

大阪市立大学大学院 学生員 尾川仁俊

大阪市立大学工学部 正 員 小田一紀

1. まえがき 近年、港の防波構造物は次第に大水深域に建設されるようになり、てきた。現在、釜石湾口には水深60m前後の海底上に根成式津波防波堤が建設されている。しかし、一般に、堤体が大きくなるに従って、地震時の動水圧も大きくなり、堤体の安定性が問題となってくる。このような大断面の防波堤の耐震性については最近、港湾技術研究所が釜石湾口防波堤を対象として、基礎コンクリートの変形をも考慮した構造物-水連成系の地震応答をFEMを用いて詳細に研究しているが、計算が複雑で、長時間かかる欠点がある。現象の概要を端的に把握するには堤体の適当なモデル化による地震応答の解析解を得ることも有用である。本研究では、大水深域の防波堤の耐震性を検討する手始めとして、まず一様水深域に設置した直立堤に働く地震時動水圧、さらに、地盤の弾性変形を仮定とした直立堤の地震応答の解析解を求め、大水深直立堤の耐震性を検討した。

2. 速度ポテンシャルの誘導 次々仮定のもとに直立堤の水平振動・ロッキング振動によって誘起される周囲の流体運動の速度ポテンシャルを誘導する。

① 流体は非粘性で、流体運動は非回転運動とするが、流体の圧縮性は考慮する。

② 水深は一定で、座標系を図-1に示すとおりである。ここで h は水深、 H は堤体の高し、 B は堤体の幅である。

③ 堤体は $x = ae^{i\omega t}$ なる水平振動、あるいは、 $\theta = b\omega e^{i\omega t}$ なる原点回りのロッキング振動を行なう。

a 、 b はそれぞれ水平振動の実振幅、ロッキング振動による水面での実振幅である。また、 $\omega = 2\pi/T$ であり、 T は振動周期である。

水平振動のみが起こった時の速度ポテンシャルを Φ_1 、ロッキング振動のみが起こった時の速度ポテンシャルを Φ_2 とすると、 Φ_1 、 Φ_2 はそれぞれ水の圧縮性を考慮して次の連続方程式と境界条件を満足する。

$$\text{(連続方程式)} \quad \frac{\partial^2 \Phi_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi_1}{\partial z^2} - \frac{\partial^2 \Phi_1}{c^2 \partial t^2} = 0 \quad (C \text{ は水中での音速} \approx 1430 \text{ m/sec}) \quad (1)$$

$$\text{(境界条件)} \quad z=0 \text{ で、} \quad \frac{\partial \Phi_1}{\partial z} = 0 \quad (2) \quad z=h \text{ で、} \quad \Phi_1 = 0 \quad (3)$$

$$x = \frac{1}{2}B \text{ で、} \quad \frac{\partial \Phi_1}{\partial x} = i a \omega e^{i\omega t} \quad (4) \quad x \rightarrow \infty \text{ で、} \quad \Phi_1 = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial \Phi_2}{\partial x} = i \frac{b}{x} \omega e^{i\omega t} \quad (6)$$

式(1)~(6)を満足する速度ポテンシャル Φ_1 、 Φ_2 はそれぞれ次のように求められる。

$$\Phi_1 = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2a\omega x_1 \exp(i(k_n^2 - k^2)x)}{\sqrt{k^2 - k_n^2} \exp(i(k_n^2 - k^2)\frac{1}{2}B)} \cos k_n z e^{i\omega t} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2a\omega x_1 \exp(-\sqrt{k^2 - k_n^2}x)}{i\sqrt{k^2 - k_n^2} \exp(-\sqrt{k^2 - k_n^2}\frac{1}{2}B)} \cos k_n z e^{i\omega t} \quad (7)$$

$$\Phi_2 = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2b\omega x_2 \exp(i(k_n^2 - k^2)x)}{\sqrt{k^2 - k_n^2} \exp(i(k_n^2 - k^2)\frac{1}{2}B)} \cos k_n z e^{i\omega t} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2b\omega x_2 \exp(-\sqrt{k^2 - k_n^2}x)}{i\sqrt{k^2 - k_n^2} \exp(-\sqrt{k^2 - k_n^2}\frac{1}{2}B)} \cos k_n z e^{i\omega t} \quad (8)$$

$$\text{ここで、} \quad \alpha_1 = \frac{\sin k_n h + (\cos k_n h - 1)/k_n h}{k_n h (1 + \sin 2k_n h / 2k_n h)}, \quad \alpha_2 = \frac{\sin k_n h + (\cos k_n h - 1)/k_n h}{k_n h (1 + \sin 2k_n h / 2k_n h)}, \quad k_n = \frac{(n - \frac{1}{2})\pi}{h}$$

$k = \omega/c$ 、 N は $k^2 - k_n^2 > 0$ を満足する n の最大値である。

3. 本研究の動水圧の理論式 式(7)、(8)より、水平振動、ロッキング振動が起こった時、堤体前面 $x = \frac{1}{2}B$ に作用する動水圧 p_x 、 p_0 は次のようになる。

$$p_x = -\rho \frac{\partial \Phi_1}{\partial t} \Big|_{x=\frac{1}{2}B} = \sum_{n=1}^N \frac{-2i\omega a \omega^2 \alpha_1}{g\sqrt{k^2 - k_n^2}} \cos k_n z e^{i\omega t} + \sum_{n=N+1}^{\infty} \frac{-2i\omega a \omega^2 \alpha_1}{g\sqrt{k_n^2 - k^2}} \cos k_n z e^{i\omega t} \quad (9)$$

$$p_0 = -\rho \frac{\partial \Phi_2}{\partial t} \Big|_{x=0} = \sum_{n=1}^N \frac{-2i\omega b \omega^2 \alpha_2}{g\sqrt{k^2 - k_n^2}} \cos k_n z e^{i\omega t} + \sum_{n=N+1}^{\infty} \frac{-2i\omega b \omega^2 \alpha_2}{g\sqrt{k_n^2 - k^2}} \cos k_n z e^{i\omega t} \quad (10)$$

堤体前面 $x = \frac{1}{2}B$ における動水圧の合力 P_x, P_0 は、 $P_x = \int_0^h P_x dz, P_0 = \int_0^h P_0 dz$ であるので

$$P_x = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2iW_0 a \omega^2 \alpha_1}{9k_n k^2 - k^2} \sin k_n h e^{i\omega t} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2W_0 a \omega^2 \alpha_1}{9k_n k^2 - k^2} \sin k_n h e^{i\omega t} \quad (41)$$

$$P_0 = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2iW_0 b \omega^2 \alpha_2}{9k_n k^2 - k^2} \sin k_n h e^{i\omega t} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2W_0 b \omega^2 \alpha_2}{9k_n k^2 - k^2} \sin k_n h e^{i\omega t} \quad (42)$$

となる。図-2に式(9)とWestergaardの理論式とを比較を示す。この図は、Westergaardの水底での動水圧の大きさを1とした時の各地点での動水圧の大きさを示したものである。

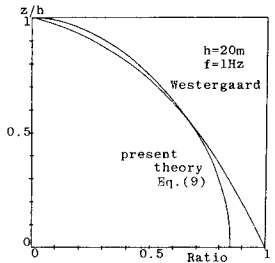


図-2. Westergaard との動水圧の比較

4. 地震応答解析 揺石コンクリートや地盤が弾性的な挙動を示すことは、技術による所収堤の動的応答においても指摘されている。本研究でも伊藤が提案した水平ばね、回転ばねを考慮した所収堤の振動モデルを用いて、地震応答解析を行なう。地盤が図-1のX軸に平行に水平振動したときの堤体の水平振動、および、原点O回りのロッキング振動の運動方程式は、

$$\frac{W}{g} \ddot{x} + C_x(\ddot{x} - \ddot{x}_0) + k_x(x - x_0) = -ZP(t) \quad (43)$$

$$I_0 \ddot{\theta} + C_\theta \ddot{\theta} + k_\theta \theta = -ZP(t) \quad (44)$$

で表わされる。ここに、 x_0, θ_0 および θ は絶対変位系からみた地盤の水平変位、堤体の水平変位、およびロッキング振動を表し、 $x_0 = A e^{i\omega t}, \theta = a e^{i(\omega t - \varphi_2)}, \theta = b e^{i(\omega t - \varphi_0)}$ と表わす。 φ_2, φ_0 は堤体の水平振動、ロッキング振動の地盤振動に対する位相差を示す。 $C_x, C_\theta, k_x, k_\theta$ はそれぞれ水平振動、ロッキング振動に対する地盤の減衰係数、およびばね定数であり、 I_0 は原点O回りの慣性モーメントである。式(43),(44)を解くことにより、堤体の水平振動、およびロッキング振動の振幅はそれぞれ次式のように求められる。

$$\frac{b}{a} = \sqrt{\frac{(\frac{W}{g} M_x)^2 + (\frac{W}{g} M_x')^2}{(I_0 \omega^2 - k_\theta \frac{1}{R} - \frac{W}{g} M_\theta)^2 + (C_\theta \omega + \frac{W}{g} M_\theta')^2}}$$

$$\gamma_A = \sqrt{\frac{k_x^2 + (C_x \omega)^2}{\left\{ -\frac{W}{g} \omega^2 + k_x + \frac{W}{g} M_{xx} - Z \frac{W}{g} M_{\theta x} \sin(\varphi_2 - \varphi_0) + Z \frac{W}{g} M_{\theta x} \cos(\varphi_2 - \varphi_0) \right\}^2 + \left\{ C_x \omega + \frac{W}{g} M_{x'} + Z \frac{W}{g} M_{\theta x'} \cos(\varphi_2 - \varphi_0) + Z \frac{W}{g} M_{\theta x'} \sin(\varphi_2 - \varphi_0) \right\}^2}}$$

ここで、 $M_x = \int_0^h \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2W_0 \alpha_1 \cos k_n z}{k_n k^2 - k^2} dz, M_x' = \int_0^h \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2W_0 \alpha_1 \sin k_n z}{k_n k^2 - k^2} dz, M_\theta = \int_0^h \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2W_0 \alpha_2 \cos k_n z}{k_n k^2 - k^2} dz, M_\theta' = \int_0^h \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2W_0 \alpha_2 \sin k_n z}{k_n k^2 - k^2} dz, M_{xx} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2W_0 \alpha_1 \sin k_n h}{k_n k^2 - k^2}, M_{x'} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2W_0 \alpha_1 \cos k_n h}{k_n k^2 - k^2}, M_{\theta x} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2W_0 \alpha_2 \sin k_n h}{k_n k^2 - k^2}, M_{\theta x'} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2W_0 \alpha_2 \cos k_n h}{k_n k^2 - k^2}$ である。

5. 計算例 $h=20m$ の一様水架に $H=26m, B=25m$ の断面を有する堤体の応答計算例を図-3に示す。また、堤体底面に作用するせん断力 $F(t)$ は、 $F(t) = \frac{W}{g} \ddot{x} + ZP(t)$ となり、水平震度 $k_h=0.2$ の時のせん断力の最大値と周振数の関係を図-4に示す。底面の摩擦係数を $f=0.6$ にとった場合の堤体の摩擦抵抗は 666 t/m であり、図中に一点鎖線で示してある。

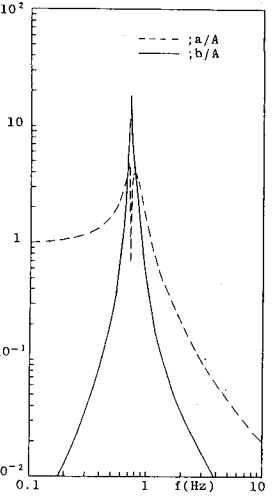


図-3 γ_A, γ_B と周振数の関係

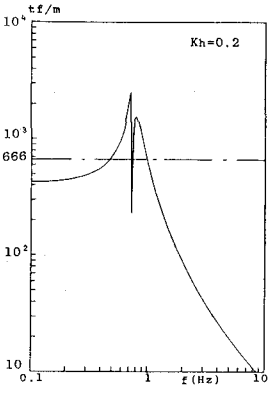


図-4 せん断力と周振数の関係

6. あとがき 図-4からも明らかなように、本研究の計算結果では、せん断力が摩擦抵抗よりも大きくなる場合もあることが明らかになった。したがって、地盤の減衰係数やばね定数について、今後さらに検討する必要がある。この断面を有する堤体が巨に地震時に危険であるとは言い切れない。また、今後、揺石コンクリートの地震時の挙動をも解明し、完成所収堤の地震応答を明らかにする必要がある。

参考文献 1) 伊藤 隆雄：水の造成を考慮した大型完成所収堤の振動特性と動水圧、港湾技術研究所報告、第2巻第4号、1981。

2) 伊藤 隆雄：所収堤の安定性に関する研究、港湾技術研究所報告、第2巻第14号、1966