

# フォームサポート工法により補強された橋梁 の 1G 場振動台実験による耐震性評価

池澤 雄之介<sup>1</sup>・榎本 忠夫<sup>2</sup>・安原 一哉<sup>3</sup>・半根 隆巳<sup>4</sup>

小暮 直親<sup>5</sup>・田中 富智夫<sup>6</sup>・北相模 剛<sup>7</sup>

<sup>1</sup> 学生会員 茨城大学大学院 都市システム工学専攻  
(〒316-8511 茨城大学日立市中成沢町 4-12-1)

E-mail: 20nm803s@vc.ibaraki.ac.jp

<sup>2</sup> 正会員 茨城大学大学院准教授 都市システム工学領域  
(〒316-8511 茨城大学日立市中成沢町 4-12-1)

E-mail: tadao.enomoto.geote@vc.ibaraki.ac.jp

<sup>3</sup> フェロー会員 (一社) 地域国土強靱化研究所 (LRRI) 代表理事  
(〒311-0105 茨城県那珂市菅谷 4527)

E-mail: kazuya.yasuhara.0927@vc.ibaraki.ac.jp

<sup>4</sup> 株式会社 JSP (〒100-0005 東京都千代田区丸の内 3-4-2)

E-mail: t-hanne@co-jsp.co.jp

<sup>5</sup> 株式会社 JSP (〒100-0005 東京都千代田区丸の内 3-4-2)

E-mail: n-kogure@co-jsp.co.jp

<sup>6</sup> 株式会社 JSP (〒100-0005 東京都千代田区丸の内 3-4-2)

E-mail: f-tanaka@co-jsp.co.jp

<sup>7</sup> 株式会社 JSP (〒100-0005 東京都千代田区丸の内 3-4-2)

E-mail: t-kitasagami@co-jsp.co.jp

橋台の地震時における被害では、橋台と背面盛土の間に相対沈下が生じる事例や、橋台が移動する事例が確認されている。橋梁全体を土工構造物化させるフォームサポート工法の耐震性能を評価する為に、橋梁の模型振動台実験を行った。橋梁模型にフォームサポート工法による補強を行った結果、背面盛土の残留沈下量、橋台の側方変位量が抑制され、耐震性能が向上することが明らかとなった。

**Key Word** : bridge, shaking table test, Form Support Method, seismic performance

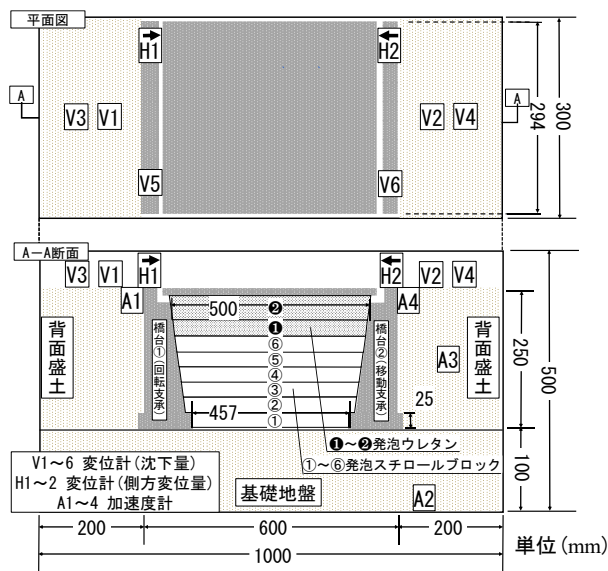
## 1. はじめに

過去の地震において橋台背面盛土の沈下被害が多数確認されている(例えば<sup>1)</sup>~<sup>3)</sup>。背面盛土が沈下することで、橋台との間に相対変位が生じ、橋台と盛土の境界部分に段差が発生し、交通機能に支障をきたすなどの問題がある<sup>4)</sup>。このような被害を引き起こす橋台背面盛土の沈下の原因は、1)橋台

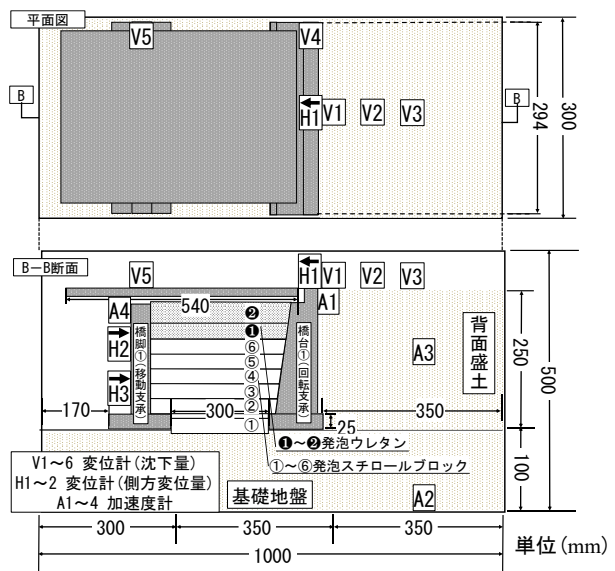
の前方への変位に伴う背面盛土の落込みによるもの、2)背面盛土自体の揺すりこみ沈下によるもの、3)軟弱地盤における地盤と盛土の振動による土の強度低下、及び側方流動による沈下などによるものといわれている<sup>5)</sup>。これらの事例のような

表-1 模型実験の相似則

項目(相似則)	模型/実物
模型スケール	1/20
重力	1G
長さ	1/20
加速度	1
単位体積重量	1



(i) 単純桁橋梁



(ii) 複数桁橋梁

図-1 模型と計器配置 (上図：平面図，下図：断面図)

背面盛土の沈下被害に対して、種々の対策工法が開発されている<sup>6) 7)</sup>。本論文では種々の対策工法のうち、近年新たに提案されている、橋梁の桁下空間を中詰めすることで橋梁全体を土工構造物化させるフォームサポート工法<sup>8)</sup> (以下FS工法と省略して表記する。)に着目した。FS工法は、既設橋を供用しながら施工を行うことが可能である為、老朽化した橋梁が増加し、未修繕の橋梁が多く存在する近年において、施工性が高い点などから有用であると考えられる。そこで、本研究では橋梁模型を用いて1G場振動台実験を行い、FS工法により補強された橋梁の耐震性能について検討した。

橋脚、橋桁によって構成される。橋梁模型には、



図-2 FS工法の中詰め状態

## 2. 実験概要

### (1) 実験模型

#### a) 実験装置と地盤材料

実験装置は、土槽と振動台によって構成される。土槽は内寸法で1000 mm×500 mm×300 mmである。振動台の最大変位振幅は±50 mm、最大台加速度は300 cm/s<sup>2</sup>である。

地盤材料には、気乾状態の豊浦標準砂(最大間隙比  $e_{max}=0.921$ ，最小間隙比  $e_{min}=0.611$ ，土粒子密度  $\rho_s=2.651$  g/cm<sup>3</sup>)を用いた。

#### b) 橋梁模型

表-1 に模型実験の相似則を示す。相似則には、井合による相似則<sup>9)</sup>を用いた。

図-1 に模型と計器配置を示す。橋梁模型は、単純桁橋梁では橋台と橋桁、複数桁橋梁では橋台、

RC橋を想定し、単位体積重量が近似したアルミニウムを用いた。橋台の形状は重力式橋台である。図-1 i 中の橋台①、図-1 ii 中の橋台①と橋桁の接続部は、回転のみを許すように回転支承が設けられている。図-1 i 中の橋台②、図-1 ii 中の橋脚①は、橋桁と一体になっておらず、桁の水平移動を許すように移動支承が設けられている。また、橋台及び橋脚模型と地盤が接する面には、コンクリートと地盤との摩擦を模擬する為に、紙やすりを貼り付けた。

#### c) 中詰め材料

FS工法の桁下空間の中詰めには、EPSブロック、発泡ウレタン等の軽量材料が使用される。図-2 にFS工法の中詰め状態を示す。以下にFS工法の

施工の手順に沿って中詰め材料の詳細を説明する。まず、高強度かつ軽量である特性を最大限発揮することを目的として、図-2 に示すように、高さ 500 mm の EPS ブロックを積層する。EPS ブロックには、実施工で用いられる材料と同様のスチロダイアブロックを用いた。本実験では、表-1 に示した 1/20 の縮尺率に調整し、厚さ 25 mm で板状の EPS ブロックを図-1 に示すように 6 枚積層させた。

次に、EPS ブロックの上方に、不陸にも対応できる特性を持つ発泡ウレタンを充填する。発泡ウレタンには、実施工で用いられる材料と同様のアキレスエアロン-R を用いた。実施工での発泡ウレタンは、吹付けによって現場で形成される。EPS 上方の空間に人が入って作業するために、図-2 のように 1.5m 以上の高さを要する。本実験では予め固化処理した板状の発泡ウレタンを図-1 に示すように 2 枚積層させた。これら中詰め材料の圧縮強度等の力学的特性は、各種設計基準書・施工基準書<sup>10) 11)</sup>の通りである。

単純桁橋梁模型の中詰めを行う際には、桁下の空間利用がされていない橋梁を想定した。複数桁橋梁模型の中詰めを行う際には、複数桁のうち 1 径間の桁下の空間利用がされていない橋梁を想定した。

なお、後述するように EPS 上方にはウレタンのほか、FCB、及び高流動コンクリートを模擬した材料を用いた。

### (3) 実験方法

#### a) 実験ケース

表-2 に実験ケースを示す。相対密度は、各ケースで変化させており、表に示す通りである。補強による効果を明確するために、過去に行われている、橋台を対象にした振動台実験<sup>12)</sup>よりも低い相対密度の地盤条件で実験を行った。表-2 中のケース 7~9、ケース 16~18 は、EPS の量を 2 枚ずつ変化させたケースである。したがって、ケース 7~9、ケース 16~18 は、EPS のみで補強された橋梁の耐震性能を評価するために行ったケースである。表-2 のケース 4~6、ケース 13~15 では実際の FS 工法を模擬し、EPS と発泡ウレタンを用いて中詰めを行った。

また、FS 工法の中詰め材料には EPS と発泡ウレタンが使用されるが、施工条件によっては次のような問題点がある。①EPS ブロックが規格製品（高さ 500 mm）である為、下部から積層させた場合に 1~1.2 m の高さの空間になってしまい、人が

入ってウレタンを施工するスペースが確保不可能

表-2 実験ケース

ケース	橋梁の形状	相対密度 (%)	EPSの量	EPS上方の補強状態	
ケース1	単純桁	60	0枚	無し	
ケース2		40			
ケース3		80			
ケース4		60	6枚		ウレタン
ケース5		40			
ケース6		80			
ケース7	複数桁	40	2枚	無し	
ケース8		40			
ケース9		40			
ケース10		60	0枚		無し
ケース11		40			
ケース12		80			
ケース13	60	6枚	ウレタン		
ケース14	40				
ケース15	80				
ケース16	40	2枚		無し	
ケース17	40				
ケース18	40				
ケース19	単純桁	60	6枚		ALC
ケース20					アルミニウム

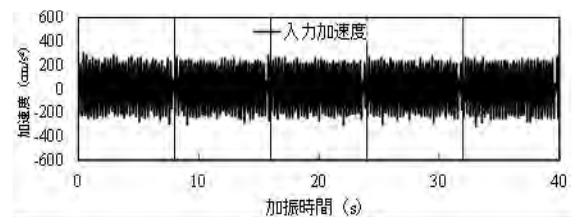


図-3 入力波形

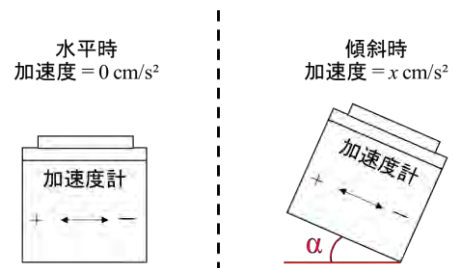


図-4 橋台及び橋脚の傾斜角の算出方法

な条件の現場が存在する。②桁の厚みが薄く、伝達する応力が十分に分散されずに伝わってしまうのでウレタンでは持たない可能性がある。③地下水位が高い現場において、EPS ブロックに浮力が作用した際、ウレタンの単位体積重量では抑えとしての性能が十分でない可能性がある。そこで、①②③の問題点を解決することができるような、ウレタンに代わる新たな材料を用いて補強された橋梁の耐震性能を評価するために、FCB（軽量コンクリート）と高流動コンクリートを用いるケースを検討する。図-1 に示した橋梁模型の中詰め

使用しているウレタンの部分を FCB に置き換えたケースをケース 19、ウレタンの部分を高流動コンクリートに置き換えたケースをケース 20 として実験を行った。本実験では、相似則を考慮し、それぞれの材料で単位体積重量が近似した材料を用いた。FCB の代わりに ALC パネルを、高流動コンクリートの代わりにアルミニウムを使用した。ALC パネルとアルミニウムには、図-1 i 中のウレタン①②の寸法に調整された、1 枚の板状の材料を用いた。

#### b) 実験手順

それぞれのケースにおいて表-2 の相対密度になるように基礎地盤・背面盛土を締め固め法によって作製した。基礎地盤・背面盛土の変形を観察するために、染料彩色した厚さ 5 mm の豊浦砂の層を、基礎地盤では 40 mm 毎に、背面盛土内では 30 mm 毎に設けた。模型の作製途中及び完成後、図-1 に示す位置に変位計、加速度計をそれぞれ設置した。変位計は、背面盛土及び橋台の残留沈下量、橋台の側方変位量の測定のために、加速度計は橋台、橋脚等の応答加速度を測定する為に用いたものである。ここで、各符号について、残留沈下量は、鉛直下向きが正、側方変位量は、図-1 中に示した向きが正、加速度は、図-1 の橋台②から橋台①に向かう方向が正である。

計器の設置後、加振を行った。本研究は、FS 工法により補強された橋梁の耐震性能を調査するための基礎研究である。その為、まずは頻繁に起こり得る L1 地震動に対する評価を行うことを目的として、入力加速度は約  $200 \text{ cm/s}^2$  に設定した。図-3 に入力波形を示す。4 Hz の正弦波 30 波を加え、30 波の振動を計 5 回連続的に繰り返した。図-3 は、図-1 中の A2 で計測した加速度であり、5 回加振終了時までの結果をつなぎ合わせたものである。また、図-1 に示した橋台及び橋脚上部に設置した加速度計の値から橋台の傾斜角を図-4 の方法で算出した。加振を行う前の加速度計は、水平方向の加速度を計測するように設置されている。静止状態の加速度の値は  $0 \text{ cm/s}^2$  である。加振によって橋台などが傾斜することによって、重力加速度の影響を受け、静止状態でも傾斜角に応じた加速度を示す。加振終了時に加速度計が傾斜し静止状態での加速度が  $x \text{ cm/s}^2$  を計測するとき、式 (1) を用いて傾斜角  $a$  を求めた。

$$\text{傾斜角 } a = \sin^{-1}(x/980.665) \quad (1)$$

### 3. 実験結果及び考察

#### (1) 単純桁橋梁模型における耐震性評価

##### a) 相対密度が 60% の地盤条件において単純桁橋梁に FS 工法による補強を行った際の耐震性能評価

相対密度が 60% の地盤条件において単純桁橋梁に FS 工法による補強を行った場合の耐震性能評価のために、ケース 1、ケース 4 の結果を比較した。

図-5 にケース 1、ケース 4 の加振時間と背面盛土の残留沈下量の関係を示す。背面盛土の残留沈下量には図-1 i 中の V1 の計測結果を用いた。図-5 の残留沈下量は、5 回加振終了時までの結果をつなぎ合わせた、累積沈下量である。図-5 i を見ると、補強を行っていないケース 1 における、5 回加振終了時の残留沈下量は 24.8 mm であった。加振時間との関係を見ると、1 回目の加振開始からおよそ 2 秒経過するまでに大きく沈下し、その後は緩やかに増加している。図-5 ii を見ると、FS 工法による補強を行ったケース 4 における、5 回加振終了時の残留沈下量は 6.24 mm であった。加振時間との関係を見ると、加振開始時から加振終了までケース 1 よりも緩やかに増加し続けている。図-5 i、図-5 ii より FS 工法による補強を行うことで、5 回加振終了時の残留沈下量を無補強時の 25% まで抑制することが確認できた。

図-6 にケース 1、ケース 4 の加振時間と橋台の側方変位量の関係を示す。橋台の側方変位量には図-1 i 中の H1 の計測結果を用いた。図-6 の側方変位量は、5 回加振終了時までの結果をつなぎ合わせた、累積変位量である。図-6 i を見ると、補強を行っていないケース 1 における、5 回加振終了時の側方変位量は 7.63 mm であった。加振時間との関係を見ると、残留沈下量と同じく 1 回目加振開始からおよそ 2 秒経過するまでに大きく変位し、その後は安定している。図-6 ii を見ると、FS 工法による補強を行ったケース 4 における、5 回加振終了時の側方変位量は 0.01 mm であった。加振時間との関係を見ると、加振開始時から加振終了まで側方変位の増加がみられなかった。単純桁橋梁に FS 工法による補強を行うことで、側方変位量を無補強時の約 0% まで抑制することが確認できた。図-6 i、図-6 ii より、残留沈下量の増加と側方変位量の増加が 1 回目加振開始からおよそ 2 秒経過時に概ね同時に生じていることから、橋台の移動に伴って背面盛土が沈下していると考えられる。1 回目加振開始から 2 秒経過後には、橋台の

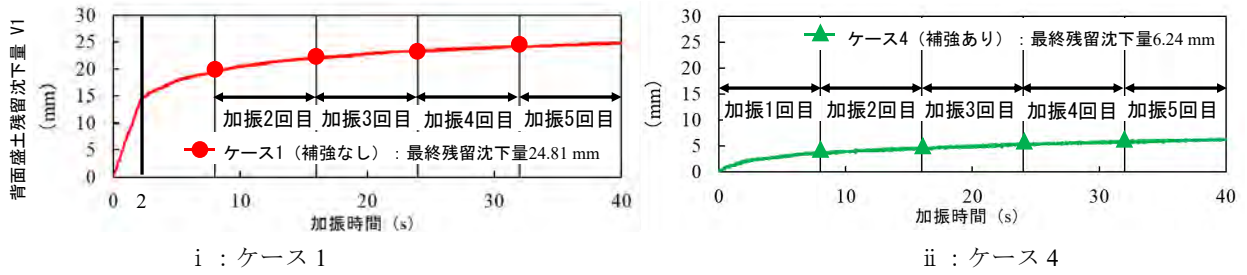


図-5 加振時間と背面盛土の残留沈下量の関係

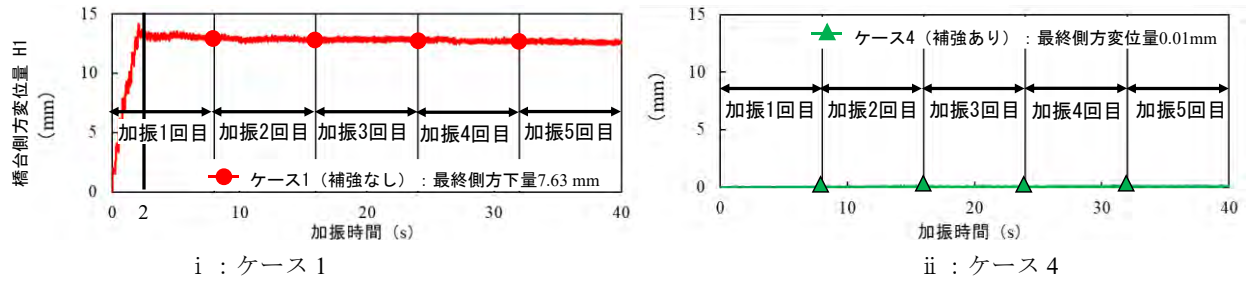


図-6 加振時間と橋台の側方変位量の関係

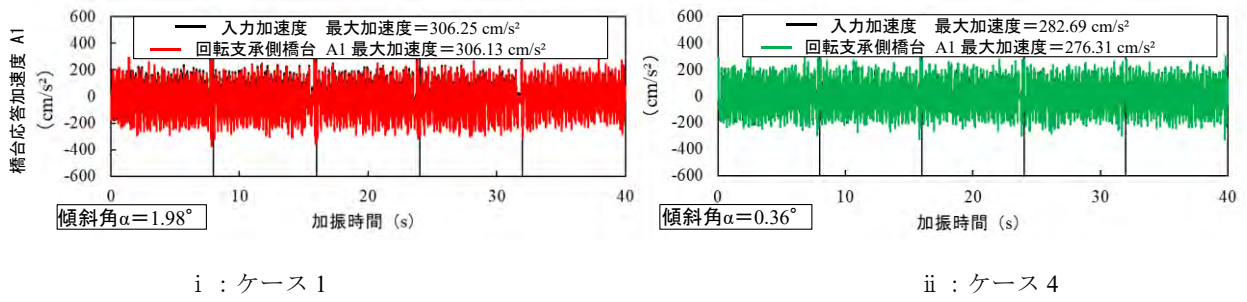


図-7 加振時間と橋台の応答加速度の関係

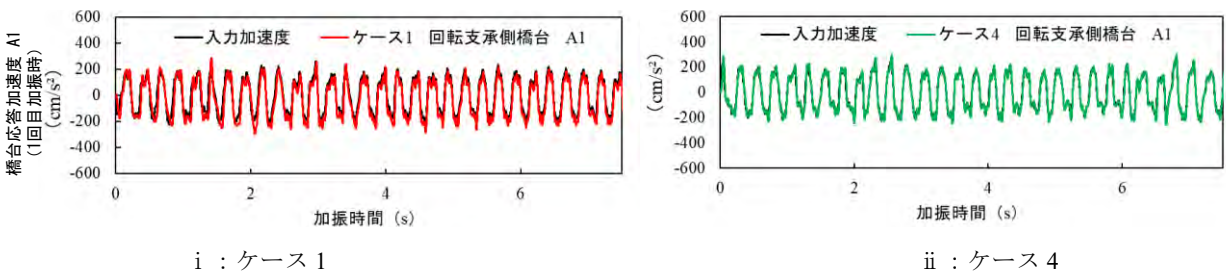


図-8 加振時間と橋台の応答加速度の関係 (1回目加振時)

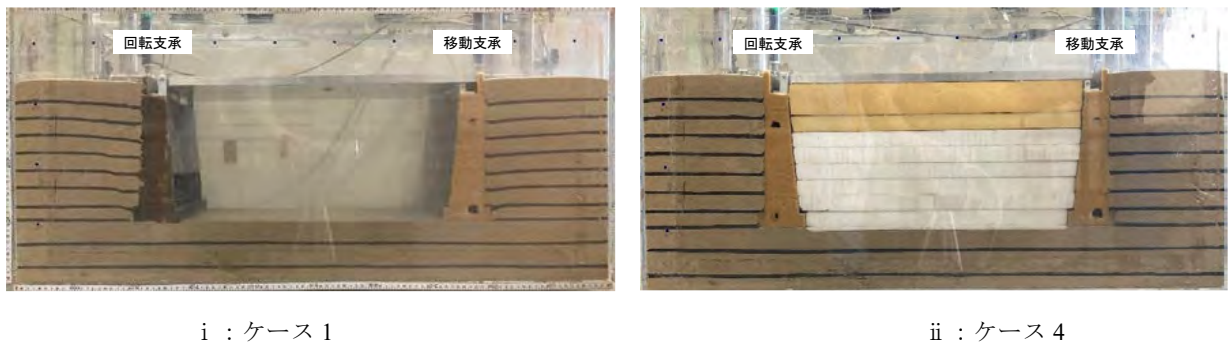


図-9 5回加振終了時の土槽側面写真

移動が見られない。このことから、2秒経過後に生じている残留沈下は、序章で述べた盛土自体の揺すりこみ沈下である可能性が高いと考えられる。

図-7 に加振時間と橋台の応答加速度の関係を示す。図-7 には図-1 i 中の A1 の計測結果を用いた。図-7 は、5回加振終了時までの加速度の値をつな



ぎ合わせたものである。どちらのケースにおいても波形は入力加速度と概ね一致した。最大入力加速度と最大応答加速度は、わずかに応答加速度が小さいが、ほとんど同等の値を示し、相対誤差が2.3%であった。このことから、単純桁橋梁にFS工法による補強を行うことで、振幅が増幅することはないと考えられる。図-4の算出方法を用いて1回目加振終了時の傾斜角を導くと、ケース1では橋台が1.98°前傾し、ケース4では橋台が0.36°前傾した。FS工法による補強を行うことによって傾斜角は、無補強時の18%程度まで減少した。

図-8に1回目加振時の加振時間と橋台の応答加速度の関係を示す。図-8も図-1i中のA1の計測結果を用いた。図-8を見ると、ケース1とケース4のいずれも入力加速度と同位相で振動していることがわかる。

図-9にそれぞれのケースの5回加振終了時の土槽側面写真を示す。図-9iよりケース1の加振後の模型の状態は回転支承側の橋台が移動支承側の橋台よりも大きく変位し、回転支承側の橋台背後の色砂層が湾曲していることが確認できる。野尻らが行った重力式橋台での振動台実験においては一方の橋台が橋桁と一体となっている為、一体となった側の橋台のみに橋桁の慣性力が作用し、大きく変位したと報告されている<sup>12)</sup>。本実験においても回転支承側橋台と橋桁が一体となっている為、野尻らの研究と同様の理由で回転支承側の橋台が大きく変位したと考えられる。図-8iiより、ケース4では、5回加振終了時点で、橋台の移動が見られず、色砂層も、変形が見られなかった。これは、桁下空間に充填した材料が、橋台の変位を制限したためと考えられる。

#### b)異なる相対密度の地盤条件において単純桁橋梁にFS工法による補強を行った際の耐震性能評価

異なる相対密度の地盤条件において単純桁橋梁にFS工法による補強を行った際の耐震性能を評価するために、ケース1～ケース6の結果を比較した。

図-10に橋台からの距離と残留沈下量の関係を示す。図-10中の橋台からの距離0mm、5mm、10mmの残留沈下量の結果には、それぞれ図-1i中のV5、V1、V3の1回目加振終了時の計測結果を用いた。ここで、橋台からの距離0mmの残留沈下量は、橋台自体の残留沈下量を示す。図-10より、無補強のケース1からケース3は、橋台近傍になるほど背面盛土の残留沈下量が大きい傾向にある。

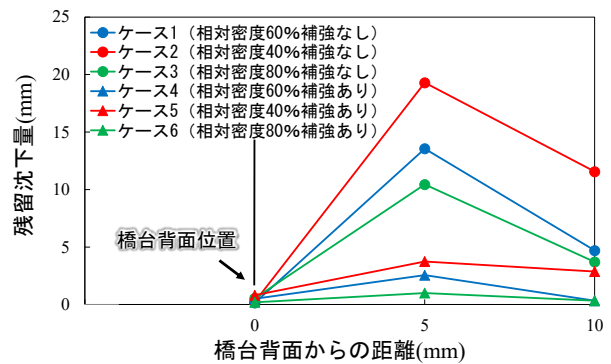


図-10 橋台背面からの距離と沈下量の関係

表-3 各ケースの相対沈下量

	V5とV1の相対沈下量	V5とV3の相対沈下量
ケース1 (相対密度60%補強なし)	19.05	12.5
ケース2 (相対密度40%補強なし)	13.40	5.21
ケース3 (相対密度80%補強なし)	9.89	4.03
ケース4 (相対密度60%補強あり)	2.93	1.46
ケース5 (相対密度40%補強あり)	2.05	1.06
ケース6 (相対密度80%補強あり)	0.80	0.47

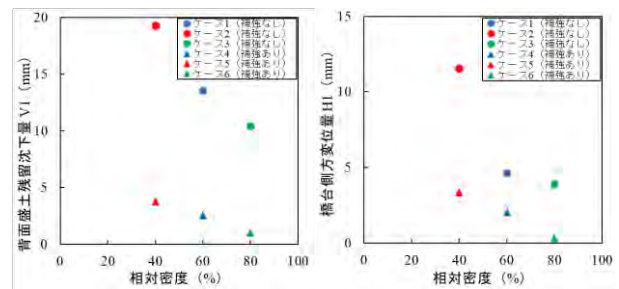


図-11 相対密度と背面盛土の残留沈下量 (V1) 及び側方変位量(H1)の関係

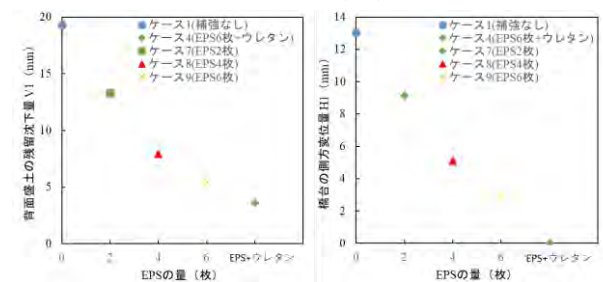


図-12 EPSの量と背面盛土の残留沈下量 (V1) 及び側方変位量(H1)の関係

FS工法による補強を行ったケース4からケース6は、橋台の近傍の背面盛土の残留沈下量(V1)と橋台から離れた地点の背面盛土の残留沈下量(V3)の差が少ない傾向にある。このことから、FS工法による補強を行うことで、橋台の背面盛土における不同沈下を抑制する効果が期待できる。

表-3に各ケースの相対沈下量を示す。表-3の相

対沈下量を導くために用いた残留沈下量は、図-9と同じくそれぞれ図-1 i 中の V5, V1, V3 の 1 回目加振終了時の計測結果である。表より同一の相対密度では、FS 工法による補強を行うことで、橋台の残留沈下量 (V5) と橋台から離れた地点の背面盛土の残留沈下量 (V1, V3) の差が減少していることがわかる。竜田らにより、構造物区間と盛土区間に沈下差が生じることで路面段差<sup>例えば 13)</sup>が生じると報告されている<sup>14)</sup>。表-3 のように FS 工法による補強を行うことで、橋台 (構造物区間) と背面盛土 (盛土区間) の相対沈下が抑制された。これより、FS 工法を用いることで、背面盛土の残留沈下量を抑える効果とともに、段差抑制工法としての効果が期待できる。

図-11 に相対密度と背面盛土の残留沈下量、及び側方変位量の関係を示す。図-11 の残留沈下量、側方変位量は、図-1 i 中の V1, H1 で測定したそれぞれのケースの 1 回目加振終了時の値である。相対密度と残留沈下量、側方変位量には相対密度が低いほど大きくなるような相関が確認されるとともに、各相対密度において、背面盛土の残留沈下量、橋台の側方変位量が抑制されていることがわかる。

#### c) 相対密度が 60%の地盤条件において単純桁橋梁に EPS の量を変化させ補強を行った際の耐震性能評価

相対密度が 60%の地盤条件において単純桁橋梁に EPS の量を変化させ補強を行った際の耐震性能評価として、ケース 1 (無補強)、ケース 4 (EPS 6 枚とウレタンを用いた FS 工法を模擬した補強)、ケース 7 (EPS 2 枚)、ケース 8 (EPS 4 枚)、ケース 9 (EPS 6 枚) の結果を比較した。

図-12 に EPS の量と背面盛土の残留沈下量及び側方変位量の関係を示す。図-12 の背面盛土の残留沈下量には、加振 1 回目終了時における図-1 i 中の V1 の計測結果を、橋台の側方変位量には加振 1 回目終了時における図-1 i 中の H1 の計測結果を用いた。図-12 より、EPS の量が減少するほど背面盛土の残留沈下量、橋台の側方変位量が増加する傾向を示し、EPS の量と残留沈下量、側方変位量には、高い相関がみられた。EPS、発泡ウレタンを用いた補強 (ケース 4) 以外では、橋台の側方変位が確認されており、揺すりこみ沈下によるものに加えて、橋台の変位に伴う橋台背面盛土の沈下が生じていると考えられる。

#### (2) 複数桁橋梁模型における耐震性評価

##### a) 相対密度が 60%の地盤条件において単純桁橋梁に FS 工法による補強を行った際の耐震性能評価

相対密度が 60%の地盤条件において単純桁橋梁に FS 工法による補強を行った場合の耐震性能評価のために、ケース 10, ケース 13 の結果を比較した。

図-13 に加振時間と背面盛土の残留沈下量の関係を示す。背面盛土の残留沈下量には図-1 ii 中の V1 の計測結果を用いた。図-13 の残留沈下量は、5 回加振終了時までの結果をつなぎ合わせた、累積沈下量である。図-13 i を見ると、補強を行っていないケース 10 では、背面盛土が著しく沈下し、1 回目加振開始からおよそ 6 秒経過時、V1 がレンジオーバーとなった。図-13 ii を見ると、FS 工法による補強を行ったケース 13 において、5 回加振終了時の残留沈下量は、16.22 mm であった。加振時間との関係を見ると、加振開始時から加振終了時までケース 10 よりも緩やかに増加し続けている。図-13 i, 図-13 ii より複数桁橋梁に FS 工法による補強を行うことで、5 回加振終了時の残留沈下量を無補強時の 16%まで抑制することが確認できた。

図-14 に加振時間と橋台の側方変位量の関係を示す。橋台の側方変位量には図-1 ii 中の H1 の計測結果を用いた。図-14 の側方変位量は、5 回加振終了時までの結果をつなぎ合わせた、累積変位量である。図-14 i を見ると、補強を行っていないケース 10 では、橋台が橋脚方向に大きく変位し、加振開始からおよそ 6.5 秒経過時に H1 がレンジオーバーとなった。図-14 ii を見ると、FS 工法による補強を行ったケース 13 における、5 回加振終了時の橋台の側方変位量は、5.56 mm であった。加振時間との関係を見ると、加振開始時から加振終了時までケース 10 よりも緩やかに増加し続けている。図-14 i, 図-14 ii より複数桁橋梁に FS 工法による補強を行うことで、5 回加振終了時の側方変位量を無補強時の 11%まで抑制することが確認できた。

図-15 に加振時間と橋脚の側方変位量の関係を示す。橋脚の側方変位量には、図-1 ii 中の H2 の計測結果を用いた。図-15 の側方変位量は、5 回加振終了時までの結果をつなぎ合わせた、累積変位量である。図-15 i を見ると、補強を行っていないケース 10 における 5 回加振終了時の橋脚の側方変位量は、2.68 mm であった。加振時間との関係を見ると、緩やかに増加し続けている。図-15 ii を見ると、FS 工法による補強を行ったケース 13 における 5 回加振終了時の側方変位量は、7.51 mm であった。

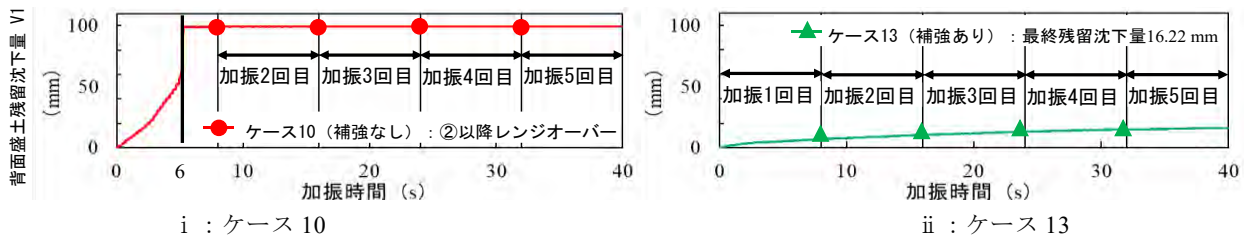


図-13 加振時間と背面盛土の残留沈下量の関係

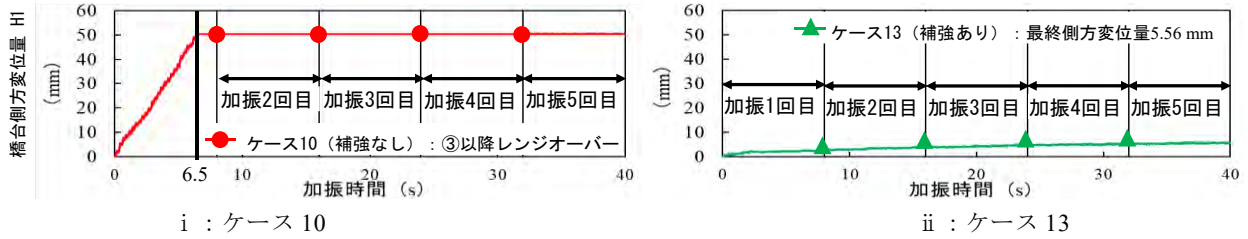


図-14 加振時間と橋台の側方変位量の関係

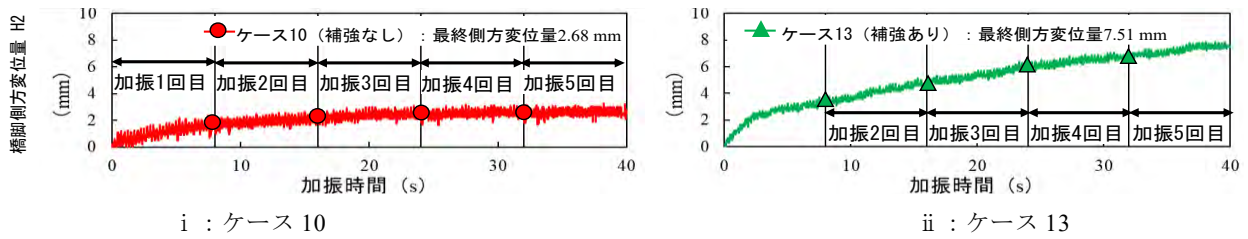


図-15 加振時間と橋脚の側方変位量の関係

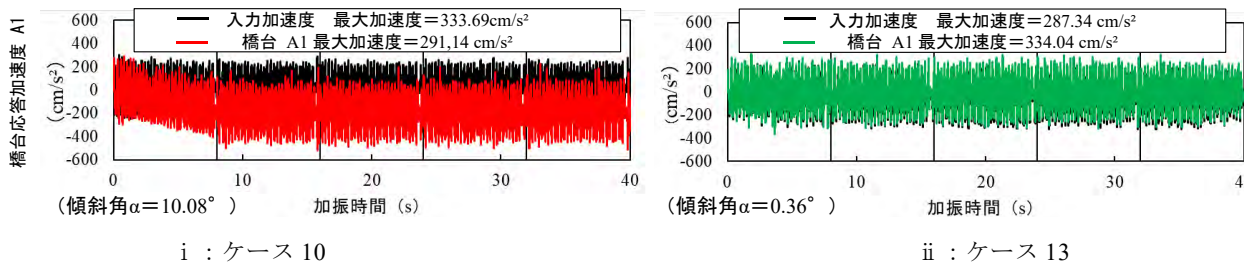


図-16 加振時間と橋台の応答加速度の関係

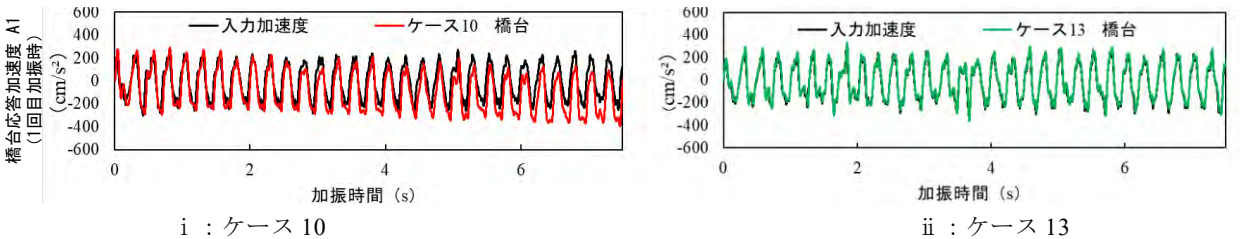


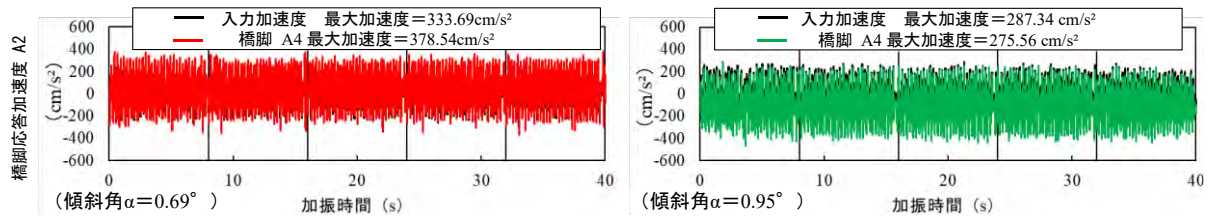
図-17 加振時間と橋台の応答加速度の関係 (1回目加振時)

加振時間との関係を見ると、ケース 10 と概ね変わらないが、加振開始時から加振終了までケース 10 よりもわずかに大きな値で増加し続けている。補強時のほうが大きくなってしまふ要因としては、橋台が受けた地震時土圧が、桁下空間の中詰め材料を介して橋脚に伝わり、橋脚が押し出されることによるものと考えられる。

図-16 に加振時間と橋台の応答加速度の関係を示す。応答加速度には図-1 ii 中の A1 の計測結果を用いた。図-16 の応答加速度は、5 回加振終了時ま

での結果をつなぎ合わせたものである。図-16 i を見ると、補強を行っていないケース 10 の橋台の応答加速度は、1 回目加振終了時まで入力加速度と比較して減少しており、右肩下がりになるような波形である。図-13 i、図-14 i の残留沈下量、側方変位量と応答加速度を比較すると、残留沈下量、側方変位量の増加と加速度の減少が対応していることがわかる。図-16 ii より、FS 工法による補強を行ったケース 13 の応答加速度は、入力加速度と概ね一致する。最大入力加速度と橋台の最大応答

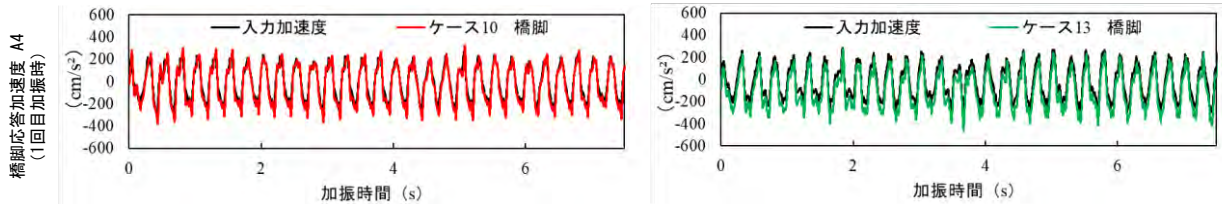




i : ケース 10

ii : ケース 13

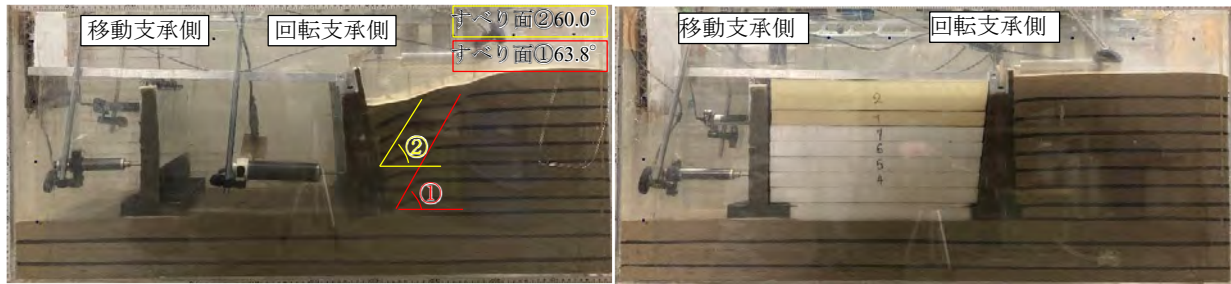
図-18 加振時間と橋脚の応答加速度の関係



i : ケース 10

ii : ケース 13

図-19 加振時間と橋脚の応答加速度の関係



i : ケース 13

ii : ケース 13

図-20 5回加振終了時の土槽側面写真

加速度は、わずかに応答加速度が大きい値を示し、相対誤差 13.9%であった。このことから、FS 工法による補強を行うことで、橋台の振幅が増幅する可能性が考えられる。図-15 中に示した加速度から算出した傾斜角に着目した場合、ケース 10 の橋台の傾斜角は、 $10.08^\circ$  であり、ケース 13 の橋台の傾斜角は、 $1.79^\circ$  であった。FS 工法による補強を行うことで、無補強時の 17%まで傾斜角を抑制されたことがわかる。

図-17 に 1 回目加振時の加振時間と橋台の応答加速度の関係を示す。応答加速度には図-1 ii 中の A1 の計測結果を用いた。図-17 をみると、ケース 10、ケース 13 とともに同位相で振動していることがわかる。

図-18 に加振時間と橋脚の応答加速度の関係を示す。応答加速度には図-1 ii 中の A4 の計測結果を用いた。図-18 の応答加速度は、5 回加振終了時までの結果をつなぎ合わせたものである。図-18 より、ケース 10、ケース 13 の橋脚の応答加速度は、

入力加速度と概ね一致した。最大入力加速度と橋脚の最大応答加速度は、わずかに入力加速度が大きい値を示し、相対誤差 4.2%であった。このことから、FS 工法による補強を行うことで、橋脚の振幅が増幅することはないと考えられる。図-18 中に示した加速度から算出した傾斜角に着目した場合、ケース 10 の橋脚の傾斜角は橋脚  $0.69^\circ$ 、ケース 13 の橋脚の傾斜角は  $0.95^\circ$  であった。橋脚の傾斜角については、FS 工法による補強を行った場合に、無補強よりも 1.4 倍増加する結果となった。

図-19 に 1 回目加振時の加振時間と橋脚の応答加速度の関係を示す。応答加速度には図-1 ii 中の A4 の計測結果を用いた。図-19 をみると、ケース 10、ケース 13 とともに同位相で振動していることがわかる。

図-20 にそれぞれのケースの 5 回加振終了時の土槽側面写真を示す。図-20 i より、色砂層の変形に着目すると、ケース 10 では明瞭なすべり面が 2 本発生した。まず、図中に示すような水平面となす

角度が  $63.8^\circ$  のすべり面①が発生した。その直後に水平面となす角度が  $60.0^\circ$  のすべり面②が発生した。図-20 ii より、ケース 13 では橋台背後の色砂層がわずかに湾曲した。これより、FS 工法による補強を行うことで、橋台が移動し、すべり面が発生することを防ぐ効果が期待できる。

b) 異なる相対密度の地盤条件において複数桁橋梁にFS工法による補強を行った際の耐震性能評価

異なる相対密度の地盤条件において複数桁橋梁にFS工法による補強を行った際の耐震性能を評価するために、表-2 中のケース 10～ケース 15 の結果を比較した。

図-21 に橋台からの距離と残留沈下量の関係を示す。図-21 中の橋台からの距離 0 mm, 5 mm, 10 mm, 15 mm の残留沈下量の結果には、それぞれ図-1 i 中の V4, V1, V2, V3 の 1 回目加振終了時の計測結果を用いた。ここで、橋台からの距離 0 mm の残留沈下量は、橋台自体の残留沈下量を示す。図-21 より、無補強のケース 10 からケース 12 は、単純桁橋梁と同じく橋台近傍になるほど背面盛土の残留沈下量が大きい傾向にある。FS 工法による補強を行ったケース 13 からケース 15 は、橋台近傍の背面盛土の残留沈下量 (V1) と橋台から離れた地点での残留沈下量 (V2 や V3) の差が少ない傾向にある。このことから、FS 工法による補強を行うことで、橋台の背面盛土における不同沈下を抑制する効果が期待できる。

表-4 に各ケースの相対沈下量を示す。表-4 の相対沈下量を導くために用いた残留沈下量は、図-18 と同じくそれぞれ図-1 i 中の V4, V1, V2, V3 の 1 回目加振終了時の計測結果である。表より、同一の相対密度ではFS工法による補強を行うことで橋台の残留沈下量 (V4) と、橋台から離れた地点の背面盛土の残留沈下量 (V1, V2, V3) の差が減少していることがわかる。これより、単純桁橋梁と同様に複数桁橋梁でもFS工法による補強を行うことで背面盛土の沈下量を抑制する効果とともに、段差抑制工法としての効果が期待できる。

図-22 に相対密度と背面盛土の残留沈下量、及び側方変位量の関係を示した。図-22 の残留沈下量、側方変位量は、図-1 i 中の V1, H1 で測定したそれぞれのケースの 1 回目加振終了時の値である。図-22 より、無補強のケース 10 では、レンジオーバーであった為、残留沈下量、側方変位量ともに相対密度との相関はみられない。FS 工法による補強を行った場合では、相対密度が低いほど残

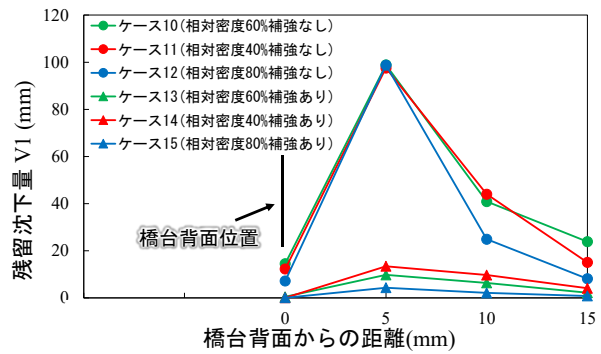


図-21 橋台背面からの距離と残留沈下量の関係

表-4 各ケースの相対沈下量

	V4とV1の 相対沈下量	V4とV2の 相対沈下量	V4とV3の 相対沈下量
ケース10 (相対密度60%補強なし)	85.28	31.75	2.83
ケース11 (相対密度40%補強なし)	84.34	26.34	9.31
ケース12 (相対密度80%補強なし)	91.55	17.68	0.90
ケース13 (相対密度60%補強あり)	13.40	9.68	4.05
ケース14 (相対密度40%補強あり)	10.24	6.83	2.67
ケース15 (相対密度80%補強あり)	4.27	2.06	0.76

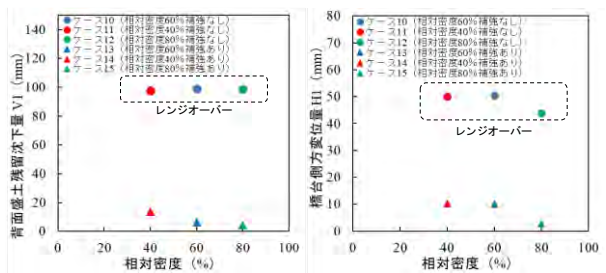


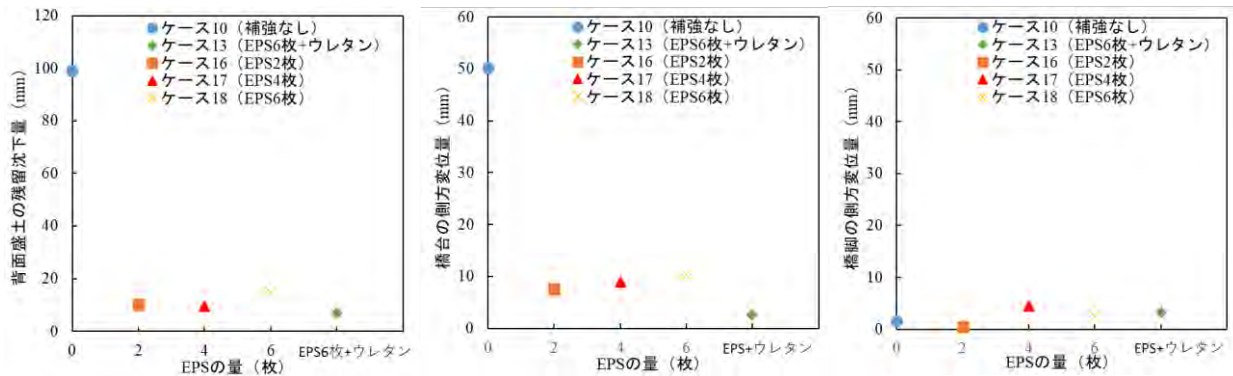
図-22 相対密度と背面盛土の沈下量 (V1) 及び側方変位量(H1)の関係

留沈下量、側方変位量が増加するという相関がみられる。そして、異なる相対密度においても背面盛土の残留沈下量、橋台の側方変位量が抑制されていることがわかり、FS 工法の効果が確認できる。

c) 相対密度が 60%の地盤条件において複数桁橋梁にEPSの量を変化させ補強を行った際の耐震性能評価

相対密度が 60%の地盤条件において複数桁橋梁にEPSの量を変化させ補強を行った際の耐震性能評価として、ケース 10 (無補強)、ケース 13 (EPS 6枚とウレタンを用いたFS工法を模擬した補強)、ケース 16 (EPS 2枚)、ケース 17 (EPS 4枚)、ケース 18 (EPS 6枚)の結果を比較した。

図-23 にEPSの量と背面盛土の残留沈下量の関係、及びEPSの量と橋台・橋脚の側方変位量の関



i : 背面盛土の残留沈下量 (V1)      ii : 橋台の側方変位量 (H1)      iii : 橋脚の側方変位量 (H2)

図-23 EPS の量と背面盛土の残留沈下量, 及び橋台・橋脚の側方変位量の関係

係を示した。図-23 は、1 回目加振終了時の背面盛土の残留沈下量 (V1)、橋台の側方変位量 (H1)、橋脚の側方変位量 (H2) を示したものである。図-23 i より、背面盛土の残留沈下量は、無補強 (ケース 10) では大きく沈下し、レンジオーバーであった。EPS と発泡ウレタンを用いた補強 (ケース 13) と EPS の枚数を変化させた場合 (ケース 16~18) では、ケース 10 と比較して背面盛土の残留沈下量が抑制された。ケース 13 ではケース 10 の残留沈下量の 6%にまで抑制され、ケース 16~18 ではケース 10 の残留沈下量の 15%にまで抑制された。EPS の量が少ない状態では、EPS6 枚と発泡ウレタンを併用する補強された耐震性能が劣ることがわかる。ただし、単純桁では FS 工法による補強を行うことで、無補強時の 25%まで残留沈下量が抑制された。単純桁橋梁の補強の割合と比較すると、複数桁橋梁の EPS の量が少ない状態と、EPS6 枚と発泡ウレタンを併用する補強の状態では、互いに単純桁よりも大きな割合で残留沈下量が抑制されたことがわかる。図-23 ii より、橋台の側方変位量も残留沈下量と同じような結果を示した。ケース 13 ではケース 10 の側方変位量の 5%にまで抑制され、ケース 16~18 ではケース 10 の側方変位量の 20%にまで抑制された。図-23 iii の橋脚の側方変位量については、EPS の量と側方変位量の間に関係がみられなかった。

### (3) ウレタンを FCB, 高流動コンクリートで代替した橋梁を補強した際の耐震性評価

相対密度が 60%の地盤条件において、EPS と FCB, 及び EPS と高流動コンクリートで補強した工法の評価をする為に、ケース 19, ケース 20 の結果を示し、無補強 (ケース 1) と EPS とウレタンによる補強 (ケース 4) と比較した。

図-24 にケース 19, ケース 20 の加振時間と背面盛土の残留沈下量の関係を示す。背面盛土の残留沈下量には図-1 i 中の V1 の計測結果を用いた。図-24 の残留沈下量は、5 回加振終了時までの結果をつなぎ合わせた、累積沈下量である。図-24 i を見ると、EPS と ALC パネルを用いて補強を行ったケース 19 における 5 回加振終了時の残留沈下量は、7.78 mm であった。5 回加振終了時の無補強時 (ケース 1) の残留沈下量と比較すると、EPS と ALC パネルを用いた補強を行うことで、残留沈下量を 31%まで抑制することが確認できた。加振時間との関係を見ると、EPS とウレタンで補強したケース 4 と同様に、加振開始時から加振終了まで緩やかに増加し続けている。図-24 ii を見ると、EPS とアルミニウムを用いて補強を行ったケース 20 における 5 回加振終了時の残留沈下量は、7.11 mm であった。5 回加振終了時の無補強時 (ケース 1) の残留沈下量と比較すると、EPS とアルミニウムを用いた補強を行うことで、残留沈下量を 28%まで抑制することが確認できた。加振時間との関係を見ると、EPS とウレタンで補強したケース 4 と同様に、加振開始時から加振終了まで緩やかに増加し続けている。

図-25 にケース 19, ケース 20 の加振時間と橋台の側方変位量の関係を示す。橋台の側方変位量には図-1 i 中の H1 の計測結果を用いた。図-25 の側方変位量は、5 回加振終了時までの結果をつなぎ合わせた、累積変位量である。図-25 i を見ると、EPS と ALC パネルを用いて補強を行ったケース 19 における 5 回加振終了時の橋台の側方変位量は、0.68 mm であった。5 回加振終了時の無補強時 (ケース 1) の側方変位量と比較すると、EPS と ALC パネルを用いた補強を行うことで、側方変位量を 9%まで抑制することが確認できた。図-25 ii を見



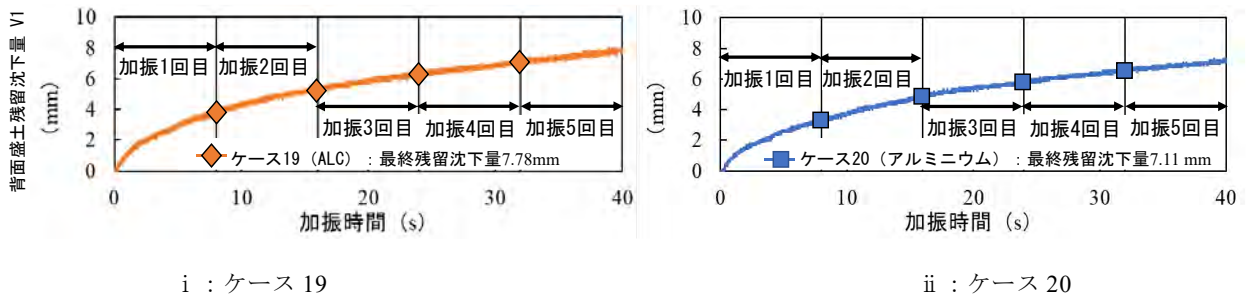


図-24 加振時間と背面盛土の残留沈下量の関係

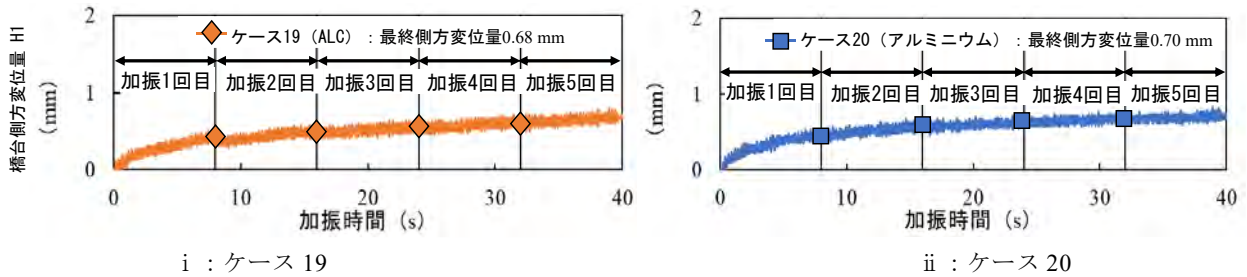


図-25 加振時間と橋台の側方変位量の関係

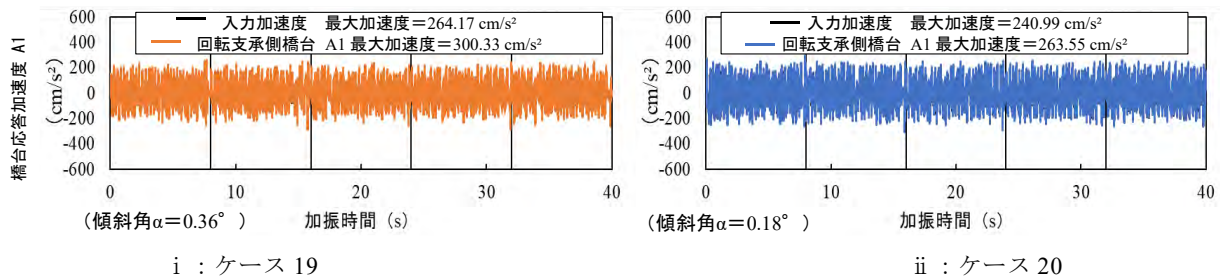


図-26 加振時間と橋台の応答加速度の関係

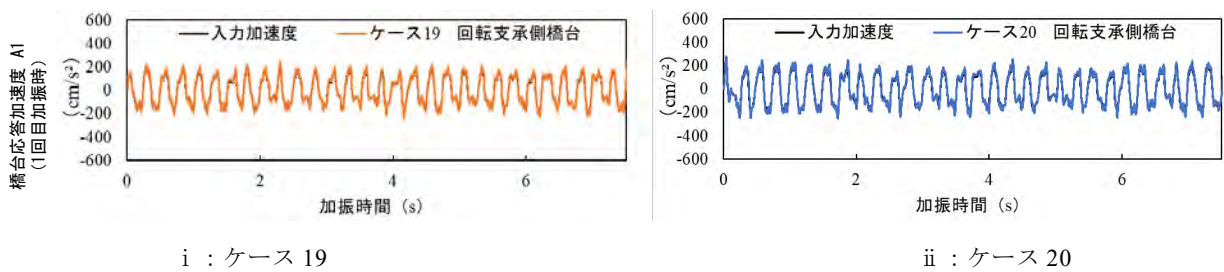


図-27 加振時間と橋台の応答加速度の関係

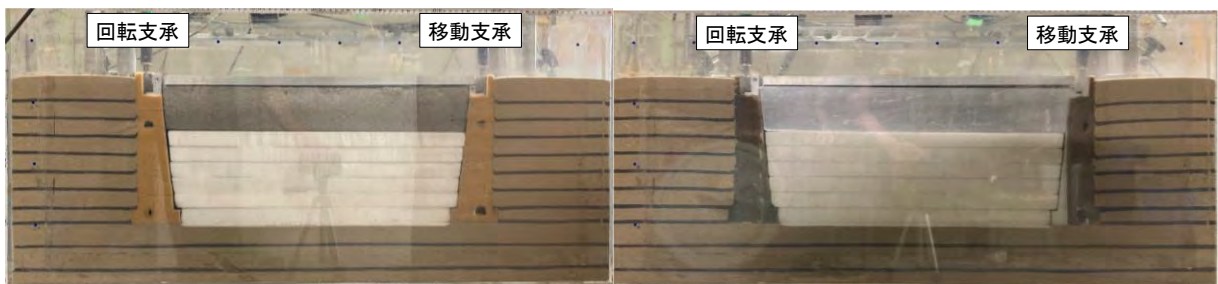


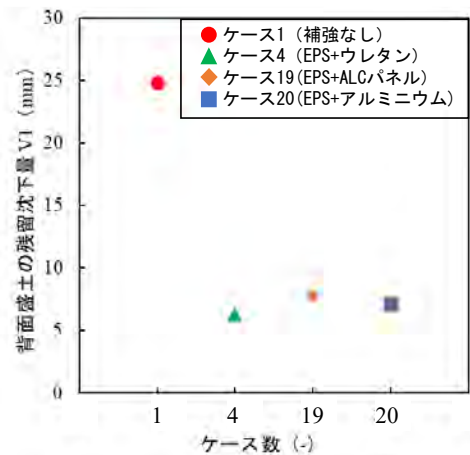
図-28 5回加振終了時の土槽側面写真

ると、EPS とアルミニウムを用いて補強を行った ケース 20 における 5 回加振終了時の橋台の側方変位量は、0.70 mm であった。5 回加振終了時の無補強時（ケース 1）の側方変位量と比較すると、EPS

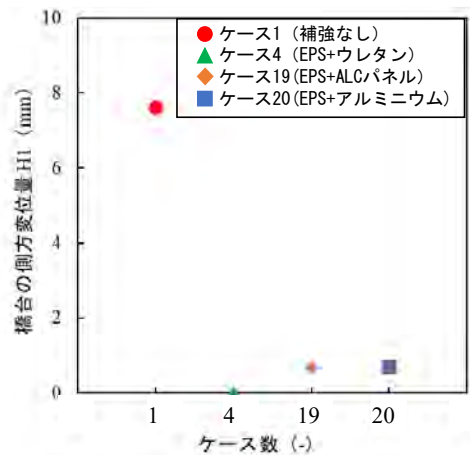
とアルミニウムを用いた補強を行うことで、側方変位量を 9% まで抑制することが確認できた。

図-26 に加振時間と橋台の応答加速度の関係を示す。図-26 には図-1 i 中の A1 の計測結果を用い





i : 背面盛土の残留沈下量 (V1)



ii : 橋台の側方変位量 (H1)

図-29 補強方法の違いと背面盛土の残留沈下量，橋台の側方変位量の関係

た。図-26 は、5 回加振終了時までの加速度の値をつなぎ合わせたものである。どちらのケースにおいても波形は入力加速度と概ね一致した。最大入力加速度と橋台の最大応答加速度は、どちらのケースでもわずかに応答加速度が大きい値を示し、相対誤差がケース 19 では 13%であり、ケース 20 では 9.3%であった。EPS とウレタンによる補強の際には、応答加速度のほうが入力加速度よりも低い値であったことを考慮すると、EPS と ALC パネルによる補強、及び EPS とアルミニウムによる補強では、ウレタンよりも振幅が増幅する可能性がある。図-4 の算出方法を用いて 1 回目加振終了時の傾斜角を導くと、図-26 i より、ケース 19 では橋台が  $0.36^\circ$  前傾した。無補強時（ケース 1）の傾斜角と比較すると、EPS と ALC パネルを用いた補強を行うことで、傾斜角を 18%まで抑制することが確認できた。図-26 ii より、ケース 20 では橋台が  $0.18^\circ$  前傾した。無補強時（ケース 1）の傾斜角と比較すると、EPS とアルミニウムを用いた補強を行うことで、傾斜角を 9%まで抑制することが確認できた。

図-27 に 1 回目加振時の加振時間と橋台の応答加速度の関係を示す。図-27 には図-1 i 中の A1 の計測結果を用いた。図-27 をみると、ケース 19、ケース 20 の応答加速度は、入力加速度と同位相で振動している。

図-28 にそれぞれのケースの 5 回加振終了時の土槽側面写真を示す。図-28 より、ケース 19 とケース 20 のいずれも 5 回加振終了時点で、橋台の移動が見られず、色砂層の変形も見られなかった。これは、EPS とウレタンを用いた際と同様に、桁下空間に充填した材料が、橋台の変位を制限したた

めと考えられる。

図-29 に補強方法の違いと背面盛土の残留沈下量，橋台の側方変位量の関係を示す。図-29 i の残留沈下量は、5 回加振終了時における図-1 i 中の V1 の計測結果である。図-29 ii の側方変位量は、5 回加振終了時における図-1 i 中の H1 の計測結果である。図-29 より、EPS とウレタンを用いて補強したケース 4、EPS と ALC パネルを用いて補強したケース 19、EPS とアルミニウムを用いて補強したケース 20 の 3 つのケースは無補強のケース 1 と比較して、背面盛土の残留沈下量と橋台の側方変位量ともに抑制されていることがわかる。

#### 4. まとめ

本研究で得られた、FS 工法より補強された橋梁の耐震性について得られた知見を列挙する。

##### (1) 単純桁橋梁模型における耐震性評価

- ① 相対密度 60%の地盤条件で単純桁橋梁模型に FS 工法による補強を行った結果、背面盛土の残留沈下量・橋台の側方変位量が抑制されたことを確認した。
- ② 異なる相対密度の地盤条件で単純桁橋梁模型に FS 工法による補強を行った結果、背面盛土の残留沈下量・橋台の側方変位量が抑制され、異なる相対密度の地盤上においても耐震性能の向上効果があることを確認した。
- ③ 相対密度が 60%の地盤条件で EPS の量を変化させ、単純桁橋梁模型に補強を行った結果、EPS の量が減少するほど背面盛土の残留沈下

量、橋台の側方変位量が増加する傾向を示し、EPS6枚とウレタンを用いて補強をしない場合では、耐震性能が劣ることを確認した。

## (2) 複数桁橋梁模型における耐震性評価

- ① 相対密度 60%の地盤条件で複数桁橋梁模型にFS工法による補強を行った結果、背面盛土の残留沈下量、橋台の側方変位が大きく抑制されたことを確認した。ただし、橋脚はFS工法による補強を行うことで、中詰め材料に押し出され、わずかに傾斜した。
- ② 複数桁橋梁模型にFS工法による補強を行うことで、橋台が移動し、すべり面が発生することを防ぐ効果があることを確認した。
- ③ 異なる相対密度の地盤条件で複数桁橋梁模型にFS工法による補強を行った結果、背面盛土の残留沈下量・橋台の側方変位量が抑制され、異なる相対密度の地盤上においても耐震性能の向上効果があることを確認した。
- ④ 相対密度が60%の地盤条件でEPSの量を変化させ、複数桁橋梁模型に補強を行った結果、EPS6枚と発泡ウレタンを用いた補強方法でないと耐震性能が劣ることを確認した。ただし、単純桁橋梁模型にFS工法による補強を行った時と比較すると、FS工法による補強、EPSの量が少ない補強でも背面盛土の残留沈下量、橋台の側方変位量は、単純桁よりも大きい割合で抑制された。

## (2) ウレタンをFCB、高流動コンクリートで代替した場合の耐震性評価

- ① EPSとALCパネル、およびEPSとアルミニウムを用いた中詰め工法で単純桁橋梁を補強した結果、FS工法と同様に橋梁の耐震性能の向上が見られた。単位体積重量が近似したFCB、高流動コンクリートを用いて、中詰めを行う場合にも、耐震性能を向上させる効果がある可能性がある。

謝辞：本研究は、株式会社JSP様より多大なご協力をいただいた。末筆ながら記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 長岡技術科学大学：新潟県中越地震被害報告書，長岡技術科学大学中越地震災害調査団，2006.
- 2) 福田誠，木村智博，鄭光司，稲葉友也，坂上敏彦，吉泉直樹：中越・中越沖地震の橋台等の付近で見られた段差被害，地盤工学会誌 土と基礎，Vol.56，Np.7，pp.36-39，2008.
- 3) 報告 橋梁一般，寒地土木研究所，<https://thesis.cerri.go.jp/db/files/6535981825c983dade75fc.pdf> (2021年7月19日閲覧可能)
- 4) 岡田勝也，福島弘文：地震時における橋台裏盛土の沈下量評価手法の提案，土木学会論文集 第418号/Ⅲ-3，1990.6.
- 5) 石田修一，谷本俊輔，星隈順一：液状化地盤における橋台の地震時挙動メカニズム，土木技術資料 58-9，pp30-35，2016.
- 6) 日本国有鉄道 構造物設計事務所：橋台裏耐震補強工設計の手引き（案），日本国有鉄道，1981.
- 7) 背面に盛土を有する橋台に作用する地震時土圧の低減対策工法の検討 報告書，発泡スチロール土木工法開発機構，2019.5.
- 8) 発泡プラスチックを用いた橋梁の中詰め工法 フォームサポート工法，株式会社JSP，2019.
- 9) 井合進：1G場での地盤-構造物一流体系の模型振動実験の相似則，港湾技術研究報告 第27巻 第3号，pp3-24，1988.9.
- 10) EDO-EPS工法設計・施工基準書 第2回改訂版，発泡スチロール土木工法開発機構（EDO），2014.11.
- 11) 現場発泡ウレタン超軽量盛土工法 設計・施工マニュアル，土木研究センター，2008.4.
- 12) 野尻 峰広，相澤宏幸，平川大貴，錦織大樹，笹田雄，龍岡文夫，渡辺健治・館山勝：模型振動台実験による各種橋梁形式の崩壊メカニズム，ジオシンセティックス論文集第21巻，pp159-166，2006.12.
- 13) NEXCO 東日本：平成19年新潟県中越沖地震～高速道路の被災及び復旧状況～，2007.
- 14) 竜田 尚希，横田 善弘：基礎的実験による既存道路の地震時段差対策の効果，国土交通省近畿地方整備局研究発表会一般部門ⅡNo13，2021.6.

(???????????)

(???????????)

Seismic resistance evaluation of existing bridges reinforced by  
"Form Support Method" using a shaking table test

Yuunosuke IKEZAWA, Tadao ENOMOTO, Kazuya YASUHARA,  
Takami HANNNE, Naochika Kogure, Fujio TANAKA and Takeshi KITASAGAMI

In order to evaluate seismic performance of existing bridges reinforced with "Form Support Method" using EPS blocks and Urethane, 1g shaking table model tests were conducted. As a result, it was clarified that the residual settlement of the backfills and horizontal displacement of the abutment leading to the instability of bridges during earthquakes were restrained, and the seismic performance was improved.