

論文 鋼板をボルト接合した袖壁付 RC 柱の交番載荷試験

松田芳範^{*1}・小林将志^{*2}・海原卓也^{*3}・小原和宏^{*4}

要旨：耐震壁として機能しない間仕切り壁を有する高架橋柱の補強方法を検討するため、RC 柱の縮小モデル試験体を用いて正負交番載荷試験を行った。実験結果から、間仕切り壁を有する柱の試験体モデルで U 形状の補強鋼板を両側から配置し、間仕切り壁を縫うようにボルトで取付けた場合、耐力は間仕切り部分のボルトと柱コーナー部との補強鋼板のはらみ出しによる変形によって急激に低下するが、一定の耐力を保持することから補強効果を有することがわかった。また、柱の間仕切り部の鋼板の変形を拘束することにより耐力を保持できる可能性のあることがわかった。

キーワード：耐震補強、鋼板巻き補強、間仕切り壁、交番載荷試験、ボルト、変形性能

1. はじめに

鉄道高架橋では、一般的にラーメン高架橋が数多く採用されており、これら高架下は店舗等によって利用されている場合がある。平成 7 年 1 月に発生した阪神・淡路大震災では鉄道高架橋も被災したことから、現在耐震性の向上を目的とした補強が行われている。耐震補強方法としては既設柱の周囲に鋼板を巻き付け、柱と鋼板の隙間にモルタル等を充填させる鋼板巻き補強工法が一般的に採用されている。しかし、店舗などに使用されている場合、柱と柱の間に間仕切り壁（耐震壁として機能しない）が存在していることが多く柱の全周に鋼板を巻くことができない場合がある。このため一般的な鋼板巻き補強を行う場合には間仕切り壁を一旦撤去して鋼板を全周に巻き付けて補強を行った後、間仕切り壁を復旧させることとなる。この方法で施工を行った場合、間仕切り壁の一時撤去および復旧のためにかなりの施工期間が必要となる。この間、店舗等の営業が休業もしくは営業範囲の縮小等を余儀なくされることが考えられる。

このことから既設の間仕切り壁を撤去することなく既設高架橋柱の耐震補強を行う方法として鋼板と間仕切り壁部に貫通ボルトを用いたものを提案し、その補強効果を確認するため 1/2 モデルによる試験体を製作し、正負交番載荷試験を行ない補強効果を確認したので報告する。

2. 試験概要

2.1 試験の考え方

文献¹⁾では、ラーメン高架橋の 2 柱間（上層梁有り）にブロックで積み上げられた間仕切り壁が存在する場合の RC ラーメンに対する正負交番載荷試験を行い、間仕切り壁を簡易な耐震壁として RC ラーメン柱の変形性能に対しどの程度寄与しているかについて検討している。この結果、最大耐力およびエネルギー吸収能力においてある程度の耐震性能の向上が見られるとされている。しかし、柱の耐力上多少の向上は期待できるものの、阪神淡路大震災のような内陸直下型地震（レベル 2）に対しては効果が期待できないものと考えられる。

*1 東日本旅客鉄道(株)建設工事部構造技術センター 主席（正会員）

*2 東日本旅客鉄道(株)建設工事部構造技術センター 課員 工修（正会員）

*3 東日本旅客鉄道(株)建設工事部構造技術センター 課員（正会員）

*4 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室 係長（正会員）

今回の試験では、間仕切り壁が有している耐震性能については考慮しないこととし鋼板と鋼板との間に無筋コンクリート程度の強度を有する支障物（間仕切り壁）が存在するものとして壁方向の載荷試験を行った。その補強方法として既設間仕切り壁を介在して鋼板と鋼板をボルトで結合した補強モデルを検討することとした。

2.2 試験体諸元

試験体は、既設ラーメン高架橋を想定した正方形断面とし、実構造物の約1/2のモデルとした。図-1に試験体の形状を示し、表-1に試験体の諸元を示す。すべての試験体には補強効果を明らかにするため、帯鉄筋を配置していない。図-2に試験体断面を示す。

試験体No.1は基準試験体で鋼板による補強を施さない無補強試験体である。

試験体No.2は基準試験体に鋼板を全周巻き付けた全周鋼板補強試験体である。既往の研究²⁾より $10\delta_y$ 程度のじん性率が確保できるよう補強鋼材厚を2.3mmとした。また、コンクリート面と鋼材との間隔は15mmとし、充

填材としてモルタルを用いている。また、柱基部には20mmの隙間を設けた。

試験体No.3は、基準試験体に間仕切り壁をイメージしたモルタルの突起を設け、鋼板と貫通ボルトで補強した間仕切り補強試験体である。この試験体は、モルタル部分を設けていない両面に補強鋼材として板厚2.3mmの鋼板をU形状に配置して両側からモルタル部分を挟み、異形鉄筋（SD345）の両端をネジ加工した貫通ボルトで10cm間隔に固定している。このモルタル

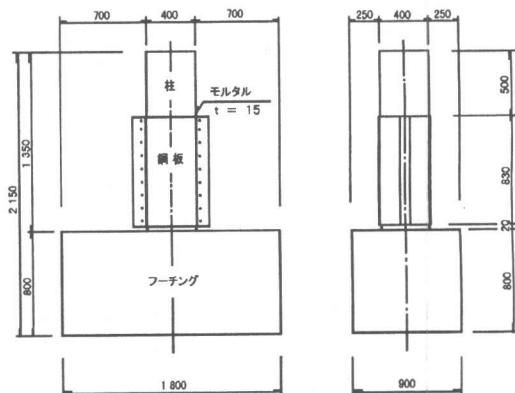
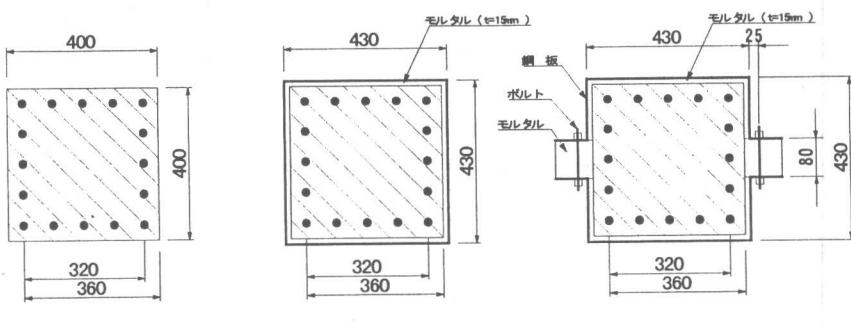


図-1 試験体形状



試験体No.1

試験体No.2

試験体No.3

図-2 試験体断面

表-1 試験体諸元

No	試験体種別	試験体寸法 b×h (mm)	有効高さ d (mm)	せん断 スパン a (mm)	せん断 スパン比 a/d	引張鉄筋	軸方向鉄筋	鋼板板厚 t (mm)	鋼板の あき (mm)	コンクリート 強度 (MPs)
1	無補強	400×400	360	1,150	3.19	D19×5	D19×16	—	—	24.2
2	全周鋼板補強	430×430	360	1,150	3.19	D19×5	D19×16	2.3	15	28.3
3	間仕切り鋼板補強	430×430	360	1,150	3.19	D19×5	D19×16	2.3	15	29.2

表-2 コンクリート配合

G _{max} (mm)	w/c (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
			水 W	早強セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	減水剤
20	56.9	50.0	160	281	924	946	2.81

部分は、コンクリートと鋼板の間に充填する充填用モルタルと同配合とし、モルタルと試験体との間に補強筋などは配置していない。また、柱の耐力に影響しないように間仕切り壁の柱基部位置にスリットを設けた。これにより補強鋼板の柱基礎部にも試験体 No.2 と同様に 20mm の隙間を設けた。

2.3 使用材料

表-2 に使用したコンクリートの配合を示し、表-3 にモルタルの配合を示す。コンクリートは設計基準強度 27N/mm² とし、早強セメントを使用した粗骨材最大寸法 20mm のレディミクストコンクリートである。コンクリートと鋼板との隙間に充填するモルタルと間仕切り壁用のモルタルにはプレミックスタイプの無収縮モルタルを使用した。軸方向引張鉄筋の機械的性質を表-4 に示す。

2.4 試験方法

試験は、試験体上端に軸力を負荷するために鉛直ジャッキを配置し軸圧縮応力度が 1N/mm² となるように軸力 160kN を一定に載荷しながら水平荷重を載荷することとした。また、交番水平力は、アクチュエーターにより試験体柱下端から 1,150mm の位置に載荷した。軸圧縮力用鉛直ジャッキは試験体が水平変位しても常に同一軸圧縮力が作用するように試験体柱上端部の載荷装置を回転および水平移動を拘束しないものとしている。

荷重載荷は、事前に行った鉄筋の引張り試験の結果をもとに引張側最外縁の軸方向鉄筋のひずみが降伏値に達したときの荷重を降伏荷重とした。このときの変位を降伏変位 (δ_y) とし、

表-3 モルタル配合

W/(C+T) (%)	単位量 (kg/m ³)			
	水 W	セメント C	グラウト材 T	砂 S
36.0	338			1,875

*プレミックス

表-4 鉄筋の機械的性質

呼び名	種類の記号	降伏強度 (MPa)	弾性係数 ($\times 10^5$ MPa)
D19	SD345	367	1.84

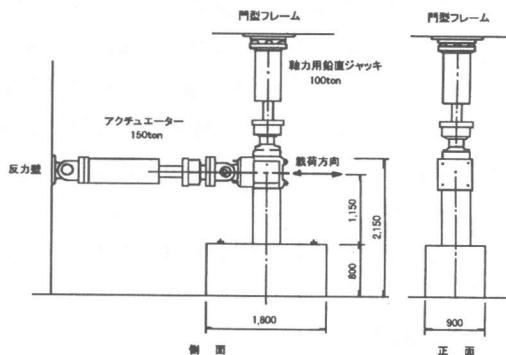


図-3 載荷試験の概要

降伏荷重までは変位制御または荷重制御により載荷を行い、降伏荷重以降は降伏変位の実測値の整数倍を変位制御により正負交番により載荷を行った。

試験体 No.1 は変位制御により 1mm ずつ増加させながら正負交番による載荷を行った。

試験体 No.2 は引張側軸方向鉄筋が鉄筋引張り試験によって得られた降伏ひずみに達するまで荷重制御により載荷し、このときの降伏変位 (δ_y) の整数倍を各 1 回ずつ載荷した。

試験体 No.3 は試験体 No.2 と同様とし降伏変位の整数倍を各 1 回の載荷とした。

図-3 に載荷試験の概要を示す。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

(1) 試験体 No.1

無補強の試験体 No.1 では、降伏点付近まで載荷ステップの進行とともに変位量は増大している。水平載荷して載荷点変位 1mm で試験体基部から 15cm 程度の位置にほぼ水平のひび割れが発生した。その後載荷とともに上方にひび割れが発生し、水平変位 4mm 位からひび割れが斜めに進展し始めた。水平変位 6mm では、さらに載荷点と反対側の柱基部を結んだ対角線にひび割れが進展して X 状に交差し、水平変位 6.5mm でひび割れが大きく開いた時点で、耐力が急激に降下して破壊に至っている。

(2) 試験体 No.2

全周を鋼板で補強された試験体 No.2 では、水平変位量が増加しても荷重が低下せず、 $6\delta_y$ で最大耐力を迎え大きな耐力の変動がないまま変形が進んだ。変位が 30mm 程度から載荷方向への鋼板のはらみ出しが確認されはじめスリット部分を含む柱基部の損傷が大きくなり荷重が低下している。しかし、降伏荷重を下回った後の載荷においても急激な耐力低下を示さなかった。

(3) 試験体 No.3

間仕切り壁に鋼板とボルトで補強された試験体 No.3 では、変形量 $1\delta_y$ 程度の荷重載荷時に鋼板補強内部からき裂音が発生した。鋼板内の充填モルタルにひび割れが生じているのが上側から認められることから、鋼板とコンクリートの間に充填したモルタルが破壊したと推察される。つづいて $2\delta_y$ 載荷時に、試験体上部の鋼板補強上縁部分で試験体の載荷点近くから斜めのせん断ひび割れが認められ、荷重載荷の継続につれてひび割れが大きく開口した。 $4\delta_y$ になると載荷点近くから斜めに生じていたせん断ひび割れのひび割れ幅が 5mm 程度に達し、水平耐力は 150kN 程度に低下したが、その後ある程度変位が増大してもこの荷重を保持し、緩やかな荷重低下傾向を示した。また、スリッ

トを設けた柱基部のコンクリートが圧壊し、間仕切り壁側の載荷面側鋼板のはらみ出しが顕著になった。この時点での載荷面側のモルタルの損傷が進行するとともに、斜めせん断ひび割れの進展により載荷点付近のコンクリートの損傷も顕著になった。

変位量が大きくなるにしたがって鋼板は柱のコーナー部とボルト締め付け部の 2 カ所で鋼板が折れ曲がるように変形する傾向が見られた(図-4)。この状態は柱コーナー角部とボルト締め付け部との間で鋼板が直線状に変形しようとしているものと推定される。また、ボルト

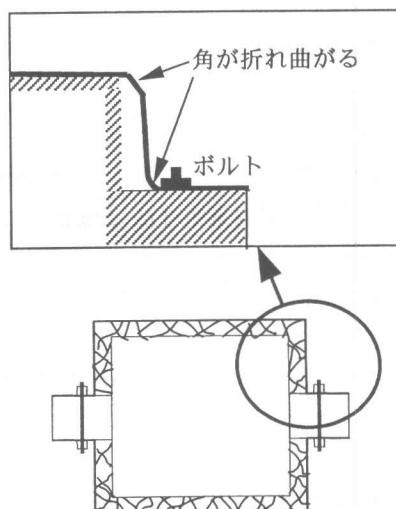


図-4 補強鋼板の変形

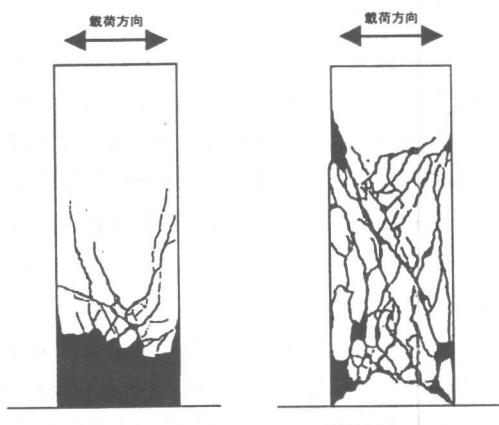


図-5 破壊状況

締め付け部の鋼板の変形に伴い、締め付けボルトのナット等の鋼板へのめり込みが進展したが鋼板全体のはらみ出し変形によりとくに上部のめり込みが顕著となった。

図-5に試験体No.2及びNo.3の補強鋼板、充填モルタルおよび間仕切り壁のモルタルを取り除いたときの試験体本体の破壊状況を示す。

試験体No.3は、載荷方向と平行する面（載荷方向側）にせん断ひび割れが交錯して発生し、載荷点から柱下端まで貫通して柱下端でコンクリートが剥離・粉碎している。また、柱上部の載荷点側では補強鋼板の無い荷重載荷面側（載荷直角方向側）のかぶりコンクリートが大きく剥離している。また、載荷面側には大きく鉛直方向のひび割れが生じていたがコンクリートのはらみ出しなどは見られなかった。

文献³⁾では、鋼板とコンクリートの隙間に充填する充填材を数種類選定して研究を行っている。このなかで水締めした砂および気泡モルタルを充填材として用いた交番載荷試験の試験体の破壊性状とよく似た性状を示していると思われる。

3.2 荷重-変位関係

実験の結果を表-5に示し、図-6に各試験体の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

試験体No.1の最大荷重は212kNで降伏点まで耐力の増加を示したが水平変位7mmでせん断ひび割れが対角線状に貫通し急激に耐力が低下して終局となっている。

試験体No.2は、 $2\delta_y$ でほぼ最大耐力となり $6\delta_y$ で最大耐力となっている。その後荷重載荷を継続すると $8\delta_y$ まで僅かに低下傾向は示すもののほとんど最大耐力を保持していることがわかる。

試験体No.3は、 $2\delta_y$ で最大耐力となり、 $4\delta_y$ で荷重が急激に最大荷重の6割程度まで低下したがその後一定の水平荷重を保持した。載荷途中で補強鋼板とフーチング天端とが接触したため僅かに耐力の向上が見られるが大きな影

表-5 実験結果

試験体	荷重 (kN)		変位 (mm)		じん性率 $\delta u/\delta y$
	Py	Pmax	δy	δu	
No. 1	—	212	—	6.5	—
No. 2	224	276	6.6	65.7	10.0
No. 3	184	243	5.3	19.3	3.6

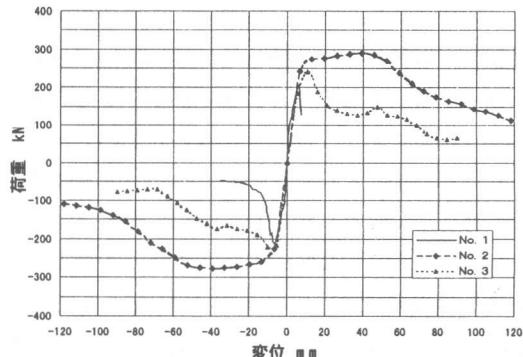


図-6 荷重-変位曲線

響は与えてはいないと考えられる。 $8 \sim 10 \delta_y$ 以降、荷重の低下が見られるが急激な低下とはなっておらず比較的緩やかな荷重低下を示した。なお、軸力は試験開始前の一定荷重を保持したままとなっている。

4. 考察

(1) 鋼材の補強効果

表-6に、試験体No.2、No.3のほぼ最大耐力を示した時($2\delta_y$)の補強鋼材の発生応力を示す。計測はひずみゲージを鋼板外側に貼り付けて計測を行ったが、試験体No.3の測点aはコンクリート中に埋設している取り付けボルトを計測している。図-7は、計測位置を示す。なお、計測断面は柱基部から260mmの位置である。

これによると試験体No.2では、載荷面側の測点a(鋼板、中央部)、測点b(鋼板、1/4点)は載荷方向側測点c(鋼板、1/4点)、d(鋼板、中央部)より発生応力が小さくなっている。また、測点dが同一断面内において最大

の値を示している。これは、載荷方向側の鋼板がせん断補強鋼材として機能していることを示しているものと考えられる。

試験体 No.3 では、載荷面側の測点 b が載荷方向側測点 c, d 点より大きな応力が生じており同一断面内の発生応力で最大となっている。これは載荷面側鋼板がボルトと柱角部分との間で鋼板の直線化によって変形が進んでここに応力が集中するものと考えられる。この変形が進展して、試験体と補強鋼板との間に隙間が生じ鋼板の塑性変形とともに荷重が低下するものと考えられる。また、測点 c, d の発生応力が測点 b に比べ小さくなっていることからせん断補強鋼材として有効に機能していないものと考えられる。さらに取付ボルト 1 本当たりで負担する鋼板の引張力は、およそ 3.4kN 発生しているがボルト 1 本に発生している引張力は、およそ 0.2kN となっており十分な荷重伝達がなされていないことがわかる。このことから鋼板は変形によって十分な補強効果を発揮できず、ボルトは十分に力を負担していないものと考えられる。このことは、鋼板が配置された位置において変形せずに所定の引張強度が発揮されれば全周鋼板巻き補強と同様な補強効果が得られることを示唆しているものと思われる。

(2) 耐力

試験体 No.3 は、せん断破壊後の水平耐力がほぼ一定の値を示している。この値は鉄道構造物設計標準に示される a/d の効果を考慮したコンクリートのみのせん断耐力 (V_c) により算出される値と近似していることから拘束された状態であればコンクリートの負担分の耐力は保持されるものと考えられる。

5. まとめ

- ① 間仕切り壁を有する試験体は、壁方向の載荷では、載荷面側の載荷方向への鋼板のはらみ出しによる変形により耐力が低下する。
- ② 間仕切り壁を有する試験体では、耐力低下は早いが荷重を保持していることから脆性

表-6 補強鋼材の発生応力状況

測点	試験体 No.2 (N/mm ²)	試験体 No.3 (N/mm ²)
a	4 (鋼板)	1 (ボルト)
b	4	15
c	13	2
d	27	2

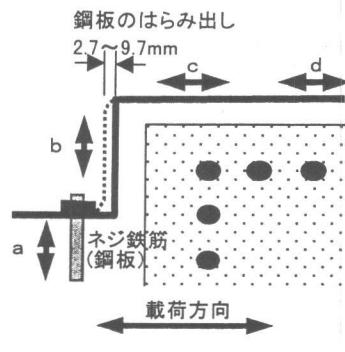


図-7 計測位置

的な破壊とならないことから無補強試験体と比較して補強効果を有する。

- ③ 間仕切り壁有する試験体は、全周を鋼板で補強された試験体と比較すると最大耐力および韌性能が小さい。

参考文献

- 1) 田畠 裕・安原真人・岡本 大：コンクリートブロックで充填されたRCラーメン構造の交番載荷試験、土木学会第52回年次学術講演会講演概要集、V-269, pp. 538~539, 1997. 9.
- 2) 在田浩之・鎌田則夫・下山貴史：鋼板巻き補強を行った既設RC柱の変形性能における鋼板の効果、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 19, No. 2, pp285~290, 1997. 6
- 3) 松田芳範・菅野貴浩・大庭光商・石橋忠良：充填材を各種えたRC柱の鋼板巻き補強の交番載荷の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 18, No. 2, pp107~112, 1996. 6