

論文 座屈拘束ブレース付き RC 構造におけるスタッド接合部の繰返しせん断実験

小寺 直幸^{*1}・大家 貴徳^{*2}・坂田 弘安^{*3}・岩田 衛^{*4}

要旨：鋼構造の制振部材として優れた性能を有する座屈拘束ブレースを RC 構造に適用するため、既報において筆者らはスタッド接合部と称した、新しい接合部を提案した。本論では、実験によりスタッド接合部の性能をより詳細に把握し、設計方法の妥当性を確認することを目的とする。そのために、スタッド接合部のディテールをパラメータとした試験体を製作し、繰返しせん断実験を行った。実験により最大耐力、剛性、スタッド挙動、ひび割れ性状を把握できた。また既往のスタッド設計式により、スタッド接合部の最大せん断耐力を安全側に評価できることを示した。

キーワード：スタッド接合部、分割埋込み、設計方法、せん断実験、座屈拘束ブレース

1. 序

筆者らは、鋼構造の制振部材として優れた性能を有する座屈拘束ブレース^{例え¹⁾}を、RC 構造に適用するための研究を行っている。図-1 に座屈拘束ブレース付き RC 構造のイメージを示す。既報²⁾において、RC 構造に座屈拘束ブレースを適用するための有効な接合部(以下、スタッド接合部)を提案した。図-2 にスタッド接合部を示す。

スタッド接合部は、ガセットプレート(以下、GPL)を柱と梁にそれぞれ伸長して埋込むものである。柱梁端部に GPL を埋込んで接合部近傍の剛性を高めており、塑性ヒンジ位置をずらす効果がある。また多くの鉄筋が交差するパネルゾーンを除いて分割埋込みするため、設計が容易になる。定着性を確保するため、埋込み GPL にスタッドを面外方向に通している。さらに型枠としての利用を想定した直交鋼板を RC 構造の表面に設けており、主架構変形による接合部近傍損傷の抑制を期待できる²⁾。

既報では、スタッド接合部を用いて座屈拘束ブレースを適用した骨組の全体挙動を確認した。しかしスタッド接合部自体の最大耐力、剛性、スタッド挙動、ひび割れ

性状などの性能は把握していない。個々に設計が異なる RC 構造に対応させるため、ディテールの検討が必要である。本論ではスタッド接合部のディテールをパラメータとした試験体を製作し、実験によりスタッド接合部の力学的性能および設計方法の妥当性を確認する。

2. スタッド接合部の設計

図-3 に GPL 近傍の応力伝達メカニズムを示す。構造体に水平力が作用した場合、GPL には座屈拘束ブレースからの引張または圧縮付加軸力 N が生じる。この場合、GPL には $N\cos\theta$ と $N\sin\theta$ の応力が生じる³⁾。柱と梁に分割埋込みする特徴を利用し、 $N\cos\theta$ と $N\sin\theta$ はせん断力として、それぞれ梁側スタッド群と柱側スタッド群が負担するものとしてスタッド接合部の設計を行う。ただし座屈拘束ブレース配置角度 θ が極端に大きい、または小さい場合、一方のスタッド群への負担割合が極端に増加する恐れがある。そのため座屈拘束ブレース配置角度 θ の適用範囲は、 25° から 65° 近傍までとする。

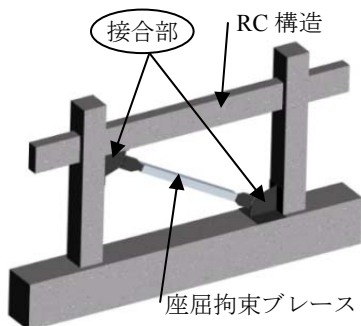


図-1 座屈拘束ブレース付き RC 構造

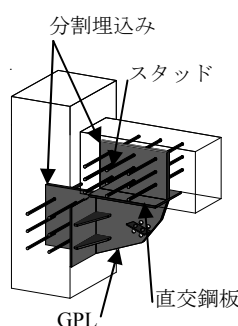


図-2 スタッド接合部

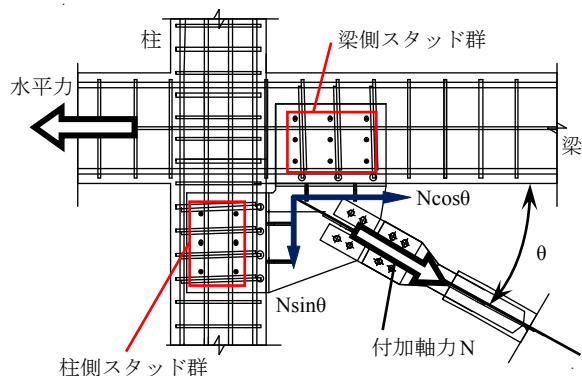


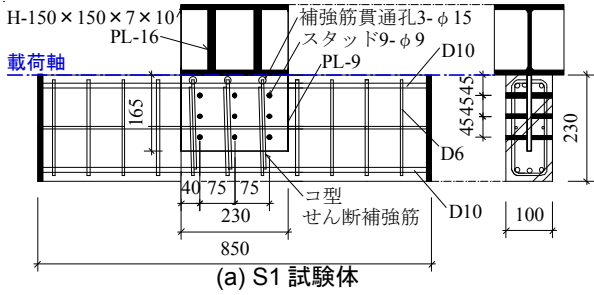
図-3 GPL 近傍の応力伝達メカニズム

*1 神奈川大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 (学生会員)

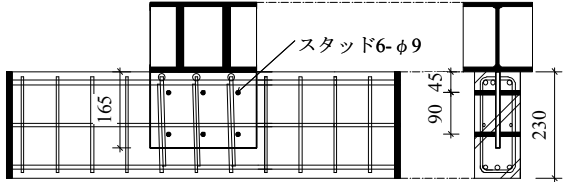
*2 (株)巴コーポレーション 事業開発部構造技術開発室長代理 博士(工学)

*3 東京工業大学 建築物理研究センター教授 工学博士 (正会員)

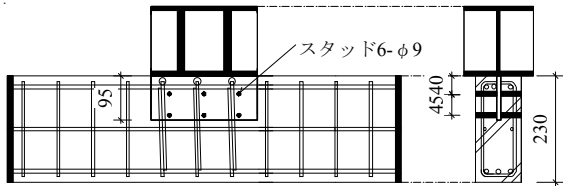
*4 神奈川大学 工学部建築学科教授 工学博士



(a) S1 試験体



(b) S2 試験体



(c) S4 試験体

図-4 試験体詳細

3. 実験計画

3.1 試験体詳細

試験体モデルは文献 4)を参考に、RC 構造 3 階建て事務所ビルの 2 階梁部分を対象とし、スタッド接合部の梁側を組み込んだ 1/3 モデルとする。

表-1 に試験体一覧、図-4 に試験体詳細、表-2 に材料特性を示す。試験体パラメータはスタッド接合部におけるスタッドの本数・径・埋込み長・位置・鋼板埋込み長とし、計 6 体とする。PL 試験体は鋼板のみである。S シリーズはスタッドを有する。S1 試験体(図-4(a))は、既報のスタッド接合部梁側と同条件²⁾のスタッド本数 9・径φ9 とする。S2 試験体は本数 6・径φ9 である。S3 試験体は本数と径を調節(S1 と同断面積)し、同耐力となる設計をしている。S4 試験体は本数 6・径φ9、鋼板埋込み長 95mm で、スタッド群を上部に配置している。S6 試験体は本数 9・径φ9・埋込み長 80mm である。

スタッド接合部の GPL 部は荷重治具と接続させるため、スチフナ付き H 形鋼(H-150×150×7×10)を用いる。H 形鋼にはスタッドを取り付けるための鋼板を溶接する。鋼板にはスタッドを通し廻し溶接を行う。またコ型のせん断補強筋を通すため貫通孔φ15 を設ける。この孔に依存する耐力の取り扱いについては 4.4 節に後述する。

3.2 スタッドの設計

既往のスタッド設計式⁵⁾の式(1)および式(2)を用いて S シリーズの最大せん断耐力を算定し設計を行う。式(1)および式(2)を用いて算定した値の小さい方が最大せん断耐力となる。またスタッド接合部はスタッドを面外方向

表-1 試験体一覧

試験体	スタッド						埋込み鋼板	
	本数	径(mm)	埋込み長(mm)	位置y(mm)				埋込み長(mm)
				上段	中段	下段		
PL	0	-	-	-	-	-	165	
S1	9	9	100	90	-	135		
S2	6	11		-	-	-		
S3				40	45	-		95
S4				40	45	-		95
S5	9	9		80	45	90	135	165

表-2 材料特性

鋼種	スタッド	埋込み鋼板	主筋	せん断補強筋	コンクリート
	SS400	SS400	D10	D6	
σ_y (N/mm ²)	323	341	376	369	F_c (N/mm ²) 24
σ_u (N/mm ²)	467	413	534	538	σ_B (N/mm ²) 34.6
E_s (N/mm ²)	2.02×10^5	1.89×10^5	1.76×10^5	1.54×10^5	E_c (N/mm ²) 2.75×10^4

※ σ_y : 鋼材降伏応力度、 σ_u : 鋼材引張強度、 E_s : 鋼材ヤング係数、 F_c : 設計基準強度、 σ_B : 実強度、 E_c : コンクリートヤング係数

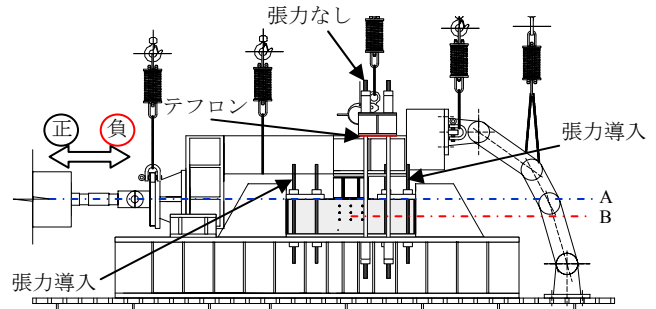


図-5 セットアップ

に通しているため 2 面せん断と考える。設計スタッド軸部断面積は実スタッド軸部断面積の 2 倍として算定する。

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot (0.7 \cdot \sigma_y)_{sc} a \quad (1)$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot (0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c})_{sc} a \quad (2)$$

ここで、 q_{a1} : スタッドの強度で決まるせん断耐力、 ϕ_1, ϕ_2 : 短期低減係数、 σ_y : スタッドの降伏点強度、 $sc a$: スタッド軸部断面積、 q_{a2} : コンクリートの支圧で決まるせん断耐力、 F_c : コンクリートの設計基準強度、 E_c : コンクリートのヤング係数

3.3 荷重計画

図-5 にセットアップを示す。水平アクチュエータを用いて、相対ずれ変位制御による正負交番漸増繰返し荷重とした。荷重サイクルは相対ずれ変位 $\pm 0.1, \pm 0.3, \pm 0.5, \pm 1.0, \pm 2.0$ mm を各 2 サイクル行い、引き切りで荷重を終了する。相対ずれ変位は荷重軸位置(図-5・A)と RC 部中央位置(図-5・B)のずれの差とする。

試験体の浮き上がりを防止するため、PC 鋼棒と鋼板を試験体両端上部に設置し、ひび割れが生じない程度の張力を導入する。また接続治具の浮き上がりを防止するため、PC 鋼棒で挟み込む。この PC 鋼棒には張力を導入せず、テフロンを貼付して荷重時の抵抗力を減らす。試験体上部の治具はバネで吊り、試験体への軸力伝達を防ぐ。

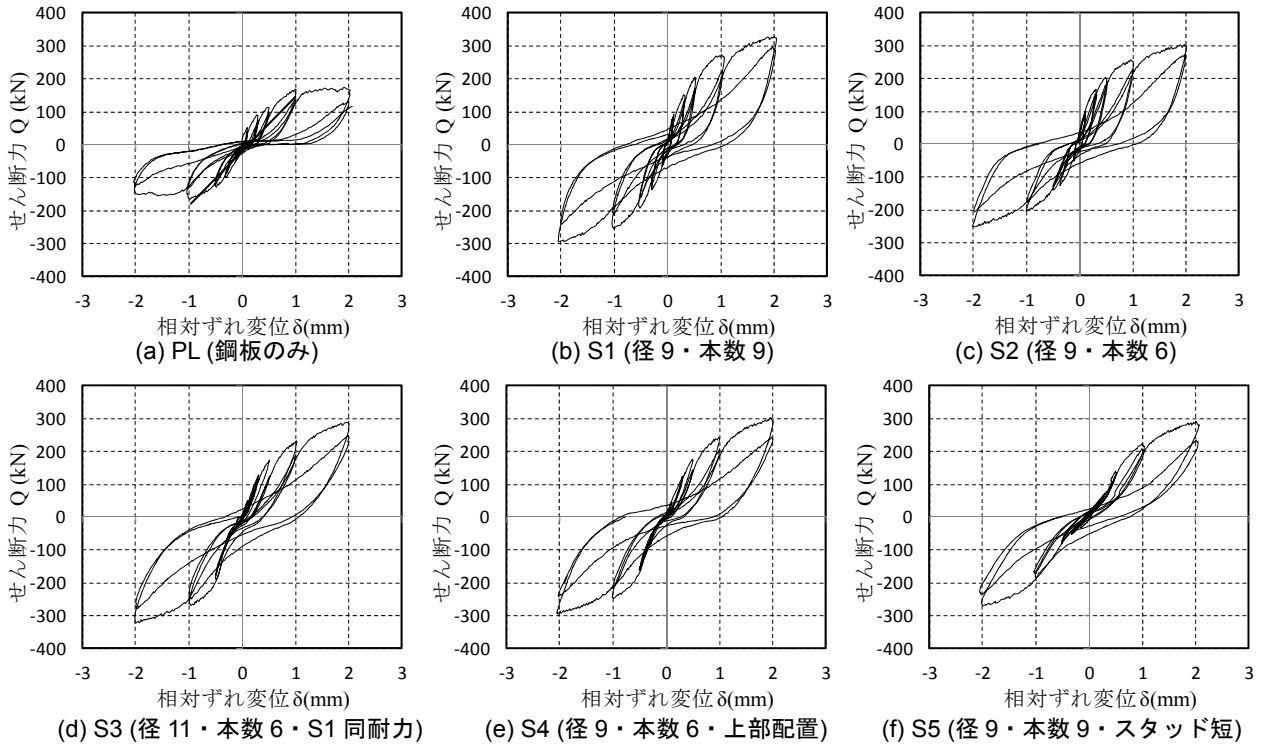


図-6 Q-δ関係

表-3 剛性および最大耐力

	PL	S1	S2	S3	S4	S5
剛性 $K \times 10^4$ (kN/m)	163.7	259.9	227.8	247.8	240.9	200.8
正側最大耐力 Q_t (kN)	173.9	327.8	300.3	285.2	292.3	290.3
負側最大耐力 Q_c (kN)	-146.5	-292.9	-250.8	-324.2	-294.0	-265.7
最大耐力 $ \min\{Q_t, Q_c\} $ (kN)	146.5	292.9	250.8	285.2	292.3	265.7

※剛性は相対変位ずれ変位 $\delta = \pm 1.0\text{mm}$ 時の平均値とする。

4. 実験結果および考察

4.1 せん断力-相対ずれ変位関係

図-6 に全試験体のせん断力-相対ずれ変位(Q-δ)関係、表-3 に剛性および最大耐力、図-7 に座屈拘束ブレースとの対応を示す。図-7 において、Q-δ 関係をスケルトン曲線、座屈拘束ブレース最大水平耐力は既報の設計値とし、初期ひび割れが生じた S5 試験体は除いている。

(1) PL 試験体

相対ずれ変位 $\delta = \pm 1.0\text{mm}$ 時で最大耐力に達し、以降徐々に耐力低下を起こした。 $\delta = 0\text{mm}$ に回帰する際、剛性が完全に低下する履歴を描いており、接合部としての固定度が低い。

座屈拘束ブレースは変位依存型ダンパーであり、弾塑性域で安定した復元力特性を有する⁶⁾。この特性に対応するため、接合部には高い剛性と耐力を必要とする。PL 試験体は座屈拘束ブレース最大水平耐力時(図-7)に $\delta = 0.5 \sim 0.7\text{mm}$ 変形しており剛性が低く、耐力も低い。座屈拘束ブレースの接合部として適さない。

(2) S シリーズ

S シリーズはいずれの試験体も安定した履歴を描いた。

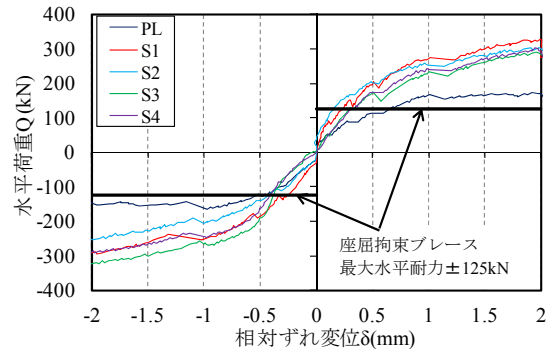


図-7 座屈拘束ブレースとの対応

$\delta = \pm 2.0\text{mm}$ 以降の引き切り荷重時は、耐力はほとんど上昇せず、 $\delta = +4.0\text{mm}$ 以降は H 形鋼がせん断変形を起こしたため荷重を終了した。S1 試験体は全試験体の中で剛性および最大耐力が最も高い。スタッド本数を減らした S2 試験体は、剛性と最大耐力共に S1 試験体より低い。S1 試験体と同等耐力となる設計を行った S3 試験体は、S1 試験体の最大耐力とほぼ等しい。スタッド群を上部に配置した S4 試験体は、同じ本数・径の S2 試験体より剛性が高い。埋込み長が短い S5 試験体は、埋込み長が長い S1 より最大耐力が低い。

S1~S5 試験体はスタッドを有することで PL より剛性と最大耐力が高くなっている。また $\delta = 0\text{mm}$ に回帰する際、剛性が完全に低下していない。座屈拘束ブレース最大水平耐力時(図-7)には、S1~S4 試験体は弾性域にあり高い剛性と耐力を有している。座屈拘束ブレースの性能を十分に発揮できる性能がある。

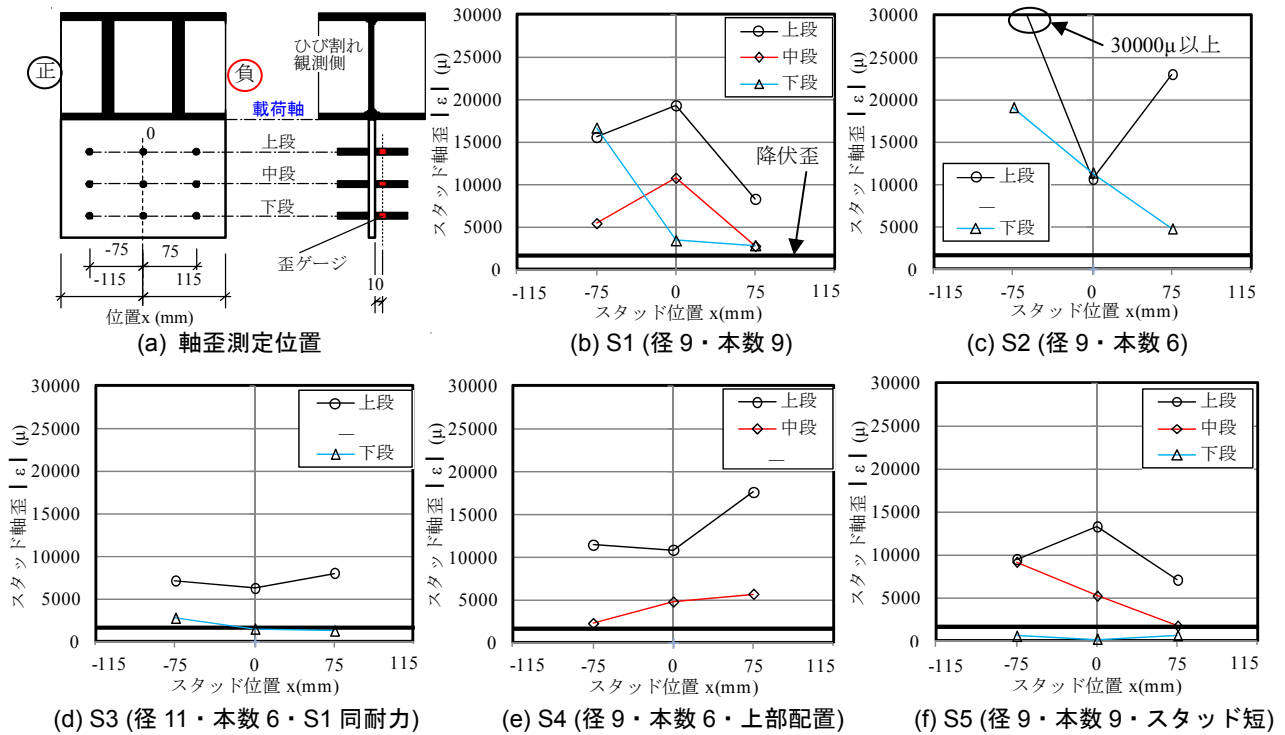


図-8 $\delta=+2.0\text{mm}$ 時(1 サイクル目) スタッド軸歪分布

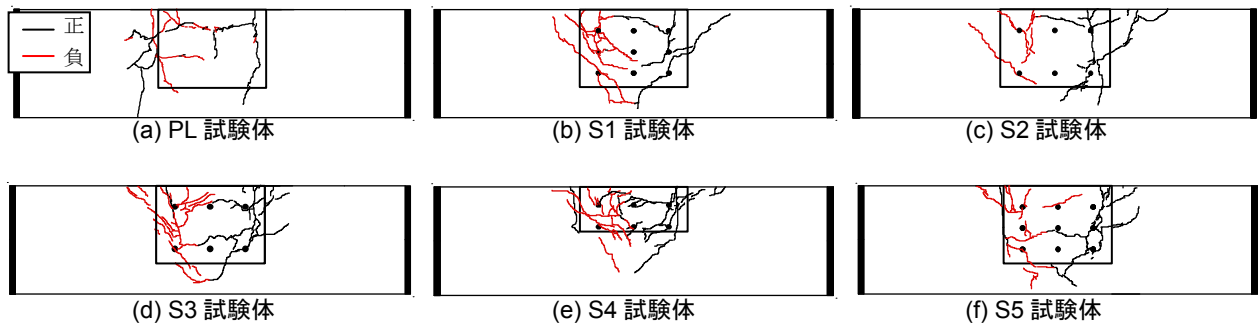


図-9 $\delta=\pm 2.0\text{mm}$ 時(2 サイクル目) ひび割れ性状

4.2 スタッド挙動

図-8 にスタッド軸歪測定位置および $\delta=+2.0\text{mm}$ 時(1 サイクル目)の軸歪分布を示す。歪ゲージは全段それぞれのスタッド1本に対し、負側に貼付した。測定位置は埋込み鋼板界面から10mm離れた位置である。負側歪の絶対値をとったものをスタッドの軸歪としている。S2試験体の上段、位置 $x=-75\text{mm}$ のスタッドの軸歪については、 30000μ 以上の値となった。

(1) 降伏推移

$\delta=+2.0\text{mm}$ 時、ほとんどのスタッドが降伏歪 1683μ に達する。S5試験体の下段スタッドは2サイクル目に降伏歪に達する。 $\delta=+2.0\text{mm}$ 時には全試験体が最大耐力に達しており、スタッドの降伏により最大耐力が決まると考えられる。また軸歪は荷重軸(以下、せん断力作用軸)に近い上段に集中する傾向がある。各試験体の上段、中段、下段スタッドはそれぞれ $\delta=0.5\text{mm}$, 1.0mm , 2.0mm で降伏歪に達する。せん断力作用軸に近いものから降伏する。

(2) 均一性

位置 $x=-75\text{mm}$, 0mm , 75mm の同段(線分表記)における、軸歪の均一性に着目する。S3試験体とS4試験体は比較的均一である。一方、不均一性が最も出ているのはS2試験体である。S3試験体は径が大きく、コンクリート支圧に抵抗するための表面積が大きい。そのためスタッドは曲げ変形が生じにくく、軸歪が均一となる。S4試験体はスタッド群を上部に配置しているため、せん断力作用軸とスタッド群との偏心距離が短い。そのため荷重時にせん断力作用軸を支点とする偏心曲げモーメントの影響が減少し、軸歪が均一となる。

4.3 破壊性状

(1) ひび割れ性状

図-9 に全試験体の $\delta=\pm 2.0\text{mm}$ 時(2 サイクル目)のひび割れ性状を示す。ひび割れ幅は上端筋位置で観測した。

a) PL 試験体

PL 試験体は S シリーズよりひび割れは少ないが、ひび割れ幅は 1.10mm と大きいものが生じた。また試験体下部にまでひび割れが進行している。PL 試験体は埋込み鋼板全体でずれ変形を起こすため、脆性的な性状を示す。

b) S シリーズ

スタッドの軸歪が大きい上段スタッド付近からせん断ひび割れが生じている。スタッドの本数が多いほどひび割れが多いことが分かる。また、上部にスタッドを配置することにより、上部にひび割れが集中している。S2 試験体と径が大きい S3 試験体を比較すると、S3 試験体はひび割れが多い。S2 試験体はひび割れ幅が 0.35~0.4mm であるのに対し、S3 試験体は 0.6mm 程度のものが多く、ひび割れ幅も大きくなる。径が大きいスタッドの方が変形しづらいため、コンクリートに支圧がかかりやすいと考えられる。

(2) 最終状態

写真-1 に S1 試験体の引き切り後の最終状態を示す。繰返し载荷によってひび割れが繋がり、半円状の損傷が生じた。半円中央部のコンクリートは膨張している。一方、試験体上部には横に大きな亀裂が生じている。上端筋中央の主筋は鋼板を埋込むため、ずらしている。その主筋に沿って割裂破壊を起こしている。S シリーズの最終状態はいずれも同様の性状であった。また载荷後にコンクリートを研り、終局時には全スタッドが同様な変形量となることを目視により確認できた。終局時において局所的なコンクリート破壊、あるいは局所的なスタッド変形はない。

4.4 せん断耐力

(1) 算定法

表-4 に実験値と計算値の比(以下、実験値/計算値)を示す。実験値は正負最大耐力のうち、小さい値を用いている。計算値 Q_1 はスタッド耐力のみを考慮しており、式(1)および式(2)を用いている。PL 試験体はスタッドを有していないため、値はない。計算値 Q_2 は孔の耐力も考慮した値で、式(1)あるいは式(2)の値と、既往の孔あき鋼板耐力式⁷⁾の式(3)の値を単純累加して算出している。いずれも素材試験で求めた材料特性値で算定している。

$$P_{BU} = 0.590 A_c \sqrt{\sigma_B} + 1.233 p_B a' p_B \sigma_y + 2.871 p_B n p_B D^2 \sqrt{\sigma_B} \quad (3)$$

ここで、 P_{BU} : 孔あき鋼板ジベルのせん断耐力、 A_c : コンクリート面積、 σ_B : コンクリートの圧縮強度、 $p_B a'$: 孔あき鋼板ジベル周辺の孔あき鋼板と垂直に配置された補強筋の断面積、 $p_B \sigma_y$: 孔あき鋼板ジベル周辺の孔あき鋼板と垂直に配置された補強筋の降伏応力度、 $p_B n$: 孔数、 $p_B D$: 孔の直径

(2) 実験値と計算値の比較

図-10 に計算値 Q_1 によるプロットを示す。S シリーズの実験値/計算値 Q_1 は、全試験体において 1.0 を上回っていることが分かる。対して孔の耐力を考慮して算定した実験値/計算値 Q_2 は 0.7~0.9 の値となっている。

現時点では、孔の耐力を無視してスタッド接合部を設計するほうが安全側と考える。この場合、既往のスタッド設計式である式(1)および式(2)でスタッド接合部の最大せん断耐力を安全側に評価できる。また、S シリーズの中でも S4 試験体は実験値/計算値 Q_1 が最も大きい。十分なへりあきを確保して、スタッド群をせん断力作用軸に配置することは、安全側に設計する点で有効だと考えられる。

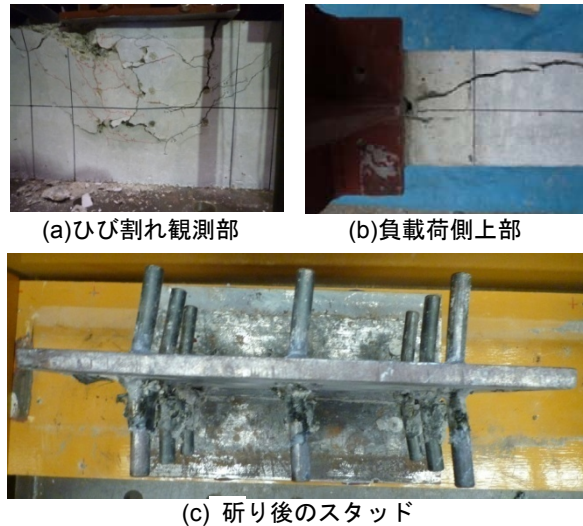


写真-1 S1 試験体の最終状態

表-4 実験値と計算値の比

	PL	S1	S2	S3	S4	S5
実験値 min{Q ₁ , Q ₂ } (kN)	146.5	292.9	250.8	285.2	292.3	265.7
計算値(スタッドのみ) Q ₁ (kN)		253.2	168.8	252.1	168.8	253.2
計算値(孔考慮) Q ₂ (kN)	154.1	407.3	322.9	406.2	322.9	407.3
実験値 / 計算値 min{Q ₁ , Q ₂ } / Q ₁		1.16	1.49	1.13	1.73	1.05
実験値 / 計算値 min{Q ₁ , Q ₂ } / Q ₂	0.95	0.72	0.78	0.70	0.91	0.65

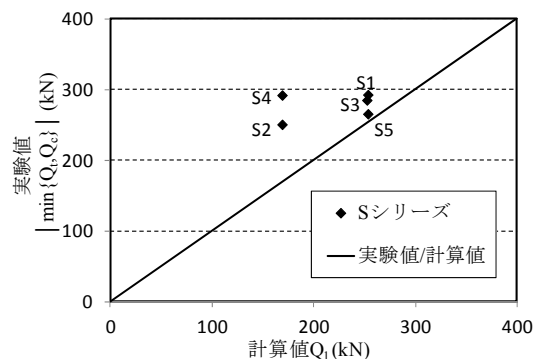


図-10 計算値 Q_1 によるプロット

5. 結

本研究では RC 構造に座屈拘束ブレースを適用するためのスタッド接合部に焦点をあて、ディテールをパラメータとした試験体を製作し、繰返しせん断実験を行った。実験により以下の知見を得た。

- 1) スタッド接合部は座屈拘束ブレースの特性に対応できる性能を有する。
- 2) 埋込み鋼板を短くしてスタッド群をせん断力作用軸の近傍に配置することで、偏心の影響を減らすことができ、良好な剛性および耐力を得られる。
- 3) 既往のスタッド設計式により、スタッド接合部の最大せん断耐力を安全側に評価できる。

今後の検討課題として、孔によるせん断抵抗の影響度合、梁側スタッド群と柱側スタッド群の実際の負担割合の確認、座屈拘束ブレース配置角度 θ を定義することが挙げられる。部分骨組の実験的検証等により検討を重ねていきたい。

謝辞

本研究を進めるにあたり、東京工業大学大学院生の毎田悠承氏にご指導頂きました。また実験の遂行において神奈川大学主任技術員の村井正敏氏、神奈川大学大学院

生の大竹誠寛氏にご協力頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 中村 慎, 山下哲郎, 村井正敏, 岩田 衛: 鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースの実験的研究-芯材の降伏耐力および軸剛性の調節-, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 629 号, pp.1143-1150, 2008.7
- 2) 小寺直幸, 大家貴徳, 毎田悠承, 坂田弘安, 岩田衛: RC 骨組と座屈拘束ブレースとの接合部に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, 第 19 巻, 第 41 号, pp.137-140, 2013.2
- 3) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2001.11
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999.11, pp.289, pp.337
- 5) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- 6) 岩田 衛, 竹内 徹, 藤田正則: 建築鋼構造のシステム化, 鋼構造出版, 2001.2
- 7) 日本建築学会: 鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構, 2011.2