

開削式RC共同溝側壁の耐震補強法に関する 実験的検討

中村剛¹・川島一彦²・渡邊学歩³・山下幹夫⁴・江寄順一⁵・
鈴木猛康⁶・古賀政二郎⁷

¹学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

²フェロー会員 東京工業大学大学院教授 (同上)

E-mail: kawasima@cv.titech.ac.jp

³正会員 東京工業大学大学院助手 (同上)

⁴正会員 開発コンサルタント株式会社 事業本部 本部長 (〒170-0005 東京都豊島区南大塚3-20-6)

⁵正会員 佐藤工業株式会社 土木本部設計部門第4グループ

(〒103-8639 東京都中央区日本橋本町4-12-20)

⁶フェロー会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 東京本社総合設計室部長

(〒103-0011 東京都中央区日本橋大伝馬町2-11 イワサキ第二ビル)

⁷正会員 炭素繊維補修・補強工法技術研究会 副会長

(〒134-0034 東京都墨田区堤通1-19-9 リバーサイド墨田セントラルタワー)

本研究は、開削式鉄筋コンクリート共同溝の側壁の破壊形態と耐震補強効果を繰り返し載荷実験に基づいて検討したものである。耐震補強法としては、貫通アンカー、拡底式アンカー、CFRPシート、CFRPシートと拡底式アンカーの組み合わせの4種類を検討した。現況の構造では側壁に曲げ損傷後にせん断破壊が生じるが、これを貫通アンカーで耐震補強すると、曲げ破壊先行型にすることができ、拡底式アンカーではせん断ひび割れ抑制効果はあるが、せん断補強効果は低いこと、CFRPシートでは目的とする耐震補強効果を得るためには、シートを側壁に固定する方法に注意を要すること等が明らかとなった。

Key Words : seismic retrofit, common utility tunnel, CFRP sheet, shear capacity, ductility design

1. はじめに

兵庫県南部地震では、耐震性が高いとされてきた地中構造物にも、地下鉄を中心に世界で初めて本格的な被害が生じた¹⁾。地下構造物の耐震性に関しては、昭和47年に初めて石油パイプラインに耐震設計法が導入され、昭和53年建設省新耐震設計法で応答変位法として定式化される²⁾等、これまでもいろいろ検討されてきた³⁾が、この地震を契機として地下構造物においても、地盤条件や構造条件に応じて適切に耐震性を評価していくことの重要性が再認識されるようになった。

都市の高密度化が進む現代、地下空間の有効利用のために地中構造物の役割は非常に大きい。中でも、共同溝は電気、ガス、上下水道等のライフラインを収納し、震災時も機能保持が求められる。共同溝には開削式とシー

ルドトンネル式がよく用いられるが、本研究で対象とする前者の構造に対しては、比較的初期の段階から応答変位法に基づく耐震設計が行われてきた⁴⁾。しかし、現在のレベルからみると、設計地震力が小さいため、配筋量がきわめてわずかであり、横拘束筋や中間帯鉄筋も配置されていない等、脆弱な構造となっている。兵庫県南部地震では共同溝にさしたる被害が生じなかったことから、共同溝の耐震性に問題があるとの認識は薄い。地中構造物に対しては、兵庫県南部地震タイプのように強度は強くても継続時間の短い地震動ではなく、継続時間の長い地震動が影響すると考えられる。このため、共同溝の耐震性の把握と同時に、耐震補強法に関する研究が必要とされている。

液状化や流動化等は別とし、地震動による共同溝に対する耐震性としては、周辺地盤の地震時変形に伴う共同

溝軸方向の引張や圧縮等と、横断面方向の変形がある。兵庫県南部地震では、大開町駅舎等、横断面内の変形に伴う損傷が著しかったことから、ここでは、横断面方向の周辺地盤の変形に伴う共同溝の耐震性を検討対象とする。

現在までに、共同溝の耐震性を検討した例としては、川島らによる地盤条件変化部の地震時軸力の推定法⁵⁾や西岡・運上による地盤と構造物のせん断剛性の違いによる地盤・構造物のひずみ伝達特性に関する研究⁶⁾、大住・運上による地震時変形性能の検討⁷⁾、運上らによる被災した共同溝の耐震性能に関する研究⁸⁾、川島・小林による断層近傍地震動を受ける共同溝横断面の耐震性評価等⁹⁾がある。しかし、共同溝の耐震性に関する研究は少ないのが実情である。

また、共同溝の耐震性を実験的に検討した研究はほとんど無いが、類似の検討として原発用排水路として長期間使用されていたボックスカルバートに関して興味深い一連の研究が行われている。まず、平松らがカルバートの繰返し載荷実験を行い、せん断破壊を起こす危険性が高いことを報告している¹⁰⁾。また、橘らは単調載荷と繰返し載荷を行い、いずれの載荷でもせん断破壊により終局状態に至ること¹¹⁾を、また、松尾らはハンチの有無がカルバートの破壊特性に及ぼす影響を検討し、ハンチがあると耐力が大きくなるのみならず、破壊形態も曲げ損傷からせん断破壊に移行する可能性があることを明らかにしている¹²⁾。

ただし、上述したように兵庫県南部地震において共同溝の被害がほとんどなかったことから、著者らの知る限り既設共同溝の耐震補強法に対する研究は行われていない。

本研究では、共同溝の破壊形態を検討するため、最も曲げモーメントが大きい共同溝側壁と下スラブの一部の実大試験体を作製し、繰返し載荷実験によって耐震性を評価するとともに、貫通アンカー、拡張式アンカー及び炭素繊維(CFRP)シートを用いた耐震補強の効果に関して実験的に検討した結果を示す。

2. 実験供試体及び載荷方法

(1) 実験供試体

本研究で対象とするのは、建設省土木研究所により耐震性が検討された図-1に示す1層2室ボックス式共同溝である⁸⁾。共同溝設計指針により断面決定されており、高さ3.25m、幅4.05mの矩形断面である。土被りは6mである。

運上らによる検討⁸⁾や、小林・川島の検討⁹⁾では、兵庫県南部地震による強震動を受けると、側壁と上スラブ、

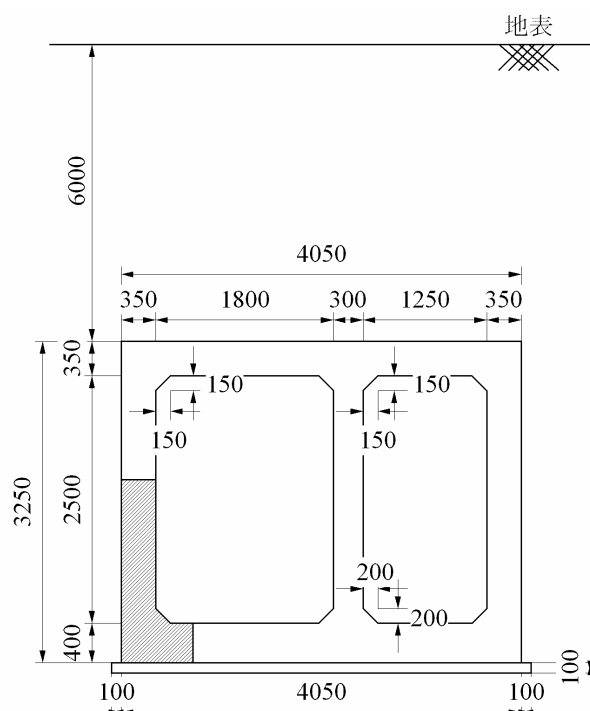


図-1 対象とする共同溝

下スラブとの隅角部に降伏を上回る曲げモーメントが作用し、もし、隅角部が曲げ破壊先行型とすれば、大きな曲げ塑性変形が生じることが指摘されている。このため、側壁隅角部に着目し、側壁の約1/2区間と下スラブから構成される範囲を検討対象とすることとした。模型寸法は実物と同一とし、原則として配筋も同一とすることとした。共同溝軸方向の長さは実験装置の制約から1.1mとした。合計6体の模型を作製した。

図-2、写真-1に模型の配筋を示す。ここで、E面が共同溝の内側、W面が外側に相当する。本来、下スラブは共同溝外側にははり出していないが、ここでは側壁の損傷に注目すること、また、模型製作面及び取付けの容易さから共同溝外側に下スラブを375mmはり出すこととした。また、下スラブには損傷が生じないように下スラブ上面及び下面の鉄筋を結ぶクロス筋(中間帯鉄筋)を配置することとした。側壁には、主鉄筋として外側にD16(SD295A)を125mm間隔で、また内側にはD16(SD295A)を250mm間隔で配置している。これは検討対象とする共同溝と同一の配筋である。クロス筋及び幅止め筋は配置していない。共同溝の軸方向には、配力筋としてD13(SD295A)を250mm間隔で配置した。これも実物の共同溝の配筋と同じである。側壁断面の主鉄筋比は0.72%であり、RC橋脚と比較すると低い値である。また、配力筋が配置されているが、帯鉄筋のようにコアコンクリートを取り囲んでいないため、横拘束効果は期待できない。

なお、実構造では隅角部にハンチが設けられているが、本実験では最初の実験であることから、構造を容易にす

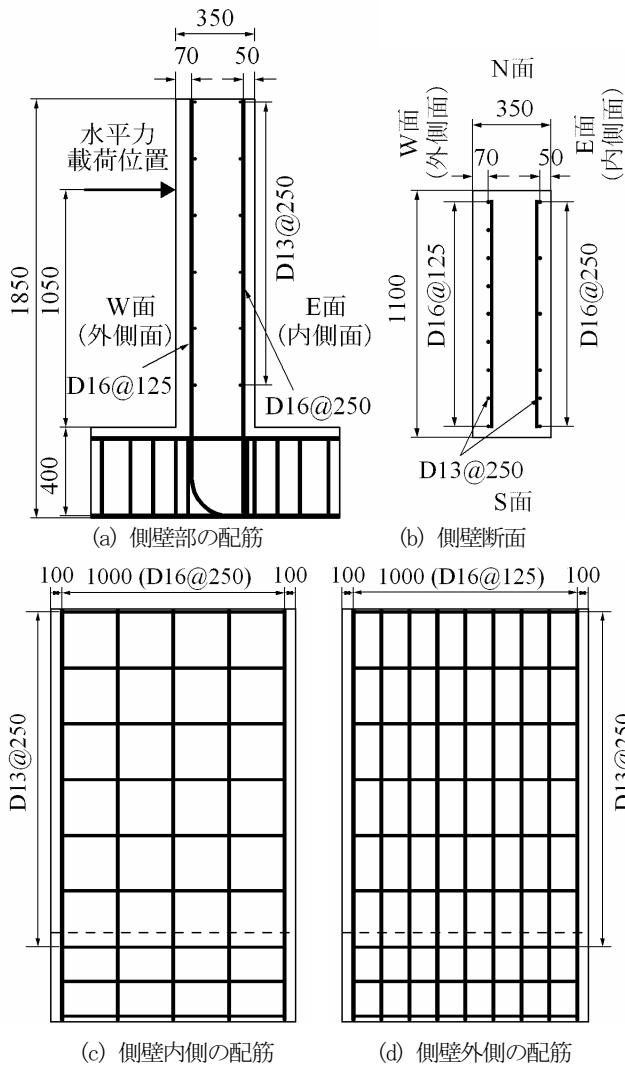


図-2 実験供試体

るためこれを省略した。前述したように、松尾らはハンチが有ると、カルバートの耐力が増加するだけでなく、曲げ損傷からせん断破壊に移行する場合があることを報告している⁸⁾。ただし、カルバートではなく、ラーメン橋脚を対象とした検討ではあるが、ハンチはこれが圧縮に抵抗する方向の曲げモーメントに対しては、曲げ耐力を増加させるために有効に機能するが、じん性に対しては限定された影響しか与えないという実験結果もある¹³⁾。もちろん、ハンチの大きさや設置方法によると考えられるが、ここでは、ハンチの影響は、今後、別途検討すべき課題として、これを設けない場合の検討を先行させることとした。

図-2 に示す下スラブ (W 面側の張り出し部も含めて) の4隅で PC 鋼棒を用いてプレストレスを導入して供試体を載荷床に固定した。下スラブの配筋を実際よりも密にすると同時に実物には存在しない共同溝外側の張り出し部を載荷床に固定しているため、地震時地盤せん断変形を受けた場合に本来は下スラブも含めて全体で変形する共同溝のうち、側壁の変形を実際よりも厳しめに



写真-1 供試体の配筋 (内側面からみた場合)

評価している。ただし、このことは本研究で目的とする側壁の耐力や変形性能の評価には影響を及ぼすものではない。

(2) 使用材料

主鉄筋の降伏強度及び引張強度はそれぞれ 358MPa, 519MPa, 伸びは 28%, 配筋筋の降伏強度及び引張強度はそれぞれ 356MPa, 481MPa, 伸びは 26.4%である。また、側壁に使用したコンクリートには普通ポルトランドセメントを用い、設計基準強度 30MPa を目標とした。骨材の最大粒径は 15mm である。供試体 1~3 及び供試体 4~6 の側壁部はそれぞれ同一日に打設し、約1ヶ月の養生期間を置いて実験を行った。ただし、供試体6だけは耐震補強に時間を要し、コンクリート打設後約2ヶ月後に実験を行った。載荷実験当日の平均圧縮強度は供試体 1~6 に対してそれぞれ 40.0, 37.9, 38.8, 33.8, 31.8, 31.0MPa である。

(3) 耐震補強の考え方

現状断面のせん断耐力 P_S を道路橋示方書に準拠して次式で算出する¹⁴⁾。

$$P_S = S_C + S_S \quad (1)$$

ここで、 S_C , S_S はそれぞれコンクリート及び帯鉄筋が負担するせん断耐力であり、 S_C は次式で与えられる。

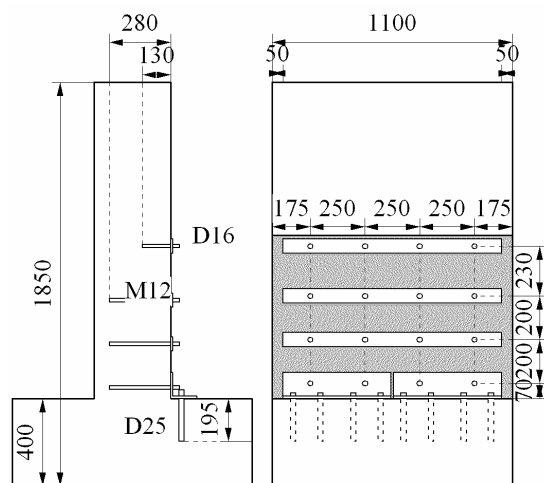
$$S_C = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b d \quad (2)$$



可能性がある。しかし、貫通式アンカーと異なり拵径式アンカーは側壁を貫通していないため、拵径式アンカー先端部の破壊特性が重要となる。拵径式アンカーアンカーバーの径及び配置間隔は図-3 に示した貫通アンカーの場合と同一とした。写真-2 は、拵径式アンカーを設置した後のケース3 供試体である。

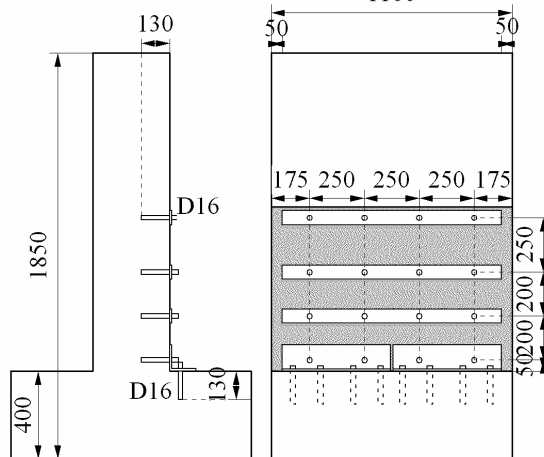
ケース4～6では、CFRPシートを用いて耐震補強を行う。CFRPシートは繊維方向には強度は高いが、シート直角方向の強度はほとんどないため、側壁のせん断耐力を向上させる目的には本来適していない。しかし、CFRPシートにより側壁内側のせん断ひび割れの発生や側壁を貫通するせん断ひび割れを抑止できれば、耐震補強効果があると考え、CFRPシートを用いた場合の検討を行ったものである。CFRPシートで側壁を耐震補強するためには、側壁内側と同時に側壁外側からもCFRPシートを貼り付けることが有効であるが、これは掘返しを必要とするため困難であると考え、ここでは図-5に示すように側壁内側にだけCFRPシートを貼り付けた。

実構造では、CFRP シートは側壁全高さに縦方向だけでなく応力分散のため横方向にも貼り付けることが有効と考えられる。しかし、ここでは CFRP シートによる主たる補強効果が側壁内側からのせん断ひび割れの発生とせん断ひび割れの側壁貫通を抑止することにあることを考慮し、まずこの効果を明らかにするため、側壁基部から 750mm (アクチュエータ取付装置の下端) までの範囲に、繊維目付量 300g/m^2 の高強度 CFRP シート (商品名: リペラーク 30 タイプ, 三菱化学産資 (株)) を縦方向にのみ貼り付けることとした。引張強度は $4,740\text{MPa}$ である。CFRP シートは 4 層 (ケース 4) 及び 8 層 (ケース 5) とした。CFRP シートの枚数は通常の



(a) CFRPシートで耐震補強する場合（ケース4，5）

(ケース 5ではD25,195mmのアンカーを使用)
1100



(b) CFRP シート + 拡径式アンカーで耐震補強する場合
(ケース 6)

図-5 CFRPシートによる耐震補強（ケース4～6）

工法で巻きたて可能な最大枚数とその 1/2 という視点で定めた。CFRP シートは、側壁がせん断変形しても壁体と一体となって挙動するように、側壁基部に L 字型鋼 (120mm×120mm×8mm の等辺山型鋼) を、また基部からは 250~270mm, 450~470mm 及び及び 750mm の高さには鋼製のフラットバー (幅 65mm, 高さ 6mm) をそれぞれ配置して固定することとした。ここで、L 字型鋼材は、側壁がせん断破壊して内側に移動するのを防止する効果も期待したものである。ただし、側壁がせん断破壊して内側に移動するような損傷状態は耐震補強における性能目標の範囲外であり、このような L 字型鋼材の効果を補強設計に生かすことを本研究で考えているわけではない。

フラットバーを側壁に固定したり、L 字型鋼材を側壁や下スラブに固定するために、CFRP シート 4 層で耐震補強する場合には SD345、D16、長さ 130mm のアンカー



写真-3 CFRP シートで耐震補強した供試体（ケース 4
内側面から見た場合）

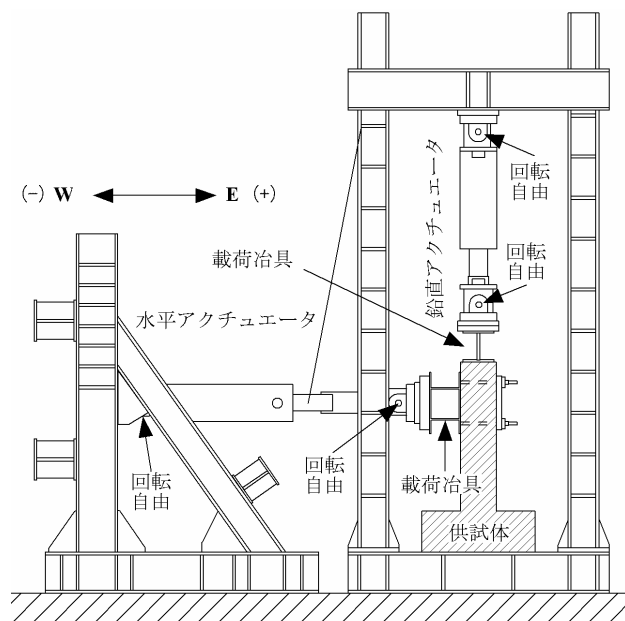


図-6 載荷方法

を、また CFRP シート 8 層で耐震補強する場合には SD345, D25, 長さ 195mm のアンカーを、それぞれ側壁に 4 本ずつ、下スラブに 8 本使用することとした。また、側壁のせん断破壊を防止するためには長いアンカーボルトの方が有効と考えられたため、ケース 6 では 4 層の CFRP シートを用いると同時に、フラットバーと L 字型鋼材を長さ 280mm の拡径式アンカー (M12) を用いて側壁に固定することとした。このとき、L 字型鋼材は SD345, D16, 長さ 240mm のアンカーで下スラブに固定した。

写真-3 は CFRP シートを貼り付けた後のケース 4 供試体である。

(4) 載荷方法

載荷には図-6 に示す東京工業大学の耐震実験施設を使用した。6m の土被り及び上スラブの自重に相当する 250kN の鉛直力を、剛性の高い治具を介して上下方向アクチュエーターにより均等に側壁に作用させた状態で、共同溝側壁の上部を水平方向アクチュエーターにより側壁に直交方向（図-2 に示す EW 方向）に繰り返し載荷を行い、地盤のせん断変形によって生じる共同溝側壁の面外変形を模擬した。側壁基部から水平荷重の作用位置までの高さ（有効高さ）は 1050mm であり、これは実物の共同溝側壁のほぼ 1/2 高さに相当する。なお、周辺地盤の地震時せん断変形に伴って周辺地盤から共同溝に作用する水平力は分布荷重であるが、これを実験的に再現することは困難であるため、ここでは、共同溝側壁の約 1/2 高さに水平力を作用させたものである。ただし、このようにしても側壁の基部に生じる曲げモーメント及びせん断力分布には大きな違いは生じない。本研究の目的は共同溝の地震時変形を求めることではなく、側壁の破壊形態や耐力、変形性能を評価することであり、これらに対しては集中荷重とすることは大きな影響を与えるものではない。

載荷変位はドリフト 0.5% (=5.25mm) を基準にし、その整数倍で順次変位を増加させ、終局状態に至るまで変位制御によって載荷を行う。各ドリフトにおける載荷の繰り返し回数は 3 回とした。

3. 現況の共同溝の耐震性

(1) 損傷の進展

図-7 に耐震補強しない試験体の損傷状況を示す。ここには、基部から 750mm までの範囲（水平方向アクチュエーター取り付け治具の下端高さ）における側壁の載荷に伴うひび割れの進展とかぶりコンクリートの剥落を示している。せん断ひび割れに沿って生じたずれは太線で、また、損傷位置がわかりやすいように模型側面の縦方向、横方向には 100mm 間隔で格子状のメッシュを表している。ただし、N 面及び S 面では、横方向の格子の間隔は 50mm である。

E 面及び W 面の基部から 50mm 位置で測定した主鉄筋ひずみによれば、主鉄筋の降伏は E 面では 0.5% ドリフト、W 面では 1% ドリフトで生じている。ドリフト 1% 載荷で、E 面及び W 面の側壁に水平曲げひび割れが顕著になり、ドリフト 2% になるとこれらが進展していく。ここまでは曲げ破壊先行型であるが、これ以降は曲げせん断破壊型の破壊となる。すなわち、ドリフト 2.5% になると、E 面では基部から約 200mm の高さで、また W 面では基部から約 200mm 及び 400mm の高さで

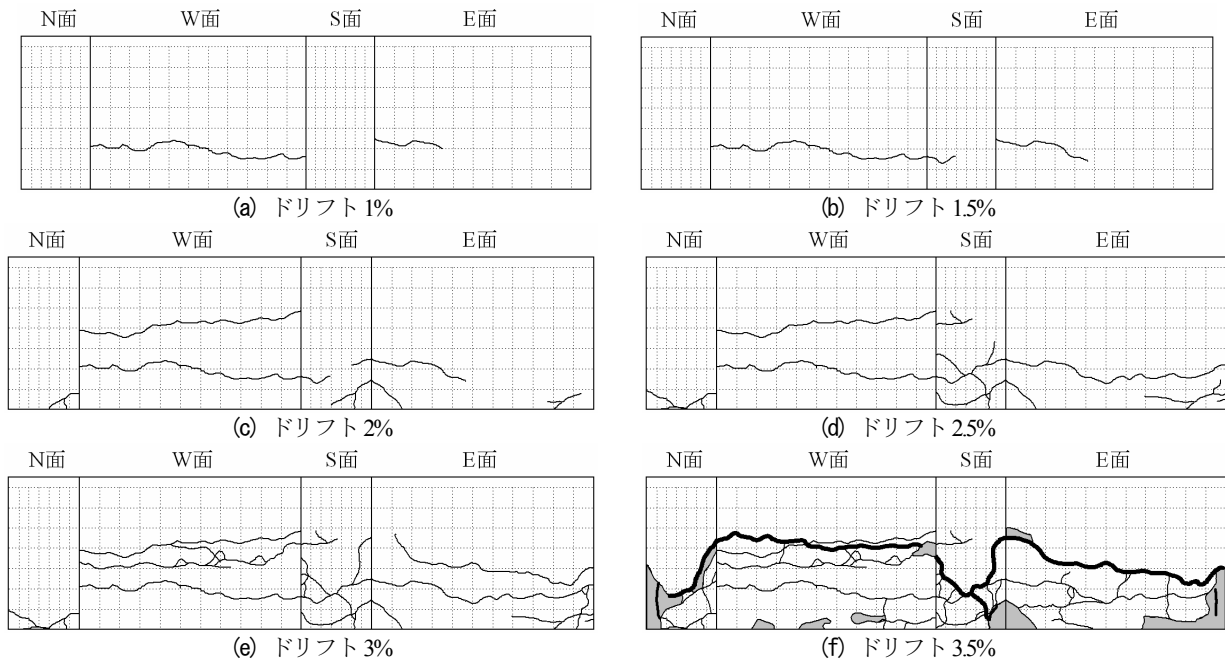
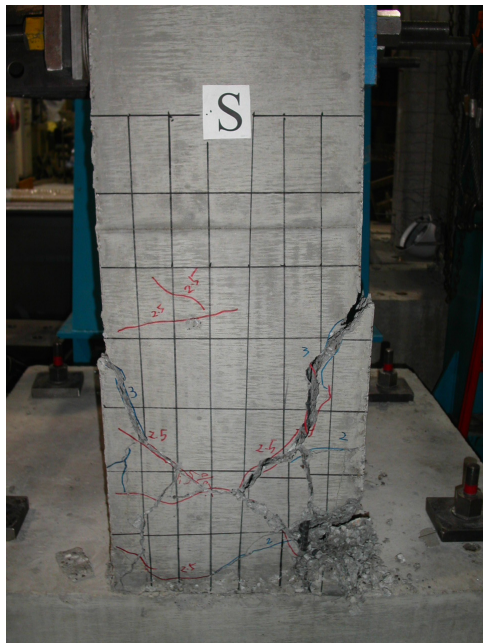


図-7 耐震補強を施さない場合の損傷状況

写真-4 耐震補強を施さない場合の損傷状況
(載荷終了時, S面)

ともに全体にわたってせん断ひび割れが生じ始め、側壁両側から進展したせん断ひび割れが側壁中央部でつながるようになる。

ドリフト 3%になると、W面全面にわたって基部から400～500mmの高さを基点にE面の基部に達するせん断破壊が生じ始める。このため、E方向載荷時にはせん断破壊面を境に、側壁上部が下部に対して相対的に2～3mm水平移動するようになる。

ドリフト 3.5%載荷になるとさらにせん断破壊が顕著となり、1サイクル目でNE及びSE隅角部の主鉄筋がせん断変形によって横ずれし、大きく変形する。2サイク

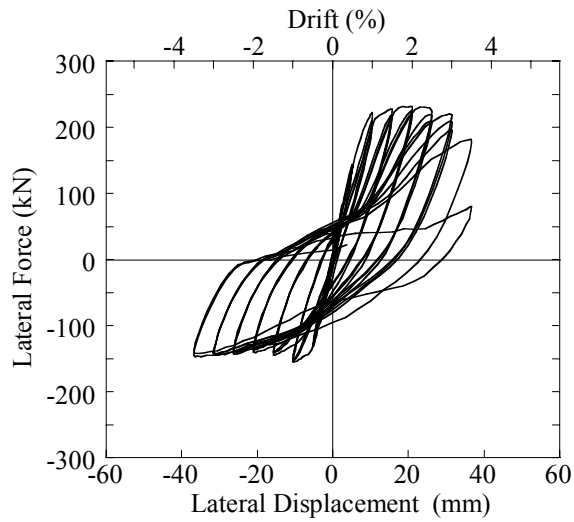
ル目で、E方向載荷時にはせん断破壊面に沿って側壁上側と下側が分断され、最大30mm程度水平移動したため載荷を打ち切った。写真-4はS面から見た載荷終了後の損傷である。

(2) 履歴特性

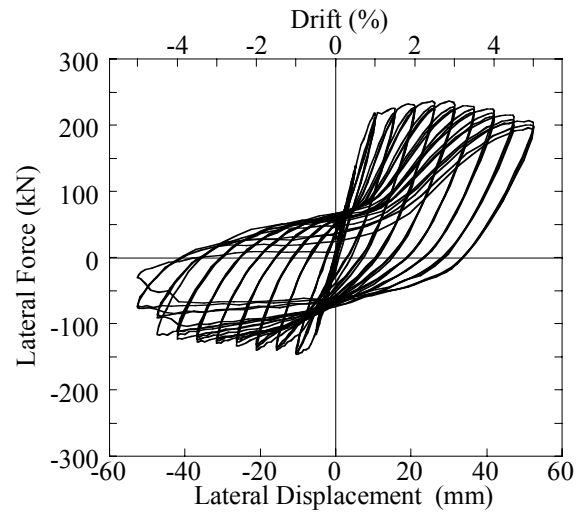
図-8に荷重作用点における水平力～水平変位の履歴を、図-9にこの包絡線を示す。図-8、図-9には後述する貫通アンカー、拡張式アンカー及びCFRPシートで耐震補強した場合の結果も比較のために示している。図-8、図-9では、図-2に示したE面（側壁内側）向きの載荷を正、W面（側壁外側）向きの載荷を負としている。

図-8(a)によると、ドリフト 1%になると側壁はほぼ完全に塑性化する。最大耐力は、正側では231.3kN、負側では155.8kNである。図-2に示したように、側壁外側には内側に比較して主鉄筋が約2倍配置されており、このため正側の耐力が負側に比較して約1.5倍大きい。ドリフト 3%までは正負両側で耐力低下は生じないが、ドリフト 3.5%載荷になると、1回目の正側載荷で水平耐力が181.6kNと最大値の78.5%に低下する。これは前述したように、NE及びSE隅角部の主鉄筋が横ずれによって変形したことによる。その後除荷すると、負側の耐力はほぼ最大耐力と同程度の値を保っている。しかし、2回目の正側載荷を迎えると前述のように著しいせん断破壊が生じるため、水平耐力は79.8kNと最大耐力の34.5%にまで低下する。

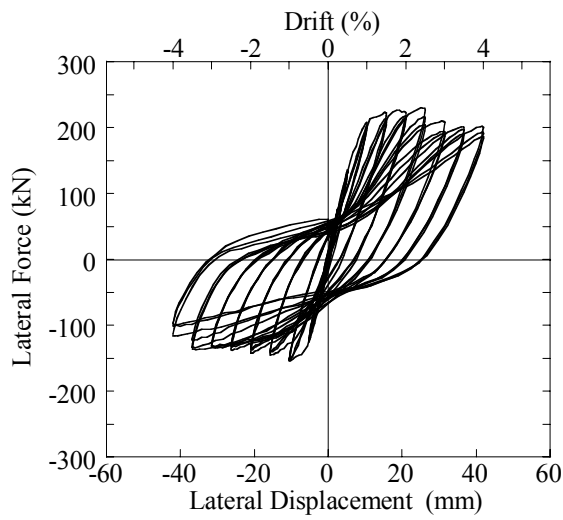
なお、2(3)に示したように、式(1)に基づいてせん断耐力を評価するとせん断破壊と判定されたが、実際には曲げ破壊損傷後のせん断破壊となった。この理由は、式(1)が安全側のせん断耐力を与えるためと考えられる。



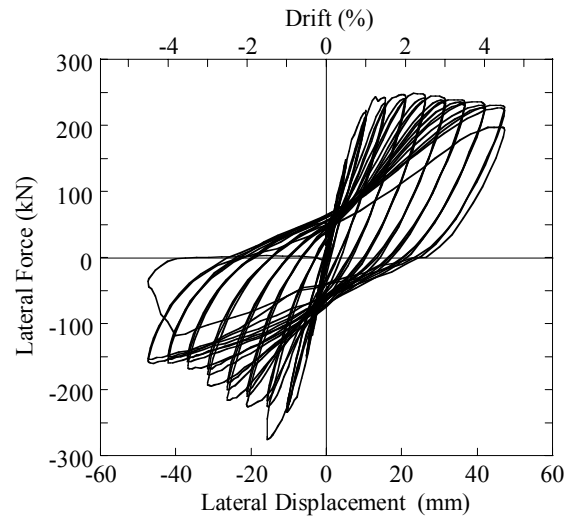
(a) 耐震補強を施さない場合



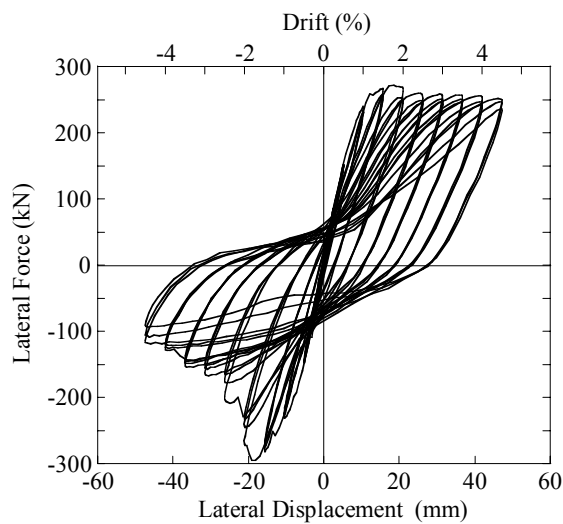
(b) 貫通アンカーで耐震補強した場合



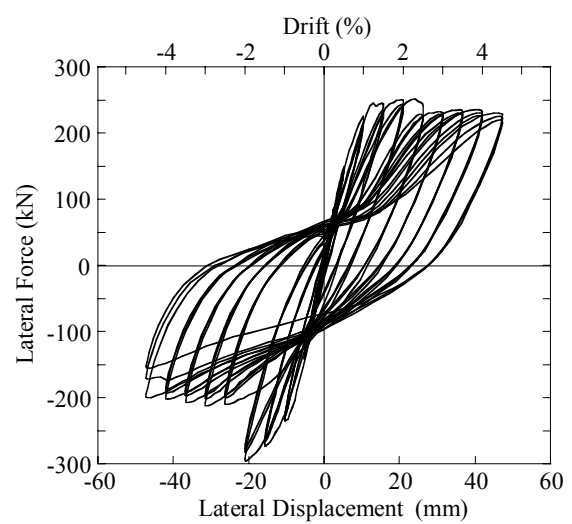
(c) 捻径式アンカーで耐震補強した場合



(d) CFRP シート 4 層で耐震補強した場合



(e) CFRP シート 8 層で耐震補強した場合



(f) CFRP シート 4 層 + 捻径式アンカーで耐震補強した場合

図-8 水平力～水平変位の履歴

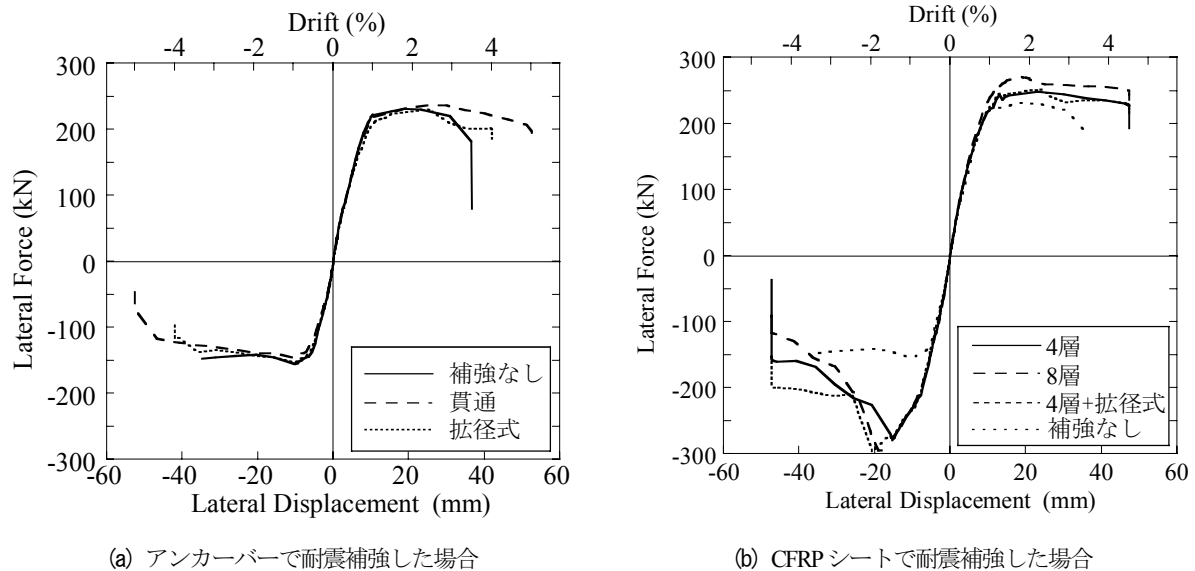


図-9 水平力～水平変位履歴の包絡線

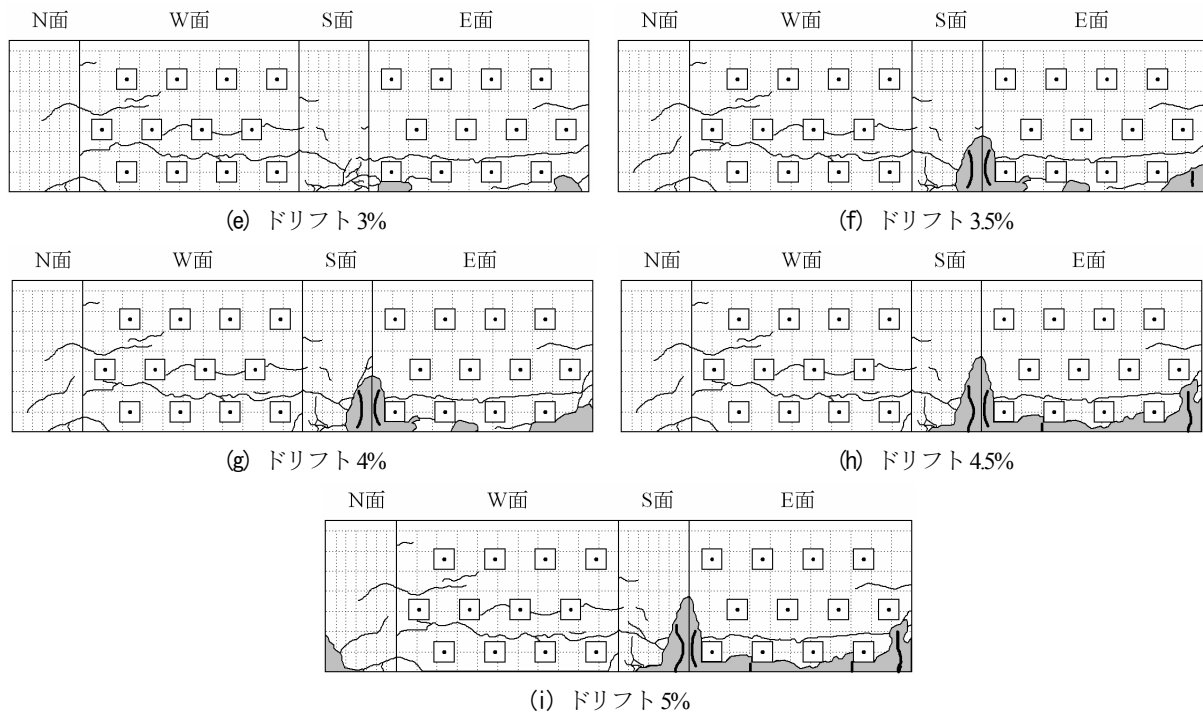


図-10 貫通アンカーで耐震補強した場合の損傷状況

4. 貫通アンカーで耐震補強した場合

(1) 損傷の進展

図-10 に貫通アンカーで耐震補強した場合の損傷状況を示す。ドリフト 1%になると側壁の全面に水平曲げひび割れが生じ始め、荷重変位振幅の増大とともに水平曲げひび割れが徐々に拡大する。耐震補強していない場合とは異なり、ドリフト 2.5%になっても S 面側壁には斜めひび割れが生じない。

ドリフト 3%では、N 面及び S 面に近い E 面の基部で、かぶりコンクリートが圧壊して剥落する。ドリフト 3.5%になると、NE 及び SE 隅角部で主鉄筋が座屈し、か

ぶりコンクリートが剥落する。

ドリフト 4.5%では、E 面基部で共同溝の軸方向に一樣にかぶりコンクリートが剥落し始める。さらに、ドリフト 5%になると、NE 及び SE 隅角部の主鉄筋が破断し、負側への水平耐力が急激に低下したため、ここで荷重を打ち切った。写真-5 は S 面から見た荷重終了後の損傷である。

ここでは示していないが、ドリフト 5.5%荷重では E 面側の主鉄筋 5 本が全て破断した。W 面では、かぶりコンクリートの曲げひび割れ以外の損傷は見られないが、荷重終了後に調べた結果、全ての主鉄筋が座屈していた。以上のように、現況の場合とは異なり、貫通アンカーで

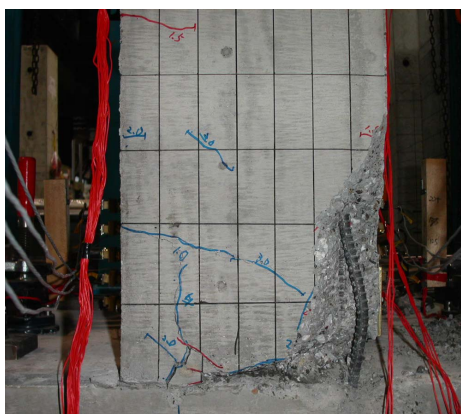
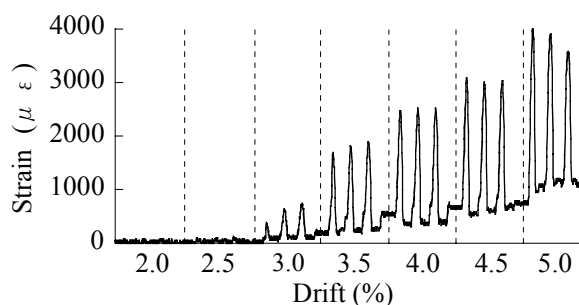
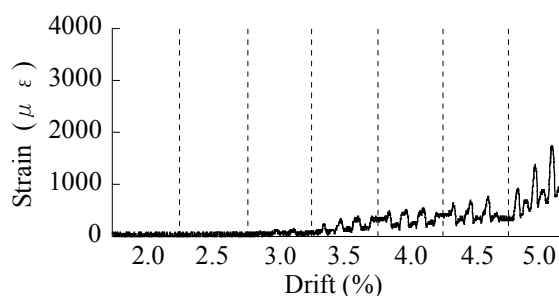


写真-5 貫通アンカーで耐震補強した場合の損傷状況（载荷終了時，S面）



(a) E面から110mmの深さ



(b) W面から110mmの深さ

図-11 貫通アンカー（ケース 2，基部から100mmの高さ）のひずみ

耐震補強すると曲げ損傷後のせん断破壊を防止でき、曲げ破壊になることがわかる。

図-11に基部から100mmの高さにある位置の貫通アンカーの軸方向ひずみを示す。いずれも、E面及びW面から110mmの深さで測定した軸方向ひずみである。なお、基部から309mm、559mm高さの貫通アンカーにはほとんど軸方向ひずみは生じないため、ここには示していない。基部から100mm高さでは载荷変位振幅の増大に伴ってひずみ量が増加する。特にE側では、ひずみは3.5%ドリフトで1800 μ 、4.5%ドリフトでは3000 μ に達し、クロス筋として有効に機能していることを示している。これが前述のように斜めひび割れが抑制された原因と考えられる。貫通アンカーの降伏ひずみは4000 μ 程度であるので、降伏には至っていない。

(2) 履歴特性

図-8(b)に荷重作用点における水平力～水平変位の履歴を示す。これによると、正負いずれの側でもドリフト約1%以降になると塑性域に達する。最大耐力は正側で236.2kNであるのに対して、負側では146.6kNと正側に比較して38%小さい。前述したように、無補強の場合は正側、負側の最大耐力はそれぞれ231.2kN、155.8kNであったから、これに比較して貫通アンカーで耐震補強した場合には、最大耐力はそれぞれ102%、94%とほぼ同程度となる。しかし、正側には、ドリフト3%まで安定し

た耐力を保つが、前述したようにドリフト3.5%になるとNE及びSE隅角部の主鉄筋が局部座屈し、かぶりコンクリートが剥落するため、これ以降徐々に耐力低下し始める。ドリフト5%になると最大耐力の87.7%となるが、まだ安定した履歴を示している。これに対して、負側の水平耐力はドリフト4.5%载荷の1サイクル目では最大耐力の79.8%、2サイクル目には61.6%と低下する。これは、側壁外側の主鉄筋の座屈によるものである。ドリフト5%载荷になると、その3サイクル目には前述したようにNE及びSE隅角部で主鉄筋が破断するため、耐力は30.3kNと最大耐力の20.7%にまで急速に低下する。

図-9は水平力～水平変位履歴の包絡線を耐震補強しない場合と比較した結果である。図中には後述する拡張式アンカーで耐震補強した場合の結果も比較のために示している。これによれば、貫通アンカーで耐震補強しても最大水平耐力はほとんど増加せず、正負両側ともドリフト2%までは包絡線はほぼ同じである。しかし、耐震補強しない場合にはドリフト3%から急速にせん断破壊が進展するのに対して、貫通アンカーで耐震補強した場合には水平耐力はドリフト4%程度までは安定しており、変形性能が大幅に向上する。これは破壊形態が曲げ損傷後のせん断破壊から曲げ破壊へ変化したためであり、貫通アンカーによる耐震補強が有効であることを示している。

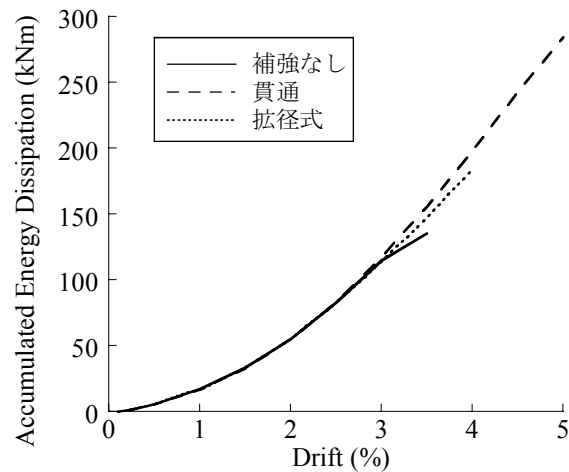


図-12 履歴吸収エネルギー

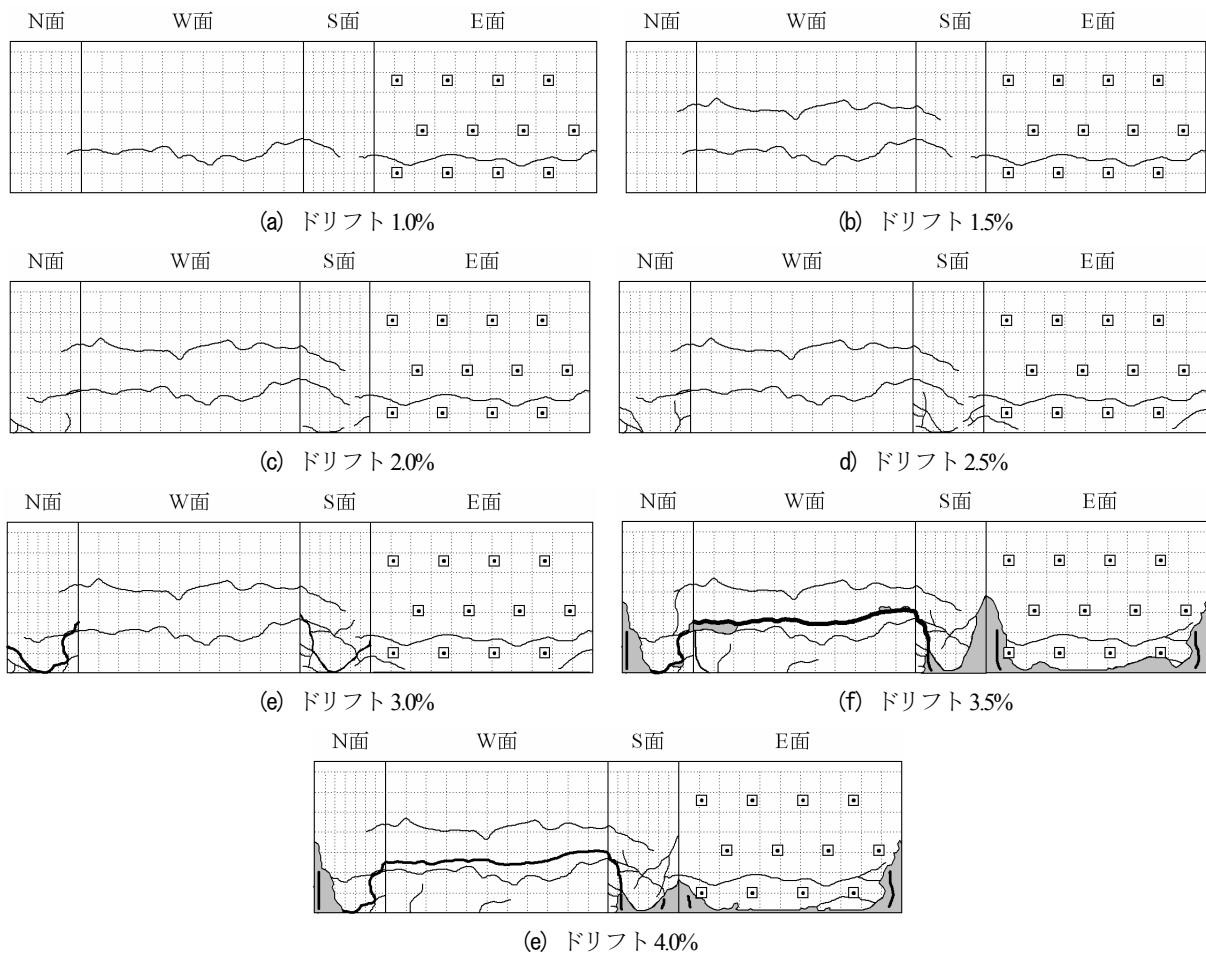


図-13 拡径式アンカーで耐震補強した場合の損傷状況

図-12 に側壁の塑性化に伴う履歴吸収エネルギーを示す。比較のため、図中には耐震補強しない場合、及び後述する拡径式アンカーで耐震補強した場合の結果も示している。これによると、貫通アンカーで耐震補強した場合にはドリフト 5%までエネルギー吸収量が増加し続け、せん断破壊のためドリフト 3.5%以降エネルギー吸収が増加しない現況の場合より大きくエネルギー吸収性能が改善される。

5. 拡径式アンカーで耐震補強した場合

(1) 損傷の進展

図-13 は拡径式アンカーで耐震補強した場合の損傷の進展を示した結果である。ドリフト 1%で側壁の全面に水平曲げひび割れが生じ、ドリフト 2%になると W面全体で曲げひび割れを起点としてせん断ひび割れが生じ始める。ドリフト 3%になると、W面全面にわたって基部から 250～350mm の高さを起点にせん断ひび割れが生じ

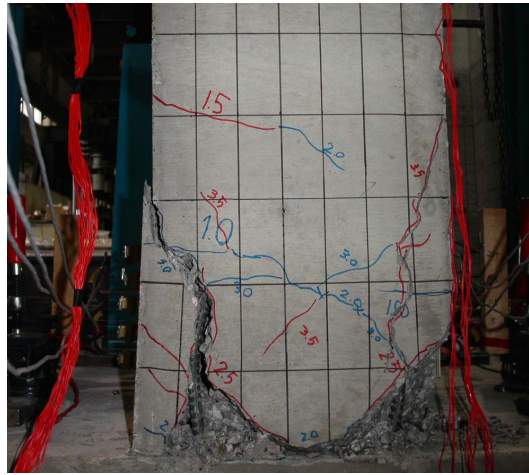
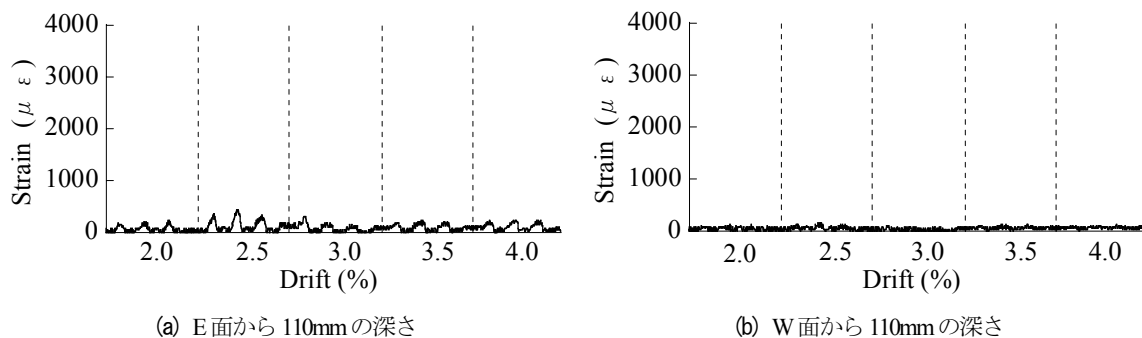


写真-6 拡張式アンカーで耐震補強した場合の損傷状況（載荷終了時、S面）



(a) E面から110mmの深さ

(b) W面から110mmの深さ

図-14 拡張式アンカー（ケース3、基部から100mm高さ）のひずみ

始める。このせん断ひび割れは W 面表面から約 70mm の深さを下方へ進展し、側壁底部に達する。これは、側壁内側から約 280mm 位置、すなわち側壁外側に配置されている主鉄筋位置まで拡張式アンカーが貫入されているため、拡張式アンカーの先端をかわしてせん断ひび割れが生じたものである。このため、E 面方向に荷重すると、ひび割れを境として側壁上部が下部に対して水平方向に 5mm 程度移動するようになる。E 面側では拡張式アンカーが抵抗するため、この面を起点とするせん断ひび割れはほとんど生じていない。

ドリフト 3.5%になると、上記のせん断破壊が一層顕著となり、E 面側に荷重した場合には、せん断破壊面の W 面側に位置するブロックに対して、側壁上部は 15mm 程度横ずれするようになる。このため、W 面、E 面側の主鉄筋もせん断破壊面において大きく横ずれするようになる。ドリフト 4%ではさらに損傷が進展して、E 方向に荷重した際のせん断破壊面での横ずれは 20mm 程度に達したため、荷重を終了した。写真-6 は S 面から見た荷重終了後の損傷である。

図-14 に拡張式アンカーの軸方向ひずみを示す。貫通アンカーの場合と同様に、E 面及び W 面の表面からそれぞれ 110mm の深さ（図-3 参照）の軸方向ひずみを表している。ここには示さないが、基部から 309mm 及び

559mm の高さだけでなく、100mm の高さにおいてもアンカーにはひずみが生じていない。これは、拡張式アンカーには E 面側からのせん断ひび割れを抑制する効果はあるが、W 面側からのせん断破壊を防止する効果はほとんどないためである。すなわち、貫通アンカーと比較すると、拡張式アンカーはクロス筋としての効果をほとんど発揮できない。

(2) 履歴特性

図-8(c)に荷重作用点における水平力～水平変位の履歴を示す。これによると、ドリフト約 1%になると塑性域に達する。最大耐力は、正側では 229.9kN、負側では 153.7kN である。ただし、ドリフト 3%になると正側の耐力は 210.4kN と最大耐力の 91.5%に低下する。これは、前述したようにせん断破壊面に沿って側壁が約 10mm ずれ、これに伴って側壁内側の主鉄筋も横方向に大きく変形したためである。一方、負側では荷重変位の増大とともに徐々に水平耐力は減少し、ドリフト 3.5%では 136.9kN と最大耐力の 89.1%となる。前述したようにドリフト 4%になると、さらに側壁のせん断ずれや主鉄筋の横ずれが顕著となる。このため、耐力は 116.5kN と最大耐力の 75.8%に低下する。

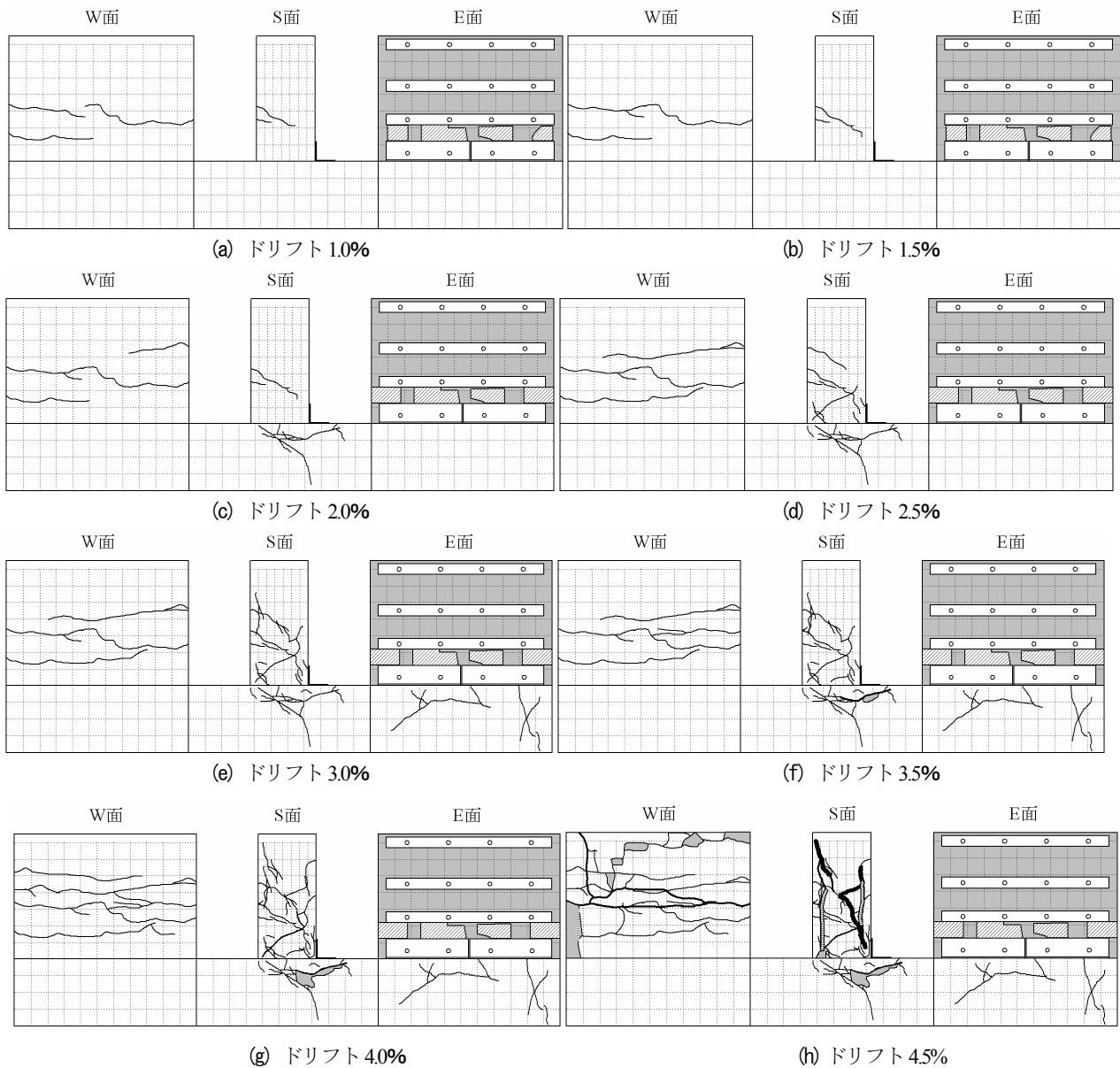


図-15 CFRPシート4層で耐震補強した場合の損傷状況

図-9 は水平力～水平変位履歴の包絡線を耐震補強しない場合及び貫通アンカーで耐震補強した場合と比較して示す。これによると、耐震補強しない場合にはドリフト 3.5%でせん断破壊が顕著となって耐力が低下するのに対し、拡張式アンカーで耐震補強した場合はドリフト 4.0%载荷の 1 サイクル目までは耐力が安定しており、载荷終了ドリフトが 0.5%増加する。しかし、貫通アンカーで耐震補強した場合と比較すると側壁の変形性能は小さい。

図-12 に側壁の履歴吸収エネルギーを示す。せん断ひび割れが進展するドリフト 3.5%以降は、貫通アンカーで耐震補強した場合と比較してエネルギー吸収量が低下する。ただし、ドリフト 3.5%以降せん断破壊した耐震補強しない場合と比較すると、エネルギー吸収量は大きい。

6. 4 層の CFRP シートで耐震補強した場合

(1) 損傷の進展

側壁内側を CFRP シート 4 層で耐震補強した試験体に繰り返し载荷した場合の損傷の進展を図-15 に示す。実験装置の制約から N 面での損傷は十分に観測できなかったため、ここでは N 面の損傷は示していない。

ドリフト 1%の载荷では、側壁の S 面及び W 面に水平曲げひび割れが生じ始めると、パキパキという剥離音とともに L 字型鋼材の上部で CFRP シートが壁面から剥離し始める。

ドリフト 1.5%になると、CFRP シートが壁面から剥離する範囲が、図-15 における E 面の斜線で示す領域に及び、ドリフト 1%载荷時よりも剥離の程度が増す。このため、後述するように曲げ耐力が急速に低下する。ただ

し、CFRP シートが壁面から剥離する領域の上下は、フラットバーと L 字型鋼材により CFRP シートと壁面の付着が確保されている。

ドリフト 2%になると、E 面側の载荷に伴い W 面の基部から 200~500mm の高さからせん断クラックが生じ始める。さらに、側壁と同時に底面スラブにも、W 面側の S 面基部を起点とし、スラブ上面から 100mm 程度の深さをほぼ水平に横に走り、E 面側で CFRP シートの底部を下スラブに固定する L 字型鋼材の鉛直アンカーの先端を廻り込むように大きくひび割れが生じる。模型では実際よりも下スラブの配筋を密にし、ここに損傷が生じないことを狙ったが、実験では下スラブにこのようなクラックが入ってしまった。ただし、損傷はスラブ表面から 150mm の範囲内であり、密に配筋した範囲よりも浅い領域で生じている。

ドリフト 3%になると、W 面側から入ったせん断ひび割れはさらに成長し、E 面基部に達すると同時に、下スラブに生じたひび割れに沿って、コンクリートの表面ブロックが 10mm 程度 L 字型鋼材を含めて浮き上がるようになる。これによって、L 字型鋼材を含めた CFRP シートの下スラブへの固定が失われる。これは、W 方向へ载荷した際に、L 字型鋼材を底面スラブに固定する鉛直アンカーに作用する軸引張力によって、下スラブのコンクリートが引張破壊したものである。アンカーとコンクリートブロックとは樹脂により付着状態であった。

ドリフト 3.5%になると、側壁のせん断ひび割れや下スラブの引張ひび割れはさらに大きくなり、W 方向に载荷すると、せん断ひび割れを境に側壁上部が下部に比較して水平方向に 5mm 程度移動するようになる。一方、CFRP シート固定用 L 字型鋼材はもはや抜け上がりには抵抗できないが、水平移動にはまだ抵抗できるため、E 方向へ载荷した場合に側壁の水平移動を拘束する役割を果たしている。ただし、このような L 字型鋼材の効果を補強設計では期待していないことは前述した通りである。

ドリフト 4%になると、E 面の基部から 380mm 内側の位置を起点とし、表面から 50mm の深さをまっすぐに下に向かって伸びるせん断ひび割れと、基部から約 200mm の高さから W 面基部へ向かって斜めに伸びるせん断ひび割れが顕著となる。このため、W 方向に载荷すると、このせん断破壊面を境として側壁上部が水平移動するようになる。それと同時に、せん断ひび割れは側壁の E 面に沿って上方へ進展し、基部から約 600mm の高さまで達する。これは、E 面を CFRP シートで耐震補強したため、せん断ひび割れが側壁を貫通することができず、側壁に沿って上方へ進展したものである。さらに、W 面の基部から約 700mm の高さからも、E 面基部に向かって顕著な斜めせん断ひび割れが生じるようにな



写真-7 CFRPシート4層で耐震補強した場合の
損傷状況（载荷終了時、S面）

る。

ドリフト 4.5%载荷になるとせん断破壊が顕著となり、3サイクル目では、E 面側及び W 面側の主鉄筋が側壁のせん断変形により横ずれし、基部から約 600mm の高さまでの区間で面外方向にはらみ出す。鉛直荷重を支持できなくなり、側壁全体が紡錘形に大きく変形し、水平耐力は急速に低下したため、ここで载荷を打ち切った。写真-7はS面から見た载荷終了後の損傷である。

図-16に側壁基部から 150mm 位置における CFRP シート表面の軸方向ひずみを示す。比較のため、ここには後述する CFRP シート 8 層で耐震補強した場合や CFRP シートと拡張式アンカーで耐震補強した場合の結果も併せて示している。これによると、CFRP シートのひずみはドリフト 0.5%では 200μ 程度と小さいが、ドリフト 1%になると引張側で 2000μ 、圧縮側で 1000μ 程度とひずみが大きくなる。ただし、ドリフト 1.5%になると圧縮側には 2000μ 、引張側には 1500μ 程度のひずみが生じるが、これ以降は载荷変位を増加させても CFRP シートに生じる軸方向ひずみは増加しない。これは、側壁下端での塑性ヒンジの形成により、曲げとして抵抗する CFRP シートの負担がこれ以上増加しなかったためと考えられる。また、もともと CFRP シートは実験計画段階では引張に対してのみ抵抗することを期待していたが、4 層貼り合わせてあるため、引張と同程度に圧縮に対しても抵抗している点が興味深い。

重要な点は、CFRP シートが側壁の耐力を増加させるだけではなく、CFRP シートを貼り付けた面でのひび割れを抑制する効果を有していることである。補強を施し

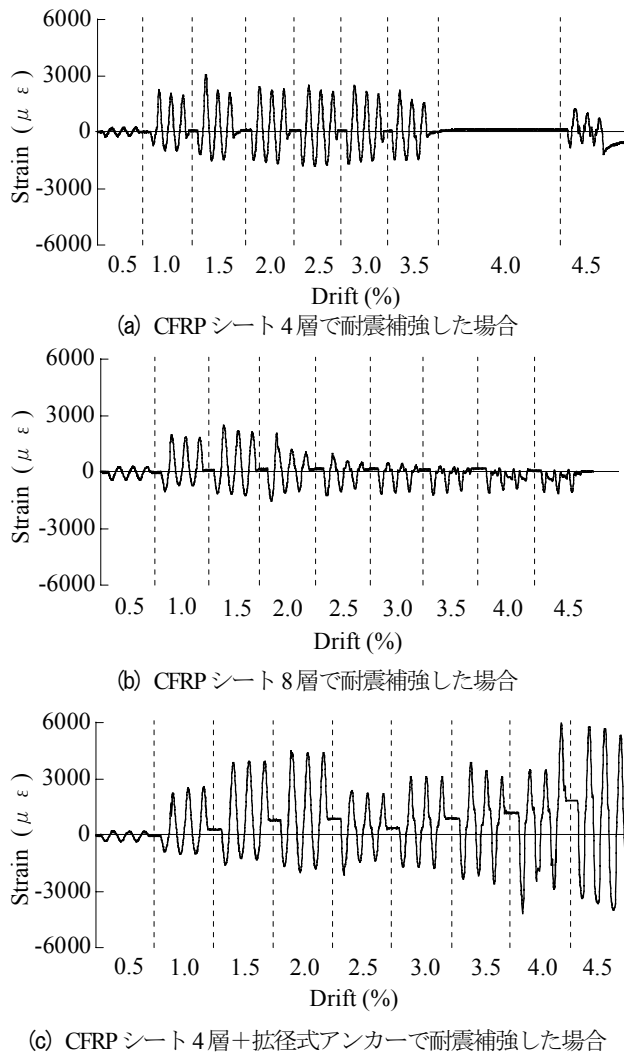


図-16 CFRPシート表面のひずみ（基部から150mm位置）

た側壁内側を起点とするひび割れは発生しておらず、側壁外側を起点とするひび割れも CFRP シートのある側壁内側面には進展していない。

(2) 履歴特性

図-8(d)に荷重作用点における水平力～水平変位の履歴を示す。これによると、正側にはドリフトが約 1%になると側壁は塑性化し、以降ドリフト 4%までほぼ安定した耐力を保っている。最大耐力は 248.1kN である。これに対して、負側ではドリフトを 1%、1.5%と増加させると、耐力も 234.6kN、276.1kN と増加していくが、ドリフト 1.5%の 2 回目载荷になると 226.1kN と最大耐力 276.1kN の 81.9%に低下する。これは、上述したようにドリフト 1.5%になると CFRP シートが壁面から完全に剥離したことによると考えられる。その後、負側の耐力は、载荷変位振幅の増大とともに漸減し、ドリフト 4.5%载荷の 1 回目では 160.1kN と最大耐力の 58.0%にまで低下する。前述のように、3 回目の载荷ではせん断破壊が顕著となり、耐力は 36.7kN と最大耐力 276.1kN の 13.3%に

まで低下する。

図-9(b)に水平力～水平変位履歴の包絡線を示す。比較のため、無補強の場合には正側、負側の最大耐力はそれぞれ 231.2kN、155.8kN であったが、これに比較すると CFRP シート 4 層で耐震補強すると、正側では 7%、負側では 77%も最大耐力が増加することがわかる。CFRP シートが引張に抵抗する負側の耐力向上が著しい。また、無補強の場合は側壁のせん断破壊に伴って正側の水平耐力が大きく低下するが、CFRP シートで耐震補強した場合には、正側の耐力はドリフト 4.5%まで安定している。本来、正側に対しては CFRP シートは引張で抵抗しないため、この方向の耐力がドリフト 4.5%まで安定したのは、CFRP で耐震補強した E 面にせん断ひび割れが貫通できなかったと同時に、CFRP を定着したアンカーの影響もあった可能性がある。一方、負側ではドリフト 1.5%以降、耐力低下するが、ドリフト 3.5%時点でも無補強の場合と同等以上の耐力となり、ドリフト 4.5%の 1 サイクル目までこの耐力を維持している。

7. 8 層の CFRP シートで耐震補強した場合

(1) 損傷の進展

E 面側側壁を CFRP シート 8 層で耐震補強した場合の損傷の進展を図-17 に示す。CFRP シート 4 層で耐震補強した場合と異なり、L 字型鋼材の下スラブ固定用アンカーボルトの径を 25mm と大きくし、また定着長も 195mm と長くしたことから下スラブには損傷が生じなかった。このため、下スラブの損傷の進展は示していない。

これによると、ドリフト 1%では W 面の基部から 200mm、400mm 付近に水平曲げひび割れが生じ、ドリフト 2%になると、これらを起点として徐々に斜めひび割れが側壁躯体を貫通するようになる。前述した CFRP シート 4 層で補強した場合と同様に、ドリフト 1%になると剥離音とともに L 字型鋼材の上部で CFRP シートが壁面から剥離し始め、ドリフト 2%になると剥離の程度が増すとともに剥離領域も拡大していく。ドリフト 2.5%になると、L 字型鋼材の鉛直面と CFRP シートの付着が切れ、側壁を W 方向に载荷すると、壁面と L 字型鋼材間に 5mm 程度の隙間が生じるようになる。CFRP シート 4 層で耐震補強した場合には、L 字型鋼材を下スラブに定着する鉛直アンカーが、これを定着してあった下スラブの表面部のコンクリートブロックの引張破壊によって拘束を失ったのに対し、CFRP シート 8 層で耐震補強した場合には、CFRP シート 4 層で耐震補強した場合よりもアンカーの径や長さを大きくしたため、側壁の移動と回転により下スラブコンクリートに損傷が生じるこ

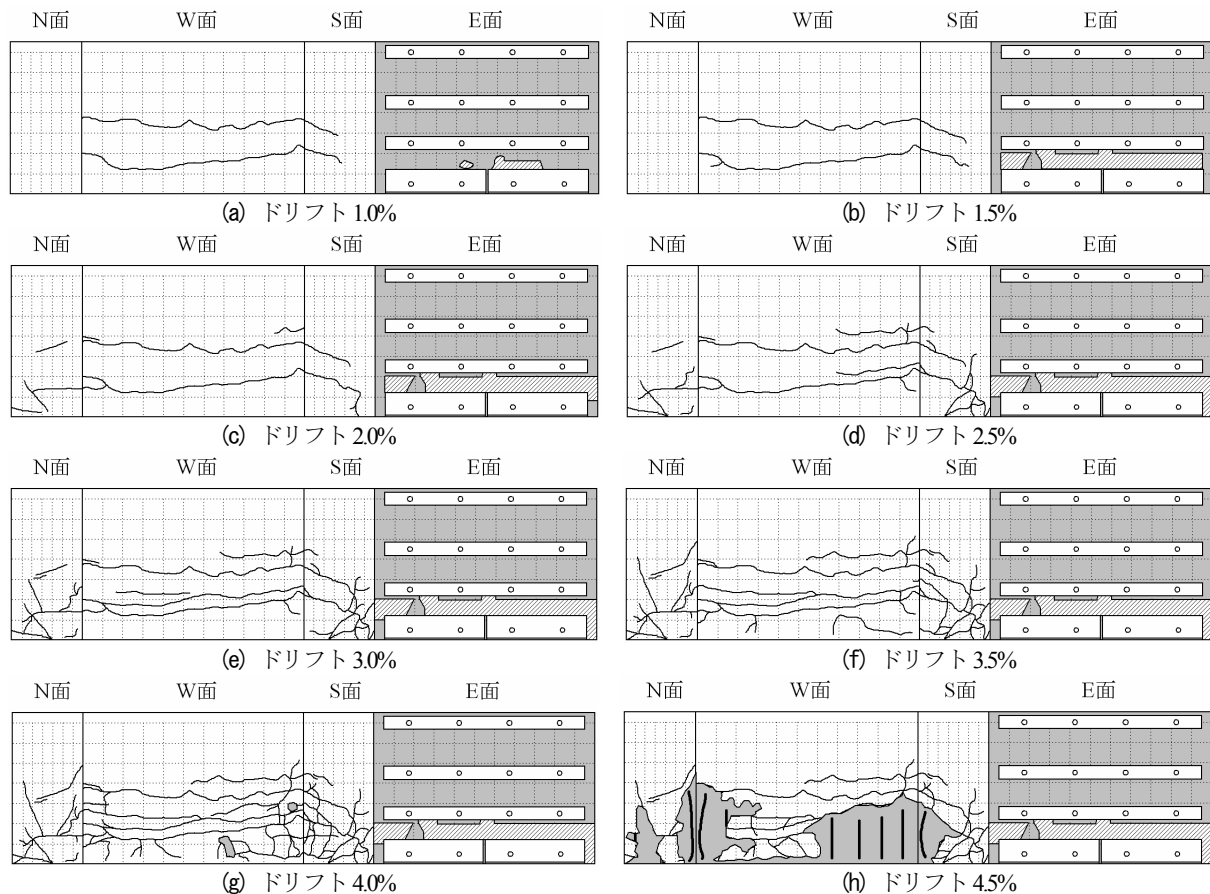


図-17 CFRPシート8層で耐震補強した場合の損傷状況

とは防止できた。その代わりに水平アンカーに荷重負担が移動した結果、CFRPシートとL字型鋼材間に付着切れが生じたことを示している。

ドリフト 3.5%になると、W面基部から 200mm と 400mm 付近から入った斜めひび割れが E面基部に達すると同時に、これ以外にも S面や N面には複数の斜めひび割れが生じる。前述したように、CFRPシート4層で耐震補強した場合には、既にドリフト 2%から下スラブにも W面基部を起点としてひび割れが入ったが、CFRPシート8層で耐震補強した場合にはこのようなひび割れは生じていない。ドリフト 4%になると、W面の基部から 350mm 高さを起点とし E面基部に至るせん断破壊面がはっきりしだし、この面を境に W方向に載荷すると側壁上部が下部に対して 11mm 程度水平移動するようになる。ドリフト 4.5%になると、主鉄筋もせん断破壊面で大きくずれ、W面では基部から約 300mm の高さまでかぶりコンクリートが大きく剥落したため、ここで載荷を打ち切った。写真-8 は S面から見た載荷終了後の損傷である。

前出の図-16(b)には側壁基部から 150mm 位置における CFRPシート表面の軸方向ひずみを示している。これによると、ドリフト 0.5%までには 400μ 以下とひずみは小さいが、ドリフト 1%からドリフト 2%の 1 サイクル目

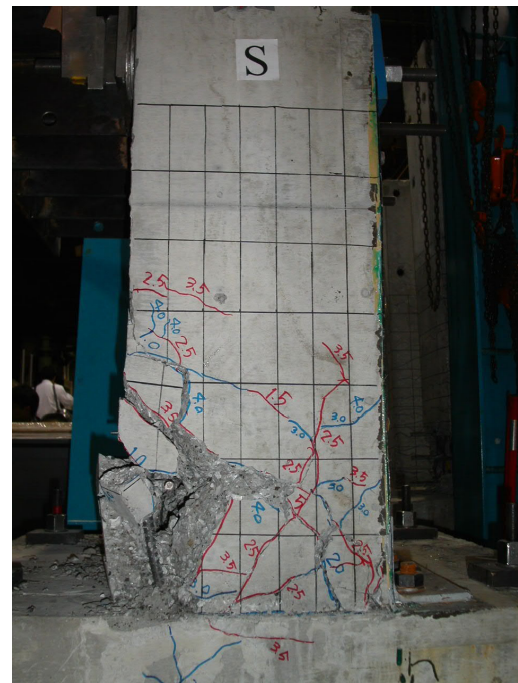


写真-8 CFRPシート8層で耐震補強した場合の損傷状況 (載荷終了時, S面)

までの間では 2000μ 程度のひずみが生じる。しかし、ドリフト 2%載荷の 2 サイクル目以降では載荷とともに徐々にひずみが減少していく。これは、前述したように

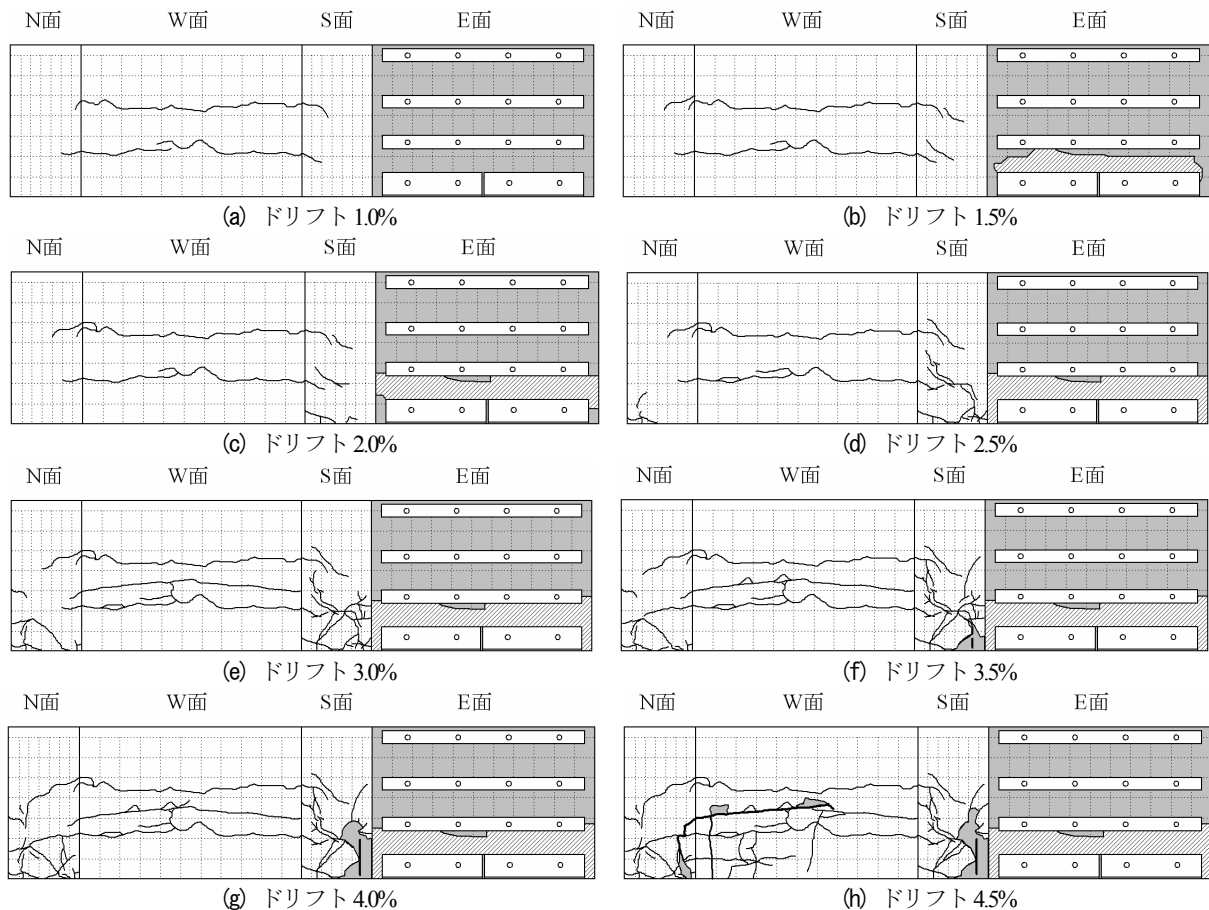


図-18 CFRPシート4層+拡径式アンカーで耐震補強した場合の損傷状況

CFRP シートが壁面から剥離したり、CFRP シートと L 字型鋼材間の付着切れが生じたためである。これにより、CFRP シートによる曲げ補強効果が失われている。ただし、CFRP シートと L 字型鋼材間の付着が切れたドリフト 2%の 2 サイクル目以降も CFRP シートには $1000\mu\epsilon$ 程度のひずみが生じている。これは、CFRP シートと L 字型鋼材間の付着が切れた後も、L 字型鋼材が側壁の水平移動を拘束しているためである。

(2) 履歴特性

図-8(e)は荷重作用点における水平力～水平変位の履歴である。正側ではドリフト約 1%で塑性化し、ドリフト 4.5%まではほぼ安定した耐力を保つ。最大耐力は 271.5kN である。ドリフト 2.5%では、252.0kN と最大耐力から 7.2%程度耐力が低下するが、これは前述した CFRP シートと L 字型鋼材間で付着切れが生じたためである。これに対し、負側ではドリフトを 1%、1.5%と増加させるにつれて耐力は徐々に増加し、ドリフト 2%で最大 (295.0kN) となる。しかし、ドリフト 2%载荷の 1 サイクル目では 246.0kN と最大耐力の 83.4%に低下し、ドリフト 2.5%载荷の 2 サイクル目には 177.9kN と最大耐力 295.0kN の 60.3%にまで低下する。これらは、前述したように CFRP シートの壁面からの剥離や CFRP シートと

L 字型鋼材間の付着切れが生じたためである。

図-9(b)に示す水平力～水平変位履歴の包絡線によると、CFRP シート 4 層で耐震補強した場合と比較して、CFRP シート 8 層で耐震補強した場合には、最大耐力は正側では 9%、負側では 7%とごくわずかしかならない。負側の耐力増加には CFRP シートの効果が現れてはいるが、ドリフト 2%以降では、CFRP シートの壁面からの剥離や CFRP シートと L 字型鋼材間の付着切れの影響が顕著となり、CFRP シート 4 層で耐震補強した場合よりも耐力は低下する。

8. 4 層の CFRP シート及び拡径式アンカーで耐震補強した場合

(1) 損傷の進展

E 面側壁を 4 層の CFRP シートと拡径式アンカーで耐震補強した場合の損傷の進展を図-18 に示す。ドリフト 1%で W 面側壁の基部から約 200mm、400mm 高さに水平曲げひび割れが生じ、ドリフト 1.5%になると、これらが E 面基部を目指して進展し始める。また、ミシミシという剥離音を伴って CFRP シートが供試体から剥離し始める。

ドリフト 2%になると、W 面の基部から 270mm の高さを起点に、W 面表面から 70mm の深さ（側壁外側の主鉄筋位置）まで貫入されている拡張式アンカーの先端に沿って下方へせん断ひび割れが伸び、基部から約 200mm の高さに達すると、ここから側壁内側に向かって水平方向へ進展するようになる。この段階では CFRP シートと L 字型鋼材間の付着が切れ始める。

ドリフト 2.5%になると、せん断ひび割れはさらに内側へと進展する。このようにせん断ひび割れが水平方向へ進展したのは、CFRP シートを L 字型鋼材とフラットバーとで固定しているため、L 字型鋼材が基部から 120mm の区間における側壁躯体のせん断変形を拘束し、この結果、載荷ドリフトの増加に伴い、側壁は L 字型鋼材と最下端のフラットバーとの間でせん断変形するようになるためである。ドリフト 3%では、L 字型鋼材とフラットバー間で壁面から剥離した CFRP シートが面外方向へはらみ出す。これは、側壁外側から内側へ貫通したせん断ひび割れを境として生じたせん断変形のため、CFRP シートが横ずれしたためである。

ドリフト 3.5%になると、E 方向に載荷した際に生じる側壁のせん断変形によって E 面側の主鉄筋が横ずれするようになる。ドリフト 4.5%では、せん断破壊面を境として側壁上側が下側に対して水平方向に 10mm 程度ずれるようになり、最下端のフラットバーの S 面側の端部では、横ずれを受けてはらみ出した CFRP シートの樹脂が鉛直方向に縦割れする。なお、L 字型鋼材を側壁に固定している拡張式アンカーのうちの 1 本は、側壁のせん断変形が顕著となるドリフト 3.5%時に座金の緩みが観察され、ドリフト 5%載荷終了時に破断しているのが確認された。これは、側壁の回転変位により壁体と L 字型鋼材間に作用する曲げ引張力に耐え得ないアンカー径であることを示している。写真-9 は S 面から見た載荷終了後の損傷である。

図-16(c)に CFRP シートの表面の軸方向ひずみを示す。これによると、ドリフト 1~2%では載荷ドリフトの増大とともにひずみが増加する。CFRP シートのひずみは、ドリフト 2.5%で CFRP シートと L 字型鋼材間の付着切れに伴って低下するが、ドリフト 3.0%以降は再度増加し始め、ドリフト 3.5%では 3100μ 、ドリフト 4%では 6000μ 程度のひずみとなる。これは、前述のようにせん断変形により CFRP シートが横ずれしたため、載荷ドリフトが 3.5%、4%と増加するにつれてひずみも増加する。ただし、このひずみは CFRP シートの規格破断ひずみ 14000μ 以下であり、CFRP シートはまだ降伏していない。

(2) 履歴特性

図-8(f)に荷重作用点における水平力～水平変位の履歴



写真-9 CFRP シート 4 層 + 拡張式アンカーで耐震補強した場合の損傷状況（ドリフト 4.5%終了時、S 面）

を示す。これによると、正側ではドリフトが約 1%になると塑性化し、以降 4.5%ドリフトまではほぼ安定した耐力を示す。最大耐力は 251.4kN である。ドリフト 3%になると 230.5kN と最大耐力 251.4kN から 8%低下するが、これは前述した L 字型鋼材の上部で生じた CFRP シートの面外変形に起因するものである。

これに対し、負側では載荷ドリフトを 1%、1.5%と増加させるにつれて徐々に耐力は増加し、ドリフト 2%で最大（295.7kN）となる。しかし、ドリフト 2.5%になると 212.0kN と最大耐力の 71.7%に低下する。これは、L 字型鋼材の上部で、CFRP シートと L 字型鋼材間の付着が切れたためである。その後、4%ドリフトまではこのレベルの耐力を保つが、ドリフト 4.5%載荷の 2 サイクル目には W 面側軸方向鉄筋が横ずれによって大きく変形する結果、最大耐力の 57.6%にまで耐力は低下する。

図-9(b)に水平力～水平変位履歴の包絡線を示す。CFRP シート 4 層 + 拡張式アンカーで耐震補強した場合には、正側、負側の最大耐力は 251.4kN、295.7kN となり、正側では 1%、負側では 7%だけ最大引張耐力が増加する。CFRP シート 4 層及び 8 層で耐震補強した場合には、負側では最大耐力到達後に大きく耐力が低下するが、CFRP シート 4 層 + 拡張式アンカーで耐震補強した場合には、ドリフト 4%まで最大耐力の 70%程度の耐力を保つ。

9. 結論

共同溝側壁の耐震性を評価し、耐震補強法の効果を検討するために、下スラブをクロス筋で補強すると同時にハンチを省略した側壁～下スラブ隅角部の実大試験体を

用いて繰り返し載荷実験を行った。本実験の結果得られた結論は以下の通りである。

- 1) 現況の構造では、載荷とともに側壁にはせん断ひび割れが進展し、ドリフト 3.5%で曲げ損傷からせん断破壊移行型の破壊を生じる。
- 2) 貫通アンカーを用いて耐震補強すると、側壁の曲げ損傷からせん断破壊移行型の破壊を防止し、曲げ破壊先行型とすることができる。この結果、現況に比較して耐力は増加しないが、変形性能をドリフト 4%まで確保することができる。
- 3) 拡張式アンカーを用いて耐震補強すると、現況の構造に比較して側壁の最大ドリフトを 0.5%増加させることができるが、拡張式アンカーの先端に沿ってせん断破壊が生じる。拡張式アンカー配置位置でのせん断ひび割れ抑制効果はあるが、貫通アンカーと比較するとせん断補強効果が低い。
- 4) CFRPシートを用いると、耐震補強を施さない場合に比較して負側（側壁外側への載荷）への耐力が増加するとともに、側壁が内側からひび割れが生じるのを防止できる。
- 5) CFRPシート4層をD16, 130mmのアンカーで壁体に固定して耐震補強した場合、側壁外側から発生したせん断ひび割れが側壁内側へ貫通するのを妨げるが、側壁内側のアンカー先端部に沿ってひび割れが上方へ伸び、最終的に曲げせん断破壊する。下スラブにも損傷が生じる。変形性能は耐震補強しない場合よりもドリフトで1%増加し、4.5%ドリフトとなる。
- 6) CFRPシート8層をD25, 195mmのアンカーで壁体に固定して耐震補強した場合、L字型鋼材を下スラブに定着するアンカーもD25, 195mmとしたため、下スラブには損傷が生じない。しかし、負側の水平耐力はCFRPシート4層で耐震補強した場合の107%と微増にとどまる。ドリフト4.5%で曲げせん断破壊する。
- 7) CFRPシート4層及び8層で耐震補強した場合には、CFRPシートが壁面から剥離したり、CFRPシートとL字型鋼材の付着が切れることにより、負側の耐力が低下していく。
- 8) CFRPシート4層をM12, 280mmの拡張式アンカーで壁体に固定して耐震補強すると、側壁の外側に近いアンカー先端に沿ってせん断ひび割れが生じ、これが側壁内側に向かって進展して曲げせん断破壊する。上述したCFRPシート4層及び8層で耐震補強した場合と比較して変形性能は同程度であるが、ドリフト4%まで安定した耐力を保持する。

謝辞：本研究は(財)土木研究センターに設けられた「土木構造物の耐震工学的課題に関する検討委員会」の検討の一環として、(財)土木研究センターと東京工業大学間

の共同研究として東京工業大学において行った研究成果を取りまとめたものである。本実験に際して御尽力頂いた星隈順一前幹事長、山下幹雄現幹事長、CFRPシートによる補強において材料の提供と施工を担当した三菱化学産資(株)他、御関係の皆様には厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) たとえば、中村晋：地震被害の程度の差異に着目した地下鉄の被害要因分析，土木学会論文集，No.6541-52，pp.335-354，2000。
- 2) 建設省：新耐震設計法（案），土木研究所資料第 1185 号，1977。
- 3) たとえば、川島一彦：地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，1994。
- 4) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986。
- 5) 川島一彦，大日方尚巳，加納尚史：地盤城辺変化部における共同溝の地震時軸力の計算法，土木技術資料，30-9，pp.463-468，1988。
- 6) 西岡勉，運上茂樹：ひずみ伝達特性を用いた地中構造物のせん断変形量の推定，土木学会論文集，No. 7101-60，pp.273-282，2002。
- 7) 大住道生，運上茂樹：地中構造物の地震時変形特性に関する検討，第 55 回土木学会年次講演概要集，I-B143，pp.286-287，2000。
- 8) 運上茂樹，大住道生，高尾聰秀：兵庫県南部地震における共同溝の被災解析と耐震性能の評価，土木研究所資料，第 3821 号，建設省土木研究所，2001。
- 9) 小林力，川島一彦：強震動を受ける地下構造物の非線形応答，第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計法に関するシンポジウム，pp.267-272，2003。
- 10) 平松住尾，橋泰久，秋山伸一，荒添正棋：実際に使用されてきた地中構造物の地震時耐力・変形性能に関する載荷実験，第 1 回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集，pp.175-178，2000。
- 11) 橋泰久，佐藤誠，秋山伸一，荒添正棋：実際に使用されてきた地中構造物の地震時耐力・変形性能に関する研究一その 1 載荷実験に基づく非線形挙動の検討，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.889-892，2001。
- 12) 松尾豊史，松村卓郎，橋泰久：ハンチの有無が RC ボックスカルバートの変形性能及び破壊モードに及ぼす影響，第 57 回土木学会年次講演会概要集，pp.193-194，V-097，2002。
- 13) 川島一彦，長島博之：RC ラーメン橋脚の動的特性に及ぼすハンチの影響，土木技術資料，35-2，pp.45-50，1993。
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書，V耐震設計編，丸善，2002。

(2004. 12. 20 受付)

EVALUATION ON SEISMIC RETROFIT MEASURES FOR COMMON UTILITY TUNNELS BASED ON CYCLIC LOADING TESTS

Go NAKAMURA, Kazuhiko KAWASHIMA, Gakuho WATANABE,
Mikio YAMASHITA, Jun-ichi ESAKI, Takeyasu SUZUKI and Seijiro KOGA

Since common utility tunnel is very lightly reinforced without cross bars between inner and outer bars, it is vulnerable to the seismic effects. Effectiveness of seismic retrofit was clarified based on cyclic loading tests on six specimens. They are prototype models at the side wall connected to the lower slab joints. Full penetration anchor bolts and bolts with a special device which enables to anchor at mid wall height were used to confine the concrete and prevent shear failure. Carbon fiber reinforced plastic sheets were also used in the retrofit. Number of CFRP sheets and anchor at the slab was varied. It was found from the experiment that the as-built tunnel failed in shear at the wall-slab joint. The retrofit by bolts and CFRP is effective to enhance the shear capacity and ductility.