

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、コスト削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 25 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、正負交番載荷実験を行いアーチカルバートの損傷過程や終局状態を明らかにした。橋台背面に EPS を用いた構造については、H24 年度に行った遠心場における加振実験結果を精査し、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、コスト削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、安全性やコスト削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 25 年度は、①アーチカルバートの地震時限界性能、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 アーチカルバートの地震時限界性能に関する検討

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) 3)}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。

また、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に関する数値



写真-1 連続アーチカルバート構造の事例④

解析による検討⁹⁾では、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が得られており、この解析の条件範囲内では、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示された。

本年度は、アーチカルバートの性能評価手法の確立の一環として、アーチカルバート単体の損傷過程や終局状態といった地震時における限界性能を明らかにすることを目的とした正負交番繰返し載荷実験を行った。

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⁹⁾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。

EPS 盛土の施工法については資料^{7),8)}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既往の解析的研究^{9),10)}や模型実験による検討¹¹⁾でも示されている。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^{12),13),14),15)}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おらず、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、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. アーチカルバートの地震時限界性能の検討

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、地震時における鉄筋コンクリート構造物の安全性を適切に評価するためには、構造物の損傷過程や終局状態を明らかにすることが重要であるが、アーチカルバートについて終局状態に至るまで載荷した実験は実施されておらず、地震時の性能評価手法は確立されていない。そこで本研究では、アーチカルバートの性能評価手法の確立の一環として、模型供試体を用いた正負交番繰返し載荷実験を行った。

3.1 実験概要

本実験では終局荷重状態までの載荷を想定しており、アーチカルバート供試体の崩壊による危険を回避するため、図-1 に示すように実験供試体を函体軸が鉛直方向になるように横に倒して設置した。実験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、周辺地盤からの常時の土圧を模擬するため、鉛直土圧については供試体の水平変位挙動に追従できる軸力載荷装置を用い、水平土圧については左右 2 台の油圧ジャッキを用いて荷重を載荷した。この 2 台の油圧ジャッキを連動させてジャッキストロークを制御することで、正負交番載荷を行った。

3.1.1 実験供試体の設計

アーチカルバートの内空幅は、道路土工カルバート工指針¹⁰⁾における従来型カルバートの適用条件である8.0mを超える約8.5mの断面を想定し、土かぶり条件は2.0mとし、この条件での常時設計により供試体緒元を決定した。想定した条件を図-2に示す。常時設計は道路土工カルバート工指針に示された場所打ちアーチカルバートの設計に基づき行った。

想定した常時の荷重状態を実験で再現できるように、鉛直方向の軸力・荷重装置・荷重および荷重位置、水平方向の油圧ジャッキの荷重および荷重位置を決定した。底版の支点位置は固定ブロック幅とし、地盤上に設置された条件での隅角部挙動を再現するために、固定ブロックは底版幅よりも幅を小さくした。ここで、常時の荷重状態の再現は、曲げモーメントの分布傾向が一致すること、側壁基部における曲げモーメントおよび軸力値が一致す

ることを目標として行った。図-3に想定断面の解析モデルおよび実験断面の解析モデルを示す。実験での鉛直荷重および水平荷重をそれぞれ270kN、120kNと仮定し、荷重位置及び固定位置を図-3のように仮定した結果、図-4に示すような曲げモーメントおよび軸力を示した。これより、想定断面と実験断面の曲げモーメントの分布が概ね近いこと、側壁基部における曲げモーメントおよび軸力値がほぼ同程度であることから、実験断面において仮定した鉛直荷重、水平荷重および荷重位置を採用した。

次に正負交番実験における変位荷重によって、想定断面と実験断面での損傷状態や耐力に差異が生じないか、片側漸増荷重のプッシュオーバー解析により確認した。プッシュオーバー解析は、図-3に示した想定断面での常時荷重および実験荷重での初期荷重を荷重した解析モデルに、側壁肩部に強制変位荷重を200mmまで漸増荷重して行った。

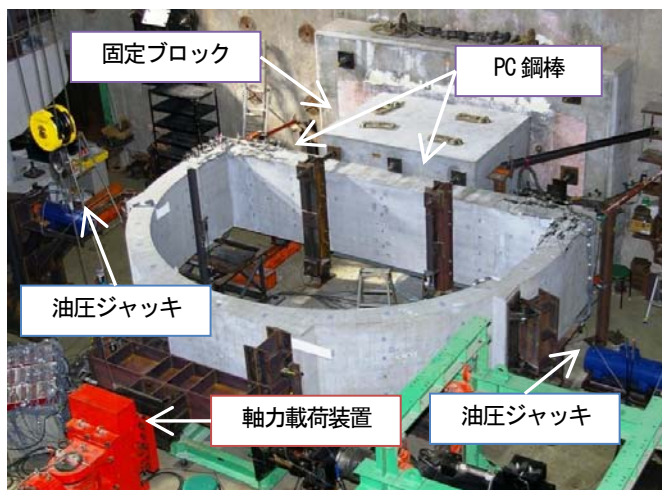


図-1 荷重実験概要

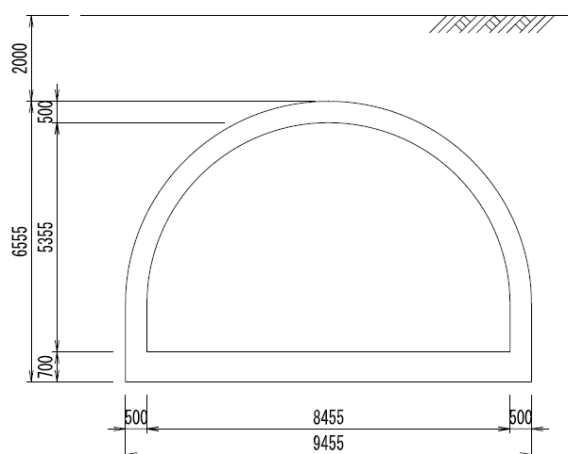


図-2 想定断面 (mm)

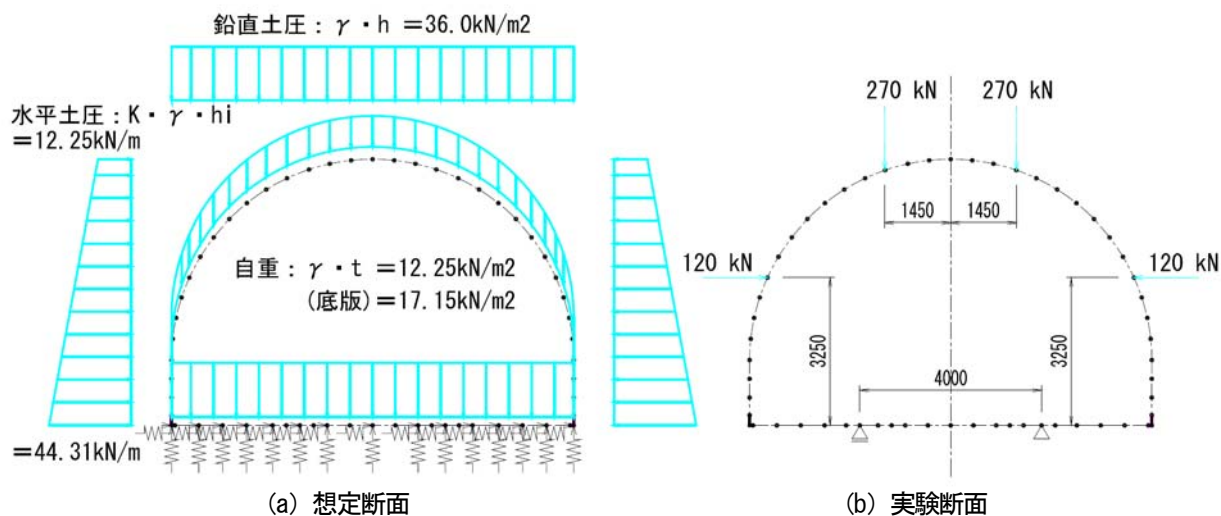


図-3 解析モデル図

解析結果として、図-5に水平荷重-水平変位曲線を、図-6に損傷位置図を示す。水平荷重-水平変位曲線は、実験断面の初期剛性が想定断面に対して大きくなったものの、概ね近い荷重変位関係を示した。初期剛性の差異については底版の支持条件の違いが原因であると考えられ、想定断面の水平変位に断面の回転変位が含まれていることによると考えられる。損傷位置および損傷順序については、両断面とも側壁基部で初降伏が生じており、その後の傷箇所についても底版支持点位置を除いて概ね一致した。初降伏時の変位については、想定断面が14mmとなったのに対して実験断面で9mmと差が生じた。これは、荷重変位曲線の初期剛性の差異と同様に、支持条件の違いが要因のひとつであると考えられる。また、底版支持部での損傷についても、支持条件の違いによるものであると

考えられ、損傷順序の影響を与えることから、この位置での鉄筋降伏に至らないよう実験断面での底版内側鉄筋を増加させることとした。

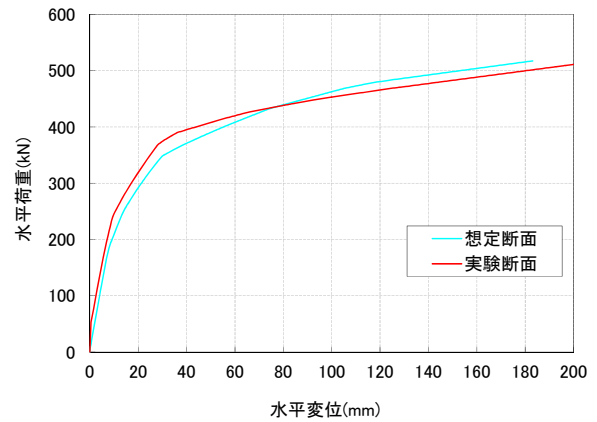


図-5 水平荷重-水平変位曲線

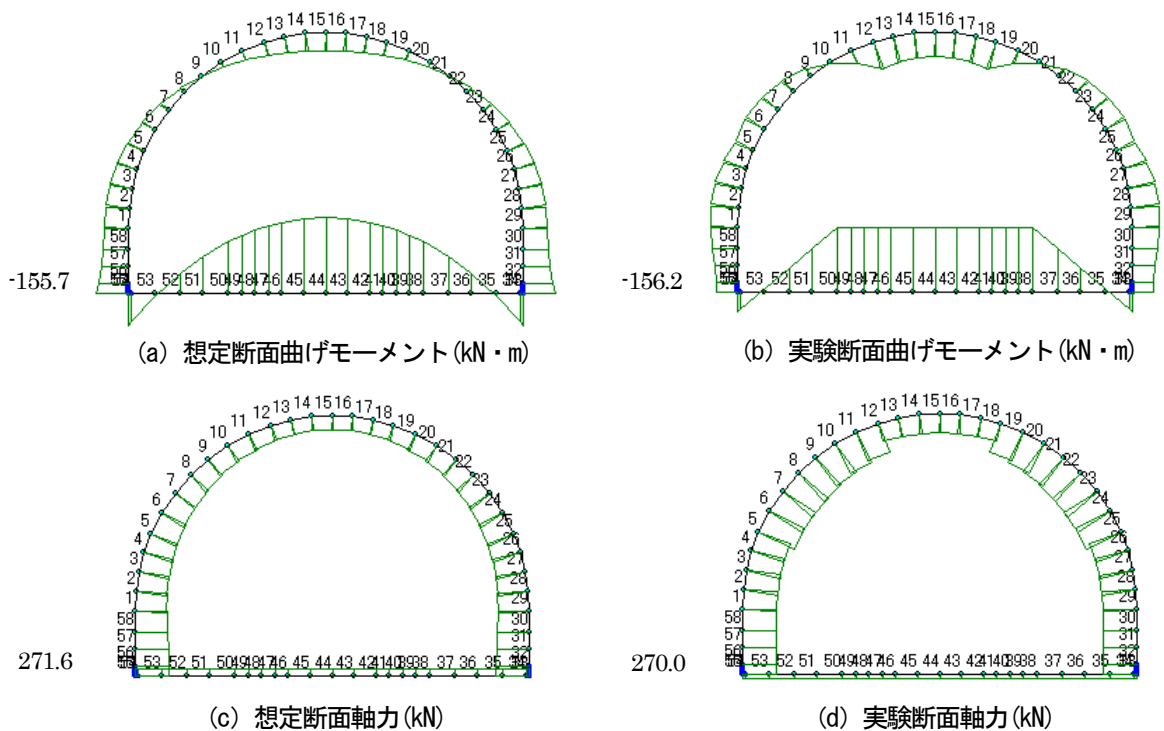


図-4 断面力図

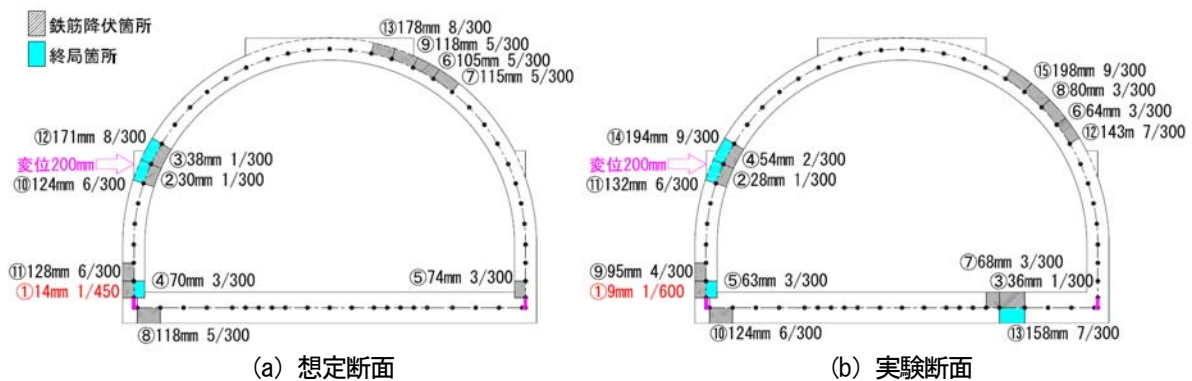


図-6 損傷位置図

実験供試体は 1/2 縮尺モデルとし、配筋は実物大モデルで決定した鉄筋量における断面積比を合わせた。表-1、表-2 に実物大モデルおよび 1/2 縮尺供試体の配筋表を、図-7 に実験供試体構造図を、図-8 に実験供試体配筋図を

それぞれ示す。供試体の奥行き方向は 1000mm とし、想定断面形状より、内空幅 4228mm、内空高 2677 mm、部材厚 250mm（アーチ部）および 350 mm（底版）とした。頂版外面および側壁外面には軸力載荷装置や油圧ジ

表-1 実物大モデル鉄筋表

鉄筋種別	部材	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	内側鉄筋				外側鉄筋			
					鉄筋径	ピッチ (mm)	断面積 (mm ²)	鉄筋比 (%)	鉄筋径	ピッチ (mm)	断面積 (mm ²)	鉄筋比 (%)
主鉄筋	頂版部	1000	500	400	D 25	250	2026.8	0.507	D 25	250	2026.8	0.507
	側壁部	1000	500	400	D 25	250	2026.8	0.507	D 25	250	2026.8	0.507
	底版部	1000	700	590	D 32	100	7942.0	1.346	D 25	250	2026.8	0.344
配力筋	頂版部	1000	500	400	D 13	250	506.8	0.127	D 13	250	506.8	0.127
	側壁部	1000	500	400	D 13	250	506.8	0.127	D 13	250	506.8	0.127
	底版部	1000	700	590	D 22	250	1548.4	0.262	D 13	250	506.8	0.086

表-2 1/2 縮尺実験供試体鉄筋表

鉄筋種別	部材	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)	内側鉄筋				外側鉄筋			
					鉄筋径	ピッチ (mm)	断面積 (mm ²)	鉄筋比 (%)	鉄筋径	ピッチ (mm)	断面積 (mm ²)	鉄筋比 (%)
主鉄筋	頂版部	1000	250	200	D 13	125	1013.6	0.507	D 13	125	1013.6	0.507
	側壁部	1000	250	200	D 13	125	1013.6	0.507	D 13	125	1013.6	0.507
	底版部	1000	350	295	D 25	125	4053.6	1.374	D 13	125	1013.6	0.344
配力筋	頂版部	1000	250	200	D 6	125	253.4	0.127	D 6	125	253.36	0.127
	側壁部	1000	250	200	D 6	125	253.4	0.127	D 6	125	253.36	0.127
	底版部	1000	350	295	D 13	125	1013.6	0.344	D 13	125	1013.6	0.344

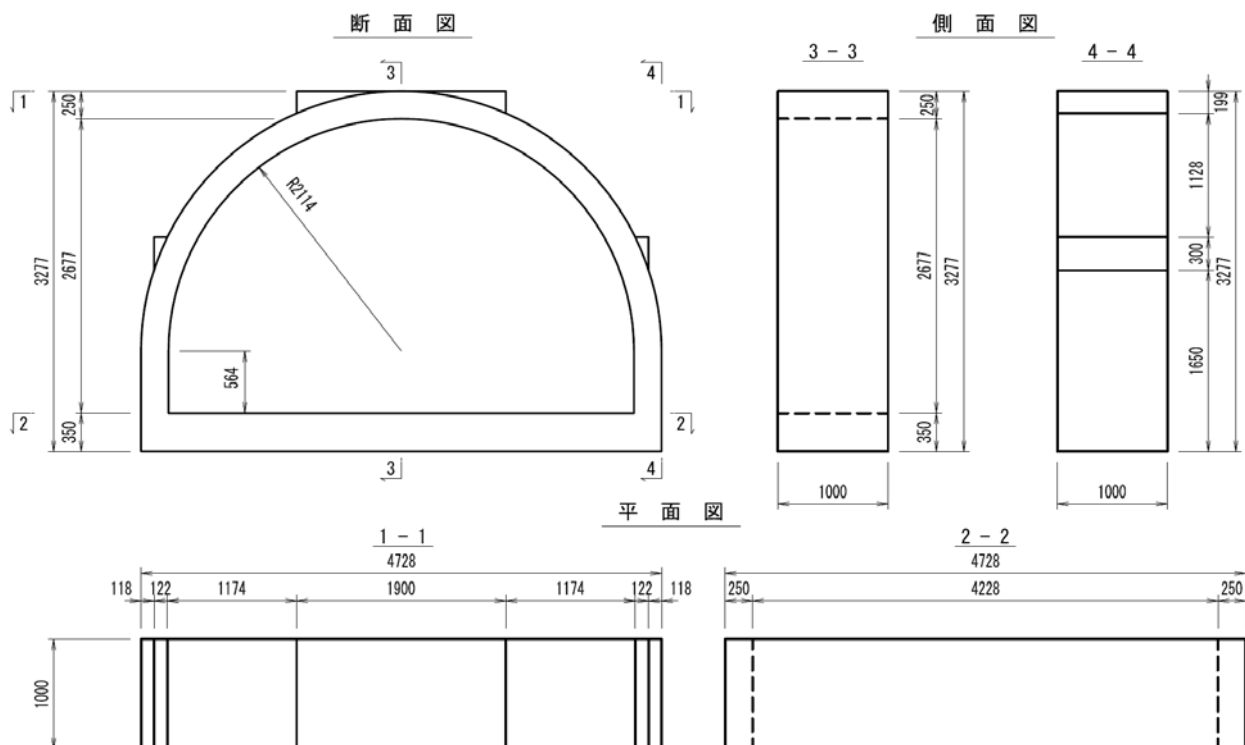


図-7 実験供試体構造図 (mm)

ヤッキに対する受圧面を最小限の大きさで設置した。コンクリートの物性値を表-3に、鉄筋の物性値を表-4に示す。コンクリートの強度および弾性係数、鉄筋の降伏強度は設計値や公称値よりも大きく、鉄筋の弾性係数については公称値の9割程度と小さかった。

3.1.2 交番载荷方法

図-9 に実験状況図を示す。荷重の載荷位置や大きさについては事前解析の結果から 1/2 縮尺を考慮し、鉛直荷重は 135kN を頂版アーチ部中央から 725mm の位置に 2 点載荷し、水平荷重は 60kN を底版下面より 1800mm の位置に載荷することとした。正負交番載荷実験に先立

ち予備載荷を行い、側壁基部の鉄筋ひずみが 1725μ (SD345 の降伏強度の規格値を弾性係数で除した値) を超えた時点での層間変形角である $1/400$ を基準変位として定め、基準変位の整数倍で図-9 での右方向を正として順次載荷した。層間変形角は図-10 に示すように頂部での変位を軸線高さで除して算出した。載荷手順としては、まず、右側のジャッキは一定の荷重を保持し、左側のジャッキを所定の変位まで押し込み正方向の載荷を行った。次に、左右のジャッキが常時の載荷状態となるまで左側のジャッキ荷重を低減したところで、左右のジャッキの制御方法を入れ替え、同様の手順で負方向の載荷を行っ

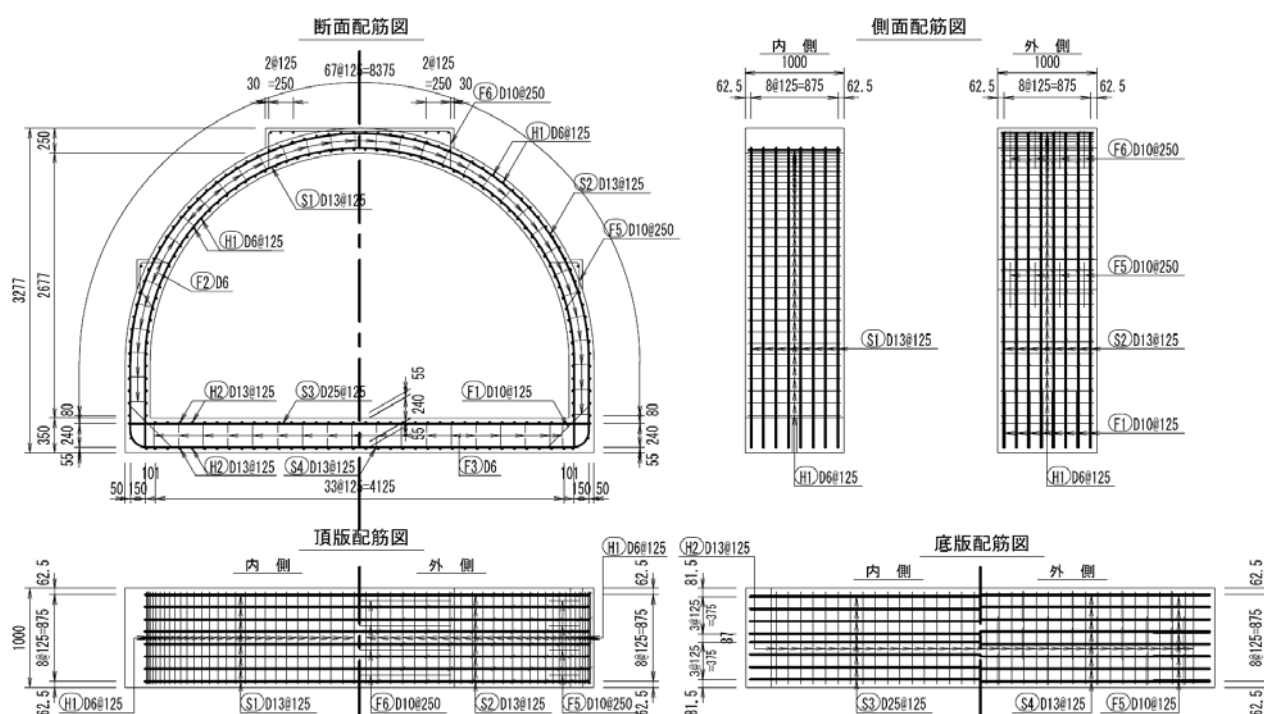


図-8 実験供試体配筋図 (mm)

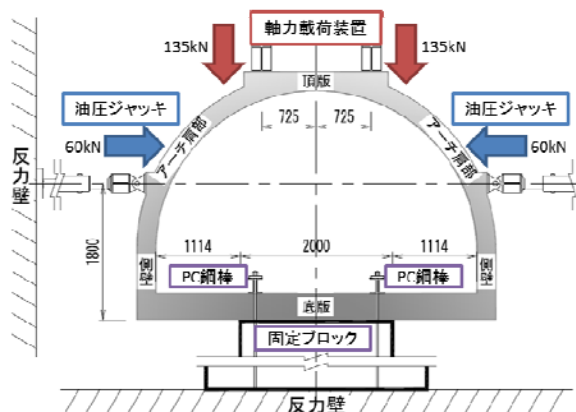


図-9 実験状況図 (mm)

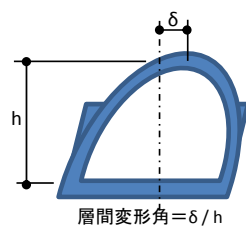


図-10 層間変形角の定義

表-3 コンクリートの物性値

	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
材料試験値	49.8	35.2
設計基準強度	40	31.0

表-4 鉄筋の物性値

鉄筋径	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
D6	435.7	194.5
D10	402.3	192.0
D13	386.3	180.1
D25	372.3	192.0
公称値	345	200.0

た. この正負の水平荷重を 1 サイクルとし, 各荷重で 3 サイクルずつ繰り返した.

3.2 実験結果

正負交番荷重実験における水平荷重と頂版水平変位の関係を図-11 に示す. 水平荷重は図-9 での右方向を正とした左右のジャッキ荷重の合計値で, 常時の土圧荷重からの増分を示している. また, ひび割れ損傷図を図-12 に示す. 実験では, 常時の土圧荷重時に頂版内面および側壁基部外面, 底版内面で軽微な曲げひび割れを観測した. 層間変形角 $2/400$ の荷重時に左側壁基部の外面側主鉄筋が降伏し, $5/400$ の荷重で側壁基部外面側のコンクリートが剥落し始め, $7/400$ の荷重で最大荷重 290.5kN

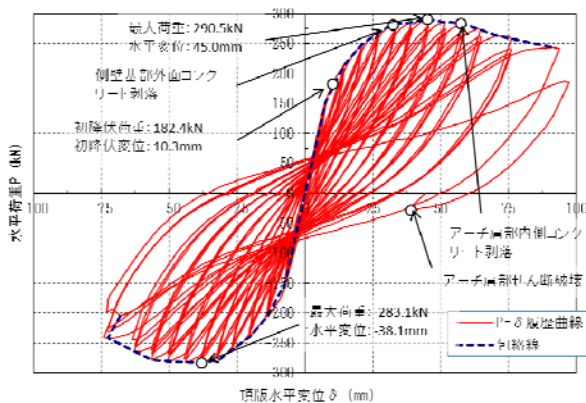
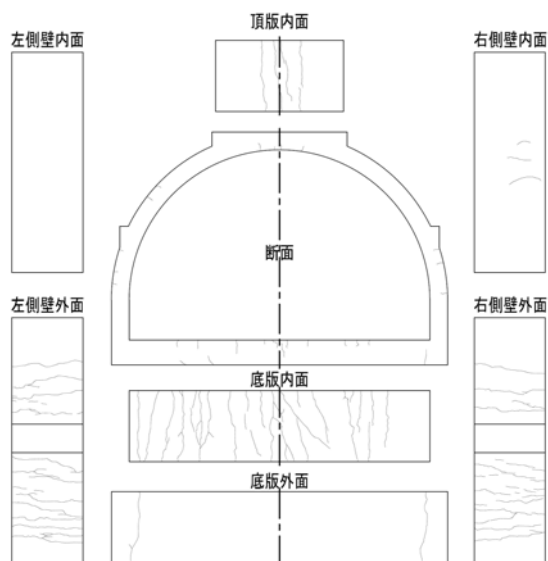
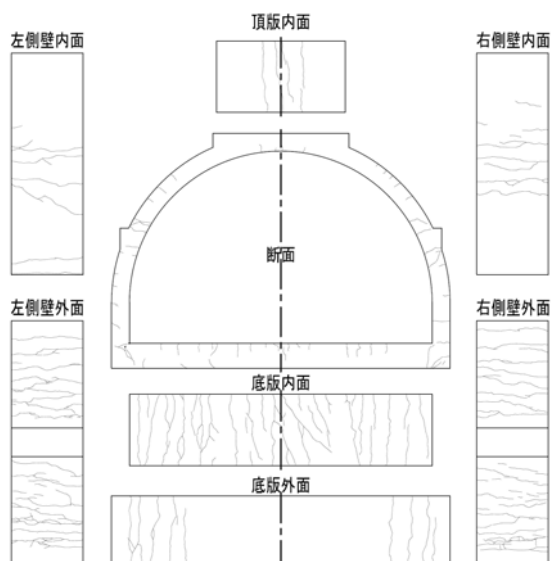


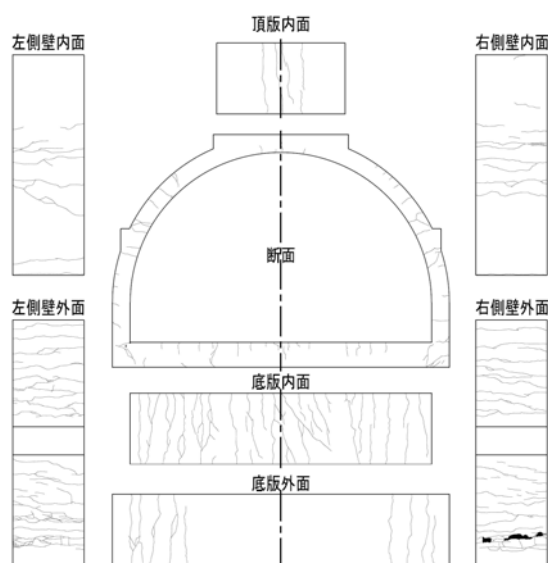
図-11 水平荷重-水平変位履歴曲線



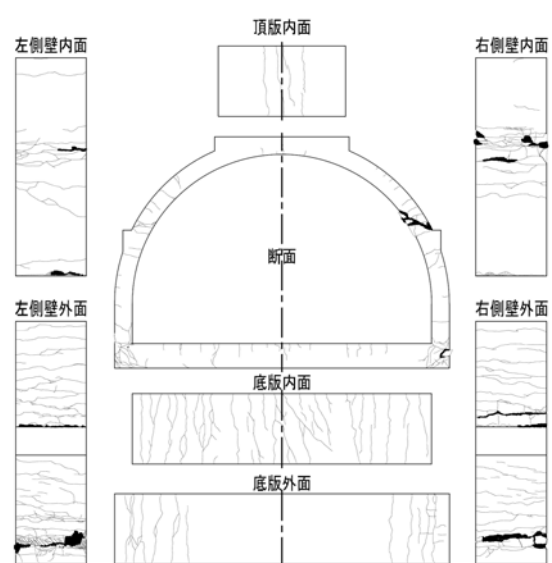
(a) 層間変形角 $2/400$ (初降伏時)



(b) 層間変形角 $7/400$ (最大荷重時)



(c) 層間変形角 $9/400$ (アーチ部内面剥落時)



(d) 層間変形角 $15/400$ (終局時)

図-12 ひび割れ損傷図



(a) 全景

(b) アーチ肩部での曲げせん断破壊
写真-2 終局状態 (15/400 載荷後)

を示した。その後荷重値を徐々に下げながら、層間変形角 9/400 の載荷ではアーチ肩部内面側のコンクリートが剥落し始め、15/400 で写真-2 に示すようにアーチ肩部での曲げせん断破壊に至った。

鉄筋降伏箇所とその発生順序を表-5 に示す。表中の記号は図-13 に示す部材記号と対応している。また、層間変形角ごとの鉄筋降伏箇所を図-14 に示す。鉄筋の初降伏の発生順序は、層間変形角 2/400 で側壁基部外面、3/400 でアーチ肩部内面、5/400 で側壁基部内面、6/400 でアーチ肩部内面と、側壁基部の損傷が先行しアーチ肩部がそれに続いた。その後の損傷状態についても、図-12 に示すように、アーチ肩部内面のコンクリートが剥落し始める 9/400 までは側壁基部の損傷が先行して進行し、側壁基部の塑性化の影響で曲げモーメント分布が徐々に変化し、アーチ肩部の曲げモーメントが大きくなったことで損傷が進み、15/400 でのアーチ肩部でのせん断破壊につながったものと考えられる。

側壁基部の外面側やアーチ肩部の広い範囲で鉄筋が降伏に至ったのに対し、側壁基部の内面側では鉄筋の降伏が基部に集中しており、ひび割れ損傷についても図-12 に示すように基部に集中する結果となった。これは、側

表-5 鉄筋降伏箇所と
その降伏順序

載荷ステップ	内側	外側
1/400		
2/400		LW,RW
3/400	LA,RA	
4/400		
5/400	LW,RW	
6/400	RB	LA,RA
7/400	LB	
8/400		RB
9/400		
10/400		
12/400		
15/400		LB

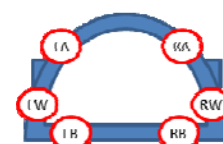


図-13 部材記号

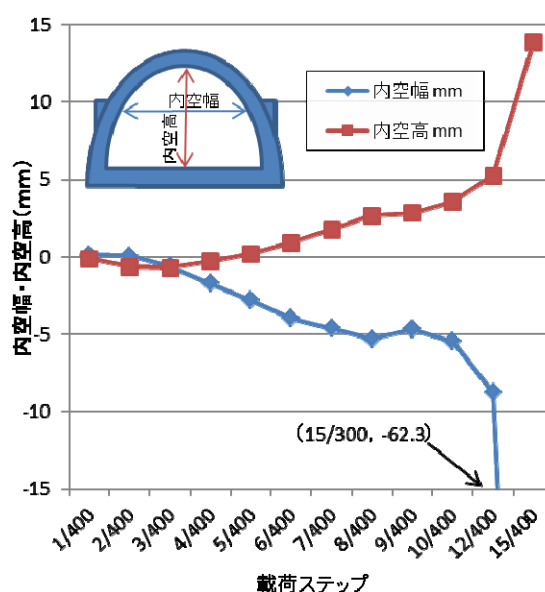


図-15 内空幅および内空高の変化

壁内面側の鉄筋は主筋の端部に定着フックを設けておらず、抜け出しが生じたことによるものと考えられる。

各載荷後の内空幅および内空高の常時荷重時からの変化を図-15 に示す。ここでの内空幅については載荷点位置での内空幅とし、内空高については中央位置での内空幅とした。載荷初期には内空幅は広がり内空高が狭まる変形を示したが、層間変形角 3/400 の載荷以降では内空幅が狭まり内空高は広がる変形となり、載荷が進むにつれてこの変形が大きくなった。これは 3/400 の載荷までに側壁基部およびアーチ肩部で主鉄筋の降伏が生じたことで、側壁が内側に倒れる方向の塑性変形が徐々に残留していったものと考えられる。その後、アーチ肩部での曲げ損傷が進んだ上でせん断破壊が生じた 15/400 の載荷では、側壁が内側に倒れこみ内空幅-62.3 mmと大きく狭まる変形を示した。さらに頂版が押し上げられること

で内空高は 14 mmと広がる変形を示し、鉛直荷重については終局限界状態においても初期荷重を保持し続けた。

3.3 まとめ

本研究では、アーチカルバートの損傷過程や終局状態を明らかにするため正負交番载荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 正負交番载荷に伴い側壁基部、アーチ肩部の順に主鉄筋が降伏し、側壁基部の塑性化の進行によって断

面力分布が変化し、アーチ肩部の断面力が増大したものと考えられ、これによりアーチ肩部での曲げ損傷が進み、アーチ肩部でのせん断破壊による終局状態となった。

- (2) 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変形となったことで、終局状態に達した後も上載荷重が保持されていた。

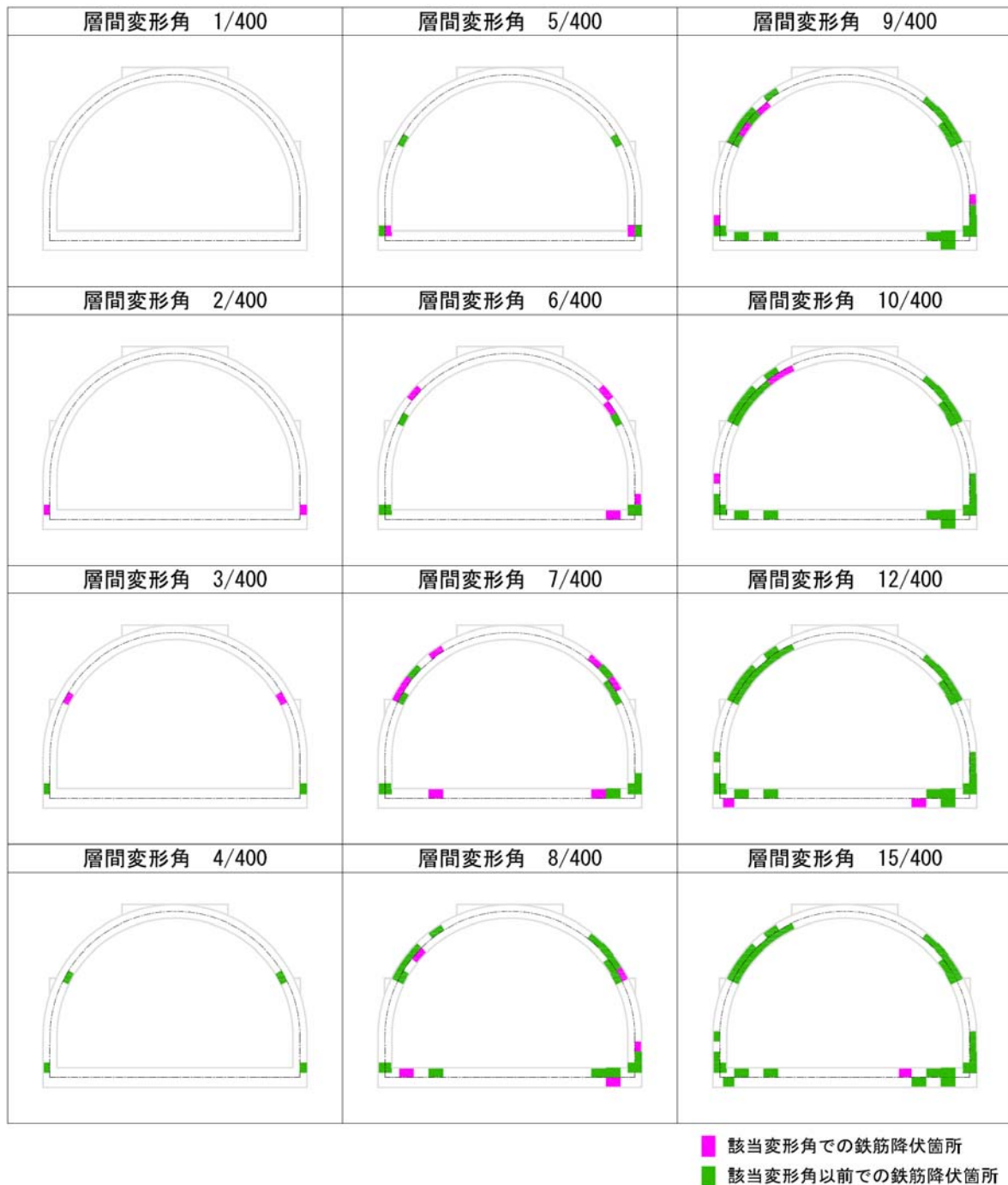


図-14 層間変形角ごとの鉄筋降伏箇所

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施した、遠心場における加振実験結果について精査を行った。

4.1 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-3 に模型のセットアップ状況を示す。

4.1.1 実験模型

図-16 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 でモデル化した模型を作製した。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-20⁷: 単位体積重量 0.2kN/m³) 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 をホッチキス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 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-17 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-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にアルミ材を加工し作製した。表-6 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-17 に示すように橋台背

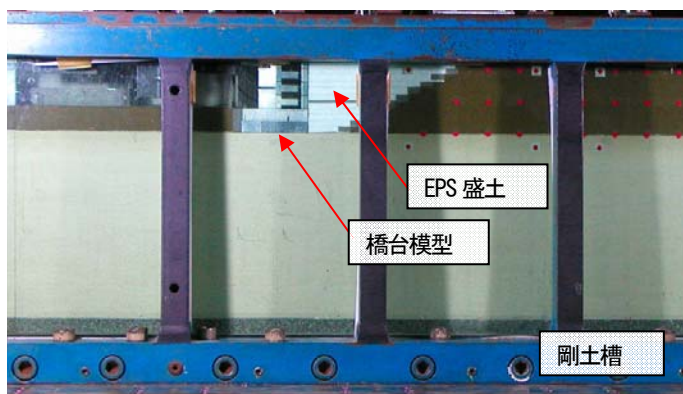


写真-3 セットアップ状況
(砂質土地盤, EPS 盛土のケース)

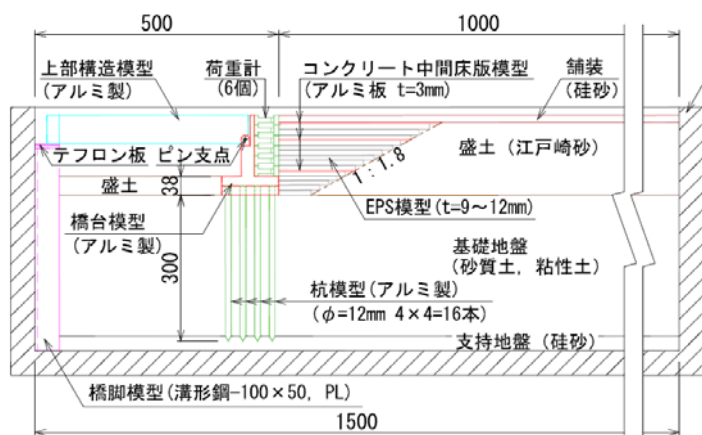


図-16 実験模型 (EPS 盛土のケース, モデル寸法: mm)

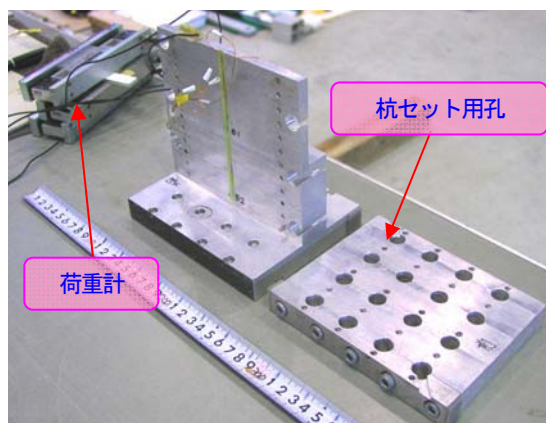


写真-4 橋台模型

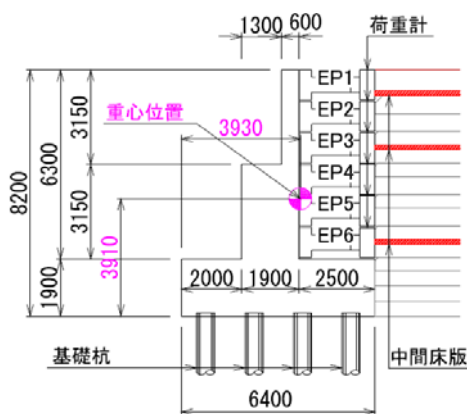


図-17 橋台形状図
(EPS 盛土のケース, モデル寸法: mm)

面側に偏心した。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-7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に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 $D_r=85\%$ 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载荷して行った。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ス面にグリースを塗布した後、基

表-6 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-7 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 特性	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.709	2.746	2.645	2.654
	水分含有量 (%)	0.5	0.0	0.0	1.8
	砂分含有量 (%)	90.3	7.8	94.8	98.2
	シルト分含有量 (%)	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
	平均粒径 D_{50} (mm)	0.243	0.015	0.169	1.280
安定 性	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.637	—	—	—
	最適含水比 ω_{opt} (%)	16.9	—	—	—
	試験方法	A-b法	—	—	—
強度 定数	粘着力 C_d (kN/m ²)	4.5	43.9	34.4	—
	せん断抵抗角 ϕ_d (°)	33.6	22.5	40.2	—

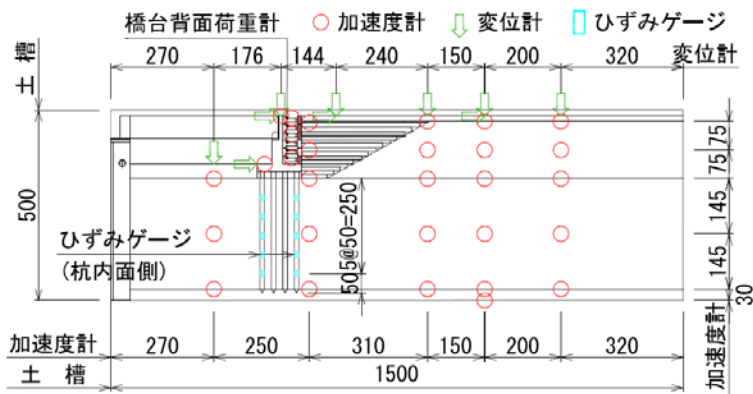


図-18 計測位置図

(EPS 盛土のケース, モデル寸法 : mm)

礎地盤が変形しないよう慎重に締固め度 $D_c=90\%$ 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号珪砂を用いて模擬した。

図-18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、それぞれ図に示す位置に配置した。

4.1.2 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-8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¹⁷⁾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種地盤の地盤面で定義された地震波、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(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-19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。

4.2 実験結果

4.2.1 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を橋台背面方向を正として図-20, 図-21に示す。水平変位は遠心力载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。

(1) 基礎地盤が砂質土の場合

表-8 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		EPS盛土	L2
Case-3		普通盛土	L1
Case-4		普通盛土	L2
Case-5		なし	L1
Case-6		なし	L2
Case-7	砂質土	EPS盛土	L1
Case-8		EPS盛土	L2
Case-9		普通盛土	L1
Case-10		普通盛土	L2
Case-11		なし	L1
Case-12		なし	L2

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

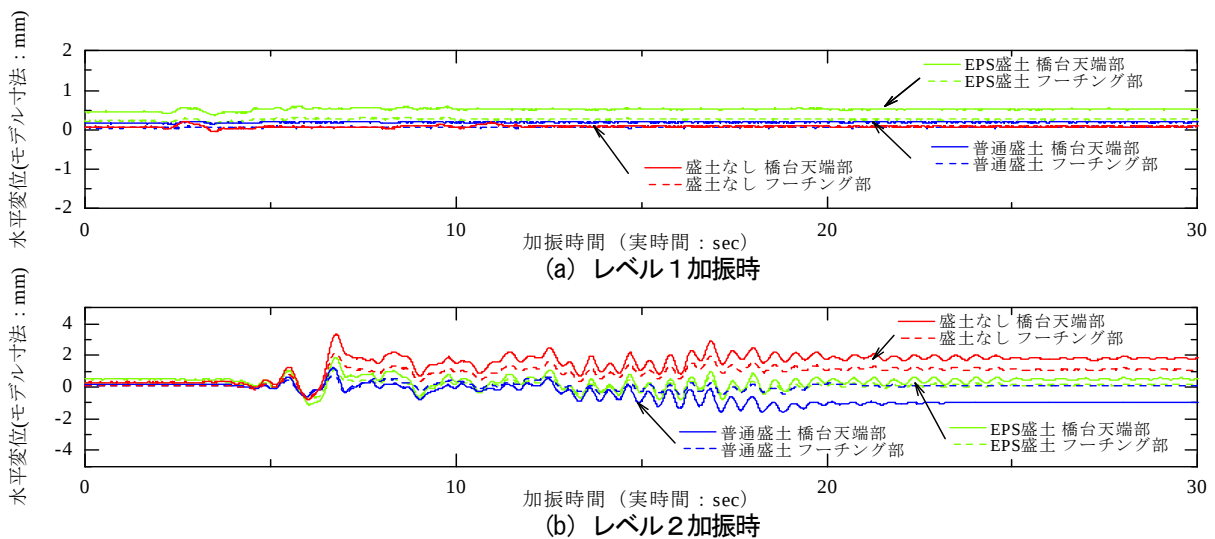
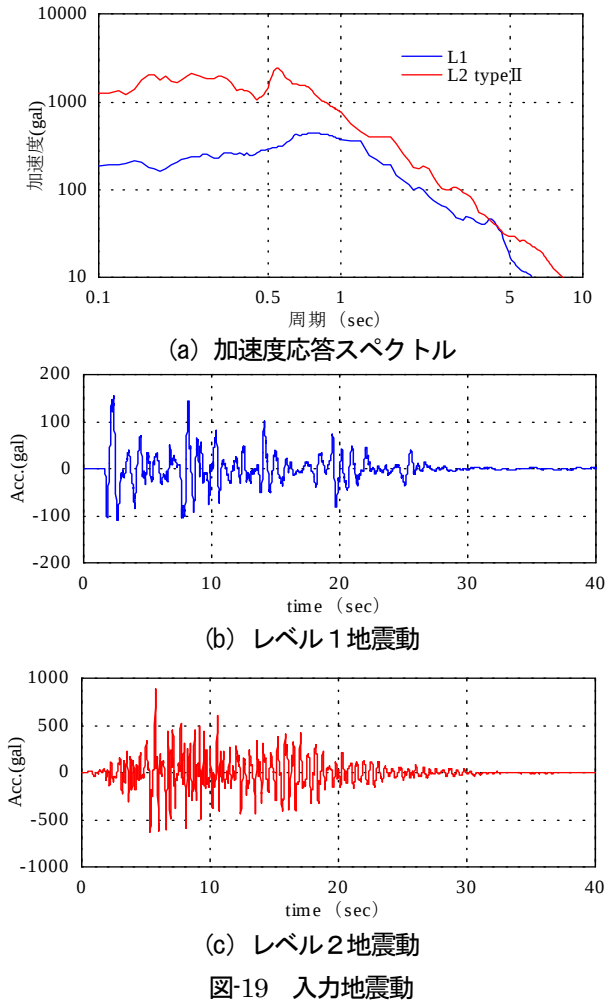
んど水平変位が生じなかった。盛土なしのケースで橋台背面方向への水平変位が生じたのは、橋台背面に取り付けた荷重計の重量により橋台背面方向に回転するモーメントが生じたためと考えられる。一方、橋台背面に EPS 盛土や普通盛土があるケースでは背面土が荷重計の自重により橋台背面方向へ生じようとする変位に抵抗するとともに、普通盛土のケースでは地震時土圧が橋台背面に作用したことで橋台前面側への水平変位が生じたものと考えられる。また、盛土なしのケースおよび普通盛土のケースでは、加振中に橋台天端部とフーチング上面の相対変位が大きくなっており L2 加振により橋台に回転変位が生じたことがわかった。

(2) 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。

4.2.2 残留変位状況

背面盛土条件ごとの L1 加振時、L2 加振時の遠心载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-22～図-24 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



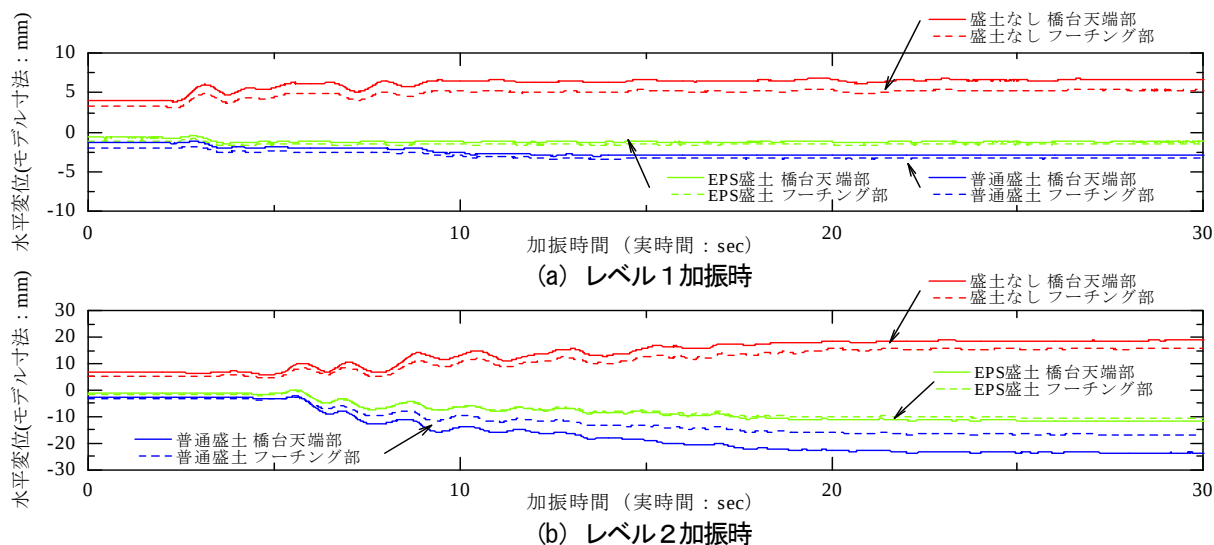


図-21 橋台天端およびフーチング部の時刻歴応答水平変位（粘性土地盤）

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。

(1) 基礎地盤が砂質土の場合

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。

(2) 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橋台天端部で橋台前面方向にそれぞれ12mm、24mm程度の変位が生じ、盛土なしのケースで橋台背面方向に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

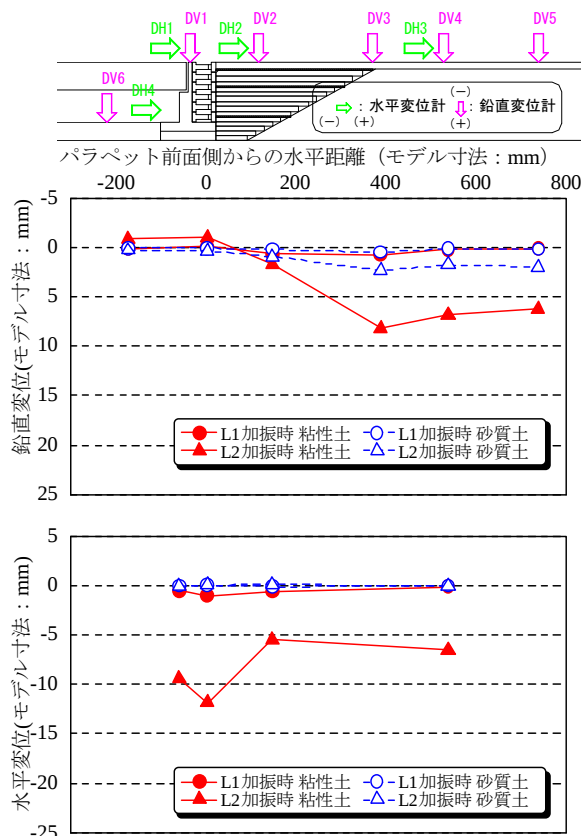


図-21 鉛直方向および水平方向の残留変位 (EPS 盛土のケース)

で、写真-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。

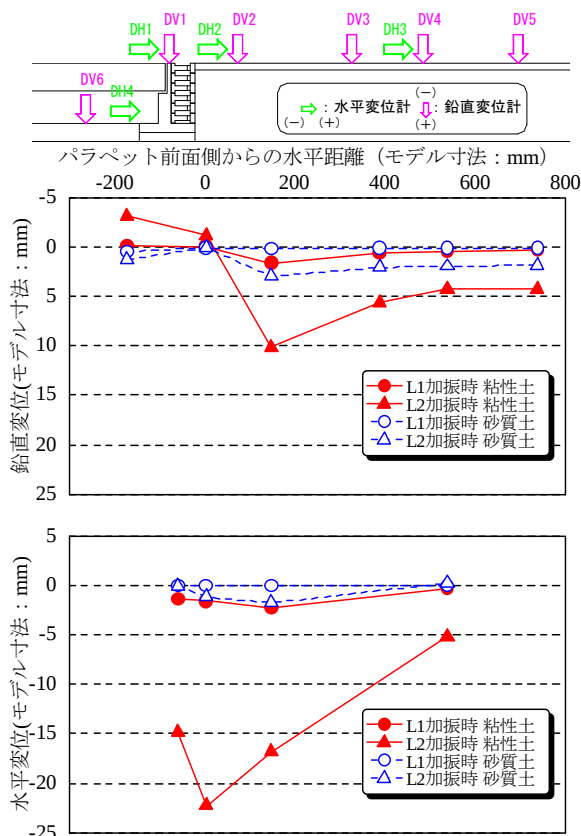


図-22 鉛直方向および水平方向の残留変位
(普通盛土のケース)

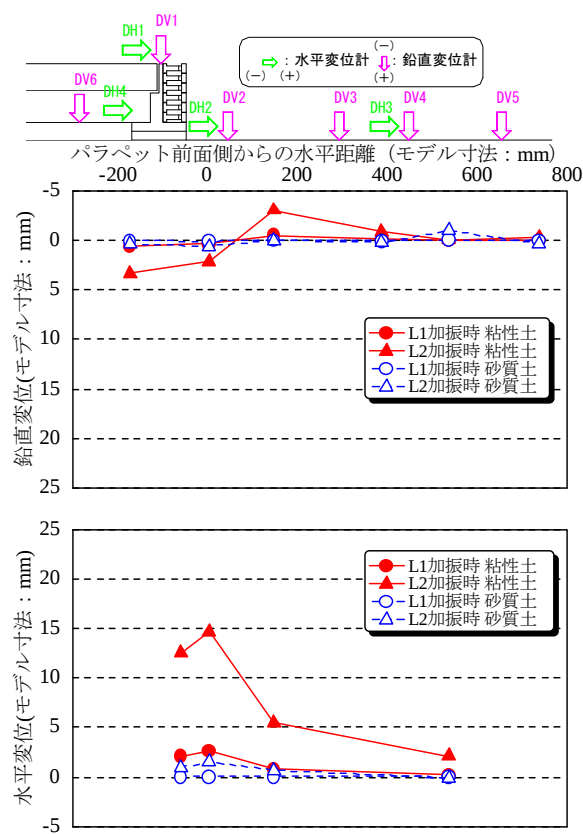
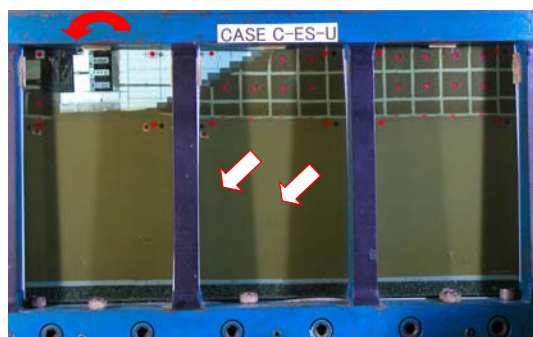
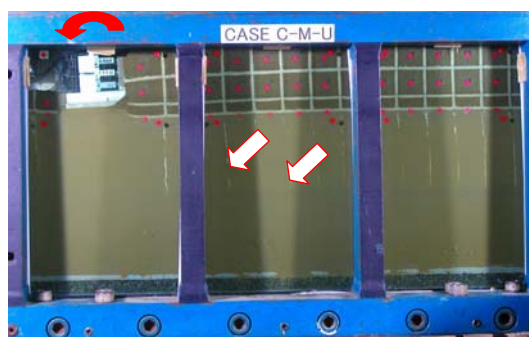


図-23 鉛直方向および水平方向の残留変位
(盛土なしのケース)



(a) EPS 盛土



(b) 普通盛土



(c) 背面盛土なし
写真-5 L2加振後の変形状況
(粘性土地盤)

4.2.3 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-25～図-27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、橋台先端部の加速度で、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方が、橋台先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

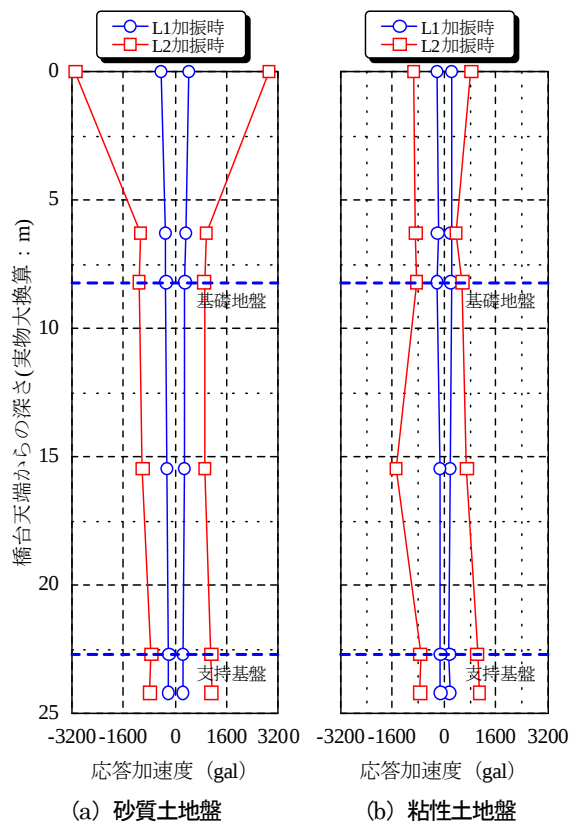


図-25 最大加速度深度方向分布 (EPS 盛土)

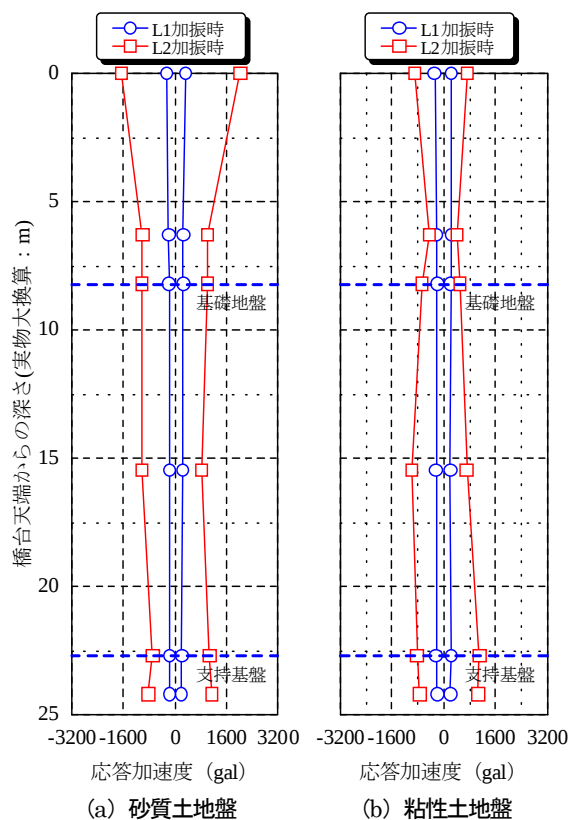


図-26 加速度深度方向分布 (普通盛土)

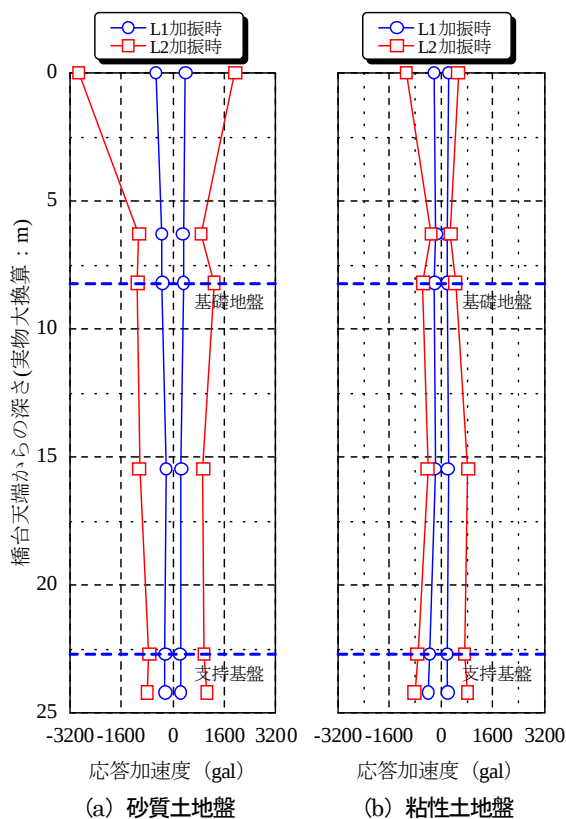


図-27 最大加速度深度方向分布 (盛土なし)

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。

4.2.4 地震時土圧

図-28、図-29 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

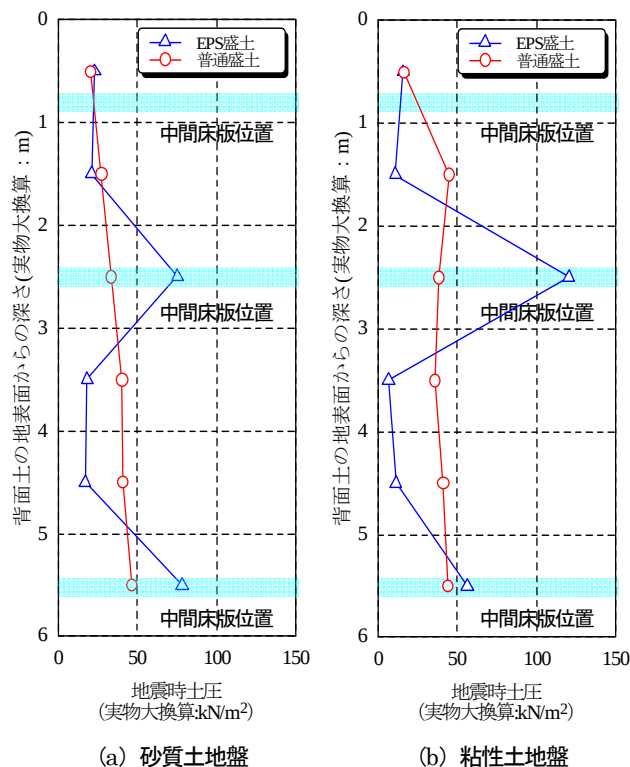


図-28 地震時最大土圧 (L1 加振時)

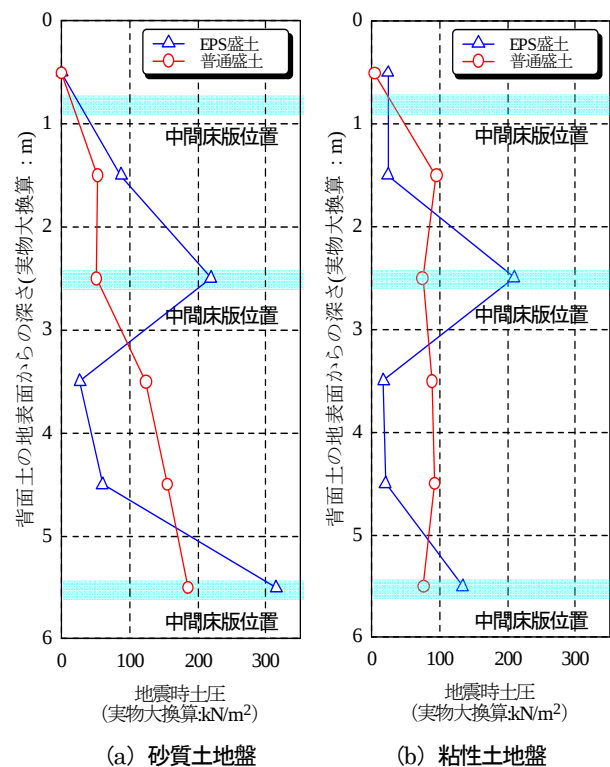


図-29 地震時最大土圧 (L2 加振時)

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。

4.2.5 橋台基部に発生する曲げモーメントの時刻歴

図-30 礎地盤が粘性土の場合の 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、橋台天端が前面側へ回転する方向を正として示す。ここで、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し、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）に生じるときには、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、背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ている。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-20 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、主働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働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

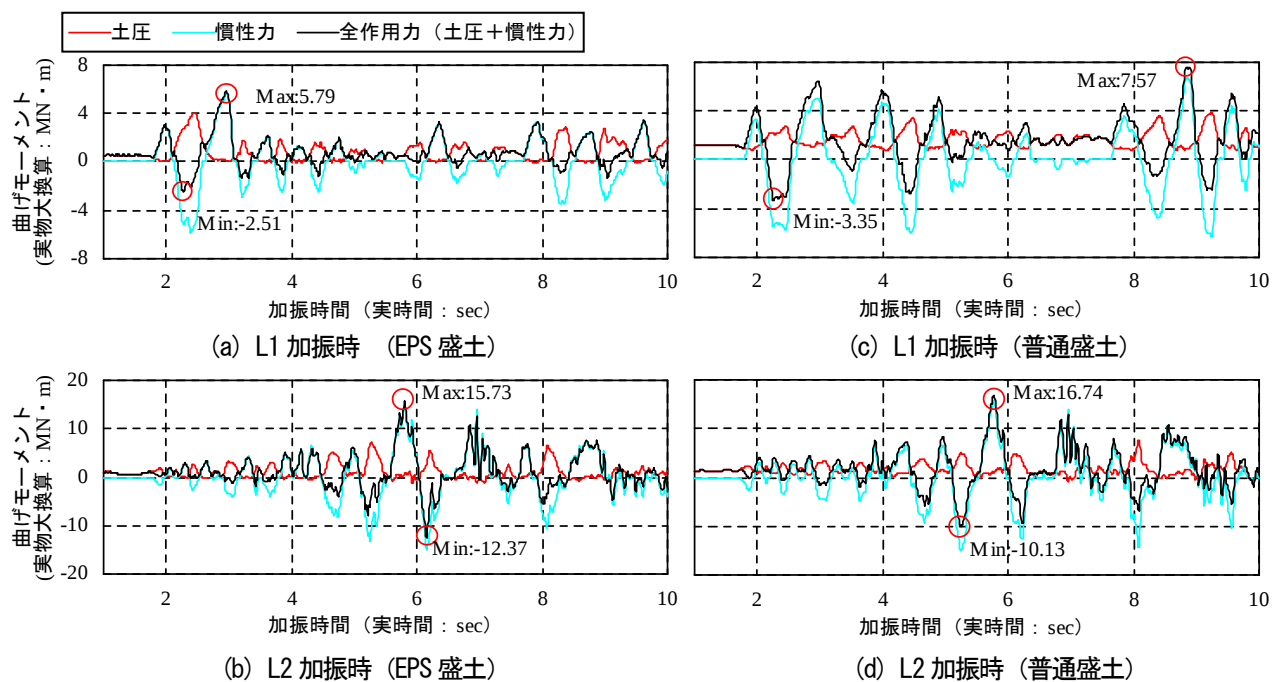


図-30 橋台発生する曲げモーメントの時刻歴 (粘性土地盤)

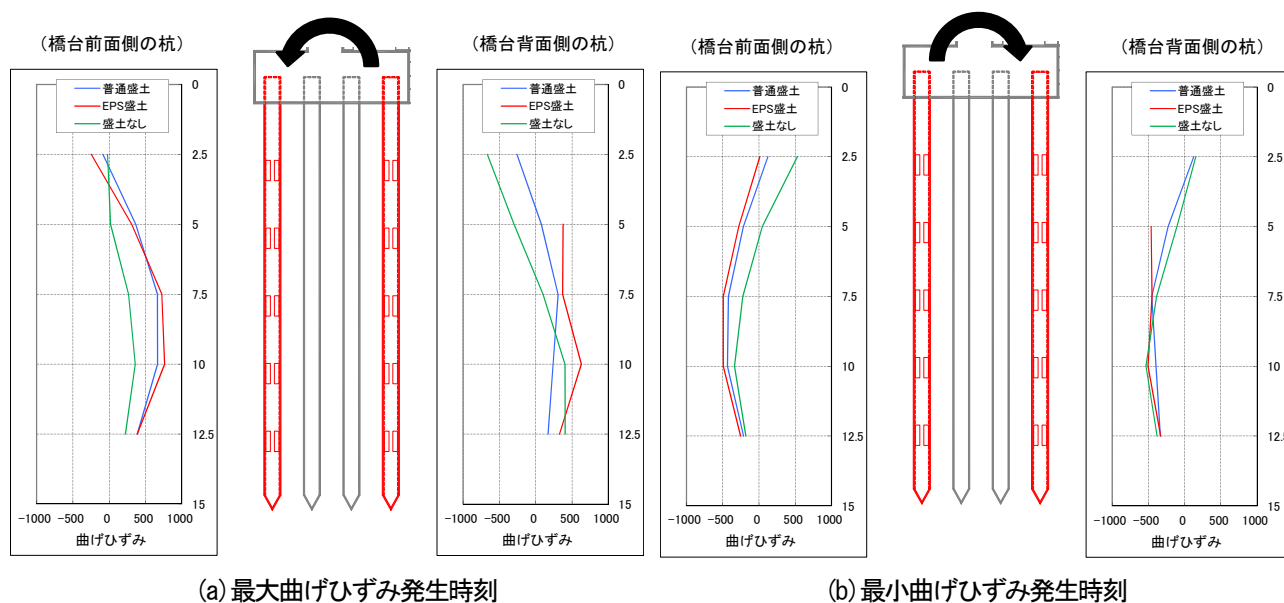


図-31 杭基礎の曲げひずみの深度方向分布 (実大寸法: m)

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働方向に比べ最大曲げモーメントの値が小さくなった。

4.2.6 杭基礎の曲げひずみの深度方向分布

図-31 基礎地盤が粘性土の場合の L2 加振時における橋台前面側、橋台背面側のそれぞれの杭基礎の曲げひずみの深度方向分布を示しており、図-31(a)は杭基礎の曲げひずみが最大を示した時刻の深度方向分布を、図-31(b)は杭基礎の曲げひずみが最小を示した時刻の深

度方向分布を示す。ここで、ひずみ値は初期ひずみおよび地震荷重による軸ひずみの増分を控除し、地震荷重による曲げひずみの増分のみを示している。なお、背面が EPS のケースの橋台背面側の杭の最上段のひずみは計測できなかったため、データが欠落している。

杭基礎の曲げひずみが最大および最小を示したそれぞれの時刻において、背面盛土の違いによる杭基礎の曲げひずみ分布に明確な違いは認められなかった。したがって、橋台と同様に、背面盛土の違いが杭基礎の地震時挙動に与える影響は本実験の条件においては小さいといえ

る。

4.3 まとめ

本検討では、背面に EPS 盛土を有する橋台における橋台と EPS の地震時相互作用に関する遠心模型実験を行った。その結果得られた知見を以下に示す。

- (1) 橋台背面に EPS 盛土を設置した場合の橋台の応答変位は、L1 加振時 L2 加振時ともに基礎地盤が変位の大きい粘性土地盤においては、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。
- (2) 橋台天端の最大応答加速度は基礎地盤が粘性土地盤の場合に比べ砂質土地盤の場合で大きい。また、橋台背面に EPS 盛土を設置した場合は、橋台背面に盛土がない場合と同様、橋台本体部で応答加速度が増幅した。一方、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部での応答加速度の増幅が抑えられた。
- (3) 地震時に橋台に作用する土圧は、L1 加振時 L2 加振時ともに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の中間床版位置での作用力が大きくなった。
- (4) 地震時土圧の分布形状は基礎地盤の条件によって変化し、L1 加振時 L2 加振時ともに粘性土地盤において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傾向が見られた。
- (5) 地震時に橋台基部に生じる曲げモーメントは、主働方向に関して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り、受働方向に関しては背面盛土が橋台変位を抑制する挙動が生じることで小さくなる。
- (6) 背面盛土の違いが杭基礎の地震時挙動に与える影響は本実験の条件においては小さい。

5. 本年度の研究のまとめ

本年度は、アーチカルバートの性能評価手法の確立の一環として、模型供試体を用いた正負交番繰返し載荷実験を行った。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、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) アーチカルバートの正負交番実験の結果、側壁基部、アーチ肩部の順に損傷する過程や、アーチ肩部での曲げせん断破壊による終局状態について確認することができ、さらに終局状態においても上載荷重を保

持していることを確認した。

- (2) 橋台背面に EPS 盛土を設置した場合の橋台の応答変位は、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、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り、橋台本体部で応答加速度が増幅した。
- (3) 地震時に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の中間床版位置での作用力が大きくなった。その一方で、橋台基部に生じる曲げモーメントや杭基礎の曲げひずみは、主働方向に関して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ており、背面盛土の違いが与える影響は本実験の条件においては小さかった。

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位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) 藤原，篠原，西田，石田：アーチカルバートと橋台の地震時相互影響に関する検討，第 48 回地盤工学研究発表会論文，2013.7.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，平成 24 年 3 月
- 7) 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
- 8) 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

- 9) 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.
- 10) 篠原, 藤原, 西田, 石田 : 中間床版を有する橋台背面盛土の地震応答解析, 第 48 回地盤工学研究発表会論文, 2013.7.
- 11) 八ツ元, 西田, 石田 : 遠心力載荷実験による EPS 盛土-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.
- 12) 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
- 13) 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.
- 14) 山崎, 大保, 黒田, 片山 : EPS 盛土-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.
- 15) 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
- 16) (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
- 17) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成 24 年 3 月

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 FY2013, the cyclic lateral loading test of the arch culvert was performed for the purpose of confirming the ultimate state and damage process, and the experimental studies to evaluate the response characteristic of the abutment which had EPS backfill.

Key words: arch culvert, abutment, the cyclic lateral loading test, EPS, geotechnical centrifuge experiment