

プレキャストアーチカルバートの地震時限界性能の評価

石田雅博・宇佐美惣・吉田英二・久保田伸一

1. はじめに

近年、工期短縮や施工の合理化を目的として、プレキャストカルバート工法の使用が見られる。その中でもプレキャスト部材間の継手をヒンジと評価し、アーチ肩部に2つヒンジを有する2ヒンジ式アーチカルバートと、アーチクラウンと両脚部に3つヒンジを有する3ヒンジ式アーチカルバート（以下「2ヒンジアーチ」、「3ヒンジアーチ」という。）は、施工実績の多い工法である（写真-1）。

これらの工法は道路土工カルバート工指針における従来型カルバートの適用範囲外の構造であり、そのような場合、耐震性能の評価には、構造物自体の地震時挙動を把握しておくことが必要となる。両工法とも、過去の研究により一定の耐震性能は有していることは確認されているが（例えば1,2）、それらは構造物の地震時の安全性を評価するために重要な終局に至るまでの損傷過程や終局状態そのものを明らかにしたのではないため、地震時の性能評価手法を確立するまでには至っていないものと考えられる。そこで本研究では2工法のヒンジ式アーチカルバートの性能評価を確立することを目的として、模型供試体による荷重実験を行った。実験では地震による繰り返しを模した正負交番荷重を供試体が終局に至るまで作用させ、損傷過程や終局状態を確認することで安全性に関する地震時の限界性能の評価を行った。

2. 実験条件

2.1 実験供試体

本研究で対象としたアーチカルバートの条件は内空幅を8.5m程度、土かぶり厚を2.0mとし、常時の荷重条件にて部材厚と鉄筋量を決定した。材料物性はコンクリートの設計基準強度を40N/mm²、許容引張応力度を180N/mm²とした。

図-1に実験供試体のセット状況を示す。供試体

の縮尺はおよそ1/2スケールとし、配筋は実大の解析モデルで決定した鉄筋量に対し、断面積比を合わせることで決定した。カルバートへの荷重は、鉛直方向の軸力荷重装置および左右の水平荷重装置の集中荷重とした。なお、鉛直方向の軸力荷重装置は供試体の水平変位挙動に追従できるものとなっている。

供試体への初期荷重は、常時死荷重によって設計断面に生じる断面力を再現した値となるように、解析により決定した。解析の結果、初期荷重は図-1に示すように、2ヒンジアーチの鉛直方向が120kN、水平方向が40kN、3ヒンジアーチの鉛直方向が90kN、水平方向が113kNとした。



写真-1 ヒンジ式アーチカルバート（赤丸はヒンジ位置）

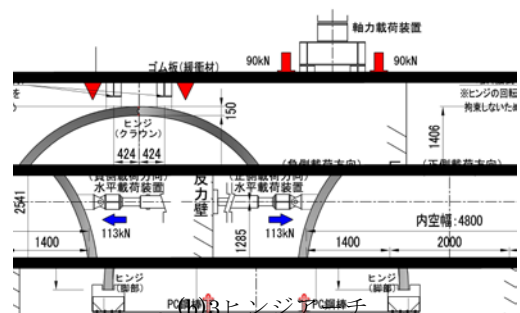
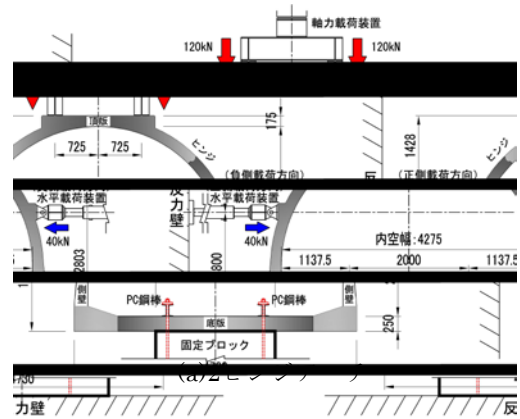


図-1 実験供試体セット状況図

2.2 実験手順

正負交番载荷に先立ち予備载荷を行い、鉄筋ひずみの実測値が 1725μ （供試体に使用した鉄筋の降伏強度 345N/mm^2 をヤング係数 $2.0 \times 10^5\text{N/mm}^2$ で除した値）を超えた時点の、アーチクラウンに発生した水平変位を基準変位として定めた。予備载荷の結果、基準変位は2ヒンジアーチが 22mm 、3ヒンジアーチが 7mm となった。载荷手順は、図-1での右へ押す方を正方向とし、まず正方向载荷として、鉛直荷重を保持した状態で、右側のジャッキの初期荷重を保持するように制御しながら左側のジャッキを基準変位まで押し込んだ。次に負方向载荷として、左側のジャッキ荷重を初期荷重まで低減したところで、左側のジャッキを変位制御方法から荷重制御方法に、右側のジャッキを荷重制御から変位制御に入れ替え、同様の手順にて右側からの载荷を行った。この正負の水平载荷を1サイクルとし、基準変位の整数倍を各ステップ3サイクルずつ繰り返す漸増载荷を、供試体が終局に至るまで行った。

性能の評価に用いた層間変形角は図-2に示すように、供試体に発生したアーチクラウンでの水平変位を底版軸線位置から頂版軸線位置までの距離で除して算出した。

3. 実験結果

3.1 2ヒンジアーチの損傷過程および終局状態

水平荷重と層間変形角との関係を図-3に示す。供試体の損傷は、左右側壁基部の外側側鉄筋が層間変形角 1.3% で降伏し、続いて内側側鉄筋が層間変形角 2.2% で降伏した。その際に層間変形角

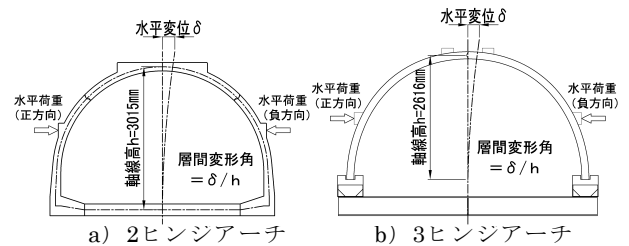


図-2 層間変形角の定義

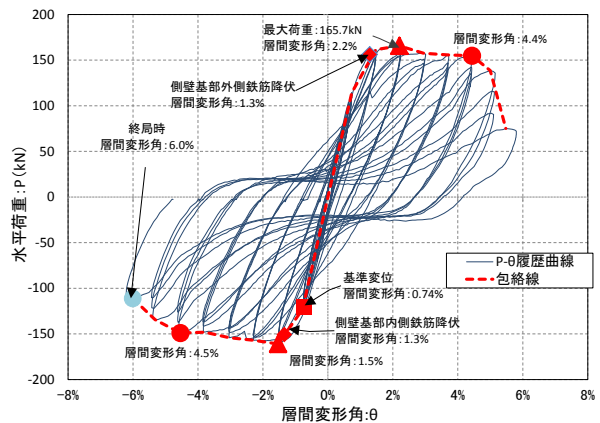
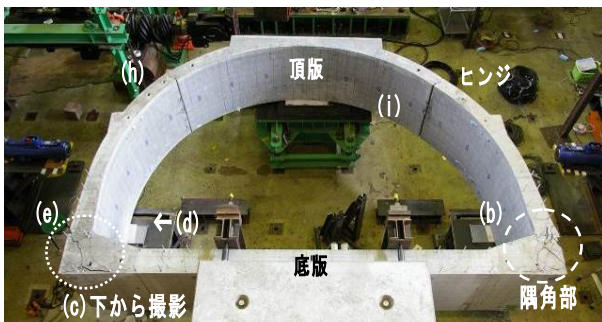


図-3 水平荷重-層間変形角の関係（2ヒンジ）



(a) 全景（矢印は撮影方向を示す）



(b) 隅角部損傷（上側）



(c) 隅角部損傷（下側）



(f) ヒンジ回転状態



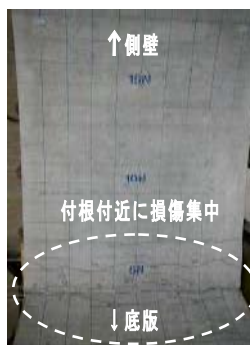
(g) ヒンジ回転状態



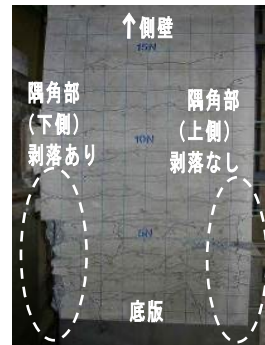
(h) ヒンジ外側



(i) ヒンジ内側



(d) 側壁基部内側



(e) 側壁基部外側

写真-2 終局状況写真（2ヒンジアーチ）

2.2%にて隅角部へ斜め方向のひび割れが発生した。最大荷重は正側165.7kN、層間変形角+2.2%で達した。層間変形角3.0%で隅角部に斜め方向ひび割れが目立ち始め、層間変形角4.4%まで最大荷重の約95%以内の荷重が保たれた後、荷重が低下し終局に至った。終局状態の供試体を写真-2に示す。写真-2(b)、(c)、(d)、(e)に示すような側壁付け根から隅角部にかけて、大きなひび割れやかぶりコンクリートの剥落などが見られた。このことから、終局時に荷重低下を引き起こした主要因は、隅角部でのひび割れや剥落などの損傷であることが確認された。一般に設計では隅角部は剛域と見なす部位であるため、終局時においても、隅角部は高い耐力を有することが必要であると考えられる。

ヒンジには終局時において写真-2(i)に示すような、ヒンジの閉合による接触のために生じたコンクリートの部分的な剥落が見られたが、写真-2(f)、(g)、(h)に示すように、頂部崩落につながるようなヒンジの破壊や脱落などの現象は見られなかった。また、終局状態でも初期の鉛直荷重がほぼ保持されていたことから、2ヒンジアーチは終局後であっても支持機能を失うような破壊形態には至らないことが確認された。

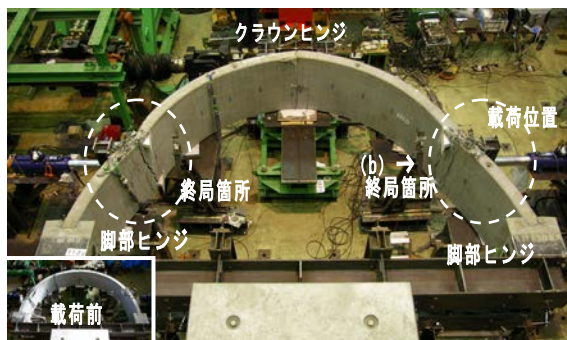
次に変形能による評価を行う。一般に高次不静定構造である地中構造物は、一部の部材が損傷しても構造物全体の崩壊には直結せず、限界状態の評価には個別の部位の耐力ではなく、構造物全体の変形能の指標である層間変形角に着目する考

方がある³⁾。その場合、カルバートの崩壊が所定の層間変形以内では起きないことを確認することが重要となる。ここでは必要とされる変形能の具体値を2%⁴⁾として評価した。一般に地中構造物の変形は地盤のせん断変形に支配されており、兵庫県南部地震における非液状化地盤での最大せん断ひずみが1%弱⁵⁾であったことから、2%を変形能の目安とすることは安全側の評価であると言える。

図-3に示すように、負側の水平荷重は層間変形角1.5%にて最大を示したが、構造物にとって好ましくない隅角部の損傷発生は、層間変形角2%以降であり、最終的には層間変形角4%以上の変形能を示した。このことから、変形能は少なくとも目安の2%以上を有することが確認できた。

3.2.3 ヒンジアーチの損傷過程および終局状態

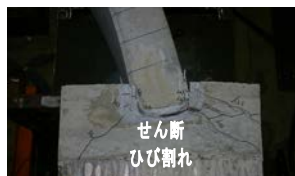
水平荷重と層間変形角の関係を図-4に示す。損傷過程は、層間変形角0.24%でアーチ部材外側の鉄筋が降伏した後、荷重が徐々に増加するとともに、アーチ部材の内面側に曲げひび割れが発生した。層間変形角2.1%において最大荷重99.9kNに達した後、層間変形角2.4%において、アーチ部材の載荷点位置の曲げ損傷により急激に荷重が低下し終局に至った。終局時の損傷状況を写真-3に示す。写真-3(a)より、終局状態は左右のアーチ部材の載荷位置が塑性ヒンジ化しており、載荷前に比べ大きく変形をしている。載荷位置の内側には写真-3(b)、(c)に示すような曲げによる損傷が発生していた。写真-3(d)、(e)に示すクラウン部のヒンジと脚部のヒンジについては、アーチ部材



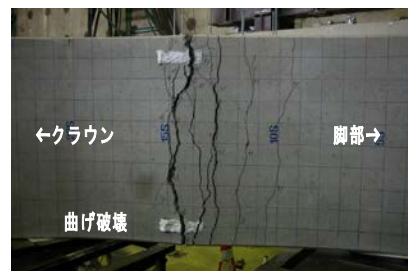
(a) 全景 (矢印は撮影方向を示す)



(d) クラウンヒンジ



(e) 脚部ヒンジ



(b) アーチ内側終局状況



(c) 載荷位置終局状況

写真-3 終局状況写真 (3ヒンジアーチ)

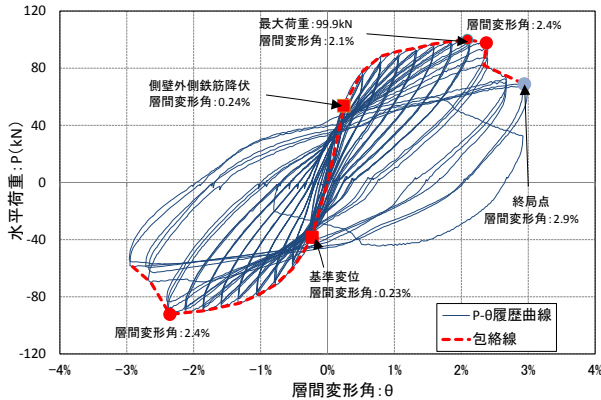


図-4 水平荷重・層間変形角の関係 (3ヒンジ)

の曲げ損傷により供試体が終局状態に至るまで、ヒンジが外れるような現象は生じず、ヒンジ機能は保持されていた。また、終局後も初期の鉛直荷重が保持されていたことより、3ヒンジアーチは終局後であっても崩壊には至らないことが確認された。ただし、写真-3(e)に示すように、基礎コンクリートにはせん断ひび割れが確認された。この箇所にはひび割れが発生したのは層間変形角1.3%の時点であった。このことから、荷重条件によっては、基礎コンクリートにせん断破壊が発生し、アーチ部材の支持機能が失われる可能性があることが確認された。

変形能の評価では、3ヒンジアーチの水平荷重は層間変形角が2%を過ぎるまでゆるやかな上昇を続けていることより、変形能は少なくとも目安の2%以上を有していることが確認できた。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

(1) 2ヒンジアーチについて

- ・ 損傷過程は側壁基部の主鉄筋が降伏した後、隅角部の損傷が進み終局に至った。

- ・ 終局状態では、ヒンジの脱落や、支持機能を失うような崩壊に至らないことが確認された。
- ・ 変形能は安全の目安とした層間変形角 2%以上であることが確認された。
- ・ 今回の実験では隅角部の損傷により終局に至った。

(2) 3ヒンジアーチについて

- ・ 損傷過程は、アーチ外側の鉄筋が降伏した後、最終的には曲げモーメントによるアーチ内側の圧縮破壊にて終局に至った。
- ・ 終局状態では、ヒンジの脱落や、支持機能を失うような崩壊に至らないことが確認された。
- ・ 変形能は安全の目安とした層間変形角 2%以上であることが確認された。
- ・ 層間変形角 1.3%にて脚部ヒンジの基礎コンクリートにせん断ひび割れが確認されたことから、これに対する対応を行うことが望ましいと考えられる。

参考文献

- 1) 例えば松下ら：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
- 2) 例えば澤村ら：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
- 3) 松尾ら：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討、土木学会地震工学論文集、2003.6
- 4) 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
- 5) 濱田政則、大町達夫：直下地震による表層地盤の変位量とひずみ量の検討、阪神・淡路大震災に関する記述講演会論文集、pp.69～80、1996

石田雅博



土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員
Masahiro ISHIDA

宇佐美 惣



土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員
Osamu USAMI

吉田英二



土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 研究員
Eiji YOSHIDA

久保田伸一



土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 交流研究員
Shinichi KUBOTA