

地山補強土工法を用いた掘削斜面の変形計測 による安定管理

田山 聡¹・緒方 健治¹・永吉 哲哉¹・竹内 孝光²

¹正会員 日本道路公団 試験研究所 (〒194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1)

²正会員 日本道路公団 技術部 (〒100-8979 東京都千代田区霞ヶ関 3-3-2)

地山補強土工法による掘削斜面の変形は、破壊に至るまでの変形量や変形形態について、今だ未解明な部分が多い。そこで、これらを把握するために掘削による除荷状態に近い実物大実験および試験施工の計測データの分析を行った。

実物大実験から、補強斜面は安定な状態では前倒れ型の変形をするが、破壊時には円弧に近いすべり破壊をすること、変形量の限界は、のり肩水平変位を掘削高さで割った δ_h/H で表すと、土砂では 0.4%程度であることなどがわかった。また、実施工におけるのり肩の正規化変位 δ_v/H による安定管理手法の提案を行った。

Key Words: soil nailing, reinforced slope, full-scale test, deformation management, measuring in site

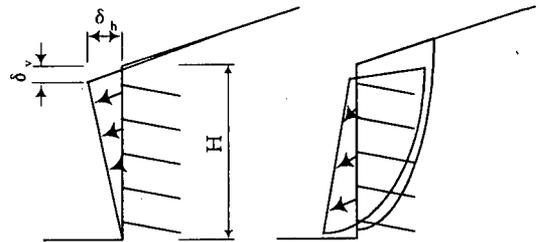
1. はじめに

地山補強土工法による掘削斜面の変形は、破壊に至るまでの変形量や変形形態について、今だ未解明な部分が多い。現場における計測の結果はこれまでも多く報告されており¹⁾、**図-1(1)**に示すように、前倒れ型の変形が計測されている。しかし、設計においては、**図-1(2)**に示すように、円弧すべりを仮定した極限つり合い法により安定解析を行っており²⁾、計測される変形形態と設計における破壊形態の仮定には矛盾がある³⁾。

破壊形態に関する研究はこれまでも多く行われているが、実物大規模の実験ではその多く^{4), 5)}が載荷板による載荷実験である。一方、変形形態に着目した研究は見あたらず、フランスの基準⁶⁾に、施工時の変形として、のり肩水平変位を掘削高さで割った δ_h/H が、地質によって 0.1~0.4% となることおよびのり肩水平変位と鉛直変位がほぼ等しい ($\delta_v/\delta_h \approx 1.0$) ことが記載されている程度である。

また、実際の施工にあたっては、掘削斜面が急勾配であれば計測による安定管理が重要であるが、これまで、掘削斜面が破壊に至るまでの変形形態や変形量に関する研究はあまりみられない。

本文は、まず試験施工の計測結果より、補強斜面の挙動を概説する。次に、試験施工からは解明できない破壊に至るまでの変形形態および変形量



(1) 実施工で観察される挙動 (前倒れ型) (2) 設計で仮定する挙動 (すべり型)

図-1 掘削斜面の変形形態概念図

を、掘削による除荷状態に近い実物大実験により把握する。さらにこれらの結果をもとに、既往文献およびアンケート調査による事例を補足して、のり肩の変位に基づく安定管理手法の提案を行うものである。

2. 実施工における掘削斜面の挙動

(1) 試験施工結果

図-2 に高知での試験施工の断面を示す⁷⁾。計測の方法等はこれまでの研究¹⁾と類似であるので割愛する。**図-3** に、孔内傾斜計による地中変位の分布を示す。深さ約 2m の位置で変位が大きくなっているが、これを除くと、地中変位はこれま

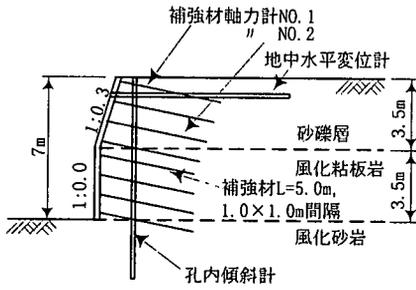


図-2 現場断面 (高知)

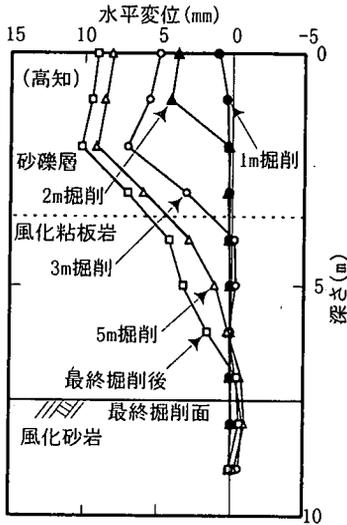


図-3 地中変位の計測例

での計測事例同様ほぼ掘削面側に倒れ込む形態である。また、施工過程毎に見ると、掘削位置の上部がそれぞれ前倒れの形態を示し、掘削が進むにつれ、変位が増大している。

補強材の軸力分布の例を図-2中のNO.1およびNO.2について図-4に示す。掘削直後は最大軸力位置がのり面側にあるが、掘削進行と共に大きくなりながら地山側に移行し、NO.1補強材は4m掘削以降、NO.2補強材は5m掘削以降軸力の増加が小さくなっている。

(2) 実施工の挙動の概説

前記のようなこれまでの現場計測事例より、一般的な5m程度以下の補強材を用いた補強斜面の逆巻き施工時の挙動を概説すると図-5のようになる³⁾。掘削面の変位は、一般的に前倒れの形態を示す。補強材軸力の発生状況を見ると、補強材を設置した次の段の掘削から3~4段下の掘削まで、補強材の最大軸力は増加し、その位置も次第

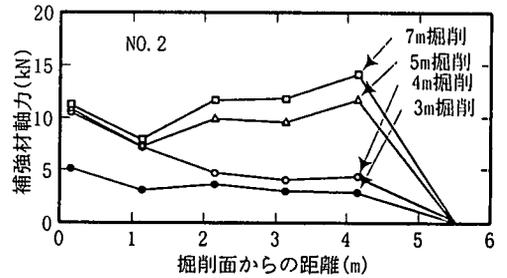
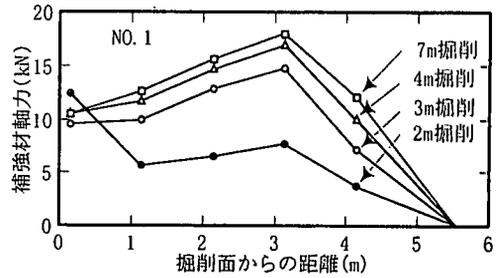


図-4 補強材軸力分布の例

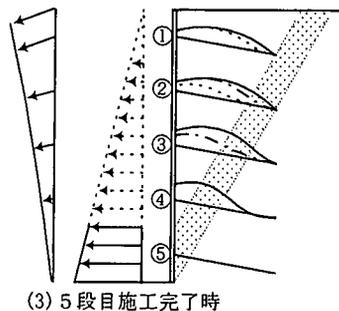
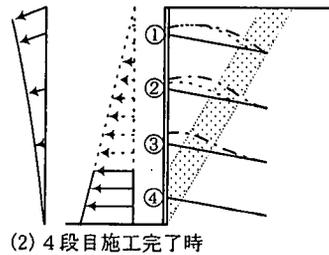
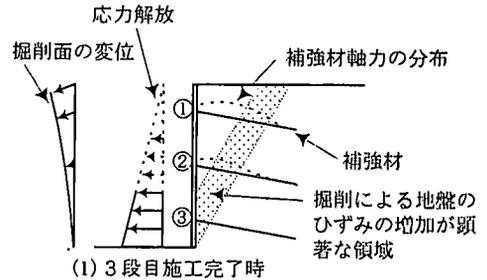


図-5 掘削斜面の挙動概念図

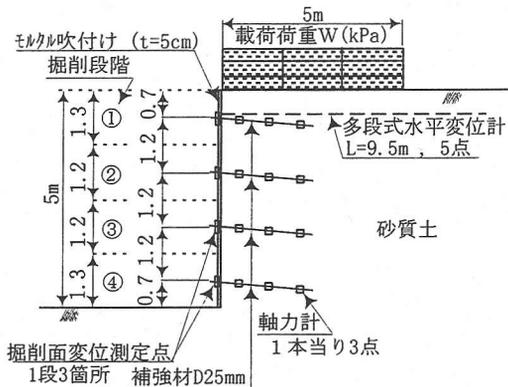


図-8 試験体断面図 (補強ケース 2)

表-3 盛土材料の物性値

土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.771	
自然含水比 W_n (%)	21.7	
最大粒径 D_{\max} (mm)	100	
粒度組成	礫 分 (%)	55
	砂 分 (%)	36
	シルト分 (%)	8
	粘土分 (%)	1
均等係数 U_c	46	
曲率係数 U_c'	0.98	

実験箇所の概略図を、図-8 に試験体断面の例 (補強ケース 2) を示す。

試験体への側面の盛土形状の影響を除くために、図-7 に示す位置に縁切板を設置した。縁切板は、グリースを塗布し、ビニールシートを張った板を鉄骨架台に取り付けたものである。盛土材は、粒径 100mm 以上の礫を除去した静岡県富士市産の玄武岩質の転石混り砂質土 (スコリヤ混り砂礫) であり、表-3 に示す物性である。盛土の締め後の締め度、乾燥密度および含水比の平均値は、それぞれ 87%、 $1.56\text{g}/\text{cm}^3$ 、21.7%である。また、標準貫入試験による N 値は 10 程度であり、作製した盛土地盤を自然斜面の崖錐堆積物と想定している。

盛土材のせん断強度を、後述する無補強ケースの結果などから逆算法で求めると、粘着力および内部摩擦角はそれぞれ、 $c'=11.3\text{kPa}$ 、 $\phi'=35^\circ$ である。

実験ケースは、無補強 1 ケースと補強 3 ケースであり、それぞれのり面勾配は 1:0.3、鉛直、鉛直、1:0.1 である。また、各補強ケースでは、補強材配置を縦横 1.2m 間隔の 4 段 4 列に固定し、補強材長さを補強ケース 1 は $L=2.0\text{m}$ 、補強ケース 2 は $L=2.5\text{m}$ 、補強ケース 3 は $L=1.5\text{m}$ と変化した。

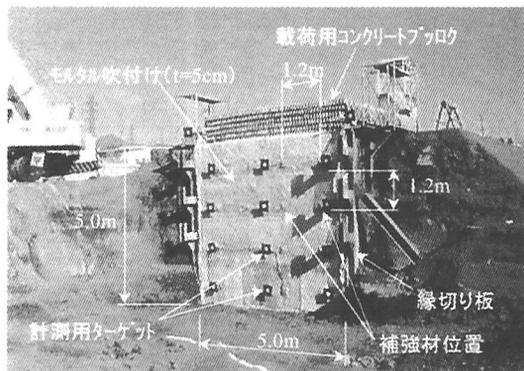


写真-1 実物大実験の状況

b) 載荷方法

載荷方法は、写真-1 に示すように、高分子繊維 ($5\text{m} \times 1.25\text{m}$) にコンクリートブロック ($20\text{cm} \times 30\text{cm} \times 15\text{cm}$) を接着したものを、1 段ずつクレーンによって載荷するものとした。この載荷方法は、地盤の変形に追従できる構造であるため、地盤に荷重が均等に載荷されるとともに、すべり面を固定しない方法である。1 段 (1 枚) の載荷荷重は 2.35kPa である。

c) 計測項目

掘削開始から載荷完了まで、地中水平変位を多段階式水平変位計で、のり肩水平・鉛直変位をダイヤルゲージで、掘削面の水平・鉛直変位を光波測距儀と CCD カメラ三次元計測装置^{1,2)} で、補強材の軸力を軸力計でそれぞれ連続的に計測した。図-8 にそれぞれの計測位置を示す。なお、CCD カメラ三次元計測装置の計測原理は割愛するが、光波測距儀と同程度の精度があり、光波測距儀が 1 回の計測に数分の時間を要し、計測点毎に時間のずれが生じるのに対し、CCD カメラ三次元計測装置は数十秒間隔で、しかも計測点毎には同時刻の計測データが得られるので、掘削斜面の崩壊に追従した計測が可能である。

破壊後は、すべり土塊を掘り出し、すべり面の確認を行った。

(3) 掘削時の変形形態

光波測距儀により測定した掘削時の掘削面の変位を図-9 に示す。補強ケースの変形は、第 2 章で述べたものと同様に前倒れの形態であるが、無補強ケース (1:0.3) の場合は全体的に平行にせり出す形態である。補強ケースにおけるのり肩の水平変位に対する鉛直変位の比率 δ_v / δ_h は、表-4 に示すとおり 0.27~0.60 であり、フランスの基準⁶⁾ より小さい値である。

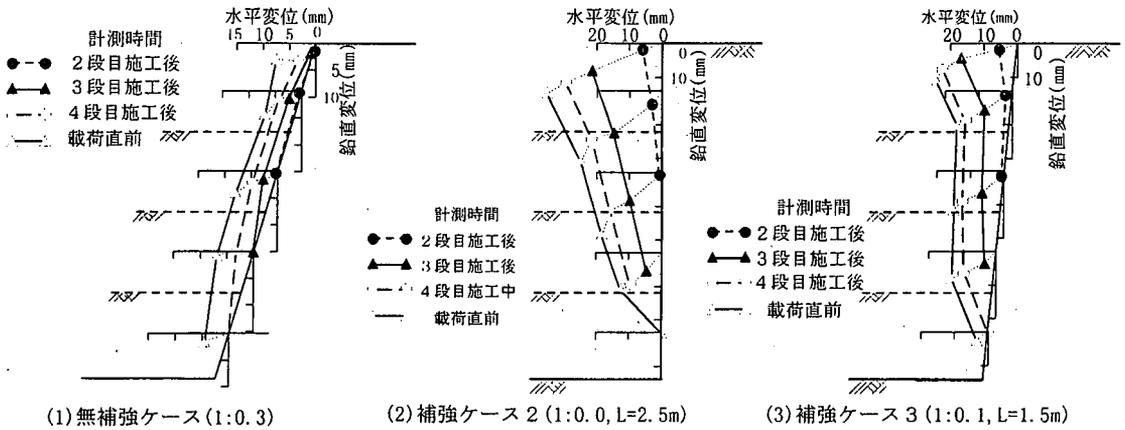


図-9 掘削面の変位 (掘削時)

表-4 のり肩の水平変位に対する鉛直変位の比率

実験ケース	無補強ケース	補強ケース1	補強ケース2	補強ケース3
のり面勾配	1:0.3	1:0.0 (鉛直)	1:0.0	1:0.1
補強材長さ	-	2.0m	2.5m	1.5m
δ_v / δ_h	0.97	0.60*	0.47	0.27

δ_v / δ_h : 鉛直変位/水平変位 (掘削完了時) .

* : 補強ケース1は、施工途中に崩壊したため、3段目掘削時の値。

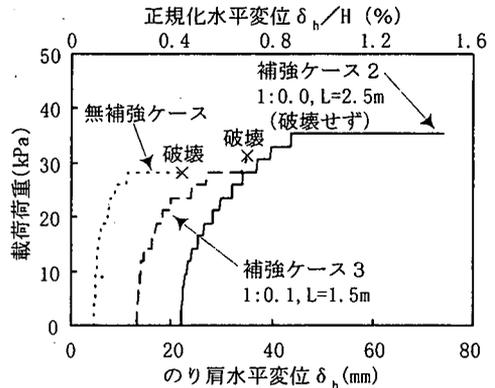


図-10 極限つり合い式による安全率とのり肩の正規化水平変位の関係

(4) 破壊時の変形量と変形形態

a) 载荷荷重とのり肩水平変位 δ_h

多段式水平変位計によるのり肩の水平変位と载荷荷重の関係を図-10に示す。载荷荷重と水平変位の関係からは、明瞭な破壊点が表れなかったため、破壊する前の段階の载荷荷重を極限荷重とし、その時の変位を極限変位と見なした。無補強ケースの極限荷重と極限変位は、それぞれ25.9kPaおよび8.9mmであり、補強ケース3はそれぞれ28.2kPaおよび27.1mmであった。正規化水平変位 δ_h/H で表すとそれぞれ0.2%と0.5%である。補強ケース2は35.3kPa 载荷直後の水平変位が43.6mm ($\delta_h/H=0.9\%$)であり、15時間荷重保持した後に、自立していたものの74.1mmまで変位が進行しており、そのまま放置すれば破壊したと考えられる。したがって、補強ケース2の δ_h/H の限界は0.9%以下と考えられる。これらから、 δ_h/H の限界は、無補強ケースより補強ケースの方が大きく、補強ケースでは0.5%から0.9%の範囲にあると考えられる。

なお、補強ケース1は、4段目掘削後 ($H=5.0m$) 補強材を設置する前に崩壊した。崩壊土塊を掘り

起こしたところ、3段目補強材の補強鉄筋とグラウトの間の付着切れが見られた。このことから、補強ケース1は、3段目補強材設置後十分に養生が行われないうちに4段目掘削を行ったため、グラウトの強度不足より、3段目補強材が負担すべき引張り力が発生せず、崩壊に至ったものと考えられる。

b) 破壊時の状況

無補強ケースの破壊時の状況は、モルタル吹付けの形状を保持したまま約20cm沈下し、モルタル吹付け下端が基盤に食い込むような形態で停止した。補強ケース2は、35.3kPa 载荷しても外観上は破壊に至らなかったため、15時間荷重を保持させた後、さらに鉄板を7枚载荷 (95.9kN) して破壊させた。このときの破壊形態は、まず4段目補強材付近に入っていた水平クラックに、座屈するような現象が見られ、それより上部が前下方にせり出した後破壊した。補強ケース3は、写真-2に示すように補強ケース2と同様に4段目補強

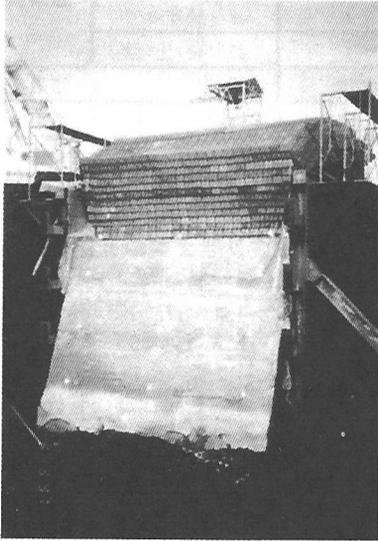


写真-2 破壊の状況 (補強ケース 3)

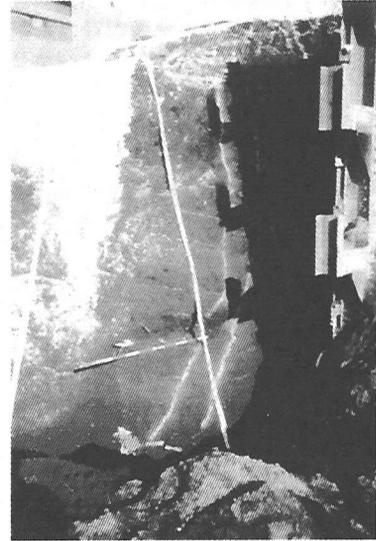


写真-3 すべり面確認の状況 (補強ケース 3)

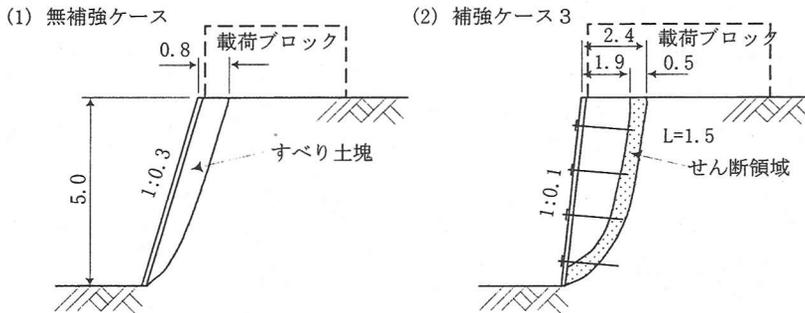


図-11 推定されるすべり面の形状

材より上部が前下方にせり出して、約 1.2m 沈下した。

c) すべり面の形状

写真-3 に補強ケース 3 のすべり面の確認状況を示す。水平方向の等間隔の白線は、盛土構築時に散布した消石灰であり、2 箇所不連続に切断され、2 本のすべり面が生じている。また、すべり面の掘削面側の地盤は消石灰の白線が傾斜し、すべり土塊が回転運動をしたと考えられる。すべり面が 2 本となった理由は、最初に掘削面側のすべり面に沿ってすべりが生じ、それに引きずられて深いすべり面が発生したことなど考えられるが明確でないので、この 2 本のすべり面間をせん断領域とした。

推定されるすべり面の形状を図-11 に示す。無補強ケースのすべり土塊は、深さ 0.8m 程度の比較的浅いものであるのに対し、補強ケース 3 のすべり面は、1 段目の補強材の後端付近と 4 段目の

補強材の頭部付近を通り、約 0.5m 幅のせん断領域を持った円弧に近いものである。

d) 掘削面の変位

破壊直前における掘削面の変位の状況を図-12 に示す。補強ケース 1 と補強ケース 2 は、同様の破壊形態を示しており、本実験の 35.3kPa 程度の載荷では、掘削段階とほぼ類似の破壊形態になることがわかる。無補強ケースの掘削面は、30.6kPa 載荷直後まで形状を保持しながら、ほぼ平行に変位しているが、破壊時には上部より下部が大きく変位している。補強ケース 2 の掘削面は、掘削段階では前倒れの形状で変位するが、35.3kPa 載荷 15 時間後には、破壊に近づき、下部の変位が大きくなり、上部では鉛直変位が大きくなっている。このことから、補強斜面の掘削面は、掘削後の安定した状態では、図-1(1)に示したように、前倒れの形態を示すが、不安定になって破壊が近

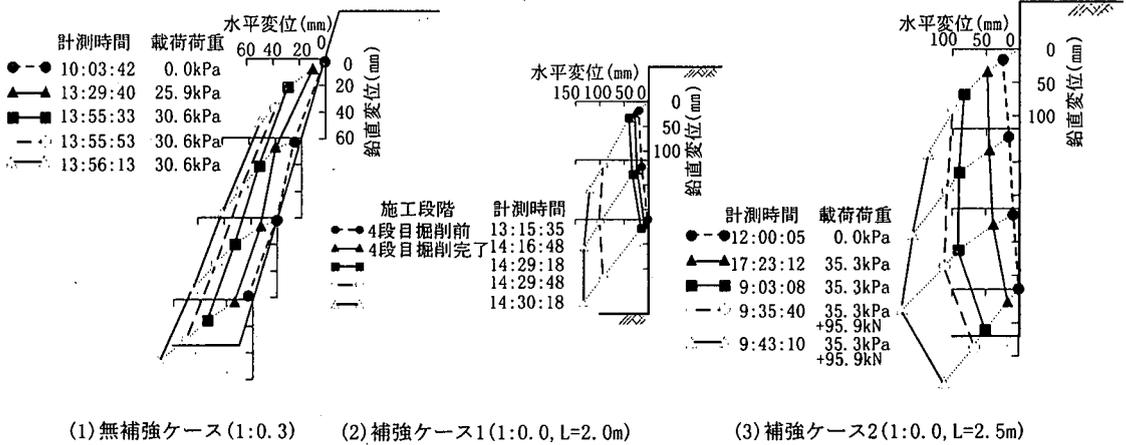


図-12 掘削面の変位 (破壊直前)

づいてくると、下部の変位が大きくなり、図-1(2)のようにすべりに移行することがわかる。

次に、载荷あるいは掘削から破壊までの時間をみると、無補強ケースは 30.6kPa 载荷完了から、CCD カメラによる計測が不能となるまでの間が約 40 秒と短いに対し、補強ケース 2 は鉄板载荷完了から 7 分 30 秒と時間を要し、ねばり強いことがわかる。

e) 変位速度

図-13 に、掘削時の経過時間ごとの地中変位計によるのり肩水平変位 δ_h と正規化水平変位速度を示す。図-13(1) は最終掘削 (5m) まで施工した補強ケース 2 であり、図-13(2) は掘削途中 ($H=5m$) で崩壊した補強ケース 1 である。補強ケース 2 をみると、各段の掘削時に 0.003~0.005% /min 程度の正規化水平変位速度が生じ、のり肩水平変位 δ_h が急増するが、約 5 時間で正規化水平変位速度が 0 に近づき、 δ_h も収束に向かう。補強ケース 1 の 3 段目 ($H=3.7m$) 掘削時の正規化水平変位速度は、補強ケース 2 とほぼ同じであるが、正規化水平変位速度が 0 に近づく前に 4 段目の掘削を開始してしまい、 δ_h が発散して崩壊に至った。これより、実施工においては、のり肩水平変位 δ_h の収束を確認して次の掘削作業を行うことが重要であるといえる。

4. 軟岩および硬岩での限界変位

(1) 概要

第 3 章の実物大実験では、土砂地山を想定して変形挙動について検討を行った。ここでは、第 2 章試験施工および第 3 章実物大実験に加えて、既往文献^{13)~17)} およびアンケート調査結果を加え

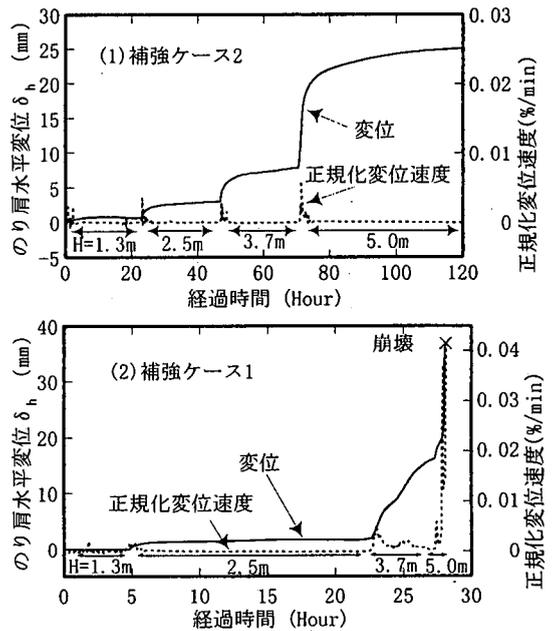


図-13 のり肩水平変位と正規化変位速度の経時変化

て軟岩地山および硬岩地山における限界変位について検討を行う。なお、対象とした事例は、補強土工法を用いて急勾配 (掘削勾配 1:0.5~鉛直) 掘削を施工した事例であり、関東ローム等の粘性土から、砂質土、崖崩堆積物、砂礫などの土砂、軟岩、中軟岩まで幅広い地盤で適用されたもの 59 件である。

(2) 掘削高 H とのり肩水平変位 δ_h

図-14 に掘削高 H とのり肩水平変位 δ_h の関係を示す。図中の破線は、正規化水平変位 δ_h/H を

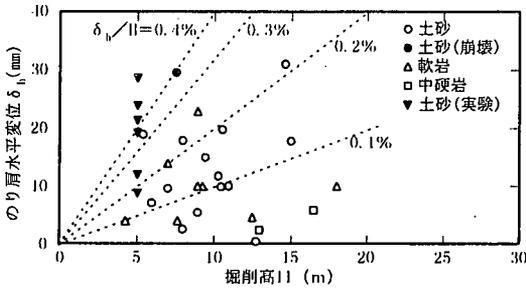


図-14 のり肩水平変位と掘削高さの関係

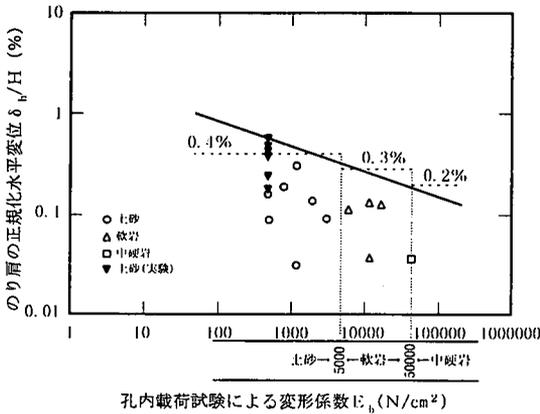


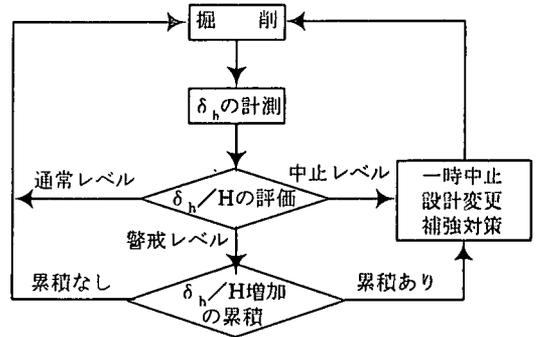
図-15 のり肩正規化水平変位と変形係数の関係

表している。土砂に関しては、第3章の実物大実験では δ_h/H の限界が 0.5%~0.9% の範囲であった。一方、現地計測事例は、様々な安全率を見込んで設計したものであり、 $\delta_h/H=0.4\%$ 程度変位した後に崩壊した事例¹³⁾ 以外は、0.4% 以下である。これらから、土砂地山において、 δ_h/H は 0.4% 程度が限界と考えられる。

(3) 正規化水平変位 δ_h/H と変形係数 E_b

図-15 に正規化水平変位 δ_h/H と現地試験より推定した変形係数 E_b の関係を示す。変形係数が大きいほど、 δ_h/H が小さくなる傾向がある。この傾向は、桜井¹⁸⁾ の土砂および岩の一軸圧縮試験結果による弾性係数と限界ひずみの関係に類似している。そこで、桜井の弾性係数と限界ひずみの関係の傾きを用い、実物大実験で最も大きな変位を示したケースを限界と考えて結ぶと、図中に示すとおりとなる。

また、図中には土砂・軟岩・硬岩と分ける場合の変形係数 E_b の目安を示しているが、 δ_h/H の



(単位: %)

	通常レベル	警戒レベル	中止レベル
土砂	$\delta_h/H \leq 0.20$	$0.20 < \delta_h/H \leq 0.40$	$0.40 < \delta_h/H$
軟岩	$\delta_h/H \leq 0.15$	$0.15 < \delta_h/H \leq 0.30$	$0.30 < \delta_h/H$
硬岩	$\delta_h/H \leq 0.10$	$0.10 < \delta_h/H \leq 0.20$	$0.20 < \delta_h/H$

図-16 現場管理の流れ

限界値は、軟岩で 0.3% 程度、硬岩で 0.2% 程度と考えられる。なお、軟岩における 0.3% という値は、龍岡ら¹⁹⁾ の土丹に関する三軸圧縮試験の、ピーク時の軸ひずみ (0.2~0.6%) に近い値である。

5. 安定管理手法の提案

掘削斜面の計測項目としては、孔内傾斜計による地中変位、軸力計による補強材の軸力、光波測量によるのり肩の変位および掘削面の変位、地表面伸縮計による地表面方向の変位ならびに沈下計によるのり肩の鉛直変位などが考えられる。この中で、孔内傾斜計や軸力計は費用面などから、掘削斜面上部に重要構造物などがあり、厳密な変位量の管理を行う必要がある場合や研究目的で用いられている。一方、光波測量や地表面伸縮計によるのり肩の変位や掘削面の変位の計測が、比較的容易でかつ経済的でもある。通常の場合は、掘削面および上部斜面の目視観察に併せて、これらの計測器によるのり肩の水平変位 δ_h および鉛直変位 δ_v 、ならびに掘削面の変形によって管理していくことが可能と考えられる。

図-16 に提案する現場管理のフローを示す。中止レベルは、第3章および第4章で得られた正規化水平変位 δ_h/H の限界値であり、警戒レベルは土砂 0.2%、軟岩 0.15%、硬岩 0.1% とした。また、警戒レベルでは、変位が収束することを確認して次の段の施工にあたることを留意点である。

6. まとめ

本論文で得られた主な結論は以下のとおりである。

- ①補強斜面の掘削面の変位は、安定な状態では前倒れの形態である。
 - ②補強斜面の掘削面は、破壊に近づくと下部が大きく変位し始め、上部の鉛直変位が大きくなる。
 - ③破壊時には、下方の吹付け面に水平方向にクラックが入り、それより上部が前方にせり出して、円弧に近いすべりが生じる。
 - ④補強斜面は無補強斜面に比べ、崩壊に時間を要し、ねばり強い。
 - ⑤変形係数が大きくなるほど δ_h/H の限界値は小さくなる。
 - ⑥正規化水平変位 δ_h/H の限界値は、概ね土砂で 0.4%、軟岩で 0.3%、硬岩で 0.2%である。
 - ⑦実際の施工にあたっては、のり肩水平変位 δ_h の累積が無いことを確認して次段掘削を行うことが重要である。
- 8) 多田誠, 田山聡, 永吉哲哉, 緒方健治: 地山補強土工法に関する実物大実験 (その1) 一予備試験結果および本実験方法一. 土木学会年次学術講演会講演概要集第3部, Vol.52th, pp.532-533, 1997.
 - 9) 永吉哲哉, 田山聡, 多田誠, 緒方健治: 地山補強土工法に関する実物大実験 (その2) 一施工時の挙動一. 土木学会年次学術講演会講演概要集第3部, Vol.52th, pp.534-535, 1997.
 - 10) 田山聡, 永吉哲哉, 多田誠, 緒方健治: 地山補強土工法に関する実物大実験 (その3) 一載荷時の挙動一. 土木学会年次学術講演会講演概要集第3部, Vol.52th, pp.536-537, 1997.
 - 11) 田山聡, 永吉哲哉, 多田誠: 切土補強土工法の施工時及び破壊時の挙動に関する検討. 日本道路公団試験研究所報告, Vol.34, pp.21-29, 1997.
 - 12) 横尾正幸, 永吉哲哉, 竹内孝光, 小桜義隆: CCDカメラを用いた3次元計測法の法面動態観測への適用. 土木学会年次学術講演会講演概要集第III部, Vol.52th, pp.702-703, 1997.
 - 13) 地山補強土工法に関する研究委員会: 委員会報告. 地山補強土工法に関するシンポジウム発表論文集, pp1-233, 1996.
 - 14) 堀淳二, 加倉井正昭, 山本光男: 鉄筋補強土工法の施工例. 土木学会 第46回年次学術講演会, pp.732-733, 1991.
 - 15) 須網功二, 村松正重, 名倉克博, 守屋重孝, 北村照喜: 鉄筋補強土工法におけるのり面保護工の効果 (その2). 第27回土質工学研究発表会, pp.2551-2552, 1992.
 - 16) 伊藤磐根, 福田昭一, 惣田祐次, 須網功二, 村松正重, 末岡徹, 北村照喜, 門田秀俊: 壁面を有する鉄筋補強土工法による山留め施工例. 第28回土質工学研究発表会, pp.2797-2798, 1993.
 - 17) 村松正重, 末岡徹, 龍岡文夫: 地山補強土工法における補強機構とのり面保護工の効果. 土木学会論文集, pp.53-63, 1990.4.
 - 18) 桜井春輔: 都市 NATM の設計施工マニュアル, 土木学会関西支部, 都市トンネルへの NATM の適用に関する委員会, 1988.
 - 19) Tatsuoka, F., Kohata, Y., Tsubouchi, T. and Ochi, K.: Stiffness of Sedimentary Soft Rocks Evaluated by Triaxial Compression Tests. Proceedings of the International Congress on Rock Mechanics, ISRM, pp.1201-1204, 1995.

(1999. 4. 27 受付)

参考文献

- 1) 森昭一, 朝日理登: 切土斜面における鉄筋工法の試験工事. 土木技術, Vol.41, No.10, pp.68-72, 1986.
- 2) 日本道路公団: 切土補強土工法設計・施工要領, 1998.
- 3) Kotake, N. and Tayama, S.: Design assumptions and actual behavior in soil nailing. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Vol.2, pp.1105-1110, 1996.
- 4) 奥園誠之, 奥原正由, 長尾哲: 鉄筋による補強斜面の現地載荷実験, 日本道路公団試験所報告, Vol.22, pp.35-44, 1985.
- 5) 奥原正由: 鉄筋による切土斜面補強工法の載荷実験と現場への応用. 土木技術第41巻10号, pp.60-67, 1986.
- 6) Scientific Committee of the French National Project CLOUTERRE, "RECOMMENDATIONS CLOUTERRE 1991 (ENGLISH TRANSLATION: Soil Nailing Recommendations - 1991)", Aug. 1993.
- 7) 多田誠, 田山聡, 永吉哲哉: 地山補強土工法による構造物掘削の現場計測. 第32回地盤工学研究発表会, pp.2473-2474, 1997.

STABILITY MANAGEMENT BASED ON DEFORMATION OF SLOPE EXCAVED WITH SOIL NAILING

Satoshi TAYAMA, Kenji OGATA, Tetsuya NAGAYOSHI
and Takamitsu TAKEUCHI

Deformation of excavated slope stabilized by soil nailing is unclear concerning its amount and mode. A series of full-scale model tests was conducted and a number of measuring data of soil nailing cases were studied to investigate these problems.

The following results are obtained. When the slope is stable, mode of deformation is a toppling. At failure a shape of sliding is approximately a circular. In cases of soil ground, allowable displacements indicated by normalized horizontal top-of-slope displacement (δ_h/H) is about 0.4%. Stability management method using δ_h/H is proposed.