

論文 耐震壁のある RC 柱を片面から施工する耐震補強方法の補強効果に関する実験的研究

齋藤 祐樹^{*1}・大郷 貴之^{*2}

要旨：既存の鉄道 RC ラーメン高架橋の高架下を鉄道施設等で利用している場合には耐震補強を行うために支障移転が必要となるため、工事費・工期の増大が懸念される。本研究では耐震壁を有する RC ラーメン高架橋を対象とし、鉄道施設等の支障移転を減らすため、丸鋼を用いた既存の鉄道 RC ラーメン高架橋を模擬した試験体の正負交番載荷試験を実施し、柱を一面から補強してせん断耐力を増加する補強方法の効果を確認した。その結果、補強試験体では壁がせん断破壊した場合でも柱が脆性的に破壊することを防止し、変形性能が改善されることを確認した。

キーワード：耐震壁，鉄筋コンクリート柱，丸鋼，耐震補強方法，正負交番載荷

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震において、コンクリート構造物が甚大な被害を受けたことにより、鉄道構造物では脆性的な倒壊を防ぐため耐震補強を進めている。鉄筋コンクリート（以降 RC とする）ラーメン高架橋では施工性や経済性の観点から、主に鋼板巻き立て工法を用いて耐震補強が行われている。しかし、高架下を鉄道施設等で利用している場合、鋼板巻き補強を行うためには柱周囲の支障移転が必要であるため、工事費・工期の増大につながる。既存の鉄道 RC ラーメン高架橋には柱の間に耐震壁が構築されている箇所があり、壁や柱の耐震性能が不足している場合には、壁がせん断破壊すると同時に柱もせん断破壊してしまう可能性があることから、壁や柱の補強等が必要である。これらを補強する場合には隣接する鉄道施設等の支障移転が必要となる。

既往の文献¹⁾においては、せん断破壊先行型の袖壁付柱を対象として、柱のせん断補強鉄筋比を増加させた場合には柱と壁の境界部分が分離するように損傷し、柱の変形性能が向上する結果が示されている。また、せん断破壊先行型の耐震壁と一体となった柱を対象として、柱のみを形鋼と PC 鋼棒による補強を行った補強した研究²⁾では、無補強試験体に比べて耐震性能が向上すること

が確認されている。

現在、鉄道施設等が支障する場合の RC ラーメン高架橋柱の耐震補強方法の一つとして、鉄道施設等を支障移転せずに柱の一面から施工することでせん断耐力と変形性能を向上させる補強工法が開発されている^{3) 4)}。本研究では、耐震壁がある鉄道 RC ラーメン高架橋において壁がせん断破壊した場合でも柱が脆性的に破壊することを防止するために、柱を一面から補強して耐震性能を増加する補強方法の効果を確認することを目的に、丸鋼を用いた既存の鉄道 RC ラーメン高架橋を模擬した試験体の正負交番載荷試験を実施した。

2. 実験の概要

2.1 試験体

試験体の諸元を表-1 に、試験体の配筋および補強概要図を図-1 に示す。試験体は丸鋼を用いた既存の RC ラーメン高架橋を模擬した縮小試験体とし、部材寸法を実物の 1/2.5 程度のスケールに縮小した。無補強の試験体 1 を基準試験体とし、補強試験体 3 体とあわせて合計 4 体の載荷試験を行った。壁は厚さ 80mm、水平長さ 2,000mm、壁高さ 1,500mm の無開口耐震壁とし、両側の柱は断面寸法 300×360mm、柱のせん断スパン a（ラーメ

表-1 試験体諸元

試験体 名称	断面幅 b(mm)	断面高さ h(mm)	せん断 スパン比 a/d	柱				壁				補強部		
				軸方向鉄筋		帯鉄筋		縦筋		横筋		補強鉄筋		補強鋼板
				径×本数	引張鉄筋比 p_t (%)	径・間隔 (mm)	帯鉄筋比 p_w (%)	径・間隔 (mm)	鉄筋比 p_s (%)	径・間隔 (mm)	鉄筋比 p_s (%)	径・間隔 (mm)	補強鉄筋比 p_{rw} (%)	厚さ t(mm)
1	360	300	2.78	$\phi 9 \times 24$ (SR235)	0.59	$\phi 6 \text{ctc} 250$ (SR235)	0.06	$\phi 6 \text{ctc} 110$ (SR235)	0.64	$\phi 6 \text{ctc} 110$ (SR235)	0.64	—	—	—
2-1												D16×4ctc170 (SD345)	1.30	t=16mm (SS400)
2-2												$\phi 17 \times 4 \text{ctc} 170$ (SBPR1080/1230)	1.48	t=12mm

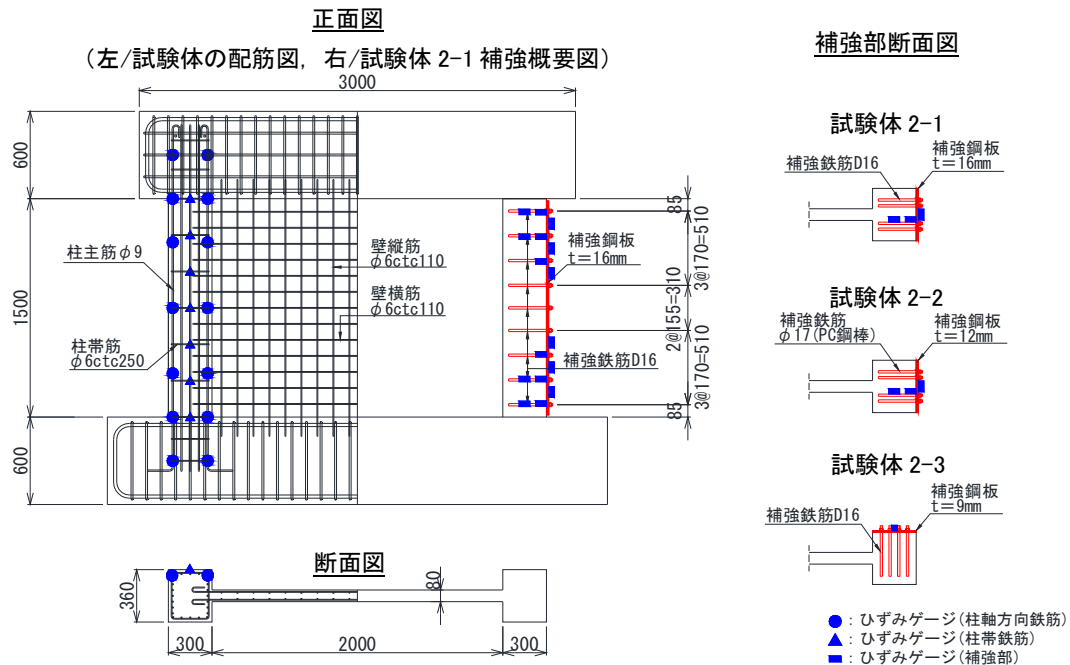


図-1 試験体の配筋および補強概要図

表-2 材料強度

試験体 名称	コンクリート		既設部				補強部	
	圧縮強度 (N/mm ²)		鋼材降伏強度 (N/mm ²)				鋼材降伏強度 (N/mm ²)	
	柱, 壁, 上スタブ	下スタブ	柱部 軸方向鉄筋	柱部 帯鉄筋	壁縦筋	壁横筋	鉄筋	鋼板
1	15.4	20.1	349.3	293.1	293.1	293.1	—	—
2-1	16.7	20.9					368.3	342.7
2-2	19.1	19.2					1223.3	349.3
2-3	20.2	20.3					368.3	391.3

表-3 荷重の計算値と実験値

試験体 名称	計算値				実験値		
	柱 (1本あたり)			壁	壁		
	降伏荷重 P_{ycal} (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	曲げせん断耐力比 V_{yd}/V_{mu}		せん断終局強度 Q_{su} (kN)	最大荷重 (kN)	最大荷重/ せん断終局強度
			補強前	補強後			
1	86.4	104.8	1.01	—	667.3	912.1	1.37
2-1	86.9	492.3	1.03	4.90	682.4	907.0	1.33
2-2	87.7	1320.7	1.06	12.76	710.3	968.7	1.36
2-3	88.1	724.8	1.07	6.88	723.1	1005.5	1.39

ン構造のため、柱高さの 1/2 とする) と柱断面の有効高さ d で表されるせん断スパン比 a/d を 2.78, 柱の帯鉄筋比を 0.06% とした。今回製作した両側柱付壁の試験体はせん断破壊先行型としており、文献 1) と同様に柱と壁が分離するような挙動を示した場合に柱が十分な変形性能を発揮することを確認するため、壁を無視して柱のみの破壊形態を検討した場合には補強前の柱の曲げせん断耐力比 V_{yd}/V_{mu} (柱のせん断耐力 V_{yd} と柱が曲げ耐力に達するときのせん断力 V_{mu} の比で、以降耐力比とする) が 1.0 程度の曲げ破壊型となるような諸元の柱を対象とした。

ここで、柱の耐力比の計算に用いたせん断耐力 V_{yd} は異形鉄筋を対象としたせん断耐力式を用いて算出することとし、既往の評価式^{5) 6)}に基づいて算出したコンクリートが受け持つせん断耐力 V_{cd} と柱の内部に配置したせん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力 V_{sd1} の和とした。補強後のせん断耐力は、上記のせん断耐力に既往の評価式⁷⁾に基づいて算出した補強部材が受け持つせん断耐力 (補強

のコンクリートを同時に打設した。

各試験体に使用したコンクリート、鉄筋および鋼板の材料試験結果を表-2 に示す。また、この材料試験結果をもとに算出した各試験体の荷重と変位および耐力比の計算値を表-3 に示す。壁のせん断終局強度 Q_{su} は、文献 8)における両側柱付壁のせん断終局強度の算定式をもとにして算出した。なお、壁のせん断終局強度 Q_{su} の算定式には柱のせん断補強鉄筋量をあらわす項がないため、補強試験体の補強効果は反映されていない。

柱を一面から補強する試験体 2-1、2-2、2-3 の特徴を下記に述べる。

(1) 試験体 2-1

既往の知見³⁾をもとに、補強鉄筋によるせん断補強を期待して、左右の柱に対して荷重方向の柱面の一面から補強鉄筋と補強鋼板を取り付けた。補強鉄筋の配置方向は水平荷重の作用方向と同一とし、1 段に D16×4 本の異形鉄筋を高さ方向に 170mm ピッチで 9 段配置し、柱の耐力比を 4.90 に増加させた。補強後の柱のせん断耐力 V_{yd} は壁のせん断終局強度の計算値の 7 割程度とした。計測用にひずみゲージを設置した補強鉄筋は、柱コンクリートの打設前に先行配置してコンクリートを打設した。また、その他の補強鉄筋は柱コンクリート打設時にシーす管を用いて配置箇所の箱抜きを行い、コンクリート硬化後にモルタルカプセルを用いて後挿入した。補強鉄筋の挿入長さは、対面の軸方向鉄筋中心から 10mm 手前の位置までとした。補強鉄筋は柱表面から 50mm 程度にねじ切り加工して突出させておき、補強鋼板を取り付けた後にナットで固定した。補強鋼板の寸法は厚さ 16mm×幅 360mm とし、補強鋼板の幅は柱幅と一致させた。補強鋼板と上下スタブの間には鋼板の厚さ程度の隙間を設け、交番荷重中に補強鋼板が上下スタブに接しないようにした。補強鋼板の取り付けは補強鉄筋の設置後に行い、柱と補強鋼板の間には 3mm 程度の隙間を設け、エポキシ樹脂を注入して接着した。

(2) 試験体 2-2

補強鉄筋および補強鋼板の配置は試験体 2-1 と同様であるが、補強鋼板の厚さと一部の補強鉄筋の材質を変更

した。正負交番荷重試験では試験体の柱部の上下端に大きなせん断力が作用すると考えられるため、柱の上下端のせん断耐力を増加することを検討した。補強鉄筋量は試験体 2-1 と同程度としており、柱の上下端からそれぞれ 2 段の補強鉄筋を高強度の PC 鋼棒 (φ 17mm) に変更した。補強後の柱のせん断耐力 V_{yd} は壁のせん断終局強度の計算値の 2 倍程度としており、PC 鋼棒を使用した範囲の柱の耐力比は 12.76 となっている。なお、PC 鋼棒は全て柱コンクリートの打設前に先行配置し、埋込み側の鋼棒先端に定着具を配置して定着した。補強鋼板は鋼板厚を 12mm に変更し、試験体 2-1 と同様にエポキシ樹脂を注入して接着した。

(3) 試験体 2-3

補強方向を変えた場合の補強効果を確認するため、既往の知見⁴⁾をもとに、補強鋼板によるせん断補強を期待して、荷重方向の柱側面の一面から左右の柱に補強鉄筋と補強鋼板を取り付けた。補強鋼板の寸法は厚さ 9mm×幅 300mm とし、補強鉄筋は試験体 2-1 と同量を配置した。補強後の柱のせん断耐力 V_{yd} は壁のせん断終局強度と同程度とし、耐力比を 6.88 に増加させた。補強鉄筋および補強鋼板は試験体の背面側に配置し、試験体 2-1 と同様の方法で設置した。

2.2 荷重方法および計測項目

荷重装置の概要図を図-2 に示す。軸方向圧縮応力度は既設高架橋の軸力を想定⁹⁾し、柱の断面に対して 0.98N/mm² で一定とした。正負交番荷重試験の荷重サイクルの概要を図-3 に示す。荷重試験における基準水平変位 δ_y は柱部のみを考慮した場合の降伏変位の計算値 6mm とし、以降は δ_y の整数倍の変位毎に変位制御にて繰り返し漸増荷重を行った。荷重時の水平変位は上スタブ中央で計測する水平変位とした。各サイクルにおける正負の荷重繰返し回数は 16 δ_y までは 3 回荷重とし、20 δ_y 以降は 1 回荷重で試験を行った。

計測項目は水平変位および柱軸方向鉄筋・帯鉄筋のひずみ、壁縦筋・横筋のひずみとした。また、試験体 2-1 と試験体 2-2 では補強鉄筋のひずみと補強鋼板の縦方向のひずみを計測し、試験体 2-3 では補強鋼板に 3 軸のひ

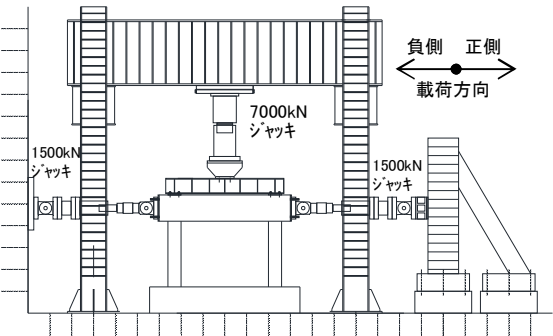
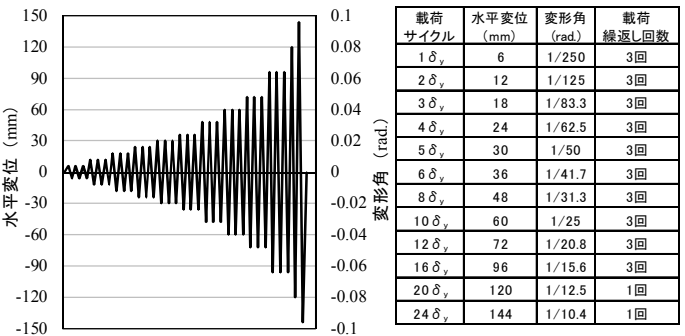
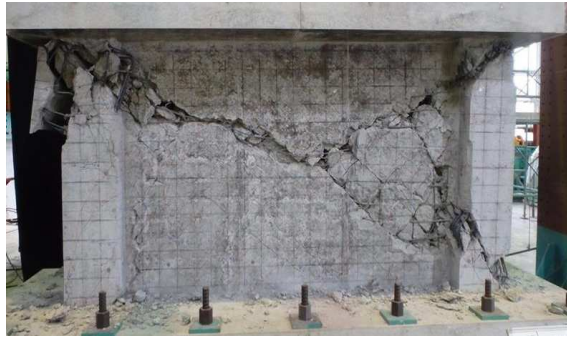
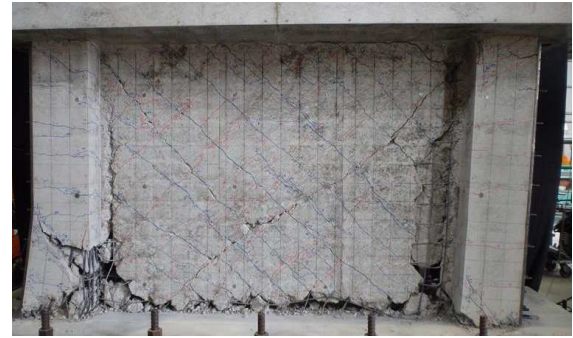


図-2 荷重装置概要図

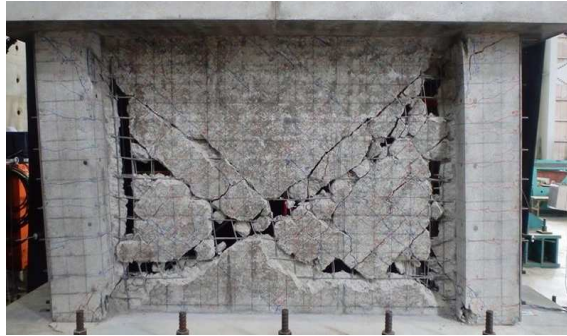




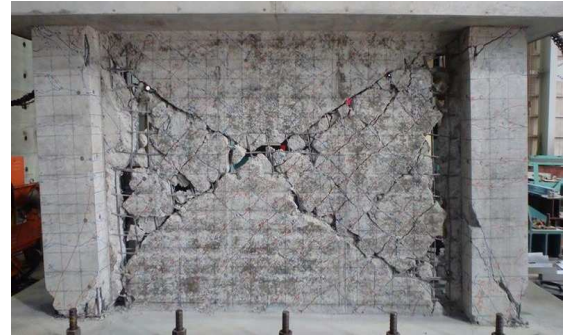
(1) 試験体 1 $6\delta_y \pm 1$ 載荷後



(2) 試験体 2-1 $10\delta_y + 1$ 載荷時



(3) 試験体 2-2 $10\delta_y \pm 1$ 載荷後



(4) 試験体 2-3 $10\delta_y \pm 1$ 載荷後

図-4 試験体の損傷状況

ずみゲージを設置した。各試験体におけるひずみゲージの設置位置は図-1に示すとおりである。

3. 実験結果

3.1 試験体の損傷状況

各試験体の損傷状況を図-4に示す。試験体 1 は $6\delta_y$ で載荷終了となったため、 $6\delta_y$ の正負 1 回載荷後の損傷状況を示し、3 体の補強試験体は $10\delta_y$ 時の損傷状況を示している。各試験体の損傷過程を下記に述べる。

(1) 試験体 1

無補強の試験体 1 は、水平変位 1mm までの正側載荷時に壁のせん断ひび割れと柱の曲げひび割れが発生した。その後は変位の増加とともに壁と柱のひび割れ本数が増加し、水平変位 4mm までの正側載荷時には壁のせん断ひび割れが左柱の上端と右柱の下端に貫通した。負側載荷の損傷過程は正側とおおむね同様であったが、壁のせん断ひび割れは右柱の上端に貫通したものの、左柱の下端に貫通していなかった。その後は $2\delta_y$ の正側載荷時に左柱の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達し、 $3\delta_y$ の載荷時には右柱下端のせん断ひび割れが大きく開口するとともに、同箇所の帯鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した。以降は壁と柱のせん断破壊部分の損傷が大きく進展したため、 $6\delta_y$ で載荷を終了した。

(2) 試験体 2-1

試験体 2-1 は、 $1\delta_y$ まで試験体 1 とおおむね同様の損傷過程であった。正側載荷では左柱下端と右柱上端に壁のせん断ひび割れが貫通し、負側載荷では左柱上端と右

柱下端に壁のせん断ひび割れが貫通した。また、 $1\delta_y$ の正側載荷時に左柱の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。 $2\delta_y$ の載荷時に右柱と壁の境界部分で縦方向にひび割れが進展し、 $4\delta_y$ の載荷時には左柱と壁および下スタブ壁の境界部分にひび割れが発生した。その後は水平変位の増加とともに境界部分の壁の損傷が進展し、壁と柱が分離して挙動するような損傷状態となった。既往の文献¹⁾と同様に、柱をせん断補強した場合には壁と柱の境界部分にスリップ破壊が発生したと考えられる。 $6\delta_y$ の正側載荷時には左柱下端の損傷が進展し、同箇所の帯鉄筋と補強鉄筋が降伏ひずみに達した。また、補強鉄筋が降伏した後には柱下端から 600mm 程度の位置で補強鋼板が曲げ変形し、同箇所付近の補強鋼板に $550\mu m$ 程度の圧縮ひずみが発生しており、補強鉄筋が降伏した後も補強鋼板が一部の荷重を負担していると考えられる。左柱下端の $6\delta_y$ および $10\delta_y$ 時点の損傷状況を図-5に示す。

(3) 試験体 2-2

補強鉄筋の一部を PC 鋼棒に変更した試験体 2-2 では、



$6\delta_y + 1$ 載荷時



$10\delta_y + 1$ 載荷時

図-5 試験体 2-1 左柱下端の損傷状況

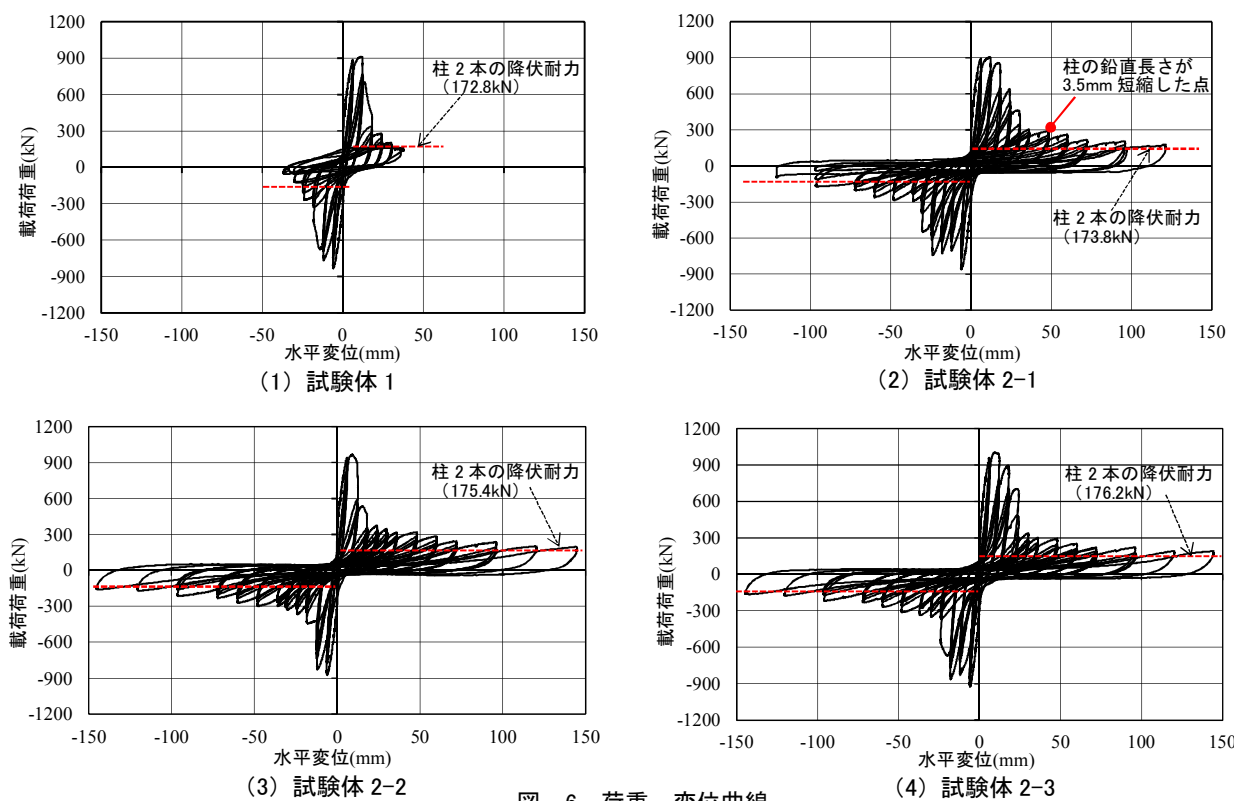


図-6 荷重－変位曲線

試験体 2-1 と同様に $1\delta_y$ の載荷時に左右の柱で上下端に壁のせん断ひび割れが貫通し、 $1\delta_y$ の正側載荷時に左柱の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。 $2\delta_y$ の載荷時には右柱と壁の境界部分で縦方向のひび割れが進展するとともに、壁の下端から 200mm 程度の位置に壁と下スタブを分離するような水平ひび割れが進展した。 $3\delta_y$ 載荷時には左柱と壁の境界部分にひび割れが発生し、その後の載荷では水平変位の増加とともに境界部分の壁の損傷が進展していった。 $8\delta_y$ まで柱の損傷はほとんど進展しなかった。 $10\delta_y$ の正側載荷時に左柱上端のせん断ひび割れが若干進展し、 $12\delta_y$ では補強鉄筋が降伏ひずみに達するとともに、付近の補強鋼板には $350\mu\text{m}$ 程度の圧縮ひずみが発生していた。しかし、その後の載荷ではせん断ひび割れは大きく開口しておらず、試験終了時にも柱はせん断破壊していなかった。 $24\delta_y$ の載荷時における補強鋼板のひずみは $1000\mu\text{m}$ 以下で、補強鋼板の変形は確認されなかった。

(4) 試験体 2-3

柱の補強方向を変更した試験体 2-3 では、 $1\delta_y$ までの損傷過程および柱の軸方向鉄筋の降伏は試験体 2-1 とほぼ同様であった。 $2\delta_y$ の載荷時には右柱と壁および左柱と壁の境界部分で縦方向のひび割れが進展し、以降の載荷で境界部分が大きく損傷したが、試験体 2-1 や 2-2 のような壁の下側での損傷は発生しなかった。柱においては、 $3\delta_y$ 正側載荷時に右柱下端から 600mm 程度の高さの範囲にせん断ひび割れが発生したが、その後の載荷ではせん断ひび割れ付近のコンクリートが剥落するような

損傷が若干進行したものの、 $24\delta_y$ の載荷時においてもせん断ひび割れはほとんど開口していなかった。同箇所の帯鉄筋ひずみは $3\delta_y$ 載荷時に $930\mu\text{m}$ まで増加したが、補強鋼板にも $300\mu\text{m}$ のせん断ひずみが発生しており、荷重の一部を負担していたと考えられる。その後は $20\delta_y$ で帯鉄筋が降伏ひずみに達したが、補強鋼板のせん断ひずみは $1000\mu\text{m}$ 程度であった。

3.2 荷重と水平変位の関係

図-6 に各試験体の荷重－変位曲線を示す。文献 5) では最大耐力点以降の耐力低下時に、水平荷重が部材の降伏荷重を維持できる最大変形点を部材の終局点としていることから、本研究でも水平荷重が降伏荷重を維持できる最大変形点までは柱が変形性能を有していると評価することとし、図中には柱 2 本分の降伏耐力の計算値を記載している。いずれの試験体も $1\delta_y$ から $2\delta_y$ の載荷時に最大荷重を示しており、最大荷重はせん断終局荷重の計算値を上回っていた。その後の載荷では水平変位の増加と共に荷重が急低下し、試験体 1 では $5\delta_y$ の負側載荷時に水平荷重が柱 2 本分の降伏荷重の計算値を下回った。一方、3 体の補強試験体では $6\delta_y$ 以降は荷重の低下が緩やかとなり、 $10\delta_y$ でも柱の降伏耐力を保持していることから、最大荷重以降にも高い変形性能を示していることが確認された。なお、試験体 2-1 は $8\delta_y$ の 1 回目の正載荷後に水平変位を 0mm まで戻した時点で左柱の鉛直長さを測定したところ、試験前に比べて 3.5mm 程度短縮しており、以降の載荷でも左柱の鉛直長さの短縮が進行したが、 $20\delta_y$ 載荷時にも軸力を保持していた。試験体 2-2

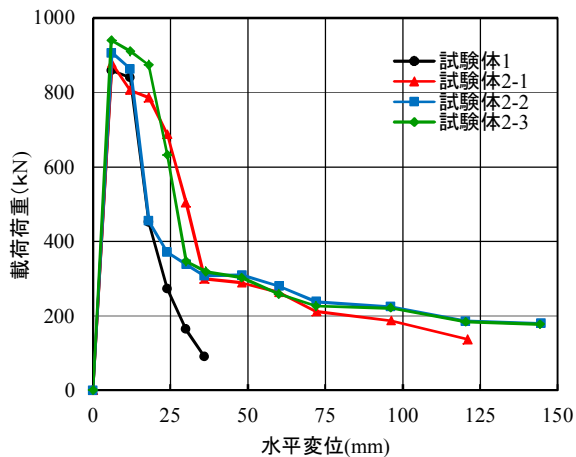


図-7 荷重の計算値と実験値

および 2-3 では試験終了まで柱の鉛直方向長さの短縮は確認されなかった。

4. 補強効果の確認

4.1 セン断終局強度の補強効果

各試験体の正負交番載荷試験における最大荷重および最大荷重をせん断終局荷重の計算値で除した値を表-3に示す。最大荷重は各試験体で1割程度の差が生じているが、いずれの試験体も最大荷重をせん断終局強度の計算値で除した値は1.3程度となっており、大きな差は生じていない。せん断終局強度の算定式にはコンクリートの圧縮強度の項が含まれており、今回使用した試験体のコンクリート圧縮強度が $15.4 \sim 20.2 \text{ N/mm}^2$ の範囲で違いがあったことから、最大荷重の差は試験体のコンクリート圧縮強度を要因としたものであると考えられる。また、最大荷重を示すまで各試験体の損傷過程に大きな違いが無く、最大荷重時の補強部材の発生ひずみが微小であったことから、今回の試験条件においては補強鉄筋と補強鋼板を用いて柱を一面から補強する方法では壁・柱を一体として評価した場合のせん断耐力を増加させる効果はほとんどないと考えられる。ただし、最大荷重以降の急激な荷重低下を防ぐという点では、いずれの試験体も補強効果があったと考えられる。

4.2 柱の補強効果

図-7に各試験体の荷重-変位の包絡線を示す。縦軸の水平荷重および横軸の水平変位はそれぞれ正負の値を平均したものである。3体の補強試験体を比較すると、最大荷重後の水平荷重の低下勾配に若干の差が生じているが、 $6\delta_y$ 時には水平荷重が300kN程度で一致している。その後の載荷においては、いずれの補強試験体も試験終了時まで急激な荷重低下は発生していないことから、今回の試験条件においては補強鉄筋と補強鋼板を用いて柱を一面から補強することによって、柱のせん断破壊を防止し、変形性能を改善できたと考えられる。

5. まとめ

耐震壁がある鉄道RCラーメン高架橋において、壁がせん断破壊した場合でも柱が脆性的に破壊することを防止することを目的として、柱を一面から補強してせん断耐力を増加する補強方法の効果を確認した。丸鋼を用いた既存の鉄道RCラーメン高架橋を模擬した試験体の正負交番載荷試験で得られた知見を以下に示す。

- (1) セン断破壊型の耐震壁において、両側の柱に対して一面から補強鉄筋と補強鋼板を用いた補強を行うことにより、最大荷重後の柱のせん断破壊を防止し、変形性能を改善することができる。
- (2) 柱を補強した場合には壁と柱の境界部分でスリップ破壊が起こり、壁と柱が分離して挙動するような損傷状態となる。
- (3) 柱の一面から補強鉄筋と補強鋼板を用いた補強方法では、試験体の最大荷重を増加させる効果はほとんどないことが確認された。

参考文献

- 1) 小室達也，広沢雅也，瀧澤正明，赤井裕史：大変形化におけるRC造袖壁付柱の耐震性能に対する帯鉄筋比や構造スリットの影響に関する実験的研究，コンクリート工学論文集，Vol.15，No.1，pp.69-80，2004.1
- 2) 遠山誉，高橋央，若松希旭，真田靖士：RC造耐震壁の側柱拘束による補強効果，構造工学論文集，Vol.58B，pp.33-40，2012.3
- 3) 小林薫，石橋忠良：RC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，土木学会論文集，No.683，V-52，pp.90-102，2001.8
- 4) 小林薫，石橋忠良：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，土木学会論文集，No.683，V-52，pp.75-89，2001.8
- 5) 国土交通省鉄道局監修，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，2004.4
- 6) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRC梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No.372，V-5，pp.167-176，1986.8
- 7) 東日本旅客鉄道株式会社：維持管理マニュアル2 補修・補強編 耐震補強設計施工マニュアル，ジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社，2015.7
- 8) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準，三栄印刷，2001.10
- 9) 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.