

組積式盛土乗降場の耐震補強工法に適用する棒状補強材の引抜き試験

東日本旅客鉄道 正会員 〇内田 有吏子 鉄建建設 正会員 湊 憲二
東日本旅客鉄道 正会員 野本 将太 東日本旅客鉄道 正会員 竹谷 勉
東日本旅客鉄道 正会員 滝沢 聡

1. 目的

過去に発生した地震では、盛土乗降場の組積式土留めが崩壊し、軌道へと散乱する被害が発生している。首都直下地震対策に向けて、文献¹⁾では、棒状補強材を使用した耐震補強工法の提案を行っている(図-1)が、棒状補強材の引抜き抵抗が不明確である。また、石積み壁を補強する場合に用いる地山補強材の引抜き抵抗力を算出する式²⁾を、石積み壁より高さの低い盛土乗降場において、使用できるか未確認であった。そこで、実物規模の組積式盛土乗降場の試験体を作成し、引抜き抵抗力の確認を行った。

2. 試験方法

実物規模の組積式盛土乗降場の施工に関しては、文献³⁾を参照願いたい。棒状補強材の施工性を確認するため、角度を3ケース設定し、検証を行った(図-2)(表-1)。本実験では、この3ケースの引抜き抵抗力の確認を行った。棒状補強材は、 $L=2.0\text{m}$ 、 $d=0.16\text{m}$ 、芯材にはD19(SD345)の異形鉄筋、充填材にはモルタル(表-2)を用いた。引抜き試験で背面地盤と棒状補強材の周面摩擦力のみを計測できるよう、モルタル充填は組積式土留めの手前で止めている(図-2)。

試験の概要を、図-3に示す。組積式土留めの積石に反力を取り、棒状補強材の芯材に引抜き抵抗力を作用させる。载荷は、設計引抜き抵抗力の約20%ずつ増加させ、各段階载荷後30秒間荷重を保持し、変位量を確認した。

今回の試験体は、試験後もその他の検証で使用するため、本試験では、荷重-変位曲線に明確な降伏点が現れるまで引張荷重を作用させ、ピークの荷重が確認できるまでは試験を行わない。しかし、棒状補強材の持つ限界耐力を計測する必要があったため、その後の試験に影響のない位置にあるCase1($\theta=20^\circ$)のみ、荷重のピークが現れるまで試験を行った。

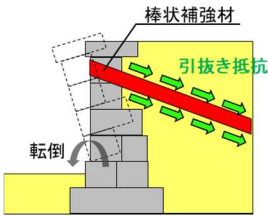


図-1 耐震補強工法の概要

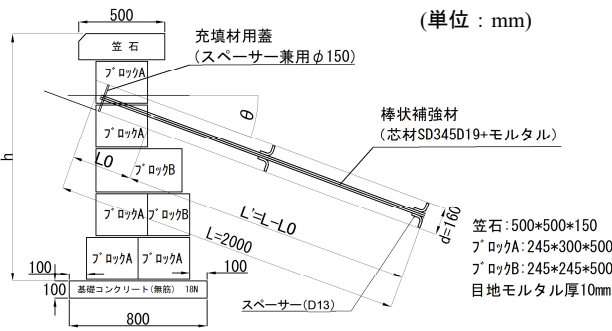


図-2 棒状補強材構造

表-1 試験ケース一覧

Case	θ ($^\circ$)	d (m)	L (m)	$L\theta$ (m)	$L'=L-L\theta$ (m)
1	20	0.16	2.000	0.348	1.652
2	30	0.16	2.000	0.633	1.367
3	45	0.16	2.000	0.865	1.135

表-2 モルタル配合表 (1 m^3 当たり)

セメント (kg)	水 (kg)	細骨材 (m)	高性能 AE 減水材 (m)	W/C (%)
768.0	307.2	1130.4	7.68	40.0

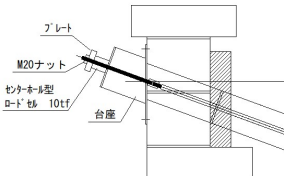


図-3 引抜き試験の概要

表-3 盛土の諸元

γ (kN/m^3)	h (m)	ϕ ($^\circ$)	c (kPa)	τ_p (kPa)
14.7	1.435	40.0	2.0	10.8

キーワード 組積式盛土乗降場，耐震補強工法

連絡先 〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2丁目479番地 TEL 048-651-2552

3. 設計引抜き抵抗力の算出

棒状補強材の設計引抜き抵抗力は、文献²⁾に示されている式(1)により算出した。盛土の諸元を表-3に、各ケースの設計引抜き抵抗力を表-4に示す。

$$T_p = \pi d \tau_p L' \quad \dots (1)$$

$$\tau_p = \sigma' \tan \phi + c = 1/2 \cdot \gamma h \cdot \tan \phi + c$$

ここで、 T_p ：設計引抜き抵抗力 (kN)、 d ：補強材の直径 (m)、 τ_p ：周面摩擦抵抗 (kPa)、 L' ：定着長(m)、 γ ：単位体積重量 (kN/m³)、 h ：地盤層厚 (m)、 ϕ ：地盤の摩擦角 (°)、 c ：粘着力 (kPa)である。 h は盛土高さとした。

4. 試験結果

荷重変位曲線を、図-4に示す。図中に、式(1)で算出した各ケースの設計引抜き抵抗力 T_p を破線で示す。また、荷重変位曲線の折れ点における荷重を降伏荷重 P_y 、ピーク点における荷重を最大引抜き力 P_{max} と定義する。

Case1 は、載荷開始後、徐々に変位量が増加し、18.0kN で1.35mmを示した後、荷重変位曲線の傾きが小さくなり 18.0kN を降伏荷重とした。25.5kN で3.5mmを示した後、載荷重が低下を開始したため、これを最大引抜き力と判断し、載荷を終了した。除荷後も、4.05mmの残留変位があり、引抜きが生じたことが確認できる。

Case2 は、8.6kN まで変位は発生せず、10.9kN で変位0.35mmを示したため、8.6kN を降伏荷重とし、試験を終了した。

Case3 は、4.0kN までは変位は発生せず、その後、徐々に変位量が増加し、10.5N で0.15mmを示した後、荷重変位曲線の傾きが小さくなり 10.5kN を降伏荷重とした。20kN で1.6mmを示した時点で、載荷試験を終了した。

いずれのケースにおいても、降伏荷重 P_y が設計引抜き力 T_p を上回ったことを確認した。

全検証完了後、棒状補強材の掘り出し確認を行った(写真-1)。各ケースとも計画通り円柱状の棒状補強材が造成されていたことが確認できた。

5. まとめ

全ケースで、降伏荷重は設計引抜き抵抗力を上回っており、組積式盛土乗降場の耐震補強工法に適用する棒状補強材は、地山補強材における引抜き抵抗力の算出式により求まる設計引抜き抵抗力以上の耐力を有する事を確認した。

参考文献

1) 滝沢聡ら：組積構造の盛土式乗降場の耐震補強に関する実験的研究，第39回土木学会地震工学研究発表会，2019. 2) 公益財団法人 鉄道総合技術研究所：崩壊防止ネットと地山補強材による鉄道石積み壁の耐震補強工法設計マニュアル. 3) 湊憲二ら：組積式 盛土式乗降場の耐震補強工法に関する施工検証試験，第75回年次学術講演会，2020.

表-4 設計引抜き抵抗力

Case	θ (°)	T_p (kN)
1	20	9.0
2	30	7.5
3	45	6.2

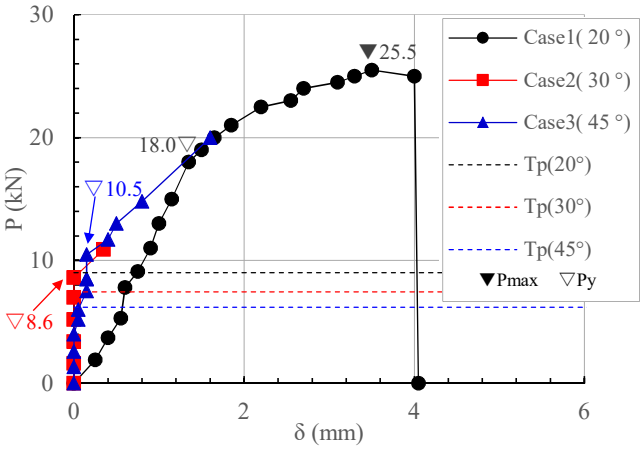


図-4 荷重変位曲線

表-5 設計引抜き抵抗力と試験結果まとめ

Case	θ (°)	T_p (kN)	P_y (kN)	P_{max} (kN)
1	20	9.0	18.0	25.5
2	30	7.5	8.6	-
3	45	6.2	10.5	-



写真-1 掘り出し状況 (θ = 30°)