

締固めたまさ土の応力・ひずみ挙動に現れる異方性

山口大学工学部 正会員 中田幸男 兵動正幸 村田秀一
山口大学大学院 学生会員 ○中拂太一 HAM Tae Gew 芝尾朋子

1. はじめに

人工的に締固めて造成される盛土は、土粒子配列が異方的になる初期構造異方性や、構築過程や応力履歴に起因する応力誘導異方性を有していることが考えられる。締固めて構築された盛土内では地点ごとで主応力方向が異なり安定問題を考慮するには主応力方向の変化による締固め土の強度特性の把握が必要不可欠である。しかし標準的な砂の強度異方性に関する研究^{1),2)}は数多く報告されているのに対して締固め土の異方性に関する研究³⁾は極めて少ない。本研究では、まさ土を用いて不飽和三軸圧縮試験を行い、締固めたまさ土の変形・強度特性に現れる異方性を把握するとともに、異方性に与える拘束圧、供試体作製方法の影響について考察する。

2. 試料および試験の概要

本研究で用いた試料は山口県下関市で採取した下関まさ土の2mmふるい通過分である。表1にその物理的性質と締固め試験結果を示す。三軸圧縮試験に用いる供試体は締固め試験の結果より求められた最適含水比($w=13\%$)において締固め度 $D_c=90\%$ になるように締固め、 -20 度で凍らせ堆積面に対する切出し角が 0° 、 45° 、 90° となるよう直径50mm、高さ100mmに成形した。ここで堆積面と切り出しとの角度を δ とする。この δ は堆積面と三軸試験中の最大主応力とのなす角に一致し、 $\delta=90^\circ$ の供試体が一般的に作成した場合と合致する。この供試体に対して拘束圧30, 60, 120, 240kPaについて、ひずみ制御(0.1%/min)方式の側圧一定排水せん断試験を行った。ここでは、不飽和土の体積変化を計測するために二重セルを用いた。せん断初期の軸ひずみ2.0%までは、非接触変位計により軸変位を計測した。

3. 実験結果

図1は拘束圧120kPaの軸差応力及び体積ひずみと軸ひずみとの関係を示したものである。軸差応力と軸ひずみとの関係では、 δ の 0° から 90° への増加に伴い、ピーク強度も大きくなっていることがわかる。また、 $\delta=90^\circ$ 、 45° は延性的な挙動を示し、明確なピークが現れるが $\delta=0^\circ$ はやや脆性的な挙動を示している。体積ひずみと軸差応力との関係では、いずれも収縮から膨張傾向に転じる挙動となり、 δ による違いはみられなかった。図2は拘束圧120kPaにおける軸ひずみ0.05%までの軸差応力と軸ひずみの関係を示したものである。せん断開始直後にいずれの δ も軸ひずみ約0.003%付近から非線形となり弾性変形から塑性変形に移行していることがわかる。図3は軸ひずみが0.003%までの応力ひずみ関係から求めた割線ヤング係数 E と平均主応力 p の関係を示している。この図から拘束圧の増加に伴い E が大きくなっている。このことから一般的な弾性係数の拘束圧依存性は、 p の0.5乗に依存していると言われているが、今回行った試験では拘束圧依存性は p の0.66乗に依存しており、やや高い依存性を示し

表1 物理的性質と締固め試験

Sample	d_{50}	$F_c(\%)$	e_{max}	$W_{opt}(\%)$
	U_c	G_s	e_{min}	$\rho_{dmax}(g/cm^3)$
shimoseki	0.555	7.89	1.116	13.24
	7.14	2.685	0.613	1.783

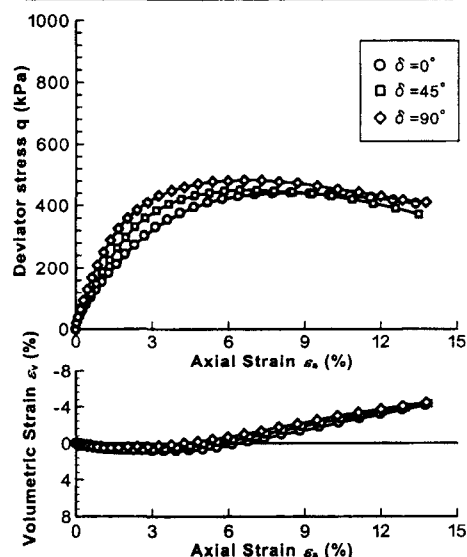
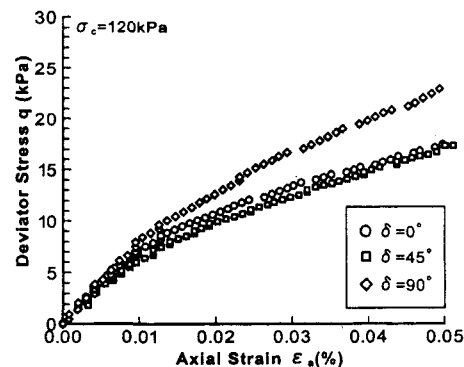
図1 応力ひずみ関係($\sigma_c=120\text{kPa}$)

図2 微小ひずみ領域における応力ひずみ関係

ている。このヤング係数には δ による違いは見られなかった。図4はピーク時のセカントアングル ϕ_{peak} と δ との関係で示している。いずれの試料も δ が 0° から 90° へ増加すると、 ϕ_{peak} も増加しており、その増加幅は大きな拘束圧を加えると小さくなる。ここでは過去に得られたまさ土の実験結果である宇部まさ土⁴⁾および鬼塚らによって得られた風化片岩³⁾の結果も示している。宇部まさ土の結果は空中落下法で作製した供試体に対して行った排水せん断試験の結果を示している。鬼塚らの結果は、風化片岩を締固め度90%となるように角柱のモールドに2kgのランマーで締固めて作製し成形した供試体の結果である。宇部まさ土や風化片岩は下関まさ土に比べてセカントアングルが約5~15deg低いことがわかる。また、全試料において拘束圧の大きさに違いがあるものの、セカントアングルの高いものほど $\delta=90^\circ$ の ϕ_{peak} と $\delta=0^\circ$ の ϕ_{peak} の差が大きくなる傾向がある。図5に「ある δ での $\phi_{peak}-\phi_{cv}$ 」/「 $\delta=90^\circ$ での $\phi_{peak}-\phi_{cv}$ 」と δ との関係を示している。ここで、 ϕ_{cv} は $d\varepsilon_v/d\gamma=0$ の時のセカントアングルであり、 $\phi_{peak}-\phi_{cv}$ はダイレタンシーによる強度増加とみなすことができる。図6は $\phi_{peak}-\phi_{cv}$ とピーク時のひずみ増分比との関係で示したものである。いずれの試料についても、ピーク時のひずみ増分比が高いものほど、ダイレタンシーによる強度増加分($\phi_{peak}-\phi_{cv}$)が大きいことがわかる。図中には、空中落下によって作成された豊浦砂の結果¹⁾や、空中落下によって作成された宇部まさ土の結果⁴⁾についても示している。豊浦砂の結果は、締固めた下関まさ土の結果より上方に位置している。また、空中落下により作成された宇部まさ土の結果については、締固められた下関まさ土の結果よりかなり下方に位置している。加えていずれの試料についても、 δ 依存性は明確に認められない。

4. まとめ

本研究では、締固めたまさ土に対して不飽和三軸圧縮試験を行い、変形・強度特性に現れる異方性について検討した。その結果、①せん断過程における初期せん断剛性は δ による違いが見られなかったが、ひずみが大きくなるに伴って異方的な性質が認められること、②ピーク時のセカントアングル、ひずみ増分比に現れる異方性は、拘束圧が増加するとともに小さくなること、③今回用いた締固め供試体について、ダイレタンシーによる強度増加とひずみ増分比は右上がりの関係が得られ、作成方法、材料によりその傾向が異なること、などが明らかとなった。

【参考文献】

- 1) 小田国寛・小石川功(1978):砂地盤の強度異方性とその土質工学的意義,「土木学会論文集」,第273号 pp111~120
- 2) 龍岡文夫・朴春植(1993):砂の変形・強度特性の異方性 I・要素試験における強度異方性,「土と基礎」Vol.41No.7 pp79~87
- 3) 鬼塚克忠・林茂徳・吉武茂樹・大石英隆(1979):締固め土の圧縮及び強度異方性について,「土木工学会論文集」,Vol.19,No.3 pp113~123.
- 4) Nakata, et al.(1998):Single particle crushing and mechanical behaviour of decomposed granite soils, Proc. of International Symposium on Problematic Soils, pp.479-483.

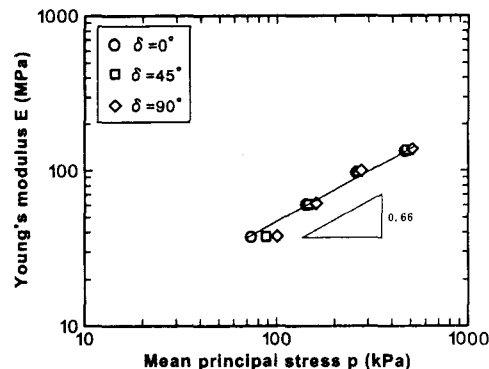


図3 ヤング係数と平均主応力の関係

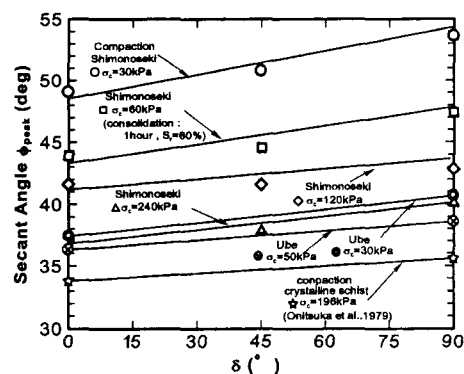


図4 ピーク時のセカントアングルと δ の関係

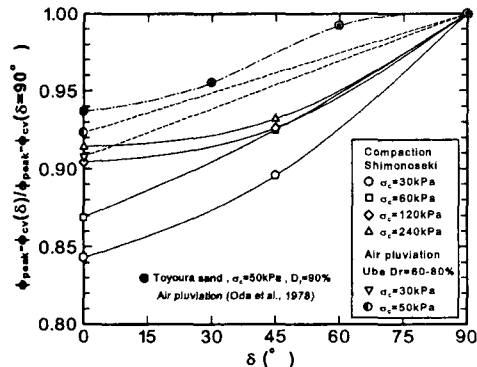


図5 $\phi_{peak}-\phi_{cv}(\delta)/\phi_{peak}-\phi_{cv}(\delta=90^\circ)$ と δ の関係

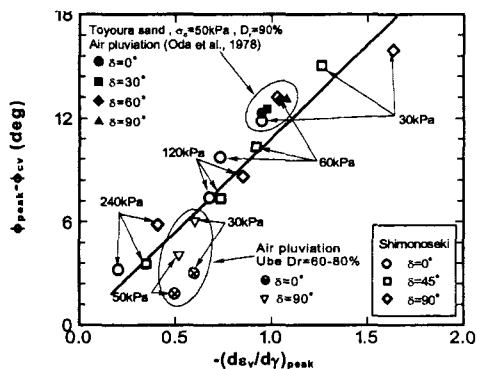


図6 $(\phi_{peak}-\phi_{cv})$ と $(d\varepsilon_v/d\gamma)_{peak}$ の関係