論文 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

平野 勝識*1・笹谷 輝勝*2・牧 剛史*3・後藤 隆臣*4

要旨:壁部材を対象として,地震時に大きな損傷を受けた後の補修,補強方法に関して実大規模の試験体に よる実験的な検討を行った。復旧の第一段階として応急復旧を想定し,樹脂注入等の簡易補修を行うことで, 耐力は回復するものの剛性回復に課題があったことは既報で示したとおりである。そこで復旧の第二段階と 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。 キーワード:補修,補強,エポキシ樹脂注入,力学的性状,実大壁試験体

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^{1),2)}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 3。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 4や頂版下面 補強 5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。

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

*1 株式会社フジタ 技術センター土木研究部次長 工修 (正会員) *2 株式会社フジタ 技術センター副所長 工修 (正会員) *3 埼玉大学 工学部建設工学科准教授 博士(工学) (正会員) *4 東京鉄鋼株式会社 開発部製品開発課 (正会員)

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のした主 鉄筋の継手実験として計画しており,No2, 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。



図-1 対象部位と地震時の変形イメージ

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。

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 p _t (%)	せん断 補強鉄筋	せん断 補強 鉄筋比 p _w (%)	配力鉄筋	コンクリート圧縮強度(N/mm ²)		
							壁部	スタブ	断面修復
No.1	SD345 10-D32		0.62	SD345 D16	初期 0.25 補修後 0.40 (1D 区間)	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)					35.8

表-1 試験体諸元



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載荷とした。 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 μ 時(鋼 種 SD345の降伏ひずみの半分程度)で1回繰り返し載荷 を行った。その後は主鉄筋の降伏ひずみ1935 μ に達した 変位量を δ_y と定め、1 δ_y ~4 δ_y まで各3回繰り返し載荷を 行い、5 δ_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載荷を行った。

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/mm²と非常に低いレベルとなるため、実験では軸力 を載荷していない。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-4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

鉄筋	鋼種	鉄筋径	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm²)	弹性係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (µ)	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

表-2 鉄筋の引張試験結果



図-4 加力・測定位置



(1) No.1 負圧縮側





(4) No.2 正圧縮側

(3) No.2 負圧縮側 写真-2 最終破壊状況(初期加力)

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 3 工種に設定し, 初期加力後の No.1, No.2 を対象に施工した。試験体は、初期加力終了後に荷 重ゼロ、残留変位ゼロの状態に調整した。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、そのままの状態でひび割れ注入を行った。座屈し た主鉄筋は,既往の研究 %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3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) 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-5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/mm², 引張強度は 20.6N/mm²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、ねじ節定着用の定着具を設置した(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 \$ 50mm 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/mm²の早強コンクリートとした。試験時の 圧縮強度は 39.7N/mm²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。



(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



図-5 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, -8δ_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³⁾が,補強試験体である No.2R も負側の耐力低下は, -12δ_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±16δ_y(±160mm)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 靭性の要因は,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-6 に No.1, No.1R の, 図-7 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。



写真-4 最終破壊状況(補修・補強後加力)







1 1/100rad.

↑ 4/100rad.

8/100rad.↑

– No.2 – No.2R

1_

4.6 初期剛性の回復

図-8 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。







図-10 No.2R 補強筋ひずみ分布

4.7 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 δ_y ~+8 δ_y のひずみ分布を示す。図-9 は No.2 の主鉄筋のひず み分布,図-10 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 δ_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 δ_y では No.2 の主鉄筋と 同様に最大でも 1000 μ 程度のひずみを示すが, +2 δ_y ~ +8 δ_y で降伏ひずみに達することはなかった。補強筋は +1 δ_y 程度まで既存鉄筋の代替として機能し、 +2 δ_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-6**に補強試験体 No.2R の壁 部の補強鉄筋位置切断面を,**写真-7**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,正加力で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 -7 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。



写真-6 壁基部および補強筋定着端の切断面



写真-7 スタブ切断面

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 交番載荷を行い,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1δ,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。

参考文献

- 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
- 前田敏也,吉武謙二,西村晋一:T型のプレートを 用いた壁やスラブのせん断補強工法の開発,コンク リート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1081-1086, 2011
- 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.1-11, 2012
- 高山博文,新山純一,三島徹也,鈴木顕彰,渡邊忠 用: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
- 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