

## 地震により損傷した壁部材の補強後の力学的性状

平野 勝識 笹谷 輝勝

### 概 要

地下ボックスカルバートや擁壁などの壁構造物は、大規模地震に備えせん断補強が数多く実施されている。しかし、それらの構造物が未曾有の地震で大きな損傷を受けたとき、復興の動脈となるインフラ系施設は代替手段を講じることが難しく、緊急車両や復興物資の輸送を通行させるため、本復旧の前に応急復旧し供用することが予想される。前回の報告では、地下構造物をモデル化した実大規模の壁構造物の試験体を用いて、樹脂注入等で応急復旧を行なった場合の力学性状について実験検討を行ない、耐力は回復するものの剛性回復に課題があったことを示した。そこで今回は、復旧の第二段階として剛性回復と耐力向上を目的に、壁内部に束ね筋による補強筋を増設しエポキシ樹脂で定着した試験体の加力実験を行った。その結果、損傷前の初期剛性に回復し、更なる耐力向上が可能となることがわかった。

### **Experimental study of the mechanical behavior of a box culvert wall reinforced after earthquake damage**

#### **Abstract**

Many earthquake reinforcement works have been carried out on underground structures such as box culverts and retaining walls. In the aftermath of a major earthquake, however, this infrastructure will be used by emergency vehicles and for the transportation of relief goods. In the previous report, we tested full-size wall members that had been badly damaged by a huge earthquake and subjected to emergency repairs, and we showed that although the strength was higher, there was insufficient recovery of the reduced rigidity. This time, we tested similar badly damaged members into which re-bar anchoring had been inserted by resin injection. As a result, the rigidity of the members was recovered to its initial state and its strength became higher than the initial state.

キーワード： 耐震補強、エポキシ樹脂注入、  
補強筋、力学的性状、実大実験

## §1. はじめに

ボックスカルバート側壁のような壁部材に対しては、近年、大規模地震に対応してせん断補強筋を後施工するなどの耐震補強<sup>1),2)</sup>が数多くなされている。地下構造物は地震に対して有利と言われているが、未曾有の地震により大規模に被災した時には、復興の輸送手段となる交通系インフラは代替手段を講じることが難しいため、損傷したボックスカルバートを内空側から応急復旧し、安全性を確保した上で供用することが想定される。筆者らは壁部材の塑性ヒンジ領域の樹脂注入等の応急補修程度で、最大耐力を回復できることを確認してきた<sup>3)</sup>。しかし、補修だけでは初期剛性の回復には至っていない。既往の研究で柱部材の鋼板巻立て、基部拡幅<sup>4)</sup>や頂版下面補強<sup>5)</sup>による剛性回復事例があるものの、壁部材の面外正負荷重に対する剛性回復と耐力向上を意図した補強検討例は見られない。そこで、応急復旧後の補強方法について検討を行った。

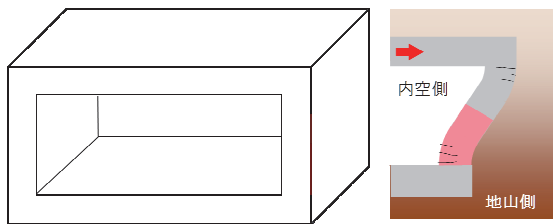


図 1 対象部位と地震時の変形イメージ

## §2. 試験体

本実験は、図 1 に示すようなボックスカルバート壁部材を対象とした試験体を計画した。対象構造物は内法スパン 8～9m、内法高さ 7～8m、壁厚 0.9m の実際のボックスカルバートの側壁の一部を切り出した形の片持ち形式の試験体とした。試験体形状および配筋詳細を図 2 に示す。また、使用材料等の試験体諸元、鉄筋の引張試験結果を表 1、表 2 に示す。試験体寸法は、壁部を幅 1,600mm、厚さ 900mm、高さ 2,250mm とした。せん断スパンは 2,000mm、有効高さ 800mm でせん断スパン比(a/d)は 2.5 である。スタブは反力床への固定と主鉄筋の定着を考慮し、幅 2,500mm、奥行き 2500mm、高さ 1,200mm とした。配筋は実構造物と同様に、主鉄筋は D32 を片側 10 本一段とした。配力鉄筋は D19 を 250mm 間隔とした。せん断補強鉄筋は主鉄筋毎に 500mm 間隔で千鳥配置とし、鉄筋鋼種はいずれも SD345 を使用した。試験体は、曲げ破壊先行で初期せん断余裕度は 1.40 である。本論文における試験体名称は、損傷なしの初期実験を No.1、補修後実験を No.1R のように R 記号の有無で表記した。なお、本研究の初期実験は

別途報告<sup>6)</sup>した主鉄筋の継手実験として計画しており、No.2、No.2R 試験体は、壁基部に機械式のねじ節鉄筋継手を有している。

壁部材の主鉄筋および配力鉄筋の端部は、構造物延長方向の連続性を考慮して、端部にねじ節鉄筋用ナットを用いて固定した。ナットは手締め後、樹脂グラウト材を注入して固定した程度で、プレストレスは与えていない。せん断補強鉄筋は、形状を実構造物に合わせて、片側を半円形フック、もう一方を直角フックとした。スタブ部の主鉄筋は、基本定着長を満足するようスタブ高さを設定した。主鉄筋端部のスタブ内への定着は、大変形領域まで加力することを考慮

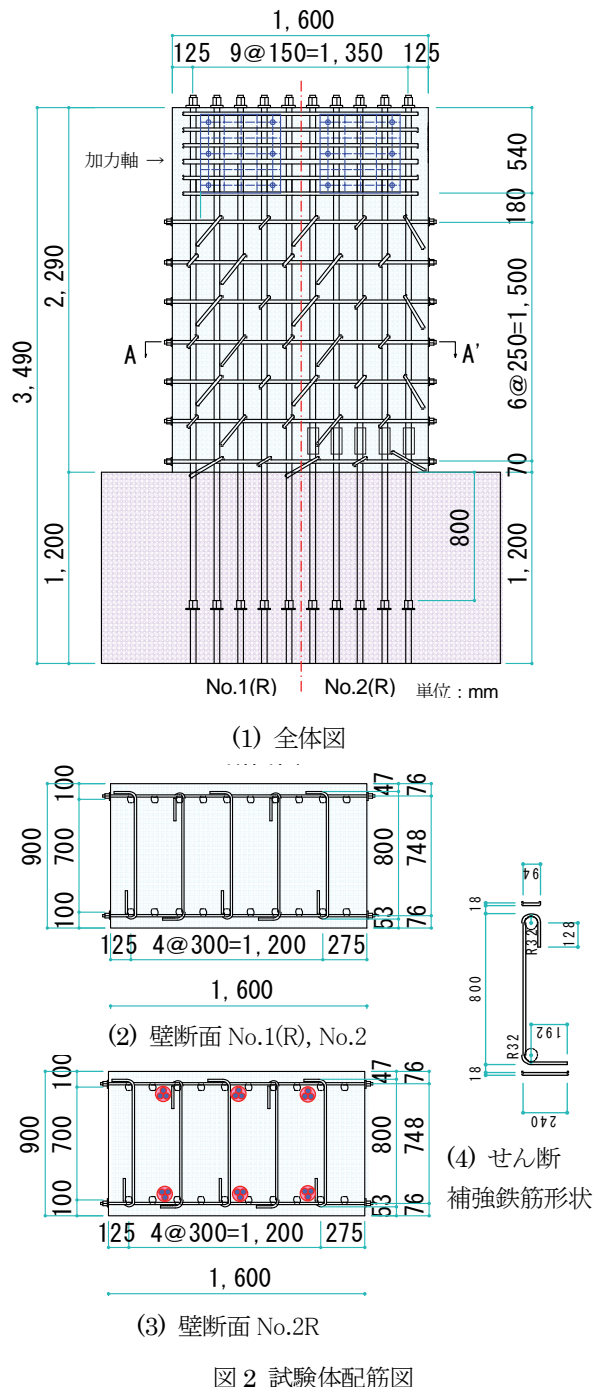


図 2 試験体配筋図

表 1 試験体諸元

試験名	主鉄筋 片側 本数	軸方向 補強筋 片側本数	引張 鉄筋比 $\rho_t$ (%)	せん断 補強鉄筋	せん断 補強 鉄筋比 $\rho_w$ (%)	配力鉄筋	コンクリート圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )		
							壁部	スタブ	断面修復
No.1	SD345 10-D32	-----	0.62	SD345 D16	初期 0.25	SD345 D19@250	26.5	27.3	-----
No.1R				後施工 8本(1D)			-----	-----	39.7
No.2				SD345 D16			27.6	-----	-----
No.2R		SD490 3× 3-D25	0.98	後施工 8本(1D)			補修後 0.40 (1D 区間)	-----	-----

表 2 鉄筋の引張試験結果

鉄筋	鋼種	鉄筋 径	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ( $\mu$ )	伸び (%)
主鉄筋 (No.1,2)	SD345	D32	391	569	202	1,935	21
補強鉄筋 (No.2R)	SD490	D25	544	740	200	2,979	17
せん断補強鉄筋	SD345	D16	366	529	200	1,835	25
配力鉄筋	SD345	D19	395	572	203	1,949	20

し、折り曲げ定着の代替として、主鉄筋にはスタブ上面より 25d (d は鉄筋径) の位置に定着具を配置した。

### § 3. 実験方法

実験手順は、まず無損傷の状態から No.1、No.2 試験体の加力を行なった。その後、No.1 試験体に対して応急復旧を念頭においた補修を施したものを No.1R 試験体、No.2 試験体に対して同様の補修に加えて剛性回復、耐力向上を目標に補強を行ったものを No.2R 試験体として、いずれも耐力低下を確認できる段階まで再加力を行った。

#### 3.1 加力方法

加力状況を写真 1 に示す。水平加力は油圧ジャッキ 2 基をサーボ制御により試験体にねじれを発生させないように同調させ、変位制御による正負交番载荷とした。また、油圧ジャッキには、ジャッキ重量をキャンセルするため、空圧の定荷重装置を設置した。加力サイクルは、ひび割れ発生時で 1 回、主鉄筋のひずみが 1,000  $\mu$  時 (鋼種 SD345 の降伏ひずみの半分程度) で 1 回繰り返し载荷を行った。その後は主鉄筋の降伏ひずみ 1935  $\mu$  に達した変位量を  $\delta_y$  と定め、1  $\delta_y \sim 4 \delta_y$  まで各 3 回繰り返し载荷を行い、5  $\delta_y$  以降は繰り返し回数を各 1 回とした。なお、すべての試験体で同じ降伏変位単位 (水平変位 10.0mm) を基準とした変位サイクルで载荷を行った。

なお、想定した実カルバートにおいて計画交通量区分

N7 の舗装厚と土かぶり 5m を想定しても、軸応力は約 0.1N/mm<sup>2</sup> と非常に低いレベルとなるため、実験では軸力を载荷していない。この想定軸力算出は、日本道路協会の「道路土工 カルバート工指針」および「舗装設計施工指針」を参考にしている。

#### 3.2 計測方法

計測項目は、荷重、壁部水平変位とした。また降伏判定のため主鉄筋および補強鉄筋のひずみを計測した。荷重の測定には、ロードセル (ひずみ変換型) を用いた。荷重および変位測定位置を図 3 に示す。水平変位の測定位置は、荷重載荷点位置 (スタブ上面より 2,000mm の高さ) および壁厚と同じ高さ (1D) の 900mm とした。



写真 1 加力装置

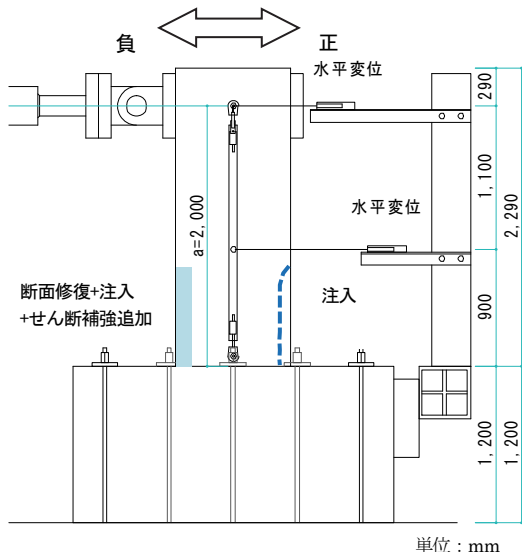
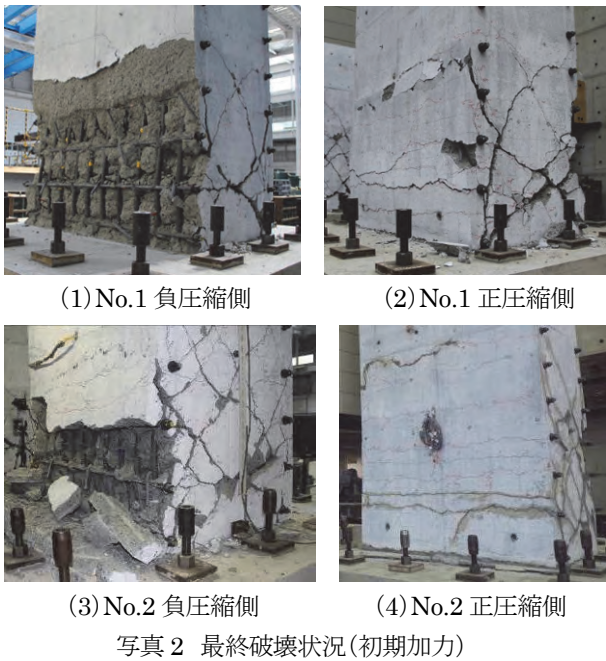


図 3 加力・測定位置



## § 4. 実験結果

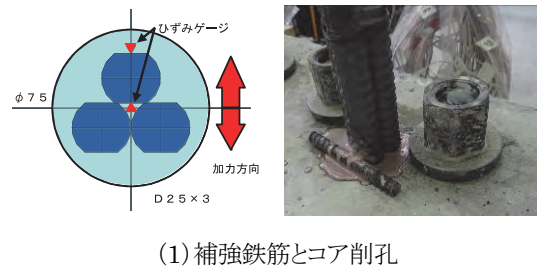
### 4.1 初期加力における破壊性状

写真 2 に No.2 の実験後の破壊状況を示す。No.1、No.2 試験体の破壊履歴はいずれも、基部の曲げひび割れ、変位 10mm で主鉄筋降伏を経て、主鉄筋の座屈、変位 60mm で負加力時に圧縮側となる壁基部のかぶりコンクリート剥落に続いて耐力低下に至る曲げ破壊であった。最終的には正側で+100mm、負側で-80~100mm までの加力を実施した。なお、正加力時に圧縮側となる壁基部のかぶりコンクリートは No.1、No.2 とも剥落しなかった。

### 4.2 補修・補強工法の検討

緊急供用のための応急復旧を念頭に補修仕様を下記(1)~(3)の三工種に設定し、初期加力後の No.1、No.2 を対象に施工した。試験体残留変位は初期加力終了時に、加力ジャッキで鉛直に自立する状態までゼロに戻した。初期加力で生じたせん断ひび割れにより壁厚が 50mm 程度増加していたが、そのままの状態ではひび割れ注入を行った。座屈した主鉄筋は、既往の研究<sup>4)</sup>に基づき修正工期や更なる損傷を与えるリスク、補修による回復効果の程度を考慮した結果、元の形状への整形を行わないこととした。

一方、補強工法は補修の三工種に加えて、壁上面から既往主鉄筋の内側にコア削孔し、補強筋をエポキシ樹脂定着する方法とした。補強筋は写真 3(1)に示すように、1 孔に対して D25 を 3 本束ねて設置した。コア削孔は図 2(3)に示したように既存のせん断補強筋位置を考慮し、壁片側 3 箇所の計 6 箇所とした。補強後の主鉄筋量は既存主鉄筋量に対して 158%である。後述する No.2 の初期加力の残留耐力が 100kN と最大時の 75%程度あり、初期状態に回復させるのに必要な補強鋼材量として設定した。束ねた補強筋内部への充填性と未充填ひび割れへの充填性を考慮して、ひび割れ注入のエポキシ樹脂を使用した。充填は壁天端の削孔と補強筋の隙間に漏斗で流し込んだ。補強は No.2 に実施し No.2R とした。



(1) 補強鉄筋とコア削孔



(2) せん断補強鉄筋の補修

写真 3 補修・補強工法

### (1) ひび割れ注入

ひび割れ注入箇所は壁基部から壁厚 900mm 程度までの高さを対象とした。加力側面の中央付近でひび割れ幅数 mm の容易に確認できる斜めひび割れでも、加力面側は



ひび割れが顕在化しておらず、ひび割れ幅 0.2mm 以下の軽微なひび割れである。ひび割れ注入は壁基部の数 mm オーダーのひび割れ幅の大きな箇所にも削孔し、エポキシ樹脂を注入した。注入数量は 80リットル程度となった。使用した注入材の力学性状を図 4 に示す。図には比較のため断面修復コンクリートの特性も示した。注入材の圧縮強度は 47.2N/mm<sup>2</sup>、引張強度は 20.6N/mm<sup>2</sup>であり圧縮強度に対する引張強度の比は 44%であった。

(2)せん断補強筋修復

壁の主鉄筋の座屈を拘束していたせん断補強筋は初期加力終了までに降伏し、かぶりコンクリートが剥落した側の 90 度フックは開いていた。そのため、90 度フックを加熱伸展し、ねじ締着用定の着具を設置した(写真 3(2))。一方、かぶりコンクリートが剥落していない側は、90 度フックが開き拘束力の低下が予想された。そのため、壁基部 900mm の高さまでの領域の 180 度フック近傍に壁片側からφ50mm の削孔を行い、端部に定着具を設置した SD345、D16 のせん断補強筋を8本設置し無収縮モルタル充填を行い、損傷補強筋の代替とした。

(3)断面修復

断面修復はかぶりコンクリートが剥落した側のみ実施した。初期加力で剥落したかぶりコンクリートを撤去し、型枠を設置しコンクリートを打設した。コンクリートは呼び強度 24N/mm<sup>2</sup> の早強コンクリートとした。試験時の圧縮強度は 39.7N/mm<sup>2</sup> であり、壁本体のコンクリート強度より 4～5 割程度高い強度となっている。

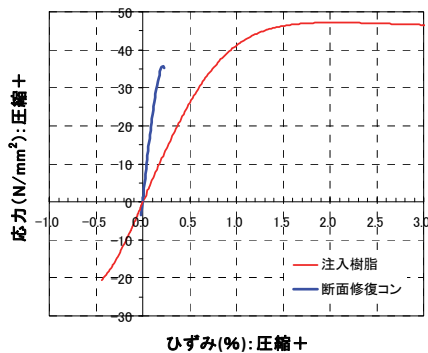


図 4 断面修復コンクリートと注入材の強度特性

4.3 再加力実験における破壊性状

写真 4 に補修、補強後の再加力後の試験体の状況を示す。No.1R は、 $-8\delta_y$ (-80mm)でかぶりコンクリートの剥落とともに耐力低下を示した<sup>3)</sup>が、補強試験体である No.2R も負側の耐力低下は、 $-12\delta_y$ (-120mm)以降の断面修復コンクリートの剥落と同時に起こった。かぶりコンクリートが注入材で接着された側が圧縮縁となる正側加力においては、最

終的には実験装置の制約から加力を終了した $\pm 16\delta_y$ ( $\pm 160$ mm)の大変形においても No.1R、No.2R ともに急激な耐力低下に至らなかった。この正側の高い靱性の要因は、注入材によるかぶりコンクリートの剥離抑制効果と推察される。

4.4 耐力および変形性能の比較

実験結果一覧を表 3 に示す。また、図 5 に No.1、No.1R の、図 6 に No.2、No.2R の荷重変位履歴曲線を示す。表 3 には No.1 の主鉄筋降伏変位である水平変位 10mm 時の荷重を示しているが、No.1R の荷重は、損傷による剛性低下から No.1 の 54～62%となった。これは、ひび割れ注入補修が壁下部の 1D 区間に限定されたためと思われる。一方、No.1R の最大荷重は No.1 の 1.14～1.18 倍となった。これは、補修による壁基部断面の若干の増加のみならず壁基部 1D 区間の注入により剛域が変化し、ひび割れ注入が十分でない壁上方へ塑性ヒンジが移動し、実質シアスパンが減少したためと考えられる。これらは加力点と高さ 900mm の水平変位で確認している。No.2R は No.2 と比較して、水平変位 10mm 時荷重は 0.94～1.13 倍、最大耐力は 1.37～1.48 倍となった。健全な試験体に鉄筋追加の補強をしたと仮定した計算値は、補強後/補強前 = 1929kN/1095kN であり 1.76 倍であった。No.2R は元の主鉄筋が座屈した状態である再加力実験であることを考慮すると、一定の補強効果があったと考えられる。



(1)No.1R 負圧縮側

(2)No.1R 正圧縮側



(3)No.2R 負圧縮側

(4)No.2R 正圧縮側

写真 4 最終破壊状況(補修・補強後加力)

表 3 実験結果一覧

表 3 実験結果一覧

実験名	加力方向	10mm 変位時荷重	主鉄筋降伏ひずみ到達時		最大荷重時	
		$P'_y$ (kN)	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$P_{max}$ (kN)	$\delta_{max}$ (mm)
No.1	正	1160	1160	10.0	1,290	17.2
	負	-1147	-1062	-8.6	-1,266	-48.9
No.1R	正	722	----	----	1,521	29.7
	No.1 比	0.62	----	----	1.18	1.73
	負	-625	----	----	-1,437	-69.4
	No.1 比	0.54	----	----	1.14	1.42
No.2	正	1137	1137	10.0	1318	78.4
	負	-1097	-988	-8.4	-1337	-69.8
No.2R	正	1073	----	----	1807	59.9
	No.2 比	0.94	----	----	1.37	0.76
	負	-1239	----	----	-1981	-29.8
	No.2 比	1.13	----	----	1.48	0.43

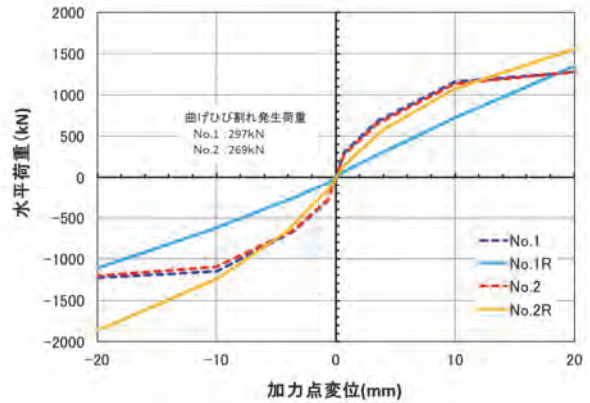


図 7 荷重変位の初期包絡線

主鉄筋降伏前後の変位領域となる。初期試験体と比較して補修試験体の No.1R の剛性は回復していないが、補強鋼材を設置した No.2R では、ほぼ元の剛性に回復できており、No.2R の充填材や補強鉄筋が剛性回復に寄与したものと考えられる。

#### 4.6 主鉄筋および補強鉄筋のひずみ

主鉄筋ひずみの分布の例として、正側載荷時+1  $\delta_y$  ~ +8  $\delta_y$  のひずみ分布を示す。図 8 は No.2 の主鉄筋のひずみ分布、図 9 は No.2R の補強鉄筋のひずみ分布である。ひずみ値は鉄筋を挟む 1 箇所 2 枚貼付したひずみゲージの値を平均して示している。

初期載荷試験体である No.2 は+2  $\delta_y$ 以降、壁基部近傍のひずみが降伏ひずみを越え増大している。一方、補強試験体の No.2R の補強筋は、+1  $\delta_y$ では No.2 の主鉄筋と同様に最大でも 1000  $\mu$  程度のひずみを示すが、+2  $\delta_y$  ~ +8  $\delta_y$  で降伏ひずみに達することはなかった。補強筋は+1  $\delta_y$  程度まで既存鉄筋の代替として機能し、+2  $\delta_y$ 以降の変位で座屈した既存主鉄筋が再び引張力を負担し、補強筋と既存主鉄筋が協働するものと考えられる。

#### §5. 補修領域の損傷状況確認

実験後、試験体をワイヤーソーで切断し、補修領域の損傷状況を確認した。写真 5 に補強試験体 No.2R の壁部の補強鉄筋位置切断面を、写真 6 にスタブの切断面を示す。No.1R でひび割れ注入の対象としなかった基部 1D 区間より上部の区間のひび割れにも、補強筋定着のための注入材が廻りこみ充填されていることが確認できる。また、負加力時に圧縮側となる断面修復した側は、断面修復コンクリートが剥落し、補強鉄筋は基部で座屈した。一方、正加力時に圧縮側となるかぶりコンクリートを樹脂注入で接着した側

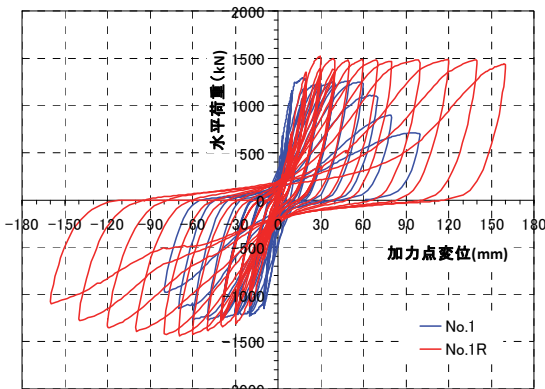


図 5 No.1、No.1R 荷重変位履歴曲線

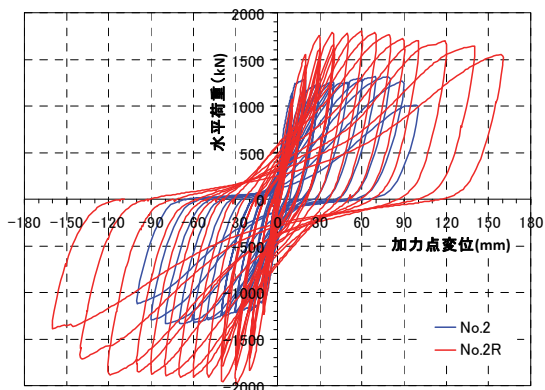


図 6 No.2、No.2R 荷重変位履歴曲線

#### 4.5 初期剛性の回復

図 7 に荷重変位包絡線の加力点変位 ±20mm の範囲を示す。これは初期試験体における曲げひび割れ発生から



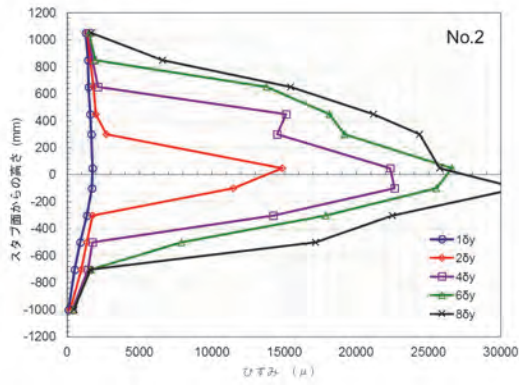


図 8 No.2 主鉄筋ひずみ分布

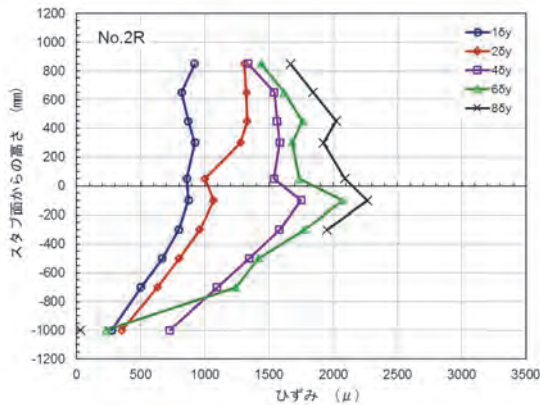


図 9 No.2R 補強筋ひずみ分布

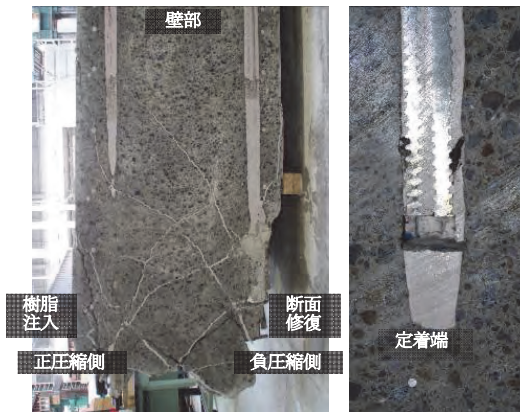


写真 5 壁基部および補強筋定着端の切断面



写真 6 スタブ切断面

は補強鉄筋の座屈が抑制されていたことが確認できる。スタブの切断面では補強筋定着端の抜け出しが確認された。スタブ削孔内面とエポキシ樹脂との界面や、補強鉄筋表面とエポキシ樹脂の界面いずれにも明瞭な剥離やすべり線は目視レベルでは確認できなかったが、写真 6 に示すスタブの補強筋周辺に生じたコーン破壊線からも、補強筋の抜け出しは加力にともなう逐次破壊であり、ある変位段階でスタブから抜け出したものと推察される。一方、壁上部の定着に関しては、補強筋上端に設置した変位計により加力中に補強筋の抜け出しは計測されなかった。

## §6. まとめ

RC 壁部材を模擬した実大規模の試験体に対して正負交番荷重を行い、簡易補修に加えて補強を実施し再加力した結果、以下の結論を得た。

- (1) 剥離したかぶりコンクリートをそのままエポキシ樹脂注入で接着する補修方法により、再加力の大変形領域において、かぶりコンクリート剥落に起因する急激な耐力低下は見られなかった。
- (2) コンクリートによる断面修復は大変形領域で剥落し、主鉄筋や補強鋼材の座屈と同時に荷重低下を生じた。
- (3) 壁上部から鉛直方向に削孔した孔に補強筋を設置しエポキシ樹脂で定着した結果、剛性は初期状態まで回復し、最大耐力は 1.37～1.48 倍となった。また補強筋のひずみから  $1\delta_y$  までの剛性寄与が伺える。
- (4) 補強筋として束ね筋を使用しても、注入材の充填不良は見られなかった。また、補強筋近傍の未充填ひび割れにも注入材が充填される副次的な効果も確認された。
- (5) スタブの切断面観察から補強筋周辺のコーン破壊線が確認された。また補強筋の定着端には、抜け出しを生じた痕跡が認められた。

謝 辞 埼玉大学 牧剛史准教授には技術指導を、また、東京鉄鋼土木株式会社の関係各位には、健全試験体データと試験体の提供をいただきました。ここに感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 山村賢輔、清宮理：開削トンネル擁壁部の地震時挙動とせん断補強方法、土木学会第 57 回年次学術講演会、V-304、pp.607-608、2002.9
- 2) 小林靖典、小林亮、清宮理：異形鉄筋の埋込みによるあと施

工せん断補強効果に関するはり載荷重実験、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No. 2、pp.1549-1554、2002

- 3) 平野勝識、笹谷輝勝、牧剛史、後藤隆臣：地震により損傷した壁部材の補修後の力学性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.37、No.2、pp.1249-1254、2015
- 4) 仁平達也、渡邊忠朋、谷村幸裕、岡本大：地震による損傷と修復を繰り返した RC 部材の性能に関する一考察、土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)、Vol. 68、No. 2、pp.121-132、2012
- 5) 高山博文、新山純一、三島徹也、鈴木顕彰、渡邊忠朋：あと施工アンカーによる鋼板補強工法の補強効果に関する実験的研究、土木学会論文集、No.592/V-39、1-11、pp.121-132、1998
- 6) 小倉貴裕、後藤隆臣、平野勝識、島弘：機械式継手を塑性ヒンジ部内に同列配置した実大壁部材の力学的性状について、コンクリート工学年次論文集、Vol.37、No.2、pp.529-534、2015
- 7) 平野勝識、笹谷輝勝、牧剛史、後藤隆臣：地震により損傷した壁部材の補強後の力学性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.38、No.2、pp.1435-1440、2016



平野 勝識

### ひとこと

樹脂は、震災以降の補修材としての需要増加で、粘性のバリエーションが増えて使い易くなりました。上手く使えば、適材適所の用途拡大が期待できると思います。