

# 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

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

<sup>1</sup>正会員 室蘭工業大学講師 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町27-1)  
E-mail: skawamura@mmm.muroran-it.ac.jp

<sup>2</sup>フェロー会員 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)  
E-mail: s-miura@eng.hokudai.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 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)  
E-mail: yokohm@eng.hokudai.ac.jp

繰返し力を受ける異方性砂地盤の変形特性を調べるために、二次元平面ひずみ模型土槽と種々の荷重を載荷可能な装置を用いた一連の実験が行われた。得られた結果から、構造物に正弦波的な繰返し力が作用し、ロックングを生じるような場合には、繰返し力によって変化する最大主応力方向 $\alpha$ と地盤の堆積方向 $\beta$ とのなす角 $\psi(=|\beta-\alpha|)$ がある値(本試験の豊浦砂では約 $40^\circ$ )に最も近い堆積方向に、構造物は沈下・傾斜することが明らかにされている。また、繰返しに伴う変形の卓越方向を支配する要因が詳細に検討されている。

**Key Words** : fabric anisotropy, sand, cyclic load, deformation, model test

## 1. まえがき

生活空間の拡大によって、より厳しい環境条件下における高度な検討が要求されている。今後、構造物基礎の設計が性能設計に移行することを考慮すると、様々な視点から構造物・地盤系の力学挙動を詳細に検討する必要がある。

本研究では、繰返し荷重場の支持力-変形特性に及ぼす堆積構造異方性の影響を詳細に調べている。この構造異方性が単調載荷場における地盤の支持力-変形特性に影響を及ぼすことは、多くの研究者<sup>(例えば)1-4)</sup>によって明らかにされているものの、繰返し荷重条件下にある構造異方性の影響を定量的に議論した研究は限られている。

過去の研究において、筆者らは単調中心載荷条件下あるいは単調偏心載荷条件下の支持力-側方変形特性に及ぼす構造異方性の影響を観察・定量化しており、異方性、密度および構造物幅によらない変形パラメータの提案を試みている<sup>5),6)</sup>。また、そのパラメータを基本にして、沈下量から側方変形量<sup>7)</sup>や支持力動員度<sup>6)</sup>の推定式を提案し、式の有用性を検討している。さらに、単一方向の繰返し荷重条件下における異方性砂地盤の破壊時の強度は、単調載荷

条件下のものとはほぼ同値であることを実験的に明らかにしている。結果として、既往の研究より提案されているM(モーメント)-V(鉛直力)空間の破壊規準<sup>(例えば8)-11)</sup>は、構造異方性と地盤密度、単調および繰返し載荷等の載荷条件にかかわらず、適用可能であることを明らかにしている<sup>5),6)</sup>。

ここでは、さらに波浪のような繰返し力を受けて構造物がロックングしながら沈下する場合において、構造異方性が強度-側方変形特性に及ぼす影響を明らかにしている。特に、我国においても大水深防波堤や沖合構造物の建設が多くなってきており、沿岸域の構造物-地盤系の安定性を評価することが重要視されていることから、本研究では波浪のような繰返し力を受ける構造物支持異方性砂地盤の変形の特徴およびその沈下・傾斜方向決定の支配要因の把握を目指した。

## 2. 試験装置と模型地盤作製方法

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 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、模型構造物の沈下・傾斜にとまう地

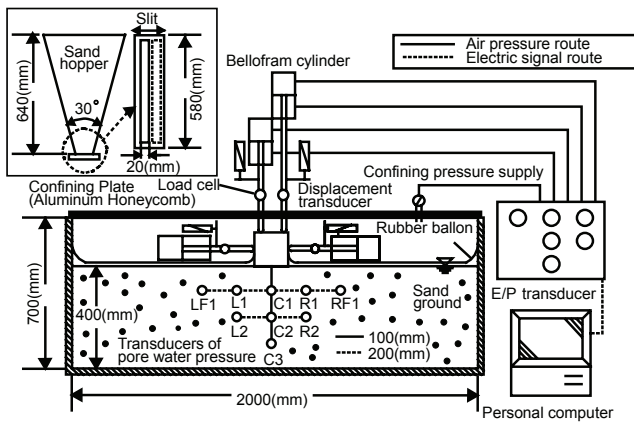


図-1 試験装置図

盤の変形挙動が観察できるようになっている。また、二次元平面ひずみ条件を満足させるために補強桁が設置されており、試験中の土槽本体の剛性が確保されている。なお、本研究ではグリース塗布などによる土槽側面の摩擦除去は行っていない。载荷装置は静的载荷装置と繰返し载荷装置（鉛直方向、水平方向）および構造物周辺地盤の変動水圧を再現するための変動圧载荷装置からなり、後述する繰返し交互载荷試験では繰返し鉛直载荷装置を、波浪力再現試験では静的载荷装置を除いた全ての装置を駆使して試験を実施している。なお、装置の詳細は川村ら<sup>12),13)</sup>に詳しい。

模型地盤は、豊浦砂 ( $\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmax}=1.648\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmin}=1.354\text{g/cm}^3$ ) 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<sup>14)</sup>。ホッパー底部には最大 20mm まで変えられるスリットが取り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。

種々の異方性地盤は、以下の手順により作製されている。なお、本研究における異方性とは、重力下で堆積した砂地盤で形成される初期構造異方性を指している<sup>15)</sup>。

- (1) 二次元平面ひずみ模型土槽を所定の角度  $i$  まで傾斜させ、模型地盤の深さが 400mm になるように豊浦砂を堆積させる（図-2(a)参照）。
- (2) 土槽端部には、傾斜角を可変可能（鉛直方向より  $0^\circ \sim 90^\circ$  まで）なステンレス製の板をサンドホッパー底部に取付け、砂を堆積させている（図-2(b)参照）。なお、落下高さ 800mm ( $D_r=80\%$  の時、スリット幅 4mm) を基本に作製するが、右側壁部からおおよそ 200mm の部分ではこれが難しいので、落下高さを低下させスリット幅を減少 ( $D_r=80\%$  の

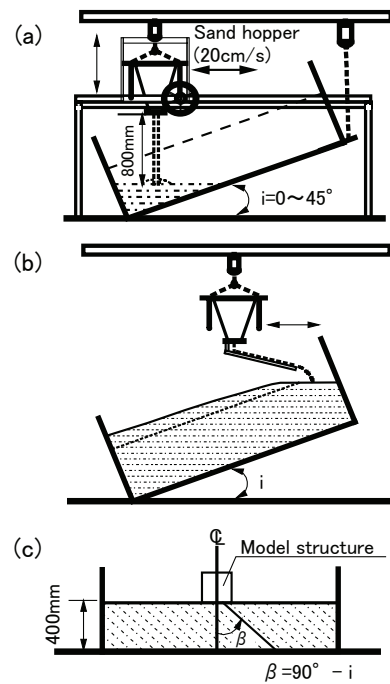


図-2 異方性地盤の作製方法

時、スリット幅 3mm) させて、所定の密度を確保するようにしている。いずれにしても、この影響が残る可能性があるので、Terzaghi の支持力解から得られる塑性域がこの範囲内に入らないように構造物の設置位置を中心から左側に 100mm 移動させて、試験を行っている。

- (3) 堆積後、模型土槽を水平に戻す。その後地盤の乱れが生じないように余分な砂を取り除き、地盤の表面を整える（図-2(c)参照）。

本研究では、鉛直方向と堆積面とのなす角  $\beta$ （反時計回りを正）が  $45^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $90^\circ$  になるように地盤を作製した。相対密度  $D_r$  は 50% と 80% である。地盤の均一性は地盤内に密度測定用のモールドを設置して確かめられている<sup>13)</sup>。

砂層作製後、土槽底部に設置された 8 個のポラスストーン（直径 50mm）から動水勾配 0.01 の下で地盤の堆積構造を乱さないように通水し、飽和化を図った。

模型構造物は、幅 100mm, 高さ 100mm, 奥行き 580mm, 質量 13.2kg の直方体を用いている。その底面には、地盤との接触面を完全粗とするため、サンドペーパー (G120) が貼り付けられている。

地盤内の側方変形量は直径 1.9mm のスパゲッティ<sup>12)</sup> を模型構造物の底端点から鉛直方向に 25mm 間隔で左右対称に 4 本挿入することにより、計測されている。スパゲッティは、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）から実験を開始している。試験中、スパゲッティをビデオカ

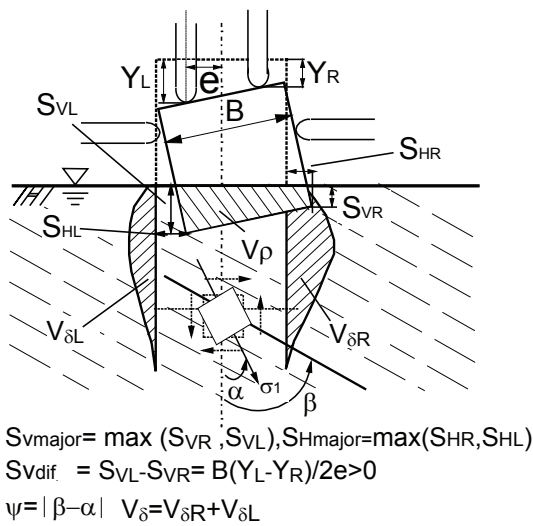


図-3 変形の定義

メラで撮影し、それらを深さ方向 25mm 毎に、定点測定することによって地盤内の側方変形量を把握している。

本研究では、構造物・地盤系の安定性を評価する指標として、以下のようなパラメータを採用している。図-3 に示すように、構造物左右の沈下量と滑動量を  $S_{VL}$ ,  $S_{VR}$ , と  $S_{HL}$ ,  $S_{HR}$  とし、それぞれ卓越する方を  $S_{Vmajor}$  と  $S_{Hmajor}$  (左向きを正) とした。また、沈下量の差を不同沈下量  $S_{Vdif}$ . ( $=S_{VL} - S_{VR} > 0$ ) と定義している。さらに、スパゲッティの側方変位した部分の面積と模型構造物の沈下した部分の面積から、単位奥行き当たりの体積として側方変形土量  $V_{\delta}$  ( $mm^3/mm$ ), 沈下土量  $V_{\rho}$  ( $mm^3/mm$ ) を算出している。この側方変形土量と沈下土量を地盤内変形の指標としている<sup>5,6</sup>。後述する波浪力再現試験では、図-1 に示すように 9 個の間隙水圧計 (C1, C2, C3, R1, R2, L1, L2, RF1, LF1) を地盤内に設置し、間隙水圧を計測している<sup>10</sup>。

また、異方性を表す尺度として、最大主応力方向  $\alpha$  と堆積面  $\beta$  とのなす角  $\psi (=|\beta - \alpha|, \text{ただし } 0^\circ < \psi < 90^\circ)$  を考察に用いている (図-3 参照)。繰返し偏心荷条件下では、構造物直下の要素の主応力方向は常に変化する。本研究では、Boussinesq 解や Cerrutti 解から地盤内の鉛直応力、水平応力、せん断応力を算出<sup>6,12,13</sup> し、最大主応力方向  $\alpha$  を決定している。なお、算出にあたっての構造物底部の荷重分布は川村ら<sup>13</sup> に詳しい。これらの応力を直接計測すること、および異方性地盤における厳密な応力の推定は困難であることから、地盤を等方弾性体と仮定して応力を求めている。また、以下の議論では、構造物底部と地盤との境界付近の応力状態は対象としていない。さらに、この  $\alpha$  は深さ方向によって変

化する。単調荷試験で得られた塑性くさびの頂点が構造物直下約 100mm 地点であること<sup>5,6</sup>、およびその形状が塑性域の発達の仕方に影響を及ぼすことが過去の研究<sup>6</sup> より明らかにされていることから、100mm 地点の  $\alpha$  を代表値として用いている。例えば、後述する繰返し交互荷試験の場合 (偏心度  $e/B=0.3$ ) の  $\alpha$  は、 $9.1^\circ$  になる<sup>6</sup>。

### 3. 試験方法

行った試験の荷重方法を図-4 (a), (b) と (c) に示す。(a) 図は繰返し交互荷試験 (Cyclic Alternate Loading Test; CAL 試験と略称) を示したものである。図示のように、CAL 試験では偏心度  $e/B=0.3$  の下で半正弦波荷重  $P_v$  を模型構造物に左右交互に与えている。荷重方向が地盤の強度-変形特性に変化を及ぼす可能性があるため、荷重 1 波目の方向が左側から始まる試験 (CAL-L) と右側から始まる試験 (CAL-R) の 2 ケースを実施している。なお、図は CAL-L のものである。また、各試験の周期  $T$  は 4 秒である<sup>13</sup>。ここで、偏心距離  $e$  は模型構造物の中心から荷重点までの距離と定義され、試験開始時の偏心度  $e/B$  が  $\pm 0.3$  (左向きを正) になるように設定されている。例えば、波浪場にある大型重力式構造物の場合、偏心度は風、海流、波浪や船舶及び氷塊の衝突によって 0.25 以上になることが多いとの報告<sup>10</sup> から、それを 0.3 としている。また、波浪のような水平方向の荷重を考慮することで任意の荷重傾度 ( $=\tan^{-1}(H/W)$ ,  $H$ : 水平荷重,  $W$ : 構造物の重量) を設定できるが、この荷重傾度を変化させることによって、沈下が卓越する変形モードから滑動が卓越する変形モードに移行する可能性があり、変形モードの定量的な評価が難しくなることから、ここではその影響を考慮していない。

一方、過去の研究<sup>12,13</sup> では、波浪荷重を再現した 1g 場の模型試験 (Wave-reproduced Test; WRT と略称) を実施している。1g 場の模型実験では相似則を満たす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、1g 場の模型実験は重要な示唆を与えるものである。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と仮定し、このような方法を採用した。以下に、この模型試験の概要とその方法を示す。

対象とした海岸構造物は、幅  $B$ , 高さ  $D$  とともに 20m の無筋コンクリート製のケーソン直立堤である。

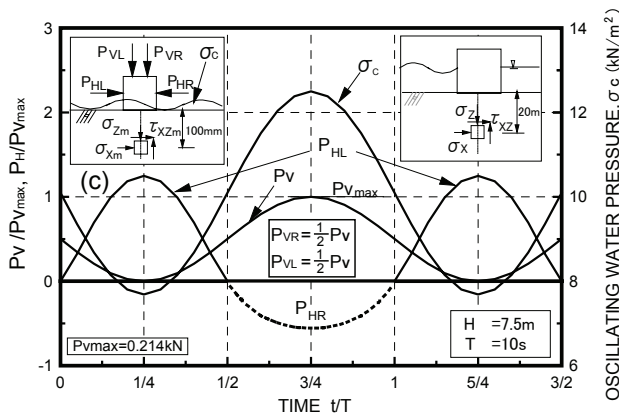
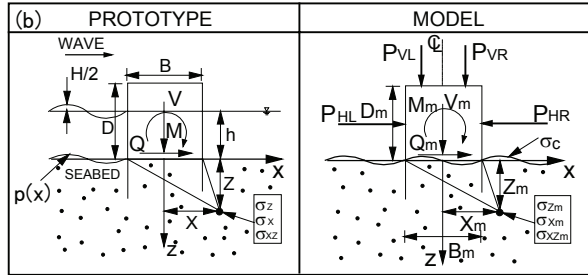
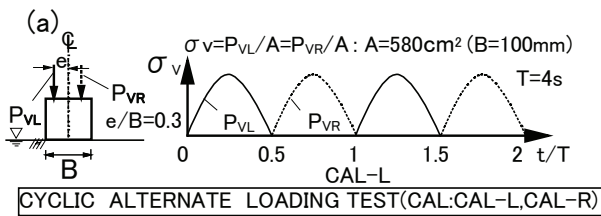


図-4 試験方法: (a) CAL 試験, (b) WRT 試験の概念図, (c) WRT 試験の荷重方法

太平洋沿岸に襲来する 50 年確率波から求めた波浪条件<sup>12,13</sup>に基づいて、図-4(b)に示すような外力を仮定した。ここで構造物に作用する外力は、モーメント  $M$ 、鉛直力  $V$ 、水平力  $Q$  および海底面に作用する変動水圧  $p(x)$  である。過去の研究では、波浪力によって生じる実地盤内の鉛直応力  $\sigma_z$ 、水平応力  $\sigma_x$ 、せん断応力  $\tau_{xz}$  を、Boussinesq 解と Cerrutti 解から算出しており、実地盤内で生じる経時変化<sup>13</sup>を把握している。

これらの地盤内応力を模型における鉛直力  $V_m$ 、水平力  $Q_m$ 、モーメント  $M_m$  および正弦波応力  $\sigma_c$  によって生じさせることができれば、要素の応力状態は再現できることになる。本研究では、図-4(b)に示すような模型の外力（分担力：鉛直ロッド左側； $P_{VL}$ 、右側； $P_{VR}$ 、水平ロッド左側； $P_{HL}$ 、右側； $P_{HR}$  および空気変動圧による  $\sigma_c$ ）が採用された。

模型実験では、実地盤と模型地盤内間の要素の応力 ( $\sigma_{zm}$ ,  $\sigma_{xm}$ ,  $\tau_{xzm}$ ) を一致させるため、式(1)を満足させるように、 $P_{VL}$ ,  $P_{VR}$ ,  $P_{HL}$ ,  $P_{HR}$  及び  $\sigma_c$  を適切に組合

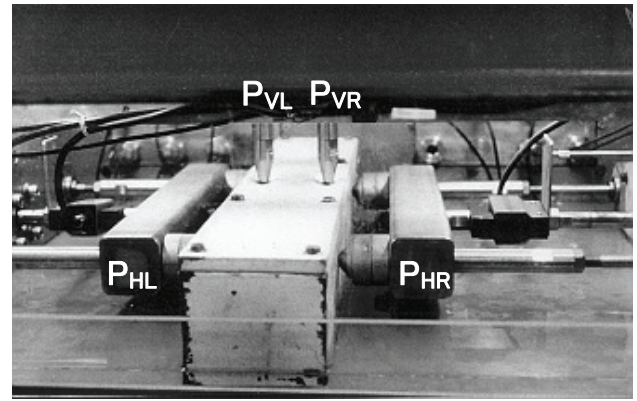


写真-1 WRT 試験における  $P_{HL}$  と  $P_{HR}$ ,  $P_{VL}$  と  $P_{VR}$  の荷重状態  
せ、模型構造物に与えている。

$$\left( \frac{\sigma_z}{\sigma_{z \max}}, \frac{\sigma_x}{\sigma_{x \max}}, \frac{\tau_{xz}}{\sigma_{z \max}} \right) = \left( \frac{\sigma_{zm}}{\sigma_{zm \max}}, \frac{\sigma_{xm}}{\sigma_{xm \max}}, \frac{\tau_{xzm}}{\sigma_{zm \max}} \right) \quad (1)$$

ここで  $\sigma_{z \max}$  は波浪 1 周期中の鉛直応力の最大値を示す。

図-4(c)は、一例として水深  $h=15\text{m}$ 、周期  $T=10$  秒と波高  $H=7.5\text{m}$  の波が無筋コンクリート製の直立堤（高さ  $20\text{m}$ 、幅  $20\text{m}$ ）に左側から作用した場合を想定した模型実験での分担力 ( $P_{HL}$  と  $P_{HR}$ ,  $P_{VL}$  と  $P_{VR}$ ,  $\sigma_c$ ) を示したものである。なお、写真-1 は模型構造物に外力としての鉛直荷重 ( $P_{VL}$  と  $P_{VR}$ ) と水平荷重 ( $P_{HL}$  と  $P_{HR}$ ) が荷重された状態を示している。(c) 図のように、各分担力を与えることができれば、実地盤の要素の応力状態、すなわち、各応力比の経時変化<sup>13</sup>を完全に一致させることができることになる。また、水面（地表面より  $+10\text{mm}$ ）を介して変動空気圧  $\sigma_c$ （正弦波圧力）が荷重されていることから、着目要素にはこの水圧が間隙水圧として与えられている。それゆえ、本実験で得られた間隙水圧値は、要素試験と同様、要素内に生じた間隙水圧値を示すことになる。この変動水圧の位相差の影響により、地盤が軟化（液状化）することが危惧されるが、予備実験では、そのような現象は認められなかったもので、その影響は小さいものと判断している。本研究で言う波浪荷重を再現した模型試験とは、このような模型試験を指している。

本研究では、特に地盤内の沈下-側方変形挙動に着目し、波浪力を受ける構造物支持地盤の変形発達のみをメカニズムを検討している。

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ている。なお過去の単調荷重試験<sup>5,6</sup>では、構造物の幅  $B$  に対する沈下量の比  $S_{V_{\max}}/B$  が  $0.25$  以上になると基礎端部の浮き上がりを生じ、

初期の偏心度が満足できなくなるために、繰返し載荷条件においても  $S_{V_{major}}/B$  は 25% までとしている。

#### 4. 試験結果と考察

##### (1) 波浪荷重を再現した模型試験(WRT)の構造物—地盤系の变形特性

はじめに、波浪荷重を再現した模型試験の試験結果について述べる。図-5は、波浪場の構造物—地盤系の力学挙動を確認するために、堆積角 $\beta=90^\circ$ 、相対密度 $D_r$ が50%と80%における地盤の結果<sup>12)</sup>を示している。結果の整理は、波高 $H$ と所定の沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ (沈下量/構造物幅)に至るのに必要な繰返し回数 $N_c$ との関係に基づいている。また同図には、Boussinesq解とCerrutti解から算出したそれぞれの波高に対する模型構造物直下100mm地点のせん断応力 $\tau_{xzm}$ も併記している。波高は太平洋沿岸10観測地点(観測水深 $h=20m \pm 7m$ )の観測データに基づいて算出される50年確率波の平均が $H_{1/3}=7.5m$ になる<sup>13)</sup>ことから、この値を基準にした。また、重複波の条件(水深 $h \geq 2H_{1/3}$ )を満たすように水深を $h=15m$ と決定している。さらに、暴風時の周期が一般に10秒程度であることを考慮し、周期 $T$ は10秒とした。実験では、波力を右側から作用させている。ここで、沈下量は繰返し回数 $N_c=2,000$ までにはほぼ定常状態になることから、繰返し回数は2,000回までとしている。

図より、地盤の密度にかかわらず、波浪場にある地盤は繰返し非排水せん断強度と類似した関係が得られることがわかる。

図-6は、発生間隙水圧と構造物の沈下量、滑動量の関係を示している。ここで、 $\Delta u/\sigma'_{vo}$ は、代表的にC1地点(図-1参照)の発生間隙水圧 $\Delta u$ を初期有効鉛直応力 $\sigma'_{vo}$ で正規化して示している。図より、 $S_{H_{major}}$ が正であることから、各地盤ともに構造物は左側(港内側)に滑動していることがわかる。また、沈下量 $S_{V_{major}}$ ( $=S_{VL}$ )は波力によって生じるモーメントの影響を受け、左側に卓越している。このことは他の波高においても確認されている<sup>12)</sup>。このように、水平層理( $\beta=90^\circ$ )地盤では構造物は波浪の載荷履歴の影響によって波浪の進行方向(本試験では左側)に卓越して沈下する可能性がある。

間隙水圧と地盤内土量( $V_p$ : 沈下土量、 $V_\delta$ : 側方変形土量)の変化では、載荷の進行にともなう急激な水圧の上昇は認められず、徐々に側方変形が進行していく、いわゆる進行性の変形パターンを呈していることがわかる。特に、密度による相違はあるものの、滑動量がほぼ定常になっているにもかかわらず、側方変形土量が増加している点は注目される。なお、

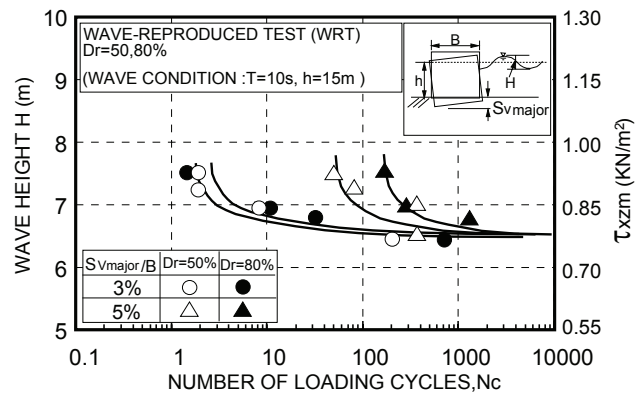


図-5 WRT 試験の繰返し強度特性

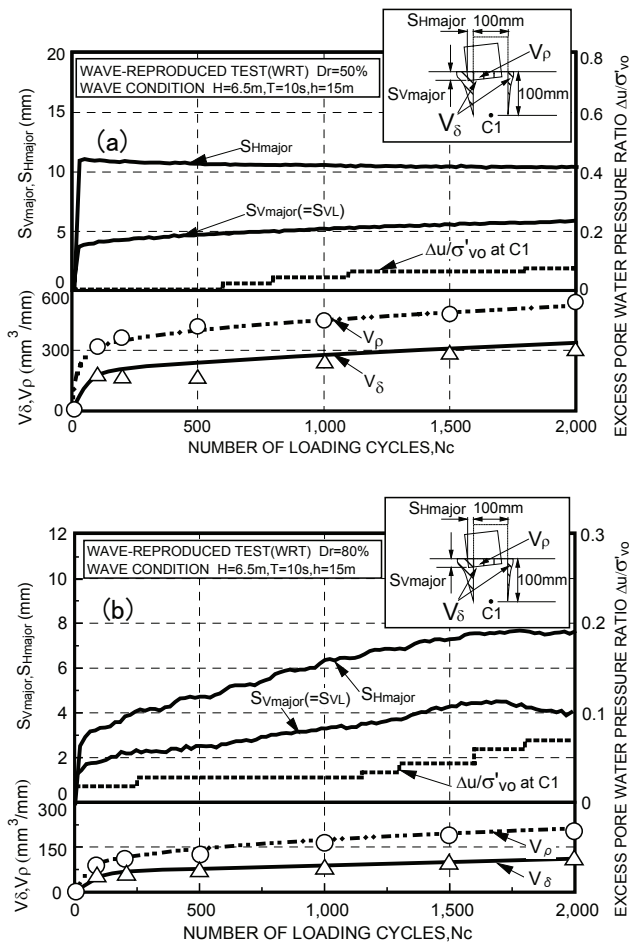


図-6 WRT 試験における変形—間隙水圧挙動  
(a)  $D_r=50\%$ , (b)  $D_r=80\%$

図示は省略しているが、他の8地点(C2, C3, R1, R2, L1, L2, RF1, LF1)の間隙水圧 $\Delta u/\sigma'_{vo}$ も0.1程度<sup>12)</sup>であり、顕著な上昇は認められなかった。

谷<sup>16)</sup>やRowe<sup>17)</sup>は、波浪のような繰返し水平荷重を受けた粘土地盤では、側方への絞り出し“Shake down”現象が起こることを実験より確認している。図-7の変形挙動からわかるように、本砂地盤においても“Shake down”挙動と明確に判断できないも

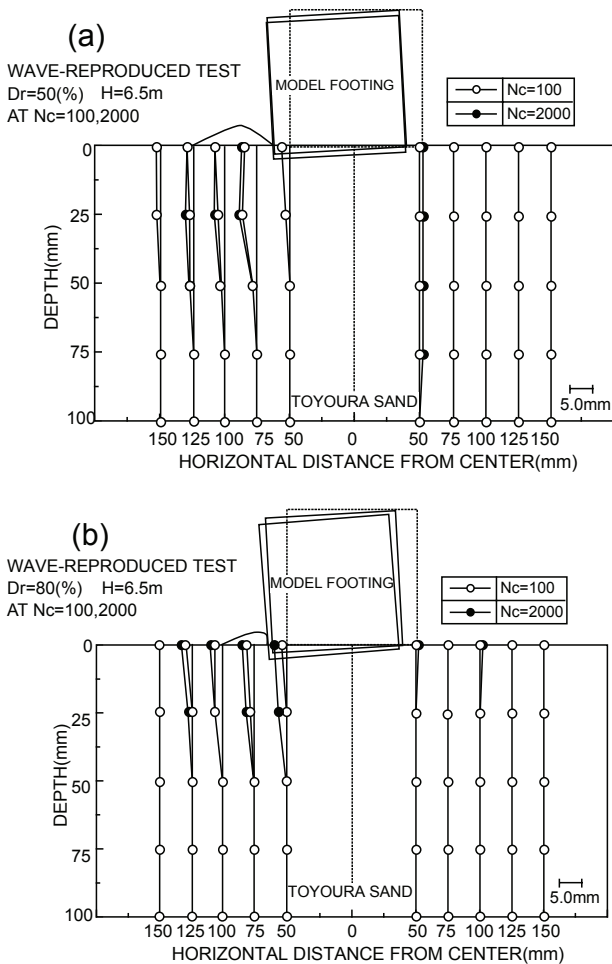


図-7 WRT 試験の地盤内変形状況：  
(a)Dr=50%, (b)Dr=80%

の、構造物の滑動後、それに類似した側方変形の発達が見られる。なお、図中の側方変位量は、得られる値が小さいことから、横縮尺25mmを5mmとして拡大して表示されている。

以上のことから、本試験の範囲では、波浪力を受ける構造物-地盤系は、構造物の滑動後、徐々に進行する進行性の側方変形挙動を示すようであり、また、その変形方向は波浪の荷重方向（履歴）の影響を強く受けることが明らかにされた。

(2) 繰返し交互荷重条件下の強度-変形特性(CAL試験)

前述のように、水平層理 ( $\beta=90^\circ$ ) 地盤では、波浪のような繰返し荷重条件下においても構造物-地盤系は進行性の側方変形を呈し、その滑動、沈下方向は外力の作用方向に卓越して生じることが明らかにされた。ここでは、まず堆積構造異方性が正弦波的な繰返し荷重を受けロッキング沈下するような構造物-地盤系の力学挙動にどのような影響を及ぼすのかを調べるために、基本的な荷重条件下での検討を行った。

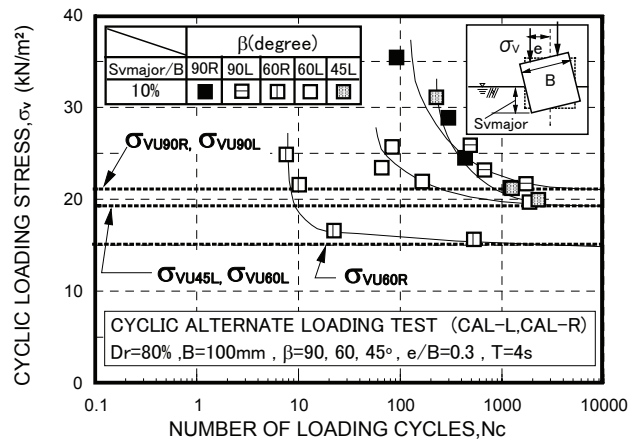


図-8 異方性と荷重方向の違いによる繰返し強度の変化

図-8は、 $Dr=80\%$ 、 $\beta=90^\circ$ 、 $60^\circ$ と $45^\circ$ 地盤における繰返し応力 $\sigma_v$ と所定の沈下量比 $S_{vmajor}/B$ に至るに必要な繰返し回数 $N_c$ との関係を示したものである。荷重1波目の方向を変化させた2種類の試験(CAL-LとCAL-R)を実施している。なお、建築基礎構造設計指針<sup>18)</sup>および既往の単調荷重試験結果<sup>5)</sup>では、 $S_{vmajor}/B=10\%$ 付近で極限支持力に至ることが示されていることから、本研究では $S_{vmajor}/B=10\%$ の収束値を繰返し強度 $\sigma_{vu}$ と定義している。

堆積構造異方性の違いによる比較では、繰返し強度に明確な違いが認められる。これは単調荷重場においても指摘されているように(例えば1)-4)、主応力方向が変化するような繰返し交互荷重試験(CAL)においても構造異方性が影響していることを示すものである。また、荷重方向の相違によって、 $\beta=60^\circ$ 地盤の強度に差が現れていることは非常に興味深い。

図-9(a), (b), (c)および(d)は、 $\beta=90^\circ$ 地盤と $\beta=60^\circ$ 地盤の沈下量 $S_{vmajor}=10, 20\text{mm}$ における地盤内変形を示したものである。 $\beta=90^\circ$ 地盤では、荷重1波目の方向の影響を受け、構造物の沈下はその方向に卓越して生じている。これは前述のWRT試験においても確認されたように、外力によって生じるモーメントの影響によって、沈下の卓越方向が決定されたものと推測される。一方、 $\beta=60^\circ$ 地盤では荷重方向の違いにかかわらず、左側に卓越して沈下している。また、側方変形挙動の比較では、若干の差は確認されるものの、各試験ともに基本的に同様の変形性状を示している。

さらに、構造物の沈下方向と異方性との関係を調べてみた。図-10は $\beta=90^\circ$ 、 $60^\circ$ と $45^\circ$ の地盤における不同沈下量の発達状況を示したものである。構造物の不同沈下量が $S_{vdiff.}>0$ のとき左側が、 $S_{vdiff.}<0$ のとき右側が卓越して沈下することを示す。 $\beta=60^\circ$ 地盤では、荷重方向の違いに起因する沈下挙動の相違は

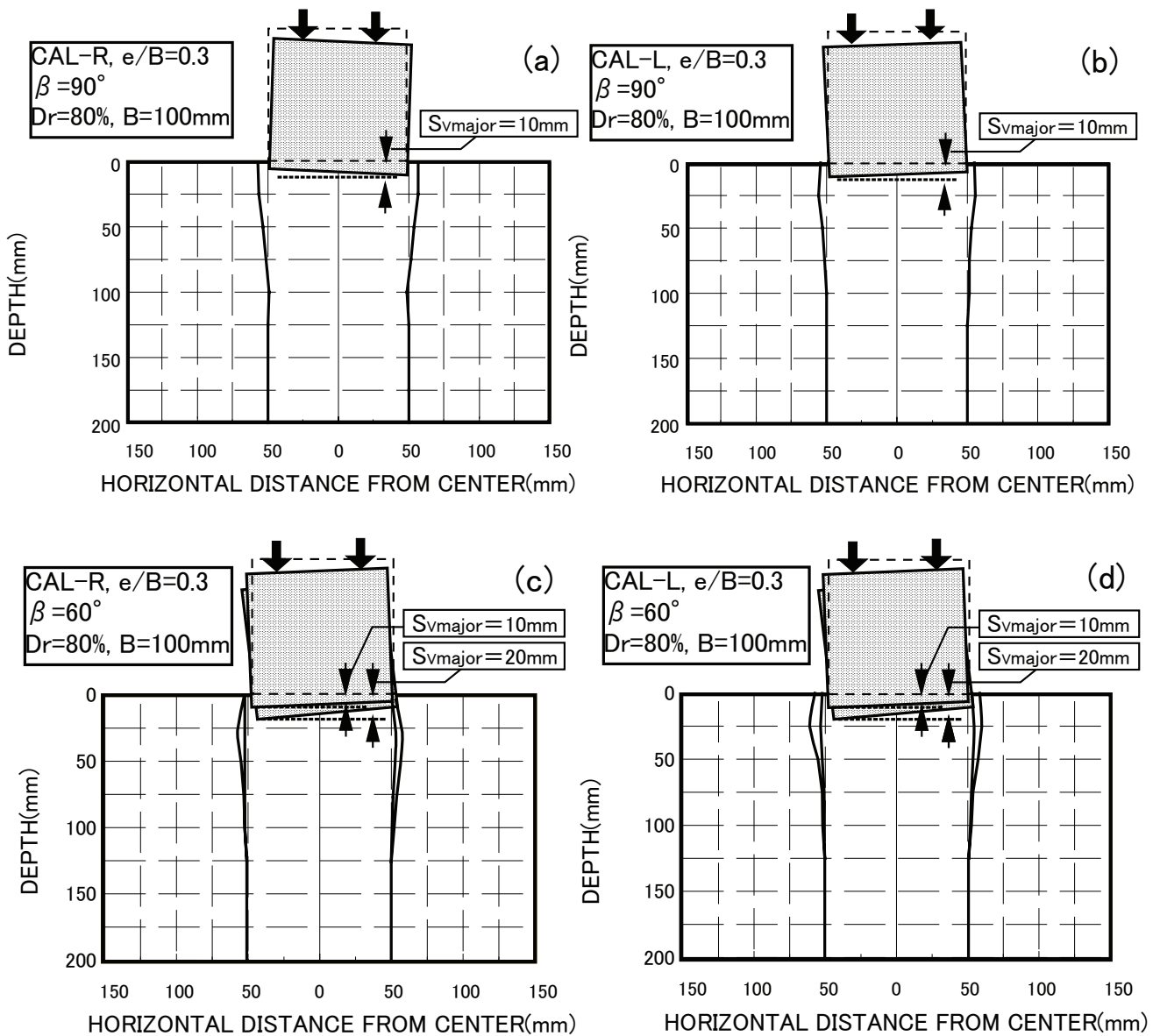


図-9 沈下-側方変形挙動：(a)  $\beta=90^\circ$  CAL-R, (b)  $\beta=90^\circ$  CAL-L, (c)  $\beta=60^\circ$  CAL-R, (d)  $\beta=60^\circ$  CAL-L

認められるものの、最終的に左側に沈下が卓越している。一方、 $\beta=45^\circ$  地盤では、右側に沈下している。これは、後述するように、構造異方性に起因する構造物下左右の変形挙動の違いに影響を受けるようである。また、 $\beta=90^\circ$  地盤では、荷重1波目の履歴が残り、その方向に卓越して沈下している。

この関係を整理したものが図-11になる。荷重応力に対する不同沈下量  $S_{\text{dif}}$  の関係としてプロットしている。図中のデータは荷重回数  $N_c=2,000$  回時のものである。 $\beta=45^\circ$  地盤では、荷重応力の増加に伴って右側に沈下している。一方、 $\beta=60^\circ$  地盤では、荷重履歴の影響によらず、構造物は左側に傾いている。不規則な繰返し荷重場では、この関係は変化する可能性はあるが、いずれにしても地盤の沈下の卓越する方向は地盤の堆積方向に強く依存してい

る。

この構造物-地盤系の沈下性状の特徴を実験的に明らかにするために、構造物底端部下の地盤内で生じている変形挙動に着目してみた。図-12 は $\beta=60^\circ$  と  $90^\circ$  と  $45^\circ$  地盤における各試験の繰返し荷重による地盤の変形係数  $E(E_L$ :左側,  $E_R$ :右側)と沈下量の代表的な関係を示したものである。ここで、変形係数は各荷重応力の増分  $\Delta\sigma_v$  をその時の鉛直ひずみ  $\Delta(S_{\text{VL}}/H_s)$ ,  $\Delta(S_{\text{VR}}/H_s)$  で除した値として定義している(挿入図参照)。なお、鉛直ひずみは沈下量を層厚  $H_s=400\text{mm}$  で除した値としているが、これは得られる模型地盤の変形係数を定性的に評価するためにひずみ量として整理したものである。なお、地盤条件が複雑に影響し、ひずみ量としての把握が困難である場合では、簡易に計測できる沈下量による整理

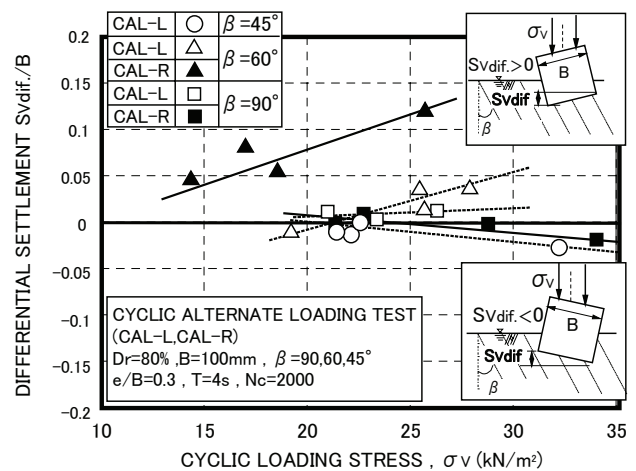
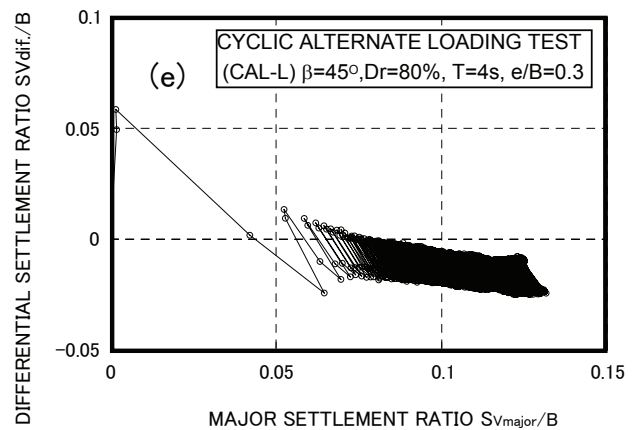
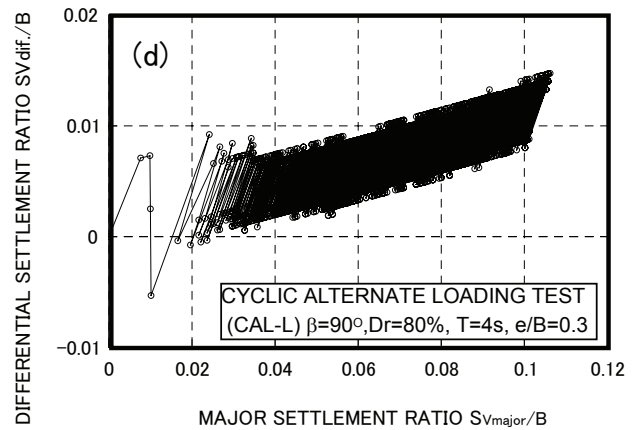
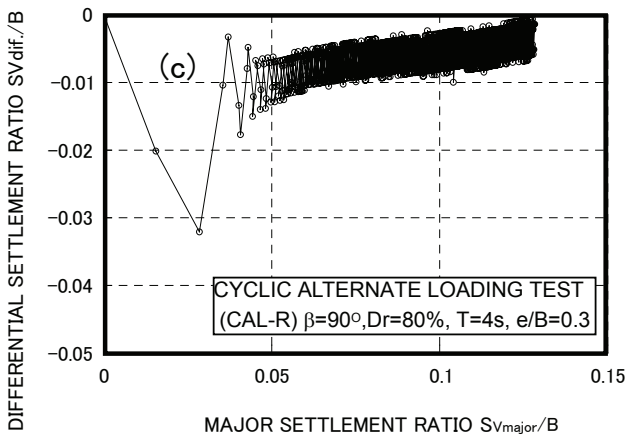
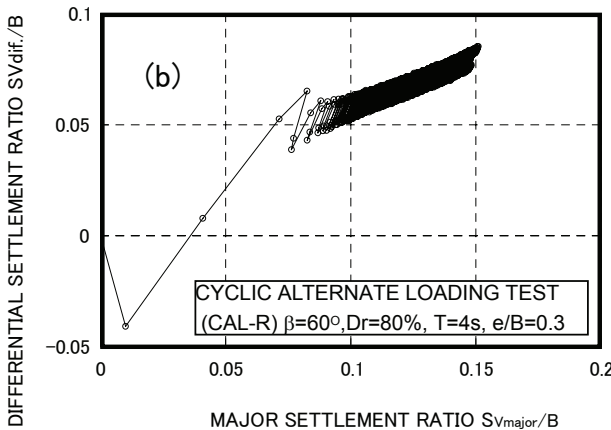
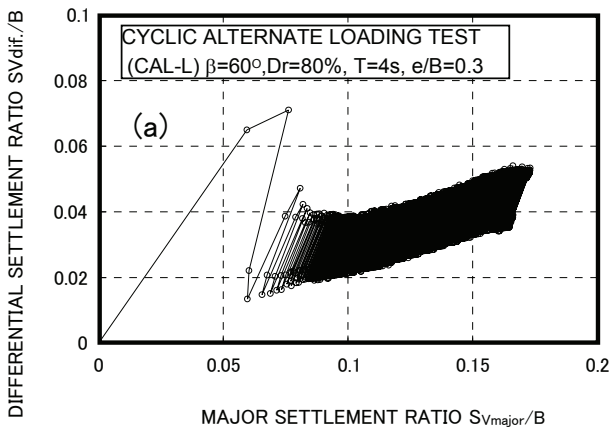


図-10 不同沈下量の発達状況：  
 (a) CAL-L ( $\beta=60^\circ$ ), (b) CAL-R ( $\beta=60^\circ$ ),  
 (c) CAL-R ( $\beta=90^\circ$ ), (d) CAL-L ( $\beta=90^\circ$ ),  
 (e) CAL-L ( $\beta=45^\circ$ )

図-11 異方性の違いによる沈下挙動の変化

が必要となる。

$\beta=60^\circ$  地盤では、荷重方向の違いによらず、塑性硬化が始まり変形係数が一定値に収束し始める沈下量は、構造物左側よりも右側の方が小さい。一方、 $\beta=90^\circ$  (CAL-R) と  $45^\circ$  地盤では、その沈下量は構造物右側よりも左側の方が小さくなるようである。また、各地盤ともに左右の変形係数に変化は認められるものの、変形方向に対する左右の変形係数の依存性は

認められなかった。このことから、本試験のような荷重条件では、構造物の沈下・傾斜方向は、構造物底端部下の地盤の塑性硬化時における変形挙動の相違に依存することが明らかにされた。

このような変形係数収束時の特徴をさらに調べてみた。図-13 は、繰返し荷重によって模型構造物直下 100mm 地点で変化する最大主応力方向  $\alpha$  (反時計回りを正) と堆積角  $\beta$  とのなす角  $\psi$  ( $\psi = |\beta - \alpha|$ , 挿入図参照) と荷重 1 波目方向の地盤の変形係数が



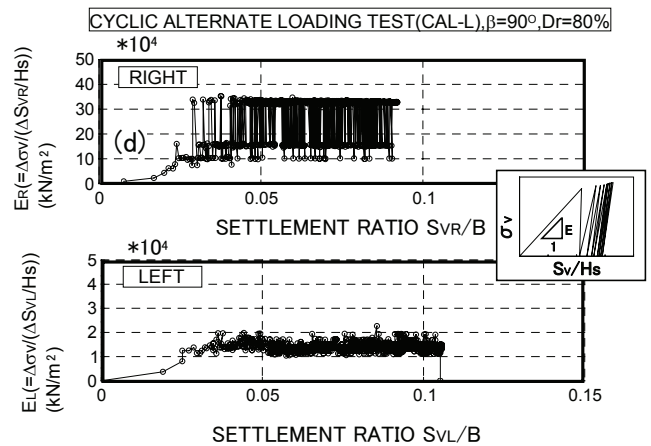
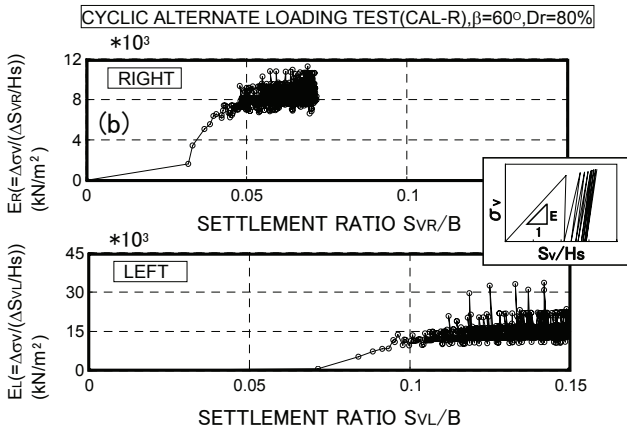
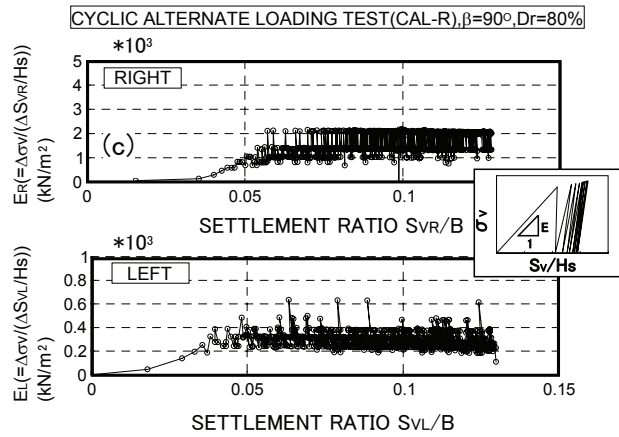
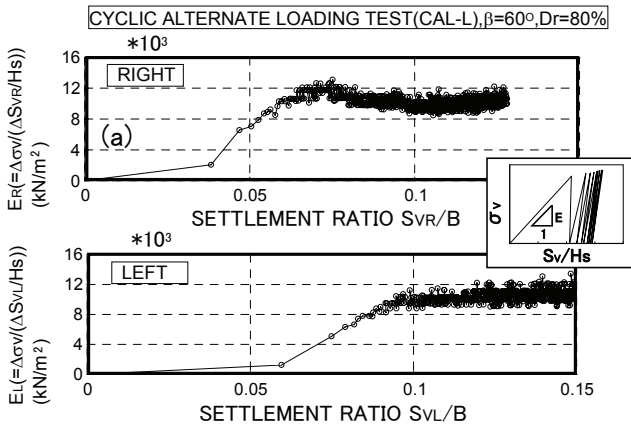


図-12 変形係数  $E_L$  (左側,  $E_R$ :右側) と沈下量との関係 :  
 (a) CAL-L ( $\beta=60^\circ$ ), (b) CAL-R ( $\beta=60^\circ$ ),  
 (c) CAL-R ( $\beta=90^\circ$ ), (d) CAL-L ( $\beta=90^\circ$ ),  
 (e) CAL-L ( $\beta=45^\circ$ )

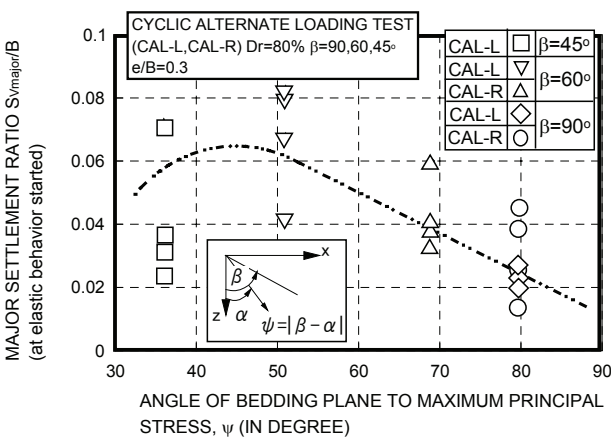


図-13  $\psi$  と塑性硬化が始まり変形係数が収束し始める時の沈下量との関係

収束した時点の  $S_{v_{major}}/B$  との関係を示している。ここで、同一  $\psi$  のデータに変動幅があるが、これは載荷応力の大きさに起因するものである。すなわち、繰返し応力と回数との関係における応力の違いを示している。例えば、各  $\psi$  の最小値は繰返し強度

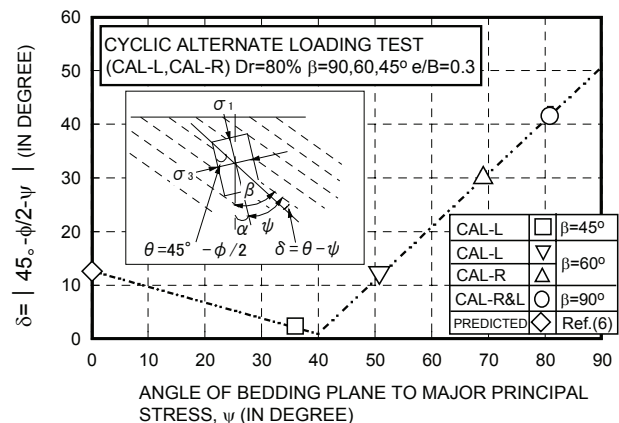
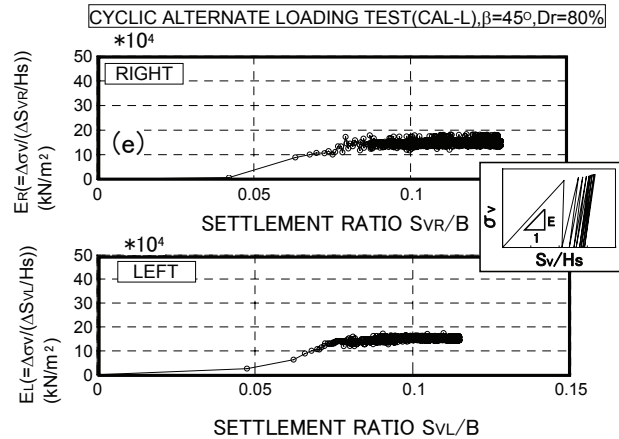


図-14  $\psi$  とすべり面との関係

$\sigma_{vu}$  (収束値)における値を示す(図-8 参照). 図より,  $\psi$ が  $90^\circ \rightarrow$ 約  $40^\circ$  では沈下量は増加し, 約  $40^\circ$  以下ではそれは減少している. この傾向は, 単調載荷や単一方向の繰返し載荷でみられた強度変化率 $-\psi$ の関係<sup>6)</sup>の傾向とほぼ同様である. この事実, 繰返し力に起因して変化する最大主応力方向 $\alpha$ と地盤の堆積面の方向 $\beta$ とのなす角 $\psi$ があるピーク値(本試験では約  $40^\circ$ )に最も近い堆積方向へ構造物が沈下・傾斜し, 支持地盤が変形することを示している.

このような変形特性に及ぼす異方性の影響は, 要素試験においても調べられている. Park & Tatsuoka<sup>19)</sup>は豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験において, せん断強度ピーク時のせん断ひずみは $\psi$ が小さくなるにつれて大きくなり, ある値でピークを示すことを明らかにしている.

Matsuoka & Ishizaki<sup>20)</sup>は平面ひずみ条件下の豊浦砂の供試体において, 最大主応力面と $\theta=45^\circ + \phi/2$ とのなす面が, 土粒子が最も平均的に滑動する面として考え, 堆積面 $\beta$  (水平面とのなす角)が $60^\circ$ において, 堆積面とすべり面とのなす角 $\delta=|45^\circ + \phi/2 - \beta|$ が極小値を示すとしている.

一方, Miuraら<sup>21), 22)</sup>は, 主応力軸の回転有無によって異方性地盤の変形特性は大きく変化することを明らかにしている. またその特徴は, Matsuoka & Ishizaki<sup>20)</sup>が示したせん断応力に対する抵抗が最も小さいと考えられる堆積面上で生じる卓越したすべりによって, 統一的な説明が可能であることを示し, その変形の予測モデルを提案している.

本模型試験では, 上記の研究において用いられている変形と強度の定義およびその計測方法が, 本研究のものとは異なっているので相互の正確な比較は出来ないが, 前述のように, 最大主応力方向と堆積面とのなす角(本研究では $\psi$ )が約 $40^\circ$ (最大主応力面から約 $50^\circ$ )で極値を示すようである. 図-14には, 過去の支持力試験から推定した $\phi$ <sup>6)</sup>に基づいて, すべり面 $\theta$ と $\psi$ との相互関係( $\delta=\theta-\psi$ )をプロットしている. なお, 繰返し強度は単調載荷試験による破壊時の強度とほぼ同等であることが明らかにされている<sup>6)</sup>ので, 同一 $\psi$ における $\phi$ を繰返し強度の $\phi$ としてプロットしている. 図より,  $\psi$ が約 $40^\circ$ において,  $\delta$ が極小値を示していることが明確である. このことは, 繰返し載荷試験においても要素試験と同様, すべり面と一致するような $\psi$ が卓越変形方向を支配する要因であることを示すものである.

以上のことから, 構造物のロッキングに起因する地盤の側方変形は, 外力の作用によって変化する最大主応力方向 $\alpha$ と堆積面方向 $\beta$ とのなす角 $\psi$ がある値に最も近い堆積方向, すなわち, すべり面と $\psi$ との

なす角が小さい方向に変形は進行することが指摘される. これは載荷履歴や堆積構造異方性に起因する構造物直下左右の変形挙動の相違に影響するものの, 基本的に粒子の配列方向が最大主応力方向に一致するような方向に変形が卓越することを示唆している.

本研究では, さらに波浪のような繰返し荷重を受ける構造物支持地盤の変形特性を把握するために, 基本的な条件の下で検討を行った.

海岸域にある砂地盤の異方的な力学特性は, 谷本ら<sup>23)</sup>によって調査されている. 彼らは須磨海岸, 芦屋海岸において PS 検層を実施し, 海岸線に対して平行と直角方向では, 異方性によってそれらのせん断剛性に顕著な違いがあることを明らかにしている.

宮本ら<sup>24)</sup>は水中堆積物の凝固・堆積過程を観察し, 堆積物低濃度重力流れでは, 土粒子群は流れの方向と鉛直下向き方向に速度をもちその粒子を徐々に堆積させながら流れていくこと, また高濃度重力流れでは, 土粒子は流れ方向にのみ速度をもち流れ底部から徐々に堆積し, 流れ表面に拡大することを明らかにした. 上記の事実に基づけば, 土粒子は流れに沿って海底地盤に堆積していることになる. それゆえ, 粒子形状を考慮すれば本研究が対象にした異方的堆積構造を有することになる.

一例として, WRT 試験で対象とした防波構造物の幾何学的条件(高さ  $D$  と幅  $B=20\text{m}$ )と波浪条件( $H=7.5\text{m}$ ,  $T=10$  秒,  $h=15\text{m}$ ), 地盤の堆積条件( $\beta=90^\circ$  地盤)を対象にすると, 構造物に作用する波力  $Q$  と最大主応力方向 $\alpha$ の関係は図-15 のようになる. ここで, 波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<sup>12), 13)</sup>. 防波構造物直下の $\alpha$ は, 前述の支持力試験と同様, 構造物幅  $B$  と同程度で塑性くさびが生じると仮定して深さ  $z=20\text{m}$  地点で算出されている. なお, 算出には Boussinesq 解と Cerrutti 解の弾性解が用いられており, それらの算出方法は川村ら<sup>12), 13)</sup>に詳しい. 図より, 波の進行に伴う $\alpha$ の変動は, 位相差はあるものの, 波力の経時変化と同様であることがわかる. 波の峰の時に $\alpha$ は港外側(プラス側)方向を, 波の谷の時に港内側(マイナス側)方向を示している.

図-16 は水平層理地盤( $\beta=90^\circ$  地盤)における防波構造物直下の $\psi$  ( $=|\beta-\alpha|$ )と波の経時変化を示している. 図より, 波の峰の時に $\psi$ は最小値を示していることがわかる. 例えば, 豊浦砂では $\psi$ が約 $40^\circ$ 以上の時に変形は $\psi$ の小さい方向に進行することが前述の結果より明らかにされていることから, 波の峰の時に港内側に不同沈下が生じ, 港外側の方向へ向かって沈下・傾斜が進行することになる. この港外側方向へ向かう構造物の沈下・傾斜は, 前述

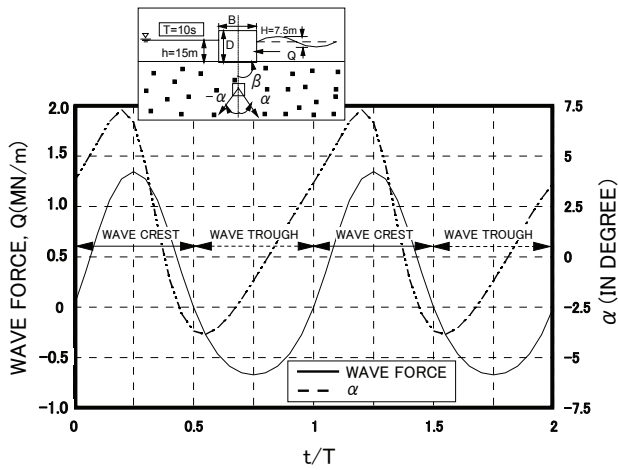


図-15 波の進行に伴う最大主応力方向 $\alpha$ の変化

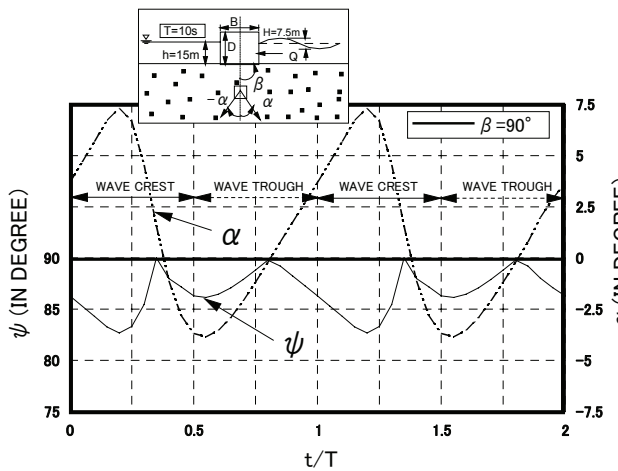


図-16 波の進行に伴う $\alpha$ と $\psi$ の変化

した波浪力再現試験の結果からも確かめられている(図-7参照)。

以上のことから、実際の海底砂地盤のように、異方性の存在が予想される場合(本試験で言う $\beta=90^\circ$ 以下の地盤)では、さらにこの傾向は顕著になると推察される。

しかしながら、構造物形式や外力条件、海底地盤条件の違いから、上述の結果は変化する可能性がある。いずれにしても、さらなる検討は必要である。

## 5. 結論

一連の模型実験と考察より次のような結果を得た。

- (1) 構造物に繰返し力が作用し、ロッキングが生じるような異方性支持地盤では、加わる外力の方向の違いによって、支持地盤の繰返し強度や沈下・変形状に変化が現れる。
- (2) 本試験で対象とした繰返し荷重条件下では、繰返し力に起因して変化する最大主応力方向 $\alpha$ と堆積面方向 $\beta$ とのなす角 $\psi$  ( $=|\beta-\alpha|$ )がある値(本

試験の豊浦砂では約  $40^\circ$ )に最も近い堆積方向に、構造物が沈下・傾斜し、支持地盤が変形する。このことから、地盤の堆積方向 $\beta$ を決定し、波浪条件から支持地盤内に生じる最大主応力方向 $\alpha$ を算出すれば、砂地盤の変形方向の推定やその変形の効率的な防止対策が可能になる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、実験及びデータ整理に室蘭工業大学卒業生 佐々木徹也、勝世佑子、石井達也、秋元智史各君の協力を得た。末筆ながら記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) Arthur, J. R. F. and Menzies, B. K.: Inherent anisotropy in a sand, *Geotechnique*, Vol.22, No.1, pp.115-128, 1972.
- 2) Oda, M.: Initial fabric and their relations to mechanical properties of granular material, *Soils and Foundations*, Vol.12, No.1, pp.17-36, 1972.
- 3) Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T. and Siddiquee, M. S. A. : 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, 1991.
- 4) Kimura, T., Kusakabe, O. and Saitoh, K.: Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge, *Geotechnique*, Vol.35, No.1, pp.33-45, 1985.
- 5) 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, 2000.
- 6) 川村志麻, 三浦清一: 種々の載荷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, 2003.
- 7) 川村志麻, 三浦清一, 横浜勝司: 波浪力を受ける海洋構造物支持地盤の異方性を考慮した側方流動変形の推定法に関する研究, 海岸工学論文集, 土木学会, Vol.48, pp.1011-1015, 2001.
- 8) Nova, R. and Montrasio, L. : Settlements of shallow foundations on sand, *Geotechnique*, Vol.41, No.2, pp.243-256, 1991.
- 9) Butterfield, R. and Gottardi, G.: A complete three-dimensional envelope for shallow footings on sand, *Geotechnique*, Vol.44, No.1, pp.181-184, 1994.
- 10) Houslyby, G.T. and Martin, C. M.: Modeling of the behaviour of foundations jack-up units on clay, *Predictive Soil Mechanics*, pp.339-358, 1993.
- 11) Okamura, M., Mihara, A., Takemura, J. and Kuwano, J.: Effect of footing size and aspect ratio on the bearing capacity of sand subjected to eccentric loading, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.4, pp.43-56, 2002.
- 12) 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

- する研究, 土木学会論文集, No.624/III-47, pp.77-89, 1999.
- 13) 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.
- 14) 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.
- 15) Oda, M.: Anisotropic strength of cohesionless sands, *Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.107, No.GT9, pp.1219-1231, 1981.
- 16) 谷和夫: 海洋構造物の支持力特性—大型重力式構造物のスカート基礎—, 土と基礎, Vol.43, No.2, pp.55-60, 1995.
- 17) Rowe, P.W.: Displacement and failure modes of model offshore gravity platforms founded on clay, *Proc. Conf. BOSS'76*, Vol.I, pp.439-448, 1975.
- 18) 建築基礎構造設計指針: 日本建築学会, pp.72-73, 1988.
- 19) Park, C. S. and Tatsuoka, F.: Anisotropic strength and deformation of sand in plane strain compression, *Proc., XIII ICSMFE*, No.1, pp.1-4, 1994.
- 20) Matsuoka, H. and Ishizaki, H.: Deformation and strength of anisotropic soil, *Proc., X ICSMFE*, No.1, pp.699-702, 1981.
- 21) Miura, K., Miura, S. and Toki, S.: Deformation behavior of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.36-52, 1986.
- 22) Miura, K., Toki, S. and Miura, S.: Deformation prediction for anisotropic sand during the rotation of principal stress axes, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.3, pp.42-56, 1986.
- 23) 谷本喜一, 野田耕, 不動亮, 野口秀喜: 砂の力学的性質測定のための簡易原位置試験, 第9回土質工学研究発表会発表講演集, pp.29-32, 1974.
- 24) 宮本順司, 佐々真志, 徳山領一, 関口秀雄: 水中堆積物の重力流れと凝固・堆積過程の観察, 海岸工学論文集, 土木学会, Vol.51, No.1, pp.401-405, 2004.

(2006. 8. 3 受付)

## EFFECT OF FABRIC ANISOTROPY ON DEFORMATION BEHAVIOR OF GROUND BEARING STRUCTURE SUBJECTED TO CYCLIC LOADING

Shima KAWAMURA, Seiichi MIURA and Shoji YOKOHAMA

The present study aims at revealing mechanical behavior of anisotropic ground beneath a structure subjected to cyclic loading. In particular, effect of fabric anisotropy on cyclic strength-lateral flow deformation behavior was investigated by using the soil box apparatus. For example, dependence of fabric anisotropy of the ground on deformation direction was evaluated quantitatively. Test results showed that deformation direction in the ground-structure system depended strongly on the depositional condition of the ground and developed in the direction of bedding plane where the relative angle  $\delta=45^\circ-\phi/2-\psi$  became the smallest in the ground.