

# 静的及び繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の 変形挙動と推定法

横浜勝司<sup>1</sup>・三浦清一<sup>2</sup>・川村志麻<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 北海道大学大学院助手 工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

<sup>3</sup>正会員 工博 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町27番1号)

波浪のような繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の安定性評価法確立のために必要な、地盤の流動変形を考慮した構造物の変位量の推定法を明らかにすることを目的に、二次元平面ひずみ模型土槽装置を用いた一連の実験と解析を行った。本研究では、特に構造物の沈下挙動と地盤の側方流動変形挙動を詳細に調べている。具体的には、静的及び繰返し荷重場にある地盤の側方流動挙動をFEM解析によって検討し、任意荷重場の地盤・構造物系の変形挙動を再現できるような解析法を検討している。また、解析から得た側方流動変形挙動を考慮した構造物変位量の推定式を提案した。推定式は、構造物天端2地点で計測された鉛直変位量から繰返し荷重場にある構造物の変位量を精度良く推定することが示されている。

**Key Words** : deformation, settlement, cyclic load, FEM analysis, model test

## 1. まえがき

波浪などの繰返し荷重を受ける構造物・地盤系では、両者の相互作用が複雑なためにその安定性を適切に評価することは極めて難しいと言われている。筆者らは、波浪のような繰返し荷重及び種々の静的荷重条件下にある構造物・地盤系の支持力-変形挙動を一連の模型実験によって詳細に調べてきた<sup>1), 2), 3)</sup>。その結果から、繰返し荷重場においても外力・構造物・地盤の相互作用によって側方流動破壊が起こりうることで、沈下挙動と地盤内変形挙動の間にはユニークな関係が存在する等の事実が明らかにされている<sup>4)</sup>。

本研究では、このような種々の外力条件下にある構造物・地盤系の力学特性を評価するための1つの方法として、簡易な構成式に基づいたFEM解析および模型実験結果に基づいて、特に構造物・地盤系の変形挙動をシミュレートする方法を検討した。

さらに、構造物・地盤系の安定性を評価する手法として、支持地盤の側方流動特性を考慮した構造物の変位量推定法を提案した。これは、構造物の天端で計測された鉛直変位量と地盤の側方流動変形特性に関するパラメータを用いて、構造物の沈下量、水平移動量を推定するものである。提案した推定式より得られた結果と、繰返し載荷条件での模型試験結果とを直接比較することによって、その妥当性を検

討した。

## 2. 試験装置と試験概要

本試験で用いた模型試験装置<sup>3)</sup>の全体図を図-1に示す。この模型土槽の内寸法は幅 2,000mm、高さ 700mm、奥行き 600mm である。前面には厚さ 20mm の強化ガラスが設置され、模型地盤および構造物の変形挙動を観察できる。また、強化ガラスの変形を防止するとともに、模型地盤の平面ひずみ条件を満足するために補強桁が設置されている。

模型地盤は、サンドホッパー(高さ 640mm、頂角 30°)から豊浦砂( $\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{d\max}=1.648\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{d\min}=1.354\text{g/cm}^3$ ,  $D_{50}=0.18\text{mm}$ ,  $U_c=1.3$ )を空中落下させることによって作製した。ホッパー底部には最大 20mm まで可変可能なスリットが取り付けられており、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%の相対密度が得られるようになっている。本研究では、相対密度  $Dr=50\%$  の地盤を作製した。なお本研究では、作製された地盤密度はばらつきが少なく、ほぼ均一であることが確かめられている<sup>3)</sup>。

砂層作製後、模型地盤の堆積構造に乱れが生じないように、土槽底部に設置された 8 個のポーラスストーン(直径 50mm)から動水勾配  $i=0.01$  で地盤の堆積

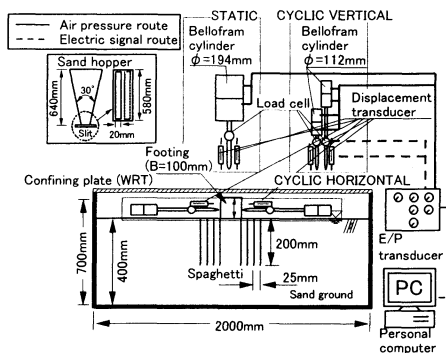


図-1 模型試験装置

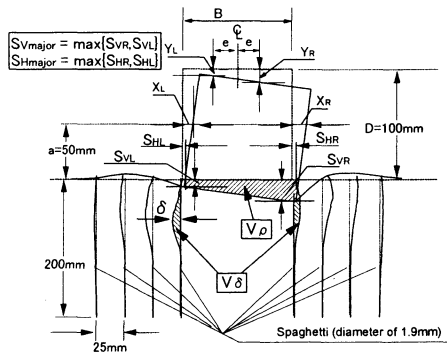


図-2 変位量の定義

構造を乱さないようにゆっくりと通水し、飽和化を計った<sup>2), 3), 4)</sup>。模型構造物は、幅 100mm、高さ 100mm、奥行き 580mm、重量 129.4N の直方体である。構造物底面には地盤との接触面を完全粗とするためにサンドペーパー (G120) が貼付けられている。

荷重装置は、静的荷重装置及び繰返し荷重装置(鉛直または水平荷重)からなっている。静的荷重装置では、ベロフラムシリンダーから鉛直ロッドを介し、模型構造物に鉛直荷重を載荷している。一方、繰返し荷重装置(鉛直および水平荷重)はそれぞれ 2 個のベロフラムシリンダーを有し、模型構造物に任意の正弦波荷重を与えることが可能になっている。また、各ロッドにはそれぞれ変位計とロードセルが具備され、変位量および荷重が計測されている。

地盤内の側方変形量は、スパゲッティ<sup>1), 5)</sup>を模型構造物の底端点から左右対称に 25mm 間隔で 8 本挿入することにより、計測されている。試験はスパゲッティの剛性が初期剛性の 2% になった時点(模型地盤に通水後、約 8 時間静置した後)から開始されている。試験中、これらのスパゲッティの変形をビデオカメラで撮影し、定点測定することにより地盤内の側方流動変形を把握した。

図-2 は、このような構造物・地盤系の変形特性を定量化するための変位量の定義を示している。鉛直または水平荷重装置に設置されている変位計により測定される鉛直方向の左右の変位量を  $Y_L$ ,  $Y_R$ 、水平方向の変位量を  $X_L$ ,  $X_R$  として、幾何学的関係<sup>6)</sup>から模型構造物の左右の沈下量  $S_{VL}$ ,  $S_{VR}$  および水平移動量  $S_{HL}$ ,  $S_{HR}$  を算出した。また、左右の卓越した方の沈下量および水平移動量をそれぞれ  $S_{Vmajor}$  および  $S_{Hmajor}$  と定義している。

本研究では、構造物の沈下の進行に伴って発生するスパゲッティの変形量を測定することによって地盤内の変形を調べている。その変形量を地盤内水平変位量  $\delta$  として評価した。

構造物の沈下に伴う地盤の流動変形を定量化するために、図-2中の斜線部で示されるように、構造物下部両端において地盤が側方に変形した部分の単位奥行き当りの体積を側方流動土量  $V_\delta$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ )、構造物が

沈下した部分の単位奥行き当りの体積を沈下土量  $V_s$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ ) と定義した<sup>1), 4), 7)</sup>。それぞれ、地盤内水平変位量  $\delta$  および構造物の沈下量を基に算出されるものである。さらに、構造物の沈下に対する地盤の流動変形の程度を示すために、側方流動土量と沈下土量の比(土量比  $V_\delta/V_s$ ) を求め、構造物・地盤系の変形評価を行っている。

### 3. 荷重方法及び解析方法

#### (1) 模型試験

本模型試験では以下のような種々の条件の荷重試験を実施した。

##### a) 静的荷重試験

模型構造物に作用させる荷重応力  $\sigma_s (=P_s/A)$  を毎分  $0.3\text{ kN/m}^2$  の割合で増加させた。ここで  $P_s$  は鉛直荷重荷重ロッドからの荷重、 $A$  は構造物と地盤の設置面積である。図-3(a), (b) に中心荷重条件 (Static Central Loading Test; 以下 SCL と略称) と偏心荷重条件 (Static Eccentric Loading Test; 以下 SEL と略称) の試験方法を示す。ここで偏心距離  $e$  (図-2参照) は、模型構造物の中心から荷重点までの距離であり、初期の偏心度  $e/B$  が 0.15, 0.3, 0.5 になるように設定されている。

##### b) 繰返し荷重試験

この試験の荷重方法を図-3(c), (d), (e) に示す。中心荷重試験 (Cyclic Central Loading Test; 以下 CCL と略称) では、半正弦波荷重 ( $P_{VL}=P_{VR}$ ) を模型構造物に左右同時に与えている ((c) 図参照)。

また偏心荷重条件では、半正弦波荷重 ( $P_{VL}$  および  $P_{VR}$ ) を左右交互に与えた試験 (Cyclic Alternative Loading Test; 以下 CAL と略称, (d) 図参照) と 2 本の鉛直ロッドのうちの片側から荷重  $P_L$  を与えた試験 (Cyclic Eccentric Loading Test; 以下 CEL と略称, (e) 図参照) の 2 ケースの試験を行っている。いずれのケースも、繰返し荷重の周期は 4 秒とし、荷重の繰返しは 2000 回とした。なお、過去の研究より過剰間隙水圧の若干の蓄積が認められたことから、地盤は部

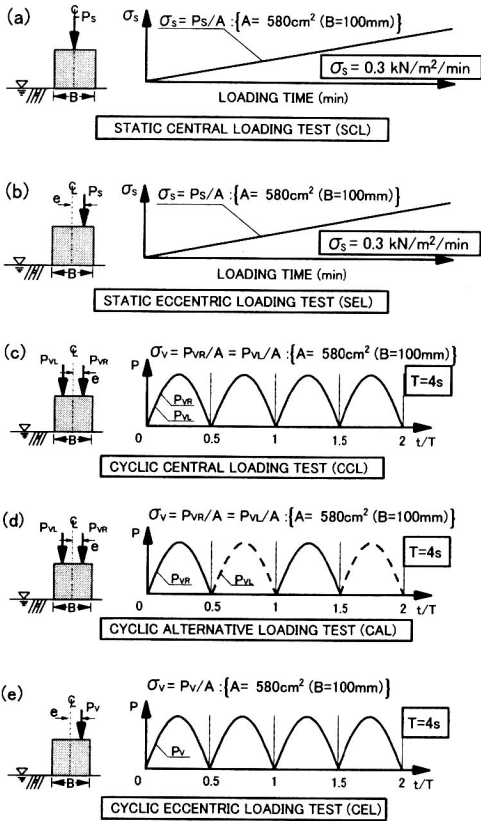


図-3 試験方法：(a) SCL, (b) SEL, (c) CCL  
(d) CAL 及び (e) CEL

分排水条件と考えられる<sup>2), 3), 6)</sup>。

### c) 波浪場における地盤内応力状態を再現した試験

本研究では、繰返し荷重場にある構造物・地盤系の変形挙動を調べることを目的として、波浪場にある地盤の任意要素の応力状態を再現した模型試験<sup>3)</sup>を行った。この試験を WRT (Wave Reproduction Test) と略称する。実際の試験では、構造物に作用する鉛直力、水平力および構造物周辺に作用する変動水圧を適切に組合わせて載荷することにより、波浪場のような繰返し載荷条件下の構造物・地盤系の変形特性を調べることが可能になっている。WRT での載荷方法の基本的な考え方を以下に示す。

図-4 (a) は、実海域を室内試験で再現するためのモデルを模式的に示したものである。ここで、実海域で誘発される地盤内の任意点の鉛直、水平、せん断応力を ( $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$ ,  $\tau_{xz}$ ) とし、また模型試験で各々に対応する応力を ( $\sigma_{zm}$ ,  $\sigma_{xm}$ ,  $\tau_{xz_m}$ ) とする。両者の間に以下のような関係が成り立つように、模型構造物および地盤に載荷する荷重を決定した<sup>3)</sup>。

$$\begin{pmatrix} \sigma_z \\ \sigma_{z \max} \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_{x \max} \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} \tau_{xz} \\ \tau_{xz \max} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_{zm} \\ \sigma_{zm \max} \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} \sigma_{xm} \\ \sigma_{xm \max} \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} \tau_{xz_m} \\ \tau_{xz_m \max} \end{pmatrix} \quad (1)$$

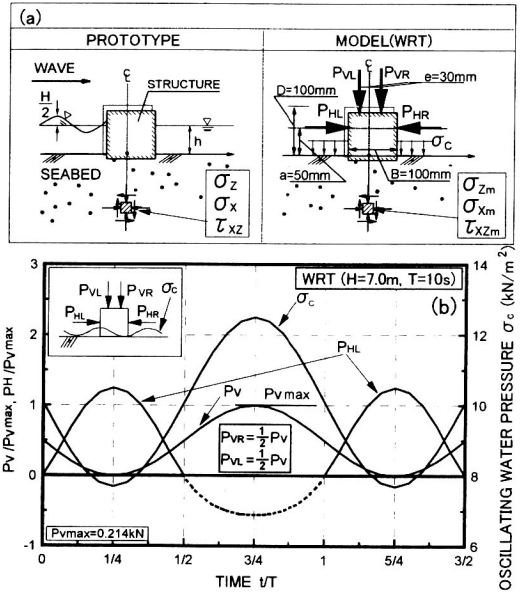


図-4 WRT 試験方法：(a) 波浪場のモデル化,  
(b) 載荷方法の一例

ここで、 $\sigma_{z \max}$ ,  $\sigma_{z_{m \max}}$  はそれぞれ実海域および模型試験で発生する鉛直応力の最大値を示す。

図-4 (b) は載荷方法の一例を示している。実波浪場における波高が 7m、波の周期が 10s に対応する時のものである。図中には、繰返し鉛直荷重 ( $P_{VL}$ ,  $P_{VR}$ ) および繰返し水平荷重 ( $P_{HL}$ ,  $P_{HR}$ ) を繰返し鉛直力の最大値  $P_{V \max}$  で正規化した値と、構造物周辺に作用させる変動水圧  $\sigma_c$  を示している。

このように、荷重を適切に組合わせて載荷することにより、波浪場にある構造物・地盤系の変形挙動を調べた<sup>2), 3)</sup>。なお繰返し載荷回数は 2000 回まで行っている。

## (2) 解析方法

### a) 解析条件

以上のような繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形挙動を、二次元平面ひずみ条件での有限要素解析<sup>8)</sup>により求めた。図-5 は本解析に用いた要素分割を示している。要素数 630、節点数 2009 である。なお解析範囲は長さ 2,000mm、深さ 400mm であり、試験で用いた模型地盤と同サイズとしている。構造物の幅および高さは 100mm である。

境界条件として、地盤の底面および左右側面では鉛直および水平方向の変位が発生しないように固定端とした。また地盤上にある構造物は剛体としている。本研究では構造物と地盤との接触面を完全粗条件と仮定しているため、ジョイント要素等は設けずに解析を行っている。なお地盤は完全排水条件と仮定した。

本解析で用いた要素は 8 節点長方形要素であり、Gauss の積分点は 4 点である。また、有限要素の離散

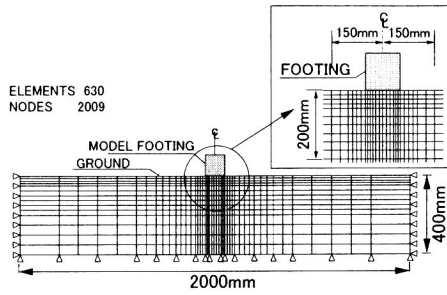


図-5 要素分割

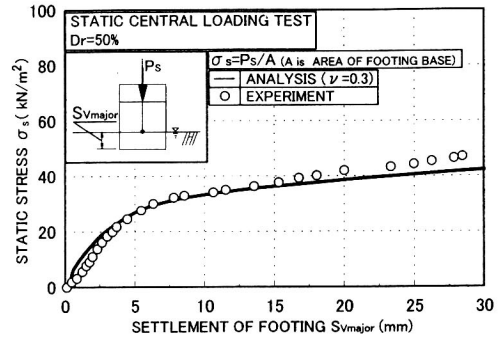


図-6 載荷応力・沈下量比の関係(静的中心載荷試験)

化には Galerkin 法を用いている。弾塑性解析における繰返し計算の収束判定として、 $\{R\}=[K]\{u\}-\{F\}$  のように表される残差ベクトル $\{R\}$ を定義しており、そのスカラー値が初期値(1 回目の収束計算での値)の 0.1%以下になったときを収束とみなし、計算を行っている。ここで $[K]$ は剛性マトリクス、 $\{u\}$ は変位ベクトル、 $\{F\}$ は節点に作用する外力ベクトルである。

### b) 地盤の構成モデル

地盤は弾塑性体とし、降伏関数  $F$  と塑性ポテンシャル関数  $\Psi$  に基づく解析を行った。弾塑性解析では、土の全ひずみ増分ベクトル $\{d\varepsilon\}$ を、以下のように弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和として計算する。

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\} \quad (2)$$

ここで $\{d\varepsilon^e\}$ :弾性ひずみ増分ベクトル、 $\{d\varepsilon^p\}$ :塑性ひずみ増分ベクトルである。

また、弾性ひずみ増分および塑性ひずみ増分は以下のように算出される。

$$\{d\varepsilon^e\} = [D_e]^{-1} \{d\sigma\} \quad (3)$$

$$\{d\varepsilon^p\} = \lambda \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial \{\sigma\}} \quad (4)$$

$[D_e]^{-1}$ : 弾性状態での剛性マトリクスの逆行列、 $\{d\sigma\}$ : 応力増分ベクトル、 $\{\sigma\}$ : 応力ベクトル、 $\lambda$ : ひずみ硬化・軟化パラメータである。上式より、式(2)で示される全ひずみ増分は以下になる。

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\} = [D_e]^{-1} \{d\sigma\} + \lambda \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial \{\sigma\}} \quad (5)$$

なお、後述する繰返し載荷条件下での解析では、剛性マトリクス $[D_e]$ 中の弾性係数を繰返し載荷回数  $N_c$  の関数とし、 $N_c$  の増加に伴う弾性係数の変化を考慮した解析を可能とした。以上の関係をもとに弾塑性状態の応力増分-ひずみ増分関係を定式化し、計算している。

本解析では特に Mohr-Coulomb の破壊規準式による弾塑性解析を試みているので、二次元平面ひずみ条件下では、降伏関数  $F$  と塑性ポテンシャル関数  $\Psi$  は以下のように表現される。

$$F = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi - c \cdot \cos \phi \quad (6)$$

$$\Psi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi - c \cdot \cos \varphi \quad (7)$$

ここで  $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  はそれぞれ土要素に作用する最大および最小主応力、 $c$  は粘着力、 $\phi$  は内部摩擦角である。 $\varphi$  はダイレイタンス角であって、本解析では  $\varphi \neq \phi$  とした非関連流動則を用いている。なおここでは、完全塑性平衡条件を前提としているため、ダイレイタンス角  $\varphi$  を 0 として解析を進めた。

### c) 設定パラメータ

本解析に必要なパラメータは弾性領域における応力-ひずみ関係を規定する地盤の弾性係数  $E$  およびポアソン比  $\nu$ 、降伏関数を決める内部摩擦角  $\phi$ 、粘着力  $c$  である。なお飽和砂地盤を対象としているので、粘着力  $c$  は 0 としている。

静的載荷条件に関する解析では、一連の排水三軸圧縮試験(豊浦砂、相対密度  $Dr=55\%$ 、拘束圧  $196\text{kPa}$ )での偏差応力-軸ひずみ関係の初期接線勾配を弾性係数  $E$  と定義した。ここでは  $E=3000\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角  $\phi$  を  $35^\circ$ 、地盤のポアソン比  $\nu$  を 0.3 から 0.38 まで変化した場合の解析を行った。なお、過去の模型試験結果に基づいて各パラメータを決定したので、拘束圧依存性による影響は考慮していない<sup>9)</sup>。

一方、繰返し中心載荷条件での解析では、内部摩擦角  $\phi$  を  $35^\circ$ 、ポアソン比  $\nu$  を 0.3 とした。なお、荷重の載荷-除荷 1 サイクル毎に地盤の弾性係数を変化させ、繰返し弾塑性解析を行っている。この手法を用いることによって、繰返し載荷に伴う地盤の剛性変化を考慮した解析が可能となっている。

## 4. 模型試験および解析結果と考察

### (1) 静的中心載荷試験

図-6 は静的載荷試験( $Dr=50\%$ )の解析および模型試験から得られた載荷応力  $\sigma_s$  と沈下量比  $S_{vmajor}/B$  の関係を示している。ここで載荷応力  $\sigma_s$  は構造物に載荷した荷重を構造物底面積で除した値である。

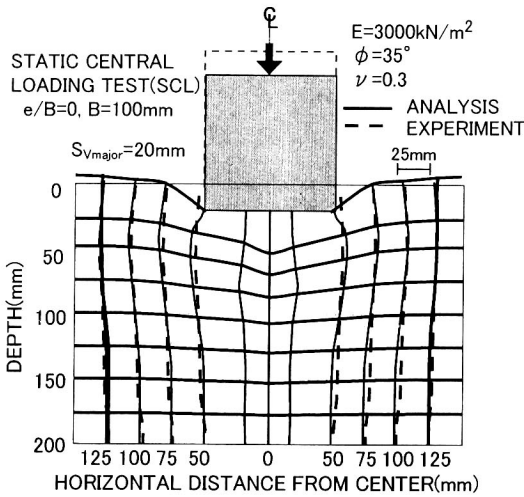


図-7 地盤内の变形特性(静的中心載荷, 実験および解析値)

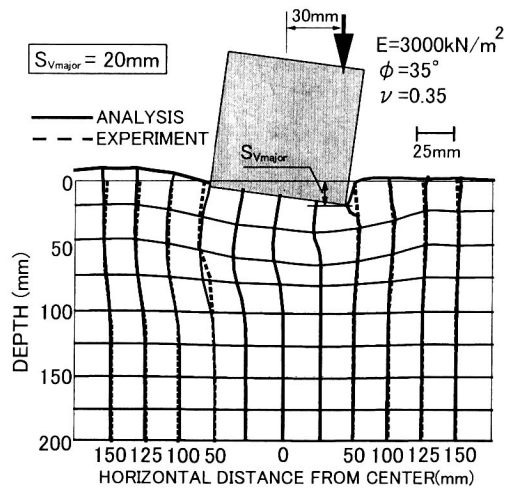


図-9 地盤内の变形特性(静的偏心載荷,  $e/B=0.3$ , 実験および解析値)

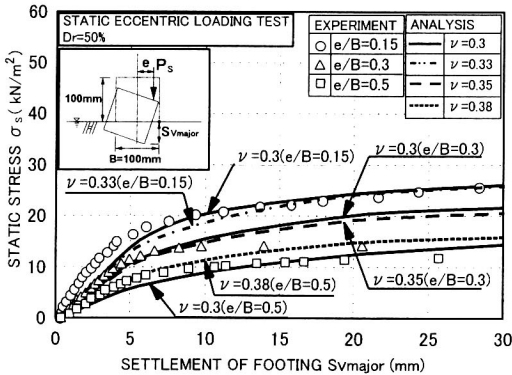


図-8 載荷応力・沈下量比の関係(静的偏心載荷試験)

図より、沈下量比  $S_{v\_major}/B=20\%$  程度までの範囲で、解析値と実験値が良く一致していることが明らかである。なお、地盤の極限支持力が動員される時の構造物の沈下量は、基礎幅の 10% 程度であると指摘されている<sup>9)</sup>。本試験においても  $S_{v\_major}/B$  が 10% に達した時点でくさびの形成が確認されている<sup>4), 10)</sup>。

このことから、本解析結果は極限支持力が発生するまでの地盤の挙動を、よく再現できているものと考えられる。

次に、地盤内の变形挙動を調べるために、沈下量比  $S_{v\_major}/B=20\%$  における構造物・地盤系の变形図を図-7 に示した。実線が解析値、点線が実験値を示している。図より、解析と実測による地盤内の水平変位の一致度が高いことが分かる。なお、構造物周辺の地表面がほぼ左右対称に盛上る挙動が解析および実測において確認されている<sup>4)</sup>。

したがって、ここで用いた弾性係数  $E$ 、ポアソン比  $\nu$  および内部摩擦角  $\phi$  は、静的中心載荷条件での地盤の沈下・側方流動变形を良く表現しているとみなせよう。

## (2) 静的偏心載荷試験

波浪場にある構造物のように、偏心荷重を受けて沈下するような状況は実際に多く存在する<sup>11)</sup>。そこで、構造物が傾斜しながら沈下する場合の地盤の支持力および流動变形挙動の基本的特性について調べるために、静的偏心載荷条件での実験および FEM 解析を行った。なお偏心載荷試験での数値解析に用いたパラメータのうち、弾性係数  $E=3000\text{kN/m}^2$  および内部摩擦角  $\phi=35^\circ$  は前述の中心載荷試験と同じである。ポアソン比  $\nu$  に関しては、模型試験で実測された地盤内水平変位  $\delta$  の挙動を再現するような値を用いて解析を行っている。また比較のために、 $\nu=0.3$  での解析結果も併せて示している。

図-8 は静的偏心載荷試験での支持力・沈下量関係を示している。同一の偏心度において地盤のポアソン比を変えた解析結果も併記した。いずれのケースでも解析は実験値を良く説明している。

同様に、地盤の側方流動挙動について検討した。沈下量比  $S_{v\_major}/B=20\%$  における、地盤の变形図の一例(偏心度  $e/B=0.3$ )を図-9 に示す。解析で用いた地盤のポアソン比  $\nu$  は 0.35 である。これより、地盤内水平変位量  $\delta$  の分布形状が実験値と解析値で良く一致していることが分かる。また解析および実測において、地盤内水平変位量が卓越する方の周辺地盤の盛上りが顕著であることが確認されている。

偏心載荷条件では主応力方向が常に変化するため、また地盤異方性のため静的中心載荷条件時と比べて側方流動特性が異なる。この挙動を評価するために、解析で用いる地盤のポアソン比を荷重の偏心度に依存させること(ここでは  $\nu$  を 0.3 から 0.35 にすること)は有用であろう。

このような地盤の側方流動挙動をさらに検討するために、地盤の土量比  $V_u/V_g$  について調べた。この土量

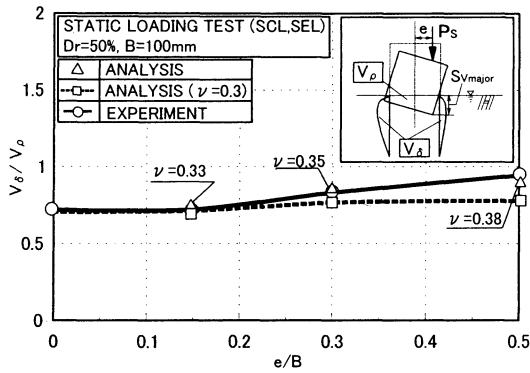


図-10 土量比  $V_\delta/V_\rho$  と偏心度  $e/B$  の関係

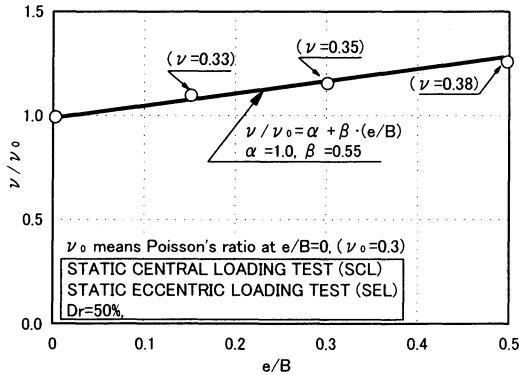


図-11  $\nu/\nu_0$  と偏心度  $e/B$  の関係

比  $V_\delta/V_\rho$  は、構造物・地盤系の側方流動変形挙動を表現できる簡便なパラメータであることが過去の研究より明らかにされている<sup>4), 12)</sup>。

図-10 には構造物の沈下量  $S_{vmajor}/B$  が 10% における土量比  $V_\delta/V_\rho$  と偏心度  $e/B$  の関係を示した。図では各偏心度において、実測の  $V_\delta/V_\rho$  を再現するようなポアソン比で解析した結果をプロットした。

図より、解析で用いる地盤のポアソン比  $\nu$  を偏心度に応じて変えた場合では、実測値との一致度が高まるようである。しかしながら、ポアソン比を 0.3 に設定した解析では土量比  $V_\delta/V_\rho$  はほぼ一定値になり、実験値との差が大きくなった。

そこで、ポアソン比  $\nu$  の偏心度  $e/B$  の依存性を調べるために、各偏心度における解析でのポアソン比  $\nu$  を SCL に対するポアソン比  $\nu_0 (=0.3)$  で正規化した値  $\nu/\nu_0$  と、偏心度  $e/B$  の関係を図-11 に示した。図より、荷重の偏心度  $e/B$  と  $\nu/\nu_0$  の間には次式のような関係がある。

$$\nu/\nu_0 = \alpha + \beta \cdot (e/B) \quad (8)$$

ここに、 $\alpha$ 、 $\beta$  は定数であり、ここではそれぞれ 1.0、0.55 であった。このような関係を用いることができれば、比較的簡便に地盤内の変形挙動を推定可能

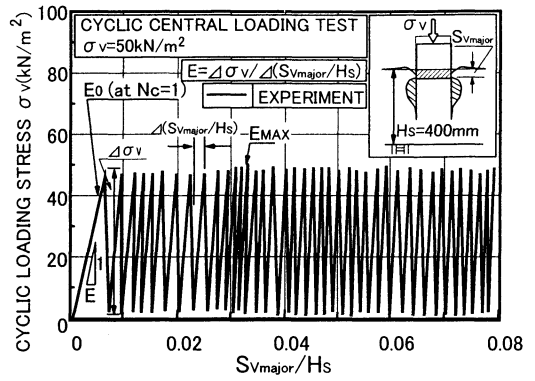


図-12 載荷応力  $\sigma_v$  と  $S_{vmajor}/H_s$  の関係 (実測値)

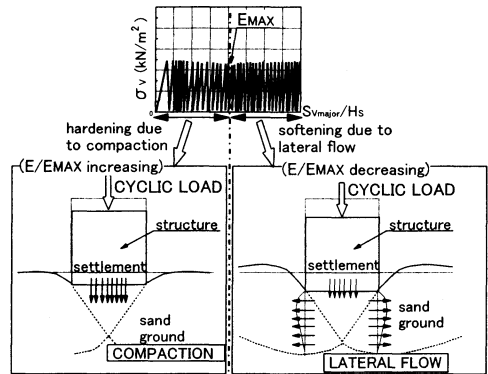


図-13 構造物・地盤系の軟化挙動のメカニズム

と言えよう。

### (3) 繰返し載荷を受ける構造物・地盤系の变形特性

ここでは、繰返し荷重が構造物・地盤系の变形挙動に及ぼす影響を調べる。そのために、まず基本的な荷重条件である繰返し中心荷重条件(CCL)について検討を行った。

繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の沈下挙動の一例を示すために、図-12 に繰返し載荷試験(CCL)における構造物の沈下量  $S_{vmajor}$  を模型地盤厚  $H_s$  で除した値  $S_{vmajor}/H_s$  (鉛直ひずみと称する) と繰返し載荷応力  $\sigma_v$  (繰返し荷重を構造物底面積で除した値とする) との関係を描いている。この試験条件は、繰返し載荷応力  $\sigma_v$  が 50kN/m<sup>2</sup>、繰返し載荷の周期は 4 秒、地盤の相対密度は 50% のケースである。

図より、各載荷時の載荷応力増分  $\Delta\sigma_v$  と鉛直ひずみ増分  $\Delta(S_{vmajor}/H_s)$  の比、つまり地盤の变形係数相当量  $E$  (以下剛性と称する) が、地盤の鉛直ひずみの増加に伴って変化していることが分かる。

図-13 には、このような剛性変化と地盤の变形挙動の関係を模式的に示している。剛性が増加する間(図-12 において鉛直ひずみ  $S_{vmajor}/H_s$  が約 0.04 まで)では、周辺の地盤の締め固め効果による地盤の硬化

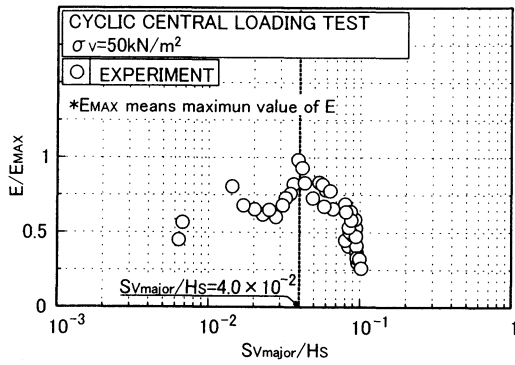


図-14 剛性比  $E/E_{MAX}$  と鉛直ひずみ  $S_{Vmajor}/H_S$  の関係

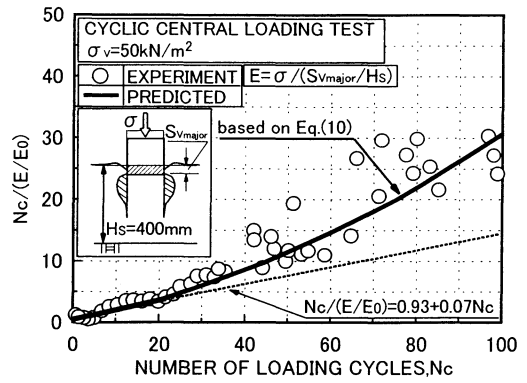


図-16  $N_c/(E/E_0)$  と  $N_c$  の関係 (繰返し中心載荷)

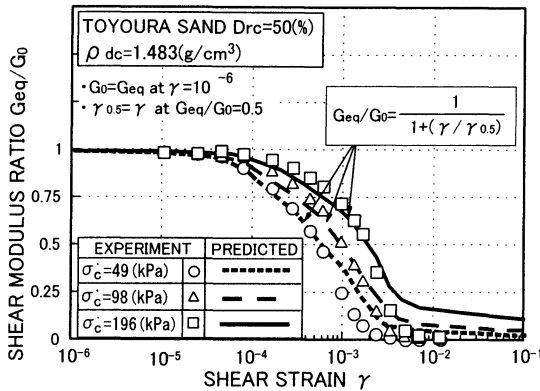


図-15 等価せん断剛性比とせん断ひずみの関係

挙動が誘発されているようである。なお、繰返し載荷の初期段階では構造物直下における若干の過剰間隙水圧の蓄積が見られるが、地盤の液状化には至らないことが過去の研究より確認されている<sup>2), 11)</sup>。一方、鉛直ひずみ  $S_{Vmajor}/H_S$  がさらに増加すると、地盤の側方流動変形が卓越し地盤が軟化傾向を示すものと思われる。そこで、このような構造物・地盤系の剛性の増加→低下挙動を評価することが求められる。

図-14 は、 $E$  をその最大値  $E_{MAX}$  (図-12 参照) で正規化した値と鉛直ひずみ  $S_{Vmajor}/H_S$  の関係を示している。図より、鉛直ひずみの増加に伴う剛性の増加→低下挙動が明瞭に確認される。ここで、鉛直ひずみ  $S_{Vmajor}/H_S \geq 0.04$  の範囲で見られる地盤剛性の低下傾向は、室内要素試験で見られるせん断剛性の低下挙動<sup>13), 14)</sup>に類似している。

このような砂地盤の剛性変化を詳細に調べるために、図-15 に  $D_r = 50\%$  の豊浦砂に対する非排水繰返し三軸試験から得た等価せん断剛性比  $G_{eq}/G_0$  とせん断ひずみ  $\gamma$  の関係<sup>13)</sup>を示す。なお  $G_0$  は  $\gamma = 10^{-6}$  でのせん断弾性係数である。これより、せん断ひずみ  $\gamma$  が増加するにつれて、せん断剛性比が急激に低下する挙動が見られる。このような砂のせん断剛性比  $G_{eq}/G_0$  とせん断ひずみ  $\gamma$  の関係は、砂の間隙比、拘束圧および

せん断ひずみの関数として近似可能<sup>14)</sup>であることが知られている。例えば、そのひずみ依存性は以下のように簡便な関数形<sup>15)</sup>で表現可能であることが報告されている。

$$G_{eq}/G_0 = \frac{1}{1 + (\gamma/\gamma_{0.5})} \quad (9)$$

ここで  $\gamma_{0.5}$  は  $G_{eq}/G_0 = 0.5$  時のせん断ひずみ  $\gamma$  である。

式(9)が実測の模型実験の変形挙動を再現可能であるかを確かめるために、図-15 に上式(9)の関係をプロットした。これより、式(9)は実測された砂の軟化傾向を良く再現していると言える。

次に、式(9)のような動的変形特性を考慮し、模型試験において見られる地盤の剛性低下を再現可能か検討してみる。まず、模型試験で実測された剛性比  $E/E_{MAX}$  と鉛直ひずみ  $S_{Vmajor}/H_S$  の間に、式(9)と類似した以下のような関係が成立つと仮定する。

$$E/E_{MAX} = \frac{1}{1 + (S_{Vmajor}/H_S)/(S_{Vmajor}/H_S)_{0.5}} \quad (10)$$

ここで  $(S_{Vmajor}/H_S)_{0.5}$  は  $E/E_{MAX} = 0.5$  のときの鉛直ひずみである。なお、上式分母第2項の鉛直ひずみ比は、沈下量比  $S_{Vmajor}/B$  と  $E/E_{MAX} = 0.5$  での沈下量比  $(S_{Vmajor}/B)_{0.5}$  との比と同等である。

式(10)で表される地盤の剛性低下挙動および、鉛直ひずみ  $S_{Vmajor}/H_S$  が微小なときの地盤の剛性増加の挙動について調べるために、図-16 に繰返し回数  $N_c$  を地盤の剛性比  $E/E_0$  によって正規化した値  $N_c/(E/E_0)$  と  $N_c$  との関係を示した。ここで  $E_0$  は  $N_c = 1$  時の  $E$  の値である。模型試験で得られた剛性比を○印で示している。

図より、繰返し回数  $N_c$  が 20 までは繰返し回数  $N_c$  と  $N_c/(E/E_0)$  の関係は線形的であることが分かる。しかし、 $N_c$  が 20 を越えると  $N_c/(E/E_0)$  の増加率が急増していることが確認される。このことは、ある繰返し回数  $N_c$  を境に、地盤の剛性  $E$  の変化傾向が異なることを示している。そこで、地盤の剛性変化を以下のように評価することとする。

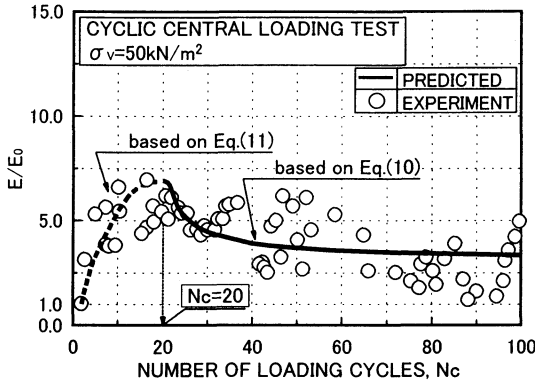


図-17 剛性比  $E/E_0$  値と繰返し回数  $N_c$  の関係

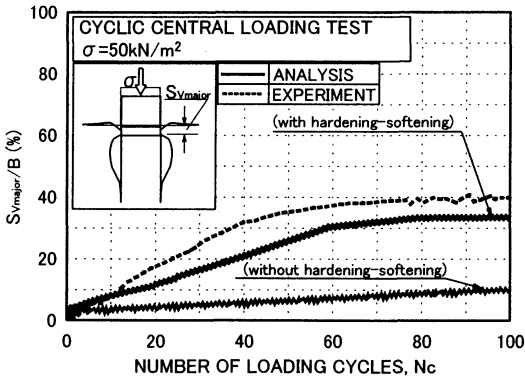


図-18 沈下量比  $S_{vmajor}/B$  と繰返し回数  $N_c$  の関係

- ①繰返し荷の初期段階(ここでは  $N_c \leq 20$ )では,  $N_c/(E/E_0) - N_c$  関係は直線関係にある.
- ②  $N_c/(E/E_0)$  値が急増する範囲では, 式(10)に従う地盤剛性の変化がある.

まず, 荷の初期段階(ここでは  $N_c \leq 20$ )で仮定した直線の勾配および切片値をそれぞれ  $c$  および  $d$  とする. なお, 本ケースでは  $c=0.93$ ,  $d=0.07$  である. これより, 荷初期段階における地盤の弾性係数  $E$  と繰返し回数  $N_c$  との関係は以下のように表現されよう.

$$E/E_0 = \frac{N_c}{c + d \cdot N_c} \quad (11)$$

ここで,  $E_0$  は  $N_c=1$  での地盤の剛性,  $E$  は任意の  $N_c$  における剛性である.

一方,  $N_c/(E/E_0)$  値が急増しているときの剛性変化を式(10)に基づいて評価してみた. ここでは, 剛性低下の挙動を繰返し回数  $N_c$  の関数として表す. 初めに, CCL 試験で実測された鉛直ひずみ  $S_{vmajor}/H_s$  と繰返し回数  $N_c$  の関係および式(10)を基に  $E/E_{MAX} - N_c$  関係を求めた. 次に得られた  $E/E_{MAX}$  を  $E/E_0$  に換算した結果を求めた. その結果を図-16 中に実線で示している. なお, 式(10)中の  $(S_{vmajor}/H_s)_{0.5}$  は模型試験の実測

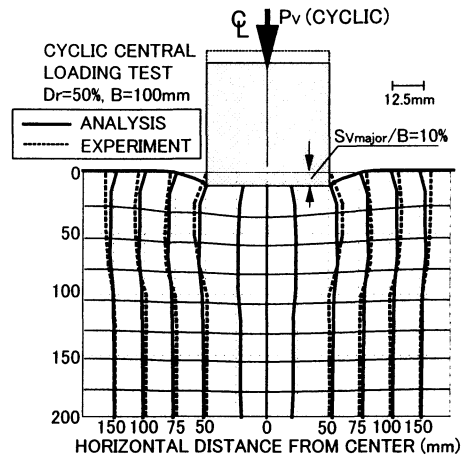


図-19 地盤内の変形特性(繰返し中心載荷)

値をもとに  $9.0 \times 10^{-2}$  としている.

以上より, 式(10)に基づく評価法は実測された  $N_c/(E/E_0)$  値の変化をよく再現していることが確認された. したがって, ここで提案した手法は地盤の剛性変化(剛性増加→低下)を評価可能であると言える.

このような地盤の剛性増加→低下挙動を考慮しながら, 繰返し中心載荷条件の変形解析を試みるために, 地盤の剛性比  $E/E_0$  値と繰返し回数  $N_c$  の関係を図-17 に示した. CCL 試験での実測値を○印で, 式(10)および式(11)による結果を実線および点線によって表示した. 図より, この評価法は実測の地盤の剛性変化(図中○印)を比較的良く再現できていることが明らかである. このことから, 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の側方流動挙動を評価するためには, 提案した評価法に基づく剛性変化を考慮することが有効であるとして以下の考察を進めた.

#### (4) 地盤の剛性変化を考慮した解析

前節では, 繰返し荷重を受ける地盤の剛性変化挙動が, 荷重の繰返し回数の関数として表現できることが示された. そこで, このような力学挙動を考慮した解析手法が, 模型試験での実測の変形挙動を再現可能かどうかを検討してみる.

図-18 は解析および実験で得られた構造物の沈下量比  $S_{vmajor}/B$  と繰返し回数  $N_c$  との関係を示している. なお, 前述のように地盤の内部摩擦角  $\phi$  は  $35^\circ$ , ポアソン比  $\nu$  は  $0.3$ ,  $E_0=3000\text{kN/m}^2$  として解析を行っている. ここで繰返し回数は実測の沈下量の収束傾向が見られる  $N_c=100$  回を基準として解析を行った. また本解析の妥当性を検討するために, 図中には地盤の剛性変化を考慮しない解析結果も併記している.

図より, 剛性変化を考慮した解析結果は実測の沈下量を若干過小評価のみであるが, その傾向を良く再現しているようである. 一方, 剛性変化を考慮しない解



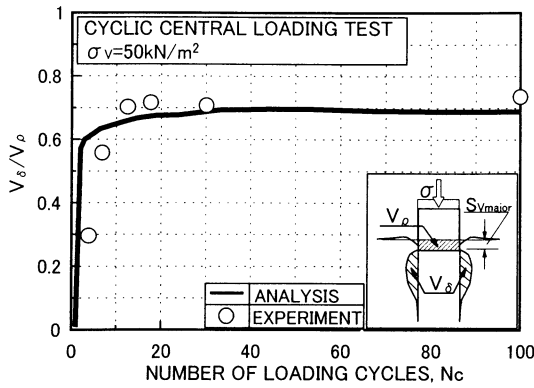


図-20 土量比  $V_{\delta}/V_{\rho}$  と繰返し回数  $N_c$  の関係

析結果は実測値より非常に小さなひずみを推定している。このケースでは、静的載荷試験から得た極限支持力(図-6 参照)よりもはるかに大きい応力が地盤に繰返し載荷されている。そのため、繰返し載荷が継続されても微小な残留変形が徐々に蓄積され、 $N_c=100$  回の沈下量の収束傾向が見られない。このように地盤の剛性変化を考慮しない解析法では、繰返しの初期段階における地盤の圧縮性が卓越するような変形挙動と沈下量が収束する挙動を再現することができない。したがって、本解析法のように繰返し荷重を受ける地盤の剛性変化を考慮することが重要であると考えられる。

次に、本解析法が地盤の側方流動変形挙動を評価可能か調べる。図-19 は構造物の沈下量比  $S_{Vmajor}/B$  が10%時の地盤の側方変形挙動を模式的に示したものである。実線は解析値、点線は実験値を示している。

図より、解析値は若干ではあるが地盤の上層部において実測値を過小評価、下層部で過大評価するようである。しかしながら、両者の全体的な傾向は良く対応しているのが見られる。したがって、本解析法は、繰返し載荷条件下の構造物・地盤系の側方流動変形の特徴を把握しようことが示唆されよう。

そこで、繰返し載荷条件下にある地盤の側方流動変形特性について詳しく調べるために、土量比  $V_{\delta}/V_{\rho}$  について検討を行った。図-20 は、模型試験および解析で得られた土量比  $V_{\delta}/V_{\rho}$  と繰返し回数  $N_c$  の関係を示す。実験値では繰返し回数  $N_c$  の増加に伴って土量比  $V_{\delta}/V_{\rho}$  が増加し、0.7 程度の値に収束する傾向にある。また解析値においても、繰返し回数  $N_c$  の増加に伴い土量比  $V_{\delta}/V_{\rho}$  が急増し、その後一定値に収束する傾向にあることが見られる。

以上のように、解析値と実験値の一致度が比較的良好なことから、本解析法は繰返し載荷を受ける構造物・地盤系の側方流動挙動を把握する上で、有効であることが示された。なお、地盤の側方流動変形挙動をさらに正確に評価するためには、地盤剛性の拘束圧依存性を考慮する等の手続きが必要であると考えられる。

## 5. 変位推定法

### (1) 変位置推定式の誘導

種々の載荷を受ける構造物・地盤系の側方流動変形を考慮しながら、簡便な位置での測定結果のみを用いて、構造物・地盤系の沈下量および水平移動量を推定できることは、繰返し荷重条件下での設計および安定性評価に関して有用である。そこで、地盤の流動変形特性を考慮した構造物の変位置推定法を検討した。

初めに、地盤の変形と構造物の変位置の関係調べた。まず、沈下土量  $V_{\rho}$  および側方流動土量  $V_{\delta}$  について、以下のような関係<sup>(12), (16), (17), (18)</sup>が成り立つものと仮定した。

$$V_{\rho} = C_{\rho} \cdot B \cdot S_{Vmajor} \quad (12)$$

$$V_{\delta} = C_{\delta} \cdot H_s \cdot S_{Hmajor} \quad (13)$$

ここで、 $C_{\rho}$ 、 $C_{\delta}$  は沈下および側方流動に関する変形パラメータである。 $H_s$  は地盤深さ(400mm)である。

また構造物変位と図-2に示す計測値  $Y_L$ 、 $Y_R$ 、 $X_L$ 、 $X_R$  との幾何学的関係は次式(14)~(17)によって表される<sup>6)</sup>。

$$S_{VR} = D \cdot (1 - \cos \frac{|Y_R - Y_L|}{2e}) + (Y_R + a) \cdot \cos \frac{|Y_R - Y_L|}{2e} + (\frac{B}{2} - e + X_R) \cdot \sin \frac{|Y_R - Y_L|}{2e} \quad (14)$$

$$S_{VL} = D \cdot (1 - \cos \frac{|Y_R - Y_L|}{2e}) + (Y_R + a) \cdot \cos \frac{|Y_R - Y_L|}{2e} + (X_R - e - \frac{B}{2}) \cdot \sin \frac{|Y_R - Y_L|}{2e} \quad (15)$$

$$S_{HR} = X_R - a \cdot \tan \frac{|Y_R - Y_L|}{2e} \quad (16)$$

$$S_{HL} = B \cdot (1 - \cos \frac{|Y_R - Y_L|}{2e}) + X_R - a \cdot \tan \frac{|Y_R - Y_L|}{2e} \quad (17)$$

ここで  $B$  は模型構造物幅、 $D$  は構造物高さ、 $a$  は水平変位測定点と模型地盤表面との距離、 $e$  は鉛直載荷ロッドの偏心距離である(図-2 参照)。

ここで  $Y_R > Y_L$  が成り立つと仮定すると、式(14)~(17)から、 $S_{Vmajor}$  および  $S_{Hmajor}$  を以下のように誘導した。

$$S_{Vmajor} = \frac{Y_R + (\frac{B}{2} - e) (\frac{Y_R - Y_L}{2e}) + a (\frac{Y_R - Y_L}{2e})^2}{1 - (\frac{V_{\delta}}{V_{\rho}}) (\frac{C_{\rho}}{C_{\delta}}) (\frac{B}{H_s}) (\frac{Y_R - Y_L}{2e})} \quad (18)$$

$$S_{Hmajor} = (\frac{V_{\delta}}{V_{\rho}}) (\frac{C_{\rho}}{C_{\delta}}) (\frac{B}{H_s}) \times \frac{[Y_R + (\frac{B}{2} - e) (\frac{Y_R - Y_L}{2e}) + a (\frac{Y_R - Y_L}{2e})^2]}{1 - (\frac{V_{\delta}}{V_{\rho}}) (\frac{C_{\rho}}{C_{\delta}}) (\frac{B}{H_s}) (\frac{Y_R - Y_L}{2e})} \quad (19)$$

過去の研究<sup>1), (11), (18)</sup>より、式中の土量比  $V_{\delta}/V_{\rho}$  は構造

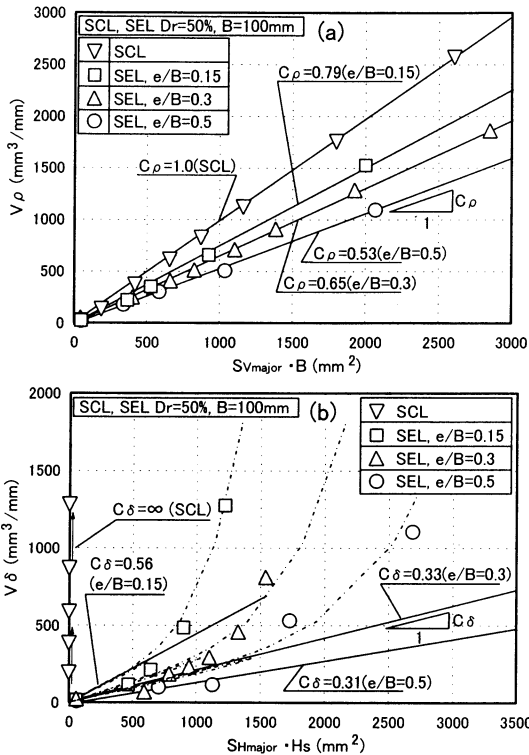


図-21 静的載荷試験：(a)  $V_\rho$ - $SV_{major} \cdot B$  関係、  
(b)  $V_\delta$ - $SH_{major} \cdot H_s$  関係

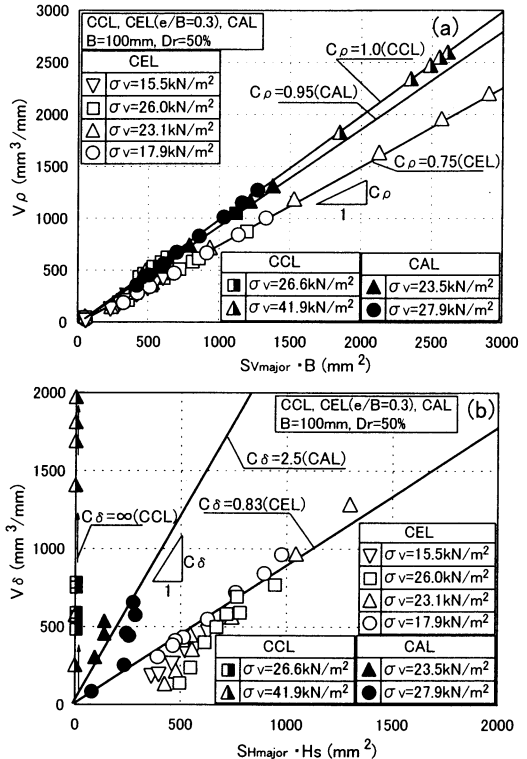


図-22 繰返し載荷試験：(a)  $V_\rho$ - $SV_{major} \cdot B$  関係、  
(b)  $V_\delta$ - $SH_{major} \cdot H_s$  関係

物の沈下量との双曲線関数で表わせることが明らかにされている。ここでは、これらの研究を基に、土量比  $V_\delta/V_\rho$  と構造物の鉛直変位測定値  $Y_R$  を構造物幅  $B$  で正規化した  $Y_R/B$  の関係を次のように仮定した。

$$V_\delta/V_\rho = \frac{Y_R/B}{(\zeta + \eta \cdot Y_R/B)} \quad (20)$$

ここで、 $\zeta$  および  $\eta$  は初期および  $Y_R \rightarrow \infty$  時での土量比の逆数である。

式(20)を式(18)および式(19)に代入すると以下の推定式が誘導される。

$$S_{V_{major}} = \frac{Y_R + \left(\frac{B}{2} - e\right) \left(\frac{Y_R - Y_L}{2e}\right) + a \cdot \left(\frac{Y_R - Y_L}{2e}\right)^2}{1 - \left(\frac{Y_R/B}{\zeta + \eta \cdot Y_R/B}\right) \left(\frac{C_\rho}{C_\delta}\right) \left(\frac{B}{H_s}\right) \left(\frac{Y_R - Y_L}{2e}\right)} \quad (21)$$

$$S_{H_{major}} = \left(\frac{Y_R/B}{\zeta + \eta \cdot Y_R/B}\right) \left(\frac{C_\rho}{C_\delta}\right) \left(\frac{B}{H_s}\right) \times \frac{Y_R + \left(\frac{B}{2} - e\right) \left(\frac{Y_R - Y_L}{2e}\right) + a \cdot \left(\frac{Y_R - Y_L}{2e}\right)^2}{1 - \left(\frac{Y_R/B}{\zeta + \eta \cdot Y_R/B}\right) \left(\frac{C_\rho}{C_\delta}\right) \left(\frac{B}{H_s}\right) \left(\frac{Y_R - Y_L}{2e}\right)} \quad (22)$$

以上のように、構造物天端における任意の2点での実測沈下量 ( $Y_L$ ,  $Y_R$ ) を基に、構造物の沈下量  $S_{V_{major}}$  および水平移動量  $S_{H_{major}}$  を推定した。次に、式中の

パラメータ  $C_\rho$ ,  $C_\delta$  および  $\zeta$ ,  $\eta$  について詳しく検討する。

## (2) 推定式中のパラメータ

### a) 沈下・側方流動に関する変形パラメータ $C_\rho$ , $C_\delta$

$C_\rho$  および  $C_\delta$  の特性を調べるために、図-21 (a) および (b) に、それぞれ静的載荷試験 (SCL, SEL) における  $V_\rho$ - $SV_{major} \cdot B$  関係および  $V_\delta$ - $SH_{major} \cdot H_s$  関係を示した。(a) 図より、荷重の偏心率  $e/B$  が大きくなると、 $C_\rho$  が低下することが分かる。一方、(b) 図においても偏心率の増加に伴って、 $C_\delta$  が小さくなることが確認される。なお各偏心載荷試験 (SEL) において  $SH_{major} \cdot H_s$  が  $1000 \text{ (mm}^2\text{)}$  に至ると  $V_\delta$  が急増するのが見られるが、これは地盤が破壊され、地盤内での側方流動変形が急激に発生したためである<sup>17), 18)</sup>。

ここでは、地盤が破壊する直前つまり側方流動土量  $V_\delta$  が急増するまでの挙動について注目しているので、曲線の勾配が急増する直前までの範囲の  $C_\delta$  を採用することにする。また静的中心載荷 (SCL) では、構造物の水平変位量  $SH_{major}$  が常に0であるため、 $C_\delta = \infty$  であるとみなした。

繰返し載荷試験 (CCL, CAL) での  $V_\rho$ - $SV_{major} \cdot B$  関係および  $V_\delta$ - $SH_{major} \cdot H_s$  関係を図-22 (a), (b) に示す。繰返し載荷においても、CCL とその他の載荷方法の場合では、これらのパラメータの値に違いが生じて

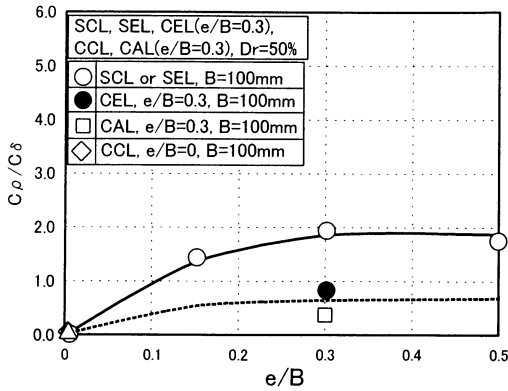


図-23 パラメータ比  $C_\rho/C_\delta$  と偏心率  $e/B$  の関係

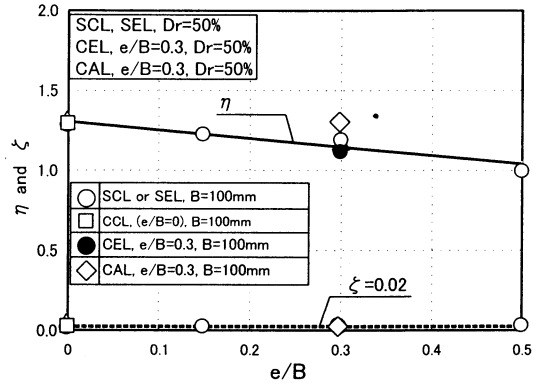


図-25  $\zeta$  および  $\eta$  と偏心率  $e/B$  の関係

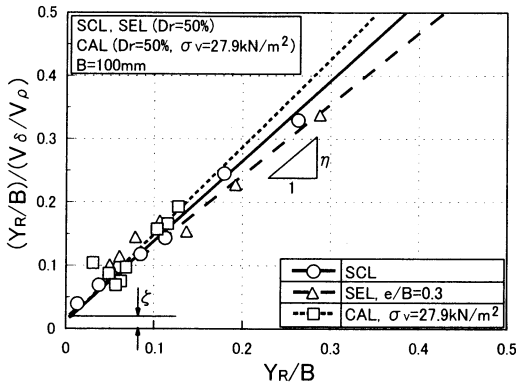


図-24  $(Y_R/B)/(V_\delta/V_\rho) - Y_R/B$  関係

いることが確認され、荷重の偏心率が存在する時の  $C_\rho$  および  $C_\delta$  は、中心荷重条件での値より小さくなるということが理解される。このことより、静的および繰返し荷重においてパラメータ  $C_\rho$  および  $C_\delta$  を決める際には、荷重の偏心すなわち構造物の不同沈下を考慮する必要があることが指摘されよう。

次に、式(21)および式(22)に用いられている  $C_\rho/C_\delta$  について調べた。 $C_\rho/C_\delta$  と荷重の偏心率  $e/B$  の関係を図-23 に示している。これより、偏心率  $e/B$  が高くなるにつれて  $C_\rho/C_\delta$  も大きくなっていることが分かる。また、繰返し荷重試験での  $C_\rho/C_\delta$  は静的荷重条件での値に比べて小さい値となるようである。このように構造物の変位量の推定には、静的および繰返しのような荷重条件の違いや、偏心率  $e/B$  の違いに応じて  $C_\rho/C_\delta$  を適切に設定する必要がある。

#### b) 土量比 $V_\delta/V_\rho$

図-24 は、静的荷重(SCL および SEL,  $e/B=0.3$ ) 試験および繰返し鉛直荷重試験(CAL)から得られた  $(Y_R/B)/(V_\delta/V_\rho) - Y_R/B$  関係を示している。これより、いずれの試験条件においても直線関係が成り立つようであり、土量比  $V_\delta/V_\rho$  を  $Y_R/B$  の関数として表現可能であることが分かる。そこで、この直線の切片を  $\zeta$ 、直線の勾配を  $\eta$  として以下考察を進める。

$\zeta$  および  $\eta$  と荷重の偏心率  $e/B$  の関係を図-25 に示す。

図より、偏心率  $e/B$  が増加すると  $\eta$  が小さくなる傾向が確認できる。しかし、静的および繰返しのような荷重方法の違いによる  $\eta$  の相違は明確ではない。したがって、 $\eta$  は偏心率  $e/B$  のみに影響されるものであり、地盤の側方流動特性を表すことができる重要なパラメータであると言える。一方、 $\zeta$  は荷重方法および偏心率に関わらず、この試験条件では一定値(ここでは 0.02)を示している。過去の研究より、土量比の初期の発生状況は荷重方法によらないことが実験的に示されている<sup>11),12)</sup>。したがって本試験のような条件では、 $\zeta$  は偏心率  $e/B$  に影響されないパラメータとみなすことができる。

#### (3) 本推定式と FEM 解析の結果の比較

ここでは本推定式による計算結果の有効性を調べるために、推定式と FEM 解析結果について比較を行った。まず、本推定式で用いられている土量比  $V_\delta/V_\rho$  を調べる。推定式では、式(20)のように構造物の鉛直変位量  $Y_R$  の双曲線関数として仮定した。そこでこのような評価法の妥当性を調べるために、図-26 には静的中心および偏心荷重試験で得られた鉛直変位量  $Y_R$  をもとに式(20)を用いて得られた土量比  $V_\delta/V_\rho$  の推定結果と FEM 解析による結果を比較したものを示した。なお、鉛直変位量  $Y_R$  は 10mm である。式(20)による検討では、荷重の偏心率  $e/B$  を考慮したパラメータ  $\zeta$ ,  $\eta$  を用いて計算を行った(図-25 参照)。

図から、式(20)の結果と FEM 解析から得られた土量比の一致が見られる。これより、式(20)による土量比と鉛直沈下量  $Y_R$  の関係は FEM 解析によって得られた側方流動挙動を再現できるとみなせよう。

さらに、本推定式の妥当性を調べるために、図-27 に、静的中心および偏心荷重試験結果における、鉛直変位量  $Y_R=10\text{mm}$  での沈下量  $S_{V_{major}}$  の推定値(式(21)参照)と FEM 結果を示している。静的中心および偏心荷重試験での構造物の沈下量  $S_{V_{major}}$  は、本推定式および FEM 解析結果と良い対応関係にある。したがって、解析から得られた側方流動挙動を考慮した本推定式によって、構造物の変位量を簡易に推定するこ

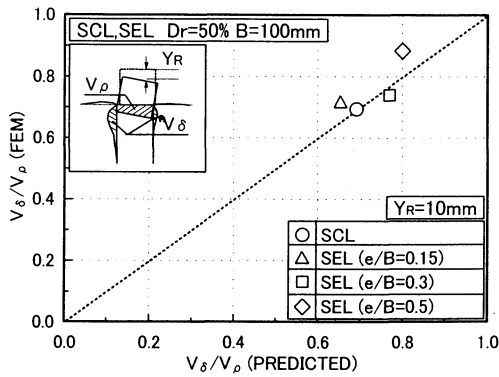


図-26 土量比  $V_{\delta}/V_{\rho}$  (推定式と FEM 結果の比較)

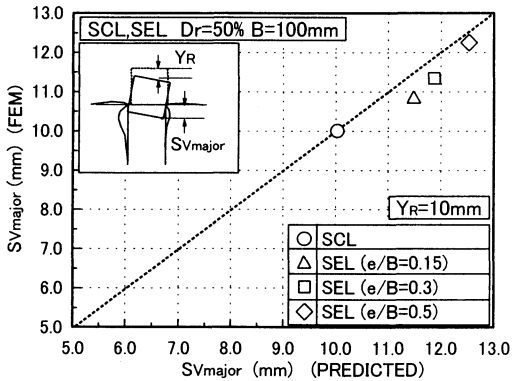


図-27 沈下量  $S_{Vmajor}$  (推定式と FEM 結果の比較)

とが可能であると言えよう。

#### (4) 本推定式と WRT 試験結果の比較

本推定式の有用性を検討するために、ここでは波浪のような繰返し鉛直および水平荷重を受ける構造物の変位量の推定を試みた。

図-28 は、WRT 試験で得られた構造物の変位量と、式(21)および式(22)によって推定された構造物の沈下量  $S_{Vmajor}$  および水平移動量  $S_{Hmajor}$  を示したものである。ここで、 $C_{\rho}$  は CAL 試験で得られた 0.95 を採用している。また  $C_{\delta}$  は、構造物の沈下が卓越する場合は CAL 試験で得られた値 (=2.5) を用いたが、構造物の滑動量が卓越する場では側方流動土量  $V_{\delta}$  が CAL 試験での約 1/20 になっていること<sup>6),8)</sup>を考慮して 0.125 としている。さらに式(20)の  $V_{\delta}/V_{\rho}$  に関するパラメータ  $\zeta$ ,  $\eta$  はそれぞれ 0.02 および 1.25 としている。

図より、CAL 試験で得られたパラメータを一部修正して用いると、沈下量および水平移動量に関して、実測値と推定値の一致度は極めて良好である。このことより、CAL 試験に比べて側方流動変形がそれほど顕著に発生しない WRT 試験<sup>1),2),6)</sup>の場合、すなわち構造物の滑動量が卓越するような場合では、側方流動に関するパラメータ  $C_{\delta}$  を適切に設定することが必要

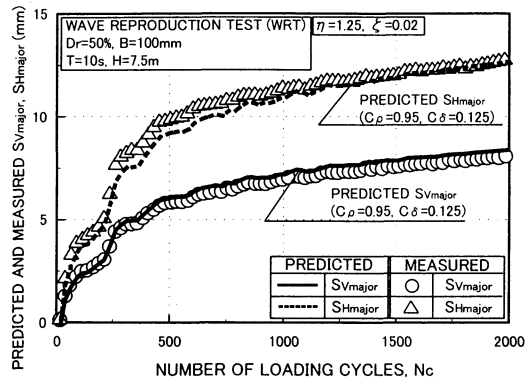


図-28 実測値(WRT)と推定値との比較

である。

このように、荷重条件(ここでは偏心度  $e/B$ )に対応したパラメータを用いると、提案した推定式によって波浪場のような載荷条件下にある構造物・地盤系の変位量を精度良く推定できる。

## 6. 結論

本研究で行った2次元平面ひずみ条件の解析および模型試験より次のような結論を得た。

- (1) 模型試験およびFEM解析結果から、静的載荷試験での側方流動変形は、解析に用いる地盤のポアソン比を適切に
- (2) 設定することで評価できることが示された。
- (3) 繰返し載荷条件では、地盤の剛性を荷重の繰返し回数に関数として評価し得る。
- (4) FEM解析に基づいて、側方流動挙動を考慮した沈下量推定式が提案された。模型試験より、本推定式は構造物の変位量を簡易にかつ精度良く推定していることが明らかにされた。
- (5) 本解析および模型試験の条件において、荷重の偏心度を考慮した地盤の流動変形推定式は、波浪のような繰返し荷重を受ける構造物の変位量を推定可能である。

謝辞：本研究における解析、実験及びデータの整理に宮浦征宏(元北海道大学大学院)、高橋朋代、飯田和弘(元室蘭工業大学大学院)各氏の協力を得た。記して深甚なる感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 三浦清一, 横浜勝司, 川村志麻, 田中則男: 波浪場にある消波構造物を支持する砂地盤の流動特性とその防止に関する研究, 海岸工学論文集, Vol.44, pp. 921-925, 1997.
- 2) 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司, 宮浦征宏: 繰返し力を受ける構造物支持地盤の破壊とその防止策に関する実験, 土木学会論文集, No. 624/III-47, pp. 77-89, 1999.

- 3) 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司, 宮浦征宏: 波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の動的力学挙動, 土木学会論文集, No. 624/Ⅲ-47, pp. 65-75, 1999.
- 4) 宮浦征宏, 三浦清一, 川村志麻, 横浜勝司: 載荷条件の相違による砂地盤の支持力-変形挙動の変化とその評価, 土木学会論文集, No. 673/Ⅲ-54, pp. 121-131, 2001.
- 5) Tani, K. : Stability of skirted gravity foundations on very soft clay, Ph.D. Thesis, Dept. of Engineering, Manchester Univ., 1990.
- 6) 三浦清一, 川村志麻, 田中則男: 波浪を受ける消波構造物・地盤系の流動破壊とその評価, 海岸工学論文集, Vol. 46, pp. 1016-1020, 1996.
- 7) 柴田徹, 関口秀雄: 軟弱地盤の側方流動, 土木学会論文集, No. 382/Ⅲ-7, pp. 1-14, 1987.
- 8) 横浜勝司, 三浦清一, 川村志麻: 静的および繰返し鉛直荷重を受ける砂地盤-構造物系の変形挙動に関するFEM解析, 応用力学論文集, Vol. 3, pp. 513-520, 2000.
- 9) 建築基礎構造設計指針: 日本建築学会, 1988.
- 10) 三浦清一, 瀧本聖吾, 川村志麻, 萩原淳平: 二次元平面ひずみ模型土槽による飽和砂層の流動化条件に関する研究, 土質工学会北海道支部技術報告集, Vol. 34, pp. 194-201, 1994.
- 11) 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司: 消波構造物・地盤系の破壊とその評価に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol. 44, pp. 936-940, 1997.
- 12) 宮浦征宏, 三浦清一, 横浜勝司, 川村志麻: 地盤の変形特性を考慮した海洋構造物の変位量推定法, 海岸工学論文集, Vol. 46, pp. 936-940, 1999.
- 13) 阿曾沼剛, 三浦清一, 渡辺則仁, 前宗孝: 室内及び原位置試験から推定した火山灰地盤のせん断弾性係数(その2), 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol. 36, pp. 443-444, 2001.
- 14) Iwasaki, T., Tatsuoka, H. and Takagi, T. : Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 1, pp. 39-56, 1978.
- 15) 孔憲京, 龍岡文夫, プラダンテージ, 田村重四郎: 極低圧下での砂の動的変形特性Ⅲ, 東京大学生産技術研究所報告, Vol. 38, No. 3, pp. 133-136, 1986.
- 16) 川村志麻, 長谷一矢, 三浦清一, 宮浦征宏, 飯田和弘: 種々の載荷条件下にある構造物・地盤系の変形特性とその評価, 地盤工学会北海道支部年次技術報告集, Vol. 39, pp. 29-36, 1999.
- 17) 川村志麻, 飯田和弘, 長谷一矢, 宮浦征宏, 三浦清一: 静的・繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変位量推定法, 第34回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 1043-1044, 1999.
- 18) Yokohama, S., Miura, S., Kawamura, S. and Miyaura, M. : Mechanical behavior of sand bed-coastal structure system subjected to cyclic loading. *Proc. of Conf. on Geotechnical and Geological Engineering (GeoEng2000)*, p. 555, 2000.

(2001. 10. 16 受付)

## DEFORMATION BEHAVIOR OF STRUCTURE-GROUND SYSTEM SUBJECTED TO STATIC AND CYCLIC LOADINGS AND ITS PREDICTION

Shoji YOKOHAMA, Seiichi MIURA and Shima KAWAMURA

In order to evaluate the stability of structure-sand ground system subjected to cyclic loadings such as wave force, a series of FEM analysis based on Mohr-Coulomb formula with non-associated flow rule and model tests were carried out under cyclic and static loading conditions. From test results and analyses, it is found that (1) the deformation behaviors of sand ground subjected to various cyclic loadings can be estimated by the simplified FEM analysis taking account of the dependency of rigidity modulus on stress history and (2) the predicted structure displacements by the proposed method agree well with the results of the model test.