

特別講演

兵庫県南部地震で被災したRC柱の鋼板巻き補強効果

EVALUATION OF STRENGTHENING METHOD USING STEEL PLATES OF RC COLUMN DAMAGED FROM THE 1995 HYOGO-KEN-NANBU EARTHQUAKE

佐藤 勉*

渡辺忠朋*

西川佳祐*

市川篤司*

By Tsutomu SATO, Tadatomo WATANABE, Keisuke NISIKAWA, Atsushi ICHIKAWA

Lots of Railway RC structures were damaged from the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake. Damaged RC columns were repaired by the strengthening method using steel plates. By the full-scale RC columns test, the strengthening method using steel plates was evaluated for the ductility influenced by steel plate volumes and damaged history of column members.

1. はじめに

兵庫県南部地震により、鉄道RCラーメン高架橋の柱に大きな被害が生じた。これらの復旧および耐震補強工法として、高架橋のRC柱の外側に鋼板を巻き補強工法（以下、鋼板巻き補強）が採用された。この工法は、耐震補強として実績があり、試験も多く行われている¹⁾²⁾³⁾など。しかし、これまでの試験は、比較的小型の模型試験により行われているため、今回復旧の対象とする高架橋等の柱部材と異なることや補強鋼板の厚さの違いや損傷履歴の影響などを確認することを目的として、被災を受けた山陽新幹線RCラーメン高架橋の標準断面の柱部材および鋼板巻き補強を行った同柱部材の耐力と変形性能の確認試験を実施した。

本工法は、通常の使用状態でRCと鋼板の合成効果を期待したものではなく、合成構造の範疇には入るものではないが、鋼板の利用によってRCの耐震性能を高める一つの例としてここに紹介する。

2. 鉄道コンクリート橋梁の被害の概要

今回の地震では、山陽・東海道新幹線、東海道線、阪急神戸線・伊丹線、阪神本線などの鉄道構造物に多くの被害が生じた。地域的には震央から北東に延び、その範囲は明石市～高槻市に及んでいた。

コンクリート構造物では、鉄筋コンクリートラーメン高架橋の柱に被害が多く、新幹線では山陽新幹線新大阪～姫路間で、特に六甲トンネルの新大阪方坑口から数キロ間および長坂トンネルから西明石駅間に多く見られた。東海道新幹線は、京都～新大阪間（高槻市付近）の高架橋が被害を受けた。在来線では、東海道線住吉～灘間および三宮～元町間の高架橋、阪急電鉄神戸線西宮北口～夙川間および伊丹線伊丹駅付近、阪神電鉄本線御影～西灘間の高架橋等に多く被害を受けた。高架橋の柱の損壊数は、破壊約1200本、破損約1200本、損傷約1000本、合計約3400本に及ぶ⁴⁾。（破壊：高架橋柱が崩壊したもの。破損：高架橋柱の一部で、コンクリートが剥落したものの崩壊には至らなかったもの。損傷：高架橋柱の一部にひび割れが生じたもの。）

以上のように、鉄道構造物ではラーメン高架橋の柱の損壊が約3400本にも及んだが、補強により復旧した柱は、鋼板巻き補強が多く採用された。

*（財）鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部（橋梁担当）

3. 試験概要

(1) 試験体の種類

試験体は、1層ラーメン高架橋の標準的な柱断面(80×80cm)を実物大で模擬し、柱下端から加力点までの高さは、ラーメン構造物の柱長の1/2程度を想定し3mとした。試験体の数量、形状、配筋等は、表1、2および図1に示すとおりである。No.2および3は、載荷前に厚さ6mmおよび9mmの鋼板(SM400B)による柱部の補強を実施した。また、無補強の試験体(No.1およびNo.4)の破壊試験後、試験体を補修して鋼板巻き補強を実施(No.1RおよびNo.4R)し、再度載荷試験を行った。No.2およびNo.3の補強鋼板は、柱と鋼板との間隔を15mm確保できるように曲げ加工し、半割形の角形鋼管形状とした。柱と鋼板の間には、プレミックスタイプの無収縮モルタルを柱下端より圧入した。また、No.1R、No.4Rの補修方法は、0.2mm程度以上のひび割れにエポキシ樹脂を注入し、厚さ6mmの鋼板で補強し、柱と鋼板の間隔を5cm確保してモルタルを注入した。No.4Rは、注入後かぶりコンクリートを取り除き、帯鉄筋を柱全長にD13-10cm(SD345)間隔に配置した。

なお、鋼板の下端は、いずれの試験体も基礎コンクリート部に定着していない。

(2) 加力方法

加力装置の概要を図2に示す。加力方法として、水平力は反力壁に取り付けた100tfアクチュエーター2台によりL型加力治具を介して載荷した。鉛直方向は、200tfアクチュエーター2台により所定の軸力をL型加力治具を介して載荷した。なお、柱上部は、回転変形を拘束しないようにした。

表1 試験体の種類

試 験 体		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 1R	No. 4R
柱断面　b×D		800×800mm				(補修試験体)	
柱下端～水平載荷点		3. 0m				(補修試験体)	
軸方向鉄筋		SD295　20本－D32　　(p _t =0. 80%)				(補修試験体)	
帯鉄筋	柱下端部	SR235　9φ@150mm　　(p _w =0. 11%)					D13@100mm
	柱中間部	SR235　9φ@300mm　　(p _w =0. 05%)					D13@100mm
鋼板補強		—	t=6mm	t=9mm	—	t=6mm	t=6mm
軸　力		240tf	240tf	240tf	120±2xP	240tf	240tf

備考：No.4は、軸力 $N=120tf \pm 2 \times P$ (水平力) で軸力を変動させて行った。

単位：mm

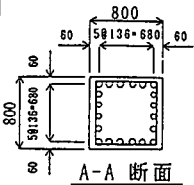
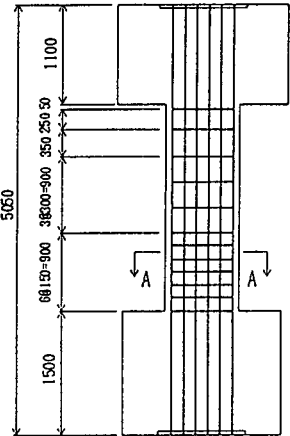


表2 使用材料の強度特性
(a)コンクリート強度 (kgf/cm²)

No. 1	338
No. 2	364
No. 3	367
No. 4	381

(b)鋼材強度 (kgf/cm²)

鋼材の種類	SD295D32	SR235φ9	SD345D13	6mm 鋼板	9mm 鋼板
降伏点強度	3523	3635	3726	3862	3393
引張強度	5538	4787	5395	5149	4922

図1 試験体の形状および配筋

加力サイクルは、No. 1 および 4 は $\pm 1 \delta$ 、 $\pm 2 \delta$ 、 $\pm 3 \delta$ 、・・・、鋼板補強した試験体は $\pm 1 \delta$ 、 $\pm 2 \delta$ 、 $\pm 4 \delta$ 、 $\pm 6 \delta$ 、 $\pm 8 \delta$ 、・・・とし、各 δ ごとに3サイクル行うことを基本とした。ここで、降伏変位 (δ) は、正負両方向でそれぞれ柱下端部の軸方向鉄筋に取り付けたワイヤーストレンゲージの値が降伏ひずみに達するときの変形量とした。

また、補修後再度試験を行ったNo. 1R、No. 4Rについて、降伏変位 (δ) は、既に軸方向鉄筋が塑性ひずみの履歴を受けているため、柱の軸方向鉄筋に取り付けたワイヤーストレンゲージの値からではなく、補修前のNo. 1試験体の降伏変位 (約 $\pm 21\text{mm}$) を基準の変位量 (δ) として行った。

4. 試験結果

(1)破壊状況

No. 1試験体は、柱下端部に曲げひび割れが発生し、荷重増加に伴い軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。 -2δ の1サイクル目のピークに達する付近で柱上下端部を斜めに結ぶひび割れが発生し、急激に水平荷重が低下した。さらに、 $+3 \delta$ まで载荷したが、荷重は $+2 \delta$ 時より低下し、対角方向の斜めひび割れが発生したので载荷を終了した (図3 参照)。

6mm鋼板で補強したNo. 2試験体は、 $+2 \delta$ から柱下端部の鋼板にはらみが見られるようになり、試験終了時には、鋼板のはらみ量が柱下端部で100mm程度となった (図3 参照)。水平荷重は、 12δ で降伏耐力 P_y 以下となり、 14δ の1サイクル目の载荷途中で軸方向鉄筋が破断し、水平荷重は一層低下したため载荷を終了した。試験終了後、鋼板に亀裂は見られなかった。軸方向鉄筋は、4隅の鉄筋のうち3本が柱下端で破断していた。

9mm鋼板で補強したNo. 3試験体は、 $+10 \delta$ から柱下端部の鋼板にはらみが見られるようになり、試験終了時には、鋼板のはらみ量が柱下端部で80~90mm程度となった。水平荷重は、 16δ で降伏耐力 P_y 以下となり、 -16δ の2サイクル目の载荷途中で、軸方向鉄筋の破断が生じ、さらに 18δ の载荷途中でも鉄筋の破断音が生じ水平荷重は一層低下したため载荷を終了した。試験終了後、鋼板に亀裂は見られなかった。軸方向鉄筋は、4隅の鉄筋の4本がすべて破断していた。

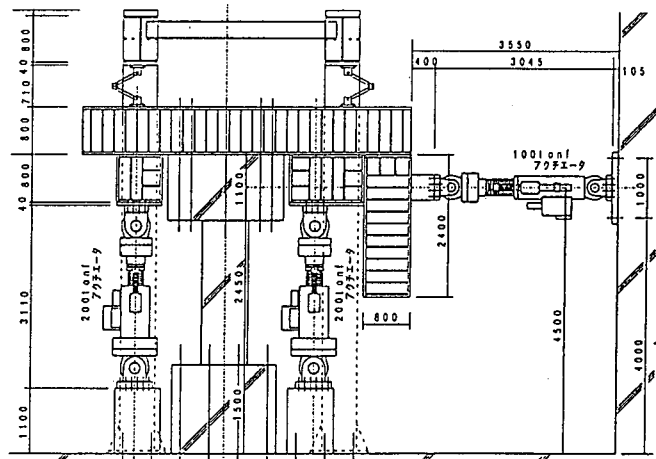
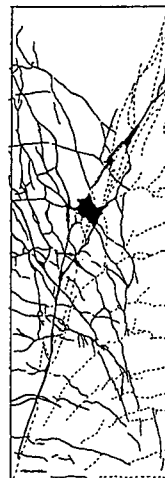
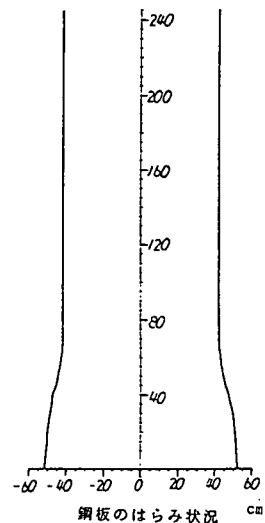


図2 加力装置の概要

単位: mm



(a)No. 1試験体



(b)No. 2試験体

図3 試験終了時の状況

No. 4試験体は、柱下端部に曲げひび割れが発生し、荷重増加に伴い軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。 -2δ の1サイクル目のピークに達する付近で柱上下端部を斜めに結ぶひび割れが発生し、急激に水平荷重が低下した。さらに、 $\pm 3\delta$ まで載荷したが、荷重は $\pm 2\delta$ 時より大きく低下したので載荷を終了した。

No. 1R試験体は、 10δ で降伏耐力 P_y 以下となり、 $\pm 11\delta$ の1サイクル目の載荷途中で、軸方向鉄筋の破断が生じ、水平荷重は一層低下したため載荷を終了した。軸方向鉄筋は、4隅の鉄筋すべてが破断していた。

No. 4R試験体は、 10δ で降伏耐力 P_y 以下となり、 -10δ の1および2サイクルで、軸方向鉄筋の破断が生じ、水平荷重は一層低下したため載荷を終了した。軸方向鉄筋は、4隅の鉄筋のうち2本が破断していた。

(2)降伏荷重および最大荷重

表3に、降伏荷重 P_y および最大荷重 P_{max} の実測値および曲げ耐力の計算値⁵⁾を示す。

降伏荷重 P_y の試験値は、軸力一定のNo. 1～No. 3でほぼ同じであったが、最大荷重 P_{max} はややNo. 2および3の方が大きくなった。これは、No. 1試験体が降伏荷重を過ぎて、まもなくせん断破壊したため、No. 2およびNo. 3試験体よりも P_{max} が小さくなったためである。また、No. 1RおよびNo. 4Rについては、降伏荷重 P_y の試験値として変位量約2mmの時の値を基準にしたため計算値と直接比較はできないが、No. 1RおよびNo. 4Rとも計算値を上回った。

表3 試験結果 (tf)

	試験値		計算値(曲げ)		$\frac{P_y}{P_{yc}}$	$\frac{P_{max}}{P_{maxc}}$
	P_y	P_{max}	P_{yc}	P_{maxc}		
No. 1	80.8	86.9	68.4	83.8	1.18	(1.04)
No. 2	81.0	96.6	71.7	88.4	1.13	1.09
No. 3	81.1	102.1	72.2	89.1	1.12	1.15
No. 4	56.4	65.4	48.2	63.4	1.17	(1.03)
	-87.5	-89.4	-73.6	-89.6	1.18	(1.00)
No. 1R	87.9	104.8	77.3	95.0	1.14	1.10
No. 4R	90.3	104.1	77.3	95.0	1.17	1.10

備考：降伏荷重 P_y および最大荷重 P_{max} は、No. 1～3は正負サイクルの平均値を示す。

() は、せん断破壊したため、参考値。

(3)荷重－変位曲線

各4試験体の荷重－変位曲線を図4に示す。また、全試験体の荷重－変位曲線の各ピークの包絡線を図5に示す。図4および5

より、鋼板補強した試験体は、無補強の試験体に比較し、変形性能が大きく向上していることがわかる。

また、補修したNo. 1RおよびNo. 4R試験体についても、損傷を受けていない柱に鋼板補強したNo. 2と比較しても、荷重－変位関係に大きな差が見られないことがわかる。

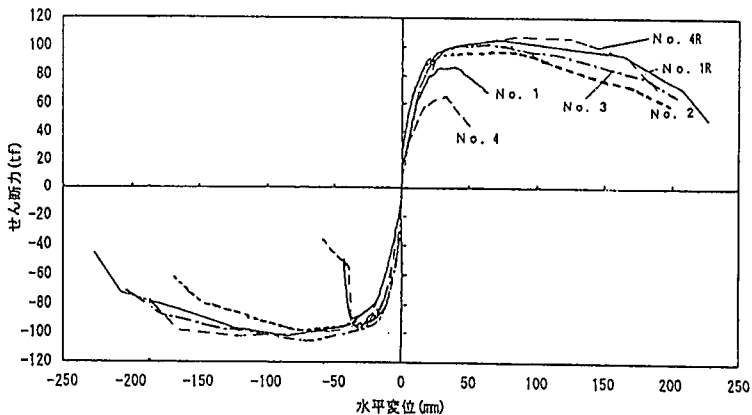
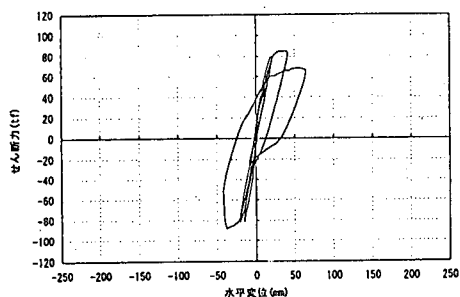
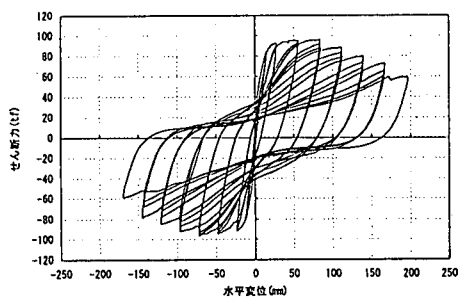


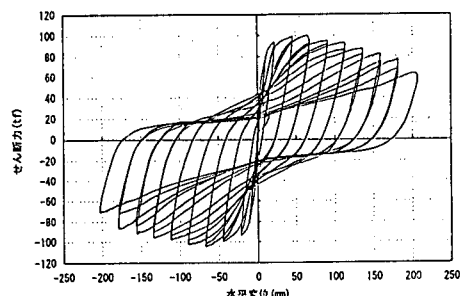
図5 荷重－変位曲線の包絡線



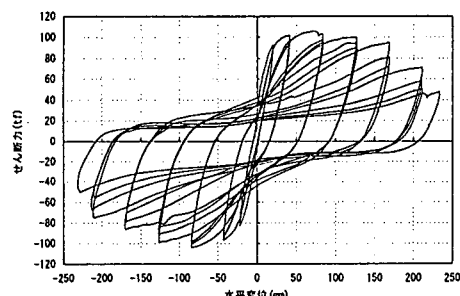
(a) 試験体No. 1



(b) 試験体No. 2



(c) 試験体No. 3



(d) 試験体No. 1R

図4 荷重－変位曲線

(4)鋼板による補強効果

各試験体の降伏変位、終局変位およびじん性率を表4に示す。なお、表4のNo. 4以外は、正負の値を平均して評価したものである。

エネルギー吸収能力の比較として、次式より求めた荷重－変位の包絡線の面積AのNo. 1試験体に対する比率 $A/A_{No.1}$ を表4に示した。

$$A = 1/2 \delta_y P_y + 1/2 (\delta_u - \delta_y) (P_y + P_u)$$

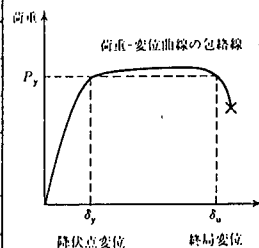
また、補修・補強による効果をNewmarkのエネルギー一定則により換算した耐力 P_e の比較として、次式より求めた値のNo. 1試験体に対する比率 $P_e/P_{eNo.1}$ もあわせて表4にした。

$$P_e = P_y \times \sqrt{(2\delta_u / \delta_y - 1)}$$

表4より、無補強のNo. 1およびNo. 4に対し、鋼板補強したNo. 2およびNo. 3のエネルギー吸収能力は大きく

表4 補強効果の比較

	試験値 (mm)		μ	μ_o	$A/A_{No.1}$	$P_e/P_{eNo.1}$
	δ_y	δ_u				
No. 1	21.0	43.6	2.1	(2.3)	1.0	1.0
No. 2	12.9	135.0	10.5	(13.7)	4.1	2.5
No. 3	11.3	172.1	15.2	(21.1)	5.5	3.0
No. 4	16.5 -19.0	39.9 -36.3	2.4 1.9	(2.8) (2.1)	0.7 0.9	0.8 1.0
No. 1R	(21.2)	174.8	—	—	5.7	2.4
No. 4R	(21.3)	173.4	—	—	5.7	2.5



注) μ : じん性率 ($= \delta_u / \delta_y$)、 μ_o : 主体部分のじん性率 ($= (\delta_u - \delta_{u0}) / (\delta_y - \delta_{y0})$)
鉄筋の抜け出しによる変位量は計算値⁶⁾とし、降伏変位時3.3mm、終局変位時3.6mmとした。

向上していることがわかる。また、補修した No. 1RとNo. 4Rについても同様に、試験体No. 1 に対し大きく向上する結果となった。

文献¹⁾の鋼板巻き補強によるじん性率の増加の推定値と今回の試験結果の比較を図6に示す。図6は、柱く体部分のじん性率の増分を補強鋼材比との関係で評価したものである。なお、図6では文献¹⁾の試験値もあわせて示した。ここで、補強鋼材比 $p_{wp}=2t/b \times 100$ (%)、 t :補強鋼板の厚さ、 b :柱の幅

図6より、文献¹⁾に示される鋼板巻き補強によるじん性率の増分の推定値に対して、今回の試験値はやや小さくなるようである。これは、既往の試験条件と比較し、補強鋼材比 p_{wp} が大きいこと、試験体の寸法が既往の試験体に比べ大きいこと、軸力の違いおよび鉄筋の低サイクル疲労の影響などによる要因と考えられる。なお、ここでは、降伏変位を試験値で整理したが、計算で求める場合には、鋼板の影響を考慮して評価する必要がある。

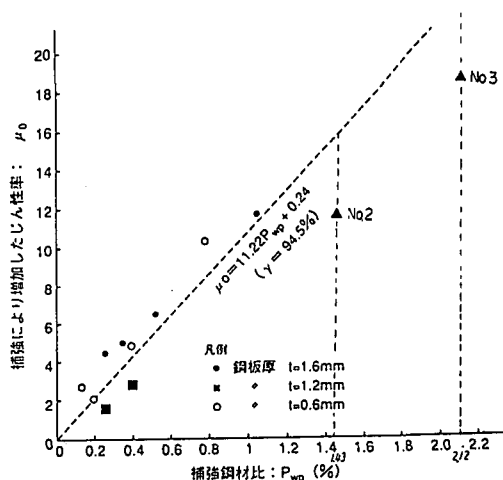


図6 鋼板巻き補強によるじん性率の増分と補強鋼材比

5. まとめ

以上の試験結果より、本試験の適用範囲内において以下の事項がまとめられる。

- (1)鋼板巻き補強により、柱のじん性は大きく改善される。
- (2)無補強のNo. 1と鋼板巻き補強したNo. 2および3の曲げ降伏耐力は、鋼板をフーチングに定着しない場合はほぼ同じとなる。
- (3)一度破壊させたRC柱をエポキシ樹脂でひび割れ補修を行って鋼板巻き補強した試験体No. 1RおよびNo. 4Rは、損傷していない柱に補強した試験体とほぼ同程度の変形性能が得られるものと推定される。
- (4)鋼板巻き補強効果の評価として文献¹⁾の方法を用いて計算されるじん性率 μ が10を超える場合には、今回の試験結果から鉄筋の低サイクル疲労破断等を考慮して、今回の加力サイクルではじん性率10程度を上限とするのがよいと考えられる。

6. おわりに

今回の試験は、運輸省の委託研究により行ったものであるとともに、運輸省鉄道施設耐震構造検討委員会の委員長松本嘉司東京理科大教授および委員各位からご指導、ご意見を頂いた。また、試験の実施にあたっては、(株)間組技術研究所に多大なるご協力を頂いた。ここに、記して謝意を表します。

〔参考文献〕

- 1)宮本征夫、石橋忠良、斉藤俊彦：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験、構造物設計資料No. 89、1987. 3
- 2)長曾我部徹、丸山久一、橋本親典、清水敬二：鋼板補強によるRC部材の靱性改善に関する基礎研究、コンクリート工学年次論文報告集10-3、1988
- 3)宇佐見健太郎：既設RC橋脚の耐震補強、橋梁と基礎、1994-8
- 4)運輸省鉄道施設耐震構造検討委員会：兵庫県南部地震による鉄道施設の被災に関する調査（中間整理）、1995. 8
- 5)鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）、鉄道総合技術研究所編、平成4年10月
- 6)石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究、土木学会論文集、第390号、V-8、1988. 2