

I-554

裏込めにセメント安定処理土を施した橋台の振動特性(その2)

日本道路公団 正会員 佐久間 智, 佐藤 孝, 多久和 勇
フジタ工業(株) 正会員 ○中野 浩之, 池見 拓, 中村 正博

1. はじめに

前報告¹⁾ではセメント安定処理土を施した橋台の地震時の振動特性について、振動実験の概要および安定処理土裏込めの加速度応答特性について述べた。本文は同様の模型実験より、背面の土圧軽減効果の観点から、特に動土圧について実験結果を整理検討し、解析を加えたものである。

2. 実験概要と結果

図-1には模型概要を示す。模型は土槽内に設置した地盤部上に1/10の相似率で作製した逆T式の橋台模型(高さ1m)を置き、これに裏込め盛土を行ったものである。実験ケースおよび模型の詳細については前報告¹⁾を参照されたい。

図-2は橋台背面に生ずる最大動土圧値の比較を各ケースの入力波 a, b, cについて示したものである。図中の縦軸は深さ方向に配置した土圧計であり、横軸の動土圧は全土圧から加振前の静的土圧の値を差し引いた加振による動的な土圧のみを示している。CASE-1(非安定処理土)の場合、動土圧は静的土圧と同様に深さ方向にいくに従い大きくなる傾向にあり、また入力振幅が大きくなるにつれ比例する形で土圧振幅が増大しているのがわかる。一方、CASE-2, 3(安定処理土)では土圧形状は異なり浅部(E1, 2, 3)で動土圧が相対的に大きくなり、深部ではほとんど生じていない。これから安定処理土では非安定処理土に比べ動土圧が軽減されているのがわかる。一方、入力振幅が大きい d の場合の動土圧波形の一例をCASE-1について図-3に示した。この場合橋台が前方へ移動するために土圧波形はそれに従い加振中に主働状態になって、中心線が γ トしている。図-4は同様の場合における静的な全土圧分布の変化を加振前後で示したものである。安定処理土の場合、加振前後の土圧は主働化して減少しているものの非安定に比べその変化が小さい。これは橋台の主働側への残留変位がCASE-1では0.7~0.8mm なのに対しCASE-2では0.2mm と約1/4~1/3 少なくなっているためである。橋台の変位状況からみると、このような大変形時にも非安定処理土に比べて残留変位が小さくなることも定性的に推察できる。

次に盛土中に埋設した変位計から相対変位を求め裏込め盛土内のひずみの大きさを求めた結果、入力振幅 d のとき非安定処理裏込め(CASE-1)でせん断ひずみが $4 \sim 7 \times 10^{-4}$ 、安定処理裏込め(CASE-2)で 2×10^{-4} であり、入力振幅 a, b, c では発生ひずみが小さく計測器の関係から 1×10^{-4} オーダー以下の確認のみであった。今回は入力波形が実地震波形ではなく広帯域な不規則波であることから、土圧値等は現実的な値とは違うが、得られた実験結果を相似率に対応させて壁

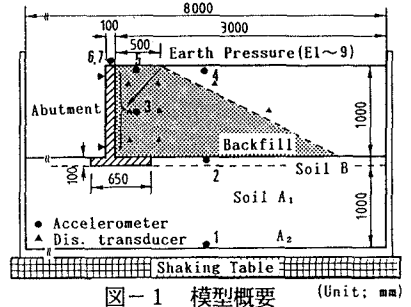


図-1 模型概要

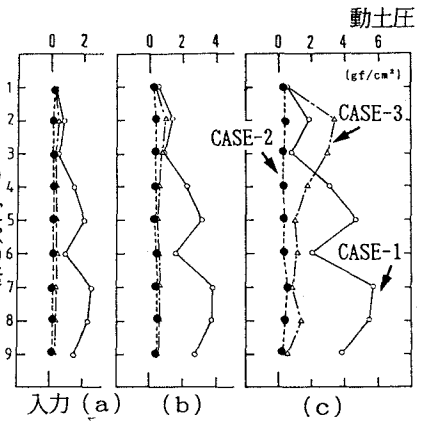


図-2 背面動土圧の比較

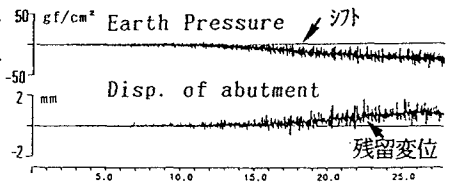


図-3 土圧と橋台変位の波形例 CASE-1

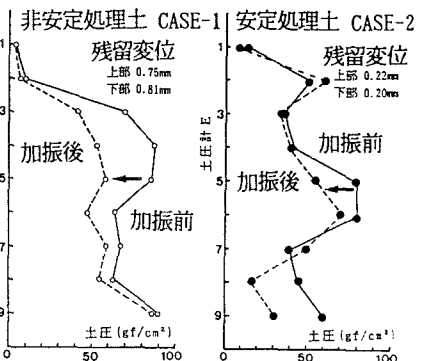


図-4 加振前後の土圧変化 入力(d)

高10m の実大値に換算すると、固有振動数は非安定処理土が5.1 ～5.4Hz
安定処理土が7.7 ～8.0Hz に相当する。そして例えば入力b (100gal) では
橋台天端加速度は非安定処理土が227gal、安定処理土が117galであり、動
土圧はE 8の地点で前者が45gf/cm²、後者が4gf/cm² 程度と換算できる。
入力波の条件から、これらの値は現実的な実地震入力の場合よりも応答が
小さくなっており、実地震波入力の場合はより大きな加速度・動土圧が得
られた上で、両者の相違がでることになる。

4. 解析

ここでは簡単であり、かつ一般に広く用いられ汎用性のある弾性
F E Mを使用し、前述した橋台の実験結果を解析から検討した。

表-1 に示した材料物性は、振動実験からの実測値と要素試験の
結果から求めたものであり、境界条件は実験条件に合わせ、底面を
固定、左側面を鉛直方向固定・水平自由、右側面を水平方向固定・
鉛直自由とした。また、減衰定数は安定処理土については $h=15\%$ と
し他はすべて $h=5\%$ とした。図-5 には各ケースでのA4とA1間の
周波数応答曲線を示す。一次固有振動数はCASE-1で29.3Hz、
CASE-2,3でそれぞれ37.8Hz、35.8Hzであった。周波数曲線は前
報告¹⁾に示した実験結果と概ね一致しているが安定処理土のCA
SE-2,3で卓越周波数は実験値よりも小さくなっている。次に
各ケースの一次固有振動数を持つ振幅10gal の正弦波を入力した
場合に盛土内に生じる最大加速度の増幅と背面動土圧の最大
値分布を図-6 と図-7 に示す。実験結果と同様に加速度、動
土圧ともに安定処理土は非安定処理土に比較して値が小さくな
っている。

また、実験では十分に計測できなかった裏込め内のひずみ分
布をみるため、実験での入力波形bを用いてCASE-1とCASE-2のシミュ
レーションを行った結果、図-8 に示すように安定処理土では裏込め内部
のひずみは非安定処理土に比較して小さく、裏込め部と一般盛土部
の浅い境界部付近で相対的に大きくなる傾向にあった。

最後に参考として、図-9 に別途実施した破壊実験で得られた破
壊形状の例を示した。

5. おわりに

中ひずみ領域を対象とした模型実験の結果、セメント安定処理土
は非安定処理土に比較して橋台天端等での応答特性が小さく、背面
での動土圧もほとんど生じていないことから、固まりとなった裏込
めは7-チング後継に載り処理土部全体を引きずる形で一体化して挙動
し、安定していることがわかった。また、弾性領域ではF E Mによ
る解析で安定処理土の振動特性をおよそ表現することもでき、裏込
め盛土に生ずるせん断ひずみの相対的な分布も把握できた。一方、
大振幅の入力波による実験でも、定性的ではあるが橋台の残留変位
などが安定処理土の場合小さく安全側であることが確認できた。

参考：1) 佐久間ら：裏込めにセメント安定処理土を施した橋台の振動特性(その1)、第45回年次講演会

表-1 材料物性

Material	ρ t/m ³	ν	E t/m ²
Abutment	1.96	0.167	2×10^6
Soil-A ₁	1.60	0.33	7339
Soil-A ₂	1.80	0.33	19543
Soil-B	1.30	0.45	1000
Backfill			
Usual	1.50	0.33	9161
Cement Stabi	1.50	0.30	63674

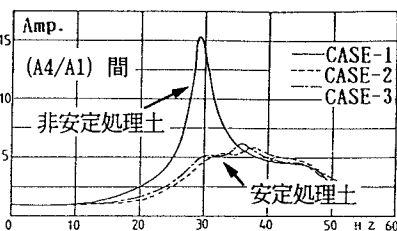


図-5 周波数応答曲線の比較

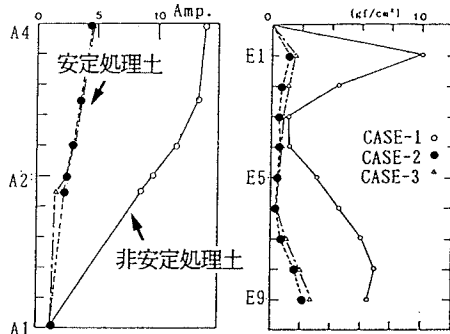


図-6 最大加速度の増幅の比較

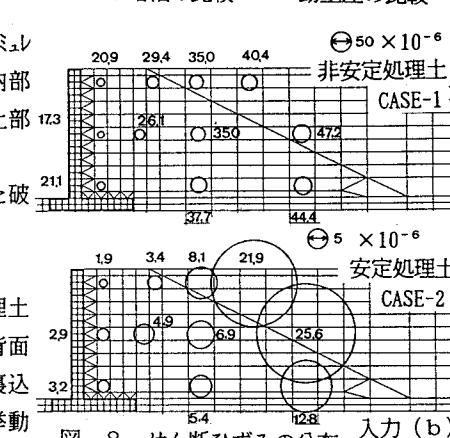


図-7 背面の最大動土圧の比較



図-8 せん断ひずみの分布

図-9 破壊実験での破壊形状