

東海大学海洋学部 正員 宋 永煜
名城大学理工学部 正員 岡田 富士夫

I 始めに アースダムや土構造物の変形解析に有限要素法を用いるには、先ず締固め土の定量的な応力～ひずみ解析が必要である。砂や含水比一定の自然地盤に対するこれらの解析については、すでに Duncan⁽²⁾の研究がある。この解析法の基礎をなすものは Kondner⁽¹⁾による双曲線の定式化である。一方、締固め土の応力～ひずみ関係については、前記の研究のなかで用いられている変数の他に締固め含水比が加わる。Daniel⁽³⁾や著者らは、この変数と考慮した関係について、すでにその一部を発表してきた。今回の研究では、これらの独立変数と締固め含水比の関係および変数相互間の関係などに就いて述べる。またフック法則の適用に必要なポアソン比と変数の間の関係についてもその一部を述べる。

II 締固め土の構成方程式の定式化とその変動要因

3軸試験による土の応力～ひずみ曲線は一般に双曲線であり、Kondner によれば一般に次のような直線として表わされる。
含水比一定であると

$$\frac{\varepsilon}{\alpha} = a + b\varepsilon \quad \text{---(1)} \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = \varepsilon' \\ a = \frac{1}{E_0} \quad E_0 = \text{初期弾性係数} \\ b = \frac{L}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \text{極限応力} \end{array} \right.$$

ここで応力比 $R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \div 99$ とおき、また Janbu の $\frac{E_0}{P_a} = K \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$ の関係 E_0 を代入すると(1)式は

$$\alpha = \frac{\varepsilon}{\frac{K \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n}{99} + \frac{99\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \quad \text{---(2)} \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = \varepsilon' \quad K, n \text{ は実験定数} \\ P_a \text{ は大気圧, 普通 1 気圧 とおく} \\ (\sigma_1 - \sigma_3)_f = \text{破断時の軸差応力} = f(\sigma_3) \end{array} \right.$$

とする。(2)式は $\alpha \sim \varepsilon$ 関係が、含水比一定のもとで σ_3 の関数として表わされることを示している。これまでの計算過程における変数は a, b, K, n であり、また $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は σ_3 と直線関係にあるので、この時の定数を e, f とすると、これらの定数が σ_3 とあまのひは締固め含水比とどんな関係にあるかが問題になってくる。一方締固め土の非線形応力～ひずみ関係の予測にフックの法則を適用するにはポアソン比を知る必要がある。区分法によるこの関係は次のように示される。

$$\Delta \varepsilon_a = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) + \Delta \sigma_3 (1 - 2\nu)}{E_0} \quad \text{---(3)}$$

III 本研究の結果と考察

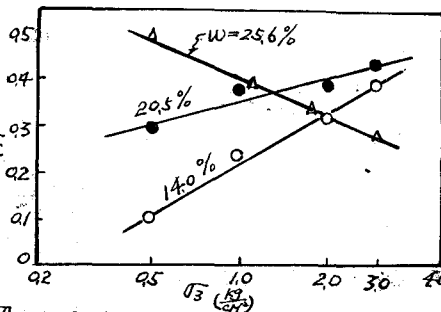
以下本研究で用いた試験法は 3 軸非圧密非排水試験である (UU 試験) 図-1 および図-2 は各締固め含水比における供試体の応力～ひずみ曲線を Kondner 法により再プロットした時の直線定数 a, b を図圧 σ_3 に対してプロットしたものである。 a 値の逆数は初期弾性係数である。図-1 から初期弾性係数は乾燥側ではあまり変らないうが、湿潤側に入ると図圧 σ_3 の増大と

共に増加することが分る。ただし弾性係数は湿潤側で急激に減少する。一方b値の物理的意味はその逆数が無限大である。図-2より含水比一定のもとでは、固圧 σ_3 の増加と共に無限大も増加するが乾燥側よりも湿潤側でこの値向が著しい。また破壊時における軸圧縮力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は、一般に固圧 σ_3 と直線的な正の関係を有しているが、この時の定数値e, f値と含水比に対してプロットしたものが図-3および図-4である。e, f値とも大むね稀固の曲線に類似し、最適含水比付近で最大になる。ただしe値では、稀固のエネルギーがあまり小さいと空気圧の影響の方が大きく作用してくるので含水比の影響が鈍化してくる。e値の物理的意味は固圧 $\sigma_3 = 0$ 時における破壊力であるから一軸圧縮強度とみることができ、この強度は含水比に比例し、無限大の強度である。図-5は初期ポアソン比と固圧 σ_3 の関係を示したものである。ポアソン比は次の式で計算したものである。

$$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_r}{\Delta \varepsilon_a} = \frac{\Delta (\varepsilon_r - \varepsilon_a)}{\Delta \varepsilon_a} \quad (4)$$

ここで ε_r は体積ひずみ、 ε_a は軸ひずみである。含水比一定のもとでは、 $\nu \sim \sigma_3$ は直線関係にあり、乾燥側、と湿潤側では傾向を異にする。すなわち乾燥側では、ポアソン比は固圧 σ_3 と共に

増加し、湿潤側では逆の傾向にある。また破壊時における初期ポアソン比も同様の傾向があることが実験的に知られている。



以上の実験結果をも 図-5 Relationship between Initial Poisson Ratio and σ_3 として実験値による $\sigma_3 \sim \nu$ 関係曲線と理論値によるものを比較すると、固圧 σ_3 の小さいところでは少しく偏離するが σ_3 の大きいところでは、比較的良く一致していることが分る。この結果は Daniel の結論と一致する。

参考文献

1. Kondner, R.L (1963): Hypothetical Stress-strain Response, Cohesive Soils, Proc ASCE 89 (SMT) pp111-114.
2. Duncan, J.H and Chang, C.Y (1970): Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, JG (SMT) pp164-167.
3. Daniel, D.E and Olson, R.E (1974): Stress-strain Properties of Compacted Clays, Proc ASCE (SMT) pp1123-1126.
4. 宋永煜, 川本雄 (1976): 風成泥岩断層上の非線形弾性ひずみ-応力関係, 地盤工学研究年報, pp97-100.

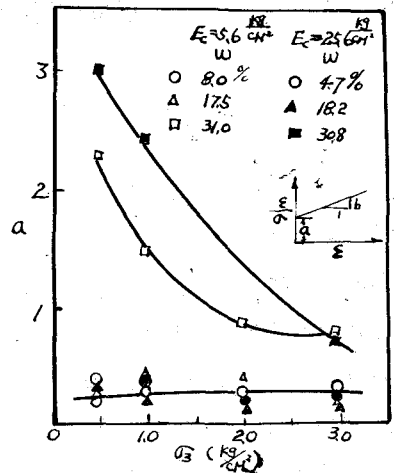


図-1 Relationship between σ_3 and a

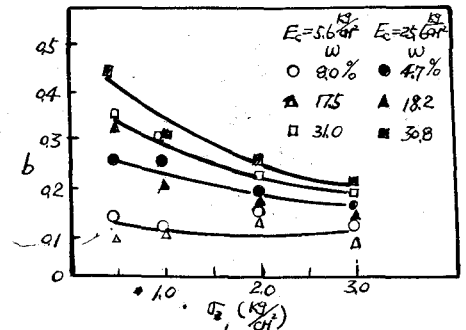


図-2 Relationship between σ_3 and b

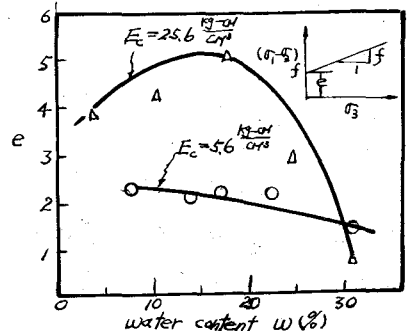


図-3 Relationship between w and e

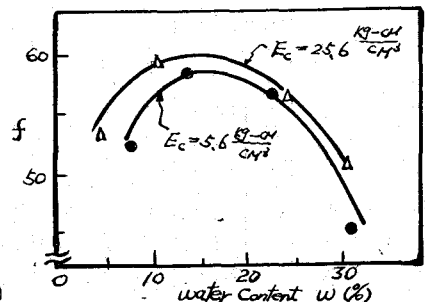


図-4 Relationship between w and f