

ケーソン式岸壁の地震時被災原因に関する一考察

Cause of damage of caisson type quay wall during earthquake

森田年一*, 菅野高弘**, 風間基樹***

Toshikazu Morita, Takahiro Sugano and Motoki Kazama

*運輸省港湾技術研究所構造部構造振動研究室(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

**博士(工学) 運輸省港湾技術研究所構造部構造振動研究室長(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

***博士(工学) 東北大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉1-1)

During the 1995 Hanshin Awaji Great Earthquake, many caisson type quay walls were damaged. These quay walls moved towards seaside and suffered tilting and settlements. To investigate the cause of these damages, we should consider the effect of big acceleration induced by shallow inter plate earthquake, the effect of liquefaction in the reclaimed soil behind the caisson and replaced soil behavior beneath the caisson, because extensive liquefaction phenomena were observed in Port Island and Rokko Island. To understand the damage mechanism, we conducted effective stress analysis. In the analysis, FLIP was used. We used many types of soil condition models. Results of effective stress analysis were consistent with results observed after earthquake. The results of analysis suggested that input strong motion and liquefaction in the reclaimed soil and replaced soil increased the deformation of the quay walls.

Key Words: earthquake, caisson type quay wall, cause of damage, effective stress analysis

1. はじめに

阪神・淡路大震災では、多数のケーソン式岸壁が被災した。以前より、筆者らは、模型振動実験および数値解析等により地震時のケーソン式岸壁の被災に関する検討を行ってきた^{1)・2)・3)}。また、従来のケーソン式岸壁の地震時挙動に関する研究事例として、1 G場および遠心場における模型振動実験、有限要素法等を用いた数値解析などが多数行われており、実験結果と解析結果の比較による解析モデルの妥当性の検証や、岸壁変形量の照査、岸壁背後地盤の応答加速度の算定などが行われている⁴⁾。

本研究においては、地震時の地盤と構造物の相互作用に伴う岸壁の挙動に着目し、実際に被災した岸壁を対象に、数値解析を行った。解析においては、液状化発生時の地盤内の間隙水圧の上昇を考慮できる有効応力解析プログラムを用い、液状化発生時の挙動を探った。用いた解析プログラムは、応力-ひずみ関係については、任意方向せん断断面の双曲線モデルを、過剰間隙水圧については、塑性せん断仕事およびせん断応力の関数として与えるモデルを、それぞれ構成則として取り入れたFLIP⁵⁾である。

本研究では、地震時に岸壁および地盤が被災した場合、

地盤内部の変形状態や応力履歴がどのようになるか、また被災原因は何かを明らかにするため、地震時の挙動を再現することを目的としたケースを含めて、入力加速度レベル・地盤モデル・ケーソン断面幅をさまざま変更させたケースについても数値解析を行った。そのうえで、液状化や過大な地震動が変形に及ぼす影響について検討した。また、地盤の液状化対策の効果の程度や構造物の耐震性を向上した場合の効果の程度についても言及した。

2. 対象構造物

2. 1 対象岸壁

本研究で対象としたケーソン式岸壁は、阪神・淡路大震災での被災事例の1つである六甲アイランド西側の-10m岸壁(設計震度0.18)である。図-1に標準断面図を示す。本岸壁は、まさ土により基礎地盤を置換したケーソンを用いた重力式岸壁で、法線の方向は南北方向である。

2. 2 地盤条件

対象岸壁付近の地盤のN値は、置換土においては20程度、埋立土においては10程度、原地盤(粘土層)においては4~8程度となっており、湿潤密度は、置換土が22 kN/m³程度、埋立土が21 kN/m³程度、原地盤が18 kN/m³程度と

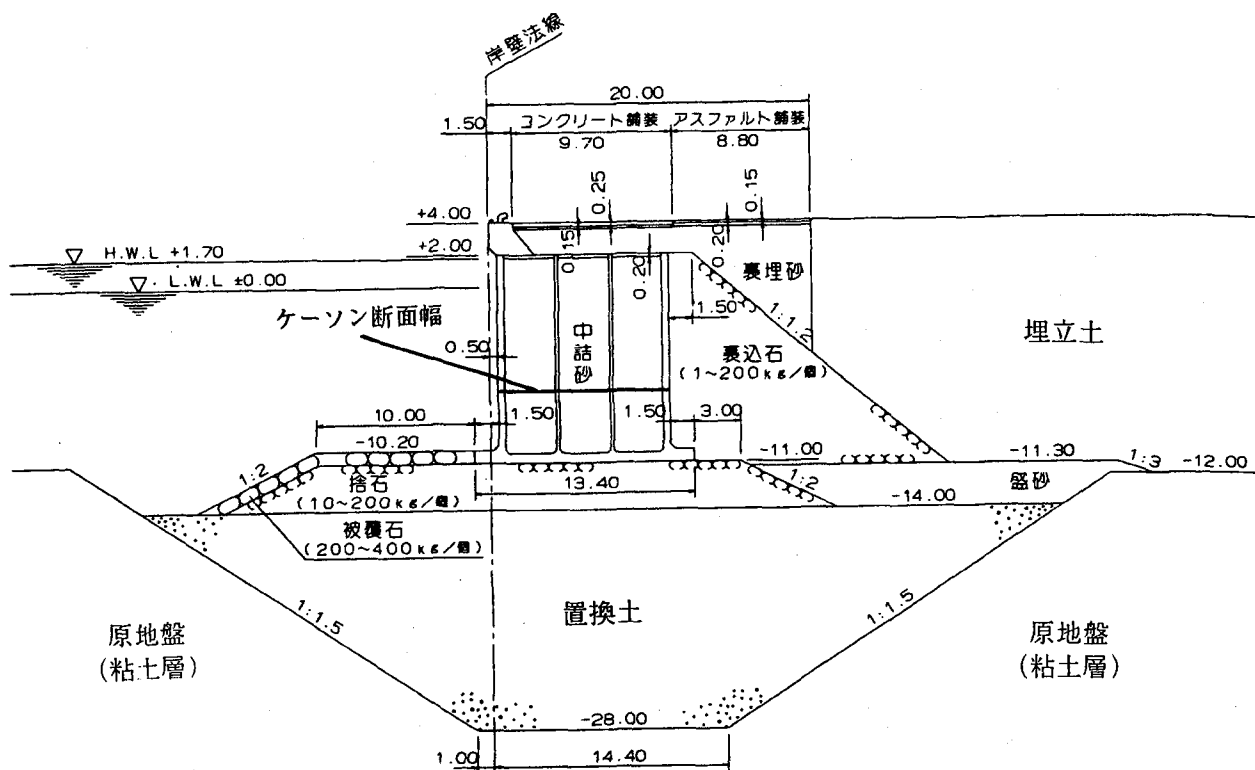


図-1 標準断面図

なっている。また、六甲アイランドの埋立に用いられたまさ土地盤を対象に非排水繰返し三軸試験が行われており、液状化特性が得られている。その結果によると、両振幅軸ひずみ5%に至る繰返し回数20回における繰返しせん断応力比は、置換土、埋立土とも約0.25程度となっている⁶⁾。

3. 対象岸壁の実被害

本研究で対象とした岸壁の阪神・淡路大震災時の被災状況断面図を図-2に示す。地震後の測量結果によると上部工天端の水平変位は約3.3m、鉛直変位は約1.0mであった。また、本岸壁に用いられた埋立まさ土地盤において液状化が発生した。神戸港におけるケーソン式岸壁の典型的な被災形態は、ケーソンが海側へ移動・前傾・沈下し、背後地盤が陥没するというものであった。

4. 解析方法

本研究では、有限要素法を用いた二次元有効応力解析を行った。用いた解析プログラムはFLIPである。解析において対象とした範囲は、岸壁法線より海側52m、陸側83m、地表もしくは海面より標高-28mの範囲であり、この範囲について、図-1に示す標準断面図および既存の土質調査資料をもとに岸壁およびその付近の地盤をモデル化しメッシュ分割をした。その際、ケーソン底面に

は、ジョイント要素を用いケーソン底面部の滑動を考慮できるようにした。なお、ジョイント要素の摩擦係数としては、現行設計法による安定計算において一般に用いられる値である0.6を採用した。また、ケーソン背面部については、ケーソン側と地盤側の同一座標上に異なる節点を設け、ケーソン直背後地盤の陥没を考慮できるようにした。解析対象領域の左右の側方境界では、半無限に続く水平成層地盤（自由地盤）の地震応答を考慮し、粘性ダンパーを配して波動透過境界とした。また、解析対象領域の底面は、剛体基盤と仮定した。

地震波の入力については、阪神・淡路大震災（マグニチュード7.2）においてポートアイランドのK.P.-28mで観測された地震記録を用い、水平動1成分および上下動成分の2成分を入力した。阪神・淡路大震災の被災時の再現を目的としたケースでは、入力波の水平方向成分は、観測波形の岸壁法線直角方向成分を入力し、鉛直方向成分については、観測波形をそのまま用いた。また、入力加速度レベル・地盤モデル・ケーソン断面幅を変更させたケースでは、水平方向成分・鉛直方向成分ともに観測波形をそのまま用いた。図-3に解析に用いた入力波形を示す。地震波の入力にあたっては、図-3に示す通り、観測開始10秒後から40秒後までの主要動を含む30秒間を用い、置換土の底部の層にそのまま入力した。また、FLIPを用いた動的解析では、排水条件か非排水条件かの選択、運動方程式の積分手法の選択およびレーレー減衰のパラメタの設定が必要であるが、本解析は非排水条

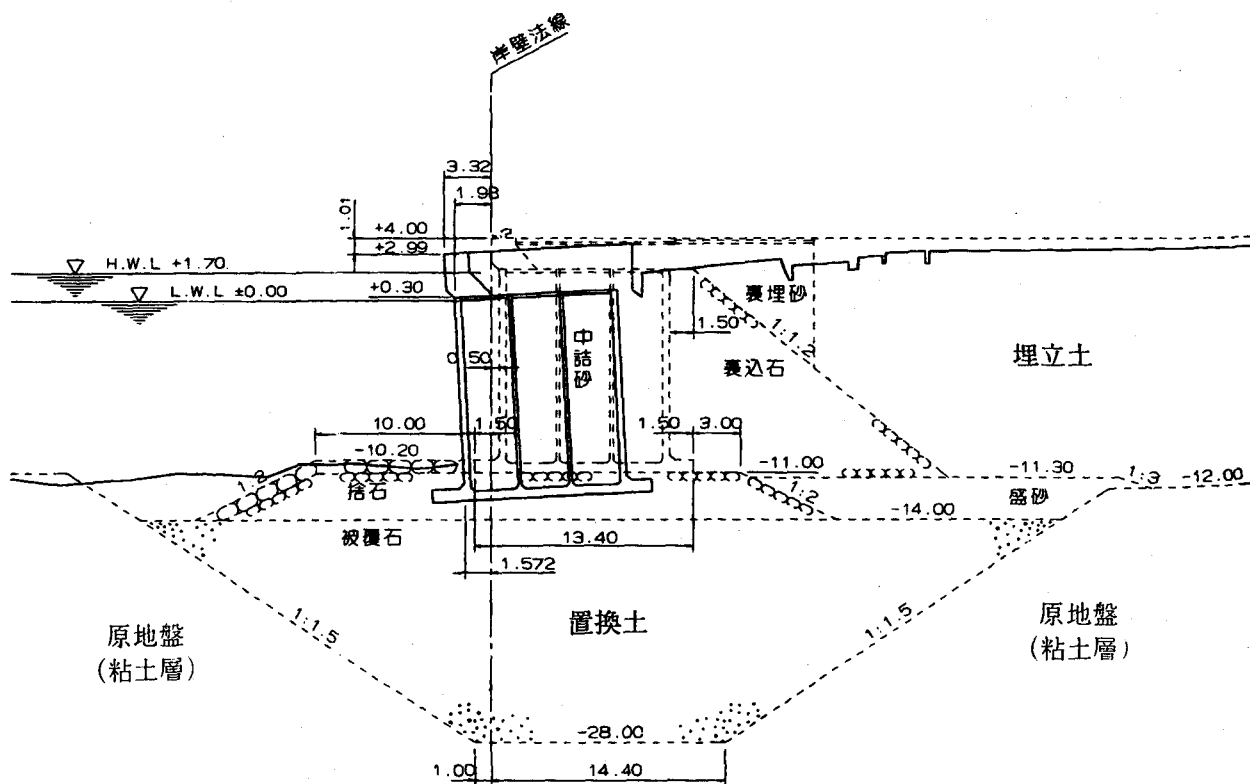


図-2 被災状況断面図

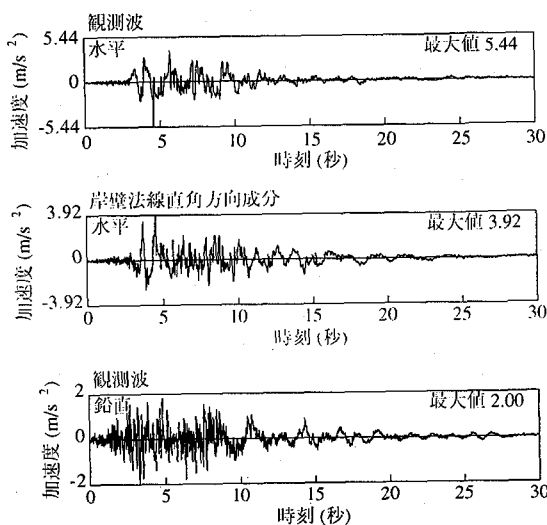


図-3 入力波

件下で行い、積分ではWilson- θ 法 ($\theta = 1.4$) を用い、数値解析的に安定性を高めるためにレーレー減衰として従来の神戸港の岸壁解析⁷⁾において用いられた値である $\alpha = 0.0$, $\beta = 0.002$ を用いた。

5. 解析ケース

本研究では、阪神・淡路大震災時の挙動の再現を目的とした1つのケース（以下、再現ケース）および入力加

速度レベル・地盤モデル・ケーソン断面幅をさまざま変更させたいくつかのケース（以下、仮想ケース）について数値解析を行った。以下に詳細な解析ケースを示す。

5. 1 再現ケース

本ケースは、被災時の再現を目的としたケースである。したがって、入力加速度レベル・地盤モデル・ケーソン断面幅ともに被災時の状況を忠実に再現した。

(1) 入力加速度レベル

入力加速度レベルには、図-3に示す通り、水平方向成分は岸壁法線直角方向成分の最大値である392Gal、鉛直方向成分は観測波形の最大値である200Galを用いた。

(2) 地盤モデル

地盤モデルについては、既存の土質調査資料をもとに忠実にモデル化した。また、FLIPでは地盤の液状化強度を液状化パラメタ⁸⁾という物性値を用いて表現している。液状化パラメタの設定にあたっては、六甲アイランドの埋立に用いられたまき土地盤を対象に行われた非排水繰返し三軸試験を、FLIPを用いてシミュレーションし、三軸試験の結果得られている液状化抵抗曲線にフィッティングするように求めた。そのうえで、求められた液状化パラメタを、埋立地盤である置換土および埋立土の物性値として用いた。

(3) ケーソン断面幅

ケーソン断面幅については、図-1の標準断面図に示す通り10.4m（フーチング部を除く）とした。

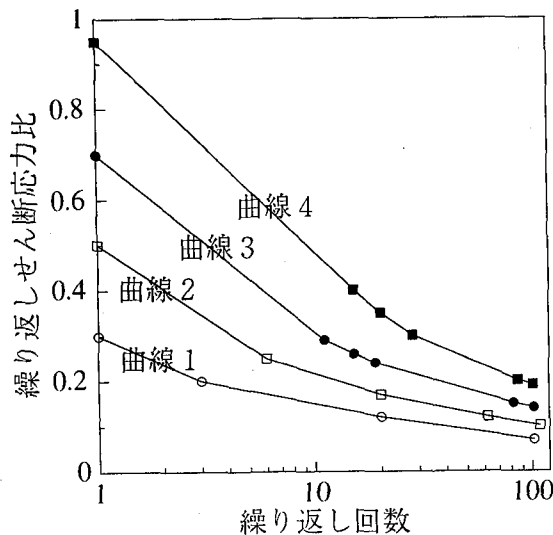


図-4 解析に用いた液状化抵抗曲線

表-1 用いた液状化抵抗曲線およびケーソン断面幅

	液状化抵抗曲線	ケーソン断面幅
ケース 1	曲線 1	10.4m
ケース 2	曲線 2	10.4m
ケース 3	曲線 3	10.4m
ケース 4	曲線 4	10.4m
ケース 5	間隙水圧上昇を 極力抑えたモデル	10.4m
ケース 6	曲線 3	7.5m
ケース 7	曲線 3	13.9m

5. 2 仮想ケース

(1) 仮想ケースの概要

前章に記した通り、仮想ケースでは入力地震波に図-3に示す観測波を用いた。阪神・淡路大震災の際の観測波形の最大値は、水平方向が544Gal、鉛直方向が200Galである。そこで、K.P.-28mにおける地震波の加速度最大値が変化した場合に、水平波の最大値の変化と鉛直波の最大値の変化が比例的に対応するものと仮定し、地震波の入力にあたっては、水平方向の最大値を0Gal~544Galまで適宜変化させ、それに比例するように鉛直方向の最大値も変化させ、それぞれの条件下で入力した。

地盤モデルについては、液状化強度ごとに5種類の地盤を用いた。図-4に本研究で用いた4種類の液状化抵抗曲線を示す。前節に記した通り、これらの曲線に相当する液状化パラメタをそれぞれ求め、置換土および埋立土の物性値として用いた。また、5種類の地盤のうちの1つは間隙水圧上昇を極力抑えたモデルとした。

ケーソン断面幅については、3種類の値を用いた。ここでは、ケーソン断面幅が異なることによる地震時被災変形量に及ぼす影響を明らかにするため、ケーソン断面幅を7.5m、10.4m、13.9mと変化させた。

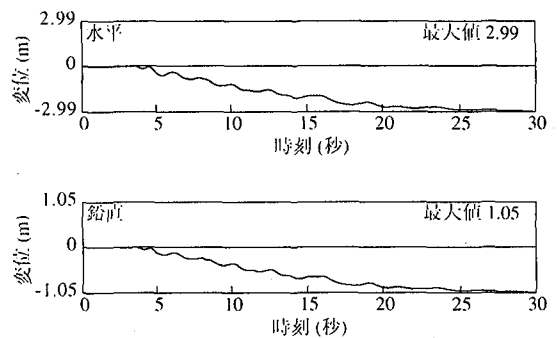


図-5 変位時刻歴

(2) それぞれのケースにおける解析条件

前述の通り、仮想ケースでは、それぞれの地盤条件において、入力加速度レベルを適宜変化させた。そこで、入力加速度レベルを適宜変化させたいくつかの解析をまとめて、1つのケースとして整理した。表-1に、それぞれのケースで用いた図-4中の液状化抵抗曲線およびケーソン断面幅の値を示す。仮想ケースでは、これらの7つのケースについて解析を行った。また、本節に記した内容以外の解析条件は、再現ケースと同条件とした。

6. 解析結果およびその考察

6. 1 再現ケース

(1) 変形状況

図-5に解析の結果求められたケーソン天端における水平および鉛直の変位の時刻歴を示す。これを見ると最大で水平変位が2.99m、鉛直変位が1.05mとなっており、図-2の被災状況断面図に示す地震後の測量結果（水平変位が3.32m、鉛直変位が1.01m）と概ね整合性のあるものとなっている。また、図-6に解析の結果得られた残留変形図を示す。これを見るとケーソンが、海側に変位するとともに前傾し、背後地盤が陥没している様子がよく再現できていることがわかる。地盤内の変形量についてみると、ケーソンと捨石マウンド間の滑動量（岸壁法線から陸側7.5m地点で約7cm）に比べて置換土および捨石マウンドの海側への移動量が大きく、これら基礎地盤そのものの変形がケーソンの変位に支配的な影響を与えたことが本解析より明らかとなった。これらの現象は、地震後の水中測量⁶⁾および筆者らが別途実施した水中模型振動実験の結果⁴⁾とも整合するものとなっている。

(2) 応力状況

埋立土部（ケーソン背後：土被り4m、岸壁法線からの距離53.5m）と置換土部（ケーソン直下：土被り29m）の2地点における地震波入力中の有効応力経路（縦軸に水平面上のせん断応力： τ_{xy} 、横軸に水平面上の有効応力： $(\sigma_x' + \sigma_y')/2$ ）と応力-ひずみ曲線（縦軸に水平面上のせん断応力： τ_{xy} 、横軸に水平面上のせん断ひずみ： γ_{xy} ）を図-7~図-10に示す。また、図中に

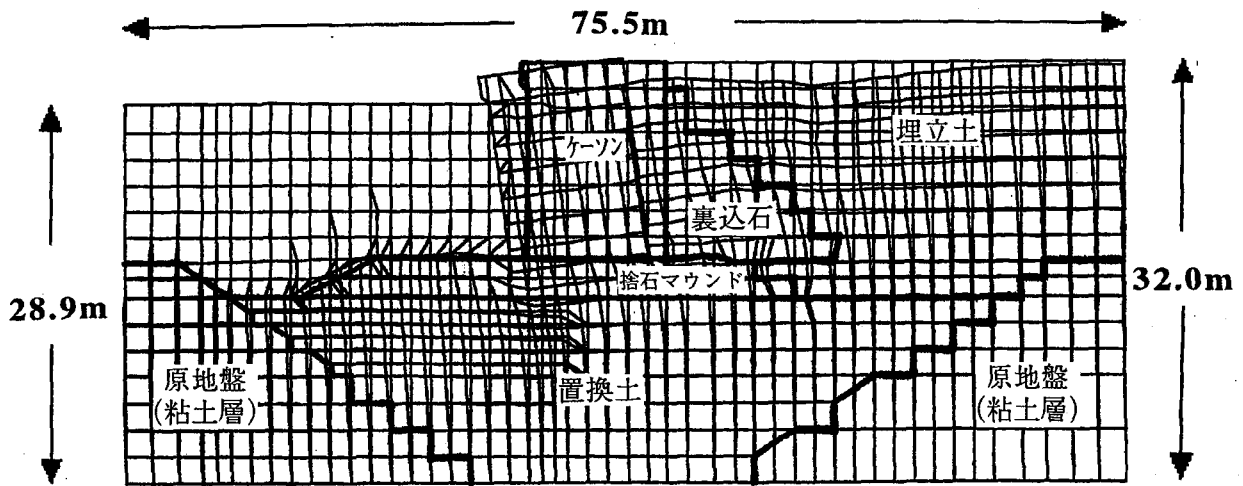


図-6 残留変形図

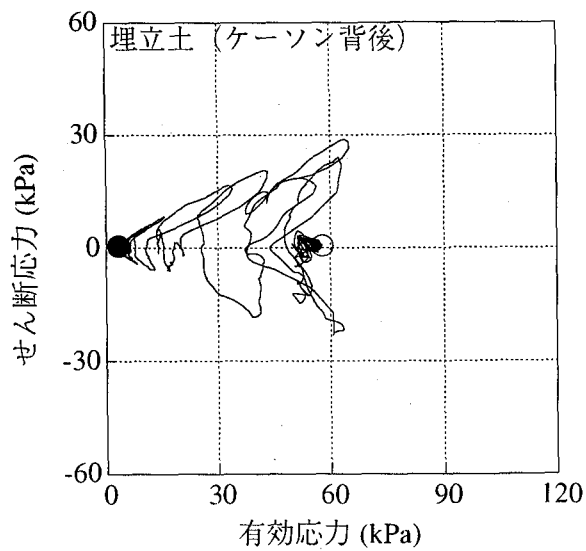


図-7 有効応力経路 (埋立土)

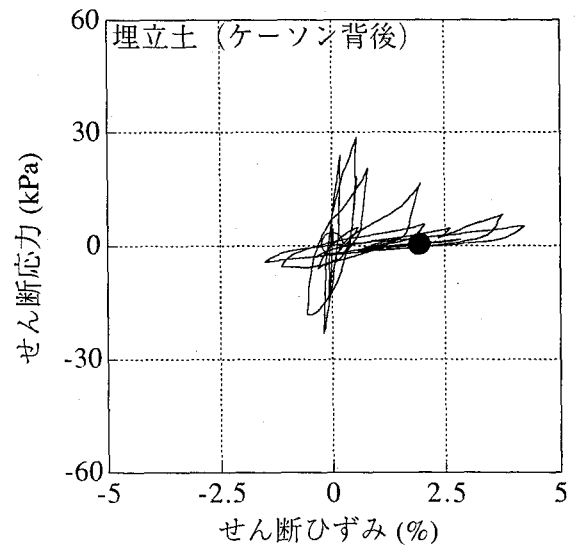


図-8 応力ひずみ曲線 (埋立土)

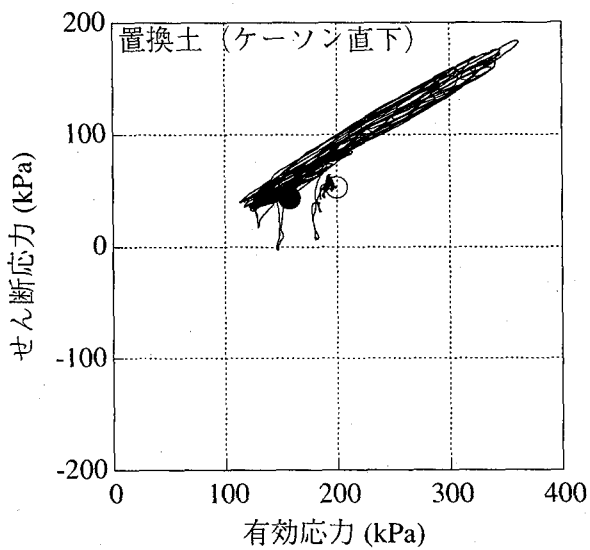


図-9 有効応力経路 (置換土)

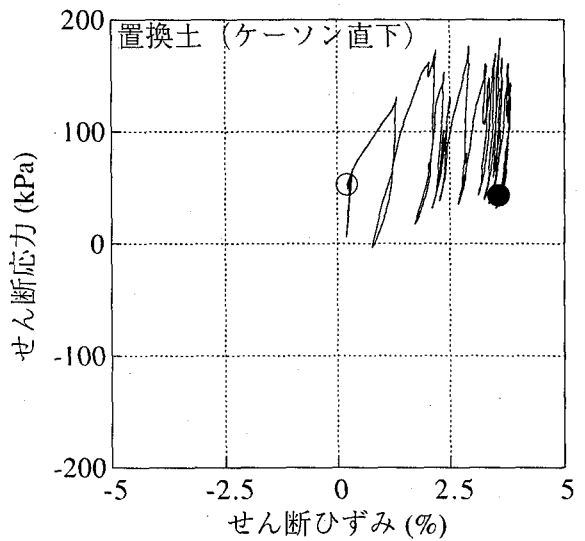


図-10 応力ひずみ曲線 (置換土)

示した○は初期状態を，●は終局状態をそれぞれ表している。

埋立土部 (ケーソン背後：土被り 4 m) においては、有効応力が時間の経過とともに低下しており、終局状態

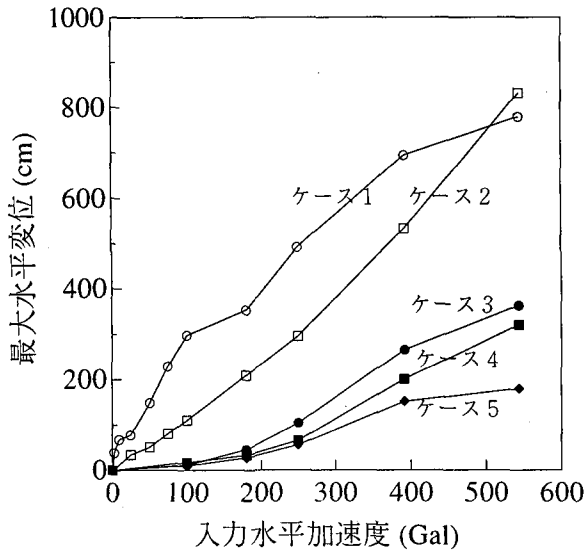


図-11 入力水平加速度と最大水平変位の関係

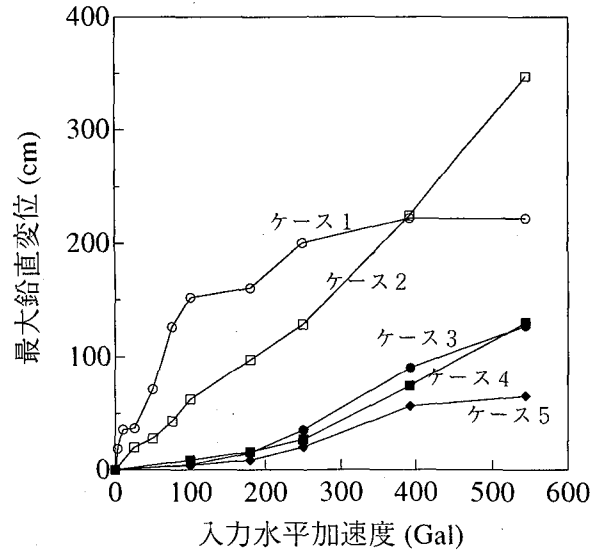


図-12 入力水平加速度と最大鉛直変位の関係

において有効応力は0に近い値となっている。せん断応力は初期においては0に近い値であり、その後、圧縮と引張の両方向のせん断を繰り返す、ひずみもせん断応力に呼応するように圧縮側と引張側の両方向に繰り返して生じている。また、有効応力が低下するにつれ、ひずみは次第に大きくなっている。

置換土部（ケーソン直下：土被り29m）においては、ケーソン背後からの土圧によるケーソン接地圧の偏りから初期のせん断応力が高く、地震中も初期に受けている方向のせん断を受け続けるいわゆる片振りせん断となっている。また、埋立土と比較してせん断応力が高いレベルで推移する。ひずみ方向は、せん断の方向に呼応し一方方向であり、有効応力は、終局状態においても0に近い値とならない。これらの点が、埋立土と異なる応力履歴となっている。

初期状態においてせん断応力の低い等方的な応力状態にある土要素は、初期応力点がせん断破壊線より離れており、終局的に有効応力が0に近い値に至る。一方、初期状態においてせん断応力の高い状態にある土要素は、初期応力点がせん断破壊線に近く、有効応力が0に近い値になることなく、図-9に示すような破壊線に平行な応力履歴ループを描く。

これらの結果は、あくまで数値解析により得られた結果ではあるが、本解析モデルによりこれらの応力履歴が表現できている。また、筆者らが、別途実施した水中模型振動実験⁴⁾においても、埋立土においては過剰間隙水圧比が1近くまで上昇したのに対し、置換土は0.5程度までしか上昇しなかったという結果を得ており、有効応力の低下の程度に関して、これらの解析結果と整合するものとなっている。以上のことから、土被り圧や初期応力状態の違いにより、破壊に至るメカニズムや応力履歴も異なると推測できる。

6. 2 仮想ケース

(1) 変形状況

ケース1～ケース5の結果を整理して、入力水平加速度とケーソン天端の最大水平変位の関係を図-11に、入力水平加速度とケーソン天端の最大鉛直変位の関係を図-12に、それぞれ示す。これを見ると、地盤の液状化強度が高いほど変位が低く抑えられているのがわかる。また、ケース1およびケース2は、その他のケースと比較して小さい加速度レベルでも大きな変位量が発生している。例えば、設計震度相当（180Gal）の入力加速度であっても、最大水平変位はケース2で約2m、ケース1で約3.5mとなっている。一方、その他のケースにおける最大水平変位は、港湾施設としての機能が保持されると推測できる50cm以下の値になっている。

次に、ケース3およびケース6～ケース7の結果を整理して、入力水平加速度とケーソン天端の最大水平変位の関係を図-13に、入力水平加速度とケーソン天端の最大鉛直変位の関係を図-14に、それぞれ示す。これを見ると、ケーソン断面幅が厚いほど変位が低く抑えられているのがわかる。また、どのケースでもグラフの形は2次曲線的な増加傾向を示している。これは、それぞれのケーソン断面幅が持つ耐震性（破壊震度＝現行設計法⁹⁾における重力式岸壁の安定計算において、壁体の滑動、壁体の転倒、基礎地盤の支持力のそれぞれの検討項目について、求められる安全率が1を切る震度のうち、最小の震度）以下の地震力であれば、変位はほとんど生じないが、地震力が構造物の破壊震度を超えると、変位が急増するという結果を示しているものと推測できる。

(2) 地盤内のせん断ひずみおよび過剰間隙水圧比

解析対象とした断面のうち埋立土にあたる岸壁法線から陸側52m～61m、標高-1.3m～-9.3mの範囲の要素をとりだし、地盤の最大せん断ひずみおよび最大過剰間隙水圧比を加速度ごとに算出し、ケースごとに整理した。

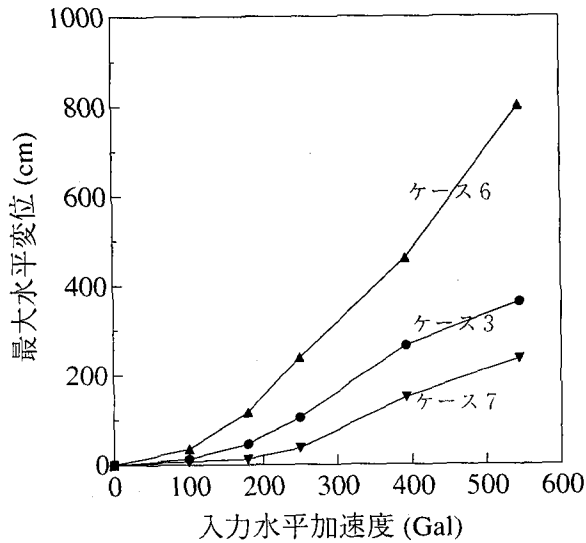


図-13 入力水平加速度と最大水平変位の関係

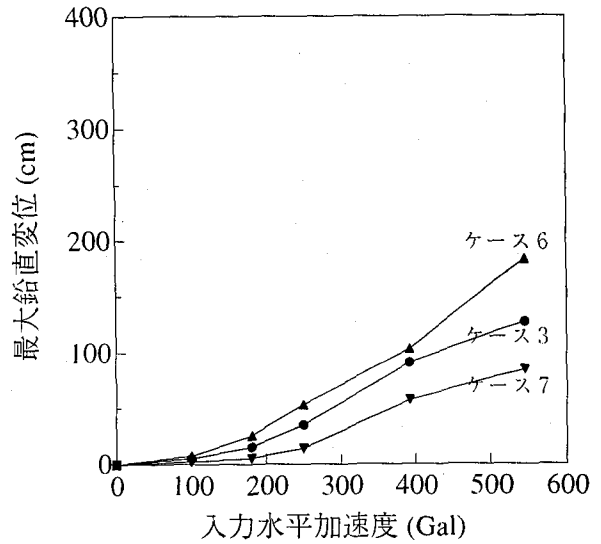


図-14 入力水平加速度と最大鉛直変位の関係

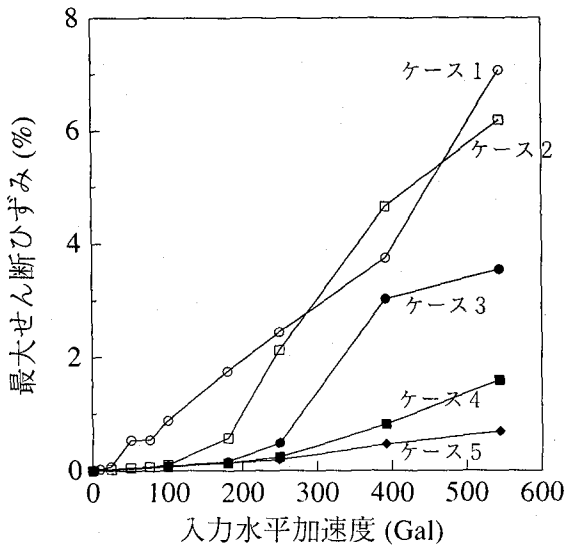


図-15 入力水平加速度と最大せん断ひずみの関係

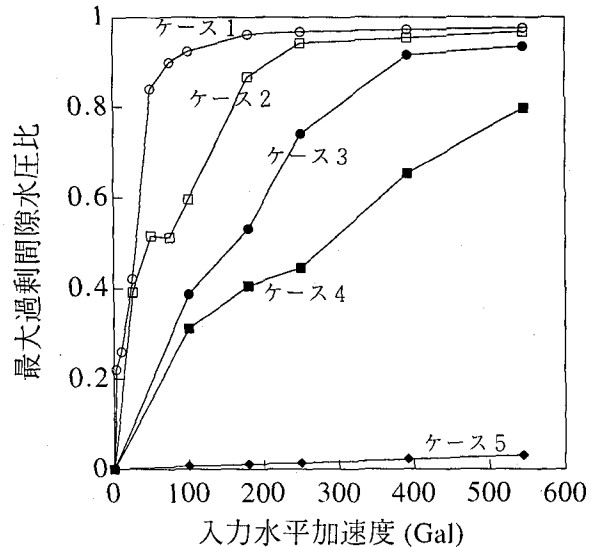


図-16 入力水平加速度と最大過剰間隙水圧比の関係

図-15に、ケース1～ケース5の入力水平加速度と最大せん断ひずみの関係を示す。また、図-16に、ケース1～ケース5の入力水平加速度と最大過剰間隙水圧比の関係を示す。図-15をみると液状化強度が低い地盤ほど、ひずみレベルが高くなっていることがわかる。また、ケース5を除くケースにおいて、ひずみレベルが急激に大きくなる地震動レベルが存在することがわかる。これは、あるレベルの地震動までは、ひずみが抑制されるが、地震動があるレベルを超えると、地盤内の間隙水圧が上昇し、その結果生じるせん断抵抗の低下により、ひずみが増大するものと推測できる。これらの推測は、ひずみレベルが急激に大きくなる地震動レベルにおいて、図-16に示す最大過剰間隙水圧比が、0.8付近あるいはそれ以上の値まで上昇しているという点において、整合性のあるものになっている。また、ひずみレベルが急激に大きくなる地震動レベルは、地盤の液状化強度の影響を受けて

変化するものと思われ、地盤の液状化強度が高いほど、その地震動レベルも高くなるものと思われる。

図-17に、ケース3およびケース6～ケース7の入力水平加速度と最大せん断ひずみの関係を示す。また、図-18に、ケース3およびケース6～ケース7の入力水平加速度と最大過剰間隙水圧比の関係を示す。図-17および図-18をみると、ケーソン背後地盤のひずみレベルおよび最大過剰間隙水圧比の値は、どのケースでもほぼ同様の値となっている。ケーソン断面幅は異なっているものの、同一の液状化強度であるため、このような結果になったと思われる。

(3) 間隙水圧が上昇しない地盤内の応力状況

前項の図-16に記した通り、置換土および埋立土の物性値として間隙水圧上昇を極力抑えたモデルを用いたケース5においては、入力水平加速度の最大値を544Galとした場合であっても、最大過剰間隙水圧比は、他のケー

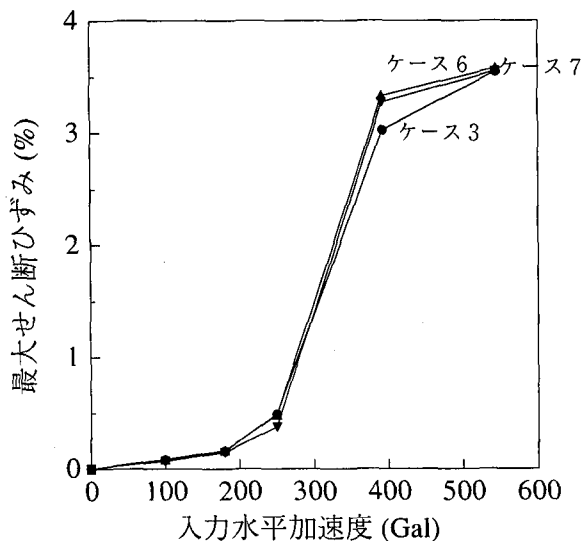


図-17 入力水平加速度と最大せん断ひずみの関係

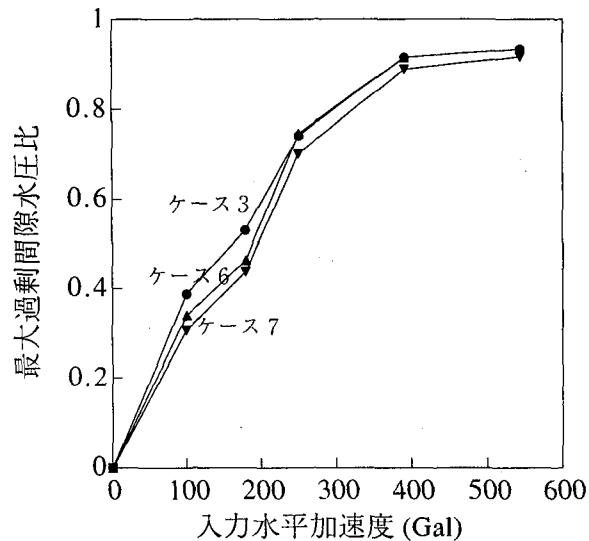


図-18 入力水平加速度と最大過剰間隙水圧比の関係

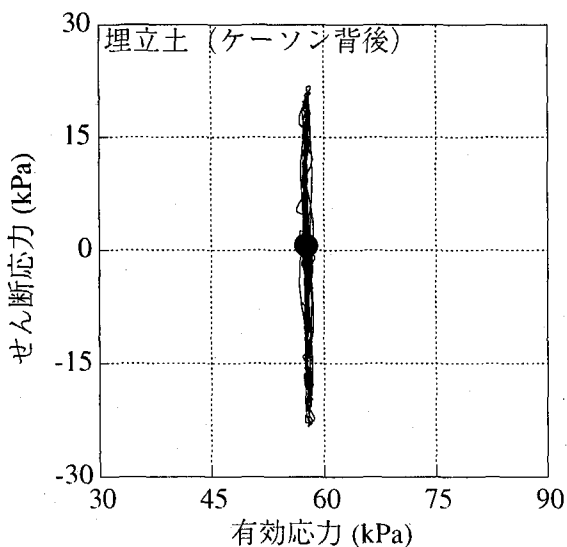


図-19 有効応力経路 (埋立土)

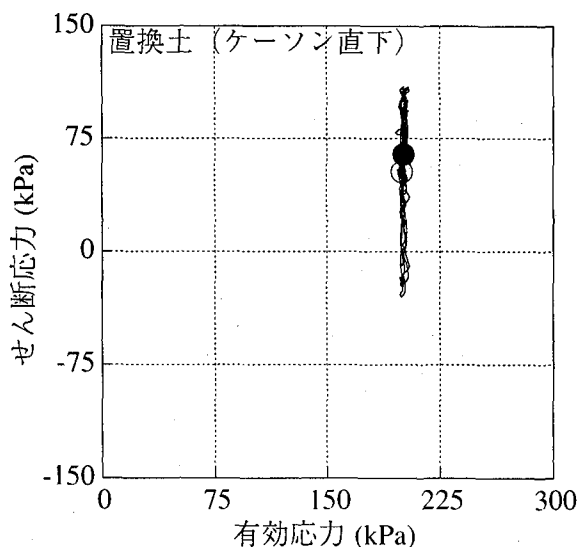


図-20 有効応力経路 (置換土)

スと異なりほとんど上昇しなかった。そこで、本項では、間隙水圧が上昇しなかった場合の地盤内の応力状況について考察を行った。

図-19～図-20にケース5における544Gal入力の場合の埋立土部と置換土部の2地点における地震波入力中の有効応力経路を示す。採用した2地点および用いている指標は、図-7および図-9で示したものと同じである。また、図中に示した○は初期状態を、●は終局状態をそれぞれ表している。これを見ると、せん断応力は、再現ケースと同様に埋立土においては両振りせん断、置換土においては片振りせん断となっている。一方、有効応力は、埋立土および置換土ともに地震波入力中においても、値がほとんど変動せず低下していない。ケース5では、図-7および図-9に示す再現ケースの場合とは、全く異なる応力経路となっている。

また、図-21に示す通り、埋立土におけるせん断ひず

みは、地震波入力中においても0.5%に達していない。これは、図-8に示す再現ケースの場合とは全く異なるひずみレベルとなっており、地盤内の有効応力が低下せずせん断抵抗が低下しないために、ひずみも生じないものと推測される。

(4) 耐震性の向上に関する検討

一般に、ケーソン式岸壁の耐震性を向上させようとする場合、地盤に液状化対策を施すか、ケーソン断面幅を厚くする等の対策法が考えられる。そこで、ここでは、仮想ケースにおける解析結果を用いて、これらの対策法を用いた場合の効果の程度について考察する。

図-22に、図-11および図-13より抜粋して、ケース3 (対策前)、ケース5 (地盤に液状化対策)、ケース7 (ケーソン断面幅を増大) の結果を比較して示す。これを見ると、ケース5とケース7を比較した場合、入力加速度が300Gal以下であればケース7の方が変位が小さ

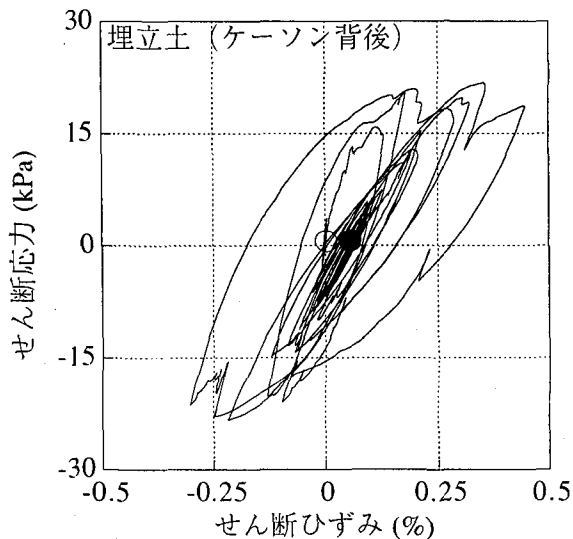


図-21 応力ひずみ曲線 (埋立土)

くなっており、入力加速度が400Gal以上であればケース5の方が変位が小さくなっているのがわかる。つまり、2つのグラフを比較すると、ケース5の場合は、小さい加速度で変位が増加し始めるが、増加の程度は小さく、ケース7の場合は、ケース5よりも大きい加速度まで変位が抑制されるが、その後の増加の程度は大きいということが言える。これは、ケース7の場合には、構造物の破壊震度以下の地震力であれば変位は低く抑えられるが、構造物の破壊震度を超える地震力が作用すると、変位が急増してしまうことを示している。一方、ケース5の場合には、ケース7と比較してケーソン断面幅が薄いため、より小さい加速度で構造物の破壊震度を超える地震力が作用し、変位が生じる。しかし、地盤の液状化強度は高いために、加速度を増加させた場合の変位の増加の程度は小さくなっている。

このように、地盤に液状化対策を施した場合と、ケーソン断面幅を厚くした場合とでは、その効果の性質が異なるということが言え、構造物の耐震性を向上させようとする場合、経済的観点だけでなく、構造物の許容変位量と想定加速度等からも、その対策法を考慮する必要があると思われる。

7. まとめ

本研究では、阪神・淡路大震災において被災した岸壁の1つを取り上げて、さまざまなケースにおける数値解析を行い、以下のような結論を導いた。

1) 再現ケースより得られたケーソンおよび岸壁付近の地盤の残留変形状態は、図-2の被災状況断面図に示す地震後の測量結果と整合するものであった。また、ケーソンと捨石マウンド間の滑動量に比べて、捨石マウンドおよび置換土の流動量が大きく、これら基礎地盤の海側への変形が、ケーソンの変位に支配的な影響を与えたことが、本解析より明らかとなった。これらの結果は、地震

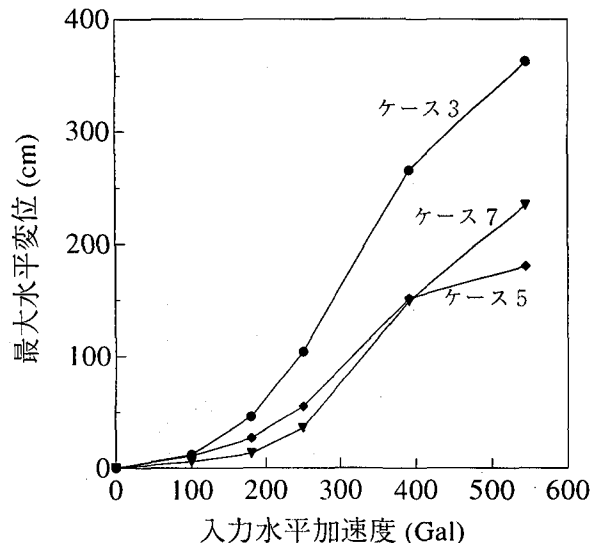


図-22 入力水平加速度と最大水平変位の関係

後の水中測量⁶⁾ および筆者らが別途実施した水中模型振動実験の結果⁴⁾とも整合するものとなっている。

2) 再現ケースにおいて、地盤内の地震中の応力履歴は場所により異なる結果となった。特に、初期のせん断応力や土被り圧の違いにより、置換土と埋立土で、地震中のせん断の方向、ひずみの方向、有効応力の低下の程度に著しい違いが見られた。また、有効応力の低下の程度に関して、本解析結果は水中模型振動実験結果⁴⁾と整合性のある結果となった。

3) 本報告で対象とした岸壁の場合、ある加速度レベルを超えると変位が急増することから、変位が大きくなった原因のひとつとして破壊震度を大きく超えた地震力が挙げられる。また、六甲アイランドの埋立まき土地盤に対して400Galを超える加速度が作用した場合、間隙水圧が上昇し有効応力が低下することによる地盤の軟化が、変形に及ぼす影響は著しく大きくなると推測できる。

4) 仮想ケースにおける解析結果より、ケーソン断面幅が同一である場合、地盤の液状化強度が高いほど変位が低く抑えられ、地盤の液状化強度が同一である場合、ケーソン断面幅が厚いほど変位が低く抑えられるという結果が得られた。また、あるレベルよりも極端に液状化強度が低い地盤の場合、構造物の設計震度相当の加速度レベルであっても大きな変位量が生じるという結果が得られた。一方、図-4中の曲線3および曲線4のようなレベルの液状化強度である場合、構造物の設計震度以下の地震力であれば、変位はほとんど生じず、設計震度を超える地震力が作用した場合に変位が急増するという結果が得られた。

5) 仮想ケースにおける解析結果より、同一の入力加速度であれば、液状化強度が低い地盤ほど、ひずみレベルが高くなるという結果が得られた。また、ケース5を除くケースにおいて、ひずみレベルが急激に大きくなる地震動レベルが存在することがわかった。図-16に示す最大過剰間隙水圧比の値からも、地震動があるレベルを超え

ると、地盤内の間隙水圧が上昇し、その結果生じるせん断抵抗の低下により、ひずみが増大すると推測される。また、ひずみレベルが急激に大きくなる地震動レベルは、地盤の液化化強度との相関関係により決定するものと思われる。

6) 仮想ケースにおける解析結果より、地盤の液化化強度が同一でケーソン断面幅が異なるケースを比較すると、前述の通り、ケーソン天端の変位量には、差異が生じたが、ケーソン背後地盤のせん断ひずみおよび最大過剰間隙水圧比は、ほぼ同様の値であった。

7) 耐震性の向上に関する検討結果より、地盤に液化化対策を施した場合と、ケーソン断面幅を厚くした場合とでは、その効果の性質が異なるということがわかった。ゆえに、構造物の耐震性を向上させようとする場合、経済的観点だけでなく、構造物の許容変位量と想定加速度等からも、その対策法を考慮する必要があると思われる。

謝辞：本解析を行うにあたり、貴重な地震記録をいただいた神戸市に記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 森田年一，菅野高弘，宮田正史：重力式岸壁の地震時挙動に及ぼす影響因子について，土木学会論文集，No.596/Ⅲ-43，pp.131-142，1998年6月
- 2) 森田年一，菅野高弘，宮田正史：ケーソン式岸壁の強震時被災挙動に関する一考察，構造工学論文集

Vol.44A，pp.601-610，1998年3月

- 3) 森田年一，菅野高弘，宮田正史：ケーソン式岸壁の地震時挙動に及ぼす地震波の影響について，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1699-1704，1998年11月
- 4) Takahiro Sugano, Toshikazu Morita, Masaaki Mito, Takeshi Sasaki and Hirofumi Inagaki: Case Studies of Caisson Type Quay Wall Damage by 1995 Hyogo ken-Nanbu Earthquake, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.765, 1996.6
- 5) Susumu Iai, Yasuo Matsunaga, and Tomohiro Kameoka: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No2, pp.1-15, 1992.6
- 6) 稲富隆昌ら：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告，港湾技研資料，No.857，pp.49-219，1997年3月
- 7) (財)沿岸開発技術研究センター：液化化による構造物被害予測プログラムFLIP講習会テキスト，1997年1月
- 8) 森田年一，井合進，Hanlong Liu，一井康二，佐藤幸博：液化化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法，港湾技研資料，No.869，1997年6月
- 9) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，1989年2月

(1998年9月18日受付)