

遠心力場におけるケーソン岸壁および杭基礎 の液状化被害に関する再現実験

佐藤正義¹

¹正会員 工博 清水建設(株) 技術研究所 (〒135 東京都江東区越中島3-4-17)

液状化によるケーソン岸壁およびその近傍における杭基礎の被害原因について検討するため、ケーソン岸壁と杭基礎を含む模型地盤をせん断土槽中に作成し、実地盤の拘束応力と透水性の相似則を満足させて、遠心力場の液状化実験を行った。実験結果により、(1)ケーソンの水平変位・沈下の状況に関して兵庫県南部地震の被害状況を定性的に再現できること、(2)ケーソン水平変位の原因は、ケーソン背面地盤の水圧上昇よりも、ケーソン慣性力による下部地盤のせん断変形のほうが支配的であること、(3)地盤の永久変形によりケーソン近傍に構築された杭に発生する曲げモーメントは、加振時と加振後の両方に発生すること、(4)杭基礎は、側方流動に伴う周辺地盤の変形により杭頭部だけでなく中間部でも損傷すること、が分かった。

Key Words: centrifuge test, shaking table test, laminar container, liquefaction damage, caisson type quay wall, group pile foundation

1. まえがき

兵庫県南部地震では、埋立地などにおいて液状化に伴うケーソン岸壁の数メートルにもおよぶ水平変位の被害が発生した^{1)~6)}。また、地盤の側方流動によりケーソン岸壁や重力式護岸などの近くに建設された大型橋梁の基礎杭が損傷し^{7), 8), 9)}、建築構造物では極端な場合には基礎杭が折損する被害も発生し^{10), 11)}、重要な研究課題となっている。

ケーソン岸壁の被災原因については、これまで模型実験による研究^{12), 13), 14)}がなされており、特に菅野ら¹⁵⁾は兵庫県南部地震におけるケーソン岸壁の被災原因を1g場の振動台実験により検討している。しかしながら、これらの模型振動実験は、実地盤と比較して非常に小さい拘束応力下での実験であるため、ケーソンの支持力低下に伴う変形や側方流動による地盤の変形特性などの点において、実験で観測される液状化時の挙動が実地盤と異なるところもあり、十分とは言えない面がある。このような拘束応力の問題を避けるため、遠心力場の振動実験により、ケーソン岸壁の液状化時の耐震性を検討したのものとしてXZeng^{16), 17)}の研究があるが、この研究においては剛体土槽を用いているため模型地盤の本来のせん断振動が妨げられること、間隙流体に水を用いているため透水性などが実地盤の現象と異なり、原地盤の液状化現象を再現するという観点からは必ずしも十分ではない。大地震によりケーソン岸壁の数メートルにもおよぶ

水平変位・沈下を生じる被害に関しては、早急に被害原因を究明して被害を最小限に留める対策を講じる必要があるが、まだ被害発生のメカニズムが十分に解明されているとは言い難いという現状がある。

また、海岸護岸や河川護岸の近傍の構造物には杭基礎が多く採用されており、このような場所に構築される杭基礎の被害対策のためには、液状化に伴う側方流動による地盤変形の影響を把握する必要がある。側方流動による杭基礎の被害については、荒巻ら¹⁸⁾ Yasuda et al.¹⁹⁾が模型実験による研究を行っているが、実際の群杭基礎を対象としたものにはなっておらず実験結果もまだ定性的ものしか得られていない。護岸近傍における地盤の側方流動による杭被害の発生メカニズムも、十分に検討されているとは言い難く、不明な点が残されている。

このような背景から、地盤の液状化に伴うケーソン岸壁やその近傍における杭基礎の被害原因について検討するため、模型地盤をせん断振動させることができる土槽を用い、実際の重力式ケーソン岸壁とその近傍の実際の杭基礎構造物を精密にモデル化して、地盤の拘束応力と間隙流体にシリコンオイルを用いて透水性に関する相似則を満足する遠心力場の液状化実験を行った。特に、ケーソン下部の砂層およびケーソン背面地盤の液状化がケーソンの水平変位・沈下にどのように影響するか、ケーソン岸壁に近接する杭基礎の被害と地盤変形はどのような関係をもつかに着目して実験を行った。

Table 1 Similitude requirements used in the tests

		Symbol	Scale ratio	Unit	Prototype	Model
Sand stratum	Thickness	H_g	$1/\lambda$	m	10.8	0.36
	Density	ρ_t	1	g/cm ³	1.73	1.73
	Permeability	k	$1/\lambda$	cm/s	3×10^{-3}	9×10^{-4}
Bearing stratum	Thickness	H_b	$1/\lambda$	m	0.6	0.02
	Height	H	$1/\lambda$	m	4.5	0.15
Caisson	Thickness	L	$1/\lambda$	m	3.0	0.1
	Density	ρ_t	1	g/cm ³	2.1	2.1
	Length of pile	L	$1/\lambda$	m	9.6	0.32
	Diameter	D	$1/\lambda$	cm	30	1
Pile	Thickness	t	$1/\lambda$	mm	8	1.0 (0.27)
	Young's modulus	E	1	MN/m ²	206000	73000 (206000)
	Geometrical moment of inertia	I	$1/\lambda^4$	cm ⁴	7828	0.029 (0.0097)
	Bending stiffness	E·I	$1/\lambda^4$	MNm ²	16.1	2.12×10^3 (2.0×10^3)
Footing	Mass	m_f	$1/\lambda^3$	kg	45900	1.7
	Length	L_f	$1/\lambda$	m	6x2	0.2x0.1
Structure	Mass	m_s	$1/\lambda^3$	kg	110700	4.1
	Natural frequency	f_s	λ	Hz	2	60
	Damping ratio	h_s	1	%	5.0	5.0
Exciting acceleration	a	λ	g	0.35	10.5	

2. 実験方法

(1) 遠心力場の振動実験装置とせん断土槽

遠心力場の振動実験に用いた実験装置の仕様は、振動台設置時の有効回転半径3.11m、テーブルサイズ950×650mm、遠心加速度50gにおいて最大搭載質量300kgである²⁰⁾。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、地震波や固定周波数の正弦波など任意波形の場合は最大加振加速度10gである。振動加振方式は電磁式を採用しており、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。

実験に使用したせん断土槽の内寸法は、長さ77cm(加振方向)、幅47.5cm、深さ37cmで、角パイプ製の土槽フレームを16段積み重ねたもので、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。角パイプは、高さ20mm、幅40mm、厚さ1.2mmの長方形中空スチールを用いて軽量化を図った。せん断土槽の土槽フレーム質量と飽和状態の模型地盤との質量比は、1/5.9であり、Kutter et al.²¹⁾ および Fiegel et al.²²⁾ にみられるものと比較して質量比が小さい。その結果、土槽フレームの慣性力の影響を受けにくいものと考えられる。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)を設置して土槽自体のせん断剛性を小さくしている。ゴムメンブレンの層間へのくい込みを防止するため、アクリル板を土槽フレーム間に設置した。各土槽フレームの可能な層間変位は1.5mm程度であり、土槽としての最大せん断ひずみは約5%である。

また、今回のケーソン護岸の実験では、ケーソン周辺の地盤は大きく変位し、ケーソンから離れた地盤での変位は小さい。そのため、せん断土槽側壁のメンブレンの拘束の影響が位置によって異なるので、側壁には厚さ0.2mm、幅10cm短冊状のメンブレンを並べてはってその影響を小さくしている。

(2) 相似則

この実験における各部の相似則の一覧をTable 1に示す。実物との縮尺比は1/30を想定している。なお、表に示した実物とは、遠心実験の相似則を適用した場合に想定されるものであり、特定の実構造物を想定してはいない。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形図は、相似則により実物に換算して表示する。

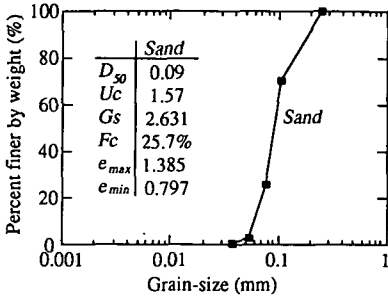


Fig.1 Grain-size accumulation curve and physical properties

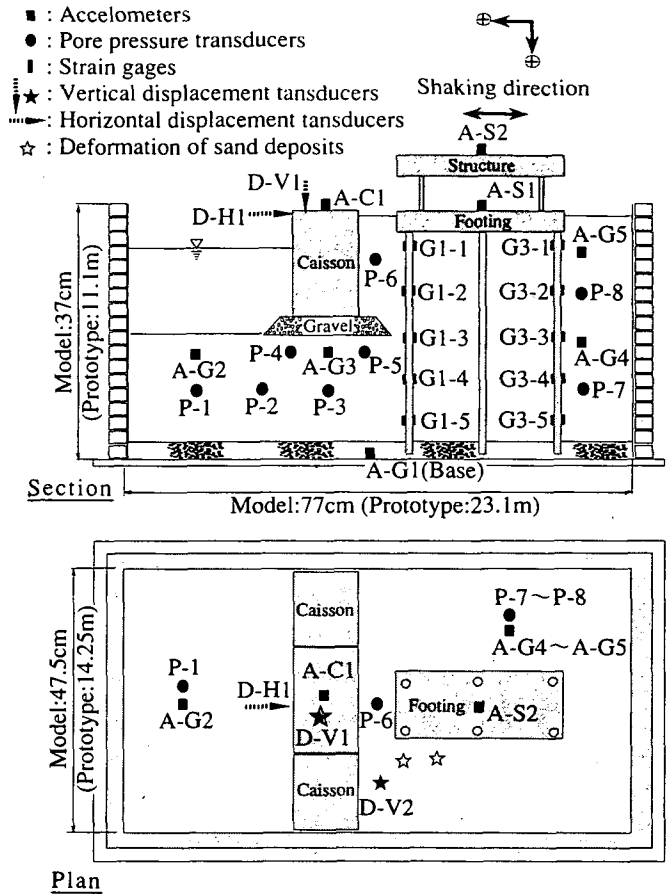


Fig.2 A caisson-pile-soil model system and locations of transducers

(3) 地盤のモデル化

実験に用いた海底地盤および裏込め地盤に用いた砂は平均粒径 $D_{50}=0.09\text{mm}$ の珪砂 8号である。その地盤材料の粒径加積曲線と物理特性を Fig.1 に示す。また、作成した試験体を Fig.2 に示す。ケーソン下部の基礎捨石は粒径約 6.0mm の小砂利を高さ 20mm で敷き詰めた。最下部の支持層は、粒径約 1.5mm の珪砂 3号である。模型地盤は、最初に海底地盤に相当する水平地盤を空中落下法により相対密度 40% で作製し、土槽全体を真空容器に入れ、約 20 時間かけて模型地盤を飽和させた。間隙流体にはシリコンオイル 30cs を使用した。次に、大気中で基礎捨石およびケーソンを設置し、裏込め地盤を乾燥状態で作製した。その後、海に相当する部分にシリコンオイルを入れ、 $30g$ の遠心力場で浸透により背面地盤を飽和させた。

実現象では地震終了後にも液状化による地盤の永久変形が発生したと考えられており、実験でもその現象を再現する必要がある。実際の砂地盤は、細粒分の少ないものでも透水係数が $k=1 \times 10^{-3}\text{cm/s}$ 程度である。透水係数の

大きい地盤材料、例えば豊浦砂の透水係数は $k=2 \times 10^{-2}\text{cm/s}$ 程度もあり、このような透水係数の大きい材料を用いると、加振終了と共に地盤の変形は終了してしまい、加振終了後に発生する地盤の永久変形現象を再現できない。したがって、液状化後の過剰間隙水圧の消散過程における実地盤の挙動を再現するという観点から、ここではできるだけ平均粒径 D_{50} が小さい珪砂 8号を採用した。珪砂 8号の透水係数を把握するため、間隙流体は水を用い、直径 5.0cm 、高さ 10.0cm のサイズの供試体により定水位透水試験を実施した。その結果、透水係数は $k=2.93 \sim 3.14 \times 10^{-3}\text{cm/s}$ であり、この値は比較的実地盤の透水係数に近い。なお、透水性の相似則により、 $30g$ 場の遠心実験で間隙流体にシリコンオイル 30cs を用いたものは、 $1g$ 場では水を用いたものに対応することが田中ら²⁾ により報告されている。

実際のケーソン岸壁における基礎捨石の下部は、逆台形に海底粘土を掘削し、そこを置換砂で埋め戻しているが、ここでは実験条件を単純化するため海底地盤は水平な液状化層とした。また、実際のケーソンの背面には裏

込石が設置されているが、これについてもモデル化しなかった。

(4) ケーソン岸壁および杭基礎構造物のモデル化

ケーソン模型は、Fig.2に示すように3分割し、土槽側壁の影響によって水平変位を測定するケーソンの動きが拘束されないようにしている。ケーソン模型は、高さ150mm、幅100mmの中空の剛体鉄箱で、平均単位体積重量は約20.6kN/m³ (約2.1t/m³)、重心はほぼ図心に位置しており、実際の重力式ケーソンにおける平均単位体積重量と重心位置が概ね等しくなるようにした。実験で想定したケーソン岸壁のサイズは、実物換算で高さ4.5m、幅3.0mになる。

杭は実物で直径30cm、厚さ8mmの鋼管杭を想定した。杭の模型化にあたっては、曲げ剛性、降伏および破壊の曲げモーメントの相似則を満足させることが望まれる。相似則によれば、模型杭の諸元はTable 1の如くで示した数字になる。しかし、杭の模型化にあたっては厚さ0.27mmの材料を入手できなかったため、本実験では、まず地盤流動が杭の曲げモーメントに与える影響を把握することに注目し、曲げ剛性の相似則を満足するように杭の材質と厚さを選択した。その結果、杭模型は直径10mm、厚さ1mmのアルミニウム製とした。杭基礎は、護岸の移動に伴う地盤変形の差が杭に及ぼす影響を把握できるように護岸近くと護岸から離れた位置に杭を配置した。杭頭はフーチングに剛結し、杭下端は支持杭基礎を模擬するため、支持層に杭径の約2.5倍を根入れている。杭一本あたりの鉛直荷重は、実物換算で256 kN (26.1 t) である。

構造物模型は、一質点系のせん断変形が卓越するようにモデル化し、30gの遠心力場で接地圧が85kPaとなるように作製した。構造物の固有振動数は実物換算で2 Hz、減衰定数は約5%である。

(5) 計器配置

計器配置をFig.2に示す。地盤内には加速度計を設置するとともに間隙水圧計を埋設した。構造物の加速度応答を把握するため、構造物天端およびフーチングに加速度計を、また杭の曲げモーメントを求めるために杭の加振方向の両面にひずみゲージを貼った。ケーソンについては、頂部に加速度計を設置したほか、レーザー変位計により水平変位・沈下を測定した。なお、レーザー変位計は、遠心装置本体に固定した。その他、液状化による地中変位分布を把握するため、地盤内に地盤の変形に追従できる小さなボールを細い糸で連結したボールチェーンを鉛直に設置した。これは、実験を終了して模型地盤を解体する時にボールチェーンの変形を測定することにより、地盤の変形分布を得るためである。

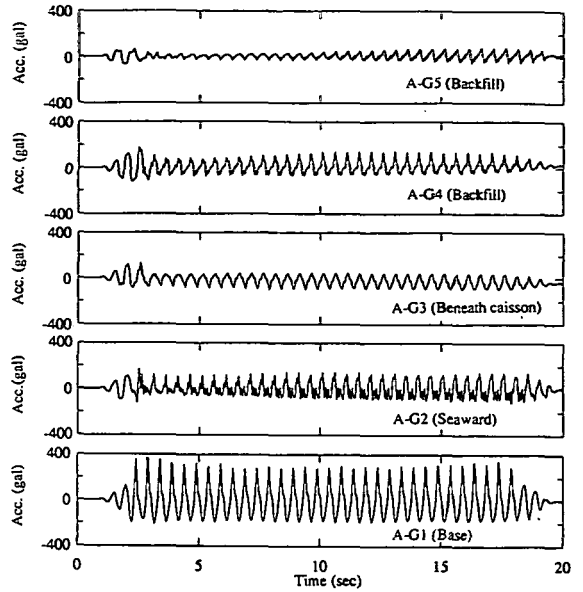


Fig.3 Time histories of measured input and response accelerations

(6) 液状化加振

液状化実験の加振は、遠心加速度30gにおいて、繰返し回数30回のサイン波を、実地盤換算で2 Hzで行った。最大加速度は、約350galであった。基盤入力波 (A-G1) の時刻歴をFig.3に示しており、加振時間は約1~19秒である。本実験は、液状化に伴う地盤の側方流動のメカニズムを解明することに主眼をおいているので、入力周波数特性が明確なサイン波を用いることとした。

3. 実験結果と考察

(1) ケーソンおよび地盤の挙動

裏込め地盤 (A-G4, A-G5)・ケーソン下部地盤 (A-G3)・海側地盤 (A-G2) および基盤入力波 (A-G1) の加速度時刻歴をFig.3に示す。また、ケーソン前方の海底地盤 (P-1, P-2)、ケーソン下部 (P-3, P-4, P-5)、ケーソン背面 (P-6)、GL.-2.1mおよびGL.-7.5mの深度における裏込め地盤 (P-7, P-8) の過剰間隙水圧の時刻歴をFig.4に示す。地盤の加速度応答は、どれも基盤入力波よりも小さく、完全な液状化にまでは至っていないようにみえるが、地盤の剛性はかなり低下していることが分かる。Fig.4において、海底地盤 (P-1, P-2) の初期鉛直応力は $\sigma'_{vo}=21.5$ kPaで、裏込め地盤 (P-8) は $\sigma'_{vo}=16.4$ kPaであり液状化が発生しているが、ケーソン下部地盤 (P-3~P-5) は過剰間隙水圧が加振中には負又はゼロに近い値を示しており、液状化していない。ケーソン背面地盤 (P-6) では、過剰間隙水圧が負になる傾向がみられる。この原因は、急激なケーソンの水平移動に背面地盤の流体が抵抗する

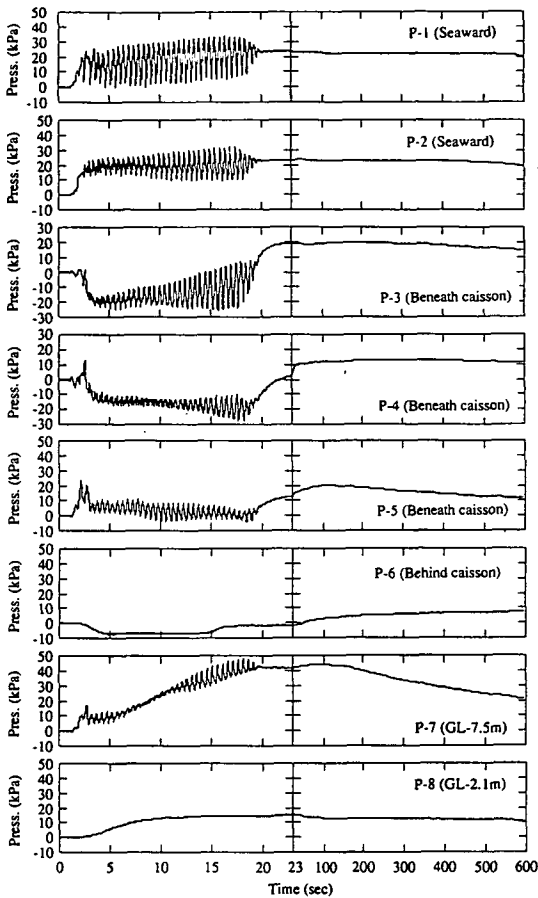


Fig.4 Time histories of measured pore pressure in the soil

ためと考えられ、この現象は二宮ら²⁴⁾や寺内ら²⁵⁾の実験でも発生している。また、ケーソンの下部地盤(P-3)も過剰間隙水圧が負になる傾向がみられ、加振終了後に急に水圧が上昇している。この原因は、ケーソン前面の海底地盤の剛性低下によってケーソン下部の地盤に大きなせん断変形が生じるためであると考えられる。このように、構造物直下の地盤の過剰間隙水圧が負になる現象は、Liu et al.²⁶⁾による直接基礎の液状化実験結果にもみられている。この現象については、今後要素試験等によりさらに検討して行く必要がある。ここには示していないが、比較的ケーソンがゆっくりと水平移動する場合の実験結果の場合は、過剰間隙水圧は負圧にはなっていない。

兵庫県南部地震の被害報告において、ケーソン背面地盤には噴砂などは見られなかった場合が多かったとの報告²⁾があるが、本実験においても、遠心力場の実験中に撮影したビデオや実験後の試験体には、ケーソン背面地盤には噴砂などは見られなかった。これは、ケーソン背面地盤に大きなせん断変形が発生し、過剰間隙水圧が液状化にいたるまでは上昇しなかったためと考えられる。

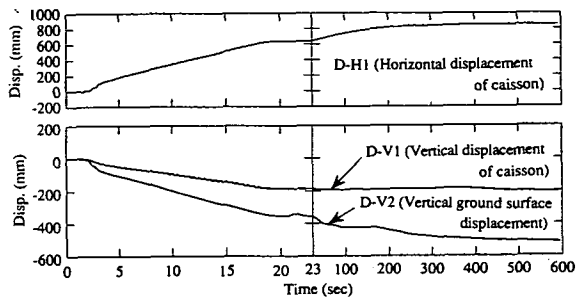


Fig.5 Time histories of measured caisson and ground surface displacements

(2) ケーソンおよび地盤の変位

Fig.5はケーソンの水平変位(D-H1)および鉛直変位(D-V1)、ケーソン近傍地盤の沈下(D-V2)の時刻歴を示したものである。ケーソンは振動回数の増加に伴って徐々に水平方向に変位し、時刻19秒の加振終了後における水平変位は約600mm、沈下は約200mm、ケーソン近傍地盤の沈下は約350mmに達している。加振中にはケーソンは沈下しながら水平変位が発生していることより、ケーソンおよび背面地盤の変位は、加振加速度の大きさと加振の繰返し回数に依存することが分かる。兵庫県南部地震で被災したケーソン変位との比較の観点からは、地震入力波形が異なるため、実際に発生した変位と実験値との定量的な比較は困難である。加振終了後の19秒～約300秒までケーソンの水平変位は緩やかに増加している。これにより、液状化に伴う地盤剛性低下による液状化後に発生する地盤の永久変形を再現できていることが分かる。

(3) ケーソン水平変位の原因の検討

ここでは、ケーソンの水平変位の原因を検討する。Fig.6にケーソン水平変位、ケーソン頂部加速度、ケーソン背面地盤の過剰間隙水圧、入力加速度を示す。Fig.7は同様の試験体を作製し、約410galの加振加速度で行った実験結果を示しているが、この実験では、地盤の過剰間隙水圧が上昇したためケーソンの加速度応答が非常に小さくなっている。Fig.6では、時刻約2.5秒から19秒まで100～150gal程度のケーソン頂部の加速度が発生している。この間、ケーソン水平変位は増加し続けているが、ケーソン背面地盤の過剰間隙水圧はマイナス又はゼロに近くなっている。一方、Fig.7では時刻約3秒以後はケーソン頂部加速度応答が小さくなったのに対応して、時刻約4秒以後のケーソン水平変位ほとんどは増加していない。しかし、ケーソン背後地盤の過剰間隙水圧は上昇を続けていることが認められる。Fig.6、Fig.7の結果から、ケーソンの水平変位は過剰間隙水圧よりもケーソン加速度に依存しており、ケーソンに水平変位を生じさせ

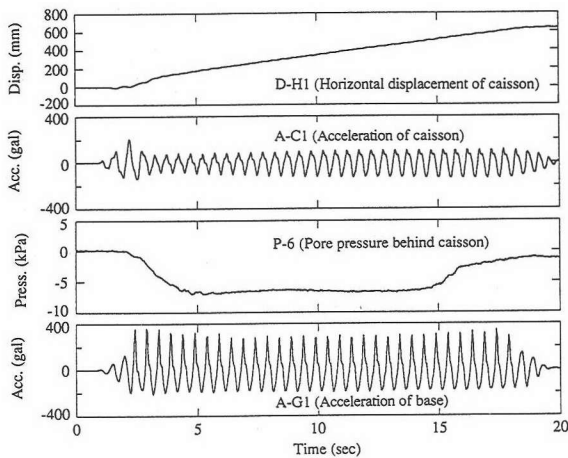


Fig.6 Time histories of displacement and acceleration of caisson as well as pore pressure (Input acceleration=350gal)

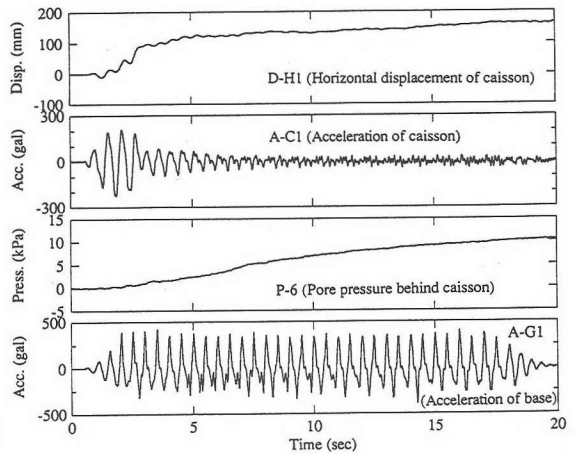


Fig.7 Time histories of displacement and acceleration of caisson as well as pore pressure (Input acceleration=410gal)

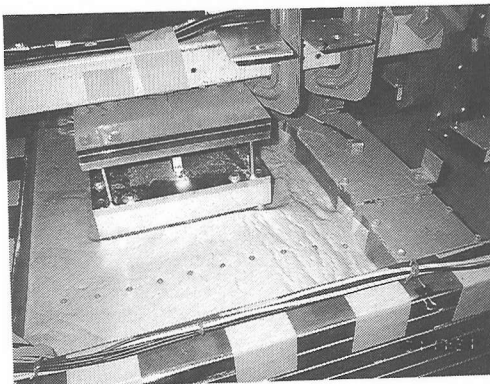


Fig.8 A picture showing ground surface deformation after testing

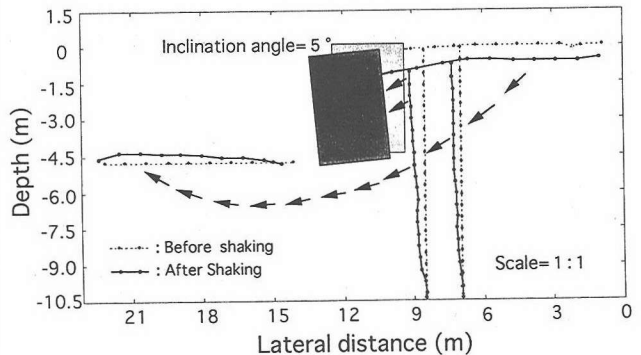


Fig.9 Configuration of caisson wall and ground deformation after testing

た主要因はケーソンの慣性力であり、ケーソン背面地盤の過剰間隙水圧の上昇は支配的ではないと考えられる。なお、地震時の動土圧(有効土圧)がケーソンに作用し、水平変位が発生したことも考えられるが、動土圧の測定は非常に困難であり、土圧計を設置しその値から間隙水圧計の値を引いて動土圧(有効土圧)を求めても、その値を議論できるほど正確にとらえられないと考える。そのため、本実験では動土圧(有効土圧)は測定していないのでその影響は不明であり、この点については有効土圧の測定方法含めて、さらに検討の必要があると考える。

(4) 地盤およびケーソンの残留変形

Fig.8には実験終了後の試験体の写真を示す。地盤の液化に伴う側方流動によりケーソン背面地盤が大きく沈下したため、実験後の杭基礎は杭頭の露出が見られ、地盤表面にはケーソンと平行にクツラクが生じ、

ケーソン背面の地盤が沈下しているが、この様子は兵庫県南部地震により実際の護岸近くに発生した被害状況と類似している。

また、Fig.9には実験終了後のケーソンの水平変位と沈下、ならびに地表や地盤内部の変位分布を示す。図中の波線は実験開始前、実線が実験終了後の形状である。地盤内部の変位は、鉛直に設置したボールチェーンを加振後に掘り出して、地盤内の残留変形を測定したものである。図において、ケーソンは海側へ約5度傾斜しているが、兵庫県南部地震の被害で発生した実際のケーソンの傾斜も3~6度が多く、ほぼ対応している。ケーソンが海側へ傾斜するのは、ケーソンがロッキング振動し、海側地盤の液化化によりケーソン下部地盤の支持力が低下したことによるものである。

海底地盤が隆起しているのが特徴的であり、これはケーソンが沈下し、ケーソン下部地盤が海側へ移動したためである。特に注目される点は、ケーソン下の海側地

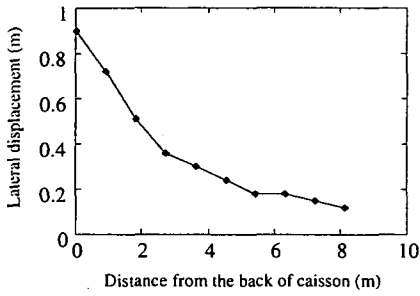


Fig.10 Distribution of lateral ground surface displacement behind caisson wall

盤の水平変位が大きく、これはケーソンの水平変位と同程度である。これより、ケーソンは基礎捨石マウンドとの接触面で滑っているのではなく、ケーソン下部の地盤がせん断変形していることが分かる。この原因は、ケーソン前方の海底地盤が液状化したため、ケーソン下部地盤の側方土圧に抵抗できず、ケーソン下部地盤がせん断変形したことによると考えられる。このことは永松ら⁹⁾による兵庫県南部地震のケーソン岸壁の被害調査報告において、ケーソン下端変位と捨石マウンド法肩変位が概ね等しく、ケーソンの変位の原因はケーソン底面と捨石マウンドの間の滑動ではなく、捨石マウンドの変形を含む基礎地盤の変形によるものであるという、実際の地震被害報告とも一致している。したがって、ケーソンの水平変位はケーソン前面の地盤が液状化することにより変形し易くなった上に、ケーソン慣性力により発生したものが主要因と考えられる。

この実験結果から、ケーソン岸壁の液状化による被害を防止する対策としては、アンカーなどを設置してケーソン慣性力による水平移動を小さくすること、ケーソン前方の海底地盤の液状化を防止するためサンドコンパクションパイル工法 (SCP)、セメント固化工法による地盤改良を行うことが考えられる。なお、兵庫県南部地震において被災したケーソン岸壁の復旧例が、及川ら²⁷⁾によって報告されており、ケーソン前面の基礎地盤にサンドコンパクションパイル工法が採用されている。

Fig.10は、ケーソン岸壁からの距離と地盤の水平変位の関係を示している。この図から、本実験結果によるケーソン近傍地盤の水平変位の分布は兵庫県南部地震においてポートアイランドで観測されたケーソン岸壁の背面地盤の水平変位分布²⁸⁾を形状を、その大きさは異なるものの定性的には再現していると言える。

なお、Fig.4、Fig.5には液状化後の変形現象も明らかにするため、加振終了後における地盤の過剰間隙水圧およびケーソンの変位の時刻歴を示しているが、加振終了後に生じるケーソン水平変位は、加振時に生じた変位約600mmに比べ約200mmと小さい。このように、この実験では加振終了後に生じる地盤変形をある程度再現でき

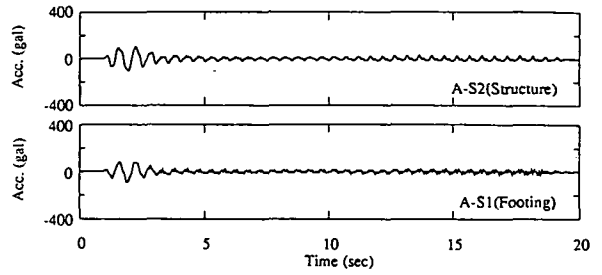


Fig.11 Time histories of measured response accelerations of structure and footing

ている。しかし、実験でみられる現象は限られた箱の内部だけで発生する液状化現象であり、土槽境界の影響があるため、このような土槽実験により実現象を定量的に再現することは困難である。

以上に示した実験結果から、兵庫県南部地震においてケーソン岸壁に発生した水平変位・沈下や背面地盤の被災状況を、定性的には再現できていると言える。

(5) 構造物およびフーチングの地震応答

構造物頂部 (A-S2)、フーチング (A-S1) の加速度時刻歴を Fig.11 に示す。過剰間隙水圧の上昇により地盤の剛性が低下したため、時刻約3秒以後は構造物およびフーチングの応答が著しく減少している。これは、杭基礎周辺地盤の液状化により、地盤の振動が杭に伝達されなくなったためである。このような現象は、模型実験においては報告²⁹⁾、³⁰⁾されており、実現象としても液状化地盤における杭基礎の免震効果³¹⁾として指摘されている現象であると考えられる。

(6) 杭基礎の地震応答および地盤の側方流動による杭の曲げモーメント

Fig.12、Fig.13は、ケーソン近傍の杭Aとケーソンから最も離れた杭Cの曲げモーメントの時刻歴を示したものである。これらの1~19秒における加振中の時刻歴にはいずれも振動成分とシフト成分がある。振動成分は主として構造物の慣性力によるものであり、シフト成分は永久変形となる地盤の側方流動によるものである。加振後の時刻歴はシフト成分のみで、地盤の側方流動によるものである。これより、地盤の永久変形による杭の曲げモーメントは、加振時と加振後の両方に発生することが分かる。加振初期の時刻2~3秒で杭Aおよび杭Cの杭頭に発生している大きな曲げモーメントの振動成分は、地盤の過剰間隙水圧の上昇に伴い地盤反力係数が低下した状態で、構造物の慣性力が作用したことによるものであり、これは Fig.11 に示した構造物の加速度応答と良く対応している。また、杭Aと杭Cで同深度における曲げモーメントの振動成分は同程度であり、杭の岸壁からの位置による違いはない。しかし、杭Aと杭Cで同深度に

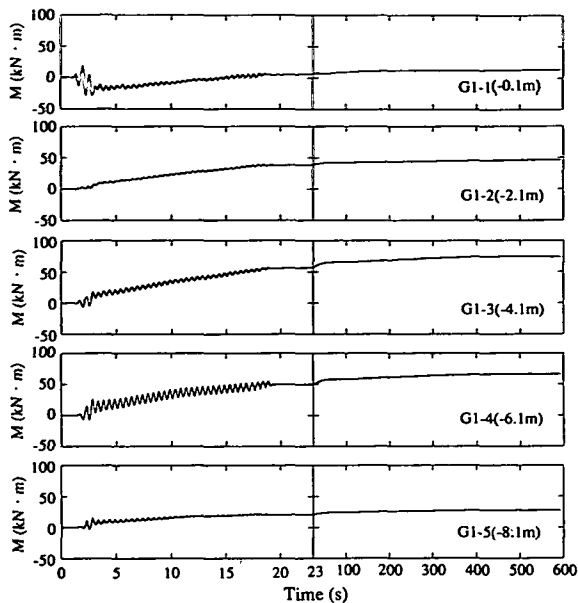


Fig.12 Time histories of bending moments of pile A at different depths

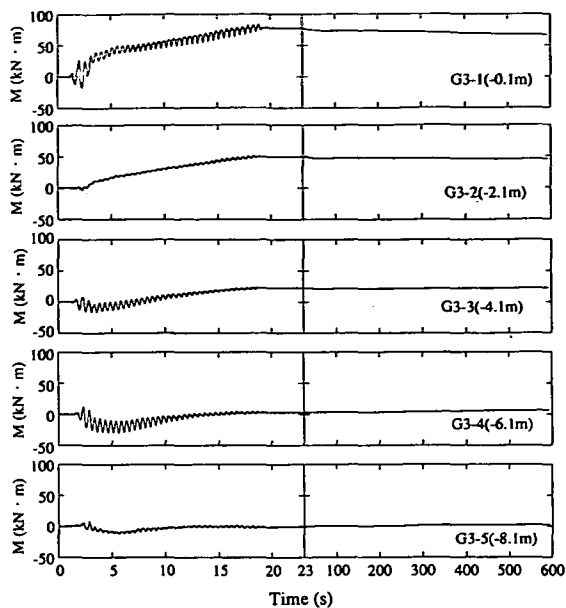


Fig.13 Time histories of bending moments of pile C at different depths

おける曲げモーメントのシフト成分は大きく異なり、地盤の側方流動量による違い、すなわち杭の設置位置による違いが顕著に現れている。加振終了後の19秒～約300秒まで、杭AのG-1～G-5にみられるように曲げモーメントが緩やかに増加している。これは、液状化に伴う地盤剛性低下により地盤の永久変形が発生したためである。

加振中と加振後における杭の曲げモーメント分布をFig.14に示す。ここで、加振中として時刻2.3秒を示したのは主に構造物の慣性力による残留しない振動成分のうち大きな値を示している時刻、加振後として時刻600秒を示したのは側方流動として最終的に残留する時刻の二つについて検討するためである。加振中(時刻2.3秒)の杭の曲げモーメント分布は、構造物の慣性力に支配されているため杭Aと杭Cでほぼ同じ分布形状を示しており、杭の岸壁からの位置による違いは見られない。注目すべき点は、杭Aでは時刻600秒後において杭中間部に約77kN・mの曲げモーメントが発生していることである。これはFig.8に見られるようにケーソン下部地盤の水平変位、すなわち側方流動に起因していると考えられる。杭Cでは杭頭部に約70kN・mの曲げモーメントが発生している。杭Aと杭Cでは曲げモーメントの分布が異なっており、これは側方流動に伴う地盤変形の違いによるものである。なお、実験で想定した鋼管杭が許容応力度に至る曲げモーメントは $Ma=45\text{ kN}\cdot\text{m}$ であるので、実験結果により発生した杭の断面力はそれよりも大きなものとなっている。ただし、ここで用いたアルミニ

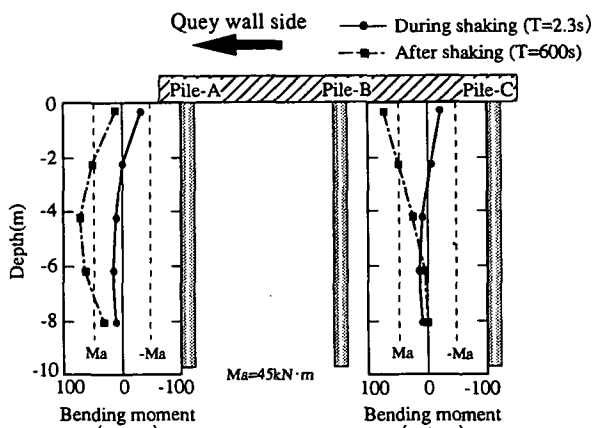


Fig.14 Distribution of bending moments of two piles during and after shaking

ウム製の杭材料の引張強さは約 300 N/mm^2 であり鋼に比較して小さいので杭が破壊するかどうかについては、杭のモデル化において、破壊応力までの相似性を満足させておく必要があり、今後の課題である。なお、このような地盤の大きな変形により、杭に大きな曲げモーメントが残留することについては、数値解析的に検討し概ねその妥当性を示している³⁾。すなわち、地盤変形は護岸からの距離によって変化したが、地盤変形に応じて杭に曲げモーメントが発生することが解析的にも得られている。護岸近く杭の被害は側方流動による地盤変形によるものが多くみられるが、杭頭のみではなく中間部でも損

傷することを指摘できるが、構造物の慣性力による被害の可能性も当然考えられる。以上に示した実験結果から、兵庫県南部地震で被災した護岸近傍における杭基礎の永久変形に伴う被害を概ね再現できていると言える。

4. まとめ

ケーソン岸壁の水平変位や地盤の側方流動による杭被害の原因について検討するため、模型地盤をせん断振動させることができる土槽を用い、実際の重力式ケーソン岸壁とその近傍の杭基礎構造物を精密にモデル化して、模型地盤の拘束応力と透水性について実地盤との相似則を満足する遠心力場の液状化実験を行った。結果として、以下の点を明らかにすることができた。

- (1) 兵庫県南部地震で被災したケーソンの水平移動や傾斜および背後地盤の変位状況を、定性的には遠心振動実験で再現できている。さらに、加振終了後もケーソンの水平変位は緩やかに増加しており、液状化後の地盤の永久変形を概ね再現できている。
- (2) ケーソンの液状化被害のメカニズムを明らかにすることができた。すなわち、ケーソン水平変位の原因は、ケーソン前方の海底地盤が液状化したことによりケーソン下部地盤がせん断変形し易い状態となり、これにケーソンの慣性力による水平力が作用したためである。本実験結果からは、ケーソン背面地盤の側圧上昇の影響は、あまり支配的ではないと言える。
- (3) 杭の曲げモーメントは、地盤変形に支配されること、地盤の永久変形により杭に発生する曲げモーメントは、加振時と加振後の両方に発生することが明らかになった。
- (4) 護岸近傍の杭は、構造物の慣性力だけでなく、側方流動に伴う周辺地盤の変形により杭頭のみでなく中間部でも損傷する。

5. あとがき

これまで述べたように、液状化にともなうケーソン岸壁とその近傍の杭基礎の被害のメカニズムはある程度解明できた。ここで実施した遠心力場の振動実験は今後この分野の研究において、一つの有効な方法となりうると考える。しかし今後、ケーソン下の地盤の過剰間隙水圧が負になる現象を要素試験等の明確な応力条件により把握する必要があること、杭基礎の破壊までを検討するため、杭の破壊応力の相似性を満足させることなど、課題は残っている。さらに、側方流動被害の軽減のため、その対策工の研究をさらに進めて行く必要がある。

謝辞：最後に、実験結果をまとめるにあたり、清水建設(株)技術研究所の主任研究員 社本康広氏、主席研究員後藤茂氏、主任研究員桂豊氏、土木本部設計一部課長木全宏之氏に貴重な助言を頂きました。ここに感謝致します。

参考文献

- 1) 上部達生：阪神・淡路大震災特集・第1回-兵庫県南部地震による港湾施設等の被害，土木学会誌，pp.6-10，1995年6月。
- 2) 井合進：阪神・淡路大震災特集・第3回-ケーソン式岸壁の被害の特徴，土木学会誌，pp.46-49，1995年4月。
- 3) 嘉門雅史：兵庫県南部地震によるウォーターフロントの被害，第30回土質工学研究発表会特別セッション阪神大震災調査報告-都市直下型地震と地盤工学的諸問題-，社団法人地盤工学会，pp.25-36，1995年7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.231-245，1996年3月。
- 5) Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, T. and Inatomi, T.: Performance of Caisson Type Quay Walls at Kobe Port, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp.119-136, 1996. 1.
- 6) 松永康男，及川研，輪湖建雄：阪神・淡路大震災による重力式港湾構造物の基礎地盤部の変形，土木学会，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.383-390，1996年1月。
- 7) 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，兵庫県南部地震道路橋被災対策委員会，pp.48-55，1995年12月。
- 8) 南莊淳，足立幸郎：阪神高速道路における基礎構造物の損傷調査，橋梁と基礎，pp.152-155，1996年8月。
- 9) 岡下勝彦，小島省一，馬川和典：ハーバーハイウェイ基礎の増し杭，橋梁と基礎，pp.73-77，1996年8月。
- 10) 兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書，日本建築学会近畿支部基礎構造部会 兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会，1996年7月。
- 11) 時松孝次，中澤明夫，大岡弘，社本康広，難波伸介：側方流動により被害を受けた建物杭基礎の破壊・変形モード，土基礎，pp.13-16，1997年3月。
- 12) 野田節男，北沢社介，千葉忠樹：改良地盤上の重力式護岸の模型振動実験，土と基礎，Vol.28, No. 12, pp.39-45, 1980年5月。
- 13) 風間基樹，稲富隆昌：遠心力載荷模型実験手法の振動実験への適用について，土木学会論文集，No.477/I-25, pp.83-92, 1993年10月。
- 14) 佐藤正義，社本康広：ケーソン護岸の地震時挙動に関する液状化模型実験，第25回土質工学研究発表会，pp.977-978, 1990年6月。
- 15) 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.
- 16) Zeng, X. : Experimental results of Model No.11, *Proceedings of The International Conference on the Verification of Numerical Procedures for The Analysis of Soil Liquefaction Problems*, USA California Davis, pp.895-908, 1993.
- 17) Zeng, X. : Seismic response of gravity type quay wall, *Proceedings of The International Conference Centrifuge 94*, Singapore, pp.191-196, 1994.
- 18) 荒巻真二, 萩原良二, 二宮嘉朗: 液状化による橋台背面盛土の地盤流動に関する実験的研究, 土木学会第50回年次学術講演会, pp.574-575, 1995年9月.
- 19) Yasuda, S., Kobayashi, T., Nomura, H. and Terauchi, T. : Shaking table tests on the lateral flow of the liquefied behind quay wall, *Proceedings of The Sixth U. S.-Japan Workshop on earthquake resistant design of lifeline facilities and countermeasures against liquefaction*, Japan, IV-4, 1996. 6.
- 20) Sato, M. : A new dynamic geotechnical centrifuge and performance of shaking table tests : *Proceedings of The International Conference Centrifuge 94*, Singapore, 157-162, 1994.9.
- 21) Kutter, B., Idriss, I., Khonke, T., Lakeland, J., Li, X., Zeng, X., Tauscher, R., Goto, Y. and Kubodera, I. : Design of a large earthquake simulator at UC Davis, *Proceedings of The International Conference Centrifuge 94*, Singapore, 169-175, 1994.9.
- 22) Fiegel, G., Hudson, M., Idriss, I., Kutter, B. and Zeng, X. : Effect of model containers on dynamic soil response, *Proceedings of The International Conference Centrifuge 94*, Singapore, 145-150, 1994.9.
- 23) 田中満, 樋口雄一, 酒見卓也, 川崎孝二, 名倉克博: 遠心力場におけるシリコンオイルの透水性について, 土木学会第49回年次学術講演会, III-306, pp.602-603, 1994年9月.
- 24) 二宮嘉朗, 田村敬一, 東拓生: 岸壁の変状に伴う側方流動に関する実験的研究, 土木学会第51回年次学術講演会, III-A 124, pp.248-249, 1996年9月.
- 25) 寺内哲也, 野村博之, 安田進, 小林利雄: 岸壁・護岸のはらみ出しに伴う液状化した背後地盤の側方流動に関する研究, 土木学会第51回年次学術講演会, III-A 125, pp.250-251, 1996年9月.
- 26) Liu, L. and Dobry, R. : Seismic settlements and pore pressures of shallow foundations, *Proceedings of The International Conference Centrifuge 94*, Singapore, pp.227-232, 1994.9.
- 27) 及川研, 輪湖建雄, 松永康男, 成瀬英治: 神戸港の港湾施設の復旧・復興, 土木学会, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.501-508, 1996年1月.
- 28) Ishihara, K., Yasuda, S. and Nagase, H. : Soil characteristics and ground damage, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp.1109-1118, 1996.1.
- 29) 時松孝次, 能村商栄: 液状化過程における地盤変位が杭の応力に与える影響, 日本建築学会構造系論文報告集, 第426号, pp.107-112, 1991年8月.
- 30) Masayoshi Sato, Yasuhiro Shamoto and Jian-Min Zhang : Soil-Pile-Structure Liquefaction on Centrifuge, *Proceedings of The Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, Vol. I, pp.135-142, 1995.4.
- 31) 国生剛治: 液状化地盤での杭の免震効果, 土木学会誌, 震災フォーラム No.6「基礎構造」, pp.45-46, 1996年3月.
- 32) 佐藤正義, 大槻明: ケーソン岸壁および杭基礎の液状化被害の遠心振動実験に関する三次元有効応力解析, 土木学会, 第二回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.193-198, 1997.1.

(1996.12.19 受付)

REPRODUCTION OF SEISMIC LIQUEFACTION DAMAGE TO CAISSON TYPE QUAY WALL AND ITS NEIGHBORING PILE FOUNDATION IN A CENTRIFUGE MODEL

Masayoshi SATO

A dynamic centrifuge model test has been conducted to reproduce the liquefaction damage to a caisson type quay wall and its neighboring pile foundation observed in Hyogoken Nanbu Earthquake. The model, which was composed of including a gravity type wall, a 2 x 3 piles supporting structure and a saturated sand deposit, was constructed in a large laminar container. It has been found that 1) lateral ground deformation and settlements measured in the model are qualitatively consistent with the actual damage behavior observed in the field during the Hyogoken Nanbu Earthquake; 2) lateral deformation of the caisson is attributed to large shear deformation of the soil deposits beneath it; and 3) piles near the quay wall are likely to be damaged not only at their heads, but also at their middle parts when large lateral deformation of the caisson occurs.