

動的FEM解析による連続アーチカルバートを含む盛土構造の安定性に関する検討

多賀 達央¹・岩崎 喬夫²・小高 武³・木村 亮⁴・岸田 潔⁵

¹モジュラーチ工法協会 (〒355-0001 埼玉県東松山市岡字膳棚1871)

E-mail:taga-tatuo@geostr.co.jp

²モジュラーチ工法協会 (〒105-0004 東京都港区新橋5-33-11)

³正会員 モジュラーチ工法協会 (〒355-0001 埼玉県東松山市岡字膳棚1871)

⁴正会員 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂C1)

⁵正会員 京都大学准教授 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂C1)

近年、プレキャストアーチカルバートを連続的に盛土内に挿入した構造物が提案されている。このような構造物の耐震性能は、動的FEM解析などにより実施されてきたが、連続体を前提とするFEM解析では、構造物と地盤の境界で生じるすべりやはく離といった挙動の再現が困難であり、実際的でない解析結果となる可能性がある。そこで、本検討では、ジョイント要素を設定することで、すべり、はく離特性を考慮することを試みた。なお、解析対象は、アーチ上部を気泡混合軽量土で盛り立て構築し、基礎は地盤改良を用いて洪積層に支持させたものとした。また、レベル1、レベル2地震動におけるアーチ部材の応答値をもとに、耐震性能についての考察を行った。

Key Words : multi-arch culvert, dynamic finite element analysis, joint element, dynamic interaction

1. はじめに

一般に、プレキャストアーチカルバートは、単独で土被りの大きいアンダーパスに用いられていたが、近年、プレキャストアーチカルバートを連続的に盛土内に挿入した構造物（以下、アーチ盛土とする）が提案されている。アーチ盛土の耐震性能の検討は、アーチ部材単独の構造とは異なり、アーチ部材同士が近接しているため、相互作用による影響を考慮する必要があることから、遠心力場での動的実験や動的有限要素法解析（FEM）により実施されてきた¹⁾²⁾。

動的FEMでは、地盤と構造物の剛性差が大きい場合、地盤と構造物の接触面ですべりやはく離が生じる可能性があるが、連続体を前提とするFEM解析では、要素間のすべり、はく離といった挙動の再現が困難であった。たとえば、地震時解析において構造物周辺地盤が構造物から離れるように大きく変形した場合、実際はその接触面ではなく離が生じる可能性が高いが、連続体を前提とするFEM解析では、地盤と構造物の境界面で共有している節点が離れることはないため、地盤の変形による引張力がそのまま作用することになる。つまり、実際には作用しない過度の荷重や地盤応力が発生して、実際的でない解

析結果となる可能性がある。

そこで、本検討では、盛土材とアーチ部材の間にジョイント要素を配置することで、すべり、はく離特性を考慮することを試みた。また、レベル1、レベル2地震動におけるアーチ部材の応答値をもとに、耐震性能についての考察を行った。

2. 解析対象

解析メッシュと解析対象の地盤条件を図-1に示す。解析対象は、盛土内に2ヒンジタイプのプレキャストアーチカルバートを7ユニット挿入した連続アーチカルバート構造とした。

軟弱地盤上の施工を想定して、N値は0～5の厚さ10 mの基礎地盤とした。また、荷重軽減対策のため、アーチ上部の盛土材は気泡混合軽量土を用いることとした。基礎地盤には浅層改良と深層改良を行い、アーチ部材底面および連結部の気泡混合軽量土底面に伝わる荷重は、浅層改良から深層混合改良体に引き継いで、支持地盤である洪積砂礫層（D1g）まで伝達させる形式とした。

3. 解析手法

(1) 解析モデル

静的解析では、アーチカルバートを梁要素として、地盤材料（気泡混合軽量土、改良地盤、堆積地盤）を平面ひずみ要素として解析を実施した。動的解析も同様の要素としてモデル化したが、動的解析は非線形特性を考慮して、アーチ部材はコンクリートクラック－鉄筋降伏－終局を考慮したトリリニア型モデル³⁾（履歴特性は武用型）、地盤材料は修正R-0モデルとした。

解析は、2次元弾性FEM⁴⁾により静的および動的解析を実施した。解析の手順としては、まず、線形弾性解析による静的解析を行い、地盤応力及びアーチ部材の断面力を算出する。なお、静的解析は下記の施工ステップを考慮した施工段階解析とした。

- STEP-1：初期応力時（地盤の自重解析）
- STEP-2：盛土、橋台の構築時
- STEP-3：アーチカルバート構築時
- STEP-4：気泡混合軽量土及び舗装材盛立て時
- STEP-5：交通荷重開放時

つぎに、前述の応力、断面力を初期条件として、非線形性を考慮した時刻歴応答解析による動的解析を行った。

境界条件としては、静的解析においては底面固定境界、側方鉛直ローラーとした。また、動的解析においては側方及び底面に粘性境界を設け、側方粘性境界は自由地盤と接合するモデルとした。これは、設計地震動として工学的基盤面（開放基盤）で規定された地震動を用いるためである。なお、解析での工学的基盤面はDg3層とした。

また、図-2に示すように、気泡混合軽量土とアーチ部材の接触面でのすべり、はく離特性を評価可能なモデルとして、ジョイント要素を接触面に配置した。ジョイント要素が有するせん断方向特性と軸方向特性の概念を図-3に示す。なお、図-2では便宜上ジョイント要素に厚さがあるように表記しているが、実際は厚さのない要素として解析を行った。

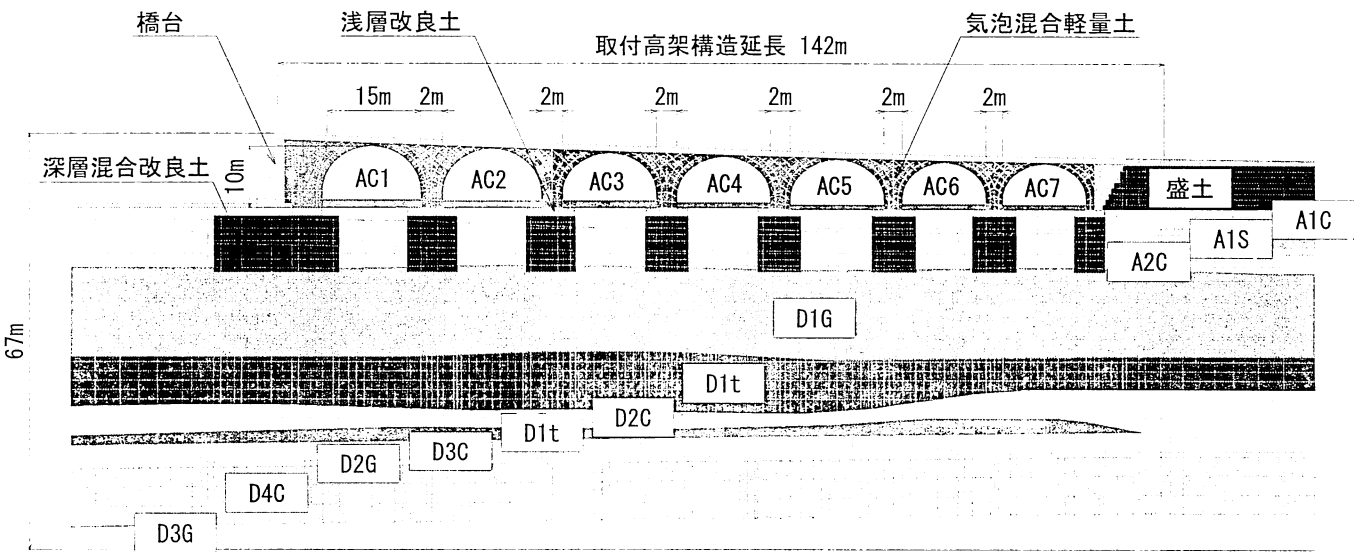


図-1 解析メッシュと解析対象の地盤条件

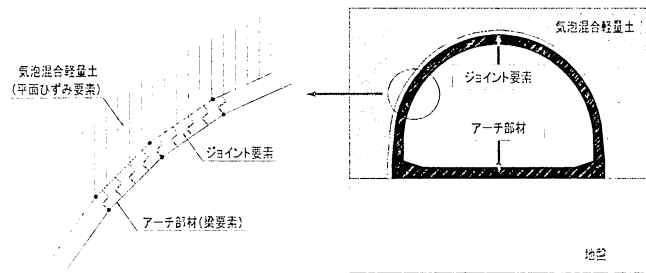


図-2 ジョイント要素概念図

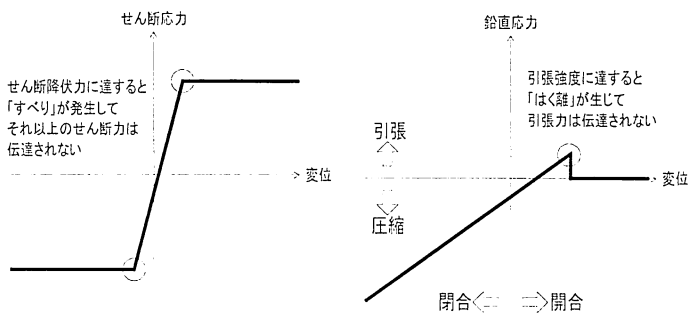


図-3 せん断方向特性（左）と軸方向特性（右）概念図

(2) 入力地震動

地震時検討に用いる地震動は下記の2種類である。レベル1地震動としては、図-4に示す地震動波形⁹⁾を採用する。レベル2地震動としては、図-5に示す3つの地震動波形⁹⁾を考慮する。ここで、地上構造物である本構造物においては地表面の最大加速度が最も影響を及ぼすと考えられるので3つの地震動波形のうち、地表面位置の加速度の最も大きいⅡ-Ⅱ-2の波形を採用するものとする。

これらはいずれも工学的基盤面における地震動として設定している。

(3) 解析用物性値

静的解析および動的解析に用いる物性値を表-1に示す。これらの物性値は参考文献^{7)~10)}により設定した。

なお、ジョイント要素の特性値としては、すべり特性は気泡混合軽量土のせん断剛性 ($1.88 \times 10^5 \text{ kN/m}^3$)，粘着力 ($1.50 \times 10^2 \text{ kN/m}^2$)，内部摩擦角 (0 deg) と同等とし，はく離特性は圧縮方向はコンクリートの剛性 ($3.10 \times 10^7 \text{ kN/m}^3$)，引張方向は気泡混合軽量土の引張強度 (30.0 kN/m^2) と同等とした。

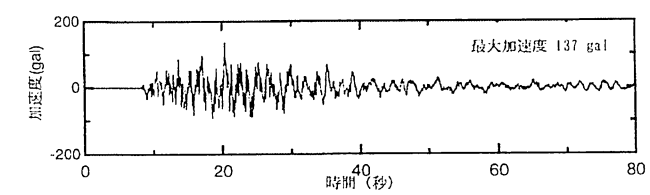


図-4 レベル1地震動⁹⁾

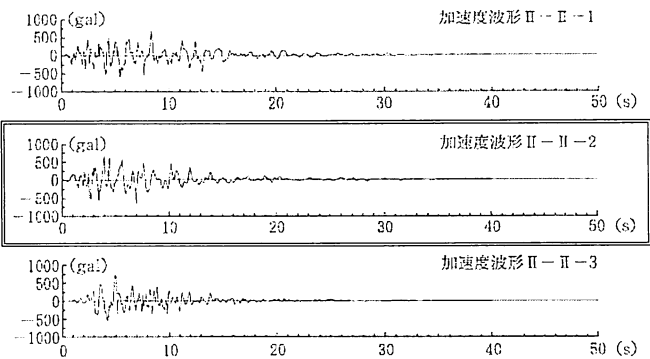


図-5 レベル2地震動（二重枠が採用波形）⁹⁾

表-1 解析用物性値一覧

名称	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的解析時		動的解析時					
		ポアソン比 ν	変形係数 E_o (kN/m ²)	ポアソン比 ν	変形係数 E_o (kN/m ²)	せん断変形係数 G_o (kN/m ²)	減衰比 h	最大減衰率 h_{max}	基準ひずみ $\gamma_{0.5}$
D3G	18.7	0.263	1.24×10^5	0.473	9.92×10^5	3.37×10^5	0.02	—	—
D4C	16.2	0.333	3.08×10^4	0.483	2.46×10^5	1.30×10^5	0.02	0.190	6.72×10^{-4}
D2G	20.0	0.426	5.64×10^4	0.482	5.60×10^5	2.13×10^5	0.02	0.300	9.00×10^{-4}
D3C	15.7	0.333	2.77×10^4	0.484	2.22×10^5	1.17×10^5	0.02	0.200	1.46×10^{-3}
D1t	17.7	0.263	3.60×10^4	0.482	2.88×10^5	1.52×10^5	0.02	0.260	7.10×10^{-4}
D2C	17.1	0.333	1.03×10^5	0.470	8.24×10^5	2.79×10^5	0.02	0.290	9.55×10^{-4}
D1t	17.7	0.263	7.92×10^4	0.477	6.33×10^5	2.09×10^5	0.02	0.260	7.10×10^{-4}
D1G	20.0	0.299	5.64×10^4	0.482	5.60×10^5	2.13×10^5	0.02	0.300	9.00×10^{-4}
A2C	15.5	0.444	1.83×10^4	0.489	1.46×10^5	7.66×10^4	0.02	0.180	1.80×10^{-3}
A1S	18.0	0.333	2.95×10^4	0.486	2.36×10^5	1.24×10^5	0.02	0.240	2.37×10^{-4}
A1C	14.4	0.444	1.40×10^4	0.490	1.12×10^5	5.88×10^4	0.02	0.120	2.42×10^{-3}
深層改良	16.0	0.260	4.71×10^5	0.260	9.42×10^5	3.74×10^5	0.02	0.100	2.50×10^{-3}
浅層改良	15.1	0.260	1.80×10^5	0.260	4.20×10^5	1.67×10^5	0.02	0.100	2.50×10^{-3}
FCB	8.00	0.250	2.34×10^5	0.250	4.69×10^5	1.88×10^5	0.02	0.100	1.00×10^{-3}
盛土	19.0	0.333	2.80×10^4	0.450	2.25×10^5	7.76×10^4	0.02	0.240	2.37×10^{-4}
橋台	24.5	0.167	2.50×10^7	0.167	2.50×10^7	1.07×10^7	0.02	—	—
アーチ部材	24.5	0.167	3.10×10^7	0.167	3.10×10^7	1.33×10^7	0.03	—	—

4. 解析結果

(1) 静的解析結果

a) 変形モード

step-5（交通荷重開放時）における変形モードを図-6に示す。この図より最大沈下量は4.8cm程度である。

b) アーチ部材の断面力

断面力分布を図-7に示す。近接構造物や傾斜した盛土形状の影響で、左右非対称の断面力分布となっている。

(2) レベル1解析結果

a) 変形モード

最大変位発生時（ $t = 16.62$ s）の変形モードを図-8に示す。この図より最大変位は5.6cm程度である。

b) アーチ部材の断面力

最大断面力分布を図-9に示す。この図は全時刻歴における各要素ごとの最大値を抽出したものである。静的解析結果と比較すると、特に側壁と底版の隅角部の断面力が増加していることが分かる。

(3) レベル2解析結果

a) 変形モード

最大変位発生時（ $t = 4.65$ s）の変形モードを図-10に示す。この図より最大変位は44.8cm程度である。

b) アーチ部材の断面力

最大断面力分布を図-11に、非線形状態図を図-12に示す。この図は全時刻歴における各要素ごとの最大値を抽出したものである。静的解析結果と比較すると、側壁と底版の隅角部だけでなく頂版部の断面力が増加していることが分かる。

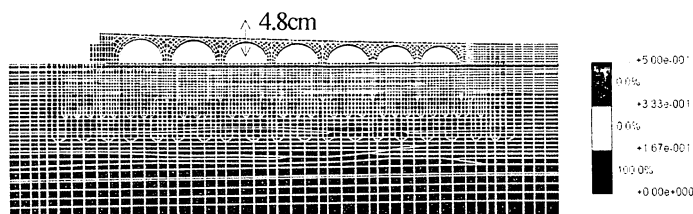


図-6 静的解析，変形モード図（step-5）

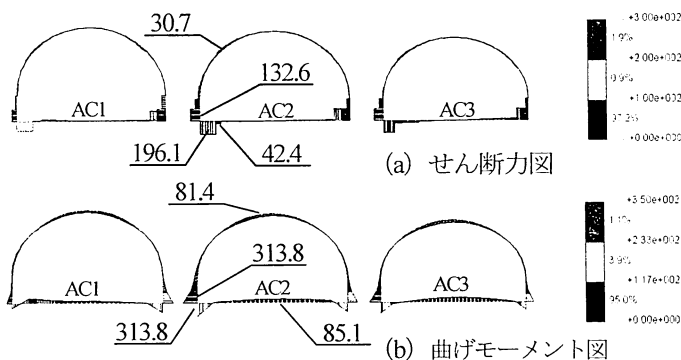


図-7 静的解析による断面力分布図（単位：kN，kN・m）

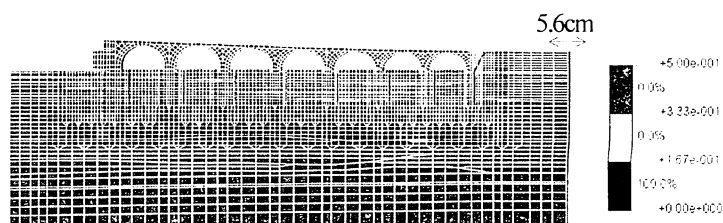


図-8 レベル1解析，最大変位時変形モード図（ $t = 16.62$ s）

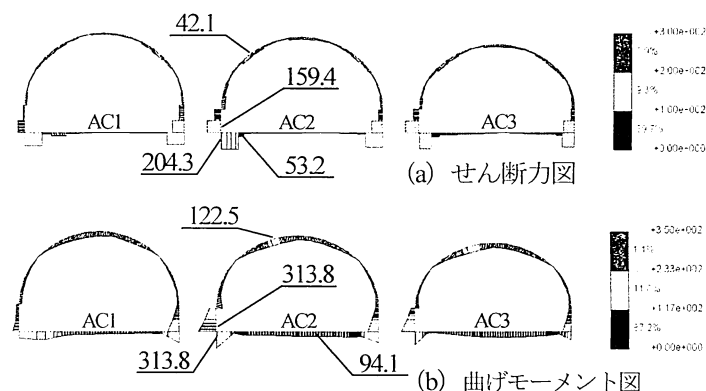


図-9 レベル1解析，最大断面力分布図（単位：kN，kN・m）

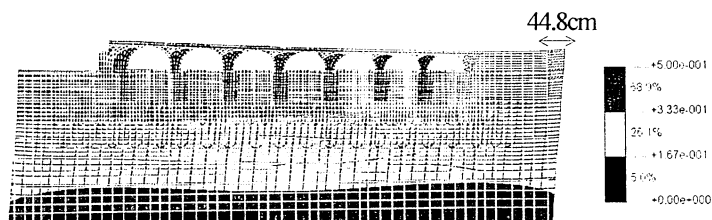


図-10 レベル2解析，最大変位時変形モード図（ $t = 4.65$ s）

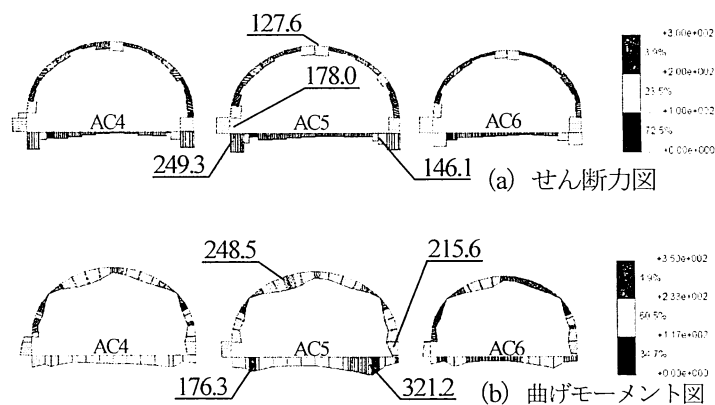


図-11 レベル2解析，最大断面力分布図（単位：kN，kN・m）



図-12 レベル2解析，非線形状態図

5. 耐震性能に関する考察

本構造物の目標とする耐震性能および検証方法は、文献^{11),12)}を参考に定めた。

レベル1地震動に対する部材の安全性は、許容応力度法により検証した。一方、レベル2地震動に対する部材の曲げ耐力の検証は、部材の許容曲率により曲げ耐力を評価する手法を適用した。

せん断耐力の検証は、設計せん断力がせん断耐力を下回ることを確認することで行った。

なお、アーチ部材にはヒンジ形状の継手部が存在するが、継手部は設計上ピンとして扱うため曲げモーメントは作用しない。また、継手部は曲がりボルトにより締結されているため、引張軸力が作用しても直ちに頂版部材の崩落に至ることはないが、継手部の軸力時刻歴により安全性を検証するものとする。

耐震性能の考察について、下記に示す。

(1) レベル1地震時

表-2, 3に曲げ及びせん断に対して鉄筋及びコンクリートの応力度が最大となる部材の検証結果を示す。表-2, 3より、レベル1におけるアーチ部材の応力度は全て地震時許容応力度以下であることが確認された。

(2) レベル2地震時

表-4, 5に最大塑性率、最大せん断応力度となる部材の検証結果を示す。表-4, 5より、レベル2におけるアーチ部材の応答値は、全て地震時許容値以下であることが確認された。

また、軸力が最も引張方向に変動する継手部についての軸力時刻歴を図-13に示す。地震動により継手部に引張方向に軸力が作用し、圧縮軸力が9.6 kN程度まで減少するが、自重による圧縮軸力を超えることはなく、継手部には常に圧縮軸力が作用することが確認できる。したがって、地震動によって頂版部材と側壁部材が離れることはなく、崩落の可能性がないことが確認できる。

以上の結果より、本検討で適用した解析手法では、対象とする構造物のアーチ部材が、所定の耐震性能を有するものと考えられる。

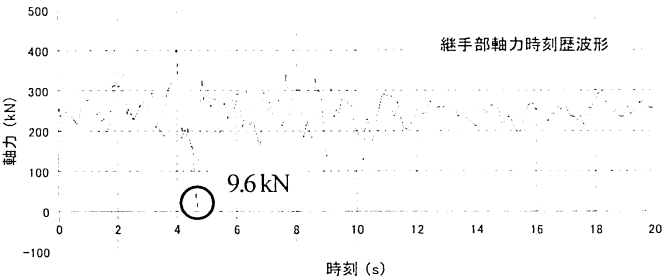


図-13 レベル2解析，継手部軸力時刻歴（AC6）

表-2 レベル1解析，曲げ検証結果一覧（AC2）

部材		部材形状				断面力			
		部材幅	部材高	かぶり (内側)	かぶり (外側)	曲げモーメント	軸力		
		b	h	d ⁺	d ⁻	M	N		
		mm	mm	mm	mm	kN・m	kN		
頂版	①	1000	400	55	55	122.5	380.0		
側壁 付根	②	1000	770	55	55	-313.8	616.0		
底版 端部	③	1000	1045	70	70	313.8	201.0		
底版 中央	④	1000	550	70	70	-94.1	176.0		
部材		内側鉄筋		外側鉄筋		応力度		判定	
		鉄筋径	本数	鉄筋径	本数	コンクリート 圧縮 応力度	鉄筋 引張 応力度	コンクリート 圧縮 応力度 判定	鉄筋 引張 応力度 判定
		D	-	D	-	σ_c	σ_s	σ_{ca}	σ_{sa}
		mm	本	mm	本	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
頂版	①	32	6.5	16	6.5	5.4	50.9	OK	OK
側壁 付根	②	22	6.5	19	6.5	4.8	111.3	OK	OK
底版 端部	③	19	6.5	32	6.5	2.7	133.2	OK	OK
底版 中央	④	19	6.5	19	6.5	2.9	72.6	OK	OK

※コンクリートの許容圧縮応力度 21.0 (N/mm²)

※鉄筋の許容引張応力度 270.0 (N/mm²)

表-3 レベル1解析，せん断検証結果一覧（AC2）

部材	頂版	側壁 付根	底版 端部	底版 中央
	①	②	③	④
部材高 h (mm)	400	770	1045	550
鉄筋被り (mm)	55	55	70	70
有効高 d (mm)	345	715	975	480
せん断補強筋 A_w (mm ²)	-	-	-	-
せん断補強筋ピッチ s (mm)	250	250	250	250
角度 α (deg)	90	90	90	90
設計せん断力 S_d (kN)	42.1	159.4	204.3	53.2
コンクリートが負担する せん断耐力 S_c (kN)	284.6	589.9	804.4	396.0
せん断補強筋が負担する せん断耐力 S_s (kN)	0.00	0.00	0.00	0.00
許容せん断耐力 S_u (kN)	284.6	589.9	804.4	396.0
判定	OK	OK	OK	OK

※コンクリートの許容せん断応力度 0.825 (N/mm²)

表-4 レベル2解析，曲率検証結果一覧（AC5）

部材		応答曲率	降伏曲率	終局曲率	許容曲率	$\gamma_1 \cdot \phi_d / \phi_u$	判定
		ϕ_d (1/m)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)	ϕ_s (1/m)		
頂版	①	2.90×10^{-3}	7.97×10^{-3}	5.77×10^{-2}	4.11×10^{-2}	7.06×10^{-2}	OK
側壁 付根	②	2.48×10^{-4}	3.94×10^{-3}	1.09×10^{-1}	7.40×10^{-2}	3.36×10^{-3}	OK
底版 端部	③	6.58×10^{-5}	2.22×10^{-3}	1.19×10^{-1}	8.04×10^{-2}	8.19×10^{-4}	OK
底版 中央	④	1.55×10^{-4}	3.78×10^{-3}	1.71×10^{-1}	1.15×10^{-1}	1.35×10^{-2}	OK

表-5 レベル2解析，せん断検証結果一覧（AC5）

部材	頂版	側壁 付根	底版 端部	底版 中央
	①	②	③	④
部材高 h (mm)	400	631	980	650
鉄筋被り (mm)	55	55	70	70
有効高 d (mm)	345	576	910	580
せん断補強筋 A_w (mm ²)	-	-	-	-
せん断補強筋ピッチ s (mm)	250	250	250	250
角度 α (deg)	90	90	90	90
設計せん断力 S_d (kN)	127.6	178.0	249.3	146.1
コンクリートが負担する せん断耐力 S_c (kN)	284.6	475.2	750.8	478.5
せん断補強筋が負担する せん断耐力 S_s (kN)	0.00	0.00	0.00	0.00
許容せん断耐力 S_u (kN)	284.6	475.2	750.8	478.5
判定	OK	OK	OK	OK

※コンクリートの許容せん断応力度 0.825 (N/mm²)

6. まとめと今後の課題

本検討では、橋梁と盛土の中間的な構造物において、カルバート構造物と盛土要素間のすべり、はく離特性を考慮した動的FEM解析を行い、本構造物の耐震性能を検証した。結果として、レベル1、レベル2地震時において特に隅角部や頂版部の断面力増加が見られたが、発生応力、曲率はいずれも許容値以下であり、また、頂版部材と側壁部材の継手部は常に圧縮状態で崩落の可能性はないことが確認された。したがって、本検討で適用した解析手法では、対象とする構造物のアーチ部材が所定の耐震性能を有するものと考えられる。

なお、今回の検討ではジョイント要素の特性を周辺地盤、構造と同等の値としているため、実際の境界特性より高めに評価している可能性が高い。しかし、ジョイント要素の物性値については、現状では不明確な点も多く、考察の余地が残されていることから、実験によるジョイント要素の特性値の考察や、ジョイント要素以外でのすべり、はく離を評価する手法などの検討を行うことを今後の課題とする。

参考文献

- 1) 澤村康生, 岸田潔, 木村亮, 小高武: 多ユニットアーチカルバート盛土の動的挙動に関する遠心模型実験, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.2, 201-212, 2011.
- 2) 澤村康生, 岸田潔, 木村亮: 連続プレキャストアーチカルバート盛土のユニット間隔に関する動的遠心模型実験と数値解析, 第46回地盤工学研究発表会公演集, No.553/E-12, pp.1111-1112, 2011.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, pp.137-143, 2002.
- 4) 伊藤忠テクノソリューションズ株式会社: Soil-Plus.
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書[耐震性能照査編], pp.7-8, 2002.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編, pp.304-309, 2002.
- 7) 東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社: FCB 工法設計・施工要領, p.22, 2007.
- 8) 日本建築センター: 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針, p.53, pp.355-357, 2006.
- 9) 土木学会: トンネル標準示方書開削工法・同解説, p.34, 2006.
- 10) 三嶋信雄, 益村公人: FCB 工法 気泡混合軽量土を用いた軽量盛土工法, 理工図書, p.65, 2000.
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編, p.8, 2002.
- 12) 日本道路協会: 道路土工カルバート工指針(平成21年度版), 丸善出版, pp.114-115, 2010.

A STUDY ON DYNAMIC FINITE ELEMENT ANALYSIS CONCERNING STABILITY OF MULTI ARCH CULVERT EMBANKMENT

Tatsuo TAGA, Takao IWASAKI, Takeshi KODAKA, Makoto KIMURA and Kiyoshi KISHIDA

Recently, precast multi arch culvert embankment is proposed. A study on earth-quake stability of this structure has been carried out by dynamic finite element analysis. However, finite element analysis which is based on continuum was difficult to consider behavior of slip and detachment between structure and soil. So, in this study, joint element was added in order to consider slip and detachment of elements. Analysis object is supported with diluvium by soil stabilization and constructed with formed mixture light-weight soil. Earth-quake stability was considered by checking level1 and level2 Earth-quake design responses.