

III-323 現場光下計測値からの材料定数の推定

東京大学工学部 学生員 季 宏 徹
正 員 石原 研而
正 員 桑野 二郎

1. はじめに

突地盤の変形解析を行う場合、最も困難な問題となるのは、変形係数等々材料定数の決定である。従来、土の様々な材料定数は、三軸圧縮試験等の室内試験、現位置の波速検層、或は文献により土の性質を比較することにより決定されてきた。その場合、推定された定数は、供試体のサンプリング時の攪乱、応力履歴の変化、或は地盤の不均質性等の影響を受けたものと考えられる。従って、工事着工前に地盤材料定数を正確に推定する方法には限界があると考えられるので、施工時の現場計測から施工にロードバックさせる方法が最近では一般的になっている。その手法として、土を線形弾性体とした場合に対し、step-by-step法の一次元沈下解析を用いて、変位計測値から材料定数を逆に決定する方法を試みた。

2. 解析法

2.1. step-by-step 築成解析法

step-by-step法は築成過程をシミュレートして、誤体中の応力と変位等を計算する方法である。つまり、工事に伴う段階的に増加する上載荷重により、応力と変位を解析して、増分解析法とも呼ばれる。この方法によ、2解析した鉛直方向の変位は盛った土層高の中間点で最大値となり、天端と基点での変位が0となる、上下対称形の変位分布である。

2.2. 定式化

Janbu (1969) は、土の剛性を拘束圧の関数として次式のように表わした。

$$E = K R_a \left(\frac{\sigma}{p_a} \right)^n \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 E はヤング率、 R_a は大気圧、 σ は拘束圧、 K, n は土の定数。盛上における拘束圧は $K_0 \gamma H$ ($K_0 = \sigma_h / \sigma_v$, γ : 密度、 H : 高さ) であるので、(1)式を

$$E = K R_a^{1-n} (K_0 \gamma H)^n \quad \text{----- (2)}$$

と変形する。今、Fig. 1のように高さ H まで一次元的盛立する土柱を均質弾性体と仮定し、側方変位が拘束され ($\epsilon_H = 0$)、 K_0

を一定値と仮定する。step-by-step法を用いて、実際の施工のように、基盤から尺点までを盛立てから、尺点で変位計を設置する。上載荷重を加える前には、尺点の変位は0となっており、尺点の上に dx の厚さの土を加えたら、尺点の変位量は次のようになる。

$$\delta_R = \int_0^R \frac{\gamma dx}{K_T R_a^{1-n} \gamma^n (x-y)^n} dy \quad \text{----- (3)}$$

ここで

$$K_T = \frac{K R_a^{1-n}}{(1+n)(1-2\nu)} \quad \nu: \text{ポアソン比}$$

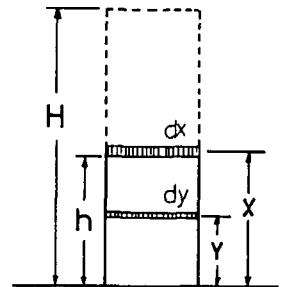


Fig. 1 解析に用いた工柱

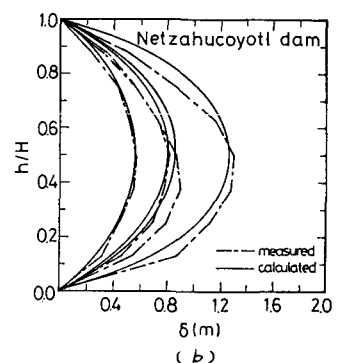
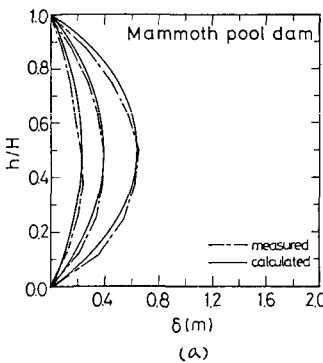
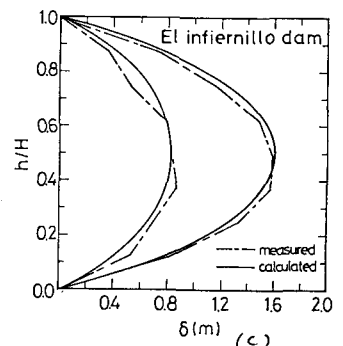


Fig. 2 3つのダムの変位計測値と計算値



また、完成時には、 R から H まで盛るのど、 R 点での全変位量は

$$S(R) = \int_{R=0}^H \delta R = \frac{1}{K_T} \frac{1}{1-n} \frac{1}{2-n} \left(\frac{r}{R_0}\right)^{1-n} \left[H^{2-n} - (H-R)^{2-n} - R^{2-n} \right] \quad (4)$$

となる。施工中、1つの鉛直線上にあるいくつかの変位計により測定された変位を用いて、最小二乗法により、 K_T , n の値を求めると、工柱の平均的剛性が求まる。そこで

$$S = \sum_{i=1}^N (\delta_i - \Delta_i)^2 \quad (5)$$

を最小とする、 K_T , n を最適とする。ここで、 δ_i は(4)式と同じ、 Δ_i は対応する高さでの計測値、 N は測点数。(5)式が最小になるためには

$$\frac{\partial S}{\partial n} = 0, \quad \frac{\partial S}{\partial K_T} = 0 \quad (6)$$

(6)式から、計算機を用いて、 K_T , n を数値的に求める。

2.3. 解析結果

解析対象は California Mammoth Pool ダム & Mexico El Infiernillo ダム と Netzahucoyotl ダム である。全てはコア材を対象としたので、粘性土に近いと思われる。解析結果は表1に示した、 H は基盤から天端までの高さ。 n は0.5~0.9で、参考文献(2)にある実験の結果よりやや高いが、参考文献(1)にあるようにわずかな振幅に影響される、Silver-Seed では $E_a = 1\%$ では n が約0.9であり、3つのダムの圧縮率は約3%であることがわかったので、やや小さめである。3つのダムの変位量計測値と計算値は Fig. 2 で示している。

3. ヤング率と ν の関数

(4)式から、 R を $1.0m$ に固定すれば、 H を任意に変えると E , ν がそのときの E_v (変位量/ $1.0m$) に対して求まる。また、下式に基づき

$$\frac{E}{E_0} = \left(\frac{\nu_0}{\nu} \right)^n \quad (7)$$

E を同一の拘束圧(例、 $1kg/cm^2$)の値に交換して、任意な $E \sim \nu$ が得られる。さて、応力 $\sim \nu$ の関係を Kondner の双曲線形で表せば、割線ヤング率が $E_0 = \frac{\sigma}{\alpha + \beta \nu}$, $E_{max} = \frac{1}{\alpha}$ となる。Fig. 3は E_0 の範囲を $1 \times 10^6 \sim 5 \times 10^2$, 及び K_0 を0.5に仮定して得られた a, b 値で計算した結果である。3つのダムとも粘性土について従来得られた範囲にはほぼ入っている。

参考文献

- (1) 石原研彦: "工質力学の基礎" (鹿島出版会, 1982)
- (2) F.H. Kulhavy "Finite Element Analysis of Stresses and Movements J.M. Duncan: in Embankments during Construction" (ICE 64-4) H.B. Seed
- (3) STANLEY D. WILSON: "Deformation of Earth and Rockfill Dams"

	H (m)	K_T	n
MAMMOTH POOL DAM	98.0	168.188	0.737
	51.0	145.241	0.588
	29.0	122.135	0.497
EL INFIERNILLO DAM	75.0	79.028	0.836
	115.0	103.189	0.628
NETZAHUCYOYOL DAM	60.0	108.602	0.703
	72.0	83.500	0.747
	109.0	70.754	0.901
	80.0	100.579	0.757

表1: 解析結果

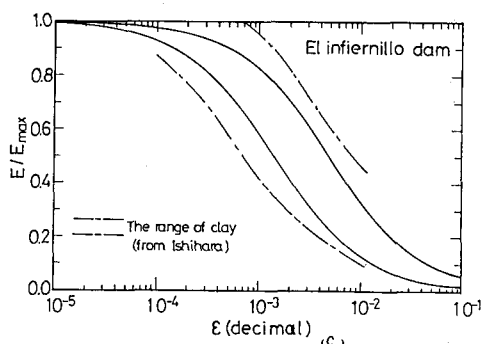
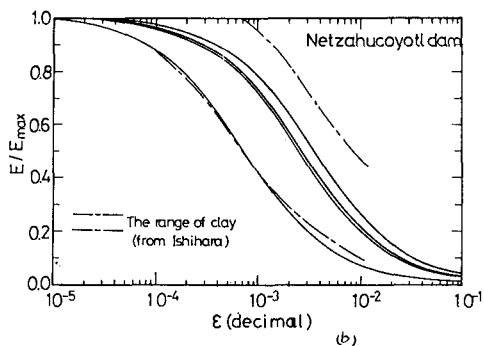
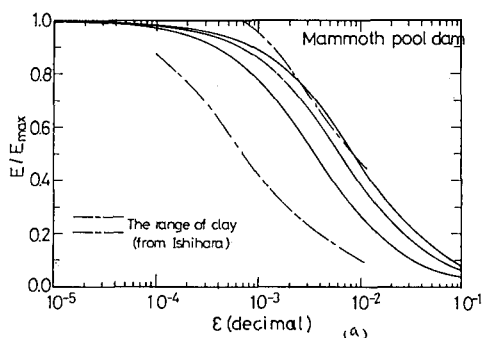


Fig. 3 3つのダムの $E/E_{max} \sim E$ 関係