

勾配の異なる切土補強土擁壁の地震時残留変位量に関する信頼性解析

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員○工藤敦弘, 渡辺健治, 長尾洋太, 中島進
鉄道・運輸機構 正会員 山崎貴之, 高野裕輔, 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

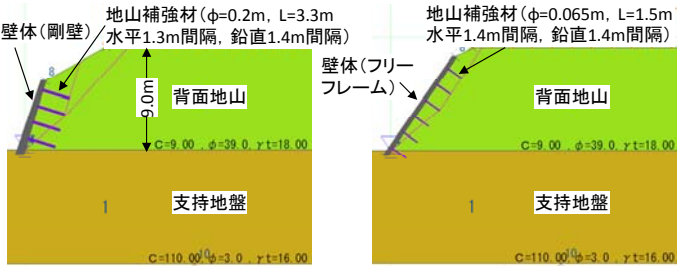
1.はじめに 鉄道における現行の設計標準¹⁾に基づいて切土補強土擁壁の実務設計を行う場合、切土勾配は一般的に急勾配(3分勾配, 1:0.3)が用いられている。一方で、著者らのこれまでの検討結果²⁾から、地山の条件等によっては切土勾配を中間勾配(例えば7分勾配, 1:0.7)にすることで掘削土量が増加するものの、地山補強材やのり面工の仕様を簡素化でき、工費・工期で有利になる場合があることを確認している。

切土補強土擁壁は地山を対象とするため、所定の施工管理のもとで構築される盛土に比べて不均質性が高く、地盤調査で得られる土質諸数値のばらつきの程度を精緻に評価することは難しい。中間勾配の切土補強土擁壁を適用した場合、地山補強材やのり面工が簡素化されるため、地山の土質諸数値のばらつきの影響(リスク)が顕在化する可能性がある。特に、設計標準では過去の経験と実績から耐震設計は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ため、L2地震動に対する変位量が地山のばらつきにより増加する可能性がある。

以上を考慮し、本論文では急勾配(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について信頼性解析を用いて評価した。

2. 検討条件と信頼性解析の概要 図-1 に信頼性解析に用いた切土補強土擁壁を、表-1 に各切土補強土擁壁の安定照査結果を示す。対象とした切土補強土擁壁は、高さ9.0mの砂質系地山を3分勾配あるいは7分勾配で切土して構築することを想定しており、地山の土質諸数値の基準値は、 $\gamma=18\text{kN/m}^3$, $c=9\text{kN/m}^2$, $\phi=39^\circ$ である。3分勾配の場合は無補強状態の背面地山がL1地震動を考慮した円弧すべり法による内的小および外的小の安定の照査を満足しない状態(非自立性地山)と判定されるため、長尺の地山補強材と剛な壁体で構成される「地山補強式土留め壁」を適用した。一方で、7分勾配の場合は上記照査を満足する状態(自立性地山)と判定されるため、補強材やのり面工が簡素化できる「引留め式土留め壁」を適用した。なお、本論文はL2地震動が作用した際の各切土補強土擁壁の地震時残留変位量を比較することを目的としているため、3分勾配の切土補強土擁壁については、7分勾配の切土補強土擁壁の主たる変形モードの降伏震度($k_h=0.290$)と同等の降伏震度になるように補強材配置を決定した。

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い、各土質諸数値と安定照査の結果およびL2地震時の残留変位量の関係性を評価した。地山の土質諸数値のばらつきは、地盤調査から得られるN値に対する土質諸数値の不確実性を考慮して変動係数($c:20\%$, $\phi:10\%$)を設定し、この場合にすべり面で発揮されるせん断抵抗力 $\tau(c=\tan\phi)$ のばらつきを拘束圧毎に求めた(11~13%程度)。ここで求めたせん断抵抗力 τ のばらつきは、1m深さ毎のばらつきであるため、想定されるすべり面全体(約10mと仮定)で同時に発揮されるせん断抵抗力 τ のばらつきは、前述した値より小さくなる³⁾。そこで、



(a) 3分勾配 (b) 7分勾配

図-1 検討対象とした切土補強土擁壁

表-1 安定照査結果

状態		抵抗係数	照査値	
			3分勾配	7分勾配
外的小の安定	常時	0.83	0.493	0.483
	L1地震時	0.91	0.588	0.565
内的小の安定(滑動)	常時	0.50	0.000	0.000
	L1地震時	0.80	0.628	0.533
内的小の安定(転倒)	常時	0.50	0.000	0.000
	L1地震時	0.80	0.574	0.743
施工時	1段目	0.83	0.544	0.524
	2段目	0.83	0.670	0.635
	3段目	0.83	0.795	0.775
	4段目	0.83	0.894	0.867
	5段目	0.83	0.869	0.939
	6段目	0.83		0.832
	7段目	0.83		0.930
降伏震度(2wedge法)	滑動	-	0.286	0.290
	転倒	-	0.475	0.342

表-2 N値を評価する区間長さとお変動係数の低減比³⁾

ΔZ(m)	低減比
3	0.89
5	0.69
10	0.49
30	0.28

キーワード：切土補強土擁壁、地震時残留変位量、信頼性解析

連絡先：〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38 鉄道総合技術研究所 TEL：042-573-7261

本論文では表-2 より変動係数の低減比を 0.49 と設定し、せん断抵抗力 τ の変動係数が低減比 0.49 を考慮した値(6~7%程度)になるように土質諸数値のばらつきを試行的に求めた。その結果、粘着力 c の変動係数を 20%, 内部摩擦角 ϕ の変動係数を 4.7%とする正規分布を与えることとした。

安定照査は現行の設計標準¹⁾で用いられている 2wedge 法で行い、地震時残留変位量は安定照査で得られた降伏震度と、設計標準に示される土構造物照査波を用いて、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算定し、安定照査や地震時残留変位量の算定を行っている。

3. 各切土補強土擁壁の信頼性解析結果の比較 信頼性解析で得られた結果の内、本論文では主に L1 地震時の安定照査結果と L2 地震時の残留変位量について比較を実施する。

3.1 L1 地震時の安定照査結果の比較 図-2 に L1 地震時の照査値と c 、 ϕ の関係を示す。なお、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、ここでは模型振動実験の結果⁴⁾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、照査値に与える c と ϕ の感度は同程度であり、10000 通りのうち、照査値が 1.0 以上となった回数が、3 分勾配で 618 回、7 分勾配で 430 回であったことから、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。なお、同図において、照査値がある一定値以下にならない様子(下限値の存在)が確認できる。これは、内部摩擦角 ϕ あるいは粘着力 c 、もしくはその両方が同時に高くなっている場合、ある一定値以上では地震時土圧が増加しないことや、安定計算で用いている 2wedge 法において、補強材を貫くすべり面が形成されず、補強材の抵抗力が増えないためだと考えられる。

3.2 L2 地震時の残留変位量の比較 図-3 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。これらの図より、降伏震度は両者とも正規分布に近い形状を示すものの、切土勾配により降伏震度のばらつきが異なり、残留変位量については 3 分勾配の方が平均値、ばらつきともに大きくなり、7 分勾配の方が L2 地震時の変位量が小さくなる傾向を示すことが分かった。このことから、中間勾配の切土補強土擁壁に対して、従来の急勾配と同様に L1 地震動に対する耐震設計を満足していれば、L2 地震動に対するリスクは顕在化しないことが確認された。

4. 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った。その結果、切土勾配を緩勾配化することで地山補強材やのり面工の仕様が簡素化されるものの、地山の土質諸数値のばらつきに対するリスクが顕在化しないことを確認した。一方で、信頼性解析としては試行回数が足りないこと等の影響について、今後検討する必要がある。

参考文献 1) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物，2012.1. 2) 渡辺ら：地山補強土工法の設計合理化に関する検討，第 10 回地盤工学会関東支部発表会，2013.10. 3) 小林勝己：建築分野における信頼性解析 4) 高野ら：切土補強土擁壁の地震時補強効果に関する振動実験，土木学会第 70 回年次学術講演会講演概要集，2015.9 (投稿中)

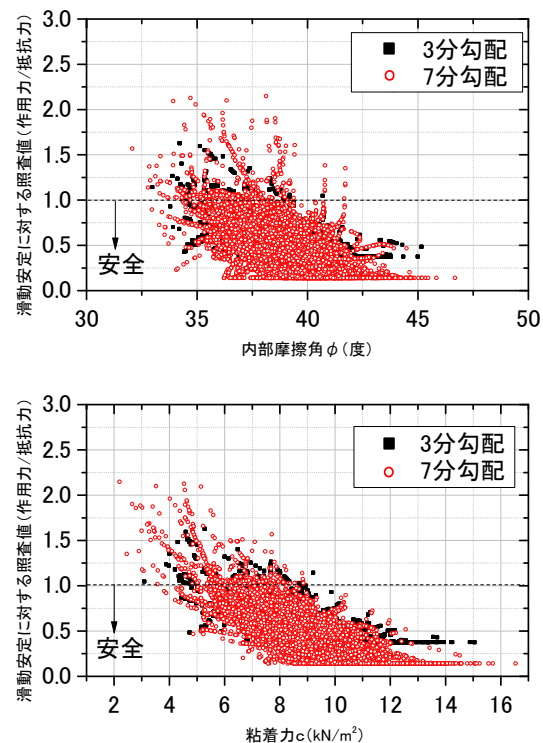


図-2 切土補強土擁壁の信頼性解析結果(L1 地震時、滑動変形モード)

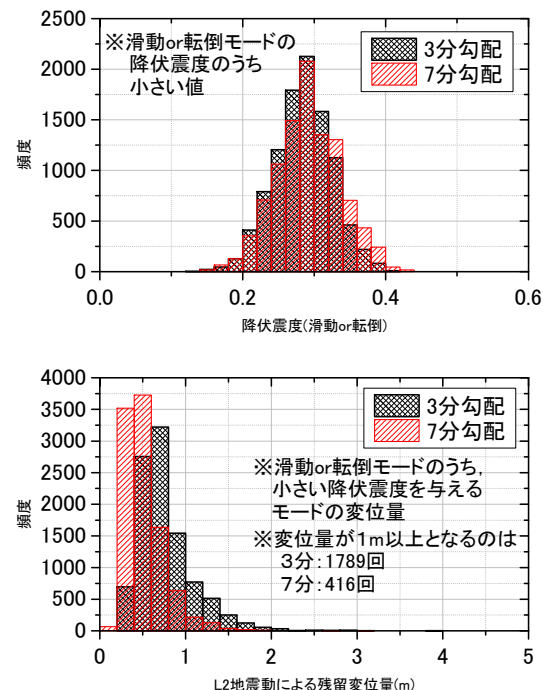


図-3 降伏震度、残留変位量のヒストグラム