

山梨大学・工学部 平島 健一

山梨大学・大学院 ○ 伊良原 仁

1. 緒言

一般に、埋設管として用いられる内管の管径や、その板厚の範囲内では、地震時に発生する管のひずみは、曲げひずみよりも軸ひずみ(伸縮ひずみ)の方が卓越すると言われているが、その曲げひずみの大きさの程度および管に発生するせん断ひずみについて定量的な解析と踏まえて記述しているものは、あまり見当らない。本研究は地盤ひずみから直管の軸ひずみを求める変換係数の考え方をもとに、埋設管の横方向運動と弾性支持された Timoshenko 梁モデルとして解析し、管内に発生する曲げひずみおよびせん断ひずみを求め、検討したものである。

2. 解析方法

図のように、無限に延びた弾性地盤中に水平に埋設された鉄目のな一様な直管路に、SH波が管軸方向に入射した場合について考える。いま、管が埋設されてない場合の地盤の管軸直角(X軸)方向変位を $v_q(t, z)$ とする。管が埋設されている場合の埋設管近傍での地盤変位を $v_g(t, z, r)$ 、埋設管そのものの変位を $v_s(t, z)$ とすれば、次式のように書き表わされる。

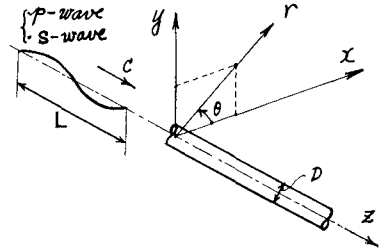


Fig.1 埋設管の配置と地震波入力

$$v_g(t, z, r) = v_q(t, z) + \hat{v}_g(t, z, r), \quad v_s(t, z) = v_q(t, z) + \hat{v}_s(t, z), \dots \dots (1)$$

ここに、 $\hat{v}_g(t, z, r)$ および $\hat{v}_s(t, z)$ は、それぞれ v_g 、 v_s の $v_q(t, z)$ に対する相対変位である。(なお、 $v_q(t, z)$ は振幅 $\hat{v}_q$ と有するものをとする。) さて、3次元弾性波動論により、 v_g は無限遠での境界条件(放射条件)を考慮して、次式で表わすことができる。

$$v_g(t, z, r) = \{V_q + B H_0^{(0)}(k_q r)\} \exp[ik(z - ct)], \quad k_q = k \sqrt{\frac{\rho_q}{G_q} c^2 - 1} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 B は未定係数、 $H_0^{(0)}(k_q r)$ はオイ種0次の Hankel 関数。上式より、管表面での応力を求めると、埋設管に作用する軸直角方向の合力 $p(t, z)$ は次式のように求められる。

$$p(t, z) = -\frac{1}{4} \pi D (E_q + G_q) k_q B H_1^{(0)}(k_q \frac{D}{2}) \cdot \exp[ik(z - ct)], \quad (D: \text{管径}) \dots \dots \dots (3)$$

次に、埋設管と周辺地盤の変位に関する連続条件として、 $v_g(t, z, r) = v_s(t, z)$ と満たすものとする。

また、この $v_s(t, z)$ は弾性支持された Timoshenko 梁としての運動方程式を満足する。

$$E_s I_s \frac{\partial^4 v_s}{\partial z^4} + p_s (A_s \frac{I_s K}{\alpha G_s A_s}) \frac{\partial^2 v_s}{\partial z^2} - p_s I_s (1 + \frac{E_s}{\alpha G_s}) \frac{\partial^2 v_s}{\partial z^2 \partial t^2} - \frac{E_s I_s K}{\alpha G_s A_s} \frac{\partial^2 v_s}{\partial z^2} + \frac{p_s I_s}{\alpha G_s} \frac{\partial^2 v_s}{\partial t^2} + K v_s = p - \frac{E_s I_s}{\alpha G_s A_s} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{p_s I_s}{\alpha G_s A_s} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 K は地盤反力係数、 α はせん断補正係数。添字 s は埋設内管を示す。以下、式(4)を解き、埋設管の軸直角方向変位を求め、管の曲げひずみおよびせん断ひずみを計算すると、最終的に次のようになる。

$$v_s(t, z) = -\frac{D}{2} \left\{ (k_{E2}^2 - \frac{K}{\alpha G_s A_s}) \mu_s + \frac{p_s}{\alpha G_s A_s} \right\} V_q \exp[ik(z - ct)], \quad \gamma(t, z) = i \left\{ k + \frac{1}{k} (k_{E2}^2 - \frac{K}{\alpha G_s A_s}) \mu_s + \frac{1}{k} \frac{p_s}{\alpha G_s A_s} \right\} \exp[ik(z - ct)] \dots \dots \dots (5)$$

$$\mu_s = 1 + \xi, \quad p_s = -\frac{\pi D}{4} (E_q + G_q) k_q \frac{H_1^{(0)}(k_q \frac{D}{2})}{H_0^{(0)}(k_q r_0)} \xi, \quad k_{E1} = k \sqrt{\frac{p_s}{E_s} c^2 - 1}, \quad k_{E2} = k \sqrt{\frac{p_s}{\alpha G_s} c^2 - 1} \dots \dots \dots (6)$$

$$\xi = \left[\frac{\pi D}{4} \frac{(\frac{E_s I_s}{\alpha G_s A_s} k_{E1}^2 - 1) (E_q + G_q) k_q}{E_s I_s (k_{E2}^2 - \frac{K}{\alpha G_s A_s}) k_{E1}^2 - R^2 c^2 p_s A_s + K} \frac{H_1^{(0)}(k_q \frac{D}{2})}{H_0^{(0)}(k_q r_0)} - 1 \right]^{-1}$$

3. 数値計算例

計算に用いた主なデータとしては、管はJIS G 3105 鋼鉄管 ($E_s = 1.6 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, $\nu_s = 0.285$, $p_s = 7.15 \text{ g/cm}^3$; 管径 $D = 60 \text{ cm}$, 板厚 1.0 cm) とし、地盤は基盤上に一様な表層地盤が載っているものとした。この地盤特性を表のように三種類の値をとるものと仮定した。

	Site A	Site B	Site C
密度 $\rho_g (\text{g/cm}^3)$	1.5	1.7	1.9
横波速度 $\bar{v}_g (\text{m/sec})$	150.	300.	500.
縦波速度 $\bar{v}_p (\text{m/sec})$	780.	870.	1,200.

地盤反力係数 K は文献²で与えられてる式をもとにして計算した。

まず, Fig. 2~4 は管に発生する(縦波による)軸ひずみ E_z , 横波による曲げひずみ E_b およびせん断ひずみ γ と進行波の波長 L との関係を検討したものである。

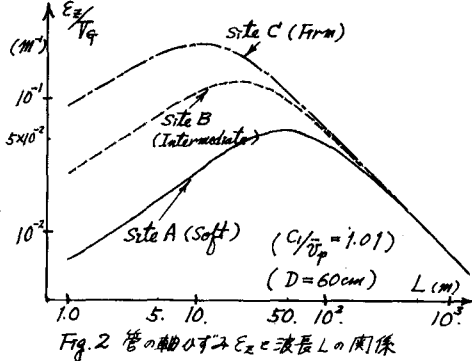


Fig. 2 管の軸ひずみ E_z と波長 L の関係

よから、 E_z , E_b , γ はそれぞれ、ある波長でピーク値をとり、そのピーク値をとり波長は、硬い地盤(Site C)ほど短くなっている。また地盤条件による差は短波長区間において大きく現れるが、波長が長くなるにつれて地盤条件による差は、ほとんどなくなるとを示している。また管に発生するひずみはピーク値を過ぎるといずれも減少するが、その減少割合は三者(ひずみ E_z , E_b , γ)の間では、せん断ひずみ γ が最も大きく、次に曲げひずみ E_b であり、軸ひずみ E_z が一番少ない減少傾向を示す。

次に、計算図表は省略するが、進行波の位相速度 C と表層地盤の弾性波速度 v_p または v_s の比 C/v_p (or C/v_s)と管ひずみの関係から、 C/v_p (or C/v_s)の1.0~10.0の変化に対して次のようなことが言える。すなわち、 E_z に関しては、軟かい地盤になる(i.e. $C \rightarrow A$)程、比較的变化が大きくなる傾向があるが、波長が長くなるにつれて、ほとんど一定値に近づく。速度比 C/v_p が小さい区間では硬い地盤(i.e. $A \rightarrow C$)ほど E_z は大きい、速度比が大きくなるほど軟かい地盤(i.e. $C \rightarrow A$)ほど E_z が大きくなることが特徴的である。曲げひずみ E_b も軸ひずみ E_z と同様の傾向を示すが、 E_z のような地盤条件による差異は認められぬ。他方、せん断ひずみ γ に関して特徴的なのは、硬い地盤(i.e. Cの地盤)において、速度比 C/v_s が大きくなるにつれて著しく減少することである。

Fig. 5は埋設管の横方向運動と弾性変位上のBernoulli-Euler梁として解析したものとの比較である。同図より、曲げひずみ E_b のピーク値付近において両モデル間に比較的大きな差が認められるが、波長が10m程度以上になるとその差はほとんどなく、波長が数m、数mメートルの範囲ではBernoulli-Euler梁モデルで計算してもTimoshenko梁モデルとほぼ同一の結果が得られることを示している。

4. 結言 前節に示した計算例の他に、地盤反力係数 K もかなりの範囲にわたって変化した場合、あるいは管径 D を変化させた場合の同様の計算例とその考察結果があるが、それらについては紙面の都合上、学会当日に発表する。

- 参考文献:**
- 1) 小池 武, "埋設パイプラインの地震時ひずみ評価", 土木学会論文報告書, No. 331 (1983), pp. 13~24.
 - 2) 橋岡 恵二, 山口 樹樹, "埋設管の動的な地盤係数に関する理論的考察", 土質工学論文報告集, Vol. 19 (1979), pp. 9~102.
 - 3) 小池 武, "埋設管のひずみ伝達率に関する考察", 土木学会年次講演会報告集, 第1部 (1985), pp. 375~376.

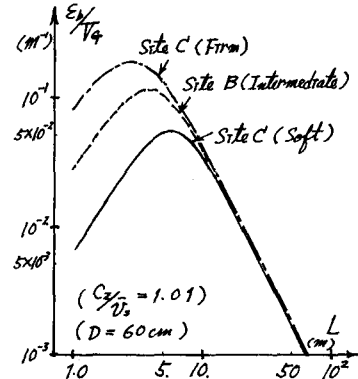


Fig. 3 管の曲げひずみ E_b と波長 L の関係

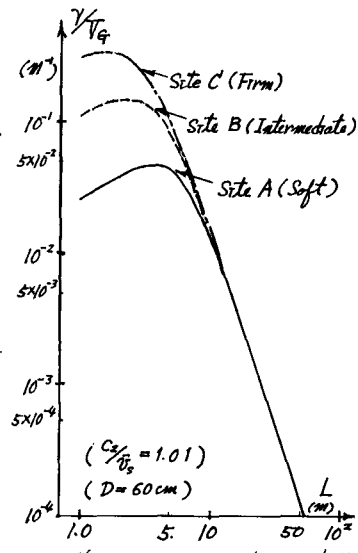


Fig. 4 管のせん断ひずみ γ と波長 L の関係

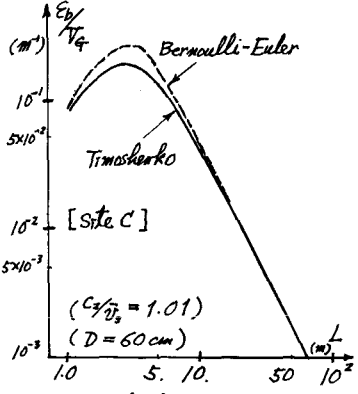


Fig. 5 Timoshenko梁理論とBernoulli-Euler梁理論による曲げひずみの比較