

# 鋼板内蔵型外付け補強工法によるトグル制震補強RC造架構の実大実験

## Full-scale Testing of Externally Applied Reinforced Concrete Framing Containing Steel Plates with Toggle-dampers

土屋 芳弘<sup>※1</sup>

Yoshihiro Tsuchiya

### 【要旨】

耐震補強を行う際、制震構造と外付け工法を組み合わせると、既存躯体と補強部とがズレることにより制震効果が低減してしまう懸念があった。そこで、1981年以前に設計された既存中低層建物を想定した実大のRC造架構を製作し、その架構に耐震補強として鋼板内蔵型外付け補強工法を用いてトグル制震装置を取り付け、静的水平加力実験を実施した。

試験体の荷重変形曲線は、最終変形まで荷重を保持して紡錘形の履歴形状を示し、トグル制震装置による補強効果が十分にあることが実証できた。また、今回の試験体のような梁崩壊型の架構に対しては、既存躯体と補強部とのズレを適正に評価すれば実設計・施工への適用は可能であることも実証できた。

【キーワード】 耐震補強 制震装置 外付け工法 実大実験 接合部

### 1. はじめに

近年、既存建物を補強する際に従来の強度型の補強だけでなく、制震型の補強も増えてきている。また、既存の壁やサッシを壊さずに建物を外側から居ながらに耐震補強のできる外付け工法の施工も増えており、この両者を組み合わせた補強に対する需要が高まってきた。

制震構造と外付け工法を組み合わせる補強を行う場合、既存躯体と補強部とがズレることにより制震効果が低減してしまう懸念があった。そこで1981年以前に設計された既存建物を想定した実大のRC造架構を製作し、その架構に耐震補強として鋼板内蔵型外付け補強工法を用いてトグル制震装置を取り付けた。そして、その実大試験体に対して静的水平加力実験を実施し、既存躯体と補強部とのズレ等の構造性能を確認した。

### 2. 試験体概要

試験体は中低層の建物を想定した実大モデル1.5層1スパンを1体とし、柱および梁の断面は補強後に上下層梁曲げ降伏、下層柱脚曲げ降伏の全体崩壊形となるように

調整した。また、短柱となる下層柱についてはせん断破壊しないように鋼板を巻いて補強した。実大試験体を写真-1に、既存部の試験体形状および配筋を図-1に、補強部の試験体形状および配筋を図-2に、試験体の各部材断面を図-3に示す。



写真-1 実大試験体

外付け工法には内部での作業は必要なく、外部のみの作業で補強が可能で、施工実績の多い鋼板内蔵型外付け補強工法（ピタコラム工法）を採用した。あと施工アンカーの本数は、「補強部材が負担する水平力」にトグル制震装置が負担する水平力の1.2倍を用いて算定した。目荒らしについては、通常の施工とほぼ同じ程度に行い、計測した結果“目荒らしの面積／全体の面積”は約10%であった。目荒らしの程度を写真-2に示す。

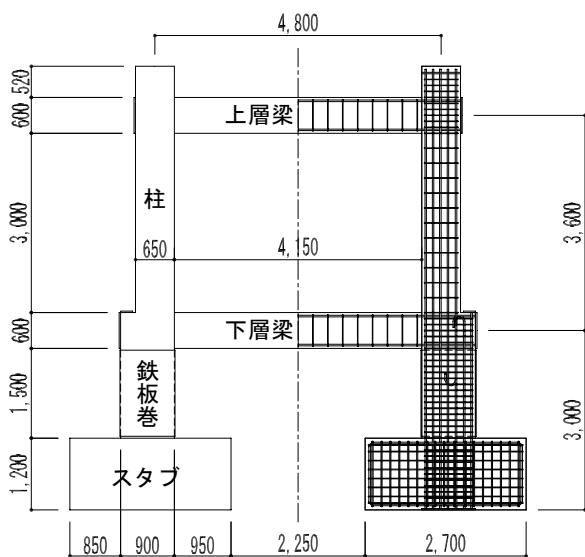


図-1 既存部試験体



写真-2 目荒らしの程度

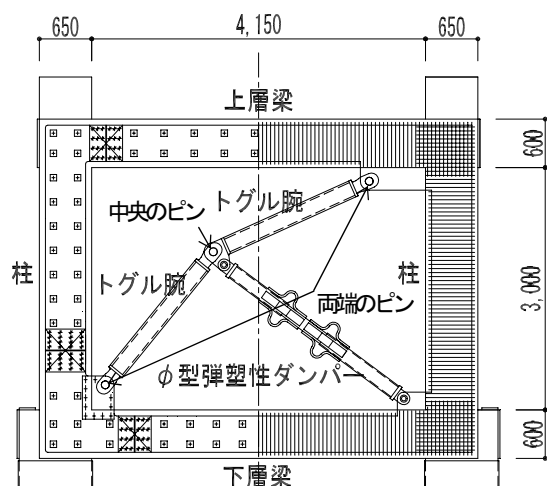


図-2 補強部試験体

既存部に取り付ける制震装置には、層間変形を増幅してダンパーに伝えることのできるトグル制震装置を用いた。トグル制震装置の水平変位の増幅倍率は2.04倍とし、ピンの遊びは両側のピンで0.2mm、中央のピンで0.1mmとした。ダンパーにはφ型弾塑性ダンパーを用いた(3.3に詳細報告)。通常、トグル制震装置は柱の軸力が相殺される方向(凹型)に取り付けられるが、実験は軸力が増加する方向(凸型)に取り付けて行った。

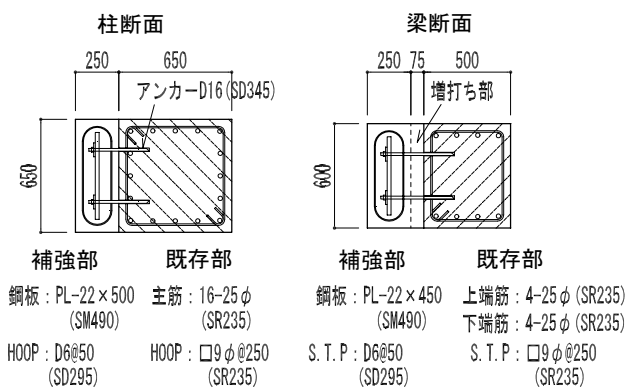


図-3 試験体断面

### 3. 試験体製作上の工夫等

#### 3.1 トグル制震装置の納まり

##### (1) 取付部のプレートの重ね

トグル腕、ダンパーの取り付け厚板部分は、溶接を避け、応力の伝達をスムーズにする為、下記に示すように内蔵する鋼板に鋼板を重ねて高力ボルトで接合する納まりとした。

トグル腕 : 厚さ 60mm = PL-22+2×PL-19

ダンパー : 厚さ 40mm = PL-22+2×PL-9

トグル腕取付プレート重ね部の詳細図を図-4に示す。

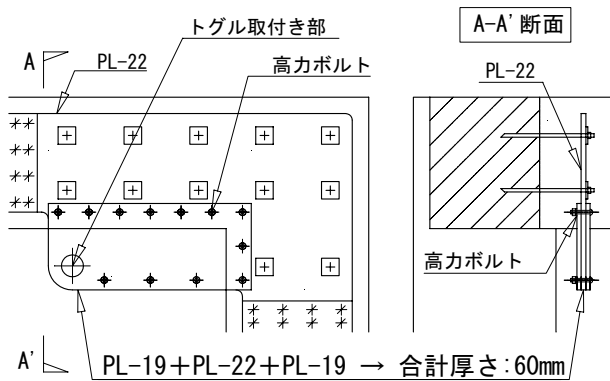


図-4 プレート重ね部の詳細図

(2) Ω型割裂防止筋の端部溶接

トグル腕、ダンパーの取り付けプレート部分には非常に大きな力が働く。しかし、この部分の割裂防止筋は納まり上、閉鎖形とすることができない。従って、Ω型割裂防止筋を作成し、内蔵鋼板に溶接することとした。

トグル腕取付プレート部の割裂防止筋詳細図を図-5に、Ω型割裂防止筋の端部溶接状況を写真-3に示す。

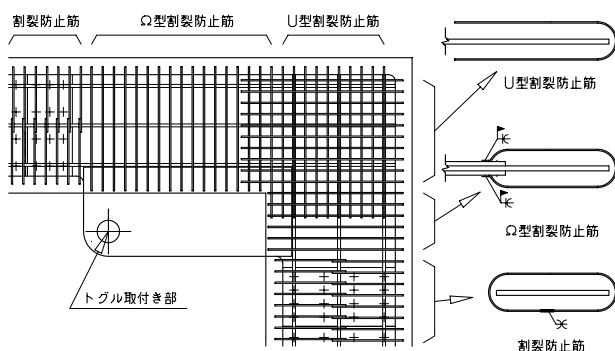


図-5 取付プレート部の割裂防止筋詳細図



写真-3 Ω型割裂防止筋の溶接

3.2 トグル取付け精度の確保

トグル制震装置が性能を発揮する為には厳密な精度確保が必要となる。特に、トグルの倍率に関係するピン-ピン間距離、トグル腕のピンの挿入に大きな影響を及ぼす取付けプレートの面外変形については、厳密な精度が要求される。以下に、実験の際に行った施工精度確保の為の工夫について示す。

(1) 仮止め部材の設置

鋼板内蔵型外付け補強工法の施工の際には、トグル制震装置が取り付け部分に仮止め部材を設置し、ピン-ピン間距離を誤差範囲以内となるようにした。

仮止め部材の設置図を図-6に、仮止め部材の設置状況を写真-4に示す。

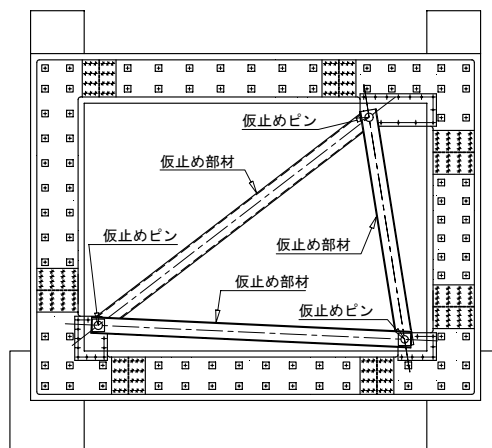


図-6 仮止め部材設置図



写真-4 仮止め部材設置

(2) 内蔵鋼板の面外変形の制御

内蔵鋼板の既存躯体からの距離を保持する為、また、コンクリート打ちの際の荷重によって内蔵鋼板が変形しないように、アンカーのネジ(座金)により鋼板を両側から締

め付けた。この際、内蔵鋼板の既存躯体からの離れを調整して、トグル取付けプレートに面外変形が発生しないようにした。

アンカーによる鋼板の締め付け状況を写真-5に示す。



写真-5 アンカーによる鋼板の締め付け

### 3.3 φ型弾塑性ダンパーの予備実験

本実験に先立ち、φ型弾塑性ダンパーの荷重変形曲線を確認する為に予備実験を行った。φ型弾塑性ダンパー予備実験の加力装置を図-7に、実験により得られた荷重変形曲線を図-8に示す。

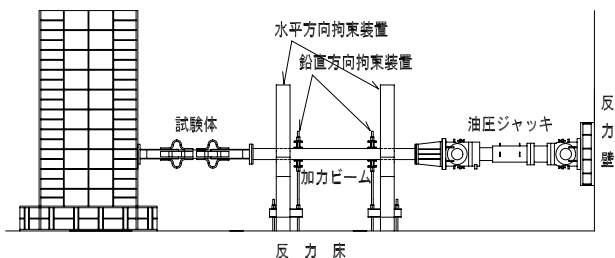


図-7 予備実験の加力装置

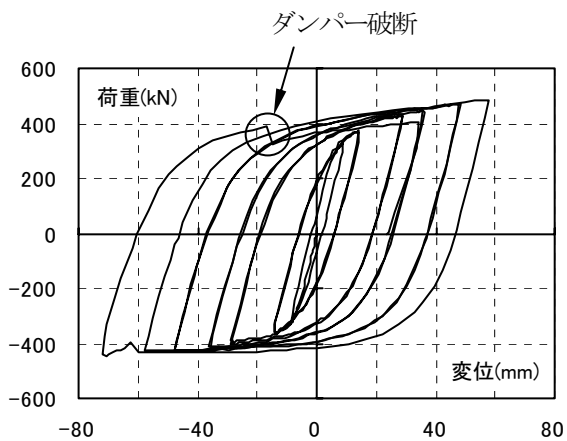


図-8 φ型弾塑性ダンパーの荷重変形曲線

最終的には $\delta = \pm 140\text{mm}$ まで荷重を行う予定だったが、 $\delta = -72\text{mm}$ の荷重中に予定よりも早くダンパーが破断してしまった。ダンパーの破断状況を写真-6に示す。この破断は図-9に示すアール付け根部分のすみ肉溶接が原因で起こったものと考えられる。従って、本実験に用いるφ型弾塑性ダンパーではこの部分のすみ肉溶接は行わないこととした。

なお、破断する直前までは安定した履歴曲線を示し、最大荷重 $\approx 400\text{ kN}$ を確認することができた。



写真-6 ダンパー破断状況

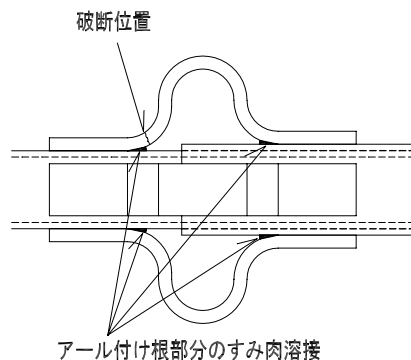


図-9 アール付け根部分のすみ肉溶接

### 4. 加力方法および測定方法

加力装置を図-10に示す。両側の柱には長期軸力に相当する1569kNの定軸力を加え、水平方向には油圧ジャッキにて既存部の上層梁中心に正負繰り返し荷重を加えた。加力は変位制御で行い、加力サイクルは $R=1/800$ を1回、 $1/500$ を2回、 $1/250$ 、 $1/200$ 、 $1/150$ を各3回、 $1/125$ 、 $1/100$ を各2回、 $1/60$ を1回、 $1/40$ を正加力のみとした。加力状況を写真-7に示す。

変形量は架構の柱梁接合部、トグル取り付け部などの

水平・鉛直・面外変位，既存部と補強部とのズレ変位，トグル制震装置部分の変位を計測した。歪みは既存部の鉄筋，補強部の鋼板，トグル腕およびφ型弾塑性ダンパーの要所に歪ゲージを貼付して計測を行った。

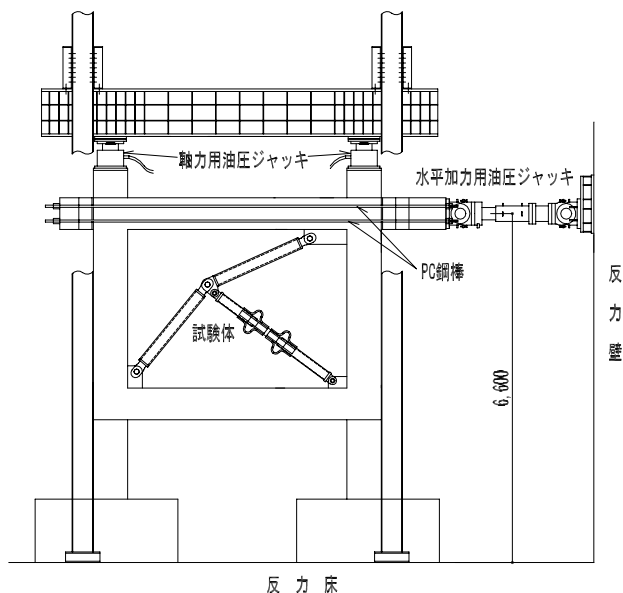


図-10 加力装置



写真-7 加力状況

## 5. 使用材料

### 5.1 コンクリート

水セメント比を変えた3種類の試験練りを行い，その結果を基に決定した既存部のコンクリートの調合を表-1に示す。既存部の低強度コンクリートを再現する為に，水量は一定に保ちながら，セメント (C) の量を減らして強度を低下させた。水セメント比 (W/C) は低強度ほど大きくなるが，セメント (C) を減らす代わりに石粉 (B)

を混入し，W/(C+B)は一定値 (=0.65) となるように調合を行った。その結果，水セメント比は大きくてもスランプ値は約18cmと，施工性の良いコンクリートを得ることができた。実験時の現場封かん養生したコンクリートの機械的性質を表-2に示す。

また，実験終了後，試験体よりコア抜きしたコンクリートの機械的性質を表-3に示す。コアは上層梁，下層梁および左右の柱から各3本ずつ採取した。コア抜きと現場封かんの圧縮強度の比率は上層梁が0.92，下層梁が0.94，柱が1.0となり，梁ではコア抜きの圧縮強度の方が低かった。

表-1 既存部コンクリートの配合

スランプ (cm)	水結合材比 W/(C+B) (%)	水セメント比 W/C (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )		
			水 W	セメント C	石粉 B
18	65	100	183	183	99

表-2 コンクリートの機械的性質

部位		材令	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
既存部	下層部	81	20.7	2.67×10 <sup>4</sup>
	上層部	74	19.2	2.35×10 <sup>4</sup>
補強部	補強部	45	41.9	3.34×10 <sup>4</sup>

表-3 コア抜きコンクリートの機械的性質

部位		材令	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
下層部	下層梁	92	19.5	2.62×10 <sup>4</sup>
上層部	柱	85	19.2	2.63×10 <sup>4</sup>
	上層梁		17.6	2.57×10 <sup>4</sup>

### 5.2 鋼材

試験体に用いた鋼材の機械的性質を表-4に示す。

表-4 鋼材の機械的性質

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> )	伸び率 (%)
9φ	332	450	2.05×10 <sup>5</sup>	30.3
25φ	307	437	2.11×10 <sup>5</sup>	31.2
D6	333	549	1.81×10 <sup>5</sup>	15.4
D16	374	538	1.86×10 <sup>5</sup>	18.6
PL-22	362	529	2.08×10 <sup>5</sup>	27.9

## 6. 実験結果

### 6.1 破壊状況および荷重変形曲線

試験体の荷重変形曲線を図-11に示す。最終変形まで荷重を保持し，紡錘形の履歴形状を示した。試験体の

既存部側最終ひびわれ状況を図-12に、補強部側最終ひびわれ状況を図-13に示す。

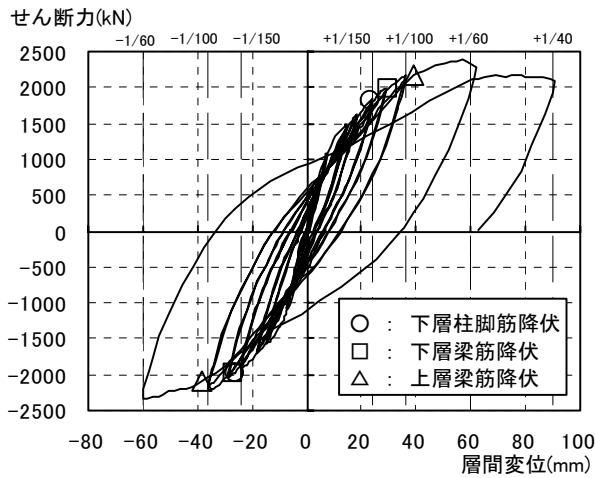


図-11 荷重変形曲線

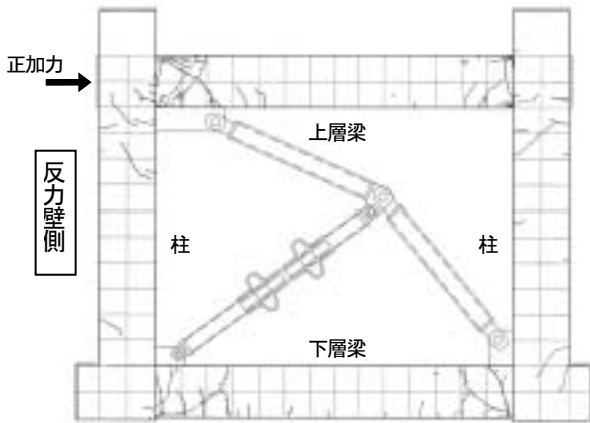


図-12 既存部側最終ひびわれ状況

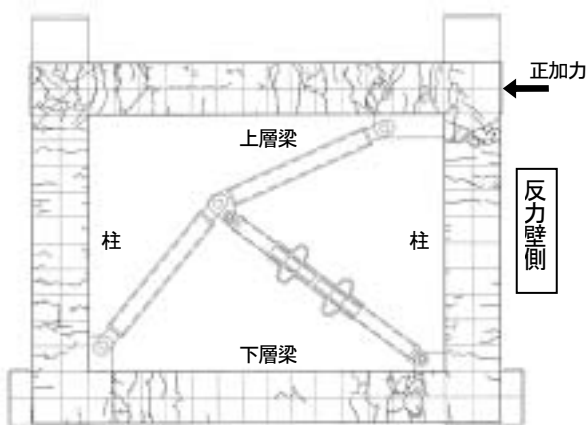


図-13 補強部側最終ひびわれ状況

既存部側は  $R=1/800$  時に下層梁の端部に、 $R=1/500$  時に柱、上層梁の端部に曲げひび割れが発生した。 $R=1/250$  時に下層梁の端部に、 $R=1/200$  時に上層梁の端部に曲げ

せん断ひび割れが発生した。部材角の増大に伴い、上下層梁端部の両端1箇所ひび割れに变形が集中し、補強部側に比べてひび割れ数の増加は少なかった。柱に斜めひび割れが発生したが、このひび割れは試験体全体の振れにより発生したものと考えられる。また、既存部の主筋の降伏は、下層柱脚部→下層梁端部→上層梁端部の順に発生して、破壊形状は梁降伏型の全体崩壊形であった。

補強部側は  $R=1/800$  時に柱、上下層梁の端部に曲げひび割れが発生した。部材角の増大に伴い、柱、梁共に曲げひび割れが端部から順次中央に向かって発生し、終局時には端部からスパンの約  $1/3$  の範囲にわたってひび割れが発生した。これは補強部には鉄板が内蔵されているので、曲げひび割れが集中せず散らばり、せん断ひび割れも発生しなかったと考えられる。既存部と補強部との界面には  $R=1/250$  時に部材端部にひび割れが発生し、部材角の増大に伴い、徐々にひろがった。

また、最終加力終了後、残留変形を残したまま、既存柱に  $0.4bDF_c$  に相当する軸力を加えたが、変形が大きく進行する等の挙動は認められなかった。

## 6.2 せん断力負担状況

試験体の既存部の鉄筋および補強部の鉄板に貼り付けたゲージから柱頭、柱脚の曲げモーメントを算定し、その曲げモーメントより既存部および補強部の負担せん断力を算定した。トグル制震装置についてはトグル腕、ダンパーに貼り付けたゲージから各部材の軸力を座標変化の考慮をせずに算定し、その軸力の水平成分より負担せん断力を算定した。各部位の負担せん断力のグラフを図-14に示す。

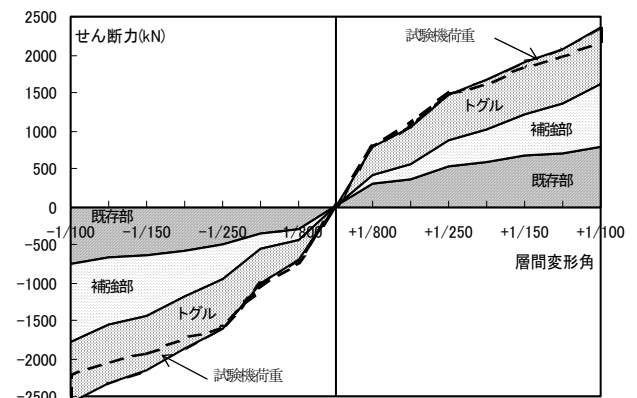


図-14 各部位の負担せん断力

### 6.3 既存部と補強部とのズレ

トグル制震補強設計のクライテリアである層間変形角 1/250, 1/200, 1/150 の加力における既存部と補強部とのズレを表-5に示す。また、既存部と補強部とのズレと層間変形との関係を図-15に示す。

設計クライテリアにおける既存部と補強部とのズレは、部材中央部と端部(パネル部)で10倍程度の差があった。部材中央部ではズレはほとんど無く、層間変位に対するズレの割合は0.4~0.6%程度であったが、部材端部(パネル部)ではズレは多少あり、層間変位に対するズレの割合は3.2~4.6%程度であった。

加力全体を通して、急激な変形の進行・耐力低下等の設計上支障となりそうな挙動は認められなかった。また、

最終加力時においても、補強部の剥離、脱落といった挙動は認められず、既存部と補強部との一体性は保たれていた。

表-5 設計クライテリアにおける既存部と補強部のズレの最大値

単位: mm

層間変形角	層間変形	梁中央部	パネル部	柱中央部	パネル部
		水平	水平	鉛直	鉛直
1/250	14.5	0.058 (0.40%)	0.460 (3.17%)	0.086 (0.59%)	0.636 (4.39%)
1/200	18.1	0.074 (0.41%)	0.670 (3.70%)	0.100 (0.55%)	0.832 (4.60%)
1/150	24.1	0.092 (0.38%)	0.980 (4.07%)	0.134 (0.56%)	1.098 (4.56%)

※( )内数値はズレの層間変形に対するパーセンテージを示す。

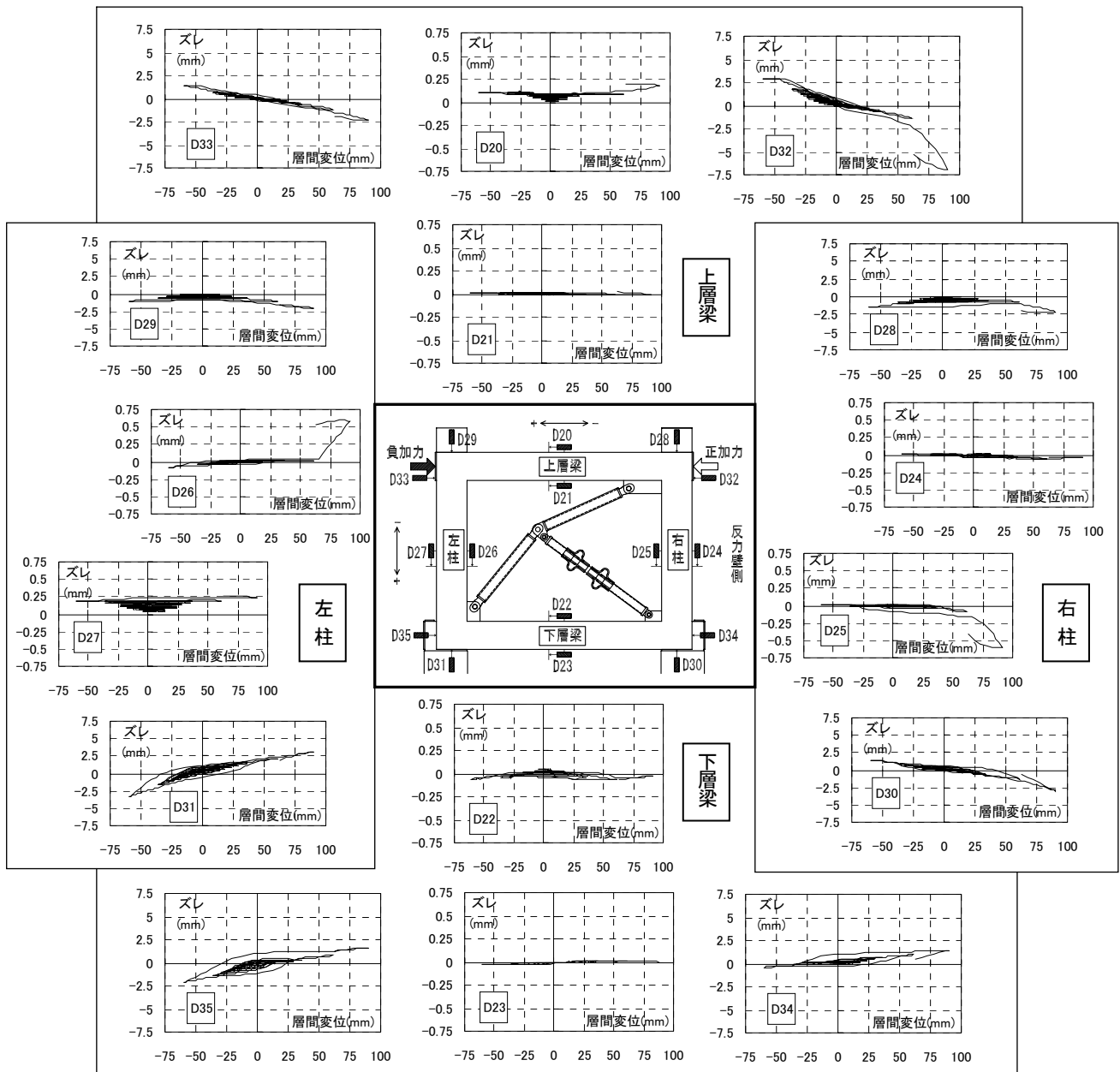


図-15 既存部と補強部のズレと層間変形の関係

## 7. まとめ

鋼板内蔵型外付け補強工法を用いてトグル制震装置を取り付けた補強RC造架構の実大実験を行い、以下の結果が得られた。

- ① 試験体の荷重変形曲線は、最終変形まで荷重を保持して、紡錘形の履歴形状を示した。
- ② 各部位の負担せん断力をみると、トグル制震装置は小さい層間変形角の時からせん断力を負担し始め、補強設計のクライテリアである層間変形角 1/250 付近でほぼ最大のせん断力に達していた。
- ③ トグル制震補強設計のクライテリアである層間変形角 1/250, 1/200, 1/150 の加力において、梁端部でズレは多少認められたが、急激な変形の進行・耐力低下等の設計上支障となりそうな挙動も認められなかった。
- ④ 終局時において、補強部の剥離、脱落といった挙動は認められなかった。

以上の結果より、トグル制震は小さい層間変形角においても効果があり、既存部柱梁の主筋が降伏する前に最大耐力に達しており、十分に補強効果があることが確認できた。また、ズレは多少あるものの既存部と補強部の一体性が保持されていることも確認できた。

今回の試験体のような梁崩壊型の架構に対しては、既存躯体と補強部とのズレを適正に評価して設計を行えば、取り付け精度等の施工性も含め、実設計・施工への適用が可能であることが実証できた。

## 8. 今後の課題

鋼板内蔵型外付け補強工法によるトグル制震補強をより良い工法とする為に、以下に示す課題が挙げられる。

- ① 既存建物に幅広く適用させていく為に、梁崩壊形だけでなく、柱曲げ降伏型や柱せん断破壊型等の架構に適用した場合の挙動を掴んでおく必要がある。

## 謝辞

本実験にあたり、ご指導、ご協力頂きました芝浦工業大学工学部山本泰稔教授、並びに同研究室の皆様、またトグル制震構法の開発当初よりご指導頂いております日本大学理工学部石丸辰治教授に、ここに記して感謝の意を表します。

## 【参考文献】

- 1) 石丸辰治他:「増幅機構を用いた制震構造システムに関する基礎的研究 (その1~その3)」日本建築学会大会学術講演梗概集, 1997
- 2) 山本泰稔他:「鋼板内蔵型RC柱による外付耐震補強工法に関する研究 (その1~その3)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1998
- 3) 石丸辰治他:「SS400材を用いた弾塑性ダンパーに関する研究 (その1~その3)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2001

**Summary** When combining dampers with the outside strengthening method, gaps between existing parts and retrofitted parts cause concern about marring of the damper effect. Full-scale reinforced concrete framing simulating a low-rise building designed before 1981 was therefore fabricated, to which toggle-dampers were attached for seismic retrofit by the external strengthening method using built-in steel plates. Static level loading tests were then conducted on this model.

The Q- $\delta$  curve of the model withstood the load to the ultimate deformation, retaining a spindle-formed history, thereby proving the strengthening effect of the toggle dampers. The application of this system to the design and execution of actual framing prone to beam collapse was also proven feasible, provided the gaps between the existing parts and retrofitted parts are properly evaluated.

**【Keywords】** seismic strengthening, damper, outside strengthening method, full scale test, connection