

論文 縦断方向荷重による損傷を受けた2ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの横断方向の耐震性能評価

野田 翼*1・山崎 旬也*2・石田 雅博*3・中村 洋丈*4

要旨: カルバート等の地中構造物は函軸直角方向（横断方向）の耐荷力によって上載荷重を支持しており、函軸方向（縦断方向）に上載荷重の支持機能は無いとされている。そのような中、プレキャストアーチカルバートにおいて、上載盛土の影響による縦断方向荷重による損傷事例が報告されている。本研究では、縦断方向荷重により損傷を与えた2ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの1/3モデルの模型供試体を用い、横断方向の正負交番載荷実験を行った。その結果、縦断方向荷重によって、最大荷重や終局時の変形能は多少の低下するものの、層間変形角2%以上の変形能を確保できており、耐震性能を有すると判断できる。

キーワード: プレキャストアーチカルバート、縦断方向荷重、正負交番載荷実験、耐震性能評価

1. はじめに

建設現場では人手不足を背景に現場の省力化や効率化を目的として、コンクリート構造物のプレキャスト化が行われている。カルバート等の地中構造物についても、場所打ちに替えて大型のプレキャスト部材を用いたカルバートの採用実績が増えている。

地中構造物であるカルバートの耐震設計については、図-1に示すような、横断方向（函軸直角方向）の耐荷力によって上載荷重を支えており、縦断方向（函軸方向）に上載荷重の支持機能は無いとされている¹⁾。道路土工カルバート工指針²⁾では、実績を考慮し、カルバートの延長は短く、また、縦断方向に適切な間隔で継手を設けるため、地震動の照査は横断方向についてのみ行えばよいとしている。鉄道構造物の開削トンネルの設計³⁾では、縦断方向の検討は、地層構成などが縦断方向で大きく変わるような場合を除き、構造細目を守ることで、検討を省略することが可能とされている。このような背景から、地中構造物の耐震性能に関する研究においては、横断方向の研究が優先されてきた。

同様に、写真-1に示すようなプレキャストアーチカルバートにおける耐震性評価について、これまで多くの研究⁴⁾⁵⁾が行われてきたが、これらは横断方向のみの耐震性能評価を行っているもので、縦断方向に関する研究は少ない。縦断方向の研究に関するれば、澤村ら⁷⁾は1/50モデルの模型を使用し動的遠心実験を実施しており、プレキャストアーチカルバート同士を縦断方向に連結しない場合は、縦方向の目地部の目開きによって、盛土がカルバート内部に流入する可能性を指摘しているが、縦断方向の地震時要求性能の明確化には至っていない。この

ように、プレキャストアーチカルバートは縦断方向の耐震性能が十分に解明されていない。

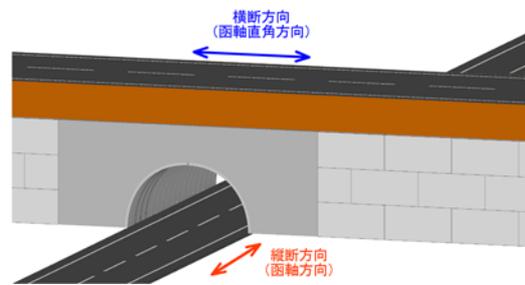
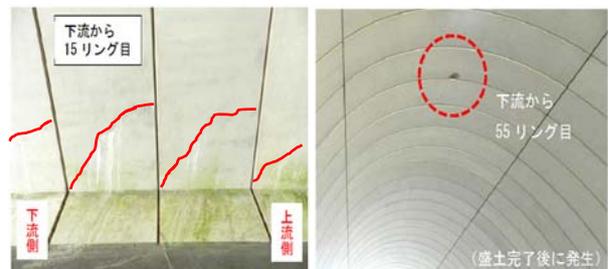


図-1 カルバート検討方向の定義



写真-1 プレキャストアーチカルバート



(a) 側壁基部のひび割れ (b) コンクリートの剥落
写真-2 プレキャストアーチカルバートの損傷事例⁸⁾

*1 (国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 研究員 工修 (正会員)

*2 (国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員

*3 (国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 工博

*4 (株) 高速道路総合技術研究所 道路研究部 土工研究室 主任研究員 工博

そのような中、2 ヒンジ式プレキャストアーチカルバート（以下、2 ヒンジアーチと称す。）は常時・地震時において、様々な損傷事例が報告されている⁸⁾。これらの損傷の要因は、基礎地盤および周辺地盤の沈下、過少な平面交差角等による偏土圧、縦断方向荷重の作用に大別することができる。その中で、縦断方向荷重に関しては、上載盛土の影響によるものであると藤原ら⁹⁾は分析している。また、縦断方向荷重によるものと思われる損傷に関しては、写真-2 に示すような、側壁基部のひび割れや頂版部材の目地部のコンクリートの剥落が確認されている⁸⁾。側壁基部のひび割れに関しては、2 ヒンジアーチの構造が影響しているものと考えられる。図-3 に示すように、2 ヒンジアーチはフーチング部が場所打ちコンクリートによって、縦断方向に強固に連結されているため、縦断方向荷重によって変形が生じた場合に、側壁基部に曲げモーメントが生じひび割れが発生しているものと考えられる。頂版部材の目地部のコンクリートの剥落についても、縦断方向荷重によって生じた変形により、プレキャスト部材同士が接触することで発生しているものと考えられる。図-4 に縦断方向荷重による損傷イメージ図を示す。久保田らの研究⁴⁾により、横断方向の正負交番載荷実験では側壁基部や隅角部に損傷が集中し、頂版部材はヒンジの影響により損傷が進展しないことが報告されている。このため、縦断方向荷重による側壁基部のひび割れが2 ヒンジアーチの耐震性能に与える影響を確認する必要がある。

本研究では、常時・地震時に作用する縦断方向荷重によって、2 ヒンジアーチの基部に損傷を与えた状態で、横断方向に正負交番載荷を実施し、終局状態や変形能を確認することで、耐震性能評価を行うものである。

2. 実験概要

2.1 模型供試体のモデル化

模型供試体は図-3 に示すように、内空幅 11.633m、内空高 9.283m、部材厚 0.750m、縦断方向長さ 0.995m の 2 ヒンジアーチをモデルとした。これは実現場と同様の構造であり、この現場では写真-2 のような縦方向荷重による側壁基部にひび割れや頂版部材の目地部のコンクリートの剥落が生じている。本実験では耐震性能に影響が大きいと考えられる側壁部材のみを取り出し、正負交番載荷実験による耐震性能評価を行うこととした。模型供試体は、実験時に頂版部材との接合部において軸方向力を作用させるが、アーチ形状をしていると軸方向力載荷装置が複雑化するため、図-5 に示すように、アーチ部を直線とした逆 T 型擁壁形状とし、実物大に対して 1/3 のサイズとした。模型供試体の配筋は、実物大に対して、相似則に配慮して鉄筋比ができる限り近くなるように設

定した。図-6 に模型供試体の断面配筋図を示す。

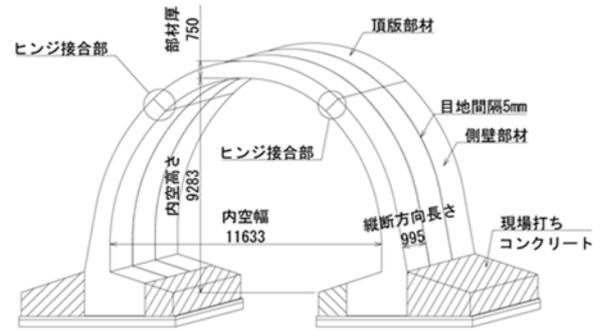


図-3 2 ヒンジ式プレキャストアーチカルバート構造

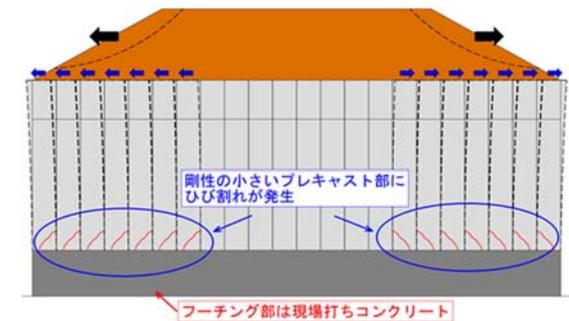


図-4 縦断方向荷重による損傷イメージ図（側面図）

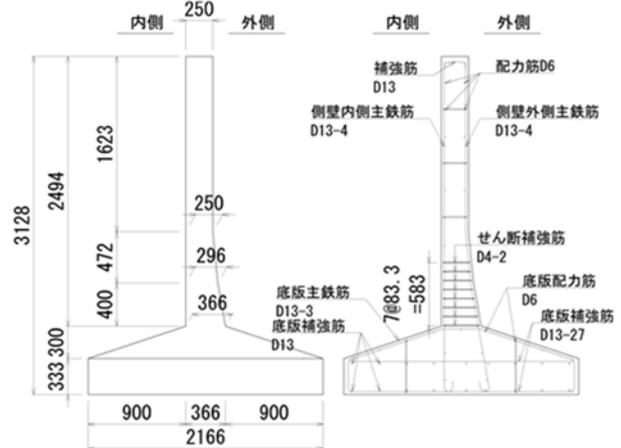


図-5 模型供試体の断面構造図

図-6 模型供試体の断面配筋図

表-1 コンクリートの圧縮強度試験結果

材齢(日)	圧縮強度(N/mm ²)	弾性係数(kN/mm ²)
28	43.6	25.9
53	45.2	25.4
67	44.2	26.3

※ 材齢53日,67日はそれぞれCASE-1, CASE-2の載荷日である。

表-2 鉄筋の引張強度試験結果

種別	主鉄筋	配力筋	せん断補強筋
呼び名	D13	D6	D4
規格	SD345	SD345	SD295A
公称断面積(mm ²)	126.7	31.7	14.1
降伏強度(N/mm ²)	375.4	402.4	393.6
引張強度(N/mm ²)	551.2	565.2	528.7
弾性係数(kN/mm ²)	187.1	195.1	189.2
降伏ひずみ(×10 ⁻⁶)	2007	2062	2080
伸び(%)	25.4	25.1	22.6

2.2 模型供試体の製作

模型供試体の材料は、JIS A 5308 に適合したレディミクストコンクリートを用いることとし、呼び強度 40N/mm²、スランプ 12cm、粗骨材の最大寸法 20mm のものを使用した。表-1 にコンクリートの圧縮強度試験結果を示す。なお、圧縮強度試験の供試体は模型供試体と同一の気中養生とした。

配筋には、D4, D6, D13 の JIS 規格品を用いた。また、模型供試体の製作に先立ち、JIS Z 2241 の規定に基づいて使用する鉄筋の引張強度試験を実施した。なお、本実験での塑性化の判定には、この試験から得られた降伏ひずみ 2007 μ を用いることとした。なお、ひずみを計測したのは主鉄筋として使用した D13 のみである。表-2 に鉄筋の引張強度試験結果を示す。

2.3 実験ケースおよび荷重方法

実験ケースは縦断方向荷重による損傷の影響を確認するため、縦断方向荷重の荷重の有無の 2 ケースとした。荷重方法は軸方向力、正負交番荷重および縦断方向荷重の 3 方向荷重とし、油圧ジャッキ 3 基を用いて荷重した。実験ケース一覧を表-3 に示す。荷重イメージ図を図-7 に示す。また、模型供試体のセットアップ状況を写真-4 に示す。

軸方向力に関しては、土被り厚 4.00m で算出した側壁部材の基部のコンクリートの圧縮応力度が実構造物と同様になるように 100kN とし、一定荷重を維持するため、一定荷重保持機能付き電動油圧ポンプを使用した。また、軸方向力用油圧ジャッキと反力用鋼材との間には、フッ素樹脂版と潤滑油による滑動装置を設置することで、縦断方向荷重および正負交番荷重による模型供試体の変形に対し、追従できる構造とした。また、変形による角度変化に対しても、油圧ジャッキに取付けた球座により荷重面と供試体との平面度を維持する構造とした。

縦断方向荷重の荷重に関しても、軸方向力と同様の荷重方法としている。縦断方向荷重の合力の作用位置は 3 次元 FEM 解析によると水平方向は内空幅の 1/4 程度、鉛直方向は内空高の 3/4 程度と解析されている¹⁰⁾。本実験のモデルとした 2 ヒンジアーチにおける縦断方向荷重の合力の作用位置は、図-8 のようになり、水平方向および鉛直方向の中間点が側壁部材と頂版部材の接合部付近となったため、本実験での縦断方向荷重の荷重位置は側壁部材の上部位置とした。また、合力の作用位置を考えると側壁基部に発生しているひび割れは曲げモーメントの影響が大きいものと考えられる。

正負交番荷重に関しては、正負の荷重が行えるよう、複動型油圧ジャッキを用いた。油圧ジャッキ取付部に変形による角度変化に対応できるよう、回転変形が可能な治具を設置した。縦断方向荷重による変形に対しては、

ベアリングによる滑動機構を持った治具を設置することで追従できる構造とした。

2.4 荷重手順

縦断方向荷重の荷重が無い CASE-1 に関しては、供試体に軸方向力として 100kN を荷重させ、横断方向の正側（外側鉄筋が引張となる方向）へと荷重を行った。最外縁の鉄筋のひずみが 2007 μ に達した時の供試体頭部の水平変位量を基準変位 δ_y とし、負側（内側鉄筋が引張となる方向）へと基準変位 δ_y に達するまで荷重した。この正負 1 回ずつの荷重を 1 サイクルとし、3 サイクル繰り返し荷重を行った。以降、基準変位を整数倍させ、同様に

表-3 実験ケース一覧

ケース	土かぶり	軸方向力	正負交番荷重	縦断方向荷重
CASE-1	4.00m	○	○	—
CASE-2	4.00m	○	○	○

※表中の寸法は実物大寸法を示す。模型は1/3モデルとした。

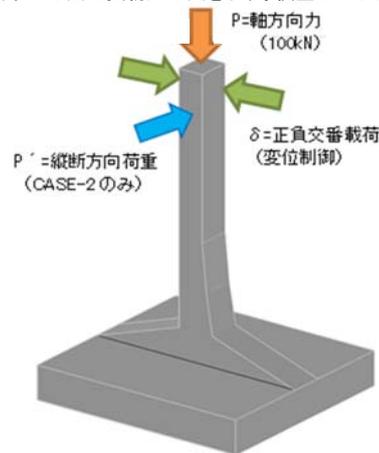


図-7 荷重イメージ図



(a) 全景 (b) 油圧ジャッキ状況

写真-4 模型供試体セットアップ状況

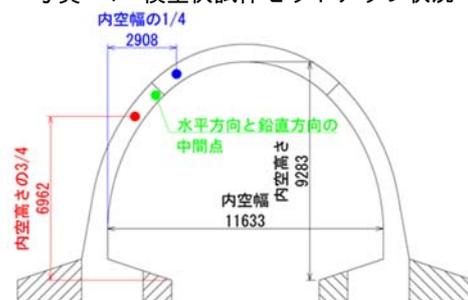


図-8 縦断方向荷重の作用位置

3 サイクルの繰り返し載荷を行った。載荷は、最大水平荷重の80%以下に低下するまで、変位を漸増させた。

縦断方向荷重の載荷を伴う CASE-2 に関しては、模型供試体に軸方向力として 100kN を載荷させ、縦断方向荷重を載荷した。縦断方向荷重による損傷を発生させるにあたり、ひび割れ幅ではなく、鉄筋の引張応力度によって制御するものとし、鉄筋が降伏する荷重を採用した。縦断方向荷重に対して引張側となる最外縁の鉄筋に貼り付けたひずみゲージの値が 2007 μ に達するまで載荷を行った。その後、縦断方向荷重により基部に損傷を受けた状態で、横断方向の正負交番載荷を実施している。正負交番載荷の基準変位 δ_y は CASE-1 と同様の基準変位とし、以降の載荷手順も CASE-1 と同じ方法を採用している。

2.5 評価項目

一般にカルバートのような地中構造物は、地震時に周辺地盤の変形によって、その挙動が支配されるとされている¹⁾。そのためカルバートの変形能の指標である層間変形角が耐震性能評価の重要な指標となる。ここで、耐震性能評価に用いた模型供試体の層間変形角の定義を図-9 に示す。具体的な要求性能として、カルバートの設計指針の中でも大きな閾値とされている層間変形角 2%¹⁾ を耐震性能の基準とした。

3. 実験結果

3.1 縦断方向荷重を載荷しないケース (CASE-1)

CASE-1 の水平荷重-層間変形角の履歴曲線を図-10 に、図-14 にひび割れ損傷図を示す。なお、以降に述べる実験結果には軸方向力による P- Δ 効果は考慮していない。

CASE-1 の正側載荷では、図-14 に示す側壁基部に初期ひび割れが発生し、水平荷重 22.8kN で側壁基部の最外縁鉄筋の初降伏を確認した。この時の水平変位は 18.3mm であった。負側載荷では、水平荷重 32.8kN に側壁基部で初降伏を確認している。この時の水平変位 δ は 18.3mm であった。以上の結果から、正負ともに基準変位 $\delta_y=18.3\text{mm}$ とし、2 サイクル目以降の繰り返し載荷を行った。水平荷重は、正負ともに $2\delta_y$ にて最大荷重を計測しており、それぞれ P_{\max} (正側) =35.4kN, P_{\max} (負側) =37.8kN であった。その後、徐々に水平荷重が低下し、正負ともに $8\delta_y$ にて主鉄筋の座屈およびかぶりコンクリートの剥落により終局に至っている。この時の層間変形角は 5.36%で、耐震性能評価の目安とした 2.0%を大きく上回っている。主鉄筋の座屈が発生した位置は図-13 に示すように、部材厚が変化する断面変化点である。また、写真-5 に終局時における模型供試体の状況を示す。

3.2 縦断方向を載荷したケース (CASE-2)

CASE-2 の水平荷重-層間変形角の履歴曲線を図-11 に、図-15 にひび割れ損傷図を示す。

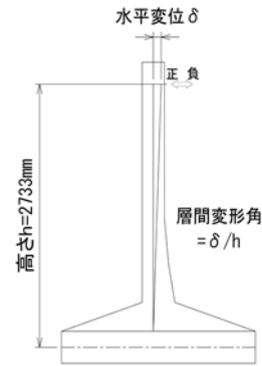


図-9 層間変形角の定義

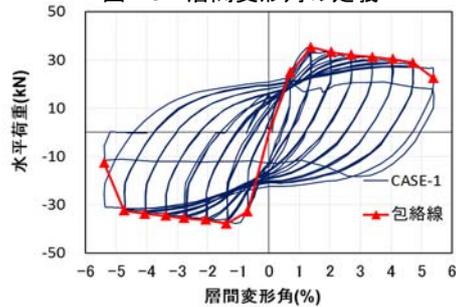


図-10 水平荷重-層間変形角の履歴曲線 (CASE-1)

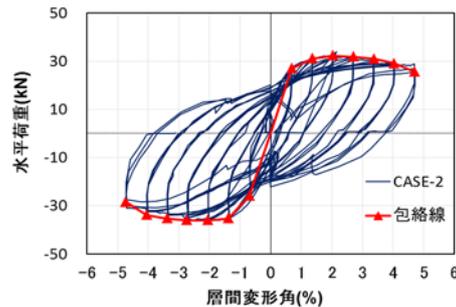


図-11 水平荷重-層間変形角の履歴曲線 (CASE-2)

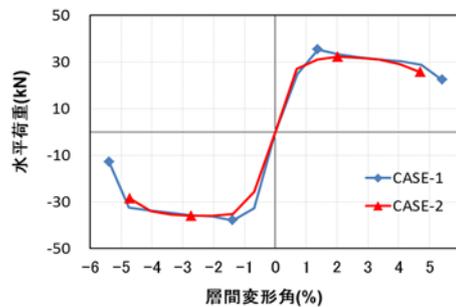


図-12 包絡線の比較

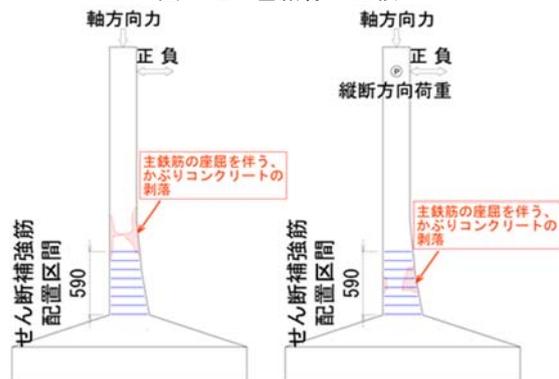


図-13 せん断補強筋配置区間と損傷位置の比較

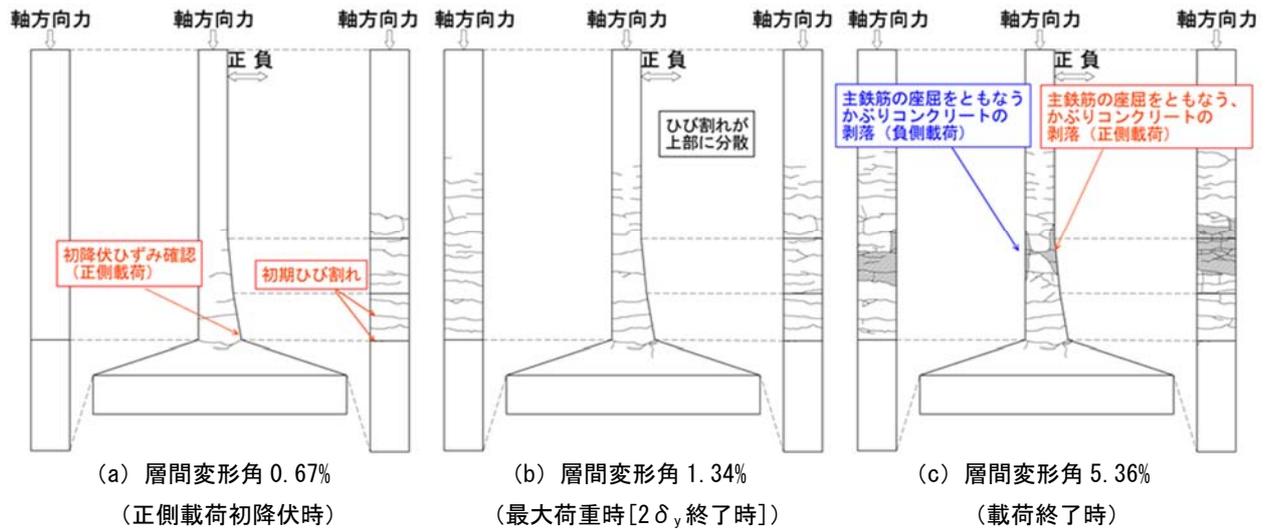


図-14 ひび割れ損傷図 (CASE-1)



(a) 側壁部全景状況



(b) 主鉄筋の座屈状況

写真-5 終局時の模型供試体の状況 (CASE-1)

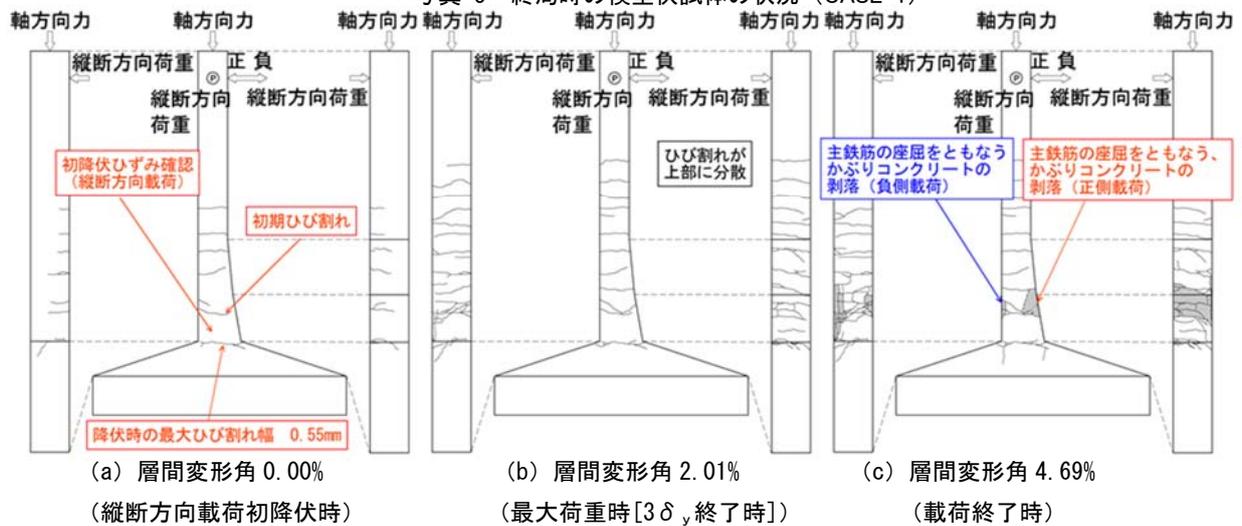


図-15 ひび割れ損傷図 (CASE-2)



(a) 側壁部全景状況



(b) 主鉄筋の座屈状況

写真-6 終局時の模型供試体の状況 (CASE-2)

CASE-2 は縦断方向荷重 19.4kN 時に、図-15 に示すような側壁基部に初期ひび割れの発生を確認した。その後、

縦断方向荷重 28.4kN で側壁基部に初降伏ひずみを確認しており、その時の最大ひび割れ幅は 0.55mm で、縦断

方向への変位量は 19.0mm であった。正負交番荷重では CASE-1 と同じ基準変位 δ_y を荷重しており、正側荷重では、 $3\delta_y$ 時に最大荷重 P_{max} (正側) = 32.3kN を計測し、負側荷重では、 $4\delta_y$ 時に最大荷重 P_{max} (負側) = 36.0kN を計測した。その後、徐々に水平荷重が低下し、正側、負側ともに $7\delta_y$ にて、最大水平荷重の 80% 以下に低下するとともに、主鉄筋の座屈により終局に至っている。この時の層間変形角は 4.7% で、耐震性能評価の目安とした 2.0% を上回っている。主鉄筋の座屈が発生した位置は図-12 に示すように、CASE-1 よりも基部に近い位置である。また、写真-6 に終局時における模型供試体の状況を示す。

3.3 CASE-1, 2 の比較

CASE-1, 2 の包絡線の比較を図-12 に示す。CASE-2 では CASE-1 に比べ、最大水平荷重が正負ともに小さくなっていることから、縦断方向荷重による損傷の影響を受けていることが伺えるが、大きな差異は見られない。この要因として考えられるのが、主鉄筋が座屈している箇所をせん断補強筋の有無である。CASE-1, 2 のせん断補強筋の配置区間と損傷位置の比較を図-13 に示す。CASE-1 では終局時に断面変化部で主鉄筋の座屈によりコンクリートの剥落が生じているが、CASE-2 では縦断方向荷重により主鉄筋の座屈位置が基部へと移行している。CASE-2 は図-15 に示すように、縦断方向荷重により基部へのひび割れが発生したため、そこに損傷が集中することで、主鉄筋の座屈位置が CASE-1 よりも基部に移行したと考えられる。しかしながら、対象とした 2 ヒンジアーチは、側壁基部にせん断補強筋が配置されており、これが主鉄筋の座屈を抑制することで、変形能に大きな違いが見られなかったと考えられる。また、CASE-2 では終局時の水平荷重の低下が CASE-1 に比べ抑えられている。これは CASE-1 がせん断補強筋配置区間よりも上部で主鉄筋の座屈が生じているため、座屈範囲が大きいかぶりコンクリートの剥落の範囲も大きいためと考えられる。これらのことから、主鉄筋が座屈している箇所のせん断補強筋の有無が 2 ヒンジアーチの耐震性能に大きく影響していることが伺える。

4. まとめ

本研究では、縦断方向荷重による損傷を受けた 2 ヒンジアーチの横断方向の耐震性能評価を確立することを目的に、2 ヒンジアーチの側壁部材の正負交番荷重実験を実施した。以下に、実験により得られた知見を示す。

(1) 本実験の条件内において、縦断方向荷重による損傷を受けた 2 ヒンジアーチでも耐震性能の基準として用いられている層間変形角 2% を大きく上回っており、耐震性能を有すると判断できる。

(2) 縦断方向荷重による損傷の有無にかかわらず、2 ヒンジアーチは主鉄筋の座屈により終局に至るため、座屈を抑制するような、せん断補強筋や帯鉄筋を配置する必要があると考えられる。特に断面変化部については耐震上の弱点となる可能性があるため、留意する必要がある。

謝 辞

本研究は、平成 27 年度から実施している(国研)土木研究所、(株)高速道路総合技術研究所、京都大学工学研究科による「プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する共同研究」の成果の一部である。

参考文献

- 1) 土木学会：続・実務に役立つ耐震設計入門(実践編)，2014.10
- 2) (社)日本道路協会：道路土工カルバート工指針，P. 61，2010.3
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，P. 187，2012.9
- 4) 久保田伸一，篠原聖二，藤原慎八，大谷義則，石田雅博：ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの正負交番荷重実験による耐震性能評価，構造工学論文集 Vol. 62A，2016.3
- 5) 松下麗菜，澤村康生，岸田潔，木村亮：2 ヒンジプレキャストアーチカルバートの強地震時における損傷形態に関する振動実験，土木学会第 70 回年次学術講演会，2015.9
- 6) 澤村康生，石原央之，岸田潔，木村亮：強地震時における 3 ヒンジプレキャストアーチカルバートの損傷形態に関する実験的検討，第 50 回地盤工学研究発表会，2015.9
- 7) 澤村康生，荒居旅人，岸田潔，木村亮：壁面工を有する盛土内に設置されたアーチカルバートにおける縦断方向の地震時挙動に関する遠心模型実験，地盤工学ジャーナル Vol.9, No.1, 41-57
- 8) (一財)地域地盤環境研究所，モジュラーチ工法協会：Modularch 技術マニュアル，参考資料-5，2017.9
- 9) 藤原優，藤岡一頼，佐伯宗大：3 ヒンジプレキャストアーチカルバートの上載盛土の影響に関する分析，土木学会第 71 回年次学術講演会，2016.9
- 10) 佐伯宗大ら：既設プレキャストアーチカルバートの損傷を引き起こす縦断方向荷重の検討，土木学会第 73 回年次学術講演会，2018.9
- 11) 阪神高速道路(株)：開削トンネル耐震設計指針—横断方向の耐震設計—，2008.10