

# T形鉄骨間柱による耐震補強工法の開発

## Development of Seismic Strengthening using T-shaped Steel Stud

松永 健太郎 KENTARO MATSUNAGA

原田 浩之 HIROYUKI HARADA

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

鈴木 亨 TORU SUZUKI

構造設計ディビジョン 野口 恭司 YASUSHI NOGUCHI

構造設計ディビジョン 西笛 晶 AKI NISHIBUE

既存の RC 建物をバルコニー側から T 形の鉄骨間柱で補強する工法の実験を行った。T 形の鉄骨間柱を RC 架構に接合させることにより耐力が向上し、耐震補強効果が確認された。補強すると梁の曲げ耐力に達した後も T 形鉄骨間柱のせん断力の上昇に伴って RC 梁端のせん断力は大きくなり、梁のせん断耐力に達したときに最大の水平耐力を発揮した。本工法は、梁の曲げ耐力に対するせん断耐力の余裕度分だけ層せん断力を上昇させることができる工法であり、その余裕度が大きいほど大きな補強効果が得られることが明らかになった。

キーワード：鉄骨，耐震補強，アンカー筋，せん断耐力，せん断余裕度

Experiments of seismic strengthening method for existing RC building with T-shaped steel stud attached from outside to the frame were performed. Strengthening RC frame by using it improved the strength, and a seismic strengthening effect was confirmed. The shear force of RC beam increased in connection with the increase of that of T-shaped steel stud even after reaching the flexural strength of the beam, and the maximum strengthening effect was observed when the beam reached the ultimate strength in shear. The story shear force increased by the ratio of the ultimate strength in shear to the flexural strength of the beam, and a strengthening effect was achieved as the ratio was larger.

**Key Words:** Steel Frame, Seismic Strengthening, Anchor Bar, Ultimate Strength in Shear, Safety Factor of Shear Strength

### 1. はじめに

既存の板状集合住宅の中には、廊下側の構面は袖壁や腰壁が設けられて比較的耐力が確保されているものの、バルコニー側の構面は耐力の低い純ラーメン架構となっており、桁行き方向架構全体としては強度不足の建物も少なくない。本工法は、そのような建物の耐力向上と偏心率の低減を図ることを目的とし、バルコニー側架構に図-1 に示すような T 形の鉄骨間柱（以下、T 形鉄骨）を居室外のバルコニー側から設置して耐震補強を行うものである。本研究では、T 形鉄骨による補強効果と T 形鉄骨と RC 架構の接合部の性状を確認するため、T 形鉄骨により補強した架構試験体の加力実験を 2 シリーズ実施した。

### 2. 工法の概要

T 形鉄骨の水平材（T 梁）は RC 梁と接合し、鉛直材（T 柱）はバルコニーの床スラブに接合する。T 梁の左右の支点（長さ  $L_T$ ）と T 柱の脚部で単純支持された状態を考えると、T 形鉄骨の接合によって RC 架構に作用する力は図-2 に示すようになる。T 梁が取り付く梁の左右の端部には T 柱のせん断力  $Q_T$  と釣り合う圧縮軸力または引張軸力が作用する（ $H_L$  および  $H_R$ ）。また、T 梁の鉛直反力（ $V_L$  および  $V_R$ ）によって梁の端部では梁せん断力が大きくなる。したがって、本工法は RC 梁のせん断強度に余裕のある範囲内で架構耐力を向上させるものである。

T 形鉄骨からの水平反力（ $Q_T$ ,  $H_L$  および  $H_R$ ）は既存の RC 柱のせん断力を減少させる方向に作用するので、

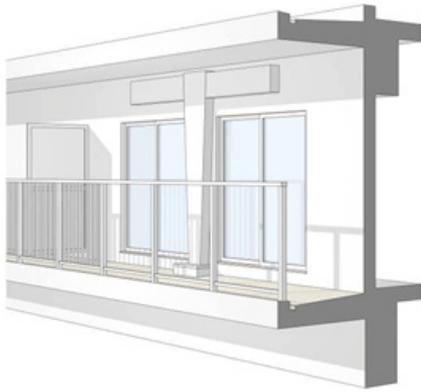


図-1 T形鉄骨による耐震補強

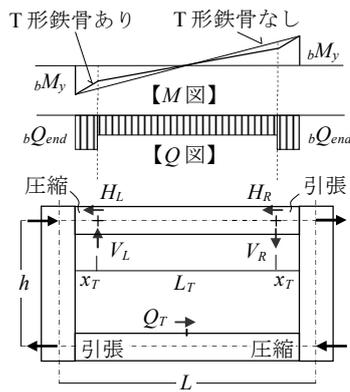


図-2 T形鉄骨の接合によってRC架構に作用する力

$bM_y$  : 梁の降伏曲げモーメント  
 $Q_T$  : T柱のせん断力  
 $R_T$  : T柱の変形角  
 $EI_G$  : T梁の曲げ剛性  
 $EI_C$  : T柱の曲げ剛性

$$R_T = Q_T h_T \left( \frac{L_T}{12EI_G} + \frac{h_T}{3EI_C} \right)$$

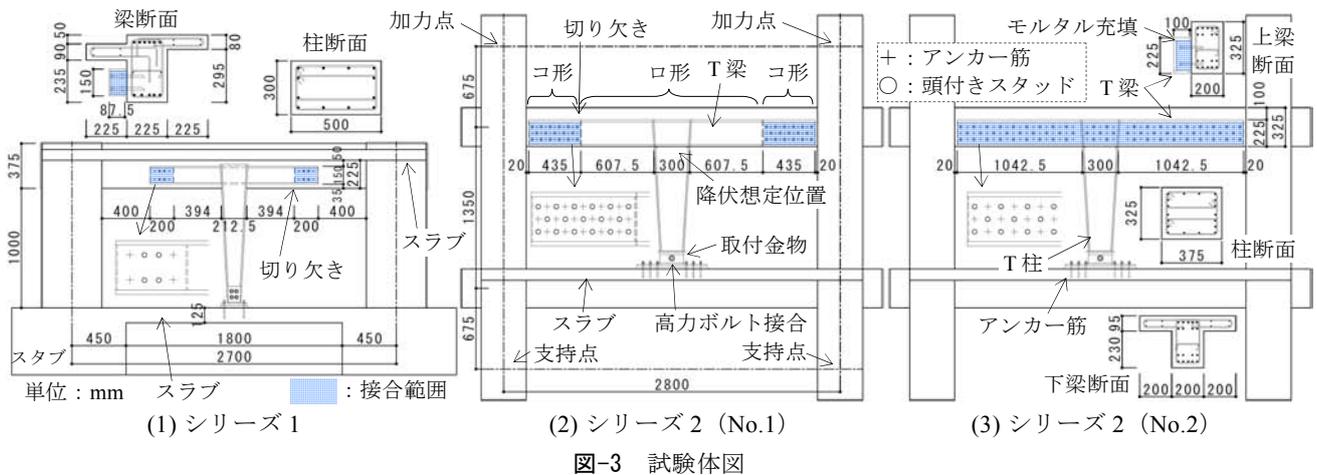


図-3 試験体図

当該層の上下に T 形鉄骨を連層で設置しない場合には、水平反力の影響を考慮して T 形鉄骨の断面性能を設定する必要がある。T 形鉄骨の架構剛性および梁端部の付加せん断力 ( $V_L$  および  $V_R$ ) の大きさは、T 梁の支点長さ  $L_T$  を変えることによって適宜設定する。T 柱の断面が同じであれば、T 梁の長さによらず RC 梁端のせん断力は等しいが、T 梁を短くすれば RC 梁に大きなせん断力が作用する範囲が広くなり、逆に T 梁を長くすれば接合位置が RC 梁のヒンジ領域となる。

### 3. 実験計画

#### (1) 試験体

試験体図を図-3 に、試験体一覧を表-1 に示す。シリーズ 1 の試験体 2 体 (T-1, T-2) は、T 形鉄骨を RC 架構に取り付けた補強試験体であり、シリーズ 2 の試験体 3 体は、無補強試験体の No.0 と、T 形鉄骨を RC 架構に取り付けた補強試験体 No.1 および No.2 である。5 体とも縮尺を 1/2 とした。

シリーズ 1 の変動因子は T 柱の断面であり、T-2 の断面は T-1 より大きい。シリーズ 2 の変動因子は補強の有無および T 形鉄骨を RC 梁に固定するときの接合範囲で

あり、No.1 は T 梁の両先端部のみを RC 梁に接合したが、No.2 は T 梁全面を RC 梁に接合した。T-1 および T-2 は T 梁の両先端部のみを RC 梁端からスパンの約 1/4 の位置に接合しており、No.1 は T 梁を RC 梁端まで伸ばして接合した。

シリーズ 1 の試験体の RC 梁には側面両側にスラブが取り付けられている。片側のスラブはバルコニー側を想定して梁天端から 50mm 下がった位置とし、その梁側面に T 梁を取り付けた。T 柱脚部はスタブに設けたスラブに取り付けた。シリーズ 2 の試験体では、上梁に T 梁を取り付け、下梁のスラブに T 柱脚部を取り付けた。

T 梁と RC 梁の接合範囲における T 梁の断面はコ形になっている。T 梁と RC 梁とは、RC 梁に打設したアンカー筋と、T 梁のウェブの内側に溶接された頭付きスタッド (JIS B 1198) を図-3 のように重ならないように配置し、その間に高強度モルタルを充填することで一体化させた。シリーズ 1 ではアンカー筋を接合範囲の外側に 2 本ずつ縦に配置し、内側に頭付きスタッドを 4 本配置した。シリーズ 2 ではアンカー筋と頭付きスタッドを交互に配置した。T 柱は取付金物を介してスラブと接合し、T 柱と取付金物は高力ボルト接合、取付金物とスラブはアンカー筋をダブルナットで締め付けることにより接合

表-1 試験体一覧

シリーズ		シリーズ 1		シリーズ 2			
試験体名		T-1	T-2	No.0	No.1	No.2	
架構	スパン長 $L$	2700mm		2800mm			
	階高 $h$	1375mm		1350mm			
柱	断面 $B \times D_c$	300×500mm		325×375mm			
	主筋	12-D13 (SD295A)		18-D10 (SD295A) ( $p_g=1.05\%$ )			
	帯筋	4-D6@50 (SD295A) ( $p_w=0.85\%$ )		6-D6@50 (SD295A) ( $p_w=1.17\%$ )			
梁	断面 $b \times D_b$	225×375mm		200×325mm			
	端部 主筋	上端筋	6-D13 (SD295A) ( $p_f=1.01\%$ )	5+4-D10 (SD295A) ( $p_f=1.20\%$ )			
		下端筋	5-D13 (SD295A) ( $p_f=0.84\%$ )				
	中央部 主筋	上端筋	3-D13 (SD295A) ( $p_f=0.49\%$ )		5-D10 (SD295A) ( $p_f=0.63\%$ )		
		下端筋					
肋筋	2-D6@75 (SD295A) ( $p_w=0.38\%$ )		2-D6@100 (SD295A) ( $p_w=0.32\%$ )				
スラ ブ	主筋	2-D6@150 (SD295A)		2-D6@100 (SD295A)			
	配力筋	2-D6@175 (SD295A)		2-D6@115 (SD295A)			
梁の曲げ耐力時せん断力(kN)		77		46			
同層せん断力(kN) <sup>※1</sup>		523	536	138			
柱曲げ耐力時層せん断力(kN)		824	856	500	482	500	
梁のせん断 耐力(kN)	荒川 min 式 <sup>1)</sup> (せん断余裕度 $\alpha$ )	110 (1.42)	112 (1.44)	77 (1.67)	71 (1.55)	77 (1.67)	
	靱性指針 <sup>2)</sup> (せん断余裕度 $\alpha$ )	149 (1.93)	154 (1.99)	118 (2.57)	107 (2.33)	118 (2.57)	
T形鉄 骨	柱	断面	[-212.5×112.5×87.5 ×6×12 (SM490A)]	[-212.5×112.5×87.5 ×9×19 (SM490A)]	-	□-300~200×100×12×12 (SS400)	
		アンカー筋	6-D10 (SD295A)	8-D10 (SD295A)	-	12-D10 (SD295A)	
	梁	断面	[-150×87.5×6×12 (SM490A)]	[-150×87.5×9×19 (SM490A)]	-	[-225×100×19×19 <sup>※2</sup> (SS400)]	
		アンカー筋	4-D13 (SD295A)	4-D16 (SD295A)	-	32-D10 (SD295A)   62-D10 (SD295A)	
接合範囲		端部のみ		-	端部のみ	全面	
T形鉄骨柱の全塑性耐力(kN)		110	150	-	241		

注)  $B$ : 柱幅,  $D_c$ : 柱せい,  $b$ : 梁幅,  $D_b$ : 梁せい,  $p_g$ : 柱主筋比,  $p_w$ : 補強筋比,  $p_f$ : 引張鉄筋比

※1: T-1 および T-2 は梁の曲げ降伏かつ柱脚部曲げ降伏時の値 ※2: No.1 のみ T 梁両先端部以外を□-225×100×19×19 とした

した。

T形鉄骨の降伏位置は T 柱頭部を想定した。T-1, T-2 および No.1 の T 梁先端部の固定度が小さくなるように、T 梁のフランジに切り欠きを設けた。No.1 および No.2 の T 柱頭部にはウェブに半径 15mm のスカラップを設けた。

文献 1 に示された以下の式(1)を用いて算出した T 柱脚部のアンカー筋のせん断耐力  $Q_{a1}$  を T 柱全塑性耐力で除した値は、T-1 および T-2 は 0.93~0.95, No.1 および No.2 は 0.79 とした。また、T 柱全塑性耐力時の T 梁の支点反力 ( $V_L$  または  $V_R$ ) に対する  $Q_{a1}$  の比を、T-1 および T-2 では 1.2~1.5 程度確保し、No.1 および No.2 では 2 程度確保した。

$$Q_{a1} = \min(0.7\sigma_y \cdot s_{a_e}, 0.4\sqrt{E_c \sigma_B s_{a_e}}) \quad (1)$$

ここで、

- $\sigma_y$  : アンカー筋の降伏強度
- $s_{a_e}$  : アンカー筋の断面積
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数
- $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度

表-2 コンクリートとモルタルの材料試験結果

材料	試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	適用部位
コンクリート	T-1	23.7	25200	2.29	柱・梁・スラブ スタブ
		27.1	26700	2.59	
	T-2	25.2	26200	2.26	柱・梁・スラブ スタブ
		28.6	26900	2.33	
	No.0	24.8	23500	2.28	柱・梁・スラブ
	No.1	17.6	18700	2.17	
No.2	24.5	23400	2.03		
モルタル	T-1	83.2	-	-	T形鉄骨 接合用
	T-2	75.9	-	-	
	No.1	72.1	-	-	
	No.2	54.2	-	-	

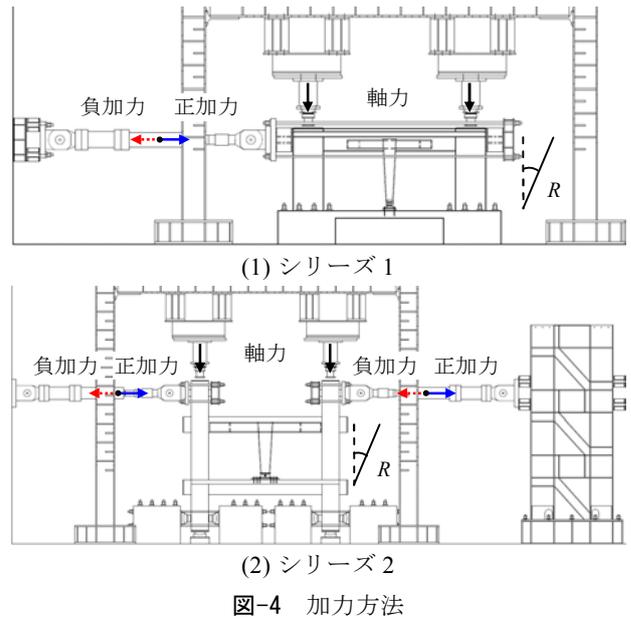
材料試験結果を表-2 および表-3 に示す。シリーズ 1 ではコンクリート打設を縦打ちとし、スタブ上面で打ち分けた。シリーズ 2 では横打ちとし、一体打ちとした。

(2) 施工方法

T形鉄骨を RC 架構に接合するときの施工方法を以下のような手順で行った。施工状況を写真-1 に示す。

表-3 鋼材の材料試験結果

シリーズ	使用部位	種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
1	柱・梁主筋	D13	348	488	179400	20
	補強筋・スラブ筋	D6	338	512	194600	23
	ウェブ(T-1)	PL-6	376	550	204700	34
	ウェブ(T-2)	PL-9	345	535	207000	39
	フランジ(T-1)	PL-12	384	550	202600	36
	フランジ(T-2)	PL-19	353	522	192700	42
	T柱脚部アンカー	D10	349	493	180900	19
	T梁アンカー(T-1)	D13	333	472	185600	24
2	T梁アンカー(T-2)	D16	353	504	190900	25
	柱・梁主筋	D10	361	504	188200	22
	補強筋・スラブ筋	D6	343	506	184900	19
	T柱	PL-12	318	453	204600	42
	T梁	PL-19	270	426	202100	49
T形鉄骨アンカー	D10	318	513	189400	24	



ーズ2では、柱下部をピン支持し、柱の上部に一定軸力（約 450kN）を作用させるとともに、左右の柱の加力点位置の変形が同一となるように変位制御により水平力を載荷した。両シリーズとも載荷時の折り返し変形角  $R$  は、 $\pm 1/400$ ,  $1/200$ ,  $1/100$ ,  $1/67$ ,  $1/50$ rad（各 2 回）、 $1/33$ ,  $1/25$ rad（各 1 回）、 $+1/17$ rad とした。 $R$  は図-4 に示すように定義する。

#### 4. 実験結果

##### (1) 破壊状況

T 形鉄骨を接合していない面の最終破壊状況を図-5 に示す。T-1 では柱脚部に曲げひび割れが生じた後、梁端部に曲げひび割れが発生した。柱脚部の主筋および梁端部主筋の降伏後、T 柱頭部のフランジの降伏とほぼ同時に柱にせん断ひび割れが発生した。その後、RC 梁端部のコンクリートが剥落した。T-2 の破壊経過は T-1 とほぼ同様であり、梁端部にせん断ひび割れが多く見られた。最大荷重に達した後、2 体とも T 梁先端と RC 梁との鉛直および面外ずれ変位が顕著に見られた。

No.0 の破壊形式は梁曲げ降伏型であり、加力の進行に伴って曲げひび割れの範囲が梁中央部に拡大した。

No.1 および No.2 は、梁端の曲げひび割れが伸展した後、上梁主筋の降伏とほぼ同時に上梁中央部にせん断ひび割れが発生した。上梁を見ると、No.1 と No.2 では No.0 に比べてせん断ひび割れが広範囲に多数発生していることが分かる。一方、下梁では、RC 梁に付加される軸力の影響により、引張軸力が作用する部分では曲げひび割れが顕著に見られ、圧縮軸力が作用する部分では T 柱脚部から梁端を結ぶ斜めひび割れが確認された。



写真-1 T形鉄骨の施工状況

- ① RC 梁の側面およびスラブのモルタル充填範囲をチップングし、アンカー筋を打設
- ② スラブに T 柱接合用の取付金物を設置
- ③ T 梁の頭付きスタッドに  $\phi 3.0$ mm の割裂補強筋を配した後、RC 梁のアンカー筋と互い違いになるように T 形鉄骨を仮止め
- ④ T 柱と取付金物を高力ボルト接合（シリーズ 1 では 4 本、シリーズ 2 では 1 本）
- ⑤ T 梁の注入口からモルタルを圧入
- ⑥ 取付金物とスラブの間にモルタルを充填

##### (3) 加力方法

加力方法を図-4 に示す。シリーズ 1 では、スタブを反力床に固定し、各柱に一定軸力（約 570kN）を作用させ、変位制御により梁心位置を水平に加力した。シリ

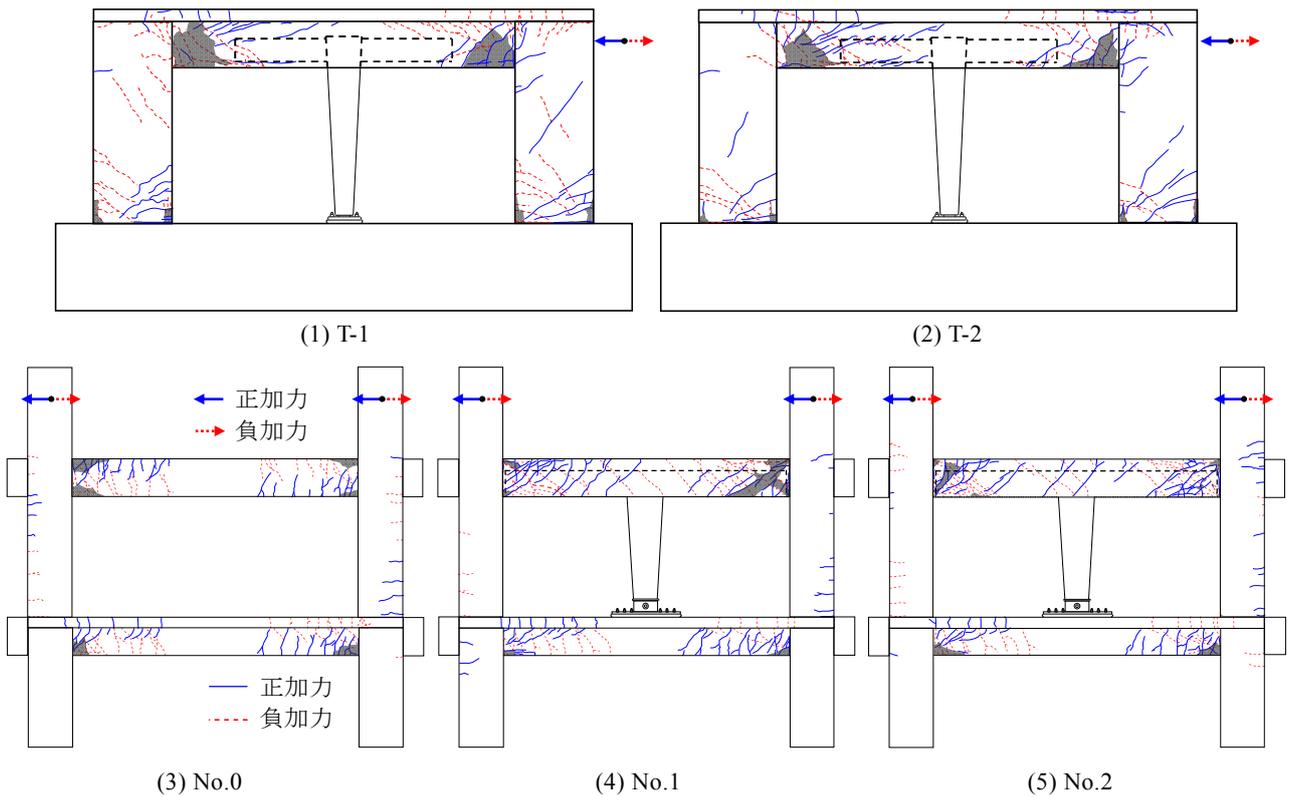


図-5 最終破壊状況（T形鉄骨がない面）

表-4 実験値および計算値一覧

試験体		T-1		T-2		No.0		No.1		No.2		
加力方向		正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	
実験値	最大荷重 $Q_{max}$ (kN)	+859	-867	+895	-897	+137	-134	+231	-211	+238	-222	
	$Q_{max}$ 時層間変形角 $R_{max}$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	+10.0	-20.1	+14.3	-20.1	+10.0	-9.8	+14.5	-10.0	+14.8	-14.8	
	$Q_{max}$ 時梁端せん断力 (kN) <sup>※1</sup>	186	196	203	204	38	34	127	119	115	114	
計算値	せん断耐力 $Q_{su}$ (kN)	荒川 min 式 <sup>1)</sup>	110	110	112	113	77	77	87	79	90	83
			0.59	0.56	0.55	0.55	2.03	2.26	0.69	0.66	0.78	0.73
	下段は実験値 <sup>※1</sup> に対するせん断余裕度	韌性指針 <sup>2)</sup>	178		190		118		107		118	
			0.96	0.91	0.94	0.93	3.11	3.47	0.84	0.90	1.03	1.04

No.1 と No.2 を比較すると、T形鉄骨を梁全面で接合した No.2 に比べて、梁端部のみで接合した No.1 の方が上梁の損傷が大きかった。

(2) 荷重－変形関係

実験値と計算値の一覧を表-4 に、荷重  $Q$ －変形角  $R$  関係を図-6 に示す。 $Q$  はジャッキ荷重から得られる架構の層せん断力である。

T-1 の最大荷重に比べて、T形鉄骨の断面の大きい T-2 の最大荷重は 30～36kN 大きくなった。図-6(1)および(2)には梁をファイバーモデルとした増分解析結果を破線で示す。解析結果は実験結果とよく対応しており、同じモデルを用いた補強前の解析結果（同図一点鎖線）より耐力が上昇した。

T-1 は、 $R=+1/1667$ rad で RC 柱脚部に曲げひび割れ、 $R=+1/1111$ rad で RC 梁端に曲げひび割れが生じ、 $R=$

$+1/275$ rad で両柱脚部の主筋が初降伏した。その後、 $R=-1/236$ rad で梁端主筋が初降伏した。T-1 は最大荷重に到達してから、T柱頭部のフランジが引張降伏した。

T-2 は、 $R=+1/1961$ rad で RC 柱脚部に曲げひび割れ、 $R=+1/1695$ rad で RC 梁端に曲げひび割れが生じ、 $R=+1/278$ rad で柱脚部の主筋が初降伏した。その後、 $R=-1/200$ rad で梁端主筋が初降伏した。T-2 では T柱頭部のフランジは降伏しなかった。

No.1 と No.2 の最大荷重を比較すると、両試験体は正負加力ともに同程度の値となり、No.0 に対して層せん断力は、正加力時で 1.7 倍（約 100kN 増）に、負加力時で 1.6 倍（約 80kN 増）になっている。

No.0 は、梁の曲げひび割れが  $R=+1/1250$ rad 以降で発生し始め、 $R=+1/200$ rad 程度で梁主筋が初降伏し、 $R=\pm 1/100$ rad で最大荷重を示した後も  $R=\pm 1/33$ rad まで荷重を保持した。

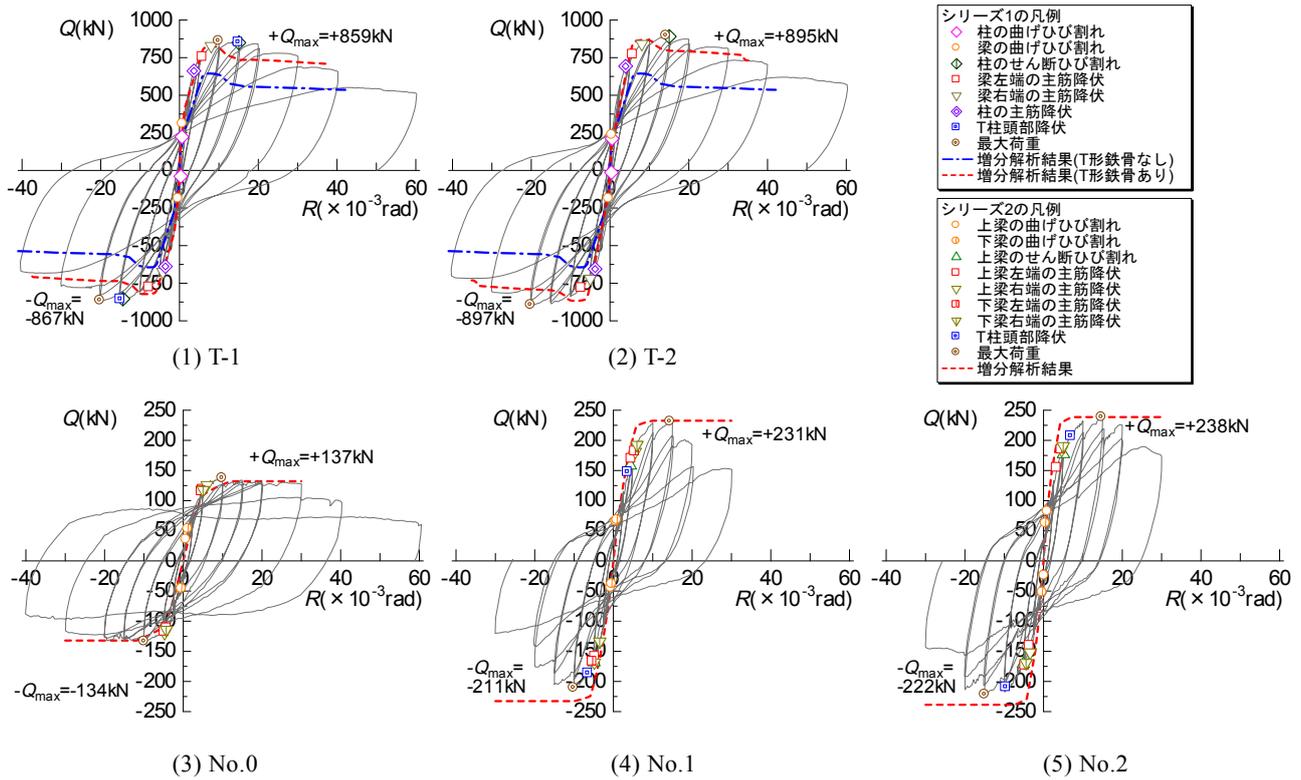


図-6 荷重-変形関係

T 梁の端部のみで上梁と接合した No.1 (梁端接合) は、梁の曲げひび割れが  $R=+1/1299\text{rad}$  以降で発生し始め、T 柱頭部のフランジが  $R=+1/269\text{rad}$  で圧縮降伏した後、 $R=+1/215\sim 1/168\text{rad}$  ですべての梁主筋が降伏した。上梁中央部のせん断ひび割れは  $R=+1/232\text{rad}$  以降に発生した。 $R=1/100\sim 1/69\text{rad}$  で最大荷重を示した後、 $R=\pm 1/67\text{rad}$  以降の加力で荷重が低下した。

T 梁の全面で上梁と接合した No.2 (全面接合) は、梁の曲げひび割れが  $R=+1/1587\text{rad}$  以降で発生し始め、No.1 よりやや早期の  $R=+1/292\sim 1/200\text{rad}$  で梁主筋が降伏した後、T 柱頭部のフランジが  $R=+1/154\text{rad}$  で引張降伏した。上梁中央部のせん断ひび割れは  $R=+1/198\text{rad}$  以降に発生した。 $R=\pm 1/67\text{rad}$  で最大荷重を示した後、 $R=\pm 1/50\text{rad}$  まで荷重を保持した。

No.2 に比べて No.1 の方が最大荷重を示した後の荷重低下が大きいのは、T 形鉄骨を接合している梁端の損傷が進み、T 柱の負担せん断力が減少したことによるものと考えられる。

(3) RC 梁のせん断力

T-1 および T-2 のように、RC 梁と T 梁の接合位置をスパンの中間位置とすると、その接合位置から RC 梁端までの範囲で大きなせん断力が作用し、図-5 に示すように、RC 梁端部の損傷が大きくなる。一方、No.1 のように T 梁の支点距離  $L_T$  (図-2 参照) を大きくした場合

には、RC 梁端の大きなせん断力が作用する範囲は狭くなるが、接合部分が RC 梁のヒンジ領域に位置している。

No.2 のように T 形鉄骨を全面接合した場合には、見掛けの  $L_T$  は短くなるので支点反力は大きくなるが、接合部強度を確保しやすくなる。また、T 梁の曲げ剛性が高くなるため、T 形鉄骨の架構剛性を高くすることができる。ここで、T-1、T-2 および No.1 の支点位置は T 梁先端のモルタル充填範囲の中心とした。

主筋のひずみゲージから求めた No.0~No.2 の正加力時の上梁の曲げモーメント(M)分布を図-7 に示す。図-2 の M 図と同様、無補強試験体 No.0 と比べて、補強試験体 No.1 および No.2 の RC 梁端部から  $1/4L_0$  ( $L_0$ : 梁の内法スパン) の範囲のせん断力は大きくなり、RC 梁中央部のせん断力は小さくなった。図-7 では各値を直線で結んでいるが、仮にひずみゲージを支点位置近傍に貼付して同図にプロットすると、No.1 の RC 梁端近傍でのせん断力は図-7(2)に示すせん断力より大きくなると予想される。

5. 各部材の負担せん断力

加力サイクルの各ピーク時における各部のせん断力と層間変形角  $R$  の関係を図-8 に示す。図中の  $Q_c$  (▲印) は RC 柱主筋のひずみゲージから、T 柱のせん断力  $Q_T$  (■印) は T 柱のフランジのひずみゲージから平面保

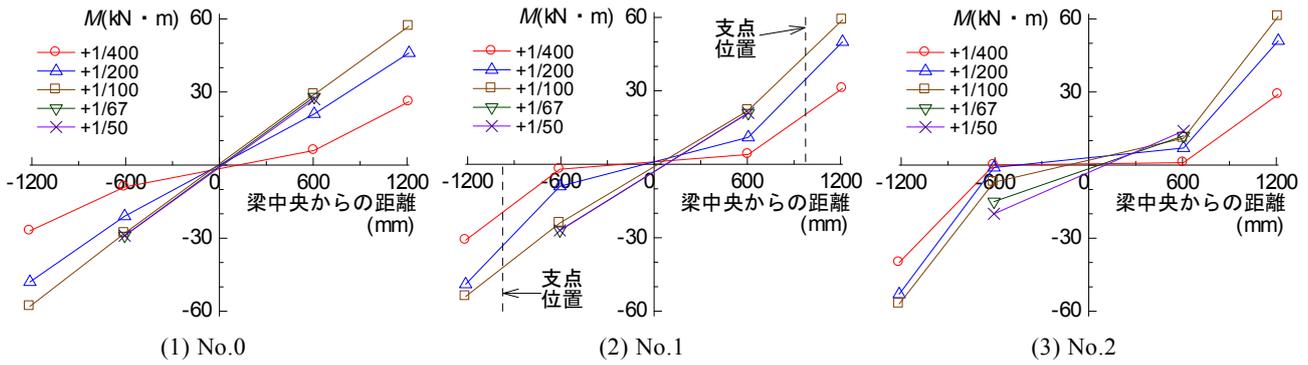


図-7 曲げモーメント分布 (正加力時)

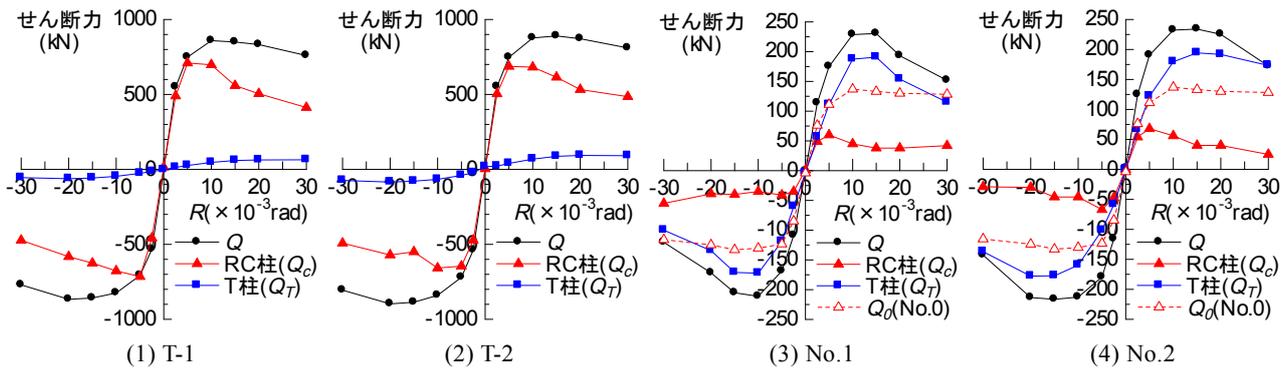


図-8 各部のせん断力と層間変形角の関係

持を仮定して曲げモーメント分布を求めて算出したせん断力である。同図(3)および(4)には比較用に No.0 の層せん断力  $Q_0$  (△印) を併記した。

層せん断力  $Q$  に占める T 柱のせん断力  $Q_T$  の負担割合は、T-1 および T-2 では 1 割程度となっているが、No.1 および No.2 では  $R=\pm 1/200\text{rad}$  で 7 割程度、最大荷重時で 8 割程度を占めている。また、T-1 および T-2 では全塑性耐力の 6 割程度、No.1 および No.2 では 8 割程度まで耐力を發揮した。

一方、RC 柱のせん断力  $Q_c$  の負担割合は、梁端の主筋が降伏する  $R=\pm 1/200\text{rad}$  以降で減少している。No.1 および No.2 における RC 柱の負担せん断力は RC 架構のみの No.0 の層せん断力  $Q_0$  より小さくなっており、2 章で述べたように T 形鉄骨の水平反力が柱せん断力と逆向きに作用することによるものと考えられる。

$Q_T$  は No.1 では  $R=\pm 1/100\sim 1/67\text{rad}$  程度、No.2 では  $R=\pm 1/67\sim 1/50\text{rad}$  程度まで大きくなっている。これは、RC 梁端の降伏により梁剛性が低下した後、T 柱の負担割合が増加したためであると考えられる。両試験体の  $Q_T$  の最大値は同程度であるが、梁端接合の No.1 は RC 梁の損傷が進むと負担せん断力は大きく低下するので、T 形鉄骨に変形性能を期待する場合には、No.2 のように T 梁の全面で上梁と接合した方が望ましいことが分かる。

## 6. T 形鉄骨柱の軸力

加力に伴って T 柱に生じた軸力  $N_T$  と層間変形角  $R$  の関係を図-9 に示す。 $N_T$  は T 柱のウェブのひずみゲージから算出し、引張軸力を正とする。正加力時は T-1 および T-2 は最大値まで同程度の値を示した。 $N_T$  は梁端接合の No.1 に比べて、T 形鉄骨の水平剛性の高い全面接合の No.2 の方が大きくなっている。

各ピーク時における T 柱のせん断力  $Q_T$  と T 柱脚部の取付金物-スラブ間の水平ずれ変位の関係を図-10 に示す。同図および図-9 にはずれ変位が大きくなり始める時点に S 印を記した。 $R=\pm 1/200\sim 1/100\text{rad}$  まではずれはほとんど生じず、それ以降水平ずれが急激に大きくなった。式(1)による T 柱脚部のアンカー筋の耐力は T 柱の全塑性耐力よりも小さく、図-8 より T 柱は全塑性耐力まで達していない。そのため、アンカー筋の本数を増やすことで、ずれ変位を抑制することができると考えられる。

後施工アンカーのせん断耐力計算値として、式(1)による  $Q_{a1}$  と、式(1)に T 柱の引張軸力  $N_T$  (図-9, S 位置) の影響を考慮した式(2)による  $Q_{a2}$  を図-10 中に示す。

$$Q_{a2} = \min\{0.7(\sigma_{ys} a_e - N_T), 0.4(\sqrt{E_c \sigma_{Bs}} a_e - N_T)\} \quad (2)$$

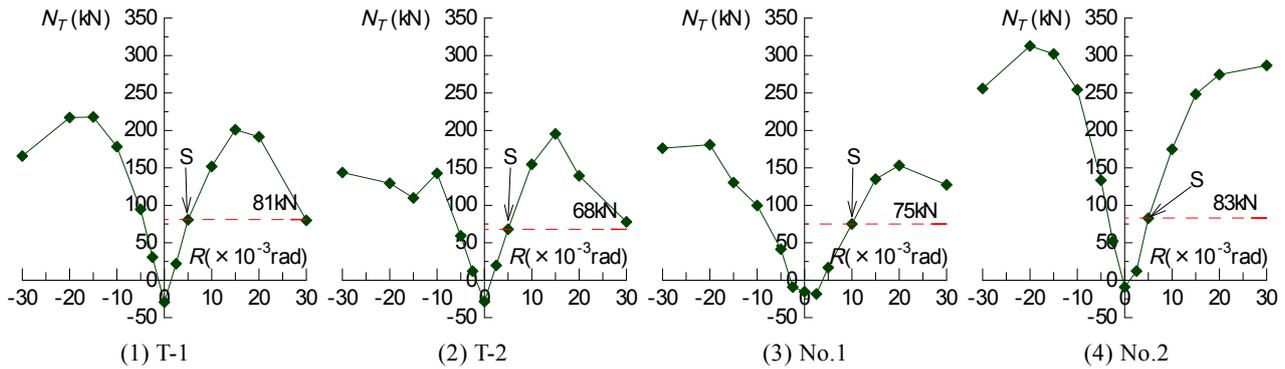


図-9 T柱の軸力と層間変形角の関係

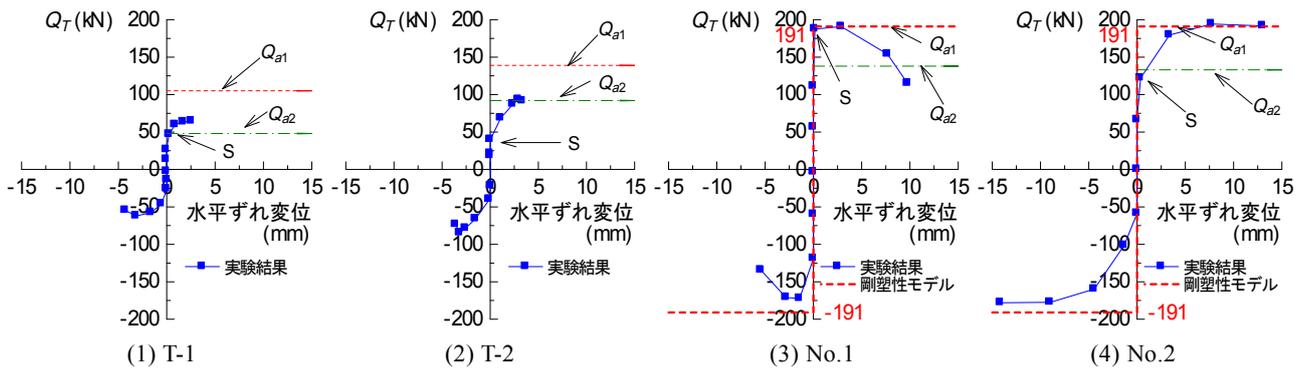


図-10 T柱のせん断力とT柱脚部の水平ずれ変位の関係

$N_T$ を考慮した  $Q_{a2}$ は、T-2ではS位置よりも大きいせん断力となり、早期に水平ずれ変位が生じたが、T-1ではおおむね評価できている。No.1に比べて早期に水平ずれ変位を生じたNo.2において  $Q_{a2}$ はS位置相当のせん断力に対応することを確認した。

図-10(3)および(4)に破線で示すように、T柱のせん断力と水平ずれ変位の関係を  $Q_{a1}$ でずれ始める剛塑性型ばねと仮定し、T柱脚部の位置に挿入して試験体を増分解析した結果を図-6(4)および(5)に破線で示す。RC梁端の弾塑性型ばねはファイバーモデルにより梁軸力を考慮した。No.1, No.2ともに負加力時は耐力をやや過大に評価しているが、正加力時はおおむね対応している。

### 7. 梁のせん断耐力

T形鉄骨を接合した場合のRC梁のせん断力は、梁端からT梁の支点の範囲(図-2,  $x_T$ )で大きくなる。その支点位置を、T-1, T-2およびNo.1ではRC梁とT梁の接合範囲の中央位置と仮定した。No.2は全面接合のためT梁の剛性が高く、T形鉄骨を剛体とみなしたときの反力の合力位置として、T梁中央から  $2/3(l_T/2)$  ( $l_T$ : T梁の全長)を支点位置と仮定した。梁端部の作用せん断力とせん断耐力  $Q_{su}$ を計算した結果を、最大荷重時の実験値と比較して表-4に示す。式(3)に示す荒川min式<sup>1)</sup>

では、梁端の降伏曲げモーメントと  $x_T$ 部のせん断力を用いたシアスパン比  $M/Qd$ で計算し、式(4)に示す靱性指針式<sup>2)</sup>では原式( $R_p=0$ ,  $R_p$ は終局限界状態でのヒンジ領域の回転角)のまま計算した。補強すると梁端のシアスパン比が小さくなるため、荒川min式によるせん断耐力は見掛け上大きくなった。RC梁端のせん断力の実験値は、最大荷重時のRC柱のせん断力  $Q_c$ とT柱のせん断力  $Q_T$ から力の釣り合いにより求めた。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18 + \sigma_B)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} \right\} bj \quad (3)$$

$$Q_{su} = \min(Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3}, Q_{bu}) \quad (4)$$

$$Q_{su1} = \mu p_{we}\sigma_{wy} b_e j_e + \left( v\sigma_B - \frac{5p_{we}\sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan\theta$$

$$Q_{su2} = \frac{\lambda v\sigma_B + p_{we}\sigma_{wy}}{3} b_e j_e$$

$$Q_{su3} = \frac{\lambda v\sigma_B}{2} b_e j_e$$

$$Q_{bu} = T_x j_e + \left( v\sigma_B - \frac{2.5T_x}{\lambda b_e} \right) \frac{bD}{2} \tan\theta$$

ここで、

$\sigma_{wy}$  : 肋筋の降伏強度

$j$  : 応力中心間距離

$\mu$  : トラス機構の角度を表す係数

- $p_{we}$  : 有効筋筋比  
 $b_e$  : トラス機構に關与する梁断面の有効幅  
 $j_e$  : トラス機構に關与する梁断面の有効せい  
 $\nu$  : コンクリート圧縮強度の有効係数  
 $\lambda$  : トラス機構の有効係数  
 $\theta$  : アーチ機構の圧縮束の角度  
 $T_x$  : 梁の単位長さあたりに負担できる付着力

RC 梁のせん断余裕度（曲げ耐力に対するせん断耐力の比）は、補強前（表-1）に比べて小さくなった。表-4 に示すように、せん断ひび割れが梁端部に多数生じた T-1 および T-2 のせん断余裕度は、荒川 min 式で 0.55～0.59、靱性指針式で 0.91～0.96 となった。また、せん断ひび割れが梁全範囲に分散した No.1 および No.2 のせん断余裕度は、荒川 min 式で 0.66～0.78、靱性指針式で 0.84～1.04 となり、本報の仮定により梁のせん断耐力をおおむね評価できるものと考えられる。

表-1 より、梁の曲げ耐力時層せん断力に対する柱の曲げ耐力時層せん断力は、シリーズ 1 で 1.58～1.60、シリーズ 2 で 3.49～3.62 であり、補強前は柱の曲げ降伏より梁の曲げ降伏が先行する試験体となっている。補強後の RC 梁端（ $x_T$  部）における梁曲げ降伏後の梁せん断力  ${}_bQ_{end}$  は、図-2 の記号を用いて式(5)のように表される。

$${}_bQ_{end} = \frac{2{}_bM_y + Q_T h_T}{L_0} \quad (5)$$

つまり、補強後は梁の曲げ耐力に達した後でも T 柱が全塑性耐力に達するまでは T 柱のせん断力  $Q_T$  の上昇に伴って RC 梁端のせん断力  ${}_bQ_{end}$  は上昇し、 ${}_bQ_{end}$  が梁のせん断耐力に達したときに最大の補強効果を発揮する。

したがって本工法は、梁曲げ耐力時の層せん断力から補強前の梁のせん断余裕度分だけ層せん断力を上昇させることができる工法であり、梁のせん断余裕度が大きいほど補強効果が得られると考えられる。

## 8. まとめ

既存建物の耐震補強工法として、T 形鉄骨間柱を用いて RC 建物を補強する工法の実験を 2 シリーズ行い、以下の知見を得た。

- ① 本工法を用いて RC 架構試験体を補強することにより耐力が上昇し、耐震補強効果が確認された。
- ② 補強後は梁の曲げ耐力に達した後でも T 柱のせん断力の上昇に伴って RC 梁端のせん断力は大きくなり、梁のせん断耐力に達したときに最大の補強効

果を發揮する。つまり本工法は、梁曲げ耐力時の層せん断力から補強前の梁のせん断余裕度分だけ層せん断力を上昇させることができる工法であり、梁のせん断余裕度が大きいほど補強効果が得られる。

- ③ T 形鉄骨梁の先端部分のみを RC 梁に接合する場合はその接合範囲の中央を支点位置とし、全面に接合する場合は T 形鉄骨梁中央から  $2/3(l_T/2)$  ( $l_T$ : T 形鉄骨梁の全長) の位置を支点位置と仮定した場合、荒川 min 式および靱性指針式により補強後の梁のせん断耐力をおおむね評価できた。

## 参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説，2001
- 2) 日本建築協会：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