

## ⑮-1 性能規定化に対応した新形式道路構造の評価技術に関する研究

研究予算 : 運営費交付金 (一般勘定)  
研究期間 : 平 23～平 27  
担当チーム : 橋梁構造研究グループ  
研究担当者 : 石田雅博、七澤利明、宇佐美惣、  
河野哲也、吉田英二

### 【要旨】

本研究は、コスト縮減等の観点から提案が増えてきている連続カルバート等の橋梁構造と土工構造の境界的な構造や、橋梁構造等と土工構造の境界部等に人工材料を用いた構造体を有する構造など、要求性能に基づき設計・照査する手法が確立されていない新しい形式の道路構造の性能検証法の提案を目的として行うものである。性能検証の対象とした新形式構造は、橋梁構造と土工構造の境界的な構造として使われるヒンジ式アーチカルバートと、橋台背面の土工構造の境界部に発泡スチロール (以降、EPS) を用いた構造の2つとした。

アーチカルバート構造においては、ヒンジの有無や地震動特性の違いがアーチカルバートの耐震性能に及ぼす影響についての数値解析、隣接したアーチカルバートと橋台の離隔の度合いをパラメータとしたアーチカルバートおよび橋台の地震時相互作用の数値解析、アーチカルバートの、地震時における終局に至るまでの損傷過程および終局状態の模型供試体による確認を行った。

橋台背面にEPSを用いた構造においては、重力場による動的載荷実験およびその再現解析により橋台とEPSの地震時挙動の把握を行った。

キーワード : 新構造形式、アーチカルバート、橋台、人工材料、発泡スチロール、EPS、ヒンジ、入力地震動、遠心力載荷実験、地震時相互作用、正負交番載荷実験、変形能、損傷過程、終局状態、再現解析、回転剛性

### 1. はじめに

道路構造物に関する技術基準の性能規定化に伴い、コスト縮減等の観点から、橋長の短い橋梁や連続高架構造の代わりに、コストの低いカルバートや写真-1.1に示すようなカルバートを連続化した橋梁構造と土工構造の境界的な構造や、橋台背面の土圧作用力低減のため、図-1.1に示すような橋梁構造等と土工構造の境界部等に軽量の人工材料を用いた構造体を有するものなどの新しい形式の道路構造が多く提案、採用されている。この傾向は、今後も増加することが想定される。しかしながら、このような新しい道路構造物に対して、要求性能に基づき設計・照査する手法は確立されておらず、これまで、性能を満足していることを、独自の解釈による方法で検証しているのが実状である。そのため、本来必要とされる十分な検証がないまま構造物が採用されることから、供用開始後に不具合を生じる可能性や、地震荷重などに対し、適切な安全性が確保されていない設計がされている可能性が懸念される。その結果、道路管理者は安全性に対す

る検証や説明責任を果たせない恐れなどから、新技術の導入を避け、また開発者は技術提案をしても採用されないことから、開発の意欲がそがれるような悪循環に至ることが考えられる。このことは、安全性やコスト縮減等の観点で、より合理的な新形式の構造があってもそれが採用されないという社会全体としての不利益につながりかねないため、より優れた構造が採用されやすい環境整備が必要である。

そのため、本研究では、安全性やコストの観点等から、社会資本の機能を増進するとともに、要求性能に応じた合理的な新形式道路構造物に関する技術開発や採用がしやすい環境を整えるため、従来の道路構造物と同様の観点から担保される安全性や供用性等の統一的な評価を可能にするための性能検証法の提案を目標とした。

ここで、性能検証の対象とした新形式構造は、橋梁構造と土工構造の境界的な構造として使われるヒンジ式アーチカルバートと、橋台背面の土工構造の境界部に発泡スチロール (以降、EPS) を用いた構造の2つとした。



写真-1.1 連続アーチカルバート構造の事例<sup>1)</sup>

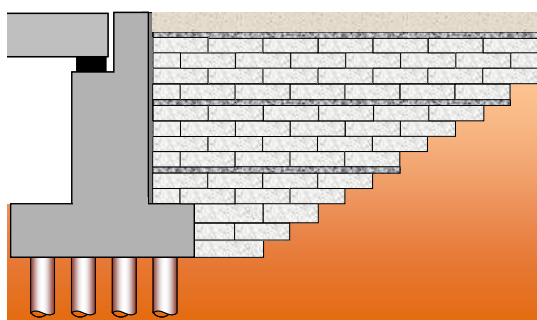


図-1.1 人工材料盛土のイメージ図

研究の概要を構造物ごとに示す。ヒンジ式アーチカルバートについては、「ヒンジの有無や地震動特性の違いがアーチカルバートの耐震性能に及ぼす影響」として、ヒンジ式アーチが地震荷重を受けた際の応答を、「隣接するアーチカルバートと橋台の地震時相互影響」として、橋台に隣接するアーチカルバートとの地震時の挙動を確認した。また、「アーチカルバートおよびプレキャストアーチカルバートの地震時限界性能に関する検討」として、場所打ちアーチとヒンジ式プレキャストアーチカルバートを対象に、アーチカルバート単体の地震時限界性能を明らかにするための正負交番載荷実験を行い、得られた知見を整理し、「正負交番載荷を受けたアーチカルバートの損傷過程」として、2 ヒンジ式アーチカルバート、3 ヒンジ式アーチカルバートの正負交番載荷実験の再現解析を実施し、実験の妥当性を確認した。

背面にEPSを用いた橋台については、「橋台背面に発泡スチロールを用いた構造の地震時挙動」として、橋台と橋台背面のEPS盛土との地震時相互作用を確認した。また、「実際の設置状況が考慮された橋台背面に発泡スチロールを用いた構造の地震時挙動」として、橋台が設置されるような軟弱地盤が含まれるような、実際の設置状態を考慮した橋台とEPS盛土との相互作用に関してそれぞれの検討を行った。

## 2. アーチカルバート構造の研究概要

アーチカルバートの特徴は、頂版部がアーチ形状をしていることから、土圧を軸力として利用することで曲げに抗しており、土かぶり条件などによっては矩形のボックスカルバートに比べ合理的な断面を作ることが出来る抗土圧構造である。しかしながら、アーチカルバートを現場打ちコンクリートにより構築する場合は、アーチ形状をした天井部の施工に特別な型枠支保工が必要となり、コンクリートの打設が難しくなるなど、必ずしもボックスカルバートに比べて経済的とはならないというデメリットを有している。

この対応として、組立て式のプレキャスト製品を用いる場合がある。その中において、プレキャスト部材間に生じる継手の接合部をヒンジと評価した2 ヒンジ式プレキャストアーチカルバート<sup>2)</sup>、3 ヒンジ式プレキャストアーチカルバート<sup>3)</sup>（以降、2 ヒンジアーチ、3 ヒンジアーチ）の実績が多く存在する。

このような、接合部をヒンジ接合とする構造形式は、例えばヒンジとして考えられている部材間の接合部の性能など、本来構造物に必要とされる要求性能が適切に確保されているかは必ずしも明確にされてはいない。また、道路土工カルバート工指針<sup>4)</sup>（以降、カルバート工指針）において規定されている適用範囲は、ヒンジ接合の無い剛構造のカルバートとされているため、ヒンジ接合を有するアーチカルバートは、カルバート指針の適用範囲外の構造となる。その場合、耐震性能を評価するためには、カルバート自体の地震時挙動を把握したうえで、適切かつ総合的な検討が必要となる。

そこで本研究では、ヒンジ式アーチカルバートの性能照査に基づいた設計法の確立を目的として、構造物の有する性能の検証を行った。

### 2.1. ヒンジの有無や地震動特性の違いがアーチカルバートの耐震性能に及ぼす影響

アーチカルバート単体構造が有する構造性能の数値解析による検証<sup>5)、6)</sup>の結果では、ヒンジを設けた構造形式のアーチカルバートは、支持地盤の不等沈下や側方流動力、そして地震時外力といった一般的な常時状態と異なる外力を受けた場合、ヒンジを設けない剛性の高いアーチカルバートに比べて部材の変形や損傷が受けやすいことが明らかになっている。特に、地震時外力に対しては、レベル2地震動（以降、L2と称す。また、レベル1地震動を以降、L1と称す）のような大きな外力を受ける時は、塑性化する部位や塑性化の度合いが異なるという結果が

得られ、そのため、ヒンジを有するアーチカルバートは外力に対して感度が高い傾向にあることが明らかとなっている。

以上の課題から、地震動特性の違いがアーチカルバートの応答に及ぼす影響に着目した研究を行った。従来、地中構造物は、地震時において周辺地盤に追従するとの考えより応答変位法や応答震度法による照査が広く行われ、地震波の違いについてはあまり考慮されていない。一方で橋梁構造における動的解析を用いた耐震性能の照査法では、3波形程度の地震動に対して動的解析を行い、その結果求められる応答値を平均し、その平均値を用いて照査を行っている。これは部材の非線形特性を考慮する場合においては、同じ加速度応答スペクトル特性を有する地震動であっても、位相特性の違い等によって応答解析値に差異が生じるためである。

ヒンジを有するアーチカルバートが、前述の通り、常時状態と異なる外力に対しての感度が高い傾向にあること、また、ヒンジの数に応じて不静定構造物から静定構造物へ、構造系が移行することなどを考慮すると、地中構造物であるアーチカルバートにおいても、入力地震動の違いによる地震時応答の差を定量的に把握しておくことが、耐震性能を担保する上で重要であるものと考えられる。そこで、同一の加速度応答スペクトルとなる複数の地震動を用いて、ヒンジの有無により構造形式の異なるアーチカルバートの地震時応答について比較検証を行った。

## 2.2. 隣接するアーチカルバートと橋台の地震時相互作用

写真-2.1 に示すような連続カルバート構造において、橋梁区間の橋台にアーチカルバートが近い場合、それぞれが地震時にどのような影響を及ぼすのか十分な知見が得られていない。そこで、本検討では、連続アーチカルバート構造の、端部に位置する橋台とアーチカルバートの離隔の差異が地震時に相互に与える影響を検討した。

## 2.3. アーチカルバートおよびプレキャストアーチカルバートの地震時限界性能に関する検討

ヒンジ式アーチカルバートの耐震性能を評価するためには、カルバート構造自体の地震時挙動を把握したうえで、適切かつ総合的な検討が必要となる。そのため、実際の地震時挙動を確認することを目的とした、模型供試体による正負交番繰返し載荷実験を実施した。

実験は、はじめに、評価の基準とするため、場所打ち



写真-2.1 橋台に近接する連続アーチカルバート

コンクリートによる継手の無い一体化されたアーチカルバート（以降、場所打ちアーチ）を、その後、2 ヒンジアーチ、3 ヒンジアーチの2種類のヒンジ式アーチを実施し、それぞれの地震時における損傷過程や終局状態などの限界性能を明らかにした。

## 2.4. 正負交番載荷を受けたアーチカルバートの損傷過程の再現

2 ヒンジアーチと3 ヒンジアーチの正負交番実験の再現解析を、実験の妥当性、および性能を確認する上で重要となるヒンジの回転剛性の評価を考察するために実施した。

## 3. 橋台背面にEPSを用いた構造の研究概要

近年、人工軽量材料の技術開発が進んだことで、軟弱地盤等の悪条件下での盛土構造の採用が可能となった。この結果、軟弱地盤条件下での橋台の構築において、これまで、基礎地盤を改良するなどの対策が必要であったが、橋梁構造と盛土構造の境界部にあたる橋台背面部に、この人工軽量材料を使用する対策事例が出現してきている。その中でも使用例が多い人工軽量材料が発泡スチロール（以降、EPS）である。

一般に、道路橋示方書IV編<sup>7)</sup>では、橋台の設計は、背面は良質な土により充填されていることが前提とされており、その前提から逸脱する場合には、個別の検討が必要となるとされている。特に耐震設計において、一般的な橋台では、L1 に対し耐震性能1の照査を満たせば、L2 に対して耐震性能2又は耐震性能3を満たすとみなされるため、L2 に対する照査を省略してよいとされている（液化化時を除く）。ただし、橋台背面に軽量盛土を用いた場合には、一般的な橋台とは異なり、橋脚と同じような振動特性を示す場合もあることから、橋脚と同様な照査を行うことが規定されている<sup>8)</sup>。

橋台背面にEPS盛土等を用いる場合は、既往の研究<sup>9)</sup>、

10)、11) 12) において EPS 盛土の地震時挙動の検証が行われてきているが、土の地震時挙動に比べると未解明な点もあるため、個別に検討する必要があると考えられる。その未解明な要素の一つとして、EPS 盛土内に設置されるコンクリート床版の地震時挙動やその相互影響などが挙げられる。

コンクリート床版については資料<sup>13)、14)</sup>によりとりまとめられており、その中で、車両による載荷荷重や上載荷重等の分散、EPS 盛土設置時での不陸や段差の修正、浮力対策を目的として高さ2~3m毎にコンクリート床版を設置する必要があるとされている。コンクリート床版は、単位体積重量がEPSに比べて100倍ほどであることや、EPS 盛土最上面にコンクリート床版を設置し、さらにその上にEPSに対して重量が大きい舗装を設置することを考えると、地震時に橋台に作用する慣性力分布は、一般的な土による作用力分布、あるいはEPSのみを背面に充填した場合の作用力分布と大きく異なることが予想される。このため、橋台に対してより適切な設計を行うには、コンクリート床版による影響などを含めた、EPS 盛土の地震時の挙動を明確にしておく必要がある。

以上のような背景から、本研究は、橋台背面にEPS 盛土を設置した場合の地震時挙動を把握することを目的とした。

### 3.1. 橋台背面の発泡スチロールを用いた構造の地震時挙動

既往の解析的研究<sup>15)</sup>や模型実験による検討<sup>16)</sup>では、コンクリート床版を設置したEPS 盛土の地震時に橋台に作用する慣性力分布は、一般的な土による作用力分布、あるいはEPSのみを背面に充填した場合の作用力分布と大きく異なることが示されている。また、EPS 盛土の耐震設計については、EPS 盛土単体の地震時挙動の検証や、地震時の安定性についての検討<sup>17)、18)、19)、20)</sup>は行われているが、EPS 盛土を橋台背面に使用した場合における、橋台との相互作用についての検討はあまり進んではいない。そのため、背面にEPS 盛土を有する橋台の地震時挙動は明確になっていない。

このような背景から、橋台背面にEPS 盛土を設置する場合の適切な耐震設計法を提案することを目的として、橋台とその背面のEPS 盛土およびコンクリート床版の地震時相互作用の実験および解析による検証を行った。

### 3.2. 実際の設置状況が考慮された橋台背面に発泡スチロールを用いた構造の地震時挙動

先の実験は、EPS 盛土の地震時相互作用の中でも、特に地震時の挙動による影響が大きいと考えられるコンクリート床版の地震時挙動を解明することを目的とした。したがって、実験および解析モデルは、橋台自体の応答の影響が出ないように、実験土槽と橋台を剛結合するとともに、EPS 盛土と支持地盤の相互の影響を複雑化させないように、橋台はI種地盤相当の良質な地盤条件下に設置されるものとした。しかしながら、本来、EPS 盛土は軟弱地盤などの悪い条件下で使用されるものであり、研究に関しても、軟弱地盤条件を再現すべきであると考えられる。

そのため、実際に設置される状況を考慮し、橋台、杭基礎、地盤および上部工までを含んだ実構造物モデルを対象に、背面にEPS 盛土を有した橋台の2次元FEM非線形時刻歴応答解析を行った。さらに解析で得られた知見を検証するために、遠心場における動的加振載荷実験を行った。

## 4. アーチカルバート構造の研究結果

### 4.1. アーチカルバートにおける入力地震動のばらつきの影響に関する検証

アーチカルバートの構造形式には大きく分けて、カルバート工指針に規定されている接合部を設けない一体構造と、プレキャスト部材の使用によりヒンジによる接合部を設ける分割構造が存在する。本研究では分割構造の中でも施工実績の最も多い2箇所接合部をヒンジとした2ヒンジアーチと、これと同じ内空断面でカルバート工指針の規定により設定された構造(以降、指針アーチ)を対象とし、入力地震動の違いによるアーチカルバートの地震時応答が、この異なる構造形式によってどのような影響を受けるのかを比較検証した。比較の方法は、同一の加速度応答スペクトルとなる複数の地震動を入力波として、応答震度法によりアーチカルバートの地震時応答を求めることを行った。

#### (1) 解析条件

アーチカルバートの部材諸元は、表-4.1に示す条件で常時設計を行い、図-4.1のように決定した。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により考慮し、基礎地盤の地盤反力係数も大きく見るなど、地盤抵抗を多く見込んだ設計であるため、指針アーチに比べ部材厚が約20%~30%薄くなっている。

図-4.2に地震時解析の検討フローを示す。地盤応答値の算出は、一次元地盤応答解析を用いた。入力した地震動は、図-4.3に示す道路橋示方書V編に示されているI



種地盤のタイプII地震動の波形3波を基盤面に与え、表-4.2に示す地盤条件において、盛土および基礎地盤の応答加速度分布を求めた。

次に、一次元地盤応答解析で求めた応答加速度を節点荷重に換算し、地盤～構造物の全体系へ静的に載荷させることでアーチカルバートの地震時応答を求めた。なお、構造部材はファイバー要素、地盤は収束地盤剛性を用いた弾性要素、構造部材と地盤の境界部にはジョイント要素を用いた。また、カルバートのコンクリート構成則は横拘束筋の効果について不明な点が多いため、本検討では図-4.4に示すように、終局ひずみ $\epsilon_{cu}=0.0035$ までは道路橋示方書Ⅲ編<sup>2)</sup>の構成則とし、これを超えるひずみ領域では剛性低下を考慮し、 $\epsilon_{cu}=0.0050$ で最大強度の80%になると仮定したモデルを用いた。

表-4.1 常時の設計条件

		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
材料	コンクリート	設計基準強度: 40N/mm <sup>2</sup> 許容曲げ圧縮応力度: 14N/mm <sup>2</sup> 許容せん断応力度: 0.55 N/mm <sup>2</sup> 死荷重時のヤング係数: 31kN/mm <sup>2</sup> 活荷重時のヤング係数: 31kN/mm <sup>2</sup>	
	鉄筋	SD345 許容引張応力度: 180N/mm <sup>2</sup> 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 $k_s=k_v/3=2, 893 \text{ kN/m}^3$	盛土: $\alpha E_s=28\text{MPa}$ 地盤反力係数 $k_{H1}=8, 320\text{kN/m}^3$ 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 $k_s=k_v/3=4, 957 \text{ kN/m}^3$
	荷重	躯体自重: 24.5kN/m <sup>3</sup> 埋戻土: 19.0kN/m <sup>3</sup> (土被り2.0m) 活荷重: T-25, $q=10\text{kN/m}^2$ の2ケース 天井部の水平土圧係数: $K=0.3$ 側壁部の水平土圧係数: $K=0.3$	
	水平方向	天井部の水平土圧係数: $K=0.3$ 側壁部の水平土圧係数: $K=0.5$	

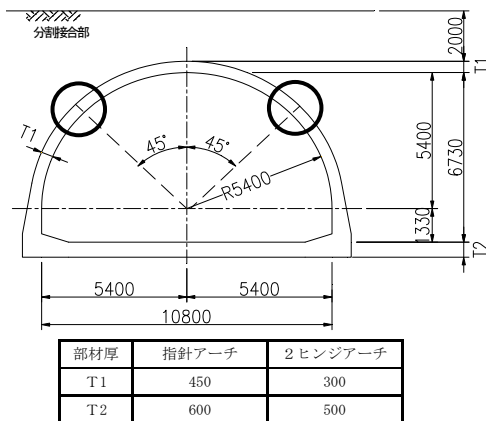


図-4.1 部材諸元(単位: mm)

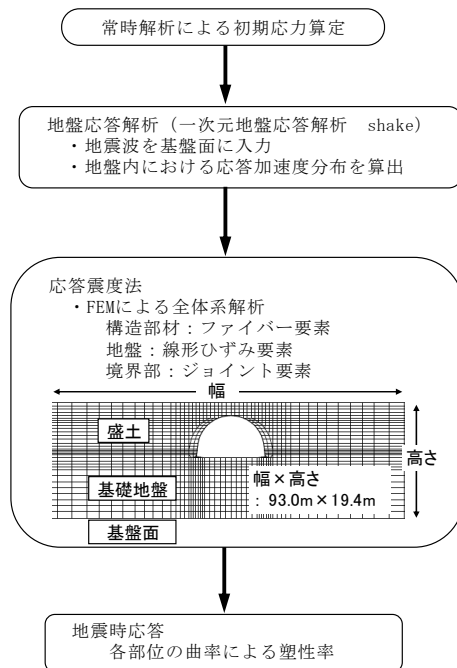


図-4.2 解析検討フロー

表-4.2 地盤条件

地層名称	層厚 (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	$V_s$ (m/s)	$G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
盛土	9.2	19.0	10	172	57,593	0.450
基礎地盤	10.2	20.0	30	249	126,102	
基盤面	-	19.0	50	300	174,490	

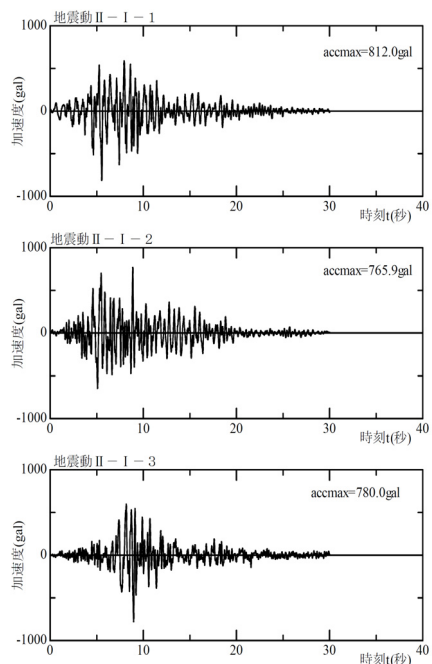


図-4.3 入力地震動

(2) 解析結果

図-4.5 に一次元地盤応答解析より求めた構造物天端の部材厚軸心と底版軸心の相対変位が最大となる時刻での

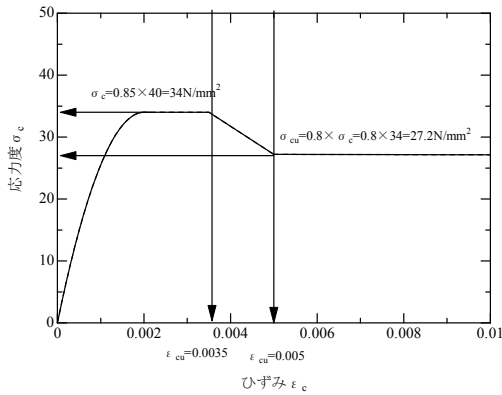


図-4.4 コンクリート構成則

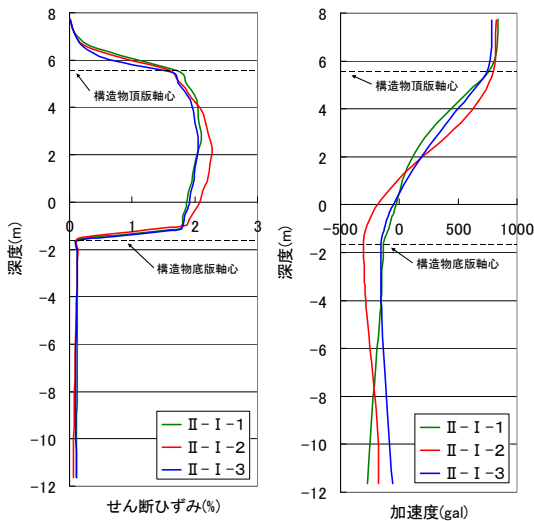


図-4.5 加速度とせん断ひずみ分布

表-4.3 指針アーチのφとφyの値

指針アーチ	発生曲率φ	軸力N	降伏曲率φy	
部位	地震波	(1/m)	(kN)	(1/m)
A	II-I-1	1.97E-02	802	6.03E-03
	II-I-2	2.31E-02	841	6.06E-03
	II-I-3	2.13E-02	770	6.01E-03
B	II-I-1	1.43E-02	1776	6.61E-03
	II-I-2	1.93E-02	1783	6.62E-03
	II-I-3	1.49E-02	1814	6.64E-03
C	II-I-1	2.90E-02	948	4.10E-03
	II-I-2	2.85E-02	927	4.09E-03
	II-I-3	3.29E-02	978	4.11E-03
D	II-I-1	1.41E-02	1391	4.04E-03
	II-I-2	2.21E-02	1617	4.12E-03
	II-I-3	1.63E-02	1434	4.06E-03

表-4.4 2ヒンジアーチのφとφyの値

2ヒンジアーチ	発生曲率φ	軸力N	降伏曲率φy	
部位	地震波	(1/m)	(kN)	(1/m)
C	II-I-1	8.38E-02	818	5.37E-03
	II-I-2	1.01E-01	801	5.36E-03
	II-I-3	9.21E-02	792	5.35E-03
E	II-I-1	7.55E-03	986	7.10E-03
	II-I-2	1.11E-02	1007	7.12E-03
	II-I-3	9.86E-03	1019	7.13E-03

の、加速度とせん断ひずみの分布を示す。入力地震動の違いによるせん断ひずみの差は、最も差の大きい深度2m付近でも平均値 2.1%に対して-0.1%~+0.2%であり、ほぼ同じ結果となった。しかし、加速度分布には差が生じており、加速度波形II-I-2 が全深度にわたり他の2波と大きく異なる結果となった。

応答震度法による解析において L2 時に鉄筋降伏する部位に着目し、入力地震動の違いによる発生曲率φと降伏曲率φyの値を表-4.3、表-4.4に、鉄筋降伏部位と発生曲率φのばらつきを図-4.6、図-4.7に示す。

指針アーチでは、部位A、B、C、Dの4箇所で鉄筋降伏が発生しており、この中でも発生曲率φが一番大きい部位Cで最も損傷が進んでいることが分かる。φのばらつきに着目すると、部位Aで平均値 $2.14 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-8%~+8%、部位Bで平均値 $1.62 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-11%~+19%、部位Cで平均値 $3.01 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-5%~+9%、部位Dで平均値 $1.75 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-19%~+26%の差が生じている。

2ヒンジアーチでは、部位C、Eの2箇所で鉄筋降伏が発生しており、指針アーチと同様に、発生曲率φから部位Cにおいて最も損傷が進んでいることが分かる。φのばらつきに着目すると、部位Cで平均値 $9.24 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-9%~+10%、Eで平均値 $9.49 \times 10^{-3}$ (1/m)に対して-20%~+17%の差が生じている。

(3) 解析結果に関する考察

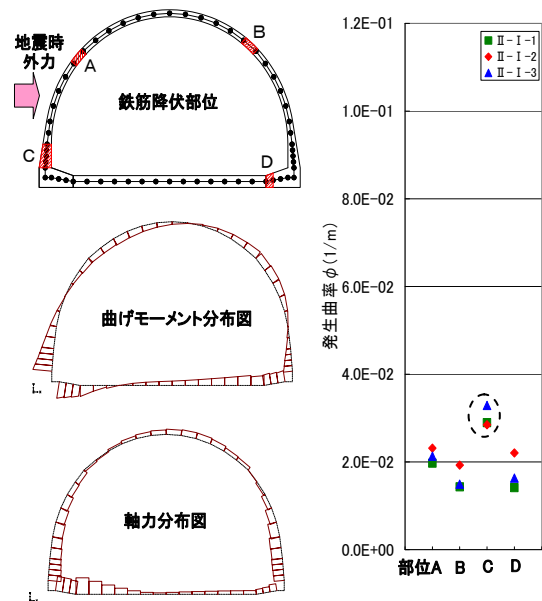


図-4.6 指針アーチの鉄筋降伏部位とφのばらつき

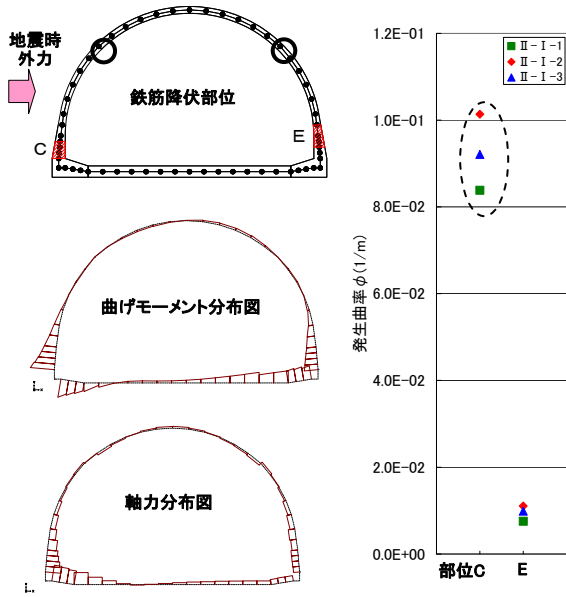


図-4.7 2 ヒンジアーチの鉄筋降伏部位とφのばらつき

入力地震動の違いによる発生曲率φのばらつきについて最も損傷の進む部位Cについて比較したところ、いずれの構造形式においても1割程度の発生曲率のばらつきが生じている。アーチカルバートの耐震設計では、このような応答のばらつきが生じることに対する検討が重要であると考えられ、2ヒンジアーチでは発生曲率の絶対値が大きいため、指針アーチより損傷度合いが大きくなる可能性がある。

4.2. 隣接するアーチカルバートと橋台の地震時相互作用の評価

アーチカルバートが設置される盛土区間に隣接する橋梁区間の橋台にアーチカルバートが近い場合、それぞれの構造が地震時にどのような影響を及ぼすのか十分な知見が得られていない。そこで、本検討ではアーチカルバートと橋台の離隔の違いが地震時に相互に与える影響を評価するため、地震時応答解析により検討を行った。

(1) 解析条件

本検討では図-4.8 に示すように盛土中にアーチカルバートと橋台を隣接させ、応答震度法により解析を行った。対象とする橋台は杭基礎形式の逆T型構造とし、アーチカルバートは施工実績の多い2ヒンジアーチとした。解析の境界条件としては、底面を固定、側方境界を水平ローラーとし、アーチカルバートの側面からモデルの側方境界までを、表層厚(盛土+基礎地盤=21.2m)に対して3倍以上の距離を確保した。橋台およびアーチカルバ

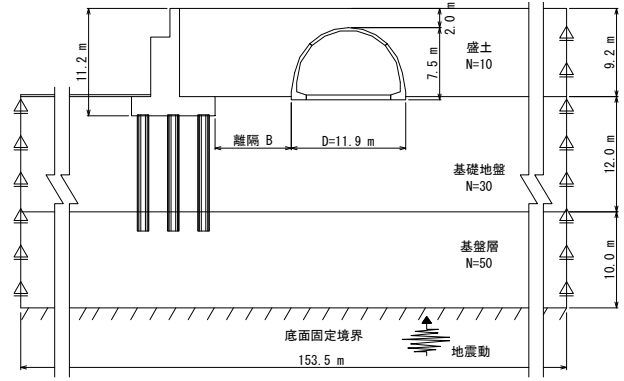


図-4.8 解析モデル図

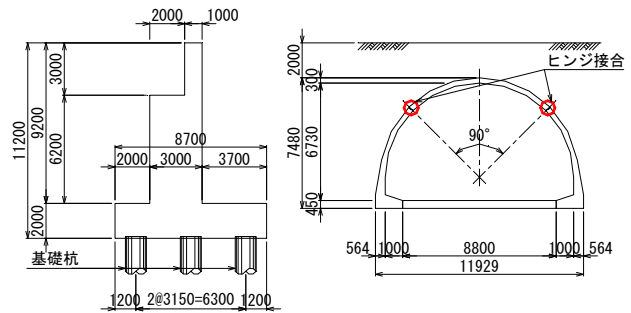


図-4.9 構造寸法図 (単位: mm)

表-4.5 地盤条件

地層名称	土質	層厚 (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	せん断弾性波速度 $V_s$ (m/s)	初期せん断剛性率 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
盛土	砂質土	9.20	19.0	10	172	57,593	0.450
基礎地盤	砂質土	12.00	20.0	30	249	126,102	0.450
基盤層	礫質土	10.00	20.0	50	295	177,263	0.450

表-4.6 検討ケース

解析ケース	B/D
case-1	0.3
case-2	1.0
case-3	3.0
case-4	$\infty$ (橋台無し)

ートはそれぞれ個別に構造計算を行い図-4.9 に示すように構造寸法を決定した。橋台についてはソリッド要素、アーチカルバートについてはファイバー要素としてモデル化し、各構造物と地盤の間には滑り及び剥離を考慮するためジョイント要素を設定した。

地盤条件については、図-4.8 に示すように基礎地盤がN=30、盛土はN=10の砂質土とし、基礎地盤の下層にN=50の基盤層を設け、この基盤層下層から地震動を与えた。入力地震動は、道路橋示方書V編に示されるL2地震動のうち、I種地盤のタイプII地震動(II-I-1)を用いた。表-4.5に地盤条件を示す。地盤の剛性については、非線形性を考慮するため表-4.5に示した初期せん断剛性を用いて一次元地盤応答解析を行い、収束せん断剛性を算出した。

検討ケースは表-4.6に示すように、橋台とアーチカルバートの離隔をB、アーチカルバートの幅をDとしたときの離隔の度合いB/Dをパラメータとし4ケースを設定した。アーチカルバートと橋台の離隔は、B/D=0.3、1.0、3.0の3パターンとし、比較のために橋台を設けないケース(B/D=∞)についても解析を実施した。また、case-1～case-3は解析モデルが左右非対称であることから、応答加速度による慣性力を作用させる方向によって異なる結果となる可能性があるため、慣性力の作用方向を橋台前面方向(以降、橋台方向)および橋台背面方向(以降、アーチ方向)の2方向として解析を行なった。

(2) 解析結果

一次元地盤応答解析によって算出した慣性力を、先に示したFEMモデルに作用させ地震時解析を行なった。アーチカルバートと橋台の離隔の度合いB/Dが変化することで、アーチカルバートおよび橋台の断面力がどのように変化するかを確認するため、それぞれの断面力を橋台なし(アーチなし)の条件での値で除したもの(断面力比)とB/Dの関係について整理する。

図-4.9、図-4.10にL2時におけるアーチカルバートの最大曲率比および最大せん断力比とB/Dの関係を示す。いずれのケースにおいても橋台なしのケースに比べ、発生曲率やせん断力が小さくなっており、曲率比およびせん断力比ともに1.0を下回った。また、B/Dが小さくなるにつれて曲率比およびせん断力比は概ね小さくなっており、この傾向は特に橋台方向作用時の曲率比において顕著であった。これは、橋台とアーチカルバートが近づくことで、その間の盛土の地震時せん断変形が拘束され、それによりアーチカルバートの変形も小さくなり、最大曲率比が小さくなったものと考えられる。

図-4.11、図-4.12にL2時における橋台基部および基礎杭の最大曲げモーメント比および最大せん断力比とB/Dの関係を示す。これらの算出の際にはアーチ部材は線形部材とし、アーチカルバートの無い橋台のみのケースも追加した。いずれのケースにおいてもアーチなしのケースに比べ小さい発生断面力となっており、B/Dが小さいほど最大断面力比が概ね小さくなる傾向が見られた。これは、アーチカルバートが盛土よりも剛性が高く、盛

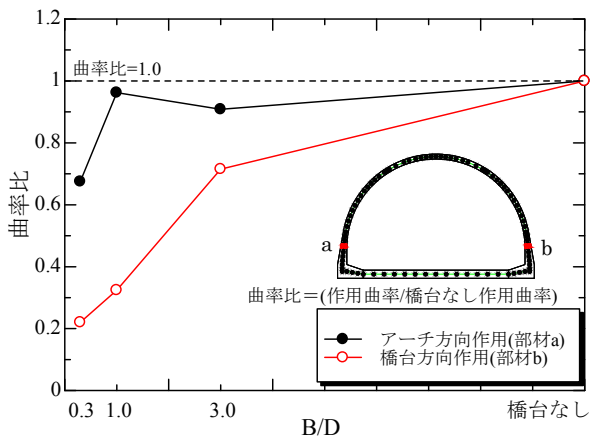


図-4.9 アーチカルバート曲率比

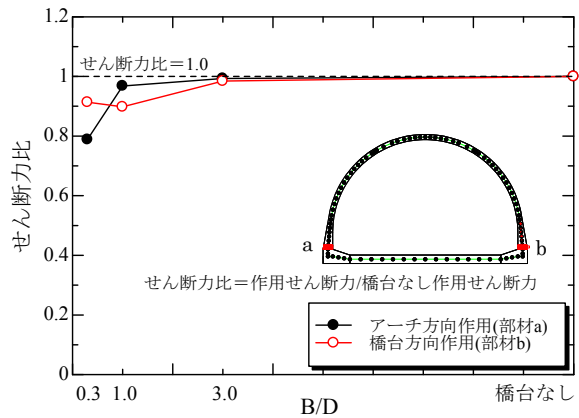


図-4.10 アーチカルバートせん断力比

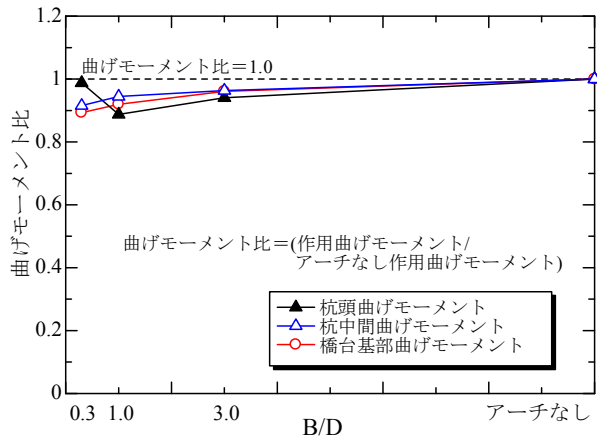


図-4.11 橋台・基礎曲げモーメント比

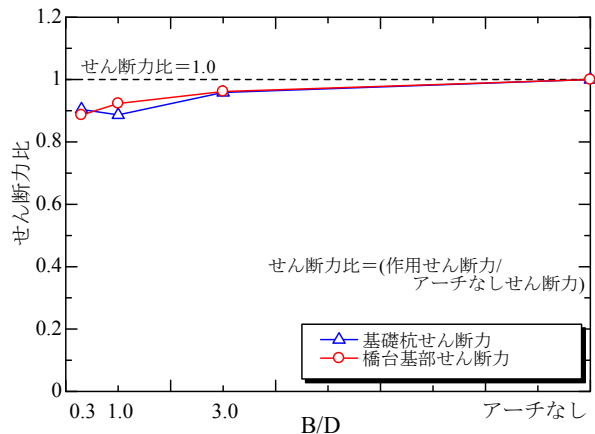


図-4.12 橋台・基礎せん断力比



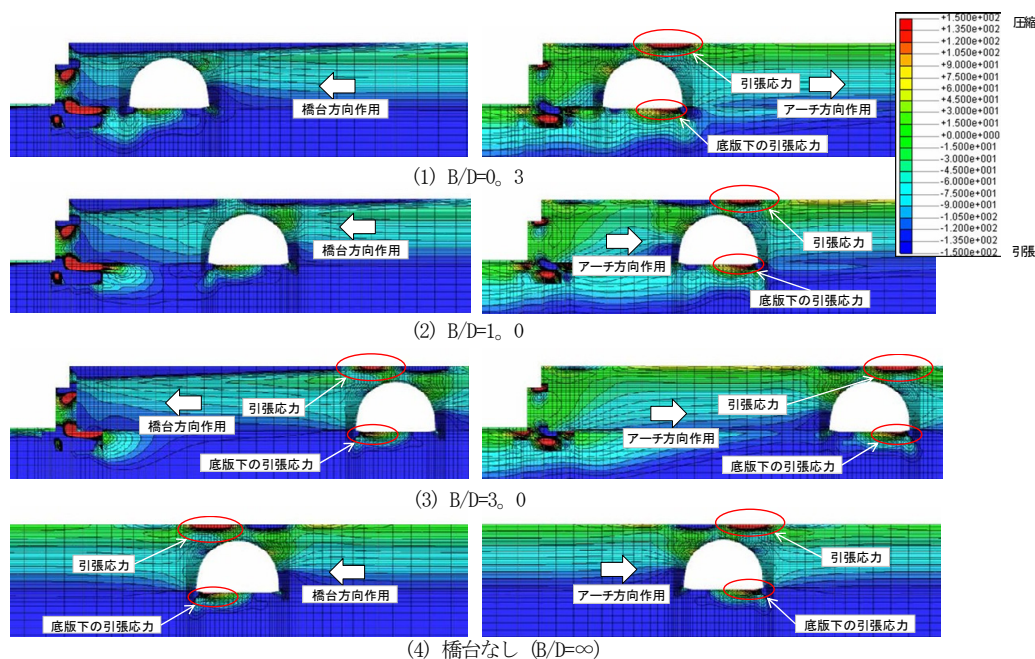


図-4.13 水平応力分布 (kN/m<sup>2</sup>)

土の地震時せん断変形を低減しているものと考えられる。

ここで、アーチカルバートと橋台の間の地盤の地震時挙動を確認するため、図-4.13に地盤のL2時水平応力分布を示す。水平応力は引張側を(+)、圧縮側を(-)で示している。慣性力を橋台方向に作用させた場合においては、 $B/D=0.3$ 、 $1.0$ の2ケースでアーチカルバートと橋台の間の盛土が全体に圧縮状態にあるのに対し、 $B/D=3.0$ および橋台なしの2ケースでは、アーチカルバート天端上方の地表面部の水平応力に引張応力が生じている。また、底版下に生じる引張力も離隔が小さいほど小さくなる事が分かる。これは、アーチカルバートと橋台の離隔が大きい場合には、アーチカルバートが盛土に比べて変形が小さいことから、盛土とアーチカルバートが離れる挙動としてアーチカルバート上面に引張力を示すのに対し、アーチカルバートと橋台の離隔が小さい場合には、剛性の高い橋台の影響でアーチカルバートと橋台の間の盛土の変形が拘束されることで全体に圧縮力が生じたものと考えられる。

慣性力をアーチ方向に作用させた場合においては、 $B/D$ による違いは生じず、全てのケースにおいてアーチ天端上方の地表面付近で右側が引張、左側が圧縮、底版下面右側で引張の水平力分布を示している。これは、橋台と盛土の間に剥離が生じたため、橋台による影響がほぼ生じなかったものと考えられる。

#### 4.3 アーチカルバートの地震時限界性能の検討および

#### びヒンジ式プレキャストアーチカルバートの地震時限界性能の検討

カルバート工指針では、カルバートの内空断面が一定の寸法を超える場合やヒンジの継手がある組立式プレキャストカルバートなどは、従来型カルバートの適用範囲外として扱われる。従来型カルバートの適用範囲内における耐震性能照査は、これまでの被災実績を考慮し、常時の作用に対する照査を行えば、地震時の影響を考慮した解析を行わなくともその耐震性能は満たされる、いわゆる見なし設計の考え方が採用されている。しかしながら、2ヒンジアーチおよび3ヒンジアーチはヒンジ継手を有する組立式プレキャストカルバートであるため、このような見なし設計の考え方は適用できず、耐震性能を評価するためには、カルバート自体の地震時挙動を把握したうえで、適切かつ総合的な検討が必要となる。

これまでの2ヒンジアーチ、3ヒンジアーチの耐震性能に関する研究については、さまざまな振動実験や解析(例えば22)、(23)、(24)、(25)が行われており、結果としてL2規模の地震動に対しヒンジ部が先行的に破壊する可能性が低いことなど、一定の耐震性能を有していることは確認されている。しかしながら、これらの研究は、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が明らかになっていないため、耐震性能の評価手法が確立されるまでには至っていないと考えられる。

そこで本研究では、2ヒンジアーチおよび3ヒンジ

一士の横断方向の耐震性能を評価する手法の確立を目的として、模型供試体による荷重実験を行った。また、評価の基準とするため、場所打ちコンクリートによって一体施工されることにより継手が無く、断面寸法がカルバート指針の適用範囲外となるアーチカルバート（以降、場所打ちアーチと称す）をモデルとした供試体による荷重実験を行った。

実験はボックスカルバートを対象に行われた耐震性能確認実験<sup>26)</sup>の荷重条件に準じ、常時の荷重状態を再現したそれぞれのアーチカルバートの供試体に対し、正負交番の繰り返し荷重によるせん断変形を終局に至るまで作用させ、損傷過程や終局状態の確認を行った。

#### 4.3.1. 実験条件

##### (1) ヒンジ式アーチの特徴

2 ヒンジアーチは図-4.14 に示すようにプレキャストコンクリート製の頂版部材と左右の側壁部材、場所打ちコンクリートによる底版部材の計4部材で構成される。

部材間の継手は、頂版と側壁はナックル形状のヒンジ接合、底版部材と側壁とは鉄筋機械継手による剛接合となっている。ヒンジには図-4.14 に示すように頂版の脱落防止対策としての曲がりボルト（M24（10.9））を挿入しており、ボルト周りは発錆防止のためのモルタルを充填している。

3 ヒンジアーチは図-4.15 に示すように2つのプレキャスト部材を左右千鳥状に組み合わせアーチを形成し、その周辺に盛土を施工することで、アーチカルバートを構築する工法である。クラウンと左右脚部の基礎の合計3カ所にヒンジを有する。

ヒンジ形状はクラウンがナックル状、脚部はキーウェイと呼ばれる場所打ちコンクリートの基礎にアーチ部材を挿入し、アーチ部材とキーウェイとの間にモルタルグラウトを充填する仕様となっている。

##### (2) 実験概要

写真-4.1 にそれぞれの荷重状況を示す。荷重はすべての供試体に対して、終局まで行うことを想定しており、終局時における供試体崩壊の危険を回避するため、実験供試体は函体軸が上を向くように横倒して設置し実験を行った。なお、アーチのクラウンにある軸力荷重装置は、供試体の水平変位挙動に追従することができる構造となっている。

供試体は固定ブロックを介して反力壁にPC鋼棒によって固定した。また3ヒンジアーチの基礎は不等沈下が生じにくい良質地盤が設置の前提条件であるため、供試

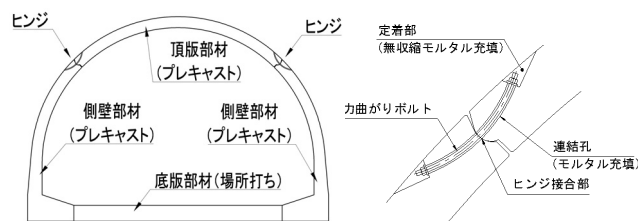


図-4.14 2ヒンジアーチ構造

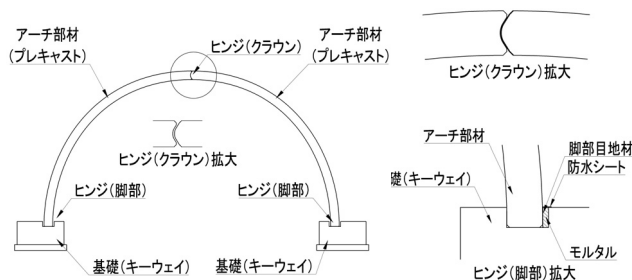


図-4.15 3ヒンジアーチ構造

体の基礎は鋼材（H-400×400×13×21）2本を用いた剛性の高い構造とした。

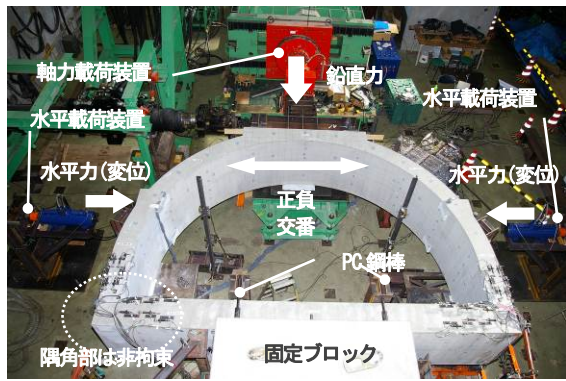
荷重は荷重ジャッキにより土圧や自重などの常時の死荷重による断面力を再現した供試体に対し、荷重ジャッキの荷重を保ちながら、左右の水平方向ジャッキにより正負交番の強制変位を終局に至るまで与え、損傷過程と終局状態の確認を行った。ここでいう終局状態とは、文献27)を参考にカルバートの水平耐力が大きく低下し始める状態とし、荷重が最大荷重の80%以下に低下した時と定義した。

##### (3) 実験供試体の設計

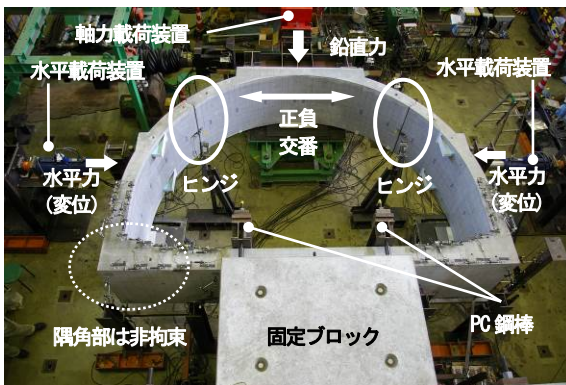
本研究で使用した実験供試体は、実寸法に対し概ね1/2の寸法とした。実験供試体の寸法は、実寸法の設計結果に縮尺を乗じることで決定した。

実寸法でのアーチカルバートの仕様を示す。内空幅は、カルバート指針の適用範囲外に設定するため、場所打ちコンクリートによる従来型アーチカルバートの適用範囲である内空幅8.0m以内を超える8.5m程度とした。土かぶり条件は図-4.16に示すように2.0mとし、常時の荷重条件にて、場所打ちアーチカルバートのカルバート指針での慣用設計法を用いて断面諸元を決定した。実寸法の設計で用いた材料物性値を表-4.7に示す。コンクリートの設計基準強度は40N/mm<sup>2</sup>、鉄筋の許容引張応力は180N/mm<sup>2</sup>を採用した。また2ヒンジアーチと場所打ちアーチは底版に発生する地盤反力を地盤バネで考慮しており、今回はN値30の良質な砂質地盤上に構築されるものとした。

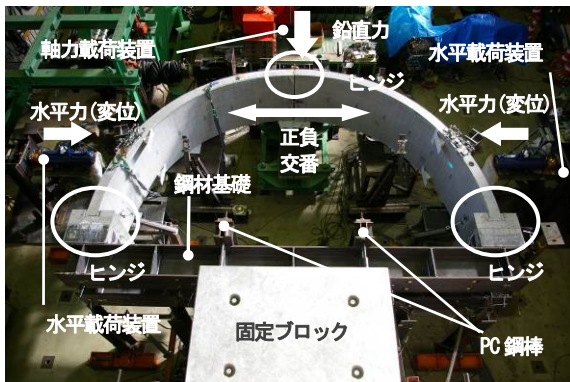
次に図-4.17のそれぞれの左側に示すような常時死荷



(a) 場所打ちアーチ



(b) 2ヒンジアーチ

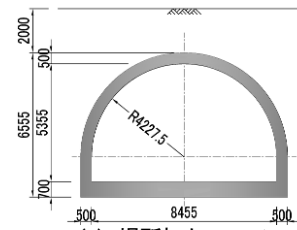


(c) 3ヒンジアーチ

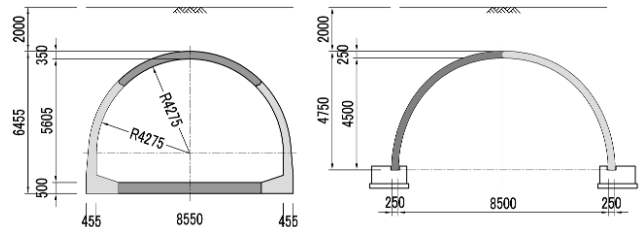
写真-4.1 供試体設置概要写真

重により実大寸法の設計断面に生じる断面力を実験断面に再現するため、事前解析を行い図-4.17の右側に示すような荷重ジャッキの荷重値および供試体の支持条件を決定した。なお場所打ちアーチと2ヒンジアーチは、隅角部の損傷過程を評価するために、文献(28)の荷重方法に準じて、写真-4.1(a)(b)に示すように固定ブロックをアーチ底版幅より小さくし、隅角部が自由に動くことのできる、いずれの方向にも拘束されないモデルとし、底版の支点位置は図-4.17(a)(b)に示すように固定ブロックの幅とした。

鉛直方向および水平方向の荷重ジャッキから作用させ



(a) 場所打ちアーチ



(b) 2ヒンジアーチ (c) 3ヒンジアーチ

図-4.16 実大寸法の設計断面図(単位mm)

表-4.7 材料物性値(実大寸法の設計)

構造		鉄筋コンクリート構造	
材料	コンクリート	設計基準強度	40 N/mm <sup>2</sup>
		弾性係数	31 kN/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	降伏強度	345 N/mm <sup>2</sup>
		弾性係数	200 kN/mm <sup>2</sup>
許容応力度	コンクリート	14 N/mm <sup>2</sup>	
	せん断	0.55 N/mm <sup>2</sup>	
	鉄筋	180 N/mm <sup>2</sup>	

る集中荷重値と荷重位置は、その荷重の作用により供試体に発生する曲げモーメントおよび軸力の値や分布形状が、常時荷重による設計断面での断面力値と分布形状にできるだけ近づけることを目標に決定した。図-4.18に常時荷重による設計断面の発生断面力図、集中荷重による実験断面の発生断面力図を示す。

ここで3種類それぞれのアーチに対し、ジャッキの集中荷重によって実際の土圧の様な分布荷重による断面力値および断面力分布を完全に一致させることは困難であった。そのため場所打ちアーチと2ヒンジアーチでは、正負交番荷重によりはじめに損傷を受けると考えられる側壁基部に着目し、その位置の設計断面と実験断面との断面力を合わせることを目的に集中荷重の大きさおよび作用位置を設定した。

なお、3ヒンジアーチにおいて実験断面に発生する曲げモーメントと軸力を設計断面に近づけるため、ジャッキの集中荷重値を調整した。その結果、図-4.17(c)の実験断面に示すように、他アーチと比べ水平荷重が2倍ほど、鉛直荷重が半分ほどの差のある荷重となった。それにより、図-4.18(c)に示すような、実験断面のアー



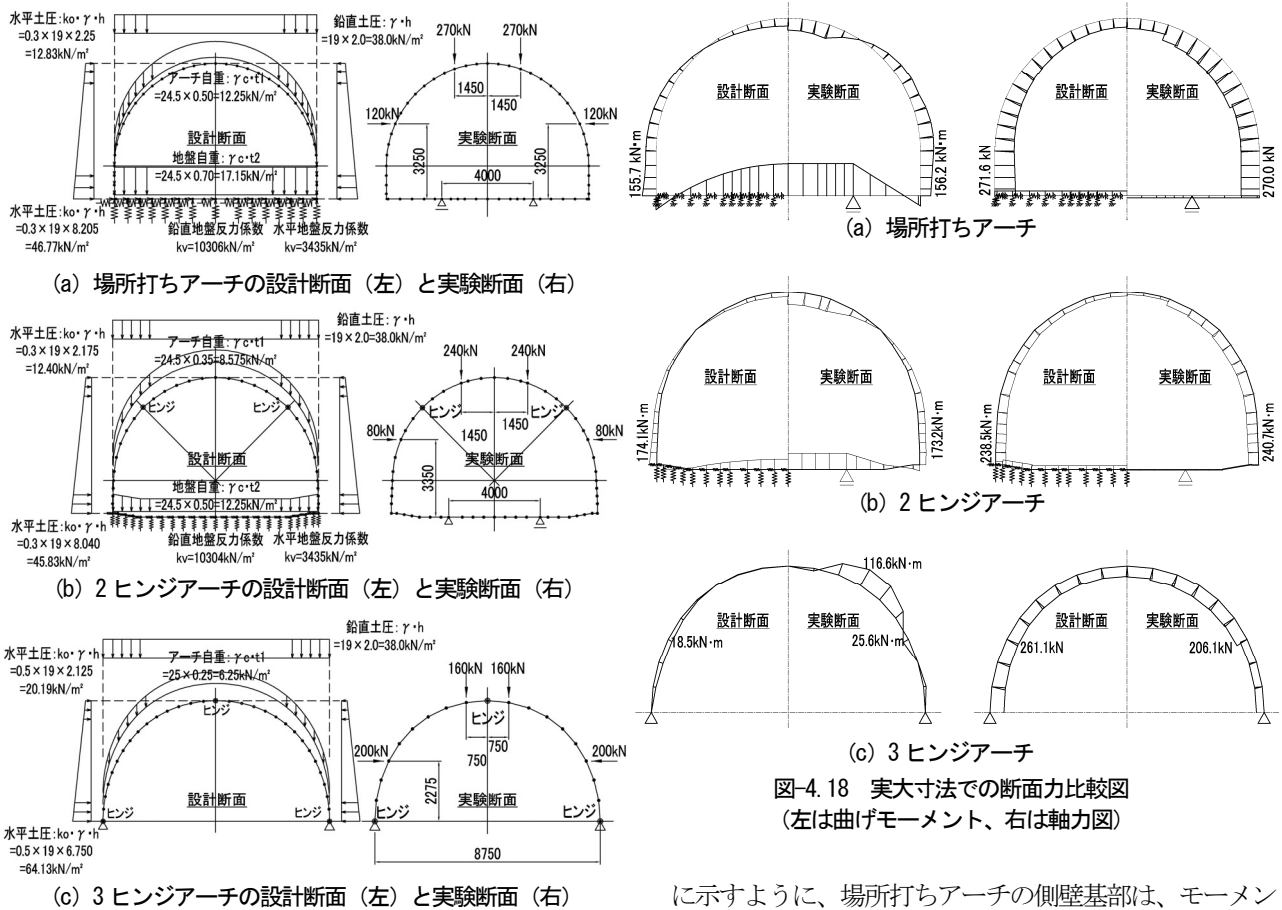


図-4.18 実大寸法での断面力比較図 (左は曲げモーメント、右は軸力図)

図-4.17 実大寸法の解析モデル図 (単位mm)

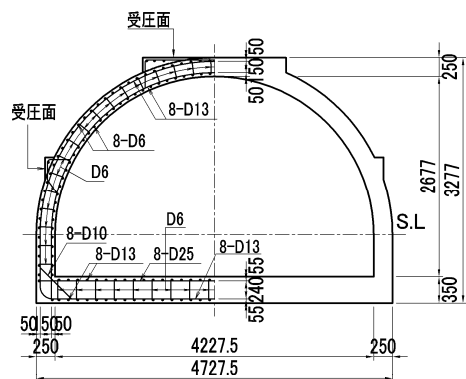
チ外側には設計断面では発生しない大きな曲げモーメントが発生するため、正負交番荷重により外側引張による終局が内側引張による終局に対して先行して発生しないようにアーチ外側の鉄筋量を増加した。

これらの事前解析により、実験の初期荷重と荷重位置は図-4.17 に示すように決定した。場所打ちアーチの場合は、図-4.17 (a) に示すように鉛直方向には270kNの荷重を頂版アーチ中央から1450mmの位置2点に、水平方向には120kNの荷重を底版軸線より3250mmの位置へ載荷することとした。2 ヒンジアーチの場合は図-4.17 (b) に示すように鉛直方向には240kNの荷重を頂版アーチ中央から1450mmの位置2点に、水平方向には80kNの荷重を底版軸線より3350mmの位置へ載荷することとした。3 ヒンジアーチの場合は図-4.17 (c) に示すように鉛直方向には160kNの荷重を頂版アーチ中央から750mmの位置2点に、水平方向には200kNの荷重を底版軸線より2275mmの位置へ載荷することとした。その結果、図-4.18 (a)

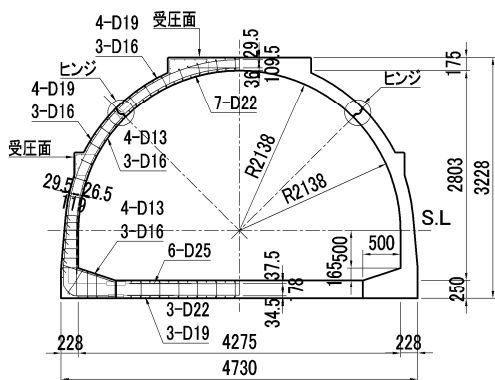
に示すように、場所打ちアーチの側壁基部は、モーメントが設計断面155.7kN・mに対し実験断面では156.2kN・m、軸力が設計断面271.6kNに対し実験断面では270.0kNとなり、図-4.18 (b) に示す2 ヒンジアーチの側壁基部は、モーメントが設計断面174.1kN・mに対し実験断面では173.2kN・m、軸力が設計断面238.5kNに対し実験断面240.7kNとなり、図-4.18 (c) に示す3 ヒンジアーチの内側モーメントが設計断面18.5kN・mに対し実験断面では25.6kN・m、軸力が設計断面259.9kNに対し実験断面では206.1kNとなり、設計断面と実験断面の曲げモーメントと軸力を合わせることができた。

図-4.19 に実験供試体の寸法および配筋要領を示す。実験供試体の縮尺は、2 ヒンジアーチと場所打ちアーチについては1/2、3 ヒンジアーチについては約1/2 (内空幅の比4800/8500=0.56) とし、供試体の配筋は実大寸法の設計断面計算で求めた鉄筋量に対し断面積比を合わせることで決定した。2 ヒンジアーチのヒンジ部に使用する曲がりボルトについても、実大サイズの規格M24に対し断面積比が1/2に近いM16とした。

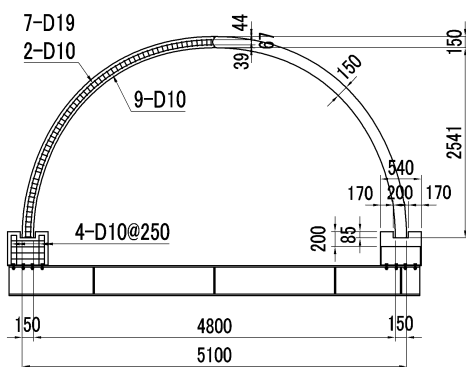




(a) 場所打ちアーチ



(b) 2ヒンジアーチ

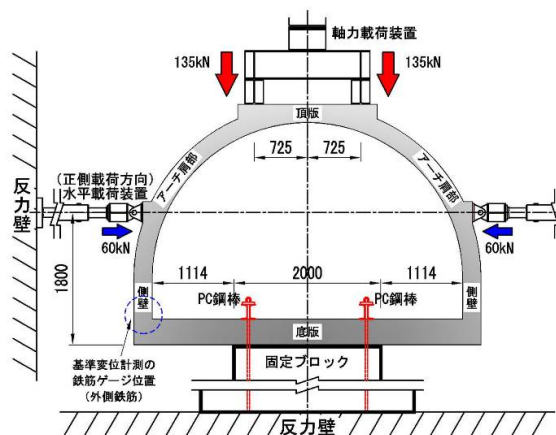


(c) 3ヒンジアーチ

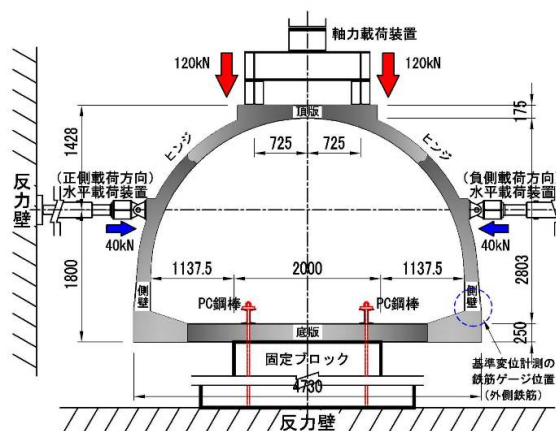
図-4.19 実験供試体の構造配筋図  
(単位mm、鉄筋本数は奥行1mあたり)

#### (4) 荷重手順

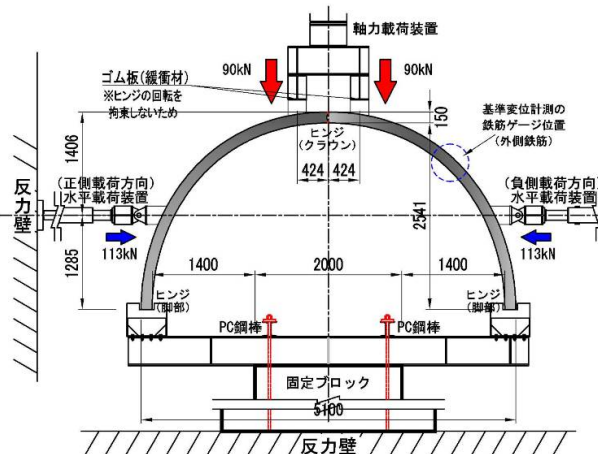
図-4.20 にそれぞれの実験供試体のセットアップ図を示す。初期荷重の荷重位置や大きさはそれぞれ実寸法の実験断面の再現解析で求めた値に縮尺を乗じたものとし、場所打ちアーチは鉛直荷重 135kN を頂版アーチ中央部から 725mm の位置に 2 点荷重、水平荷重 60kN を底版下面より 1800mm の位置に荷重、2 ヒンジアーチは鉛直荷重 120kN を頂版アーチ中央部から 725mm の位置に 2 点荷重、水平荷重 40kN を底版下面より 1800mm の位置に荷重、3



(a) 場所打ちアーチ



(b) 2ヒンジアーチ



(c) 3ヒンジアーチ

	場所打ち	2ヒンジ	3ヒンジ
圧縮強度	49.8 N/mm <sup>2</sup>	63.5 N/mm <sup>2</sup>	49.0 N/mm <sup>2</sup>
弾性係数	35.2 kN/mm <sup>2</sup>	29.8 kN/mm <sup>2</sup>	40.2 kN/mm <sup>2</sup>

※プレキャストアーチは平均値を示す

図-4.20 実験供試体セットアップ図

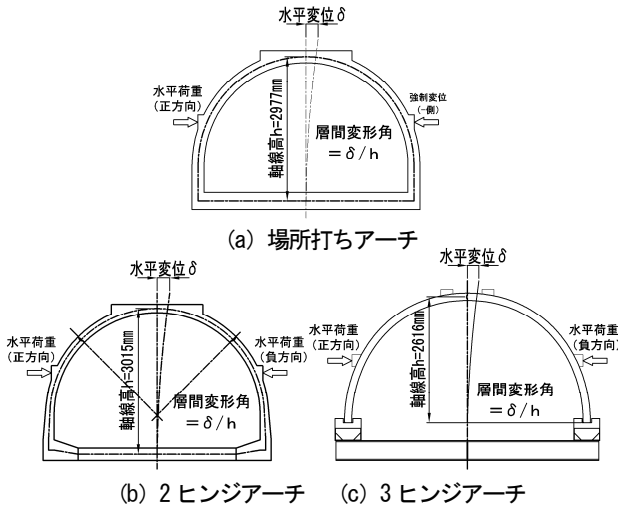


図-4.21 層間変形角の定義

ヒンジアーチは鉛直荷重 90kN を頂版アーチ中央部から 424mm の位置に 2 点載荷、水平荷重は 113kN を下面より 1285mm の位置に載荷した。なお、鉛直方向の荷重は 1 つの載荷ジャッキから鋼材を介して 2 点に分かれる載荷となっている。

載荷では、正負交番載荷実験に先立ち予備載荷を行い、鉄筋ひずみの実測値が 1725 $\mu$ （供試体に使用した鉄筋 SD345 の降伏強度の規格値をヤング係数  $2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$  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量を基準変位  $\delta_0$  と定めた。予備載荷の結果、それぞれ図-4.20 に示す位置で 1725 $\mu$  の鉄筋ひずみが実測され、基準変位は場所打ちアーチが  $\delta_0 = 6\text{mm}$ 、2 ヒンジアーチが  $\delta_0 = 22\text{mm}$ 、3 ヒンジアーチが  $\delta_0 = 7\text{mm}$  となった。

載荷手順は、図-4.20 での右へ押す方を正方向とした。まず正方向載荷として、鉛直荷重を載荷した状態で、左側のジャッキを変位制御、右側のジャッキを荷重制御して、右側のジャッキを初期荷重（場所打ちアーチは 60kN、2 ヒンジは 40kN、3 ヒンジは 113kN）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。なお、鉛直荷重のジャッキは油圧弁を締めたままで荷重を保持している状態であり、荷重制御や変位制御は行っていない。

次に負方向載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から荷重制御に、右側のジャッキを荷重制御から変位制御に入れ替え、同様の手順にて載荷を行った。この正負の水平載荷を 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載荷を行った。載荷は左右の水平方向ジャッキの荷重を合計した値が最大の

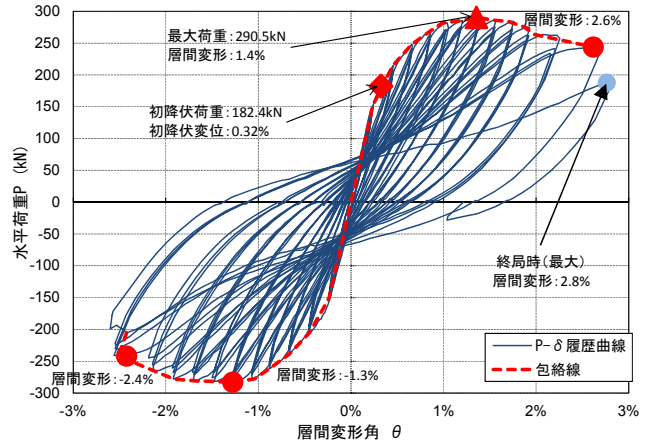


図-4.22 水平荷重－層間変形角の関係（場所打ち）

80%を下回る時点まで行った。

(5) 計測項目および確認項目

計測項目および確認項目は、鉄筋降伏や荷重低下などの損傷イベントが発生した時の荷重値と層間変形角との関係や載荷中のヒンジの回転挙動、終局時の破壊形態とした。特にカルバート指針でヒンジを有する構造は、部分的な破壊がカルバート全体の崩壊につながる可能性を懸念事項として示しており、ヒンジの挙動や終局時のヒンジの破壊や脱落の有無を確認することは重要であった。

評価に用いた供試体の層間変形角は、図-4.21 に示すようにアーチクラウンに発生した水平変位  $\delta$  を、底板軸線位置からアーチクラウン軸線位置までの高さ  $h$  で除した値と定義した。

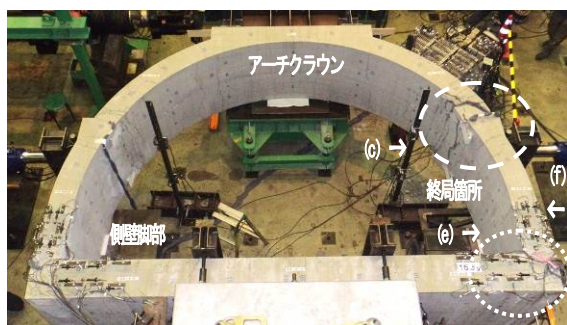
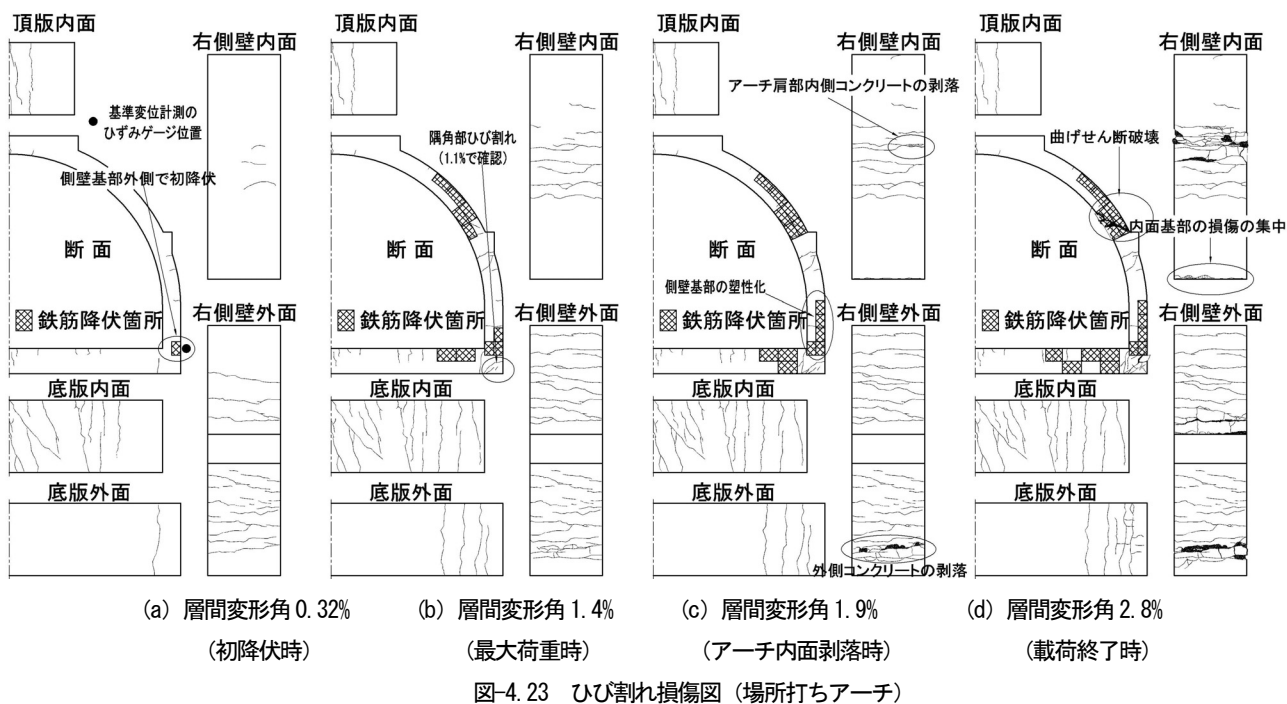
4.3.2. 実験結果および考察

実験結果はまず基本ケースである場所打ちアーチに関して述べ、その後 2 ヒンジアーチと 3 ヒンジアーチの結果を場所打ちアーチの結果との比較を加えながら述べる。

(1) 場所打ちアーチ

正負交番載荷における水平荷重と層間変形角との関係を図-4.22 に示す。水平荷重  $P$  は図-4.20 での左右のジャッキ荷重の合計値で、常時死荷重を模した初期荷重時からの増減分を示している。またひび割れ損傷図を図-4.23 に、終局載荷後の供試体状況を写真-4.2 に示す。損傷図については、実験は左右対称モデルであり、左右の損傷は概ね同等となったことから、右側のみを示した。

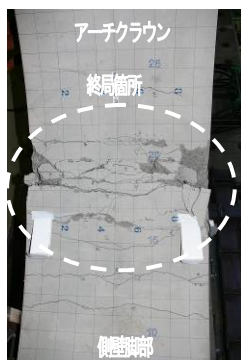
損傷過程は層間変形角 0.32%の載荷時に左側壁基部の外側主鉄筋が降伏し、層間変形角 1.1%で隅角部へ斜めひび割れが発生、層間変形角 1.4%の載荷で最大荷重 290.5kN を示した。その後は荷重値を徐々に下げながら、層間変形角 1.7%の載荷で側壁基部外面側のコンクリー



(a) 全景 (矢印は撮影方向を示す)



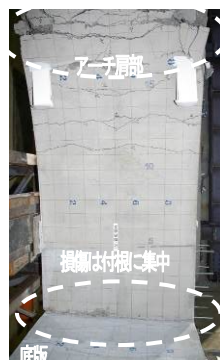
(b) アーチ肩部での曲げせん断破壊



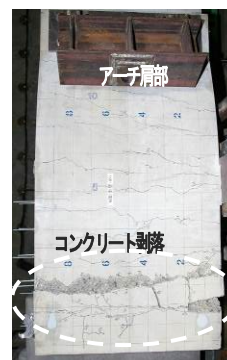
(c) アーチ肩部内側



(d) 右側隅角部の損傷 (供試体下面側)



(e) 側壁部内面側



(f) 側壁部外面側

写真-4.2 終局状況写真

トが剥落し始め、層間変形角 1.9%の載荷では図-4.23 (c) に示すようにアーチ肩部内面側のコンクリートが剥落、最終的には層間変形角 2.8%に達した後、図-4.23 (d) および写真-4.2 (b) に示すようにアーチ肩部での曲げせ

ん断破壊が発生し終局に至った。

アーチ肩部内面のコンクリートが剥落し始める層間変形角 1.9%までは側壁基部のひび割れが先行して進行したが、側壁基部が塑性化したため曲げモーメント分布に



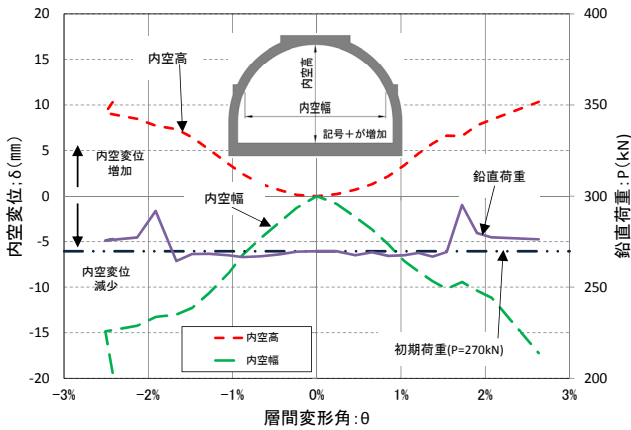


図-4.24 内空変位量と鉛直荷重の推移 (場所打ち)

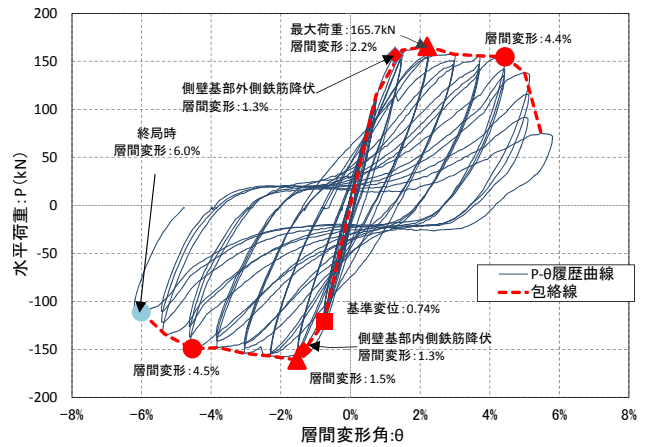


図-4.26 水平荷重—層間変形角の関係 (2 ヒンジ)

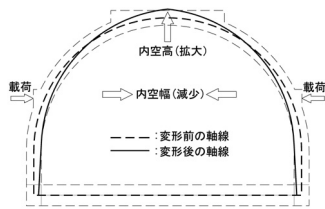


図-4.25 変形のイメージ図

変化が生じ、アーチ肩部の曲げモーメントおよび軸力が大きくなったため、層間変形角 2.8%でのアーチ肩部での曲げせん断破壊につながったものと考えられる。

主鉄筋に降伏が生じた側壁基部を見ると、外側は広い範囲に分散して鉄筋が降伏に至ったのに対し、内側では図-4.23 (c) に示すように、鉄筋の降伏が付根に集中しており、写真-4.2 (e) に示すように、ひび割れは上部へ広がらず付根に集中する様子が見られた。これは、写真-4.2 (d) に示すように隅角部での損傷が進んだことにより内側主鉄筋の定着が低下したために鉄筋の抜け出しが生じ、ひび割れが分散しなかったことが原因だと考えられる。

層間変形角の増加による内空寸法および鉛直荷重の変化を図-4.24 に示す。ここでの内空幅は荷重点位置の水平距離であり、内空高についてはアーチ中心線での距離とした。内空変形量がプラスになった場合は内空寸法の増加を、マイナスになった場合は減少を示している。なお、鉛直荷重の推移では層間変形角±2%付近で計測値が不連続となっているが、これは実験が2日間に渡ったため、一旦、荷重装置の荷重を除荷しなければならず、翌日に再荷重を行ったが、ジャッキの荷重精度の問題により、前日と同じ荷重の再現はできなかったことが原因である。

アーチの変形は図-4.25 に示すように。層間変形角の

増加に従い内空幅が狭まり、内空高は広がり頂版が持ち上がるような推移をした。これは側方荷重ジャッキの変位荷重によって側壁が内側に押される塑性変形が徐々に残留していったためと考えられる。またアーチカルバートに作用していた鉛直荷重は、終局時においても土圧などの鉛直死荷重を模した初期荷重  $P=270\text{kN}$  以上を保持した。このことより、アーチ肩部の曲げせん断破壊により終局時にアーチカルバートの最大水平耐力は低下したが、その状態でも土かぶり荷重などの上乗荷重は維持されており、終局後も内空断面の形状が保持できないような鉛直方向の耐荷力の喪失には至っていないことが確認できる。

## (2) 2 ヒンジアーチ

水平荷重と層間変形角との関係を図-4.26 に示す。損傷過程は左右側壁基部の外側側鉄筋が基準変位の層間変形角 1.3%で降伏し、続いて内側側鉄筋の降伏が層間変形角 2.2%で発生した。その時の損傷状態を図-4.27 (a) (b) に示す。その際の層間変形角 2.2%にて隅角部へ斜め方向のクラックの発生が見られる。最大荷重は正側 165.7kN、層間変形角+2.2%で達し、それ以降は最大の約 95%以内の荷重が層間変形角 4.4%まで保たれた。層間変形角 3%で隅角部に斜め方向ひび割れが目立ち始め。正負とも層間変形角が約 4.4%を過ぎたあたりから、荷重が低下し終局に至った。荷重低下が起こり始めた時点での損傷状態を図-4.27 (c) に示す。側壁付根のかぶりコンクリートの剥落はこの時点から確認され始めた。

終局状態における供試体を図-4.27 (d)、および写真-4.3 に、特徴的な損傷を写真-4.3 (b) (c) に示す。側壁付根から隅角部に向け、場所打ちアーチと同様に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。一方で、2 ヒンジアーチは肩部にヒンジがあることから、



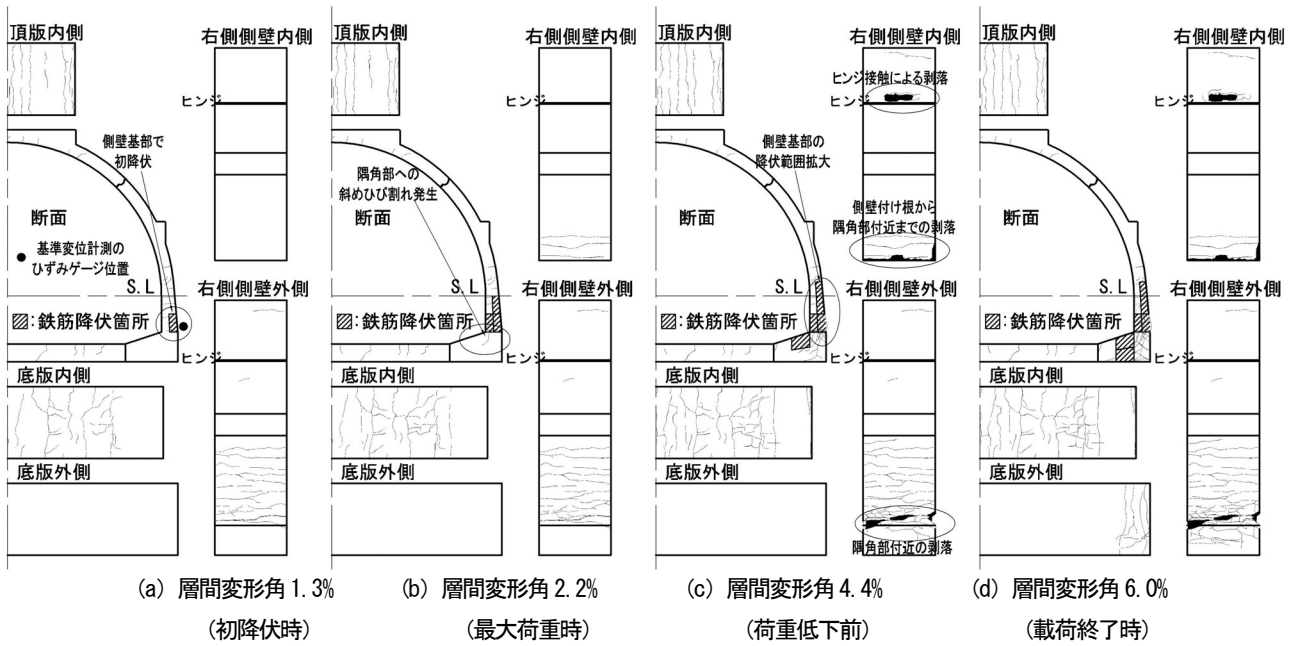


図-4.27 ひび割れ損傷図 (2 ヒンジ)

場所打ちアーチの様なアーチ肩部への曲げせん断破壊はアーチ肩部にヒンジがあることにより生じなかった。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と考えられる。隅角部は力の流れが複雑になり適切に応力状態を評価することが難しい。そのため、設計において隅角部は一般部に対して耐荷力を十分に高めた上で剛域と扱うことが一般的である。本実験の供試体の構造では隅角部の損傷が進展したことを踏まえ、実構造物においても構造上の配慮が必要と考えられる。

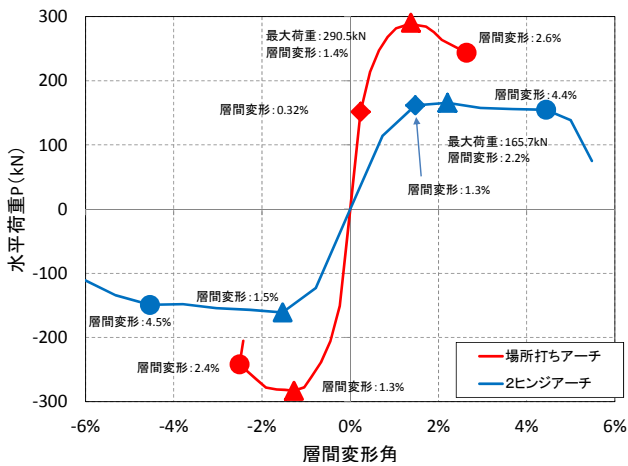
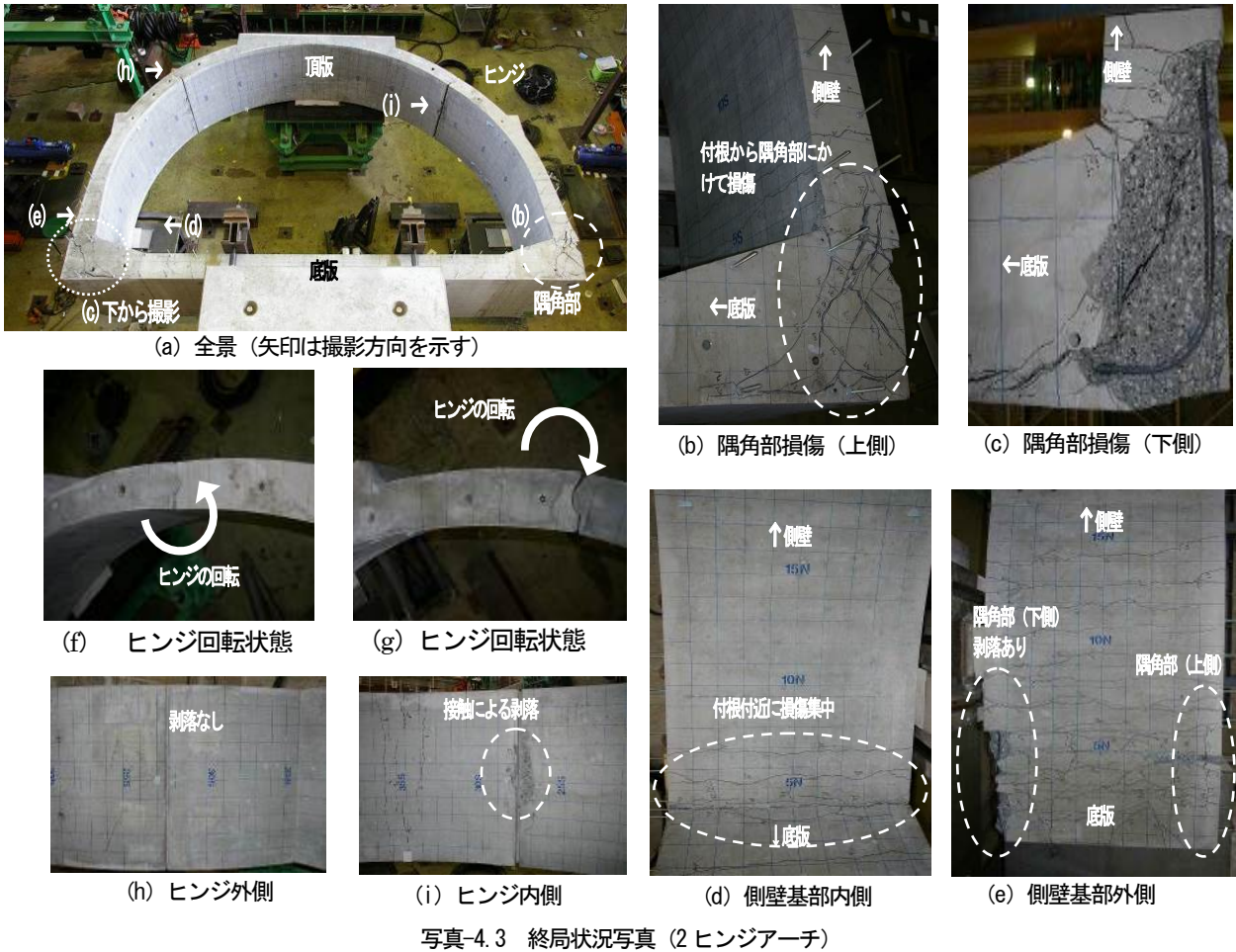
なお、図-4.17 (b) に示した集中荷重による実験供試体の事前解析では、頂版内側および底板内面において図-4.18 (b) に示すように、実験断面の曲げモーメントが設計断面に比べ大きく出ており、実際に実験においても初期荷重載荷の段階からこの箇所には曲げクラックを観測した。しかしながら、その後の正負交番載荷によってこの部位への鉄筋降伏や大きな変形などは発生しておらず、この部位の初期の損傷は当研究の目的である損傷過程や終局状態の確認に対し、大きな影響を与えるものではないものと考えられた。

次にアーチカルバートの地震時の変形能について評価を行う。ここでいう変形能とは、構造材料や構造部材、構造物が外力を受けある限界状態に至るまでの変形量を示す<sup>29)</sup>。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しない

とされている<sup>30)</sup>。そのため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え方がある<sup>31)</sup>。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。具体的な要求変形能として、例えば1%<sup>32)</sup>などが存在するが、ここではカルバートの設計指針の中では大きな数値である2% (=1/50)<sup>33)</sup>を目安として評価する。一般的な地中構造物の場合、変形は地盤のせん断変形に支配されると考えられており、兵庫県南部地震における非液化化地盤のせん断ひずみが最大で1%弱<sup>34)</sup>であったことを考慮すると、評価で目安とした2%の変形能は安全側に設定した値であると言える。

ヒンジ式アーチの場合、一般の地中構造物と比べて剛性は低く、地盤と構造物との相互作用の関係が一般の地中構造物と異なることより、同じ2%の変形能の評価が安全側であると断定はできないが、地震時のヒンジ式アーチの挙動は、2ヒンジアーチは研究委員会報告書<sup>35)</sup>や3ヒンジアーチは澤村ら<sup>25)</sup>の模型を使った動的振動実験において、一般の地中構造物と同様に地盤のせん断変形に支配されることが確認されている。これらの知見より、今回の実験では変形能の評価の目安を2%とした。

図-4.26 に示したように、水平荷重は層間変形角1.5%でピークを迎えたが、構造物にとって好ましくない隅角部の損傷の発生は目安とした層間変形角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



とより、実際の地震時による地盤のひずみに対し、断面

耐力や変形能は余裕があると考えられる。

図-4.28 に 2 ヒンジアーチと場所打ちアーチとの包絡線比較図を示す。2 ヒンジアーチの最大荷重値は場所打ちアーチの 0.57 倍 (165.7kN/290.5kN) であるが、その時の変形能の比は 1.6 倍 (2.2%/1.4%)、終局付近では 1.7 倍 (4.4%/2.6%) であった。このことは、2 ヒンジアーチは場所打ちアーチと比べ、ヒンジの存在および部材厚が薄いため剛性や耐力は低い、変形能により地震力を受け持つ構造であることが伺える。

2 ヒンジアーチと場所打ちアーチの終局時の損傷状態を比較すると、場所打ちアーチではアーチ部の曲げせん断破壊が発生したのに対し、2 ヒンジアーチは肩部にヒンジを有していることから同様の損傷が発生しなかったことが相違点として挙げられる。一方、一致点としては、側壁基部の鉄筋降伏箇所は外側に幅広く分布しているが、内側は付根に集中していること、および隅角部の損傷が同じように斜め方向へのひび割れを起こしていることが挙げられる。側壁基部の外側の損傷が分散したことに対し、内側の損傷が付根に集中した原因としては、場所打ちアーチと同様、内側鉄筋を定着する隅角部の損傷が大

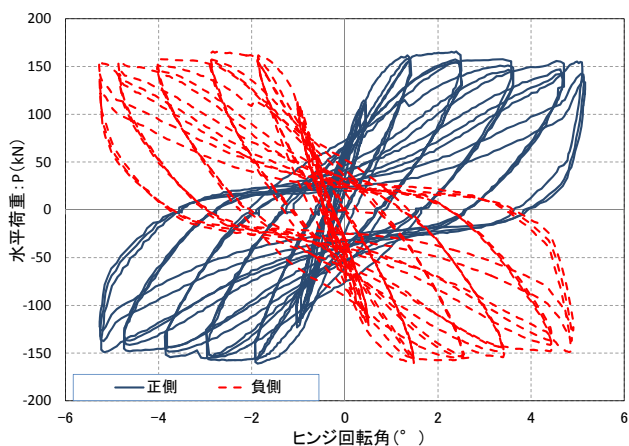


図-4.29 水平荷重－ヒンジ回転角の関係 (2 ヒンジ)

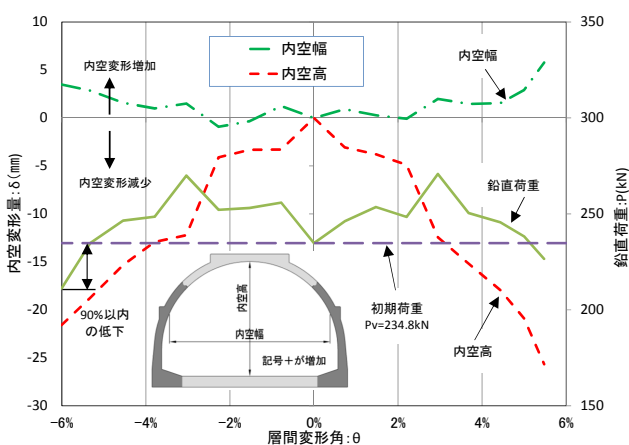


図-4.30 内空変形量と鉛直荷重との推移 (2 ヒンジ)

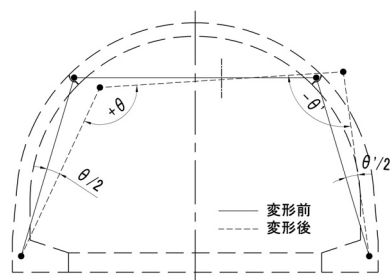


図-4.31 2 ヒンジアーチの挙動の単純化

きくなり、鉄筋の定着が低下し、鉄筋の抜け出しが生じたためと考えられる。

図-4.29 に水平荷重とヒンジの回転角との関係を示す。ヒンジの挙動は回転角を計測する変位計が途中でストローク不足を起こしたため、層間変形角 3.8%までの計測であるが、ヒンジは荷重に従った安定した回転挙動を示した。終局時においても写真-4.3 (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、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、ヒンジ部の曲りボルトに発生した引張りひずみは層間変形角 6%時において約  $4400 \mu$  であり、曲りボルトの降伏ひずみ  $4700 \mu$  (JIS B1051 のボルトの強度区分 10.9 の降伏応力  $940 \text{N/mm}^2$  に対し、ヤング係数  $2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$  で除した値) 以下であったため、曲りボルトは降伏に至っていないことが伺える。

層間変形角の増加による内空変形量と鉛直荷重の推移を図-4.30 に示す。2 ヒンジアーチは荷重に従い、内空高が減少、内空幅が増加しており、扁平な形状になった。これは内空高が増加し、内空幅が減少した場所打ちアーチと対照的な挙動であった。図-4.31 に示すように 2 ヒンジアーチのせん断変形による挙動を単純化した場合、門型のヒンジ構造の挙動に等価<sup>34)</sup> となることを確認している。よって、場所打ちアーチの挙動と異なった原因としては、2 ヒンジアーチがせん断変形することで、頂版中央が元の軸線位置より下がり扁平となったことであると考えられる。

ここで鉛直土かぶり圧を模した鉛直荷重を見ると、終局時の鉛直荷重が初期鉛直荷重値以下となった。これは、鉛直方向は初期荷重を制御せず保持していたのみであったため、2 ヒンジアーチが扁平形状となり、頂版が内空側へ変形したことで、ジャッキの荷重が下がったためと考えられる。しかしながら、終局時においても約 90% の鉛直荷重が作用しており、供試体のアーチ形状は維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鉛直方向の上載荷重を維持することができ、鉛直耐力の喪失には至らないと考えられる。

アーチカルバートのような地中構造物の場合、地震被害などの損傷確認は一般に函体内面からの目視により行なわれる。今回の実験結果のような隅角部や側壁外側の損傷が発生した場合、内面側からの目視では確認することは困難であり、目視ができる内面側での損傷が確認された時には、側壁基部外面や隅角部での損傷は大きなものとなっていると考えられる。そのため、損傷が起こりやすい部位をはじめから把握しておくことや、変形能が大きく、ヒンジの回転と載荷される荷重に相関がある 2 ヒンジアーチの場合においては、地震後の内空変形やヒンジの回転量などを計測することで損傷状態を推定し対策を講じるなど、構造物の特徴を事前に評価しておくことが必要と考えられる。

### (3) 3 ヒンジアーチ

水平荷重と層間変形角の関係を図-4.32 に示す。損傷過程は、まず基準変位に至る前の初期荷重および予備載

荷によって、アーチ部材の外側側に多数の曲げひび割れが分散して発生した。これは事前解析より決定した初期荷重によって図-4.18 (c) のモーメント図に示すような大きな曲げがアーチ外側へ発生したことが原因である。次に図-4.33 (a) に示すように層間変形角 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、アーチ部材の内側側に曲げひび割れが発生した。図-4.33 (b) の層間変形角 2.1% において最大荷重 99.9kN に達した後、図-4.33 (c) の層間変形角 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を迎えた。終局時の損傷状況を図-4.33 (d) におよび写真-4.4 に示す。写真-4.4 (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-4.4 (b) (c) に示すような曲げによる損傷が発生していた。写真-4.4 (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

ることは無くヒンジ機能は保持されていた。ただし、写真-4.4 (e) に示すように、基礎コンクリートにはせん断力によるひび割れが発生していた。この箇所にはじめにひび割れが確認されたのは層間変形角 1.3% の時であった。今回の実験で用いた供試体は、基礎部を含めて、実構造物を再現したものであり、実際の構造物にも同様な損傷が発生する可能性がある。そのため荷重条件や構造条件によっては、基礎コンクリートにせん断破壊が発生し、アーチ部材の脚部の支持機能が失われることも考えられる。

変形能の評価は、2 ヒンジアーチと同様、目安を 2% とすると、図-4.32 に示すように、3 ヒンジアーチは層間変形角が 2% を過ぎるまで荷重は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 2% 以上を有していることが確認できた。

水平荷重とヒンジ回転角の関係を図-4.34 に示す。なお、ヒンジの回転角を計測するための変位計が載荷途中で外れたため、層間変形角 2.4% までの計測値を示している。クラウン部のヒンジは  $\pm 1^\circ$  の範囲で、脚部のヒンジは  $-4^\circ$  から  $+2^\circ$  の範囲で安定して挙動しており、脱落による終局ではないことが確認できる。

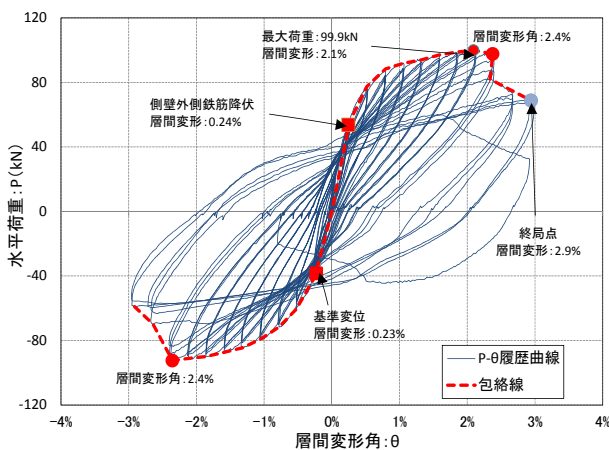


図-4.32 水平荷重—層間変形角の関係 (3 ヒンジ)



載荷装置が集中荷重のため、設計断面力を実験供試体には完全に再現できず、載荷初期にアーチ外側に鉄筋降伏が発生したが、その後の終局状態はアーチスパン中央付近の内側での曲げ圧縮破壊にて至ったことから。初期荷重によってアーチ外側に発生した損傷が終局状態に影響を与える可能性は小さいと考えられる。

3 ヒンジアーチの層間変形角の増加による内空変形量と鉛直荷重の変化を図-4.35に示す。3 ヒンジアーチは載荷に従い内空高さは増加、内空幅は減少しており、凸型の尖頭形状になっている。初期の鉛直荷重との関係を見ると、3 ヒンジアーチは終局後に断面が尖頭形状となり、クラウンが上へ押し上げられたため、初期鉛直荷重以上の荷重が作用している。このため、地震力により終局に至った断面においても、上載荷重を維持することができ、鉛直耐荷力の喪失に至らないと考えられる。

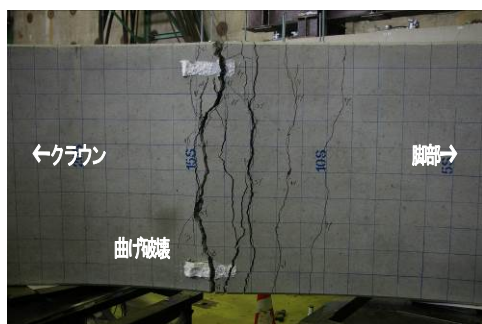
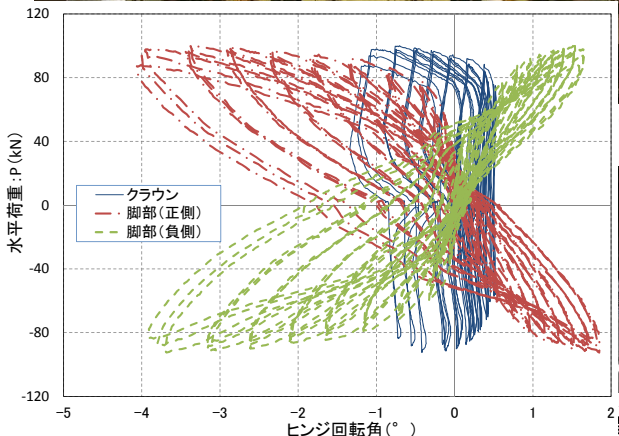
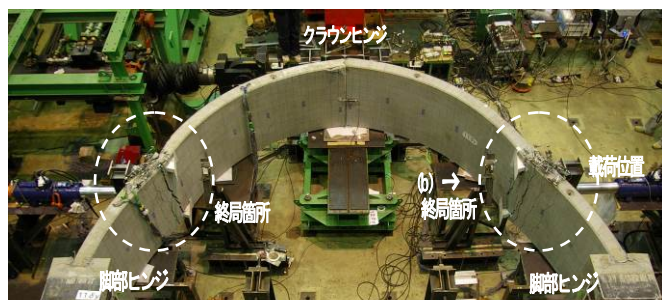
図-4.36 に 3 ヒンジアーチと場所打ちアーチとの包絡線比較図を示す。3 ヒンジアーチの最大水平耐力は場所打ちアーチの 0.34 倍 (99.9kN/290.5kN) であり、その時の変形能は 1.5 倍 (2.1%/1.4%)、終局付近での変形能は 0.92 倍 (2.4%/2.6%) であった。3 ヒンジアーチはヒンジの数が多く部材厚も薄いため、場所打ちアーチとの剛性差があり、最大水平耐力の差が大きくなった。しかしながら地中構造物に対しては安全側で評価した 2%以上の変形能を有しており、また、最大水平耐力時の層間変形

角と降伏時の層間変形角を除した靱性率は  $\mu = 8.8$  (2.1%/0.24%) と、場所打ちアーチ  $\mu = 4.4$  (1.4%/0.32%) に比べ大きな値であった。

損傷状態は、2 ヒンジアーチには隅角部や側壁基部に損傷が集中するなどの場所打ちアーチと共通する現象が見られたが、3 ヒンジアーチはアーチの曲げ損傷が大きくなるなど、場所打ちアーチとの損傷状態とは異なっていた。これは、場所打ちアーチと 2 ヒンジアーチの供試体は、一体化された底板で閉合されていること、非拘束の隅角部を有しているなどの共通項が多い構造であるが、3 ヒンジアーチはアーチと基礎部は一体化されておらず、隅角部も存在しないなど構造系が異なっていることが原因だと考えられる。

実験での損傷過程では、先にアーチ外側へクラックが発生したが、これは初期荷重の影響によるものであり、その後の正負交番載荷では、アーチ内側引張による損傷が大きくなり終局に至った。そのため、地震後の函体内面からの目視により損傷を確認することは比較的容易と考えられる。

#### 4.4. 正負交番載荷を受けたアーチカルバートの損傷過程の再現



(b) アーチ内側終局状態の供試体の材料物性表

単性係数 kN/mm <sup>2</sup>	単性係数 kN/mm <sup>2</sup>
29.6	189
43.1	188
39.0	191
190	190
388	195
D10	184
179	179

図-4.4 (a) 水平荷重-ヒンジ回転角の関係 (3 ヒンジ)

写真-4.4 終局状況写真 (3 ヒンジアーチ)



(c) 載荷位置終局状況

(d) 層間変形角 (3 ヒンジ)

アーチカルバートの正負交番荷重実験の再現解析により、設計を行う上でヒンジの回転剛性の評価が実挙動の再現に与える影響について考察を行った。なお、解析手法はカルバートの耐震設計で広く使われている RC 部材の非線形梁要素モデルを用いた。

図-4.37 (a) (b) に再現解析に用いた平面梁要素モデルを示す。平面梁要素モデルは実際の構造をより忠実に再現するため、2 ヒンジアーチは隅角部の剛域を考慮しない構造、3 ヒンジアーチは H 鋼とアーチとがピン接続される構造とし、両方とも固定ブロック幅が支点の単純支持とした。解析で用いた鉄筋コンクリート梁要素の非線形特性は  $M-\phi$  のテトラリニアモデルとし、復元力特性やコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ曲線は文献 36) を参考とした。解析で使用したコンクリートと鉄筋の物性値は表-4.8 に示す実測データを用いた。

### (1) 解析結果

#### i) 2 ヒンジアーチの解析結果

解析はヒンジの回転剛性をゼロとした場合と、ヒンジの回転剛性を確認した継手実験<sup>37)</sup>を参考として、ヒンジに回転剛性を持たせた場合との合計 2 ケースを行った。ヒンジに回転剛性を持たせた場合については、トライアル解析の結果により、継手の回転剛性を継手実験での結果に対し 1/2 を乗じた値とすることで、載荷実験の結果をよく再現していることを確認した。図-4.38 に実験結果と解析結果の水平荷重と層間変形角との関係を示したグラフを示す。同図に示すように、載荷実験とヒンジの回転剛性を考慮した解析の最大水平荷重は 165.7kN と 169.7kN、実験と解析の差は 2.4%であり、高い再現性が

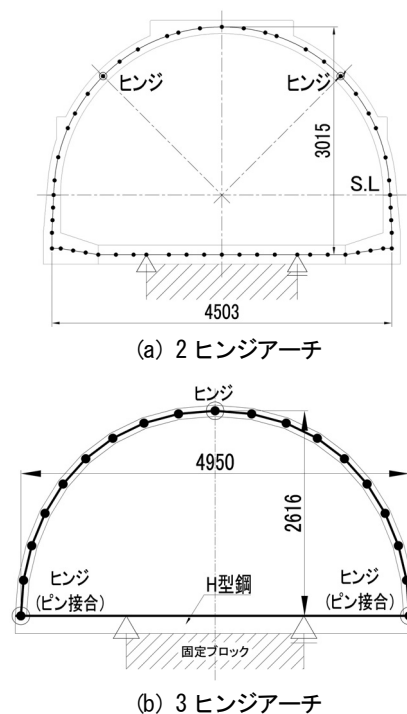


図-4.37 再現解析平面梁要素モデル

確認された。一方、継手の回転剛性をゼロとした解析の最大水平荷重は 143.9kN、実験と解析の差は 13.2%であり、載荷実験との再現性は低い結果となった。なお、負側での最大水平荷重は、実験で-161.0kNに対し、回転剛性を考慮した解析では-172.2kN、実験と解析の差は 7.0%となり、正側の差 2.4%と比べ差が大きくなった。これは解析では負側荷重時における、鉄筋のバウシंगाー効果による剛性の低下をモデル化できなかったことが原因であると考えられる。

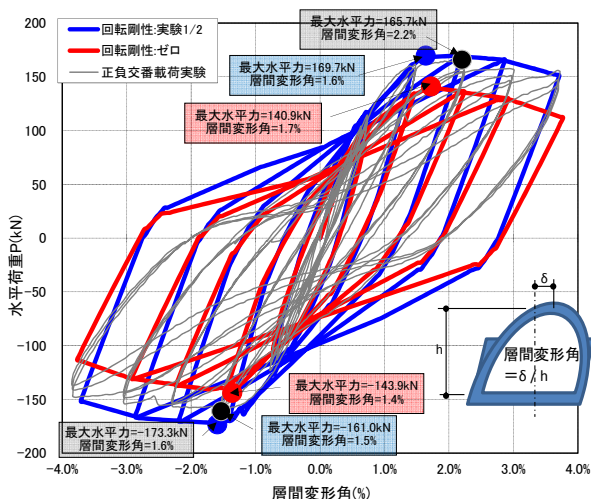


図-4.38 水平荷重-層間変形角の関係

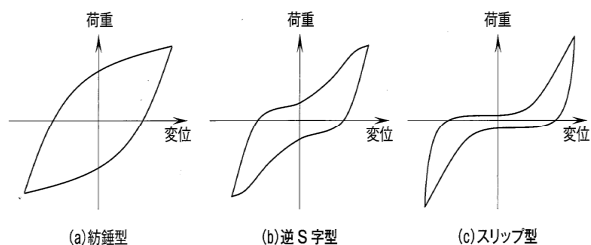


図-4.39 典型的な3種の履歴ループの挙動<sup>38)</sup>

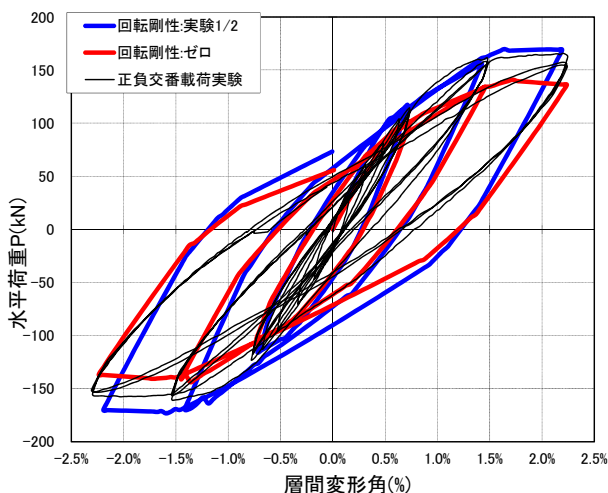


図-4.40 水平荷重-層間変形角の関係 (隅角部損傷前、層間変形2.5%付近まで)

図-4.38の履歴ループの形状を図-4.39の典型的なループの挙動<sup>38)</sup>と照らし合わせると、層間変形角が大きくなるに従い、載荷実験では逆S字型からスリップ型に近い形状となっているが、解析結果では回転剛性の考慮に関係なく、両方とも紡錘型に近い形状となっている。これは、載荷実験では層間変形角2.5%程度から、写真-4.3(b)(c)に示すような損傷が隅角部に目立ち始め、最終的にその部位での破壊により終局に至ったが、解析での非線形特性は、部材の耐力低下は曲げによるものでしか評価できず、実験で生じた隅角部損傷による耐力低下が再現できなかったことが原因と考えられる。

的にその部位での破壊により終局に至ったが、解析での非線形特性は、部材の耐力低下は曲げによるものでしか評価できず、実験で生じた隅角部損傷による耐力低下が再現できなかったことが原因と考えられる。

図-4.40に実験供試体の隅角部に損傷が発生する、層間変形角2.5%付近までの履歴ループを示す。同図では、載荷実験の履歴ループも紡錘型を描いており、隅角部に損傷が発生した層間変形角2.5%以内では履歴ループも含め再現性が高いことが伺えた。本構造は地中構造物を想定したものであり、兵庫県南部地震で観測された地盤のせん断ひずみが1%弱であったことを考慮すると、2.5%程度まで、高い再現性を示したことは、実務設計で非線形の梁モデルを用いる場合、例えば解析の範囲を層間変形角2%以内に抑えるなどの条件を設ければ、十分に適用性があるものと考えられる。

### ii) 3 ヒンジアーチの解析結果

解析は、両脚部とアーチクラウンのヒンジの回転剛性をゼロ(ケース0)として行った。実験と解析との荷重と層間変形角の関係を図-4.41に示す。同図に示すように、実験と解析との最大荷重値の比は98.7kN/77.7kNで21%程、解析の方が低い結果となり、ヒンジの回転剛性がゼロの場合、解析結果は実際の構造に対して耐力を低く評価をすることが確認された。

次に、ヒンジの回転剛性をパラメータとした感度解析を行った。脚部ヒンジの構造は基礎部にアーチ部材を挿入し、周囲にモルタルを注入する構造であり、また、アーチクラウンは別々の部材による突合せで、部材間には圧縮力が作用していることから、ヒンジに回転剛性が存在することは十分に考えられる。

まず脚部の回転剛性のみを変化させる解析を行なった。図-4.42にアーチクラウンの回転剛性はゼロのまま、脚部ヒンジの回転剛性を300kN・m/radとした場合(ケース1)と、600kN・m/radとした場合(ケース2)の解析結果を示す。実験と解析との最大荷重値の比はケース1が98.7kN/96.4kN(差分2%)、ケース2が98.7kN/116.0kN(差分18%)となり、最大耐力ではケース1が再現性の高い結果となった。しかしながら、両ケースとも実験と比べ、解析は正側の初期剛性が低く、履歴ループの面積が狭くなったことが相違点であった。

次に脚部の回転剛性を再現性の高かったケース1の300kN・m/radとして、アーチクラウンの回転剛性を変化させた解析を行った。図-4.43にクラウンの回転剛性を100kN・m/radとした場合(ケース3)と、1000kN・m/radとした場合(ケース4)の解析結果を示す。実験と解析



の最大荷重の比はケース3が98.7kN/97.7kN(差分1%)、ケース4が98.7kN/99.9kN(差分1%)となり、クラウンの回転剛性の変化が再現解析に与える影響は、脚部の回転剛性の変化の影響に対して少ない結果であった。これはクラウンのヒンジが回転の起こりやすいナックル形状をしていることが原因であると考えられる。

以上より、再現解析では脚部ヒンジの回転剛性の感度

が特に高く、最大耐力以外の、履歴ループなどの繰返し性能を含めた解析精度を向上させるには、脚部ヒンジを適切に評価することが重要であることが確認された。

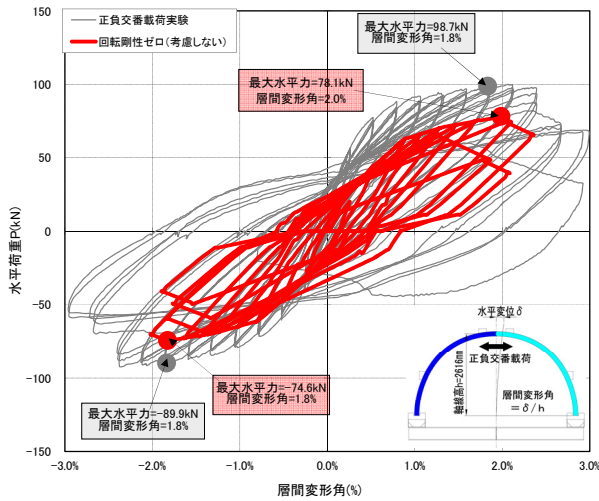


図-4.41 水平荷重-層間変形角の関係(ケース0)

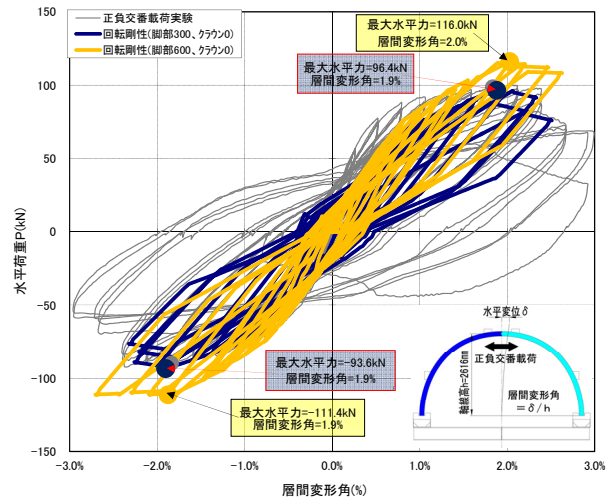


図-4.42 水平荷重-層間変形角の関係(ケース1、2)

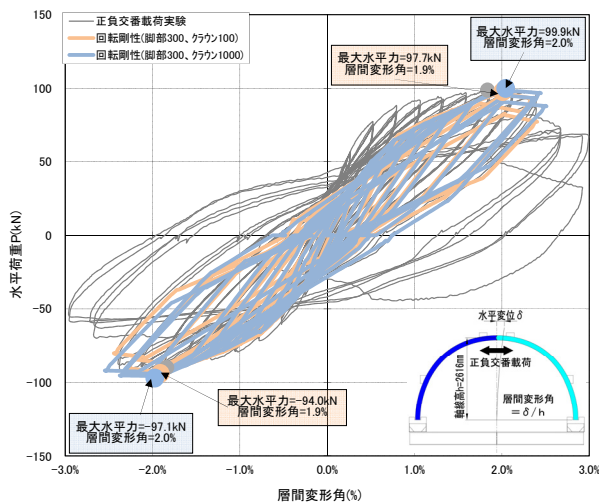


図-4.43 水平荷重-層間変形角の関係(ケース3、4)



5. 橋台背面にEPSを用いた構造の検証結果

5.1. 橋台背面に設置したEPS盛土の地震時挙動に関する検証

橋台背面に設置したEPS盛土の地震時挙動を正確に把握するため、縮尺模型を用いた動的載荷実験と数値解析による実験結果の検証を行った。

5.1.1. 遠心力場における模型実験

(1) 実験概要

土木研究所が有する大型動的遠心載荷実験装置を用いた模型実験を行った。実験では剛土槽を用いており、その土槽の内寸法は幅 1.5m×高さ 0.5m×奥行き 0.15m で

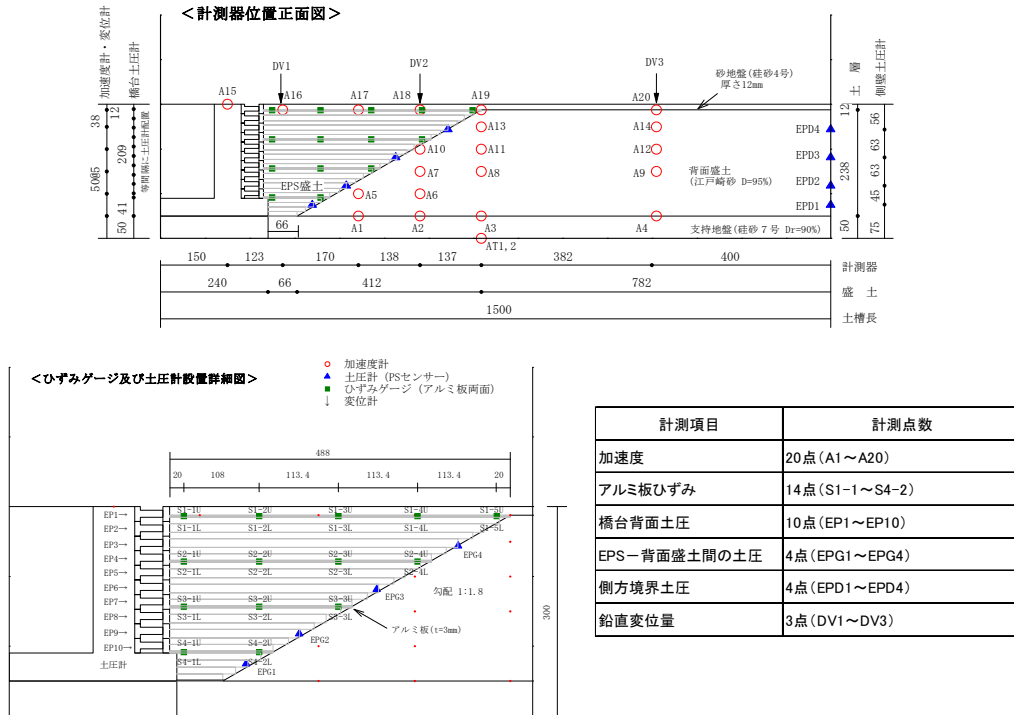


図-5.1 Case1 実験概要図 (単位 mm)

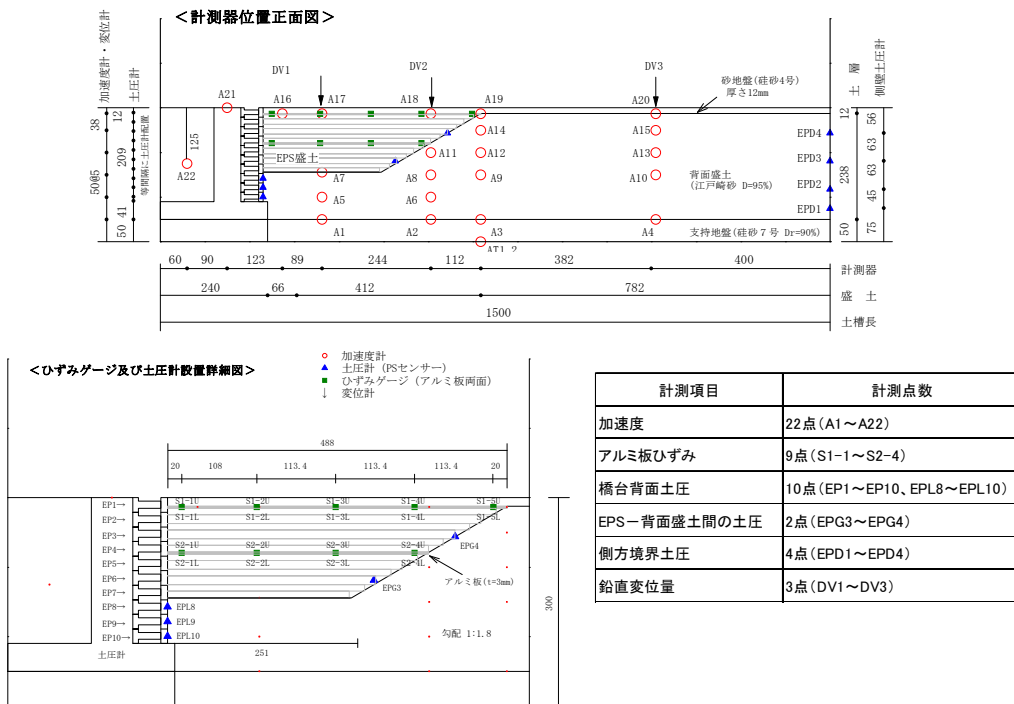


図-5.2 Case2 実験概要図 (単位 mm)

ある。剛土槽内に橋台模型、EPS 盛土および地盤の模型を設置・作成し、この土槽を遠心力載荷装置にセットして50Gの遠心加速度場で加振を行った。写真-5.1に模型セットアップ状況を示す。今回の実験では、地震時におけるEPS盛土と橋台の相互作用の分析が容易となるように、支持地盤を良質地盤にするとともに橋台模型を剛土槽に剛結した。

(2) 実験ケース

図-5.1、図-5.2に実験模型概要図を示す。本実験では、橋台背面のEPS盛土の形状の違いが橋台背面への作用力に与える影響を検証するため、形状の異なるEPS盛土を2ケース作成した。

EPS盛土は実施工で使用されている発泡スチロール(D-20<sup>40</sup>)を用いて模型を作製した。橋台はアルミ材を成形することで模型を作製し、EPS盛土内に設置される

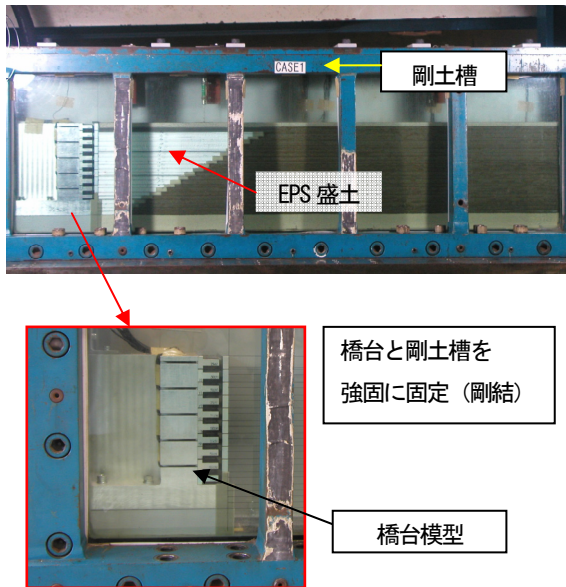


写真-5.1 模型セットアップ状況 (Case1)

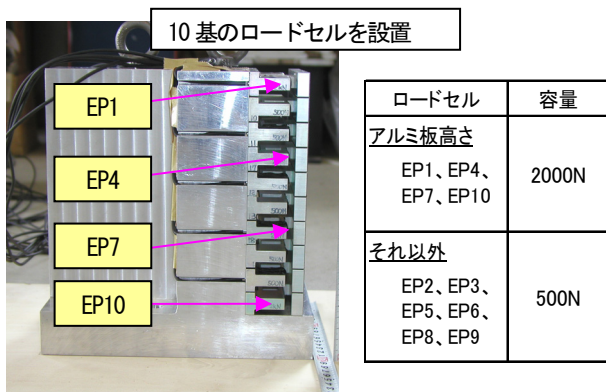


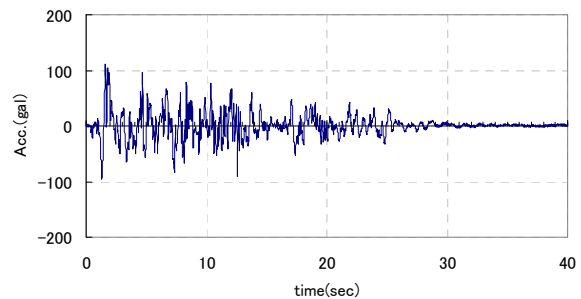
写真-5.2 ロードセル設置状況写真

コンクリート床版は単位体積重量が鉄筋コンクリートにほぼ等しいアルミ板を成形して模型を作製した。また、盛土部の表層にあたる舗装部は、単位体積重量がほぼ等しく粒径が荒い4号珪砂を用いて模擬した。なお、EPSについては、実施工状況を模擬するためブロック状に分割したEPSをステーブラーで結合し一体化を図った。

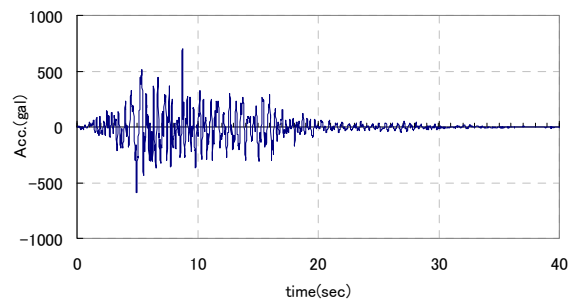
Case1では、盛土高さを238mmとし、支持地盤から1:1.8の勾配(安定勾配)でEPSを逆三角形形状で積み上げた。また、Case2では、Case1のEPS模型の中で底板から104mmの高さまで背面盛土材で置き換え、EPS模型の形状を台形に形成した。

(3) 実験模型の作製と計測器の配置

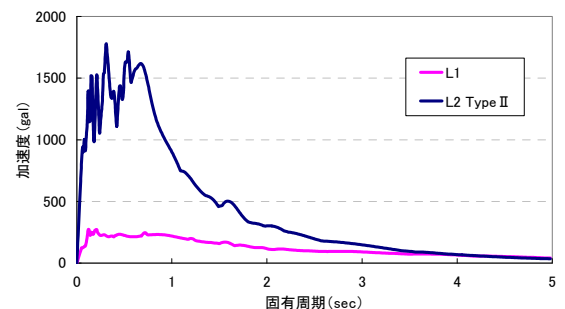
計測機器配置を図-5.1、図-5.2に示す。加速度計については、EPS盛土への設置が困難であったため、橋台模型とEPS盛土の最上面にあたるアルミ板上および背面盛



(a) 時刻歴波形 (L1)



(b) 時刻歴波形 (L2)



(c) 加速度応答スペクトル

図-5.3 入力地震動と加速度応答スペクトル

土内で設置した。

橋台背面への作用力は、写真-5.2 に示すような、橋台背面側に設置した 10 基のロードセルにより計測を行った。なお、ロードセルは容量が異なる 2 種類のものを用意し、アルミ板の慣性力を主に受けると予想されるロードセル (EP1、EP4、EP7、EP10) は容量が 2000N、それ以外

のロードセルは容量が 500N のものを使用した。

土圧については、EPS 盛土-背面盛土間の土圧と背面盛土の側方境界で発生する土圧の計測を行った。

表層の沈下量は、鉛直変位計により計測を行った。

アルミ板で発生したひずみは、ひずみゲージにより計測を行った。なお、ひずみゲージについては、同じ計測

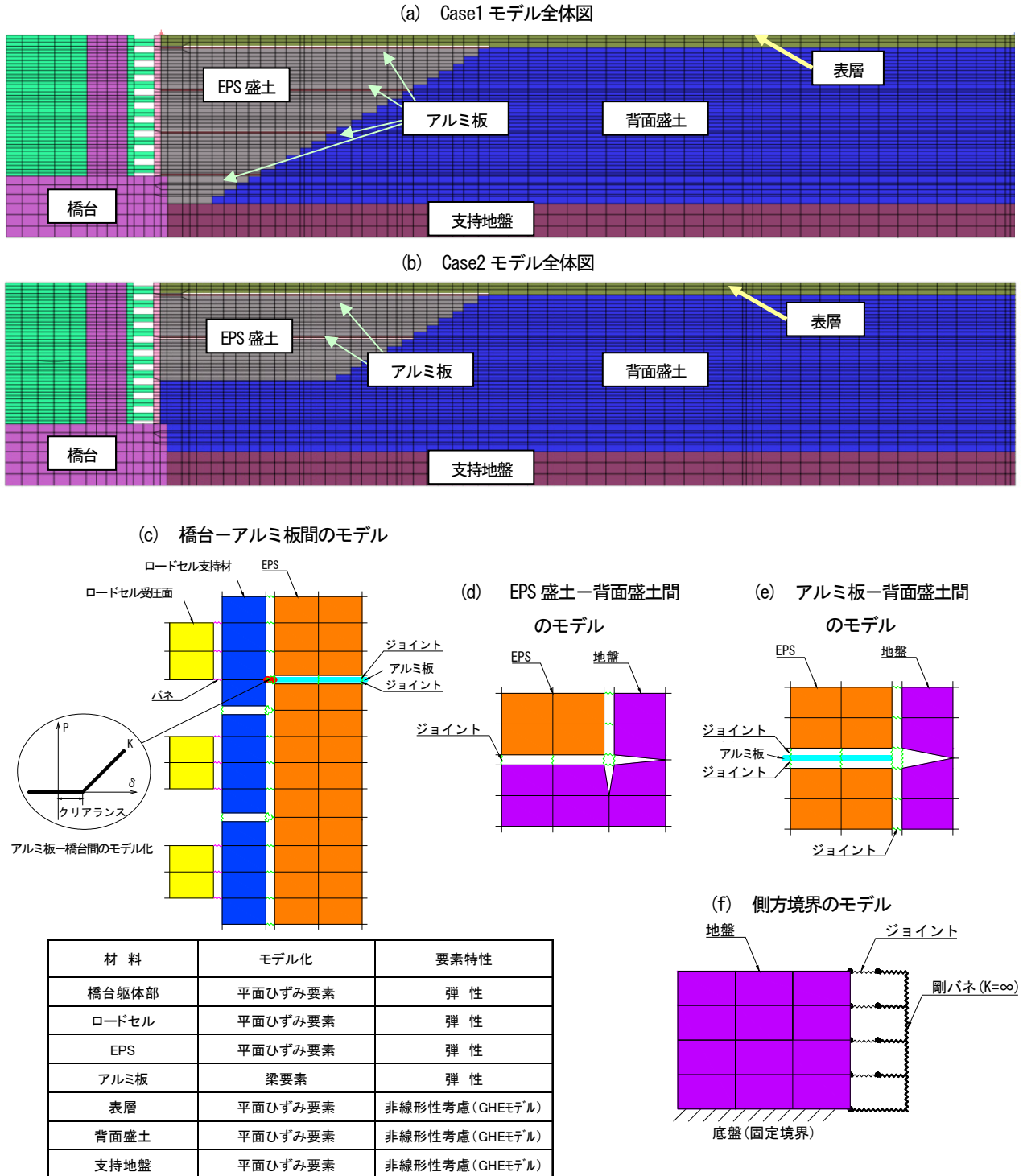


図-5.4 解析モデル図

位置でアルミ板の表裏に1枚ずつ貼ることで、曲げひずみ成分と引張ひずみ成分に分解できるようにした。

模型地盤については、以下の手順に従って作成を行った。

- ・ 気乾状態の東北硅砂 7号を用いて空中落下法により基礎地盤を作成した(相対密度は90%)。
- ・ 基礎地盤上に橋台模型およびEPSを設置した。
- ・ 江戸崎砂を用いて基礎地盤と同様に小段高さ(高さ9mmと12mm)毎に締固めながら背面盛土を作成した(締固め度はD=95%)。
- ・ 背面盛土の小段高さ(高さ9mmと12mm)に合わせて締固め、所定の位置に加速度計を埋設しながら、EPS盛土やアルミ板をはめ込んでいった。背面盛土を盛り上げていく際に、上位の盛土層と馴染みやすくするため、表面には引っ掻き傷をつけた。
- ・ 盛土と実験土槽ガラス面との摩擦を軽減するために、ガラス面にグリースを塗布した。
- ・ 舗装部にあたる最上部アルミ板の上に、気乾状態の東北硅砂4号を締固めながら表層の作成を行った。締め固めについては下層のEPS盛土や背面盛土が変形しないように留意しながら締め固めを行った。

#### (4) 載荷方法

実験では、Case1、Case2ともに道路橋示方書V編で定義されるL1およびL2に相当する地震波を土槽底面に与えた。

L1についてはI種地盤、L2についてはTypeIIのI種地盤の地盤面で定義された地震波を用いた。図-5.3に基本ケースであるCase1の入力地震動波形と加速度応答スペクトルを示す。なお、地震動の入力については、Case1、Case2とともにL1、L2の順番で連続的に加振を行なった。

### 5.1.2. 数値解析の概要

#### (1) 解析モデル

実験は、奥行き方向への影響が無い条件で行ったため、実験の再現解析は、2次元非線形有限要素法を用いた。図-5.4に解析モデルの概要を示す。モデル化については、橋台およびEPS盛土に線形平面ひずみ要素、アルミ板に線形はり要素、表層・背面盛土・支持地盤に非線形平面ひずみ要素(GHEモデル<sup>39)</sup>)を用いた。

EPS盛土-アルミ板間の動摩擦係数は別途の実験より得た値である0.75、EPS盛土-支持地盤間の動摩擦係数は文献14)で示されている0.6を用いた。EPS盛土-背

表-5.1 物性値の設定(静的解析:初期応力解析)

名称	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断剛性率 G (kN/m <sup>2</sup> )	ヤング率 E (kN/m <sup>2</sup> )	減衰定数 $h_0$
橋台	0.345	26.38	2.61E+07	7.02E+07	0.020
ロードセル支持部	0.345	0.00	1.00E+10	2.69E+10	0.020
ロードセル受圧部	0.345	120.90	1.00E+10	2.69E+10	0.020
EPS	0.075	0.20	3.09E+03	5.75E+03	0.020
表層	0.330	17.17	1.35E+04	3.80E+04	0.030
背面盛土	0.330	17.33	5.95E+04	1.58E+05	0.030
支持地盤	0.330	15.29	1.32E+05	3.52E+05	0.030
アルミ板	0.345	26.38	2.61E+07	7.02E+07	0.020

表-5.2 物性値の設定(動的応答解析)

名称	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	弾性波速度 $V_s$ (m/s)	せん断剛性率 G (kN/m <sup>2</sup> )	ヤング率 E (kN/m <sup>2</sup> )	減衰定数 $h_0$
橋台	0.345	26.38	-	2.61E+07	7.02E+07	0.020
ロードセル支持部	0.345	0.00	-	1.00E+10	2.69E+10	0.020
ロードセル受圧部	0.345	120.90	-	1.00E+10	2.69E+10	0.020
EPS	0.075	0.20	-	3.50E+03	7.53E+03	0.020
表層	0.450	17.17	240.0	1.01E+05	2.92E+05	0.030
背面盛土	0.450	17.33	240.0	1.02E+05	2.95E+05	0.030
支持地盤	0.450	15.29	250.0	9.74E+04	2.83E+05	0.030
アルミ板	0.345	26.38	-	2.61E+07	7.02E+07	0.020



面盛土間、橋台-EPS 盛土間の相互作用については、ジョイント要素を用いてモデル化することで地震時の接触・剥離現象を再現した。

橋台-アルミ板間のモデル化は、図-5.5 に示すような相互作用が起こることを想定し、クリアランス（遊間量が10mm）があるノーテンションばねによるモデル化を行った（以降、接続ばねモデルと呼ぶ）。

(2) 入力物性値

解析で用いた入力物性値を表-5.1、表-5.2 に示す。静的解析における地盤要素の物性値については、物性試験結果から設定し、動的応答解析に用いる地盤要素の物性

値は、せん断波速度を設定することで算出を行った。初期設定時の地盤材料の減衰定数は、文献(40)により砂の平均値0.03を用いることとした。

(3) 解析ケース

実験ケースである Case1、Case2 に対して再現解析を実施した。また、表-5.3、表-5.4 に示すような、アルミ板と橋台のクリアランス量を、接続ばねのパラメータとした感度解析を実施することとした。感度解析には、接続ばねを設置しないケースについても比較対象として実施をした。

5.1.3. 実験結果と解析結果の比較

実験と解析の比較結果について以下に示す。なお、本報告書では、基本ケースとなる Case1 の L2 の結果（解析ケース L2-1~L2-6）のみを示す。

(1) 橋台背面土圧

図-5.6 に、ケース L2-1 における代表的な計測点の主要動時間（4~10 秒）の時刻歴橋台背面土圧を示す。なお、橋台背面土圧の計測結果については、橋台と剛土槽

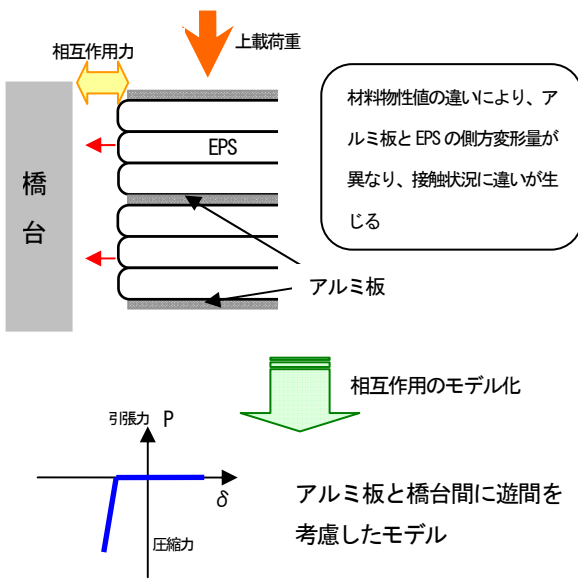


図-5.5 橋台-アルミ板間の相互作用イメージ

表-5.3 Case1 解析ケース

実験ケース	地震動レベル	解析ケース	アルミ板と橋台のクリアランス λ (mm)	背面盛土の Vs (m/s)
Case1	L2	L2-1	10	240
		L2-2	2	240
		L2-3	4	240
		L2-4	0	240
		L2-5	20	240
		L2-6	ばね無し	240
	L1	L1-1	10	240

表-5.4 Case2 解析ケース

実験ケース	地震動レベル	解析ケース	アルミ板と橋台のクリアランス λ (mm)	背面盛土の Vs (m/s)
Case2	L2	L2-1	10	240
		L2-2	2	240
		L2-3	4	240
	L1	L1-1	10	240

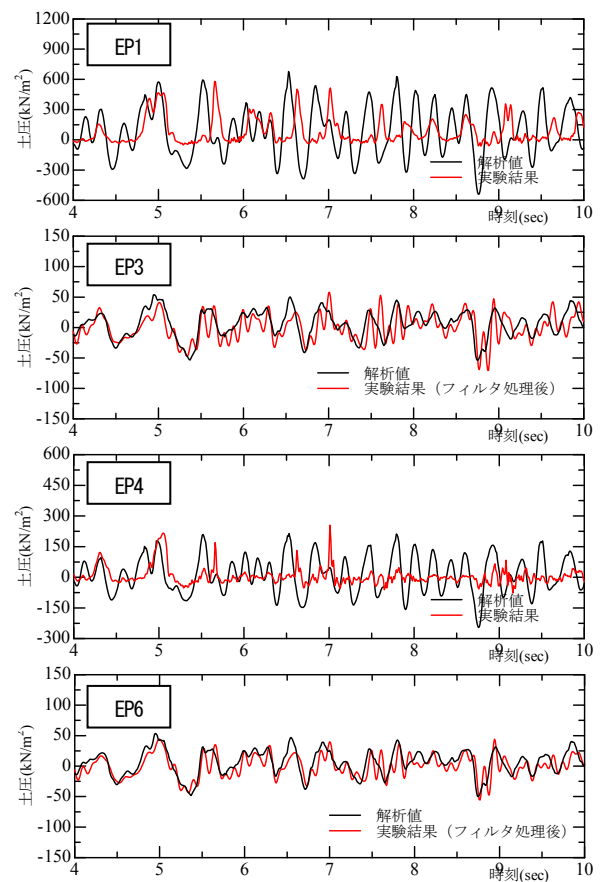


図-5.6 時刻歴の橋台背面土圧 (L2-1、4~10 秒)

が完全に固定されず加振時にロッキングが起こったと考えられる計測データが確認されたため、バンドパスフィルター（バンド幅 0.1~10Hz）による処理を行った。ここで、このバンド幅については、①入力波加速度と橋台天端部での加速度フーリエ解析を行った結果、10Hz 以上の領域で橋台天端部の応答で大きな増幅が確認されたこと、② EPS の固有周波数については文献10)や文献11)で求められており、スウェイモードで3Hz 程度、ロッキングモードで6Hz 程度とされていること、を踏まえて設定をした。

アルミ板の慣性力を受けると考えた計測点 EP1、EP4 は、その他の計測点より大きな土圧が発生した。EP1 における発生土圧については、解析結果の方が実験結果に比べて土圧が大きく、6 秒以降で位相のずれも大きくなった。また、EP4 での発生土圧についても、EP1 と同様に解析結果の方が実験結果に比べて土圧が大きく、6 秒以降で位相のずれが発生した。

一方、計測点 EP3、EP6 では、解析結果と実験結果は振幅および位相ともに概ね一致しており、精度良く実験結果を再現することができた。

図-5.7 に L2 地震時における橋台背面最大土圧分布の実験結果と感度解析の比較を示す。EP1、EP4 では、アルミ板と橋台とのクリアランスが 10mm より小さいケースである L2-2、L2-3 および L2-4 における作用土圧は、クリアランスが 10mm 以上のケースである L2-1、L2-5 や接

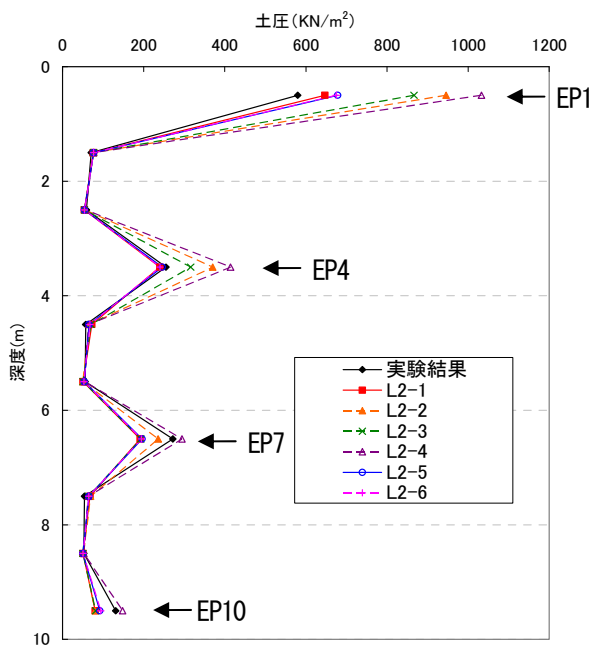


図-5.7 橋台背面への最大作用土圧分布の比較

続ばねを設置しないケース L2-6 の作用土圧に比べて 1.5 倍ほど大きくなった。作用力に関する実験の再現性という点では、実験結果と最も良く一致したのはケース L2-1 であった。

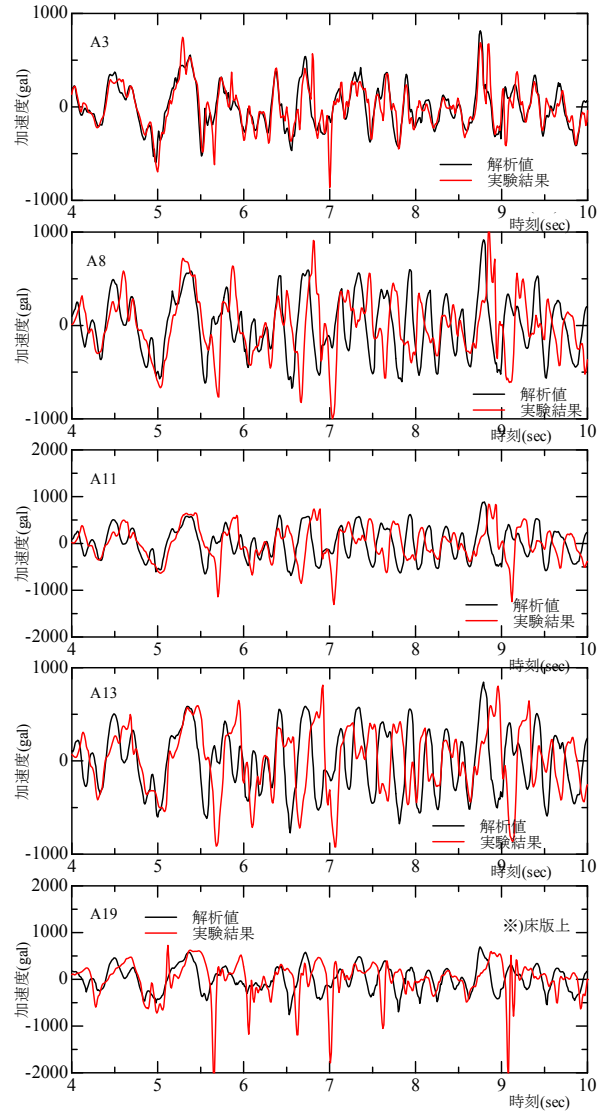


図-5.8 応答加速度の履歴 (L2-1、4~10 秒)

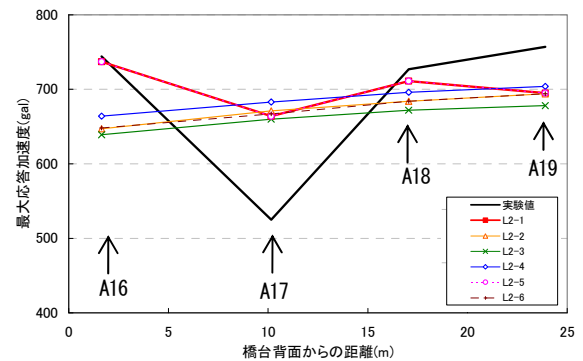


図-5.9 最大応答加速度感度解析結果 (正方向)

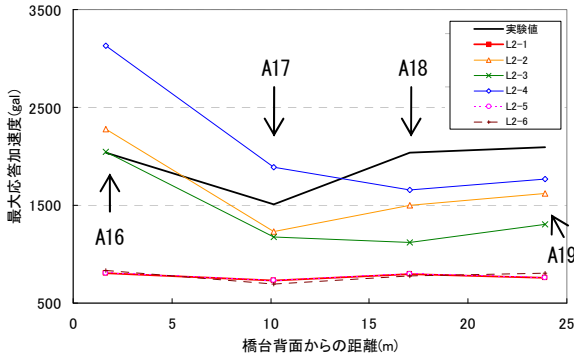


図-5.10 最大応答加速度感度解析結果（負方向）

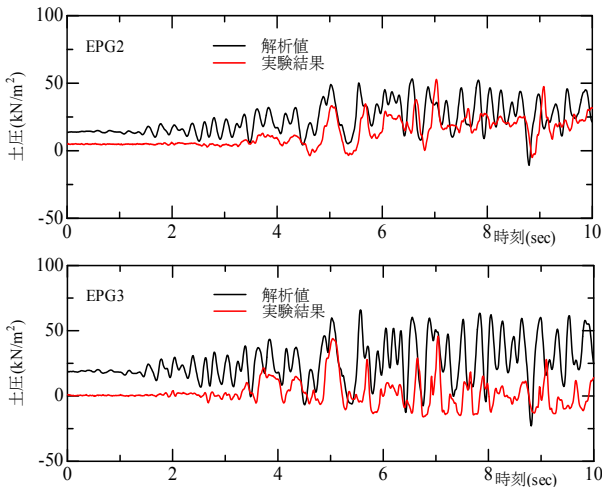


図-5.11 EPS 盛土-背面盛土間の発生土圧（ケース L2-1）

EP7、EP10 においても、EP1、EP4 と同様にケース L2-2、L2-3、L2-4 が他のケース比べて大きな値を示したが、実験結果に最も近い値を示したのは、ケース L2-3 であった。一方、EP1、EP4、EP7、EP10 以外の土圧計測点では解析ケース間での差がほぼ無く、実験結果とも概ね一致した。

(2) 応答加速度

図-5.8 に、ケース L2-1 における代表的な計測点の応答加速度履歴（主要動 4～10 秒）を示す。

計測点位置が橋台天端に近い程（加速度番号が大きくなる程）、解析結果と実験結果の間で振幅および位相のずれが大きくなった。特にアルミ板上の計測点である A19 の実験結果では 5.7 秒、7.0 秒、9.1 秒あたりで負側の応答（橋台背面側への加速）で応答が急に跳ね上がるようなスパイク状の計測値が発生したが、解析ではこのような現象を再現できなかった。

アルミ板上に設置した計測点 A16～A19 での最大応答加速度の感度解析結果を示す。図-5.9 に正方向（橋台側方向）、図-5.10 に負方向（橋台背面側方向）の感度解析

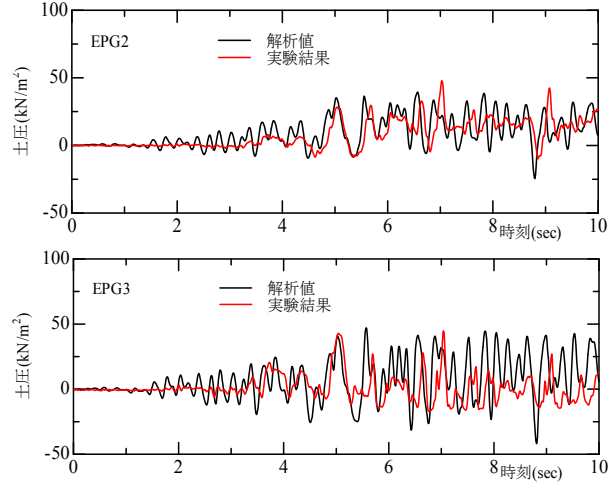


図-5.12 EPS 盛土-背面盛土間の増分土圧（ケース L2-1）

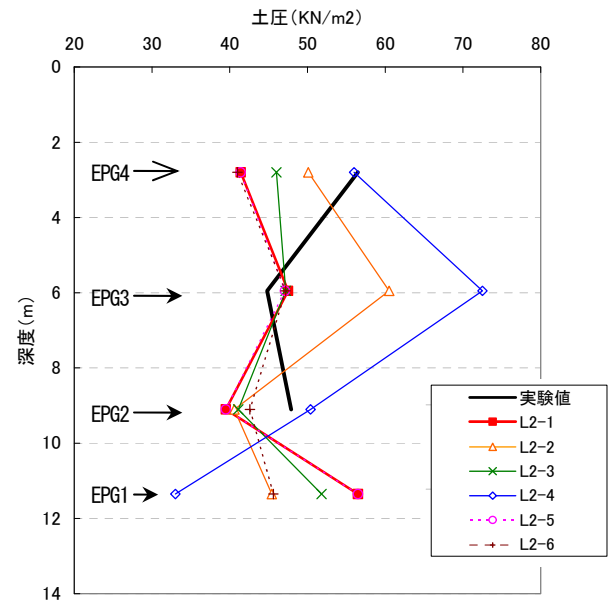


図-5.13 EPS 盛土-背面盛土間の最大増分土圧感度解析結果

結果を示す。

正方向については、図-5.9 に示すように A17 を除いて、ケース L2-1 が実験結果と概ね一致した。A17 においては、全てのケースで解析結果が実験結果と大きく乖離している。解析は、アルミ板と橋台とのクリアランスをパラメータとしていることより、A17 の解析値がいずれのケースとも一致しなかったことは、その要因はクリアランス量以外にあるものと考えられる。

負方向については、図-5.10 に示すように、クリアランス量が 10mm より大きいケース L2-1、L2-5 および接続バネを設けない L2-6 の再現解析結果が、実験結果との乖離が大きくなった。また、ケース L2-2 においては、比較

的実験結果との再現性は高いが、橋台背面からの距離が遠くなる程、実験の再現性が低くなった。

(3) EPS 盛土一背面盛土間土圧

図-5.11 に時刻歴の EPS 盛土一背面盛土間発生土圧を、図-5.12 に時刻歴の EPS 盛土一背面盛土間増分土圧を示す。EPS 盛土一背面盛土間発生土圧については、初期状態から整合していなかったため、ここでは図-5.12 に示す増分土圧による比較を行った。

計測点 EPG2 の時刻歴増分土圧については、解析値は実験値と振幅および位相において概ね一致した。計測点 EPG3 においては、5 秒あたりまで概ね一致していたが、それ以降は位相のずれが発生しており、実験結果から乖離する結果となった。

図-5.13 に EPS 盛土一背面盛土間最大増分土圧の感度解析結果を示す。なお、実験における計測点 EPG1 で計器の不備があったため、実験結果のプロットから削除した。

EPS 盛土一背面盛土間の最大増分土圧については、どのケースにおいても分布形状が実験結果を再現できておらず、土圧の値も実験結果からの乖離が大きいため、再現性は低かった。このため、今回の解析では EPS一背面盛土間の地震時挙動を正確に把握することはできなかった。

(4) 実験および解析結果の考察

橋台と EPS 盛土間の接続ばねモデルの感度解析の結果、接続ばねモデルについては、クリアランス量の設定が橋台背面土圧や背面盛土の応答加速度等の解析結果に与える影響が大きいことがわかるとともに、この接続ばねモデルを用いることで、実験結果を概ね再現できることが明らかとなった。

5.2. 実際の設置状況が考慮された橋台背面に発泡スチロールを用いた構造の地震時挙動

本検討では、実施工をより模擬するため、橋台を土槽に固定するのではなく、図-5.14 に示すような杭基礎に支持された逆 T 型橋台を想定した実構造物モデルを対象として、2次元 FEM 非線形時刻歴応答解析を行った。さらに解析で得られた知見を検証するために、遠心場における加振実験を行った。

5.2.1. 実構造物を対象とした2次元FEM非線形時刻歴応答解析

EPS 盛土中に設置される鉄筋コンクリート製の中間床版の有無が地震時に橋台に与える影響を検討するために、中間床版がない場合 (CASE1)、中間床版がある場合 (CASE2) の2ケースについて2次元FEM非線形時刻歴応答解析を行った。

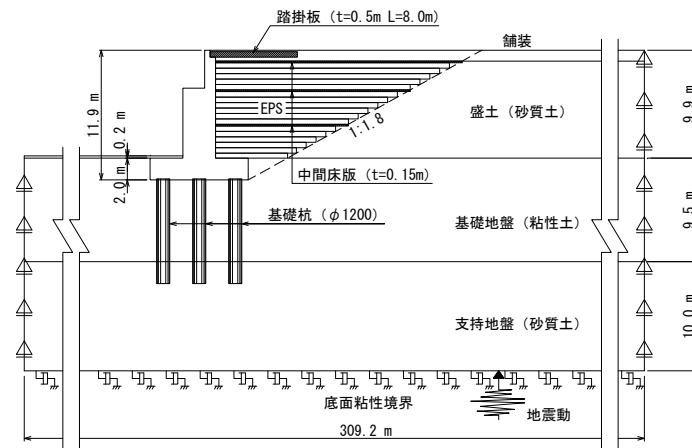


図-5.14 解析モデル図 (CASE2: 中間床版有り)

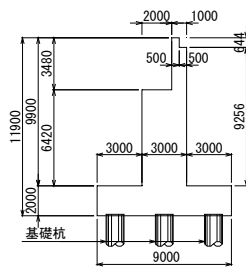


図-5.15 橋台寸法(単位: mm)

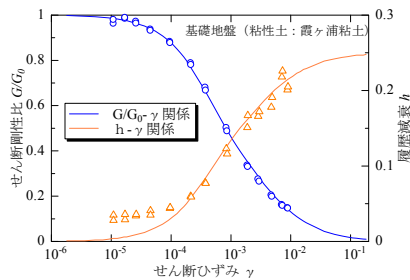


図-5.16 G- $\gamma$ 、h- $\gamma$ フィッティングの関係



(1) 検討条件

構造条件については、文献 41) で整理された軽量盛土材 EPS の採用実績が多い事例に基づき、図-5.14 のように設定した。橋台は図-5.15 に示すような L2 に対して、道路橋示方書 V 編の橋脚の設計法を準用し、地震時保有水平耐力法の照査を満足する構造とした。基礎は杭径 1.2m の場所打ち杭とした。EPS は橋台背面に逆台形で背面勾配 1:1.8 の形状とした。中間床版を考慮する CASE2

では、高さ 3m 毎に厚さ 15cm の中間床版が設置されるものとした。

地盤条件については、文献 42) に基づき、表-5.5 のように設定した。解析モデルについては、橋台、EPS、地盤を平面ひずみ要素でモデル化した。粘性土、盛土材の非線形特性は GHE モデルを用いた。GHE モデルのパラメータの設定にあたっては、図-5.16 に示すように、別途土木研究所で行った土質試料の動的変形試験結果に対して

表-5.5 地盤条件

No.	層構成	地質	層厚 (m)	平均 N 値	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	せん断剛性 (kN/m <sup>2</sup> )	初期減衰定数	変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )	弾性波速度 (m/s)	ポアソン比
1	盛土	砂質土	9	10	18	54562	0.03	28000	172	0.33
2	基礎地盤	粘性土	9.5	2	17	27537	0.02	168000	126	0.33
3	支持地盤	砂質土	10	50	19	168405	0.03	140000	295	0.33
4	基盤	—	—	—	19	174490	0.03	348980	300	—

表-5.6 構造物性値

対象	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	せん断剛性 (kN/m <sup>2</sup> )	初期減衰定数	変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比
EPS	0.2	3500	0.05	7325	0.075
橋台	24.5	10711225	0.05	25000000	0.167
舗装	21	38462	0.03	100000	0.300

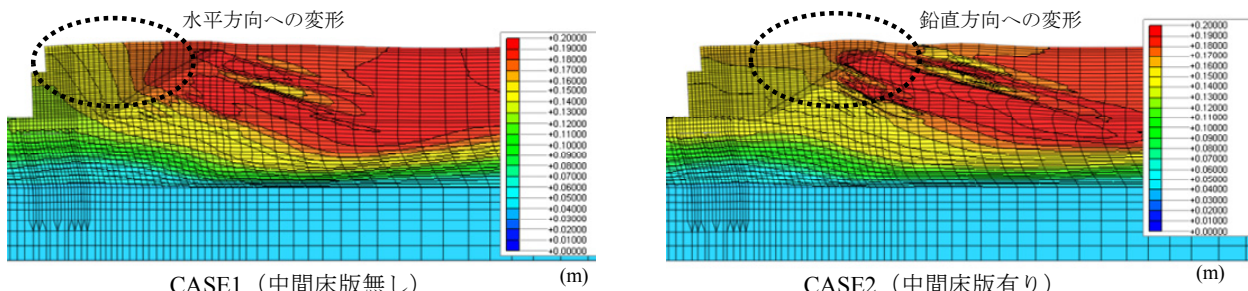


図-5.17 変形コンター図 (t=7.30s)

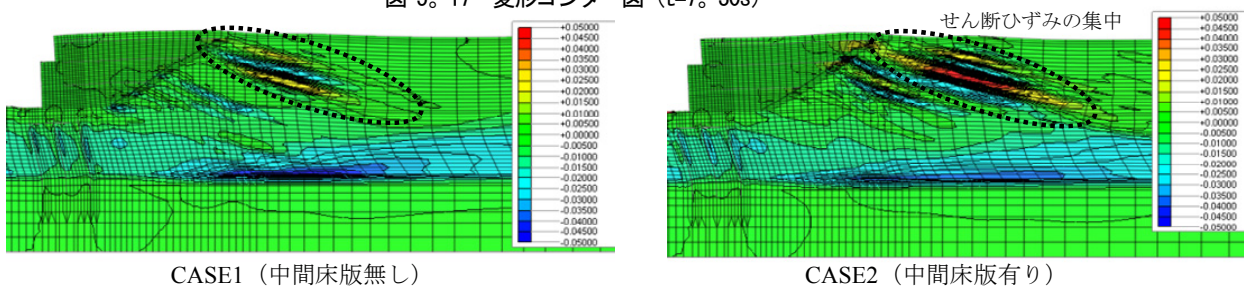


図-5.18 せん断ひずみコンター図 (t=7.30s)

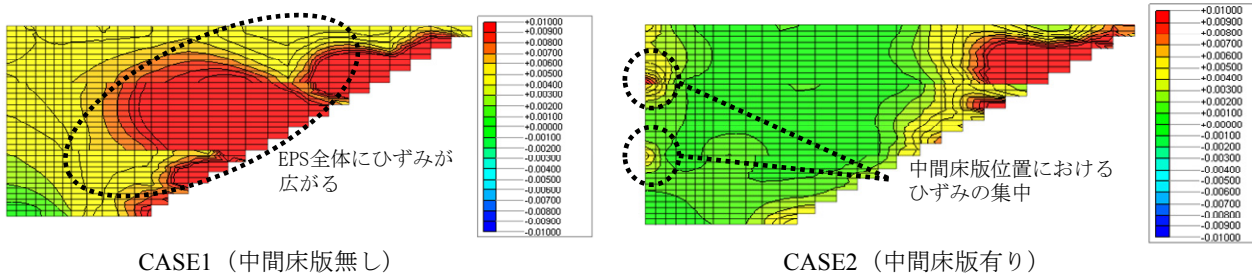


図-5.19 EPS 内の最大せん断ひずみコンター図

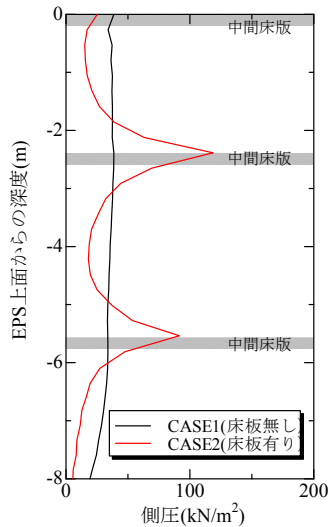


図-5.20 橋台背面に作用する側圧分布

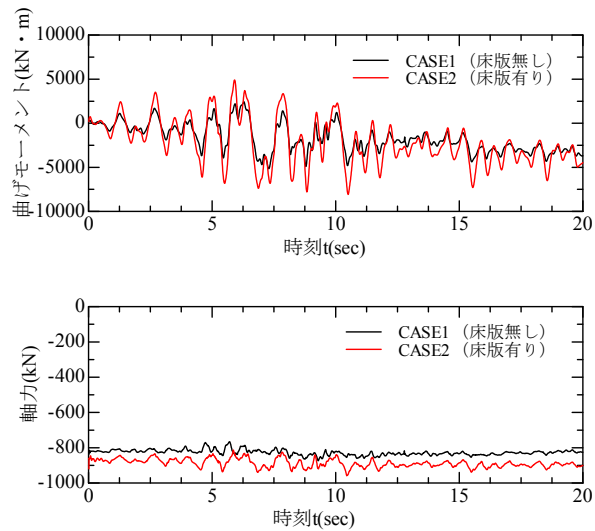


図-5.21 橋台基部の応答断面力の時刻歴

フィッティングを行った。

EPS、橋台、舗装の構造物性値を表-5.6 に示す。杭、中間床版は梁要素、杭と地盤は受働土圧強度に基づく上限値を有するジョイント要素でモデル化した。側方境界は水平ローラーとし、底面境界は粘性境界とする。EPS内に設置される中間床版と橋台は20mm程度の緩衝材が設置されるものとして、緩衝材の剛性を考慮したジョイント要素を設けた。地震動は、道路橋示方書V編に示されるL2のうち、I種地盤のタイプII地震動(II-I-1)とし、これを解析モデルの基盤から入力した。

## (2) 解析結果

変形コンターを図-5.17に、せん断ひずみコンターを図-5.18に示す。中間床版がないCASE1では、EPSが水平方向に変形しているのに対して、中間床版があるCASE2ではEPSとその背面の盛土との境界付近が鉛直方向に盛り上がる現象がみられる。また、せん断ひずみコンターにおいては、CASE2において、EPSの背面の盛土内部からEPSとその背面の盛土との地表面付近の境界に向かって、せん断ひずみがライン状に集中しており、最大せん断ひずみが5%程度に達している。一方、CASE1でも同様にライン状に集中しているが、最大せん断ひずみは2.5%程度に収まっている。図-5.17、図-5.18より中間床版があるCASE2では、EPSの背面の盛土がEPS全体を押し上げている傾向がみられる。

EPS内の最大せん断ひずみ分布を図-5.19に示す。中間床版がないCASE1では、EPSの背面から前面にかけて広くひずみが分布している。一方、中間床版があるCASE2

では、EPS内にせん断ひずみは発生せず、背面盛土や橋台との境界部にひずみが集中している。

橋台背面の最大側圧分布を図-5.20に示す。CASE1では、高さ方向に均等に土圧が作用しているのに対して、CASE2では、中間床版位置に大きな土圧が作用していることがわかる。これらのことからCASE1ではEPSの背面土の変形がEPSを介して橋台に伝達されているのに対して、CASE2では背面土の変形が中間床版を介して橋台側に伝達されていることがわかる。橋台基部に発生する曲げモーメントおよび軸力の時刻歴を図-5.21に示す。中間床版があるCASE2の方が、CASE1に対して常に大きな断面力が作用していることから、橋台躯体の設計においては留意が必要となる可能性があることがわかる。

## 5.2.2 遠心模型実験による橋台とEPSの地震時相互作用の評価

橋台背面にEPSを設置した場合における橋台とEPSの地震時相互作用を評価することを目的として、遠心模型実験を実施した。

### (1) 実験概要

本実験では橋台、EPS盛土、杭および上部構造をモデル化し、基礎地盤は砂質土および軟弱粘性土を対象として、50Gの遠心加速度場において圧密、加振を行った。写真-5.3に模型のセットアップ状況を示す。

### (2) 実験模型

実験模型は、図-5.22に示すように、幅1.5m×高さ0.5m×奥行き0.15m(内寸法)の鋼製剛土槽内に縮尺1/50で

モデル化した。剛土槽と地盤の境界面については、粘性土地盤作製時の圧密により地盤を乱す懸念があること、橋台模型と土槽境界との距離が十分離れていること、橋台の地震時挙動に対する土槽境界の影響は少ないものと考えられることから緩衝材を用いなかった。EPS 盛土の

模型は実施工で使用されている発泡スチロール (D-20 : 単位体積重量  $0.2\text{kN/m}^3$ ) を用い、実施工状況を模擬するためブロック状に分割した EPS をステープレで結合して一体化した。EPS の配置形状は、設置面の盛土部が 1:1.8 の安定勾配となるように逆三角形とした。EPS

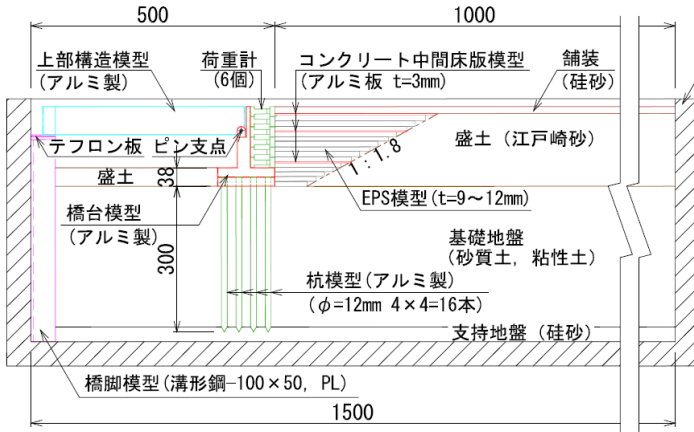


図-5.22 実験模型 (EPS 盛土のケース、モデル寸法 : mm)

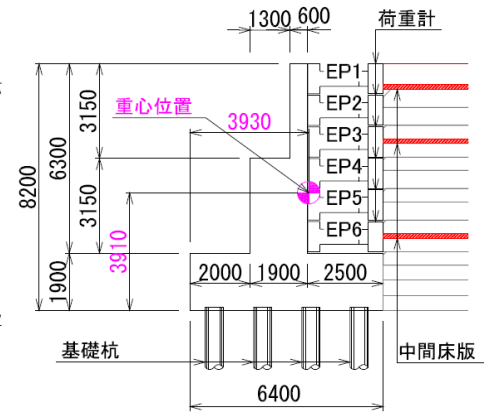


図-5.23 橋台形状図  
(EPS 盛土のケース、モデル寸法 : mm)

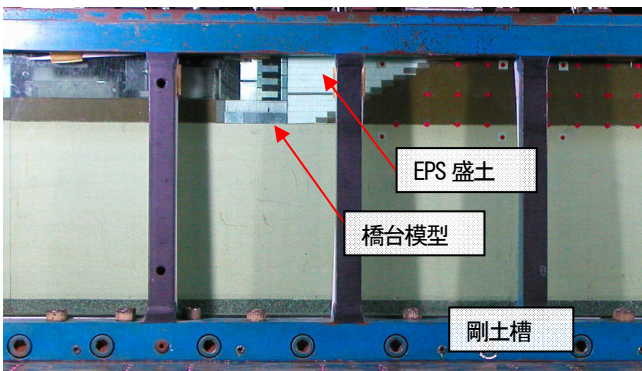


写真-5.3 セットアップ状況  
(砂質土地盤、EPS 盛土のケース)

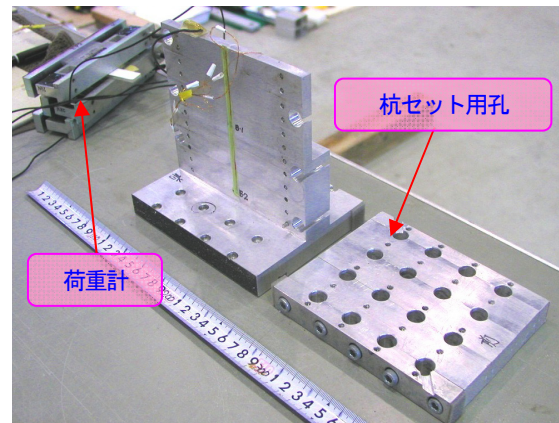


写真-5.4 橋台模型

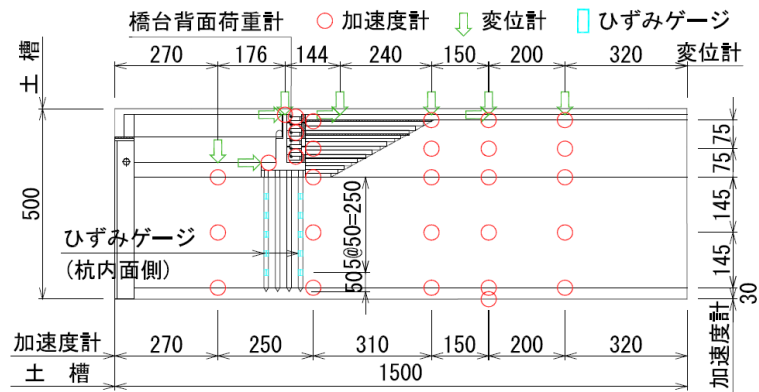


図-5.24 計測位置図 (EPS 盛土のケース、モデル寸法 : mm)



表-5.7 模型質量

模型名称	モデル質量 (N)	備考
橋台	25.53	6個合計
荷重計	40.16	
上部構造	33.64	

表-5.8 地盤材料

土構造物模型		盛土	基礎地盤		支持地盤
地盤材料		江戸崎砂	粘性土	7号珪砂	3号珪砂
物理 粒度	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.709	2.746	2.645	2.654
	礫分含有量 (%)	0.5	0.0	0.0	1.8
	砂分含有量 (%)	90.3	7.8	94.8	98.2
	シルト含有量 (%)	5.0	55.2	5.2	—
	粘土分含有量 (%)	4.2	37.0	—	—
	均等係数 $U_c$	3.64	—	1.57	1.49
安定化 締め	平均粒径 $D_{50}$ (mm)	0.243	0.015	0.169	1.280
	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.637	—	—	—
	最適含水比 $\omega_{opt}$ (%)	16.9	—	—	—
強度 定数	試験方法	A-b法	—	—	—
	粘着力 $C_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	4.5	43.9	34.4	—
	せん断抵抗角 $\phi_d$ (°)	33.6	22.5	40.2	—

表-5.10 実験解析ケース

	基礎地盤	背面盛土	入力地震動
Case-1	粘性土	EPS盛土	L1
Case-2			L2
Case-3		普通盛土	L1
Case-4			L2
Case-5		なし	L1
Case-6			L2
Case-7	砂質土	EPS盛土	L1
Case-8			L2
Case-9		普通盛土	L1
Case-10			L2
Case-11		なし	L1
Case-12			L2

盛土内に設置される鉄筋コンクリート製の中間床版については、単位体積重量がコンクリートに近いアルミ板を用いて模擬し、この表面に珪砂を貼り付けEPSとの摩擦を確保した。橋台模型は背面にEPSを有する橋台の施工事例を参考に、図-5.23に示す高さ8.2mの逆T式橋台を想定し、躯体基部の曲げ剛性が想定した橋台と等価となるようアルミ材を成型し作製した(写真-5.4)。橋台基礎は杭基礎とし、想定した鋼管杭と等価な曲げ剛性となるアルミパイプを16(4×4)本配置した。また、上部構造は支間長50mの単純鋼桁を想定し、橋台が分担する上部構造重量が等価となるようアルミ材を加工し作製した。表-5.7に橋台模型、荷重計および上部構造模型の質量を示す。荷重計の質量は6個合計で40.16(N)と橋台質量25.53(N)に対して大きく、これを背面に設置した橋台模型の重心は、図-5.23に示すように橋台背面側に偏

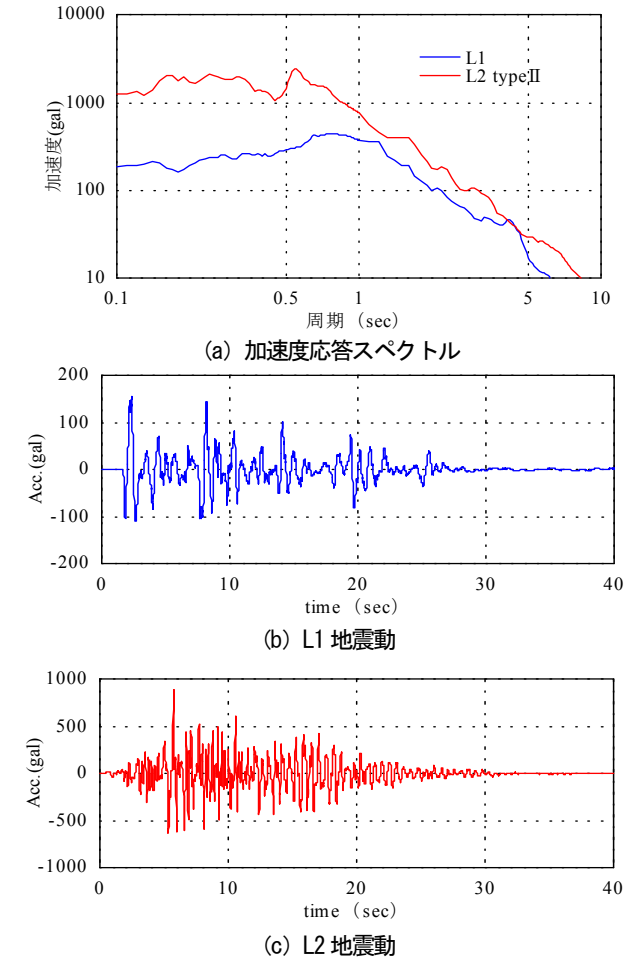


図-5.25 入力地震動の加速度応答スペクトルおよび波形

心させた。支点条件は、橋台部は上部構造と橋台をボルトで接合したピン支点とし、橋脚部はテフロン板を配置して可動条件とした。

実験に用いた地盤材料を表-5.8に示す。地盤模型の作製にあたっては、気乾状態の3号珪砂を変形が生じないよう十分に突き固めて支持地盤を形成し、その上に基礎地盤を作製した。基礎地盤が砂質土のケースでは、気乾状態の7号珪砂を用い、相対密度 $Dr=85\%$ になるように突き固めた。基礎地盤が粘性土のケースでは、事前に圧密粘土地盤を作製した。

圧密粘土地盤の作製は、スラリー状の粘土上に背面盛土重量に相当する錘を載せた有孔載荷板を設置し、目標圧密圧力135.9kPaとなるよう遠心模型実験装置により遠心力を載荷して行った。背面盛土には江戸崎砂を用い、盛土と実験土槽ガラス面との摩擦を軽減するためにガラ



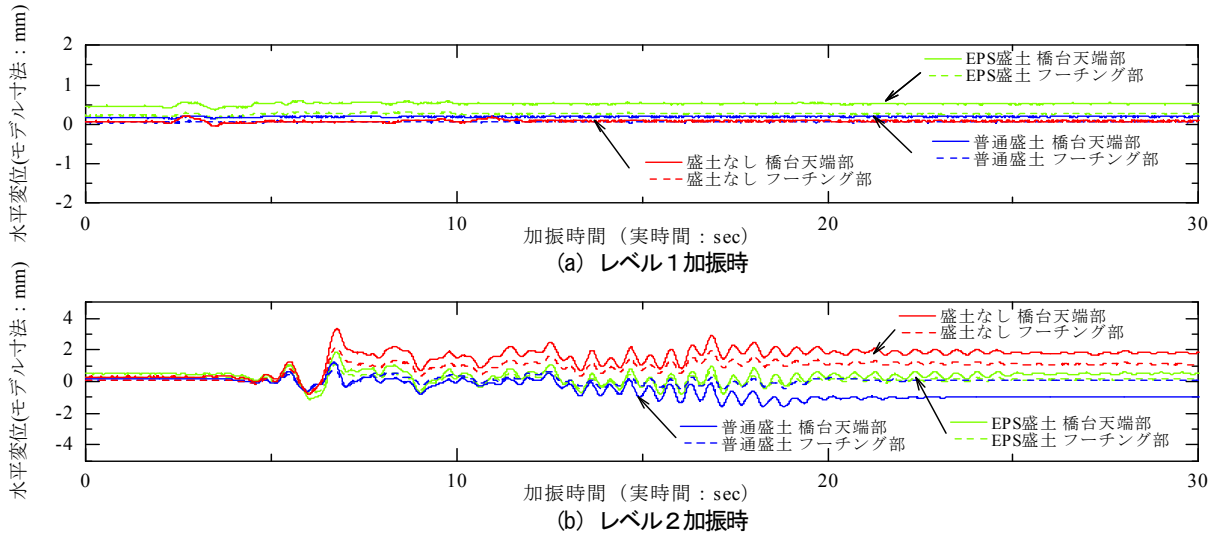


図-5.26 橋台天端およびフーチング部の時刻歴応答水平変位 (砂質地盤)

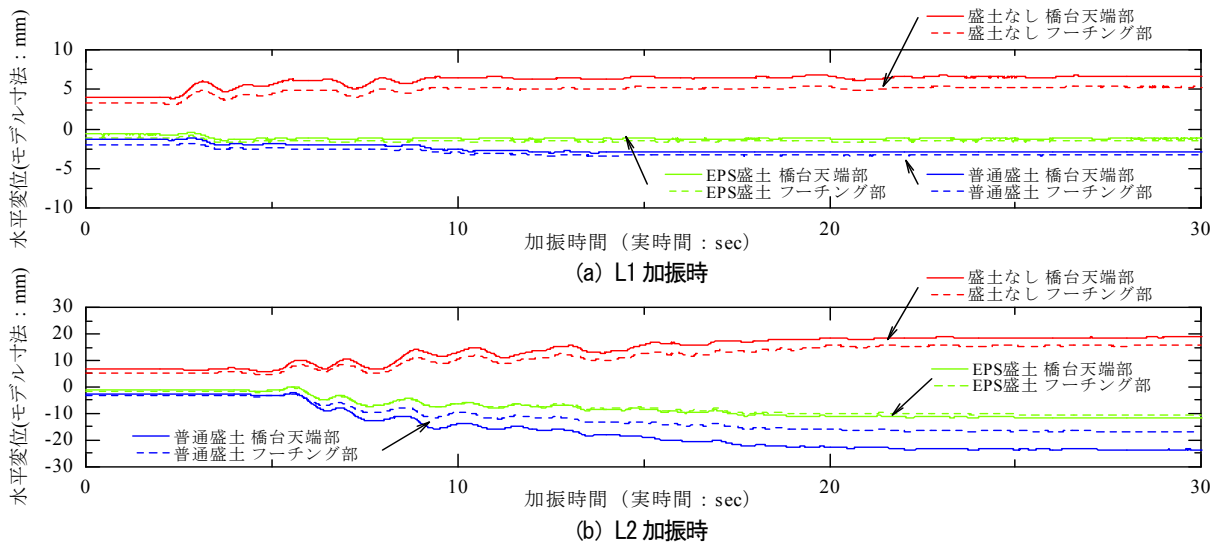


図-5.27 橋台天端およびフーチング部の時刻歴応答水平変位 (粘性土地盤)

面にグリースを塗布した後、基礎地盤が変形しないよう慎重に締め度  $D_c=90\%$  となるよう突き固めた。また、盛土部の表層にあたる舗装部は、単位体積重量がほぼ等しい4号砂を用いて模擬した。

図-5.24 に各種計測センサー位置を示す。橋台背面への作用力は、橋台背面側に設置した6基の荷重計により計測を行った。なお、荷重計は盛土との摩擦を確保できるようにサンドペーパーを貼り付けコンクリート面を模擬した。また、橋台および周辺土表面の水平変位および鉛直変位を計測するために変位計を、橋台および周辺盛土、基礎地盤の応答加速度を計測するため加速度計を図に示す位置に配置した。

### (3) 実験ケース

本研究では橋台の地震時挙動を明確にするため、比較

の目的で背面が一般的な盛土のケースや背面盛土がないケースについても実験を行い、表-5.10 に示した12ケースについて評価を行った。入力地震動は道路橋示方書V編で定義されるL1およびL2に相当する地震波を土槽底面に与えた。L1についてはI種地盤の地盤面で定義された地震波、L2についてはType IIのI種地盤の地盤面で定義された地震波(II-I-2)を用いた。実験に用いた入植地震動の標準加速度応答スペクトルおよび入力地震動波形を図-5.25 に示す。地震動の入力については、全ての実験ケースにおいてL1、L2の順番で連続的に加振した。

### (4) 実験結果

#### i) 橋台の時刻歴応答水平変位

橋台天端およびフーチング上面の時刻歴応答水平変位は、橋台背面方向を正として図-5.26、図-5.27 に示す。

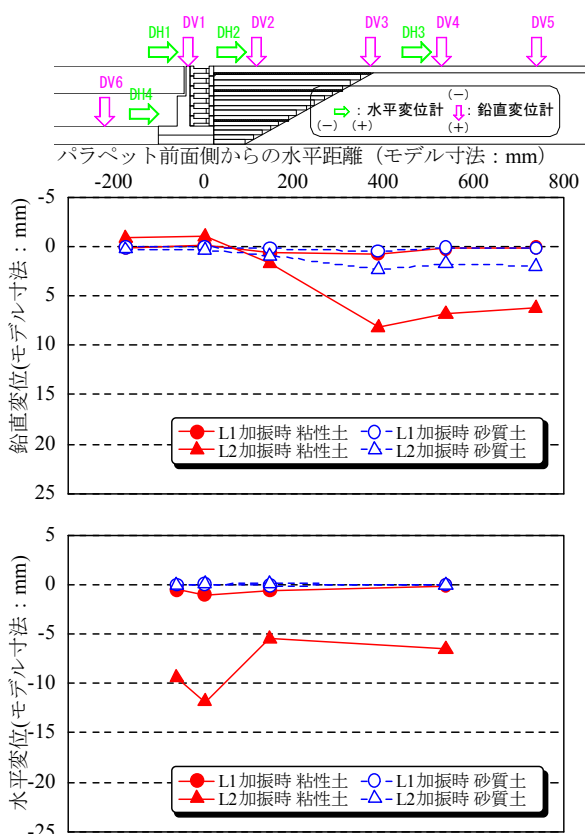


図-5.28 鉛直方向および水平方向の残留変位 (EPS 盛土のケース)

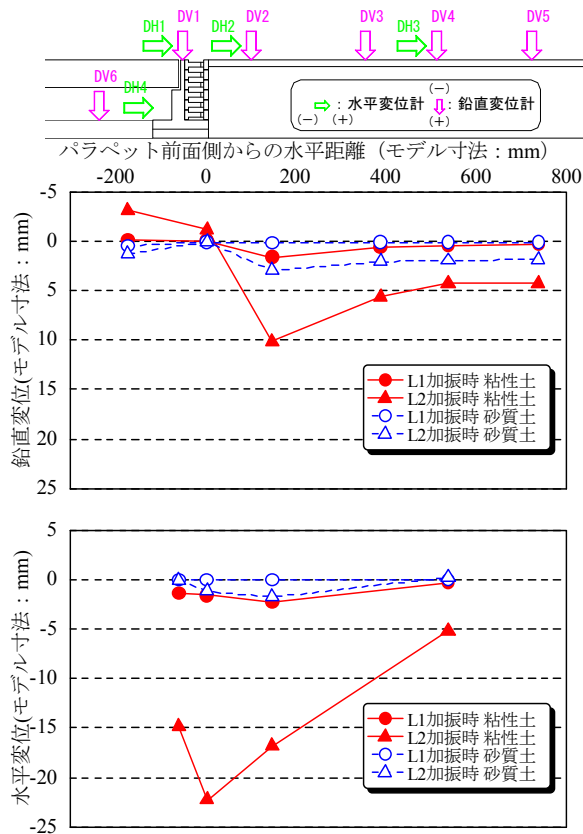


図-5.29 鉛直方向および水平方向の残留変位 (普通盛土のケース)

水平変位は遠心力載荷前を基準としているため、L1 加振時の0秒変位は死荷重時変位を示している。

・ **基礎地盤が砂質土の場合**

基礎地盤が砂質土の場合の L1 加振時においては、いずれの背面盛土条件においても加振による応答変位はほとんど見られなかった。L2 加振時においては、盛土なしのケースでは橋台背面方向に、普通盛土のケースでは橋台前面方向に水平変位が生じ、EPS 盛土のケースではほとんど水平変位が生じなかった。

盛土なしのケースで橋台背面方向への水平変位が生じたのは、橋台背面に取り付けた荷重計の重量により橋台背面方向に回転するモーメントが生じたためと考えられる。

一方、橋台背面に EPS 盛土や普通盛土があるケースでは背面土が荷重計の自重により橋台背面方向へ生じようとする変位に抵抗するとともに、普通盛土のケースでは地震時土圧が橋台背面に作用したことで橋台前面側への水平変位が生じたものと考えられる。また、盛土なしのケースおよび普通盛土のケースでは、加振中に橋台天端部とフーチング上面の相対変位が大きくなっており L2 加振により橋台に回転変位が生じたことがわかった。

・ **基礎地盤が粘性土の場合**

基礎地盤が粘性土の場合では、いずれの加振条件でも、EPS 盛土のケースおよび普通盛土のケースでは橋台前面方向に、盛土なしのケースでは橋台背面方向に水平変位が生じており、EPS 盛土のケースにおける橋台の水平変位挙動は盛土なしのケースよりも普通盛土のケースに近いことがわかった。これは、EPS 盛土のケースにおいても普通盛土のケースと同様に橋台背面に地震時土圧が作用したことによるものと考えられる。また、L2 加振時には盛土なしのケースおよび普通盛土のケースで加振中に橋台天端部とフーチング上面の相対変位が大きくなっており、L2 加振により橋台に回転変位が生じたことがわかった。

ii) **残留変位状況**

背面盛土条件ごとの L1 加振時、L2 加振時の遠心載荷後の死荷重時を基準とした鉛直方向および水平方向の残留変位を図-5.28～図-5.30 に示す。いずれのケースにおいても、基礎地盤が粘性土のケースの方が、基礎地盤が砂質土のケースに比べて鉛直変位、水平変位ともに大きくなった。

・ **基礎地盤が砂質土の場合**

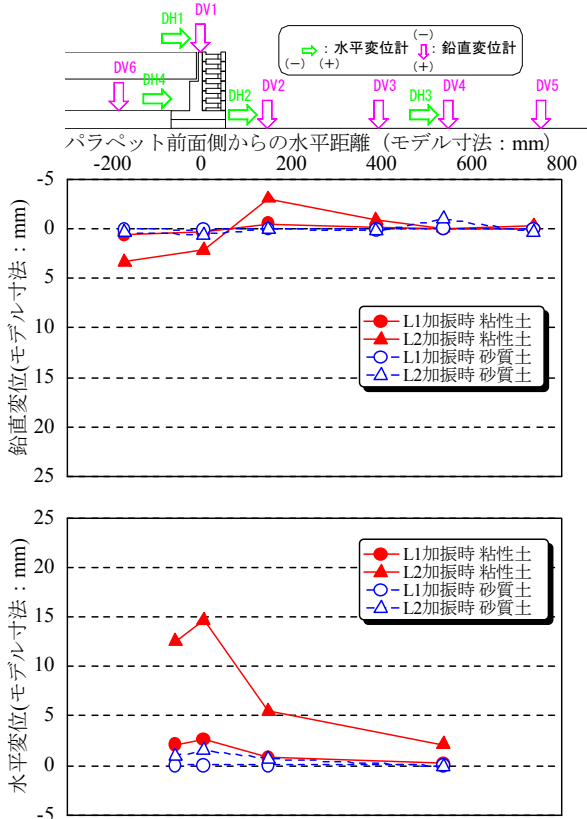


図-5.30 鉛直方向および水平方向の残留変位  
(盛土なしのケース)

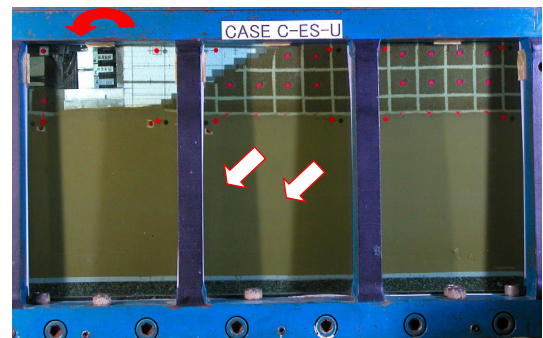
基礎地盤が砂質土の場合における L1 加振時の変位については、全て 1mm 未満と小さい変位となった。L2 加振時の変位は、EPS 盛土および普通盛土のケースで橋台背面盛土が 3mm 程度沈下した。また、橋台天端の水平変位は EPS 盛土のケースではほとんど生じなかったが、普通盛土のケースでは橋台前面方向に、盛土なしのケースでは橋台背面方向にそれぞれ 2mm 程度生じた。

・ 基礎地盤が粘性土の場合

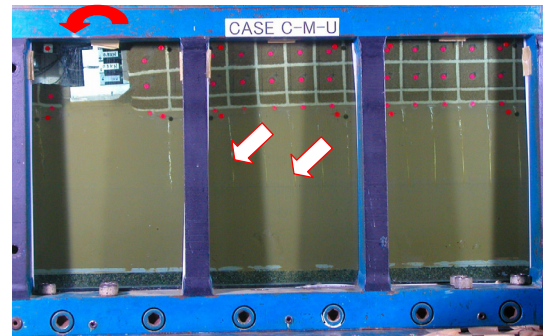
基礎地盤が粘性土の場合における L1 加振時の鉛直変位は、全てのケースで死荷重時よりやや沈下し、水平変位についても死荷重変位と同方向に 1~2mm 程度の変位が生じた。

L2 加振時の鉛直変位については、EPS 盛土のケースで EPS と盛土の境界で 14mm 程度、普通盛土で橋台付近の背面土で 19mm 程度と大きな沈下が生じ、橋台前面地盤については隆起する方向に変位を生じた。一方、盛土なしのケースでは橋台前面地盤で沈下、橋台背面地盤で隆起する方向の変位を生じた。

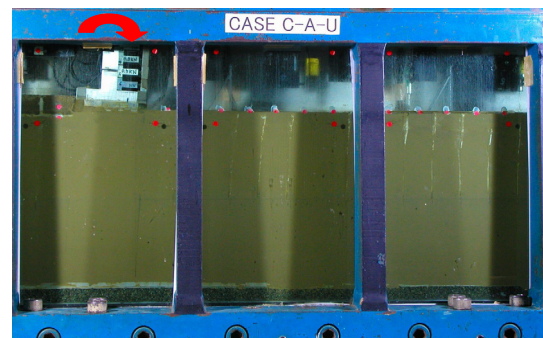
水平変位については、EPS 盛土および普通盛土のケースでは橋台天端部で橋台前面方向にそれぞれ 12mm、24mm



(a) EPS 盛土



(b) 普通盛土



(c) 盛土なし

写真-5.5 L2 加振後の変形状況 (粘性土地盤)

程度の変位が生じ、盛土なしのケースでは橋台背面方向に 19mm 程度の変位が生じた。また、いずれのケースにおいても橋台フーチング部の水平変位に対し橋台天端部の水平変位が大きく、橋台が変位を生じた方向に傾いたことがわかった。ここで、写真-5.5 に示した基礎地盤が粘性土の場合における L2 加振後の変形状況より、橋台背面盛土部が橋台前面方向へ流動しながら沈下した状況や、橋台の傾き方向が確認できる。

iii) 最大加速度深度方向分布

最大加速度の深度方向分布を図-5.31~図-5.33 に示す。使用した加速度データは橋台近傍の背面盛土中の加速度及び橋台フーチング上面、橋台天端部の加速度で、

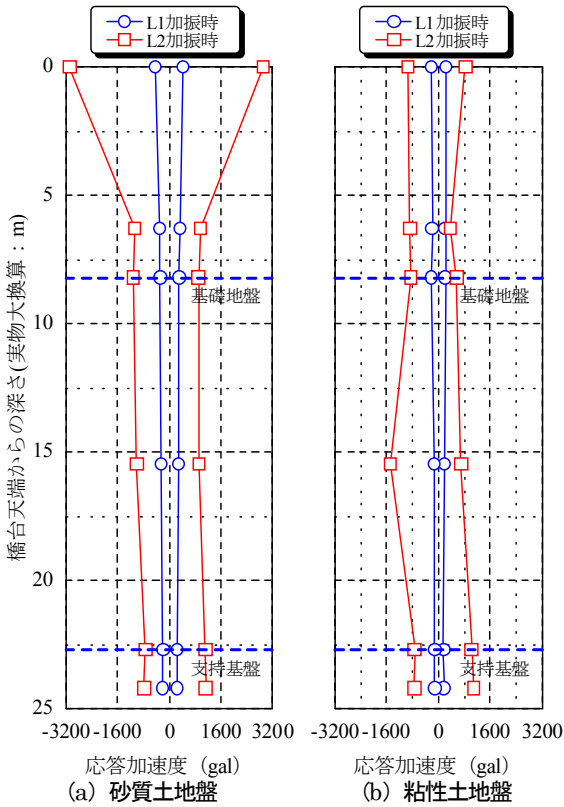


図-5.31 最大加速度深度方向分布 (EPS 盛土)

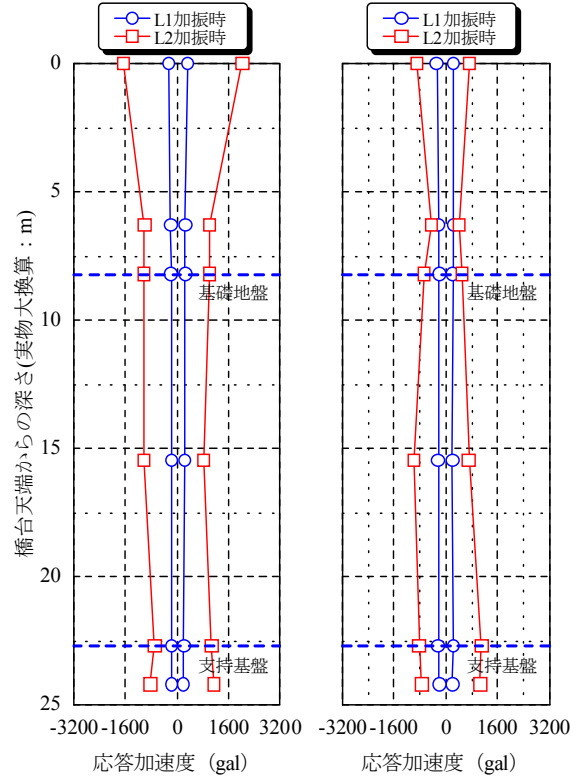


図-5.32 加速度深度方向分布 (普通盛土)

それぞれから応答加速度の正負の最大値を、橋台前面方向を正としてプロットした。

いずれのケースにおいても基礎地盤が粘性土の場合に比べ基礎地盤が砂質土の場合の方が、橋台天端部の応答加速度は大きかった。粘性土地盤の L2 加振時では EPS 盛土のケースの負側を除き基礎地盤内で応答加速度が小さくなったのに対して、砂質土地盤の L2 加振時では基礎地盤内でも応答加速度が小さくならず、EPS 盛土のケースや盛土なしのケースの橋台天端部の応答加速度が 3000gal 前後と大きくなった。砂質土地盤において橋台天端部で応答加速度の増加が顕著となったのは、橋台単体で振動することで高さ方向に応答加速度が増幅したものと考えられ、普通盛土のケースでは背面盛土の影響でこの振動が抑えられたものと考えられる。

iv) 地震時土圧

図-5.34、図-5.35 に橋台背面に設置した荷重計のデータから算出した土圧の合力が最大となる時刻における土圧の深度方向分布を実物大換算して示す。ここで、加振時における荷重値には、地震時土圧と荷重計載荷板の応答加速度による慣性力が含まれるが、背面盛土なしのケースにおける荷重値は、荷重計載荷板の慣性力と同値となる。これより慣性力に寄与する荷重計載荷板の質量が

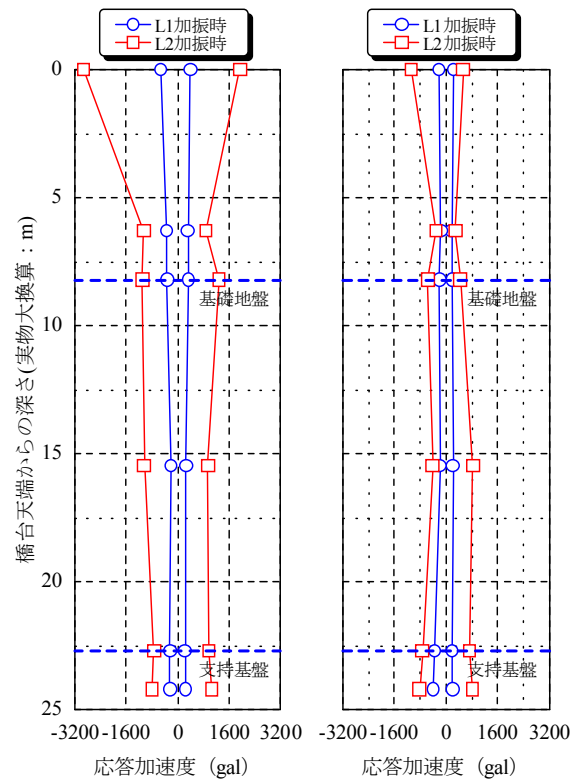


図-5.33 最大加速度深度方向分布 (盛土なし)



算定でき、この荷重計載荷板の質量と応答加速度より荷重計載荷板の慣性力を求め、これを荷重計出力値から差し引くことで地震時土圧を算出した。ここでの地震時土圧は加振前の土圧を含んだ全土圧である。

EPS 盛土のケースの中間床版位置近傍である地表面から 2.5m、5.5m の位置で、普通盛土に対して EPS 盛土における土圧が大きくなっており、EPS 盛土においては中間床版と橋台の衝突による作用が卓越し、普通盛土による地震時土圧を大きく上回ることがわかった。また、EPS 盛土のケースにおける L1 加振時、L2 加振時ともに、砂質土地盤では深度 5.5m 位置での土圧が最も大きいのにに対して、粘性土地盤では深度 2.5m 位置での土圧が最も大きくなった。同様に普通盛土のケースにおける L1 加振時、L2 加振時でも、粘性土地盤の深度 1.5m~2.5m 位置での土圧が大きくなり、土圧の大きさが深度方向で同程度の値となった。これは、基礎地盤条件により背面盛土の加速度分布が異なることが影響している可能性が考えられる。このことから、背面盛土条件や入力地震動に関わらず、基礎地盤の条件によって地震時土圧の分布形状が変化し、粘性土地盤においては浅い深度での土圧が大きくなることで、地震時土圧合力の作用位置が上昇することがわかった。

v) 橋台基部に発生する曲げモーメントの時刻歴

図-5.36 に礎地盤が粘性土の場合での、L1 および L2 加振時における慣性力と土圧によって生じる橋台基部の曲げモーメントの時刻歴を示す。ここで、橋台天端が前面側へ回転する方向を正とし、慣性力は橋台の応答加速度に躯体、上部構造、橋台背面荷重計それぞれの質量を乗じて算出、これらに橋台基部からの作用高さを乗じて橋台基部に生じる曲げモーメントを求めた。土圧に関しても同様に土圧に作用高さを乗じて橋台基部に生じる曲げモーメントを算出した。

いずれのケースにおいても、全作用力による曲げモーメントは慣性力による曲げモーメントと位相が類似しており、土圧による曲げモーメントの位相とは大きく異なっているのが特徴的である。これは、全作用力による曲げモーメントが橋台背面側への回転方向（受働方向）に生じるときに、背面盛土が橋台変位を抑制するような挙動となり、受動的な作用によって大きな土圧が発生したことを示している。

一方、全作用力による曲げモーメントが橋台前面側への回転方向（主働方向）に生じるときは、背面が EPS 盛土のケースでは、橋台と背面 EPS 盛土が離間する挙動となり、土圧がほぼゼロとなったことを示した。また、背

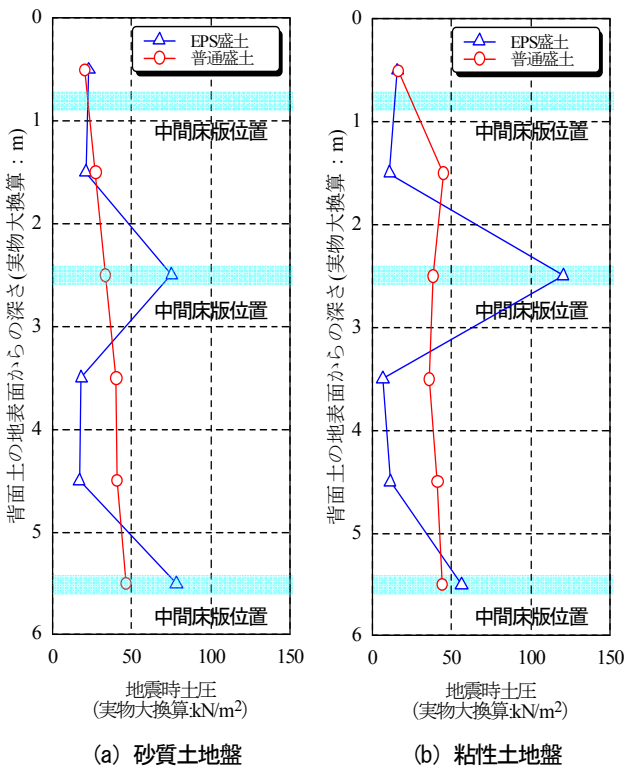


図-5.34 地震時最大土圧 (L1 加振時)

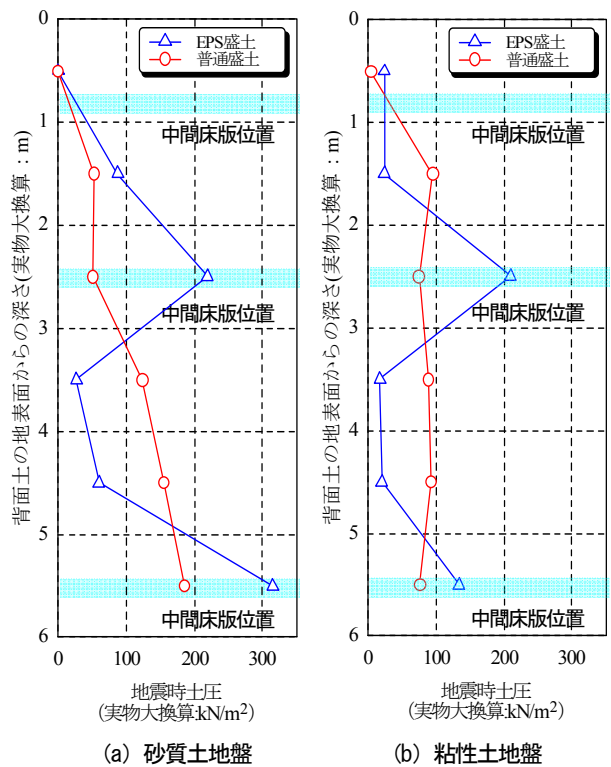


図-5.35 地震時最大土圧 (L2 加振時)

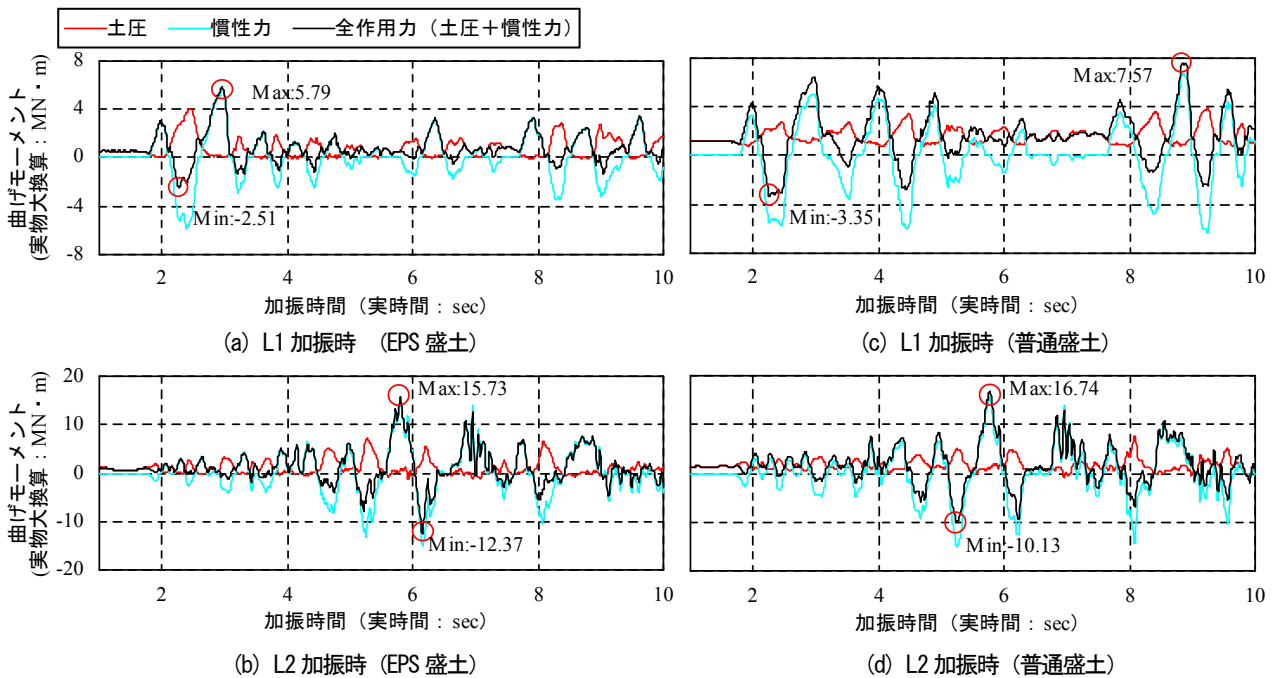


図-5.36 橋台発生する曲げモーメントの時刻歴 (粘性土地盤)

面が普通盛土のケースでは、橋台と背面盛土が同方向に変位が生じる挙動となり、常時における土圧程度にまで減少したことを示した。

このような相互作用が橋台と背面盛土の間で生じたことにより、図-5.27 に示したように振動しながら徐々に橋台前面側への変位が累積していく変位挙動となったものと考えられる。また、主動方向への曲げモーメントに占める土圧の影響は小さく、慣性力が支配的となっていることから、背面盛土の違いによる主動方向への最大発生曲げモーメントの差は、L1 加振時、L2 加震時ともに小さかった。

受働方向への曲げモーメントに対しては、挙動を抑制する作用が生じることから、いずれのケースにおいても主動方向に比べ最大曲げモーメントの値が小さくなった。

## 6. まとめ

それぞれの研究で得られた知見をまとめた結果を次に示す。

### 6.1. アーチカルバート構造について

- ・ ヒンジを有したアーチカルバートは、ヒンジの無いアーチカルバートに比べ、入力地震波の違いにより損傷箇所の違いが生じること、発生曲率は最も損傷が進展する側壁下部で 1 割程度のばらつきが生じることを確認した。

- ・ アーチカルバートと橋台の離隔が小さい場合には、両構造間の地盤の変形が拘束されることで、アーチカルバート部材や橋台および基礎杭の発生断面力が概ね小さくなる傾向となった。また、本検討の条件範囲内では、隣接設置されたアーチカルバートおよび橋台は、それぞれ単独で設計を実施しても安全側の設計となった。
- ・ 正負小半載荷による場所打ちアーチの損傷過程は、側壁基部、アーチ肩部の順に主鉄筋が降伏し、側壁基部の塑性化が進行した。終局状態は、アーチ肩部での曲げせん断破壊によるものであった。終局状態における変形が、側壁が内側に倒れこみ内空を押し上げる状態となったことで、終局状態に達した後も上載荷重が保持されていた。
- ・ 2 ヒンジアーチの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るものであった。終局状態はヒンジの脱落や、カルバートが鉛直耐荷力を喪失するような破壊形態にならなかった。変形能は安全の目安とした層間変形角2%以上であることを確認できた。
- ・ 3 ヒンジアーチの損傷過程は、初めにアーチ外側の鉄筋が降伏したが、最終的には曲げモーメントによる部材内側引張により終局に至るものであった。終局状態ではヒンジの脱落や、カルバートが鉛直耐荷力を喪失

するような破壊形態にならなかった。変形能は安全の目安とした層間変形角2%以上であることを確認できた。

- ・再現解析では、2 ヒンジアーチは、ヒンジ部の回転剛性を、3 ヒンジアーチは、脚部ヒンジの回転剛性を適切に評価することが、より再現性の高い設計を行う上で重要であることを確認した。

## 6.2. 橋台構造について

- ・解析においては、コンクリート床版と橋台の相互作用を表すバネモデルを用いることで、橋台と EPS 盛土との地震時挙動の再現性が高まることを確認した。
- ・橋台背面の EPS 盛土は、地震時に EPS の背面土から押し上げられるような挙動を示した。また、EPS 背面土からの土圧は、中間床版を介して橋台に伝達されることを確認した。
- ・EPS を用いた橋台に作用する土圧は、橋台背面に普通盛土を配置した場合に比べて EPS 盛土を設置した場合、中間床版位置での作用力が大きくなった。
- ・一方で、地震時に橋台基部に生じる曲げモーメントは、主働方向には、土圧の作用による影響が小さく躯体や上部構造の慣性力が支配的となった。受働方向には、背面盛土が橋台変位を抑制する挙動が生じたために小さくなった。
- ・EPS を用いた橋台の応答変位は、橋台背面に盛土がない場合より、橋台背面に普通盛土を配置した場合に近い挙動を示した。また、橋台天端の最大応答加速度は、橋台背面に盛土がない場合と同様の傾向となった。
- ・EPS を用いた橋台天端の最大応答加速度は、基礎地盤が粘性土の場合に比べ砂質土の場合で大きくなった。また、橋台本体に発生した応答加速度は、橋台背面に EPS 盛土を設置した場合と橋台背面に盛土がない場合は同様な増幅をした。一方、橋台背面に普通盛土を配置した場合には背面盛土の影響で橋台本体の応答加速度の増幅が抑えられた。
- ・地盤が粘性土の場合、砂質土と比較して、地震時土圧合力の作用位置は浅い深度となることを確認した。

## 参考文献

- 1) 国土交通省九州地方整備局延岡国道事務所：国道 10 号延岡道路工事進捗状況 HP、  
<http://www.qsr.mlit.go.jp/nobeoka/douro/nobeokadouro/kouji201201.html>、2013. 5. 17 参照
- 2) (財) 地域地盤環境研究所、モジュラーチ工法協会：

Modularch 技術マニュアル、2008. 7.

- 3) (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.
- 4) (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
- 5) 谷口、八ツ元、星隈、七澤：アーチカルバートにおける構造形式の違いが地盤変状時の挙動に及ぼす影響、第 66 回年次学術講演会、2011
- 6) 八ツ元、谷口、星隈、七澤：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 回年次学術講演会、2011
- 7) (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
- 8) (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
- 9) EPS 盛土の耐震性に関する検討、土木研究資料第 2946 号、平成 3 年 3 月
- 10) 杉田、杉本、小川、山田：橋台背面裏込め EPS 盛土の振動特性、第 46 回年次学術講演会、1991
- 11) 山崎、大保、黒田、片山：EPS 盛土一擁壁系の地震動挙動の観測と解析、土木学会論文集、I-32、No. 519、pp. 211-222、1995.
- 12) 渡辺、西川：EPS 壁体構造の壁体形式に関する振動実験、北海道開発土木研究所月報、No. 590、2002. 7
- 13) 発泡スチロールを用いた軽量盛土の設計・施工マニュアル、土木研究資料第 3089 号、平成 4 年 3 月
- 14) 発泡スチロール土木工法開発機構：EPS 工法設計・施工基準書(案)、2007. 10
- 15) 八ツ元、星隈、岡田：背面に EPS を充填した橋台の地震時挙動、第 14 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム、2011. 7.
- 16) 八ツ元、西田、石田：遠心力載荷実験による EPS 盛土一橋台間の相互作用の検証、第 58 回地盤工学シンポジウム、2013. 11.
- 17) EPS 盛土の耐震性に関する検討、土木研究資料第 2946 号、平成 3 年 3 月
- 18) 杉田、杉本、小川、山田：橋台背面裏込め EPS 盛土の振動特性、第 46 回年次学術講演会、1991.
- 19) 山崎、大保、黒田、片山：EPS 盛土一擁壁系の地震動挙動の観測と解析、土木学会論文集、I-32、No. 519、pp. 211-222、1995.
- 20) 渡辺、西川：EPS 壁体構造の壁体形式に関する振動実験、北海道開発土木研究所月報、No. 590、2002 年 7 月

⑮-1 性能規定化に対応した新形式道路構造の評価技術に関する研究

- 21) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編、平成14年3月
- 22) 川村淳一、清原勝司、岩崎喬夫、中野雅弘、松原勝巳、山浦一郎、植村靖美：分割式アーチトンネルの耐震性向上に関する検討(その2)、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、E4-8、pp1963-1968、1998.
- 23) 熊田哲規、高橋裕輔、北林孝顕、堀田三成、大井 純、小泉 淳：テクスパン工法を用いたトンネルの模型振動実験について(その1)ーテクスパン工法および模型振動実験の概要についてー、土木学会第50回年次学術講演会、pp.1112-1113、1995.
- 24) 松下麗菜、澤村康生、岸田潔、木村亮、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
- 25) 澤村康生、石原央之、岸田潔、木村亮、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
- 26) 曾良岡宏、足立正信、本田国保、田中浩一：地中ボックスカルバートの変形性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol123、No.3、2001
- 27) (独)土木研究所：土木研究所資料 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)
- 28) 幸左賢二、安田扶律、藤井康男：開削トンネル隅角部の耐震性に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.3、1998
- 29) (社)土木学会：土木用語大辞典、1999.2
- 30) 土木学会：トンネル標準示方書 開削工法・同解説、2006.
- 31) 松尾豊史、金津努、大友敬三、福本彦吉：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
- 32) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針、2005.
- 33) 阪神高速道路(株)：開削トンネル耐震設計指針ー横断方向の耐震設計ー、2008.10
- 34) 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.
- 35) (財)土木研究センター、モジュラーチ工法の耐震性能向上に関する研究委員会(その1)(その2)報告書、1996.5、1997.3
- 36) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、丸善出版、平成11年10月
- 37) 久保田伸一、大村宏幸、井上晋、木村亮、岸田潔、2ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの継手性能確認実験に関する報告、トンネル工学報告集第21巻、pp.423-428、2011.11
- 38) 吉川弘道、甲斐義隆、青戸拓起、数値シミュレーションで考える構造解析ソフトで学ぶ非線形解析と応答解析、p.60、建通新聞社、2009.11
- 39) Tatsuoka、F. and Shibuya、S.：Deformation Characteristics of soils and rocks form field and laboratory tests、Theme Lecture 1、Proc. of Ninth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering、Vol.2、pp.101-170、1992.
- 40) 土木学会、動的解析と耐震設計[第1巻]地震動・動的物性、技報堂出版、pp.112、1989
- 41) ハツ元、星隈、岡田：背面にEPSを充填した橋台の地震時挙動、第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム、2011.7.
- 42) Y.Osaki、O.Sakaguchi：MAJOR TYPES OF SOIL DEPOSITS IN URBAN AREAS IN JAPAN、SOILS AND FOUNDATION、Vol.13.No.2、June、1973.



## Research on the performance verification methods for new type road structures

**Budgeted** : Grants for operating expenses

General account

**Research Period** : FY2011-2015

**Research Team** : Bridge and Structural  
Technology Research Group

**Author** : ISHIDA Masahiro

NANAZAWA Toshiaki

USAMI Osamu

KOHNO Tetsuya

YOSHIDA Eiji

**Abstract** : The goal of this research is to propose the performance verification methods for new type road structures such as the continuous arch culvert、 structures with the characteristic of both earth structure and bridge、 structures composed of artificial materials which were located at the approach area of bridge. Structures for the research were hinged arch culvert that using with two properties of bridge and banking、 and abutment which backfill made in Expanded Poly-Styrol (EPS).

In the arch culvert、 the studied were conducted that the dynamic response analyses to evaluate the difference of the input ground motions、 and the analysis to evaluate interaction between an abutment and arch culverts during the earthquake、 and the cyclic lateral loading test of the arch culvert was performed for the purpose of confirming the ultimate state and damage process.

In the EPS、 the studied were conducted that the experiments and analysis to evaluate the response characteristic.

**Key words**: new type road structures、 arch culvert、 abutment、 EPS、 interaction during earthquake、 input ground motions、 geotechnical centrifuge experiment、 the cyclic lateral loading test、 ductility、 ultimate state、 damage process、 reproduction analysis