

Ⅲ-B 242 一軸圧縮強さの異なるセメント改良土のせん断特性について

鉄建建設(株)技術研究所 正会員 ○飯島 正和
正会員 矢島 寿一

1. はじめに

セメント改良土のせん断特性を把握するため、配合条件や材令を考慮した三軸圧縮試験を行った報告があるが、その数はまだ少ないのが現状である。しかし、セメント改良土の合理的な設計法を確立するためには、異なる配合条件のもとでせん断特性がどう変わるかを把握する必要がある。本報告では、一軸圧縮強さの異なるセメント改良土の力学的特性を明らかにすることを目的に、含水比を一定とし、セメント量を定量的に変化させたセメント改良土に対して三軸圧縮試験を行い、強度・変形特性の拘束圧依存性や破壊基準、降伏曲面の強度依存性について考察している。

2. 試験方法

セメント改良土に用いた母材は粉末のカオリン粘土 ($G_s=2.713, W_L=47\%, W_P=30\%, I_P=17\%$) であり、固結材には普通ポルトランドセメントを使用した。配合条件は表-1 に示す通りで、混合したスラリー状のセメント改良土を型枠に投入し、混合開始から6~16時間後若干固化したものを所定の大きさに切り出し、一軸圧縮強さがほぼ一定となる材令8週間以上恒温庫内で水中養生(20.0°C)し、その後直径(ϕ)50mm×高さ(H)100mmの供試体に整形した。以上のように作製したセメント改良土の物性値を表-1に示す。この供試体を三軸試験機にセットした後、背圧(σ_{BP})を 1.00kgf/cm^2 作用させ、B値が0.95以上となるのを確認し圧密排水せん断(CD)試験と圧密非排水せん断(CU)試験を行った。試験条件は等方圧密圧力の大きさが改良土のせん断挙動に与える影響を知るため、拘束圧力(σ'_c)と一軸圧縮強さ(q_u)の比(σ'_c/q_u)を考慮して、表-2に示すように設定した。なお、せん断時のひずみ速度は $0.01\%/min$ とした。

3. 試験結果および考察

図-1は配合条件の異なる各ケースのセメント改良土を等方圧密した時の $e \sim \log \sigma'_c$ 関係を示したものである。各ケースの間隙比(e)は2.7~3.1程度と比較的近い値となっている。また、圧密降伏応力(P_c)は、ケース2では $P_c \approx 1.50\text{kgf/cm}^2$ 、ケース3では $P_c \approx 0.80\text{kgf/cm}^2$ となり、 $P_c \approx 0.5q_u$ となっている。したがって、今まで言われてきた $P_c \approx 1.2q_u$ よりも小さな値となっている。

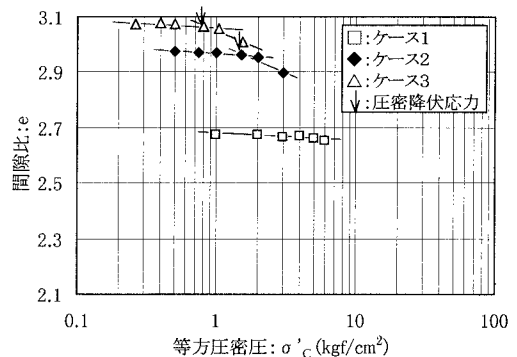
図-2は排水せん断時のケース2の軸差応力($q=(\sigma_1-\sigma_3)/2$)~軸ひずみ(ϵ_a)関係を示したものである。拘束圧が大きいのほど最大軸差応力もおおきくなっている(ここで

表-1 セメント改良土の配合条件および物性値

試験ケース	ケース1	ケース2	ケース3
配合含水比 (%)	115.0		
セメント量 : C (kg/cm^3)	250	150	100
飽和状態湿潤密度: γ_t (g/cm^3)	1.41	1.40	1.41
飽和状態含水比: ω (%)	100.3	111.3	115.9
初期間隙比 : e_0	2.68	2.98	3.08
一軸圧縮強さ : q_u (kgf/cm^2)	9.01	2.96	1.55

表-2 試験条件

試験ケース	ケース1	ケース2	ケース3
σ_{BP} (kgf/cm^2)	1.00	1.00	1.00
有効拘束圧 σ'_c (kgf/cm^2)	1.00	0.50	0.26
	2.00	0.75	0.40
	3.00	1.00	0.50
	4.00	1.50	0.80
	5.00	2.00	1.05
	6.00	3.00	1.55
		4.00	2.10

図-1 $e \sim \log \sigma'_c$ 関係

キーワード：セメント改良土、一軸圧縮強さ、降伏曲面、間隙比

連絡先：〒286-0825 千葉県成田市新泉 9-1 鉄建建設(株)技術研究所 TEL:0476(36)2357 FAX:0476(36)2380

は $\varepsilon_s=15\%$ 時の応力状態）。また、応力～ひずみ曲線は、載荷初期に明確な降伏箇所（図中矢印：降伏応力 (P_y) ）が存在し、その後拘束圧が P_c より小さい範囲 $(\sigma'_c/qu < 0.5)$ ではひずみ硬化軟化型、拘束圧が P_c より大きい範囲 $(\sigma'_c/qu > 0.5)$ ではひずみ硬化型となり、圧密降伏応力を境に形状が変わっている。他のケースも同様の挙動となっており、せん断挙動の拘束圧依存性が認められた。

図－3 は排水・非排水せん断試験より得られた最大、残留応力を qu で正規化し、 $q/qu \sim p'/qu$ 関係にプロットしたものである。図より各ケースともほぼ同じ一本の直線に集約され、一軸圧縮強さ（セメント量）の違いによる破壊線の傾き（粒子間の摩擦力）にほとんど差がない。この原因として、セメンテーション降伏後の残留応力では、供試体の間隙比の影響を受けているため、間隙比の差が少ない今回のケースでは破壊線の傾きに差がでなかったものと考えられる。このことから、セメント改良土の破壊基準は、強度が異なっても間隙比に差がなければ最大、残留応力線は強度に応じて相似型になると予想される。

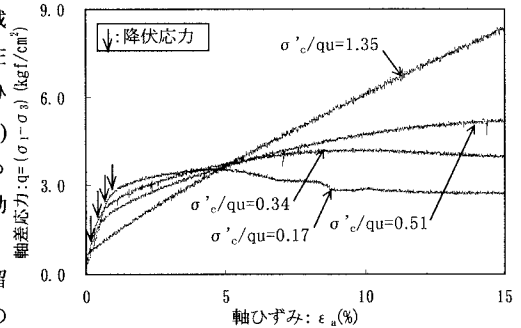
次に、図－4 は $q \sim \varepsilon_s$ 関係の載荷初期の降伏箇所について、降伏応力 (P_y) を qu で正規化し、 $q/qu \sim p'/qu$ 関係にプロットしたものである。図より、各ケースとも正規化した最大応力線上の $q/qu=1$ （一軸圧縮強さ）と正規化した p' 軸上の $p'/qu=1$ を結ぶ一本の直線（点線）に集約される。しかし、実際のセメンテーションの降伏は、圧密時には P_c で定義されることを考えると、最大応力線上の $q/qu=1$ と p' 軸上の $p'/qu=0.5$ を結ぶ曲線（実線）に集約されることが考えられる。したがって、セメント改良土の破壊線は図－3 に示すように、最大・残留応力状態を qu で正規化すると一つの線に集約され、降伏曲面についても同様に qu で整理すると、各ケースの降伏曲面は一つの線に集約され、降伏曲面は一軸圧縮強さに応じた相似型になっていると考えられる。

4. おわりに

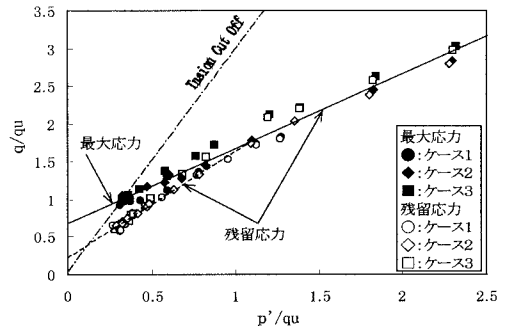
今回の試験で得られた知見を以下に示す。

- (1)排水せん断時の $q \sim \varepsilon_s$ 関係は、載荷初期に明確な降伏箇所が存在し、その後拘束圧が圧密降伏応力より小さければひずみ硬化軟化型、圧密降伏応力より大きければひずみ硬化型になり、拘束圧依存性が認められる。
- (2)最大・残留応力を qu で正規化すると、各ケースともほぼ同一の直線に集約され、ケースごとの直線の勾配に差はなかった。これより、セメント改良土の破壊基準は、強度が異なっても間隙比に差がなければ最大、残留応力線は強度に応じて相似型になると予想される。
- (3) $q \sim \varepsilon_s$ 関係で載荷初期の降伏応力 (P_y) を qu で正規化すると、各ケースの降伏箇所は、圧密降伏応力をセメンテーションの降伏箇所と考えると最大応力線上の $q/qu=1$ と p' 軸上の $p'/qu=0.5$ を結ぶ曲線に集約される。そして、各ケースの破壊線が相似形で表せ、降伏曲面も一軸圧縮強さに応じた相似形になっていると考えられた。

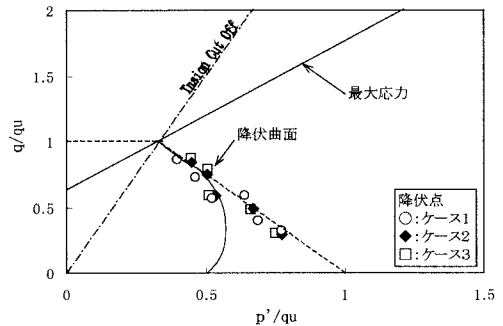
【参考文献】1)地盤工学会：セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集、1996



図－2 軸ひずみと軸差応力の関係(CD-Test)



図－3 q/qu と p'/qu の関係



図－4 $q/qu \sim p'/qu$ と降伏曲面の関係