

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 26

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：石田雅博，西田秀明，篠原聖二

【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。平成 24 年度は、アーチカルバート構造および橋台背面に発泡スチロール（以降、EPS）を用いた 2 つの新形式構造に関する検討を実施した。アーチカルバート構造については、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、アーチカルバートおよび橋台の地震時相互作用を 2 次元 FEM モデルによる応答震度法を用いて評価した。橋台背面に EPS を用いた構造についてはその地震時挙動を評価するために、実構造物を対象とした 2 次元 FEM 非線形時刻歴応答解析を行った。さらに遠心場における加振実験を行い、解析で得られた知見について検証した。

キーワード：アーチカルバート，地震時相互作用，橋台，EPS，遠心力載荷実験

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ものなど新しい形式の道路構造が多く提案されてきており、今後も増加することが想定される。しかし、このような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いないことから、これまで独自の解釈による方法で性能を満足していることを検証しているのが実状である。このため、本来必要とされる十分な検証がないまま採用され供用開始後に不具合を生じる可能性や、適切な安全性が確保されていない構造物が設計されている可能性などが懸念される。結果として、道路管理者は安全性に対する確証や説明責任を果たせないおそれ等から新技術の導入を避け、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こととなる。これは、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ことから、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。

本研究は、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に、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ている。

平成 24 年度は、①隣接するアーチカルバートと橋台の地震時相互影響、及び②橋台背面に発泡スチロールを用いた構造の地震時挙動に関してそれぞれ検討を行った。

2. 課題の整理

2.1 隣接するアーチカルバートと橋台の地震時相互作用

過年度より取り組んできたアーチカルバート単体構造が有する耐荷性能や耐震性能の数値解析による検証¹⁾²⁾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、支持地盤の不同沈下や偏土圧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が生じやすく、損傷を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てお



写真-1 連続アーチカルバート構造の事例 4)

り、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。

本年度は、写真-1に示すような連続アーチカルバート構造を対象として、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。

2.2 橋台背面に発泡スチロールを用いた構造の地震時挙動

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、橋梁構造と盛土構造の境界部にあたる橋台背面部でも、この人工軽量材料を使用する事例が出現してきており、そのひとつとして発泡スチロール(以降、EPS盛土)がある。一般に、橋台の設計では、道路橋示方書IV編⁵⁾に示すような背面に良質な土が充填されていることを前提としているため、その前提条件から逸脱する場合は個別に検討が必要となる。橋台背面にEPS盛土等を用いる場合は、地震時における土の挙動に比べるとまだ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。

既往の研究^{6),7),8),9)}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、EPS盛土内部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については明確になっていない。

EPS盛土の施工法については資料^{10),11)}によりとりまとめられており、その中では、車両による載荷荷重や上載荷重等の分散、EPS盛土設置時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。このコンクリート床版については、単位体積重量がEPSに比べて100倍であることや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、橋台の耐震設計を行う際は、このコンクリート床版の挙動を考慮する必要があると考えられるが、既往の研究ではこの点についての知見が十分に得られていない。

このような背景から、本研究では橋台背面にEPS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検証を行った。

3. アーチカルバートと橋台の地震時相互作用の評価

頂版部がアーチ形状をしたアーチカルバートは、土圧を軸力として利用することで曲げに抵抗しており、条件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。その一方で、地震時外力のような偏荷重を受ける場合においては周辺の地盤条件の影響を受けやすい構造であり、この傾向は特に部材間をヒンジ接合としたヒンジ式アーチカルバートで顕著である¹⁾。また、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。

3.1 解析条件

本検討では図-1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⁾ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートとした。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ートはそれぞれ個別に構造計算を行い図-2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-1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¹²⁾に示されるレベル2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-1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-1に示した初期せん断剛性率を用いて一次元地盤応答解析を行い、収束せん断剛性率を算出した。検討ケースは表-2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。

3.2 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-3、図-4にL2地震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-5、図-6にL2地震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、盛土

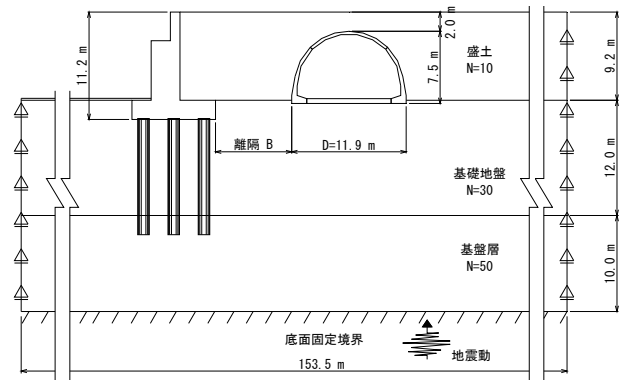


図-1 解析モデル図

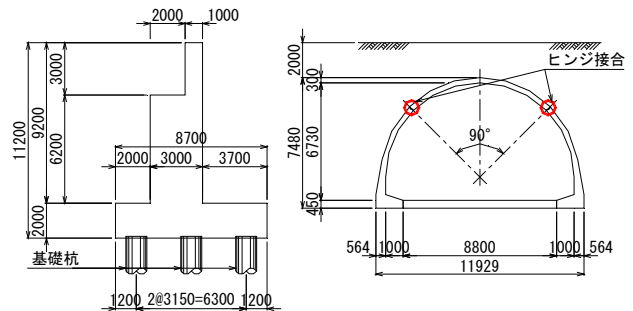


図-2 構造寸法図（単位：mm）

表-1 地盤条件

地層名称	土質	層厚 (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	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 ²)	ポアソン比 ν
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-2 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	∞ (橋台無し)

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-7に地盤のL2地震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のが分かる。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くな

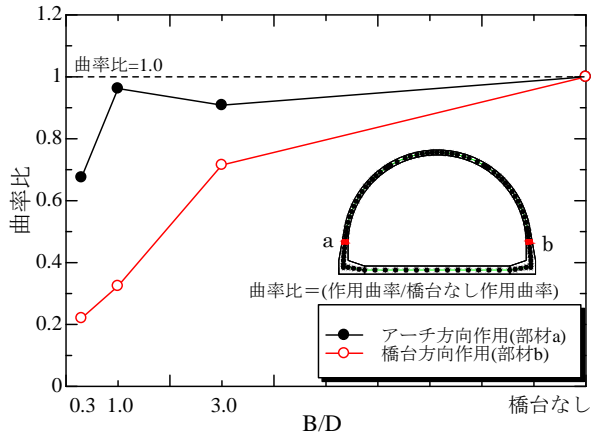


図-3 アーチカルバート曲率比

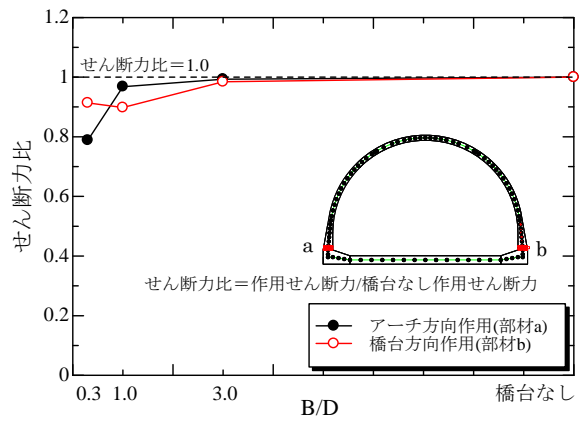


図-4 アーチカルバートせん断力比

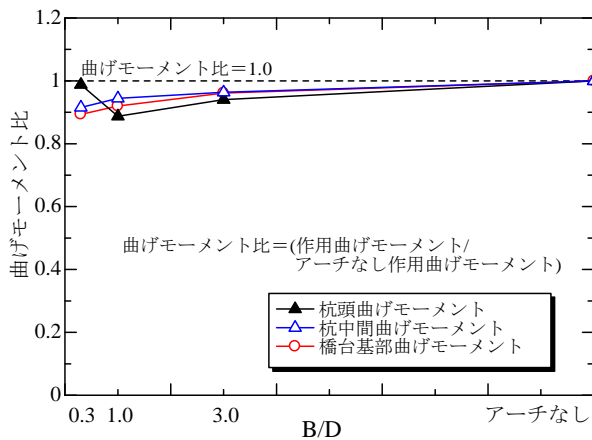


図-5 橋台・基礎曲げモーメント比

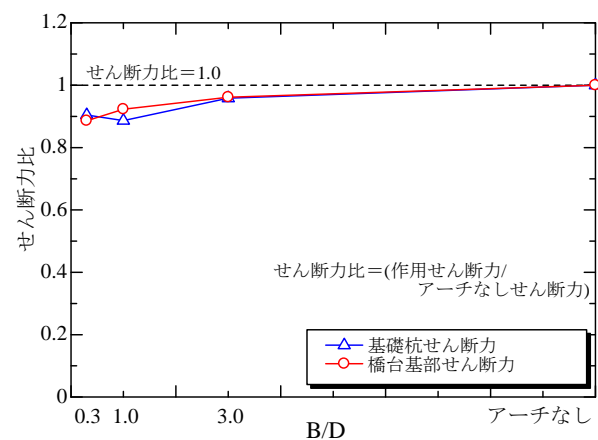


図-6 橋台・基礎せん断力比

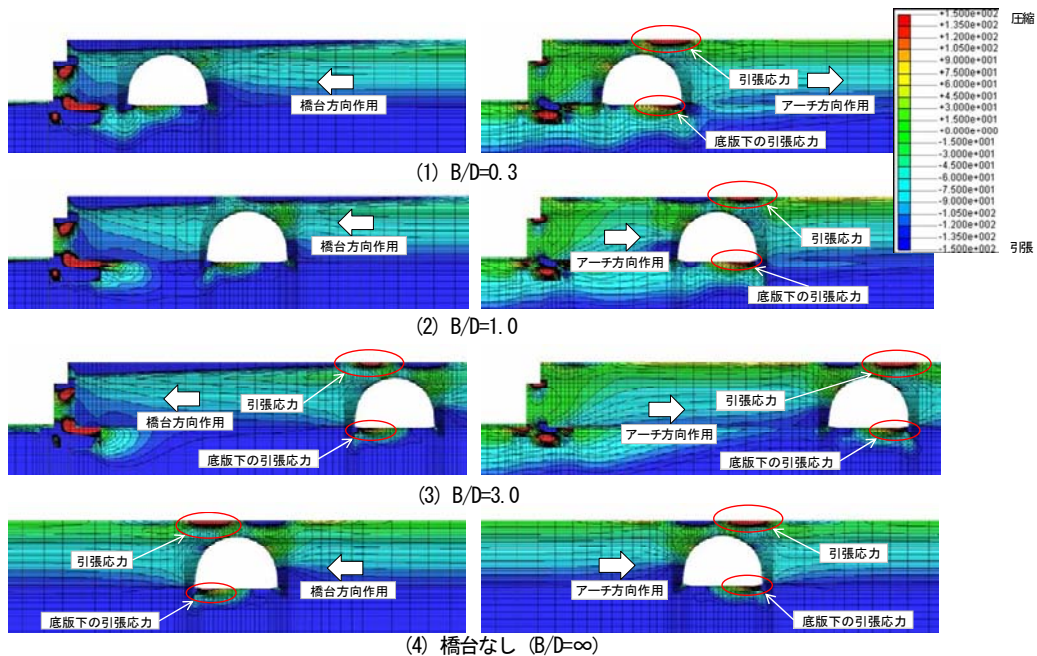


図-7 水平応力分布 (kN/m²)

ると、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による違いはあまり生じず、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とんど生じなかったものと考えられる。

3.3 まとめ

本検討では、隣接設置され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、アーチカルバートおよび橋台の地震時応答を確認した。いずれの構造体においても、離隔が小さい場合にアーチカルバートと橋台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。従って、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ることが分った。

4. 橋台背面に発泡スチロールを用いた構造の地震時挙動

今年度は、橋台背面に発泡スチロールを用いた構造の地震時挙動を評価するために、実構造物を対象とした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。

4.1 実構造物を対象とした2次元FEM非線形時刻歴応答解析

本検討では、特に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。

4.1.1 検討条件

構造条件については、文献13)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-8のように設定した。橋台はレベル2地震動に対して、道路橋示方書V耐震設計編(以下、道示V)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(図-9)。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14)に基づき、表-3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¹⁰⁾を用いた。GHEモデルのパラメータの設定にあたっては、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フィッティングを行った(図-10)。EPS、橋台、舗装の構造物性値を表-4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

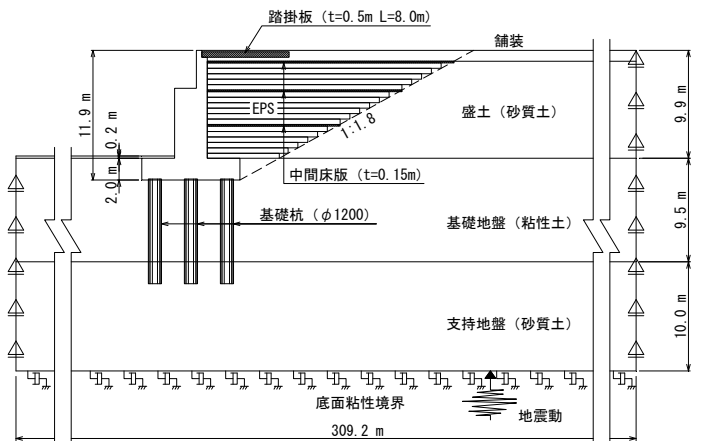


図-8 解析モデル図 (CASE2: 中間床版有り)

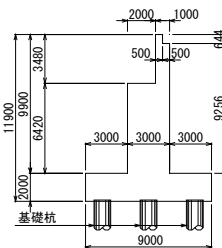


図-9 橋台寸法(単位: mm)

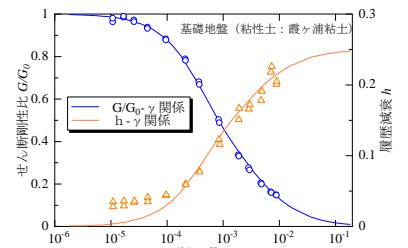


図-10 G- γ , h- γ フィッティング

表-3 地盤条件

No.	層構成	地質	層厚 (m)	平均 N値	単位重量 (kN/m ³)	せん断剛性 (kN/m ²)	初期減衰定数	変形係数 (kN/m ²)	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	基礎	—	—	—	19	174490	0.03	348980	300	—

表-4 構造物性値

対象	単位重量 (kN/m ³)	せん断剛性 (kN/m ²)	初期減衰定数	変形係数 (kN/m ²)	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

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¹²⁾に示されるレベル2地震動のうち、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礎から入力した。

4.1.2 解析結果

変形コンターを図-11に、せん断ひずみコンターを図-12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

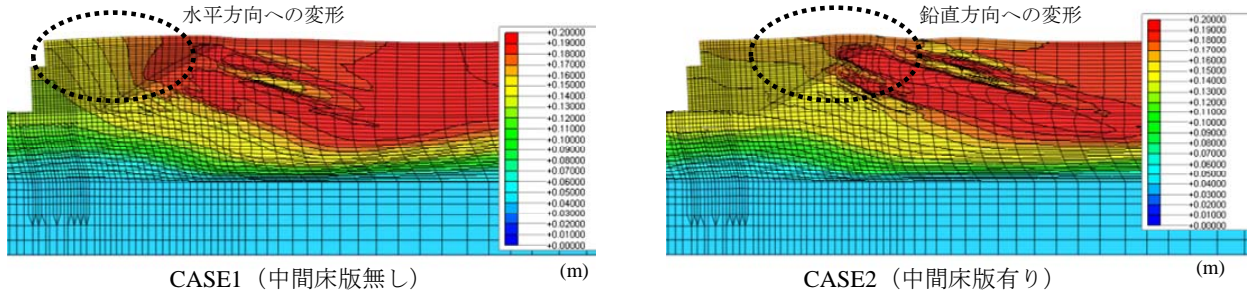


図-11 変形コンター図 (t=7.30s)

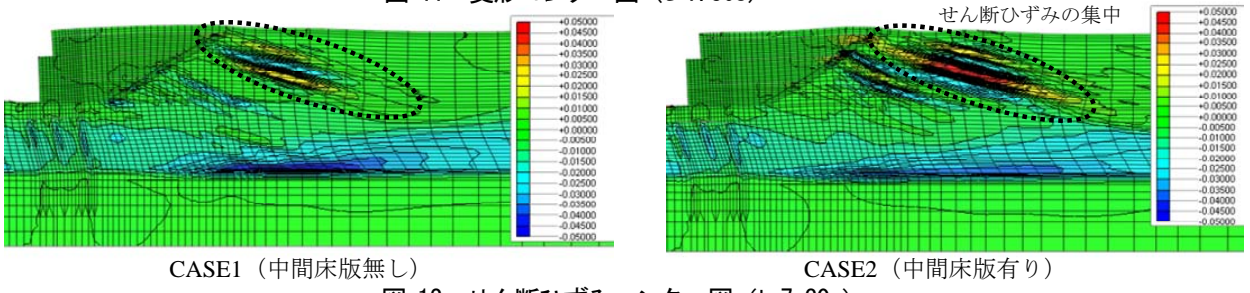


図-12 せん断ひずみコンター図 (t=7.30s)

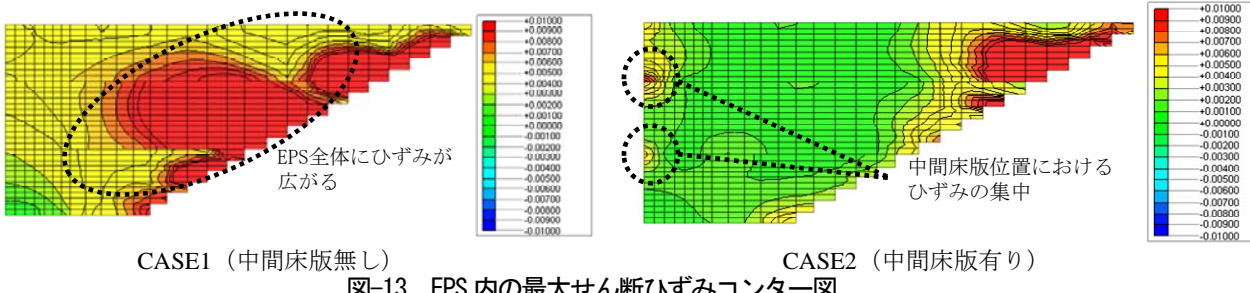


図-13 EPS内の最大せん断ひずみコンター図

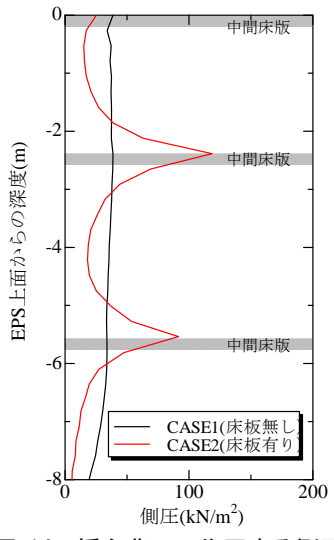


図-14 橋台背面に作用する側圧分布

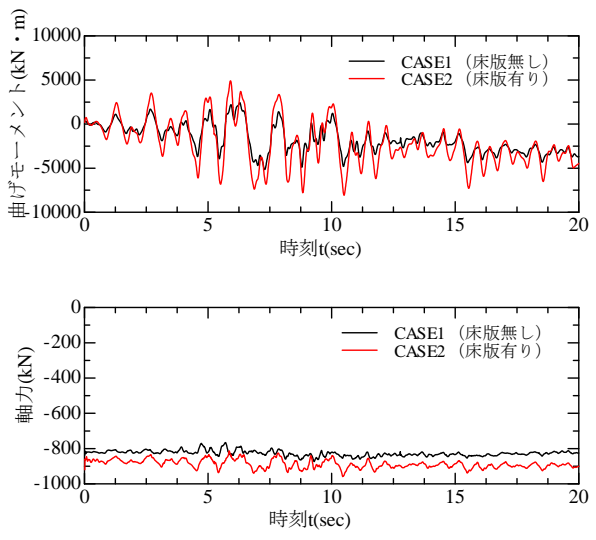


図-15 橋台基部の応答断面力の時刻歴

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-11、12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-13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-14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-15 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。

4.1.3 まとめ

本検討では、背面に軽量材料を有する橋台を対象として、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、2次元 FEM 非線形時刻歴応答解析による検討を行った。得られた主な知見は以下のとおり。EPS 内に中間床版がある場合は、①地震時に EPS は背面土から押し上げられるような挙動を示す。②EPS の背面土の土圧が中間床版を介して橋台に伝達される。③地震時の橋台背面側圧は中間床版位置において卓越する。④中間床版を考慮した方が橋台の基部に発生する断面力は大きくなる。

4.2 遠心模型実験による橋台と EPS の地震時相互作用の評価

本検討では、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。

4.2.1 実験概要

図-16 に示すように、実験模型は幅 1.5m×高さ 0.5m×奥行 0.15m (内寸法) の鋼製剛土槽内に縮尺 1/50 でモデル化した。EPS 模型は実施工で使用されている発泡スチロールを用い、1:1.8 の勾配 (安定勾配) となる逆三角形に配置した。上載荷重の分散や不陸調整のため EPS 盛土内に高さ 2~3m ごと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、単位体積重量が鉄筋コンクリートにほぼ等しいアルミ板を用い、この表面に珪砂を貼り付け EPS との摩擦を確保した模型を作製した。橋台模型の諸元は背面に EPS を有する橋台の実際の施工事例を参考に図-17 に示す高さ 8.2m の逆 T 型橋台を想定し、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。橋台の基礎は杭基礎とし、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、上部構造模型は支間長 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にアルミ材を加工し作製した。支点条件は上部構造模型と橋台模型をボルトで接合してピン支点とし、溝形鋼を用いた橋脚模型上はテフロン板を配置して可動条件とした。模型地盤の作製にあたって

は、気乾状態の 7 号珪砂を相対密度 90%以上となるよう

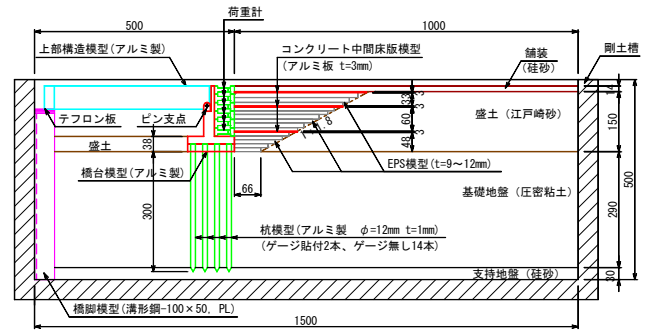


図-16 実験模型概要 (mm)

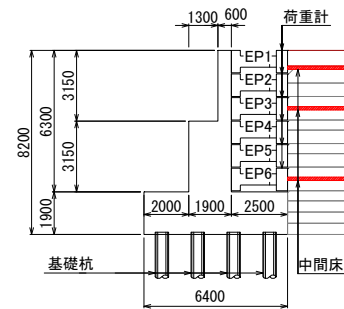


図-17 橋台形状 (実寸法, mm)

表-5 実験ケース

実験ケース	構造条件	加振条件
N-L1	上部構造なし	レベル1地震動
N-L2	上部構造なし	レベル2地震動
U-L1	上部構造あり	レベル1地震動
U-L2	上部構造あり	レベル2地震動

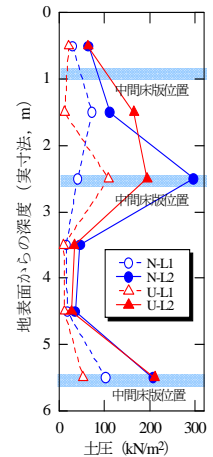


図-18 最大土圧分布

に突き固めて支持地盤を形成し、その上に基礎地盤として遠心模型実験装置により 50G の加速度場において、圧密させた粘性土地盤を作製した。背面盛土には江戸崎砂を用い、基礎地盤が変形しないよう慎重に締め固めた。また、表層にあたる舗装部は単位体積重量がほぼ等しい 4 号珪砂を用いて模擬した。橋台への作用力は、図-17 に示すように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。橋台模型、中間床版模型および模型杭にはひずみゲージを貼り付け、変位計、加速度計および土圧計を模型内に配置した。表-5 に実験ケースを示す。実験は上部構造を取り外したケースについてもを行い、入力地震動は道路橋示方書 V 編¹²⁾で定義されるレベル 1 地震動およびレベル 2 地震動 (以降、L1, L2 と呼ぶ) 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 Type II の I 種地盤の地盤面で定義された地震波 (II-I-1) を用いた。

4.2.2 実験結果

橋台背面の荷重計で計測した土圧の最大値の深度分布を図-18 に示す。上部構造の有無にかかわらず、L2 地震時に大きな土圧が作用しており、特に中間床版位置にお

いて大きな最大土圧が発生している。これは、4.1においても同様の傾向を確認しているが、EPS 背面の地震時主働土圧が中間床版を介して橋台に伝達されているためであると考えられる。

図-19 に各ケースの鉛直変位および水平変位の残留値を示す。上部構造の有無に関わらず、L2 地震時の変位が大きく、鉛直変位については橋台背面が沈下、橋台前面が隆起する方向に変位が生じた。水平変位については全計測箇所が橋台前面方向に生じており、背面 EPS と橋台の間に上部構造なしのケースで 6mm 程度、上部構造ありのケースで 4mm 程度隙間が生じた。また、橋台天端の水平変位は上部構造なしのケースの方が上部構造ありのケースに比べて大きかった。

図-20 に土圧の時刻歴を示す。EP1~EP6 は荷重計番号で最上部が EP1 である。全てのケースでスパイク状の土圧が生じているが、この原因は中間床版の接触によるものと考えられる。また、L1, L2 両方のケースで上部構造なしのケースに比べ上部構造ありのケースの方がスパイク状の土圧の発生頻度が少ない。

図-21 に橋台に作用する慣性力および土圧合力の時刻歴を示す。慣性力は橋台天端の水平加速度に橋台および

上部構造質量を乗じて算出し、土圧合力は橋台背面の荷重計の値を合計して算出した。L1, L2 両方のケースで上部構造の有無によって慣性力に違いが生じている。特に L2 のケースの 10~20 秒に着目すると、上部構造なしのケースに比べ上部構造ありのケースでは慣性力と土圧合力の位相差が大きく、これにより上部構造なしのケースに比べ上部構造ありのケースでスパイク状の土圧の発生頻度が少なくなり、橋台天端の水平変位が小さくなったものと考えられる。

4.2.3 まとめ

本検討により、得られた知見を以下に示す。①EPS の背面土の地震時主働土圧が中間床版を介して橋台に伝達

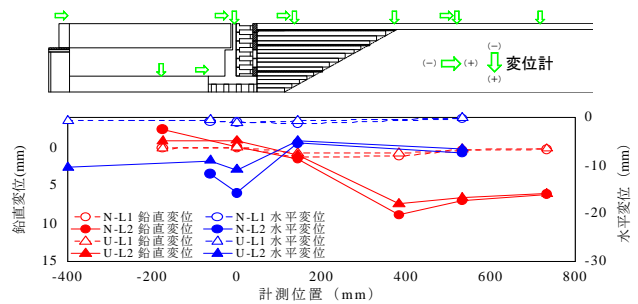


図-19 鉛直変位および水平変位

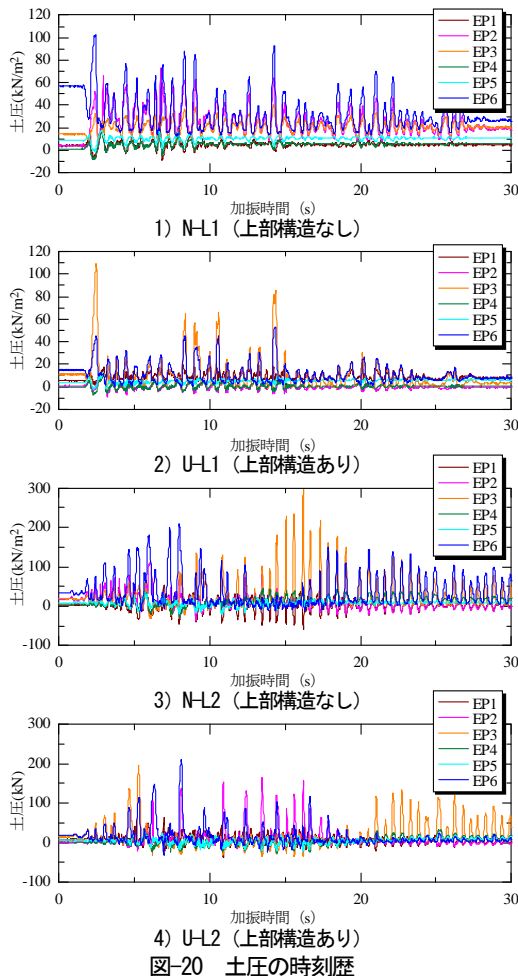


図-20 土圧の時刻歴

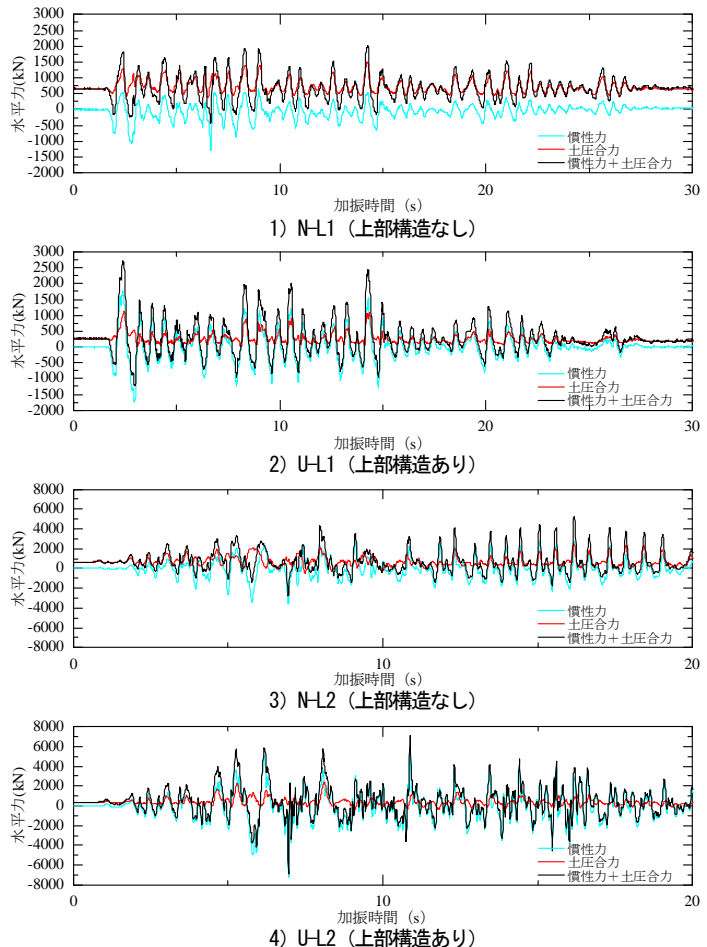


図-21 橋台に作用する慣性力と土圧合力の時刻歴

される。②上部構造の有無で地震時の慣性力に違いが生じ、上部構造がある場合には慣性力と土圧の位相差が大きくなることで、上部構造がない場合に比べ橋台天端の水平変位が小さくなる。

5. 本年度の研究のまとめ

本年度は、隣接する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、アーチカルバートおよび橋台の地震時応答を評価した。また、橋台背面に発砲スチロールを用いた構造の地震時挙動を評価するために、実構造物を対象とした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。本年度の研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 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。
- (2) 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。
- (3) 橋台背面に発砲スチロールを用いた構造の解析の結果、EPS内に中間床版がある場合は、地震時にEPSは背面土から押し上げられるような挙動を示した。EPSの背面土の土圧は中間床版を介して橋台に伝達される。
- (4) 地震時の橋台背面側圧は中間床版位置において卓越し、中間床版を考慮した方が橋台の基部に発生する断面力は大きくなる。
- (5) 遠心実験の結果、上部構造の有無で地震時の慣性力に違いが生じ、上部構造がある場合には慣性力と土圧の位相差が大きくなることで、上部構造がない場合に比べ橋台天端の水平変位が小さくなった。

次年度以降は、アーチカルバートが連続した構造を対象とした地震時応答特性の評価や、橋台とEPSの地震時相互作用の影響を解析的に評価する手法を検討するために、本年度行った遠心実験結果を対象とした再現解析を行う予定である。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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

- 3) 谷口，八ツ元，星隈，七澤：地震波の違いがアーチカルバートの地震時応答に及ぼす影響，第47回地盤工学研究発表会論文，2012.7.
- 4) 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
- 5) (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
- 6) 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
- 7) 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
- 8) 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.
- 9) 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
- 10) 発砲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
- 11) 発砲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年10月
- 12) (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
- 13) 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.
- 14) Y.Osaki, O.Sakaguchi : MAJOR TYPES OF SOIL DEPOSITS IN URBAN AREAS IN JAPAN , SOILS AND FOUNDATION , Vol.13.No.2, June, 1973.
- 15) 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.

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

NISHIDA Hideaki

SHINOHARA Masatsugu

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, and structures composed of artificial materials which was located at the approach area of bridge .

In FY2012, the analytical studies to evaluate interaction between an abutment and arch culverts during the earthquake, and the experimental and analytical studies to evaluate the response characteristic of the abutment which had EPS backfill.

Key words: arch culvert, abutment, interaction during earthquake, EPS, geotechnical centrifuge experiment