

防波堤を支持する海底地盤の異方的力学特性と簡易支持力評価

Anisotropy in Mechanical Behavior of Seabed bearing Caisson Type Breakwaters and its Evaluation

瀧本聖吾¹・三浦清一²・川村志麻³・横浜勝司⁴

Shogo TAKIMOTO, Seiichi MIURA, Shima KAWAMURA and Shoji YOKOHAMA

This paper presents the fundamentals of mechanical behavior of anisotropic sand beds subjected to the loading by wave-structure interactions. A series of model tests was performed on a model structure by using the soil box with two-dimensional plane strain condition and the Toyoura sand ground to clarify mechanical behavior of the anisotropic sand beds bearing structures such as caisson type breakwaters. In particular, effect of fabric anisotropy on bearing capacity was examined in detail. Based on the experimental results in which the shape of plastic wedge zone of anisotropic ground at the peak of bearing capacity was strongly depending on the initial sand deposition condition, an evaluation method for the bearing capacity was also proposed according to the upper bound solution in the limit analysis.

1. はじめに

近年、生活空間の拡大によって、より厳しい環境条件下での設計が要求されるようになってきた。現在、防波堤の安定性については、主に波力による滑動、転倒の破壊モードを考慮することにより評価され、設計・照査が行われている。構造物の設計法が性能設計法へと移行する状況下において、現行の設計法はかなり確立されているものの、より合理的で高度な設計法の余地が残されている。特に海洋構造物の支持力問題では、地盤の堆積構造異方性や構造物の傾斜・沈下による誘導異方性の影響が考慮されておらず、地盤が等方性材料として取り扱われているために、地盤の堆積条件によっては、支持力を過大評価している可能性がある。したがって、構造物-地盤系の安定性に関する検討をさらに深めることは、実務面においても有用である。

本研究では、海岸工学的情報と地盤力学の視点にもとづいて、波浪のような繰返し荷重が作用する場合の地盤の異方性の影響を模型試験により検討した。さらに、得られた試験結果を吟味し、海洋構造物-異方性地盤の支持力安定性を簡便に評価する方法を極限解析（上界法）にもとづいて提案し、現行設計法との比較を試みた。

2. 試験装置と試験方法

(1) 試験装置と模型地盤作製法

本研究で用いた試験装置の全体図を図-1に示す。模型

土槽の内寸法は幅2000mm、高さ700mm、奥行き600mmである（川村ら，1999）。前面には厚さ20mmの強化ガラスが設置され、模型構造物および支持地盤の変形挙動が観察できるようになっている。載荷装置は、繰返し載荷装置（鉛直方向）と静的載荷装置である。

模型地盤は、豊浦砂（ $\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$ ， $\rho_{d\text{ max}}=1.648\text{g/cm}^3$ ， $\rho_{d\text{ min}}=1.354\text{g/cm}^3$ ）を昇降可能なサンドホッパー（高さ640mm、頂角 30° 、昇降範囲G.L.+0.8m～+2.65m）を介して空中落下させることにより作製された。ホッパー底部には最大20mmまで変えられるスリットが取付けられているので、ホッパーの移動速度を20cm/s、落下高さを800mmに保持した条件の下でスリット幅を変化させることにより、25～95%の相対密度を得ることができる。また、地盤の異方性の程度の影響を調べるために、鉛直方向と堆積面とのなす角 β （反時計回りを正）が45，55，60，75， 90° になるように地盤を作製した（川村ら，2007）。

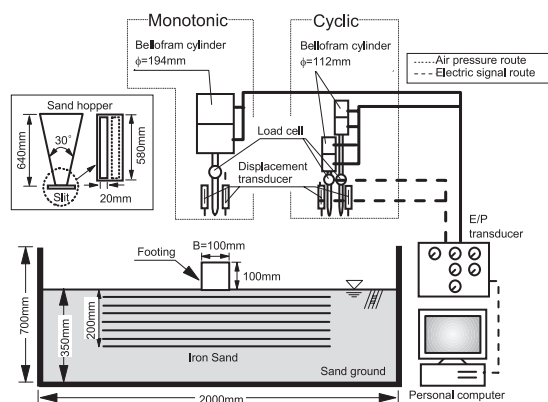
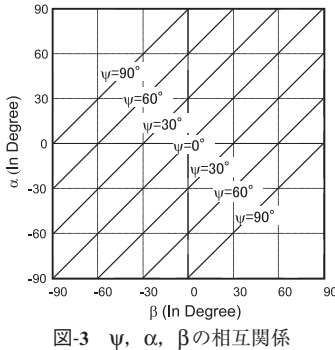
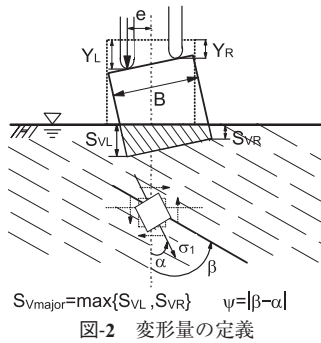


図-1 試験装置模式図

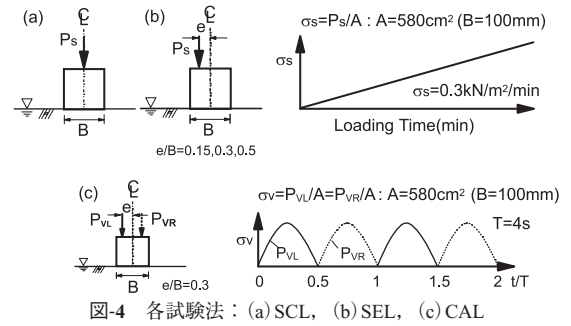
- | | | |
|--------|------|------------------|
| 1 学生会員 | 工修 | 北海道大学大学院工学研究科 |
| 2 フェロー | 工博 | 北海道大学大学院教授工学研究院 |
| 3 正会員 | 博(工) | 室蘭工業大学大学院講師工学研究科 |
| 4 正会員 | 博(工) | 北海道大学大学院助教工学研究院 |



地盤内の変形は土槽側面に厚さ3mmの段ボールシートを設置し、その端面より砂鉄を底面から15mm間隔で堆積させて観察している。この方法では、堆積面が異なる地盤においても地表に対して水平面を確認することができる(岩田ら, 2010)。なお、地盤の相対密度 Dr は50および80%である。模型地盤作製後、土槽底部8個のポラス・ストーン(直径50mm)から模型地盤に初期構造の乱れが生じないように動水勾配 $i=0.01$ で所定の時間通水を行い、飽和化を図った。模型構造物は、幅100mm、高さ100mm、奥行き580mm、重量0.127kNで、地盤との接触面を完全粗とするために底面にサンドペーパー(G120)を貼り付けている。

(2) 試験方法と変位の定義

図-2は本研究の変形量の定義を示している。载荷ロッドに設置されている変位計で測定される左右の鉛直変位量 Y_L , Y_R と変位した構造物との幾何学的関係から、模型構造物の左右の沈下量 S_{VL} , S_{VR} を算出し、その卓越した方の値を S_{Vmajor} としている。なお、この値は模型構造物の幅 B により正規化して表示されている。また、異方性を表す尺度として、最大主応力方向 α と堆積面 β とのなす角 $\psi (= |\beta - \alpha|)$ を考察に用いている。本研究では、主応力方向と地盤の堆積条件との関係を統一的に表示できるパラメータを用いて、海底地盤の支持力に関する検討を進めている。なお、 α は構造物直下の要素の主応力方向によって常に変化する。本研究では、Boussinesq解



から地盤内の鉛直応力、水平応力、せん断応力を算出し、主応力方向 α を決定している(川村・三浦, 2003)。

図-3は ψ , α , β の関係を示している。図から、 α と β を把握することができれば ψ を推定することが可能であり、任意の荷重方向および堆積条件下の力学挙動を簡便に評価することができる。

次に、実施された単調载荷試験と繰返し载荷試験について説明する。単調载荷試験では、模型構造物に载荷速度 $0.3 \text{ kN/m}^2/\text{min}$ になるように荷重 P_s を与えている。図-4(a)と(b)に中心载荷条件(Static Central Loading Test; SCLと略称)と偏心载荷条件(Static Eccentric Loading Test; SELと略称)の試験方法を示す。ここで偏心距離 e は、模型構造物の中心から载荷点までの距離と定義され、試験開始時の偏心度 e/B は0.15, 0.3, 0.5になるように設定されている。また、図-4(c)は波浪のような荷重によって生じる構造物のロッキング現象を再現した繰返し载荷試験(Cyclic Alternate Loading Test; CALと略称)の载荷方法を示したものである。偏心度 $e/B=0.3$ の下で半正弦波荷重 P_v を模型構造物の左右交互に作用させている。载荷周期 T は4sである。

偏心载荷条件では、正確にその接地圧分布を測ることができないため、直接計測できる荷重値を断面積 A で除した値を载荷応力(単調载荷試験: $\sigma_s = P_s/A$, 繰返し载荷試験: $\sigma_v = P_{vL}/A = P_{vR}/A$)とし、本実験におけるパラメータに用いている。なお、この σ_s または σ_v は圧縮応力が作用している範囲の平均応力として考えることができる。以下の考察では、偏心度 e/B は構造物設置時の初期値を採用した。また、沈下量の比 S_{Vmajor}/B が0.25以上になると基礎端部の浮上りを生じ、初期の偏心度が満足できなくなるために、 S_{Vmajor}/B は0.25までとしている。

3. 試験結果と考察

(1) 繰返し強度特性(CAL試験結果)

図-5は、 $Dr=80\%$, $\beta=90^\circ$, 60° , 45° の地盤におけるCAL試験結果を示したものである。繰返し応力 σ_v と沈下量比 S_{Vmajor}/B (沈下量/構造物幅)が5%, 10%に至るに必

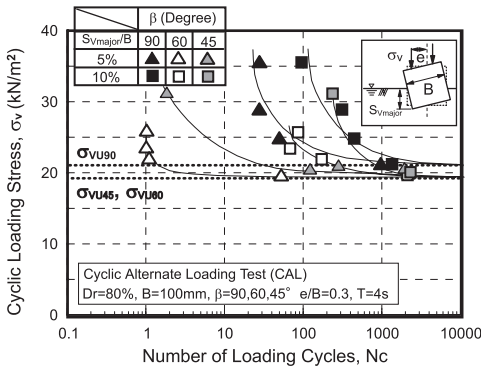


図-5 異方性地盤の繰返し強度特性

要な荷重回数 N_c の関係を整理している。ここで、各地盤の繰返し強度 σ_{vu} は $S_{vmajor}/B=10\%$ の収束値として定義した。図より、 $\beta=90^\circ$ に比べて $\beta=60^\circ$ と 45° の地盤では繰返し強度 σ_{vu} の低下が認められる。これは、既往の要素試験においても指摘されているように（例えばOda, 1972；Kimuraら, 1985；Tatsuokaら, 1991）、異方性の影響が繰返し荷重試験においても明らかに存在することを示すものである。このことから、波浪のような繰返し荷重を受ける地盤においても、異方性の影響は大きいと考えられる。

(2) 単調荷重の支持力特性 (SCL, SEL 試験結果)

写真-1 (a), (b)は、 $\beta=90^\circ$ と 45° 地盤における沈下量70mm時の塑性域を示したものである。また、塑性域（受働域）の両端部は、地盤表面の砂の盛り上がりから判断している（岩田ら, 2010）。写真より、地盤の堆積構造異方性の影響によって塑性域の発生状況が異なることがわかる。例えば、 $\beta=90^\circ$ の地盤ではその形状はほぼ左右対称に現れているのに対し、 $\beta=45^\circ$ の地盤では左右の塑性域に変化が現れており、右側の塑性域が左側に比べて大きい。

次に、極限支持力の違いをみるために、図-6は各試験における極限支持力 σ_{su} （塑性くさびの形成が見られた時点の支持力）を $\beta=90^\circ$ の極限支持力によってそれぞれ正規化した値と、堆積角 β と最大主応力方向 α とのなす角、すなわち ψ との関係を示している。図より、SCLとSEL試験ともに、正規化した支持力値は ψ が 90° から減少するのともなって低下する傾向にあることがわかる。また、支持力値は $\psi=35^\circ \sim 45^\circ$ において最小値を示していることも確認できる。このことは、既往の研究（Oda, 1972；Kimuraら, 1985；Tatsuokaら, 1991）が指摘しているように、豊浦砂では最大主応力方向と堆積面のなす角がある角度（ $\psi=30^\circ$ 付近）で最小値を示す傾向と類似している。つまり、これらの実験の事実、構造物を介して支持地盤に伝達する主応力方向と地盤堆積方向との関係によっては、地盤の支持力が小さくなる危険性を示

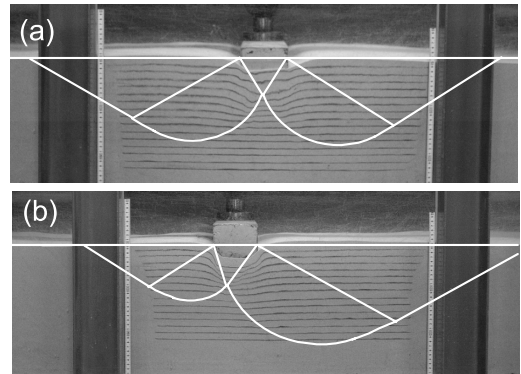
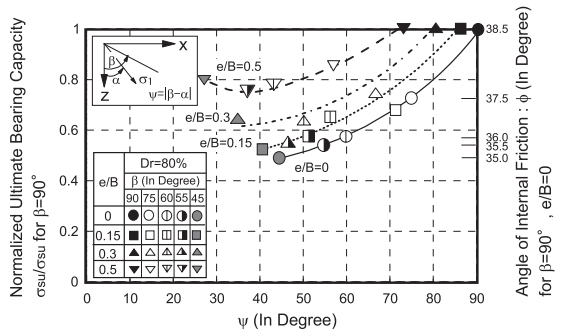
写真-1 堆積条件に伴い変化する塑性形状：(a) $\beta=90^\circ$, (b) $\beta=45^\circ$ 

図-6 偏心度と異方性の違いによる支持力変化率

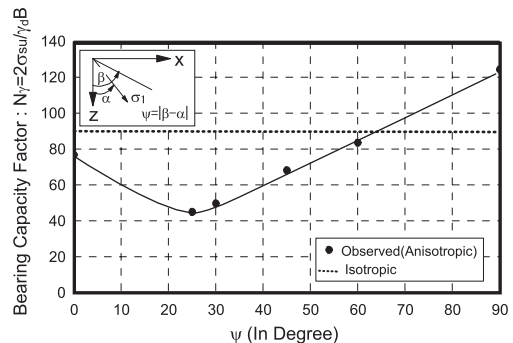


図-7 異方性地盤の支持力特性

唆している。

さらに、 ψ の考慮の有無の影響を調べるため、図-7はSCL試験で得られた荷重応力 σ_s （ P_s/A ：荷重/断面積）を構造物幅 B と砂地盤の乾燥単位体積重量 γ_d で正規化した支持力係数 N_γ と ψ の関係を示したものである。なお、図中には等方性地盤と仮定して算出された N_γ も併記している。これは、松岡ら（1980）の提案している空間滑動面（SMP：Spatial Mobilized Plane）にもとづく破壊基準で用いられた異方性パラメータより算出している。図より、SCL試験では ψ の減少にともない N_γ は減少しており、特に ψ が 25° の場合では、等方性地盤のものと比べて支持力は約5割に低下することがわかる。このことから、

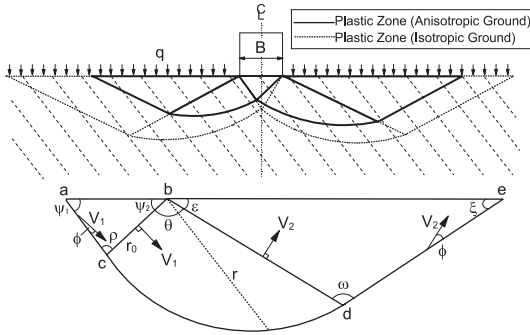


図-8 計算領域 (可容速度場)

等方性地盤を前提として海底地盤の支持力を算出すると条件によっては過大評価する可能性があることがわかる。

(3) 極限解析 (上界法) の異方性地盤への適用

本研究では、これらの試験結果を実務に適用させる方法を見出すため、極限解析法の1つである上界法を用いた異方性砂地盤の簡易支持力評価法を検討した。ここでは、模型試験で得られた塑性くさびならびに塑性域の形状から推定された破壊のメカニズムにもとづいて上界法による逆解析を行い、異方性地盤の簡易支持力評価法の提案とその有用性を検証している。なお、破壊メカニズムの詳細については岩田ら (2010) に詳しい。

小田ら (1978) は、異方性によって砂地盤の内部摩擦角 ϕ が 4° から 8° 変化することを要素試験によって示し、さらに支持力実験ならびに Kötter 方程式を用いた剛塑性理論の解析結果より、それは支持力に無視し難い影響を及ぼすことを明らかにしている。また、堆積角 β が 0° と 90° の地盤を対象にした解析では左右対称の特性線を示すが、 β が 0° と 90° 以外の地盤では特性線は非対称になり、支持力を算出する上では構造物底部の圧力分布に何らかの仮定が必要であることも指摘している。

本研究では、上界法による支持力解を求めるために、図-8のような可容速度場を設定した。各式中の記号およびパラメータは同図に対応する。以降は、右側塑性域の支持力式の導出過程を説明する。

等方性地盤を対象とした支持力解では塑性過渡領域に対数螺旋を用いている場合が多いが、本研究においても対数螺旋の適用を試みた。

$$r = r_0 \exp(\theta \tan \phi) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 r と r_0 は動径と動径始点部の長さ、 θ は塑性流動過渡領域の角度であり、 ϕ は内部摩擦角である。

外力のなす仕事率 D_{ext} は、鉛直荷重成分 p とサーチャージ成分 q と自重 w による成分からなり、以下のように表される。

$$D_{ext} = D_{ext}^{p-q} + D_{ext}^w \quad \dots\dots\dots (2)$$

各仕事率を求めると、鉛直荷重成分 p とサーチャージ成分 q の外力仕事率 D_{ext}^{p-q} は、

$$D_{ext}^{p-q} = p \frac{\sin \rho}{\sin \psi_1} r_0 V_1 \sin(\psi_1 - \phi) - q \frac{\sin \omega \cos \varepsilon}{\sin \xi} r_0 V_1 \exp(2\theta \tan \phi) \quad \dots (3)$$

一方、自重による外力仕事率 D_{ext}^w は各三角形部分 (Δabc , Δbde , Δbcd) の重量と速度成分との積の合計である。一例として Δabc の仕事率は以下のように表される。ここで、 γ_i は地盤の単位体積重量である。

$$\begin{aligned} D_{ext}(\Delta abc)^w &= \Delta abc \gamma_i V_1 \sin(\psi_1 - \phi) \\ &= \frac{1}{2} \gamma_i r_0^2 \frac{\sin \psi_2 \sin \rho}{\sin \psi_1} V_1 \sin(\psi_1 - \phi) \quad \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

次に、内部消散 D_{int} を同様に求めると、

$$\begin{aligned} D_{int} &= c r_0 \frac{\sin \psi_2}{\sin \psi_1} V_1 \cos \phi + c r_0 \frac{\sin \varepsilon}{\sin \xi} V_1 \exp(2\theta \tan \phi) \cos \phi \\ &\quad + \frac{1}{2} c \cot \phi r_0 V_1 \{\exp(2\theta \tan \phi) - 1\} \quad \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

仮想仕事の定理では、外部仕事と内部仕事等しい。よって、極限支持力 σ_{su} にもとづいて整理すれば、支持力係数を式 (7) ~ (9) のように求めることができる。

$$\sigma_{su} = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma_i B N_\gamma \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\begin{aligned} N_c &= \cos \phi \left\{ \frac{\sin \psi_2}{\sin \psi_1} + \frac{1}{2 \sin \phi} \{\exp(2\theta \tan \phi) - 1\} + \frac{\sin \varepsilon}{\sin \xi} \exp(2\theta \tan \phi) \right\} \\ &\quad / \frac{\sin \rho}{\sin \psi_1} \sin(\psi_1 - \phi) \quad \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

$$N_q = \frac{\sin \omega \cos \varepsilon}{\sin \xi} \exp(2\theta \tan \phi) / \frac{\sin \rho}{\sin \psi_1} \sin(\psi_1 - \phi) \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$N_\gamma = A \frac{\sin \psi_1}{\sin \rho} / \frac{\sin \rho}{\sin \psi_1} \sin(\psi_1 - \phi) \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 A は以下のように表される。

$$\begin{aligned} A &= \frac{\sin \omega \sin \varepsilon \cos \varepsilon}{\sin \xi} \exp(3\theta \tan \phi) - \frac{\sin \psi_2 \sin \rho \sin(\psi_1 - \phi)}{\sin \psi_1} \\ &\quad - \frac{\exp(3\theta \tan \phi) [\sin(\psi_2 + \theta) + 3 \tan \phi \cos(\psi_2 + \theta)] - \sin \psi_2 - 3 \tan \phi \cos \psi_2}{9 \tan^2 \phi + 1} \quad \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

次に、左側の塑性域も考慮し本模型試験に対応した解を整理する。本研究では、材料が豊浦砂であり (粘着成分: $c=0$)、サーチャージは作用させていないこと ($q=0$) から、両塑性域を考慮した場合の N_γ は式 (11) となる。

$$N_\gamma = (A \frac{\sin \psi_1}{\sin \rho} + B \frac{\sin \psi_2}{\sin \rho}) \left\{ \frac{\sin \rho}{\sin \psi_2} \sin(\psi_2 - \phi) + \frac{\sin \rho}{\sin \psi_1} \sin(\psi_1 - \phi) \right\} \quad \dots\dots (11)$$

ここで、 B は以下のように表される。

$$\begin{aligned} B &= \frac{\sin \omega \sin \varepsilon \cos \varepsilon}{\sin \xi} \exp(3\theta \tan \phi) - \frac{\sin \psi_1 \sin \rho \sin(\psi_2 - \phi)}{\sin \psi_2} \\ &\quad - \frac{\exp(3\theta \tan \phi) [\sin(\psi_1 + \theta) + 3 \tan \phi \cos(\psi_1 + \theta)] - \sin \psi_1 - 3 \tan \phi \cos \psi_1}{9 \tan^2 \phi + 1} \quad \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

以下の議論では、構造物幅 B を 0.1 m 、豊浦砂の $\text{Dr}=80\%$ の乾燥密度 ρ_d を 1.573 g/cm^3 とし、数値解析を行う

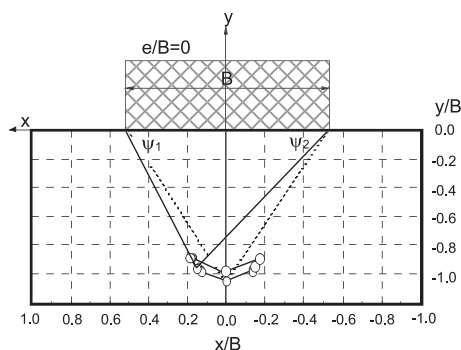


図-9 塑性くさびの形状と頂点の軌跡

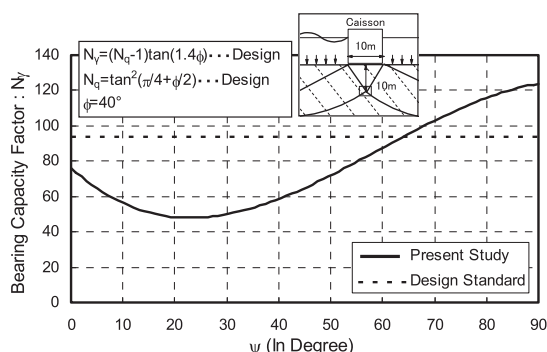


図-10 現行設計法と本解析法による支持力係数比較

ている。

図-9は、支持力算定上重要となる塑性くさびの形状変化について示したものである。一例としてSCL試験のものを提示した。図中には、写真-1で示された塑性くさびの頂点と既往の研究（例えば、Tatsuokaら、1991）で提示されている内部摩擦角の変化にもとづいて推定した塑性くさびの軌跡をプロットしている。図より、異方性によって塑性くさびの形状に明確な変化が現れ、例えば $\beta=45^\circ$ の地盤では実線のように、塑性くさびが左側へ移動し対称性が失われていることがわかる。また、その頂点の軌跡は○印で示すような軌跡を示し、 $\beta=0^\circ$ および 90° 以外の主働くさびの形状は左右非対称となっている。このような、塑性くさび形状の変化に応じた各パラメータ（ ψ_1 , ψ_2 など）を採用すれば、異方性の影響を考慮した支持力算定を容易に行うことができる。

図-10は、標準的な防波堤の構造・地盤条件（ケーソン幅10m, 基礎根入れ無, 砂地盤の内部摩擦角 $\phi=40^\circ$ と仮定）で現行設計法および本解析法により算出した支持力係数 N_q を ψ の関係で示したものである。ここで、現行設計法の支持力係数の特性値は、港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007）にもとづいて算出している。図より、 ψ が 65° 以下の条件では、異方性地盤の支持力は等

方性地盤の支持力（現行設計法での支持力）より低くなることがわかる。つまり、構造物の安定性を照査する上で、地盤の堆積構造異方性の影響は無視できないことが明らかである。これらのことから、事前調査（ボーリング）などの地盤（サンプリング）情報と波浪条件などから堆積角 β , 最大主応力方向 α と ψ を決定し、図-10に示すような両者の関係にもとづいて、現行設計法による支持力値と異方性の支持力値との相違を補正係数として評価することで、現行設計法においても波浪場にある海洋構造物の構造異方性の影響をより合理的に算定することが可能と考えられる。

4. まとめ

一連の模型実験と解析の結果から、以下の結論を得た。

- (1) 地盤の堆積構造異方性は、海洋構造物を支持する地盤の繰返し強度特性、支持力特性に大きな影響を及ぼす。
- (2) 模型試験より得られた塑性くさびならびに対数螺旋形状を考慮した上界法は、支持力に及ぼす異方性の影響を簡易的に評価できる。
- (3) 現行設計法の支持力値と異方性の支持力値との相違を補正係数として評価すれば、現行設計法においても異方性地盤の支持力をより合理的に算定可能である。

参考文献

- 岩田雄太郎・川村志麻・阿部和弘・三浦清一・瀧本聖吾・横浜勝司（2010）：堆積構造異方性砂地盤の簡易支持力評価法の提案，地盤工学会北海道支部年報，Vol.50, pp.55-64.
- 小田匡寛・小石川 功（1978）：砂地盤の強度異方性とその土質工学的意義，土木学会論文報告集，第275号，pp.111-120.
- 川村志麻・三浦清一（2007）：堆積構造異方性が繰返し荷重下にある支持地盤の変形特性に及ぼす影響，土木学会論文集C，Vol.63, No.1, pp.81-92.
- 川村志麻・三浦清一（2003）：種々の荷重条件下にある構造異方性砂地盤の支持力－側方変形挙動，土木学会論文集，No.736/III-63, pp.115-128.
- （社）日本港湾協会（2007）：港湾の施設の技術上の基準・同解説（下巻），pp.567-576.
- 松岡 元・中井照夫・石崎 仁（1980）：空間滑動面に基づいた異方性土の応力・ひずみ関係，土木学会論文集，第304号，pp.105-111.
- Kimura, T., Kusakabe, O. and Saitoh, K. (1985) : Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge, Geotechnique, Vol.35, No.1, pp.33-45.
- Oda, M. (1972) : Initial fabric and their relations to mechanical properties of granular material, Soils and Foundations, Vol.12, No.1, pp.17-36.
- Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T. and Siddiquee, M. S. A (1991) : Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, Proc. of Geotech. Eng. Congress, Special Publication, ASCE, No.27, Vol.2, pp.788-802.