

有明粘土の挙動に及ぼす乱れの
メカニズムに関する一考察

佐賀大学 正 鬼塚 克忠
佐賀大学 学 洪 振舜
佐賀大学 ○学 峯 苦 剛

1. まえがき

軟弱かつ鋭敏性の高い有明粘土は、試料の採取・運搬などによって乱れを受けやすい。数百あるいは数千年以上堆積している有明粘土は土構造の影響を有すると報告されている¹⁾。本研究は、土構造の影響を考えて有明粘土の力学的挙動に及ぼす乱れのメカニズムを考察する。さらに、正規圧密状態の力学的挙動に及ぼす乱れのメカニズムについても検討する。

2. 試料および試料の乱し方

不攪乱試料は佐賀空港建設予定地で、人工圧密試料は佐賀県小城郡芦刈町で採取した有明粘土である。試料の物理的性質は表-1に示す。人工圧密供試体は、採取した試料を2mmふるいで裏ごしし、それを円筒状の塩化ビニール製のモールド(内径15cm、高さ32cm)に詰めた後、脱気を行ってから、圧密荷重を載荷して作成した。最終圧密荷重は30kPaであり、荷重の全載荷時間は約2週間程度である。今回、試料の色々な乱れの度合いを与えるために図-1のように2.5kgのランマーを上方29.5cmから落下させるという方法を用

表-1 有明粘土の物理性質

いた。この際、初期含水比を変化させないよう同図のモールドの端部を空洞にした。

有 明 粘 土	佐賀県小城郡芦刈町 (人工圧密試料)	佐賀空港建設予定地 (不攪乱試料)
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.661	2.631
自然含水比 W_n (%)	154	122
液性限界 W_L (%)	123	115
塑性限界 W_p (%)	52	49

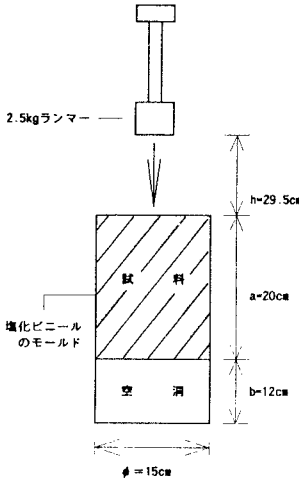


図-1 試料の乱し方

3. 試験結果および考察

3-1 不攪乱試料の力学的な挙動に及ぼす乱れのメカニズムについて

不攪乱試料に対して異なるエネルギー(突き固めによる土の締め固めの仕事量 E_c)を加えて異なる乱れの度合いをもたせる。これらの試料について標準圧密試験を行った。異なる乱れの度合いの典型的な圧縮曲線を図-2に示す。体積比の自然対数 $\ln(1+e)$ と $\log p$ という両対数プロットで二つの直線で表現できる。この両対数法は、Butterfieldによって初めて提案されたものである²⁾。二つの直線の交差する点に相当する圧力を圧密降伏応力 p_{cl} とする。また、降伏前と降伏後の直線の傾きをそれぞれ圧縮指数 C_{clB} 、 C_{clA} と定義する。自然堆積土の力学的な挙動は、土構造の抵抗によって支配されている³⁾。ここで、不攪乱試料について行った試験結果を表-2に示す。この場合、圧密降伏応力 p_{cl} 、降伏前の圧縮指数 C_{clB} 、降伏後の圧縮指数 C_{clA} ともに変化が現れている。乱れが生じると、土構造の抵抗力が低下して p_{cl} は低下し、 C_{clB} は大きくなる。表-2に示すデータによる p_{cl} と C_{clB} の関係を図-3に示す。図のように C_{clB} の増加とともに p_{cl} は小さくなっている。一方、表-2に示すように p_{cl} 、 C_{clB} と乱したエネルギー E_c の関係にはばらつきがでている。これは、試料の採取、運搬の際に各試料に生じた乱れの度合いの差のためであると考えられる。同じ条件下の元で採取した試料においても、乱れの度合いに違いがでることは、乱れの度合いを定量的に評価しその補正式を求めることの重要性を改めて示している。

表-2 不攪乱有明粘土の圧密試験結果

不攪乱 試料	乱したエネルギー E_c (kgf/cm ²)	w_0 (%)	p_{cl} (kPa)	C_{clB}	C_{clA}
A	0	111.7	27.34	0.037	0.26
B	0	111.7	18.33	0.076	0.33
C	0.122	119.3	24.56	0.072	0.31
D	0.122	119.3	24.43	0.052	0.34
E	0.173	122.0	25.57	0.039	0.33
F	0.173	122.0	27.72	0.041	0.31
G	繰り返した試料	125.3	0		0.21

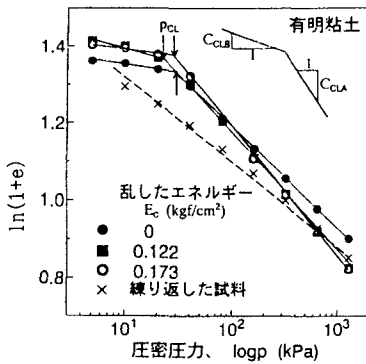


図-2 不攪乱有明粘土の典型的圧縮曲線

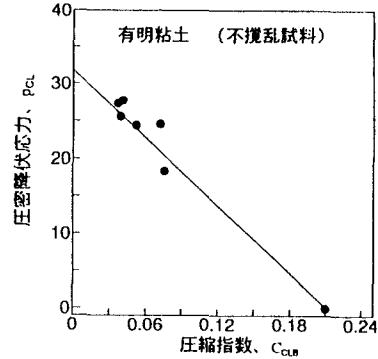


図-3 不攪乱試料の圧密降伏応力と降伏前圧縮指数の関係

3-2 人工圧密試料の力学的な挙動に及ぼす乱れのメカニズムについて

人工圧密試料に対して行った典型的な圧縮曲線の図-4が示すように、 $\ln(1+e)$ と $\log p$ のプロットで二つの直線になる。試験の結果は表-3に示す。人工圧密試料についても不攪乱試料と同様に乱れの度合いが大きくなると圧密降伏応力 p_{CL} は小さくなると思われる。しかし、今回の試験結果では顕著な違いはでなかった。また、空気吸収により不飽和状態にある再圧密過程では C_{CLB} が大きくなると思われるが結果にはばらつきがでた。これは、人工圧密試料を作成する過程での初期含水比にばらつきがあったためと思

われる。また、圧密降伏応力を越えて圧密すると、試料が飽和状態に戻り C_{CLA} には変化がみられなかった。

表-3 人工圧密試料の圧密試験結果

人工圧密試料	乱したエネルギー E_c (kgf/cm ²)	w_0 (%)	p_{CL} (kPa)	C_{CLB}	C_{CLA}
H	0	120.9	28.23	0.068	0.28
I	0.085	120.2	31.72	0.038	0.32
J	0.268	128.9	29.36	0.076	0.33
K	0.457	131.5	31.48	0.059	0.34
L	0.582	119.1	30.44	0.052	0.30
M	1.196	123.9	30.92	0.096	0.28

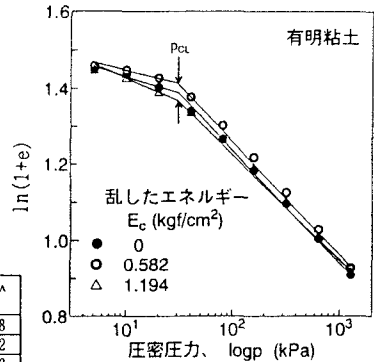


図-4 人工圧密試料の典型的圧縮曲線

4. まとめ

- 1) 不攪乱試料の力学的な挙動は土構造の抵抗によって支配されるため、乱れを受けると土構造の抵抗が低下し圧密降伏応力 p_{CL} は低下し、圧密降伏応力までの再圧密過程の圧縮指数 C_{CLB} は大きくなる。
- 2) 人工圧密試料の力学的な挙動は圧密圧力、含水比、飽和度により決まると考えられる。

5. 参考文献

- 1) Onitsuka, K. et al. (1995) : "Interpretation of oedometer test data for natural clays," Soils and Foundations, 35(3), pp.61-70.
- 2) Butterfield, R. (1979) : "A natural compression law for soils," Geotechnique, 29(4), pp. 469-480.
- 3) Leroueil, S. and Vaughan, P.R. (1990) : "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks," Geotechnique, 40(3), pp.467-488.