

# 遠心振動実験を用いた流動化現象の再現と 杭基礎に作用する流動圧

小笠原 政文<sup>1</sup>・佐藤 正義<sup>2</sup>・谷 和弘<sup>3</sup>

<sup>1</sup> 正会員 首都高速道路公団 湾岸線建設局 (〒210-0006 神奈川県川崎市川崎区砂子 1-1-10)

<sup>2</sup> 正会員 工博 清水建設(株) 技術研究所 (〒135-3850 東京都江東区越中島3-4-17)

<sup>3</sup> 正会員 (株)建設技術研究所 仙台支社 (〒980-0014 宮城県仙台市青葉区本町 2-15-1)

自立式矢板護岸およびその背後地盤の液状化に伴う流動化現象を再現し、加振中と加振後に発生する流動変位が杭基礎に及ぼす影響、さらに杭基礎に作用する流動圧を把握するため、遠心振動実験を実施した。本研究により、(1)加振中のみならず加振後も液状化による地盤の流動変位が発生するという現象を定性的に再現できていること、(2)地盤の流動化により杭基礎に発生する残留変位は、加振中と加振後の両方に生じており、加振中の影響が大きいこと、(3)地表の非液状化層の流動圧は、道路橋示方書に基づく受働土圧の値よりもかなり小さいこと、(4)地盤の流動化による地盤のヤング係数の低減率は1/650程度であること、が得られた。

*Key Words: dynamic centrifuge test, laminar container, liquefaction damage, lateral ground flow, sheet pile quay wall, group pile foundation, countermeasure*

## 1. まえがき

兵庫県南部地震では、埋立地などにおいてケーソン岸壁の液状化に伴う地盤の流動化の被害<sup>1), 2), 3)</sup>が注目されたが、矢板護岸<sup>4)</sup>にも数メートル程度の流動変位がみられた例があり、その背後地盤における基礎の被害も見られた。これまで、ケーソン岸壁の背後地盤における杭基礎に関しては、その被害のメカニズムの検討<sup>5), 6), 7)</sup>がなされているが、矢板護岸の背後地盤における杭基礎については検討がなされていない、しかしながら、護岸の形式としては、全国的にみても矢板護岸が数多く採用されており、その背後地盤には杭基礎に支持された構造物が建設されている例も多くみられる。これらを大地震による被害から守るためには、対策工法について検討しておく必要がある。そのためには、地盤の流動化による変位発生メカニズムを把握するとともに、流動化が背後地盤の杭基礎に及ぼす影響を明らかにしておくことが重要である。

このような地盤の流動化の現象を、模型実験により検討しようとした場合、1 g 場の振動台実験と遠心振動実験が考えられる。液状化とそれに伴う地盤の流動化現象を現実に近い形で再現するには、実地盤の透水性に近い模型地盤を作成できること、地盤の拘束圧に関する相似性を満足できることが必要であり、これらの状況を考慮すると、遠心振動実験のほうが適当ではないかと考えられる。

著者らは、これまで矢板護岸背後の杭基礎構造物を流動化による被害を軽減するための研究の一環として、控え矢板がある場合の矢板護岸およびその背後地盤の液状化に伴う流動化現象の検討<sup>8)</sup>、さらにその背後の杭基礎に対する流動化対策工の検討<sup>9)</sup>を、遠心振動実験手法を用いて実施してきた。ここでは、自立式矢板護岸およびその背後地盤の液状化に伴う流動化現象が地震中と地震後にどのように発生し、さらに流動圧が杭基礎構造物に及ぼす影響を把握するため、矢板護岸およびその背後の杭基礎をできるだけ精密にモデル化して現実に近い現象を再現できると考えられる遠心振動実験を実施した。つぎに、流動圧と杭基礎の流動変位、杭に発生したひずみの関係を解析して、実験で得られた流動圧の妥当性を検証するとともに、応答変位法の考え方にに基づき流動化が発生した場合の地盤バネを検討した。

## 2. 実験装置の概要と実験ケース

### (1) 遠心力場の振動実験装置

遠心力場の振動実験に用いた実験装置の仕様<sup>10)</sup>は、振動台設置時の有効回転半径3.11m、テーブルサイズ950mm×650mm、遠心加速度50gにおいて最大搭載質量300kgである。加振能力の仕様は、正弦波スイープ加振により周波数を50～350Hzの範囲で連続的に変化させた場合の最大加振加速度は5gで、地震波などの任意波形の場合には最大加振加速度10gである。振動加振方式は電磁式を

表-1 実験ケースの一覧

|        | 護岸形式 | 構造物          | 目 的                   |
|--------|------|--------------|-----------------------|
| CASE-1 | 自立矢板 | 無し           | 護岸と背後地盤の流動変位          |
| CASE-2 | 自立矢板 | 杭基礎          | 構造物の剛性が<br>流動変位に及ぼす影響 |
| CASE-3 | 自立矢板 | 鋼矢板<br>(対策工) |                       |
| CASE-4 | 自立矢板 | 杭基礎          | 流動化により構造物に<br>作用する流動圧 |

採用しており、高周波数領域でも安定した制御波形で加振でき、実際の地震波を精度良く再現できる。

## (2)せん断土槽

実験に使用したせん断土槽の内寸法は、長さ80cm(加振方向)、幅47.5cm、深さ31.5cmで、角パイプ製の土槽フレームを14段積み重ねたものである。土槽内側には止水用に厚さ0.5mmのゴムメンブレンを取り付けた。土槽フレームはその慣性力の影響を受けにくいように高さ20mm、幅40mm、厚さ1.2mmの長方形中空のスチール角パイプを用いて軽量化を図った。また、各々の角パイプ間には、平型ベアリング(ベアリング厚さ2mm、ベース厚さ1mm)を設置して、土槽フレーム間のせん断剛性を小さくしている。土槽フレームの間に、ゴムメンブレンがくい込むことを防止するため、アクリル板を土槽フレーム間に設置している。また、土槽側壁と地盤との間のフリクション軽減のため、厚さ0.2mm、幅10cmの短冊状のメンブレンを並べて貼っている。これは、護岸の実験では、土槽側壁に接する護岸近くの地盤は大きく変位し、護岸から離れた背後地盤での変位は小さいため、1枚もののメンブレンを用いると、護岸近くのメンブレンには引張が発生する。これにより、護岸近くの地盤の大きな変位をメンブレンが抑制してしまうことを防止するためである。

## (3)実験ケース

実施した実験ケースの一覧を表-1に示す。地盤の流動化現象における護岸背後地盤の水平変位の発生状況を把握するため、護岸のみで背後に構造物のない実験(CASE-1)を行った。次に、矢板護岸の背後地盤に杭基礎がある場合を想定した実験(CASE-2)と、杭基礎ではなく鋼矢板(対策工)のみがある場合(CASE-3)の2ケースの実験を行い、両者の比較により背後地盤にある構造物の剛性が異なる場合に、流動化が構造物の水平変位に及ぼす影響について検討した。最後に流動化により杭基礎構造物に発生する水平変位を検討するため、流動圧がどのよ

表-2 実験における相似則の一覧

|        | 記号                    | 単位                | 縮尺比           |
|--------|-----------------------|-------------------|---------------|
| 長 さ    | L                     | m                 | $1/\lambda$   |
| 密 度    | $\rho$                | t/m <sup>3</sup>  | 1             |
| 力      | F                     | N                 | $1/\lambda^2$ |
| 応 力    | $\sigma, \tau$        | kPa               | 1             |
| ひずみ    | $\varepsilon, \gamma$ | $\times 10^{-6}$  | 1             |
| 変 位    | d                     | m                 | $1/\lambda$   |
| 曲げ剛性   | EI                    | MN・m <sup>2</sup> | $1/\lambda^4$ |
| 振動数    | f                     | Hz                | $\lambda$     |
| 加速度    | $\alpha$              | gal               | $\lambda$     |
| 時間(動的) | t                     | s                 | $1/\lambda$   |
| 時間(浸透) | t                     | s                 | $1/\lambda^2$ |

(註) 縮尺比: 模型/実物 =  $1/\lambda = 1/30$

うに作用したかを把握する実験(CASE-4)を行った。ここでは、地盤流動により杭基礎に残留水平変位を生じさせる原因となる土圧を流動圧という。

## 3. 実験方法

### (1)相似則

遠心振動実験における相似則の一覧を表-2に示す。模型と実物との縮尺比は  $1/\lambda = 1/30$  を想定している。透水性の相似則を満足させるため、間隙流体には水の30倍の粘性を持つシリコンオイルを使用することとした。以後に示す時刻歴および変位の分布図は、相似則により実物に換算して表示する。

### (2)試験体の概要

図-1に各実験ケースに用いた試験体および計器配置を示す。(a)～(c)はCASE-1～CASE-3の断面図のみ示し、代表例としてCASE-4の矢板護岸の背後に杭基礎がある場合における試験体を(d)に示す。鋼矢板(対策工)のみの場合における実験(CASE-3)は、護岸から遠い杭の位置にフーチングと同じ幅の1枚の矢板を設置した実験であり、地層構成はCASE-1からCASE-4まで基本的に同じである。実物との縮尺比は、1/30にした。

### (3)模型地盤の作成

模型地盤の地層構成は、最上層は非液状化層であり、地下水位以上により不飽和の砂8号で作成した。その下層を液状化層として砂8号(Dr=50%)で、下層の液状化強度の大きい地盤は豊浦砂(Dr=90%)で作成した。液状化後にも地盤の流動化によりゆっくりと変形す

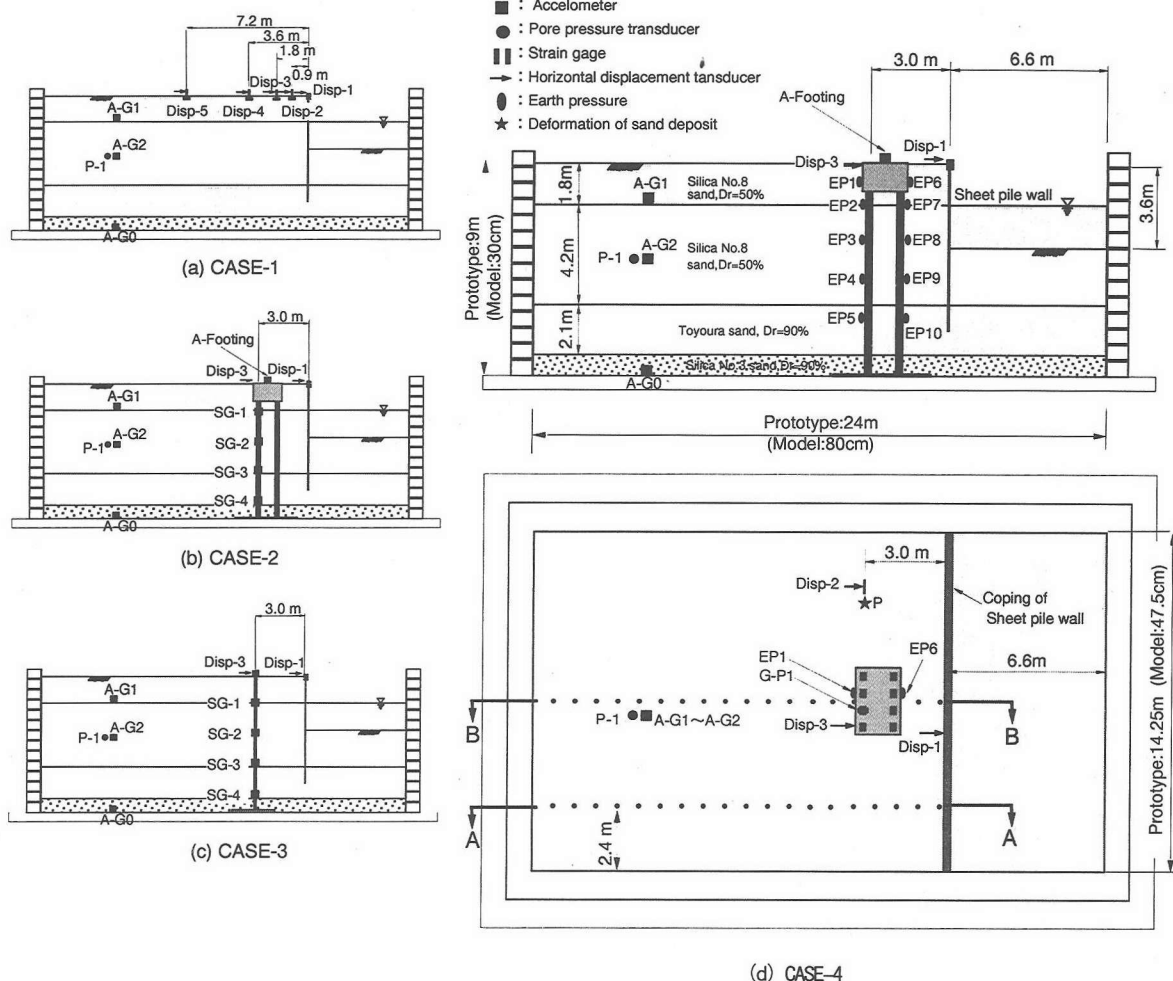


図-1 実験に用いた試験体と計器配置

る現象を再現するという観点から、液状化層には実際の砂地盤において良くみられる透水係数が  $k=1 \sim 3 \text{ cm/s}$  程度の地盤になるように、できるだけ平均粒径が小さい珪砂 8 号 ( $D_{50} = 0.09 \text{ mm}$ ) を採用した。間隙流体には、水の 30 倍の粘性を持つシリコンオイルを使用した。

遠心実験により地盤の液状化を取扱う模型実験において、実験精度を確保するには模型地盤の飽和度を向上させることが非常に重要である。本実験においては、模型地盤の飽和度の向上を図るため、せん断土槽を真空槽に入れ、完全に脱気した後、真空状態を保ちながら、せん断土槽底部に設けた注入口からシリコンオイルを浸透させ、非常にゆっくり約 3 日間かけて飽和する方法<sup>11)</sup>をとった。

#### (4) 矢板護岸模型、杭基礎および鋼矢板(対策工)模型

矢板護岸模型は、肉厚 3.4mm のアルミニウム板であり、

相似則によると実物の鋼矢板 YSP-I 型に概ね相当する。実験で想定した護岸は自立式の矢板であり、その高さは、実物換算で護岸高さ 3.6m、根入れ長 4.2m になる。矢板護岸模型は、実際の矢板護岸と同じように法線方向の曲げモーメントを発生しないようにするために、一枚の矢板幅を 1cm に分割し、それをビニールテープで接続し、矢板護岸の頭部にはアルミニウムのコーピングを設置した。

矢板護岸の背後に杭基礎がある場合の実験(CASE-2, CASE-4)において、模型杭は 7mm x 10mm (護岸法線方向) の矩形の中実アルミニウム棒である。模型杭を矩形としたのは、CASE-4 において杭に作用する流動圧測定用の圧力計を設置するためである。模型杭の曲げ剛性  $E \cdot I$  は相似則によると実物の鋼管杭で直径 30cm、厚さ 8mm のものに相当する。杭配置は 8 本 (4x2) の群杭で、護岸法線方向のピッチは 2.5D (D は杭外径) である。杭頭はフーチングに剛結し、杭下端は土槽底面に完全固定している。この

実験では、地盤の流動化の影響のみを把握するという観点から、上部構造物の慣性力の影響が小さくなるように、模型は上部構造物はモデル化せずフーチングのみとした。

鋼矢板(対策工)のみの場合の実験(CASE-3)において、鋼矢板模型は、肉厚5.2mmのアルミニウム板であり、矢板護岸から3.0m離れた位置に杭基礎のフーチングと同じ幅のものを土槽下端に完全固定にして設置した。鋼矢板の対策工は相似則により実物に換算すると、鋼矢板FSP-VL型に相当する。鋼矢板(対策工)の地盤流動変位に対する抑制効果は、その曲げ剛性に依存すると考えられるので、経済的な観点から、その剛性は護岸矢板よりも大きく、杭基礎よりも小さいものが現実的である。そのため、鋼矢板(対策工)の曲げ剛性が杭基礎と護岸矢板の中間の大きさになるようにした。

#### (5)計器配置

計測計器は、CASE-1からCASE-4まで地盤内に加速度計と間隙水圧計を埋設した。CASE-1では矢板護岸頭部1ヶ所(Disp-1)と護岸から離れた地盤4ヶ所(Disp.2～Disp.5)の水平変位を測定するためレーザー変位計を設置した(図-1ではB-B断面に位置するが、この実験ケースでは杭基礎は無い)。CASE-2とCASE-3では地震中と地震後における基礎構造物の水平変位と基礎に発生する断面力の関係を把握するためレーザー変位計とひずみゲージを設置した。CASE-4ではフーチングには背面側(EP-1)と護岸側(EP-6)に、また護岸に遠い杭の護岸側(EP2～EP5)と護岸に近い杭の背後地盤側(EP7～EP10)にそれぞれ土圧計を設置して、それらの差をとることにより流動圧を測定することを試みた。また、土圧計の測定結果との対比のため、杭にはひずみゲージを貼った。レーザー変位計は、それぞれの測点における絶対変位を測定するとの考えから、遠心装置本体に固定した。またCASE-4では、杭基礎から離れた位置(図-1(d)の測点P)に、地盤の変形に追従できるように小さなボールを細い糸で連結したものを製作し、それを鉛直に設置した。これは、実験を終了して模型地盤を解体する時にボールの位置を測定することにより、地盤の残留水平変位の深度分布を得るためである。

#### (6)加振

加振は、CASE-1～CASE-4の実験とも、遠心加速度30gにおいて繰返し回数10波のサイン波を60Hz(実物換算2Hz)で行った。目標とした入力加速度は4.5g(実物換算150gal)である。実験結果の入力波は、図-2に示すように地盤が液状化するとともに加速度が大きくなり波形がスパイク形状になる傾向がいずれの実験ケースにも見られた。これは、せん断土槽を用いた地盤の液状化実験で

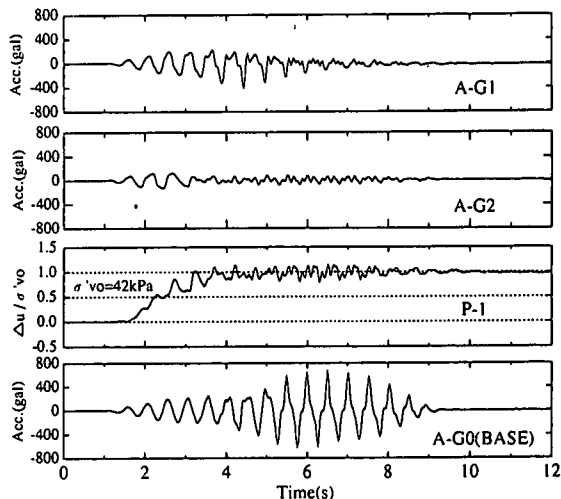


図-2 基盤入力加速度と護岸から離れた地盤の加速度時刻歴(CASE-1)

は、液状化した層から上に地震動が伝わらなくなり、その分の震動エネルギーが液状化層以下の地盤を大きく震動させるためと考えられる。実験結果の入力加速度は、CASE-1～CASE-4において、地盤が液状化する前は各々228gal, 208gal, 209gal, 221galであり、いずれの実験ケースでも3から4波目で地盤は液状化した。液状化した後の加速度は、各々572gal, 524gal, 365gal, 612galであったが、いずれもスパイク形状をしており入力としてのエネルギーが小さいため、これらの加速度の差が流動変位に与える影響は小さい。

### 4. 実験結果

#### (1)護岸および背後地盤の流動化現象

まず、地盤の流動化現象における水平変位の発生状況を把握するため、護岸のみで背後に構造物のない実験結果について述べる。図-2に地盤のみの実験ケース(CASE-1)における、基盤入力加速度(A-G0)と護岸から離れた地盤の加速度(A-G1, A-G2)と過剰間隙水圧(P-1)の時刻歴を示す。液状化層の加速度と過剰間隙水圧の時刻歴より、入力3から4波目で地盤は液状化していることが分かる。上層の不飽和層(A-G1)は、その下層が液状化したため、地盤の震動が伝達されなくなり、応答がなくなっている。このように、他のCASE-2～CASE-4実験ケースにおいても、地盤の加速度応答と過剰間隙水圧は同様の挙動をしており、CASE-1～CASE-4のいずれの実験もほぼ同様に液状化が発生している。

図-3に護岸矢板および背面地盤の各地点における水平変位の時刻歴を示す。なお、図中の例えばD=7.2mは護岸位置をD=0.0mとして、そこから背後地盤方向の距離を示している。時刻歴において加振時間は約1～9秒であ

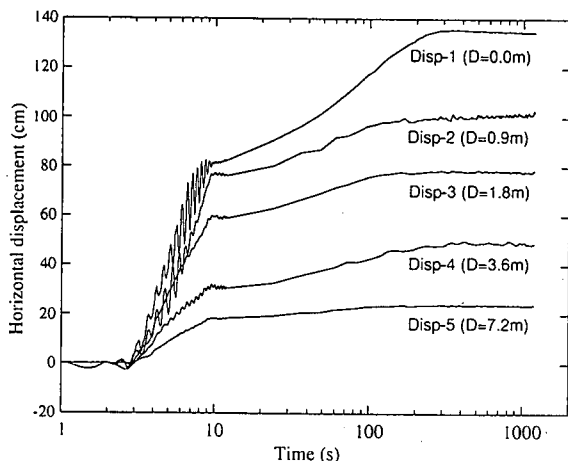


図-3 護岸矢板および背面地盤の各地点における水平変位の時刻歴(CASE-1)

り、加振中と加振後の変化がわかるように時間軸を対数で表示している。加振終了後の10秒以後にも液状化による流動化で護岸矢板と背面地盤に水平変位が発生していることが分かる。また、図-4に護岸矢板および背面地盤の各地点における水平変位の分布図を示す。加振後の10秒における水平変位は、護岸から離れるにしがってその量は小さくなってゆくが、護岸の背後地盤は加振終了後も流動化による水平変位が発生している現象がみられる。図-3と図-4において加振後の変位に注目すると、護岸(Disp-1)の変位が約55cm増加しているのに対し、護岸背後の地盤(Disp-2,3,4)は護岸からの距離にあまり依存せずいずれも20cm程度である。このことから、加振後は護岸の変位が生じて、それに追従するように、背後地盤が流動して変位が発生していることが示唆される。

この実験で、加振中だけでなく地震終了後にも地盤がゆっくりと流動するという実際に発生していると考えられる現象を定性的に再現できている。これは、液状化層に平均粒径が小さい砂を採用し、間隙流体に粘性流体を使用して、実地盤に近い透水係数になるようにし、地盤が液状化して過剰間隙水圧が消散しない状態を実際と同じようにすることにより、液状化後の実地盤に近い挙動を再現できたと考えられる。

## (2) 流動化による構造物の水平変位の挙動

地盤の流動化により構造物に加振中と加振後にどの時期に水平変位と断面力が発生するかについて検討した。図-5に杭基礎がある場合(CASE-2)と流動化対策工としての鋼矢板がある場合(CASE-3)についてフーチングおよび対策工としての鋼矢板の水平変位の時刻歴を示す。護岸(Disp-1)と背後地盤(Disp-2)の変位において、杭基礎がある場合(CASE-2)と流動化対策工としての鋼矢板がある場合(CASE-3)は概ね同じであり、両者の実験で地盤の流動化は同程度であることが分かる。Disp-3を見ると地盤

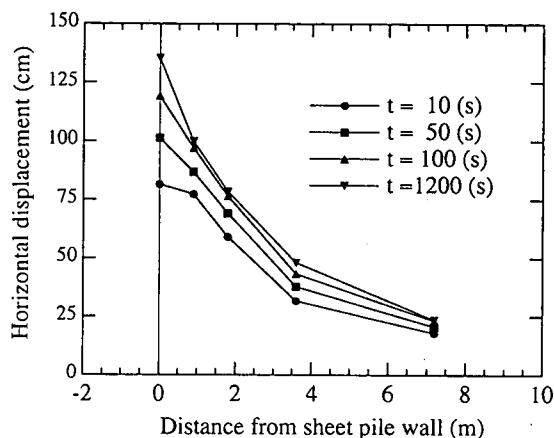


図-4 護岸矢板および背面地盤の各地点における水平変位の分布図(CASE-1)

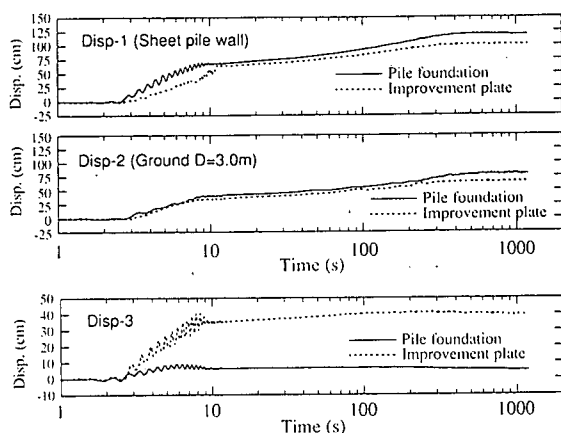


図-5 フーチングおよび対策工としての鋼矢板の水平変位の時刻歴(CASE-2とCASE-3)

の流動化によるフーチングの水平変位は加振終了後の10秒において6.3cm、鋼矢板(対策工)は35cmであり、最終時刻の1200秒においてフーチングは5.4cm、鋼矢板(対策工)は40cmである。フーチングの変位は加振終了後の10秒以後、杭体が健全であるため地盤流動変位にその剛性で抵抗しており水平変位はほとんど変化していない。一方、鋼矢板(対策工)は加振終了後も水平変位が増加している。これは、杭基礎と鋼矢板(対策工)の剛性の違いによるものである。

図-6および図-7は、杭基礎がある場合(CASE-2)と流動化対策工としての鋼矢板がある場合(CASE-3)について実験終了後における護岸矢板からの距離と背面地盤の水平変位の関係を示している。両方の図とも構造物から離れたA-A断面の変位分布は、概ね一致している。一方、構造物のあるB-B断面においては、杭基礎の背面地盤の変位が小さくなって地盤の流動化に抵抗しているのに対し、鋼矢板(対策工)の背面地盤の変位はやや小さくなっては

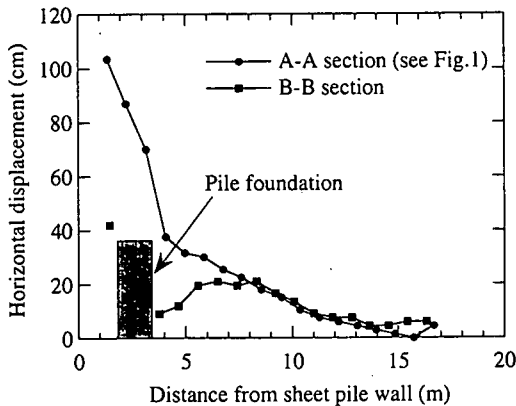


図-6 護岸矢板からの距離と背面地盤の水平変位の関係 (CASE-2: 杭基礎がある場合)

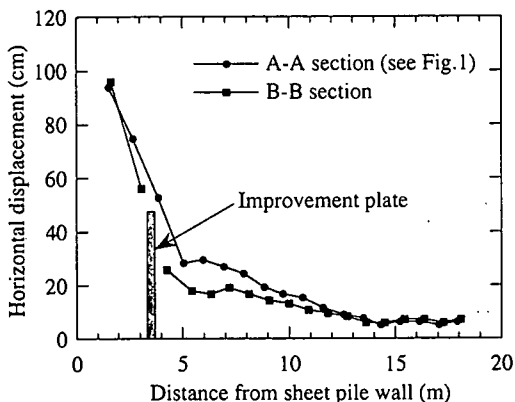


図-7 護岸矢板からの距離と背面地盤の水平変位の関係 (CASE-3: 流動化対策工としての鋼矢板がある場合)

いるが、杭基礎に比較して地盤の流動化に抵抗する効果は小さいことが分かり、杭基礎と鋼矢板(対策工)の剛性の差が現れている。また、A-A断面とB-B断面の変位の差が、地盤流動により杭基礎又は鋼矢板(対策工)に変位(図-5のDisp-3)を発生させる原因であり、流動圧になると考えられる。したがって本実験結果では、杭基礎および鋼矢板(対策工)の残留水平変位は加振中の流動化による地盤変位が、加振後のものより大きいため、基礎に発生する残留水平変位に対しては、加振中の地盤変位のほうが重要であると考えられる。ただし、本実験のこのような結果は、加振中と加振後の発生断面力に対しても、杭体はほぼ健全性を保っているためとも考えられる。実際の被害例から推定すると、地震力が作用している時に杭体がコンクリート系のように比較的塑性状態になって杭の曲げ剛性が非常に小さくなる場合には、地震後の地盤流動化の影響が大きくなる可能性もある。

(3)杭および対策工としての鋼矢板に発生する曲げひずみ  
図-8に杭頭と杭下端の曲げひずみの時刻歴(CASE-2)、

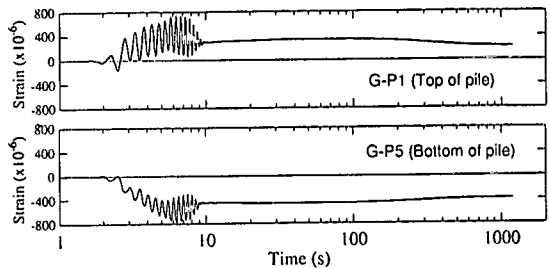


図-8 杭頭と杭下端の曲げひずみの時刻歴 (CASE-2: 杭基礎がある場合)

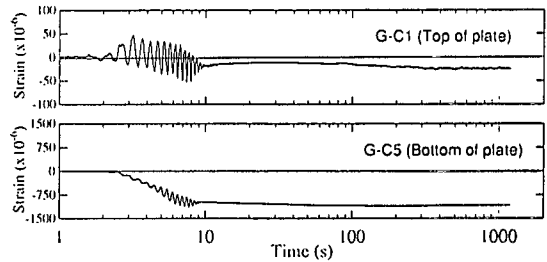


図-9 対策工としての鋼矢板上端と下端の曲げひずみの時刻歴

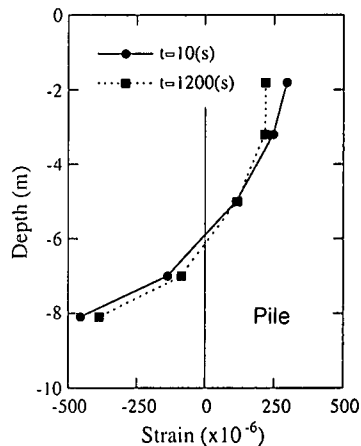


図-10 杭の曲げひずみの深度分布 (CASE-2: 杭基礎がある場合)

図-9に対策工としての鋼矢板上端と下端の曲げひずみの時刻歴(CASE-3)を示す。なお、杭および鋼矢板(対策工)の曲げひずみが正の場合は、河川側に凸の曲げモーメントが発生している状態である。図-8に示す加振中の1~9秒の振動成分において、杭の曲げひずみは大きく、上部構造物がなくても地盤震動により、杭に大きな曲げひずみが発生している。図-9においても、鋼矢板(対策工)に大きな曲げひずみが発生している。特に、鋼矢板(対策工)自体の慣性力は小さいため、頭部で振動している比較的大きな曲げひずみは地盤震動によるものである。

図-10に加振終了後10秒と実験終了後1200秒後における杭の曲げひずみの深度分布(CASE-2)、図-11に対策

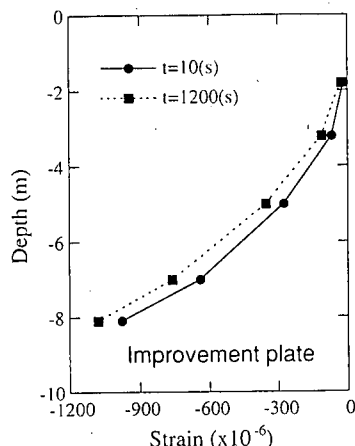


図-11 対策工の曲げひずみの深度分布  
(CASE-3:流動化対策工としての鋼矢板がある場合)

工としての鋼矢板の曲げひずみ深度分布(CASE-3)を示す。地盤の流動化による構造物としての変形形状が異なるため、杭基礎と鋼矢板(対策工)の曲げひずみの分布が異なっている。杭基礎は両端固定の梁がせん断変形を受けている形状であり、鋼矢板(対策工)は下端固定の片持ち梁が変形を受けている形状である。加振終了後10秒から実験終了後1200秒後において、杭の曲げひずみは小さくなっているのに対し、鋼矢板(対策工)の曲げひずみは大きくなっている。これは、図-5のフーチングおよび鋼矢板(対策工)の水平変位の時刻歴に見られるように、フーチングは加振終了後の10秒以後、杭の水平変位が戻る傾向を示しているのに対し、鋼矢板(対策工)は加振終了後もやや増加していることによるものである。

図-5のフーチングおよび対策工としての鋼矢板の水平変位の時刻歴および図-6の図-7の構造物背後地盤の変位分布から、構造物の剛性の違いにより流動圧は変化し、地盤の流動変位が同じならば、構造物の剛性が大きいほうが流動圧も大きいと推察できる。したがって、流動圧は構造物と地盤の相互作用によって決まり、流動圧は一義的に決まるものではないことを示唆している。

#### (4)実際に被災した橋脚の水平変位についての考察

埋立地における護岸背後の構造物基礎に水平変位が発生したことが報告されているが、地震中と地震後にそれぞれどれだけの変位が発生したかは分かっていないので、本実験結果のCASE-2とCASE-3の比較から実際の杭基礎の変位の挙動を推察する。地震中に上部工の慣性力と地盤の流動化により杭に大きな残留水平変位が発生し、杭に大きなひび割れが入り杭の剛性が大きく低下した場合は、地震後の地盤の流動化により変位が増加する。すなわち、CASE-3のように鋼矢板(対策工)の剛性が小さい場合である。杭が健全で剛性低下しなかった場合には、杭

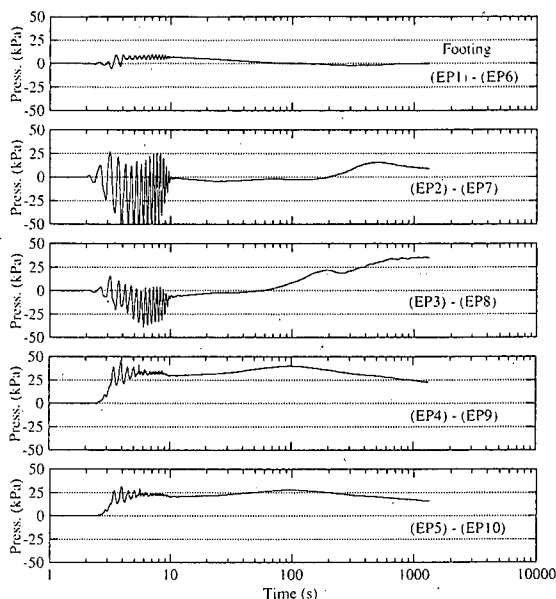


図-12 杭基礎作用する流動圧の時刻歴(CASE-4)

基礎の変位が逆に戻った可能性があると考えられる。これは、CASE-2のように構造物(杭基礎)の剛性が大きい場合である。

#### (5)流動化により構造物に作用する流動圧

地盤の流動化により基礎構造物に発生する水平変位を検討するためには、加振中と加振後にどのような流動圧が作用したかを把握する必要がある。ここでは、杭基礎に作用する流動圧を測定した実験結果(CASE-4)について述べる。この遠心振動実験結果は、定性的には前述の結果(CASE-2)と概ね同じであった。主な実験結果として、10秒、100秒、1200秒の時刻における護岸矢板、背後地盤、フーチングの変位および杭頭、杭下端の曲げひずみを表-2に示す。護岸矢板の水平変位(Disp-1)は、加振中の約2~10秒に約45cm、加振後の10~1200秒には約70cmと加振後のほうが大きくなっている。一方、フーチングの水平変位(Disp-3)は、加振中に約5.0cm、加振後には約2.0cmと加振中のほうが大きい。このことは、杭基礎の変形については地震時の地盤変形やフーチング慣性力の影響が大きく、加振後の流動化による地盤変形を考慮するだけでは十分ではないことを示唆している。

図-12に杭基礎に作用する流動圧の時刻歴を示す。図に示した圧力は静止状態をゼロとし、地震による土圧と水圧の増加分の測定値であり、背後地盤側と護岸側の差分をとったものである。ただし、土圧の測定は非常に困難であり、差分をとったものであるため、結果の評価は定性的な傾向しかとらえていない可能性もある。その測定値の妥当性については5.の(1)で検討する。フーチ

表-3 流動圧を測定した実験結果の一覧(CASE-4)

|         |                | t=10(s)              | t=100(s)             | t=1200(s)            |
|---------|----------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 変位      | 護岸矢板(Disp.-1)  | 45cm                 | 77cm                 | 116cm                |
|         | 地盤(Disp.-2)    | 28cm                 | 49cm                 | 72cm                 |
|         | フーチング(Disp.-3) | 4.8cm                | 7.0cm                | 6.8cm                |
| 杭の曲げひずみ | 杭頭(G-P1)       | $270 \times 10^{-6}$ | $401 \times 10^{-6}$ | $398 \times 10^{-6}$ |
|         | 杭下端(G-P5)      | $313 \times 10^{-6}$ | $508 \times 10^{-6}$ | $459 \times 10^{-6}$ |

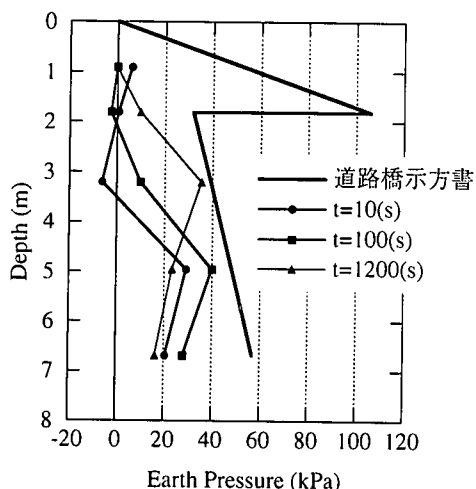


図-13 杭基礎に作用する流動圧の深度分布(CASE-4)

ングに作用している非液化化層の流動圧(EP1)-(EP6)は、道路橋示方書に基づき計算した受働土圧<sup>12)</sup>の計算値53kPaよりもかなり小さい値となっている。杭に作用している流動圧のうち(EP2)-(EP7)と(EP3)-(EP8)は、加振中に振動成分が大きい。加振後の100秒以後に増加する傾向をみせているが、このときのフーチングの変位は表-3では逆にやや減少する傾向を見せている。杭下部に作用している流動圧(EP4)-(EP9)と(EP5)-(EP10)の時刻歴の形状とフーチングの水平変位時刻歴の形状は良く似ており、フーチングの水平変位は主に加振中に発生している。すなわち、表-3より加振中(0～10秒)の変位は4.8cm、加振後(10～100秒)の変位は2.2cmである。これより、加振中において杭下部に作用した流動圧が、フーチングの残留水平変位に主な影響を及ぼしている可能性が指摘できる。杭下部に流動圧が作用するのは、この部分まで護岸矢板が根入れされており、この部分も流動によって変位するためであると考えられる。このことは、実験終了後に地盤を解体した時の護岸矢板の残留水平変位は、頭部では116cmであったが、地盤流動により矢板下端(GL-7.2m)でも17cm移動していたことより言える。

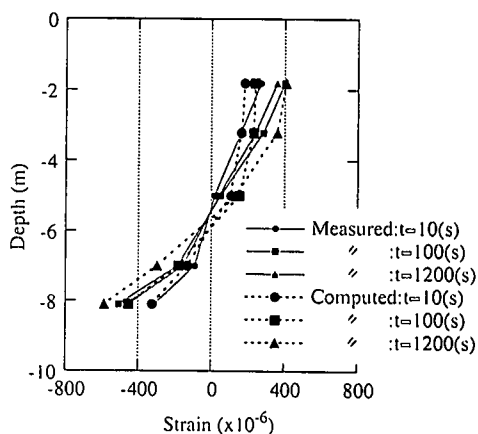


図-14 杭の曲げひずみの深度分布の比較  
(実験CASE-4と解析)

図-13に杭基礎に作用する流動圧の深度分布を示す。深度0.9mおよび1.8mにおける非液化化層の流動圧は、いずれの時刻においても道路橋示方書に基づき計算した受働土圧<sup>12)</sup>の値よりもかなり小さい値となっている。

## 5. 基礎構造物に作用する流動圧と地盤バネの検討

### (1) 流動圧の検討

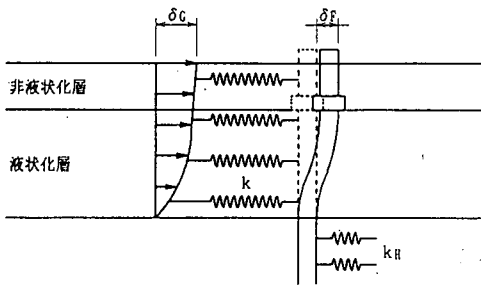
CASE-4の実験は、地盤の流動化によって発生した流動圧と杭基礎フーチングの変位、杭の曲げひずみが測定されている。流動圧の妥当性を検証するため、群杭およびフーチングを梁要素でモデル化して、それに各時刻(t=10s, 100s, 1200s)に得られた流動圧(図-13)を作用させて、表-3のフーチングの変位、杭の曲げひずみの実験値と比較検討することとした。

実験結果のフーチングの変位は、表-3に示すように時刻t=10sの時はd=4.8cm、t=100sではd=7.0cm、t=1200sではd=6.8cmであるのに対し、解析結果はそれぞれd=3.7cm、d=5.2cm、d=7.3cmであり、概ね一致していると評価できる。図-14に流動圧により杭に発生した曲げひずみの深度分布の実験と解析の比較を示す。両者は分布の形状、大きさとも概ね一致しており、測定した流動圧の大きさは概ね妥当であったと言える。

### (2) 地盤バネの検討

流動圧に対する杭基礎の挙動を把握するには、応答変位法を用いることが妥当であることがCASE-2とCASE-3の実験結果からも示唆される。その場合、杭基礎の影響を受けない地盤変位、すなわち杭基礎がない場合にそこに発生する地盤変位を地盤バネを介して杭基礎に作用させる方法がとられるが、地盤バネをどのように設定するかが問題である。CASE-4の実験結果では、杭基礎の剛性





ここに、 $\delta_G$ : FEM 解析から得られた地盤流動量 ( $G$  = Ground)  
 $\delta_F$ : 基礎の変位 ( $F$  = Foundation)  
 $k$ : 流動化する層の地盤バネ  
 $k_H$ : 杭の根入れ地盤の抵抗バネ  
 $P = k(\delta_G - \delta_F)$ : 基礎に作用する流動圧

図-15 応答変位法による基礎の解析モデルの概念図<sup>13)</sup>

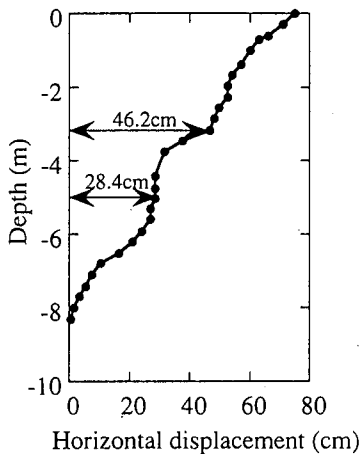


図-16 杭基礎から離れた地盤残留変位の深度分布  
 (CASE-3: 流動化対策工がある場合)

の影響を受けない地盤(図-1の測点Pに対応する)における変位の深度分布と流動圧分布(図-13)が得られているので、図-15に示す応答変位法による基礎の解析モデルの考え方<sup>13)</sup>に基づいて液化化層内(GL-3.2mとGL-5.0m)における流動圧とその深度の地中変位より、地盤バネを算定した。CASE-4において、実験後にボールチェーンの変位から求めた杭基礎から離れた地盤における残留水平変位の深度分布を図-16に示す。流動圧は $p=34.6$  kPaと $23.2$  kPa( $3.53$  tf/m<sup>2</sup>と $2.38$  tf/m<sup>2</sup>)で、地中変位 $\delta_G$ は $46.2$  cmと $28.4$  cm、基礎変位 $\delta_F$ は $5.5$  cmと $3.6$  cmであるので図-15に示した式より、地盤バネは、 $k=85.3$  kN/m<sup>3</sup>、 $94.1$  kN/m<sup>3</sup>( $0.0087$  kgf/cm<sup>3</sup>、 $0.0096$  kgf/cm<sup>3</sup>)となる。これらの地盤バネ定数から道路橋示方書の(解7.6.4)式<sup>14)</sup>により地盤のヤング係数 $E_0$ を逆算すると、 $E_0=42.1$  kPa、 $46.1$  kPa( $0.43$  kgf/cm<sup>2</sup>、 $0.47$  kgf/cm<sup>2</sup>)である。ところで、3軸CD圧縮試験により求めたこの液化化層の平均拘束圧における初期ヤング係数は、 $E_0=28.7$  MPa( $293$  kgf/cm<sup>2</sup>)で

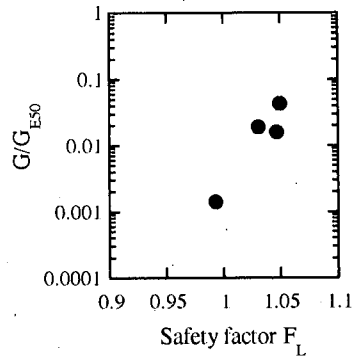


図-17 8号珪砂の剛性低下率と $F_L$ の関係

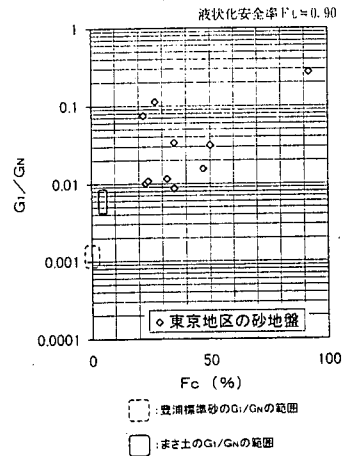


図-18 豊浦砂のせん剛性低下率<sup>16)</sup>

あったので、流動化による地盤ヤング係数の低下率は約 $1/650$ ( $=42.1$  kPa/ $28700$  kPa or  $46.1$  kPa/ $28700$  kPa)である。この値を検討するため、安田ら<sup>15)</sup>の方法により遠心実験に用いた8号珪砂の液化化要素試験を実施した。この試験は、液化化した砂のせん断剛性が、液化化前に対してどの程度まで低下しているかを求める試験である。実施した要素試験結果の液化化安全率と $F_L$ の関係を図-17に示す。液化化後の剛性低下率は約 $1/700$ である。また、図-18には、細粒分含有率がほぼゼロの豊浦砂の剛性低下率と $F_L$ の関係<sup>16)</sup>を示しているが、剛性低下率は約 $1/1000$ となっている。流動化実験の結果は、これらの値に概ね一致している。

## 6. まとめ

自立式矢板護岸およびその背後地盤の液化化に伴う流動化現象が地震中と地震後のどの時期にどのように発生するか、さらに杭基礎に作用する流動圧を把握するため、遠心振動実験を実施した。つぎに、実験結果をもとに流動圧と基礎の流動変位、杭に発生したひずみと流動化が

発生した場合における地盤ヤング係数の低減率を検討した。本研究により得られた結果は以下のとおりである。

- (1) 加振中のみならず加振後にも地盤がゆっくりと流動するという実際の現象を、この遠心振動実験は定性的に再現できている。
- (2) 杭基礎および鋼矢板(対策工)に残留水平変位を与えた主要因は加振中と加振後の流動化による地盤変位であり、本実験では加振中の影響が大きかった。
- (3) 地表の非液化化層の流動圧は、道路橋示方書に基づく受働土圧の値よりもかなり小さい値となり、液化化層の流動圧は、道路橋示方書の流動圧に概ね一致した。実験で得られた流動圧に対してフーチング変位と杭の曲げひずみはほぼ整合している。
- (4) 地盤の流動化による地盤ヤング係数の低減率は約1/650である。この値は実験に用いた8号珪砂の液化化試験後の剛性低下率や細粒分含有率がほぼゼロの豊浦砂の剛性低下率と概ね一致している。

#### 参考文献

- 1) 稲富隆昌, 他24名: 港湾技術資料 No. 857 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 運輸省港湾技術研究所, 1997年3月。
- 2) 阪神・淡路大震災報告書(解説編) 5章 ウォーターフロント, 社団法人 地盤工学会 阪神大震災調査委員会, pp. 229-260, 1996年3月。
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告書(解説編) 土木構造物の被害第5章 港湾・海岸構造物, 地盤工学会, 土木学会, 日本機会学会, 日本建築学会, 日本地震学会, 阪神・淡路大震災調査報告書編集委員会, 1997年12月。
- 4) 阪神・淡路大震災報告書(解説編) 5, 3 岸壁・護岸の被災状況, 社団法人 地盤工学会 阪神大震災調査委員会, pp. 290-291, 1996年3月。
- 5) 佐藤正義: 遠心力場におけるケーソン岸壁および杭基礎の液化化被害に関する再現実験, 土木学会論文集, No. 582/III-41, pp. 295-304, 1997年12月。
- 6) 菅野高弘, 三藤正明, 稲富隆昌: 兵庫県南部地震により被災したケーソン式岸壁に関する実験的研究, 土木学会第23回地震工学研究発表会講演概要, pp. 257-260, 1995年7月。
- 7) 地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム発表論文集: (社)地盤工学会, 地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関する研究委員会, 1998年5月。
- 8) 角田浩, 小笠原政文, 牧田篤弘, 五瀬伸吾, 宮田和, 佐藤正義: 地盤流動とその対策工の効果に関する遠心振動実験 その1 矢板護岸における地盤流動の再現, 第32回地盤工学研究発表会, pp. 995-996, 1997年7月。
- 9) 小笠原政文, 角田浩, 牧田篤弘, 五瀬伸吾, 佐藤正義, 宮田和: 液化化に伴う流動化に関する遠心振動実験, 第24回地震工学研究発表会, 土木学会地震工学委員会, pp. 605-608, 1997年7月。
- 10) Masayoshi Sato: "A new dynamic geotechnical centrifuge and performance of shaking table tests", *Proceedings of The International Conference Centrifuge 94*, Singapore, pp. 157-162, Balkema, 1994.9.
- 11) 佐藤正義, 田地陽一: 遠心振動実験による液化化地盤における杭基礎の耐震性評価, 土木学会論文集, No. 596 / III-43, pp. 596-327, 1998年6月。
- 12) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp. 83-90, 1996年12月。
- 13) 小笠原政文, 角田浩, 坂本俊一, 松尾 隆志: 流動化の影響を考慮した基礎構造物および対策工の設計法, 地盤工学会, 地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム, pp. 429-432, 1998年5月。
- 14) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編, pp. 238-241, 1996年12月。
- 15) 安田進, 小林利雄, 寺内哲也: 液化化したまき土の変形特性, 第24回地震工学研究発表会, 土木学会地震工学委員会, pp. 469-472, 1997年7月。
- 16) 小笠原政文, 牧田篤弘, 安田進, 熊広志, 原田克之: 液化化した地盤のせん断剛性率の評価, 地盤工学会, 地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム, pp. 321-324, 1998年5月。

(1999.3.11 受付)

## REPRODUCTION OF LATERAL GROUND DEFORMATION AND LATERAL-FLOW EARTH PRESSURES ACTING ON PILE FOUNDATIONS USING CENTRIFUGE MODELING

Masafumi OGASAWARA, Masayoshi SATO and Kazuhiro TANI

Dynamic centrifuge model tests were conducted to simulate the seismically-induced displacements of sheet pile quay walls, in order to understand the mechanisms of lateral ground flow of liquefied soil behind walls and to evaluate the effects of the lateral-flow earth pressures acting on pile foundations. It was found that the tests could virtually reproduce the actual lateral -flow of ground caused both during earthquakes and post liquefaction; the influence of earthquake acceleration was very large for the residual displacement of pile foundations; the lateral-flow earth pressures acting on foundations were considerably smaller than the value calculated in the Specifications for Highway Bridges; the degradation ratio of young's modulus of liquefied soil was 1/650.