

共同溝の耐震性及び アンカーバーを用いた耐震補強法に関する検討

中村剛¹・川島一彦²・渡邊学歩³・江寄順一⁴・鈴木猛康⁵

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 工博 東京工業大学大学院教授（同上）

³正会員 工修 東京工業大学大学院助手（同上）

⁴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）

⁵フェロー会員 工博 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）

1. はじめに

兵庫県南部地震では土木構造物に甚大な被害が生じた。橋梁では多くの橋脚に脆性的な破壊が発生したほか、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。この地震を契機として、地中構造物においても、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¹⁾。

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。例えば共同溝は、電気、ガス、上下水道等のライフラインを格納しており、震災時も機能を保持することが求められる。共同溝に対してはこれまで耐震性に関する十分な検討がなされておらず、鉄筋量が驚く程少ない等脆弱な構造となっている。このため、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。

現在までに、共同溝の耐震性を実験的に検討した研究は行われておらず、平松らが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を対象として載荷実験を行い、せん断破壊を起こす危険性が高いことを示しているのみである²⁾。ここでは、共同溝側壁と下スラブの一部の実大試験体を作製して繰り返し載荷実験を行い、共同溝の耐震性を評価するとともに、貫通アンカー及び拡張式アンカーを用いて耐震補強を行った場合の補強効果について検討を行った結果を報告する。

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、3.25×4.05mの矩形断面を有する1層2室ボックス式共同溝である³⁾。土被りは6mである。地震時に地盤がせん断変形した場合に曲げモーメントが大きくなる側壁隅角部を取り出し、側壁の約1/2区間と下スラブから構成される範囲を実大スケールでモデル化することとした。共同溝軸方向の長さは1.1mとし、6体の模型を作製した。

図-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十分配筋することとした。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。クロス筋は配置されていない。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。側壁断面の主鉄筋比は0.72%であり、RC橋脚と比較すると鉄筋量が少ない。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、拘束効果は期待できない。

さらに、隅角部には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、構造を容易にするためこれを省略した。松尾らはハンチの有無がボックスカルバートに及ぼす影響を検討し、ハンチがないと水平耐

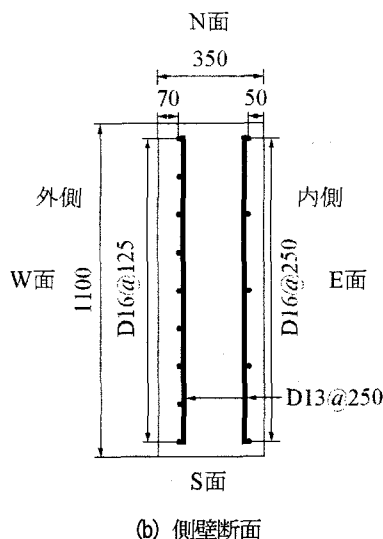
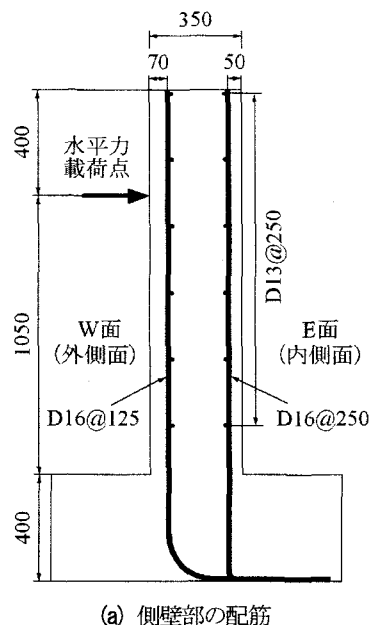


図-1 実験供試体

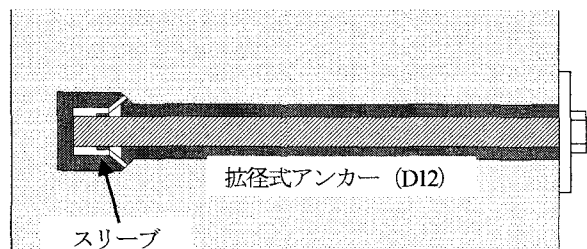


図-2 拡張式アンカー模式図

力が低下するとともに、変形性能が向上し、曲げ破壊の傾向が強くなることを把握している⁴⁾。共同溝の耐震性に及ぼすこのような影響については、今後検討していく必要がある。

6体の試験体のうち、1体は補強せずに現状の構造に対する耐震性を評価し、残り5体には表-1に示すように貫通アンカー、拡張式アンカー及びCFRPシートを用いて耐震補強を施す。貫通アンカーは、側壁を貫通させてクロス筋の役割を持たせるものである。側壁を貫通させることは、地下水の流入やアンカー先端の固定等いろいろな問題を伴うが、きちんとコアコンクリートを横拘束するとともに、せん断耐力を向上させるためには最適であることから、これを採用するしたものである。M12のアンカーバーを各高さに4本ずつ、鉛直方向、水平方向とも250mm間隔で配置した。

また、拡張式アンカーは、地下構造物を内側からせん断補強することを目的として開発された特殊なアンカーであり、図-2に示す特殊な形状の削孔を側壁内側から行い、アンカーバー先端のスリーブの羽の引っ掛かりによって、アンカーの先端を固定するものである。アンカーバーの径及び配置間隔は貫通アンカーの場合と同一と

表-1 供試体の耐震補強

実験ケース	補強方法
Case 1	なし
Case 2	貫通アンカー (D12×12本)
Case 3	拡張式アンカー (D12×12本)
Case 4	CFRPシート (300g/mm ² ×4層)
Case 5	CFRPシート (300g/mm ² ×8層)
Case 6	CFRPシート (300g/mm ² ×4層) +拡張式アンカー (D12×12本)

した。Case 4～6では、CFRPシートを用いて耐震補強を行う側壁内側にだけCFRPシートを貼り付けた。

ここでは、表-1に示すCase 1～3の載荷実験結果を報告し、CFRPシートを用いたCase 4～6の実験結果は別途報告することとする⁵⁾。

(2) 載荷方法

載荷には東京工業大学の耐震実験施設を使用した。6mの土被り及び上床板の自重に相当する鉛直力250kNを、剛性の高い治具を介して均等に側壁に作用させた状態で、共同溝側壁の上部を壁に直交方向(図-1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。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。載荷点高さは1450mmとするが、これは実物の共同溝側壁のほぼ1/2高さに相当する。

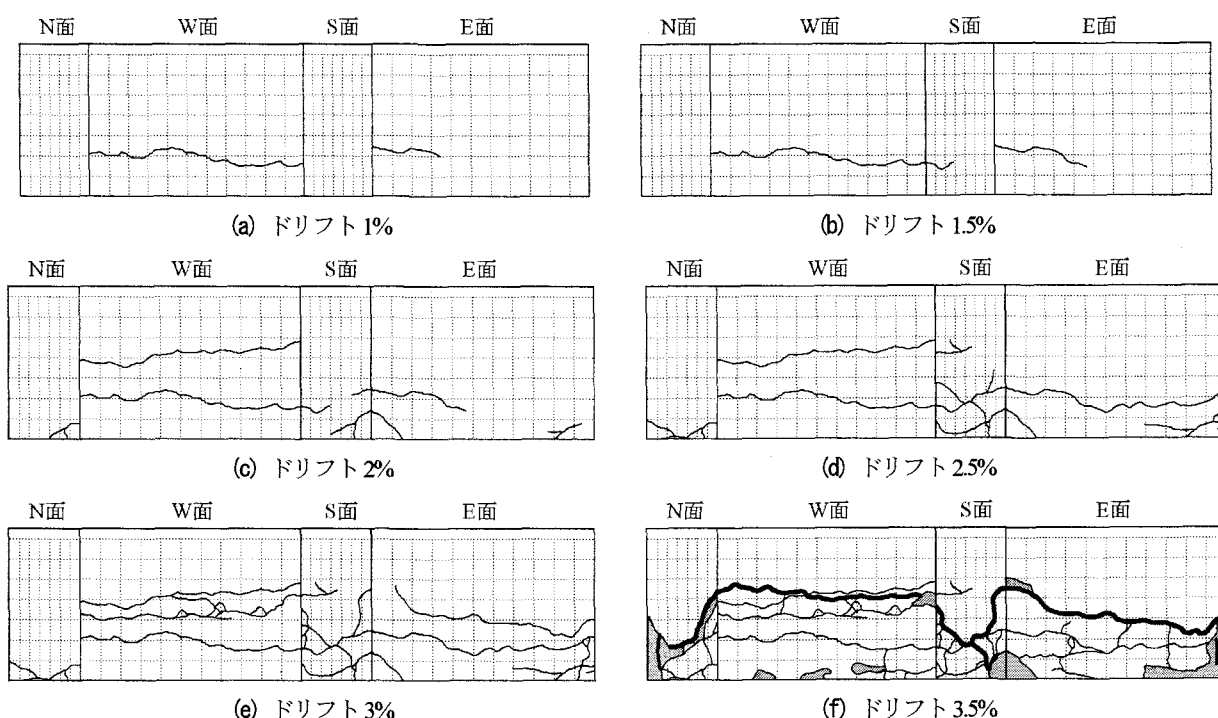


図-3 耐震補強を施さない場合の損傷状況

3. 現況の共同溝の耐震性

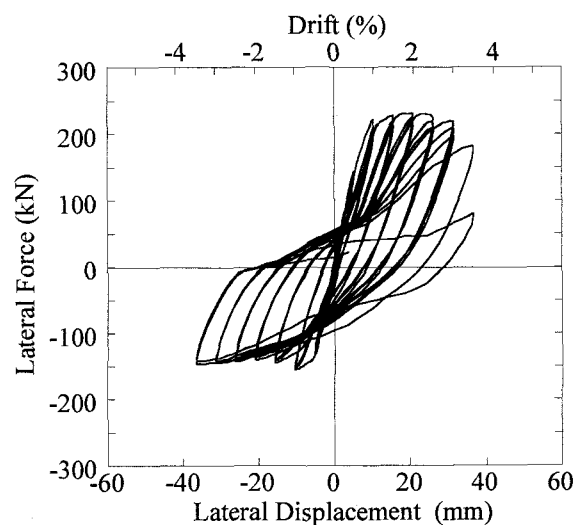
(1) 損傷の進展

図-3 に耐震補強しない試験体の損傷状況を示す。ここには、載荷に伴うひび割れの進展、及び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表している。

ドリフト 1%の載荷で、E 面及び W 面の側壁に水平曲げひび割れが生じ始め、ドリフト 2%になるとこれらが進展していく。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 の高さでともに全体にわたってせん断ひび割れが生じ、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 の高さから 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、側壁上側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。

(2) 履歴特性

図-4 に荷重作用点における水平力～水平変位の履歴

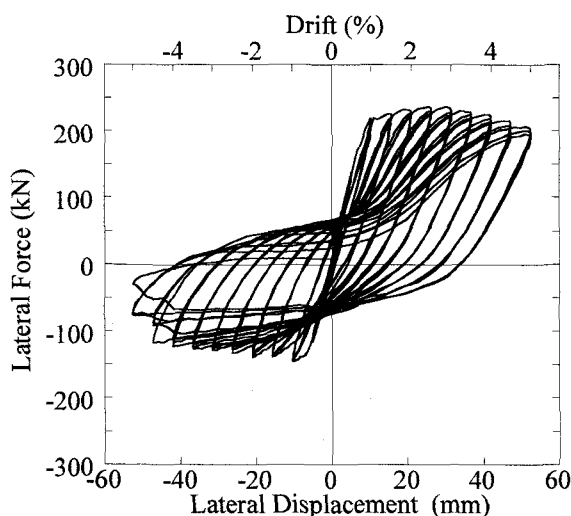


(a) 耐震補強を施さない場合

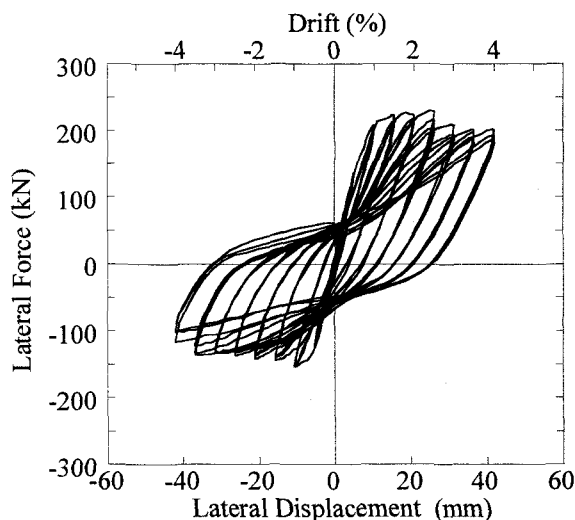
図-4 水平力～水平変位の履歴

を、図-5 にこの包絡線を示す。図-4、図-5 には後述する貫通アンカー及び拉径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。図-4、5 では、図-1 に示す 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-4(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。最大曲げ耐力は、正側では 231.3kN、負側では 155.8kN である。図-1 に示すように、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%までは正負両側で安定した耐力を保つが、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



(b) 貫通アンカーで耐震補強した場合



(c) 拡径式アンカーで耐震補強した場合

図-4 水平力～水平変位の履歴

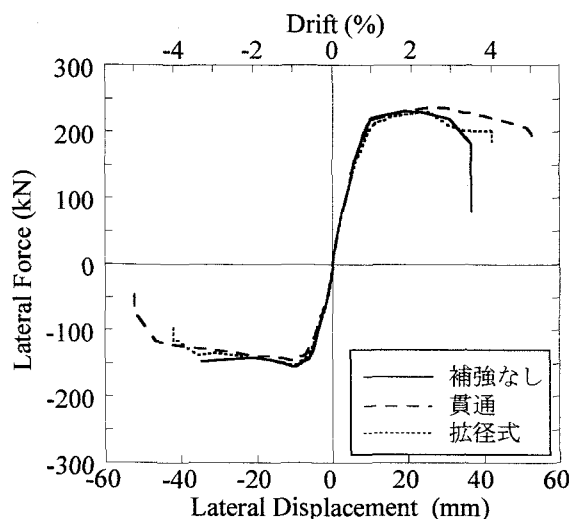


図-5 水平力～水平変位履歴の包絡線

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、負側の耐力はほぼこれまでの安定していた耐力レベルにまで回復していくが、2 回目の正側荷重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 と上述した安定した耐力の 34.5%にまで低下する。

4. 貫通アンカーで耐震補強した場合

(1) 損傷の進展

図-6 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。

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、現況とは異なり、貫通アンカーで耐震補強するとせん断破壊を防止でき、曲げ破壊になることがわかる。

図-7 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 の位置で測定した軸方向ひずみである。なお、基部から 309mm, 559mm 位置の貫通アンカーにはほとんど軸方向ひずみは生じない。基部から 100mm 位置では荷重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 $1800\mu\epsilon$ 、4.5%ドリフトでは $3000\mu\epsilon$ 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。アンカーの降伏ひずみは $4000\mu\epsilon$ 程度であるので、降伏には至っていない。

(2) 履歴特性

図-4(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

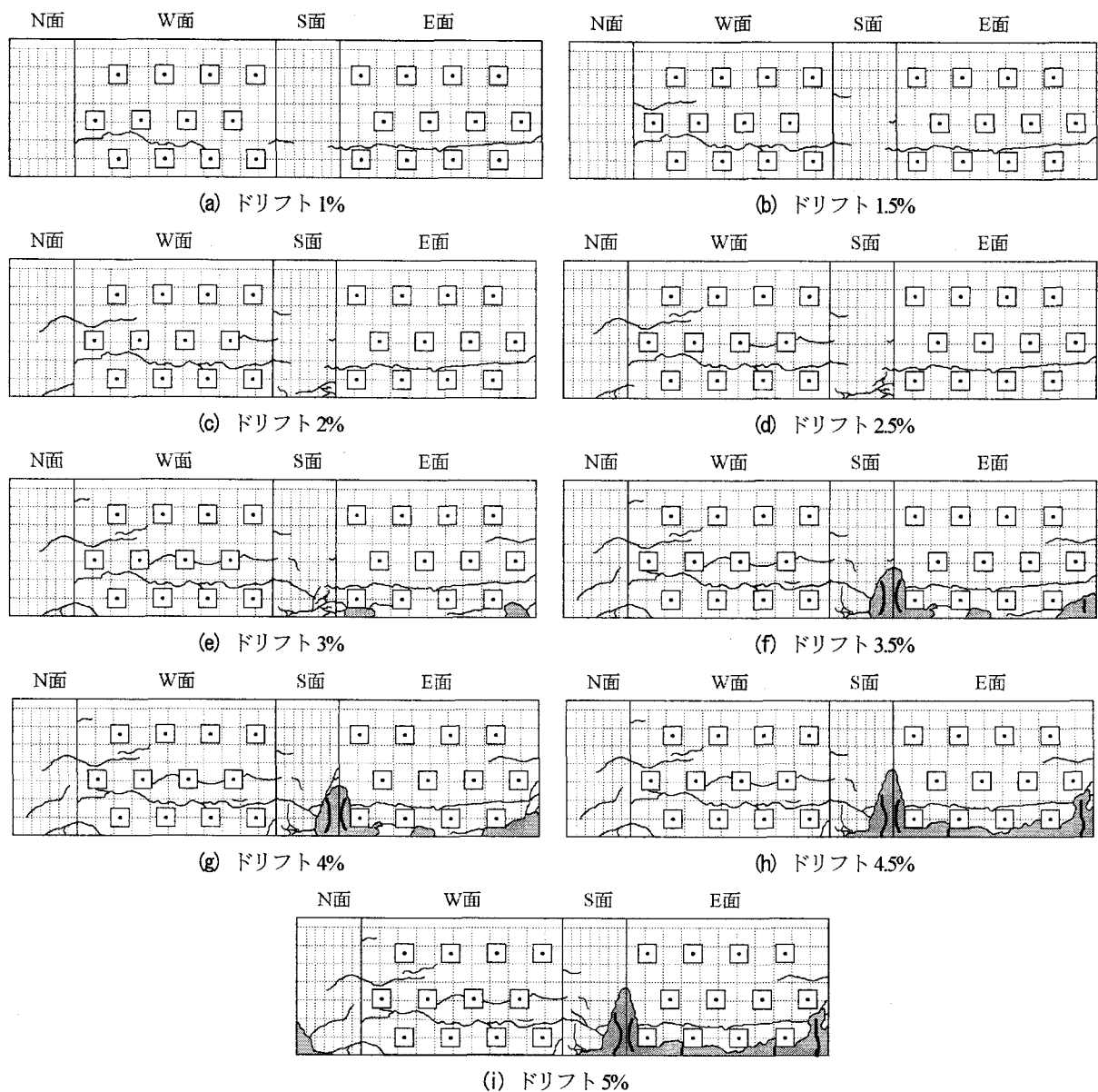


図-6 貫通アンカーで耐震補強した場合の損傷状況

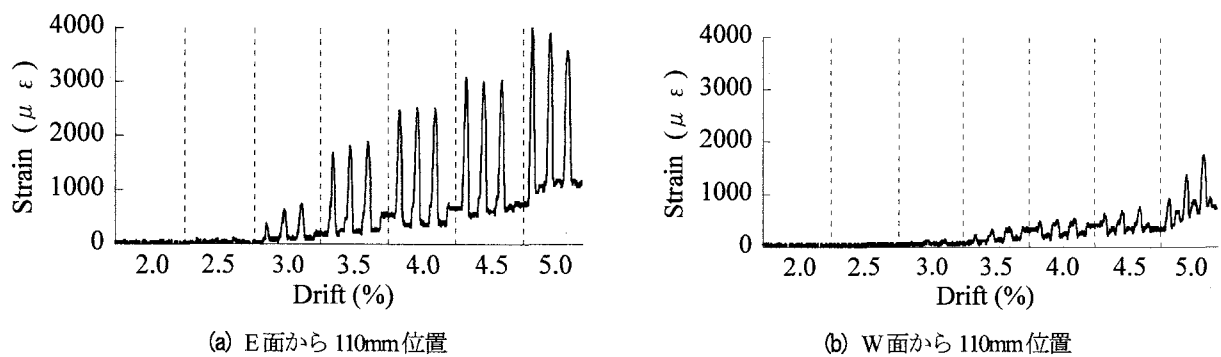


図-7 貫通アンカー (Case 2, 基部から 100mm の高さ) のひずみ

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、それぞれ 102%, 94%とほぼ同等の最大耐

力を示している。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が低下し始める。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

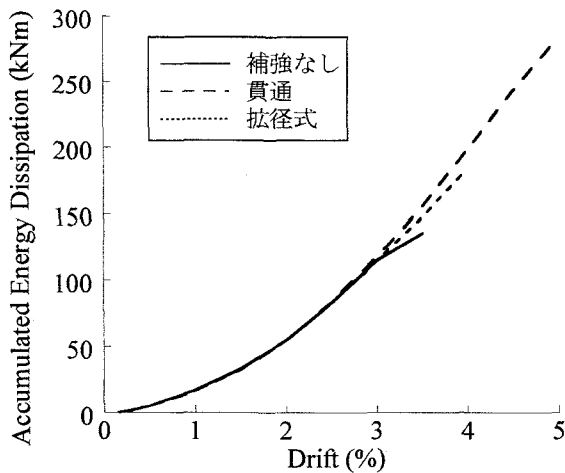


図-8 履歴吸収エネルギー

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% と耐力が低下する。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-5 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していたのに対して、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している。破壊形態も、脆性的なせん断破壊から曲げ破壊へ移行しており、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-8 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、及び後述する拡張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ている。

5. 拡張式アンカーで耐震補強した場合

(1) 損傷の進展

図-9 は拡張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

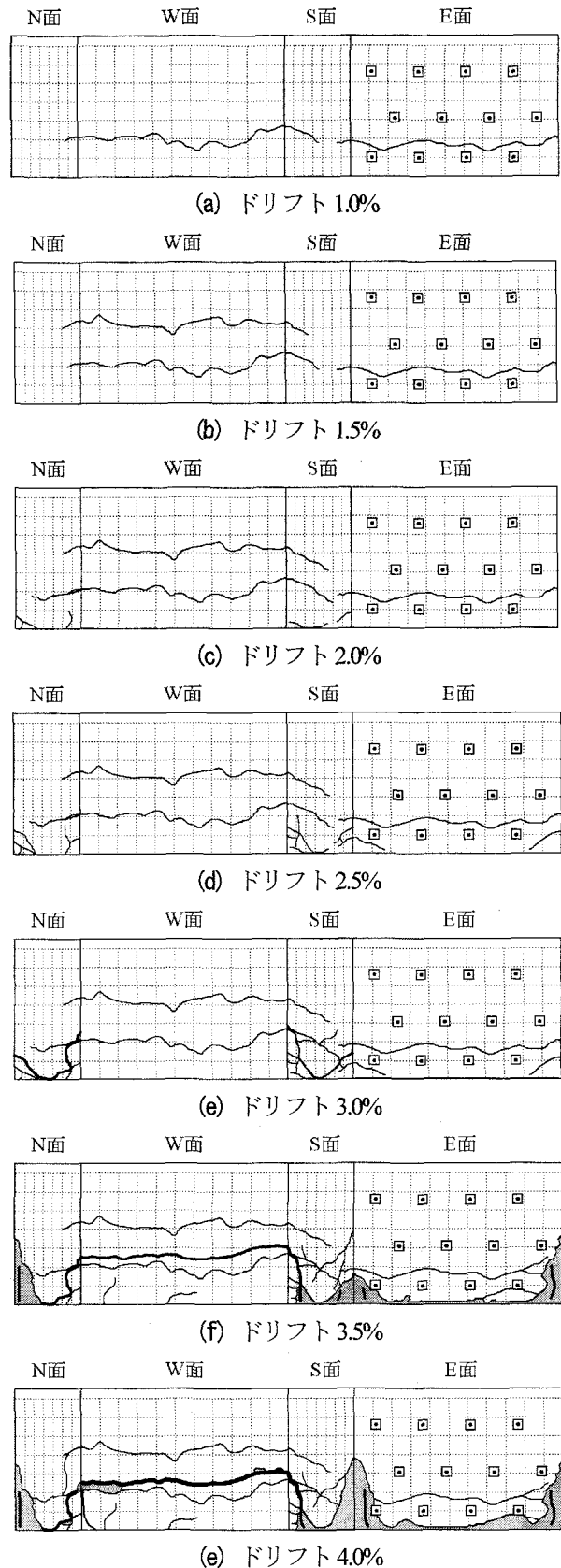
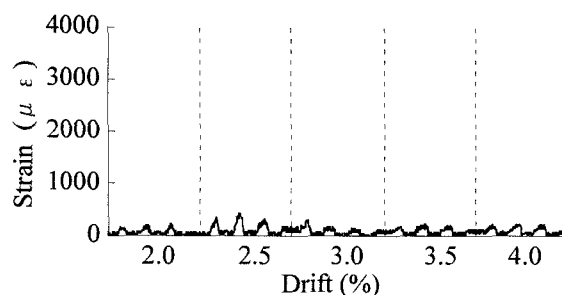
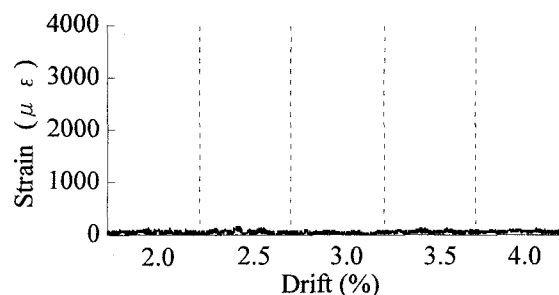


図-9 拡張式アンカーで耐震補強した場合の損傷状況

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



(a) E面から 110mm 位置



(b) W面から 110mm 位置

図-10 拡径式アンカー (Case 3, 基部から 100mm の高さ) のひずみ

から 250~350mm の高さを起点に W 面の約 70mm の深さをせん断ひび割れは下方へ進展し、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径式アンカーが貫入されているため、拡径式アンカーの先端を伝わってせん断ひび割れが生じたものである。このため、E 面方向に載荷すると、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 面側では拡径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 面側に載荷した場合には、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 方向に載荷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、載荷を終了した。

図-10 に拡径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 面からそれぞれ 110mm の位置の軸方向ひずみを表している。これによると、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、拡径式アンカーには 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ためには有効ではないためである。したがって、貫通アンカーと比較すると、拡径式アンカーはクロス筋としての効果に問題がある。

(2) 履歴特性

図-4(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%になると正側の水平耐力が 210.4kN と最大値の 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、負側では載荷変位の増大とともに徐々に水平耐力が減少し、ドリフト 3.5%では 136.9kN と最大水平耐力の 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、水平耐力は 116.5kN と最大耐力の 75.8%に低下する。

図-5 に水平力～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水平耐力が低下したのに対し、拡径式アンカーで耐震補強した場合はドリフト 4.0%載荷の 1 サイクル目までは耐力が安定しており、載荷終了ドリフトが 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-8 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. 結論

共同溝側壁の耐震性を評価し、補強法の効果を検討するために、ハンチを省略した側壁～下フランジ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、載荷とともにせん断ひび割れが進展し、ドリフト 3.5%でせん断破壊する。
- 2) 貫通アンカーを用いて耐震補強すると、せん断破壊を防止し、曲げ破壊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、最大ドリフトを 0.5%増加させることができるが、アンカーの先端に沿ってせん断破壊が生じる。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。

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」の検討の一部として、東京工業大学において行った実験結果を取りまとめたものである。拡張式アンカーボルトのアイデアは鈴木猛康氏(中央復建コンサルタンツ)によるものであることを明記すると同時に、本実験に際して御尽力頂いた星隈順一前幹事長、山下幹雄現幹事長他、御関係の皆様は厚く御礼申し上げます。

参考文献

1) 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.654/I-52，pp.335-354，2000.7

2) 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・変形性能に関する载荷実験，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.175-178，2000.3

3) 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

4) 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

5) 古賀政二郎，中村剛，川島一彦，渡邊学歩，山下幹夫，江崎順一，鈴木猛康：CFRPシートを用いた共同溝の耐震補強法に関する検討，第7回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2004.1