

不攪乱まさ土の多段式三軸圧縮強度特性

呉工業高専 ○ 小堀 慈久
呉 市役所 大林 真人
K.K 森 組 森川 秀章

1. はじめに

瀬戸内海沿岸部には風化花崗岩のまさ土が広く分布し、集中豪雨時には斜面崩壊やがけ崩れが発生し毎年のように多大な被害が見られる。この様な災害地域における特殊土まさ土そのものの強度定数を検討する事は防災対策上また、土構造物の設計を行う上で必要不可欠である。特に防災設計施工に用いる強度定数は飽和状態によるものを用いる。

本研究ではこれらの斜面崩壊の災害防止のために原位置の不攪乱試料で室内実験での強度定数を得る必要がある。しかし、不攪乱試料の採取には多くの労力と経験と、また時間が必要である。通常、三軸圧縮試験は最低3個の不攪乱試料が必要である。そこで試料採取の労力の低減のために1試料で三軸試験による結果を得る、多段式三軸圧縮試験を試みる。また、標準試験結果と比較検討を行う。

2. 実験方法

呉市内で採取した再締固まさ土と豊浦標準砂を標準型モールド（H=10cm、φ=5cm）に詰め初期間隙比を0.7、0.8、1.0とした。また、原位置の不攪乱試料で試験を行った。多段式三軸圧縮試験の軸変位速度は0.17mm/minで行い、側圧を30分ごとに0.4、0.6、0.8と変化させた。三軸CD試験は、飽和化はバックプレッシャー等を用い行い、飽和度は80～90%で行った。

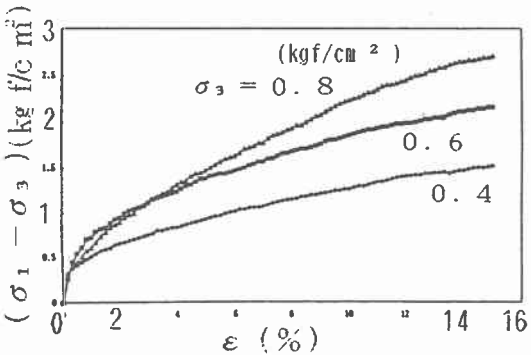


図-1 応力-ひずみ曲線 e=0.8 (再締固め土)

表-1 物理的性質

	W _o (%)	W (%)	e	G _s
まさ土	10.4	19.2	0.7~1.0	2.65
標準砂	1.2	24.4	0.7~1.0	2.64
不攪乱 (大入地区)	15.0	20.7	0.93	2.63

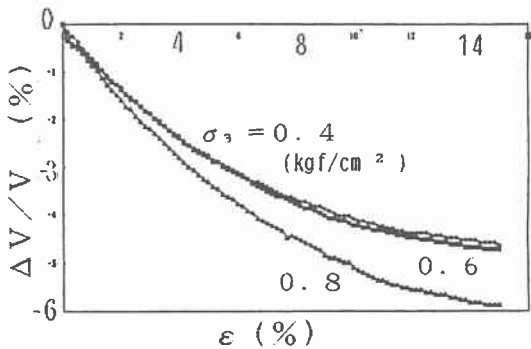


図-2 体積変化曲線 e=0.8 (再締固め土)

表-2 強度定数 多段式

	間隙比 e	φ d (°)	C (kgf/cm²)
まさ土	0.80	3.8	0
標準砂	0.70	3.7	0.07
不攪乱 (大入地区)	0.93	3.2	0

3. 結果と考察

1) 試料の物性 不攪乱試料の含水比は試験の前と後ではそれほど差はないが、標準砂の試験後の含水比はかなり増えている。比重はまさ土が2.65、標準砂が2.65、不攪乱試料が2.63であってそれほど差はない。不攪乱試料の間隙比0.93であった。

2) セン断特性 図-1はまさ土の応力-ひずみ曲線である。標準三軸試験のこの図から側圧0.4~0.8 kgf/cm²まで順当な結果が見られる。側圧0.8 kgf/cm²の場合をみると最大軸差応力は約2.6 kgf/cm²の強度がえられた。それに対応した図-2の体積変化グラフでは最大ひずみが約6%の圧縮がみられた。次に図-3のまさ土の多段式三軸試験の応力-ひずみ曲線を見てみると側圧0.8 kgf/cm²の場合をみると先の標準三軸試験と同様に最大軸差応力は約2.6 kgf/cm²の強度が得られた。それに対応した図-4の体積変化グラフでは約6.2%の圧縮が見られた。標準三軸試験と多段式三軸試験の結果を比べてみるとほとんど似かよった値が得られた。このことにより、多段式においても適正な強度定数が得られることがわかった。

図-5では不攪乱まさ土の多段式の三軸試験による応力-ひずみ曲線の結果である。再締固め土と比較して主応力差が低い値となっているのは、不攪乱土の間隙比 $e = 0.93$ 、再締固め土の $e = 0.80$ の差によるものである。また、標準三軸試験の応力-ひずみ曲線においても同様の結果が見られる。図-6の体積変化曲線では大きな圧縮量が見られる。ここでも、側圧 σ_3 が増加するのに従って体積ひずみが順当に増加傾向を示している。標準試験の体積変化の結果とも良い対応を示す。

4. ま と め

土の強度定数を得る場合、多数の不攪乱試料の採取の困難さから、一つの試料から結果を得る多段式をまさ土で検討した。標準試験と多段式試験とは、応力-ひずみ曲線や体積変化グラフでも大きな差がなく、強度定数のせん断抵抗角でもほぼ同様の結果が見られ、その適用性が得られた。

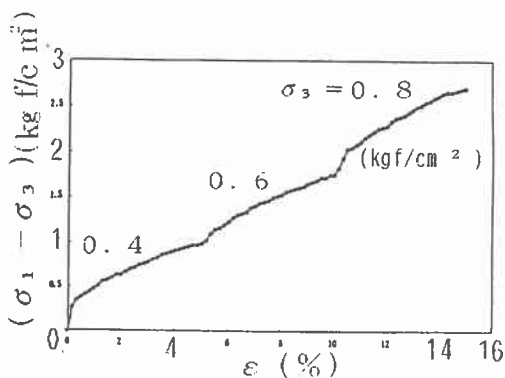


図-3 応力-ひずみ曲線 $e = 0.8$
(再締固め土) 多段式

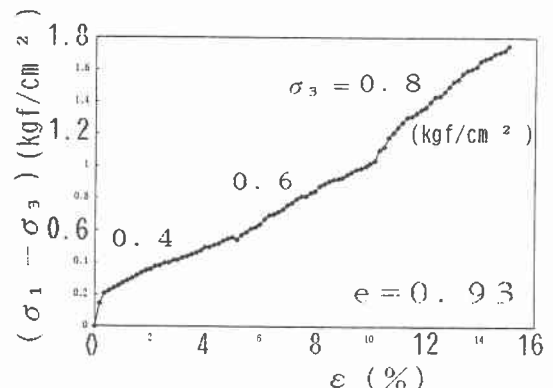


図-5 応力-ひずみ曲線
(不攪乱土) 多段式

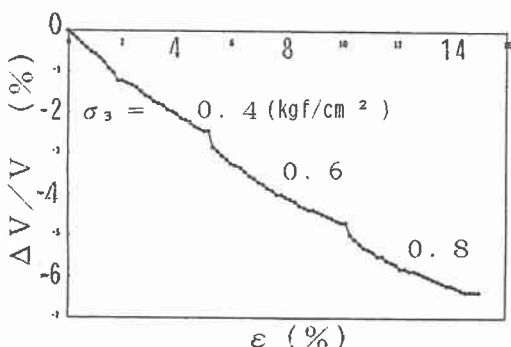


図-4 体積変化曲線 $e = 0.8$
(再締固め土) 多段式

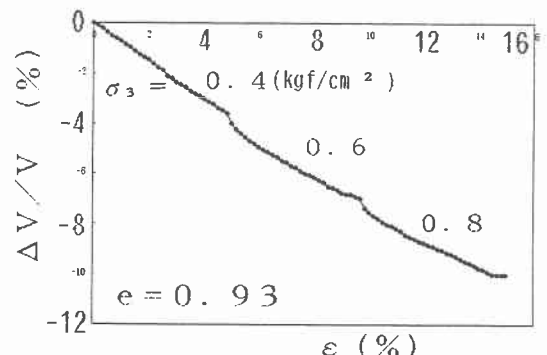


図-6 体積変化曲線
(不攪乱土) 多段式