

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

川村 志麻*・三浦 清一**・横浜 勝司***

1. ま え が き

海洋構造物—地盤系の変位量を随時観測することは、自然災害から海洋構造物を保護する上で極めて重要になる。特に、被災した海洋構造物の支持地盤のように復旧工事において急速施工が要求される場合は、基礎地盤のすべり破壊に対して十分な注意を払う必要があり、地盤内の変形、すなわち地盤の側方変位量を早急に把握することが要求される。

そこで、本研究では海底地盤の側方流動変形を、構造物天端の 2 点の計測値のみで簡易的に推定する方法を提案した。この推定式は、波浪のような荷重及び堆積構造異方性を有する地盤条件の下で行われた模型試験結果に基づいて導かれている。ここでは、実海域における実測データと推定値との比較により提案した推定式の妥当性が検討されている。

2. 試験装置と方法

2.1 試験装置と異方性を有する模型地盤の作製方法

本研究で用いた試験装置を図-1 に示す。模型土槽の内寸法は幅 2000 mm、高さ 700 mm、奥行き 600 mm である。各載荷試験では、ベロフラムシリンダーから模型構造物に任意の荷重を載荷できるようになっている。また静的載荷試験では、載荷位置を変化させることにより偏心載荷も可能である。載荷装置には変位計とロードセルが具備されており、模型構造物の変位量と作用する荷重が随時測定できるようになっている。

海洋構造物支持地盤の堆積構造異方性が側方流動変形挙動に及ぼす影響を調べるために、堆積構造を変化させた模型地盤において試験が行われた。模型地盤は以下のような手順により作製されている (図-2 参照)。

- ・二次元平面ひずみ模型土槽を所定の角度 α まで傾斜させる (図-2(a) 参照)。
- ・砂の落下高さ 800 mm、サンドホッパーの移動速度 20 cm/s で豊浦砂 ($\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\max} = 1.658 \text{ g/cm}^3$,

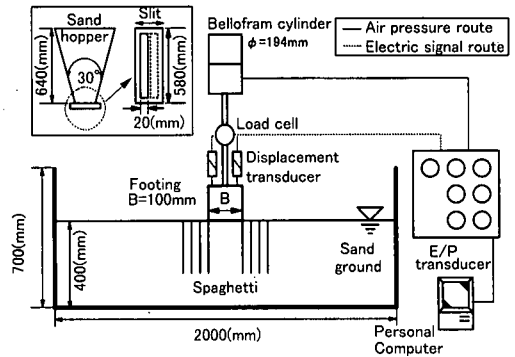


図-1 模型試験装置

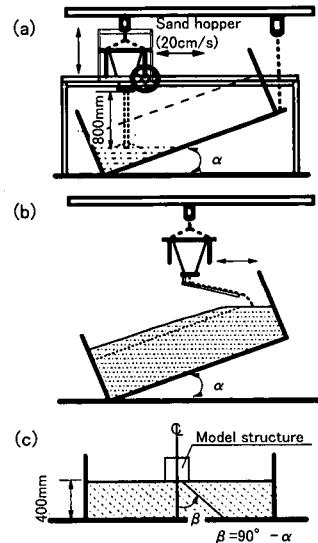


図-2 異方性地盤の作製方法

$\rho_{d\min} = 1.354 \text{ g/cm}^3$) を自由落下させる。

- ・模型地盤の深さが 400 mm になるように豊浦砂を堆積させる。土槽端部では、サンドホッパー底部に図示のようなプラスチック板を取付けて砂を堆積させている (図-2(b) 参照)。
- ・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去除し、地盤の表面を整える

* 正会員 工博 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科

** フェロー 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科

*** 正会員 工修 専修大学北海道短期大学講師 土木科

(図-2(c) 参照)。

本研究では、鉛直方向と堆積面とのなす角 β が 55, 60, 75, 90° になるように模型地盤を作製している。地盤製作後、土槽底部より地盤構造を乱さないようにゆっくりと通水し、模型地盤の飽和化を計った。なお、地盤内に密度測定用のモールドが設置されており、作製された地盤密度のばらつきは、 $\pm 5\%$ 以内であることが確認されている(川村ら, 2001)。

模型構造物は幅が 100 mm、高さ 100 mm、奥行き 580 mm、重量 0.127 kN であり、模型地盤との接触面を完全粗とするために底面にサンドペーパー (G120) を貼付けている。

2.2 試験方法と変形量の定義

本研究では、海底地盤が側方流動変形する場合の支持力及び変形特性を調べるために、静的中心、偏心载荷試験(それぞれ SCL, SEL と略称)を行っている。これらの試験では、地盤が流動破壊を起こすまで静的荷重を载荷し、構造物の沈下に伴って発生する地盤の側方流動変形が調べられている。荷重条件として、偏心度 e/B (偏心距離を構造物の幅で除した値) が 0, 0.15, 0.3, 0.5 になるように荷重 P_s を载荷している(図-3 参照)。なお、载荷速度は $0.3 \text{ kN/m}^2/\text{min}$ である。

また図-4 に示すように、構造物の沈下量は変位計の計測値 Y_L , Y_R を用いて幾何学的な関係により左右の沈下量 S_{VL} , S_{VR} を求め、算出されている。本研究では、卓越した方の値を沈下量 $S_{V\text{major}}$ 、左右の沈下量の差を不同沈下量 $S_{V\text{dif}}$ ($=|S_{VL} - S_{VR}|$) として以下の議論に用いている。

さらに、構造物-地盤系の側方流動変形は、直径 1.9 mm、長さ 200 mm のスパゲティを構造物底端点から 25 mm 間隔で地盤内に挿入し(図-1 参照)、試験中にそれらの左右の水平変形量 δ_L , δ_R を測定することによって側方変位量を把握した。左右の卓越した方を側方変位量 δ_{max} としている。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)になったことを確認後、载荷が開始されている(宮浦ら, 2001)。

また、構造物の沈下量及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_s が求められている(図-4 参照)。ここで、

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

である。これらの装置および模型地盤を用いて一連の模型試験を行い、堆積構造異方性の影響を調べた。

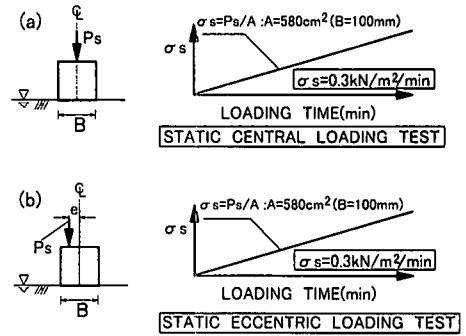


図-3 载荷方法 (SCL, SEL)

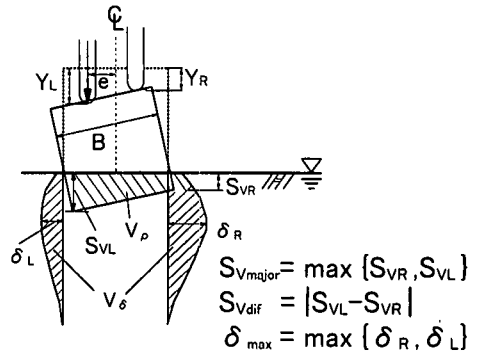


図-4 変位量の定義

3. 試験結果と考察

3.1 地盤内側方変形と沈下性状に与える異方性の影響

波浪場のような複雑な繰返し载荷条件下での構造物-地盤系の安定性を評価する上では、側方流動変形特性の把握は有用である(川村ら, 1999)。そこで、ここでは地盤の異方性が側方流動変形挙動に及ぼす影響を詳細に調べた。

図-5 は静的中心 (SCL)、偏心载荷 (SEL) 試験から得られた側方変位量 δ_{max} と沈下量比 $S_{V\text{major}}/B$ (沈下量/構造物幅) の関係を示している。地盤の堆積条件は $\beta = 55^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ である。図より、構造物の沈下の進行に伴って、地盤の側方変位量 δ_{max} は着実に増加していることが分かる。例えば、構造物の沈下量比 $S_{V\text{major}}/B$ が 0.05 以下では载荷の偏心度 e/B の違いに関わらず、地盤の側方変位量 δ_{max} の増加割合は一定であり、沈下量比が 0.05 以上では δ_{max} の増加割合は急増するようである。また、堆積角 β が小さくなることによって側方変位量 δ_{max} の発生は低下している。

図-6 には構造物の沈下量 $S_{V\text{major}}$ と不同沈下量 $S_{V\text{dif}}$ との関係を示している。地盤密度は相対密度 $D_r = 50\%$ 、地盤の堆積角 $\beta = 55, 60, 90^\circ$ 、荷重の偏心度は $e/B = 0.3$

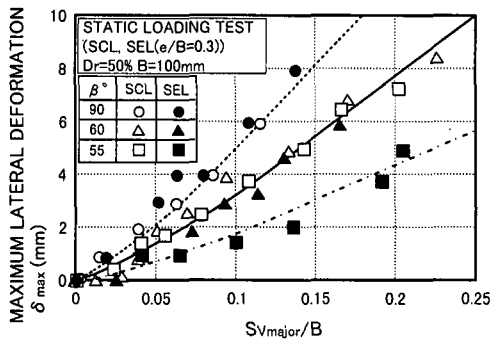


図-5 側方変位量 δ_{max} と沈下量比 Sv_{major}/B の関係

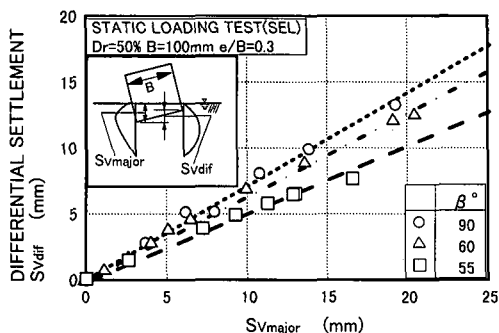


図-6 沈下量 Sv_{major} と不同沈下量 Sv_{dif} との関係

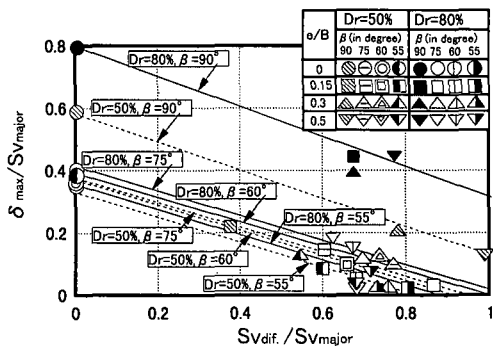


図-7 $\delta_{max}/Sv_{major} - Sv_{dif}/Sv_{major}$ 関係

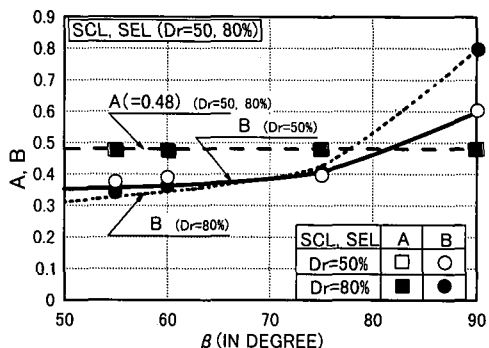


図-8 定数 A および B と地盤の堆積角 β との関係

である。この図から地盤の堆積角 β の違いによって不同沈下量 Sv_{dif} と沈下量 Sv_{major} の関係は変化するようであるが、両者には線形関係が存在するようである。

これらのことから、地盤の堆積角の違い、すなわち構造異方性は側方流動変形挙動と沈下挙動に極めて重要な影響を及ぼしていることが明らかとなった。

次に、構造異方性が側方変位量に与える影響を定量化した。ここでは、図-5 に示す側方変位量 δ_{max} と沈下量比 Sv_{major}/B 関係において、 δ_{max} が急増するまでの範囲 ($Sv_{major}/B \approx 0.05$)、すなわち、すべり破壊を起こす時点までの構造物—地盤系の変形挙動に着目し、以下のような考察を行っている。

図-7 は構造物の沈下量比 Sv_{major}/B が、例えば 0.05 における側方変位量 δ_{max} と構造物の Sv_{dif} との関係を示したものである。図では、側方変位量 δ_{max} 及び不同沈下量 Sv_{dif} を卓越沈下量 Sv_{major} により正規化した値との関係 ($\delta_{max}/Sv_{major} - Sv_{dif}/Sv_{major}$ 関係) として整理されている。

いずれの試験条件においても、側方変形量の発達と不同沈下量の発達の間には線形関係が存在することが明らかである。また、異方性の違いによって、この傾向は変化するようである。このことは、構造物の沈下性状を把握できれば、地盤の側方変位量は推定可能であることを示

唆するものである。

この事実に基づいて、地盤の側方変位量 δ_{max} と構造物の沈下量 Sv_{major} 及び不同沈下量 Sv_{dif} との関係を定式化した。すなわち以下のように表現される。

$$\delta_{max} = -A \cdot Sv_{dif} + B \cdot Sv_{major} \dots\dots\dots (1)$$

A は図中の直線勾配; B は直線の切片である。このように、構造物の不同沈下量 Sv_{dif} 及び沈下量 Sv_{major} が求められれば、比較的容易に側方変位量 δ_{max} が決定できることになる。

そこで、(1) 式中の定数 A , B についてさらに考察を深めた。図-8 では (1) 式中の定数 A 及び B と地盤の堆積角 β との関係を示している。これより、定数 A は地盤の堆積角の違いに関わらず、一定 (ここでは 0.48) であることが分かる。一方、定数 B は、堆積角 β の低下に伴って減少しており、地盤の堆積条件の影響に敏感に反応するパラメータであるようである。このことから、本推定式のように沈下量が把握できれば、側方変形量を簡易に推定できそうである。一般に海洋構造物支持地盤では、地盤内の変形量を把握することは極めて難しいことから、この事実は工学的に有用であると考えられる。

3.2 発生側方流動土量と沈下土量に与える異方性の影響とその評価

過去の研究では、沈下土量と側方流動土量の把握は、

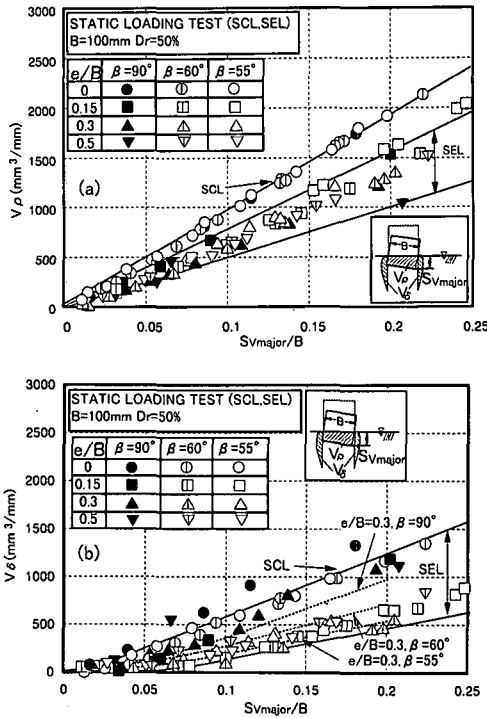


図-9 発生土量と S_{vmajor}/B の関係、(a) 沈下土量 V_p 、(b) 側方流動土量 V_s

地盤の支持力動員度を表す指標として、また構造物の幅や密度の影響を考慮できるパラメータとして有効であることが確認されている(宮浦ら, 2001)。ここでは、発生する側方流動土量と沈下土量に与える異方性の影響を把握し、地盤の変形挙動を推定するための定量化を図った。

図-9(a) 及び (b) は堆積角 $\beta=55, 60, 90^\circ$ の沈下土量 V_p 及び側方流動土量 V_s と沈下量比 S_{vmajor}/B の関係を示している。構造物の沈下の進行に伴い沈下土量 V_p 及び側方流動土量 V_s は増加している。例えば、沈下土量 V_p の発生割合は SCL, SEL のように荷重の与え方(偏心度)が異なる場合では変化するものの、基本的に堆積角 β の違いに起因する力学挙動の相違はほとんど見られない(図-9(a) 参照)。

一方、側方流動土量は荷重の偏心度の違いによって堆積構造異方性の影響が顕著に現れている(図-9(b) 参照)。図中には、一例として SEL 試験(偏心度 $e/B=0.3$)の結果を点線で示しているが、堆積角 β が 90° より小さくなるにつれて、点線の勾配が小さくなっている。したがって、地盤の構造異方性は側方流動土量 V_s に影響を及ぼしていることが分かる。この傾向は偏心度や地盤の密度が異なっても同様である(川村ら, 2001)。

これらの結果に基づいて、図-10 は側方流動土量 V_s を沈下土量 V_p で正規化した土量比 V_s/V_p と沈下量比

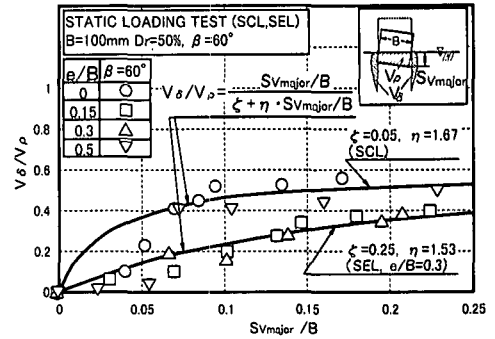


図-10 土量比 V_s/V_p と S_{vmajor}/B の関係 ($\beta=60^\circ$)

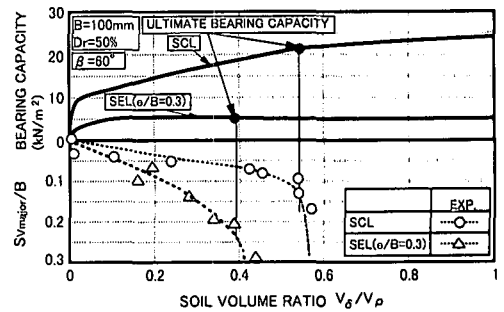


図-11 沈下量比 S_{vmajor}/B - 土量比 V_s/V_p - 支持力関係

S_{vmajor}/B の関係を示している。地盤の堆積条件は $\beta=60^\circ$ である。これより、構造物の沈下に伴い土量比 V_s/V_p は増加し、その後収束することが明かである。なお、その収束値は偏心度 e/B が高くなると低下するようである。

このように、土量比は異方性の影響によって収束値に変化が見られるが、両者の関係は双曲線近似できる。すなわち、以下ようになる(宮浦ら 2001)。

$$V_s/V_p = (S_{vmajor}/B) / (\zeta + \eta \cdot S_{vmajor}/B) \quad \cdots (2)$$

ζ, η はそれぞれ初期勾配と極限值における土量比の逆数である。

次に、土量比が構造物を支持する異方性地盤の安定性を評価可能か検討した。図-11 は $\beta=60^\circ$ で地盤密度 $D_r=50\%$ における、SCL および SEL ($e/B=0.3$) の試験結果より得られた沈下量比 - 土量比 - 支持力の関係を示している。なお、これらの異方性地盤の支持力値は三浦ら(2001)に詳しい。

図より、それぞれの関係に正の対応関係が成り立つことが分かる。すなわち、土量比の増加率が変化する点と極限支持力値とは良く対応している。このように、地盤の沈下量が把握できれば、構造物を支持する種々の異方性地盤においても支持力の動員度を推定可能である。

以上のことから、地盤の異方性の影響が異なる場合においても、構造物の沈下特性が明らかにできれば、構造物 - 地盤系の支持力の動員度及び側方流動変形挙動は評価で

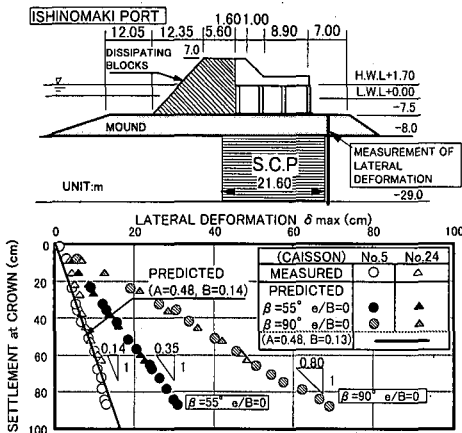


図-12 側方変位量の実測値と本推定値を比較

きると言えよう。

3.3 海洋構造物支持地盤の側方変形量の推定法

得られた結果から、異方性の影響は変形挙動を評価する上で重要な要因であることが示された。ここでは、構造物の天端2点の計測値から沈下量を求め、得られた沈下量から側方変形量を推定する方法について検討した。筆者らは、波浪力のような繰返し荷重を受ける構造物の沈下量 S_{Vmajor} 及び不同沈下量 S_{Vdif} を天端2点の計測値により求める方法を以下のように提案している(横浜ら, 2000)。

$$S_{Vmajor} = \frac{\left(Y_L + (B/2 - e_d)(Y_L - Y_R)/2e_d \right) + a[(Y_L - Y_R/2e_d)]^2}{\left(1 - (V_s/V_p)(C_p/C_s)(B/H_s) \right) \cdot (Y_L - Y_R)/2e_d} \quad \dots\dots (3)$$

$$S_{Vdif} = \frac{B \cdot (Y_L - Y_R)}{2e_d} \quad \dots\dots (4)$$

ここで、 Y_L , Y_R ($Y_L > Y_R$): 構造物天端左右2点での鉛直変位計測値, B : 構造物幅, $2e_d$: 鉛直変位測定点間の距離, a : 波力の作用位置, H_s : 地盤厚, V_s/V_p : (2)式で与えられる土量比, C_s , C_p : 側方流動及び沈下に関する変形パラメータである。なお過去の研究より, (3), (4)式の妥当性は確認されている(例えば, 横浜ら, 2000)。これらの式と提案した(1)式を用いて、天端2点の計測値から側方変形量の推定を行った。なお、推定に必要なパラメータ C_p , C_s は模型実験によって簡単に求めることができる(横浜ら, 2000)。

図-12は実際の海洋構造物—地盤系における側方変位量の実測値と本推定値を比較した結果について示している。用いた実測値は、石巻港にある防波堤(ケーソン No. 5, No. 24)に関するデータ(大槌ら, 1989)である。実測値では、構造物天端での4地点の沈下量を平均して算出されているため、ここでは偏心度 $e/B=0$ の条件で

推定を試みた。また、推定を行うための地盤条件として、図-7から $D_r=80\%$ で $\beta=90^\circ$ ($A=0.48$, $B=0.8$ に相当)及び $D_r=50\%$ で $\beta=55^\circ$ ($A=0.48$, $B=0.35$) を上限値と下限値として用いている。

図より、地盤情報の詳細が不明であるため正確な一致は望めないが、地盤の異方性と密度の影響を考慮することによって、両者の一致度が高くなるようである。なお、本推定式を用いた場合、実測値は $A=0.48$, $B=0.14$ のケース、すなわち $D_r=80\%$, $\beta=30^\circ$ の場合に対応するようである。

以上のことから、本推定式は、地盤内の変形、すなわち地盤の側方変位量を早急に把握することが要求される場合では、側方流動変形を把握する簡易手法として有用であると言える。

4. 結 論

一連の模型試験と考察により、以下の結論が得られている。

- (1) 堆積構造異方性は、海洋構造物支持地盤の沈下性状や側方変位挙動に大きな影響を及ぼしている。
- (2) 種々の異方性を有する地盤において、沈下量と従来より提案している土量比の間には、良い対応関係が見られた。すなわち、土量比は異方性の影響も考慮できる支持力の動員度を表すパラメータとして有用である。
- (3) 堆積構造異方性を考慮した側方変位量推定法は、実際の海洋構造物—地盤系の側方変形挙動をある程度適切に推定できる。

謝辞：本研究の一部に文部省科学研究費奨励研究(A)(No. 11750433)の補助が与えられた。記して深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

- 大槌正紀・菅野典雄・池田 正 (1989): 砂強制置換地盤上の沈下式防波堤の挙動観測と解析, 水産工学研究所技術報告, pp. 25-49.
- 川村志麻・三浦清一・横浜勝司・宮浦征宏 (1999): 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, No. 624, III-47, pp. 77-89.
- 川村志麻・三浦清一・柴田泰孝 (2001): 構造物支持地盤の側方流動挙動に及ぼす堆積構造異方性の影響, 地盤工学研究発表会講演集, Vol. 36, pp. 469-470.
- 三浦清一・川村志麻・柴田泰孝・横浜勝司 (2001): 波浪場にある海洋構造物—地盤系の支持力安定性を支配する要因とその評価法, 海岸工学論文集, Vol. 48, pp. 986-990.
- 宮浦征宏・三浦清一・川村志麻・横浜勝司 (2001): 載荷条件の相違による砂地盤の支持力—変形特性の変化とその評価, 土木学会論文集, No. 673, III-54, pp. 121-131.
- 横浜勝司・三浦清一・川村志麻・宮浦征宏 (2000): 波浪力のような繰返し荷重場にある構造物—地盤系の安定性評価に関する実験, 海岸工学論文集, Vol. 47, pp. 936-940.