

# 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

川村志麻\*・三浦清一\*\*・横浜勝司\*\*\*

## 1. まえがき

海底地盤及び消波構造物の安定性を調べる上で重要なことは、被災事例の十分な把握と適切な力学的評価をすることである。しかしながら、このような構造物・地盤系の破壊は波浪力の大きさや作用方向によって、また海洋構造物の形状や位置によって多様な形態をとるようであり (Oumeraci, 1994), その把握は非常に難しい。

このような背景から、本研究では地盤・構造物系の力学挙動の特徴をケーソン混成堤の被災事例を基に工学的に分類することを試みた。また、消波構造物を支持する地盤の破壊が沈下の卓越する破壊形態である場合の沈下量及び水平移動量を推定し、その有効性を被災事例の計測値との比較により検証した。また、本文では二次元平面ひずみ土槽と任意の波浪場を再現可能な装置(三浦ら, 1997)を用いて、波浪場のような変動水圧場にある構造物とその周辺地盤の支持力-変形特性を調べ、地盤力学的な観点からも考察を行っている。

## 2. 被災事例の工学的検討

### 2.1 工学的分類

本研究で調査した被災事例は、運輸省港湾技術研究所により紹介されているケーソン混成堤の被災例のうち、比較的資料の整っている41ケースである(北島ら, 1968; 武山ら, 1975; 服部ら, 1984; 宮井ら, 1993)。ここでは、特に構造物・地盤系の力学特性の特徴を把握することを主眼としているために、過去の被災事例に関する研究(鹿島ら, 1986; 五明ら, 1995)のような統計的な調査及び被災特性の照査は行っていない。すなわち、被災形態を4つの破壊モード(滑動, 滑動-沈下, 滑動-傾斜, 滑動-転倒)に分類し、波力と有効鉛直力及びモーメントの関係を調べた。また、このような波浪場にある地盤・構造物系の破壊は波浪力/地盤/構造物の相互作用が非常に複雑なことより、ケーソンが港内側に被災したものに限定し、分類を行っている。

図-1は、4つの破壊モードを基に被災時の構造物底部中心に生じるモーメント  $M$  をケーソンの幅  $B$  により正規化した値と波力  $P$  を有効鉛直力  $V$  により正規化した値との関係を示している。いわゆる摩擦係数との関係で整理している。ここで、算出に用いた波力及び揚圧力は合田式により求めている。また、有効鉛直力  $V$  は構造物の自重  $W$  から揚圧力  $U$  を差し引いたものである。なお、図中には通常の消波構造物の設計で用いられている摩擦係数 ( $\mu=0.6$ ) の値も併せてプロットしている。図より全被災事例において通常の設計条件 [ $P/(W-U) < \mu$ ] を満たしているものは全体の約1/3であった。このことは、ほとんどの破壊モードが滑動を伴う被害であることを裏付けている。また、滑動及び滑動-沈下モードでは、それらの関係に一義的な関係が存在していることがわかる。滑動破壊の場合はモーメントの増加に関わらず、 $\mu=0.6$  付近で破壊が生じており、沈下を伴うような破壊形態の場合は、モーメントの増加に伴って摩擦係数値も増加傾向にあると指摘される。

このことをさらに調べるために、図-2及び図-3に波力  $P$  とモーメント  $M$  の関係、有効鉛直力  $V$  とモーメント  $M$  の関係を示している。図から、波力とモーメントの間には破壊形態の違いによらず右上がりの関係が存在しているが、有効鉛直力とモーメントの関係では滑動-沈下モードを除いて、そのような傾向は現れていないことが明らかである。すなわち、沈下が生じるような場合には外力によってもたらされるモーメントの評価、滑動が

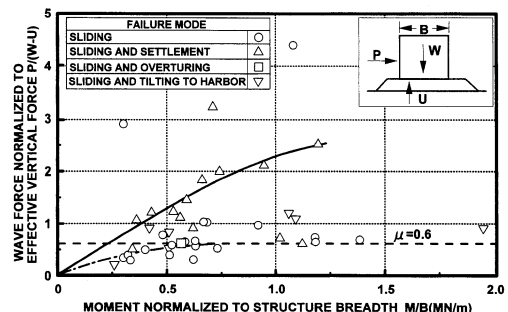


図-1 被災事例におけるモーメントと摩擦係数の関係

\* 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

\*\* 正会員 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科

\*\*\* 正会員 工修 専修大学北海道短期大学講師 土木科

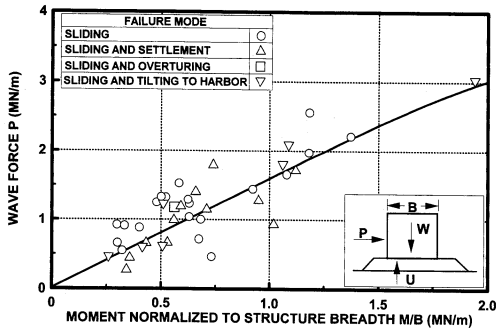


図-2 被災事例におけるモーメントと波力の関係

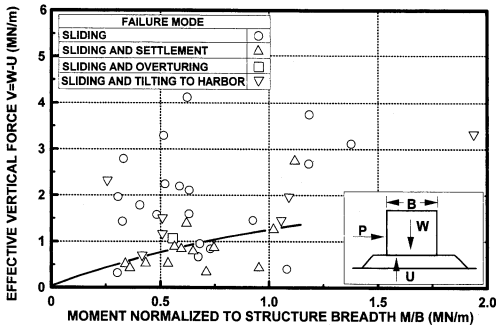


図-3 被災事例におけるモーメントと有効鉛直力の関係

主たる被災の場合はモーメントの大きさに左右されず、ケーソン底部に生じる摩擦係数の評価が非常に重要であることを示している。いずれにしても、このことは破壊形態の相違によって評価すべき外力が異なることを示すものであり、非常に興味深い事実である。

次に波力の大きさによる破壊形態の変化を調べるために、図-4に波力  $P$  と有効鉛直力  $V$  の関係を示した。図より、各破壊モード共に右上がりの傾向があることがわかる。滑動、滑動一転倒モードでは波力と有効鉛直力の関係が  $P = \mu V$  付近において破壊に至っており、滑動一沈下及び滑動一傾斜モードでは、ほぼ  $P \geq \mu V$  を満たし

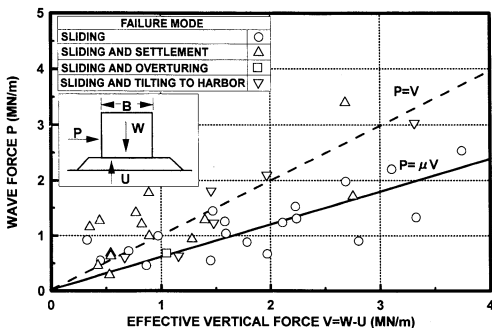


図-4 被災事例における波力と有効鉛直力の関係

たときに被災していることが明確である。このことは波浪場にある構造物・地盤系の破壊は、捨石マウンドの剛性の影響も考えられるが、波力の大きさによって破壊モードの推定が可能であることを示唆するものである。

以上のことから、このような構造物・地盤系の破壊形態は、波力の大きさによって、滑動が主たる破壊であるものから沈下を伴うような破壊に変化するようであり、基本的な3力の評価が非常に重要であることが示された。

## 2.2 消波構造物と周辺地盤の変形の推定と被災事例との比較

上述の被災事例でみられるように、波浪場にある構造物・地盤系の破壊形態は滑動を伴う被害がほとんどである。現在までに滑動量を推定する方法がいくつか提案されている(たとえば、下迫ら, 1994; 青木ら, 1995)が、沈下量を推定する研究は少ないようである。ここでは、模型実験で得られた地盤の側方流動特性を基に模型構造物の天端で計測された変位量から沈下量及び水平移動量を推定する方法(三浦ら, 1997)をさらに検討した。

図-5は本模型実験での構造物が外力の作用により沈下・傾斜した状態を示している。地盤の沈下量は  $S_{VL}, S_{VR}$  である。ここで水平移動量は、左向きを正にとり  $S_{HL}, S_{HR}$  としている。計測される水平ロッドと鉛直ロッドの各2本の変位量はそれぞれ  $X_R, X_L, Y_R, Y_L$  である。図-5では、模型砂層での水平変位と構造物との間で満足すべき幾何学的な関係から、次式のような表現が可能である(三浦ら, 1997)。

$$S_{Vmax} = Y_R + (W/2 - c + X_R)(Y_R - Y_L)/2c \quad \dots (1)$$

$$S_{Hmax} = X_R - a(Y_R - Y_L)/2c \quad \dots (2)$$

なお、 $S_{Vmax}$  と  $S_{Hmax}$  は左右の卓越した方の沈下量及び水平移動量であり、 $a$  と  $2c$  及び  $W$  はそれぞれ模型地盤から水平ロッドまでの距離、鉛直ロッド間の距離及び構造物の幅である。

ここで、地盤の側方流動土量が模型構造物が沈下流動

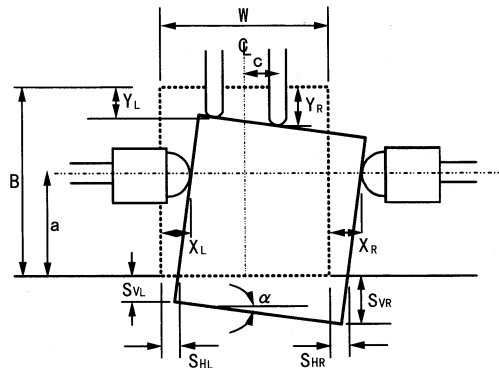


図-5 本研究で測定、計測される変形

して生じた土量に等しいとの仮定 (三浦ら, 1997) に基づけば, 天端での2つの計測値 ( $Y_R, Y_L$ ) から上式は次のようになる.

$$S_{Vmax} = \{ Y_R + (W/2 - c)(Y_R - Y_L) / [2c + a((Y_R - Y_L)/2c)^2] / [1 - (V_\delta/V_\rho)(C_\rho/C_\delta)(W/H)(Y_R - Y_L)/2c] \} \dots\dots\dots (3)$$

$$S_{Hmax} = (V_\delta/V_\rho)(C_\rho/C_\delta)(W/H)S_{Vmax} \dots\dots\dots (4)$$

$H$  は砂層の深さであり,  $V_\delta, V_\rho$  と  $C_\delta, C_\rho$  は側方流動及び沈下によって生じる土量, 側方流動及び沈下が生じる断面の形状係数である. これらの  $V_\delta, V_\rho, C_\delta$  及び  $C_\rho$  値は, 波浪を再現可能な模型試験装置を用いて次のように求められている (三浦ら, 1997).

$$V_\delta/V_\rho = 0.6, \quad C_\rho/C_\delta = 0.9/0.4 = 2.25$$

次に得られた提案式の有効性を検証するために, 柏崎港の被災時 (1966年) における計測値 (武山ら, 1975) と本推定式の比較を行った. 図-6 は, 柏崎港の断面図及び平面図を示している. 図中には, 被災時のケーソンの変位量と本推定式により得られた値を括弧で示した. 図より, 推定した沈下量は実測された沈下量とほぼ一致していることがわかる. しかしながら, 波浪が作用する方向 (A-A断面) の水平移動量 (滑动量) は, 実測値とかなりかけ離れているようである. これは実波浪場における破壊形態のほとんどが滑动を伴う現象であること, また本推定式が地盤の側方流動を基に導かれていることに起因しているようである. なお, 波浪が作用する方向と直角方向の沈下量及び水平移動量はほぼ一致していた.

以上のことから, 地盤の側方流動を基に導かれた本推定式は沈下が生じるような破壊形態の場合は少なくとも

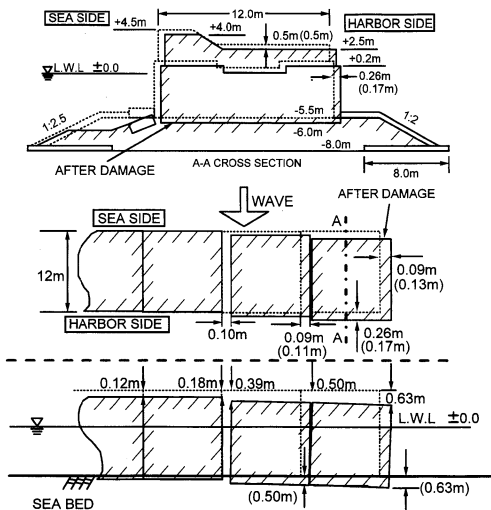


図-6 被災時の柏崎港の計測値と推定値の比較

有効であることが示されたと言える.

### 3. 変動水圧場での地盤の支持力-変形特性

波浪を受ける構造物/地盤系では陸上部での挙動とはかなり異なることが予想される. よってこれらの動的力学挙動を調べるために波浪場を再現可能な模型試験装置を用いて変動水圧が作用する条件の下で繰返し鉛直及び水平載荷試験を実施した.

#### 3.1 試験装置と試験手順

本試験で用いた装置は二次元平面ひずみ模型土槽, 波浪により構造物に与えられる外力を再現するための繰返し鉛直・水平載荷装置, 変動水圧をシミュレートするための変動水圧装置, 同制御装置及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装置からなる (三浦ら, 1997). 土槽の内寸法は長さ 2,000 mm, 深さ 700 mm, 幅 600 mm であって, 砂層の深さ  $H$  は 400 mm である. 模型地盤は, 豊浦標準砂 ( $\rho_s = 26.1 \text{ kN/m}^3, \rho_{dmax} = 16.0 \text{ kN/m}^3, \rho_{dmin} = 13.2 \text{ kN/m}^3$ ) をサンドホッパーから空中落下する方法で作成し, 相対密度  $D_r = 50\%$  の地盤を得た. その後土槽底部より通水を行い, 飽和化を計った. また, 用いた模型載荷板は幅 100 mm, 高さ 100 mm, 奥行き 580 mm, 重量 0.127 kN の直方体である. なお, 地盤内には間隙水圧計を模型構造物直下に 100 mm 間隔に 3 個, 左右対称に 6 個, 計 9 個設置し, 間隙水圧挙動を計測している (三浦ら, 1997).

行った試験ケースは, 図-7 に示すように非水圧場 (CVL, CHL と略), 一定水圧場 (CVW, CHW と略) の繰返し鉛直及び水平載荷試験, 変動水圧場 (CHO と略) の繰返し水平載荷試験及び変動水圧試験 (OWP と略) である. ここで, 繰返し鉛直及び水平載荷は, 模型構造物に鉛直方向または水平方向から所定の周期の下で荷重を与えたものである. 一定水圧場での試験では, 水圧  $\sigma_0 = 10, 30 \text{ kPa}$  を載荷した状態のもとで繰返し鉛直及び水平

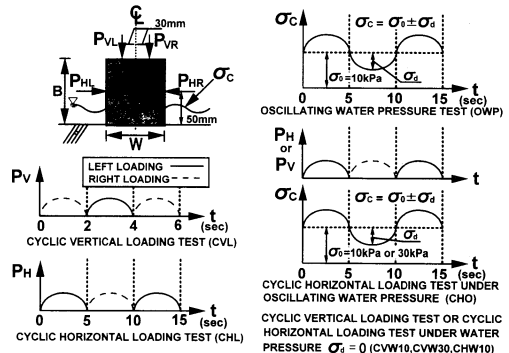


図-7 非水圧場, 一定水圧場及び変動水圧場における繰返し鉛直, 水平載荷試験の載荷方法

載荷試験を行った。変動水圧場での試験は一定水圧( $\sigma_0 = 10$  kPa)が載荷された状態から水圧振幅 $\sigma_d = 1$  kPaを載荷し、同様な試験を行っている。ここで、鉛直載荷試験の載荷周期が水平載荷試験の載荷周期と異なっているが、過去の研究によりこの周期の範囲では繰返し強度に差がないことが確認されている(三浦ら, 1996)。なお、各試験の略称の後に記載されている数字は載荷された水圧値を示している。

3.2 試験結果と考察

図-8(a), (b) は非水圧場 (CVL) と一定水圧場 (CVW10, CVW30) での繰返し鉛直載荷試験, ならびに非水圧場 (CHL), 一定水圧場 (CHW10) 及び変動水圧場 (CHO) での繰返し水平載荷試験結果である。両図とも繰返し応力 ( $\sigma_v$  または  $\sigma_h$ ) と最大沈下量比  $S_{vmax}/W$  が所定の値に至るまでに必要な繰返し回数  $N_c$  との関係で整理されている。なお, (b) 図には変動水圧のみが載荷された試験 (OWP) 結果も併せてプロットしている。図より, 鉛直載荷試験では水圧の有無及び水圧が増加( $\sigma_0 = 10 \rightarrow 30$  kPa) することによる繰返し強度の変化は現れていないようである。しかしながら, 水平載荷試験では一定水圧 (CHW10) 及び変動水圧 (CHO) が載荷されることによって, 同一応力レベルでの繰返し回数に確実に差が現れていることが明確である。

図-9 は, 各条件下の水平載荷試験で得られた沈下量の経時変化を示している。この図からも一定水圧が載荷されることによって沈下量に明確な差が現れている。特に載荷初期段階における差は顕著である。また, 変動水圧 (CHO) が作用することによって差が生じている点も注目すべき事実である。いずれにしても, 一定水圧や変動水圧のような小さい水圧が沈下挙動に影響を与えている事実は, 波浪場の力学挙動を把握する上で非常に重要であると言える。

このことを詳細に調べるために, 図-10 は図-8 で得られた結果を模型構造物直下 100 mm 地点で生じるせん断応力  $\tau_d$  (挿入図参照) を初期有効土被り圧  $\sigma_{v0}$  で正規化した値と最大沈下量比が 3% に至るに必要な繰返し回数との関係で整理したものである。なお, せん断応力は Boussinesq 及び Cerrutti 解を用いて算出している(三浦ら, 1995)。図より, せん断応力比で整理した場合, 鉛直載荷試験では図-8(a) の傾向と同様であるとみなせるが, 水平載荷試験 (CHO) 及び変動水圧試験 (OWP) では前述の傾向と異なり, CHO 試験と OWP 試験の結果が逆転していることがわかる。これは, 変動水圧のような外力の作用が地盤内のせん断応力の発生に無視できない影響を与えていることを示すものである。

図-11 は同一せん断応力レベルにおける繰返し回数の差を調べるために, 各条件下のせん断応力の経時変化

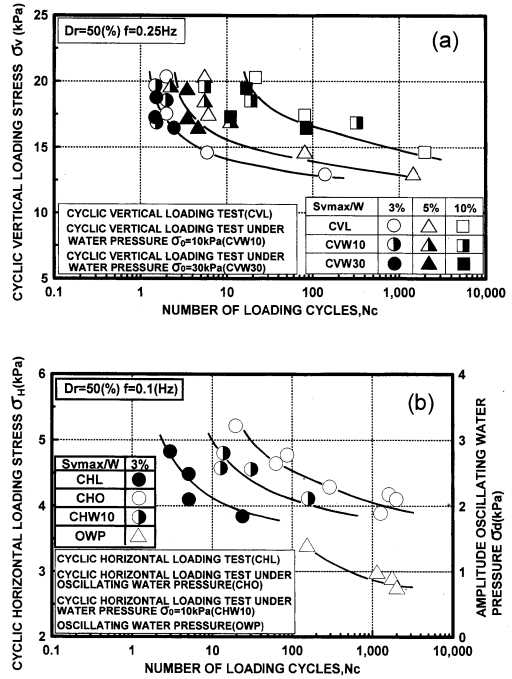


図-8 非水圧場, 一定水圧場及び変動水圧場の繰返し強度の比較; (a) 繰返し鉛直載荷試験, (b) 繰返し水平載荷試験

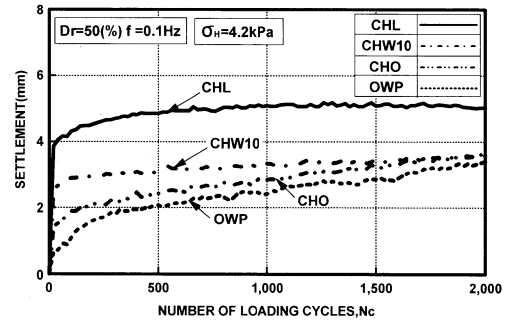


図-9 非水圧場, 一定水圧場及び変動水圧場における沈下量の比較 (繰返し水平載荷試験)

を示した。図より, せん断応力振幅  $\tau_d$  が水平載荷のように小さい場合 (CHL, CHW10, OWP, CHO) では, 初期せん断応力  $\tau_0$  の有無によって繰返し回数に影響が現れていることが認められる。またせん断応力振幅  $\tau_d$  が大きい繰返し鉛直載荷試験 (CVL, CVW10, CVW30) では, 繰返し回数は初期せん断応力の大きさによらず, せん断応力振幅の影響を受けているようである。CHW10 試験と OWP 試験のように初期せん断応力及びせん断応力振幅が同一レベルでは, 外力の作用方向の違いが繰返し回数に差を生じさせているようである。

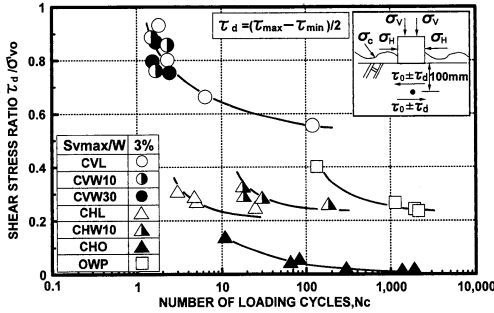


図-10 各条件下で生じるせん断応力と繰返し回数との関係

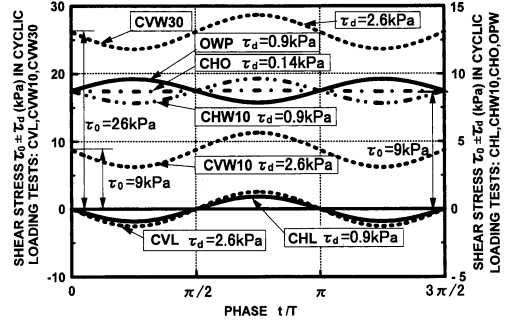


図-11 各条件下で生じるせん断応力の経時変化

以上のことから、波浪場にある構造物を支持する地盤の動的力学挙動を評価するには、地盤内で生じるせん断応力と外力の組合わせを適確に把握することが極めて重要であると言えよう。

#### 4. 結 論

(1) 波浪場にある構造物・地盤系の破壊形態は、波力の大きさによって、滑動が主たる破壊または沈下を伴うような破壊に変化するようであり、基本的な3力(モーメント, 波力, 有効鉛直力)の評価が重要であることが示された。

(2) 天端面などでの簡便な2カ所の変位計測データのみによって、消波構造物と周辺地盤の沈下量, 水平変位量を予測できる式を, 地盤の側方流動特性を考慮して求めた。予測値は, 沈下が卓越するような破壊形態の場合は被災時の実測値の傾向を良く表現していた。

(3) 波浪場のような変動水圧が作用する構造物・地盤系の動的力学挙動を評価するには, 地盤内に発生するせん断応力を適確に把握する必要がある。また, 生じるせん断応力が同一レベルでは, 外力の作用する方向の把握が非常に重要であることが示された。

最後に実験・データ整理に宮浦征宏, 長谷一矢(室蘭工業大学大学院), 長畑 智(十和田市)各氏の協力を得た。また, (株)テトラ 常務取締役 田中則男氏には, 貴重な討論を頂いた。記して深甚なる謝意を表する。

#### 参 考 文 献

青木伸一・奥部綾子(1995): 防波堤直立部の滑動シミュレーション, 海岸工学論文集, 第42巻, pp. 861-865.  
 鹿島遼一・今泉正次・戸田泰和(1986): 被災事例から見た防波堤・防波護岸の波浪被災特性, 第33回海岸工学講演会論文集, pp. 626-630.  
 北島昭一・中野拓治・堀井修生・柿崎秀作・降旗健一・花木芳雄(1968): 被災防波堤集覧, 港湾技研資料, No. 58, 239 p.  
 五明美智男・境 和彦・高山知司・寺内 潔・高橋重雄(1995): 消波ブロック被覆堤のブロックの安定性に関する現状調査, 海岸工学論文集, 第43巻, pp. 901-905.  
 下迫健一郎・高橋重雄(1994): 混成防波堤の期待滑動量の計算法, 海岸工学論文集, 第41巻, pp. 756-760.  
 武山秀夫・中山種清(1975): 被災防波堤集覧(その2), 港湾技研資料, No. 200, 255 p.  
 服部千佳志・柴田鋼三・大堀晃一(1984): 被災防波堤集覧(その3), 港湾技研資料, No. 485, 281 p.  
 三浦清一・田中則男・近藤俊郎・川村志麻・佐藤勝弘(1995): 消波構造物を支持する地盤の波浪による流動化機構に関する研究, 海岸工学論文集, 第42巻, pp. 1016-1020.  
 三浦清一・川村志麻・田中則男(1996): 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, 第43巻, pp. 1016-1020.  
 三浦清一・横浜勝司・川村志麻・田中則男(1997): 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, 第44巻, pp. 921-925.  
 宮井真一郎・大平勝司・塩見雅樹(1993): 被災防波堤集覧(その4), 港湾技研資料, No. 765, 248 p.  
 Oumeraci, H (1994): Review and analysis of vertical break-water failures—lessons learned, Coastal Engineering, Vol. 22, pp. 3-29.