

RC柱の一面から施工する耐震補強工法の鋼板の補強効果に関する実験的研究

小林 薫¹・石橋 忠良²

¹正会員 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事部 構造技術センター副課長
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

²フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事部 構造技術センター所長
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

都市部の鉄道用RCラーメン高架橋などでは、高架下が店舗や倉庫などで利用されている場所が多い。著者らは、このような場所のRCラーメン高架橋の耐震補強工事を高架下利用設備に触れずに行う新しい耐震補強工法の開発に取り組んできた。本工法は、柱の一面から後挿入する鉄筋と柱表面の4面の内、一面だけに取付ける鋼板から既設RC柱の補強を行い変形性能を向上させようとするものである。

本研究は、RC柱表面の4面の内、一面だけに鋼板を取付けて補強したRC柱の交番載荷実験結果をまとめ、実験結果に対する考察を行ったものである。

Key Words : seismic retrofitting method, cyclic loading test, ductility capacity, retrofitting steel pleat

1. はじめに

都市部の鉄道用RCラーメン高架橋などでは、高架下が店舗や倉庫などで利用されている場所が多い。著者らは、このようなところの耐震補強工事を高架下利用設備に一切手に触れずに行う新しい耐震補強工法の開発に取り組んできた。

本工法は、既設RC柱で柱面が露出している一面から後挿入する鉄筋と柱面の一面だけに取付ける鋼板から補強を行うものである。(図-1を参照)

後挿入の鉄筋は、柱面からコアボーリングで削孔し、鉄筋を挿入後、グラウト注入を行い既設RC柱と一体化する。なお、コアボーリングによる削孔は、対面する軸方向鉄筋位置までである。鋼板は、鉄筋の挿入を行った柱面に取付け、鋼板と既設RC柱との空隙にエポキシ樹脂を注入して接着を行い一体化する。

本工法では、載荷方向によって後挿入の鉄筋か、あるいは後から取付ける鋼板が柱部材の補強となる。後挿入の鉄筋がRC柱の補強として機能する場合は、後挿入の鉄筋の挿入方向と水平荷重の作用方向が同じ場合である。柱面の鋼板がRC柱の

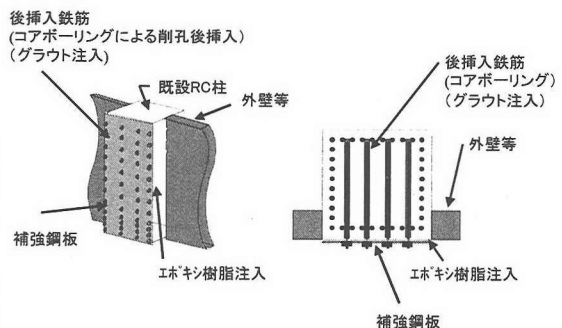


図-1 RC柱の一面から施工を行う耐震補強工法の概要

補強として機能する場合は、鋼板の面内方向と水平荷重の作用方向が同じ場合である。後挿入の鉄筋は、せん断補強鉄筋としての機能を期待しており、鋼板は作用する水平荷重の一部を面内力として負担することを期待したものである。

本報告は、既設RC柱表面の一面だけに鋼板を取付けて補強した場合の変形特性を交番載荷実験から検討を行ったものである。交番載荷実験では、柱一面だけに取付ける鋼板が作用水平荷重の一部を負担し、後挿入の鉄筋が鋼板の脱落防止となる

表-1 試験体諸元表

試験体No	断面寸法	主鉄筋				帯鉄筋			補強用鋼板		後挿入補強鉄筋				平均軸方向 応力度 $\sigma_c(N/mm^2)$
	B(mm)×H(mm)	径	材質	全本数	引張側鉄筋 最外縁の鉄 筋本数	径	材質	ピッチ	鋼板厚さ (mm)	材質	鉄筋	材質	ピッチ	本/段	
A-0	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	—	—	—	—	—	—	1.0
Ap-1	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D13	SD345	150	4	1.0
Ap-2	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	1.0
Ap-3	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	9	SS400	D13	SD345	150	4	1.0
Ap-4	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	1.0
Ap-5	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	1.0
Ap-6	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	1.0
Ap-7	600 × 600	D25	SD345	24	7	D13	SD345	200	9	SS400	D19	SD345	150	4	1.0
Ap-8	600 × 600	D25	SD345	24	7	D13	SD345	200	18	SS400	D19	SD345	150	4	1.0
Ap-9(門型) 片側分	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	1.0
Ap-10	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	14	SS400	D13	SD345	150	4	1.0
Ap-11	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	14	SS400	D16	SD345	150	2	1.0
Ap-12	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	160	6	SS400	D13	SD345	150	4	3.0
Ap-13	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	140	6	SS400	D13	SD345	150	4	6.0

ようにして製作した模型RC柱試験体を用いた。実験結果からは、補強RC柱の損傷性状を明らかにし、柱一面だけに取付けた鋼板の補強効果として変形性能(じん性率 μ)、等価粘性減衰定数 h_{eq} に着目して検討を行った。

なお、本工法に関しては、後挿入の鉄筋が柱部材の補強となる場合についても交番載荷実験から検討を行っている。その概要を述べると、後挿入の鉄筋をせん断補強鉄筋として計算した部材の耐力比(V_y/V_{ou})を2程度とした試験体のじん性率 μ は10程度になった。補強のない基準とした試験体のじん性率が2.3であったので、後挿入の鉄筋で補強した場合も変形性能が改善される結果が得られた。

2. 試験概要

(1) 試験体形状および諸元

試験体形状を図-2に、図-3に配筋図の例を示す。表-1に、試験体諸元を示す。試験体は、補強前の基準試験体(A-0試験体)の耐力比(V_y/V_{ou} :ここで、 V_y :せん断耐力、 $V_{ou}=M_u/a$ 、 M_u :曲げ耐力、 a :せん断スパン)を0.8程度に設定した。

試験体への鋼板取付けは、載荷方向の柱側面の一面だけに取付けた。後挿入の鉄筋を模擬した鉄筋(以下「後挿入鉄筋」という)は、鋼板を取付

けた面からコンクリート内に定着を行った。後挿入鉄筋長は、対面する軸方向鉄筋中心までとした。

試験体の断面寸法は、2種類で40cm×40cmの試験体が12体で、60cm×60cmの試験体が2体である。断面寸法が、40cm×40cmのものはほぼ実物のRCラーメン高架橋柱部材の1/2程度の大きさで、60cm×60cmのものはほぼ実物規模の試験体としたものである。

鋼板の下端は、フーチング上面から40cm×40cm断面の試験体で20mm、60cm×60cm断面の試験体で25mmとし、交番載荷中に鋼板がフーチング上面に接しないようにした。

試験体に設定したパラメータは、鋼板による補強量、鋼板とコンクリートとの付着の影響、鋼板分割の影響、交番荷重載荷時に生じるねじりの影響、後挿入鉄筋量の影響、作用軸力である。

以下に、試験体に設定したパラメータ毎に試験体の特徴を述べる。

鋼板の補強量を変化させた試験体は、鋼板の厚さを変化させて設定した。用いた鋼板の厚さは、3mm(Ap-1試験体)、4.5mm(Ap-2試験体)、9mm(Ap-3試験体)、14mm(Ap-10試験体)の6種類である。鋼板の材質は、SS400材を使用した。この中でAp-2試験体は、鋼板とコンクリートとの付着の影響、鋼板分割の影響、ねじりの影響を検討するための各試験体の基準とした試験体である。

試験体Ap-4は、鋼板とコンクリートとの付着が

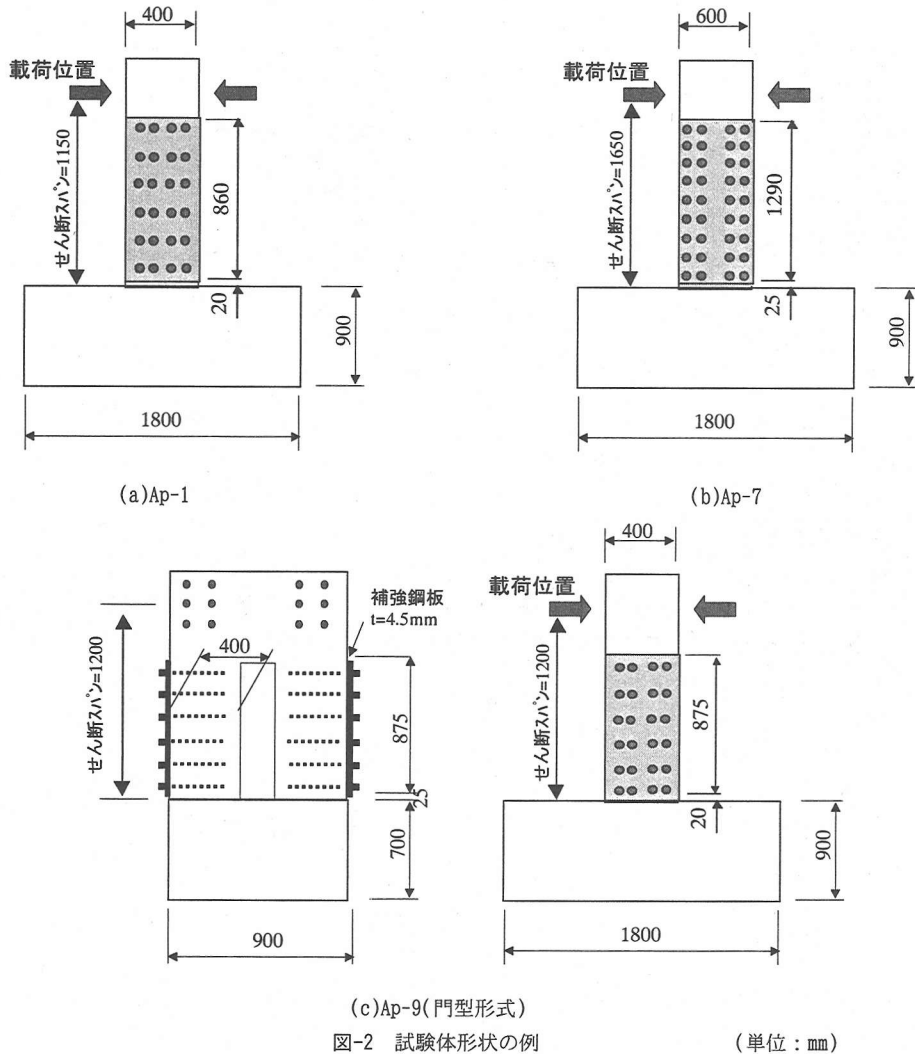


図-2 試験体形状の例

変形性能に及ぼす影響を検討するための試験体である。本試験体では、荷重初期段階から鋼板とコンクリートとの付着がないようにした。試験体の製作は、鋼板を取付けるときに厚さ 1mm の鋼製のワッシャーを鋼板とコンクリート面との間にに入れて、鋼板がコンクリート面から浮くようにした。鋼板や後挿入鉄筋の諸元は、Ap-2 試験体と同じとした。

試験体 Ap-5 と Ap-6 は、鋼板の分割が変形性能に及ぼす影響を検討するための試験体である。Ap-5 試験体の鋼板は、試験体柱の高さ方向に 150mm 間隔で目地を設け、目地の幅を 0mm としたものである。Ap-6 試験体の鋼板は、鋼板目地の幅を 50mm に設定したものである。このため、鋼板は 400mm × 100mm の大きさで短冊状にした。なお、両試験体とも鋼板とコンクリートとの付着は有している

試験体である。

試験体 Ap-7 と Ap-8 は、断面寸法が 60cm × 60cm のものである。試験体 Ap-7 と Ap-8 は、鋼板の形状を変化させたものである。試験体 Ap-7 の鋼板は平板としたのに対して、Ap-8 では後挿入鉄筋のネジ部とナットを覆うためのコ型のカバー用鋼板を試験体柱面の鋼板に点溶接で取付け、カバー用鋼板内にモルタルを充填した。Ap-8 の断面形状は、RC 柱に小さなモルタル充填柱を取付けたようになっている(図-3(d))。これは、後挿入鉄筋のネジ部とナットの防錆対策と化粧対策を兼ねた場合を想定したものである。なお、試験体 Ap-7 と Ap-8 に用いた柱面に接着する鋼板とカバー用鋼板は、厚さ 9mm のものを用いた。

試験体 Ap-9 は、門型形式の試験体でねじりの影響を検討するために設定した。単柱形式の試験体

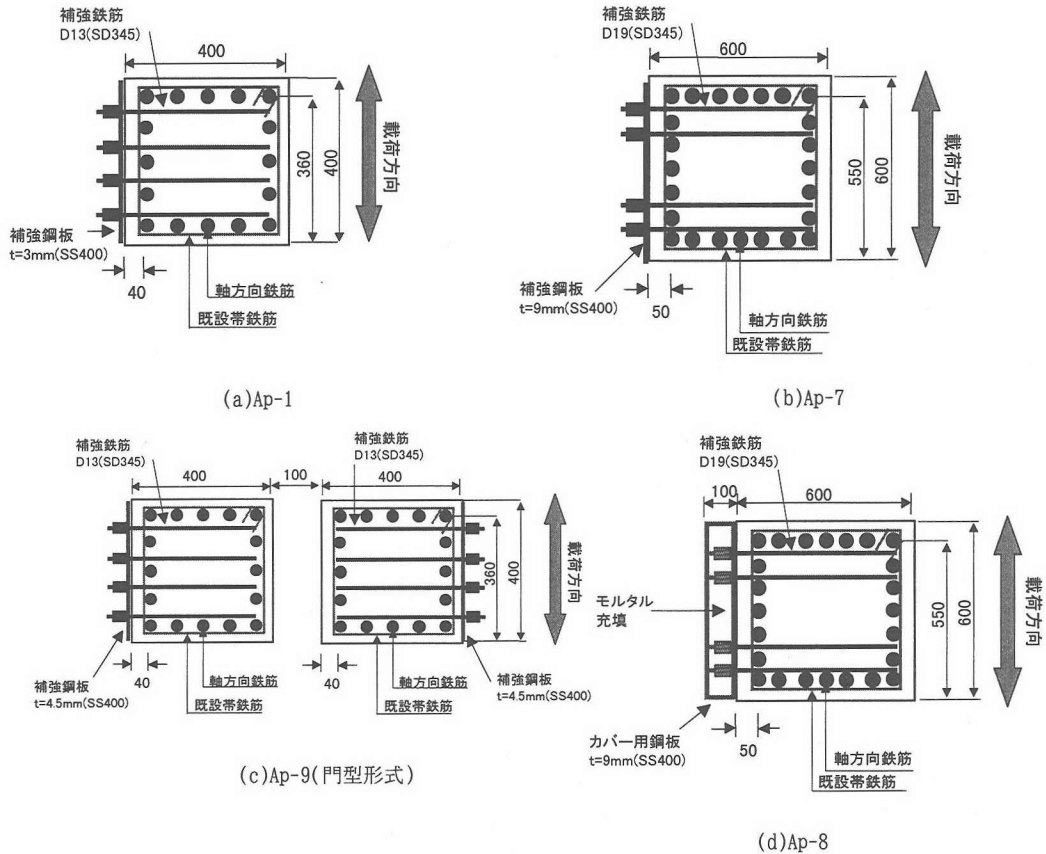


図-3 試験体断面形状の例

(単位：mm)

では、水平荷重の作用中心が試験体柱部分の中心となるため、鋼板を載荷側面の一面だけに取付けると柱の剛心が水平荷重の作用中心と一致しなくなる。このため、単柱形式の試験体では、交番載荷中にねじりの影響を受けることが想定された。門型形式の試験体は、水平力の作用中心で左右対称とし、偏心載荷とならないように配慮した。Ap-9 試験体は、Ap-2 試験体の柱部分をフーチング上に 2 本建てて門型(図-2(c)、図-3(c)参照)に配置した。

試験体 Ap-11 は、後挿入鉄筋量を変化させたものである。鋼板の諸元は、試験体 Ap-10 と同じである。後挿入鉄筋は、水平力の作用方向によっては RC 柱の補強筋として機能するので、これを満足するように配置される。RC ラーメン高架橋では、1 ブロック内で柱部材の軸方向鉄筋や帯鉄筋、部材長が相違する場合がある。このような場合、柱部材の補強は、1 ブロック内で鋼板厚さが同じでも後挿入鉄筋量が変わる場合も想定される。

本試験体は、Ap-10 と同じ鋼板厚さで後挿入鉄筋量を 22%程度少なくしたのものである。

試験体 Ap-12 と Ap-13 は、作用軸力の影響を把握するために設定したものである。実験時の作用軸力は、平均軸方向圧縮応力度 σ_0 で試験体 Ap-12 が 3.0N/mm^2 、Ap-13 が σ_0 で 6.0N/mm^2 である。なお、両試験体は、作用軸力を考慮して計算される耐力比 (V_y/V_{uy}) がほぼ同じになるように鋼板の補強量を設定した。なお、作用軸力が 3.0N/mm^2 の場合は、ラーメン高架橋 1 ブロック内で軸力が大きい方の柱部材を想定したものである。作用軸力が 6.0N/mm^2 の場合は、カルバートなどの中柱を想定したものである。

試験体の製作方法は、試験体 Ap-3 が実構造物の施工と同じ方法で行った。試験体 Ap-3 の製作手順は、1.はじめに述べた実構造物の場合と同じ方法である。Ap-3 以外の試験体は、コンクリート打設前にあらかじめ鋼板、後挿入鉄筋をセットしてからコンクリートを打設して製作を行った。試験

表-2 実験結果

試験体 NO	実験値		計算値		比較		記事
	降伏荷重 Py(kN)	最大荷重 Pmax (kN)	降伏荷重 Pyc(kN)	最大荷重 Pmaxc(kN)	Py / Pyc	Pmax / Pmaxc	
A-0 ¹⁾	217.1	263.6	199.2	250.5	1.09	1.05	
Ap-1	215.6	269.0	202.9	251.6	1.06	1.07	
Ap-2	221.0	284.2	209.0	262.2	1.06	1.08	
Ap-3	215.6	278.3	210.0	263.8	1.03	1.05	
Ap-4	239.6	289.6	198.9	252.4	1.20	1.15	
Ap-5	245.0	287.1	196.8	248.9	1.25	1.15	
Ap-6	235.2	288.6	195.3	245.9	1.20	1.17	
Ap-7	589.5	750.2	556.0	695.5	1.06	1.08	
Ap-8	534.1	735.5	554.4	692.1	0.96	1.06	
Ap-9	228.8	274.4	220.4	275.7	1.04	1.00	柱1本分
Ap-10	213.2	287.1	208.9	255.8	1.02	1.12	
Ap-11	216.6	284.2	211.3	261.4	1.02	1.09	
Ap-12	263.6	323.4	243.6	286.0	1.08	1.13	
Ap-13	308.7	370.4	280.5	293.3	1.10	1.26	

表-3 材料試験結果

試験体No	コンクリート強度(N/mm ²)		軸方向鉄筋			帯鉄筋			補強鋼板		
	柱	フーチング	降伏強度 fsyk (N/mm ²)	降伏ひずみ ϵ_y	ヤング係数 Es (N/mm ²)	降伏強度 fsyk (N/mm ²)	降伏ひずみ ϵ_y	ヤング係数 Es (N/mm ²)	降伏強度 fsyk (N/mm ²)	降伏ひずみ ϵ_y	ヤング係数 Es (N/mm ²)
A-0	26.7	29.3	368.5	2070	178010	354.6	1910	185636	—	—	—
Ap-1	21.1	28.4	387.8	2253	172120	354.6	1910	185636	332.3	1496	222068
Ap-2	30.4	31.0	387.8	2253	172120	354.6	1910	185636	329.3	1737	189532
Ap-3	32.1	32.8	387.8	2250	172349	354.6	1910	185636	307.2	1602	191786
Ap-4	32.8	32.8	364.3	2040	178562	380.5	1925	197680	372.6	1831	203448
Ap-5	28.8	28.8	364.3	2040	178562	380.5	1925	197680	372.6	1831	203448
Ap-6	26.3	26.3	364.3	2040	178562	380.5	1925	197680	372.6	1831	203448
Ap-7	25.7	25.7	380.8	2078	183267	381.5	1925	198189	288.8	1367	211278
Ap-8	24.7	24.7	380.8	2078	183267	381.5	1925	198189	288.8	1367	211278
Ap-9	35.1	35.1	406.1	2126	191022	380.5	1925	197680	372.6	1831	203448
Ap-10	18.0	18.0	406.1	2126	191022	380.5	1925	197680	283.6	1399	202664
Ap-11	21.1	21.1	406.1	2126	191022	380.5	1925	197680	283.6	1399	202664
Ap-12	23.5	23.5	406.1	2126	191022	380.5	1925	197680	311.3	1668	186690
Ap-13	20.8	20.8	406.1	2126	191022	380.5	1925	197680	311.3	1668	186690

体 Ap-8 は、試験体柱部分の型枠脱型後カバー用鋼板を取付け、プレミックスタイプのモルタルで充填を行った。

(2) 計測概要

交番載荷実験時における各試験体の計測項目は、ワイヤストレインゲージによる軸方向鉄筋・帯鉄筋のひずみ、後挿入鉄筋のひずみ、変位計によりフーチングからの各高さでの水平変位である。

(3) 交番載荷実験概要

図-4 に、交番載荷実験状況を示す。交番載荷実験は、試験体のフーチング部を PC 鋼棒で床に固定

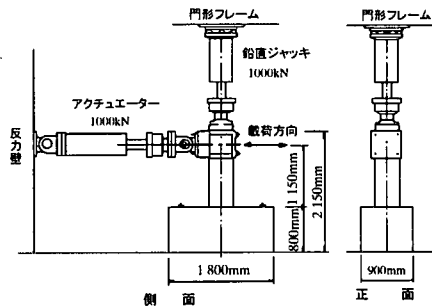
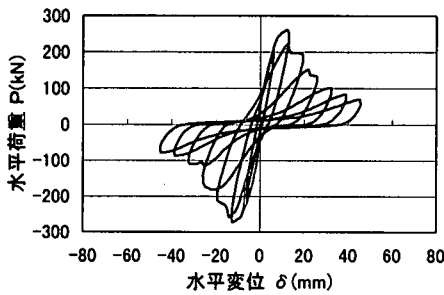
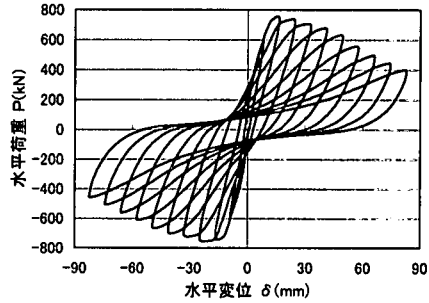


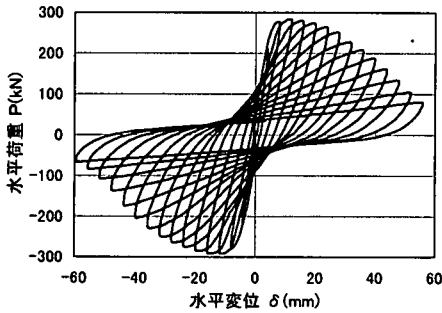
図-4 交番載荷実験の状況



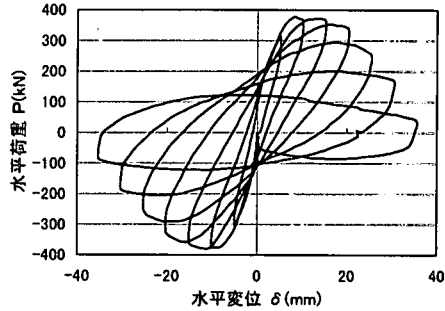
(a)A-0



(b)Ap-7



(c)Ap-10



(d)Ap-13

図-5 荷重-変位曲線の例

し、軸力用鉛直ジャッキで所定の軸力（平均軸方向圧縮応力度で $\sigma_0=1.0\sim 6.0\text{N/mm}^2$ ）を導入し、試験体柱頭部付近を載荷点として静的に正負交番載荷を行った。なお、載荷方向は、柱一面に取付けた鋼板の面内方向と同じである。

交番載荷実験時の試験体の降伏変位 δ_y は、軸方向鉄筋のひずみ測定によって、測定値の最大値が降伏ひずみとなった時点の載荷点位置の水平変位量とした。

降伏変位 δ_y 判定時の鉄筋ひずみ測定位置は、引張側鉄筋の中央とその隣の2本で、フーチング上面位置とフーチング上面から100mm上の位置である。

載荷ステップは、降伏変位 δ_y までは荷重制御により、それ以降の載荷は降伏変位 δ_y の整数倍の水平変位を変位制御で載荷した。2 δ_y 以降の載荷は、1 δ_y 毎に1サイクルずつ載荷を行った。

3. 実験結果

(1) 降伏荷重・最大荷重

実験から得られた降伏荷重(P_y)および最大荷

重(P_{max})を表-2の実験値の欄に示す。

実験値の降伏荷重は、試験体が降伏変位時の水平荷重載荷位置での水平荷重である。最大荷重の計算値は、鉄道構造物等設計標準・コンクリート構造物¹⁾からコンクリートの終局ひずみを0.0035として求めた。これらの計算に用いた材料強度は、表-3に示した材料試験の実強度を用いた。

(2) 荷重-変位関係

図-5(a)~(d)に、交番載荷実験から得られた荷重-変位曲線の例を示す。柱一面だけに鋼板を取付けて補強した試験体は、基本としたA-0試験体よりも変形性能が改善されているのがわかる。

以下に、試験体に設定したパラメータ毎に、荷重-変位関係に関する特徴をまとめる。

a) 鋼板の補強量の影響

鋼板の補強量が、補強後のRC部材の荷重-変位関係に与える影響の検討を行う。検討対象試験体は、基準試験体A-0と鋼板による補強量を変化させた4体の試験体(Ap-1, Ap-2, Ap-3, Ap-10)である。図-6に、5体の試験体(A-0, Ap-1, Ap-2, Ap-3, Ap-10)の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

補強した4体の試験体は、基準試験体A-0より

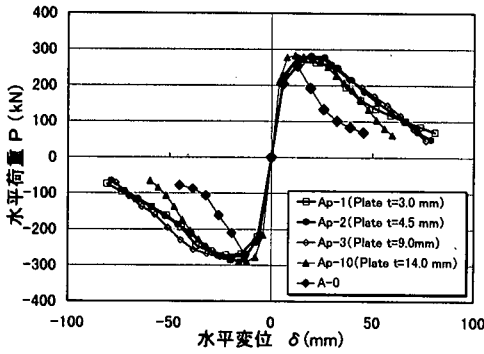


図-6 荷重-変位曲線の包絡線
(A-0, Ap-1, Ap-2, Ap-3, Ap-10)

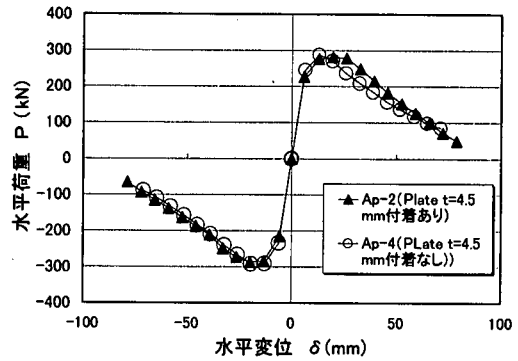


図-7 荷重-変位曲線の包絡線
(Ap-2, Ap-4)

水平荷重を維持している水平変位が大きくなり、変形性能が向上した。このことから、柱面の一面だけに取付ける鋼板での補強は、変形性能を改善する効果が認められた。

補強試験体の水平荷重は、最大荷重を維持している水平変位より大きな変位領域の交番載荷で徐々に低下するようになる。この水平荷重の低下はほぼ一定の値で、急激に大きくなるようなことはなかった。

b) 鋼板とコンクリートとの付着の影響

鋼板とコンクリートの付着の有無が、荷重-変位関係に与える影響の検討を行う。検討対象試験体は、試験体 Ap-2 と Ap-4 である。試験体 Ap-2 は、鋼板とコンクリートとの付着がある場合で、Ap-4 は鋼板とコンクリートとの付着がない場合である。図-7 に、2体の試験体(Ap-2 と Ap-4)の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

荷重-変位曲線の比較からは、Ap-4 試験体の正側の載荷方向で、水平荷重の低下する水平変位が若干小さくなったものの両試験体で顕著な差は見られなかった。

c) 鋼板の分割の影響

鋼板の分割が、荷重-変位関係に与える影響の検討を行う。検討対象試験体は、試験体 Ap-2 と同じ諸元で、鋼板を分割した試験体 Ap-5 と Ap-6 である。試験体 Ap-5 は、鋼板を試験体柱高さ方向に 150mm 間隔で目地を設け、目地の幅を 0mm としたものである。試験体 Ap-6 は、鋼板目地の幅を 50mm に設定したものである。図-8 に、3体の試験体(Ap-2, Ap-5, Ap-6)の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

荷重-変位曲線の比較からは、鋼板の分割を行った 2体の試験体の方が水平荷重の低下する水平変位が小さくなった。Ap-5 試験体では、水平変位が

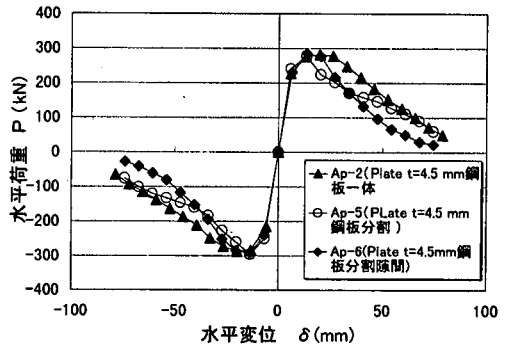


図-8 荷重-変位曲線の包絡線
(Ap-2, Ap-5, Ap-6)

60mm より大きな水平変位で Ap-2 試験体の荷重-変位曲線の包絡線とほぼ一致するようになった。

d) 実物規模の試験体で鋼板形状の影響

断面を 60cm×60cm とほぼ実物規模とした試験体で、鋼板の形状が荷重-変位関係に与える影響について検討を行う。検討対象とした試験体は、試験体 Ap-7 と Ap-8 である。鋼板の形状は、Ap-7 試験体が平板で、Ap-8 試験体がコ型のカバー用鋼板を取付け、モルタル充填を行ったものである。図-9 に、2体の試験体(Ap-7, Ap-8)の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

荷重-変位曲線の比較からは、水平変位が 60mm(7~8δ)程度まで両試験体ともほぼ同じ荷重-変位曲線となっており、鋼板形状の影響は小さいものと思われる。

e) ねじりの影響

単柱形式の補強試験体は、載荷側面の一面だけに鋼板を取付けると柱の剛心が水平荷重の作用中心と一致しないので、ねじりの影響を受けること

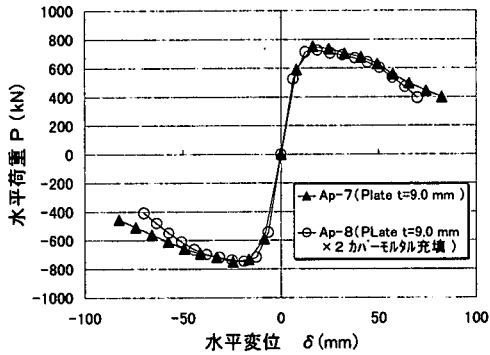


図-9 荷重-変位の包絡線
(Ap-7, Ap-8)

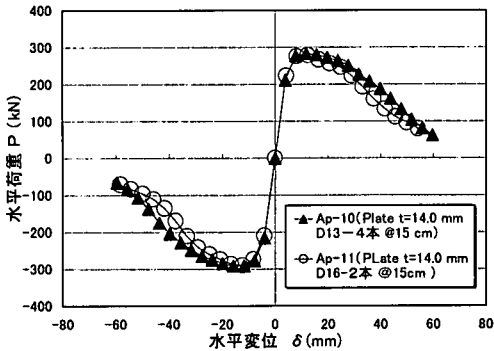


図-11 荷重-変位の包絡線
(Ap-10, Ap-11)

になる。

一方、ビームスラブ形式のRCラーメン高架橋では、剛床仮定が成立するスラブが存在する。このスラブによって、ラーメン構造内の特定の柱部材が単体として大きなねじりを受けることはないと考えられる。

ここでは、試験体に生じるねじりが荷重-変位関係に与える影響の検討を行う。検討対象とした試験体は、単柱形式の Ap-2 試験体と門型形式の Ap-9 試験体である。門型形式の Ap-9 試験体は、水平荷重の作用中心で左右対称の構造とし、偏心載荷とならないように配慮したものである。Ap-9 試験体は、Ap-2 試験体と同じ諸元である。図-10 に、2体の試験体(Ap-2, Ap-9)の荷重-変位曲線の包絡線を示す。なお、Ap-9 試験体は、水平荷重を 1/2 にし、柱 1 本分に換算して示した。

荷重-変位曲線の比較からは、両試験体ともほぼ同じ荷重-変位曲線となった。この結果から、本検

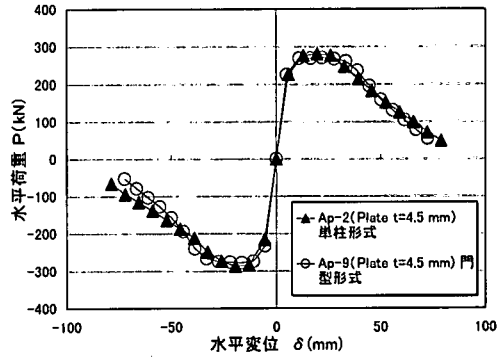


図-10 荷重-変位の包絡線
(Ap-2, Ap-9)

討に用いた試験体(Ap-2 と Ap-9)では、ねじりの影響が荷重-変位曲線に顕著に現れなかった。

f) 後挿入鉄筋量の影響

後挿入鉄筋量が、荷重-変位関係に与える影響の検討を行う。検討対象とした試験体は、試験体 Ap-10 と Ap-11 である。両試験体とも鋼板の厚さは同じであるが、後挿入鉄筋量が相違している。後挿入鉄筋量は、試験体 Ap-11 の方が 22%程度 Ap-10 より少なく配置されている。図-11 に、2体の試験体(Ap-10, Ap-11)の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

荷重-変位曲線の比較からは、両試験体ともほぼ同じ荷重-変位曲線となった。この結果から、鋼板の補強量が同じならば、本試験体程度の後挿入鉄筋量の差は、荷重-変位関係に大きな影響を与えないものと思われる。

g) 作用軸力の影響

作用軸力が、補強試験体の荷重-変位関係に与える影響の検討を行う。検討対象とした試験体は、試験体 Ap-2, Ap-12, Ap-13 の3体である。実験は、設定した平均軸方向圧縮応力度 σ_0 となる作用軸力で載荷した。各試験体で設定した平均軸方向圧縮応力度 σ_0 は、Ap-2 で 1.0N/mm^2 、Ap-12 で 3.0N/mm^2 、Ap-13 で 6.0N/mm^2 である。図-12 に、3体の試験体(Ap-2, Ap-12, Ap-13)の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

荷重-変位曲線の比較からは、作用軸力を大きくした試験体ほど、降伏荷重、最大荷重が大きくなった。最大荷重を維持する水平変位は、作用軸力を大きくした試験体ほど小さくなった。水平荷重は、作用軸力が大きい試験体ほど急激に低下した。

(3) 試験体損傷状況

交番荷重載荷時の試験体に発生した損傷状況に

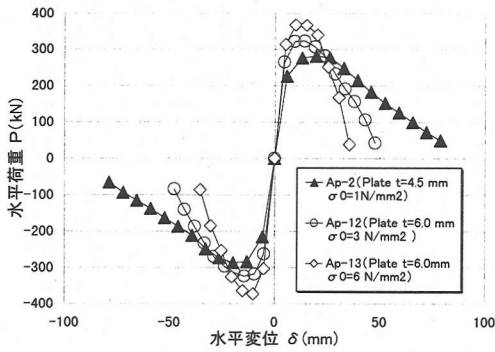


図-12 荷重-変位の包絡線
(Ap-2, Ap-12, Ap-13)

ついて述べる。損傷状態は、4体の試験体の例を写真で示すことにする。写真で示す4体の試験体は、鋼板の補強量をパラメータにした Ap-2 と Ap-10、実物規模の試験体である Ap-7、そして作用軸力の比較的高い試験体の Ap-13 である。なお、写真は、試験体の損傷状態を明示するため、鋼板を取付けた面の背面側を示すことにする。

a)降伏変位時

写真-1(a)~(d)は、4体の試験体の降伏変位 δ_y 終了後のひび割れ発生状況である。

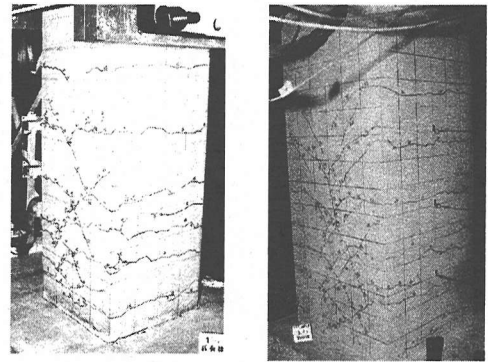
試験体の曲げひび割れは、フーチング上面から $1.0 \sim 2.1D$ (D :断面高さ)の高さまで発生した。曲げひび割れの発生間隔は、 $70\text{mm} \sim 200\text{mm}$ 程度であった。

柱側面では、曲げひび割れの先端が断面高さの $1/4$ 付近を越えるところから、部材軸とおおよそ 45° 程度の角度を有する斜めひび割れへと進展した。斜めひび割れ先端は、試験体基部までは到達していなかった。水平変位を 0 に戻したときのひび割れは、ほとんど閉じており、残留ひび割れ幅は極めて小さかった。

降伏変位の荷重ステップ終了後、水平変位を 0 にもどし、点検ハンマーによる打音検査を行った。打音検査は、かぶりコンクリート浮きの範囲および鋼板とコンクリート面との剥離の範囲を調べる目的で行った。打音検査の結果、かぶりコンクリートの浮きおよび鋼板の剥離は、発生していなかった。

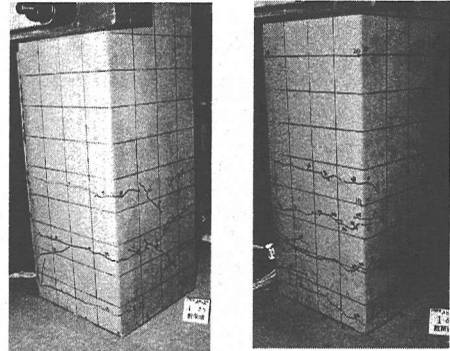
b)最大荷重時

写真-2(a)~(d)は、4体の試験体の最大荷重となった荷重ステップの水平変位を 0 にもどしたときの状況である。



(a)Ap-2

(b)Ap-7



(c)Ap-10

(d)Ap-13

写真-1 降伏変位時の損傷状況の例

曲げひび割れは、フーチング上面から $1.5 \sim 2.1D$ の高さまで発生した。

柱側面では、フーチング上面から $1D$ 付近の高さを始点とする斜めひび割れが荷重方向対角の試験体基部周辺まで進展した。これは、全ての試験体で共通していた。

打音検査によるかぶりコンクリートの浮きは、フーチング上面から $0.0 \sim 0.4D$ 程度であった。鋼板の剥離は、発生していなかった。試験体基部には、コンクリート表面に薄い層状の剥離が発生した。

フーチング上面から約 $1D$ 付近の高さを始点とする斜めひび割れは、交番荷重中に大きく開くのが目視で観察された。単柱形式の試験体では、荷重面にも斜めひび割れの発生が顕著となった。荷重面の斜めひび割れの発生によって、単柱形式の試験体は、ねじりの影響を受けていることを確認した。荷重面の斜めひび割れは、フーチング上面から約 $1D$ 付近の高さを始点とする柱側面の斜めひび割れと連続していた。

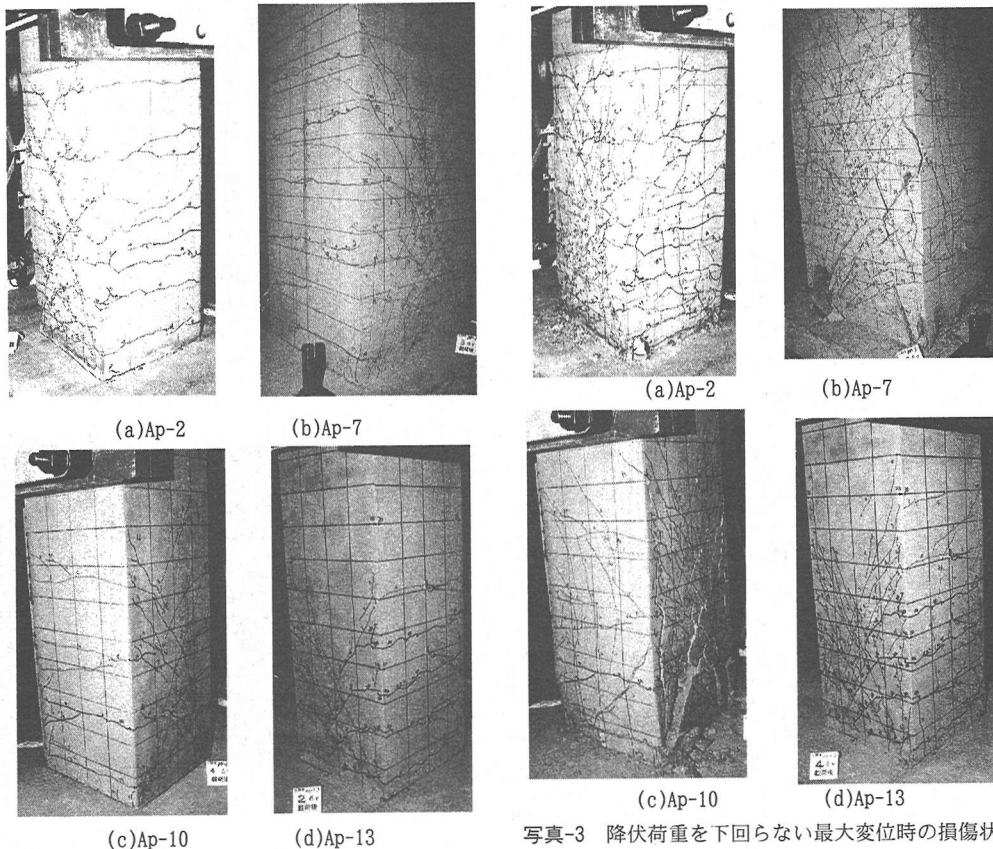


写真-2 最大荷重時の損傷状況の例

写真-3 降伏荷重を下回らない最大変位時の損傷状態の例

c)降伏荷重を下回らない最大変位時

写真-3(a)~(d)は、4体の試験体で荷重-変位曲線の包絡線上で降伏荷重を下回らない最大水平変位となった荷重ステップの水平変位を0にもどしたときの状況である。

試験体に発生した曲げひび割れの発生範囲は、最大荷重時と同程度の高さまでであった。

試験体の損傷状況は、最大荷重時から次のような変化があった。①かぶりコンクリートの剥落が顕著になった。②かぶりコンクリートが浮いている範囲が広がった。③軸方向鉄筋のはらみによって、載荷面がせり出してくるのが観察された。④単柱形式の試験体では、フーチング上面から約1.0D付近の高さの斜めひび割れの始点付近でかぶりコンクリートが局部的に剥離した。

打音検査によるかぶりコンクリートの浮きは、剥落の範囲を含んでフーチング上面から1.5D~2.1Dの範囲であった。かぶりコンクリートの剥落は、フーチング上面から0.1D~1.0Dの範囲であ

った。柱側面のかぶりコンクリートは、斜めひび割れに沿って部分的に剥落した。

打音検査による鋼板の剥離は、フーチング上面から約1Dの範囲であった。

d)降伏荷重の1/2を下回らない最大変位時

写真-4(a)~(d)は、4体の試験体の荷重-変位曲線の包絡線上で降伏荷重の1/2を下回らない最大水平変位となった荷重ステップの水平変位を0にもどしたときの状況である。Ap-7試験体(写真-4(b))は、荷重試験装置の制限から降伏荷重の1/2を下回る荷重ができなかったため、交番荷重実験の最終荷重ステップで水平変位を0にもどしたときの状況を示す。なお、このときの水平荷重は、降伏荷重の70%程度であった。

試験体に発生した曲げひび割れの発生範囲は、最大荷重時と同程度の高さであった。

試験体の損傷は、降伏荷重を下回らない最大変位時から次のような変化があった。①かぶりコンクリートの剥落の範囲がさらに大きくなった。②軸方向鉄筋のはらみが顕著となった。

かぶりコンクリートの浮きの範囲は、降伏荷重を下回らない最大変位時と変化がなかった。かぶりコンクリートの剥落は、フーチング上面から1.5D~2.0Dの範囲であった。

(4)じん性率 μ

実験結果における補強試験体の変形性能の評価は、じん性率 μ の値とともに荷重-変位曲線の包絡線の面積として計算されるエネルギー吸収能力に着目して検討を行った。

補強試験体のじん性率 μ の値は、終局変位 δ_u を降伏変位 δ_y で除して求めた。終局変位 δ_u は、交番載荷実験から得られる荷重-変位曲線の包絡線において、試験体の水平荷重が降伏荷重を下回らない最大変位²⁾とした。

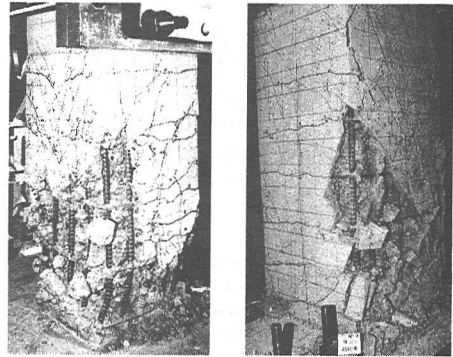
補強試験体のエネルギー吸収能力は、本検討では降伏荷重の1/2となる水平変位までの荷重-変位曲線の包絡線の面積で評価した。この理由は、補強試験体が以下のような変形特性を有していることからである。

①作用軸力を大きくして載荷した Ap-12, Ap-13 試験体以外の補強試験体では、降伏荷重の1/2となる水平変位よりも大きな水平変位で交番載荷を行っても急激に水平荷重の低下とならない安定した耐荷性状を示したこと。

②降伏荷重の1/2となる水平変位時の補強試験体の損傷状態は、かぶりコンクリートの剥落や浮き、軸方向鉄筋のはらみ等であるが、作用軸力は安定して保持していたこと。

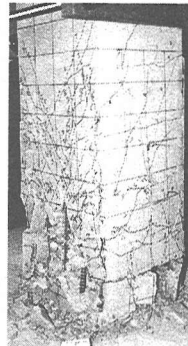
エネルギー吸収能力を考慮したときの補強試験体の終局変位は、エネルギー吸収能力で同じになる降伏荷重で折れるバイリニアの水平変位とし、これを「1/2P_yまでのエネルギー等価終局変位 δ_{eu} 」として評価した(図-13参照)。 δ_{eu} を δ_y で除した値を「1/2P_yまでのエネルギー等価じん性率 μ_e 」とし、エネルギー吸収能力を考慮した変形性能の指標とした。表-4に、じん性率 μ の実験値および μ_e の検討結果を示す。

なお、終局変位時の降伏荷重および降伏荷重の1/2の値には、その水平変位と作用軸力による2次モーメントの影響が含まれている。本検討では、終局変位時の降伏荷重および降伏荷重の1/2の値を2次モーメント分の水平荷重(2次モーメントをせん断スパンで除した値³⁾)を取り除いた値とした。

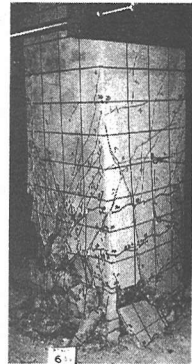


(a)Ap-2

(b)Ap-7



(c)Ap-10



(d)Ap-13

写真-4 降伏荷重の1/2を下回らない最大変位時の損傷状態の例

4. RC柱の一面に取付けた鋼板の補強効果に対する検討

(1)変形性能に対する補強の効果

ここでは、柱の一面だけに取付けた鋼板の補強効果について、耐力比(V_y/V_{mu})とじん性率について検討を行う。

補強試験体の耐力比(V_y/V_{mu})の計算は、次のように行った。補強試験体のせん断耐力(V_y)の計算は、鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力算定法を適用することとし、文献4)の算定式を用いて計算を行った。

補強試験体が曲げ耐力に達するときのせん断力(V_{mu})は、鋼板を無視した断面から計算される曲げ耐力(M_u)をせん断スパンで除して求めた。

補強試験体の耐力比(V_y/V_{mu})は、せん断耐力(V_y)を曲げ耐力に達するときのせん断力(V_{mu})で除して求めた。

表-4 じん性率 μ の実験値

試験体 NO	耐力比 (V _y /V _{mu})	釣り合い軸力比 N/N _b	降伏変位 δ_y (cm)	終局変位 δ_u (cm)	じん性率 μ	降伏変位 δ_y (cm)	1/2P _y までのエネルギー等価終局変位 δ_{eu} (cm)	1/2P _y までのエネルギー等価じん性率 μ_e
A-0	0.80	0.088	0.625	1.445	2.31	0.63	2.93	4.69
Ap-1	1.37	0.113	0.615	3.820	6.21	0.62	6.10	9.92
Ap-2	1.68	0.08	0.575	3.860	6.71	0.58	6.16	10.71
Ap-3	2.89	0.076	0.550	4.390	7.98	0.55	6.51	11.84
Ap-4	(1.90)	0.072	0.615	2.930	4.76	0.62	5.69	9.25
Ap-5	(1.91)	0.082	0.620	2.080	3.35	0.62	4.91	7.92
Ap-6	(1.88)	0.089	0.645	2.720	4.22	0.65	4.36	6.76
Ap-7	1.98	0.088	0.830	5.960	7.18	0.83	—	—
Ap-8	3.83	0.091	0.640	5.940	9.28	0.64	—	—
Ap-9	1.75	0.072	0.520	4.050	7.79	0.52	6.21	11.94
Ap-10	4.55	0.134	0.395	3.690	9.34	0.40	5.61	14.20
Ap-11	4.51	0.116	0.415	3.150	7.59	0.42	4.86	11.71
Ap-12	1.85	0.314	0.480	2.820	5.88	0.48	4.32	9.00
Ap-13	1.85	0.705	0.510	2.230	4.37	0.51	3.15	6.18

注1) Ap-4の耐力比(V_y/V_{mu})は、鋼板とコンクリートの付着があるものとして計算を行った。
 注2) Ap-5, Ap-6の耐力比(V_y/V_{mu})は、鋼板の目地の影響を無視して計算を行った。

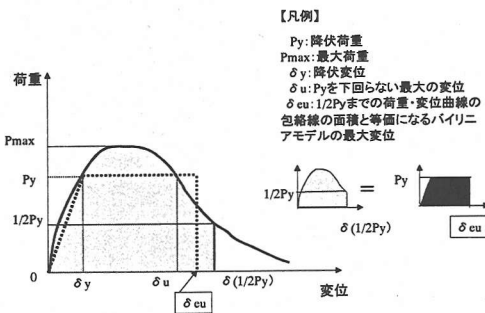


図-13 1/2P_yまでのエネルギー等価終局変位 δ_{eu}

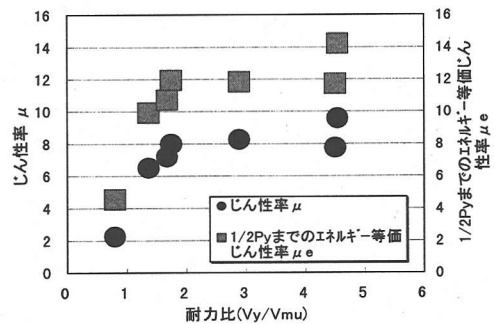


図-14 耐力比(V_y/V_{mu})とじん性率 μ との関係

検討対象とした試験体は、平均軸方向圧縮応力度 σ_0 を1.0N/mm²とした作用軸力で荷重した7体(A-0, Ap-1, Ap-2, Ap-3, Ap-9, Ap-10, Ap-11)である。試験体 Ap-4~6 は、鋼板とコンクリートとの付着の影響、鋼板を分割した影響を検討するための試験体であるので検討対象外とした。試験体 Ap-7 と Ap-8 は、実験装置の制限から降伏荷重の1/2となる値までの荷重を行うことができなかったため検討対象外とした。図-14に、耐力比(V_y/V_{mu})と7体の試験体のじん性率 μ を示す。図中には、1/2P_yまでのエネルギー等価じん性率 μ_e の値も示した。補強試験体のじん性率 μ の実験値および1/2P_yまでのエネルギー等価じん性率 μ_e の値は、表-4に示した。

補強試験体のじん性率 μ は、耐力比(V_y/V_{mu})が1.37のAp-1試験体で6程度、耐力比(V_y/V_{mu})が4.55のAp-10試験体で9程度となった。Ap-10試

験体は、Ap-1試験体の約3.3倍耐力比(V_y/V_{mu})が大きいがじん性率 μ は50%程度しか増加しなかった。

1/2P_yまでのエネルギー等価じん性率 μ_e の値は、Ap-1試験体で10程度、Ap-10試験体で14程度となった。

上記のように、本試験体の変形性能は、鋼板による補強量を大きくしてもそれほど顕著に増加しなかった。この理由としては、鋼板が圧縮側のコンクリートの剥落に対する抵抗が小さいためであると考えられる。

(2)作用軸力がじん性率 μ に与える影響

作用軸力が、じん性率 μ に与える影響の検討を行う。検討に用いた試験体は、補強試験体の耐力比(V_y/V_{mu})をほぼ一定に設定し、交番荷重時の作用軸力を変化させた3体(Ap-2, Ap-12, Ap-13)であ

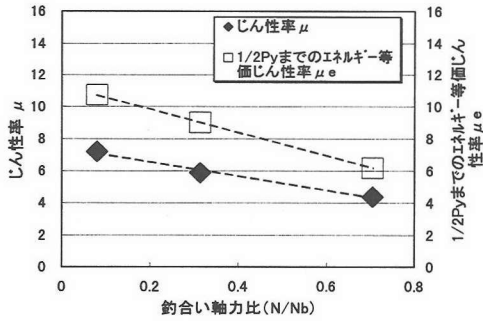


図-15 釣合い軸力比(N/N_b)とじん性率 μ との関係

る。図-15に、釣合い軸力比(N/N_b)とじん性率 μ の関係を示す。図中には、 $1/2P_y$ までのエネルギー等価じん性率 μ_e の値も示した。釣合い軸力比(N/N_b)は、釣合い軸力(N_b)と作用軸力(N)の比として表わしたものである。釣合い軸力(N_b)は、引張鉄筋が降伏ひずみとなる時圧縮縁のコンクリートが終局ひずみで0.0035になるとして計算から求めた。

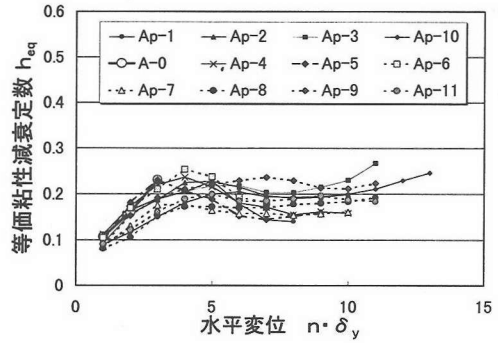
じん性率 μ の実験値および $1/2P_y$ までのエネルギー等価じん性率 μ_e の値は、釣合い軸力比(N/N_b)が大きくなると小さくなった。 μ の値および μ_e の値は、釣合い軸力比(N/N_b)が大きくなると直線的に低下する傾向となった。

(3) 等価粘性減衰定数 h_{eq}

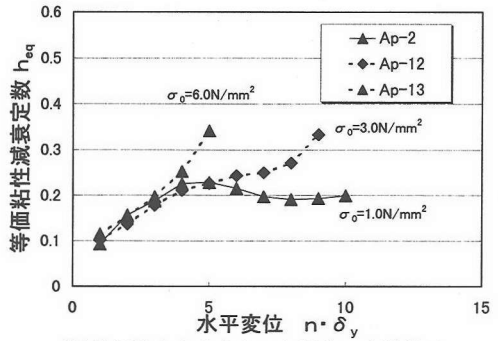
図-16(a), (b)に、等価粘性減衰定数 h_{eq} と水平変位の関係を示す。図-16(a)は、平均軸方向圧縮応力 σ_0 を $1.0N/mm^2$ とした作用軸力で実験を行った12体の試験体を示す。図-16(b)は、作用軸力を変化したAp-12, Ap-13試験体を示した。なお、比較のためAp-2試験体の結果も示す。等価粘性減衰定数 h_{eq} は、降伏荷重の1/2の値となる水平変位までの各試験体の荷重-変位の履歴曲線から計算を行った(図-17参照)。

σ_0 を $1.0N/mm^2$ とした作用軸力で載荷した試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} は、 $4\sim 5\delta_y$ までは水平変位が大きくなるに従い大きくなるが、それ以降の水平変位ではほぼ一定値になる傾向を示した。このときの h_{eq} の値は、0.13~0.24程度であった。

σ_0 を $3.0N/mm^2$, $6.0N/mm^2$ とした作用軸力で載荷した試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} は、終局変位となるまで水平変位が大きくなるに従い大きくなった。終局変位時の h_{eq} の値は、0.33程度であった。



(a) $\sigma_0=1.0N/mm^2$ とした軸力での実験結果



(b) 作用軸力を変化した場合の実験結果

図-16 等価粘性減衰定数 h_{eq} と水平変位($n \cdot \delta_y$)との関係

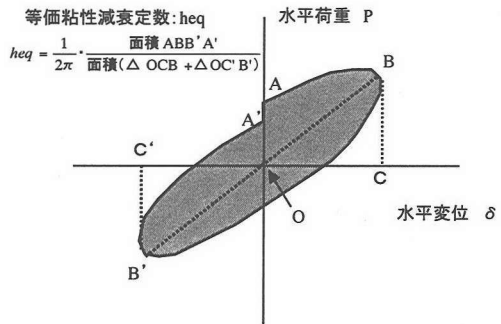


図-17 等価粘性減衰定数 h_{eq} の算定

5. まとめ

本研究は、RC柱の一面のみに鋼板を取付けて補強する新しい耐震補強工法の開発を目指して行った交番載荷実験結果をまとめたものである。本実験結果から得られた主な点を以下にまとめる。

- (1) 柱面の一面だけに取付ける鋼板での補強は、変形性能を改善する効果が認められた。 σ_0 を

- 1.0N/mm²とした作用軸力で載荷した補強試験体の荷重-変位曲線は、最大荷重を維持する水平変位よりも大きな水平変位の交番載荷でも水平荷重の低下はほぼ一定の値で、急激に大きくなるようなことはなかった。
- (2) 鋼板とコンクリートの付着が、荷重-変位関係に与える影響の検討を2体の試験体から検討を行った。荷重-変位曲線の包絡線の比較からは、鋼板とコンクリートとの付着がない場合の方が若干水平荷重が低下する水平変位が小さくなるものの両試験体で顕著な差は認められなかった
- (3) 鋼板の分割が、荷重-変位関係に与える影響の検討を2体の試験体から検討を行った。荷重-変位曲線の包絡線の比較からは、鋼板の分割を行った2体の試験体が鋼板の分割をしていない試験体よりも最大荷重を維持する水平変位が小さくなった。
- (4) 単柱形式の補強試験体は、交番載荷中にねじりの影響を受けるので、ねじりが荷重-変位関係に与える影響の検討を2体の試験体から行った。荷重-変位曲線の包絡線の比較からは、両試験体ともほぼ同じ荷重-変位曲線となった。
- (5) 後挿入鉄筋量が、荷重-変位関係に与える影響の検討を2体の試験体から行った。荷重-変位曲線の包絡線の比較からは、両試験体ともほぼ同じ荷重-変位曲線となった。この結果から、鋼板の補強量が同じならば、本試験体程度の後挿入鉄筋量の差は、変形性能に大きな影響を与えないものと思われる。
- (6) 荷重-変位曲線の包絡線の比較から作用軸力が荷重-変位関係に与える影響について検討を行った結果、作用軸力を大きくした試験体ほど、降伏荷重、最大荷重が大きくなるが、最大荷重を維持する水平変位は、作用軸力を大きくした試験体ほど小さくなり、水平荷重が急激に低下する傾向を示した。
- (7) 補強試験体の降伏変位時のひび割れ発生状況は、曲げひび割れがフーチング上面から1.0~2.1D (D:断面高さ)の高さまで、概ね70mm~200mmの間隔で発生した。柱側面では、曲げひび割れの先端が断面高さの1/4付近を越えるところから、部材軸とおおよそ45°程度の角度を有する斜めひび割れへと進展した。斜めひび割れ先端は、試験体基部までは到達していなかった。水平変位を0に戻したときのひび割れは、ほとんど閉じており、残留ひび割れ幅は極めて小さかった。点検ハンマーによる打音検査を行った結果、かぶりコンクリートの浮きおよび鋼板の剥離は、発生していなかった。
- (8) 補強試験体の最大荷重時のひび割れ発生状況は、フーチング上面から1.5~2.1Dの高さまで発生した。柱側面では、フーチング上面から1D付近の高さを始点とする斜めひび割れが載荷方向対角の試験体基部周辺まで進展した。打音検査によるかぶりコンクリートの浮きは、フーチング上面から0.0~0.4D程度であった。鋼板の剥離は、発生していなかった。試験体基部には、コンクリート表面に薄い屑状の剥離が発生した。
- (9) 補強試験体の終局変位時の損傷状態は、最大荷重時から次のような変化があった。①かぶりコンクリートの剥落が顕著になった。②かぶりコンクリートが浮いている範囲が広がった。③軸方向鉄筋のはらみにより載荷面がせり出してくるのが観察された。④単柱形式の試験体では、フーチング上面から約1D付近の高さで斜めひび割れの始点付近となるところのかぶりコンクリートが局部的に剥離した。打音検査によるかぶりコンクリートの浮きは、剥落の範囲を含んでフーチング上面から1.5D~2.1Dの範囲であった。かぶりコンクリートの剥落は、フーチング上面から0.1D~1.0Dの範囲であった。柱側面でのかぶりコンクリートは、斜めひび割れに沿ったところで部分的に剥落していたのが観察された。打音検査による鋼板の剥離は、フーチング上面から約1Dの範囲であった。
- (10) 降伏荷重の1/2を下回らない最大変位時の損傷状態は、降伏荷重を下回らない最大変位時から次のような変化があった。①かぶりコンクリートの剥落の範囲がさらに大きくなった。②軸方向鉄筋のはらみが顕著となった。かぶりコンクリートの浮きの範囲は、降伏荷重を下回らない最大変位時と変化がなかった。かぶりコンクリートの剥落は、フーチング上面から1.5D~2.0Dの範囲であった。
- (11) 補強試験体のじん性率 μ の実験値は、耐力比(V_y/V_{yo})が1.37のAp-1試験体で6程度、耐力比(V_y/V_{yo})が4.55のAp-10試験体で9程度となった。1/2P_yまでのエネルギー等価じん性率 μ_e の値は、Ap-1試験体で10程度、Ap-14試験体で14程度となった。
- (12) じん性率 μ の実験値および1/2P_yまでのエネルギー等価じん性率 μ_e の値は、釣合い軸力比

(N/N_0)が大きくなると小さくなった。 μ の実験値および μ_0 の値は、釣合い軸力比(N/N_0)が大きくなると直線的に低下する傾向となった。

- (13) σ_0 を 1.0N/mm^2 とした作用軸力で載荷した試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} は、 $4\sim 5\delta$ までは水平変位が大きくなるに従い大きくなるが、それ以降の水平変位ではほぼ一定値になる傾向を示した。このときの h_{eq} の値は、 $0.13\sim 0.24$ 程度であった。 σ_0 を 3.0N/mm^2 、 6.0N/mm^2 とした作用軸力で載荷した試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} は、終局変位となるまで水平変位が大きくなるに従い大きくなった。終局変位時の h_{eq} の値は、 0.33 程度であった。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準コンクリート構造物編，丸善，1992.10.
- 2) 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，No.390/V-8，pp.57-66，1988.2.
- 3) 土木学会：阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式〔阪神大震災調査研究特別委員会WG報告〕，コンクリート技術シリーズ12，1997.7.
- 4) 村田清満，池田学，渡邊忠朋，戸塚信弥：鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.207-218，1999.7.

(2000.9.19 受付)

謝辞：本研究を行うにあたり，東京大学工学部前川宏一教授には貴重な助言をいただきました。また，北海道旅客鉄道株式会社海原卓也氏，東日本旅客鉄道株式会社田中 大氏には実験の計画からデータ整理に多大なご協力いただきました。(株)アー・シー・アイ篠田賢一郎氏，(株)ケー・エフ・シー今井清氏には試験体の製作にご協力頂きました。ここに記して深く感謝いたします。

AN EXPERIMENTALLY STUDY ON EFFECT OF RETROFITTING OF EXISTING REINFORCED CONCRETE COLUMNS BY STEEL PLATE ON ONE FACE AFTER CONSTRUCTED SEISMIC RETROFITTING METHOD

Kaoru KOBAYASHI and Tadayoshi ISHIBASHI

Seismic retrofitting on existing RC columns have been carried out, and steel jacket methods are mainly adopted. However, these methods cannot be used in case of using spaces under superstructures for shops or storehouses. So, we have developed new seismic retrofitting methods adopted easily on existing RC columns in above mentioned case. In this method, a steel plate and reinforced bars are used and retrofitting works are carried out from only one face of RC columns section. We made reversal cyclic loading tests of RC columns that were retrofitted by this method. Compared with RC columns that were not retrofitted, we verified the effects of a new retrofitting method for ductility capacity by results of reversal cyclic loading tests. In this report, we report the results of reversal cyclic loading tests of RC columns that were retrofitted by steel plates on one face and the effects of a new retrofitting method.