

2 ヒンジアーチカルバートの縦断方向の 地震時挙動に関する研究

A Study on Behavior at Earthquake of 2 Hinge Arch Culvert Logitudinal Direction

齋藤啓文¹・西井良介²・小泉淳³

Keibun Saito, Ryosuke Nishii, Atsushi Koizumi

¹学生会員 早稲田大学大学院 理工学研究科 建設工学専攻(〒169-8555東京都新宿区大久保3-4-1)

²正会員 工修 株式会社 大林組(〒540-0031大阪府大阪市中央区北浜東4-33)

³正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部 社会環境工学科(〒169-8555東京都新宿区大久保3-4-1)

The method of arch culvert, by using the pre-cast reinforced concrete arch, has been adopted at a two-level crossing in embankment of a road. That is for shortening of a period and improvement of construction. The statically determinate 2 hinge arch structure has a good stability toward earth pressure and an ability to reduce the bending moment. But investigation of seismic is required on introducing into Japan, happened earthquake frequently.

We carried out the model vibration experiment and FEM analysis. This study describes dynamic characteristic and proposes practical analysis model of the structure longitudinal direction.

Key Words : 2 hinge arch culvert, seismic design, model experiment, earthquake-resistant reinforcement

1. はじめに

近年の開削工法によるトンネル工事は土木作業員の減少や高齢化に伴い省力化が急務となっている。そのような状況の中、プレキャスト化に伴う工数の低減や工期の短縮、品質向上および安定を目的に、新しいトンネルの構築方法として、横断・縦断方向共に継手を有さない3ヒンジアーチカルバート、および横断・縦断方向に継手を有する2ヒンジアーチカルバートが開発された。3ヒンジアーチカルバートがフランスで開発されたことから、これらの工法は、海外での施工実績が多いが、我が国での施工実績も急速に増えつつある。しかし、地震を想定していないフランスで開発されたため、耐震性に関する検討は現時点で十分であるとは言えない。例えば、アーチ部材を縦断方向に連結していない3ヒンジアーチカルバートが地震により縦断方向に振動した場合、部材間に有害な目開きが生じたり、倒壊したりすることが懸念される。一方、2ヒンジアーチカルバートにおいては、このような懸念を考慮して、縦断方向に継手を有している。しかし、継手によるアーチ部材間の連結により、縦断方向への断面力の伝達が予想される。

本研究は実物の2ヒンジアーチカルバートに相

似則を適用した模型を用いて振動実験を行い、その結果に対して2次元動的FEMおよびはりばねモデルを用いた応答変位法による解析を行う。その結果より、振動実験の結果を説明できるかを検討し、アーチカルバートの定量的評価を与える方法を検討するものである。なお、本論文では2ヒンジアーチカルバートの縦断方向について検討を行っている。

2. 模型振動実験

(1) 想定した地盤とアーチカルバート

本研究ではアーチカルバートと地盤が一体となった構造物の模型を作製し振動実験を行った。アーチカルバート模型は、半アーチごとの部材を千鳥に組み合わせることによって形成され、軸方向に連結されている。インバート部は、回転方向を拘束されないヒンジとして扱われている。

実験の対象とするアーチカルバートを図-1に示す。これは「PC-ATM 先端技術・技術審査証明報告書」¹⁾等を参考にしており、道路用のアーチカルバートを想定している。また、クラウン部とリング間接合部、インバート部の詳細を図-2に示す。クラウン部にはボルトを取り付け、そこに

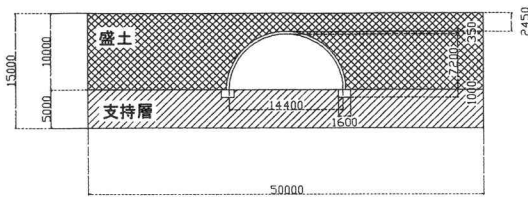


図-1 アーチカルバート断面形状

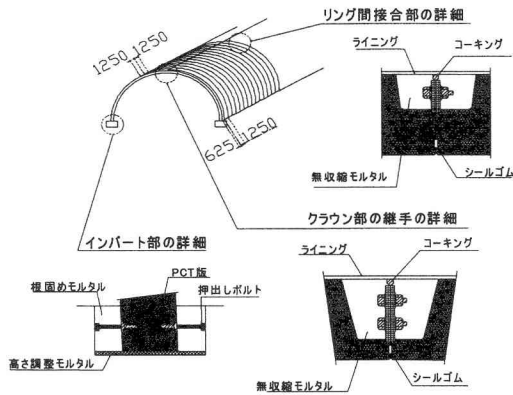


図-2 クラウン部とリング間接合部の詳細図

無収縮モルタルを打設し、ライニングにより覆っている。また、隙間には止水用のシールゴムを設置している。リング間接合部においてもクラウン部と同様に接合している。インバート部は基礎の溝の高さを調整モルタルで調整し、そこにアーチカルバートを挿入することによって形成する。基礎の溝に差し込まれたアーチカルバートは、押出しボルトや根固めモルタルにより固定されている。表-1に対象としたアーチ部材の大きさおよび物性値を示す。

表-2に対象とする地盤の物性値を示す。地盤は普通土とし、基盤層と盛土の間にやや硬い支持層をはさみんだ。

(2) 相似則²⁾

模型振動実験を行う場合、相似則を用いて実物を模型化するが、幾何学的な相似はもちろん、物理的な関係も考慮して相似を定める必要がある。本研究ではこれらの力を密度 ρ 、長さ l 、時間 t 、ひずみ ε 、弾性係数 E を用いて表すと式(1)、(2)のようになる。

$$\text{慣性力: } F_i = \rho \cdot l^4 \cdot t^{-2} \quad (1)$$

$$\text{弾性力: } F_s = \varepsilon \cdot E \cdot l^2 \quad (2)$$

これら2つの力の比から、実物と模型との相似関係は式(3)で示される。

表-1 対象とするアーチカルバート

内径 (m)	14.40
高さ (m)	7.20
厚さ (m)	0.35
アーチ部材の幅 (m)	1.25
設計基準強度 (N/mm ²)	30
ヤング係数 (kN/m ²)	2.8×10^7
単位体積重量 (kN/m ³)	25

表-2 対象とする地盤

	盛土	支持層
弾性係数 (kN/m ²)	5.5×10^4	8.0×10^5
ポアソン比	0.45	0.3
単位体積重量 (kN/m ³)	20	21.6

表-3 相似則

物理量	長さ	弾性係数	密度	時間	加速度	ひずみ
相似比	0.01	0.01	0.50	0.0707	2.0	1.0

$$\frac{\rho_m l_m^2}{\varepsilon_m E_m t_m^2} = \frac{\rho_p l_p^2}{\varepsilon_p E_p t_p^2} \quad (3)$$

ここで、添え字のは p は実物、 m は模型を表す。本研究では、長さ、弾性係数、密度を基礎相似比とし、

$$\lambda = \frac{l_m}{l_p}, \quad e = \frac{E_m}{E_p}, \quad \gamma = \frac{\rho_m}{\rho_p} \quad (4)$$

とおく。ひずみは幾何学的条件が相似であるから、

$$\varepsilon_m = \varepsilon_p \quad (5)$$

が成り立つ。したがって、式(3)より、

$$\frac{t_m}{t_p} = \lambda \sqrt{\frac{\gamma}{e}}, \quad \frac{a_m}{a_p} = \frac{e}{\gamma \lambda} \quad (6)$$

が成り立つ。なお、密度 ρ が土のせん断弾性係数 G_s に与える影響は大きく、密度 ρ と弾性係数 E とは独立でないと考えられるが、地震時における両者の関係は今のところ必ずしも明確ではない。また、これらの関係を考慮して模型材料を選択することは容易ではないことから、本研究では密度 ρ と弾性係数 E とを独立のものと考え相似比を定めた。表-3に各相似比を示す。

(3) 実験模型の詳細

実験模型は表-3に示した相似則を実物のモデルに適用してモデル化を行った。表-4に実験に用いた材料の諸元を示す。

図-3に「アーチカルバート埋設」の地盤模型の概要図を示す。本実験では、基盤の上にやや硬い支持層をはさみ、その上に盛土を想定した柔らかい層を設け、この層にアーチカルバート模型を設置した。な

お、支持層と盛土層は異なった物性値を持つシリコンゴムを、アーチカルバート模型には低密度ポリエチレンを、基礎には高密度ポリエチレンを用いている。

図-4 にアーチ部の模型の詳細を、図-5 に基礎の詳細図を、図-6 にアーチカルバート模型の詳細を示す。

図-6 に示すようにアーチ部材は千鳥に組み合わせ、連結部に穴をあけ、そこに円柱形の低密度ポリエチレンを差し込み連結した。連結はアーチ部

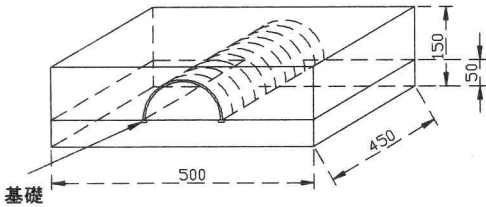


図-3 模型概略図

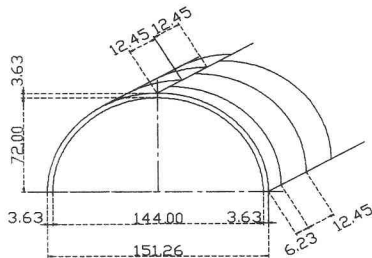


図-4 アーチ部材の詳細図

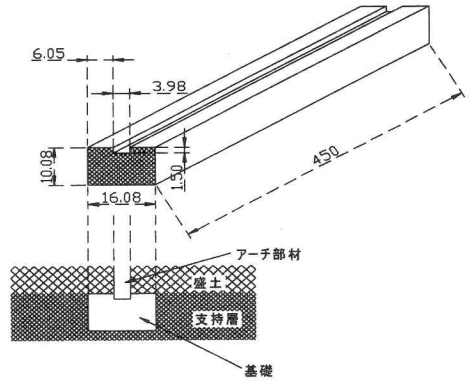


図-5 基礎の詳細図

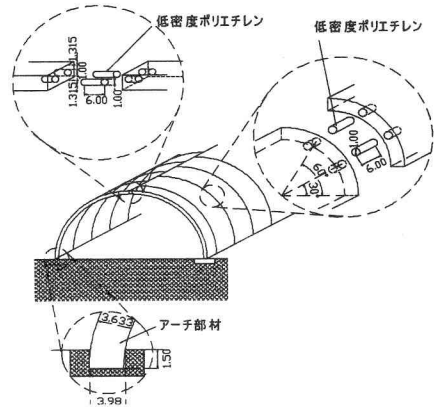


図-6 アーチカルバート模型図

表-4 材料の物性値

		対 象 と し た モデル	模 型		解 析 に
			相 似 則 に よ る 値	用 い た 材 料 の 値	用 い た 値
盛 土	弾 性 係 数 (k N / m ²)	5.5 × 10 ⁴	5.5 × 10 ²	5.86 × 10 ²	0.5300
	単 位 体 積 重 量 (k N / m ³)	20	10	9.919	9.919
	ポ ア ソ ン 比	0.45	0.45	---	0.45
	減 衰 定 数	---	---	---	0.029
	厚 さ (m)	10	0.1	0.1	0.1
支 持 層	弾 性 係 数 (k N / m ²)	8.0 × 10 ⁵	8.0 × 10 ³	3.234 × 10 ³	3.170
	単 位 体 積 重 量 (k N / m ³)	21.6	10.8	13.7	13.70
	ポ ア ソ ン 比	0.3	0.3	---	0.45
	減 衰 定 数	---	---	---	0.026
	厚 さ (m)	5.0	5.0 × 10 ⁻²	5.0 × 10 ⁻²	0.05
アーチカルバート	弾 性 係 数 (k N / m ²)	2.8 × 10 ⁷	2.8 × 10 ⁵	2.927 × 10 ⁵	292.7
	単 位 体 積 重 量 (k N / m ³)	25	12.5	8.250	8.250
	ポ ア ソ ン 比	0.2	0.2	---	0.4
	減 衰 定 数	---	---	---	0.070
	内 径 (m)	14.4	0.144	0.144	7.382
	幅 (m)	1.25	1.25 × 10 ⁻²	1.245 × 10 ⁻²	1.245
	厚 さ (m)	0.35	0.35 × 10 ⁻²	0.363 × 10 ⁻²	0.3633
基礎	弾 性 係 数 (k N / m ²)	2.5 × 10 ⁷	2.5 × 10 ⁵	5.035 × 10 ⁵	503.5
	単 位 体 積 重 量 (k N / m ³)	25	12.5	0.282	9.282
	ポ ア ソ ン 比	0.2	0.2	---	0.4
	減 衰 定 数	---	---	---	0.070

材 12 ピースずつ行い、その 12 ピースを 1 ブロックとして 3 ブロック作り、各ブロック間同士は連結していない。(以後、その部分を縁切り部と呼ぶ)。

クラウン部は縦断方向の連結部と同様に、円柱形の低密度ポリエチレンを用いて連結した。

(4) 振動実験の概要

本研究では地盤やアーチカルバートの基本的な動的特性を把握する事を目的に、正弦波による振動実験と実地震波による振動実験を行った。その詳しい内容は以下の a) ～ e) のとおりである。

a) 各計測項目とその位置

計測した値は地表面の加速度と、変位、およびアーチカルバートに発生するひずみである。図-7 に加速度と変位の計測位置を示す。ひずみゲージは解析のモデル化、アーチカルバートのフーチング部およびクラウン部の挙動を確認する事を考慮し、左右のアーチ部材に非対称に貼り付けた。計測は三つの断面について行い、図-8 にひずみゲージの計測位置および計測位置の名称を示す。なお、本研究で用いた各計器、ひずみゲージの仕様は参考文献3) を参照されたい。

b) 線形性の確認の実験

本研究では、線形弾性体であることを前提として実験模型の相似則を決定したため、実験の範囲内で線形弾性体であることを確認しなければならない。そのため、模型の共振振動数付近において入力加速度を 50gal から 250gal の間で変化させて振動実験を行い、各計測点での応答が線形であることの確認を行った。

c) 共振曲線を求める実験

実験模型を軸方向に加振し、共振曲線を求めた。振動数を 1 ～ 50Hz まで変化させ、振動数ごとに応答倍率を求め、各測点の共振振動数を決定した。共振振動数付近では 0.1Hz 刻み、そのほかは 1 ～ 5Hz 刻みで振動数を変化させた。入力加速度の最大は 50gal とした。

d) 共振時の実験

アーチカルバートに発生し得る最大の断面力を明らかにするための実験である。模型の 1 次共振振動数で軸方向に加振し、各項目について計測した。計測した断面力は 100gal 加振時の値に換算した。

e) 地震波を入力する実験

実地震波による実験には「EL CENTRO 地震波、NS 成分」、「兵庫県南部地震波 (神戸海洋気象台)、NS 成分」、「十勝沖地震波 (八戸)、NS 成分」の 3 種類の地震波を用いた。これらはそれぞれ時間軸を相似則に基づいて縮小した。また振動台に入力

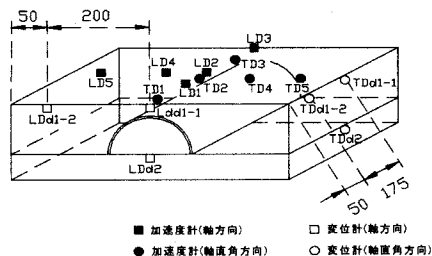
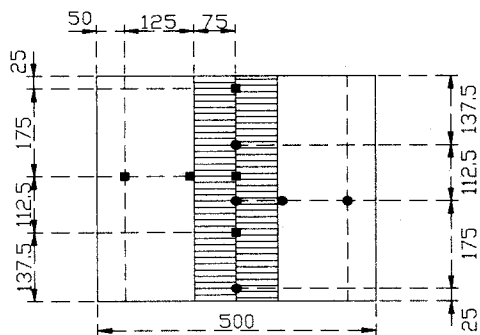


図-7 加速度と変位の計測位置と名称

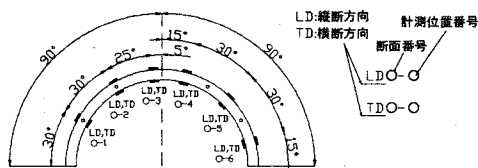
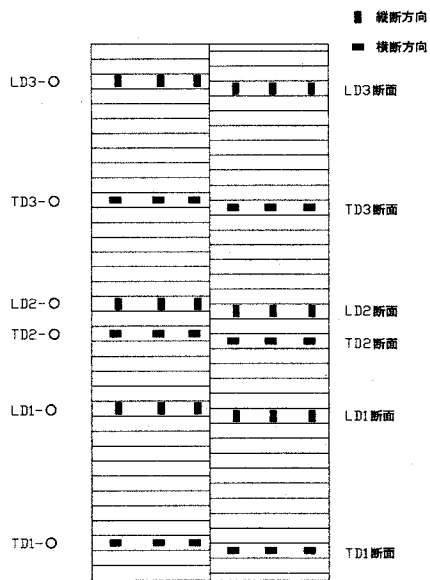


図-8 ひずみの計測位置

させる加速度の最大値は 300gal とした。なお、便宜上それぞれの実験を「EL CENTRO」「神戸」「八戸」と略称する。図-9 には振動台に入力した地震波の波形を示す。

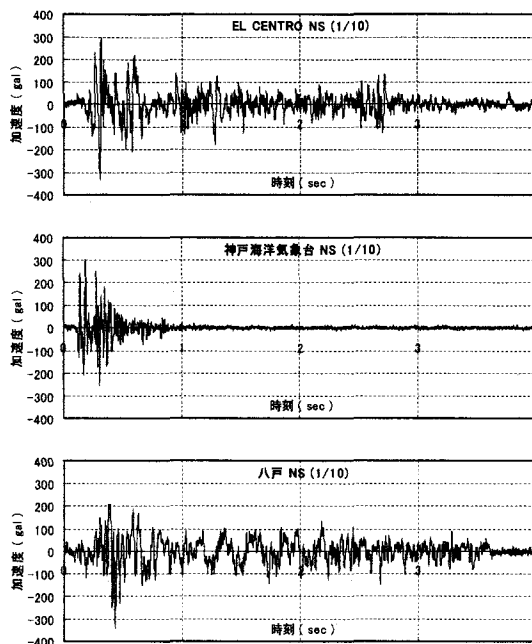


図-9 振動台への入力地震波

3. 線形性の確認の実験

本実験での入力正弦波の振動数は23Hzとした。図-10に加速度、図-11に変位、図-12に曲げひずみの実験結果を示す。

図-10～図-12より、加速度、変位、ひずみが、入力加速度に対してほぼ比例関係を示しており、本実験の範囲内で実験模型が線形弾性体であることが確認できた。

4. 解析方法

本研究においては「はりばねモデルを用いた応答変位法」についての検討を行うこととした。

「はりばねモデルを用いた応答変位法」は地震時の地盤の変形挙動を適切に把握し、それを構造モデルのばね先変位として与えることにより、地震時のトンネルの挙動を明らかにするものである。

応答変位法による解析に与える地盤変位を求めするため、アーチカルバートおよびトンネル内空の存在を無視した地盤のみのモデルを対象として複素応答解析法に基づく2次元FEMによる動的解析を行う。

(1) 2次元FEMによる動的な解析

a) 材料の諸元

解析に用いる諸元は材料の力学的特性試験から

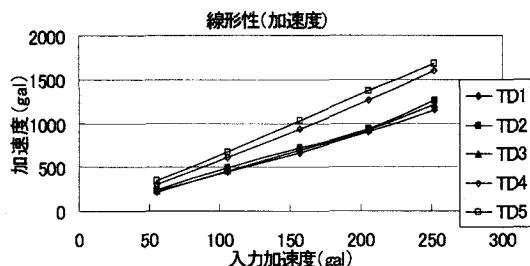


図-10 加速度の線形性

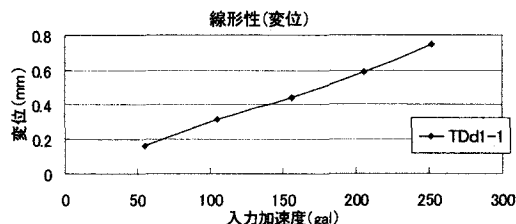


図-11 変位の線形性

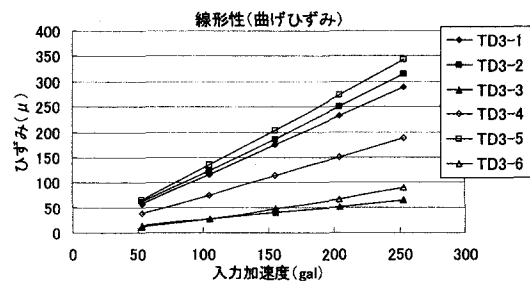


図-12 ひずみの線形性

得られたものをもとにしているが、地盤模型の水平加振時における1次共振時の挙動を再現するように、地盤材料であるシリコンゴムのせん断弾性係数と減衰定数を調整した。これは、弾性係数に関しては、力学的特性試験が静的実験であり、必ずしも動的なそれとは一致しないこと、供試体の形状によっても値が変わること、減衰定数に関しては実験から得られる値が実験模型全体のものであり、材料のそれではないこと、などが挙げられる。表-4に解析に用いた諸元を示す。

b) 解析モデルの概要

解析モデルは、地盤を平面ひずみ要素でモデル化した。底面境界は地盤材料であるシリコンゴムと比較して実験模型の底板として用いた鋼板が十分な剛性を有しており、剛体としてモデル化しても差し支えないものと判断し剛体基盤とした。また、側方境界は自由境界であり、材料はすべて線形弾性体とした。図-13に解析モデルを示す。

c) 解析条件

実験条件を考慮して、伝達関数の振動数間隔が0.25Hz程度になるように入力波の時間間隔とデータ

表-5 解析条件

	入力波動				解析振動数間隔 Hz	解析する 振動数の上限
	時間間隔 sec	データ数	継続時間 sec	最高振動数 Hz		
	Δt	N	$T = \Delta t \cdot N$	$f_{\max} = \frac{1}{2 \Delta t}$	$\Delta f = \frac{1}{2T}$	$F_{\max}$
正弦波	9.766×10^{-4}	2048	2.000	512	0.24999	50
実地震波	2.000×10^{-4}	2048	4.096	250	0.12207	— — —

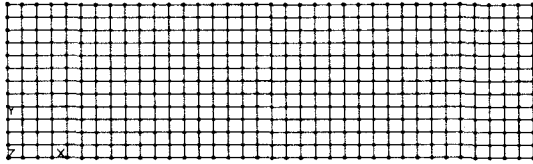


図-13 解析モデル

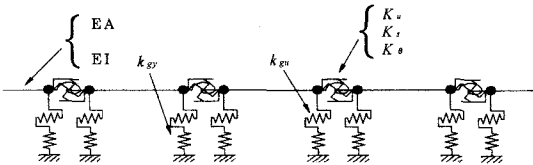


図-14 棒構造モデル

点数を決定した。また、解析する振動数の上限は実験時の条件を考慮した上で決定した。

実地震波を対象とした解析での入力波は、実験で計測した振動台の加速度を使用し、時間間隔およびデータ数を決定した。表-5に解析条件を示す。

(2) はりばねモデルを用いた応答変位法による解析

a) 解析モデル

[i] 材料諸元

はりばねモデルを用いた応答変位法による解析で用いた諸元の詳細は表-4に示す。

[ii] 解析モデルの概要

棒構造モデルは、トンネルを詳細にモデル化したものではないものの実用的には十分にその役割を果たせるものと考えられることから、本研究では、広義の応答変位法の静力学解析モデルとして棒構造モデルを用いることにする。図-14に棒構造モデルの概要を示す。

アーチカルバートは軸剛性 $E \cdot A$ 、曲げ剛性 $E \cdot I$ を有する棒部材で評価し、リング継手をばね部材（軸ばね K_{gv} 、せん断ばね K_g 、および回転ばね K_θ ）で、地盤との相互作用は、はり部材の各節点に付けたトンネル軸方向の地盤ばね K_{gv} 、およびせん断方向の地盤ばね K_g で評価した。

[iii] 地盤ばねのばね定数

本研究では「PC-ATM設計・施行マニュアル」⁴⁾により地盤ばねを側壁と上床版に分けて導いた。

表-7 各種地盤反力係数

	軸方向 K_{gv}	せん断方向 K_g
基礎に作用する地盤反力係数 (MN/m ³)	9.909	29.73
アーチカルバートの側壁に作用する地盤反力係数 (MN/m ³)	1.657	4.970
アーチカルバートの上床版に作用する地盤反力係数 (MN/m ³)	0.985	2.955

・地盤反力係数

$$K_{gr} = K_h \cdot \left(\frac{B_h}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (7)$$

$$K_h = \frac{1}{0.3} \cdot E$$

ここで、 K_{gr} ：法線方向の地盤反力係数 (MN/m³)

B_h ：荷重作用方向に直行する換算荷幅 (m)

E ：地盤の変形係数

$$K_{gr} = \frac{1}{3} \cdot K_{gr} \quad (8)$$

ここで、 K_{gr} ：接線方向の地盤反力係数 (MN/m³)

以上により求めた地盤ばねのばね定数を表-7に示す。

地盤ばね定数は地盤反力係数に地盤ばねが作用する有効面積をかけることによって求められる。アーチカルバート軸方向の挙動については、アーチカルバートはその周面に地盤の変形による力を受ける。したがって有効面積は周面積となる。一方アーチカルバートせん断方向の挙動については、アーチカルバートはその長手方向の断面積に地盤の変形による力を受ける。したがって有効面積は投影面積となる。よって各種地盤反力係数の作用する有効面積を考慮し、アーチカルバートの幅1.25cmあたりに作用する地盤ばね定数を算出した。地盤ばね定数は支持層に埋設された基礎を考慮したものと考慮しないものをそれぞれ求めた。表-8に算出した地盤ばね定数を示す。

通常、棒構造モデルではトンネルの形状は円形である。しかし、本研究ではトンネルの形状が円形ではないため、棒構造モデルとしては、単位外径のトンネルを仮定し、単位外径あたりに作用する地盤反力係数を求めた。以上より求めたアーチカルバートに作用する地盤反力係数を表-9に示す。

表-8 アーチカルバートの幅1.25cmあたりに作用する地盤ばね定数

軸方向（基礎考慮） k_{gu} (MN/m)	104.0
軸方向（基礎考慮なし） $k_{gu'}$ (MN/m)	39.09
せん断方向（基礎考慮） k_{gv} (MN/m)	133.6
せん断方向（基礎考慮なし） $k_{gv'}$ (MN/m)	232.8

表-9 地盤反力係数

軸方向（基礎考慮） K_{gu} (MN/m ³)	26.58
軸方向（基礎考慮なし） $K_{gu'}$ (MN/m ³)	9.991
せん断方向（基礎考慮） K_{gv} (MN/m ³)	202.9
せん断方向（基礎考慮なし） $K_{gv'}$ (MN/m ³)	128.8

[Ⅳ] リング継手を評価するばねのばね定数

継手部を上から見ると図-15 のようになっており、点線で囲った部分のばね定数を求める。ピンによって連結されている部分はピンのばね定数を、剛結になっている部分はアーチカルバートのピース1個分のばね定数を算出し、それらを総和した値をリング継手を評価するばね定数とした。

・軸ばねのばね定数

軸ばねのばね定数 K_u は、継手を評価した低密度ポリエチレンのピンおよびアーチカルバート模型1ピースに軸力が作用した場合の荷重と変形との関係から式(9)により求めることとした。

$$K_u = \frac{E_g A_g}{l_g} \quad (9)$$

ここに、 E_g :部材の弾性係数、 A_g :部材の断面積
 l_g :部材の長さ

リング継手は引張方向の軸力に対して作用し、圧縮方向の軸力に対してはアーチカルバートの覆工が抵抗する。したがってリング継手の引張方向への軸ばねのばね定数は式(9)から求まる値を与え、圧縮方向への軸ばねのばね定数は無限大とした。

・せん断ばねのばね定数

リング継手を評価するせん断ばねのばね定数 K_v は、継手を評価した低密度ポリエチレンのピンおよびアーチカルバート模型1ピースの弾性係数を用いて式(10)より求めることとした。

$$K_v = \frac{E_g A_g}{2(1 + \nu_g) l_g} \quad (10)$$

ここに、 ν_g :部材のポアソン比

・回転ばねのばね定数

$$K_\theta = \frac{E_g I_g}{l_g} \quad (11)$$

ここに、 I_g :部材図心まわりの断面二次モーメント
 縁切り部についてはアーチカルバート軸方向へ

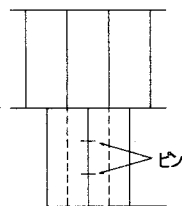


図-15 アーチカルバート模型を上から見た図

表-10 リング継手部のばね定数

アーチカルバート	断面積 A_g (m)	4.212×10^{-4}
	断面二次モーメント I_g (m ⁴)	2.172×10^{-7}
	幅 l_g (m)	1.250×10^{-2}
	軸ばね定数 K_{u1} (kN/m)	9.900×10^3
	せん断ばね定数 K_{v1} (kN/m)	3.536×10^3
	回転ばね定数 $K_{\theta1}$ (kN・m/rad)	5.106
ピン	断面積 A_g	7.854×10^{-7}
	断面二次モーメント I_g (30°位置)	8.007×10^{-11}
	断面二次モーメント I_g (60°位置)	2.250×10^{-10}
	長さ l_g	6.000×10^{-3}
	軸ばね定数 K_{u2} (kN/m)	38.31
	せん断ばね定数 K_{v2} (kN/m)	13.86
	回転ばね定数(30°位置) $K_{\theta2}$ (kN・m/rad)	3.906×10^{-3}
	回転ばね定数(60°位置) $K_{\theta3}$ (kN・m/rad)	1.098×10^{-2}
軸ばね定数 $K_u = K_{u1} + 2K_{u2}$ (kN/m)		9.977×10^3
せん断ばね定数 $K_v = K_{v1} + 2K_{v2}$ (kN/m)		3.563×10^3
回転ばね定数 $K_\theta = K_{\theta1} + K_{\theta2} + K_{\theta3}$ (kN・m/rad)		5.121

の連結がないため、各ばねの値をゼロとし、圧縮方向の軸ばねの値を無限大とした。

リング継手を評価したピンとアーチカルバート模型1ピースの諸元、および解析に用いた各種ばね定数を表-10に示す。

b) 地震力の検討

地中線状構造物の縦断方向の応答変位法において、考慮すべき地震力は主に、以下の2つが挙げられる。

- ① トンネル図心線の位置に生ずる地盤変位
- ② トンネル図心線の位置に生ずる慣性力

本研究では支持層と盛土という2層地盤を想定しており、正弦波近似が困難となることからFEMモデルを用いて求めた地盤変位を用いた。慣性力については地中構造物において卓越することが考えにくいため、アーチ部材に与える影響が小さいと考え、ここでは考慮に入らなかった。

5. 実験結果と解析結果との比較

(1) 正弦波を入力した場合

a) 共振曲線について

軸方向を対象とした場合、2次元動的FEMでは

トンネル内空部をモデル化することができない。アーチカルバート埋設時の地盤応答を評価する方法としては、アーチカルバートの覆工と継手構造およびトンネル内空部を考慮した3次元動的FEMによる解析がある。しかし、モデルの節点数が増大し、計算にも時間がかかるため実用的であるとは言い難い。よって、アーチカルバート軸方向を対象とした場合のアーチカルバート埋設時の地盤応答解析は本研究では行わず、実験結果のみについて述べることにする。

図-16に加速度と変位の共振曲線の実験結果を示す。凡例の計測位置については図-7を参照されたい。

図-16から、加速度応答、変位応答ともに中央部と端部との差が大きい。これらのことから、軸方向に加振した場合、アーチカルバートが地盤に与える影響が大きいといえる。

b) アーチカルバートに発生する断面力

図-17に共振時におけるアーチカルバートの挙動を明らかにするために各計測位置における共振時の位相を示す。なお計測位置については図-8を参照されたい。図-17より軸ひずみについてはLD1断面とLD2断面、LD3断面とが逆位相になっている。したがってLD1断面に圧縮方向の力が作用したとき、LD2断面、LD3断面には引張方向の力が作用していると言える。曲げひずみについてはLD1断面、LD2断面とLD3断面とが逆位

相になっている。LD1断面、LD2断面に正曲げの力が作用したとき、LD3断面には負曲げの力が作用していると言える。

[i] 地震力の検討

地盤変位はアーチカルバートとトンネルの内空の存在を無視した地盤のみのモデルのFEM動的解析によって求めた。地盤のみのモデルでは、トンネル内空の存在を無視しているため共振振動数は30.0Hzとなり、30.0Hzの正弦波を与えてFEM動的解析を行い、地盤変位を求めた。

一般的に応答変位法では地盤変位はトンネル図心位置の分布を与える。しかし、本研究ではアーチカルバート自体は盛土内にあるものの、インバート部が支持層に設置された基礎に結合されており、変位の与え方を検討する必要がある。そこで、従来通りの「アーチカルバート図心の絶対変位を与える方法」と加振時の基礎の挙動を考慮した「アーチカルバート図心位置と基礎位置の相対変位を与える方法」の2種類の方法で地盤変位を与え検討を行った。「アーチカルバート図心の絶対変位を与える方法」では地盤反力係数は基礎を考慮したものを、「アーチカルバート図心位置と基礎位置の相対変位を与える方法」では基礎を考慮しないものを与えた。図-18は一次共振時の地盤変位を示したものである。

[ii] 実験結果と解析結果との比較

図-19に一次共振時にアーチカルバートに発生した断面力の実験結果とはりばねモデルを用いた応答変位法による解析結果を示す。図-19より、軸方向に加振した場合、発生する軸力および曲げモーメント共に基礎から受ける影響が大きく、応答変位法による解析を行う際、アーチカルバート図心位置と基礎位置における相対変位を与えることによって説明できるといえる。

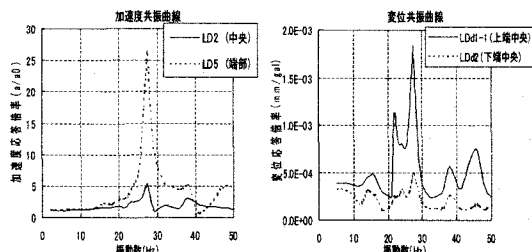


図-16 加速度、変位の共振曲線実験結果

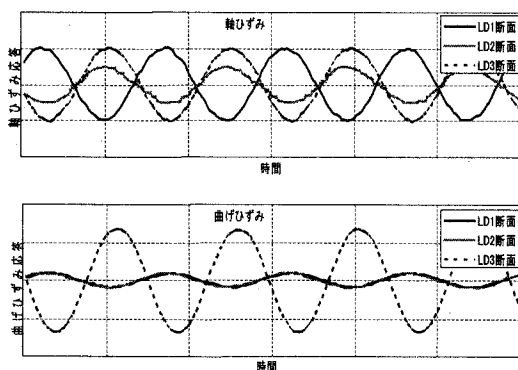


図-17 各断面における位相

(2) 実地震波を入力した場合

a) 加速度応答、変位応答について

図-20、図-21に実地震波を入力した場合の応答加速度および応答変位の実験結果を示す。図-20より、応答加速度は中央部と端部との差が大きい。このことから、軸方向に加振した場合、アーチカルバートが地盤に与える影響が大きいといえる。また、図-21より、応答変位は上端より下端のほうが小さくなった。これは下端はやや固い支持層であり、上端は柔らかい盛土であるからだと考えられる。

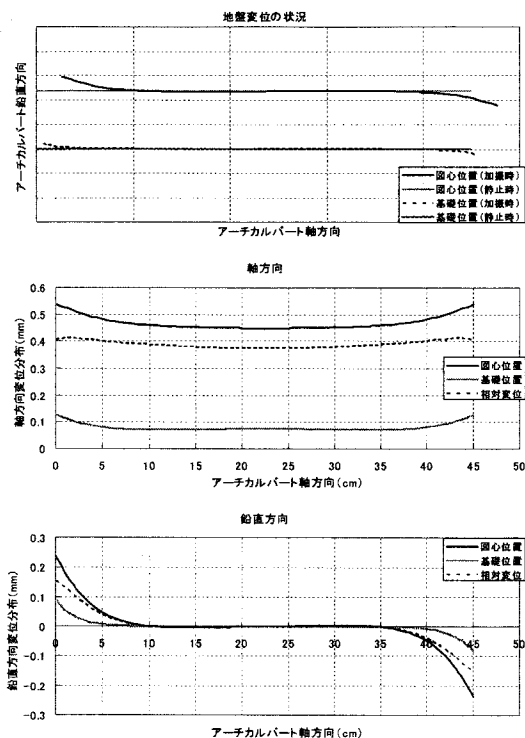


図-18 地盤変位の分布

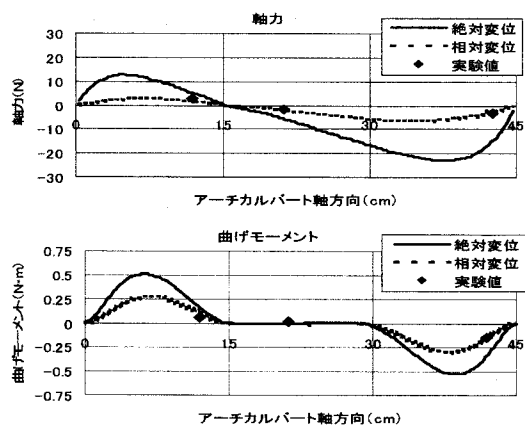


図-19 アーチカルバートに発生する断面力

b) アーチカルバートに発生する断面力 [i] 地震力の検討

正弦波を入力した場合の検討により、はりーばねモデルを用いた応答変位法で解析モデルに作用させる地震力として、地盤変位は地盤のみのモデルの地盤応答解析により求まるアーチカルバートの図心と基礎との相対変位を作用させる方法によって実験結果を説明できることがわかった。したがって、実地震波を入力した場合にも同じ方法を用いることにした。

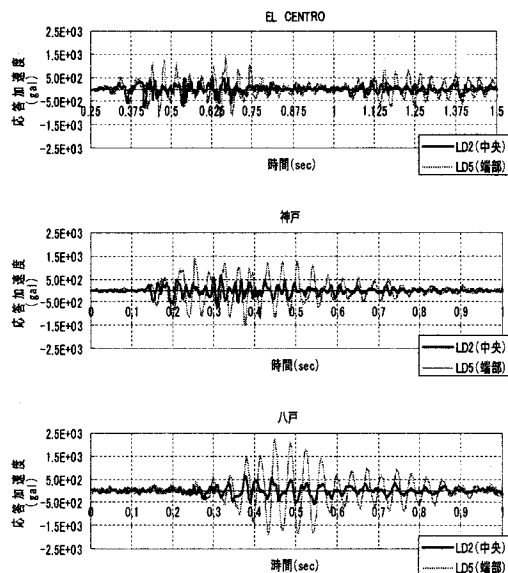


図-20 加速度応答の実験値

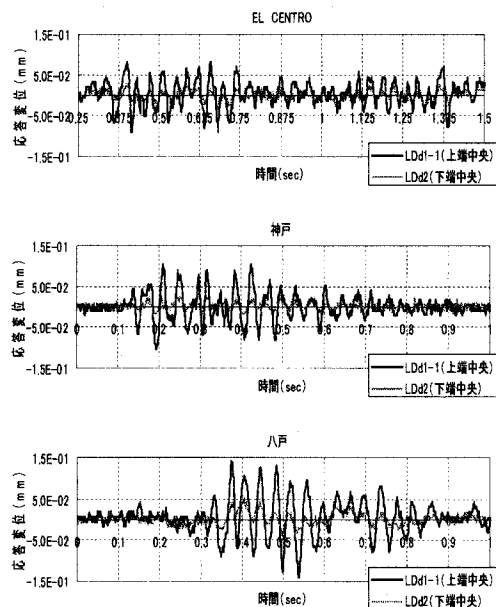


図-21 変位応答の実験値

図-22 は解析モデルに作用させる地震力を検討する際に用いた地盤変位を示したもので、2次元動的FEMモデルに実地震波を入力した地盤応答解析から求めた地盤変位分布とはりーばねモデルを用いた応答変位法による解析を行う際に与えたアーチカルバート図心位置と基礎位置との相対変位を示したものである。本研究では、地盤のみおよび基礎を考慮した地盤の2次元FEMモデルの実地震波による動的解析を行い、アーチカルバート埋設位置における地盤変位が最大となる時刻と同

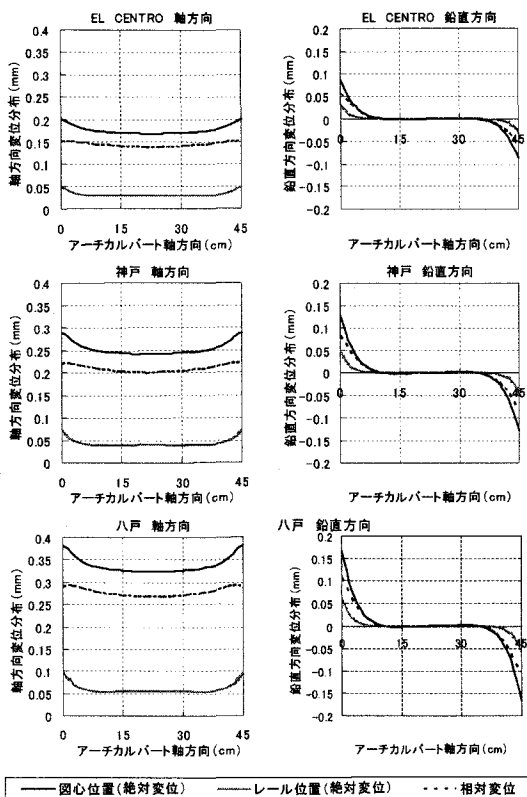


図-22 実地震波を入力した場合の地盤変位の分布

時刻の地盤変位を用いた。

[ii] 実験結果と解析結果との比較

図-23、図-24 にアーチカルバートに発生する軸力および曲げモーメントの実験結果とはりーばねモデルを用いた応答変位法による解析結果を示す。

図-23、図-24 より、アーチカルバートに発生する軸力および曲げモーメントは、アーチカルバート図心位置と基礎位置の相対変位を与えることにより、はりーばねモデルを用いた応答変位法による解析によって説明できるといえる。

c) 地震時の盛土のすべり破壊に対する検討

アーチカルバートは盛土内に構築されるトンネルであるため、地震時の盛土の挙動を把握することも耐震設計を行う上で重要となる。2 ヒンジャーアーチカルバートは耐震性を考慮し、軸方向にボルトにより締結されているが、地震時に盛土が地すべりを起こした場合、縁切り部において有害な目開きやそれによる漏水が懸念されるため、縁切り部の位置については検討が必要となる。本研究では、その防止策として盛土のすべり破壊による影響のある部分ではすべて軸方向への連結を行い、縁切り部は影響のない位置に設置するものとし、盛土のすべり破壊がアーチカルバートに影響を及ぼす

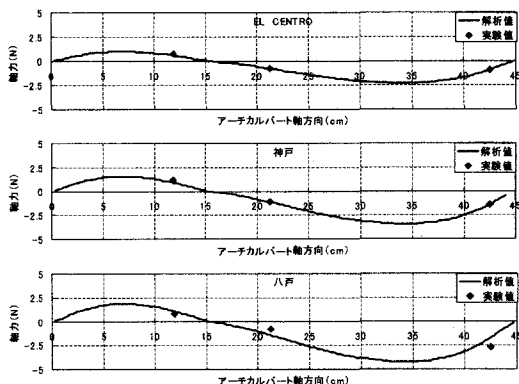


図-23 アーチカルバートに発生する軸力

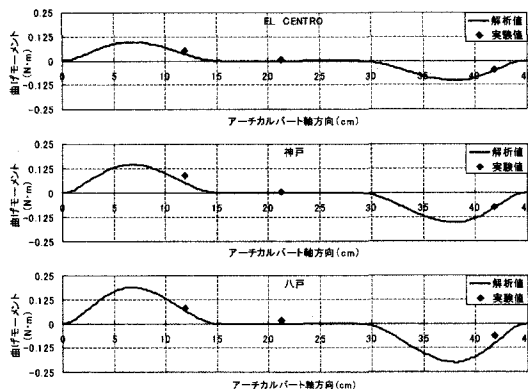


図-24 アーチカルバートに発生する曲げモーメント

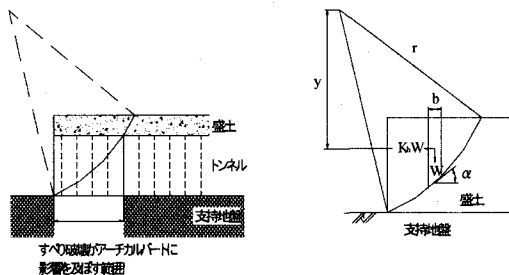


図-25 連結範囲と円弧すべりの図

範囲についての検討を行った。図-25 に示すように、盛土のすべり面を円弧として仮定し、地震時の盛土の安定計算を行い、このすべり面がアーチカルバートと交差する位置から坑口までを盛土のすべり破壊がアーチカルバートに影響を及ぼす範囲の目安とする。すべり面の算出方法としては、土塊に震度を作用させる方法や有限要素法による方法などが考えられるが、これらの計算方法の妥当性や適用性の検証は本論文では議論しない。

本研究ではすべり面を円弧として仮定し、これに水平震度を作用させ、以下に示す式を用いて試計算を行った。式 (12) から求まる通常時の安全係

表-11 試算に用いた諸元

粒度配合の良好な砂・礫・硬岩ずり	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	18
	内部摩擦角 ϕ (deg)	40
	粘着力 c (kN/m ²)	3
一般の砂・砂礫	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	17
	内部摩擦角 ϕ (deg)	35
	粘着力 c (kN/m ²)	3
粒度配合の悪い砂	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	16
	内部摩擦角 ϕ (deg)	30
	粘着力 c (kN/m ²)	3
設計水平震度 K_h		0.15
アーチカルバート高さ (m)		7

表-12 試算の結果

粒度配合の良好な砂・礫・硬岩ずり		一般の砂・砂礫		粒度配合の悪い砂	
盛土高さ (m)	クラウン部とすべり面との交点 (m)	盛土高さ (m)	クラウン部とすべり面との交点 (m)	盛土高さ (m)	クラウン部とすべり面との交点 (m)
9	8.13	9	9.67	9	11.6
10	8.20	10	9.75	10	11.7
12	8.29	12	9.87	12	11.9
15	8.38	15	10.0	15	12.0

数 $F_s > 1.05$ となり、式 (13) から求まる地震時の安全係数 F_s が最小となる円弧の中心座標を繰り返し計算により算出し、その円弧とアーチカルバートクラウン部が交差する位置から坑口までを盛土のすべり破壊がアーチカルバートに影響を及ぼす範囲の目安とした。

$$\text{通常時: } F_s = \frac{\sum \{ (W - bu) \cos \alpha \tan \phi + cL \}}{\sum (W \sin \alpha)} \quad (12)$$

$$\text{地震時: } F_s = \frac{\sum \{ (W - bu) \cos \alpha - K_h W \sin \alpha \} \tan \phi + cL}{\sum \{ W \sin \alpha + (\gamma/r) K_h W \}} \quad (13)$$

ここに、 F_s : 安全率、 W : スライス重量、 K_h : 水平震度、 α : スライス底面の角度 ϕ : 内部摩擦角、 c : 粘着力、 L : スライス底面の長さ、 r : 円弧の半径、 b : スライス幅、 u : 間隙水圧、 γ : スライス重心と円弧中心間の鉛直距離を表す。

試算計算は、粒度配合の良好な砂・礫・硬岩ずり、一般の砂・砂礫、粒度配合の悪い砂でできた盛土を対象に行った。表-11 に試算に用いた土質定数、および設計震度、アーチカルバート高さを、表-12 に試算の結果を示す。

試算の結果、盛土のすべり破壊がアーチカルバートに影響を及ぼす範囲の目安とする坑口から円弧とアーチカルバートクラウン部と交差する点までの距離は盛土の質によって異なり、8m ~ 12m 程度となった。これに安全係数を考慮し、幾分余

裕をもった範囲までには縁切り部を設置せず、軸方向への連結を行うようにする。しかし、縁切り部までの距離を長くすればするほどアーチ部材に発生する断面力は大きくなるため、縁切り部までの距離は短いほうがよい。また、盛土のすべり破壊がアーチカルバートに影響を及ぼす範囲は盛土の土質によって異なる。したがって、盛土を補強する方法により地震時の盛土のすべり破壊がアーチカルバートに影響を及ぼす範囲は短くすることができる。具体的に盛土をどのように補強するかが今後の課題となる。

6. 結論

2ヒンジアーチカルバートの地震時挙動に関する模型実験とその応答解析から、以下の知見を得ることができた。

- ①各計測位置における共振時の位相は、軸ひずみにおいてはLD1断面とLD2断面、LD3断面とが逆で、曲げひずみにおいてはLD1断面、LD2断面とLD3断面とが逆である。
- ②正弦波で加振した場合、アーチカルバートに発生する軸力および曲げモーメントは、はりばねモデルを用いた応答変位法による解析を行う際に、基礎の挙動の影響を考慮し、相対変位を与えることで説明できる。
- ③実地震波で加振した場合、アーチカルバートに発生する曲げモーメントは、はりばねモデルを用いた応答変位法による解析を行う際に、相対変位を与えることで説明できる。
- ④地震時の盛土のすべり破壊がアーチカルバートに影響を及ぼす場所では縁切り部は設置すべきではない。
- ⑤地震時に盛土にすべり破壊が生じるすべり面の仮定は、円弧すべり面法を適用するのが合理的である。
- ⑥地震時の盛土のすべり破壊がアーチカルバートに影響を及ぼす範囲は、坑口からすべり面がアーチカルバートクラウン部と交差する位置までを目安とする。
- ⑦盛土のすべり破壊がアーチカルバートに影響を及ぼす坑口からの距離は、盛土の高さや土質によって異なるが8 ~ 12m 程度である。
- ⑧盛土を補強することにより、盛土のすべり破壊がアーチカルバートに影響を及ぼす範囲を短くすることができる。

謝辞：本論文をまとめるにあたって、当時修士課程に在学した瀧豪祐氏（現竹中工務店）ほか、本研究に関係された各位に感謝する次第である。また、本実験には東洋大学工学部環境建設学科の多目的大型振動装置（DLS-3000-15）を用いたが、その使用に際して同大学工学部、新延泰生教授にいろいろと便宜を図っていただいた。記して、深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 財団法人 先端建設技術センター：PC－ATM先端技術・技術 審査証明 報告書, 2002
- 2) 江守一郎：模型実験の理論と応用, 技報堂出版, 1985
- 3) 水野光一郎, 小泉淳：シールドトンネル横断方向の耐震設計に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.687/Ⅲ - 56, pp.107～123, 2001
- 4) 川島建材工業株式会社：PC－ATM設計・施工マニュアル, 2001