

防波堤背後に設置した人工浅場の波浪による液状化について

鈴木高二朗*・高橋重雄**・山本泰司***
橋詰知喜****・姜 閔 求*****

人工的に浚渫土砂で築造された海底地盤では、砂が緩く堆積しており、築造後、来襲した波浪によって液状化する可能性が高い。本研究では防波堤背後に浚渫土砂で築造された人工浅場の波浪（越波や越波伝達波）による液状化現象について、水理模型実験による再現と対策に関する検討を行った。また、液状化が発生しないために必要な地盤強度を求めるため、波と地盤を同時に解析できる線形 FEM 解析に剪断弾性係数のひずみ依存曲線を組み込んだ新たな計算手法を提案した。これにより、進行波による液状化発生限界の推定が可能となった。さらに、複雑な越波水塊の打ち込みによる液状化を再現するため、VOF-FEM による液状化の再現計算も行った。

1. はじめに

現在、釧路港では航路の浚渫土砂を防波堤背後の静穏域に設置して水深 4~5 m とし、コンブ等の水産生物の生息場として利用しようとする人工浅場を造成している。浚渫土砂は図-1 に示すように 2 回に分けて投入され、その上に越波による浚渫土砂の舞い上がりを防ぐための捨石と被覆ブロックが設置される予定である。しかし、浚渫土砂が緩く堆積した状態でブロックが設置されて完成を迎えると、越波やその伝達波によって地盤が液状化し、浅場造成を困難にする可能性がある。

一般的に緩く堆積した地盤に波浪が来襲すると、砂地盤が破壊し、地盤内部では間隙水圧が上昇して（残留過剰間隙水圧が発生して）砂が浮遊した状態となり、地盤が波動運動する。さらに液状化が続くと、間隙水圧の上昇により内部の間隙水が抜け、空隙率が小さくなり、最終的に液状化が発生しなくなる（高橋ら, 1997）。

このような波浪による破局的な地盤の液状化現象は、波浪によって常に地盤が締め固められているため、通常、波浪の作用する海岸では発生しないが、人工的に浚渫土砂で築造された海底地盤では砂が緩く堆積しており、来襲する波浪によって液状化する可能性が高い。

既に 1 期目の層厚 5 m 分の浚渫土砂が投入され、水深は 10 m となっているが、浚渫土砂は防波堤背後の静穏域に投入されたため緩く堆積しており、投入当初の地盤強度は表層から 2 m ほどの場所で N 値が 0, 2~5 m の深さでも 3 程度であり、2 期目の土砂投入後、被覆ブロックがたとえ設置できたとしてもその後の越波等で液状化し、ブロックが地盤内に沈み込む可能性が高い。

本研究では、このような越波による浚渫土砂の液状化現象を水理模型実験で再現するとともに、液状化対策の検討を行う。また、地盤の水理模型実験では相似則が問

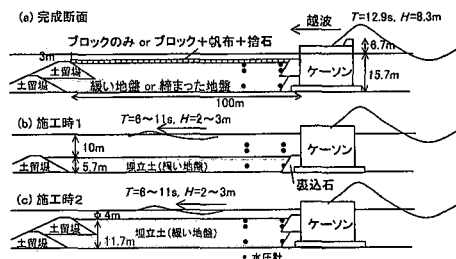


図-1 釧路島防波堤実験断面（完成時および施工時）

題となるため、波と地盤を同時に解析できる線形 FEM 計算で現地スケールの液状化について検討する。この FEM 計算では、朴ら (1995) の線形 FEM 解析に剪断弾性係数、減衰比の歪み依存特性を組み込むことで、越波伝達波を想定した進行波の液状化発生限界の予測を行う。また、線形 FEM では再現できない水塊の打ち込みと液状化地盤の変形状態を $U-\pi$ 形式を用いた VOF-FEM（高橋ら, 2002）により再現する。

2. 水理模型実験による液状化の再現

2.1 実験方法と実験ケース

水理模型実験は現地の 1/25 縮尺で行い、図-1 のようにケーソン背後に埋立地盤を設置し、地盤内の間隙水圧、地盤や被覆ブロックの変位等を計測した。現地の浚渫土砂は粒径が 0.1~1.0 mm であるが、実験では中央粒径 0.08 mm の 8 号珪砂を用い、自然落下によって浚渫土砂投入直後の緩く堆積した地盤を作成した。

実験ケースとしては、まず、完成断面の実験として、図-1(a) に示されるように、①緩く堆積した地盤に被覆ブロックのみを設置した場合、②液状化対策として緩く堆積した地盤に防砂シート、碎石、被覆ブロックを載せて地盤を安定にした場合、③さらに、波によって地盤を締め固めた後にブロックを設置した場合について実験を行った。なお、作用させた波は設計波相当の規則波（周期 $T=2.6$ s, 波高 $H=32$ cm）である。

一方、施工中にも越波伝達波により、液状化が発生す

* 正会員 工修 (独法) 港湾空港技術研究所主任研究官
** 正会員 工博 (独法) 港湾空港技術研究所海洋・水工部長
*** 正会員 工修 (独法) 北海道開発土木研究所 港湾研究室副室長
**** 国土交通省北海道開発局 釧路港湾建設事務所長
***** 正会員 工博 (株) 現代建設技術研究所 港湾研究室

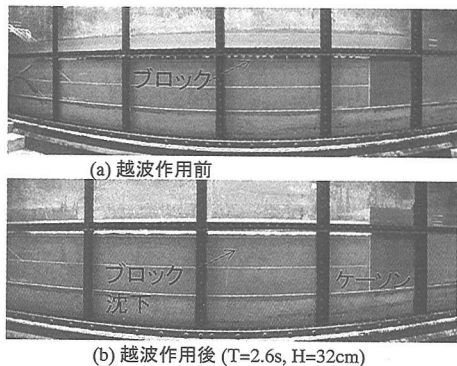


写真-1 越波による地盤の液状化とブロックの沈下

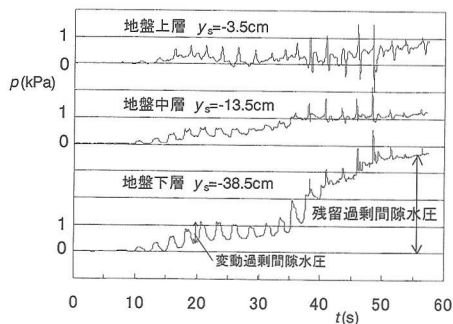


図-2 越波による液状化発生時の地盤内間隙水圧

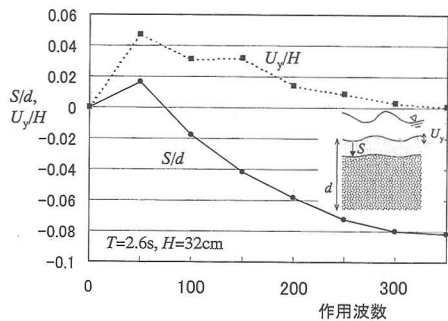


図-3 地盤の締め固まり（波数と地盤沈下、鉛直変位）

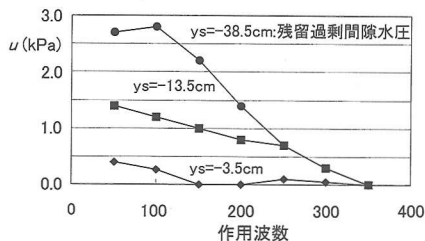


図-4 地盤の締め固まり（波数と残留過剰間隙水圧）

る可能性があるため、④1期目の施工中に越波伝達波が作用する場合（図-1(b)）、⑤2期目の施工中に越波伝達波が作用する場合（図-1(c)）についても実験を行って

いる。ただし、施工時の実験では越波を直接作用させるのではなく、50年確率の越波伝達波に相当する進行波（周期 $T=1.2\sim 2.2\text{s}$ 、波高 $H=8\sim 12\text{cm}$ ）を模擬的に作用させた。

2.2 完成断面（越波による地盤の液状化）

写真-1は、緩く堆積した地盤の上に被覆ブロックを設置した断面での実験状況であり、周期 $T=2.6\text{s}$ 、波高 $H=32\text{cm}$ の波を作用させた前後のものである。越波水塊がケーソン背後の埋立土部分に作用すると地盤は液状化し、表層は全振幅 1.5cm で波打った。ブロックは沈下して（写真-1(b)）地盤表層から見えなくなり、最終的に 20cm （現地量で 5m ）ほども地盤内に沈み込んだ。

図-2は、このときの地盤内部の間隙水圧である。1波ごとの越波によって変動する水圧（変動過剰間隙水圧）の他に、地盤が液状化したことによる間隙水圧の上昇（残留過剰間隙水圧）が見られる。各層での残留過剰間隙水圧の大きさは、間隙水圧計より上にある砂地盤の重さ（ $\rho_s g y_s$ ）に近い値となっており、ほぼ全層にわたって地盤が液状化していたことがわかる。波を50波作用させ、一旦地盤の動きが落ち着いた後、さらに50波ずつ波を作用させると地盤は徐々に締め固まり、350波作用させると液状化は発生しなくなった。

図-3は液状化して波打つ地盤の全振幅 U_y とその後の沈下量 S であり、それぞれ波高 H と初期地盤層厚 d で除して無次元化している。ともに350波程度で落ち着いているのが分かる。図中地盤の沈下量が50波で一旦上昇しているのは、ブロックが液状化した地盤の中に潜り込んだため、その分地盤が上昇したためである。しかし、その後地盤は徐々に沈下し、最終的に 3.5cm （現地量 87.5cm ）ほど沈下して落ち着いた。ブロックの大きさも考慮すると、地盤の体積は10%も減少したことになる。

図-4は作用波数と残留過剰間隙水圧の関係であり、地盤下層から徐々に締め固まり、この場合も350波程度で発生しなくなっている。

なお、液状化がおさまリ、安定となった時点でベーン剪断試験器にて地盤の剪断強度を調べたところ、表層では、波作用前の値が 0 kgf/cm^2 であったものが、 1.6 kgf/cm^2 まで固くなり、それより下層では試験器を刺すことができないほど締め固まっていた。

2.3 液状化対策（砕石、シートと地盤の締め固め）

図-1(a)の緩く堆積した地盤の上に防砂シートをしき、さらに 18g （現地量 100kg ）の砕石を2層載せたのちにブロックを設置して完成断面とし、越波を作用させた。ケーソン背後約 1.2m （現地量 30m ）の範囲で若干液状化するのが見られたが、すぐに安定し、約150波作用させると液状化が見られなくなった。地盤はケーソン直背後で、初期地盤より 1cm ほど沈下したが、ケーソン背

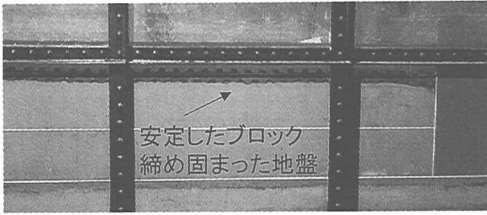


写真-2 越波に安定な締め固まった地盤上のブロック

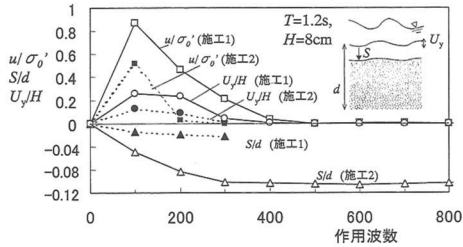


図-5 施工時の液状化と地盤の締め固まり

後2m地点では沈下が見られなかった。このように液状化が抑制された原因としては捨石を載せたことによる有効土被り圧の増加が考えられ、防砂シートと捨石が液状化を抑制する効果を持っていることが分かる。ただし、実験終了後、ブロック、捨石、シートを撤去して、地盤強度を計測したところ、すべての深さで0.24~0.32 kgf/cm²しかなく、地盤は緩い状態であった。

さらに、施工時にも越波伝達波等で地盤がある程度締め固まるものと考え、地盤を波で締め固めた上にブロックを設置して越波を作用させたところ、写真-2のように地盤は全く変化せず、ブロックは安定していた。

以上のことから、防砂シートと捨石を被覆ブロックの下に設置して有効土被り圧を大きくすることで、越波による液状化を抑えることができること、さらに、施工時に波で地盤を液状化させて締め固めることで、より安定な液状化対策とすることができることが分かった。

2.4 施工時（越波伝達波による地盤の液状化）

施工中の越波伝達波による地盤の液状化と締め固まりを調べるため、図-1(b), (c)の断面で50年確率の越波伝達波に相当する進行波を作用させて実験を行った。

図-5は、施工時1と施工時2で見られた残留過剰間隙水圧 u 、液状化時の地盤の鉛直方向波動振幅 d_y 、地盤沈下量 S であり、それぞれ、有効土被り圧 σ'_v 、波高 H 、地盤層厚 d で除して無次元化している。

施工時1では、表層地盤が液状化すると全振幅約1.0 cm（現地量25 cm）で波打ったが、液状化層厚は小さく、残留過剰間隙水圧は間隙水圧計（深さ15 cm）の位置で土被り圧の50%程度であり、この圧力から液状化深さを求めると、地盤表層から約8 cm（現地量2 m）までしか液

状化が発生していないことが分かる。その後、徐々に締め固まり、300波程度作用し終わると、約0.5 cm（現地量12.5 cm）ほど地盤が沈下していた。

一方、施工時2では、水深が小さいため波の作用が地盤に伝わりやすく、液状化層厚が施工時1の場合より大きかった。このときの残留過剰間隙水圧は、深さ38.5 cmの位置で有効土被り圧の90%近くになっており、30 cmほどの地盤層が液状化していたものと考えられる。地盤の沈下量も大きく、約10%ほど地盤が収縮したことが分かる。

以上のことから、波浪による液状化は天端水深の影響を大きく受け、施工時2の方が深部まで液状化し、地盤が締め固まりやすいことが分かった。

3. 線形 FEM 計算による液状化の再現

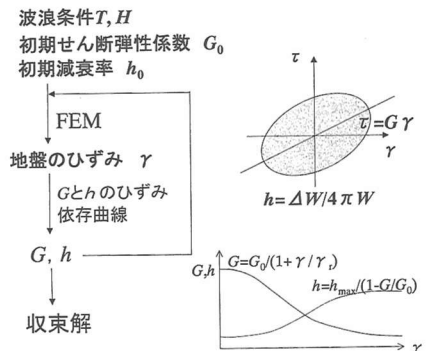
3.1 計算の目的と方法

施工時の地盤が、どの程度の波高、周期、および地盤強度で発生するかを調べるため、線形 FEM 計算による計算を行った。計算は波と地盤を同時に解析できる朴ら(1995)の線形 FEM 解析に等価線形法（剪断弾性係数 G と減衰比 h のひずみ依存曲線）を組み込んで液状化発生限界を求めた。

図-6は、液状化発生限界を求める計算のフロー図である。①まず、剪断弾性係数 G_0 と減衰率 h_0 の初期値として適当な値を設定して、線形 FEM 計算を実施する。②計算の結果、得られた最大剪断ひずみを有効ひずみに変換する。ここでは最大剪断ひずみの65%を有効歪みとしている。③この有効ひずみ γ を一般的な剪断弾性係数、減衰比のひずみ依存曲線（式(1), (2)）に代入し、新たな剪断弾性係数と減衰率を求め、得られた G と h をもとに再び線形 FEM 解析を行い、 G と h が収束するまで繰り返し計算を行った。

$$G = G_0 / (1 + \gamma / \gamma_r) \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$h = h_{\max} / (1 - G / G_0) \quad \dots\dots\dots (2)$$

図-6 G と h の歪み依存曲線を取り入れた計算フロー

以上の繰り返し計算を行うと、ある初期剪断弾性係数 G_0 より小さい G_0 で、急に歪み γ が大きくなる傾向にあることが分かった。

図-7, 8 は現地規模のスケールで施工時1の断面について初期剪断弾性係数 G_0 を1~100000 (kPa) の範囲で変化させて計算したものである。図-8をみると $G_0 = 10000$ kPa 以下で歪み γ が急激に大きくなっているのが分かる。

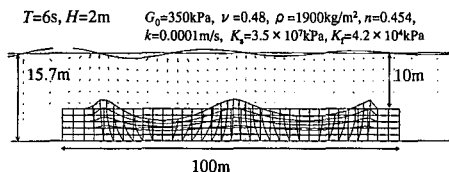


図-7 線形 FEM による施工時1での液状化再現計算

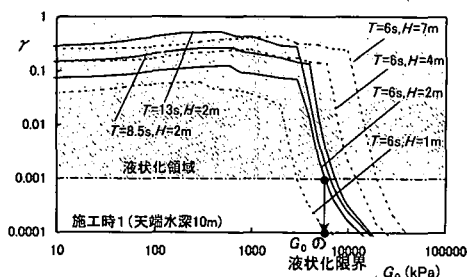


図-8 初期剪断弾性係数 G_0 と繰り返し計算後の歪み γ

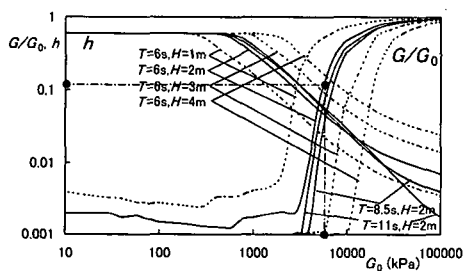


図-9 初期剪断弾性係数 G_0 と繰り返し計算後の G と h

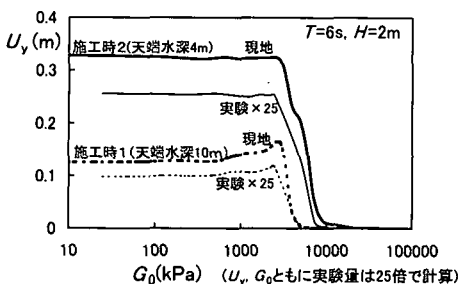


図-10 初期剪断弾性係数 G_0 と地盤の波動変位 U_y

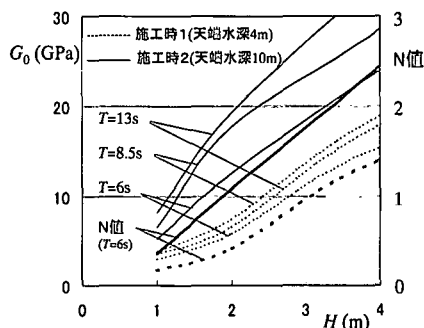


図-11 波浪条件と G と N 値の液状化発生限界

図-9 は、このときの初期剪断弾性係数 G_0 と繰り返し計算後の G/G_0 および減衰比 h の関係である。 G_0 が10000 kPa より小さくなると繰り返し計算で G は急激に小さくなり、 G_0 が1000 kPa 以下では2オーダー以上小さくなっていることが分かる。このように柔らかい初期地盤に波が作用すると、地盤はその性質上、強度を保っていることができず、波浪の繰り返し作用によって地盤強度が小さくなることが分かる。ここでは、このような状態を液状化状態であると考え、特に地盤の歪み γ が0.001 以上になる G_0 を液状化発生初期剪断弾性係数とした。

たとえば、施工時1の断面に周期 $T=6$ s, $H=2$ m の波が作用した場合、液状化発生時の初期剪断弾性係数 G_0 は5800 kPa であり(図-8)、液状化発生後の G は図-9より10%程度まで減少していることが分かる。

図-10 は、 G_0 と液状化時の鉛直方向地盤変位片振幅 U_y の関係であり、施工時1と施工時2について実験と現地スケールについて示している。2.3の施工時1の実験では、最大両振幅が1 cm 程度であったが、図-10の計算値で最もよく振動している部分と一致している。また、この図では U_y , G_0 ともに実験量を25倍して計算しているが、実験量は現地量の地盤変位より全体に小さく、現地の方が実験より大きく液状化することを示している。

図-11 は、波高、周期と液状化発生初期剪断弾性係数 G_0 の関係であり、式(3)から得られる N 値もともに示している。現地地盤の N 値が1程度の場合、周期6 s の条件で、施工時1(天端水深10 m)では越波伝達波高が3 m 程度、施工時2(天端水深4 m)では波高2 m 程度の波で液状化が発生することを示している。

4. 越波による液状化の再現

越波のようなより複雑な現象と地盤の動きを同時に解くため、VOF-FEM による再現計算を行った。図-12 は越波が埋地盤に打ち込み液状化した地盤が波動する状況である。図中、地盤変位は20倍拡大して示している。

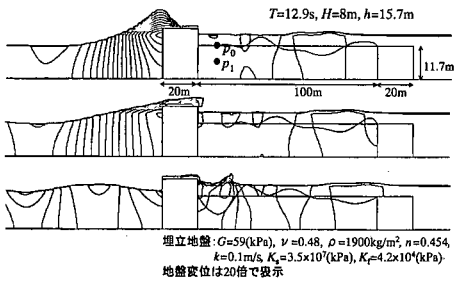


図-12 VOF-FEMを用いた越波による液状化状態の再現

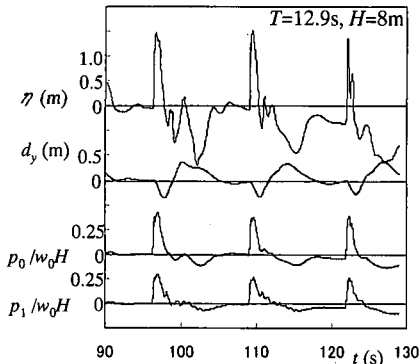


図-13 堤体背後の水面と地盤の変位および間隙水圧

図-13 は、このときのケーソンより 10 m 背後の水面変位 η 、鉛直方向地盤変位 U_y 、地盤内の間隙水圧 p_0/w_0H 、 p_1/w_0H である。越波水塊が打ち込むと地盤内の間隙水圧がそれに応じて上昇し、その後地盤変位が沈み込み、最大で 50 cm 近い振幅で運動しているのが分かる。

ただし、今回の計算では、地盤が既に液状化していると考え、柔らかい地盤に相当する剪断弾性係数 G と減衰比 h を仮定して計算している。 G と h のひずみ依存曲線を組み込んだ計算ではないため、今後、線形 FEM 計算で用いた方法を組み込んで検討を行う予定である。

5. ま と め

人工的に浚渫土砂で築造された海底地盤では、砂が緩く堆積しており、築造後に来襲する波浪によって液状化する可能性が高い。本研究では、ケーソン背後の静穏域に浚渫土砂で築造される人工浅場に波浪が作用した場合の地盤の液状化について、水理模型実験および数値計算を行って検討を行った。その結果、以下の事項が明らかとなった。

(1) 緩く堆積した浚渫土砂の上に被覆ブロックを設置した完成断面では、越波水塊がケーソン背後の埋立土部分に作用すると地盤が激しく液状化し、ブロックは沈

下して、20 cm (現地量で 5 m) ほど地盤内に沈み込んだ。この際、地盤内部では間隙水圧が上昇 (残留過剰間隙水圧が発生) し、その大きさから地盤全層にわたって液状化していたことが分かった。さらに波を作用させると地盤は徐々に締め固まり、液状化は発生しなくなった。

(2) 越波による液状化対策として、防砂シートと捨石を被覆ブロックの下に設置して有効土被り圧を大きくすると、越波による激しい液状化を抑えることができることが分かった。また、施工時に波で地盤を液状化させて締め固めると、さらに安定な地盤となることが分かった。

(3) 施工時の地盤の液状化とその後の締め固まりは、天端水深の影響を大きく受け、施工時 2 の方が深部まで液状化し、地盤が締め固まりやすいことが分かった。

(4) 波浪による地盤の液状化が発生する波浪条件や地盤強度 (初期剪断弾性係数 G_0) を求めるため、波と地盤を同時に解析できる線形 FEM 解析を行った。ここでは、朴ら (1995) の線形 FEM 解析に等価線形法 (剪断弾性係数 G と減衰比 h のひずみ依存曲線) を組み込み、液状化発生限界を求める手法を提案した。これによると、現地地盤の N 値が 1 程度の場合、周期 6 s では、水深 10 m で波高 3 m 程度、水深 4 m で波高 2 m 程度の波で液状化が発生する。

(5) 線形 FEM 計算では、越波のような現象を再現できない。そこで VOF-FEM により、越波水塊が埋立地盤に打ち込み、地盤が波動運動する状況を再現した。

謝辞: 本研究にあたっては、国土交通省北海道開発局 釧路港湾建設事務所の方々、北海道開発土木研究所の方々から多くのご協力を得ている。また、実験では港湾空港技術研究所海洋・水工部耐波研究室下迫健一郎室長、黒田豊和研究員から多くのご協力を得ている。ここに記して、深甚なる感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 石原研而 (1976): 土質力学の基礎, 鹿島出版会, 303 p.
- 稲富隆昌・横山育起・風間基樹 (1986): 地盤の一次元非線形地震応答解析, 港湾技研資料, No. 561, 46 p.
- 高橋重雄・鈴木高二朗・姜 閔求・常数浩二 (1997): 細粒砂地盤の波による液状化に関する一実験, 海岸工学論文集, 第 44 巻, pp. 916-920.
- 高橋重雄・鈴木高二朗・村西佳美・磯部雅彦 (2002): 波・地盤・構造物の相互作用に関する $U-\pi$ 形式 VOF-FEM の開発, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp. 881-885.
- 朴 佑善・高橋重雄・鈴木高二朗・姜 閔求 (1996): 波・地盤・構造物の相互作用に関する有限要素法解析, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp. 1036-1040.