

多段式三軸圧縮試験によるまさ土の強度特性

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。このよう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80～9080～90%で行った。

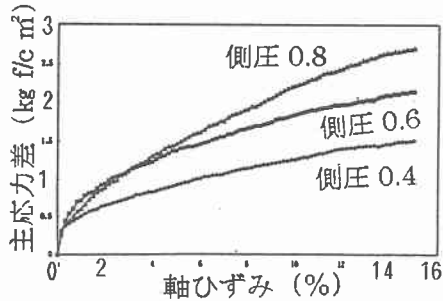


図-1 応力-ひずみ曲線 まさ土
間隙比 0.8

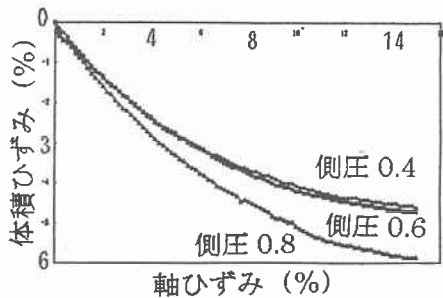


図-2 体積変化曲線 まさ土
間隙比 0.8

表-1 物理的性質

	W。 (%)	w (%)	e	Gs
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

表-2 強度定数

	間隙比 e	φ d (°)	C (kg f/cm²)
まさ土	0.80	38	0
標準砂	0.70	37	0.07
不攪乱 (大入地区)	0.93	32	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) セン断変形 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。

3) セン断強度 図-5で標準砂の間隙比0.7の標準及び多段式の三軸試験のせん断強度を比較すると、いずれもせん断抵抗角は37°で同じ結果が得られた。飽和条件ではあったがいずれも見掛けの粘着力は0.07 kgf/cm²であった。

図-6はまさ土で間隙比0.7の場合である。せん断抵抗角は同様の39°が得られたが見掛けの粘着力に差が見られた。

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。応力-ひずみ曲線と体積変化グラフでも大きな差が見られなかった。強度定数において、せん断抵抗角はほぼ同様の結果が得られたが見掛けの粘着力に若干の差が見られた。

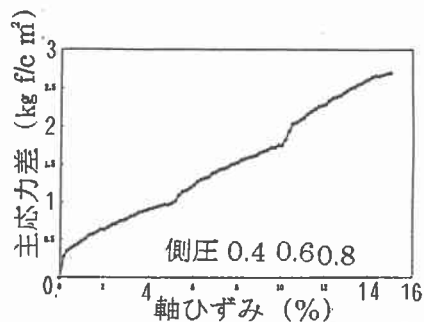


図-3 応力-ひずみ曲線 まさ土
間隙比0.8 多段式

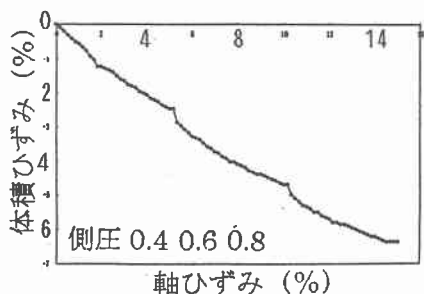


図-4 体積変化曲線 まさ土
間隙比0.8 多段式

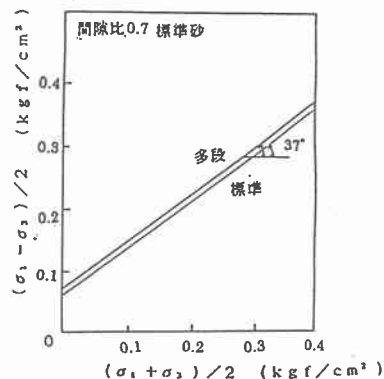


図-5 標準砂の破壊強度線

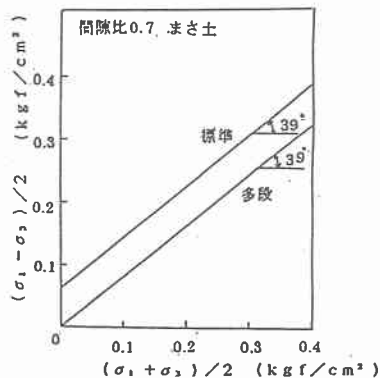


図-6 まさ土の破壊強度線