

鋼製パネル組立てによる高架橋柱の耐震補強

岩田 秀治¹・岡野 素之²・小松 章³・相京 博幸⁴

¹正会員 博(工) 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部 技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山1545-33)

²正会員 博(工) (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)

³正会員 博(工) 新日鉄エンジニアリング(株) 建築・鋼構造事業部 (〒100-8071 東京都千代田区大手町2-6-3)

⁴正会員 ジェイアール東海コンサルタンツ(株) 調査事業部 (〒460-0008 名古屋市中区栄2-5-1)

1. はじめに

兵庫県南部地震による鉄道構造物の甚大な被災を鑑み、その後、新しい耐震設計基準が制定され、同時に鉄道RC ラーメン高架橋柱等の脆性的なせん断破壊の防止を目的に、耐震補強として主に鋼板巻き補強を実施してきた^{1), 2)}。しかし、店舗等の高架下利用による制約条件箇所では、施工困難となる場合も多く、合理的な補強工法の開発が急務とされてきた。

今回、高架橋柱の耐震補強に関して、従来の基本補強工法である鋼板巻き補強を改良し、経済的で施工性も良く、かつ構造系としてより合理的な補強工法を提案することを目指し、プレス技術を導入した新しい鋼板の接合方法を考案することにより、大幅な省力化が計られ、現場での工期短縮や環境改善を可能とした「鋼製パネル組立て補強工法」を実用化した。

以下、この新しい補強工法について、実物大柱模型による載荷実験による接合部の性能、せん断およびじん性補強効果について示す。

部と接続パネルに設けた開口部を重ねあわせてはめ込み、リベットまたはボルトで固定して接続することにより行う。その後、パネルと柱との間隙に無収縮モルタルを注入する。このように補強鋼板をパネルに分割して人力施工することにより、次のような利点がある。

- 1) 従来の鋼板巻立て補強は、溶接の作業性等により鋼板厚を設定していたが、これに比較し本工法では薄い鋼板厚が可能となるため、鋼材使用量が低減される。
- 2) 小型化した補強材および人力で組立てるので、駅部などの制約の多い狭隘箇所での施工が可能になる。
- 3) 溶接が不要であるため、周辺への対策が軽微となり、工期が短縮される。
- 4) 現場での塗装が不要となるため工期が短縮される。
- 5) 施工に重機や大型機械を用いないので、騒音・振動の発生レベルが低い。

これらの利点により、従来からの鋼板巻立て補強に比較して、工費縮減と大幅な工期短縮が見込まれる。

2. 補強工法の概要

本補強工法は、図-1 に示すように、小型の補強パネルと接続パネルの補強鋼材で構成され、プレス加工・塗装など全ての製造過程を工場で行う。そして、写真-1 に示す補強材料と施工手順により、施工箇所に台車などで搬入し人力で組立てる。組立ては、補強パネルに設けた凸状突起

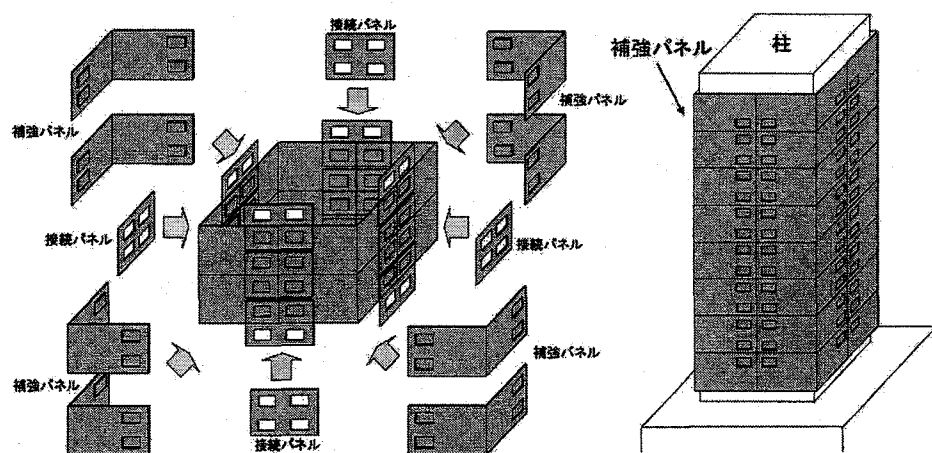


図-1 補強工法の概要

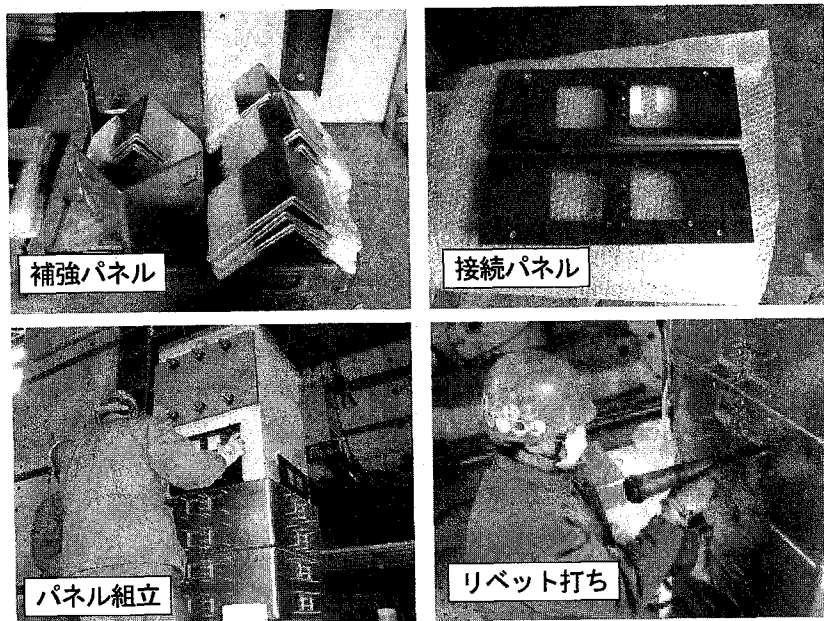


写真-1 補強材料と施工手順

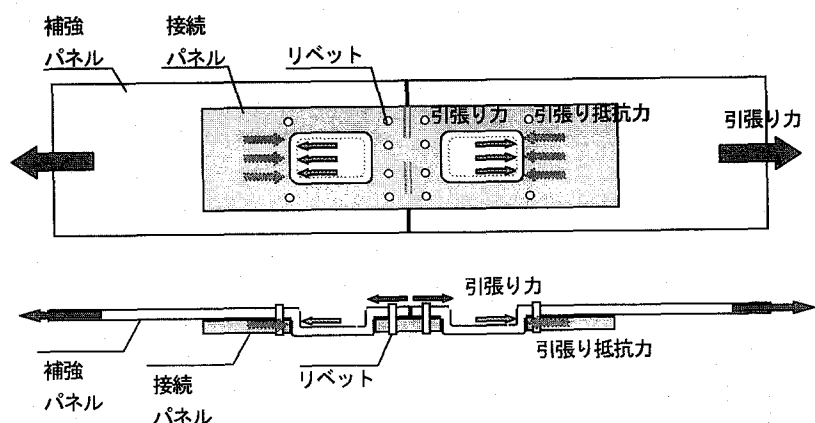


図-2 接合メカニズム

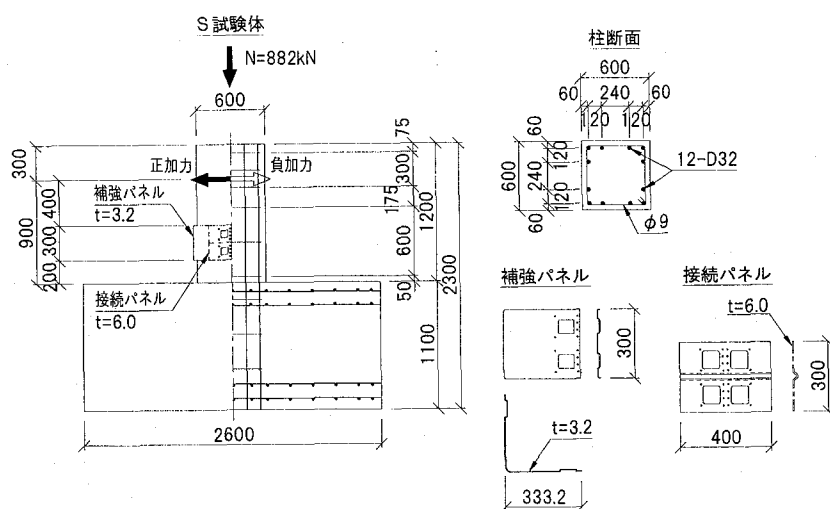


図-3 試験体（せん断実験）

3. 補強材の接合メカニズム

本工法で採用した接合方法は、経済性、施工の容易性、加工性を考慮して、平鋼材を切断、凸型のプレス加工し、このかみ合わせで外力に抵抗する機構とした。

図-2 に接合メカニズムの概要を示す。これは、補強パネルに直方体凸状に加工した高さ 93mm の突起部を接続パネルの長方形の開口部にはめる構造で、補強鋼材の応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)への変位はリベットまたはボルトで拘束する。

また、補強パネル 32mm 厚と接続パネル 6.0mm 厚の場合で、凸型のプレス加工を行っているために、断面 2 次モーメントは平鋼換算で 13.4mm 厚に相当するものである。

4. せん断補強効果

(1) 鋼製パネルによるせん断補強

鋼製パネル組立によるせん断補強効果を確認することを目的として、実物大の試験体において正負交番載荷実験を行い、そのせん断強度と既往の計算式との整合性について検討した。

(2) 載荷実験

試験体の概要を図-3 に示す。試験体は片持はり形式の柱型とし、せん断破壊型の既存鉄筋コンクリート柱を模擬した一辺 600mm の正方形断面である。本実験はせん断破壊させる必要があるため、せん断スパン比を 1.67 とし、主鉄筋には SD390 を用い曲げ耐力を高めた。同様に補強区間はせん断耐力が過大とならないように、幅 30cm (標準パネル 1 リング分) とした。

使用材料の性質を表-1 に示す。ここで、補強パネルには厚さ 32mm の合金メッキ鋼板を用いた。載荷は、軸力 882kN (柱単位断面積あたり 2.5N/mm^2) を保持した状態で実施し、帯鉄筋が初降伏した変位を基準として、変位制御により降伏変位 (δ_y) の整数倍でそれぞれ正負 3

表-1 使用材料の性質（せん断実験）

使用部位	サイズ	材質	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ⁵ N/mm ²
柱主筋	D32	SD390	431	619	1.97
帯筋	φ9	SR235	336	459	1.90
補強パネル	t3.2	NSDH400	344	463	1.90
接続パネル	t6.0	SS490	375	535	1.85

設計基準強度 fck=24N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ⁴ N/mm ²	引張強度 N/mm ²
コンクリート（材齢53日）	28.2	2.18	2.53

回繰り返し載荷し、補強パネルが降伏した後は繰り返し回数を各1回で試験を継続した。

(3) 実験結果

荷重と変位の関係を図-4に示す。荷重上昇にしたがって、せん断ひびわれが発生し、やがて帯筋が降伏したが、さらに荷重は上昇し、最大荷重 1229kN の直後に補強パネルが柱周囲方向に降伏した。最大荷重時の状況を写真-2に示す。その後荷重は低下するが、実験終了まで、補強パネル相互の接合部では破断や外れなどの挙動はなかった。破壊の分類としては補強材が降伏して破壊するせん断引張り破壊と見られる。

図中には補強前後におけるせん断耐力の計算値を記入した。計算値は、修正トラス理論を基本とした土木学会のディープビーム式³⁾を適用し、補強パネルの全断面積を補強鉄筋として考え、材料試験による降伏強度を用い、部材係数を 1.0 として算出した。別途ひずみの性状を調査した結果、せん断破壊は補強パネルの降伏に依存すると考えられたので、補強パネルが降伏した時点部材破壊と定義し、せん断耐力計算結果と比較すると、実験値は計算値（1009kN、土木学会ディープビーム式）の 1.16 倍となる。また、最大荷重は 1229kN であり、同様に計算値の 1.21 倍である。したがって、せん断耐力はパネルの断面積を用いた既往の計算式で安全側に算出可能である。

5. じん性補強効果

(1) 鋼製パネルによるじん性（変形性能）補強効果

鋼製パネル組立による鉄筋コンクリート柱のじん性補強効果を確認することを目的として、実物大の試験体において正負交番載荷実験を行った。

(2) 載荷実験

試験体は片持はり形式の柱型とし、曲げ破壊型の既存

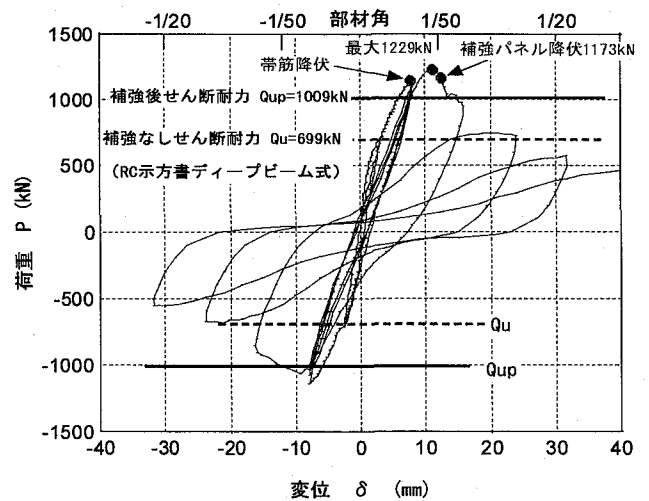


図-4 実験結果（荷重－変位）



写真-2 最大荷重時の状況

RC柱を模擬した一辺 600mm の正方形断面である。試験体の概要を図-5に、また使用材料の性質を表-2に示す。

補強パネルには合金メッキ鋼板を用いた。補強パネルによる補強筋比は 1% 程度であり、一般の鉄筋コンクリート柱よりも大きい。厚さ 6mm の鋼板補強に比較して補強量は大幅に低減している。載荷は、軸力（柱単位断面積あたり 2.5N/mm²）を保持し、主鉄筋の初降伏変位（δ_y）を基準として変位制御により各変位レベルで 3 回ずつ繰り返した。

(3) 実験結果

荷重と変位の関係を図-6に示す。試験体はせん断破壊せずに曲げ降伏し、全般にエネルギー吸収性能の高い紡錘型の履歴を示した。4δ_yで最大荷重 624kN に達し、その後、次第に荷重が低減したが、8δ_y（部材角で約 1/20）まで降伏荷重を維持し、さらに繰り返しのより大きく荷重が低下した。終局に至るまで補強パネル相互の接合部では破断・はずれが発生することなく、一体化さ

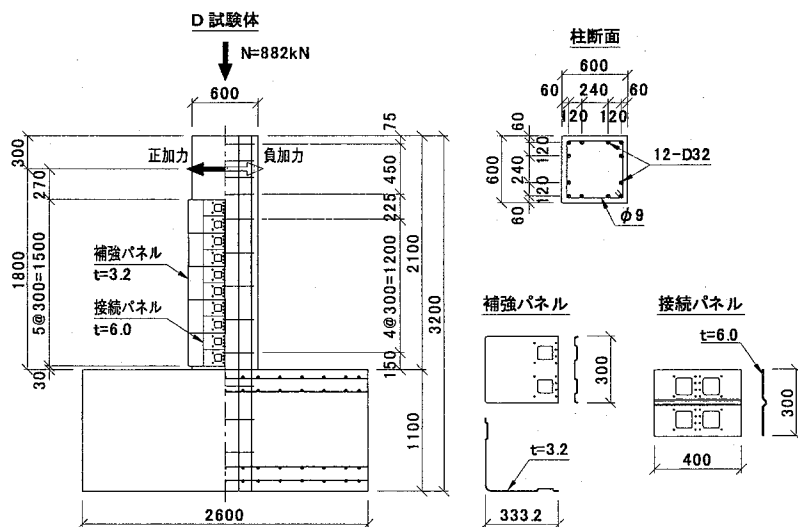


図-5 試験体（じん性試験）

表-2 使用材料の性質（じん性実験）

使用部位	サイズ	材質	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ⁵ N/mm ²
柱主筋	D32	SD345	363	574	2.03
帯筋	φ9	SR235	336	459	1.90
補強パネル	t3.2	NSDH400	344	463	1.90
接続パネル	t6.0	SS490	375	535	1.85

設計基準強度 fck=24 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ⁴ N/mm ²	引張強度 N/mm ²
コンクリート（材齢 40 日）	26.7	2.14	2.68

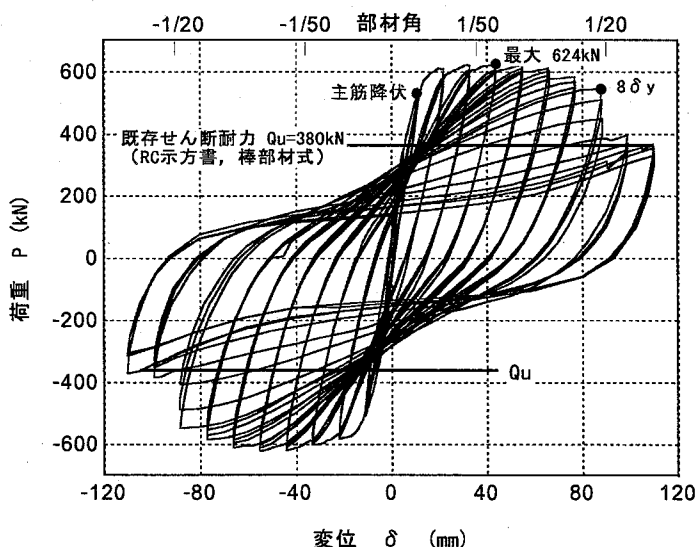


図-6 実験結果（荷重－変位）

れた状態を保った。

終局変位時には柱下端部付近では、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。8δy 時の塑性ヒンジ部の状

ELEMENT MESH OF MS-D

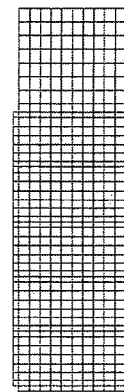


図-7 解析メッシュ

況を写真-3, 4 に示す。部材角で 1/20 に至っているにもかかわらず、かぶりコンクリートのはらみだしは顕著でなく、基部周辺の一部におけるコンクリートの損傷に止まっていた。

6. FEM 解析による曲げ剛性の比較

鋼板巻立て補強された柱では、RC 柱の周囲に閉合した鋼製角柱が設置されるので、一般に柱の剛性が高くなるが、鋼製パネルで組立補強された柱は、部材軸直交方向に分割されているため、鋼板巻立て補強の場合より剛性が低いことが予想される。そこで、実験した実物模型について、鉄筋の降伏点までの剛性に着目して、二次元 FEM 解析により補強仕様による違いを実験値と比較検討した。使用した解析ソフトは、FINAL（大林組開発）⁴⁾ である。

解析ケースは以下の 3 種類とした。

- ① RC 単独とした無補強
- ② 鋼製パネルを意図した継目のある補強
- ③ 鋼板巻立てを意図した一体型補強

コンクリートおよび補強鋼板は平面応力要素とし、鉄筋はトラス要素とした。要素分割は断面方向に 10 分割とし、部材軸方向には鉄筋や鋼材の位置に配慮しつつ 43 分割とした（図-7）。主鉄筋の抜け出しは鉄道標準¹⁾にしたがって考慮した。なお、材料の諸数値は試験結果を用いた。

試験体の変形図の比較を図-8 に、各試験体の荷重と変位の関係を図-9 に示す。解析値は、明らかに、無補強、鋼製パネル補強、鋼板巻立て補強の順に剛性が高くなる。一方、実験値は、無補強の RC 単独の勾配に近い結果であった、ここで、解析では鋼板が水平方向端部でコンクリートに剛結しているため、鋼製パネルを意図した継ぎ目のある場合でも鉛直方向にも剛性に寄与してい

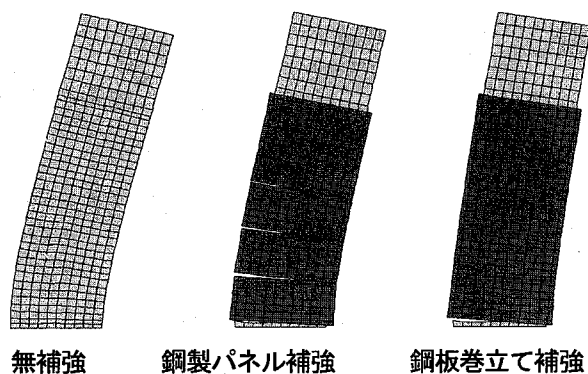


図-8 変形図の比較

るが、実際は鉛直方向には鋼板端部は剛結ではないので、解析値は剛性の高い傾向となっている。このことを考慮すると、解析における剛性は、より補強なしの解析結果および実験結果に近くなると考えられる。したがって、鋼製パネルによる補強部材の曲げ剛性は、通常の鉄筋コンクリート部材と同様に算定できると考えられる。

7. 復元力モデルの検討

鉄道標準¹⁾では、柱部材の骨格曲線と復元力モデルが示されている。そこで、これにしたがって鋼製パネルで補強された部材の復元力モデルを算出し、じん性実験結果と比較する。検討条件は以下である。

- ① 実験・解析結果から、補強鋼材は、せん断、じん性補強効果とも、横補強筋と同様に作用し、曲げ剛性には寄与しないものとする。
- ② 補強パネルの強度を考慮する係数は、帯鉄筋強度に関する係数に準じて材料の保証降伏強度に比例させるものとし0.65に設定する。
- ③ 補強パネルの強度は、接合部単体の引張り試験結果から求められた低減係数(0.75)を乗じて定める。
- ④ 履歴側における剛性低下率は0.4とする。

実験値と復元力モデルによる計算値の比較を図-10に示す。実験値の復元力モデル計算結果は、荷重に関して概ね一致し、変位は安全側となっているが、安全側に履歴を再現している。また、設計値と実験結果の骨格曲線の比較を図-11に示す。荷重、変位とも、設計値として十分な安全性が確保されている。

8. 適用実施例

本補強工法の適用事例を写真-5に示す。これは新幹線駅部において、道路が近接し、更に設備機器が周辺に配置されている場合である。

従来工法では、道路の交通を遮断し、また設備を移設するなど附帯工事の後で鋼板を溶接する必要があったが、本工法ではそのまま人力で施工可能となり、大幅に工期

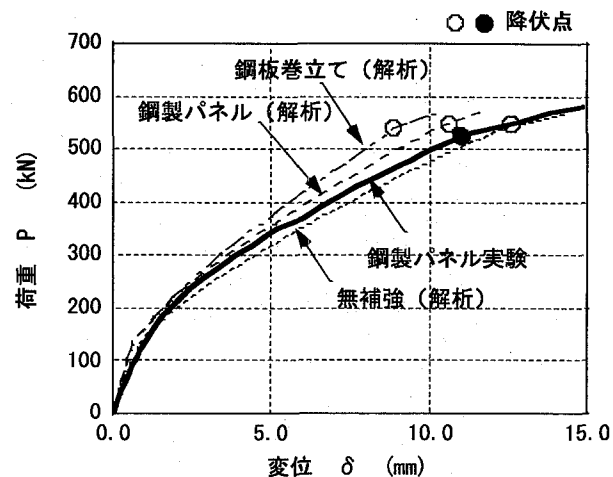


図-9 剛性の比較

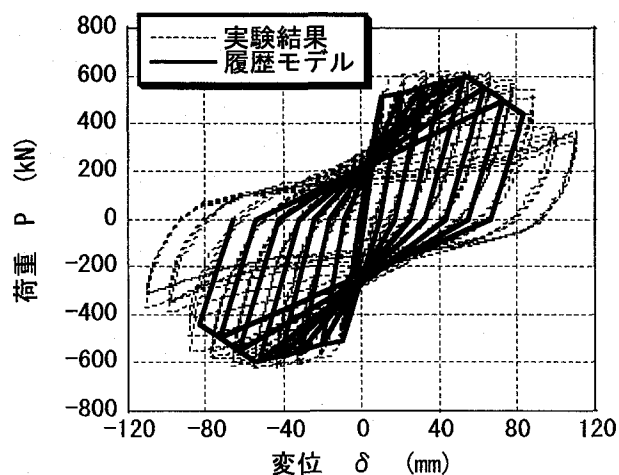


図-10 復元力モデルと実験値の比較

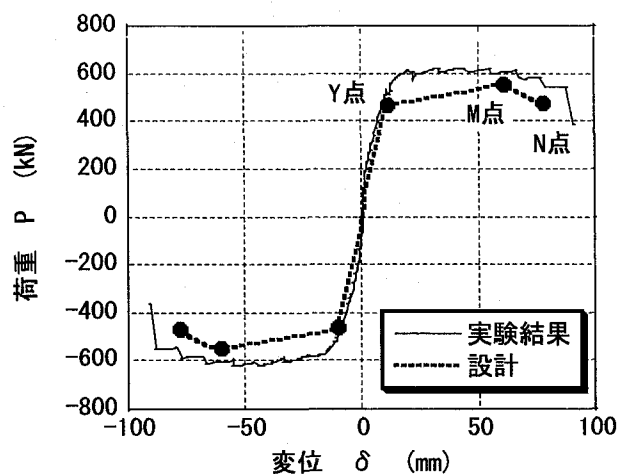


図-11 骨格曲線の比較

ならびに周辺環境が改善された。

9. まとめ

従来の鋼板巻立てによる耐震補強工法の改良を目的として、鋼板相互の新しい接合方法を考案し、施工の簡略

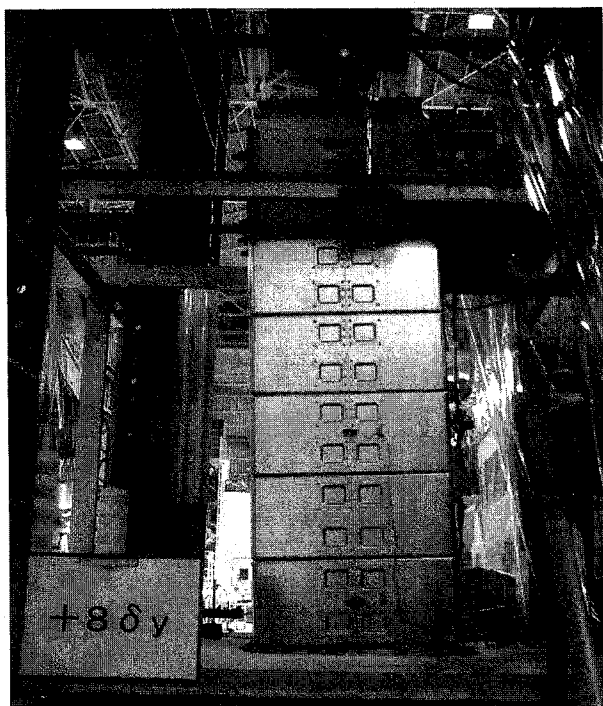


写真-3 8δyの状況（柱全景）

化を図ると同時に、補強鋼材量を低減する鋼製パネル組立てによる補強方法について実験を実施した。その結果以下の知見が得られた。

- 1) プレス加工した鋼板の凸部を鋼板の穴にはめ込み、モルタル充填した試験体では母材降伏レベルまでの接合性能を有する。
- 2) 鋼製パネル組立て補強によって、実物大の柱をせん断補強することが可能で、そのせん断耐力は、修正トラス理論にしたがった既往の算定式で安全側に評価できる。
- 3) 鋼製パネル組立て補強によって、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8倍程度までの変位まで降伏荷重を保持することができる。
- 4) 鋼製パネル相互の接合部は、せん断および曲げ実験において、部材の破壊に至るまで健全である。
- 5) 本工法を用いることにより、狭隘箇所での施工の合理化が計られる。

建設工事の工業化は大きな命題であるが、本工法では、これまで考えてこなかったプレス技術や、リベットもしくは打込式ナットを導入することにより、接合部の合理化が図られ実用化に至った。合金メッキ（溶融亜鉛－アルミニウム－マグネシウム－合金メッキ鋼板：NSDH400）を含め、これらの技術は他の分野では常識的であり、これまで他業種の技術を取り入れてこなかったのは怠慢かもしれない。今後は、高架橋柱補強の早期完了に向け、更なる合理的な改良を行うとともに、適用範囲の拡大などを図るものである。

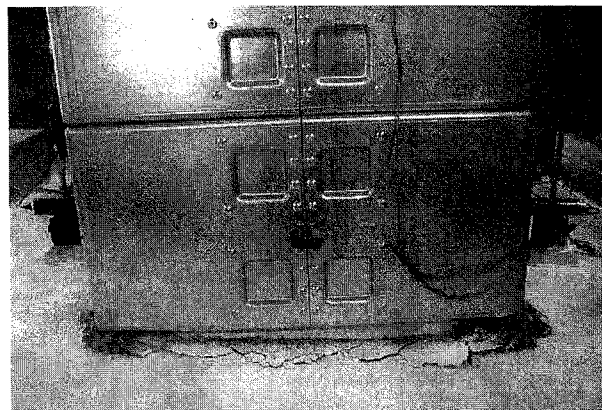


写真-4 8δyの状況（柱基部）

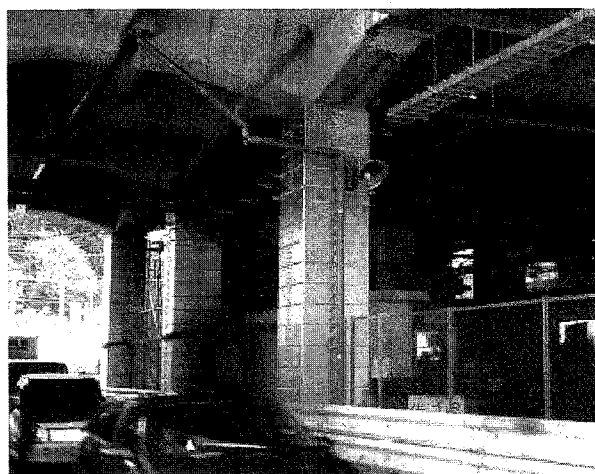


写真-5 施工実施例

謝辞：本工法の技術審査として、(財)鉄道総合技術研究所 コンクリート構造研究室長 谷村幸裕氏、耐震構造研究室 主任研究員 岡本大氏をはじめとする多くの方々に御支援、御協力を賜ったこと、また、(財)鉄道総合技術研究所より、平成18年10月に本工法の設計施工指針を発刊して頂いたこと、深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 (財)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.10.
- 2) (財)鉄道総合技術研究所編：既存鉄道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，1999.7.
- 3) 土木学会編：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，2002.
- 4) 長沼一洋：鉄筋コンクリート耐震壁の非線形解析手法と適用性，鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その2），日本建築学会構造系論文報告集，第431号，pp.7-16，1992.
- 5) 岡野素之，長縄卓夫，小松章，相京博幸：鋼製パネル組み立てによるRC柱の耐震補強工法の開発，コンクリート工学 Vol.44，No.8，2006，8.