

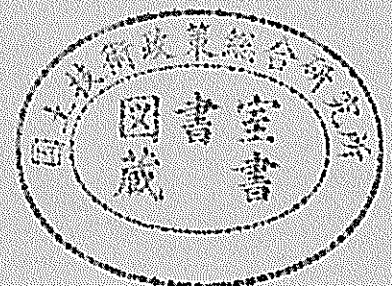
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 36 NO. 2 JUNE, 1997

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第36巻 第2号 (Vol.36, No.2), 1997年6月 (June, 1997)

目 次 (CONTENTS)

1. Stability of Reinforced Retaining Systems under Artificial Gravity
..... Ali PORBAHA 3
2. 兵庫県南部地震におけるニューマチックケーソン式の橋梁基礎の変形に関する有効応力解析
..... Hanlong LIU・井合 進・一井康二・森田年一・岡下勝彦 19
EVALUATION OF DEFORMATION TO THE PNEUMATIC CAISSON
FOUNDATIONS OF THE KOBE OHASHI BRIDGE
Hanlong LIU, Susumu IAI, Koji ICHII, Toshikazu MORITA, Katsuhiko OKASHITA
3. 兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析
..... 一井康二・井合 進・森田年一 41
Effective stress analyses on the performance of caisson type quay walls during
1995 Hyogoken-nanbu earthquake
Koji ICHII, Susumu IAI, Toshikazu MORITA
4. 鋼板・コンクリート合成部材の純ねじり特性
..... 山田昌郎・清宮 理 87
Pure Torsional Properties of Composite Members Composed of Steel Plate and Concrete
Masao YAMADA, Osamu KIYOMIYA

兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析

一 井 康 二*
井 合 進**
森 田 年 一*

要 旨

1995年1月17日の兵庫県南部地震において、神戸港の多数の港湾施設が被災した。神戸港の岸壁の約9割はケーソン式岸壁であった。本研究は、そのケーソン式岸壁の被災メカニズムについて2次元有効応力解析によって検討を加えたものである。解析対象とした岸壁は六甲アイランド南側の水深-14mの大型重力式岸壁であり、水平変位約4~5m、沈下約1.5~2m、傾斜角約4度の大きな変形が地震後に生じた岸壁である。また、解析に用いた土質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、解析モデルとしてはひずみ空間における多重機構に基づくモデルを用いた。

解析の結果、水平変位約3.5m、沈下約1.5m、傾斜角4度のケーソンの変形が得られ、上述の実被害とオーダー的に整合する結果が得られた。また、被災メカニズムとしては従来設計で考慮している滑動等の変形モードと異なり、ケーソン周辺の置換砂・埋立土の広範囲の変形が生じていることがわかった。

さらに、入力地震動の加速度レベルや置換砂・埋立土の液状化強度、上下動の影響などについてパラメトリックスタディを行い、ケーソン式岸壁の被災変形量に影響を及ぼす因子について検討を行った。検討の結果、置換砂および埋立土における過剰間隙水圧の上昇に伴う土の軟化により、岸壁の変形量が純粋に慣性力のみにより変形した場合に比べて2倍程度まで増加したことがわかった。また、従来の野田・上部による被災事例に基づく被災変形量の予測結果と今回の有効応力解析による被災変形量の数値解析結果はよい整合性を示した。

キーワード：地震 (Earthquake), ケーソン式岸壁 (Caisson type quay wall), 液状化 (Liquefaction), 被災変形量 (Deformation), 有効応力解析 (Effective stress analysis)

* 構造部地震動研究室

** 構造部地震動研究室室長

Effective stress analyses on the performance of caisson type quay walls during 1995 Hyogoken-nanbu earthquake

Koji ICHII*
Susumu IAI**
Toshikazu MORITA*

Synopsis

A series of effective stress analyses are performed on a caisson type quay wall in Kobe port, which were severely damaged during 1995 Hyogoken-nanbu earthquake. The quay wall displaced about 4~5m seaward and settled about 2m. The effective stress model used in the analyses is based on multiple mechanism model defined in strain space, which takes into account the effect of rotation of principal stress axis during cyclic loading. The model parameters for the analyses are determined by referring to the various geotechnical investigations including in-situ freezing soil sampling performed in Kobe port.

The computed deformation of the quay wall shows about 3.5m horizontal displacement and about 1.5m settlement, which are consistent with the observed deformation after the earthquake. The analysis indicated that a half of these deformations are induced by a purely large inertia force due to the large earthquake motion and the excess porewater pressure generation in the soils behind and beneath the caisson increased the deformation to the level of those observed. A series of parametric study show that the computed deformation by the effective stress model agrees with the estimated deformation based on the case history data of caisson walls using Noda and Uwabe's empirical method.

Keywords : Earthquake, Caisson type quay wall, Liquefaction, Deformation, Effective stress analysis

* * Member, Geotechnical Earthquake Engineering Laboratory
Structural Engineering Division

* * Chief, Geotechnical Earthquake Engineering Laboratory
Structural Engineering Division

目 次

要 旨	41
1. まえがき	45
2. 兵庫県南部地震における被害の概要	45
2.1 地震動の概要	45
2.2 神戸港の被害の概要	45
2.3 六甲アイランドにおける重力式岸壁の被害	48
3. 有効応力解析モデルおよびモデルパラメータ	48
3.1 応力-ひずみモデル	48
3.2 過剰間隙水圧発生モデル	52
3.3 解析断面および土質パラメータの設定	56
4. ケーソン式岸壁の被災メカニズム	62
4.1 地震前の土圧分布	62
4.2 岸壁周辺の変形とケーソンの応答	62
4.3 過剰間隙水圧の発生状況	68
4.4 置換砂・埋立土の挙動	68
4.5 ケーソンに加わる土圧	70
5. 過剰間隙水圧の影響	74
6. 地震時被災変形量の予測に関する検討	76
6.1 置換砂層厚の影響	76
6.2 入力地震動レベル	76
6.3 被災事例に基づく被災推定法との比較	76
7. 上下動の影響	83
8. 結 論	85
参考文献	85

1. まえがき

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震において神戸港の多数の港湾施設が被災した。神戸港の岸壁のほぼ9割を占めるケーソン式岸壁も例外ではなく、たとえば六甲アイランド南側では最大5m、平均3mのケーソンの水平変位が生じるなど、大きな被害を受けた。

ケーソン式岸壁は砂を詰めたコンクリートケーソンの重量によって、土圧等に対抗し安定性を保持する重力式の岸壁である。こういった重力式構造物では、重量が増すことにより常時の安定性が増す反面、地震時には大きな慣性力が加わる。したがって、ケーソンに加わる地震時土圧および慣性力と岸壁の大変形との関係を明らかにすることが検討課題の一つであった。また、神戸港ではケーソン直下の堆積粘土層を砂で置換する地盤改良を行っており、ケーソン直下の置換砂およびケーソン背後の埋立土で液状化が生じたかどうかとも検討することが必要となった。

阪神大震災以後、日本国内の各港で耐震性強化岸壁の整備がこれまで以上に推進されることになり、既存の岸壁あるいは新設の岸壁の耐震性評価のニーズが高まってきた。それに伴い、耐震性強化岸壁の変形照査など岸壁の地震時被災変形量の予測手法の必要性が広く認識され、これらの変形予測手法を用いて神戸港における岸壁被害のような大変形まで数値解析できるかどうかとも検討することが必要となった。

また、兵庫県南部地震においては、これまでに観測された地震動に比べ大きな上下動が観測された事が特徴である。しかし、最大の上下動と水平動が同時に岸壁に作用することは極めてまれであるという考え方により、岸壁の設計において上下動の影響は考慮されていない。したがって、岸壁の被災変形に上下動がどの程度影響したかも検討することが必要となった。

本研究では、まず神戸港のケーソン式岸壁の被災メカニズムを明らかにするため、2次元の有効応力解析を実施した。解析はひずみ空間における多重せん断機構に基づくモデルを用い、解析に用いる土質パラメータは凍結サンプリング、PS検層などの原位試験等に基づき設定した。次に、被災メカニズムの検証のため、岸壁変形量に対する置換砂・埋立土の液状化強度の影響をパラメトリックスタディによって検討した。それから、本手法の他の一般岸壁への適用性を検討するため、入力地震動レベルの影響など、岸壁の地震時被災変形量に影響を及ぼす因子について検討を行い、従来の被災事例に基づく地震時被災量の推定手法と数値解析の結果を比較した。

最後に、上下動が岸壁の被災変形量に及ぼす影響について検討した。

2. 兵庫県南部地震における被害の概要

2.1 地震動の概要

1995年1月17日午前5時46分、淡路島北部を震源としてマグニチュード7.2の地震が発生した。この1995年兵庫県南部地震は大都市神戸の直下で生じた内陸活断層型の地震であり、近畿一円に激しい地震動をもたらすとともに、神戸および淡路島に大被害を生じさせた。本地震の諸元を表-1に示す¹⁾。

表-1 1995年兵庫県南部地震の緒元

名称	平成7年(1995年)兵庫県南部地震	
発震月日	1995年1月17日	
時刻	05時46分	
震源	淡路島北部	
震央位置	北緯 34°36'	
東経	135°03'	
深さ	14km	
マグニチュード	7.2 (気象庁)	

本地震の強震動は神戸および神戸近郊の各地において観測され、港湾地域においても貴重な記録が多数得られた。特に神戸市開発局はポートアイランドにおいて4層の鉛直アレー観測に成功し、当該サイトにおける地震動の増幅特性や液状化の状況などを鮮明にとらえた。図-1にポートアイランドの鉛直アレー観測サイトの地盤条件とNS成分の観測記録²⁾、図-2に観測サイトの位置を示す。地表面下-32mあるいは-82mの基盤においても最大544Galおよび536Galの大きな加速度が観測されている。また、観測された地震動の軌跡を図-3に示す。NS方向の加速度がEW方向の加速度に比して大きく、地震動に明瞭な方向性が見られたことも特徴である。これらの観測記録のうち、図-4に示すGL-32mの記録は、本研究で岸壁の地震応答解析を行う際の入力地震動として用いた。

2.2 神戸港の被害の概要

神戸港の海底地盤は、表層に浮泥・沖積粘土を有し、その下層が比較的締まった砂礫と粘土の互層状態を呈している。このような地盤条件のもと、神戸港の岸壁の構造形式は、工費・メンテナンスの容易さ等から、床掘・置換工法により軟弱粘性土を良質砂質土(まさ土)に置き換え、基礎マウンド・ケーソンを設置したケーソン式

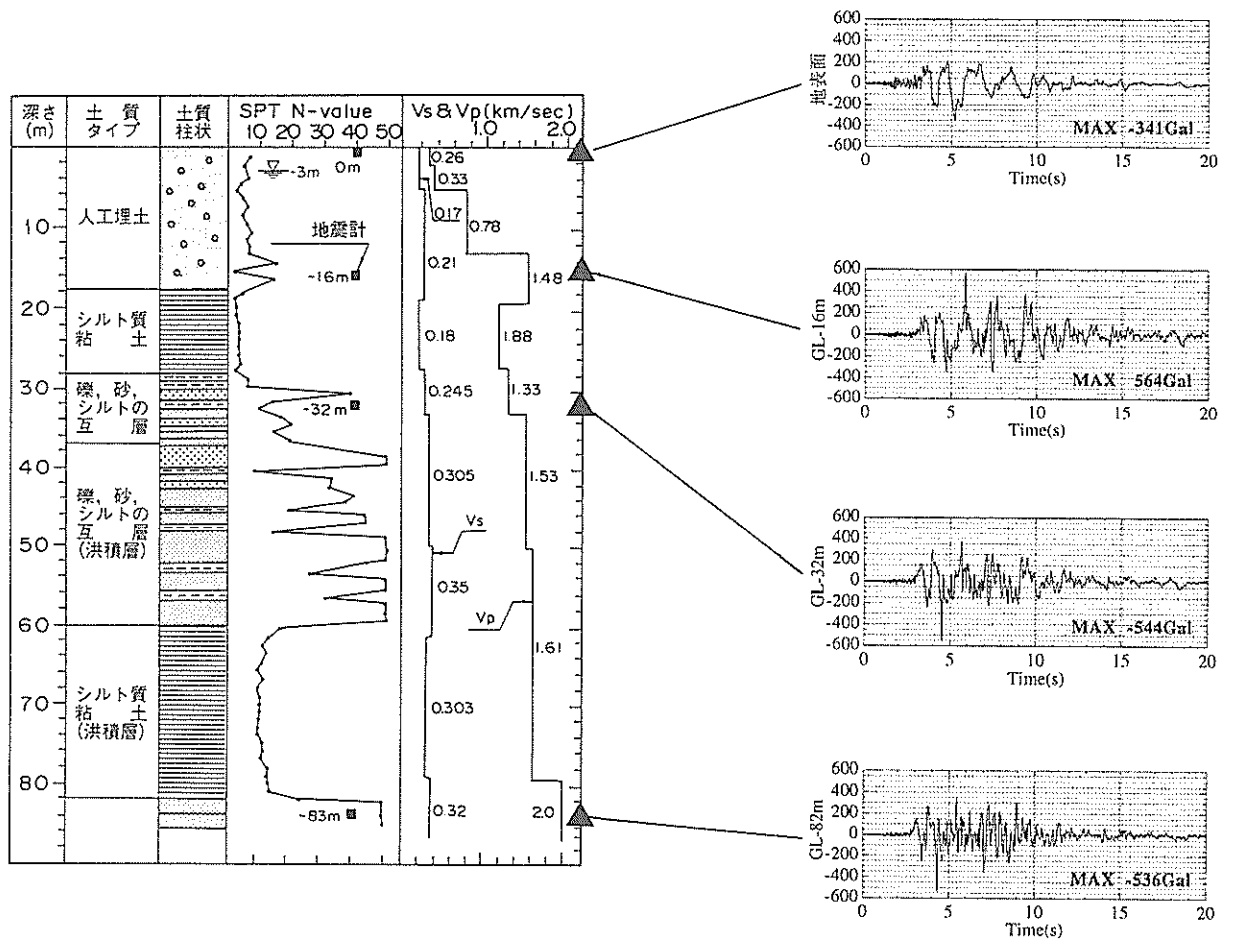


図-1 ポートアイランド鉛直アレー観測の地盤条件と観測記録 (神戸市開発局)²⁾

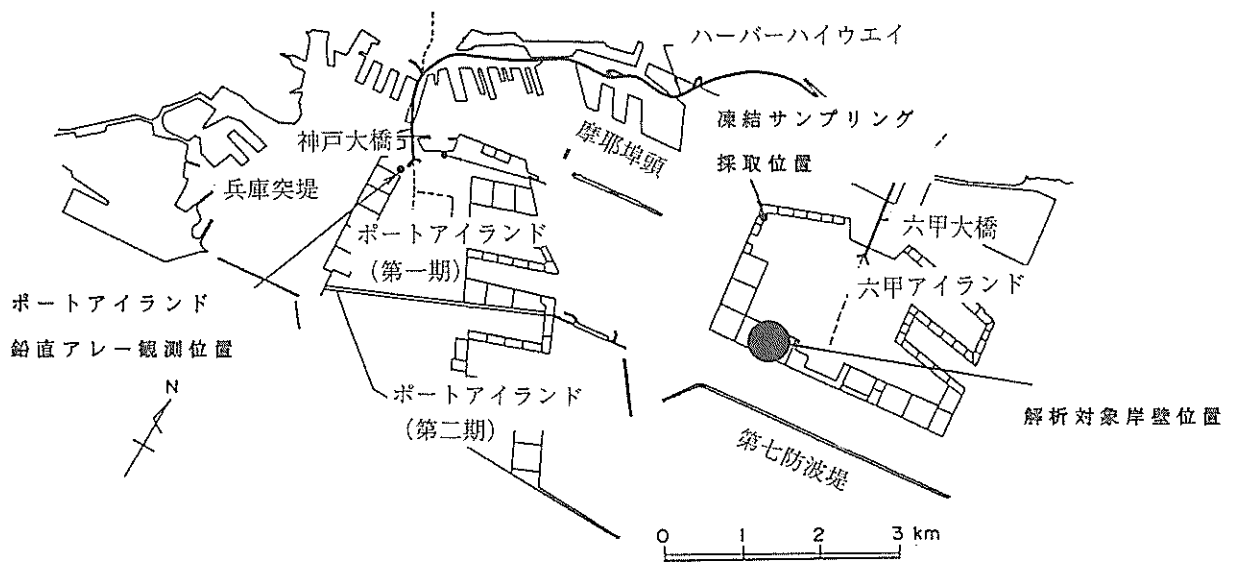


図-2 ポートアイランド鉛直アレー観測位置図

兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析

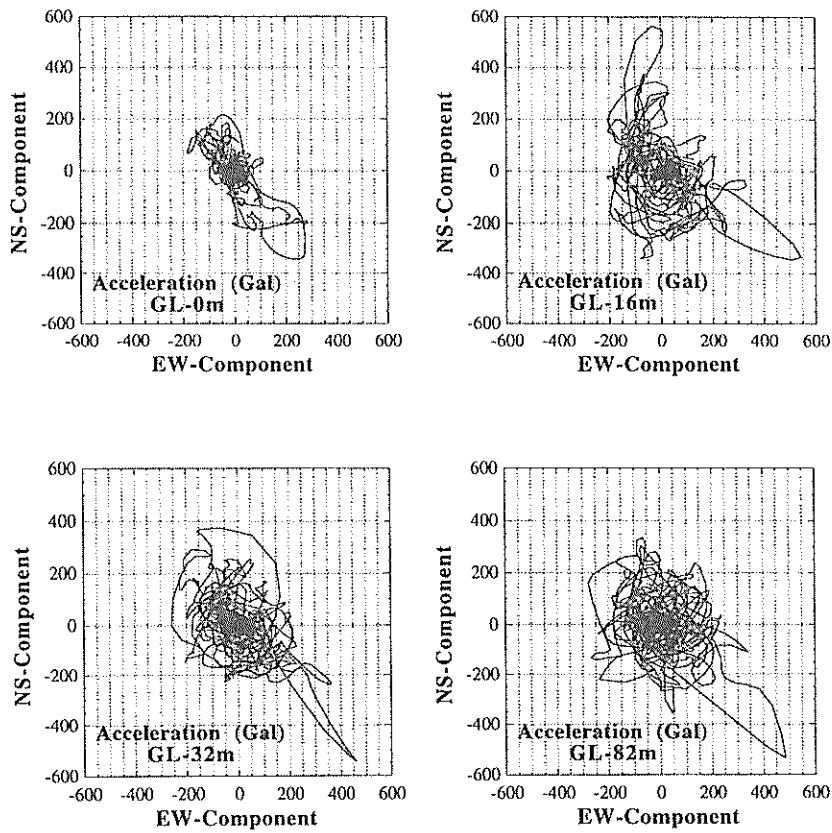
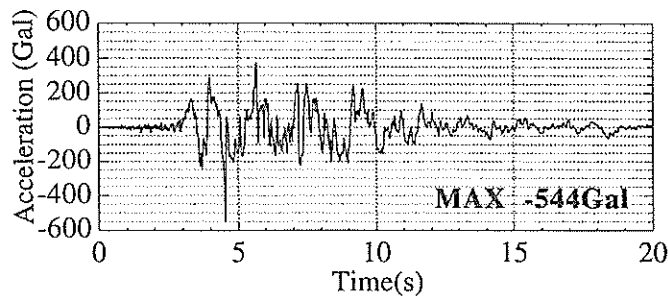
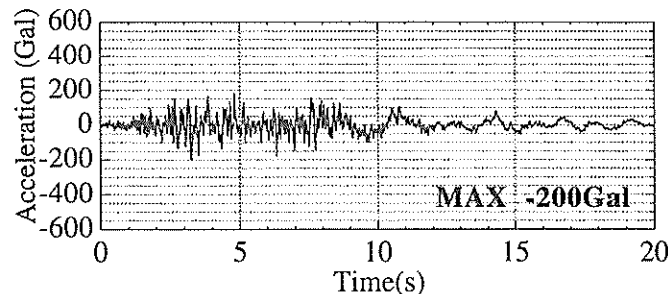


図-3 鉛直アレー観測記録の平面内の軌跡



(a) NS成分



(b) UD成分

図-4 本研究で用いた入力地震動波形
(ポートアイランド GL-32m、神戸市開発局)

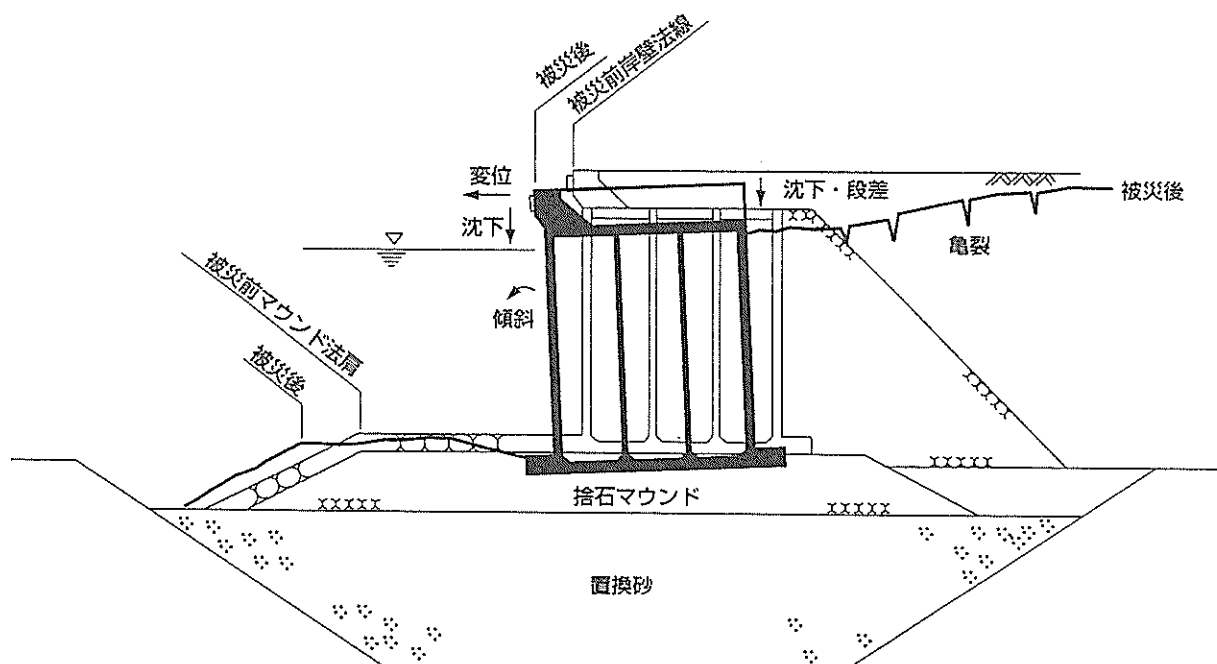


図-5 重力式岸壁の被災変形パターン (松永ら, 1996)³⁾

岸壁が主流となっている。神戸港の岸壁の約9割以上がケーソンを使用した重力式岸壁であった。

ケーソン式岸壁の被害形状の概略を図-5に示す。ケーソンが海側に沈下を伴いながら傾斜および移動し、ケーソン背後のエプロンが陥没すると行った被災形態を示している³⁾。ケーソンが破壊したり倒壊したという事例は報告されていない。しかしながら、ケーソンの海側への移動に伴って生じたケーソン背後の段差に車両が落ち込んだり、岸壁上のコンテナクレーンが、岸壁の移動に伴い開脚状に被災した事例が報告されている。

比較的小規模な物揚場等では方塊ブロック積み構造が主流となっているが、ケーソン式岸壁と同様にブロックが前面に変形し、中には完全に倒壊（転倒）し水没した施設も見られた。

2.3 六甲アイランドにおける重力式岸壁の被害

図-6および写真-1に六甲アイランド地区における代表的なコンテナバース岸壁（-14m）:RC-5の被災変形断面とエプロン部の被災変形状況を示す。前述のようにケーソンが海側に沈下を伴いながら変位し、海側に傾斜している。本施設的设计震度は0.15であり、法線のはらみだが4~5m、天端の沈下が1.5~2m、岸壁背後に生じた段差が3~4mであった。

六甲アイランドの岸壁の天端の水平変位量および沈下量を図-7および図-8に示す⁴⁾。天端の移動量は平均で3m、最大で5mを越え全体的に変形量は大きい。また、

沈下量についても1mから2mを越える天端の沈下が生じている。また、2.1節で述べたように地震動が南北方向に卓越したことから岸壁法線が東西方向（地震動の方向に直角）の施設は南北方向の施設と比較して変形量が大きいことがわかる。本解析では六甲アイランドのケーソン式岸壁の中でも最も変形の大きかった六甲アイランド南側の-14m岸壁を解析の対象として選んだ。被災状況は前述の図-6に示している。

3. 有効応力解析モデルおよびモデルパラメータ

3.1 応力-ひずみモデル⁵⁾

有効応力解析において、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、これらを適切に表現する応力-ひずみ関係および過剰間隙水圧モデルが必要となる。せん断に関する応力-ひずみ関係については、図-9に示すように任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が発生するものと考え、ひずみ空間における多重せん断機構に基づくモデルを用いている。各々の仮想的なせん断面に対しては双曲線モデルを適用し、履歴ループの大きさを任意に調整可能なように拡張した Masing 則を用いている。双曲線モデルのパラメータとしては、内部摩擦角 ϕ_f および有効拘束圧力が σ'_{ma} の時のせん断弾性係数 G_{ma} が必要である。これらのパラメータにより、地震応答解析の初期状態における非排水せん断強度 τ_{m0} 、せん断弾性係数 G_{m0} 、および双

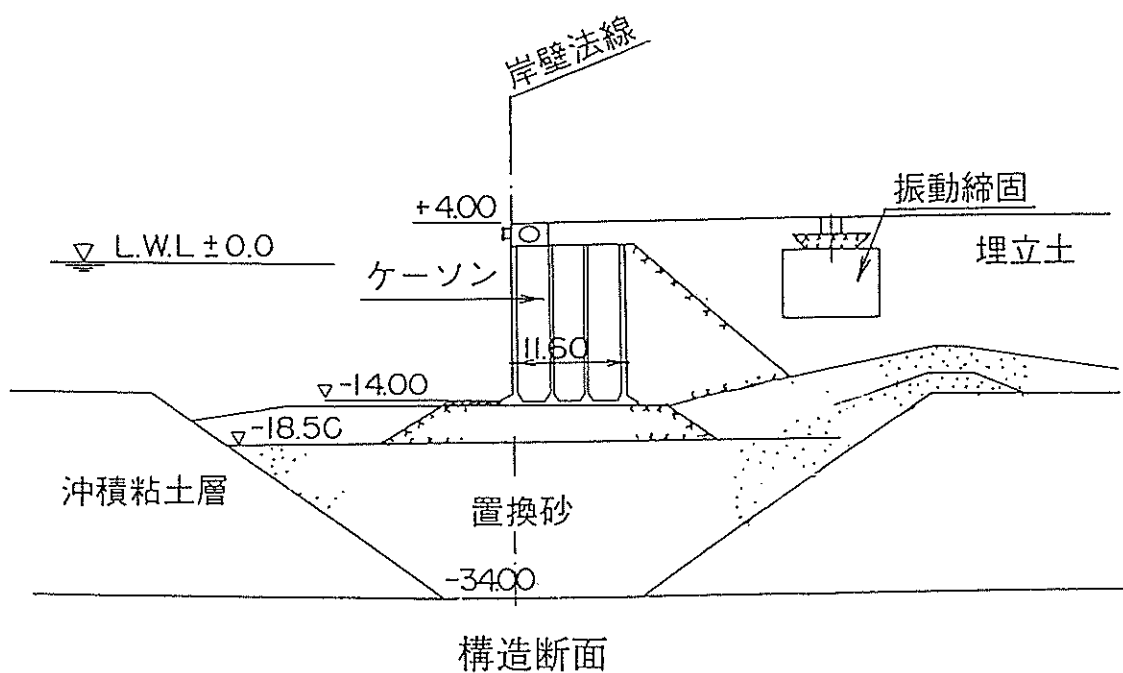
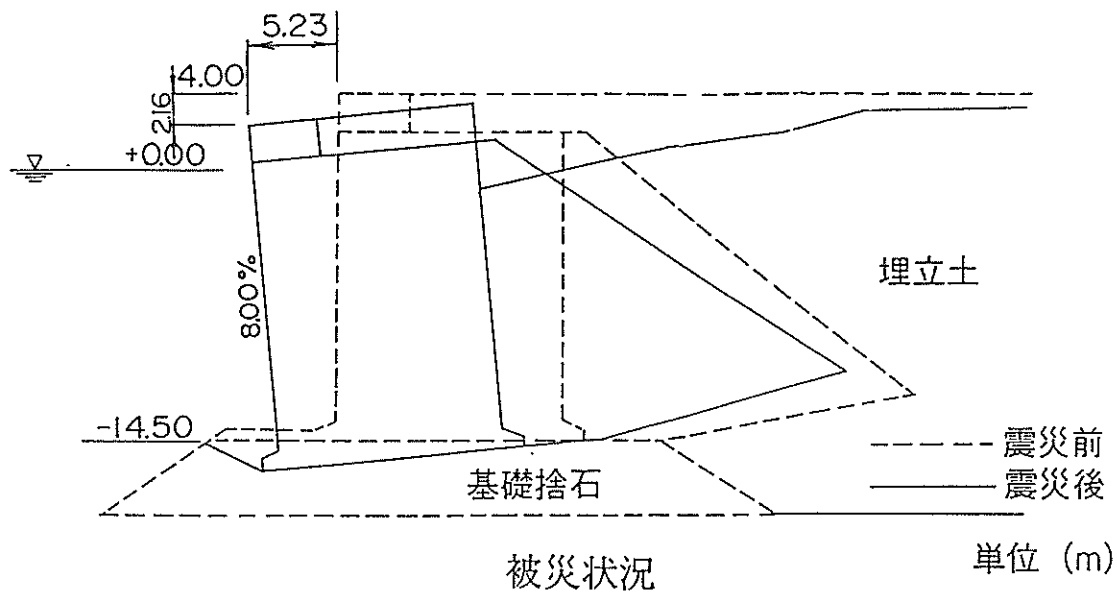


図-6 六甲アイランド-14m 岸壁の被災形状

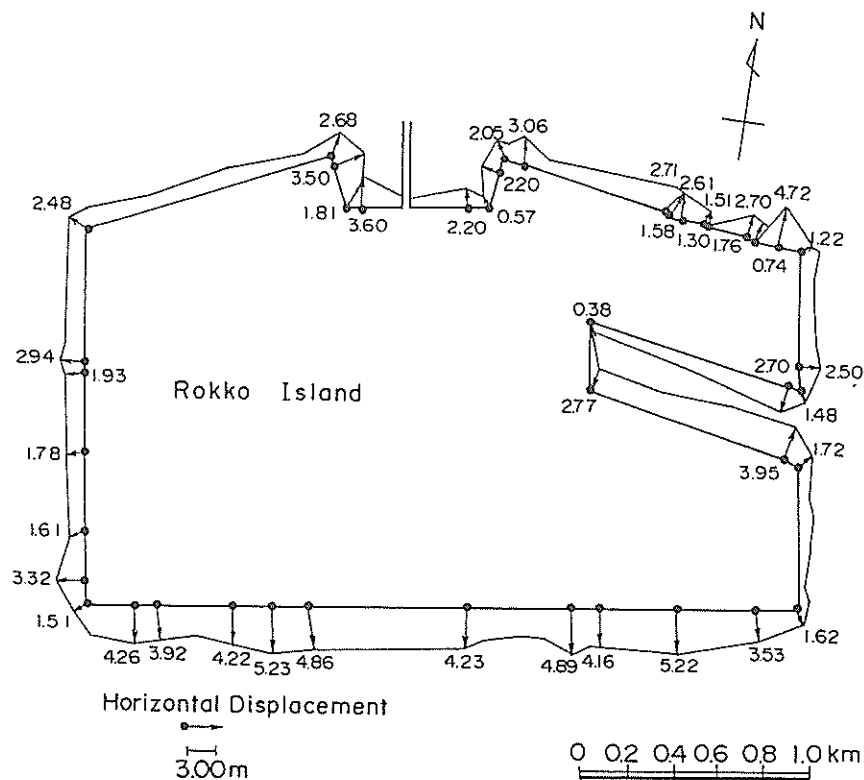


図-7 六甲アイランド岸壁の天端水平変位量 (INAGAKI et al. 1996)⁴⁾

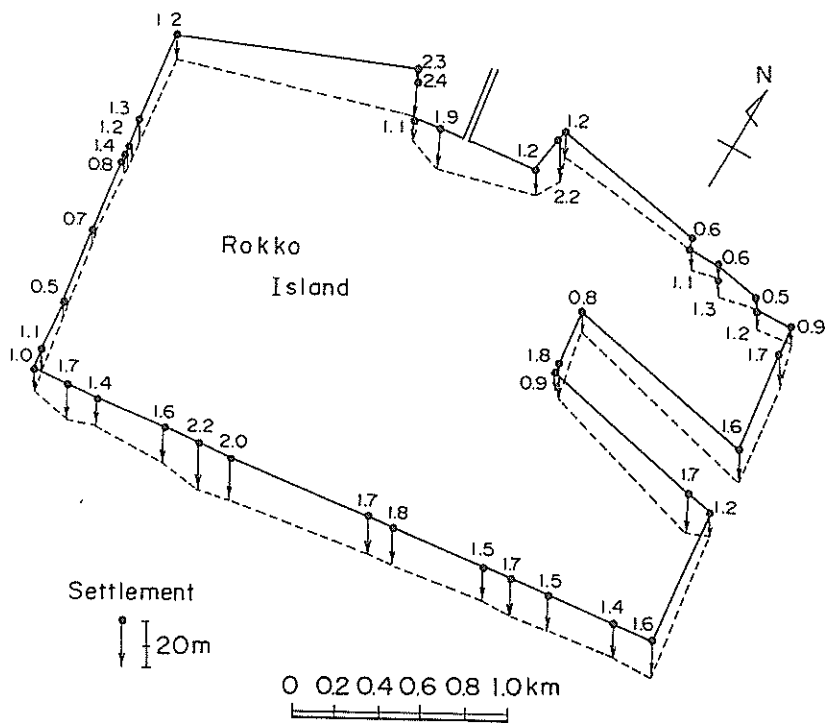


図-8 六甲アイランド岸壁の天端沈下量 (INAGAKI et al. 1996)⁴⁾

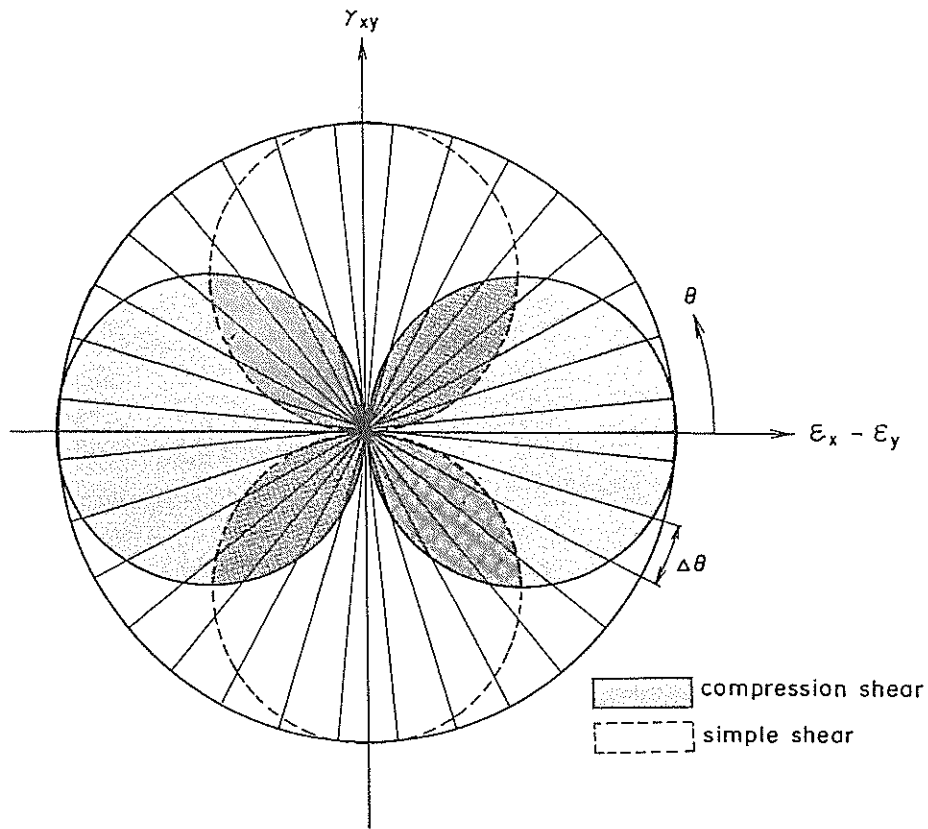


図-9 せん断応力-せん断ひずみモデル (井合ら, 1990)⁵⁾

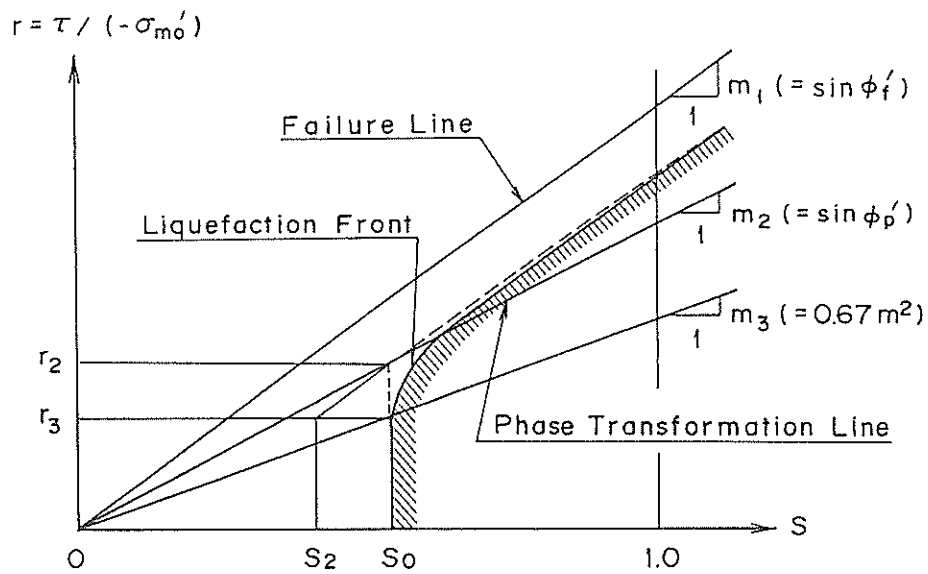


図-10 状態変数 S とせん断応力比 r の概念図 (井合ら, 1990)⁵⁾

曲線モデルの基準ひずみは、初期有効拘束圧力を σ'_{m0} とすると以下のような関係となる。

$$\begin{aligned} \tau_{m0} &= \sigma'_{m0} \cdot \sin \phi_f \\ G_{m0} &= G_{ma} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{m0}}{\sigma'_{ma}}} \\ \gamma_{m0} &= \frac{\tau_{m0}}{G_{m0}} \end{aligned} \quad (1)$$

このモデルの特徴は以下の通りである。

- 1) 排水条件におけるせん断応力-せん断ひずみの履歴ループの特性（ひずみ依存カーブ）は既往の試験データとよく適合する。
- 2) 主応力の回転の影響が自然に（新たなパラメータを導入しなくても）考慮される。
- 3) 材料の異方性が導入されやすい形になっている。

3. 2 過剰間隙水圧発生モデル³⁾

有効応力解析はサイクリックモビリティの進行に応じて、せん断破壊線に極めて接近した有効応力経路を対象としなくてはならない。したがって、本研究で用いたモデルでは、図-10に斜線で示すような変相線を伴う液状化フロントを仮定し、有効応力経路をモデル化している。ここで、図に示す変相線は応力空間において contractive zone から dilative zone を区分する線である。この液状化フロントは、静的非排水かつ全拘束圧力一定の条件下において σ'_m/σ'_{m0} に一致する状態変数 S と、せん断応力比 $r = \tau/\sigma'_{m0}$ によって示される

$$\left(\text{ここに、} \sigma'_{m0} = (\sigma'_{x0} + \sigma'_{y0}) / 2 \right)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_2) / 2 = \sqrt{\sigma_{xy}^2 + \left\{ (\sigma'_y - \sigma'_x) / 2 \right\}^2}$$

液状化フロントの形は、基本的には同図中の破線によって示されるとおり、変相線以下では鉛直、変相線を越えると破壊線に並行になるとしている。具体的には、液状化フロントは液状化フロントパラメータ から以下に示す関数で近似している。

$$\begin{aligned} S &= S_0 \quad (r \leq r_3 \text{ の時}) \\ S &= S_2 + \sqrt{(S_0 - S_2)^2 + \left\{ (r - r_3) / m_1 \right\}^2} \\ &\quad (r \leq r_3 \text{ の時}) \quad \dots \dots (2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、} \quad r_2 &= m_2 S_0 \\ r_3 &= m_3 S_0 \\ S_2 &= S_0 - (r_2 - r_3) / m_1 \\ m_1 &= \sin \phi_f \\ m_2 &= \sin \phi_p \\ m_3 &= 0.67 m_2 \\ \phi_f &: \text{内部摩擦角} \\ \phi_p &: \text{変相角} \end{aligned}$$

上式中の液状化フロントパラメータ S_0 は、正規化した塑性せん断仕事 ω ($= W_s/W_n$, W_s : 塑性せん断仕事, $W_n = (\tau_{m0} \cdot \gamma_{m0}) / 2$, $\tau_{m0} = m_1 \cdot \sigma'_{m0}$, $\gamma_{m0} = \tau_{m0} / G_{m0}$, $G_{m0} = G_{ma} \cdot \sqrt{\sigma'_{m0} / \sigma'_{ma}}$) の関数として次式より与えられる。

$$\begin{aligned} S_0 &= 1 - 0.6 \cdot (\omega / \omega_1)^{P_1} \\ &\quad (\omega \leq \omega_1 \text{ の時}) \\ S_0 &= (0.4 - S_1) (\omega_1 / \omega)^{P_2} + S_1 \\ &\quad (\omega > \omega_1 \text{ の時}) \end{aligned} \quad \dots \dots (3)$$

上式中の P_1, P_2, ω_1, S_1 は、以下の考えに基づいている。

- 1) 実験室レベルの研究では $S_0 = 0.4$ で土の性質が急変する。したがって、定式化の際、 $S_0 > 0.4$ に対するパラメータと $S_0 < 0.4$ に対するパラメータの少なくとも2つのパラメータが必要となる。（ P_1, P_2 ）
- 2) さまざまな土の液状化をモデル化するために、正規化した塑性せん断仕事の寄与および S_0 を全域に渡ってコントロールできるパラメータが必要となる。（ ω_1 ）
- 3) サイクリックモビリティの安定したシミュレーションを得るために、限界状態（すなわち完全液状化状態）において S_0 は0となるべきではない。したがって S_0 の限界最小値としてパラメータが必要となる。（ S_1 ）上記パラメータの概念図を図-11に示す。また、塑性せん断仕事の計算においては、全せん断仕事から弾性せん断仕事にパラメータ c_1 をかけて微小なせん断応力レベルでの過剰間隙水圧の発生/非発生の挙動を柔軟に追跡できるようにしている。さらに、変相線を越えた領域においては、塑性せん断仕事すべてが液状化に作用しないと考えられることから、その増加率について若干の補正を加えている。

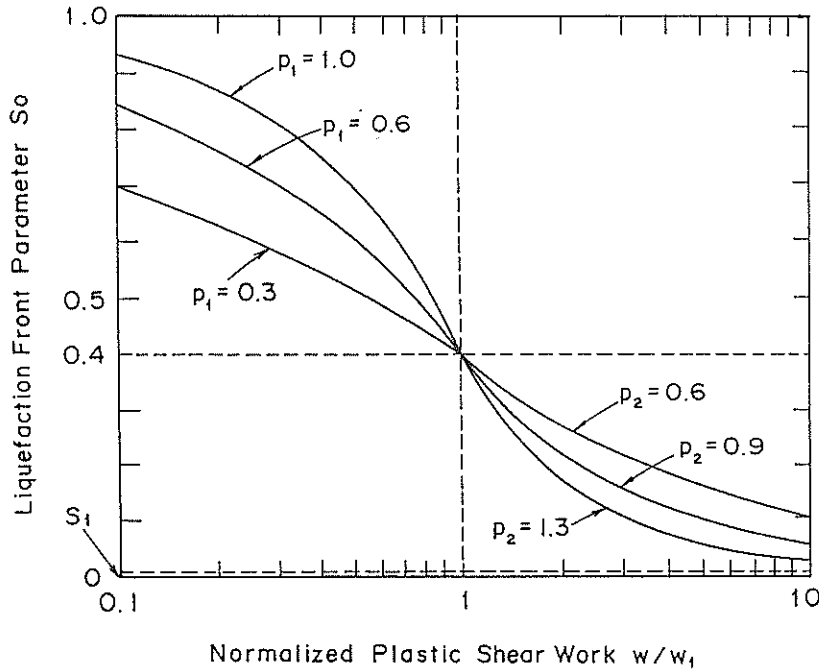


図-11 液状化パラメータの概念図 (井合ら, 1990)⁵⁾

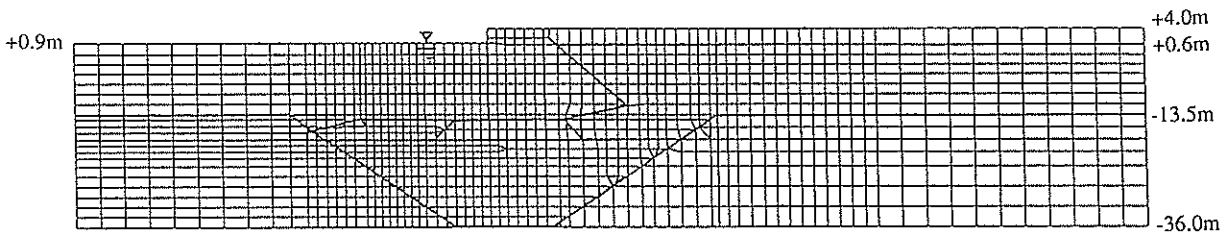


図-12 解析に用いた有限要素メッシュ

有効応力解析に当たっては、式(2)から求まる状態変数 S から、これに等価な塑性体積ひずみを求める。また、液状化の進行(すなわち、状態変数 S および液状化フロントパラメータ S_0 の変化)に伴って、せん断弾性係数 G_m を次式により与える。

$S_0 > 0.4$ の時

$$\tau_m = \tau_{m0} \cdot S, G_m = \tau_m / \gamma_{m0} \quad \dots\dots (4)$$

$S_0 < 0.4$ の時

$$\tau_m = \tau_{m0} \cdot S + \Delta\tau_m, G_m = \tau_m / \gamma_m \quad \dots\dots (5)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \Delta\tau_m &= \Delta\gamma_m \cdot \sigma'_{m0} \\ \Delta\gamma_m &= (m_1 - m_2) \cdot (0.4 - S_0) \end{aligned}$$

$$\gamma_m = \gamma_{m0} / (S_0 / 0.4)$$

ただし、動的解析の初期条件として $S_0 < 0.4$ となる場合には、上式に対し若干の補正を行っている。

以上から、本研究で用いた過剰間隙水圧モデルの特徴として、以下のことが言える。

- 1) 式(5)に示すように、液状化の進行(S_0 の減少)にともなって、せん断ひずみのスケールを拡大することにより、数パーセント程度以上のひずみを数値解析上安定して求められる。
- 2) 塑性せん断仕事 W_s を $W_n = (\tau_{m0} \cdot \gamma_{m0}) / 2$ により正規化したものを、液状化を進行させる内部変数 ω (式(3))として用いているので、非排水繰り返しせん断試験における液状化せん断抵抗は、拘束圧力に依存せず一定となる。

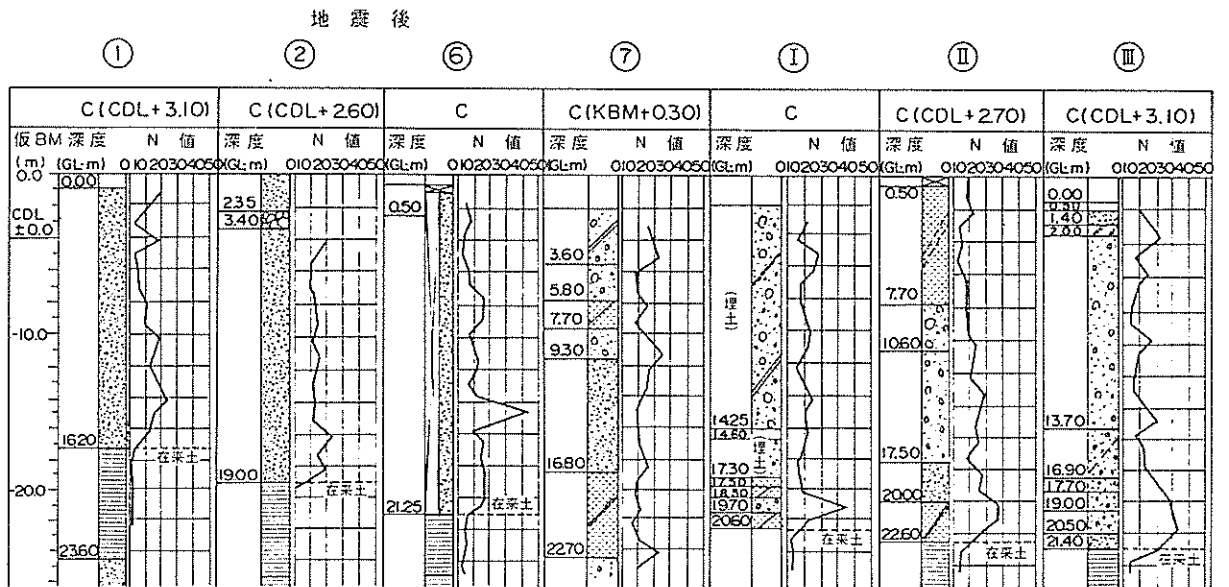
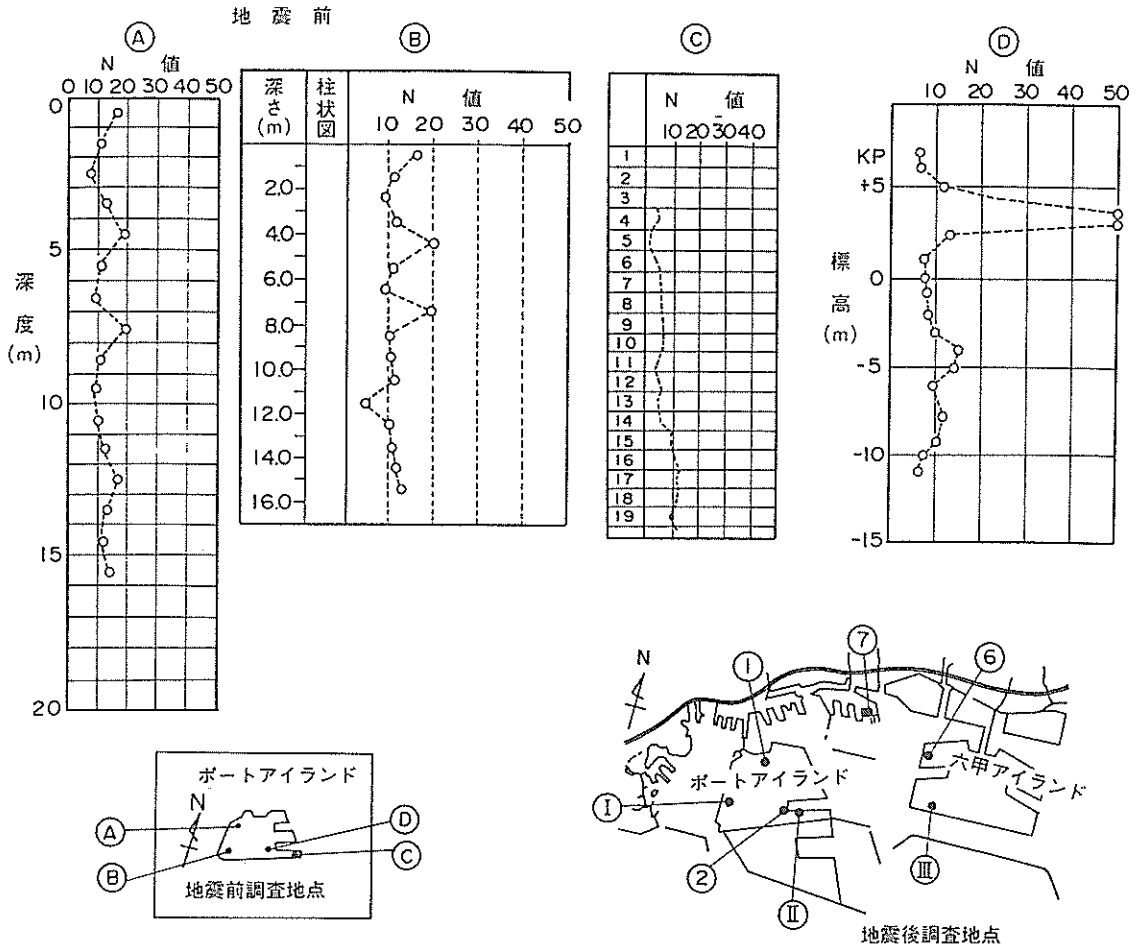


図-13 地震前後の埋立地の土質調査結果

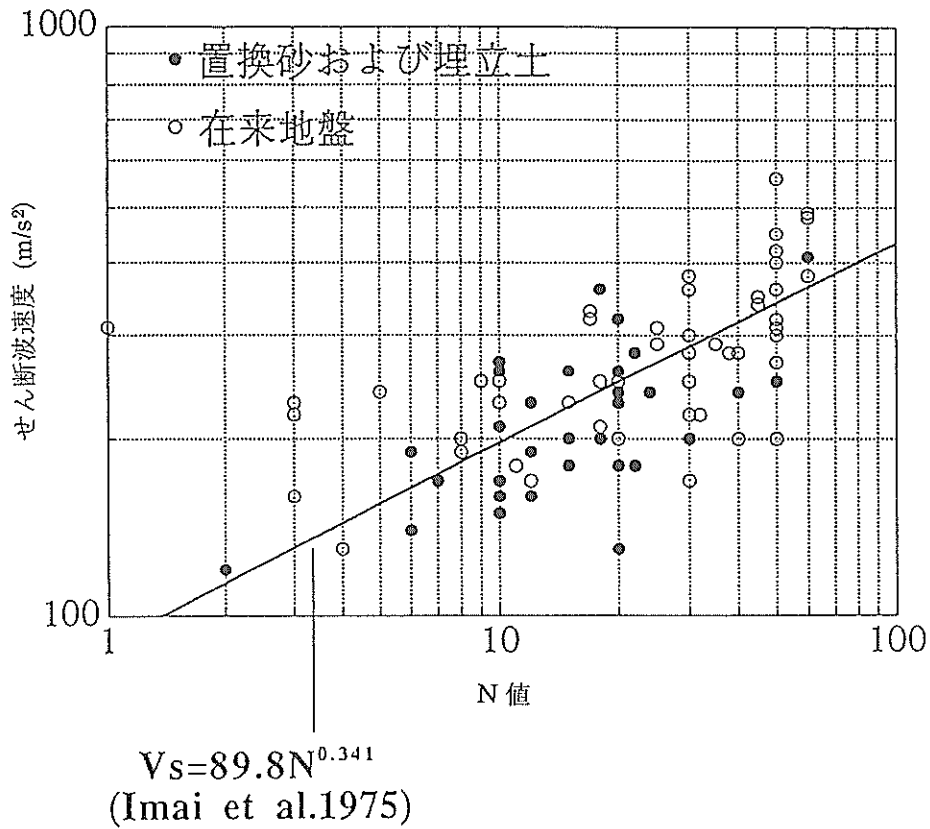


図-14 地盤の N 値とせん断波速度の関係

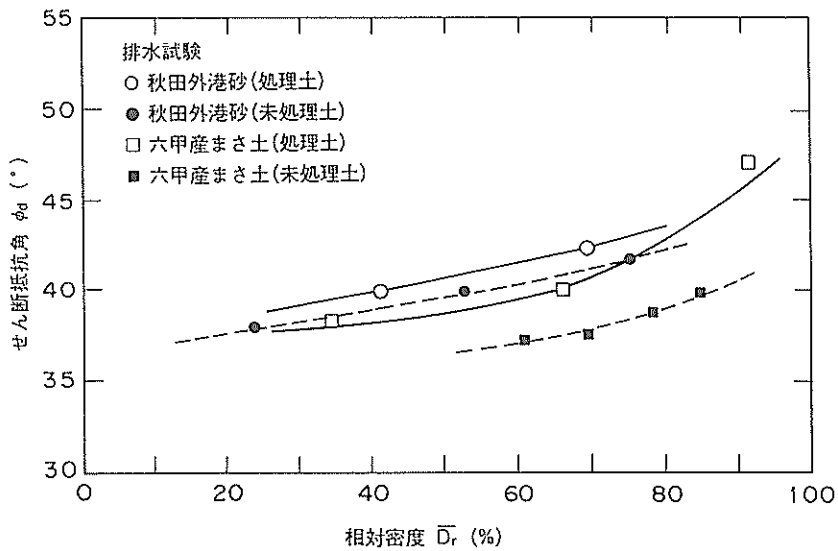


図-15 まさ土の相対密度と内部摩擦角の関係 (善ら, 1990)⁶⁾

3. 3 解析断面および土質パラメータの設定

本研究では前述のように、六甲アイランドにおいて最も大きく変形した-14m岸壁を対象として数値解析を実施した。解析手法としては時間領域における有限要素法を用い、図-12に示すメッシュを用いた。ケーソン背面および底面にジョイント要素を用い、ケーソン壁面に沿う滑りを考慮した。側方境界では無限遠方における水平成層地盤の地震応答を考慮し、下方境界ではポートアイランド GL-32mにおける観測波を境界波として入力した。

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（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は慎重な検討が必要である。しかし、図-13に示す地震前後の埋立土の N 値はいずれも5~10程度の値を示しており、両者に著しい相違はみられない。従って、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、解析を実施した。

有効応力解析を実施するにあたり、初期せん断弾性係数、初期体積弾性係数、初期有効拘束圧、内部摩擦角および液状化パラメータが必要となる。まず、初期せん断弾性係数 G_{m0} は S 波伝播速度より次式で求めた。

$$G_{m0} = \rho \cdot V_s^2 \quad (6)$$

ここで、

G_{m0} : せん断弾性係数 (kPa)

ρ : 単位体積質量 ($\text{kN} \cdot \text{s}^2 / \text{m}$)

V_s : S 波伝播速度 (m/s)

今回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は図-14に示すとおりである。

初期体積弾性係数はポアソン比 ($\nu = 0.333$) と G_{m0} の関係より次式により求めた。

$$K_0 = \frac{2(1+\nu)}{3(1-\nu)} \cdot G_0 \quad (7)$$

内部摩擦角を求めるには、まず相対密度を次式より算出した。

$$D_r = 21 \cdot \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad (8)$$

ここで

D_r : 相対密度

N : 土層の N 値

σ'_v : 土層の有効上載圧力 (kgf / cm^2)

次に、圧密排水三軸試験結果より既に得られている相

対密度と内部摩擦角の関係 (図-15)⁶⁾のうち六甲産未処理土の結果に基づいて内部摩擦角を求めた。

過剰間隙水圧モデルに関するパラメータ S_1, ω_1, p_1, p_2 は、繰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の採取位置を図-16に、凍結サンプリング試料による置換砂・埋立土の繰返し三軸試験結果の一例と要素解析シミュレーションによる解析結果の例を図-17~19に示す⁷⁾。

液状化強度曲線はせん断応力比 (せん断応力/拘束圧) であらわれ、このせん断応力比は拘束圧には大きく依存しないため、パラメータフィッティングのための要素解析は、拘束圧が $\sigma'_{m0} = 98.0 \text{ kPa}$ の下で実施した。一方、凍結サンプリング試料に対する繰返し三軸試験は原位置における拘束圧と同じ拘束圧の下で実施している。したがって、図-17~19においては、凍結サンプリング試料に対するものと同様の応力条件で行った要素解析の結果を、繰返し三軸試験における値 (軸ひずみなど) に換算して図示した。軸ひずみや過剰間隙水圧比の増加の様子は両者が極めて類似しており、ほぼ同等の液状化抵抗を示している。実際の繰返し三軸試験結果では応力-ひずみ関係が左右非対称になったり、なめらかに反転しており、数値計算による結果とは若干の違いが見られるが、総合的に判断すれば液状化による要素の変形の様子をかなりの精度で再現できているといえる。特に、変形解析の結果に大きく影響を及ぼすと考えられるひずみの累積の状況については計算結果と実際の繰返し三軸試験結果がよく整合している。

置換砂・埋立土の凍結サンプリング試料による液状化抵抗曲線と要素解析シミュレーションにおける液状化強度を図-20に示す。なお、ここでは発生する過剰間隙水圧比が1.0を越えた時点もしくは片振幅歪が2.5%を越えた時点を持って液状化とした。

以上の検討により決定し、今回の解析に用いた土質パラメータを表-2にまとめて示す。

兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析

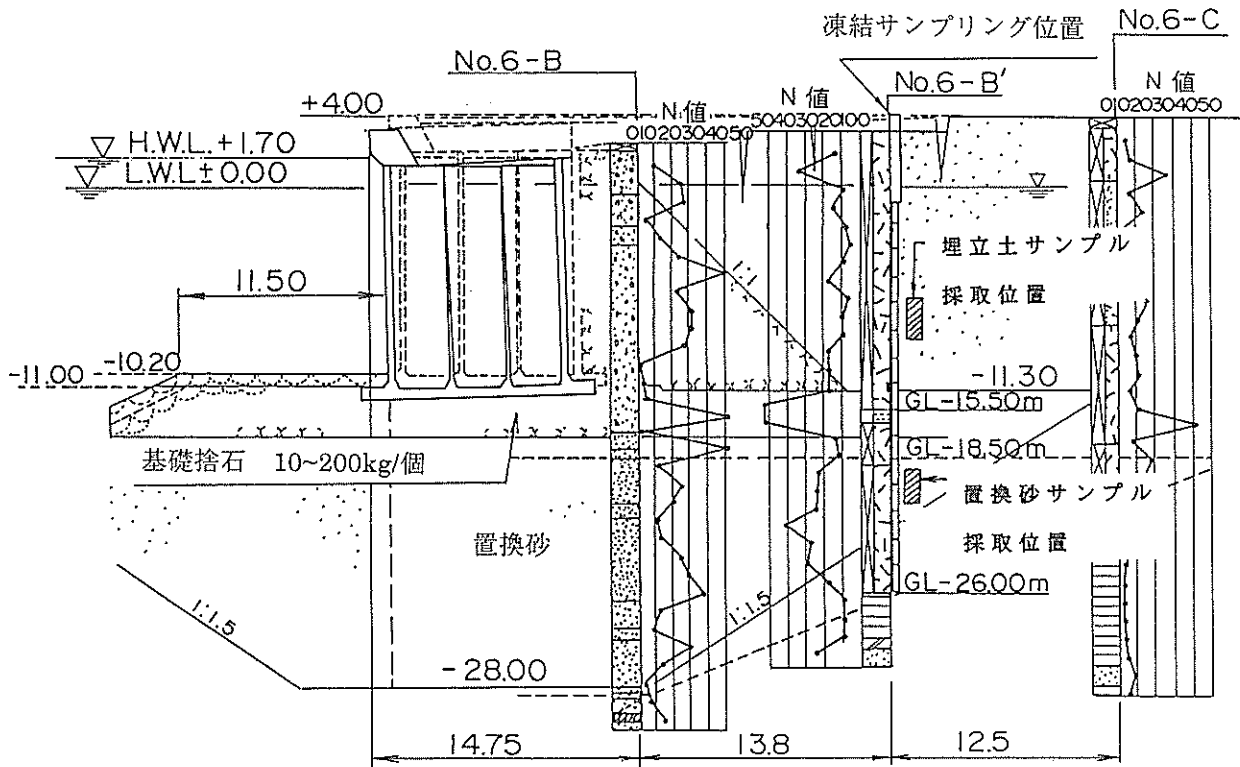


図-16 凍結サンプリング採取位置

表-2 解析に用いた土質パラメータ

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	$\tan \phi = 0.60$	(ジョイント要素)
ケーソン背面摩擦係数	$\tan \phi = 0.27$	(ジョイント要素)

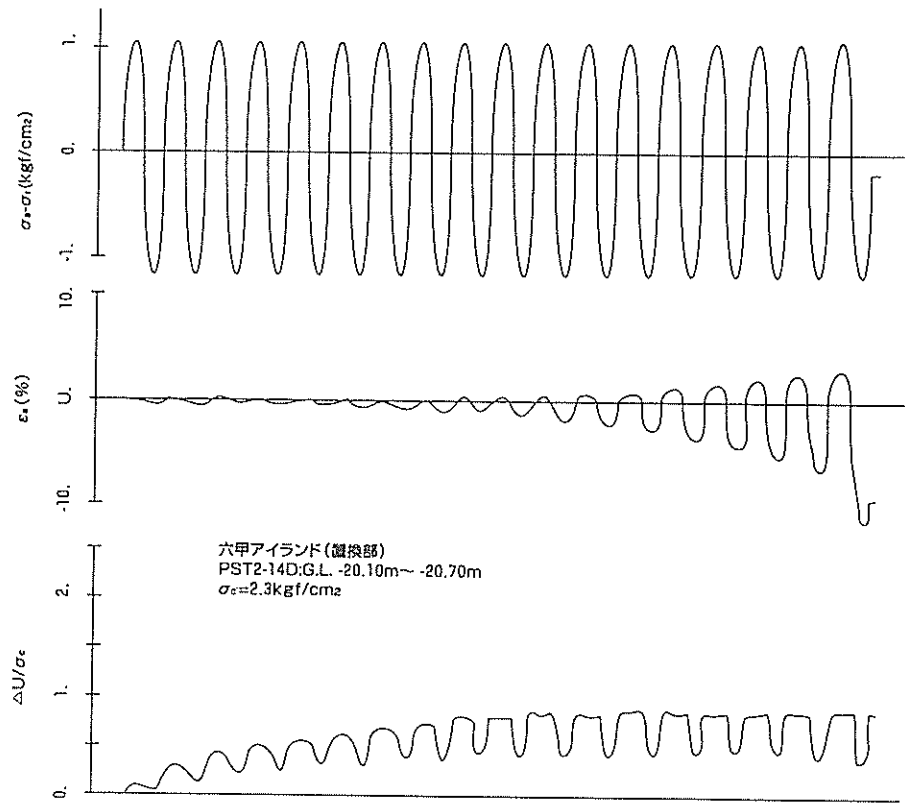


図-17(a) 液状化試験の一例 (凍結サンプリング試料: 六甲アイランド置換砂)⁷⁾

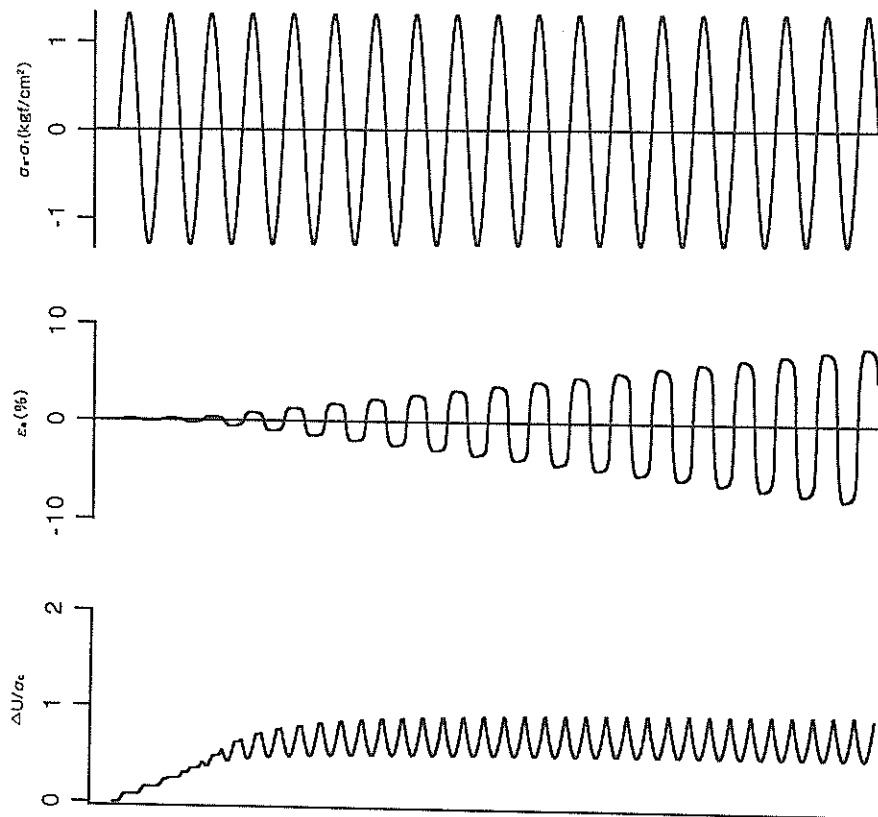


図-17(b) 液状化試験の一例 (要素シミュレーション結果: 置換砂)

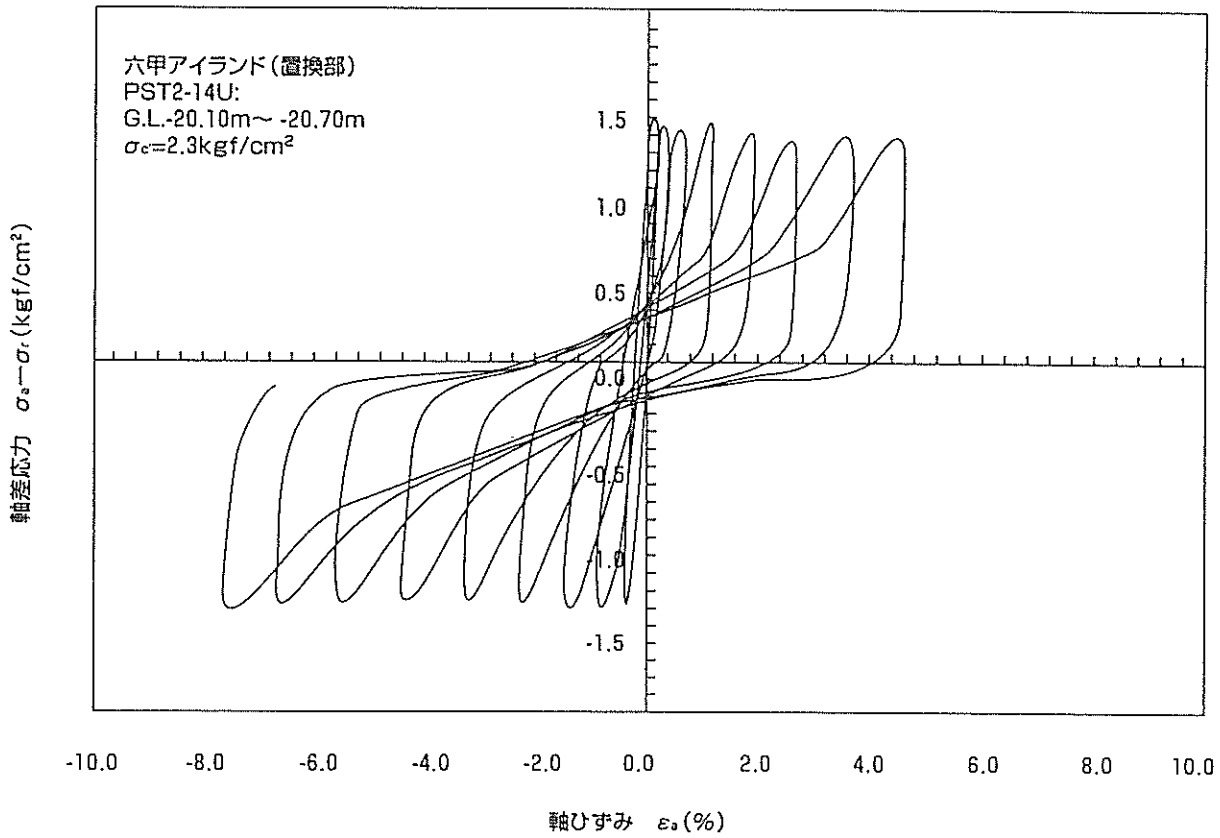


図-18(a) 応力-ひずみ関係の一例 (凍結サンプリング試料: 六甲アイランド置換砂)¹⁾

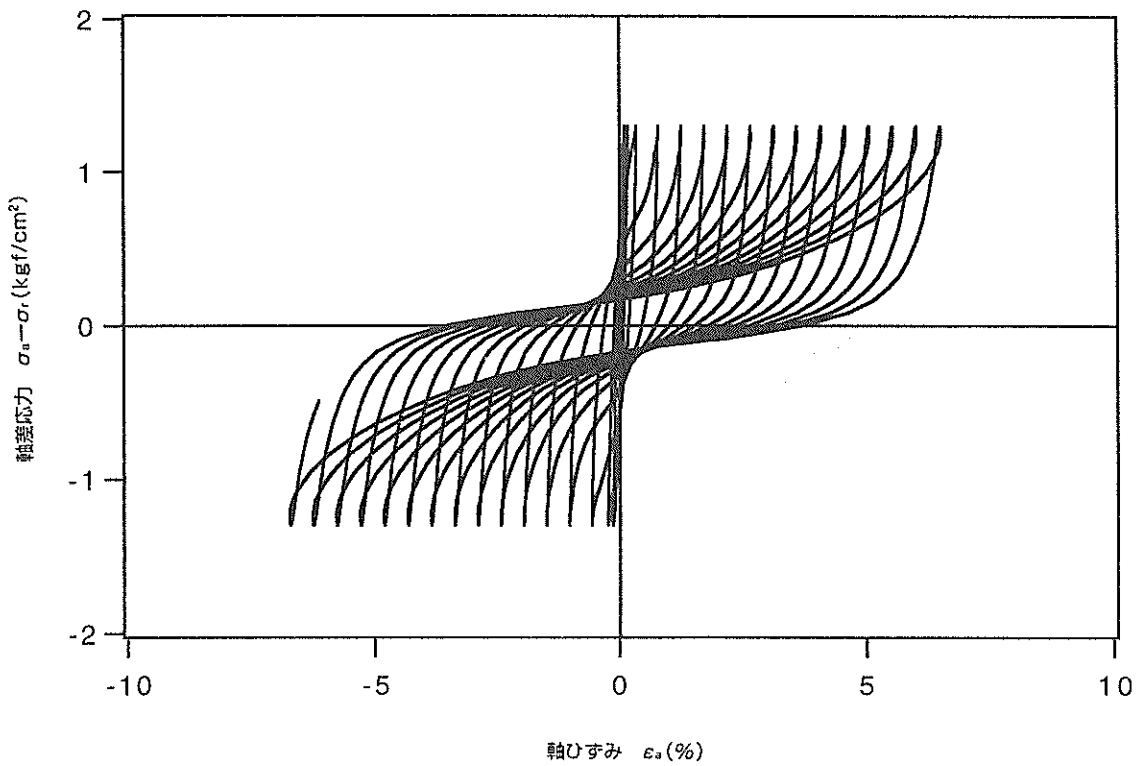


図-18(b) 応力-ひずみ関係の一例 (要素シミュレーション結果: 置換砂)

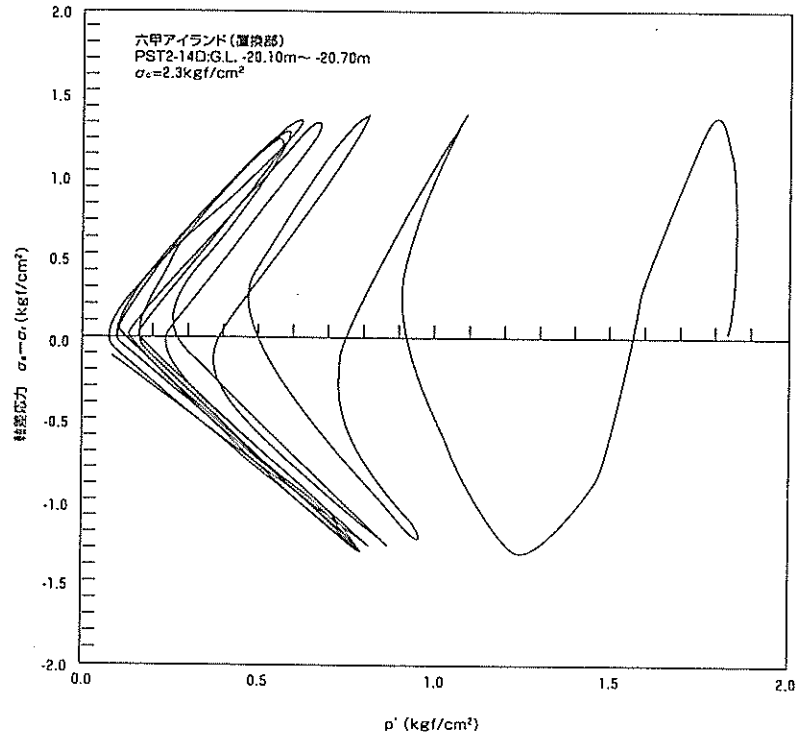


図-19(a) 応力経路の一例 (凍結サンプリング試料: 六甲アイランド置換砂)⁷⁾

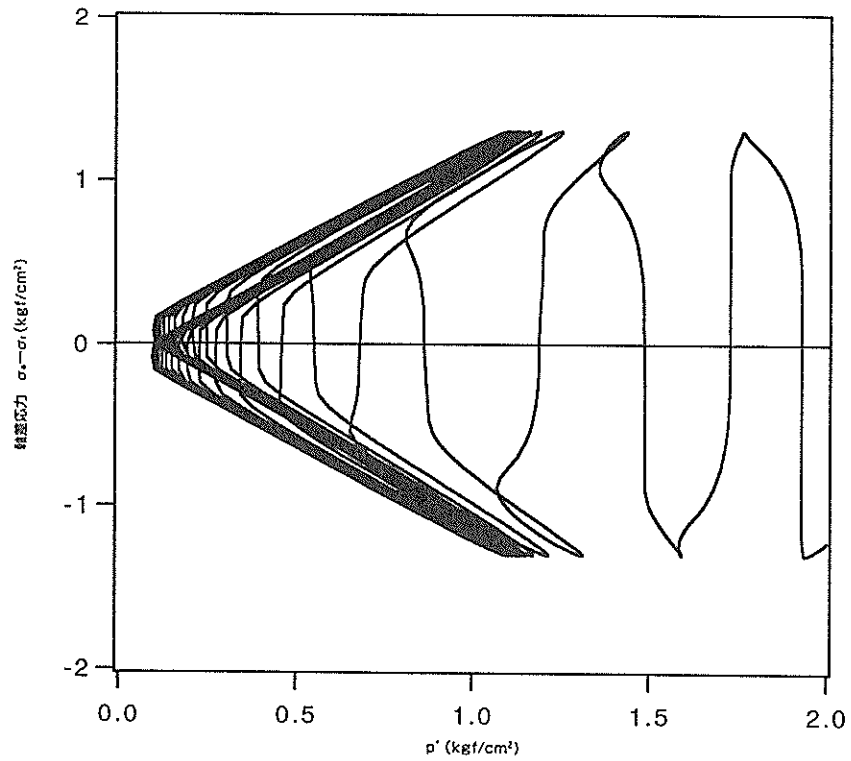
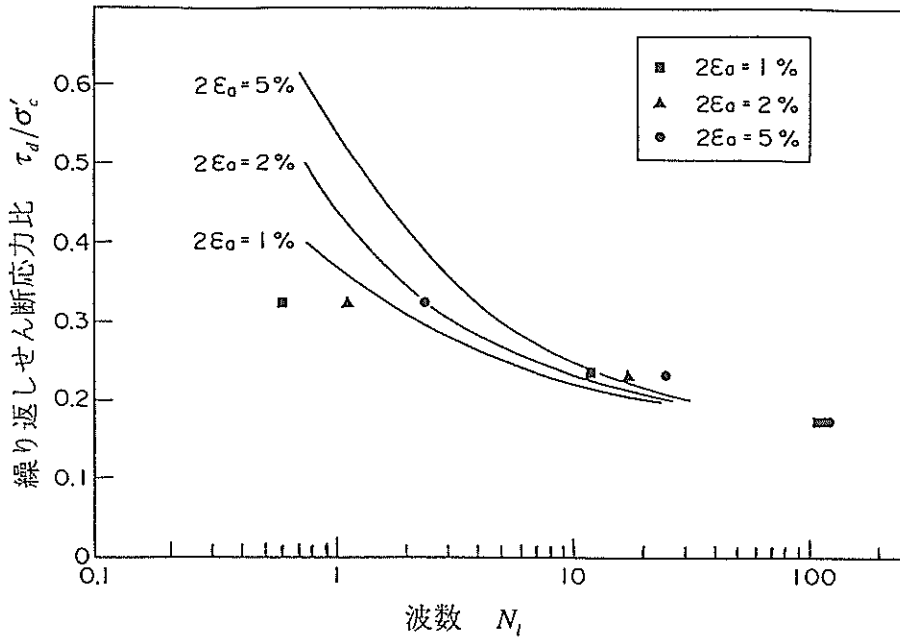
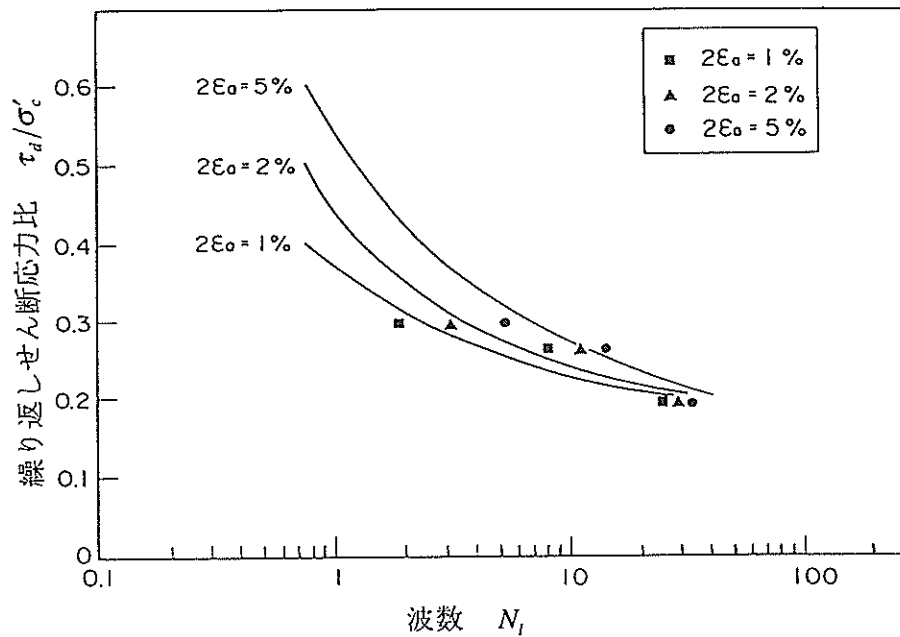


図-19(b) 応力経路の一例 (要素シミュレーション結果: 置換砂)



(a) 埋立土キャリブレーション結果



(b) 置換砂キャリブレーション結果

図-20 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結果

4. ケーソン式岸壁の被災メカニズム

4.1 地震前の土圧分布

有効応力解析においては、地震応答解析に先立って地震前の地盤・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る、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-21に示すが、現行の設計法で求められる常時の土圧分布（破線）とおおむね整合性のある結果が得られている。

ケーソン底面の土圧分布について見てみると、ケーソンが前面に転倒しようという方向に力が働いているため、前面部に近いほど鉛直方向応力が増加している。これは、 tf/m^2 に換算して $40tf/m^2$ の端し圧となっており、設計で用いていた値とほぼ同程度の値となっている。ケーソン前面の置換砂についてみると、ケーソンおよび裏埋土の土圧の影響を受け、鉛直方向応力と同程度の水平方向応力が作用している。このように、ケーソン周辺では応力状態が場所により大きく異なり、ケーソンの地震応答および変形にはこれらの初期応力状態が大きく影響していると考えられる。

4.2 岸壁周辺の変形とケーソンの応答

前述のように、神戸市開発局の鉛直アレー地震観測で得られたポートアイランドの地中（GL-32m）の記録のNS成分及びUD成分を解析対象範囲の底面の境界波として入力し、20秒間の解析を行った。ケーソン天端の加速度・変位時刻歴を図-22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、ケーソン天端の水平最大加速度は約330Galである。地震後（20秒後）の残留変形図を図-23に、ケーソン周辺の変形詳細図を図-24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、天端水平変位約4~5m・同鉛直変位（沈下）約1.5~2.0m・傾斜角約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）は小さな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）を上回ることはないと考えられる。

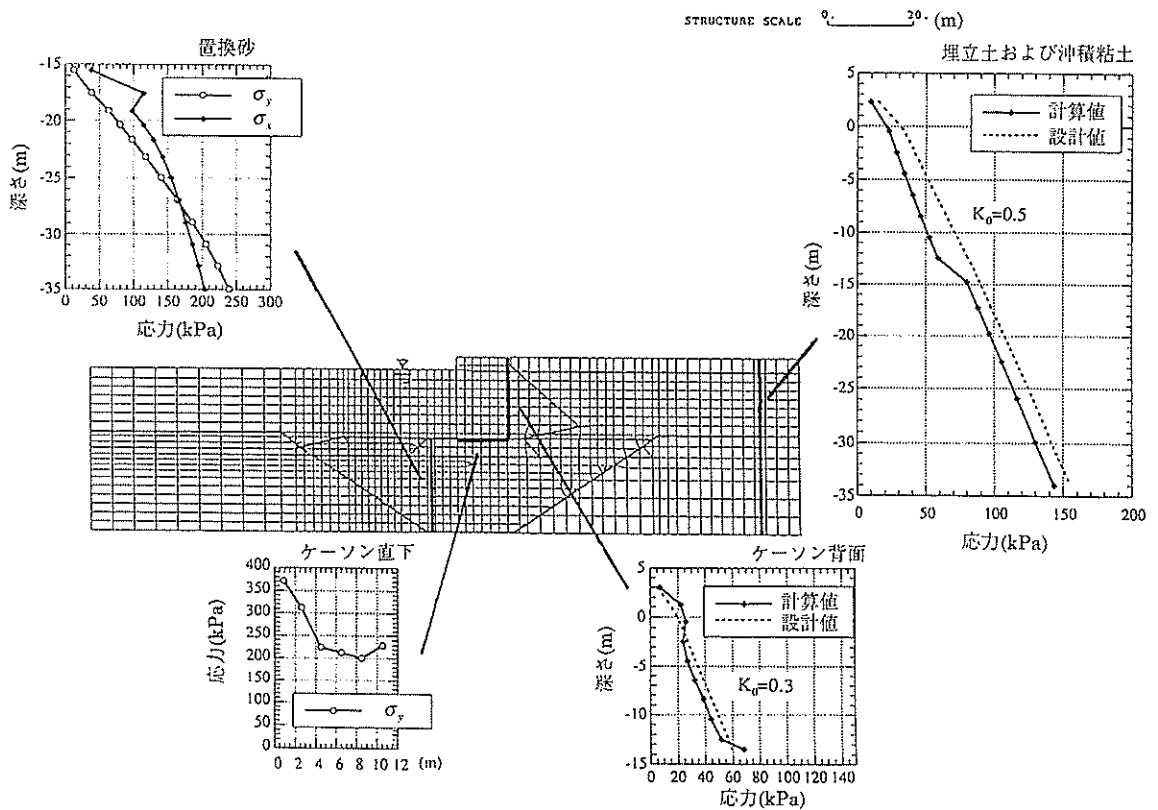
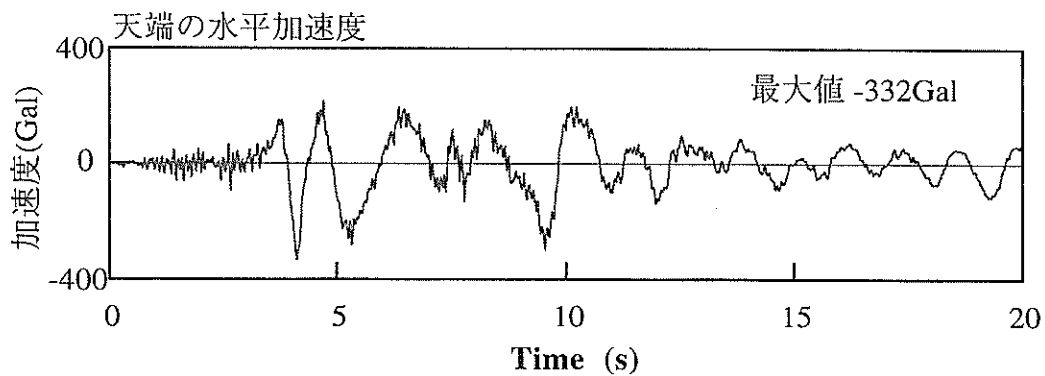
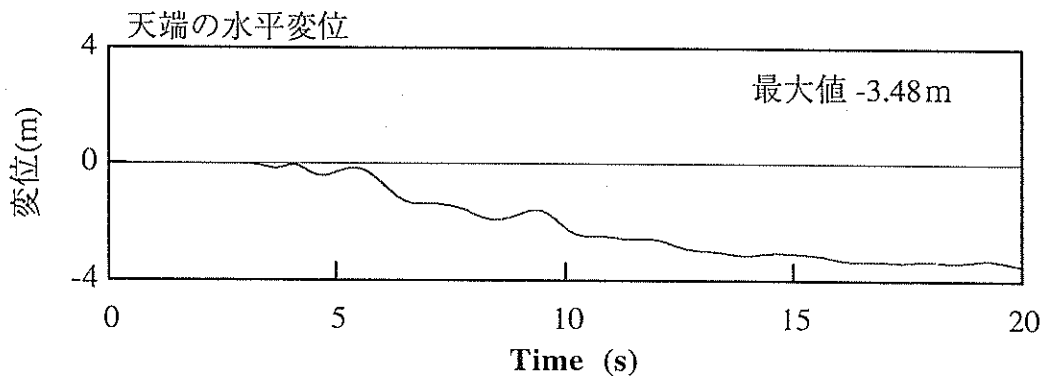
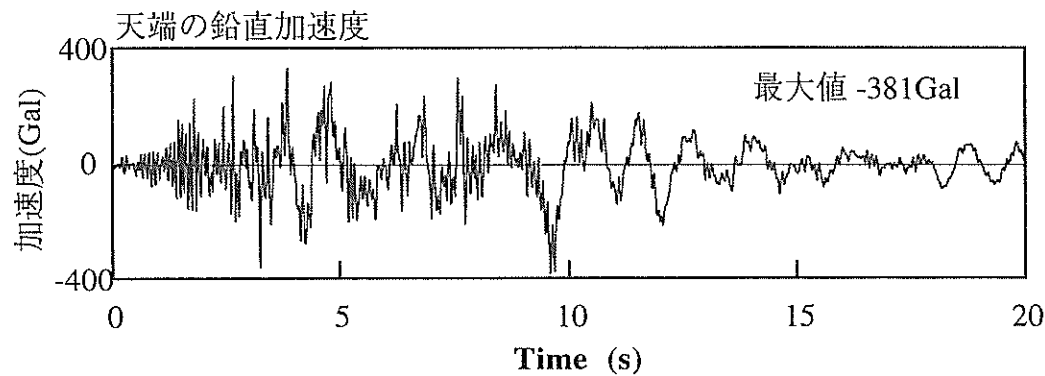
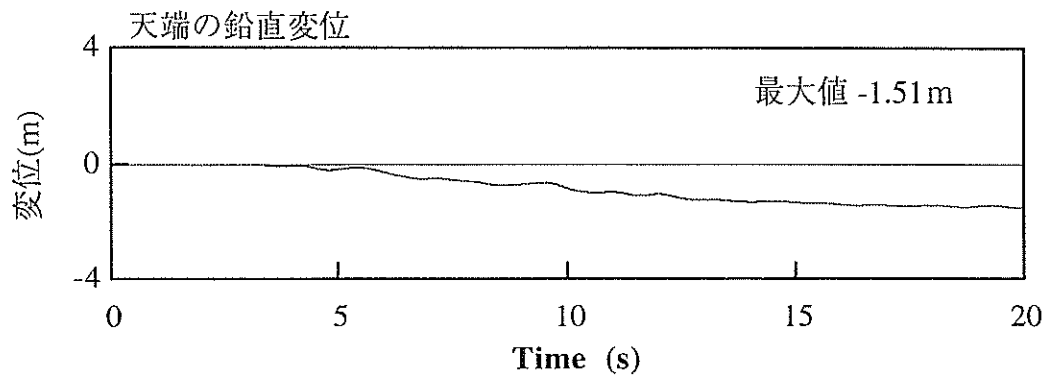


図-21 地震前の土圧分布の計算結果

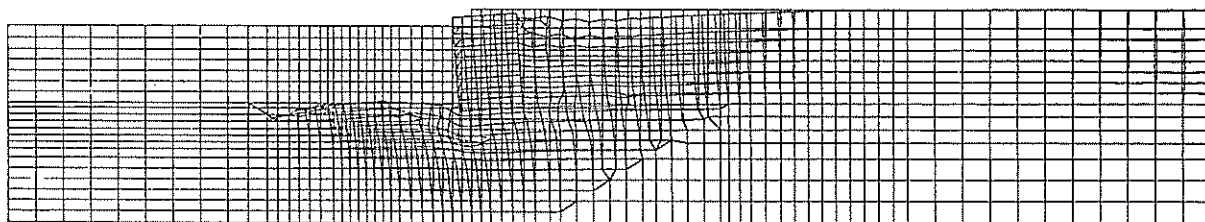


ケーソン天端の水平変位、加速度時刻歴 (陸側向きを正)

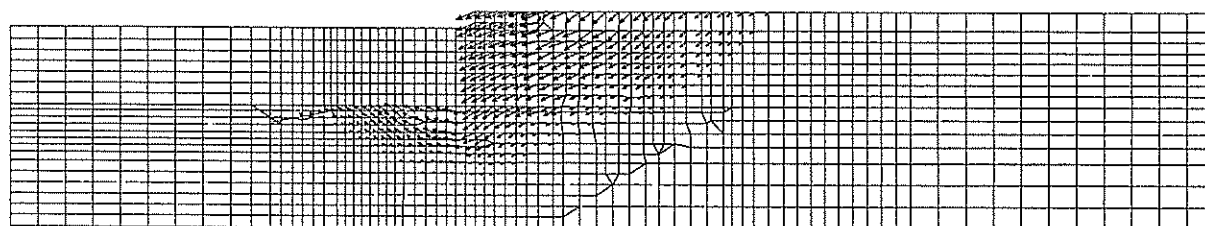


ケーソン天端の鉛直変位、加速度時刻歴

図-22 ケーソン天端における加速度・変位の時刻歴



(a) 変形メッシュ図



(b) 変形ベクトル図

地震後の残留変形 (全体図)

図-23 地震後の残留変形図

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、めり込む様相を呈している。図-25に六甲アイランドにおける同様の形式の岸壁の潜水調査結果を示すが、ケーソンのめり込みの状況や前面の捨石マウンドの盛り上がりの状況が共に整合している。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。

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い、図-26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-27）⁹⁾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。

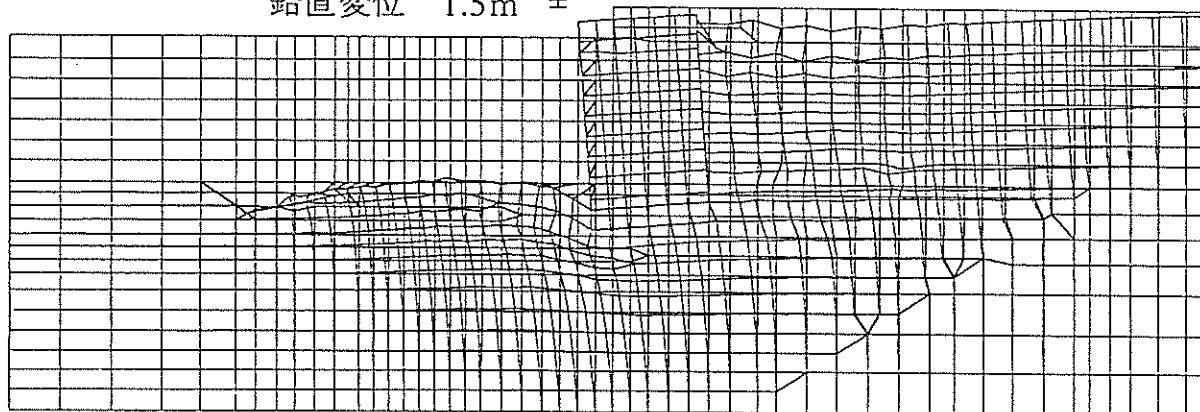
ケーソンの地震時応答の様子を見るため、ケーソンの上下左右4隅の点の軌跡を図-28に示す。海側の天端は時々逆行するものの、比較的なめらかに斜め下方へ移動している。すなわち、ケーソンの水平移動と沈下は同時に複合して生じており、ケーソンが海側に移動するとケーソンの重量が海側直下の土要素に加わり、その結果、ケーソンが沈下・傾斜するという変形メカニズムが考えられる。一方、陸側の端点の軌跡を見ると、陸側に移動するときに沈下が生じ、海側に移動するときには弧を描いて上方に隆起している。すなわち、陸側にケーソンが変位するときには、ケーソン重量によってケーソンの陸側直下の土要素に軸差せん断が加わり、要素が縦に縮むことによってケーソンの傾斜が緩和される方向に沈下が生じている。以上の検討から、ケーソン周辺の変形（特にケーソンの傾斜）には、ケーソンが前後にゆれるロッキング振動が著しい影響を与えているのではないかと考えられる。

傾斜角 4.1度

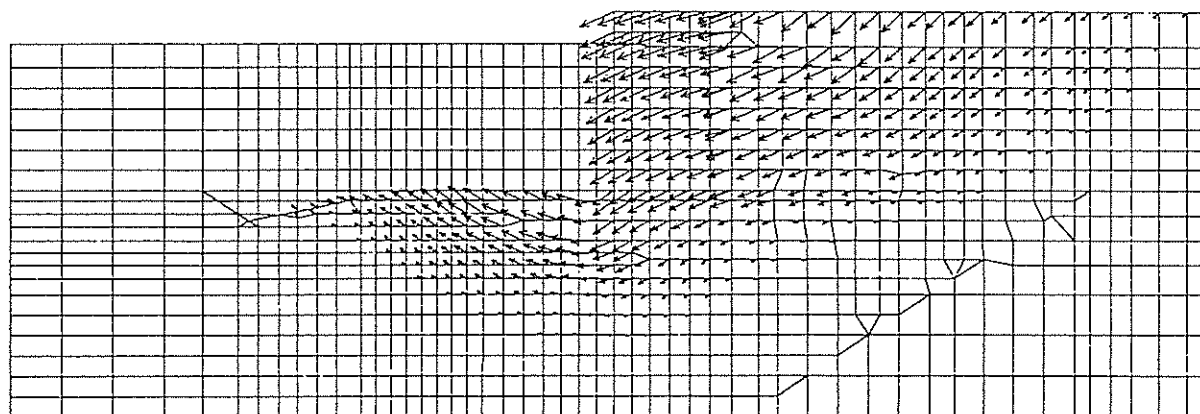


水平変位 3.5m

鉛直変位 1.5m



(a) 変形メッシュ図



(b) 変形ベクトル図

図-24 ケーソン周辺の変形詳細図

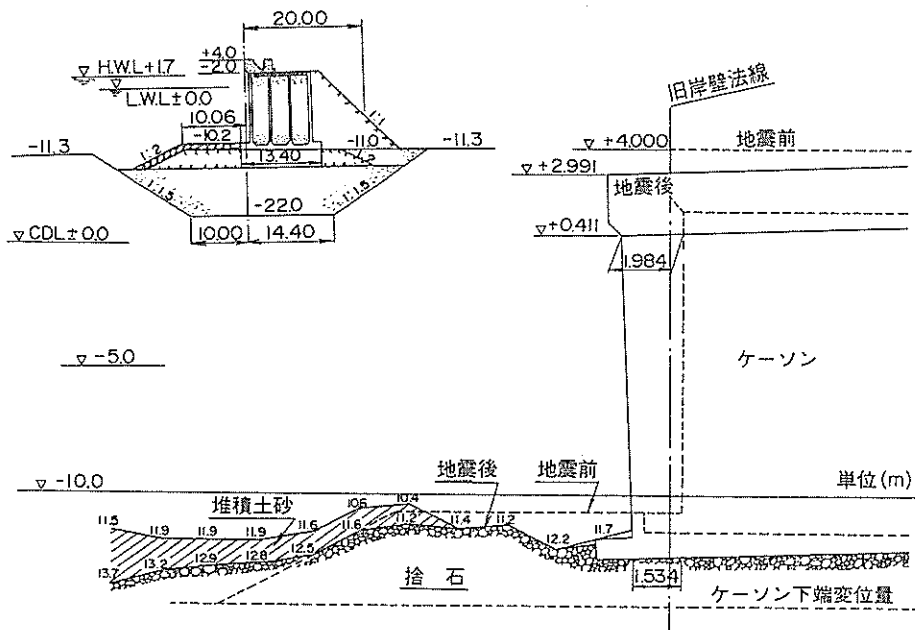


図-25 六甲アイランドにおける潜水調査結果

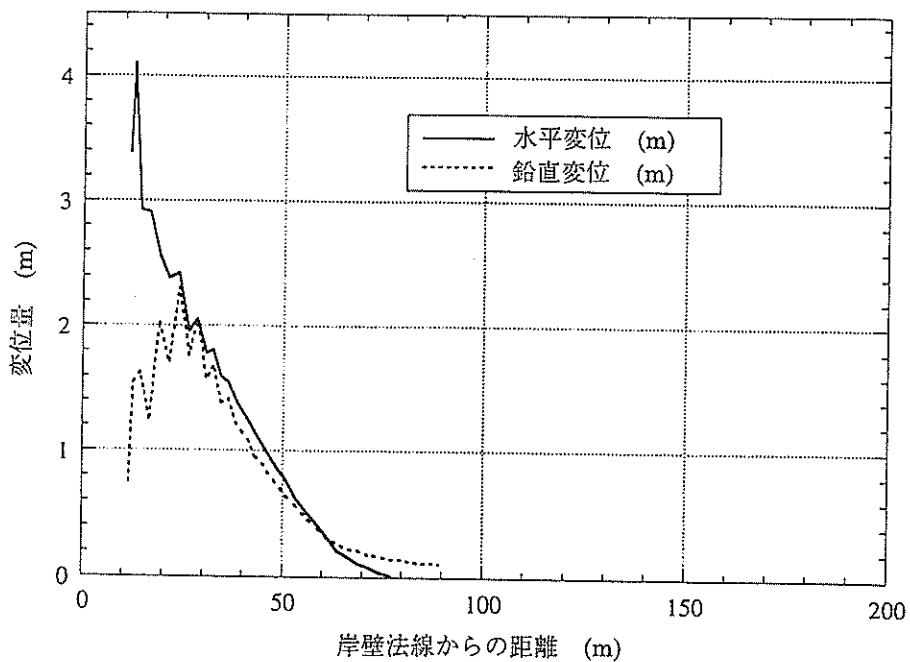


図-26 ケーソン背後地盤の水平変位および沈下の計算値

兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析

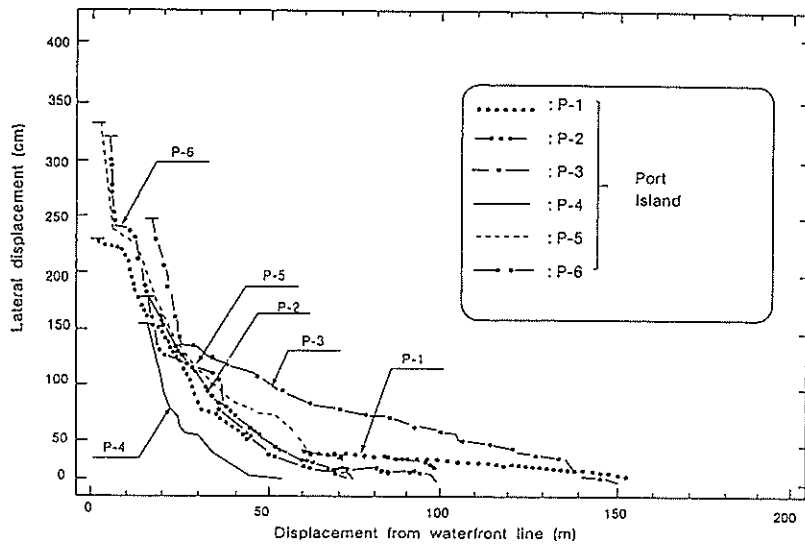


図-27 ケーソン背後地盤の水平変位（実測値）（石原，1995）⁸⁾

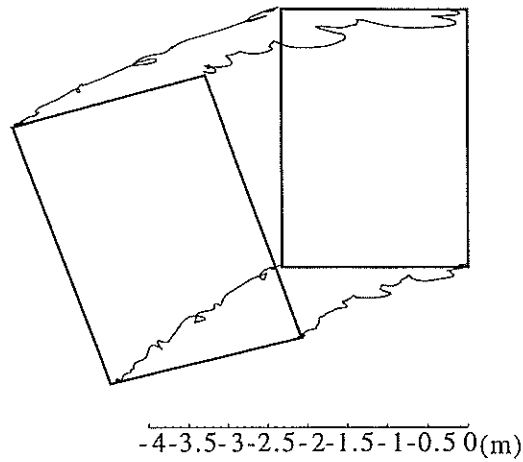


図-28 ケーソンの端点の地震応答の軌跡の模式図



写真-1 ケーソン式岸壁の被災状況

4. 3 過剰間隙水圧の発生状況

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 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0}$ の結果を示す。図-29に解析断面の代表的な点での過剰間隙水圧比の時刻歴と地震後の過剰間隙水圧比の分布を示す。置換砂においては過剰間隙水圧がやや上昇するものの、過剰間隙水圧比で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。地震後には、ケーソンから離れた埋立土では過剰間隙水圧比が0.9以上の状態にあるものの、ケーソン直背後の埋立土では0.8未満にとどまる。置換砂においては0.5から0.6程度である。

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。砂の繰り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、このような砂の繰り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ので、この繰り返し三軸試験での液状化の定義に応じて「液状化」を定義することにした。すなわち、今回のパラメータ設定に用いた繰り返し三軸試験結果では、過剰間隙水圧比が0.9以上に達した頃にせん断ひずみ振幅が両振幅で5.0%に達しているため、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ます。液状化の状態に達していません。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。すなわち、写真-1にケーソン直背後の被災状況を示すが、ケーソン直背後においては噴砂・噴水の形跡が認められず、この事実と計算結果はよく整合している。置換砂が液状化しなかった原因としては、ケーソンの重量に起因する初期せん断応力の存在が考えられ、この点については次節において応力経路や応力ひずみ関係を参照して詳細に検討する。ケーソン直背後の埋立土が液状化しなかった原因としては、ケーソンの海側への移動にともない、過剰間隙水圧が吸収されたものと考えられる。地震後に岸壁背後の亀裂のトレ

ンチ調査が行われ、岸壁直背後において亀裂が大きい場合には地表面まで液状化した砂が噴出しない傾向にあることが報告されている⁹⁾が、これらの調査結果とも数値解析結果は整合している。

4. 4 置換砂・埋立土の挙動

置換砂および埋立土の挙動をより詳細に見るため、ケーソン前面部置換砂（図-30におけるA）、ケーソン直下置換砂（同B）、ケーソン直背後の埋立土（同C）の応力-ひずみ関係を図-31に示す。それぞれ、軸差応力と軸差ひずみの関係、せん断応力とせん断ひずみの関係、平均有効応力とせん断応力の関係である。なお、ここでは水平方向がX軸方向、鉛直方向がY軸方向であり、圧縮が正である。

ケーソン前面部置換砂ではダイラタンシーの影響で初期において有効応力は一時的にせん断応力とともに増大するが、最終的には初期の有効応力の半分程度の有効応力で増減を繰り返す。そのため、有効応力及びせん断応力が0近くまで低下することはない。ひずみについてみると、 $\varepsilon_y - \varepsilon_x$ が-20%強まで増加し、横（水平方向：X軸方向）からの圧縮を受け縦方向にのびる形での変形が見られる。一方 γ_{xy} も-40%近くになっており、単純せん断に伴う変形も支配的である。ケーソン直下置換砂においても、有効応力が2/3程度まで低下するが、そのあたりで増減を繰り返す。ひずみについては $\varepsilon_y - \varepsilon_x$ が約+16%になり、上（Y軸方向）からの圧縮を受け横方向にのびる形での変形が見られる。 $\sigma'_y - \sigma'_x$ も初期の+140kPaから+240kPaまで変化しており、ケーソンの傾斜などに伴う土圧の増加によるものだと考えられる。一方、 γ_{xy} は-6%程度にすぎず、単純せん断に伴う変形は軸差ひずみに伴う変形ほど支配的ではない。前面部置換砂においても直下置換砂においても、応力経路を見ると初期せん断の影響を受け、有効応力が0近くまで低下するより先に破壊線に近づき、変相線を越えダイラタンシーの影響を強く受けていることがわかる。すなわち、有効応力が0になるような完全液状化は起こりえず、破壊線に近づいた時点で土が軟化し、大きな歪が生じていると見なすことができる。以上のメカニズムが図-29において、置換砂が液状化していない理由だと考えられる。

次にケーソンの直背後における埋立土を見ると、液状化により一度有効応力、せん断応力ともに0近くまで低下するが、その後再び増加し、最終的には有効応力が約40kPa、せん断応力が約25kPa程度になる。この原因としては、ケーソンの海側への変位に伴い要素が横方向にのびる形で変形し、軸差ひずみが生じると同時に有効応

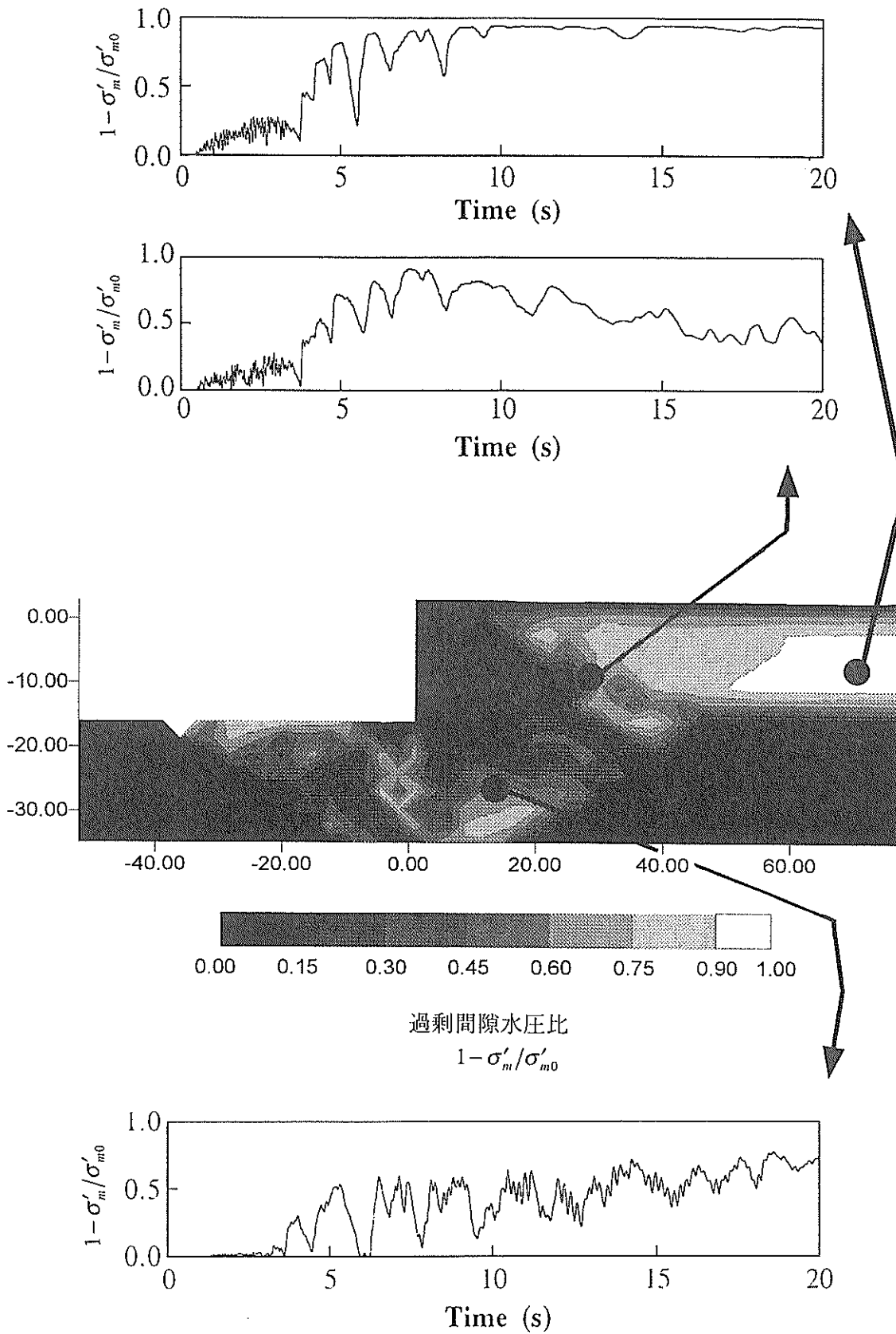


図-29 過剰間隙水圧比の地震後の分布と地震中の時刻歴

力が回復したものと思われる。最終的に軸差ひずみは約+25%に達し、これが支配的な変形モードとなっている。

4.5 ケーソンに加わる土圧

本研究においては、ケーソンの変形は地盤・構造物系の相互作用の結果として直接求めることができ、ケーソンに加わる土圧や慣性力は、その結果の一部として求められるにすぎない。しかし、実務における耐震設計の考え方にしたがってケーソンの変形メカニズムを考えるならば、ケーソンに加わる土圧および慣性力、それからケーソン底面のせん断力あるいは摩擦力のバランスが大きな検討課題となる。そこで、ケーソン背面のジョイント要素における軸垂直方向の応力を合計して求めた、ケーソン背面の土圧合力の時刻歴を図-32に示す。加震前はケーソンを海側に押す方向に約500kPaの土圧が作用しており、加震後4秒ほどは初期の土圧500kPaを中心に変動する。その後、10秒頃になるまで800kPaあたりを中心に変動し、土圧は全体的な傾向としては増加しているようである。10秒過ぎになると、500kPa近くを中心に変動する状態に戻る。また、ケーソンに加わる慣性力の時刻歴を図-33に示す。同図において、ケーソンを海側に押す方向が正である。加震後4秒から10秒あたりで大きな慣性力が海向き、陸向き両方に作用している。

一方、ケーソン下面要素のせん断力の時刻歴を図-34に示す。陸向き、つまり海側へのケーソンの変位に抵抗する方向が正である。このせん断力は土圧および慣性力の合力に対し抵抗する力であり、慣性力の増減に対応してせん断力も増減している。また、加震後4秒から10秒過ぎまでは土圧の全体的な増加にともない、せん断力の

変動の中心軸も増加している。

土圧および慣性力とケーソンの変形との関連を見るため、図-35にケーソンの天端の水平変位の時刻歴とケーソン直背後の要素の過剰間隙水圧比の時刻歴を示した。大きな慣性力が加わる加震約4秒後に過剰間隙水圧が発生すると同時に水平変位が発生している。その後、大きな慣性力が加わると水平変位が大きく発生する。しかし、土圧が増加している加震約4秒後から12秒後まではほぼ連続的に変位が増大している。また、ケーソンの変位にともない、ケーソン直背後の要素の過剰間隙水圧は低下するが、過剰間隙水圧の低下にともなって土圧も初期の値に回復している。

なお、土圧および慣性力に高い周波数の変動が上乘せされているのは、高周波の上下動成分によって生じる全応力の変化によるものである。

ケーソンに加わる土圧と慣性力を図-36に示す。これによると慣性力が海向きに作用するときには土圧が減少し、土圧が増加するときには慣性力は陸向きに作用する。したがって、本解析においては土圧と慣性力の作用は逆位相であり、両方が同時に作用するもっともクリティカルな状態は生じていない。

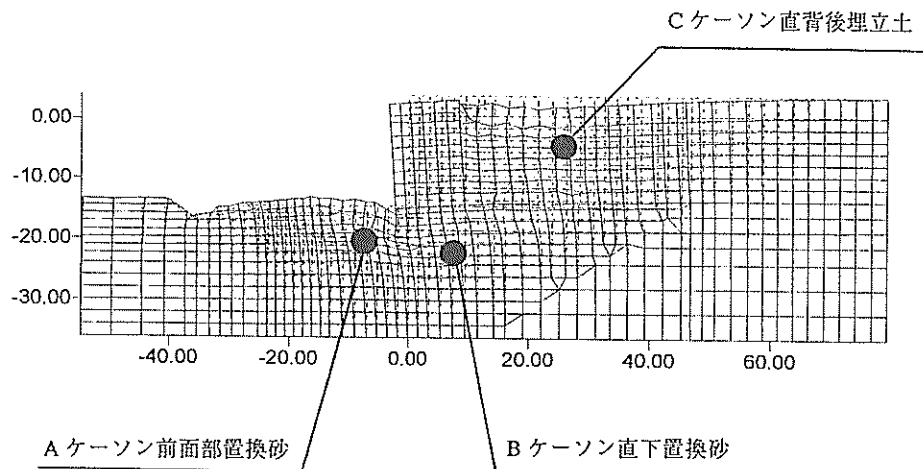


図-30 置換砂および埋立土の要素位置図

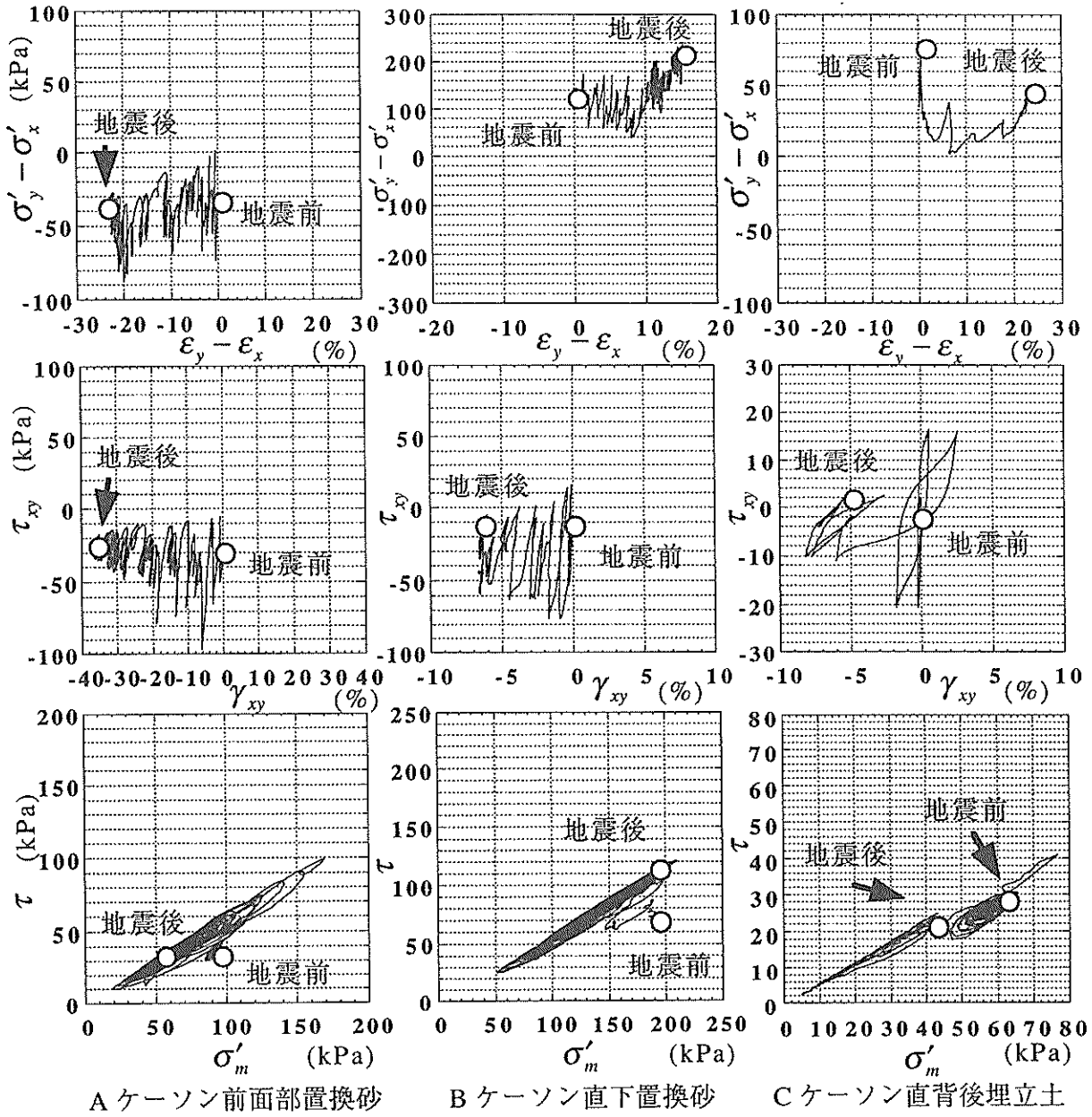


図-31 置換砂および埋立土の要素の応力-ひずみ履歴

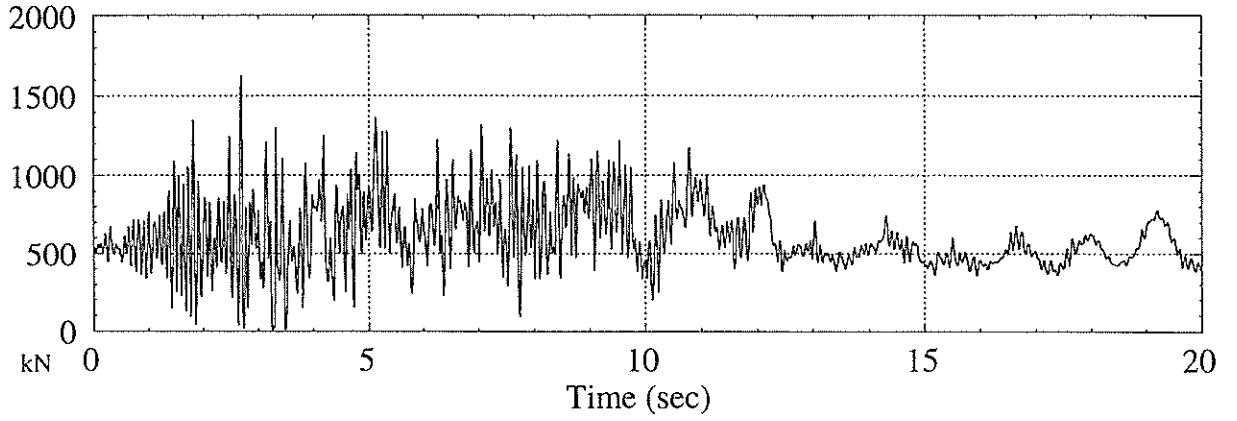


図-32 ケーソン背面の土圧合力の時刻歴

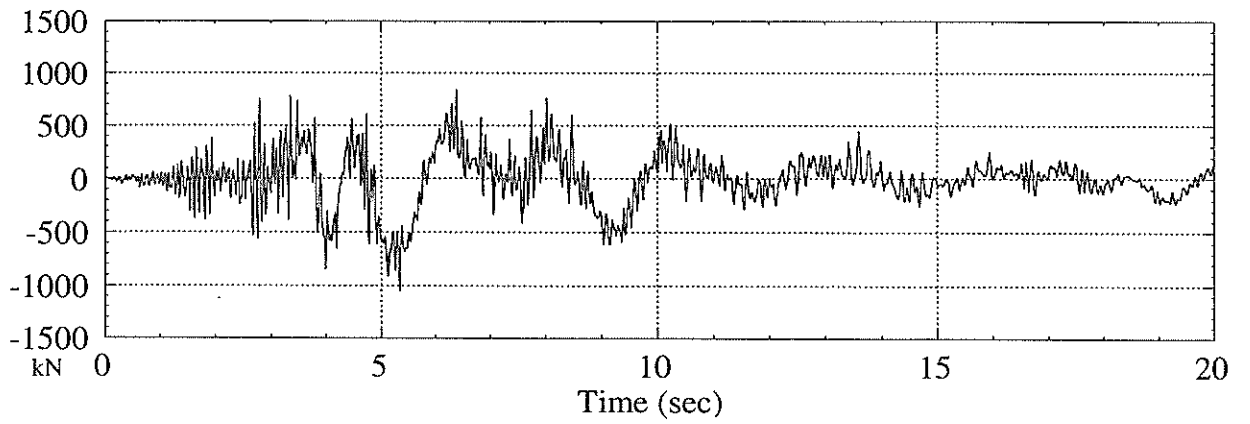


図-33 ケーソンに加わる慣性力の時刻歴

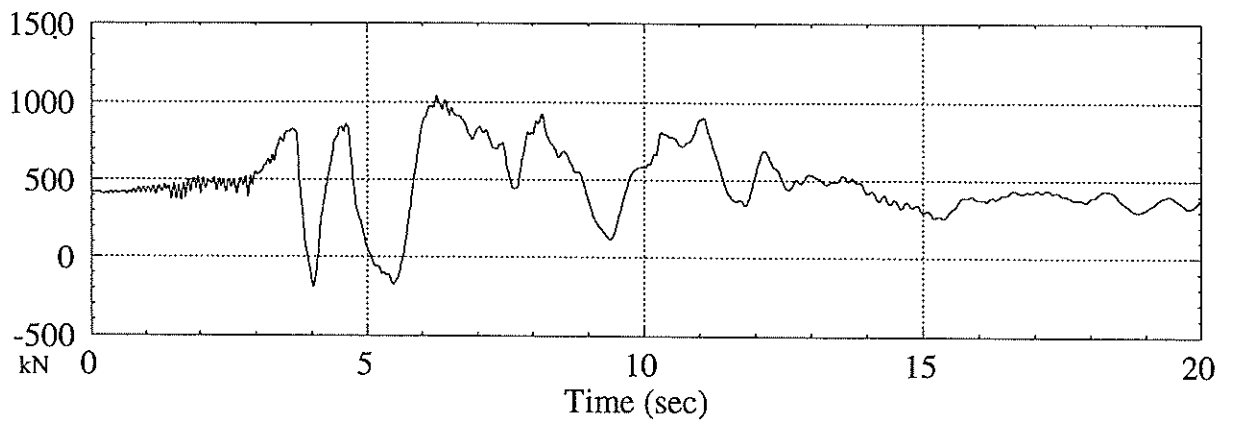


図-34 ケーソン下面要素のせん断力の時刻歴

兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析

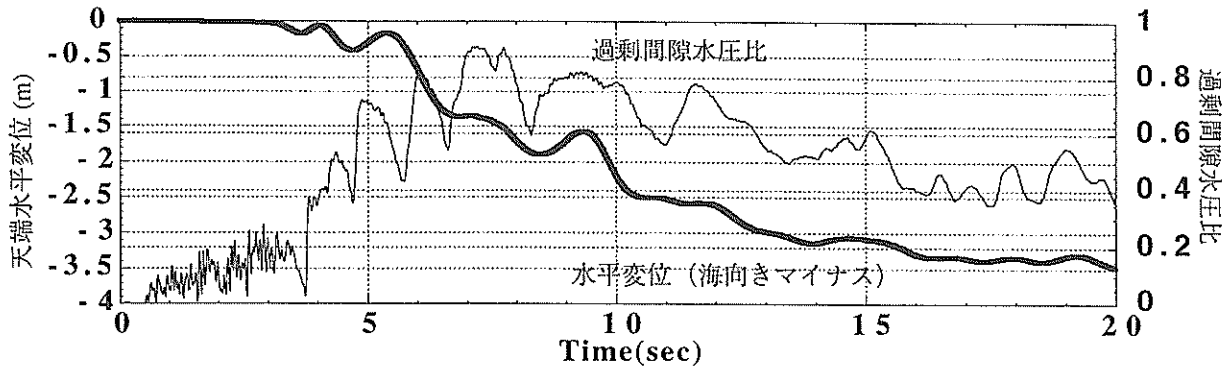


図-35 ケーソンの天端の水平変位の時刻歴と
ケーソン直背後の要素の過剰間隙水圧比の時刻歴

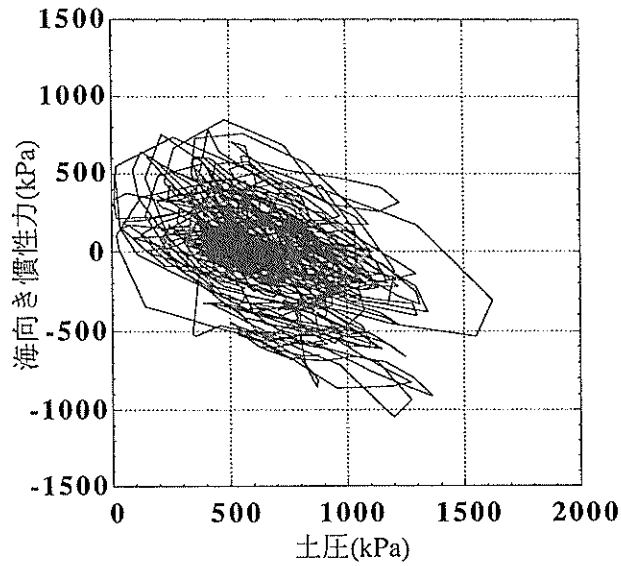


図-36 ケーソンに加わる土圧と慣性力

5. 過剰間隙水圧の影響

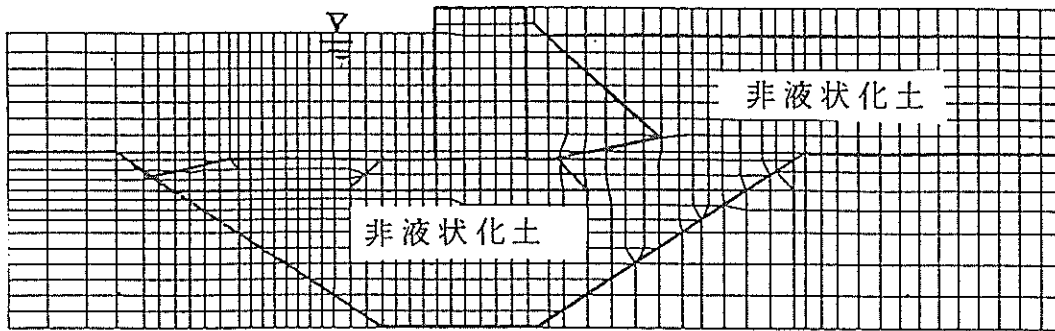
4. 3にて述べたように、置換砂およびケーソン直背後の埋立土では液状化は発生していない。しかし、いずれの部分でも過剰間隙水圧の上昇がみられており、過剰間隙水圧の上昇に伴う土のせん断抵抗の低下の影響を検討しておく必要がある。これらの地盤部分はケーソンからの荷重や土に加わる自重などにより地震前から著しいせん断応力を受けている部分であり、せん断抵抗が低下すると液状化しなくても著しいせん断変形が発生する可能性がある。したがって、液状化は生じていなくても置換砂・埋立土の広い範囲で過剰間隙水圧の上昇に伴うせん断抵抗の低下が生じ、せん断変形が進行してケーソン岸壁の変形量を大きくした可能性がある。しかし、一般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再現計算（ケース1）の他には、図-37に示す通り置換

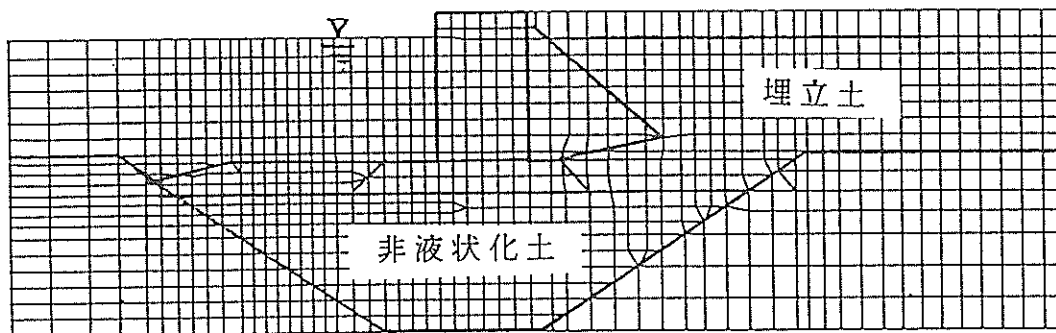
砂・埋立土の両者が非液状化土（ケース2）、置換砂のみ非液状化土（ケース3）、埋立土のみ非液状化土（ケース4）の3ケースである。ケーソンの天端最大加速度・地震後の天端変位・傾斜角の数値解析結果を表-3に示す。全面非液状化土としたケース2の結果を基準として比較すると、以下の通りになる。まず、地震動のみの影響により水平変位1~2m、傾斜角2~3度の変形が発生する（ケース2）。次に、埋立土の過剰間隙水圧の上昇により水平変位・傾斜角共に3割程度増加する（ケース3）。また、置換砂の過剰間隙水圧の上昇の影響により水平変位は5割程度増加するが、埋立土が非液状化土の場合には傾斜角は逆に1割程度減少する（ケース4）。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変形に対し、全体として水平変位・傾斜角は2倍前後となる（ケース1）。以上から、置換砂および埋立土における過剰間隙水圧の発生にともない、液状化は生じなかったものの、純粋に慣性力のみが作用した場合に比べ変形量が2倍程度に大きくなったと考えられる。

表-3 ケーソンの天端最大加速度・地震後の天端変位・傾斜角

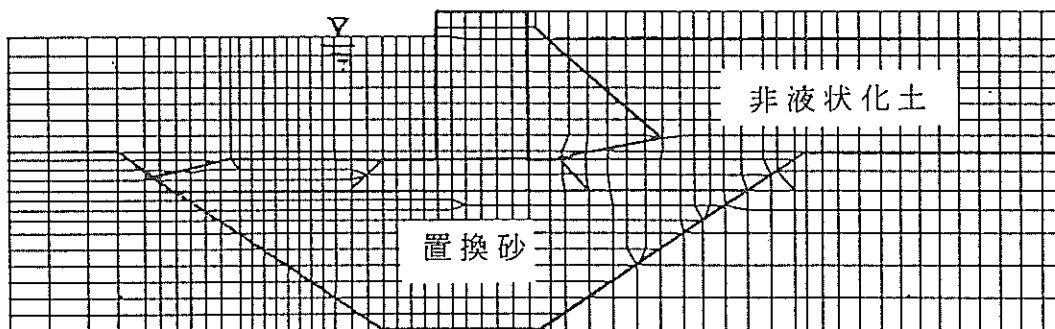
	ケーソン天端の最大加速度		ケーソン天端の残留変位		ケーソン下端の残留変位		ケーソン傾斜角 (度)
	水平加速度(m/s ²)	鉛直加速度(m/s ²)	水平変位 (m)	鉛直変位 (m)	水平変位 (m)	鉛直変位 (m)	
CASE-1 (神戸の被災断面)	3.3	3.8	3.5	1.5	2.2	1.5	4.1
CASE-2 (置換砂、埋立土とも非液状化土)	4.2	3.7	1.6	0.6	0.8	0.6	2.4
CASE-3 (置換砂のみ非液状化土)	4.2	3.6	2.1	0.7	1.1	0.7	3.1
CASE-4 (埋立土のみ非液状化土)	3.3	3.6	2.5	1.1	1.8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



case-2 (置換砂、埋立土とも非液化化土とした場合)



case-3 (置換砂のみ非液化化土とした場合)



case-4 (埋立土のみ非液化化土とした場合)

図-37 解析ケース一覧 (Case-2~Case-4)

6. 地震時被災変形量の予測に関する検討

6.1 置換砂層厚の影響

上述の解析結果より、ケーソンの被災変形は置換砂部分及び埋立土部分の連続的な変形に伴うものと考えられた。したがって、ケーソンの被災量には変形する置換砂部分の範囲が大きく影響を及ぼしているものと考えられる。この点を検討するため、置換砂層厚を変化させたパラメトリックスタディを行った。ここでは、解析のメッシュは上述の解析に用いたものを用い、下方の節点の自由度を拘束することで基盤面を上昇させた解析を行った。つまり、置換砂の上面の位置は一定であるので、基盤高が高いほど置換砂の層厚は薄くなる。

図-38に置換砂層厚と最大はらみだし量との関係、図-39に天端の鉛直変位（沈下）との関係、図-40にケーソンの傾斜角との関係、図-41にケーソンの変形率（はらみだし量／構造物高さ）を示す。ここで、構造物高さとは岸壁の高さであり、ケーソンおよび上部工の高さである。また、六甲アイランドにおける前面水深7.5m以上の岸壁の実測値もプロットしている¹⁰⁾。

図-38～41を見ると、最大はらみだし量・沈下量・傾斜角・変形率の実測値はかなりばらついている。計算値はいずれも実測値のばらつきの範囲内にあり、ほぼ実測値の平均と一致している。また、最大はらみだし量・沈下量および変形率について、計算値は置換砂層厚が増えるほど増加しており、実測値の傾向ともほぼ一致している。これは、置換砂層が薄くなると変形を生じる範囲が狭くなり、各要素に生じるひずみレベルが同じなら全体の変形量が小さくなるという関係を示していると思われる。しかし、傾斜角と置換砂の層厚の関係は大きくばらついており、傾斜角に影響する因子は他に存在すると推察される。

6.2 入力地震動レベル

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。しかし、設計上の観点からすれば岸壁の供用期間（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ケースにお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の水平変位を図-42に、鉛直変位（沈下）を図-43に示す。ケース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った傾向がある。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。液状化あるいは過剰間隙水圧の発生を考慮しないならば、上記の結果は、設計震度以下の地震波に対しては被災変形が生じないということを示していると考えられる。また、逆にいえば液状化が発生すれば設計震度以下の地震波であっても被災変形が生じることを示唆している。

また、ケーソンの傾斜角を図-44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。

6.3 被災事例に基づく被災推定法との比較

重力式岸壁の変形量予測については、従来より地震被災事例に基づく推定手法（野田・上部の方法）が用いられてきた¹⁰⁾。それによると、まず地震時に岸壁に作用したと思われる作用震度を

$$K_c = \frac{\alpha}{g} \quad (\alpha < 200 \text{ Gal})$$

$$K_c = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\alpha \geq 200 \text{ Gal})$$

………… (9)

で求める。ただし、ここで α は地盤最大加速度であり、ここでは自由地盤上での最大水平加速度を考えた。次に作用震度を破壊震度 K_c （岸壁が被災する最小の震度）で割った値を危険度 $F_c = K_c / K_c$ と定義し、この危険度と被災変形量の関係式

$$D_x = -113.8 + 124.4 F_c$$

$$S_p = -50.9 + 57.1 F_c$$

$$R_G = -12.7 + 14.5 F_c$$

………… (10)

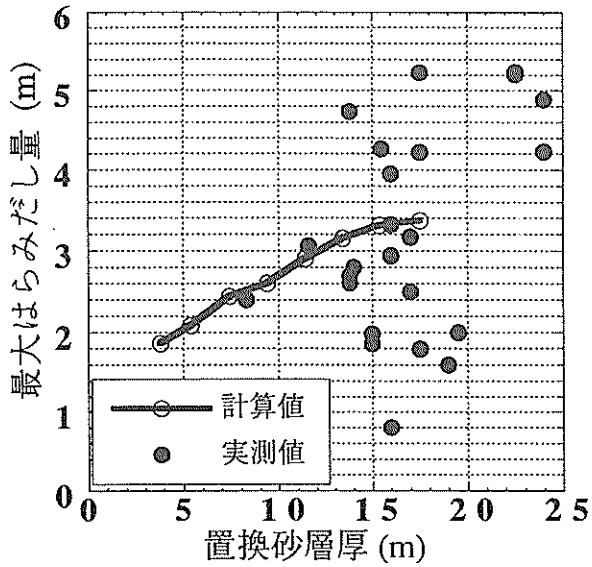


図-38 置換砂層厚と最大はらみだし量との関係

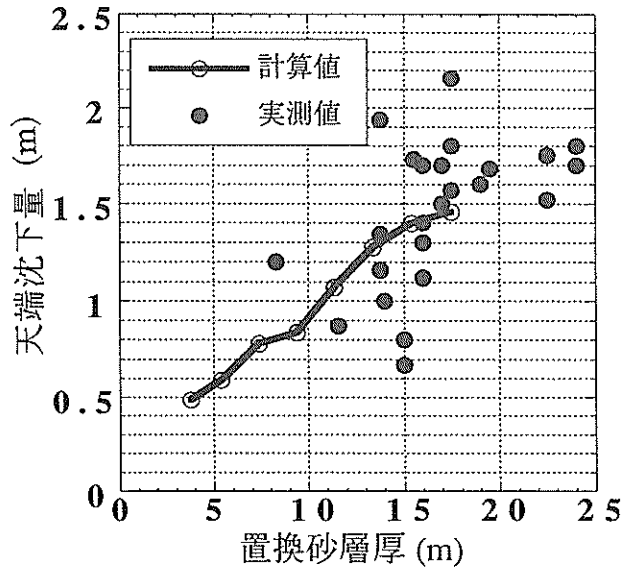


図-39 置換砂層厚と天端の鉛直変位（沈下）との関係

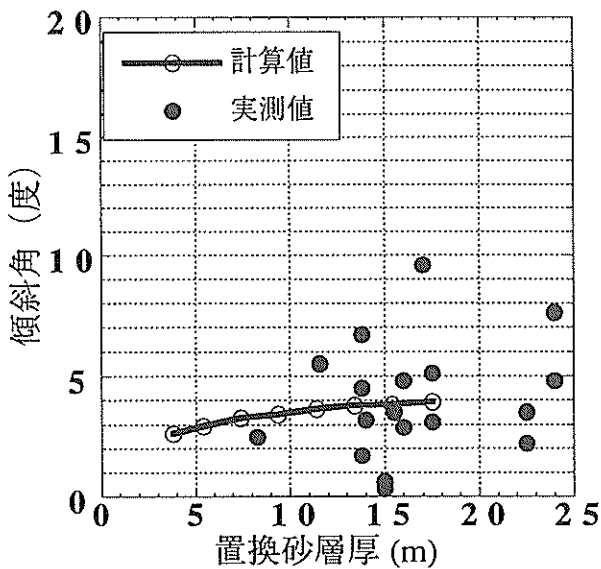


図-40 置換砂層厚とケーソンの傾斜角との関係

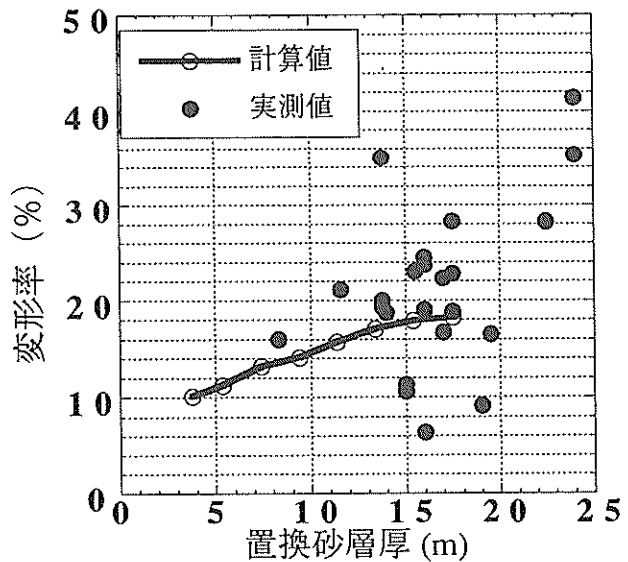


図-41 置換砂層厚とケーソンの変形率
(はらみだし量/構造物高さ) の関係

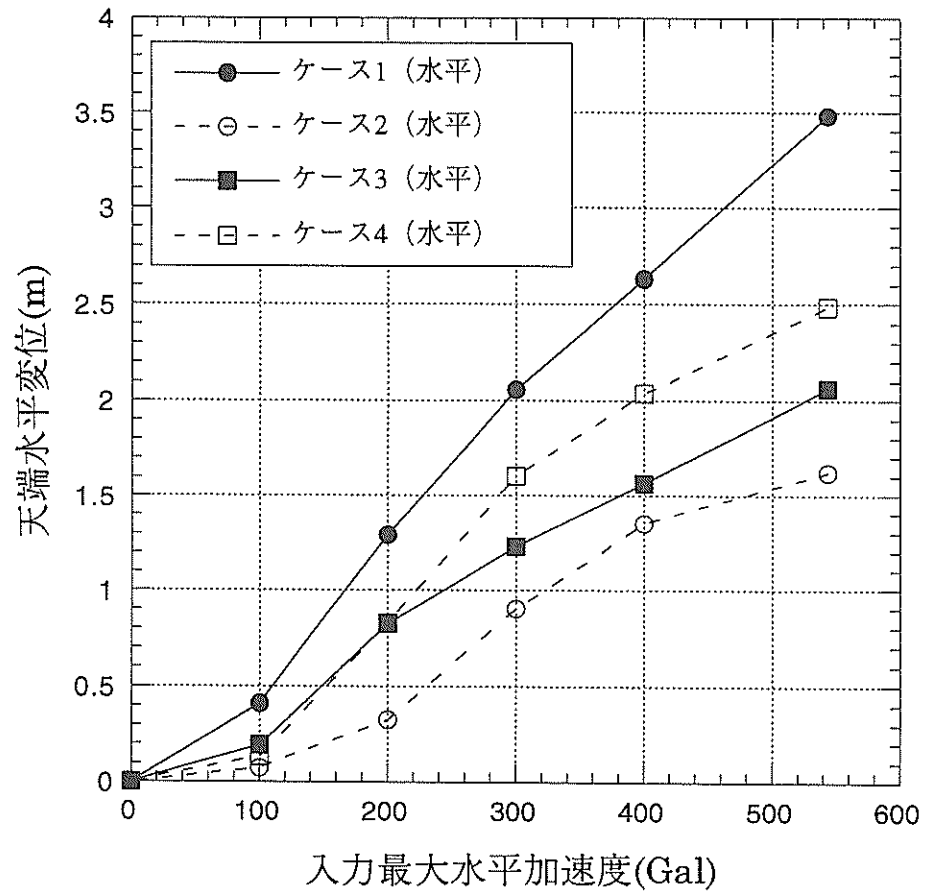


図-42 各加速度レベルにおける天端水平変位

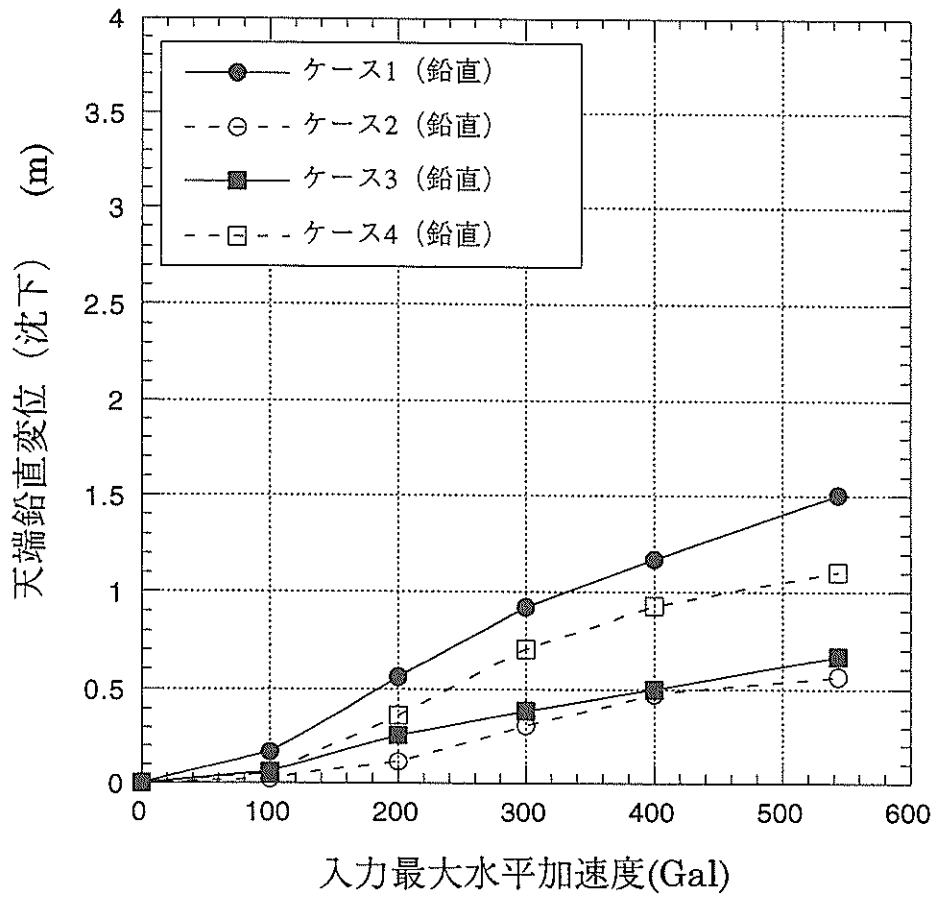


図-43 各加速度レベルにおける天端鉛直変位 (沈下)

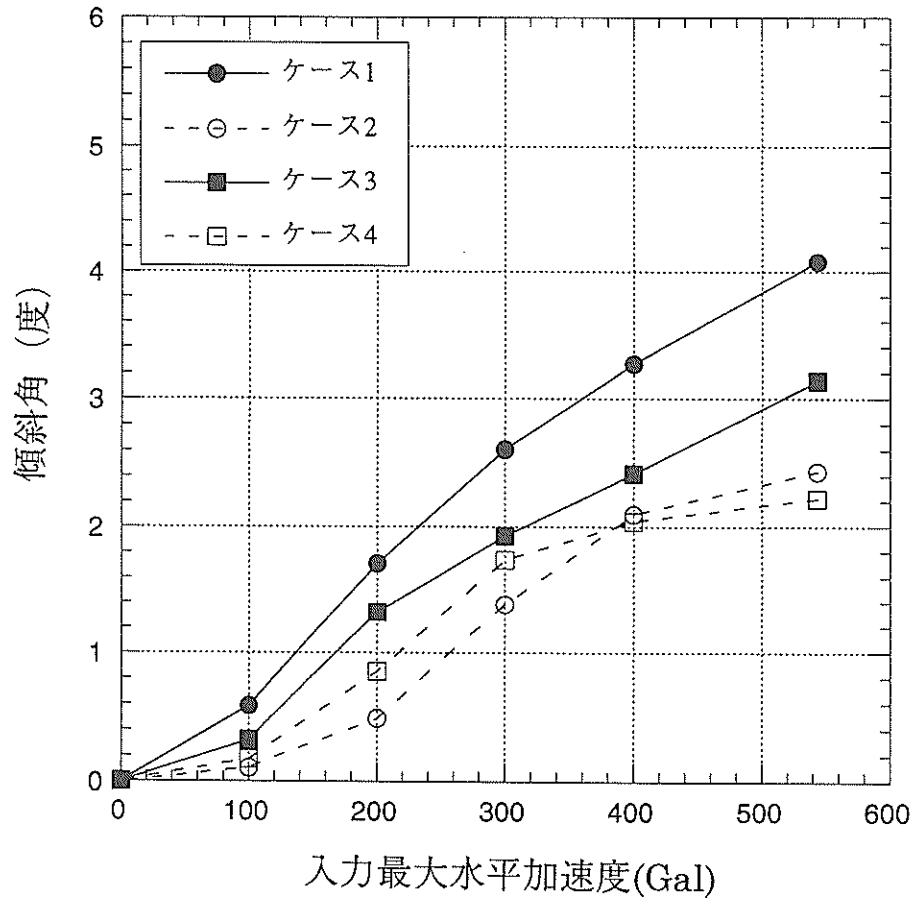


図-44 各加速度レベルにおけるケーソンの傾斜角

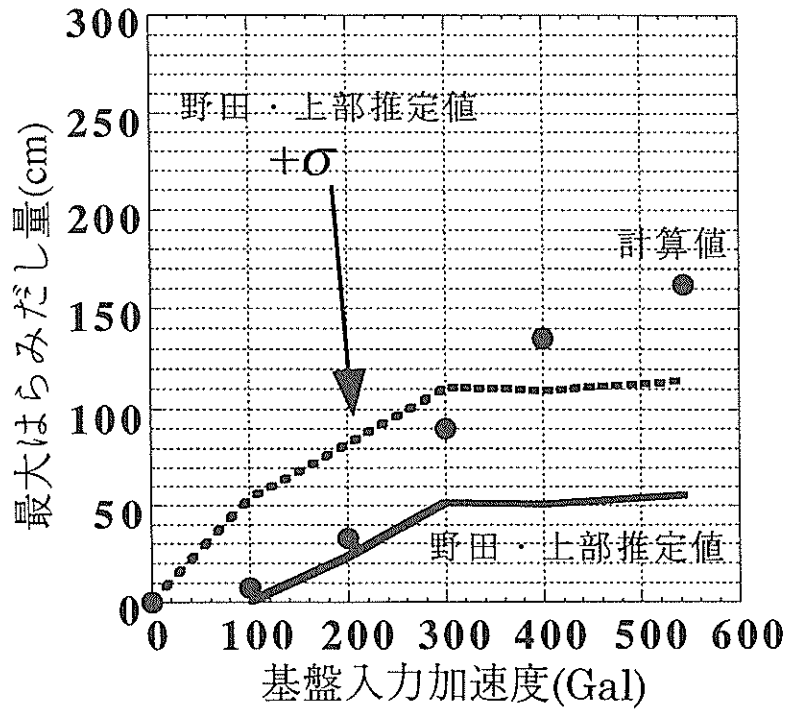


図-45 基盤入力加速度と最大はらみだし量の関係

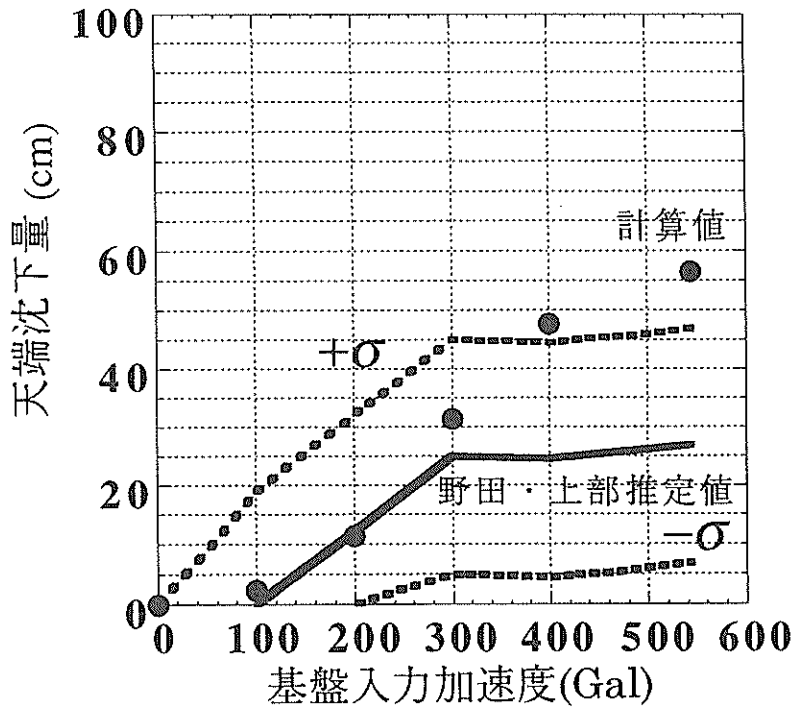


図-46 基盤入力加速度と天端沈下量の関係

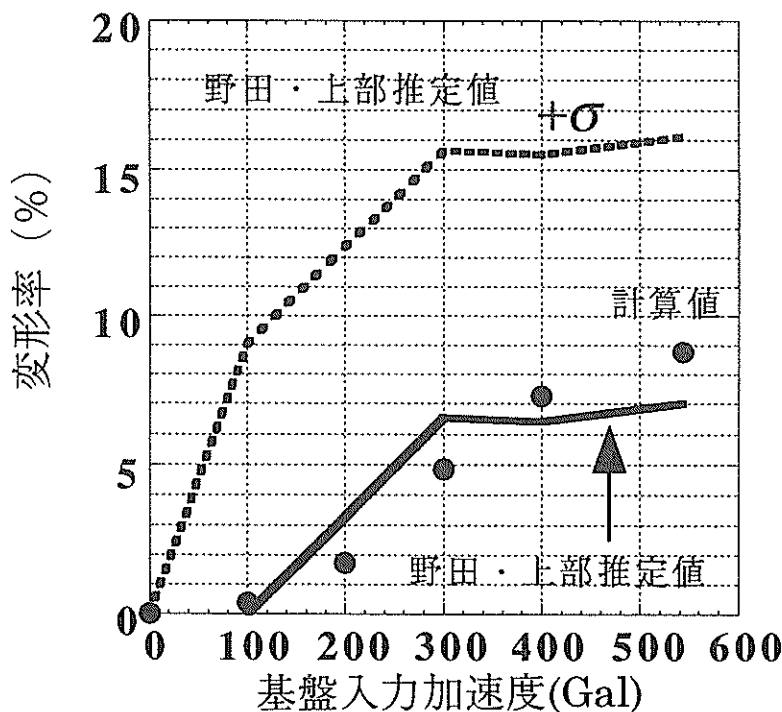


図-47 基盤入力加速度と被災変形率の関係

より変形量を予測する。ここで $D_x(m)$ は最大はらみだし量であり、 $S_p(m)$ は天端の沈下量、 R_G は最大はらみだし量を構造物の全高で割った被災変形率 (%) である。

ここでは、有効応力解析による結果と上述の野田・上部の方法により算定した被災変形量を比較した。ここで、作用震度は自由地盤における最大水平加速度から算定し、破壊震度としては設計震度0.15を用いた。

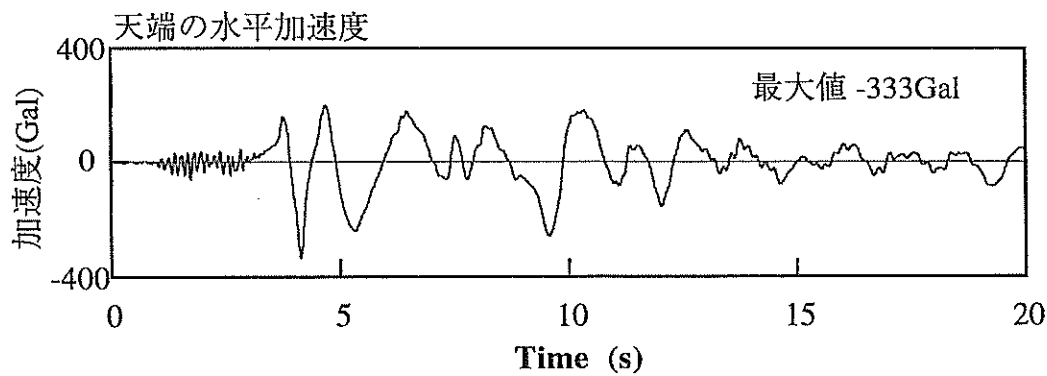
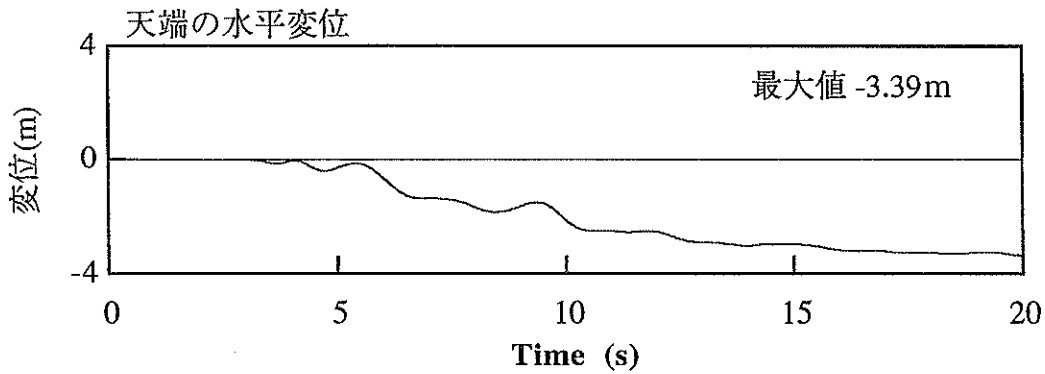
図-45には入力の最大水平加速度と最大はらみだし量の関係、図-46には入力加速度と天端沈下量の関係、図-47には入力加速度と被災変形率の関係を示す。各々、解析による結果を●で示し、野田・上部の方法による結果を実線で示している。また、野田・上部の方法は被災事例からの回帰分析によって求めたものであるため、回帰式の標準偏差に相当する値を破線で示している。なお、野田・上部の方法は非液状化事例のみに基づいているので、解析においても過剰間隙水圧が発生しない場合の解析結果を用いた。

入力波の最大水平加速度が544Gal、400Gal、300Gal、200Gal、100Galの5ケースについて検討しているが、300Gal程度までは野田・上部の方法による推定値と解析結果はよく一致している。300Galを越える辺りから

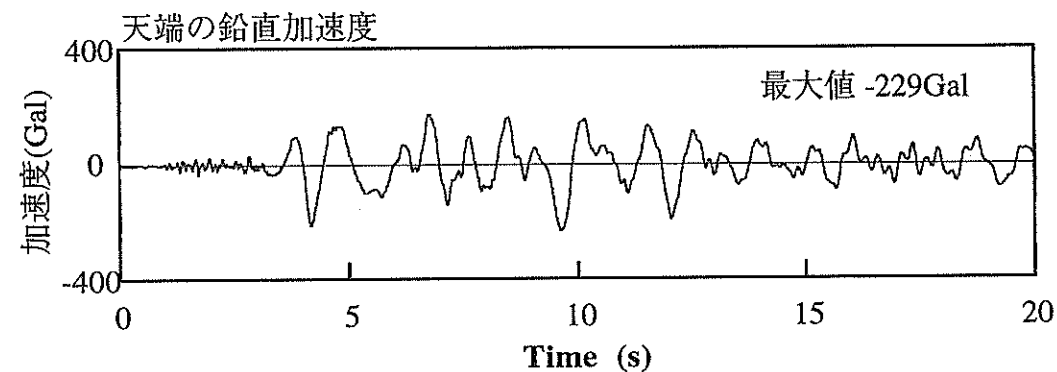
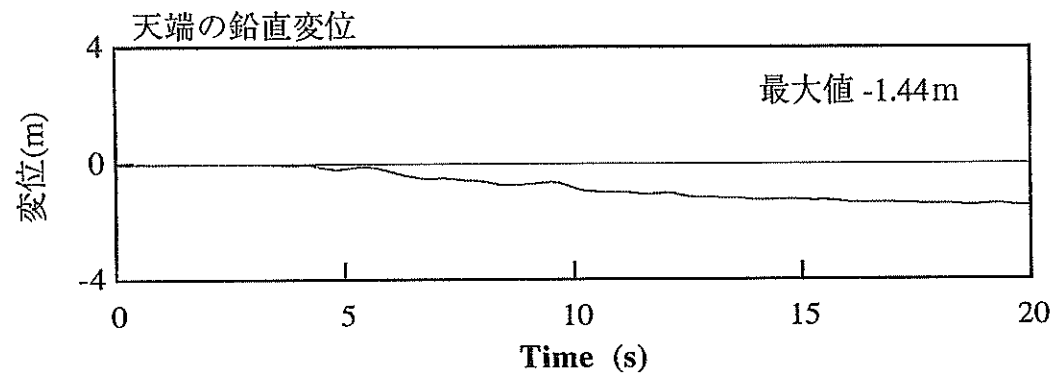
解析結果の方が大きな変形量を示している。これは、300Galを越えると今回の解析では地盤の非線形性が大きくなり、あまり地盤の地震動の増幅が起らず地表面加速度が小さく評価されるので、野田・上部の方法による推定値が頭打ちになったためだと思われる。しかし、岸壁の大きさの影響を排除した無次元量である変形率に関しては、被災事例をもとにした方法と今回の解析結果は極めてよく一致している。

7. 上下動の影響

今回の地震では、大きな上下動が観測され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-48に示す。先に図-21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

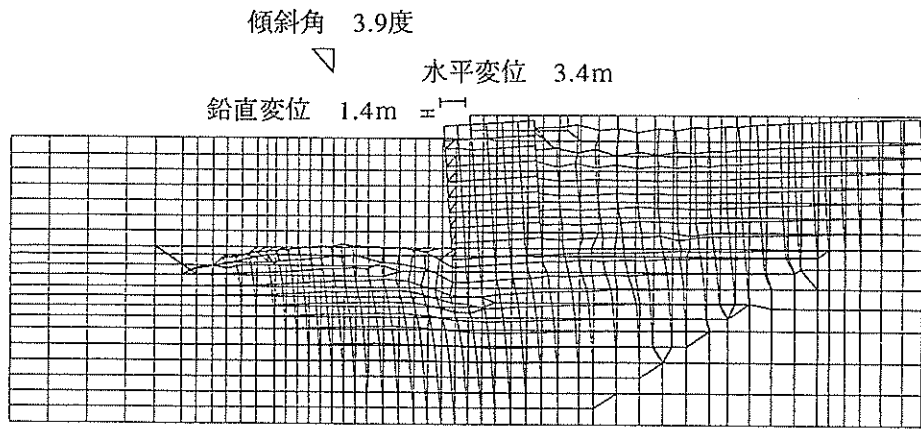


ケーソン天端の水平変位、加速度時刻歴（陸側向きを正）

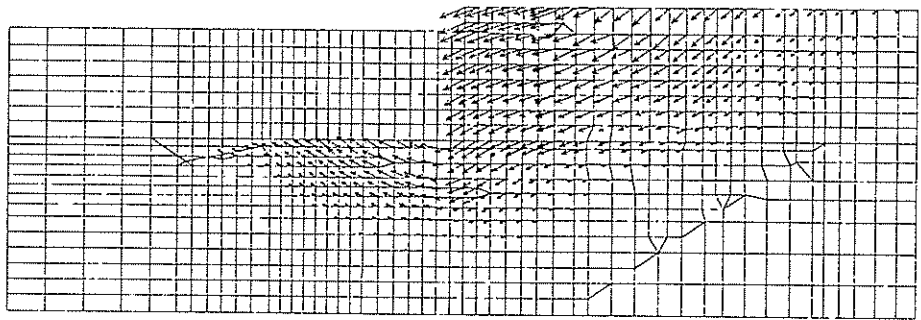


ケーソン天端の鉛直変位、加速度時刻歴

図-48 ケーソン天端における加速度・変位の時刻歴（上下動入力なし）



(a) 変形メッシュ図



(b) 変形ベクトル図

図-49 ケーソン周辺の変形詳細図（上下動入力なし）

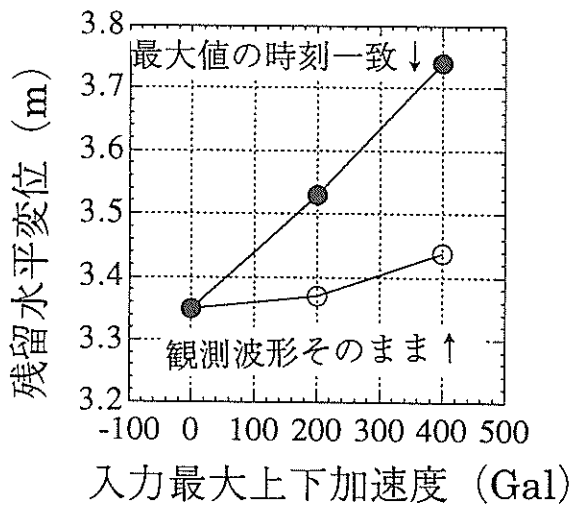


図-50 最大上下加速度と残留変位

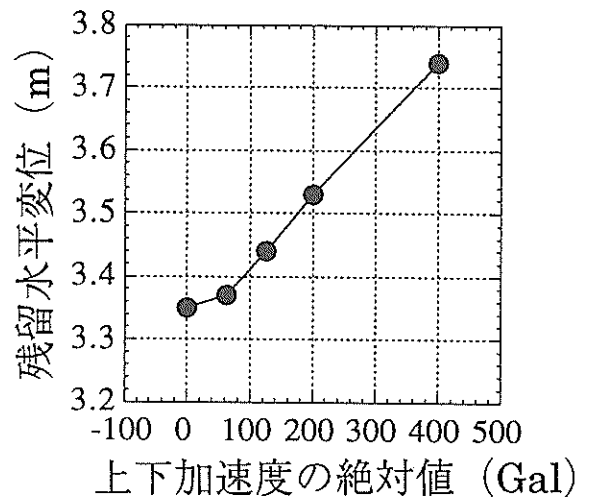


図-51 水平加速度が最大となる時刻の上下加速度の絶対値と残留変位最

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、図-49に示すように残留変形も上下・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。

実際の強震記録での上下最大加速度と水平最大加速度の発生には位相差があることが多く¹⁰⁾、今回の解析の入力波に用いた波形においても図-4に示すとおり両最大値が生じる時刻は一致しない。したがって、今回の解析において上下動の影響が顕著でなかったからといって、常に上下動の影響がないとは判断できない。そこで、上下水平同時加振のうち水平動は観測波形をそのまま用いながら上下動を変化させたパラメトリックスタディを行った。入力最大上下加速度と海側ケーソン天端での残留水平変位の関係を図-50に示す。白丸印は観測波形をそのまま入射波として用いた場合の結果であり、黒丸印は上下動の波形をスライドさせ上下動と水平動の最大値の発生時刻を一致させた波を用いた結果である。上下動と水平動の最大値の時刻を一致させたほうが残留変位は大きくなっており、単純に入力上下動の最大値のみからでは議論できないことがわかる。なお、解析断面の下方境界での入射波について検討しているため、必ずしもケーソン自体に直接加わる最大水平動と最大上下動の時刻が一致しているわけではない。

水平加速度が最大となる時刻の上下加速度の絶対値と残留変位をプロットすると、図-51に示すように相関性が認められる。すなわち、岸壁の変形モードが滑動ではなくケーソンのロッキング振動に起因するため、上下と水平の最大加速度が同時に生じるとロッキング振動のレベルが大きくなり、結果として残留変位の若干の増加につながると思われる。しかし、数値解析上の誤差等の存在を考えると定量的な検討は困難であるが、図-51を考えると全体の変形量が上下動の影響で増加する量は、最もきびしい条件で上下動が作用した場合においても上下動が存在しない場合の高々10%程度であると考えられる。

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。被災メカニズムを明らかにするため実際の被災断面に関する解析を行った後、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) 有効応力解析の結果得られた岸壁の被災変形は、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。また、ケーソンの端点の軌跡から、岸壁の変形はケーソンのロッキング振動によるものであったと考えられる。
- 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。特に置換砂においてはケーソンの重量に起因する初期せん断の影響が大きく、過剰間隙水圧比が0.5~0.6程度にとどまったまま、せん断抵抗の低下が生じたと考えられる。また、ケーソン直背後については、一旦上昇した過剰間隙水圧がケーソンの海側への変位に伴って吸収され、液状化の状態に至らなかったと考えられる。岸壁直背後において液状化の痕跡は報告されておらず、解析結果はこの点でも現地調査結果と整合するものであった。
- 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。すなわち、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%
- 4) ケーソン背面の土圧は裏埋土の液状化にともない、増加する傾向にあった。しかし、土圧は入力地震動にともない変動し、また上下動に起因する高周波成分が上乘せされているため、定量的な検討は困難であった。
- 5) 置換砂の層厚の影響に関するパラメトリックスタディを行った結果、置換砂の層厚の増加に伴い水平変位量・沈下量とも増加した。実被害とも傾向が一致し、重力式岸壁の水平変位および沈下量に置換砂層厚が大きく関係していることが明らかになった。
- 6) 入力地震動の加速度レベルの影響に関するパラメトリックスタディを行い、野田・上部による被災事例をもとにした予測量と比較した。被災事例をもとに

- した予測量は液状化の影響を考慮していないため、過剰間隙水圧の影響を考慮しない解析の結果と比較した。変形率（岸壁の水平変位を岸壁の高さで除した値）に関して両手法の結果はよい一致を示した。
- 7) 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。また、今回の地震に限らず大きな上下動が水平動と同時に岸壁に作用した一般の場合についても検討したが、上下動が岸壁の変形量に与える影響は、最も影響が大きい場合でも上下動がない場合の変形量の高々10%程度であった。
- (1997年3月31日受付)
- 10) 上部達生・高野剛光・松永康男：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察（その3）神戸港のケーソン式大型岸壁の被災分析，港湾技研資料，No.813，1995年，pp.127～145
- 11) 上部達生：地震被災事例に基づく重力式および矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推定，港湾技研資料，No.473，1983年
- 12) 上部達生・野田節男・倉田栄一：強震記録の上下動成分の解析と重力式岸壁の安定に関する事例研究，港湾技術研究所報告，第15巻，第2号，1976年，pp.289～317

参考文献

- 1) 宮田正史・佐藤幸博・井合進：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察（その1）強震記録，港湾技研資料，No. 813，1995年，pp.5～50
- 2) 石原研而・安田進・原田健二：土質特性と地盤の挙動，土木学会誌，Vol.80，1995年7月，pp.50～53
- 3) 松永康男・及川研・輪湖達雄：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，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996年，pp.383～390
- 4) INAGAKI, H., IAI, S., SUGANO, T., YAMAZAKI, H. and INATOMI, T. : PERFORMANCE OF CAISSON TYPE QUAY WALLS AT KOBE PORT, *Special Issue of Soils and Foundations*, 1996, pp. 119-136
- 5) 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，1990年，pp.27～56
- 6) 善功企・山崎浩之・佐藤泰：事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性，港湾技術研究所報告，第29巻，第2号，1990年，pp.85～118
- 7) 稲富隆昌 他：1995年兵庫県南部地震による港湾施設被害報告，港湾技研資料，No.857，1997年，pp.112～114
- 8) 石原研而：土質特性と地盤変状，土質工学会・阪神大震災報告会，1995年，pp.25～28
- 9) 沼田淳紀・森伸一郎・陶野郁雄・遠藤邦彦・染谷昇：まさ土埋立地盤の液状化地点におけるトレンチ調査，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1997年，pp.99～106