

R C柱の一面から施工する耐震補強工法の後挿入鉄筋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。このような箇所におけるRC構造物の耐震補強工事は、店舗や倉庫など高架下利用設備があるため、鋼板巻き補強工法等を適用するとなると既存設備の一部撤去、および復旧工事が必要になる。工事期間中は、店舗等の営業ができなくなるのでテナントの了解を得るための多大な労力と時間も必要となる。著者らは、このような高架下利用箇所の耐震補強を高架橋柱部材の露出する一面から、後挿入する鉄筋と露出した一面だけに取付ける鋼板で補強を行う新しい耐震補強工法の開発を行ってきた。本研究は、後挿入した鉄筋で補強したRC柱の交番載荷実験をまとめたものである。

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

1. はじめに

都市部の鉄道用鉄筋コンクリート（以下「RC」という）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。このような場所の耐震補強工事として鋼板巻きや炭素、アラミドなどの繊維を巻き付ける方法は、内装の撤去、復旧工事がさらに必要になる。工事期間中は、店舗等の営業ができなくなるため、テナントの了解を得るための多大な労力と時間も必要となる。

高架下が利用されているRCラーメン高架橋の柱部材などが、柱部材表面の四面の内、一面ないしは二面が露出している場合が多く、上述の問題に対して、著者らは、この露出面から耐震補強工事を行うことによって、高架下の既存建物には一切手を触れずに耐震補強工事の施工が可能となる新しい耐震補強工法の開発に取り組んできた。

具体的な方法としては、まず、RCラーメン高架橋の柱部材の露出面からコアボーリングによる削孔を行う。次に、削孔した孔に鉄筋を挿入、グラウト注入を行い既設RC柱との一体化を図る。

さらに、鋼板を柱の露出面に取り付け、鋼板とコンクリート柱面との空隙にエポキシ樹脂注入による接着を行い施工が終了する。本耐震補強工法の概要を図-1に示す。

本工法では、載荷方向によって後挿入する鉄筋か、柱の一面だけに取付ける鋼板が柱部材の補強となる。後挿入する鉄筋がRC柱の補強として機能する場合は、後挿入する鉄筋の挿入方向と水平荷重作用方向が同じ場合である。柱面の鋼板がRC柱の補強として機能する場合は、鋼板の面内方向と水平荷重作用方向が同じ場合である。後挿入する鉄筋は、せん断補強鉄筋としての機能を期待しており、柱面に取付ける鋼板の脱落防止にもなる。柱面に取付ける鋼板は、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。既設RC柱の補強では、後挿入の鉄筋と鋼板を載荷方向に応じて、それぞれ別個に検討する必要がある。

本報告は、後挿入する鉄筋で既設RC柱を補強する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、鋼板の影響を一定とし、後挿入する鉄筋が変形性能の向上に

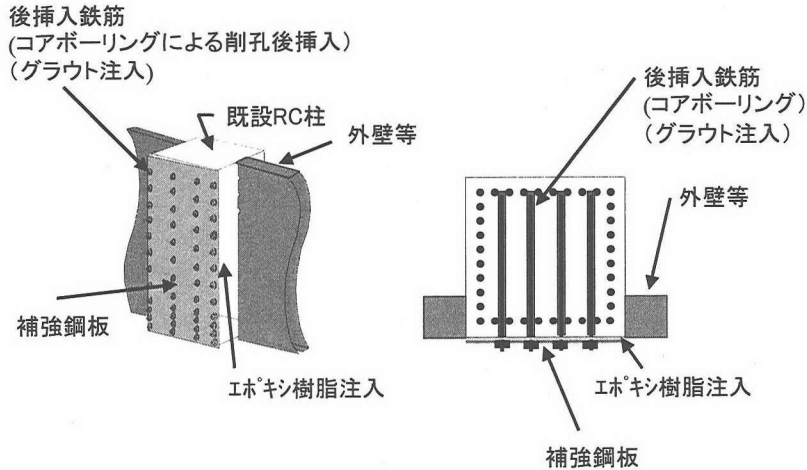


図-1 一面からの耐震補強工法の概要

表-1 試験体諸元表

試験体No	断面寸法 B(mm)×H(mm)	主鉄筋					帯鉄筋			補強用鋼板			後施工補強鉄筋			平均軸方向 応力度 $\sigma_p(N/mm^2)$
		径	材質	本数	引張鉄筋	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	
As-1	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D16	SD345	150	2	1.0	
As-2	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D13	SD345		4	1.0	
As-3	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D13	SD345	100	4	1.0	
As-4	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D13	SD345	250	4	1.0	
As-5	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	3	SS400	D13	SD345	400	4	1.0	
As-6	600 × 600	D25	SD345	24	7	D13	SD345	200	9	SS400	D19	SD345	150	4	1.0	
As-7	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	200	4.5	SS400	D13	SD345	300	4	1.0	
As-8	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	160	4.5	SS400	D13	SD345	150	4	3.0	
As-9	400 × 400	D19	SD345	16	5	D6	SD345	140	4.5	SS400	D13	SD345	140	4	6.0	

機能するように模擬した模型RC柱試験体を用いた。実験結果から、補強RC柱の損傷性状を明らかにし、柱一面から後挿入する鉄筋の補強効果として、変形性能(じん性率 μ)、等価粘性減衰定数 heq に着目して検討を行った。

なお、本工法では、柱の一面に取付ける鋼板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、鋼板が負担するせん断耐力を考慮して計算した部材の耐力比(V_y/V_{m0})が1.37とした試験体のじん性率 μ は6程度となり、試験体の耐力比(V_y/V_{m0})を4.55とした場合のじん性率は9程度となった。補強していない基準とした試験体のじん性率が2.3であったので、柱の一面に鋼板を取付けて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. 実験概要

(1) 試験体形状および諸元

図-2に試験体形状の例を、図-3に試験体断面図の例を示す。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_{m0} :ここで、 V_y :せん断耐力、 $V_{m0}=M_0/a$ 、 M_0 :曲げ耐力、 a :せん断スパン)を0.8程度に設定した。

補強試験体では、後挿入する鉄筋を模擬した鉄筋(以下「後挿入鉄筋」という)の配置方向を水平荷重の作用方向と同一とした。後挿入鉄筋の長さは、対面の軸方向鉄筋の中心位置までとした。

鋼板は、図-3に示すように載荷面の一面だけに取付けた。なお、鋼板の最下端は、フーチング上面から20mm(As-6試験体では25mm)とし、交番載荷中にフーチング上面に接しないようにした。

試験体の断面寸法は、2種類で40cm×40cmの試験体が8体で、60cm×60cmが1体である。断面

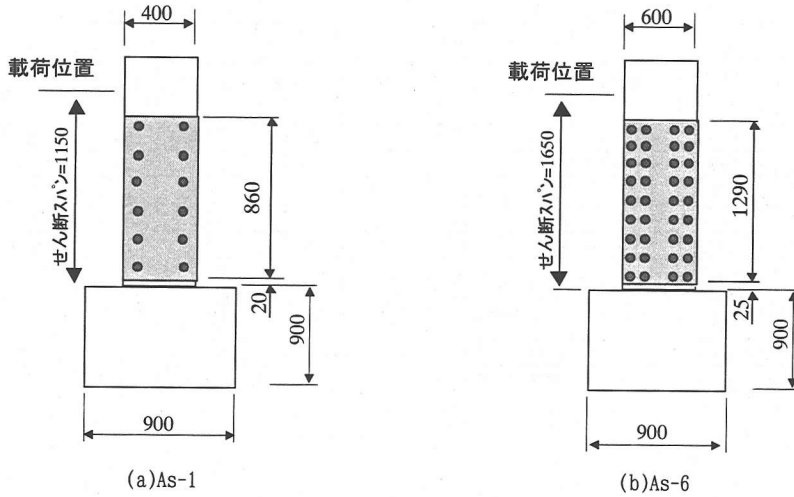


図-2 試験体形状の例

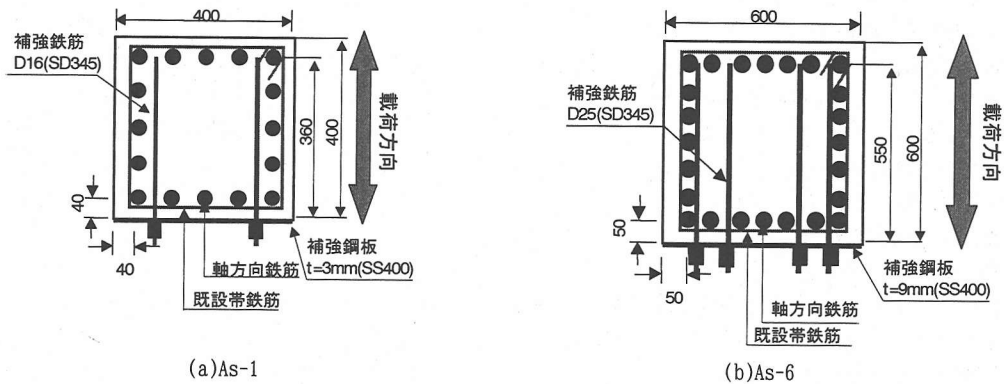


図-3 試験体断面形状の例

寸法が、40cm×40cm のものはほぼ実物のRCラ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。

試験体の製作は、As-3とAs-6以外のものは型枠に後挿入鉄筋と鋼板をセットしてからコンクリートの打設を行った。試験体As-3とAs-6は、施工方法の影響を把握するために実構造物の施工と同じ方法で製作を行った。

試験体の製作は、40cm×40cm断面のAs-3試験体ではコアボーリングで直径25mmの孔を削孔した。コアボーリングによる削孔は、対面する軸方向鉄筋の中心位置まで行ったが、貫通などは起こらず所定の削孔長とすることができた。削孔後、鉄筋を挿入し、グラウト注入を行った。グラウト注入に関しては、施工前にコアボーリングの削孔径とほぼ同じ内径の透明なアクリルパイプを用いて、

グラウト注入試験を行い、確実にグラウトが充填されることを確認した。鋼板は、RC柱面との空隙が5mmになるようにスペーサを入れて取付けた。

エポキシ樹脂の注入作業は、まず、エポキシ樹脂注入用のアルミパイプを鋼板の最下端位置の両側に取り付けた。次に、空気抜き用のアルミパイプを試験体く体の高さ方向に200~300mm間隔で3箇所取り付けた。使用したアルミパイプは、直径10mmで先端は鋼板と試験体く体との空隙に挿入できるように扁平に加工したものをを用いた。アルミパイプセット後、エポキシ樹脂注入時の漏洩防止用のシール材を鋼板の外周に貼付け、後挿入鉄筋ナット部では同じシール材でナット全体を覆うように盛り付けた。

エポキシ樹脂の注入は、空気溜りやエポキシ樹脂への空気の抱き込みを防止する目的で鋼板の下側から上側へ圧入した。充填状況の確認は、空気

表-2 実験結果

試験体 NO	耐力比 (Vy/Vmu)	釣り合い軸力比 (N/Nb)	実験値					計算値		比較	
			降伏変位 δ_y (cm)	終局変位 δ_u (cm)	じん性率 $\mu = \delta u / \delta y$	降伏荷重 P_y (kN)	最大荷重 P_{max} (kN)	降伏荷重 P_{yc} (kN)	最大荷重 P_{maxc} (kN)	P_y / P_{yc}	P_{max} / P_{maxc}
A-0	0.81	0.088	0.625	1.445	2.31	217.1	263.6	199.2	250.5	1.09	1.05
As-1	2.06	0.083	0.580	5.615	9.68	225.4	290.6	200.2	252.6	1.13	1.15
As-2	2.37	0.082	0.585	5.658	9.67	232.8	295.0	200.4	253.1	1.16	1.17
As-3	3.01	0.082	0.555	5.730	10.32	227.9	292.5	210.2	264.8	1.08	1.10
As-4	1.67	0.078	0.555	5.200	9.37	220.0	286.7	211.2	266.6	1.04	1.08
As-5	1.34	0.082	0.575	4.621	8.04	223.9	294.5	210.4	265.0	1.06	1.11
As-6	2.81	0.089	0.665	6.692	10.06	573.8	793.8	559.4	702.1	1.03	1.13
As-7	1.48	0.093	0.515	4.602	8.94	230.3	287.1	217.0	270.8	1.06	1.06
As-8	2.09	0.276	0.590	4.628	7.84	294.0	339.6	248.4	298.1	1.18	1.14
As-9	2.10	0.518	0.585	3.908	6.68	356.7	400.3	292.4	328.3	1.22	1.22

抜き用に取り付けたアルミパイプからエポキシ樹脂の吐出が確認された段階でアルミパイプを閉合し、鋼板最上端に取り付けたアルミパイプからエポキシ樹脂の吐出を確認して作業を終了した。

As-6 試験体は、ほぼ実物規模の試験体であり、コアボーリングで直径 30mm の孔を削孔した。As-6 試験体では、グラウトを後挿入鉄筋挿入前にコアボーリング内に充填し、その後挿入鉄筋を挿入する方法で試験体の製作を行った。後挿入鉄筋先端には、金属性の間隔保持材を取り付け後挿入鉄筋が削孔中心になるようにした。コアボーリングでの削孔は、As-6 試験体も軸方向鉄筋の中心位置まで行ったが、貫通などはせず、所定の削孔長の孔を空けることができた。

(2) 計測概要

交番載荷試験時における各試験体の計測項目は、ワイヤー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 鋼棒で床に固定し、軸力用鉛直ジャッキで所定の軸方向力（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。

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、測定値が最初に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

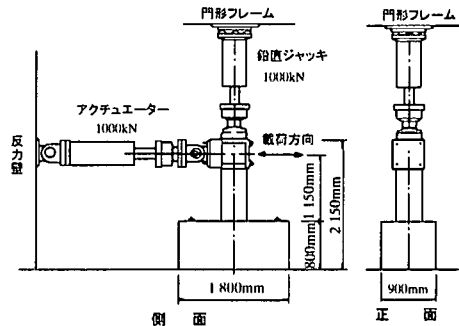


図-4 交番載荷実験状況

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。載荷サイクルを 1 サイクルとした理由は、軸方向鉄筋が大変形領域の交番載荷による低サイクル疲労による破断を防止するためである。

3. 実験結果

(1) 降伏荷重・最大荷重

降伏荷重 (P_y) および最大荷重 (P_{max}) の実験値を表-2 の実験値の欄に示す。

降伏荷重の実験値は、試験体の水平変位が降伏変位となるときに荷重載荷位置の水平荷重である。

最大荷重の計算は、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

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			補強鉄筋		
	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	—	—	—
As-1	28.3	31.1	368.5	2070	178010	354.6	1910	185636	379.9	1925	197375
As-2	28.7	24.7	368.5	2070	178010	354.6	1910	185636	371.2	1925	192844
As-3	29.7	31.1	387.8	2250	172349	354.6	1910	185636	371.2	1925	192844
As-4	31.2	32.2	387.8	2253	172120	354.6	1910	185636	371.2	1925	192844
As-5	29.9	34.9	387.8	2253	172120	354.6	1910	185636	371.2	1910	194358
As-6	25.5	25.5	380.8	2078	183267	381.5	1925	198189	379.9	1925	197375
As-7	26.7	26.7	406.1	2126	191022	380.5	1925	197680	375.1	1925	194880
As-8	27.0	27.0	406.1	2126	191022	380.5	1925	197680	375.1	1925	194880
As-9	28.9	28.9	406.1	2126	191022	380.5	1925	197680	375.1	1925	194880

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。なお、計算には、載荷面側の鋼板を考慮していない。

(2)じん性率 μ

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とした。終局変位時の水平荷重には、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、終局変位時の水平荷重を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²⁾)を取り除いた値とした。

じん性率 μ は、終局変位 δ_u を降伏変位 δ_y で除して求めた。表-2に、じん性率 μ の実験値を示す。

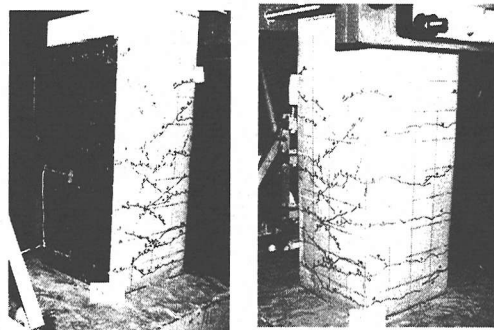
本実験では、降伏変位 δ_y 、終局変位 δ_u の実験値を正側載荷と負側載荷の平均値として定めた。なお、「正側載荷」とは、鋼板のない面側が圧縮となる方向の載荷で、「負側載荷」とは、鋼板側の面が圧縮となる方向の載荷をいう。

(3)試験体損傷状況

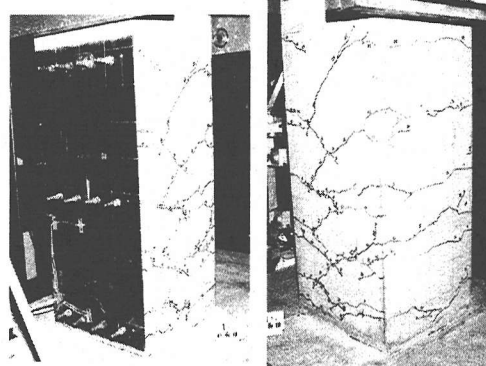
ここでは、交番荷重載荷時に試験体に生じた損傷状況について述べる。補強試験体の損傷状態は、後挿入鉄筋の多いAs-2試験体、後挿入鉄筋を少なくしたAs-5試験体、作用軸力の比較的高いAs-9試験体を例として写真で示すことにする。なお、実施工と同じ方法で製作したAs-3とAs-6試験体では、製作方法の違いによる損傷状況の違いは見られなかった。

a)降伏変位時

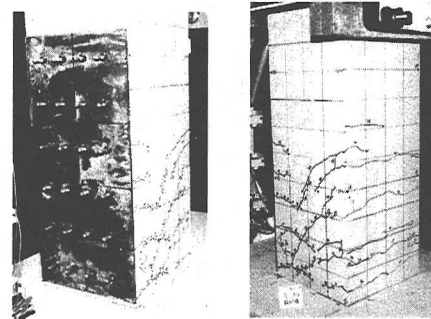
写真-1(a)~(c)は、試験体As-2, As-5, As-9の降伏変位1 δ_y 終了時後のひび割れ発生状況である。



(a) As-2



(b) As-5



(c) As-9

写真-1 降伏変位時の損傷状況の例

ひび割れ発生状況を観察した結果は、比較的高軸力で载荷を行った As-9 試験体のひび割れ間隔が狭く 50mm~100mm となっていたのに対し、他の試験体では 100mm~200mm となっていた。

ひび割れの発生範囲は、作用軸力の大きい As-9 試験体でせん断スパンの 1/2 程度となっているのに対し、他の試験体はせん断スパンの 2/3 程度まで発生した。

以上のように、今回の試験範囲では、作用軸力の一番大きい As-9 試験体が他の試験体に比較して、ひび割れ間隔、および、ひび割れの発生範囲が狭くなっている点が相違していた。その他の試験体については、ひび割れ本数や斜めひび割れの発生角度等に若干相違点はあるものの、特に大きな差は認められなかった。全体的な損傷状況の特徴を以下に示す。

降伏変位時までは、曲げひび割れが柱基部からせん断スパンの 1/2~2/3 の範囲に、概ね 50mm~200mm の間隔で発生する。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するが、ひび割れ先端は圧縮縁までは到達していない。また、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い。

降伏変位時の载荷終了後、水平変位を 0 にもどしたあと点検ハンマーによる打音検査を行い、かぶりコンクリート浮きおよび鋼板とコンクリート面の剥離の範囲を調べた。

その結果、かぶりコンクリートの浮きは発見できなかった。

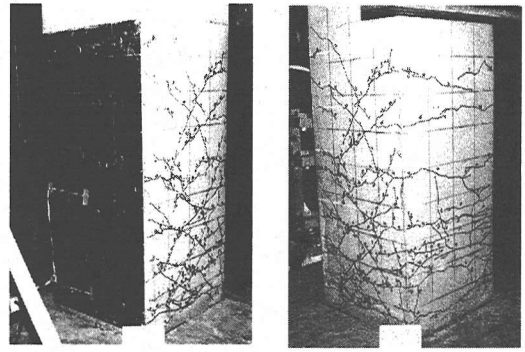
鋼板の剥離は、フーチング上面から As-2 試験体で 0.5D (D:断面高さ)、As-5 試験体では 1.0D の範囲まで発生していた。As-5 試験体では、負側载荷時に鋼板がはらみ出るのが観察された。

b)最大荷重時

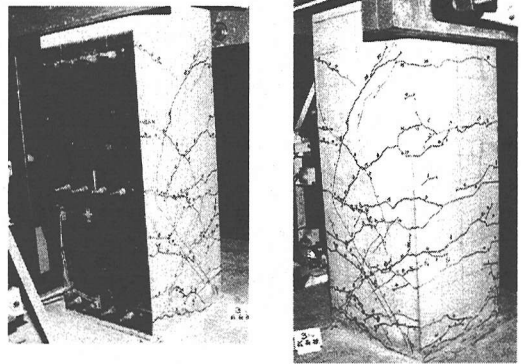
写真-2(a)~(c)は、試験体 As-2, As-5, As-9 の最大荷重時となった载荷ステップの水平変位を 0 にもどしたときの状況である。

最大荷重時での損傷状態は、正側载荷時の基部のコンクリート表面に薄い層状の剥離が生じたが、コンクリートの剥落は生じなかった。コンクリートのひび割れは、柱側面の斜めひび割れが载荷点对角の試験体基部周辺まで達した。鋼板がない载荷面側で曲げひび割れは、フーチング上面から 1.5~2D (D:断面高さ)の範囲まで発生した。

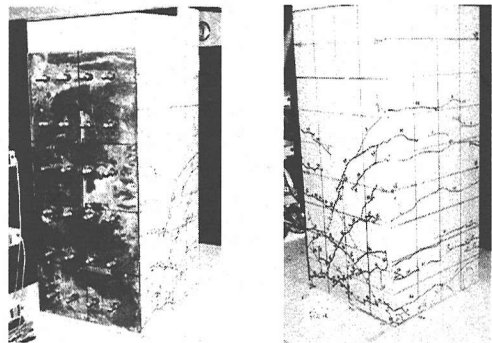
打音検査でのかぶりコンクリートの浮きは、フーチング上面から 0.3D~1.0D の範囲であった。



(a) As-2



(b) As-5



(c) As-9

写真-2 最大荷重時の損傷状況の例

鋼板の剥離は、フーチング上面から 0~1.0D の範囲であった。

最大荷重時のひび割れ発生状況を目視で観察した結果は、以下の通りである。

柱側面の斜めひび割れ幅は、フーチング上面から 1D 程度の高さから载荷点对角の試験体基部周辺に伸びるものが载荷中に大きくなった。後挿入鉄筋量を少なくした As-5 試験体では、水平変位を

0に戻したときの残留ひび割れ幅が他の試験体よりも大きくなった。

c) 終局変位時

写真-3(a)~(c)は、試験体 As-2, As-5, As-9 の終局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。本実験における終局変位は、降伏荷重を下回らない最大変位として定義した。

終局変位時の損傷状態は、軸方向鉄筋のはらみによって、鋼板がない荷重面側のかぶりコンクリートが押し出されることによる剥離、剥落が生じた。コンクリートの剥落は、フーチング上面から $0.3 \sim 1.0D$ (D : 断面高さ) 程度の高さまで発生した。打音検査での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 $1.1D \sim 1.5D$ 程度の範囲であった。鋼板の剥離は、フーチング上面から $1.0D \sim 1.5D$ 程度の範囲であった。

終局変位時の損傷状況を目視で観察した結果は、以下の通りである。

後挿入鉄筋が多い As-2 試験体では、鋼板の変形は見られなかったが、後挿入鉄筋を少なくした As-5 試験体では鋼板のはらみが大きくなった。この鋼板のはらみは、上下の後挿入鉄筋の中心が腹となるような形状を示した。なお、後挿入鉄筋は、このような鋼板のはらみが生じても抜出すような挙動は観察されなかった。

柱側面では、フーチング上面から $1.0D$ 程度の範囲に損傷が集中し、その区間内の斜めひび割れが大きく開いた。As-2 試験体では、柱側面の斜めひび割れに沿ってかぶりコンクリートが部分的に剥落した(写真-3(a))。

鋼板側の荷重面では、鋼板の最下端からフーチング上面にコンクリートが細粒化されて落ちてくるのが観察された。

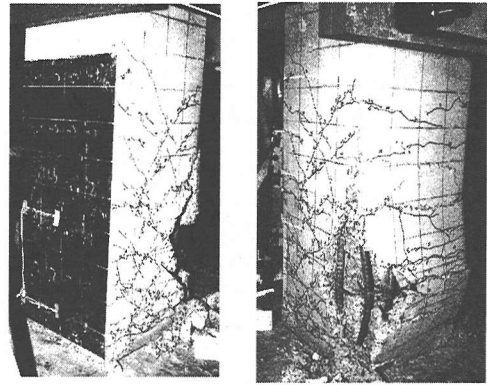
d) 破壊性状

終局変位以降も荷重を行い、破壊性状の確認を行った。写真-4(a)~(c)は、試験体 As-2, As-5, As-9 の荷重終了後の状況である。

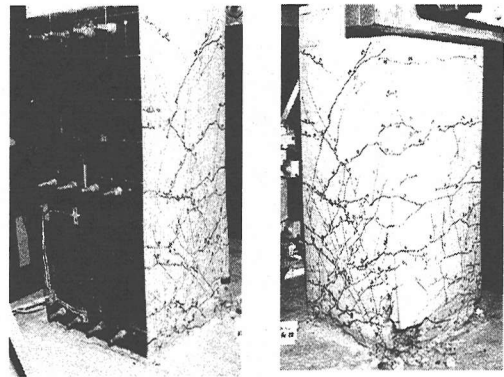
試験体は、終局変位以降、さらに大きな水平変位で荷重を行うと、軸方向鉄筋のはらみが顕著な箇所できさび状にコアコンクリートが欠損し、さらに進展した。そして、荷重中にくさび状に欠損した箇所先端付近からせん断ひび割れに沿って試験体がずれ、水平荷重が急激に低下した。

(4) 荷重—変位関係

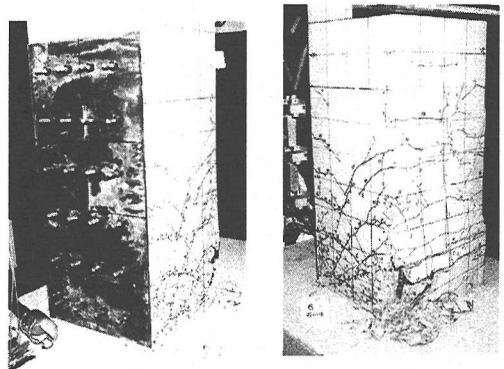
図-5 に、交番荷重実験から得られた荷重—変位曲線の例として、補強前の基準とした A-0 試験体



(a) As-2



(b) As-5

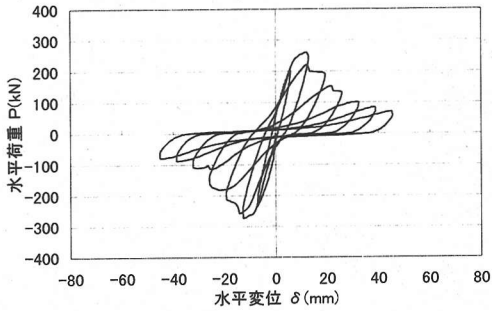


(c) As-9

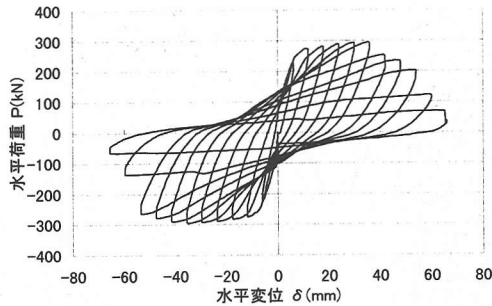
写真-3 終局変位時の損傷状態

と耐力比(V_y/V_{mu})を 2 程度に設定した As-1 試験体を示す。両試験体の荷重—変位曲線を比較すると、後挿入鉄筋で補強すると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。

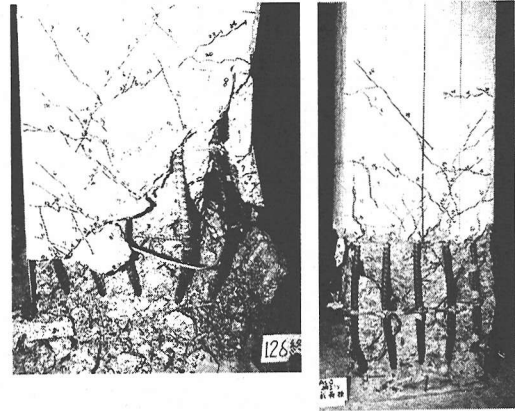


(a)A-0 試験体



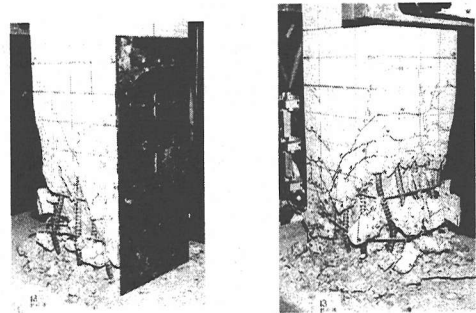
(b)As-1 試験体

図-5 荷重-変位曲線の例(As-6 試験体)



(a) As-2

(b)As-5



(c)As-9

写真-4 破壊状況

a)後挿入鉄筋量の影響

後挿入鉄筋量が、補強後のRC部材の変形性能に与える影響を基準試験体 A-0 との実験結果の比較から検討を行う。図-6 に、3体の試験体(A-0, As-2, As-5)の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

3体の試験体の荷重-変位曲線の包絡線からは、降伏変位までの剛性に変化はなく、後挿入鉄筋量が多くなれば水平荷重を保持できる水平変位が大きくなった。このことから、帯鉄筋のように軸方向鉄筋を取り囲むような形状でなく、棒状の後挿入鉄筋でも変形性能の改善に効果があることがわかった。

b)後挿入鉄筋径と配置間隔の影響

試験体の耐力比(V_y/V_{mu})をほぼ同一に設定し、後挿入鉄筋径と鉄筋間の距離を変化させた試験体(As-1, As-2)の荷重-変位に対する影響の検討を行う。図-7 に、試験体 As-1 と As-2 の荷重-変位曲線の包絡線を示す。

2体の試験体の荷重-変位曲線の包絡線からは、As-1 試験体の水平荷重が低下する水平変位が As-2 試験体よりも若干小さくなったが顕著な差は認め

られなかった。本検討に用いた試験体の実験結果からは、耐力比(V_y/V_{mu})がほぼ同一であれば後挿入鉄筋径と鉄筋間の距離が補強RC柱の変形性能に与える影響は小さいものと思われる。

c)載荷面側の鋼板が変形状に与える影響

本研究に用いた試験体では、片側の載荷面だけに鋼板が取付けられている。また、鋼板は、交番載荷中のフーチング上面への接触がないように考慮されている。

ここでは、片側だけの鋼板が、部材の変形挙動にどのように影響するかを荷重-変位曲線の包絡線の比較から検討を行う。図-8(a)~(e)は、鋼板厚が同じで、後挿入鉄筋量を変化させた5体の試験体(As-1~As-5)の荷重-変位曲線の包絡線を示したものである。X軸、Y軸は、正側載荷および負側載荷の違いを比較するため、実験上の降伏変位、降伏荷重で無次元化した値で示した。また、正側載荷と負側載荷との平均値も示した。

$6\delta_y$ 付近の載荷までは、正側載荷と負側載荷はほぼ同じ挙動を示している。 $6\delta_y$ 以降、終局変位

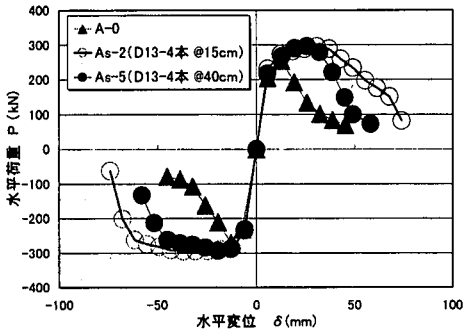


図-6 後挿入鉄筋量の影響

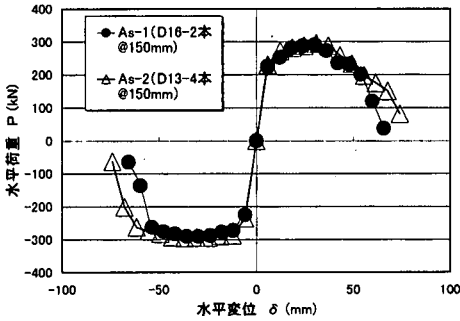


図-7 後挿入鉄筋間隔の影響

付近までの変形挙動は、正側載荷時の水平荷重の低下が顕著なった。終局変位を超えると負側載荷の方も急激な荷重低下を示すようになり、概ね $10 \delta_y$ 以降の変形挙動は、正側載荷、負側載荷ともにほぼ同じようになった。

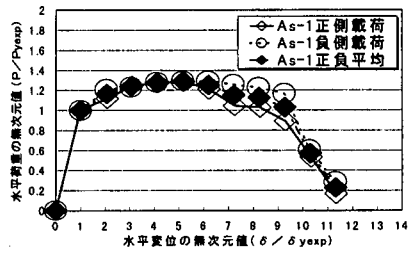
載荷面の鋼板は、終局変位付近で軸方向鉄筋のはらみによるかぶりコンクリートの剥落を抑制するため、 $6 \delta_y$ ～終局変位付近までの水平荷重の低下を小さくする効果が認められた。このため、じん性率は、負側載荷の方が約 $0.4 \sim 2.3$ 程度大きな値となった。

正側載荷の水平荷重は、負側載荷に比べると小さな水平変位で低下が起こった。負側載荷が終局変位となると、正側載荷の水平荷重は同一の水平変位で $P_y \sim 0.5P_y$ 程度となった。この水平荷重の差は、後挿入鉄筋量が多くなると小さくなり、後挿入鉄筋量が少なくなると大きくなる傾向となった。

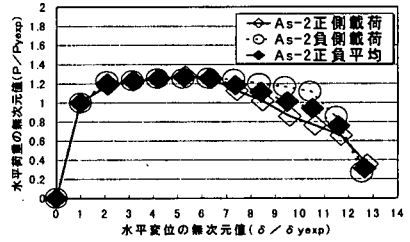
以上のことから、片側の載荷面だけに取付けた鋼板は、最大荷重以降終局変位付近までの変形挙動に影響を与えるが、さらに大きな変形領域では鋼板の影響は小さくなった。

d) 作用軸力の影響

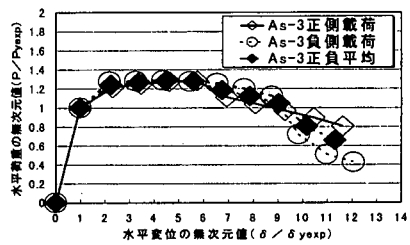
作用軸力が、補強RC柱の変形性能に与える影



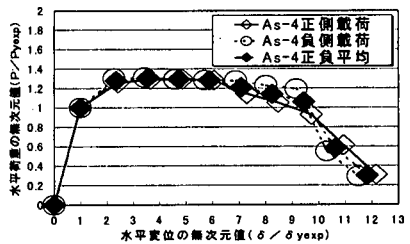
(a) As-1



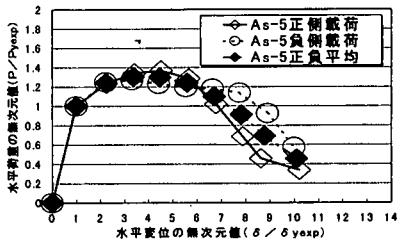
(b) As-2



(c) As-3



(d) As-4



(e) As-5

図-8 載荷面の補強鋼板の影響

響の検討を行う。検討に用いた試験体は、作用軸力を考慮して計算される耐力比 (V_y/V_{ny}) をほぼ同じ値に設定した3体(As-2, As-8, As-9)である。図-9に、荷重-変位曲線の包絡線を示す。

図-9からは、作用軸力が大きくなると水平荷重の最大値は大きくなるが、水平荷重が低下し始め

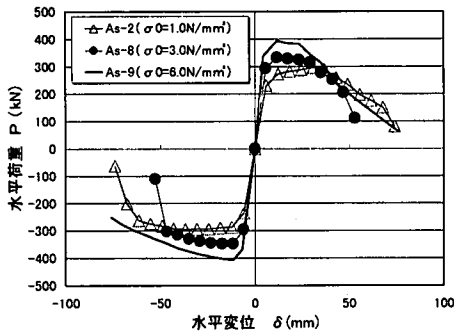


図-9 作用軸力の影響

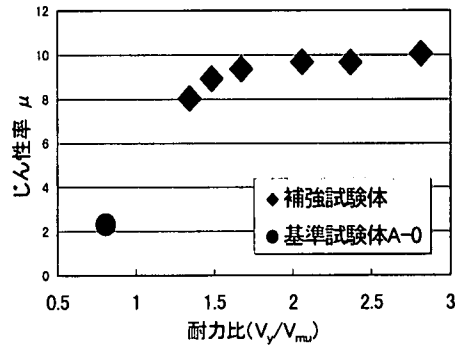


図-10 耐力比 (V_y/V_{y0}) とじん性率 μ との関係

る水平変位量は小さくなることわかる。耐力比 (V_y/V_{y0}) がほぼ同じでも水平荷重が低下する変位領域では、作用軸力が高い試験体ほど急激な水平荷重の低下を示した。

4. 後挿入鉄筋で補強した既設RC柱の変形性能に関する検討

(1) 変形性能に対する補強の効果

図-10 に、耐力比 (V_y/V_{y0}) の計算値と補強試験体のじん性率の実験値を示す。補強試験体のじん性率の実験値は、表-2 の実験値の欄に示した。

補強試験体の耐力比 (V_y/V_{y0}) は、次のように計算を行った。

補強試験体のせん断耐力 (V_y) の計算は、せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力 (V_c) を文献 3), 4) から、後挿入鉄筋も含めたせん断補強鉄筋によるせん断耐力 (V_s) をトラス理論から計算し、 V_c と V_s の和として求めた。なお、交番載荷時の後挿入鉄筋のひずみについては、 $6 \sim 8 \delta_y$ 時の載荷までしか測定できなかったが、最大荷重を維持している水平変位付近までは降伏ひずみに達していなかった。

補強試験体が曲げ耐力に達するときのせん断耐力 (V_{y0}) は、載荷面の補強鋼材を無視した断面から計算される曲げ耐力 (M_0) をせん断スパンで除して求めた。

図-10 中の●印は、補強をしていない基準試験体 A-0 で、他は平均軸方向応力度 σ_0 を 1.0N/mm^2 とした作用軸力で載荷した 7 体の試験体 (As-1 ~ As-7) のじん性率 μ の実験値を示したものである。

補強の効果としては、補強後の耐力比 (V_y/V_{y0}) が $1.3 \sim 2.0$ 程度の範囲で、補強試験体のじん性率は増加する傾向となり、補強後の耐力比 (V_y/V_{y0}) が 2

程度でじん性率は約 10 となる。補強後の耐力比 (V_y/V_{y0}) が 2 よりも大きな領域では、じん性率の増加の傾向は見られず 10 程度でほぼ一定値となった。

これは、通常の RC 柱などでは、軸方向鉄筋の外周を取り囲むように配置される帯鉄筋が圧縮側のコアコンクリートの破壊を防ぐため、軸方向鉄筋が低サイクル疲労で破断しなければ、帯鉄筋を密に配置すると、その分変形性能が増加する傾向にある。しかながら、後挿入鉄筋での補強は、コンクリートの剥落に対する抵抗が小さい。このため、耐力比 (V_y/V_{y0}) を大きくしても補強試験体のじん性率は 10 程度でほぼ一定になるものと思われる。

(2) 作用軸力がじん性率 μ に与える影響

耐力比 (V_y/V_{y0}) をほぼ一定に設定し、作用軸力を変化させた 3 体の試験体 (As-2, As-8, As-9) の実験結果から、作用軸力がじん性率 μ に与える影響の検討を行う。作用軸力を変化させた試験体のじん性率 μ の実験値は、表-2 の実験値の欄に示した。図-11 に、釣合い軸力比 (N/N_b) とじん性率 μ の関係を示す。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とき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 の実験値は、釣合い軸力比 (N/N_b) が大きくなると小さくなった。じん性率 μ は、釣合軸力比 (N/N_b) が大きくなるとほぼ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-12 に、試験体 As-1 ~ As-9 の等価粘性減衰定数 h_{eq} と水平変位の関係を示す。

等価粘性減衰定数 h_{eq} は、終局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-13

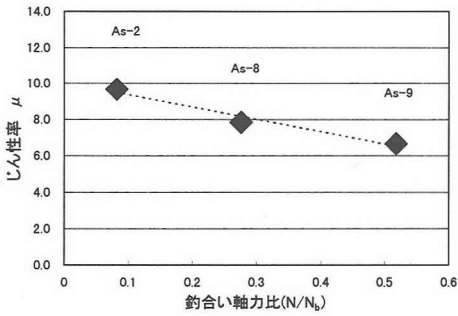


図-11 釣合軸力比(N/N_0)と μ の比率との関係

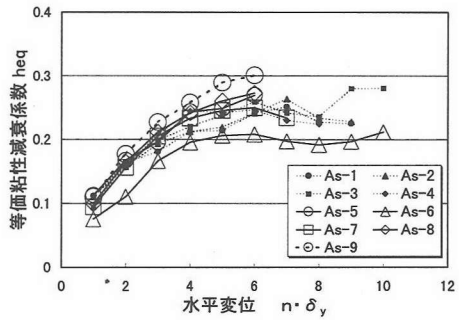


図-12 等価粘性減衰定数 h_{eq} と水平変位($n \cdot \delta_y$)との関係

参照)。

等価粘性減衰定数 h_{eq} は、水平変位が大きくなるに従い大きくなるが、 $6\delta_y$ 以降はほぼ一定値となる傾向を示した。なお、このときの h_{eq} の値は、 $0.2 \sim 0.3$ 程度であった。

5. まとめ

本研究は、既設RC柱の一面から後挿入する鉄筋で補強する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示す。

- (1) 補強した試験体の降伏変位時のひび割れ発生状況は、曲げひび割れが柱基部からせん断スパンの $1/2 \sim 2/3$ の範囲に、概ね $50\text{mm} \sim 200\text{mm}$ の間隔で発生する。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するが、ひび割れ先端は荷重方向対角の試験体基部周辺までは到達していない。また、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い。
- (2) 補強した試験体の最大荷重時での損傷状態は、補強鋼板がない荷重面側の基部のコンクリート表面に薄い層状の剥離が生じたが、コンクリートの剥落は生じなかった。コンクリートのひび割れは、柱側面の斜めひび割れが荷重点対角の試験体基部周辺まで達した。補強鋼板がない荷重面側で曲げひび割れは、フーチング上面から $1.5 \sim 2D$ (D : 断面高さ) 程度の範囲まで発生した。打音検査でのかぶりコンクリートの浮きは、フーチング上面から $0.3D$

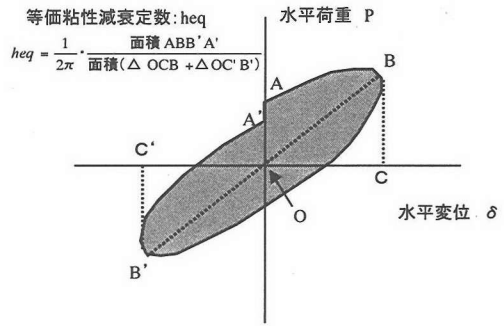


図-13 等価粘性減衰定数 h_{eq} の算定

$\sim 1.0D$ 程度の範囲であった。補強鋼板の剥離は、フーチング上面から $0 \sim 1.0D$ 程度の範囲であった。

- (3) 補強した試験体の終局変位時の損傷状態は、軸方向鉄筋のはらみによって、補強鋼板がない荷重面側のかぶりコンクリートが押し出されることによる剥離、剥落が生じた。コンクリートの剥落は、フーチング上面から $0.3 \sim 1.0D$ (D : 断面高さ) 程度の高さまで発生した。打音検査での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 $1.1D \sim 1.5D$ の範囲であった。鋼板の剥離は、フーチング上面から $1.0D \sim 1.5D$ の範囲であった。
- (4) 補強した試験体の終局変位より大きな変位の交番載荷での損傷状態は、軸方向鉄筋のはらみが顕著な箇所できさび状にコアコンクリートが欠損し、さらに進展した。そして、荷重中にくさび状に欠損した箇所の先端付近からせん断ひび割れに沿って試験体がずれ、水平

荷重が急激に低下した。

- (5)みが顕著な箇所できさび状にコアコンクリートが欠損し、さらに進展した。そして、載荷中にくさび状に欠損した箇所の先端付近からせん断ひび割れに沿って試験体がずれ、水平荷重が急激に低下した。
- (6)載荷面の鋼板は、鋼板の面が圧縮側となる方向の載荷に対して、終局変位付近で軸方向鉄筋のはらみによるかぶりコンクリートの剥落を抑制するため、 $6\delta_y$ ～終局変位付近までの水平荷重の低下を小さくする効果が認められた。本実験結果からは、鋼板がない面が圧縮側となる載荷方向のじん性率は、鋼板の面が圧縮側となる載荷方向より約 0.4～2.3 程度小さな値となった。
- (7)後挿入する鉄筋で補強した既設 RC 柱は、補強前に比べて変形性能（じん性率 μ ）が向上した。補強後の耐力比 (V_y/V_{yo}) が 1.2～2.0 程度の範囲では、補強試験体のじん性率は増加する傾向となり、補強後の耐力比 (V_y/V_{yo}) が 2 程度でじん性率は約 10 となった。補強後の耐力比 (V_y/V_{yo}) が 2 よりも大きな領域では、じん性率の増加の傾向は見られず 10 程度でほぼ一定値となった。
- (8)補強試験体のじん性率 μ は、釣合い軸力比 (N/N_b) が大きくなると小さくなった。じん性率 μ は、釣合い軸力比 (N/N_b) が大きくなるとほぼ直線的に低下する傾向となった。

- (9)等価粘性減衰定数 h_{eq} は、水平変位が大きくなるに従い大きくなるが、 $6\delta_y$ 以降はほぼ一定値となる傾向を示した。なお、このときの h_{eq} の値は、0.2～0.3 程度であった。

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)アール・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。

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)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.
- 3)石橋忠良,松田好史,齊藤啓一:少数本の杭を用いたフーチングのせん断設計について,土木学会論文報告集,第 337 号,pp.197～204,1983.9.
- 4)二羽淳一郎,山田一字,横沢和夫,岡村甫:せん断後挿入鉄筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価,土木学会論文集,第 372 号/V-5,pp.167～176,1986.8.

(2000. 9. 19 受付)

AN EXPERIMENTALLY STUDY ON EFFECT OF RETROFITTING OF EXISTING REINFORCED CONCRETE COLUMNS BY REINFORCEMENT BARS AFTER CONSTRUCTED FROM ONE FACE 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 reinforced bars and the effects of a new retrofitting method.