

有効応力解析によるケーソン式岸壁の被災原因分析

運輸省港湾技術研究所 一井康二^{*}
井合 進^{**}
森田年一^{*}

1995年兵庫県南部地震において被災した神戸港のケーソン式岸壁の有効応力解析を行った。解析に用いたモデルはひずみ空間における多重せん断機構に基づくモデルであり、モデルのパラメータは凍結サンプリングなどの調査結果に基づき決定した。

解析の結果、水平変位3.5m・沈下1.5m・傾斜角4度程度の残留変形が得られ、現地のケーソン式岸壁の被害とオーダー的に整合する結果が得られた。また、置換砂および埋立土の影響について検討したところ、変形の半分はケーソン直下および背後の土の過剰間隙水圧の上昇が原因であり、残りの半分が慣性力の影響であることがわかった。さらに、上下動の影響についても検討し、入力地震動の上下動成分はケーソンの変形に大きな影響を及ぼさないことがわかった。

1.はじめに

1995年兵庫県南部地震においては、神戸港の多数のケーソン式岸壁が被害を受けた。ケーソン式岸壁は、図-1に示すように海底地盤の上に鉄筋コンクリート製のケーソンを設置し、ケーソン底面の摩擦力によって、ケーソン背後の土砂を支える構造となっている。神戸港の多くのケーソン式岸壁では基礎地盤を置換工法により改良しており、ポートアイランドや六甲アイランドのケーソン式岸壁では、ケーソン背後の埋立に使われたのと同じまき土が置き換えの材料として使われている。

これらのケーソン式岸壁には、地震により最大5m平均3mの水平変位、平均1.5mの沈下、3~4度の傾斜が生じた。その被災原因に関して、ケーソン直下の置換砂およびケーソン背後の埋立土の液状化の有無、また、これらの土がケーソンの変形に与えた影響の評価が主要検討課題の一つとされている。本研究では以上の点を明らかにするため、2次元有効応力解析を実施した。また、今回の地震では神戸港で0.3G程度の鉛直最大加速度を記録しており、上下動がケーソン式岸壁の水平変位に与えた影響の評価も重要な検討課題となっている。本研究では上下動を入射した場合と入射しなかった場合の解析を行い、上下動の影響についての検討を行った。

2.兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の被害

ケーソン式岸壁の地震被害は、ケーソンが海側に移動し、その分だけ背後の地盤が沈下するといった形で現れることが多い。今回の地震でも多くの地点でそういった形態の被害が報告されている。今回の解析の対象とした六甲アイランド南側の大型ケーソン岸壁は、神戸港のなかでも最も著しい被害を受けた岸壁であり、図-1にその断面を示す。その平面位置は図-2に示すとおりであり、地震後の残留変形量はケーソンの天端水平変位5.2m・同鉛直変位(沈下)2.1m・傾斜角8% (5度)となっている。六甲アイランドを通じてみれば、水平変位4~5m・沈下1.5~2.0m・傾斜角4度程度である。運輸省第三港湾建設局が実施した六甲アイランドの同様の形式の岸壁の潜水調査結果(図-3)¹⁾をみると、ケーソンがその直下の捨石マウンドに傾斜しながらめり込む形態を示している。

3.有効応力解析モデルおよび入力パラメータの設定

有効応力解析では、過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の変化を考慮して動的解析を行うため、適切な応力-ひずみ関係及び過剰間隙水圧モデルが必要である。ここでは、ひずみ空間での多重せん断機構に基づく解析モデル²⁾を用いた。このモデルは液状化解析で特に重要となる異方圧密状態からの繰り返しせん断時の主応力回転の影響を適切に表現できる点に特徴がある。なお、解析は非排水条件のもとで実施し、土の解析モデルのパラメータは、運輸省第三港湾建設局が実施した各種地盤調査・試験結果(P S 検層・凍結サンプリング・大型繰り返し三軸試験を含む)に基づいて決定した。

キーワード：ケーソン式岸壁、有効応力解析、液状化
^{*}運輸省港湾技術研究所 構造部地盤震動研究室

Tel : 0468-44-5028 Fax : 0468-44-4095

^{**}運輸省港湾技術研究所 構造部地盤震動研究室長

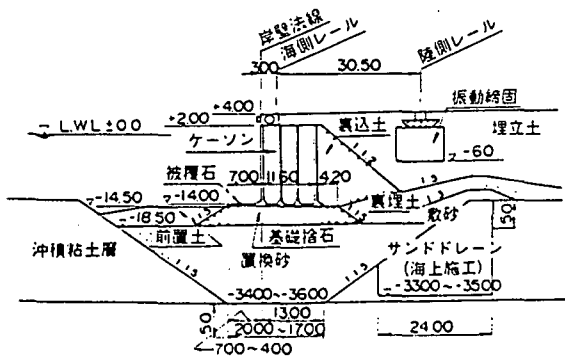


図-1 解析に用いたケーソン式岸壁の断面

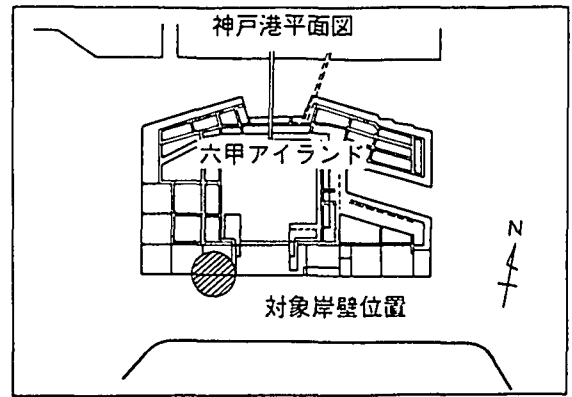


図-2 対象岸壁の平面位置

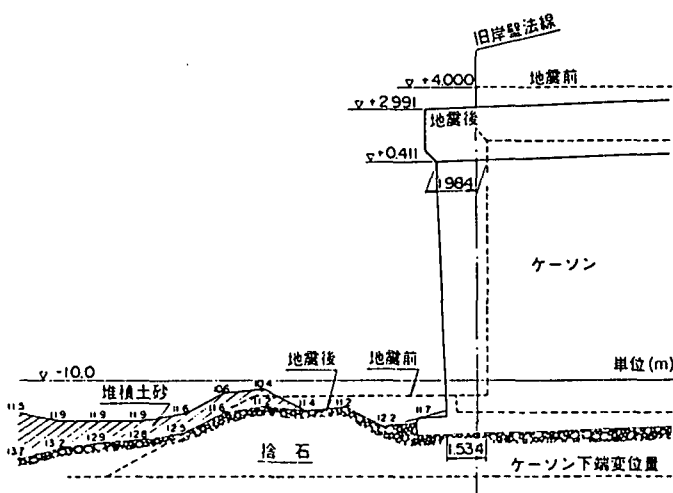
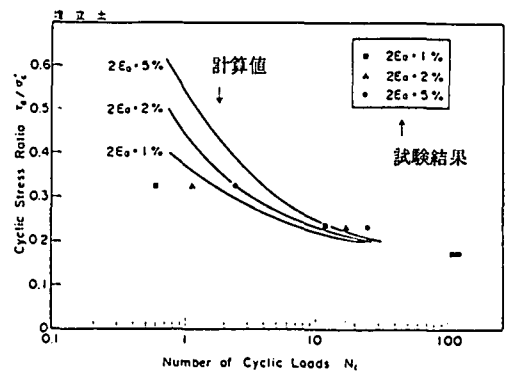


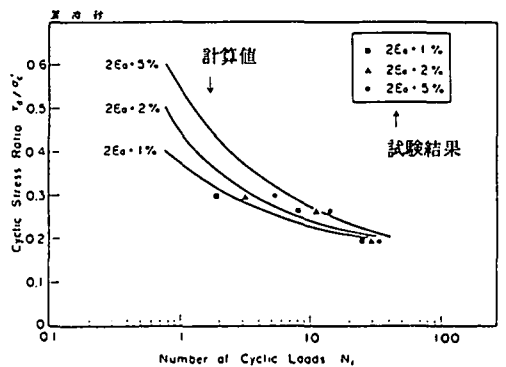
図-3 地震後の捨て石マウンド形状の実測例¹⁾
(六甲アイランド-10m岸壁)

モデルのパラメータのうち、土のダイラタンシーに関するパラメータは、繰り返し三軸試験結果をシミュレーションし、その結果を目標とする過剰間隙水圧上昇曲線および液状化強度曲線にフィッティングさせることによって設定した。凍結サンプリング試料による置換砂・埋立土の液状化抵抗曲線と要素解析シミュレーションによる結果は図-4に示すとおりである。要素解析では、等方圧密 ($\sigma'_{m0} = 98.0kPa$) したのち、非排水条件で繰り返し三軸試験での応力比に相当するせん断応力を要素に与えることにより実施した。そして、発生する片振幅歪が2.5%を越えた時点を持って液状化とした。

解析は図-5に示すメッシュに対して実施し、ケーソン背面及び底面にはジョイント要素を用い、コンクリート壁面に沿うすべりを考慮した。側方境界では無限遠方での水平成層地盤の地震応答を考慮、下方境界ではポートアイランドの地中 (GL-32m) の記録のNS成



(a) 埋立土



(b) 置換砂

図-4 凍結試料の液状化抵抗と
解析モデルのキャリブレーション結果

分及びUD成分を境界波として入力した。入力した波形を図-6に示す。また、解析に用いたモデルパラメータは表-1に示す通りである。解析は20秒間行った。

4.有効応力解析による実被害の再現計算

4.1 地震応答と変形

ケーソン天端の加速度・変位時刻歴を図-7に示すが、変位は振動に応じて徐々に増加し、最大変位に達したのちに、その変位が残留する傾向にあった。入射波の水平最大加速度が約540galであるのに対し、ケーソン

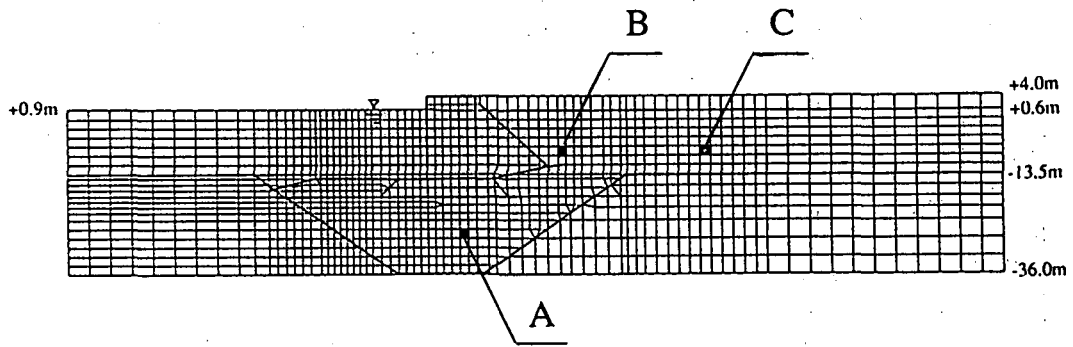


図-5 FEM解析メッシュ

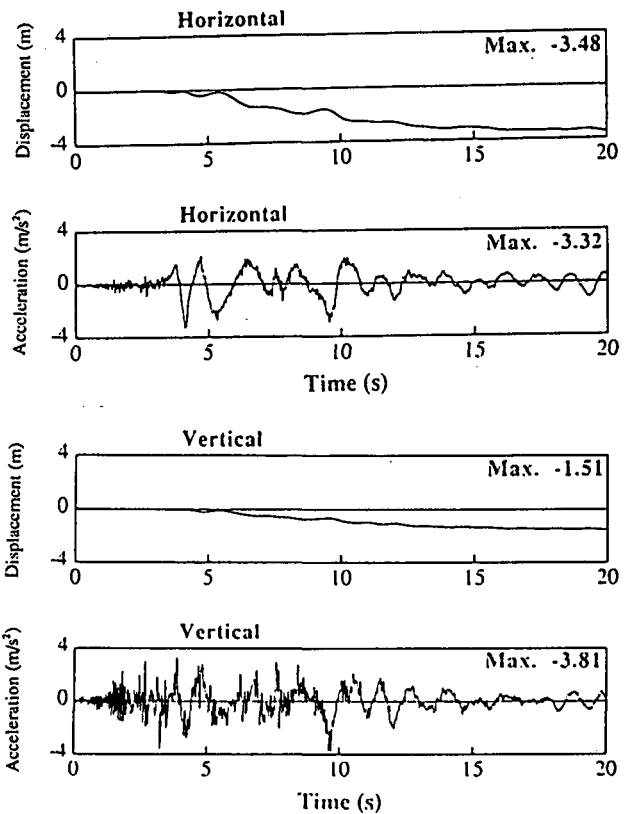
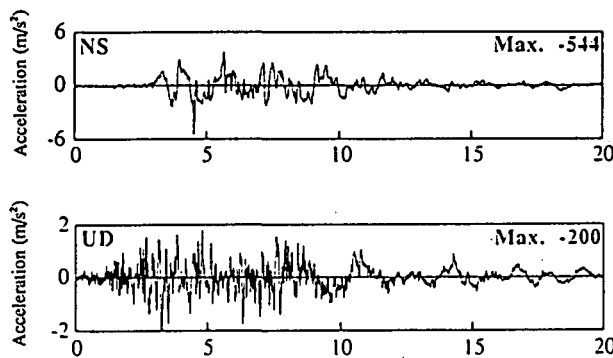


図-6 入力地震波形
(ポートアイランド-32m、神戸市開発局)

図-7 ケーソン天端の変位・加速度時刻歴

天端の水平最大加速度は約330galであった。加振後(20秒後)のケーソン周辺の変形詳細図を図-8に示す。ケーソンの変形量は、天端の水平変位(海側)約3.5m・鉛直変位(沈下)約1.5m・傾斜角(海側)約4度であった。前述の運輸省第三港湾建設局による実測値が、天端水平変位5.2m・同鉛直変位(沈下)2.1m・傾斜角8%(5度)であり、オーダー的に整合する結果が得られている。なお、本解析は非排水条件のもとで行っているため、層厚約10mの置換砂からの排水効果による沈下量を無視している分、ケーソンの鉛直変位(沈下)は小さめの値となっていると考えられる。ただし、その誤差はポートアイランド内部の埋立土の平均沈下量(約0.5m)を上回ることにはないと考えられる。

ケーソン岸壁の変形形態は、ケーソンがその直下の捨石マウンドに傾斜しながらめりこむ様相を呈しており、図-3に示した潜水調査結果とも整合している。また、解析結果では置換砂部分および埋立土の連続的な変形がみられており、ケーソン底面に沿うすべりや土の崩壊面の発生に伴うすべり破壊とは異なる変形形態

を示している。

4.2 置換砂及び埋立土の液状化の有無

置換砂及び埋立土の液状化の程度をみるため、初期平均有効応力 σ'_{m0} に対する地震後(20秒後の)平均有効応力 σ'_m の比を用いて過剰間隙水圧比 $(1 - \sigma'_{m0}/\sigma'_m)$ を考える。図-9に図-1に示した解析断面の代表的な点での過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。置換砂においては過剰間隙水圧がやや上昇するものの0.9程度まであがりきることはない。ケーソンから離れた埋立土では加振後5秒程度で過剰間隙水圧比が0.9程度に達し、以

表-1 解析に用いたパラメータ

層名	密度 (t/m^3)	初期せん断剛性 (kPa)	基準有効拘束圧 (kPa)	内部摩擦角 (deg)	変相角 (deg)	ダイラテンシーに関するパラメータ
粘土層	1.7	74970	143	30		
前置土	1.8	58320	106	37	28	$w_1=5.5, p_1=0.6, p_2=0.6, c_1=2.3, s_1=0.005$
置換砂	1.8	58320	106	37	28	$w_1=5.5, p_1=0.6, p_2=0.6, c_1=2.3, s_1=0.005$
マウンド 表込石	2.0	180000	98	40		
埋立土	1.8	79380	63	36	28	$w_1=6.0, p_1=0.5, p_2=0.8, c_1=2.43, s_1=0.005$

ケーソン底面摩擦係数	$\phi = 31^\circ$	(ジョイント要素)
ケーソン背面摩擦係数	$\phi = 15^\circ$	(ジョイント要素)

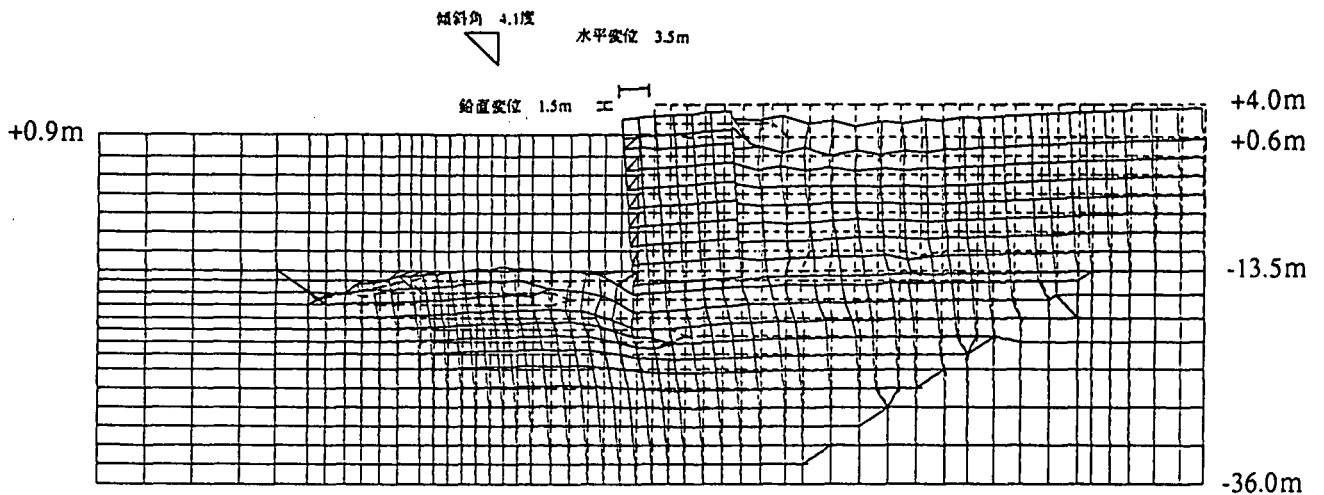


図-8 ケーソン周辺の変形詳細図

降はずっと液状化の状態である。ケーソン直背後の埋立土では、一時的に0.9程度まで上昇しても、その後減少していく。

過剰間隙水圧比のレベルがどの程度以上になると「液状化」と呼ぶかについては、現在のところまだ確立されていない。砂の繰返し三軸試験においては過剰間隙水圧比が1.0に達した状態、もしくはせん断ひずみ振幅が両振幅で5.0%に達した状態をもって液状化とみなすのが一般的である。本解析では、このような砂の繰返し三軸試験結果をもとに土の解析モデルのパラメータを設定しているため、この繰返し三軸試験での液状化の定義に応じて過剰間隙水圧比が0.9以上に達した部分を「液状化」と定義することにした。従って、置換砂およびケーソン直背後の埋立土は過剰間隙水圧比でおおむね0.8程度以下のレベルにとどまっており、液状化の状態に達していなかった。しかし、ケーソンよりかなり内陸に入ったところの埋立土は、

過剰間隙水圧比が0.9以上の状態に達しており液状化していたことがわかる。この結果は、ポートアイランド・六甲アイランド全体を通じて確認された噴砂・噴水などの発生状況と整合する結果である。

ケーソン背後の地盤においては、ケーソンの変位ともなって、図-10に示すとおり広い範囲にわたって地表面残留水平変位（側方流動）および沈下が発生する解析結果となっている。このうち、地表面残留水平変位については、石原による地震後の実測データの傾向（図-11）³⁾と整合している。このように広い範囲にわたって水平変位が発生した理由は、埋立土の内陸部での液状化の影響と思われる。

ケーソン背後の残留鉛直変位（沈下）は、解析結果ではケーソン背後20m程度の範囲ではケーソンから遠ざかるにつれ徐々に増加するものとなっており、実測データの沈下の傾向とは異なっている。これには、解析で仮定したケーソン背後の壁面摩擦角（15度）や裏

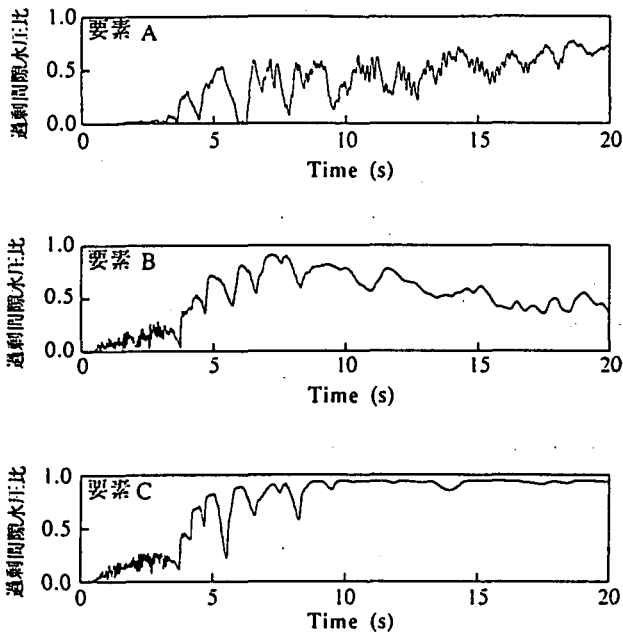


図-9 過剰間隙水圧比の時刻歴

込石の状況などが現地の状況とは異なるものであった可能性が考えられる。

5 過剰間隙水圧の影響に関する検討

前章にて述べたように、置換砂およびケーソン直背後の埋立土では液状化は発生していない。しかし、いずれの部分でも過剰間隙水圧の上昇がみられており、過剰間隙水圧の上昇に伴う土のせん断抵抗の低下の影響を検討しておく必要がある。これらの地盤部分はケーソンからの荷重や土に加わる自重などにより地震前から著しいせん断応力を受けている部分であり、せん断抵抗が低下すると液状化しなくても著しいせん断変形が発生する可能性がある。したがって、液状化は生じていなくても置換砂・埋立土の広い範囲で過剰間隙水圧の上昇に伴うせん断抵抗の低下が生じ、せん断変形が進行してケーソン岸壁の変形量を大きくした可能性がある。しかし、一般に土のせん断変形が土に加えられたせん断応力と土のせん断抵抗のバランスから定まると言うことを考えれば、土の著しいせん断変形は過剰間隙水圧の上昇の影響がなくとも地震動が強大でせん断応力が大きいことのみによっても生じうる。

この点についての検討を行うため、前章での解析に用いた置換砂・埋立土と同様の物性を持つと同時に過剰間隙水圧が全く発生しない仮想的な土のモデル（以下で非液状化土と呼ぶ）を導入し、有効応力解析を行って結果を比較することにした。解析したケースは前章に述べた地震時挙動の再現計算（ケース1）の他には、

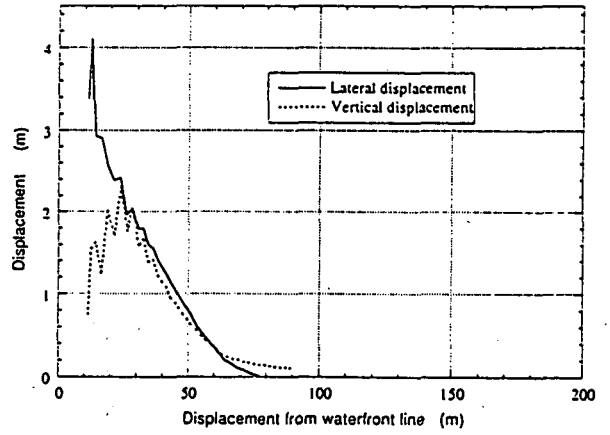


図-10 ケーソン背後地盤の残留変位の計算値

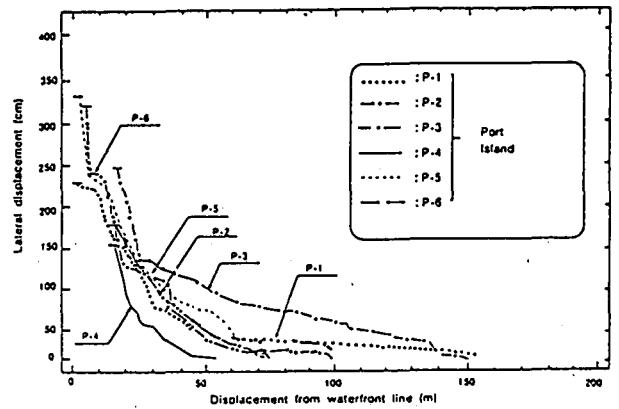
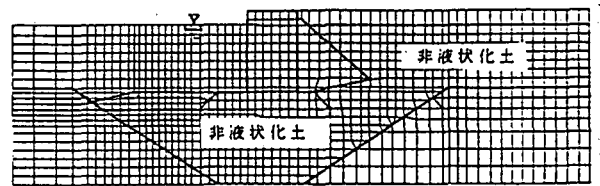
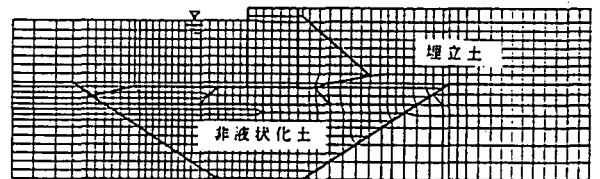


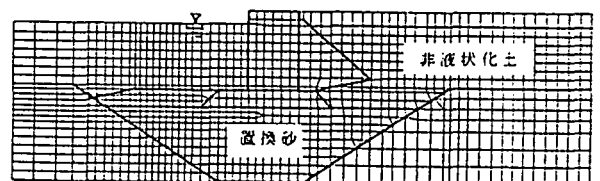
図-11 ケーソン背後地盤の残留変位の実測値³⁾
(石原、1995)



case-2 (置換砂、埋立土とも非液状化土とした場合)



case-3 (置換砂のみ非液状化土とした場合)



case-4 (埋立土のみ非液状化土とした場合)

図-12 解析ケース (CASE2-4) の概念図

表-2 ケーソンの天端最大加速度および地震後の変位・傾斜角

	ケーソン天端の最大加速度		ケーソン天端の残留変位		ケーソン下端の残留変位		ケーソン傾斜角 (度)
	水平加速度 (m/s ²)	鉛直加速度 (m/s ²)	水平変位 (m)	鉛直変位 (m)	水平変位 (m)	鉛直変位 (m)	
CASE-1 (神戸の被災断面)	3.3	3.8	3.5	1.5	2.2	1.5	4.1
CASE-2 (置換砂、埋立土とも非液状化土)	4.2	3.7	1.6	0.6	0.8	0.6	2.4
CASE-3 (置換砂のみ非液状化土)	4.2	3.6	2.1	0.7	1.1	0.7	3.1
CASE-4 (埋立土のみ非液状化土)	3.3	3.6	2.5	1.1	1.8	1.1	2.2

図-12に示す通り置換砂・埋立土の両者が非液状化土（ケース2）、置換砂のみ非液状化土（ケース3）、埋立土のみ非液状化土（ケース4）の3ケースである。

これらの各ケースについて、ケーソンの天端最大加速度・地震後の天端変位・傾斜角を表-2に示す。全面非液状化土としたケース2の結果を基準として比較すると、以下の通りになる。まず、地震動のみの影響により水平変位1~2m、傾斜角2~3度の变形が発生する（ケース2）。次に、埋立土の過剰間隙水圧の上昇により水平変位・傾斜角共に3割程度増加する（ケース3）。また、置換砂の過剰間隙水圧の上昇の影響により水平変位は5割程度増加するが、埋立土が非液状化土の場合には傾斜角は逆に1割程度減少する（ケース4）。最後に、置換砂・埋立土の両者における過剰間隙水圧の上昇の影響により、両者の相乗効果もあって地震動のみによる变形に対し、全体として水平変位・傾斜角は2倍前後となる（ケース1）。

6 加速度レベルの影響に関する検討

今回の地震はきわめてまれにしか発生しないとされる内陸活断層型の地震であり、活断層に近かったこともあって地震動が著しく大きかったため被害が大きくなったと考えられるが、岸壁の供用期間（50年程度）内に1~2回発生するレベルの地震の場合に、これらのケーソン式岸壁がどのような挙動を示すかを検討しておくことも必要である。そこで、前述の4ケースのそれぞれについて、入力地震動の最大水平加速度を100gal,200gal,300galおよび400galに縮小した解析を行った。各ケースにおける天端変位を図-13に示す。ケー

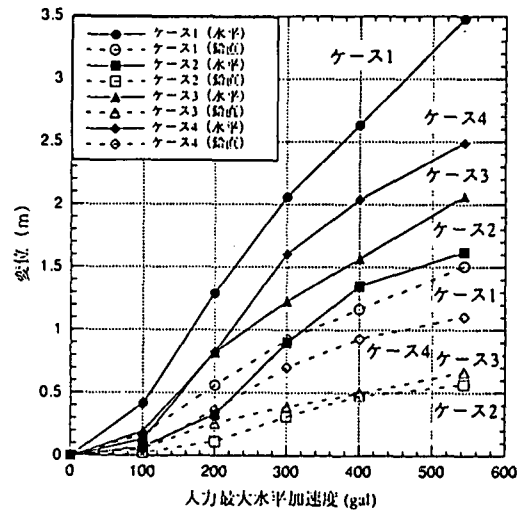


図-13 各加速度レベルでの天端変位

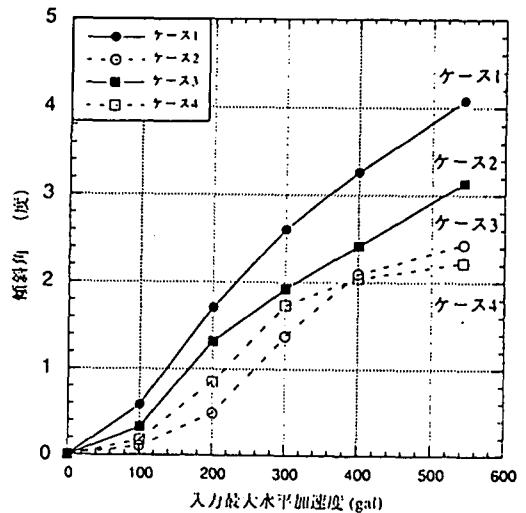


図-14 各加速度レベルでの傾斜角

ス1をのぞくと、100gal程度まで変位量の増加は小さいが、そこを越えると変位量が急増し、再び300gal程度から変位量の増加が落ちついてくるとい傾向がある。しかし、ケース1の水平変位量や全ケースでの鉛直変位（沈下）はほぼ直線的に増加している。また、ケーソンの傾斜角を図-14に示すが、100gal程度まで傾斜角は小さく抑えられている。注目すべきはケース4であり、埋立土の過剰間隙水圧の上昇が生じなければケーソンの傾斜角は小さく抑えられている。これはつまり、ケーソンが傾斜するためには背後の埋立土のせん断変形が必要とされるので、間隙水圧が上昇せずせん断抵抗が大きくなままでは傾斜しにくいことを示していると考えられる。

7 上下動の影響に関する検討

今回の地震では、上下動が大きかったことが特徴である。そこで、上下動がケーソン岸壁の被害に与えた影響を検討するため、前述の上下・水平方向同時加振の解析に対する比較として、水平動のみを入力地震動とした解析を行った。ケーソン天端における加速度および変位の時刻歴を図-15に示す。先に図-7に示した上下・水平同時加振の場合と比較して、著しい差はみられない。単に、加速度時刻歴から上下動による高周波成分を取り去っただけである。特に、ケーソン天端の鉛直変位・加速度にも大きな差がないのが興味深い点であるが、これは入力地震動の水平成分によりケーソンのロッキングなどの2次元的な振動応答が励起され、これによってケーソン天端の上下動成分が生じているからだと考えられる。また、残留変形も図-16に示すように上下・水平同時加振の場合と同様の結果が得られているので、今回の地震において上下動成分がケーソン岸壁の挙動に与えた影響はきわめて小さいと考えられる。

8 結論

本研究では、1995年兵庫県南部地震において被害を受けた神戸港のケーソン式岸壁に対し有効応力解析を行った。実際の被害の再現計算を行った後、土の液状化特性や入力地震動のレベルを変えて検討を行った結果、以下のような結論が得られた。

1) 有効応力解析による再現計算結果は、地震後に調査されたケーソンの傾斜・変位と整合するものであり、ケーソンが傾斜しながら捨石マウンドにめり込むと共に置換砂およびケーソン背後地盤の連続的な変形

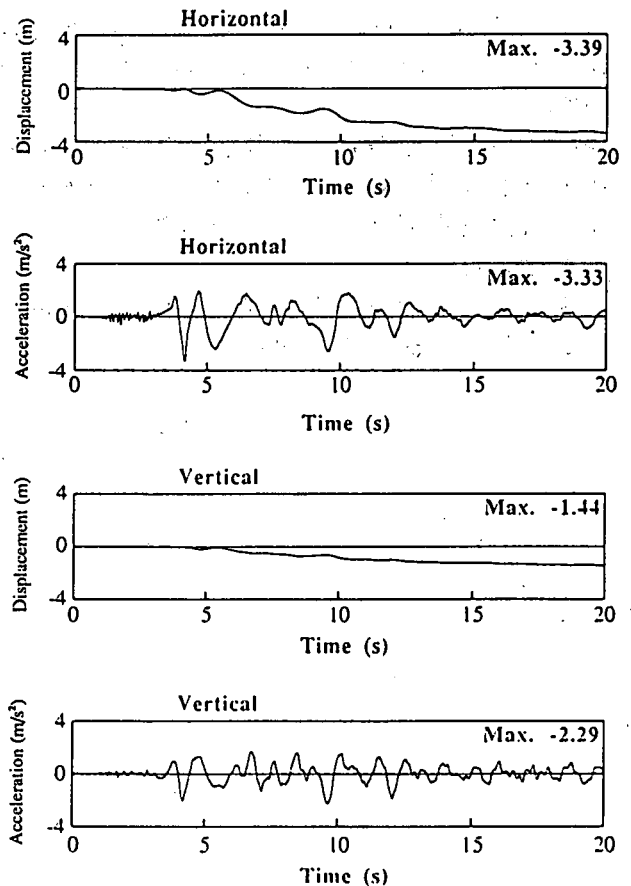


図-15 ケーソン天端の変位・加速度時刻歴
(入力地震動は上下動なし)

を伴う形態を示している。特に、ケーソン背後の地盤では広い範囲で側方流動的な水平変位が発生している。

2) 置換砂および直背後の埋立土においては、過剰間隙水圧の上昇は生じたものの液状化の状態にはいたらなかったとみられる。

3) 置換砂・埋立土における過剰間隙水圧の上昇の結果、せん断抵抗の低下が生じ、置換砂・埋立土全体の著しい変形をもたらす結果となり、これがケーソン岸壁の変形を地震動のみの影響による変形の2倍程度に大きくしたと考えられる。さらに、置換砂・埋立土それぞれの過剰間隙水圧の上昇がケーソン式岸壁の変形に与えた影響の割合は、およそ2:1と考えられる。

4) 今回の地震では大きな上下動がケーソンに加わったが、これがケーソン岸壁の挙動に与えた影響は小さいと考えられる。

以上の検討の結果、解析を行ったケーソン式岸壁の水平移動に関する影響度は以下のように考えられる。

過大な慣性力と土圧による影響	約50%
埋立地盤のせん断抵抗の低下による影響	約20%
置換土層のせん断抵抗の低下による影響	約30%

【参考文献】

- 1) Hirofumi Inagaki et al : Performance of caisson type quay walls at Kobe Port, Soils and Foundations (投稿中)
- 2) 井合 進・松永康男・亀岡知弘：ひずみ空間における塑性論に基づくサイクリックモビリティのモデル、港湾技術研究所報告、第29巻、第4号、pp.27-56、1990
- 3) 石原研而：土質特性と地盤変状、土木学会・阪神大震災報告会、pp.25-28、1995

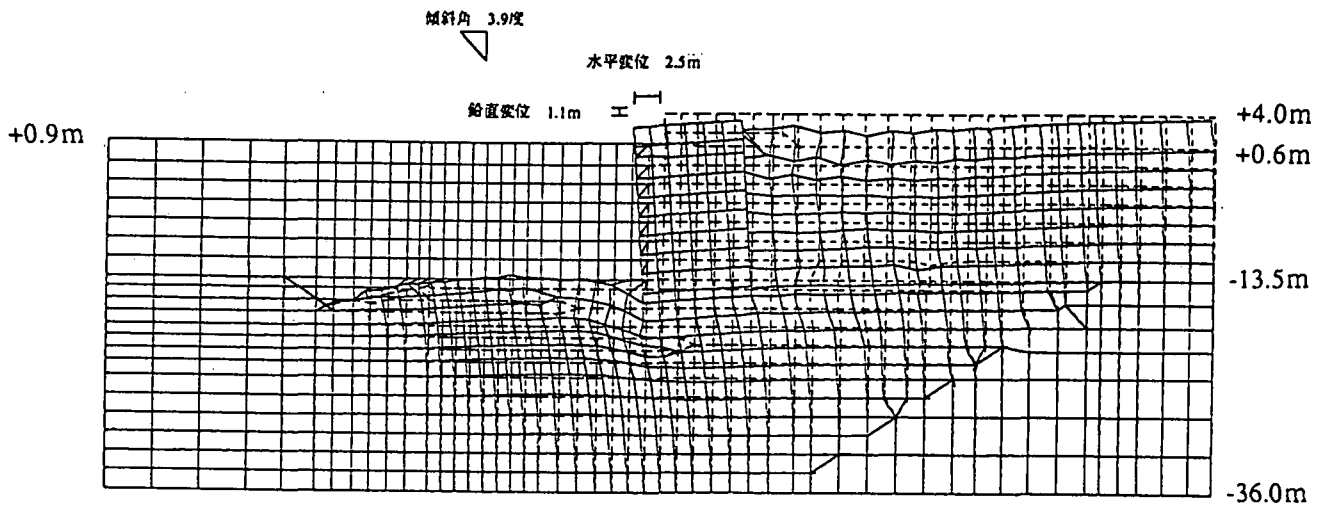


図-16 ケーソン周辺の変形詳細図
(入力地震動は上下動なし)

Effective Stress Analysis of the Mechanism of Deformation in Caisson Type Quay Walls

Koji ICHII, Susumu IAI, Toshikazu MORITA

In order to study the mechanism of deformation in caisson type quay walls in 1995 Great Hanshin Earthquake, effective stress analyses are conducted. Results of the effective stress analysis are consistent with the observed performance of the quay walls. The results suggested that the excess pore water pressure increase in the foundation soils and in the backfill soil increased the deformation of the caisson walls twice as large as that purely caused by the seismic inertia force. Despite the large vertical ground motion, the analysis suggested that the vertical input earthquake motion had only minor effect.