

## 報告 鋼製パネル組立による既存高架橋柱のじん性補強

岡野 素之<sup>\*1</sup>・岩田 秀治<sup>\*2</sup>・小松 章<sup>\*3</sup>・相京 博幸<sup>\*4</sup>

要旨：プレス加工で製造した鋼製のパネルを人力で組み立てて、内部にモルタルを充填する R C 柱の耐震補強工法を開発した。本工法は溶接を使わずに鋼材を接合するので、施工時の騒音・振動が小さく工期が短い。このじん性補強効果に着目した実物大 4 試験体の正負交番載荷実験を実施した。その結果、せん断破壊型の柱は、補強により高い曲げじん性を示し、補強効果が得られた。また、荷重が降伏点まで低下する変位は、補強鋼材を帯鉄筋として考え、寸法効果を考慮することにより既往の設計式で安全側に算出できることがわかった。

キーワード：耐震補強，既存構造，鋼製パネル，プレス

### 1. はじめに

柱のせん断破壊を防止し曲げじん性を高めることを目的として鋼板巻立て補強工法<sup>1)</sup>が標準的であるが、この工法は高架下を利用している場合や、鋼板の搬入、騒音、長い工期による営業補償などの面で課題がある。

これらの課題を解決するため、分割した鋼製パネルを人力施工で組み立ててモルタルを充填する耐震補強工法を開発した(写真-1, 2)<sup>2)</sup>。本工法は、亜鉛メッキ鋼板を用いるため現場塗装が不要で耐久性が高いこと、嵌合型の接合にボルトを併用するだけで容易に接合できること、施工時に発生する騒音が非常に低いことなど多くの利点があり、上記課題を解決できる。

これまで基本的な性能については既に報告<sup>2)</sup>したが、補強板厚や補強層数が限られていた。そこで、より高い補強効果を得るために 6mm の板厚の補強材を開発すると同時に 2 層補強を試みた。本報告では、じん性補強に関し新たに実施したこれらの 2 試験体の正負交番載荷実験に、既報の実験結果を加えて、変形性能に関し、既往の設計式に柱断面の寸法効果を考慮した評価法の適用性を検討した。



写真 - 1 補強材料



写真 - 2 組立の状況

\*1 (株)大林組 技術研究所土木構造研究室 博士(工学) (正会員)

\*2 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部 技術開発部 博士(工学) (正会員)

\*3 新日鉄エンジニアリング株式会社 建築・鋼構造事業部エコパイルユニット 博士(工学)

\*4 ジェイアール東海コンサルタンツ株式会社 調査事業部 開発技術部

## 2. 接合部の性能

### 2.1 接合メカニズム

接合メカニズムの概要を図 - 1 に示す。本工法で採用した接合方法は、プレスにより直方体の凸状に加工した高さ 9.3mm の突起部を別の鋼材の矩形の開孔部にはめ込んで嵌合させる構造である。補強鋼材相互の外力は、補強パネルと接合パネル相互の支圧力により伝達される。また、面外方向(板厚方向)への変位はボルトまたはリベットで拘束する。

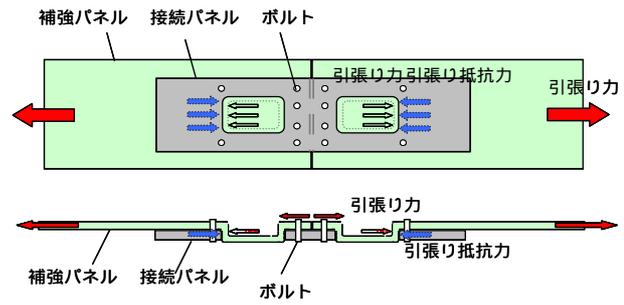


図 - 1 接合メカニズム

### 2.2 接合部の強度

板厚 3.2, 4.5 および 6mm のそれぞれの補強パネルに関して、JIS の Z 2241 金属材料試験方法にしたがって接合部の引張り試験を実施した。試験片は接合部の嵌合部分 1 箇所幅 150mm である。試験片の形状・寸法を図 - 2 に示す。実物では接合部にモルタルが充填されるので本試験は実際の接合部よりも厳しい条件である。

接合部強度の試験結果を表 - 1 に示す。いずれの試験片も母材は降伏せず接合部でリベットあるいはボルトが抜け出すと同時に、開口部が凸状のプレス部に乗り上げて面外にはずれ破壊した。接合部の強度は試験による材料の降伏点より低く、母材の強度を発揮しなかった。しかし、最大荷重は材料の規格降伏点より高く、板厚 3.2 mm で 147 ~ 150 kN、板厚 4.5mm で 214 ~ 218 kN、板厚 6.0mm で 324 ~ 338 kN でばらつきが非常に小さく、この接合方法の信頼性が高いことがわかる。本接合部では、凸部を金型によるプレス加工、開口部をプラズマによる切削としているので、高い精度で製造できパネルの製作ロット毎の接合部の強度試験を行うことにより品質保証が可能である。ここで、設計上の安全率を考慮して低減係数として 0.75 を導入し、これを規格降伏点に乗じて接合部の保証強度を算出する。このように保証強度を定めると、試験による接合部の強度は保証強度の 138 ~ 152% となる。以下この保証強度を性能評価に用いることにする。

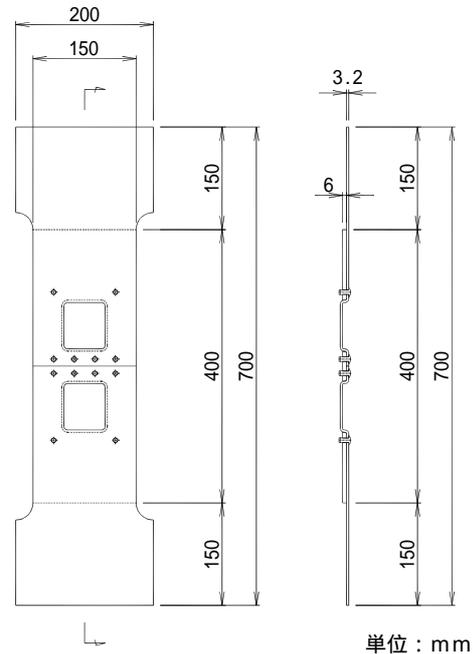


図 - 2 試験片 (板厚 3.2mm)

表 - 1 接合部の引張り試験結果

板厚 mm	試験 片	最大 荷重kN	応力度 N/mm <sup>2</sup>	設計 引張強度 N/mm <sup>2</sup>	比	破壊形態
3.2	1	146	304	221	1.38	接合部はずれ
	2	147	306		1.38	接合部はずれ
	3	150	313		1.42	接合部はずれ
	平均	148	308		1.39	-
4.5	1	218	323	221	1.46	接合部はずれ
	2	214	317		1.44	接合部はずれ
	3	214	317		1.44	接合部はずれ
	平均	215	319		1.45	-
6.0	1	292	324	221	1.46	接合部はずれ
	2	305	338		1.52	接合部はずれ
	3	300	333		1.51	接合部はずれ
	平均	299	332		1.50	-

### 3. 正負交番載荷実験

#### 3.1 試験体の種類

試験体の一覧を表 - 2 に示す。試験体は標準断面と大型断面の 2 種類で、双方とも片持はり形式の柱型とし、せん断破壊型の既存 R C 柱を模擬した。鋼製パネルによる補強量はそれぞれ横補強筋比で 1%を目処 ( D , L D 試験体 ) とした。標準試験体では 2 層補強した場合を D 2 , 大型試験体では 6.0mm の補強パネルの場合を L D 2 とした。

#### 3.2 試験体の形状・寸法と配筋

試験体の形状・寸法と配筋の概要を図 - 3 ( 標準試験体 ) および図 - 4 ( 大型試験体 ) に示す。

標準試験体は一辺 600mm の正方形断面で、せん断スパン比を 3.33 に設定した。引張り鉄筋比は 1.3% である。D 試験体は補強パネルには厚さ 3.2mm の亜鉛メッキ鋼板を用い、D 2 試験体は下部 1 D 区間について同補強パネルとモルタルを 2 層同じ厚さで補強した。

大型試験体は一辺 900mm の正方形断面であり、せん断スパン比を 3.21 に設定した。引張り鉄筋比は 1.4% である。補強パネルには L D 試験体は厚さ 4.5mm の亜鉛メッキ鋼板を用い、L D 2 試験体は厚 6.0mm の亜鉛メッキ鋼板を用いた。

使用した鋼材の性質を表 - 3 に、またコンクリートの性質を表 - 4 に示す。

#### 3.3 載荷

載荷は、各試験体とも一定軸力 ( 標準試験体 : 882kN , 大型試験体 : 2025kN , 柱単位断面あたりそれぞれ 2.5 N / mm<sup>2</sup> ) を柱上端に保持し、初降伏変位  $y$  を基準として変位制御によりその整数倍の変位レベルで 3 回ずつ繰り返すことを原則とした。

表 - 2 試験体の一覧

試験体		断面 ( mm )	補強パネル厚さ ( mm )	横補強筋比 ( % )
標準	D	600 * 600	3.2	1.1
	D 2	600 * 600	3.2 * 2層	2.1
大型	L D	900 * 900	4.5	1.0
	L D 2	900 * 900	6.0	1.3

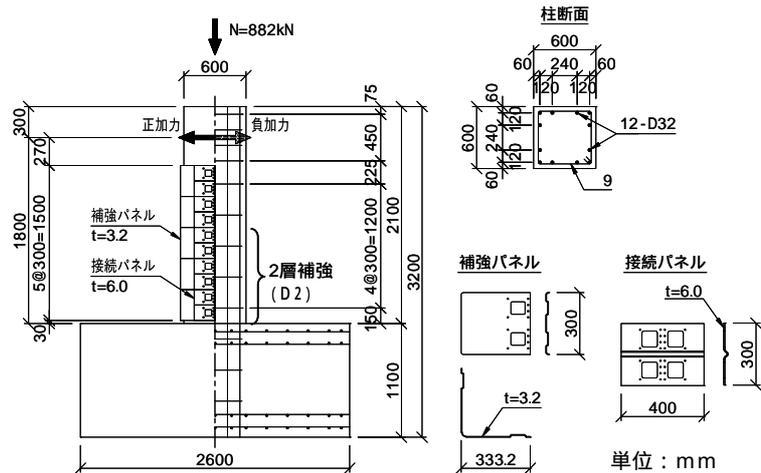


図 - 3 標準試験体の概要

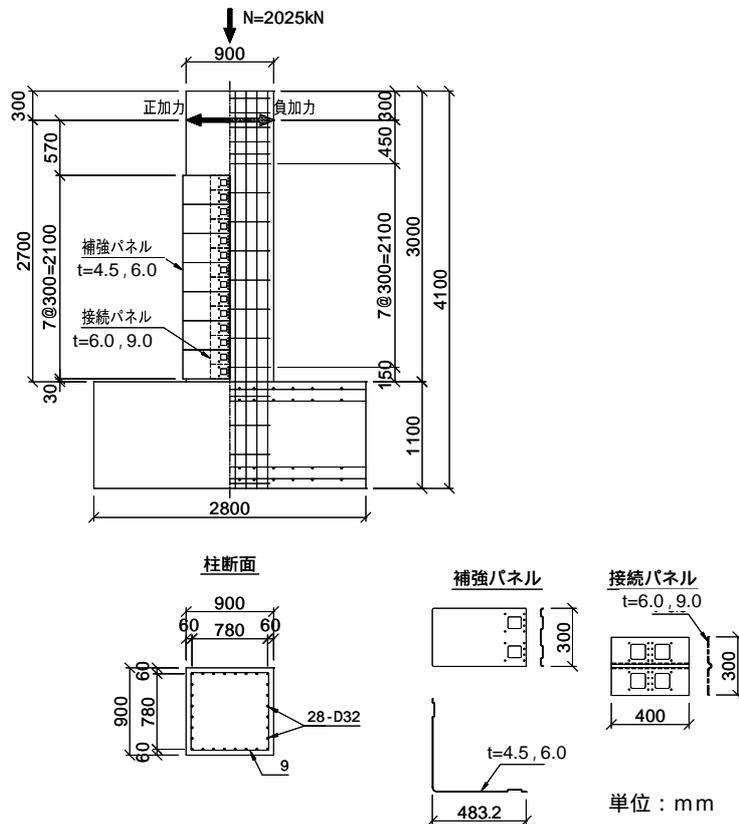


図 - 4 大型試験体の概要

### 3.4 実験結果

各試験体の荷重と変位の関係を図 - 5 ~ 図 - 8 にそれぞれ示す。ここで荷重は軸力による二次曲げモーメントを除外した値とし、図中には後に説明する骨格曲線の計算値を記入した。

#### (1) 標準試験体 (D, D2)

両試験体とも曲げ降伏し、それぞれ 4 y, 6 y で最大荷重 624, 685kN に達し 8 y (部材角で約 1/20), 12 y (部材角で約 1/13) まで降伏荷重を維持した。その後は繰り返しにより荷重が低下した。柱下部付近では、コンクリートが圧壊して補強パネルのはらみ出しが見られたが、柱のせん断破壊には至らなかった。いずれも履歴はエネルギー吸収性能の高い紡錘型を示している。補強量を 2 層とすることにより大幅に変形性能が向上することがわかった。

#### (2) 大型試験体 (LD, LD2)

両試験体とも曲げ降伏し、それぞれ 6 y, 4 y で最大荷重が 1523kN, 1529kN に達し、ともに 8 y (部材角で約 1/25) まで降伏荷重を維持した。両試験体とも、その後は繰り返しにより

表 - 3 鋼材の性質

使用部位	サイズ	材質	降伏点 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 × 10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>
柱主鉄筋	D32	SD345	363	574	2.03
			369	565	1.89
			372	569	2.04
			369	565	1.89
横補強筋	9	SR235	336	459	1.90
			337	464	2.09
			331	450	2.01
			337	464	2.09
補強パネル	13.2 13.2 14.5 16.0	NSDH400	344	463	1.90
			343	458	1.92
			350	447	1.95
			343	458	1.92
接続パネル	t 6.0 t 6.0 t 6.0 t 9.0	SS490 SM490A SS490 SM490A	375	535	1.85
			383	542	1.97
			453	597	2.01
			383	542	1.97

注) 各欄とも上段から D, D2, LD, LD2 の順

表 - 4 コンクリートの性質

設計基準強度 f'ck = 24 N/mm <sup>2</sup>	材齢 日	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 × 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	
					標準試験体
	D	40	26.7	2.14	2.68
	D2	76	32.4	2.78	2.72
	LD	28	33.3	2.26	2.97
	LD2	62	29.3	2.88	2.54

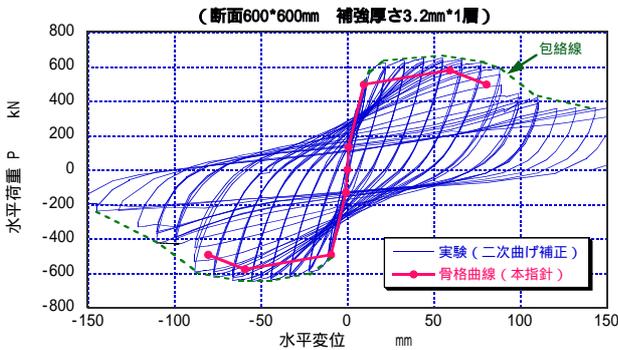


図 - 5 荷重と変位の関係 (D)

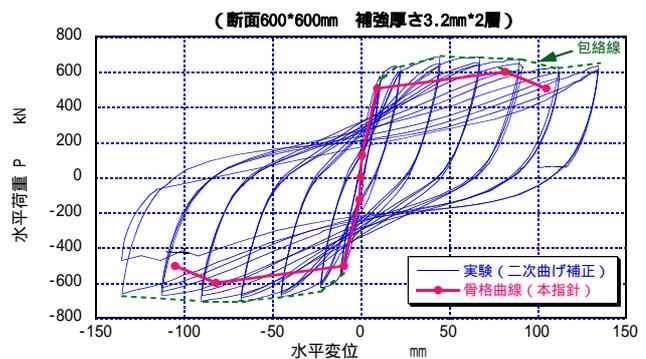


図 - 6 荷重と変位の関係 (D2)

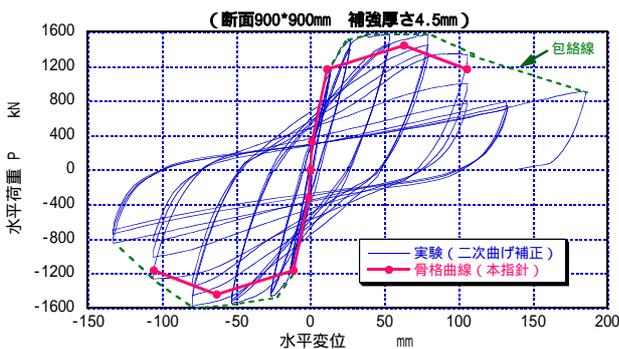


図 - 7 荷重と変位の関係 (LD)

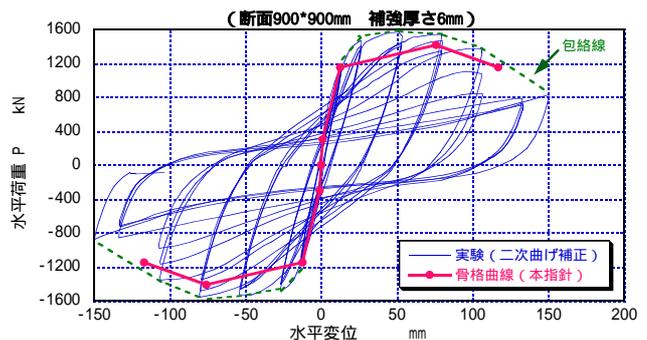


図 - 8 荷重と変位の関係 (LD2)

荷重が低下した。両試験体とも，柱下部付近では，コンクリートが圧壊して補強パネルのはらみ出しが見られたが，柱のせん断破壊には至らなかった。両試験体とも，履歴はエネルギー吸収性能の高い紡錘型を示しており，LD2試験体では補強パネルの厚みの増加により，8 yでのくり返しによる荷重低下がゆるやかになった。

塑性ヒンジ部の実験終了時の側面の状況を写真-3～写真-6にそれぞれ示す。各試験体とも接合部の損傷は見られない。

#### 4.骨格曲線の検討

##### (1) 検討方針

鉄道標準（コンクリート構造物）<sup>3)</sup>では，柱周囲方向を拘束する横補強鉄筋を適切に評価に取り入れた柱部材の骨格曲線が示されている。鋼製パネルによる補強工法は，柱周囲方向に鋼製パネルを配置しているので，前章で示した実験結果を上記鉄道標準と同じ考え方で評価し，寸法効果を考慮した評価式で骨格曲線を比較・検討した。

##### (2) 寸法効果評価式

一般のコンクリート柱では，寸法が大きくなると中間帯鉄筋が配置されるので帯鉄筋の間隔は一定以上大きくならないが，柱周囲に配置する場合には補強材として間隔が大きくなる。したがって，同じ補強量でも補強材が軸方向鉄筋の座屈を抑制する作用が低くなることが考えられる。そこで，荷重が降伏荷重まで低下した点（N点）に着目し柱幅の寸法効果を考慮した。

鉄道標準では，M点（最大荷重点）及びN点における変形は，次の3種類の変形成分により構成されている。

フーチングからの主鉄筋の抜け出しによる  
回転成分

塑性ヒンジ部の回転成分

塑性ヒンジ部より上の変形成分

ここで，鋼製パネルによる補強効果は帯鉄筋と同様に の塑性ヒンジの回転成分に影響すると考え，この成分の寸法効果を考える。断面一辺



写真 - 3 実験終了時 ( D )



写真 - 4 実験終了時 ( D 2 )



写真 - 5 実験終了時 ( L D )



写真 - 6 実験終了時 ( L D 2 )

が 600mm の D 試験体を標準とし，LD 試験体に

において線形に減少するように部材幅を考慮する係数 ( $k_{rb}$ ) を導入し、塑性ヒンジの回転成分に乗ずる。したがってM点における塑性ヒンジ部の回転成分は以下の式で表される。なお、この係数 ( $k_{rb}$ ) 以外は元の式にしたがった。

$$\theta_{pm} = \frac{k_{rb} \cdot \{0.021(k_{w0} \cdot p_w + k_{s0} \cdot p_s) + 0.013\}}{(0.79 p_t + 0.153)}$$

.....(式1)

ただし、 $0.021(k_{w0} \cdot p_w + k_{s0} \cdot p_s) + 0.013 \leq 0.04$   
 $0.79 p_t + 0.153 \geq 0.78$

$\rho_m$  : M点におけるヒンジ部の回転角

$k_{rb}$  : 部材幅を考慮する係数で以下の式による

$$k_{rb} = 600/b \leq 1.0 \quad \dots\dots(式2)$$

$k_{w0}$  : 鉄筋強度を考慮する係数でここでは 0.85

$k_{s0}$  : 補強鋼板の強度を考慮する係数でここでは 0.65

$\rho_w$  : 帯鉄筋比 (%)

$\rho_t$  : 引張鉄筋比 (%)

$\rho_s$  : 鋼製パネルの横補強鋼材比 (%) で以下の式で表される

$$p_s = \frac{A_s}{b \cdot h} \times 100 = \frac{2 \cdot t}{b} \times 100 \quad \dots\dots(式3)$$

$A_s$  : 補強パネルの断面積 (mm<sup>2</sup>)

$b$  : 腹部の幅 (mm)

$h$  : 補強パネルの高さ (mm)

$t$  : 補強パネルの厚さ (mm)

また、N点における塑性ヒンジ部の回転成分は以下の式により(式1)の結果を用い算出する。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta\theta_p \quad \dots\dots\dots(式4)$$

ただし、 $\Delta\theta_p = K_p \cdot (M_y - M_m)$

$$K_p = -0.1 / M_m$$

$\rho_n$  : N点におけるヒンジ部の回転角

$M_y$  : 降伏曲げモーメント

$M_m$  : 最大曲げモーメント

上記方法で算出した各試験体の骨格曲線と実験結果の比較を図-5~図-8に示した。

降伏荷重を保つN点に着目すると、標準試験

体のDおよびD2試験では、部材幅による低減なしで一般の帯筋の場合と同じ評価方法であるが、骨格曲線は安全側に算出できている。また、大型のLD、LD2試験体の場合、柱幅の寸法効果を考慮した算出方法で実験結果をほぼ安全側に評価できている。

## 5.まとめ

鋼板巻立てによる耐震補強工法の改良を目的とした鋼製パネル組立てによる補強工法について、接合部の引張試験と、柱の正負交番実験を実施した。その結果以下の知見が得られた。

- (1) 接合部の強度は、接合部のはずれにより破壊し実降伏強度より低い材料の規格強度より高くばらつきが少ない。
- (2) 鋼製パネル組立てによる耐震補強方法は、実物大の柱をじん性補強することが可能で、軸方向鉄筋の降伏変位の最大12倍程度まで降伏荷重を保持することができる。
- (3) 鋼製パネル相互の接合部は、部材の破壊に至るまで健全である。
- (4) 鋼製パネル組立てにより補強されたRC柱部材の骨格曲線は、接合部の強度低減を加味して鋼製パネルを鉄筋として考え、一般のRC柱の算定法に柱幅による寸法効果を考慮することにより算出可能である。
- (5) 補強パネルを2層施すことにより、補強パネルの2倍の厚さで評価したじん性補強効果が得られる。

## 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：既存鉄筋コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て補強編 1999.
- 2) 岡野素之，長縄卓夫，小松 章，相京博幸：鋼製パネル組立によるRC柱の耐震補強工法の開発，コンクリート工学，Vol.44，No.8，pp.30-38，2006.8
- 3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），2004.