

既設盛土の地震時変位計算時の設定地盤定数に関する一考察

東急建設株式会社 正会員 ○富田 佑一
株式会社複合技術研究所 正会員 小阪 拓哉

1. はじめに

細粒分が多い盛土でも室内試験等で内部摩擦角 ϕ を確認することがあるが、実務設計においては安全側に配慮し、それを評価しないことが多い。本論文では、細粒土の内部摩擦角 ϕ がL2地震時の盛土の滑動変位量 δ へ与える影響を感度計算した(検討1)。また、無補強時の滑動変位量 δ をほぼ同等にした条件下で、内部摩擦角 ϕ が異なる2つのモデルにおいて、盛土のり面に棒状補強材を用いた耐震補強設計を実施し、双方の必要補強材長 L の相違を比較検討した(検討2)。

2. 検討モデル

検討モデルは図1に示すように、盛土高さ $H=8.0\text{m}$ ・盛土勾配 1:1.5 で、のり尻に高さ $H=2.0\text{m}$ の既設擁壁を有する複線の鉄道盛土を想定した。支持地盤は盛土層と同じ定数とし、すべり線が通過しない条件とした。上載荷重は、軌道荷重と列車荷重を分布荷重として、盛土天端幅に全面載荷した。設計入力地震動の時刻歴波形は鉄道の設計標準¹⁾より土構造物照査波(G2)とし、L2地震時の滑動変位量 δ はニューマーク法により算定した。

3. 内部摩擦角と滑動変位量の感度計算(検討1)

既設盛土の物性として表1に示す細粒土①、②の地盤定数を基本とした。細粒土①は鉄道の設計標準²⁾より、細粒土主体の盛土を代表する値を設定した。細粒土②は $c=30\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=5$ 度と仮定した場合の設計用値である。なお、細粒土③は検討2で使用するものであり、細粒土①の粘着力 c を用いて細粒土②の滑動変位量 δ と同等となる内部摩擦角 ϕ を逆計算して設定した。

検討1では粘着力 $c=20\text{kN/m}^2$ 、 30kN/m^2 の盛土に対し、内部摩擦角 ϕ を変化させて無補強時の盛土の滑動変位量 δ の感度計算を行った。

計算結果を図2に示す。異なる2つの粘着力 ($c=20\text{kN/m}^2$ 、 30kN/m^2) の内部摩擦角 ϕ と滑動変位量 δ 関係は曲線形となり、内部摩擦角 ϕ が小さくなると滑動変位量 δ の増加幅が大きくなる傾向が認められた。曲線形は地表面設計地震動の時刻歴波形の形状に

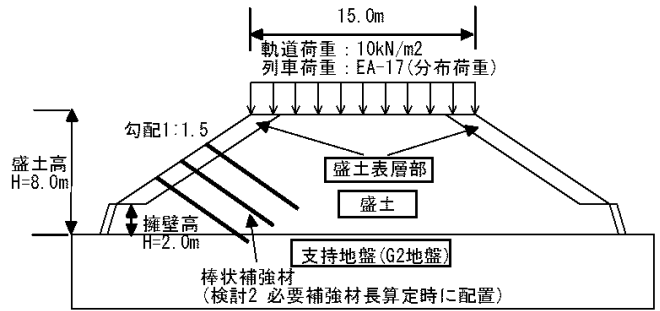


図1 検討モデル

表1 盛土の設計用値

土質	γ (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ (度)	備考
細粒土①	14	20(10)	25(20)	土構造標準 ²⁾ の土質4相当
細粒土②	14	30(15)	5(4)	地盤定数を仮定した設計用値
細粒土③	14	20(10)	16.0 (12.8)	細粒土②と滑動変位量が同等になるように ϕ を逆計算 検討2で使用

()内は盛土表層部の値

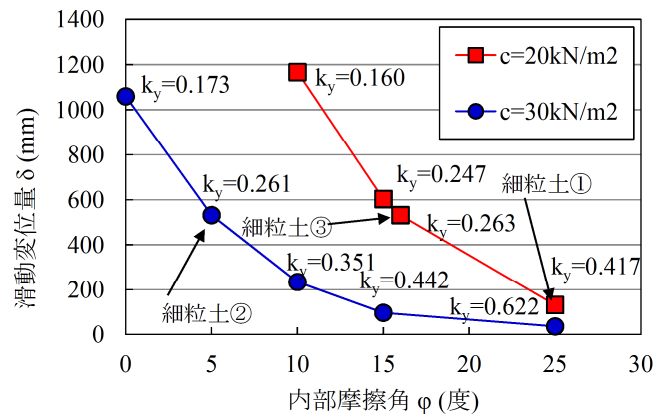


図2 計算結果(検討1)

表2 棒状補強材の設計条件(検討2)

補強材仕様	小径棒状補強材 $\phi 90\text{mm}$	中径棒状補強材 $\phi 170\text{mm}$
許容沈下量	200mm	
奥行間隔	1.0m	
のり面方向間隔	2.0m	
打設角	35度	
補強材段数	3段	
表面材	格子柵 (のり面工低減係数 $\mu=0.7$)	

よるものと考えられるが、粘着力 c が異なる 2 つの曲線について、粘着力 c が小さい盛土の方が内部摩擦角 ϕ による滑動変位量 δ の感度が大きいことが分かる。設計用値を仮定した細粒土②の盛土は内部摩擦角 $\phi=0\sim 5$ 度の範囲で計算される滑動変位量 δ の差が大きいことから、合理的な設計を実施するには内部摩擦角 ϕ を適切に評価することが望ましいと言える。

4. 内部摩擦角と必要補強材長の比較検討(検討 2)

検討 2 で設定する棒状補強材の設計条件を表 2 に示す。補強材は小径棒状補強材($\phi 90$ mm)と中径棒状補強材($\phi 170$ mm)の 2 種類とし、土と定着材の摩擦抵抗のみ着目して計算した。許容沈下量は 200mm と設定し、滑動変位量 δ がこれを満足する補強材長 L を算定した。

無補強時の滑動変位量 δ が同程度で内部摩擦角 ϕ が異なる 2 つの地盤条件(表 3)に、耐震補強設計で算定された必要補強材長を図 3 に示す。補強材は細粒土②の盛土と細粒土③の盛土の降伏震度 k_y および滑動変位量 δ が同程度となるように配置した。必要補強材長は、小径棒状補強材および中径棒状補強材ともに、細粒土③の盛土に比べて細粒土②の盛土の方が長くなる結果が認められた。

中径棒状補強材による補強時の計算例を図 4 に示す。地盤定数の異なる盛土は円弧半径が異なり、細粒土②の盛土に比べて内部摩擦角 ϕ が大きい細粒土③の盛土では、円弧すべり線が浅くなる傾向にあることが分かった。L2 地震時の変位計算は滑動土塊に作用する水平震度が大きいため、せん断抵抗力の小さい盛土における耐震補強設計では、円弧すべり線より外側まで補強材を配置することが多いが、細粒土②の盛土に比べて内部摩擦角が大きい細粒土③の盛土は円弧半径が小さくなるため、必要補強材長 L が短くなったと考える。以上より、L2 地震時の滑動変位量 δ の算定や棒状補強材の設計においても、内部摩擦角 ϕ を適切に評価することが望ましいと言える。

5. おわりに

細粒分の多い盛土においても内部摩擦角 ϕ を適切に評価することが合理的な設計となるが、資料調査や現地踏査等から想定される施工履歴を踏まえ、地盤調査結果や地盤定数の設定方法を十分に検討することが重要である。

- 参考文献 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 平成 24 年 9 月 鉄道総合技術研究所
 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 平成 19 年 1 月 鉄道総合技術研究所

キーワード 盛土耐震補強, 地山補強土工法

連絡先 〒150-8340 東京都渋谷区渋谷 1-16-14 (渋谷地下鉄ビル) 東急建設(株) TEL 03-5466-5274

表 3 無補強時の滑動変位量(検討 2)

	降伏震度 k_y	変位量 δ (mm)	備考
細粒土②	0.261	532	$c=30\text{kN/m}^2$, $\phi=5$ 度
細粒土③	0.263	532	$c=20\text{kN/m}^2$, $\phi=16$ 度

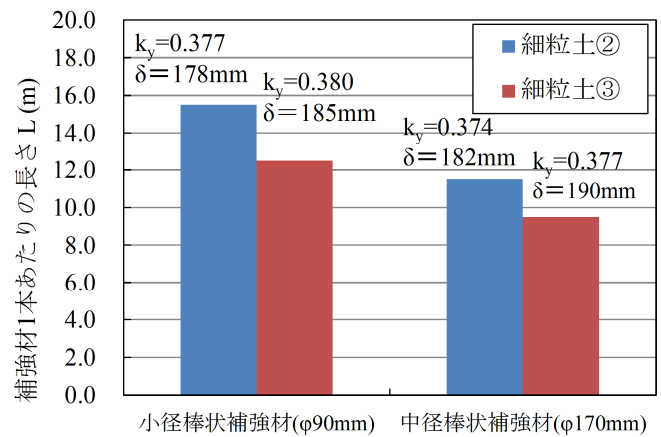


図 3 計算結果(検討 2)

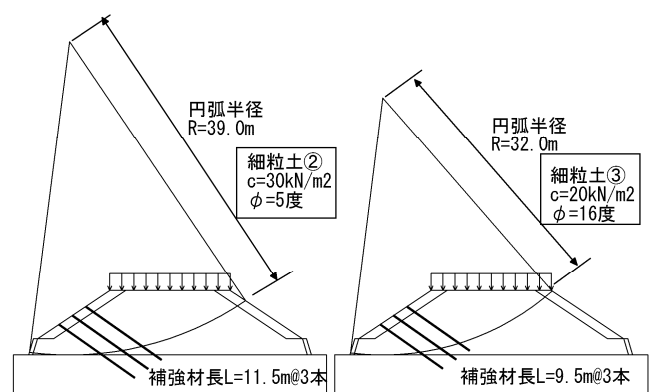


図 4 計算結果例(検討 2, 中径棒状補強材)