

地震により損傷した壁部材の応急復旧後の力学的性状

株式会社フジタ 正会員 ○平野 勝識
 株式会社フジタ 正会員 笹谷 輝勝
 東京鉄鋼株式会社 正会員 後藤 隆臣
 埼玉大学 正会員 牧 剛史

1. はじめに

近年、大規模地震に対応し土木構造物の耐震補強が実施されている。ボックスカルバートのような壁構造物に対しては、せん断補強筋を後施工するなどの耐震補強¹⁾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されているが、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く、ボックスカルバート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。そこで、大規模地震で被災した地下壁構造物を対象に、応急復旧が局所的に実施された場合における構造性能を検討するために、実大規模の試験体による実験を行なった。

2. 実験概要

本実験では図-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 規模を想定し、試験体の形状は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。試験体は壁部は幅 1,600mm、厚さ 900mm、高さ 2,250mm、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。配筋は実構造物を参考に、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 D16 を主鉄筋毎に 500mm 間隔で千鳥配置とした。鉄筋鋼種はいずれも SD345 を使用した。

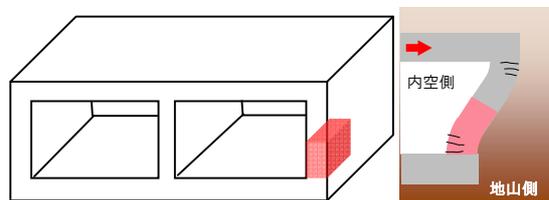


図-1 対象部位と地震時の変形イメージ

3. 試験体補修と実験方法

実験は、損傷なしの初期実験として No.1 を加力し、エポキシ樹脂によるひび割れ注入、断面修復、せん断補強筋の修復を行なった補修後実験を No.1R として実施した。試験体の補修は、応急復旧では壁内空側からに限定されると仮定し、壁基部の高さ 1m までのかぶりコンクリート剥落箇所のみ行なった。ひび割れ注入は、ひび割れ幅の大きな箇所のみ実施した。せん断補強筋は加力で開いた 90 度フックには定着プレートを溶接し、180 度フックの箇所には、コア削孔によりせん断補強筋を設置した。断面修復は内空側のみとし、躯体コンクリートの圧縮強度が 26.5N/mm² に対して、断面修復箇所は 39.7N/mm² である。

水平加力は 2 本の油圧ジャッキにより変位制御により 10mm 単位で繰り返し载荷を行なった。軸力载荷は想定土かぶり 5m で約 0.1N/mm² と低いため省略した。

4. 実験結果

写真-1 に各試験体の実験後状況を示す。また、図-3 に荷重変位履歴曲線を示す。No.1 試験体の破壊履歴は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

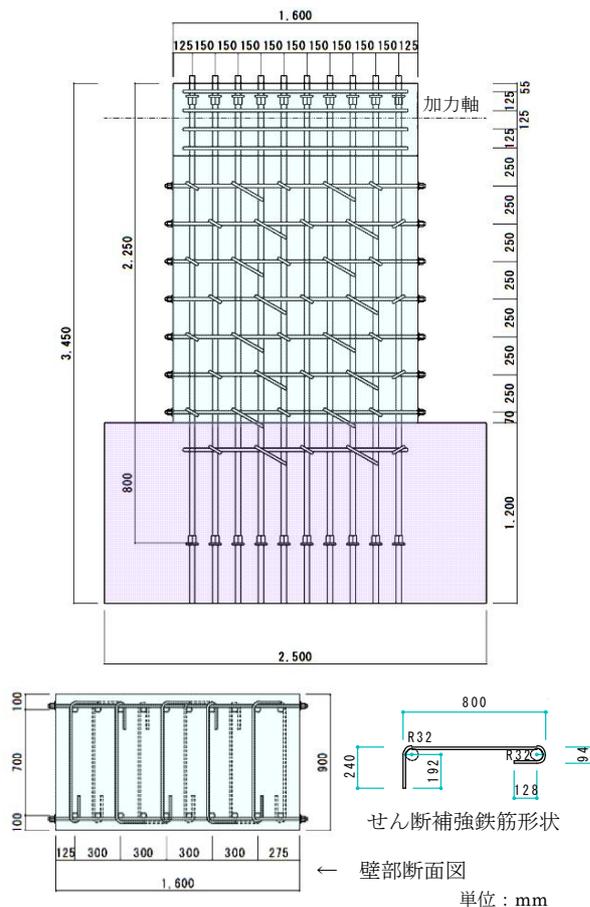


図-2 試験体配筋図

キーワード：応急復旧，エポキシ樹脂注入，断面修復，力学的性状，実大試験体

株式会社フジタ 〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1 TEL. 046-250-7095 FAX. 046-250-7139

でかぶりコンクリート剥落とともに耐力低下に至った。最終的には正側で+100mm, 負側で-80mm までの加力を実施した。全体挙動は曲げ降伏後の主鉄筋座屈をともなう圧縮破壊である。一方, 補修試験体 No.1R は, 断面修復コンクリートの曲げひび割れ発生後は, 基部 1D 区間より上部に発生していたひび割れ未注入の斜めひび割れが開口し, その後-8 δ_y (-80mm)で断面修復コンクリートの剥落断面修復部の剥落とともに耐力低下を示した。かぶり剥落により補修せん断補強筋が露出したが, 荷重低下が緩やかであることから, 内部コンクリートを拘束する効果は保持されていると推察される。No.1R 試験体の断面修復した壁内空側は修復コンクリートが全面的に剥落したが, 壁外側はかぶりコンクリートは剥落しなかった。

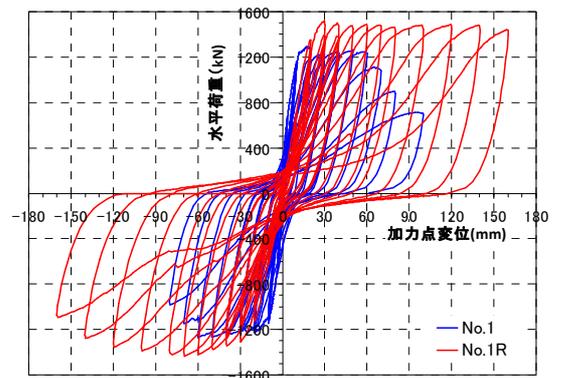


図-3 荷重変位履歴曲線

表-1 に試験結果一覧を示す。表には No.1 試験体の主鉄筋降伏変位である水平変位 10mm 時の荷重を示したが, No.1R 試験体の荷重は, 損傷により初期剛性が低くなることから No.1 試験体比で 0.54~0.62 となった。これは, ひび割れ注入補修を壁下部の高さ 1m の区間に限定しているためと思われる。これに対して, 最大荷重は No.1R 試験体は No.1 試験体の 1.14~1.18 となった。これは, 補修により壁基部断面が若干増加していることもあるものの, 壁基部を限定補修することでひび割れ注入が到達してい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ことも一因であると考えられる。

5. まとめ

- 1) 大変形領域まで加力した試験体に断面修復, ひび割れ注入, せん断補強筋修復・追加等の補修を行った結果, 壁基部壁厚高さまでの区間の補修でも十分な耐力回復が可能であった。
- 2) 壁基部高さ 1m までの補修では初期剛性は回復できなかった。剛性回復には内空側表面のひび割れにとらわれない壁内部の損傷把握のための調査方法やひび割れ注入方法, 他の補強方法が検討課題となると考えられる。
- 3) かぶりコンクリートを残置した状態でエポキシ樹脂注入で接着する補修方法は有効であり, 再加力の大変形領域においても, かぶりコンクリート剥落とともに耐力低下がなく, 安定的な主鉄筋座屈拘束効果を発揮した。

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) 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



(1)No.1 壁内空側 (2)No.1 壁外側 (3)No.1R 壁内空側 (4)No.1R 壁外側

写真-1 最終破壊状況

表-1 試験結果一覧

| 試験体名 | 加力方向 | 曲げひび割れ発生時 | | 水平変位 10mm 時 荷重 | 主鉄筋降伏ひずみ到達時 | | 最大荷重時 | |
|-------|--------|----------------------|--------------------|----------------|---------------------|-----------------|-----------------------|---------------------|
| | | P _{cr} (kN) | δ_{cr} (mm) | | P _y (kN) | δ_y (mm) | P _{max} (kN) | δ_{max} (mm) |
| No.1 | 正 | 297 | 0.7 | 1160 | 1160 | 10.0 | 1,290 | 17.2 |
| | 負 | -297 | -0.7 | -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 |