

論文 帯鋼板を柱外周に配置した RC 柱の耐震性能に関する実験的研究

田附 伸一*1・津吉 毅*2・石橋 忠良*3・馬場 正光*4

要旨：阪神淡路大震災以降，鉄道ラーメン高架橋柱等を対象に耐震補強工事が進められている。著者らは新しい耐震補強工法として，柱外周に帯鋼板を配置し柱の四隅で定着する工法を考案し，補強効果を確認するために縮小および実物大試験体により正負交番載荷実験を行った。その結果，柱外周に帯鋼板を一定量配置することで，通常の鉄道ラーメン高架橋の RC 柱においては変形性能が改善され，安定した曲げ破壊性状を得ることを確認した。

キーワード：鉄道ラーメン高架橋，RC 柱，耐震補強，じん性率，正負交番載荷実験

1. はじめに

1995年1月17日に発生した阪神淡路大震災以降，破壊形態が脆性的なせん断破壊先行となる鉄道ラーメン高架橋柱等の耐震補強工事が進められている。耐震補強は，部材の破壊形態を曲げ降伏先行とし，変形性能を大きくしてエネルギー吸収能力を高めることを基本としており，その工法としては，鋼板巻き耐震補強が一般的に用いられている。

しかしながら，高架下を店舗や事務所として利用している箇所では，施工機械が使用できない等の理由から，鋼板巻き耐震補強工法では施工が困難な箇所が多くあり，人力のみで施工可能な耐震補強工法が求められている。また，短期間のうちに耐震補強する必要があることから，工法を選択肢を増やすとともに，耐震補強にかかるコストの削減が求められている。

著者らは，これまでも耐震補強工法¹⁾の開発・実用化を行ってきたが，こうした背景から，新たな耐震補強工法として，柱外周に帯鋼板を配置して柱の四隅で定着する耐震補強工法を考案した。この工法は，帯鋼板にかみ合わせ継手を溶接し，柱に取り付ける際，柱の四隅に配置した弾性（ゴム）材を圧縮変形させて閉合し，その後，柱の四隅にモルタル材を充填して定着するものである。

この方法によれば，鋼板巻き耐震補強のように大きな鋼板の曲げ加工が不要となるため，材料の加工が容易になるとともに，柱が平行四辺形のような形状でも容易に対応できる。また，材料の運搬・取り付けに施工機械を使用しないなどの利点が考えられる。

本稿では，この柱の外周に帯鋼板を配置した耐震補強工法の耐震補強効果を確認する目的で行った RC 試験体柱による静的正負交番載荷実験結果について報告するものである。

2. 実験概要

表-1に試験体諸元を，図-1に試験体断面図および側面図を示す。SRシリーズ試験体は，実物のラーメン高架橋柱の1/2スケールを想定し，断面寸法は400mm×400mm，せん断スパン比（以下， a/d ）は3.19とした。LRシリーズ試験体は，実物のラーメン高架橋柱を想定し，断面寸法は700mm×700mm， a/d は3.15とした。全ての試験体には帯鉄筋を配置せず，確実にせん断破壊先行となるようにし，柱外周に配置した帯鋼板によりせん断補強を行っている。

表-2に試験体に使用した材料の物性値および耐力，降伏変位実験値を示す。曲げおよびせん断

*1 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター コンクリート構造 G 主席 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター コンクリート構造 G 課長 博士(工学) (正会員)

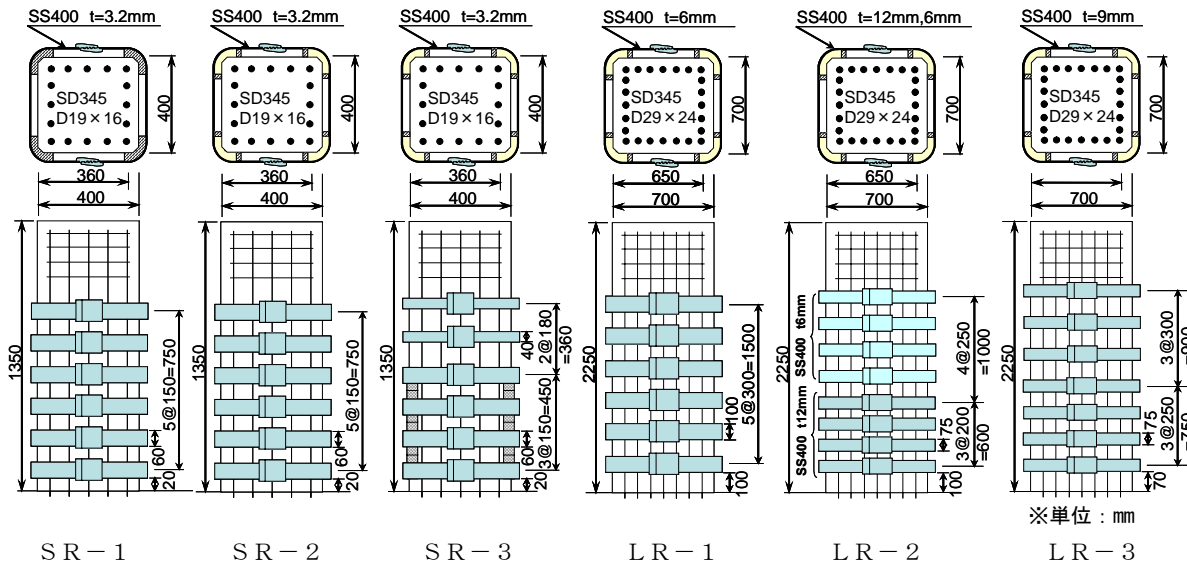
*3 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター コンクリート構造 G 所長 工学博士 (正会員)

*4 東日本旅客鉄道株式会社 東京支社 東京土木技術センター 施設技術係

表－1 試験体諸元

試験体 No.	柱寸法 (mm)	有効高さ (mm)	せん断スパン (mm)	軸方向鉄筋径・本数 (SD345)	軸方向鉄筋比 $A_s/(b \cdot d)$ (%)	補強鋼材寸法・間隔		定着部詳細				ゴム硬さ ^{※1}	
						1D区間	1D区間外	Type	L1(mm)	T1(mm)	b1(mm)		等辺山形鋼寸法(mm)
SR-1	400×400	360	1150	D19×16	3.18	h60mm×t3.2mm ctc150		A	50	25	-	-	硬度60
SR-2	400×400	360	1150	D19×16	3.18	h60mm×t3.2mm ctc150		B	50	15	20	-	硬度60
SR-3	400×400	360	1150	D19×16	3.18	h60mm×t3.2mm ctc150	h40mm×t3.2mm ctc180	C	46	25	20	50×50×4	硬度90
LR-1	700×700	650	2050	D29×24	3.39	h100mm×t6.0mm ctc300		B	70	30	30	-	硬度90
LR-2	700×700	650	2050	D29×24	3.39	h75mm×t12.0mm ctc200	h75mm×t6.0mm ctc250	B	120	35	30	-	硬度90
LR-3	700×700	650	2050	D29×24	3.39	h75mm×t9.0mm ctc250	h75mm×t9.0mm ctc300	C	108	35	30	120×120×12	硬度90

※1 JIS K 6301 記号の説明 A_s : 軸方向鉄筋量(mm^2) b : 柱部材の断面幅(mm) d : 柱部材の有効高さ(mm) h : 帯鋼板の高さ(mm) t : 帯鋼板厚さ(mm)



図－1 試験体断面図および側面図

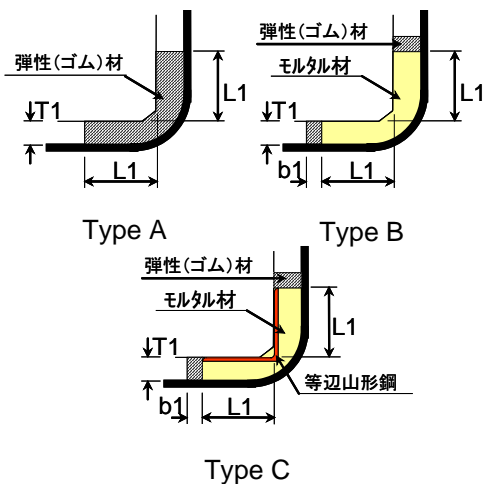
表－2 耐力、降伏変位実験値

試験体 No.	コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)	鉄筋降伏強度 (N/mm^2)	鋼板降伏強度 (N/mm^2)	モルタル圧縮強度 (N/mm^2)	軸力 N/mm^2	1D区間の計算値				補強後の耐力比(V_p/V_{mu})		降伏荷重の計算値 (kN)	降伏変位の計算値 (mm)	降伏荷重の実験値 (kN)	降伏変位の実験値 (mm)
						V_c (kN)	V_{RP} (kN)	M_u (kN·m)	耐力比	1D区間	1D区間外				
SR-1	30.6	420	350	-	1.00	134.8	280.5	324.5	1.47	1.47		223.7	6.77	217.6	7.19
SR-2	32.8	420	350	21.7		137.9	280.5	326.9	1.47	1.47		225.0	6.68	230.6	7.23
SR-3	22.0	360	329	21.2		120.7	263.7	275.7	1.60	1.60	1.11	189.9	5.95	212.8	7.08
LR-1	33.7	370	301	21.3		414.2	680.5	1784.2	1.26	1.26		672.1	9.68	693.7	13.3
LR-2	38.5	370	297	44.5		425.1	1510.8	1806.3	2.20	2.20	1.18	678.5	9.46	798.6	17.4
LR-3	18.5	360	304	39.5		335.4	928.0	1623.3	1.59	1.59	1.40	630.6	10.39	618.4	12.8

V_c : コンクリートが負担するせん断耐力 V_{RP} : 柱外周の帯鋼板が負担するせん断耐力 M_u : 終局曲げ耐力 $V_p = V_c + V_{RP}$ $V_{mu} = M_u / a$ a : せん断スパン

耐力の計算は材料強度試験値を用いて計算²⁾し、せん断耐力は、柱外周に配置した補強鋼板を帯鉄筋に換算³⁾して評価した。

図－2に帯鋼板と柱の定着部の詳細を示す。それぞれの記号に対応する数値は表－1に示したとおりである。定着部はモルタルおよび弾性（ゴム）材からなっている（以下、定着部材という）。SR－3およびLR－3は、損傷が卓越する箇所補強効果を高める目的で、柱のフーチング上面から1D（D：柱の断面高さ）区間に等辺山形鋼を配置した。SR－3では、1D区間の範囲において



図－2 定着部材の詳細

等辺山形鋼を柱軸方向に連続して設置し、LR-3では、柱外周に配置した補強鋼板の設置箇所のみ等辺山形鋼を配置した。また、SR-1とSR-2の弾性（ゴム）材には、ウレタン系の硬さ（JIS K 6301）が60程度のものを使用しており、SR-1は定着部材を全て弾性（ゴム）材のみとした。

SR-3およびLR-2、LR-3は、耐力比（ V_y/V_{mu} ）を1.3D区間付近を境に変化させており、1.3D区間までを1.5以上、1.3D区間以外を1.0以上となるように補強している。

荷重装置の概要を図-3に示す。実験は軸力を一定とした静的正負交番荷重試験である。荷重は、最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料試験結果から定めた降伏ひずみに達したときの変位を $1\delta_y$ とした（SR-1は除く）。 $1\delta_y$ は荷重制御で荷重を行い、 $2\delta_y$ 以降では降伏変位の整数倍した変位量を変位制御で交番荷重した。荷重サイクルは、各 δ_y に1回ずつとした。

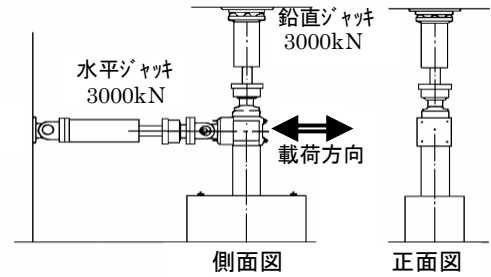
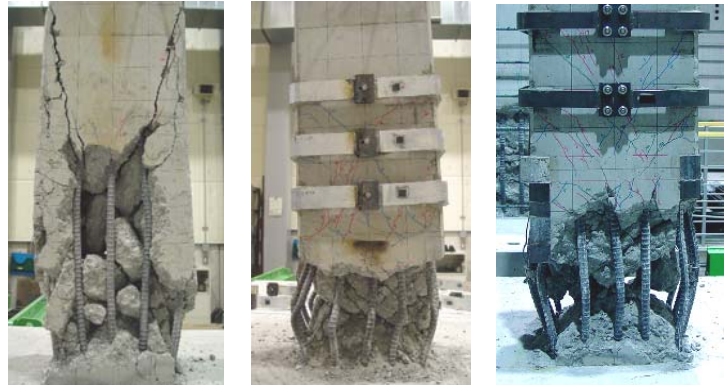


図-3 荷重装置概要



SR-1

SR-2

SR-3

写真-1 SRシリーズの損傷状況（実験終了後）

3. 実験結果および考察

3-1 SRシリーズの損傷状況

写真-1にSRシリーズの実験終了後の損傷状況を示す。また、図-4にSRシリーズの包絡線を示す。包絡線は、それぞれの試験体の降伏荷重と降伏変位の実験値で除して無次元化している。

SR-1は、フーチング上面と荷重点を結ぶ斜めひび割れが卓越して側面において広範囲にかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が降伏ひずみに達することなく、せん断破壊を生じた。そのため、 $2\delta_y$ 以降の荷重は $1\delta_y$ 荷重時の最大荷重時の変位の整数倍を用いた。 $2\delta_y$ 以降の荷重においては、耐力力の低下が比較的緩やかとなり、降伏荷重の50%を下回ったのは、 $4\delta_y$ を超えてからであった。これは、定着部材を弾性（ゴム）材のみとしたために、 $1\delta_y$ 荷重時には弾性（ゴム）材が塑性変形に達する前の段階であり、柱外周に配置した帯鋼板の拘束力が十分に働かず、曲げ降伏に

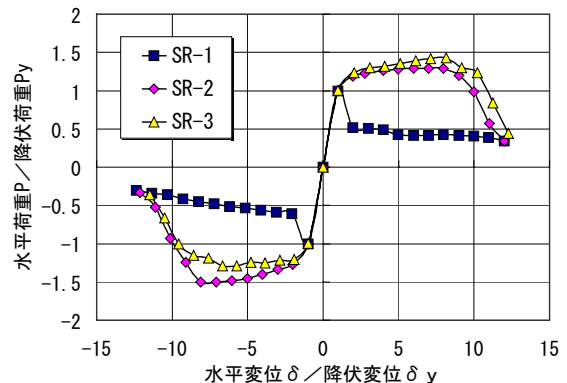


図-4 SRシリーズ包絡線

至らなかったものと思われる。また、 $2\delta_y$ 以降の荷重では、弾性（ゴム）材が徐々に塑性変形したことにより、柱外周に配置した帯鋼板の拘束力が働き始め、耐力力の低下を緩やかにしたものと考えられる。

SR-2は、SR-1と同一の耐力比であり、定着部材にモルタル材を使用しているところの違いがある。図-5にSR-2の荷重変位関係を示す。実験の結果、 $10\delta_y$ 付近で降伏荷重を下回り、安定した曲げ破壊性状を示した。柱全体に曲げ、せん断ひび割れが発生し、交番荷重の進展に伴い、損傷がフーチング上面から1D区間に集中し始め、

この区間の荷重面方向に軸方向鉄筋がはらみ出した。その後、かぶりコンクリートが剥離し、圧縮縁のコアコンクリートが徐々に粉砕して荷重が低下した。

図-6にSR-1とSR-2のフーチング上面から470mmの位置に配置した帯鋼板の荷重直前からの増分ひずみの比較を示す。グラフは横軸を荷重ステップとし、各荷重ステップにおける荷重面と直角方向の増分ひずみの最大値を縦軸に示した。

SR-1は、 $3\delta y$ までは鋼板のひずみに顕著な増加が確認されなかったのに対して、SR-2では荷重直後から増加傾向を示した。その後、SR-2では最大荷重の低下に伴い、帯鋼板のひずみが低下したのに対して、SR-1では荷重低下があまり見られず、帯鋼板のひずみは急激な低下を伴わず推移した。これは、定着部材に用いた弾性(ゴム)材とモルタル材の剛性の違いが影響したものと考えられる。

以上の結果から、柱外周に帯鋼板を配置する補強方法を用いて、柱部材を安定した曲げ破壊性状とするためには、定着部材にモルタル材等の剛性の高い材料を用いる必要があることを確認した。

SR-3はSR-2と同様に、安定した曲げ破壊性状を示した。SR-3は、1.3D区間の範囲の定着部材に等辺山形鋼(50mm×50mm×4mm)を柱軸方向に連続して配置しており、等辺山形鋼の接着面全体に接着剤を塗布して完全に固定した。このため、損傷が1D区間に卓越した際に、ひび割れが等辺山形鋼の継目に集中してしまい、定着部材に等辺山形鋼を用いた場合の変形性能の特徴を明確に確認できなかった。

以上の結果から、等辺山形鋼を定着部材に用いる場合、ひび割れが等辺山形鋼の継目に集中しないように、柱との接触面全てに接着剤を塗布するのではなく、部分接着とする必要があると考えられる。

また、SR-3は1.3D区間を境に耐力比(V_y/V_{mi})を変化させている。実験の結果、1.3D区間以外の範囲では、耐力比(V_y/V_{mi})を1.1程度確保すれば、せん断破壊には至らないことを確認した。

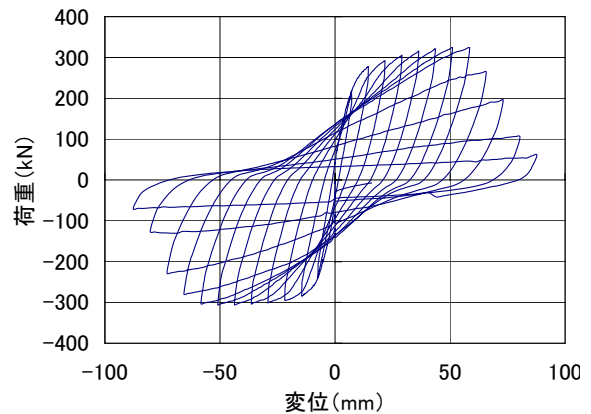


図-5 SR-2の荷重変位関係

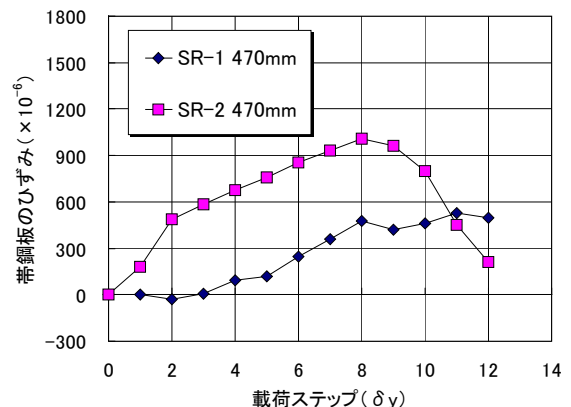


図-6 帯鋼板のひずみ比較

3-2 LRシリーズの損傷状況

写真-2にLRシリーズの実験終了後の損傷状況を示す。また、図-7にLRシリーズの包絡線を示す。

LR-1は、 $1\delta y$ 荷重時では柱全体に曲げ、せん断ひび割れが発生し、 $2\delta y$ 以降、荷重の増加に伴って曲げ、せん断ひび割れが増加した。 $4\delta y$ 荷重時から曲げ・せん断ひび割れが柱の1D区間に集中し始め、 $5\delta y$ 荷重時に最大荷重となった。 $5\delta y$ 荷重時に柱外周に配置した補強鋼板のうち、フーチング上面から3段目までの定着部材のモルタルにひび割れが発生した。その後、1D区間の荷重面方向に軸方向鉄筋がはらみ出し、かぶりコンクリートが剥離し、圧縮縁のコアコンクリートが徐々に粉砕して荷重が低下した。

LR-2は、1.3D区間の耐力比(V_y/V_{mi})を2.0以上⁴⁾となるように補強し、1.3D区間以外では、耐力比(V_y/V_{mi})を1.0以上となるように補強した。また、LR-1の定着部材のモルタルが柱のコン

クリート圧縮強度より $10\text{N}/\text{mm}^2$ 程度低かったことを考慮して、定着部材のモルタル強度を柱のコンクリート圧縮強度以上とした。実験の結果、 $5\delta y$ 载荷中に 1D 区間の载荷面方向に軸方向鉄筋がはらみ出しを生じ、かぶりコンクリートが剥離した。定着部材のモルタルは、軸方向鉄筋がはらみ出して補強鋼板を押し出したことにより、ひび割れを生じたが、 $6\delta y$ までは降伏荷重以上の耐荷力を保持していた。その後、圧縮縁のコアコンクリートが徐々に粉砕して $7\delta y$ 载荷時には降伏荷重を下回った。

LR-3 は、1.3D 区間の柱外周に配置した補強鋼板の定着部材に等辺山形鋼を配置したもので、1.3D 区間の耐力比 (V_y/V_{mu}) を 1.5 以上^りとなるように補強し、1.3D 区間以外では、耐力比 (V_y/V_{mu}) を 1.0 以上となるように補強した。図-8 に LR-3 の荷重変位関係を示す。実験の結果、 $6\delta y$ 载荷中に 1D 区間の载荷面方向に軸方向鉄筋がはらみ出しを生じ、かぶりコンクリートが剥落した。定着部材のモルタルは、軸方向鉄筋がはらみ出して帯鋼板を押し出したことにより、ひび割れを生じたが、柱を拘束する機能は保持しており、 $8\delta y$ までは降伏荷重以上の耐荷力を有していた。これは、等辺山形鋼を配置したことにより、定着部材の剛性が上がり、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制したことから、モルタルの損傷範囲が抑えられて耐荷力を保持したものと推察される。写真-3 に $8\delta y$ 载荷時の定着部材の損傷状況を示す。 $9\delta y$ 载荷中に、軸方向鉄筋のはらみ出しがさらに大きくなり、定着部材の等辺山形鋼が変形し、降伏荷重を下回った。実験終了後、柱外周の帯鋼板を取り外し、損傷状況を確認したところ、柱の四隅の軸方向鉄筋が、等辺山形鋼の設置位置を避けるように変形しているのが確認された。

以上の結果から、定着部材に等辺山形鋼を配置した場合、定着部材のモルタルにひび割れが生じても、ある程度は耐荷力を維持し続けることが確



LR-1 LR-2 LR-3
写真-2 LRシリーズの損傷状況（実験終了後）

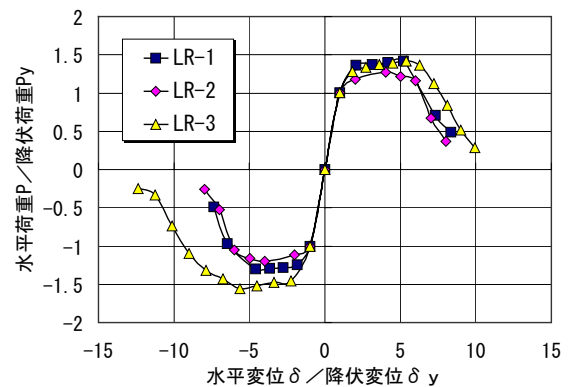


図-7 LRシリーズ包絡線

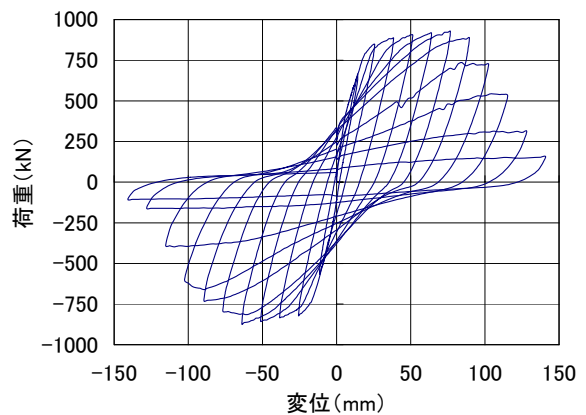


図-8 LR-3の荷重変位関係



写真-3 定着部材損傷状況

認められた。

3-3 じん性率

図-9にじん性率と1.3D区間の耐力比(V_y/V_{mu})の関係を示す。じん性率は、終局変位の実験値を降伏変位の実験値で除した値とし、終局変位の実験値は荷重変位包絡線上の降伏荷重の実験値を維持する最大変位とした。SRシリーズ、LRシリーズとも定着部材に等辺山形鋼を用いたタイプのじん性率が最も大きい結果となり、耐力比(V_y/V_{mu})を1.5程度以上とすることで、じん性率8以上の変形性能を得た結果であった。また、LRシリーズでは1.3D区間の耐力比(V_y/V_{mu})を2.0以上としたLR-2よりも、耐力比(V_y/V_{mu})を1.5以上として等辺山形鋼を配置したLR-3のじん性率が大きかった。このことから、柱外周に帯鋼板を配置する耐震補強法においては、等辺山形鋼を柱の隅角部に設置することが、じん性率の向上に大きく貢献するものと考えられる。

4. まとめ

帯鋼板を柱外周に配置する耐震補強工法に関する正負交番荷重実験の結果、以下の知見を得た。なお、実験範囲は以下のとおりである。

- ・ a/d : 3.15~3.19
- ・ 軸方向鉄筋比 : 3.18~3.39%
- ・ コンクリート圧縮強度 : 18.5~38.5N/mm²
- ・ 軸方向圧縮力 : 0.98N/mm²
- ・ 補強鋼材の諸元 : SS400 t3.2mm~12.0mm

- (1) 柱外周に帯鋼板を配置する耐震補強方法を用いる場合、柱部材を安定した曲げ破壊性状とするには、定着部材にモルタル材等の剛性の高い材料を用いる必要がある。
- (2) 柱の端部から1.3D区間以外では耐力比(V_y/V_{mu})を1.1程度確保していれば、せん断破壊には至らない。
- (3) 定着部材に等辺山形鋼を配置した場合、定着部材のモルタルにひび割れが発生した後も、柱の拘束を持続して耐荷力を維持し続けることが確認された。
- (4) 柱外周に帯鋼板を配置する耐震補強方法では、

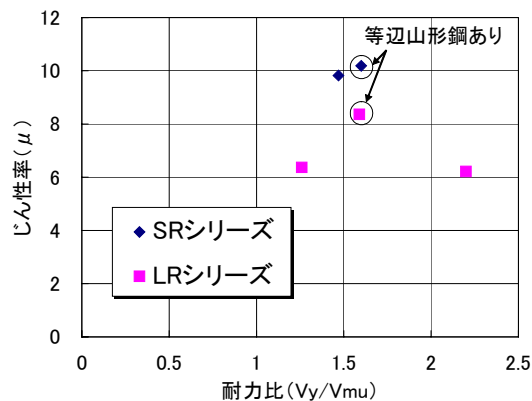


図-9 じん性率と耐力比の関係

柱の端部から1.3D区間の耐力比(V_y/V_{mu})を1.5程度以上として、定着部材に等辺山形鋼を配置することで、じん性率8以上の変形性能を得ることができる。

謝辞：本実験を進めるにあたり、東日本旅客鉄道株式会社研究開発センター フロンティアサービス研究所の皆様には多大なご協力をいただきました。ここに記して謝辞といたします。

参考文献

- 1) 津吉、石橋ほか：鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設RC柱の耐震補強方法に関する研究、土木学会論文集、第662号/V-5, pp205-216, 2000.11
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, pp81-82, pp85-90, 丸善, 1992.10
- 3) 宮本、石橋ほか：既設橋脚の鋼板巻き補強方法に関する実験、構造物設計資料No.89, pp49-53, 日本国有鉄道, 1987.3
- 4) 土木学会：平成8年制定 コンクリート標準示方書 耐震設計編, pp11-15, 丸善, 1996.7