

柱基部に添接部を有するスパイラル補強された角形断面鋼管柱の耐震性能について

JR 東日本 正会員 ○山口 慎
JR 東日本 正会員 野添孝敬
JR 東日本 正会員 山田正人
JR 東日本 正会員 津吉 毅

1. はじめに

都市部の鉄道高架橋において、既設高架橋を重層化し新線を構築する計画が進められている（図 1）．高架橋は角形断面を有する鋼ラーメン橋台および橋脚と合成桁で構成されているが、既設の高架橋は現在の耐震設計標準¹⁾制定前の構造物であり、重層化による高軸力下では鋼ラーメンの柱部材が L2 地震時における耐震設計標準を満足しない構造となる．そのため、耐震補強として鋼製柱内部にコンクリート充填補強やスパイラル補強を施す計画であるが、既設鋼製柱は施工性を考慮して柱基部に添接部を配置しており、補強効果の低減が懸念される．そこで、実構造を模した試験体により交番载荷試験を行い、添接部の有無による変形性能の違いについて実験的に確認したので報告する．

2. 試験概要

高架橋周辺は高架下利用により店舗が配置され（図 2）、隣接線も近く、外部からの補強が困難である．そのため、鋼製柱内部からの補強を検討しており、鋼管内にコンクリートを充填し高軸力に耐える構造とするとともに、基部はスパイラル鉄筋を配置することで変形性能の向上を図る予定である．

表 1 および試験体諸元を示す．試験体は実構造を模した 400×400mm の角形鋼管を製作し、基部に高力ボルト添接部を配置した（図 3）．鋼管は 9mm の鋼板を用い、角部は部分溶け込み溶接とした．また、フランジ及びウェブには 100mm ピッチで補剛材を設置した．添接部は、既設構造物を模した添接板位置、ボルト本数及び添接板のサイズとし、実構造と同じすべり先行型の添接部とした．添接部の接触面は 75μm の厚膜型無機ジンクリッチペイントを施し、すべり係数 0.4 の確認は、別途すべり試験体を製作し確認した．スパイラル補強は基部から 2D（2×400mm）区間に φ6mm の丸鋼を φ60mm のスパイラル状に加工した鉄筋を配置した．充填コンクリートは既設構造物内に部分的に打設されている強度が不明確な自動車衝突時の保護コンクリートを想定し、20N/mm² 程度の強度を発現する配合とした．なお、スパイラル鉄筋内は予め 40N/mm² 程度のモルタルを充填している．

载荷は交番载荷試験とした．载荷点（せん断スパン）は 1160mm であり、降伏荷重をフランジ面の初降伏とした．1δ は引き側（+）と押し側（-）の正負の降伏荷重及び载荷点変位の平均値とし、以降 3δ、6δ と 3δ 毎に 1 回の交番载荷とした．

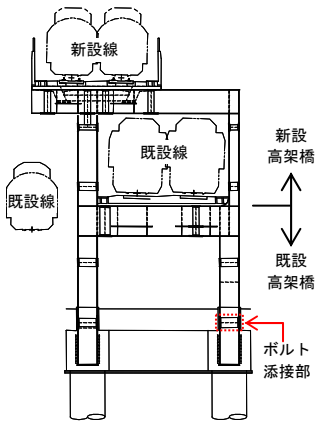


図 1 重層構造



図 2 現況（--鋼ラーメン橋台）

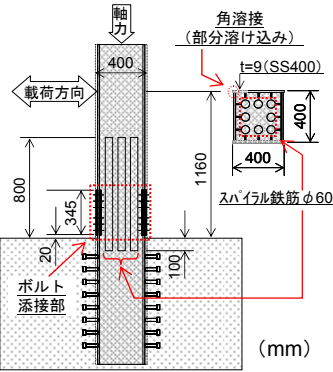


図 3 試験体（No.2）

表1 試験体諸元

試験体 No	b×h (mm)	板厚 (mm)	補強方法		添接板	鋼材降伏強度 (N/mm ²)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	軸力比
			コンクリート充填	スパイラル鉄筋				
1	400×400	9	○	○		235	20	0.31
2	400×400	9	○	○	○	235	20	0.31

キーワード 角形断面鋼管，添接部，耐震性能，スパイラル補強

連絡先 〒151-8512 東京都渋谷区代々木 2-2-6 東日本旅客鉄道（株）東京工事事務所 TEL 03-3379-4353

3. 試験結果

図4に基準となる補強鋼管柱（No.1 試験体）の試験結果を示す。No.1 試験体は降伏荷重 460kN, 降伏変位 5.70mm であった。その後 9 δ 付近で基部から 150mm の位置で局部座屈を開始し、最大荷重は引き側 1000kN (変位 55.13mm, +9 δ)、押し側 -916kN (変位 -34.35mm, -6 δ) であった。その後ウェブ側も局部座屈を始め、18 δ 付近で耐荷力の低下が見られた。耐荷力の低下は鋼管内部の角溶接部からき裂が発生したと推定される。さらに载荷を進めた結果、24 δ 付近で柱外面にき裂が貫通したため载荷を終了した。最大荷重経過後の耐荷力の低下は緩やかであり、18 δ まで降伏耐力以上の耐荷力を有していることを確認した。

载荷終了後、鋼管を一部切断し内部を確認したところ、スパイラル鉄筋と鋼管の間のコンクリートは粉砕化しているものの、柱状のスパイラル鉄筋部およびスパイラル鉄筋で囲まれた中央コア部は健全な状態であった（図5）。スパイラル鉄筋部とスパイラル鉄筋で囲まれた中央コア部が圧縮力を負担することで変形性能が確保されていると推定される。

図6に添接部を配置した試験体（No.2）の試験結果を示す。No.2 試験体は降伏荷重 461kN, 降伏変位 4.22mm であった。その後 3 δ 付近で添接部がすべり始め、3 δ 以降一旦耐荷力が低下するものの、すべりが伸展し高力ボルトが支圧状態になるにつれ、耐荷力が上がっていることがわかる。最大荷重は引き側 753kN (変位 50.40mm, +12 δ)、押し側 -714kN (変位 -50.59mm, -12 δ) であった。最大荷重経過後フランジ添接部最下端ボルト付近で局部座屈を始め、添接板を伴って局部座屈が伸展した。フランジ側のボルトはすべり後に座屈による曲げが作用していると考えられる。一方でウェブ添接部は添接板の回転挙動を伴いながらすべりが伸展し、24 δ 付近でフランジよりも先行してボルトがせん断破壊した。その後引き側に载荷を進め、40 δ 相当 (+166mm) にてフランジの下側のボルトが破断し载荷を終了した（図7）。

No.1 試験体と比較して、添接部のすべり後の耐荷力の上昇は低いものの、18 δ まで降伏耐力以上の耐荷力を有していることを確認した（図8）。

4. まとめ

本実験により、柱基部に添接部を設けたスパイラル補強コンクリート充填角型鋼管柱は、添接部のすべり後の耐荷力の上昇率は少ないが、すべり後の支圧効果により、大幅な耐荷力の低下を防ぐことができることがわかった。今後、すべりのメカニズムと支圧効果の確認を解析等により進める予定である。

参考文献

- 1) 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

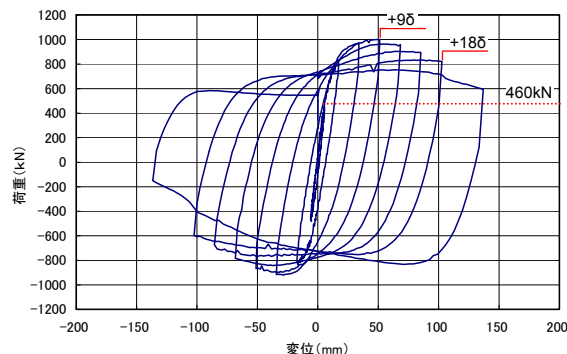


図4 No.1 試験体 荷重変位履歴



図5 No.1 試験体 基部内部状況

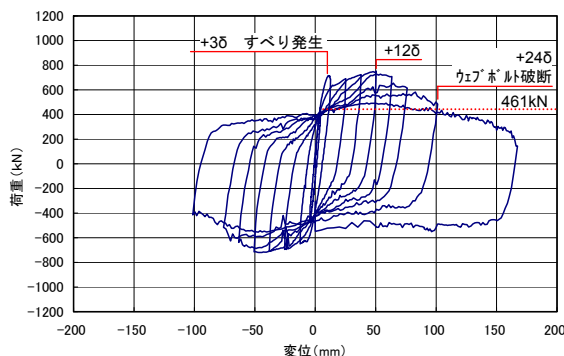


図6 No.2 試験体 荷重変位履歴

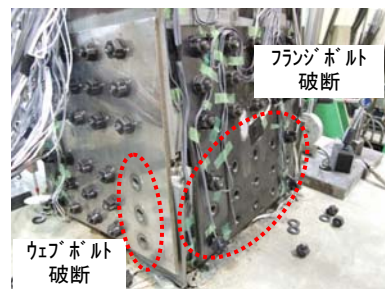


図7 No.2 試験体 载荷終了時

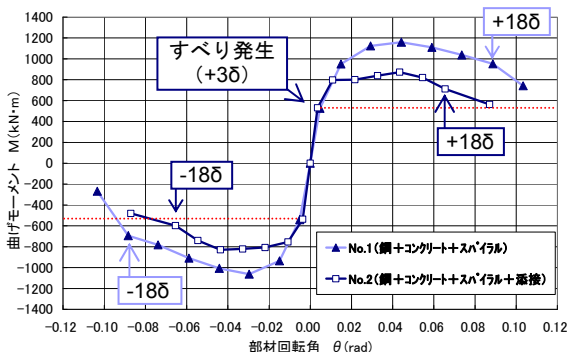


図8 M-θ 比較