

III-19 波力による海底地盤のくり返しせん断特性

東京大学大学院 学生員 〇山 崎 晶
東京大学工学部 正員 石原 研 而

1. はじめに 波力による海底地盤のくり返しせん断現象は埋設パイプラインの安定性等の見地から重要な問題であり, 数多くの研究が行われてきた。しかし, 外力条件としてのせん断応力の特性等に関してみても不明確さが残っている。本稿は波自身による海底地盤のくり返しせん断特性について考察している。

2. 波力により生じる地盤中の応力分布 微小振幅波理論を用いる。図1の様に, H :波高, L :波長, T :周期とすれば, 海直面上に作用する波力は, $k = \frac{2\pi}{L}$, $\omega = \frac{2\pi}{T}$ として, 図2のように,

$$p(x) = p_0 \cdot \cos(kx - \omega t) \quad (1), \quad p_0 = \frac{58H}{2} / \cosh kh \quad (2)$$

となる。これを無限長の線荷重と考え, 弾性論を用いると $p(z)dz$ による点 (x, z) に於ける応力 $d\sigma_v$ は,

$$d\sigma_v = \frac{z \cdot p_0 \cdot z^3}{\pi} \cdot \frac{\cos(kz - \omega t)}{\{(x-z)^2 + z^2\}^2} dz \quad (3)$$

となり, 式(3)を $(-\infty, \infty)$ の範囲で積分すれば σ_v が求まる。

$$\therefore \sigma_v = p_0 \cdot (1 + kz) \cdot e^{-kz} \cdot \cos(kx - \omega t) \quad (4)$$

$$\text{同様に, } \sigma_h = p_0 \cdot (1 - kz) \cdot e^{-kz} \cdot \cos(kx - \omega t) \quad (5)$$

$$\tau_{vh} = p_0 \cdot kz \cdot e^{-kz} \cdot \sin(kx - \omega t) \quad (6)$$

地盤が静水時に等方応力状態 ($\sigma_v = \sigma_h$) にあるとすれば, 式(4)~

(6) により, 地盤中のせん断応力 τ は

$$\tau^2 = \left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \right)^2 + \tau_{vh}^2 = p_0^2 \cdot (kz)^2 \cdot e^{-2kz} \quad (7)$$

となり, この振幅の大きさは, 式(6)の τ_{vh} と等しい。図3がこのストレスパスを描いたもので, 最大主応力が鉛直となす角 β は, 0より π まで変化し, 主応力方向が x - z

面内で連続的に回転することが分る。

式(2)の p_0 で無次元化した τ の z 方向分布は図4, τ を有効鉛直応力 $\sigma'_v = \sigma'_v - p$ で除したくり返し応力比

$$\tau / \sigma'_v = \frac{p_0 \cdot k}{\sigma'_v} \cdot e^{-kz} \quad (9)$$

の分布は図5のようになる。

3. 水深が浅くなることによるくり返し応力比の変化 深海に於いて波の諸元が図1のように L_0, H_0, T と与えられたとき, 波は岸に近づくにつれ

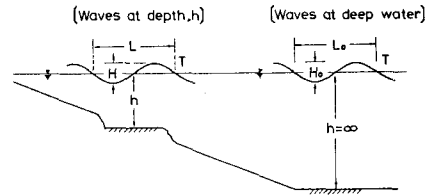


図1. 波の諸元

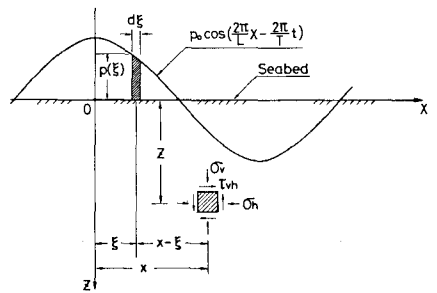


図2. 海直面上の波力

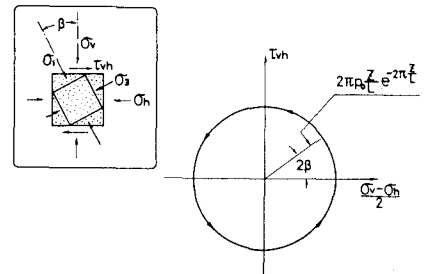


図3. 波力によるストレスパス

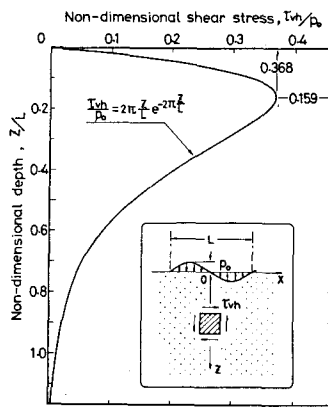


図4. せん断応力分布

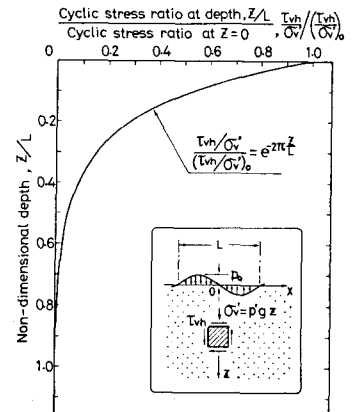


図5. くり返し応力比分布

海底の影響を受け各諸元は L, H と変化する。微小振幅波理論によると、

$$L = L_0 \cdot \tanh kh$$

$$H = H_0 \cdot \left\{ 2n \cdot \tanh kh \right\}^{-1/2} \quad (11), \quad n = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right\} \quad (12)$$

となる。¹⁾ 式(9)~(12)より、地盤表面に於けるくり返し応力比は、

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v} \right)_0 = \frac{\sigma}{\sigma_v} \cdot \pi \cdot \frac{H_0}{L_0} \cdot \left\{ 2n \right\}^{-1/2} \cdot \left\{ \tanh kh \right\}^{-3/2} \cdot \left\{ \cosh kh \right\}^{-1} \quad (13)$$

となり、 $H_0/L_0, 1/L$ のみの関数となる。 H/L の値は碎波条件によって規定され、次式で与えられる。²⁾

$$\left(\frac{H}{L} \right)_{\max} = 1/\eta \cdot \tanh kh \quad (14)$$

式(13), (14)により、深海で L_0, H_0 の諸元を持つ波のくり

返し応力比の変化の様子を図6に示した。式(10)~(12)より図7が描け、 L_0, H_0 が与えられれば図6, 7よりどの深さで最大のくり返し応力比が生じるか分る。

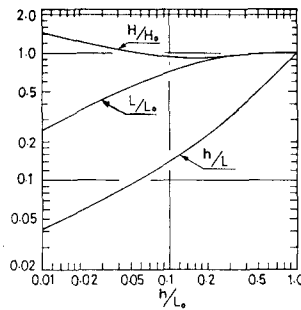


図7. 波の変形特性

4. 主応力軸の回転する非排水くり返しせん断

試験 東畑²⁾は中空ねじり三軸試験機を用い図8に示す

ストレスパスで非排水くり返しせん断特性を調べた。これは豊浦標準砂を気乾空中落下法で作成した供試体を、294 kPaで等方圧密して試験したものである。³⁾ 応力振幅 τ と、主びすみ差 $\epsilon_1 - \epsilon_3 = 2.5\%$ になるのに要するくり返し載荷回数を図9に示す。主応力軸の固定している a, b 型に比べ回転する c 型の方が強度が低いことが分る。

5. 波力によるくり返しせん断特性

波力によるくり返しせん断は、主応力軸の連続的回転を伴い、くり返し応力比は海面で最大値をとり、現実には起する波では、

$\left(\frac{\tau}{\sigma_v} \right)_{\max} = 0.238$ である。一方、Martin et al.⁴⁾は、波力によるくり返しせん断は周期が長く海面付近では排水条件となり、海面より若干地中に入った地底で最も間隙水圧が上昇しやすく危険であると指摘している。仮に、

非排水条件が満足される深さを5 mとすると、 $L = 100$ mの波に対して図5より $z = 5$ mでの応力比は、 $\left(\frac{\tau}{\sigma_v} \right) = 0.730 \cdot \left(\frac{\tau}{\sigma_v} \right)_0$ となり、 $\left(\frac{\tau}{\sigma_v} \right) = 0.238$ を代入すると $\left(\frac{\tau}{\sigma_v} \right) = 0.174$ となる。この応力比の大きさを図9で考えれば、主応力軸の固定した a, b 型のせん断では大変形を生じないが、主応力軸の回転する c 型のせん断ではもはや2~3サイクルで大変形が生じることが分る。従って、主応力軸の固定したくり返しせん断試験で得られた強度を波力によるくり返しせん断現象の解析に用いると強度を過大評価していると考えられる。

6. 参考文献

- 1) 例えば、堀川：海岸工学
- 2) 東畑：東京大学博士論文(1981)
- 3) 石原・東畑他：第16回土質工学研究発表会(1981)
- 4) Martin et al：Proc. of ASCE Vol. 106 979 (1980)

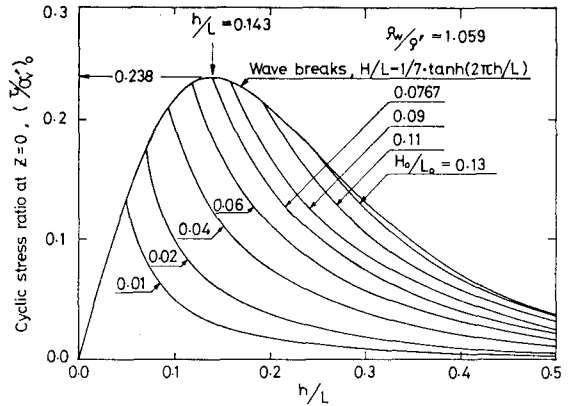


図6. くり返し応力比の波の変形による変化

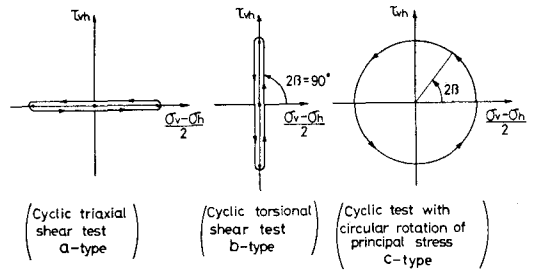


図8. 非排水くり返し試験ストレスパス

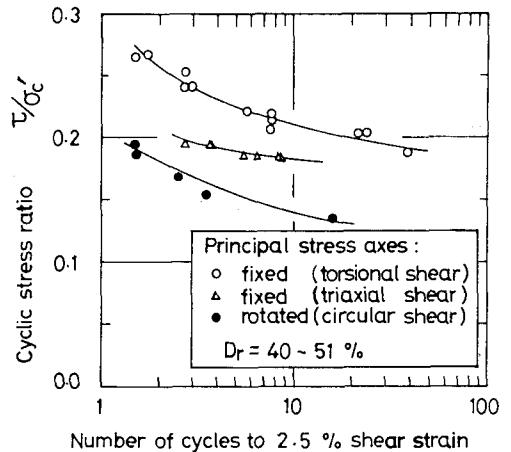


図9. 繰り返し強度特性