

ジオシンセティックスを用いた補強土の K_0 圧密・平面ひずみ圧縮試験

信州大学工学部 正 河村 隆, 正 梅崎健夫

1. はじめに 著者らは、補強土構造物においてすべり面と補強材が交差する付近の微小部分を補強土と定義し¹⁾、補強土の補強効果について検討している。本文は、研究の端緒として、新しく開発した補強土のための二軸圧縮試験装置²⁾を用いて補強土および無補強土の K_0 圧密・平面ひずみ圧縮試験を実施し、応力 - ひずみ特性を比較検討したものである。

2. 試験の概要 二軸圧縮試験装置の概略を図-1 に示す。試験装置の詳細は文献 2) を参照されたい。供試体には、直径 1.6mm および 3.0mm のアルミ棒（密度 $\rho=2.705\text{g/cm}^3$ ）を重量比 3:2 で混合した二次元積層体を用いた。供試体の寸法は縦 30cm、横 15cm であり、初期間隙比は $e_0=0.222\sim 0.231$ である。補強材には、表面の滑らかなポリエステル透明フィルム（OHP シート）を用いた。長さ 15cm の補強材を等間隔で 3 枚敷設した 3 ケース（補強土）と補強材を敷設していない 3 ケース（無補強土）に関して K_0 圧密・平面ひずみ圧縮試験を実施した。試験は、 $\sigma_v=\sigma_h=3.0\text{kN/m}^2$ (σ_v : 鉛直応力, σ_h : 側方応力) で方圧密した後、 $\Delta\sigma_v=1.0\text{kN/m}^2$ で所定の σ_{v0} になるまで段階荷重し、 K_0 条件を満たすように σ_h を手動で制御して、 K_0 圧密試験を実施した。そして、所定の $\sigma_{v0}=60, 80, 100\text{kN/m}^2$ に達した後、 $\Delta\sigma_1=\Delta\sigma_v=0.5\text{kN/m}^2$ で平面ひずみ圧縮試験を実施した。このとき、鉛直方向のひずみ速度 ($\dot{\epsilon}_1$) が $0.01\%/min$ 以下に収束してから次の $\Delta\sigma_1$ を荷重し、圧縮に伴う断面積の変化を考慮して $\sigma_3=\sigma_h$ が一定になるように手動で制御した。鉛直方向の圧縮力を供試体の上下 2 ケ所、側方の圧縮力を 1 ケ所 鉛直変位を上部 2 ケ所 水平変位を左右 4 ケ所で測定した。 $\sigma_{v0}=100\text{kN/m}^2$ の試験に関しては、アルミ棒に測点を施し、デジタルカメラで撮影することにより、供試体内部のひずみ分布の算定も行った。上下載荷板および左右拘束板には厚さ 0.5mm のメンブレンとシリコングリースにより摩擦軽減を施している。

4. 試験結果および考察 図-2(a), (b) に K_0 圧密過程における試験結果の一例を示す。供試体周囲には摩擦軽減を施しているものの、図-2(a) に示すように、上・下部の鉛直荷重計の値は異なるので鉛直応力 σ_v はその平均値として算定した。補強土および無補強土の K_0 値の平均値は、それぞれ $\bar{K}_0=0.579$ および 0.537 であり、 $\bar{K}_0=1-\sin\phi$ を仮定すると、それぞれ $\phi=24.9^\circ$ および 27.6° となる。

図-3(a), (b) に平面ひずみ圧縮過程における試験結果の一例を示す。平面ひずみ圧縮過程においては、 σ_3 を一定に保つ制御を手動で行ったが、図-3 に示すように、主応力差 $q(=\sigma_1-\sigma_3, \sigma_1$: 最大主応力, σ_3 : 最小主応力) が最大値に達した後は、手動での制御が十分でなく σ_3 が増加している。上・下部 2 つの荷重計によって測定した軸圧縮力から算定した q には差があり、ここでも、両者の平均値 \bar{q} を用いる。なお、摩擦軽減を施していない前報の試験結果²⁾と比較して、 q が最大値に達した後は、上・下部での測定値の差は

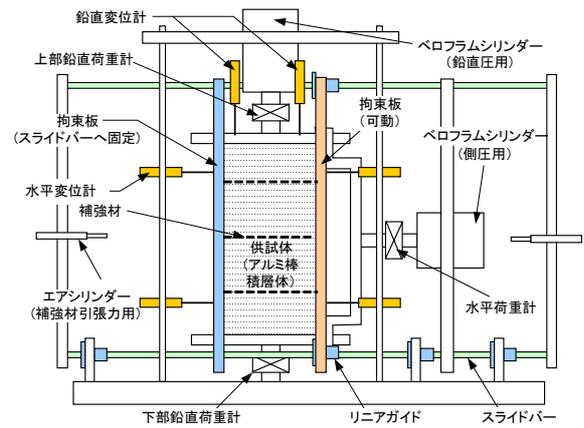


図-1 二軸圧縮試験装置の概略

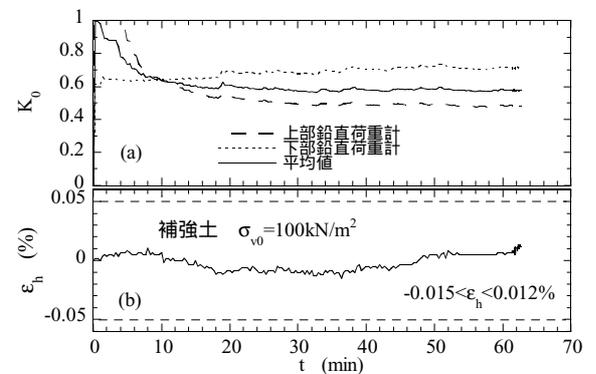


図-2 K_0 圧密過程における K_0 値および ϵ_h の経時変化

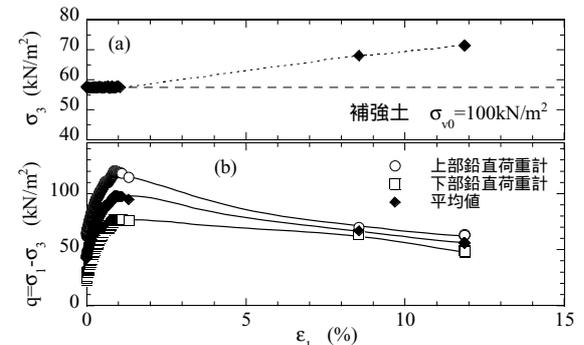


図-3 平面ひずみ圧縮過程における σ_3 および $q \sim \epsilon_1$ 関係

キーワード：補強土, K_0 圧密, 平面ひずみ, 応力 - ひずみ関係, せん断強さ, ひずみ分布

連絡先：長野市若里 4-17-1, 信州大学工学部社会開発工学科, TEL: 026-269-5289, FAX: 026-223-4480

小さくなる傾向にあり，また，後述する無補強土の内部摩擦角も小さく測定された²⁾。

図-4 に主応力差 \bar{q} および体積ひずみ $\epsilon_v (= \epsilon_1 + \epsilon_3)$ (ϵ_1 : σ_1 方向の軸ひずみ, ϵ_3 : σ_3 方向の軸ひずみ)と ϵ_1 の関係を示す。 \bar{q} の実測値には階段状の特異な挙動を示すものがあるが，これはアルミ棒の粒径が大きく局所的な破壊が生じるたびに变形が進行する進行性破壊のためであると考えられる。 \bar{q} は，すべての試験において最大値を示した後，減少する挙動を示す。 ϵ_v は，すべての試験において平面ひずみ圧縮の開始とともに圧縮傾向を示した後，膨張する挙動を示す。補強土と無補強土で膨張量がほぼ同じであるのは，供試体全体の体積ひずみを評価しているためである。補強材が周辺土塊の变形を拘束する拘束効果¹⁾が発揮されていれば，補強土の場合の膨張量が小さくなると考えられる。拘束効果を考察するためには，補強材周辺の局所的な体積ひずみを測定する必要がある。

図-5 に補強土および無補強土の場合の応力径路を示す。無補強土の破壊線として $M=0.82$ ($c'=0, \phi=21.3^\circ$) が得られた。内部摩擦角 ϕ' は， $\bar{K}_0=1-\sin\phi'$ として算定した $\phi'=27.6^\circ$ よりも小さい。補強土の破壊線は，見かけの粘着力と無補強よりも大きな内部摩擦角を有する直線 ($c'_R=1.6\text{kN/m}^2, \phi'_R=27.3^\circ, c'_R$: 補強土の見かけの粘着力, ϕ'_R : 補強土の内部摩擦角) となった。補強材の引張力は，見かけの粘着力として評価されるが，得られた c'_R の値は小さく，引張力に起因する補強効果に関してはより詳細な検討が必要である。

図-6 に $\sigma_{v0}=100\text{kN/m}^2$ の補強土および無補強土の試験において算定した供試体内のせん断ひずみの分布を示す。無補強土においては目視でもすべり面が確認できるが，補強土においては確認できない。しかし，補強材の敷設位置に沿って局所的にひずみが集中している傾向が認められる。

5. まとめ 補強土の K_0 圧密・平面ひずみ圧縮試験を実施した。補強土の破壊線は，見かけの粘着力 c'_R と無補強土よりも大きな内部摩擦角を有する。補強材の引張力は見かけの粘着力として評価されるが， c'_R の値は小さく，引張力に起因する補強効果に関しては，より詳細な検討が必要である。補強土と無補強土の供試体全体の体積ひずみにはあまり差は認められなかった。拘束効果を検討するためには補強材周辺の局所的な体積ひずみの分布に関して検討する必要があることを指摘した。今後は，補強材周辺の局所的なひずみ分布の測定や補強材の引張力の制御などを行うことにより，せん断開始から破壊までの過程において発揮される補強効果について検討する。

謝辞：試験装置の開発に際して名古屋工業大学社会開発工学科 松岡 元教授に貴重なご助言を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

【参考文献】1)河村，梅崎：ジオグリッド補強土の拘束効果を導入した破壊規準とその妥当性の検討，ジオシンセティックス論文集，第16巻，pp.91-96，2001。2)河村，梅崎：ジオシンセティックスを用いた補強土のための二軸圧縮試験装置の開発，第37回地盤工学研究発表会，2002(投稿中)。

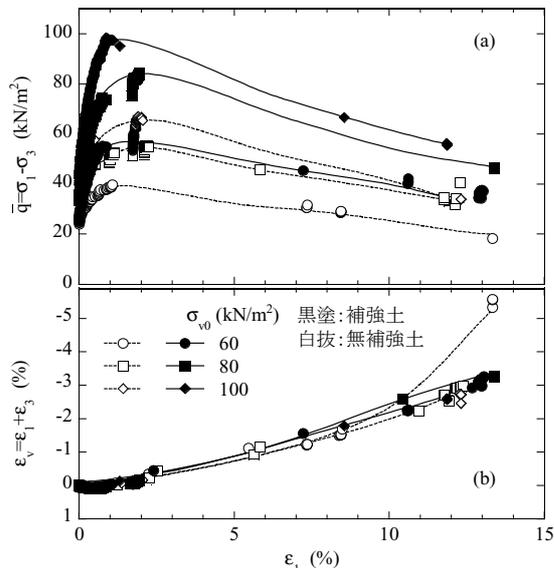


図-4 qおよび $\epsilon_v \sim \epsilon_1$ 関係

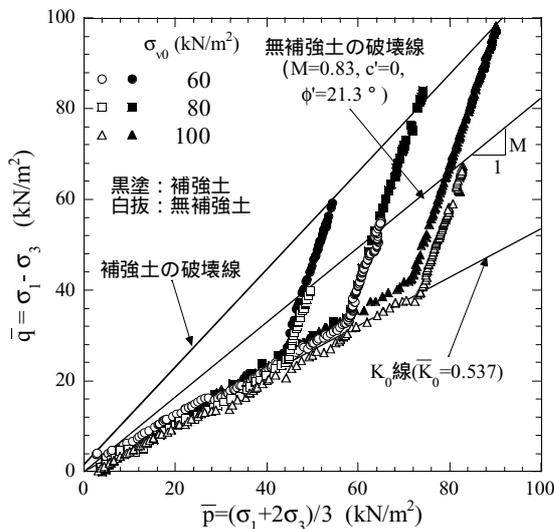


図-5 応力径路

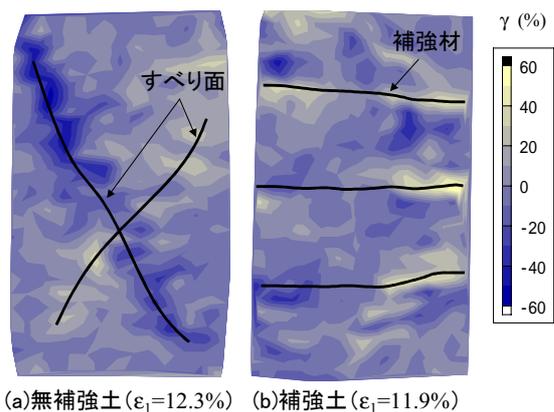


図-6 せん断ひずみの分布 ($\sigma_{v0}=100\text{kN/m}^2$)