

切土補強土擁壁の安定性・地震時残留変形量に関する信頼性解析

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○渡辺健治, 工藤敦弘, 野中隆博
 鉄道・運輸機構 正会員 高野裕輔, 陶山雄介, 植木茂夫
 レールウェイエンジニアリング 正会員 青木一二三

1.はじめに 安定勾配よりも急勾配で切土を施工する場合には地山補強土工法が適用され, 地山補強材と壁体を一体化させた切土補強土擁壁が構築されることが多い。鉄道では急勾配 (3 分勾配, 1:0.3) が標準的に用いられるが, 7 分程度の中間勾配で切土を行うと掘削土量が増加するものの, 地山補強材や壁体の仕様を簡素化でき, 工費・工期で有利になる場合がある。しかしながら, 中間勾配での切土補強土擁壁の設計方法は確立していない。

切土補強土擁壁は地山を対象とするため, 盛土よりも不均質性が高く, 地盤調査でばらつきの程度を精緻に評価することは難しい。そのため, 実務設計においては過去の経験に基づく抵抗係数や地山補強材の仕様を設定しているが, 中間勾配においては地山補強材やのり面工が簡素化されるため, 逆に地山のばらつきの影響が顕在化し, リスクが増える可能性がある。また, 耐震設計も過去の経験と実績に基づき, L1 地震動 ($k_h=0.2$) に対する照査のみを実施し, L2 地震動の照査は省略している。しかしながら, 中間勾配においては前述のばらつきの影響が顕在化し, L2 地震動に対する変形量が増加する可能性がある。

以上を考慮し, 本論文では信頼性解析を行い, 急勾配 (3 分) と中間勾配 (7 分) の切土補強土擁壁に及ぼす地山のばらつきの影響を評価した。

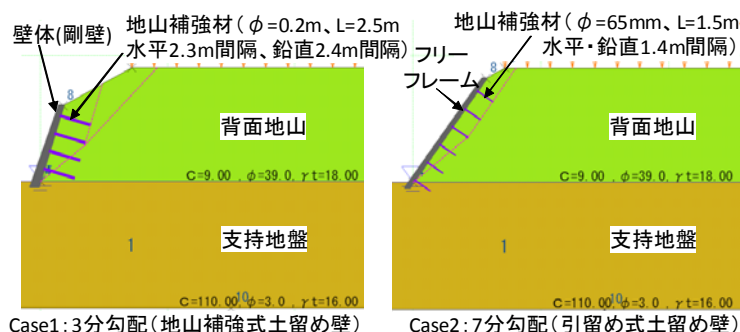


図1 検討対象とした切土補強土擁壁

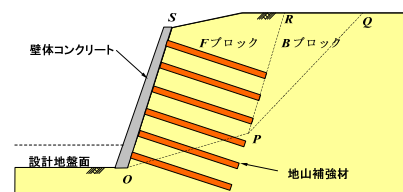
2.切土補強土擁壁の設計法について 現行標準¹⁾における補強土擁壁の設計は, 安全性の照査として常時, 施工時, 地震時 (L1) における安定性照査を行う。一方, 復旧性の照査として地震時 (L2) における補強土体の残留変形量, 壁体・地山補強材の損傷の照査を行う手法が示されているが, 一般には省略する場合が多い (みなし仕様)。本論文では地震時 (L1) における安定の照査, 地震時 (L2) の残留変形量に関する信頼性解析の結果を示す。

3. 信頼性解析の概要 図1に検討対象とした切土補強土擁壁を示す。地山の高さは9mであり, 同一の砂質系地山 ($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $C=9\text{kN/m}^2$, $\phi=39$ 度) に対して3分, 7分勾配の切土施工を想定している。3分勾配では切土後の地山がL1地震時に自立しないため, 地山補強式土留め壁が適用されている。一方, 7分勾配では自立性地山と判定され, 地山補強材や壁体の仕様が簡素化されている (引き留め式土留め壁)。図1中に地山補強材の仕様 (長さ, 径, 打設間隔) を示すが, Case1については施工時安定 (5 段目) あるいは内的安定 (滑動, L1 地震時) が補強材仕様の決定根拠になった (表1)。Case2では自立性地山と判定されたため現行標準における最低限の補強材仕様を適用している。

信頼性解析では, 試行回数 10000 回のモンテカルロシミュレーションを行っており, 粘着力 C の変動係数を 20%, 内部摩擦角 ϕ の変動係数を 10%とした。変動係数は, 実務設計において地山の土質諸数値が N 値から推定される際の

表1 安定照査結果

		抵抗係数	照査値	
			Case1	Case2
外的安定	常時	0.83	0.499	0.483
	L1地震	0.91	0.588	0.565
内的安定 (滑動)	常時	0.50	0.099	0.000
	L1地震	0.80	0.917	0.533
内的安定 (転倒)	常時	0.50	0.079	0.000
	L1地震	0.80	0.844	0.743
施工時安定性 (各掘削段階)	1段目	0.83	0.543	0.524
	2段目	0.83	0.699	0.635
	3段目	0.83	0.844	0.775
	4段目	0.83	0.968	0.867
	5段目	0.83	0.954	0.939
	6段目	0.83	-	0.832
	7段目	0.83	-	0.930

図2 ウェッジ法の概要¹⁾

キーワード: 補強土, 信頼性解析, 切土

連絡先: 東京都国分寺市光町 2-8-38 鉄道総合技術研究所構造物技術研究部基礎・土構造 Tel.042-573-7261 Fax.042-573-7248

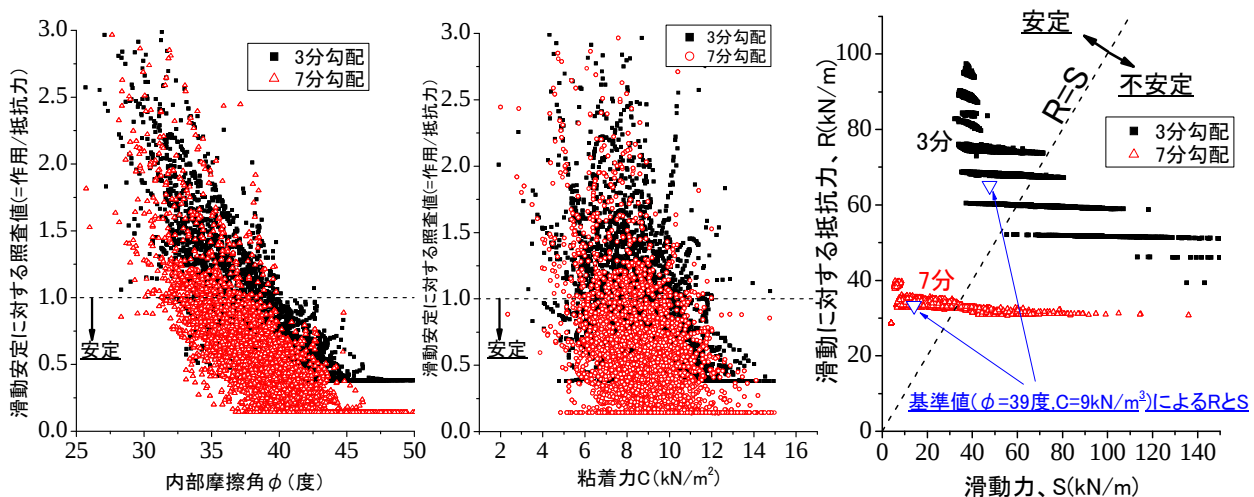


図3 切土補強土擁壁の信頼性解析結果 (L1 地震時、滑動変形モード)

ばらつき、供用開始後の経年における風化や飽和度の変化等を勘案して設定した。安定性照査は現行標準で用いている2ウェッジ法(図2参照)で行い、地震時残留変形量は現行標準の土構造物照査波(G2)を用い、Newmark法により算定した。なお、計算の際にはすべり面発生位置を固定せず、10000通りのC、 ϕ に対して壁体あるいは補強土体が最も不安定になるすべり面発生位置をそれぞれ算定し、安定性照査や残留変位量を算定している。

4. L1 地震時の安定性照査 図3にL1地震時の照査値とC、 ϕ の関係、および作用(S)と抵抗力(R)の関係を示している。現行標準では外的安定および内的安定(滑動、転倒)に対して照査するが、ここでは振動実験結果²⁾を考慮し、滑動安定に対する結果のみを示している。この図より、照査値はCよりも ϕ に対する感度が非常に大きいことが分かる。また、RとSの関係図より、Cあるいは ϕ が減少すると、Rの減少とSの増加が生じ、それに伴い滑動に対する安定性が低下している。これは、C、 ϕ の減少による地震時土圧の増加、地山補強材の引抜強度(τ)の減少に起因している。なお、10000通りのうち、照査値がゼロ以上($S>R$)となったのは3分勾配で2610回、7分勾配で1323回であり、7分勾配とすることによるリスクの顕在化は確認されなかった。

4. L2 地震時の残留変位量 図4に降伏震度およびL2地震時の残留変位量のヒストグラムを示している。ここに示す降伏震度は滑動モード、転倒モードのうち小さい方の値であり、残留変位量は卓越モードによる変位量である。これを見ると、降伏震度のヒストグラムはほぼ正規分布に近い形状を示すが、残留変位量は裾野が大きく広がっている。前述のように、今回検討対象とした切土補強土擁壁は、L1地震時あるいは施工時の安定照査によって補強材仕様が決められているが、Cあるいは ϕ が基準値($C=9\text{kN/m}^2$, $\phi=39$ 度)を下回る場合、計算上、変位量が非常に大きくなることが分かった。しかしながら、L2地震時においても7分勾配とすることによりリスクの顕在化(残留変位量の増加)は確認されなかった。

5. まとめ 本論文では切土勾配の異なる切土補強土擁壁に対し、現行設計法に基づいたすべり面変動法による信頼性解析を行い、切土勾配を緩勾配化し地山補強材やのり面工の仕様を簡素化することで、リスクが顕在化しないことを確認した。しかしながら、信頼性解析としては試行回数が足りないこと、実施工における地盤調査結果と地山の土質諸数値の真値の相関性を考慮したC、 ϕ のばらつきの与え方等について、今後検討する必要がある。

参考文献：1)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準(土構造物)，2007，2)工藤敦弘，渡辺健治，野中隆博，高野祐輔，陶山雄介，植木茂夫，青木一二三：切土補強土擁壁の地震時残留変位量に関するNewmark法の適用性に関する検討，第69回土木学会年次学術講演会(投稿中)

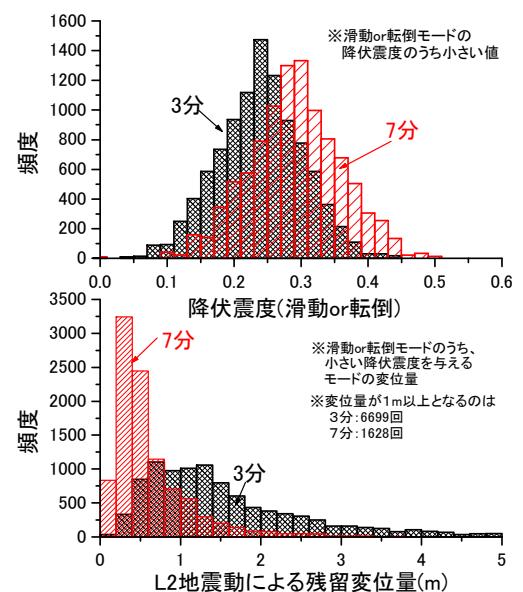


図4 降伏震度、残留変形量のヒストグラム