

論文 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

在田浩之*1・鎌田則夫*2・下山貴史*3

要旨：既設 RC 柱の耐震補強工法として、鋼板巻き補強工法が数多く実施されている。今回、鋼板巻き補強工法における鋼板の効果、柱の破壊性状について調べるため、鋼板厚や帯鉄筋の量を変えた縮小供試体で交番載荷実験を行った。併せて、溶接継手ではなく機械式継手を用いた実物大規模の供試体についても交番載荷実験を行い、その耐震性能を調べた。実験の結果、鋼板巻き補強によっていずれの供試体も、じん性率がほぼ 10 以上確保できることが分かった。また、交番載荷実験終了後の破壊性状についても検討した。

キーワード：鋼板巻き補強、鋼板ひずみ、機械式継手

1. はじめに

大地震による RC 柱の脆性的な破壊を防ぐため、高架橋等の柱に対しては鋼板巻きを中心とした補強対策がとられている。

そこで今回、鋼板巻き補強供試体について静的交番載荷実験を行い、その変形性能・耐力について考察を行った。また、鋼板の継手として図-1に示すような機械式継手を用いた実物大規模の供試体についても数体、静的交番載荷実験を行ったので、これも併せて報告する。

2. 実験方法

2.1 供試体概要

供試体の形状・配筋の例を図-1(図は実物大供試体)に、供試体諸元を表-1に示す。供試体は3つのシリーズに分かれている。シリーズIは鋼板を巻いていない縮小供試体であり、今回の実験の基本供試体である。シリーズIIは鋼板巻き補強を行った縮小供試体であり、シリーズIIIは実物大規模の供試体を鋼板巻き補強したものである。また、シリーズIIIの供試体については、鋼板継手が溶接継手ではなく機械式継手となっている。なお、鋼板巻き補強を行う際の充填材には 39.2 N/mm^2 の高流動モルタルを用いた。

シリーズIは、K1が帯鉄筋が無配置の供試体であり、引張鉄筋比が0.99%となっている。K2はK1に帯鉄筋を配置したものである。

シリーズIIは、供試体断面幅 $b (=430\text{mm})$ を一定にし、断面高さ h 、せん断スパン有効高さ比 a/d 、引張鉄筋比 P_t 、補強鋼材比 P_{wp} をパラメータとしたものである。供試体 S1～S3 およ

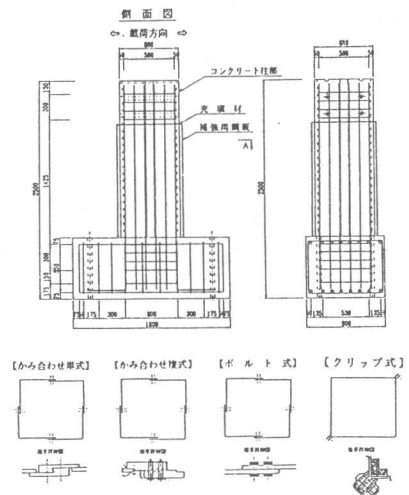


図-1 供試体形状・配筋の例

*1 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)

*2 東日本旅客鉄道(株) 建設工事部構造技術センター 課長代理、(正会員)

*3 東日本旅客鉄道(株) 施設電気部土木課 課員、工修

びS4には帯鉄筋は配置していない。また、鋼板厚は既往の研究[1]を参考にして3種類の厚さを用いた。

シリーズⅢは、供試体断面を720×720mmとし、せん断スパン有効高さ比 a/d 、帯鉄筋比 P_w 、補強鋼材比 P_{wp} 、引張鉄筋比 P_t をパラメータとしたものである。なお、鉄筋はSD345、鋼板はSS400を用い、コンクリートの設計基準強度は 26.5 N/mm^2 とした。

2. 2 載荷方法

実験は、一定軸方向応力度(0.98 N/mm^2)のもとで、柱頭部付近を載荷点として行っており、供試体フーチング部は、PC鋼棒で床に固定した。載荷は、柱下端部の最外縁軸方向鉄筋が降伏する荷重までは荷重制御とし、その後は変位制御とした。載荷パターンは、Ⅰ、Ⅱシリーズについては、 $\pm 1\delta y$ 、 $\pm 2\delta y$ 、 $\pm 3\delta y$

y ・・・Ⅲシリーズについては、 $\pm 1\delta y$ 、 $\pm 2\delta y$ 、 $\pm 4\delta y$ 、 $\pm 6\delta y$ 、 $\pm 8\delta y$ ・・・とし、各段階で3サイクルずつ行うことを基本とした。ここで、 $1\delta y$ は最外縁の軸方向鉄筋が降伏する変位である。

計測は各点に設置した変位計および鉄筋に貼付したひずみゲージにより行った。

3. 実験結果

3. 1 荷重—変位曲線

実験結果を表-2に、代表的な荷重—変位曲線の例(K1, K2, S3, S4, S8, L2)を図-2に示す。表-2に示したじん性率は、荷重—変位曲線において降伏荷重を下回らない最大変位と降伏変位の比($=\delta u/\delta y$)である。降伏荷重・最大荷重の計算値は鋼板を考慮せず

に従来のRC柱として計算した耐力であり、実験値より若干大きいのがほぼ一致することがわかる。計算値の断面耐力算定方法は鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)を用いた。また、交番載荷途中で鉄筋破断を生じた供試体についてはじん性率を実測値の値以上有するものと評価した。

K1は軸方向鉄筋が曲げ降伏に達する前にせん断破壊した。K2は $7\delta y$ の1サイクルの載荷

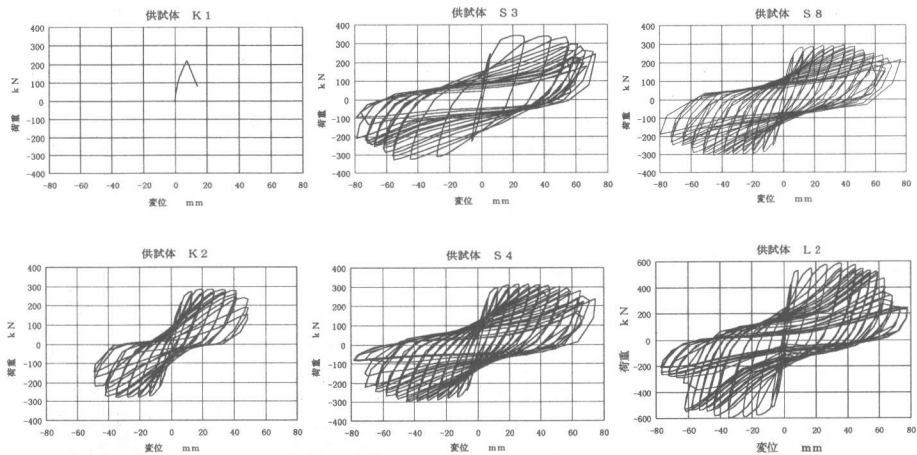
表-1 供試体緒元

シリーズ	番号	柱断面寸法 b×h (mm)	せん断スパン a (mm)	せん断 スパン比 a/d	引張鉄筋配置 引張鉄筋比 (%)	帯鉄筋配置	鋼板厚 t (mm)	コンクリート 強度 (MPa)
Ⅰ	K1	400×400	1150	3.19	D19×5 (0.99)	—	—	27.7
	K2	400×400	1150	3.19	D19×5 (0.99)	D10-1 ctc.150	—	38.8
Ⅱ	S1	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	—	2.3	30.3
	S2	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	—	3.2	30.7
	S3	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	—	4.5	19.6
	S4	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.150	2.3	32.7
	S5	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.150	3.2	30.6
	S6	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.150	4.5	33.6
	S7	430×430	850	2.27	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.250	3.2	31.9
	S8	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.225	3.2	31.3
	S9	430×430	1150	3.07	D19×5 (0.88)	D10-1 ctc.100	3.2	27.9
	S10	430×730	1150	1.70	D19×6 (0.59)	D10-1 ctc.250	3.2	26.7
Ⅲ	S11	430×280	700	3.11	D19×4 (1.18)	—	3.2	28.5
	L1	720×720	1600	2.46	D19×6 (0.37)	—	6.0	28.1
	L2	720×720	1600	2.46	D19×6 (0.37)	—	6.0	31.8
	L3	720×720	1600	2.46	D16×8 (0.34)	—	6.0	30.1
	L4	720×720	1600	2.46	D16×8 (0.34)	—	6.0	30.8

表-2 実験結果

シリーズ	番号	降伏荷重 (kN)			最大荷重 (kN)			降伏変位		終局変位		じん性率
		実験値 P _{ye}	計算値 P _{yc}	P _{yc}	実験値 P _{maxe}	計算値 P _{maxc}	P _{maxc}	δy (mm)	δu (mm)			
Ⅰ	K2	215.6	206.8	1.04	286.2	265.6	1.08	6.6	46.3	7.0		
	S1	246.0	212.7	1.16	316.5	268.5	1.18	6.6	57.9	8.8以上		
Ⅱ	S2	252.8	212.7	1.19	322.4	269.5	1.20	6.9	64.5	9.3以上		
	S3	243.0	203.8	1.19	343.0	254.8	1.35	5.5	72.3	13.1以上		
	S4	241.1	214.6	1.12	315.6	271.5	1.16	6.3	69.6	11.0以上		
	S5	253.8	212.7	1.19	309.7	269.5	1.15	6.9	71.1	10.3以上		
	S6	240.1	214.6	1.12	320.5	272.4	1.18	5.4	66.6	12.3以上		
	S7	325.4	289.1	1.13	432.2	366.5	1.18	4.9	51.2	10.4以上		
	S8	242.1	213.6	1.13	292.0	270.5	1.08	6.6	59.7	9.0以上		
	S9	238.1	210.7	1.13	331.2	265.6	1.25	6.4	74.7	11.7以上		
	S10	651.7	601.7	1.08	1005.5	809.5	1.24	6.2	61.2	9.9以上		
	S11	166.6	141.1	1.18	219.5	163.7	1.34	5.1	62.2	12.2		
Ⅲ	L1	505.7	406.7	1.24	601.7	513.5	1.17	7.8	109.0	14.0		
	L2	441.0	411.6	1.07	587.0	517.4	1.13	4.9	63.8	13.1以上		
	L3	452.8	415.5	1.09	570.4	521.4	1.09	5.1	61.7	12.1以上		
	L4	476.3	416.5	1.14	561.5	522.3	1.08	5.7	56.2	9.8以上		

で降伏荷重を下回った。図一2より、鋼板巻き補強を行わないものが、最大変位後急に耐力が低下するのに対して、鋼板巻き補強を行ったものは、最大変位後も粘り強い性状を示していることがわかる。



図一2 荷重—変位曲線の例

3. 2 破壊性状

鋼板巻き補強供試体においては、最大荷重載荷時からどの供試体にも柱付け根部付近での水平方向への移動が見られた。変位量が大きくなるにつれて水平移動量は顕著になり、縮小供試体で最大 20 mm 程度、実物大供試体では最大 40 mm 程度の水平移動が認められた。一方、基本供試体 K1, K2 では載荷終了時まで柱付け根部付近の水平移動は認められなかった。また、鋼板巻き補強供試体では最大荷重付近から鋼板のはらみ出しが目視できるようになり、鋼板のはらみ出しとともに耐力が減少してくのが分かった。

図一3には実験終了後の基本供試体と鋼板を取り除いた供試体の代表的な破壊性状を示す。ここで、基本供試体を除くすべての供試体は、鋼板を取り除いてみると曲げ破壊の性状を示していた。

① 基本供試体の破壊性状 (K1, K2)

基本供試体 K1 は軸方向鉄筋が曲げ降伏に達する以前にせん断破壊し、載荷点からフーチング天端に大きく伸びた斜めせん断ひび割れが生じている。

K2 は、荷重載荷面（正面）では水平ひびわれが 10~20 cm 間隔で供試体全幅に生じ、フーチング天端から離れるほど、ひびわれ間隔は大きくなっている。鉛直方向のひび割れは軸方向鉄筋位置付近に 2~3 本程度生じており、フーチング天端から約 70 cm の高さまで連続している。正面のかぶりコンクリートは剥落しておらず、供試体基部におけるかぶりコンクリートのはらみ出しは片側 2 cm 程度であった。

荷重載荷方向の平行面（側面）では、斜めひび割れが全面に数多く交差して発生している。柱下端部では、斜めひび割れに沿ってかぶりコンクリートがくさび状に剥落し、基部は粉碎したコンクリートが周囲に散った状態になっている。

② 鋼板巻き補強（縮小）供試体の破壊性状

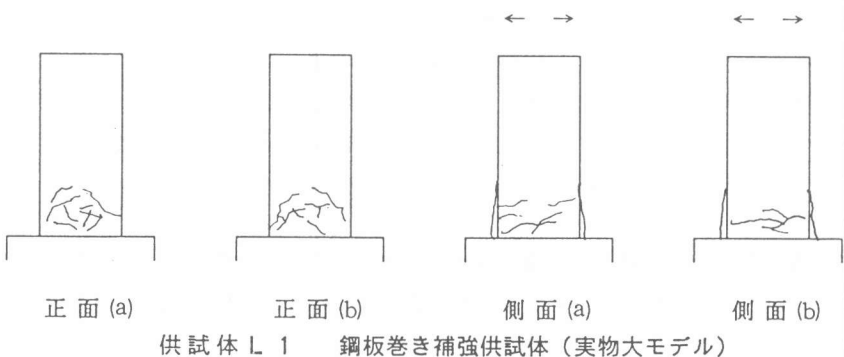
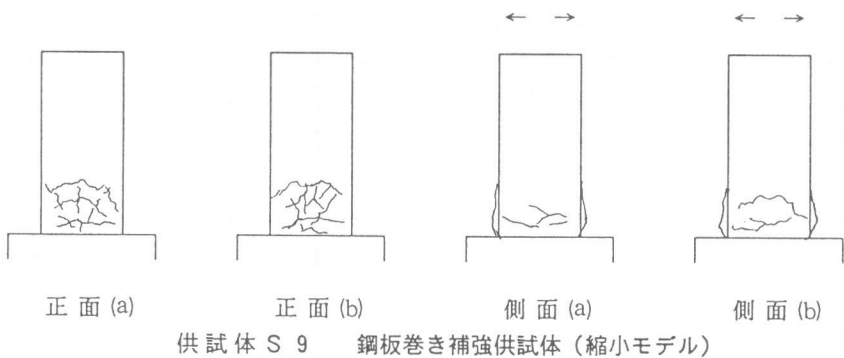
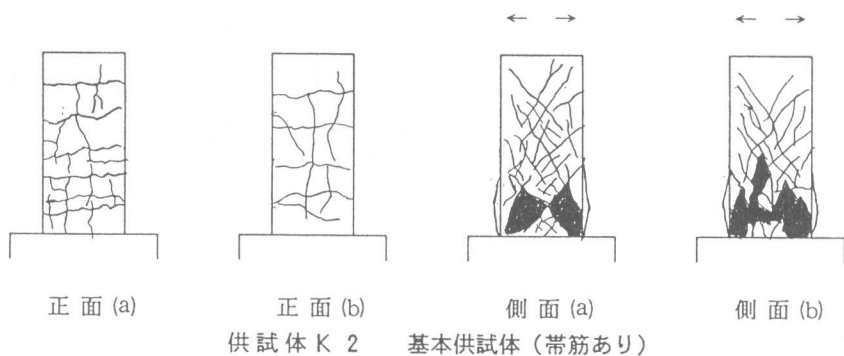
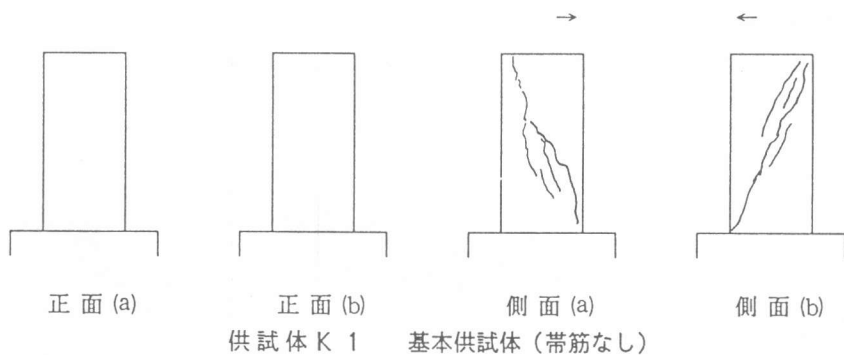


図 一 3 載荷終了後の破壊状況

交番載荷後、鋼板を取り除いてみると、正面では柱下端～断面高さ近くに、図-3, S9に示すように曲線状の水平ひびわれが見られ、柱下端中央部を中心とした放射状の縦ひび割れと交差した状態となっている。また、かぶりコンクリートの剥落は見られなかった。側面では、基本供試体で見られた斜めひび割れおよび鉛直ひび割れは見られず、下端基部に若干の水平ひび割れが生じたのみであった。

③鋼板巻き補強（実物大）供試体の継手部の状況および柱の破壊性状

今回の実物大試験では、従来の溶接継手とは異なり、火気を使用することなく作業時の天候にも左右されない機械式継手を用いた。この継手は工場加工製品であることから、現場での施工管理の簡略化、省力化にもつながるものである。

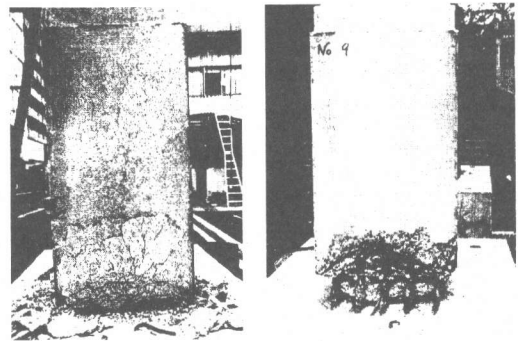
各継手部において、実験の範囲内で明らかになったことを示す。かみ合わせ単式・複式継手とも、実験終了時に継手部の異常は見られず、ボルト式継手も鋼板のずれ及びボルト破断等は見られなかった。クリップ式継手は継手部の異常および開きはみられなかったが、継手部が対象配置でないことから、実験終了後の供試体に若干のねじれが見られた。なお、鋼板を取り除いた実物大供試体の破壊性状は縮小供試体とほぼ同様であった。

鋼板巻き補強供試体は、交番載荷途中で鋼板下端部から細粒化したコンクリートが若干出ているものの、載荷終了後に鋼板を剥がしてみると、外観上はほとんど損傷が見受けられないケースが多かった（写真-1参照）。しかし、正面および側面の柱下端部のかぶりコンクリートは、容易に崩れる状態になっており、帯筋内部のコンクリートは、フーチング天端から断面高さの約半分の範囲ですべて破壊している。この部分ではフーチング天端に近づくにつれて、大きなコンクリート塊から粉末状態へと変化している。

④ 軸方向鉄筋のひずみ性状

鋼板巻き補強供試体における最外縁軸方向鉄筋の最大荷重時のひずみ状況は、ひずみ計取付け位置が載荷点に一番近い位置（縮小供試体ではフーチング下端から650mm、実物大供試体は950mmの位置）でいずれも降伏に達している。これは、載荷点から下の柱部分のコンクリートの付着劣化によって生じたものと思われる。図-4に代表的な軸方向鉄筋のひずみ分布の例

供試体 S 9



鋼板をはがした直後の供試体

圧壊コンクリートを取り除いた供試体

写真-1 載荷終了後の損傷状況

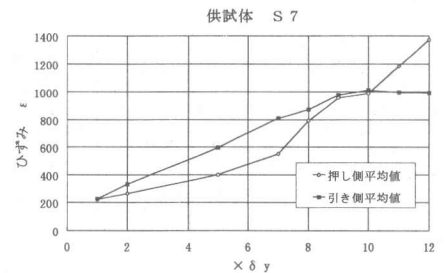


図-4 軸方向鉄筋のひずみ性状の例

表-3 せん断耐力と最大荷重の比較表

	せん断コンクリート分担Scd (kN)	せん断鉄筋分担分Ssd (kN)	せん断鋼板分担分Skd (kN)	Su=Scd+Ssd+Skd (計算値) (kN)	最大荷重 (実験値) (kN)
S 1	129.74	—	475.50	605.24	> 316.5
S 2	130.29	—	761.74	892.03	> 322.4
S 3	112.23	—	927.39	1039.62	> 343.0
S 4	133.14	475.50	475.50	1084.14	> 315.6
S 5	130.15	761.74	761.74	1653.63	> 309.7
S 6	134.33	927.39	927.39	1989.11	> 320.5
S 7	160.40	761.74	761.74	1683.88	> 432.2
S 8	131.12	761.74	761.74	1654.60	> 292.0
S 9	126.29	761.74	761.74	1649.77	> 331.2
S10	269.20	1371.13	1371.13	3011.45	> 1005.5
S11	87.33	—	457.04	544.37	> 219.5
L 1	284.82	—	2399.64	2684.47	> 601.7
L 2	282.68	—	2399.64	2682.33	> 587.0
L 3	269.24	—	2399.64	2668.89	> 570.4
L 4	280.35	—	2399.64	2679.99	> 561.5

を示す。(グラフは各 δy ごとの最外縁鉄筋の引張りひずみを示している。)

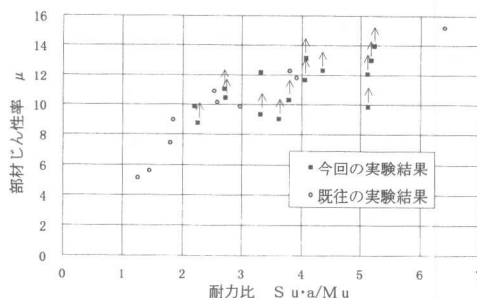
4. 鋼板の効果

表一3に鋼板を帯鉄筋に換算し、計算によって求めた各供試体のせん断耐力と最大荷重との比較を示すが、せん断耐力がすべて最大荷重を大幅に上回っている。

また、図一5にじん性率と耐力比(せん断耐力と曲げ耐力の比にせん断スパンを乗じた値、以下耐力比という)の関係を示す。今回の鋼板巻き補強供試体は耐力比がすべて2以上のものである。図中には耐力比が2以下のものも含めた既往の実験結果[1]も併せて載せている。これによると、耐力比 $Su \cdot a / Mu$ が2以上であれば、鋼板巻き補強供試体はじん性率 μ がほぼ10程度以上の値を示すことが確認できた。(図中の矢印は以上を意味する。)

5. 初期剛性

基本供試体K2における降伏変位 δy で初期剛性を比較したのが表一4である。基本供試体K2に鋼板厚のみを2.3mm、3.2mm、4.5mmと変化させたものが、S4、S5、S6供試体であり、鋼板巻き補強後は各供試体とも初期剛性が、15~35%近く増加している。



図一5 じん性率と耐力比の比較

6. まとめ

今回の実験から得られた結果を整理すると以下の様になる。

①鋼板巻き補強することによってRC柱のじん性能は大幅に向上し、降伏変位の10倍程度の大変位領域においても、安定した変形性能をもつことが分かった。

②交番載荷実験終了後の破壊状況では、基本供試体が載荷方向側面に斜めひび割れが生じるのに対して、鋼板巻き補強を行ったものはRC柱側面にせん断ひび割れが生じにくく、かぶりコンクリートの剥落防止に対する効果も認められた。

③実物大供試体の補強用鋼板に用いた機械式継手は、いずれも耐震補強継手としての機能を果たすと考えられる。

④鋼板巻き補強供試体において耐力比 $Su \cdot a / Mu$ が2以上であれば、じん性率がほぼ10程度以上確保できることが確認できた。

(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的研究、コンクリート年次論文報告集、Vol. 9、No. 2、pp275~280、1987
- [2] 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)、丸善、1992