

地震により損傷した壁部材の応急復旧後の力学的性状

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。一方、地下構造物は高架橋等の地上構造物に比べ、構造物外部からのアクセスが困難であることなど、厳しい施工制約が予想される。そこで、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、一定の施工制約を想定し、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、実験的に検討を行なった。その結果、主筋の座屈をとまなう損傷部に対して部分的にエポキシ樹脂注入等の補修を行なった場合でも、耐力回復が可能であり、一般的な補修方法の剥落したかぶりコンクリートを撤去し新たなコンクリートに置き換え打設するよりも、剥落したかぶりコンクリートを残置した状態でエポキシ樹脂をひび割れ部に充填し、鉄筋との付着を回復させた方が耐力、靱性ともに有効であることがわかった。

Experimental study into the mechanical behavior of a reinforced concrete wall repaired after being damaged by earthquakes

Abstract

Many earthquake reinforcement works have been carried out on underground structures such as box culverts and retaining walls. But in the aftermath of a major earthquake, this infrastructure will be used by emergency traffic and for transport of relief goods. However underground structures are more difficult to approach from outside than other structures due to limitations in repair works and time. We tested full size wall members that were badly damaged by huge earthquake and subjected to emergency repairs. As a result, the method to inject epoxy resin to limited parts was more effective for strength and ductility recovery than replacing the covering concrete for the damaged section with the buckling main bar.

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、実大実験

§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⁾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。

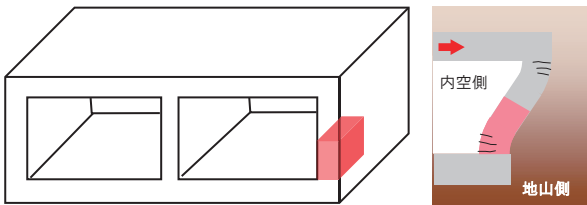


図 1 対象部位と地震時の変形イメージ

§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 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。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、壁部は幅 1,600mm、高さ 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 2,500mm、高さ 1,200mm とした。配筋は実物件を参考に、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。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 として示した。

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、端部に定着プレートを用いて固定した。定着プレートは、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) の位置に定着プレートを配置した。

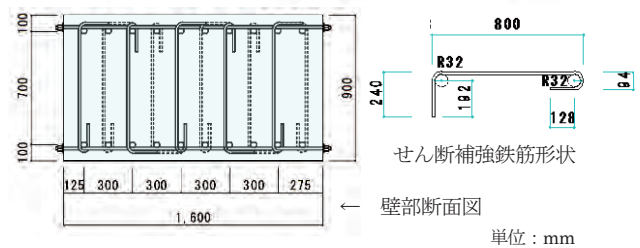
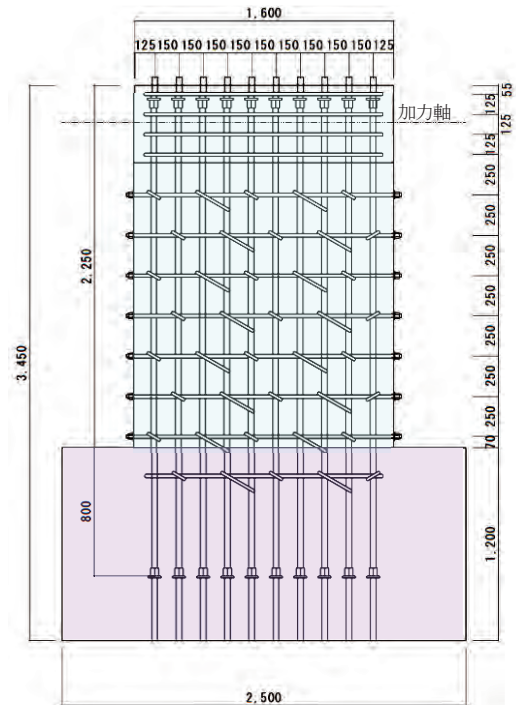


図 2 試験体配筋図

§3. 実験方法

実験手順は、まず無損傷の状態から地震により被災した実験として No.1 試験体の加力を行なった。その後、破壊状況に応じて施工上の制約を前提とした補修を行い、補修を行なった後の実験を No.1R 試験体として加力を行なった。いずれも耐力低下を確認できるまでの段階を目標として加力を行なった。

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

表1 試験体諸元

| 主鉄筋 | | せん断補強鉄筋 | | 配力鉄筋 | 実験時のコンクリート圧縮強度 (N/mm ²) | | | せん断スパン比 a/d |
|-----------------|-----------------|--------------|--------------------|------------------|-------------------------------------|------|------|-------------|
| 鋼種 本数-径 | 引張鉄筋比 p_t (%) | 鋼種 径 | せん断補強鉄筋比 p_w (%) | 鋼種 径@間隔 | 壁部 | スタブ | 断面修復 | |
| SD345 10-D32 | 0.62 | SD345 D16 | 0.25 | SD345 D19@250 | 26.5 | 27.6 | 39.7 | 2.5 |

表2 鉄筋の引張試験結果

| 鉄筋 | 鋼種 | 鉄筋径 | 降伏点 (N/mm ²) | 引張強さ (N/mm ²) | 弾性係数 (kN/mm ²) | 降伏ひずみ (μ) | 伸び (%) |
|---------|-------|-----|--------------------------|---------------------------|----------------------------|-----------------|--------|
| 主鉄筋 | SD345 | D32 | 379 | 569 | 197 | 2,062 | 21 |
| せん断補強鉄筋 | SD345 | D16 | 387 | 572 | 202 | 2,100 | 25 |
| 配力鉄筋 | SD345 | D19 | 366 | 529 | 202 | 1,904 | 20 |



写真1 加力装置

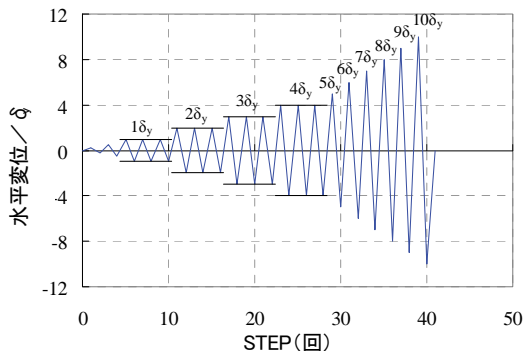


図3 加力サイクル

るため、空圧の定荷重装置を設置した。

加力サイクルは、図3に示すように、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回繰り返し荷重を行った。その後は主鉄筋の降伏ひずみ2,062 μ に達した変位量を δ_y と定め、 $\delta_y \sim 4\delta_y$ まで3回繰り返し荷重を行い、 $5\delta_y$ 以降は各繰り返し回数を1回とした。なお、No.1R試験体もNo.1試験体と同じ降伏変位単位(水平変位10.0mm)を基準とした変位サイクルで荷重を行った。なお、軸力は計画交通量区分がN7の舗装厚と土かぶり5mを想定しても、約0.1N/mm²と非常に低いレベルとなるため荷重を省略している。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。

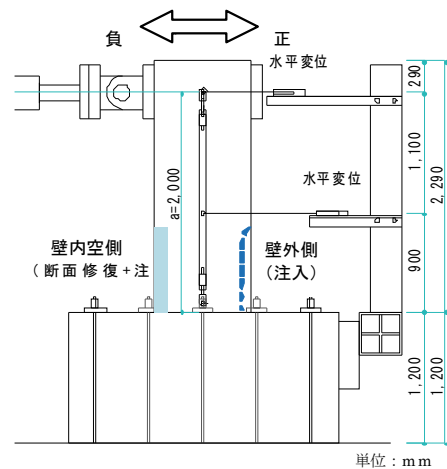


図4 加力・測定位置

3.2 計測方法

計測項目は、荷重、壁部水平変位とした。No.1 試験体は主鉄筋の降伏判定のため主鉄筋ひずみを計測した。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。

§ 4. 実験結果

4.1 初期加力における破壊性状

写真 2 に No.1 の実験後の破壊状況を示す。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 でかぶりコンクリート剥落に続いて耐力低下に至った。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伴う圧縮破壊である。

4.2 補修方法の検討

補修はボックスカルバート内空側からのみ施工可能であるとの制約を仮定し、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 工種に設定した。補修では、座屈した主鉄筋や、せん断ひび割れによる壁厚増加は修正せずにそのままの状態での補修を行った。初期加力と断面修復で増加した壁厚は 50mm 程度である。試験体残留変位は油圧ジャッキで強制的にゼロに戻した。座屈した主鉄筋は既往の研究³⁾から精度の高い修正が困難であり、修正により更なる損傷を与えるリスクを考慮し修正していない。

(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（1D 区間）までの高さを対象とした。これは、地震被災後の内空側からの目視検査では、壁の中部領域はひび割れ幅が小さいため、補修対象とならないと判断した。側面か

ら容易に確認できる斜めひび割れは、内空側からは軽微なひび割れとして確認できるレベルであった。ひび割れ注入は実施工でも内空側からの削孔注入で充填可能と思われる基部のひび割れ幅の大きな箇所に削孔し、壁両面から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。

(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 No.1 加力終了までに降伏し、90 度フック側は曲げ戻されていた。そのため、戻された 90 度フックを切断し、ねじ節定着用のプレート金物を設置した。一方、地山側はせん断補強筋が 90 度フックの場合、抜け出しで補強効果の低下が予想された。そのため、かぶりコンクリートが剥落した領域の 8 本のせん断補強筋の内空側 180 度フック近傍に $\phi 50\text{mm}$ の削孔を行い、端部に定着金物を設置した SD345、D16 のせん断補強筋を設置し、せん断補強量の回復を図った（写真 3 (1)）。

(3) 断面修復

断面修復は応急復旧で施工可能と考えられる内空側から実施した。No.1 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（写真 3 (2)）。コンクリートは呼び強度 24N/mm^2 の早強コンクリートとした。試験時の圧縮強度は 39.7N/mm^2 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) せん断補強筋の修復



(1) 壁内空側

(2) 壁外側

写真 2 最終破壊状況 (No.1 試験体)



(2) 内空側の断面修復

写真 3 試験体の補修

4.3 再加力実験における破壊性状

写真4にNo.1R試験体の実験後の状況を示す。No.1R試験体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、試験体中間部で変形量の大部分を占める状態が続く。その後、 $-8\delta_y$ (-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の定着金具が露出したが、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。写真4(1)の壁側面からも補修によって損傷領域が壁基部から壁中間部へ移動していることがわかる。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、壁外側は注入樹脂によりかぶりコンクリート剥落などの損傷は認められなかった。

4.4 耐力および変形性能の比較

試験結果一覧を表3に示す。また、図5にNo.1試験体の荷重変位履歴を、図6にNo.1R試験体の荷重変位の履歴曲線を示す。図7にNo.1試験体とNo.1R試験体の荷重変位包絡線を示す。

表3にはNo.1試験体の主鉄筋降伏変位である水平変

位10mm時の荷重を示しているが、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試験体の54~62%となった。これは、ひび割れ注入補修を壁下部の1D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ためと考えられる。

図7の包絡線でも明らかのように、No.1試験体は正負ともに $\pm 7\delta_y$ ($\pm 70\text{mm}$)でかぶりコンクリートの剥落とともに荷重低下をお越し、以降主鉄筋の座屈が発生し、 $\pm 10\delta_y$ ($\pm 100\text{mm}$)で実験を終了した。それに対してNo.1R試験体は、負側は $-8\delta_y$ (-80mm)で断面修復コンクリートの剥落とともに緩やかに荷重低下するものの、正側は大変形領域でも耐力を維持し最終的には実験装置の制約から $\pm 16\delta_y$ ($\pm 160\text{mm}$)で加力を終了した。この高い靱性能の要因としては、正側で圧縮縁となる側は、健全なNo.1試験体実験で剥離したかぶりコンクリートを樹脂注入で接着した側であり、高い圧縮力を受けてもかぶりコンクリートが剥離に至らなかったことが原因であると考えられる。図8に試験体の鉛直変位と加力点変位

表3 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) | 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 |



(1) 壁側面



(2) 壁内空側



(3) 壁外側

写真4 最終破壊状況(No.1R試験体)

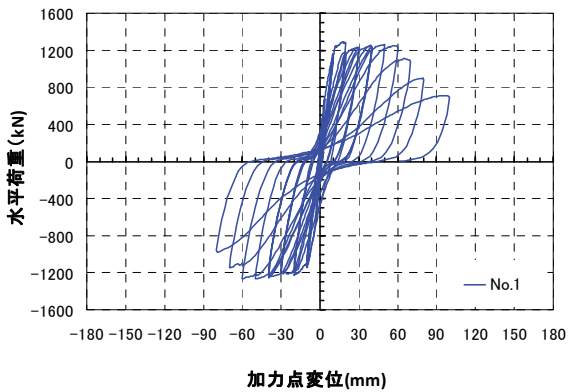


図 5 No.1 荷重変位履歴曲線

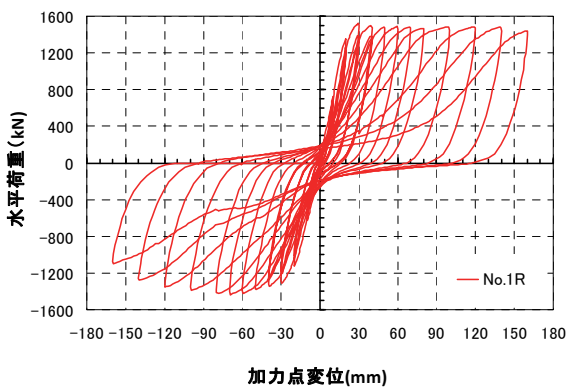


図 6 No.1R 荷重変位履歴曲線

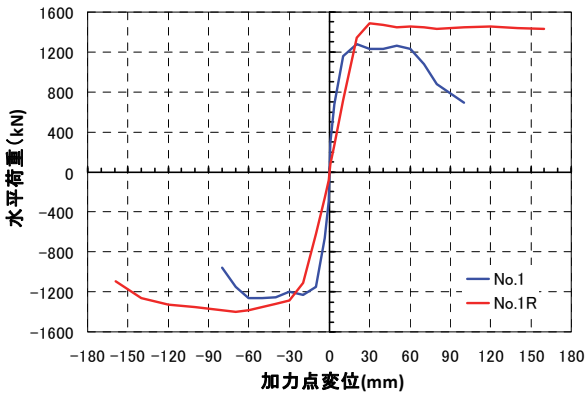


図 7 荷重変位包絡線

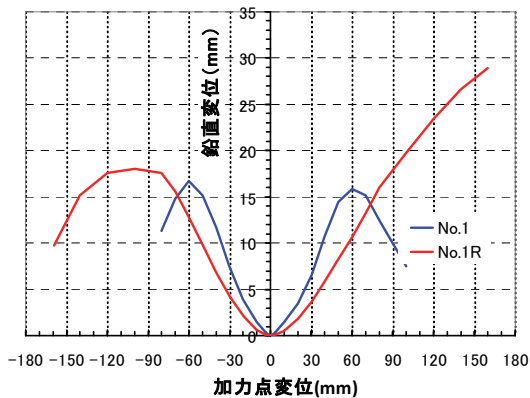


図 8 鉛直変位～加力点変位の包絡線

の関係の包絡線を示す。No.1 試験体は軸力を作用させていないため、変形に応じて軸方向に伸張し、 $\pm 6 \delta y$ ($\pm 60\text{mm}$)でピークを迎えると同時に耐力低下した。No.1 試験体負側は $-8 \delta y \sim -12 \delta y$ ($-60 \sim -120\text{mm}$)にかけて緩やかにピークを迎えている。一方、No.1 試験体正側は軸伸長が低下する兆候もなく単調増加している。No.1 試験体負側の終局挙動が緩やかな理由は、大変形領域においてもかぶりコンクリートがエポキシ注入樹脂により維持され主鉄筋を拘束するためと考えられる。

4.5 補修による変形挙動への影響

実験では、試験体加力変位（高さ 2000mm）の他に壁厚相当の高さ（900mm）における水平変位を計測している。図 9 に加力点変位を基準とした壁厚高さでの変形割合を示す。図中には壁体が剛体変形をしたと仮定したときの値 ($900\text{mm}/2000\text{mm}=45\%$) を水平線で示している。また、実験で採用したひび割れ注入などの補修による試験体の剛域変化に起因する変形挙動の変化のイメージを図 10 に示す。図 9 から、剛体変形ラインを上回る場合は、壁厚高さ以下での変形が卓越し、剛体ラインを下回る場合は、壁厚高さ以上で変形が卓越することがわかる。グラフより No.1 試験体は、壁厚高さ以下の基部変形が卓越し、No.1R 試験体は、壁厚高さ以上の中間部の

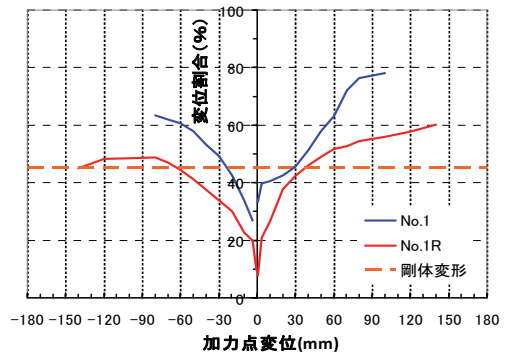
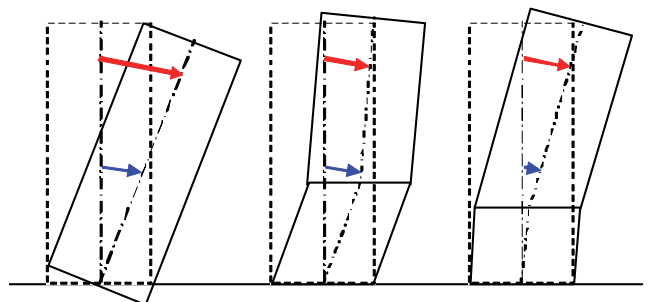


図 9 加力点変位に対する壁厚高さ変位の割合



剛体変形 基部変形 (No.1) 中間部変形 (No.1R)

図 10 補修による剛域変化のイメージ

変形が卓越していることがわかる。壁基部 1D 区間への限定的な注入であっても安定した変形性能となることがわかった。

4.6 水平剛性の変化

No.1 試験体、No.1R 試験体の载荷履歴における水平剛性の変化履歴を図 11 に示す。No.1R 試験体は、補修を 1D 区間の限定された範囲で実施したこともあり、補修しない 1D より上部の損傷が進んだ。そのため、水平変位 10mm 以下の初期変形域での水平剛性が補修によって回復しておらず、初期载荷の No.1 試験体の半分程度以下にとどまっている。内空側からの応急復旧においても剛性回復に有効な方策が課題となると考えられる。

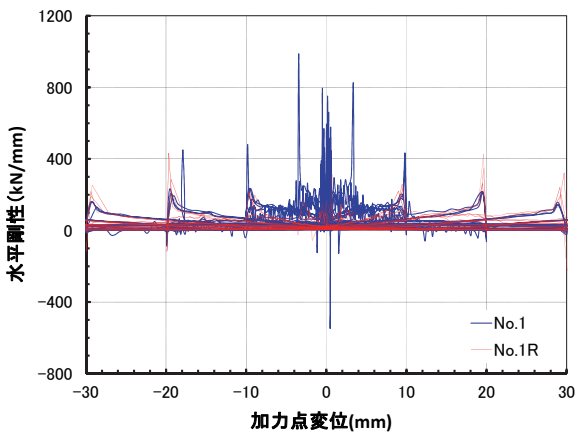


図 11 水平剛性変化履歴

§5. 補修領域の損傷状況

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と補修状況を確認した。写真 5 に実験後の壁部切断面を示す。壁部の写真は壁基部から 20cm 程度上方から壁厚高さまでの区間の切断面である。写真にはエポキシ樹脂注入が目視確認できた箇所を赤実線で、後施工せん断補強筋を設置した箇所を青破線で示している。写真 6 に壁基部およびスタブ部の切断面を示す。写真 5 同様にエポキシ樹脂注入箇所を赤実線で明示した。いずれも補修後の加力ではエポキシ樹脂注入されたひび割れとは別の箇所のひび割れが開口している。また、壁外側(注入補修側)のかぶりコンクリートは躯体との一体性を維持しており、補修時に剥離したかぶりコンクリートを撤去することなく、そのままエポキシ注入材で接着したが、補修後の加力でもかぶりコンクリート剥離等の損傷もなく一体として挙動したものと推察される。

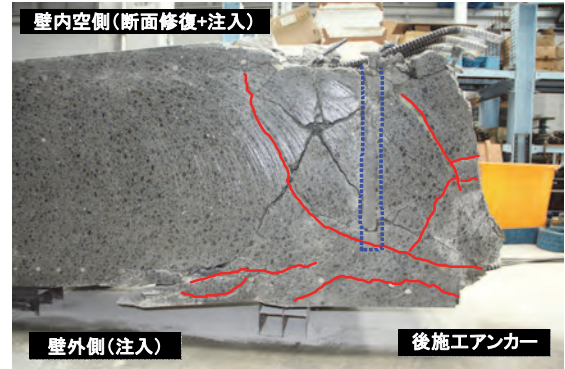


写真 5 壁部の切断面

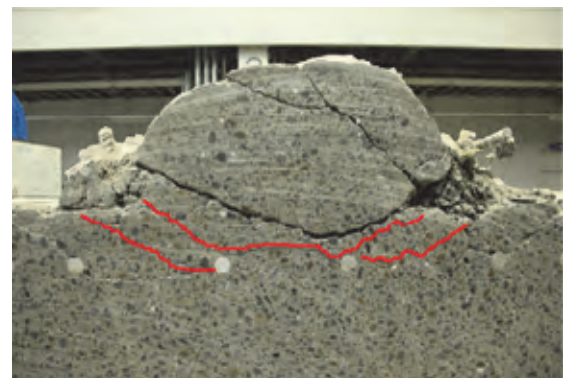


写真 6 壁基部およびスタブ部の切断面

§6. まとめ

本実験の結果、以下の結論を得た。

- (1) 地下ボックスカルバートのような壁構造物が地震による被災を受けた際、内空側から目視によって確認できるひび割れは、曲げひび割れ等の幅広のひび割れに限定され、断面内部に発生する斜めひび割れは幅が広くても見落とされる可能性がある。
- (2) 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を図ることが可能であった。
- (3) 剥離したかぶりコンクリートを撤去することなく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、耐力低下がなく、かぶりコンクリートが主鉄筋と一体挙動し安定的な座屈拘束効果を発揮した。
- (4) 壁基部壁厚高さ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から正確に壁内部の損傷を把握する調査方法や注入方法、あるいは他補強方法が検討課題となると考えられる。

(5)補修、追加したせん断補強筋は、断面修復したかぶりコンクリート剥落後も急激な荷重低下に至らなかったことから、内部コンクリートの拘束効果を維持していたと推察される。

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) 仁平達也、渡辺忠朋、滝本和志、笹谷輝勝、土屋智史、原夏生、谷村幸裕、岡本大：損傷履歴を考慮した修復部材の性能評価に関する一考察、土木学会論文集E、Vol. 65、No. 4、pp.490-507、2009
- 4) 仁平達也、渡辺忠朋、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



平野 勝識

ひ と こ と

そのとき技術者としてどのような方法をとるか。経験に基づく細かいジャッジを逐次迫られることをあらためて再認識した。“その日”のためにしっかり準備しておきたい。