

波浪による異方性海底地盤の不安定領域について

The instability region in anisotropic seabed to water waves

廣部英一*・石田 啓**・矢富盟祥***

By Eiichi HIROBE, Hajime ISHIDA and Chikayoshi YATOMI

Summary : The instability region in anisotropic seabed to water waves has investigated to estimate from the five independent elastic parameters of anisotropic materials and coefficient of permeability. Especially, the phase delay, pore water pressures, effective normal stresses and shear stresses have been discussed. As the results of the analysis of the 2- and 3- dimensional stresses distribution, we have to not only judge the instability of the seabed by the area where the vertical effective stresses is negative. We also have to examine the conditions leading to the formation of non-vertical pulling destruction and shear destruction.

Keywords : anisotropic seabed, instability region, phase delay, effective stresses

1. はじめに

波による変動波圧を受ける海底地盤には、残留間隙水圧と変動間隙水圧という2つの異なるメカニズムにより過剰間隙水圧が発生し、不安定領域が発生する。本研究は、後者を取り扱う。変動間隙水圧による海底地盤の不安定領域は、海底地盤面に作用する変動波圧が変動間隙水圧となって地盤内に伝達する際に、減衰と位相差を生じることから発生する。海底地盤内での間隙水圧伝達における減衰と位相差を説明するために、地盤内の間隙水に気泡が含まれるとして間隙水に見かけ上の圧縮性を持たせ、間隙水の体積弾性係数を小さく仮定する数値モデルによって解析した研究が多い¹⁾。これらの研究は、海底地盤の構成を土粒子骨格（線形弾性体）と間隙水（圧縮性流体）の2相混合体からなるとした Biot の理論²⁾に基づいているが、土粒子骨格の力学的性質としては等方性を仮定しており、異方性として取り扱ったものは、後述のように少ない。しかし、海底地盤が一様な砂地盤であっても、地盤形成時の先行圧密による初期異方性あるいは長期にわたる水圧の作用や地盤の自重などの荷重圧密による応力異方性によって、実際の地盤は異方性となっているものと思われ、これに対する検討が必要である。この場合、地盤構造の変化によって、海底地盤内の間隙水の流れも水平方向と鉛直方向で異なるため、透水係数の異方性に対する検討も必要である。

Madsen³⁾は、海底地盤の透水係数の異方性の影響について検討を行い、透水係数が比較的大きい地盤では、透水係数の異方性の影響を無視できないことを示している。Silvestriら⁴⁾は、土粒子骨格の力学的性質

* 正会員 工修 福井高専助教授 環境都市工学科 (〒916 福井県鯖江市下司町)

** 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920 金沢市小立野2丁目40-20)

*** 正会員 Ph. D. 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (同 上)

と透水係数の異方性に対して、間隙水圧の伝達や有効応力の鉛直分布に及ぼす影響を検討している。Gatmiri⁵⁾は、間隙水が完全飽和とした土粒子骨格の力学的性質の影響を、異方性と等方性で比較しているが、間隙水圧の伝達については考察していない。著者らは、これまで、間隙水圧の伝達減衰や位相差に及ぼす地盤の異方性の影響⁶⁾あるいは有効応力の分布特性や地盤の破壊の判定方法⁷⁾について検討を行っているが、本研究では、主に、異方性海底地盤の不安定領域に及ぼす異方性の影響について検討を行った。

2. 異方性海底地盤における応答解析法および不安定領域の判定方法

2.1 基礎方程式と境界条件

海底地盤面に水平に x 軸を、海底地盤面を原点にして上向きに z 軸をとる。 x 軸と z 軸がそれぞれ透水係数の主軸と一致する場合を考え、土粒子は非圧縮性とするが、土粒子骨格と間隙水は圧縮性とし、間隙水の流れは Darcy の式を仮定する。連続式および x 軸と z 軸方向の応力の釣り合い方程式は、次のようである。

$$\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{n_w}{\beta} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}, \quad \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} - \frac{\partial p}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 p は間隙水圧 (圧縮を正)、 σ_x と σ_z は垂直応力 (引張りを正) であり、波による有効応力の変動成分を表す。 $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ はせん断応力である。 k_x と k_z は x 軸と z 軸方向の透水係数、 γ_w は間隙水の単位体積重量、 ε は土粒子骨格の体積歪み (圧縮を正)、 n_w は間隙率、 β は間隙水の体積弾性係数である。

実際の海底地盤の異方性は、水平面内で積層となっている異方性であるので、直交異方性の線形弾性体を考える。平面歪み状態における土粒子骨格の応力-歪みの構成関係式は、 x 軸と z 軸方向の変位を u と w とすれば、直交異方性地盤では、次のようになる。

$$\sigma_x = d_1 \cdot \varepsilon_x + d_2 \cdot \varepsilon_z, \quad \sigma_z = d_2 \cdot \varepsilon_x + d_3 \cdot \varepsilon_z, \quad \tau_{xz} = G_z \cdot \gamma_{xz} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $d_1 = E_z \cdot n(1 - n\nu_{xz}^2) / \Delta$, $d_2 = E_z \cdot n(1 + \nu_{xz})\nu_{xz} / \Delta$, $d_3 = E_z \cdot (1 - \nu_{xz}^2) / \Delta$, $n = E_x / E_z$

$$\Delta = (1 + \nu_{xz})(1 - \nu_{xz} - 2n\nu_{xz}^2), \quad \varepsilon = \varepsilon_x + \varepsilon_z = \partial u / \partial x + \partial w / \partial z, \quad \gamma_{xz} = \partial u / \partial z + \partial w / \partial x$$

直交異方性地盤の平面歪み状態での土粒子骨格の弾性学的係数は5個であるが、 E_x と E_z は x 軸と z 軸方向の縦弾性係数、 G_z は $x-z$ 面内のせん断弾性係数、 ν_{xx} と ν_{zz} は $x-x$ 方向と $z-z$ 方向のポアソン比である。

式(2)を式(1)の第2、第3式に代入すると、直交異方性地盤における釣り合い方程式が得られる。

$$d_1 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + G_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + (d_2 + G_z) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} - \frac{\partial p}{\partial x} = 0, \quad G_z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + d_3 \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + (d_2 + G_z) \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial z} - \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

境界条件は、地盤の厚さが半無限大の場合を考え、海底地盤面と無限下方で、各々、次のように与えた。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z = 0, \quad \tau_{xz} = 0, \quad p = p_0 \exp[i(\lambda x - \omega t)] \quad \text{at } z = 0 & : \text{海底地盤面} \\ u = 0, \quad w = 0, \quad p = 0 \quad \text{at } z = -\infty & : \text{海底地盤の無限下方} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

2.2 特性方程式による解析法

微小振幅波理論の波による変動水圧で与えた海底地盤面での境界条件は、水平方向 (x 軸) にも時間的 (t 軸) にも周期的変動なので、Yamamoto らの手法⁸⁾に従い、基礎方程式の解 u, w, p を、次のように変数分離形の周期解と仮定する。ここに、 U, W, P は鉛直方向 (z 軸) のみの関数である。

$$u = U(z) \cdot \exp[i(\lambda x - \omega t)], \quad w = W(z) \cdot \exp[i(\lambda x - \omega t)], \quad p = P(z) \cdot \exp[i(\lambda x - \omega t)] \quad \dots\dots\dots (5)$$

式(5)を基礎方程式に代入し、両辺を $\exp[i(\lambda x - \omega t)]$ で割ると、次の定数係数連立常微分方程式を得る。

$$\left. \begin{aligned} -\frac{k_x}{\gamma_w} \lambda^2 P + \frac{k_z}{\gamma_w} \frac{d^2 P}{dz^2} = -i \frac{n_w}{\beta} \omega P + \omega \lambda U - i \omega \frac{dW}{dz} \\ -d_1 \lambda^2 U + G_z \frac{d^2 U}{dz^2} + (d_2 + G_z) i \lambda \frac{dW}{dz} - i \lambda P = 0, \quad -G_z \lambda^2 W + d_3 \frac{d^2 W}{dz^2} + (d_2 + G_z) i \lambda \frac{dU}{dz} - \frac{dP}{dz} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

微分演算子 $D = d/dz$ を用いると、式(6)が自明な解である $U = W = P = 0$ 以外の解を持つための条件として特性方程式が得られるが、異方性地盤では相異なる3組の複素解となるので、その根を $\pm \lambda_1$, $\pm \lambda_2$, $\pm \lambda_3$ とすると、式(6)の一般解は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} U = a_1 \exp(\lambda_1 z) + a_2 \exp(-\lambda_1 z) + a_3 \exp(\lambda_2 z) + a_4 \exp(-\lambda_2 z) + a_5 \exp(\lambda_3 z) + a_6 \exp(-\lambda_3 z) \\ W = b_1 \exp(\lambda_1 z) + b_2 \exp(-\lambda_1 z) + b_3 \exp(\lambda_2 z) + b_4 \exp(-\lambda_2 z) + b_5 \exp(\lambda_3 z) + b_6 \exp(-\lambda_3 z) \\ P = c_1 \exp(\lambda_1 z) + c_2 \exp(-\lambda_1 z) + c_3 \exp(\lambda_2 z) + c_4 \exp(-\lambda_2 z) + c_5 \exp(\lambda_3 z) + c_6 \exp(-\lambda_3 z) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

式(7)を境界条件式(4)に適用し、また、係数 a_i, b_i, c_i ($i=1, \dots, 6$) は独立ではなく、基礎方程式によって制約を受ける従属関係があることから、係数間の関係式が得られる。これに、波浪の諸元と海底地盤の物性値を代入すれば、一般解の係数値を得ることができ、式(5)より解 u, w, p が求まる。

2. 3 有効応力の算出法

u と w を式(2)に代入して、 z 軸と x 軸方向の有効応力の変動成分 σ_z と σ_x を求め、有効鉛直応力 σ_{z0} と有効水平応力 σ_{x0} は、土被り圧 $\sigma_{v0} = -(\gamma_s - \gamma_w)z$ を加えて求められる。また、平面歪み状態 ($\varepsilon_y = 0$) の場合、 y 軸方向の応力-歪み関係から y 軸方向の有効水平応力 σ_{y0} が求められる。

$$\sigma_{z0} = \sigma_z + \sigma_{v0}, \quad \sigma_{x0} = \sigma_x + K_0 \cdot \sigma_{v0}, \quad \sigma_{y0} = \nu_{zx} \cdot \sigma_{x0} + (E_x/E_z) \cdot \nu_{zx} \cdot \sigma_{z0} \quad (8)$$

ここに、 γ_s は地盤の単位体積重量、 $K_0 = \nu_{zx} / (1 - \nu_{zx}) \cdot (E_x/E_z)$ は異方性地盤の静止土圧係数である。

2. 4 海底地盤の不安定領域の判定方法

(a) 有効鉛直応力による1次元の判定方法

これまで、海底地盤の不安定領域の判定には、地盤内の応力や間隙水圧を用いて、次式のような有効鉛直応力が負になる破壊規準⁹⁾ が用いられている。 p_b と p_z は海底地盤面と地盤面下 z における変動水圧である。

$$\sigma_{z0} = \sigma_z + \sigma_{v0} \leq 0 \quad ; \quad \sigma_{z0} = (p_b - p_z) + \sigma_{v0} \leq 0 \quad (9)$$

(b) 主応力および応力角による2次元・3次元の判定方法

地盤の引張り破壊は、主応力(圧縮が正)の最小値が負となる領域で発生する。主応力 σ_i ($i=1, 2, 3$) は、次式を解いて求めるが、値の大きい順に $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ とする。

$$\sigma^3 - J_1 \sigma^2 + J_2 \sigma - J_3 = 0 \quad (10)$$

砂地盤のせん断破壊は、応力角 ϕ が地盤の内部摩擦角 ϕ_d を超える場合に発生する。2次元平面で2主応力下の Mohr-Coulomb 規準および3次元空間で3主応力下の松岡-中井規準によれば¹⁰⁾、各々の破壊規準は次のようである。 J_1, J_2, J_3 は、それぞれ1次、2次、3次の応力の不変量であり、主応力より求まる。

$$\tan \phi = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2\sqrt{\sigma_1 \sigma_3} \quad ; \quad \tan \phi = \sqrt{(J_1 J_2 - 9 J_3) / 9 J_3} \quad (11)$$

3. 解析条件

3. 1 波浪の諸元と海底地盤の物性値の設定

波浪の諸元および海底地盤の物性値は、海岸工学委員会を設定された値¹⁾を参考に、設計波規模の波および緩い砂を用いた。

表-1 波浪の諸元

波高	10.0m
水深	20.0m
周期	13.0sec

表-2 海底地盤の物性値

E_x	$1.020 \times 10^8 \text{ N/m}^2$	n_w	0.454
ν_{xx}	0.30	γ_s	$1.863 \times 10^4 \text{ N/m}^3$
k_x	$1.0 \times 10^{-4} \text{ m/sec}$	γ_w	$9.736 \times 10^3 \text{ N/m}^3$
		β	$4.155 \times 10^7 \text{ N/m}^2$

3. 2 地盤の異方性の取り得る程度に対する制約条件

直交異方性地盤の土粒子骨格の5個の弾性学的係数 ($E_x, E_z, G_z, \nu_{xx}, \nu_{zx}$) を異方性として与える場合、縦弾性係数の比 E_z/E_x の変化に応じて、 ν_{zx} と G_z/G_x も変化するが、この範囲には、弾性学理論上の制約条件がある¹¹⁾。弾性歪みエネルギーが正になるという条件から、次の関係式が導かれる。

$$E_x, E_z, G_z > 0 \quad ; \quad \nu_{zx} > -1 \quad ; \quad 0 < \nu_{zx} < \sqrt{1/2 \cdot (E_z/E_x) \cdot (1 - \nu_{zx})} \quad (12)$$

また、土質実験の結果から、異方性の程度である E_z/E_x の取り得る範囲は、砂の場合、次の程度である⁵⁾。

$$1 \leq E_z/E_x \leq 25 \quad (13)$$

G_z は、 $E_x, E_z, \nu_{xx}, \nu_{zx}$ の関係式として Barden¹²⁾ らにより与えられているが、整理すると、 G_z/G_x は、 $\nu_{xx}, \nu_{zx}, E_z/E_x$ の関係式として次のようになり、これより G_z の異方性の取り得る範囲が決まる。

$$G_z/G_x = 2(1 + \nu_{zx}) / [1 + 1/(E_z/E_x) + 2\nu_{zx}/(E_z/E_x)] \quad (14)$$

4. 解析結果

4. 1 異方性の影響の鉛直分布

図-1～図-4に、縦弾性係数、せん断弾性係数、ポアソン比および透水係数の異方性の影響の鉛直分布を示すが、地盤面である $z=0$ m から、地盤面下10mまでを示してある。異方性の影響を明確に示すために、

表-2に示す物性値以外の弾性学的係数と透水係数は、それぞれを単独に変化させた。 p と σ_z と σ_x は、位相差の影響を除外するために絶対値で示し、海底地盤面での変動波圧振幅 p_0 で無次元表示してある。なお、異方性の程度は、式(12)~式(14)を参考にして変化させた。

図-1は、 $G_z/G_x=1.0$, $\nu_{zx}=\nu_{xz}=0.3$, $k_z/k_x=1.0$ と固定し、式(13)の範囲内で、 E_z/E_x を1.0, 1.5, 2.0, 2.5と変化させた。 E_z/E_x の値が大きくなるほど、位相差は全体的に大きくなっており、地盤面下約2mで、 $E_z/E_x=2.5$ では約3割大きくなっている。これに伴い、 p の減衰も急激となり、 σ_z も大きくなっているが、 σ_x は小さくなっている。

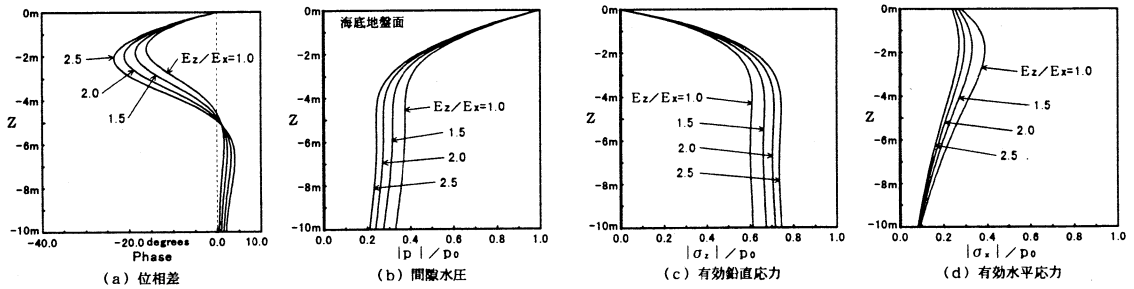


図-1 縦弾性係数の異方性の影響の鉛直分布

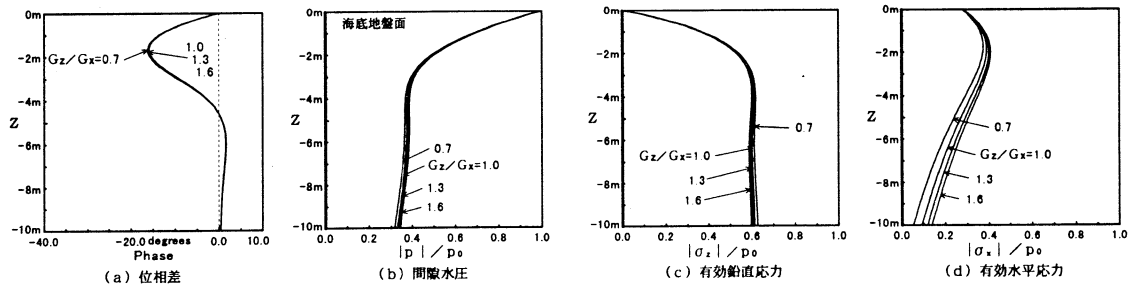


図-2 せん断弾性係数の異方性の影響の鉛直分布

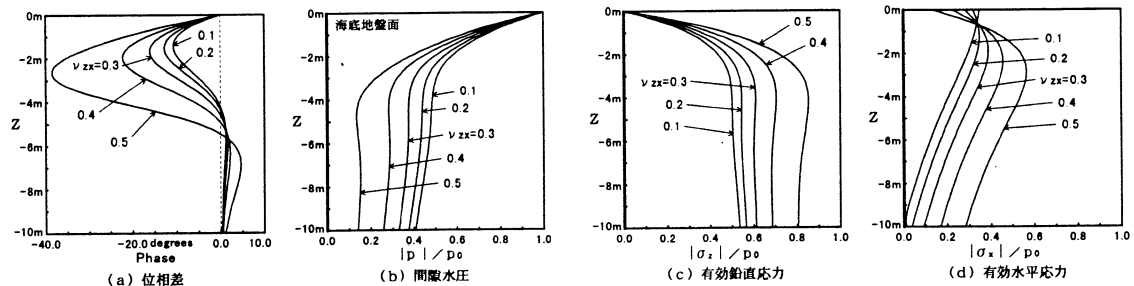


図-3 ポアソン比の異方性の影響の鉛直分布

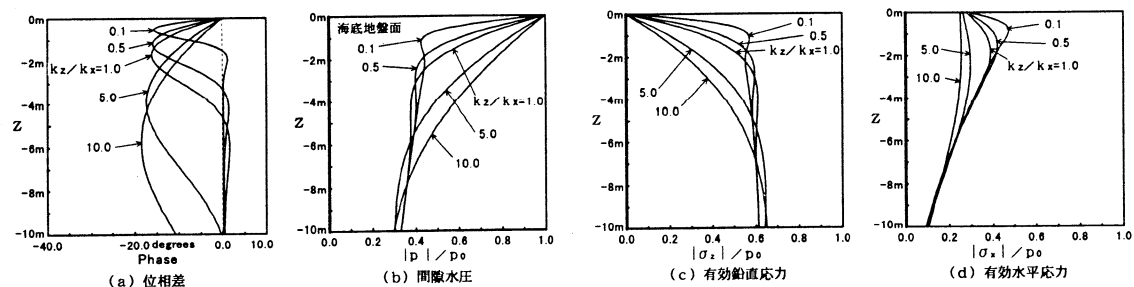


図-4 透水係数の異方性の影響の鉛直分布

図-2は、 $E_z/E_x=1.0$ 、 $\nu_{zx}=\nu_{xz}=0.3$ 、 $k_z/k_x=1.0$ と固定し、式(14)を参考にして、 G_z/G_x を0.7, 1.0, 1.3, 1.6と変化させた。 G_z/G_x の値が大きくなると、位相差はむしろ若干小さくなっており、 p の減衰も若干穏やかとなり、 σ_z も若干小さくなっているが、 σ_x は大きくなっている。

図-3は、 $E_z/E_x=1.0$ 、 $G_z/G_x=1.0$ 、 $k_z/k_x=1.0$ と固定し、 ν_{zx} を0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5と変化させた。 ν_{zx} の値が大きくなると位相差は非常に大きくなり、地盤面下2~3mで、等方性である $\nu_{zx}=0.3$ に比べ、 $\nu_{zx}=0.5$ では、約2.5倍にもなり、 p の減衰も急で、 σ_z も σ_x も大きい。 ν_{zx} の値が小さくなると、位相差は、等方性の場合である $\nu_{zx}=0.3$ より小さくなっている。

図-4は、 $E_z/E_x=1.0$ 、 $G_z/G_x=1.0$ 、 $\nu_{zx}=\nu_{xz}=0.3$ と固定し、 k_z/k_x を0.1, 0.5, 1.0, 5.0, 10.0と変化させた。透水係数の異方性によって、位相差のピーク値は余り変化しないが、 $k_z/k_x > 1.0$ では、鉛直方向の広い範囲で位相差が表れているのに対して、 $k_z/k_x < 1.0$ では地盤面近くに集中して表れている。 $k_z/k_x=0.1$ では地盤面近くで p の減衰が非常に急激で、 σ_z と σ_x も大きくなっている。このことから、これまで位相遅

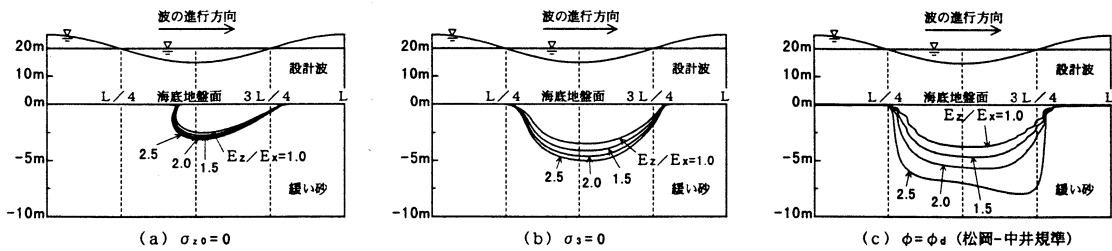


図-5 縦弾性係数の異方性による不安定領域の変化

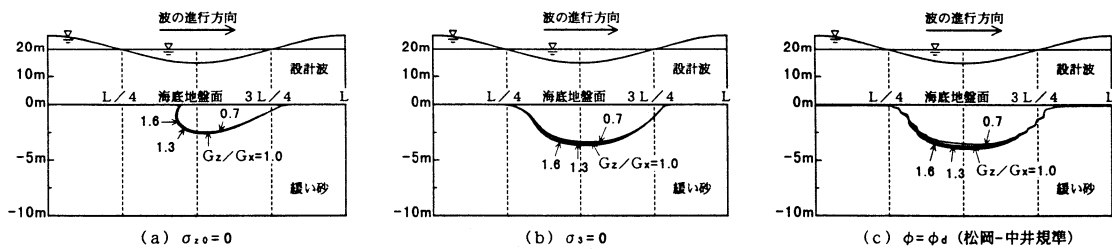


図-6 せん断弾性係数の異方性による不安定領域の変化

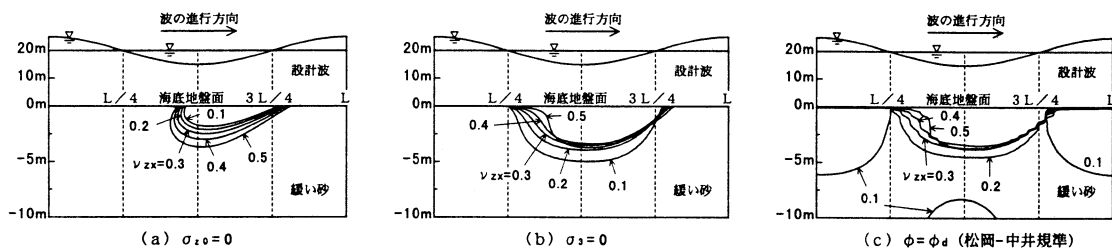


図-7 ポアソン比の異方性による不安定領域の変化

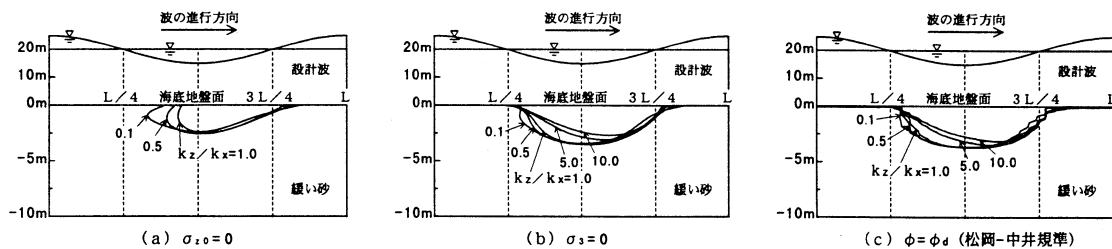


図-8 透水係数の異方性による不安定領域の変化

れが大きい場合に間隙水圧の伝達減衰が大きくなり、応力状態も不安定になると言われていたが、位相遅れが鉛直方向の狭い範囲のみで発生する場合に、応力状態が不安定となることが分かる。

4. 2 異方性による不安定領域の変化

図-5～図-8に、異方性による不安定領域の変化を示す。Lは波長である。不安定領域の判定は、1次元の判定方法として、有効鉛直応力がゼロとなる $\sigma_{z0}=0$ を用い、3次元の判定方法として、引張り破壊が発生する $\sigma_3=0$ およびせん断破壊が発生する $\phi=\phi_d$ を用いる。緩い砂地盤の内部摩擦角 ϕ_d は 40° とした。

図-5は図-1の異方性に対応しており、 E_z/E_x を1.0, 1.5, 2.0, 2.5と変化させた。 $\sigma_{z0}=0$ の分布によると、 E_z/E_x の値が大きくなるほど不安定領域が若干大きくなっている。 $\sigma_3=0$ の分布によると、異方性の影響は、 $\sigma_{z0}=0$ の分布より大きく表れている。 $\phi=\phi_d$ の分布によると、異方性の影響は非常に大きい。

図-6は図-2の異方性に対応しており、 G_z/G_x を0.7, 1.0, 1.3, 1.6と変化させた。 $\sigma_{z0}=0$ の分布によると、 G_z/G_x の値が大きくなると不安定領域が多少変化しているだけである。 $\sigma_3=0$ の分布と $\phi=\phi_d$ の分布によると、異方性の影響は若干表れているが、 E_z/E_x の影響に比べてかなり小さい。

図-7は図-3の異方性に対応しており、 ν_{zx} を0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5と変化させた。 $\sigma_{z0}=0$ の分布によると、 ν_{zx} の値が大きくなると不安定領域が大きくなっているが、3次元の判定方法である $\sigma_3=0$ の分布によると、逆に小さくなっている。 $\phi=\phi_d$ の分布も同様に小さくなっている。このことから、ポアソン比の異方性の影響は、1次元の判定方法によると、3次元の判定方法とは逆になり、異なる結果を得ることになる。

図-8は図-4の異方性に対応しており、 k_z/k_x を0.1, 0.5, 1.0, 5.0, 10.0と変化させた。 $\sigma_{z0}=0$ の分布によると、 $k_z/k_x=5.0$ と 10.0 では、不安定領域は発生せず、地盤は安定と判定される。しかし、3次元の判定方法によると、 $\sigma_3=0$ の分布も $\phi=\phi_d$ の分布も、 $k_z/k_x=5.0$ と 10.0 では、不安定領域は小さくなるが存在しており、1次元の判定方法とは異なる結果となる。

5. まとめ

波浪による海底地盤の不安定領域が、異方性のどのような条件で変化するかを明らかにすることが出来た。特に明らかになったことは、以下の点である。

- (1) 縦弾性係数の異方性の影響は非常に大きく、特にせん断破壊による不安定領域が拡大する。
- (2) せん断弾性係数の異方性の影響は、縦弾性係数に比べ小さい。
- (3) ポアソン比の異方性の影響は大きく、 ν_{zx} の値が小さくなると不安定領域が大きくなる。
- (4) 不安定領域は、位相遅れが、鉛直方向の狭い範囲でのみ発生する場合に大きくなる。
- (5) 不安定領域の判定を1次元の判定方法で行うと、3次元の判定方法とは異なる結果を得る場合がある。

謝辞 本研究を進めるにあたり、金沢大学由比政年先生には有益な御助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会海岸工学委員会：海岸波動【波・構造物・地盤の相互作用の解析法】，第V編，土木学会，1994。
- 2) Biot, M.A.: General Theory of Three-Dimensional Consolidation, Journal of Applied Physics, Vol.12, February, pp.155-164, 1941.
- 3) Madsen, O.S.: Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed, Geotech. 28, No.4, pp.377-393, 1978.
- 4) Silvestri, V., et al.: Effect of soil anisotropy on the wave-induced pore pressures in the seabed, J. of Energy Resources Technology, Vol.107, pp.441-449, 1985.
- 5) Gatmiri, B.: Response of cross-anisotropic sea bed to ocean waves, J. of Geo. Eng. Div., ASCE, Vol.118, No.9, pp.1295-1314, 1992.
- 6) 矢富盟祥・由比政年・石田 啓・廣部英一：海底地盤の波浪応答に対する地盤の異方性の影響，海岸工学論文集，第42巻，pp.1011-1015, 1995.
- 7) 廣部英一・石田 啓・矢富盟祥・由比政年：波浪による海底地盤内の有効応力の分布特性および地盤の破壊領域，海岸工学論文集，第43巻，pp.1026-1030, 1996.
- 8) Yamamoto, T., et al.: On the response of a poro-elastic bed to water waves, J. of Fluid Mech., Vol.87, Part 1, pp.193-206, 1978.
- 9) 善 功企・山崎浩之・渡辺 篤：海底地盤の波浪による液状化および高密度化，港湾技術研究所報告，第26巻，第4号，pp.125~180, 1987.
- 10) 土質工学会編：粒状体の力学，pp.166~172，土質工学会，平成5年。
- 11) Pickering, D.J.: Anisotropic elastic parameters for soil, Geotechnique 20, No.3, pp.271-276, 1970.
- 12) Barden, L.: Stresses and displacements in a cross-anisotropic soil, Lecturer in Soil Mechanics, Manchester Univ., pp.198-210, 1983.