



講座

ジオテキスタイルを用いた補強土工法

7. 補強土壁工法—基本的な考え方—

苗村 正三 (なえむら しょうぞう)
建設省土木研究所材料施工部施工研究室 室長

小野寺 誠一 (おのでら せいいち)
建設省土木研究所材料施工部施工研究室

7.1 はじめに

補強土壁は、盛土材と盛土材中に敷設された補強材、および壁面工が一体となって外力や土圧に抵抗し、従来の盛土に比べて急勾配または場合によっては垂直な壁面をもつ盛土である。このため、補強土壁は構造的には擁壁よりもむしろ補強材と壁面工によって強化された急勾配盛土あるいは鉛直盛土と言える。この補強土壁の代表的なものとして補強材に帯鋼を用いたテールアルメ壁がよく知られているが、近年ではジオテキスタイルを用いた補強土壁も工事用道路等の仮設構造物から一般的な道路・鉄道盛土、橋台へと幅広い適用がなされ、一般的に用いられるようになってきた。

ジオテキスタイルは、盛土を面的に補強するとともに、場合によっては排水機能も合わせ持ったジオテキスタイルを併用することにより、盛土材として比較的low品質な現場発生土も適用できる特徴を有している。壁面工の構造は、従来型の簡易な土のう巻込み式のものから、コンクリートパネル、コンクリートブロックなど比較的剛な壁面材を用いたもの、また従来よりも断面の小さいコンクリート擁壁を用いた非常に剛なものまで存在している。特に山間部の道路や公園造成などにおいては、周辺環境に合わせて植生機能を持たせた壁面工を用いることができる。このように、現場条件や要求される機能に応じて各種の壁面工を選択できることは、ジオテキスタイル補強土壁の注目すべき特徴の一つである。

補強土壁の設計の考え方は、盛土の設計の延長で考えるのか、擁壁としての考え方をするのか、また極限釣合い法を用いるのか、変形を考慮した設計をするのかなど様々な方法がある。特に、最近では補強土壁の安定性に対する壁面工の重要性が各研究機関により明らかにされており、壁面工の効果を考慮

した設計を行う必要が出てきている。

本章を含み今後3章にわたり、ジオテキスタイル補強土壁の設計・施工の考え方を紹介するが、本章においては、従来から用いられている補強土壁の設計の基本的な考え方とその具体例として建設省土木研究所¹⁾とジオグリッド研究会²⁾でそれぞれ示された設計法の概要を紹介する。これらの設計法は、壁面工の効果を安定計算の中には取り入れておらず、適用する補強土壁も壁面工に土のうをジオテキスタイルで巻き込んだタイプのものからコンクリートパネル、コンクリートブロックを用いたものまで幅広く対象としている。これに対して壁面工の効果とそれを考慮した補強土擁壁の設計の考え方については第8章、9章を参照されたい。

7.2 設計法

7.2.1 材料

補強土壁は、無補強の場合には安定を保つことができないほど急勾配な盛土をジオテキスタイルを用いて補強する工法であることから、ジオテキスタイルには大きな力が働く。このため、補強土壁に用いるジオテキスタイルに求められる材料特性は以下の項目が考えられる。

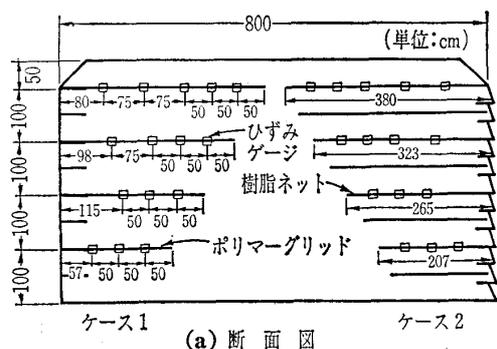
- ① 伸びひずみの低い段階で、高い引張り力を発揮することができる。
- ② クリープを考慮した場合の長期的な引張り強さが大きい。
- ③ 盛土材との摩擦抵抗を十分に発揮することができる。
- ④ 設置場所の環境条件に対して十分な耐久性を有する。

図-7.1は、垂直な壁面を持つ高さ4.5mのジオテキスタイル補強土壁を試験施工³⁾した時の盛土中および完成後の壁面の変位の状況を示している。こ

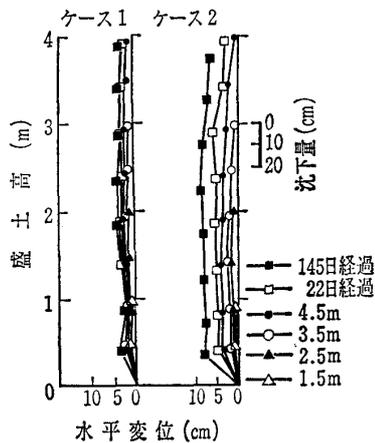
表一7.1 補強土壁工法における設計手法一覧表(文献2)に加筆)

著者	補強材	補強材長さ	補強材	土強度	間隙水圧 $r_w = u/(1-z)$	相互作用 摩擦係数	斜面角度 (度)	極限約合い モデル	層間隔	天端 外力条件	備考
(A) Ingold(1982) (設計チャート)	ジオテキスタイル	平同	行長	ϕ'	—	—	30~80	無限斜面 円弧すべり	一定	—	傾斜地表面 (Slope) の安全性のみを考慮
Jewell et al.(1984) (設計チャート)	ジオグリッド	平同	行長	ϕ_c'	0, 0.25, 0.5	$\delta = 0.5 \phi_c'$ $\delta = 0.8 \phi_c'$	30~80	Two-part Wedge	任意	無限等分布	最もよく使われているチャート(設計手法) 英国ガイドライン: 安全設計強度 = 使用時の特性強度/安全率 = $f_s/(1.4 F_s)$
Murray(1984) (設計チャート)	ファブリック	平	行	ϕ'	0, 0.25, 0.5	—	10~40	Two-part Wedge	—	—	補強材の荷重-伸び関係を双曲線近似して導 入, 斜面盛土
Bonaparte et al. (1986) (設計チャート)	ジオグリッド ジオテキスタイル	平同	行長	$\phi_{e\phi}'$	—	一面せん断試 験より決定	45~90	Two-part Wedge	一定	—	静的設計をベースにした動的設計手法(静的 に対する動的量の比をチャート化)
広田 ほか(1986) (設計チャート)	ジオテキスタイル	平	行	ϕ'	任意の r_w	$\delta = 2/3 \phi'$	急勾配	円弧すべり 対数らせん	一定	無限等分布	安全率マップを提案
Ruegger(1986) (設計チャート)	不織布	平同	行長	ϕ'	—	—	30~90	円弧すべり	一定	無限等分布	傾斜天端面も考慮 $F_s = 1.3$
Schneider et al. (1986) (設計チャート)	ジオグリッド ジオテキスタイル	平	行	ϕ_c'	0.35	$0.5 \phi_c'$ $\delta < \phi_c'$	0~40	Two-part Wedge	—	—	Murray の研究の extension work 粘性抵抗を考慮, 斜面盛土
Leshchinsky et al. (1987) (設計チャート)	ジオテキスタイル	平	行	ϕ'	—	$\delta = 2/3 \phi'$	15~90	平面すべり 対数らせん	一定	無限等分布	1985年の University of Delaware の Report 参照
Schmertmann et al. (1987) (設計チャート)	ジオグリッド	平異	行長	ϕ_c' $\tan^{-1} \frac{\phi_c'}{1.5}$	—	土のせん断強 度の0.9倍	30~80	Two-part Wedge 平面すべり	任意	無限等分布	Jewell らの研究の extension work
土木研究所(1992) (設計チャート)	ジオテキスタイル	平同	行長	ϕ_c'	—	$\delta = \phi_c'$ $\delta = \phi_{*3}$	45~90	円弧すべり	任意	無限等分布	傾斜天端面も考慮 $F_s = 1.2$
ジオグリッド研究会 (1990) (設計チャート)	ジオグリッド	平同	行長	ϕ'	—	$\delta = 0.8 \phi'$	45~80	Two-part Wedge	任意	無限等分布	Jewell らの研究の extension work
(B ²) Jones et al. (1984)	ジオグリッド	平同	行長	ϕ'	—	備考参照	90	平面すべり	任意	無限等分布	補強土壁に対する設計手法, コレントグラビティ法: 土圧の考え方はテ ーラルメ タイルバックウエッジ法: 引抜き抵抗力=表面 摩擦力+アンカー抵抗力
Yamanouchi et al. (1986)	ジオグリッド	平同	行長	しらす ϕ' $\tan^{-1} \frac{\phi_c'}{1.5}$	—	$\delta = 0.5 \phi_c'$ $\delta = 0.8 \phi_c'$	30~80	Two-part Wedge	一定	—	基本的には Jewell らの方法と同じ, 地震時 について Richardson の方法を採用 地震時の引張り強度は静的に對して 1.4 倍
松本, ほか(1988)	不織布	平同	行長	ϕ'	—	25度	急勾配 78.7	円弧すべり	一定	—	龍岡の方法の応用例, 設計手順のフローチャ ートを示す
ジオグリッド研究会 (1990)	ジオグリッド	平同	行長	ϕ'	—	$\delta = 0.8 \phi'$	90	テーラル メの設計法 と同じ	任意	無限等分布	内的安定はテーラルメと基本的に同じ。 このほか, 外的安定の検討を行う

注 1) Aは, 設計チャートとして図および表を示し, 設計条件さえ満足すれば適用可能なもの。
 2) Bは, その設計・施工のみのために開発・応用されたもので, その概念は一般的に設計に活用可能であるが, その汎用性に欠けるもの。
 3) ϕ_c' は, 土とジオテキスタイルとの間の見かけの摩擦角
 4) 上段: 引抜きの検討の摩擦角, 下段: 滑動の検討の摩擦角



(a) 断面図



(b) 壁面の変位分布

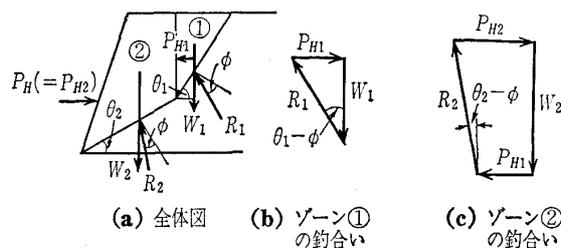
図—7.1 試験補強土壁の概要

の補強土壁でケース1とケース2の壁面工にはともにソイルセメントを用いているが、ジオテキスタイルは、ケース1ではポリマー系ジオグリッド、ケース2ではジオグリッドより引張り剛性、破断強度の小さな樹脂ネットを用いている。壁面の変位状況を見ると、ケース2ではケース1に比べて変位が大きくなっており、このときにジオテキスタイルに発生した引張り力はケース2ではケース1に比べてはるかに小さい値であった。このように、ジオテキスタイルの引張り剛性の差が補強土壁の安定に大きな影響を及ぼすことがわかる。

③については盛土材との摩擦抵抗が小さいと補強土壁の安定に影響を及ぼすばかりでなく、設計の際にも必要とされる補強材長さが大きくなり、第2章⁴⁾で述べられているような、ジオテキスタイル自体の特徴が損なわれる。

7.2.2 設計の考え方

ジオテキスタイルを用いた補強土壁の設計は一般的には第4章⁵⁾ 図—4.9のような手順にしたがって行われている。また、補強土壁の設計での安定性の検討では、図—4.9の内的安定、外的安定のほかには部分安定の検討として、ジオテキスタイルと壁面工



図—7.2 Two-part Wedge法での水平土圧力の計算方法²⁾

の結合部や壁面工自身の安定（巻込み部の引抜けや壁面材料の破壊など）の検討が必要である。

7.2.3 内的安定の検討

表—7.1に現在提案されている補強土壁の設計手法の一覧表を示す。内的安定の検討に用いる極限釣合いモデルとしては、大きく分けて2直線すべり (Two-part Wedge) 法、円弧すべり法、平面すべり法が用いられている。2直線すべり (Two-part Wedge) 法とは、ジオグリッドデザインチャート (Jewell (ジュウェル) ら⁶⁾) に代表されるように急勾配盛土内に発生するすべり線を分割された2直線すべりと考え、それぞれ分割されたゾーンの釣合いを考える方法である。ジオテキスタイルの配置は、急勾配盛土を安定させるのに必要な力を盛土前面からの水平力 (図—7.2の P_H) と考えて算出し、この水平力を水平に敷設されたジオテキスタイルの引張り力で補うと考える設計する。平面すべりによる方法は、Jones (ジョーンズ)⁷⁾ の補強土壁の設計法に代表されるように、補強土壁内に発生するすべり線をクーロン土圧理論に従った直線すべりと仮定して設計する。ジオテキスタイルの配置は、前述の方法と同様に水平力に対してジオテキスタイルの引張り力で抵抗するとして設計する。円弧すべりによる方法は、土研マニュアル¹⁾ の方法のように、補強土壁内に発生するすべり面を円弧すべりと考え、そのすべりに対してジオテキスタイルの引張り力により抵抗するものとして設計する方法である。ジオテキスタイルの引張り力によるすべりに対する抵抗の仕方には、1) 引張り力 T をすべり線方向にそのまま見込む方法と、2) すべり線方向とすべり線に垂直な方法とに分けて考える方法とがある。補強土壁では、すべりが明確に発生する直前の状態を設計対象にしていること、盛土勾配が急勾配になると1)のような効果を見込むまでには大きな変形が必要となること

講座

から、一般的には2)の方法を用いている。また、安全率の算定式においても、第2章で示されたようにジオテキスタイルによる抵抗モーメントの考え方により各種の式が考えられる。このうち、土研マニュアルでは、ジオテキスタイルの引張り力の効果(T_H , $T_v \tan \phi$)を両方とも分子側に見込んだ以下の式(1) (第2章図-2.15での式Fr 33)を採用している。

$$F_s = \frac{R \sum \{c \cdot l_i + (W_i \cos \theta_i + T_i \sin \theta_i) \tan \phi + T_i \cos \theta_i\}}{R \sum (W_i \sin \theta_i)} \dots\dots\dots(1)$$

ここで、

W_i : 分割片の土塊重量

T_i : ジオテキスタイルの引張り力

これは、実験結果⁹⁾などからジオテキスタイルの効果を両方とも見込む(第2章図-2.15での式Fr 33, Fr 9)のが合理的であり、このうち T_H を分母側に見込んだ式Fr 9は、ジオテキスタイルの引張り力および敷設長さの違いによる安全率の値の変化が大きすぎる傾向にあるためである。

ジオテキスタイルに必要な引張り力の求め方は、2直線すべり、平面すべりでは水平土圧に置き換えて考えているのに対して、円弧すべりを用いた土研マニュアルの方法では、すべり面上でのジオテキスタイルの補強効果を考慮して必要引張り力を求める。つまり、安全率算定式(1)において、対象とする盛土が所定の安全率(たとえば $F_s=1.2$)を満足するのに必要なジオテキスタイルの引張り力 T を直接求めている。しかし、この場合ジオテキスタイルの敷設位置があらかじめわかっているなければ実際に算出することが不可能である。このため、ジオテキスタイルに発生するであろう引張り力の値を図-7.3のように土圧分布と同様の三角形分布荷重と仮定し、ジオテキスタイルに必要な引張り力の合計を三角形分布荷重の合力の大きさとして算出している。つまり、以下の式(2)を用いてジオテキスタイルの必要な引張り力の最大の値をあらゆる円弧すべりに対して求める。

$$\sum T_{req} = \frac{F_s \sum W_i \sin \theta_i - \sum (c \cdot l_i + W_i \cos \theta_i \tan \phi)}{\sum \left\{ \frac{2}{H^2} z_i \cdot b \tan \theta_i (\cos \theta_i + \sin \theta_i \tan \phi) \right\}} \dots\dots\dots(2)$$

ここで、

z_i : 各分割片で切られたすべり面の midpoint の盛土天端からの深さ

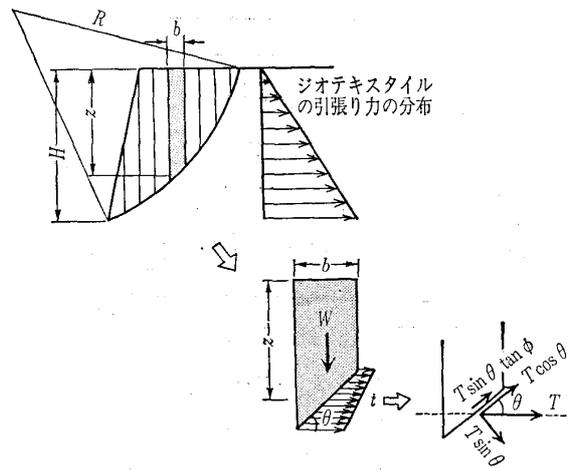


図-7.3 必要引張り力 T_{req} の算出法

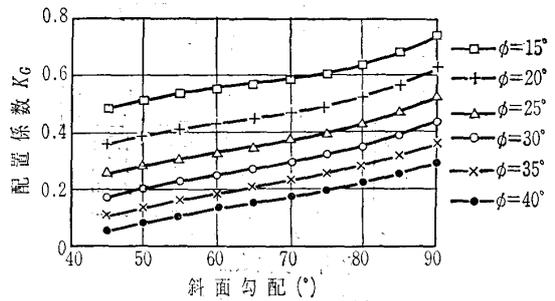


図-7.4 配置係数 K_g と斜面勾配の関係

b : 分割片の幅

このようにして求められる必要引張り力を、2直線すべり、平面すべりの土圧係数 K のような係数(土研マニュアルでは配置係数 K_g と表現する)に表すと図-7.4に示すようになる。ジオテキスタイルの配置は、この必要引張り力を満足するように配置する。配置方法は、どの設計方法でも土圧係数 K 、もしくは配置係数 K_g を用いて、各段のジオテキスタイルが負担する引張り力がジオテキスタイルの設計引張り強さを越えないように配置間隔を決定する。このため、ジオテキスタイルの配置間隔は盛土下部では密に配置され、上部に行くに従って粗になる配置となる。

ジオテキスタイルの敷設長は、ジオテキスタイルの必要引張り力に対して、ジオテキスタイルが引抜けないだけの定着長が必要である。敷設長はジオテキスタイルと盛土材との摩擦抵抗から次式(3)により求められる。

$$\left. \begin{aligned} L_i &= L_{st} + L_{et} = L_{st} + \frac{F_s \cdot T_i}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \cdot \sigma_{vi}' \cdot \tan \phi)} \\ \text{または,} \\ &= L_{st} + \frac{F_s \cdot T_i}{2(c^* + \sigma_{vi}' \cdot \tan \phi^*)} \end{aligned} \right\} \dots(3)$$

ここで、

L_{si} : 法面からすべり面までの水平距離

L_{et} : ジオテキスタイルの必要定着長

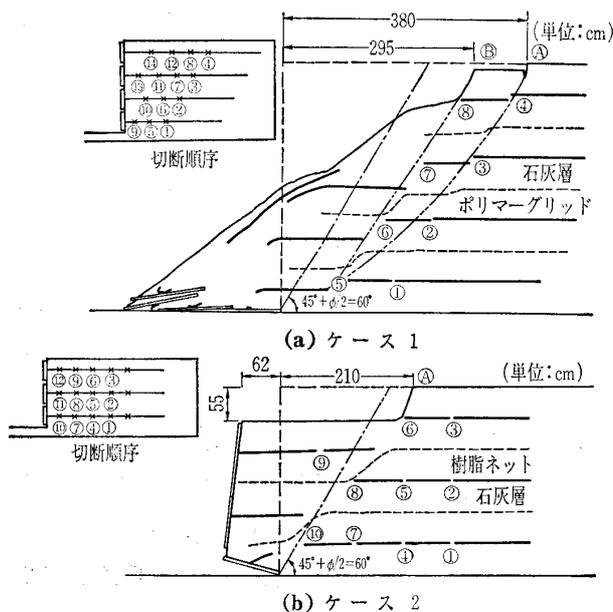
α_1, α_2 : 土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数 (第4章表—4.2参照)

c^*, ϕ^* : 引抜き試験等により求めた土とジオテキスタイルの見かけの粘着力およびせん断抵抗角

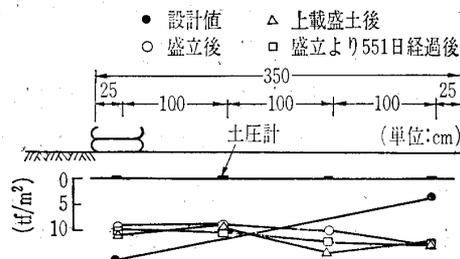
この算出法に従うと、盛土下部ではジオテキスタイルに作用する上載圧が大きく、すべり面の位置が法面に近いため、必要とされるジオテキスタイルの敷設長が下ほど短い配置になる。図—7.5は、ジオテキスタイルで補強したそれぞれ高さ4m, 3mの実物大の補強土壁に対して、ジオテキスタイルをニクロム線により切断し、自重崩壊させた実験⁹⁾の結果である。切断方法はケース1では下部が短くなるような形状に切断し、ケース2では各段の長さが同じになるような形状に切断している。ケース1では、⑤を切断した段階で天端にクラックが生じ、⑧を切断後に全体破壊に至った。ケース2では、⑧を切断した段階で天端にクラックが生じ、⑩を切断後に崩壊に至ったが、盛土上層部は一体化したままであった。このように、ジオテキスタイルの敷設長が下ほど短い配置の場合には全体を含むすべり破壊が発生しやすいが、ジオテキスタイルが各段同一長さの場合には、下層のジオテキスタイルが安定を保っている限り補強領域全体が一体化されて、安定を保つと考えられる。このため、現在一般的に用いられている設計法のほとんどのものは、ジオテキスタイルの長さを原則として各段同一長さとしている。

7.2.4 外的安定の検討

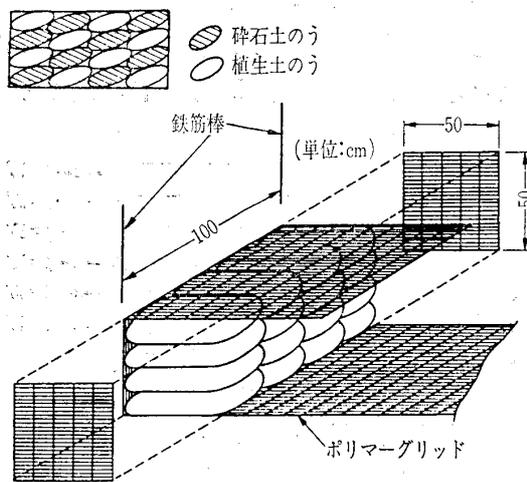
外的安定の検討は、補強領域背面からの土圧に対して滑動、転倒、支持力の検討を行うものである。実際に設計を行うと、補強土壁の法勾配が垂直に近くなるほど、外的安定の滑動により敷設長が決定される場合が多くなる。このため、補強土壁の条件を十分検討して滑動抵抗力の値を設定する必要がある。図—7.6は、1:0.1の法面をもつ高さ5.0mのジオテキスタイル補強土壁の底面の地盤反力分布の実測値¹⁰⁾である。なお、この補強土壁の壁面工は、図—7.7に示すように、ジオテキスタイルにより籠状に組立て、その中に碎石土のうと植生土のうを投入して組み立ててあり、比較的剛性が小さい。計測結



図—7.5 崩壊時の断面形状



図—7.6 地盤反力の経時変化



図—7.7 壁面構造

果によると、地盤反力は実際にはその地点での土被り圧程度しか作用していないことがわかる。しかし、これは補強土壁が安定し、壁面工の剛性が比較的小さい場合の結果であり、模型補強土壁の載荷実験結果(龍岡ら¹¹⁾)によると、補強土壁の上部または背面に載荷重が作用し、補強土壁が不安定化してくると、地盤反力は壁面部分ほど大きくなり、その値は壁面工の剛性が大きいほど大きくなる結果となって

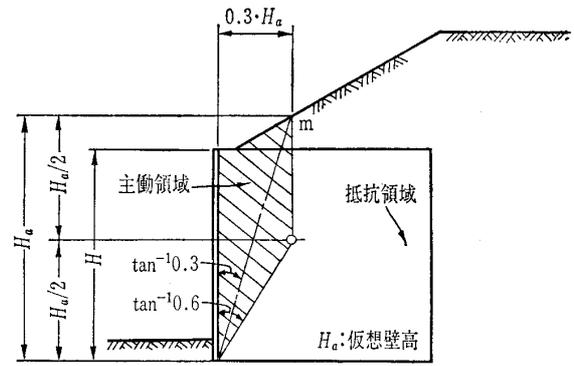
講座

いる。このため、支持力に対する検討は使用条件の厳しい構造物ほど重要になってくる。また、この場合、壁面工も基礎地盤と同様に強度について十分に検討する必要がある。

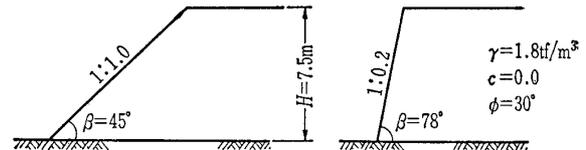
7.2.5 現行の設計法

現在わが国で用いられているジオテキスタイル補強土壁の設計法としては、建設省土木研究所が民間企業20社と共同研究によりとりまとめた「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」(土研マニュアル)と、(財)鉄道総合技術研究所の「鉄道建造物設計標準解説(土構造物)」, ジオグリッドの研究・施工に携わる個人・団体が構成されるジオグリッド研究会で取りまとめられた「ジオグリッド工法ガイドライン」(ガイドライン)がある。ここでは、主として土研マニュアルとガイドラインの設計法の概要について紹介する。

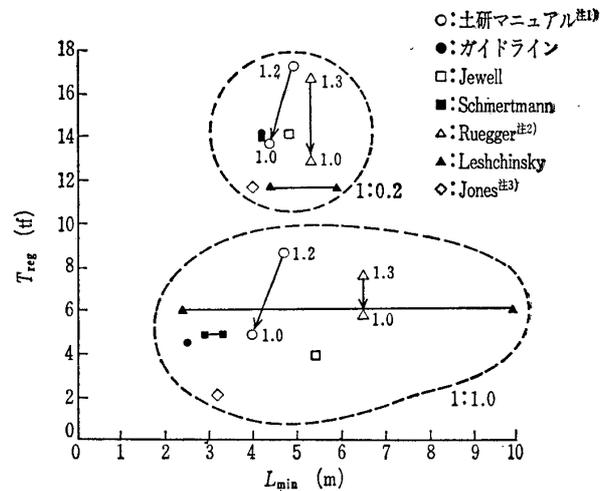
土研マニュアルの設計法の特徴は、上述したように極限釣合いモデルに円弧すべり法を用いている点と、ジオテキスタイルの必要引張り力を算出する場合に、ジオテキスタイルの補強土としての効果を取り入れながら求めるところである。また、円弧すべり法を用いることにより、盛土材の粘着力も設計の中に見込むことが可能であり、粘着力を考慮したジオテキスタイルの配置係数 K_G も以下の式(4)と図一



図一7.10 主働領域

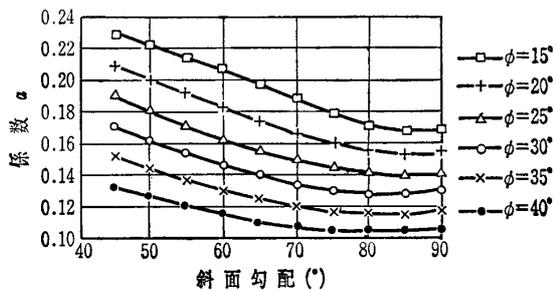


図一7.11 設計条件

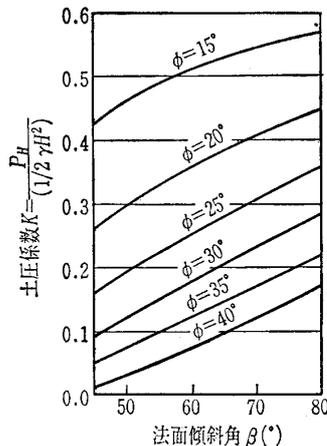


- 注1) 土研マニュアルでは、安全率1.2で設計するため、これを1.0とした場合の T_{reg} , L_{min} も示した。
- 注2) Rueggerのチャートは、安全率1.3となっているので、これを1.0とした場合の T_{reg} も示している。なお、 L_{min} は、1.3の場合と同一としている。
- 注3) Jonesの方法は、垂直補強土擁壁を対象としているが、この方法に準じて法面を傾斜させて計算している。

図一7.12 各種設計手法の比較検討結果



図一7.8 係数 a と斜面勾配の関係



図一7.9 2直線すべりによる $K \sim \beta \sim \phi$

7.8で示された係数 a を用いて簡便に求めることができる。

$$K_G = K_{G0} - \frac{18}{\gamma \cdot H} a \cdot c \dots\dots\dots(4)$$

ここで、

K_{G0} : $c=0.0$ tf/m² の場合の係数 K_G

H : 補強土壁の高さ

ガイドラインの設計法は、法面勾配が45°~80°程度の急勾配盛土と、垂直な壁面を有する補強土擁壁とに分けて考えられている。急勾配盛土の設計法の特徴は、極限釣合いモデルに2直線すべり (Two-part Wedge) 法を用いていることである。ジオテキスタイルに必要な引張り力は、図一7.2の方法に

より求めるが、図-7.9の設計図表より土圧係数 K を簡便に求めることができる。ジオテキスタイルの敷設長さは、滑動、ジオテキスタイルの引抜け、地盤の支持力の不足の3種類の破壊モードに対する検討から必要とされる長さのうち、最大となる値を採用する。垂直な壁面を有するジオテキスタイル補強土擁壁の設計法は、テールアルメ壁の設計法に準じた方法となっている。つまり、主働領域を図-7.10のように2直線で囲まれた領域と考え、土圧係数は盛土天端から6m深さまでは静止土圧係数と主働土圧係数との間の値を、それ以深は主働土圧係数を用いている。ただし、テールアルメ壁と異なり、外的安定の検討も行うようになっている。

7.2.6 各種設計法の比較

表-7.1に示された各種設計法のうち、土研マニュアル¹⁾(円弧すべり)、ガイドライン²⁾(Two-part Wedge)、Jewellら⁶⁾(Two-part Wedge)、Schmertmann(シュマートマン)ら¹²⁾(Two-part Wedge)、Ruegger(ルーガー)¹³⁾(円弧すべり)、Leshchinsky(レシュチンスキー)¹⁴⁾(多数ら線)、Jones⁷⁾(直線すべり)の7方法について、図-7.11に示す条件を例に必要引張り力 T_{req} 、最小敷設長 L_{min} を計算した結果を図-7.12(文献15)の計算結果を引用)に示す。図より、法面勾配が緩いほど、各設計法による結果の差が大きく、最小敷設長の差が特に大きい。勾配が急になると、各設計法による差が小さくなるのがわかる。各設計法の中では円弧すべりを用いた土研マニュアルとRueggerによる結果は、ほかの設計法に比べて必要引張り力 T_{req} が特に大きい。これは、これらの設計法は盛土の安全率がそれぞれ1.2, 1.3になるように必要引張り力を算出しているためである。このため、各々安全率1.0になるように必要引張り力を求めると、ほかの方法と近い値となる。このように必要引張り力の値は、極限釣合いモデルの違いによる差は小さく、安全率の取り方により差が生じてくるものと考えられる。しかしながら、必要敷設長 L_{min} は、極限釣合いモデルの違いにより差が生じ、法面勾配が緩いほど差が大き

くなっていくものと考えられる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、土木研究所資料、第3117号、1992。
- 2) ジオグリッド研究会：「ジオグリッド工法」ガイドライン(第1分冊)、1990。
- 3) 建設省土木研究所・住友建設(株)・鉄建建設(株)：ジオテキスタイルを用いた土留構造物に関する共同研究報告書、土木研究所共同研究報告書、第19号、1988。
- 4) 龍岡文夫：2. ジオテキスタイルによる補強メカニズム(その2)、講座「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」、土と基礎、Vol. 41, No. 4, pp. 65~72, 1993。
- 5) 久楽勝行：4. ジオテキスタイルを用いた補強土工法の現場への適用、講座「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」、土と基礎、Vol. 41, No. 7, pp. 63~70, 1993。
- 6) Jewell, R.A., Paine, N. and Woods, R.I.: Design Methods for Steep Reinforced Embankments, Symp. Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, No. 3. 1, pp. 1~12, 1984。
- 7) Jones, C.J.F.P.: Design and Construction Methods, 6)に同じ, No. 6. 1, pp. 1~8, 1984。
- 8) 中根 淳・丸尾茂樹・小野寺誠一・嶋田 功：ジオテキスタイルを用いた土留め擁壁の安定解析(その2)、第24回土質工学研究発表会発表講演集、1989。
- 9) 見波 潔・嶋田 功・中田公基・上原精治・丸尾茂樹・中根 淳：ジオテキスタイルを用いた補強土擁壁の実物大崩壊実験、第22回土質工学研究発表会発表講演集、1987。
- 10) 苗村正三・小野寺誠一・丸尾茂樹・中根 淳：異なる壁面工をもった急勾配盛土の試験施工例、基礎工、Vol. 19, No. 11, 1991。
- 11) 龍岡文夫・館山 勝：壁面工の剛性が補強擁壁の安定性に及ぼす影響(その2)、第43回土木学会年次学術講演会講演概要集、第3部、1988。
- 12) Schmertmann, G.R. et al.: Design Charts for Geogrid-Reinforced Soil Slopes, Geosynthetic '87 Conf., pp. 108~120, 1987。
- 13) Rugger, R.: Geotextile Reinforced Soil Structure on which Vegetation can be Established, Proc. 3rd Int. Conf. Geotextiles, pp. 453~458, 1986。
- 14) Leshchinsky, D. et al.: Stability of Membrane Reinforced Slopes, Jour. Geotech. Engrg., ASCE, Vol. 111, No. 11, 1985。
- 15) 福田直三・高橋嘉樹・大谷 順・大内正之・西村 淳・木下栄治・吉沢光三：急勾配補強盛土工法の設計法に関する比較検討、第24回土質工学研究発表会発表講演集、1989。