

Ⅲ－B 345

地山補強土工法に関する実物大実験（その4）

ー補強材の引張り力の低減係数 λ とのり面工の低減係数 μ に関する検討ー日本道路公団 試験研究所 正会員○永吉 哲哉 正会員 田山 聡
正会員 緒方 健治

1. はじめに 日本道路公団（以下「JH」）では平成8、9年度に地山補強土工法に関する実物大実験を行っており、昨年度に平成8年度の実験結果から、本工法の掘削時と破壊時の挙動について報告した。^{1) 2) 3)}今回は、主に平成9年度の実験結果から、JHの設計法⁴⁾である極限つり合い式の妥当性を評価するために、補強材の引張り力の低減係数 λ とのり面工の低減係数 μ に関する検討を行ったので、報告する。なお、実験条件は表1のとおりである。

表 1 実験条件（平成9年度）

ケース名	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7
盛土材料	転石混り砂質土(スコリヤ混り砂礫)			
盛土高さ及び幅	H=5m, B=5m			
掘削勾配	1:0.0(直切り)			1:0.1
1段当たり掘削高さ	1, 4段目=1.3m, 2, 3段目=1.2m			
のり面工	モルタル吹付(t=5cm)		モルタル吹付(t=2.5cm)	
補強材種類	異形棒鋼(SD345)D25			
削孔径	60mm			
補強材打設角度	水平から下方5°			
補強材間隔	1.2m×1.2m(格子配置)			
1段目補強材長	2.0m	3.0m	2.0m	2.0m
2段目補強材長	2.0m	2.0m	2.0m	1.5m
3段目補強材長	2.0m	2.0m	2.0m	1.5m
4段目補強材長	2.0m	1.0m	2.0m	1.0m
掘削実験方法	1段毎の逆巻き施工による除荷式の掘削実験			
破壊実験方法	すべり面を固定しないブロック載荷による破壊実験			

2. 補強材引張り力の低減係数 λ の検討 JHにおける本工法の設計は、補強材の軸力が地山が変形して、はじめて発生するものであり、必ずしも発生軸力が補強材の許容引張り力にならないために、補強材引張り力の低減係数($\lambda = 0.7$)を考慮した極限つり合い式(1)を用いている。この低減係数 λ に関しては、これまで実証的な検証がなされておら

ず、その妥当性が課題であった。

$$F_s = \frac{\Sigma(c \cdot l + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi) + \lambda \cdot \Sigma T \cdot (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi)}{\Sigma W \cdot \sin \alpha} \quad (1)$$

そこで低減係数 λ について、掘削

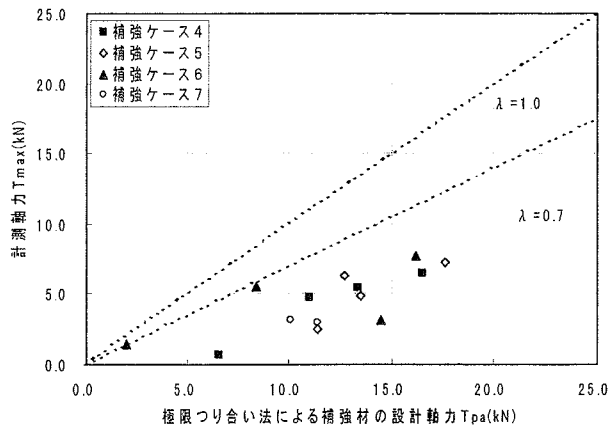
実験時(4段目掘削完了24時間後)

及び破壊実験時(35.3kPa 載荷時)

に計測した補強材の軸力と、すべり

面を仮定のうえ式(1)の設計によって求めた補強材の軸力との比較を行い、妥当性を検討した。すべり面の仮定方法は、つぎのとおりとした。掘削実験時は明瞭なすべり面が認められないので、最大計測軸力の発生位置付近を結んだ潜在的すべり面を用いた。破壊実験時では実験後の試験体の掘り起こしにより確認されたすべり面を用いた。また設計計算に用いた地盤の強度定数は、35.3kPa 載荷時に載荷荷重～変位の関係から破壊挙動の見られたケース5を逆算法にて求め、粘着力 $c = 16\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ とした。図1に掘削実験時の計測軸力と設計軸

ここに
 F_s : 全体安全率, c, ϕ : 地盤の強度定数($\text{kPa}, ^\circ$), l : スライス分割片のすべり面長さ(m),
 W : スライス分割片の重量(kN/m), α : すべり面角度($^\circ$), β : すべり面と補強材のなす角度($^\circ$), T : 補強材の引張り力(kN/本), λ : 引張り力 T の低減係数($=0.7$)

図1 掘削実験時の計測軸力 $T_{\max}$ と式(1)による設計軸力 T_{pa}

力の関係を示す。この結果から計測軸力の分布範囲は $\lambda = 0.2 \sim 0.7$ を示しており、破壊まで十分に余裕があり、値も小さい。

キーワード：地山補強土工法、極限つり合い式、補強材引張り力の低減係数、のり面工の低減係数

〒194-0035 東京都町田市忠生1-4-1 日本道路公団 試験研究所 TEL0427(91)1621, FAX0427(92)8650

これに対して、図2に示す破壊実験時の計測軸力と設計軸力の関係では、計測軸力の分布範囲は $\lambda = 0.5 \sim 1.0$ （平均 $\lambda = 0.7$ ）を示し、極限状態に近づいており、天端クラックの進行状況等からも、すべてのケースにおいて使用限界状態にあると考えられる。

式（1）については、破壊実験時の結果から、補強材の低減係数 $\lambda = 0.7$ は、概ね妥当であると考えられる。

3. のり面工の低減係数 μ の検討

JHでは、のり面工は補強材と結合され、一体として補強効果を発揮すると考えており、その関係をのり面工の低減係数 μ とのり面工係数 f_a で示している。図3に破壊実験時の低減係数 μ とのり面工係数 f_a の関係を示す。この結果から、ほぼ村松³⁾らの示した実測に基づく T_o/T_{max} とfacing factor f_a の回帰式 $Y=1.401-0.45503\log X$ をほぼ補完する計測軸力が得られた。しかし、図4に示す掘削及び破壊実験時の

補強材の軸力の変化から考えると、補強材の設置位置により低減係数 μ が異なることや、のり面工の剛性が設計上反映されていないことなど、今後の課題が残る。

4. まとめ JHの設計法である極限つり合い式（1）の妥当性について、補強材引張り力の低減係数 λ とのり面工の低減係数 μ の評価に関する実物大実験からの検証を試みた。その結果、補強材引張り力の低減係数 λ は、概ね妥当性が認められた。のり面工の低減係数 μ については、これまでのデータを補完するに止まった。

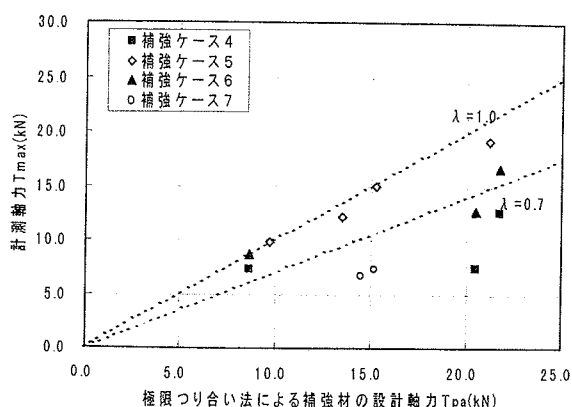


図2 破壊実験時の計測軸力 T_{max} と式(1)による設計軸力 T_p

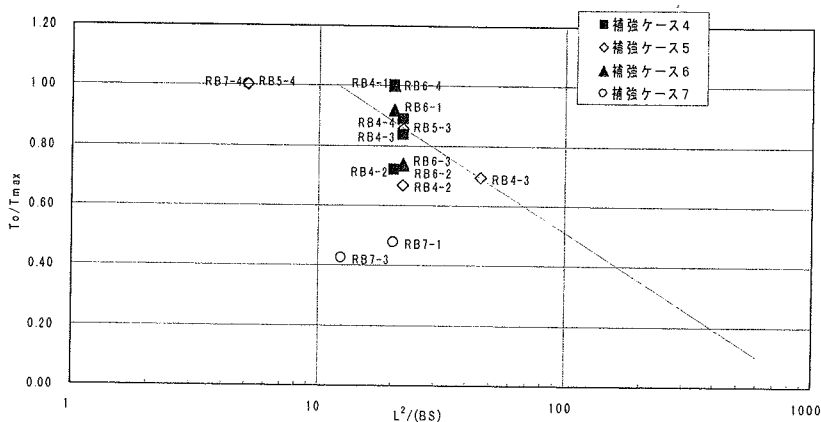


図3 載荷実験時の低減係数 μ とのり面工係数 f_a

ここに

μ : のり面工の低減係数 ($\mu = T_o / T_{max}$), f_a : のり面工係数 ($f_a = L^2 / BS$), T_o : のり面工と補強材結合部に作用する補強材引張り力 (kN/本), T_{max} : 補強材の最大引張り力 (kN/本), B : 補強材1本当たりの有効のり面幅 ($B = A^{1/2}$) (m), S : 補強材の平均打設間隔 (m), L : 補強材長 (m)

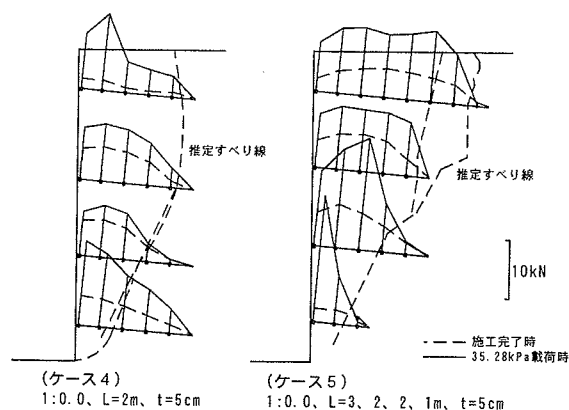


図4 掘削及び破壊実験時の補強材の軸力の変化

【参考文献】 1) 多田他：地山補強土工法に関する実物大実験（その1），土木学会第52回年次学術講演会，2) 永吉他：地山補強土工法に関する実物大実験（その2），土木学会第52回年次学術講演会，3)

田山他：地山補強土工法に関する実物大実験（その3），土木学会第52回年次学術講演会，4) 日本道路公団：切土補強土工法設計施工指針（案），1995.6，5) 村松他：鉄筋補強土工法におけるのり面保護工の設計法について（その2），土木学会第49回年次学術講演会