

ジオテキスタイルを用いた補強土工法

2. ジオテキスタイルによる補強メカニズム その1.

龍 岡 文 夫 (たつおか ふみお)
東京大学教授 生産技術研究所

2.1 はじめに

ジオテキスタイルで土を引張り補強するメカニズムには、(1)曲げ剛性は無いか非常に低い引張り剛性のある材料で土を引張り補強する引張り補強土工法一般に共通な側面と、(2)ジオテキスタイル補強工法に特徴的な側面、がある。以下、この順序で議論する。

2.2 土の引張り補強土工法

2.2.1 基本メカニズム

地盤の安定化の目標は、土塊のすべり破壊に対する安全率 $F_s = \text{「土のせん断強度 } \tau_f \text{」} / \text{「土に作用するせん断応力 } \tau_w \text{」}$ (図—2.1(a)) を向上させることである(変形を抑えることも暗に含まれる)。地盤安定化工法の中での軽量盛土工法・押さえ盛土・斜面切取り工法では作用応力 τ_w を減少させるが、地盤改良工法では地盤内部に何らかの働きかけをして、せん断強度 τ_f を増加させる(ただし、以下で述べるように引張り補強工法では τ_w も減少させる)。

補強土工法は、地盤改良工法の一つであり、「土の内部に異物を入れるが土粒子自身の性質を変えないで、土の弱点を補強する工法」である(文献¹⁾の図1)。土の弱点とは、せん断強度が(特に引張り強度が)相対的に低いこと、変形性が相対的に大きいこと、透水性が高すぎることや低すぎることである。補強土工法は、引張り補強、せん断補強、曲げ補強、圧縮補強に分類できる²⁾。

今、土のせん断強度を有効応力で表現すると、

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (1)$$

となる。薬液注入工法・深層混合工法等の化学的地盤改良工法は、真の粘着力 c' を増加させる工法である。一方、正の間隙水圧 u が小さいほど、また負の間隙水圧(サクション)が大きいほど、土のせん

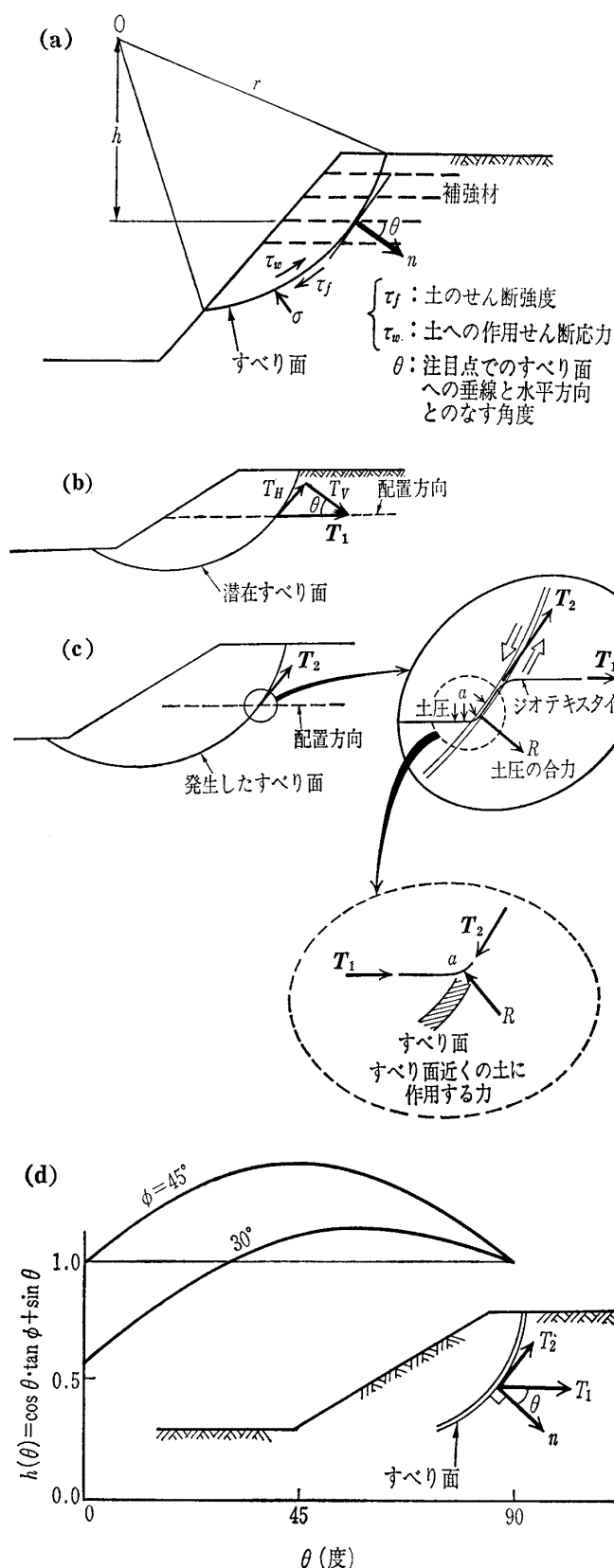
断強度 τ_f は大きくなるので、正の間隙水圧の増加を抑制したり減少させたり、あるいは負の間隙水圧を維持したり減少させない地盤安定化工法が、各種の排水工法である。更に、内部摩擦角 ϕ' は、土が良く締固められて密度が増加すれば増加する。

引張り補強土工法はアンカー工法に似た工法であり、その土塊を安定化させるメカニズムは、

① τ_w を減少させるメカニズムと、

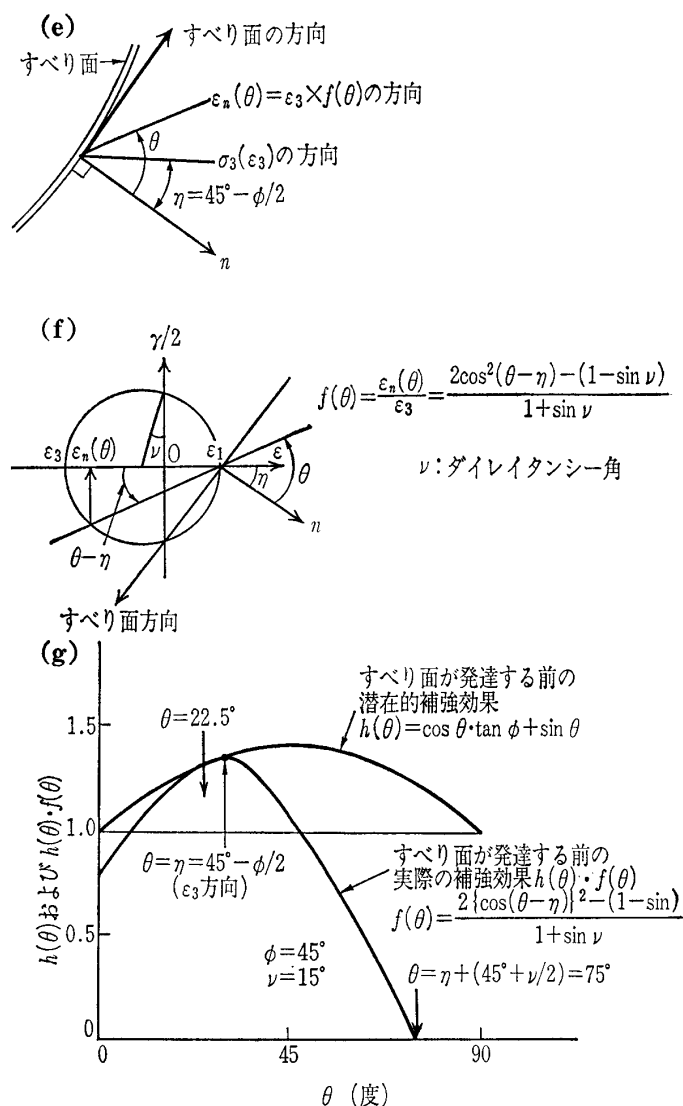
② 土の引張りひずみを抑制して拘束圧 σ を向上してせん断強度 τ_f (と剛性) を向上させるメカニズム、に分けられる(なお、「10章 軟弱地盤における補強土工法」で紹介される覆土工法のメカニズムは別であり、別途説明される)。引張り補強土工法は、補強工法の中では最も広く用いられて、狭義の補強土工法はこの工法をさす。

引張り補強土工法とアンカー工法の相違は、次の2点にある。(1)補強材・アンカーロッドに発生する引張り力は、引張り補強土工法では土塊の変形に伴って受動的に発生するが、アンカー工法ではプレストレスとして主動的に与える(しかし、アンカー工法でも、土塊の変形に伴ってロッドに引張り力が発生する場合もある)。したがって、以下に述べるように引張り補強土工法では、無補強地盤が破壊する場合の最小主ひずみ(最大引張り主ひずみ)の方向に補強材を配置するのが効果的であるが、アンカー工法ではそのような制約は特にない。(2)引張り補強土工法では、補強材全長にわたって補強材表面での摩擦力が発生し、補強材全長が深部のアンカー部と法面に近い保持部に分かれる。アンカー工法では、両端のアンカー頭部とアンカー体で引張り力を土塊に伝達し、中間の自由長のアンカーロッドの周面には摩擦力が発生しないようにする(しかし、セメンテーションのない地盤内ではアンカー体がかなり長くなるので、引張り補強土工法のアンカー部との差が



少なくなる)。

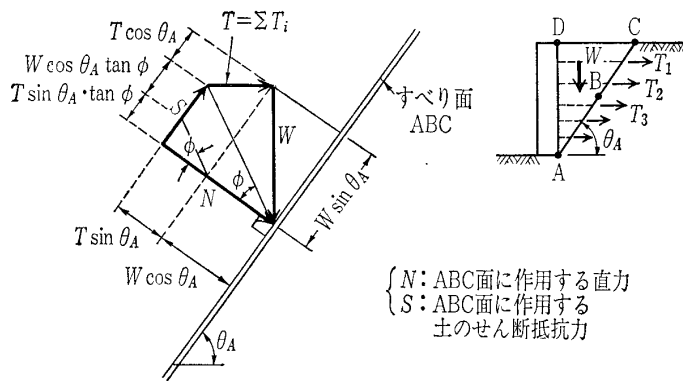
上記メカニズム①，②を，図—2.1 で説明する。
 今，すべり面位置での補強材引張り力を T とする
 (図—2.1(b)では T_1)。すると，すべり線方向の成分
 $T_H = T \sin \theta$ がすべりに対する 直接抵抗力になり，
 土に作用するせん断応力 τ_w はこの分減少する (①



図—2.1 引張り補強材で斜面の安定を向上させるメカニズムの模式図：(a)補強斜面，(b)配置方向に引張り力 T_1 が発揮される場合の二つのメカニズム，(c)すべり面方向に補強材引張り力 T_2 が作用する場合，(d)上記二つの補強メカニズムの比較，(e)すべり面方向と ε_3 方向の関係，(f) θ の方向の直ひずみ $\varepsilon_n(\theta)$ と ε_3 の関係を示すひずみのモールド，(g)潜在的補強効果 $h(\theta)$ と実際の補強効果 $h(\theta) \cdot f(\theta)$ の関係。

のメカニズム)。これは、アンカー工法で「吊り下げ効果」と言われている。更に、すべり面に垂直な方向の成分 $T_v = T \cos \theta$ によるせん断面に作用する直応力 σ_n の増加と、それに伴う土のせん断抵抗力の増加 $T \cos \theta \cdot \tan \phi$ (即ち、せん断強度 τ_f の増加)が②のメカニズムである。別の言い方をすると、土に作用する拘束圧の増加 $\Delta \sigma_3$ により圧縮強度がそれ以上に $\Delta \sigma_1 = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) \Delta \sigma_3$ だけ増加するメカニズムである。これは、アンカー工法で「締め付け効果」と言われている。図-2.2は、このメ

講 座



図—2.2 補強土擁壁での引張り補強メカニズム

カニズム①、②を補強土擁壁で説明したものであり、せん断面に沿う土のせん断抵抗力の合計 S は「主動域の土の重量 W と引張り補強力の合計 T のすべり面方向の成分の合計 N 」と $\tan \phi$ の積である。即ち、引張り補強工法は土自身の潜在能力 $\tan \phi$ を利用してせん断強度を向上させている点に特徴がある。

なお T_1 (図—2.1(b)) は、すべりが明確に発生する以前の状態を想定しており、ジオテキスタイルの設置方向に作用するとした場合の引張り力である。これに対して、図—2.1(c)のように土塊の破壊によりすべり面が生じた場合は、ジオテキスタイルは変形しやすいので、ジオテキスタイルはすべり面位置での土塊の変形に順応して変形し、引張り力は T_2 のようにすべり面方向に作用するとする考え方もある (図—2.1(c))。即ち、 T_2 は T_1 に比較すると土塊の非常に大きな変形を想定している。この場合、上記の①のメカニズムだけを期待している。このように想定している状況は相当異なっているが、 $T_1 = T_2$ と仮定する場合は、計算される安全率の差は意外に小さい。即ち、「 T_1 を用いる場合の①と②の補強メカニズムによるせん断抵抗の増加分」は $T_1 \cdot (\cos \theta \cdot \tan \phi + \sin \theta)$ であり、「 T_2 を用いる場合のせん断抵抗の増加分」は T_2 であるので、「 T_1 を用いる場合の①と②の補強メカニズムによるせん断抵抗の変化分」/「 T_2 を用いる場合の①の補強メカニズムによるせん断抵抗の増加分」の比は、

$$h(\theta) = \cos \theta \cdot \tan \phi + \sin \theta \quad \dots\dots\dots (2)$$

になる。 $h(\theta) \sim \theta$ 関係は、図—2.1(d)のようになる。 T_1 の方向、即ちジオテキスタイルの敷設方向は通常水平方向なので、通常の盛土で現れる θ は 0 度 (盛土の天端近く) と 90 度 (すべり面が水平になる位置) の間にあり、この間での両者の差は平均的に

見て $\phi = 30$ 度では小さく、 $\phi = 45$ 度の場合は T_2 を用いる方が安全側である。

一方、 $h(\theta)$ は「 T_1 による補強効果と補強材設置角度 θ の関係」も表しているの、 T_1 が発揮される場合は、 $\phi = 30$ 度、45 度の時補強材の方向がすべり面の垂直方向 (n 方向) からの角度 θ が 45 度、60 度の時に最も補強効果があることになる。しかし、 $\theta = 0 \sim 90$ 度にわたって全体として補強材設置角度 θ の変化による補強効果 $h(\theta)$ の変化は小さく、したがって補強材設置方向にそれほど神経質になる必要は無いことになる。しかし、この議論には以下に示すようなトリックが隠されている。

即ち、引張り補強メカニズムの本質は土塊内部に発生しようとする引張りひずみ ϵ_3 の拘束である。したがって、実際に発揮される補強材引張り力は周辺の土に発生しようとする伸びひずみに比例すると仮定できる。すると、補強材引張り力は補強材設置方向の強い関数になる^{2)~4)}。即ち、今土は破壊状態であるがまだすべり面が明確に発生する前の段階であり、すべり面は最大応力傾角面 (τ/σ が最大の面) とすると、 σ_3 の方向は潜在的すべり面の直交方向 (n 方向) から $\eta = 45 - \phi/2$ 度の角度をなす (図—2.1(e))。また、 σ_3 と最小主ひずみ (最大伸びひずみ) ϵ_3 の方向が一致すると仮定する。すると、 n 方向から角度 θ の方向の直ひずみ $\epsilon_n(\theta)$ の ϵ_3 に対する比は、

$$f(\theta) = \epsilon_n(\theta) / \epsilon_3 \\ = \{2(\cos \eta)^2 - (1 - \sin \nu)\} / (1 + \sin \nu) \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる (図—2.1(f))。 ν は、破壊時のダイレイタンス角であり、通常 ϕ よりも 30 度程度小さい⁵⁾。補強材を ϵ_3 方向に配置した場合に最も引張り力が発生するので、この時の引張り力を 1.0 とすると、 θ 方向に補強材を配置した場合の引張り力は $f(\theta)$ と仮定できる。即ち、単位補強材引張り力によるせん断抵抗力の増加分を表す $h(\theta)$ は潜在的補強効果であるのに対して、実際の補強効果は積 $h(\theta) \cdot f(\theta)$ である。今、 $\phi = 45$ 度、 $\nu = 15$ 度として $h(\theta) \cdot f(\theta)$ と θ の関係を図示したのが 図—2.1(g) であり、補強材配置角度 θ に大きく左右されることが分かる。即ち、 $\theta = \eta = 45 - \phi/2$ 度の時最も補強効果があるが、補強材が伸び縮みの無い方向 (直ひずみ ϵ_n がゼロの方向) に配置された $\theta = \eta = 45 + \phi/2$ 度 = 75 度の時は全

く補強効果が無い。即ち、すべり面方向に補強材を配置すると、すべり面が発生し始める時点では全く補強材引張り力は働いていないことになる。また、 θ がそれ以上大きいと補強材長手方向には圧縮ひずみが発生する。

以上まとめると、上記の T_2 のメカニズム (図—2.1(c)) を用いて設計計算を行うことは便宜的な方法として妥当であろう。しかし、仮に大きな変形を許さない状態を想定しているのならば、 T_1 の補強メカニズムを想定した方が妥当であるし、その場合は T_1 の大きさは補強材設置方向に強く作用される。 T_2 のメカニズムを想定する場合は、 T_2 の大きさと補強材の配置方向の重要性を θ との関連において議論にくい。また、図—2.1(c) において T_2 が発生するメカニズムをもう少し詳細に考察すると、すべり面と補強材が交差する近傍の土 (図中の a の部分) には、補強材が曲がっていることによる土圧が作用しているはずである。その合力 R と T_2 の合力の方向は、 T_1 の方向即ち補強材の設置方向に近くなるはずである。したがって、ややマクロ的にみれば、 T_1 の引張り力が作用していると考えの方が合理的なようである。

2.2.2 引張り補強土工法での補助メカニズム

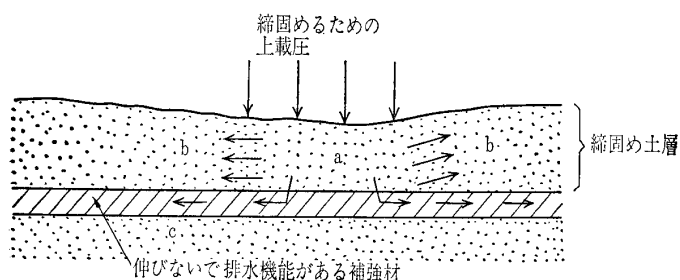
上記の基本メカニズム①、②に加えて、盛土を引張り補強する場合 (これには、ジオテキスタイル補強土工法も含まれる) は、次の三つの補助メカニズムも重要である⁵⁾。

③ 引張り補強材が持っている追加補助メカニズム。

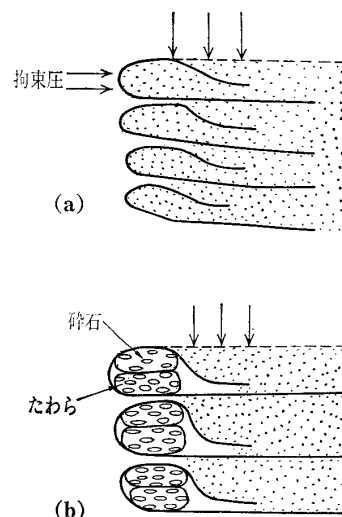
④ ジオテキスタイルの排水機能。

⑤ 引張り補強材では不十分な点の法面工・壁面工による補助機能。

③の点は、補強材の引張り力自身では ϕ' は増加しないが、図—2.3 に模式的に示してあるように補



図—2.3 効果的な土の締め固めの模式図



図—2.4 法面近くで締め固め効果を上げるために拘束を加える方法

強材を設置して締め固めることで土が良く締め固められて ϕ' の増加をもたらす効果である (剛性の増加も)。即ち、土の要素 a が効果的に締め固められるには、上載圧が加わった時に一次元的に圧縮することが必要であるが、このためには締め固め土層の厚さが小さいことのほかに、伸び剛性のある物質によって b のように土が横に逃げることを抑えることが効果的である。この目的には、伸び剛性が高い方が良いが、表面が粗で土との接触面の多い面状のジオテキスタイルのような物質の方が粗に配置した金属ストリップの補強材よりも適している。また、法面近くは締め固め機械を用いることが難しいので通常締め固めが難しくなり、そこが斜面や擁壁の安定上の弱点になりやすい。補強土の場合は、法面近くの土も強度が増しているの、機械施工で締め固めができるようになる。それでも、実際には法面間隙は図—2.4 に示すたわらのように引張り補強材以外の補助手段を用いないと十分に締め固め荷重を加えるのは難しい。

更に、高含水比で透水性が低い土を補強土に用いる場合は良く締め固めることが特に重要である。このためには、図—2.3 での c のように締め固め中に間隙水を排水することが必要である。この目的には排水機能のあるジオテキスタイルの使用が適している。更に、排水機能のあるジオテキスタイルの使用により、盛立て中の上載圧の増加や建設後の載荷重による過剰間隙水圧の増加や豪雨時のサクシヨンの減少も防ぐことにより 土のせん断強度 τ_f (式(1)) と土と

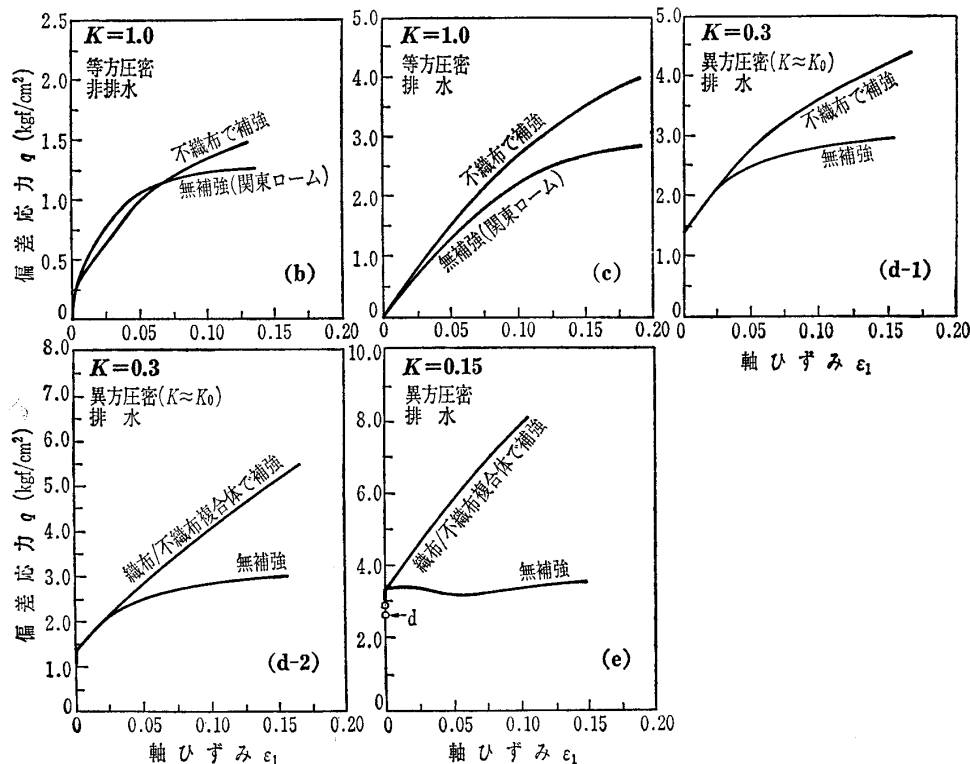
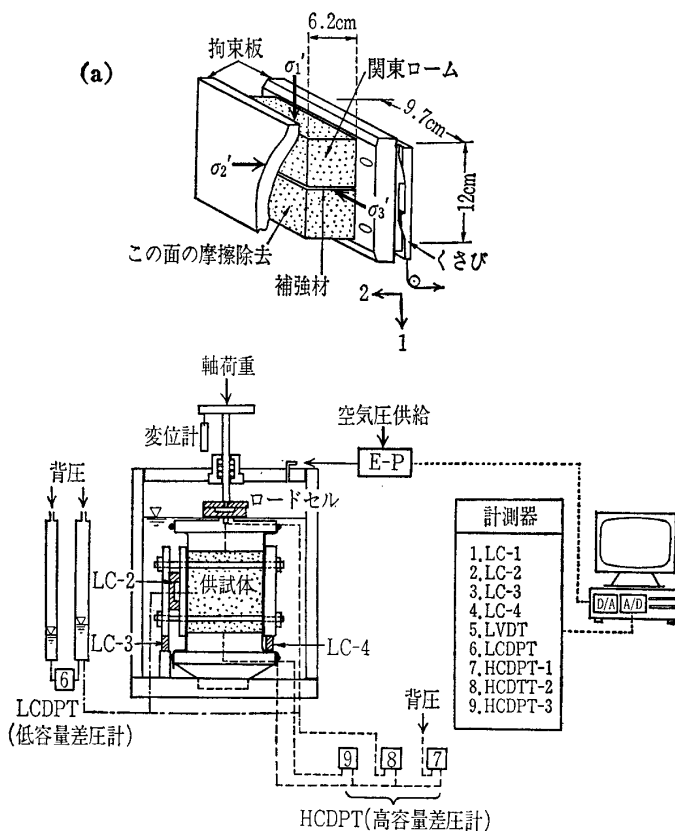
講 座

補強材面の間の摩擦力 $\tau_{BS} = (\sigma - u) \tan \phi'_{BS}$ (ϕ'_{BS} は摩擦角) を増加 (維持) する機能の発揮も期待できる (④の機能)。したがって、金属性ストリップの補強材と比較して裏込め土として使用できる土質の範囲が非常に広がる。

⑤の機能の「法面工・壁面工の役割」は「8章 補強土壁工法—壁面工の効果—」で詳細に述べる。要は、法面 (壁面) が鉛直に近いほど、法面 (壁面) 近くの土は拘束圧 σ_3 を与えなければセメンテーションとサクシジョンの無い土のせん断強度はゼロになり、盛土 (裏込め砂) は法面 (壁面) から内部に向かって進行的に破壊してしまう可能性が高い。このような拘束を、引張り補強材だけで与えることは非常に困難である。したがって、このような場合は剛性があり背面で補強材と結合した剛性のある法面工 (壁面工) の使用は補強土の安定上の向上と変形の抑制に必要不可欠になる。盛土 (裏込め土) 天端の法面 (壁面) 近くに集中荷重が加わる場合は、その必要性は特に大きい。剛性のある壁面工は、その他壁面の耐久性・安定感・美観・施工性に対しても重要な役割を果たす。実際の施工例では、これらの点から剛性のある壁面工が用いられる例が多い。

2.3 引張り補強土工法の室内実験例

以上概説した引張り補強工法のメカニズムを、幾



図—2.5 関東ロームを不織布で補強した小型平面ひずみ模型の圧縮試験 (実験は Ling による)⁷⁾: (a) 供試体 (上下面・ σ_2 面の摩擦は除去されている), (b) 等方圧密での非排水試験, (c) 等方圧密での排水試験, (d) 異方圧密 ($K \approx K_0$) での排水試験, (e) 異方圧密 ($K=0.15 < K_0$) での排水試験

つかの室内実験の結果を用いて更に考察する。

2.3.1 粘性土の補強土模型の平面ひずみ圧縮試験

図—2.5(a)は、関東ロームをスパンボンド不織布、あるいは織布／不織布複合材ジオテキスタイルで補強した小型平面ひずみ模型の圧縮試験の方法である⁷⁾。図—2.5(b)は、不織布で補強した供試体を等方圧密した後に非排水状態で平面ひずみ圧縮試験した結果である。この場合、非常に小さい補強効果しか見られない。その第一の原因は、いかなる方法で補強しても、非排水条件であるために供試体の平均含水比が低下しないので、平均的に見て土の非排水せん断強度が増加しにくいからである。更に、補強材が不織布であることにより、その圧縮により体積収縮することにより不織布の内部から間隙水が排出され、そのために土の過剰間隙水圧が上昇し、それによるせん断強度の低下を招いている要因もある。従来、このような試験結果から「飽和粘性土の補強は困難である」という結論を出した例もある⁸⁾。更に、引張り剛性の低い不織布を用いていることも原因になっているが、以下に示すようにそのことが最大の理由ではない。

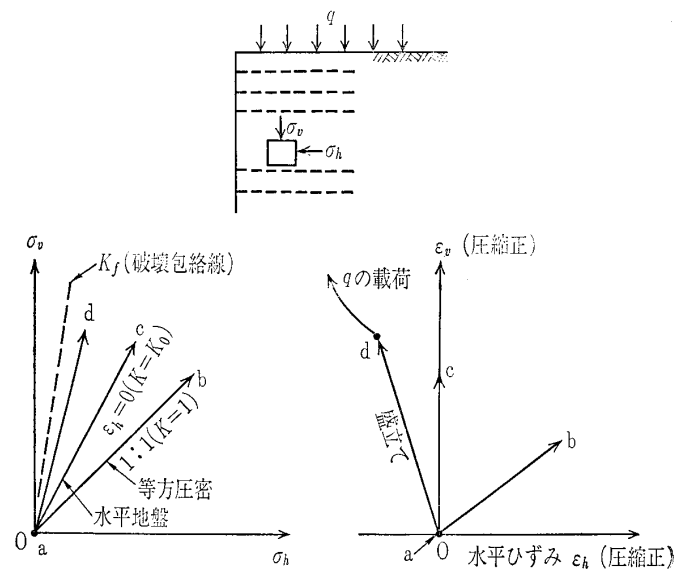
現場では地震荷重のような非常に短期的な荷重の場合を除いて、長期的な安定を考慮する場合は補強材は排水状態にある、と考えても良い。図—2.5(c)は、不織布で補強した供試体を等方圧密した後に、排水状態で平面ひずみ圧縮試験を行った結果である。この場合は、明確に補強効果が見られる。スパンボンド不織布は、織布・グリッド・金属と比較すると引張り剛性は低い（詳しくは「3章 ジオテキスタイルの種類と試験法」参照）。しかし、このように補強効果が見られることは注目できる。この点は、文献9)で詳しく論じている。

図—2.5(c)に示す結果では、依然として次の二つの点では異方圧密されている実際の盛土に対する補強効果を過小評価している。

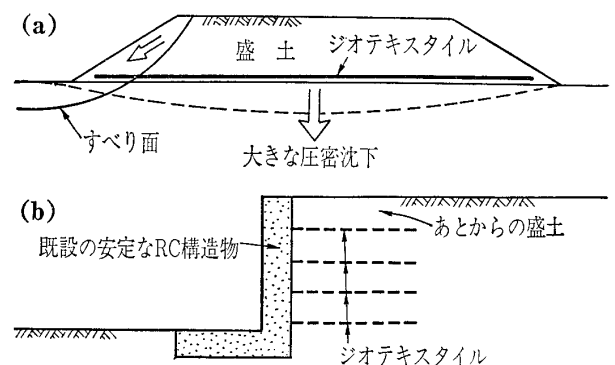
- (a) 等方圧密中には、ジオテキスタイルの面方向に圧縮ひずみが生じるが、補強土擁壁建設中には土層中とジオテキスタイル中に引張りひずみが発生している。即ち、盛土完成後には既にプレストレスされた状態にある。

- (b) 盛土の自重と建設後の追加荷重の合計の大きさではなく、後者だけの大きさで盛土の耐力を評価する場合は、引張り補強が飛躍的に増加すると評価できる。

即ち、図—2.6で供試体を等方圧密した場合の径路はa→bである。これに対して、水平地盤が堆積する場合は、水平ひずみはゼロである(径路a→c)。図—2.5(d-1)に示す結果は、一次元に近い状態で圧密した供試体を排水平面ひずみ圧縮した結果であるが、等方圧密供試体の場合よりも補強効果が大きい。なお、補強材は引張り剛性が高い方が良いのは当然であるので、飽和粘性土の補強材としては引張り補強機能を果たす引張り剛性と強度が大きい織布と排水機能を果たす不織布の複合材ジオテキスタイル (Composite geotextile) が優れている。図—2.5



図—2.6 水平地盤・擁壁裏込め土のひずみ径路と応力径路の模式図



図—2.7 (a)非常に軟弱な地盤上の盛土をジオテキスタイルで補強する場合、(b)構造物の裏込め土をジオテキスタイルで補強する場合

講 座

(d-2) は、この複合材で補強した場合であるが、補強効果が大きくなっていることが分かる。

次に、裏込め土の盛立て中に壁面が前方に変位するので、裏込め土の水平ひずみは引張りである(図-2.6, 径路 a→d)。加えて、盛土天端に荷重 q を受けるならば、引張りひずみは更に増加する。この場合に対応して、圧密中に不織布面方向に引張りひずみを発生させた場合(図-2.5(e)) は、更に補強効果が大きい。また、盛立て完了時を図-2.5(e) の d 点とすると(図-2.6 参照), その時を原点とした強度は補強によって著しく増加していると評価できる。

以上の考察から、土中に引張りひずみが生じない場合は引張り補強メカニズムが生じないことは明らかである。以下は、その別な例である。図-2.7(a) は、非常に軟弱な地盤に盛土をする場合であり、非常に剛性の高いジオテキスタイルを地盤と盛土の間に配置しても、圧密沈下とそれに伴う盛土変形を減らすことはできない¹⁰⁾。これは、圧密沈下によってはジオテキスタイルに引張りひずみが生じないからである。ただし、盛土斜面にすべり破壊が生じようとする、ジオテキスタイルに引張り力が作用する。図-2.7(b) の場合は、既に建設した安定な橋台のような RC 擁壁の裏込め土をジオテキスタイルで補強して、RC 擁壁に作用する土圧を減少し、かつ裏込め土の沈下を減少しようとする場合である¹¹⁾。この場合も、RC 擁壁が前倒しにならない限り裏込め土には水平ひずみは生じないので、RC 擁壁が安定である限りジオテキスタイルには引張り力は生じない。

以上示したように、引張り補強のメカニズムは土塊中の最小伸びひずみを拘束することが本質的である。次節からでは、そのことを示している砂斜面の安定性と水平地盤の支持力を引張り補強で増加する

模型実験の結果を紹介する。なお、補強土擁壁の模型実験の結果は、「8 章 補強土壁工法—壁面工の効果—」で紹介する。また、ジオテキスタイルを用いた引張り補強土に特徴的なことを述べる。

参 考 文 献

- 1) 龍岡文夫：補強土工法のメカニズムと設計計算法—特にのり面工の役割について—, 平成元年度最近の土質・基礎に関する諸問題講習会講演資料, 土質工学会, pp. 25~67, 1989.
- 2) 龍岡文夫：土質基礎工学ライブラリー29, 補強土工法, 土質工学会, 1986.
- 3) Jewell, R.A. and Wroth, C.P.: Direct shear tests on reinforced sand, *Geotechnique* 37, No. 1, pp. 53~68, 1987.
- 4) 龍岡文夫：補強した砂の直接せん断試験, 文献抄録, 土と基礎, Vol. 36, No. 1, pp. 92~95, 1988.
- 5) 龍岡文夫：土の強さと地盤の破壊入門, 入門シリーズ13, 土質工学会, p. 71, 図-2.32, 1987.
- 6) 龍岡文夫：総説 補強土擁壁の過去・現在・将来—メカニズムからの一考察—, 基礎工, Vol. 19, No. 11, pp. 8~18, 1991.
- 7) Ling, H.-I. and Tatsuoka, F.: Effects of anisotropic consolidation on the performance of soil-geosynthetic composite at plane strain compression, 第27回土質工学研究発表会 発表講演集, pp. 2407~2410, 1992.
- 8) Ingold, T.S. and Willer, K.S.: The behaviour of getextile reinforced clay subjected to undrained loading, *Proc., Second Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas*, pp. 593~597, 1982.
- 9) Tatsuoka, F. and Yamauchi, H.: A reinforcing method for steep clay slopes using a non-woven geotextile, *Geotextiles and Geomembranes* 4, pp. 241~268, 1986.
- 10) Rowe, R.K., MacLean, M.D. and Barsvary, A.K.: The observed behaviour of a geotextile-reinforced embankment constructed on peat, *Canadian Geotechnical Journal*, 21, pp. 289~304, 1984.
- 11) Edgar, T.V., Puckett, J.A. and D'Spain, R.B.: Effects of geotextiles on lateral pressure and deformation in highway embankments, *Geotextile and Geomembrane*, Vol. 8, No. 4, pp. 275~292, 1989.