

京都大学防災研究所 正 ○渡辺 弘
 徳島大学工学部 正 小田 英一
 同 上 正 山上 拓男

1. まえがき

アースタムの震動解析の問題において、アースタムを構成する土の非線形力学特性を考慮する必要がある。これに関して解析に用いる土の動弾性係数に影響する因子としては、静的な状態で鉛直方向直応力と水平方向せん断応力で表まる実験時圧密主応力と動態時に発生する水平方向せん断応力とが考えられる。またアースタムの自重による応力解析には Duncan, Chang⁽¹⁾ により提案された静的弾性係数を用いて解析して、静的な応力状態を求めた。このような土の非線形力学特性を用いてアースタムの動的解析を Wilson⁽²⁾ の方法による step-by-step integration を伴う有限要素法により行った研究について述べる。

2. 有限要素法によるアースタムの静的応力解析

土の静的力学特性としては、Kondner らが応力～ヒズミ曲線は拘束圧によって変化はするが双曲線によって近似されるとして示した式から Duncan, Chang により提案された静的弾性係数 E_t (t/m^2) を用いる。即ち

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2C \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 \cdot K_1 P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad \text{----- (1)}$$

式の説明は省略する。本研究に用いた土では、三軸圧縮試験より $R_f = 0.95$, $n = 1.03$, $K_1 = 1017.5$, $P_a = 10.34 \text{ t/m}^2$, $C = 16.0 \text{ t/m}^2$, $\phi = 27.5^\circ$ とした。タムの自重による応力分布は、荷重増加法により求め、各段階での弾性係数は式(1)により計算させた。この計算において土の単位重量は $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$, ポアソン率は 0.4 である。

3. 土の動的弾性係数

アースタムの土の変形は基礎地盤から伝達される上方へのせん断波によって大きく影響されるとの考えに基づいて、アースタムの震動を受ける前の初期状態を鉛直方向直応力 σ_{yc} と水平方向せん断応力 τ_{xyc} とで規定する。この現場の応力状態をシミュレートする振動三軸試験の方法として図-1に示すように、供試体の 45° 面上で、この面の直応力 σ_{1c} は一定として、せん断応力 τ_{xyc} に震動によるせん断応力振幅 $\Delta\sigma_d$ を加えるには次のような試験法によるものとする。 $\sigma_{1c} = \sigma_{yc} + \tau_{xyc}$, $\sigma_{3c} = \sigma_{yc} - \tau_{xyc}$ で圧密し、最初の peak に軸方向応力 $\sigma_1 = \sigma_{1c} + \Delta\sigma_d$, 水平方向 $\sigma_3 = \sigma_{3c} - \Delta\sigma_d$, 次の段階の peak には $\sigma_1 = \sigma_{1c} - \Delta\sigma_d$, $\sigma_3 = \sigma_{3c} + \Delta\sigma_d$ これを周期的に繰り返し作用させる試験法をとる。このとき軸差ヒズミ $\varepsilon = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 = 1.5\varepsilon_1$ (この場合非排水状態で体積ヒズミ零, ε_1 : 1 cycle 中の軸ヒズミ)。せん断弾性係数 $G = 2\Delta\sigma_d/\varepsilon$ より動弾性係数 $E = 2G(1 + \nu)$ を求める。ただし ν : ポアソン比 上記の土の振動三軸試験の結果を全応力で表わすと

$$K_0 > 0.7 \text{ のとき } \log_{10} E = -(0.16K_0 + 0.065)\Delta\sigma_d + (-4.5K_0 + 0.065\sigma_{3c} + 7.285) \quad \text{--- (2)}$$

$$K_0 < 0.7 \text{ のとき } \log_{10} E = -(0.16K_0 + 0.065)\Delta\sigma_d + (2.55K_0 + 0.057\sigma_{3c} + 2.57)$$

ただし $K_0 = (\sigma_{yc} - \tau_{xyc}) / (\sigma_{yc} + \tau_{xyc})$, $\sigma_{3c} = \sigma_{yc} - \tau_{xyc}$

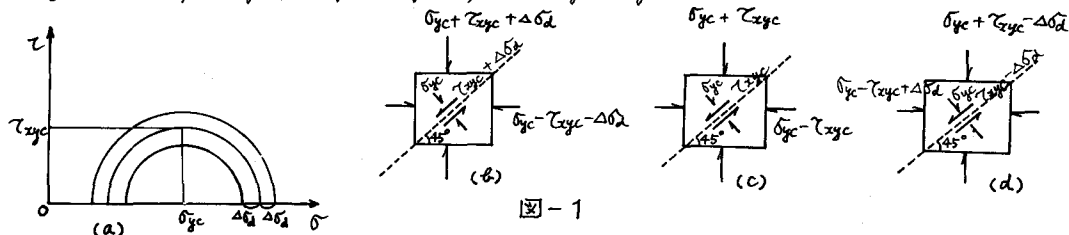


図-1

4. 有限要素法によるアースタムの動的応答解析

タムの底面に沿った節点の全変位ベクトルを $\{U_g\}$ とし、底面より上方のタム中の節点の全変位ベクトルを $\{U_t\}$ とすれば、運動方程式は次式となる。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_t \\ \ddot{U}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & C_g \\ C_g^T & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_t \\ \dot{U}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & K_g \\ K_g^T & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_t \\ U_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P \end{Bmatrix} \quad \text{----- (3)}$$

底面より上方のタム中の節点につき $M\ddot{U}_t + C\dot{U}_t + C_g\dot{U}_g + K U_t + K_g U_g = 0$ の形を表わす。 U_s は準静的変位とすると $U_t = U_s + U$ 。又 $U_s = R U_g$ なる影響係数 R を導入し、無視することのできる項を除くと、結局 $M\ddot{U} + C\dot{U} + K U = -MR\ddot{U}_g$ 、 $R = -K^{-1} K_g$ を解けばよいことになる。本研究では Wilson の解法に従って $C = \alpha M + \beta K$ として step-by-step integration により解いた。動弾性係数は式(2)より求めるので stiffness matrix K は変位と変化する。解析例と結果の一例を図-2, 3に示す。ただし入力波は $0.02 \sin 6.28 t$ (変位)、 $\alpha = 10$ 、 $\beta = 0.1$ 解析の時間間隔は 0.01 sec で行なった。図-4は travelling wave を考慮した場合の一例である。すなわち、地震波伝播速度を V とするとタム底部節点 $a+1, a+2, \dots, a+b$ での水平変位は $t > \frac{dx}{V}$ のとき $U_{a+k}(t) = A_g \sin \{ \omega(t - \frac{dx}{V}) \}$ 、 $t < \frac{dx}{V}$ のとき $U_{a+k}(t) = 0$ ただし dx : 節点 $(a+1)$ から $(a+k)$ までの距離、本研究では $V = 305 \text{ m/sec}$ 。

図中 ∇, ∇ 規定と記しているのは渡辺⁽³⁾の考えにもとづいて式(2)を用いて解析した例である。

5. 結び

静的応力状態を最大最小主応力で規定するのが好ましいようだが、そうすると主応力の傾きによる動的応答の違いを考慮しにくいので、一つの提案として ∇_{σ} 、 $\nabla_{\sigma c}$ と規定してみた。factor が多いのでこれだけでは何とも言えない。詳しくは講演時に報告する予定である。

参考文献

- (1) Duncan, Chang
Proc. A.S.C.E. SMS 1970
- (2) Wilson 等 4 国国際地
震学会 Vol. II pp87~100
- (3) 渡辺啓行 土木学会編
文報告集 1972年2月

