

(I -80) セメント安定処理土を用いた橋台構造の耐震性に関する検討

日本道路公団 正会員 井ヶ瀬良則
正会員 緒方 辰男
正会員 安松 敏雄
小野塚和博

1. はじめに

近年、高速道路は山岳地帯に建設される場合が多くなってきている。これに伴い、高盛土に設置される橋台も多くなることが予想され、より合理的な設計・施工が求められてきている。高盛土に橋台を設置する場合、背面土圧によって橋台形式が決まる場合が多く、背面土圧の軽減が合理的な設計・施工につながると考えられる。

橋台にかかる背面土圧の軽減工法のひとつとして、セメント安定処理土（以下「強化土」という）上に小橋台を設置する新橋台形式（以下「強化土橋台」という。）について検討を行っている。この工法は、従来の盛こぼし橋台に比べて杭基礎を必要としないなど、経済性に優れた構造体と考えられる。実用化までに残された課題の一つとして、強化土橋台の地震時安定性の把握があり、今回、強化土の強度に着目して遠心装置を用いた模型振動実験を行ったので、その結果について報告するものである。

2. 実験方法

実験は強化土橋台に発生する破壊形態を、①滑動を考慮した外部破壊タイプと②内部破壊タイプに分けて行った（表1）。①外部破壊としては、強化土橋台の地盤の支持力不足、転倒および滑動による破壊が考えられるが、発生しやすい破壊が滑動となるように模型において支持地盤への根入れを1cmとした。また、橋台背面に働く土圧の違いが強化土橋台の滑動にどのように影響するかを把握するために、裏込め材の種類を変化させて実験を行った。②内部破壊としては、強化土の強度の違いが強化土橋台の内部にどのような応力（せん断等）を発生させるのかを把握するために、強化土を土槽底板に固定して強化土の強度、裏込め材の種類を変化させて実験を行った。

遠心実験には応力とひずみの縮尺が1である相似則を用いて、強化土橋台の模型に30Gの遠心力をかけて、1G場の状態になったときに加振させて強化土の状態を計測した。

せん断土槽の寸法は長さ74cm（加振方向）×幅34cm×深さ50cmとし、側方壁はメンブレンゴムを貼り土槽境界の拘束を除去した（図1）。加振方法は正弦波加振を基本として、最後に破壊試験（10波、60Hz（実物換算2Hz）、最大加速度1,2,3,4,5,6Gまで6段階（実物換算30~200Gal））を行い、大きな変形・滑動が生じた時点で実験を中止した。

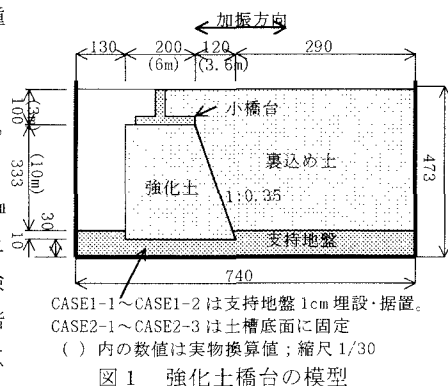
模型材料の支持地盤は混合砂（3号珪砂:豊浦砂:8号珪砂=1:1:1）、裏込め材は豊浦砂（約1.6g/cm³）とジルコン砂（約3.0g/cm³）の2種類を用い、支持地盤および裏込め材とも空中落下法にて作製した。強化土は材料にDLクレイとセメントを用いた。作製方法は目標強度となるようにセメント水比を変えて配合を決定して、別に準備した型わく内で固化させた後せん断土槽に設置した。なお、厳密には現地施工条件と同様

強化土橋台、遠心振動実験、セメント安定処理土

東京都町田市忠生1-4-1 日本道路公団試験研究所橋梁研究室 TEL. 042-791-1621 FAX. 042-792-8650

表1 実験ケース

CASE	破壊のタイプ	強化土の一軸圧縮強度 (N/mm ²)	裏込め材 材料
1-1	外部破壊	1.0	豊浦砂
1-2	外部破壊	1.0	ジルコン砂
2-1	内部破壊	1.0	豊浦砂
2-2	内部破壊	0.5	豊浦砂
2-3	内部破壊	0.2	豊浦砂



に上載盛土の加圧状態で養生されるべきであるが、加圧状態での養生は難しいため 1G 場での養生とした。

橋台は RC 構造と密度が比較的近いアルミニウムを用いて作製して強化土とすべりが生じないように橋台に突起物をつけて強化土に固定した。

強化土の形状は、強化土の前面に勾配をつけない形状で道路橋示方書の震度法レベルの安全率を満足する形状（常時、地震時）のうち地震時における形状を用いた。

計測機器は、強化土前面に水平変位計、地盤内に加速度計、強化土背面に土圧計を埋設した。

3. 実験結果

3.1 外部破壊（滑動）タイプ

入力加速度と強化土橋台水平変位の関係（図 2）から、CASE1-2の方がCASE1-1より移動量がわずかながら大きいのは、裏込め材の違いが強化土に与える土圧の違いになったためと考えられるが、土圧の計測結果にばらつきがあり、その影響を判断するまでは至らなかった。また、水平変位は加振中のみに発生し振動しながらほぼ比例的に増加する傾向がみられた。破壊実験においては、強化土橋台の水平変位は CASE1-1、1-2とも比較的小さな滑動にとどまり、それに伴う裏込め材の陥没も同様な傾向を示した（図 3）。

3.2 内部破壊タイプ

入力加速度と橋台水平変位の関係（図 4）から低強度のもののほど水平変位が大きくなる傾向となったが、これは、強化土に発生したクラックやせん断破壊の影響が水平変位量に影響したためと考えられる。また、強化土のせん断破壊に伴い、橋台は沈下とともに大きな水平移動が見られ、グラフが急激に変化している時点で地盤は大きく沈下していると考えられる。

CASE2-1では強化土に変化はなかったものの、CASE2-2では橋台背面の下から約 10cm の位置に幅 0.5mm のクラックが生じた。強化土の強度設定を最も小さくした CASE2-3では、図 5に示すとおり内部破壊（せん断破壊）が生じており、破壊に至るまでの時刻歴を比較すると、最初に強化土背面から前面下部にかけてせん断破壊し、次に強化土背面下部はせん断破壊面とは別なクラックが発生していることから、強化土には破壊だけではなく変形も進行していることがわかる（図 5）。

4. あとがき

今回、強化土の強度に着目した模型実験で、強化土橋台の地震時の挙動の一端が解明できたかと思われる。しかし、現在考えられている大規模地震は 800Gal 相当の入力を必要としており、これを縮尺比 1/30 の遠心振動実験で再現しようとするとも 0.8G×30=24G の加振が必要となる。実験装置の性能は 10G（実物換算 200Gal）が最大であったため、大規模地震での耐震性については、今後実験結果を踏まえ数値解析にて補う予定である。

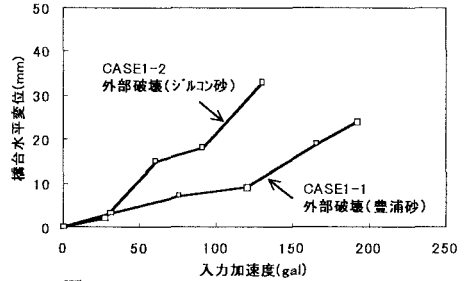


図 2 入力加速度と橋台水平変位の関係（外部破壊（滑動）タイプ）

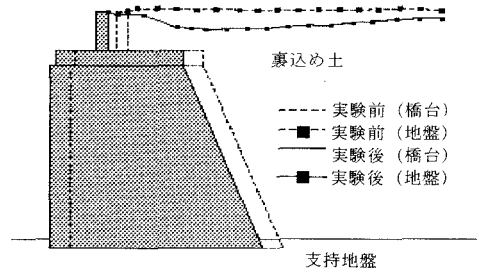


図 3 実験終了後における橋台と強化土の変位および背面地盤の沈下状況 (CASE1-2)

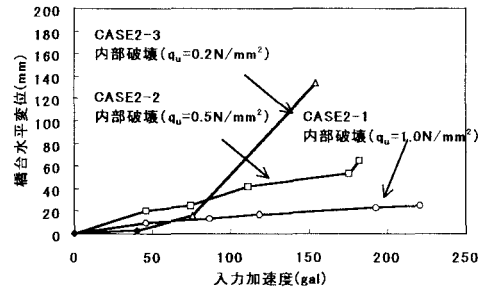


図 4 入力加速度と橋台水平変位の関係（外部破壊（滑動）タイプ）

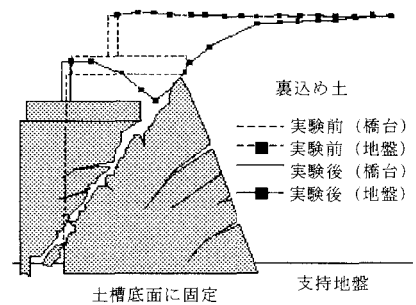


図 5 実験終了後における橋台と強化土の変位および背面地盤の沈下状況 (CASE2-3)