

既設プレキャストアーチカルバートの耐震性能評価と補強方法に関する検討

野田翼¹・山崎旬也¹・石田雅博¹

¹国立研究開発法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

東北地方太平洋沖地震によりプレキャストアーチカルバートに損傷が生じた。このようなプレキャストアーチカルバートは耐震補強を行う必要があるが、どのような耐震補強が有効なのか、具体的な対策案がないのが現状である。そこで、本検討では動的遠心模型実験によりプレキャストアーチカルバートの損傷メカニズムの解明と補強方法の選定を行った。その結果、損傷メカニズムについては縦断方向の荷重によって損傷したことが分かった。補強方法は縦断方向に連結することが効果的であり、脚部と頂部を補強することにより、脚部のみに比べ、補強量を低減できることが分かった。また、検討結果をもとに補強設計法の提案を行った。

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、炭素繊維シート、補強設計法

1. はじめに

建設現場では人手不足を背景に現場作業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。地中構造物についても、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。また、プレキャスト工法は、国土交通省の取り組む、建設現場の生産性向上を目的とした方策「i-Construction」においても、課題解決の手段として挙げられている。

このような背景の中、大断面、架設の効率化および工期の短縮を目的として、3ヒンジ式プレキャストアーチカルバート（以下、3ヒンジアーチ）が採用されている。図-1に3ヒンジアーチの1993年～2014年までの施工実績を示す。なお、この施工実績数はテクスパン工法協会にヒアリングした内容である。3ヒンジアーチは、写真-1に示すように脚部に2箇所と頂部に1箇所、計3箇所のヒンジ接合部を持つ、鉄筋コンクリートの構造物である。

カルバートのような地中構造物の耐荷性能は、一般的に図-2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⁾。そのため、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。

そのような中、2011年東北地方太平洋沖地震において、3ヒンジアーチに写真-2～4に示すような接合部のコンクリート片の剥落が高速道路で生じた²⁾。藤原ら³⁾はこの損

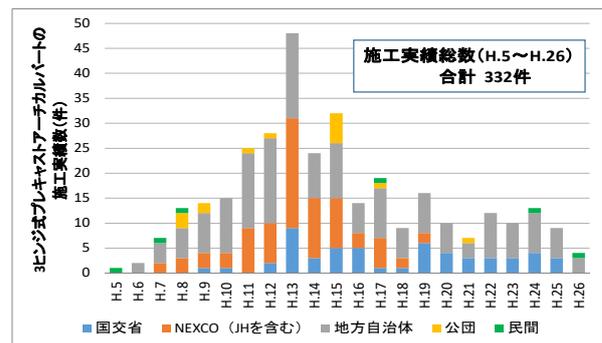


図-1 3ヒンジアーチの施工実績



写真-1 施工時の3ヒンジアーチ

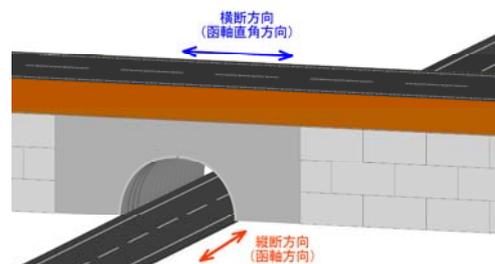


図-2 カルバート検討方向の定義

傷が、カルバート縦断方向の強い地震動により、部材同士が強く接触し合い発生したものと推測している。このような損傷はカルバートの内空が確保できなくなるような損傷では無いが、コンクリート片の落下による第三者被害が想定され、耐震補強を行う必要があると考えられる。しかし、どのような耐震補強が有効なのか、具体的な対策案がないのが現状である。

そこで、本検討では動的遠心模型実験と3次元FEM解析により、3ヒンジアーチの縦断方向の損傷メカニズムの解明および補強方法について検討を行うものである。

2. 実験概要

(1) 実験ケース

表-1に実験ケース一覧を示す。実験ケースは損傷メカニズムを確認するために補強を行っていないものをCASE-1とし、脚部のみ補強を行ったものをCASE-2、脚部と頂部の補強を行ったものをCASE-3とした。本実験

は遠心力50G場で行うため、相似則を考慮し模型寸法は実物大寸法の1/50とした。使用した遠心模型実験機と模型設置状況の写真をそれぞれ写真-5、6に示す。

(2) 3ヒンジアーチのモデル化

実験で想定した断面形状は、2車線道路を想定し、内空幅9.0mとした。部材厚は規格内の最小厚さである250mmとし、内空高さはこれらの条件から逆算して4.7mとした。実験では想定した1/50サイズのアルミ合金製模型を作製した。構造材の違いを考慮し、曲げ剛性EIが相似則をできる限り満足するように、模型の部材厚を4mmに決定した。写真-7に3ヒンジアーチの模型を示す。

(3) 基礎地盤および裏込め地盤のモデル化

3ヒンジアーチの基礎地盤は良質な地盤を選定すること⁴⁾とされているため、3号硅砂を用いて相対密度85%以上となるよう締固め管理を行い作製した。裏込め地盤は、3ヒンジアーチの設計施工マニュアル⁴⁾において締固め度90%以上で締固め管理することが規定されているため、湿潤江戸崎砂を用いて締固め管理を行い作製した。



写真-2 ヒンジ部の損傷 (その1)



写真-3 ヒンジ部の損傷 (その2)



写真-4 落下したコンクリート片

表-1 実験ケース一覧

	土かぶり	補強方法	補強位置
CASE-1	3.0m	補強なし	-
CASE-2	3.0m	炭素繊維シート	脚部
CASE-3	3.0m	炭素繊維シート	頂部・脚部



写真-5 遠心模型実験機



写真-6 模型設置状況

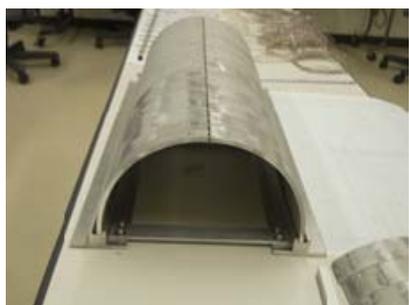


写真-7 3ヒンジアーチ模型



写真-8 帯状補強材の配置状況



写真-9 補強状況

(4) 坑口壁のモデル化

坑口壁は、帯状補強材を使用した補強土壁構造とした。坑口壁は厚さ5mmの亚克力板でモデル化した。帯状補強材はりん青銅板の表面に乾燥状態の7号硅砂を付着させることでモデル化した。帯状補強材の配置状況を写真-8に示す。

(5) 補強工法のモデル化

本検討は既設カルバートを対象としているため、内空側から施工が可能な補強工法を選定した。さらに、補強後に建築限界を侵さない工法として、炭素繊維シートによる補強を選定した。炭素繊維シートは異方向材料であることや、本実験では引張強度および引張剛性だけでなく接着剤の付着強度や付着面積も影響することが考えられることから、別の材料でモデル化するのではなく、目付量ができるだけ小さい100g/m²×1層を実構造物と同様の面積に設置した。その場合、相似則を考慮して実構造物に換算すると目付量600g/m²×8層程度のシート厚さとなっている。炭素繊維シートによる補強を行った模型の状況を写真-9に示す。

(6) 入力波形

本実験では、遠心力50G場に達した時点をSTEP0とした。STEP1では入力加速度100galを縦断方向に加振し、その後、1ステップごとに入力加速度を50galずつ漸増させ、実験装置の最大加速度600galまで11ステップの加振を行った。本実験はステップ加振法により地震動を載荷しているため、前ステップの残留変形や応力がある状態での地震動の載荷となっている。入力波は周波数を1Hzとした正弦波を20波入力した。

3. 実験結果と解析結果

(1) 補強を行っていないケースの実験結果 (CASE-1)

CASE-1ではSTEP5にてアーチの縦断方向の目開きが大きくなり、上部盛土がアーチ内部に流入し崩壊に至ったため、実験を終了した。写真-10に加振後の内部の状況を示す。アーチカルバートが縦断方向に変形し、部材同士がぶつかり、角当りが生じていることが分かる。写真-11に加振後に土を取り除いた状況を示す。坑口から3～5リング目で目開きが生じている。写真-2に示すように実現場での状況と同様の角当りが確認できたため、損傷は縦断方向荷重によるものであることが分かった。

加速度は図-3に示すように、アーチ天端に設置した加速度計と高さ方向に同位置の土中に設置した加速度計および土槽底面に設置した加速度計により計測した。図-4に応答加速度の最大値を示す。図-4に示すように、STEP3において坑口付近 (AC) の応答加速度が大きくなっている。同位置の土中に設置された坑口付近 (土) の応答加速度との差が大きいことから、部材が土とは独立して挙動していると考えられる。

(2) 補強を行っていないケースの解析結果 (CASE-1)

実験時のアーチカルバートの挙動を詳細に把握するため、3次元FEMによる再現解析を実施した。その結果、図-5に示すように、①鉛直軸回りの変形、②縦断方向の倒れ・たわみ変形、③縦断方向の倒れ込み変形の3つの変形モードが複合的に作用していることが分かった。補強方法は、このような複雑な変形を抑制する必要があると考えられる。



写真-10 CASE-1加振後の内部状況



写真-12 CASE-2加振後の内部状況

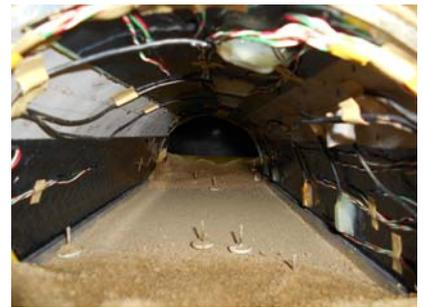


写真-13 CASE-3加振後の内部状況



写真-11 CASE-1加振後の状況



写真-14 CASE-2加振後の状況



写真-15 CASE-3加振後の状況

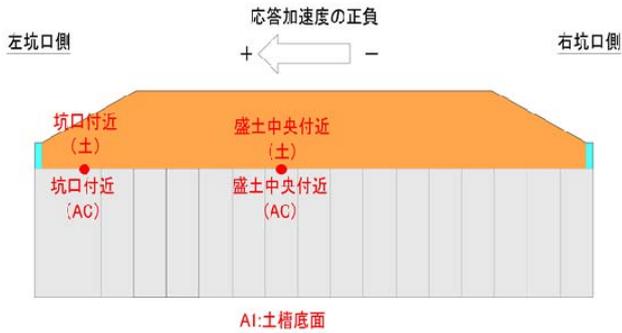


図-3 加速度計設置位置

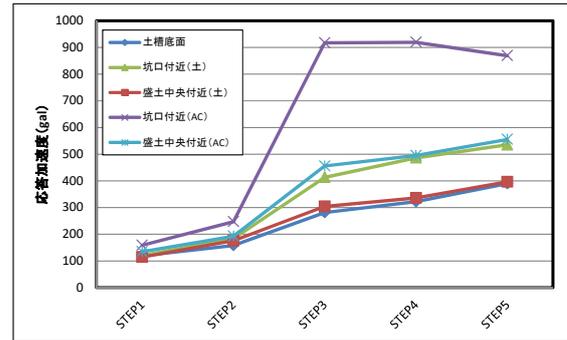


図-4 CASE-1応答加速度

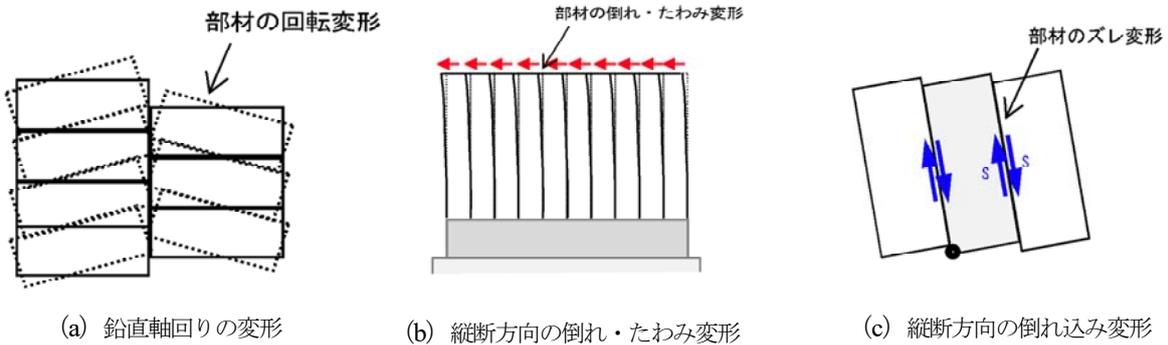


図-5 想定される変形モード

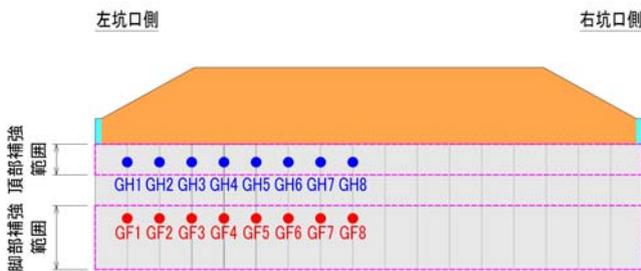


図-6 ひずみゲージ設置位置図

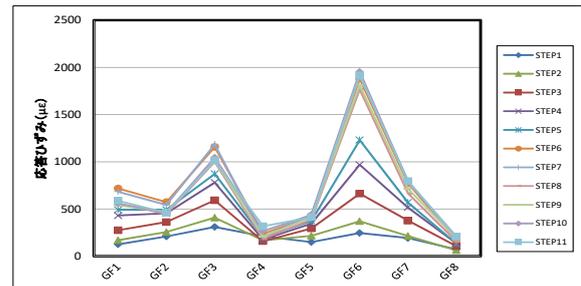


図-7 CASE-2応答ひずみ[脚部]

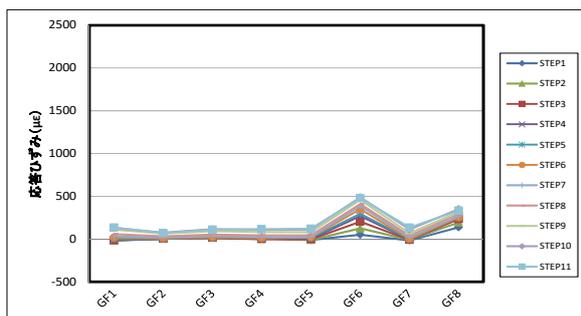


図-8 CASE-3応答ひずみ[脚部]

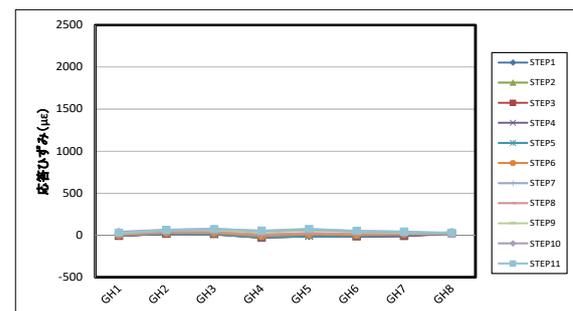


図-9 CASE-3応答ひずみ[頂部]

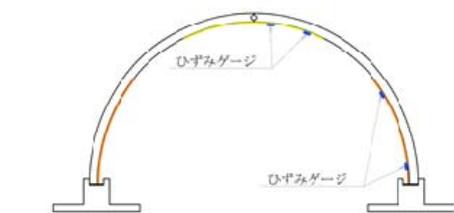


図-10 2リング目と3リング目の目地部のひずみゲージ設置位置図

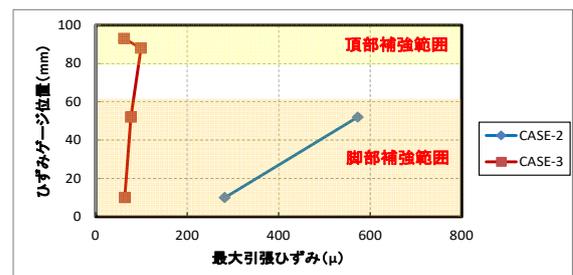


図-11 2リング目と3リング目の目地部の最大応答ひずみ

(3) 補強を行ったケースの実験結果 (CASE-2, 3)

写真-12, 13にそれぞれCASE-2, 3の加振後の内部状況を示す。CASE-1で見られたような角当り等は確認できなかった。また、写真-14, 15にそれぞれCASE-2, 3の加振後に土を取り除いたアーチカルバート状況を示す。CASE-1で見られたような目開きは発生しておらず、変形も確認できなかった。また、応答加速度についてもCASE-1のように、アーチカルバートのみ大きな値を示すようなことはなかったため、土とアーチが独立して挙動することは無かったと考えられる。なお、CASE-2, 3ではCASE-1のような明確な崩壊が確認できなかったため、実験機の最大加速度であるSTEP11まで加振した。

(4) 炭素繊維シートへの応答ひずみ (CASE-2, 3)

炭素繊維シートに設置したひずみゲージ位置 (GH1~8, GF1~8) を図-6 に示す。ひずみゲージはアーチ部材の目地と同位置に設置している。

図-7に CASE-2 の脚部の応答ひずみを示す。また、図-8, 9にそれぞれ CASE-3 の脚部と頂部の応答ひずみを示す。CASE-2 は最大で 2000 μ 程度の応答ひずみが発生している。脚部と頂部に補強をした CASE-3 の脚部では、最大でも 400 μ 程度と約 1/4 程度に応答ひずみが小さくなっている。CASE-3 の頂部の応答ひずみについては、最大で 100 μ 程度とほとんど発生していなかった。

図-10に左坑口側から2リング目と3リング目の目地位置の炭素繊維シートに設置したひずみゲージ位置を、図-11にその応答ひずみの最大値を示す。図-11に示すように、脚部のみ補強したCASE-2では、脚部の炭素繊維シートの上部和下部で計測された最大応答ひずみに約300 μ の差が生じていたが、脚部と頂部の補強したCASE-3では、約30 μ の差しか生じていなかった。CASE-2では下部に比べ上部の応答ひずみが大きいことから、アーチ部材が回転するような変形モードであったと考えられる。CASE-3では頂部も補強することにより、変形モードがより並進に近くなることで、炭素繊維シートの一部に応力が集中することなく、分散したものと考えられる。

実験の結果、脚部のみを補強した場合に比べ、脚部・頂部を補強した場合の補強面積は約1.7倍に増加するが、応答ひずみは約1/4に低下するためシートの厚み(層数)を低減することが可能であり、脚部だけでなく頂部も補強した方が、補強量を低減できると考えられる。

4. 補強設計法の提案

(1) 縦断方向荷重の推定

遠心模型実験の結果と3次元FEMによる再現解析によって縦断方向荷重を検討した。脚部だけでなく頂部も補強することで補強量が低減できることから、CASE-3の

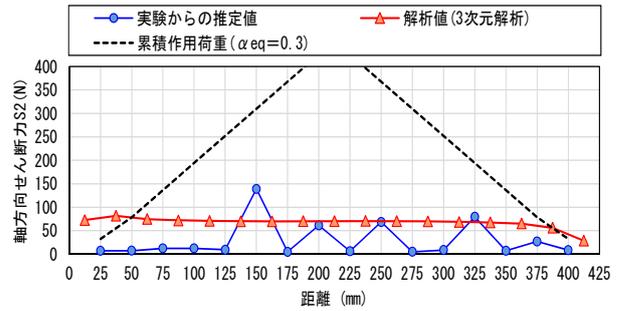


図-12 縦断方向荷重の推定

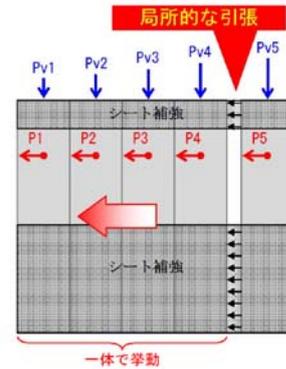


図-13 補強による一体化のイメージ

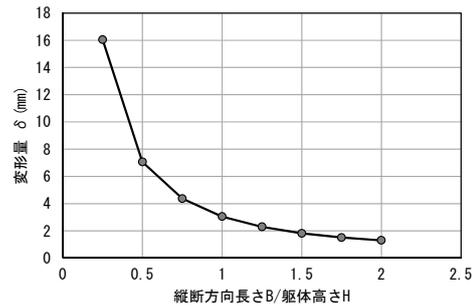


図-14 カルバートの形状効果と変形量の関係

結果から縦断方向荷重を推定することとした。また、以降に述べる結果は1/50サイズで推定した値である。

図-12に縦断方向荷重の推定結果を示す。再現解析の結果では、全体に渡って75N程度となったが、実験結果では、局所的に大きな値を示しており、10N~130N程度とばらついている。これは図-13に示すように、短冊状のプレキャスト部材が縦断方向に連結されることにより、何体が連結された状態のものが一体として挙動し、局所的な引張が生じていると考えられる。

そこで、一体化の範囲を確認するため縦断方向長さ(連結数)の異なる躯体モデルでの3次元FEM解析を実施し、幾何学的に縦断方向の変形量が抑えられるアーチ部材の縦断方向長さを算出した。図-14に示すように、縦断方向長さBに対する躯体高さHの比が1.0を超えると変形量が急激に大きくなるのが分かった。

以上の検討の結果、各部材の変形の抑制の照査を行うとともに、一体化による局所的な引張に対する照査を行う必要があることが分かった。

(2) 補正係数 α_{eq} の算出

本検討で対象とした3ヒンジアーチは解析等に土の影響を考慮する必要があるが、3次元FEM解析を行う際に、土とカルバートをモデル化すると作業が煩雑になることや計算時間が非常に長くなるため、本検討では簡易式による補強設計法を提案する。図-15に示すように、鉛直荷重と縦断方向荷重の比を補正係数 α_{eq} とし、縦断方向荷重を土かぶり厚に応じた係数を用いて簡易式(1)のように算出する。図-12に示すように一体化による累積荷重を考慮し補正係数は $\alpha_{eq}=0.3$ とすることで、安全側に設計を行えると考えられる。

$$\tau = \alpha_{eq} \times \sigma'_v \quad (1)$$

ここに、 τ : 周面せん断力 [kN/m²]

α_{eq} : 補正係数=0.3

σ'_v : 最大土かぶり厚 [kN/m²]

検討位置は最大土かぶり位置とし、図-16に示すように算出された縦断方向荷重を全長にわたって適用するものとした。

(3) 補強設計法の考え方

検討の結果、3ヒンジアーチの縦断方向の連結が十分でないと、アーチ部材が縦断方向の作用により変形する。カルバート補強設計法の基本的な考え方を図-17に示す。プレキャスト部材が単体で挙動し変形することを抑制するために、①相対回転に対する検討、②相対ずれに対する検討、③相対傾斜に対する検討を行う。補強後の一体化による局所的な引張に対しては、④相対開きに対する検討を行うこととした。これらの炭素繊維シートへの設計によってカルバート縦断方向の変形を抑制できる。

5. まとめ

3ヒンジアーチの損傷メカニズムと補強方法を検討するため、動的遠心模型実験と3次元FEM解析を実施した。以下に、得られた知見を示す。

- 3ヒンジアーチの損傷は縦断方向の荷重によって、変形することで頂部の接合部に損傷が生じている。
- 3ヒンジアーチの頂部の接合部の変形を抑えるには、縦断方向に連結する必要があることが分かった。また、補強については、脚部および頂部を補強することにより、脚部だけの補強に比べ、補強量を低減できることが分かった。
- 補強設計法は補正係数 $\alpha_{eq}=0.3$ とすることで安全側に設計することが可能で、プレキャスト部材単体の挙動を抑制することにより、一体化し局所的な引張が発生するため、その検討も必要であることが分かった。

今回の検討結果をもとに、既設プレキャストアーチカルバートの耐震補強マニュアルを整備する予定である。

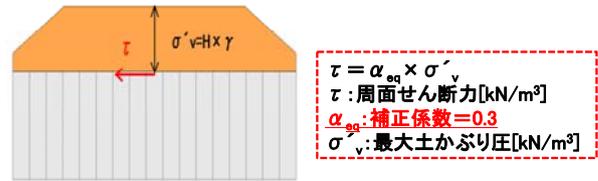


図-15 簡易式による縦断方向荷重の算出方法

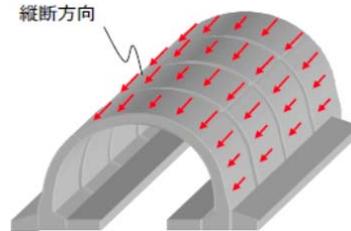


図-16 縦断方向荷重の作用位置

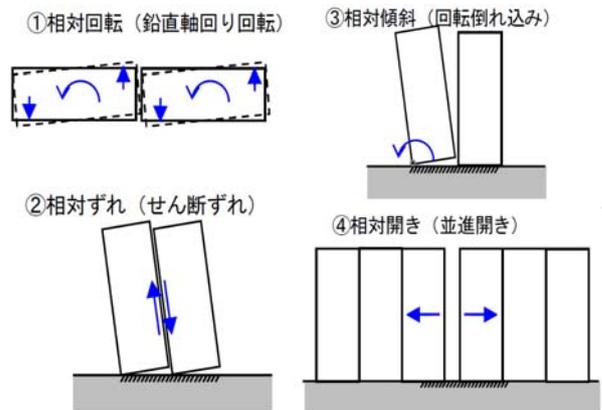


図-17 補強設計法の基本的な考え方

謝辞：本研究は土木研究所、京都大学、(株)高速道路総合技術研究所との共同研究である「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

- 土木学会：続・実務に役立つ耐震設計入門（実践編），2014.10
- 安部哲生，中村雅範：高速道路における大型プレキャスト部材を用いたカルバートの活用と適用上の留意点，基礎工，Vol.42, No.4, 2014.4
- 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
- (財)先端建設技術センター，テクスパン工法設計施工マニュアル検討委員会：テクスパン工法設計施工マニュアル（案），1998.12