

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

川村志麻¹・三浦清一²・横浜勝司³・宮浦征宏⁴

¹正会員 工修 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27-1)

²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)

³正会員 工修 専修大学北海道短期大学 講師 土木科(〒079-0197 美唄市字美唄1610-1)

⁴学生会員 室蘭工業大学大学院 建設工学専攻(〒050-8585 室蘭市水元町27-1)

波浪のような繰返し力を受ける構造物支持地盤の動的力学挙動を調べるために、外力の作用方向の異なる基本的な実験が二次元平面ひずみ土槽装置と種々の繰返し力を載荷可能な装置を用いて行われた。一連の実験と解析から、1)波浪と構造物の相互作用によって誘発される構造物直下のせん断応力は地盤深さによってその大きさは変化するものの、完全両振りの条件にある、2)波浪のような外力を鉛直及び水平方向に分担させた試験では、通常の室内繰返しせん断試験と同様な結果の整理が可能である、3)このような繰返し力を受ける構造物支持地盤の動的力学挙動を評価するには、せん断応力と外力の作用方向の適確な把握が極めて重要である、などの事実が示されている。

Key Words : cyclic load, model test, sand bed, settlement, shear stress

1. まえがき

近年、消波ブロック等の海洋構造物の沈下及び消失などの被災事例が数多く報告されており^{1)・2)}、海岸保全の面からも早急にこの種の問題を解決することが望まれている。しかしながら、このような海底地盤の安定性に関する問題では、波浪力-構造物-地盤の動的相互作用が極めて複雑なために、それらの挙動を適切に把握することは難しい。

従来、このような海底地盤の安定性を調べた研究は、特に液状化現象に焦点をあてたもの^{3)~9)}が多い。しかし、波浪力-構造物-地盤の相互作用によりもたらされる地盤の不安定化機構を取扱った研究では、その複雑性のために被災因子を明確にしているものは少ないようである。

最近になって、この問題を解明する手段の1つとして、模型実験による方法が数多く用いられるようになってきた。特に遠心力載荷実験において、波浪場の再現法の確立¹⁰⁾が進んできていると言えよう。一方、多くの研究は1g場での室内模型実験であるが、波浪場の再現には多くの問題を含んでいるといわれる。すなわち、相似則に起因する結果の解釈の信頼性、及び波浪力-構造物-地盤の相互作用に基づく外力評価の

不確実性などが、問題となっている。特に圧力レベルの影響が考慮されないことによる実験誤差が、遠心力場での実験と比べて大きなものになっている。しかし、模型実験はこのような問題を持っている反面、試験方法及び実現象の把握のし易さ等、実験の本質を考える上で極めて重要な示唆を与えていることも指摘されている。

このような背景から、本研究では波浪のような繰返し力が構造物を介して伝えられた外力を受けるような地盤内の要素点に着目し、その要素内の動的力学挙動を把握できるような実験及び解析を行った。すなわち、本研究の目的は、試験供試体を要素とみなして行われる繰返し三軸試験のような室内要素試験の動的力学挙動と模型土槽内のある要素におけるその対応関係をまず調べることにある。一連の試験は波浪場の再現に広く用いられている造波装置などの大規模な施設を用意することなく、簡便な実験設備で実験を行っている。また、解析では要素に生じる地盤内応力を算出している。解析により示された種々の応力状態を再現した一連の試験から、波浪のような外力を受ける構造物・地盤系の力学挙動を解明するためのいくつかの基礎資料が得られた。

2. 原位置及び実験における地盤内応力

(1) 原位置における地盤内応力

本研究では、実海域における波浪力と構造物の相互作用から誘発される地盤要素内 (x, z) の応力を求めるために、図-1に示すように外力を仮定した。ここで波浪により構造物(幅 $B \times$ 高さ D)に生じる外力は、モーメント M (kN・m/m)、鉛直力 V (kN/m)、水平力 Q (kN/m) 及び海底面に作用する変動水圧 $p(x)$ (kN/m²) である。今、地盤を等方弾性体と仮定し、*Boussinesq* 及び *Cerrutti* 解を用いて各外力によって生じる地盤内応力を求めると図-2に示すようになる。これらの応力を組合せることによって、実地盤の任意時間での任意点の鉛直応力 σ_z (kN/m²)、水平応力 σ_x (kN/m²)、せん断応力 τ_{xz} (kN/m²) は、次式のように表すことができる。

$$\sigma_z = \frac{6M}{B^2} A_1 + \frac{V}{B} B_1 + \frac{Q}{B} C_1 + p_0(1+kz)e^{-kz} \sin(kx - \omega t) + \eta w_0 \quad (1)$$

$$\sigma_x = \frac{6M}{B^2} A_2 + \frac{V}{B} B_2 + \frac{Q}{B} C_2 + p_0(1-kz)e^{-kz} \sin(kx - \omega t) + \eta w_0 \quad (2)$$

$$\tau_{xz} = \frac{6M}{B^2} A_3 + \frac{V}{B} B_3 + \frac{Q}{B} C_3 + p_0 k z e^{-kz} \cos(kx - \omega t) \quad (3)$$

ここで k : 波数 $(= 2\pi/L)$, ω : 角速度 $(= 2\pi/T)$, w_0 : 海水の密度, $A_1 \sim A_3$, $B_1 \sim B_3$, $C_1 \sim C_3$ は *Boussinesq* 及び *Cerrutti* 解から算出される係数である。なお変動水圧によって生じる応力は、微小振幅波理論により得られた荷重振幅 p_0 を正弦波荷重振幅とし、また静水圧 ηw_0 を等分布荷重と考えて、一相の等方弾性体として算出した。特に各式中の正弦波荷重による応力解(右辺第4項)は、*Fung*¹¹⁾が示した解と同一であり、*Yamamoto*ら¹²⁾または *Madsen*¹³⁾が示した多孔質弾性体の応力解(地盤厚さ無限大、土骨格のスティフネスが水のものよりかなり小さい場合)を全応力表示したものと一致する。

上述の算定式を基に、ここでは地盤内応力の一例を示す。図-3は幅 B , 高さ D ともに 20m の無筋コンクリート製のケーソン直立堤に太平洋沿岸に来襲する 50 年確率波から求めた波浪条件¹⁴⁾を用いて、各応力の深度方向の変化を示している。水深 h , 波高 H 及び周期 T は、それぞれ 15m, 7.5m, 13s であり、波圧及び揚圧力は重複波が作用することを仮定し、*Sainflou* 式を用いて求めている。図は、各地盤内応力の最大値を海底面の変動水圧振幅 $p_0 = 32$ kN/m² で正規化した値と深さ z を波長 L で正規化した値との関係として示している。図より、波浪力-構造物-地盤の相互作用によって生じるせん断応力は、海底面近くで高い値を示しているこ

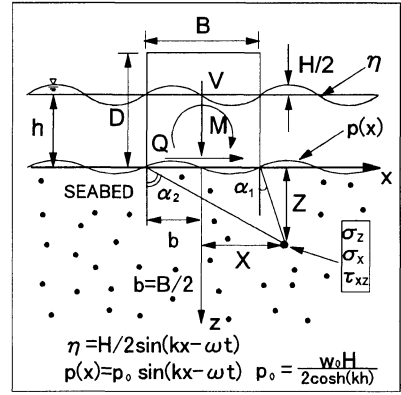


図-1 実海域における外力のモデル化

とがわかる。このことは、防波堤のような構造物では、波浪との相互作用により生じる底部付近のせん断応力の評価が非常に重要であることを示唆するものである。

(2) 実験での地盤内応力と外力の載荷法

1 g 場の模型実験において、実波浪場にある地盤の動的力学挙動を再現させることは不可能である。しかしながら、地盤変形の可視化や現象の把握のし易さ、実物と同一材料を用いることによる工学的利点など、実験の本質を考える上で 1 g 場の模型実験は極めて重要な力学情報を与えるものと考えられる。そこで本研究では、波浪のような繰返し力が構造物を介して伝えられた外力を受ける地盤内の要素点に着目し、その要素内の動的力学挙動の把握を試みようとした。すなわち、試験供試体を要素とみなして行われる繰返し三軸試験のような室内要素試験の動的力学挙動と模型土槽内の要素におけるその対応関係を調べることを目的とした。

波浪場にある地盤の力学現象を要素として捉えた場合、波浪と構造物との相互作用によって生じるせん断応力、鉛直応力及び水平応力は、上述の解析値のように特に重要なパラメータになるものと考えられる。本研究では波浪-構造物系によって誘発される要素の地盤内応力の特性を、鉛直力、水平力、モーメント及び正弦波荷重の適切な組合せを与えることによって一致させようとしている。すなわち、実地盤に誘発される最大鉛直応力によって正規化した地盤内応力 $(\sigma_z/\sigma_{z \max}, \sigma_x/\sigma_{x \max}, \tau_{xz}/\sigma_{z \max})$ と模型地盤内の正規化した鉛直応力 $\sigma_{zn}/\sigma_{zn \max}$, 水平応力 $\sigma_{xn}/\sigma_{xn \max}$ 及びせん断応力 $\tau_{zxn}/\sigma_{zn \max}$ が一致するように実験での外力を与えている。一般に地盤の強度は、拘束圧によって正規化することにより、ほぼ比例的に変化するという実験的事実を本試験においても適用できるもの

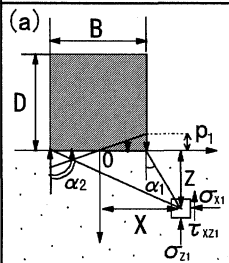
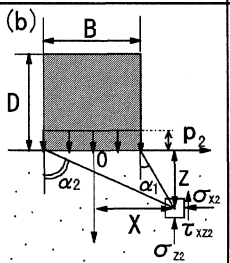
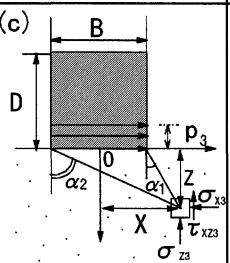
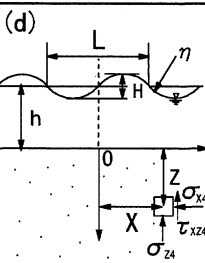
STRESSES INDUCED IN GROUND THROUGH STRIP LOAD			
MOMENT	VERTICAL FORCE	HORIZONTAL FORCE	SINUSOIDAL LOAD
 <p> $\sigma_{z1} = p_1 A_1, \sigma_{x1} = p_1 A_2, \tau_{xz1} = p_1 A_3$ $A_1 = F[G(\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1 + 2(\alpha_2 - \alpha_1)) + 2(\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1)]$ $A_2 = F[G(\sin 2\alpha_1 - \sin 2\alpha_2 + 2(\alpha_1 - \alpha_2)) + 2(\cos 2\alpha_1 - \cos 2\alpha_2 + 4\eta \frac{\cos \alpha_2}{\cos \alpha_1})]$ $A_3 = F[G(\cos 2\alpha_1 - \cos 2\alpha_2) + 2(\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1 + 2(\alpha_1 - \alpha_2))] + \frac{1}{2\pi}(\tan \alpha_2 - \tan \alpha_1), b = \frac{B}{2}$ $G = \tan \alpha_2 + \tan \alpha_1, p_1 = \frac{3M}{2b^2}$ $\alpha_1 = \tan^{-1}(\frac{X-b}{Z}), \alpha_2 = \tan^{-1}(\frac{X+b}{Z})$ </p>	 <p> $\sigma_{z2} = p_2 B_1, \sigma_{x2} = p_2 B_2, \tau_{xz2} = p_2 B_3$ $B_1 = J[2(\alpha_2 - \alpha_1) - \sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2]$ $B_2 = J[2(\alpha_2 - \alpha_1) + \sin 2\alpha_1 - \sin 2\alpha_2]$ $B_3 = J[\cos 2\alpha_1 - \cos 2\alpha_2]$ $J = \frac{1}{2\pi}, p_2 = \frac{V}{2b}, b = \frac{B}{2}$ $\alpha_1 = \tan^{-1}(\frac{X-b}{Z}), \alpha_2 = \tan^{-1}(\frac{X+b}{Z})$ </p>	 <p> $\sigma_{z3} = p_3 C_1, \sigma_{x3} = p_3 C_2, \tau_{xz3} = p_3 C_3$ $C_1 = B_3, C_2 = B_2$ $C_3 = J[\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1 + 4\eta \frac{\cos \alpha_2}{\cos \alpha_1}]$ $J = \frac{1}{2\pi}, p_3 = \frac{V}{2b}, b = \frac{B}{2}$ $\alpha_1 = \tan^{-1}(\frac{X-b}{Z}), \alpha_2 = \tan^{-1}(\frac{X+b}{Z})$ </p>	 <p> $\sigma_{z4} = p_0(1+kZ)e^{-kZ} \sin(kX - \omega t) + H W_0$ $\sigma_{x4} = p_0(1-kZ)e^{-kZ} \sin(kX - \omega t) + H W_0$ $\tau_{xz4} = p_0 k Z e^{-kZ} \cos(kX - \omega t)$ $\eta = \frac{H}{2} \sin(kX - \omega t), k = \frac{2\pi}{L}, \omega = \frac{2\pi}{T}$ $p_0 = \frac{H}{2} \frac{W_0}{\cosh(kh)}$ </p>

図-2 モーメント、鉛直力、水平力及び正弦波荷重によって生じる地盤内応力

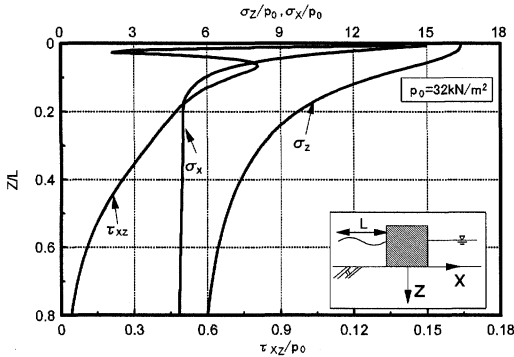


図-3 防波堤のような構造物直下の地盤内応力分布

と仮定し、このような方法を採用した。実験での地盤内応力を鉛直力 V_m 、水平力 Q_m 、モーメント M_m 及び等分布荷重と正弦波荷重によって生じさせるとすれば、模型地盤内の応力は以下のように表される。なお、実験での表記には m を付した。

$$\sigma_{zm} = \frac{6M_m}{B_m^2} A_1 + \frac{V_m}{E_m} B_1 + \frac{Q_m}{E_m} C_1 + \sigma_0 + \sigma_d \quad (4)$$

$$\sigma_{xm} = \frac{6M_m}{B_m^2} A_2 + \frac{V_m}{E_m} B_2 + \frac{Q_m}{E_m} C_2 + \sigma_0 + \sigma_d \quad (5)$$

$$\tau_{xzm} = \frac{6M_m}{B_m^2} A_3 + \frac{V_m}{E_m} B_3 + \frac{Q_m}{E_m} C_3 + \sigma_d \quad (6)$$

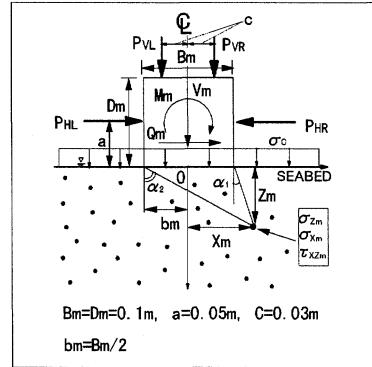


図-4 着目要素点の地盤内応力を再現させるための本実験における外力の載荷法

σ_0 と σ_d は、静水圧と変動水圧に相当する等分布荷重と正弦波荷重である。 $A_1 \sim A_3, B_1 \sim B_3, C_1 \sim C_3$ は模型地盤における Boussinesq 及び Cerrutti 解から得られる係数である。地盤内の角度 α_1, α_2 (図-1 参照) は、実地盤と模型地盤との要素が幾何学的に相似な位置関係にあれば同一の値をとることから、 $A_1 \sim A_3, B_1 \sim B_3, C_1 \sim C_3$ としては実地盤で得られた係数を模型地盤にも適用することができる。

これらの地盤内応力を誘発させるために、図-4 に示すような模型構造物と外力を考えた。外力は鉛直ロッド (左側: P_{VL} , 右側: P_{VR})、水平ロッド (左側: P_{HL} , 右側: P_{HR}) 及び等分布荷重 σ_0 、正弦波荷重 σ_d と

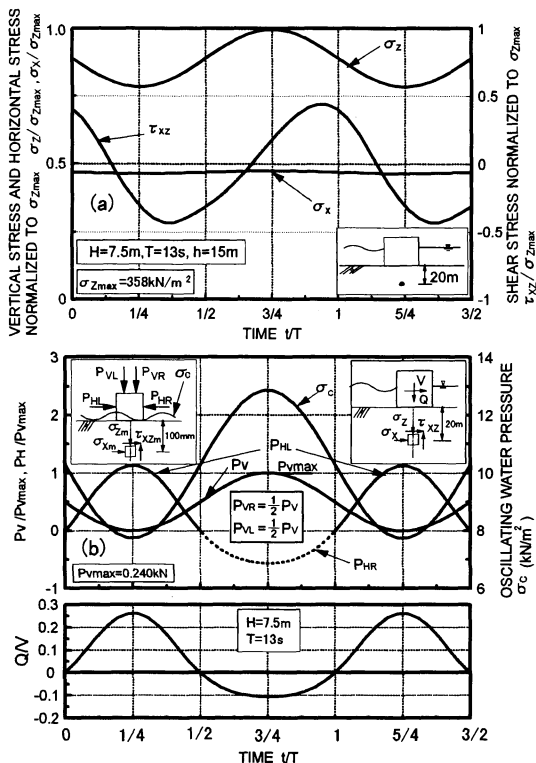


図-5 (a) 実海域にある構造物直下の着目要素点における地盤内応力、(b) 着目要素点の地盤内応力を生じさせるための本実験における荷重分担力

しての変動水圧によって与えている。

図-5 (a), (b)には、実海域にある構造物に波高 $H=7.5m$ 、周期 $T=13s$ の波浪が作用した場合の構造物直下20mの要素に生じる地盤内応力と、その地盤内応力を模型構造物直下100mmの要素において再現させるために必要な各ロッドの分担力と変動水圧の経時変化を示している。なお、波浪は左側から作用させている。(a)図の各地盤内応力は、鉛直応力の最大値 σ_{zmax} により正規化しており、前述の波浪条件を用いて算出すると、この値は $\sigma_{zmax}=358kN/m^2$ になる。また、(b)図の P_{Vmax} は、鉛直荷重ロッドによって与えられる鉛直荷重の最大値であって、変動水圧 σ_c 以外の分担力は、この値で正規化して示した。(b)図には実海域における水平荷重 Q と鉛直荷重 V の比 Q/V の値も併せて示している。(a)図から、構造物直下のせん断応力は、外力の組合せによらず両振り状態になることが注目される。この(a)図の応力-時間関係を満たすように、(b)図に示す実験での分担力が決定された。この関係を満たすことができ、かつ前述の仮定が正しいとすれば、着目点における地盤内応力は要素の応力状態として再現できたことにな

る。また、外力として変動水圧(正弦波荷重)が載荷されていることから、着目要素には変動水圧が間隙水圧として与えられている。すなわち、本実験で得られた間隙水圧値は、要素試験と同様に、要素内に生じた間隙水圧値を示すことになる。

(b)図より、水平ロッドでは左右の分担力(プラスが左側ロッド:実線、マイナスが右側ロッド:点線)に差が現れていること、鉛直ロッド及び変動水圧の分担力の変化は、ほぼ規則的な波形となっていることが注目できる。さらに、各ロッド間では同位相になっていることも特徴的である。また水平荷重と鉛直荷重の比 Q/V -時間関係では、波浪の進行にともない特徴的な変化が現れていることも非常に興味深い。このように各ロッドの分担力がほぼ規則的な波形を示すこと及び同位相になることの实用上のメリットは、実験の制御のし易さ及びそれに伴う実験精度の向上を計れるところにある。

以上のように、本模型試験では地盤内の任意の要素における力学応答が調べられていることになる。

3. 模型試験装置

図-6は、上述のような考えに基づいて試作した模型土槽装置ならびに同制御装置を示している。従来、波浪力-構造物-地盤の相互作用問題を扱った研究では、波浪力を水平荷重に置換えて議論する研究が多いが、波浪力-構造物の相互作用から生じる外力を考える上では、これらのことは厳密ではない。これらの問題を解決するために、本研究では波浪力から伝わる外力を鉛直・水平荷重装置と正弦波荷重を与える変動圧載荷装置、および模型砂層を圧密し任意の有効応力状態にするための拘束圧装置¹⁵⁾を用いている。

土槽の内寸法は、長さ2,000mm、深さ700mm、奥行き600mm、砂層の深さ400mmであり、その前面及び側面には厚さ20mmの高強度ガラスが設置されている。また、土槽の平面ひずみ条件を保証するために補強剛性外枠を取付けている。龍岡ら¹⁶⁾は模型支持力実験に影響を及ぼさない模型構造物の幅 B 、長さ L 及び模型土槽の奥行き W の関係(L/B 、 W/B)を示している。本装置ではその条件を満たすように $L/B=5.8$ 、 $W/B=6$ とした。また、模型構造物の幅 $B=100mm$ に対して、Prandtlの支持力解から得られる塑性流動域が満足されるように本土槽幅を設計している。

模型地盤は、豊浦標準砂($\rho_s=2.65g/cm^3$ 、 $\rho_{dmax}=1.648g/cm^3$ 、 $\rho_{dmin}=1.354g/cm^3$)を頂角 30° 、高さ640mmのサンドホッパーから落下させる方法¹⁷⁾で作製している。この空中落下法では、砂層上面からサンドホッパーのスリット底部までの距離を800mm、移動速度を

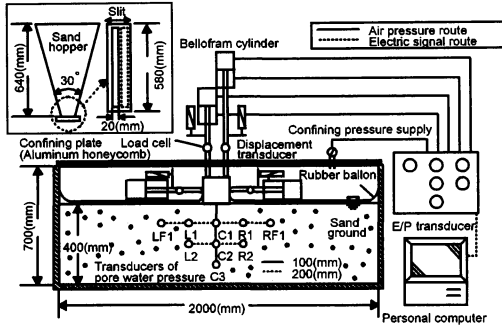


図-6 繰返し力載荷装置と二次元平面ひずみ模型土槽

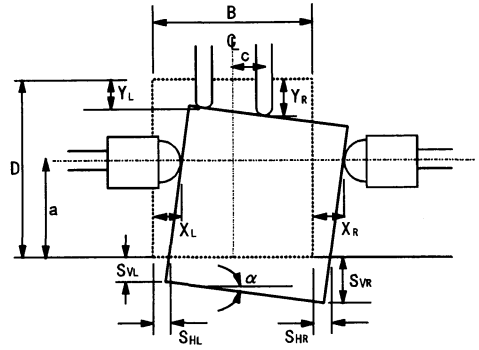


図-7 本試験における変形の定義

20cm/sに保ちながら、スリット幅を調整することにより約25~95%の相対密度 D_r を有する均一な地盤を得ることが可能になっている。地盤の均一性は地盤内の任意点に密度測定用のモールドを設置して確かめられ、所定の精度内にあることが示されている¹⁸⁾。また、模型地盤には初期構造の乱れが生じないように、水頭差1mで土槽底部8個のポーラスストーン（直径50mm）から 10^{-5} cm/sの速度で所定の時間通水を行い、飽和化を計った。なお、通水後の水面の高さは模型地盤の表面より、+5mmになるようにしている。

間隙水圧計は、図-6に示すように、模型構造物直下に100mm間隔で3個、それらを中心として左右対称に200mm間隔で6個、計9個設置されている。模型構造物は、幅100mm、高さ100mm、奥行き580mm、重量0.127kNの直方体であって、基礎底面と砂層との接触面を完全粗とするため底面にサンドペーパー（G120）が貼付けられている。

土槽上面に高強度かつ軽量の拘束板（アルミ・ハニカムサンドイッチパネル）を設置することによって、土槽内を密閉し、砂層表面上（水面）に直接変動圧を載荷できるようになっている。この変動圧は、E/P変換器によって設定圧から任意の振幅で正弦波変動荷重としての空圧を載荷することにより与えられている。また、模型地盤上にはrubber ballon(厚さ $t=1.5$ mm)も設置可能となっており、これを介して模型地盤に圧密履歴を与えることが可能となっている。

模型構造物には、上述の解析結果から得られた所定の荷重及び種々の条件下における荷重を鉛直・水平各2本のロッドを介して正弦波として与えられている。

また図-7に示すように、変位は左右の沈下量 S_{vL} 、 S_{vR} 及び水平移動量 S_{HL} 、 S_{HR} であり、それぞれ卓越する方の変位量を S_{vMajor} 、 S_{HMajor} と定義している。

本試験では、構造物と外力の基本的な相互作用条件下における地盤の力学挙動を調べるために、図-8に示すような繰返し鉛直載荷試験（Cyclic Vertical Loading Test：以下CVLと略称）及び水平載荷試験

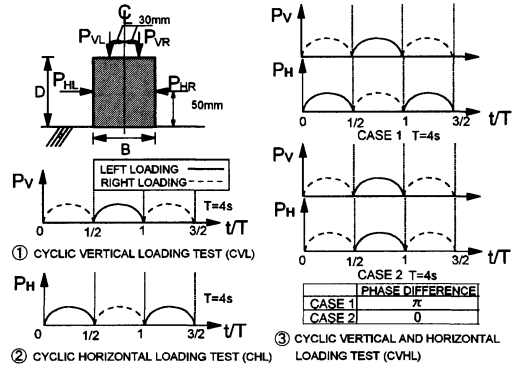


図-8 各試験の載荷方法

（Cyclic Horizontal Loading Test：以下CHLと略称）を行っている。また、地盤の動的力学挙動に及ぼす外力の組合せの違いの影響を調べるために、繰返し鉛直・水平組合せ載荷試験（Cyclic Vertical and Horizontal Loading Test：以下CVHLと略称）も併せて行った。なお、載荷周期はいずれの場合も $T=4$ sである。

各試験の具体的な手順を以下に示す。たとえば、CVL試験（①参照）では模型構造物に繰返し鉛直荷重を2本の鉛直ロッド（ P_{vL} 、 P_{vR} ）から半正弦波として左右交互に与え、CHL試験（②参照）では水平ロッド（ P_{HL} 、 P_{HR} ）2本により半正弦波荷重をCVL試験と同様な方法で与えた。また、CVHL試験（③参照）では鉛直ロッドと水平ロッドの位相を半周期変化させた場合（CASE1）及び鉛直ロッドと水平ロッドを左右同時に与えた場合（CASE2）について試験を行っている。

4. 試験結果と考察

（1）繰返し鉛直、水平載荷試験（CVL、CHL試験）

図-9（a）、（b）は相対密度 D_r が50と80%における繰返し鉛直載荷（CVL）試験結果を示している。整理は、繰

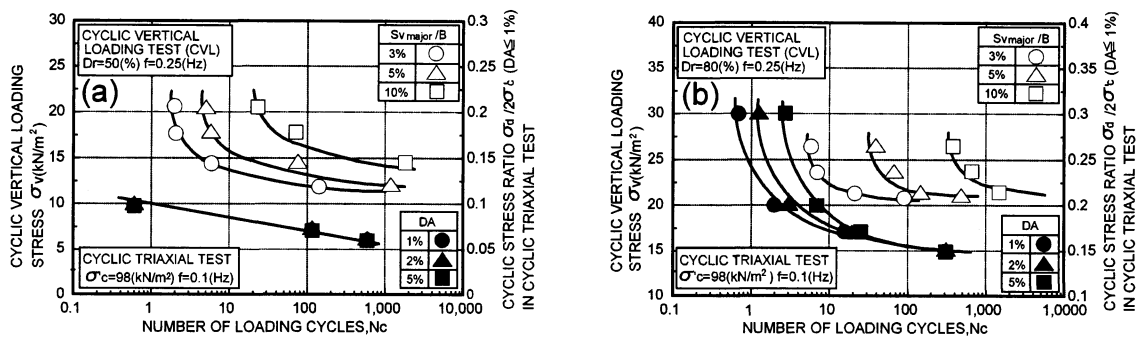


図-9 繰返し鉛直載荷(CVL)試験における繰返し応力と繰返し回数との関係：(a)Dr=50%, (b)Dr=80%

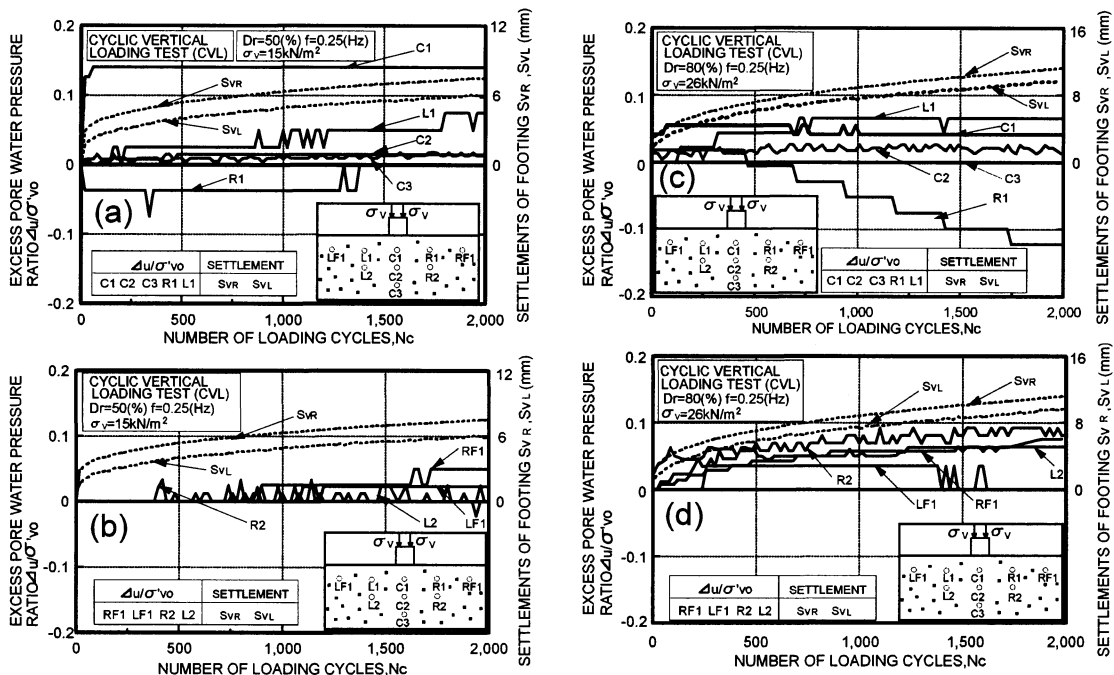


図-10 繰返し鉛直載荷(CVL)試験における間隙水圧挙動と沈下量との関係：(a), (b)Dr=50%, (c), (d)Dr=80%

返し応力 σ_v と所定の沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ に至るに必要な繰返し回数 N_c との関係に基づいている。なお指標は異なるが、繰返し三軸試験の結果(軸ひずみが1%に至るまでの平均せん断応力比と繰返し回数の関係)¹⁹⁾も併せてプロットしている。ここで、沈下量比とは構造物の沈下量 $S_{V_{major}}$ を構造物の幅 B により正規化したものである。一般に構造物を設計する上では不同沈下量が重要な指標となりうる²⁰⁾が、実験から得られる値が小さいことや変形の進行にともなってこの値は減少していくこと²¹⁾、防波堤等の防波構造物の使用目的上、天端高の変化が特に重要であること、等の理由により簡便な計測が可能である沈下量を変形のパラメータとして採用している。図より、相対密度に関わらず、繰返し

三軸試験のような室内要素試験と同様な傾向が得られていることが明確である。このことは、波浪のような繰返し力を受ける構造物支持地盤内の動的力学挙動は室内要素試験と同様な整理法が可能であることを示唆するものである。

図-10(a), (b), (c), (d)は、発生間隙水圧挙動と変形挙動を調べるために、載荷回数 $N_c=2,000$ 回までの発生間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{v0}$ と沈下量 S_{VR} , S_{VL} の経時変化を示したものである。ここで発生間隙水圧比は発生間隙水圧 Δu を初期有効鉛直応力 σ'_{v0} により正規化したものである。いずれも、載荷の進行にともない間隙水圧は敏感な反応を示しているが、全体的に明確な蓄積傾向にはない。間隙水圧の応答は地盤が深くなるほど鈍くなり、

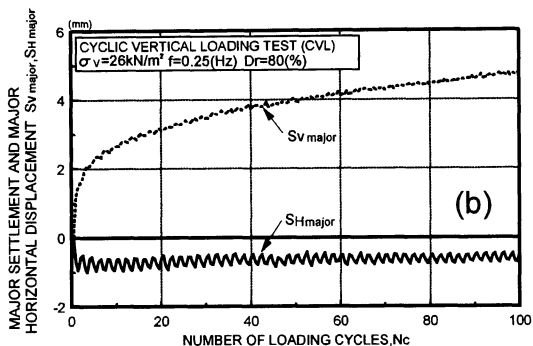
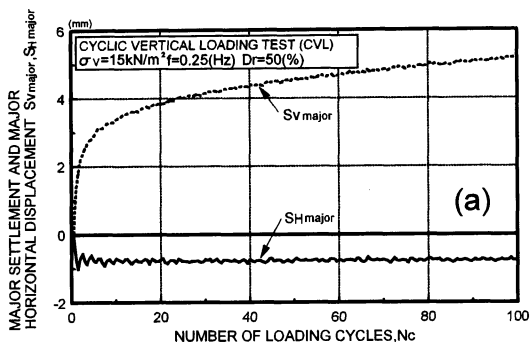


図-11 CVL試験における水平移動量と沈下量の経時変化：(a)Dr=50%，(b)Dr=80%

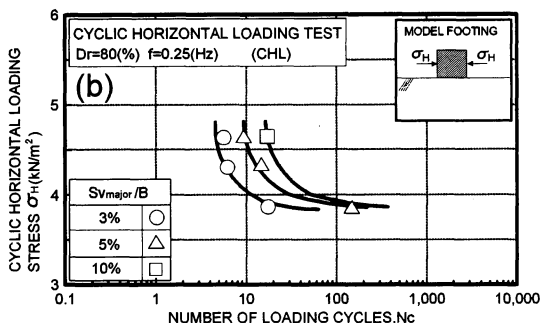
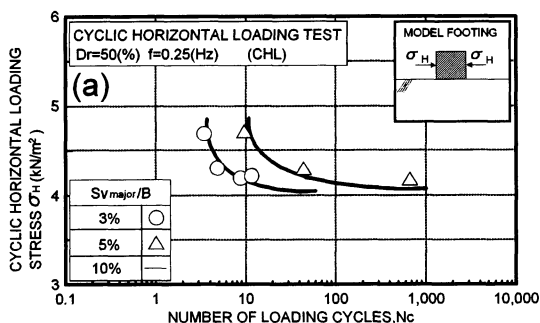


図-12 繰返し水平荷重(CHL)試験における繰返し応力と繰返し回数との関係：(a)Dr=50%，(b)Dr=80%

地盤表面より200mm以下ではほとんど応答しないようである。また左右に設置した間隙水圧計の値は、卓越した沈下方向とは逆の方向に蓄積される傾向がみられ、特に相対密度 D_r が80%において、その傾向が顕著に現れている。例えば、構造物が右側に卓越して沈下している(c)図では、沈下に追従してL1の間隙水圧値が上昇し、逆にR1では負の間隙水圧が蓄積している。このように沈下の進行にともなう間隙水圧の発生は、側方流動にともなう砂地盤内のダイレイタンス特性をよく説明したものとなっている。このことから、このような繰返し荷重と構造物の相互作用によって誘発される地盤の破壊は、側方流動型に属するようになるのではないと思われる。

図-11(a),(b)は、CVL試験における構造物-地盤の変形の特徴を、荷重回数 $N_c=100$ までの沈下量及び水平移動量 S_{Vmajor} 、 $S_{Hmajor}-N_c$ 関係として示されている。ここで、水平移動量は右向きを正にしている。CVL試験のような左右対称な繰返し鉛直荷重を荷重しても、模型構造物の水平移動量は必ずどちらかの方向に変形が卓越し、その後定常的な変形挙動を示すようである。特に本試験の場合では、荷重1波目が右側から荷重されていることによって、左側に変形の履歴が残

り、その後一定値になるような傾向にある。また、相対密度の違いによる変形挙動の変化はあまり顕著ではない。

図-12(a),(b)は、繰返し水平荷重(CHL)試験結果を繰返し応力 σ_H と所定の沈下量比 S_{Vmajor}/B に至るに必要な繰返し回数 N_c の関係としてCVL試験と同様に、示したものである。CHL試験においてもCVL試験及び室内要素試験と同様な整理法が可能であることがわかる。

図-13(a),(b),(c),(d)は、発生間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{V0}$ と左右の沈下量 S_{VL} 、 S_{VR} の経時変化を示している。これらの図から、沈下の進行にともなう発生する間隙水圧は、CVL試験で得られた結果と同様に、徐々に蓄積される傾向にある。CHL試験のような荷重応力レベルが小さい場合においてさえ、地盤の沈下(変形)にともなう間隙水圧が発生している事実は、加わる外力のみの評価ではなく、地盤の変形量によって評価した方が敏感に間隙水圧挙動を把握できることを示唆しているかもしれない。

図-14(a),(b)は、CHL試験における構造物-地盤の変形挙動を荷重回数 $N_c=100$ までの沈下量及び水平移動量 S_{Vmajor} 、 $S_{Hmajor}-N_c$ 関係について整理したものである。なお、水平移動量は右向きを正にしている。図よ

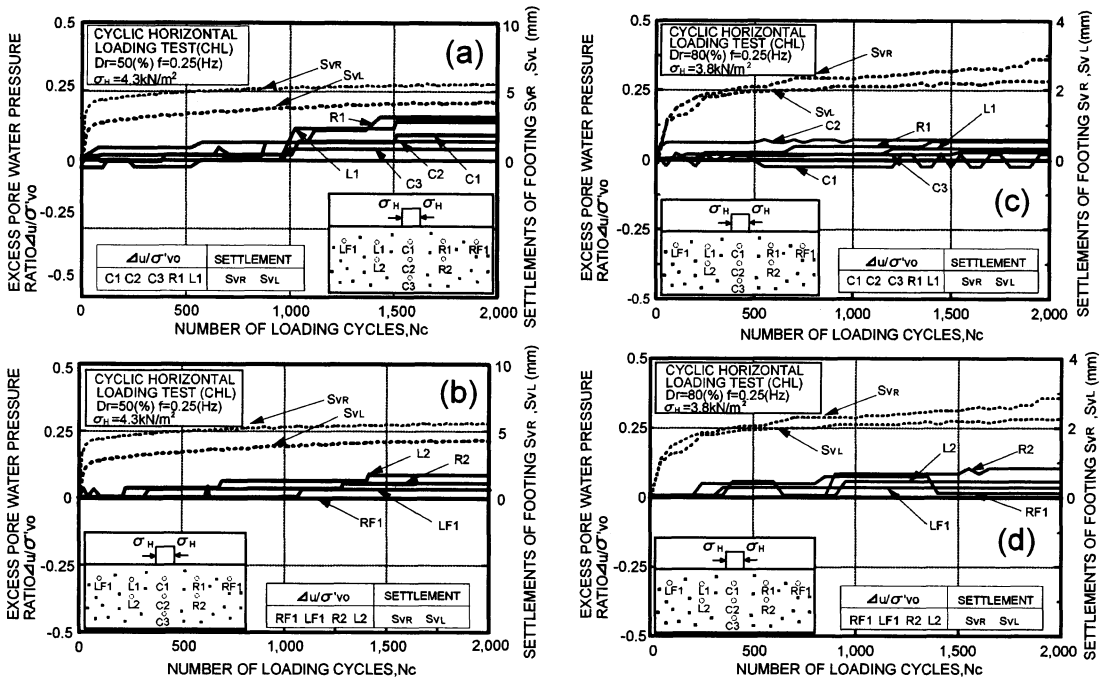


図-13 繰返し水平載荷(CHL)試験における間隙水圧挙動と沈下量との関係：(a), (b)Dr=50%, (c), (d)Dr=80%

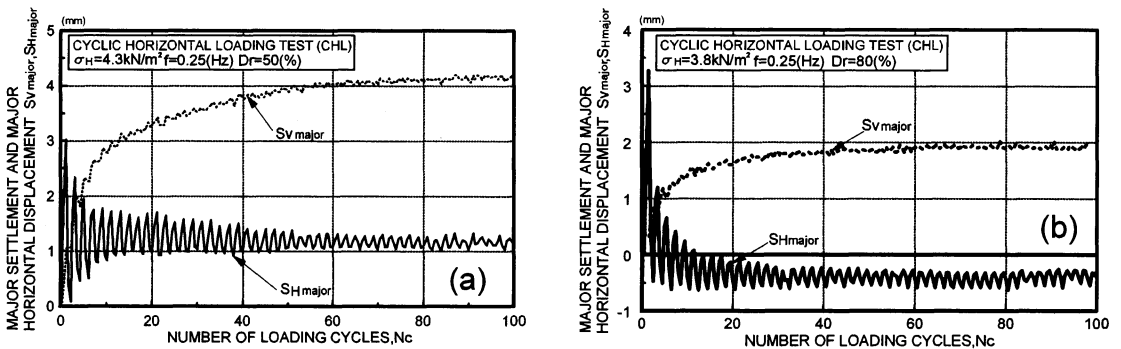


図-14 CHL試験における水平移動量と沈下量の経時変化：(a)Dr=50%, (b)Dr=80%

り、水平移動量は載荷1波目に最大値を示し、その後、CVL試験と同様に定値におさまるようである。また、地盤密度が小さいほど変形履歴の影響は大きく、1波目の変形挙動の影響をかなり強く受けるようである。このことは、波浪場のように水平荷重が支配的な場合(特に滑动破壊が生じるような場合)は外力の作用した初期段階の変形性状の評価が極めて重要であることを示している。

図-15は、破壊形態をさらに詳細に調べるために、CHL試験における $N_c=2,000$ 回までの最大水平移動量($S_{Hmajor}max$)をその時の沈下量 S_{Vmajor} で正規化した値と

繰返し水平応力 σ_H を模型構造物の自重 σ_w により正規化した値との関係で示されている。相対密度の違いに関わらず、ある応力(本模型試験では $\sigma_H/\sigma_w \approx 2$)を境に急激に水平移動量が卓越していることがわかる。これはこの応力を境として沈下モードから滑动モードに変化していることを意味しており、外力レベルによって異なる破壊形態になることを示すものである。なお、これらの応力比 σ_H/σ_w は通常より高い値となっているが、それは水平応力の載荷点が構造物中心であるために、モーメントの影響が強く現れてこのような高い値になったものと推測できる。よって地盤の破壊の

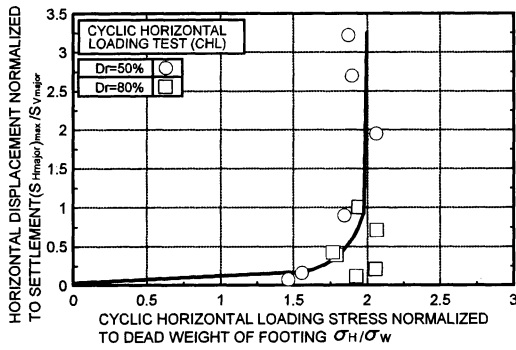


図-15 荷重レベルの違いによる破壊形態の変化

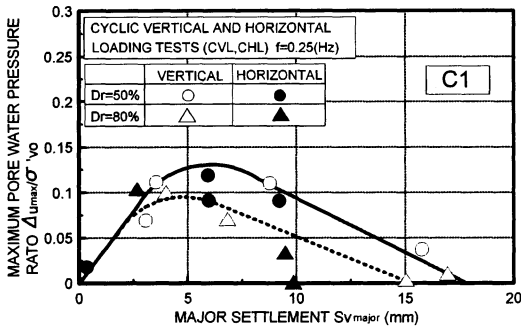


図-16 CVL, CHL試験における発生間隙水圧と沈下量との関係

メカニズムを明らかにするためには、特に破壊モードの把握が大切であることを示唆する事実である。

次に両試験から得られた結果に基づいて、模型地盤での変形挙動と間隙水圧挙動の関連性を調べた。図-16は構造物直下100mm地点 (C1点: 図-6参照) における最大間隙水圧比 $\Delta u_{max} / \sigma'_{v0}$ とその時の沈下量 S_{vmajor} との関係を示したものである。外力の作用条件に関わらず、発生間隙水圧と沈下量には、一義的な関係が存在していることがわかる。また、相対密度により多少の変化は見られるが、ほぼ同様な傾向が得られるようである。なお、間隙水圧はある沈下レベル ($S_{vmajor} \approx 6\text{mm}$) を境に増加傾向から減少傾向になることも注目すべき事実である。このことは、原位置においても沈下量-間隙水圧の相関関係が得られれば、比較的簡便に計測できる沈下量を用いることによって、間隙水圧の蓄積-消散過程をある程度推定できることを示すものであろう。

(2) 繰返し鉛直・水平組合せ載荷試験 (CVHL試験)

図-17(a)は、外力の作用方向と大きさが動的強度に与える影響を調べるために、繰返し鉛直・水平組合せ載荷 (CVHL) 試験 (図-8参照) で得られた結果を示している。ここでは、構造物底部中心に生じるモーメント M と所定の沈下量比 S_{vmajor} / B に至るに必要な繰返し

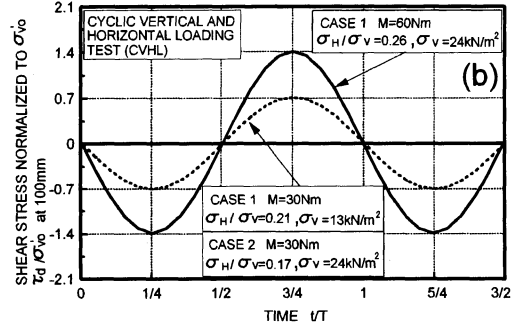
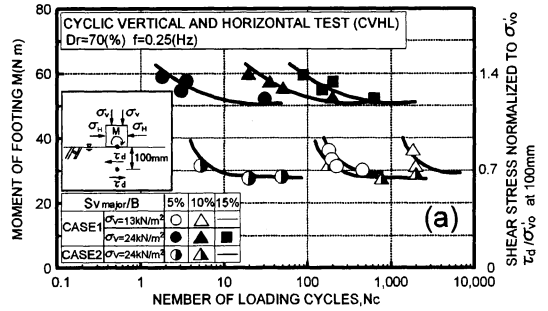


図-17 繰返し鉛直・水平組合せ載荷 (CVHL) 試験における、(a) 繰返し応力と繰返し回数との関係、(b) せん断応力振幅の経時変化

回数 N_c の関係で整理している。なお、モーメントは鉛直ロッドと構造物中心までの距離 (=30mm) と水平ロッドと模型地盤までの距離 (=50mm) から算出された載荷荷重値 ($P_v = \sigma_v \cdot A$, $P_H = \sigma_H \cdot A$, ここに A は模型構造物の底面積及び側面積 580cm^2) により求めた。相対密度 D_r は70%である。図にはモーメントに対応した構造物直下100mm地点に生じるせん断応力 (Boussinesq及びCerrutti解から算出) を初期有効鉛直応力 σ'_{v0} で正規化した値も併せて表記している。CASE1及びCASE2は、前述のように (図-8参照)、構造物に生じるモーメントが各々最大及び最小の組合せとなるように、鉛直応力 $\sigma_v = 13\text{ kN/m}^2$ または 24 kN/m^2 を正弦波で与え、水平応力 σ_H を種々変化させて実施したものである。図より、CASE1ではモーメントが増加すれば所定の沈下に至るに必要な繰返し回数は減少することがわかる。これはCVLとCHL試験の場合と同様である。しかしながら、CASE1の $\sigma_v = 13\text{ kN/m}^2$ の場合とCASE2の $\sigma_v = 24\text{ kN/m}^2$ の場合では、モーメントが同一 ($M = 30\text{Nm}$) であるが、繰返し回数に明確な差が生じている。このことを調べるために、図-17(b)はCASE1の $\sigma_v = 13\text{ kN/m}^2$ の場合とCASE2の $\sigma_v = 24\text{ kN/m}^2$ における構造物直下100mm地点のせん断応力振幅比 τ_d / σ'_{v0} を経時変化で示したものである。図中には、比較のためにCASE1の $M = 60\text{Nm}$, $\sigma_H / \sigma_v = 0.26$ の τ_d -時間関係を示している。CASE1とCASE2の載荷方法の違いによるせん断応力の発生に相違は認められない。

両者の違いは構造物に与えた水平応力と鉛直応力の比 σ_H/σ_V だけである。したがって、図-17(a)の結果は同一せん断応力(モーメント)になる条件でも荷重の組合せの違い(作用方向の違い)が繰返し回数に影響を与えていることを示すものである。例えば、CASE1では σ_H/σ_V が0.21に対してCASE2では0.17となり、鉛直方向に比べて水平方向の応力の貢献が少ないCASE2の方が、繰返し回数は少なくなっている。このように、比較的小さな外力差が強度挙動に影響を与えている事実を考慮すれば、繰返し力を受ける構造物-地盤系の破壊を評価するためには、外力の大きさに加えてその作用方向の把握が重要であると言えよう。

5. 結論

本研究では、波浪のような繰返し力を受ける構造物・地盤系の動的相互作用問題を二次元平面ひずみ模型土槽装置を用いて調べた。特に、構造物直下の地盤内応力の解析及び外力の作用方向の貢献度を調べた。得られた結論は以下の通りである。

- (1) 防波堤のような構造物を支持する地盤の構造物直下のせん断応力は、外力の組合せ条件によらず両振り状態となる。
- (2) 波浪場で生じるような外力を鉛直方向、水平方向に分担させて行った実験では、繰返し三軸試験のような室内要素試験と同様な整理法が可能であることが示された。なお、このような外力と構造物との相互作用によって生じる地盤の破壊は、外力の大きさや組合せによってその破壊モードは種々変化するが、基本的に側方流動的に破壊が進行していくようである。
- (3) 波浪場にある構造物のように、外力との相互作用が複雑な場合でも、せん断応力の評価は重要である。せん断応力が同一レベルでも、外力の作用方向により地盤の動的力学挙動は著しく異なることが示された。

謝辞：本研究を進めるにあたり、実験及びデータ整理に元室蘭工業大学大学院生 瀧本 聖吾氏(現 (株)テトラ)、萩原 淳平氏(現 (株)北海道電力)、萩原 義雄氏(現 鉄建建設(株))ならび現大学院生 長谷 一矢君の協力を得た。また、(株)エコー 副社長 田中 則男氏には貴重な討論を頂いた。なお、本研究の一部に文部省科学研究費奨励研究(A)(No.08750599)の補助が与えられた。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

1) 鹿島達一, 今泉正次, 戸田泰和: 被災事例から見た防波

- 堤・防波護岸の波浪被災特性, 海岸工学論文集, Vol.33, pp.626-630, 1986.
- 2) 五明美智男, 堀和彦, 高山知司, 寺内深, 高橋重雄: ブロック被覆堤の安定性に関する現状調査, 海岸工学論文集, Vol.42, No.2, pp.901-904, 1995.
 - 3) Lee, K.L. and Focht, J.A.: Liquefaction potential at Ekofisk tank in North Sea, *ASCE, GTI*, Vol.109, No.4, pp.1-18, 1975.
 - 4) Nataraja, M.S. and Gill, H.S.: Ocean wave - induced liquefaction analysis, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.109, No.4, pp.573-590, 1983.
 - 5) Ishihara, K. and Yamazaki, A.: Analysis of wave - induced liquefaction in seabed deposits of sand: *Soils and Foundations*, Vol.24, No.3, pp.85-100, 1984.
 - 6) 酒井哲郎, 畑中克也, 間瀬馨: 波浪による海底地盤内間隙水圧変動解の適用性と地盤の液状化条件, 土木学会論文集, No.470, II-13, pp.41-49, 1990.
 - 7) Zen, K. and Yamazaki, H.: Mechanism of wave-induced Liquefaction and densification in seabed, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, pp.90-104, 1990.
 - 8) Zen, K. and Yamazaki, H.: Field observation and analysis of wave-induced Liquefaction in seabed, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.4, pp.161-179, 1991.
 - 9) Jeng, D.S.: Wave-induced liquefaction potential at the tip of a breakwater: an analytical solution, *Applied Ocean Research*, Vol.18, pp.229-241, 1996.
 - 10) Sekiguchi, H., Kita, S., Sassa, S. and Shimamura, T.: Generation of progressive fluid waves in a geocentrifuge, *Geotechnical testing Journal, ASTM*, Vol.21, No.2, pp.95-101, 1998.
 - 11) Fung, Y.C.: Foundations of solid Mechanics, *Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.*, pp.195-197, 1965.
 - 12) Yamamoto, T., Koning, H.L., Sellmeijer, H. and Hijum, E.V.: On the response of a poro-elastic bed to water waves: *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.87, No.1, pp.193-206, 1978.
 - 13) Madsen, O.S.: Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed: *Geotechnique*, Vol.30, No.4, pp.377-393, 1978.
 - 14) 萩原淳平: 波浪による海洋構造物の沈下機構の研究, 室蘭工業大学修士学位論文, 1995.
 - 15) 三浦清一, 田中則男, 近藤淑郎, 川村志麻, 佐藤勝弘: 消波構造物を支持する地盤の流動化機構に関する研究, 海岸工学論文集, Vol.42, pp.1016-1020, 1995.
 - 16) 龍岡文夫, 生原修, 福島伸二, 川村大蔵: 模型砂地盤の浅い基礎の支持力と要素試験強度の関係について, 砂質土及び砂地盤の変形・強度の評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.141-148, 1984.
 - 17) Miura, S., Toki, S. and Tanizawa, F.: Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation - strength behaviors of anisotropic sand, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.2, pp.58-74, 1984.
 - 18) 瀧本聖吾: 繰返し荷重を受ける飽和砂層の支持力・変形に関する研究, 室蘭工業大学修士学位論文, 1994.
 - 19) 土質試験の方法と解説: 土質工学会, pp.421-446, 1990.

20) 建築基礎構造設計指針：日本建築学会，pp. 156-163, 1988.

る地盤・構造物系の変形挙動と評価，第31回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 945-946, 1996.

21) 川村志麻，三浦清一，横浜勝司，萩原義雄：波浪を受け

(1998. 1. 5 受付)

MECHANICAL BEHAVIOR OF SAND BED BENEATH A STRUCTURE SUBJECTED TO CYCLIC LOADING

Shima KAWAMURA, Seiichi MIURA, Shoji YOKOHAMA and Masahiro MIYaura

The present study aims to clarify the mechanical behavior of a sand bed-structure system subjected to cyclic loadings such as wave forces. In order to simulate an element of ground beneath a structure in maritime field, a series of theoretical analysis and model tests were carried out. It was found that 1) the shear stress induced in the ground beneath a structure by wave forces changes with the depth and occurs at a perfectly reversal condition despite of the combinations of external forces, 2) the strength behavior of the ground obtained from the model test has similar tendency to that of cyclic triaxial test and 3) the directions of the external forces play an important role on evaluating the mechanical behavior of the sand bed.