盛土形状をパラメータとした カルバート縦断方向の動的遠心模型実験

宮崎 祐輔¹・澤村 康生²・岸田 潔³・木村 亮⁴

¹学生会員 京都大学博士後期課程 工学研究科社会基盤工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: miyazaki.yusuke.73x@st.kyoto-u.ac.jp

²正会員 京都大学助教 工学研究科社会基盤工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: sawamura.yasuo.6c@kyoto-u.ac.jp

³正会員 京都大学教授 工学研究科都市社会工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kishida.kiyoshi.3r@kyoto-u.ac.jp

⁴正会員 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kimura.makoto.8r@kyoto-u.ac.jp

ヒンジ式プレキャストアーチカルバートは、2011年に発生した東日本大震災により、供用性を損なう大きな被災を初めて経験した。被災状況から、アーチ部材の損傷がカルバート縦断方向に規則的に並ぶといった一方に強い地震動を受けたような損傷が確認されており、土被りが小さい領域や坑口部で損傷が集中している。そこで本研究では、ヒンジ式アーチカルバートを含む盛土模型に対し、盛土形状に注目した動的遠心模型実験を実施した。その結果、カルバートの土被りが小さい場合、最も盛土の拘束効果が小さくなる坑口部で、カルバートの応答が大きく増幅し周辺地盤の応答を卓越することを確認した。さらに、カルバートの土被りが大きい場合、盛土の拘束効果が增加することで、カルバートは周辺地盤に追従的な応答を示すことを確認した。

Key Words : precast arch culvert, culvert-longitudinal direction, patterns of earth covert, soil-culvert interaction, dynamic centrifuge test

1. はじめに

ヒンジ式プレキャストアーチカルバート(図-1参照)は、本体断面を分割し、主要部材をプレキャスト製品とすることで高い品質管理や工期の短縮を可能としたカルバートである。断面の分割位置に応じて、さらに2ヒンジ式¹⁾と3ヒンジ式²⁾の大きく二種類のタイプに分けられるが(図-2)、いずれの工法においても、分割位置に設けたヒンジ機能により、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、安定化する構造である。すなわち、周辺地盤の変形をある程度許容し、地盤反力をアーチに伝達する軸力に転換するため、剛性ボックスカルバートに比べて、部材厚を薄くしながら大断面あるいは大土被りでの施工が可能である。

しかし、同構造物の地震時挙動はヒンジ構造により複雑化し、明確な耐震性評価手法はない。同構造物の耐震性を議論する際には、地震動の伝播方向とカルバートの設置方向を関連付けて検討される。地震動の方向と道路

盛土の延長方向が平行である場合をカルバート横断方向、直角である場合をカルバート縦断方向とする(図-1参照)。

ヒンジ式アーチカルバートの耐震性は、ヒンジ部の逸脱が構造全体の崩壊につながるため、設計断面であるカルバート横断方向について主として検討されてきた^{3)~8)}。澤村ら⁶⁾、Sawamura, et al.⁷⁾は、実物の1/5スケールの3ヒンジ式アーチカルバートに対して、大型振動台を用いて、強震動によるヒンジ式アーチカルバートの限界状態及び

図-1 3ヒンジ式プレキャストアーチカルバートを含む盛土

図-2 代表的なヒンジ式アーチカルバート^{1),2)}

写真-1 東日本大震災の被災事例¹³⁾より一部抜粋

損傷進展過程を確認した。その結果、1/5 スケールの 3 ヒンジ式アーチカルバートは、せん断ひずみ 7 % を越える大きな変形を受けても、部材の終局に至る前にヒンジ部が逸脱しないことが実験的に確認され、カルバート横断方向に高い耐震性を有することが示された。

一方、カルバート縦断方向については、盛土被害の多くがその方向に生じる⁹⁾にもかかわらず、坑口部の挙動など未解明な部分が多い^{10)~12)}。2011年に発生した東日本大震災においては、まさにこの縦断方向に大きな地震動を受けたような被災が発生した^{13), 14)}。主として旧タイプの 3 ヒンジ式アーチカルバート (図-2(b)参照) が被災し、写真-1に示すように、補強土壁の変状や、アーチ部材と基礎コンクリートにカルバート縦断方向に規則的に並んだ損傷が発生した。旧タイプは頂部ビームを設置しないなど、現行の設計様式より縦断方向の連結が弱い。被災原因と設計条件の関係を無視できない一方、被災構造物の大きな特徴は、カルバートの損傷が土被りの小さな領域や盛土のり面勾配が変化する領域に集中していた¹³⁾点にあった。

図-3 3ヒンジ式を含む盛土模型の概略図

そこで、本研究では、カルバート縦断方向を対象に、盛土形状がカルバートと盛土の動的相互作用に与える影響を解明することを目的に、動的遠心模型実験を実施した。実験においては、3ヒンジ式アーチカルバートを含む盛土の坑口部をモデル化し、盛土形状をパラメータとして、縦断方向における地震時応答を確認した。

2. 動的遠心模型実験

本実験には、京都大学防災研究所所有の遠心力載荷装置を使用し、遠心力 50 G 場において剛性土槽 (幅 450 mm × 高さ 340 mm × 奥行 300 mm) を用いて振動台実験を実施した。実験模型のモデル化は、振動台実験における土槽寸法の制約上、盛土部の半断面とした。図-3 に、実験模型の概略図を示す。実験対象は、5.0 m の基礎地盤上に、延長距離 28.8 m の 3 ヒンジ式アーチカルバート (以下、「3 ヒンジ式」と呼ぶ) を含む盛土が建設された場合とし、実験では、その半断面である延長距離 14.4 m

図-4 3ヒンジ式アーチカルバート模型

表-1 実物寸法のRC構造とアルミ合金模型の物性値

諸元	—	単位	RC構造	アルミ模型
ヤング率	E	$[\text{kN/m}^2]$	2.95×10^7	7.06×10^7
せん断剛性	G	$[\text{kN/m}^2]$	1.23×10^7	2.65×10^7
奥行	a	$[\text{mm}]$	1250	1250
部材厚	b	$[\text{mm}]$	250	200
曲げ剛性	EI	$[\text{kN} \cdot \text{m}^2]$	4.80×10^4	5.88×10^4
軸剛性	EA	$[\text{kN}]$	9.22×10^6	1.77×10^7

のカルバートを含む盛土をモデル化した。

(1) 3ヒンジ式アーチカルバートのモデル化

3ヒンジ式は、はじめに、キウエイと呼ばれる凹型の直接基礎を打設し、その後左右のアーチ部材をキウエイにはめ込むことで架設する²⁾。アーチ部材は奥行1.0～2.0 m程度であり、奥行方向に連続的に千鳥配置する。頂部ヒンジの構造形式は、図-2に示したように、ヒンジ部に芯棒を設置した旧タイプ²⁾と、凹凸の突合せ構造である現在のタイプ¹⁵⁾がある。新旧どちらのタイプにおいても、頂部ヒンジにグラウト工を行う。新タイプでは、最後に頂部ビームと呼ばれるコンクリート梁をアーチ頂部に接合して、縦断方向に全体的に連結する。

図-4に3ヒンジ式模型の概略図を示す。実験模型は、新タイプの構造的特徴を考慮して作製した。基礎形式はインバート基礎とし、アーチ部材にはアルミ合金を使用した。部材の厚みは、実際のRC構造と曲げ剛性が可能な限り一致するように調整した結果、4 mmとした。プロトタイプ寸法におけるRC構造とアルミ合金模型の諸元を表-1に整理する。

本実験では、奥行25 mm(プロトタイプ寸法で奥行1.25 m)の部材22個とその半分の奥行12.5 mm(プロトタイプ寸法で奥行0.625 m)の部材2個の計24個のアーチ部材を左右に12個ずつ用いて、千鳥配置とした。模型における頂部ヒンジの構造は、図-4に示すように、アーチ部材の端面同士が接する単純な突合せ条件とした。アーチ模型は、インバート基礎に設けた凹型の台座にはめ込み、スポンジを貼付したアルミ製L字アングルを用いて、アーチの外側から脚部を抑え込むことで固定している。なお、アーチ模型の足元には、縦断方向の滑り

を防止するためにゴムシートを貼付した。模型の連結は、頂部ビームを模擬し、アーチ頂部にマスキングテープを貼付することでカルバート間を一体的に連結した。カルバート間の目地は、透明のポリプロピレンシートを継ぎ目を覆うように貼付し、砂が内部に侵入することを防ぐよう処置した。

(2) 抗口壁のモデル化

3ヒンジ式の坑口壁は、補強土壁工法によりほぼ垂直な壁面が構築されるのが一般的である²⁾。その構造はカルバート近傍とそれ以外で異なり(図-1参照)、カルバート近傍の壁面は、二枚の大きなコンクリートパネルにより構築され、分割位置にグラウト工を施すことで一体化する。それ以外は通常の帯鋼補強土壁工法¹⁶⁾により構築される。帯鋼補強土壁工法は、1.5 m × 1.5 mの十字型をした版状のコンクリートスキンを複数組み合わせることで柔な壁面を構築する工法である。さらに各スキンの背面には、幅60 mm、厚さ5 mmの補強材が4本設置される。

図-5に、坑口壁模型のモデル化と補強材の取り付け位置を示す。坑口壁模型は、帯工補強土壁工法により構築されるカルバート近傍の一体的な壁面という特徴をモデル化した。ただし実際の坑口壁は分割構造であるが、分割位置にグラウト工を施して一体化される点を考慮して、坑口壁は一枚の亚克力板でモデル化した。なお、坑口壁とカルバート模型の接合部には、スポンジテープを貼付し、隙間から砂が流出しないように処置した。

坑口壁模型は厚さ5 mmの亚克力製のパネルを用い、補強材は幅10 mm、厚さ0.1 mmのアルミ製金属板で作製した。壁面の単位面積当たりのストリップ幅を補強材密度と定義すると、実際の構造ではおおよそ $60 \text{ mm} \times 4 / (1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}) = 107 \text{ mm/m}^2$ となる。一方、実験模型では、壁高4.3 mの場合に、プロトタイプで $500 \text{ mm} \times 8 / (15 \text{ m} \times 4.3 \text{ m}) = 62 \text{ mm/m}^2$ となる。壁面の基礎には厚み1 mmのアルミ製のアングルを用い、根入れ長はプロトタイプ寸法で0.5 mとした。補強材長は、壁高4.3 mのカルバートを含まない盛土に対して、地震時の安全率が1.2以上確保されるよう設計した結果を基に決定した。また、補強材は壁高と設置位置によらず一律に5.0 mとして統一した。

補強材の表面には、粘着テープを介して乾燥状態の江戸崎砂を付着させ、盛土と補強材の間に作用する摩擦力を発生させるよう処理した。最適含水比に調整した江戸崎砂と補強材に対して一面せん断試験を実施した結果、内部摩擦角 28.2° 、粘着力 10.8 kN/m^2 となった。

(3) 模型地盤と土槽境界

表-2、図-6に模型地盤に用いた江戸崎砂の諸元ならびに締固め特性を示す。ヒンジ式アーチカルバートは、

Dimensions in mm, model scale (m, prototype scale)

(a) 壁面模型の構造

Dimensions in mm, model scale (m, prototype scale)

(b) 根入れ部の構造

壁高 4.3 m の場合

Dimensions in mm, model scale (m, prototype scale)

壁高 8.3 m の場合

(c) 坑口壁模型の補強材配置

図-5 坑口壁のモデル化

ヒンジ構造により、周辺地盤の変形を引き出すことを設計の前提としているため、アーチ構造の安定性を確保するために基礎地盤及び盛土に一定の水準が要求される。そこで、3 ヒンジ式の施工基準²⁾を参考に、模型地盤は江戸崎湿潤砂を用いて締固め管理により作製した。模型地盤は基礎地盤と盛土部ともに締固め度 92.0%以上、最

表-2 江戸崎砂の諸元

土粒子密度	G_s	[g/cm ³]	2.73
平均粒径	D_{50}	[mm]	0.20
最適含水比	w_{opt}	[%]	17.6
最大乾燥密度	ρ_{dmax}	[g/cm ³]	1.68
締固め度	D_c	[%]	92.0

(a) 締固め曲線

(b) 粒径加積曲線

図-6 江戸崎砂の締固め曲線及び粒径加積曲線

適含水比 17.62%で角材により突き固めて作製した。

本実験では盛土の半断面をモデル化するため、盛土中央部における土槽との境界面で変位が拘束され、さらに反射波の影響を強く受けることから、盛土全断面をモデル化した場合と異なる挙動を示すことが予想される。そこで、盛土中央部における土槽側面からの影響を極力緩和するため、盛土半断面を対象とした振動台実験¹⁷⁾を参考にして、遠心力 50 G 場において緩衝材の選定実験を実施した。実験の概略図を図-7 に、実験ケースを表-3 に示す。実験では、土槽側壁にゲルシートを貼付し、1 Hz、2波の正弦波を最大加速度 250 gal と 500 gal にそれぞれ調整して入力した。それぞれの入力波に対する地盤内の応答加速度を計測した結果、厚さ 2 mm、10%圧縮時の圧縮強度が 0.07 N/mm² のゲルシートを用いた場合に、土槽側壁近傍と土槽中央の地盤の応答加速度の差が最も小さくなった。この結果から、緩衝材として上記のゲルシートを加振方向に対して垂直な土槽壁面に貼付するこ

図-7 緩衝材選定実験の概略図

表-3 緩衝材選定実験における実験ケース

実験ケース	緩衝材の種類	[10% 圧縮時の圧縮強度, 厚み]
Case-1	左側	緩衝材なし
	右側	ゲルシート [0.04 N/mm ² , t=2 mm]
Case-2	左側	ゲルシート [0.07 N/mm ² , t=2 mm]
	右側	ゲルシート [0.07 N/mm ² , t=5 mm]

とした。

(4) 実験ケース

盛土形状を実験ケースのパラメータとして設定するにあたり、最小土被り厚、最大土被り厚と盛土のり面勾配を決める必要がある。3 ヒンジ式の設計基準²⁾によると、交通荷重を考慮する場合の最小土被りを 1.0 m と規定している。これを参考に、実験ケースにおいても、プロトタイプで 1.0 m を最小土被りとした。最大土被り厚に関しては、実験土槽の制約上プロトタイプで 4.0 m とした。盛土のり面勾配に関しては、道路土工盛土工指針¹⁸⁾に準じて決定した。同指針によると、盛土高が 0~5.0 m で、粒度の良い砂で締固める場合、のり面勾配は 1 : 1.5 ~ 1 : 1.8 としていることから、本実験ではのり面勾配を 1 : 1.8 とした。

上述した最小土被り、最大土被りおよび盛土のり面勾配により、4 種類の実験ケースを設定した。実験ケースを表-4 に示す。実験ケースは、プロトタイプ寸法で最小土被りを 1.0 m で一定に施したケース (Case-1)、抗口壁から上載盛土法尻までを 5.0 m としたケース (Case-2)、同じく法尻までの距離を 0.5 m としたケース (Case-3)、最大土被りを 4.0 m で一定に施したケース (Case-4) とした。

(5) 入力波形と計測項目

入力波形には、1 Hz、20 波のテーパ付き連続波を用いた。ここでは、遠心力 50 G 場に到達した時点を STEP 0 とし、その後 1 ステップごとにプロトタイプ換算で最

表-4 実験ケース

Dimensions in mm, model scale (m, prototype scale)

図-8 入力波形

大入力加速度を 0.5 m/s² ずつ増やし、最大入力加速度を 0.5 ~ 5.0 m/s² とする計 10 ステップにより加振した。図-8 には、一例として STEP 5 における入力波形を示す。

図-9 に計測器の配置と加速度計の呼称を示す。加速度については図中右向きを正、壁面変位は左向きを正と定義する。抗口壁近傍のカルバートを Ring 1、以後、順に Ring 2 ~ 12 と定義する。本実験における計測項目は次に示す通りである。

- 1) Ring 3, 11, 地盤、盛土及び壁面の応答加速度
- 2) 壁面の水平変位
- 3) 壁面に作用する水平土圧

3. 実験結果

(1) 抗口壁の変位量

図-10 には、STEP 1 ~ 10 (最大加速度 0.5 ~ 5.0 m/s²) について、各加振後における壁面の転倒率、滑動量、移動面積を示す。ここで、図-10(a) より、転倒率は、壁面上端 (Δ_1) と下端 (Δ_2) の変位量の差 ($\Delta d = \Delta_1 - \Delta_2$) を壁高 (H) で除した値 ($\Delta d / H$)、滑動量は壁面下部の水平変位量 (Δ_2)、移動面積は壁面中央の水平変位量 ($\Delta_m = (\Delta_1 + \Delta_2) / 2$) に壁高 (H) を乗じた値と定義する。図より、全加振終了後の

図-9 計測器配置

(a) 転倒率, 滑動量, 移動面積の定義

(b) 転倒率

(c) 滑動量

(d) 移動面積

図-10 抗口壁の水平変位量の経時変化

図-11 抗口壁の変位モードの推移

転倒率, 滑動量, 移動面積は, 以下の順に大きくなった.

転倒率 : Case-4 > Case-3 > Case-2 > Case-1

滑動量 : Case-3 > Case-4 > Case-2 > Case-1

移動面積 : Case-4 > Case-3 > Case-2 > Case-1

移動面積は, 振動に伴う壁面の通過面積であり, 盛土の変形量とみなせる. ここで, 補強材を実験ケース間で統一したため, Case-4 の変形量は補強材の長さを実施工の条件に合わせた場合に減少する可能性がある. しかしながら, ケース間における移動面積の結果から, 定性的には盛土の総重量に比例して, 盛土の変形量も増大する結果となったといえる.

図-11 には, 壁面の転倒率と滑動量の関係について示す. 図-11 より, 壁面の転倒率と滑動量の関係は, Case-1 から Case-4 の順に, 滑動モードよりも転倒モードが顕著である傾向を示す. つまり, Case-1 と Case-4 の関係が

図-12 Ring 3 におけるフーリエスペクトルの増幅率

ら盛土高が高くなると, Case-1, -2, -3 の関係から上載盛土が抗口壁近傍に造成されると, いずれの場合も抗口壁の変位は転倒モードが顕著になることがわかる.

(2) カルバートと地盤の地震時応答

a) カルバートと地盤の加速度応答

カルバートが盛土全体の加速度応答に及ぼす影響を評価するために, カルバートの振動特性を予備実験により確認した. 予備実験においては, 本実験条件と同じ基礎地盤上にカルバート模型を設置し, Ring 3 と基礎地盤において加速度を計測した. 実験では, 50 G 場においてカルバート縦断方向にホワイトノイズを入力した. 図-12 に, 基礎地盤上の入力に対する Ring 3 のフーリエスペクトルの増幅率を示す. フーリエスペクトルの算出には, 高速フーリエ変換を用いた. 計算データ数は 65536, サンプリング間隔は 0.005 s である. 同図より, Ring 3 の応答倍率は, 6.2 Hz でピークを迎えた.

図-13 A_{Ring3} , A_{Ring11} と A_3 の加速度応答 (STEP5: 最大入力加速度 2.5 m/s^2)

つぎに、図-13にSTEP5におけるRing 3 (A_{Ring3})、Ring 11 (A_{Ring11})とRing 3近傍の盛土 A_3 、基礎地盤 A_f の加速度応答について、時間領域表示と周波数領域表示をそれぞれ示す。周波数領域表示には予備実験と同様に高速フーリエ変換を用いた。計算データ数は8192、サンプリング間隔は0.005 sである。図より、Case-1からCase-4における加速度応答の違いは、主に周波数領域において現れており、Case-4からCase-1に向かうにつれて3 Hz以上のフ

ーリエスペクトルが増大していることがわかる。これは、図-12で示したようにカルバートの固有振動数が6.2 Hzにあるため、カルバートの応答が入力波の2次以降のモードである3 Hz、5 Hz、7 Hzなど6.2 Hz付近の振動数において増幅し、盛土模型の全体積に占めるカルバートの割合が増加するにしたがって、この増幅の影響が大きく現れたためと考えられる。

b) カルバートを含む盛土モデルの応答加速度の推移

図-14に、全加振域における A_3 、Ring 3、11の応答加速度の最大値の推移を示す。ここで、応答加速度の最大値は、図-14(a)に示すように、時刻 $t=10.00\sim 20.00$ 秒の間に現れる正負のピーク値をそれぞれの加速度方向に対して平均して算出した。なお、図-14(b)には、凡例に示す右向きと左向きの応答加速度の最大値をプロットしている。

各ケースの応答加速度に注目すると、Case-1からCase-4に向かうにつれて、応答加速度の増幅が小さくなり、また $A_{Ring 3}$ と $A_{Ring 11}$ の応答の差が小さくなる。これは土被りの増大により、カルバートに作用する盛土の拘束効果が大きく働き、地震時の応答が小さくなるためと考えられる。一方、Case-1においては、 $A_{Ring 11}$ と比較して $A_{Ring 3}$ の応答が大きくなり、さらに、STEP 8、9、10において、 $A_{Ring 3}$ の応答値が A_3 の値を上回る。この大小関係が変化した原因は、c)において考察する。

c) カルバートの応答加速度履歴

図-14に示したように、Case-1における A_3 、Ring 3、11の応答加速度の大小関係は、STEP 8の時点で変化した。そこで、図-15には、STEP 8について、 $t=13.50\sim 14.48$ 秒における、基礎地盤の応答加速度に対する A_3 、 $A_{Ring 3}$ 、 $A_{Ring 11}$ の応答加速度の履歴をそれぞれ示す。同図には、履歴曲

線の開始・終点位置と、履歴曲線がピークを迎える順番を併記している。

図より、各ケースにおける A_3 、 $A_{Ring 3}$ 、 $A_{Ring 11}$ の履歴曲線の相互関係について、図中3番のピーク位置(左向きの応答加速度が最大となる時)に注目して整理する。Case-1では、 $A_{Ring 3}$ の応答が A_3 を上回る。一方Case-2とCase-3では、土被りの増大に応じて $A_{Ring 3}$ の応答が A_3 を下回っており、 $A_{Ring 3}$ と $A_{Ring 11}$ の応答差は小さい。また、Case-1と比較して、それぞれの履歴曲線の形状が近づく。さらにCase-4では、 A_3 、 $A_{Ring 3}$ 、 $A_{Ring 11}$ の履歴曲線が殆ど一致する。

A_3 、 $A_{Ring 3}$ 、 $A_{Ring 11}$ の履歴曲線の相互関係がこのように変化するの、図-13、14で示した通り、盛土形状に応じて、カルバートを含む盛土の地震時応答が変化するためである。図-15より、Case-1のように、カルバートの土被りが1.0 mで一定である場合、盛土の拘束効果が小さく、カルバートの地震時応答は周辺盛土の応答を卓越し、その傾向は最も変形が生じやすい坑口部において顕著である。そのため、坑口部に位置するRing 3と奥に位置するRing 11における振幅の差が最も大きくなる。Case-2とCase-3では、Ring 3とRing 11について地震時応答の差が確認できるが、土被りの増大により、その差が減少する。一方、Case-4のように、カルバートの土被りが4.0 mで一

 図-15 A_{Ring3} , A_{Ring11} と A_3 の応答加速度履歴 (STEP 8: 最大入力加速度 4.0 m/s^2)

定である場合、盛土の拘束効果が大きくなり、カルバートは周辺盛土と一体的に応答する。

d) 上載盛土と坑口部の地震時応答の関係

図-16に、1 Hzの連続波を入力地震動とした本実験において、Case-1~Case-4の加速度応答から推測されるカルバートを含む盛土の地震時モードと上載盛土の拘束効果の関係を示す。図より、土被りが小さい場合、最も盛土の拘束効果が小さくなる坑口部でカルバートの応答が大きく増幅し、周辺地盤の応答を卓越すると考えられる。土被りが大きい場合、盛土の拘束効果も大きいため、カルバートは周辺地盤の応答に追従し、坑口部における応答の増幅が抑制されると考えられる。ただし、図-10、11で示した通り、土被りが大きくなるにつれて、盛土の総重量の増大に伴って、カルバート縦断方向の地震時における坑口壁の変位量が増加することに留意する必要がある。

(3) 加振後の盛土模型の状態

写真-2に、加振後の盛土表面の状態を示す。写真には、抗口壁近傍のクラックの発生状態を赤線で示している。写真より、Case-1からCase-3に共通して、被りの小さい坑口部付近で縦断方向のひび割れが発生している。このひび割れは、カルバート頂部の位置に、カルバート軸方向に沿って発生していることから、カルバート横断方向の引張力が働いたものと考えられる。実験においては、カルバート周辺の盛土部において圧縮変形量が大きくなり、カルバート直上の地表面で横断方向の引張力が作用し、軸方向のひび割れが発生したと考えられる。

Case-4では、補強材の敷設位置において、カルバート縦断方向にクラックが発生している。さらに、盛土中央部では、写真において水平方向(カルバート横断方向)に大きくクラックが発生している。これは、盛土天端の変位が大きくなった結果、盛土天端に強い引張力が作用し、水平方向に大きなクラックが発生したと考えられる。土被りの増大は、カルバート縦断方向の地震時において、

カルバートの応答を抑制する観点からは有効だが、盛土地表面の変位が大きくなることに留意する必要がある。

写真-3, 写真-4 に、各ケースにおける加振前後の坑口部とヒンジ部の状態を示す。本実験においては、頂部ヒンジを単純な突合せ構造としたため、実施工における凹凸の突合せ構造よりもアーチは崩壊に至り易い条件だと考えられる。しかし、写真より、盛土が大きく変形しても、被災に見られたように頂部ヒンジがずれ落ちることはなかった。

4. まとめ

本研究では、3ヒンジ式を含む盛土模型に対して、1 Hz、20波の正弦波を、最大入力加速度を 0.5 m/s^2 ずつ段階的に増大させて計10回入力した。本実験で得られた、盛土形状がカルバートと盛土の動的相互作用に与える影響に関する知見は以下の通りである。

- 1) カルバート縦断方向の地震動に伴う盛土の変形量は、概ね盛土の総重量に比例する。その変位モードは、上載盛土の形状に依存し、盛土高が大きくなるほど、また、上載盛土の法尻と坑口壁の距離

が短いほど、坑口壁は転倒モードに近づく。

- 2) カルバート縦断方向の地震時応答は、盛土の拘束効果に大きく影響を受ける。カルバートの土被りが小さい場合、最も盛土の拘束効果が小さくなる坑口部で、カルバートの応答が大きく増幅し周辺地盤の応答を卓越する。カルバートの土被りが大きい場合、盛土の拘束効果も大きいので、カルバートは周辺地盤に追従した応答になり、坑口部における応答の増幅も抑制される。
- 3) 土被りが縦断方向に一定に大きく施される場合、縦断方向の地震時において、盛土天端の変位が大きくなったことが原因と考えられる地盤のクラックが発生した。土被りの増大は、縦断方向の地震時において、カルバートの応答を抑制する観点からは有効だが、盛土地表面の変位が大きくなることに留意する必要がある。
- 4) 最小土被りを1.0 m以上施し、頂部ヒンジを単純な突合せ構造とした本実験の範囲内では、縦断方向の繰り返しの地震動により盛土が大きく変形しても、頂部ヒンジがずれ落ちることはなかった。

ヒンジ式アーチカルバートの耐震性は、これまでカルバート縦横断方向の地震動それぞれに対して確認されて

写真-3 加振前後の坑口部の状態

写真-4 加振後のヒンジ部の状態

きた^{5)~8), 10)~12)}。既往の研究と本研究結果を踏まえると、ヒンジ式アーチカルバートは良好な基礎地盤、過度な偏荷重が作用しないなど、設計に即した条件では、大きな地震動においても、カルバート構造が崩壊するには至らなかった。それにも関わらず、東日本大震災で構造上致命的な被災が報告された^{13), 14)}事実を鑑みると、地震時においてアーチ機構上不利に働く要因の把握と旧タイプの既設構造物への対策工の提案が急務である。そのために、アーチの安定性に不利に働く施工条件(大きな縦断勾配や道路盛土本線に対して斜めに設置された斜角のつく構造)や、ねじれ方向からの地震動の入射といった条件下で、アーチカルバートを含む盛土の三次元的な地震時挙動を引き続き確認する必要がある。

謝辞：本研究の一部は、公益信託NEXCO関係会社高速道路防災対策等に関する支援基金平成28年度高速道路の防災対策への助成を受けたものである。

参考文献

- 1) モジュラー工法協会：Modularch 技術マニュアル，財団法人 地域地盤環境研究所，2008.
- 2) 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.

- 3) 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.
- 4) Byrne, P. M., Anderson, D. L. and Jitno, H. : Seismic analysis of large buried culvert structures, *Transportation Research Record*, Vol. 1541, pp. 133-139, 1994.
- 5) 熊田哲規，高橋裕輔，北林孝顕，堀田三成，大井純，小泉淳：テクスパン工法を用いたトンネルの模型振動実験(その 1)ーテクスパン工法および模型振動実験の概要についてー，土木学会第 50 回年次学術講演会講演集，III-556, pp. 1112-1113, 1995.
- 6) 澤村康生，石原央之，岸田潔，木村亮：強震応答実験による 3 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，土木学会論文集 C, Vol. 72, No. 2, pp. 62-73, 2016. doi.org/10.2208/jscejge.72.62
- 7) Sawamura, Y., Ishihara, H., Kishida, K. and Kimura, M.: Experimental study on damage morphology and critical state of three-hinge precast arch culvert through shaking table tests, *Procedia Engineering, Advances in Transportation Geotechnics III*, Vol. 143, pp. 522-529, 2016. (dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.066)
- 8) Sawamura, Y., Kishida, K. and Kimura, M.: Experimental study on seismic resistance of a two-hinge precast arch culvert using strong earthquake response simulator, *Japanese Geotechnical Society Special Publication, The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 2, No. 48, pp. 1684-1687,

2015. (doi: 10.3208/jgssp.JPN-103)
- 9) 常田賢一, 小田和広, 鍋島康之, 江川裕輔:新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性, 土木学会地震工学論文集, Vol. 28, No. 009, pp. 1-9, 2005. doi.org/10.11532/proee2005a.28.9
 - 10) 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, No. 1, pp. 41-57, 2014.3. (doi.org/10.3208/jgs.9.41)
 - 11) Sawamura, Y., Kishida, K. and Kimura, M.: Dynamic centrifuge model tests on culvert embankment with perpendicular wall in culvert longitudinal direction, *Proc. of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 883-889, Perth, 2014.1. (doi: 10.1201/b16200-123)
 - 12) 宮崎祐輔, 澤村康生, 岸田潔, 木村亮: 2 ヒンジプレキャストアーチカルバートを含む盛土におけるカルバートの連結様式を考慮した縦断方向の動的挙動の評価, 地盤工学ジャーナル, Vol. 10, No. 4, pp. 517-529, 2015. doi.org/10.3208/jgs.10.517
 - 13) 安部哲夫, 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, pp. 8-11, 2014.
 - 14) 小島均, 佐藤光男: プレキャスト・アーチカルバートの被災, 論文番号 400.3, 第 29 回日本道路会議, 2011.
 - 15) 瀬戸英俊, 大谷義則, 酒井茂賀: テクスパン工法の概要と施工事例, 基礎工, Vol. 42, No. 4, pp. 52-55, 2014.
 - 16) 財団法人 土木研究センター: 補強土(テールアルメ)工法 設計・施工マニュアル 第4回改訂版, 2014.
 - 17) 清田三四郎, 森野達也, 米沢豊司, 丸山修, 小島謙一, 坂本寛章: パイルスラブ式盛土の模型振動台実験ー盛土補強材の効果ー, 土木学会第 65 回年次学術講演会, pp. 729-730, 2010.
 - 18) 社団法人 日本道路協会: 道路土工 盛土工指針(平成 22 年度版), 丸善出版, 2011.
- (2016. 11. 25 受付)

DYNAMIC CENTRIFUGE MODEL TESTS ON SEISMIC PERFORMANCE IN CULVERT LONGITUDINAL DIRECTION OF HINGE-TYPE ARCH CULVERTS DUE TO PATTERNS OF EMBANKMENT SHAPE

Yuusuke MIYAZAKI, Yasuo SAWAMURA, Kiyoshi KISHIDA
and Makoto KIMURA

At the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, hinge-type arch culverts experienced the large damage which led to loose the transport availability for the first time. The resultant disaster seems to be closely related to the inertial force in the culvert longitudinal direction. These damaged culverts had one point in common, namely, the small soil cover of the culverts or the embankment slope began very near the mouth wall. Therefore, the aim of this study is to clarify the influence of the embankment shape on the seismic behavior of precast arch culverts in the culvert longitudinal direction. We performed dynamic centrifuge tests on an embankment model including precast arch culverts with the change of embankment shape patterns. As a result we found that in the case of the culverts with small soil cover, the seismic behaviour of the culverts near the mouth with the smallest constraining effect of embankment get to be amplified largely and exceeds that of the surrounding embankment, and that in the case of the culverts with large soil cover, the seismic behaviour of the surrounding embankment strongly binds that of the culverts near the mouth, which leads to the united response between the culverts near the mouth and the surrounding embankment.