

I. 予えがき

沈埋構造物の耐震設計に關してはサンフランシスコ湾におけるBARTの耐震設計基準⁽¹⁾が示されて以来、わが国でもさらに検討されるようになった。なかでも、青木は数種の設計スペクトルを用いる方法を提出した⁽²⁾。これは動的な応答計算による方法とは別に、観測された陸地記録から基準となる設計スペクトルを作成し、設計時前にあらかじめ用意しておくという点で極めて有用な手法である。沈埋函に及ぼす地震動については、どの波が真の原因になるのか、また波が明確に分離して現われるのか、など不明な点が多いため、ここでは弾性波動理論による地盤の振動特性を解析的に求めることを主眼とし、設計スペクトルへの応用について考察を加えた。

II. 各種波動による地盤動特性

弾性特性が一様な地盤によりて図-1に示すようなx, y, z座標系をとり、その方向の変位をそれぞれU, V, Wとする。地盤の弾性定数は、 ρ = 単位重量密度 ($\text{kg/sec}^2/\text{cm}^3$) ; λ, μ = ラメの定数 (kg/cm^2) ; ν = ボアソン比 ; $v_p, v_{sh}, v_{sv}, v_l, v_r$ = P波, SH波, SV波, Love波, Rayleigh波の速度 (cm/sec) ; $L_p, L_{sh}, L_{sv}, L_l, L_r$ = それぞれの波の波長 (cm) ; H = 表層地盤の層厚 (cm) ; K_x, K_y, K_z = x, y, z方向の地盤反力係数 (kg/cm^2) で表わすことにする。またLove波のように下に第2層地盤を考慮するときはそれぞれにダッシュを付けて表わす。さて図-2(a, b, c, d, e)には進行方向をz方向にとった場合の各種弾性波を示した。

波が地盤中を伝播する際、反射も屈折をくり返しながら干渉して、P波とSV波からはRayleigh波が生じ、SH波からはLove波が発生すると考えられる。図から判るように地中の沈埋函はP波によって伸縮振動を、SV波、SH波によって屈曲振動を、Love波によってねじり屈曲振動を、またRayleigh波によって伸縮屈曲振動を蒙らされる。各波動の運動方程式はすでに解かれており、単独振動外力による地盤の変位を示すと、

1) P波

$$U_p = D_1 \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L_p} \right) \text{----- (1)}$$

2) SH波

$$V_{sh} = D_2 \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L_{sh}} \right) \text{----- (2)}$$

3) SV波

$$W_{sv} = D_3 \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L_{sv}} \right) \text{----- (3)}$$

4) Love波

$$V_l = D_4 \cos s_2 \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L_l} \right) \text{----- (4)}$$

$$V'_l = \frac{\cos s_1 H}{e^{-s_1 H}} D_4 \cos s_2 \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L_l} \right) \text{----- (5)}$$

ただし、 $s^2 = k^2 - f^2$, $s_1^2 = f^2 - k^2$, $k = 2\pi/\nu_{sh}T$, $k' = 2\pi/\nu_{sh}'T$, $k' = (\nu_{sh}'/\nu_{sh})k$, $\nu_{sh}' < \nu_{sh} < \nu_{sv}$ で f は Love 波の特性方程式より、

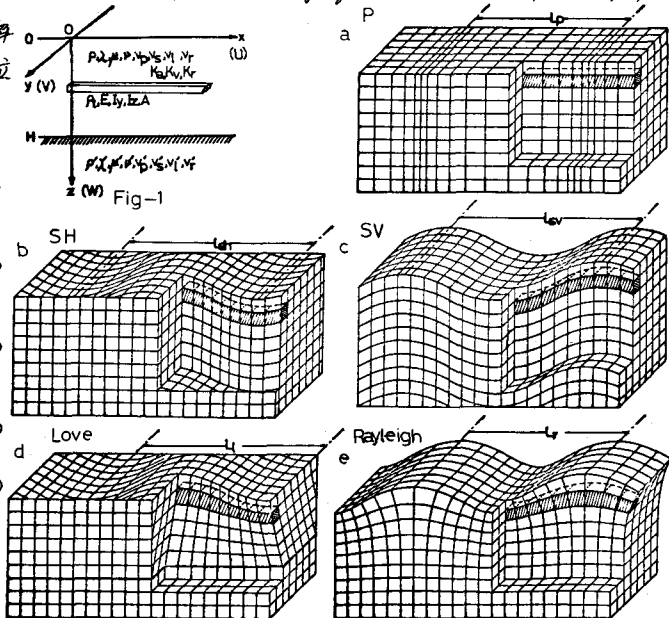


Fig-2

$$f = S \left\{ \frac{v_{in}^2}{v_{sn}^2 - v_{sn}^2} + \frac{\mu^2}{\mu^2} \frac{v_{sn}^2}{v_{sn}^2 - v_{sn}^2} \tan^2 \delta \right\}^{\frac{1}{2}} \text{で求まる。}$$

5) Rayleigh 波

$$U_r = D_5 F_1(2) \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L_r} \right) \text{----- (6)} \quad W_r = D_5 F_2(2) \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L_r} \right) \text{----- (7)}$$

ただし、 $F_1(2) = \alpha k^3 \{ (2\beta^2 - 1) e^{-\alpha k z} - 2\alpha\beta e^{-\beta k z} \}$, $F_2(2) = -\alpha k^3 \{ (2\beta^2 - 1) e^{-\alpha k z} - 2\alpha^2 e^{-\beta k z} \}$ で、 α は Rayleigh 波の変数 α に関する特性方程式 $(2\beta^2 - k^2)^2 - 4\beta^2 \alpha \beta = 0$ の根である。そして $\alpha > 1$, $\alpha = \sqrt{\beta^2 (L_{sv}/L_p)^2}$, $\beta = \sqrt{\beta^2 - 1}$, $\alpha > \beta$, $k = 2\pi/L_{sv} = 2\pi/l/L_r$, $v_{sv} = \alpha v_r$ である。なお D_1, D_2, D_3, D_4 及び D_5 は定数で外力の大きさによって決まる。また、振動速度、振動加速度、曲率、歪、応力 σ 及び相対角 θ の変位の式を導き出して算出できよう。

III. 地盤と沈理函との相互関係と変位設計スペクトル

自然地震波はいろいろな波動が複雑に合成されたものと考えられるが、それでも前述したような既知の波動もかなり卓越して表れる。一般には沈理函の構造を如何に簡化しても地震動による地盤の変形を阻止することはできないので、その場合は震害記録の変位設計地震波から各種波動を選択してその最大値と卓越周期を求め、変位式の D_1, D_2, \dots 及び T に代入して設計基準を定める。しかし、非常に軟弱な地盤では大型構造物の剛度が地盤の自由変形を減衰させ、地盤エネルギーの入力損失があるため、地盤と沈理函との相互作用を考慮しないわけには行かない。図-1 において示した沈理函の弾性定数を、 $E = \text{Young 率 (kg/cm}^2)$; $I_y, I_z = y, z$ 軸に関する断面二次モーメント (cm^4); $A = \text{断面積 (cm}^2)$; $\rho_s = \text{単位重量密度 (kg sec}^2/\text{cm}^3)$ とし、 $u_x, v_x, w_x = x, y, z$ 方向の変位とすれば、伸縮振動 u_x 及び圧曲振動の基礎方程式、たとえば

$$AE \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} = K_x (U_p - u_x) + \rho_s A \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \text{----- (8)} \quad EI_y \frac{\partial^4 v_x}{\partial x^4} = K_y (V_{sk} - v_x) - \rho_s \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \text{----- (9)}$$

から誘導した入力損失係数 (あるいは変位変換関数) G_p, G_{sk} は

$$G_p = 1 / \left\{ \frac{AE}{K_x} \left(\frac{2\pi}{v_p} \right)^2 \frac{1}{T^2} + 1 \right\} \text{----- (10)} \quad G_{sk} = 1 / \left\{ \frac{EI_y}{K_y} \left(\frac{2\pi}{v_{sk}} \right)^4 \frac{1}{T^4} + 1 \right\} \text{----- (11)}$$

で表わせる。Love 波 v_x 及び Rayleigh 波についてはそれ v_x 及び圧曲 v_x 及び伸縮圧曲を考慮すれば良い。

即ち $G_x = 1 / \left\{ \frac{EI_y}{K_y} \left(\frac{2\pi}{v_x} \right)^4 \frac{1}{T^4} + 1 \right\}$, $G_{vx} = 1 / \left\{ \frac{AE}{K_x} \left(\frac{2\pi}{v_r} \right)^2 \frac{1}{T^2} + 1 \right\}$, $G_{rx} = 1 / \left\{ \frac{EI_y}{K_x} \left(\frac{2\pi}{v_r} \right)^4 \frac{1}{T^4} + 1 \right\}$ で表わしたが、厳密には地盤反力係数 K_x, K_y, K_z は不適で合成された別の値を使用する必要があるがここでは無視した。

これらの関数は 1 より小さく、沈理函が各波動の入力変位を減衰させる度数となる。そこで変位設計スペクトルは設計地震波から選択された各種波動を同期分析したものに入力損失関数を乗じた応答量とその分析された同期との関係を表わして作成する。

IV. 考察

青森県津軽大橋架設地先の軟弱地盤を例にとり、1968年十勝沖地震の変位記録 (N. S) から Love 波型表面波を選び最大振幅 40cm (最大加速度 100 gal 程度) の記録から算出した変位設計スペクトルを図-3 に示した。この地先の諸定数は、 $v_p = 1.02 \times 10^4 \text{ cm/sec}$; $v_{sk} = 2.0 \times 10^4 \text{ cm/sec}$; $v_x = 2.7 \times 10^4 \text{ cm/sec}$; $H = 5.0 \times 10^3 \text{ cm}$; $v_{sk} = 3.5 \times 10^4 \text{ cm/sec}$; $\rho = 1.9 \times 10^{-6} \text{ kg sec}^2/\text{cm}^4$; $\rho' = 2.4 \times 10^{-6} \text{ kg sec}^2/\text{cm}^4$ である。

表面波の場合には深さとともに振幅が急減するため、下層でのスペクトルに漸近する。よってこの地盤では地中 20 m 位までが、耐震設計の対象となるだろう。計算には北海道大学大型計算機 $\tau-9$ の FACOM 230-60 を使用。

最後に本研究の遂行にあたり、貴重なる資料ならびに御助言を賜った北大工学部 渡辺 昇 教授に深謝の意を表します。

参考文献

- 1) Tomas R. Ruesel: Earthquake Design Criteria for Subways, Proc. of ASCE, ST6, June, 1969
- 2) Y. Aoki: Seismic Design Spectra for Trench Type Tunnel, Proc. of JSCE, No. 211, March, 1973

