

論文 鋼製柱による RC 骨組の外付け耐震補強工法に関する実験的研究

谷川 和貴*1・藤永 隆*2・宮川 和明*3・孫 玉平*4

要旨：筆者らは、ブレースを用いず梁部のみで RC 造躯体と間接接合により一体化した鋼製柱外付け耐震補強工法を提案しており、その補強効果の検討を行ってきた。本論では、既存不適格 RC 造骨組について提案工法の補強効果の検討をするため 5 体の実験を行い、補強鋼製柱の水平力負担量や制振パネルの挙動について検討を行った。さらに、間接接合部を含む骨組全体を簡易モデル化した数値解析により、実験挙動の追跡を試みた。

キーワード：既存不適格建築物、鉄骨補強、間接接合、頭付きスタッド、あと施工アンカー

1. はじめに

2013 年 11 月に「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が改正され、不特定多数の人が利用する大規模建築や災害時に緊急輸送路となる沿道の建物等に対して、耐震診断の義務や改修のより一層の努力義務が課せられている。これまで学校施設等の公共建築物の耐震補強においては、鉄骨枠付きブレース工法が数多く採用されているが、ブレースによる建物の使用性や美観の低下の問題があり、民間の事務所ビルや集合住宅等では敬遠される傾向にある。著者らは、ブレースを用いない耐震補強工法へのニーズの高まりを背景に、鋼製柱による既存鉄筋コンクリート（以下 RC とする）造建物の外付け耐震補強工法を提案している（図-1 参照）^{1,2)}。

これまでに独立柱の補強実験を行い、その補強効果を示すとともに、本工法特有の梁部接合部の部分架構実験を行っている。本論では、RC 骨組に対する提案工法の補強効果の検討、および間接接合部を含む補強部を簡易モ

デル化した数値解析による実験挙動の推定結果についても述べる。

2. 骨組実験の概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1 に、試験体の形状および寸法を図-2 に示す。試験体は強度の低い RC 造建物を想定したおよそ 1/3 縮小モデルの 1 層 1 スパン RC 骨組 1 体と、同形状の RC 骨組を外付けの鋼製柱により耐震補強を施した 4 体の計 5 体で、補強鋼製柱は鋼製柱梁部でのみ被補強 RC 骨組と間接接合により接合されている。被補強 RC 骨組は、柱の断面せい・幅がそれぞれ 200mm、上梁の断面せい 300mm、幅 200mm であり、断面の詳細は表-1 に示す。無補強時の RC 骨組は柱のせん断破壊が先行することを想定して設計されている。補強鋼製柱の柱部は H-200x100x5.5x8 で、梁部は BH-300x100x6x9 で製作した。また、試験体 F-D, FS-D では、鋼製柱の中間部に図-3 に示す板厚 3.2mm（切削加工で製作）の低降伏点鋼（LY100）の制振パネルを組み込んでいる。試験体 F-S および FS-S は補強鋼製柱の柱頭柱脚部での曲げ抵抗を期待しており、試験体 F-D および FS-D では制振パネルのせん断変形によるエネルギー吸収を期待している。外付け鋼製柱設置時に被補強 RC 骨組と補強鋼製柱梁間には間詰のモルタルを流し込むため 50mm の空間を設けており、鋼製柱柱芯は RC 柱芯より 200mm 偏心している。間接接合部の頭付きスタッドはφ13 で、あと施工アンカー D13 の有効埋め込み長さは 130mm ($10d_a, d_a$: アンカー径)である（試験体 F-S のみ有効埋め込み長さ $12d_a$ ）。試験体 F-S, F-D には間接接合部内に割裂防止筋を配している。あと施工アンカーの耐力から求める間接接合部の回転耐力算定法として、あと施工アンカー 1 本のせん断耐力に、間接接合部回転中心から各あと施工アンカーま

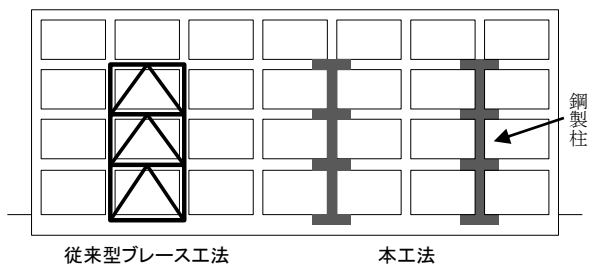


表-1 試験体一覧

試験体	柱断面	梁断面	上梁	補強柱	あと施工アンカー有効埋込長さ
F-N	$b \times D = 200 \times 200$	$b \times D = 200 \times 300$	RC	-	-
F-S	主筋 8-D10	上下端筋 2-D16	RC	鋼製柱	$12d_a$
F-D	$p_g = 1.43 (\%)$	$p_l = 0.75 (\%)$	RC	間柱制振パネル	$10d_a$
FS-S	帯筋 4φ@100	あばら筋 6φ@100	SRC	鋼製柱	$10d_a$
FS-D	$p_{wc} = 0.13 (\%)$	$p_{wb} = 0.28 (\%)$	SRC	間柱制振パネル	$10d_a$

*1 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 (学生会員)

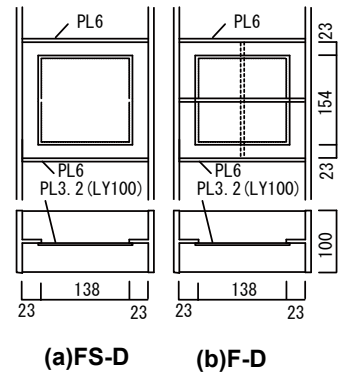
*2 神戸大学 都市安全研究センター 准教授 博士 (工学) (正会員)

*3 JFE シビル (株) システム建築事業部 博士 (工学)

*4 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 博士 (工学) (正会員)

表一 鋼材引張試験結果

部位	種別	試験体F-N, F-S, F-D				試験体FS-S, FS-D			
		降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ³ N/mm ²)	破断伸び (%)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ³ N/mm ²)	破断伸び (%)
基礎梁主筋	D19	395	597	200	23.7	365	546	189	20.6
梁主筋	D16	359	518	191	25.0	350	506	192	24.7
柱主筋, 基礎梁あばら筋	D10	356	495	186	22.1	362	514	181	21.8
梁あばら筋	φ6	641	707	200	10.3	682	736	222	10.4
柱帯筋	φ4	654	766	198	11.6	645	768	200	8.5
あと施工アンカー	D13	371	526	188	25.2	356	494	178	20.9
頭付きスタッド	φ13スタッド	338	461	-	-	447	504	-	-
上梁内蔵鉄骨フランジ	PL9	-	-	-	-	288	442	203	38.5
外付け鉄骨梁フランジ	PL9	289	439	192	35.1	313	446	205	37.2
外付け鉄骨柱フランジ	PL8	-	-	-	-	328	454	202	27.7
間柱ダンバー部リブ	PL6	386	480	198	33.0	-	-	-	-
外付け鉄骨梁ウェブ	PL6	288	433	189	35.1	326	490	205	36.8
外付け鉄骨柱ウェブ	PL5.5	339	477	189	32.6	360	483	206	31.1
低降伏点鋼ダンバー	PL3.2	93	257	154	58.5	104	266	169	47.5



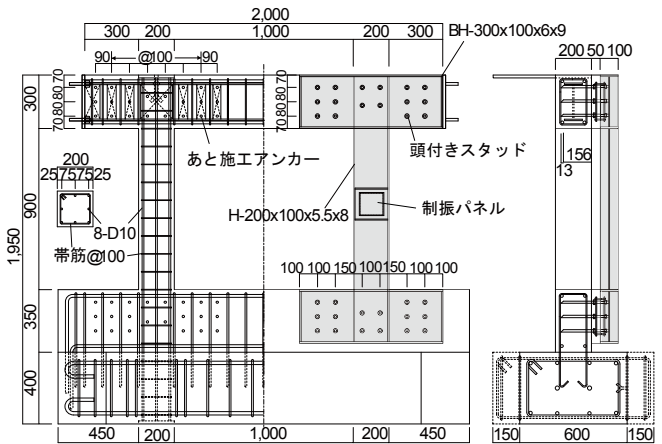
図一 制振パネル

での距離を乗じ、その合計を求めた。あと施工アンカーのせん断耐力は、文献3)の式を用いた。なお、あと施工アンカーのせん断耐力は、低減係数を考慮せず $\phi=1.0$ として算定した。また、試験体FS-S,FS-Dでは上梁の短スパンRC梁となる部分でのせん断破壊を防ぐため、被補強骨組上梁には鉄骨を内蔵させており、さらに鋼製枠補強後に短スパン梁となる部分には高強度炭素繊維シート(引張強度=3400N/mm²,引張弾性率=2.45×10⁵N/mm²,設計厚さ0.111mm)を周方向に1層巻きつけている。

表一に鋼材の引張試験結果を、表二にコンクリートとモルタルの圧縮試験結果を示す。RC骨組に用いたコンクリートは低強度コンクリートであり、間接接合部の耐力はあと施工アンカーのコンクリート部の支圧で決定される。なお、試験体FS-S,FS-Dの打設時に柱頭部で狭窄が生じた。上梁および柱は、粗骨材の粒径を変更し再度打設を行ったため、下梁とコンクリートが異なる。

2.2 載荷および測定方法

図四に載荷装置を示す。水平移動が可能なリニアスライダに取り付けたオイルジャッキを用い、載荷ビームを介して一定鉛直荷重(コンクリート断面に対する軸力比 $n'=0.2$)を与えた後、梁両端に取り付けた2つのオイルジャッキを用いて、両側押し引きで繰り返し水平力の



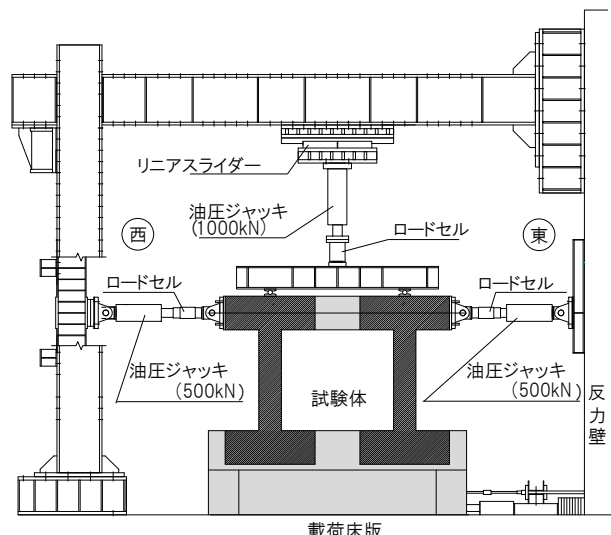
図二 試験体形状

載荷を行った。載荷の制御は、RC上梁材軸心位置での水平変位(東西柱2箇所の平均)を下梁天端から水平変位測定位置までの高さ(1050mm)で除した部材角 R で行った。補強試験体はRC骨組と補強鋼製柱の偏心によって、載荷に伴い構面外にねじれが生じるため、柱頭部に構面外方向の振れ止め装置を設置し、構面外への変形を拘束している。

表三 コンクリート・モルタルの力学的性質

試験体	柱・梁コンクリート		間接接合部モルタル	
	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ³ N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ³ N/mm ²)
F-N	16.5	19.4	-	-
F-S	16.2	18.3	52.9	23.8
F-D	16.7	18.9	41.7	25.1
FS-S	9.0 13.8 *	16.2 18.0 *	60.1	27.9
FS-D	8.8 13.6 *	16.2 23.1 *	59.9	33.6

*下梁のコンクリートの値



図四 載荷装置

荷重はロードセルにより検出し、試験体基礎梁に固定した測定枠に取り付けた変位計により、骨組の水平変位、柱の軸方向変位、構面外方向変位、および被補強 RC 骨組と補強鋼製梁との相対ずれ変位を各鋼製梁の両側で水平・鉛直・面外の 3 方向測定した。また、RC 骨組内部の鉄筋、補強鋼製柱と梁の各部のひずみをひずみゲージで測定した。RC 骨組や間接接合部の破壊状況、および補強鋼製柱と鋼製梁の変形は目視により観察した。

3. 実験結果

3.1 荷重 - 部材角関係

図-5 に、水平力 Q 一部材角 R 関係を示す。図中◇, ○, □印は、それぞれ RC 柱主筋、外付け鋼製柱最外縁のひずみが始めて降伏ひずみに達した点、制振パネルがはじめて 0.2% オフセット耐力時ひずみに達した点を表している。また、その他の諸現象が確認された点を矢印で示した。図中の点線は修正大野・荒川 min 式により求めた RC 柱のせん断耐力 rcQ_u で、一点鎖線は RC 柱のせん断耐力と鋼製柱の降伏曲げ耐力より算出した水平耐力の単純和 $rcQ_u + sQ_y$ 、破線は RC 柱のせん断耐力と制振パネルのせん断降伏耐力の単純和 $rcQ_u + dQ$ である。

無補強試験体 F-N では、 $R=0.0048\text{rad}$ で主筋が降伏し、 $R=0.005\text{rad}$ 時に東西の柱で斜めひび割れが発生した。

$R=-0.025\text{rad}$ で東柱主筋の付着割裂が観察され、その後 $R=0.03\text{rad}$ 途中の $R=0.018\text{rad}$ 時に東柱の柱頭部でせん断破壊した。被補強 RC 骨組はせん断破壊型となるよう設計したが、材料の実強度を用いた計算値では曲げ破壊型になった（せん断余裕度 1.02）。しかし、実験で観察された最終破壊形式はせん断破壊であった。

試験体 F-S では、 $R=0.005\text{rad}$ 時に上梁の東西の鋼製梁間の短スパン RC 梁部で斜めひび割れが発生し、その部位での破壊が進行した。柱主筋と鋼製柱の降伏後に最大耐力を迎え、その後耐力が低下した。実験最大耐力が計算耐力を下回っているが、これは短スパン RC 梁の破壊により最大耐力が決定されたためである。鋼製柱の最終破壊形状は、柱頭柱脚両端固定ではなく、下部のみ固定

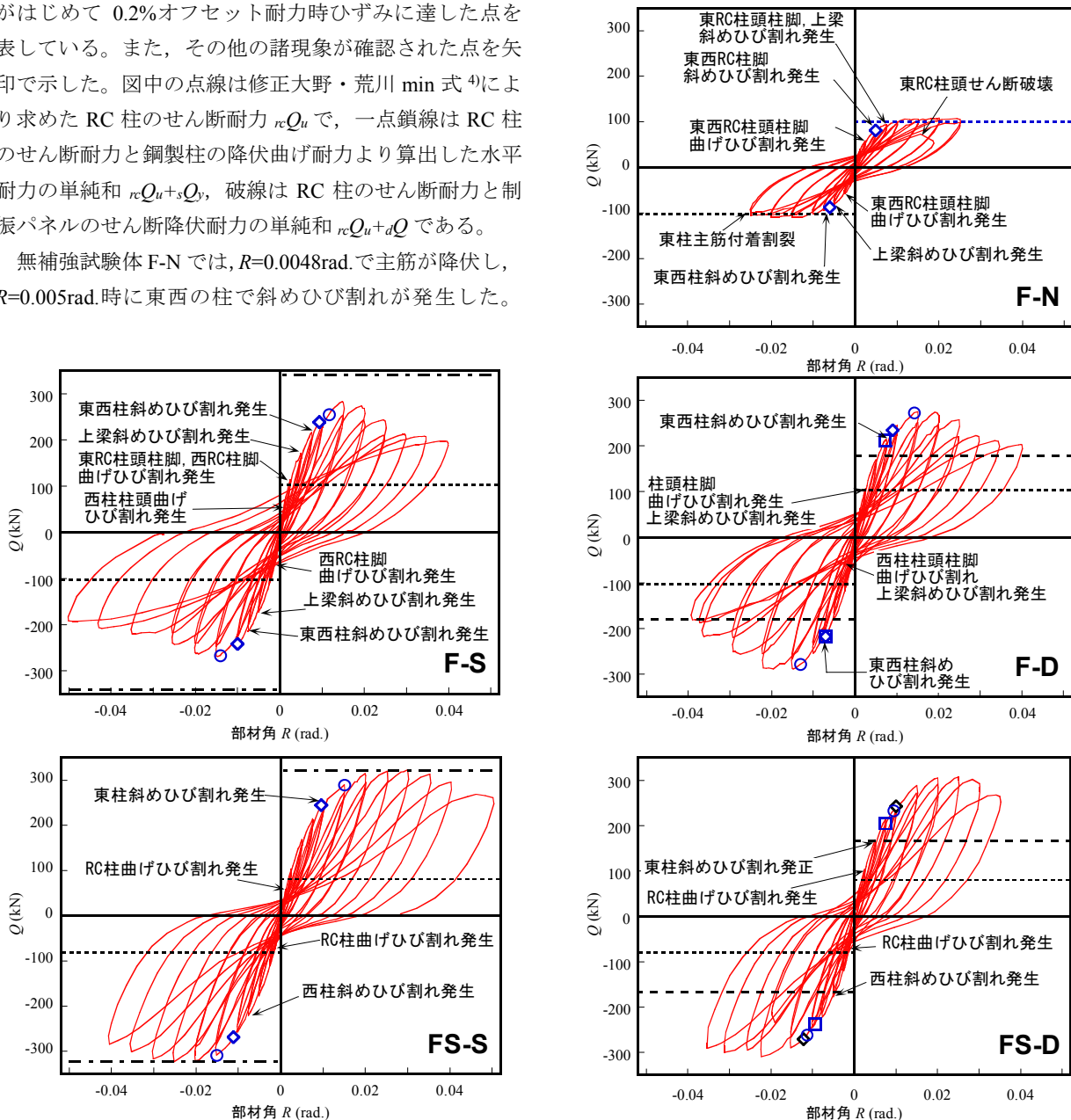


図-5 水平力一部材角関係

表-4 実験値と計算値の比較

試験体	実験値		計算値						実験値／ 計算耐力	
	最大耐力 (kN)	最大耐力時 部材角 (rad.)	RC柱 耐力 (kN)	鋼製柱 降伏耐力 (kN)	鋼製柱 終局耐力 (kN)	制振パネル 水平耐力 (kN)	間接接合部耐力 (kN)			累加 計算耐力 (kN)
							$\phi_s=0.7$	$\phi_s=1.0$		
F-N	108	0.0201	101	-	-	-	-	-	101	1.07
	-109	-0.0138								1.08
F-S	283	0.0148	102	239	271	-	304	434	342	0.83
	-268	-0.0146								0.78
F-D	275	0.0150	103	241	273	75.8	311	444	179	1.54
	-288	-0.0148								1.61
FS-S	322	0.0300	81.3	241	279	-	232	332	322 (314)	1.00 (1.03)
	-323	-0.0252								1.00 (1.03)
FS-D	308	0.0251	80.5	241	279	86.4	229	327	167	1.84
	-309	-0.0223								1.85

の片持ち柱に近い挙動であった。

試験体 F-D では、 $R=0.0025\text{rad}$.時に上梁の東西の鋼製
枠梁間の短スパン RC 梁部で斜めひび割れが発生し、そ
の後変形の増大に伴い損傷が進行した。最大耐力後は耐
力が低下し、大変形領域まで RC 柱と制振パネルのせん
断力の単純和の計算耐力は保持していた。鋼製柱の制振
パネルは $R=0.007\text{rad}$.程度でせん断降伏し、その後もひず
みが増大した。

上梁に鋼梁を内蔵する試験体 FS-S では、 $R=0.01\text{rad}$.時
に柱主筋が降伏、 $R=0.015\text{rad}$.時に鋼製柱が降伏した。鋼
製柱が降伏した後も $R=0.03\text{rad}$.まで耐力が低下すること
なく水平抵抗力を維持していた。実験値は計算値に達し
た。

試験体 FS-D については、 $R=0.0075\text{rad}$.程度で制振パネ
ルがせん断降伏した。その後も低降伏点鋼のひずみ硬化
に伴い耐力は上昇し、 $R=0.01\text{rad}$.辺りで柱主筋と鋼製柱の
降伏が確認された。

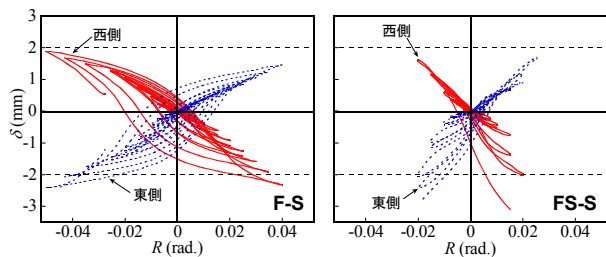


図-6 鋼製枠下梁の相対ずれ変位(西柱下梁鉛直方向)

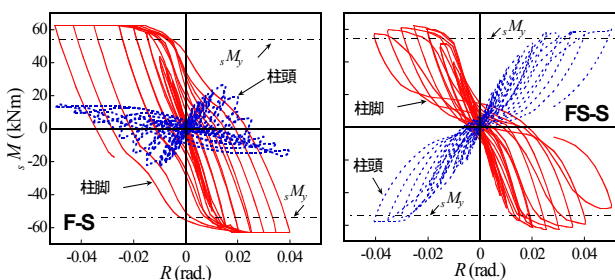


図-7 鋼製柱負担曲げモーメント-部材角関係

3.2 耐力の比較

表-4 に実験値と計算値の比較を示す。表中の RC 柱
耐力は修正大野・荒川 min 式によるせん断耐力で、鋼製
柱の降伏耐力と終局耐力は、それぞれ鋼製柱の降伏曲げ
耐力と全塑性曲げ耐力より算定した水平耐力である。制
振パネルの水平耐力は、低降伏点鋼のせん断降伏応力度
(=制振パネル降伏点応力度 $\sigma_y/\sqrt{3}$)にパネル有効断面
積を乗じて算定している。

無補強試験体 F-N は計算値と良い対応を示している。

試験体 F-S では実験値が計算値に達していないが、こ
れは最終的な破壊メカニズムが上梁 RC の破壊であった
ためである。

試験体 FS-S は実験値と計算値との対応が良い。あと
施工アンカーのせん断耐力強度低減係数 $\phi_s=0.7$ を考慮し
た場合に間接接合部の破壊で決定される耐力が最も小さ
いが、鋼製柱の降伏時の耐力の計算値に近い。

試験体 F-D, FS-D では、制振パネルの降伏で決定され
る計算値は実験値を安全側に評価している。

3.3 RC 骨組と鋼製枠の相対変位

西側柱の鋼製枠下梁での RC 骨組と補強鋼製枠との間
の鉛直方向の相対変位と部材角の関係を図-6 に示す。

試験体 F-S では部材角の増大に伴い、相対ずれ変位が
約 2mm 以降で増加しなくなる傾向にあるが、試験体 FS-
S ではあと施工アンカーとコンクリートの間で破壊が進
み、相対ずれ変位は 2mm を超えた後も増加し続けた。

4. 補強鋼製柱の挙動

4.1 鋼製柱の水平力負担

鋼製柱の柱頭および柱脚フランジ最外縁に貼付したひ
ずみゲージの測定値より、鋼製柱の負担曲げモーメン
トを算定した。ひずみ分布は最外縁ひずみを基にして線形
補間し、応力-ひずみ関係は完全弾塑性を仮定した。

図-7 に、補強試験体の鋼製柱の柱頭柱脚における負
担曲げモーメントと部材角の関係を示す。図中一点鎖線

は鋼製柱の曲げ降伏耐力 sM_y である。試験体 F-S では、柱脚でエネルギー吸収の大きい紡錘形の履歴を描いているが、柱頭では $R=0.01\sim 0.015\text{rad}$ 以降で負担量が激減している。これは上梁の RC 短スパン梁部での破壊により、鋼製柱が片持ち柱に近い変形をしたためである。試験体 FS-S では、上梁の短スパン RC 梁部でせん断破壊することなく、柱頭柱脚で同様な履歴を示しているが、エネルギー吸収量があまり大きくない逆 S 字形の履歴形状となっている。これより、試験体 FS-S では、間接接合部での破壊が骨組の耐力決定に大きく影響したと推察される。

図-8 に正側載荷時の包絡線による鋼製柱と RC 柱の水平抵抗力の負担量の比較を示す。RC 柱の負担水平力は骨組全体の水平耐力から鋼製柱の負担水平力を減じて求めた。図中、実線が鋼製柱の負担水平力、一点鎖線が実験挙動より算定された鋼製柱の負担分を減じた RC 柱の負担分、 rcQ_u 、 sQ_y はその計算値である。RC 上梁がせん断破壊した試験体の内試験体 F-S 以外の試験体では、鋼製柱の負担水平量の実験値は計算値を上回った。

4.2 制振パネルの挙動

図-9 に制振パネルのせん断応力度とせん断ひずみの関係を示す。せん断応力度は、鋼製柱の柱頭柱脚での推定曲げモーメントより算定されるせん断力をウェブの有効断面積で除して算定した。せん断ひずみは制振パネルに貼付した 3 軸ゲージより求めた。図中点線は低降伏点鋼のせん断降伏応力度、一点鎖線はせん断終局応力度を示している。

試験体 F-D では、東西の柱ともに骨組の変形の小さい範囲（部材角 $R=0.007\text{rad}$ 程度）でせん断降伏しており、降伏後に制振パネルの応力度上昇が観察されるが、骨組の上梁 RC 短スパン部分での破壊に伴い、パネルの負担応力度が伸びなくなっている。

試験体 FS-D では、骨組の部材角の小さい範囲（ $R=0.0075\text{rad}$ 程度）でせん断降伏し、パネル降伏後の応力度上昇も大きく、パネルの塑性化により制振パネルがエネルギー吸収に大きく寄与していると言える。

5. 荷重変形関係の推定

5.1 解析モデルの概要

試験体 FS-D を対象とした平面骨組の解析を行った。まず、解析モデルを図-10 に示し、以下に各部材のモデル化について述べる。

- (1) SRC 上梁部材は材端の曲げ・せん断ばねによってモデル化し、RC 柱部材は軸力と曲げモーメントの関係を表現できる MS モデルとする。なお、上梁両端の節点の変位は等値とする。
- (2) 間接接合部は図-11 (a) に示すような、除荷後の再載荷時に最大点へ指向するスリップ型の復元力特性

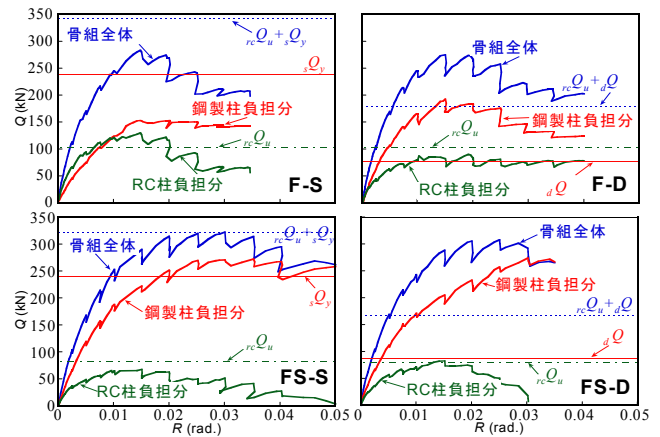


図-8 水平力負担量の比較

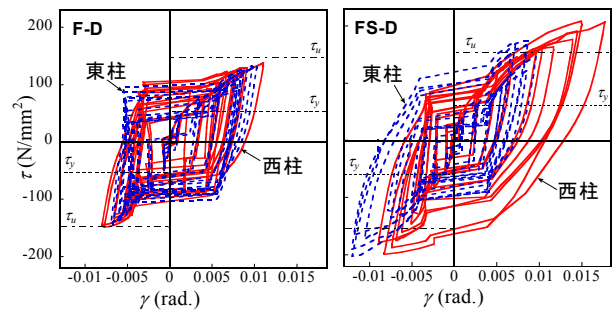


図-9 制振パネルの挙動

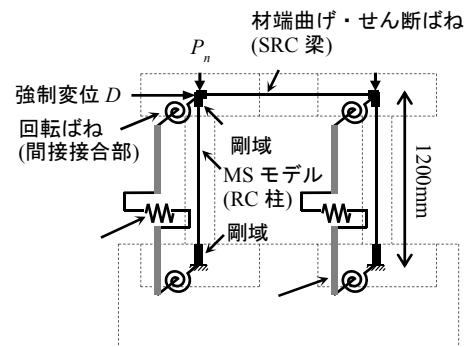
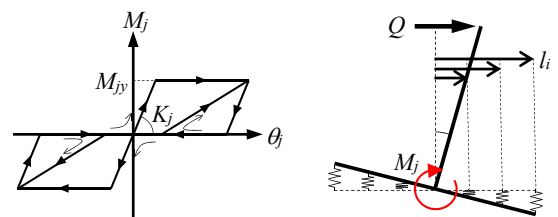


図-10 解析モデル



(a) スリップ型復元力 (b) 剛性・耐力の算定モデル

図-11 間接接合部のモデル化

を有する弾塑性の回転ばねによってモデル化し、回転剛性 K_j および降伏耐力 M_{jy} は、同図 (b) に示す剛の柱梁とせん断横ずればねによるモデルから求められる下式とする。

$$K_j = k \sum_i l_i^2 \quad (1)$$

$$M_{jy} = q_a \sum_i l_i \quad (2)$$

ここで、 k はあと施工アンカーのせん断横ずれ剛性で、文献5) の間接接合部実験データベースを参考に 250kN/mm とした。また、 q_a はあと施工アンカーのせん断耐力であり、文献3) のあと施工アンカーの強度式によるものとする。

- (3) 制振パネルはせん断変形のみ考慮し、鋼製柱高さの中央位置に配置したひずみ硬化を考慮するトリリニア型弾塑性ばねで表す。降伏点と初期剛性は材料試験結果から算定し、二次勾配は実験から得た最大耐力点と前述の降伏点を線形に結び定めた。鋼製柱は H 形鋼と同等の断面性能を持つ曲げせん断棒とする。

解析は、東西柱に軸力比 $n'=0.2$ の一定鉛直荷重 P_n を加えた状態で、実験で与えた骨組の水平変位を上部 SRC 梁両端に強制変位として与える。

5.2 実験結果との比較

図-12 に解析から得られた水平力 Q - 部材角 R の関係を実験結果と併せて示す。間接接合部の復元力をスリップ型バイリニアにすることで、実験による繰返しの履歴を概ね再現することができている。各振幅での最大耐力の、実験値に対する解析値の比は $0.80 \sim 1.15$ となり、振幅の大きい範囲 ($R=0.015\text{rad}$ 以上) では解析値が安全側の評価を示す。エネルギー吸収量は、実験値が $43676\text{ kN}\cdot\text{mm}$ 、解析値が $42536\text{ kN}\cdot\text{mm}$ で、実験値に対する解析値の比は 0.97 となり、解析値は実験値と良く対応している。一方で、降伏時以降の剛性には相違が見られるが、これは間接接合部の回転ばねの二次勾配をゼロとしているためであり、二次勾配の推定方法に関しては、間接接合部の実験結果を検討した上での今後の課題とする。

6. まとめ

本研究では、鉄筋コンクリート骨組に対する提案工法の補強効果を検討するため、5 体の骨組の実験を行い、以下の知見を得ることができた。

- (1) 試験体 F-S では、上梁の短スパン RC となる部位での破壊が進行し、耐力が決定されたため、鋼製柱の柱脚側では十分な曲げ抵抗を示したが、柱頭側はあまり曲げ抵抗に寄与せず、水平耐力は、修正大野・荒川 min 式による RC 柱の耐力と鋼製柱の降伏耐力の累加耐力に達しなかった。
- (2) 試験体 F-D においても上梁 RC 部で破壊したが、制振パネルはせん断降伏し、その後も耐力が上昇しており、水平耐力は RC 柱と制振パネルの降伏で決定されるせん断降伏耐力の累加耐力を上回った。
- (3) 試験体 FS-S では、鋼製柱の降伏後も耐力が部材角 $R=0.03\text{rad}$ まで低下することなく水平抵抗力を維持しており、実験値は計算累加耐力に達した。鋼製柱の

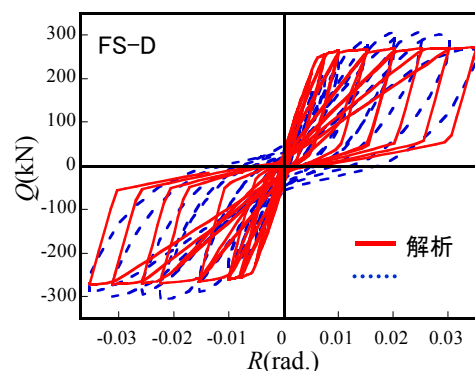


図-12 水平力-部材角関係の推定結果

柱頭柱脚で降伏は確認されたものの、鋼製柱の曲げによるエネルギー吸収が主ではなく、被補強 RC 骨組との間の接合部が破壊したことによるエネルギー吸収が主であると考えられる。変形の増大に伴い接合部のずれ変位が増加する傾向にあった。

- (4) 試験体 F-D, FS-D は、計算耐力を上回り、パネル部でエネルギー吸収が確認された。
- (5) 試験体 FS-D を対象とした解析の結果、間接接合部の面内回転挙動を、スリップ型バイリニアの回転ばねによってモデル化することで、実験による繰返しの履歴性状を推定できる可能性を示した。

謝辞

本実験の実施および本論文の執筆にあたり JFE シビル(株)の喜多村亘氏、戸張涼太氏より多大なご協力を頂きました。ここに記して謝意を申し上げます。

参考文献

- 1) 藤永隆, 宮川和明, 喜多村亘, 孫玉平: 鋼製柱による RC 造建築物の外付け耐震補強工法に関する実験的研究, コンクリート工学論文集, 第 25 巻 1 号, pp.13-22, 2014.1
- 2) 藤永隆, 宮川和明, 喜多村亘, 孫玉平: RC 造建物の鋼製柱による外付け耐震補強工法における出張りのある梁への実験的研究, コンクリート工学年次論文集, vol 36, No.2, pp.883-888, 2014.7
- 3) 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, 2002.9
- 4) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, p.398, 1990
- 5) 北村研士, 藤永隆, 宮川和明, 喜多村亘, 孫玉平: 鋼製柱による既存 RC 造の耐震補強法における接合部の挙動に関する一考察, 第 10 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集, No.60, pp.60-1-60-6, 2013.11