

# 柱・梁部材の一面に施工する 耐震補強技術の研究

伊藤克也<sup>1</sup>・野村敏雄<sup>2</sup>・岡野素之<sup>3</sup>

<sup>1</sup>(株)大林組技術研究所 土木構造研究室 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

E-mail:ito.katsuya@obayashi.co.jp

<sup>2</sup>(株)大林組技術研究所 土木構造研究室 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

E-mail:nomura.toshio@obayashi.co.jp

<sup>3</sup>(株)大林組技術研究所 土木構造研究室 グループ長 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

E-mail:okano.motoyuki@obayashi.co.jp

柱の耐震補強工事を行う際、高架橋の下を店舗等として利用している箇所では、柱全面の補強が困難であり、また、作業スペースが無いなどの制約が多い。そこで、補強部材を柱の一側面にパンタグラフ状に配置して、既設RC柱の耐力や変形性能の向上を図る新しい補強工法を開発した。これにより、従来の鋼板を用いた補強工法と比較して部材の小型化が可能となり、狭隘部での施工性の向上や工期短縮が期待できる。補強効果を確認するために、RC柱の交番載荷実験を行った結果、以下のことが分かった。(1)補強試験体は主筋降伏後、曲げ耐力まで荷重が増加する。(2)補強により良好な変形性能を示す。(3)補強部材がせん断力を軸力として伝達する。

**Key Words :** seismic retrofitting method, cyclic loading test, retrofitting steel plate

## 1. まえがき

都市部を中心とした高架橋では、高架下を店舗や倉庫などとして利用している場所が多い。そのような場所で耐震補強工事を行う際には、作業スペースが限定されるうえに、柱の全周を補強することが困難な状況にある。さらに、営業中の店舗を維持する必要があるなど、厳しい施工条件を強いられることになる。しかしながら、このような厳しい条件下での補強工法はほとんど見当たらないのが現状である。

そこで、補強部材を小型化し、既設RC部材の一側面のみに補強部材を組み合わせて配置することで、既設RC部材のせん断破壊の防止と、変形性能の向上を図る新しい補強工法を開発した。これにより、従来の鋼板を用いた補強工法と比較して、1)狭隘部での施工性が向上する、2)人力による施工が可能となり重機が不要となる、3)工期の短縮が図れる、4)補強部材量が減り経済性が向上する、などの利点が得られる。

本報告は、この補強工法の効果を確認するために、補強したRC柱の正負交番載荷実験を実施し、その基本的な構造性能を検討したものである。

## 2. 補強工法の概要

本工法の概要を図-1に示す。補強は、既設RC部材の一側面に対して行い、小型のせん断補強材を

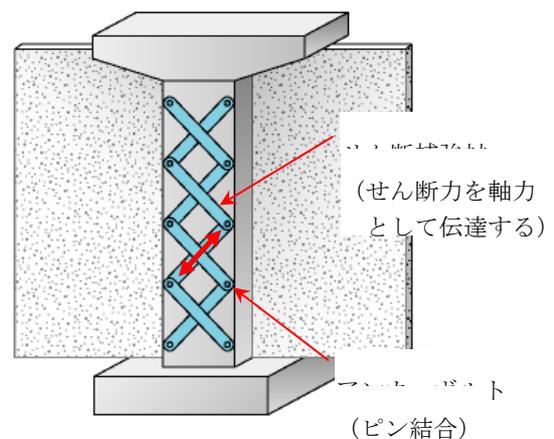


図-1 工法の概要

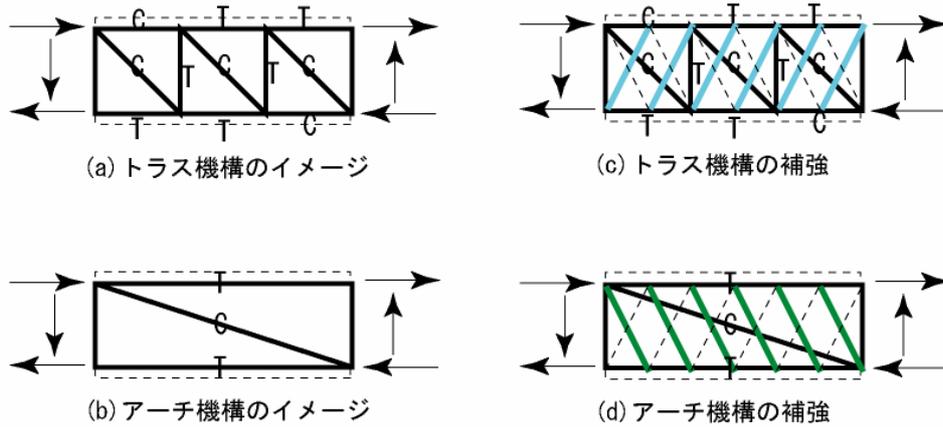


図-2 抵抗機構の概要

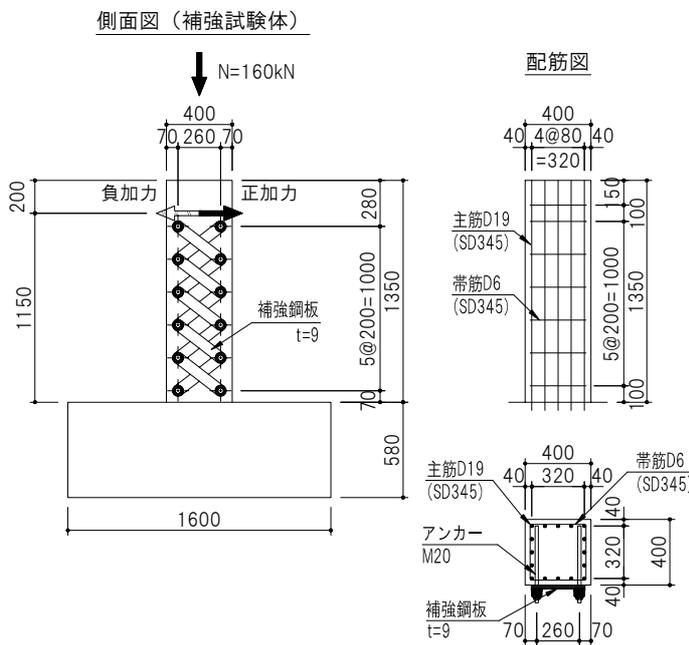


図-3 試験体の概要

パンタグラフ状に組み合わせて配置する。せん断補強材は、既設RC部材に固定したアンカーボルトとピン結合する。せん断補強材の配置は、ひび割れと交わるようにすることで、部材に作用するせん断力をせん断補強材に作用する軸力として伝達させる。すなわち、せん断補強材は、せん断力に対する耐荷力機構のアーチ機構とトラス機構を補強し、せん断破壊の防止を図っている。図-2 に抵抗機構の概略を示す。

### 3. 実験の概要

試験体の概要を図-3 に、使用材料の性質を表-1、表-2 に示す。試験体は実構造物の縮尺 1/2 を想定した、40cm×40cm の正方形断面角柱であり、無補強

表-1 コンクリートの性質

試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 ×10 <sup>5</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
標準	29.7	2.38	2.84
補強	22.0	2.09	2.29

表-2 鋼材の性質

試験体	使用部位	サイズ	材質	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 ×10 <sup>5</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
標準	帯筋	D6	SD345	347	1.75
	主筋	D19	SD345	380	2.08
補強	帯筋	D6	SD345	347	1.75
	主筋	D19	SD345	372	1.94
	補強鋼板	PL9	SS400	319	2.06
	アンカー	M20	SS400	463	2.08

の標準試験体と、耐震補強した補強試験体の計 2 体とした。両試験体ともにせん断スパン比は 3.19 である。

補強試験体には、荷重方向の一側面だけにせん断補強材として補強鋼板をパンタグラフ状に配置し、アンカーボルトとピン結合した。

アンカーボルトの定着は対面する主鉄筋中心までとした。実施工においてアンカーボルトは後施工となるが、今回の実験はコンクリート打設前にあらかじめアンカーボルトをセットし、その後コンクリートを打設した。

補強鋼板は事前の解析の結果、板厚を 3mm～9mm に変化させても、補強効果に差異は認められなかったため、補強の確実性を考慮して板厚 9mm × 幅 67mm (断面積 603mm<sup>2</sup>) を使用した。これは帯筋に換算して約 12 本分の補強量となる。補強鋼板の材質は SS400 とした。

W 面 (無補強)

E 面 (無補強)

W 面 (無補強)

E 面 (補強有り)

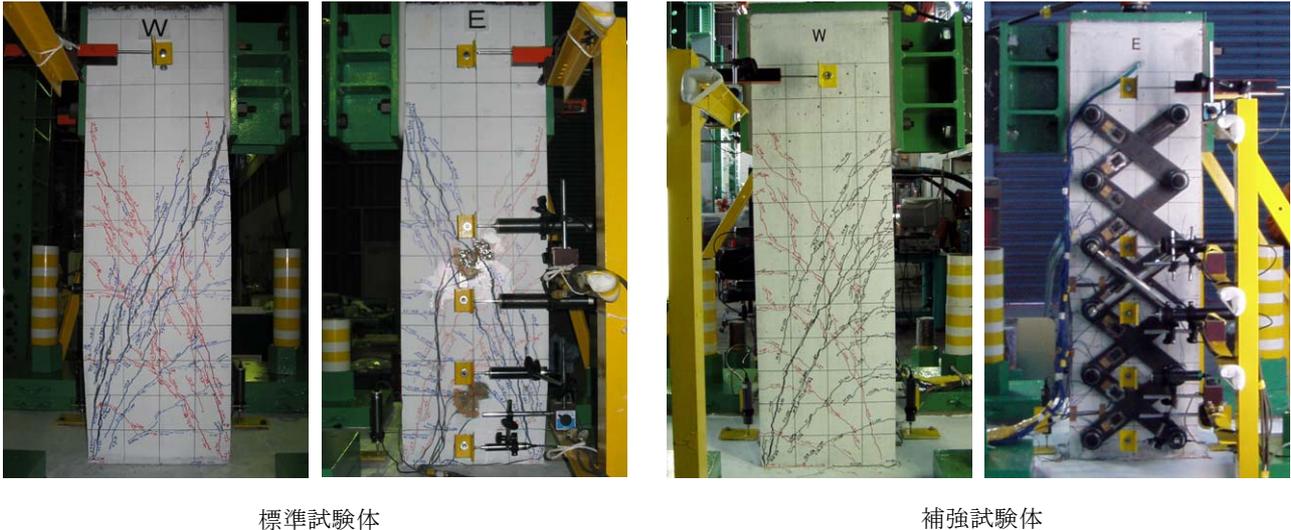
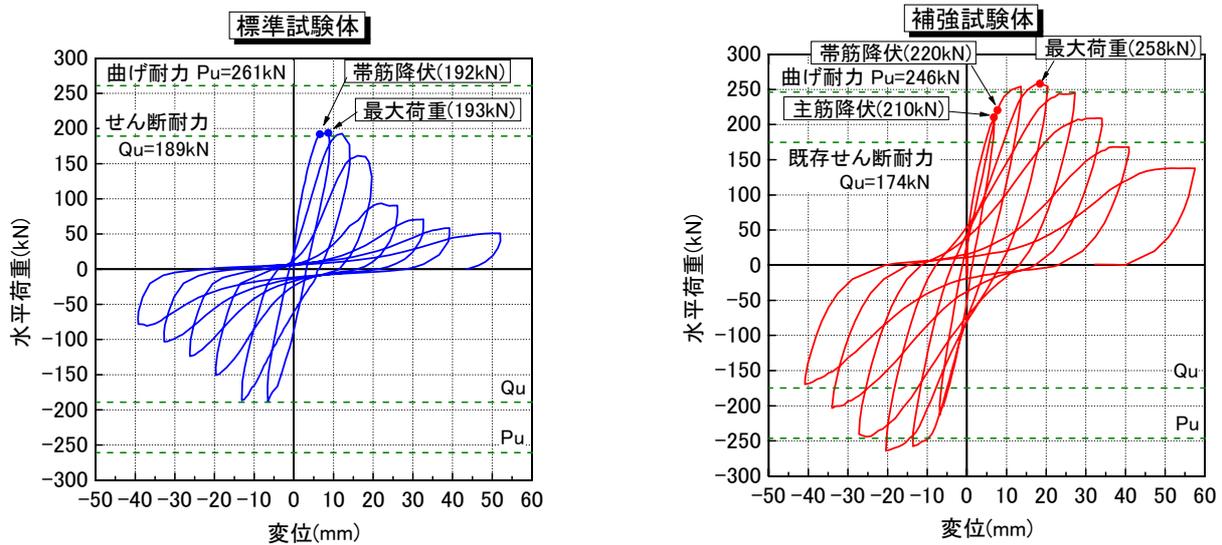
図-4 ひび割れ状況(+3δ<sub>y</sub>時)

図-5 荷重～変位関係

実験は、軸力 160kN (柱単位断面積あたり  $1.0\text{N/mm}^2$ ) を試験体に導入し、フーチング上面から 1150mm 上を水平載荷点として、静的に正負交番載荷した。交番載荷時の試験体の降伏変位  $\delta_y$  は、柱基部の主筋が降伏ひずみに達した時点の載荷点水平変位とした。なお、主筋が降伏ひずみに達する以前に帯筋が降伏ひずみに達した場合は、その時点で降伏変位とした。載荷ステップは、この  $\delta_y$  を基準として  $\pm 1\delta_y$  から  $\pm 6\delta_y$  まで降伏変位の整数倍を、各変位レベルで 1 サイクルずつ載荷し、規定サイクル終了後は部材角 1/20 を目標として載荷を行った。

実験時の計測項目は、各部材のひずみ、試験体の変位、ジャッキによる荷重である。

### 3. 実験結果と評価

#### (1) 変位性状

図-4 に補強試験体が最大荷重となった  $+3\delta_y$  時の各試験体のひび割れ状況を、図-5 に荷重-変位関係を示す。標準試験体は、荷重の増加とともに斜めひび割れが進展し、192kN で帯筋が降伏した後、193kN で最大荷重となった。その後も主筋は降伏せず、変形が進んで斜めひび割れの開口が広がり、典型的なせん断破壊の性状を示した。なお、標準試験体では、帯筋降伏時の変位を  $1\delta_y$  とした。

補強試験体は、標準試験体とほぼ同一の勾配で荷

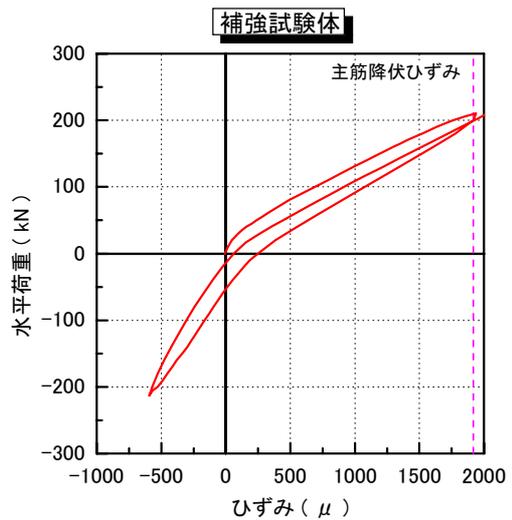
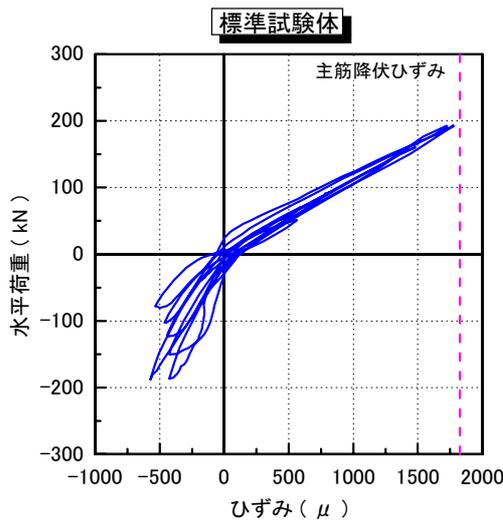


図-6 主筋ひずみ

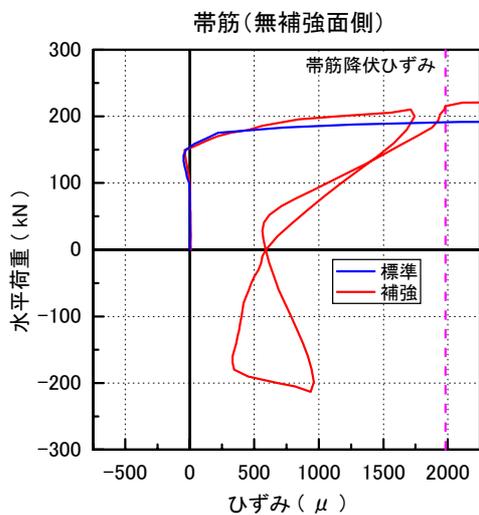


図-7 帯筋ひずみ

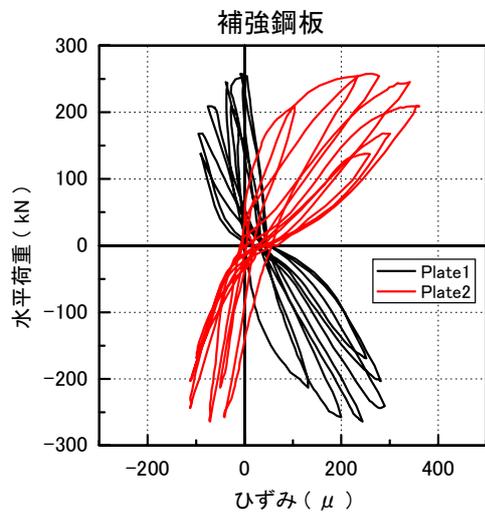


図-8 補強鋼板軸ひずみ

重が上昇し 210kN で主筋が降伏した後、斜めひび割れの進展とともに 220kN で帯筋が降伏した。しかし、その後も荷重は増加し、計算により得られる曲げ耐力<sup>リ</sup>を上回る 258kN で最大荷重に達した。また、 $\delta=4\delta_y$  まで降伏時の荷重を維持しながら変位が進み、その後荷重が低下するが、標準試験体と比較して、補強による変形性能の改善効果は明らかである。

## (2) ひずみ性状

図-6 に柱基部における主筋ひずみを、図-7、図-8 にせん断スパン中央に位置する帯筋と補強鋼板のひずみを示す。標準試験体は最後まで主筋降伏には至らなかったが、補強試験体は 210kN で降伏ひずみに達した。また、帯筋ひずみは 150kN を超えてから急激に増加し、標準試験体では主筋に先行して帯筋が降伏するのに対し、補強試験体では $+1\delta_y$  時において降伏ひずみに達していない。一方、補強鋼板は低荷重時からひずみが増加しており、作用せん断

力を分担していることがうかがえる。なお、補強鋼板は、最大荷重時におけるひずみから換算して約 33kN のせん断力を負担しており、これは帯筋の不足量を補っているものと考えられる。

## 4. まとめ

柱の一面にパンタグラフ状に配置した鋼板による耐震補強効果を確認するために、RC柱の交番載荷実験を行った結果、以下のことが分かった。(1)補強によりせん断破壊せず、曲げ耐力まで荷重が増加する。(2)補強により良好な変形性能を示す。(3)補強部材がせん断力を軸力として伝達する。

## 参考文献

- 1)土木学会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，2002