

III-B 322

粘性土を用いた補強盛土の崩壊実験

鉄道総合技術研究所 正 ○館山 勝 小島謙一
日本鉄道建設公団 正 丸山 修 米澤豊司
東京大学 工学部 正 龍岡文夫

1. はじめに

北陸新幹線長野車両基地では軟弱層が30m程度堆積した地質上に、粘性土（風化凝灰岩）を盛土材として用いた剛壁面補強土擁壁が延長約2kmにわたって構築されている。ここではプレロードを十分にに加え、織布（補強材）と不織布（排水材）の複合構造の補強材を用いて施工を実施している¹⁾。

粘性土を盛土材として用いた剛壁面補強土擁壁に関しては、東京大学、鉄道総研で、試験盛土の構築²⁾、載荷実験³⁾などで安定性を確認している。しかし本体構造物で施工するのは当現場が初めてである。そこで試験盛土を構築し、複合補強材の効果、壁面剛性の効果を再度確認することにした。

2. 試験盛土の概要

図1に試験盛土の概要を示す。この試験盛土は、車両基地本体盛土の向かい側に発泡スチロール（EPS）ブロックを挟んで施工した。幅17.2m、奥行き18m、高さ3.1mであり、その上部に高さ1.9mのプレロード盛土を構築した。試験盛土には「①無補強断面」と、「②複合補強材で補強した断面」の2断面が設けられている。これに対し、「③複合補強材+土嚢+厚さ15cmのコンクリート壁面で補強した断面」は、車両基地本体盛土の計測区間と兼用した。土取り場の地質状況が著しく変化しているため、この計測区間については試験盛土と同時期に採取した土を用いて試験盛土と同じ手順で幅19.9m、奥行き25.0mの盛土を先行して構築した。表1は、構築した3断面の盛土材をブロックサンプリングし、土質試験を行った結果であるが、本体盛土③は試験盛土①②に比べて締固め度が相対的に低かった。

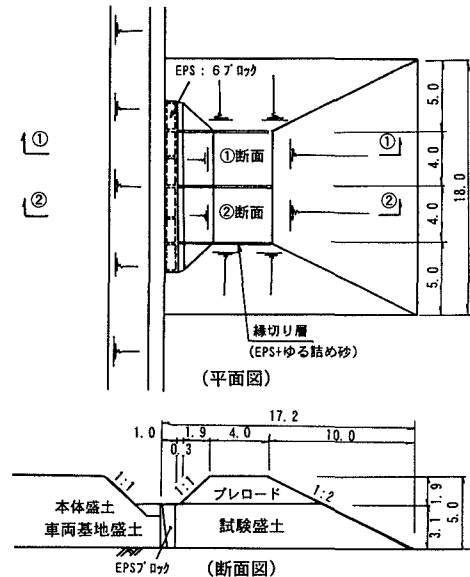


図1 試験盛土の概要

3. 計測の概要

図2に、試験盛土（①断面）における計測機器の配置図例を示す。試験盛土の①②断面は施工中に安定しないことが予想されたため、既設盛土を反力として構築した後に、間に挟んだEPSブロックを図2に示すように引き抜いた。これに対し、本体盛土は十分に自立するので、特に反力を設けることはせず、順次盛土を積み上げた。計測は、施工中、プレロード盛土載荷時と、試験盛土の崩壊実験（EPS引抜き）時に実施した。計測の主な着目点は、盛土圧縮沈下量、間隙水圧、（補強材力）、盛土底面の土圧分布である。本体盛土については、さらに長期的に動態計測を継続したが結果につ

表-1 土質試験一覧表

土質試験		無補強		補強材	本盛土
試験項目	単位	①断面	②断面	③断面	③断面
湿潤密度	ρ_t (g/cm ³)	1.775	1.763	1.653	
乾燥密度	ρ_d (g/cm ³)	1.455	1.41	1.247	
土粒子密度	ρ_s (g/cm ³)	2.73	2.73	2.704	
自然含水比	w _n (%)	22	25	32.5	
間隙比	e	0.822	0.879	1.126	
飽和度	S _r (%)	71	75.5	76.6	
土質分類		C-H	C-H	C-H	
細粒分含有量	(%)	51.8	52.2	54.9	
液性限界	w _L (%)	51.7	53.6	55.1	
塑性限界	w _P (%)	21.2	23.1	25.9	
塑性指数	I _p (%)	30.5	30.5	29.2	
圧縮指数	C _c	0.19	0.15	0.24	
三軸圧縮	c (kgf/cm ²)	0.28	0.21	0.22	
	ϕ (°)	20.3	20.6	18.9	
	c' (kgf/cm ²)	0.16	0.14	0.13	
	ϕ' (°)	31.5	30.1	29.3	

いては別途報告とする。

図3に、計測結果の一例として、本体盛土はプレロード盛土構築後から2週間後の変形状態、試験盛土はEPS引抜き後から2週間後の変形状態を示す。また各断面の盛土底面の鉛直土圧分布の比較も示す。試験盛土は十分に締固めたため、期待したような急激な崩壊は見られなかったが、無補強の①断面では肌落ちを繰り返し、進行的な崩壊が生じた。補強材のみを配置した②断面ではEPS除去直後は上部3段程度が前倒れ的な変形を示し、下部については変形が見られなかった。その後徐々に下部盛土表面に丸みをおびた変形が見受けられ、盛土上部には大きなクラックが発生した。これに対して、試験盛土よりも緩かったにも関わらず剛な壁面工を有する③断面の本体盛土は、プレロード載荷後でも目立った変形が認められなかった。ただし、盛土の圧縮沈下量については①②区間よりも大きな値を示したが、これは補強効果の差から生じたものではなく、締固め度が低いためと考えられる。

盛土つま先の地盤反力分布を比較すると、③②①の順で大きくなっている。特に③の剛壁面を有する場合はかなり大きい。①無補強、②補強材のみの断面では、つま先に応力集中が生じた場合でも地盤が降伏する前に盛土体が局所的に降伏してしまうので、結果として大きな地盤反力が得られなかったと考える。これに対して剛壁面を有する③断面では、盛土体の局所的降伏が生じにくいため、地盤が降伏するまではつま先で十分な反力が得られたものと思われる。これを、補強土擁壁の転倒の観点から考えると、回転中心点がつま先に近いほど転倒安全率が高まるので、③②①の順で安定性が高い構造であると言える。

今後は解析や長期動態計測を進め、粘性土盛土の設計、施工法の合理化を図る予定である。

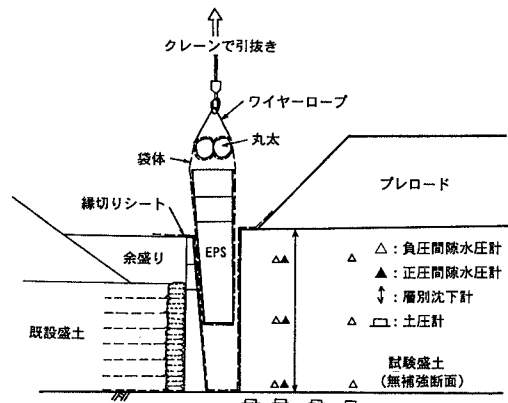


図2 EPSの引抜き状況
(試験盛土：①断面)

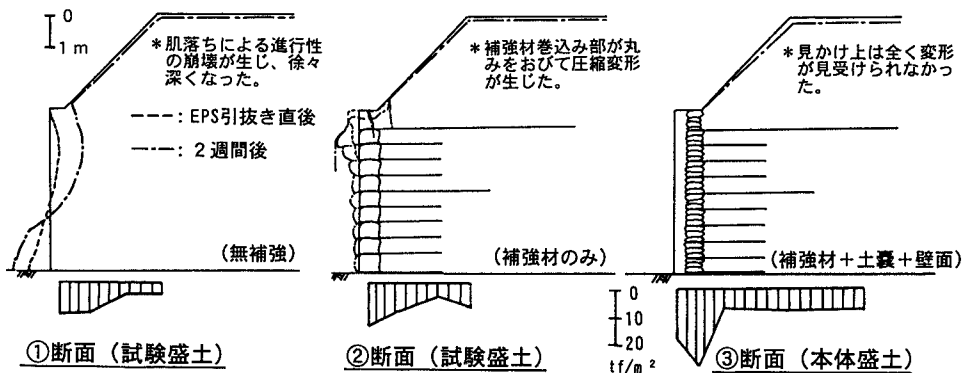


図3 各断面の変形状況と地盤反力

(参考文献)

- 1) 小島、館山、丸山、三浦、米澤 (1994. 12) : 軟弱地盤上における粘性土剛壁面補強土擁壁の解析と施工、第9回ジオテクニカルシンポジウム
- 2) 龍岡、村田、館山 (1989. 10) : 短い面状補強材と剛な壁面を有する粘性土盛土の長期動態計測、第44回土木学会年次学術講演会
- 3) 村田、館山、岩崎、清川、田村、中村、龍岡 (1991. 7) : 短い面状補強材と剛な壁面を有する粘性土盛土の載荷試験、第26回土質工学研究発表会