

港湾技研資料

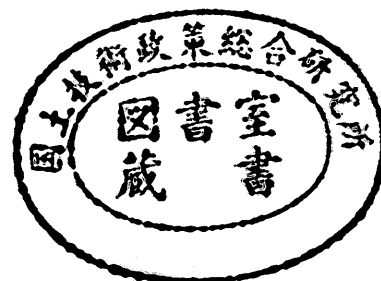
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 813 Sept. 1995

兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

港湾施設被害検討委員会編

運輸省港湾技術研究所



序 文

稲富 隆昌*
稲垣 紘史**
輪湖 建雄***

平成7年1月17日午前5時46分に淡路島北部を震源とするマグニチュード7.2の地震が発生した。「平成7年（1995年）兵庫県南部地震」と命名されたこの地震は、高度に発達した都市を襲った初めての活断層型直下地震である。神戸市、芦屋市などでは震度7の激震を記録した。この強震により、神戸市を中心に5,500名を越す犠牲者を出すとともに、港湾施設、高速道路、新幹線、ライフラインなどの土木施設、また住宅、ビルなどの建築構造物に未曾有の被害を出し、長期間にわたり都市機能を麻痺させた。同時に、神戸港のポートアイランド、六甲アイランドなどの埋立地では、埋立土の「まさ土」が液状化し、その噴泥が地表面を大規模に覆い、液状化現象を全国に再認識させた。

運輸省第三港湾建設局神戸港工事事務所では、水平加速度が502Gal、上下加速度が283Galの地震動を記録した。被害が集中した神戸港の岸壁の多くはケーソン式岸壁で、被害形態は岸壁の移動と傾斜およびその背後地盤の沈下であった。全国のコンテナ貨物量の約3割を取り扱う神戸港のコンテナ埠頭においても、岸壁が数m移動するなど同様な被害が発生したため、クレーンの脚に損傷が生じ、港湾荷役は完全にその機能を喪失した。一方、このような被災状況下において、耐震性を高めた耐震強化岸壁はほとんど損傷することなくその機能を保持した。この耐震性の保証は、神戸港のみならず、全国に展開する港湾施設の耐震性強化にきわめて重要な技術情報を与えた。

地震から7カ月を経過した現在、被災地港湾では地震に強い港湾を目指して復興が始まっている。同時にケーソン式岸壁の被害の原因究明の調査、研究も図-1に沿って鋭意進められている。本報

兵庫県南部地震に対する ケーソン式岸壁の被害考察 —— 地震動・液状化を中心に ——

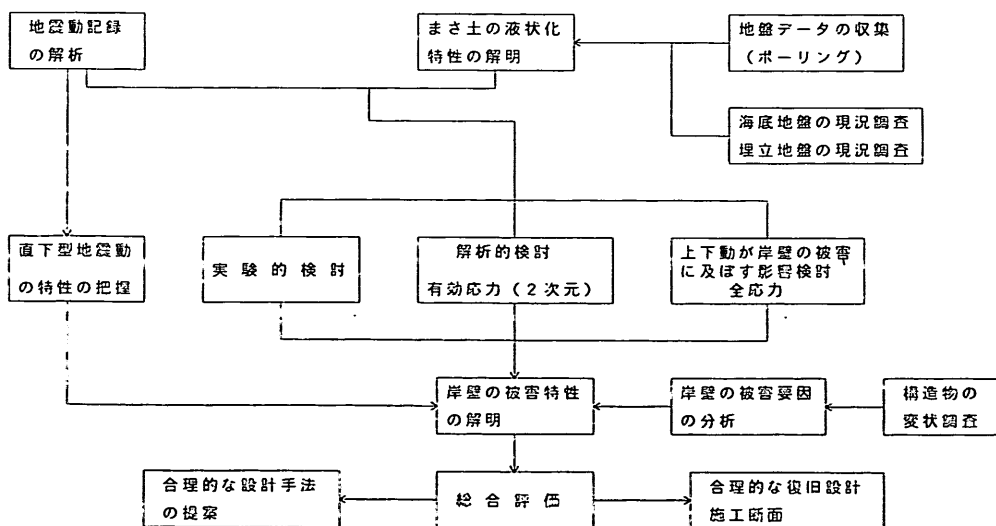


図-1 調査研究フロー

- * 構造部長
- ** 前 運輸省第三港湾建設局長
- *** 運輸省第三港湾建設局 震災復興建設部長

告は現在までに明らかになった研究成果等を速報的に紹介するものである。したがって、復興事業に伴って明らかになる現地情報の内容によっては成果の一部変更もあり、また、解析、実験的研究も継続して実施しているため、最終的な成果は後日に待つ必要がある。

報告では、港湾施設の被害状況および地震動の特性紹介から始まり、液状化を含む埋立地盤の特性、ケーソン式岸壁の変状の要因を明らかにし、また、実験的、解析的検討からケーソン式岸壁の変状を考察した。また、コンテナクレーンについても現地データを用いて被災の実態を明らかにした。

なお、本報告を取りまとめるに際して、運輸省港湾局、同第三港湾建設局、神戸市港湾局、同開発局、兵庫県土木部港湾課、神戸港埠頭公社等から多大なる支援をいただいた。ここに関係の方々に謝意を表す。

平成7年9月

兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

目 次

序 文

- (その1) 強震記録宮田正史・佐藤幸博・井合 進..... 5
- (その2) 被災状況
- 岸壁、防波堤、海岸保全施設-外山進一・松永康男 51
 - 港湾荷役施設-藤本健幸 77
 - 臨港交通施設-横田 弘 95
- (その3) 神戸港のケーソン式大型岸壁の被災分析
.....上部達生・高野剛光・松永康男..... 127
- (その4) 埋立地盤の特性善 功企・山崎浩之・南 兼一郎・中島由貴..... 147
- (その5) 液状化の判定に関する検討山崎浩之・善 功企・佐渡篤史・館下 徹..... 167
- (その6) ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験 ...菅野高弘・三藤正明・及川 研..... 207
- (その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析井合 進・一井康二・森田年一..... 253
- (その8) ケーソン式岸壁の地震時滑動に関する数値解析
.....野津 厚・上部達生・高野剛光..... 281
- (その9) 神戸港ケーソン式岸壁の安定性に関する一考察
.....長尾 毅・小泉哲也・木阪恒彦・寺内 潔・細川浩二・門脇陽治・宇野健司..... 301
- (その10) コンテナクレーンの地震時挙動吉田由治..... 337

兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察

(その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析

井合 進*
一井 康二**
森田 年一**

要 旨

本研究では、1995年兵庫県南部地震における神戸港のケーソン式岸壁の被害の有効応力解析を行った。解析対象とした岸壁は、六甲アイランド南側の水深14mの大型岸壁であり、水平変位4～5m、沈下2m、傾斜角4度程度の変形が発生している。解析に用いたモデルは、ひずみ空間における多重機構に基づくモデル、また、そのパラメタは、凍結サンプリングなどの結果に基づき決定した。

解析の結果、ケーソン式岸壁の水平変位3.5m、沈下1.5m、傾斜角4度の残留変形が得られ、先に述べた現地のケーソン式岸壁の変形とオーダー的に整合する結果が得られた。また、これらの変形の約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の影響によるもので、残りが慣性力によるものであることが分かった。また、今回の地震は激しい上下動を有するものであったが、ケーソンの上下動はロッキングによるものが大勢を占め、入力地震動の上下動成分の影響は小さいことが分かった。

キーワード：液状化、ケーソン式岸壁、砂質土、地震、変形、有効応力解析

* 構造部地震動研究室長
** 構造部地震動研究室

Mechanism of Damage to Port Facilities during 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake

(Part 7) Effective Stress Analysis on a Caisson Type Quay Wall

Susumu IAI*

Koji ICHII**

Toshikazu MORITA**

Synopsis

A series of effective stress analysis were performed on a caisson type quay wall in Kobe Port during 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. The caisson wall with a water depth of 14m was located at south coast of Rokko Island, exhibited seaward displacements of 4 to 5m, settlements of about 2m, and seaward tilting of about 4 degrees. The effective stress model used for the analysis was a strain space multiple mechanism model, which takes into account the effect of rotation of principal stress axis during cyclic loading. The model parameters were determined by referring to various investigations including in-situ freezing sampling, cyclic triaxial tests and velocity logging.

The analysis resulted in seaward displacement of 3.5m, settlement of 1.5m, and seaward tilting of about 4 degrees, being consistent with the deformation induced during the earthquake. A parametric study indicated that about half of these deformations are due to pore water pressure increase in the soils beneath and behind the caisson wall and the rest are due purely to the inertia force. Though the vertical input motion was very large, its effect was minor because vertical response of the caisson was mainly induced by rocking due to horizontal input motion.

Key Words : Caisson Type Quay Wall, Deformation, Earthquake, Effective Stress Analysis, Liquefaction, Sandy Soil

* Chief, Geotechnical Earthquake Engineering Laboratory, Structural Engineering Division
** Member, Geotechnical Earthquake Engineering Laboratory, Structural Engineering Division

目 次

要 旨	251
1. まえがき	255
2. 解析方法	255
3. 解析結果	261
4. 過剰間隙水圧の影響に関する検討	266
5. 上下動の影響に関する検討	271
6. 加速度レベルの影響に関する検討	272
7. まとめ	275

1. まえがき

神戸港の岸壁の9割を占めるケーソン式岸壁の被災原因を検討するため、2次元有効応力解析を実施した。神戸港のケーソン式岸壁では、置換砂および埋立土の液状化に関する検討が、被災原因の検討におけるポイントとなっており、この点に検討の重点を置いた。また、今回の地震では、上下動が大きかったことが特徴であり、その影響についても検討を行った。

2. 解析方法

解析対象とした岸壁は、神戸港の中でも特に著しい被災を受けた六甲アイランド南側の大型ケーソン岸壁(-14m)である。図-1にその平面位置、断面の概要を示す。同岸壁の地震後の残留変形量は、同図に示す測定例では、ケーソンの天端水平変位4.7m、同鉛直変位(沈下)1.9m、傾斜角8%(5度)となっているが、六甲アイランド南側の岸壁を通じて見ると、水平変位は4

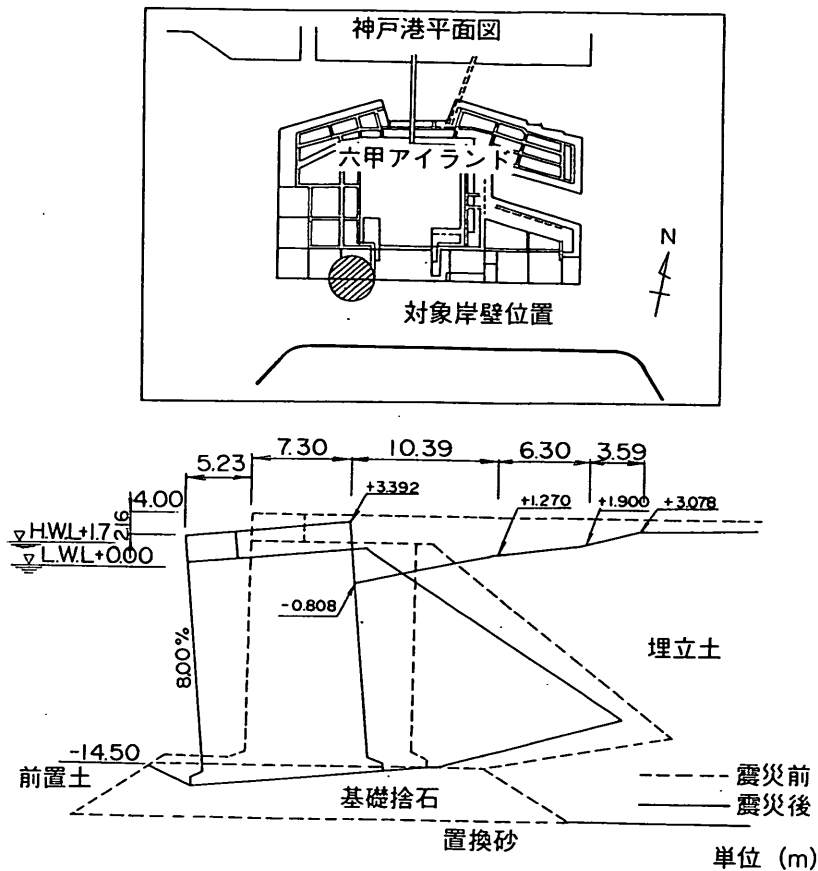


図-1 解析対象岸壁の位置、被災状況および構造断面(六甲アイランド、南側のコンテナ埠頭(-14m)岸壁)

～5 m, 沈下は1.5～2.0m程度, 傾斜角は4度程度となっている。解析に用いた基盤への入力地震動は, ポートアイランドで記録(神戸市開発局による)された地震動波形のうち, GL-32m(粘土層直下の砂礫層)での地震動の主要部分20秒間である。図-2にその波形を示す。解析では, 岸壁の方向性を考慮し, これら3成分のうちからNSおよびUD成分を用いて, 上下水平同時加振とした。

置換砂, 埋立土などの土の力学的モデルとしては, 東京大学・港湾技術研究所により開発されたひずみ空間での多重せん断機構に基づく解析モデル(井合・松永・亀岡, 1990)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返しせん断時の主応力軸回転の影響を適切に表現できる点に特徴がある。解析は非排水条件のもとで実施した。

土の解析モデルのパラメータは, 第三港湾建設局が実施した各種地盤調査・試験結果(PS検層, 凍結サンプリング, 大型繰返し三軸試験を含む)に基づいて決定した。地震後に実施したこれらの調査結果が, どの程度まで地震前の状態をあらわしているかについては慎重な検討が必要であるが, 図-3に示すとおり地震前後の埋立土の

N値はいずれも5～10前後の値を示しており, 両者に著しい相違は見られないので, 以下では, 地震後の各種地盤調査結果が地震前の状態を近似していると考えて解析を実施した。土の解析モデルのパラメータ決定の過程で求めた地盤のN値とせん断波速度の関係を図-4に, 凍結サンプリング試料採取位置の地盤条件と置換砂, 埋立土の粒度を図-5に示す。モデルパラメータのキャリブレーションに用いた置換砂, 埋立土の液状化抵抗曲線の試験結果と解析モデルによる結果は図-6に示すとおりである。

有限要素解析のため, 図-7のとおりメッシュ分割を行った。ケーソン底面および背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)の記録を境界波として入力した。解析に用いたモデルパラメータは表-1に示すとおりである。

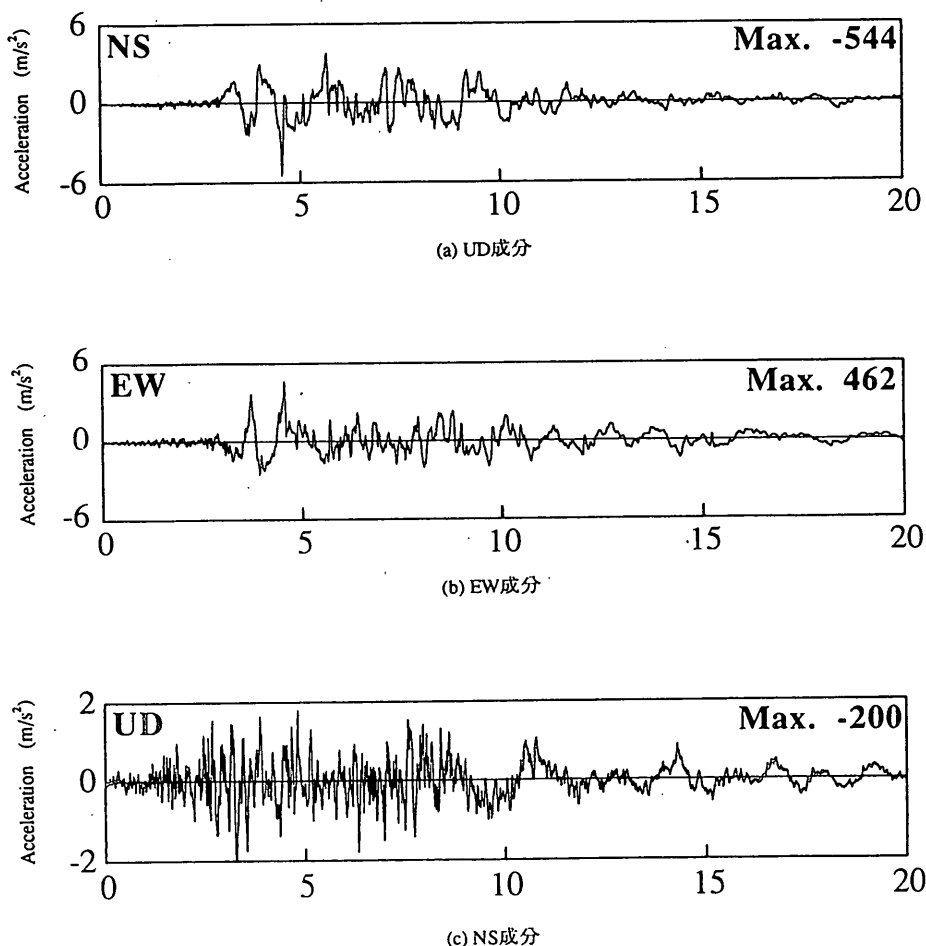


図-2 入力地震動波形(ポートアイランド-32mでの観測波形, 神戸市開発局による)

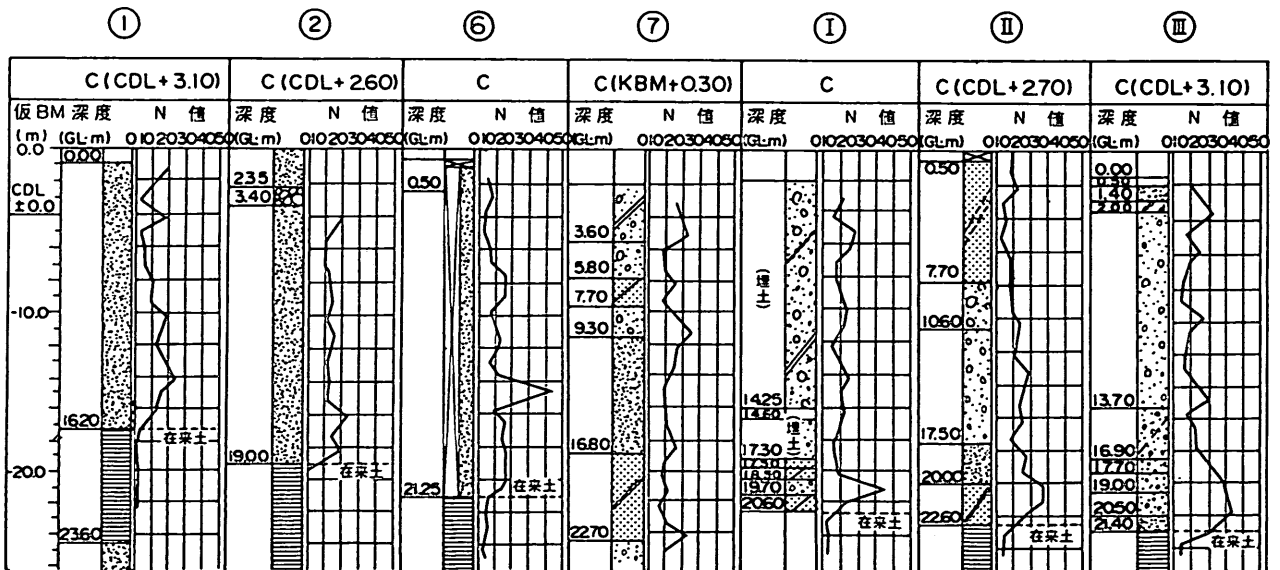
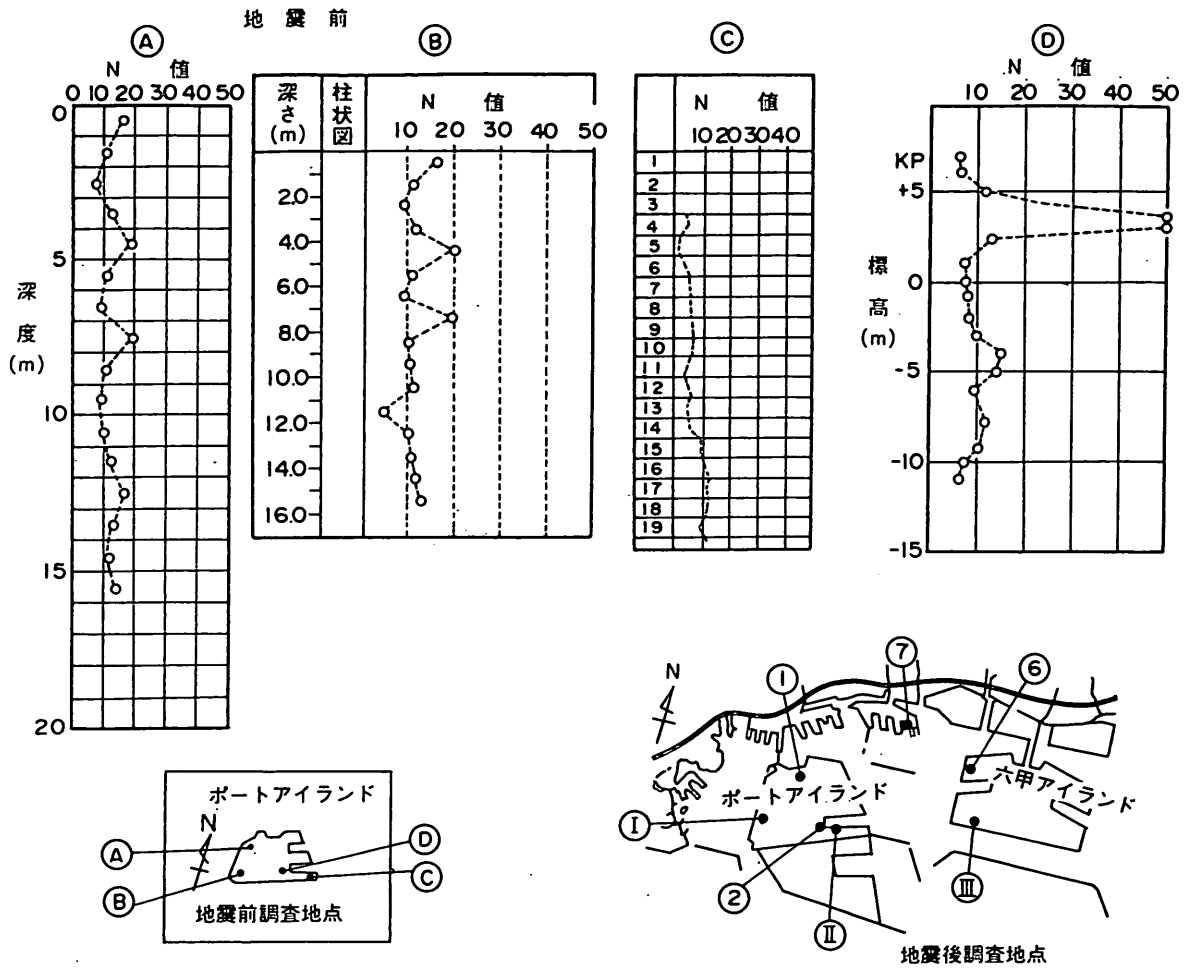


図-3 ポートアイランド, 六甲アイランドにおける地震前後の埋立地のN値

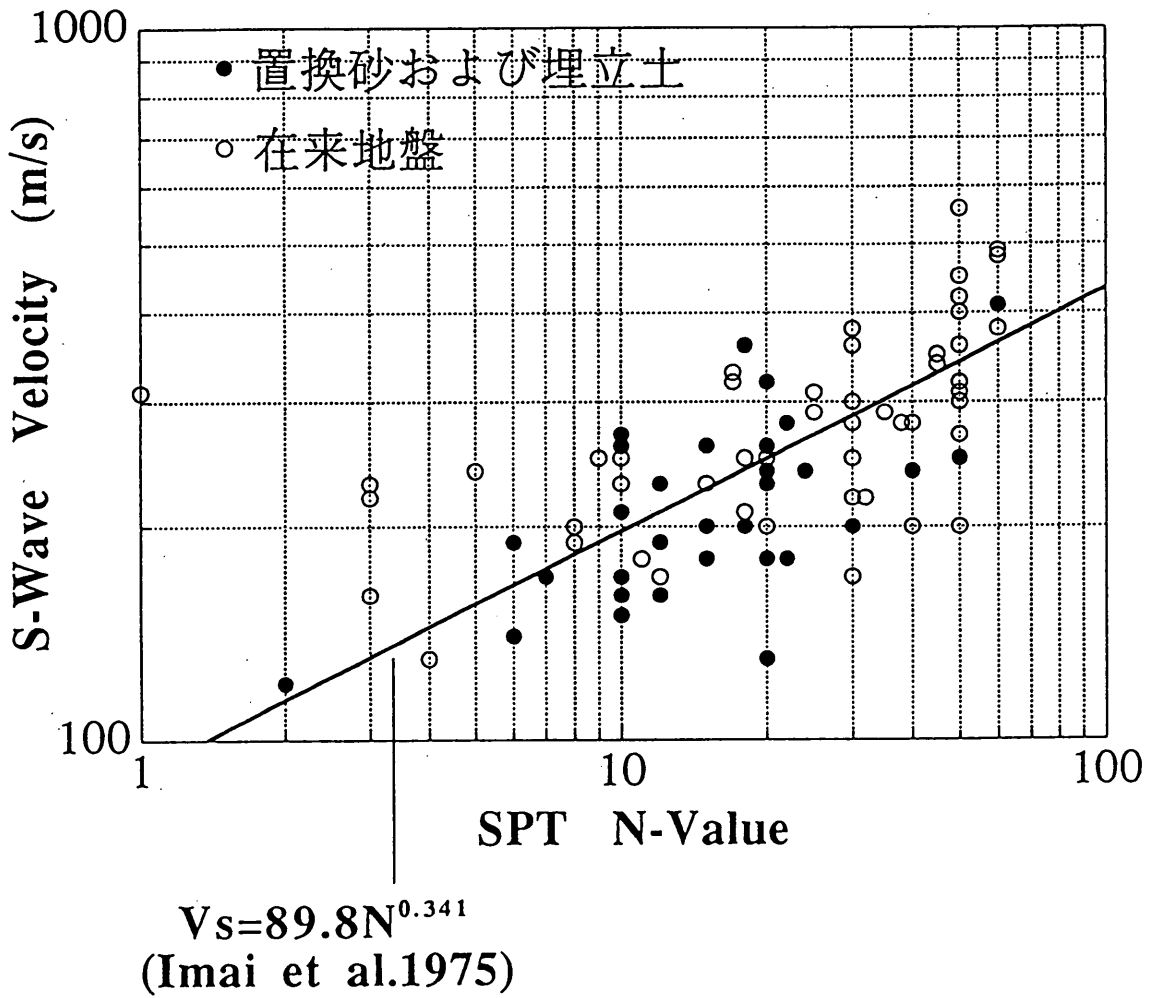


図-4 ポートランド、六甲アイランドにおける地盤のN値とせん断波速度の関係

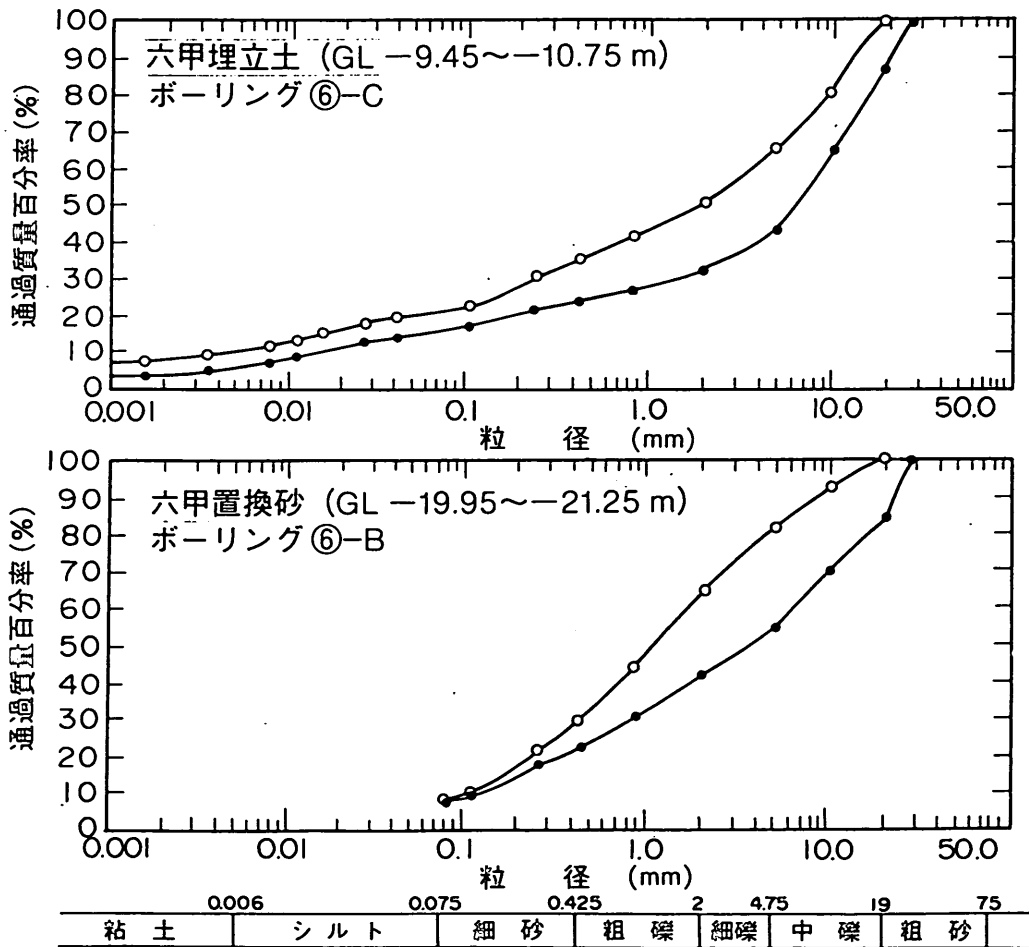
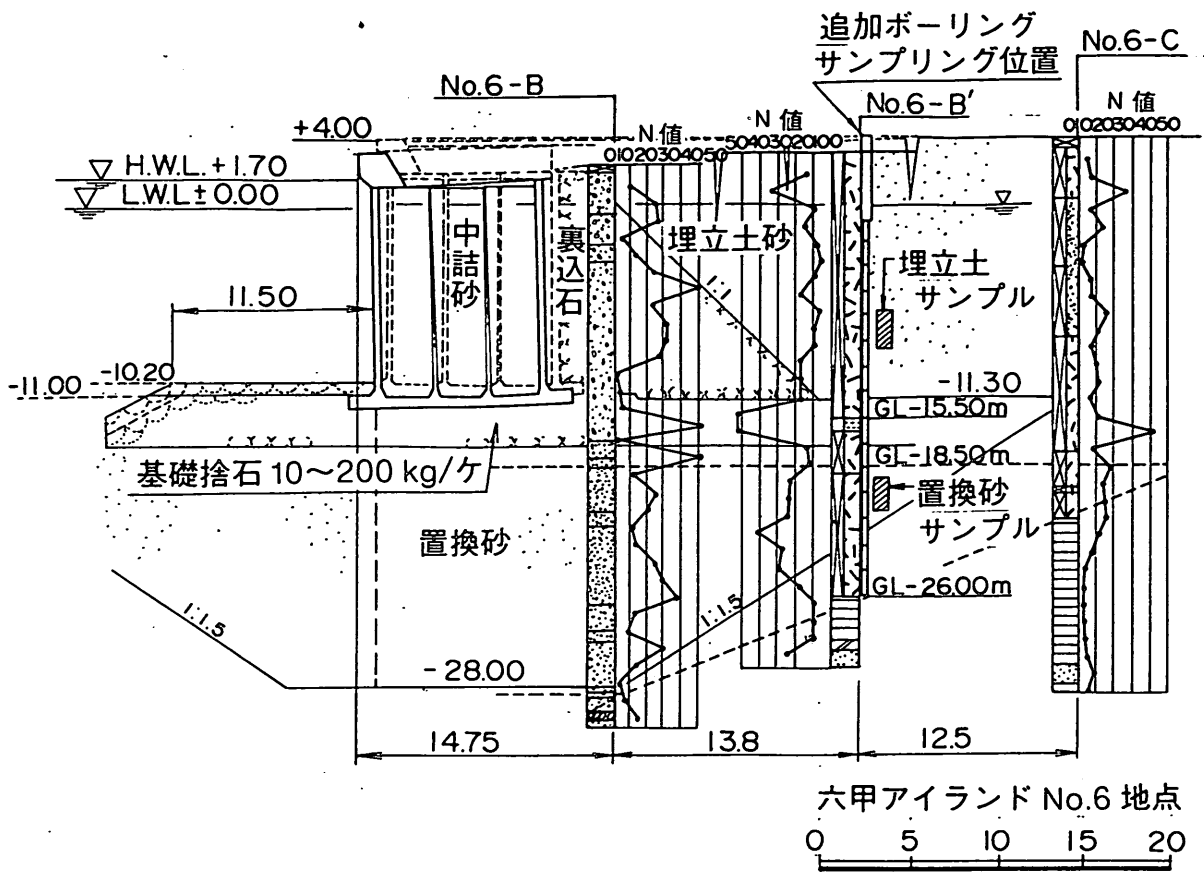


図-5 六甲アイランドにおける大口径凍結サンプリング試料採取位置、深度と
同深度におけるボーリング6-B, C孔でのサンプルの粒度

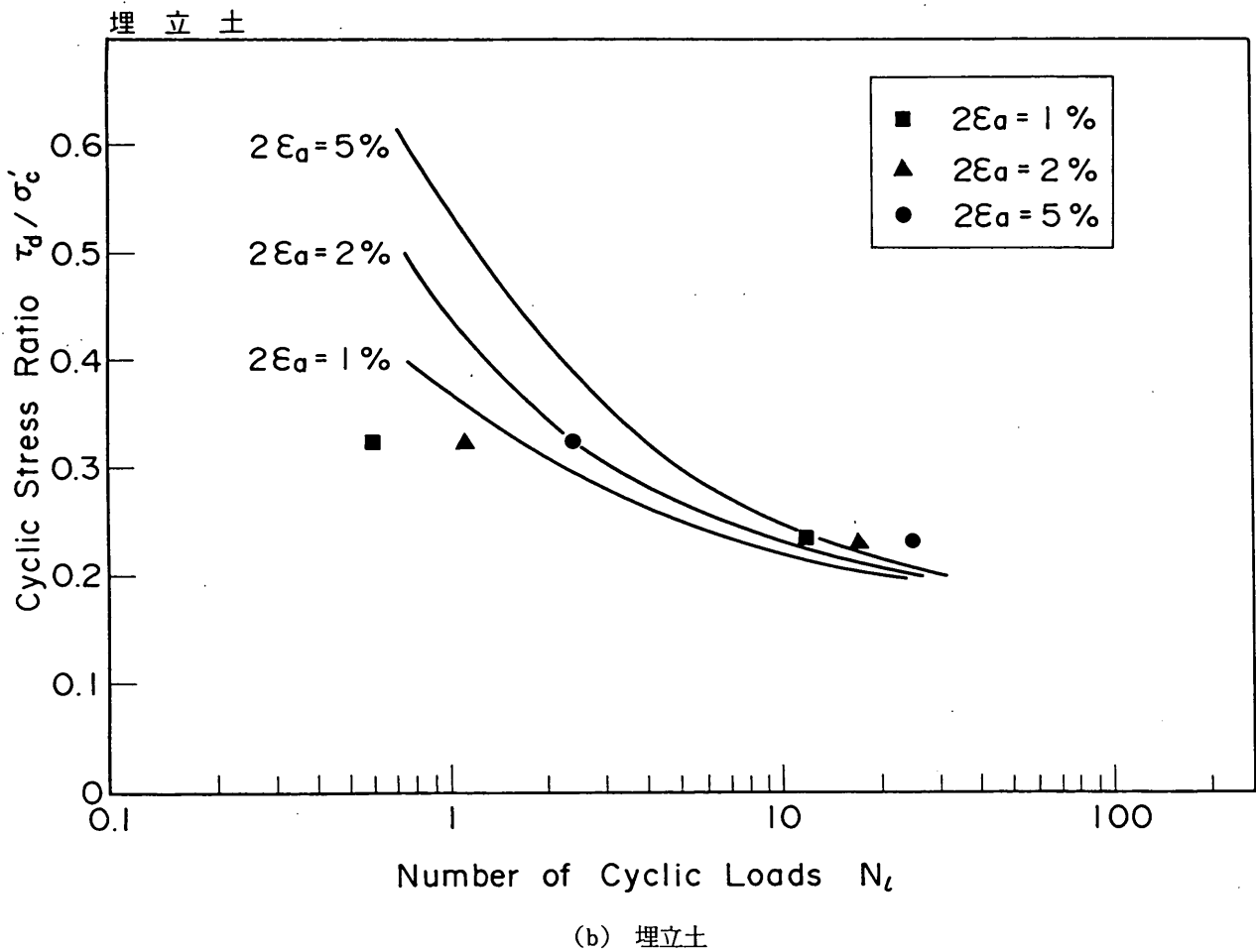
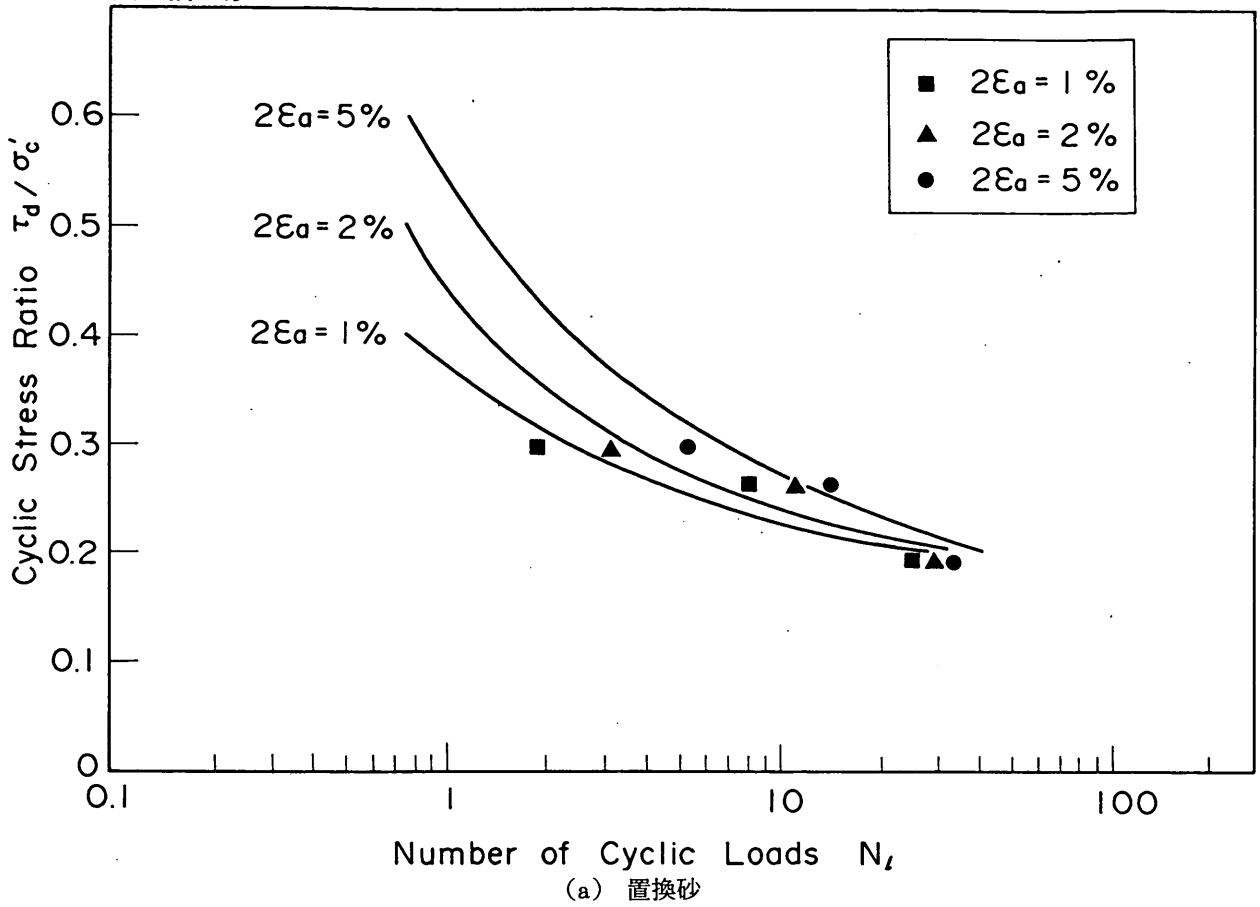


図-6 六甲アイランドの置換砂, 埋立地(凍結試料)の液状化抵抗と解析モデルのキャリブレーション結果

STRUCTURE SCALE 0. _____ 20.

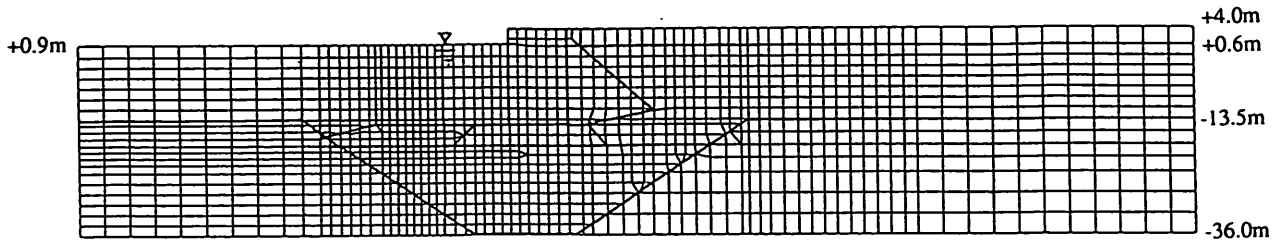


図-7 解析に用いた有限要素メッシュ分割

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)	ダイレタ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 裏込石	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)

3. 解析結果

(1) 地震前の土圧分布 (自重解析結果)

有効応力解析においては、地震応答解析に先だって、地震前の地盤・構造物の状態(常時の土圧分布などに相当するもの)を再現する必要があり、このため重力を考慮した静的解析(圧密解析に相当するもの)を行った。その結果を図-8に示す。現行の設計法で求められる常時の土圧分布(破線)などと概ね整合性のある結果が得られている。

(2) 地震応答と変形

自重解析結果を初期条件として実施した地震応答解析の結果、図-9、10に示すとおり、ケーソン天端の水平最大加速度は約330Gal、変位は振動に応じて徐々に増加し、20秒間の振動後にほぼ最大変位に達しその変位が残留する傾向を示した。

地震後(20秒後)の変形をメッシュおよびベクトル図の形で図-11に示す。そのうちのケーソン周辺の変形の

詳細を示したものを図-12に示す。ケーソンの天端変位は、海側へ約3.5m、下向き(鉛直方向)に約1.5m、また、傾斜角は海側へ約4度となっている。これらの結果は、さきに述べた第三港湾建設局により計測された六甲アイランド南側岸壁の被災変形量と、オーダー的に整合するものとなっている。なお、先にも触れたとおり本解析は非排水条件で行っているため、解析によるケーソンの鉛直変位(沈下量)は、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た分だけ小さめの値となっているものと考えられるが、その誤差は、ポートアイランド内部の埋立土の沈下量約0.5mを上回ることはないと思われる。

ケーソン岸壁の変形の特徴について、さらに詳しく見ると、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おり、この点でも、六甲アイランドの同様の形式の岸壁を対象とした図-13に示す潜水調査結果と被災形態の点で整合するものとなっている。また、ケーソン岸壁の変形形態は、解析結果によれば、

STRUCTURE SCALE 0 20

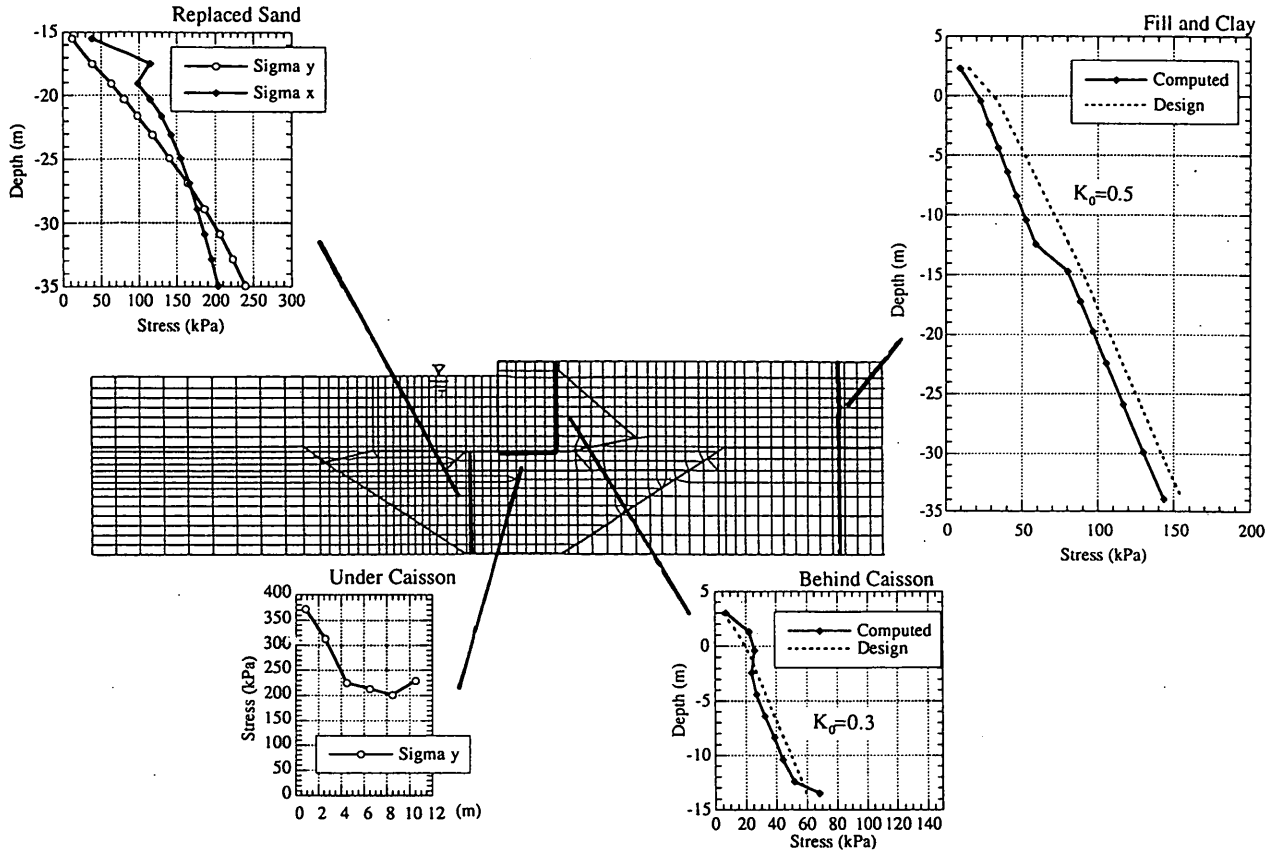


図-8 地震前の土圧分布の解析結果

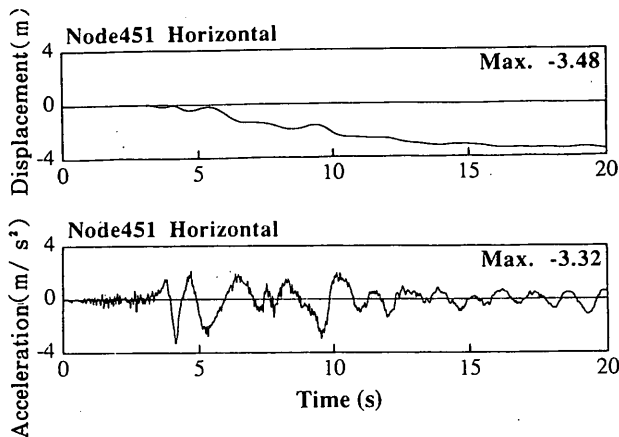


図-9 ケーソン天端の水平変位、加速度時刻歴 (陸側向きを正)

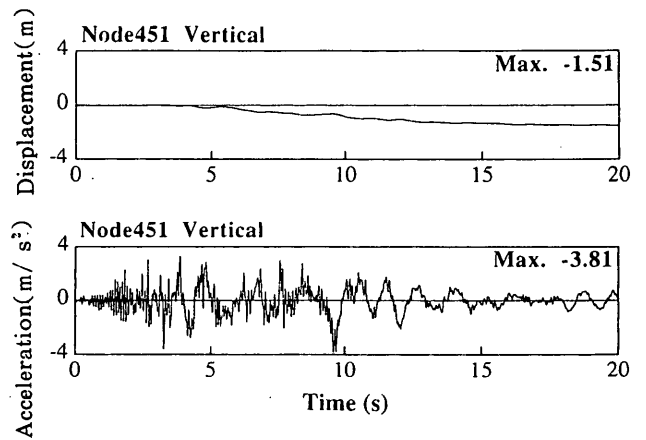


図-10 ケーソン天端の鉛直変位、加速度時刻歴 (上向きを正)

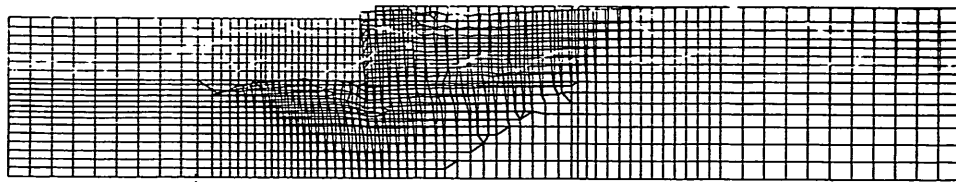
置換砂部分および埋立土部分の連続的な変形にともなうものであり、ケーソン底面に沿うすべりや土の崩壊面の発生に伴うすべり破壊とは異なるものとなっている。

(3) 置換砂・埋立土の液状化の程度

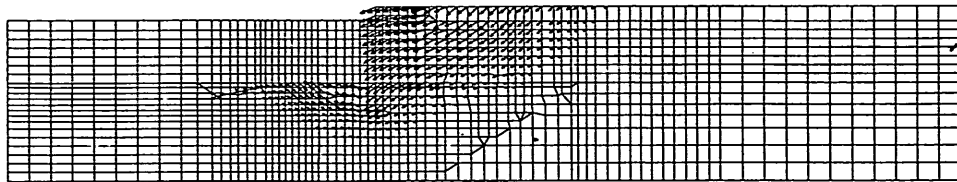
置換砂および埋立土の液状化の程度を見るため、初期平均有効応力 σ_{m0} に対する地震後 (20秒後) の平均有効応力 σ_m' の比を用いて $(1 - \sigma_m' / \sigma_{m0})$ なる量 (以下では、これを過剰間隙水圧比とよぶ) を求めたところ、図-14, 15に示すとおりの結果が得られた。これらの結

果から、置換砂、埋立土のいずれにおいても過剰間隙水圧の上昇が見られるが、ケーソンからの荷重分散域に相当する置換砂部分においては、過剰間隙水圧比は概ね0.8程度以下のレベルにとどまっており、特に、ケーソン底面からの偏心荷重が集中するケーソン海側斜め下方の置換砂の広い範囲では0.5程度以下のレベルにとどまっている。また、埋立土においても、ケーソン直背後約30mの範囲では、過剰間隙水圧比が0.5~0.8程度のレベルにとどまっている。

STRUCTURE SCALE 0. 20.
UNIT SCALE 2.0



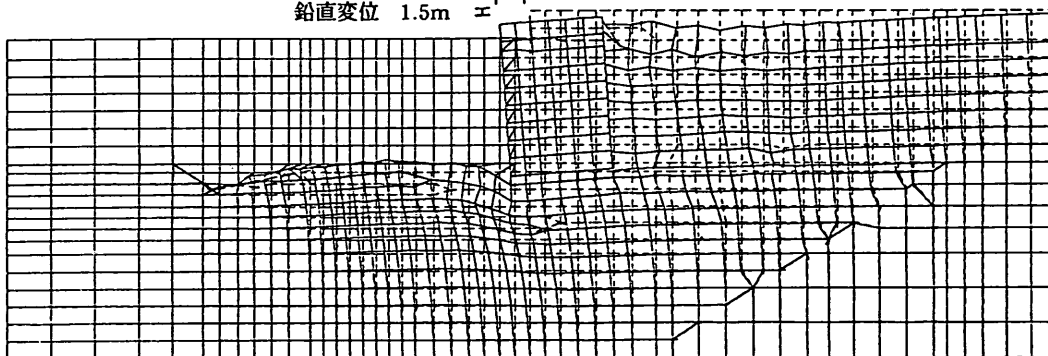
(a) 変形メッシュ図



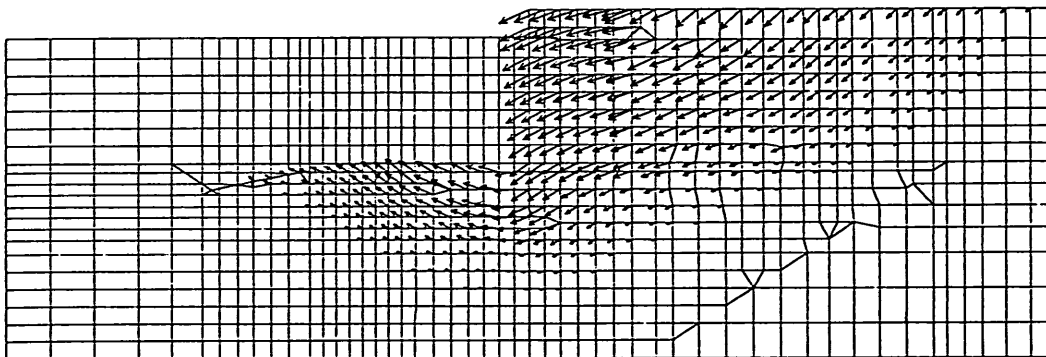
(b) 変形ベクトル図

図-11 地震後の残留変形（全体図）

傾斜角 4.1度
水平変位 3.5m
鉛直変位 1.5m



(a) 変形メッシュ図



(b) 変形ベクトル図

図-12 地震後の残留変形（ケーソン周辺の詳細図）

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、現在のところ必ずしも確立されていないが、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、または、せん断ひずみ振幅が両振幅で5%に達した状態をもって液状化とするのが一般的である。本解析では、このような砂の繰返し三

軸試験結果を基に土の解析モデルのパラメタを決定しているため、解析結果の解釈においても、このような繰返し三軸試験での液状化の定義に準じて、過剰間隙水圧比で0.9以上に達した部分を「液状化」と定義することとした。

他方、通常的设计実務においては、簡易法とよばれる

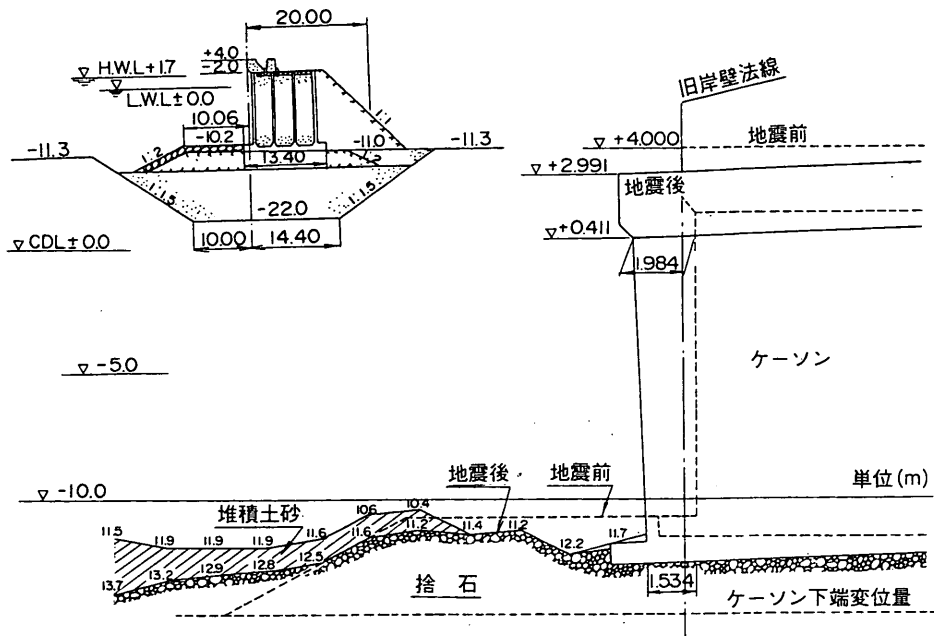


図-13 地震後の捨石マウンド形状の実測例（六甲アイランド-10m岸壁）
（第三港湾建設局による）

方法により、土の粒度・N値などを基に、地盤の一次元的な地震応答を考慮して液状化の発生の有無の判定が行われる。この場合の液状化の定義は、水平成層地盤の場合には、本報告で用いる「液状化」の定義と矛盾しないが、ケーソン直下の地盤のように、地震前に複雑な応力状態に置かれた場合には、必ずしも整合しないことがある。このような状態では、実際の現象としては「液状化」の状態に達する以前に土のせん断変形が著しく進行しはじめることが多い。このようなせん断変形の発生については液状化対策の実務上極めて注意すべきものであることから、簡易法による液状化の判定としては、液状化するとの判定になるように安全側の判定結果が導かれるようになっている。

以上、本報告での「液状化」の定義を踏まえて計算結果を眺めると、さきに述べたとおり、置換砂、ケーソン直背後の埋立土では、過剰間隙水圧比が0.8程度以下のレベルにとどまっておらず、いずれも液状化の状態に達していない。しかし、ケーソンからかなり内陸に入った部分の埋立土では、過剰間隙水圧比が0.9を越える状態となっており、液状化の状態に達している。これらの状況は、ポートアイランド、六甲アイランド全体を通じてみられる一般的な傾向としては、いずれも、現地踏査、航空写真、潜水調査などにより確認された噴砂、噴水などの発生状況と整合する結果となっている。

置換砂において液状化が発生していない理由としては、ケーソンからの荷重による大きな有効拘束圧力および大きな静的せん断応力の作用が考えられる。また、ケーソン

直背後の埋立土で液状化が発生していない理由としては、ケーソンの海側への著しい変位にともなって過剰間隙水圧が吸収された可能性が考えられる。

ケーソン背後の地盤においては、ケーソンの変位にともなって、図-16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）および鉛直変位（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、図-17に示す地震後の実測データの傾向と整合している。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程度の範囲の沈下はケーソンから遠ざかるにつれて徐々に増加するものとなっており、図-1に示す実際の沈下の傾向とは異なるものとなっている。これには、解析で仮定したケーソン背後の壁面まさつ角（15度）や裏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も考えられる。

以上のとおり、解析により得られた置換砂、埋立土の液状化に関する挙動は、現地調査結果と整合する点が多く、また、解析結果の特徴についてはその機構について定性的に説明がつくものとなっている。

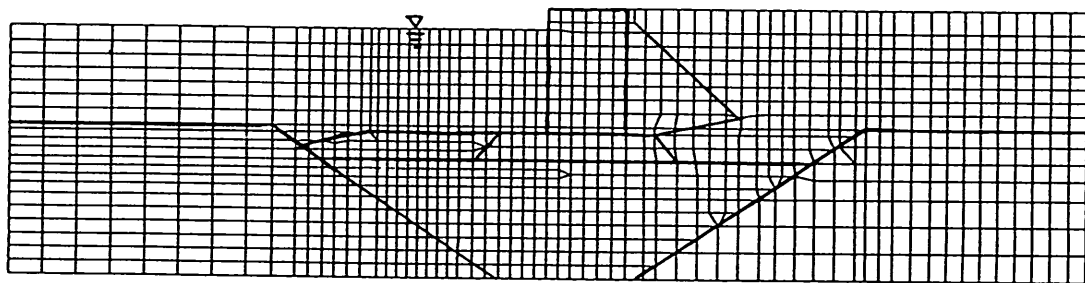
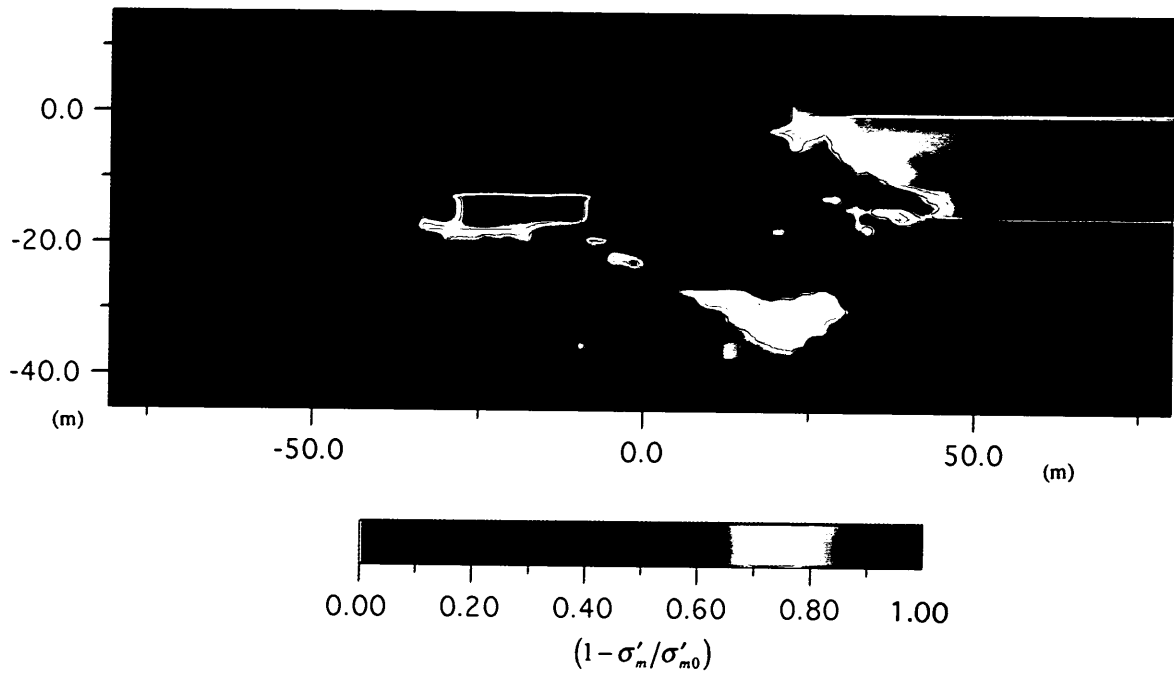


図-14 地震後の過剰間隙水圧比 $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$ の分布

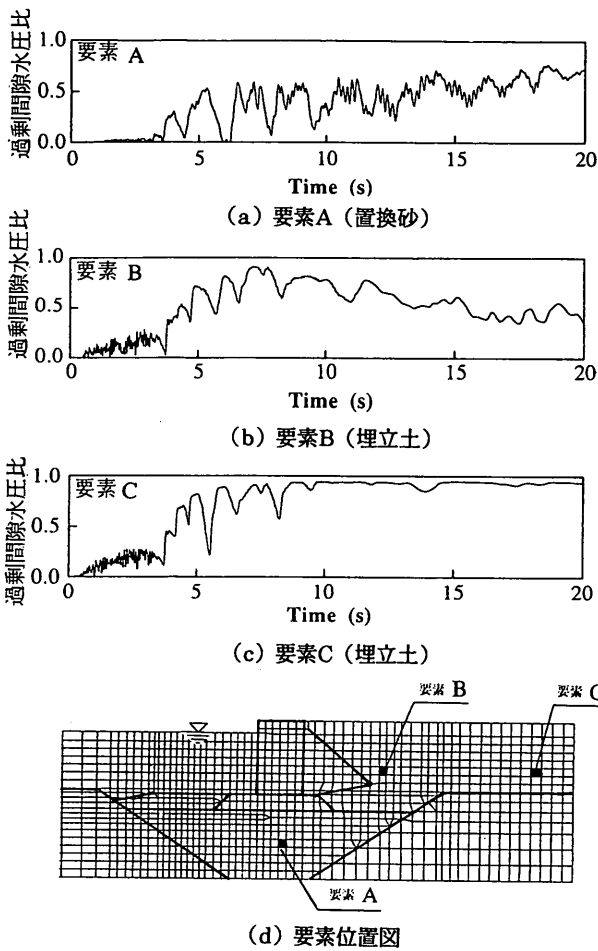


図-15 置換砂、埋立土の過剰間隙水圧比の時刻歴

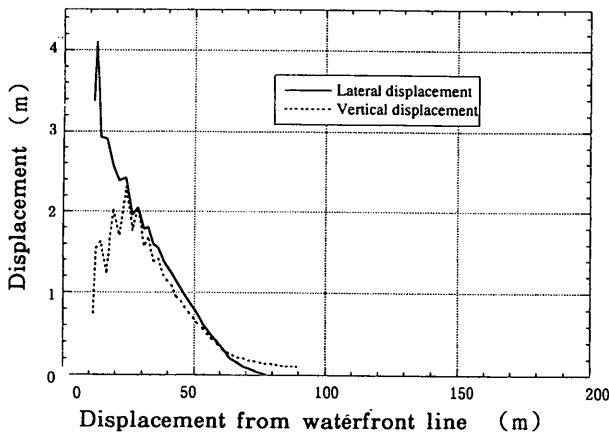


図-16 地震後のケーソン背後地盤の
地表面変位の計算値

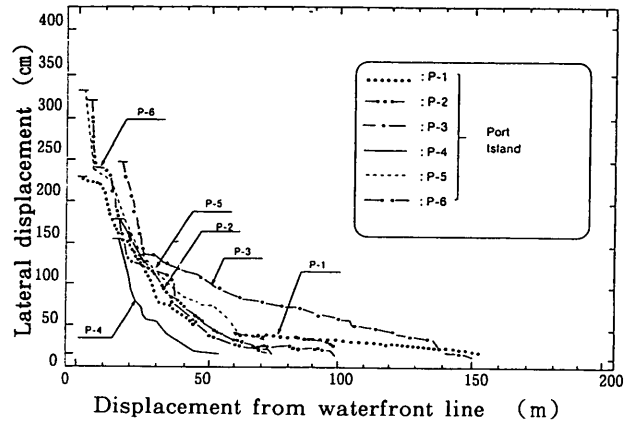


図-17 地震後のケーソン背後地盤の
地表面変位の実測値 (石原, 1995)

4. 過剰間隙水圧の影響に関する検討

さきに触れたとおり、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見られるので、その影響について注意する必要がある。

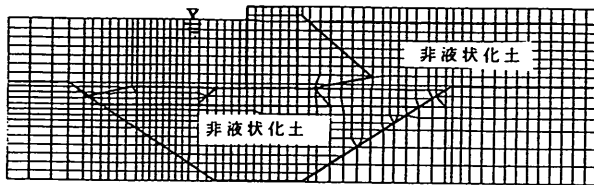
これらの地盤部分は、ケーソンからの荷重や土に加わる自重などにより、地震前から著しいせん断応力を受けている部分であり、過剰間隙水圧の上昇にともなってせん断抵抗がある程度低下するようになる（軟化する）と、液状化が発生しなくても、著しいせん断変形が進行する可能性がある。今回の地震では、置換砂・埋立土の広い範囲にわたってこのようなせん断変形が進行し、ケーソン岸壁の変形を大きくした可能性がある。しかし、一般に土のせん断変形が土に加えられるせん断応力と土のせん断抵抗のバランスにより定まるという観点から議論すれば、このようなせん断変形は、地震動が強大でせん断応力が大きいことのみによっても発生しうることとなる。

この点について検討を行うため、先に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解析モデル（以下で非液状化土とよぶ）を導入し、有効応力解析を行って結果を比較することとした。解析したケースは図-18に示すとおり、置換砂・埋立土の両者が非液状化土（case-2）、置換砂のみ非液状化土（case-3）、埋立土のみ非液状化土（case-4）の3ケースである。各ケースについて、地震後の変形および過剰間隙水圧比の分布を図-19~24に、また、ケーソンの天端最大加速度、地震後の天端変位および傾斜角を表-2に示す。なお、比較を容易にするため、先に示した実際の岸壁の状況を対象として解析したケースをcase-1とよぶ。

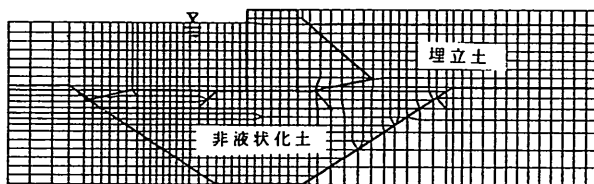
表-2に示すとおり、地震時の実際の岸壁の状況を解析したcase-1に比べて、全面非液状化土としたcase-

2では水平変位が5割、傾斜角が4割小さくなっている。また、置換砂のみ非液状化土としたcase-3では、水平変位が4割、傾斜角が3割減少している。埋立土のみ非液状化土としたcase-4では、水平変位は3割の減少であるが、傾斜角は5割に達する減少を示しており、傾斜角の点ではcase-2と同レベルとなっている。

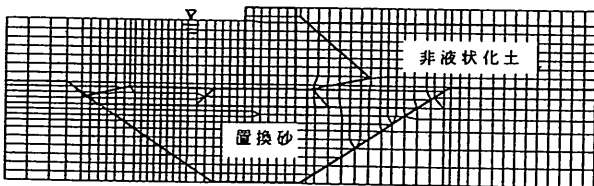
これらの結果を、逆に、全面非液状化土としたcase-2の結果を基準として比較しなおしてみると、以下のとおりとなる。まず、地震動のみの影響により、水平変位1~2m、傾斜角2~3度程度の変形が発生する(case-2)。次に、埋立土の過剰間隙水圧の上昇の影響により、水平変位、傾斜角とも3割程度増加する(case-3)。また、置換砂の過剰間隙水圧の上昇の影響により、水平



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-18 解析ケース(case-2~4)の概念図

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、傾斜角はむしろ1割程度減少する(case-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、両者の相乗効果も加わり、地震動のみによる変形に対して、全体として水平変位、傾斜角は2倍前後となる(case-1)。

これらの結果から、置換砂、埋立土における過剰間隙水圧の影響は、以下のとおりにとまとめられる。

■置換砂・埋立土における過剰間隙水圧の上昇は、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。

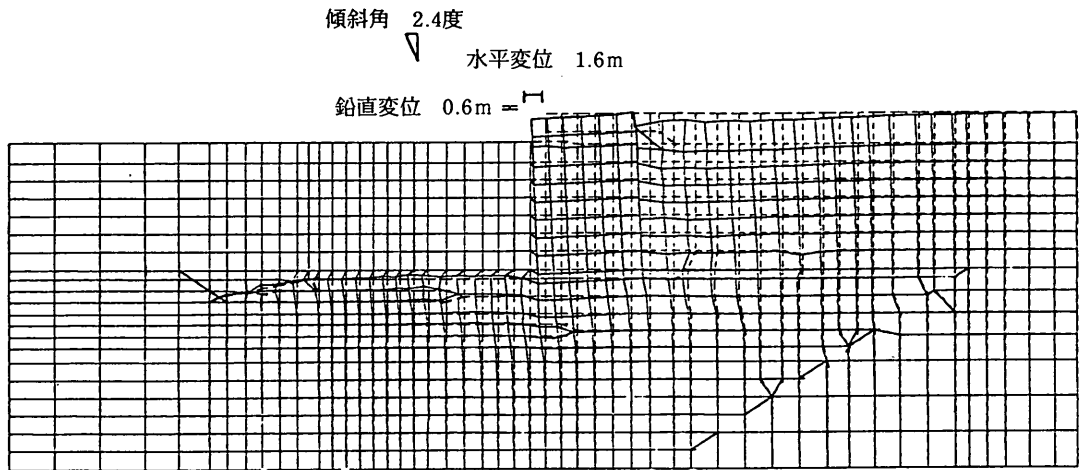
■置換砂・埋立土における過剰間隙水圧の上昇がケーソン岸壁の変形の増加に与えた影響の割合は、およそ2:1と考えられる。

また、ケーソン岸壁の変形の機構の観点から解析結果を比較検討すると、以下のとおりとなる。まず、地震動のみの影響による変形を示した図-19(case-2)を、実際の岸壁の状況を解析した図-12(case-1)と比較すると、地震動のみの影響によっては、置換砂部分の変形はほとんど発生しないのでそれなりに変形が抑制されているが、置換砂が変形しないためにケーソンからの荷重が捨石マウンドに集中してマウンド付近に変形が集中するようになり、これがケーソンの変位・傾斜の原因となっていることがわかる。この傾向は、図-21(case-3)に示すように、置換砂のみ非液状化土とすると、さらに著しくなるようである。このとき、図-22に示すように、ケーソンの水平移動が抑制されるため、ケーソン直背後の埋立土も液状化するようになる傾向が見られる。

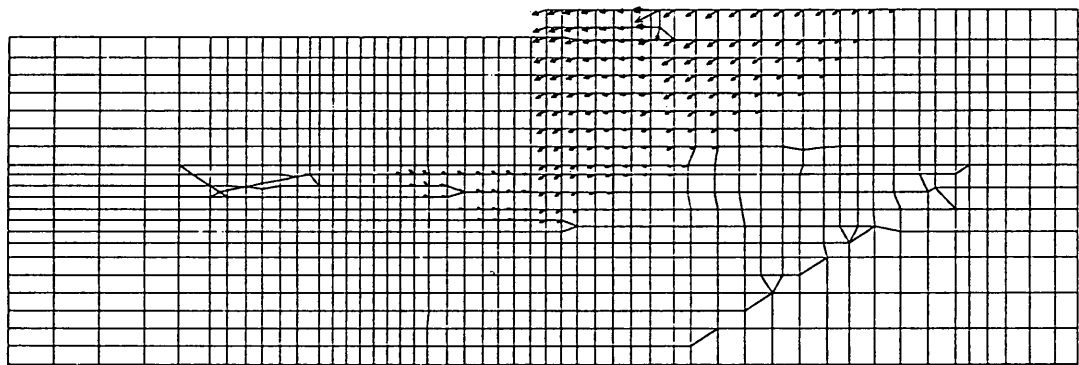
他方、図-23(case-4)に示すように、埋立土のみが非液状化土の場合には、実際の岸壁の状況の解析結果と同様に、置換砂全体にわたって著しい変形が発生するようになり、これによりケーソンの水平変位・鉛直変位が発生している。しかし、ケーソン直下にある置換砂における変位の増大と、ケーソン背後にある埋立土における変位の抑制がバランスするようになるためか、ケーソンの傾斜が結果としてかなり抑制されるようである。し

表-2 ケーソンの天端加速度、地震後の天端変位および傾斜角のまとめ

	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



(a) 変形メッシュ図



(b) 変形ベクトル図

図-19 地震後の残留変形 (case-2 : 置換砂, 埋立土とも非液状化土)

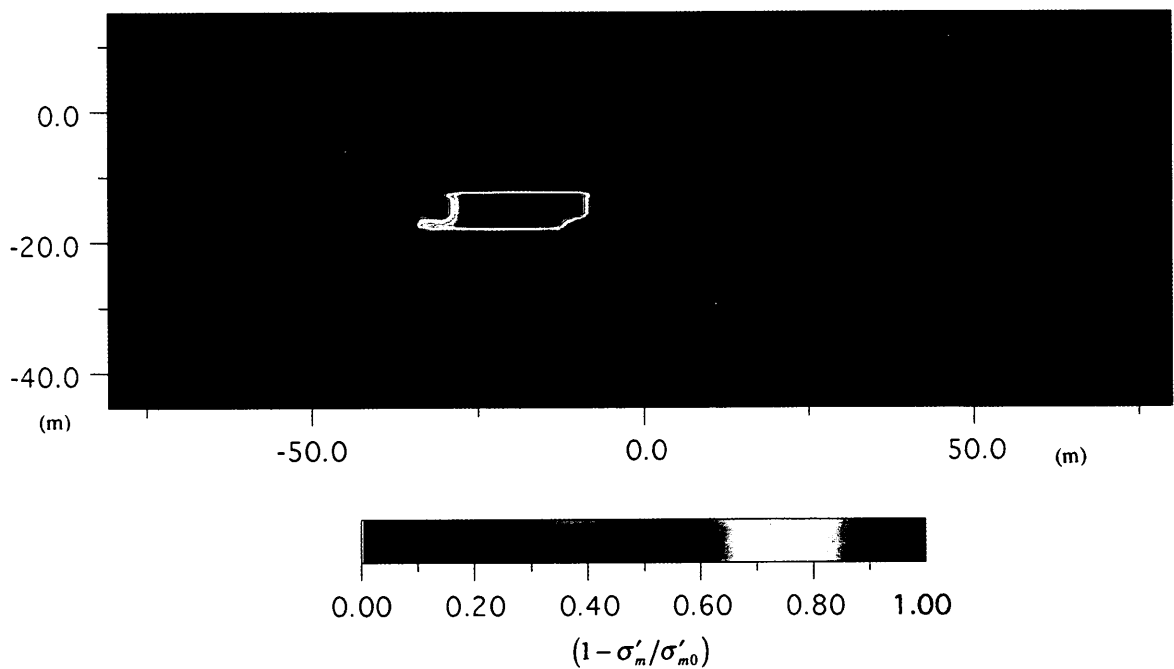
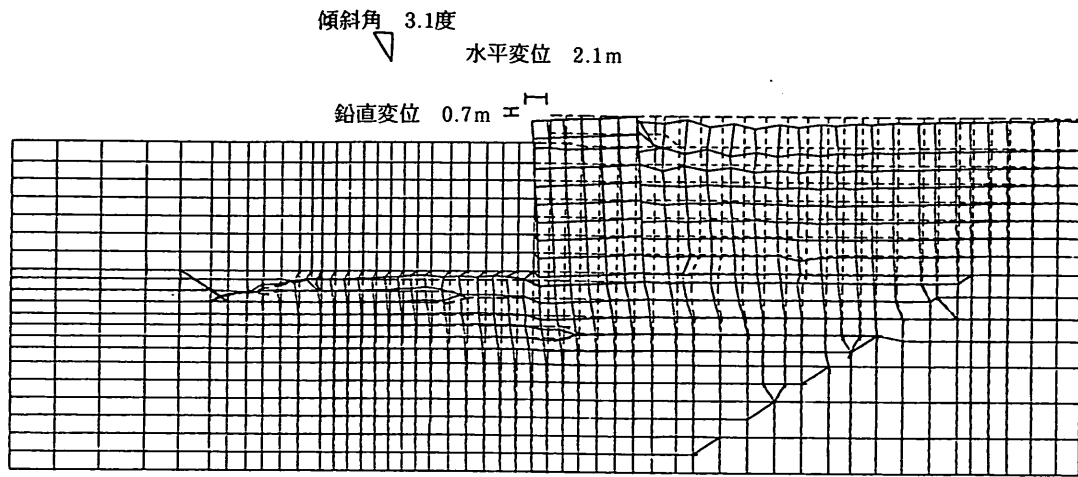
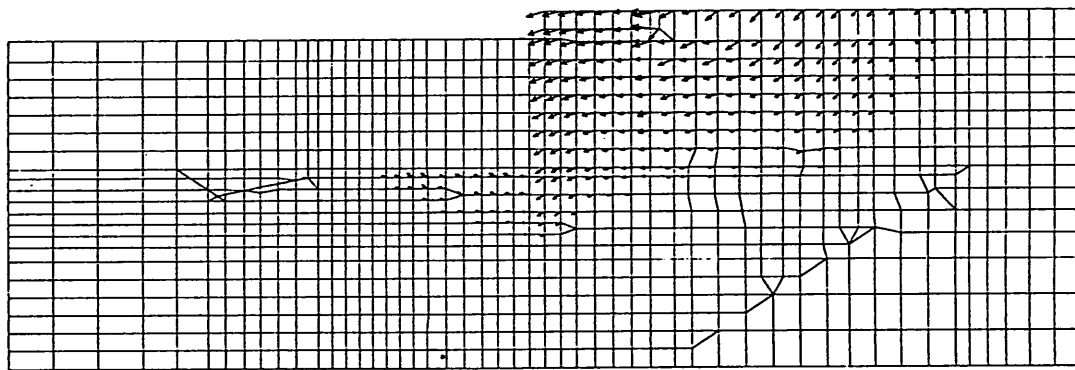


図-20 地震後の過剰間隙水圧比 (case-2 : 置換砂, 埋立土とも非液状化土)



(a) 変形メッシュ図



(b) 変形ベクトル図

図-21 地震後の残留変形 (case-3 : 置換砂のみ非液状化土)

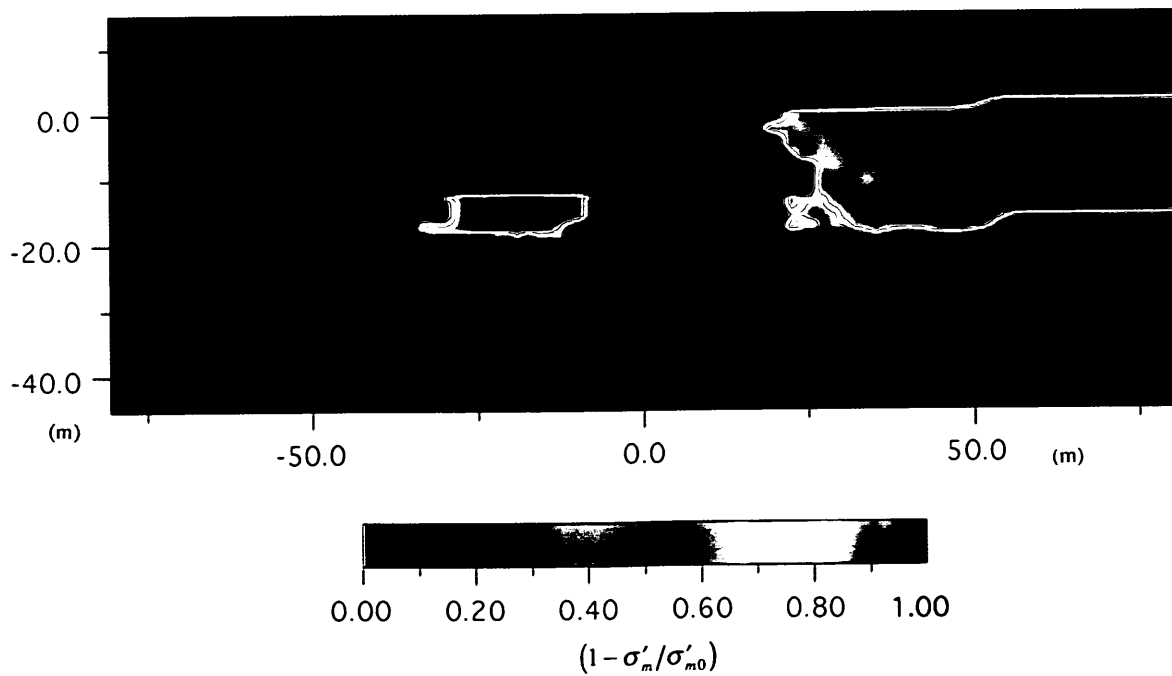
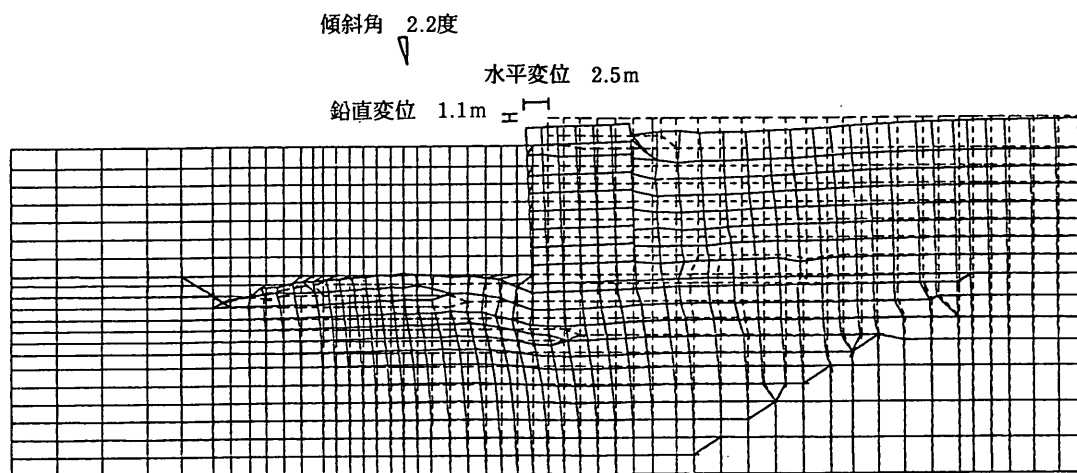
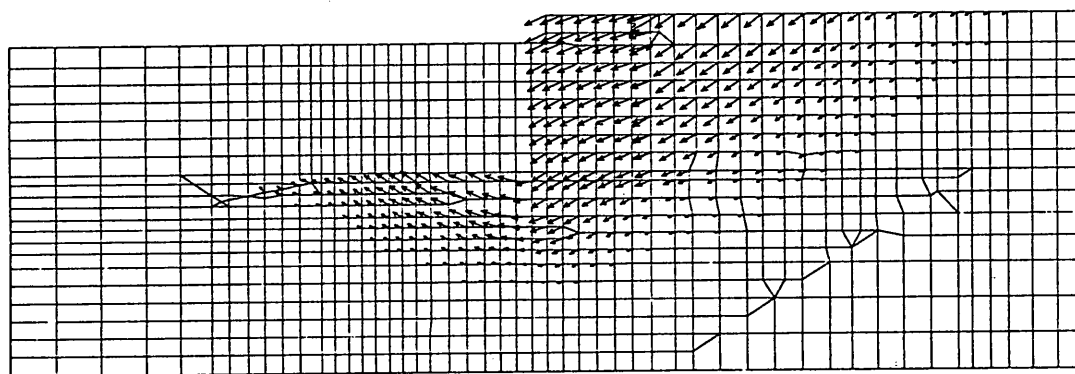


図-22 地震後の過剰間隙水圧比 (case-3 : 置換砂のみ非液状化土)



(a) 変形メッシュ図



(b) 変形ベクトル図

図-23 地震後の残留変形 (case-4: 埋立土のみ非液状化土)

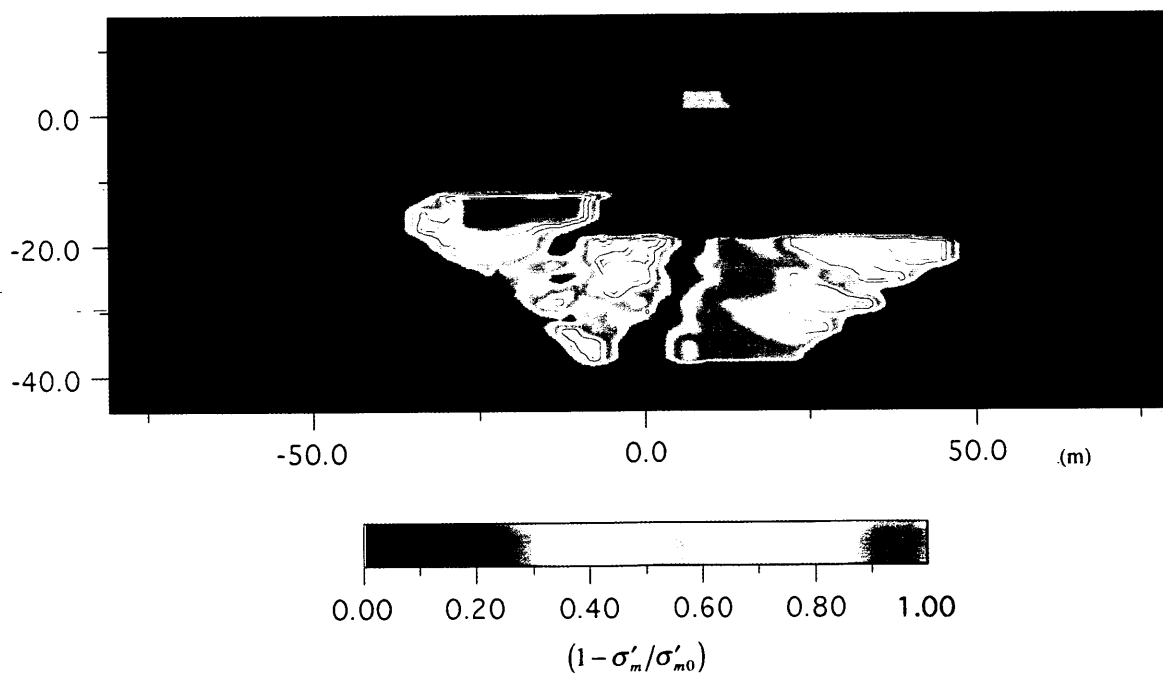


図-24 地震後の過剰間隙水圧比 (case-4: 埋立土のみ非液状化土)

かし、これは両者のバランスに依存するものであり、そのバランス如何では例えばケーソンの傾斜が逆勾配（陸側への傾斜）となる可能性もでてくるので、慎重な検討が必要である。

5. 上下動の影響に関する検討

今回の地震においては、上下動が大きかったことが特徴であるが、このことがケーソン岸壁の被害に与えた影響を検討するため、先に示した上下・水平同時加振の場合に対する比較として、入力地震動として水平動のみを与えた解析を行った。ケーソン天端における加速度および変位は図-25~27に示すとおりとなり、先に図-9~12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。特に、ケーソン天端の上下動成分に関しても、著しい差がみられないのが興味深い。これは、ケーソン天端の地震応答の上下動成分がケーソンのロッキングなどの2次元的な振動応答により水平成分の入力地震動により励起されたためと見られる。図-28に示すとおり、過剰間隙水圧比の分布も、図-14に示した上下・水平同時加振の場合と比較して、著しい差は見られない。

以上のとおり、今回の地震において入力地震動に含まれる上下動成分がケーソン岸壁の挙動に与えた影響は著しくないと考えられる。

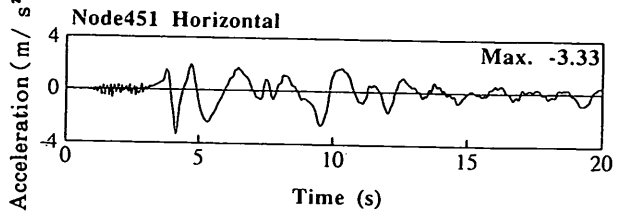
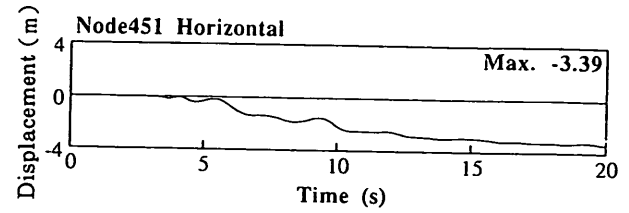


図-25 ケーソン天端の水平変位、加速度時刻歴
(入力地震動は上下動なし)

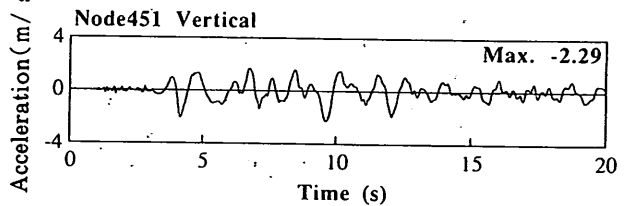
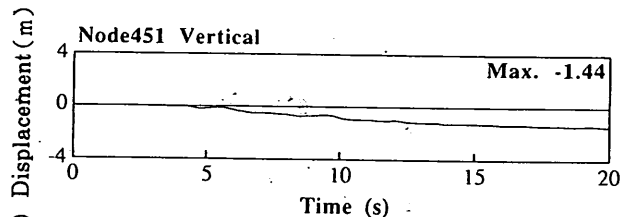
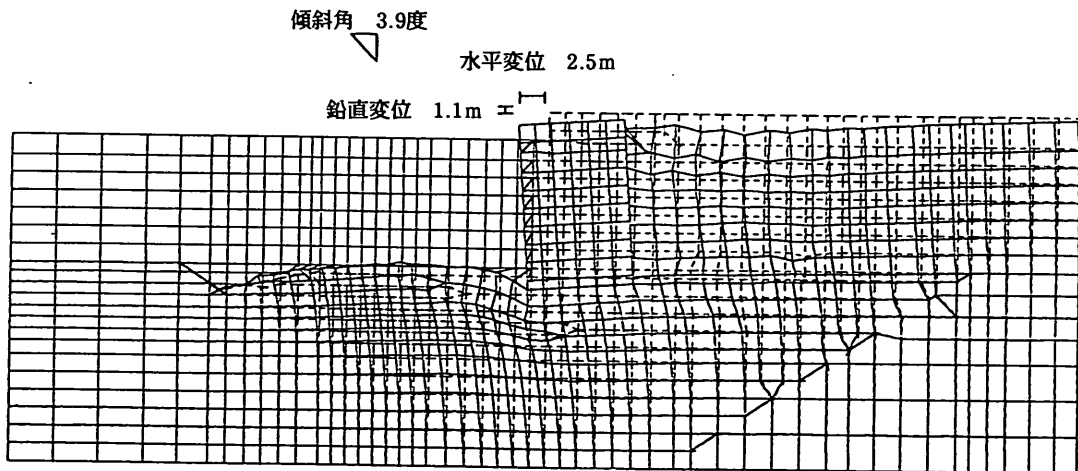
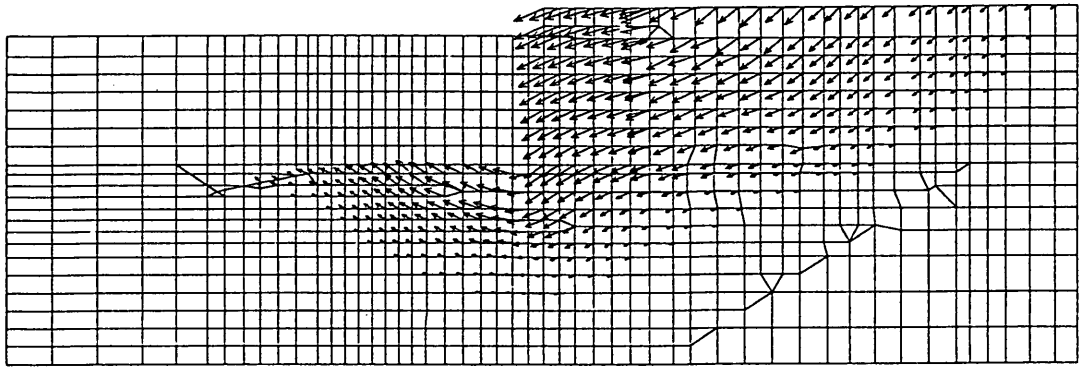


図-26 ケーソン天端の鉛直変位、加速度時刻歴
(入力地震動は上下動なし)



(a) 変形メッシュ図

図-27 地震後の残留変形 (入力地震動は上下動なし)



(b) 変形ベクトル図

図-27 地震後の残留変形（入力地震動は上下動なし）

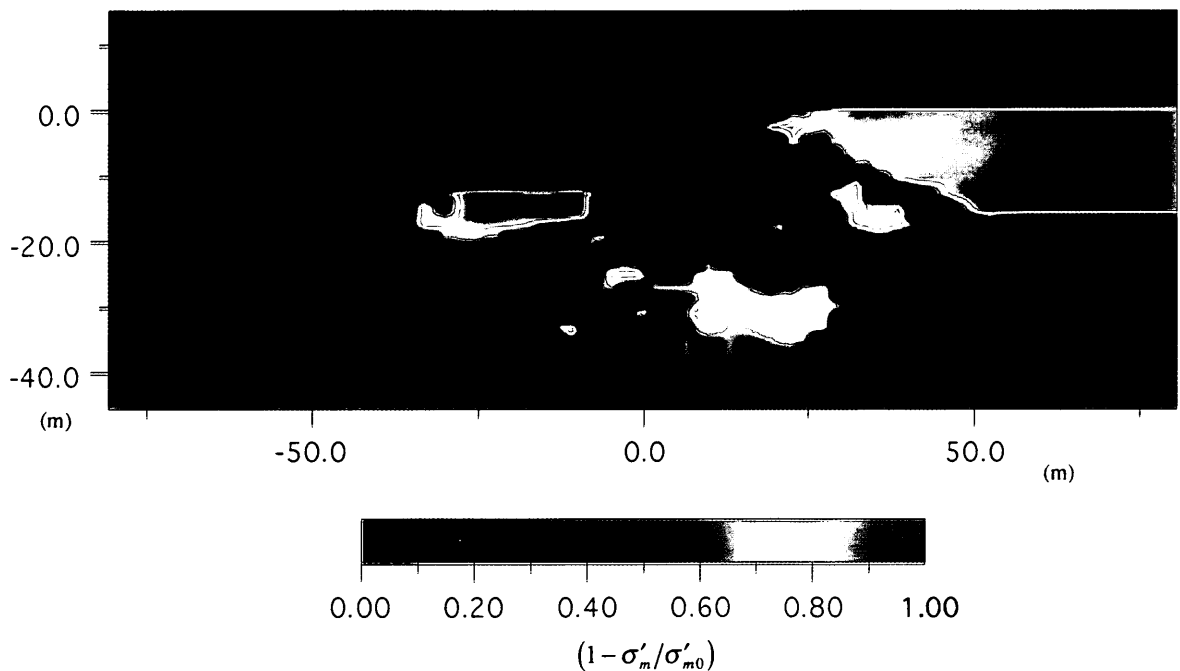


図-28 地震後の過剰間隙水圧比（入力地震動は上下動なし）

6. 加速度レベルの影響に関する検討

今回の地震では極めてまれにしか発生しないとされる活断層直下型地震の発生により地震動が著しく大きかったため、ケーソン式岸壁の被害が大きくなったが、岸壁の供用期間（50年程度）内に1～2回程度発生するレベルの地震の場合に、これらの岸壁がどのような挙動を示したかは、岸壁の耐震性評価の観点から興味ある検討課題である。そこで、入力加速度レベルを変化させて解析を行い、ケーソンの残留天端変位、傾斜角、および置換砂・埋立土の過剰間隙水圧比を求めた。結果は図-29に示すとおりとなり、本検討対象岸壁の場合、ケーソンの残留変形量は、概ね入力加速度レベルに比例する形で増大する傾向を示し、入力最大加速度が170Gal程度に達す

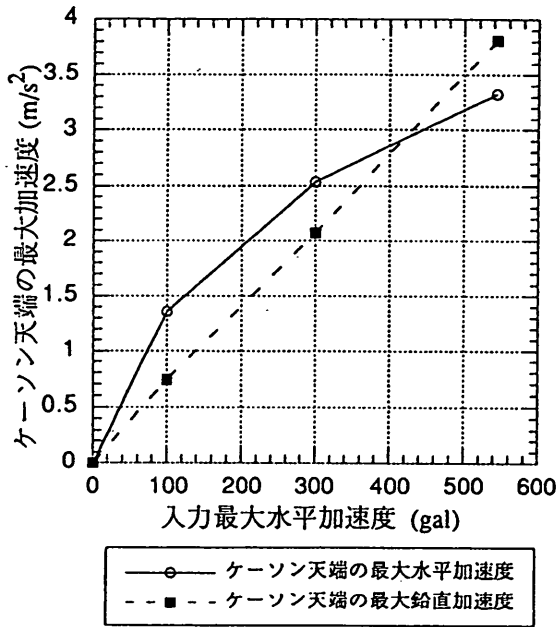
ると、ケーソン天端の残留水平変位が約1 mに達するようになること、また、内陸部分の埋立土では、入力最大加速度が300Gal程度に達すると液状化するという結果が得られた。なお、大阪港においては、解析対象と同種の置換砂を含む断面を持つケーソン式岸壁が、地震時に地表最大180Gal程度の地震動を受けて無被害となっている。地震波形の相違など、詳細についてさらに検討を行う必要があるが、ここに示した解析結果は、最大加速度200～300Galレベルのケーソン式岸壁の一般的な地震時変位の値としては、やや過大な値を示している可能性もある。

また、有効応力解析の対象として、図-18に示すcase-4（埋立土のみ非液状化）の断面を用い、入力地震動としては、1968年十勝沖地震（マグニチュード7.9）にお

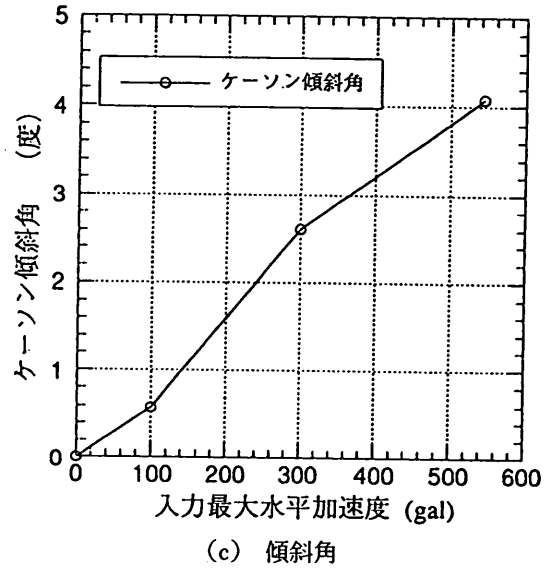
ける八戸港の記録から地震応答解析により求めた基盤への入射波のNS成分の波形を用いて、同様の解析を行った。この波形は、港湾構造物の耐震性の検討、液状化の検討などにおいて、標準的に用いられているものであり、一般岸壁の耐震性を評価する上で用いる波形としては標準的なものの一つと考えられる。神戸港における基盤への入射波(2E)の最大加速度の75年期待値は200Gal(北沢・上部・檜垣, 1984), また、これらを基に定めた液状化の検討のための値は、神戸港を含む阪神地区で250Galとなっている(運輸省港湾局, 1993)。試算では、

これらの最大加速度を包含する形で、加速度レベルを種々に変化させて検討を行った。有効応力解析における基盤のせん断波の伝播速度は340m/sとした。

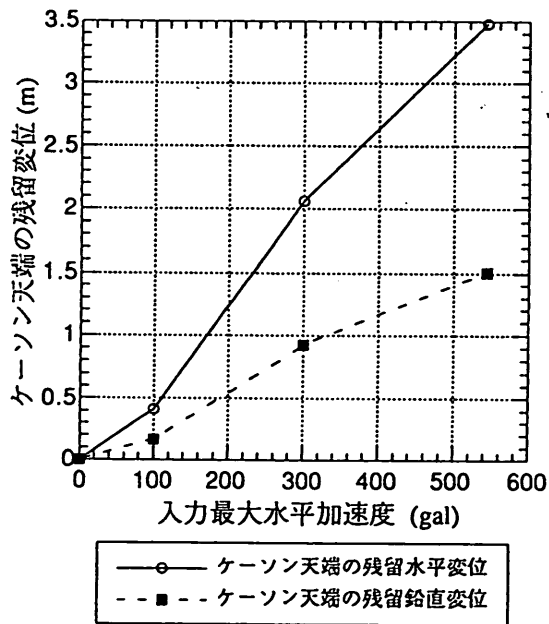
試算結果の一例として、基盤への入射波(2E)の最大加速度が250Galの場合のケーソン天端の加速度, 変位の時刻歴を図-30に, 加振後の過剰間隙水圧比の分布を図-31に示す。加速度レベルに応じたケーソンの天端最大加速度, 残留変位, 傾斜角, および置換砂の過剰間隙水圧比は図-32に示すとおりとなり, 基盤への入射波(2E)の最大加速度が200~250Galのレベルでは, ケー



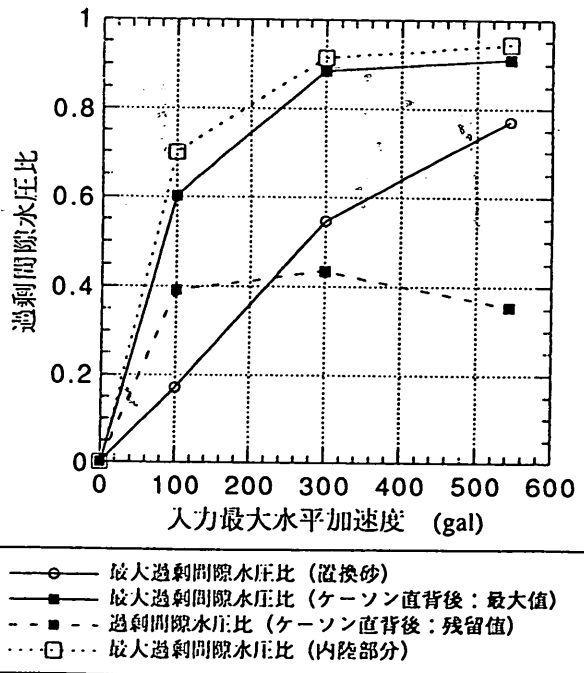
(a) 最大加速度



(c) 傾斜角



(b) 残留変位



(d) 過剰間隙水圧比

図-29 加速度レベルに応じたケーソン天端最大加速度, 残留変位, 傾斜角, 過剰間隙水圧比

トンネル天端の水平変位は0.3~0.4m程度（ケーソン高さ18.5mの2%程度）に留まるものと見られる。

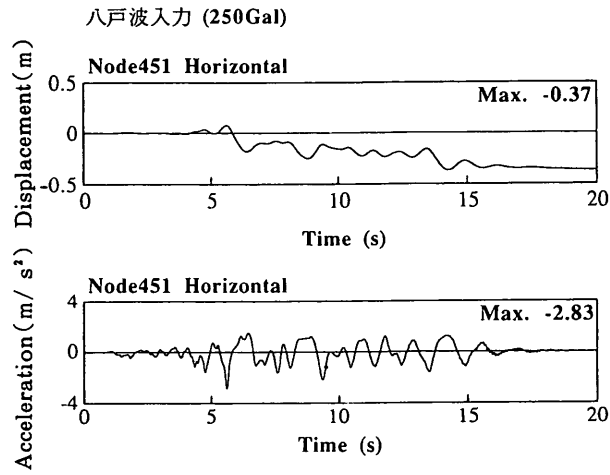


図-30 背後地盤を非液状化土とした場合のケーソン天端の水平変位, 加速度時刻歴（八戸波：250Gal）

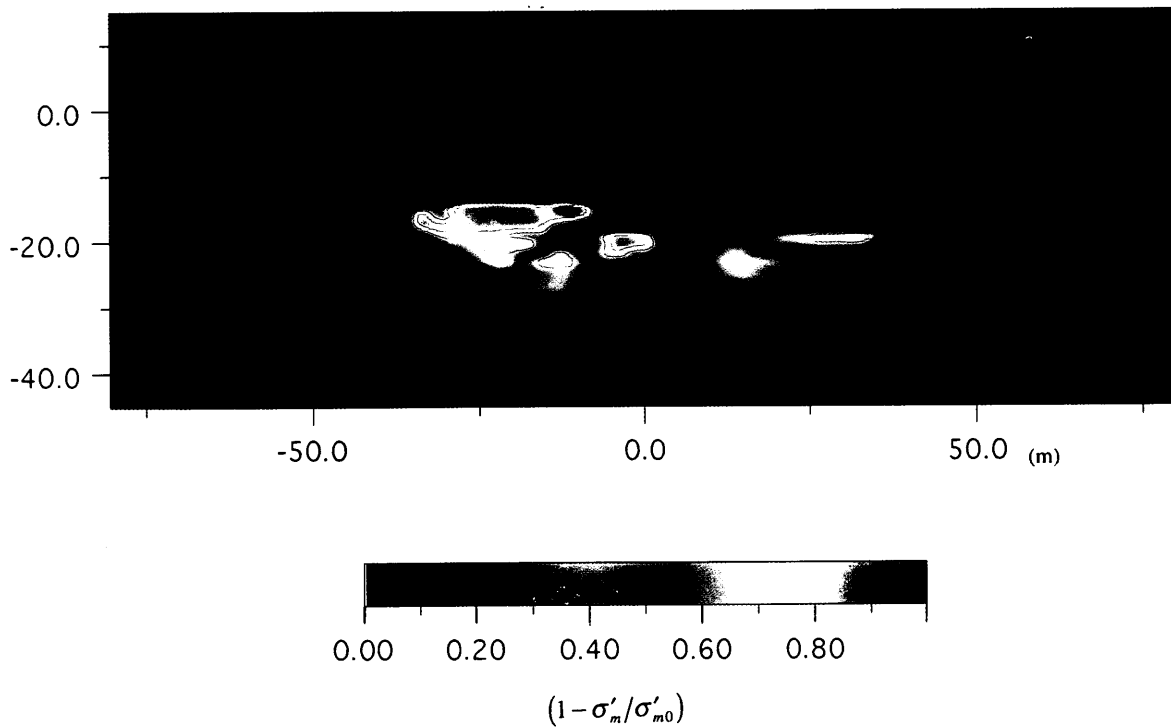
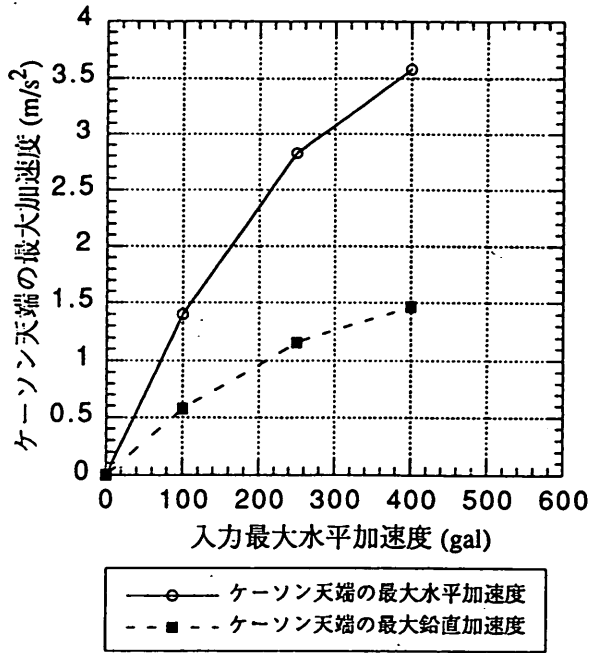
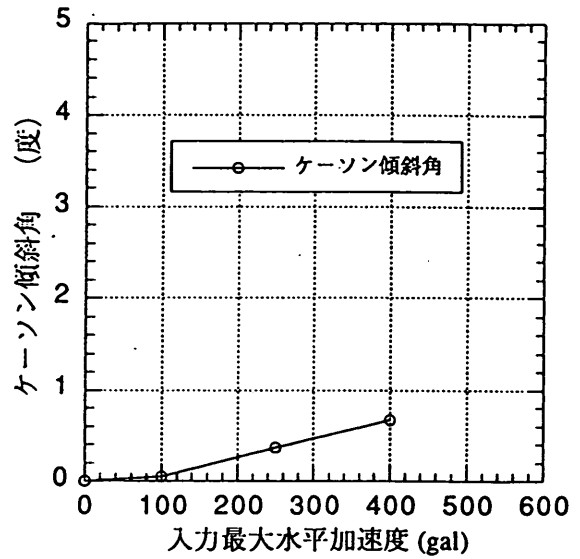


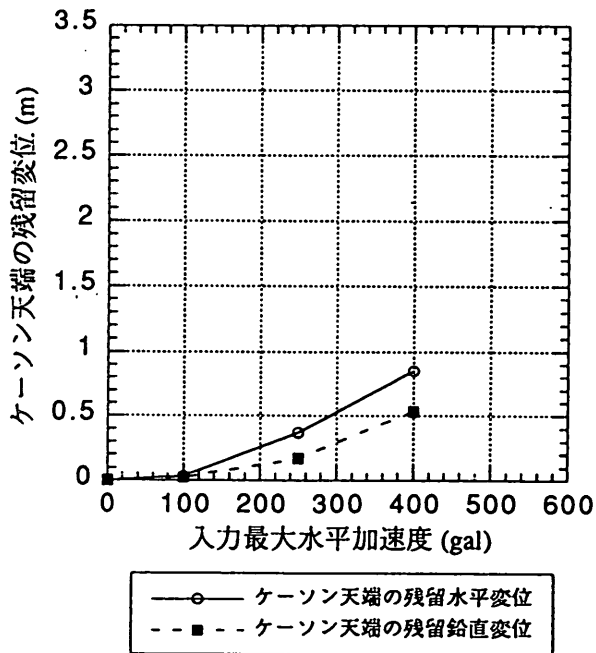
図-31 背後地盤を非液状化土とした場合の過剰間隙水圧比（八戸波：250Gal）



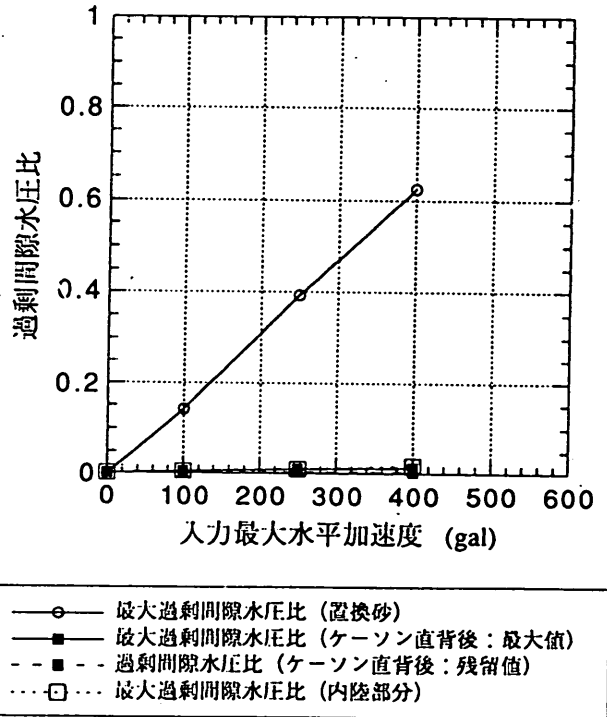
(a) 最大加速度



(c) 傾斜角



(b) 残留変位



(d) 過剰間隙水圧比

図-32 背後地盤を非液状化土とした場合の加速度レベルに応じたケーソン天端最大加速度, 残留変位, 傾斜角, 過剰間隙水圧比

7. まとめ

■有効応力解析による結果は、地震後に調査されたケーソンの変位・傾斜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こむとともに、置換砂およびケーソン背後の地盤の連続的な変形をとまな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。

■置換砂およびケーソン直背後の埋立土においては、過剰間隙水圧の上昇はあったが、液状化の状態には至らなかったと見られる。

■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（軟化）が起こって置換砂・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。

- 置換砂・埋立土におけるそれぞれの過剰間隙水圧の上昇がケーソン岸壁の変形の増加に与えた影響の割合は、およそ2:1と考えられる。
- 今回の地震では、大きな上下動が加わったが、ケーソンの上下応答はロッキングによるものが大勢を占め、入力地震動の上下動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。
- ケーソン式岸壁の変形の主な機構は、置換砂の軟化が発生しない場合には捨石マウンドとその直近の置換砂の局所的変形によるものである。また、置換砂の軟化が発生する場合には置換砂全体にわたる変形によるものである。埋立土の軟化のみを防止する場合には、ケーソン直下の置換砂の変形増大とケーソン背後の埋立土の変形抑制効果とのバランス次第ではケーソンの海側への傾斜が抑制される可能性がある。
- 基盤への入力地震動レベルを変化させた検討によれば、ケーソンの残留変形量は、概ね入力加速度レベルに比例する形で増大する傾向を示し、内陸部分の埋立土では、入力最大加速度が300Gal程度に達すると液状化するという結果が得られた。

参考文献

- 1) 井合 進・松永康男・亀岡知弘(1990): 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

- 2) 石原研而(1995): 土質特性と地盤変状, 土質工学会・阪神大震災報告会, pp.25~28
- 3) 北沢壮介・上部達生・檜垣曲弘(1984): 沿岸地域における基盤の最大加速度期待値の推定, 港湾技研資料, No.486, pp. 1~137
- 4) 運輸省港湾局監修(1993): 埋立地の液状化対策ハンドブック, 沿岸開発技術研究センター刊, pp. 1~285

付録 六甲アイランド南側岸壁の埋立土, 置換砂の粒度

六甲アイランドの埋立土としては、六甲アイランド北部地域を除いて、まさ土よりも細粒分や粘土分の多い神戸層群の土が用いられているとされている。これに対して、本解析で用いた凍結サンプリング試料は、六甲アイランド北西部から得られたまさ土であり、解析対象岸壁である六甲アイランド南側のケーソン式岸壁直下の置換砂および直背後の埋立土がどのような種類の土であるかについて、確認しておく必要がある。

図-33, 34に、解析対象とした六甲アイランド南側の岸壁で実施したボーリングによる置換砂および埋立土の粒度を示す。これによれば、岸壁の安定に影響の大きい置換砂およびケーソン直背後の埋立土には、神戸層群の

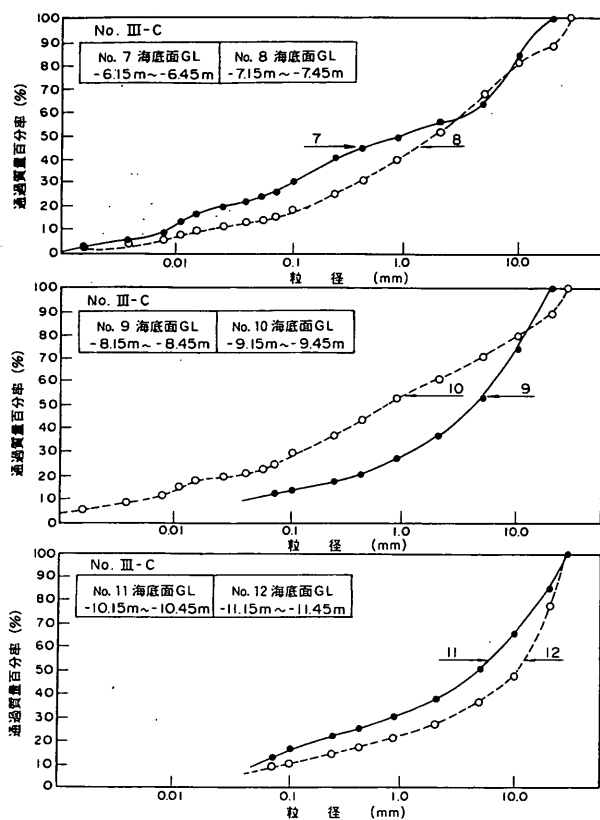


図-33 六甲アイランド南側岸壁の埋立土の粒度

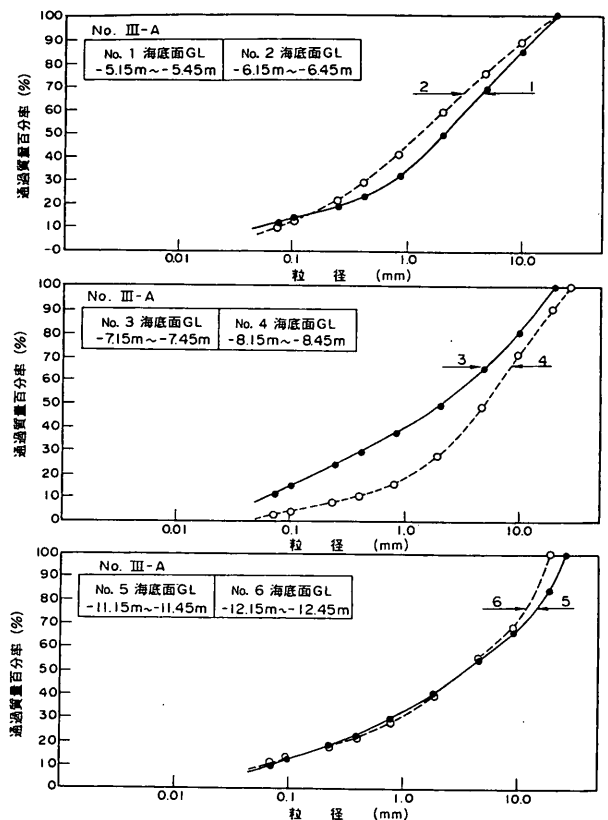


図-34 六甲アイランド南側岸壁の置換砂の粒度

土に含まれるとされる粘土分はほとんど含まれていないようであり、凍結サンプリングを行った地点での埋立土、置換砂の粒度（図-5）に近いまき土が用いられているようである。

参考 単位の換算

本報告では、原則としてS I単位系を用いているが、重力単位系などとの換算は、以下のとおりである。

応力, 弾性係数 :

$$100\text{kPa} = 10\text{tf}/\text{m}^2 = 1\text{kgf}/\text{cm}^2$$

加速度 :

$$1\text{m}/\text{s}^2 = 100\text{Gal}$$

港湾技研資料 No.813

1995・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 (有)つばさ印刷技研

Published by the Port and Harbour Research Institute. Nagasaki, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1995) by P.H.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I.

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複製は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。