

アンカー式補強土壁の実現場における健全性評価

現場計測 引抜き試験 補強土

(株) 高速道路総合技術研究所
(株) 高速道路総合技術研究所
岡三リビック (株)
岡三リビック (株)

正会員 中村 洋丈
正会員 高木 宗男
正会員 ○小林 悟史
国際会員 小浪 岳治

1. はじめに

近年、用地幅の制約上の問題や、急峻地形における橋梁の代替として、補強土壁工法の採用事例が増加している。しかし、その採用事例が増える一方で、変状事例の報告もある。一例を図-1に示すが、原因としては、盛土材料が適切ではない、施工管理が十分ではない、排水処理の不備、設計が現場条件と一致していない等さまざまであり、それらの原因がいくつか重なることで変状として表れると考えられる。

特に道路管理者の立場からは、変状やその兆しがみえたとき、その補強土壁の状態が健全であるかどうかの評価が必要となる。しかし、現時点においては、動態観測等の目視により判断するのが一般的であり、体系的な調査・評価・補修の流れが確立されていないのが現状である。そこで、著者らは、補強土壁の健全度評価の手法として手引きを作成すべく、変状事例の収集や調査・評価手法の確立に取り組んでいる。

健全性評価の1つの方法として、補強材の引抜き強度が設計条件を満足しているかどうかを判断するために、引抜き試験を実施する手法が挙げられる。すでに、前年度には、2か所の多数アンカー式補強土壁に実施し、その手法や結果についての考察を行っている。¹⁾²⁾

本報では、新たに1現場において健全性評価試験を実施したので、その結果について報告する。

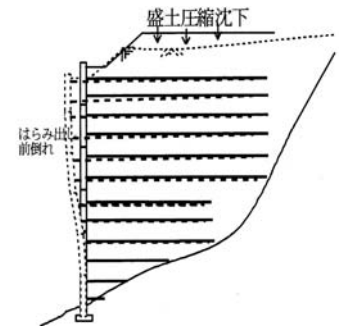


図-1 補強土壁の変状の例

2. 試験概要

今回、試験を実施した多数アンカー式補強土壁は、盛土材に細粒分を多く含んでおり、施工完了時からはらみ出しが問題となった擁壁である。盛土材は、粘性土混り砂礫に分類される土質で、設計では $\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\phi=25$ 度、 $c=30\text{kN/m}^2$ として評価している。施工後、約10年が経過しており、現在は補強土壁の変形は収束している。

試験は3箇所の補強材で実施しており、それぞれをケース1~3で区別する。標準断面図を図-2に、各試験ケースの仕様を表-1に示す。補強材が最低限必要な仕様を確保しているかどうかを確認するためには、設計土圧に相当する引張り力に対して安全であることを確認する必要がある。そこで、試験時の最大荷重は、表-1の中の設計引張り力の値とした。

荷重方法は、単調増加荷重とした。5kNずつ段階的に荷重を増加させ、それぞれの段階荷重で5分間の荷重保持を行った。荷重時刻歴の例を図-3に示す。なお、試験方法の詳細については、文献1)に記しているためここでは省略する。

表-1 各試験ケースの補強材規格

ケース	試験位置 (天端からの深さ)	壁高 (壁面+笠コン)	補強材規格	設計引張り力 (kN/本)	許容引張り力 (kN/本)
ケース1	$z=3.8\text{m}$	$H=6.8\text{m}$	M22, L=5.0m	31.3	42.5
ケース2	$z=8.0\text{m}$	$H=10.0\text{m}$	M27, L=3.0m	56.2	64.3
ケース3	$z=7.5\text{m}$	$H=10.0\text{m}$	M27, L=5.0m	53.7	64.3

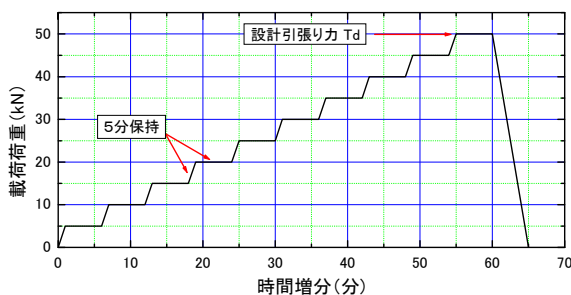


図-3 載荷時刻歴の例

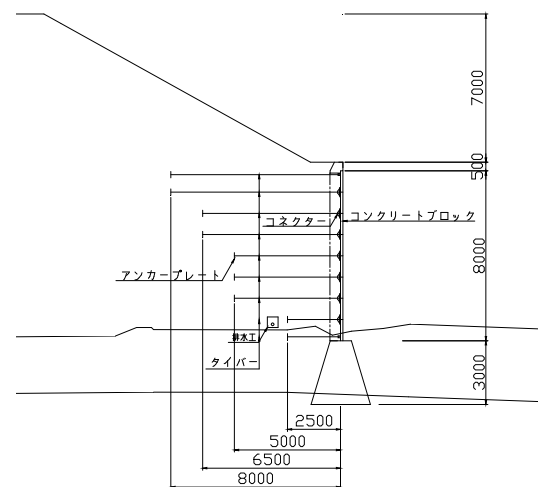


図-2 標準横断面図

3. 試験結果と考察

ケース1~3の荷重変位曲線を図-4に示す。それぞれのケースで荷重変位曲線の立ち上がりの勾配が異なるのが見て取れる。この理由としては、補強材と盛土の間の純粋な引抜け特性だけではなく、補強材には盛土の沈下による曲げが作用しており、引抜き方向が補強材の軸方向と必ずしも一致していないことも原因として考えられる。

ケース1およびケース3では、各荷重段階および最大荷重の荷重保持時にクリープ変位量がほとんど出なかった。すなわち、設計引抜き力に対して、進行的な変形が発生しなかった。このような傾向は、実は今回の荷重レベルではロッドの摩擦抵抗力のみで抵抗しており、先端のアンカープレートまで荷重が伝達していないということも考えられる。いずれにせよ、これらのケースについては、補強材の強度特性は健全だと言いうことができよう。

これに対して、ケース2の変形量は大きい。図-5はケース2の結果に対して、横軸に段階荷重を、縦軸に5分間の荷重保持時に発生したクリープ変位量を取り整理したものである。35kN 辺りからクリープ変位が発生し、その変形量は荷重の増加に伴い大きくなっている。また、表-2には、最大荷重時の各ケースのクリープ変位量を整理しているが、その差は歴然である。

ケース2は、1回目の載荷試験終了後に再度、同じ荷重まで載荷を行った。その結果を整理したものが図-6である。1回目の載荷と2回目の載荷で荷重変位曲線は大きく異なる。2回目の載荷は、各荷重段階で荷重保持を行ってはいないものの、最大荷重時のクリープ変位量はケース1に比べて小さい。アンカー式補強土壁は、アンカープレートと土の圧縮応力で抵抗するために、過去にある荷重の履歴を受けた補強材は、アンカープレート付近の土の強度特性が改善されるため、次にその荷重を受けた際の変形量が小さくなると思われる。以上のことを考えて、図-6の載荷1回目のグラフを見ると、補強材には過去に35kN以上の載荷履歴を受けていないということも予想される。

ケース2の健全性の評価は、1回目の残留変位が10mm程度、2回目の残留変位が3mm程度と小さいことから、補強材としては十分に機能していると考えられる。しかし、その基準はあいまいであり、健全性を判断するに当たっては、設計荷重に対する許容変位量という形での基準が必要だと考えている。

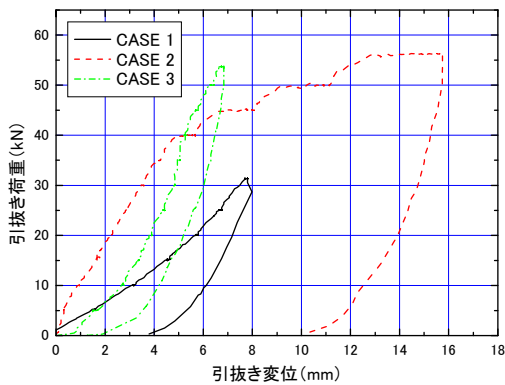


図-4 荷重変位曲線 (ケース1~3)

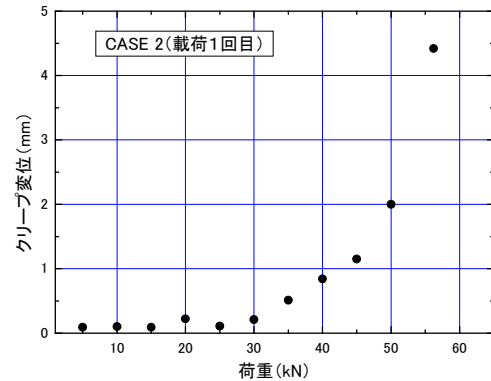


図-5 荷重-クリープ変位 (ケース2)

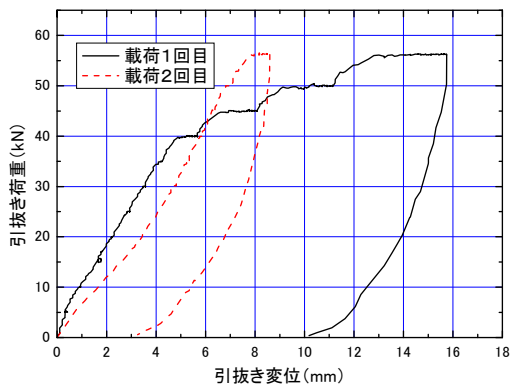


図-6 荷重変位曲線 (ケース2)

表-2 クリープ変位量 (ケース1~3)

	最大荷重 (kN)	クリープ変位 (mm)
ケース1	31.3kN	0.10mm
ケース2 (1回目)	56.2kN	4.42mm
ケース2 (2回目)	56.2kN	0.75mm
ケース3	53.7kN	0.21mm

4. まとめ

本研究では、過去に変状が見られた多数アンカー式補強土壁に対して健全性評価試験を実施し、その適用性についての考察した。補強材のクリープ変位が全くないものについては、健全と判断できる。しかし、クリープが発生するものについては、どこまでが健全でどこからが不健全なのか別な判断基準が必要となる。今後は、同様な試験を繰り返し、データを蓄積することでそのような判断基準を明確にしていきたい。

- <参考文献> 1) 高木・中村・小浪・小林・富山：アンカー式補強土壁の健全性評価試験方法，第45回地盤工学研究発表会
2) 中村・高木・小林・小浪・富山：アンカー式補強土壁の健全性評価試験結果，第45回地盤工学研究発表会