

鋼製パネル組立てによるRC柱の耐震補強に関する研究

A study on seismic retrofitting system for RC column using divided steel plates

長縄 卓夫*, 岡野 素之**, 小松 章***, 相京 博幸****

Takuo Naganawa, Motoyuki Okano, Akira Komatsu, Hiroyuki Aikyou

*工修, 東海旅客鉄道 総合技術本部 技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山 1543-33)

**博 (工), 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)

***工修, 新日本製鐵 鉄構海洋・エネルギー事業部 (〒100-8071 東京都千代田区大手町 2-6-3)

****工修, ジェイアール東海コンサルタンツ 技術開発部 (〒460-0008 愛知県名古屋市中区栄 2-5-1)

In this paper a new retrofitting system using steel plate panels is detailed as a substitute method for steel jackets. The advantage of this device is that its installation to the columns is quite simple and does not require any complex instrument. Hence the installation work is expected to be easy in a small space where the application of the conventional method is considered to be extremely hard.

The experiment was carried out to investigate the shear strength and ductility of the full scale RC column specimens retrofitted with the proposed devices, and the results showed an adequate improvement. It was also found that the retrofit effect with the device can be successfully estimated by the conventional formula to evaluate the strength of RC structures.

Key Words: seismic retrofitting, existing structure, steel plate, F.E.M.

キーワード: 耐震補強, 既存構造物, 鋼製パネル, 有限要素法解析

1. まえがき

旧指針で設計されている既存のラーメン高架橋の柱は、現行設計に比較して横補強筋が少なく、耐震性能に問題があるものがある。このため、このような柱に対して、せん断破壊を防止し曲げじん性を高めるために、柱全長に鋼板を配置する鋼板巻立て補強工法¹⁾を標準的に実施している。しかし、高架下を店舗で利用しているなど、施工上の制約条件の厳しい箇所では、鋼板建込み用重機の搬入が困難であったり、店舗営業等の関係から工期短縮を求められるなど、補強工事が極めて困難であるため、現場施工の簡略化や人力施工を可能にするなど、施工性を向上させた方法が必要となっている。

一方、鉄道高架橋における鋼板巻立て工法では、鋼板相互を現場で溶接する接合方法を標準としており、この溶接部の施工上の品質を確保するためには一定の厚さが必要であるため、現在6mm以上の鋼板を使用している。せん断補強の指標である横補強筋比(せん断方向の補強鋼材の柱幅に対する比)に着目し、高架橋の一般的な柱幅との関係を図-1に示す。耐震性能から決まる一般的なRC柱における横補強筋の補強範囲(0.5%程度)に対して、鋼板厚

さ6mm、柱幅1200mmの場合でも補強筋比が1%であり、RC部材として適切な補強量を考えると、高架橋で一般的な1200mmの柱幅までは、厚さ3.2mmの鋼板で耐震性能を満足することが期待できる。

そこで、鋼板巻立て補強工法の改良を目的に、人力施工が可能であることを前提とし、鋼板相互の新しい接合方法

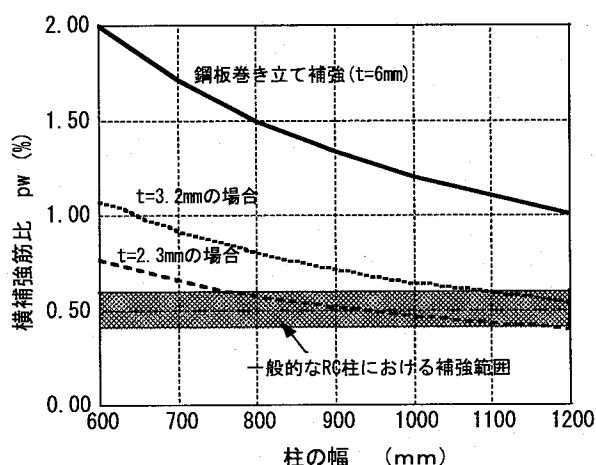
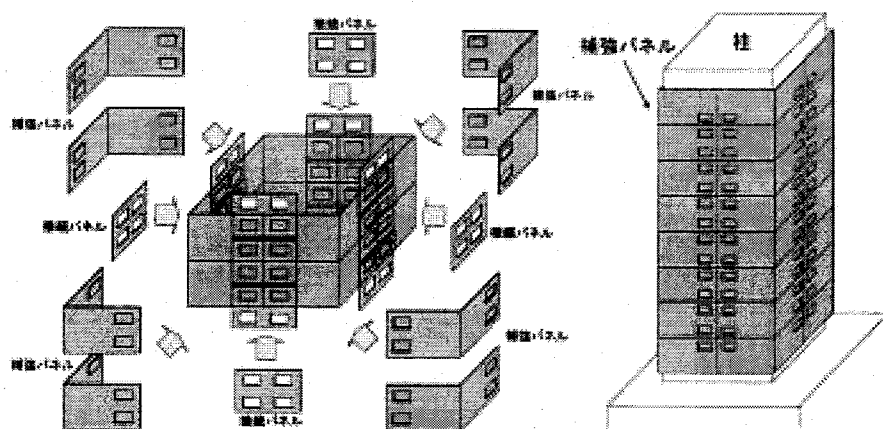


図-1 横補強筋比と柱幅の関係

を考案して現場溶接および現場塗装を省略するとともに、薄い鋼板を用いて補強鋼材量を低減する補強方法を検討した。本論文では、補強方法および接合部のコンセプトについて概説し、実物大規模の実験における接合部の性能、せん断およびじん性補強効果について検討し考察を加える。そして、FEM解析による検討を行い、履歴モデルの性能評価方法ならびに設計方法を提案する。



2. 補強方法の概要

現状における鋼板巻立て補強工法の、狭隘箇所等における施工上の問題点を整理し、図-2 に示す補強方法を考案した。補強材料と施工手順を写真-1 に示す。補強鋼材は、小型の補強パネルと接続パネルで構成され、工場で加工・塗装を行って製作する。そして、施工箇所に台車などで搬入し、人力で組み立てる。組み立ては、補強パネルに設けた凸状突起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以下の利点がある。

- ①接合方法の合理化により、薄い鋼材で補強効果が得られるため、従来の鋼板巻立て補強に比較して鋼材の使用量が低減される。
- ②人力で組立てるため、重機を必要とせず狭隘箇所での施工が可能になる。
- ③接合方法の合理化により、溶接が不要となるため、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小型コンプレッサ程度の機器で施工可能なので、騒音・振動がほとんど発生しない。

3. 接合部の性能

3.1 接合メカニズム

図-3 に接合メカニズムの概要を示す。本研究で採用した接合方法は、経済性、

図-2 補強方法の概要

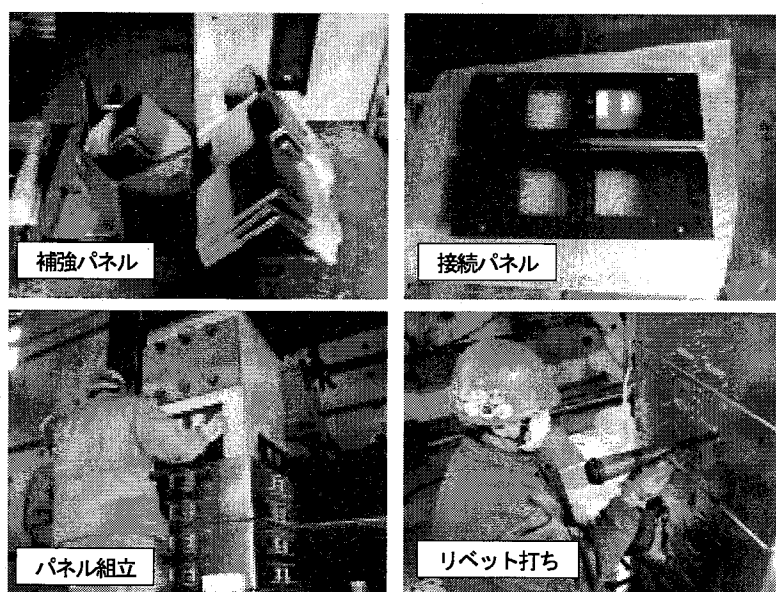


写真-1 補強材料と施工手順

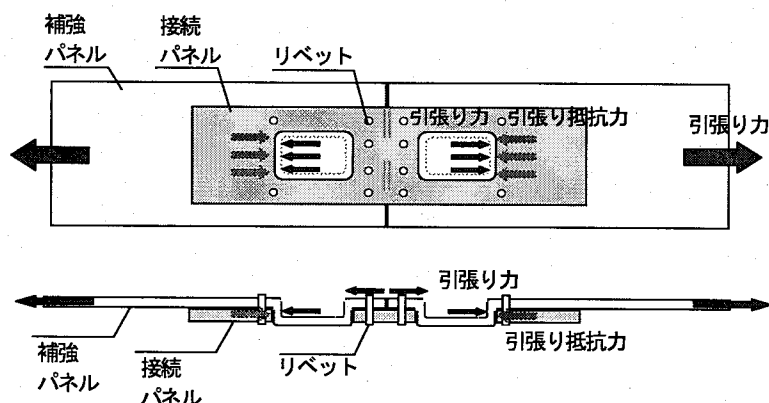


図-3 接合メカニズムの概要

施工の容易性、加工性を考慮して、鋼材を切断・プレス加工し、このかみ合わせて外力に抵抗する機構とした。これは、直方体凸状に加工した高さ 9.3mm の突起部を別の鋼材の直方体状の開口部にはめ込んで勘合させる構造である。応力伝達は鋼材相互の支圧力により行い、補強鋼材相互の外力に凹凸の接地面積により抵抗するものである。また、面外方向(板厚方向)への変位はリベットで拘束する構造とした。この接合方法の性能を試験により検討を行った。

3.2 接合部強度の確認

本接合方法の強度を確認するため、JIS 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(3片)の形状と寸法を図-4に、破壊の状況を写真-2に示す。いずれの試験片も、母材の降伏は発生せず、接合部でリベットが抜け出すと同時に、開口部がプレス部に乗り上げて面外にはずれ破壊した。

接合部強度の試験結果を表-1に示す。接合部の強度は材料の規格降伏点より高いが、材料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。しかしながら、最大荷重は、146~150 kN とばらつきが小さく、この接合方法の信頼性の高さがうかがわれる。本試験のように凸部を金型によるプレス加工とし、開口部をプラズマによる切削とすれば、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と考えられる。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 138~142% となる。土木学会の鉄筋継手指針²⁾では、A 級及び B 級の継手においては強度基準として規格降伏点の 135% 以上の強度を要求しているため参考とした。

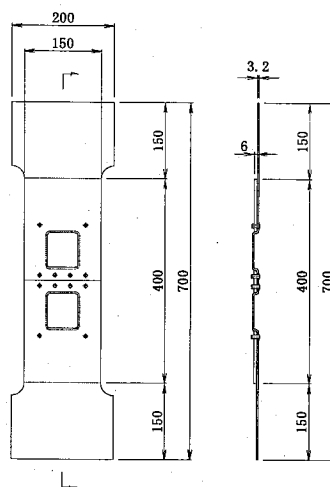


図-4 試験片の形状と寸法



写真-2 破壊の状況

表-1 接合部強度の試験結果

試験片	材料 (NSDH400) 降伏点		接合部の試験結果		接合部の保証強度*1 N/mm ²	強度/保証強度 %
	規格値 N/mm ²	試験値 N/mm ²	最大荷重 kN	強度 N/mm ²		
1	295 以上	344	146	304	221	138
2			147	306		138
3			150	313		142
平均	295 以上	344	148	305	221	138

*1: 規格降伏点に低減係数(0.75)を乗じた値

4. せん断補強効果の確認

4.1 目的

鋼製パネル組立による RC 柱の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。

4.2 実験の概要

試験体の概要を図-5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 RC 柱を模擬した一辺 60

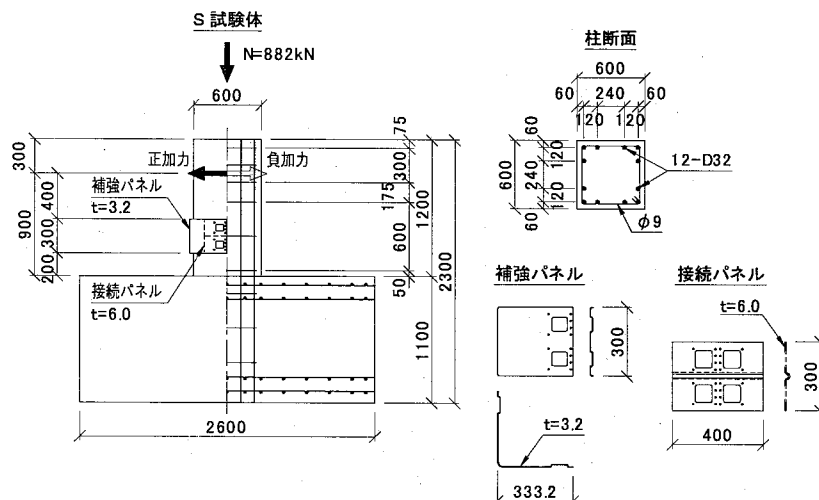


図-5 試験体の概要(せん断実験)

c mの正方形断面で、引張り鉄筋比は $p_t=1.3\%$ 、横補強筋比は $p_v=0.07\%$ である。本実験はせん断補強効果の評価が目的であるため、曲げ降伏せずにせん断破壊させる必要があり、その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30 cm (標準パネル1リング分)とした。

使用材料の性質を表-2に示す。ここで、補強パネルには厚さ3.2mmの亜鉛メッキ鋼板を用いた。載荷は、軸力882 kN (柱単位断面積あたり 2.5 N/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回繰り返し載荷していき、補強パネルが降伏した後は繰り返し回数を各1回で試験を続けた。

4.3 実験結果と考察

荷重と変位の関係を図-6に示す。荷重上昇にしたがって、せん断ひびわれが発生し、やがて帯鉄筋が降伏したが、さらに荷重は上昇し、最大荷重1229 kNの直後に補強パネルが柱周囲方向に降伏した。最大荷重時の性状を写真-3に示す。その後荷重は低下するが、終局変位に至るまで、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。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RC示方書のディープビーム式³⁾を適用し、補強パネルの全断面を補強鉄筋として考え、その断面積と降伏強度を用い部材係数を1.0として算出した。

パネルで補強した部分における、荷重と横補強筋のひずみとの関係を図-7に示す。発生したひずみは材料試験から得られた降伏ひずみに達しており、帯鉄筋の降伏が確認できる。また、帯鉄筋の断面隅角部付近における補強パネルの水平方向ひずみを図-8に示す。帯鉄筋が降伏した変位で載荷を

表-2 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 $\times 10^5 \text{ N/mm}^2$
柱主筋	D32	SD390	431	619	1.97
帯筋	$\Phi 9$	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 $f'_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$	圧縮強度 N/mm^2	ヤング係数 $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$	引張強度 N/mm^2
コンクリート (材齢53日)	28.2	2.18	2.53

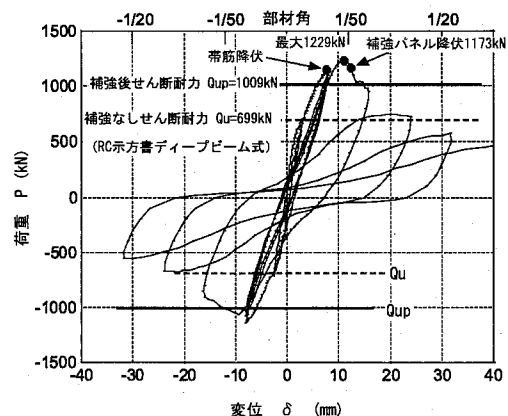


図-6 荷重と変位の関係



写真-3 最大荷重時の状況

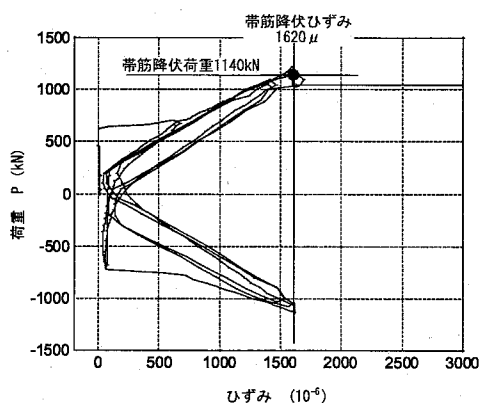


図-7 荷重と横補強筋のひずみの関係

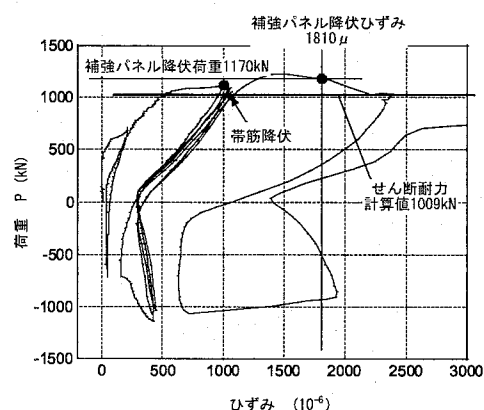


図-8 荷重と補強パネルのひずみの関係

3回繰り返した後、補強パネルのひずみが増大し荷重低下とともに降伏に至っている。この時点での荷重は1170 kNであった。

以上のように、補強パネルは必ずしも帯筋と同時に降伏しないが、図-6の荷重変位関係で示したように、せん断破壊は補強パネルの降伏に依存すると考えることができる。そこで、補強パネルが降伏した時点を部材破壊と定義し、せん断耐力計算結果と比較すると、実験値は計算値(1009 kN, 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1229 kN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算出可能である。

また、2章で示した接合部単体の引張試験では母材の降伏強度を発揮しなかったが、本実験では上記のように母材の降伏が確認されている。これは、モルタル充填によって接合部が一体化されて接合部の性能が向上したものと考えられる。

本構造は、補強パネル相互を凹凸のはめ込みを用いて接続する方法で、柱断面に4箇所の接合部が存在するため、この部分の引張り挙動が重要である。図-9には、実験における荷重と接合箇所の水平方向の変位との関係を示した。ここで東・西はせん断変形する柱面、南・北は圧縮・引張を受ける柱面を示す。せん断変形する東西側は荷重600 kN程度で剛性が低下しているが、圧縮・引張を受ける南北側の剛性は最大荷重付近まで低下していない。このように、せん断変形する面において途中で剛性が低下するのは、接合部で開きが発生するためと考えられる。その原因としては、はめ込み部の緩みや、精度、細部までのモルタルの充填性が考えられるが、絶対値としては最大0.7 mm以下であり、前述のように補強鋼材のひずみ挙動を考慮すると、せん断耐力算出に既往の評価式を適用することは実用上可能であると考えられる。

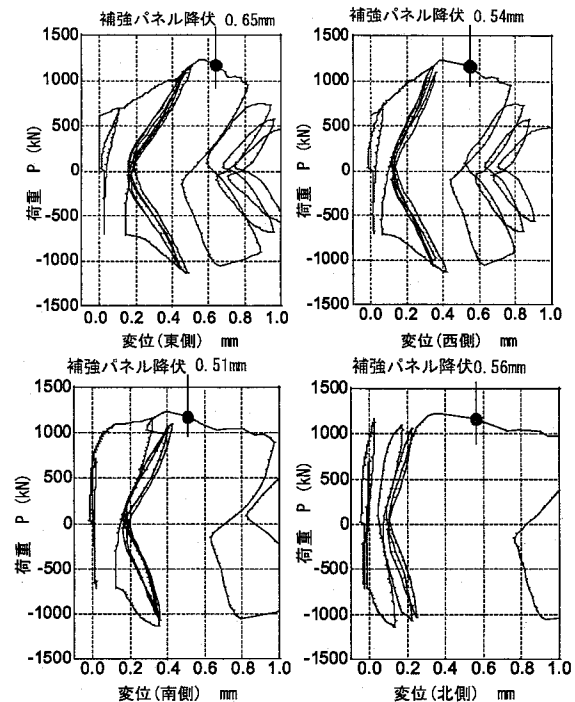


図-9 荷重と接合部変位との関係

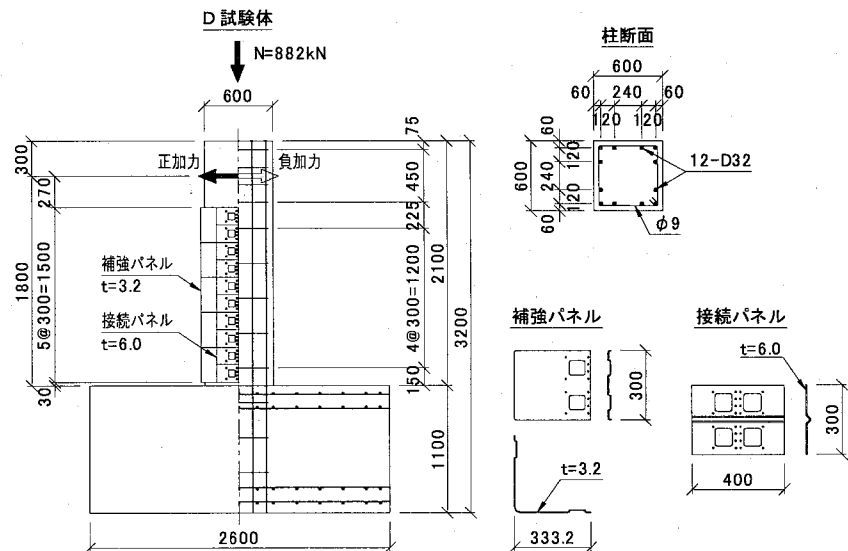


図-10 試験体の概要(じん性試験)

表-3 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 f _{ck} =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

5. じん性補強効果の確認

5.1 目的

鋼製パネル組立によるRC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荷重実験を行い、曲げ剛性について解析を加えた後、その復元力モデルについて、既往の手法および設計法との整合性を検討した。

5.2 実験の概要

試験体の概要を図-10に示す。試験体は片持はり形式の柱型とし、曲げ破壊型の既存RC柱を模擬した一辺60cmの正方形断面で、引張り鉄筋比は $p_t=1.3\%$ 、横補強筋比は $p_w=0.07\%$ である。試験体はじん性補強効果の確認を目的としているため、せん断スパン比を3.33に設定した。使用材料の性質を表-3に示す。ここでも、補強パネルには厚さ3.2mmの亜鉛メッキ鋼板を用いた。補強パネルによる補強筋比は1.1%であり、一般のRC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(図-1参照)。載荷は、軸力882kN(柱単位断面積あたり 2.5N/mm^2)を保持し、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。

5.3 実験結果と考察

荷重と変位の関係を図-11に示す。試験体は、せん断破壊せずに曲げ降伏し、 $4\delta_y$ で最大荷重624kNに達した。その後、次第に荷重が低減したが、 $8\delta_y$ (部材角で約1/20)まで降伏荷重を維持し、その後繰り返しに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。履歴はエネルギー吸収性能の高い紡錘型を示している。 $8\delta_y$ 時の試験体全景を写真-4に、また同じ時点での下端の状況を写真-5に示す。1/20の部材角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おり、本補強方法の有効性がうかがわれる。

5.4 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、

- ①RC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-12)。主鉄筋の抜け出しは鉄道標準⁵⁾にしたがって考慮した。コンクリートの構成則は、コンクリートの圧縮応力とひずみの関係を修正Ahmadモデル⁶⁾、テンション

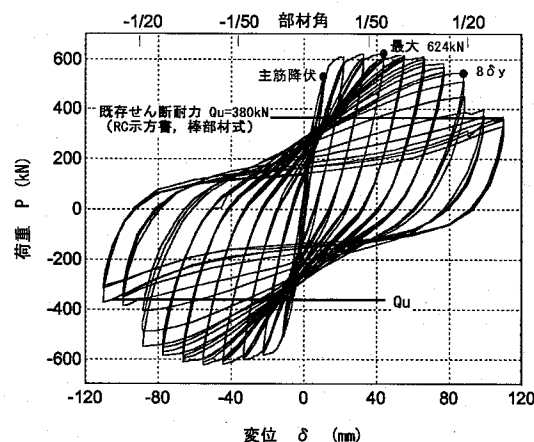


図-11 荷重と変位の関係

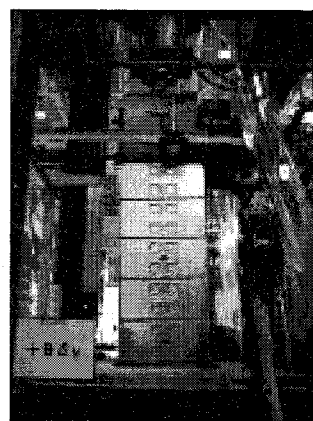


写真-4 柱全景(8 δ_y 時)

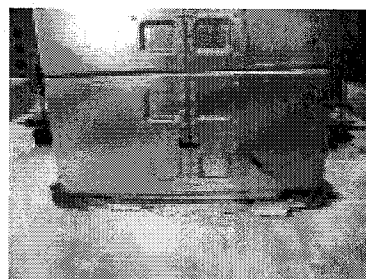


写真-5 柱基部の状況(8 δ_y 時)

ELEMENT MESH OF RCSD

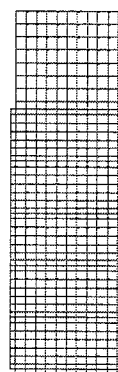


図-12 解析メッシュ図

スティフニング特性は出雲モデル⁷⁾とした。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-13に、各試験体の荷重と変位の関係を図-14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。

5.5 復元力モデルの検討

鉄道標準(耐震設計)⁸⁾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性能評価が目的なので、曲げ降伏荷重、最大荷重ともコンクリートのテンションスティフニング特性を考慮する。
- ③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。
- ④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。
- ⑤履歴側における剛性低下率は0.4とする。

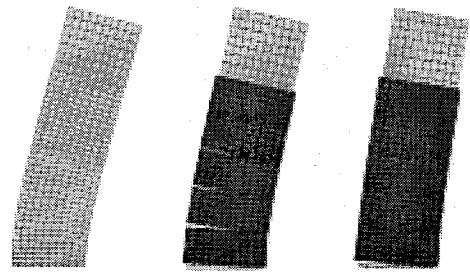
実験値と復元力モデルによる計算値の比較を図-15に示す。実験値の復元力モデル計算結果は、荷重に関して概ね一致し、変位は安全側となっているが、安全側に履歴を再現している。

設計値と実験結果の骨格曲線の比較を図-16に示す。ここで、設計値については鉄道標準にしたがって算出したので、コンクリートのテンションスティフニング特性を考慮していない。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。

6. 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て、鋼板相互の新しい接合方法を考案し、施工の簡略化を図ると同時に、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・解析を実施した。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、鋼板の穴にはめ込ん



無補強 鋼製パネル補強 鋼板巻立て補強

図-13 変形図の比較

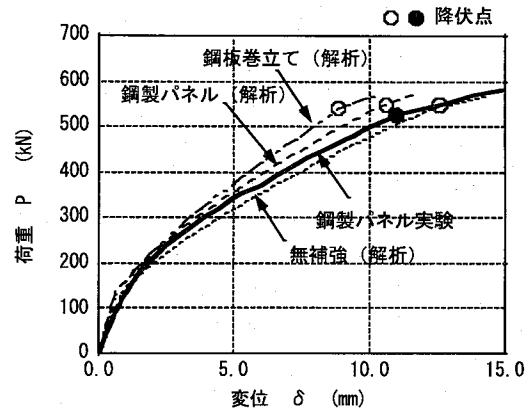


図-14 剛性の比較

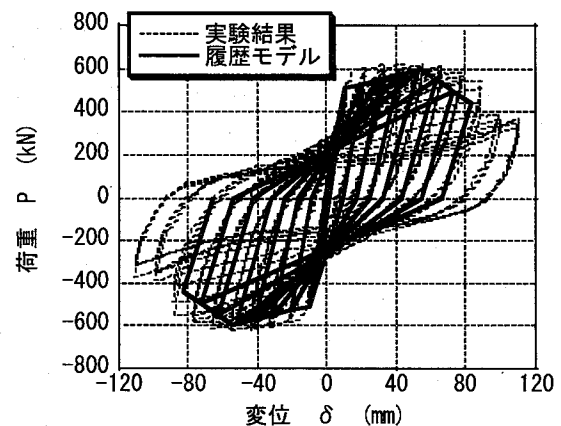


図-15 復元力モデルと実験値の比較

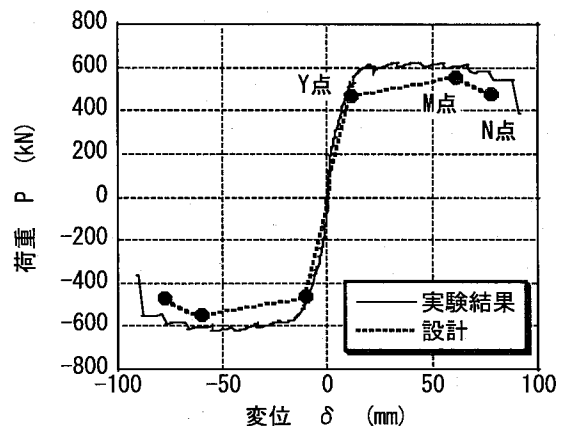


図-16 骨格曲線の比較

で接合する形式の引張性能は、接合部単体では母材強度を発揮しないが、モルタル充填した試験体では母材降伏レベルまで接合性能が向上する。

- (2) 接合部の強度は、材料の規格強度より高くばらつきも少ないが、接合部のはずれにより破壊し実降伏強度より低い。
- (3) 鋼製パネル組立てによる耐震補強方法は、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。
- (4) 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8倍(部材角で1/20)まで降伏荷重を保持することができる。
- (5) 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。
- (6) 鋼製パネル組立てにより補強されたRC柱部材の曲げ剛性は、RC柱単独の剛性に近い。
- (7) 鋼製パネル組立てにより補強されたRC柱部材の復元力特性は、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ることにより、一般のRC柱と同様に、既往の算定法で評価でき、また設計法も適用できる。

7. 今後の課題

本研究では、曲げ、せん断に関して既往の評価式を適用する妥当性まで確認できたが、限られた条件の範囲である。今後、建築分野への展開も視野に入れ、大断面への対応や、接合部の引張性能の向上などについて検討していく予定である。

謝辞

本研究にご協力いただきました、東海旅客鉄道株式会社技術開発部岩田秀治博士、鈴木亨氏、大林組技術研究所伊藤克也氏、ならびに新日本製鐵薄板事業部浅井謙一氏に感謝します。

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) 土木学会編：鉄筋継手指針，コンクリートライブラリー 49.1982.2
- 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) 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.
- 6) 長沼一洋：三軸圧縮下の応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第474号，pp.163-170，1995.
- 7) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文集，No.87. 9-1，pp.73-83，1983.
- 8) 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)，1999.

(2005年9月10日受付)