

鉄筋・繊維材料による地盤・斜面の補強工法

Reinforcing Methods of Grounds and Slopes by Means of Steel Reinforcements and Textiles

龍岡文夫*・バレリオ・グティエレス*・山内裕元*・佐藤剛司*
Fumio TATSUOKA, Valerio GUTIERREZ, Hiromoto YAMAUCHI and Takeshi SATO

土塊の中に鉄筋や繊維材料など配置して土塊中に生ずる最小主ひずみ(伸びひずみ)の発生と発達を拘束し土塊の安定化を図る引張り補強工法の原理と研究の現状について述べている。力学的原理は鉄筋コンクリート梁と似ているが、土塊内のひずみが大きく発生しようとする破壊領域の位置と最小主ひずみの方向を予測することが容易ではない。補強材の配置計画は上記の情報に基づくことになる。補強材を配置した場合の土塊の安定計算を極限つりあい法で適切に行うには破壊パターンと補強材力を適切に予測できる必要がある。本解説では砂斜面を金属性ストリップと法面工を用いて効果的に補強する方法とそのメカニズムを小型室内模型実験の結果に基づいて説明している。さらに粘性土盛土を締め管理・排水・引張り補強の目的で不織布を用いて補強する方法を高さ4~5.5mの4つの実大試験盛土(そのうち3つは千葉実験所に建設)の観測結果に基づいて説明している。

1. はじめに

構造物の荷重や土自身の重さに対して安定で変形の少ない斜面、地盤を建設する工法の工夫・合理化は土質・地盤工学の主要なテーマであり、かつ文明と共にある非常に古いテーマである。図1に示すように急な斜面に平面Aを作る場合を例に考えてみよう。最も古典的な解決法はBのように斜面を切り取り、その土を用いてCのように盛土を作る方法である。これは土を動かすだけであり、他の建設資材は用いない。ところが安定な切り取り斜面を作るためには斜面Bの勾配は斜面の土が弱いほど緩くしなければならない。下手をすると“切り取って天まで登る”ということになり、切り取り土量、工事面積も膨

大なものになり、その上切り取り斜面の長期安定性も十分ではないかも知れない。全く同様に安定な盛土Cの法面の勾配もある程度以上緩い必要があり、付随する問題は同様である。これに対するより近代的な方法はD、Eのような石積みや鉄筋コンクリート擁壁で抑えるという方法である。これは現在多用されている方法であるが、重力に対して重力で抵抗する方式のため大がかりな工事となりやすい。また、たとえば図7(後出)に示すような急な法面を持つ盛土を軟弱地盤上に建設しようとする場合、石積みや鉄筋コンクリート擁壁で法面を抑えようとすると、この石積みや鉄筋コンクリート擁壁自身を支える杭などの基礎工が必要となる。

第3の方法は図1のFのように堅固な地盤にアンカーをし、これで土圧に抵抗する方法である。この場合、アンカーロッドの表面にはせん断応力が発生しないようにして、法面工D(この場合は軽くてよい)に作用する土圧はすべてアンカールートに伝わるようにする。

以上の工法に対して、土自身の強度を増して土塊の変形性の減少や安定性の向上を図る工法を地盤改良工法と呼び、現在研究が盛んになってきた工法である。その中でも、図1(b)のG、Hのように土塊の中に鉄筋などの補強材を配置して、補強された部分が構造物となる方法を一般に補強土工法(Earth reinforcing method)と呼ぶ。いわば、従来の工法では荷重を与える一方である土塊にも荷重を支える役割を果たしてもらおうとする訳である。図1(b)のGでは、①の部分の掘削、②にボーリングをし鉄筋を挿入、③法面工(薄いコンクリートの吹

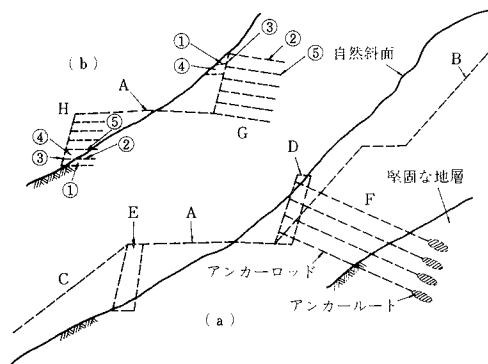


図1 斜面での平面の建設の模式図

*東京大学生産技術研究所 第5部

き付け等), ④の部分の掘削……を繰り返してゆく。この工法では掘削により地山を緩めて弱体化してしまうということが生じない利点もある。一方盛土部分Hでは①の部分の盛土を締めめ, ②補強材の配置, ③法面工, ④の部分の盛土と締めめ……と繰り返してゆく。この工法をうまく利用すれば, 工費・工期の節約になり, また長期安定性もより保証される。

近代的な補強土工法は先駆的なフランスのテール・アルメ工法など多数考察されてきている。これらを包括すれば「補強土工法」とは、「細長比が非常に大きく曲げ剛性は小さいが, 引張り剛性・強度を有する材料(鉄筋, 繊維材料, プラスティックス等)を土塊内に配置し, 土塊内のひずみの発生・発達を拘束して, この土塊の安定性の向上をさせる工法」である。中でも引張りひずみ(最小主ひずみ ϵ_s)を抑止することを旨とした工法を「引張り補強土工法」と呼び現在の主流な工法である。

深層混合工法・薬液注入工法などの化学的地盤改良工法や締めめ工法では土自身の剛性の増加や内部摩擦角 ϕ や粘着力係数 c の増加によるせん断強度 $\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi$ の増加を図るが, 補強土工法では(1) ϕ や c は増加しないが, せん断面に作用する直応力 σ_n が無補強の時よりも大きくなっているようにして, 土の剛性やせん断強度 τ_f の増加を図り(あるいは減少を防ぎ), (2) また, せん断面上の作用せん断応力 τ_w が無補強の時よりも小さくなるようにして, 土の変形の減少や強度安全率 τ_f / τ_w の増加を図る。

引張り補強土工法とアンカー工法の相違は上記の(1), (2)のメカニズムの有無にあるのではなく, 補強材とアンカーロードに引張り力が発生するメカニズムにある。アンカー工法では両先端以外では土との相互作用はなく, かつ主動的にロードにプレテンションが与えられる。一方, 引張り補強土工法では, 土の変形に伴って補強材の表面の摩擦力が発生してこれが補強材引張り力を受動的に発生させる。

補強のメカニズムが土塊中のひずみの拘束によるものである一方, 現在の実用的安定解析法は, 仮定した形を持ち仮定した位置にあるすべり面上の極限状態の静的な力のつりあいを求める極限つりあい安定解析である, というような一種の分裂状態にある。したがって, 現在の補強土の安定解析法の研究は次の2つの方向で行われている。

- (1) 有限要素法などによる変形および補強材力の解析, これは将来安定解析へ向かってゆくものと思われる。これはより高度な方向である。
- (2) 極限つりあい安定解析法による実用的な方法で, (イ) 試行錯誤でいかに妥当なすべり面の形と位置を見つけ出すか, (ロ) 本来補強材自身の引張り剛性と周囲の土の内部に発生するひずみの相互作用の結果である補強材

力の値と分布(1本の長さ方向, および複数の値の)をいかに妥当に設定するか, (ハ) 補強材の引き抜けと破断に対する安全率と土のせん断強度に対する安全率の比をいかに妥当に設定しうるか(これは(ロ)の問題と関連している), が研究のポイントとなる。

2. 引張り補強のメカニズム

今, 図2(a)に示すような砂斜面内にすべりが生じようとしている時の補強を考察してみよう。図2は平面ひずみ条件のもとでの模型実験の結果²⁾を示して、底面を平滑にしたフーチングを図に示すように押し込むこ

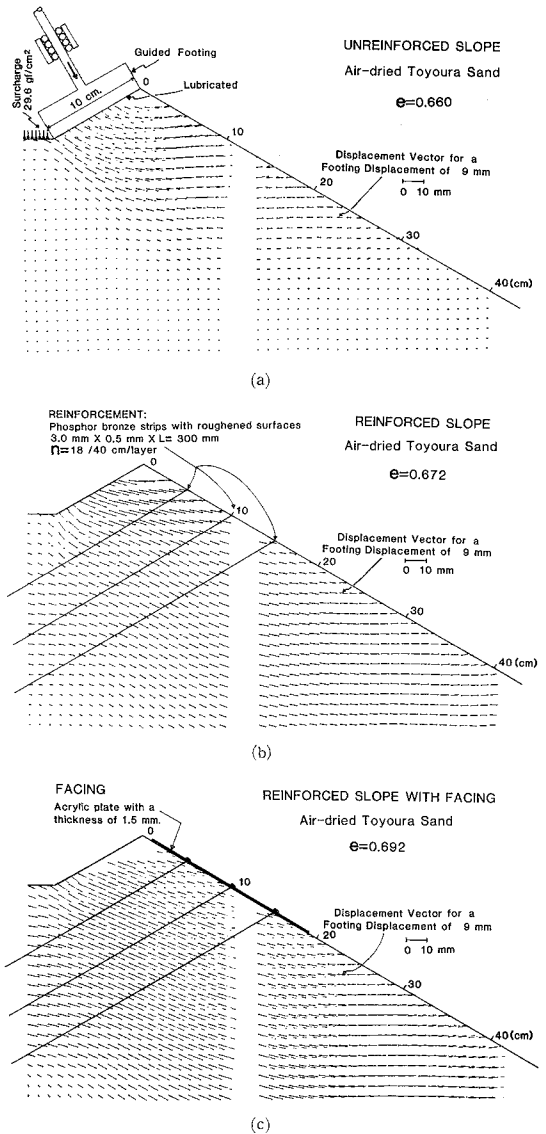


図2 砂斜面の金属ストリップによる補強法に関する模型実験²⁾での変位ベクトル分布 (図6参照)

とによって斜面内にすべり破壊を生じさせている (実験法の詳細については文献 1), 3) を参照されたい). 図 2

(a) に示す変位ベクトル図から作成した各点での主ひずみ増分 ϵ_1 (> 0 , 圧縮), ϵ_3 (< 0 , 伸び) の方向と大きさを求めたのが図 3 (a) である. 土は伸びひずみが生じない限りせん断破壊は生じないので, $\epsilon_3 < 0$ の発生と発達を拘束すれば斜面のすべり破壊の発生と発達を抑えられる. そこで, $\epsilon_3 < 0$ が大きく発生している場所に ϵ_3 の方向に表面が粗な引張り補強材を必要なだけ配置すればよいことになる. 模型実験²⁾では図 2 (b) のように表面に砂粒子を貼りつけて粗にした燐青銅の帯を配置した. この場合相似律を考慮して模型補強材の断面を決定すると載荷により動く領域は拡大し (図 2 b), 無補強時の破壊領域にはひずみが生じなくなっている. 図 4 に

はフーチング平均圧力とフーチング押込み量の関係を, 図 5 にはフーチング押込み量が 9 mm の時のフーチング底面の直応力の分布を示してある. 補強材の配置により, 明らかにフーチング耐荷力は飛躍的に向上し, たしかに斜面はよく補強されていることがわかる. 図 6 に示す②の曲線はフーチング押込み量が 9 mm の時の第 3 層目の補強材 1 本に作用している引張り力の分布である. この場合, まずすべり面 I が発生する. これは図 3 (b) のひずみ分布にもあらわれている. 次に発生し, 究極的に最も明確になるのはすべり面 II である. この兆候は図 3 (b) に若干見える. 図 6 に示す曲線②の補強材引張り力は II のすべり面がこの補強材を横切るところで最大になっている. すなわち, すべり面 II より左側 (山側) では補強材が斜面から引き抜かれようとし, すべり面より右側 (斜面側) ではすべり土塊の動きを補強材が引き留めようとしている.

図 3 (b) を見ると, I のすべりの発生をこの補強材は拘束することができず, このため図 5 に示すように斜面から約 1/3 の直応力は無補強時と比較しても全く増加していない. 一方, 図 4 に示すように, フーチング平均直応力はフーチング押込み量が 7 mm になってからはほぼ一定であり, この時にはまだ II のすべり面は明確には発生していない. したがって, この I のすべりがこの補強斜面の最終耐力を決定しているようである. 最終的にあらわれたすべり面 II は, すべり面 I の発達が第 1, 2 層の補強材により拘束された後に発達したようである.

そこで, 現場でも実用されている法面工を用いると, 図 3 (c) に示すように, 前述の I のすべりは効果的に拘束されている. この模型法面工の寸法も相似律を考慮して決めてある. 上記のことは図 5 のフーチング圧力分布を見てもわかる. すなわち斜面近くの圧力も大変大きくなっている. 図 4 を見ると, 法面工をつけたこの実験では斜面の砂の密度が小さい (すなわち間隙比 e が大きい) のにもかかわらず, 斜面の耐力は最も大きくなっている. この場合, 図 6 の曲線③の補強材引張り力分布を

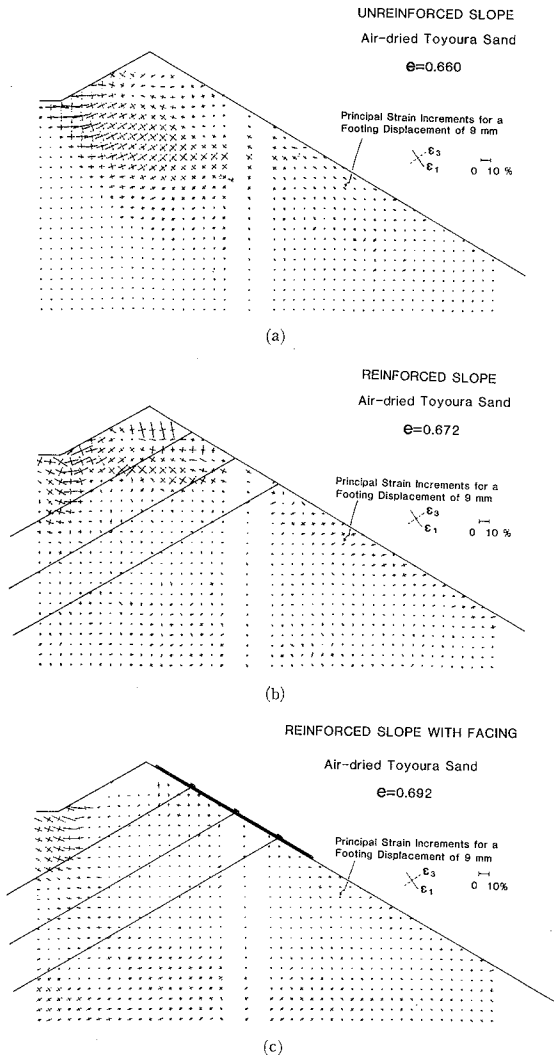


図 3 図 2 に対応する主ひずみ分布

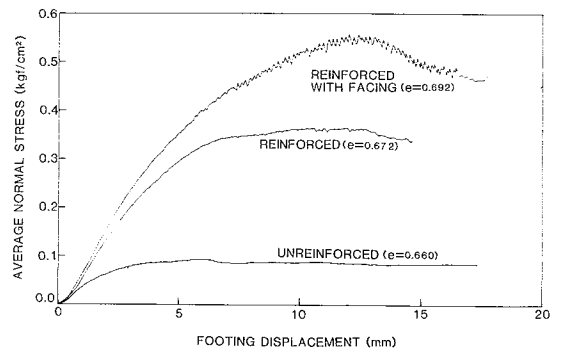


図 4 フーチング荷重～押込み量関係

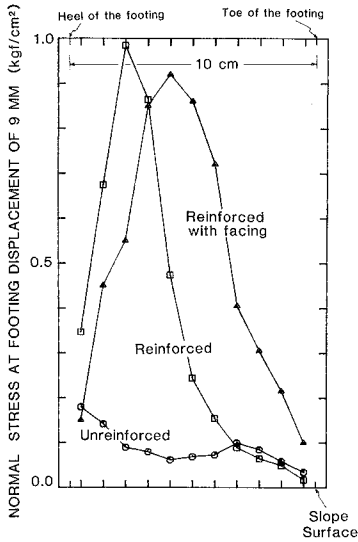


図5 フーチング底面の圧力分布

見てわかるように法面位置で引張り力が作用している。これは法面工が法面に拘束圧を与えていることを意味している。引張り力も法面工がない場合(曲線②)と比較してもかなり大きくなっている。この斜面の最終耐力はすべり面③によって決定されているようだが、これはすべり面IIよりも大きい。

以上示したように、砂質斜面を引張り補強材で補強するポイントは土中の $\epsilon_s < 0$ の発生を抑えることであり、この目的のためには引張り補強材を適切に配置することに加えて、元来拘束圧、すなわち最小主応力 $\sigma_3 (> 0, \text{圧縮})$ が小さい斜面近傍の土に拘束圧を与える目的で補強材と連結した法面工を用いることは大変有効である。図2(a)に示すような無補強斜面のひずみ分布(これは補強材配置計画の基本になる)と、図6に示す補強材引張り力分布の予測には有限要素法等が有力な方法であろう。

3. 粘性土盛土法面の補強

粘性土を補強する場合には間隙水の要因を忘れてはならない。すなわち、仮に図2~6に示す斜面が飽和粘性土だとすると補強材表面が水道(みずみち)になりやすく、補強材表面に十分大きな有効直応力(=全応力-間隙水圧)が発生せず、結局十分な表面摩擦力(skin friction)が発生しないことになり、周囲の土に対する引張り補強材として十分機能しなくなる。さらに、補強材に排水機能があれば、周囲の土の内部の間隙水圧を下げ、表面摩擦力のみならず土のせん断強度を増加させることができよう。このような考え方から、関東ロームという火山灰粘性土の盛土の補強を不織布を用いて行う工法の研究を千葉実験所に試験盛土を建設することで行ってき

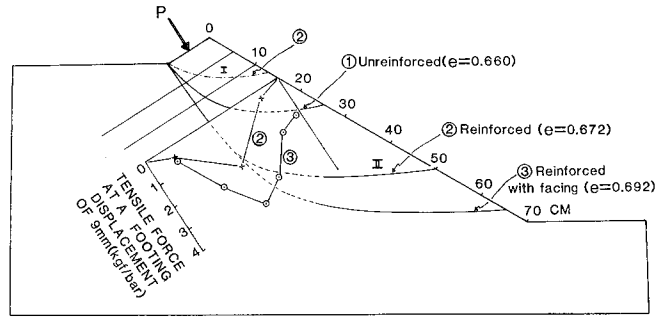


図6 すべり面と補強材引張り力

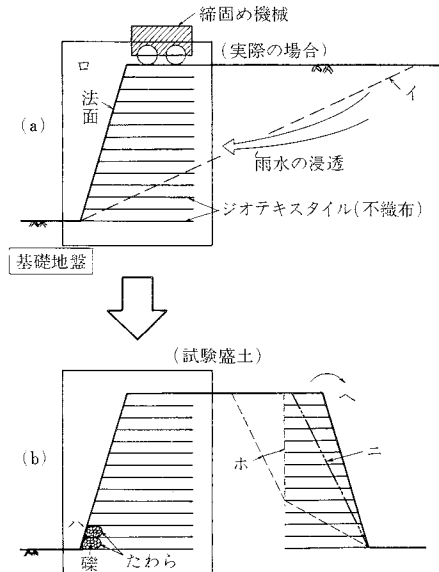


図7 盛土法面の模式図

た^{4)~6)}。よく知られているように関東ロームは一度乱すと大変弱化してしまうので、図7(a)に示すように通常ならばイのように緩斜面を作ったり、ロのような急法面に鉄筋コンクリート製の擁壁を建設するところを不織布を水平に敷くことで補強する工法が考えられる。建設した3つの試験盛土は図7(b)のような断面を持っている(図8)。この内No.1, No.2の試験盛土はすでに解体した。

不織布のほか、織布、ポリマーグリッド、ネット等の土質材料と組み合わせて用いて土質材料の欠点を補おうとするものを Geotextiles と呼んでいる。本試験盛土の場合、引張り補強材、分離材および排水材として用いている(表1)。すなわち、

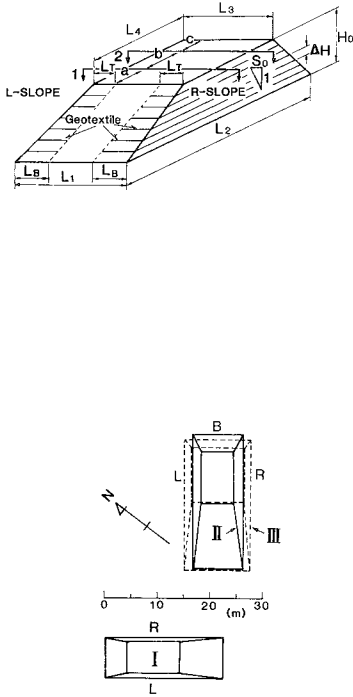
(1) 締めめ管理：水平に不織布を配置するので薄い土層をきちんと締め固めてゆくことになる。締めめ時に土

が水平方向に逃げないようになるのでよく締め固まるようになる。この目的には引張り剛性が高いほうがよい。特に図7(a)に示すように補強した場合は、通常締め固めが良くできずかつ元来不安定な法面近くまで締め固め機械が近づける。さらに締め固め時に土中の水分を速やかに絞り出せる。

(2) 豪雨時の排水：わが国の盛土法面の崩壊の大部分は豪雨によって生じている。関東ロームのような粘性土では、盛土内への雨水の浸透図7(a)による間隙水圧の増加(これには負圧の減少と正圧の増加が含まれる)による土のせん断強度の減少が崩壊の主原因となる。図9

は第2盛土で観察された強雨時での観測例であるが、不織布の間の土層内にあるU1, U4での間隙水圧は負圧のままであるが、不織布から離れているU2, U5では正圧になっている。これに対応して盛土は若干変形している。

(3) 引張り補強：図9に示すような豪雨時に土のせん断強度が低下してDX5での変位のように法面が外側に動こうとした時には不織布が引張り補強材として機能することになる。千葉実験所での試験盛土で用いたのは100%ポリプロピレンのспанボンド法による不織布であり破断強度は大体1.5tf/m(No.2, No.3), と大体3



盛土名	盛土 I	盛土 II	盛土 III	上恩田盛土 (中村ら ²⁾)
項目				
補強材・厚さ (cm)	不織布・ 0.4以上	不織布・ 0.3	不織布・ 0.3	不織布・ 0.4
盛土材	関東ローム (千葉)	関東ローム (千葉)	関東ローム (千葉)	関東ローム (横浜)
盛土高さ (m)	4.0	5.2	5.5	3.0(5.4)
補強材の上下 間隔(m)	L側:0.8, R側:0.4	0.4	0.5	0.5
補強材の敷込み 長さ(m)	2.0	L側:2.24~3.8 R側:1.24~2.8 B側:1.0~3.4	2.5~5.0	2.0~3.0
のり面勾配	1:0.2	L・R側 1:0.3 B側 1:0.5	1:0.2	1:0.2
のり面処理	なし	土のう	L側:土のう+ 吹付けコンクリ ート R側:コンクリ ートパネル B側:植生	コンクリートパ ネル (上部盛土は 土のう)
計測断面	2	2	3	1
記録システム	自動連続 (一部手動)	自動連続	自動連続	手動 (一部自動)
計測ポイント*1	盛土変位 (間隙水圧) (沈下量)	盛土変位 (間隙水圧) (沈下量)	盛土変位 間隙水圧 沈下量 土圧 補強材の伸び	盛土変位 間隙水圧 沈下量 土圧 補強材の伸び

*1()は計測がうまくいかなかったもの

年	1982	1984	1985	1986	観測期間	
盛土 I	建設 6月 7月	計測	解体 10月		3年4ヶ月	
盛土 II		建設 2月 4月	計測 10月	降雨実験 10月	計測 解体 10月	2年6ヶ月
盛土 III				建設 10月		

図8 千葉実験所での不織布で補強した3つの試験盛土の概要

表-1 盛土法面の補強材として必要な機能と特性の一般的な比較

必要な機能	左の機能のために必要な特性	補強材の例			
		金属性ストリップ	ポリマーグリッド	織布	不織布
締固め管理：土の締固めを促進する。締固め作業を容易にする。	扱い易さ	○	○	○	○
	盛立作業時における耐久性(引裂強さ、破断強さ、摩耗強さ)	○	○	△	△
	透水性*	×	×	×	○
	引張り剛性	○	○ ¹⁾	△	△ ²⁾
降雨時の排水	透水性*	×	×	×	○ ³⁾
細粒土と粗粒土の分離* ⁴⁾	フィルター特性*	×	×	○ ⁵⁾	○ ⁶⁾
引張り補強：土の伸びひずみ($\epsilon_3 < 0$)の拘束	表面摩擦(土との噛み合わせ)	砂質土 ○ ⁷⁾	○	○	○
	粘性土 △	○	○	○	○
長期安定性	引張り剛性・強度	○	○ ¹⁾	△	△ ²⁾
	クリープ変形の小さいこと	○	△	△	△ ⁸⁾
	化学的耐久性	△ ⁹⁾	○	○ ¹⁰⁾	○ ¹⁰⁾
	対生物耐久性	○	○	○ ¹⁰⁾	○ ¹⁰⁾
	対紫外線耐久性	○	△	×	×

注) *印は粘性土盛土に必要な特性
 ○印はその特性が十分にあることを、△印は不十分にしか
 ないことを、×印はないことを示す。
 1) 金属製ストリップよりは小さい。
 2) 織布よりは小さい。
 3) 長期に対しては目詰まりをしないことが必要。
 4) たとえば図 7 (b) のへのような使用例の場合。
 5) 粗粒材同士ならば可能。
 6) 不織布よりは劣る。
 7) ストリップとして用いるので、面として用いる他の三
 者よりは劣る。
 8) ポリマーグリッドよりはクリープ変形は大きい。
 9) 錆止めをすれば○。
 10) 個々の製品により例外はあろう。
 11) 土中で用いられれば問題はない。

tf/m(No.1)である。図 10 は 1985 年 10 月に天端から 70 トン/7 日の水を与えて強制的に変形させてから、1986 年 10 月に解体した時に観察した断面である。不織布が長い法面のほうが安定しており、また、短いほうでも補強領域は十分に一体化している。無補強の場合には図 7 (b) のニのようなすべり面が形成されるところを、補強によってホのようなすべり面に変化している。図 11 には千葉実験所の試験盛土と同様な方法で、中村らが軟弱な地盤の上に建設した不織布で補強した関東ロームの試験盛土の挙動を示している^{7)~8)}。高さ 3 m の下部盛土を 1984 年 3 月に築造し、240 日後に高さ 2.4 m の上部盛土を載

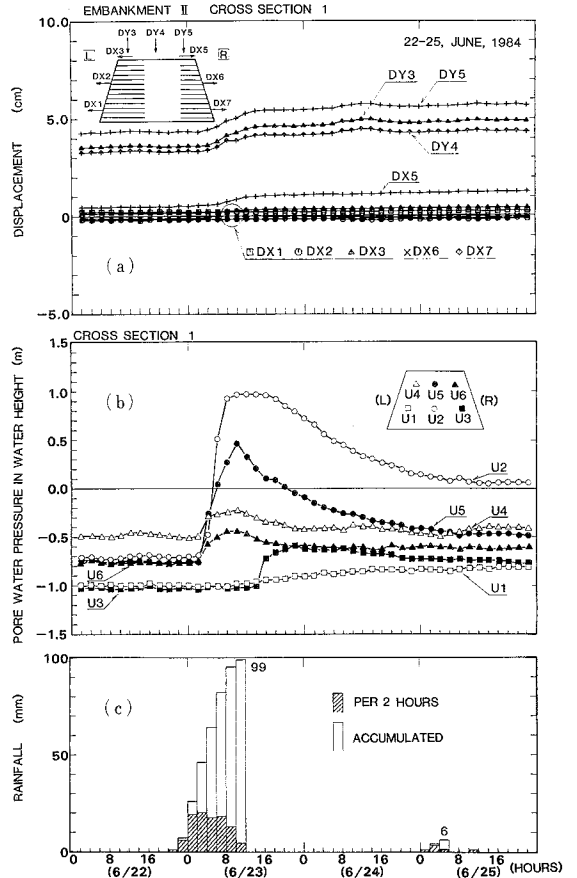


図 9 試験盛土 No.2 での観測例

荷用に築造し、12 日後累積降雨量 620 mm/4 日の人工降雨を与えている。この時の不織布のひずみ分布を見ると、不織布には引張りひずみが発生していて引張り補強の機能を果たしている。なお、補強領域が一体化していることは千葉実験所試験盛土 No.1, No.2 と中村らの試験盛土^{7)~8)}を解体することによって共通して観察されている。

不織布はその破断強度に比較して引抜け抵抗が大きく、金属性ストリップと比較すると潜在すべり面(図 7 (b) のホのような)より若干奥まで配置しておけば破断強度のほうが引抜け抵抗より小さくなる。一方、金属製ストリップではこの逆であるため、特に盛土上方では十分な引抜け抵抗を確保するためには長目である必要がある。したがって、締固め機能、排水機能を別にすれば引張り補強材としては不織布は金属ストリップよりも短目でよいことになる。しかしながら図 10 での右斜面、図 11 に示す例では盛土上方では不織布が短かすぎることは明らかであり、このため盛土の変形は水平変位よりも図 7 (b) のへのような回転が生じている。

以上示した4つの試験盛土では不織布に最も引張り力が作用するのは豪雨時であるが、常時に作用する引張り力はそれよりも小さいと考えられる。このためと思われるが、千葉実験所試験盛土 No.1, No.2 では第2年度以降はクリープ変形はほとんどなく、また、図11(c)に示すように中村らの試験盛土では不織布の伸びクリープ速度は時間と共に急速に減少している。

4. 法面工の役割

千葉実験所試験盛土 No.1, No.2 を解体した時に盛土内部から採取した不織布は引張り剛性・強度、透水性のいずれのものも全く劣化していなかったが、法面にあったものは紫外線のため著しく劣化していた。このためにも何らかの保護工としての法面工が必要である。これに

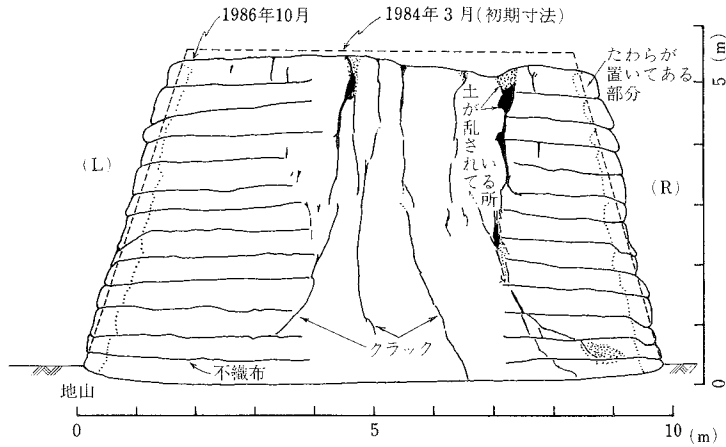


図10 試験盛土 No.2 での解体時に観察された断面

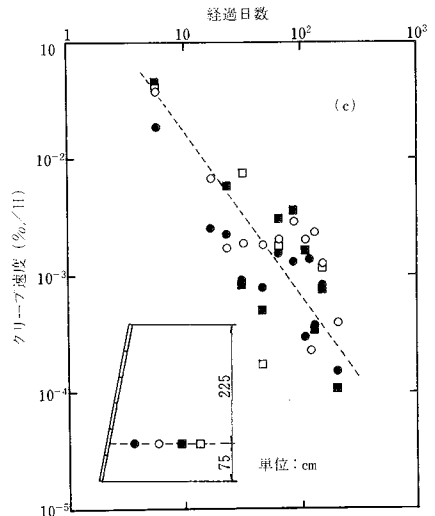
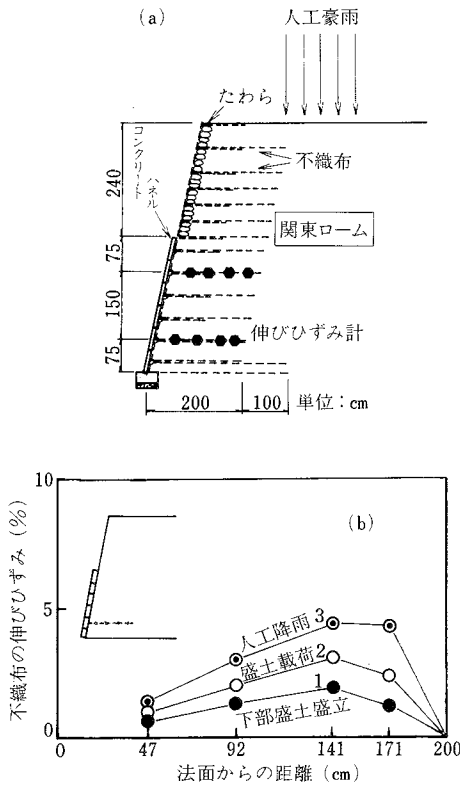


図11 中村らが建設した試験盛土の挙動⁷²⁻⁸¹⁾

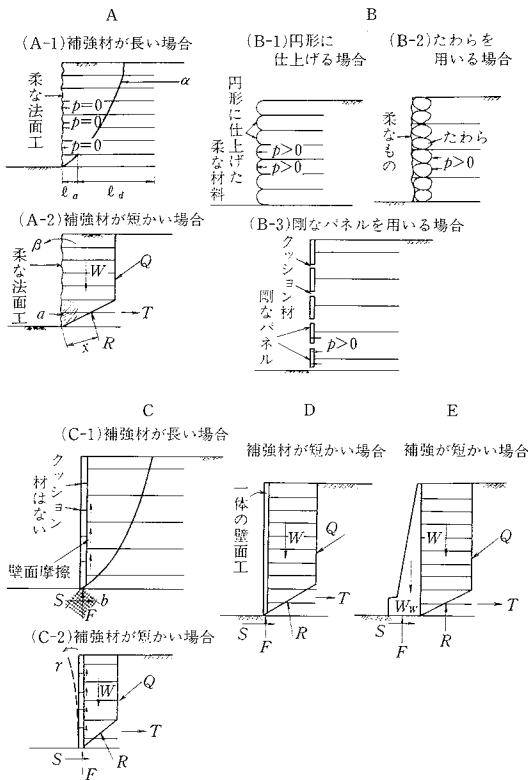


図 12 法(壁)面工が法面の安定に果たす力学的役割

加えて、法面工には各種の力学的役割があることに注意する必要がある(図 12)。図 3 ~ 6 に示す実験例では法面工は図 12 の B-3 のタイプのような役割を果たしている。千葉試験所盛土 No.1 の法面は A-1, A-2 のタイプのものであり、法面近傍の土に対する拘束がないため、鉛直力の大きい a の部分の土が圧縮破壊した。試験盛土 No.2 の法面は B-2 のタイプのようにになっていたから、法面近くは十分に安定していた(図 10)。一方図 11 に示す試験盛土下方は C-1 のタイプのような法面工になっている。千葉試験所試験盛土 No.3 では 3 つの法面工を

作り、長期にわたる挙動観測を開始した。すなわち、B-1, C-1, D のタイプの法面である。ただし、D のタイプの法面はコンクリートの吹き付けで作成したので、全体の曲げ剛性はそれほど高いものではない。また、この試験盛土 No.3 では特に応力集中が生ずる法面で図 7 (b) のハのような強化も行った。試験盛土 No.3 の詳細は別途報告したい。

5. あとがき

現在多くの機関で、(1)実際に補強土を施工した現場の挙動観測、試験施工、小型模型実験、(2)解析法の研究、(3)物性(土、補強材、および相互作用)の研究、(4)施工法の研究、を行っている。複合材料としても大変複雑な挙動を示すものであり、大規模である実物では簡単に試験するわけにもいかないため、今後相当長期間にわたって持続的に研究が行われてゆくことがあっても、研究が不要になることは決してないであろう。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、東京電力(株)桑原洋氏、東急建設(株)中村和之氏・田村幸彦氏、三井石油化学(株)岩崎高明氏をはじめ多数の方々を協力をいただいている。末筆ながら深い感謝の意を表します。

(1986 年 11 月 27 日受理)

参 考 文 献

- 1) 土質工学会編(1986)、“補強土工法”，土質基礎工学ライブラリー No.29
- 2) バレリオ・グティエレスが東大生研で行った実験
- 3) 龍岡文夫・浜田英治(1984, 1985)，“鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 I ~ X I”，生産研究, Vol. 36, No.10 ~ Vol.37, No.9
- 4) 龍岡文夫・安藤(山内)裕元・岩崎高明・中村和之(1985)，“不織布による粘性土盛土の補強”，土と基礎, Vol.33, No.5, 15 ~ 20 頁
- 5) Tatsuoka, F., Ando (Yamauchi), H., Iwasaki, K. and Nakamura, K. (1986), "Performances of clay test embankments reinforced with a non-woven geotextile", Proc. Third Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, pp.355-360
- 6) 龍岡文夫・山内裕元・桑原洋(1986)，“不織布で補強した関東ローム盛土の安定解析法について”，第 21 回土質工学研究発表会(札幌)
- 7) 中村和之・黒田栄三・田村幸彦・益子孝次・南哲久・安藤(山内)裕元・岩崎高明(1986)，“不織布を用いた法面安定工法，その 1 ~ 3”，同上
- 8) 田村幸彦・中村和之・南哲久・岩崎高明・山内裕元(1986)，“不織布で補強した粘性土盛土での不織布の変形”，第 41 回土木学会学術講演会第 3 部(福岡)