

III - 528

混合擁壁の耐震安定性に関する検討

建設省土木研究所 正会員 堤 達也 正会員 松尾 修  
正会員 近藤浩市

1. まえがき

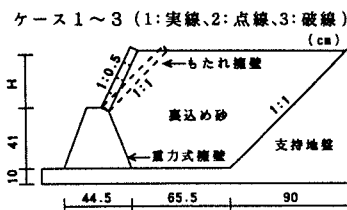
山岳部の道路盛土において、盛土が高い場合に用いられる混合擁壁の地震時挙動および耐震設計法については明らかになっていない。そこで前報<sup>1)2)</sup>において、筆者らは混合擁壁の模型振動実験を行い、地震時の破壊挙動について報告した。今回は、文献<sup>2)</sup>で報告した模型実験を対象に安定計算を試みたので、その結果を報告する。

2. 実験の概要

図-1に示すように、構造条件を変えて4ケースの実験を行った。擁壁模型はコンクリート製であり、裏込めには気乾状態の豊浦砂を使用した。加振は、正弦波を用いて段階的に行った。その結果、混合擁壁の地震時破壊モードは、その構造条件により変化すること、ブロック積擁壁は中段がはらみ出すような変形を生じ、もたれ擁壁に比べて耐震強度がやや低下することおよび混合擁壁の上部構造としてのもたれ擁壁は、もたれ擁壁単独の場合に比べて多少不安定になることを確認した。なお、詳細は文献<sup>2)</sup>を参照されたい。

3. 計算方法

安定計算は文献<sup>3)</sup>に準じて次の手順で行った(図-2参照)。まず、もたれ擁壁のかかちを通るすべり面BCを仮定し、試行くさび法により土圧P1を求める。次に、重力式擁壁のかかちを通るすべり面DEを仮定し、くさびABDEにP1を作用させ、同様に試行くさび法により土圧P2を求める。



ケース No.	構造条件	H (cm)	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )
1	もたれ擁壁(勾配1:0.5) + 重力式擁壁	41.8	1.376
2	ブロック積擁壁(1:0.5) + 重力式擁壁	41.7	1.403
3	もたれ擁壁(1:1) + 重力式擁壁	41.0	1.405
4	もたれ擁壁(1:0.5)	—	1.454

図-1 実験模型

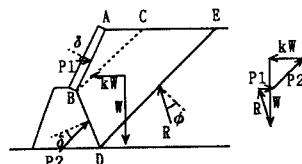


図-2 土圧の求め方

P1、P2を用いてもたれ擁壁の滑動および転倒、重力式擁壁の滑動のそれぞれに対する安全率を計算する。擁壁および裏込め砂には水平方向に地震時慣性力を作用させている。ここで、砂の内部摩擦角 $\phi$ は平面ひずみ条件での実験値<sup>4)</sup>、砂とコンクリートとの摩擦角 $\delta$ は $\phi/2$ を用いた。また擁壁の底面摩擦係数(0.54)、コンクリート同士の摩擦係数(0.41)は、引張試験を行い実測した。

4. 計算結果および考察

図-3に加振加速度と擁壁の安全率および変位量(実測値)の関係を示す。図中の矢印は、実験においてすべり線が発生した加速度を表す。安全率が1.0を切る破壊モードの順番は、ケース1では①もたれの転倒、②もたれの滑動、③重力式の滑動、ケース3では①重力式の滑動、②もたれの転倒、③もたれの滑動、ケース4では①もたれの転倒、②もたれの滑動となり、変位量の挙動およびすべり線の発生とほぼ一致する。ケース2については計算と実験は整合していない。これは、計算ではもたれ擁壁(一体物)として計算を行っているが、実験ではブロック積擁壁を使用し、中段がはらみ出すような変形が生じたため、擁壁に作用する土圧が減少し、破壊モードが逆転した可能性がある。

図-4に実験と計算における破壊時の加振加速度の比較を白マークで示す。ここでは、実験における破壊をすべり線の発生と定義する。したがって、破壊時の加振加速度はすべり線が発生したステップとその1つ前のステップの間に存在する。計算における破壊は、安全率が1.0を切るときとする。この図から、計算結果

より実験結果の方が破壊時の加振加速度が大きくなっていることがわかる。不一致の理由について以下が考えられる。(1)段階的に加振を行ったため、加振ごとに裏込め砂の密度が増加し安定化した。(2)裏込め砂と土槽の側壁との摩擦により擁壁に作用する土圧が減少した。(3)擁壁と裏込め砂の加速度に位相差があった。(4)砂とコンクリートの摩擦角 $\delta$ を実際より小さく仮定した。(1)と(2)は実験において、加振ごとに裏込めが一様に沈下したこと、また模型を上から見るとすべり面は

図-5に示すような形状であったこと

からも確認でき、影響が大きいと考えられる。(1)を定量的に扱うことは難しいので、(2)について検討を行った。砂と側壁との摩擦係数 $\mu$ を0.5として安定計算を行った結果を図-4に黒マークで示す。ケース4を除いて比較的計算結果と整合していることがわかる。したがって、根拠は必ずしも十分ではないが、 $\mu=0.0\sim 0.5$ 程度の摩擦力が実際に作用していると考えられる。ケース4については、さらに検討を続ける必要がある。

図-6に実験と計算における崩壊角の比較を示す。すべり面BCについてはほぼ一致したが、すべり面DEについては一致しなかった。

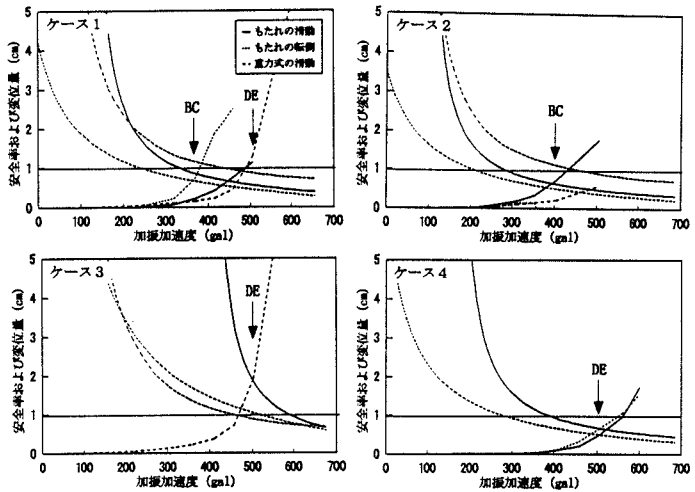
### 5. まとめ

- (1) 今回の安定算法により、構造条件による地震時の破壊モードの変化をほぼ説明できた。
- (2) 砂と土槽側壁との摩擦を考慮することにより、破壊時の加振加速度はほぼ一致した。
- (3) 崩壊角は、上部のすべり面については一致したが、下部のすべり面については一致しなかった。

なお、土圧の測定結果を含めて安定計算については引き続き検討を行う予定である。

### 参考文献

- 1) 松尾ら：混合擁壁の地震時安定性に関する模型振動実験、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集、pp.1058-1059, 1994.
- 2) 堤ら：混合擁壁の耐震安定性に関する模型振動実験、第30回土質工学研究発表会（投稿中）、1995.
- 3) 山口柏樹：土質力学、技報堂、p.233, 1984.
- 4) F. Tatsuoka et al. : Strength and Deformation Characteristics of Sand in Plane Strain Compression at Extremely Low Pressures、土質工学会論文報告集、Vol. 26, No. 1, pp.65-84, 1986.



注) 図中の BC, DE は図-2のすべり面に対応

図-3 加振加速度と安全率・変位量の関係

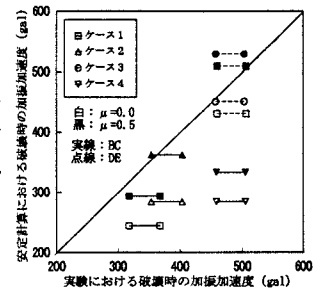


図-4 破壊加速度の比較

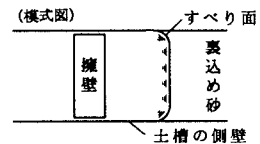


図-5 すべり面の形状

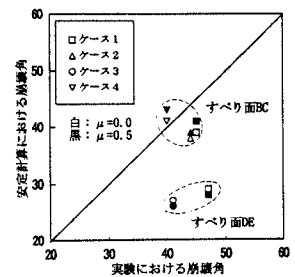


図-6 崩壊角の比較