

Ⅲ - B 244 補強土留壁の残留変位解析 — 模型振動実験を用いた検証解析 —

(株)複合技術研究所 (正) 堀井 克己  
 日本鉄道建設公団 (正) 青木 一二三、(正) 米澤 豊司、(正) 北川 修三  
 (財)鉄道総合技術研究所 (正) 館山 勝  
 日本鉄道建設公団 秋田 勝次

はじめに

従来型の裏込栗石を用いた土留壁は、裏込栗石のないものに比べて限界震度が小さく、耐震性能が劣ることが模型振動実験などより明らかにされている<sup>2)</sup>。本解析は、耐震性・耐降雨性のある新しい土留壁の開発<sup>1),2),3)</sup>の一環として実施したものであり、土留壁の耐震性評価に関わる地震時滑動変位の解析法を提案し、模型振動実験結果を用いて検証したものである。

模型振動実験による挙動

本解析で対象とした土留壁模型は補強土留壁であり、非自立性地山を棒状補強材で補強した土留壁を想定している。図1に模型断面図を示す。この振動実験は連続的に段階加振（周波数 5Hz）されているので、これに伴う加速度の漸増段階や加振回数などの影響を除くために、一定振幅加振中における累積変位を求め、それをその間の繰返し回数で除して変位速度を算定し、基盤加速度（A18H）との関係を調べた（図2）。累積変位が発生しはじめる加速度は180~250galの間にある。

安定および滑動変位解析法

土留壁の地震に伴う変形は、転倒型と滑動型すべりの2つのモードを考える（図3）。すべり面は、転倒型すべりには上に凸の、滑動型すべりには下に凸の円弧を仮定する（OP面）。土留壁と補強領域（円弧より上部のOPRS）の一体ブロックは剛体とみなし、円弧中心に対して回転運動するものとする。このブロックには背面の直線すべりで形成される楔（三角形PQR）の主働土圧が作用するとする。転倒および滑動に対する安全率  $F_s$  は、円弧中心 C に関するモーメント比で定義する（式1）。OP面の反力は補強領域を斜めスライスに分割して極限つりあい条件より求める。なお、支持地盤は堅硬とし基底破壊は生じないものとする。

$$F_s = M_r / M_d \quad (1)$$

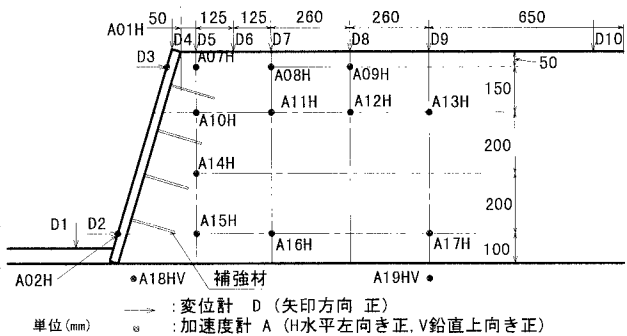


図1 模型断面図

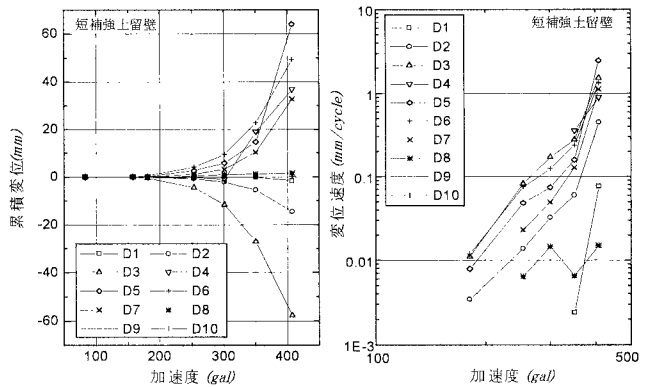


図2 累積変位。変位速度と加速度の関係

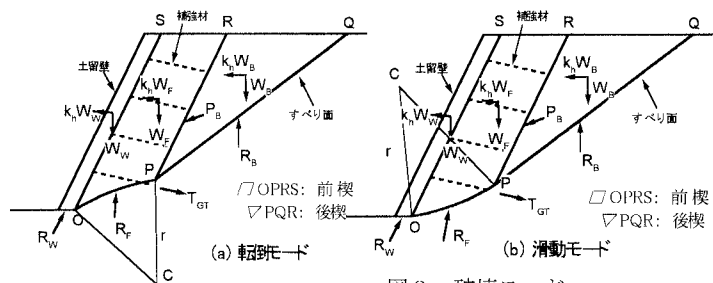


図3 破壊モード

ここに、 $M_d$ : 自重、地震慣性力、主働土圧合力による回転モーメント、 $M_r$ : 補強材力、底面反力による抵抗モーメント。安定計算では点 P の位置 (補強背面にそった変化)、円弧 OP の半径の大きさ、主働崩壊角を変化させて、最小  $F_s$  を求める。臨界すべり面は水平震度を変えた安定計算より  $F_s=1$  になるときのすべり面で与えられる。土留壁と補強領域 (円弧より上部の OPRS) の一体ブロックの回転運動は、転倒あるいは滑動に対して、角運動量保存則より次の運動方程式で与えられる。

$$J\ddot{\theta} = M_d - M_r \quad (2)$$

ここに、 $\ddot{\theta}$ : 角加速度、 $J$ : 慣性モーメント。

任意の加速度波形に対する回転角、滑動変位量は、式(2)を逐次数値積分することにより計算することができる。

### 検証解析

模型振動実験の結果より、土留壁は転倒モードで破壊したので、検証解析は転倒モードで行った。計算条件は壁高=70 cm、壁幅  $B=4$  cm、壁単重  $\gamma_w=2.74$  tf/m<sup>3</sup>、土の単重  $\gamma_s=1.56$  tf/m<sup>3</sup>、内部摩擦角  $\phi=51$  度、摩擦角  $\delta=\delta_b=\delta_w=51$  度、補強材直径=5mm、設置勾配=20 度として、安定計算および滑動変位計算を行った。

安定計算より、転倒型すべりの降伏震度は  $k_y=0.257$  をえた。このときの臨界すべり面と実験後に観察したすべり面の比較を図4示す。計算による臨界すべり面は観測すべり面よりやや奥に位置しているが、ほぼ実験挙動を再現している。

次に、この臨界すべり面について、入力加速度の大きさを変えて滑動変位を計算した。波形は周波数 5Hz の正弦波 5 波とした。最大入力加速度は、 $k_y \cdot g=252$  gal で計算変位が零になるので、300~600 gal の間を 100 gal 刻みで変化させた。

図5に最大加速度  $\alpha_{max}=400$  gal のときの入力加速度、角加速度、角速度、回転変位量の時刻歴図を示す。この累積変位量から 1 cycle 当りの変位量を求め、実測変位速度と比較した (図6)。ただし、図5の計算変位  $\delta$  はすべり面における値であるので、実測との比較のため、剛体回転を仮定し回転中心と変位計間の距離で補正を行いその水平成分としている。これより、計算値は実験値をよく再現しているといえる。

### おわりに

補強土留壁の模型振動実験を対象にして滑動変位解析を実施した。この結果、ここで提案した計算法は臨界すべり面ならびに変位速度を再現することができることを確認した。今後、構造形式の異なる土留壁への適用と検証をはかり、合理的な土留壁の開発と実用的な耐震設計法の確立に資したい。

### 参考文献

- 1) 米澤・北川・青木・館山: 鉄道における切取補強土留壁の開発, 第 32 回地盤工学研究発表会, pp. 2481-2842, 1997.
- 2) 米澤・北川・青木・館山・小島・堀井: 非自立性地山における土留壁の模型振動実験, 第 33 回地盤工学研究発表会, 1998.
- 3) 木村・北川・青木・米澤・館山: 自立性地山における土留壁の模型振動実験, 第 33 回地盤工学研究発表会, 1998.

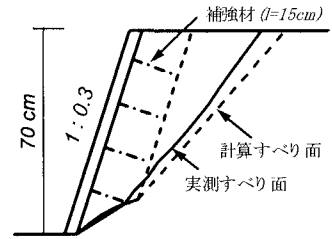


図4 すべり面の比較

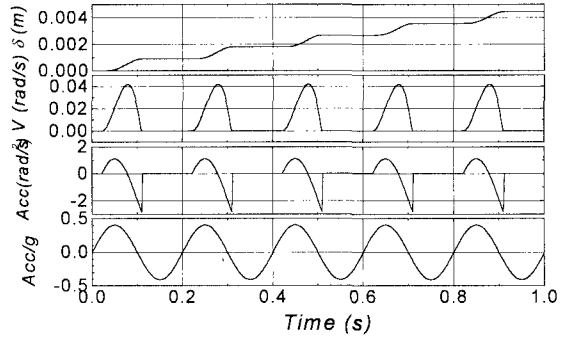


図5 時刻歴図

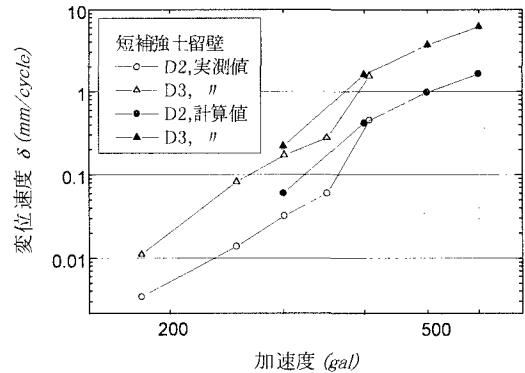


図6 変位速度と加速度の関係