

(116) セメント安定処理土の橋台裏込めへの適用に関する模型実験

日本道路公団 正会員 ○安松敏雄 佐藤 孝 小畑陽康
フジタ工業㈱ 正会員 池見 拓 中野浩之 岸下崇裕

1. はじめに

セメントによる安定処理土は、土にセメントを添加混合し、添加材の化学的安定作用によって土の安定性を高めようとするものであり、従来から不良土の土性を改良する方法として道路の表層処理や地盤の深層処理、掘削残土やヘドロの処理など様々な分野に応用されてきた。筆者らはセメント安定処理土、いわゆるソイルセメントの一つの適用方法として橋台裏込め土への適用を考え、実用化に対する問題点を把握するための一連の研究を行なっている^{1, 2, 3)}。本文では背面土圧を軽減させる方法の一つと考えられる「施工方法」の違いに着目して行なった静的模型実験の結果について、およびセメント安定処理土と橋台の地震時における安定効果や動特性の把握のために実施した動的模型実験の結果について報告する。

2. 静的模型実験

2. 1 実験方法

実験は安定処理土を段階的に盛土（第1層を施工し、硬化後第2層を施工）した場合と非安定処理土を連続的に盛土した場合のそれぞれの背面土圧を計測し、後者に対する前者の軽減効果を比較検討したものである。図-1, 2に実験模型の概要と計測器の配置を示す。実験土槽の大きさは長さ2m、高さ1m、奥行き2mであり、土圧を計測する壁面は2枚の鋼製の剛な壁からなっている。壁面土圧はこの壁に深さ方向に8カ所埋め込まれている土圧計から計測できるほか、壁に作用する土圧合力を水平荷重計と鉛直荷重計（計12台）で計測できるようになっている。今回はこの壁面に作用する静止土圧を測定した。また、計測壁の両端にはダミー壁を設け、土槽側面の影響ができるだけないようにした。実験開始前に土槽内に水を満たし、水圧を計測することで本実験装置の検定をした結果、土圧計はほぼ理論値を示した。

盛土材の試料土には小名浜砂（ $G_s=2.71$, $D_{60}=0.232$ mm, $U_c=1.86$, $F.C=1.31$, $e_{max}=1.02$, $e_{min}=0.63$ ）を用い、これに乾燥重量比で5%の水を加え攪拌混合したものを非安定処理土とした。また、セメント安定処理土はこれに5%のセメントを加えたものである。セメント安定処理土の材令に対する強度特性を把握するため、室内一軸圧縮試験を行なった。試料は模型実験と同条件で湿潤密度 $1.5t/m^3$ で作製し、恒温状態（ $20 \pm 3^\circ C$ ）でそれぞれ24、48、168時間養生をした。その結果、一軸圧縮強度は24時間養生で約 $1.0kgf/cm^2$ 、48時間養生で約 $1.5kgf/cm^2$ であった（図-3参照）。

模型実験の方法は非安定処理土の場合、盛土材を10cmの巻き出し厚で転圧しながら高さ100cmまで連続的に盛り立てるのに対して、安定処理土の場合は同条件で高さ50cmまで盛り立てた後24時間の養生をし、翌日高さ50~100cmまでを盛立て、段階的に模型を作製した。両実験において盛土材の密度管理を行なった結果、非安定処理土で平均湿潤単位体積重量 $1.50tf/m^3$ 、安定処理土で

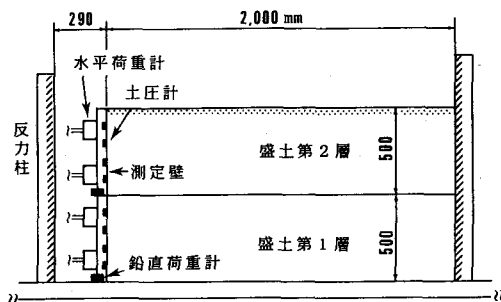


図-1 実験装置の側面図

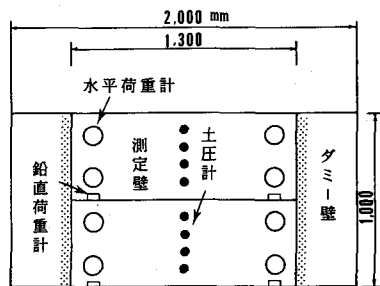


図-2 実験装置の正面図

1.51tf/m³であった。

2. 2 実験結果と考察

図-4は盛土高50cm、70cm、100cm時における土圧分布形状を示している。実線が非安定処理土、破線が安定処理土の場合である。これを見ると盛土高50cmの時には両者の土圧分布はほとんど変わらないが、50cm以上の高さになると第1層(0~50cm)の土圧には差が出始める。盛土高100cmでは非安定処理土が台形状の土圧分布となっているのに対し、安定処理土では第1層が非安定処理土のそれに比べかなり低減していることがわかる。このことは荷重計で計測した土圧合力の値からも同様であり、盛土高100cmの時、第2層(50~100cm)での土圧合力は両者ほぼ同じであるが第1層では差が見られた。

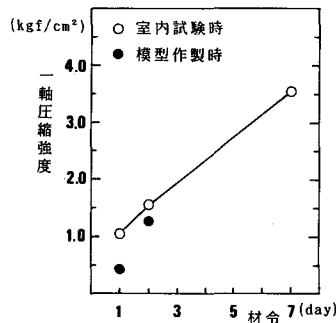


図-3 安定処理土の材令と一軸圧縮強度

表-1に安定処理土の非安定処理土に対する土圧低減率をまとめる。土圧計の場合、土圧合力は高さ0cmの土圧をゼロとし各計測値を直線補間し求めたものである。土圧合力の低減率は土圧計、荷重計それぞれ62%、58%となっている。また両計測値の整合性も332kgと317kg、532kgと547kgと比較的良好な値が得られている。これらの結果からセメント安定処理土を段階的に施工した場合は非安定処理土を連続的に施工した場合に比べ、壁背面に作用する土圧合力は軽減することがわかる。また盛土高100cm時の計測土圧の分布形状から算出した土圧の着力点hの壁高Hに対する比は、非安定処理土の場合 $h/H=0.43$ 、安定処理土の場合 $h/H=0.50$ であり、両者ともやや大きい値であるが、着力点は安定処理土の場合高くなっている。

次に2層盛土の実験結果を多層盛土の場合へ拡張していくことを考え、第2層の盛土完了後さらに24時間の養生をし(第1層:48時間経過、第2層:24時間経過)、第2層盛土上に乾燥砂で75gf/cm²の等分布荷重を載荷し土圧を計測した(図-4の盛土高150cm参照)。その結果、第1層(0~50cm)の土圧の他に第2層(50~100cm)の土圧で両者の差が見られ、3層盛土の場合も2層盛土と同様の傾向であることが確認された。なお、盛土高150cmの時、安定処理土の第1層(0~50cm)の土圧がかなり小さくなっているが、これは測定壁が1/100mm程度主働側へ変形したために生じたものと思われる。

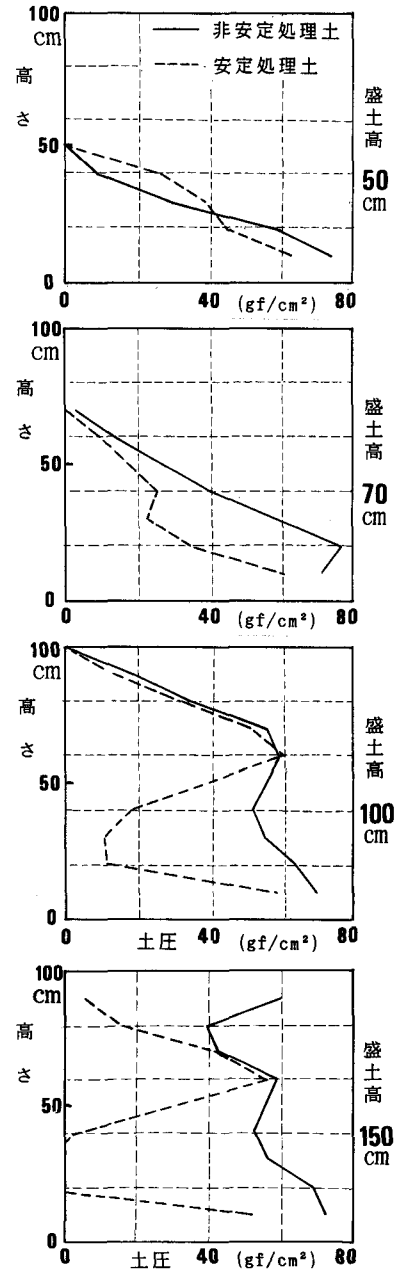


図-4 各盛土高における土圧分布

表-1 土圧合力の低減率(100cm時)

土圧合力	安定処理土	非安定処理土	低減率(%)
土圧計(kg)	332	532	62
荷重計(kg)	317	547	58

3. 動的模型実験

3. 1 実験方法

動的実験では図-5に示した模型を用いて、橋台裏込めにセメント安定処理土、非安定処理土をそれぞれ施した場合の両者の動的挙動を比較検討した。

模型は振動台上の土槽内に作製された厚さ1mの地盤部（利根川砂、 $\gamma_t=1.55\text{tf/m}^3$ 、 $\omega=13\%$ ）上に逆T式の橋台模型を設置し、高さ1mの裏込め盛土を行なったものである。安定処理土の実験の場合、裏込め部の盛土材は、小名浜砂に乾燥重量比で5%のセメントと5%の水を加え攪拌混合したものであり、一般盛土部は含水比を5%に調整した小名浜砂である。これらの盛土材をそれぞれ所定の巻き厚ごとに転圧し裏込めを作製の後、安定処理土は48時間の養生をした。一方、非安定処理土の実験の場合は裏込め部すべてが含水比5%の小名浜砂でできている。裏込め部の盛土の湿潤単位体積重量は安定処理土で 1.50tf/m^3 、非安定処理土で 1.52tf/m^3 であった。また、弾性波試験の結果から各材料のせん断波速度は地盤材で約85m/s、セメント安定処理土で約273m/s、非安定処理土で約83m/sと推定される。計測器は橋台背面の深さ方向に9点の土圧計（10cm毎に上からE1～9）を埋め込んだ。また、盛土過程・実験過程の橋台および裏込め部の変位を測定するため、計6点の変位計が設置してある。加速度計は図-5に示した各位置に計8点（A1～8）設置した。加振方法は振動数7Hzで時間に比例して振幅の増大するラッパ状の波形を60秒間加えた。60秒経過時点での入力加速度振幅は446galであった。

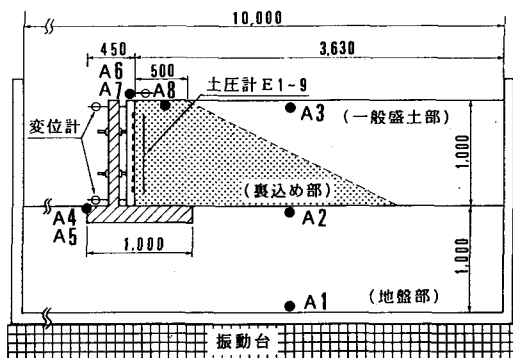


図-5 実験模型と計測器配置

表-2 最大加速度の比較

	非安定 処理土 (gal)	安 定 処理土 (gal)
A 1	4 4 6	4 5 5
A 2	5 0 1	4 6 5
A 3	5 8 4	5 9 3
A 4	4 8 8	4 9 1
※ A 5	1 7 9	8 4
A 6	6 6 8	5 3 1
※ A 7	1 6 1	6 4
A 8	6 1 3	5 2 5

※印は上下動

3. 2 実験結果と考察

表-2に非安定処理土、安定処理土の両実験での各点における最大加速度の比較を示す。また、図-6には両者の加速度波形の1例を示す。これらから地盤部および裏込め部後方の点A1～3の加速度は両者でほぼ同じ値を示しているが、橋台天端（A6）および橋台近傍の裏込め（A8）では安定処理土の値が非安定処理土の値に対し約0.8倍となっている。上下方向の加速度についてこの傾向はより強く、安定処理土では非安定処理土の0.4～0.5倍の値である。

図-7に橋台天端（A6）の加速度波形の比較を示す。非安定処理土では7Hzの波の他に裏込め部の特性と思われる15Hz程度の波がのってきているのに対し、安定処理土では裏込めが比較的剛なため、セメント安定処理土がローパスフィルタ的な役割を果たし、裏込め部での増幅がほとんどないことがわかる。

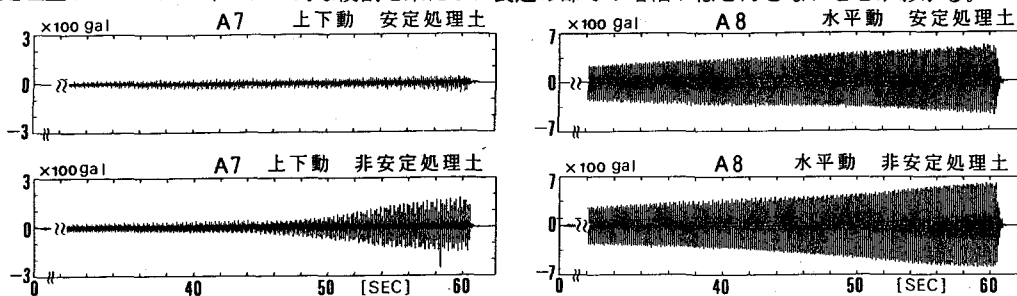


図-6 加速度波形の比較（A7：橋台天端、A8：裏込め天端）

図-8には加振中における橋台の残留変位(主働側)の変化を示す。非安定処理土では橋台の下部の水平変位が上部のそれを上回る形で約0.7mm 壁が変位しているのに対し、安定処理土ではその1/10の量の約0.07mm壁が平行に変位している。また変位し始める入力加速度も両者でそれぞれ160gal、320galであり安定処理土の方が安定している。

次に加振中の土圧の変化を示したのが図-9である。時刻ゼロでの土圧は加振前の状態を表わしており、土圧の変化は土圧波形の中心線のシフト成分を取り出したものである。非安定処理土の土圧は浅部のE1、E2で加振とともに土圧が増加していくのを除けば他は全て加振とともに減少している。また、土圧の変化量は深部の土圧計ほど大きくなっている傾向がある。一方、安定処理土の土圧は初期土圧のままほとんど変化していないことがわかる。非安定処理土の場合に土圧が下がるのは、図-8に示した橋台の残留変位に伴い、土圧が主働化するためであり、土圧の変化する時刻は橋台の残留変位が生じる時刻と一致している。

図-10には、動土圧振幅の変化を示す。非安定処理土では全点(E1~9)で動土圧が生じた。一方、安定処理土の場合は浅部(E1~3)でわずかに動土圧が生じたものの深部(E4~9)ではほぼゼロであり、その値は非安定処理土に比較して小さかった。

安定処理土裏込めは、橋台や裏込め上部の加速度を低減し、また動土圧も非安定処理土の場合に比べ小さめの値となることがわかったが、これらは橋台と裏込めが一体となった形で挙動しているためと思われる。

4. おわりに

今回、静的模型実験からは橋台裏込めにセメント安定処理土を段階的に施工することによる背面土圧の軽減効果が確認された。また動的地震実験では、一つの固まりとなった裏込め土と橋台の地震時の動的挙動について基礎的な振動実験を行ない、定性的にその優位性が確認された。今後はこの方法の実物への適用にあたり、実設計に対しての考え方やセメント安定処理土の長期耐久性に関する検討をしていく予定である。最後に本実験を行なうにあたりご指導を頂いた東京大学生産技術研究所の片山恒雄教授、佐藤暢彦元助手に謝意を表します。

〔参考文献〕

- 1) 佐藤、小畑ら：橋台に作用する土圧の軽減に関する試験研究、第23回土質工学研究発表会、1988。
- 2) 佐藤、池見ら：段階施工によるセメント安定処理土の橋台裏込めへの適用に関する模型実験、第24回土質工学研究発表会、1989。
- 3) 中野、佐藤ら：橋台裏込めにセメント安定処理土を用いた場合の土圧軽減効果に関する模型実験、第24回土質工学研究発表会、1989。

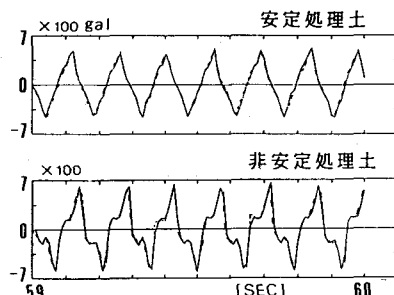


図-7 天端での加速度波形の比較

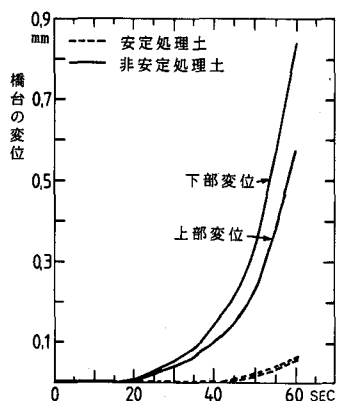


図-8 橋台変位の変化

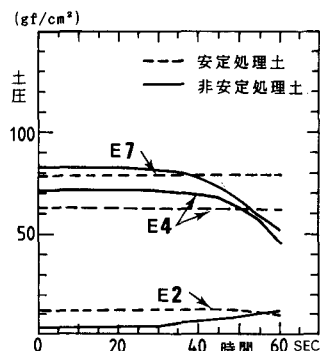


図-9 土圧の変化

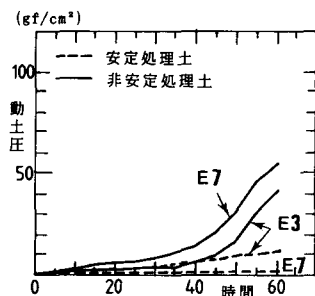


図-10 動土圧振幅の変化