

アーチカルバートにおける構造形式の違いが 地震時の挙動に及ぼす影響

谷口哲憲¹・八ツ元仁²・星隈順一³

¹正会員 独立行政法人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（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員 修（工） 独立行政法人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（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

³正会員 博（工） 独立行政法人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（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

1. はじめに

道路構造物に対するコスト削減の観点から、経済的な施工となる土工構造を橋梁構造の代わりに採用する事業が増えてきている。その土工構造のひとつがカルバート構造であり、盛土部横断道路などに使用されている。横断道路ではカルバートの上部も道路として使用されるため、カルバートが大型化や連続化した場合は橋梁構造に近似した構造となり、同じ道路構造物として橋梁構造が満たす性能と乖離させてはならない。

カルバート工指針¹⁾（以降、指針）では小規模のカルバートを対象として、図-1に示すカルバートを剛性とする構造形式が示されている。これら小規模のカルバートは、地震時に地盤と一体となって挙動するため地震の影響を受けにくいことや過去の大地震により大きな損傷がこれまでにないことから、一定規模の範囲内に限り耐震検討が省略されていた。

しかし、近年、カルバート構造の大型化や連続化が進み、分割されたプレキャスト部材を現場で組み立てるたわみ性ヒンジ式アーチカルバートといった指針に示されていない構造形式が出現している。ここで言うたわみ性とは、鉛直土圧により構造物が水平方向へのたわみ変形量が大きくなり、その変形により周辺地盤が圧縮され、さらにはその反力として生じる水平地盤反力を考慮することを指す。

このたわみ性ヒンジ式アーチカルバートについては、耐震性が十分に検証されていないため、その構造特性を踏まえた耐震性能の評価を検討する必要がある。そこで、本研究では常時設計で構造諸元が決定されるたわみ性ヒンジ式アーチカルバートが有す

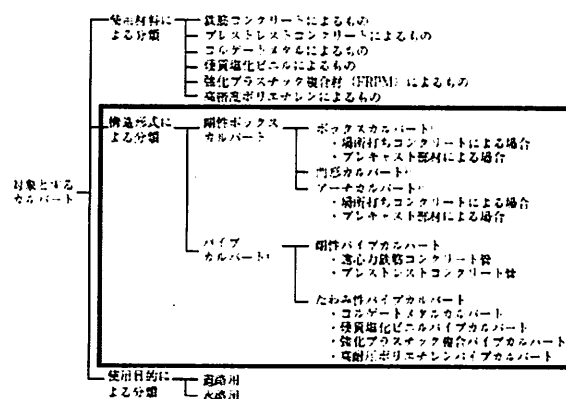


図-1 指針によるカルバート構造形式

る耐震性能を確認するための第一段階として、数値解析により剛性アーチカルバートとの比較を実施したので、その結果を報告する。

2. 解析対象とそのモデル化

たわみ性ヒンジ式アーチカルバート構造形式の実事業への使用実績を調査した結果、本体断面に2箇所のヒンジを有する構造（以下、2ヒンジアーチ）の実績が最も多かったことを踏まえ、これを本検討の解析対象として選定した。

図-2に示す断面形状に対して剛性とたわみ性の2種類の設計法を用いることで、同じ断面形状でも構造形式の違うものを設定する。指針に表記されている剛性アーチカルバートの設計法は、本体断面にヒンジがなく、構造物を剛性として評価する設計法である。両設計法ともに死荷重、活荷重、土圧を考慮

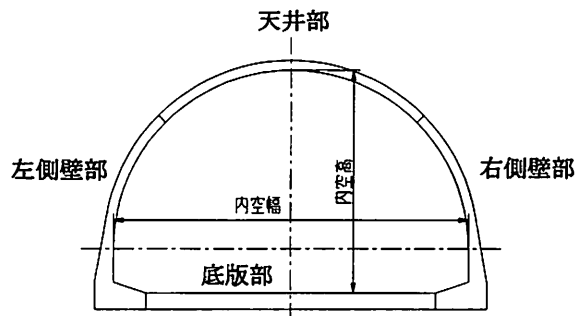
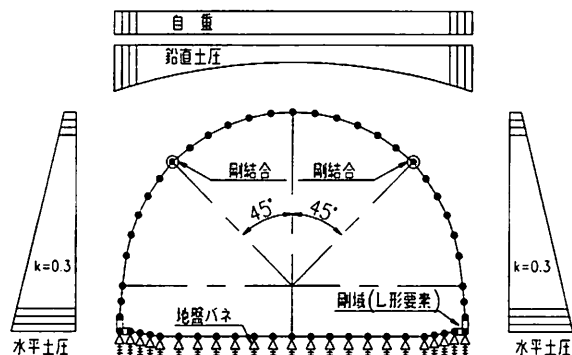
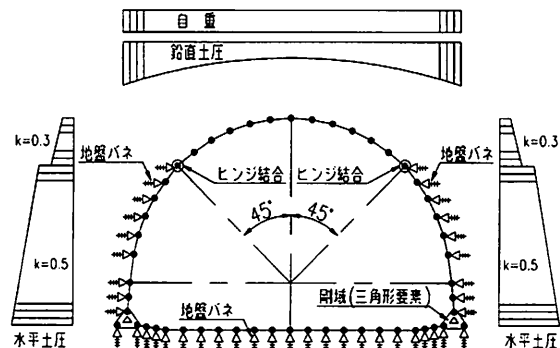


図-2 アーチカルバート断面形状



(a) 指針アーチ



(b) 2 ヒンジアーチ

図-3 解析モデル

し、設計上、最も不利となる荷重組み合わせから常時状態の断面力を算出し、許容応力度法により構造部材の諸元を決定している。

なお、本検討では指針により設計された剛性アーチカルバートを指針アーチと呼ぶこととし、指針アーチの材料はプレキャスト部材である2ヒンジアーチに合わせて常時設計を行う。

(1) 解析モデル

解析については、図-3に示すように2次元骨組構造によりモデル化を行う。

剛域は、両解析モデルともに側壁と底版の隅角部に設けているが、2ヒンジアーチは独自の三角形要素によるモデル化により設定している。底版地盤反力は、両解析モデルともに鉛直方向の底版地盤バネとせん断バネをつけることで考慮している。さらに、

表-1 設計条件

		指針アーチ	2 ヒンジアーチ
設計法		カルバート工指針	2 ヒンジアーチ技術マニュアル
構造		鉄筋コンクリート構造	
形状		アーチカルバート内空幅: 10.8m, 内空高: 6.73m	
		ヒンジ無	ヒンジ有
		剛域 (L形要素)	剛域 (三角形要素)
材料	コンクリート	設計基準強度: 40N/mm ² 許容曲げ圧縮応力度: 14N/mm ² 許容せん断応力度: 0.55 N/mm ² 死荷重時のヤング係数: 31kN/mm ² 活荷重時のヤング係数: 31kN/mm ²	
	鉄筋	SD345 許容引張応力度: 180N/mm ² 鉄筋の最小かぶり: 25mm	
地盤	変形係数	盛土: $\alpha E_s = 28\text{MPa}$ 基礎地盤: $\alpha E_s = 42\text{MPa}$ 地盤反力係数 $k_v = 8, 680\text{kN/m}^3$ せん断地盤反力係数 $k_s = k_v/3 = 2, 293\text{ kN/m}^3$	盛土: $\alpha E_s = 28\text{MPa}$ 基礎地盤: $\alpha E_s = 42\text{MPa}$ 地盤反力係数 $k_v = 14, 870\text{kN/m}^3$ せん断地盤反力係数 $k_s = k_v/3 = 4, 957\text{ kN/m}^3$
		躯体自重: 24.5kN/m ² 埋戻土: 19.0kN/m ³ (土被り 2.0m)	
荷重	鉛直方向	活荷重: T-25, $q = 10\text{kN/m}^2$ の2ケース	活荷重: T-25, $q = 10\text{kN/m}^2$ の9ケース
	水平方向	天井部の水平土圧係数: $K_h = 0.3$ 側壁部の水平土圧係数: $K_h = 0.3$	天井部の水平土圧係数: $K_h = 0.3$ 側壁部の水平土圧係数: $K_h = 0.5$

2ヒンジアーチはたわみ変形量による水平地盤反力を、水平方向の側壁地盤バネをつけることで考慮している。なお、底版地盤バネと側壁地盤バネは引張力が作用しないように設定した。

(2) 設計条件

内空断面は、2ヒンジアーチの中から施工実績の多い内空幅10.8m、内空高6.73mとし、土かぶりは低土かぶりで使用されている実績を踏まえ2mと設定した。常時設計におけるその他の材料、地盤、荷重の設計条件を表-1に示す。

コンクリートの死荷重時のヤング係数は、同じ設計基準強度40N/mm²のコンクリートに関わらず、2ヒンジアーチではヤング係数を小さく評価しており、変形しやすくなっている。基礎地盤の地盤反力係数 k_v は、両アーチとも指針に従い道路橋示方書IV編²⁾に基づいて算出しているが、2ヒンジアーチでは換算載荷幅を半分の値とすることで指針アーチの1.7倍の値となっている。これは、2ヒンジアーチにおけるFEM解析と2次元骨組解析の地盤反力を比較した結果に基づく考えとされている。活荷重は、2ヒンジアーチでは指針アーチで考慮していない建設時の7ケースに加え、供用時の活荷重については指針アーチの2ケースを含めた9ケースを考慮している。側壁部の水平土圧係数は、指針アーチではアーチ部が設計上安全側となるように $K_h = 0.3$ が用いられるが、2ヒンジアーチでは $K_h = 0.5$ としている。

(3) 試設計結果

試設計結果を図-4に示す。2ヒンジアーチは、側壁部の $K_h = 0.5$ とし、さらに水平地盤反力を考慮し



図-4 各設計による部材諸元 (単位: mm)

で設計されることでアーチ部の曲げ変形が拘束され、指針アーチに比べ部材厚 T1 が33%薄くなる。また、底版部においては地盤バネを指針アーチの1.7倍の値を用いることで曲げ変形に対する拘束効果により、部材厚 T2 が17%薄くなる。

鉄筋比は両アーチともほぼ同じで、引張鉄筋比1.8%、圧縮鉄筋比1.0%程度となる。また、横拘束筋は2ヒンジアーチの一般的な配筋図から、横拘束筋の断面積 $A_h=1.267\text{cm}^2$ 、横拘束筋の間隔 $s=25\text{cm}$ 、横拘束筋の有効長 $d=29.25\text{cm}$ とし、横拘束筋の体積比0.69%とした。

3. アーチカルバートの地震時挙動

地盤内アーチカルバートの地震時挙動は、地盤と構造物の全体系を考慮する応答震度法により検証した。図-5に、地震時挙動の検討フローを示す³⁾。

(1) 解析モデル

図-6に示すように、カルバート周辺地盤を線形平面ひずみ要素、カルバート構造部を非線形はり要素および地盤と構造物の接触部をジョイント要素によりモデル化を行い、全体系でのFEMによるモデル化を行った。地盤部のモデル化の範囲は、境界部からの影響も加味し幅93.0m、深さにおいては地震波の入力地点である19.4mの深さまでとした。また、境界条件として、側方境界はローラー支持、底部境界を固定とした。

ボックスカルバートや開削トンネルといった地中構造物の耐震検討においては、部材に発生する軸力の変動が小さいという判断のもと、軸力変動の影響を見込まないことが多いが、本検討ではアーチカルバートの断面形状による効果も考えて、軸力変動による耐力への影響を評価できるファイバーモデルを用いることとした。なお、RCコンクリート部の構成則については、道路橋示方書V編⁴⁾に準拠しコンク

リート部では横拘束効果を見込んだモデル、鉄筋部ではパイリニアモデルを用いることとした。

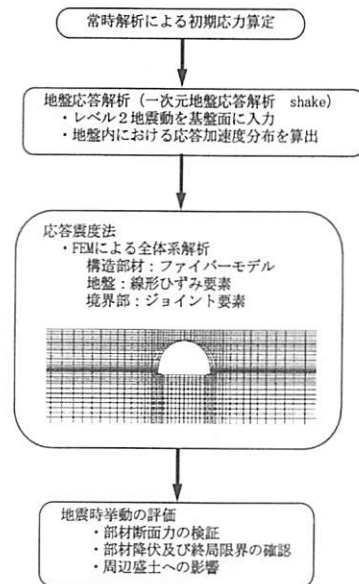


図-5 解析検討フロー

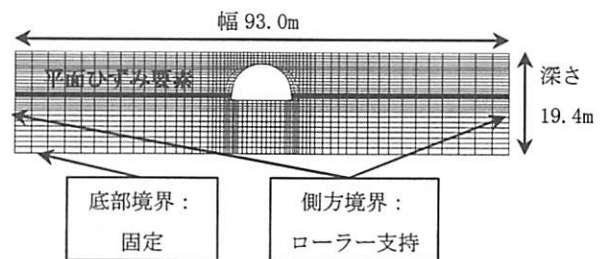


図-6 地盤-構造物の連成モデル

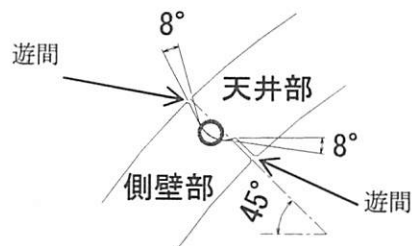


図-7 ヒンジ接合の構造図

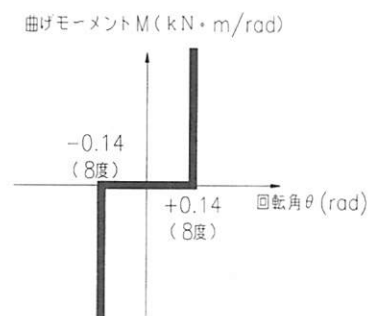


図-8 M-θモデル

ヒンジ接合の構造は図-7のように部材厚の中央部のみで接しており、部材厚の端部には遊間が存在する。ヒンジの回転により遊間が閉じて部材厚端部が接するまでの角度を可動回転角と設定し、今回の解析モデルでは実際のヒンジ構造に近似させ、±8度以上回転しないM-θモデルとした（図-8）。

(2) 解析条件

a) 地盤応答解析

本検討では、一次元地盤応答解析（shake）を用いることで、レベル2地震時での地盤応答を算出した。表-2に地盤応答解析の条件を示す。なお、表-1の設計条件と同様にアーチカルバートの底面は盛土層と基礎地盤層の境界面上とした。

表-2 地盤条件

地層名称	標高 (T.P.m)	層厚 (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	N値	せん断弾性波速度 Vs(m/s)	せん断弾性波速度 Go (kN/m ²)	ポアソン比 ν
盛土	7.7	9.2	19.0	10	172	57,593	0.450
基礎地盤	-1.5	10.2	20.0	30	249	126,102	
基礎面	-11.7	-	19.0	50	300	174,490	

アーチカルバート底面から基礎面までの層厚は、構造物底面から構造物の高さ以上の距離を確保した。さらに、基礎地盤厚は10m、20m、30mと変化させた感度解析を実施し、地震波の入力時に構造物にとって最も厳しい地盤からの相互作用力が働く10mを検討ケースとした。

入力波は、基礎面を入力位置とし、道路橋示方書V編のⅠ種地盤のタイプⅡ地震波（加速度波形Ⅱ-I-1）を与えた。

b) 応答震度法

地盤応答解析により算出した地盤の加速度応答分布を用いることで、レベル2地震時にかかる慣性力を算出し、図-9に示すようにFEMモデルの節点荷重としてステップ毎（1000ステップに分割）に静的に与えた。これにより、レベル2地震時におけるアーチカルバートの挙動を確認するとともに、周辺盛土への影響についても検証を行った。

なお、構造部材の終局限界状態については、道路橋示方書V編に示す評価法で判定を行った。

(3) 解析結果

a) アーチカルバート構造部

図-10にレベル2地震時（1000ステップ）における断面力図、図-11にレベル2地震時までのアーチ

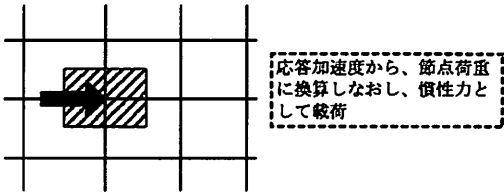


図-9 慣性力載荷イメージ

カルバートの損傷する箇所および順序を示す。

断面力については、指針アーチの部材厚が2ヒンジアーチより大きく、剛性が高いため、指針アーチの断面力は全体的に2ヒンジアーチより大きな値となる。

曲げモーメントの分布は、指針アーチのアーチ部において内側最大で400kN・m（左側壁基部1,660kN・mの24%）、外側最大で840kN・m（左側壁基部1,660kN・mの51%）発生しているのに対して、2ヒンジアーチのアーチ部は内側最大で69kN・m（左側壁基部1,150kN・mの6%）、外側最大で79kN・m（左側壁基部1,150kN・mの7%）と曲げモーメントがほとんど発生していない。これは、2ヒンジアーチに設けられているヒンジの変形により構造部材の曲げ変形が低減されているためと考えられる。

軸力については、指針アーチと2ヒンジアーチは常時状態と同様にレベル2地震時においても全ての部材に圧縮軸力が作用している。指針アーチのアーチ部軸力は天井と左側壁の接合部は629kN、天井と右側壁の接合部は1,500kNといずれも常時状態の圧縮軸力221kNに対して2.8倍、6.8倍と大きく増加している。一方、2ヒンジアーチのアーチ部軸力は、天井と右側壁の接合部は672kNと常時状態の圧縮軸力339kNから2倍に増加しているが、天井と左側壁の接合部は7kNと大きく減少している。これは、指針アーチは断面が一体化されていることで地震力に対してアーチ断面形状の効果により軸力が導入されるが、2ヒンジアーチは地震力に対して天井と左側壁のヒンジ部が内側に変形することで、地盤からの拘束力のバランスが崩れ、軸力が抜けたためと考えられる。

指針アーチの部材の降伏は、天井と左側壁の接合部から3D（D：該当箇所での部材厚）の範囲で先行して降伏が起こり、その次に底版部のハンチ区間端部を始点に1D、0.5Dの範囲で降伏する。終局限界については、全部材において終局限界に至らない。一方、2ヒンジアーチは、左側壁基部7D、右側壁基部5Dの範囲で降伏し、左側壁基部4D、右側壁基部2Dの範囲で終局限界に至る。これは、2ヒンジアーチの

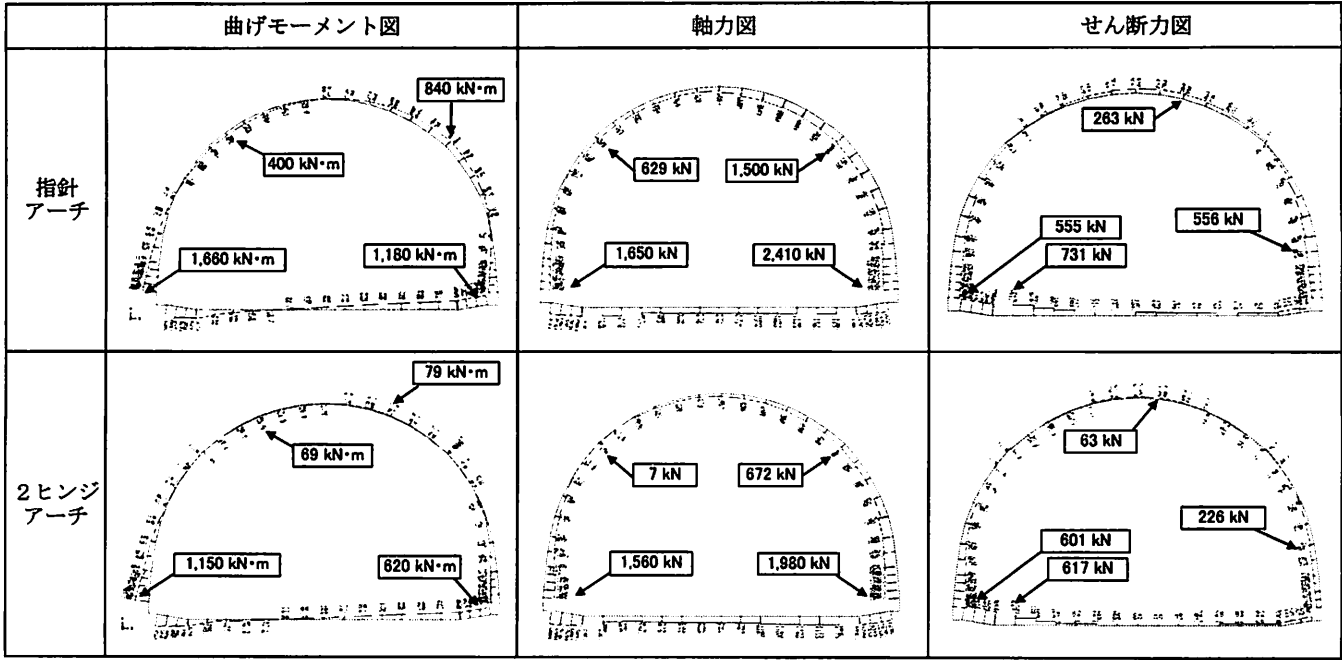
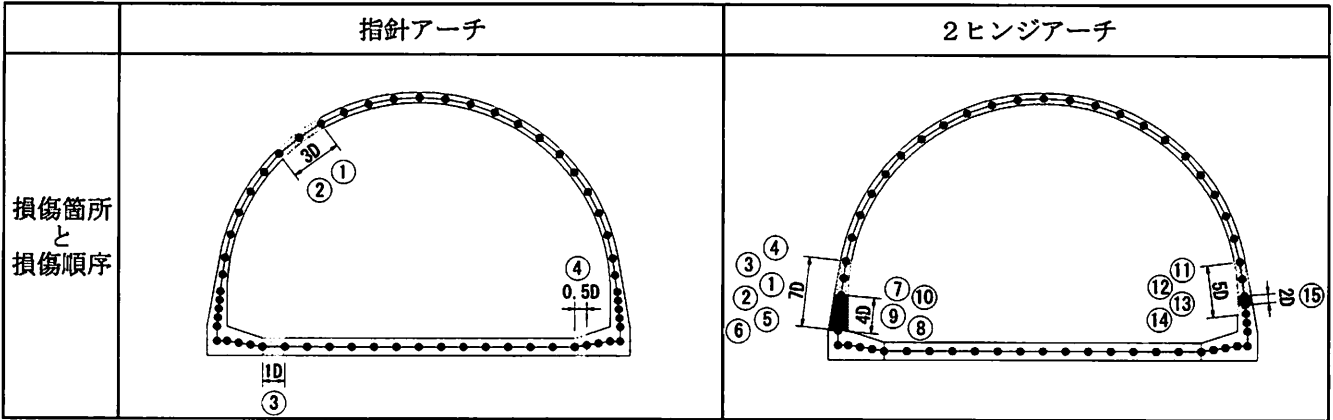


図-10 レベル 2 地震時 (1000 ステップ) における断面力図



○：降伏位置，■：終局位置，○内の数字は損傷順序を示す

図-11 レベル 2 地震時までの損傷状況

ヒンジによる構造の静定化により側壁基部に部材の損傷箇所が集中し、部材が薄肉化されていることにより指針アーチに比べて広範囲にわたり降伏が発生し、さらには終局限界に至ったためと考えられる。破壊モードの判定については、構造部材のせん断耐力を道路橋示方書 V 編より求め、開削トンネル耐震設計指針⁵⁾を参考とし、判定を行った。両アーチとも全部材で発生せん断力はせん断耐力以下となり、終局曲げモーメントに対する発生曲げモーメントの割合がせん断耐力に対する発生せん断力の割合より大きく、曲げ破壊型となる。

なお、レベル 2 地震時の 2 ヒンジアーチのヒンジ部の回転角は約 3 度となっており、今回の解析条件

においては、可動回転角 8 度には達していない。

b) アーチカルバート周辺盛土部

図-12 にレベル 2 地震時におけるアーチカルバートと周辺盛土の変形図を示す。また、天井中央部の変位 δ_1 、天井と左側壁の接合部の変位 δ_2 、天井と右側壁の接合部の変位 δ_3 に着目し、x 方向及び y 方向の値を示す。

構造物の変形については、指針アーチは δ_{x1} と δ_{x2} が同じで δ_{y1} と δ_{y2} 間の相対変位は 2cm と僅かなのに対し、2 ヒンジアーチは δ_{x1} と δ_{x2} 間の相対変位は 3cm、 δ_{y1} と δ_{y2} 間の相対変位は 6cm に達し、ヒンジ接合部で大きくたわむ変形が発生している。

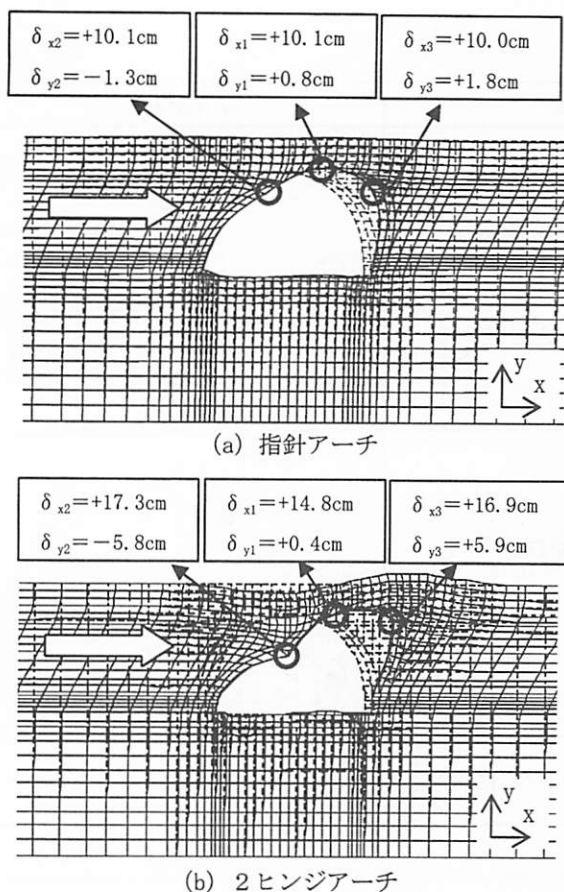


図-12 アーチカルバートと周辺盛土の変形図

周辺盛土の変形については、図-12に示すように構造物の変形の影響が大きいことが分かる。指針アーチはアーチ部の鉛直方向の変形は小さく、アーチカルバート直上の盛土部で大きな沈下や隆起は発生していない。一方、2 ヒンジアーチはアーチ部の鉛直方向の変形量が大きくヒンジ部で屈曲するような変形を起こしており、アーチカルバート直上の盛土部では沈下と隆起が発生している。これは、指針アーチは部材厚が厚く断面が一体化されることで構造物としての剛性が高いため、周辺盛土に与える影響が少ないのに対して、2 ヒンジアーチは部材厚が薄く、天井と側壁がヒンジ接合されているため、変形性能が高いが構造物としての全体剛性が低くなり周辺盛土への作用力が大きくなるためと考えられる。

4. まとめ

本検討では、常時設計で決まるアーチカルバート構造の耐震性について数値解析による検証を行い、以下の点を確認することができた。

- ・ 2 ヒンジアーチは地盤拘束力（地盤バネ）を考慮することにより部材厚が薄く設計できるため、指針アーチに比べ相対的に耐震性が低く、損傷しやすい構造形式である。
- ・ 2 ヒンジアーチはヒンジを有するため、レベル 2 地震時における変形モードが指針アーチと全く異なるものとなり、その結果、側壁基部が塑性化する。
- ・ 2 ヒンジアーチはヒンジを有することで地震時の変形が大きく、周辺盛土に与える影響が大きい。

今後の課題として、アーチカルバート構造の耐震性能を正確に評価するために、アーチカルバートを構成する部材レベルでの限界状態の設定とその評価手法の構築が必要である。また、2 ヒンジアーチにおいては、設計の中で前提条件となる、①ヒンジの挙動、②地盤拘束力（地盤バネ）の評価が、地盤内での実構造物の挙動と乖離がないことを確認する必要がある。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路土工カルバート工指針，平成22年3月。
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，平成14年3月。
- 3) ハツ元，谷口ほか：アーチカルバートにおける構造形式の違いが耐震性能に及ぼす影響，第66回土木学会年次学術講演会，平成23年9月（投稿中）。
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成14年3月。
- 5) 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－，平成20年10月。