

大径補強材を用いた掘削土留め工における補強材ばねの非線形特性に関する検討

（株）複合技術研究所 正会員 ○矢崎 澄雄
 （財）鉄道総合技術研究所 正会員 小島 謙一
 東海旅客鉄道株式会社 正会員 野村 英一

1. はじめに

掘削土留め工の設計において、支保工に補強材を用いた場合の補強材ばねや地盤ばねの非線形性が弾塑性法による土留め壁変位の計算結果に影響することが予想されたことから、大径補強材（ラディッシュアンカー）を支保工に用いた掘削現場の逆解析を実施し、一般的な設計法¹⁾による弾塑性計算結果と実測値、および地盤ばねおよび補強材ばねに非線形効果を考慮した逆解析結果とを比較した。その結果、地盤および補強材ばねに非線形効果を考慮することにより、土留め壁の掘削過程に伴った土留め壁の変形挙動をより再現できることが明らかとなった²⁾。ただし、この解析では、土留め壁の変位を全掘削段階を通じてフィッティングした場合に、どのようなばねが得られるかに着目したもので、実際の地盤および補強材ばねを考慮した解析ではなかった。

本報告では、解析で対象とした現場で実施された大径補強材の引抜き試験結果が得られたことから、その結果を用いて補強材ばねを算定し、弾塑性解析を実施した結果について報告する。

2. 大径補強材の引抜き試験の概要

対象とした掘削断面を図1に示す。補強材の引抜き試験は、図中に示すように上部から2段目の補強材に対して実施されたものである。試験は、補強材打設後28日材齢にて、計画最大荷重400kNを6サイクルの多サイクル載荷として行われた。

対象とした補強材に用いた芯材はD35(SD345)であり、設置地盤の極限周面摩擦抵抗力は計算上380kNである。

3. 大径補強材の引抜き試験結果

図2に引抜き荷重 T ～軸方向引抜き変位量 δ 関係を示す。

同図から、補強材の地盤との摩擦抵抗は非線形特性を有しており、引抜き荷重330kN以降で特に強い非線形性を示していることがわかる。このことは、330kN程度で芯材が降伏し、更に380kN程度で極限周面摩擦抵抗力に達したことを示した結果といえる。ただし、極限周面摩擦抵抗力に達した以降も抵抗は保持しており変位のみが進行する傾向である。

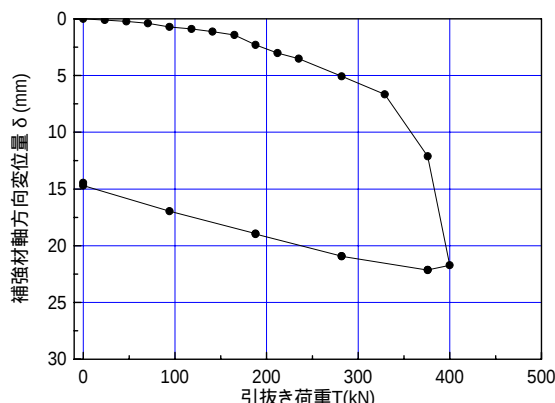


図2 引抜き試験結果

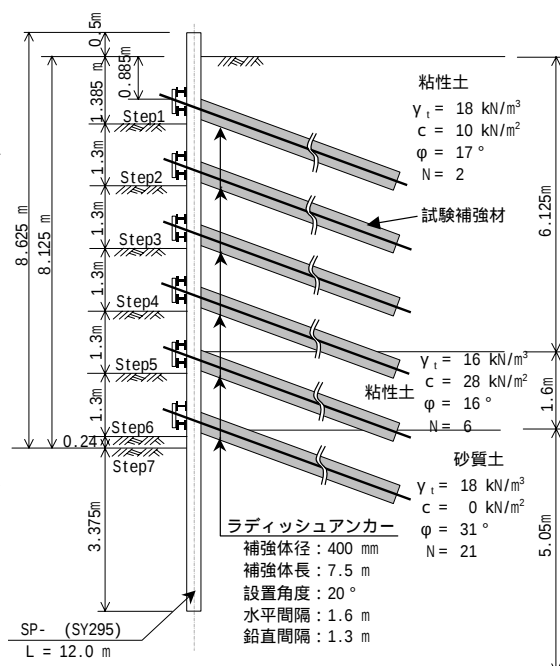


図1 計算に用いた掘削断面

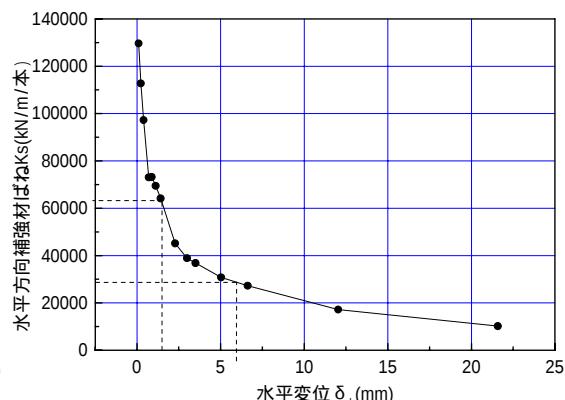


図3 補強材ばね～水平変位量関係

図3に $K = (T/\delta) \cdot \cos^2 \alpha / b$ (α : 補強材傾斜角, b : 水平間隔) として算定した弾塑性計算に用いる水平方向の補強材ばね K と水平変位量 δ_h の関係を示す。図2と同様に水平方向補強材ばねについても非線形となり、

キーワード：土留め、補強土、弾塑性法、現場計測

連絡先：〒102-0072 東京都千代田区飯田橋 4-6-9 ロックフィールドビル 6F Tel 03-5276-5276 Fax 03-5276-5309

水平変位 10mm で $K=20000$ kN/m/本程度のばね値となる。

4. 引抜き試験による補強材ばねを用いた弾塑性計算

弾塑性計算は、図1に示した掘削断面に対して、表1の3ケースについて実施した。ケース1はすべての条件を設計標準¹⁾により設定したもので、ケース2,3は、補強材ばねを今回整理した引抜き試験結果により設定したものである。ケース2は、補強材水平変位 10mmに相当するばねを線形ばねとして設定し、ケース3は土留め壁の変位に応じて、図3の曲線に沿って補強材ばねを与えられるように解析した。ただし、図3のばね値は2段目の補強材に対する引抜き試験結果であり、実際には最上段および3段目の補強材ばねの特性はこれとは異なると考えられるが、設計上同じ地層であり平均的には上部3段を図3の補強材ばねで代表できるものと仮定した。このことから、下部3段の補強材についてはばね値の非線形特性を設定できないことから、本検討では解析についてもStep4までを実施することとした。

表2に、各ケースの計算結果および現場計測による土留め壁変位の比較をStep1～4について示す。

Step1は自立時の変形であり、側圧、土留め壁剛性および前面地盤ばねによりその変位が計算されるもので、全てのケースとも設計標準に準じているため、同値となり実測よりも大きな変位となっている。このため、以降のステップについても、全てのケースで実測値よりも大きな変位量となってくるが、本検討では、補強材ばねによる土留め壁変位の挙動を比較することを目的としていることから、Step2～4の土留め壁の変形モードに着目する。ケース1ではStep2において前倒れ、Step3,4では掘削底面部分が大きくはらみ出す変形モードとなっており、実測と異なる結果となっていることがわかる。ケース2では、Step2についてはケース1よりも実測に近い結果となっているが、Step3,4はケース1と同様の傾向であり、線形ばねでは変形モードを忠実に模擬することが困難であることを示している。

これに対して、ケース3では非線形性の効果により変位の増加に伴い補強材ばねが低下していくため、Step3,4についても実測の変形モードを模擬できていることがわかる。

5. おわりに

大径補強材を支保工に用いた掘削土留め工における土留め壁変位は、側圧、土留め壁剛性、補強材ばねおよび地盤ばねにより決定されるものである。今回、引抜き試験による補強材ばねを非線形として弾塑性計算に反映させることで、より実測に近い土留め壁の変位挙動を模擬できることを確認した。

今後は、文献調査、現場試料の土質試験等により地盤ばねの非線形性を適切に評価し、これを実測現場の解析に反映させて、より実情に即した弾塑性計算による設計を可能とできるよう検討を進めていきたい。

<参考文献>

- 1) (財)鉄道総合技術研究所編,鉄道構造物等設計標準・同解説(開削トンネル) 付属資料:掘削土留め工の設計,2001.3
- 2) 矢崎,小島,野村:実現場データを用いた弾塑性法における地盤および補強材ばねの非線形効果に関する検討,第40回地盤工学研究発表会,2005.7

表1 計算条件

項目	ケース1 設計標準準拠	ケース2 線形ばね	ケース3 非線形ばね
地盤ばね K_b (kN/m ³)	1層 $K_{b0} = 1250$ (設計標準に準拠)		
	2層 $K_{b0} = 3750$ (設計標準に準拠)		
	3層 $K_{b0} = 13125$ (設計標準に準拠)		
補強材ばね (kN/m/本)	1段目 4840	20000	図2の 非線形ばね
	2段目 4840	20000	
	3段目 4840	20000	

表2 弾塑性計算結果と実測値との比較

