

地盤の剛性変化を考慮した構造物・地盤系の側方流動変形解析

Lateral Flow Deformation Analysis of Ground Bearing Structure Considering
Change of Rigidity due to Cyclic Loading

横浜勝司*・川村志麻**・三浦清一***

Shoji YOKOHAMA, Shima KAWAMURA and Seiichi MIURA

*正会員 工修 専修大学北海道短期大学講師 (〒079-0197 美唄市字美唄 1610-1)

**正会員 工博 室蘭工業大学助手 工学部 (〒050-8585 室蘭市水元町 27 番 1 号)

***フェロー 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)

In order to clarify analytically mechanical behavior of sand ground-structure system under cyclic central or eccentric loading condition, a series of FEM analysis and model test were performed. In this study, a technique of analysis for lateral deformation of sand deposits is proposed. The characteristics of elastic modulus of ground were detailedly investigated in advance and were quantified. The results obtained from this analysis, which is based on the change in rigidity of ground, are also compared with those of the model test. It was found that the behaviors of settlement and lateral flow deformation can be simulated by means of FEM analysis with changes in the elastic modulus of ground.

Key Words : FEM analysis, model test, sand ground, lateral flow deformation, elastic modulus

1. はじめに

波浪場にある構造物・地盤系では、荷重－構造物－支持地盤の動的相互作用によって構造物の沈下や地盤の側方流動変形が発生し、土木構造物としての機能を失う可能性があることが知られている。このような繰返し載荷条件下にある構造物・地盤系の支持力および変形特性は非常に複雑であるため、それらに対する明確な評価法は確立されていないのが現状である。それゆえ、繰返し載荷条件下の構造物・地盤系の支持力および側方流動変形特性を簡易に評価できる手法の確立が望まれている。

筆者らは、種々の載荷条件下にある構造物・地盤系の側方流動変形挙動を調べるために、一連の模型実験および解析を行ってきた^{1) 2) 3)}。その結果、構造物の沈下形態によって地盤の側方流動変形の程度が異なること、静的および繰返し荷重の違いに関わらず、地盤の側方流動挙動を評価できるパラメータが存在すること等が明らかにされている。

ここでは、このような構造物の沈下の進行に伴って発生する地盤の側方流動変形挙動を、簡易な条件での有限要素法によって評価可能か検討した。波浪力のような複雑な載荷条件下にある構造物・地盤系の力学挙動は、構造物から地盤に伝達される鉛直力、水平力およびモーメントの各成分を組合わせることによって調べることが可能である⁴⁾。本研究では特に構造物の沈下挙動に大きな影

響を与える鉛直力に注目して解析を進めた。

はじめに、基本的な載荷条件である繰返し中心荷重を受ける構造物・地盤系の側方流動変形挙動を再現するための解析方法を考察し、さらに構造物が傾斜して沈下する場合の構造物・地盤系の側方流動挙動を再現する手法について検討を行った。なお、これらの解析手法の妥当性は、一連の模型実験で得た実測値と比較することにより検証している。

2. 変形解析

2.1 解析手法

構造物・地盤系の変形挙動を有限要素解析により調べるために、図-1 に示されるような要素分割^{2) 3)}を行っている。これは本研究において行った室内試験における模型地盤や構造物と同サイズであり、二次元平面ひずみ条件である。解析範囲は長さ 2000mm、深さ 400mm、要素数 630、節点数 2009 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。

用いた要素は 8 節点四角形要素であり、Gauss の積分点は 4 点である。また、有限要素の離散化には Galerkin 法を用いている。さらに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 $\{R\}$ のス

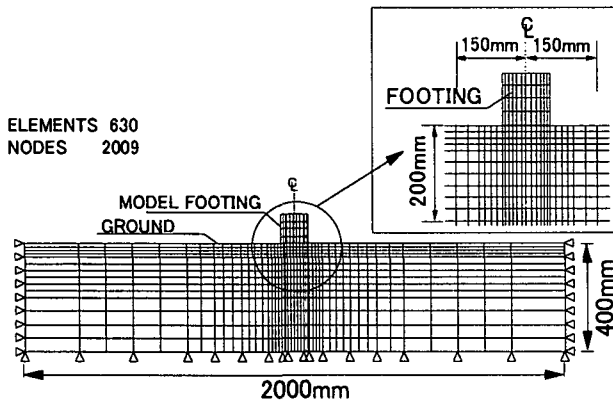


図-1 変形解析に用いたメッシュ

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。

本解析では、繰返し载荷を受ける構造物・地盤系の変形解析を行うために、繰返し载荷回数増加に伴う地盤の剛性の変化を考慮した弾塑性解析を試みた。载荷-除荷の1サイクル毎に地盤の弾性係数を新たに設定し、繰返し载荷条件の変形解析を行っている。この手法を用いることによって、繰返し载荷条件下にある地盤のhardeningとsofteningを考慮した変形解析が可能となっている。本研究では、荷重の繰返し回数と構造物・地盤系の剛性変化の関係を調べながら、地盤の側方流動変形を再現させるための評価法について考察を試みた。

2.2 地盤の構成モデル

本研究では、Mohr-Coulombの破壊基準を用いている。塑性ポテンシャル関数には、Mohr-Coulombの破壊基準と同形式の関数で示されるものを採用している。すなわち、降伏関数と塑性ポテンシャル関数をそれぞれ F および Ψ とすると、2次元平面ひずみ条件下では、両者は、以下の関数で表現される。

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - c \cos \phi \quad (1)$$

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

ここで σ_1 、 σ_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、 ϕ は内部摩擦角である。また ϕ はダイレイタンシー角である。なお本解析では、完全塑性平衡条件を前提としているため、ダイレイタンシー角 ϕ を0として解析を進めた。

また、弾塑性解析での全ひずみ増分ベクトル $\{d\epsilon\}$ は、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されている。

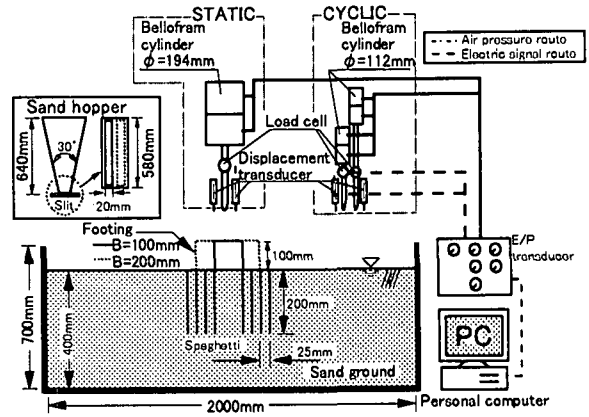


図-2 二次元平面ひずみ模型試験装置

$$\{d\epsilon\} = \{d\epsilon^e\} + \{d\epsilon^p\} = [D^e]^{-1} \{d\sigma\} + \lambda \frac{\partial \Psi}{\partial \{\sigma\}} \quad (3)$$

ここで $\{d\epsilon\}$:弾性ひずみ増分ベクトル、 $\{d\epsilon^p\}$:塑性ひずみ増分ベクトル、 $[D^e]^{-1}$: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、 λ :ひずみ硬化・軟化パラメータである。

3. 模型試験装置と方法

3.1 試験装置の概要

地盤の変形挙動を調べるために、繰返し鉛直中心および偏心载荷試験を行った^{1) 5)}。ここで用いた装置は模型土槽と任意の载荷条件を再現可能な载荷装置である。図-2はこれらの装置図を示している。

模型土槽の内寸法は長さ2000mm、高さ700mm、奥行き600mmである。模型地盤には豊浦砂($\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{\text{max}} = 1.648 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{\text{min}} = 1.354 \text{ g/cm}^3$)を用いており、サンドホッパー(頂角30°、高さ640mm)から空中落下させることによって地盤を作成している¹⁾。なお、地盤厚さ H_s は400mm、相対密度 D_r は50%である。地盤作成後、間隙を飽和させるために、土槽底部に取り付けられた8個のポーラスストーン(直径50mm)から地盤構造を乱さないように、ゆっくりと通水している。

模型構造物は幅100mm、高さ100mm、奥行き580mm、質量13.2kgの直方体である。構造物と地盤の接触面を完全粗なる条件にするために、模型構造物底面にサンドペーパー(G120)を貼り付けている。地盤表面に乱れが起こらないように静かに構造物を設置した。

設置後、模型構造物にはベロフラムシリンダーを介して空気圧制御により荷重を与えている。载荷装置には、ロードセルおよび変位計が設置されており、荷重と構造物の鉛直変位量を測定している。また荷重の作用位置を変えることによって、荷重の偏心距離 e (構造物中心線から荷重の作用点までの水平距離)を任意に設定できる。

CYCLIC LOADING TEST (B=100mm, D=100mm)

CENTRAL LOADING (CCL) ECCENTRIC LOADING (CEL)

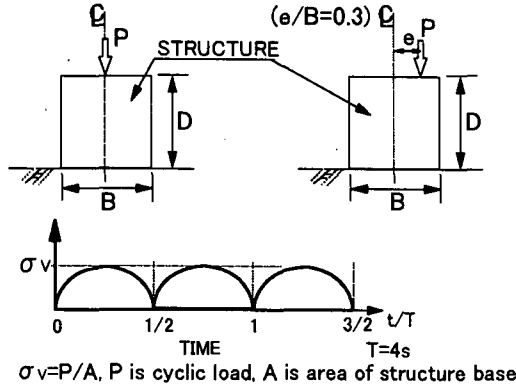


図-3 試験方法(繰返し中心, 偏心載荷試験)

ようになっている。ここでは、偏心距離 e を構造物幅 B で除した偏心度 e/B を指標として用いた。

3.2 載荷方法

本研究で行った模型試験の載荷方法を図-3 に示している。本研究では、模型構造物に繰返し鉛直荷重を載荷する試験を行っている。特に、構造物の中心線上に繰返し載荷する条件での繰返し中心載荷試験 (Cyclic central loading test, CCL と略称) および、荷重の偏心度 e/B を 0.3 に設定して繰返し載荷を行う繰返し偏心載荷試験 (Cyclic Eccentric Loading Test, CEL と略称) の 2 種類の載荷条件の下で試験を実施した。いずれの載荷条件においても、半正弦波荷重を周期 4 秒で載荷している。なお予備実験において、載荷周期が 2~20 秒の間では繰返し強度および構造物の沈下挙動に違いが見られなかったことが確認されているため^{1) 2)}、ここでは周期を 4 秒に設定した。

3.3 構造物および地盤の変形量の定義

図-4 は構造物および地盤が変形した状態を模式的に示している。FEM 解析および模型試験の結果を用いて地盤・構造物系の変形挙動を評価するために、図中に示されるような各変形量を測定している。

本研究では、構造物下部の左右の沈下量をそれぞれ S_{VL} , S_{VR} とし、両者のうちの大きい方の値を S_{vmajor} とした。また同様に、同地点の水平移動量を S_{HL} , S_{HR} と定義し、そのうちの大きい方の値を S_{Hmajor} としている。これらの値は載荷ロードに設置されている変位計の測定値を用いて幾何学的に計算されている。特に、沈下量 S_{vmajor} は構造物幅 B で正規化した値を沈下量比 S_{vmajor}/B として評価に用いている。

さらに、本模型試験において構造物・地盤系の側方流動変形を測定するために、直径 1.9mm のスパゲティ^{1) 5)} を模型地盤内に挿入し、試験中にそれらの変形量を測定している。スパゲティは模型構造物底部の左右端点、およびその点から 25mm 間隔に挿入されており、地盤の深さ

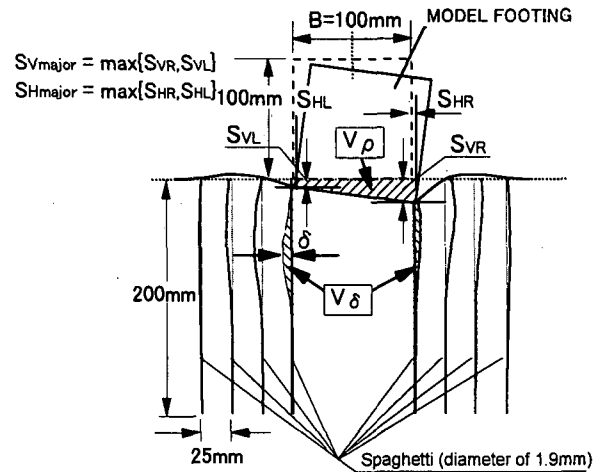


図-4 構造物・地盤系の変形量の定義

200mm まで挿入されている。なお、スパゲティは地盤の変形に影響を与えないような剛性 (初期剛性の 4% 以下) になった後、載荷が開始されている^{1) 2)}。

このスパゲティの水平変位量を測定することによって、地盤内の側方変形量が把握されている。その値を地盤の側方変位量 δ として測定している。

これらの構造物の沈下量およびスパゲティの変形量から沈下土量 V_p 、側方流動土量 V_δ が求められている (図-4 参照)。これらを以下のように定義している。

- ・沈下土量 V_p : 構造物が地盤に沈下した部分の単位奥行当りの体積。
- ・側方流動土量 V_δ : 地盤が側方に変形した部分の単位奥行当りの体積。

さらに、構造物の沈下に対する地盤の側方流動変形の割合を示すために、側方流動土量と沈下土量の比 V_δ/V_p (以下、これを土量比¹⁾ と称する) を採用している。これらの指標を用いて以下に示す解析と考察を進めた。

4. 繰返し載荷試験の変形挙動

4.1 繰返し中心載荷条件 (CCL) の変形挙動

繰返し中心載荷条件下にある構造物・地盤系の沈下および側方流動変形特性を調べるために、模型試験において測定された構造物の沈下挙動について調べた。図-5 は繰返し載荷試験 (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 σ_v (繰返し荷重を構造物底面積で除した値) との関係を示している。なお試験条件として、繰返し載荷応力 σ_v は 50 kN/m^2 である。

図より、地盤の鉛直ひずみ S_{vmajor}/H_s の増加に伴って、図中の直線群の勾配が変化していることが分かる。これは、地盤が hardening していることを示すものである。ここで、この直線の勾配すなわち、載荷応力 σ_v と鉛直ひずみ S_{vmajor}/H_s の増分の比を構造物・地盤系の変形係数 E (以下剛性⁶⁾ と称する) として評価することにする。

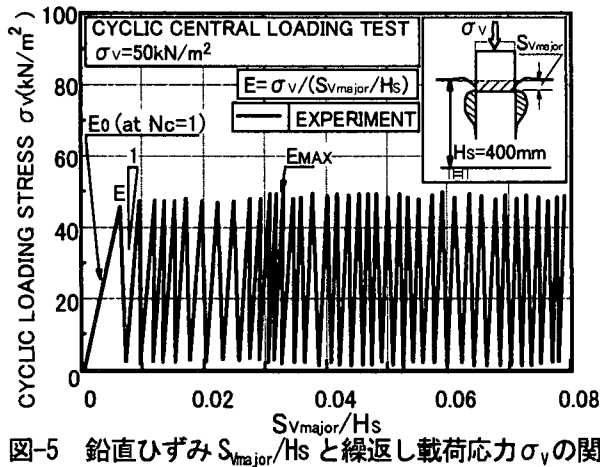


図-5 鉛直ひずみ S_{vmajor}/H_s と繰返し载荷応力 σ_v の関係

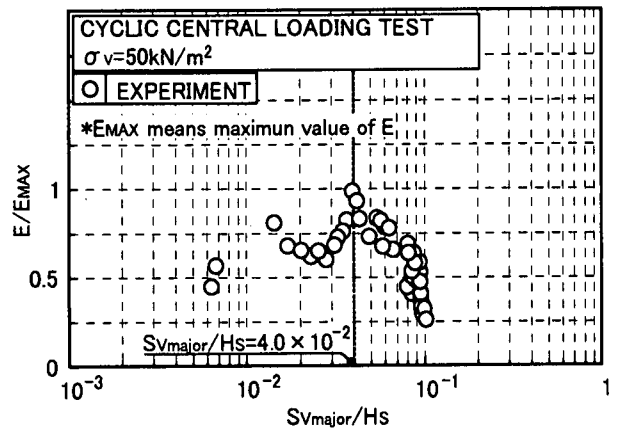


図-7 E/E_{MAX} と鉛直ひずみ S_{vmajor}/H_s の関係 (CCL)

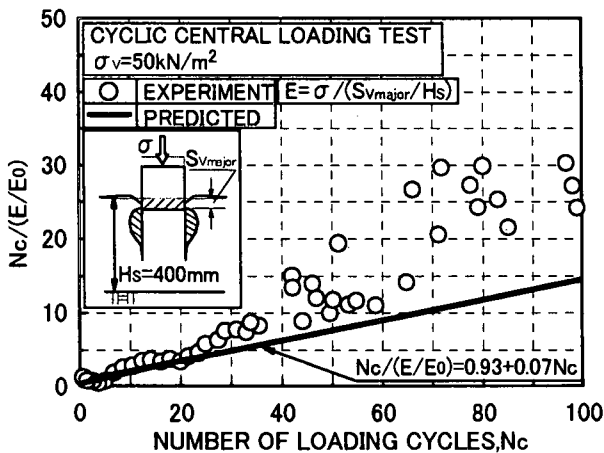


図-6 $N_c/(E/E_0)$ と N_c の関係 (CCL)

図-6 は任意の繰返し载荷回数 N_c に対する剛性 E を $N_c=1$ における剛性 E_0 が正規化した E/E_0 値 (これを剛性比とする) と、荷重の繰返し回数 N_c の比 $N_c/(E/E_0)$ と N_c の関係を示している。

図より、繰返し回数 N_c が初期の段階 (本ケースでは 20 回程度まで) では、 $N_c/(E/E_0)$ 値と N_c との関係が線形的であることが確認できる。つまり、 $N_c/(E/E_0) = a + b \cdot N_c$ (a, b は定数) の関係が成り立つようである。したがって、载荷初期段階における地盤の剛性変化は、荷重の繰返し回数 N_c の関数として表現可能と思われる。一方、繰返し回数 N_c がさらに増加すると、 $N_c/(E/E_0)$ 値が急増していることが確認される。これより、繰返し载荷がさらに継続されると、繰返し初期段階に見られる変形挙動とは異なる傾向を示すことが考えられる。そこで、载荷初期段階の挙動と $N_c/(E/E_0)$ が急増していく段階の挙動に分けて以下考察する。

载荷初期段階の直線関係が成り立つ範囲 ($N_c \leq 20$) においては、地盤の弾性係数 E と荷重の繰返し回数 N_c 関係が以下のような双曲線関数として表現される^{2) 3)}。

$$E/E_0 = N_c / (a + b \cdot N_c) \quad (4)$$

ここで、 E_0 は $N_c=1$ での剛性、 E は任意の N_c における剛性、 a および b はそれぞれ図-6 で近似した直線の切片および傾

き (ここでは $a=0.93, b=0.07$) である。このように、地盤の硬化挙動を (3) 式のように評価することによって、繰返し载荷の初期段階における構造物の沈下挙動を良く再現できそうである。

次に、図-6 の $N_c/(E/E_0)$ が急増している時の剛性変化挙動を詳しく調べてみた。図-7 は CCL 試験において実測された、任意の繰返し回数 N_c での剛性 E を剛性の最大値 E_{MAX} (図-5 参照) で正規化した E/E_{MAX} と地盤の鉛直ひずみ S_{vmajor}/H_s の関係として示している。

図より実測値 (○印) に注目すると、鉛直ひずみ S_{vmajor}/H_s が小さい (ここでは $S_{vmajor}/H_s < 4.0 \times 10^{-2}$) 範囲では、繰返し回数 N_c の増加に伴う地盤の硬化挙動を示しているようである。一方、実測値の E/E_{MAX} が 1.0 に達した時点 ($S_{vmajor}/H_s = 4.0 \times 10^{-2}$) からは、地盤の剛性比が急激に低下する挙動、いわゆる軟化挙動を示していることが分かる。このことから、繰返し载荷を受ける構造物・地盤系の変形解析を行う際には、地盤の硬化および軟化挙動を考慮することが重要であることが指摘されよう。

この剛性変化と構造物・地盤系の変形挙動の関係を考察するために、図-8 は剛性変化と地盤の変形挙動の関係を模式的に示している。 E/E_{MAX} が増加する間では、地盤の圧縮性が卓越し、硬化するような挙動を呈していると考えられる。一方、 E/E_{MAX} が低下する範囲では地盤の側方流動変形が卓越するために、地盤が軟化傾向を示すものと思われる。このような地盤の剛性低下の特性を考慮できれば、繰返し载荷を受ける構造物・地盤系の側方流動挙動を適切に評価可能であると考えられる。なお、図中の剛性低下の傾向は、室内要素試験^{7) 8)} で見られるせん断剛性の低下挙動に類似しているようである。

そこで、この剛性低下挙動について調べるために、図-9 に豊浦砂 (相対密度 $Dr=50\%$) を用いた砂の非排水繰返し三軸試験から得られた等価せん断剛性比 G_{eq}/G_0 とせん断ひずみ γ の関係⁷⁾ を示す。なお G_0 は $\gamma=10^{-6}$ での等価せん断剛性である。図より、せん断ひずみ γ 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 γ の関係は、一般に、砂の間隙比、拘束圧およびせん

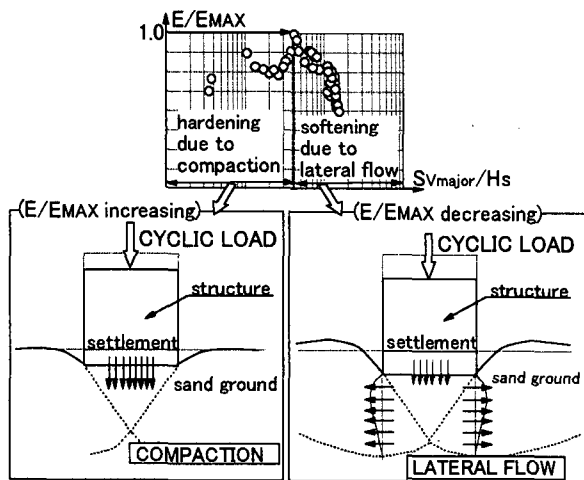


図-8 剛性変化と地盤の変形特性

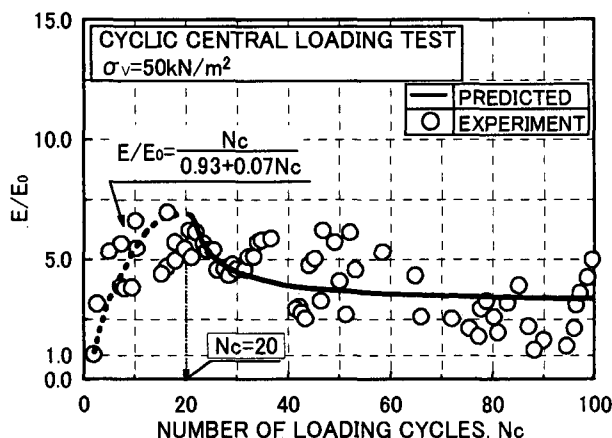


図-10 E/E_0 値と繰返し回数 N_c の関係 (CCL)

(S_{vmajor}/H_s)_{0.5} は $E/E_{MAX}=0.5$ のときの鉛直ひずみ S_{vmajor}/H_s である。

(6)式で表される剛性低下の挙動を考慮した繰返しし中心載荷条件の変形解析を試みるために、構造物・地盤の剛性変化と繰返し回数 N_c の関係を調べた。図-10 は E/E_0 値と繰返し回数 N_c の関係を示している。図中には、実測値 (○印) と(4)式および(6)式の結果を示している。地盤の剛性が増加している範囲 (ここでは $N_c=20$ まで) では(4)式の評価法で仮定している。一方、 E が最大値から減少する挙動は(6)式をもとに評価した。(6)式中の (S_{vmajor}/H_s)_{0.5} は CCL 試験の実測値を基に 9.0×10^{-2} とした。なお、図中の曲線は 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(6)式を基に $E/E_{MAX}-N_c$ 関係を求め、さらに E/E_{MAX} を E/E_0 に換算した結果を示したものである。

図より、(4)式および(6)式のような評価法は実測の構造物・地盤系の剛性変化を良く再現できていることが分かる。したがって、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の剛性変化は、ここで提案した評価法によって表現可能であると言える。

4.2 繰返し中心載荷条件 (CCL) の変形解析

前節では、実測された構造物・地盤系の剛性変化の挙動を評価する方法について検討した。ここでは、提案された評価法を考慮した数値解析を行い、その妥当性を検討する。本研究では、载荷の1サイクル毎に地盤の全ての範囲において弾性係数を変えた解析を試みている。ここでは図-10のように、地盤の弾性係数を繰返し回数 N_c の関数として仮定して解析を進めた。

はじめに、構造物・地盤系の沈下挙動について検討する。図-11 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。なお地盤の内部摩擦角 ϕ は 35° 、ポアソン比 ν は 0.3、粘着力 c は 0、 $E_0=3000\text{kN/m}^2$ として解析を行っている^{1) 6)}。これらのパラメータは、静的中心載荷条件の支持力および変形特性を適切に再現できるパラメータであるため、

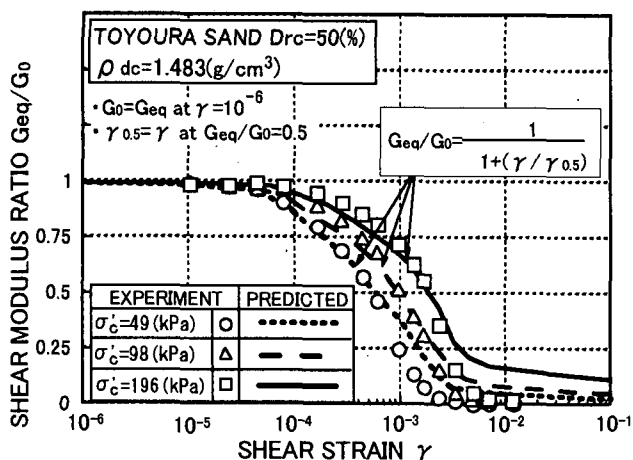


図-9 等価せん断剛性比とせん断ひずみの関係

断ひずみの関数として近似可能^{8) 9)}であることが知られている。すなわち、以下のように簡便な関数形⁹⁾で表現可能である。

$$G_{eq}/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_{0.5}) \quad (5)$$

ここで、 $\gamma_{0.5}$ は $G_{eq}/G_0=0.5$ 時のせん断ひずみ γ であり、間隙比および拘束圧に依存する値である⁹⁾。なお、(5)式が実測の模型実験の変形挙動を再現可能であることを確かめるために、図-9 には式(5)の関係をプロットした。図より、(5)式は実測された砂の軟化傾向を再現しているようである。

次に、軟化傾向を示す(5)式によって CCL 試験での剛性低下挙動を説明可能か検討してみる。ここでは、CCL 試験における実測された剛性比 E/E_{MAX} と鉛直ひずみ S_{vmajor}/H_s の間に、以下のような関係が成立するものと仮定した。

$$E/E_{MAX} = 1 / (1 + (S_{vmajor}/H_s) / (S_{vmajor}/H_s)_{0.5}) \quad (6)$$

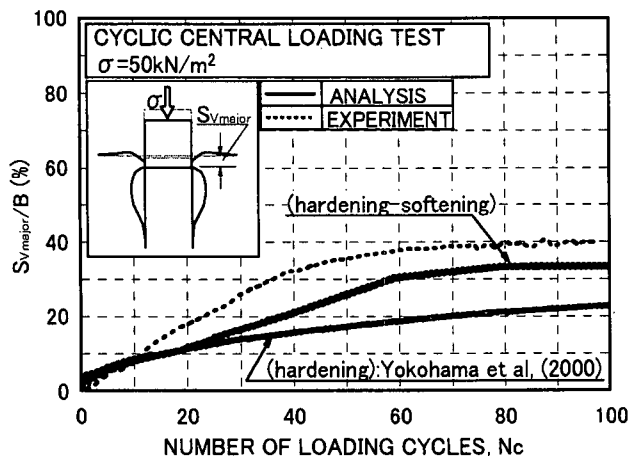


図-11 沈下量比 $S_{v_{major}}/B$ と繰返し回数 N_c (CCL)

本解析にも採用している。ここでは繰返し回数 N_c を 100 回までとして解析した。なお本解析法の妥当性を検討するために、図中には地盤の硬化挙動のみを考慮した解析法³⁾による結果も示している。

図より、解析結果は実測の沈下量より若干小さいが、実測の挙動をある程度追従していると言える。また本解析結果は、硬化挙動のみを考慮した解析結果よりも実測値に近いことが確認される。したがって、地盤の剛性変化を考慮した本解析法は、構造物・地盤系の沈下挙動を解析する上で有効な手段になると考えられる。

構造物・地盤系の側方流動変形について調べるために、図-12は沈下量比 $S_{v_{major}}/B$ が 10% 時における地盤の側方変位量 δ の分布形状を模式的に示している。実線が解析値および点線が実験値を示している。図より、解析値は地盤の比較的浅い範囲の側方変位量 δ を過小評価し、深い部分では実測より過大評価している。しかしながら、本解析法は実測の側方変位挙動の全体的な傾向を良く再現しているようである。

さらに、構造物の沈下に対する地盤の側方流動の発生割合を表現できる土量比 V_δ/V_p について検討した結果を図-13に示す。実測および解析での土量比 V_δ/V_p と繰返し回数 N_c の関係により整理している。実測では N_c の増加に伴って土量比 V_δ/V_p が増加し、0.7 程度の値に収束している。また解析は実測の土量比 V_δ/V_p の変化を良く表現できているようである。両者の一致度が比較的良好なことから、構造物・地盤系の剛性変化を考慮した本解析法は、側方流動変形の傾向を評価する上で有効であると言える。

4.3 繰返し偏心载荷条件 (CEL) の変形解析

前節では、繰返し中心载荷条件下にある地盤の剛性変化を考慮した解析法の妥当性が検討された。ここではその解析法の有効性を調べるために、繰返し偏心载荷条件 (CEL) での変形解析を試みる。

まず CCL 試験同様に、構造物・地盤系の剛性変化を調べる。図-14は、CEL 試験で実測された载荷応力 σ_v と鉛

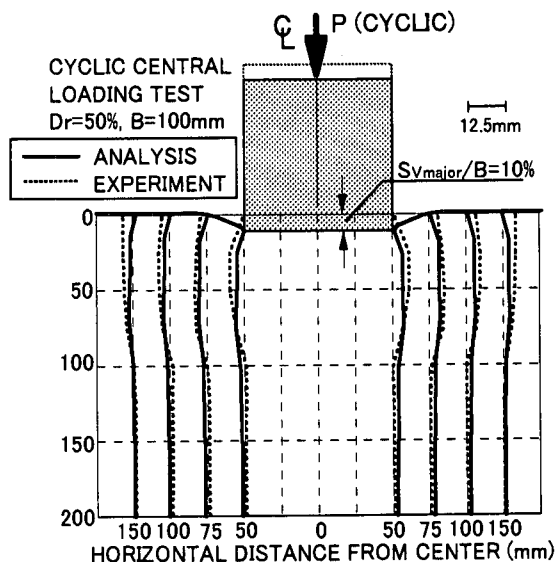


図-12 構造物・地盤系の側方流動変形 (CCL)

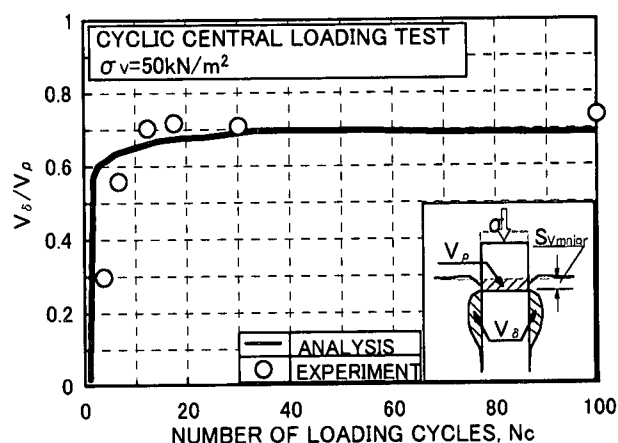


図-13 土量比 V_δ/V_p と繰返し回数 N_c の関係

直ひずみ $S_{v_{major}}/H_g$ (構造物の沈下量 $S_{v_{major}}$ を地盤厚 H_g で正規化した値) の関係を示している。なお、本試験では繰返し载荷応力 σ_v は 22 kN/m^2 、地盤の相対密度 Dr は 50% である。図より CCL 試験と同様に、鉛直ひずみの増加に伴い、地盤の剛性が変化していることが分かる。そこで、繰返し偏心载荷条件においても、(4)式および(6)式によって剛性の変化傾向を評価可能か検討する。

地盤の硬化挙動について調べるために、図-15は CEL 試験での結果を $N_c/(E/E_0) - N_c$ 関係を示している。これより、ここでは N_c が 50 までの範囲で線形関係を仮定できそうである。したがって、繰返し中心载荷条件と同様に、 N_c が初期の段階においては地盤の剛性増加挙動を、繰返し回数 N_c の関数によって表現可能のようである。

一方、 N_c がさらに増加すると (ここでは N_c が 50 以上) $N_c/(E/E_0)$ の増加率がさらに高くなっていることも確認されている。つまり、CEL 試験においても地盤は、繰返し回数 N_c の増加に伴って剛性の変化 (軟化挙動) を呈するものと考えられる。そこで、 N_c が 50 以上では軟化挙動を示すと考え、(6)式のように評価してみる。

図-16は CEL 試験の結果を剛性比 E/E_{MAX} と鉛直ひずみ

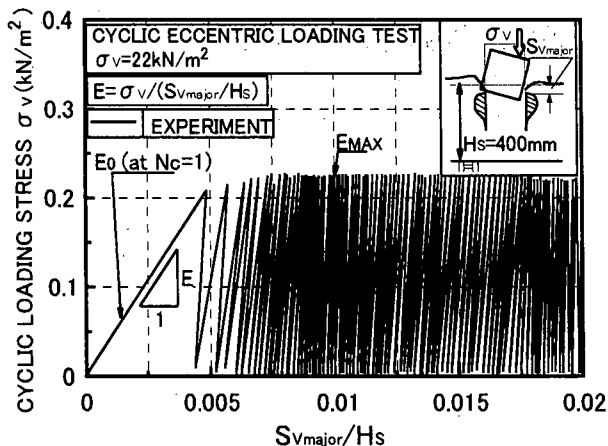


図-14 S_{vmajor}/H_s と載荷応力 σ_v の関係 (CEL)

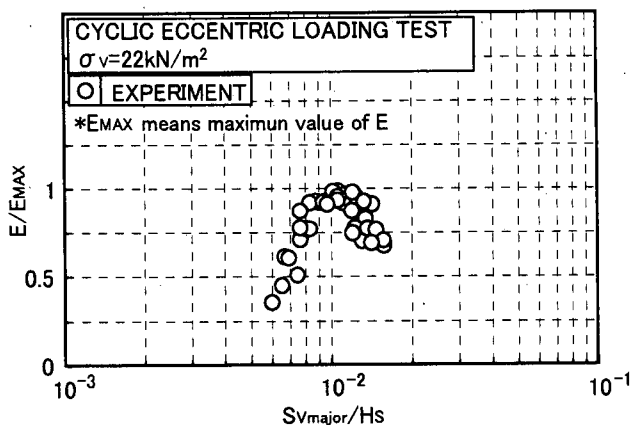


図-16 E/E_{MAX} と鉛直ひずみ S_{vmajor}/H_s の関係 (CEL)

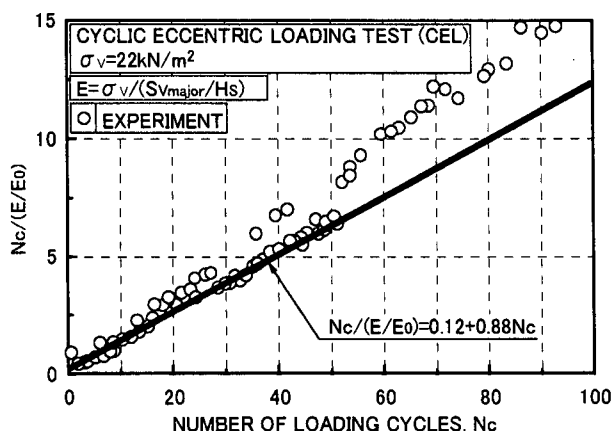


図-15 $N_c/(E/E_0)$ と繰返し回数 N_c の関係 (CEL)

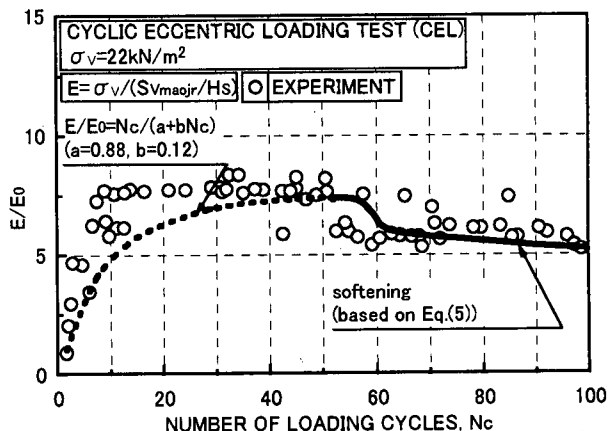


図-17 剛性比 E/E_0 と繰返し回数 N_c の関係 (CEL)

S_{vmajor}/H_s との関係で示したものである。実測値は○印で示されている。図より、CEL 試験においても CCL 試験と同様に、鉛直ひずみの増加に伴う剛性の変化は低下挙動を示すようである。

そこで、繰返し偏心載荷条件においても、地盤剛性の変化挙動を評価できるか検討する。剛性比 E/E_0 と繰返し回数 N_c の関係を図-17 に示した。図中には、地盤の(4)式および(6)式を用いて評価した剛性変化の推定値も併せて示している。なお、(4)式中の定数 a , b はそれぞれ 0.88 および 0.12 である。また地盤の剛性が低下する場合の挙動は、CCL 試験時と同様の方法で、(6)式を基に求めた剛性比 E/E_0 と繰返し回数 N_c の関係を示している。なお、実測値では剛性比 E/E_{MAX} が 0.5 まで低下していないため、(6)式中の $(S_{vmajor}/H_s)_{0.5}$ を 0.07 と仮定した。これより、実測と推定結果の一致度が高いことが見られる。したがって、繰返し偏心載荷条件においても、地盤の剛性変化(硬化→軟化挙動)は、繰返し中心載荷条件時と同様の手法で評価可能であることが明らかになった。

次に、図-17 のような剛性変化を考慮した本解析法が実測の挙動を再現可能か検討してみる。なお、繰返し回数は 100 回までとして解析を試みた。図-18 は沈下量比 S_{vmajor}/B と繰返し回数 N_c の関係を示している。また、図中には地盤の硬化挙動のみを考慮した解析結果を併せ

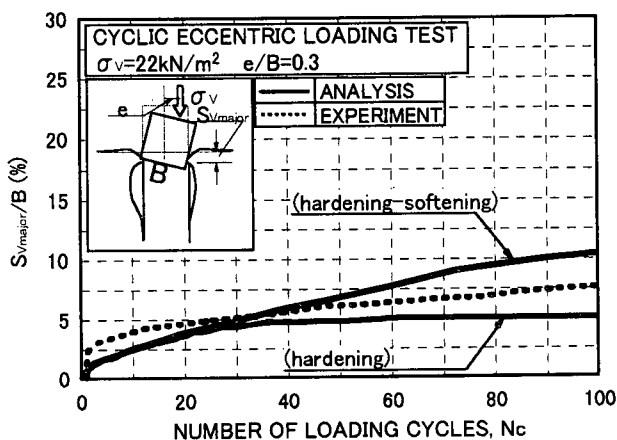


図-18 沈下量比 S_{vmajor}/B と繰返し回数 N_c (CEL)

て示している。図より、地盤剛性の硬化→低下挙動を考慮しない解析では、実測値より小さくなる結果が得られていることが分かる。一方、地盤剛性の変化(硬化→剛性低下)を考慮した解析結果では、解析値は実測値を若干上回るが、構造物の沈下傾向を良く再現している。このことから、本解析法のように地盤の剛性変化を考慮すると、繰返し偏心載荷条件における沈下挙動を適切に評価できるようである。

また、構造物・地盤系の側方流動変形について検討す

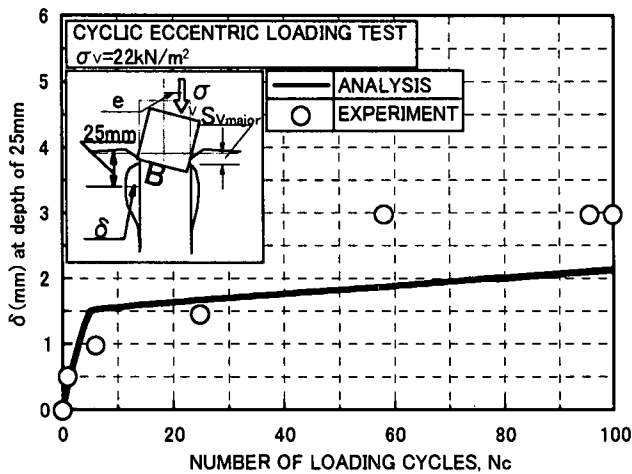


図-19 側方変位量 δ (CEL, 深さ 25mm)

るために、図-19は深さ 25mm における、CELに関する FEM 解析および実測の側方変位量 δ と繰返し回数 N_c の関係を示した。ここでは、構造物下部の左右の側方変位量の内、卓越した方の側方変位量 δ を用いて調べている。

図では、 N_c が 20 以上の範囲で解析値が実測値より小さい傾向にあることが分かる。このことから、本解析法では、地盤の比較的浅い個所での側方変位量 δ を若干過小評価する傾向にある。今後、側方変位量 δ をさらに正確に評価するためには、地盤の剛性の拘束圧依存性などをさらに考慮する必要があると思われる。

繰返し偏心荷重条件下での全体的な側方流動挙動について調べるために、解析および実測の土量比 V_d/V_p と繰返し回数 N_c の関係を図-20に示した。図より、解析結果と実測値は良く一致していることが確認できる。このことから、全体的な側方流動挙動に関しては、本解析法は実測の挙動を再現可能であると言える。したがって、地盤の剛性変化を考慮した本解析法は、偏心度のある繰返し鉛直荷重を受ける場合においても、構造物・地盤系の沈下および側方流動変形を良く評価可能であると言える。

5. 結論

一連の解析および模型試験より以下の結論を得た。

- (1) 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形挙動は、硬化挙動を呈した後、剛性が低下する挙動を示す。その挙動は繰返し回数の関数として表現できる。
- (2) 地盤の剛性変化を考慮した本解析法は、繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の側方流動挙動を良く再現できる。

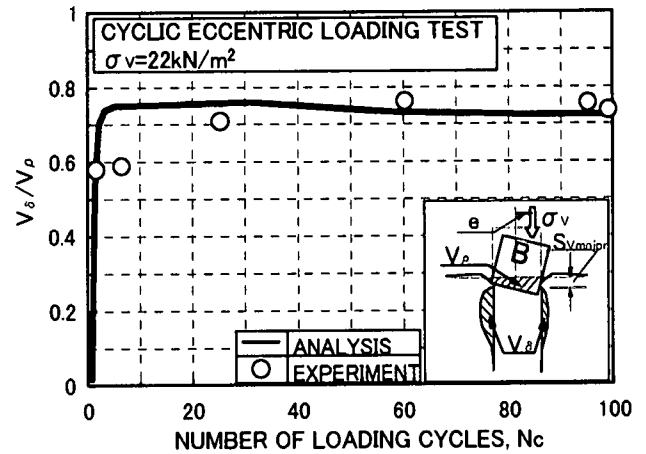


図-20 土量比 V_d/V_p と繰返し回数 N_c の関係 (CEL)

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 横浜勝司, 三浦清一, 川村志麻: 静的および繰返し荷重を受ける砂地盤-構造物系の変形挙動の解析, 応用力学論文集, Vol.3, pp.513-520, 2000.
- 4) 横浜勝司, 高橋朋代, 三浦清一, 川村志麻: 繰返し荷重を受ける地盤・構造物系の変形挙動の FEM 解析による評価, 第 34 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.385-386, 1999.
- 5) 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.
- 6) 横浜勝司, 三浦清一: 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の側方流動変形に関する FEM 解析, 第 36 回地盤工学研究発表会講演集, pp.379-380, 2001.
- 7) 阿曾沼剛, 三浦清一, 渡辺則仁, 前宗孝: 原位置および室内試験より求めた火山灰土の動的変形定数, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.41, pp.19-28, 2001.
- 8) 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.
- 9) 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.

(2001 年 4 月 20 日受付)