

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

VOL.41 NO.3 September 2002

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE



港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 41 卷 第 3 号 (Vol. 41, No. 3), 2002 年 9 月 (September 2002)

目 次 (CONTENTS)

1. 緩く堆積した地盤の波浪による液状化について
..... 鈴木高二郎・高橋重雄 1
(Liquefaction of Loose Deposited Sandbed due to Ocean Wave
..... Kojiro SUZUKI and Shigeo TAKAHASHI)
2. 河口域における溶存酸素濃度の動態
—長良川河口堰下流部におけるモニタリングデータの解析—
..... 中村由行・栗木秀治・藤野智亮 19
(Dynamics of dissolved oxygen in an estuary -Analysis based on monitoring data obtained in the lower reaches of a
rivermouth barrage of the Nagara River -
..... Yoshiyuki NAKAMURA, Hideharu KURIKI and Tomoaki FUJINO)
3. 海生生物付着による海洋構造物の耐久性向上に関する研究
..... 渡邊弘子・岩波光保・濱田秀則・横田弘 49
(A Study on Durability Enhancement of Marine Structures Covered with Marine Aquatic Fouling Organisms
..... Hiroko WATANABE, Mitsuyasu IWANAMI, Hidenori HAMADA and Hiroshi YOKOTA)

港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 41 卷 第 3 号 (Vol. 41, No. 3), 2002 年 9 月 (September 2002)

目 次 (CONTENTS)

1. 緩く堆積した地盤の波浪による液状化について
..... 鈴木高二郎・高橋重雄 1
(Liquefaction of Loose Deposited Sandbed due to Ocean Wave
..... Kojiro SUZUKI and Shigeo TAKAHASHI)
2. 河口域における溶存酸素濃度の動態
—長良川河口堰下流部におけるモニタリングデータの解析—
..... 中村由行・栗木秀治・藤野智亮 19
(Dynamics of dissolved oxygen in an estuary -Analysis based on monitoring data obtained in the lower reaches of a
rivermouth barrage of the Nagara River -
..... Yoshiyuki NAKAMURA, Hideharu KURIKI and Tomoaki FUJINO)
3. 海生生物付着による海洋構造物の耐久性向上に関する研究
..... 渡邊弘子・岩波光保・濱田秀則・横田弘 49
(A Study on Durability Enhancement of Marine Structures Covered with Marine Aquatic Fouling Organisms
..... Hiroko WATANABE, Mitsuyasu IWANAMI, Hidenori HAMADA and Hiroshi YOKOTA)

緩く堆積した地盤の波浪による液状化について

鈴木高二朗*・高橋重雄**

要 旨

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。本研究ではまず、緩く堆積した地盤の波浪による液状化について、その基礎的な性質を水理模型実験で調べた。その結果、緩く堆積した地盤に波浪が作用すると、地盤は地震時に見られるような間隙水圧の上昇（残留過剰間隙水圧の上昇）を伴って液状化することや、その後波が引き続き作用すると、地盤が徐々に締め固まってしまう現象が確認された。さらに、釧路港で現在、築造されている防波堤背後の人工浅場について、その越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その対策に関する検討を行った。

このような液状化現象の再現と、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解析を行った。ここでは、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、進行波による液状化発生限界の推定を可能とした。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。

キーワード: 波浪による海底地盤の液状化, 残留過剰間隙水圧, 浚渫土砂, 人工浅場, FEM, VOF-FEM

* 海洋・水工部主任研究官

** 海洋・水工部長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所
電話: 0468-44-5043 Fax: 0468-42-7846 e-mail: suzuki_k@pari.go.jp

Liquefaction of Loose Deposited Sandbed due to Ocean Wave

Kojiro SUZUKI*
Shigeo TAKAHASHI**

Synopsis

A series of experiments were conducted to examine wave-induced liquefaction in a loosely packed sandbed, which was specifically used to ensure the presence of residual excess pore pressure. Also observed was the compaction of a liquefied sandbed in response to cyclic wave loading.

In Port of Kushiro, an artificial reef behind a breakwater is now being constructed. This reef is filled with dredging sand and is possibly suffered from the liquefaction with residual excess pore pressure. Experiments were also conducted to simulate the liquefaction and to find the countermeasure.

In order to clarify the liquefaction in a loosely packed sandbed, a series of numerical simulation were conducted using FEM. To find the strength of sandbed in which the liquefaction does not occur, the relationship between shear modulus and shear strain of sandbed is included in the FEM. VOF-FEM is also used to simulate the liquefaction caused by overtopping wave behind a breakwater.

Key Words: Wave- induced liquefaction, Residual excess pore pressure, Dredging sand, Artificial reef, FEM, VOF-FEM

* Senior Research Engineer of Marine Environment and Engineering Department

** Director of Marine Environment and Engineering Department

Independent Administrative Institution, Port and Airport Research Institute, 3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-445043 Fax : +81-468-427846 e-mail:suzuki_k@pari.go.jp

目 次

要 旨	1
1. 序 論	4
2. 実験ケースと実験方法	4
2.1 実験ケースと実験断面	4
2.2 実験に使用した砂	5
3. 緩く堆積した地盤の波浪による液状化と締め固め（基礎実験）	6
3.1 緩い砂地盤の波浪による挙動	6
3.2 波の繰り返し作用による地盤の締め固まり	7
3.3 重複波浪場での地盤の挙動	9
4. 防波堤背後に設置した人工浅場の液状化（応用実験）	10
4.1 完成断面（越波による地盤の液状化）	10
4.2 液状化対策（砕石とシートの効果と地盤の締め固め）	12
4.3 施工時（越波伝達波による地盤の液状化）	12
5. 数値計算による液状化の再現	13
5.1 緩い地盤と締め固まった地盤の挙動	13
5.2 等価線形計算と液状化発生限界の算出	13
5.3 越波による液状化の再現	15
6. 結 論	16
謝 辞	16
参考文献	17

1. 序論

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4～5m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-1.1 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。

緩く堆積した地盤に波浪が来襲すると、砂地盤は急激に破壊し、地盤内部では地震時に見られるような間隙水圧の上昇（残留過剰間隙水圧の上昇）が発生する可能性がある。このような残留過剰間隙水圧をとまなう波浪による地盤の液状化については、前野ら(1990)、Foda et al.(1991)、Sekiguchi et al.(1995)が水路模型実験でその発生を確認している。

しかし、さらに液状化が続くと、地震時の液状化現象と同様に、内部の間隙水が徐々に抜け、地盤内の空隙率が小さくなり、最終的に液状化が発生しなくなるものと考えられる。したがって、このような波浪による急激な地盤の液状化現象は、通常、海底地盤が常に波の作用を受けているため締め固まっており（空隙率が小さくなり）、残留過剰間隙水圧を伴う液状化は発生しなくなっているものと考えられる。しかし、人工的に浚渫土砂で築造されたような海底地盤では、砂が緩く堆積しており、築造後、来襲する波浪によって液状化する可能性が高い。

釧路港島防波堤背後の人工地盤では、既に1期目の層厚5m分の浚渫土砂が投入され、水深は10m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2mほどの場所でN値が0、2～5m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。しかし、このような緩く堆積した砂地盤は波浪によって締め固まる傾向にあることから、施工時に波浪によって地盤を液状化させ、徐々に締め固めていけば、完成後、構造物が大きく沈下するような液状化が発生しないものと考えられる。

このような緩く堆積した地盤の液状化現象については、残留過剰間隙水圧の発生については存在が確認されているものの、その後の地盤の締め固まり現象等、不明な点が多く、現地の液状化対策については具体的な方策が立てられない状況にある。

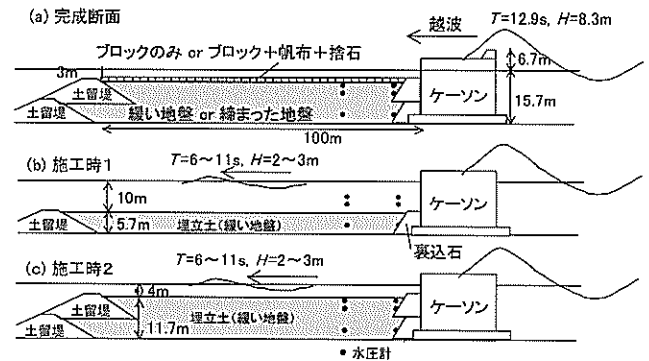


図-1.1 釧路港島防波堤実験断面（完成時および施工時）

そこで、本研究では、このような緩く堆積した地盤の波浪による液状化現象とその後の締め固まり現象を、水理模型実験と数値計算によって調べることにした。

まず、2章で実験ケースと実験方法について述べた後、3章で、緩く堆積した地盤の波浪による液状化とその後の締め固まりに関してその基礎的な性質について述べる。この章では、進行波と重複波作用下での液状化や地盤下部から上向き浸透流を作用させて地盤を柔らかくした場合の液状化等について述べる。4章では、浚渫土砂で築造される釧路港島防波堤背後の人工浅場に関して、その波浪による液状化と対策方法について述べる。この章では特に、3章では見られなかった防波堤を越える越波による地盤の液状化について述べる。5章では、波と地盤を同時に解析できる線形FEM計算で液状化を再現する。このFEM計算では、朴ら(1995)の線形FEM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、波作用前の地盤強度（せん断弾性係数）の液状化発生限界を求める。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- π 形式を用いたVOF-FEM(高橋ら(2002))により再現計算を行う。

2. 実験ケースと実験方法

2.1 実験ケースと実験断面

実験は、大きく分けて2種類について行っている。1) 緩く堆積した地盤の液状化の基礎的な現象を調べる実験（基礎実験）と2) 浚渫土砂によって造成された人工浅場の液状化を再現する実験（応用実験）である。1)、2)の実験は、ともに当所105m水路で行った。

1) 基礎実験

基礎実験では、進行波と重複波作用下での液状化不規則波での液状化、地盤下部から注水した場合の液状化について、その基礎的な性質を調べている。

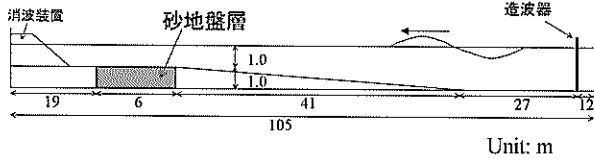
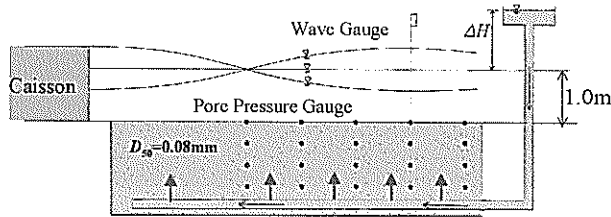


図-2.1 実験水路 (105m水路)



unit: cm

図-2.2 砂地盤層と計測の設置図

実験は105m水路内にある砂地盤層を用いて実験を行った(図-2.1, 2.2)。砂地盤層は長さ6m, 幅0.8m, 深さ0.86(一部の実験では深さ0.67m)であり, 砂地盤層内には間隙水圧計を設置している。また, 地盤表層から73cm下の位置には, 地盤内部に上向き浸透流を発生させるパイプを設置している。パイプには水槽上部に設置したタンクから, タンクと水槽内の水位差によって流れが供給されるようになっており, タンクと水槽内の水位差は0~200cmまで変化させた。一方, 水深は, 0.344m, 1.0mとし, 周期を1.5~3.5s, 波高を0.05~0.5mまで変化させて実験した。

2) 応用実験 (釧路港島防波堤を対象にした実験)

応用実験は, 防波堤背後に浚渫土砂で造成した人工浅場が, 越波によって液状化する現象を調べるものであり, 完成時と施工時の越波による液状化の再現とその対策工法に関する実験を行っている。実験は釧路港島防波堤背後の人工浅場を対象にしたものであり, 現地の1/25のスケールで実験を行っている。

実験ケースは図-1.1に示すとおりである。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。まず, 完成断面の実験として, 図-1.1(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, 砕石, 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 $T=2.6s$, 波高 $H=32cm$)である。

一方, 施工中にも越波伝達波により, 液状化が発生する可能性があるため, ④1期目の施工中に越波伝達波が

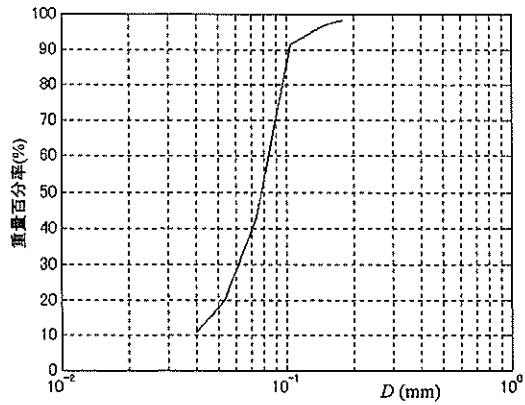


図-2.3 実験に使用した砂 (相馬 8 号珪砂)

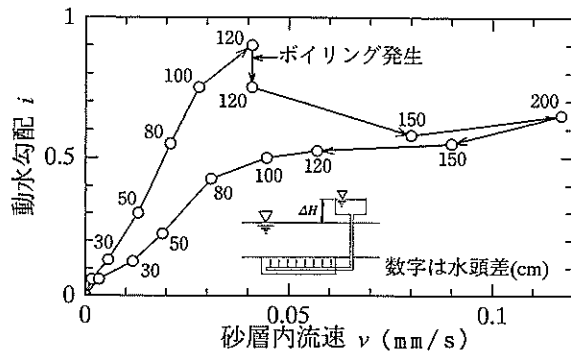


図-2.4 動水勾配と地盤内の上向き浸透流の流速

作用する場合(図-1.1(b)), ⑤2期目の施工中に越波伝達波が作用する場合(図-1.1(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 $T=1.2\sim 2.2s$, 波高 $H=8\sim 12cm$)を模倣的に作用させた。

2.2 実験に使用した砂

実験に用いた砂としては, ①液状化による残留過剰間隙水圧がすぐに消散してしまわないような透水係数の小さい砂であることと, ②できる限り縮尺効果が問題とならないような粒径の小さい砂であることを満足するよう, 細砂とシルトが混じり合った中央粒径0.08mmの相馬8号珪砂を選んだ。図-2.3は, その粒径加積曲線である。

図-2.4は, 締め固まった地盤に地盤下部から上向き浸透流を作用させた時の砂層内浸透流速と動水勾配の関係である。水位差120cm(砂層内の動水勾配0.9)でボイリングが発生し, その後は流速が大きくなっている。このときの砂の透水係数は, ボイリング発生前の締め固まった地盤では, 約0.04mm/s, ボイリングが発生している状況では, 約0.08~0.17mm/sである。

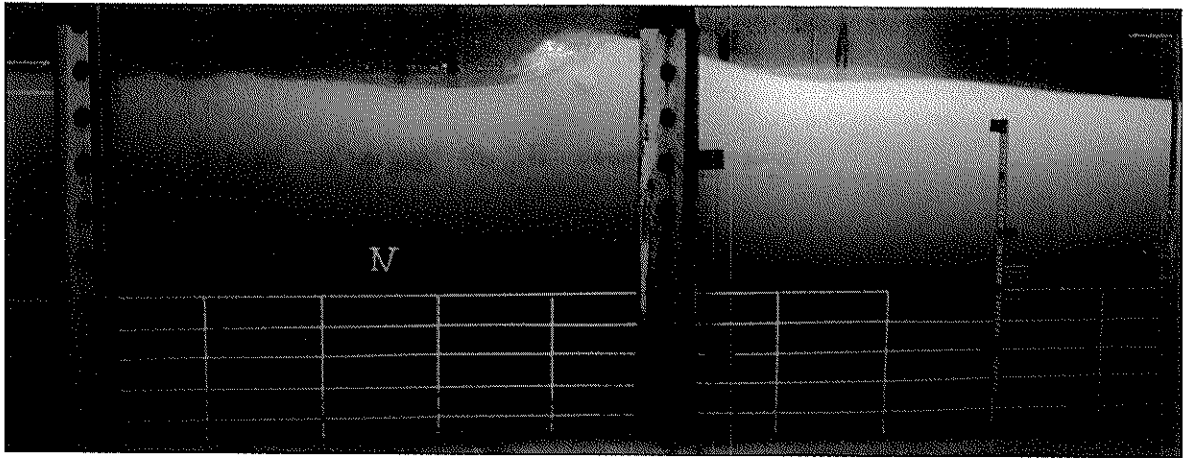


写真-3.1 進行波作用下での柔らかい地盤の動き

3. 緩く堆積した地盤の波浪による液状化と締め固め (基礎実験)

3.1 緩い砂地盤の波浪による挙動

細粒砂は、地盤が緩い状態と密な状態で、波による挙動が大きく異なる。写真-3.1は、地盤下部から浸透流を作用させて砂地盤を完全にボイリングさせた後、浸透流を止めて砂を緩く堆積させ、その後、水深 $h=34.4\text{cm}$ 、周期 $T=2.36\text{s}$ 、波高 $H=18\text{cm}$ の規則波を作用させた場合の波と地盤の様子である。砂が重い流体のように大きく動き(全体的に液状化して)、上部の波より速い位相で岸向きに進行しているのが分かる。地盤の動きは上部の波にも影響し水路中央部では砕波現象まで見られる。

図-3.1はこのときの水面変位 η と地盤変位 η_s の時系列波形であり、写真-3.1の測線の映像を、ビデオ画像から 0.09s 間隔でサンプリングし、座標変換等の画像処理を施して得たものである。地盤は全振幅約 3cm 程度の大きさで上下動し、水面変位 η は大きく分裂している(締め固まった地盤ではこのような波の分裂は見られなかった)。

図-3.2はこのときの地盤内部の間隙水圧である。波が作用し始めると、間隙水圧が徐々に上昇している。本報告では、この圧力上昇分を残留過剰間隙水圧、残留過剰間隙水圧を差し引いた圧力変動分を変動間隙水圧と呼ぶ。地盤上層、中層、下層の残留過剰間隙水圧はそれぞれ約 $7, 25, 33\text{gf/cm}^2$ ($1\text{gf/cm}^2=98\text{Kpa}$)で、各間隙水圧計の上にある砂地盤の水中重量に相当しており、全層にわたって地盤が液状化していたことが分かる。

写真-3.2は、波作用直後に残留過剰間隙水圧によって発生した地盤表層に向かって噴き上げる上向きの強い流れである。残留過剰間隙水圧はこのような上向き浸透流の発生によって徐々に消散し、間隙水圧は波作用後10分ほどして波をかける前の静水状態になった。

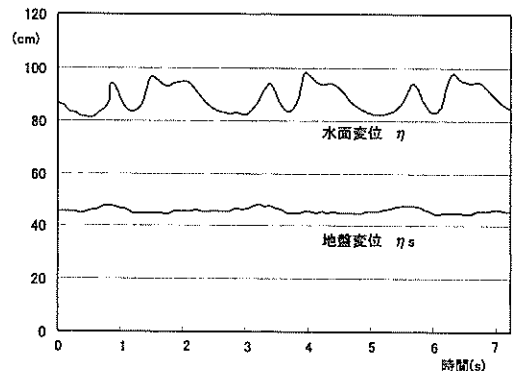


図-3.1 液状化時の水面変位と地盤変位の時系列波形

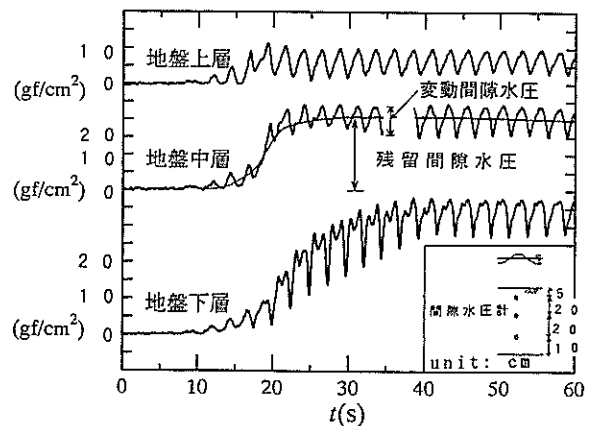


図-3.2 緩い地盤に波が作用したときの間隙水圧

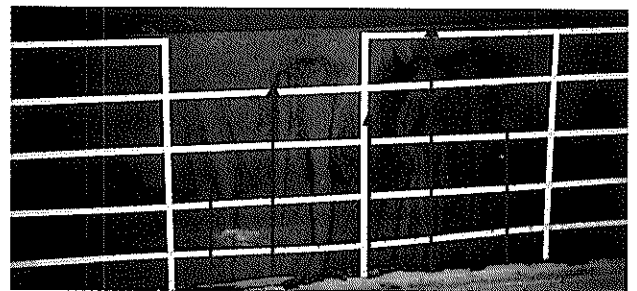


写真-3.2 波作用後に見られた噴砂

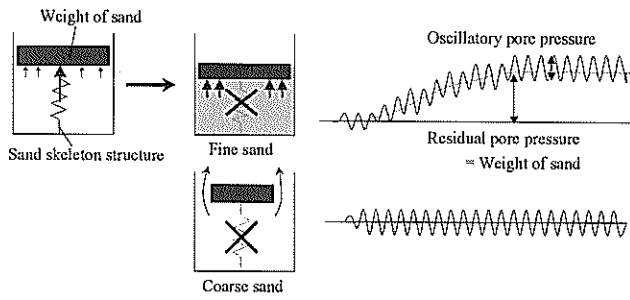


図-3.3 地盤骨格の破壊と残留過剰間隙水圧の発生

図-3.3は、残留過剰間隙水圧が発生する状況を模式的に示したものである。通常、地盤はそれ自体の重さを地盤骨格のバネ（有効応力）と水のバネ（間隙水圧）で受け持っている。そこに波浪が作用して地盤骨格が壊れると、地盤の重さを水で受け持つことになり、残留過剰間隙水圧が発生する。しかし、透水係数の大きい粗い砂では残留過剰間隙水圧がすぐに抜けてしまうため、実験では粒径が細かく、透水係数の小さい砂の方が残留過剰間隙水圧をうまく観測することができるものと考えられる。

3.2 波の繰り返し作用による地盤の締め固まり

(1) 波の繰り返し作用による地盤の変化

a) 地盤の沈下と変位

図-3.4(a)～(d)は、水深 $h=100\text{cm}$ 、周期 $T=2.08\text{s}$ 、波高 $H=48.8\text{cm}$ で造波時間78sの規則波を10分間隔で14回作用させた時の地盤沈下量 Δs 、地盤変位量 U_x 、 U_z 、残留過剰

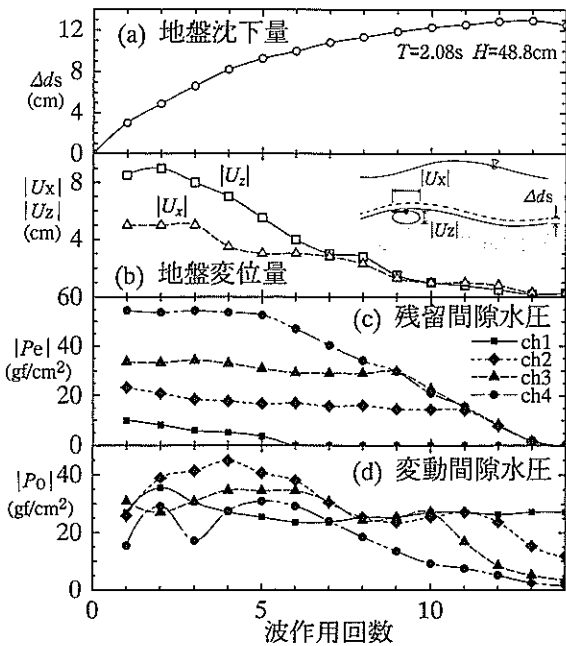


図-3.4 波の繰り返し作用による地盤の締め固まり

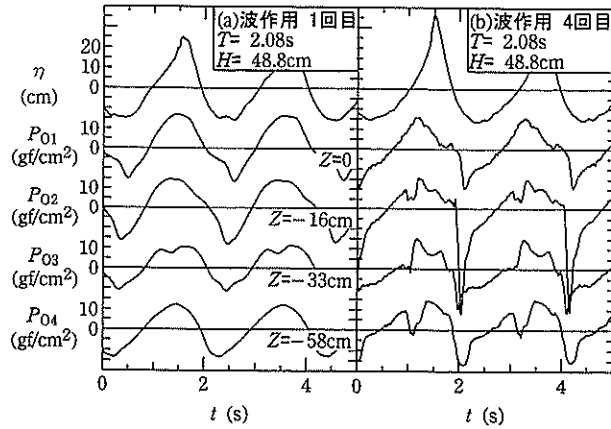


図-3.5 締め固まりに伴う変動過剰間隙水圧

間隙水圧 P_e 、変動間隙水圧 P_0 を示している。波の作用によって砂粒子間の間隙水が排水されて高密度化し（締め固まり）、地盤が13cmも沈下している。

図-3.4(b)は地盤表層下部2cmの位置での地盤の動きである。ここで、地盤の動きとは地盤表層の波の流れではないことに注意を要する。地盤が緩い状態では地盤が波とともに波打ち、砂粒子は楕円運動をしているが、地盤が締め固まるにつれて砂の動きは小さくなる。しかし、完全に動きが止まるわけではなく、ある平衡状態に達して全振幅約0.3mm程度で動いている。なお、波作用14回目になり、それまで地盤が軟らかくてできていなかった砂澱がようやくできはじめている。

b) 間隙水圧の変化

図-3.4(c)は残留過剰間隙水圧 P_e が波の作用回数が増えると発生しなくなっていることを示している。すなわち、ch4では5回目、ch3では9回目、ch2では11回目から残留過剰間隙水圧の発生が小さくなり始め、地盤下部から表層まで徐々に残留過剰間隙水圧が発生しなくなり、締め固まりが進んでいる。なお、波作用6回目からは地盤上部に設置したch4の値が0になっているが、これは地盤が沈下し、センサーが地盤表層から露出したためである。

図-3.5(a), (b)は、波の変位と変動間隙水圧 P_0 （間隙水圧-残留過剰間隙水圧 P_e ）の波形であり、波作用1回目と4回目の場合である。1回目の波作用時には地盤上部から下部までほぼ同位相、同程度の大きさの圧力が発生している。一方、波作用3回目には波の谷の位相で大きな負圧(ch2では約 $0.9\rho gh$)が発生している。これはある程度締め固まった地盤に繰り返しせん断力が作用すると、図-3.6のように瞬間的に堆積が膨張して、負圧が発生していることを示しているものと考えられる。

図-3.4(d)は変動間隙水圧（全振幅）と波作用回数の関

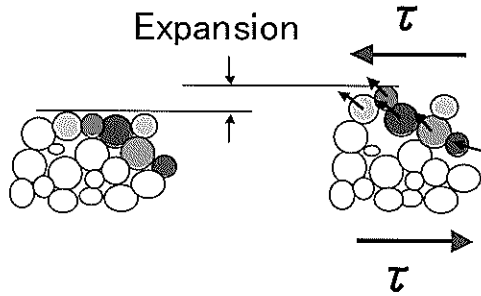


図-3.6 せん断変形に伴う地盤骨格の膨張と負圧の発生

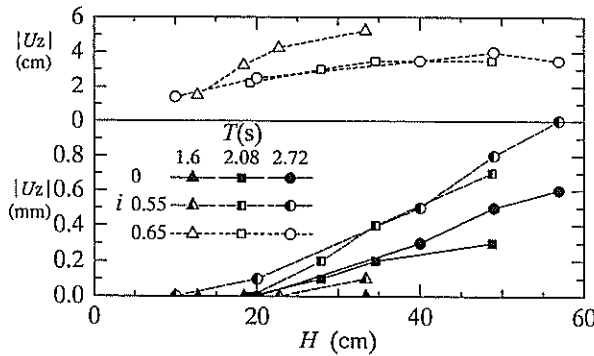


図-3.7 締め固まった地盤の波による変位 (地盤表層)

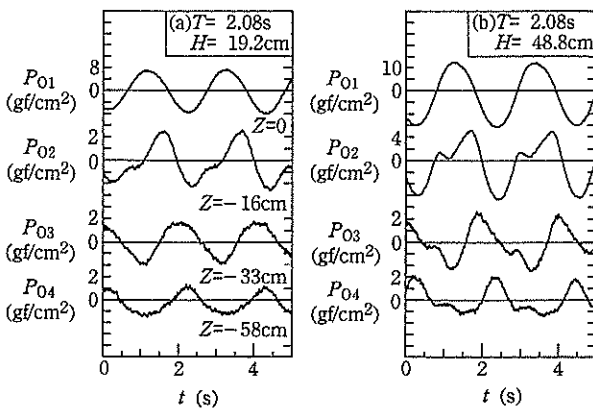


図-3.8 締め固まった地盤内の間隙水圧時系列波形

係であり、締め固まりに伴う変化を示している。波作用7回目まで地盤内部のch2, 3, 4の変動間隙水圧の方が地盤上部ch1の変動間隙水圧より大きくなっているのは上述した堆積膨張による負圧の発生によるものである。また、地盤が締め固まってくると、間隙水圧が地盤深部に伝わらなくなっているのが分かる。

(2) 締め固まった地盤の液状化

a) 地盤の変位

図-3.7は地盤表面下部2cmの位置での地盤の鉛直変位全振幅 $|U_z|$ と波高 H の関係であり、周期 $T=2.08s$ 、波高 $H=48.8cm$ の波を繰り返し作用させ、地盤を十分締め固め

た条件で波を作用させたものである。図に示されるように波高、周期が大きいほど地盤の動きは大きくなる傾向にある。さらに地盤下部から浸透流を作用させて砂粒子の動きを計測しているが、やはり浸透流を作用させた場合には地盤の動きが大きくなっている。水頭差 ΔH が200cmの状態では波を作用させない状態から砂地盤がボイリングしている。この際には周期 $T=2.08s$ 、波高 $H=48.8cm$ で直径6cmもの大きさを円運動をしている。

b) 間隙水圧

図-3.8は締め固まった地盤に波を作用させた場合の変動間隙水圧の時系列波形で、周期 $T=2.08s$ 、波高 $H=19.2cm$ の場合である。なお、締め固まった状態では残留過剰間隙水圧は発生しない。波高が小さい場合 ($H=19.2cm$) には地盤表層ch1の波形に比べ、地盤内のch2, 3, 4の波形は位相が遅れて発生している。波高が大きくなると ($H=48.8cm$)、地盤上層ch1とch2で、負圧のピークの発生時刻が同じになる傾向にある。これは波高が大きく、発生するひずみが大きいときにはせん断弾性係数が小さくなり、液状化状態に近づくためだと考えられる。

図-3.9(a), (b), (c)は地盤下部から浸透流を作用させた場合の間隙水圧波形であり、水頭差 ΔH が50, 80, 200cmの条件である。なお、水頭差が200cmでは地盤下部からの浸透流でボイリングが見られる。浸透流の圧力が大きくなるにつれ、変動間隙水圧の位相差がなくなるとともに、地盤下部まで変動間隙水圧が大きくなっていることが分かる。このように変動間隙水圧が地盤表層から地盤下部までそのまま伝達する状況は、図-3.5(a)の緩い地盤が液状化した状況とよく似ている。したがって、このような間隙水圧の伝播状況は、液状化が発生しているような柔らかい地盤の特徴なのではないかと考えられる。

(3) 波の大きさと地盤の締め固まりの程度

以上のような波による締め固まりは、その締め固まり

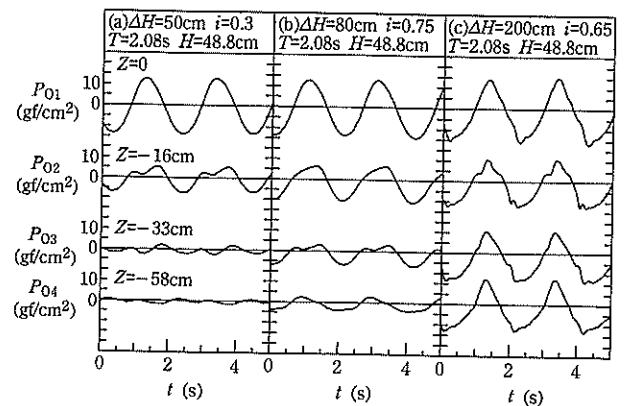


図-3.9 締め固まった地盤の波による変位 (地盤表層)

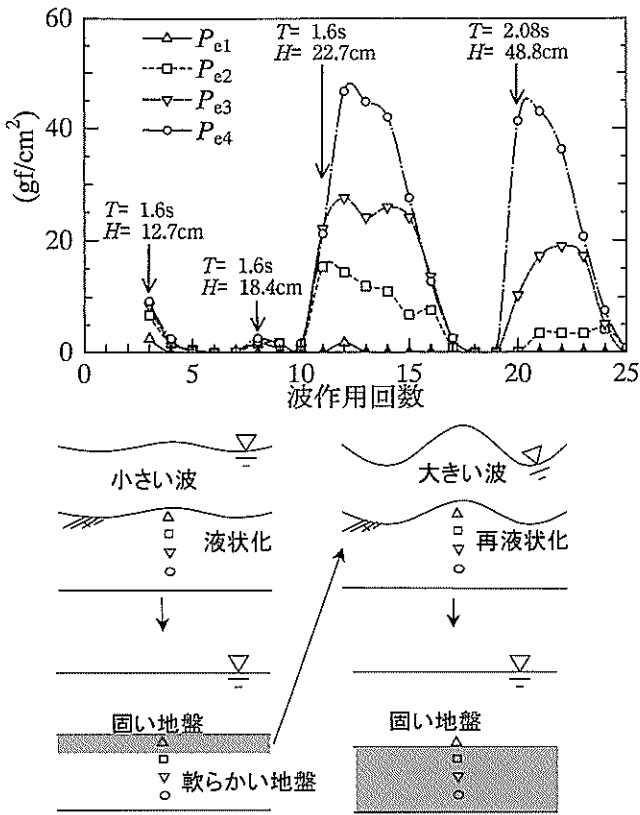


図-3.10 波の大きさと地盤の締め固まり (履歴効果)

の度合いと締め固まり深さが波の大きさと異なる。図-3.10は地盤を緩く堆積させた状態で、波高、周期の小さい波を作用させた場合の残留過剰間隙水圧である。

周期 $T=1.6s$ 、波高 $H=12.7cm$ の波（造波時間90s）では波作用6回目で安定な状態に達する。このときの波では地盤表層のみが動いて一旦締め固まった状態になる。その後、波高 $H=18.4cm$ の波を作用させると残留過剰間隙水圧が若干上昇するものの、地盤には大きな動きが見られなかった。さらに、波高 $H=22.7cm$ の波を作用させると、1回目の波を作用させ終わった直後、急に残留過剰間隙水圧が上昇するとともに、地盤が全体に大きだし、一旦小さな波で締め固まっていた地盤表層部も破壊されて動くようになった。この波をさらに作用させ締め固めた後、周期 $T=2.08s$ 、波高 $H=48.8cm$ の波を作用させると、再び地盤が大きく動き出し、残留過剰間隙水圧をともなって破壊した。これは小さな波で締め固まっていた部分がある程度ひずみの発生していた地盤表層部であり、それ以外は締め固まっておらず、さらに大きな波が作用すると締め固まっていないところでのひずみが大きくなり、液状化するためだと考えられる。

3.2 重複波浪場での地盤の挙動

(1) 波の繰り返し作用による地盤の変化

図-3.11 (a)~(d)は、ケーソンを設置して、緩い砂地盤に重複波を作用させたときの地盤の変位、残留過剰間隙

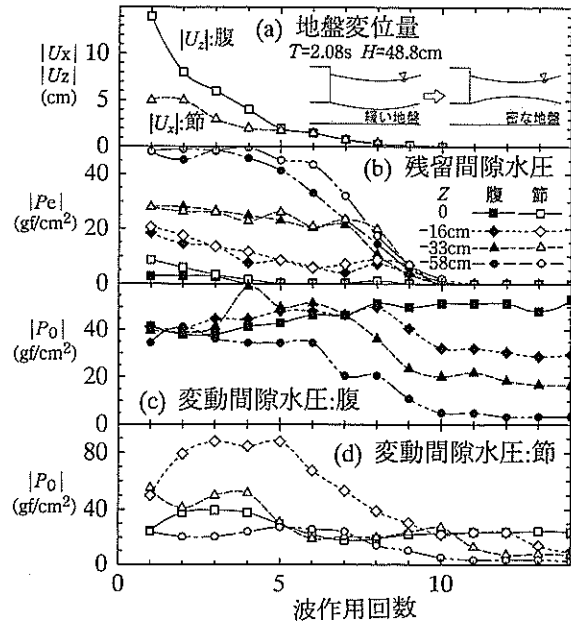


図-3.11 重複波浪場での地盤の締め固まり

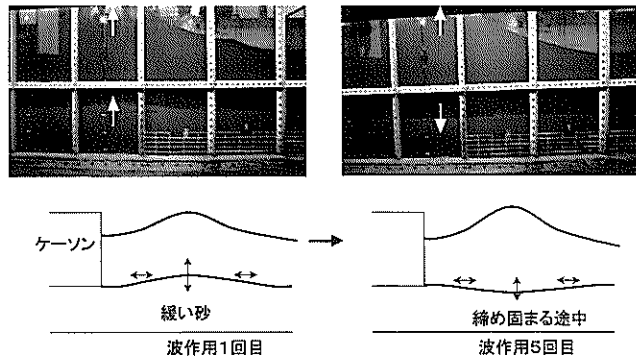


図-3.12 重複波浪場での地盤の動き

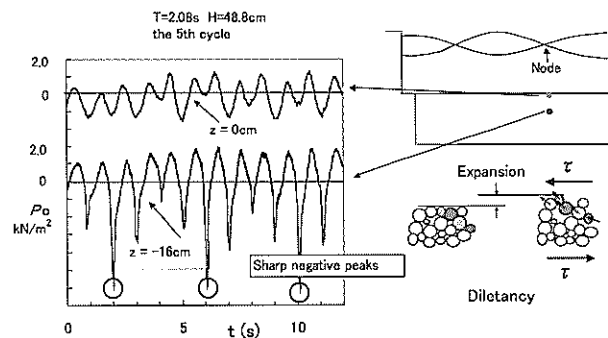


図-3.13 重複波の節で発生するせん断膨張による負圧

水圧、変動間隙水圧である。進行波では砂粒子は楕円運動をしているのに対し、重複波では腹の部分で上下運動、節の部分で水平な動きをしている。また、地盤が液化化し、軟らかい状態(図-3.12(a))では、重い液体のように波とほぼ同位相で動くのに対し、図-3.12(b)のように地盤が締め固まると位相が逆転するようになる。

また、重複波の節と腹では残留過剰間隙水圧 P_e の発生に違いが見られない(図-3.11(c))が、変動間隙水圧 P_0 は節と腹で異なり、特に節では全振幅で約 $1.7 \rho g H$ もの圧力が発生している(図-3.11(d))。

これは図-3.13に示すような地盤骨格のせん断膨張によって発生する負の圧力のためであり、地盤の膨張、収縮だけが起きている重複波の腹ではこのような大きな負圧が見られない(図-3.11(c))。

(2) 締め固まった地盤での挙動

図-3.14は重複波の腹での間隙水圧波形で、周期 $T=2.08s$ 、波高 $H=19.2cm$ と $48.8cm$ の場合である。波高が小さいときには圧力が深さ方向に位相が遅れて伝達している(図-3.14(a))。波高が大きくなると(図-3.14(b))、地盤表面に重複波特有の双峰型波形が見られる。また、地盤内部では圧力波形が分裂し、複雑であるが、地盤表面(ch1)と地盤内部(ch2, 3)での間隙水圧が同位相で発生する傾向にあることが分かる。図-3.14(c)は地盤下部から水頭差 $\Delta H=80cm$ の浸透流を作用させた場合で、地盤が軟らかい状態である。地盤全体にほぼ同位相、同振幅の間隙水圧が発生している。

図-3.15はこのときの深さ方向圧力分布である。波高が小さい場合と比較すると、波高が大きい場合(図-3.15(b))とさらに下から浸透流を作用させた場合(図-3.15(c))で、負圧が働く際(波の谷時)の間隙水圧の位相、大きさが深さ方向で変化しなくなっているのが分かる。

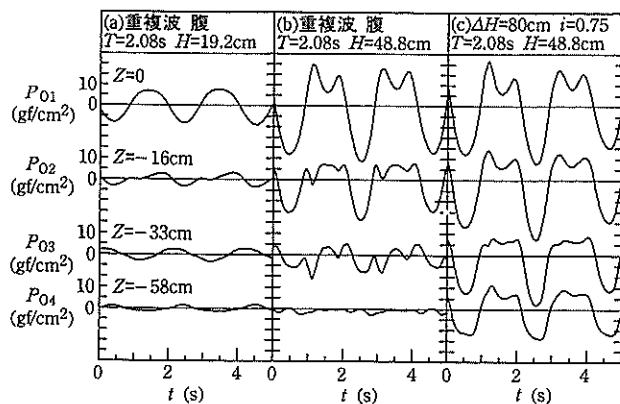


図-3.14 変動間隙水圧波形(締め固まった地盤:重複波の腹)

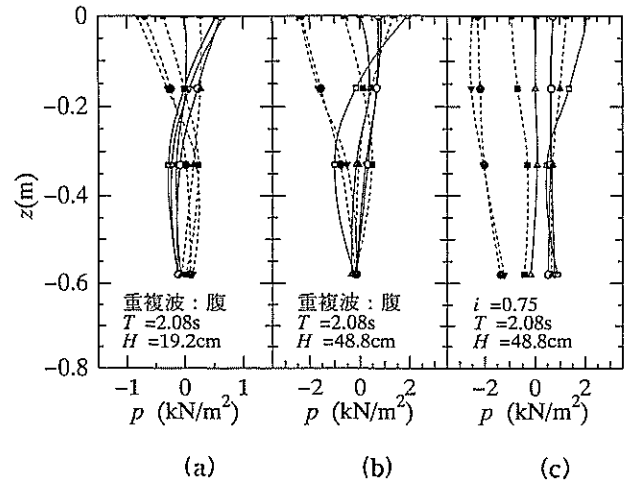


図-3.15 変動間隙水圧波形(締め固まった地盤:重複波の腹)

地盤は波の谷が通過する際に膨張し、歪みが大きくなるため、強度(せん断弾性係数)が小さくなる。従って、波高が大きい図-3.14(b)の状態では、波の小さい図-3.14(a)の場合より地盤表層が軟らかくなっているものと考えられる。また、図-3.14(c)の状態は、地盤下部から注水し、地盤全体に軟らかくなっている。このようなことを考慮すると、軟らかい地盤では、間隙水圧が地盤深部まで伝達しやすくなるものと考えられる。

4. 防波堤背後に設置した人工浅場の液化化(応用実験)

本章では、釧路港島防波堤背後の人工浅場の越波による液化化とその対策について述べる。まず、越波による液化化を再現した後、施工時の液化化、および液化化対策について述べることにする。

4.1 完成断面(越波による地盤の液化化)

写真-4.1は、水の中に砂を自然落下させ、緩く堆積させた地盤の上に被覆ブロックを設置している状況である。ただし、自然落下させただけの地盤は非常に軟らかく、ブロックが自立できなかつたため、一旦、周期 $T=1.2s$ 、波高 $H=8cm$ の進行波を100波作用させ、ある程度地盤が締め固まった状態で、ブロックを設置している。

周期 $T=2.6s$ 、波高 $H=32cm$ の波を作用させると、越波水塊がケーソン背後の埋立土部分に作用し、地盤は液化化して表層は全振幅 $1.5cm$ ほどで波打った。写真-4.2(a)~(j)はこのときの越波の作用状況である。越波水塊が地盤に打ち込み、(e)~(h)にかけて被覆ブロックが大きく沈み込んでいるのが分かる。

写真-4.3(a),(b)は越波作用前後の状況である。ブロックは地盤表層から見えなくなり(写真-4.3(b))、最終的に $20cm$ (現地量で $5m$)ほども地盤内に沈み込んだ。



写真-4.1 鉦路港島防波堤背後人工浅場模型製作状況

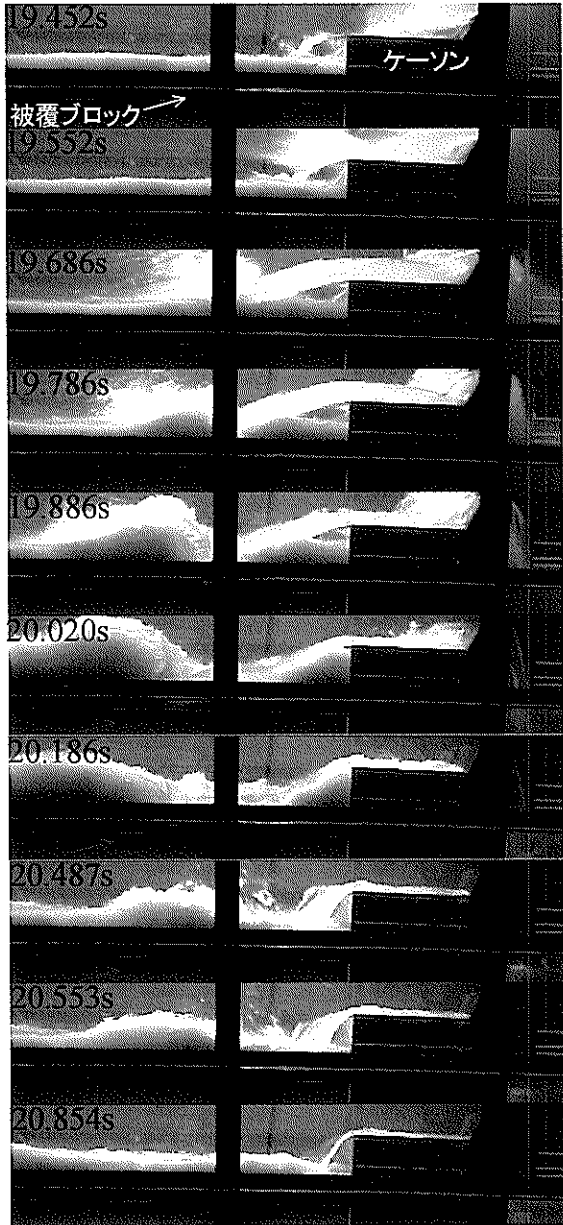


写真-4.2 ケーソン背後の越波作用状況

図-4.1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

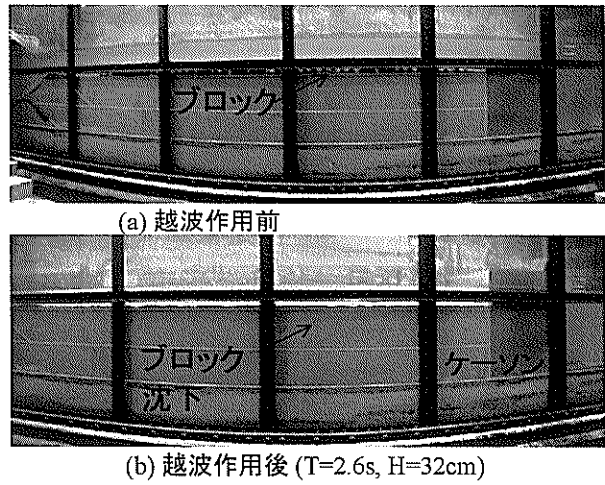


写真-4.3 越波作用前と作用後の状況

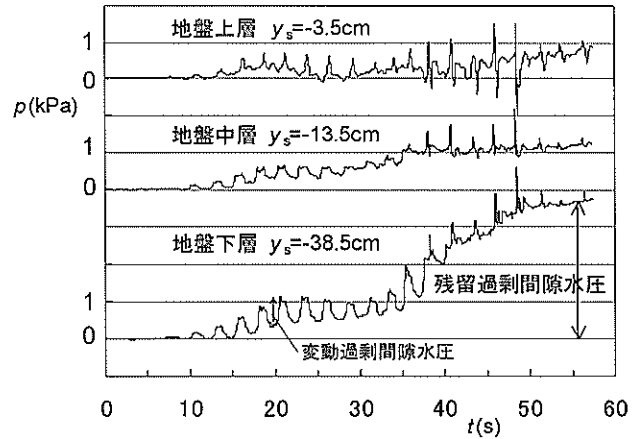


図-4.1 越波による液状化発生時の地盤内間隙水圧

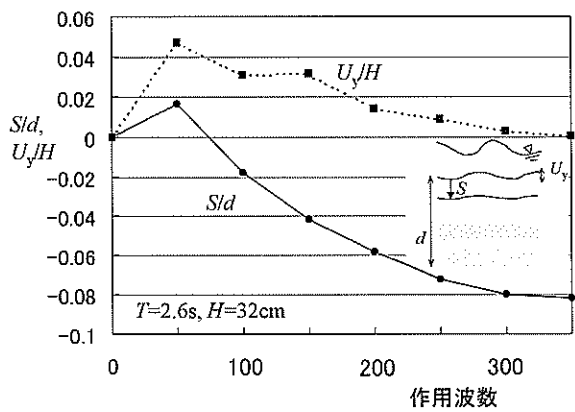


図-4.2 地盤の締め固まり (波数と地盤沈下, 鉛直変位)

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、

地量 12.5cm) 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 38.5cm の位置で有効土被り圧の 90% 近くになっており、30cm 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。

5 数値計算による液状化の再現

5.1 緩い地盤と締め固まった地盤の挙動

図-5.1 は、朴ら (1996) の線形 FEM 計算を用いて重複波の腹部での変動過剰間隙水圧を計算したものである。周期 $T=2.08\text{s}$ 、波高 $H=48.8\text{cm}$ での計算結果であり、図-3.15 の実験結果に対応させて計算している。図-5.1 (a), (b), (c) はそれぞれ、せん断弾性係数 G を 10, 1000, 10000kPa として計算したもので、透水係数 k は 0.0001m/s 、空気を含む水の体積弾性係数 K_f は、5000kPa としている。

図-5.1 (a) はせん断弾性係数 G が大きい場合 (10000kPa) で、間隙水圧は地盤の深さ方向に位相差を持ち、かつ減衰も大きい。一方、図-5.1 (b) は、 $G=1000\text{kPa}$ で計算したものであるが、間隙水圧が地盤の深部まで伝達するようになり、位相差も小さくなっている。さらにせん断弾性係数が小さい状態 (図-5.1 (c) : $G=10\text{kPa}$) では、地盤表層から深部まで、ほとんど圧力差も位相差も見られなくなっている。図-3.14, 3.15 と比較すると、図-5.1 (a) は地盤が締め固まって、ひずみが小さい状態に相当し、(b) はややゆるんだ状態で、波高が大きく、ひずみが大きいために G が小さくなった場合に相当するものと推定さ

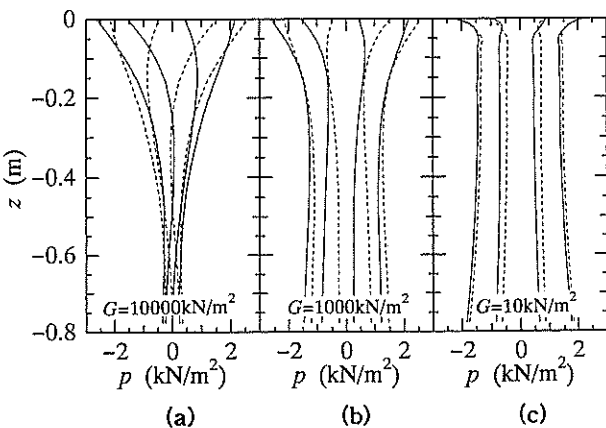


図-5.1 せん断弾性係数と間隙水圧の鉛直分布

れる。さらに (c) は液状化した地盤 ($G=10\text{kPa}$) に相当し、①もともと緩く堆積した地盤であったり、②浸透流によって緩んだ地盤に相当するものと考えられる。

5.2 等価線形計算と液状化発生限界の算出

(1) 等価線形計算

5.1 節では、軟らかい地盤や固い地盤に対応すると考えられる剪断弾性係数 G を仮定して計算を行ったが、本来地盤の持つ剪断弾性係数 G と歪み γ の関係を満たしていない。砂質土は歪みが大きくなると剪断弾性係数 G が小さくなる性質があり、波浪や地震のような外力が作用すると、図-5.2 に示されるようなヒステリシスループを描く。しかし、本計算で用いた FEM 計算は、周波数領域の計算であり、図-5.2 のような非線形挙動を組み込むことができないため、等価線形解析により計算を行った。すなわち、図-5.2 の原点と最大ひずみの生じる点 A を結ぶ直線の勾配を等価剪断弾性係数 G_{eq} とし、等価減衰係数 h_{eq} を式 (1) として、計算を行った。

$$h_{eq} = \Delta W / (2\pi W) \quad (1)$$

ここで、 W はヒステリシスループの全面積であり、1 サイクル中に失われるエネルギーであり、 ΔW はひずみエネルギーの最大値 (ΔOAB) である。なお、本報告ではこれ以後、等価剪断弾性係数 G_{eq} を G 、等価減衰係数 h_{eq} を h と略して記す。

具体的な計算は、北澤ら (1981) の地震に対する地盤の応答解析にならい、以下のような手順で行った。①まず、剪断弾性係数 G と減衰率 h 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% を有効ひずみとしている。③この有効ひずみ γ を Hardin-Drnevich モデルの剪断弾性係数 G 、減衰比 h のひずみ依存曲線 (式 (2), (3)) に代入し、

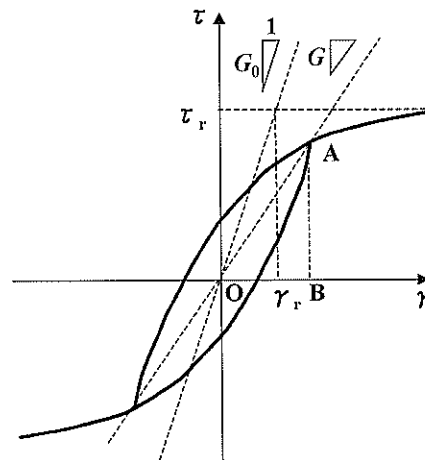


図-5.2 地盤の非線形挙動 (Hardin-Drnevich モデル)

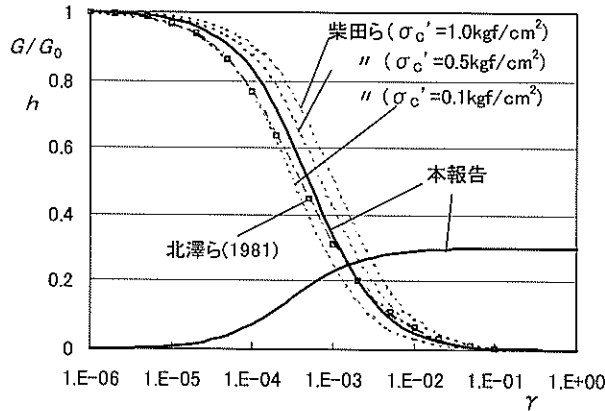


図-5.3 G/G_0 と h のひずみ依存性

新たな剪断弾性係数と減衰率を求める。(式中、 G_0 は微小ひずみレベルでの剪断弾性係数であるが、波を作用させる前の初期の地盤強度に相当するものと考えられる。) ④さらに、新たに得られた G と h を用いて再び線形 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。ここでの収束判定は、 G と h の地盤内の平均値と 1 ステップ前の値との差が、その 5% 以内に収まった場合をもって収束したとみなした。

なお、式(2)、(3)では、基準ひずみ γ_r とひずみが無限大になったときの減衰定数 h_{max} が必要となる。図-5.3 は柴田ら(1975)の G/G_0 - γ 曲線(式(4))と今回の曲線を比較したものである。一般に、 G/G_0 は有効拘束圧 σ'_c で変化するため、 G/G_0 - γ 曲線を地盤の深さで変えて計算する必要があるが、今回は簡単のため、全層で同じ G/G_0 - γ 曲線と初期値 G_0 を与えて計算を行った。そのため、 γ_r としては今回対象とする地盤表層から約 10m 程度の G/G_0 - γ 曲線を代表するように $\gamma_r=0.0005$ とし、 h_{max} は 0.3 とした。

$$G = G_0 / (1 + \gamma / \gamma_r) \quad (2)$$

$$h = h_{max} / (1 - G / G_0) \quad (3)$$

$$G / G_0 = 1 / (1 + 10^3 \gamma / \sqrt{\sigma'_c}) \quad (4)$$

図-5.4 は、周期 $T=2.04s$ 、波高 $H=48.8cm$ 、水深 $h=1.0m$ 、地盤層厚 $ds=0.86m$ として、初期剪断弾性係数 G_0 を $0.1kPa$ として計算したものである。計算は 6 回の繰り返しで収束し、剪断弾性係数 G は、 G_0 より 2 オーダー近く小さな値となっている。また、初期地盤では波の峰で地盤の変位が下がっているが、繰り返し計算後は、波と地盤の動きの位相が同じになり、完全に液化化した状態を示して

いるものと考えられる。なお、剪断弾性係数 G は、地盤が深いほど小さな値をとっているが、このような現象は周期の長い波浪が作用した場合に見られ、周期が短い波浪が作用した場合は、地盤表層の G の方が小さくなる。

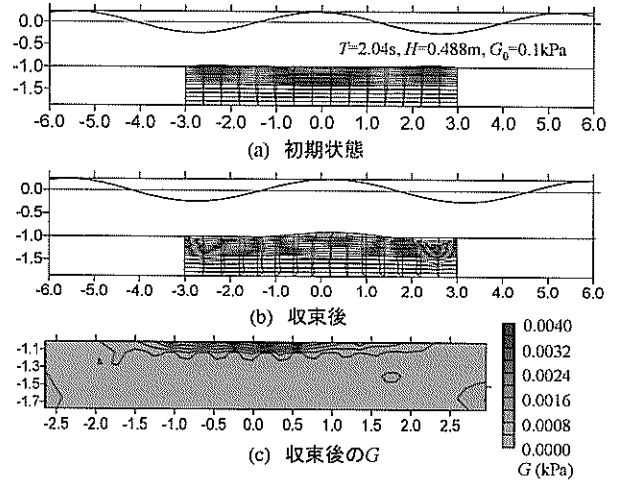


図-5.4 繰り返し計算による地盤の変化

(2) 液化化発生限界

このように剪断弾性係数 G が大きく減少するのは、ある初期剪断弾性係数 G_0 より小さい場合であり、それより G_0 が大きい場合は、このような G の現象は見られないことが分かった。

図-5.5 は釧路港の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 $1 \sim 100000 (kPa)$ の範囲で変化させて計算したものである。 $G_0 = 10000kPa$ 以下で歪み γ が急激に大きくなっているのが分かる。

図-5.6 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 $10000kPa$ 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 $1000kPa$ 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

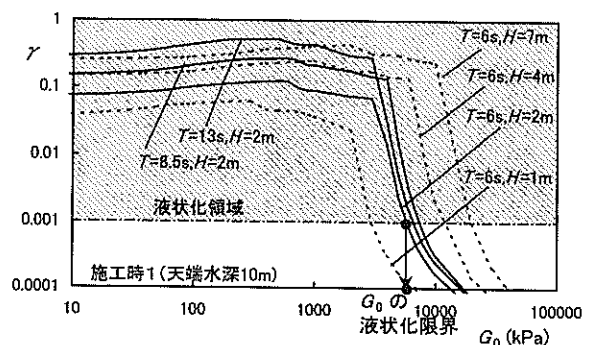


図-5.5 初期剪断弾性係数 G_0 と繰り返し計算後の歪 γ

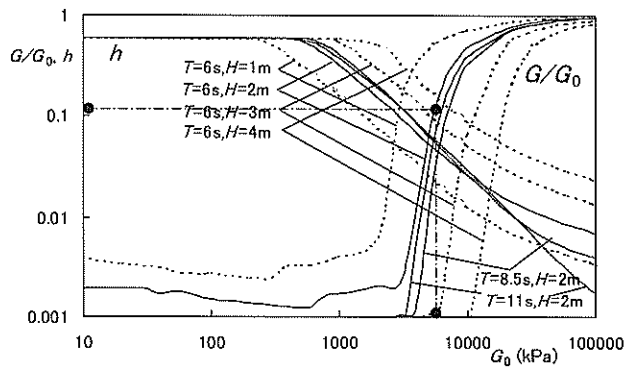


図-5.6 G_0 と繰り返し計算後の $G/G_0, h$

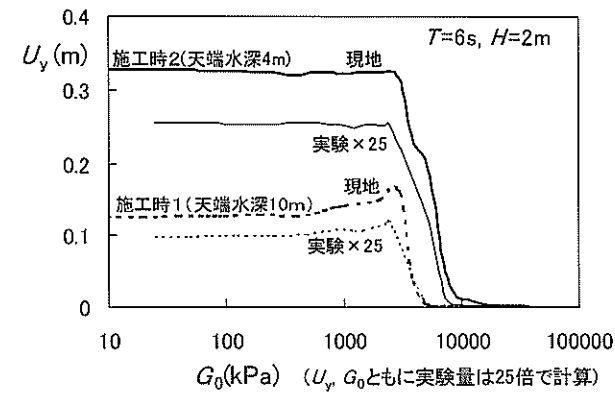


図-5.7 G_0 と繰り返し計算後の変位 U_y

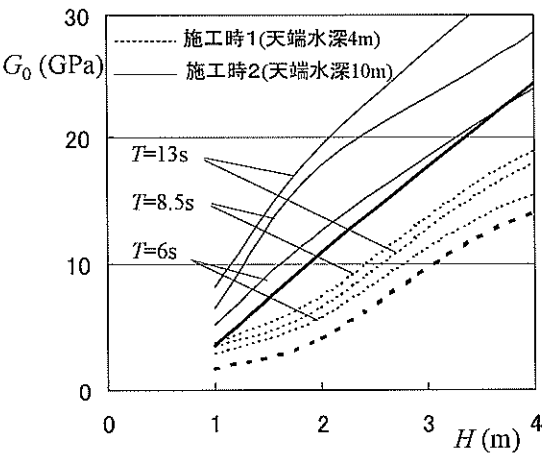


図-5.8 初期せん断弾性係数と繰り返し計算後の歪み

に波が作用すると、地盤はその性質上、強度を保つ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のが分かる。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 5800kPa であり (図-5.5)、液状化発生後の G は図-5.6 からすると 10%程度まで減少していることが分かる。

図-5.7 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。施工時1の実験では、最大両振幅が 1cm 程度であったが、図-5.7 中、最もよく振動している部分に相当している。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-5.8 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、推定される N 値とともに示している。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 10m) では波高 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。

5.3 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-5.9 は越波が埋立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-5.10 は、このときのケーソンより 10m 背後での水面変位 η 、鉛直方向地盤変位 U_y 、地盤内部の間隙水圧 $p_1/h_0H, p_2/h_0H$ である。越波水塊が打ち込むと地盤内部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 50cm 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での計算ではないため、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。

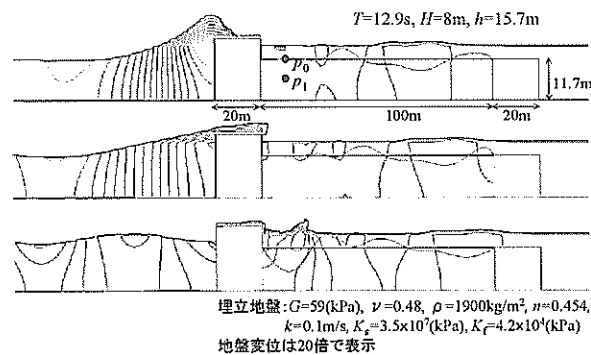


図-5.9 VOF-FEM を用いた越波による液状化状態の再現

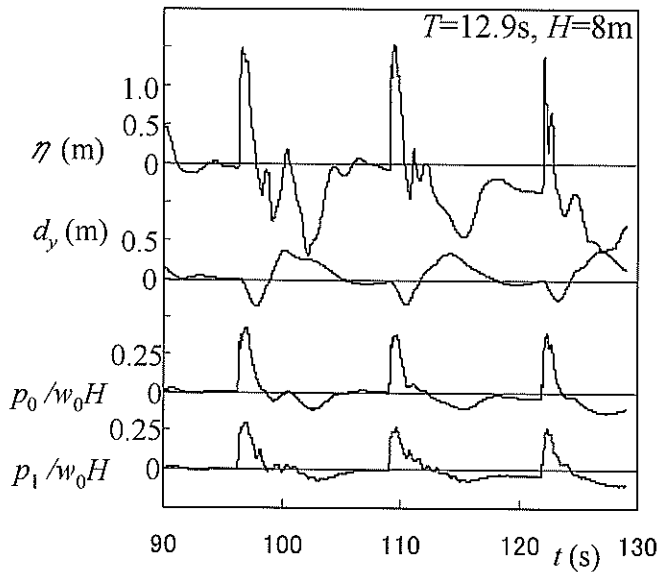


図-5.10 VOF-FEMを用いた越波による液状化の再現

6. 結論

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。そこで、本研究では、緩く堆積した地盤の液状化に関する基礎的な実験を行うとともに、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。

まず、緩く堆積した地盤の波浪による液状化に関して、以下のような基礎的な性質が明らかとなった。

(1) 緩く堆積した地盤に波浪が作用すると、残留過剰間隙水圧を伴う液状化が発生する。

(2) ある波高の波を繰り返すと、地盤は次第に締め固まり、残留過剰間隙水圧による液状化は発生しなくなる。ただし、その波高以上の波を作用させると再び液状化し、また締め固まるというプロセスをとる。

(3) ある波高の波で締め固まった地盤であっても、その波高が大きいと大きなひずみが発生し、そのひずみに対応してせん断弾性係数が小さくなり、見かけ上柔らかくなる(液状化に近づく)。

(4) いわゆる変動過剰間隙水圧の圧力勾配による液状化は、観察されず、また間隙水圧の記録からも認められなかった。これは、大きな間隙水圧が発生するときには、ひずみが大きくなり、せん断弾性係数が小さくなって(見かけ上柔らかくなり)、地盤内の圧力の大きさや位相の差が小さくなるためである。

(5) 注水して大きな浸透流の圧力があると、地盤が緩

み液状化状態となる。

次に、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の液状化について、水理模型実験と数値計算を行ったところ、以下のことが明らかとなった。

(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、20cm(現地量で5m)ほども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、越波による急激な液状化を抑えることが分かった。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6sの条件では、水深10mでは波高3m程度、水深4mでは波高2m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解くことができない。そこで、VOF-FEMにより、越波水塊の打ち込みによる地盤の変形について計算した。実験と同様に、ケーソン背後の軟らかい地盤に越波水塊が打ち込むと、地盤は波動運動し、波動が岸側へ伝播していく状況が示された。ただし、今回の計算では、剪断弾性係数 G と減衰比 h のひずみ依存性を考慮していないため、今後さらに改良を進めていく予定である。

(2002年5月30日受付)

謝辞

3章の液状化実験では、常務浩二前耐波研究室研究員、姜関求前研究官、大寄菜々子研究員のご協力を得ている。4章の釧路港高防波堤背後の人工地盤に関する研究は、独立行政法人北海道開発土木研究所港湾研究室山本康司副室長、国土交通省北海道開発局釧路港湾建設事務所橋

諸知喜所長と共同で行ったものであり、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。また、山崎浩之動土質研究室長、菅野高弘構造振動研究室長、森川嘉之主任研究官、一井康二主任研究官、小濱英二研究官から多くの貴重なご意見を頂いている。

線形 FEM 計算のベースは、韓国海洋研究所 朴佑善博士が作成されたものである。また、VOF-FEM の計算にあたっては、富士総研村西佳美氏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)：土質動力学の基礎，鹿島出版会，303p.
- 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.561，46p.
- 北澤荘介・桧垣典弘・野田節男(1981)：沖縄県および奄美諸島の大地震時における地盤加速度，港湾技研資料，No.396，pp.
- 柴田 徹・Soelarno, D.S.(1975)：繰返し载荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性，土木学会論文報告集，大239号，pp.57-65.
- 善 功企(1993)：海底地盤の波浪による液状化に関する研究，港研資料，No. 755，112p.
- 高橋重雄・鈴木高二朗・姜閔求・常敷浩二 (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- π 形式 VOF-FEM の開発，海岸工学論文集第49巻，(印刷中)
- 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.
- 前野賀彦ら(1990)：円心载荷装置による波浪を受ける海底地盤内応力場の再現，海岸工学論文集，第37巻，pp.754-758.
- Foda, M.A., S. Y. Tzang, Y. Maeno (1991)：Resonant Soil Liquefaction by Water Waves., GEO-COAST'91., Vol. 1, pp. 549-554.
- Sekiguchi, H., K. Kita and O. Okamoto (1995)：Resoponse of poro-elastoplastic beds to standing waves, Soils and Foundations., Vol. 35, 3, pp.31-42.