構法の概要をFig. 1に示す。O-RCS構法には、RC接合部内をS梁が貫通し、ふさぎ板を用いて補強する「S梁貫通タイプ」と、梁端部をRCとしてS梁を接合部手前で止める「梁端部RC中央Sタイプ」の2パターンがある。「S梁貫通タイプ」は物流倉庫などに多く用いられており、接合部内のS梁ウェブとふさぎ板がせん断力を負担することにより接合部が優れた構造性能を有する。しかし接合部内を通るS梁フランジにより柱主筋の配筋位置が制限され、またふさぎ板内のコンクリートが現場打設となるためフルプレキャスト化が困難であるという短所がある。一方「梁端部RC中央Sタイプ」は、柱主筋の配筋自由度が向上するため、超高層オフィスなどの設計に適している。しかし梁端部のRC部分で長期応力に対する設計が厳しくなるため、よりロングスパンの物流倉庫などへの適用は困難である。

そこで、新たなRC-S架構構法のメニューとして、「接

続筋を用いた柱RC-梁S接合構法(以後、本構法)」を開発した。本構法の概要をFig. 2に示す。本構法では、S梁は

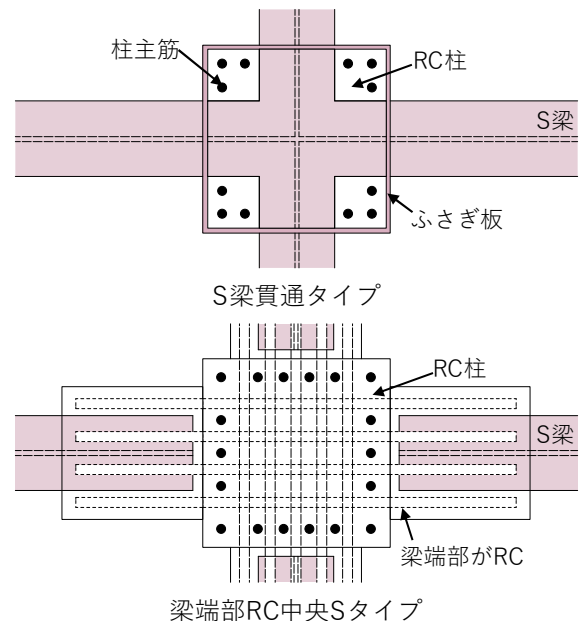


Fig. 1 O-RCS構法の概要
 Configuration of O-RCS Structural Method

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状の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で柱梁を一体化する。またS梁端部にはエンドプレートと称す鋼板を溶接し、RC柱とエンドプレート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で、柱主筋の配筋自由度が向上し、またフルプレキャスト化が可能となる。ただし本構法では接合部内を貫通するウェブもふさぎ板もないため、O-RCS構法「S梁貫通タイプ」と比較して接合部の構造性能が低下する懸念がある。そこで、本構法を適用した場合の構造安全性

を確保するために、柱梁接合部架構試験体を用いた構造実験を実施し、構造性能評価方法の妥当性を検証した。本稿では、実験結果に基づいて導出した本構法の設計法について述べる。なお、本構法の設計法については、一般財団法人日本建築総合試験所にて建築技術性能証明を取得済である。

2. 実験概要

2.1 試験体

2.1.1 試験体諸元 試験体諸元をTable 1に、各試験

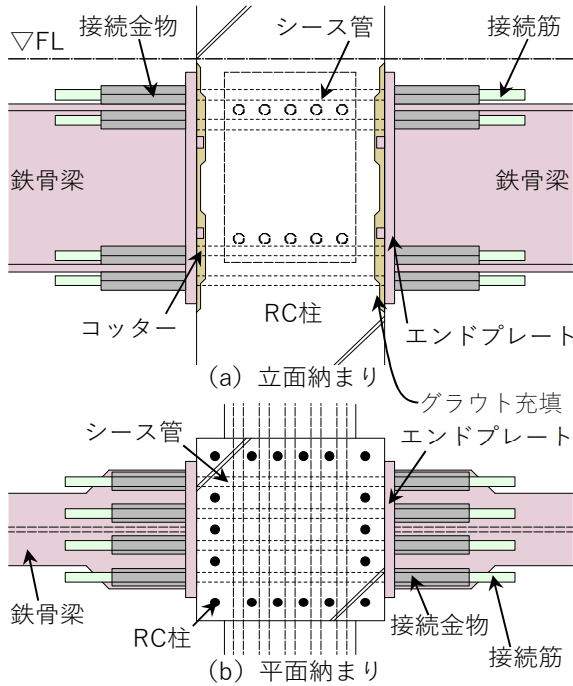


Fig. 2 本構法の概要

Configuration of Proposed Structural Method

Table 1 試験体諸元

List of Test Specimens

試験体名	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
断面	400mm×400mm		500mm×400mm		400mm×400mm	
主筋	12-D25 (SD490)					
補強筋	目-D6@50 (SD345)					
柱 階高	2700mm					
コンクリート強度 (目標値)	36N/mm ²			60N/mm ²		
軸応力度	コンクリート強度(目標値) × 0.2					
梁 断面	BH-360×280×9×16					BH-360×120~ 280×7×9~16
スパン	4000mm					
エンドプレート 厚さ	25mm					16mm
直交梁の有無	あり	なし				
接続筋 (上下端共通)	3+2-D22 (SD685)		2+2-D22 (SD685)	3+2-D22 (SD685)	2+2-D22 (SD685)	
想定破壊モード	接合部せん断破壊		接続筋 降伏	接合部 せん断破壊	梁曲げ降伏	

注:S梁に用いた鋼材の鋼種は、すべてSM490A

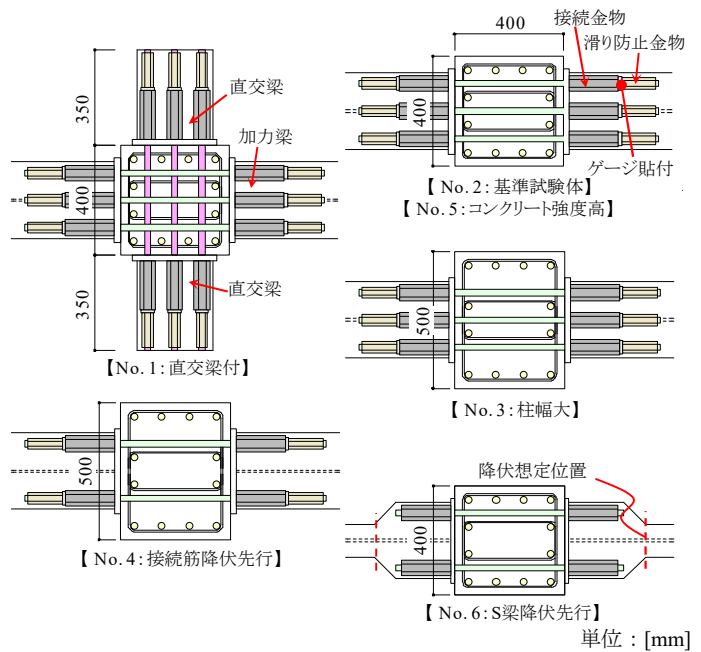


Fig. 3 各試験体の接合部概形(平面図)

Configuration of Specimens

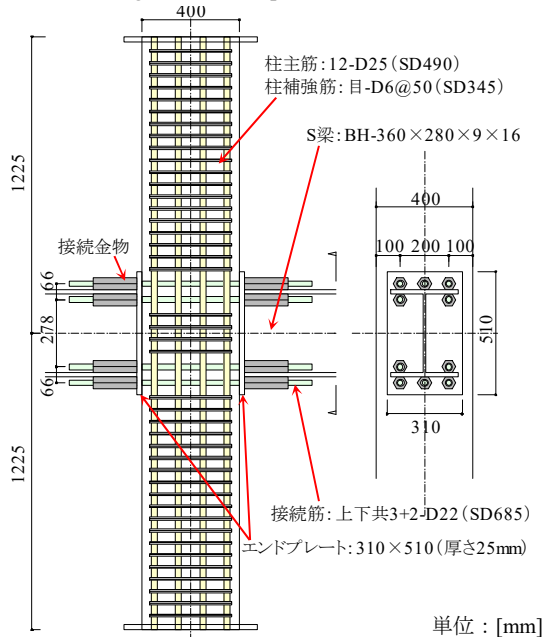


Fig. 4 基準試験体(No. 2)の配筋図(立面図)
Rebar Arrangement of Specimen (No. 2)

体の接合部概形をFig. 3に、基準試験体No. 2の配筋図をFig. 4に、本実験で用いた材料の一覧をTable 2に示す。試験体はいずれも、RC柱とS梁を本構法により接合した十字形接合部形状である。物流倉庫を想定した実部材に対し、縮尺率1/2.5で各寸法を定め、試験体6体を製作した。No.2を基準試験体として、No.1では本構法を用いた直交梁(諸元はNo.2の加力梁と同様)を取付け、No.3では柱幅を拡幅し、No.5ではコンクリート強度を高め、接合部耐力に対するそれぞれの影響を把握する計画とした。上記のNo.1, No.2, No.3, No.5の想定破壊モードは、接合部せん断破壊先行型である。一方No.4では接続筋を先行降伏、No.6ではS梁を先行降伏させる計画とした。ここで、No.6の梁端部は、接続金物を溶接するため水平ハンチを設け拡幅した。そのため、降伏想定位置は梁端部ではなく、水平ハンチの始端となる(Fig.3参照)。なお、接

続金物の内側には凹凸が設けられており、空隙にグラウトを充填して接続筋を定着した。各試験体が想定する破壊モードに至る前に接続筋と充填グラウト間で付着すべり破壊を生じないようにするため、別途実施した要素試験結果を参考として接続金物の長さを180mmとした。

2.1.2 施工手順 本構法をフルプレキャストで施工する場合の手順をFig. 5に示す。まずシース管や凹状のコッターを設けたプレキャストRC柱を設置する。次にエンドプレートおよび接続金物があらかじめ溶接されたS梁の梁端ピースを、サポートなどを用いてRC柱際に固定した後、横から接続筋を挿入して空隙にグラウトを打設するという手順である。一方、試験体製作の状況をPhoto 1に示す。試験体ではシース管を用いず、あらかじめ接続筋を埋め込んだ状態で柱のコンクリートを打設した。ここで、梁と柱の接合界面でせん断力を伝達させるコッターを形成するため、柱の一部を凹状に加工した。次にPhoto 1に示すように、エンドプレートと接続金物をあらかじめ溶接したS梁を、接続金物内に接続筋が通るように横から挿入した。その後、エンドプレート端部が柱フェース位置となるように梁部材を固定して、コッター部の空隙および接続金物内の空隙に、同時にグラウトを

Table 2 材料試験結果

Material Properties

(a)コンクリート

試験体	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [×10 ⁴ N/mm ²]
No. 1	44.1	—	2.55
No. 2	40.8	3.02	2.51
No. 3	42.2	—	2.52
No. 4	64.0	4.01	2.80
No. 5	62.7	—	2.80
No. 6	65.1	3.94	2.75

(b)鋼材

試験片	鋼種	使用箇所*	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [×10 ⁴ N/mm ²]
鉄筋	D6	柱フープ	442	571	20.0
	D22	接続筋	695	886	19.5
	D25	柱主筋	524	698	19.5
鋼板	t7	No. 6 W	470	618	20.6
	t9	No. 1~5 W	395	554	20.7
		No. 6 中央部 F			
	t16	No. 1~5 F	355	532	20.9
		No. 6 端部 F			
t25	No. 6 EPL	353	533	20.8	

*F:フランジ, W:ウェブ, EPL:エンドプレートを表す。

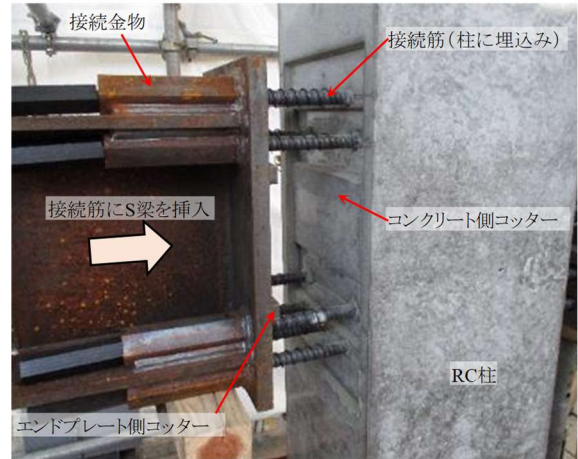


Photo 1 試験体製作の状況
Construction of Test Specimen

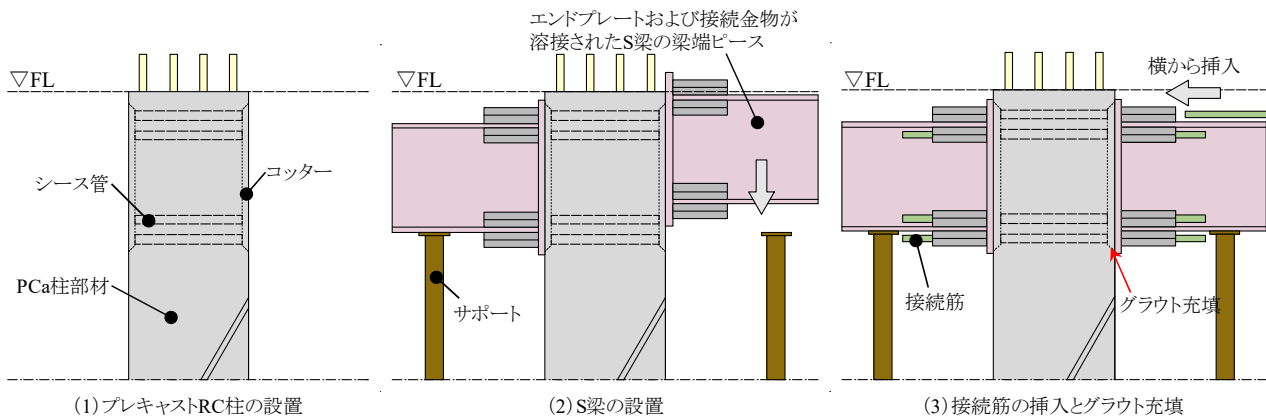


Fig. 5 実際の施工手順
Actual Construction Process

充填することで柱梁を一体化した。なお実験では、接統金物内で定着破壊が発生した場合に備え、接統筋にねじ節鉄筋を使用し、Fig. 3中に示すように滑り防止金物(長ナット)を接統筋の先端に取り付けた。

前述の通り、試験体では製作手順がFig. 5に示す実際の施工と異なる点があるが、応力伝達を担う主たる構成要素は縮尺率を考慮して適切に再現しているため、この差異が接合部の構造挙動に与える影響は小さいものと考えた。

2.2 加力方法および計測方法

加力装置をFig. 6に示す。加力に際しては、まず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た。次に所定の軸力を導入した後、ジャッキの取付いたクレビスを左右の梁端部に接続し、梁を鉛直方向に加力した。加力は、層間変形角 $R=0.0025, 0.005, 0.01, 0.02, 0.03$ のサイクルをそれぞれ正負2回ずつ交替乗荷した後に、 $R=0.05$ まで押し切る計画を基本とした。ただし、 $R=0.03$ のサイクル終了時に荷重が最大耐力の8割以下とならなかったNo. 1, No. 4, No. 6については、 $R=0.04$ を正負2回ずつ乗荷するサイクルを追加した。

変位計位置図をFig. 7に示す。これらの変位計は全て、柱頭部および柱脚部に固定された計測治具から相対変位を計測したものである。ここで、柱脚部については鉛直方向をローラーとして、軸力による変形に追従できるようにした。梁端のクレビス位置において鉛直変位 δ_{1z} および δ_{2z} を計測し、変位の合計をスパン(4000mm)で除すことで層間変形角を算定した。加力の際には、 δ_{1z} および δ_{2z} の計測値が同じになるよう、梁に接続する2台のアクチュエータを制御した。なお、以降の議論で用いる柱せん断力は、2台のアクチュエータ荷重の合計にスパン(4000mm)を掛け、階高(2700mm)で除すことで算定した。また、後述のFig. 9に示す接合部の変形量は、 $\delta_{p1x} \sim \delta_{p4x}$ お

よび $\delta_{p1z} \sim \delta_{p4z}$ で計測した各点の相対変位より算定した。

3. 実験結果

各試験体の柱せん断力-層間変形関係をFig. 8に示す。基準試験体であるNo. 2は、接統筋が降伏しない状態で $R=0.02$ で最大耐力を発揮した後、計画通り接合部せん断破壊して荷重が低下した。柱幅を拡張したNo. 3、コンクリート強度を高めたNo. 5は、No. 2と比較してそれぞれ最大耐力が上昇し、1段目接統筋の降伏は確認されたが、破壊モードとしてはいずれもNo. 2と同様に接合部せん断破壊と判断した。一方、直交梁を取り付けたNo. 1は、接合部せん断破壊させる計画だったが想定以上に耐力が上昇し、接統筋の降伏が先行する結果となった。 $R=0.03$ で最大耐力となり、その後少しずつ荷重が低下した。No. 4は、計画通り接統筋の降伏が先行し、 $R=0.02$ で最大耐力を発揮するまでに2段目接統筋までの降伏を確認した。他の試験体と比べて履歴にややスリップ性状が見られるが、これは接統筋の降伏域が接合部内に進展し、コンクリートとの付着に劣化が生じたためと推察される。No. 6は、計画通りに水平ハンチ始端位置でのS梁降伏が先行し、履歴もS造らしい形状となった。

なお、各試験体の破壊モードについては、履歴性状や目視による観察、また変形分離による各部材の変形負担割合などから総合的に判断した。一例として、No. 2の最大耐力時ひび割れ状況をPhoto 2に、各部材の変形負担割合をFig. 9に示す。この例では、最大耐力時には接合部に顕著なせん断ひび割れが生じており、また全体変形に占める接合部変形の割合が高かった。これらのことから、接合部せん断破壊したものとして判断した。

また前述の通り、実験では接統金物の外側にフェールセーフとして滑り防止金物を設置した。この滑り防止金物と接統金物の切替り箇所接統筋にゲージを貼付し、ひずみを計測した結果、いずれの試験体においても実験

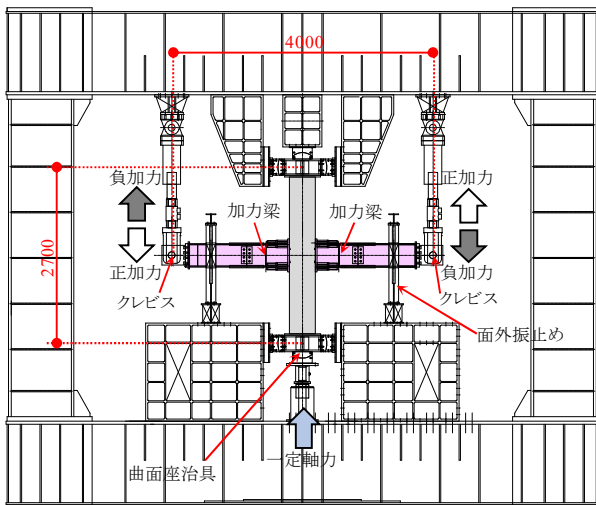


Fig. 6 加力装置
Loading System

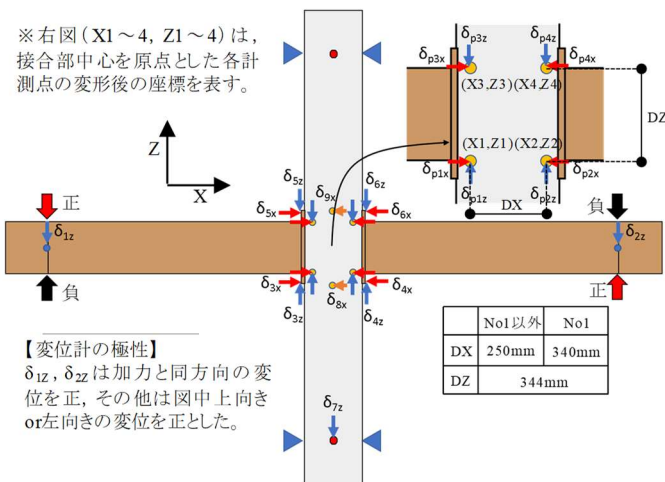


Fig. 7 変位計位置
Arrangement of Measuring Instrument

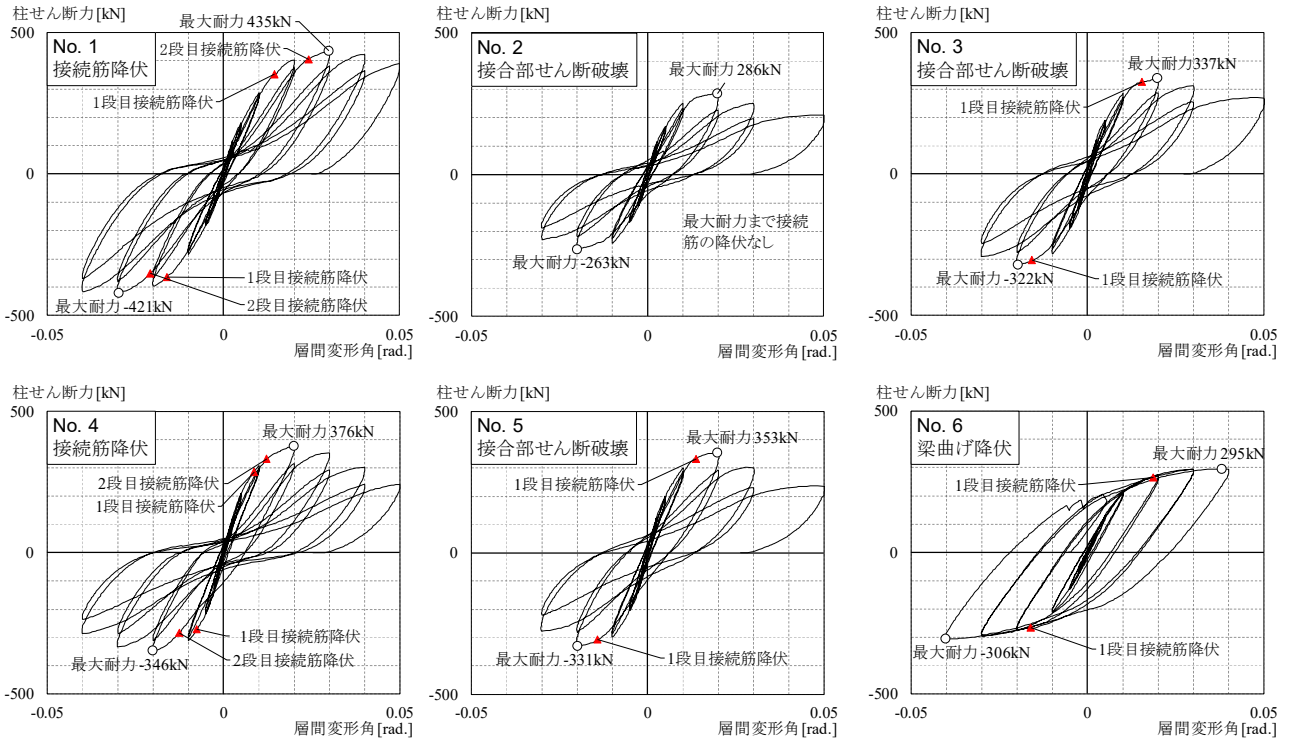


Fig. 8 柱せん断力-層間変形角関係
Column Shear Force - Drift Angle Relationship

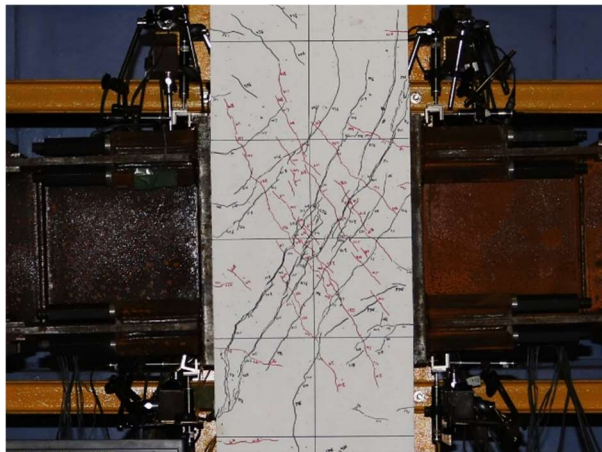


Photo 2 最大耐力時のひび割れ状況(No. 2)
Crack Pattern at Maximum Capacity (No. 2)

終了時までほとんどひずみが生じなかった。従って、本実験では接統金物内での定着破壊は生じなかったものと考えられる。よって本構法を適用する際には、滑り防止金物を省略できるものと考えられる。

4. 構造性能の評価法

4.1 接合部せん断耐力

4.1.1 入力せん断力 本構法における梁から接合部への応力伝達メカニズムをFig. 10に示す。本構法では、梁の引張力は接統筋により、圧縮力は梁フランジからエンドプレートを介して接合部へ伝達されるものと考えら

変形割合

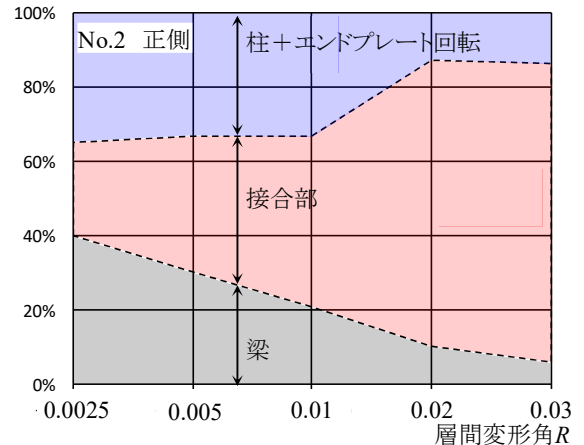


Fig. 9 各部材の変形割合
Deformation Ratio of each Member

れる。よって引張側は接統筋重心位置、圧縮側はフランジ芯位置を応力中心として、応力中心間距離を求めることとする。上記を用い、接合部への入力せん断力は式(1)より算出できる。

$$Q_p = \frac{(M_{bL} + M_{bR})}{j_j} - Q_c \quad (1)$$

ここに、 Q_p : 接合部入力せん断力[N], $M_{bL} \cdot M_{bR}$: 左右梁の柱フェース位置モーメント[N*mm], j_j : 応力中心間距離[mm], Q_c : 柱せん断力[N]

4.1.2 接合部せん断耐力 接合部せん断耐力は、本構法においても通常のRC造と同様に、靱性指針¹⁾に準じ

て式(2)より算出できるものと考えられる。

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

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_c : 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(後述)[mm]

通常のRC造では接合部有効幅 b_j を梁幅と柱幅の平均値とするが、本構法では接合部に直接圧縮力を伝達するエンドプレートの幅と柱幅の平均値とし、式(3)より b_j を求めることとした。ただし、フランジ幅とエンドプレート幅に大きな差がある場合は、エンドプレート内での支圧力の拡がり角度などを考慮して上限を設ける必要があると考えられる。

$$b_j = B_{ep} + b_{a1} + b_{a2} \quad (3)$$

ここに、 B_{ep} : エンドプレートの幅[mm], b_{a1}, b_{a2} : 靱性指針¹⁾に示される長さ[mm]

4.1.3 実験値と計算値の比較 破壊モードが接合部せん断破壊となるよう計画した試験体について、最大耐力時の実験値と計算値の比較をTable 3に示す。ここで、計算値は式(2)より求めた接合部せん断耐力を、式(1)の逆算により柱せん断力に換算して示す。実際に接合部せん

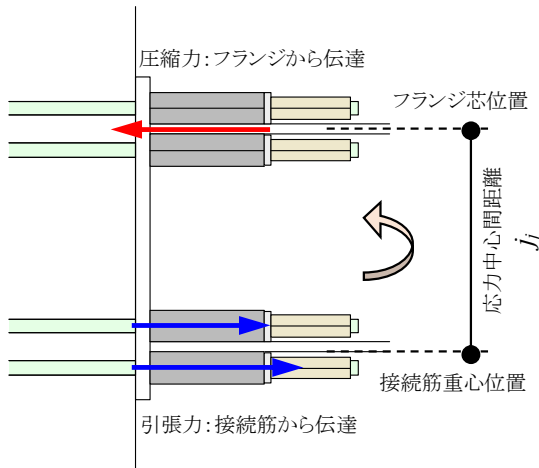


Fig. 10 応力伝達メカニズム
Image of Stress Transfer Mechanism

Table 3 接合部せん断強度の評価精度
Evaluation of Shear Strength of Joint

試験体	最大耐力の実験値[kN]	計算値[kN]	実験値/計算値
No1*	435	271	1.61
No2	286	218	1.31
No3	337	255	1.32
No5	353	295	1.20

注1: 表中の値は、全て柱せん断力に換算した値。
*: No1は接統筋降伏が先行したため参考値。

断破壊したNo. 2, No. 3, No. 5については、実験値/計算値が1.2~1.3程度となったことから、柱幅やコンクリート強度の影響を考慮した上で、上記の方法で概ね精度よく実験値を評価できるものと考えられる。

一方No. 1については、実験値/計算値が1.6程度となった。当該試験体は、最大耐力が接統筋降伏により決まる結果となったため、接合部せん断耐力は実験値よりもさらに高く、実際には計算値との比が1.6以上となるものと考えられる。靱性指針¹⁾では、直交梁による接合部せん断耐力の上昇率を1.18(=1/0.85)としていることから、本構法を用いた直交梁が取付く場合は、靱性指針で考慮する直交梁の効果よりも高い耐力上昇効果が期待できる。これは、直交梁のエンドプレートがせん断力を負担することが原因であると考えられる。直交梁エンドプレートの負担せん断力をFig. 11に、No. 1およびNo. 2の接合部せん断力-層間変形角関係をFig. 12に示す。ここで、Fig. 11の負担せん断力は、直交梁エンドプレートに貼付した三方向ひずみゲージによる計測値(図中に示す4点の平均値)に、断面積とせん断弾性係数を乗じて算定した。Fig. 12

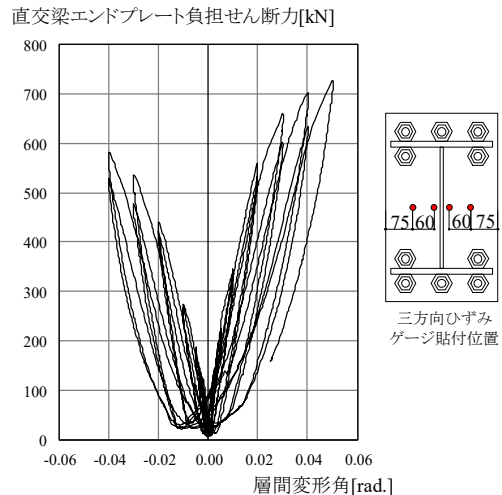


Fig. 11 直交梁エンドプレートの負担せん断力
Shear Force Carried by Orthogonal End Plate

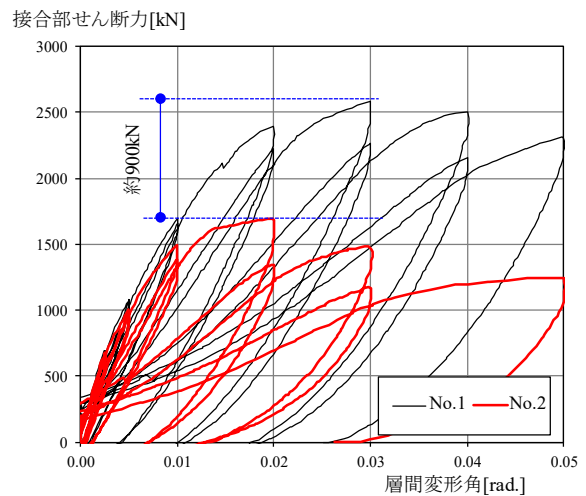


Fig. 12 接合部せん断力-層間変形角関係
Joint Shear Force - Drift Angle Relationship

より、No. 1とNo. 2の最大耐力時接合部せん断力の差が900kN程度であることがわかる。一方でNo. 1の直交梁エンドプレートは、接合部せん断力が最大となる層間変形角0.02~0.03の間に600~700kN程度のせん断力を負担していることから、エンドプレートが耐力上昇の主たる要因となっていることが推察できる。なお、直交梁のエンドプレートへの応力は、直交梁の接続筋のダボや、損傷によりコンクリートが膨張することによって生じる摩擦力によって伝達されるものと推定される。

4.2 接続筋の降伏モーメント

接続筋の降伏モーメントは、式(1)で用いた応力中心間距離 j を用いて式(4)より算定できる。

$$M_{fy} = \sigma_y \cdot a_{ij} \cdot j_j \tag{4}$$

ここに、 M_{fy} : 接続筋の降伏モーメント[N*mm], σ_y : 接続筋の降伏強度(材料試験値) [N/mm²], a_{ij} : 引張接続筋の総断面積[mm²], j_j : 応力中心間距離[mm]

接続筋の降伏が先行したNo. 1およびNo. 4の実験値と計算値の比較をTable 4に示す。ここで表中の計算値は、梁端のモーメントである M_{fy} から節点モーメントを求め、階高(2700mm)で除して柱せん断力に換算した値を示す。いずれも実験値を精度よく評価できていることから、応力中心間距離の設定が概ね妥当であるものと考えられる。

4.3 接続筋の付着設計

S梁が先行降伏したNo. 6の一段目接続筋ひずみ分布(正加力時の各サイクルピーク値)をFig. 13に、本構法の接合部内通し主筋の応力分布イメージをFig. 14に示す。本構法では、梁からの圧縮力はフランジからエンドプレートを通じて接合部へ伝達される。そのため実験では、引張側の接続筋が降伏するまで圧縮側の接続筋にはほとんど応力が生じない結果となった。通常のRC造では、通し主筋の引張側と圧縮側でそれぞれ降伏応力として応力勾配を仮定し、付着設計するのが一般的であるが、本構法では、実験結果より圧縮側の応力をゼロと仮定できる。すなわち、設計用付着応力度 τ_f 算定方法として靱性指針¹⁾に示される式(5)において、 $\gamma=0$ として算定してよいものと考えられる。

$$\tau_f = \frac{(1+\gamma) \cdot \sigma_y \cdot d_b}{4D_c} \tag{5}$$

ここに、 τ_f : 設計用付着応力度[N/mm²], γ : 複筋比, σ_y : 降伏強度[N/mm²], d_b : 鉄筋径[mm], D_c : 柱せい[mm]

4.4 材端回転ばね

本構法のS梁端部は、接続筋を介して柱と接合される納まりであるため、骨組の応力解析を行う際には、S梁材端に回転ばねを設けて剛性評価することとした。材端回転ばねの回転剛性 K_{BS} は、納まりが類似している露出柱脚の回転剛性算定式(建築物の構造関係技術基準解説書²⁾参

照)をベースとして算定する。ただし、アンカーボルトで固定される露出柱脚と、接続筋で定着される本構法のS梁では、後者の回転剛性の方が高くなると考えられる。そこで、実験結果に基づいて係数を補正した式(6)より回転剛性を算定することとした。

$$K_{BS} = \alpha_{BS} \cdot \frac{E \cdot n_i \cdot A_b (d_i + d_c)^2}{l_b} \tag{6}$$

ここに、 α_{BS} : 実験結果に基づく補正係数(=1.5), E : 接続筋のヤング係数[N/mm²], n_i : 引張側接続筋の本数, A_b :

Table 4 接続筋降伏強度の評価精度
Evaluation of Yield Strength of Joint Rebar

試験体	接続筋降伏の実験値[kN]		計算値[kN]	実験値(2段目)/計算値
	1段目	2段目		
No1	358	379	388	0.98
No4	279	308	305	1.01

注1: 表中の値は、全て柱せん断力に換算した値。

注2: 実験値は、正負の平均値とした。

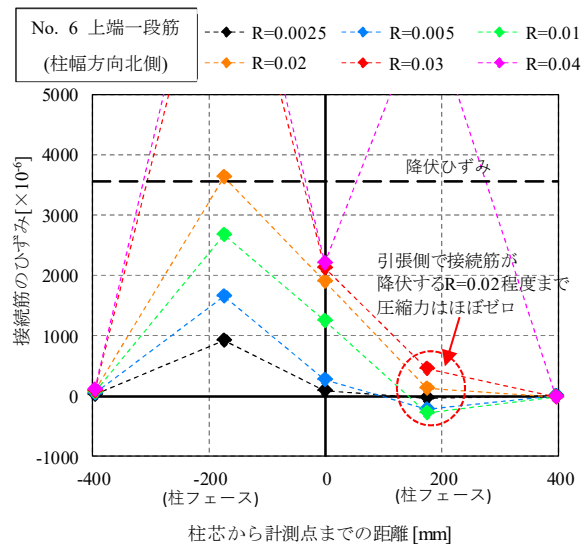


Fig. 13 接続筋のひずみ分布
Strain Distribution of Joint Rebar

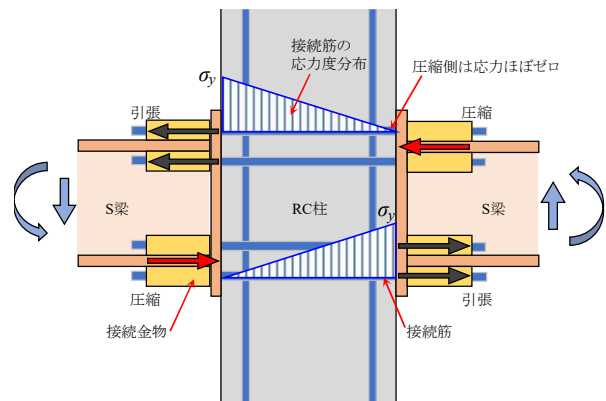


Fig. 14 接続筋の応力分布イメージ
Image of Stress Distribution of Joint Rebar

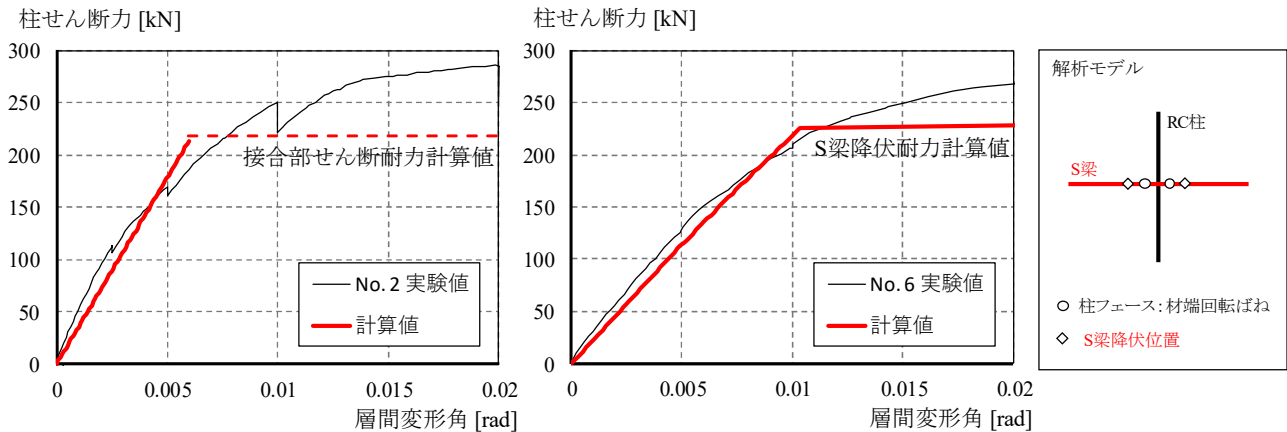


Fig. 15 実験値と解析値の比較
Comparison of Experiment and Analysis

接統筋1本あたりの断面積[mm²], d_t : S梁芯一引張側接統筋重心位置間距離[mm], d_c : S梁芯一圧縮側フランジ外縁間距離[mm], l_b : 接統筋の定着長さ(=柱せい)[mm]

No. 2およびNo. 6に対して実施した骨組応力解析結果と実験値の比較をFig. 15に示す。ここで、解析ソフトSNAP Ver.7を用い、RC柱はFiberモデル、S梁は柱フェースまでを剛域として式(6)による材端回転ばねを付加してモデル化した。No. 2とNo. 6では接統筋の本数が異なるが、いずれの解析値も実験値と良好な対応を示していることから、ここに示す材端回転ばねを用いることで架構の剛性を適切に評価できるものと考えられる。

5. まとめ

新たな RC-S 架構構法のメニューとして、高強度の接統筋を用いて RC 柱と S 梁を接合する構法を開発した。本構法を安全に適用するため、構造性能評価法確立を目的として十字形接合部試験体 6 体の実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 本構法を用いた場合でも、柱梁接合部のせん断耐力は、概ね通常の RC 造の設計法に準じて安全側に算定することができる。
- 2) 直交梁として本構法を用いて接合される S 梁が取

付いた場合、直交梁のエンドプレートがせん断力を負担するため、靱性指針で考慮する直交梁の効果に比べ、高い接合部せん断耐力上昇効果が期待できる。

- 3) 接統筋の降伏モーメントは、応力中心間距離を引張接統筋重心位置から圧縮側フランジ芯までの距離とすれば、精度よく算定することができる。
- 4) 本構法を用いた場合、柱内接統筋の付着設計を行う際に、圧縮側の応力をゼロとして算定できる。
- 5) 本構法を用いた架構について、骨組の応力解析を行う際には、S梁端部に材端回転ばねを設け、実験に基づく補正係数を付加することで、剛性を精度よく評価できる。

本構法を既往のO-RCS構法と適材適所で使い分けることにより、多様な設計ニーズに対してより柔軟に対応できるようになった。今後は、構法の更なる普及展開に努めたい。

参考文献

- 1) 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
- 2) 建築行政情報センター，日本建築防災協会：建築物の構造関係技術基準解説書，2015