

引抜き変位を受けた補強土壁の帯鋼補強材の変位挙動と残存耐力の評価

山口大学大学院 学生会員 ○内川浩樹
山口大学大学院 正会員 鈴木素之
ヒロセ 大谷義則
ヒロセ 正会員 志村直紀

1. はじめに 帯鋼補強土壁は、山間部の多いわが国で施工実績が多く、耐震性能の優れた工法として知られている。その原理は、壁面に作用する土圧に対して盛土内に敷設した補強材の引抜き抵抗によって釣り合いを保つことにより、土留め効果を発揮するものである。近年、地震や降雨等により一部の帯鋼補強土壁に前傾やはらみ出し等の変状が生じた事例があることから¹⁾、補強材の引抜きを受けた補強土壁の残存耐力の評価手法の確立が必要になっている。本研究では、壁面に補強材の引き抜けによる変位を生じた補強土壁の内的安定性を検討するため、密度を変化させた供試土層に対して変位制御方式の引抜き試験を行い、引抜き抵抗と引抜き変位の関係を調べた。また、変位・荷重制御方式の引抜き試験を行い、所定の変位まで補強材を引抜き、その時点の引抜き荷重を作用させて、引抜き変位の時間的挙動を調べた。結果の考察では、引抜き変位が施工管理の目安となる壁高（土槽高）の3%となる時の引抜き力を T_f 、補強材に作用する引抜き荷重を T と定義すると、 $T_f > T$ のとき、荷重一定条件下で変位 ΔL_x は生じず、 $T_f \leq T$ のとき ΔL_x は増加し続けると考え、 T_f を補強土壁が有する残存耐力として評価した。

2. 土中引抜き試験方法 本研究で用いた試料土は豊浦標準砂であり、土粒子の密度は 2.68g/cm^3 である。土中引抜き試験の手順を以下に示す。①含水比調製した試料を10層に分けて土槽に充填した。②ランマー（質量4kg、落下高さ40cm）を用いて、緩詰めの場合、各層15回、密詰めの場合、各層45回で締固めた。③土槽底面から高さ150mmにリブ付補強材（幅60mm、厚さ4mm）を長さ350mmで敷設した。④土槽上部から1cm下まで試料を充填し、最上面を均し、ペロフラムシリンダーにより所定の上載圧 σ_v を加えた。⑤任意の引抜き速度、引抜き荷重を設定し、引抜き試験を開始した。変位制御試験の場合、引抜き変位 ΔL に達した時点で引抜きを終了した。一方、図-1に示すように、変位・荷重制御試験の場合、変位制御により、所定の引抜き変位が所定の値 ΔL_{a0} 、 ΔL_{b0} 、 ΔL_{c0} に達した時点で、その時に発生した引抜き力 T_a 、 T_b 、 T_c がその後も補強材に一定に载荷するように荷重制御で引抜き試験を続行した。変位制御試験の試験ケースとして σ_v を0、20、40、60 kN/m^2 の4通り、相対密度 $D_r=67\%$ （緩詰め）、86%（密詰め）の2通りの組み合わせで計8ケース実施した。また、変位・荷重制御試験の試験ケースは表-1に示すとおりで、 $\sigma_v=0\sim60\text{kN/m}^2$ 、初期引抜き変位 ΔL_0 を3通り設定して計12ケース実施した。引抜き試験においては、引抜き変位 ΔL (mm)、引抜き力 T (kN) を測定し、引抜き抵抗 $\tau (= T/2A)$ を求めた。ここに、 A は補強材の断面積であり、 τ の算出においては引抜きに伴う補強材の表面積の減少分を考慮した。

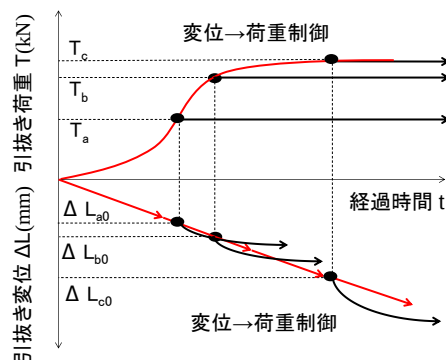


図-1 変位・荷重制御試験の模式図

表-1 変位・荷重試験ケース

No.	試料土	上載圧	相対密度	初期変位
		σ_v (kN/m ²)	Dr (%)	ΔL_0 (mm)
1-1	豊浦標準砂	0	86	4.0
1-2				7.6
1-3				15.9
2-1		20		3.9
2-2				7.8
2-3				14.8
3-1		40		7.9
3-2				15.6
3-3				25.8
4-1		60		7.6
4-2				15.2
4-3				31.8

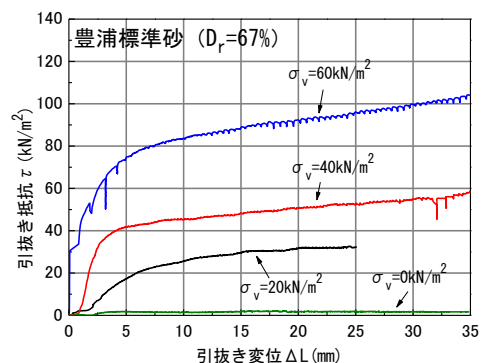


図-2 緩詰め豊浦標準砂の引抜き挙動

キーワード 補強土工法、相対密度、引抜き試験

連絡先 〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1 山口大学大学院理工学研究科 鈴木素之 TEL 0836-85-9303

3. 変位制御および変位・荷重制御による引抜き試験の結果

図-2 に $D_r=67\%$ (緩詰め) の引抜き挙動, 図-3 に $D_r=86\%$ (密詰め) の引抜き挙動を示す. どちらのケースにおいても, σ_v が大きいほど, 高い引抜き抵抗を発現することが確認された. なお, $D_r=86\%$ の結果から, ΔL_{a0} , ΔL_{b0} および ΔL_{c0} を設定した. 図-4 に $\sigma_v=0 \text{ kN/m}^2$ における変位・荷重制御試験の ΔL と載荷時間 t の関係を示す. $\sigma_v=0 \text{ kN/m}^2$ の場合, 一定荷重に保持した後生じた変位は $\Delta L_{ax}=1.0 \text{ mm}$, $\Delta L_{bx}=1.2 \text{ mm}$, $\Delta L_{cx}=2.9 \text{ mm}$ であった. このことから, 初期引抜き変位が大きいほど, 荷重一定条件下で生じる変位が大きくなることが確認された. 図-5 は $\sigma_v=60 \text{ kN/m}^2$ の場合の結果である. $\sigma_v=0 \text{ kN/m}^2$ の結果とは異なり, 初期引抜き変位が大きいの, 荷重一定条件下で生じる変位は小さくなった. 初期引抜き変位が異なるので直接比較はできないが, σ_v の増加に伴い荷重一定条件下で生じる引抜き変位が小さくなるようである.

図-6 に $\sigma_v=0 \text{ kN/m}^2$ において変位制御から荷重制御へ切り換えた時の引抜き力と最終的な引抜き変位 $\Delta L_0+\Delta L_x$ の関係を示す. T_a , T_b はともに 210 N , T_c は 300 N であり, 引抜き力と引抜き変位の関係において T_f は約 220 N と決定された. したがって, $T_f=220 \text{ N}$ が残存耐力の指標となり, この値を超えなければ, その後経時的に生じる変位も含めて, 引抜き変位の最大値は壁高の 3%以内に抑えられることが示唆される. 次に, 補強材敷設長 L_i , 変位・荷重制御試験から得られた ΔL_0 , ΔL_x をもとに次式より初期変位率 $(=\Delta L_0/L_i \times 100)$, 引抜き変位率 $(=\Delta L_x/(L_i - \Delta L_0))$ を算出した. 図-7 に各 σ_v における引抜き変位率と初期変位率の関係を示す. 同図より $\sigma_v=0 \sim 40 \text{ kN/m}^2$ では初期変位率が大きくなるにつれて引抜き変位率は大きくなるが, $\sigma_v=60 \text{ kN/m}^2$ では引抜き変位率は小さくなった. しかしながら, いずれのケースにおいても, 初期変位率が大きくなっても引抜き変位率は 1.0%未満であり, σ_v の大きさによらないことが確認された.

4. まとめ 本研究で得られた結論を以下に示す.

- (1) 変位制御試験の結果より, 上載圧が増加するに伴って引抜き抵抗が増加することが確認できた.
- (2) 変位・荷重制御試験の結果より, 初期変位が大きいほど一定引抜き荷重下での引抜き変位は増加する.
- (3) 豊浦標準砂の場合, 補強材に作用する引抜き荷重が残存耐力 T_f より小さければ, ΔL_x はたかだか数ミリメートルであるため, 引抜き変位が生じた補強土壁はある一定の残存耐力を有していると考えられる.
- (4) 二つの変位率の関係から, 初期変位率が大きくなっても σ_v に関係なく引抜き変位率は 1.0%未満であった.

参考文献

- 1) Motoyuki Suzuki, Ryohei Asada, Yoshinori Otani, Naoki Shimura: Evaluation of post-earthquake loading capacity of steel reinforced retaining wall by displacement and/or loading controlled pullout test, Proc. of 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp.2186-2189, 2015.

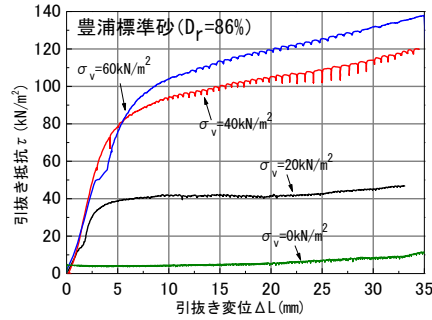


図-3 密詰め豊浦標準砂の引抜き挙動

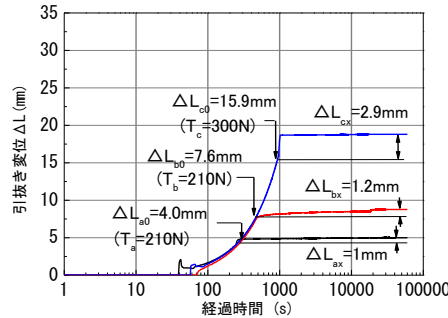


図-4 $\sigma_v=0 \text{ kN/m}^2$ 時の変位・荷重制御試験

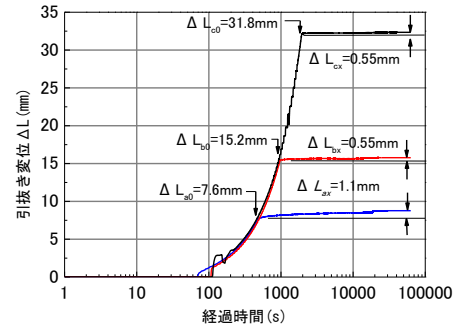


図-5 $\sigma_v=60 \text{ kN/m}^2$ 時の変位・荷重制御試験

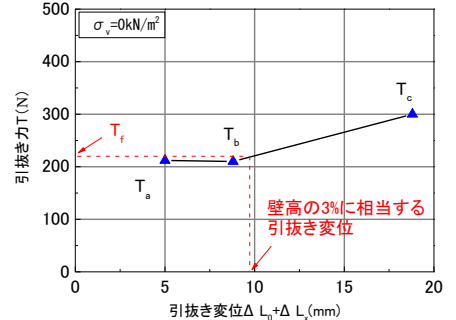


図-6 引抜き変位と引抜き力の関係

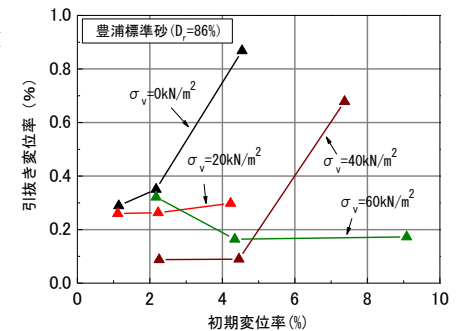


図-7 引抜き変位率と初期変位率の関係