

ジオテキスタイルを敷設した軟弱路床と路盤の支持力特性

(Bearing Capacity of Soft Subgrade and Subbase)
Layer Reinforced by Geotextile西 形 達 明¹⁾ (Tatsuaki Nishigata)
山 岡 一 三¹¹⁾ (Ichizou Yamaoka)

<p>キーワード：ジオテキスタイル／軟弱地盤／支持力 ／路床・路盤／土質安定処理／トラフィカビリティ ー／道路 (IGC : E3/E14)</p>
--

1. は し が き

軟弱地盤の補強材料としてジオテキスタイルを使用すると、分離機能によって盛土材あるいは路盤材と軟弱層との混合を防止し、また排水機能による軟弱層の圧密促進効果も同時に期待できると言われている。しかしジオテキスタイルを軟弱地盤に適用する場合の第一の目的は、やはり補強機能にあるものと思われ、現在最も数多く研究されているのも補強機能であろう。

ジオテキスタイルの強度特性は、一般的に圧縮および曲げ強度は無視しうるもので、基本的には引張り強度のみであり、また他の土木材料に比べて引張り破壊に至るまでの変形量が非常に大きいことなどが特徴として挙げられる。したがってこのような材料を用いた補強土工法は、剛性の高い材料を使用した他の工法とは本質的に異なるものがあり、その機能について十分な検討を加えておく必要がある。

従来より未舗装道路や仮設道路の補強を目的として数多くの研究がなされており、その一つに変形に伴って生じるジオテキスタイルの張力の上向き成分による地盤支持力の増加を主眼としたものがある^{1)~4)}。特に Giroud⁵⁾ は実際の輪荷重を想定して、ジオテキスタイルを敷設したときの路盤厚の決定法など、現実の設計まで考慮した結果を与えている。

Haliburton^{5)~7)} らはジオテキスタイルの存在によって、地盤の破壊面の位置が変化することを実験結果を基にして推論し、ジオテキスタイルの敷設地盤を多層構造と見なせば、軟弱層への応力伝達の軽減効果もあるとしている。

また Barenberg^{8),9)} は、室内モデル実験の結果から、

ジオテキスタイルの効果は軟弱路床の変形を拘束することによって、その破壊形態を局部破壊から全般破壊へと変化させるところにあるとしている。現在のところ彼の提唱した考え方が最も良く知られており、Giroud⁵⁾ の論文でも路床部の補強効果についてはこれを踏襲したものになっている。

次に Terzaghi の支持力公式を基本にした表示法を用いたものに山内ら¹⁰⁾の研究があり、ジオテキスタイルの張力による効果と、載荷部周辺の押え盛土的效果という観点から軟弱層の変形拘束効果に着目し、これらを定量的な形で限界支持力公式に導入したところに、この研究の大きな意義があると言える。

以上述べたようにジオテキスタイルによる軟弱地盤あるいは軟弱路床の補強機能は、ジオテキスタイルの張力の上向き成分によるものと、軟弱層の変形拘束効果の2点に集中しているようである。しかし道路構造内にジオテキスタイルを敷設する場合には、その上部に路盤層が施工され、従来よりこの部分にもジオテキスタイルによる変形拘束効果があるとされてきた。しかしその定量的な検討は現在のところほとんど行われていないようである。

そこで本研究では、1) ジオテキスタイルに発生する張力の上向き成分による効果(軟弱路床への応力伝達の軽減効果)、2) 軟弱路床の変形拘束効果、3) 路盤層の変形拘束効果の3点に注目し、モデル実験によってこれらの機能を検証するとともに、この3要因を考慮に入れたジオテキスタイル敷設地盤の限界支持力式について検討を加えることにする。

2. 室内モデル実験

前述したように、ジオテキスタイルの張力の発生に伴う軟弱路床の応力軽減効果ならびに路床、路盤層の変形拘束効果の検証を行うことを目的として、図-1に示すようなモデル実験を実施した。使用した土槽は、幅 1500 mm、高さ 1000 mm、奥行き 300 mm であり、表-1に示されるような性質を持つ粘性土を軟弱路床層として所定の含水比に調整して高さ 600 mm になるように投入し

i) 関西大学工学部土木工学科 助手 (吹田市山手町3-3-35)

ii) 関西大学工学部土木工学科 教授
(1989. 2. 13 原稿受付・討議期限 1991. 1. 1, 要請があれば1か月の期限延長可能)

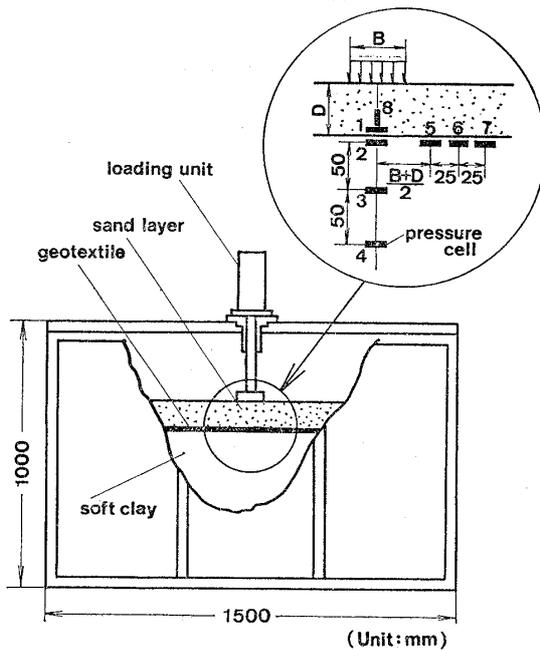


図-1 模型実験装置

表-1 軟弱土の物理的性質

Specific gravity	Liquid limit (%)	Plasticity limit (%)	D_{50} (mm)
2.51	29.8	16.5	0.011

表-2 ジオテキスタイル試料の強度特性

Thickness (mm)	Weight (gf/m ²)	Tensile strength (kgf/cm)	Strain at failure (%)	Tensile modulus (kgf/cm)	Rigidity (gf·cm)
0.74	213	7.2	26.0	41.4	35.2

(1 gf/m²=9.8×10⁻³ N/m², 1 kgf/cm=0.98 kN/m, 1 gf·cm=9.8×10⁻⁵ N·m)

た。その上に土槽の底面形状と同形状に裁断した、ヒートボンド製の白色不織布を敷設した。この不織布の諸性質は表-2に示すとおりである。更にその上に路盤層として、市販の砂を所定の厚さ(D)に設置した。載荷幅(B)は50mmあるいは100mmとして、載荷速度が1mm/minの静的な一定ひずみ載荷を用い、路盤層厚ならびに路床のせん断強度を変化させて一連の載荷実験を行った。

また図に示されているように、モデル地盤内に受圧面の直径が23mmの土圧計を設置した。これらの土圧計のうち1~7はジオテキスタイル周辺部の鉛直土圧の検出用であり、土圧計8はジオテキスタイル直上部の砂層(路盤層)内の水平土圧を見るためのものである。また載荷荷重の直接的な影響を避けるため、土圧計5は載荷中心より、(B+D)/2だけ離して設置されている。(砂層中の荷重分散角を $\tan\theta=0.5$ と仮定したことによる。)これらの土圧計測はすべて土中土圧の測定となるため、測定結果に誤差が含まれることは避けられないが、これよりジオテキスタイルの存在による地盤内応力の変化を知ることによって、力学的な補強メカニズムを考察でき

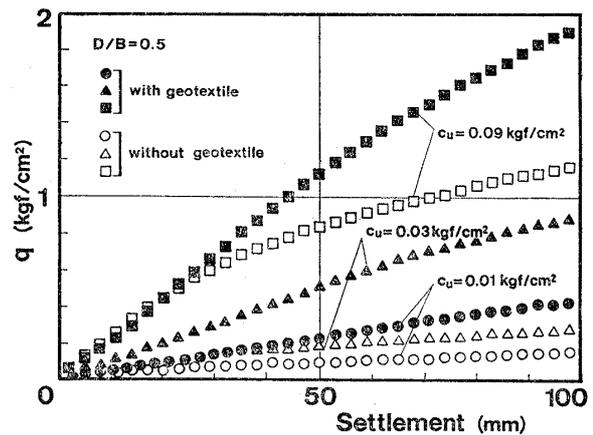


図-2 模型実験による載荷荷重と沈下量の関係 (D/B=0.5) (1 kgf/cm²=98 kPa)

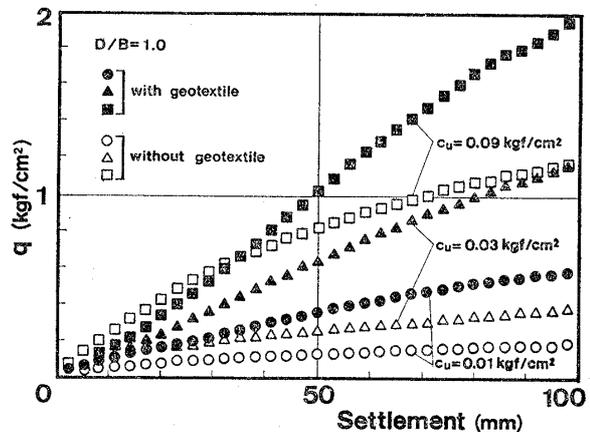


図-3 模型実験による載荷荷重と沈下量の関係 (D/B=1.0) (1 kgf/cm²=98 kPa)

るものと思われる。

図-2, 3は2つの異なるD/Bの場合について、モデル地盤の支持力と沈下量に関する実験結果の一例を示したものである。なお図中の c_u の値は粘土層のせん断強度であり、ベーンせん断試験により測定したものである。地盤支持力に与えるジオテキスタイルの有無の影響は、沈下変形が進行するにしたがって顕著になるが、沈下量が小さいときには補強効果がほとんど得られないことがわかる。すなわちジオテキスタイルによる支持力の増加は、地盤の変形量と密接な関係を有していることになる。これは以前より指摘されていることであって、この結果大きな変形を許さない一般道路においてジオテキスタイルの力学的な補強効果を期待することには疑問が残される。このような場合の適用時にはジオテキスタイルの分離、排水機能が優先するものと考えられる。

したがって本研究では多少の変形を許容しうるような、軟弱地盤上の仮設道路の建設や下層路盤の施工性の向上を目的として、ジオテキスタイルを使用した場合を念頭において検討を進めることにする。

図-4, 5は載荷部直下における、ジオテキスタイルの

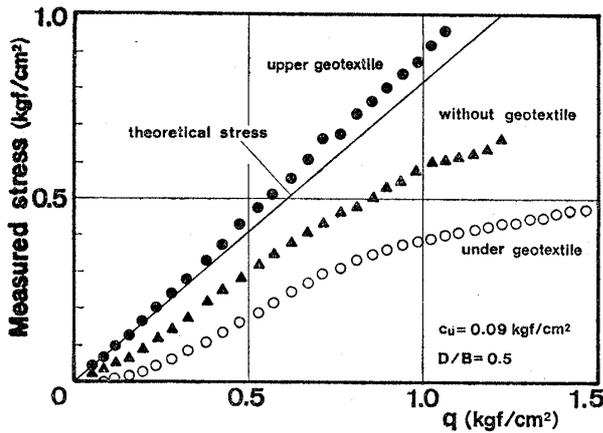


図-4 ジオテキスタイルの上下面の鉛直応力 (D/B=0.5) (1 kgf/cm²=98 kPa)

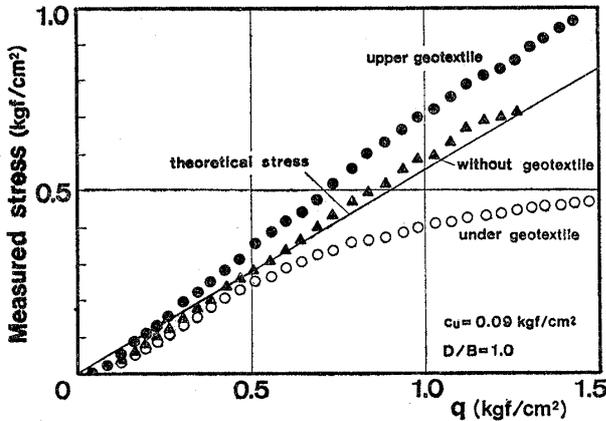


図-5 ジオテキスタイルの上下面の鉛直応力 (D/B=1.0) (1 kgf/cm²=98 kPa)

上下面（ジオテキスタイルを敷設しない地盤では砂層と軟弱層の境界面）の鉛直土圧と載荷荷重との関係を示したものである。また土中土圧の測定結果の妥当性を見るために、平面ひずみ状態で表面に等分布帯荷重が作用した場合の弾性解を用いて計算された、境界面位置の鉛直応力も同時に直線で示されている。この計算応力とジオテキスタイルを敷設しないときの測定応力と比較すると、若干の差が見られるものの、測定結果はほぼ満足なものであると考えられる。次にジオテキスタイルの有無による影響をみると、軟弱層面（ジオテキスタイルの下面）における作用応力が、非敷設地盤における境界面応力より軽減されていることがわかる。ジオテキスタイル自身は引張り強度以外の耐力を有していないことから、この応力減少分はジオテキスタイルに発生する張力によって受け持たれているものと考えられる。

次に図-6は図-1に示した土圧計 No. 5, 6, 7 による測定結果から、地盤の沈下変形 (w) に伴ってジオテキスタイルが、載荷部両側の軟弱路床を上から押え込むことによって発生する応力分布 (q_r) を求めたものである。これよりジオテキスタイルが押え盛土と同様な効果によ

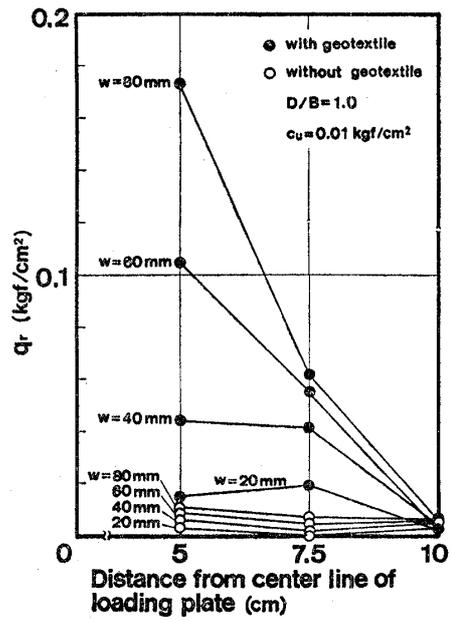


図-6 載荷部周辺のジオテキスタイルによる路床土の押し込み圧 (1 kgf/cm²=98 kPa)

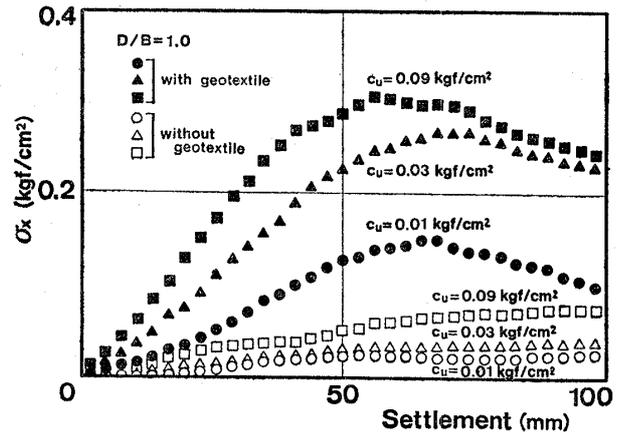


図-7 砂層（路盤層）内の水平土圧の変化 (1 kgf/cm²=98 kPa)

て、軟弱路床の受動領域部の変形を拘束し、そのせん断破壊を防止しているものと考えられる。また沈下の進行とともに押し込み土圧も増加し、その分布形状はほぼ軟弱層面の沈下形状に対応しているようである。一方、ジオテキスタイルの非敷設地盤では押し込み土圧がほとんど発生していないこともうなずける。

次に図-7はジオテキスタイル直上部の砂層内に作用する水平土圧の測定結果であり、ジオテキスタイルを敷設した場合には非敷設地盤に比べて大きな水平土圧が路盤内に作用していることがわかる。すなわちジオテキスタイルにより路盤内においては水平方向の付加応力が発生することによって、載荷部直下の路盤層の主動領域のせん断破壊を防止しているものと考えられる。したがってこれが従来より指摘されている路盤層の変形拘束効果であると考えられることができる。

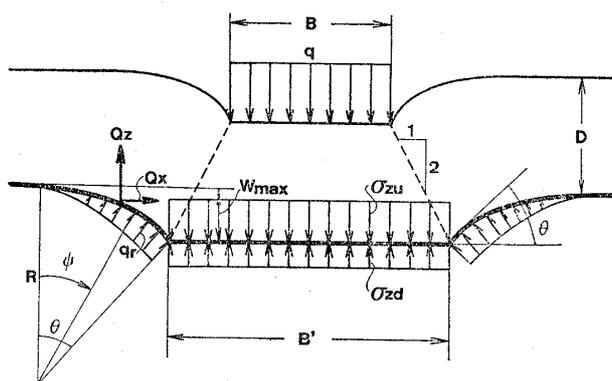


図-8 ジオテキスタイル周辺部の変形と応力状態の模式図

3. ジオテキスタイルの補強機能の解析

3.1 ジオテキスタイルに発生する張力と軟弱路床の変形拘束効果

以上において、モデル実験よりジオテキスタイルの力学的な補強機能の要因が示されたが、これを基にしてジオテキスタイル敷設部周辺の変形および応力状態を模式化したものが図-8である。図中の σ_{zu}, σ_{zd} は载荷部直下のジオテキスタイルの上下面における鉛直応力であり、 q_r はジオテキスタイルによる路床土の押込み圧、また θ は q_r が作用する曲面の中心角、 R はその曲率半径である。このようにジオテキスタイルによる軟弱地盤の補強効果を考える場合には、変形に関するファクターを考慮に入れる必要がある。これはジオテキスタイルの持つ強度特性が基本的には引張り強度のみであり、その引張り変形係数が一般の土木材料と比べると小さいものであることから、微小変形の立場から力学的補強効果を定義することが困難であることに原因している。

図-8の変形状態を仮定し、解析を進めるためには θ を決定する必要があるが、現在のところこの値を解析的に決定することが困難であるため、今回は実験結果より検討することにした。 θ に関与する主な要因としては沈下量 w_{max} 、载荷幅 B 、砂層厚 D 、軟弱粘土層のせん断強

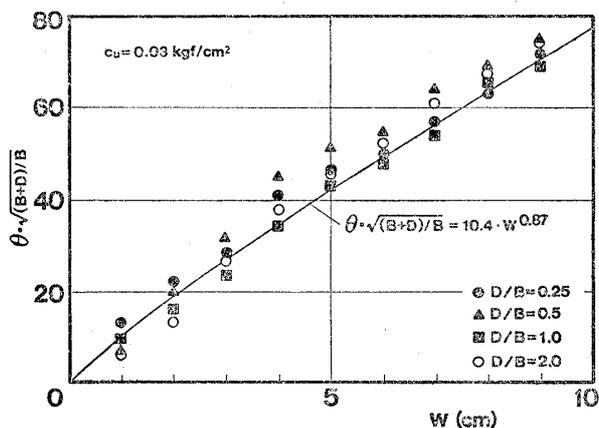


図-9 模型実験による θ と D/B および沈下量の関係 ($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

度 c_u などが挙げられる。今回は簡単のため沈下量 w_{max} 、 B および D の幾何学的な物理量のみに着目し、図-9に示されるようなパラメータによって、実験により求められた θ と w_{max} の関係を整理した。またこの θ と w_{max} の値は、モデル地盤のジオテキスタイル部の変形形状を撮影し、この写真から直接測定することによって得たものである。

図に示されるように D/B が異なっても、地盤沈下量に対してほぼ一義的な関係が得られたことから、これの曲線回帰を行うことにより、次式によって θ を決定することにした。

$$\theta = \frac{10.4}{\sqrt{(D+B)/B}} \cdot w_{max}^{0.87} \quad (1)$$

ただし上式の形はあくまで試行によって求められたものであり、物理的な意味を有するものではない。

次にジオテキスタイルの上下における鉛直方向の釣合を考えると、次式が得られる。

$$\sigma_{zu} = \sigma_{zd} + 2 \cdot Q_z / B' \quad (2)$$

ここに B' はジオテキスタイル面における σ_{zu} と σ_{zd} の作用幅であり、いま路盤層内における荷重分散角が $\tan \alpha = 0.5$ であるとする、 $B' = B + D$ となる。また Q_z は、ジオテキスタイルの押込み圧の合力の鉛直成分として求められ、次のように表される。

$$Q_z = \int_0^\theta q_r \cdot \cos \phi \cdot R \cdot d\phi \quad (3)$$

上式の Q_z は、山内らの研究¹⁰⁾によるジオテキスタイルに発生する引張り力の鉛直成分に等価なものであり、更に実験結果のところ述べてのように、 q_r によって軟弱路床の変形が拘束されているとすれば、路床の変形拘束効果をも表現しているものと考えられる。

次に図-6に示した実験結果の q_r 分布形状を考慮して、 q_r が各点の沈下量に比例した値を取るものと仮定すると、

$$q_r = (w_i / w_{max}) \cdot \sigma_{zd} \quad (4)$$

と表すことができる。ここに w_{max} は载荷点直下のジオテキスタイルの沈下量であり、 w_i は q_r の作用する任意点の沈下量である。更に図-8より次の関係が成立する。

$$w_i = R - R \cdot \cos \phi \quad (5)$$

(4), (5) 式を用いて (3) 式の積分を実行すると、次式が得られる。

$$Q_z = \frac{\sigma_{zd}}{w_{max}} \cdot R^2 \cdot \left(\sin \theta - \frac{1}{4} \sin 2\theta - \frac{\theta}{2} \right) \quad (6)$$

次に (6) 式を (2) 式に代入すると、次式のようなジオテキスタイル上下面の応力比を表す関係が得られる。

$$\frac{\sigma_{zd}}{\sigma_{zu}} = 1 / \left[1 + \frac{2}{B'} \frac{R^2}{w_{max}} \cdot \left(\sin \theta - \frac{1}{4} \sin 2\theta - \frac{\theta}{2} \right) \right] \quad (7)$$

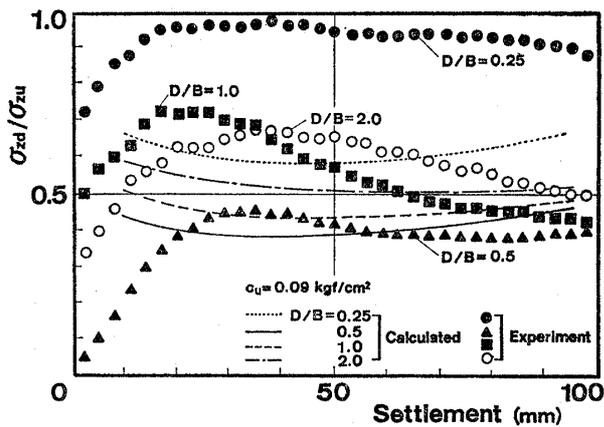


図-10 ジオテキスタイルの上下間の鉛直応力の変化
(実験結果と解析結果の比較)
($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

そこでモデル実験における諸条件の値を用いて上式の計算を行い、沈下量との関係を示したものが図-10である。比較のため実験結果も同時にプロットされているが、実験に使用されたような条件下では、いずれも応力比は0.4~0.6の間に存在しており、大体的に見てジオテキスタイルの下面(軟弱路床面上)では鉛直応力が約1/2に減少することを示している。Haliburtonら⁵⁾も本研究と同様なスケールの室内モデル実験から、ジオテキスタイルを最適な深さに敷設すると、軟弱路正面への応力伝達量が約50%減少することを報告している。しかし(7)式を見るとわかるように、 $B' (= B + D)$ が大きくなるほど応力の減少率は低下する。すなわち現実スケールのもとではこれほど大きな応力の低減効果は生じ得ないものと考えられ、いま $B = 30 \text{ cm}$, $D = 50 \text{ cm}$ として(7)式の計算を実行すると、 $\sigma_{zd}/\sigma_{zu} = 0.85$ となり、15%程度の応力減少となる。

したがって現実のジオテキスタイルの張力による地盤支持力への影響は、室内モデル実験の結果から得られる値ほど大きなものではないものと考えられる。しかし張力の発生に伴って生じる載荷部周辺の受動領域部の押込みによる路床の変形拘束効果は、軟弱地盤の安定化に対して影響を与えるものと考えられる。この点に関しては限界支持力の算定の項で詳しく検討を行うことにする。

3.2 路盤の変形拘束効果

ジオテキスタイルの路盤層に対する補強効果としては、路床層の場合と同様にその変形拘束効果が主体であると言われている。軟弱路床上の路盤層に上載荷重が作用すると下部に引張り応力が作用し、容易に部分的な破壊が生じる。このような破壊が生じると路床の軟弱土が路盤層の破壊部に侵入して両者の混合現象が起こり、結果的に路盤層そのものの有効厚が減少することになる。ジオテキスタイルが路盤と路床の間に存在すると、分離機能によってこのような混合現象が生じないのはもちろ

んのこと、路盤材料とジオテキスタイル間の摩擦力や水平方向の拘束力によって、路盤層に作用する引張り力に抵抗し、部分的な破壊を防止することができる。したがって前述の実験結果で示したように、路盤層ではジオテキスタイルによる付加的な水平応力の発生が、見かけ上のせん断強度の増加を生むものと考えられる。

そこで図-8に示されるように、路盤層内の付加的な水平応力(Q_x)がジオテキスタイルによる路床土の押込み力の水平成分によって生じるものと考えれば次式が成立する。

$$Q_x = \int_0^\theta q_r \cdot \sin \psi \cdot R \cdot d\psi$$

$$= \frac{\sigma_{zd}}{w_{\max}} \cdot R^2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cos 2\theta - \cos \theta + \frac{3}{4} \right) \quad (8)$$

更に図-8より、

$$R = w_{\max} / (1 - \cos \theta) \quad (9)$$

の関係があることを用いると、(8)式は次のように非常に簡単な形になる。

$$Q_x = \sigma_{zd} \cdot w_{\max} / 2 \quad (10)$$

ここで上式の妥当性を検討するために、これを次式のように変形する。

$$\Delta \sigma_x = \sigma_{zd} / 2 \quad (11)$$

ただし $\Delta \sigma_x$ は Q_x によって生じる路盤層内の水平拘束応力であり、載荷部直下のジオテキスタイルの沈下領域の w_{\max} 部分に一樣に作用するものと仮定されている。そこで(11)式の関係(7)式に代入すれば、次式が得られる。

$$\frac{\Delta \sigma_x}{\sigma_{zu}} = 1 / \left[2 \cdot \left\{ 1 + \frac{2}{B'} \frac{R^2}{w_{\max}} \cdot \left(\sin \theta - \frac{1}{4} \sin 2\theta - \frac{\theta}{2} \right) \right\} \right] \quad (12)$$

上式による計算結果と実験結果との比較を行ったものが図-11に示されている。全体的に計算結果は実験結果に

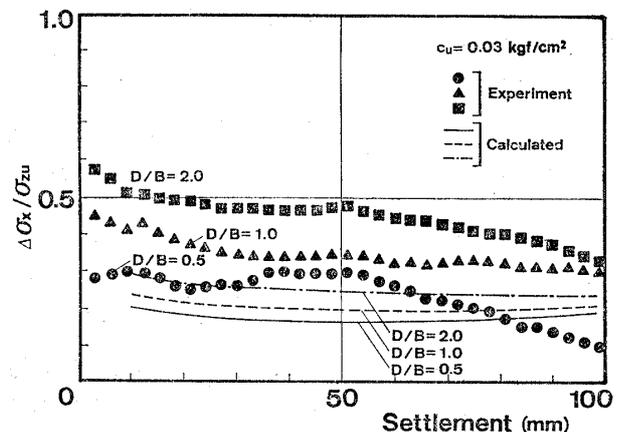


図-11 路盤層内の水平土圧の変化(実験結果と解析結果の比較)
($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

比べて低い値を与えているようであるが、実験結果の測定誤差を考えれば、(10)式はジオテキスタイルによる路盤層内の変形拘束力をほぼ表現しているものと考えられる。

更にこのような路盤層の変形拘束効果は、ジオテキスタイルのもつ分離機能によって、路盤材料と軟弱路床の混合が防止されていることを前提として発生する効果であることから、現象的には分離効果の一部と考えることもできる。

4. ジオテキスタイル敷設地盤の限界支持力

地盤の限界支持力の表示法としては Terzaghi 型の支持力公式が広く用いられている。したがってジオテキスタイルを敷設した地盤の限界支持力の表示にもこれを応用するのが便利であると考えられる。その代表的なものが山内らの研究¹⁰⁾であり、ポリマーグリッドを軟弱地盤上に敷設した場合の支持力公式を次のように与えている。

$$q_{u1} = c_u \cdot N_c + \frac{2 \cdot T \cdot \sin \theta}{B'} + q_r \cdot N_q + \gamma \cdot D \cdot N_q \quad (13)$$

ここに N_c , N_q は支持力係数, c_u は路床土の粘着力, γ と D は路盤層の単位体積重量と厚さであり, その他の記号は以前に定義したものと同一である。上式の第2項および第3項がポリマーグリッドによる補強効果を表しており, 第2項が張力の上向き成分によるもので, (6)式による Q_z に等価なものである。また第3項は押え込み力 q_r によって, 載荷部両側の受動領域部のすべり破壊を抑制する効果を表しており, これが押え盛土のな効果として考慮に入れている。この (13)式は, いわゆる路床部の補強効果のみに注目したものであるため, これに路盤層の変形拘束効果をたし加えることによって, 仮設道路等の限界支持力式が得られることになる。

このためには2層地盤の限界支持力式を適用しなければならないが, これには代表的なものとして, 山口¹¹⁾や Meyerhof¹²⁾による研究がある。山口は上部層の砂層と下部の粘土層の限界支持力をそれぞれ別個に求め, 両者のうち小さいほうを2層地盤の限界支持力とした。一方, Meyerhof は2層のそれぞれの支持力を重ね合わせることによって, 全体としての限界支持力を求めている。後者の考え方が成立するためには, 上下の2層が同時に極限状態に達しなければならないという仮定が必要である。しかし本研究では, ジオテキスタイルによる補強効果を路盤と路床の両方について考え, それぞれの効果が全体としての地盤の支持力に寄与するものと考えていることから, 後者の方法が理論的に適用しやすい形になっている。そこで Meyerhof による2層地盤の限界支

持力公式を示すと次のようである。

$$q_{u2} = c_u \cdot N_c + 2 \cdot P_p \cdot \sin \delta / B \quad (14)$$

上式の第1項が下層の粘性土地盤の支持力を, また第2項が上層の非粘性土路盤部の支持力を表している。更に P_p は路盤層内に作用する全水平受動土圧であり次のように与えられる。

$$P_p = 0.5 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot D^2 / \cos \delta \quad (15)$$

ここに K_p は受動土圧係数, δ は全受動土圧の作用方向が水平方向となす角である。したがって (14)式の右辺第2項にジオテキスタイルによる路盤層の水平拘束力を付加すれば良いことになる。すなわち,

$$q_{u2} = c_u \cdot N_c + 2(P_p + Q_x / \cos \delta) \cdot \sin \delta / B \quad (16)$$

ただし Q_x は (8)式で与えられている。そこで式 (13)と (16)の右辺第2項を加え合わせることによって, ジオテキスタイルを敷設した地盤の限界支持力を次のように定めることができる。

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c + \frac{2 \cdot Q_z}{B'} + q_r \cdot N_q + (K_p \cdot \gamma \cdot D^2 + 2 \cdot Q_x) \cdot \tan \delta / B + \gamma \cdot D \cdot N_q \quad (17)$$

ここで改めて上式の各項の示す意味を説明すると, 第1項が粘性土路床部の支持力, 第2項がジオテキスタイルに発生する引張り力の鉛直成分, 第3項はジオテキスタイルによる載荷部両側の路床面の押込み効果, 第4項が路盤層の支持力であり, Meyerhof の式による路盤層自身の限界支持力と, ジオテキスタイルによる路盤層の変形拘束効果である。更に第5項は路盤層の自重による影響を表している。このように (17)式ではジオテキスタイルの各補強効果を線形的に重ね合わせることによって補強地盤全体の支持力とされているが, この点について若干触れておくことにする。まず第2項と第3項はジオテキスタイルに生じる張力による直接的な支持力の増加量と, 路床の変形拘束効果であることから, 補強機能から見ても独立したものと考えられ, 山内らが示した (13)式でも線形的な重ね合わせが行われている。更に (17)式は (13)式にジオテキスタイルによる路盤層の変形拘束効果を導入したものであり, 前述したように2層地盤の支持力が各層の支持力の重ね合わせによって表されると仮定すれば, 路盤の変形拘束効果も他の補強効果から独立したものと考えて良いものと思われる。

次に, 上式の第2, 3, 4項を求めるためには地盤の沈下量 (W_{\max}) とジオテキスタイル上面の応力 (σ_{zu}) を決定しなければならない。地盤の沈下量 (W_{\max}) の影響については後で検討を加えることにするが, 限界状態におけるジオテキスタイルの上面の鉛直応力 (σ_{zu}) については上載荷重 q_{ult} で表しておくことにする。

そこで路盤層内で図-8に示したような荷重分散が生じるものとする, 限界状態について次式が成立する。

$$\sigma_{zu} = \frac{B}{B+D} \cdot q_{ult} = \frac{B}{B'} \cdot q_{ult} \quad (18)$$

上式により (17) 式中の σ_{zu} を含む項を q_{ult} で表して整理すると次式が得られる。

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c + A_1 \cdot \frac{2 \cdot R^2 \cdot A_2}{B' \cdot W_{max}} \cdot q_{ult} + A_1 \cdot \frac{N_q}{3} \cdot q_{ult} + A_1 \cdot \frac{W_{max} \cdot \tan \delta}{B'} \cdot q_{ult} + \frac{K_p \cdot \gamma \cdot D^2}{B'} \cdot \tan \delta + \gamma \cdot D \cdot N_q \quad (19)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{B \cdot B' \cdot W_{max}}{B'^2 \cdot W_{max} + 2 \cdot B' \cdot R^2 \cdot A_2} \\ A_2 &= \sin \theta - \frac{1}{4} \sin 2\theta - \frac{\theta}{2} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

であり、以上により (19) 式より q_{ult} について解けばジオテキスタイル敷設地盤の限界支持力を求めることができる。

5. 設計への適用

以上において求められたジオテキスタイルを敷設した地盤の限界支持力式を、現実スケールの未舗装地盤に適用することによって、実際の設計への可能性について検討する。このためには地盤の諸条件を設定しなければならないが、これを以下のように定めることにする。

路床土の単位体積重量を $\gamma_t = 1.5 \text{ t/m}^3$ (14.7 kN/m^3)、内部摩擦角を $\phi = 0^\circ$ とし、路盤層には砂利を使用するものとして、 $\gamma_t = 1.6 \text{ t/m}^3$ (15.7 kN/m^3)、 $\phi = 45^\circ$ 、 $c_u = 0$ とした。したがって路床層の支持力係数には $N_c = 5.14$ 、 $N_q = 1.0$ を用いることにした。また (15) 式における δ は簡単のため $\delta = \phi = 45^\circ$ とした。

荷荷幅は 30 cm とする。更に式 (19) から限界支持力を得るためには、沈下量 (W_{max}) を決定する必要がある。これは許容沈下量の観点より決定されるものであり、通常の舗装道路では 0.5 cm 以下とされている。しかし前述したようなジオテキスタイルの力学的な補強機能が重要となるような、未舗装の仮設道路に対する許容沈下量に対しては定まったものはない。そこで既往の報告を見てみると、Steward ら¹³⁾は許容沈下量を 10~15 cm (4~6in) としており、Hammit¹⁴⁾は 7.5 cm を採用している。また Giroud⁹⁾はジオテキスタイルを用いた未舗装道路の設計曲線を求める際に、30 cm のわだち沈下を想定しているが、この値はやや大きすぎるように思える。したがって本研究では安全側をみて、できるだけ小さい値を採用することにして、許容沈下量 $W_a = 7.5 \text{ cm}$ とし、一部比較のために $W_a = 15 \text{ cm}$ とした場合についても示すことにした。最後に、荷荷幅 (B)、路盤層厚 (D)、許容沈下量 ($W_a = W_{max}$) が決定されると、(19) 式中の θ と R は (1) 式および (9) 式から算出

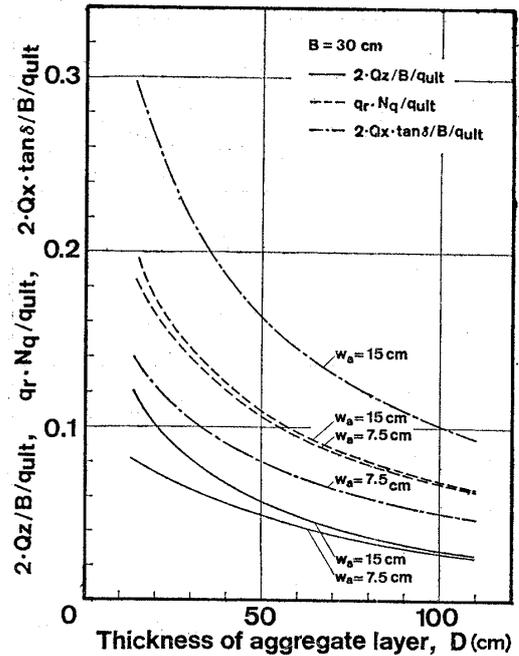


図-12 各補強要因が限界支持力に及ぼす影響

することができる。

以上のような諸条件を設定し、ジオテキスタイルによる補強要因 (式 (17) の右辺第 2 項, 3 項および 4 項) について、全体の地盤支持力に及ぼす影響と路盤層厚との関係について調べたものが図-12 である。なお許容沈下量として 7.5 cm と 15 cm の両方について計算した結果が示されている。これよりジオテキスタイルの張力による効果 (式 (17) の第 2 項) と、路床土の変形拘束効果 (同, 第 3 項) は、沈下量の増加によってほとんど影響を受けないが、路盤層の変形拘束効果 (同, 第 4 項) は沈下量が増加すると顕著に大きくなることわかる。したがってモデル実験において地盤の沈下変形が大きくなるほど、ジオテキスタイルによる支持力の増加が顕著であることが観察されたが、これは路盤層の変形拘束効果が影響を及ぼしていたものと推測される。更に従来の数多くの研究において最も広く取り上げられている、ジオテキスタイルに発生する引張り力の鉛直成分による影響が最も低くなっていることは非常に興味がある。

一般に軟弱路床上には少なくとも 50 cm 以上の路盤層が施工されるため、路盤層厚が 50 cm、 $W_a = 7.5 \text{ cm}$ の場合について見てみると、3 補強要因の合計は約 $0.2 \cdot q_{ult}$ となり、ジオテキスタイルの敷設によって支持力が 20% 程度増加することを示している。次に施工性について考えると、現場における骨材層のまき出し施工厚を 20 cm とすると、最も施工性が問題となる最初のまき出し時には、図より 3 補強要因の合計による支持力の増加率は、約 35% 程度になる。

次にジオテキスタイルによるそれぞれの補強効果と路床せん断強度との比を縦軸に取って、同様に路盤層厚と

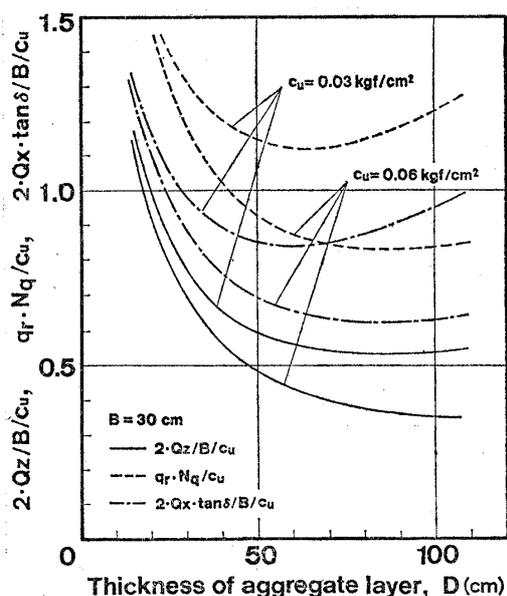


図-13 路床土の粘着力との比でみた各補強要因の影響
($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

の関係を見たものが図-13である。定性的な傾向は図-12と大きく変わらないが、路盤層厚が 50 cm 以上になると、3つの補強要因がいずれも路床せん断強度の 0.5～1.5 倍の範囲に存在していることがわかる。もちろんこれらの値は路床のせん断強度そのものによっても変化するが、図に示したような路床せん断強度の範囲では、3つの補強要因の合計は $2 \cdot c_u \sim 3 \cdot c_u$ となる。すなわちこの結果は、ジオテキスタイルの補強効果による地盤の限界支持力の増加量が路床せん断の 2～3 倍に相当することを示している。

Barenberg^{9),9)}はモデル実験から、ジオテキスタイルの敷設によって軟弱路床の破壊形態が局部せん断破壊から全般せん断破壊に変化するものと考え、この結果限界支持力が $\pi \cdot c_u$ から $(\pi+2) \cdot c_u$ に増加するとしている。すなわち支持力の増加量は $2 \cdot c_u$ であり、本研究の結果はこれとよく一致している。ところが Barenberg の結果は路床部のみにおける補強効果として導かれており、ジオテキスタイルの張力と路盤の変形拘束効果については考慮に入られていない。しかし彼の行った実験が本研究と同じように、軟弱粘土上にジオテキスタイルを敷設し、その上に砂利を設けたモデル地盤による載荷実験であることから、上記の3補強要因が同時に現れたと考えても不都合はないものと思われる。

次にジオテキスタイル敷設地盤の路盤層厚と限界支持力との関係を、路床の各せん断強度について計算した結果が図-14である。また図中にはジオテキスタイルを敷設しない地盤の支持力も記されているが、これは式(14)の Meyerhof の式によるものである。この図より、地盤の必要支持力と、路床の粘着力が定まれば、必要な路盤

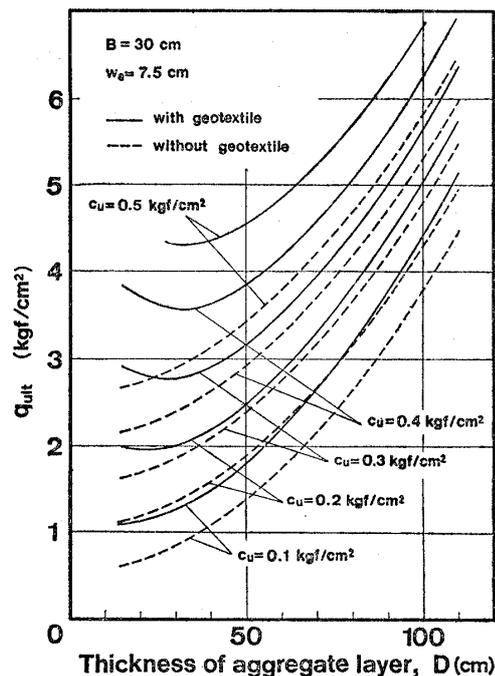


図-14 ジオテキスタイル補強道路の限界支持力と路盤層厚の関係 ($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

層厚を求めることができる。またジオテキスタイルの敷設した場合、非敷設地盤より 10～20 cm 程度、路盤層厚を減少させても同程度の支持力を得ることができるとわかる。

6. ま と め

本研究ではモデル実験の結果を基にして、交通荷重下にあるジオテキスタイルで補強された軟弱路床あるいは路盤の補強メカニズムと限界支持力について検討した。この結果得られた知見をまとめると次のようである。

1) ジオテキスタイルによる力学的な補強機能には i) ジオテキスタイルに発生する張力の上向き成分による効果 ii) 路床部の変形拘束効果 iii) 路盤層の変形拘束効果の3要因が挙げられる。

2) 路床の変形拘束は、路床部の受動領域部における補強機能であり、ジオテキスタイルによる鉛直方向の押込み力によって、 σ_v を増加させることで路床のせん断破壊を防止するものである。また路盤の変形拘束効果は、路盤部の主動領域部における機能であり、ジオテキスタイルによる路盤層の包込みによって、水平応力 σ_h を増加させることで、路盤層のせん断破壊を防止するものであると考えられる。

3) 補強地盤の限界支持力については、Terzaghi 型の支持力公式を基本とし、Mayerhof による2層地盤の支持力式を適用して、上記の3種類の補強要因を考慮に入れた形で表現された。この結果、従来より幅広く検討がなされているジオテキスタイルの張力による効果より

も、路床および路盤の変形拘束効果の方が卓越するものと考えられる。

4) ジオテキスタイル敷設による限界支持力の増加割合は路盤層厚によって異なるが、50~100cmの路盤厚下では、約20%の支持力増加が認められる。一方、施工時のように骨材厚の小さいとき(20cm程度)では、約35%程度の支持力増加が得られるものと思われる。

参考文献

- 1) Binquet, J. and Kenneth, L. (1975): "Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs," *Jour. of the Geotechnical Engineering Div., ASCE*, Vol.101, No. GT 12, pp. 1257-1276.
- 2) Barenberg, E. J. (1980): "Design procedures for soil-fabric aggregate systems with Mirafy 500 X fabric," University of Illinois at Urbana Champaign.
- 3) Giroud, J. P. and Noiray, L. (1981): "Geotextile-reinforced unpaved road design," *Jour. of the Geotechnical Engineering Div., ASCE*, Vol.107, No. GT 9, pp. 1233-1254.
- 4) Broms, B. B. (1987): "Stabilization of very soft clay using geofabric," *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.5, No.1, pp. 17-28.
- 5) Haliburton, T. A. and Barron, J. V. (1983): "Optimum-depth method for design of fabric-reinforced unsurfaced roads," *Transportation Research Record* 916, pp. 26-32.
- 6) Haliburton, T. A. and Lawmaster, J. D. (1981): "Experiments in geotechnical fabric-reinforced soil behavior," *Geotechnical Testing Jour., ASTM*, Vol.4, No.4, pp. 153-160.
- 7) Haliburton, T. A., Lawmaster, J. D. and King, J. K. (1980): "Potential use of geotechnical fabric in airfield runway design," U.S. Air Force Office of Scientific Research.
- 8) Barenberg, E. J., Dawland, J. H. and Hales, J. H. (1975): "Evaluation of soil-aggregate system with Mirafy fabric," University of Illinois at Urbana Champaign, Aug.
- 9) Bender, D. A. and Barenberg, E. J. (1978): "Design and behavior of soil-fabric-aggregate systems," *Transportation Research Record* 671, pp. 64-75.
- 10) 山内豊聡・後藤恵之輔 (1979): 敷網工の実用支持公式の一提案, 「九大工学集報」, Vol.52, No.3, pp. 201~207.
- 11) Yamaguchi, H. (1963): "Practical formula of bearing value for two layered ground," *Proc. of 2nd ARCSMFE*, Vol.1, pp. 176-180.
- 12) Meyerhof, G. G. (1974): "Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay," *Canadian Geotechnical Jour.*, Vol.11, No.2, pp. 223-229.
- 13) Steward, J., Williamson, R. and Mohny, J. (1978): "Guidelines for use of fabrics in construction and maintenance of low-volume roads," Report No. FHWA-TS-78-205, Federal Highway Administration Office of Research and Development, Washington, D. C.
- 14) Hammit, G. (1970): "Thickness requirements for unsurfaced roads and airfield bare base support," Technical Report S-70-5, United State Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.