

# 軟弱地盤におけるジャケット式防波堤の 直下型地震時の挙動解析

NKK 関口宏二\*, 南部俊彦\*, 塩崎禎郎\*  
NKK 長山秀昭\*, 納見昭広\*\*, 辻岡和男\*\*\*

等価線形化理論に基づく「水-地盤-構造物連成系」の地震応答解析手法によりジャケット式防波堤の耐震安定性を検討する。ジャケット式防波堤はジャケット（立体骨組）側面に防波板を有し、ジャケットと一体となった杭基礎で支持される軽量の沿岸構造物である。入力地震動としては、1)1968年5月16日十勝沖地震において八戸で得られた地震波の基盤変換波（S-252 NS Base）、2) 1995年1月17日兵庫県南部地震においてポートアイランドの GL.-83m 地点で得られ22度の地震計の設置誤差の補正がなされた地震波、の2種類を用いた。

## 1. 緒言

ジャケット式防波堤（Fig.1 参照）は、ジャケット（立体骨組）側面に防波板を有し、ジャケットと杭が一体となった沿岸構造物である。波浪時の波圧はまず防波版に作用し、ジャケットおよび杭を介して地盤に荷重が伝達される支持機構となっている。本構造物は、杭基礎で支持され軽量であるため、従来から防波堤として実績の多い重力式構造物に比べて次のような特長を有すると考えられる。

- ① 構造物への慣性力や地盤の液状化などの影響により構造物の滑動・沈下などの被害が生じ難い。
- ② 厚い軟弱地盤でも大規模な地盤改良が不要なため、経済的かつ環境への負荷が小さい。

われわれは、軟弱地盤におけるジャケット式防波堤の強震時挙動を把握するために、数値解析による検討を実施している。本報告では、等価線形化手法による「水-地盤-構造物連成系」の地震応答解析結果について述べる。なお、入力地震動としては、①海洋性地震波である八戸波（1968年十勝沖地震、S-252 NS Base）、および②兵庫県南部地震の際にポートアイランドの GL.-83 m 地点で得られた地震波、の2種類を用いた。

## 2. 解析手法・入力地震動について

### (1) 解析手法

地盤あるいは地盤～構造物系に関する耐震工学の研

キーワード：ジャケット、防波堤、等価線形解析

\* NKK 基盤技術研究所, 044-322-6220

\*\* NKK 建材センター建設鋼材営業部, 03-3217-2296

\*\*\* NKK 橋梁建設部土木港湾計画室, 045-505-2481

究・実務において、等価線形化手法<sup>1)・2)</sup>が果たしてきた役割はきわめて大きい。最近、本手法の妥当性について幾つかの問題提起<sup>6)</sup>や改良に関する提案<sup>9)・11)・12)</sup>がなされているが、ここでは既存の代表的な解析手法である FLUSH にて解析を行うものとする。

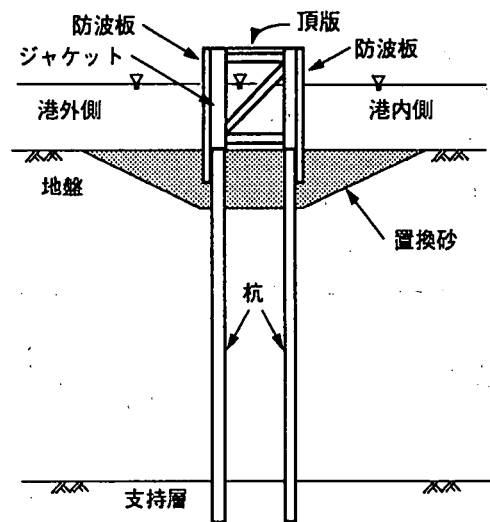


Fig.1 ジャケット式防波堤の概念図(側面図)

### (2) 等価剛性・減衰定数のひずみ依存性曲線

地盤の等価剛性および等価減衰定数のひずみ依存性曲線は、基準ひずみ  $\gamma_r$  (reference strain) の拘束圧依存性を考慮した Hardin-Drnevich による提案式<sup>3)</sup>を用いた。この提案式では、等価剛性  $G$  および等価減衰定数  $h$  は、等価ひずみ  $\gamma$  および基準ひずみ  $\gamma_r$  の関数として次式のように表される。

$$G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_r) \quad \dots\dots\dots [1]$$

$$h/h_{max} = (\gamma/\gamma_r)/(1 + \gamma/\gamma_r) \quad \dots\dots\dots [2]$$

ここに、 $G_0$  = 初期せん断弾性係数、 $h_{max}$  = 減衰定数の最大値である。基準ひずみは土質毎に平均有効応力の関数で与えられ、その値を Fig.2<sup>3), 5)</sup>に示す。

なお、文献 8) による等価剛性  $G$  および等価減衰定数  $h$  とひずみとの関係曲線と、式[1], [2] による評価曲線との比較を試みたのが Fig.3 (粘性土)、Fig.4 (砂質土) である。Fig.3(a) によれば、粘性土に関しては、 $G/G_0 \sim \gamma$  関係は有効拘束圧  $1 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$  の範囲で、両者による評価曲線は非常に良く一致している。また、 $h/h_{max} \sim \gamma$  関係では(Fig.3(b))、 $h_{max} = 0.205$  とした時に、Hardin~Drnevich による評価曲線は沿岸センターによる提案曲線(平均値)と比較的良好一致している。

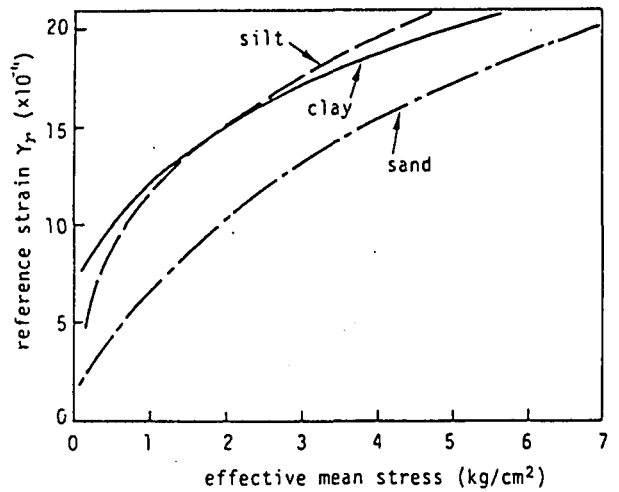
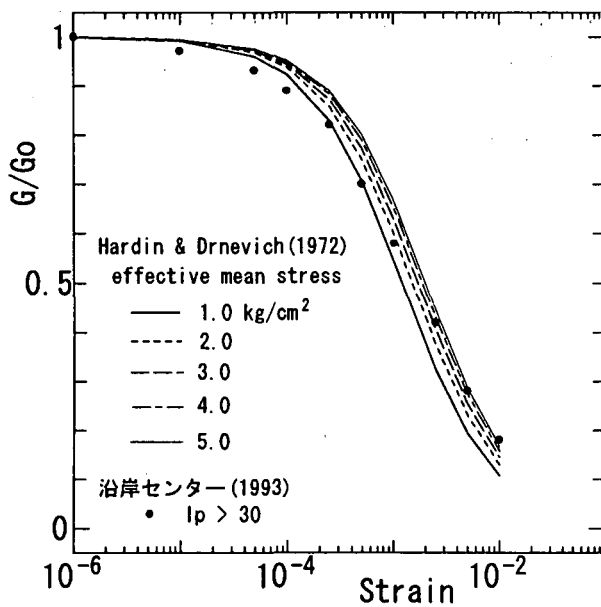
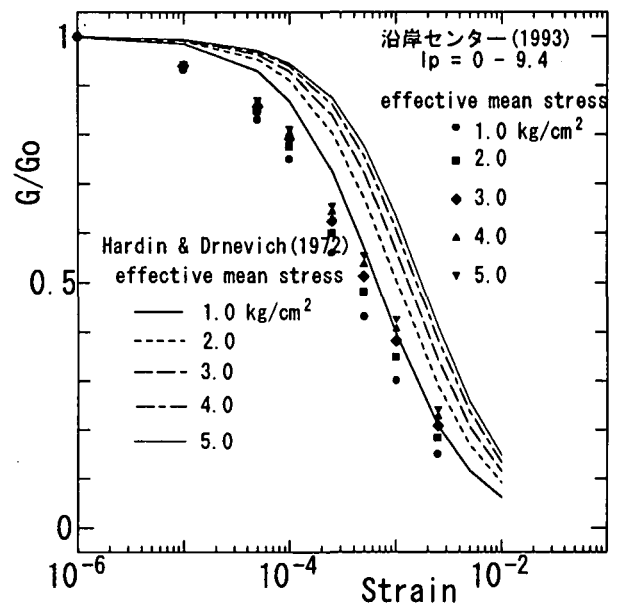


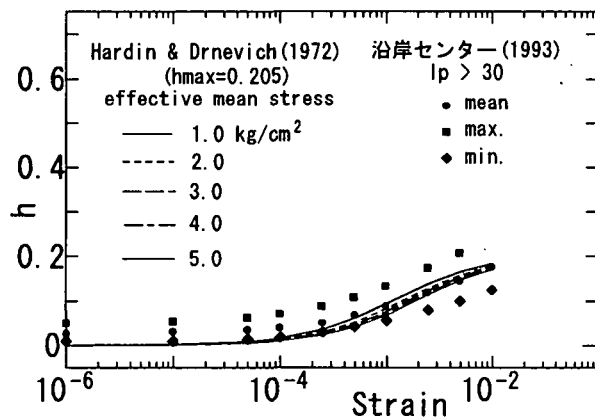
Fig. 2 有効拘束圧と基準ひずみとの関係<sup>3), 5)</sup>



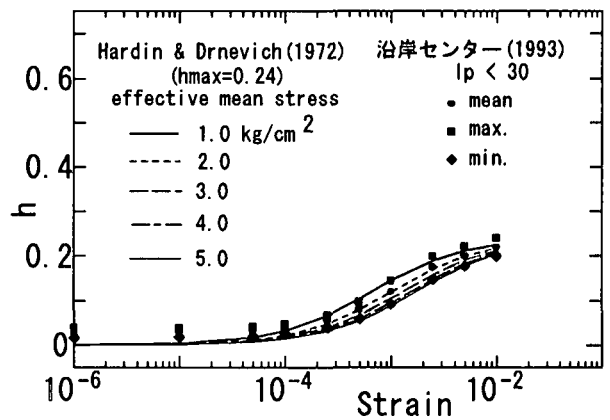
(a) 等価せん断剛性



(a) 等価せん断剛性



(b) 等価減衰定数



(b) 等価減衰定数

Fig. 3 等価剛性・減衰定数のひずみ依存性 (粘性土)

Fig. 4 等価剛性・減衰定数のひずみ依存性 (砂質土)

次に、Fig.4(a) に示す砂質土の  $G/G_0 \sim \gamma$  関係に関しては、Hardin~Drnevich による評価曲線が沿岸センターによるものをやや上回っているものの、 $G_0$  の推定精度などを勘案すると、拘束圧依存性やひずみの増大に伴う  $G/G_0$  の低減などの全体的な傾向は両者で比較的良く一致していると言える。また、砂質土の  $h/h_{max} \sim \gamma$  関係については、 $h_{max}=0.24$ とした場合に、両者による評価曲線はほぼ同様な範囲内に入っている(Fig.4(b))。なお、文献(4),7),9),11),12)では、式[1],[2]および鉛直アレー観測記録を用いて等価線形化手法の妥当性が検討されている。

### (3) 入力地震動

本報告では、次の2種類の実地震時の波形を入力地震動とすることとした。

①1968年5月16日十勝沖地震において八戸で得られた地震波の基盤変換波<sup>8)</sup>(S-252 NS Base)を、有効な周波数範囲が 0.15 Hz~10 Hz で、0.1 Hz 以下および 14 Hz以上を不通過とする台形のデジタルフィルターで補正した記録(最大値は Table 1 参照)。

②1995年1月17日兵庫県南部地震においてポートアイランドの GL.-83m 地点で得られた記録を、有効な周波数範囲が 0.15 Hz~20 Hz で、0.1 Hz 以下および 25 Hz以上を不通過とする台形のデジタルフィルターにて補正し、さらに 22度の地震計の設置誤差の補正を行った記録<sup>10), 11), 12)</sup>(以降、PI-0117 Base-22 と称する; 最大値は Table 1 参照)。

## 3. 解析モデルと解析条件

### (1) 解析モデル

Fig.1 に今回解析の対象としたジャケット式防波堤

の断面図を示す。ジャケットは、幅、奥行方向に 5 m 間隔でジャケットを貫いて海底地盤に打設された鋼管杭で支持されている。ここで、港外側の杭(A杭と称する)および港内側の杭(B杭と称する)のサイズはそれぞれ、径 1000 mm・板厚 12mm、径 600 mm・板厚 12 mm とした。

地盤条件としては Fig.5 左半に示すように、支持層である礫層の上に軟弱な沖積粘性土地盤が厚く堆積し、表層部に砂質土層および浮泥土層が存在する地盤を想定した。なお、Fig.5 中、 $q_u$  は一軸圧縮強度であり、N は標準貫入試験N値である。

Table 1 入力地震動の最大値

	S-252 NS base		PI-0117 Base-22		
	補正前	補正後	NS	EW	UD
最大加速度 (gal)	173	170	527	486	173
最大速度 (kine)	31.6	28.3	50.7	51.1	28.4
最大変位 (cm)	65.5	8.4	21.6	16.0	12.2

Table 2 地盤の材料定数

区分	材料名	初期せん断弾性係数 $G_0$ (tf/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	最大減衰定数 $h_{max}$
①	浮泥土層	170	0.48	1.3	0.205
②	砂質土	5,720	0.45	2.0	0.240
③	粘性土	1,880	0.48	1.65	0.205
④	砂質土	8,020	0.45	2.0	0.240
⑤	粘性土	3,740	0.48	1.65	0.205
⑥	礫層	20,600	0.40	2.0	0.240
⑦	置換砂	4,300	0.45	1.8	0.240

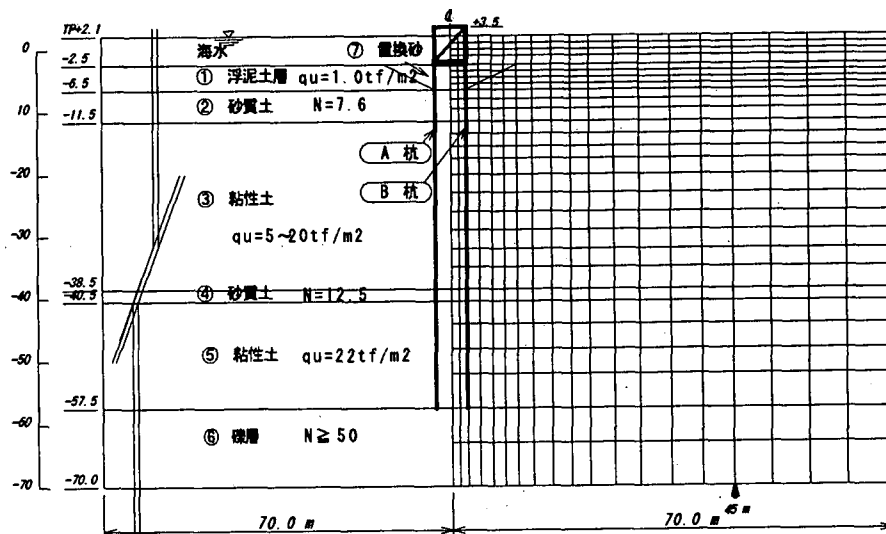


Fig.5 地盤構成および有限要素モデル図

Fig.5 の右半に有限要素解析モデルを示す。ジャケットおよび杭はビーム要素、地盤はソリッド要素、海水は流体要素でモデル化し、解析は平面ひずみ状態を仮定した。また、基盤および側方には粘性境界を用いた。解析に用いた地盤の材料定数を Table 2 示す。なお、有効ひずみが 1% 以上になると計算の収束性が悪化するため、G/Go の値は 0.1 を下限値とした。

### (3) 解析条件

Table 3 に示す 3 ケースの解析を実施した。Case A, B は八戸波を水平動入力としたものであり、最大加速度を 170 gal, 300 gal の 2 通りとした。前者は 1968 年十勝沖地震における八戸地点での実情に近い入力レベルである。また、後者は文献8) において、再現期間 75 年の地震危険度に基づき A 地区 (関東、中部、近畿) において定められている値である。Case C では PI-0117 Base-22, NS 波を現波形のまま入力した。

Table 3 解析ケース

Case	入力地震動	最大加速度値
A	S-252 NS base	170 gal
B	S-252 NS base	300 gal
C	PI-0117 Base-22, NS 成分	527 gal

## 4. 解析結果

### (1) Case A (S-252 NS base; 170 gal)

Fig.6(a) に自由地盤の各深度における加速度時刻歴を示す。基盤(TP.-70 m) から TP.-20 m にかけては短周期成分の減衰はあまり顕著ではないが、TP.-20 m から TP.-11.5 m にかけては減衰している様子がみられる。これは Fig.7(e) に示すように、この深度で有効せん断ひずみが 0.1~1.0% と比較的大きくなり、地盤のせん断剛性がかなり低下しているためと考えられる。砂質土層である TP.-11.5 m から TP.-6.5 m にかけては、加速度の増幅はほとんど認められないが、浮泥土層である TP.-6.5 m から海底面(TP.-2.5 m) にかけては加速度の大幅な増幅がみられる。

Fig.6(b) には、A 杭の加速度時刻歴を自由地盤 (Fig.6(a)) と対応させて示す。A 杭の加速度応答は自由地盤よりもやや小さめではあるが、地表に向うに従い短周期成分が減衰してゆく傾向は自由地盤と同様である。海底面レベル(TP.-2.5 m) では、A 杭の加速度応答が自由地盤に比べ大きく低下しているのは、ジャ

ケットによる幾何学的な拘束効果の影響と考えられ、この傾向は Fig.7(a) に示す自由地盤および A, B 杭の加速度の鉛直分布にも明瞭にみられる。

Fig.6(c) は A 杭の TP.-11.5 m および TP.-20 m における曲げモーメント時刻歴を示したものである。両深度における位相が 180 度ずれているのは、Fig.7(c) に示すように、両深度において正・負曲げの最大値が発生しているためである。また、曲げモーメント時刻歴の位相は、A 杭の加速度時刻歴(TP.-2.5 m) の位相との対応が良い。

Fig.6(d) は A 杭側の防波板の外側および内側 (内部水) の海底面レベルにおける動水圧の時刻歴を示したものである。両動水圧の大きさは、特に大きな値ではない。また、杭外側の動水圧の卓越周期は、Fig.6(b) に示す A 杭の加速度(TP.-2.5 m) の卓越周期との対応が良い。内部水では比較的短周期成分が卓越しているがこれは、内部水の固有振動数に対応している。

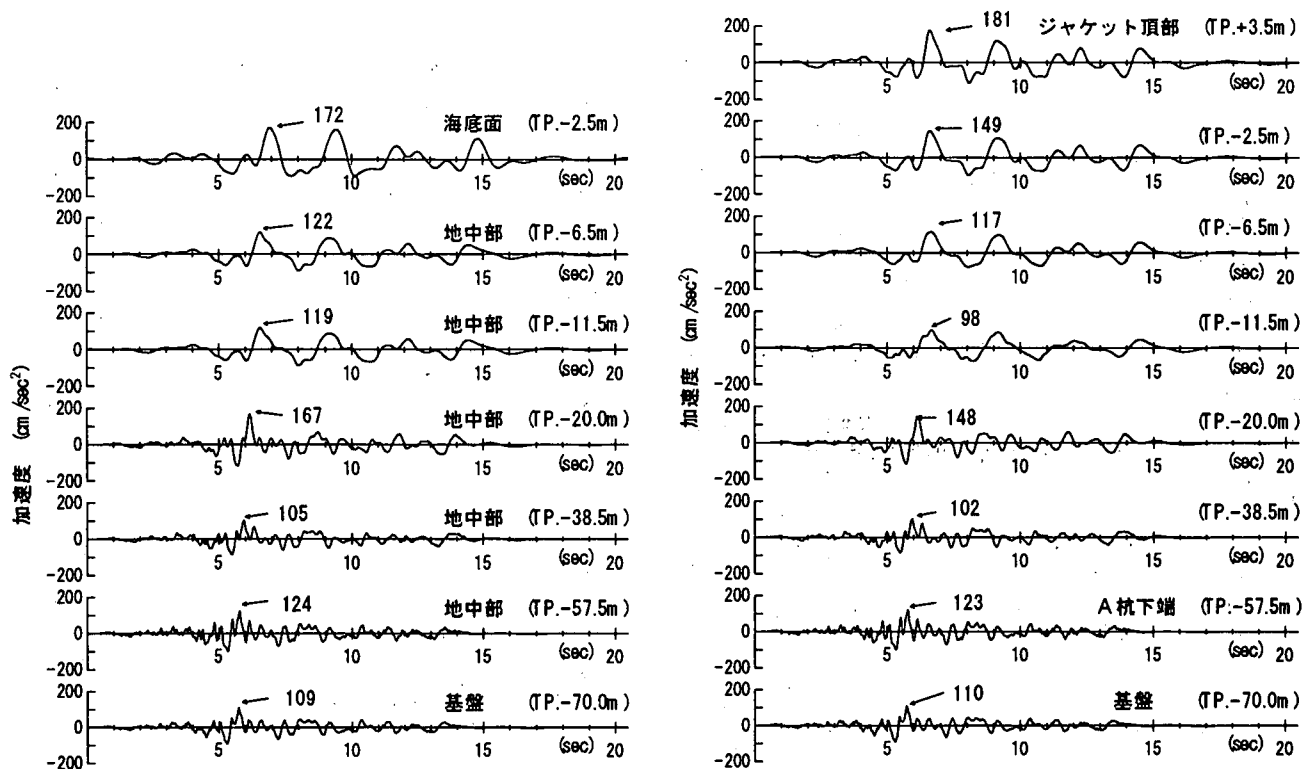
杭の応力状態を調べたところ、曲げ応力が支配的であることがわかった。そこで、A 杭の曲げモーメントが最大となる時刻  $t=9.27$  sec に着目し、その時刻における諸量の鉛直分布を Fig.7 に示した。Fig.7(b) より、A 杭、B 杭とも自由地盤と同様な変位分布をしていることがわかる。したがって、Fig.7(c) に示す杭の曲げモーメント分布の発生は、地盤の強制変位が杭体に作用した結果と解釈できる。Fig.7(d) の軸力から算出される軸応力と曲げ応力の比は、A 杭で数%、B 杭で 10% 程度である (Table 4 参照)。

Table 4 最大曲げモーメント発生時の断面力

Case	時刻 (sec)	A 杭		B 杭	
		M (tf·m/m)	N (tf/m)	M (tf·m/m)	N (tf/m)
A	9.27	-54.3	+14.3	-19.9	-15.3
B	6.86	-72.2	+22.5	-26.4	-24.3
C	5.73	+86.0	-16.8	+29.9	+20.3

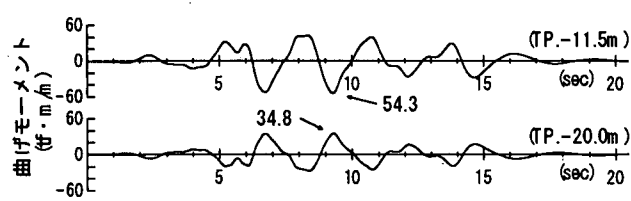
### (2) Case B (S-252 NS base; 300 gal)

Case B における解析結果をまとめて、Fig.8 および Fig.9 に示す。地盤および杭などの応答特性は Case A の場合と同様であるので、詳しい考察は省略する。A 杭の最大曲げモーメントは時刻  $t=6.86$  sec の時に生じている。この時刻における A 杭および B 杭の断面力を Table 4 に示すが、Case B と Case A の応答値の比は入力最大加速度の比 ( $300/170=1.76$ ) よ

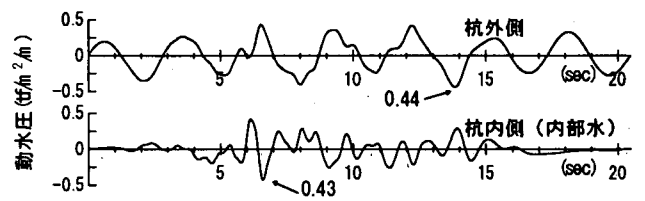


(a) 自由地盤における加速度時刻歴

(b) A杭の加速度時刻歴



(c) A杭の曲げモーメント時刻歴



(d) A杭防波板内・外の動水圧時刻歴

Fig.6 時刻歴応答 (Case A)

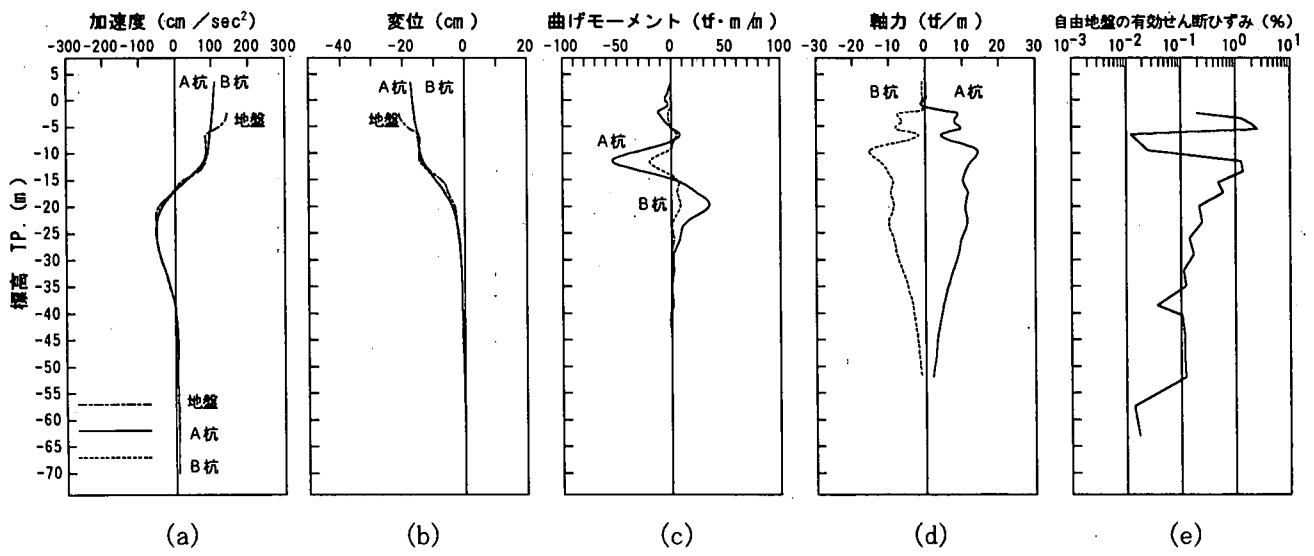


Fig.7 A杭の最大曲げモーメント発生時刻における諸量の鉛直分布 (Case A, t=9.27sec)

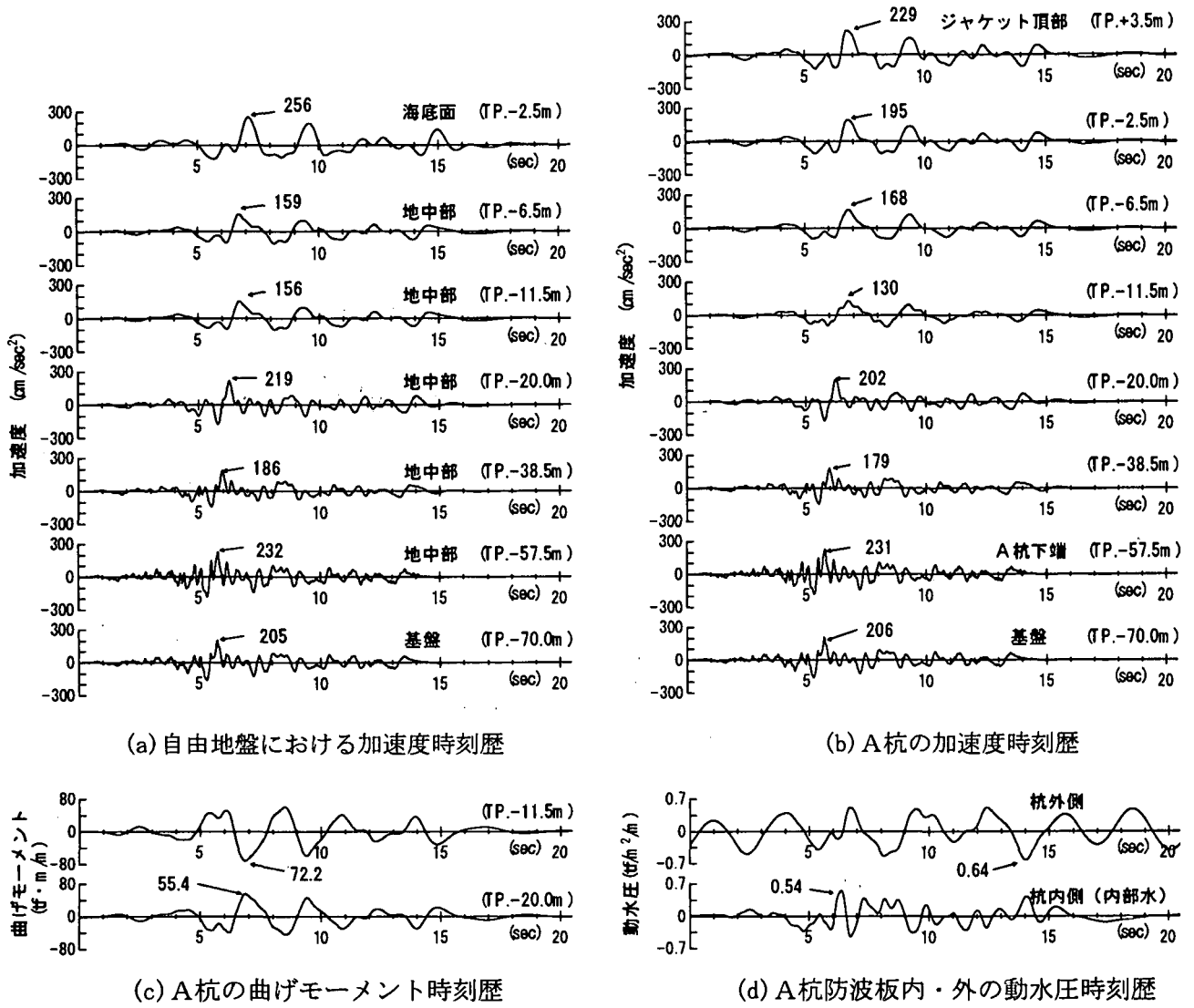


Fig.8 時刻歴応答 (Case B)

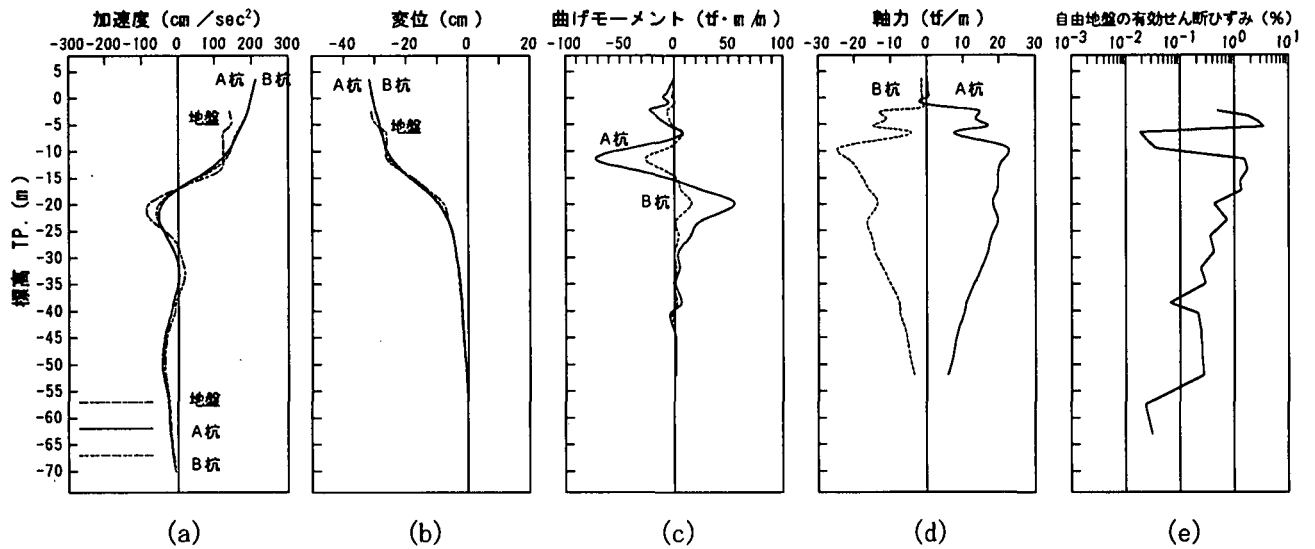
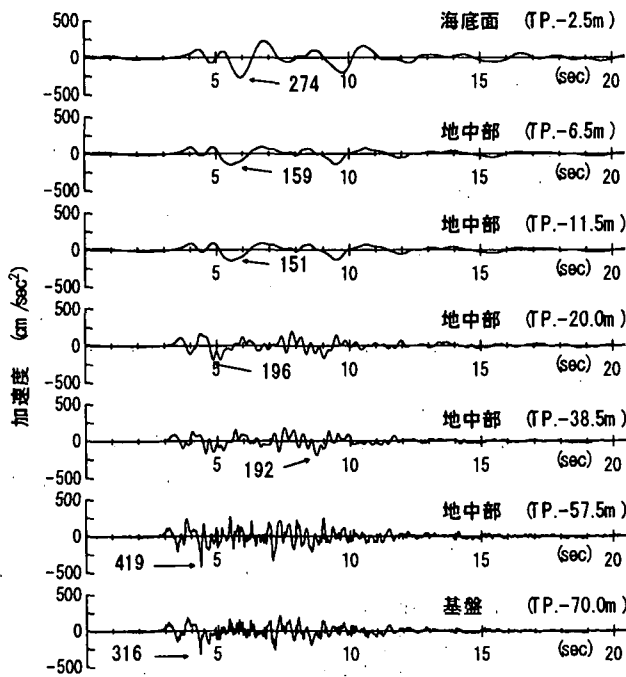
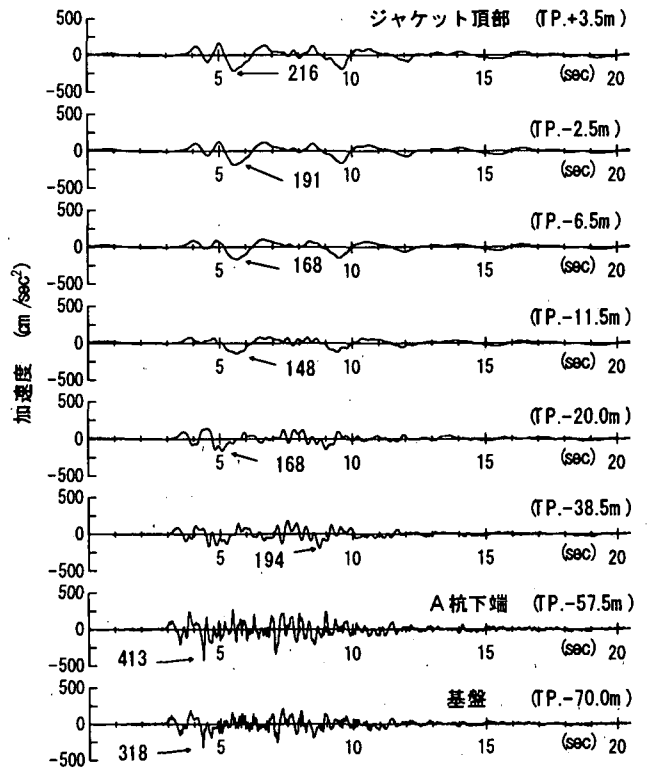


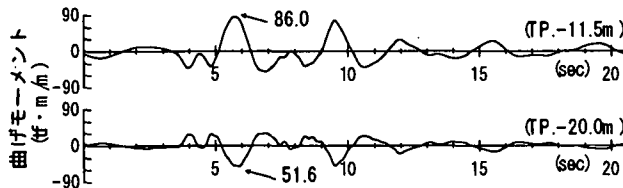
Fig.9 A杭の最大曲げモーメント発生時刻における諸量の鉛直分布 (Case B, t=6.86sec)



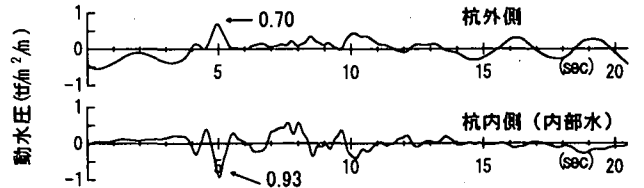
(a) 自由地盤における加速度時刻歴



(b) A杭の加速度時刻歴



(c) A杭の曲げモーメント時刻歴



(d) A杭防波板内・外の動水圧時刻歴

Fig.10 時刻歴応答 (Case C)

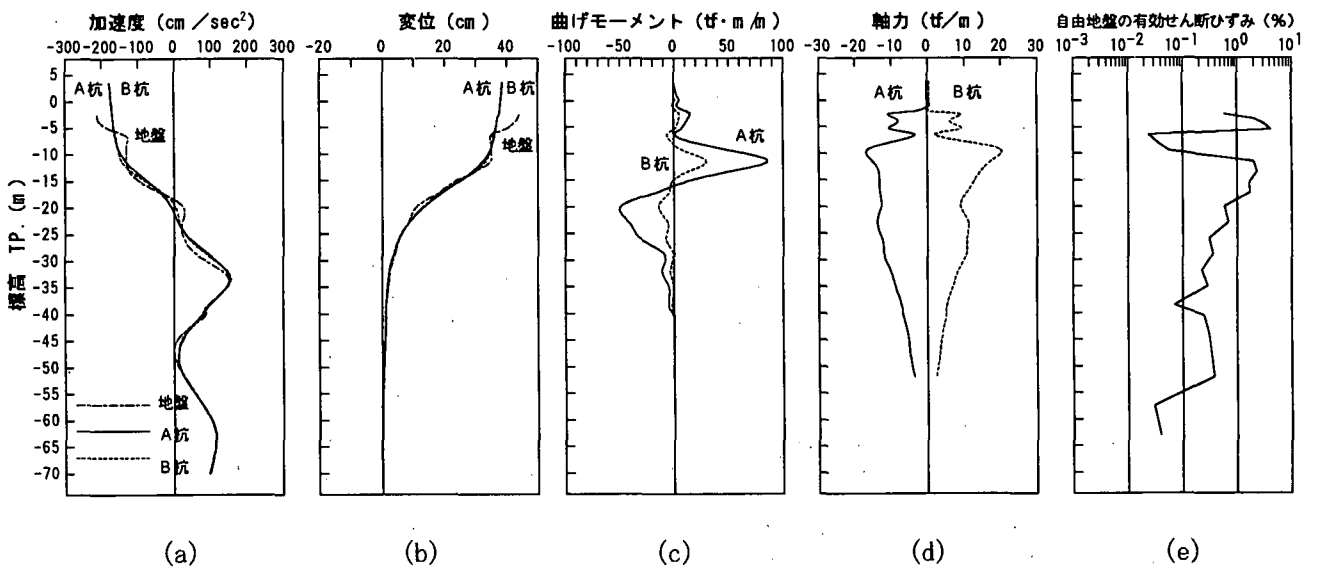


Fig.11 A杭の最大曲げモーメント発生時刻における諸量の鉛直分布 (Case C, t=5.73sec)

りも小さい。これは、Fig.7(e) と Fig.9(e) の比較からわかるように両者で有効せん断ひずみが異なり、したがって等価剛性・減衰定数も異なるためである。

### (3) Case C (PI-0117 Base-22, NS成分; 527 gal)

Case C の計算結果をまとめて、Fig.10 および Fig.11 に示す。加速度の増幅、減衰特性は Case A, B の場合と同様であるので詳しい考察は省略する。なお、Fig.11(a) の TP.-70 m でみられる 316 gal の加速度ピーク値が、TP.-57.5 m では 419 gal に増幅するものの、さらに上方の TP.-38.5 m では減衰している様子は、ポートアイランドにおける鉛直アレー観測記録 (文献 12), Fig.4(a)) でも見られる現象であり興味深い。

Case C では、A 杭の最大曲げモーメントは、時刻  $t=5.73$  sec に発生しており、Fig.11(b),(c) に示すように、変位および曲げモーメントは Case B (Fig.9(b),(c)) を上回るレベルとなっている。しかし、杭の軸力 (Fig.11(d)) は Case B (Fig.9(d)) よりもやや小さく、これは同時刻におけるジャケット頂部の応答加速度 (Fig.9(a), Fig.11(a)) の違いを反映しているものと考えられる。

## 5. 結語

厚い軟弱地盤におけるジャケット式防波堤の地震時挙動を把握するために、等価線形化手法による「水～地盤～構造物連成系」の地震応答解析を実施した。その結果、本構造物では地盤の強制変位に起因する杭の曲げが設計上重要なパラメータであることがわかった。杭体の断面力から算定される応力値は特に過大な値ではなく、①適切な鋼種の選定や、②部分的な杭の厚肉化などにより対応できるレベルの値であることも確認された。

本研究で使用させていただいた貴重な強震記録の取

得と公開にご尽力いただいた運輸省港湾技術研究所ならびに神戸市開発局の関係各位に深い謝意を表する。

## 【参考文献】

- 1) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC, No.72-12, 1972.
- 2) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C., and Seed, H.B.: FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, EERC, No.75-30, 1975.; 構造計画研究所: Super FLUSH 理論説明書, 1982.
- 3) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear modulus and damping in soils, Proc. of ASCE, Vol.98, SM6 and SM7, 1972.
- 4) 斎藤 宏: 工学的基盤における非定常地震動予測モデル、京都大学修士論文、pp.22-23, 1984.
- 5) Sugito, M.: Earthquake motion prediction, microzonation, and buried pipe response for urban seismic damage assessment, Dr. Eng. Thesis, Kyoto University, pp.22-30, 1986.
- 6) 山崎文雄: 軟弱地盤はよく揺れるか揺れないか? 実測とSHAKEの矛盾を考える、土木学会第45回年次学術講演会講演概要集、第I部門、pp.1102-1103, 1990.
- 7) Sekiguchi, K., Sugito, M., Oka, F., Yashima, A. and Kato, M.: On the accuracy of a deconvolutional procedure, Working Committee on the Earthquake Ground Motion Amplification in the Soft Ground and Damages, JSSMFE, 11p., April 8, 1992.
- 8) 沿岸開発技術研究センター: 埋立地の液状化対策ハンドブック, 1993.
- 9) 杉戸真太・合田尚義・増田民夫: 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析手法に関する一考察、土木学会論文集、No.493/III-27, pp.49-58, 1994.
- 10) Sugito, M., Sekiguchi, K., Yashima, A., Oka, F., Taguchi, Y. and Kato, Y.: Correction of orientation error of borehole strong motion array records obtained during the South Hyogo Earthquake of Jan.17, 1995, 土木学会論文集、第I部門, 1996.1 (掲載予定)
- 11) Oka, F., Sugito, M., Yashima, A., Taguchi, Y. and Sekiguchi, K.: Analysis of strong motion records from the South Hyogo Earthquake of Jan.17, 1995, Engineering Geology, Elsevier Science, (投稿中)
- 12) 関口宏二・杉戸真太・岡二三生・八嶋 厚・田口洋輔・加藤要一: 兵庫県南部地震における鉛直アレー強震記録に基づく地震時非線形増幅特性と地盤振動解析法の検討、阪神・淡路大震災に関する学術講演会講演論文集、土木学会、1996.1. (発表予定)

## NUMERICAL STUDY ON THE BEHAVIOR OF JACKET TYPE BREAKWATER IN SOFT GROUND SUBJECTED TO STRONG GROUND MOTIONS FROM THE SOUTH HYOGO EARTHQUAKE OF JAN. 17, 1995

Koji Sekiguchi, Toshihiko Nanbu, Yoshio Shiozaki, Hideaki Nagayama, Akihiro Nomi, Kazuo Tsujioka

Seismic vulnerability of the jacket type breakwater is assessed employing a water-structure-ground coupled analysis method based on the equi-linearized technique. The structure is composed of jacket, piles, and reinforced concrete slabs installed on the side surface of the jacket. Input ground motions used in the analyses are as follows: 1) the convoluted Hachinohe motion from the Tokachi-oki Earthquake of May 16, 1968 (S-252 NS Base), and 2) the Port Island base motion from the South Hyogo Earthquake of Jan. 17, 1995.