



道路政策の質の向上に資する技術研究開発
成 果 報 告 レ ポ ー ト
No. 24-4

研究テーマ

大型実験および数値解析による連続アーチカルバート
盛土の設計規範の構築に関する研究

研究代表者：京都大学教授	木村 亮
共同研究者：大阪工業大学教授	井上 晋
京都大学准教授	岸田 潔
地域地盤環境研究所	長屋 淳一
京都大学助教	澤村 康生

平成27年7月

新道路技術会議

目次

研究概要.....	1
第1章 はじめに.....	3
1. 1 研究の背景.....	3
1. 2 連続アーチカルバート盛土.....	5
1. 3 本研究の目的と本報告書の内容.....	6
第2章 遠心模型実験とその数値解析.....	8
2. 1 はじめに.....	8
2. 2 カルバート横断方向の遠心模型実験.....	8
2. 3 カルバート横断方向の数値解析.....	10
2. 4 カルバート縦断方向に関する検討（両壁面を等変位条件とした場合）.....	14
2. 5 カルバート縦断方向に関する検討（両壁面を独立した補強土とした場合）.....	17
第3章 大型振動台実験とその数値解析.....	24
3. 1 はじめに.....	24
3. 2 3ヒンジプレキャストアーチカルバートに対する大型振動台実験(第4回目実験) ...	24
3. 3 2ヒンジプレキャストアーチカルバートに対する大型振動台実験(第5回目実験) ...	37
3. 4 大型振動台実験と数値解析のまとめ.....	38
第4章 カルバート構造形式の検討.....	41
4. 1 はじめに.....	41
4. 2 継手部の性能試験.....	41
4. 3 現場計測によるプレキャストアーチカルバートの応力・変形挙動.....	45
第5章 結果の総括的とりまとめ.....	49
5. 1 はじめに.....	49
5. 2 ヒンジ部に求められる要求性能.....	49
5. 3 施工時および供用中（常時）の安定性に関する考え方.....	49
5. 4 ヒンジ式プレキャストアーチカルバートにおける地震時の設計法に関する考え方..	50
5. 5 連続アーチカルバート盛土の耐震性に関する考え方.....	51

**「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」(平成24年度採択)
研究概要**

番号	研究課題名	研究代表者
No.22-4	大型実験および数値解析による連続アーチカルバート盛土の設計規範の構築に関する研究	京都大学 教授 木村 亮

高規格道路における盛土の閉塞感と高架橋のコスト高という問題を解決する構造物として、ヒンジ式プレキャストアーチカルバートを連続的に設置した「連続アーチカルバート盛土」が提案されている。本研究では、地震時の損傷形態と要求性能を明確にし、同構造の設計規範を構築することを目的に、大型振動台実験とその数値解析をはじめとする種々の検討を実施する。

1. 研究の背景・目的 (研究開始当初の背景・動機、目標等)

高規格道路を建設する際には、機能上の理由により盛土や高架橋によって他の道路や鉄道などと立体交差させて分離する必要がある。ここで、盛土は地域を分断し、高架橋は盛土に比べて建設・維持管理が高価であるという問題がある。そこで申請者らは、盛土内に複数のアーチカルバートを設置した新しい盛土構造を提案し、その実用化を目指している。

提案する構造は、柔なアーチカルバートを連続的に含むものであり、地震時のカルバートと盛土の動的挙動、相互作用を解明する必要がある。そこで本研究では、振動実験(大型振動台、遠心模型実験)と数値解析、現場計測およびプレキャストカルバートの継手試験を実施し、アーチカルバートを複数含む盛土構造の損傷形態と地震時要求性能を解明し、耐震性を考慮した設計規範の確立を目指す。

2. 研究内容 (研究の方法・項目等)

- (1) カルバート縦断方向・横断方向に対する遠心模型実験とその数値解析
- (2) 強地震時におけるプレキャストアーチカルバートの挙動に関する大型振動台実験とその数値解析
- (3) 継手部の性能試験と現場計測によるカルバート構造形式の検討
- (4) プレキャストアーチカルバートの耐震性評価と設計規範の提案

3. 研究成果 (図表・写真等を活用し分かりやすく記述)

- カルバート縦断方向の耐震性に関して、カルバート間の目地の開きや壁面変位を抑制するという観点からは、カルバート同士を連結した方が有利である。また、カルバート直上の土被りが大きい方が、カルバートの拘束圧が大きくなり挙動が安定することから、坑口付近には一定以上の土被りを設けることが望ましい。
- カルバート横断方向の耐震性に関して、遠心実験と数値解析より、各構造形式と盛土高に関する基本的な動的挙動を確認した。特に連続アーチ盛土に用いられるヒンジ式のアーチカルバートについては、盛土高によらず地震時の曲げモーメント増分は一定であること、盛土高が大きくなると拘束圧によりヒンジ機能が抑制されることを確認した。
- 地盤のせん断ひずみが7%を超えるような条件では、コンクリートの表面に無数のクラックが発生し、鉄筋には降伏ひずみの2倍以上のひずみが発生する。しかしながら、加振中にヒンジ部が先行して逸脱し、カルバート全体が崩壊するようなことはない。
- 大型振動台実験とその数値解析により、応答変位法に代表される静的照査法を用いても、カルバートの損傷過程を精度よく再現可能であることを確認した(Fig. 1)。したがって、カルバート横断方向の設計を行う際には、これまで地中構造物に対して用いられてきた、応答変位法、応答変位法などの静的照査方法による適用が可能であると考えられる。しかし、ヒンジ部については、しかるべき性能試験を実施した上で、その特性を適切に表現しうるモデルを用いることが重要である。
- ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートは周辺地盤から積極的に地盤反力を引き出し安定化する構造物である。しかしその反面、周囲の地盤の挙動に大きく影響を受ける。現状の設計では、基礎地盤は強度のみで評価しているが、不同沈下に対する照査も必要である。
- 連続アーチカルバート盛土のように一定間隔でカルバートが設置されている場合には、その設置間隔が狭い方がカルバートと地盤を含む全体の剛性が高くなるため、カルバートに発生する断面力や変形が小さくなる。したがって、このような条件では、単独で設置された場合が最も厳しい条件となるため、単独で設置さ

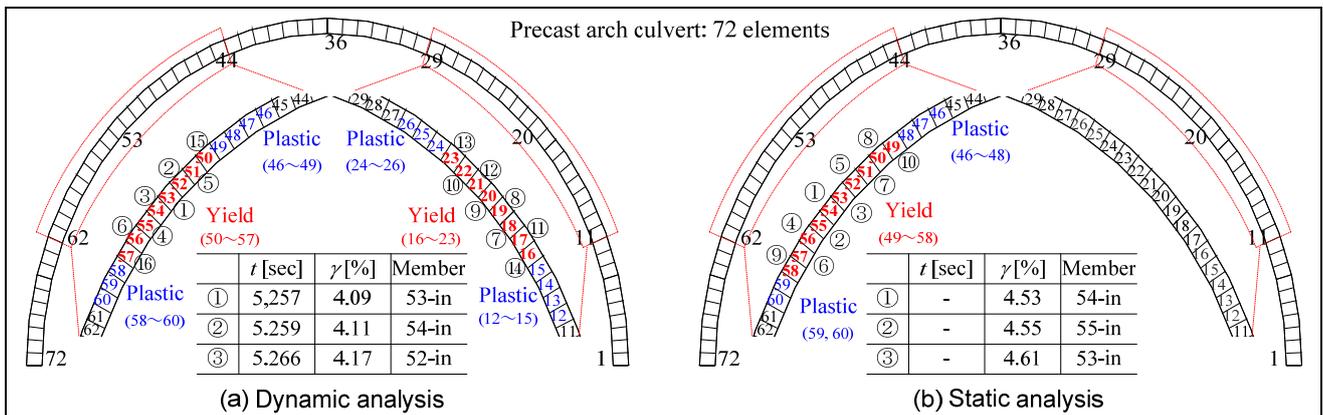


Fig. 1 Damage process of reinforcing steel

れた場合を対象に耐震性の検討を行えばよいことを確認した。しかしながら、実構造を考えた場合、連続アーチカルバート盛土の端部に設置されたカルバートには、左右から偏土圧が作用し、これにより挙動が大きく変化することが予想される。したがって、現状においては、単独で設置された場合の耐震性の照査に加えて、動的照査法による耐震性の検討を標準とするのが望ましい。

4. 主な発表論文 (研究代表者はゴシック、研究分担者は下線)

- 1) 澤村康生, 荒居旅人, 岸田 潔, 木村 亮: 壁面工を有する盛土内に設置されたアーチカルバートにおける縦断方向の地震時挙動に関する遠心模型実験, 地盤工学ジャーナル, Vol. 9(1), pp. 41-57, 2014-3.
- 2) Sawamura, Y., Kishida, K. and Kimura, M.: Evaluation of Dynamic behavior of culverts and embankments through centrifuge model tests and a numerical analysis, Proc. of the 14th IACMAG, pp.743-748, 2014-9.
- 3) Sawamura, Y., Ishihara, H., Kishida, K. and Kimura, M.: Seismic Assessment of Two-Hinge Precast Arch Culvert based on Shaking Table Test through Strong Earthquake Response Simulator, Proc. of the 27th KKHTCNN Symp. on Civil Engineering, S-8-1, 2014-11.
- 4) 澤村康生, 石原央之, 岸田 潔, 木村 亮: 強震応答実験装置を用いた 3 ヒンジプレキャストアーチカルバートの振動実験, 第 59 回地盤工学シンポジウム論文集, pp.207-214, 2014-11.

5. 今後の展望 (研究成果の活用や発展性、今後の課題等)

(1) 3次元的な挙動の確認

本研究では、カルバートを含む盛土構造の耐震性に関して、カルバートの方向と地震動の方向を関連付けて検討を行ってきた。これにより、それぞれの地震動による損傷形態や解析手法について確認することが出来た。今後の展望としては、3次元的な挙動の解明が挙げられる。特に、盛土に対して一定の角度を持ってカルバートが設置している際には、坑口付近において「小土被り・偏土圧」の条件となりやすく、カルバートの挙動が不安定になることが予想される。2011年の東北地方太平洋沖地震においては、このような条件において大きな被害が発生していることから、この点に着目した更なる検討が望まれる。

(2) 既設構造物の耐震補強・復旧方法に関する検討

ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートは、高速道路をはじめ日本全国に数百件の施工実績を有する構造物である。本研究により、現行の設計法に基づき、適切に設計・施工されたカルバートについては、一定の耐震性能を有することが確認された。しかしながら、既設のカルバートに対しては、必要に応じて耐震補強を行う必要があると考えられるが、どのような損傷に対してどのような耐震補強対策が有効なのか明らかになっていない。今後は、震災後の復旧方法と併せて、この点について議論を深める必要がある。

6. 道路政策の質の向上への寄与 (研究成果の実務への反映見込み等)

本研究では、遠心模型実験・大型振動台実験とその数値解析、継手部の性能試験、現場計測をはじめとする様々な方法でヒンジ式のプレキャストアーチカルバートの耐震性について検討を行った。さらに、これらの成果を取りまとめる際には、産官学連携による議論を重ね、道路管理者や道路事業者にとってわかりやすい形で設計規範を構築することが出来た。これらの成果は、コスト縮減や現場での省力化により今後ますます需要が拡大されると考えられる本構造の耐震設計法に大きく貢献するものである。

7. ホームページ等 (関連ウェブサイト等)

本研究による成果を発表した研究論文リスト、公開実験の様子などは、研究代表者が所属する研究室のホームページ (<http://geomechanics.kuciv.kyoto-u.ac.jp/index.html>) において閲覧することが可能である。

第1章 はじめに

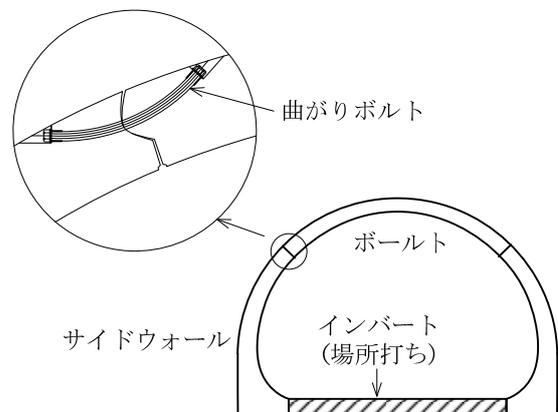
1.1 研究の背景

カルバートの設計においては、道路土工カルバート工指針¹⁻¹⁾に準拠し、現在まで多数構築されてきた従来型のカルバートについては、耐震設計を必要としない慣用設計法が適用可能であるとされている。これは、従来型カルバートの適用範囲内であれば、カルバートは地震時に周辺地盤や盛土と一体となって挙動し、地震により躯体本体に作用する力は小さいという前提に基づいている。このようなカルバートは、1995年の兵庫県南部地震、2004年の新潟県中越地震において強い地震動を受けてきたにも関わらず、顕著な被害は発生していない。しかし近年、これら従来型カルバートの適用範囲外であるヒンジ式プレキャストアーチカルバートの施工機会が増加しており、耐震性の把握が重要な課題となっている。

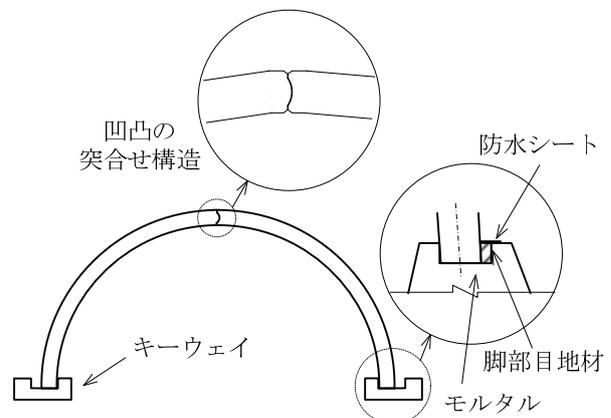
ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートは、アーチカルバートの主要部材を分割・プレキャスト化し、さらに分割位置にヒンジ機能を持たせた柔なたわみ性アーチカルバートである。このため、部材の変形をある程度許容することで盛土からの地盤反力を積極的に引出し、安定化すると考えられている。現在用いられている多分割式のプレキャストアーチカルバートには、主に2ヒンジ構造¹⁻²⁾と3ヒンジ構造¹⁻³⁾がある。図1-1にそれぞれの構造を示す。2ヒンジアーチカルバートは、アーチの左右両肩部で分割され、施工時にはヒンジ機能を持つ曲がりボルトで一体化される。施工手順は図1-2に示すように、基礎工の後に左右のサイドウォール部材を設置、そしてボルト部材の据付を行った後、場所打ちインバートが施工される。その後、盛土工が行われ、転圧機械にて締め固められる。一方3ヒンジアーチカルバートは、クラウン部と脚部に分割されており、天端は部材の突合せ構造、脚部はキーウェイと呼ばれる基礎に挿入されておりともにヒンジ構造となっている。3ヒンジアーチカルバートにおけるアーチの組み立ての様子を図1-3に示す。はじめに基礎工にあたるキーウェイを打設する。つぎに左右のアーチ部材を交互

に設置し、脚部のヒンジ部分にグラウト工を行う。その後盛土工が行われ、転圧機械で締め固められるのは2ヒンジアーチカルバートの場合と同様である。

前述した道路土工カルバート工指針では、耐震設計を必要としない従来型カルバートとして、表1-1に示す適用範囲を定めている。これによれば、従来型のカルバートとは、比較的規模なカルバートであることがわかる。また同指針では、表1-1に示す適用土被りおよび断面の大きさの範囲内であるとともに



(a) 2ヒンジプレキャストアーチカルバート



(b) 3ヒンジプレキャストアーチカルバート

図1-1 代表的なヒンジ式プレキャストアーチカルバート

に、以下の項目を満足する必要があるとしている。

- ① 裏込め・埋め戻し材料は土であること
- ② カルバートの縦断方向勾配が10%程度以内

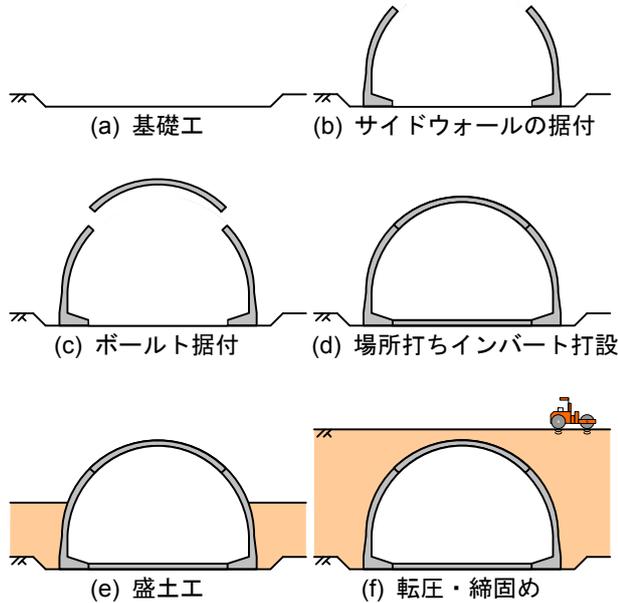


図1-2 2ヒンジプレキャストアーチカルバートの施工手順

- ③ 本体断面にヒンジがないこと
- ④ 単独で設置されること
- ⑤ 直接基礎により支持されること
- ⑥ 中柱によって多連構造になっていないこと
- ⑦ 土被り50 cmを確保すること

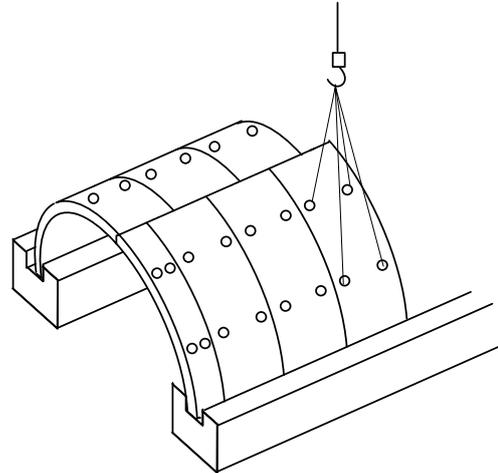


図1-3 3ヒンジプレキャストアーチカルバートのアーチ部分の組み立て

表1-1 従来型カルバートの適用範囲¹⁻¹⁾

カルバートの種類		項目	適用土被り [m] ^{注1)}	断面の大きさ [m]
剛性ボックスカルバート	ボックスカルバート	場所打ちコンクリートによる場合	0.5~20	内空幅 B : 6.5 まで 内空高 H : 5 まで
		プレキャスト部材による場合	0.5~6 ^{注2)}	内空幅 B : 5 まで 内空高 H : 2.5 まで
	門型カルバート		0.5~10	内空幅 B : 8 まで
	アーチカルバート	場所打ちコンクリートによる場合	10 以上	内空幅 B : 8 まで
プレキャスト部材による場合		0.5~14 ^{注2)}	内空幅 B : 3 まで 内空高 H : 3.2 まで	
剛性パイプカルバート	遠心力鉄筋コンクリート管		0.5~20 ^{注2)}	3 まで
	プレストレスコンクリート管		0.5~31 ^{注2)}	3 まで
たわみ性パイプカルバート	コルゲートメタルカルバート		(舗装厚+0.3) または 0.6 の大きい方~60 ^{注2)}	4.5 まで
	硬質塩化ビニルパイプカルバート (円形管 (VU) の場合) ^{注3)}		(舗装厚+0.3) または 0.6 の大きい方~7 ^{注2)}	0.7 まで
	強化プラスチック複合パイプカルバート		(舗装厚+0.3) または 0.6 の大きい方~10 ^{注2)}	3 まで
	高耐圧ポリエチレンパイプカルバート		(舗装厚+0.3) または 0.6 の大きい方~26 ^{注2)}	2.4 まで

注1) 断面の大きさ等により、適用土被りの大きさは異なる場合もある。

注2) 規格化されている製品の最大土被り。

注3) 硬質塩化ビニルパイプカルバートには、円形管 (VU, VP, VM), リブ付円形管 (PRP) があるが、主として円形管 (VU) が用いられる。

ヒンジ式プレキャストアーチカルバートを上記の基準に照らし合わせると、同工法では本体断面を分割し、ヒンジ構造を持たせて部材同士を接合することによって大断面の施工を可能としているため、断面の大きさに関わらず③の点においてその特性を十分に検討しておく必要があることがわかる。

このような理由により、これまでヒンジ式のプレキャストアーチカルバートについては、それぞれの工法について様々な検討が実施されてきた。例えば3ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートの耐震性については、低土被り・高土被り条件下における水平および鉛直方向振動に対する検討¹⁻⁴⁾や、横断方向および縦断方向の振動特性について検討が行われている¹⁻⁵⁾。また、実施工では盛土部分に補強土工法を用いることを考慮して、3ヒンジアーチカルバートだけでなく補強土壁部分についても実物を再現した振動実験も行われている^{1-6), 1-7)}。これらの研究により、



図1-4 連続アーチカルバート盛土

同構造は一定の耐震性能を有することが確認されている。しかしながら、先の東北地方太平洋沖地震では、高速道路において複数の被害が報告されており¹⁻⁸⁾、強地震時における地震時挙動、さらには地震時の限界状態について明確にしていく必要がある。

1.2 連続アーチカルバート盛土

幹線ネットワークを築く重要な路線として位置づけられている高規格道路は、機能上の理由より盛土や高架橋によって他の道路や鉄道などと立体交差させて分離する必要があるが建設該当地域から盛土ではなく橋梁を要請されることがある。これは、地元が盛土による地域分断を好まないためであり、このような場合、地元で配慮し高架橋で施工することを選択せざるをえなかった。しかし高架橋は、盛土と比べて建設費や維持管理の費用が高価であり、予算の縮減傾向のなか、経済性や地元で配慮した構造が求められている。

このような問題を解決する工法として、盛土内にヒンジ式のプレキャストアーチカルバートを複数設置した新しい盛土構造物（連続アーチカルバート盛土）が提案されている（図1-4）。同工法は、プレキャストアーチカルバートによる大断面の空間を有しているため、その形状が橋梁構造に近く、従来の盛土に比べて開放的である。また、連続的なアーチ形状が景観に調和しやすいといった特徴がある。さら

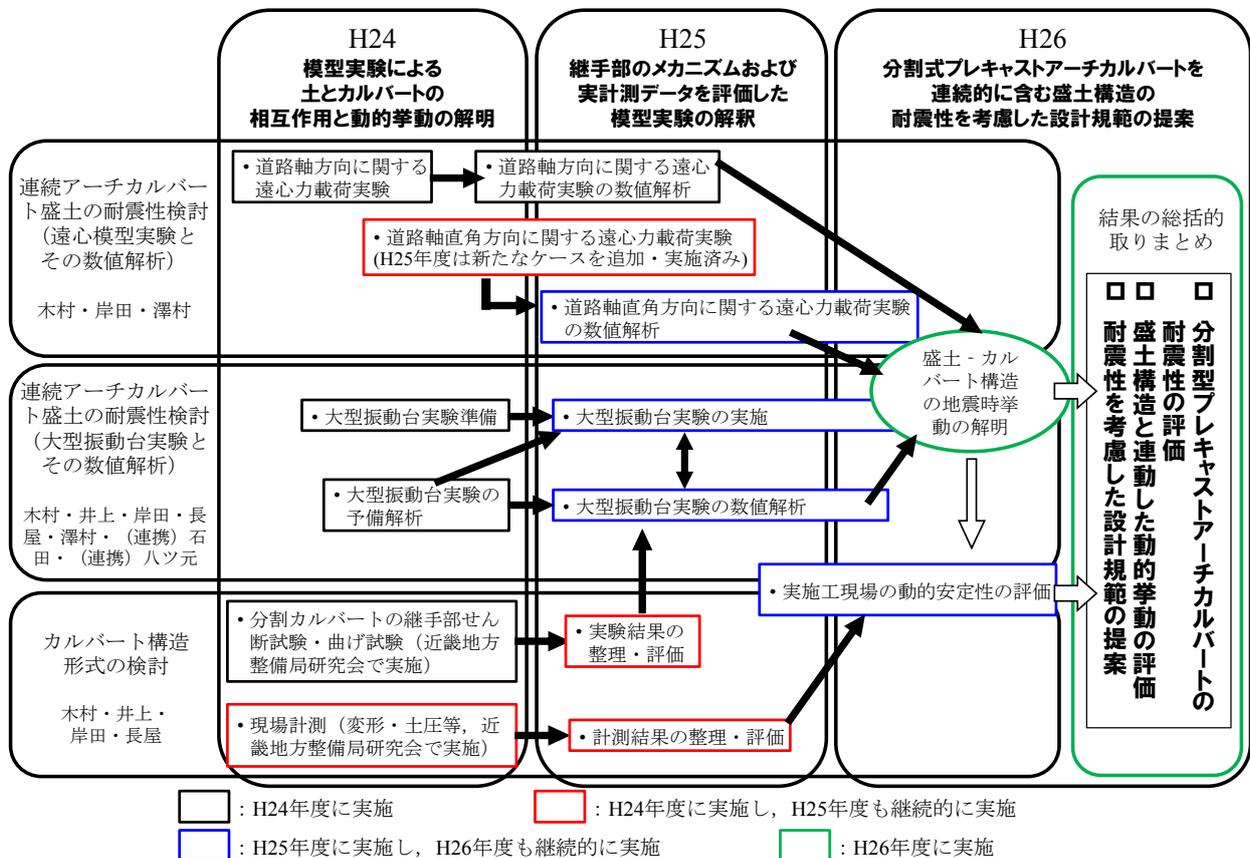


図1-5 本研究に計画案と研究実施体制・進捗状況

に、切土などにおける廃土の利用が可能であり、橋梁構造に比べて低コストである。このような観点から今後その需要は増加していくと推測される。

しかし、ヒンジ式プレキャストアーチカルバートを用いていることに加えて、複数のカルバートが隣接して設置されているという点からも従来型カルバートの適用範囲外であり、カルバート-地盤-カルバート間の動的相互作用など、耐震性について十分に検討する必要がある。

1.3 本研究の目的と本報告書の内容

本研究では、振動実験（大型振動台、遠心模型実験）と数値解析、継手部の性能試験と現場計測を実施し、アーチカルバートを複数含む盛土構造の損傷形態と地震時要求性能を解明し、耐震性を考慮した設計規範の確立を目指す。図 1-5 に本研究における研究内容と研究実施体制、研究期間内における進捗を示す。

本報告書の構成および各項目における検討内容は以下の通りである。

➤ 1章：はじめに

本章では、ヒンジ式プレキャストアーチカルバートや連続アーチカルバート盛土について概説するとともに、本研究の目的と報告書の内容を述べる。

➤ 2章：遠心模型実験とその数値解析

カルバートの耐震性を議論する際には、カルバートの延長と地震動の方向とを関連させ、両者の方向が直角の場合（カルバート横断方向：道路軸方向）と同一の場合（カルバート縦断方向：道路軸直角方向）に大別することができる（図 1-6）。本研究では、それぞれの方向に対して遠心模型実験と数値解析を実施する。

カルバート横断方向の耐震性について、主にカルバート構造形式と盛土高さによる動的挙動の際について検討を行う。これにより、ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートについて、他の構造形式（ボックスカルバート、ヒンジを有さない剛結アーチカルバート）との違いを検討する。

カルバート縦断方向の耐震性については、カルバートの被災事例の主たる方向であるにも関わらず、地震で被害を受けた場合には復旧を行えばよいとの認識から、十分に検討が行われていない。そこで本研究では、カルバート縦断方向の耐震性に関する基礎データの収集と地震時要求性能の明確化を目的に、カルバート間の連結様式および坑口付近の挙動に着目して検討を実施する。

➤ 3章：大型振動台実験とその数値解析

上述したように、これまで同構造の耐震性に関しては、種々の検討が実施されており、一定の耐震性能を有することが確認されている。しかしながら、

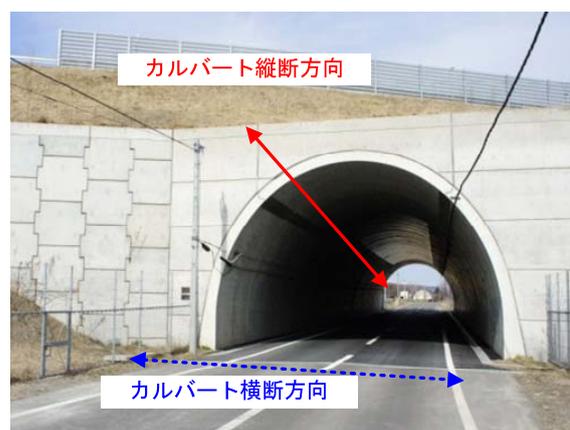


図1-5 カルバートの耐震性を議論する際の検討方向

先の東北地方太平洋沖地震では、高速道路において複数の被害が報告されており、強地震時における挙動、さらには地震時の限界状態について明確にする必要がある。そこで本研究では、実構造に対して1/5スケールのヒンジ式プレキャストアーチカルバートを対象に強震応答実験装置を用いた振動実験を実施し、地震時挙動の検討を行った。加えて、模型地盤の作製過程における内空変位や作用土圧を計測し、盛土施工段階における挙動の分析も実施した。さらに数値解析においては、同構造の耐震設計に用いる数値解析手法に関する検討を目的に、動的解析による振動台実験の再現解析と、実験で計測された変位を静的に与える静的解析を実施し、解析法の違いが同構造の損傷進展過程に及ぼす影響について考察した。

➤ 4章：カルバート構造形式の検討

ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートは、本体にヒンジ機能を有することが最大の特徴であるが、ヒンジ部に求められる性能や限界状態については必ずしも明確になっていない。そこで本研究では、継手単体における曲げおよびせん断試験を実施し継手部における性能を確認するとともに、ヒンジ部の性能を照査する具体的な方法についても示した。

ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートは、周辺地盤の地盤反力を積極的に引き出して安定化する構造物である。しかしながら、実現場においてカルバートの応力・変形を計測し、設計値と比較して設計方法の妥当性を検証した例は少ない。

そこで本研究では、単独で設置されたプレキャストアーチカルバートや連続アーチ盛土を対象とした現地調査、2連型アーチカルバートにおける現場計測を実施し、設計との比較を行った。

➤ 5章：結果の総括的とりまとめ

本研究で得られた成果をまとめ、設計規範の提案を実施した。設計規範の構築に際しては、公開ワークショップをはじめ、公開実験とその報告会を通じて産官学の枠組みの中で十分な議論を行った。最終的には、個々の研究成果を論文として公表するだけでなく、適用範囲や留意点を含めて取りまとめた。

参考文献

- 1-1) 社団法人 日本道路協会：道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版），丸善出版，2010.
- 1-2) 財団法人 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.
- 1-3) 財団法人 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.
- 1-4) 入江伸明，伊藤和也，高橋章浩，日下部治：3 ヒンジトンネルの地震時挙動に関する遠心実験，第 37 回地盤工学研究発表会，pp.1779-1780, 2002.
- 1-5) 例えば，熊田哲規，高橋裕輔，北林孝頭，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）－テクスパン工法および模型振動実験の概要について－，土木学会第 50 回年次学術講演会，pp.1112-1113, 1995.
- 1-6) 豊田浩史，高貝 真：テールアルメ盛土中における 3 ヒンジアーチの動的挙動，土木学会論文集，No.624/Ⅲ-47, pp.255-266, 1999.
- 1-7) 豊田浩史，伊藤寿晃：テールアルメ盛土と 3 ヒンジアーチの動的挙動に与える加振条件と各種物性値の影響，土木学会論文集，No.666/Ⅲ-53, pp.279-289, 2000.
- 1-8) 安部哲生，中村雅範：高速道路における大型のプレキャスト部材を用いたカルバートの活用と適用上の留意点，基礎工，Vol.42, No.4, 2014.

第2章 遠心模型実験とその数値解析

2.1 はじめに

本研究では、カルバートと地盤の動的相互作用を明らかにすることを目的に、カルバート横断方向(道路盛土延長方向)とカルバート縦断方向(道路盛土直角方向)のそれぞれに対して、遠心模型実験とその数値解析を実施した。以下にそれぞれの概要を述べる。

(1) カルバート横断方向に関する検討

カルバートの構造形式と盛土高がカルバート構造物の地震時挙動に与える影響を明らかにするために、遠心力 50 G 場における動的遠心模型実験とその数値解析を実施した。実験では、ボックスモデル、剛結アーチモデルと 2 ヒンジアーチモデルの 3 種類の模型を作製した。

遠心実験と数値解析による検討の結果、各構造形式と盛土高に関する基本的な動的挙動を確認した。特に連続アーチ盛土に用いられるヒンジ式のアーチカルバートについては、盛土高によらず地震時の曲げモーメント増分は一定であること、盛土高が大きくなると拘束圧によりヒンジ機能が抑制されることを確認した。

(2) カルバート縦断方向に関する検討

カルバート縦断方向の耐震性については、カルバートの被災事例の主たる方向であるにも関わらず、地震で被害を受けた場合には復旧を行えばよいとの認識から、十分に検討が行われていない。そこで本研究では、カルバート縦断方向の耐震性に関する基礎データの収集と地震時要求性能の明確化を目的に、カルバート間の連結様式および坑口付近の挙動に着目した遠心模型実験とその数値解析を実施した。

実験では、はじめに両壁面を等変位条件とした場合について検討を行った。その後、申請書提出時から実験ケースを追加し、両壁面がそれぞれ独立した補強土とした場合についても検討を実施した。その結果、カルバート直上の土被りが大きい場合には、カルバートの拘束圧が大きくなることで、構造体と

して安定すること、カルバート同士の連結は、分離した場合に比べて盛土の変形を軽減し、カルバートの損傷を抑制するという観点から地震に対して有利であることが明らかとなった。

(3) 本章の構成

本章では、2.2, 2.3においてカルバート横断方向に関する検討結果を、2.4, 2.5においてカルバート縦断方向に関する検討結果をそれぞれ報告する。

2.2 カルバート横断方向の遠心模型実験

(1) 遠心模型実験の概要

本研究では、カルバートの構造形式と盛土高がカルバート構造物の地震時挙動に与える影響を明らかにするために遠心力50 G場において動的遠心模型実験を実施した。

本実験では、写真2-1に示すように、ボックスカルバート模型(以下、ボックスモデル)、剛結アーチカルバート模型(以下、剛結アーチモデル)、肩部にヒンジ構造を有するアーチカルバート模型(以下、2ヒンジアーチモデル)の3種類の模型を用いて実験を行った。図2-1に模型の寸法を示す。実際のカルバート構造物は、鉄筋コンクリート製であるが、実物の1/50の模型に配筋を施すのは非常に困難であるため、模型は珪砂6号：早強セメント：水=2：1：0.65の配合のモルタル²⁻¹⁾で作製した。カルバート模型は、打設後24時間で脱型し、28日間水中養生した後、気中と60℃の乾燥炉でそれぞれ24時間乾燥させて使用した。モルタルの物性に関しては別途材料試験²⁻²⁾を行った。その結果を表2-1に示す。

実験対象は、5.0 mの砂質地盤に5.0 m(低盛土条件)および7.5 m(高盛土条件)の2種類の盛土条件でカルバート盛土構造物が施工された場合とした(図2-2)。本実験では、剛土槽(長さ450 mm×高さ300 mm×奥行き150 mm)を用い、平面ひずみ条件を仮定して実験を行った。

また、模型地盤の作製は、乾燥豊浦砂を用いて、気中落下法により相対密度が85%の密詰めとなるようにした。表2-2に豊浦砂の物性値を示す。加振方向に対して垂直な土槽壁面には、緩衝材として厚さ3mmのゲルシートを貼付し、土槽境界の影響を緩和している

実験ケースを図2-3に示す。カルバートの構造形式は、上述の3種類とし、盛土条件についてはプロトタイプ換算で、(1) 5.0 m (低盛土条件)、(2) 7.5 m (高

盛土条件) の2種類とした。また、比較のためにカルバートを含まない盛土のみの場合についても実験を行った。

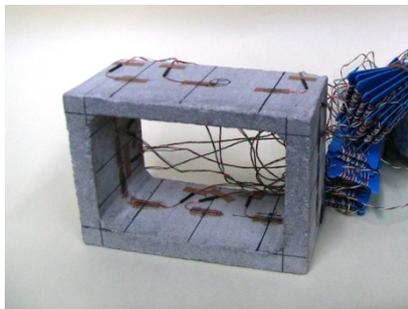
入力波は、周波数1 Hz、振幅1.5 mm (プロトタイプ換算で0.075 m) のパルス波を目標に、遠心力载荷装置に取り付けられた振動载荷装置に変位制御で入

表 2-1 カルバート模型の物性値

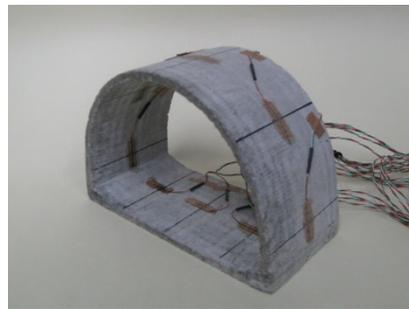
Young's modulus E [kN/m ²]	2.07×10^7
Unit weight γ [kN/m ³]	19.35
Compressive strength f_c [N/m ²]	4.92×10^4
Bending strength f_b [kN/m ²]	1.17×10^4
Tensile strength f_t [kN/m ²]	5.76×10^3
Poisson's ratio ν	0.18

表 2-2 豊浦砂の物性値

Specific gravity G_s	2.64
Unit weight γ [kN/m ³]	15.8
Average diameter D_{50} [mm]	0.20
Internal friction angle ϕ [deg]	38.9
Cohesion c [kPa]	0.0
Void ratio e	0.642
Maximum void ratio e_{max}	0.975
Minimum void ratio e_{min}	0.585
Relative density D_r [%]	85.4



(a) ボックスモデル



(b) 剛結アーチモデル



(c) 2 ヒンジアーチモデル

写真 2-1 実験で使ったカルバート模型

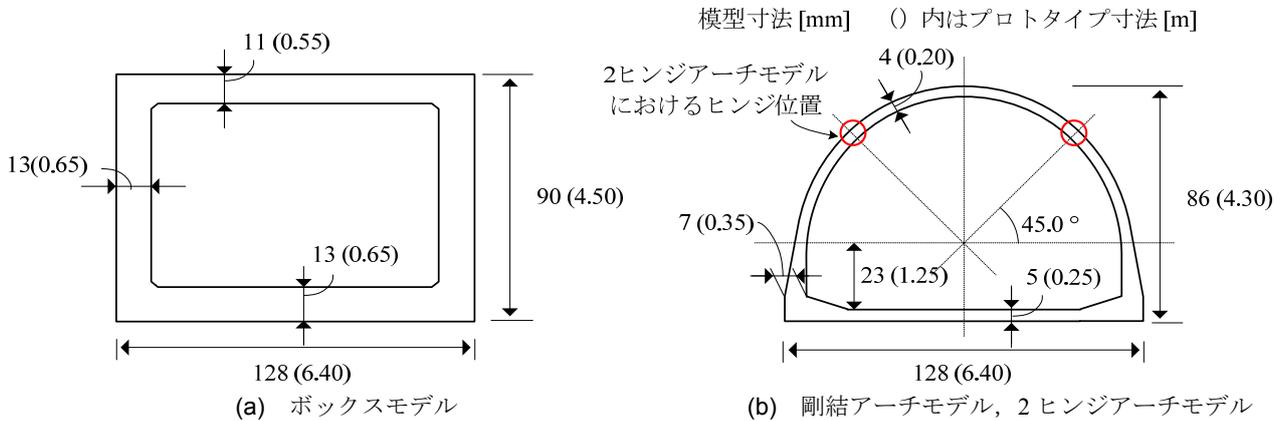


図 2-1 カルバート模型の寸法

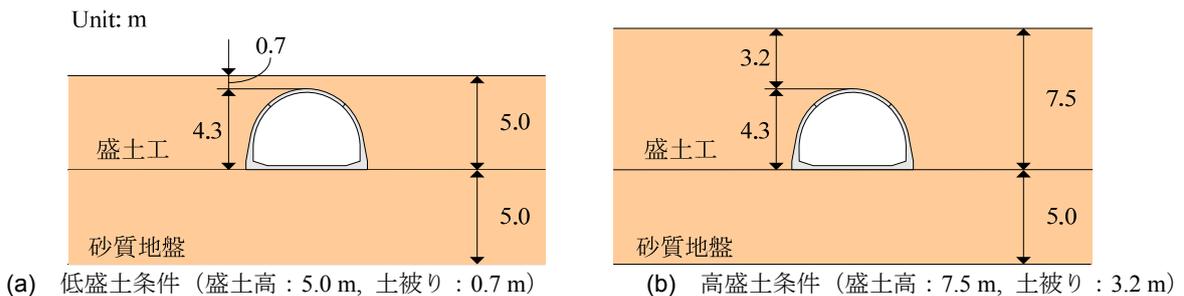
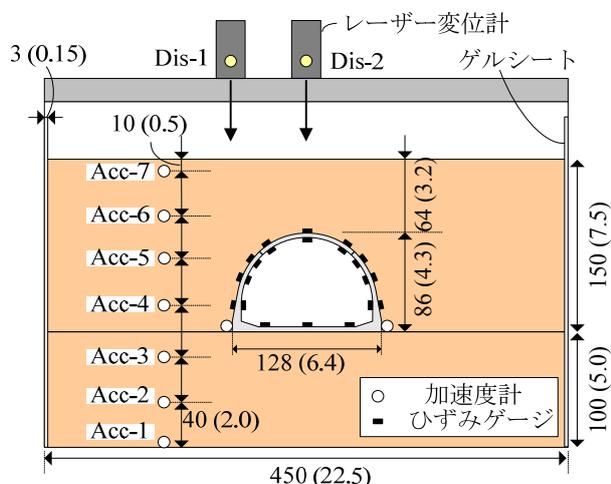


図 2-2 実験対象

Case-0-L 低盛土 / 盛土のみ	Case-1-L 低盛土 / ボックス	Case-2-L 低盛土 / 剛結アーチ	Case-3-L 低盛土 / 2ヒンジアーチ
Case-0-H 高盛土 / 盛土のみ	Case-1-H 高盛土 / ボックス	Case-2-H 高盛土 / 剛結アーチ	Case-3-H 高盛土 / 2ヒンジアーチ

模型寸法 mm () 内はプロトタイプ寸法 m

図 2-3 実験ケース



模型寸法 mm () 内はプロトタイプ寸法 m

図 2-4 実験模型および計測器配置 (Case-3-H)

の覆工の変形にも影響を与えるのに対し、アーチカルバートでは、初期状態における断面力にのみ影響を与える。このため、従来型カルバートの適用範囲を越えるような高盛土条件の施工において、全体剛性の高いボックスカルバートでは局所的に大きな断面力が発生し、盛土の挙動に追従するという前提が成り立たなくなる可能性があるといえる。一方、アーチカルバートでは軸力による支持機構により曲げ変形を抑えられるだけでなく、本実験の範囲内においては、地震荷重の影響を小さく見積もることができる。すなわち高盛土条件下においても、発生する断面力増分は低盛土条件と大きく変わらず、地震時における盛土高さの影響を受けにくい構造であるといえる。

力した。

図2-4に実験模型の概略および計測器配置を示す。本実験における計測項目は以下の通りである。

- ① カルバート脚部および周辺地盤の応答加速度
- ② カルバート直上およびカルバート端部における地表面変位
- ③ カルバート模型に発生するひずみ

(2) 実験結果

図2-5、2-6に各構造形式について、カルバート覆工に発生する曲げモーメント増分と軸力増分の分布図を示す。曲げモーメントおよび軸力の増分は、最大曲げモーメント発生時の断面力と初期状態の断面力の差より求めている。

まずボックスモデルでは、盛土高さに比例して曲げモーメント、軸力ともに増加し、その傾向は隅角部において顕著であることがわかる。一方、剛結アーチモデルおよび2ヒンジアーチモデルでは、盛土高さによらず曲げモーメント増分と軸力増分がほぼ一定となっていることが確認できる。すなわち盛土条件はボックスモデルにおいて初期状態並びに地震時

2.3 カルバート横断方向の数値解析

(1) 遠心実験に対する数値解析の概要

実験では、平面ひずみ条件を仮定して実験を実施しているため、本数値解析においては2次元弾塑性解析を行った。遠心模型実験で用いた豊浦砂の力学特性は、subloading t_{ij} model²⁻³⁾を用いてモデル化した。解析に用いた豊浦砂のパラメータを表 2-3 に示す。アーチカルバートのモデル化には、Axial-Force Dependent model (AFD model)²⁻⁴⁾を用いた。表 2-4 に本解析で用いたカルバート覆工のパラメータを示す。また、図 2-7 に遠心模型実験の再現解析に用いた解析メッシュと境界条件を示す。実験では剛土槽を用いて実験を実施したことから、解析対象側方の拘束条件は鉛直ローラーとした。また、Case 2-L と Case-3-L, Case-2-H と Case-3-H は同一のメッシュを使用し、両者の違いは肩部に回転剛性をゼロとした回転バネの有無によって表現した。入力波形はそれぞれの実験ケースにおいて振動台で計測された加速度時刻歴を底部より入力した。

(2) 数値解析結果

参考文献²⁻⁵⁾によると、地中構造物の変形挙動とし

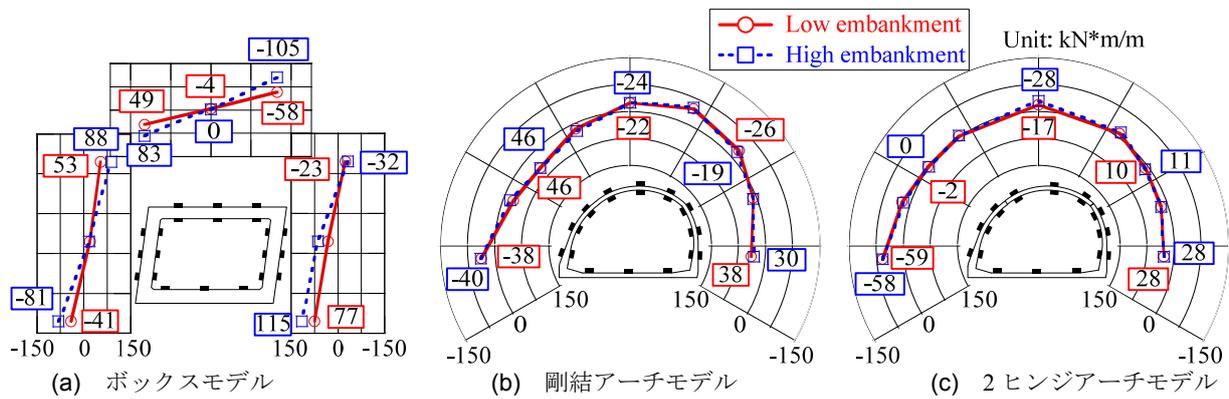


図 2-5 各構造形式に働く曲げモーメント増分の分布

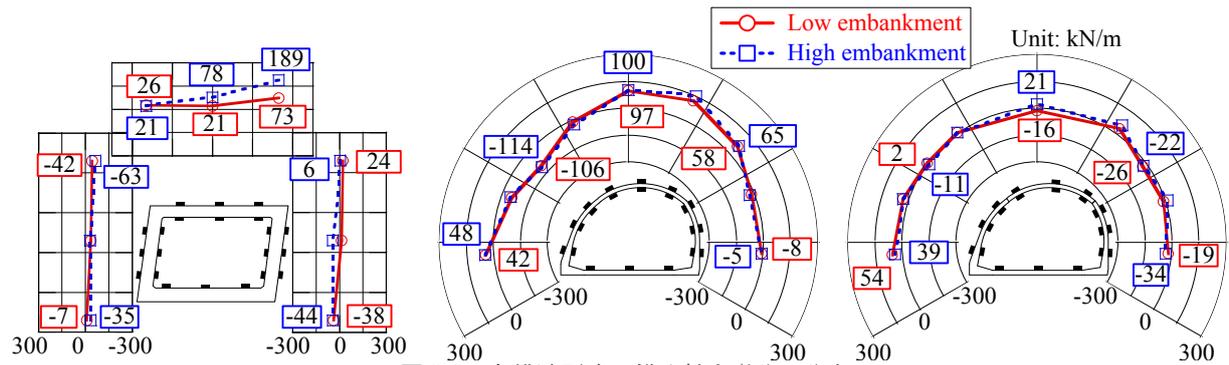


図 2-6 各構造形式に働く軸力増分の分布

表 2-3 解析で用いた豊浦砂の土質パラメータ²⁻³⁾

Principal stress ratio at critical state $R_{CS} = (\sigma_1/\sigma_3)_{CS(comp.)}$	3.2
Compression index λ	0.07
Swelling index κ	0.0045
$N = e_{NC}$ at $p = 98 \text{ kPa}$ & $q = 0 \text{ kPa}$	1.1
β	2.0
a	60
Poisson's ratio ν_e	0.333

表 2-4 解析で用いたカルバート模型の物性値

Concrete	Young's modulus E [kN/m ²]	2.07×10^7
	Compressive strength f_c [N/m ²]	4.92×10^4
	Tensile strength f_t [kN/m ²]	5.76×10^3
	Poisson's ratio ν	0.18
Steel	Young's modulus E [kN/m ²]	sufficiently-small value
	Yield strength f_y [kN/m ²]	
	Poisson's ratio ν	
Damping coefficient h		0.02

て主に以下の4点が挙げられる (図2-8)

- ① 地盤の変形に追従したせん断変形 (地盤と構造物の剛性が同程度の場合)
- ② 剛体的な回転挙動 (構造物の方が固い場合)
- ③ 構造物各部分材で曲げ変形が発生 (構造物の方が柔らかい場合)
- ④ 並進移動 (構造物重量が大きい場合)

上記のうち①～③は地盤と構造物の剛性比に起因する (キネマティック相互作用). 一方, ④については構造物の重量が大きく影響を与える (慣性力相互作用).

また, 山木ら²⁻⁶⁾はボックスカルバート盛土の動的遠心模型実験を実施し, 層間変形角 α , 剛体回転角 β を用いてボックスカルバートおよび盛土の挙動を説明している. 以上より盛土内におけるカルバートの挙動は図2-9に示す (a) 単純せん断変形, (b) 剛体回転, (c) 並進移動に分解できる. 以下ではそれぞ

れの変形モードの指標である層間変形角 α , 剛体回転角 β , 並進移動距離 δ を用いて本解析における盛土内におけるカルバートの挙動について説明する. また, 上記の指標に加えてカルバートの頂部と底部における応答加速度の時刻歴, さらにカルバート端部から2.15 mの位置におけるカルバート頂部高さと同カルバート底部高さの深度間で発生した盛土の相対変位も併せて示す.

図2-10にCase-1における, (a) 層間変形角 α と剛体回転角 β , (b) 頂版および底版の応答加速度, (c) 盛土の相対変位と並進移動距離 δ , の時刻歴を示す. 図中には層間変形角 α の絶対値が最大となる時刻を点線で示している.

まず低盛土条件に着目すると, ボックスモデルにおいては, 層間変形角が極値をとった後に剛体回転角が極値をとることが確認できる. さらに, 並進移

動距離や盛土の相対変位では、層間変形角でピークを迎えた後にピークを示しており、その時刻は剛体回転角がピークを迎える時刻とほぼ同時刻である。また、応答加速度については、層間変形角と同時刻かやや手前でピークを示している。

本来、カルバートと盛土が一体となって挙動して

いる場合には、盛土の相対変位とカルバートの層間変形角が同時刻でピークを迎えるはずであるが、本解析の結果においてはそのような結果とはならず、盛土の相対変位はむしろカルバートの剛体回転角とよい相関を示した。この理由としては、低盛土条件において、本解析で用いているボックスカルバート

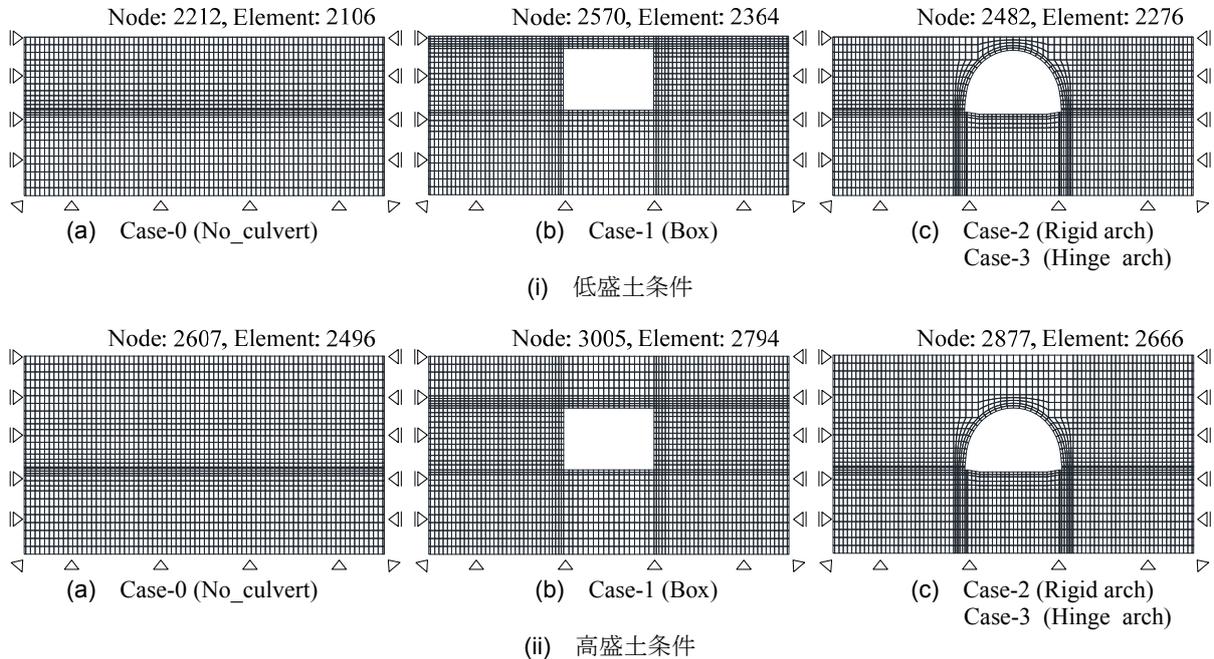


図 2-7 各ケースの解析メッシュ

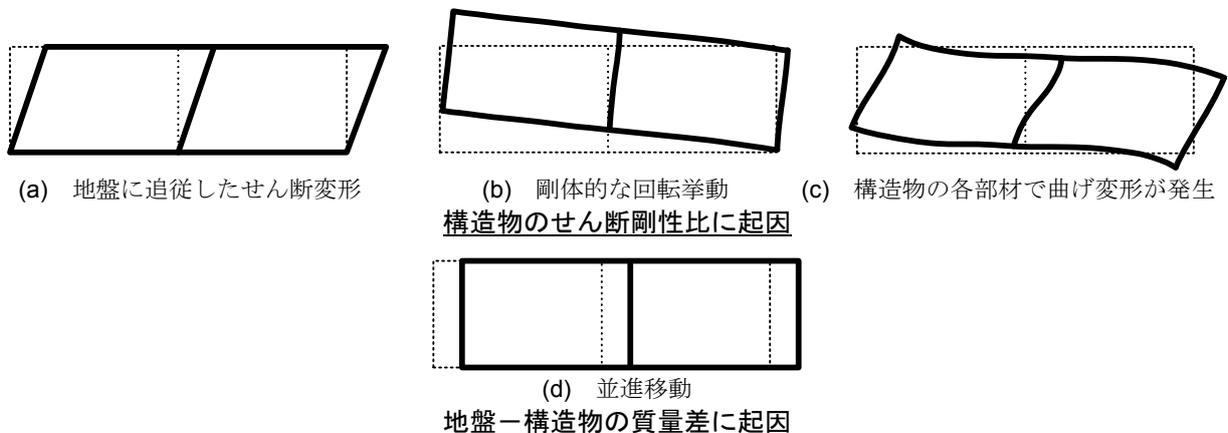


図 2-8 地盤-構造物のせん断剛性比に起因する地震時変形の相違²⁻⁵⁾

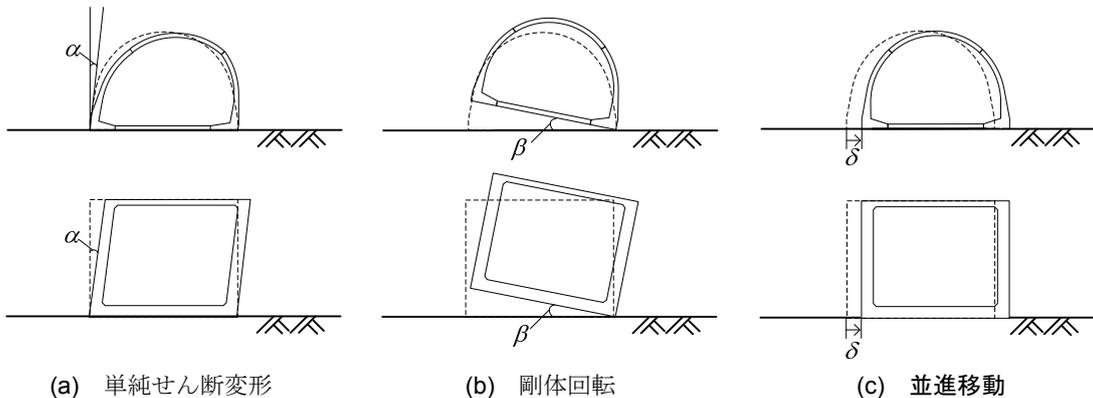
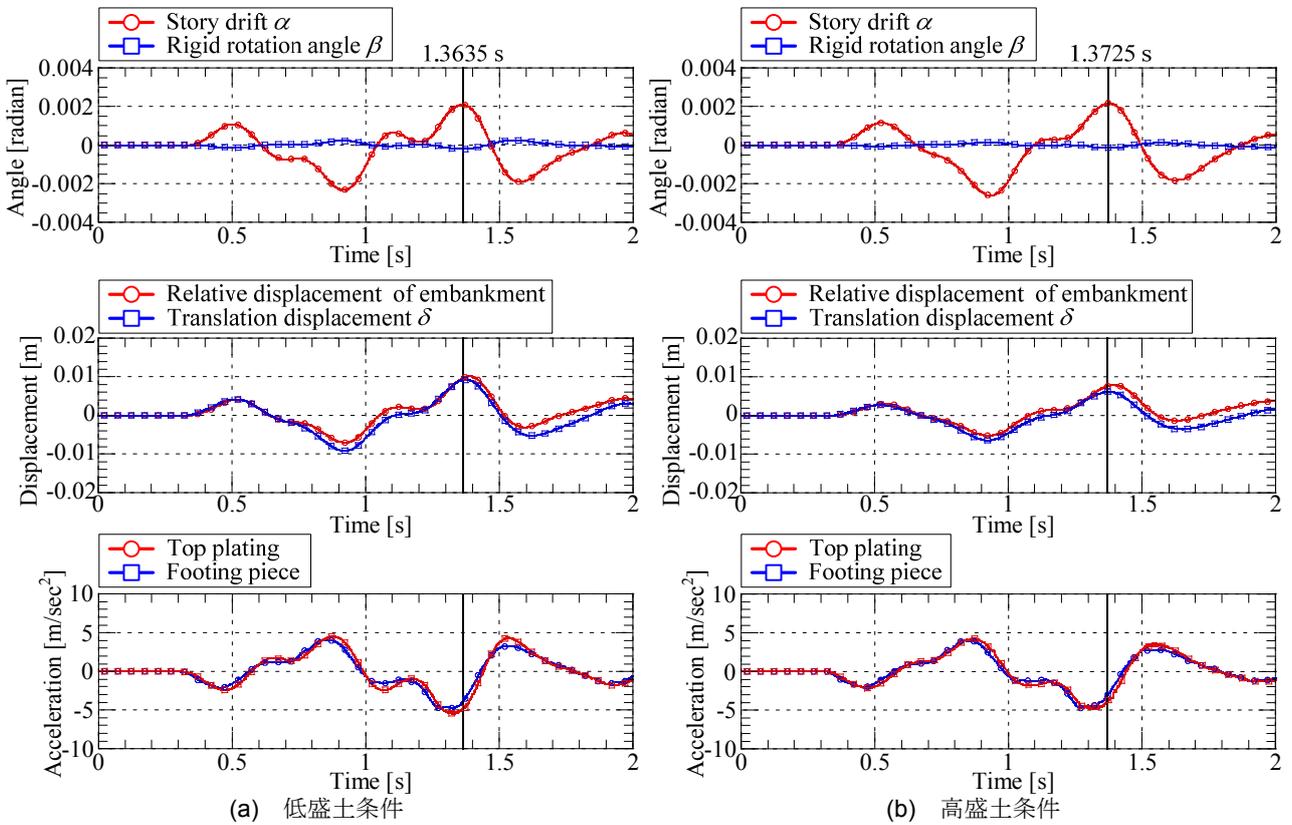
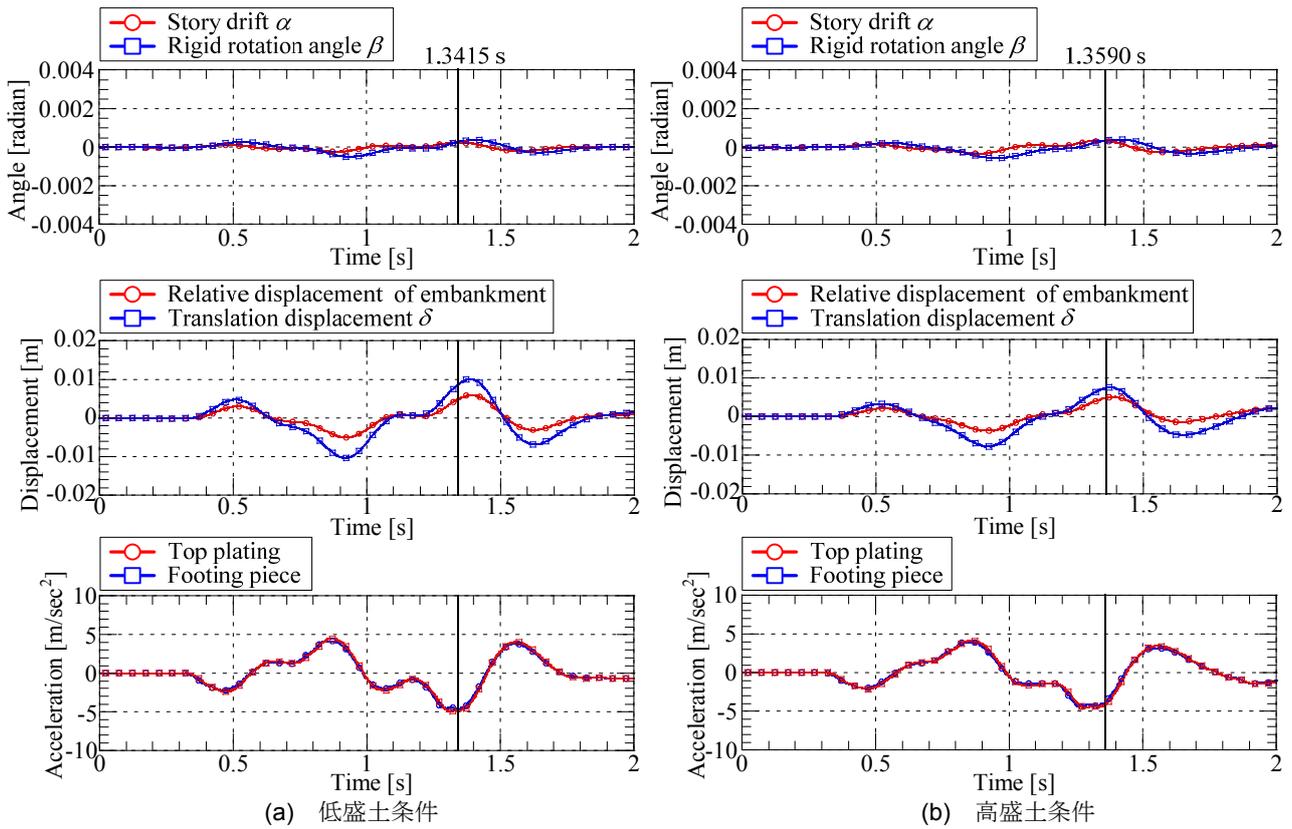


図 2-9 カルバートの変形モード

の剛性が周辺地盤よりも大きいことが理由であると
考えられる。そのため、図2-8(b)のような、せん断

変形に比べて回転挙動が卓越したのだと考えられる。
並進移動距離については、層間変形角や剛体回転角



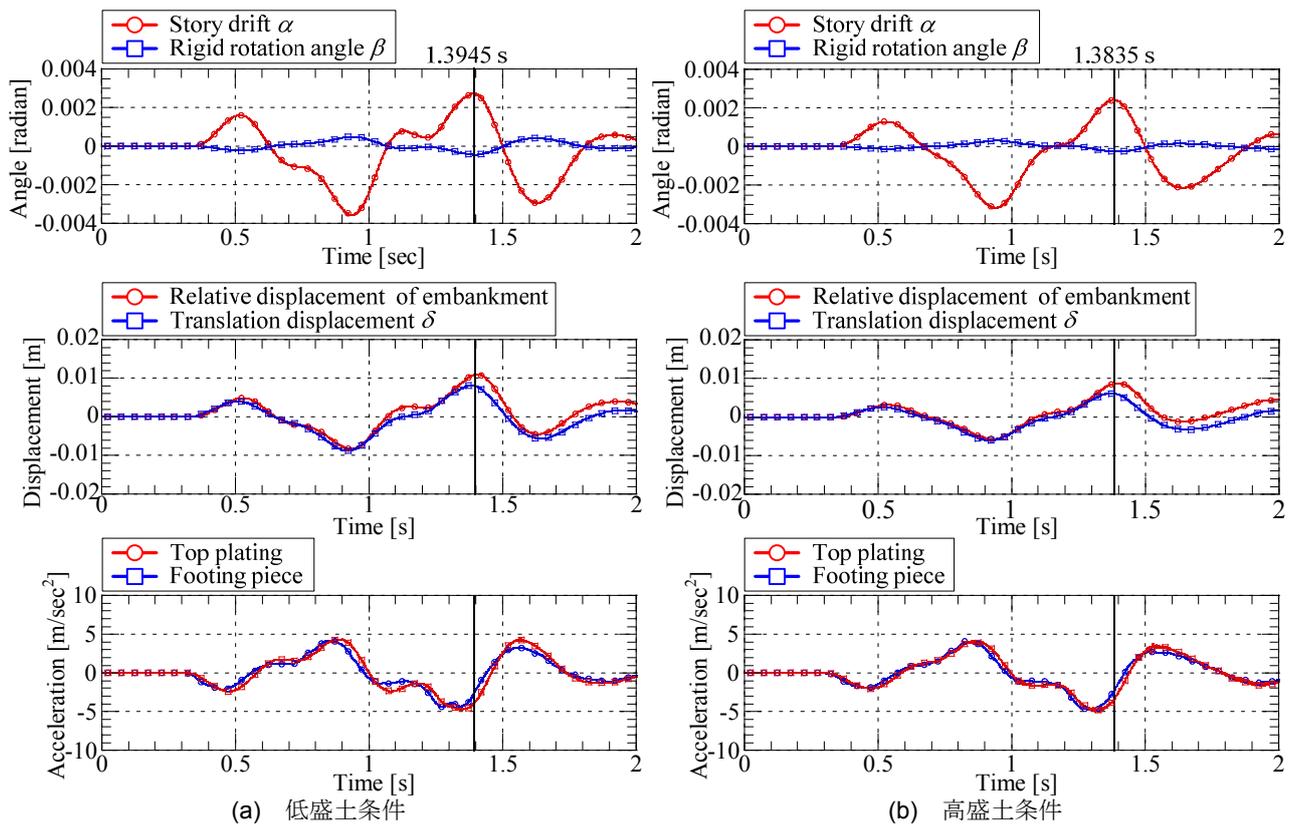


図 2-12 Case-3 (2 ヒンジアーチモデル) におけるカルバートの変形モード

と比較して大きくなっており、ボックスカルバートでは部材が厚く重量が大きいため並進移動も大きくなることわかる。一方、高盛土条件においては、低盛土条件に比べてわずかではあるがピーク時の層間変形角が大きくなっていることがわかる。これは同一の部材厚で土被りが大きくなったため、上載荷重によるせん断変形の影響が大きくなったものと考えられる。さらに、盛土の相対変位との位相差は、低盛土条件よりも小さくなっていることが確認できる。これより、本解析で用いた断面では、高盛土条件下の方が地盤とボックスカルバートのせん断剛性比が小さくなっていることが予想できる。並進移動距離については、高盛土条件の方が小さくなっており、並進移動は上載荷重によって抑えられる結果となった。

図2-11にCase-2における各解析結果の時刻歴を示す。まず低盛土条件に着目すると、ボックスモデルに比べて層間変形角が大きくなっており、せん断変形が卓越することがわかる。また、層間変形角に比べて剛体回転角は常に小さく、さらに層間変形角とは逆向きに剛体回転角が生じていることも確認できる。それぞれの指標がピークをとる時刻をみると、はじめに慣性力が、続けて盛土の振動変位が覆工に作用し、その結果として同時刻にせん断変形、剛体回転、並進移動が発生している。これは剛性アーチカルバートと盛土が一体となって挙動していることを示している。高盛土条件になると、本解析では盛土条件によらず同じ断面を用いているために層間変形角は低盛土条件よりやや大きくなるが、上載荷重

の影響により並進移動距離 δ が小さくなる。これらの傾向についてはボックスモデルと同様であった。加えて、それぞれの指標がピークを示す時刻についても、低盛土条件と同様の傾向を示した。

図2-12にCase-3における各解析結果の時刻歴を示す。低盛土条件では、ボックスモデル、剛結アーチモデルに対してさらに層間変形角 α が大きくなっており、やはりせん断変形が卓越していることがわかる。その他の傾向は剛結アーチモデルと同様である。一方、高盛土条件では、低盛土条件と比較して層間変形角が小さくなっている。これは、土被りが大きくなると頂版直上の盛土によりヒンジ機能が抑制されたためであると考えられる。図2-13には、両盛土条件におけるヒンジ部の回転角の時刻歴を示す。同図からも、高盛土条件下によって、ヒンジ部の挙動が小さくなっていることが確認できる。本解析では、盛土高さによらずヒンジ部の回転剛性はゼロとして解析を実施しているが、実構造においてはコンクリート部材の突合せ構造であるために、軸力の増加にともなってさらにヒンジ機能が抑制されることが予想される。

2.4 カルバート縦断方向に関する検討(両壁面を等変位条件とした場合)

(1) 実験概要

本実験は、遠心力50 G場で行った。実験対象は、5.0 mの砂質地盤上に壁面工を有する盛土が建設さ

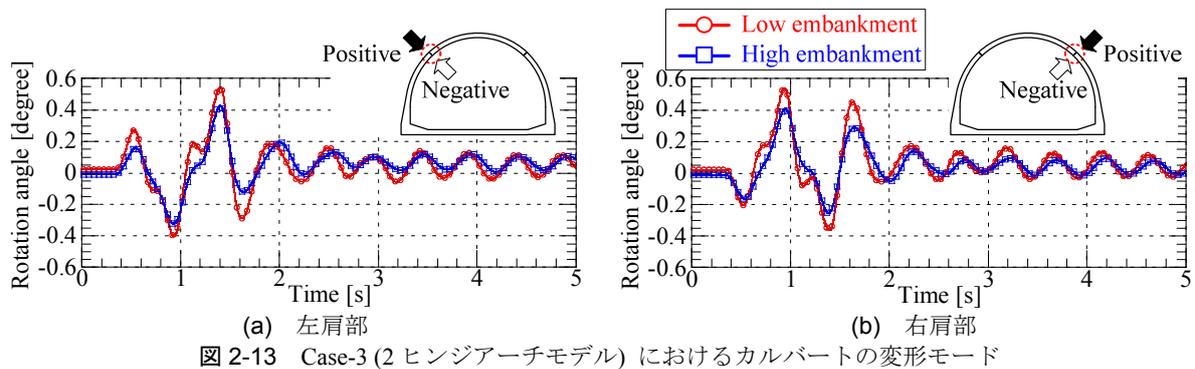


図 2-13 Case-3 (2 ヒンジアーチモデル) におけるカルバートの変形モード

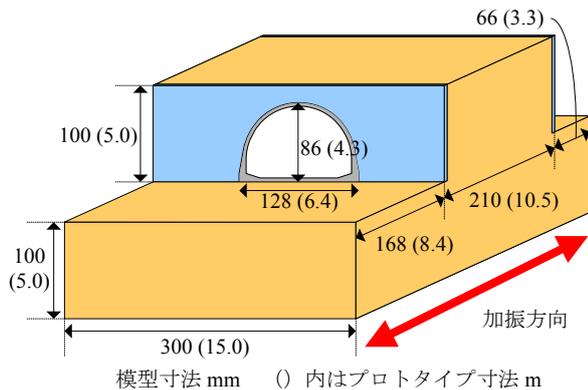
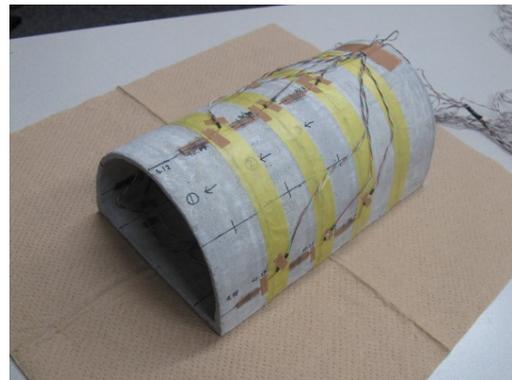


図2-14 実験模型の概略図 (低盛土条件)

れた場合とし、盛土高さは5.0 m (低盛土条件：土被り0.7 m) と10.0 m (高盛土条件：土被り5.7 m) とした。図2-14に低盛土条件の実験模型の概略図を示す。実験には、剛性土槽 (長さ450 mm × 高さ340 mm × 奥行き300 mm) を用いた。アーチカルバート模型は、2.2と同様の手順に沿いモルタルで作製した。なお、本模型はヒンジ機能を有しない一体型の構造とし、断面の大きさはプロトタイプ換算で高さ4.3 m、幅6.4 mとした。

本研究では、カルバート同士の縦断方向の連結様式が地震時挙動に与える影響を調べるため、カルバートを縦断方向に連結した模型および分離された模型の2種類を用意した。写真2-2に本実験で用いたアーチカルバート模型を示す。実験では上述したモルタル製のアーチカルバート模型を使用し、奥行き42 mmの模型を縦断方向に5体設置した。カルバート同士を連結する際には、各模型をコンクリート用接着剤で隙間なく接着した後、継ぎ目部分に上からクラフトテープを貼付している。一方、カルバート同士を連結しない場合には、各模型の端面を成形し、模型の端面が均等に接するようにした後、クラフトテープを用いてカルバート上面を覆うように貼付して、砂がカルバート内部に侵入しないようにした。ただし、このクラフトテープは隣接するカルバート模型のどちらか一方にのみ貼付しており、これによりカルバート模型同士を連結するものではない。また、前方から3体のカルバート模型にひずみゲージを貼付し、カルバートに発生する断面力を計測している。なお本実験においては、5体設置したカルバート模型を、左の壁面から近い順にそれぞれRing 1~5と定義



(a) カルバート同士を連結した模型 (Case-1)



(b) カルバート同士を分離した模型 (Case-2)
写真2-2 実験で使用したカルバート模型

する。

また、本研究では盛土内にカルバートを含む場合の影響を調べるという目的から、壁面工についてはできる限り単純なモデル化を行い、壁面工の変形は原則として無視した。具体的には、壁面材は厚さ5 mmの亚克力製のパネルを用いてモデル化し、壁面自体は一体かつ剛であると仮定した。また、連結部材に厚さ1 mm、幅5 mmのアルミ製の板を使用し、両側の壁面パネルは連結部材により等変位条件となると仮定した。写真2-3に実験で用いた壁面パネルの様子をそれぞれ示す。壁面下端の基礎部分については、プロトタイプで0.63 m根入れさせた²⁻⁷⁾。さらに図2-15には、一般的な補強土壁工法である帯鋼補強土壁²⁻⁸⁾とアンカー補強土壁²⁻⁹⁾において両壁面を有する盛土を建設する際の構造を示す。帯鋼補強土壁では、左右のストリップはそれぞれ独立した構造として壁面を構築するのに対して、アンカー補強土壁

では、両壁面の土圧が均合う場合に左右のタイバーを一体化することがある。これより、本実験における壁面モデルはこれに類似すると考えられる。

模型地盤は、基礎地盤、盛土共に乾燥豊浦砂を用いて気中落下法により相対密度が85%の密詰めとなるように作製した。また、土槽境界の影響を緩和するため、加振方向に対して垂直な土槽壁面には緩衝材として厚さ3mmのゲルシートを貼付し、加振方向に対して平行な土槽壁面については、盛土の挙動を拘束しないよう1mm厚のゴムとプラスチックフィルムの上にシリコンオイルを塗布し、壁面摩擦の軽減を図った。

実験ケースを図2-16に示す。本研究では、カルバート同士は連結されているがカルバートと壁面は分離している場合（Case-1）を基本のケースとし、カルバートの有無およびカルバート間の連結様式と、坑口部分のカルバートと壁面の接続構造の異なる3ケースに対して2種類の盛土高さ（低盛土条件、高盛土条件）で実験を実施した。さらに、カルバートを含まない盛土のみのケース（Case-0）でも検討を行った。入力加速度については、基本的な地震時挙動の把握という目的から、周波数1Hzで最大加速度が約4.0 m/s²のパルス波を用いて加振した。

(2) 両壁面を等変位条件とした場合の実験から得られた研究成果

両壁面を等変位条件とした場合の実験により得ら



写真2-3 壁面パネルと連結部材

れた知見は以下の通りである

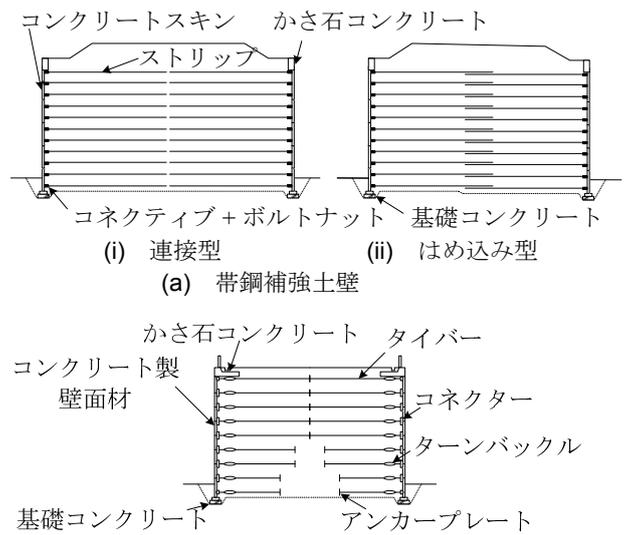
【壁面工を有する盛土の地震時における壁面変位と壁面土圧に関して】

① 地震時には、壁面変位により地盤が主働・受働状態となり土圧が増減する影響に加えて、壁面と地盤の応答加速度の位相差により、土圧が増減する。

【カルバート同士の連結様式に関して】

② 両壁面を連結し等変位条件とした本実験の条件下においては、カルバートが縦断方向に連結されている場合、カルバートに全体として地震力が働き、壁面は滑動モードが卓越する。一方、カルバートが縦断方向に分離されている場合、カルバートがそれぞれ独立して挙動しそれぞれのカルバートの転倒モードが卓越することで壁面の応答加速度が大きくなる。

③ カルバートに発生する軸力では、カルバート同士が連結されている場合はある時刻においてカルバートの各位置で圧縮および引張りが同時に発生するのに対し、分離されている場合で



(b) アンカー補強土壁（両壁面の土圧が均合う場合）
図2-15 両面盛土における一般的な補強土壁工法^{2-8), 2-9)}

	基本ケース	カルバート連結の影響	カルバートと壁面の接続構造
カルバートなし	壁面とカルバート：分離 カルバート同士：連結	壁面とカルバート：分離 カルバート同士：分離	壁面とカルバート：連結 カルバート同士：連結
(a) Case-0	(b) Case-1	(c) Case-2	(d) Case-3

図 2-16 実験ケース

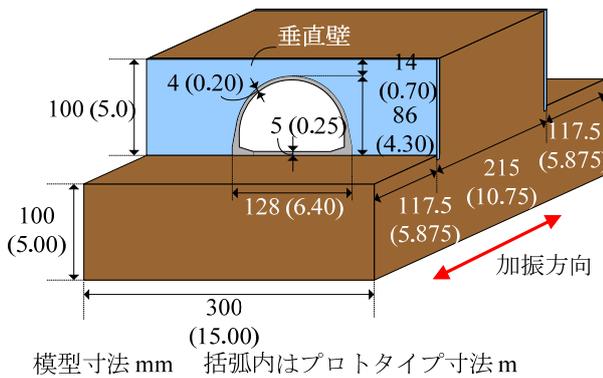


図2-17 実験模型の概略図

は引張り力はほとんど発生せず、発生する軸力自体も小さい。この圧縮力および引張り力が目地の開きを引き起こす原因である。

- ④ 本実験においては壁面及びカルバートの変位量が微小であったことからカルバート同士を分離した場合においても目地の開きは確認されなかったが、変位量が大きくなる条件においては、カルバート同士を分離した場合にはカルバートが引張り力に抵抗しないために目地の開きが発生し、盛土材のカルバート内部への流出や、上部道路の亀裂の原因となることが懸念される。
- ⑤ 縦断方向の目地の開きを抑制するという観点からは、カルバート同士を連結した構造の方が力学的に有利であると考えられる。ただし、本実験条件においては壁面変位が大きくなる傾向を示すことから、他の盛土条件、壁面構造においても検討が必要である。さらに、カルバートが縦断方向に不同沈下した場合には、周辺地盤への追従性が低くカルバートに過大な断面力が発生するおそれがあることから、カルバートを設置する基礎地盤には十分な支持力および大きな沈下が生じないことが求められる。

【坑口部分のカルバートと壁面の接続構造に関して】

- ⑥ 壁面とカルバートが連結されている場合、壁面の動きが拘束され壁面変位が小さくなり、その分壁面土圧が大きくなる。
- ⑦ 壁面とカルバートが連結されている場合には、壁面による影響で局所的に大きな軸力が発生する可能性があり、断面の薄いたわみ性のプレキャストアーチカルバートを用いる際には注意を払う必要がある。

【盛土高さに関して】

- ⑧ 盛土高さが大きくなると、地盤によるカルバートの拘束効果が大きくなり、カルバート同士を分離した場合においてもその影響が小さくなる。その結果、低盛土条件と比較して、カルバート同士の連結の有無による差異は小さい。したがって、坑口付近におけるカルバートの地震時の安定性という観点からは、ある一定以上の土被りを有する方が有利であると考えられる。

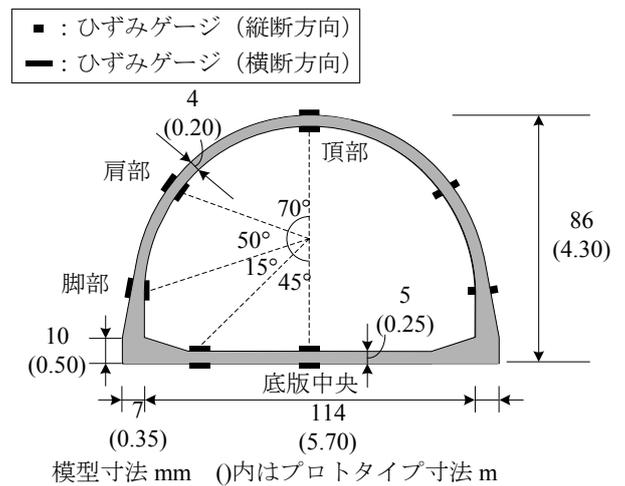


図2-18 カルバート模型

2.5 カルバート縦断方向に関する検討(両壁面をそれぞれ独立した補強土とした場合)

2.4に示した実験においては、左右の壁面を等変位条件、地盤を乾燥豊浦砂としてモデル化し、継続時間の短い地震動に対して、カルバート同士の連結様式、壁面とカルバートの結合の有無による基本的な動的挙動を確認した。これにより、①カルバート間に発生する軸力の伝達様式、②カルバートと壁面の相互作用、③盛土高さによる影響、について一定の知見を得た。しかしながら、地震動が継続する過程で生じる盛土全体の変形(壁面のはらみ出し、地表面沈下、カルバート間の目地の開き、等)については十分に考慮できていない。

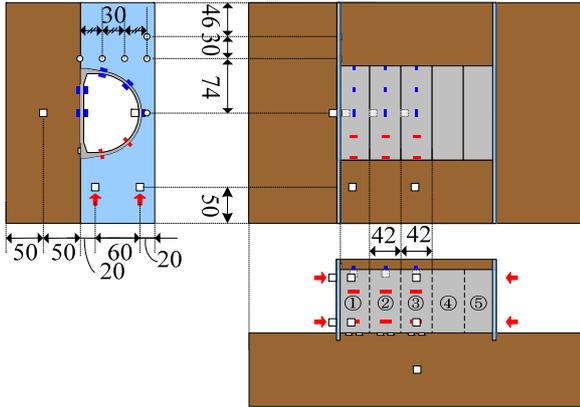
そこで、申請時からの追加実験として、主に、①補強土壁のモデル化、②地盤材料、③入力地震動、の3項目について実験条件を変更し、より実施工に近い条件での動的挙動の確認を試みた。実験模型の概略図、カルバート模型のひずみ貼付位置について、図2-17、2-18に示す。また図2-19に計測器の配置を示す。なお、2.4の実験において、カルバートと壁面を連結(Case-3)した場合には、両者の相互作用により不具合が発生する可能性が高くなるとの知見を得たことから、追加実験では図2-16に示す実験ケースの内、Case-0, 1, 2の3ケースについて検討を実施した。以下には、2.4の実験条件からの変更点を記す。

(1) 実験条件

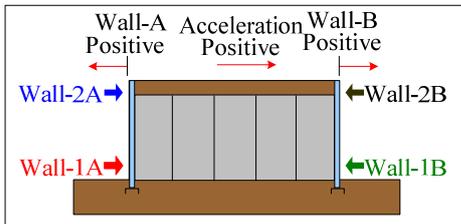
➤ 補強土壁のモデル化

直壁を有する盛土のモデル化においては、ヒンジ式プレキャストアーチカルバートが施工される際によく用いられる補強土壁工法を参考に、両壁面をそれぞれ独立する帯鋼補強土壁工法としてモデル化した。図2-20、図2-21に壁面工の構造と補強材の取り付け位置を示す。また、壁面パネルとストリップを示す。したがって本実験における壁面モデルは、図2-15(a)の連接型に類似すると考えられる。また、ストリップの表面には、乾燥状態の江戸崎砂を付着

①～⑤ カルバート番号 □ 加速度計 + レーザー変位計
○ 土圧計 — ひずみゲージ横断方向 — (〃) 縦断方向



(a) 計測器の配置



(b) 壁面変位及び応答加速度の正負の定義
図2-19 計測器の配置と計測値の正負の定義

させ、盛土との摩擦力が十分に作用するような処理を施した。

➤ 地盤材料

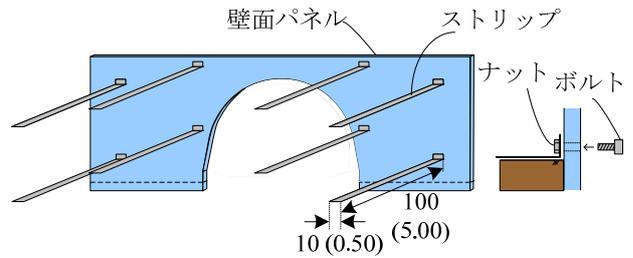
地盤材料としては、現場における盛土の施工方法などを鑑みて、江戸崎砂を用いて締固め度管理により作製した。ヒンジ式プレキャストアーチカルバートを直接基礎により設置する際は、N値15以上の良好な地盤を前提とすることが多い。また、一般に道路盛土の盛土部分の締固め度は92%以上であるため、本実験では基礎地盤及び盛土部分を締固め度92%（最適含水比 $w_{opt} = 15.9\%$ 、最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.65 \text{ g/cm}^3$ ）で作製することにした。

➤ 入力波形

本実験で用いた入力地震動を図2-22に示す。地震動の継続に伴う壁面変位の増大とカルバート盛土の挙動を観察するため、ステップ加振法を採用した。実験では、50Gの遠心加速度に達した常時の状態をSTEP 0として、最大加速度0.5～5.0 m/s^2 のテーパ付き正弦波（周波数1.0 Hz）を30波ずつ与え、合計10ステップの加振を行った。

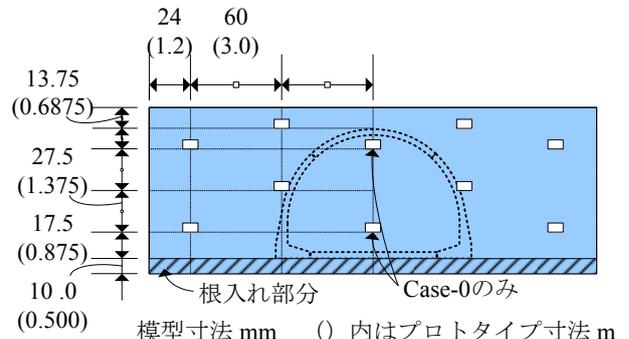
(2) 両壁面をそれぞれ独立した補強土とした場合の実験結果

以下では、地震動の継続に伴う盛土の変形やカルバートに作用する応力の蓄積について検討するため、残留変形がある状態で結果を考察する。また、以下の実験結果においては、特に記述が無い限りプロトタイプ換算した値を用いる。



模型寸法 mm () 内はプロトタイプ寸法 m

図2-20 壁面工の構造



模型寸法 mm () 内はプロトタイプ寸法 m

図2-21 連結部材の取り付け位置

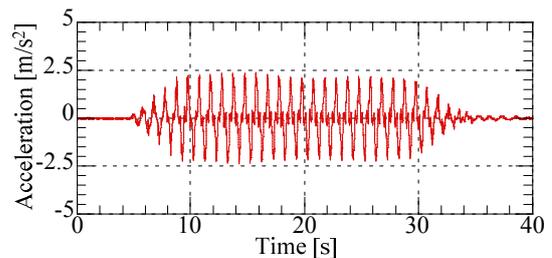


図2-22 入力波形 (STEP 5: 最大入力加速度2.5 m/s^2)

➤ 壁面変位

図2-23には、STEP 1～10（最大加速度0.5～5.0 m/s^2 ）における壁面の転倒率 R 及び滑動量 S を示す。ここで、転倒率 R とは壁面上部 (Δ_1) と下部 (Δ_2) の変位量の差 ($\Delta d = \Delta_1 - \Delta_2$) を計測点の間の距離 (H) で除した値 ($R = \Delta d / H$)、滑動量 S とは壁面上部と下部の変位量の平均で定義する。さらに図2-24には、図2-23の経時変化の中から、STEP 5とSTEP 10の終了後における壁面変位量と壁面変位形状を模式的に示す。

図2-23(a)より、カルバートを含まないCase-0のみ、遠心加速度50G到達時 (STEP 0) から0.5%程度転倒している。加振ステップ全体では、いずれのケースにおいてもSTEP 3 (最大加速度1.5 m/s^2) までは顕著な変化は見られないが、STEP 4 (最大加速度2.0 m/s^2) 以降に壁面の転倒が発生しはじめ、その後はほぼ一定の割合で変位が蓄積している。この傾向については、滑動量についても同様である。全ケースについて壁面の変位量を比較すると、転倒率・滑動量ともに、Case-0 (盛土のみ) > Case-2 (カルバート分離) > Case-1 (カルバート連結) の順で大きくなる傾向を示す。カルバートの有無 (Case-0とCase-1, 2) に関しては、補強材の密度や実験におけるモデル化の範

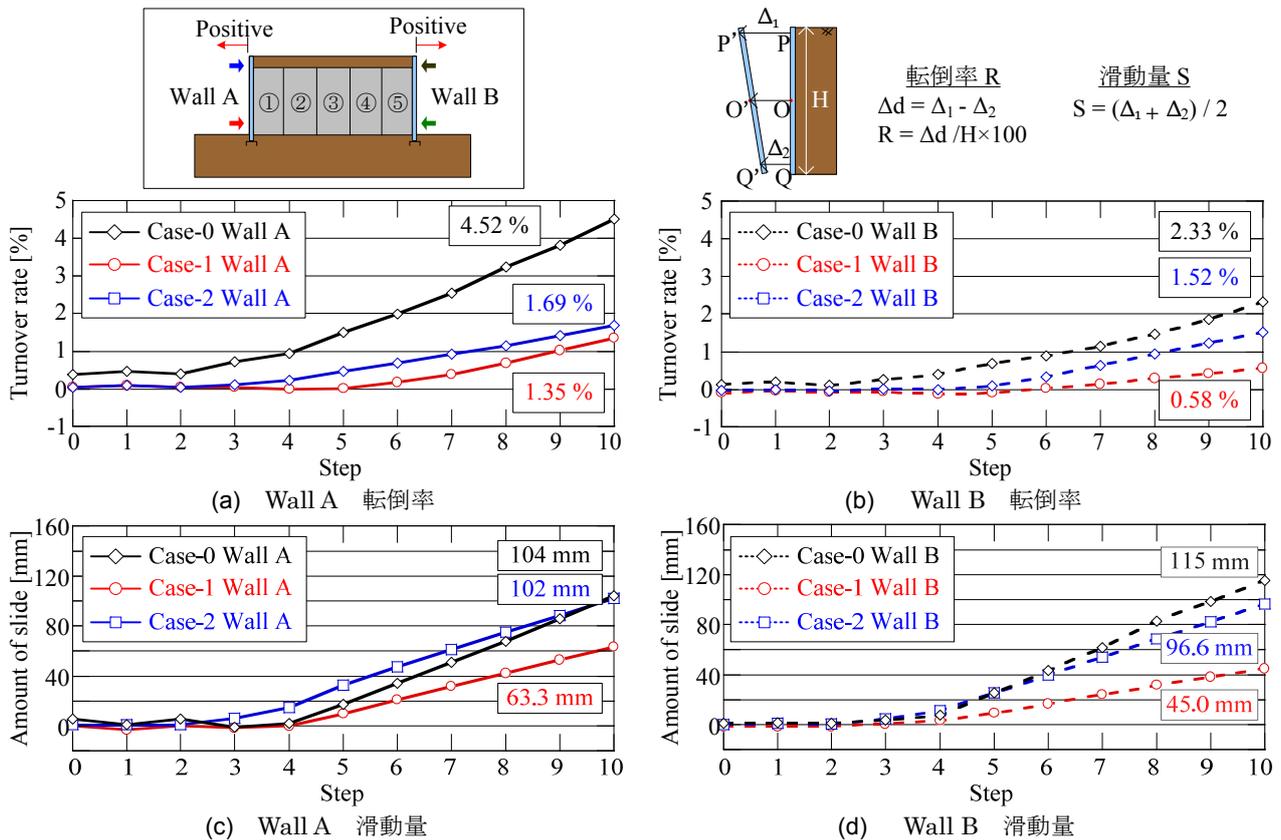


図2-23 壁面の転倒率・滑動量の経時変化

Unit: mm --- STEP 5 (2.5 m/s²) --- STEP 10 (5.0 m/s²)

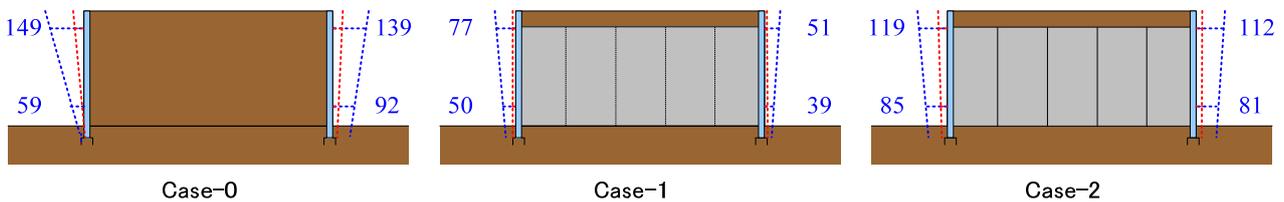


図2-24 加振後の盛土の変形図 (変位出力10倍)

困などの理由により、実構造においては同様の傾向を示さない可能性がある。しかし本実験では、カルバートによる空間が存在しないCase-0で、壁面の転倒率・滑動量が土の総重量に比例して大きくなったと考えられる。カルバートの連結の有無 (Case-1とCase-2) については、Case-1と比べて、カルバート同士を分離したCase-2において壁面の転倒率・滑動量が大きくなった。その理由は、地震時にそれぞれのカルバートが独立して挙動し盛土内部で大きく振動したためであると考えられる。この原因については後ほど詳しく考察する。

➤ 加振前の初期状態における挙動

図2-25には、加振前の初期状態、すなわちSTEP 0における曲げモーメント分布図を示す。まずカルバート同士を連結しているCase-1に着目すると、坑口から中央にかけてRing 1, 2, 3の順に曲げモーメントが大きくなっていることが確認できる。一方、カルバート同士を分離したCase-2では、頂部においてやや差が見られるが、その他の位置においてはリング

間で明確な差異は確認できない。さらに、ケース間で比較した場合には、Case-1に比べてCase-2の方が全体的に大きな曲げモーメントが発生しており、特にインバートの中央ではCase-1の2倍以上の値を示すリングもある。

この原因について詳しく調べるため、図2-26にはSTEP 0においてカルバートの底版に作用している鉛直土圧の分布を示す。ここでカルバート底版の鉛直土圧については、図2-26(a)に示すように、上載荷重の影響を受けやすいと考えられる脚部直下で計測している。本実験対象であるアーチカルバートは、内空を有していることに加えて部材厚が薄く、底版を含めたカルバート全体が変形することが予想されることから、発生する接地圧は剛体基礎のそれとは異なることが考えられる。しかし、剛体基礎の接地圧については種々の研究が行われており、一般的に接地圧は基礎の端部で大きく、中央で小さくなることが知られている²⁻¹⁰。

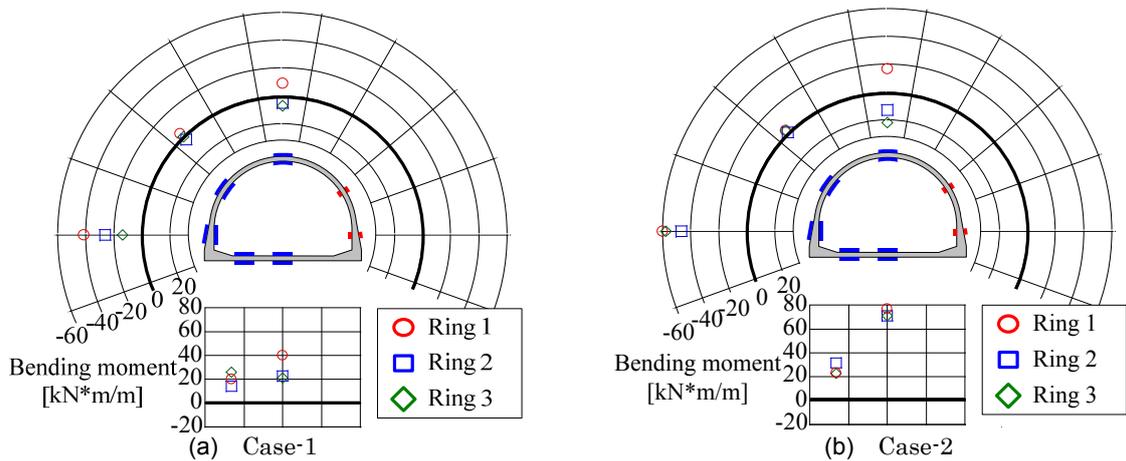


図2-25 覆工に作用する曲げモーメント STEP 0

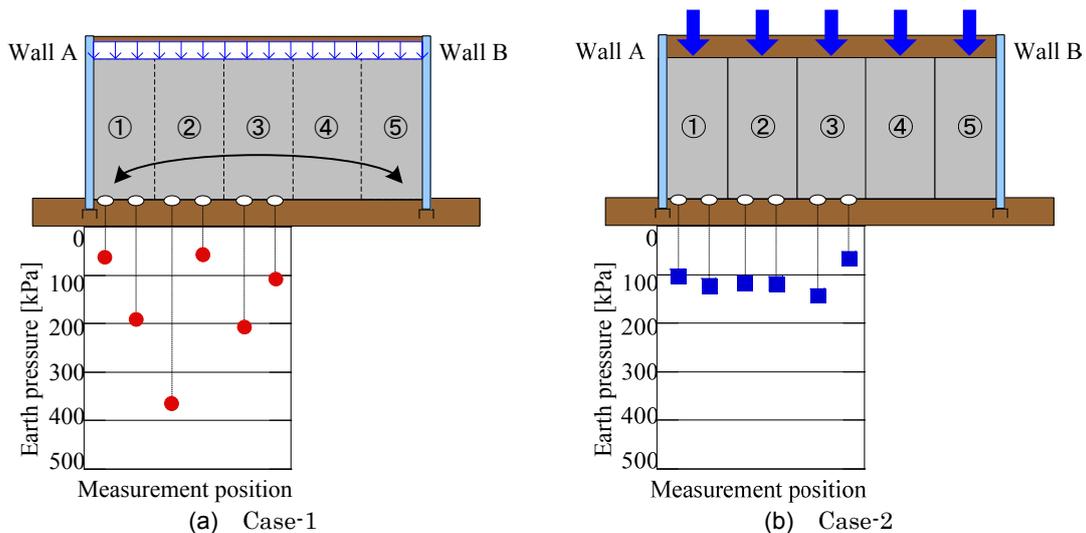


図2-26 底版に作用する鉛直土圧 STEP 0

Case-1では、鉛直土圧は計測位置ごとに様々である。初期状態の土圧分布こそばらついたが、図2-25(a)の曲げモーメント値を考慮すると、5体のカルバートの端部で曲げが発生するようなモードになっている。このことから、Case-1では、カルバートは縦断方向に弓なりに変形するようなモードで上載荷重を支持していると考えられる。一方、Case-2における底版の鉛直土圧分布をみると、Case-1とは対照的に全ての位置においてほぼ同様の鉛直土圧が作用していることが確認できる。Case-2においては、図2-25(b)の曲げモーメント値と底版に作用する鉛直土圧の値が良い相関を示しており、両者ともにリング間でそれぞれの値に違いが生じない結果となった。これは、Case-2ではそれぞれのカルバートが分離して設置されており、個々のカルバートが独立して上載荷重を支持するためである。

➤ 加振中の挙動

加振中のカルバートの挙動を精査するため、本項ではSTEP 5（最大応答加速度が 2.5 m/s^2 ）における、最大入力加速度に到達して十分に時間が経過した $t = 20.00 \sim 21.25 \text{ s}$ の時刻帯に注目して、カルバート底版に作用する土圧の時刻歴を整理する。図2-27には、

Cases-1, 2においてカルバート底版に作用する鉛直土圧の時刻歴とカルバート頂部で計測した応答加速度の時刻歴をそれぞれ示す。図中の灰色の領域は、各カルバートに設置した2つの土圧計のうち、左側の土圧計（Wall A側）の値が増加している時間帯を示している。つまり、同時刻においては、カルバートがWall Aの向きに倒れるように挙動している時刻と考えられる。まず、Case-1について図中の灰色の領域に注目すると、脚部前後の土圧計の値が同位相で増減していることが確認できる。また、Ring 1と比較してRing 3では土圧の増減が小さい。これは、カルバート同士を連結しているCase-1では、カルバート5体は一体となって挙動しているため、Ring 3を中心として、カルバート5体が前傾・後傾を繰り返すためであると考えられる。

一方、Case-2について、図中の灰色の領域に注目すると、Ring 1の左側の土圧計の値が増加する時刻においては、右側の土圧計の値が減少しており、同一のカルバートにおいて土圧の増減が逆位相になっていることが確認できる。つまり、Ring 1が、Wall Aの向きに倒れこむことで、底版前方の土圧が増加し、逆に底版後方の土圧が減少しているのだと考えられる。さらに、Case-1ではRing 3における土圧の増減が

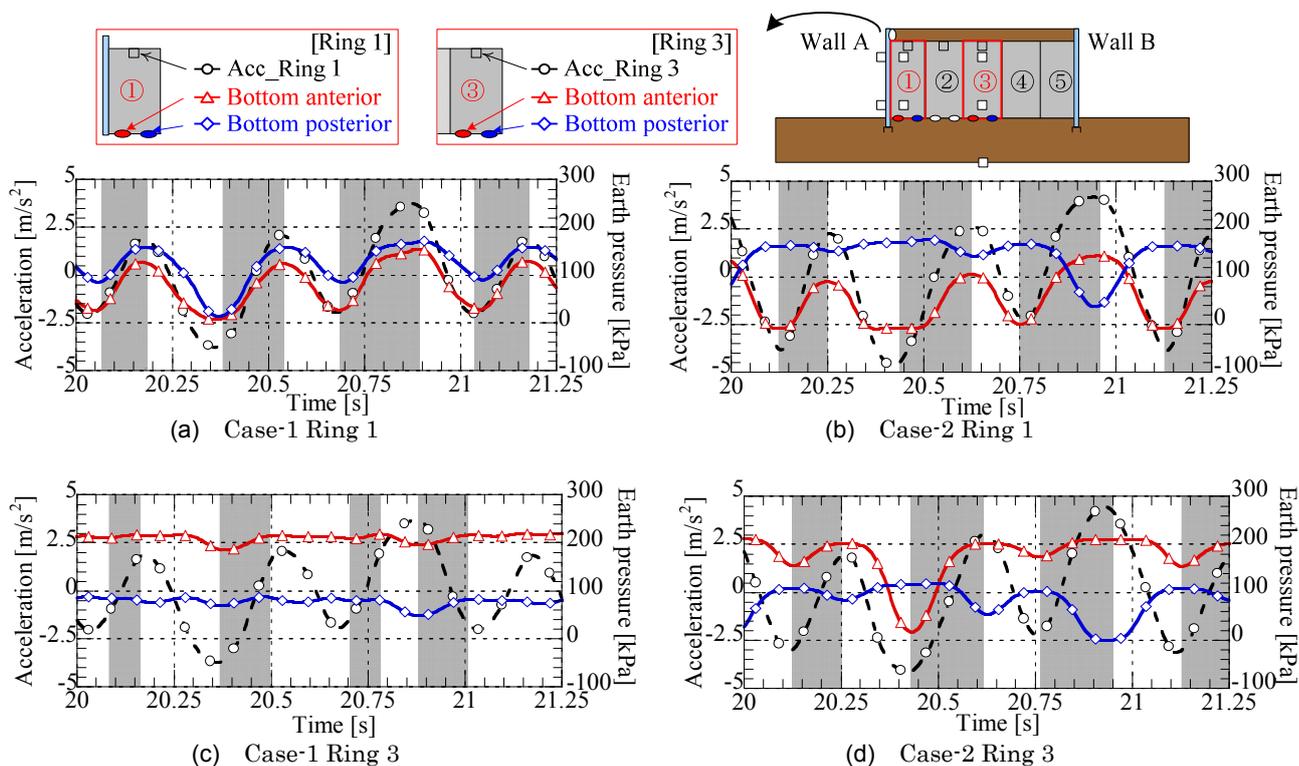


図2-27 カルバート底版に作用する鉛直土圧の時刻歴 STEP 5

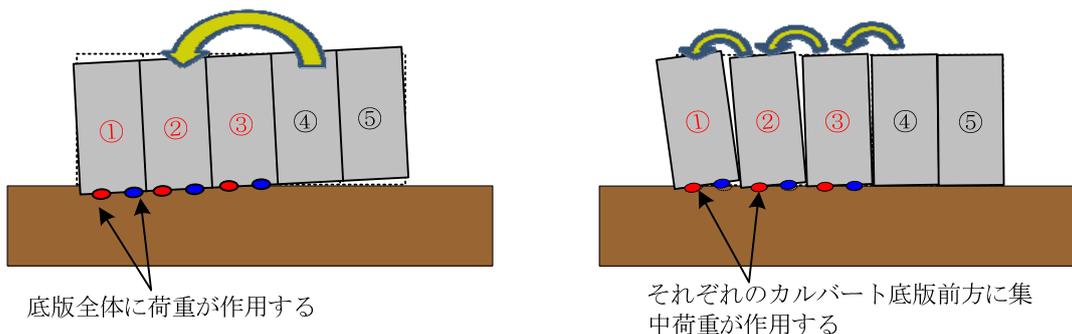


図2-28 盛土内に設置されたカルバートの地震時挙動の概念図 STEP 5

小さかったのに対し、Case-2ではRing 1と同程度の増減が確認できる。

以上の結果より、Case-1およびCase-2におけるカルバートの変形挙動を模式的に示すと図2-28のようになる。Case-1のようにカルバート同士を連結した場合には、カルバートが一体となって挙動し、底版全体に荷重が作用する。一方、Case-2のようにカルバート同士を分離した場合には、それぞれのカルバートが独立して挙動し、それぞれのカルバートの底版前方あるいは後方に荷重が集中する。

カルバートの頂部に設置した加速度計の値より、Case-1と比較してCase-2では加速度の振幅が大きくなっており、Case-2ではカルバートに大きな加速度が作用している。これは、カルバートそれぞれを分離することで、各リングが盛土内で大きく振動していると考えられる。結果として、カルバート同士を分離したCase-2では、壁面の転倒率・滑動量が卓越したのだと考えられる。

図2-29には、STEP 1 (最大加速度 0.5 m/s^2)、STEP

5 (最大加速度 2.5 m/s^2)、STEP 10 (最大加速度 5.0 m/s^2) の加振中に発生した曲げモーメントの最大値を示す。図中の点線は、曲げひび割れ発生モーメントを示している。図より、いずれのケースにおいても加振レベルが大きくなるにつれ、最大曲げモーメントも増大している。各ケースに着目すると、Case-1では、上述した通り初期段階からリング毎に発生する曲げモーメントの値が異なっていたが、その傾向は加振中の最大曲げモーメントでも同様であり、坑口付近に近づくほど大きくなっている。一方、Case-2についても、初期状態の曲げモーメント分布同様、加振中についても各リングでほぼ同様の曲げモーメントが発生している。両ケースを比較すると、特にインバートの中央において大きな違いが確認できる。同位置における曲げモーメントは、Case-1では曲げひび割れ発生モーメントのおよそ半分程度であるが、Case-2では曲げひび割れ発生モーメントに近い値が計測されている。

Case-1では、カルバート同士が連結されており、

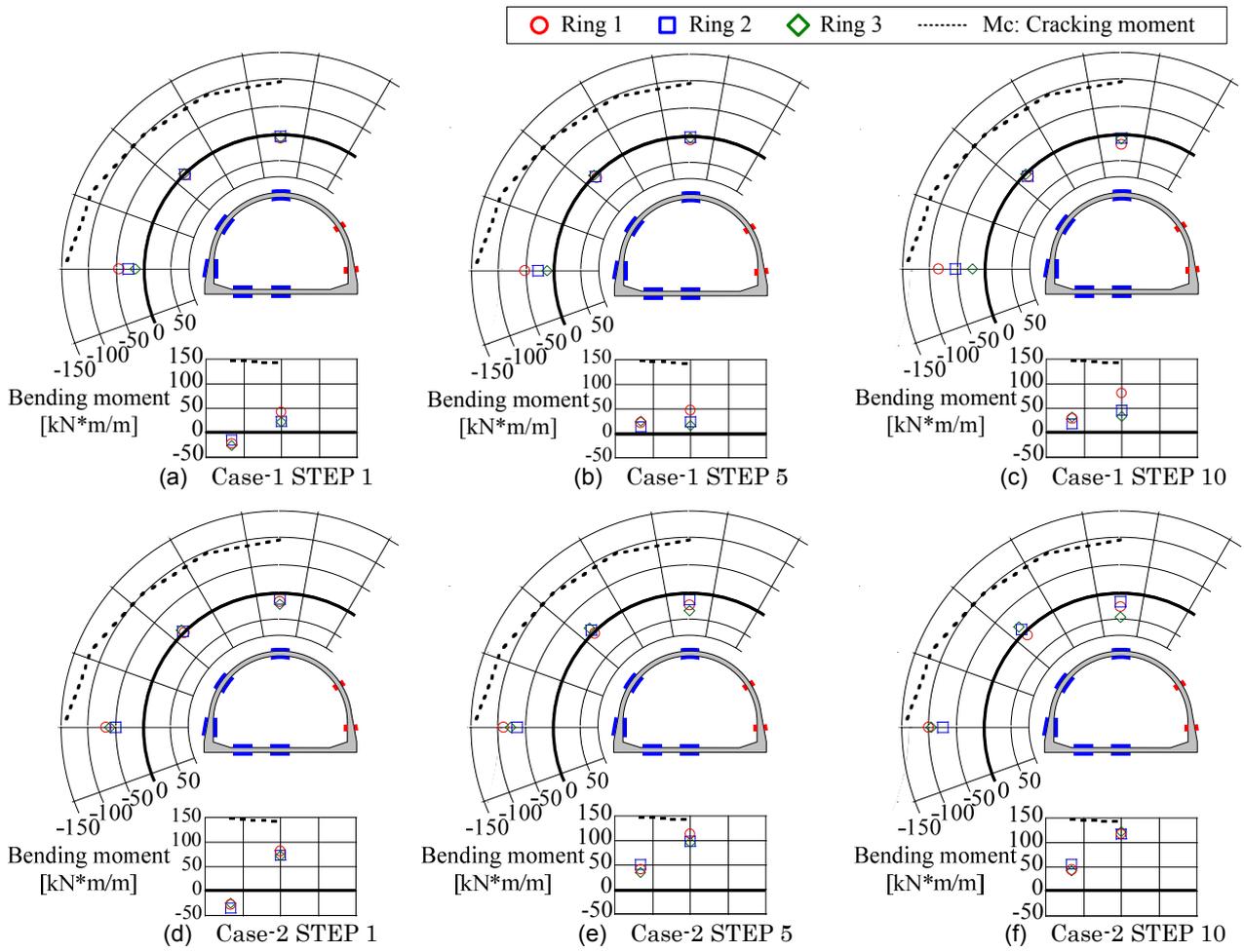


図2-29 各加振ステップにおける最大曲げモーメント分布

図2-28のように、加振中Ring 3が中心になってカルバート全体が振動することを先に述べた。このように、中央のカルバートに比べて、坑口部のカルバートの挙動が大きいと、坑口部に近づくにつれて、基礎地盤からカルバートの底版に大きな反力を受けていたと考えられる。その結果、Case-1では、坑口部に近い順に、カルバート底版に大きな曲げが作用したと考えられる。一方で、Case-2では、繰り返しの加振に伴い壁面の変位が大きく発生したことで、カルバートの拘束効果が小さくなり、カルバートそれぞれが盛土内で大きく振動したため、Ring 1~3で底版に一定に大きな曲げが発生したと考えられる。

➤ 加振後の状況

加振中のカルバートの挙動を精査するため、本項ではSTEP 5（最大応答加速度が 2.5 m/s^2 ）における、最大入力加速度に到達して十分に時間写真2-4には、加振後のカルバートの様子を示す。写真に示す通り、Case-1では、壁面変位は発生したものの、カルバートに目立った損傷は確認できなかった。一方、Case-2では、坑口付近のカルバートが盛土のはらみ出す向きに前傾しており、カルバート間に目地の開きが発生していることを確認した。さらに、写真2-5に示すように、ひずみゲージを貼付していなかったRing 4, 5のインバート中央、脚部、肩部でひび割れを確認し

た。ひずみゲージを貼付していたRing 1~3でひび割れが確認されなかったのは、ひずみゲージの貼付の際に用いたコーティング剤が原因だと考えられる。これにより、Ring 4, 5と比べて部材の強度が増加し、ひび割れが発生しなかったと考えられる。坑口部にあるRing 4, 5でひび割れが発生する原因としては、カルバート底版に作用する曲げモーメントが主な原因だと考えられる。図2-28に示したように、Case-2ではカルバート底版にひび割れ発生モーメントに近い曲げモーメントが作用している。これより、坑口部のカルバートが、盛土のはらみ出す変形に追従して前傾し、地盤から底版に大きな反力を受けていたことが伺える。推測される破壊状況としては、まず、カルバート底版に作用した大きな曲げモーメントにより、底版にひび割れが生じ、次いで曲げモーメントの大きいカルバート脚部にひび割れが発生し、最後に頂部のひび割れにつながった可能性がある。

(3) 実験のまとめ

本実験では、それぞれ独立した壁面を有する、カルバートを含む両面盛土に対して、 1 Hz の地震動の入力を行った。本実験で得られた知見は以下の通りである。



(a) Case-1



(b) Case-2

写真2-4 最終加振後のカルバートの状態

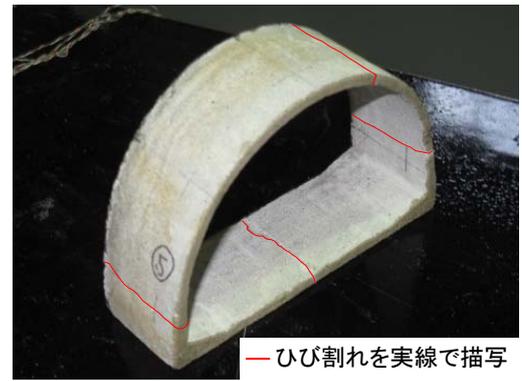


写真2-5 最終加振後のRing 5の状態

参考文献

- 2-1) 木村 亮, 足立紀尚, 小林秀人: 水平力を受ける鉄筋コンクリート群杭の終局挙動に関する遠心模型実験, 京都大学防災研究所年報, 第 38 号 B-2, pp.67-82, 1995.
- 2-2) 社団法人 日本材料学会: 建築材料実験, 2001.
- 2-3) Nakai, T. and Hinokio, M.: A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, Soils and Foundations, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 2-4) Zhang, F. and Kimura, M.: Numerical prediction of the dynamic behavior s of an RC group-pile foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.72-92, 2002.
- 2-5) 大塚久哲, 新井雅之, 岩上憲一, 高野直道, 竹内幹雄, 橘 善規, 節婦光一, 村井和彦, 楊 光遠: 地中・基礎構造の耐震設計, 九州大学出版会, 2001.
- 2-6) 山木正彦, 谷本俊輔, 佐々木哲也: 大地震時におけるボックスカルバートの動的挙動に関する遠心力模型実験, 第 56 回地盤工学シンポジウム, pp.37-44, 2011.
- 2-7) 社団法人 日本道路協会: 道路土工 擁壁工指針 (平成 24 年度版), 丸善出版, 2012.
- 2-8) 財団法人 土木研究センター: 補強土 (テールアルメ) 壁工法 設計・施工マニュアル 第 4 回改訂版, 2014.
- 2-9) 財団法人 土木研究センター: 多数アンカー式補強土 壁工法 設計・施工マニュアル 第 3 版, 2002.
- 2-10) 赤井浩一: 土質力学, 朝倉書店, pp.220-224, 1980.

【盛土内のカルバートの有無に関して】

- ① カルバート縦断方向の地震動が発生した場合, カルバートの有無によらず, それぞれに独立した壁面を有する両面盛土は, 盛土全体がはらみ出すように変形する.

【カルバート同士の連結様式に関して】

- ② 盛土両面にそれぞれ独立した壁面を有する場合, カルバート同士が連結されていると, カルバート同士が分離されている場合に比べて, 目地の開きを抑制し, 壁面の変位及び盛土の変形も軽減される.
- ③ カルバート同士が分離されている場合, 盛土全体の挙動に追従してカルバートそれぞれが前傾あるいは後傾を繰り返す. その結果, カルバート各々が盛土内で自由に振動し, 壁面変位が大きくなったと考えられる. また, その過程で, カルバートへ作用する上載荷重や接地圧のバランスが崩れ, カルバート覆工に大きな曲げモーメントが発生する. カルバート覆工に作用する曲げモーメントが加振を繰り返すことで増大し, 壁面付近のカルバートの頂部, 肩部及び底版にひび割れが生じた可能性がある.
- ④ カルバートを含む盛土の地震時被害の例としてカルバート同士の目開きが報告されている. 本研究においては, カルバート同士が分離された条件で盛土のはらみ出し方向の変形に追従してカルバートがそれぞれ前傾・後傾し, カルバート間で目開きが発生していることを確認した.

第3章 大型振動台実験とその数値解析

3.1 はじめに

本研究では、強地震時におけるヒンジプレキャストアーチカルバートの損傷形態の把握を目的に、京都大学防災研究所所有の強震応答実験装置を用いた大型振動台実験を実施した。

表3-1には、期間中に実施した大型振動台実験の概要をまとめる。計5回の実験の内、2ヒンジ式の実験を3回、3ヒンジ式の実験を2回実施した。カルバート模型の寸法は、実構造の1/5スケールとし、鉄筋コンクリート（以下、RC）で作製した。実験に際しては、模型地盤の作製過程における内空変位や作用土圧を計測し、盛土施工段階における挙動の分析も併せて実施した。

加えて、同構造の耐震設計に用いる数値解析手法に関する検討を目的に、動的解析による振動台実験の再現解析と、実験で計測された変位を静的に与える静的解析を実施し、解析法の違いが同構造の損傷進展過程に及ぼす影響について考察した。

本報告においては、大型振動台実験の概要を述べた後、3ヒンジ式の実験および数値解析の結果を中心に、それぞれのタイプに対して実施した最終回における実施成果をそれぞれ報告する。

3.2 3ヒンジプレキャストアーチカルバートに対する大型振動台実験(第4回目実験)

(1) 実験条件

➤ 強震応答実験装置

本実験は、京都大学防災研究所所有の強震応答実験装置を用いて実施した。強震応答実験装置の外観を写真3-1に、仕様を表3-2に示す。振動台は幅5.0 m、奥行き3.0 mの大きさで、定格の搭載重量15 tにおいて、XYZ方向に±1.0 Gの加振が可能である。本実験において大きな制約となったのは、定格搭載重量である。定格15 tを超えない範囲で出来るだけ実構造に近いスケールの模型が使用できるように土槽と模型

の設計を行った。

➤ 実験土槽

実験で用いた土槽の外観を写真3-2に、カルバートを設置した際の土槽の概略図を図3-1に示す。土槽の寸法は、横幅4.3 m、奥行き1.3 m、高さ2.4 mである。カルバートは0.35 mの基礎地盤上に設置し、土被りは0.4 mとした。盛土完成時の地表面高さは1.96 m(基礎地盤0.35 m、盛土1.61 m)となる。

地盤の振動台実験を行う場合、モデル地盤が自由にせん断変形できることが望ましく、多くの振動台

表3-1 強震応答実験装置の仕様

回数	実験期間(加振日)	実験対象
第1回	2013年 8月26日-30日(8月29日)	2ヒンジ
第2回	2013年11月11日-15日(11月14日)	2ヒンジ
第3回	2014年 2月24日-28日(2月27日)	3ヒンジ
第4回	2014年 9月22日-30日(9月26日)	3ヒンジ
第5回	2014年12月 8日-12日(12月11日)	2ヒンジ

表3-2 強震応答実験装置の仕様

振動台加振方向	5 m (X軸方向) × 3 m (Y軸方向), 水平 2軸 (X, Y), 垂直 (Z), 回転 ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$)
駆動方式	電気・油圧サーボ方式
継手方式	静圧軸受方式
最大搭載重量	定格15 tonf, 最大30 tonf
最大変位	水平 (X): ± 200 mm 水平 (Y): ± 250 mm 垂直 (Z): ± 200 mm
最大速度	水平 (X): ± 1.5 m/s 水平 (Y): ± 1.5 m/s 垂直 (Z): ± 1.5 m/s
最大加速度 (15 tonf 載荷時)	水平 (X): ± 1 G 水平 (Y): ± 1 G 垂直 (Z): ± 1 G
最大回転角度	X, Y, Z軸まわり ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$): ± 3°
加振周波数	DC ~ 50 Hz
加振入力波形	正弦波, 不規則波, 任意波形

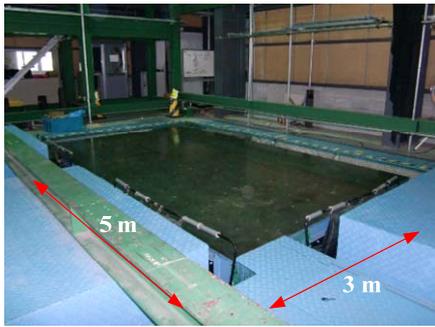
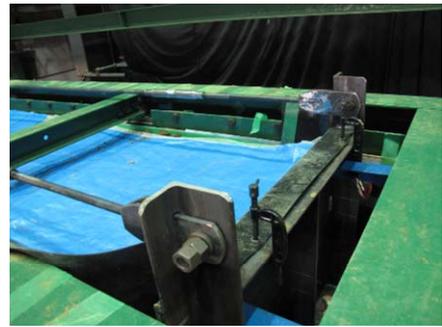


写真3-1 強震応答実験装置の外観



写真3-2 実験土槽の外観



(a) 可動壁下部のヒンジ構造
写真3-3 可動壁の構造

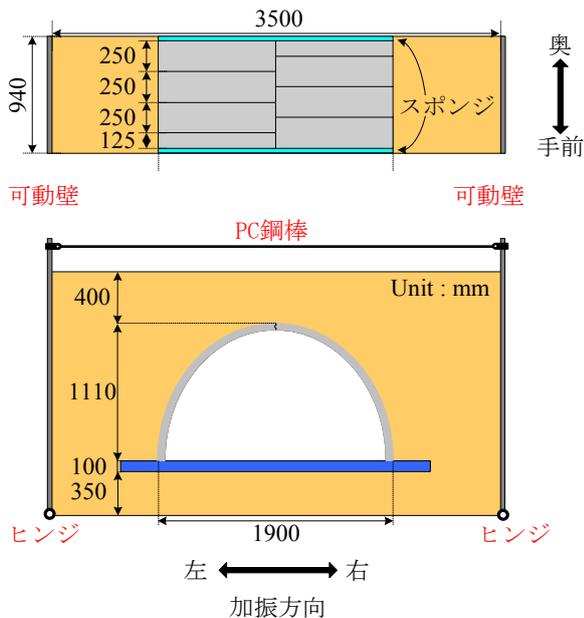


図3-1 カルバートを設置した際の土槽の概略図

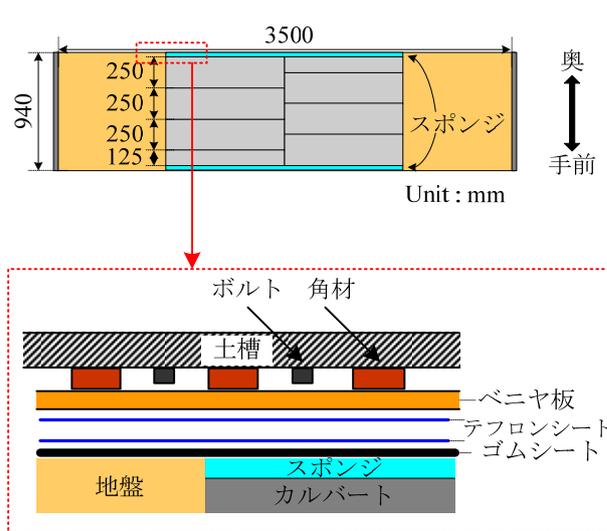


図3-2 土槽境界の摩擦軽減処理¹⁾

実験においてはせん断土槽が用いられている。そこで、本実験においては、剛土槽の側壁下部をヒンジ構造とし、両壁の上部を $\phi=19\text{ mm}$ のPC鋼棒2本で接続することによって改良した簡易なせん断土槽（写真3-3）を用いた。

また、本実験では、既往の研究を参考に³⁻¹⁾、土槽境界の摩擦軽減処理を行った。加振中の地盤と土槽側面の間に働く摩擦の軽減処理として、テフロンシートを使用した。土槽側面と緩衝材の位置関係を図3-2に示す。加振方向に対して平行な土槽側面には、ベニヤ板で平らにした上でテフロンシートを貼り付けており、地盤と接触する面にはゴムシートとテ

フロンシートを貼り合わせたものを設置している（写真3-4）。ゴムシートは地盤とシートが一体となって動くようにするためのものであり、摩擦係数の小さなテフロン同士で摩擦を軽減する効果を期待したものである。

➤ カルバート模型

本実験では、実構造の1/5スケールの3ヒンジプレキャストアーチカルバートを対象として振動台実験を実施した。1 G場における地盤および地中構造物の模型振動台実験に対する相似則には香川³⁻²⁾や国生ら³⁻³⁾の相似則があるが、これらの相似則を適用する場合、長さの縮尺に応じて模型の弾性係数を小さくする必要がある（表3-3）。限界状態を把握するという本実験の目的を鑑みるに、カルバート模型をRC部材



(a) 土槽壁面のテフロンシート



(b) 盛土側のテフロンシート



(c) 50 mmごとにマーキング



(d) シートを壁面に設置
写真3-4 摩擦軽減の処理

以外で作製することは適切でないと考えられる。しかしながら、RC部材の弾性係数をコントロールすることは困難であること、塑性後の挙動については相似則を満足しないことから、本研究では、内空幅9.0 m、内空高5.3 m、土被り2.0 m の条件で設計したRC構造に対して、縮尺のみを1/5とした模型を用いることとした。図3-3に実験で用いたカルバート模型の配筋図を示す。

3ヒンジプレキャストアーチカルバートはアーチ部、ヒンジ部と基礎部で構成される。本実験では写

表3-3 模型振動台実験相似則

	1 G場 (模型 / 実物)	
	相似則	縮尺1/5とした場合
長さ	$1/\lambda$	1/5
振動数	$\lambda^{3/4}$	3.34
密度	1	1
変位	$1/\lambda^{3/2}$	0.089
ひずみ	$1/\lambda^{1/2}$	0.447
弾性係数	$1/\lambda^{1/2}$	0.447
応力	$1/\lambda$	1/5
加速度	1	1

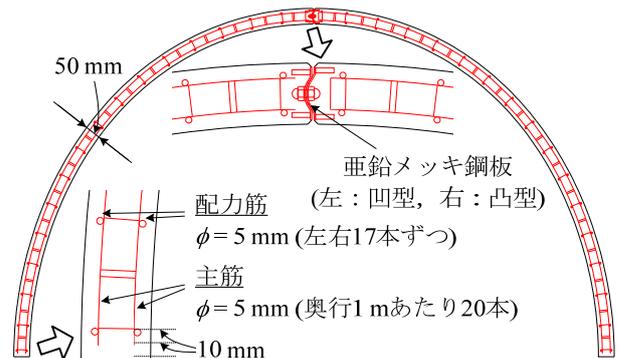


図3-3 カルバート模型の配筋図

真3-5(a)に示すように天端のヒンジ部を実構造と同様に凹凸の突合せ構造としている。また、左右のアーチ部材を組み立てる際には、実施工と同様に、左右のアーチ部材を交互にずらして設置していく千鳥配置(写真3-5(b))としている。頂部ビーム工については、アルミ板とボルトを用いて簡易なモデル化を行っている。左右のカルバート頂部とボルトの間にアルミ板を介して固定することで一体的に連結している(写真3-5(c))。

本実験においては、3ヒンジプレキャストアーチカルバートの基礎形式の中から、インバート形式を採用した(写真3-5(d))。実施工においては、いずれの基礎形式においても、脚部に変位が生じないように強固な基礎を建設するようにしている。本実験では、土槽容積の関係上、土槽内で再現できる基礎形式の大きさには制限があった。そこで、限られた大きさの中で、脚部の水平変位を強固に抑制できる形式であるインバート形式を採用した。また、写真に示すように、内空側に設置された計測器の保護を目的に、インバートには防護かごを設置した。

写真3-5(e)に、本実験における脚部ヒンジの構造を示す。本実験では、内空側からはL字アングルを、盛土側からは抑え板をそれぞれあてがい、ボルトの締め付けでアーチ部材脚部を挟み込むことで、脚部の固定を図っている。実施工では、ゴム系の脚部目地材を設置し、キーウェイと呼ばれる凹型の基礎工とアーチ脚部の間にモルタルを注入することで脚部の固定処理を行っている。3ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの施工マニュアル^{3,4)}によると、このゴム系の脚部目地材が脚部のヒンジ機能を保証する、とされている。一方、実施工の脚部固定処理が

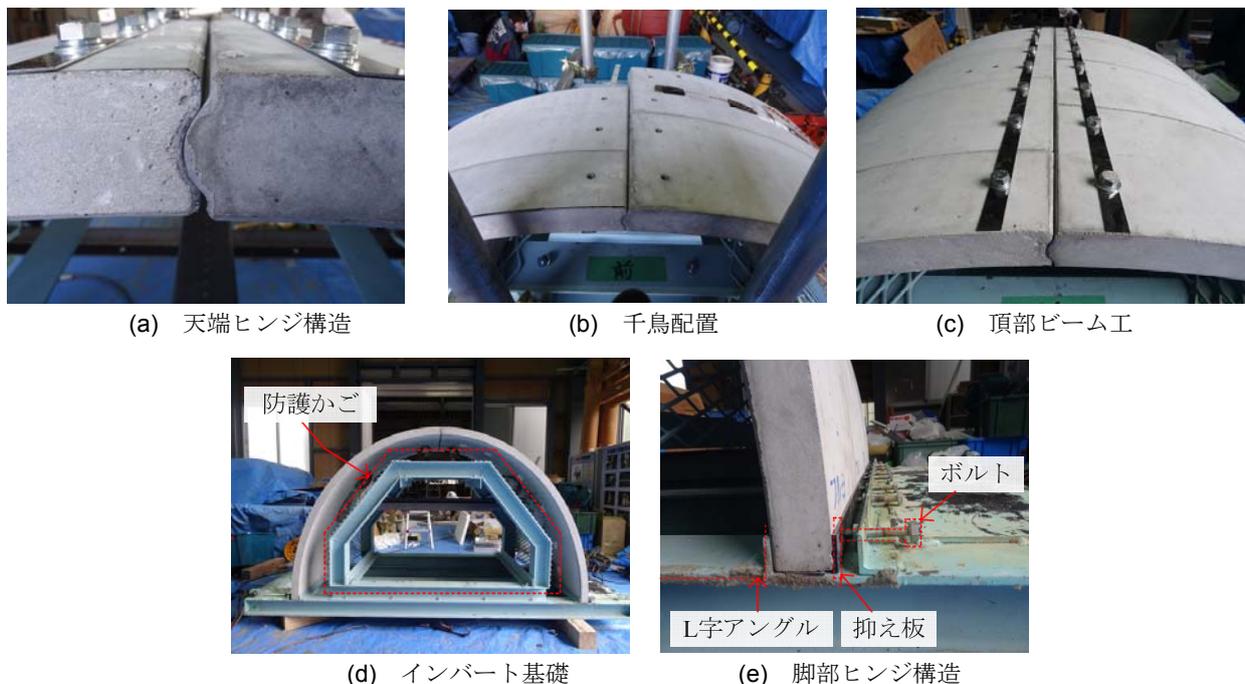


写真3-5 本実験での3ヒンジプレキャストアーチカルバートの構造

表3-4 コンクリートの材料定数

圧縮強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング率 [kN/mm ²]	ポアソン比
51.9	2.86	34.0	0.20

表3-5 鉄筋の材料定数

圧縮強度 [N/mm ²]	降伏ひずみ	ヤング率 [kN/mm ²]
547.5	3000 μ	190.2

表3-6 江戸崎砂の諸元

土粒子密度 G_s	[g/cm ³]	2.73
最大間隙比 e_{max}	—	1.25
最小間隙比 e_{min}	—	0.70
内部摩擦角 ϕ	[deg]	38.3
粘着力 c	[kN/m ²]	14.0
最適含水比 w_{opt}	[%]	20.8
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	[g/cm ³]	1.64

どこまで脚部のヒンジ機能を担保しているかは未解明な部分が多いため、本実験においては、実施工の条件を再現するのではなく、上述したような脚部の固定を図り、脚部の固定処理を単純化するに至った。

表3-4、表3-5には、実験で用いたカルバート模型について、コンクリートと鉄筋の諸元をそれぞれ示す。

➤ 模型地盤

本実験では、地盤材料に江戸崎砂を用いた。図3-4に江戸崎砂の粒度分布と締固め曲線、表3-6にその他の諸元を示す。また、地盤を作製するにあたって、最適含水比付近である含水比20%を目標として含水比の調整を行った。本実験では、砂の総重量が8 t以上もあり、加水しながら攪拌することは困難であっ

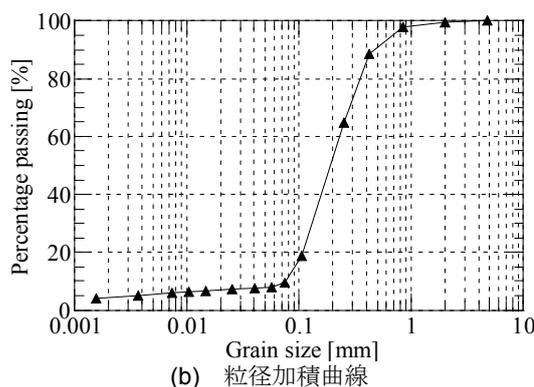
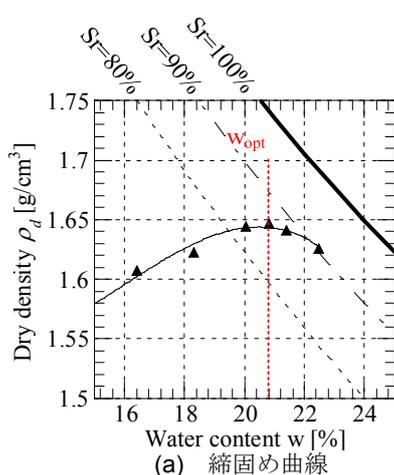


図3-4 江戸崎砂の試験結果

ため、水分量は自然浸透によって調整した。含水比調整の方法を以下に示す。

- ① トンパックに入った砂を70 kg程度ずつ箱に分ける。
- ② 1箱から2点サンプルを取り、電子レンジで箱

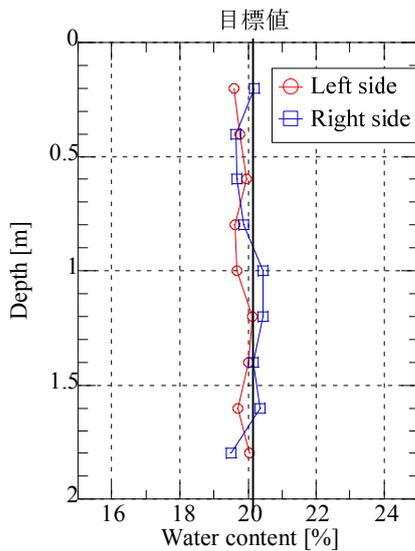


図3-5 実験後の含水比分布

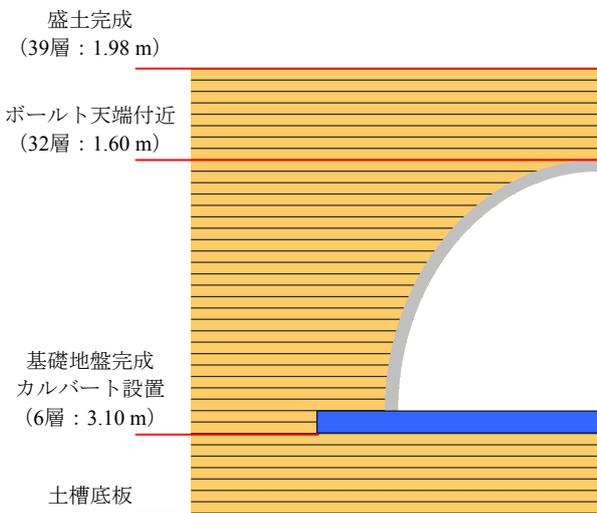


図3-6 締固め層

ごとの自然含水比を測定する。

- ③ 最適含水比に近い含水比20 %になるよう加水する。
- ④ 1日養生する。

このように、含水比20 %を目標に調整を行った結果、実験後の含水比分布は図3-5に示すようになり、含水比 20 ± 1 %以内に収まっていることが確認できた。

また、図3-6に示すように、地盤の作製は50 mmごとの39層に分けて行った。表3-7、図3-7には、それぞれ3ヒンジプレキャストアーチカルバートの盛土施工基準を示している³⁻⁵⁾。図表より、アーチカルバート周辺近傍である区域①では、アーチカルバートに偏荷重が作用しないよう小型転圧機プレートを用いて締固めを行い、それ以遠である区域②、③においては締固め度90 %以上で施工することが求められている。図中、区域①～③が本実験の模型地盤の領域に相当すると考えられるため、本実験では、締固め度92 %を目標に、1層ごとに必要な土の重量を計量

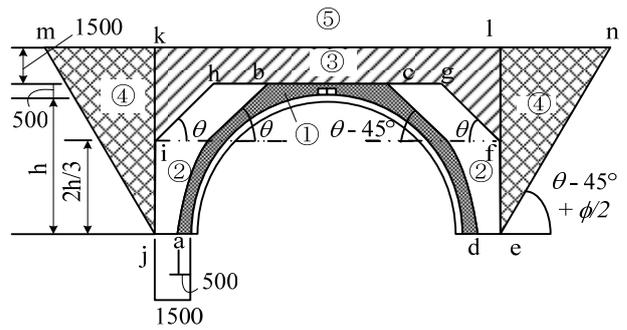


図3-7 締固め区域³⁻⁵⁾

表3-7 締固め条件³⁻⁵⁾

区域	締固め度	転圧機械の種類
①	—	小型転圧器プレート(60 kg級程度)
②	90 %以上	ハンドガイド式振動ローラー (1 t級程度)
③	90 %以上	中大型転圧機11 t級程度
④	—	一般的な盛土の規定に準ずる
⑤	—	一般的な盛土の規定に準ずる

して土槽に投入し、仕上がり厚が50 mmとなるように人力で踏み固めて地盤を作製した。以下に地盤の作製手順を示す。

- ① 土圧計、加速度計を設置しながら基礎地盤の作製 (計7層: 0.35 m)
- ② カルバートの設置
- ③ カルバートの安定のために盛土を2層分作製
- ④ 土槽を振動台上に移動
- ⑤ カルバートに設置する計測器を接続し、計測開始
- ⑥ 土圧計、加速度計を設置しながら盛土を作製
- ⑦ 盛土完成 (計39層: 1.96 m)
- ⑧ 両側壁の上端をPC鋼棒で接続

本実験では、6日間かけて模型地盤を作製した。なお、地盤の乾燥を防止するため、作業の合間には湿らした不織布とブルーシートを地表面に被せた³⁻⁶⁾。また、盛土施工過程における変形挙動を確認するために、地盤を1層 (50 mm) 作製するたびにカルバートの変位やカルバートに作用する土圧などを計測した。

模型地盤の剛性を調べることを目的に、加振前後にせん断波速度試験を実施した(写真3-6)。せん断波速度試験では、地表に置いた角材の側面をハンマーで打撃することにより伝達したせん断波が地中内で伝わる時間を地中の加速度計で測定し、それぞれの加速度計間の距離をせん断波が伝わる時間で除すことで、せん断波速度 V_s を求めている。加振前後のせん断波速度試験の結果を図3-8に示す。加振前後でせん断波速度が減少しており、地盤が塑性化していることを確認した。また、加振後に簡易動的コーン貫入試験を実施した(写真3-7)。簡易動的コーン貫入試験では、5 kgの鋼製ハンマーを500 mmの高さから自

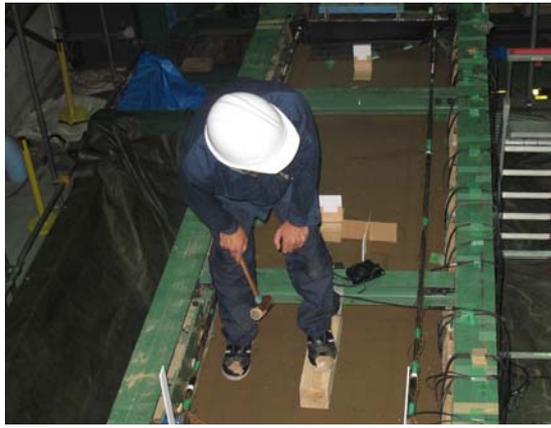


写真3-6 せん断波速度試験



写真3-7 簡易動的コーン貫入試験

由落下させ、先端がコーン形状になっているロッドを100 mm貫入させるのに要する打撃回数を N_d 値として記録する。加振後のコーン貫入試験の結果を図3-9に示す。

➤ 計測項目

実験における計測器の配置を図3-10に示す。ヒンジ部の挙動は、カルバート部材に直接設置している接触式変位計により計測し、加振時におけるカルバートや地盤の動きは、土槽に設置しているレーザー変位計で計測している。カルバートの鉄筋にはひずみゲージを貼付し、鉄筋ひずみの測定を行っている。また、加振中にはビデオカメラによる撮影も行った。カメラは、ヒンジ部の動きを確認するために、カルバートの内空側に設置したほか、地表面や壁面の動きが確認できる位置に設置した。

➤ 入力波

実験では、道路橋示方書³⁻⁷⁾記載の設計入力地震動と1 Hz正弦波を使用した。地盤種別は一般性を考慮してⅡ種地盤とし、レベル2地震動は兵庫県南部地震の波形を用いた。表3-8に本実験における地震動の入力手順、図3-11に振動台で計測した入力地震動の加速度波形を示す。

第1加振のレベル1地震動（最大加速度 1.46 m/s^2 ）、第2加振のレベル2地震動（最大加速度 7.57 m/s^2 ）は、それぞれの地震動に対する挙動を確認するために入

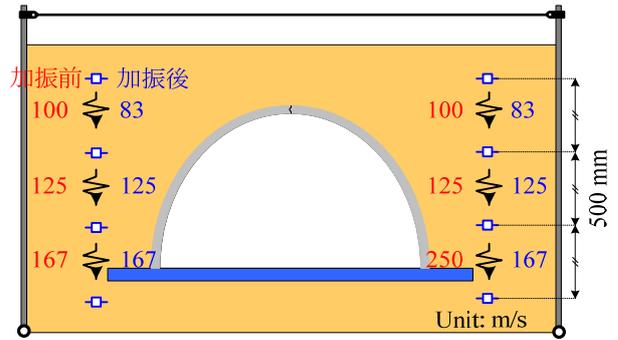


図3-8 せん断波速度試験の結果

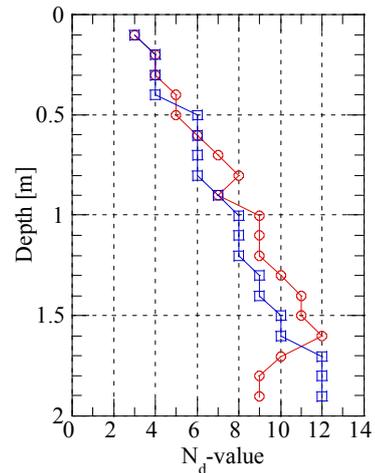


図3-9 加振後の地盤強度

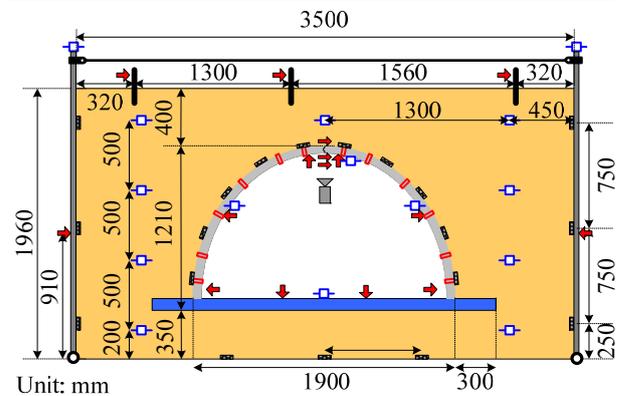


図3-10 計測器の配置

力している。つぎに、カルバートの限界状態を確認するために、1 Hzのテーパ付正弦波を第3加振（最大加速度 6.05 m/s^2 ）、第4加振（最大加速度 9.76 m/s^2 ）として入力している。ただし、本研究では実構造に対して縮尺のみ1/5とした模型を用いているため、実験模型のレベル1地震動やレベル2地震動に対する挙動が、そのまま実構造に対する耐震性能を表しているわけではない。

(2) 盛土施工過程における変形挙動

本実験では、盛土施工過程におけるカルバートの変形挙動を調べるために、1層分（厚さ50 mm）の締

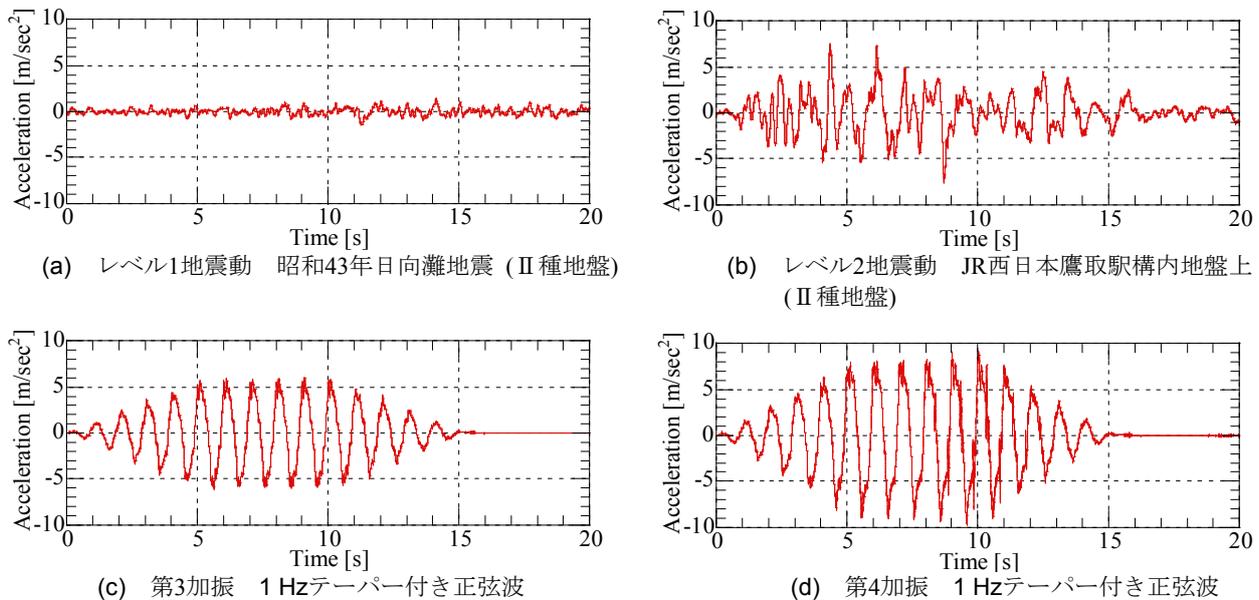


図3-11 振動台で計測した入力地震動の加速度波形

表3-8 地震波の入力手順

加振段階	地震動	最大入力加速度	目的
第1加振	レベル1地震動	1.46 m/s ²	レベル1地震動に対するカルバートの挙動の把握
第2加振	レベル2地震動	7.57 m/s ²	レベル2地震動に対するカルバートの挙動の把握
第3加振	1 Hz 正弦波	6.05 m/s ²	大きな変位レベルに対するカルバートの挙動の把握
第4加振	1 Hz 正弦波	9.76 m/s ²	大きな変位レベルに対するカルバートの挙動の把握

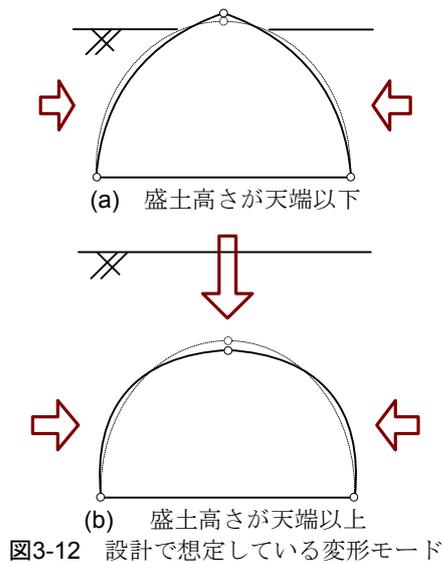


図3-12 設計で想定している変形モード

固めが完了する度に計測を行った。現在の設計で想定している変形モードは図3-12に示すモードであり、盛土が天端より低い段階では天端が上方に押し上げられるように変形し、続いて盛土が天端を超えるとカルバート全体が扁平に変形するとされている³⁾。この想定は盛土が天端より低い時には、カルバートに作用する土圧は鉛直方向よりも水平方向が卓越し、盛土が天端を超えてからは、鉛直方向の土圧が卓越するという考えに基づいている。以下に、設計で想定している変形モードと比較しながら、本実験における盛土施工過程における実験結果を整理する。

➤ カルバートの変形挙動

図3-13、図3-14に盛土施工過程におけるカルバートの内空幅および内空高さの変化とヒンジ回転角の推移を示す。ここで、盛土高さが1.56 m (天端付近)、1.96 m (盛土完成) において値が大きく変化しているが、これは地盤の圧密による影響だと考えられる。同位置は作業工程の都合上、盛土造成の途中で日をまたいだ地点である。この間に地盤の圧密が進行し、カルバートが地盤に追従して変形したと考えられる。図3-13、図3-14において盛土高さが天端より低い時に着目すると、カルバートの内空変位については、内空高さと同様にほとんど変化していない。一方、天端ヒンジ回転角については、わずかではあるが盛土側に回転していることが確認できる。上述したように、カルバートのモデルが実際のものより剛性が高くなっているため、盛土高さが天端以下のときには、盛土から受ける荷重が小さく、実構造よりも変形が起きにくくなっていることが原因だと考えられる。一方、盛土高さが端よりも高くなると、内空幅は広がり、内空高さは低くなり、そしてヒンジ部の回転角は内空側に回転することが確認できる。これは、盛土による水平方向と鉛直方向の荷重を比較した場合に、鉛直方向の荷重が水平方向の荷重を卓越したためだと考えられる。以上より、本実験においては、盛土高さが天端より小さい場合には、設計で想定しているような変形は顕著に発生しない。盛土高さが天端以上にある場合には設計で想定している変形モードと同様、アーチが扁平に変形している様子が確認できる。

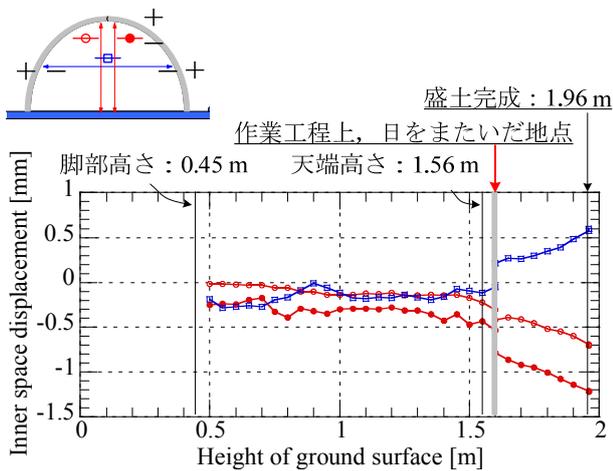


図3-13 内空高さ・内空幅の推移

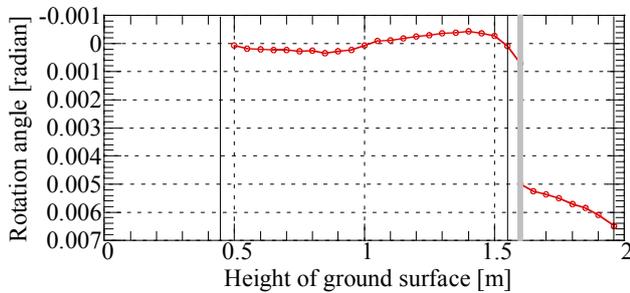
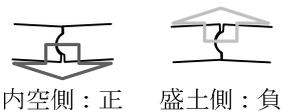


図3-14 天端ヒンジ回転角の推移

➤ 土圧の推移

図3-15に各盛土高さにおいてカルバートに作用する土圧分布を示す。上述したように、施工後の時間経過に伴う圧密の影響で、一定の盛土高さであっても土圧が増加することが確認できる。しかし、いずれの盛土高さにおいてもカルバートには左右からほぼ等しい土圧が作用しており、適切に盛土が施工されたと考えられる。

図3-16に盛土施工過程における右側のアーチ部材に作用する土圧から算出した土圧係数の推移を示す。図3-16より、各土圧計の高さまで盛土を施工した直後には、締固めの影響により土圧係数が大きくなるが、盛土高さが高くなるにつれ次第に一定値に収束することが確認できる。脚部付近に設置した土圧計において他の2点よりも土圧係数が小さくなっているのは、図3-17に示すように、脚部付近の変形量がアーチ肩部における変形量に比べ非常に小さいため、江戸崎砂の静止土圧係数に近い値になったためであると考えられる。一方、盛土側に大きく変形している上部2点では、受動土圧状態になるため、静止土圧よりも大きな水平土圧が作用していると考えられる。したがって、カルバートの変形挙動と計測された土圧に良い相関があることがわかる。以上の結果より、本研究においては、盛土施工過程において設計で想定している通り水平土圧が静止土圧を上回る挙動を確認した。

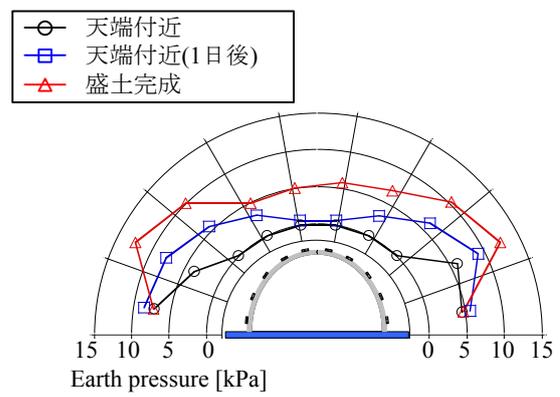
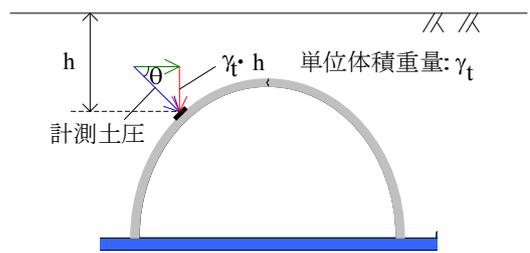


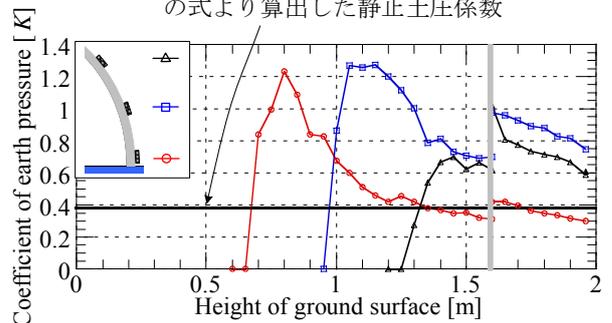
図3-15 設置段階における土圧変化



$$\text{土圧係数 } k = \frac{\text{計測土圧} \times \cos\theta}{\gamma_t \cdot h}$$

(a) 土圧係数の算出方法

江戸崎砂の粘着力を0と仮定し、Jakyの式より算出した静止土圧係数



(b) 設置段階における土圧係数の推移

図3-16 設置段階における土圧係数の変化と算出方法

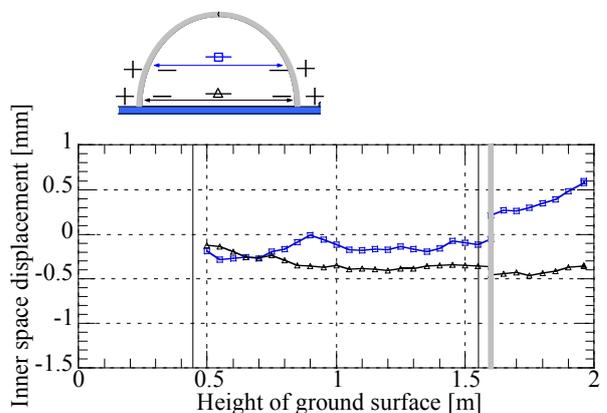


図3-17 肩部と脚部における内空幅の推移



(a) 全景



(b) 近影

写真3-8 加振実験後のカルバート



(a) 盛土側



(b) 内空側

写真3-9 ひび割れの様子

(3) カルバートの損傷状態と残留変形

➤ カルバートの損傷状態

本実験では、表3-8に示す加振ステップで、地震波を入力した。本節では、第1加振から第4加振にかけて、各加振後のカルバートの損傷状態について概説する。

写真3-8、3-9に実験終了後のカルバートの状態を示す。これらの写真より、脚部から肩部に、あるいは頂部から肩部に向かうにつれて、ひび割れが集中的に発生していることが確認できる。また、カルバートに発生するひび割れは、内空側と盛土側の両方にほとんど同様に分布していることがわかる。

これらの状況から、3ヒンジ式プレキャストアーチカルバートにおいては、横断方向の加振によって他の部位と比べてアーチカルバートの肩部に応力が集中する可能性が高いことが推察される。

写真3-10には、天端ヒンジ、脚部ヒンジの加振後の状況を示す。目視により確認したところ、天端ヒンジではヒンジのずれや部材のひび割れは見られず、加振後も健全な状態であった。一方、脚部ヒンジでは下端より15 mm付近において部材に大きな亀裂が発生していた。さらに、写真3-11には、脚部ヒンジの側面並びに下端の様子を示す。写真3-11(b)は、

一通りカルバートの状況を観察したのち、カルバート各部材を基礎から取り外し、寝かせた状態で撮影した写真である。写真3-11(a)からは、脚部ヒンジの側面にはカルバート軸方向に亀裂が発生していることが確認できる。また、写真3-11(b)より、脚部ヒンジの下端面は半壊していることがわかる。これは、脚部の連結処理の役割を持つL字アングルと、脚部の抑え板が脚部ヒンジを強く締め付け、設計で考えているよりも大きな回転剛性を発揮したためだと考えられる。しかし、亀裂の発生後は塑性ヒンジとなるため、回転剛性はほとんどゼロであったと推察される。

一方、図3-18には、ひび割れの発生個所と配筋の位置関係を示す。これより、帯鉄筋によりコンクリートの被りが薄くなっている位置と、ひび割れの発生位置とで良い相関があることが確認できる。また、図に示すように外側よりも内側のほうがひび割れ幅は大きい傾向がある。

➤ カルバートの残留変形

図3-19、図3-20に、各加振後のカルバートの内空幅と内空高さの推移、天端ヒンジの回転角の推移をそれぞれ示す。図3-20より加振毎に内空幅が狭まり、



(a) 天端ヒンジ



(b) 脚部ヒンジ

写真3-10 ヒンジ部の様子



(a) 盛土側 側面



(b) 下端

写真3-11 脚部ヒンジの詳細な様子

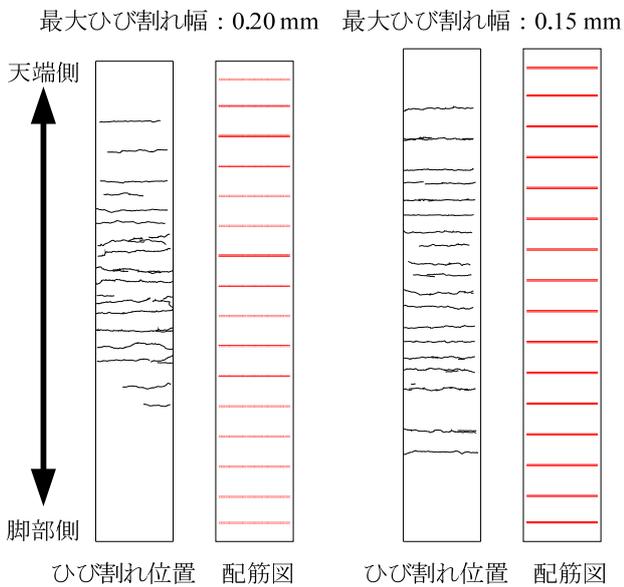


図3-18 ひび割れと配筋の位置関係

内空高さが広がる傾向が確認でき、図3-20より天端ヒンジの回転角は盛土側に蓄積していく傾向が確認できる。それぞれの加振に着目すると、第1加振後では内空変位と天端ヒンジ回転角は初期状態からほとんど変化していない。第2加振入力後からは、内空変

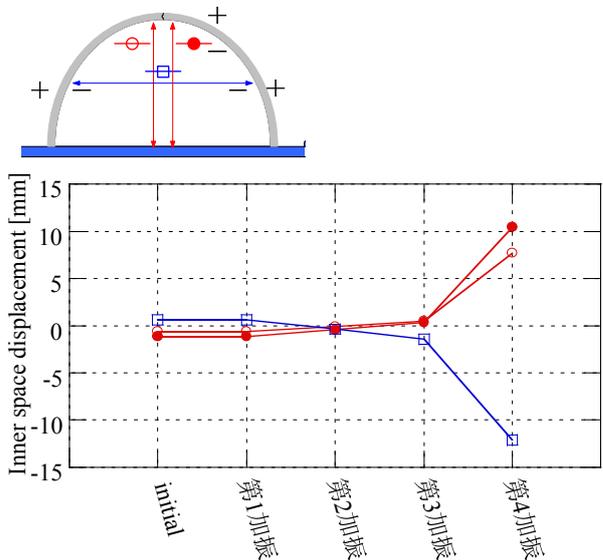


図3-19 加振後の内空変位の推移

位については、内空幅の狭まりと内空高さの増大が、天端ヒンジについては、盛土側への回転角の蓄積がそれぞれ確認できる。第3加振、第4加振においてもその傾向は同様であり、その後入力した地震動の強さに応じて、残留変位が蓄積する結果となった。

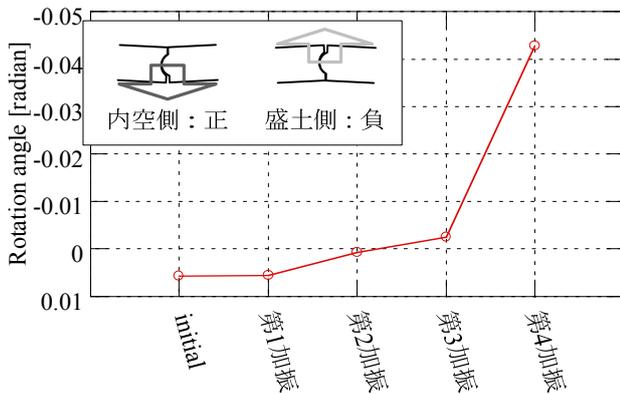


図3-20 加振後のヒンジ回転角の推移

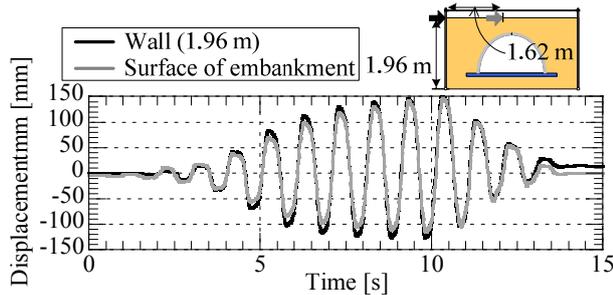


図3-21 壁面と盛土地表面における水平変位の時刻歴

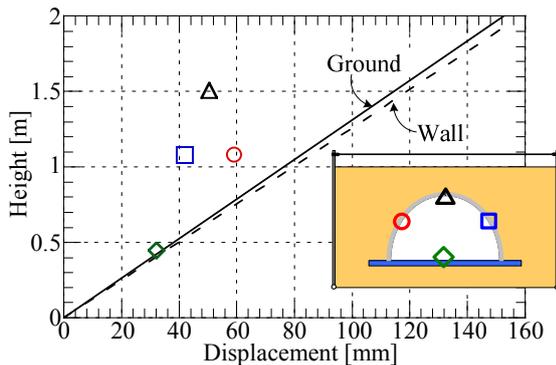


図3-22 壁面に右向きの変位が最大となる時刻 (10.318 s) における盛土の変形モード

カルバートのような地中構造物では、橋梁などと比較して地震後の損傷状況が確認しにくいことが課題とされているが、実験結果より、地震後にカルバートの内空変位を計測することで地震時による被災状況を推定できる可能性があることが明らかになった。本研究成果は維持管理の視点から重要な知見である。

(4) 最終加振におけるカルバートの挙動

ここでは、特に第4加振（最大加速度 9.76 m/sec^2 ）の挙動に着目し、結果を示す。

第4加振は、カルバートの終局状態の把握を目的に、大きな変位レベルを繰り返し発生させる地震動を入力したものである。本加振の特徴は、加振中にカルバート肩部の鉄筋が塑性化したことである。

➤ 地盤の挙動

図3-21に壁面（地表面高さ）と盛土地表面の中央

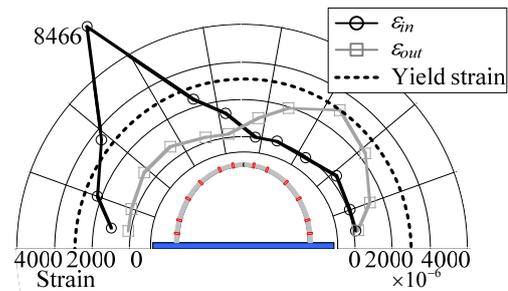


図3-23 壁面に右向きの変位が最大となる時刻 (10.318 s) における鉄筋ひずみの分布

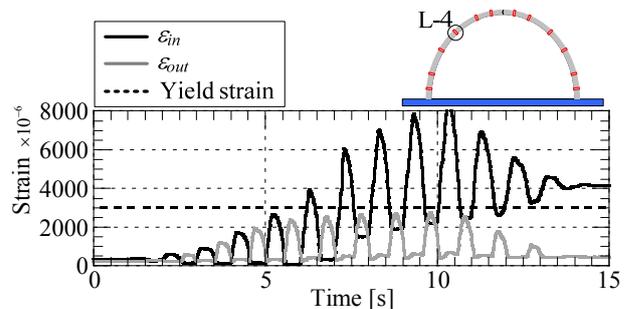


図3-24 鉄筋ひずみの時刻歴 (L-4)

付近における水平変位の時刻歴を示す。右向きの変位が最大となるのは、10.318 secであり、壁面では149.69 mm、盛土中央付近では145.65 mmの変位が発生した。それぞれの値から算出した地盤のせん断ひずみは、壁面近傍で7.64 %、盛土中央付近で7.43 %である。ここで、振幅一定の正弦波を入力しているにも関わらず、壁面及び盛土の水平変位の振幅が増幅していることが確認できる。これは繰り返し大きなせん断変形が発生したために、加振に伴い地盤のせん断剛性が低下しているためであると考えられる。

➤ カルバートの挙動

図3-22に右向きの変位が最大となる10.318 sにおける壁面と盛土、カルバートの水平変位をそれぞれ示す。壁面と盛土については、図3-21に示した地表面高さ1.96 mにおける水平変位と原点を直線で結んでいる。図より、カルバート底板における水平変位は周辺地盤と同等であるが、カルバートの肩部と頂部では周辺地盤より水平変位が小さくなっている。特に、左右の肩部を比較した場合には、左の肩部において水平変位が大きくなっていることから、カルバートは周辺地盤から右向きに押し込まれていることが確認できる。そこで図3-23には、同時刻における鉄筋ひずみの分布を示す。同図より、左側のアーチ部材では内側の鉄筋、右側のアーチ部材では外側の鉄筋においてそれぞれ大きな引張ひずみが発生していることがわかる。さらに、左側のアーチ部材の肩部では、内側の鉄筋が降伏ひずみに達している。これらは、図3-22に示したカルバートと地盤の相対変位により生じたものである。図3-24には左側アーチの肩部 (L-4) における鉄筋ひずみの時刻歴を示す。内空側の鉄筋に着目すると、加振開始から次第にひずみが大きくなり、6秒付近で降伏ひずみに達してい

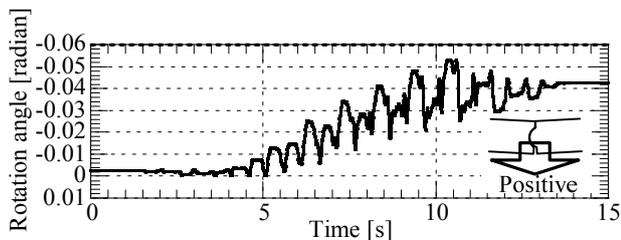


図3-25 天端ヒンジ部における回転角の時刻歴

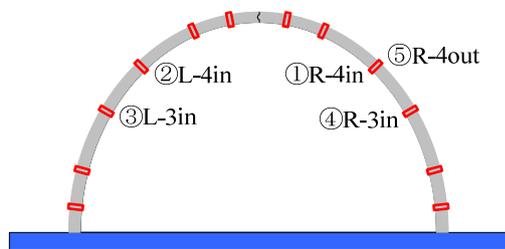


図3-26 降伏した鉄筋の位置とその降伏順序

る。その後の加振によって、さらに塑性ひずみは蓄積し、最大で降伏ひずみの約2.8倍にあたる8000 μ 以上のひずみが発生する。

➤ ヒンジ部の挙動

図3-25には、天端ヒンジ部における回転角の時刻歴を示す。図より、加振開始からアーチ全体が凸状に変形するように回転角が蓄積していることがわかる。最終的な残留回転角はおおよそ-0.043 radian (-2.45 degree)であった。ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートでは、地震時にヒンジから先行的に破壊が進行することが懸念されているが、鉄筋に降伏ひずみの約2.8倍のひずみ発生するような場合においても、天端ヒンジが逸脱するようなことはなかった。

➤ 加振後の状況

図3-26には、加振中に降伏した鉄筋の位置とその降伏順序をまとめる、同図より、カルバートの内空側から先行的に損傷が進行していくことが確認できる。これは、図3-22、3-23の結果からもわかるように、3ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートの場合は、左右のアーチ部材は地震の影響により内空側への変位が発生しやすいことが原因である。この損傷過程を維持管理の視点から考えると、カルバートのような地中構造物では、橋梁などと比較して地震後の損傷状況が確認しにくいことが課題として挙げられるが、同構造では内空側から損傷が進行することから目視点検が容易であり、維持管理上望ましい損傷過程であると考えられる。さらに、図3-19に示した通り、損傷を受けた際には残留変形が発生することから、地震後に内空側から点検を行った場合でも、損傷レベルをある程度照査することが可能であると考えられる。

(5) 数値解析の概要

大型振動台実験の結果、地盤のせん断ひずみが数%を超えるような条件においてもヒンジ部が逸脱

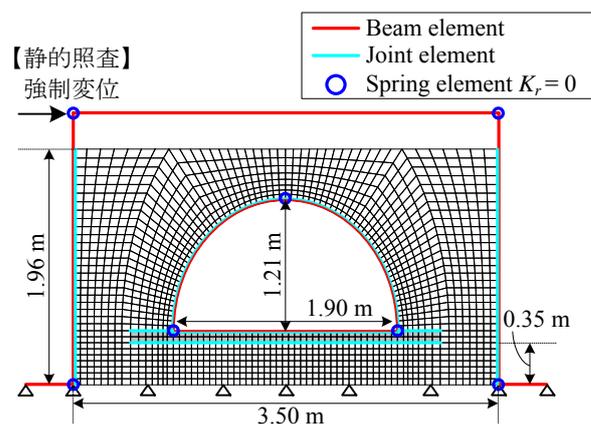


図3-27 解析メッシュと境界条件

表3-9 地盤パラメータ

Principal stress ratio at critical state $R_{CS} = (\sigma_1 / \sigma_3)_{CS(comp.)}$	4.00
Compression index	0.082
Swelling index κ	0.010
$N = e_{NC}$ at $p = 98$ kPa & $q = 0$ kPa	1.06
Poisson's ratio ν_e	0.28
Degradation parameter of overconsolidation state m	0.02
Degradation parameter of structure a	0.65
Evolution parameter of anisotropy b_r	0.40

する可能性は低いこと、カルバート内空側の鉄筋から順に損傷が進展することを確認した。そこで、同構造の耐震設計に用いる数値解析手法に関する検討を目的に、動的解析による振動台実験の再現解析と、実験で計測された変位を静的に与える静的解析を実施し、解析法の違いが同構造の損傷進展過程に及ぼす影響について考察した。

本検討では、上述する実験に対して2次元弾塑性解析を実施した。解析メッシュと境界条件を図3-27に示す。実験では、土槽の側壁下部をヒンジ構造とし、さらに両側壁の上端をPC鋼棒で連結することにより、土槽全体の単純せん断変形を許容する構造としている。そこで数値解析においては、土槽側壁は十分に剛なBeam要素、壁面下端はRotation spring要素を用いて実験土槽をモデル化した。地盤の力学特性は、Cyclic mobility model³⁻⁸⁾を用いてモデル化した。表3-9に、解析で使用した代表的なパラメータを示す。各種パラメータは、実験で使用した江戸崎砂に対して実施した三軸圧縮試験と等方圧密試験を基に決定した。カルバートは、断面中央にBeam要素を配して全72要素とし、ヒンジ部は回転剛性ゼロのRotation spring要素で表現した。ここで、Beam要素には部材強度の軸力依存性を考慮したAFD model³⁻⁹⁾を用いている。地盤とカルバートの境界部分にはJoint要素を配し、両者の境界における影響を考慮した。動的解析では、振動台実験で計測された最大加速度9.76 m/s²の正弦波10波を底部より入力した。一方、静的解析では、左の壁面上部に右向き強制変位を与えた。

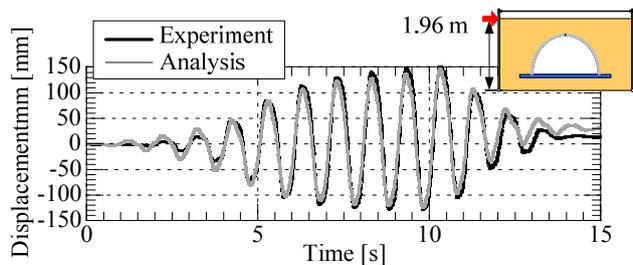


図3-28 壁面の水平変位時刻歴（実験と解析）

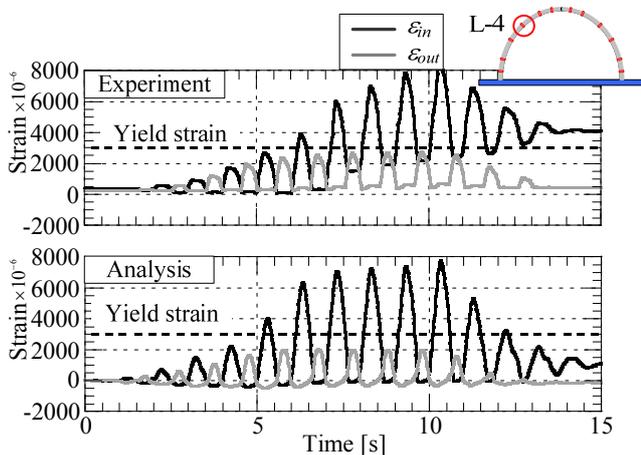


図3-29 鉄筋ひずみの時刻歴（実験と動的解析）

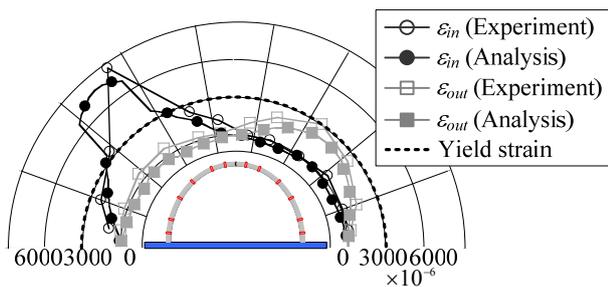


図3-30 右向きの変位が最大となる時刻における鉄筋ひずみ分布（実験と動的解析）

(6) 数値結果

➤ 動的解析による解析モデルの検証

図3-28に、実験と動的解析について、壁面上部における水平変位の時刻歴を示す。図より、水平変位量、位相ともに実験を精度よく再現できていることが確認できる。図3-29には、肩部（L-4）における鉄筋ひずみの時刻歴、図3-30には、壁面に右向きの変位が最大となる時刻（10.318 s）における鉄筋ひずみ分布をそれぞれ示す。時刻歴において、解析値は実験値と比較して早い時刻から鉄筋が降伏する点、残留値が小さくなる点に違いが認められるが、最大ひずみの量、最大変位が発生する時刻におけるひずみの分布形状などから判断すると、本解析手法は振動実験を一定の精度で再現できているといえる。

➤ 損傷進展過程の検証

図3-31、3-32、3-33には、それぞれ振動台実験、動的解析、静的解析における鉄筋の損傷進行過程を

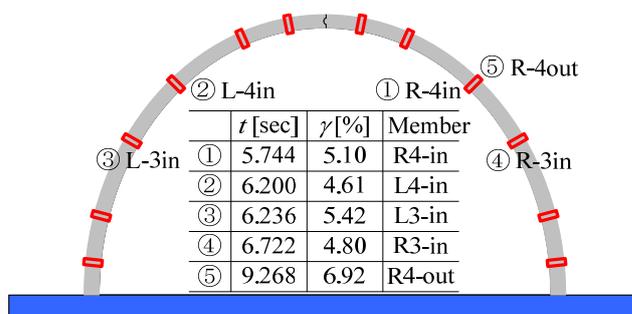


図3-31 鉄筋の損傷進行過程（振動台実験）

- ・実験における最大せん断ひずみ7.64%までで結果を整理
- ・カルバートは72要素に分割して解析

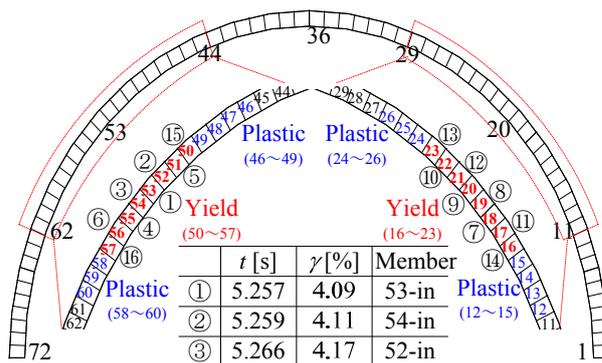


図3-32 鉄筋の損傷進行過程（動的解析）

- ・実験における最大せん断ひずみ7.64%までで結果を整理
- ・カルバートは72要素に分割して解析

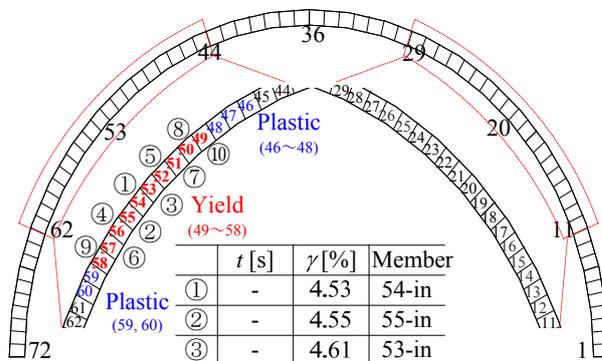
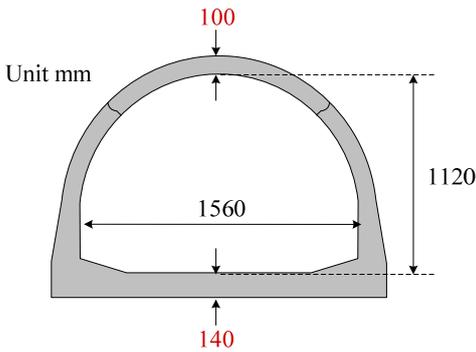
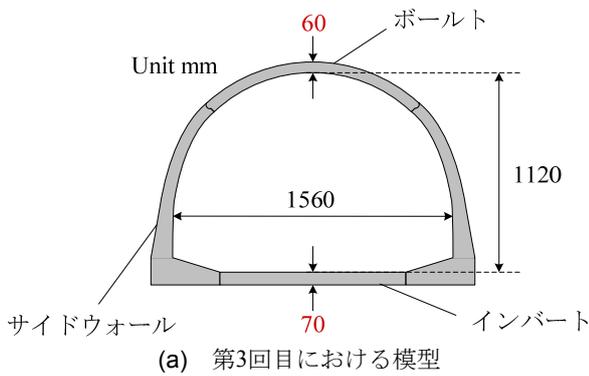


図3-33 鉄筋の損傷進行過程（静的解析）

示す。これらの図は、各鉄筋がはじめて降伏ひずみ（ 3000μ ）に達した時刻を整理している。上述したように、動的解析は実験結果を一定の精度で再現しており、損傷箇所、順序ともに同様の傾向を示している。静的解析における損傷進行過程に着目すると、左の肩部において内側の鉄筋が損傷し、次第に損傷範囲が拡大していくことが確認できる。この傾向は動的解析による結果と同様である。損傷が発生する際のせん断ひずみについては動的解析よりもやや大きくなっている。これは、慣性力による影響を考慮していないことが主な原因であると考えられる。しかし、静的解析を用いた場合でも、解析結果は損傷進展過程を十分に表現しており、本工法の耐震設計において有力な照査法になると考えられる。



(a) 第3回目における模型
(b) 第1,2回目における模型
図3-34 カルバートの模型の概略図

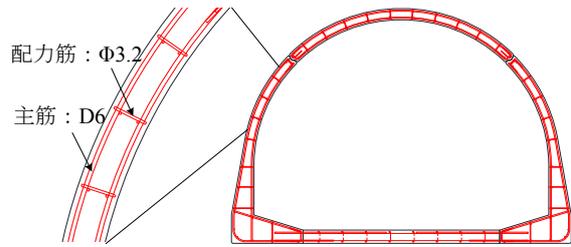


図3-34 カルバートの配筋図

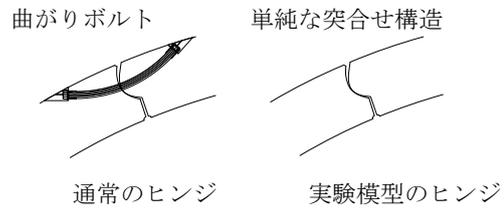


図3-35 カルバートの配筋図

表3-10 コンクリートの物性値

部材名称	サイドウォール & ボルト	インバート
圧縮強度 [N/mm ²]	49.2	43.7
弾性係数 [kN/mm ²]	32.8	33.5
ポアソン比	0.206	0.202
引張強度 [N/mm ²]	3.59	3.50

3.3 2ヒンジプレキャストアーチカルバートに対する大型振動台実験(第5回目実験)

本実験は、3ヒンジプレキャストアーチカルバートに対する大型振動台実験と同様の実験条件で実施しており、実験模型と入力波形に相違点がある。それらの相違点を述べた後、実験結果について簡潔に示し、得られた知見を整理する。

(1) 実験条件の相違点

本実験では、実構造の1/5スケールの2ヒンジプレキャストアーチカルバート（インバートタイプ）を対象として振動台実験を実施した。本研究においては、内空幅7800 mm、内空高5600 mm、土被り2000 mmの条件で設計したRC構造に対して、縮尺のみを1/5とした模型を用いることとした。

本実験で用いた供試体の概略図と、比較のため、第1回、第2回の2ヒンジプレキャストアーチカルバートに対する振動台実験³⁻¹⁾で用いた供試体の概略図を図3-34に示す。第1回、第2回の振動台実験³⁻¹⁾により、現行の設計法を用いて設計した2ヒンジプレキャストアーチカルバートは、レベル2地震動と同じ変位レベルの地震動に対しても十分な耐震性を有することが確認された。したがって、第3回においては、限界状態を解明することを目的として、より部材厚が薄い供試体を使用した。

図3-35にカルバートの配筋図を示す。本実験では、鉄筋の直径を実構造の1/5にすることが困難であったため、主鉄筋はすべて直径6 mmの異形鉄筋とし、

鉄筋比（鉄筋断面積を全断面積で除したもの）が実構造に最も近くなるように鉄筋の本数を決定した。

ヒンジ部について、実際は図3-36に示すような曲がりボルトによってサイドウォールとボルトが連結されている。この曲がりボルトは、過去に実施された動的な解析³⁻¹⁰⁾において、ヒンジ部の軸力が瞬間的に引張側に移行する可能性が指摘されたことを受け、設置されることとなったものである。その後実施された縮小模型の振動実験により、地震時においても軸力は圧縮側に留まる可能性が高いことが確認されているが、カルバート設置時の安定性が増すという副次的なメリットもあり、設置することが一般的となっている³⁻¹¹⁾。一方、本実験では、ヒンジ構造そのものの安定性を確認するという意図で、ヒンジ部は単純な突合せ構造とした。

また、カルバートは奥行き方向に対して3リング並べ、土圧計は奥のリングに設置し、その他の計測器は中央のリングに設置している。なお、通常インバート部分のコンクリートは現場で打設されるが、本実験模型は、実験期間の制約上、現場打ちで作製することが不可能であったため、インバート部分も工場で作製している。しかし、本実験におけるインバートとサイドウォールの継ぎ方は、現場打ちの場合と同じである。

カルバートの諸元を表3-10に示す。コンクリートについては、打設日毎に一軸圧縮試験と割裂試験用の供試体を作製して、実験模型の圧縮強度、弾性係数および引張強度の確認をしている。圧縮強度は、設計基準である40 N/mm²を目標に配合や養生日数を管理したものの、設計基準よりも大きな値となっ

表3-11 地震波の入力手順

加振段階	地震動	最大入力加速度	目的
予備加振	White noise	0.10 m/s ²	計測器の確認
第1加振	レベル1地震動	1.39 m/s ²	レベル1地震動に対するカルバートの挙動の把握
第2加振	レベル2地震動	7.71 m/s ²	レベル2地震動に対するカルバートの挙動の把握
第3加振	1 Hz 正弦波	8.58 m/s ²	大きな変位レベルに対するカルバートの挙動の把握

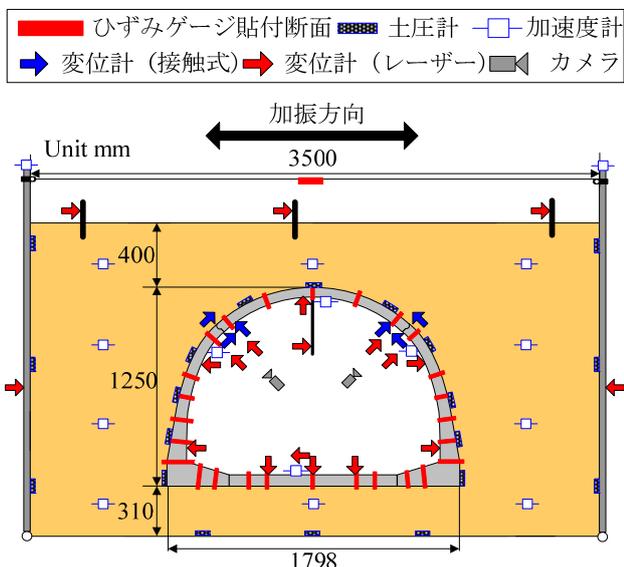


図3-36 計測項目

た。

加振実験において、第1加振ではレベル1地震動(最大加速度1.39 m/sec²)、第2加振ではレベル2地震動(最大加速度7.71 m/sec²)を入力した。地盤種別は、一般性を考慮してⅡ種地盤としている。大きな地盤変形を発生させてカルバートの限界状態を確認するため、第3加振では1 Hzテーパ付き正弦波(最大加速度8.58 m/sec²)を入力した。地震動の入力手順を表3-11に示す。また、計測項目を図3-36に示す。

(2) 2ヒンジプレキャストアーチカルバートの終局状態

写真3-12に、本実験終了時におけるカルバートの損傷状況を示す。加振後のカルバートには、サイドウォールの内外にクラックが発生しており、ヒンジ部においては部材のカケも見られた。また、インバートはサイドウォールを設置した後に打設されるが、加振後にはその継ぎ目に部材を貫通する亀裂が発生していた。

図3-37に、盛土上部における水平変位の時刻歴を示す。土槽壁面と比べて盛土中央における変位振幅は小さく、地盤の最大せん断ひずみは、左壁面付近で6.89%、盛土中央付近で6.21%となった。兵庫県南部地震における非液化状地盤のせん断ひずみは1%弱であったため、本加振では非常に大きな地盤のせん断ひずみが発生しているといえる。

図3-38には、右側のヒンジにおける回転角の時刻歴を示す。2ヒンジプレキャストアーチカルバートでは、構造上、ヒンジ部は-5度から8度程度回転するこ

とが可能であるが、第3加振では、-5.05度から4.15度まで回転していることがわかる。したがって、加振後にヒンジ部の内空側で確認された部材のカケ(写真3-12(a))は、ヒンジ部が外空側に5度程度回転したことによって、ヒンジ部の部材端部が衝突したために発生したと考えられる。しかし、図3-38に示すように繰り返し大きな回転が発生した本実験においても、加振中にヒンジ部が逸脱することなく、ヒンジ部でのずれもわずかであったことから、ヒンジ部が先行的に逸脱してカルバート全体が破壊に至る可能性は低いと考えられる。

(3) 実験結果のまとめ

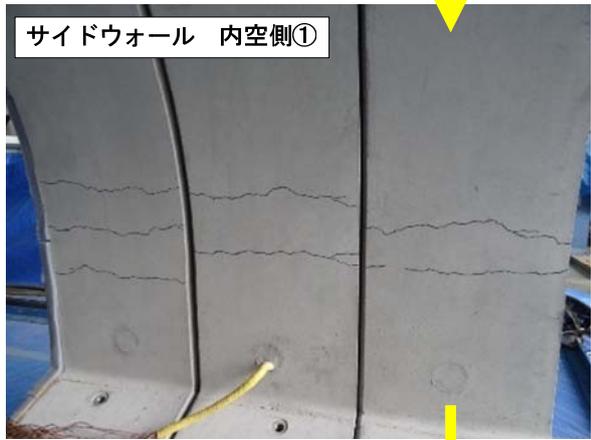
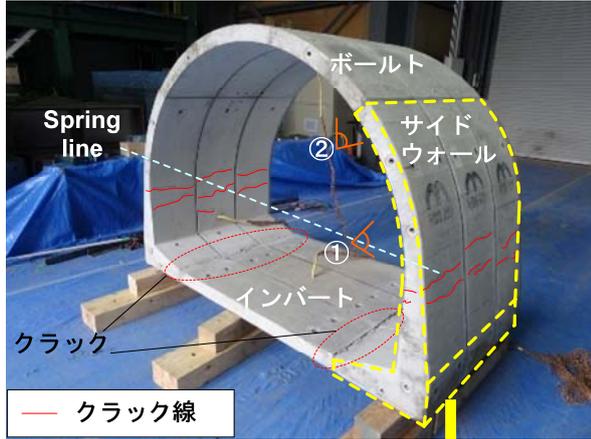
本実験により、カルバート横断方向については、地盤のせん断変形が6%を超えるような強地震時においても、部材が終局する前に、ヒンジ部が先行的に破壊する可能性は低いということが明らかになった。また、インバートとサイドウォールの継ぎ目は、構造上の弱部になりうることが示唆された。

3.4 大型振動台実験と数値解析のまとめ

本研究では、強地震時におけるヒンジプレキャストアーチカルバートの損傷形態の把握を目的に、強震応答実験装置を用いた大型振動台実験を実施した。本研究により得られた知見は以下の通りである。

<3ヒンジタイプ>

- ① 十分な支持力を有する基礎地盤上に設置された場合には、盛土施工過程において設計で想定している通り水平土圧が静止土圧を上回る挙動を確認した。
- ② カルバート横断方向に地盤のせん断ひずみが7%を超えるような大変形を与えた場合には、アーチ部材が著しく塑性化し、ヒンジ部でも盛土側への変位が蓄積するが、部材が終局状態に至る前に先行的にヒンジ部が外れる可能性は低いと考えられる。また、同構造では内空側から損傷が進行することから、維持管理上望ましい損傷過程であるといえる。さらに、地震後には一定の残留変位が発生することから、カルバートの内空変位を計測することで、カルバートの損傷状態を推測することができると考えられる。
- ③ 本研究では、強震応答実験と動的解析、静的解析をそれぞれ実施し、カルバートの損傷進展過程の比較を行った。その結果、本研究で用いた解析モデルにより、地震時の挙動を精度よく再



(a) サイドウォールとヒンジ

(b) インバート

写真3-12 カルバートの損傷状態

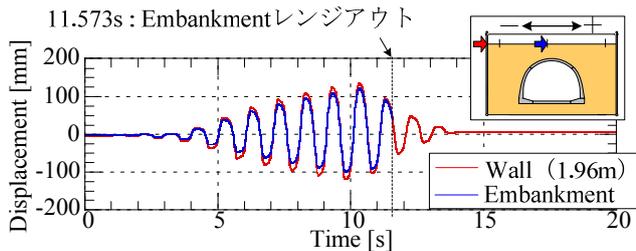


図3-37 盛土上部における水平変位の時刻歴

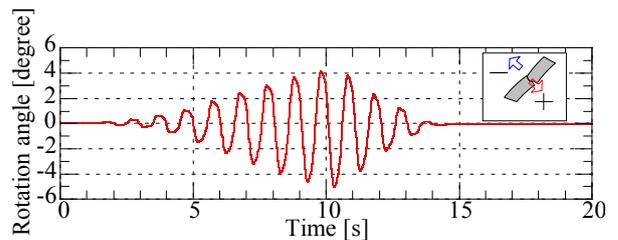


図3-38 右側ヒンジの回転角の時刻歴

現可能であることを確認した。また、周辺地盤に強制変位を与える静的解析を用いた場合、本体断面にヒンジ機能を有するヒンジ式のプレキャストアーチカルバートであっても、その損傷進行過程を表現可能であることを確認した。したがって、同構造の耐震設計を行う際には、静的解析による照査法が有効な手法となると考えられる。

<2ヒンジタイプ>

- ④ カルバート横断方向については、地盤のせん断変形が6%を超えるような強地震時においても、部材が終局する前に、ヒンジ部が先行的に破壊する可能性は低い。一方で、インバートとサイドウォールの継ぎ目については、構造上の弱部になりうる。

参考文献

- 3-1) 澤村康生, 並川卓矢, 岸田 潔, 木村 亮: 強震応答実験装置を用いた 2 ヒンジプレキャストアーチカルバートに対する振動実験, 第 49 回地盤工学研究発表会発表論文集, 地盤工学会, pp.1057-1058, 2014.
- 3-2) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, 第 275 号, pp.69-77, 1978.
- 3-3) 国生剛治, 岩楯敏広: 軟弱地盤の非線形振動特性についての模型振動実験と解析, 土木学会論文報告集, 第 285 号, pp.57-67, 1979.
- 3-4) 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), 財団法人 先端建設技術センター2012.
- 3-5) 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), 財団法人 先端建設技術センター2014.
- 3-6) 小阪拓哉, 森腰慎一, 篠田晶弘, 中島 進, 中村英孝, 村田雅明, 河井 正, 中村 晋: E-Defens における大規模斜面模型構築に関する施工管理, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.1875-1876, 2013.
- 3-7) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編), 2012.
- 3-8) Zhang F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. And Nakai, K. : Explanation of cyclic mobility of soils, Approach by stress-induced anisotropy, Soil and Foundations, Vol.47, No.4, pp.635-648, 2007.
- 3-9) Zhang, F. and Kimura, M. : Numerical prediction of the dynamic behavior s of an RC group-pile foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.72-92, 2002.
- 3-10) 財団法人 土木研究センター: モジュラーチ工法の耐震性向上に関する研究委員会報告書, 1996.
- 3-11) 財団法人 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.

第4章 カルバート構造形式の検討

4.1 はじめに

(1) 継手部の性能試験

ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートは、本体にヒンジ機能を有することが最大の特徴であるが、ヒンジ部に求められる性能や限界状態については必ずしも明確になっていない。そこで本研究では、2ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートを対象に、継手単体における曲げおよびせん断試験を実施し継手部における性能を確認した。

実験の結果、継手部を内空側（負方向）に回転させた場合でも0.08 rad（約4.6°）までは過大な回転剛性をとらないことを確認した。さらに実験より得られた両方向の回転剛性をそれぞれバイリニア型にモデル化し、実物大の断面について①肩部をヒンジ構造、②実験から得られた回転剛性、③剛結構造、とした場合についてそれぞれ解析を実施した。その結果、実験より得られた回転剛性を用いた場合でも、肩部をヒンジ構造とした場合との差はわずかであった。

以上のように、本研究と同様の性能試験を実施することで、継手部の特性を適切に評価可能であることを確認した。

(2) 現地調査および現場計測によるカルバートの応力・変形挙動の確認

ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートは、周辺地盤の地盤反力を積極的に引き出して安定化する構造物である。しかしながら、実現場においてカルバートの応力・変形を計測し、設計値と比較して設計方法の妥当性を検証した例は少ない。

そこで本研究では、単独で設置されたプレキャストアーチカルバートや連続アーチ盛土を対象とした現地調査、2連型アーチカルバートにおける現場計測を実施し、設計との比較を行った。

平成24年度の現場計測では、アーチカルバートを設置する基礎地盤に軟弱地盤が存在する場合は、表層の地盤を改良しても盛土荷重により沈下が発生し、

特に2連型のアーチカルバートを設置した場合にはセンターピアとサイドウォール脚部で不同沈下が生じ、底版の断面力が大きくなることを確認した。

平成25年度は、上記の知見を踏まえて軟弱地盤上に設置された1連型のアーチカルバートについて現地調査を実施した。その結果、1連型のアーチカルバートにおいても、両脚部と底版中央で不同沈下が発生した場合については、断面力の増加により部材にひび割れが発生することを確認した。さらに、縦断方向に対して盛土高さが変化している場合、その影響を強く受けることも確認した。以上の結果より、アーチカルバートの設計においては、沈下および不同沈下の許容値を設定する必要があることを確認した。

本章では、4.2において継手部の性能試験の概要と実験結果を、4.3においてH24年度に実施した現場計測の結果をそれぞれ報告する。

4.2 継手部の性能試験

(1) 性能試験の概要

▶ 実験概要

プレキャストアーチカルバートは、工場において十分な品質管理下で生産されるために、製品の品質が良いという利点がある反面、カルバート断面の大型化に伴い、工場から現場へ運搬する際に運搬可能なサイズに部材を分割する必要がある。その結果、本体断面に継手部を設けることになり、その評価が問題となる。

現行の道路土工カルバート工指針⁴⁾では、これまで多数建設されてきた従来型のカルバートについては、耐震設計を必要としない慣用設計法が適用可能であるとしている。しかしながら、本体断面に継手機能を有している場合には従来型カルバートの適用範囲外とされており、継手部における挙動を十分に把握する必要がある。

今回、継手部の性能試験を実施した2ヒンジ式のプ

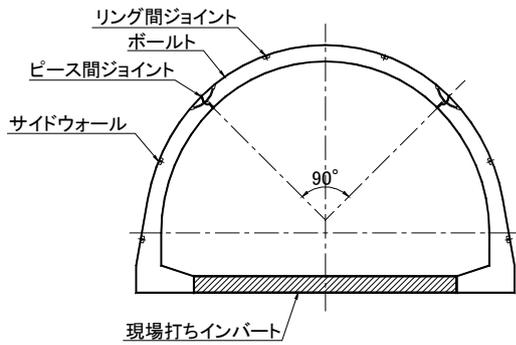


図4-1 2ヒンジアーチカルバートの構造

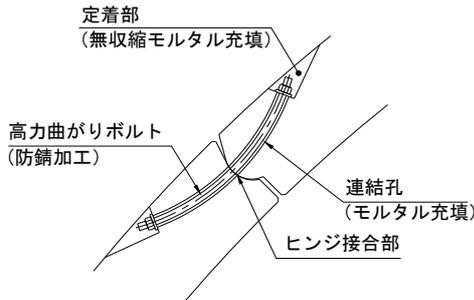


図4-2 継手部の構造



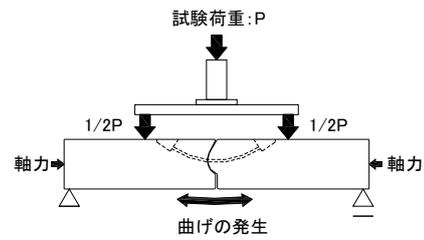
写真4-1 実験時の様子

レキャストアーチカルバートの場合、継手部はヒンジ構造であるとして設計が行われている。これまで、組立モデルでの模型実験などにより、継手部に曲げモーメントが作用しないことは確認されていたが^{4-2), 4-3)}、継手部単体での性能を具体的な数値として確認した例はない。

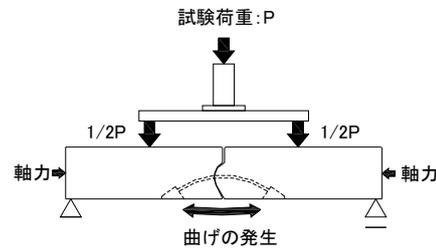
そこで本研究では、産官学の連携により、2ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートに対して継手部の性能評価に資する基礎データの収集を目的に、継手部の曲げ試験を実施した。具体的には、実大の継手部試験供試体に直接曲げ荷重を作用させ、載荷荷重とそれに伴う変位や回転角を計測することで、継手間の回転ばね定数を算出する。加えて、実験より求めた回転ばね定数を用いてフレーム計算を行い、継手部をヒンジとしてモデル化した場合との比較を行った。

➤ 継手部の構造

2ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートは、図4-1に示すように通常4つの部材により構成されている。具体的には、上床版(ボルト)、左右側壁(サ



(a) 正曲げ試験



(b) 負曲げ試験

図4-3 実験における回転方向の定義

イドウォール)、下床版の場所打ちインバートである。場所打ちのインバートとサイドウォールは剛結構造とするのに対して、肩部のボルトとサイドウォールの継手部は一定の回転を許容する構造としている。また、同位置では、継手部の回転を阻害しないようにナックル形状となっている。

2ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートが開発されたフランスでは、ボルトはサイドウォールの上に乗せているだけであるが、日本への導入に際しては、地震時の落橋防止対策として継手間へ曲りボルトを挿入し、ボルトのシースへは腐食防止のためモルタルを充填している。継手部の詳細を図4-2に示す。なお曲りボルトについては、継手部の回転性能に影響を与えないように、実際の施工でも手締め程度でボルトを締め、大きなトルクなどを作用させないようにしている。

➤ 実験条件

本実験では、実構造の継手部分のみを抽出した実物大供試体にて曲げ載荷を行い、その性能を確認した。実験時の様子を写真4-1に示す。実験供試体は、過去に2ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートの供試体実験^{4-2), 4-3)}で多く用いられた部材厚300 mmの平版を用い、平版2枚を組合せることで、継手部をモデル化した。コンクリートは設計基準強度40 N/mm²とした。実験時には、自重による影響を受けないように供試体を横向きにし、単純支承の架台上にセットして載荷を行った。なお、部材の下面にはテフロンシートを敷き摩擦の低減をしている。

実験のパラメータは、継手間に作用する軸力(0 kN, 900 kN)と曲げの作用する方向(正曲げ, 負曲げ)とし、合計4ケースとした。本実験における正曲げ, 負曲げの定義を図4-3に示す。

継手部に軸力を作用させる際は、部材の軸方向へシース管を通し、PC鋼材にてプレストレスを与えることとした。なお、継手間に作用させる軸力として、

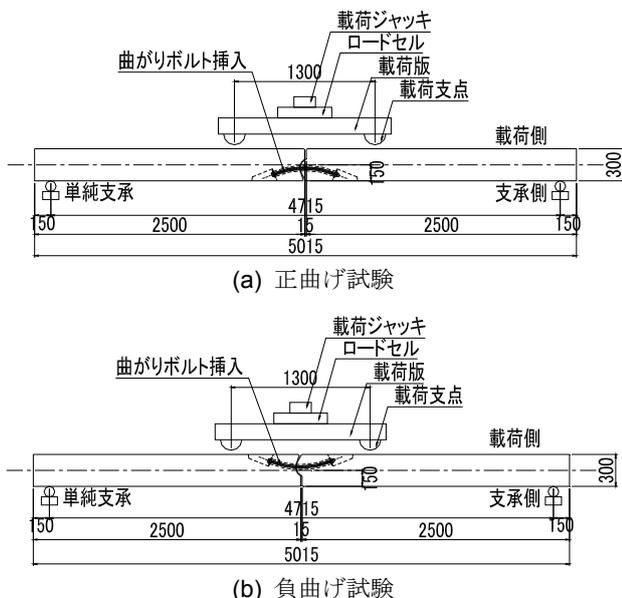


図4-4 供試体寸法と荷重載荷位置

0 kNの他に900 kNと設定したのは、モデルケースとなった2車線トンネルにおいて、2ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートが常時荷重を受ける際に継手部に発生する軸力から決定した⁴⁻³⁾。

実験に用いた試験体は、正曲げ・負曲げ共にスパン $L=4.715$ mの単純梁とし、載荷荷重 P を荷重載荷幅 $b=1.30$ mの位置に $1/2 P$ ずつ作用させることとした。図4-4に供試体寸法と実験時の荷重載荷位置を示す。仮に継手部が剛結合であるとした場合、スパン中央に発生する曲げモーメント M およびたわみ δ の計算式は以下の式より求めることができる。式中の E は弾性係数、 I は断面二次モーメントである。

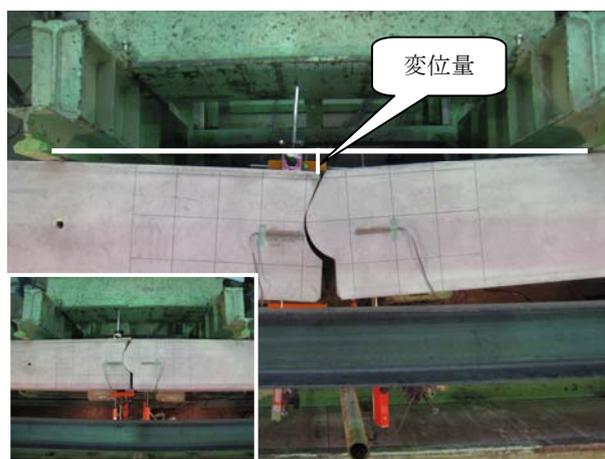
$$M = \frac{1}{4} \times P \times (L - b) \quad (1)$$

$$\delta = \frac{M}{6EI} \times \left(-\frac{3}{4} L^2 + \frac{(L-b)^2}{4} \right) \quad (2)$$

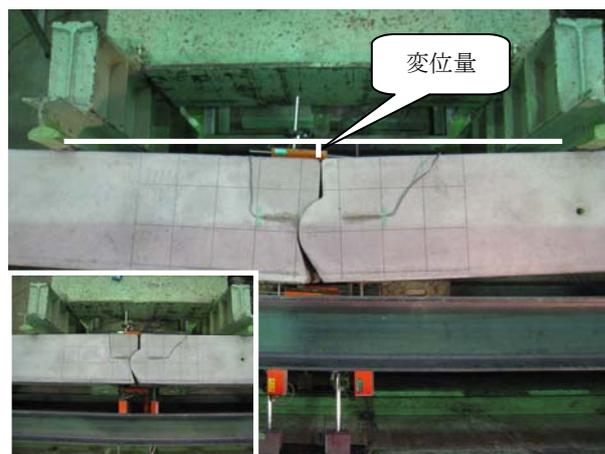
本実験では、継手部試験供試体に直接曲げ荷重を作用させ、載荷荷重とそれに伴う変位や回転角を計測している。写真4-2に試験時において変位計測を行っている様子を示す。写真4-2に示すように、実験ではスパン中央における継手部の折れ角の位置で変位を計測した。

また、継手部の回転角を求めるため、図4-5

に示す位置でも変位計測も行った。なお本実験においては、継手部の回転中心位置が明確でないこと、さらに、供試体はRC構造であるが、鋼構造のような剛体的な回転も考えられることから、回転角の算出においてはシールドセグメントトンネルで用いられているRC構造の場合(図4-5に示す θ_1 、この場合の中立軸 X はナックルの中心線位置)と鋼構造の場合(図4-5に示す θ_2)の2種類で算出することとした⁴⁻⁴⁾。



(a) 正曲げ試験



(b) 負曲げ試験

写真 4-2 試験時の変位計測状況

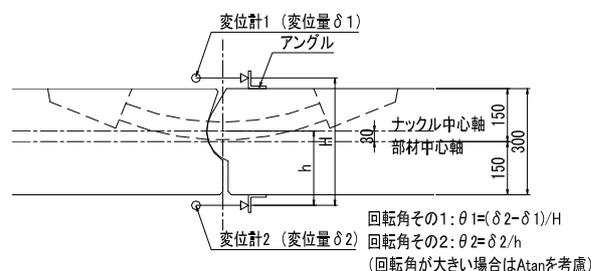


図4-5 回転角算出用の変位計取り付け位置

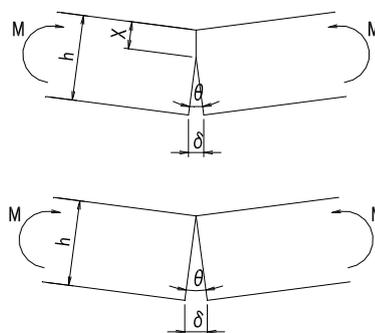


図4-6 継手部の回転中心(上: RC構造, 下: 鋼構造)

回転中心位置の考え方を図4-6に示す。

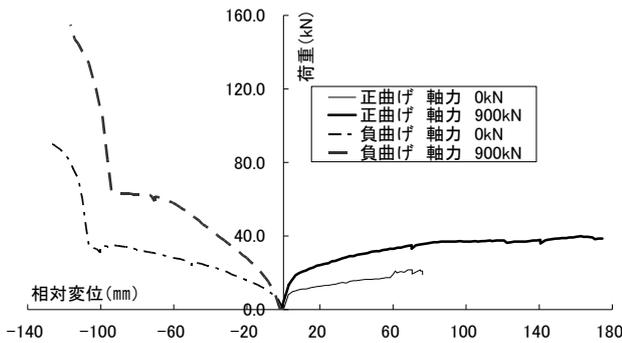


図4-7 載荷荷重と変位の関係

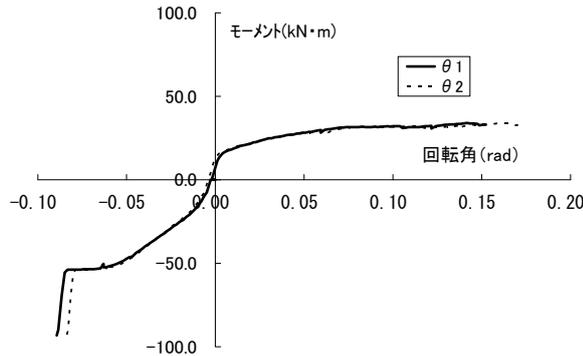


図4-8 モーメントと回転角の関係

(2) 性能試験の結果

➤ 載荷荷重と変位の関係

図4-7には、スパン中央位置の変位と荷重の関係を示す。変位については、プラスが正曲げ、マイナスが負曲げの実験結果を示している。

軸力を0 kNとした場合の正曲げ試験において、最終変位量が76 mmとなっているが、これは試験中に自動計測器が停止したためであり、実験の最終段階において直接計測した結果、120 mm程度の変位が観測された。

負曲げ試験では、変位量が100 mm付近に到達した後、急激に剛性が高くなっている。これはナックルジョイントが閉じたために起きた現象である。正曲げ試験についてはナックルジョイントの閉合は生じず、急激な剛性増加は見られなかった。

ここで、継手部が剛構造であるとした場合、たわみの理論式では荷重が $P = 100$ kNの時、変位量はおよそ3 mm程度になる。この数字との比較から、本実験における継手部の剛性は非常に小さいことがわかる。

➤ 継手部に発生するモーメントと回転角の関係

計測結果を用いて式(1)から算出したモーメントと回転角の関係を図4-8に示す。上述したように、本実験においては継手部の回転中心の違いを考慮して、回転角度は θ_1 と θ_2 の2種類を算出したが、両者の差はわずかであった。試験中の観察より、継手部の回転はナックルジョイントの頂点付近を中心として発生していることが確認できたため、以後の整理については回転の中心位置をナックルジョイントの頂点と

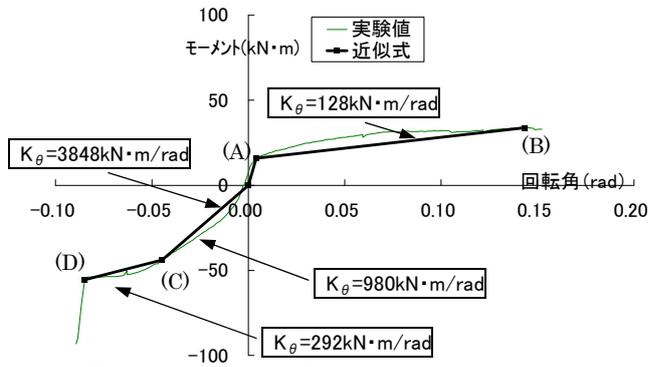


図 4-9 実験により得られた継手部の回転剛性

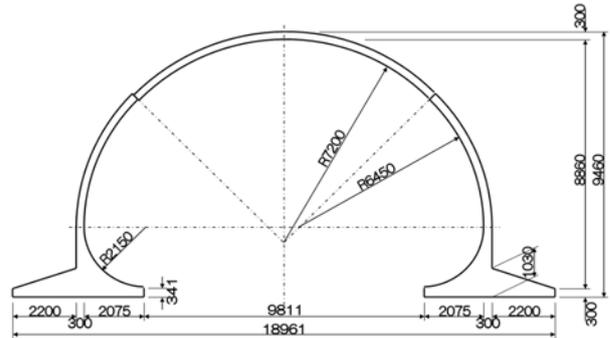


図 4-10 モデルケースの断面

した θ_1 を用いることとした

過去に行ったシミュレーションにおいて、レベル2地震動で継手に生じる回転角はおよそ正曲げ・負曲げともに3度 (0.05 rad) 程度であることを確認している^{4,2), 4,3)}。この値を参考として実験結果をみると、いずれの実験条件においても、回転角が3度以内であれば、継手部は過大な回転剛性を示さないことがわかる。

➤ 曲りボルト位置でのクラックの発生

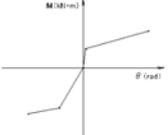
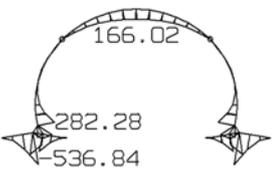
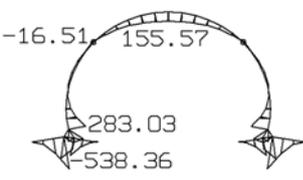
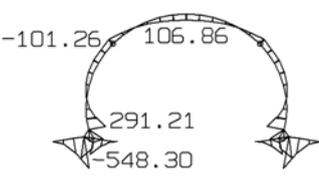
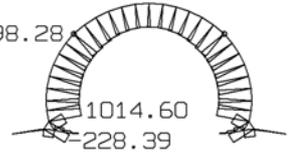
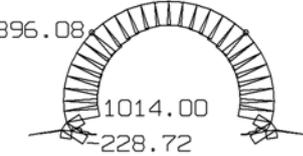
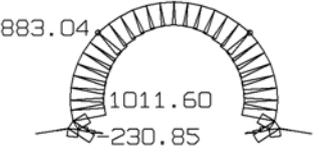
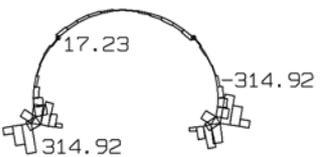
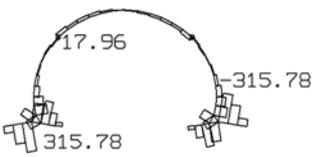
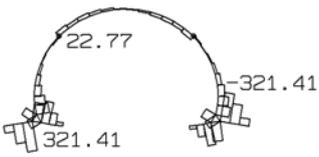
本実験では、正曲げ・負曲げ試験の両方において、回転角が一定以上になると継手部付近のコンクリートにクラックが発生した。クラックが発生したのは、正曲げ負曲げに関係なく、ボルトのかぶりが薄い方の面 (正曲げは支承側、負曲げは載荷側) であり、ボルト軸に沿うような形で発生した。クラックの発生確認を目視で行った結果、クラックの発生が確認されたのは、正曲げでおよそ2.43度 (0.042 rad)、負曲げでおよそ2.68度 (0.047 rad) であった。

(3) 回転ばね定数の算出

実験値を用いたシミュレーションを行うため、継手剛性の高い軸力900 kNのデータの載荷荷重 (曲げモーメント) と継手に発生した回転角から、継手における回転ばね定数を算出した。

実験より求められた曲げモーメントー回転角の関係から、正曲げ・負曲げ方向の回転剛性をそれぞれバイリニア型の直線で近似し、その勾配を回転ばね定数とした。図4-9には、実験により得られた継手部の回転剛性を示す。

表 4-1 継手部の回転剛性と発生する断面力の比較

	ピン ($k\theta = 0$) 	実験値 ($k\theta = 128 \sim 3848 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$) 	剛 ($k\theta = \infty$) 
継ぎ手部剛性			
曲げモーメント (kN・m)			
(頂版/側壁ド)比率	(100/100)	(94/100)	(64/103)
軸力 (kN)			
(継手部)比率	(100)	(100)	(98)
せん断力 (kN)			
(継手部/側壁)比率	(100/100)	(104/100)	(132/102)

(4) モデルケースの解析

2ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートにおける現行の設計法では、継手部をヒンジ構造としてモデル化を行っている。そこで、現在の設計モデルの妥当性を検証するため、実際の設計断面において、継手部の回転ばねとして実験により得られた値を用いた場合の解析を行った。解析を行った設計断面を図4-10に示す。解析対象は、2ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートが良質な地盤 (N値=30) 上に構築され、周辺を盛土 (N値 = 5, 単位重量 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$) で埋戻された土かぶり5 mの2車線車道用の断面4-3)を想定した。基礎形式としてはフーチングタイプとし、基礎地盤および盛土の地盤ばね定数は道路橋示方書⁴⁴⁾にもとづき算出した。また、路面荷重として 10 kN/m^2 の等分布荷重を考慮し、ボルト全幅に作用させた。

ここでは、比較のために、現行の設計通り継手部をヒンジ構造とした場合 (回転ばね定数 $k\theta = 0$)、剛結合とした場合 (回転ばね定数 $k\theta = \infty$)、実験で得られた値を用いた場合 (回転ばね定数 $k\theta = 128 \sim 3848 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$) の3ケースを対象に検討を実施した。

解析結果を表4-1にまとめる。表より、継手部の回

転剛性として、実験から求めた回転ばね定数を用いた場合でも、肩部をヒンジ構造とした場合との差は最大で4%程度であることが明らかとなった。

(5) 性能試験のまとめ

本実験では、継手部に静的に荷重を載荷することにより、継手部の回転性能について検討を行った。その結果、継手部はある一定の回転剛性を有しているが、その値は小さく、同位置をヒンジ構造としてモデル化している現行の設計法と比較してもカルバートに発生する断面力に明確な差は見られないことが明らかとなった。さらに、本研究で実施した性能試験により、継手部の性能を適切に評価可能であることが明らかとなった。

4.3 現場計測によるプレキャストアーチカルバートの応力・変形挙動

(1) 現場計測の概要

➤ 計測地点

本研究では、2連型のプレキャストアーチカルバー



図 4-11 計測現場と盛土施工写真

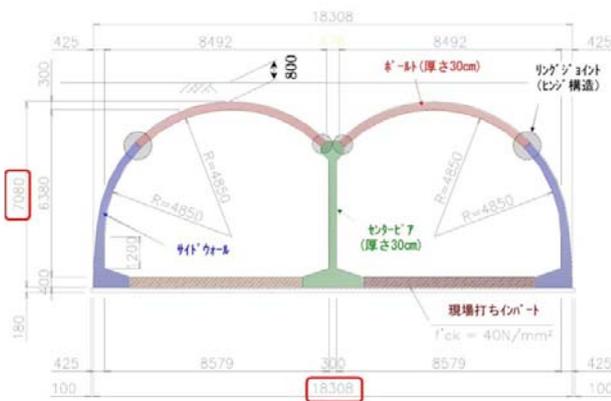


図 4-12 アーチカルバートの標準断面

トを対象に現場計測を実施した。図4-11に盛土状況と計測現場の全景、図4-12にアーチカルバートの標準断面を示す。アーチカルバートは高さ7.1 m、幅18.3 m、ボルトおよびサイドウォールの上部の部材厚は0.3 mであり、天端における土被り厚は0.8 mである。図4-13に当該地における地盤状況を示す。基礎地盤は、層厚約2 mの埋土層、沖積砂層の下に層厚2.5 mの沖積粘土層が堆積しているため、地耐力確保を目的として表層2 mに地盤改良を行っている(図4-14)。

(2) 現場計測の方法

盛土に伴うアーチカルバートの応力・変形挙動を把握するために、アーチカルバートの鉄筋応力および内空変位の計測を行った。また、サイドウォールにパッド式土圧計⁵⁾を設置し、盛土による側方土圧の計測も行った。図4-15に計測器設置平面位置図、図4-16に計測器の設置断面図を示す。計測断面は3断面設け、A、B断面は内空変位計測、C断面は内空変位と土圧・応力の計測を行った。アーチカルバートに作用する断面力(軸力、曲げモーメント)と設計値を比較するためにアーチカルバートの内側・外側鉄筋応力の計測値より断面力を求めた。

(3) 計測結果

図4-17にC断面の盛土完了時における内空変位量を示す。アーチカルバートは、上載荷重により横へ広がるような変形を示していると同時に、全体的に

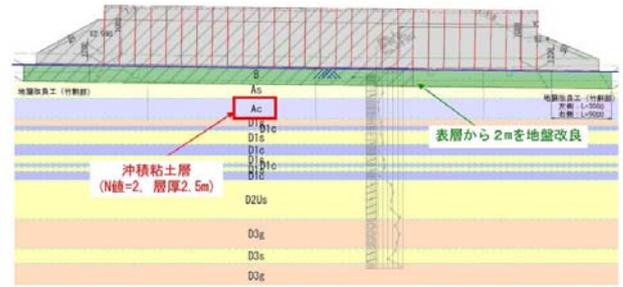


図 4-13 基礎地盤状況と地盤改良工

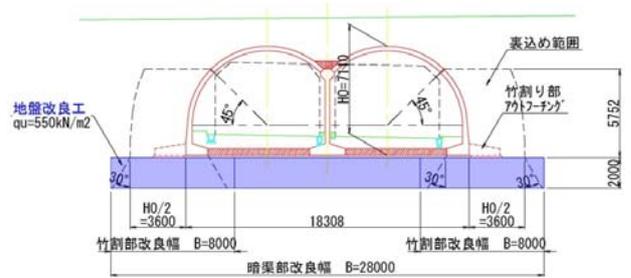


図 4-14 地盤改良範囲

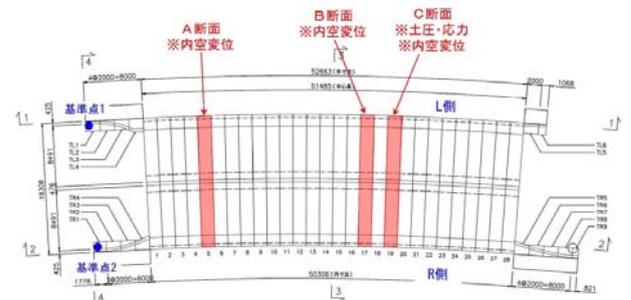


図 4-15 計測器設置平面位置図

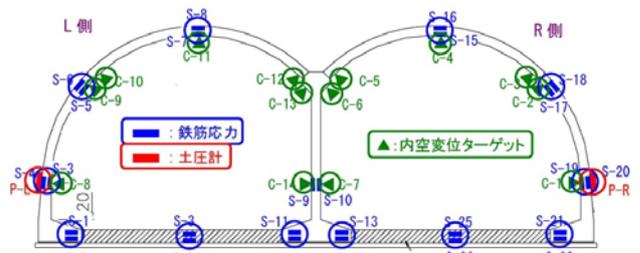


図 4-16 土圧計・鉄筋応力の計測位置 (C断面)

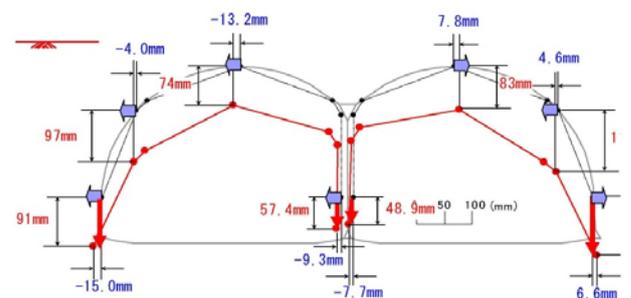


図 4-17 盛土完了時における内空変形量 (C断面)

左側へ変位するような挙動をしている。これは、図4-13に示した沖積粘土層 (N値 = 2, 層厚2.5 m) の盛土に伴う圧密沈下によるものであり、2連アーチカルバートの場合、センターピア部とサイドウォール

部における盛土荷重の大きさの違いが不等沈下を引き起こす要因となっている。

図4-18に盛土工程とサイドウォール部に作用する側圧の経時変化を示す。図中には、側圧係数 $K=0.6$ 、 1.0 とした場合の計算上の側圧も示してある。サイドウォール部に作用する側圧は、左側は側圧係数 $K=1.0$ 、右側は側圧係数 $K=0.6$ に相当する側圧がそれぞれ作用しており、左側の側圧が大きな偏土圧が作用する状況となっている。ここで計測される土圧は、アーチカルバートの変位による地盤反力や土圧の減少も含んだものであり、アーチカルバートの沈下やアーチカルバートの内空変位が偏土圧の要因となっていることが考えられる。

(4) 計測値と設計値の比較

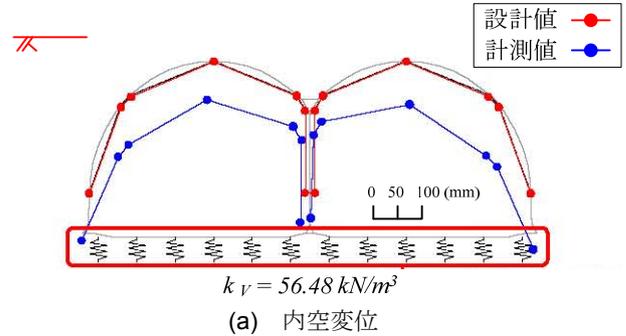
本現場におけるアーチカルバートの設計は、アーチカルバートを梁、底板および盛土地盤をばねでモデル化した2次元フレーム解析により設計された。

図4-19に土被り厚0.8mにおける内空変位および断面力（軸力、曲げモーメント）の計測値と設計値の比較図を示す。ここで示す断面力は、内側、外側の鉄筋応力より換算するが、その際にコンクリートと鉄筋のヤング係数比 n が必要となる。今回の断面力の換算に用いるヤング係数比は、センターピアの軸の現場打ちコンクリートであるが、この下に厚さ18cmの捨てコンが敷き均されているため、この捨てコンも断面力を算出する際のインバートの厚みに考慮

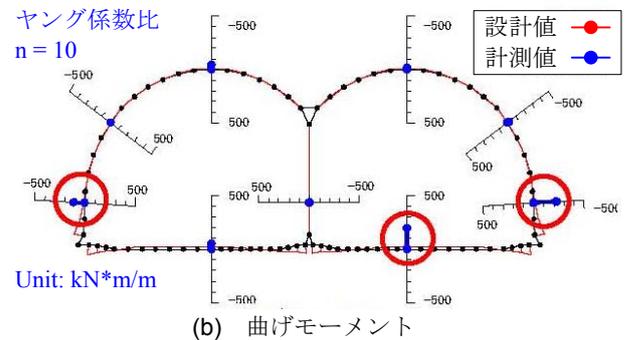


図4-18 サイドウォールに作用する土圧計測結果

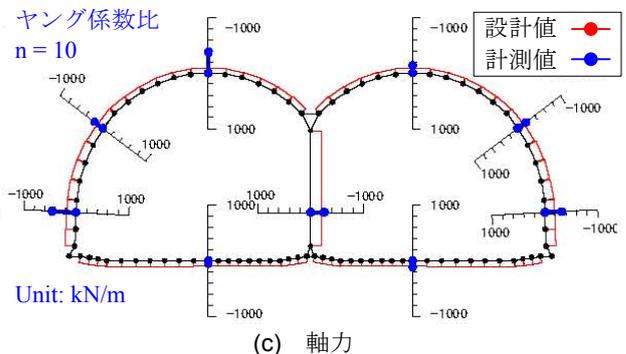
した。設計に用いる鉛直および水平地盤反力係数は、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」の地盤反力係数推定方法により求めた⁴⁾。表4-2に設計における地盤反力係数を示す。図4-19より設計値と計測値を比較すると設計値は沈下量が小さく、サイドウォールの曲げモーメントが小さい。これは、設計では



(a) 内空変位



(b) 曲げモーメント



(c) 軸力

図4-19 設計値と計測値の比較

表4-2 設計における地盤反力係数の設定方法

地盤	設計条件		単位	備考
基礎地盤	改良体の強度: q_u	550	kN/m^2	
	改良体の変形係数: E_0	220,000	kN/m^2	$E_0 = e \cdot 100 \cdot q_u (\alpha = 4)$
	換算載荷幅: B	9.154	m	アーチカルバート全幅の1/2
	鉛直地盤反力係数: k_v	56,480	kN/m^3	式(1)より算出
側方地盤	盛土地盤の変形係数: E_0	28,000	kN/m^2	$E_0 = 2800 \cdot N (\text{kN/m}^2)$ ※ N は N 値, $N = 10$
	換算載荷幅: B	7	m	アーチカルバートの高さ
	鉛直地盤反力係数: k_h	8,720	kN/m^3	式(1)より算出

地盤反力係数の算出式

$$k = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0 \times \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (1)$$

※せん断地盤反力係数は、 k_v 、 k_h の1/3

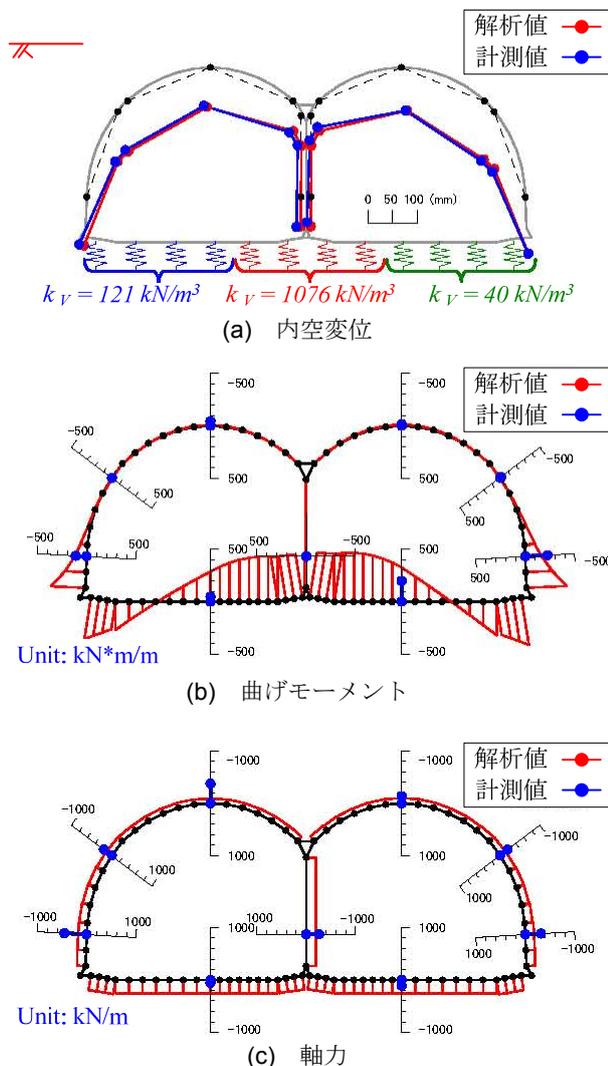


図4-20 シミュレーション解析値と計測値の比較

基礎地盤の鉛直地盤反力係数を改良体の強度より求めており、大きな地盤反力係数を設定しているが、実際には改良体の下層には沖積粘土地盤があり、この粘土地盤の圧密沈下による沈下が発生しているためである。そこで、基礎地盤の地盤反力係数（左右サイドウォールとセンターピア部の3つに分割）をパラメータとして計測された沈下量をシミュレートする解析を行った。図4-20にシミュレーション解析値と計測値の比較図を示す。解析値の内空変位は計測

値とほぼ一致した結果が得られている。シミュレーション解析における断面力は、沈下とともにサイドウォールとセンターピアの間に不等沈下が発生するため、サイドウォールおよびインバートの曲げモーメントが原設計よりも大きくなり、計測値の状況により近い結果となっている。これより、2連アーチカルバートに沈下が生じた場合、サイドウォール部とセンターピア部に不等沈下が生じ、これがサイドウォールおよびインバートの応力に大きく影響するといえる。

(5) 現場計測のまとめ

今回の現場計測の結果より、軟弱地盤上に設置された2連アーチカルバートにおいて、変位量や断面力に関して設計と異なる挙動を確認した。

現在の設計では、カルバートを設置する際の基礎の条件として、地盤の強度（N値や地盤反力係数）を基に判定しており、もし強度が不足する場合には地盤改良などを行うこととされている。しかしながら、今回の現場では、地盤改良直下の地盤で沈下が発生したことで、カルバートに大きな断面力が発生した。前述したように、カルバートは周辺地盤の影響を大きく受ける構造物であるため、設計における仮定が成り立たない場合の余裕度は、ボックスカルバートなどと比較して小さいことが明らかとなった。

以上の結果より、アーチカルバートの設計においては、沈下および不同沈下の許容値を設定する必要があることを確認した。

参考文献

- 4-1) 社団法人 日本道路協会：道路土工 カルバート工指針（平成21年度版），丸善出版，2010.
- 4-2) 土木研究センター：モジュラーチ工法の耐震性向上に関する研究委員会報告書，1996.
- 4-3) 土木研究センター：モジュラーチ工法の耐震性向上に関する研究委員会報告書（その2），1997.
- 4-4) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV下部工編），2012.
- 4-5) 橋本正，矢部興一，山根昭彦，伊藤博昭：パッド式シールドセグメント用土圧計の開発，第28回土質工学会研究発表会，pp.2055～2058，1993.

第5章 結果の総括的とりまとめ

5.1 はじめに

道路土工カルバート工指針⁵⁻¹⁾では、本体断面にヒンジ機能を有する構造については、断面の大きさによらず従来型カルバートの適用範囲外であるとし、同指針の「第4章 設計に関する一般事項」に従いカルバートの要求性能が満足されることを照査することとしている。これは、カルバートの分割接合部にヒンジ機能を有する構造では、カルバートの変位及び変形が大きくなり、また、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があるためである。そのため指針では、ヒンジを有するカルバートについては基礎地盤の不同沈下や地震動の作用に対する検討が必要であるとしているが、その具体的な検討方法は明記されていない。さらに、連続アーチカルバート盛土のように複数のカルバートが近接して設置されている場合については、カルバート及び上載土の応答が増幅する可能性があるため、地震動の作用に対して別途検討が必要であるとしている。以上の点を踏まえると、本研究で対象とした連続アーチカルバート盛土では、ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートを複数用いる構造であることから、これらの点において十分に留意する必要がある。

本章では、道路土工カルバート工指針に記載されているこれらの内容を念頭におき、単体で設置されるヒンジ式プレキャストアーチカルバートの設計法、さらに連続アーチカルバート盛土として用いられる場合の設計法について考察する。

5.2 ヒンジ部に求められる要求性能

(1) 道路土工カルバート工指針における要求性能の考え方

現在用いられているヒンジ式のプレキャストアーチカルバートには、本研究において対象とした2ヒンジ式⁵⁻²⁾と3ヒンジ式⁵⁻³⁾がある。これらのカルバートでは、接合部をヒンジとして仮定しているが、変形

性能やヒンジとしての限界状態については必ずしも明らかにされていない。

本研究で実施した耐震性に関する検討により、上記の2つの構造は一定の耐震性能を有しており、適切に施工が行われている場合においては、地震中にヒンジ部から先行的に破壊が発生し、カルバート全体が崩壊に至る可能性は低いことが明らかとなった。しかしながら、ここでいう「ヒンジ」とはどのような性能を有するものなのか、またそれによってカルバート全体にどのような性能を付加するものなのか、明確になっていないのも事実である。

ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの性能を議論する際には、その構造において「ヒンジ」の果たす機能を明確にする必要がある。そのために、いずれの工法においても、しかるべき方法で「ヒンジ」の性能を把握し、「ヒンジ」に求める性能とその性能を果たさなくなる限界状態、さらにその限界状態を照査する方法を明確にしなければならない。つまり、ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートにおいては、各性能に応じてそれぞれのヒンジの限界状態と照査方法を明示する必要がある。

ヒンジの性能を評価する実験方法としては、本研究において実施した継手試験（本報告書 第4章）と同様もしくはそれに準ずる方法が有効である。継手試験を実施する際には、本研究で実施したように、実際のカルバートに作用する荷重条件を複数設定し、ヒンジの特性を把握する必要がある。

5.3 施工時および供用中（常時）の安定性に関する考え方

ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートは、本体断面に設けられたヒンジ機能により部材の変形をある程度許容し、盛土から地盤反力を積極的に引出すことで安定化すると考えられている。この仮定に基づいて、設計においては土圧と地盤ばねを用いて断面を決定しており、従来型のカルバートと比較し

て部材厚が薄くなる。

設計で用いられる水平土圧については、いずれの工法においても、盛土高さが天端以上になるとアーチ全体が扁平に変形するとして水平土圧と地盤ばねを考慮して設計が行われている。盛土高さが天端以上になった際の変形挙動については、これまでの現場計測でも設計通りの変形が確認されており、本研究で行った大型振動台実験においても確認することができた(本報告書 第3章)。しかし、地盤ばねの設定方法については不明確な部分も多く、今後も引き続き検討すべき課題であるといえる。

ヒンジ式プレキャストアーチカルバートにおいて、施工時および供用中に最も懸念される事項は、基礎地盤が沈下した場合やアーチカルバートに偏土圧が作用するような「設計とは異なる条件」となった場合である。事実、平成24年度に実施した現場計測においては、軟弱地盤上に設置した多連型のアーチカルバートにおいて、複数のクラックが発生したほか、鉄筋に許容応力度を超えると推定されるひずみが発生するなど、不具合事例も確認した。このような事態を防ぐ目的から、現在の設計においても基礎地盤の強度(N値や地盤反力係数)に関する規定があるが、基礎地盤の不同沈下に対する検討項目はなく、設計における前提が成り立たない状況に陥った場合、従来型のカルバートに比べて余裕度の小さい構造であるといえる。

そもそも現場の施工では、設計で仮定しているような理想的な条件ばかりではない。そのため、従来型のカルバートに比べて周辺地盤の影響を大きく受けるヒンジ式のプレキャストアーチカルバートにおいては、あらかじめ不同沈下などの影響を想定して設計するべきであると考えられる。

不同沈下の影響を考慮した設計法としては、道路橋における設計例がある。阪神高速道路では、地盤沈下が懸念される区域については、鋼橋に対して1/1000、コンクリート橋に対して1/2000 (1:支間長)の不同沈下を見込んで設計することとしている(図5-1)^{5,4)}。このような設計思想を参考に、プレキャストアーチカルバートの設計ではあらかじめ不同沈下の検討を行うものとし、構造に余裕度を見込んで設計されることが望ましい。

5.4 ヒンジ式プレキャストアーチカルバートにおける地震時の設計法に関する考え方

本研究において検討してきたように、盛土内に設置されたカルバートの耐震性を議論する際には、カルバートと地震動の方向を関連させて、カルバート縦断方向とカルバート横断方向に分けて考えるのが有効である。そこで以下には、それぞれの方向についての考え方を記す。

(1) カルバート縦断方向

ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートは、縦

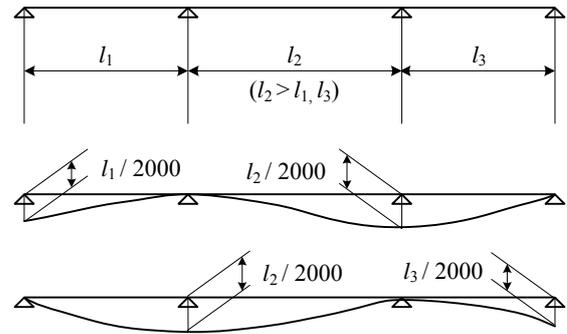


図5-1 不同沈下に対する検討例(コンクリート橋)^{5,4)}

断方向に幅1~2 m程度のRC部材を連続して設置する工法であるため、各部材間の連結方法が同方向の耐震性に与える影響が大きい。

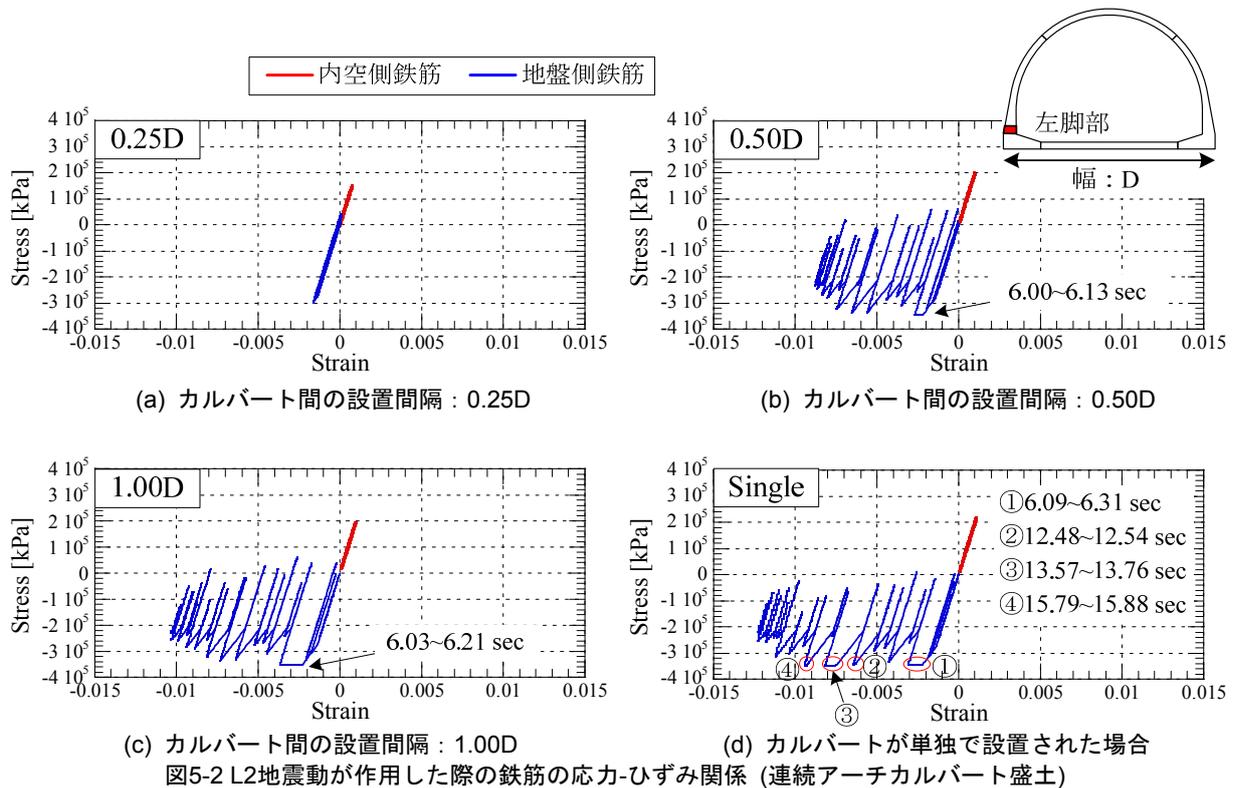
本研究で実施した動的遠心模型実験と数値解析の結果(本報告書 第2章)から、カルバート同士を連結した場合には、カルバート同士を分離した場合と比較して盛土全体の挙動が小さくなることが明らかになった。したがって、目地の開きを抑制するという点からは、カルバートを縦断方向に連結する方が有利であると考えられる。また、カルバートの土被りが大きい場合、拘束圧が大きくなることでカルバートの挙動が安定することから、特に坑口壁周辺には、一定以上の土被りを有する構造とすることが望ましい。

(2) カルバート横断方向

ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートにおいて最も懸念されることは、地震時にヒンジ部が逸脱し、カルバート全体が崩壊することである。しかし、本研究の範囲内では、十分な支持力を有する基礎地盤上に適切に施工されたヒンジ式のプレキャストアーチカルバートでは、地盤に数%を超えるせん断ひずみが発生しているような場合においても、ヒンジ部から先行的に破壊し、カルバート全体が崩壊する可能性は低いことが明らかとなった(本報告書 第3章)。

また、数値解析による検討により、応答変位法に代表される静的照査法を用いても、カルバートの損傷過程を一定の精度で再現可能であることが明らかとなった(本報告書 図3-31~図3-33)。したがって、カルバート横断方向の設計を行う際には、これまで地中構造物に対して用いられてきた、応答変位法、応答変位法などの静的照査方法による適用が可能であると考えられる。ただし、耐震性の検討を行う際には、事前にヒンジ部の性能や挙動を実験等により確認し、その挙動(回転剛性など)が適切に表現可能である解析モデルを用いる必要がある。

耐震性の検討は、レベル1地震動、レベル2地震動のそれぞれに対して行うものとし、その地震動には「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編^{5,5)}」に規定される地震動を考慮するものとする。ただし、レベル2地震動を用いて性能2、性能3の照査を行う際には、ヒンジ部の適切なモデル化に加えて、地盤およびカ



ルバートの塑性化を考慮した手法を用いなければならない。具体的には、地盤については弾塑性体もしくは塑性化による影響を考慮した等価線形剛性を用いた弾性体を用いることとし、カルバートについては塑性後の剛性低下を表現可能なモデルである必要がある。

5.5 連続アーチカルバート盛土の耐震性に関する考え方

上述したように、道路土工カルバート工指針では、連続アーチカルバート盛土のように複数のカルバートが近接して設置されている場合については、カルバート及び上載土の応答が増幅する可能性があるため、地震動の作用に対して別途検討が必要であるとされている。

本研究において実施した数値解析による検討では、一定間隔でカルバートが無限に設置されている場合には、その設置間隔が狭い方がカルバートと地盤を含む全体の剛性が高くなるため、カルバートに発生する断面力や変形が小さくなることが明らかとなった(図5-2)。したがって、このような条件では、単独で設置された場合が最も厳しい条件となるため、単独で設置された場合を対象に耐震性の検討を行えばよいことを確認した。

しかしながら、実構造を考えた場合には、連続アーチカルバート盛土の端部に設置されたカルバートには、左右から偏土圧が作用することが予想され、これにより挙動が大きく変化することが予想される

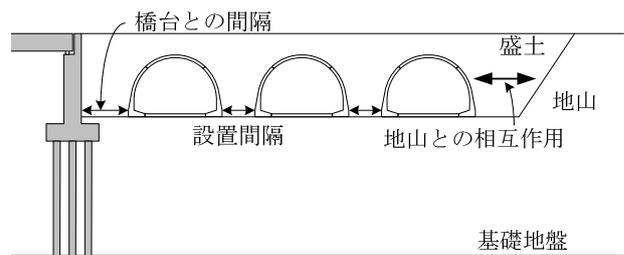


図5-3 実現場における施工条件

(図5-3)。したがって、現状においては、単独で設置された場合の耐震性の照査に加えて、動的照査法による耐震性の検討を標準とするのが望ましい。耐震性の検討はレベル1地震動、レベル2地震動のそれぞれに対して実施するものとし、カルバートが単独で設置された場合と同様、ヒンジ部の挙動、地盤とカルバートの塑性化を考慮しうる解析モデルを用いる必要がある。

参考文献

- 5-1) 社団法人 日本道路協会：道路土工 カルバート工指針 (平成21年度版), 丸善出版, 2010.
- 5-2) 財団法人 地域地盤環境研究所, モジュラー工法協会：Modularch 技術マニュアル, 2008.
- 5-3) 財団法人 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.
- 5-4) 阪神高速道路株式会社：設計基準 第2部 構造物設計基準 (橋梁編) 第1編 共通, 2011.
- 5-5) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編), 2012.