PL・PS補強土の耐震性模型実験

東京大学大学院 篠田昌弘・菊地達哉 運輸省航空局 杉村佳寿
東京大学工学部 内村太郎・龍岡文夫

プレローデッド・プレストレス補強土工法により供用時の剛性を高め、残留沈下を抑制できる。この構造物の耐震性を検証するために、小型模型を作成し、プレロード値、プレストレス値を変化させ、共振の影響も考慮して振動台実験を行った。また、PL/PS補強土橋脚の固有振動数を求める式を提案した。それらの結果、プレロードは盛土側端部の変形を弾性的にして盛土の加振時変形を減じる点で効果があり、プレストレスは固有振動数を高め、加振時の繰返しひずみ、すなわち残留ひずみを抑制する効果があることから、適切なプレストレス値を設定する必要性が明らかになった。本実験において、PL/PS補強土構造物は共振しなければ、残留沈下は小さく、また仮に共振してもプレストレスが抜けなければ、崩壊の危険性はないことが示された。

キーワード：プレロード、プレストレス、残留沈下、補強土構造物、耐震性、振動台実験

Shaking Table Tests to investigate the seismic stability of preloaded and prestressed reinforced soil

M.Shinoda, T.kikuchi, T.Ushimura and F.Tatsuoka ; Department of Civil Engineering, University of Tokyo
H.Sugimura : Ministry of Transport

Preloaded and prestressed reinforced soil structures can have very high stiffness exhibiting very small residual settlements during service. To study the seismic stability of the structure, we performed shaking table tests with various values of preloading and prestressing. The equation to give the resonance frequency of PL/PS reinforced soil bridge pier is proposed. It is shown that preloading has effects in making the axial displacement in the side zone of backfill during cyclic loading more elastic and thereby in decreasing the residual displacement, and the prestressing has effects in increasing the resonance frequency and when the structure does not resonate, thereby in restraining the residual settlement of backfill during shaking, showing the importance of introducing sufficiently large prestress. It is shown that when the structure does not resonate, the residual settlement of PL/PS reinforced soil structure could be negligible and even when the structure resonates, PL/PS reinforced soil structures would not collapse with sufficiently high prestress being maintained.

Keywords: Preload, Prestress, Residual settlement, Reinforced soil structure, Seismic stability, Shaking table test

PL・PS補強土の耐震性模型実験

東京大学大学院 篠田昌弘・菊地達哉 運輸省航空局 杉村佳寿
東京大学工学部 内村太郎・龍岡文夫

1. はじめに

ジオテキスタイルを用いた補強土工法は、本来弱くて柔らかい土を利用して、強く堅い構造物を構築するのが目的である。ジオテキスタイルは、面状の補強材であることから土との接触面積が大きく、その結果、土をよく締め固めておけば安定した構造物になりうる。また基礎地盤が軟弱な場合においても、多少の地盤沈下ならばそれに伴って変形できるという柔軟性があるので、杭基礎を簡略化でき、経済的である。さらにこの構造物は延性的であるため、大地震などでも致命的な破壊に至らず、柔軟に対応できるという利点がある。しかし、従来の補強盛土が持つ欠点は、①土がある程度変形しないと強度を発揮できないこと、②剛性が比較的低いこと、③クリープ変形が生じることなどである。これらの欠点を改善し、重要構造物として十分な機能を持たせるために、補強盛土にあらかじめプレロードとプレストレスを加えるプレローデッド・プレストレスト(PL/PS)補強土工法が発案された。

この PL/PS 補強土工法では、まず張力材(タイロッド)により盛土に鉛直方向にプレロードを加えて塑性ひずみを進行させ、供用時の残留沈下を抑制する(図 1a、図 1b)。次にプレロードの一部を除荷しプレストレス状態にすることによって盛土内の拘束圧を高い値に維持し、供用時でのせん断抵抗力和剛性を飛躍的に増加させることを狙っている(文献 2,3)。密な飽和砂礫は、非排水状態で等体積せん断変形すると、その高い体積膨張特性のために有効拘束圧が大きく上昇し、排水せん断時よりもはるかに大きなせん断強度を示すことが知られている。本研究で検討されている PL/PS 補強土工法においても、盛土がせん断変形しようとする、補強材により水平方向の伸び変形とタイロッドにより鉛直方向の伸び変形が拘束されるために等体積せん断を強制される。したがって強震時に非常に大きなせん断抵抗を示し高い靱性を示すことが期待できる。

現在までに、PL/PS 補強土工法は実施工によりその高い剛性が実証されている(文献 4,5)。また、室内模型実験においても交通荷重を模擬した軸方向繰返し荷重を加えた時の挙動は検討している(文献 6)。しかし、その耐震性についてはほとんど検討されていない。また、地震時に最も危険となる

図 1a PL/PS 補強土工法

図 1b 荷重方法

のは、地震波の卓越振動数と構造物の固有振動数が一致して共振し、構造物の変位の振幅が非常に大きくなることである。共振が起こることにより、構造物は大変形を起こし、崩壊に至る可能性が非常に大きくなる。耐震問題を扱っていく以上、共振を避けるように構造物を設計しなくてはならない。そこで、本研究では、既往の実験（文献 6）で採用したプレロード値、プレストレス値をふまえ、高い応力状態から低い応力状態までの様々な状態で加振し、適切なプレロードとプレストレスの関係を考慮する。本研究の実験結果は、PL/PS 補強土工法の設計法を確立するための基礎データを得ることを目的にしている。

2. PL/PS 補強土模型の説明

試験装置の概略は図 2、写真 1 に示す。PL/PS 補強土模型は、幅 350mm、高さ 600mm であり、補強材層の上下間隔は 50mm である。補強材には幅 3.5mm、厚さ 0.2mm 長さ 350mm のリン青銅板を格子状になるように半田付けした。供試体は、多重ふるい落下装置を用いて均質な豊浦標準砂（ $e=0.63$ 、 $Dr=90\%$ ）を落下させ作成した。水平方向加速度計は、供試体上部の上板に 1 個、供試体には下から 1 層目、6 層目、11 層目の土嚢にそれぞれ 1 個の合計 3 個、振動台に 1 個、総計 7 個取り付けた。加速度計は、接着剤及びガムテープを用いて、供試体にしっかりと固定した。加振中に変位計が振動台や測定枠と一体となって動く必要があったので、鉛直変位計は、供試体中心部から東側、西側それぞれ 100mm のところに、水平変位計は、供試体の下部から高さ、75mm、300mm、525mm ところに取り付けた。鉛直変位計には、レーザー変位計を用い、測定範囲 $\pm 2\text{mm}$ のものを使用した。供試体の砂部分の下に 9 個、土嚢部分の下に 6 個、合計 15 個のロードセルにより、鉛直方向と水平方向の 2 方向の底面土圧を測定した。タイロッド張力は、4 本のタイロッドの各上部に取り付けられた張力計を用いて測定した。この張力計は供試体上部の上板と剛結されており、振動による慣性力が実験データに入り込むのを極力省いている。PL/PS 補強土構造物の欠点は、盛土の圧縮沈下に伴ってタイロッドが緩みプレストレスが抜けることである。そこで、比較のためプレストレスが抜けない様に圧力制御のエアシリンダーを取り付け、常に一定のプレストレスが加える実験も行った。

図 2 試験装置の概略図

写真1 試験装置の写真

3. 実験方法

測定棒は、供試体と振動台との相対変位を測定するためのものである。振動台と一体となって動く必要がある。底板及び反力板は鉄製だが、それ以外は作業性と安全性から、比較的軽量のジェラルミン製とした。総重量は約 700 kg である。測定棒をハンマーで叩き、固有振動数を調べた結果、42～43 Hz であったので、30 Hz 程度の加振までは、振動台と一体となって振動すると考えられる。

今回行った全ての実験の加振パターンは表 2 に示す通り計 17 テストである。入力加速度は 300 gal、700 gal の 2 パターンとし、入力振動数は 10、20 Hz の 2 パターンとした。プレストレスは基本的に 100、150、200 kPa の 3 パターンとした。スイープ加振では、プレストレスを 50、100、150、200 kPa の 4 パターンとして、加振周波数を 0.2 Hz/sec で増加させることで固有振動数を調べた。

表 2 加振パターン

入力加速度 (gal)	入力波振動数 (Hz)	プレロード (kPa)	プレストレス (kPa)	エアーシリンダー
300	10	100	100	×
300	10	200	100	×
300	10	200	150	×
300	10	200	200	×
700	10	200	100	×
700	20	200	100	×
700	20	200	100	○
100	Sweep	50	50	×
100	Sweep	100	100	×
100	Sweep	150	150	×
100	Sweep	200	200	×

4. 実験結果

4. 1 プレロードの効果

まず地震荷重が作用した場合のプレロードの効果を確認するために、入力加速度 300gal、振動数 10Hz でプレストレスとプレロードが共に 100kPa の場合 (PL100PS100) とプレストレスがプレロードの半分の場合 (PL200PS100) の加振実験を行った。プレストレスが 100kPa のとき、固有振動数は 20Hz であることがわかっており (文献 7)、今回の 10Hz での加振では共振の影響を考える必要はない。沈下量の時系列で比較してみると、プレストレスがプレロードの半分の場合 (PL200PS100)、曲げ変形による側端部での軸ひずみをより抑えることができ、沈下量は相対的に小さい (図 3)。しかし、プレロードとプレストレスが等しい場合 (PL100PS100)、プレロードによる事前の圧縮が不十分であるために土の塑性変形が起こり、供試体側端部での繰返し軸圧縮作用により残留ひずみが進行するためと思われる。よってプレロードは PL/PS 補強盛土の耐震性を向上させる効果がある。

図3 プレロードの効果

4. 2 プレストレスの効果

プレストレスと固有振動数の関係を明確にするために、プレロードとプレストレスが等しい状態で入力加速度 300gal、入力振動数 2Hz~30Hz まで 0.2Hz/sec の割合で増加させながらスイープ加振を行った。供試体は、PL50PS50、PL100PS100、PL150PS150、PL200PS200 の計 4 つで比較した。その結果、図 4 に示す結果が得られた。ここでのプレストレス

図4 プレストレスの効果

は加振によるプレストレスの抜けも考慮し、共振時でのプレストレス値とした。構造物の固有振動数は主に形状と剛性に大きく依存する。この4つの供試体は同一であるとみなせるので、この固有振動数に大きく関わっているのは補強盛土の剛性であると考えられる。既往の研究によれば、繰返し载荷時の鉛直方向のヤング率 E_{eq} 、せん断剛性率 G_{eq} と有効鉛直応力 σ_v 、水平応力 σ_h の間には、次式が成立することがわかっている。

$$E_{eq} = E_0 \cdot \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_0} \right)^m, \quad G_{eq} = G_0 \left(\frac{\sigma_v + \sigma_h}{2\sigma_0} \right)^m$$

ここで、 E_0 、 G_0 は、 $\sigma_v = \sigma_0$ のときの E_{eq} 、 G_{eq} である。上式に示すように、軸圧縮応力が高いほど、土の剛性が大きくなる。この関係を PL/PS 補強盛土に適用すると、圧縮応力を担っているのはプレストレスであり、プレストレスの値に応じてヤング率とせん断剛性率が変化するということになる。以上のことにより、補強盛土の固有振動数に大きく関わっているのは、プレストレスの値であると考えられる。

PL/PS 軸方向繰返し室内模型実験などの既往の研究(文献 6)により鉛直鉛直荷重が加わった時、プレストレスが高すぎると、破壊応力状態に接近するため残留ひずみが大きくなり、プレストレスが小さすぎると、剛性の低下により残留ひずみが大きくなるので、適切なプレストレス载荷が必要になることがわかっている。図 5 は一定のプレロード荷重(200kPa)でプレストレスを3パターン変化させた振動台実験(入力：300gal、

図5 プレストレスの効果

10Hz) による平均軸ひずみの時系列である。実験結果から、プレストレス荷重が高いと残留沈下が増加してしまうことがわかる。よって、構造物の耐震性を向上させるためには、高いプレストレス荷重に設定し共振周波数を高めればよいが、プレストレス荷重を高くしすぎると、残留沈下が増加してしまうので、高すぎず、低すぎない適切なプレストレス荷重に設定したほうがよい。

4. 3 エアーシリンダーを使用したプレストレスの抜け防止対策の効果

PL/PS 補強土構造物の耐震性を向上させるためには、振動中でもプレストレスの値が維持できるような工夫、できれば盛土の高さが増加しない工夫が必要である。そこで、振動中でもエアーシリンダーをタイロッドに取り付けて加振した。加振中はエアーシリンダーからの空気の入りがないようにしているので、加振中はダンパーつきのバネとなっており、盛土の高さの増加を抑える機能があり、長期的にはダンパーのないバネとして機能する。ここではプレストレス荷重

をプレロード荷重の半分に設定し、プレロード 200kPa、プレストレス 100kPa とした。入力加速度はレベルⅡ地震に相当する 700gal で、共振振動数からはずれた 10Hz と共振振動数である 20Hz で加振した。各試験ごとの供試体上板における応答加速度を図 6 に示す。入力振動数が 10Hz の場合、応答倍率がほぼ 1 で、一体となって振動している。しかし共振振動数付近 (20Hz) では、非常に大きな応答をしている。エアシリンダーを設置してない場合、共振すると沈下量の

図 6 エアシリンダー設置の効果

増加に伴ってプレストレスが減少し固有振動数が低下し共振状態からはずれるので、5 秒後のピーク以降は応答が小さくなる。しかしエアシリンダーを設置し、プレストレスを加振中ほぼ一定にすると供試体の固有振動数は変化せず、共振し続けることになる。共振が続くことにより沈下量は大きくなる (図 7)。しかし、実際の地震波はランダム波であり、様々な振動成分を含んでいるから、実際にはこのことによって耐震性が下がることにはならない。むしろ、プレストレスが抜けると、供試体の剛性が低下し、共振振動数が変化することで何度も共振現象が生じる可能性があるので、本実験のようにプレストレスを一定に保ち、共振時間を非常に短くするほうがよい。実施工においても、プレストレスの値を維持できる機能を持たせることができれば、高い耐震性を有する構造物になりうる。

図 7 エアシリンダー設置の効果

図 8 エアシリンダー設置の効果

5. PL/PS 構造の振動のモデル化

PL/PS 補強土構造物の耐震性を考える上で最も重要なことは、共振させないということである。ここでは PL/PS 補強土構造物の固有振動数を計算で求めるため連続体とみなしてモデル化を行う。

具体的には質量 m の上載物を持つ質量 M の橋脚として梁の曲げ問題と考えて固有振動数を算出する (図 9)。曲げ剛性 EI 、高さ H の梁に荷重 P が水平方向に加わったときのたわみ曲線 $v(x)$ は、

$$v(x) = \frac{P}{6EI}x^3 - \frac{PH^2}{2EI}x + \frac{PH^3}{3EI} = \frac{PH^3}{3EI} \left(\frac{x^3}{2H^3} - \frac{3x}{2H} + 1 \right) \dots (1)$$

また、たわみ角と曲げモーメントは、以下ようになる。

$$\theta(x) = \frac{dv(x)}{dx} = \frac{PH^2}{2EI} \left(\frac{x^2}{H^2} - 1 \right) \dots (2)$$

$$M(x) = -EI \frac{d^2v(x)}{dx^2} = -Px \dots (3)$$

このときの水平変位及び回転角の最大値をそれぞれ $u_{\max}$ 、 $\theta_{\max}$ とすると

$$u_{\max} = \frac{PH^3}{3EI} \dots (4)$$

$$\theta_{\max} = \frac{PH^2}{2EI} \dots (5)$$

であるので、共振時の上載物の水平変位と回転角を $u_1(t)$ 、 $\theta_1(t)$ とすると

$$u_1(t) = u_{\max} \cos(\omega t - \varphi) = \frac{PH^3}{3EI} \cos(\omega t - \varphi) \dots (6)$$

$$\theta_1(t) = \theta_{\max} \cos(\omega t - \varphi) = \frac{PH^2}{2EI} \cos(\omega t - \varphi) \dots (7)$$

とおくことにする。このとき、橋脚の水平変位及び回転角を $u_2(x, t)$ 、 $\theta_2(x, t)$ とすると

$$u_2(x, t) = u_1(t) \left(\frac{x^3}{2H^3} - \frac{3x}{2H} + 1 \right) = \frac{PH^3}{3EI} \cos(\omega t - \varphi) \left(\frac{x^3}{2H^3} - \frac{3x}{2H} + 1 \right) \dots (8)$$

$$\theta_2(x, t) = \frac{PH^2}{2EI} \left(\frac{x^2}{H^2} - 1 \right) \cos(\omega t - \varphi) \dots (9)$$

として表される。

ここで、系全体の運動エネルギーを $K(t)$ と置くと

$$K(t) = \frac{1}{2} \cdot m \cdot \dot{u}_1^2 + \int_0^H \frac{1}{2} \cdot M_\rho \cdot \dot{u}_2^2 dx + \frac{1}{2} \cdot I_1 \cdot \dot{\theta}_1^2 + \frac{1}{2} \cdot I_2 \cdot \dot{\theta}_2^2 dx \dots (10)$$

となる。ここでは減衰によって失われるエネルギーは無視している。ただし、

m : 上載物の質量 (kg)

M_ρ : 単位長さ当たりの質量 (kg/cm)

図 9 モデル化

I_1 : 上載物の慣性モーメント

I_2 : 橋脚の慣性モーメント

B_1 : 上載物の幅、奥行き (cm)

B_2 : 橋脚の幅、奥行き (cm)

である。また、単位長さ当たりの質量 M_ρ は、以下の式で求められる。

$$M = M_\rho H \cdots (11)$$

上載物と橋脚の慣性モーメントは、それぞれ

$$I_1 = \frac{mB_1^2}{12} + mH^2$$
$$I_2 = \frac{M}{12}(B_1^2 + H^2) + \frac{MH^2}{4} = \frac{M}{12}(4H^2 + B_1^2)$$

となる。式 (10) を整理すると、

$$K(t) = \frac{\omega^2 P^2 H^6}{E^2 I^2} \left\{ \frac{m}{18} + \frac{11M}{840} + \frac{m}{8} \left(\frac{B_1^2}{12H^2} + 1 \right) + \frac{M}{180} \left(\frac{B_2^2}{H^2} + 4 \right) \right\} \sin^2(\omega t - \varphi)$$

... (12)

ここで、運動エネルギー K の最大値を $K_{\max}$ とすると

$$K_{\max} = \frac{72\omega^2 P^2 H^6}{E^2 B_2^8} \left\{ \frac{m}{9} + \frac{11M}{420} + \frac{m}{4} \left(\frac{B_1^2}{12H^2} + 1 \right) + \frac{M}{90} \left(\frac{B_2^2}{H^2} + 4 \right) \right\} \cdots (13)$$

となり、断面二次モーメントは以下の式で求められる。

$$I = \frac{B_2^4}{12}$$

となる。

一方、橋脚のひずみエネルギー $V(t)$ は

$$V(t) = \frac{1}{2} \int_0^H EI \left(\frac{d^2 u_2}{dx^2} \right)^2 dx = \int_0^H \frac{(-Px \cos(\omega t - \varphi))^2}{2EI} dx = \frac{P^2 H^3}{6EI} \cos^2(\omega t - \varphi)$$
$$= \frac{2P^2 H^3}{EB_2^4} \cos^2(\omega t - \varphi) \cdots (14)$$

となり、ここでのひずみエネルギーは、せん断力の影響を無視していることに注意すべきである。また、4本のタイロッドに蓄えられるエネルギー $T(t)$ は、

$$T(t) = 4 \cdot \frac{1}{2} k \{ \delta H(t) \}^2 \cdots (15)$$

である。 $\delta H(t)$ は、タイロッドの長さの変化量であり、以下の式で求められる。

$$\delta H(t) = L\theta_1(t) = \frac{PH^2L}{2EI} \cos(\omega t - \varphi) \cdots (16)$$

よって、タイロッドに蓄えられるエネルギー $T(t)$ は、

$$T(t) = 4 \cdot \frac{1}{2} k \left\{ \frac{PH^2L}{2EI} \cos(\omega t - \varphi) \right\}^2 = \frac{72kP^2H^4L^2}{E^2B_2^8} \cos^2(\omega t - \varphi) \cdots (17)$$

となる。ここで系全体のひずみエネルギーを $U(t)$ とおくと、

$$\begin{aligned} U(t) &= V(t) + T(t) \\ &= \left(\frac{2P^2H^3}{EB_2^4} + \frac{72kP^2H^4L^2}{E^2B_2^8} \right) \cos^2(\omega t - \varphi) \cdots (18) \end{aligned}$$

として、 $U(t)$ の最大値を $U_{\max}$ とすると

$$U_{\max} = \frac{2P^2H^3}{EB_2^4} + \frac{72kP^2H^4L^2}{E^2B_2^8} \cdots (19)$$

となるので、 $K_{\max} = U_{\max}$ より

$$\begin{aligned} &\frac{72\omega^2P^2H^6}{E^2B_2^8} \left\{ \frac{m}{9} + \frac{11M}{420} + \frac{m}{4} \left(\frac{B_1^2}{12H^2} + 1 \right) + \frac{M}{90} \left(\frac{B_2^2}{H^2} + 4 \right) \right\} \\ &= \frac{2P^2H^3}{EB_2^4} + \frac{72kP^2H^4L^2}{E^2B_2^8} \end{aligned} \cdots (20)$$

ω を求め、固有振動数を求めると、

$$f_n = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{2EB_2^4 + 72kHL^2}{2H \left\{ m \left(\frac{3B_1^2 + 52H^2}{4} \right) + M \left(\frac{14B_2^2 + 89H^2}{35} \right) \right\}}} \cdots (21)$$

となる。PL/PS 補強土模型の室内繰返し載荷実験結果から求められたヤング率とプレストレスの関係は、

$$E = 26835(\sigma_0)^{0.35} (kPa)$$

である。今回の実験結果をあてはめると、図10のようになり、計算結果は実験結果をほぼ正確に表現していると思われる。

図10 計算結果

6. まとめ

PL/PS 補強土工法による橋脚模型の振動台実験を行った。その結果、プレストレス荷重により固有振動数が大きく変化し、プレストレス荷重が高いほど固有振動数が高くなることがわかった。今回行った比較的高い応力状態では、共振しなければ曲げ変形が小さいため、側端部が繰返し軸圧縮状態となっても応力・ひずみ関係は弾性的であり、残留沈下は進まず、したがってプレストレスの抜けはほとんどない。逆に、共振すれば激しい曲げ変形が生じ、側端部の繰返し軸圧縮応力の振幅が大きくなり、盛土の応力・ひずみ状態が弾性域を越えるため、残留沈下が進み、プレストレスが抜ける。さらに、プレロード荷重からある程度除荷して、プレストレス状態にすれば、繰返し軸圧縮載荷が弾性域で行われるため、残留沈下を抑えるのに有効である。

以上のことより、PL/PS 補強土構造物の施工では以下のことに注意する必要がある。

1. 施工時に十分な締固めにより密度を高める。
2. プレロード時に十分な初期沈下を生じさせておく。
3. 固有振動数を高め共振しないように適切なプレストレスを設定する。
4. プレロードの半分の値まで除荷し、それをプレストレス荷重とする。
5. 共振してもプレストレスが抜けない構造にする。

参考文献：

- 1) 内村太郎・龍岡文夫・館山勝・古関潤一・前田崇・鶴英樹(1996): プレローデッド・プレストレス補強盛土のメカニズム・原理実験・実大模型実験・実施工, 第11回ジオセンセティックスシンポジウム発表論文集, 国際ジオセンセティックス学会日本支部, 72-81 頁
- 2) Tatsuoka, F., Uchimura, T. and Tateyama, M.(1996a) "Preloaded and prestressed reinforced soil", Soils and Foundations, JGS, Vol.37, No.3, pp.79-94
- 3) Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T. and Koseki, J.(1996b) "Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls as Important Permanent Structures, The 1996-1997 Mercer Lecture", Geosynthetic International, IGS, Vol.4, No. 2, pp.81-136
- 4) 内村太郎・中村宏之・丸山大介・館山勝・古賀徹志(1997): プレローデッド・プレストレス補強土橋脚の実施工, 第32回地盤工学研究発表会発表講演集, pp2477-2478
- 5) 内村太郎・龍岡文夫・古関潤一・館山勝・古賀徹志(1998): プレローデッド・プレストレス補強土の現場計測結果と設計法・施工法の提案, ジオシンセティックス論文集, pp75-84
- 6) M.Shinoda, T.Uchimura, N.Maruyama, F.Tatsuoka(1999) "Effects of preloading and prestressing on the vertical stiffness of GRS", Proceedings of the 11th ARC on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol.1, pp.419-422
- 7) 杉村佳寿・篠田昌弘・菊地達哉・龍岡文夫・内村太郎 (1998): プレローデッド・プレストレス (PL・PS) 補強盛土の水平方向変形特性に関する研究, 第13回ジオセンセティックスシンポジウム発表論文集, 国際ジオセンセティックス学会日本支部, pp270-277