

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

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 美瑛市宇美唄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破壊機構とその防止策について、種々の繰返し力を載荷可能な装置と二次元平面ひずみ試験土槽装置を用いて一連の実験を行い、次のような結果を得た。1) 波浪場にある地盤-構造物系の破壊は変形が徐々に進行するような側方流動型破壊を示す、2) このような地盤破壊の防止策として、構造物底部に側壁を設ける方法や地盤内に矢板を設置するような対策法は、側方流動型の破壊阻止に一定の効果が期待できるが、その効果はそれらの形状及び設置条件によってかなり異なる。本論文では、このような側方流動型破壊の基本的な阻止機構について詳細な検討が加えられている。

Key Words : cyclic load, sand bed, settlement, pore water pressure, countermeasure, model test

1. まえがき

海洋開発事業の発展にともない、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いる。また、波浪条件の厳しい沿岸域における社会基盤整備が重要視されていることから、今後は沿岸構造物と海底地盤に対する安定性の適確な評価と対策の確立が望まれてくると予想される。

このような背景から、筆者らは波浪力-構造物-地盤系の連成問題を二次元平面ひずみ模型土槽と種々の繰返し力を載荷可能な装置を用いて調べている^{1), 2), 3)}。一連の解析及び実験から、波浪力-構造物の相互作用により誘発される構造物直下の地盤内せん断応力が、外力の組合せによらず両振り条件にある、また波浪場にある地盤の動的力学挙動を室内実験により把握するには、静水圧と変動水圧の適確な評価が重要である、などの事実が示された。

本研究では、波浪力-地盤-構造物系の破壊機構の詳細を探るために、構造物直下の要素点における地盤内応力の特性を再現させた実験を実施した。さらに、波浪場にある地盤の破壊が側方流動型破壊にあることを示し、この場合の地盤破壊阻止法を検討した。具体的には、構造物底部に側壁を設けるあるいは地盤内に矢板を設置するような対策法を検討し、阻止効果に及ぼすそれらの形

状、設置位置、排水条件の影響等を明らかにしようとした。

2. 試験装置と実験方法

本研究での模型実験では、波浪力-構造物-地盤系の連成問題について、実海域で想定される外力を図-1のように仮定している。すなわち、構造物には波浪力によるモーメント M 、鉛直力 V 及び水平力 Q と変動水圧 σ_c が作用している。これらの外力を鉛直成分、水平成分及び変動水圧成分に分け、それらの力を適確に組合せることによって構造物直下の要素点での地盤内応力を再現した実験を行った。図-2は、そのような仮定に基づいて試作した模型土槽装置ならびに同制御装置^{1), 2), 3)}を示している。

模型土槽の内寸法は、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。模型構造物は、幅100mm、高さ100mm、奥行き580mm、重量0.127kNの直方体であり、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。

模型地盤は、豊浦標準砂($\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmax}=1.648\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmin}=1.354\text{g/cm}^3$)を頂角 30° 、高さ640mmのサンドホッパーから落下させる方法⁴⁾で作製している。

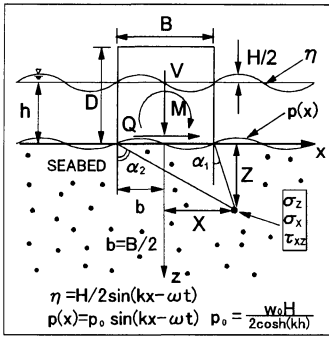


図-1 実海域における外力のモデル化

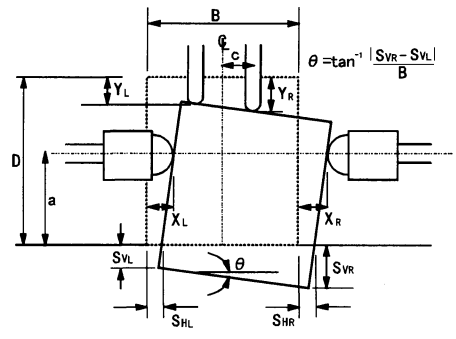


図-3 本試験における変形の定義

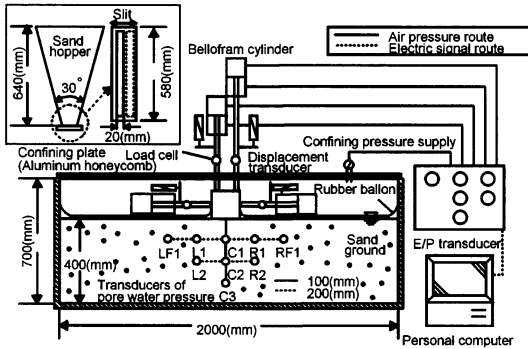


図-2 繰返し力載荷装置と二次元平面ひずみ模型土槽

この方法によって、本研究では相対密度 D_r が50, 80%の均一な地盤を得た。地盤の均一性は、土槽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⁵⁾。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の速度で通水を行っている。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。

土槽上面に拘束板を設置することにより、砂層表面上に直接、任意の変動圧を載荷できるようになっている。また、模型地盤上にはrubber ballon(厚さ $t=1.5$ mm)が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できるようになっている。

図-3に示すように、計測される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_{Vmax} , S_{Hmax} と定義した。また構造物の回転角 θ は図中に示す算定式により求めている。

行った試験は、波浪場にある地盤内の要素点を再現した試験(Wave Reproduction Test: 以下WRTと略称)及び非

水圧場での繰返し鉛直、水平載荷試験(Cyclic Vertical or Horizontal Loading Test: 以下CVL, CHLと略称)である。ここで非水圧場とは、静水圧及び変動水圧が載荷されていない圧力場を指している。

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場の模型実験は極めて重要な示唆を与えるものであると考えられる。そこで本研究では、図-1に示したような模型土槽内の要素の力学応答が調べられている。

WRT試験では、実波浪場にある構造物直下の要素点に生じる地盤内鉛直、水平及びせん断応力 (σ_z , σ_x , τ_{xz}) を鉛直応力の最大値 σ_{zmax} によって正規化した値 (σ_z / σ_{zmax} , σ_x / σ_{zmax} , $\tau_{xz} / \sigma_{zmax}$) が、模型地盤内の要素での正規化した応力 ($\sigma_{zm} / \sigma_{zmmax}$, $\sigma_x / \sigma_{zmmax}$, $\tau_{xzm} / \sigma_{zmmax}$) と一致するように実験での載荷荷重(分担力)を決定した。ここで実験での地盤内応力にはmを付している。例えば、図-4(a), (b)には、水深 $h=15$ mの海底地盤に設置された高さ D と幅 B が20mの構造物に波高 $H=7.5$ m, 周期 $T=10$ sの波浪が作用した場合の構造物直下20mの要素における地盤内応力と、その応力特性を再現させるための本模型実験における各ロッドの分担力(左右の鉛直ロッド: P_{VL} , P_{VR} , 左右の水平ロッド: P_{HL} , P_{HR}) と変動水圧 σ_c の経時変化を示している。この例では構造物直下20mの要素と模型構造物直下100mmの要素が対応している。なお、波浪は左側から作用させている。ここで波力と揚圧力はSainflou式により算出しており、地盤内応力はBoussinesqとCerrutti解を用いて算出した。なお、(a)図の地盤内応力は最大鉛直応力 σ_{zmax} により正規化している。上述の波浪条件では $\sigma_{zmax} = 350$ kN/m² になる。また(b)図の変動水圧以外の分担力は、鉛直ロッドにより与えられる鉛直荷重の最大値 P_{Vmax} で正規化されている。ここで、(b)図の分担力は初めに変動水圧 σ_c を決定し、その後(a)図に示した関係を満たすように載荷荷重値を決定した。(b)図より、水平ロッドでは左右の分

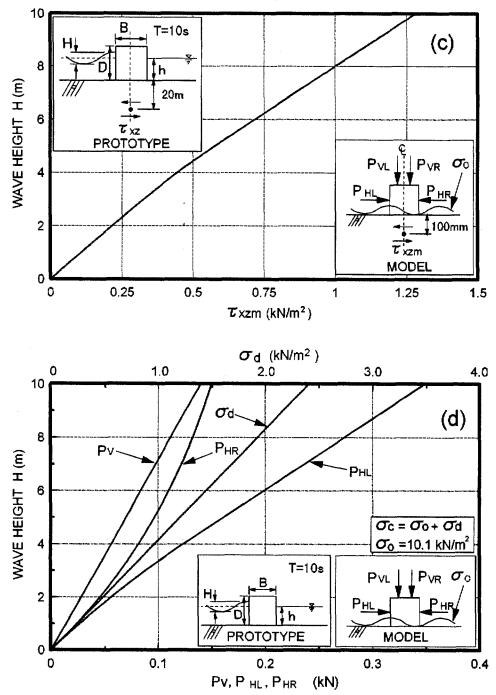
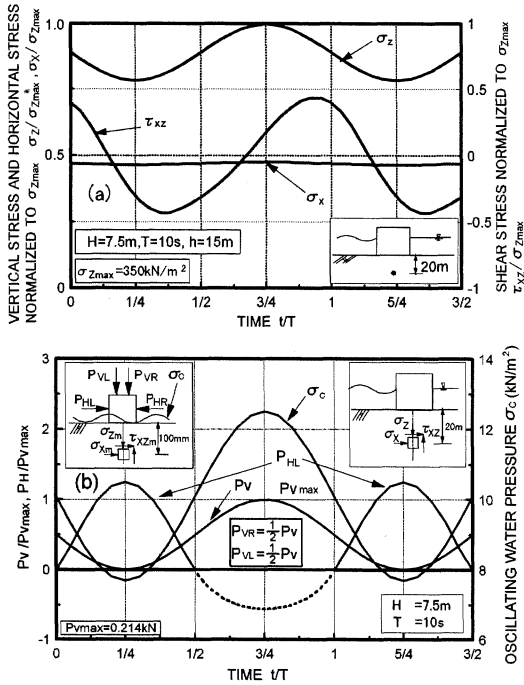


図-4 構造物直下の着目要素点に生じる地盤内応力と本実験での分担力: (a) 実地盤内応力の経時変化, (b) 各分担力の経時変化, (c) 波高とせん断応力の関係, (d) 波高と各分担力の関係

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がわかる。また、各ロッド間では同位相になっていることも注目したい。

図-4 (c)は、さらに一般的な再現法を得るために必要な波高 H と模型構造物直下100mm地点に生じるせん断応力の関係を示している。ここでは海底地盤においても陸上の地盤と同様に、せん断応力の評価が重要であるという事実³⁾から、波高 H とせん断応力 τ_{xzm} の関係により整理している。なおこの関係は、任意の波高に対する実地盤内応力を(a)図のように求め、その波高に対する模型実験での最大鉛直応力を算出し、得ることができる。図より波高とせん断応力の関係にはユニークな関係があることがわかる。また図-4 (d)は、(c)図と同様に各波高に対する実地盤の応力を求め、(b)図のような関係を整理することによって得られたものである。この図は、すなわち、各分担力と変動水圧 $\sigma_c (= \sigma_0 + \sigma_d, \sigma_0: \text{静水圧}, \sigma_d: \text{変動圧})$ 、波高 H との具体的な関係である。この分担力の相互関係を満足させることができれば、任意の波高に対する地盤内要素の再現が可能であるものと考えられる。本論文で言う波浪場にある地盤内要素を再現した実験(WRT試験)とは、このような考え方による試験を指している。

本研究では、波浪場にある地盤破壊の対策として構造物底部に側壁を設けるような対策と模型地盤内に矢板を付設するような対策の破壊防止効果を調べるために、CVL,

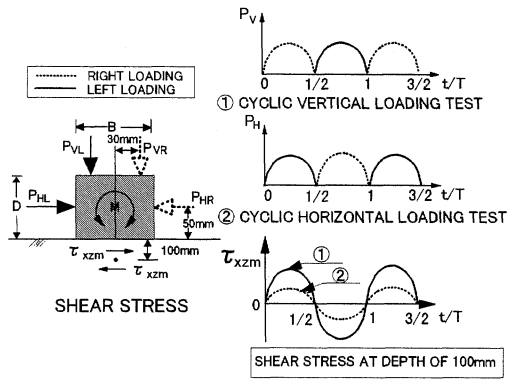
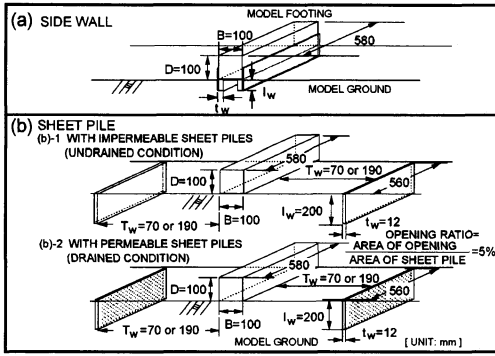


図-5 繰返し鉛直荷重(CVL)試験及び繰返し水平荷重(CHL)試験の荷重方法

CHL試験を実施した。図-5は、CVL, CHL試験の具体的な荷重法を示している。例えばCVL試験では、模型構造物に繰返し荷重を鉛直ロッド2本から半正弦波として左右交互に与え、CHL試験では水平ロッド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。同図には模型構造物直下に生じるせん断応力の経時変化も併せてプロットしている。なお、荷重周期 T は4sである。

側壁の形状及び矢板の設置位置を図-6に示す。側壁を用いた試験(図-6 (a))では、任意の根入れ深さ l_w と幅 t_w を有する側壁($l_w \leq 50\text{mm}, t_w \leq 18\text{mm}$)を模型構



図一六 本試験で用いた地盤破壊防止策：(a) 側壁の形状，
(b) 矢板の形状と矢板設置位置

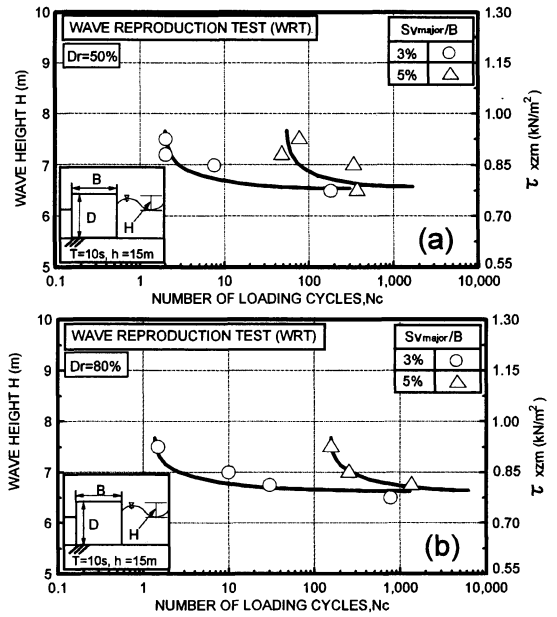
造物底部に設けている¹⁾。また矢板を用いた試験(図一六(b))では、根入れ深さ $l_w=200\text{mm}$ 、幅 $t_w=12\text{mm}$ の矢板を構造物の両底端点から距離 $T_w=70\text{mm}$ 及び 190mm の位置に左右対称に設置した。この設置位置は、塑性流動過渡領域⁶⁾の頂点と構造物の中間の位置($T_w=70\text{mm}$)、及び塑性流動域の端部と構造物の中間の位置($T_w=190\text{mm}$)を示している。また根入れ深さ l_w は塑性流動過渡領域の頂点をカバーするため、 200mm に決定した。なお、矢板面の排水効果を調べるために面積開口率(透水孔の面積/矢板の面積)が5%の透水性矢板(図一六(b)-2参照)も併せて用いた。本研究では矢板自身が沈下及び水平移動しないように、矢板の長軸方向の両端4点を固定して実験を行っている。なお、側壁と矢板の表面には砂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。

側壁及び矢板厚は、本試験の目的が沈下阻止効果を調べることにあることから、試験中に側壁、矢板が変形(たわみ量 $1/100\text{mm}$)を起こさないような剛性を確保できるように決定されている。

3. 試験結果と考察

(1) 波浪場にある地盤内の要素点を再現した実験(WRT)

図一七(a)、(b)は相対密度 D_r が50と80%におけるWRT試験の結果を示している。結果の整理は、波高 H と所定の沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ 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、それぞれの波高に対応する模型構造物直下のせん断応力 τ_{xzm} (図一四(c)参照)も併記している。波高は太平洋沿岸に来襲する波浪条件から50年確率波³⁾を求めると $H=7.5\text{m}$ になることから、この値を基準にした。また $S_{V_{major}}$ は、左右の卓越した方の沈下量を示している。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⁹⁾となりうる



図一七 波浪場にある地盤内の要素点を再現した試験(WRT)における波高及び模型構造物直下のせん断応力と繰返し回数との関係：(a) $D_r=50\%$ 、(b) $D_r=80\%$

が、防波構造物ではその使用目的上、天端高の変化が特に重要であるという理由により、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た。実験では、波浪力は右側から作用させ、沈下量が繰返し回数 $N_c=2,000$ 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回までとした。相対密度に関わらず、本実験においても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わかる。金谷ら¹⁰⁾は造波水路を用いた模型実験により、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を示している。これらの事実は、構造物-地盤系の動的力学挙動は作用する波力と繰返し回数に強く依存していることを示すとともに、造波水路装置のない本実験によっても波浪場の動的力学挙動を把握できる可能性を示すものである。

次に図一八(a)、(b)、(c)、(d)は、発生間隙水圧と構造物の左右の沈下量 S_{VR} 、 S_{VL} の経時変化を示している。ここで発生間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{v0}$ は発生間隙水圧 Δu を各間隙水圧計設置位置での初期有効鉛直応力 σ'_{v0} で正規化したものである。図より、载荷の進行にともなう間隙水圧の顕著な蓄積はみられない。また、左右に設置した間隙水圧計(例えば、L1、R1(図一四参照))の間隙水圧は、卓越する沈下方向とは逆の方向に蓄積される傾向がみられる。例えば相対密度 D_r が50%(b)図参照)では、構造物は左側に卓越して沈下しているが、それに追従してR1の間隙水圧値がL1の値よりさらに高く蓄積されていることがわかる。なお、密度の違いにより幾何学的対応点での間隙水圧発生挙動に差が現れているが、これは塑性流動

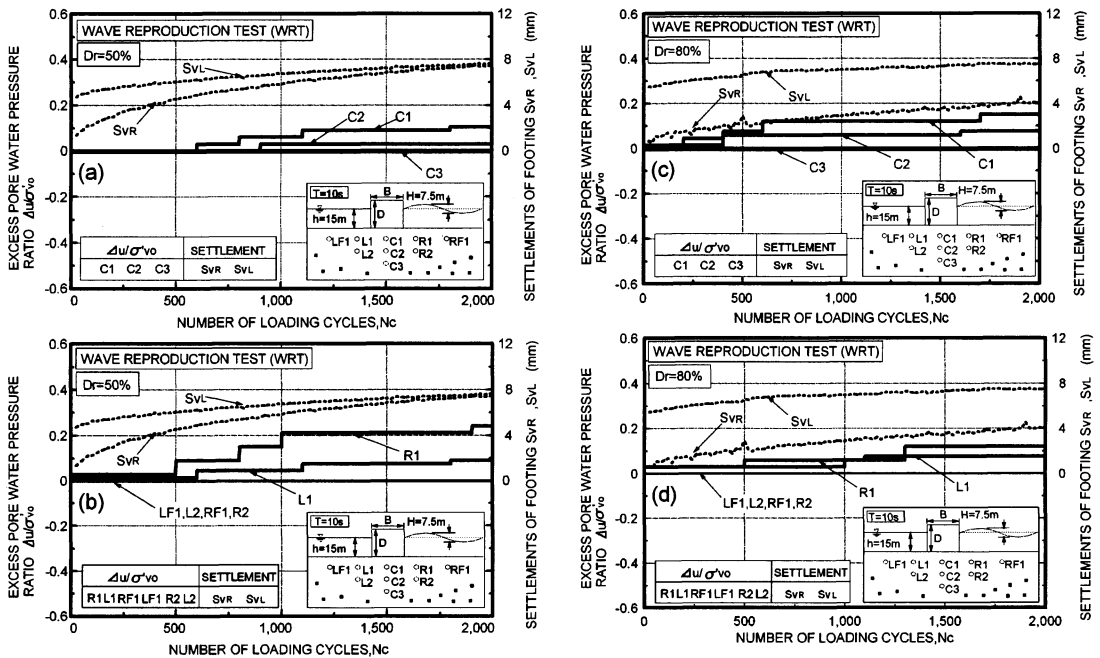


図-8 WRT試験における発生間隙水圧と沈下量との関係：(a), (b) $Dr=50\%$, (c), (d) $Dr=80\%$

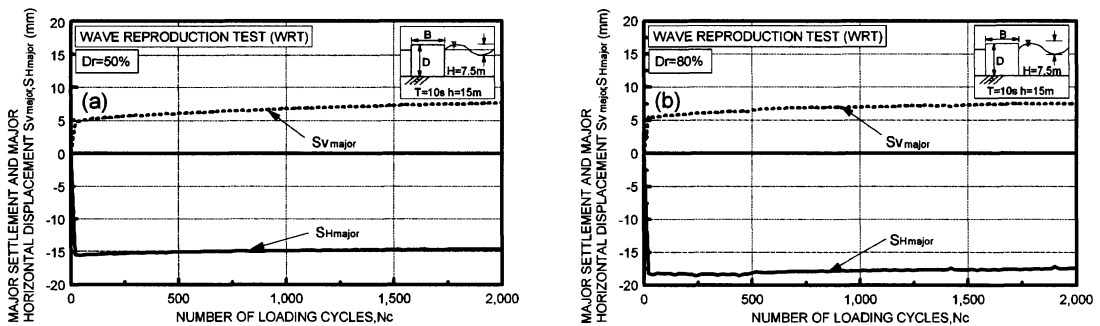


図-9 WRT試験における水平移動量と沈下量の経時変化：(a) $Dr=50\%$, (b) $Dr=80\%$

域の発達の相違に起因していると考えられる。いずれにしても、急激な間隙水圧の上昇にともなう地盤の破壊がもたらされるというよりは、徐々に破壊が進行していく、いわゆる進行性破壊のパターンを示すようである。このような構造物の沈下にともなうゆるやかな間隙水圧の上昇は、沈下側方流動をともなう地盤のダイレイタンス挙動をよく反映したものであり、波浪力-構造物-地盤系の破壊が側方流動型破壊を呈している可能性が高いことを示すものであろう。一方、このような地盤破壊の一要因として構造物近傍の局所流による洗掘が地盤の沈下-流動の原因ではないかとする報告¹¹⁾もある。実際の海底地盤の破壊の要因を直接探ることの困難さを示すものであろうが、少なくとも波浪条件によって地盤破壊の支配要因は変化する可能性があると思われよう。

図-9 (a), (b)は、WRT試験での構造物-地盤の変形の特徴を調べるために、相対密度 Dr が50と80における載荷回数 $N_c = 2,000$ までの沈下量 $S_{v,maj}$ 、水平移動量 $S_{h,maj} - N_c$ 関係を示している。ここで $S_{h,maj}$ は卓越した方の構造物滑动量を示し、右向きを正とした。相対密度の相違に関わらず、沈下量、水平移動量ともに載荷初期に急激な変化を示していることがわかる。特に水平移動量はその後一定値になり、定常状態で徐々に沈下が進行していくような現象を呈している。このように水平移動量は載荷回数に依存しないようであるが、これは波高がかなり高いために載荷初期段階で水平方向にhardeningが生じ、このような現象になったものと考えられる。

図-10は、このことをさらに詳細に調べるために、水平移動量が定常状態に至ったと考えられる時の模型構造

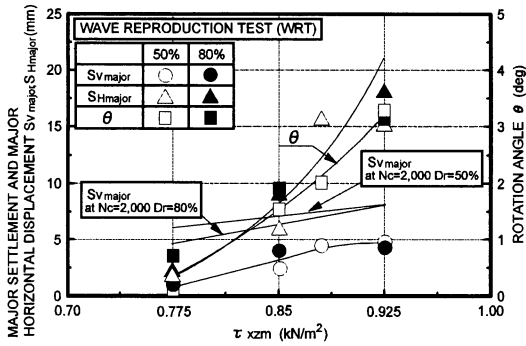


図-10 WRT試験における地盤内せん断応力の相違による変位量の変化

物の回転角 θ (図-3 参照), 水平移動量 $S_{H_{major}}$ 及び沈下量 $S_{V_{major}}$ と模型構造物直下100mm地点に生じるせん断応力 τ_{xzm} との関係を示している。なお, 回転角 θ は左まわりを正とした。せん断応力が増加する, すなわち波高(波力)が大きくなることによって, 構造物の回転角 θ (□, ■印) と水平移動量 $S_{H_{major}}$ (△, ▲印) が増加する傾向にある。このことは相対密度の違いによらず言える。一方, 沈下量 $S_{V_{major}}$ (○, ●印) は, ある τ_{xzm} を越えるとそれ以上は進行しない傾向にある。これは水平移動量をとまうような場合の沈下量にある限界値が存在することを示すものである。ここで水平移動量が一定になった後の沈下量は, 上述のように $N_c=2,000$ 回までにほぼ定値になることから, この値を最終沈下量とし, 図中に併せて示している。密度によらず, 最終沈下量はせん断応力, すなわち波高が増加することによって徐々に増加していくようである。よって, 波浪場にある地盤の破壊はせん断応力(波力)の大きさと波浪の荷回数増加によって滑動破壊から沈下破壊をとまうような破壊に変化することが伺える。

以上のことから, 波浪場にある地盤は破壊形態の如何に関わらず, 徐々に進行するような流動的な破壊現象を示す可能性が高いこと, いわゆる強度は砂の非排水せん断強度と同様に波力(繰返しせん断応力)と繰返し回数に強く依存していることが示された。なおこのような地盤の破壊は, 波力の大きさによって, 滑動破壊から沈下をとまうような破壊形態に移行するようであり, その破壊モードを適切に把握することは波浪場にある地盤破壊を調べる上で極めて重要であると言える。

(2) 波浪場にある地盤破壊の対策に関する模型実験

従来, 陸上の地盤破壊の阻止法として数多くの工法が提案され, 現場でもそれらの適用性が検討されている。しかしながら, 波浪場にある地盤破壊の防止策¹²⁾ は, 陸上地盤と比べて立遅れているのが現状である。善ら¹³⁾ は, 波浪場にある地盤が液状化に起因した破壊形態である場

合の対策法を提案している。一方, 名合ら¹⁴⁾ は, 消波ブロック下の地盤の破壊が側方流動的破壊であるとして模型ブロックに透水性の側壁を付設した対策を検討している。

ここでは, 波浪場にある地盤の破壊について側壁と矢板を用いた防止策を検討し, その適用性に関する基礎資料の収集を目的とした一連の模型実験を行った。

a) 構造物底部に側壁を付設した場合の繰返し鉛直, 水平荷重試験 (CVL, CHL Tests)

図-11(a), (b)と図-12(a), (b)は, 相対密度 $D_r=50, 80\%$ で行われた側壁を用いたCVL, CHL試験結果を繰返し応力 σ_v, σ_H と所定の沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ に至るのに必要な繰返し回数 N_c の関係として示したものである。なお, 用いた側壁の大きさは $l_w \leq 50\text{mm}, t_w \leq 18\text{mm}$ である。図より, 側壁を付設することによる繰返し強度の変化が明瞭に現れていることがわかる。このことは, 構造物の底部に側壁を設けることは地盤破壊の阻止に確実な効果をもたらすことを示している。なお, 相対密度によってその効果に違いがあることがわかる。

図-13は, この付設効果を調べるため, 荷回数 $N_c=1,000$ において沈下量比 $S_{V_{major}}/B$ が3%に至るのに必要なモーメントを側壁を設けない場合のモーメントで正規化した値 M/M_0 と側壁の根入れ深さ l_w に対する幅 t_w の割合 t_w/l_w の関係で示したものである。ここでモーメントは, 模型構造物底部中心において算出している。図より, 繰返し強度は側壁を設けることによって増加することが明確である。また, CHL試験では地盤密度の差によらず, 強度変化の傾向に差がないことが注目される。このような側壁の付設効果は, 根入れをすることによって側壁に挟まれた部分の土塊の抵抗と側壁の幅が増加することによる塑性域の下方への移行, すなわちサーチチャージ効果が組合わさって現れたものと推測できる。特にCVL試験の $D_r=50\%$ では, $t_w/l_w=(0.05\sim 0.1)$ 付近でピーク値が存在しているが, これは側壁で阻まれた土塊による阻止効果とサーチチャージ効果が重ね合さって現れたものであろう。一方, CVL試験の $D_r=80\%$ では最適形状を示す t_w/l_w は存在していないが, これは地盤強度が高いために土塊が側壁と一体となり, 結果としてサーチチャージ効果が強く現れたためであると思われる。また, CHL試験では荷重の荷重方向が水平であるために, 強度増加に与える根入れ幅の影響が小さいことに起因しているのかもしれない。

いずれにしても, 側壁を設けることによって地盤の破壊阻止に一定の効果をもたらすことが示されたが, 荷重条件や地盤の密度の違いによってその阻止機構は異なることに留意したい。

次に, 根入れ幅の増加による発生間隙水圧の増加傾向を調べるために, 同一応力レベルにおける繰返し回数 $N_c=2,000$ での発生間隙水圧 Δu と t_w/l_w の関係を調べて

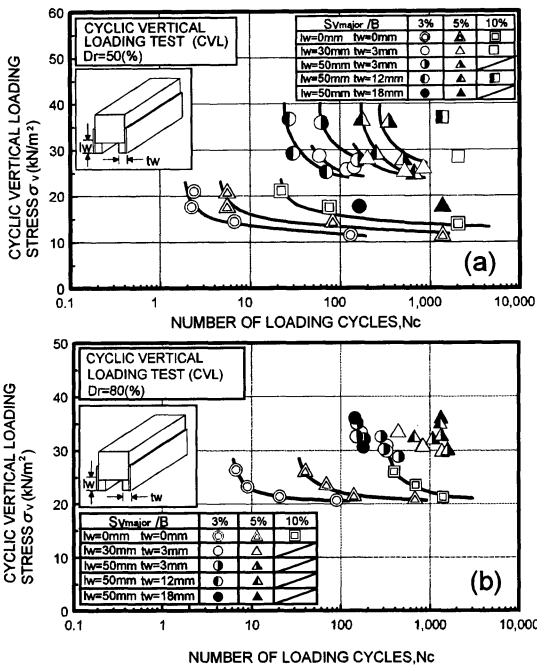


図-11 側壁を設けた場合のCVL試験における繰返し応力と繰返し回数との関係：(a)Dr=50%，(b)Dr=80%

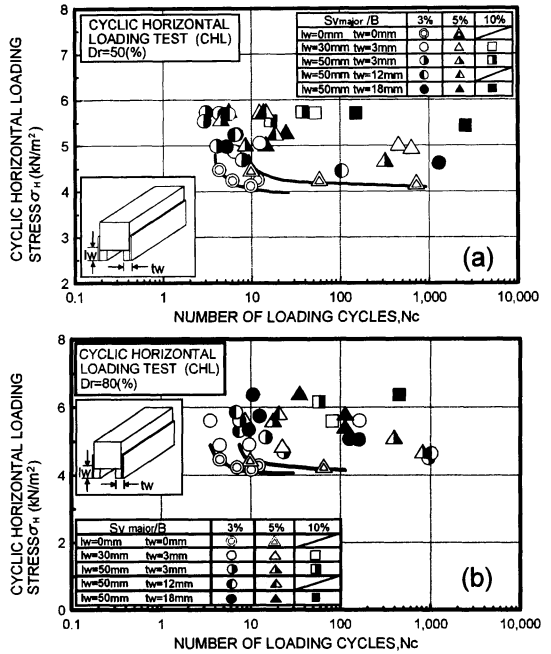


図-12 側壁を設けた場合のCHL試験における繰返し応力と繰返し回数との関係：(a)Dr=50%，(b)Dr=80%

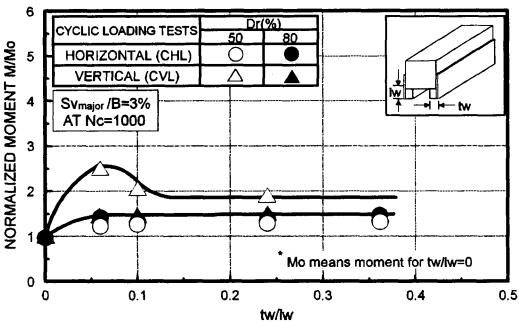


図-13 側壁設置によるモーメントの増加率

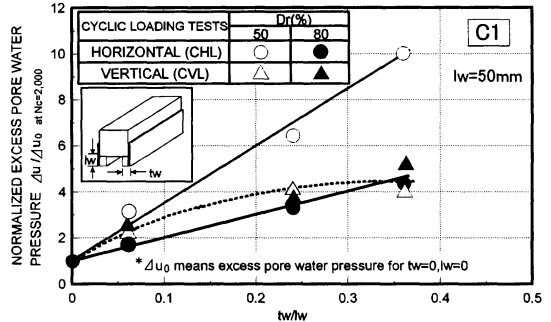


図-14 側壁設置による間隙水圧 (C1点) の増加率

みた(図-14)。なお側壁は $l_w = 50\text{mm}$ であり、間隙水圧は構造物直下100mm地点 (C 1点：図-2参照) の値である。図より、相対密度に関わらず、CVL試験では t_w / l_w の増加とともに間隙水圧は増加するものの、急激な変化は見られない。これは地盤密度によらない傾向である。一方、CHL試験では t_w / l_w の増加とともに間隙水圧の急激な上昇がみられる。これは、外力の作用方向の違いによっては側壁の存在が間隙水圧の上昇を急変させる1つの要因になっていることを示している。

図-15(a)，(b)は、間隙水圧挙動と沈下の関係を検討するために、CVL，CHL試験における $N_c=1,000$ と $2,000$ 回での発生間隙水圧 Δu を初期有効鉛直応力 σ'_{v0} で正規化して示している。なお、ここに代表的に示された値は相

対密度 $D_r=80\%$ における $l_w = 50\text{mm}$ ， $t_w = 3\text{mm}$ のケースである。同図より、不同沈下が大きく現れるCVL試験のような場合 ((a)図参照) では、変形が卓越する方向の間隙水圧に比べて沈下の少ない方向の発生間隙水圧が高くなっていることが注目される。一方、CHL試験では不同沈下量が大きく現れないために左右対称の蓄積挙動を呈するようである。前述のWRT試験で見られたように、これらは塑性流動域の発達とともに地盤のダイレイタンス挙動の変化を良く反映した結果になっている。

間隙水圧と地盤のダイレイタンス挙動の対応関係をさらに検討するために、C 1点における $N_c=2,000$ 回までの最大発生間隙水圧 Δu_{max} とその時の沈下量 $S_{V_{max}}$ との関係調べた(図-16)。間隙水圧と沈下の対応関係は

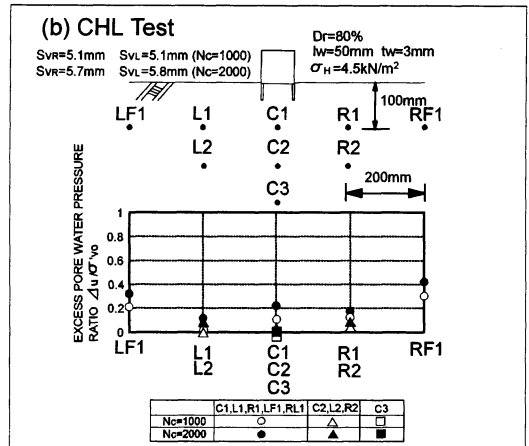
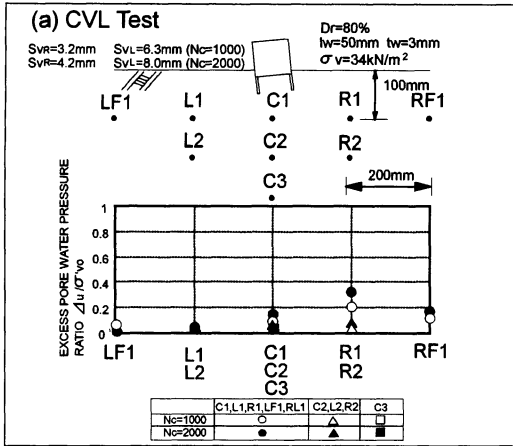


図-15 発生間隙水圧挙動と沈下との関係：(a)CVL試験，(b)CHL試験

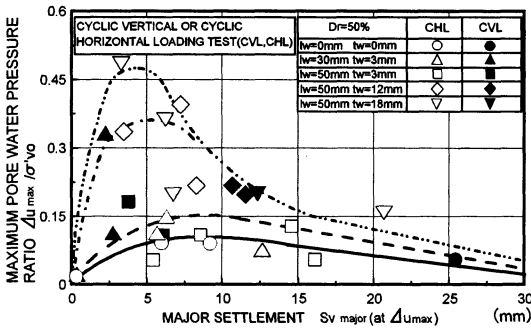


図-16 構造物直下C1点における最大発生間隙水圧と沈下量との関係

側壁の形状によって明らかに異なっているが、載荷法による違いはあまり受けられないようである。また、側壁の体積の増加 (l_w , t_w の増加) は変形レベルの小さいところで急激な間隙水圧の上昇をもたらす、引続き急激な低下を導く傾向にある。なお、側壁の形状によらず発生間隙水圧が消散する傾向が $S_{v\ major}=5\sim 10\text{mm}$ 付近にて一致している点は興味深い。

このように、構造物底部に側壁を設けることは外力の作用方向によらない地盤破壊阻止効果をもたらすことが示された。しかしながら、側壁の体積の増加にともなう、構造物直下の間隙水圧の上昇が危惧されることから、側壁を透水性にするなどの対策¹⁴⁾が必要かも知れない。

b) 模型地盤内に矢板を設置した場合の繰返し鉛直

載荷試験 (CVL Test)

上述のように、波浪場にある構造物-地盤系の破壊対策として側壁の付設は効果があることが示されたが、ここでは、さらに模型地盤内に矢板のような構造物を設置することの効果調べた。なお、陸上地盤において矢板は液状化対策^{15), 16)}などに幅広く用いられている。

前述のように構造物-海底地盤の相互作用で生じる破壊が徐々に側方流動的に進行するのであれば、陸上地盤と同様に矢板構造物の阻止効果が期待できると考えるのは自然である。本研究では不透水性、透水性矢板(図-6(b)参照)を模型地盤内に設置し、一連のCVL試験を実施した。

図-17(a), (b)は、相対密度 $D_r=50, 80\%$ の不透水性矢板におけるCVL試験結果を構造物底部中心に生じるモーメントと所定の沈下量比 $S_{v\ major}/B$ に至るのに必要な繰返し回数 N_c との関係として示している。図より、 $T_w=190\text{mm}$ のモーメント値は矢板を設置しない場合のものと同様な違いは現れていないことがわかる。一方、 $T_w=70\text{mm}$ ではモーメント値は顕著に増加していることが明らかである。つまり矢板長などが固定されている条件では、地盤強度の増加傾向は設置距離 T_w のみに依存すると指摘される。なお、図示はしていないが、透水性矢板についても同様な傾向が得られている²⁾。

図-18(a), (b)は、構造物直下100mm地点 (C1点)での発生間隙水圧 Δu を初期有効鉛直応力 σ'_{v0} で正規化した値と繰返し回数 N_c との関係を示すことにより発生間隙水圧の挙動を明らかにしようとしたものである。図より、相対密度の違いによらず、 $T_w=70\text{mm}$ の場合では間隙水圧は初期段階で急激に蓄積されている。一方、 $T_w=190\text{mm}$ では、矢板がない場合と同様に、間隙水圧の顕著な上昇は現れていない。このことから、矢板の設置位置によっては間隙水圧の消散が妨げられる可能性があると言える。

次に矢板の設置距離 T_w の相違による地盤強度の変化を検討した。図-19は T_w と $S_{v\ major}/B$ が3%におけるモーメントの増加割合 M/M_0 の関係を示している。ここで M_0 は矢板を設置しない場合のモーメントであって、 $N_c=1,000$ における値を採用している。図中には $T_w=0\text{mm}$, $l_w=200\text{mm}$ の値を検討するために、参考値として

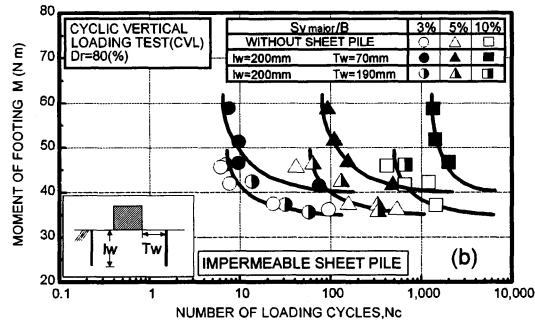
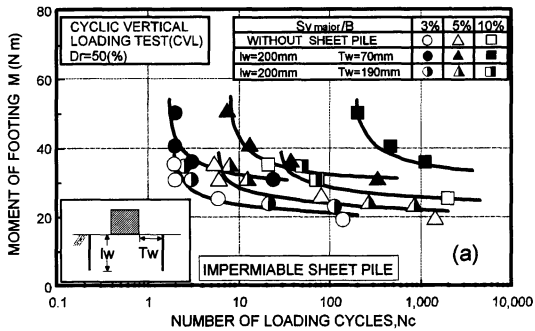


図-17 矢板を設置した場合のCVL試験における繰返し強度と繰返し回数との関係：(a)Dr=50%，(b)Dr=80%

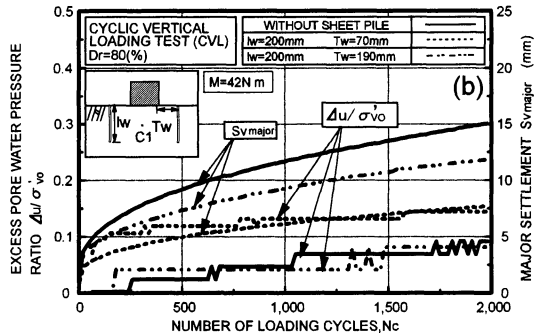
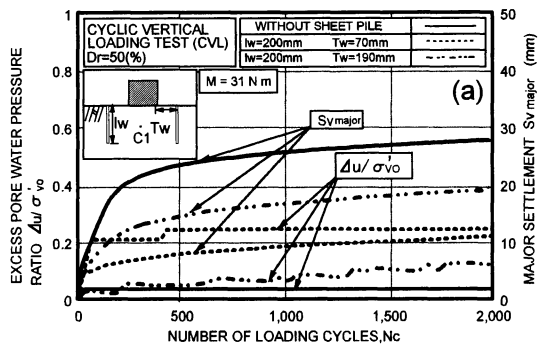


図-18 矢板設置による発生間隙水圧挙動と沈下挙動：(a)Dr=50%，(b)Dr=80%

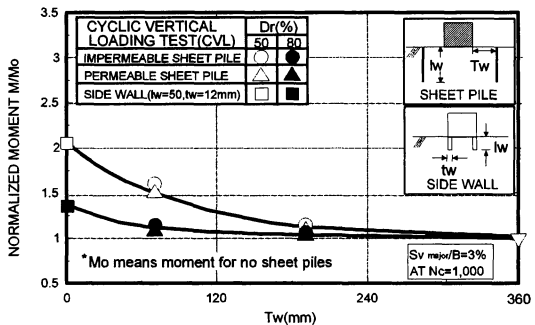


図-19 矢板設置によるモーメントの増加率

$t_w=12\text{mm}$ 、 $l_w=50\text{mm}$ の側壁の値を併せてプロットしている。ここで、側壁の根入れ深さ($l_w=50\text{mm}$)は矢板の根入れ深さ($l_w=200\text{mm}$)と異なったものを採用しているが、この理由は側壁の l_w が50mm以上になれば、繰返し強度は変化しないことが過去の研究^{6),7)}により明らかにされているからである。また図中の $T_w=360\text{mm}$ の点は、前述のように塑性流動域の最端部^{6),7)}となっていることから、矢板を設置しない場合の繰返し強度と同値であるとみなし、プロットした。なお、図中には透水性矢板の値も記載した。地盤密度による差はあるものの、矢板が模型構造物に近いほど、その設置効果は増大していることがわかる。特に $T_w=0\text{mm}$ の場合(側壁 $t_w=12\text{mm}$ 、 $l_w=50\text{mm}$)は、

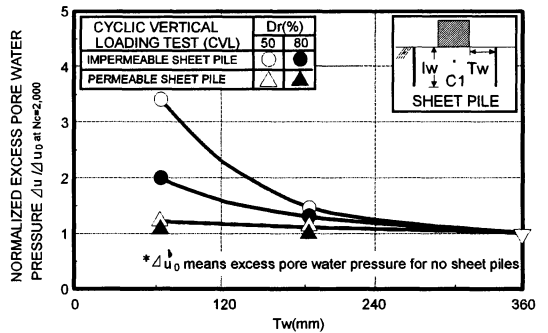


図-20 矢板設置による発生間隙水圧($N_c=2,000$)の増加率

強度の増加率が最も高く現れるようである。しかしこの場合は、模型構造物に側壁が付設されていることによって前述のようなサーチャージ効果が現れ、増加率が高く現れている可能性がある。少なくとも、矢板工のような対策の場合は、その設置位置をできる限り構造物に近づけることでその効果を増幅させることができるようである。

図-20は、矢板設置位置 T_w と同一応力レベルにおける $N_c=2,000$ での各発生間隙水圧値 Δu の関係を示している。 $D_r=50\%$ では、矢板が構造物に近い場合($T_w=70\text{mm}$)、矢板が存在しない場合の約3.5倍にまで間隙水圧

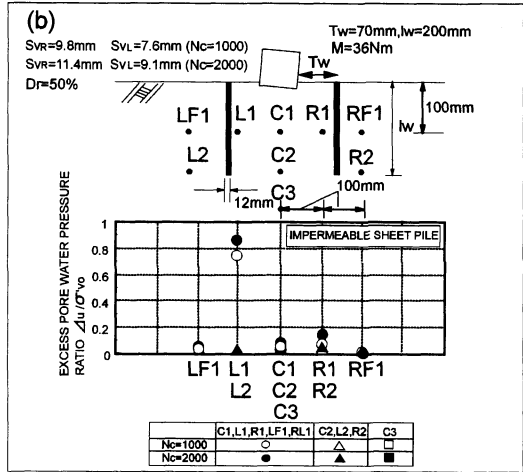
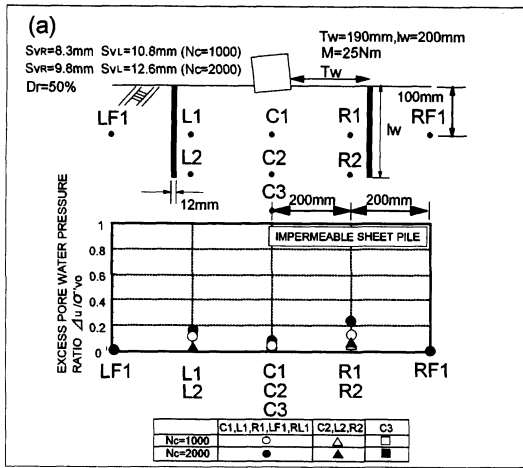


図-21 矢板設置による発生間隙水圧と沈下挙動：(a) $T_w=190\text{mm}$, (b) $T_w=70\text{mm}$

が上昇していることがわかる。また矢板が構造物から遠くなるとそのような顕著な上昇はみられないようである。

次に、他の設置位置で得られた間隙水圧と変形挙動の対応を調べた。図-21(a), (b)は相対密度 $D_r=50\%$ での各測点の間隙水圧比（载荷回数 $N_c=1,000$ と $2,000$ 時）と模型構造物の沈下状況の関係を示している。ここで、前述のように間隙水圧値と沈下量の間には、間隙水圧が蓄積から消散に移行する関係（図-16参照）にあることから、同一の沈下量レベルで比較している。(a)図より、 $T_w=190\text{mm}$ の場合は各間隙水圧ともに顕著な蓄積は認められない。しかしながら、 $T_w=70\text{mm}$ の場合(b)図では間隙水圧の明確な蓄積がみられる。特に左側の間隙水圧値(L1点)が高い値 ($\Delta u/\sigma'_{v0} \approx 0.9$)を示している。これは、構造物の傾斜した方向に塑性流動域が発達し、その発達過程で矢板付近に圧縮応力が生じ、間隙水圧の消散が妨げられ、高い値になったものと推定される。このことから、矢板設置の際にも側壁と同様に間隙水圧挙動

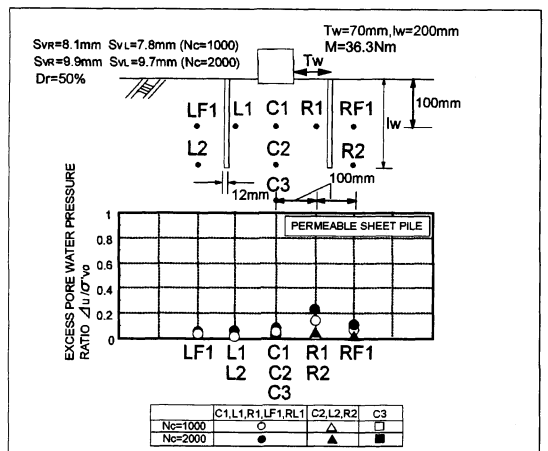


図-22 透水性矢板設置による発生間隙水圧と沈下挙動 ($T_w=70\text{mm}$)

に十分な検討が必要であると言えよう。

このように矢板付近では間隙水圧の消散が妨げられている可能性が高いことから、ここでは透水性矢板を用いることによる間隙水圧の消散効果を検討した。図-22は相対密度50%の $T_w=70\text{mm}$ に透水性矢板を設置した場合の模型構造物の沈下状況と各測点の発生間隙水圧を $N_c=1,000$ と $2,000$ 回で示している。図より、透水性矢板にすることで過剰間隙水圧発生を抑止効果がもたらされていることが明らかである。矢板を透水性にすることに一定の効果を認めることができる。

このような矢板の設置が具体的に地盤内の変形量にどのような影響を及ぼしているかを検討するために、模型地盤内に直径1.9mmのスパゲッティを挿入^{17),2)}することによって地盤の側方流動特性を調べた。スパゲッティは構造物の底端部から左右対称に鉛直方向25mm間隔に4本または8本挿入し、繰返し回数が100, 200, 500, 1,000, 1,500, 2,000での地盤内水平変位量 δ (図-23の挿入図参照)を測定した。

図-23(a), (b)は、一例として $T_w=70\text{mm}$, 190mm の場合の繰返し回数が100及び2,000での変形状態を示している。なお、相対密度 D_r は50%である。繰返し回数の増加にともなってスパゲッティが外側にはらみだる様子を確認できる。当然のように、矢板が構造物から遠い場合は構造物に近い場合よりもはらみだしが顕著に現れている。

このことを定量的に示すために、図-23の挿入図に示すように模型地盤の沈下量及び測定された水平変位から算定される単位奥行き当たりの土量をそれぞれ沈下土量 V_p (mm^3/mm)、側方流動土量 V_s (mm^3/mm)と定義し、これらの値に基づいて矢板設置による変形土量の変化を調べた。図-24(a), (b)は矢板有無による沈下土量 V_p と側方流動土量 V_s の経時変化を示している。図より、各土量は繰返し回数 N_c が比較的初期段階で急増し、その後徐

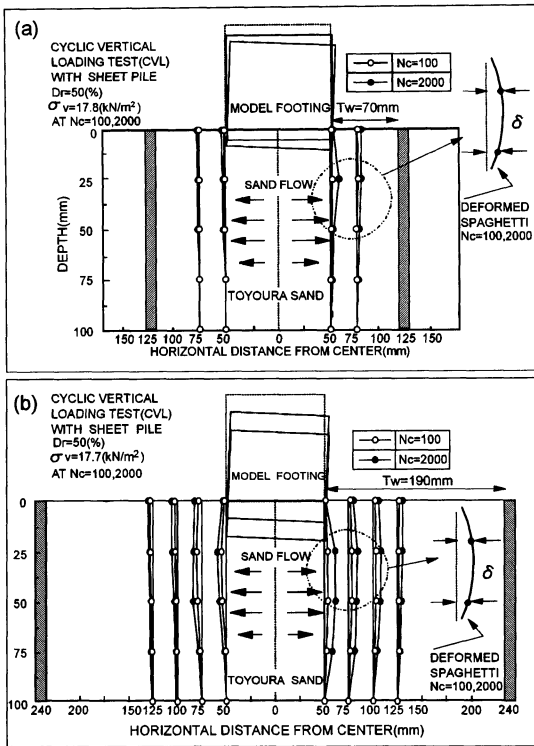


図-23 矢板設置による地盤の側方流動特性：(a) $T_w=70\text{mm}$, (b) $T_w=190\text{mm}$

々に増加する傾向にあることがわかる。このことは、ゆるい地盤においてより顕著のようである。また、矢板を設置することによって発生する沈下土量，側方流動土量は確実に減少しているようである。このことから，図-19に示されたような矢板設置による繰返し強度の増加は，側方流動土量の発生を減少によりもたらされると指摘できる。

図-25は，同一応力レベルにおける各矢板の最大側方変位量 δ_{max} と矢板設置距離 T_w との関係を示している。図中の $T_w=360\text{mm}$ の点は，前述のように繰返し強度に影響を及ぼす範囲ではないことから，この位置を矢板を設置しない場合 (CVL試験) の値として，プロットされている。図より，相対密度の違いによる差はあるものの，矢板の設置距離 T_w が増えるにつれて側方流動変位は大きくなり，その後一定となるようである。特に T_w が 190mm では，矢板を設置しない場合とほぼ同等の値になるようである。このことは，図-19に示されたモーメントの増加率と同様に，図-20，図-21に示した間隙水圧挙動に良く対応したものであろう。このことから，沈下一側方流動が生じる場合には，地盤の側方変形の進行を阻止することができれば，地盤の破壊阻止効果が期待できると言える。

以上のことから，本研究で採用した地盤破壊対策とし

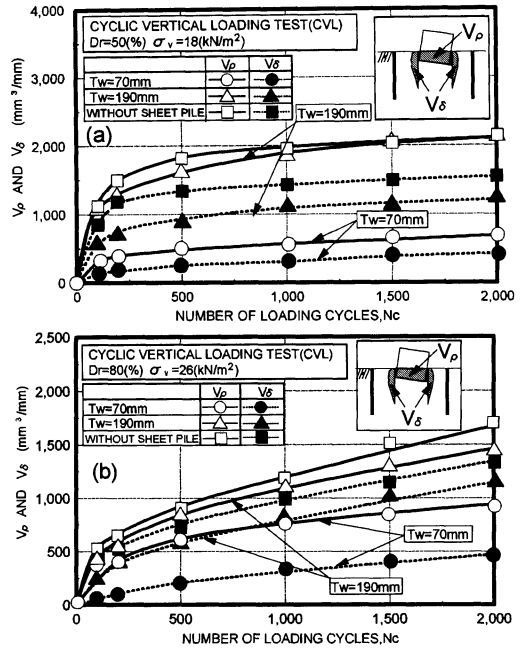


図-24 矢板の有無による沈下土量及び側方流動土量の変化：(a) $D_r=50\%$, (b) $D_r=80\%$

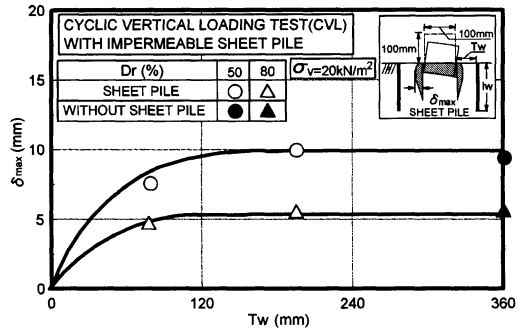


図-25 矢板設置位置の違いによる側方流動変位の変化

ての側壁や矢板の設置は地盤の側方流動阻止に一定の効果があることが示された。特に波浪場にある構造物を支持する地盤の破壊では，滑動をとまなう破壊が多いことから，構造物の底部に側壁を設ける工法が有利であると言える。また矢板による対策でも，沈下が主な破壊形態となる場合には矢板の設置は有効な手法であることが示された。なお，本試験では矢板の両端を固定することによって，その効果が得られていることを考えれば，三次元的に矢板を組合せて用いるべきかもしれない。いずれにしても，排水条件や材質及び設置状況によってその効果が変化する可能性があり，さらに詳細な検討が必要である。

5. 結論

本研究では、波浪力-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と種々の繰返し力を載荷可能な装置を用いて調べた。特に、破壊機構の特徴と地盤破壊の防止法を検討した。得られた結論は以下の通りである。

(1) 波浪力ような繰返し荷重を受ける地盤内要素を再現した模型実験では、地盤の強度特性は砂の非排水せん断強度特性と類似の傾向であった。このような条件での地盤の動的強度は波高と繰返し回数に強く依存している。なお、地盤の破壊は進行性の側方流動型に属するようである。

(2) 構造物-地盤系の変形の特徴は、外力の大きさによって滑動破壊から沈下をとまうような破壊に変化するようである。

(3) 地盤の破壊対策としての側壁の付設は一定の効果をもたらす。なお、側壁の形状によっては間隙水圧の上昇をとまうものもあることから、その形状等にさらなる検討が必要である。

(4) 矢板の設置は側壁と同様に地盤の側方流動阻止に効果がある。ただし、その設置位置および排水効果を充分考慮する必要がある。

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 荻原 淳平氏(現 北海道電力(株))、荻原 義雄氏(現 鉄建建設(株))ならびに現大学院生 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) 三浦清一, 川村志麻, 田中則男: 波浪力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. 43, pp. 1016-1020, 1996.
- 2) 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.
- 3) 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.

- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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 Geotechnical Engineering Congress, ASCE Special Publication*, Vol. 2, No. 27, pp. 788-802, 1991.
- 7) Meyerhof, G. G.: The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, *Proc. of 3rd Int. conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Zurich, Vol. 1, pp. 440-445, 1953
- 8) 荻原淳平: 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.
- 9) 建築基礎構造設計指針: 日本建築学会, pp. 156-163, 1988.
- 10) 金谷守, 西好一, 柳山勉, 吉田保夫, 小笠原正治: 砕波力を受ける海底砂地盤上のケーソン基礎の安定性に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol. 43, pp. 1046-1050, 1996.
- 11) 木村克俊, 水野雄三, 須藤賢哉, 桑原信司, 林倫史: 混成堤堤頭部のマウンド被災特性と被覆材の安定重量算定法, 海岸工学論文集, Vol. 43, pp. 806-810, 1996.
- 12) たとえば, 能登繁幸: 消波ブロックの沈下防止にこま型基礎, 土と基礎, Vol. 37, No. 11, pp. 91, 1989.
- 13) 善功企, 山崎浩之, 渡辺篤: 海底地盤の波浪による液状化と高密度化, 港湾技術研究所報告, 第26巻, 第4号, pp. 125-180, 1987.
- 14) 名合宏之, 前野詩朗, 清水雄一, 山本哲雄: 変動水圧場におけるブロックの沈下防止に関する研究, 海岸工学論文集, Vol. 41, pp. 601-605, 1994.
- 15) 液状化対策の調査・設計から施工まで, 土質工学会, 現場技術者のための土と基礎シリーズ, No. 20, pp. 422-433, 1993.
- 16) 西谷道暢, 喜田浩, 飯田毅: 排水機能付き鋼矢板による埋設構造物の液状化対策に関する振動台実験, 第26回土質工学会発表会発表講演集, pp. 1021-1022, 1993.
- 17) Tani, K.: Stability of skirted gravity foundations on very soft clay, *Ph. D. Thesis*, Dept. of Engineering, Manchester Univ., 1990.

(1998. 2. 9 受付)

MODEL EXPERIMENTS ON FAILURE OF SAND BED BENEATH A STRUCTURE SUBJECTED TO CYCLIC LOADING AND ITS COUNTERMEASURE

Shima KAWAMURA, Seiichi MIURA, Shoji YOKOHAMA and Masahiro MIYAURA

In order to clarify the mechanical behavior of a sand bed beneath a structure subjected to cyclic loadings such as wave forces, a series of model tests were performed under several loading conditions. It was found that 1) the failure of the ground beneath a structure on model tests becomes a progressive flow failure, 2) the formation of side walls on a model structure and the installing of sheet piles have advantageous as the countermeasure against the sand flow failure and 3) these prevention effects depend strongly on the structure shapes of side walls and location of sheet piles.