

ジオグリッドの土中クリープ変形挙動と その推定方法

中村 努¹・三田地 利之²

¹正会員 工修 苫小牧工業高等専門学校助手 環境都市工学科 (〒059-1275 苫小牧市字錦岡443番地)

E-mail:tsutomu@civil.tomakomai-ct.ac.jp

²フェロー会員 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

引抜き試験と土中クリープ試験を行い、両試験結果ともクリープ載荷荷重に達するまではほぼ一致した引抜きカーブ引抜き量関係を示し、クリープによるジオグリッドの変位およびひずみ増加は引抜き口付近に集中して生じることを確認した。また、土中クリープ変形挙動の推定方法を示し、土中クリープ試験結果との比較検討結果に基づいて、ジオグリッドの敷設長を必要以上に長くしても補強盛土の変形を軽減することではできず、むしろ土とジオグリッド間の摩擦が十分に発揮されるような施工を行うことの重要性を指摘している。同時に盛土全体の変形を含めた設計法を行うためには、土中クリープ変形挙動を考慮することが重要になることを指摘している。

Key Words : geogrid, pull-out test, creep, in-soil deformation behavior

1. はじめに

補強土工法の普及に伴い多くの機関によって土とジオグリッドの摩擦特性試験が実施され、試験結果に基づく有用な知見が報告されている^{1)~4)}が、その大多数は変位速度一定の条件によって行われた試験からのものである。一方、ジオグリッドを用いた補強土工法が永久構造物に対しても広く適用されるようになるとともに、クリープを考慮した設計が重要となってきた。しかしジオグリッドの土中クリープ挙動はまだまだ未解明の部分が多く、クリープ変形を考慮した設計を行う場合でも、ジオグリッドの気中クリープ挙動から推定したクリープ限度強さを用いているのが現状である^{5), 6)}。本来、土とジオグリッド間の相対変位を考慮した上で土中でのクリープ変形を適切に評価すべきものと考えられるが、現行の設計法では土とジオグリッド間の相対変位を直接的に考慮する形にはなっていない。

引抜き力のかかった土中のジオグリッドに生じる張力やひずみは一定ではなく、ジオグリッドの引抜きに伴い張力が土中奥部へ伝達してゆくことが広く

知られてはいるが、このような現象がジオグリッドの土中クリープ挙動をさらに複雑なものとしている。また土中でのジオグリッドのクリープ変形は空中における変形に比べて小さいことは報告されている⁷⁾が、その推定法はいまだ確立されていない。そこで本研究では、土中クリープ試験を実施して在来の引抜き試験結果との比較を試みた。

一方、筆者らはこれまで土とジオグリッド間の摩擦特性を一面せん断試験によって評価し⁸⁾、その結果から土中でのジオグリッドの変形挙動を計算により推定する方法を示してきた⁹⁾。本研究ではその算定式に時間の項を加えることによってクリープ変形挙動の推定方法を導き、クリープ試験結果との比較検討を行った。

2. 実験

(1) 引抜き試験

引抜き試験装置の概略を図-1に示す。土槽のサイズは幅 220×長さ 500×高さ 200mm であり、引抜き口の開口高さは 4mm とした。ジオグリッドは全面敷設

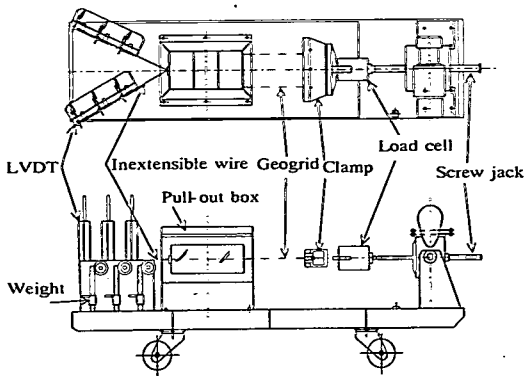


図-1 引抜き試験装置

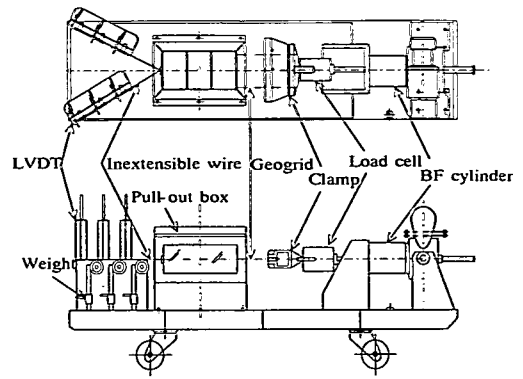


図-3 クリープ試験装置

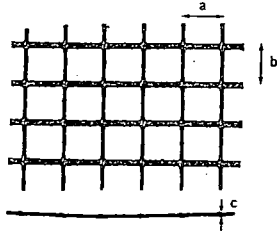


図-2 ジオグリッドの形状

表-1 ジオグリッドの物性

size(mm) a b c	tensile strength (kN/m)	stiffness (kN/m)	coefficient of creep	creep strength (kN/m)
17 17 2	80	806	0.0025	48

とし、土槽中央に設置して約 125mm おきに節点 6ヶ所（土槽外 1ヶ所を含む）にピアノ線を固定し、土槽後方に取り出して変位を計測する（図-4 参照）。用いたジオグリッドはポリエステルをアクリル系樹脂で被覆したものであり、形状を図-2、物性を表-1に示す。なお、表中の変形係数は引抜き試験、またクリープ係数はクリープ試験の空中部分のジオグリッドの変形から求め、その他の値はメーカーが示す値である。ピアノ線はシンフレックスチューブの中を通し、土との摩擦が生じないようにしてある。上方からラバーメンブレインを介して空気圧によって垂直応力を载荷し、土槽前方から取り出したジオグリッドのつかみの部分で 1mm/min の変位速度で引抜いた。砂試料は乾燥勇払砂（平均粒径 0.29mm、均等係数 2.8）を用い、多重ふるい空中落下法によって試験土槽内に相対密度約 85% で堆積させた。

(2) 土中クリープ試験

土中クリープ試験はジオグリッドに一定の引抜きクリープ荷重をかけ、ジオグリッドの長時間にわた

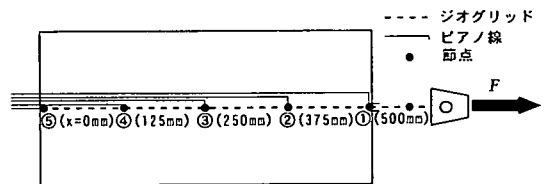


図-4 土中の各節点位置

る土中変位を計測する試験である。引抜き試験で用いた装置と同じものを用い、ジオグリッドに一定の引抜き力を载荷するため、スクリージャッキの部分にペロフラムシリンダーを取り付け、ロードセルと剛結し空気圧によって载荷した。引抜きクリープ荷重はジオグリッドの単位幅あたり 30, 40, 50 kN/m とし、载荷は 0 kN から開始して約 5kN/m・min の载荷速度で所定のクリープ荷重まで増加させた。垂直応力は一定とし、計測時間を 100 時間に設定して、各節点の変位量を引抜き試験と同様に後方に取り出したピアノ線によって計測した。土試料およびジオグリッドは引抜き試験と同じものを用い、同様の方法によって設置した。土中クリープ試験装置の概略を図-3、土中の各節点位置を図-4 に示す。なお、両試験とも室温が 20±2℃ に保たれた恒温実験室にて行った。

引抜き試験およびクリープ試験結果から求まる引抜き量(D)は、試験初期に引抜き口部分にある節点（図-4:①）の変位をピアノ線を通じて計測しているが、ジオグリッドが引抜かれるにつれて節点が土槽外へ移動し、空中部分での伸びが蓄積されてゆく。引抜き口部分のジオグリッドの変位、すなわち引抜き量は、空中部分でのジオグリッドの伸びを含まないものと考え、以下の式によって引抜き量を補正した。

$$D = d - (d + d_i) \times F / S \quad (1)$$

ここで d は引抜き量の計測値 (mm), F は単位幅あたりの引抜き力 (kN/m), S はジオグリッドの変形係数 (kN/m) である. また, ジオグリッドの目合いや試験装置の都合により, 正確に引抜き口の点でピアノ線をジオグリッドに固定できない場合があることから, その点の引抜き口からの距離を d_i (引抜き量の初期変位) とする.

3. 引抜き試験結果と土中クリープ試験結果の比較

図-5は引抜きクリープ荷重を $F=30, 40, 50$ kN/m としたときの, 土中クリープ試験から求まる引抜き力~引抜き量関係を示したもので, 参考までに引抜き速度一定 (1mm/min) の引抜き試験結果を破線で示している. 垂直応力は両試験とも $\sigma=74$ kPa である. 図より両試験結果ともクリープ載荷荷重に達するまではほぼ一致した経路をたどり, その後引抜き試験では残留状態 (引抜け) に至るまで引抜き力が増加しているのに対し, クリープ試験結果では引抜き力が一定に保たれたまま時間の経過とともに引抜き量が増加している. 図-6 は両試験におけるジオグリッドの各節点の変位分布を示したものである. 図より, クリープ試験では引抜き試験と比較してわずかに変位が大きく, 時間の経過とともに引抜き口での変位 (引抜き量) が増加していることが分かる. しかし, クリープ荷重が小さいとき ($F=30$ kN/m) には土中の各点でのクリープによる変位はあまり見られず, クリープ荷重が大きくなるにつれクリープによる変位が生じる範囲は土中深くにまで及んでいることが

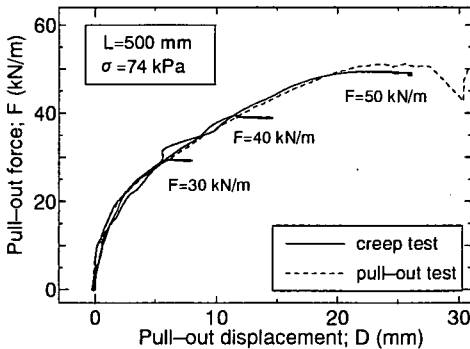


図-5 引抜き力~引抜き量関係

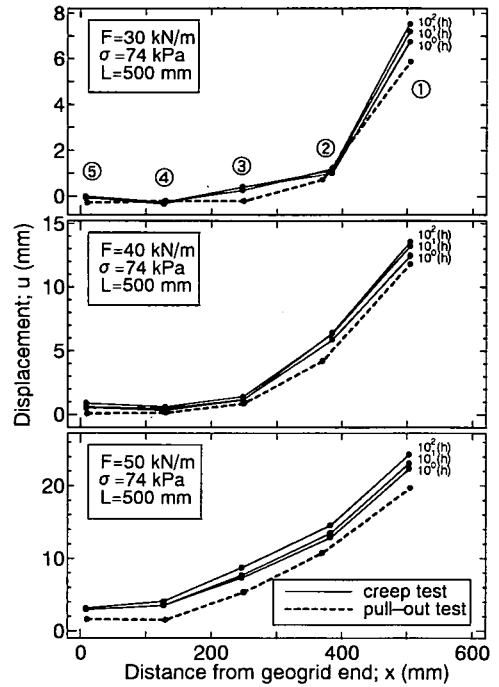


図-6 引抜き力とクリープ試験の比較

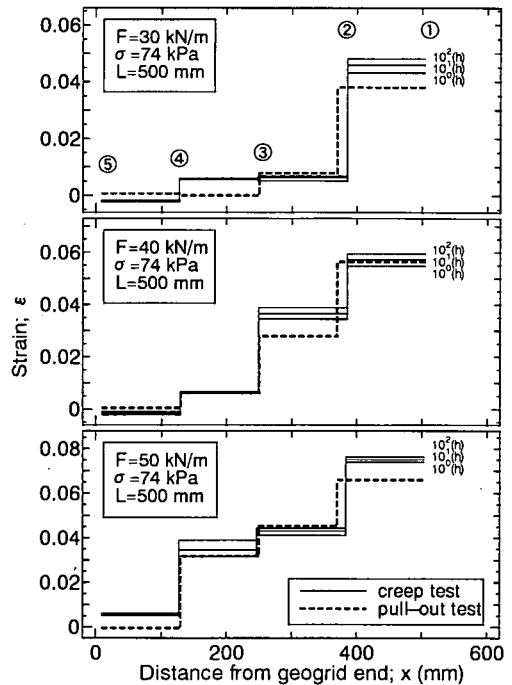


図-7 引抜き力とクリープ試験の比較

読み取れる。図-7は上述の試験結果から計算される各節点間の平均的なひずみの分布を示したものである。この図からも変位分布と同様にクリープ荷重が小さいとき ($F=30 \text{ kN/m}$) にはクリープによるひずみ増加は引抜き口付近に集中して生じており、クリープ荷重が大きくなるにつれてクリープによるひずみの発生範囲は土中深くにまで及んでいることが分かる。また、計測上のばらつきはあるものの、クリープひずみの発生範囲内では10倍の時間経過ごとにほぼ等間隔でひずみが増加している。すなわち、時間経過によるジオグリッドの土中ひずみの増加量は時間の対数ごとに概ね一定であることが分かる。

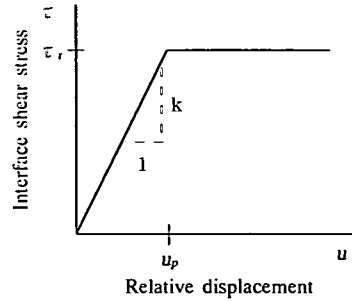


図-8 土とジオグリッドの摩擦特性

4. 土中クリープ変形挙動の推定方法

土中の微小部分で生じている土とジオグリッド間の摩擦抵抗～水平変位の関係を図-8の様に単純化すると、摩擦抵抗 τ は引抜きにともないジオグリッドの土中端方向に向かって増大し、図-9の様に分布する。ここでジオグリッドの土中端からの距離を x とすると、土とジオグリッドの相対変位: $u=u_p$ となる点を $x=x_p$ として、 x_p よりも①土中端側 ($0 \leq x \leq x_p$) と②引抜き口側 ($x \geq x_p$) に分けることにより、以下の微分方程式が得られる。ただしジオグリッド自身の張力～ひずみ関係は線形と仮定し、その傾きを S とする⁹⁾。

$$\frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{2k}{S} u \quad (2-1)$$

$$\frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{2\tau_r}{S} \quad (2-2)$$

ここで、②の区間 ($x \geq x_p$) すなわち $\tau = \tau_r$ (τ_r は図-8の残留状態での摩擦抵抗) である区間でのみジオグリッドのクリープを考慮し、①の区間 ($0 \leq x \leq x_p$) では張力が小さいことから図-6の結果を考慮してクリープの発生を無視する。また、ジオグリッドに生じるひずみ～時間の関係は、a) 図-10のT4の様にクリープ破壊強さよりも大きな張力が働いた場合には大きなひずみが生じ、その結果破断強度以下でも破断する、また b) T1の様にジオグリッドに働く張力が小さい場合にはクリープの発生を無視することが出来、その間の張力の範囲 (T2, T3) では、張力によらず $\varepsilon \sim \log t$ 関係は一定の傾き (α) を持つと仮定すると、土中のジオグリッドの相対変位 u 、摩擦抵抗 τ 、張力 T の分布を以下のように計算することが出来る。

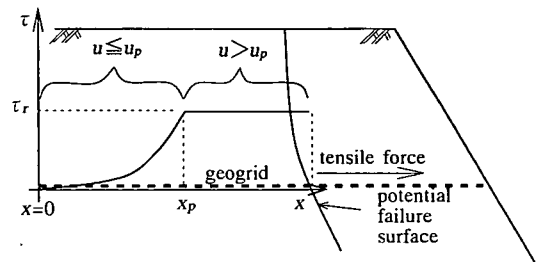


図-9 摩擦抵抗 τ の分布

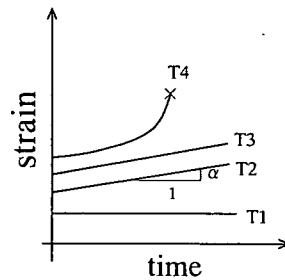


図-10 クリープ特性

① $0 \leq x \leq x_p$ のとき

$$u = \frac{u_p}{\cosh(ax_p)} \cosh(ax) \quad (3-1)$$

ここで

$$a = \sqrt{2k/S} \quad (3-2)$$

$$\tau = \frac{ku_p}{\cosh(ax_p)} \cosh(ax) \quad (3-3)$$

$$T = \frac{2ku_p}{a \cosh(ax_p)} \sinh(ax) \quad (3-4)$$

② $x \geq x_p$ のとき

$$\varepsilon = \frac{T}{S} + \alpha \cdot \log t = \frac{du}{dx} \quad (4-1)$$

を用いて

$$u = \frac{\tau_r}{S}(x-x_p)^2 + \left(\frac{T_p}{S} + \alpha \cdot \log t\right)(x-x_p) + u_p \quad (4-2)$$

$$T = T_p + 2\tau_r(x-x_p) \quad (4-3)$$

$$T_p = \frac{2ku_p}{a \cosh(ax_p)} \sinh(ax_p) \quad (4-4)$$

ただし,

$$\tau_r = c_r + \sigma \tan \phi_r \quad (4-5)$$

T_p ; $x=x_p$ でのジオグリッドに働く張力

以上の諸式において、 x にジオグリッドの引抜きにより時々刻々と変化する定着長 ($L-u_{x=0}$)すなわち、敷設長から土中端変位量を引いた値を代入することにより、引抜き口における張力 T を引抜き力 F として、また相対変位 u を引抜き量 d として計算することが出来る。なお計算に用いた各パラメータはジオグリッドの変形係数 $S=806$ kN/m、一面せん断試験から得られた残留状態の強度定数 $\phi_r=33.5^\circ$ 、 $c_r=3$ kPa¹⁰⁾、および本研究のクリープ試験におけるジオグリッドの空中部分での時間～ひずみ関係から求めたクリープ係数 $\alpha=0.0025$ (次章参照)である。

5. 結果と考察

(1) 土中クリープ試験結果と推定計算結果との比較

図-11は垂直応力 $\sigma=98$ kPaで実施したクリープ試験の空中部分から求めたジオグリッドのひずみ～時間関係である。クリープ载荷中に生じる砂のこぼれ出し等に伴うジオグリッドの急激な引抜けやジオグリッドの局所的な変形等によりその傾きは常に一定ではないが、どの曲線においてもひずみは時間とともに増加している。これらの曲線のクリープ载荷部分を直線で近似すると、本研究で用いた引抜きクリープ荷重の範囲 ($F=30\sim 50$ kN/m)においてはほぼ同等の傾きが得られた。本来クリープ現象を考慮する場合、最低でも $10^3\sim 10^4$ (hour)程度の試験が必要であり、さらに長時間かつ厳密に気中クリープ試験を行うことで、より信頼できるクリープ係数を得ることが可能である。しかし、本研究ではこれらの傾きの平均的な値としてクリープ係数 $\alpha=0.0025$ を用いている。

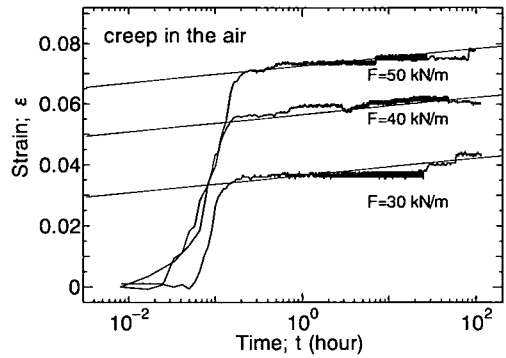


図-11 ひずみ～時間関係

図-12, 13は垂直応力 $\sigma=74$ kPaで実施したクリープ試験、および先述の推定法による計算結果から求まる土中のジオグリッドの各節点の変位およびひずみ分布を示したものである。図-12の計算結果に着目すると、引抜きクリープ荷重が小さな場合 ($F=30$ kN/m)には時間経過による変位の増加が引抜き口付近 ($x \approx 500$ mm)に集中して生じているが、クリープ荷重が大きな場合 ($F=50$ kN/m)には土中深くにまでその範囲が及んでいる。実験結果から得られた変位分布にも同様の結果が見られたが、両者を比較すると実験結果のほうが小さい値が得られた。この原因としてジオグリッドの節点部分の局所的な変形による計測誤差に加え、試験装置前壁によって生じるアーチ効果やダイレイタンシーによる拘束圧の増加等により、ジオグリッドの土中深くまで引抜き力が十分に達していなかったことなどが考えられる。

一方、図-13から時間経過によるひずみの増加量の計算値は実験の結果と近い値を示し、その発生範囲もほぼ等しいことが分かる。図中の計算結果では、ある点を境に急激にクリープひずみが増加しているが、4章で述べたように、 $0 \leq x \leq x_p$ の範囲ではジオグリッドに発生する張力が小さいため、クリープによるひずみは発生しないと仮定して計算を行っているためであり、実際にはその境界は滑らかに連続するものと考えられる。

図-14, 15は垂直応力 $\sigma=98$ kPaでクリープ試験および計算を行い、図-12, 13と同様に示したものである。垂直応力 $\sigma=98$ kPaの場合のひずみ分布 (図-15)においても、図-13と同様にクリープ試験結果と計算結果は比較的良好に近似している。一方、変位分布を示した図-14は図-12と同様の傾向を示し、計算結果よりもクリープ試験結果から求まる変位分布の方が小さい。その理由は図-12に関してすでに述べた通りであり、実験上の原因によるものと推定される。

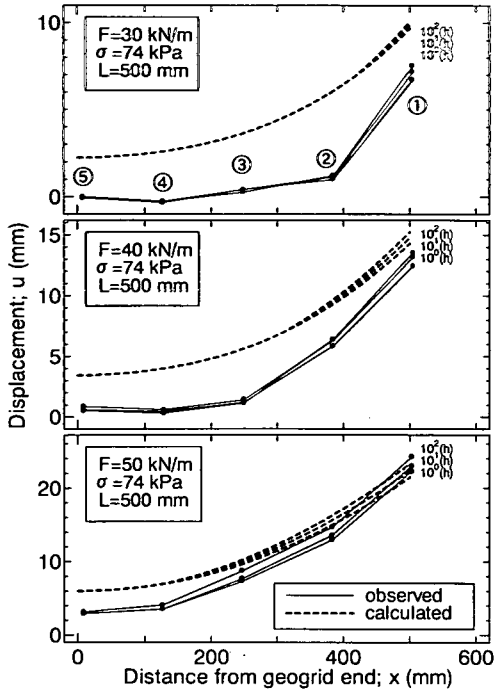


図-12 変位分布の比較 ($\sigma = 74$ kPa)

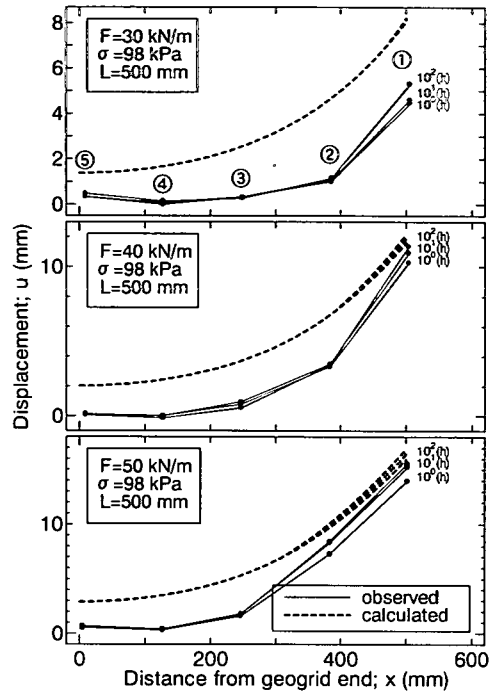


図-14 変位分布の比較 ($\sigma = 98$ kPa)

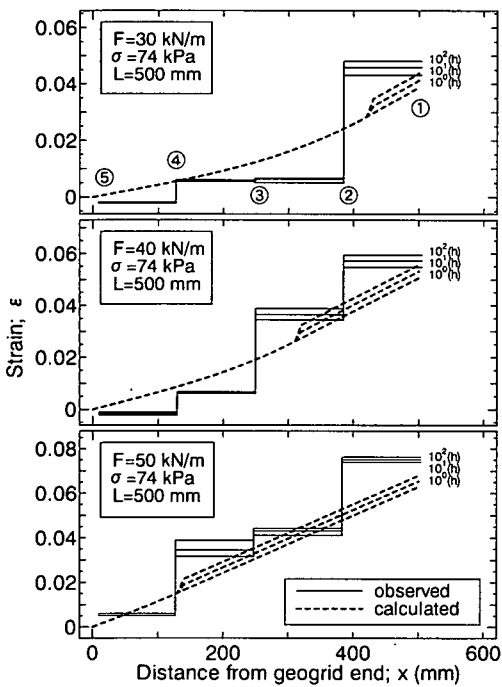


図-13 ひずみ分布の比較 ($\sigma = 74$ kPa)

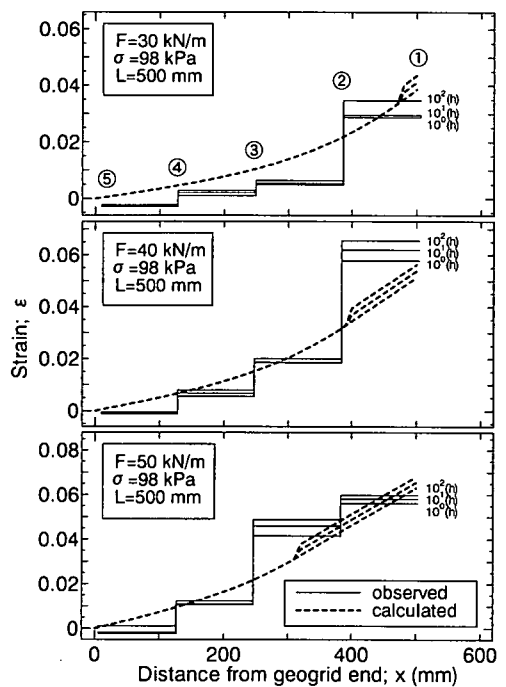


図-15 ひずみ分布の比較 ($\sigma = 98$ kPa)

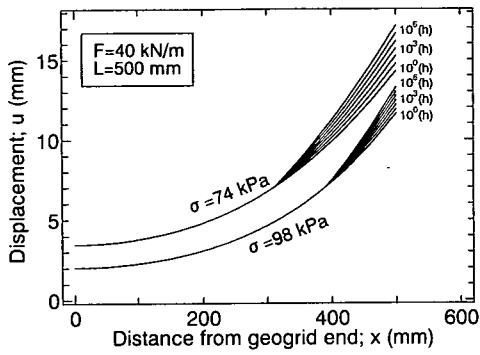


図-16 変位分布の比較(計算結果)

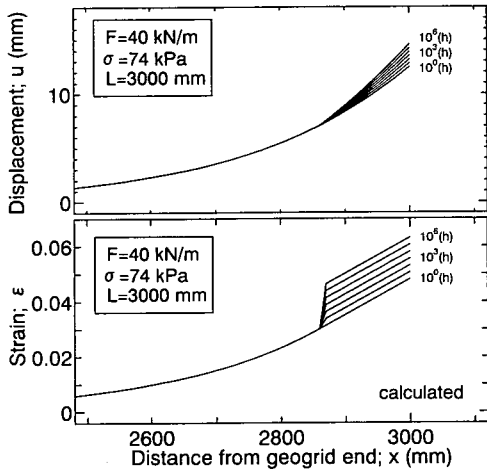


図-17 ひずみ, 変位分布の比較(計算結果)

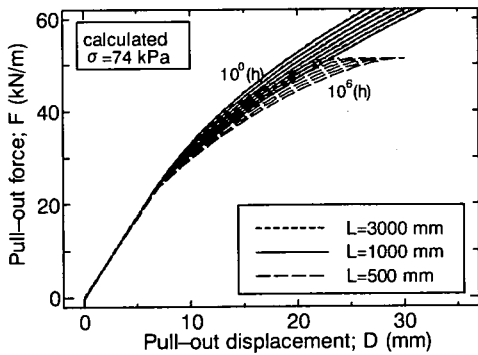


図-18 クリープ荷重～引抜き量関係(計算結果)

ところで、図-12 および図-14 における変位の計算値と実験値の差は、引抜き口から土中端までほぼ同程度の値を示している。したがって、相対変位を基に算出されるひずみ分布において両者が近似する(図-13、図-15) ことになり、結果として計算結果はジオグリッドの土中クリープ変形挙動をよく推定

しているといえる。

以上の結果より、本実験のような土中クリープ試験を行わなくても、土とジオグリッドのせん断試験および気中クリープ試験結果を用いて、ジオグリッドの土中クリープ変形挙動を推定することができる。

(2) ジオグリッドにかかる垂直応力の影響

垂直応力の違いによる土中クリープ変形挙動への影響を知るために、引抜きクリープ荷重 $F=40$ kN/m の場合について垂直応力 $\sigma=74, 98$ kPa として計算した結果の比較を図-16 に示す。経過時間については、実際の設計等で問題とされる時間スケールを考慮して 10^6 (h) (=114 年) まで計算を行い、その他のパラメータは図-12~15 と同じ値を用いた。両結果を比較するとクリープ荷重が等しいため、垂直応力が異なっても引抜き口部分でのジオグリッドのひずみは等しい(図-13, 15 中段参照)。しかし式(4-2)、(4-3)および(4-5)から分かるように、垂直応力の違いにより土とジオグリッド間に働く摩擦抵抗が異なる結果、変位分布は異なることになる。すなわち、ジオグリッドにかかる垂直応力が大きければ全体的にジオグリッドの変位は小さく抑えられ、クリープによる変位増加量およびその発生範囲も小さくなっており、補強盛土の変形を抑制する効果がある。

以上の結果は、土とジオグリッド間の摩擦が十分に発揮されるよう施工時に締固めを十分に行うことの重要性および、盛土上部に敷設されたジオグリッドについては変形に対する抵抗をさほど期待できないので、設計上の考慮が必要であることを示唆するものである。

(3) ジオグリッドの敷設長の影響

図-17 は実現場のスケールを想定し、敷設長を 3000 mm とした場合の計算結果から得られた土中のジオグリッドの変位およびひずみの分布を示したものである。引抜きクリープ荷重および垂直応力は本実験にあわせ $F=40$ kN/m, $\sigma=74$ kPa とした。図より敷設長が 500 mm の場合(図-16)と比較すると、クリープ変形の発生範囲が小さくなっているが引抜き端部での変位量はわずかに小さくなっただけである。ひずみ分布をみると、この場合も引抜きクリープ荷重が等しいためひずみの発生量は変わらない(図-13 中段参照)。また図-17 の変位およびひずみ分布より、 10^6 (h) 経過後の引抜き端部のジオグリッドのひずみが 6 % 程度でも、その部分の変位量が 15 mm まで達している。このことからクリープ変形後のジオグリッドのひずみが比較的小さくても、補強土構造

物に生じる変形は大きくなる可能性のあることが分かる。

図-18 はジオグリッドの敷設長を変化させたときの、経過時間毎の引抜きクリープ荷重～引抜き量(引抜き端部のジオグリッドの変位) 関係の計算結果を示したものである。各敷設長についての計算曲線は経過時間が $10^0 \sim 10^6$ (h) まで左から順に並んでいる。敷設長が 500 mm の場合に、引抜きクリープ荷重が 50kN/m を超えたあたりで曲線が切れているのは引抜きに至ったためである。先に述べたように、大きな引抜き力(クリープ荷重)がジオグリッドの引抜き端部にかかるほど、大きなクリープひずみが発生して引抜き量が増加していることがこの図からも分かる。また敷設長が 1000mm 以上では、敷設長を長くしてもジオグリッドの引抜き量は変わらない。すなわち、ジオグリッドの引抜きに対しての考慮は重要であるが、必要以上に長くジオグリッドを敷設してもクリープの影響による補強盛土の変形を軽減することはできない。

(4) 引抜き量に関する考察

図-19 は、ジオグリッドに働く引抜きクリープ荷重を変化させたときの引抜き量～経過時間関係の計算結果を示したものである。引抜きクリープ荷重が小さな場合に比べ、引抜きクリープ荷重が大きくなると引抜き量が大きく、時間の経過に伴う引抜き量の増加率も大きくなる。これは時間の経過によるひずみの増加量が等しくても、引抜きクリープ荷重が大きいほどクリープ現象の生じる範囲が大きくなるためである。なお引抜きクリープ荷重が 20kN/m のときは、引抜き端部において土とジオグリッド間の摩擦抵抗は限界値に達していないために、4章で①の区間に関して述べたように、クリープによるひずみ増加を考慮する区間が存在しないことになり、時間が経過しても引抜き量の増加は見られない。

現行の設計法⁵⁾では、クリープ現象についてはジオグリッドに発生する弾性的ひずみおよびクリープひずみの総和が土の破壊ひずみ以下となるような強度を持つジオグリッドを選択するように規定し、ジオグリッドの引抜きに対する検討は、極限釣り合い法によって行っている。上記の結果は、現行設計法で安定とされるような場合においてさえも補強盛土のすべり面部分で局所的な変位が生じ、その部分からさらに変形が進む可能性があることを示唆している。このことから、盛土全体の変形を含めた設計法を行うためには、土中クリープ変形挙動を考慮することが重要になる。

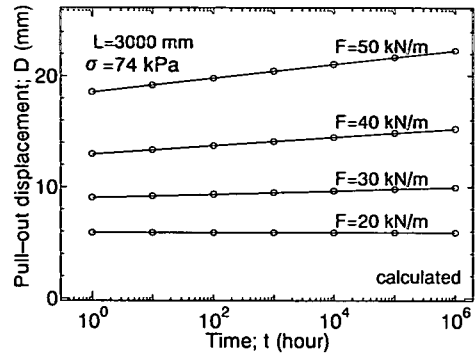


図-19 引抜き量～経過時間関係(計算結果)

5. まとめ

引抜き試験および土中クリープ試験結果の比較検討、ならびに筆者らの提案するジオグリッドの土中クリープ変形挙動の推定方法に基づく計算結果から、以下の結論が得られた。

- 1) 両試験結果とも引抜きクリープ載荷荷重に達するまではほぼ一致した引抜き力～引抜き量関係を示す。
- 2) クリープによるジオグリッドの変位およびひずみ増加は引抜き口付近に集中して生じ、その範囲は引抜きクリープ載荷荷重が大きくなるほど土中深くに広がる。
- 3) 筆者らの提案する方法により、土中のジオグリッドに生じるひずみ分布およびクリープ現象の発生する範囲を推定できる。すなわち、ジオグリッドの気中クリープ試験および土とジオグリッドの一面せん断試験を行えば、土中クリープ試験を行わなくてもジオグリッドの土中クリープ変形挙動を推定することができる。
- 4) 必要以上に長くジオグリッドを敷設してもクリープの影響による補強盛土の変形を軽減することはできない。むしろ、土とジオグリッド間の摩擦が十分に発揮されるよう施工時に締固めを十分に行うことが重要である。
- 5) ジオグリッドに生じるひずみが小さくても、補強土構造物に大きな変形が生じる可能性があることを確認した。このことから、盛土全体の変形を含めた設計法を行うためには、土中クリープ変形挙動を考慮することが重要になる。

謝辞：本研究を行うに当たり，苫小牧工業高等専門学校故池浦勲教授には暖かいご指導と多大なご支援を得た。また実験実施にあたり，西田浩太君（現信州大学学生），小田僚子君（現東京工業大学学生），山田佳央君（現北海道ハイウェイシステム(株)）に協力を得た。また，原健二氏(太陽工業(株))には貴重な助言をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Ingold, T.S.: A laboratory investigation of grid reinforcement in clay, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.6, No.3, pp.112-119, 1983.
- 2) Palmeira, E.M. and Milligan, G.W.E.: Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand. *Geotechnique*, Vol.39, No.3, pp.511-524, 1989.
- 3) Bergado, D.T., Shivashankar, R., Alfaro, M.C., Chai, J.C. and Balasubramaniam, A.S.: Interaction behavior of steel grid reinforcements in a clayey sand. *Geotechnique*, Vol.43, No.4, pp.589-603, 1993.
- 4) Hayashi, S., Alfaro, M.C. and Watanabe, K.: Dilatancy effects of granular soil on the pullout resistance of strip reinforcement, *Proceeding of the International Symposium on Earth Reinforcement*, Kyushu, Japan, Vol.1, pp.39-44, 1996.
- 5) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会: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(改訂版), 2000.
- 6) 斜面・盛土補強土工法技術総覧編集委員会:斜面・盛土補強土工法技術総覧, 1995.
- 7) Kutara, K., Aoyama, N., Yasunaga, H. and Kato, T.: Long-term pull-out tests of polymergrids in sand, *Proceeding of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Kyushu, Japan, pp.117-122, 1988.
- 8) Nakamura, T., Mitachi, T. and Ikeura, I.: Direct shear testing method as a means for estimating geogrid-sand interface shear-displacement behavior, *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 4, pp.1-8,1999.
- 9) Mitachi, T., Ymamoto, Y. and Muraki, S.: Estimation of in-soil deformation behavior of geogrid under pull-out loading, *Proceeding of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice*, Kyushu, Japan, Vol.1, pp.121-126, 1992.

(2002. 4. 26 受付)

IN-SOIL CREEP DEFORMATION BEHAVIOR OF GEOGRID AND ITS ESTIMATION METHOD

Tsutomu NAKAMURA and Toshiyuki MITACHI

From a series of in-soil creep test, it has been found that the deformation and strain increment of geogrid due to creep is concentrated in the vicinity of pull-out opening. Based on the comparison between calculated in-soil creep deformation behaviors by using the method proposed in this paper and those observed by in-soil creep test, it has been pointed out that it is important to construct a reinforced soil structure so that sufficient frictional resistance develops between soil and geogrid. The importance of the establishment of design method considering the overall deformation of the reinforced soil structure due to the in-soil creep deformation of geogrid has also been pointed out.