補強土壁の変形とジオテキスタイルの ひずみ分布の予測

加賀宗彦¹・雨宮盛児²・高野暁子³

補強土壁の変形に関する研究を行っている。これまで、我々の提案している力学モデルが補強土壁の変形を予測可能かどうかを検討してきた。その結果、予測値と補強土壁をモデル化した室内実験で得た実際の変形量は、ほぼ一致することがわかった。これより、提案している力学モデルは補強土壁の変形の予測に使用できる可能性がある。次のステップとして、データの積み重ねを行っている。今回は粒径の異なった砂を使用して実際の変形と予測値の比較をした。また、この力学モデルで補強土壁面に連結されたジオテキスタイルのひずみ分布の予測も試みた。この結果、ジオテキスタイルのひずみ分布は上載圧力に大きく影響されることがわかった。この結果は、変形を考慮した補強土壁の設計法に役立つと考えられる。

キーワード：補強土、変形、ひずみ、ジオテキスタイル

1. はじめに

土中に埋設されたジオテキスタイルに引抜き力が作用した時、その変形の分布は一定でない。現在の補強土壁の設計法ではこの変形分布は考慮されていない。したがって、補強土壁面の変形量の予測が必要な場合はFEMなど他の方法で求められている。我々は、提案している力学モデルで補強土壁面の水平方向の変形量を予測することを試みている。この結果、細砂を使用した補強土壁の室内実験で得た実際の変形量と力学モデルから求めた予測値はほぼ一致した¹⁾。さらにデータを積み重ねるため、今回は粗砂を用いて補強土壁の室内実験で実際の変形量を求め予測値との比較を行った。その結果、砂の種類が変わっても、力学モデルに適切な係数を用いることで変形の予測に使用できることが確認できた。ただ、この係数の求め方は模索の段階である。また今回は、補強土壁に連結されたジオテキスタイルのひずみ分布も予測してみた。この結果、上載圧力の大きさで大きくひずみ形分布が異なることがわかった。

この特性は変形を考慮した補強土壁の設計法で考慮しなければならない基礎知識として役立つと考えられる。

2. 実験方法

提案している力学モデルは、補強土壁の水平方向の変形の予測に利用する可能性を得た。次のステップとして土の種類を変えるなど条件を変えたデータの蓄積をして、その

表-1 砂の物性

砂の密度 ρ_s (g/cm^3)	$e_{\max}$	$e_{\min}$
2.758	0.862	0.602

図-1 粒径加積曲線

図-2 砂の内部摩擦角と間隙比の関係

¹ 東洋大学工学部(〒350-8585 川崎市鯉井2100)

² 東京インキ(株)

(北区東田端1-7-3)

³ 三井化学産資(株) (文京区湯島40-1 原ビル3階)

適用性を検討する必要があると考えた。そこで、今回は粗砂を使用して補強土壁の水平方向の変形を求めて検討した。使用した粗砂の物性、粒径加積曲線、内部摩擦角を表-1および図-1～2に示す。

土槽を利用して作製した補強土壁をモデル化した実験装置を図-3(a), (b)に示す。この装置は砂試料に標準砂を使用した前報の文献1)と同じであるので簡単に説明する。土槽の大きさは幅56cm、高さ50cm、長さ100cmである。補強土壁はジオテキスタイルを取付けた壁面パネルを積み重ねて作製した。この壁面パネルは木製で、図-4に示すように幅、高さおよび厚さは55cm×10cm×1.5cmである。また取付けたジオテキスタイルはモデル実験でもひずみが得られるようにヤング率の小さい不織布を用いた。このジオテキスタイルを壁面パネルの中央に木ネジで取付けた。ジオテキスタイルのサイズは厚さ0.1cmで、幅×長さが10cm×55cm、5cm×55cm、5cm×30cm、に裁断した計3種類のものを使用した。一枚の壁面パネルに取付けたジオテキスタイルの枚数は、同じサイズのジオテキスタイルを2枚および3枚を取付けた2通りとした。図-4は3枚取付けた場合の例である。補強土壁の構築は、図-3(a), (b)に示すように土槽の両側面に切りバリで支持された押さえ板を設置しその内側に最下段の第一段目から最上段の5段目まで図-4に示す壁面パネルを積み重ねた後に、砂を徐々に敷き入れた。砂の高さが取付けたジオテキスタイルの位置になったらジオテキスタイルを敷設し、さらに砂をパネルの高さまで敷き入れた。5段目まで同様な方法で行った。各パネル間の結合は行っていない。5段目までの高さ(H)は50cmである。その後、壁面の変形を測定するための格段のパネルの中心にダイヤルゲージを取付けた。測定準備が完了した時点で、一気に切りバリを取払い、押さえ板の支持を解除した。これによって壁面パネルは外側に変形し自立した。各壁面パネルの変形量は取付けたダイヤルゲージで測定した。なお、土槽内の砂の密度は埋設したシャーレで求めた。用いた不織布のヤング率(E)は引張り応力-ひずみ曲線の直線部分の勾配とした。その値は、 $E=5500\text{kN/m}^2$ となった。また、力学モデルの係数に必要な値を求めるためジオテキスタイルの引抜き試験を行った。

引抜き方法はジオテキスタイルにグリップを取り付け砂中に埋設して引抜く方法で行った。ジオテキスタイルを引抜くための力は、引抜き力からグリップ単独の引抜き力を差し引いて求めた。

3. 補強土壁面の変形量の求め方

これまでの研究結果、土中に埋設されたジオテキスタイルに引抜き力が作用した状態を力学モデルで図-5のように示すことができた。この微分方程式は次のようになる。

$$-dP \cdot t = 2k \mu P dx \quad (1)$$

図-3 補強土壁室内実験装置

図-4 ジオテキスタイルを取付けた壁面パネル

図-5 土中のジオテキスタイルに作用する力

境界条件を次のようにとり

$$X=0 \text{ のとき } P=P_0$$

式(1)を積分して次の式を得る。

$$P=P_0 \cdot e^{-2k\mu x/t} \quad (2)$$

また、フックの法則から式(2)をジオテキスタイルのヤング率(E)で除すると

$$\varepsilon = P_0 \cdot e^{-2k\mu x/t} / AE \quad (3)$$

A:ジオテキスタイルの断面積(cm^2)

となりジオテキスタイルのひずみを求めることができる。

この考えを補強土壁に連結されたジオテキスタイルの変形の予測に適用した。

補強土壁面に連結されたジオテキスタイルに生ずる引張り力分布はすべり面付近が最大となりこの点から離れるにしたがい小さくなる。この分布状態はこれまで多くの研究者によって報告され文献 2～3) にまとめられている。

しかし、引張り力分布やひずみ分布の大きさや分布形状はまだ明確でない。

そこで、すべり面から右側の部分のひずみ分布に式(3)を適用した。そのひずみ分布を図6に示す。

図6に示すすべり面より右側のジオテキスタイルの変形量はこの式(3)を積分することで求められる。その変形量 ($\angle L_e$) は次のように表される。

$$\angle L_e = \frac{P_0 t}{2 E A k \mu} (1 - e^{-2k\mu L_e/t}) \quad (4)$$

L_e : ジオテキスタイルの定着長

次に、すべり面からの左側の部分のすべり面と補強土壁面間のひずみは、補強土壁の剛性の特性で大きく異なる⁴⁾。

したがってこの部分に力学モデルを適用するのは困難と考えた。そこで、これまで多くの研究者が提案している台形分布を適用した²⁻³⁾。この方法はすべり面とジオテキスタイルの交点で最大引抜き力(P_0)が作用する。また補強土壁面点での引張り強度は、最小となり $0.75P_0$ とするものである。したがって最大ひずみ(ϵ)は P_0/AE となる。また、最小ひずみ(ϵ)は $0.75P_0/AE$ なる。最大と最小間のひずみは P_0/AE と $0.75P_0/AE$ を直線で結んだ分布となる。

この分布は図6のすべり面の左側に示す台形で表される。この台形部分の変形量を求めてみる。この部分の変形量 ($\angle L_s$) は台形の面積となるので次の式を得る。

$$\angle L_s = \frac{(0.75P_0 + P_0)L_s}{2AE} \quad (5)$$

A : ジオテキスタイルの断面積 (cm^2)

L_s : 壁面連結部からすべり線までのジオテキスタイルの長さ

ジオテキスタイル全体の変形量 ($\angle L$) は式(4)と式(5)を加えて次のようになる。

$$\angle L = \angle L_s + \angle L_e \quad (6)$$

今回は補強土壁裏込め土に粗砂を使用した場合の変形量を式(6)で求めてみる。

図-6 補強土壁面に連結されたジオテキスタイルの変形

P_0 : 引抜き力 P : 任意点の引張り強度

x : ジオテキスタイル P_0 作用点からの距離

μ : 摩擦係数 k : 係数

E : ジオテキスタイルのヤング率

t, L, L_e : ジオテキスタイルの厚さ, 長さ, 定着長

4. 補強土壁面の変形量の予測

補強土壁面の水平方向の変形量の予測に式(6)が適用できるかどうかを検討するため、データの積み重ねを行っている。今回は裏込めに粗砂を用いた場合の補強土壁面の水平方向の変形量について検討した。

(1) ジオテキスタイルに作用する引抜き力

補強土壁に連結されたジオテキスタイルに作用する引き抜き力はランキン土圧で求めた。ランキン土圧は剛性の高い壁面の最下点が固定ヒンジなり壁面がわずかに回転する場合に条件が満たされる。主動土圧状態の場合は、すべり面の角度 $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ で表され、すべり面は直線となる。

補強土壁の場合、壁面全体は柔軟であるのでランキン状態にはならないことが予測できる。したがって、引抜き力の算定にランキン土圧の適用は合理的でないと考えられる。しかしながら、本実験装置で薄い着色砂層による方法で実際のすべり面を観察してみた。この観察から、すべり面は直線で代用できる結果を得た。

この理由として、ランキン土圧の場合、擁壁最下点は固定ヒンジとなり壁面の中央が外側に変形すれば、土圧は三角分布にはならない。しかし、今回の補強土壁の実験は、最下段の壁面パネルは固定されず水平に移動している。この移動の影響で土圧の集中が弱められて土圧もほぼ三角分布となり、この結果としてすべり面が直線に近くなったと考えている。また、今回の補強土壁モデルを円弧すべり法ですべり面を検討してみた。その結果、円弧の半径 R は $76m$ と非常に大きな値となった。

表-2 諸係数

ジオテキスタイルまでの深さ

5段目	5 cm
4段目	15 cm
3段目	25 cm
2段目	35 cm
1段目	45 cm

$k\mu$

5段目	0.0021
4段目	0.0062
3段目	0.0103
2段目	0.0145
1段目	0.0187

ジオテキスタイル

長さ	$L=$	55 cm
幅	$B_G=$	10 cm
厚さ	$t=$	0.1 cm
ヤング率	$E=$	5500 kN/m ²

標準砂

単位体積重量	$\gamma_t=$	15.23 kN/m ³
摩擦角	$\phi=$	43.5

補強土壁

全高さ	$H=$	50 cm
パネル1枚の高さ	$\Delta H=$	10 cm
パネルの幅	$B=$	55 cm

図-7 作用土圧とすべり面

表-3 計算例 (10×55cm 3枚) *⑥はジオテキスタイル1枚当たりの引張り力

No.	① 土圧(10cm) (N/cm)	② ΔH (cm)	③ ΔB (cm)	④ P_{ai} (N/cm ²)	⑤ 引張り力 (N/cm)	⑥ 全引張り力(N)	⑦ 不織布の長さ L (mm)	⑧ すべり面までの長さ L_s (mm)	⑨ 定荷重 L_e (mm)	⑩ 全引張り力/EA	⑪ ΔL_s (cm)	⑫ ΔL_e (cm)	⑬ ΔL (cm)	⑭ B_G (cm)	⑮ 抵抗力(N)	⑯ 安全率
5	0.0762	10	18.33	0.0281	0.141	2.576	55	19.413	35.587	0.0047	0.0796	0.0865	0.166	10	51.433	20.0
4	0.2285	10	18.33	0.0562	0.422	7.729	55	15.099	39.901	0.0141	0.1857	0.1125	0.298	10	173	22.4
3	0.3808	10	18.33	0.0843	0.703	12.882	55	10.785	44.215	0.0234	0.221	0.1137	0.335	10	319.51	24.8
2	0.5331	10	18.33	0.1124	0.984	18.035	55	6.471	48.529	0.0328	0.1857	0.1131	0.299	10	490.96	27.2
1	0.6854	10	18.33	0.1406	1.265	23.188	55	2.157	52.843	0.0422	0.0796	0.1127	0.192	10	687.35	29.6

補強土壁モデルの高さは50cmなのでこの円弧で示されるすべり面は、ほぼ直線であった。これらの結果からすべり面は直線で表しても良いと判断した。これより壁面に作用する土圧は三角分布と仮定しランキン土圧で求めた。ジオテキスタイルの引抜き力は土圧強度図を描き、この図からジオテキスタイル一枚当たりの土圧を求めて、この値を引抜き力とした。

(2) 壁面パネルに連結されたジオテキスタイルの変形の計算

ジオテキスタイルの変形量は式(6)で求めた。その手順を表-2, 3に示す。最初に計算に必要な諸定数を決めた。その結果が表-2である。この表に示すように補強土壁面の全高さは50cmで、図-3～4に示される高さおよび幅が10cm, 55cmの壁面パネル5枚で構成される。この壁面パネルにはジオテキスタイルが取り付けられている。この例の実験状態は図-3に示す。

裏込め砂は粗砂を用いた。式(4)に必要な $k\mu$ の値は引き抜き試験から次のようにして求めた。引き抜き試験は土被り圧 $\sigma=29.4$ kPaで行い、 $k\mu=0.008$ の値を得た。この $k\mu$ の値は土被り圧の大きさで変化するのでN/cm²当たりの大

図-8 実測と計算水平変形量の比較

図-9 係数と水平変形量の変化

きを $k\mu' = 0.008/2.94$ とした。表-2 に示す壁面パネルの格段の $k\mu$ は $k\mu = \sigma \times 10k\mu'$ とした。 σ は土被り圧である。この $k\mu$ のとり方については現在模索の段階である。

次の3節にはこの $k\mu$ をいろいろな方法で算定した結果について検討してある。

必要な諸係数が決まると、次に各ジオテキスタイル深さまでの土被り圧を求める。表-3 の①欄がその結果である。

続いて格壁面パネル下の位置での土圧強度を求め④欄に示す。この土圧強度から各壁面パネルに作用する土圧を単位幅(奥行き)当たりの引抜き力として⑤欄に示す。この値に図-3(b) に示す各ジオテキスタイルの影響幅 $\angle B$ を乗じた値が⑥欄で、この値が各ジオテキスタイル一枚に作用する全引抜き力となる。壁面からすべり面までの長さ (L_s) はすべり面の角度 $\tan(45^\circ + \phi/2)$ から求めた。

定着長 (L_e) はジオテキスタイルの長さ (L) から L_s を引いて求めた。それぞれの値は⑧、⑨欄に示される。ジオテキスタイルの変形量は、壁面パネルからすべり面までの長さ L_s の変形量 $\angle L_s$ と定着長 L_e の変形量 $\angle L_e$ の2通りの計算を行なった。

$\angle L_e$ は式(4)、 $\angle L_s$ は式(5)で求めた。全変形量は式(6)、 $\angle L = \angle L_s + \angle L_e$ で求めた。それぞれの値を⑪、⑫、⑬欄に示す。安全率は従来の設計法の $F_s = \text{抵抗力}/\text{引抜き力}$ で求め⑭欄に示す。

表-3 で求めたジオテキスタイルの変形量 $\angle L$ と壁面パネルをモデル化した室内実験装置で得た実際の変形量とを図-8 に示す。表-3 の計算による予測値は実線で実験で得た実際の変形量は点線で示す。この場合はほぼ一致している。しかしながら、式(4)の $k\mu$ の値をどのようにして決定すればよいかはまだ明確でない。そのため、 $k\mu$ の値を他の方法で求め $\angle L$ の試行を行った。次にこの結果について述べる。

図-10 補強土壁に連結されたジオテキスタイルのひずみ分布

(3) 係数 $k\mu$ 決定のための試案

表-3 の計算例では引抜き試験から算出した係数 $k\mu$ 値の10倍とした。結果として、図-8 に示したように補強土壁

面の水平方向の変位量は、室内実験による実際の水平変位とほぼ一致した。しかしながら、この $k\mu$ の値をどのような手法で決定すればよいのか模索の段階である。そこで、引抜き試験から算出した $k\mu$ の値をそのまま用いて表3の手順に従って水平変形量を求めてみた。結果を●印で図9に示す。また比較のため、 $10 \times k\mu$ として計算して示した図8の実線を図9に再度実線で示す。この図に示されるように係数 $k\mu$ の大きさが補強土壁面の水平変位量は変わってくる。

次に、図5に示した力学モデルの境界条件から、係数 k は引抜き力に対する直角方向の分担割合である。したがって土圧係数と同類の性格を持った係数と考えられる。そこで、係数 k を主働土圧係数で代用し $k = \tan^2(45 - \phi/2)$ とした。 μ は摩擦係数なので $\mu = \sigma \tan \phi$ と考えた。これらの値を表3に代入して水平変形量 ΔL を求めた。この結果を図9に○印で示す。この図に示されるように $k\mu/10$ で求めた変形量とほぼ等しい値を得た。 $k\mu$ の値を適度に変定すれば補強土壁面の水平方向の変形量の推定は可能である。

現在、この $k\mu$ の値の決め方はデータの積み重ねを行って検討中である。

5. ジオテキスタイルのひずみ分布

補強土壁をモデル化した実験装置で得た実際の変形量を式(6)で予測可能なことがわかった。したがって、式(6)による予測値と実際の変形量がほぼ一致したとき、式(6)に用いた係数 $k\mu$ を式(3)に代入することで、補強土壁に連結されたジオテキスタイルの図6のすべり面から右側のひずみ分布を求めることができる。

補強土壁に連結されたジオテキスタイルのひずみ分布に関しては、実物大の補強土壁で長期実測したデータも発表されている⁹⁾。計算で予測したひずみ分布に比べそのデータの信頼性は大きい。しかし、施工時や長期計測中に予知できないファクターも入り込むので完全なひずみ分布を得ることは困難である。そこで、式(3)から予測したひずみ分布も傾向の把握に役立つと考えて計算を行ってみた。結果を図10(a)~(e)に示す。最上段壁面パネルは5段目と表示され同図の(a)で、最下段壁面パネル1段目の同図(e)まで順次示されている。この図を考察してみると、最上段の壁面パネル5段目に連結されたジオテキスタイルのひずみ量は小さいがジオテキスタイル全面にわたって分布している。

この場合上載圧力(土被り圧)は最も小さい。これに対して、ジオテキスタイルに作用する上載圧力が大きくなるにしたがってひずみ分布は鋭い山形となる。上載圧は下段方向にしたがって大きくなる。最下段の同図(e)のひずみ分布を見てみると、引抜き力が作用する近辺のひずみが極端に大きく、分布幅も小さい。引抜き力が集中的にジオテキスタイルに作用することがわかる。これらの結果は、補強土壁に連結されたジオテキスタイルに作用するひずみおよび応力状態の把握に役立つものと考えられる。

5. 結論

(1) 補強土壁の水平方向の変形量を予測する力学モデルを提案している。今回は、データの積み重ねのため、粗砂を用いた補強土壁の室内実験を行って実測の変形量と予測値の比較を行った。その結果、ほぼ一致した。この結果、提案している力学モデルは補強土壁の水平方向の予測に利用できる可能性を得た。

(2) しかし、力学モデルの計算に必要な係数 $k\mu$ の値の決定方法はまだ明確でない。次のステップとして、この係数 $k\mu$ の決め方の検討が必要である。

(3) 式(3)から補強土壁に連結されたジオテキスタイルに生じるひずみ分布を求めた。その結果、ひずみ分布の形状は上載圧に影響されることが示された。上載圧が大きくなると引抜き力は一点に集中する傾向を示し、ひずみ分布は鋭い山形となる。これに対し上載圧が小さいと、ジオテキスタイル全面にひずみが生ずる。

参考文献

- 1) M. Kaga: Mechanical Model and Experiments Related to Deformation of Reinforced Soil Walls, Proceedings of the Third European Geosynthetics Conference, pp.159-162, 2004.3
- 2) 米倉, 兼松, 島田: 新・補強土工法, 山海堂 1986
- 3) 土木研究センター: 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, 2000.2
- 4) 龍岡, 内村, 古関, 館山: ジオシンセティック補強土擁壁工法の特徴・歴史・将来展望, 基礎工, 1995.12
- 5) S. Onoda, T. Hirai, A. Hazama, S. Itagaki, Long-Term Durability of Geogrids Land in Reinforced Soil Wall, Proceedings of the Third European Geosynthetics Conference, pp.435-440, 2004.3

PREDICTION OF DEFORMATION AND STRAIN DISTRIBUTION ON GEOTEXTILES OF REINFORCED SOIL WALLS

M.KAGA, S.AMAMIYA, A.TAKANO

It was possible to predict the deformation of reinforced soil walls. Then, as the next step, we estimated the strain distribution on geotextiles put wall panels by using the mechanical models we proposed.