

III-32 K_0 -圧密を受けた粘土のせん断特性について

京都大学防災研究所 正員 八木 則男

京都大学工学部 学生員 西川 一夫

1. まえがき

基礎地盤の安定解析や沈下解析にはその地盤を構成している土の圧縮特性やせん断特性を知る必要がある。一般に地盤は側方に変位を許されない K_0 -圧密を受けている。したがって、実際の問題を考へる場合、室内実験において K_0 -圧密を受けた土のせん断特性を研究することは重要である。この種の問題は異方性圧密を受けた土のせん断特性も含めて以前より数多く研究されてきた。地盤に荷重が作用すると主働的に変形する部分と受働的に変形する部分があるので、ここでは三軸試験機によって特殊な K_0 -圧密を行ない、その供試体が主働的変形および受働的変形を受けた場合のせん断特性について報告する。

2. 実験装置、試料

三軸試験機によって圧密非排水せん断試験を行なう。供試体は円柱形である。圧密は供試体の側方方向の変位を許さないものと軸方向の変位を許さないものを行ない、各々 K_{or} -圧密、 K_{oa} -圧密¹⁾とし、その後のせん断試験を各々 $K_{or}U$ 試験、 $K_{oa}U$ 試験と呼ぶ。(詳しくは参考文献¹⁾を参照)

せん断時における間けき水圧の測定にはストレンジャー

表-1

sample	PI	LL(%)	G	K_{or}	K_{oa}
No.1	76.1	110.2	2.56	57.3	62.2
No.2	45.5	74.1	2.62	49.0	---
No.3	19.7	38.6	2.63	---	29.8
No.4	---	---	---	---	42.2

シタイプの水圧計を用い、記録計に自記させた。作用させた Back Pressure は 1.0 kg/cm^2 である。実験はすべて軸方向圧縮であり、エキステンション試験は行なっていない。圧縮の速さは供試体の高さ $8.0 \text{ cm} \sim 6.5 \text{ cm}$ に対して 0.0303 cm/min である。試料は表-1 に示すごとくである。

3. 実験結果と考察

K_0 -圧密後せん断を行なったが、間けき水圧の測定ミスなどで十分なデータは得られなかったもので、ここでは主に定性的な性質と記述し、定量的な扱いは且下実験中であるので、講演時に述べる。

図-1 に NO.1 試料の $K_{or}U$ 、 $K_{oa}U$ 試験の結果と主応力差 $(\sigma_a - \sigma_r)$ と軸方向ひずみ ϵ_a 、せん断中に発生した間けき水圧 u の関係を示した。なお初期の有効側圧はすべて 2.0 kg/cm^2 である。 $(\sigma_a - \sigma_r) \sim \epsilon_a$ 関係では以前より報告されているように圧密中に受けたせん断ひずみと同じ方向にひずみを与える場合は $(\sigma_a - \sigma_r)$ が最大値における破壊ひずみは $K_{oa}U$ のと比べると小さい。これは圧密中においても K_0 -圧密ではせん断ひずみを受けているので当然であろう。そこで、圧密中に受けたせん断ひずみも考慮して破壊ひずみを求めみる。

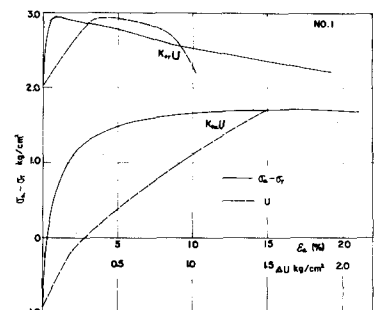


図-1

$K_{or}U$ 、 $K_{oa}U$ 両試験に成功したのは NO.1 試料だけであるのでそれについて調べる。計算の方法はつぎのように行なう。ここで軸方向に圧縮を受けた場合生ずるせん断ひずみを正とする。圧密

時にみけるせん断ひずみは圧密による体積変化を $(\Delta v/v)_c$ とすれば、Kor-圧密の場合、 $\gamma_c = \frac{2}{3}(\Delta v/v)_c$ とする。これは体積変化が等方的に生じた場合の軸方向ひずみ $\epsilon_{ac} = \frac{1}{3}(\Delta v/v)_c$ となるとし、残りの $\epsilon_{as} = \frac{2}{3}(\Delta v/v)_c$ がせん断ひずみに寄与したという考え方に基いておける。同様に Koa-圧密の場合には $\gamma_c = \frac{1}{3}(\Delta v/v)_c$ となる。Kor-圧密中に生じた全体積変化は約27%であり、 $\gamma_c = 18\%$ である。また、KorU試験の $(\sigma_a - \sigma_r)$ の最大値における $\epsilon_a = 0.8\%$ 、ゆえにせん断ひずみ $\gamma = \gamma_c + \gamma_s = 19.2\%$ となる。一方、Koa-圧密時の $(\Delta v/v)_c = 23.6\%$ であり、 $\gamma_c = 7.9\%$ となる。また $\epsilon_a = 16\%$ 、 $\gamma_s = 24\%$ となり、ゆえに $\gamma = 16.1\%$ である。したがって両者はかなり近い値となる。

つまり Δu について調べると、KorUでは初期において Δu は平均有効主応力が一定となすように発生するが、KoaUでは初期において Δu が増加してゐるようである。このようなKoa-圧密を受けた粘土の $(\sigma_a - \sigma_r)$ の最大値における間隙水圧係数 $A_f = \Delta u / \Delta(\sigma_a - \sigma_r)$ について調べたのが表-2である。データ数は少ないがPIが大きいほど、またKorUよりKoaUの方が A_f は大きくなる、といる。

	K_{or}	K_{oa}
No.1	0.429	0.718
No.2	0.420	-----
No.3	-----	0.524
No.4	-----	0.678

せん断中の有効応力経路を図-2に示した。KorUでは $(\sigma_a - \sigma_r)$ の最大値が σ'_a / σ'_r の最大値よりかなり前に現われるが、KoaUでは両者はほぼ一致してゐる。そしてKorU、KoaUともに正規状態であるので、 $C' = 0$

表-2

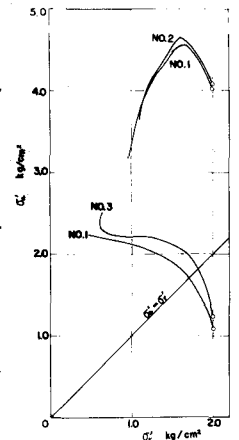


図-2

として、 $(\sigma_a - \sigma_r)$ および σ'_a / σ'_r の最大値における ϕ' を求めるといずれの場合もKorUよりもKoaUの方が大きくなる。このことはLadd²⁾の行なつた異方向圧密と等方向圧密後のせん断試験において、 $(\sigma_a - \sigma_r)$ の最大値における ϕ' は後者の方が大きい、 σ'_a / σ'_r の最大値における ϕ' は一致するという結果とは異なつてゐるようである。このことを更に詳しく調べるため、 $(\sigma_a - \sigma_r)/2$ と $(\sigma'_a + \sigma'_r)/2$ の関係と $(\sigma_a - \sigma_r)$ の最大値、 σ'_a / σ'_r の最大値に対して示したのが図-3である。KorU、KoaU いずれも正規状態であるので両方のプロットと結んで有効応力による強度係数を調べると $(\sigma_a - \sigma_r)$ 、 σ'_a / σ'_r のいずれが最大の場合も $C' = 0$ であり、前者の場合 0.4 kg/cm^2 、後者の場合 0.23 kg/cm^2 程度となる。したがって、正規状態では $C' = 0$ とすれば、KoaU結果の方が大きな強度を示す。これは圧密による粘土構造の異方性によることが予想される。

4 あとがき

データが十分でなく、満足な検討ができてゐないが、Koa-圧密を受けた粘土が主働的変形と受働的変形を有する場合ではかなり挙動が異なる。これは地盤の安定解析上重要な問題となるので、目下 σ'_r (圧密圧力) と変えた場合の実験を続行中であり、講演時にその結果を報告したい。

参考文献

- 1) 八木則男・西川一夫 "Koa-圧密に関する3つの実験と考察" 土木学会第26回年次学術講演会講演集第3部 8846/0
- 2) C.C. Ladd "Stress-Strain Behaviour of Anisotropically Consolidated Clay during Undrained Shear" 6th Int. Conf. S.M.F.E. Vol.1

図-3

