

III-75 砂ぐい改良地盤に関する基礎実験

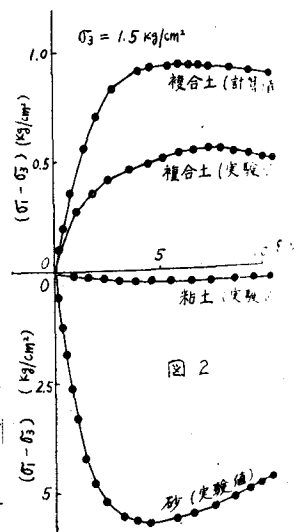
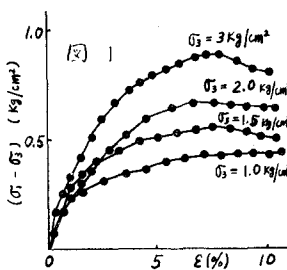
京都大学工学部 正員 ○松尾 松
鹿島建設 正員 前川行正

近年軟弱地盤改良工法の1つとして、粘土層に砂ぐいを打設する工法がしばしば採用されている。このうち sand drain 工法に関しては多くの研究によってかなり合理的な設計が可能となっている。sand compaction pile を打設した複合地盤の支持力特性に関しては不明な点が多いといわなければならない。このような複合地盤の破壊にはつぎのような場合が考えられる。すなわち(1) sand pile 打設中にその横圧力によって粘土地盤が破壊する場合—粘土中への砂の埋入をともなう、(2) sand pile 打設後一応落着いた複合地盤への載荷直後に破壊が生ずる場合—この場合、載荷重は sand pile および粘土地盤上にほぼ等分布すると考えてよく、また粘土の圧密が進行しない間に、最大主応力が鉛直方向に近い状態で破壊する、(3) 粘土地盤の圧密が進み、荷重が sand pile に集中して pile 自身がせん断破壊したり、pile から粘土への横圧力が大きくなりこれが粘土内の最大主応力となって粘土地盤が破壊に至ったり、また圧密後さらに大きな載荷による急速破壊や切土の場合のように長期破壊、のような場合が考えられる。現在このような複合地盤の力学性を調べるためにそのもっとも簡単な形として円筒形の粘土の中に砂を充填した供試体を用いて、三軸圧縮試験による種々の基礎実験を行なっている。ここではこの2, 3の結果について報告する。用いた粘土試料は粘土およびシルト分が65%の粘性土を約0.5 kg/cm²の荷重で再圧密した remold clay で、砂は豊浦標準砂を用いた。供試体は高さ8cm、外径3.5cmの粘土の中央部に内径1.24cmあるいは0.98cmの孔をうけ、その中に砂を充填したものである。なお砂部分は供試体をセル内にセットするときに完全に水で飽和させた。

このような複合土を非排水状態で急速せん断(せん断速度1.33%/min)したときの主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)と鉛直方向ヒズミ ϵ との関係の1例をあげると図1のようである。これは砂柱の直径が1.24cm、

密度および間ゲキ比がおよそ1.6 g/cm³、0.58程度の場合である。この図によると側圧 σ_3 が1 kg/cm²の小さな場合には明確な peak point が生ぜず粘土に類似の曲線形を示しているが、側圧 σ_3 が大きくなるにしたがって($\sigma_1 - \sigma_3$)_{max}になる ϵ は小さくなり、曲線の傾斜も急になって砂の影響が現われている。さて図2には例として $\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ の場合について、直径3.5cmの粘土のみの供試体、砂のみの供試体および複合土の供試体

の($\sigma_1 - \sigma_3$)~ ϵ 関係が示してある。従来複合地盤のすべりや支持力計算などでは砂および粘土を別個に試験し、それぞれについて主応力差(またはせん断力)の最大値を用いて力学常数を決定し、これによって設計計算を行なっている場合が多いように思われる。しかし



粘土と砂の変形特性が異なるから、それぞれの peak point で整理したものを複合地盤の計算に用いるのは明らかに不合理である。そこで例えば1つの方法として、図2の下半分に描いてある砂または粘土のみの供試体による曲線に、それぞれ複合土供試体における砂柱部分、粘土部分の断面積を乗じ合わせる。これを全断面積で割った場合の曲線を描いてみると、図2上半分に複合土（計算値）として示すような応力～ヒズミ曲線が得られた。この計算曲線と複合土の実験曲線の形状が比較的よく似ていることに注意しておく必要がある、少なくとも個々の peak point による整理ようもかなり合理的であると思われるが、その主応力差の絶対量は大部異なる計算値の方が実験値の約1.8倍になっている。その他の場合についてもこの比率は大体1.7～2程度であった。砂のみの場合の主応力差に1/2を乗じて同様の整理を行なうと量的にもかなりよく合ってくるが、複合土自身の破壊現象とあわせ、これらの関連性については今後の実験的研究において明らかにしてゆきたいと考えている。なおこの一連の非排水試験で、試験後複合土供試体の粘土部分の横断面について含水比を調べたところ、非排水であるにもかかわらず、砂柱に近いほど含水比が低かった（図3、なお元の含水比は52.5%程度）。これは砂の充填時の影響も考えられるが、主としてセン断中の砂のダイレイタンスイによる砂中の間隙水圧低下に起因するものと考えられる。

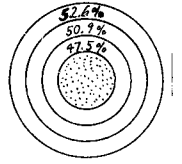


図3

さて以上の結果にもとづいて Mohr の破壊応力円を描くと図4のようである。この図には砂（点線）および粘土のみの場合、複合土（実験値）そして図2において説明した要領での計算曲線にも

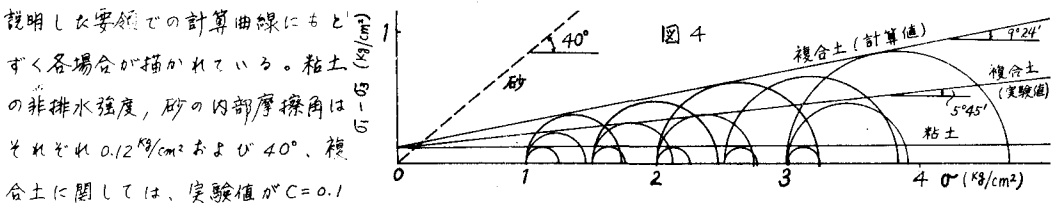


図4

すく各場合が描かれている。粘土の非排水強度、砂の内部摩擦角はそれぞれ 0.12 kg/cm^2 および 40° 。複合土に関しては、実験値が $C=0.1 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\varphi=5^\circ45'$ で、計算値においては C は同じで φ が $9^\circ24'$ とやや大きくなっている。試みに土丹の上に $C_u=1.2$ の厚さ 6 m の粘土層があり、その上に底辺、頂辺がそれぞれ 24 m 、 8 m 、高さ 2 m の盛土を施工した場合の仮想断面について比較計算したところ、粘土のみの地盤についての安全率は1.10、三軸試験における同じ比率で同じ密度の sand pile を打設した場合について、図4の力学常数 ($C=0.1 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\varphi=5^\circ45'$) を用いて計算した場合が1.60、peak point を用いて計算すると2.76 というかなり大きな値となった。

つぎに粘土の中空部に充填した砂の重量と $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ の関係を半対数紙上にプロットしてみると図5のようになる。この場合密度を用いなかったのは供試体作製の性質上砂の充填体積が明確でないからである。この図から充填砂の重量を増やしてゆくと、ある限度までは砂自身の密度が上昇して、これにつれて強度も上昇するが、ある限界以上になると締固め圧力が粘土の粘着力による抵抗よりも大きくなって中空部分を押しなげたり、砂粒が粘土内に入っていきなりして、もろ砂の密度は上昇せず、強度はほとんど変わらないことがわかる。このことは実際の砂ぐい打設に際しても、その締固めエネルギーと粘土の粘着力その他の関係において、充填砂の密度に自ずから限界があることを示唆している。

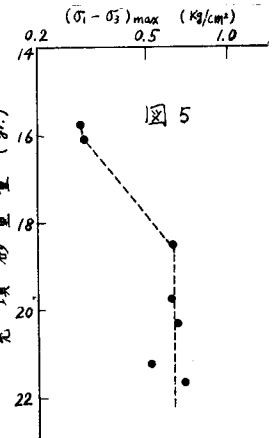


図5