

竹中技術研究所 ○馬場崎 亮一 齊藤 聡 鈴木 善雄

1. まえがき 近年、ゆるい砂地盤の耐液状化工法として深層混合処理工法を用いて砂地盤を改良する工法が考えられている。本研究は、深層混合処理工法により改良された砂地盤の強度変形特性を明らかにするために、ゆるい状態で改良された砂と密な状態で改良された砂の2種類の供試体を作製し、これらに対して三軸圧縮試験を実施して強度変形特性を比較検討したものである。

2. 実験方法 a) 実験に用いた砂 実験に用いた砂は千葉県安房郡浅間山より採取された山砂である。図-1は、実験に用いた砂の粒径加積曲線を示したものである。 b) 供試体作製方法 ゆるい改良砂

の作製は、乾燥砂に重量比で38.8%の添加水と13%の普通ポルトランドセメントを加えて十分に攪拌混合してスラリー状にしたものを $\phi 50 \times 240 \text{ mm}$ のモールド内に流し込んで作製した。この方法で作製された供試体の相対密度はほぼ0%である。密な改良砂は、砂に重量比で26.7%の添加水と6%の普通ポルトランドセメントを加えてミキサーで十分攪拌混合したのち、 $\phi 50 \times 100 \text{ mm}$ のモールドに3層に分けて詰め、各層ごとに100回のタンピングを行なって作製した。この方法で作製された供試体の相対密度は80~88%である。 c) 三軸圧縮試験 三軸圧縮試験は、圧密排水試験(CD-TEST)と圧密非排水試験(CU-TEST)を行なった。CU-TESTでは供試体を飽和させるために水中で約4時間真空脱気を行なったのち、三軸セルにセットして4 kgf/cm²の背圧を加えて20時間圧密を行なった。軸ひずみ速度はCD-TESTで0.04%/min.、CU-TESTで0.08%/min.である。供試体寸法は $\phi 50 \times 100 \text{ mm}$ である。

3. 実験結果および考察 図-2, 3は、それぞれゆるい改良砂、密な改良砂のCD-TEST、CU-TESTにおける応力-ひずみ曲線を示したものである。ゆるい改良砂のCD-TEST

では、せん断初期には体積圧縮が生じているが、せん断ひずみが大きくなるにしたがって供試体の相対密度がほぼ0%であるにもかかわらずダイレイタンスを生じている。このダイレイタンス現象は砂粒子の間げきを占めるセメント硬化体のために見かけの間げき比が小さくなるために生じたものと考えられる。これに対応して、CU-TESTにおいてはせん断初期に正の過剰間げき水圧が発生するがその後せん断ひずみが大きくなるにしたがって過剰間げき水圧は負の方向に転じている。このため、応力-ひずみ曲線は初期に直線的

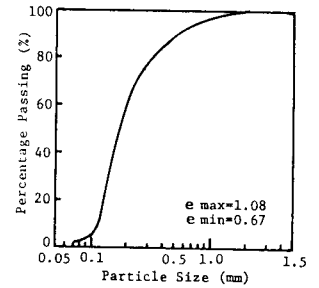


図-1 粒径加積曲線

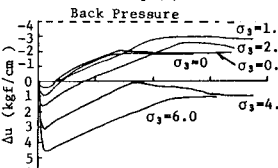
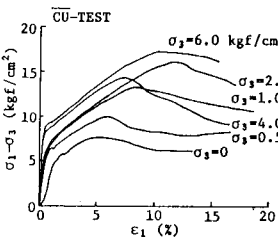
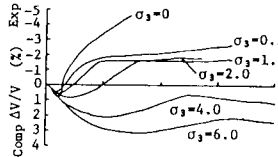
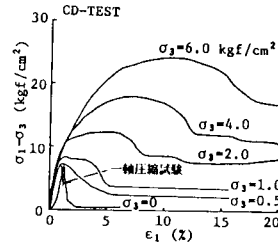


図-2 ゆるい改良砂の三軸圧縮試験結果

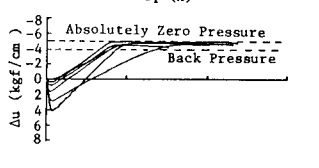
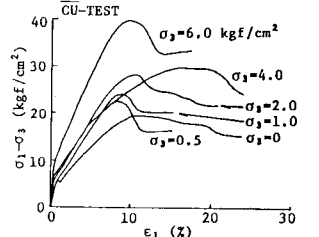
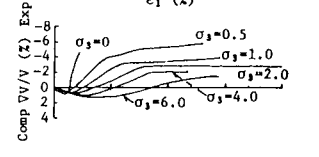
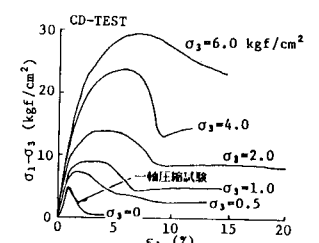


図-3 密な改良砂の三軸圧縮試験結果

に増加したのち急折するが、その後応力は増大してピーク強度に達する。特に、 $\sigma_3 = 0$ 、 0.05 kgf/cm^2 において曲線の急折点で応力がいったん減少し、その後再び増大しているのはこのダイレイタンシー特性によるものと考えられる。この強度変形特性は密な改良砂における $\sigma_3 = 0$

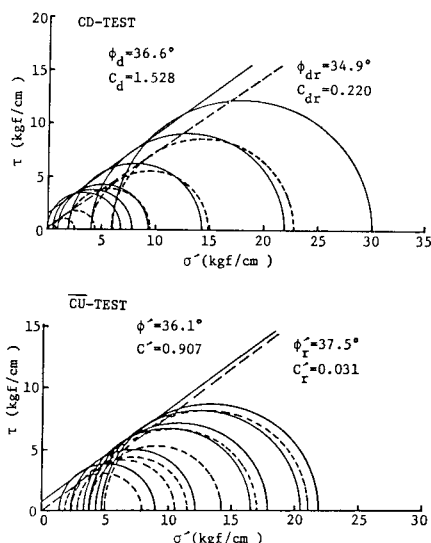


図-4 ゆるい改良砂のモールの応力円と破壊包絡線

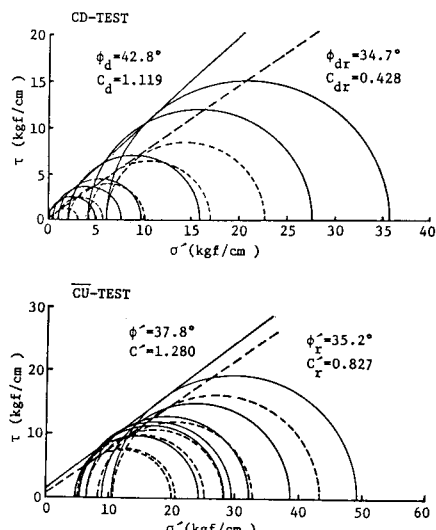


図-5 密な改良砂のモールの応力円と破壊包絡線

kgf/cm^2 においても見られる。これに対して、密な改良砂ではゆるい改良砂に比べて、より顕著なダイレイタンシーを生じており、 CU-TEST ではせん断初期に正の過剰間隙水圧が発生するが、その後間隙水圧は負に転じており最終的には絶対ゼロに近い値となっている。これらの改良砂の応力-ひずみ曲線は、 CU-TEST において粘性土改良土が一軸圧縮強さに近いピーク強度を示したのち強度が減少するのと異なった強度変形特性となっている²⁾。 CD-TEST における $\sigma_3 = 0 \text{ kgf/cm}^2$ での応力-ひずみ曲線は、ゆるい改良砂、密な改良砂ともに応力が一軸圧縮強さに近いピーク強度を示したのち強度は急激に低下しており、残留強度はほぼゼロとなっている。これに対して、 CU-TEST における $\sigma_3 = 0 \text{ kgf/cm}^2$ での応力-ひずみ曲線は、ゆるい改良砂、密な改良砂ともに応力が一軸圧縮強さに近づくと折れ曲がりその後応力は増大している。図-4, 5は、それぞれゆるい改良砂、密な改良砂のピーク強度時、残留強度時のモールの応力円と破壊包絡線を示したものである。

CD-TEST における密な改良砂のピーク強度時の内部摩擦角は 42.8° となっており、ゆるい改良砂の 36.6° に比べてかなり大きい。また、 CU-TEST ではゆるい改良砂、密な改良砂でそれぞれ 36.1° 、 37.8° となり両者の差は自然砂のように顕著ではない。また、残留強度時の内部摩擦角も CD-TEST 、 CU-TEST で密度による差はあまり見られず $35^\circ - 37^\circ$ となっている。また、セメント硬化体のためにピーク強度時には 1 kg/cm^2 前後の粘着力が見られるが、残留強度時には粘着力はこれよりも小さくなっている。図-6は、 CU-TEST における 45° 面上の応力経路を示したものである。ゆるい改良砂、密な改良砂ともに応力経路は、ある応力状態から同一の応力経路を辿っていることがわかる。以上述べた改良砂の強度変形特性は、砂粒子間のセメント硬化体の影響を受けていると考えられるが、このことは今後の検討課題である。

（参考文献）1）足立他：堆積軟岩の力学特性と破壊規準、土木学会論文報告集、第295号、1980
 2）龍岡：土質試験の課題と試験結果の評価 - 東京湾横断道路計画における土質工学の諸問題と室内土質試験 -、最近の土質基礎に関する講習会講演資料、土質工学会、3）松村他：軟岩の間隙圧係数Bと飽和度の関係、土と基礎、No 1679、March, 1987

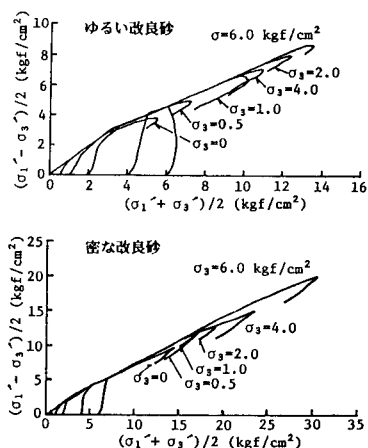


図-6 CU-TEST における応力経路