

地山補強土工法の補強機構と変形拘束効果[†]

西 形 達 明^{*} 西 田 一 彦^{*} 稲 葉 真 一^{**}

Mechanism of Reinforcement and Restraint Effect of Soil Nailing Method in Cut Slope

by

Tatsuaki NISHIGATA^{*}, Kazuhiko NISHIDA^{*} and Shinichi INABA^{**}

Conventional design method for soil nailing is based on the effects of tensile force developed in reinforcement installed in cut slope. As the tensile force is affected by the deformation of reinforced slope, the approach of the design method should be on the basis of the allowable deformation. On the other hand, it is said that the restraint effect in reinforced zone is more effective for reinforced slope stability under conditions of small allowable deformation. However, even the definition of the restraint effect for bar of reinforcement is still not clear. In this study, the reinforcement mechanism of restraint effect is investigated by distinct element method firstly, and secondly the effect of the interval of reinforcements on the development of restraint effect is examined by finite element method. Finally, it concludes that the design method of considering the restraint effect is effective to the reinforcement of high priority structure as a cut slope in important road system.

Key words : Soil nailing, Cut slope, Restraint effect, Distinct element method, Finite element method, Allowable deformation

1 緒 言

近年の地山補強土工法の適用範囲は多種多様にわたっており、要求される性能には非常に幅広いものがある。このため、将来は個々の斜面の要求性能に合理的に対応しうる設計手法が望まれるところである。現行の地山補強土工法の設計は、従来の極限釣り合い法を基にしており、これに補強材の引張り力による引留め効果や引締め効果を考慮したものになっている（内的安定性）。¹⁾しかしながら、補強材に発生する引張り力は補強地山の変形量と密接な関係を有しているため、必要補強材量は許容変形量をも考慮して決まるものでなければならない。

一方、地山の変形を拘束し補強領域全体が擬似擁壁化したものとみなしてその安定性を検討する設計法（外的安定性）がある。²⁾内的安定性は地山の変形を許容した考え方あり、外的安定性は変形を拘束する効果を基にしたものであるため、基本的に共存しうる補強効果ではない。したがって、この2つの設計法は補強斜面に要求される変形性能に応じて使い分ける必要がある。とくに、変形を最小にとどめることが要求性能となる永久構造物への適用を考える場合には、後者の外的安定性を検討する設計法が重要となる。このような使い分けのためには、第一番目に補強領域が擬似擁壁化（変形拘束効果）するメカニズムを明らかにする必要がある。次に、変形拘束効果の発生限界を明確にすることができれば、内的安定性と外的安定性による設計手法の適用範囲の区別が可能になるものと考えられる。言い換えれば、補強地山の許容

変形量を考慮した設計手法に一步近づくことができるものと考えられる。

そこで、本研究では個別要素法と有限要素法の結果から、棒状補強材による変形拘束効果の発生メカニズムについて検討し、さらには変形拘束効果の発生に及ぼす地盤の応力状態と内部摩擦角の影響を考察する。次に、変形拘束効果発生のための補強材打設量について検討を加え、補強材打設間隔と斜面変形量との関係について考察を行うことにする。

2 個別要素法による変形拘束効果

一般に、地山補強土工法は砂質土斜面を対象とした斜面安定工法であるとされている。これは、その補強効果が地盤は粒状体であることに起因しているためであると考えられる。³⁾そこで、粒状体としての挙動を表現しうる個別要素法を用いて、地山補強土工法のメカニズムについて検討を加えることにする。

Fig. 1は解析に用いた斜面形状を示したものである。解析方法は、対象領域全体(16×10m)に粒子径1～3cmの円形粒状要素（粒子密度2.6g/cm³）を発生させ、粒子自重による一様な初期応力状態を作成した後に、Fig. 1に示す斜面前部の切土部を一挙に削除することで、応力解放による変形解析を行った。補強材（長さ5m）は粒子径10cmの要素を剛結することで作成した。このため、剛体として表現されている。ここに用いた粒状要素の大きさは、現実の土あるいは補強材と大きく異なるものであるが、本解析では粒状体中における補強材の定性的な

[†] 原稿受理 平成 17 年 2 月 10 日 Received Feb. 10, 2005

^{*} 正 会 員 関西大学工学部都市環境工学科 〒564-8680 吹田市山手町, Dept. of Civil and Environmental Eng., Kansai Univ., Yamate-cho Suita, 564-8680

^{**} 関西大学大学院 〒564-8680 吹田市山手町, Graduate Student, Kansai Univ., Yamate-cho Suita, 564-8680

効果を調べるためのモデルとして設定したものである。

次に、補強材の設置はすべての条件において水平等間隔配置とし、切土による応力解放と同時に（切土による変形が生じる前に）、すべて（1～4本）の補強材が挿入されるものとした。これは切土による応力解放分のすべてを補強材が負担するという仮定に基づいている。Table I に解析に用いた定数値を示す。補強効果に及ぼす斜面土の内部摩擦角の影響を調べるために、土粒子の摩擦係数については、表中に示すような4種類の値について計算を行った。

Fig. 2 は切土後の応力解放による変形状態を示した解析結果の一例であるが、(a) の無補強の場合には、すべり面は斜面の浅い部分に発生しているが、(b) の補強材3本を設置した場合には、のり尻において若干のはらみ出しが見られるものの、全体的にすべり面は補強領域の背面に移動しており、補強材による変形拘束効果が発生していることがわかる。このような、補強領域の変形が拘束され疑似擁壁化することの原因について、補強材近傍の土粒子の動きを調べることで考察を行うことにする。

Figs. 3, 4 は土粒子要素の摩擦係数が異なる場合（0.5 と 0.7 の場合）について、補強領域内の鉛直断面における土粒子要素の水平変位分布を示したものである。Fig. 3 中の矢印は補強材の位置を示している（Fig. 4 も補強材位置は同じ）。個別要素法における摩擦係数が通常の地盤の内部摩擦角と同意の物理量であると考えと、両図より、地盤の内部摩擦角が大きいほど変位量が小さくなることは明らかである。また、両ケースとも、補強材本数が少ない場合には、補強材の設置位置近傍において、水平変位が局所的に拘束されて小さくなっており、一方で補強材間では変位が大きくなっている。これによって、変位分布が波状形状を示している。補強材本数が増えると、各補強材による局所的な変位拘束領域が互いに干渉し合うようになり、全面的に変位が拘束されて水平変位の波状の分布形状は見られなくなる。この状態が、補強材による変形拘束効果（補強領域の一体化）が完了した状態であると考えることができる。

Fig. 5 は補強材の影響範囲と変形拘束効果に関する概念図を示したものである。図に示すように、従来から概念的にはあるが、補強材には近傍の土粒子を拘束する範囲があり、これらが互いに接し合って干渉しあう間隔になると、補強効果が飽和点に達すると言われてきた^{4), 5)} Figs. 3, 4 に示した結果は、Fig. 5 の考え方による変形拘束効果の進行状況が解析的に表現されたものと考えることができる。

3 変形拘束効果に及ぼす地盤定数の影響

補強材の最適間隔あるいは変形拘束効果の発生限界を考察するためには、補強材の影響範囲を定量的に推定する必要がある。また、この影響範囲は土の強度定数や補強材近傍の応力状態（土被り圧）に影響を受けるものと考えられる。そこで、粘着力や内部摩擦角などの土の強度定数を正しく解析定数として用いることのできる有限要素法を用いて検討を行うことにする。

有限要素解析に使用した解析斜面モデルを Fig. 6 に示す。モデルは個別要素解析と同様に、高さ 10m、のり角度 80° の斜面とし、補強材の長さは 5m とした。補強材の設置方法は本数にかかわらず水平等間隔配置としている。解析は全地盤について自重による初期応力状態を作成した後、実施工を模して、段階的に切土と補強材の設置を繰り返す手順としている。なお、切土地盤は弾塑性体とし、補強材は弾性材料としている。また、地盤と補強材の間にはジョイント要素を用いており、その摩擦特性は便宜的に土自身のもつ摩擦角の $2/3$ とした。その他、解析に使用した物性値を Table II に示す。なお、個別要素法の場合と同様に、地盤定数の違いによる影響を見るために、表に示す5種類の内部摩擦角について解析を行った。

Fig. 7 は、斜面土の内部摩擦角が 35° の場合について、補強領域内の斜面近傍の鉛直断面における水平変位分布を示したものである。図より、有限要素解析でも個別要素解析と同様に、水平変位が局所的に小さくなっている部分が見られる。これらが補強材設置位置に相当する。すなわち、補強材近傍では水平変位が局所的に拘束されており、逆に補強材間の斜面土の変位は拘束されていないために大きくなっている。また、補強材が4本以上になると、水平変位分布には局所的な凹凸が見られなくなる。すなわち、この場合には補強材間の土も変形を拘束されたことを示している。以上の結果は、個別要素解析で得られたものと定性的には全く同じものである。

このような水平変位分布の凹凸の範囲の長さは、前述したように、補強材の周辺土への影響範囲を示している。そこで、変位分布の変曲点間の距離を補強材の影響範囲として求めてみた。この結果が Fig. 8 ($\varphi = 30^\circ$) と Fig. 9 ($\varphi = 38^\circ$) である。図中の矢印の範囲と数字が補強材の影響範囲を表している。これより、補強材間隔が小さくなると、隣り合った補強材の影響範囲が互いに近づき始め、この結果、全体としての変形が拘束される様子がわかる。これらの図より、補強材の影響範囲は、斜面土の内部摩擦角と補強材の設置位置（土被り圧）に関係しているものと推察される。

そこで、Fig. 10 は補強材の影響範囲に及ぼす内部摩擦角と土被り圧の影響を調べたものである。図より、内部摩擦角が大きくなるほど、また土被り圧 (σ_v) が大きいほど、補強材の影響範囲が大きくなる傾向が見られ、ほぼ 1～2.5m の範囲の値となっている。また、土被り圧が大きいほど影響範囲が大きくなっていることから、棒状補強材による変形拘束効果は斜面下部ほど大きくなるものと考えられる。

次に、Fig. 8 と Fig. 9 から、補強材の影響範囲がほぼ接近し始める補強材本数を求め、これと内部摩擦角との関係を見たものが Fig. 11 である。隣り合う補強材の影響範囲が互いに接する状態が、変形拘束効果が発生と考えると、この図は変形拘束効果が達成される補強材間隔と斜面土の内部摩擦角との関係を示したものである。なお、図の縦軸は補強材間隔 (Δs) を斜面高さ ($H = 10\text{m}$) で除した無次元量で表されている。本

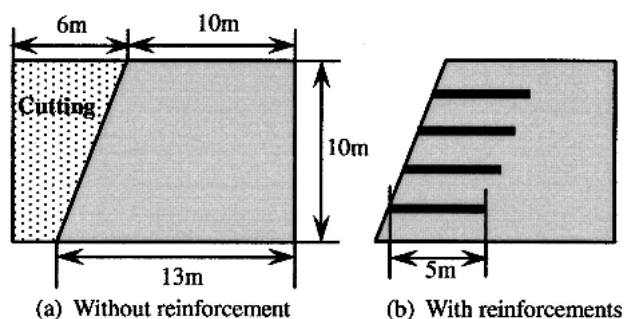


Fig. 1. Slope models for distinct element method.

Table I. Physical constants for distinct element analysis.

	Normal and shear stiffness (kN/m)	Friction coefficient	Bonding parameter (kN)
Soil Particles	1×10^4	0.3, 0.5, 0.7, 1.0	2.3
Reinforcements	1×10^{10}	0.5	—

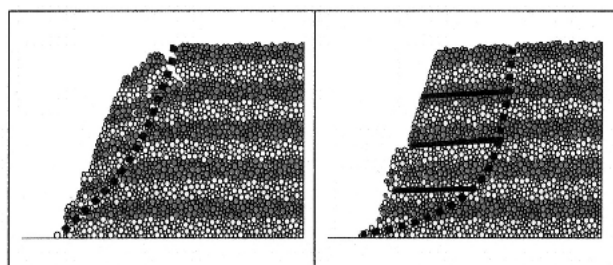


Fig. 2. Slope models for distinct element method.

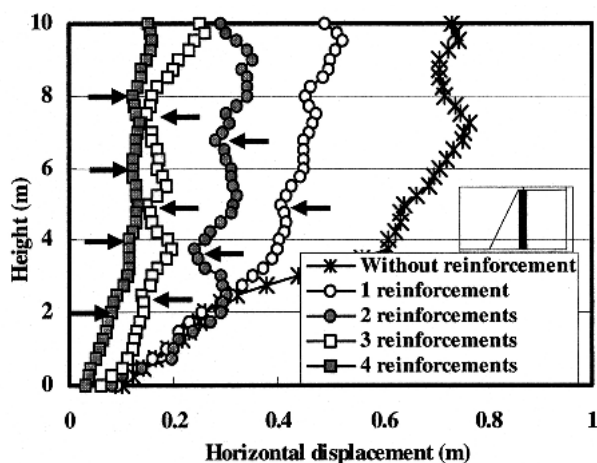


Fig. 3. Horizontal displacement in reinforced area for the case of friction coefficient = 0.5.

研究では高さ 10m の斜面を解析対象としたことから、Fig. 11 は 10m 前後の補強斜面に対して適用しうるものと考えらるべきである。図より、補強材による変形拘束効果の発生は、斜面土の内部摩擦角の影響を大きく受けることが明らかである。また、一般の砂質土斜面（内部摩擦角 $\phi = 30^\circ \sim 40^\circ$ ）を考えると、補強斜面において変形拘束効果を期待しうる補強材間隔は $\Delta s/H = 0.15 \sim$

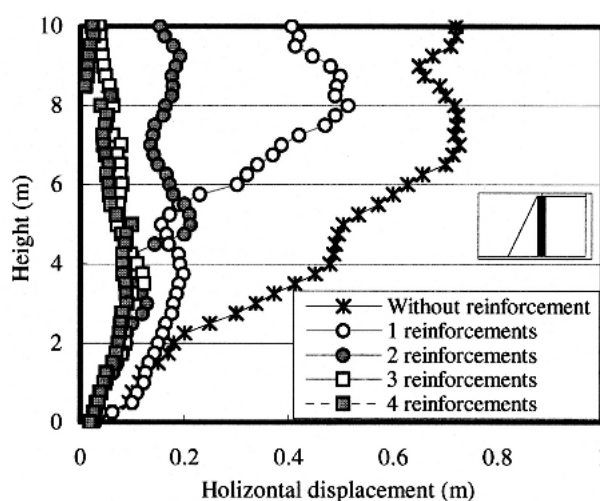


Fig. 4. Horizontal displacement in reinforced area for the case of friction coefficient = 0.7.

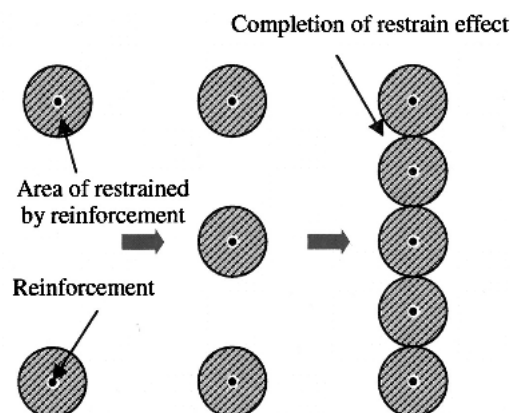


Fig. 5. Progress and completion of restrain effect.

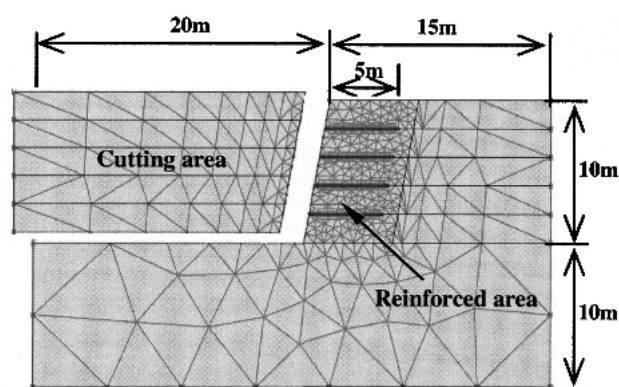


Fig. 6. Reinforced slope model for FEM Analysis.

Table II. Physical constants for FEM analysis.

	Slope soil	Reinforcement
Unit weight (kN/m ³)	18	—
Elastic modulus (kN/m ²)	33000	1.6×10^5
Poisson's ratio	0.35	0.3
Internal friction angle ($^\circ$)	25, 30, 35, 38, 40	—
Cohesion (kN/m ²)	10	—
Bending stiffness (kN·m ²)	—	40

0.17 (実間隔 $\Delta s = 1.5 \sim 1.7\text{m}$) となる。

以上の結果から推察すると、実施工では1～2m程度の補強材間隔が多用されるが、このような条件下では補強材の影響範囲が互いに干渉し合い、補強材による変形拘束効果が機能した状態になっているものと考えられることができる。

4 補強斜面内の応力状態

次に、補強斜面内部の応力状態から変形拘束効果について考察する。Fig. 12は補強領域内の、のり肩を通る鉛直断面における水平応力分布を示したものである。補強材が2本や4本の場合に見られるように、補強材設置位置の近くで局所的に大きな水平土圧が働いており、逆に補強材の間では水平土圧が小さくなっていることがわかる。このような水平土圧分布の凹凸は、Fig. 7～9に示した水平変位の凹凸と全く同一の意味をもっており、補強材による水平方向の変形拘束効果によるものである。補強材が多くなると(8本)、土圧の局所的に高い部分は見られなくなり、一様に高い水平土圧を維持している。図には静止土圧分布(静止土圧係数、 $K_0 = 1 - \sin \phi$)が示されているが、無補強時の結果(ほぼ崩壊状態)を主

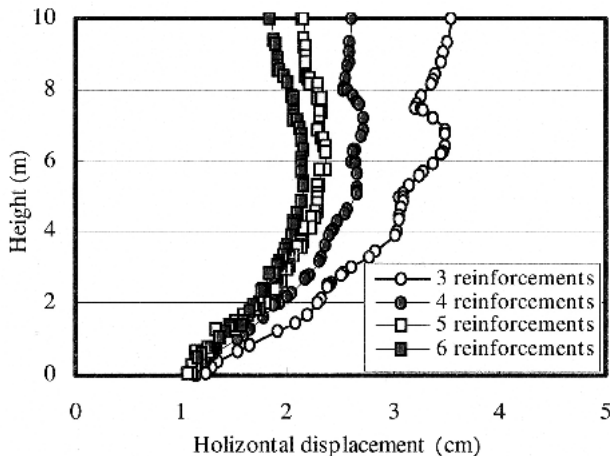


Fig. 7. Horizontal displacement in reinforced area by FEM analysis for the case of internal friction $\phi = 35^\circ$.

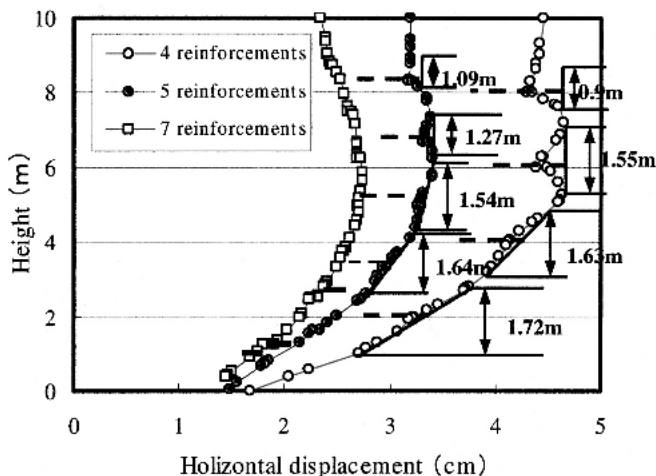


Fig. 8. Horizontal displacement in reinforced area and influenced lengths by FEM analysis for the case of internal friction $\phi = 30^\circ$.

働状態と考えると、補強領域内の応力状態は主働と静止の間に存在しており、補強材本数が多い場合ほど変形が拘束されることで、高い土圧を維持していることがよくわかる。このように、補強材によって変形拘束効果が発

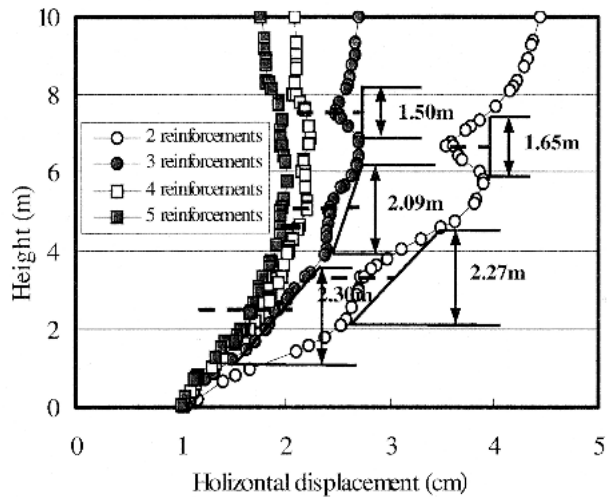


Fig. 9. Horizontal displacement in reinforced area and influenced lengths by FEM analysis for the case of internal friction $\phi = 38^\circ$.

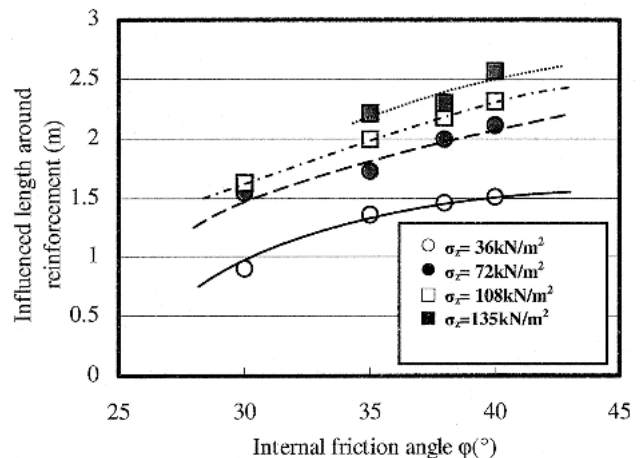


Fig. 10. Relationships between the influenced lengths of reinforcement and friction angle.

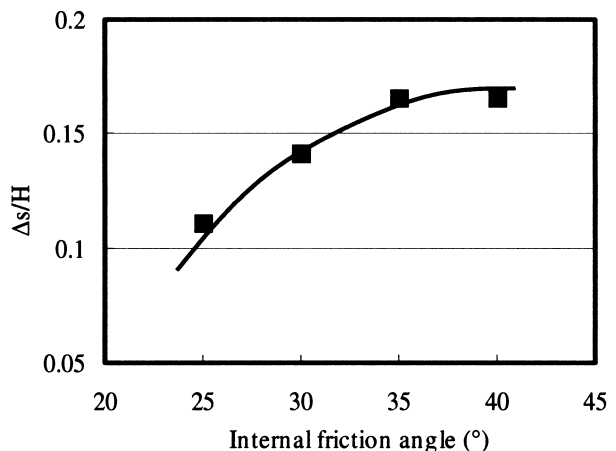


Fig. 11. Relationship between friction angle and space of reinforcement on condition that the restraint effect becomes effective.

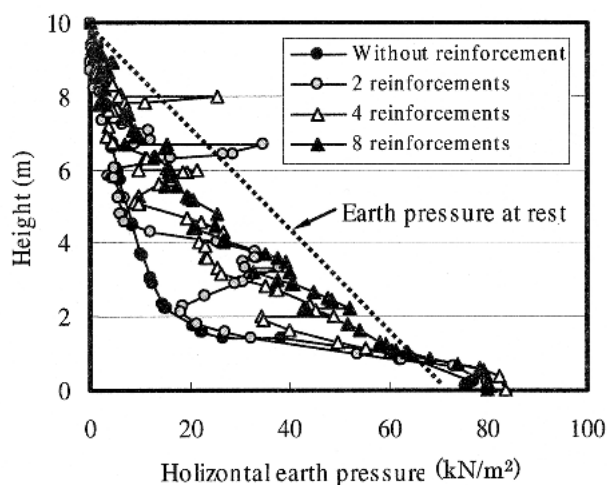


Fig. 12. Distribution of horizontal earth pressure with height in reinforced area.

生すると、補強材と補強領域内の土には相互作用に基づくインターロッキングが発生し、ダイラタンシーが抑制されることで補強領域の内部応力状態に変化が現れるものと考えられる。

そこで、補強領域内の内部応力に関するモールの応力円 (Fig. 13) を用いて、変形拘束効果の力学的な検討を行うことにする。ここでは、便宜的に土の粘着力は考えないことにする。静止状態においては無補強時でも補強時でもその応力状態は変わらないはずであるから、その応力状態は **AB** (**A** 点；最大主応力 = 鉛直応力 σ_1 , **B** 点；最小主応力 = $(1 - \sin\phi) \cdot \sigma_1$) を直径とする円で表される。次に、切土による応力解放によって斜面に変形が生じると、無補強の場合には変形とともに水平土圧が減少し、円 **AC** の主動状態になったとき破壊に至る。補強材を敷設した場合には、主動状態に至るまでの変形で安定状態に到達するものと考え、その応力状態は **B** 点と **C** 点の間の任意の点 **R** と **A** を直径とする円で表すことができる。このように、補強材によって補強された斜面内の応力状態は、変形拘束効果の発生に応じて

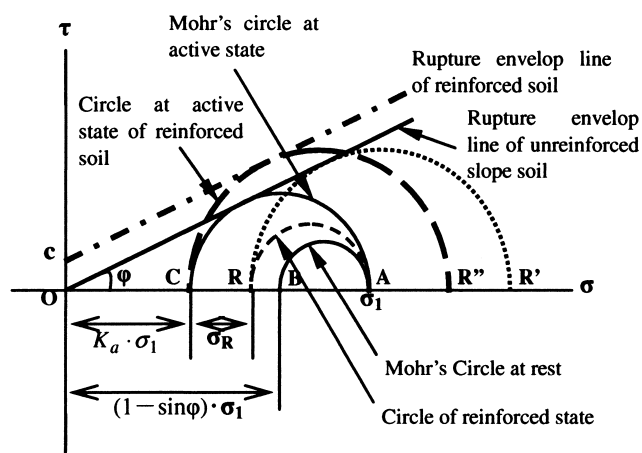


Fig. 13. Expression of Mohr's stress circles for reinforced slope.

静止状態から主動状態までの間の任意のモール円によって表される。したがって、変形拘束効果の発生時の補強領域内では、その主動土圧よりも図中の σ_R だけ高い水平土圧が維持されることになる。さらに、土の強度の観点から見ると、この σ_R は不飽和土におけるサクシヨンと等価な役割を果たしている。すなわち、補強材による変形拘束効果は土中の有効応力の増加と同じく内力の増加量として表現しうるものと考えられる。そこで、最小主応力が **R** 点にあると、その土要素の破壊時のモール円は直径 **RR'** の円で示される。しかし、サクシヨンの効果と同様に、土要素の見かけの強度を表すモール円は **CR''** となり、これが補強土の破壊円となる。これより、補強土の強度増加は見かけ上、斜面土の c の増加として評価できることになる。ただし、変形拘束効果の要因である σ_R に応力依存性があると考え、単に c の増加として取り扱うことができなくなる。この点については今後の検討が必要となるところである。

5 補強斜面の変形量と変形拘束効果

一般に、補強土工における施工管理は施工中の変位量によってなされることが多い。そこで、将来、必要になると思われる補強斜面の変形性能の立場から、変形拘束効果の発生限界および斜面変形量の関係について考えてみることにする。

Fig. 14 は有限要素解析の結果から、斜面土の各内部摩擦角について、補強材間隔 ($\Delta s/H$) とのり肩の水平変位量 ($\delta h/H \times 100$ (%)) との関係調べたものである。図中の各内部摩擦角の線には、Fig. 11 に示した、変形拘束効果が達成される補強材間隔がプロット (●記号) されており、これらを結んだ曲線が破線で示されている。すなわち、各々の斜面土の内部摩擦角については、図中の破線より下側の補強材間隔を用いることによって、変形拘束効果を達成しうる補強材の配置条件となることを示している。

最後に、Table III に示した日本道路公団による切土のり面における施工時の安定管理手法⁷⁾を参照することで、

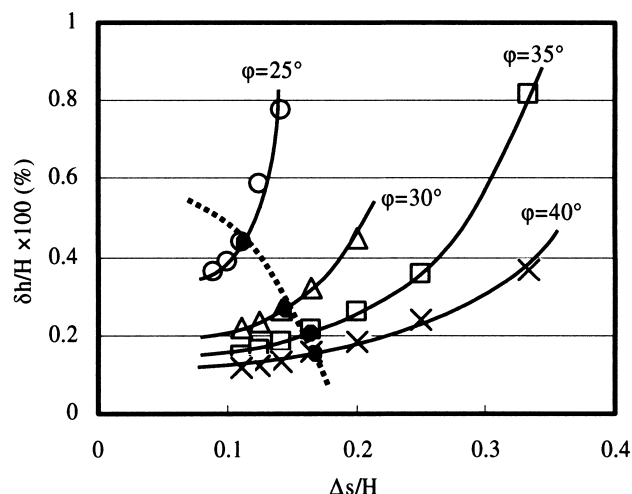


Fig. 14. Relationship between deformation at top of slope and space of reinforcement.

Table III. Provided horizontal deformation at top of slope for management of safety cutting by Japan Highway Public Corporation.⁷⁾

	Safety level (%)	Caution level (%)	Unsafety level (%)
Soil	$\delta h/H \leq 0.20$	$0.20 \leq \delta h/H \leq 0.40$	$0.40 < \delta h/H$
Soft Rock	$\delta h/H \leq 0.15$	$0.15 \leq \delta h/H \leq 0.30$	$0.30 < \delta h/H$
Hard rock	$\delta h/H \leq 0.10$	$0.10 \leq \delta h/H \leq 0.20$	$0.20 < \delta h/H$

変形拘束効果と補強斜面の変形量について考察する。この道路公団の規定は、補強土工において変形量による管理手法を示したものであり、今後の補強斜面の変形性能を考えるうえで、意義の高いものであると考えられる。表中の土砂 (Soil) の場合と本研究結果 (Fig. 14) を比較すると、内部摩擦角 $\phi = 25^\circ$ のように小さい場合には、変形拘束効果が機能しても、その変形量 ($\delta h/H$) は 0.4% 以上となり、表の安定管理手法から見ると「Unsafety level」となる。一方、斜面土の内部摩擦角が約 30° の場合に、道路公団が示した「通常レベル (Safety level)」域の変形条件 ($\delta h/H \leq 0.2\%$) とするためには、その補強材間隔を $\Delta s/H \approx 0.1$ 以下とする必要があり、内部摩擦角が約 35° 程度の地盤では、 $\Delta s/H \approx 0.17$ 以下とすればよいことがわかる。すなわち、 ϕ が $30 \sim 40^\circ$ の地盤においては、変形拘束効果を達成するような補強材間隔で施工することによって、Table III の安定管理手法の「Safety level」域の変形状態を満足できるものと考えられる。

このように、変形拘束効果が機能する場合には、補強斜面の変形量はかなり小さく抑えられることから、現在多用されている内的安定性による補強土の設計に必要な補強材引張り力が十分発揮されないものと考えられる。したがって、このような場合には内的安定性ではなく、補強領域の外的安定性が主たる検討項目になるものと考えられる。

6 ま と め

本研究では、補強土工法における変形拘束効果の発生メカニズムを考察し、変形拘束効果発生のための地盤条件と補強材打設間隔の関係について検討を加えた。得られた結果をまとめると、以下のようである。

(1) 補強土工法は粒状地盤に対して有効であるとされていることから、個別要素法による解析を行った。この

結果、補強材近傍の土粒子の変位が拘束される補強材の影響範囲が存在することが明らかとなった。そして、隣り合う補強材の影響範囲が互いに干渉し合うような補強材間隔になると、変形拘束効果が発生し始めることが、確認された。

(2) 有限要素法の結果からも補強材の影響範囲の存在を確かめることができ、内部摩擦角や土被り圧との定量的な関係を知ることができた。

(3) 各々の内部摩擦角を有する斜面について、変形拘束効果が機能し始める補強材間隔について調べた結果、内部摩擦角が $30 \sim 40^\circ$ の斜面では補強材間隔 $\Delta s/H = 0.15 \sim 0.17$ (斜面高 $H = 10\text{m}$ の場合、間隔は $\Delta s = 1.5 \sim 1.7\text{m}$) で変形拘束効果が達成される。

(4) 補強領域内の応力状態を考察した結果、変形拘束効果が機能しているときは、一様に高い水平土圧を維持している。これは、補強領域内の土のダイレタンスが抑制されることによるものと考えられる。

(5) 変形拘束効果の発生とそのときの変形量について検討を加え、道路公団の安定管理手法との関連性を考察した。この結果、本研究で求められた変形拘束効果を達成しうような補強材間隔で施工すれば、道路公団が示す安定管理手法の「Safety level」域の変形状態を満足できるものと考えられる。

(6) とくに、許容変形量の小さい補強斜面を対象とする場合には、変形拘束効果が発揮されるような補強材間隔を用いるべきである。そして、この場合の設計手法は、内的安定性ではなく外的安定性が主な検討項目になる。

参 考 文 献

- 1) 日本道路公団, 切土補強土工法設計・施工指針 (2002)。
- 2) 地山補強土工法に関する研究委員会, 地山補強土工法に関するシンポジウム発表論文集 (1996) 地盤工学会。
- 3) 西形達明, 西田一彦, 倉持克治, 材料, **53**, 1 (2003)。
- 4) 奥園誠之, 長尾 哲, 則武邦具, 印南修三, 山内博司, 第 19 回土質工学研究発表会, 1167 (1984)。
- 5) 岡林宏二郎, 河邑 真, 岡村達人, 南 正樹, 北山浩二, 第 33 回地盤工学研究発表会, 2411 (1998)。
- 6) 二宮庸平, 落合英俊, 安福規之, 大嶺 聖, 金重正浩, 第 37 回地盤工学研究発表会, 1711 (2002)。
- 7) 田山 聡, 緒方健治, 永吉哲哉, 竹内孝光, 土木学会論文集, No.644/VII-46, 113 (2000)。