

# ジオシンセティックス補強土壁の 壁面変位と補強材の張力分担特性

西村 淳<sup>1</sup>・兵動正幸<sup>2</sup>・中田幸男<sup>3</sup>・村田秀一<sup>4</sup>・小浪岳治<sup>5</sup>・松岡俊夫<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 三井石化産資(株) 土木資材事業部技術室 (〒113-0034 東京都文京区湯島三丁目39-10)

<sup>2</sup>正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2557)

<sup>3</sup>正会員 工博 山口大学助手 工学部社会建設工学科

<sup>4</sup>フェロー会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科

<sup>5</sup>正会員 工修 岡三リビック(株) ジオテクノ事業部 (〒105-0012 東京都港区芝大門二丁目5-5)

<sup>6</sup>正会員 工修 (株)間組 大阪支店土木部 (〒541-0048 大阪府中央区瓦町4-4-8)

壁面勾配を有し、植生緑化を特長としたジオシンセティックス補強土壁が土留め構造物として利用されているが、一方でコンクリートパネルを壁面材とした垂直面を有するジオシンセティックス補強土壁工法の確立も望まれている。コンクリートパネルには、それ自体の自立性は乏しく、複数の補強材により支持されており、補強土壁全体の安定性とともコンクリートパネル一段ごとの変形と安定性についての検討が必要となる。本研究において、小型の可動型擁壁装置を用い、伸び剛性の異なる3種の補強材の組み合わせにより、パネル一段部に相当する壁面の変位と二層の補強材の張力分担特性について関係を明らかにした。

**Key Words :** reinforced soil wall, geosynthetics, tensile stiffness, active earth pressure, wall displacement, tensile force distribution

## 1. まえがき

補強土壁工法は、土の変形に伴う補強材に発生する張力により、安定性を向上させる工法であることから、多少軟弱な地盤であっても、基礎の僅かな変形であれば安定性を損なうことなく直接基礎で建設できるなどの利点を持つ。また、使用部材となる壁面材・補強材が工場生産品であることから、品質と供給安定性および施工の簡便さから工法の信頼性が高まっている。加えて先の大震災においても従来形式の擁壁に比べ大きな崩壊は見られず、耐震性にも優れているとの評価もあり<sup>1), 2)</sup>、重要永久構造物としての適用が期待されるようになってきた。

現状において、ジオシンセティックス補強土壁は若干の勾配を持たせながら土嚢袋を積み重ねるなどして壁面を構築し、壁面の植生緑化を特長としたものが主流となっている。一方、都市部でのニーズが高いコンクリートパネルを壁面材とする補強土壁工法は、補強材を鋼材としたテールアルメ工法<sup>3)</sup>・多数アンカー工法<sup>4)</sup>が一般的となっている。しかしな

がら、特に酸性土などでの腐食の懸念や現場での取扱いの煩雑(重たい、かさばる)さに対し、より軽量でシート状であるとともに、土中耐久性にも優れているジオシンセティックスを補強材とし、コンクリートパネルを壁面材とした補強土壁工法の確立が望まれている。

この場合、壁面材であるコンクリートパネルは一般的に約1m高さのもので、そのみの自立性は乏しく、複数の補強材を連結してパネル1段ごとの自立性を確保しながら積み重ねることとなる。上下のパネル間は位置決め程度の簡易な連結のみであり軸力のみを伝達するヒンジであると考えて良く、一段ごとに施工時の安定性の確保と変形制御が必要となり、完成後の出来形評価や、壁面部の安定性に影響を及ぼす<sup>5)</sup>。したがって、鋼材に比べて伸び剛性の小さいジオシンセティックスの場合は、パネル一段ごとの変形と安定性について特に検討を要するものと考えられる。

補強土壁工法は補強材が鋼材・ジオシンセティックスとに拘わらず、裏込め充填材である土塊の変形に伴い土と補強材間の摩擦等を介して伝達された補

強材の引張り抵抗力より構造物の安定をはかるものである。コンクリートパネルの一段ごとの安定性についても本来上記のような土塊の変形と補強材の引張り抵抗力の関係を十分検討する必要は大きいと考えられるが、過去の研究では確認できない。

筆者らはこれまで小型の可動型擁壁装置を用いた実験から、ジオシンセティックス補強土壁における補強材の張力伝達特性等の評価を行い、張力分布形状のモデル化、壁面変位を予測する手法を検討してきた(6), (7), (8), (9), (10)。しかしながらこれらの検討がパネル一段に対して補強材を単層としたものであり、実際の施工においてはパネル一段に2~3層の補強材を連結して一段ごとの安定性を高める構造となっていることから、次のステップとして複数の補強材に対する検討の必要性が生じた。加えてコンクリートパネル1枚の安定においては、1層を補強土全体の安定にも寄与する主補強材、その他を施工時の安定のみに期待する安価な転圧補助材<sup>11)</sup>として位置づけることにより、経済設計に踏み込むこともできる。

本論文では、以上のことを踏まえて、多層敷設時の補強土壁の補強メカニズムを解明するために、補強土壁の模型実験装置を用い、壁面変位に伴う補強材の張力分担率を実験的に把握することを目的とし、特に補強材の伸び剛性の組み合わせに着目し検討を行った。

まず、模型実験用の伸び剛性の異なる3種のジオシンセティックス補強材を作成し、引張り試験により強度特性を明らかにした。次に、無補強時および補強時の擁壁の変形とそれに伴う土圧の挙動を把握した上で、2層敷設時の補強土壁の補強効果について検討を行った。さらに、様々な補強材の伸び剛性の組み合わせがそれぞれの補強材の張力分担特性に与える影響について考察を行った。

## 2. 裏込め試料とジオシンセティックスの材料特性

### (1) 裏込め試料の特性

実験に用いた裏込め試料は、山口県吉敷郡秋穂町で採取された秋穂砂(海砂)であり、主に石英、長石からなるシリカ系の砂で、気乾状態で使用している。表-1に秋穂砂の物理および強度特性を示す。なお、強度特性は、9.8~19.6kN/m<sup>2</sup>の低拘束圧下で実施した三軸圧縮試験(CD)により得られた結果である。

表-1 裏込め試料の物理および強度特性

	秋穂砂
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.62
$e_{max}$	1.017
$e_{min}$	0.660
$D_{max}$ (mm)	2.0
$D_{50}$ (mm)	0.4
$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.42
$\phi_d$ (deg)	38.0

表-2 補強材の伸び剛性

	R	HDPE1	HDPE2
素材	ニトリルゴム	高密度ポリエチレン	
厚さ(mm)	2.0	1.2	1.6
伸び剛性 $E^*$ (kN/m)	20.0	339.0	554.2

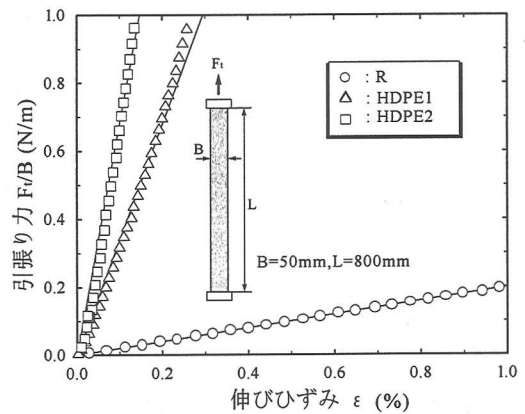


図-1 補強材の引張り強度特性

### (2) ジオシンセティックスの材料特性

使用するジオシンセティックス補強材は合成高分子製の帯状のもので、幅50mm、長さ800mmの試料に対し変形特性を評価する目的で、0.3mm/minの定速度引張り試験を実施した。ここで、ジオシンセティックス補強材の強度特性を示す指標として伸び剛性 $E^*$ を単位幅当たりの強度を伸びひずみで除したもて定義し、実験には伸び剛性の異なる2種の素材を用いた。すなわち、伸び剛性の低い材料としてニトリルゴムを、伸び剛性の高い材料として高密度ポリエチレンを使用した。また本実験では、補強材すべての表面に豊浦標準砂を貼り付けることによって、すべての補強材の表面粗度を均一とし、補強材と土粒子間の摩擦特性を同様とすることに留意し、ジオシンセティックスの実験パラメーターを伸び剛性のみとすることとした。ジオシンセティックス補強材の諸元および引張り試験結果を図-1, 表-2に示す。

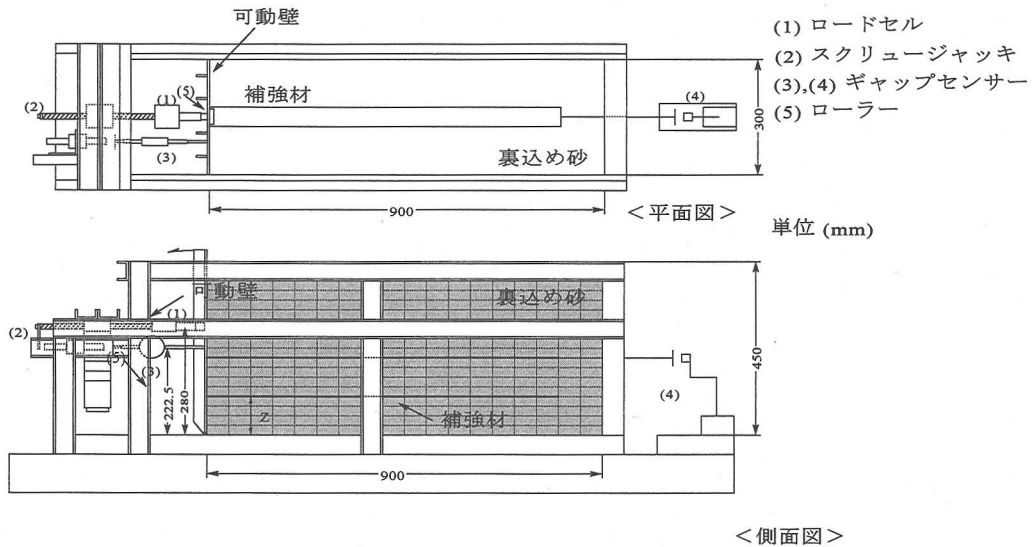


図-2 小型補強土壁実験装置

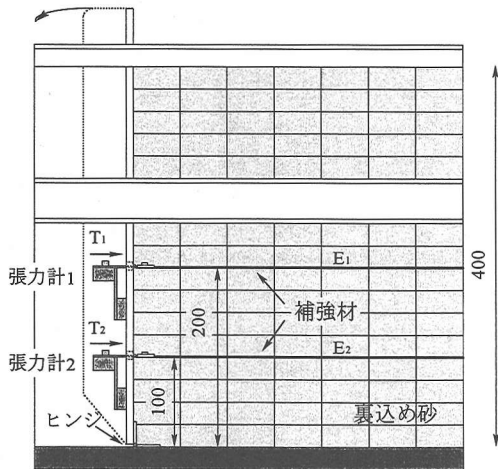


図-3 張力計取り付け位置

### 3. 実験方法および実験条件

#### (1) 実験装置

使用した小型補強土壁実験装置を図-2と図-3に示す。土槽寸法は、長さ900mm、幅300mm、高さ450mmである。土槽側面は、砂の挙動を観察するために厚さ15mmの亚克力板を用いている。コンクリートパネルに相当する可動壁は、十分な剛性を有するものとして、幅300mm、高さ450mm、厚さ3mmの表面が平滑なアルミ合金製で、L型鋼により補強したものを用いている。その可動壁の下端はヒンジであり、また高さ280mmの位置でスクリージャック

キに連結されたローラーによって支持されている。ローラーは、モーターでスクリージャックを駆動することにより、最大1.0mm/minまでの任意の速度で移動することが可能である。なお、ローラーと壁面材は連結されておらず、壁が自立するとローラーは壁面材から離れる構造になっている。壁面変位は壁の前面に取り付けたギャップセンサーにより計測し、補強材の後端変位は、補強材の後端に取り付けたピアノ線に取り付けたターゲットの変位をギャップセンサーで計測する。また、壁前面に取り付けられた張力計により各補強材の先頭張力を計測することができる。補強材の敷設位置は、図-3に示すように実験条件とした裏込め高さ400mmの1/2、1/4に相当する底面から200mm、100mmの位置とし、それぞれ張力計より求められた先頭張力を以下 $T_1$ 、 $T_2$ とする。また、それぞれの位置に敷設された上部補強材を $E_1$ 、下部補強材を $E_2$ とし、以後略称を用いる。

#### (2) 供試体の作成方法

小型補強土壁実験の供試体作成方法を以下に示す。裏込め試料は、気乾状態とし、表-1に示す所定の密度( $\rho_d$ )を目標として供試体を作成した。

①壁面を垂直に固定した状態で、下部補強材( $E_2$ )の敷設位置( $Z=100$ mm)まで撒き出し装置を用いて1層あたり25mmの一定間隔として、空中落下法にて試料を撒き出す。

②小型ランマーを静的に載せることによって、砂層

表面を平らに整形する。なお、その際の相対密度は50%±5%を管理値とする。

- ③補強材を敷設し、補強材先頭部に取り付けられたプレートをスリットより壁前面に出し張力計にボルトで固定する。同様に上部補強材( $E_1$ )の敷設位置まで①、②の作業を繰り返し $E_1$ の敷設および張力計との固定を行う。
- ④敷設面から所定の裏込め土の高さに達する天端まで、①、②の作業を繰り返して砂を敷き詰める。

### (3) 実験方法

実験手順は以下の通りである。

- ①供試体作成後、土圧が安定するまで1時間程度放置する。
- ②変位速度0.3mm/minでジャッキを後退させ、壁反力、壁面変位、補強材の後端変位および補強材先頭張力を計測する。
- ③壁面自立後、壁面変位が安定し壁面が動かない状態になったところでジャッキを止め土槽側面より色砂の変形を観察し、記録する。

### (4) 実験条件

まず無補強時の擁壁の変形挙動および土圧を把握すること目的として、補強材を敷設せず、裏込め土のみでの自重崩壊実験を行った。次に、多層敷設時の補強材の張力分担率を明らかにすることを目的として、伸び剛性の異なる3種の補強材の組み合わせを変化させて実験を行った。なお、今回の一連の実験においては、裏込め高さを一律400mmとし、また補強材は引き抜けが生じないとした条件を設定する上で、既報<sup>9)</sup>の研究結果を基に敷設長を800mmと十分長いものとした。

## 4. 土圧と壁面変位

### (1) 無補強時の土圧と壁面変位

無補強時における壁面変位の発生およびそれに伴う土圧の挙動を把握するために、種々の裏込め高さでの自重崩壊実験を行った。図-4は、土圧合力の作用高さに換算した壁反力 $F_w$ と壁面変位( $X/H$ )の関係を示したものである。ここで $X$ は壁頂部の壁面変位を、 $H$ は裏込め高さを示し、無次元化した指標として $X/H$ を用いている。裏込め高さを $H=300, 400, 450\text{mm}$ とした場合について、壁反力 $F_w$ は、極めて微小な壁面変位( $X/H=0.001\sim 0.002$ 程度)で静止土圧状態から主動土圧状態に遷移し、定常状態に至るが、内部摩擦角がピーク時より残留時に移行する過程で、

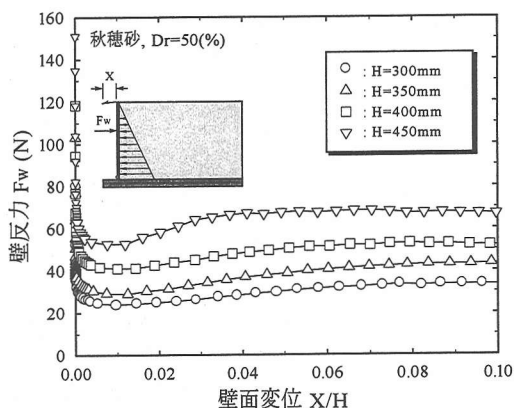


図-4 無補強時の壁反力と壁面変位の関係

徐々に増加する傾向にある。ただし、以降の補強時の実験においては、伸び剛性の小さいニトリルゴムを補強材とした場合でも自立時の壁面変位( $X/H$ )は0.03程度以内であり、内部摩擦角の移行による影響は小さい。なお、本実験値は既報<sup>9)</sup>にて示した実験値を十分再現していることを確認している。

### (2) 補強時の壁面反力と壁面変位

図-5に、 $E_1$ にRを、 $E_2$ にR, HDPE1, HDPE2をそれぞれ敷設した際の壁反力 $F_w$ と壁面変位 $X/H$ の関係を示した。また、図中には無補強時の実験結果(●)と $E_1$ の位置にRを1層だけ敷設した際の実験結果(▽)も示している。なお、 $E_1$ 、 $E_2$ の位置での上載圧は、各々 $\sigma_{v1}=2.84\text{kPa}$ 、 $\sigma_{v2}=4.26\text{kPa}$ である。補強された場合、壁反力は無補強時と同様に静止土圧状態から微小な壁面変位の変化により主動土圧状態に至るが、その後、壁面変位の増加に伴って減少する。これは、壁面変位の増加に伴い壁面に連結された補強材に変形が生じ、補強材の引張り抵抗力および土との摩擦抵抗力が発揮されたためといえる。その後、壁反力はゼロとなっており、壁面を支持していたローラーが壁面材から離れ、壁面が自立したことを意味している。その壁面変位を見ると、Rを1層だけ敷設した場合より2層敷設した場合の方が小さくなっていることが確認される。また、下段に敷設した補強材の伸び剛性が大きいほど壁面自立時の壁面変位は小さくなっている。

図-6は、 $E_1$ にHDPE1を、 $E_2$ にR, HDPE1, HDPE2をそれぞれ敷設した際の壁反力 $F_w$ と壁面変位 $X/H$ の関係を示したものである。また、無補強時の実験結果と上段にHDPE1を1層だけ敷設した際の実験結果も併記している。壁面自立時の壁面変位は、Rを上段に敷設した場合(図-5)と比べ、小さくなっている

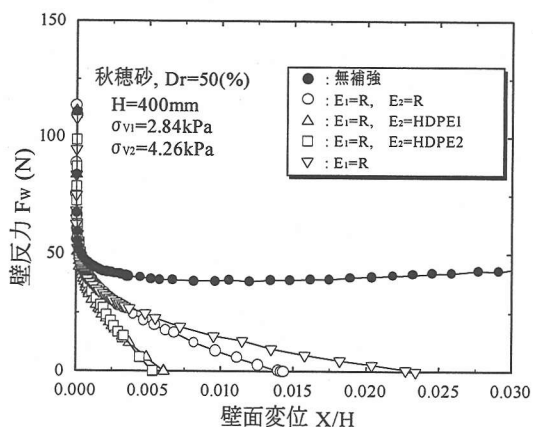


図-5 壁反力と壁面変位の関係 (E<sub>1</sub>:R)

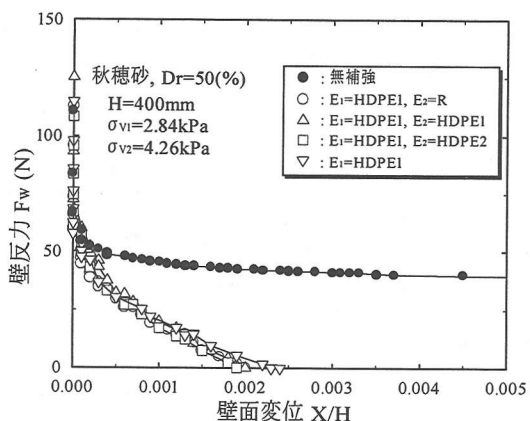


図-6 壁反力と壁面変位の関係 (E<sub>1</sub>:HDPE1)

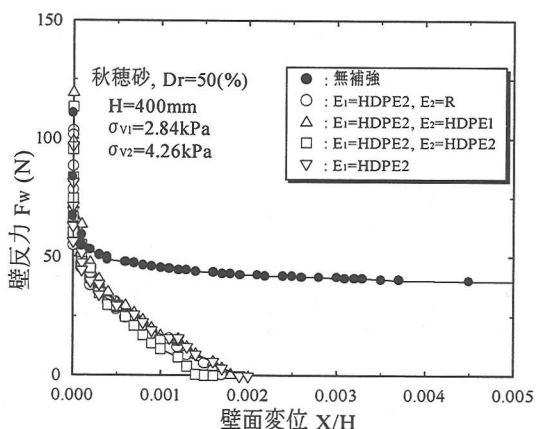


図-7 壁反力と壁面変位の関係 (E<sub>1</sub>:HDPE2)

ことが分かる。つまり、壁面自立時の壁面変位は、上段に敷設された補強材の伸び剛性の影響を受けていると言える。その壁面自立時の壁面変位を見てみ

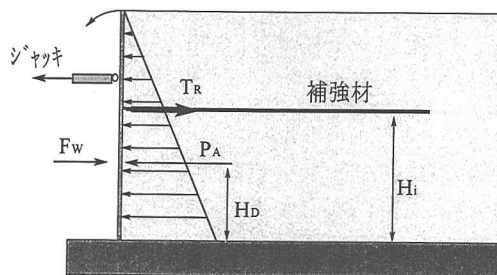


図-8 補強材力の概念図

ると、Rを上段に敷設した場合(図-5)と同様にHDPE1を1層だけ敷設した場合より2層敷設した場合の方が、若干小さくなっているものの、その変位にあまり差異がないことが見て取れる。これは、2層敷設により下段の補強材が上段の補強材に対して負担を軽くしているが、上段の伸び剛性が十分に大きいため、僅かに補強材を2層に敷設した効果しか得られず下段の伸び剛性の大きさに影響を受けなかったためと考えられる。

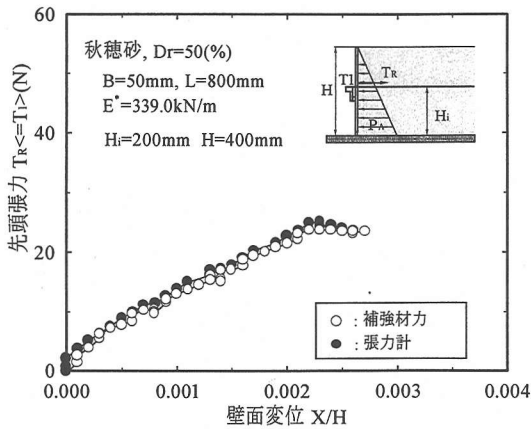
また上段敷設をHDPE2とした図-7においても、HDPE1の場合と同様に壁面自立時の壁面変位には下段補強材の伸び剛性による差異がないことが分かる。以上のことから、壁面自立時の壁面変位は補強材の伸び剛性の影響を大きく受けることが分かった。また、2層敷設にした場合では1層敷設時に比べ小さな壁面変位で壁面が自立し、その壁面変位は補強材の伸び剛性の組み合わせにより変化が見られる。その際に、上段の補強材を変えずに下段の補強材を変化させた場合、その伸び剛性が大きいほど壁面変位は小さくなるが、HDPE1とHDPE2ではほとんど違いが見られなくなることが確認された。

## 5. 2層敷設時の補強材の張力分担特性

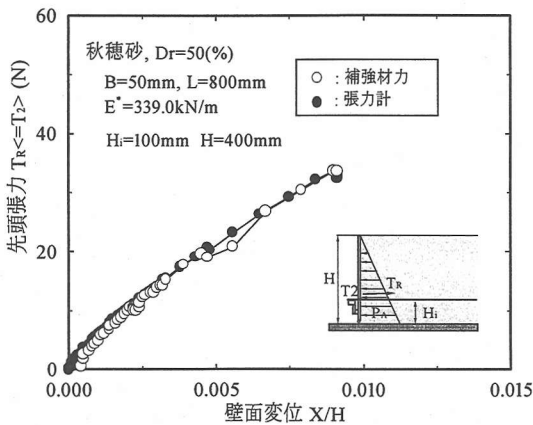
2層敷設時の補強土壁では、4.(2)で示したように1層敷設時より大きな壁面変位の抑制効果が見られ、またその効果は補強材の伸び剛性の組み合わせの影響を受けていることが分かった。この補強効果についての評価を行うためにはそれぞれの補強材にかかる補強材力を把握する必要がある。

### (1) 補強材力の評価

補強土壁の補強材に生ずる力(以下、補強材力)を考えると、図-5~7の壁反力と壁面変位の関係に



(a) 上段に1層のみ敷設した場合



(b) 下段に1層のみ敷設した場合

図-9 補強材力と張力計の計測結果との比較

示すように補強の効果により壁面が自立した場合、壁反力はゼロとなり、補強材は主動土圧を受け持つことになる。

1層敷設時の場合を考えると壁面自立時の補強材力は土圧合力との関係で、図-8に示すように、モーメントのつり合いにより考えることができる。特に、壁面自立時までの補強材力 $T_R$ は、主動土圧合力 $P_A$ と壁反力 $F_w$ の差を補強材の敷設位置に換算したものであり、次式によって与えられる。

$$T_R = (P_A - F_w) \cdot \frac{H_D}{H_i} \quad (1)$$

ここで、 $P_A$ ：主動土圧合力、 $F_w$ ：土圧合力の作用高さに換算した壁反力、 $H_D$ ：土圧合力の作用位置、 $H_i$ ：補強材の敷設位置である。また、自立時の補強材力 $T_{RS}$ は次式によって与えられる。

$$T_{RS} = P_A \cdot \frac{H_D}{H_i} \quad (2)$$

一方、2層敷設の補強材の張力分担特性を評価する上では、補強材に取り付けた張力計の信頼性によるところが大きい。そこで、本実験に先立ち主働土圧合力から計算した補強材力と張力計により計測された先頭張力の比較を行った。図-9(a), (b)はそれぞれ上段および下段に1層だけ補強材を敷設した際の式(1)から得られた補強材力と張力計より計測された先頭張力を比較したものである。なお、ここで用いる式(1)中の主動土圧合力( $P_A$ )は、無補強時の実測データを用いている。主動土圧合力より求められた補強材力と張力計の計測結果がほぼ同じ値となっていることが明らかである。この結果は、補強材が主働土圧合力を受け持つという考え方から補強材力を算定することの妥当性を示しており、張力計は補強材力を正確に計測していることが確認された。以後、張力計より計測された補強材の先頭張力を補強材に生ずる力(補強材力)と考えて整理を行った。

## (2) 2層敷設時の先頭張力と壁面変位

図-10は、上段にRを敷設した際の2層敷設時の先頭張力と壁面変位の関係について示した図である。図中の○△□は上段の補強材の先頭張力を、●▲■は下段補強材の先頭張力の発現をそれぞれ壁面自立時まで示しており、◎は上段に1層だけ敷設したときの結果を示している。2層敷設時と1層敷設時の場合を比較すると、壁面変位の増加に伴って、先頭張力はともに増加傾向であるが、壁面自立時の壁面変位には、それぞれ差が生じている。さらに、2層敷設時の先頭張力と壁面変位の関係を見ると、2層ともRを敷設した場合、上段の先頭張力の方が大きく、下段の先頭張力の1.2倍程度となっている。一方、下段にHDPE1やHDPE2などのRに比べ伸び剛性の大きい補強材を敷設した場合では、上段に比べ下段の方が大きい先頭張力を示していることが分かる。また、HDPE1より剛性の高いHDPE2を敷設した場合の方が大きな先頭張力を示しており、壁面自立時に上段の補強材より下段の補強材の負担する割合が大きくなったためである。すなわち、伸び剛性の大きい下段の補強材が小さな伸びひずみで張力を発現しやすく大きな先頭張力が発生したと考えられる。また、図中の縦線は壁面自立時を示しているが、その壁面変位は下段にRを敷設した場合に比べ、HDPE1やHDPE2を敷設した方が小さくなっていることが分かる。しかし、下段にRを敷設した場合に対してHDPE1やHDPE2を敷設した場合では確かに小さな壁面変位で自立しているが、HDPE1とHDPE2であり違いが見られない。したがって、2層敷設時の

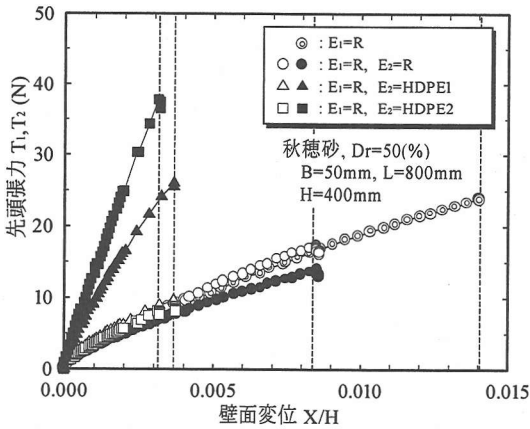


図-10 補強材の先頭張力と壁面変位 (E<sub>1</sub>:R)

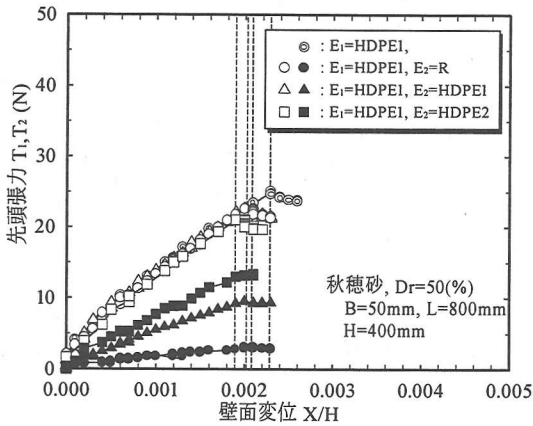


図-11 補強材の先頭張力と壁面変位 (E<sub>1</sub>:HDPE1)

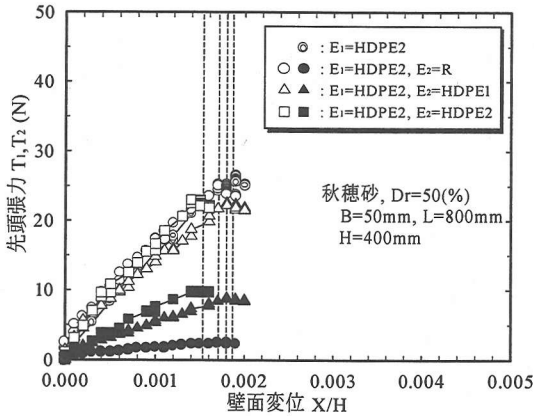


図-12 補強材の先頭張力と壁面変位 (E<sub>1</sub>:HDPE2)

補強土壁において、壁面が自立する際の壁面変位にはその補強材の伸び剛性の大きさだけでなく補強材の伸び剛性の組み合わせにも大きな影響を受けていると考えられる。

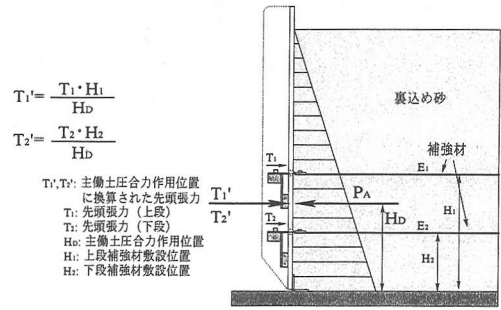


図-13 主働土圧作用位置への換算の概念図

図-11, 12は、上段にHDPE1, HDPE2を敷設した際の2層敷設時の先頭張力と壁面変位の関係について示したものである。図中の先頭張力は、上段にRを敷設した場合の関係(図-10)と同様に壁面変位の増加に伴い大きくなっているが、壁面自立時の壁面変位には、ほとんど違いが見られないことが分かる。ここで、図-11の上段にHDPE1, 下段にHDPE2を敷設した場合において、上段の補強材の先頭張力が下段の先頭張力より大きくなっている。先頭張力の発生パターンは、上段と下段の伸び剛性が、 $E_1 < E_2$ の関係にあれば必ず下段の補強材において上段の補強材より大きな先頭張力が発生するというわけではなく、その伸び剛性の組み合わせによって異なることが明らかである。また、この傾向を踏まえて考えてみると、壁面が自立するために必要とされる先頭張力(補強材力)を効率的に受け持つ伸び剛性の組み合わせが存在すると考えられる。

### (3)主働土圧合力作用位置に換算された2層敷設時の先頭張力と壁面変位

2層敷設時の場合、補強材が壁面自立時においてどのような力を受け持っているかを明確にするために、1層敷設時と同様に先頭張力を主働土圧合力作用位置に換算してその評価を行う。図-13は2層敷設時の補強材にかかる先頭張力を主働土圧合力作用位置に換算するための概念図である。図に示すようにそれぞれの先頭張力を主働土圧合力作用位置にモーメントを用いて換算している。上段の先頭張力 $T_1$ 、下段の先頭張力 $T_2$ を主働土圧合力作用位置に換算したものをそれぞれ $T_1'$ 、 $T_2'$ とし、その合計値 $T_1' + T_2'$ を $T'$ とする。図-14, 15, 16は図-13に基づき主働土圧合力作用位置に換算された先頭張力と壁面変位の関係を示したものである。

さらに、 $T'$ と壁面変位の関係を示すと図-17のようになる。図中に示した●プロットは無補強時の壁反力と壁面変位の関係を示したものである。

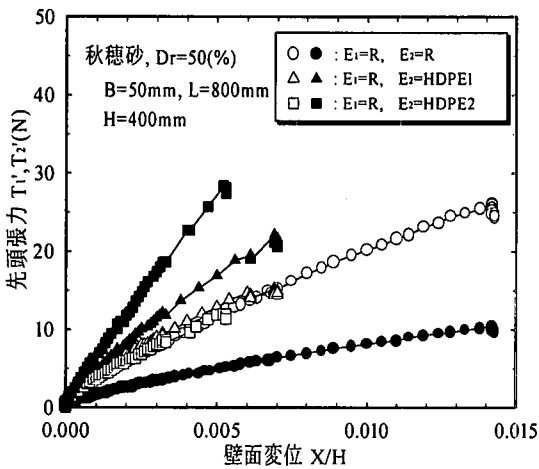


図-14 主働土圧作用位置に換算された先端張力と壁面変位の関係 ( $E_1:R$ )

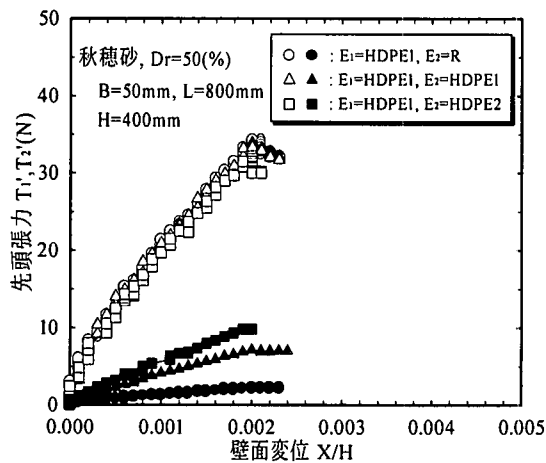


図-15 主働土圧作用位置に換算された先端張力と壁面変位の関係 ( $E_1:HDPE1$ )

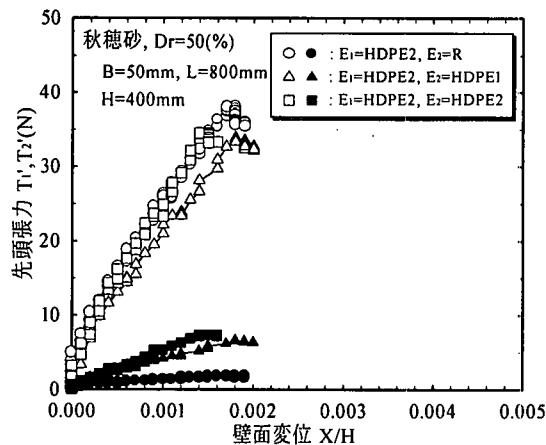


図-16 主働土圧作用位置に換算された先端張力と壁面変位の関係 ( $E_1:HDPE2$ )

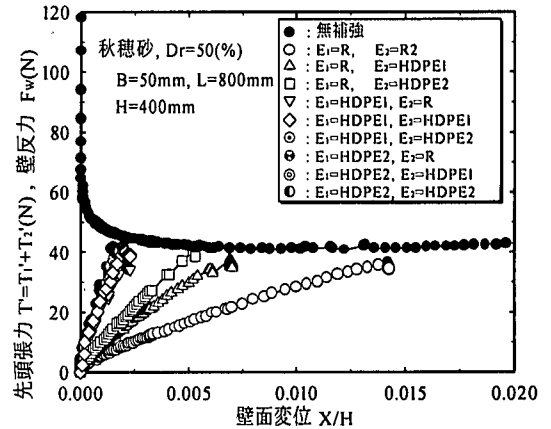


図-17 主働土圧作用位置に換算された先端張力の合力と壁面変位の関係 ( $E_1:R$ )

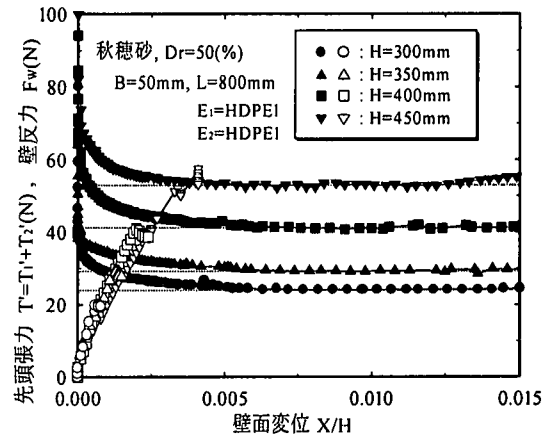


図-18 主働土圧作用位置に換算された先端張力の合力と壁面変位の関係 (裏込め高の影響)

先端張力 $T'$ の合力は、いずれの補強材の組み合わせにおいても、壁反力にほぼ等しい値になっている。これは、いずれの補強材の組み合わせにおいても壁面自立時には、無補強時に壁面にかかる壁反力を敷設された2段の補強材が受け持っていることを示している。図-18は、上述する解釈を補完するために2層ともHDPE1を敷設し、裏込め高さを変化させて行った実験の結果であり、先端張力 $T'$ の合力と壁面変位の関係を裏込め高さの違いについてまとめたものである。図-17と同様に裏込め高さに関わらずその合力はそれぞれの無補強時における壁反力 $F_w$ に近い値になっていることが分かる。これらのことから、2層敷設時の補強土壁において壁面が自立する場合、補強材にかかる力は無補強時において壁にかかる壁反力分だけを受け持ち、各補強材はある分担率でそれぞれ受け持っていると言える。次に2層敷設で壁面自立時における各段の補強材の張力分担率について検討する。



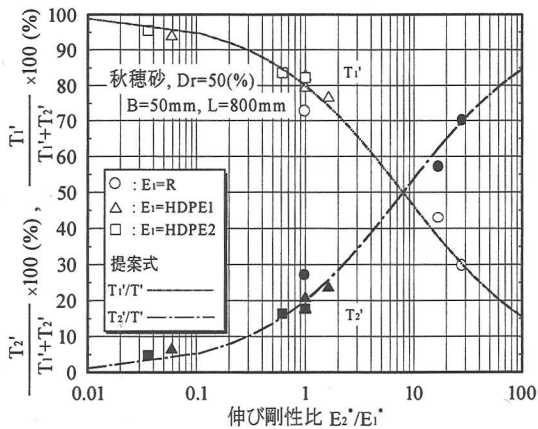


図-19 張力分担率と伸び剛性比の関係

#### (4) 二層敷設時の壁面自立時における張力分担特性

本節においては、壁面自立時において各補強材がどのような力を受け持っているのかを明確にするために、壁面が自立した点における各補強材の補強材力の分担率について整理した。まず、補強材の伸び剛性の組み合わせについて考えると5. (2), (3)に示したように、2層敷設時においてその補強効果に与える補強材の伸び剛性の影響は上下の補強材ともに存在する。そのため、上段に敷設した補強材の伸び剛性を基準にして、上段補強材の伸び剛性に対する下段補強材の伸び剛性の比、伸び剛性比 $E_2^*/E_1^*$ を考える。この伸び剛性比を用いて各補強材の壁面自立時における張力分担率との関係を示したのが図-19である。図中の伸び剛性比 $E_2^*/E_1^*$ が0に近づくほど上段の補強材の分担率は100%に近づき、 $\infty$ に近づくほど下段の補強材の分担率が100%に近づいている。伸び剛性比=0の状態は上段に1層のみ補強材を敷設した場合であり、 $\infty$ では下段の補強材が1層のみ敷設されている状態を意味している。この整理によると補強材の張力分担率と伸び剛性比には一定の関係があると判断でき、加えて上下段の補強材に無駄なく張力が発生し得る分担率が50%となる伸び剛性比が存在し、この関係は2層敷設時の補強材の合理的な設計を考える上での重要な指標となると考えられる。

#### (5) 張力分担特性の評価

2層の補強材がそれぞれ受け持つ張力の分担率と伸び剛性比との一定の関係を踏まえ、その関係に影響を与える因子について、それぞれの補強材に発生する先頭張力と壁面変位の関係に対する補強材の伸び剛性や上載圧などの関係を明らかにし、考察していく。

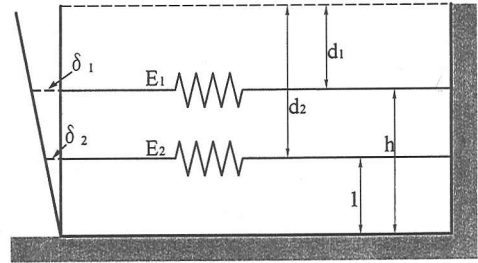


図-20 モデル図 (裏込め材がない場合)

2層敷設時の補強土壁の場合を考える前に、まず、下端をヒンジで固定された壁面が前に移動する際に、壁面に連結されたバネに、どのような張力が発生しているのかについて考えてみる。図-20に示すように、それぞれ補強材をバネ要素と考え、その剛性を $E_1, E_2$ とし、その伸び量を $\delta_1, \delta_2$ とする。また、それぞれの補強材の敷設位置を下段に敷設された補強材の底面からの高さを基準として、 $h:1$ とする。このときそれぞれのバネが受け持つ力は、

$$T_1 = E_1 \cdot \delta_1 \quad (3)$$

$$T_2 = E_2 \cdot \delta_2 \quad (4)$$

となる。この時、底面からの補強材敷設位置は $h:1$ であるので、 $\delta_1 = h \delta_2$ となるため、式(3)は

$$T_1 = E_1 \cdot (h \cdot \delta_2) \quad (5)$$

となる。ここで、バネの剛性が等しいとすると、式(4)と式(5)より $T_1$ と $T_2$ の関係は $T_1 = h \cdot T_2$ となる。つまり、バネに作用する張力の比は $T_1 : T_2 = h : 1$ となり、バネの取り付け高さの比と関係づけられる。

しかしながら実際の補強土壁では裏込め土があるため、補強材の先頭張力と先頭変位の関係に補強材の伸び剛性を加味した土の上載圧依存性を考慮する必要がある。そこで、ここでは実験より得られた先頭張力と壁面変位の関係を利用して、関係の定式化を試みた。

まず、図-10~12を見ると補強材の先頭張力と壁面変位の関係は、ほぼ直線と見ることができる。そこで、原点と自立時の張力を結ぶ直線とし、その傾き $T/(X/H)$ と上載圧、補強材の伸び剛性との関係を整理した。図-21, 22はそれぞれ、傾き $T/(X/H)$ と上載圧の関係、 $T/(X/H)$ と補強材の伸び剛性との関係を示している。図中の○△□は上段の補強材について、●▲■は下段の補強材について表したものであり、上下段の補強材の組み合わせに依らず、各々単独で

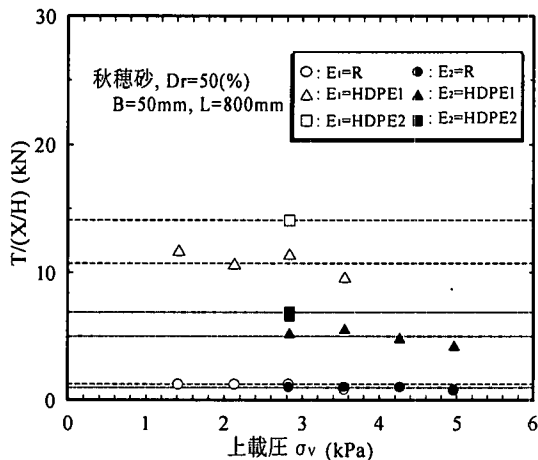


図-21 T/(X/H)と上載圧  $\sigma_v$  の関係

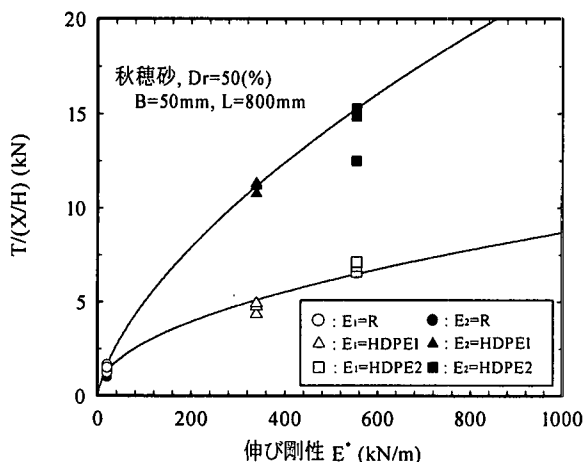


図-22 T/(X/H)と伸び剛性  $E^*$  の関係

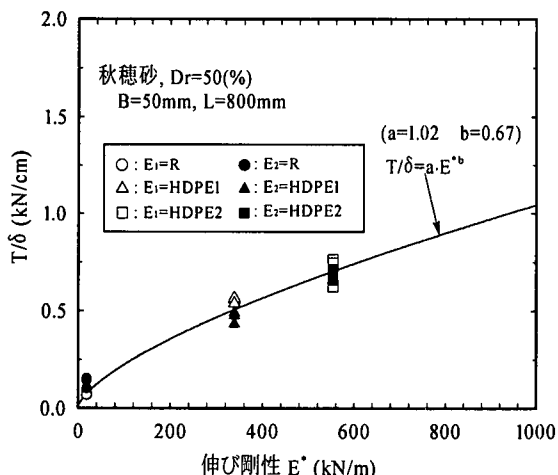


図-23  $T/\delta$ と伸び剛性  $E^*$  の関係

評価したものである。図-21では、図-10~12以外に上載圧との関係の評価するために、補足実験として

2層ともR、HEPE1を補強材とし、裏込め高さを300、350、450mmとした場合について同様な手法にて実施して、データを補完している。その結果、 $T/(X/H)$ はこの範囲の上載圧であればおおむね上載圧に影響を受けず、補強材の伸び剛性と敷設位置が同一であれば一定であることが分かる。一方、図-22において $T/(X/H)$ は補強材の伸び剛性の増加に伴い増加しているのが分かる。したがって、今回用いた小型模型実験においては、その先頭張力と壁面変位の関係に影響を及ぼすのは補強材の伸び剛性のみで、裏込め高さなどには明確に影響を受けないものと思われる。

図-23に先頭張力と先頭変位の比 $T/\delta$ と補強材の伸び剛性 $E^*$ との関係を示す。この図から $T/\delta$ と補強材の関係は、補強材の張力伝達特性が、土との摩擦特性に影響を受ける<sup>6)</sup>ことから非線形となり、その傾向は補強材の敷設位置によらず、一本の曲線で示すことが可能であると考えられる。そこで、ここでは以下に示すような式を用いて表現を試みる。

$$f(E^*) = a \cdot E^{*b} \quad (6)$$

ここで、 $E^*$ は補強材の伸び剛性、 $a$ 、 $b$ は定数であり、 $a=1.02$ 、 $b=0.67$ にて関係を近似できる。この式を用いると式(4)、式(5)は、

$$T_1 = f(E_1^*) \cdot (h \cdot \delta_2) \quad (7)$$

$$T_2 = f(E_2^*) \cdot \delta_2 \quad (8)$$

となる。このとき、上段の補強材の分担率を求める式を考えると、

$$\frac{T_1'}{T'} = \frac{T_1'}{T_1' + T_2'} \quad (9)$$

となり、 $T_1'$ 、 $T_2'$ はそれぞれ

$$T_1' = \frac{T_1 \cdot h \cdot H_2}{H_D} \quad (10)$$

$$T_2' = \frac{T_2 \cdot H_2}{H_D} \quad (11)$$

$T_1'$ : 主働土圧合力作用位置に換算された上段の先頭張力

$T_2'$ : 主働土圧合力作用位置に換算された下段の先頭張力

$H_D$ : 主働土圧合力作用位置

$H_2$ : 下段の補強材敷設高さ

と表されるので、式(10)、式(11)を式(9)に代入すると、

$$\frac{T_1'}{T'} = \frac{T_1 \cdot h}{T_1 \cdot h + T_2} \quad (12)$$

となる。この式に式(7)、式(8)を代入すると、

$$\frac{T_1'}{T'} = \frac{f(E_1^*) \cdot h^2}{f(E_1^*) \cdot h^2 + f(E_2^*)} \quad (13)$$

となるため、上段補強材の分担率は $f(E^*)$ と $h$ の関数で表される。そこで、この式に式(6)を代入し、伸び剛性比 $E_2^*/E_1^*$ と $h$ で表すと以下のような式が求められる。

$$\frac{T_1'}{T'} = \frac{h^2}{h^2 + \left(\frac{E_2^*}{E_1^*}\right)^b} \quad (14)$$

同様に下段の補強材の分担率を求めると、

$$\frac{T_2'}{T'} = 1 - \frac{T_1'}{T'}$$

より、

$$\frac{T_2'}{T'} = \frac{\left(\frac{E_2^*}{E_1^*}\right)^b}{h^2 + \left(\frac{E_2^*}{E_1^*}\right)^b} \quad (15)$$

となる。この式は、上段と下段の補強材の張力分担率と伸び剛性比の関係を示すものであり、図-19に示した関係を表している。式(14)において、張力分担率0.5の場合を考えてみると、 $T_1'/T'=1/2$ となるので

$$\frac{1}{2} = \frac{h^2}{h^2 + \left(\frac{E_2^*}{E_1^*}\right)^b}$$

より、

$$\frac{E_2^*}{E_1^*} = h^{\frac{2}{b}} \quad (16)$$

となる。これは、張力分担率を50%にするためには、 $h$ が増加するほど、 $E_1^*$ に対して $E_2^*$ を大きくする必要があることを示している。ただし、 $h=1$ の場合は $E_1^* \equiv E_2^*$ となり、実際にはあり得ないため、 $h>1$ とならねばならない。図-19中に破線および一点鎖線で示した曲線は式(14)および式(15)より求められたものである。実験値と比較してみると、式(14)や式(15)は実験より求められた結果を十分うまく表現できていると言える。したがって、壁面の転倒により、壁

面変位が生じる場合において壁面に連結された2つの補強材の張力分担率は敷設位置と補強材の伸び剛性比に依存するものであると考えられる。また、ここでは簡易な定式化を試みたが、この結果は約1m高さのパネル1枚当たりの施工時の変形を考慮する際には十分有効に活用できるものと考えられる。

## 6. まとめ

補強土壁の小型模型実験装置を用いて、補強材2層敷設時における補強土壁の壁面変位に及ぼす諸要因を明らかにするとともに、伸び剛性の組み合わせの違いが、補強材の張力分担特性に及ぼす影響を実験的に検討した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 補強材を2層敷設することにより、補強土壁の壁面が自立するまでに発生する壁面変位は小さくなる。また、その時、上段の補強材の伸び剛性が低い場合は下段に敷設された補強材の剛性が大きな補強材の方が小さくなるが、十分に大きい伸び剛性を持つ補強材を敷設した場合は下段の補強材の伸び剛性に関わらずほぼ一定となった。
- (2) 2層敷設時におけるそれぞれの先頭張力の発生パターンは各補強材の伸び剛性の大小により決定されるのではなく、その伸び剛性の組み合わせにより異なる。
- (3) 壁面自立時において、それぞれの補強材にかかる先頭張力を主働土圧合力作用位置に換算して合計した合力の大きさは、補強材の組み合わせによらず一定となる。また、その値は無補強時の主働状態における壁反力とほぼ等しくなり、その傾向は壁高に影響を受けず、それぞれの裏込め高さにおける壁反力を受け持つ。
- (4) 2層敷設時において上段の補強材の伸び剛性と下段の補強材の伸び剛性ととの比（伸び剛性比）と壁面自立時における補強材の張力分担率との関係は一義的な傾向を示す。また、その曲線は伸び剛性比7～9あたりにおいて交わり、この点で等分担率(50%)となる。
- (5) 先頭張力と壁面変位との関係は上載圧によらず一定であり、補強材の伸び剛性のみ影響を受ける。また、その関係を定式化することにより、張力分担率と伸び剛性比の関係を式で表すことが可能であり、約1m高さのコンクリートパネル1枚当たりの施工時の変形を検討する上で

は、十分有効に活用し得る。

- (6) 一連の実験と解析により、1枚のコンクリートパネルに伸び剛性の異なる2層の補強材を用いた場合の挙動が明らかとなった。壁面材にコンクリートパネルを用いたジオシンセティックス補強土壁の設計を行う上で、壁面材1枚に取り付けられる2層の補強材の一方を、一般的に高価な高い伸び剛性の補強材とし、他方を安価な伸び剛性の低い補強材とすることにより、変形の抑制と同時に経済性を踏まえた組み合わせ構成が有効であるものと考えられる。

謝辞：本研究において、山口大学工学部社会建設工学科山本技官には多大なるご助言を頂いた。記して謝意を表す次第である。

### 参考文献

- 1) 苗村正三, 宮武裕昭: 阪神大震災における土構造物の被害状況(道路編), ジオシンセティックス技術情報, Vol. 11, No. 2, pp. 3-8, 1995.
- 2) Nishimura, J., Hirai, T., Iwasaki, K., Saitoh, H., Morishima, M., Yoshikawa, S. and Yamamoto, H.: Earthquake resistance of geogrid-reinforced soil walls on a study conducted following the southern Hyogo earthquake, *Proc. Int. Symp. On Earth Reinforcement, Fukuoka*, pp.439-444, 1996.
- 3) 補強土壁工法設計・施工マニュアル作成委員会: 補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル, 土木研究センター, 1990.
- 4) 多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル作成委員会: 多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル, 土木研究センター, 1994.
- 5) Tatuoka, F.: Roles of facing rigidity in soil reinforcing, Theme Lecture, *Proc. Int. Symp on Earth Reinforcement, Fukuoka*, pp.831-870, 1992.
- 6) 西村淳, 兵動正幸, 中田幸男, 村田秀一, 小浪岳治, 松岡英明: ジオシンセティックス補強土壁に及ぼす伸び剛性の影響、土木学会論文集, No.617/Ⅲ-46, pp. 151-161, 1999.
- 7) Hyodo, M., Jamalludine, D. and Nishimura, J.: Stability and deformation of geosynthetic reinforced soil retaining wall, *Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement, Fukuoka*, pp. 379-384, 1996.
- 8) 兵頭正幸, 村田秀一, 中田幸男, 西村淳, 福谷将徳: 補強材の張力伝達特性を考慮した補強土壁の壁面変位予測, 第32回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 2469-2470, 1997.
- 9) 兵動正幸, 村田秀一, 中田幸男, 小浪岳治, 松岡俊夫: 帯状補強材の張力伝達特性に及ぼす伸び剛性と摩擦特性の影響, 第32回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 2467-2468, 1997.
- 10) 宮田善壽, 落合英俊, 林重徳, 大谷順, 平井貴雄: 補強盛土の安定性に及ぼす材料伸び剛性の影響, 第28回土質工学研究発表会発表講演集, pp.2737-2740, 1993.
- 11) Nakajima, T., Toriumi, N., Shintani, H., Miyatake, H. and Dobashi, K.: Field performance of a geotextile reinforced soil walls, *Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement, Fukuoka*, pp.439-444, 1996.
- 12) 落合英俊, 安福規之, 塚本良道, 山路徹, 大嶺聖, 平井貴雄: 材料特性の異なるジオグリッドと土の摩擦特性, 第30回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 2417-2420, 1995.
- 13) Jewell, R.A.: Compatibility, serviceability and design factors for reinforced soil walls, *Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement, Fukuoka*, pp.616-616, 1988.
- 14) Jewell, R.A.: Limit equilibrium analysis of reinforced soil walls. *Proc. 11 Int. Conf. Soil Mechs. and Fndn. Engng, San Francisco*, Vol 3, pp. 1705-1708, Balkema, Holland, 1985.
- 15) Jewell, R.A. and Milligan, G.W.E.: Deformation calculations for reinforced soil walls. *Proc. Twelfth Int'l. Conf. on Soil Mech and Found. Engr., Rio de Janeiro*, Vol.2, pp. 1257-1263, 1985.
- 16) 兵動正幸, 中田幸男, 高野彰浩: 補強土壁における二層敷設された帯状補強材の張力分担特性, 土木学会中国支部研究発表会発表概要集, pp. 315-316, 1998.
- 17) McGown, A., Andraws, K.Z., Paul, J. and Austin, R.A.: Limit state design of reinforced soil walls slopes and embankments, *Proceedings of Geosynthetics '93*, IFAI, pp.275-284, 1993.
- 18) Ehrlich, M. and Mitchell, J.K.: Working stress design method for reinforced soil walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.120, No.4, pp.625-645, 1994.

(1999. 2. 16 受付)

## WALL DISPLACEMENT AND TENSILE FORCE DISTRIBUTION ON GEOSYNTHETICS IN REINFORCED SOIL WALL

Jun NISHIMURA, Masayuki HYODO, Yukio NAKATA,  
Hidekazu MURATA, Takeharu KONAMI and Toshio MATSUOKA

The establishment of a geosynthetics-reinforced soil wall having vertical faces using concrete panels is desired . Concrete panels lack in their supporting strength; thus they are supported by various reinforcements. Therefore, the displacement and stability of each step of concrete panels must be studied, together with the stability of whole reinforced soil walls. In the study, a relationship between the displacement of the wall whose area is equivalent to that of one panel and the tensile force distribution characteristics has been clarified by means of three kinds of reinforcements having different tensile stiffness using a small-scale movable retaining wall device.