

## 4. 地震動の設定

### 4.1. 考慮すべき地震動

東京ガス（株）幕張ビルが建っている千葉市周辺地域において想定すべき地震像は、1923年関東地震のような南関東での M8級のプレート境界地震と検討対象地点直下で起こるかもしれない直下型地震であろう。前者については、通常1923年関東地震の断層モデルを用いた検討が行われ、代表例として臨海部構造安全委員会により作成された東京湾岸臨海部における設計用入力地震波が挙げられる。直下型地震には、図 - 4.1.1 に示すように様々なタイプのものが考えられるが、の陸側のプレートと沈み込むフィリピン海プレートとの境界付近で発生する地震（深さ20～50km）を想定するのが最も妥当と考えられる。の活断層による浅い地震が最も危険であるが、対象地点に近い東京湾北縁断層は活断層ではないことが地震調査推進本部から発表されており<sup>1)</sup>、綾瀬川断層など他の活断層は対象地点からやや離れている。～のタイプであれば、よりも深くなるのでの方が危険である。前者については臨海部構造安全委員会による地震波を用いることとし、以下では、後者の直下型地震を想定した時の入力地震動の設定について述べる。

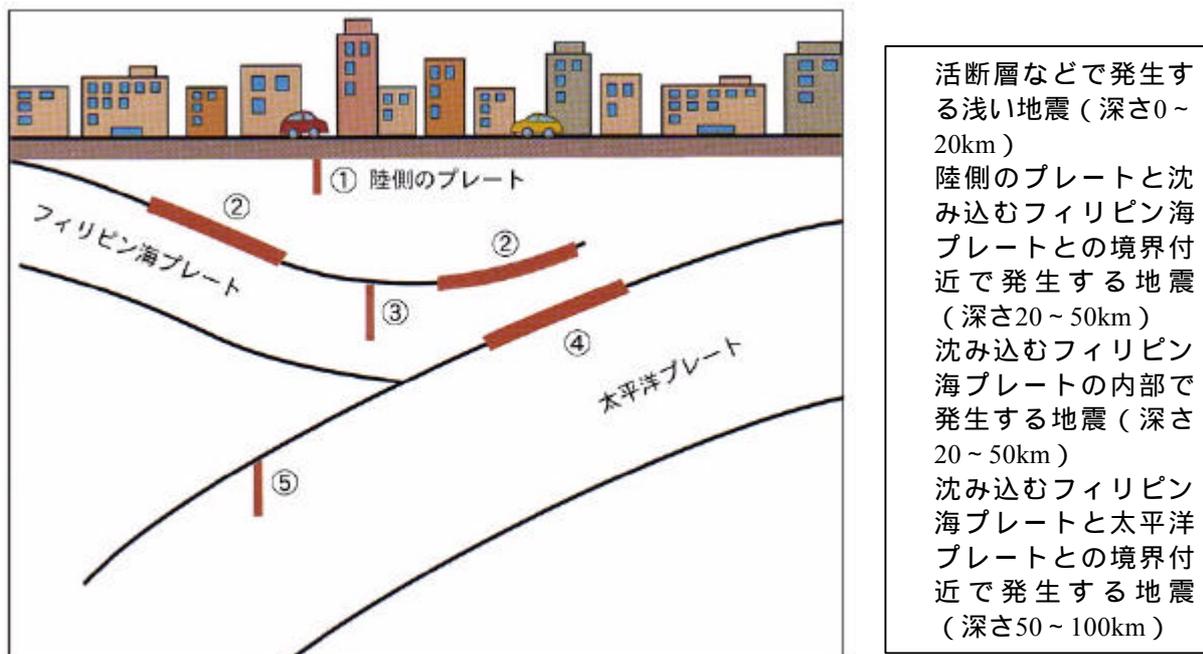


図 - 4.1.1 関東地方の陸域で発生する地震の模式図

## 4.2. 直下地震の想定地震

### 4.2.1. 設定条件

千葉市周辺で想定される直下型地震による入力地震動を，断層震源モデルを用いて設定する。手法としては，実績がありかつ震源近傍における地震動特性を考慮できる経験的グリーン関数法を用いる。これは，断層のスケーリング則に基づいて，中小地震観測記録の重ね合わせを行うものである。検討対象である東京ガス（株）幕張ビルの座標は，地図の読み取りにより，東経 $140^{\circ}02'15''$ ，北緯 $35^{\circ}39'05''$ とする。

想定地震として，上述のように深さ $20\sim 50\text{km}$ で起こる直下型地震を考える。地震の大きさの設定が重要であるが，後述する大地震と中小地震とのスケーリング則は地震モーメントの大きさにより規定されているので，モーメント・マグニチュード  $M_w$  により地震の大きさを設定する。東京東部から千葉へ及ぶ地域での直下型地震としては，1855年の安政江戸地震が有名である。宇佐美のカタログでは  $M=6.9$  となっている。マグニチュードには気象庁マグニチュードのようなローカル・マグニチュード，表面波マグニチュード，モーメント・マグニチュード等あり，これらは地震記録の解析から求められる。一方，歴史地震のマグニチュードは被害を良く説明できるように決められるものであり，地震記録から決まるマグニチュードとは異なるものである。しかしながら，気象庁マグニチュードによる距離減衰式を用いているので基本的には気象庁マグニチュードと対応することになる。その意味では，1995年兵庫県南部地震 ( $M_J=7.2$ ) や2000年鳥取県西部地震 ( $M_J=7.3$ ) より小さいと考えられるので，この2地震と同等規模の地震を想定すれば安全側の設定と考えられる。菊地・八木の結果では，兵庫県南部地震の  $M_w$  が $6.9$ ，鳥取県西部地震の  $M_w$  が $6.6$ である。

また，武村（1990）は内陸の地震における地震モーメント  $M_0$  と  $M_J$  の関係を次式のように表している。

$$\log M_0 = 1.17M_J + 17.72 \quad (1.1)$$

これを変形すると，

$$M_w = 0.78M_J + 1.08 \quad (1.2)$$

となる。これに  $M_J=7.2$  を代入すると， $M_w=6.7$  となる。

以上に基づき， $M_w=6.8$  とすれば，安全に配慮した上での千葉市周辺地域での直下型地震として妥当な地震の大きさであると考えられる。断層の走向と傾斜角に関しては，沈み込むフィリピン海プレートの上面で発生する地震（低角逆断層）を考えて設定する。以下に断層パラメータを示す。図 - 4.2.1 に想定地震の観測点との位置関係および大きさを示す。深さについては最も浅い場合を想定し，断層面上端の深さを $20\text{km}$ とする。

基準点の位置： 東経  $139^{\circ}49'00''$ ，北緯  $35^{\circ}36'00''$ ，深さ $20\text{km}$

走向  $120^{\circ}$

傾斜角  $20^{\circ}$

長さ  $30\text{ km}$

幅  $18\text{ km}$

S 波伝播速度  $3.5\text{ km/s}$

破壊伝播速度  $2.5\text{ km/s}$

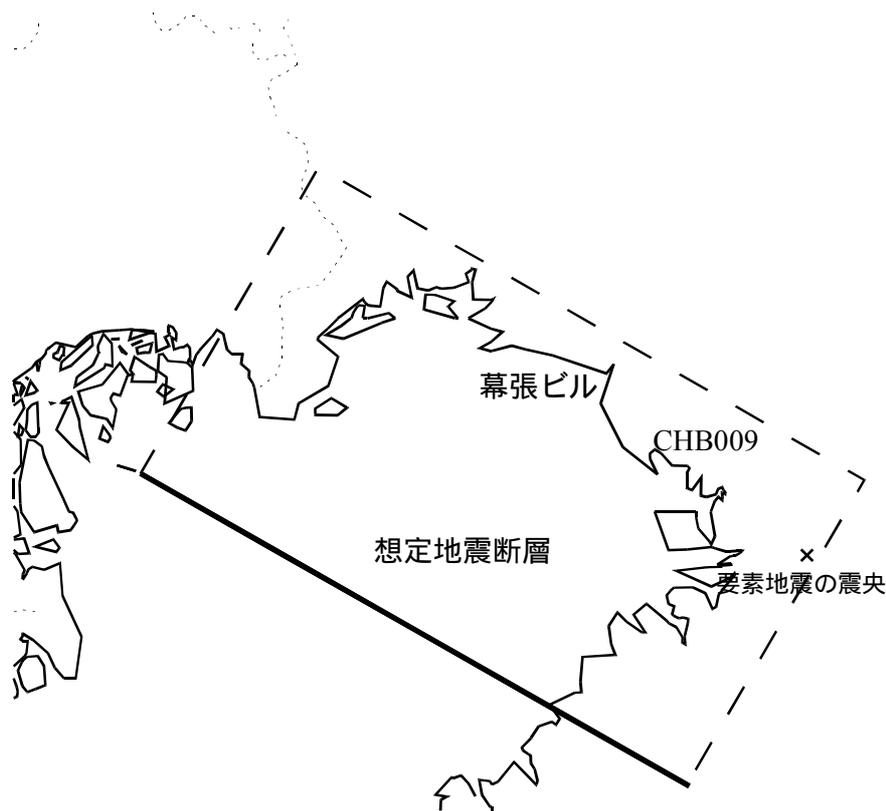


図 - 4.2.1 想定地震および検討対象地点の位置関係

#### 4.2.2. 用いる要素地震波

幕張ビルの近くのカバナ（磯辺6丁目，真砂3丁目，真砂4丁目）で，新 SI センサーによる地震観測記録が得られている。しかしながら，2000年6月3日の千葉県北東部での地震，2000年7月21日の茨城県沖および千葉県東方沖での地震の記録である。経験的グリーン関数法により想定地震の地震動を予測するためには，千葉県北西部または東京湾で発生した地震による観測記録を用いるのが望ましいと考えられる。そこで，K-NET 千葉（CHB009）において観測された1999年9月13日に千葉県北西部で発生した地震の記録を用いることとする<sup>2)</sup>。この地震の震央は図 - 4.2.1に×で示されている。

K-NET 千葉は，東経140.1055°，北緯35.6050°（千葉市中央区千葉港1-1）に位置し，標高は3.60mである。幕張ビルより，7～8km 南東に位置するが，幕張ビルと同様に臨海部に位置しており，臨海部という点で共通している。

K-NET 千葉は幕張ビルから7～8km 離れているので，本来なら K-NET の地盤モデルを作成して基盤へ引き戻すことが望ましい。しかしながら，K-NET の地盤情報は20m までしかなく基盤に到達していない。K-NET も幕張ビルも海岸に近いので，浅い構造は異なっても深い構造に大差はないと考えられ，構造物の影響という観点からは周期1～2秒の成分での精度の方が高振動数域での精度より重要である。その意味では，K-NET 観測点での基盤を推定して引き戻すよりも，幕張ビルでの波と考えて扱った方が適切な入力地震動を与えることが可能と考えられる。他に東大生研千葉アレーの記録も考えられるが，台地側に近く深い構造が海岸部と異なると考えられるので，同様の理由で必ずしも適切ではない。

以上のような背景から，ここでは K-NET での観測記録を幕張ビルの自由地盤で観測されたものと想定して入力地震動を作成する。

地震の諸元は以下の通りである。

発生時刻	1999.9.13 7:56
発生域	千葉県北西部
震央位置	東経140°10'， 北緯35°34'
マグニチュード $M$	5.0
震源深さ	77km

図 - 4.2.2，表 - 4.2.1に地盤構成を示す。地表から，0～2.70m は埋土・盛土，2.70～10.10m は砂質土，10.10～20.45m はシルト層となっている。なお，K-NET 観測点の地盤調査は，いずれの地点も深度20mまでで，これ以深の地盤構成は分からない。

#### 4.2.3. 経験的グリーン関数法<sup>3)</sup>のためのパラメータの設定

金森の式<sup>4)</sup>により，モーメント・マグニチュード  $M_w$  から地震モーメント  $M_0$  を与えることができる。

$$M_0 = 10^{1.5M_w + 16.1} \quad (1.3)$$

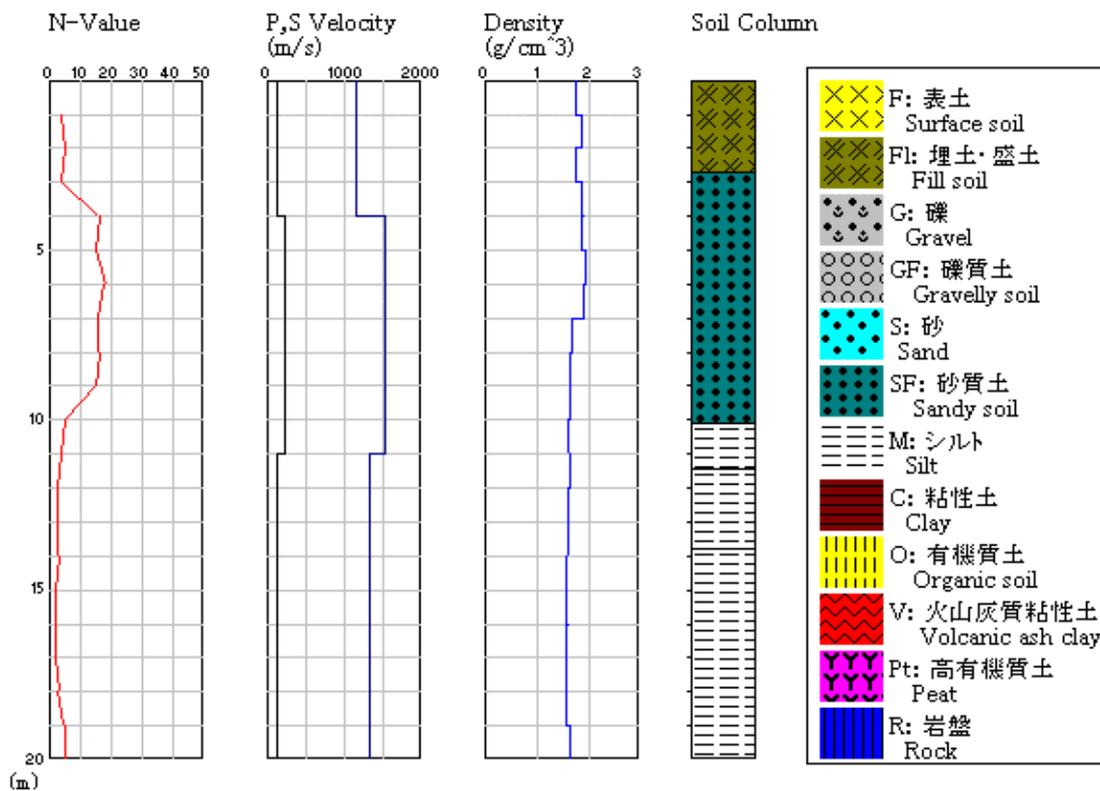


図 - 4.2.2 K-NET 地点の柱状図

表 - 4.2.1 K-NET サイトの地盤構造

深度	N 値	P 波速度(m/s)	S 波速度(m/s)	密度(t/m <sup>3</sup> )
1m	4	1150	130	1.75
2m	5	1150	130	1.87
3m	4	1150	130	1.75
4m	16	1150	130	1.88
5m	15	1530	220	1.85
6m	18	1530	220	1.93
7m	16	1530	220	1.91
8m	16	1530	220	1.67
9m	15	1530	220	1.64
10m	5	1530	220	1.64
11m	4	1530	220	1.61
12m	3	1320	120	1.62
13m	3	1320	120	1.59
14m	3	1320	120	1.59
15m	2	1320	120	1.58
16m	2	1320	120	1.58
17m	2	1320	120	1.56
18m	3	1320	120	1.57
19m	5	1320	120	1.57
20m	5	1320	120	1.63

地震モーメントの値は、 $M_w=6.8$ に対して、 $2.00 \times 10^{26}$  ( dyn・cm =  $2.00 \times 10^{20}$  Nm ) ,  $M_w=5.0$ に対して、 $3.98 \times 10^{23}$  ( dyn・cm ) となる。

断層の面積  $S$  は

$$\log S = M - 4.07 \tag{1.4}$$

より、 $537(\text{km}^2)$ となるので、長さ  $L=30\text{km}$ 、幅  $W=18\text{km}$  とする。

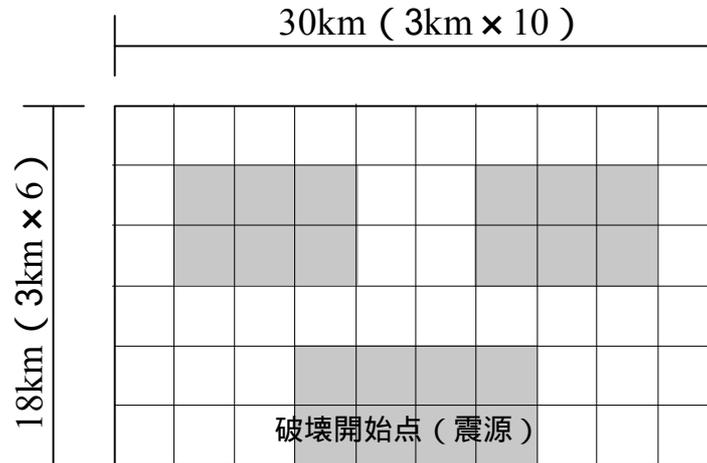


図 - 4.2.3 想定した破壊開始点とアスペリティの分布

断層の分割数  $n$  は、震源パラメータの相似則 ( 金森 & Anderson(1975)<sup>5)</sup> ) により、次式で表されている。

$$n = \frac{L_l}{L_s} = \frac{W_l}{W_s} = \frac{D_l}{D_s} = \left( \frac{M_{0l}}{M_{0s}} \right)^{1/3} \tag{1.5}$$

これに既知の値を代入すると、 $n=8$ となる。そこで、長さ方向を10、幅方向を6に分割する

こととする。アスペリティ部分（図 - 4.2.3で灰色の部分）を適当に設定し，平均すべりの2倍をすべり量とし，逆に他の部分は0.5倍とする。

ライズタイム は，次式<sup>6)</sup>に基づき，想定地震の時1.25秒，小地震の時0.2秒とする。

$$t = \frac{10^{0.5M-1.4}}{80} \quad (1.6)$$

このような仮定から得られた加速度波形を図 - 4.2.4に示す。水平2成分の合成値で，最大加速度が839cm/s<sup>2</sup>，最大速度が44.8cm/s，最大変位が14.0cm，SI 値が47.4kine，そして3成分用いる計測震度が5.87である。

加速度応答スペクトルを図 - 4.2.5に示す。短周期で極めて大きな加速度応答が得られているが，これは地盤の非線形性を考慮していないためである。周期3秒に大きなピークが見られ，これが図 - 4.2.3で設定したアスペリティ分布による成分と考えられる。

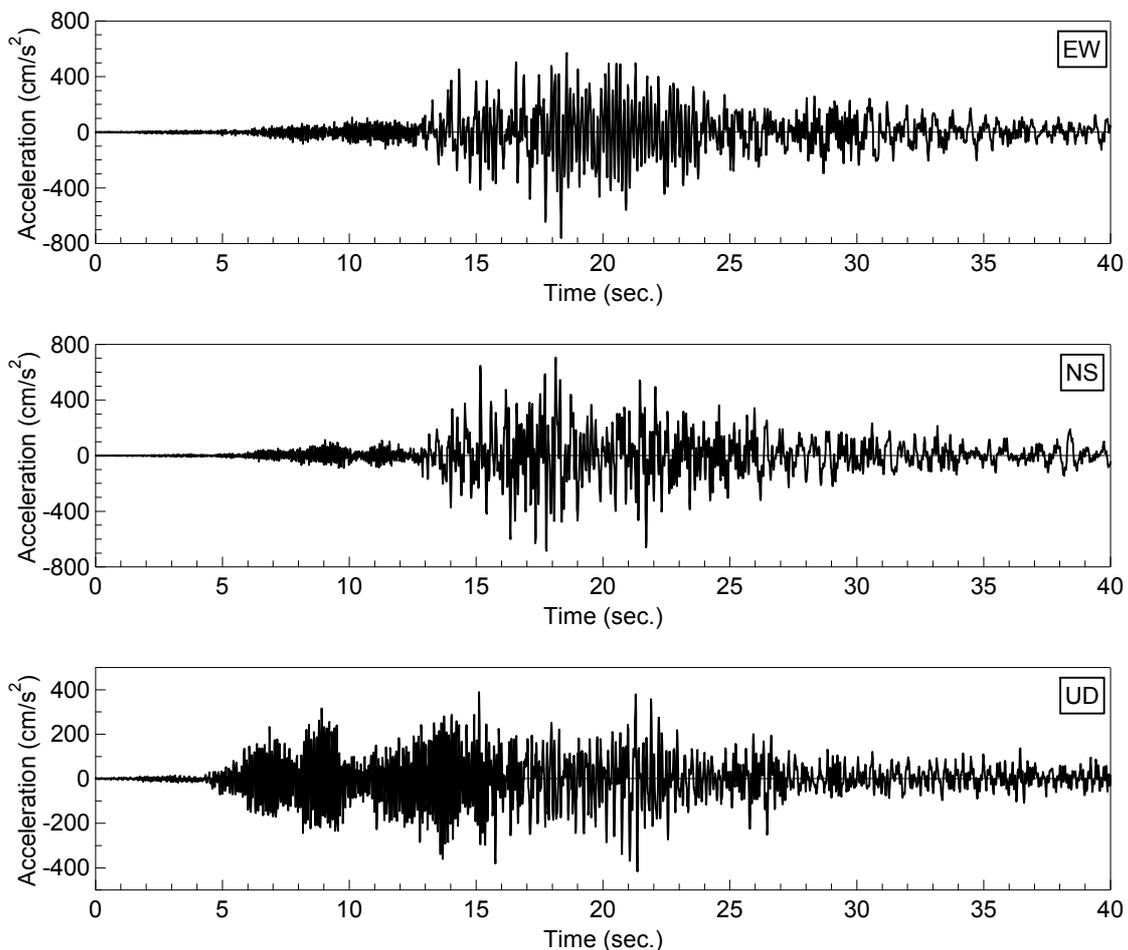


図 - 4.2.4 幕張直下地震を想定した場合の加速度波形（線形）

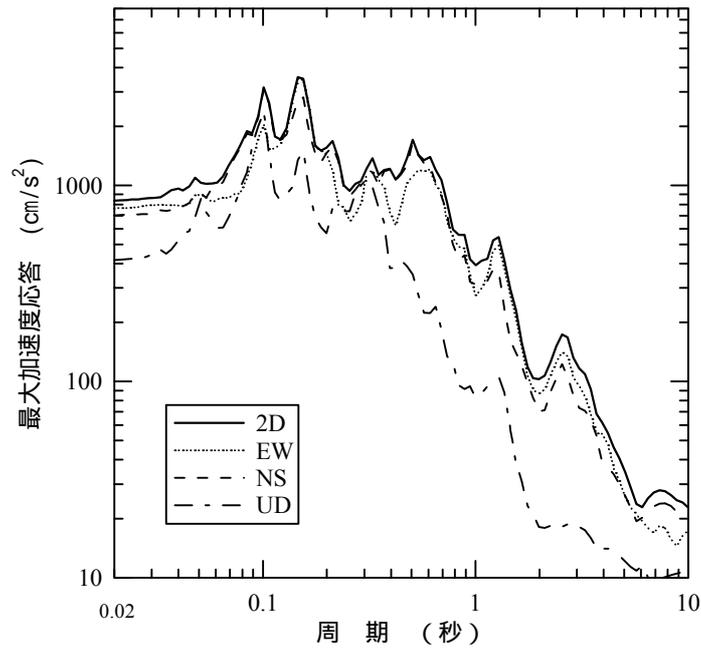


図 - 4.2.5 応答スペクトル (減衰5%)

表 - 4.2.2 No. 1地点の地盤条件

地層名	標高 T. P. (m)	深度 (m)	層厚 (m)	単位体積 重量 (kN/m <sup>3</sup> )	$V_s$ (m/s)	動的変形特性
<del>F</del>	-0.152	4.1	4.1	18	130	F層(新規)
AS1	-1.552	5.5	1.4	18	120	AS1層(既往)
	-3.152	7.1	1.6	18	130	
	-4.752	8.7	1.6	18	180	
AC2	-7.552	11.5	2.8	17	150	AC1層(既往)を準 用
AS2	-10.852	14.8	3.3	18	185	AS2層(既往)
	-14.952	18.9	4.1	18	195	
AC3	-19.652	23.6	4.7	16	140	AC3層(既往)
AS3	-24.052	28	4.4	18	225	AS2層(既往) を準用
AC3	-27.852	31.8	3.8	16	155	AC3層(既往)
DS	(基盤面)			18	330	

注) 孔口標高 = 3.948m, 地下水位 = TP+1.5m

#### 4.2.4. 地盤モデル

幕張ビル近傍では、地盤調査から表層は不整形であることが分かっているが、ここでは、最も新しい地盤調査である、No.1地点の条件を用いて、一次元解析が可能と考える。

表 - 4.2.2に地盤条件を示す。なお、解析に際して、周辺地盤の状況を考慮し、No.1地点の地盤条件を若干補正している。これについては、5章に述べられており、図 - 5.1.2（新規ボーリング No.1の  $N$  値および  $V_s$  の補正）にまとめられている。また、解析に際しては、せん断波速度の拘束圧依存性を考慮するので、表に示される値は各層中央における値とする。

サイト周辺では三種類の動的変形特性が知られている。すなわち、既往の地盤調査に基づくもの、それをモデル化したもの、さらに、新しい地盤調査によるものである。全部の層についてすべてのデータがあるわけではないので、これらを補完しながら設定する。

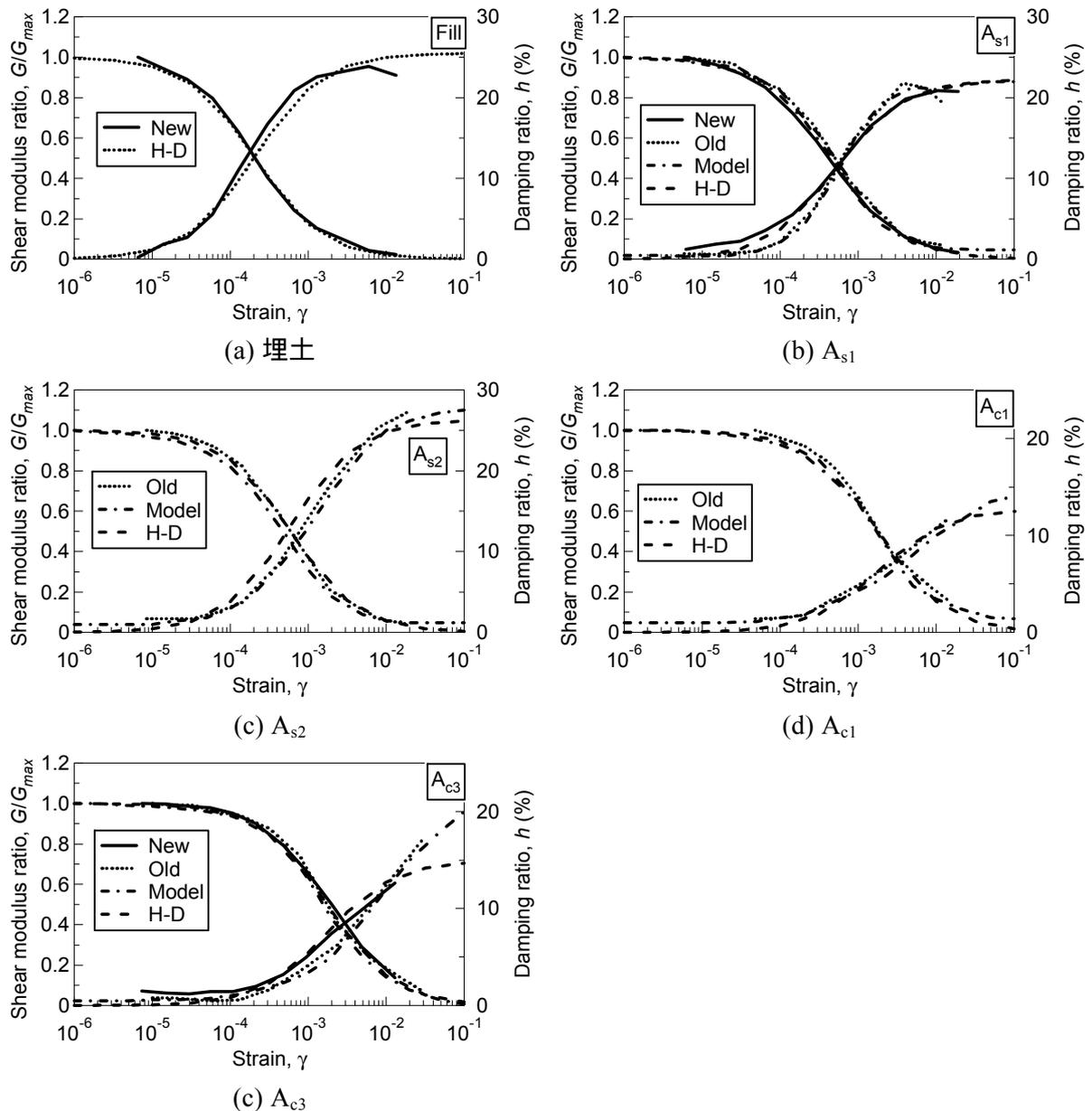


図 - 4.2.6 動的変形特性

図 - 4.2.6に知られている動的変形特性をまとめて示す。ここで，Old は既往の実験，New は新しい実験，また，Model は既往の地盤調査報告書に示されているモデル，H-D は Hardin-Drnevich モデルによる近似化である。 $A_{s1}$ 層の減衰特性を除けば，いずれのデータもよく一致している。 $A_{s1}$ 層でも差が非常に大きいというわけではなく，実験のばらつきと考えられる範囲内である。すなわち，どれを使っても大きな差は無いと考えられる。

#### 4.2.5. 基盤入射波の算定

前節の解析では，地盤が弾性的に挙動する際の地表の地震動が求められた。実地震時には地盤は非線形挙動をするので，非線形性の影響の出ない地盤における入射波を算定する。

大地震時には，せん断波速度が1km/s 以上の地盤でも非線形化する可能性があるが，そのような深さまでの地盤条件は明瞭になっていない。そこで，ここでは，いわゆる設計用の基盤を工学的基盤と設定し，これ以深は非線形化しないとする。

弾性条件とはいえ，実地盤では各種の減衰が発生する可能性がある。そのうち，もっとも主要なのは散乱の減衰である。そこで，ここでは，散乱の減衰を考慮することにする。

福島・翠川<sup>7)</sup>は既往の研究を取りまとめて，次のように減衰モデルを提案している。

粘土	$\log Q^{-1} = -0.57 \log f - 0.83$
シルト	$\log Q^{-1} = -0.53 \log f - 1.02$
砂	$\log Q^{-1} = -0.73 \log f - 0.87$
礫	$\log Q^{-1} = -0.46 \log f - 0.80$
堆積岩(100m 以浅)	$\log Q^{-1} = -0.51 \log f - 0.63$
堆積岩(100m 以深)	$\log Q^{-1} = -0.68 \log f - 1.56$

これを図示すると，図 - 4.2.7の様になる。なお，この式は0.5 ~ 5Hz の間で定義されてい

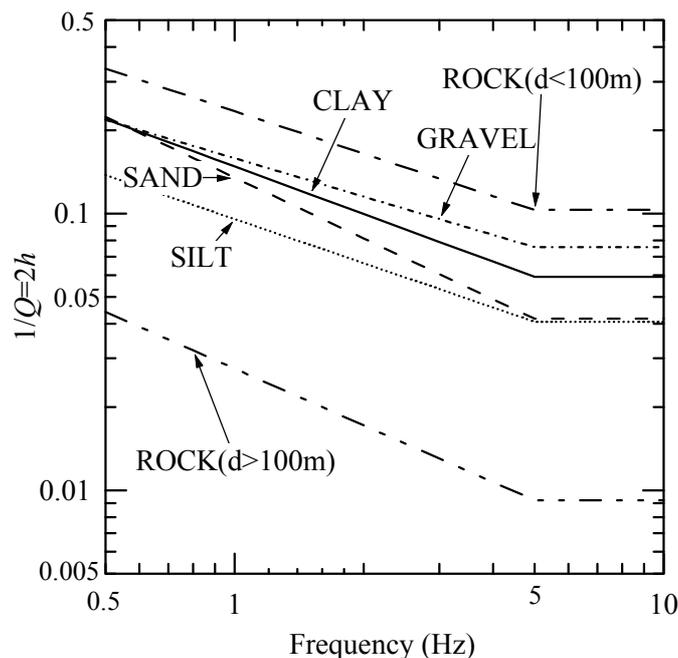


図 - 4.2.7 福島・翠川<sup>7)</sup>による土質に応じた減衰モデル

るものであるため、その両側については減衰は一定とする。

図 - 4.2.8に最大応答値を示す。通常、弾性条件化では最大加速度は地表に近くなるにしたがって増幅する。しかし、この計算では地震動は必ずしも増幅せず、減衰、増幅を繰り返している。

地震動の増幅の要因として、せん断波速度が小さくなること、地表での地震動の反射、基盤での地震動の反射がある<sup>8)</sup>。この地盤ではせん断波速度が大きくなったり、小さくなったりしており、必ずしも地表に行くにしたがってせん断波速度が小さくなるという傾向を示していない。大きいせん断波速度の層で挟まれた層では上下で波動の反射が起こるためエネルギーがたまりやすい。一方、このような層ではせん断剛性やせん断強度が小さい。本計算は弾性計算であるため、せん断強度は計算に影響しないが、せん断ひずみが大きくなってもせん断応力はそれほど大きくなり、したがって加速度も大きくならないわけである。

図 - 4.2.9に基盤に入射する地震波を示す。最大値は約400cm/s<sup>2</sup>のオーダーである。また、図 - 4.2.10には地表の応答の基盤の振動に対する増幅比を示す。卓越周期は、一次モードで0.78秒、二次モードで0.26秒、三次モードで0.17秒である。

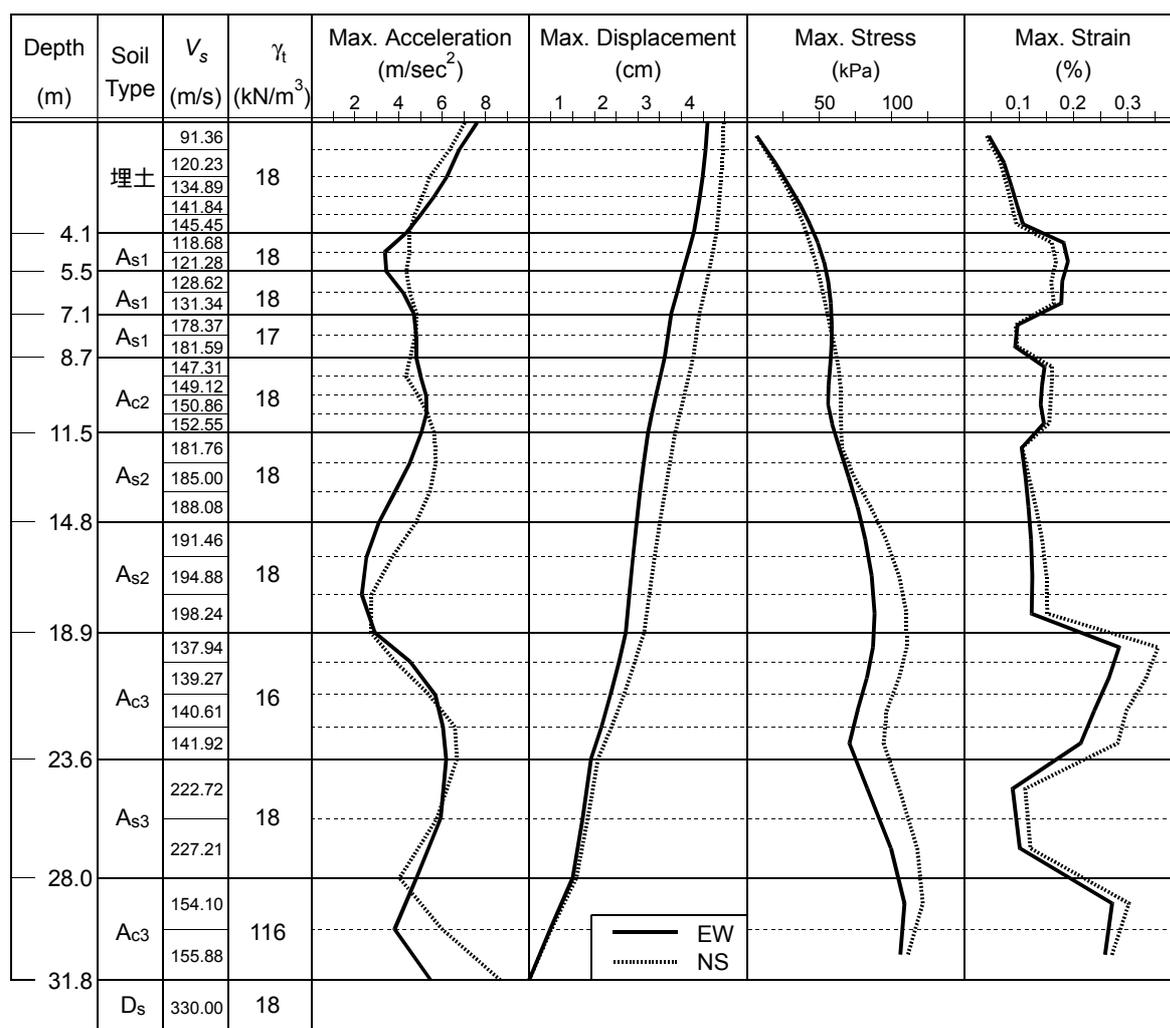


図 - 4.2.8 最大応答値

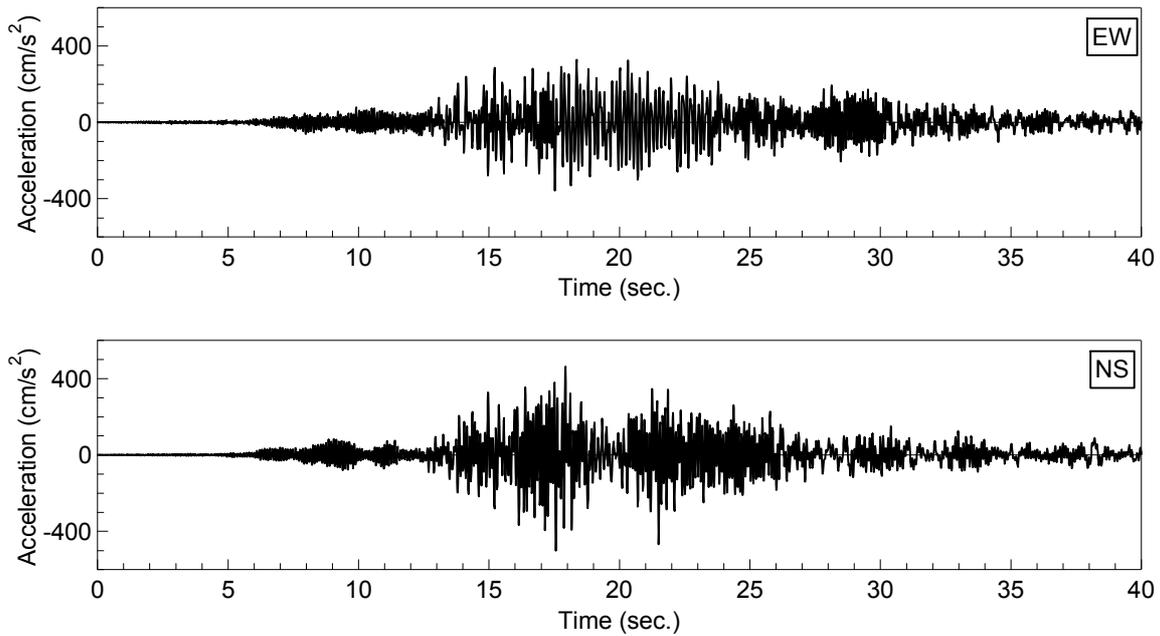


図 - 4.2.9 入射波の時刻歴

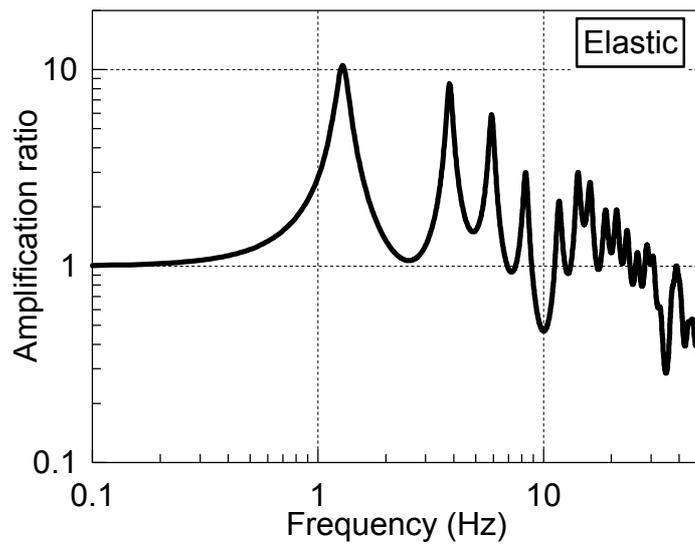


図 - 4.2.10 増幅比

#### 4.2.6. 等価線形による解析

前章で得られた入射波を用いて，SHAKE に基づく非線形解析を行う。

図 - 4.2.11に最大応答値の分布を示す。図には，前章で行った弾性解析の結果も併せて示している。最大加速度で見ると，特に GL-14m 以浅では SHAKE と弾性解析の差は大きく，地表では設定値が700～800cm/s<sup>2</sup>であったのに対し，非線形解析の結果では200～300cm/s<sup>2</sup>である。両者で大きな差が見られるのはせん断応力で，非線形解析は弾性解析の半分程度の値である。せん断ひずみの大きさは全層で0.1%より大きいので，この差が非線形挙動によ

るものであることは明らかである。また，GL-7.1m 以浅では非線形挙動のためひずみも大きくなり，EW 方向では最大0.8%となっている。これも，地表の最大加速度を小さくするのに寄与している。

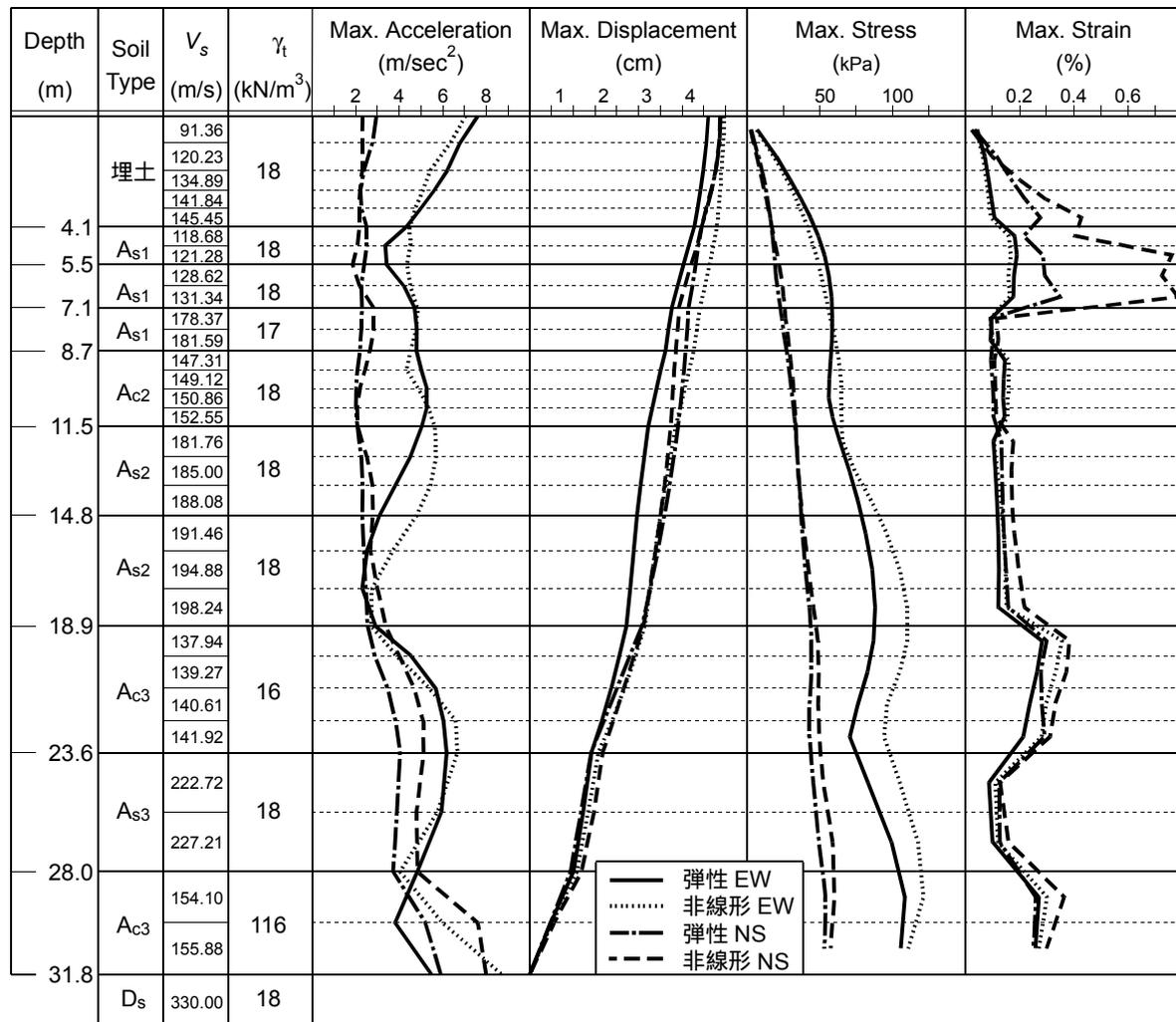


図 - 4.2.11 最大応答値 (SHAKE と弾性解析)

図 - 4.2.12に地表と基盤のスペクトル比を示す。卓越周波数 (周期) は弾性時1.3Hz (0.78秒)であったのに対し，EW 方向で0.86Hz (1.16秒)，NS 方向で0.79Hz (1.27秒)と長周期化している。また，最大の増幅比も半分以下となっており，非線形挙動が大きいことを示している。

図 - 4.2.13に地表の加速度時刻歴を示す。図 - 4.2.4と比較すると全体に長周期化していることが明らかである。なお，非線形解析の結果得られた水平2方向成分と最初に設定した上下動より求めた計測震度の大きさは5.5である。ここで，上下動に関しては地盤の非線形化の影響は余り受けないと考えられるので特に処理はしていない。

図 - 4.2.14に地表の加速度から求めた加速度応答スペクトルと速度応答スペクトルを示す。図には弾性解析の結果も示されているが，特に短周期領域で弾性解析に比べ応答が大きく落ちていることがわかる。図 - 4.2.15には応答スペクトルをトリパタイト形式で示す。最後

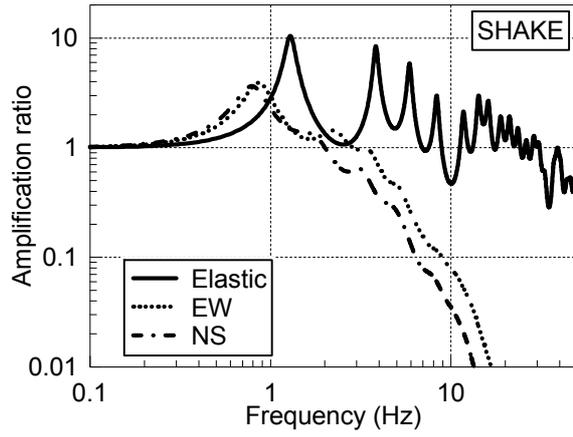


図 - 4.2.12 スペクトル比の比較

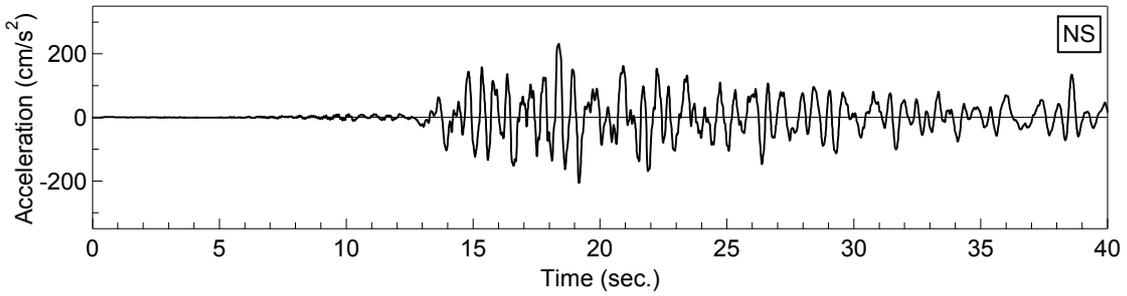
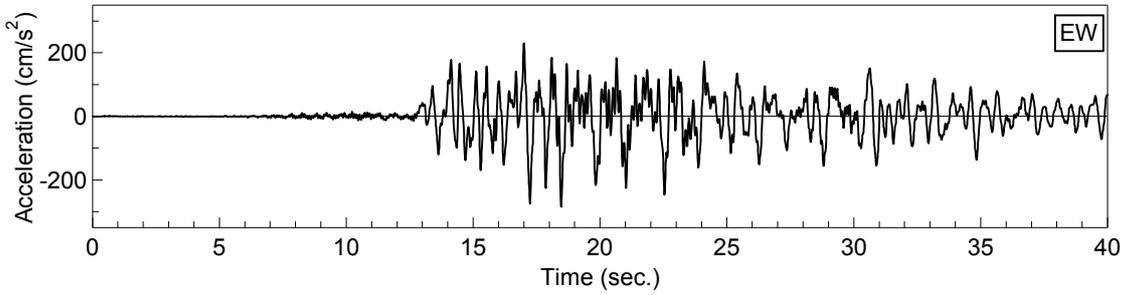


図 - 4.2.13 地表の加速度時刻歴

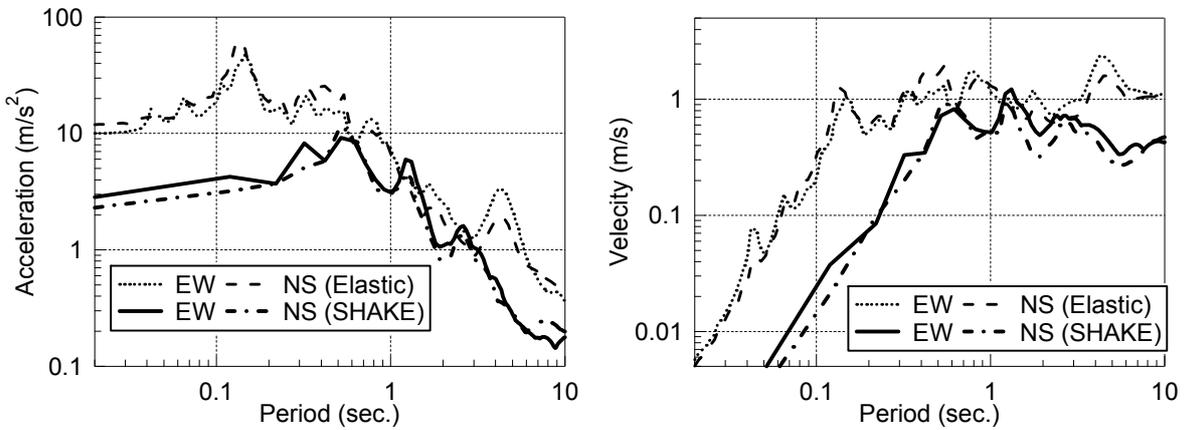


図 - 4.2.14 応答スペクトル

に，図 - 4.2.16には過去の著名地震における速度応答スペクトルとの比較を示す。4秒以上の長周期領域では作成地震波は既往の地震波と同じ程度のオーダーをしているが，これより短周期領域では応答はかなり小さくなっている。また，全体的に東京湾臨海部における構造物の設計用に作られた模擬地震動より小さくなっている。

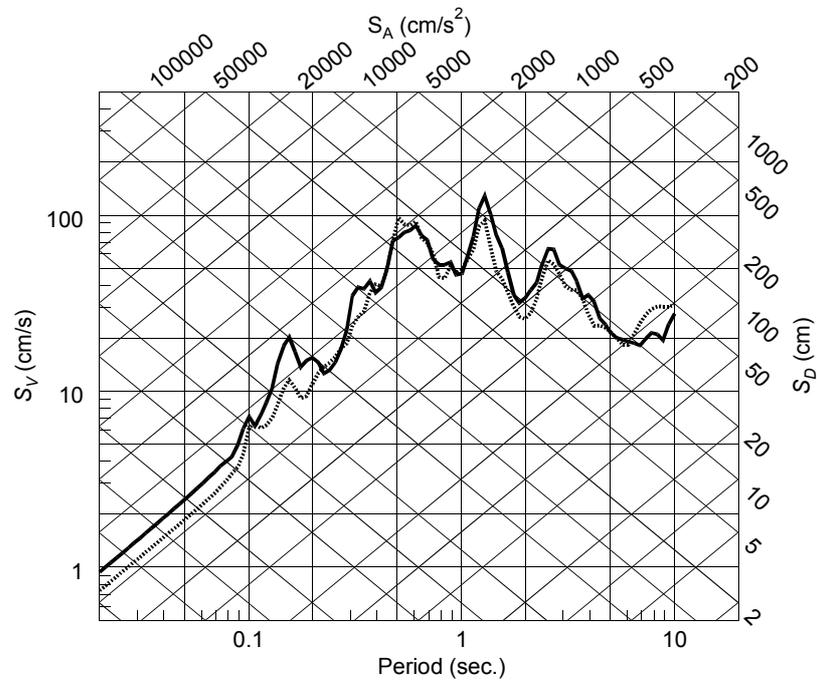


図 - 4.2.15 疑似応答スペクトル (トリパタイト形式)

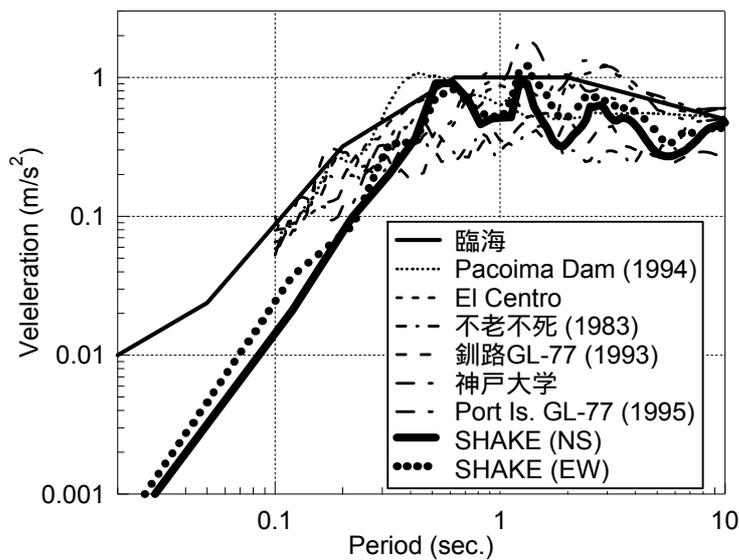
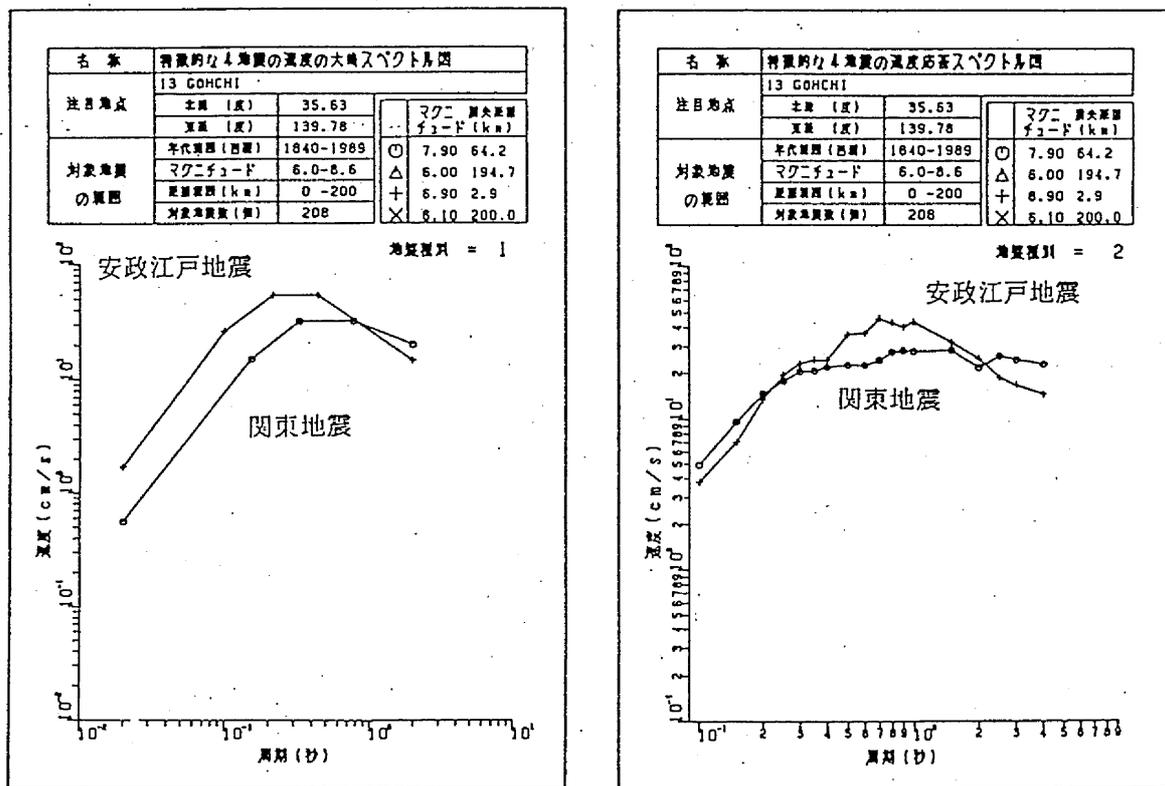


図 - 4.2.16 応答スペクトルの既往の地震波との比較

### 4.3. プレート境界地震

東京湾臨海部副都心計画の中で、この地域にたてられる建物を対象とした設計用地震動が作成されている。ここでは、既往の最大振幅を求める回帰式と応答スペクトルを求め、それらを含むような形で応答スペクトルを作成し、その応答スペクトルにフィットする加速度時刻歴を定義している。

検討に用いられた回帰式は、道路橋示方書に基づいた平均式、金井式、大崎・渡部式および大崎スペクトルと片山スペクトルである。このうち、応答スペクトルを図-4.3.1に示す。図から、安政江戸自身の法が関東地震より大きくなっていることがわかる。このほか、最大振幅に対する回帰式の検討もあわせると、この地域で考慮すべき地震として、1985年安政江戸地震、1894年東京地震、1923年関東地震であることが示されている。このうち、関東地震はプレート境界地震、安政江戸地震と東京地震は直下型地震である。安政江戸地震と東京地震は地震の規模は同程度であるが、安政江戸地震の方が震源が浅く、したがって地震動が大きい。



(a) 大崎スペクトル

(b) 片山スペクトル

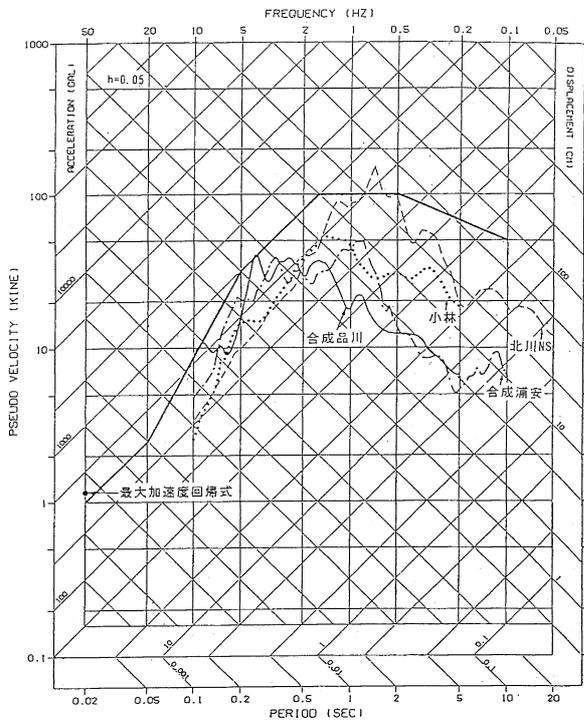
図 - 4.3.1 回帰式に基づく速度応答スペクトル

前述のように、この地域の検討に用いるのは安政江戸地震と関東地震である。これに加え、東海地震の三つの地震についてこの地域で予想される応答スペクトルを各種の手法で求めたものが図-4.3.2である。

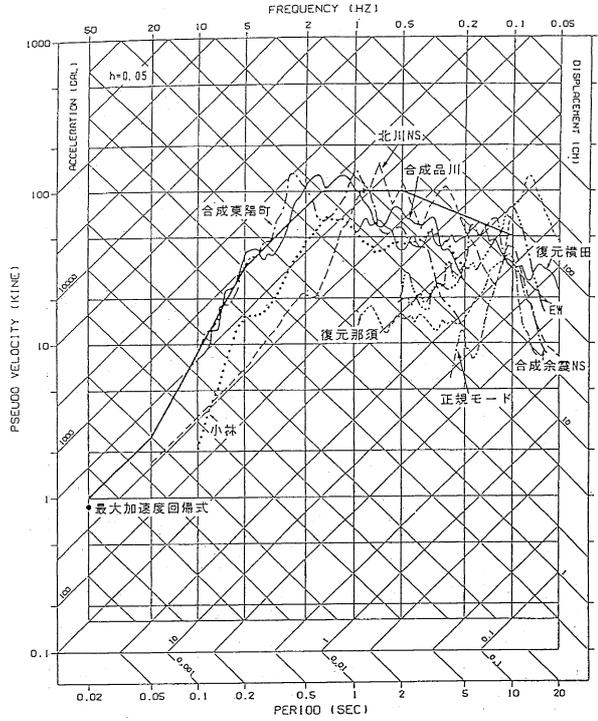
これらの検討をもとにして、江戸川層上端における地震動の応答スペクトルとして図-

4.3.3に示すものが設定された。さらに、これより、加速度時刻歴が作成された。図 - 4.3.4に設定された加速度時刻歴を示す。

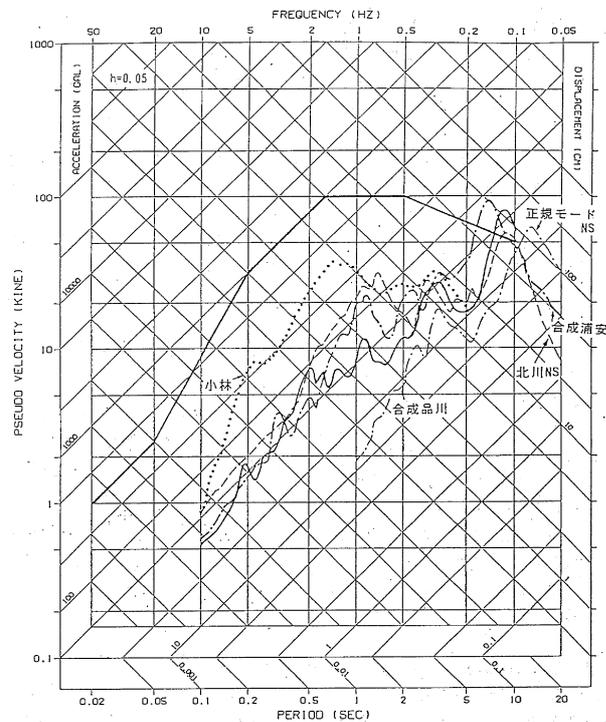
臨海部地震動は、臨海部副都心地域をターゲットに作成されたものであるので、厳密に言えば、これ以外の地域で使うことには問題がある。しかし、幕張ビルサイトは距離的に



(a) 安政江戸地震



(b) 関東地震



(c) 東海地震

図 - 4.3.2 各種検討による疑似速度応答応答スペクトル

もそれほど離れていないし、また、模擬地震動の設定方法を見ても、特に修正せず用いて問題は無いと考えられる。

図 - 4.3.5に最大加速度の時刻歴を示す。図には、前項の模擬地震動による結果も併せて示されている。最大加速度分布を見ると、前項の模擬地震動より小さいが、変位、ひずみ、応力の値を見ると、模擬地震動よりかなり大きい。これは、臨海部地震動が低周波数成分に大きなパワーを持っているためであると考えられる。

図 - 4.3.6に地表の加速度時刻歴を、図 - 4.3.7に地表の基盤に対する増幅比を、図 - 4.3.8に加速度と速度応答スペクトルを、図 - 4.3.9に疑似応答スペクトルをトリパタイト形式で示す。1~2秒付近で地震動が大きく増幅されていることがわかる。

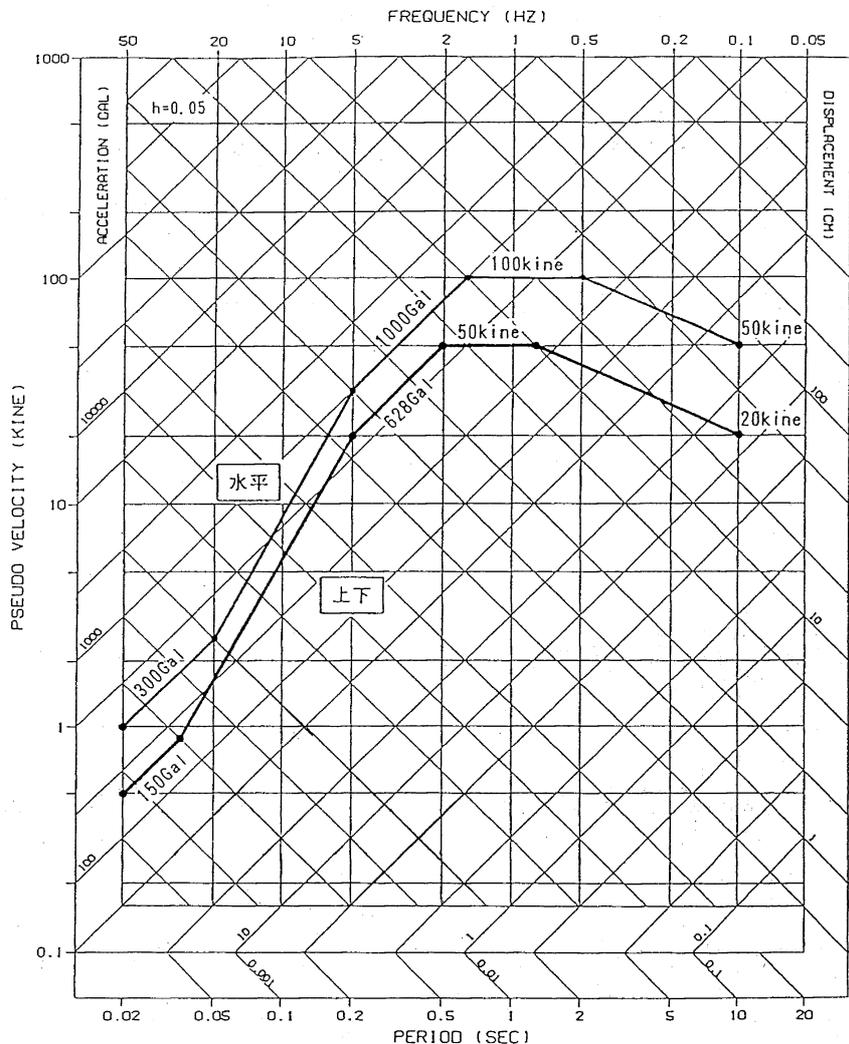


図 - 4.3.3 模擬地震動の応答スペクトル

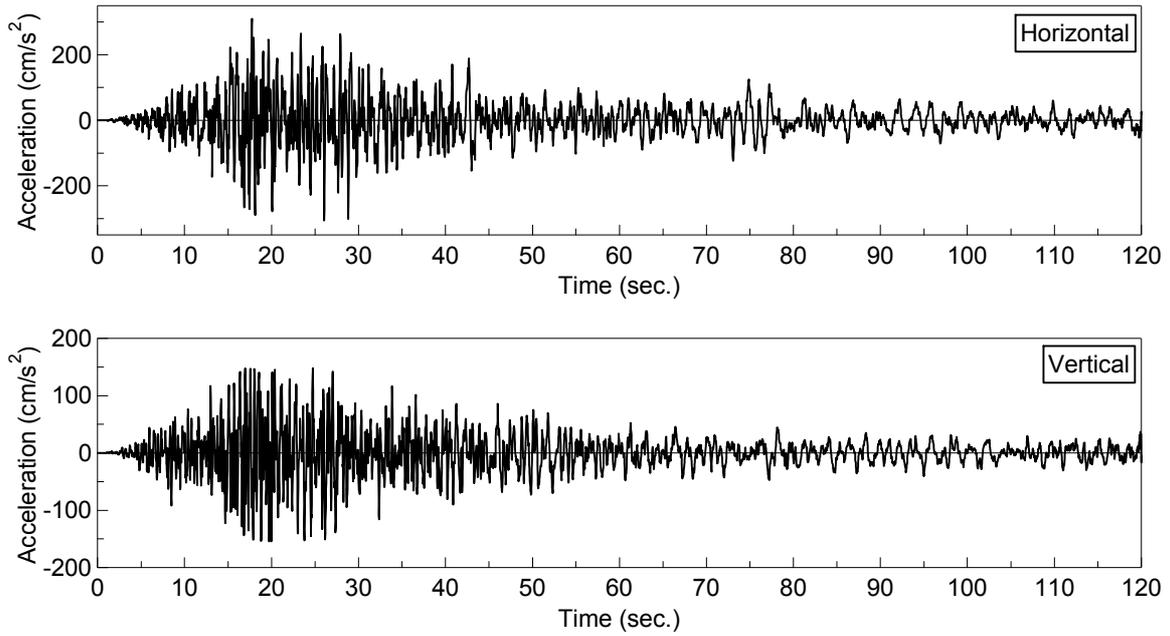


図 - 4.3.4 臨海部模擬地震動

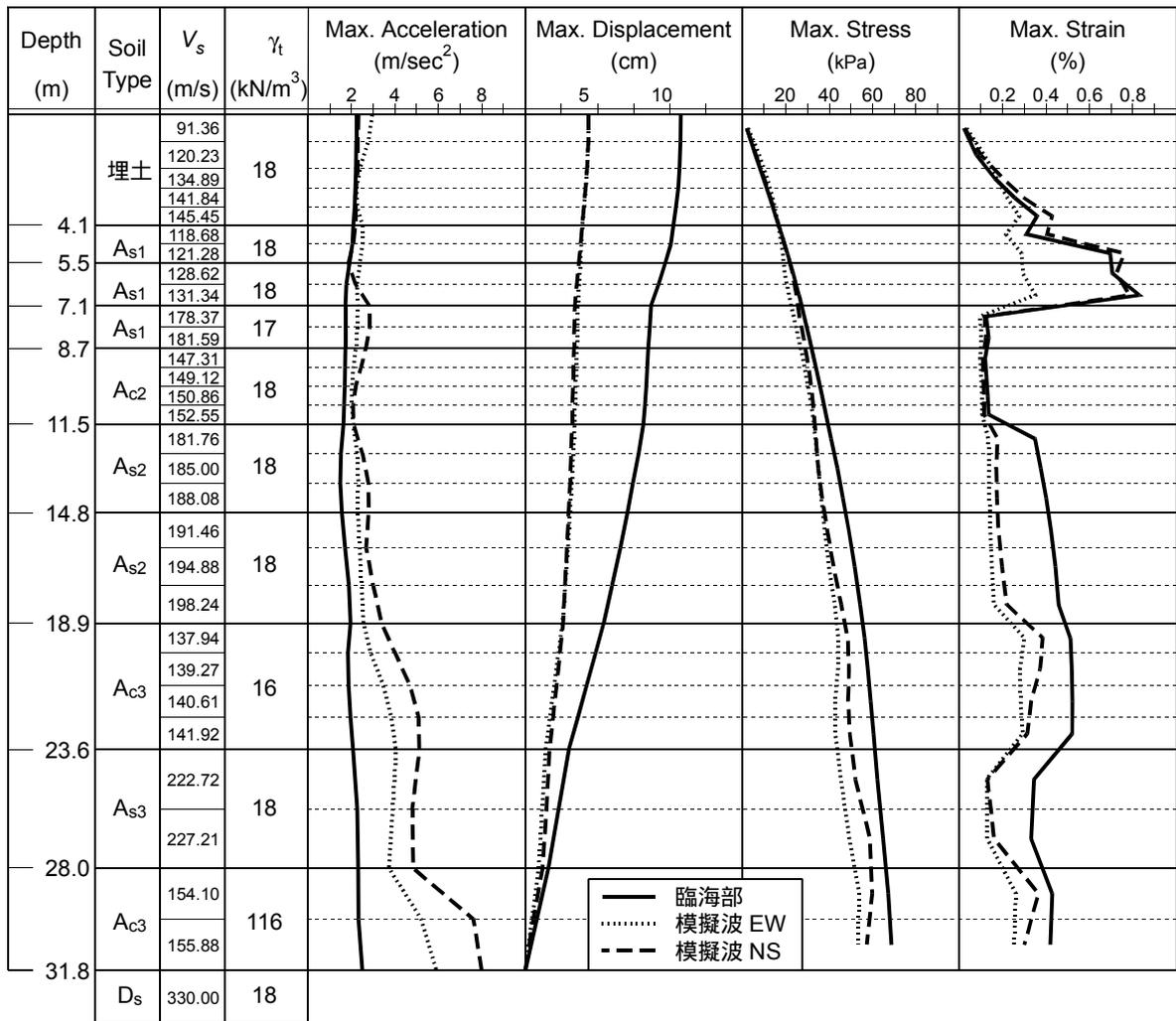


図 - 4.3.5 最大応答値

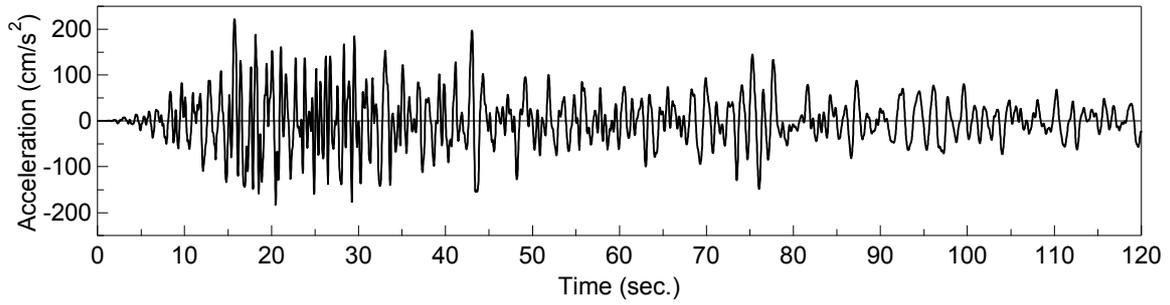


図 - 4.3.6 地表の加速度時刻歴

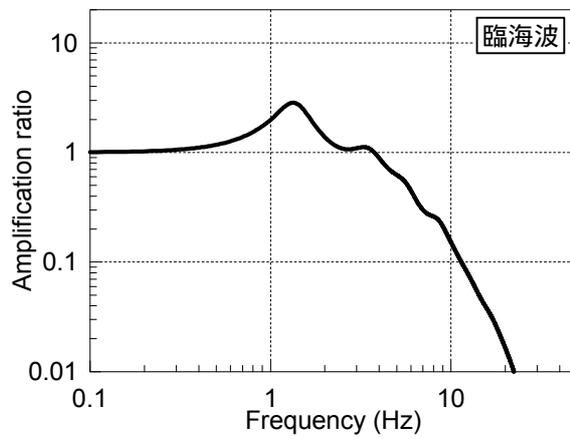


図 - 4.3.7 増幅比

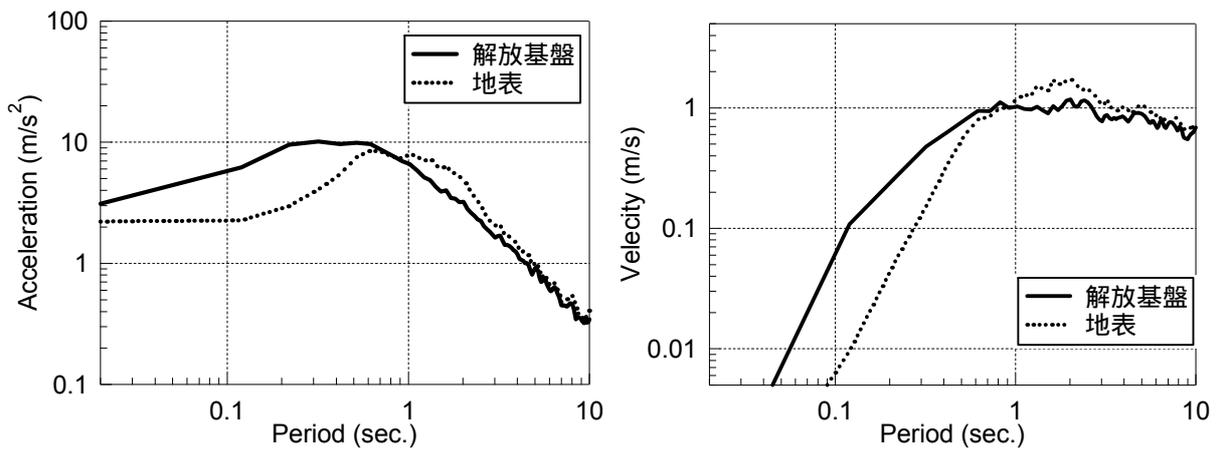


図 - 4.3.8 応答スペクトル

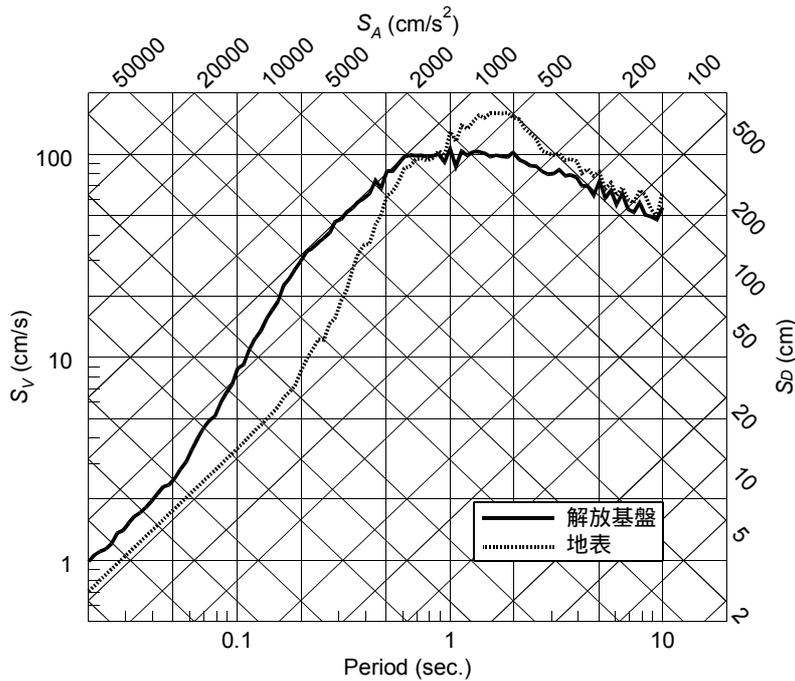


図 - 4.3.9 疑似応答スペクトル(トリパタイト形式)

#### 4.4. ポートアイランド波

これまで二つの節では、幕張センターに最も影響を与えそうな二つの地震動を検討した。ここでは、参考資料として、1995年兵庫県南部地震における地震動について検討する。検討に用いるのはポートアイランドで観測された地震動である。

図 - 4.4.1にポートアイランドの地盤を示す<sup>9)</sup>。ここでは、図に示されるように、GL、GL-16.4m、GL-32.4m、GL-83.4m に地震計が設置されており、図 - 4.4.2に示すような地震記録が得られている。この地盤で、GL-83.4m における観測記録を入力とし、この位置での入射波と反射波を分離する<sup>10)</sup>。このようにして得られた入射波を図 - 4.4.3に示す。

この入射波を幕張ビルの基盤に直接作用させる。図 - 4.4.4に最大応答値を示す。図には、前二つの節の応答も併せて示されている。変位、ひずみ、および応力の最大値から、この地震動が最も非線形性が大きいことが分かる。

図 - 4.4.5には地表の加速度時刻歴を示す。入力地震動と比べると波形は非常になめらかであり、大きな非線形挙動が起こっていることが分かる。図 - 4.4.6には地表の基盤に対する増幅スペクトル、図 - 4.4.7に速度と加速度応答スペクトル、図 - 4.4.8には疑似応答スペクトル(トリパタイト形式)を示す。ここでも、増幅が顕著なのは1~2秒の成分である。

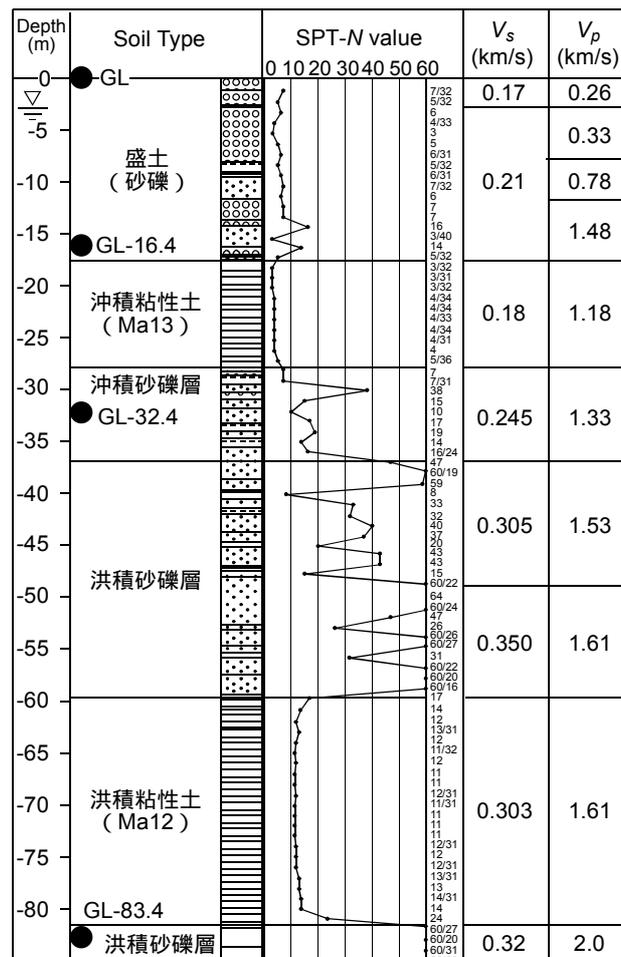
図 - 4.4.9にこれまでの三つの地震動(5成分)の応答スペクトルをまとめて示す。ポートアイランドの波は、1秒以上の長周期成分では、他の地震動と比べて圧倒的な大きさとなっている。幕張ビルの固有周期は1.4秒付近であることを考えると、最も影響力の大きい地震動ということがいえる。

ポートアイランド波は、幕張ビルに作用すると考えられる地震動ではない。しかし、これまでの結果から、この地震動が最も影響力が大きいことから、この地震動についてもう少し検討する。図 - 4.4.10は、ポートアイランド GL-83.4m の複合波、入射波および幕張サ

イトの地表の三つの波動の応答スペクトルをあわせて示している。まず、ポートアイランドでの波動を見ると、周期1秒と2秒に大きな山がある。そして2秒付近の波動は幕張サイトの著しい非線形挙動にしたがう卓越周期の長周期化の影響により大きく増幅されている。

兵庫県南部地震のメカニズムでは周期1秒の波動が卓越し、キラパルスと呼ばれたが、これは、断層のメカニズムからくるものである。これに対して2秒の波動はこれまでに知られているメカニズムからはでてこないようである。それでは、この周期成分がどのように現れたかという事であるが、現状では明確に答えることは困難である。たぶんと考えられるのは、震災の帯を作ったと同じ影響である。

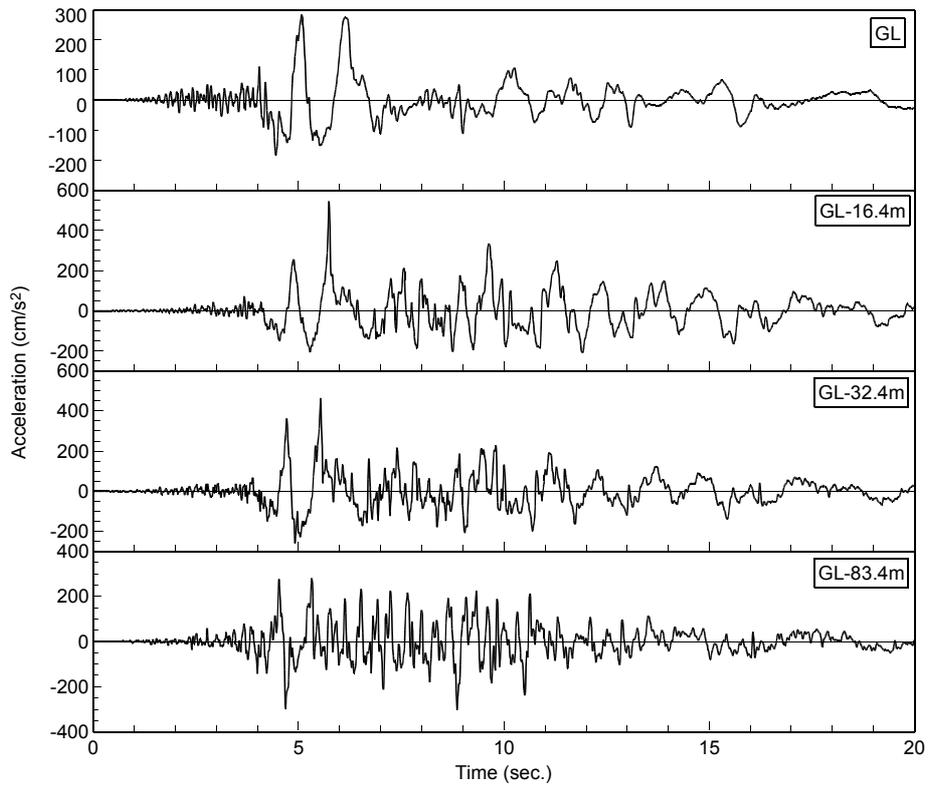
震災の帯は、基盤から地表に伝播した波動と、基盤を通過して六甲山に達した波動が六甲山から反射した波動が合わさって、振幅の大きい地震動になったために発生した。そして、震災の帯の南限は Ma13と呼ばれる軟弱な粘土層の北限とが一致していると考えられている。ここで、震災の帯が発生したのは二つの波動の重なり合いという状況があったためであるが、六甲山から反射した波動は震災の帯で消えてしまうのではなく、さらに南に伝播している。そして、南に行くほど表層の厚さは厚くなっていくので周期が延びる。したがって、ポートアイランド地点で2秒付近の波動があっても不自然ではない。このことをもう少しデータから確認するために、図 - 4.4.11に、神戸海洋気象台と六甲アイランドで観測された波



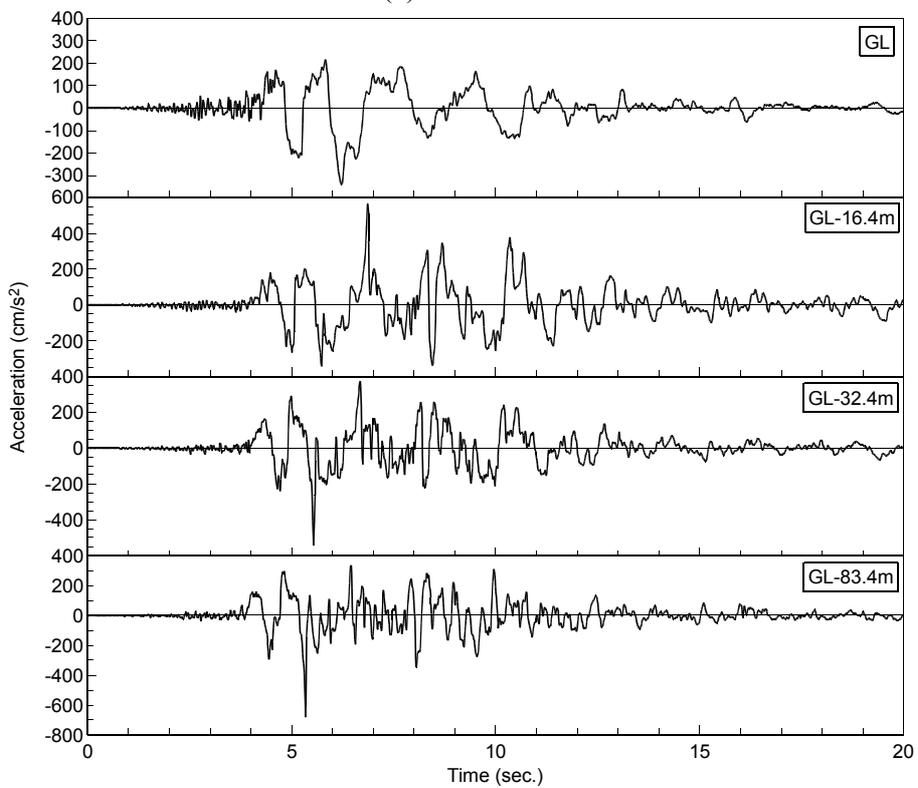
(注) 地表面 (GL) は KP+4m

● 地震計

図 - 4.4.1 ポートアイランドの地盤

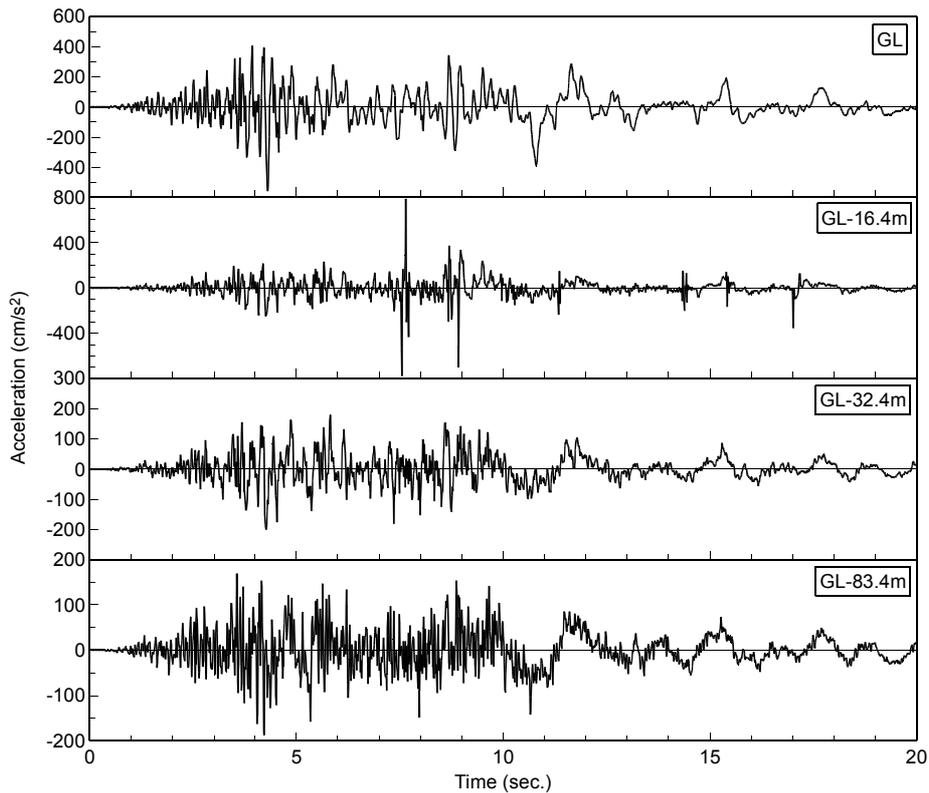


(a) EW 方向



(b) NS 方向

図 - 4.4.2 ポートアイランドで観測された地震動



(c) 上下動

図 - 4.4.2 ポートアイランドで観測された地震動（続き）

形の応答スペクトルを比較する。これらは地表で観測されたもので、表層の増幅の影響を受けているので、厳密な議論は困難であるが、六甲アイランドではポートアイランドと同様に2秒付近に卓越する成分があるのに対し、海洋気象台ではこのような成分は見られない。これだけの結果からすべてを判断するのは困難であるが、一つの状況証拠として捉えることは可能であろう。

もし、2秒の波動がこのような影響で発生したものであれば、これは、神戸地域の地質の特殊性である。つまり、このような長周期の波動が発生するためには深い基盤があること、波動が反射してくる様な地形条件があり、そこから対象サイトまでの距離がそれほど大きくないこと等の条件が必要である。幕張サイトではこのような震災の帯を形成させたような地形条件は無いので、考える必要がないといえる。ただし、これはあくまで現状での推定であり、真の原因の確認のためには詳細な調査が必要となる。

このような背景から、以後の検討では、ポートアイランド波動を入力する計算は行うが、あくまでも参考値として扱い、直接の検討の対象とはしないこととする。

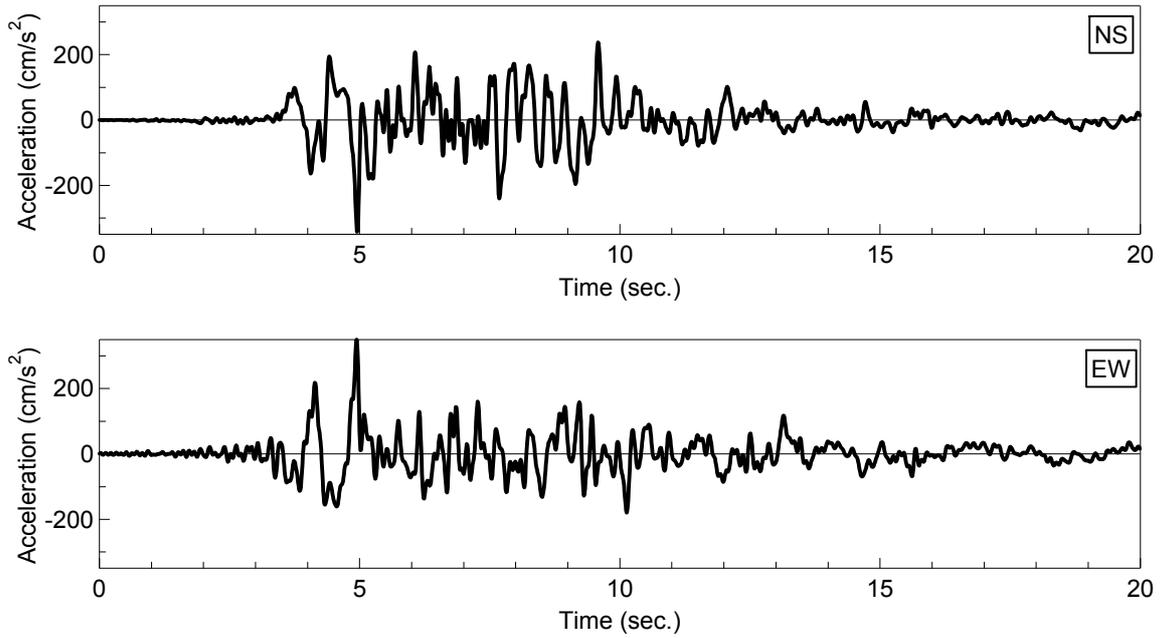


図 - 4.4.3 GL-83m における入射波

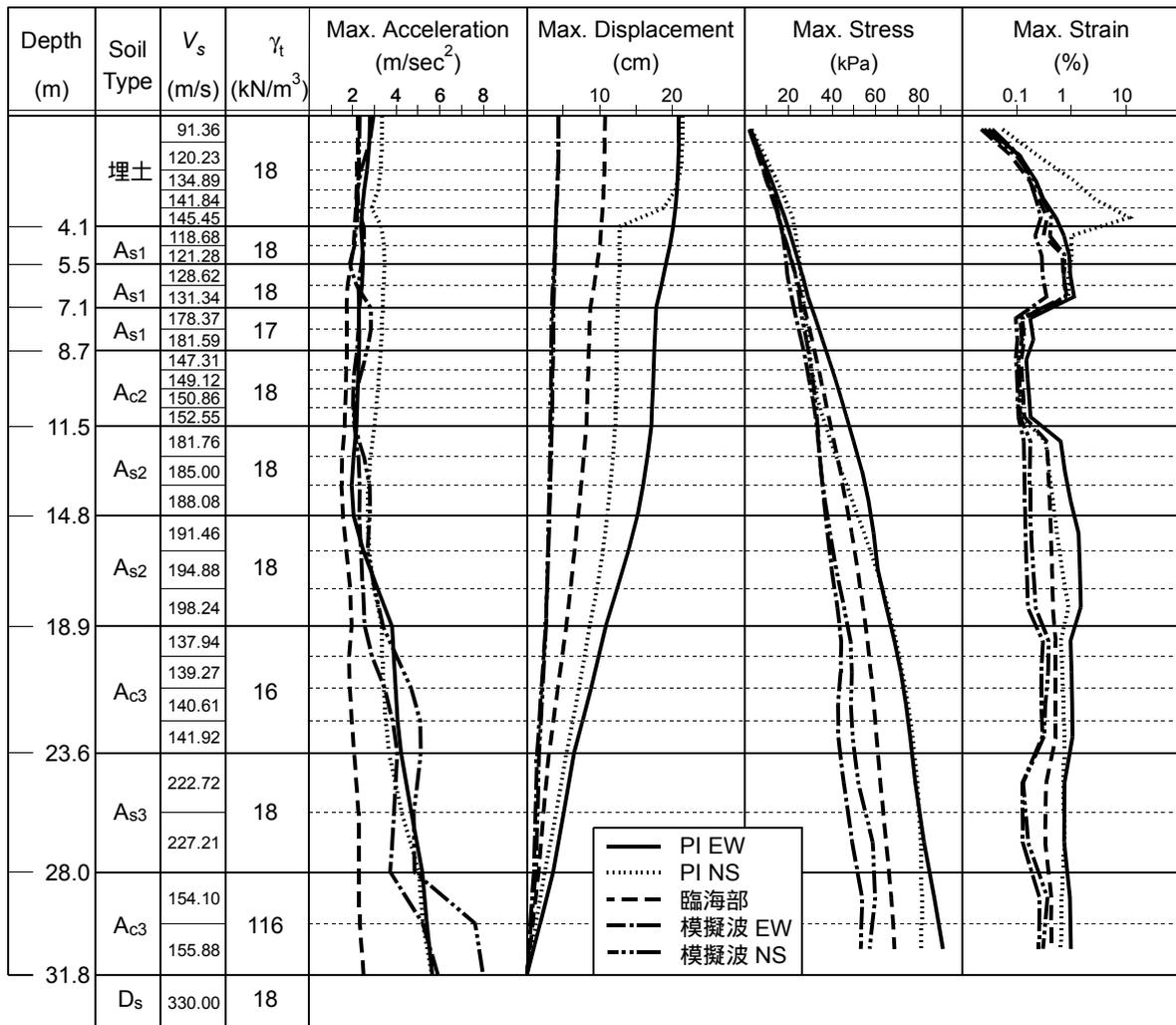


図 - 4.4.4 最大応答値

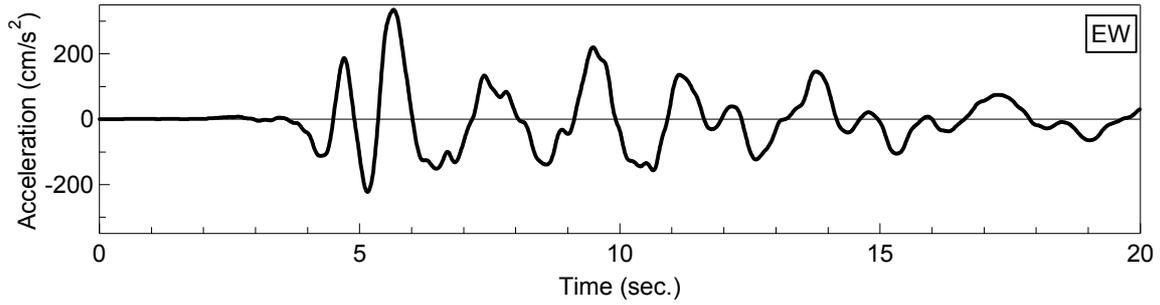
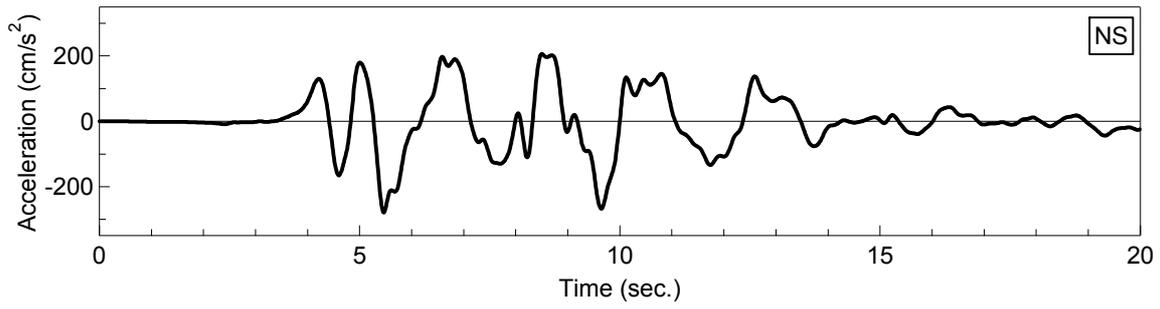


図 - 4.4.5 地表の加速度時刻歴

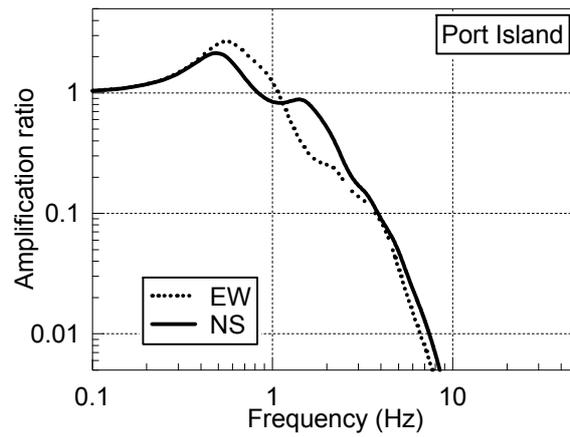
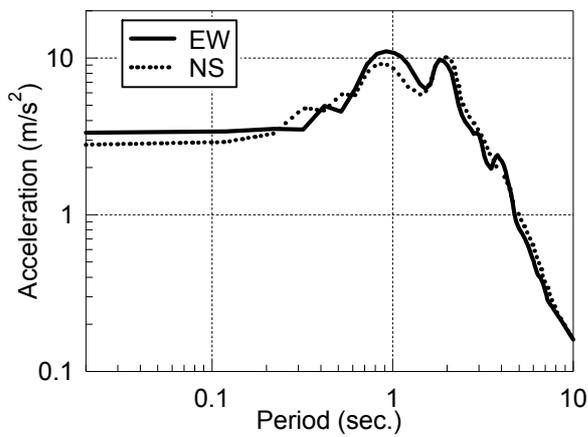
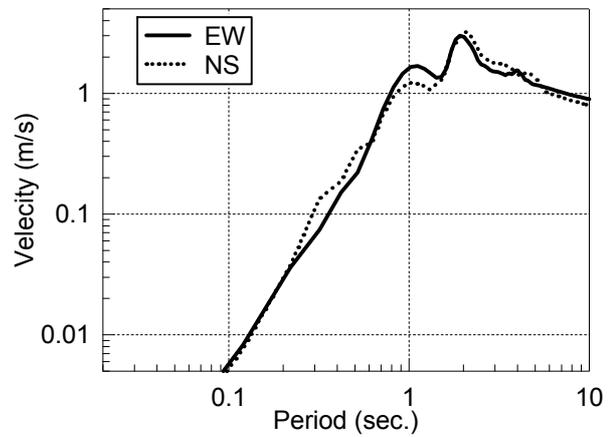


図 - 4.4.6 増幅比



(a) 加速度



(b) 速度

図 - 4.4.7 応答スペクトル

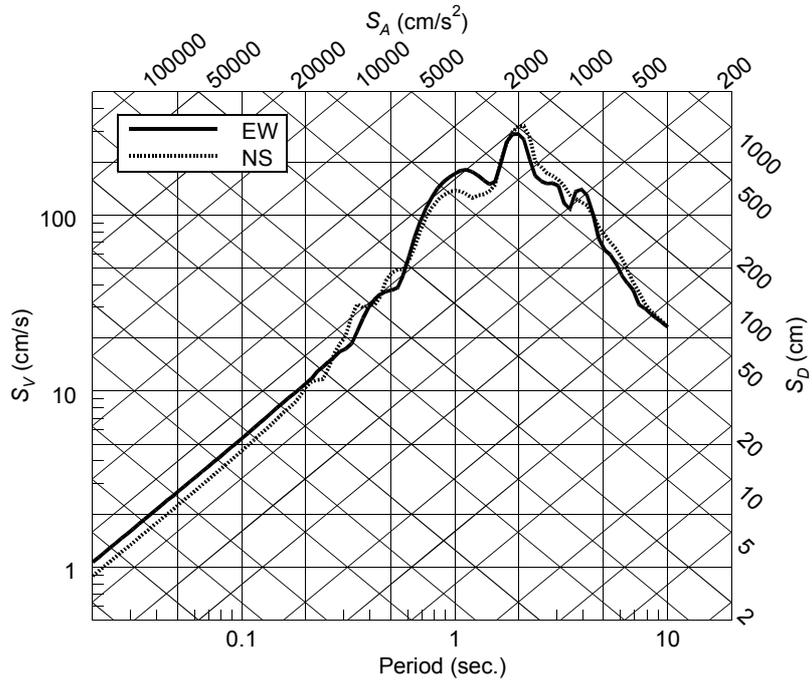


図 - 4.4.8 疑似応答スペクトル(トリパタイト形式)

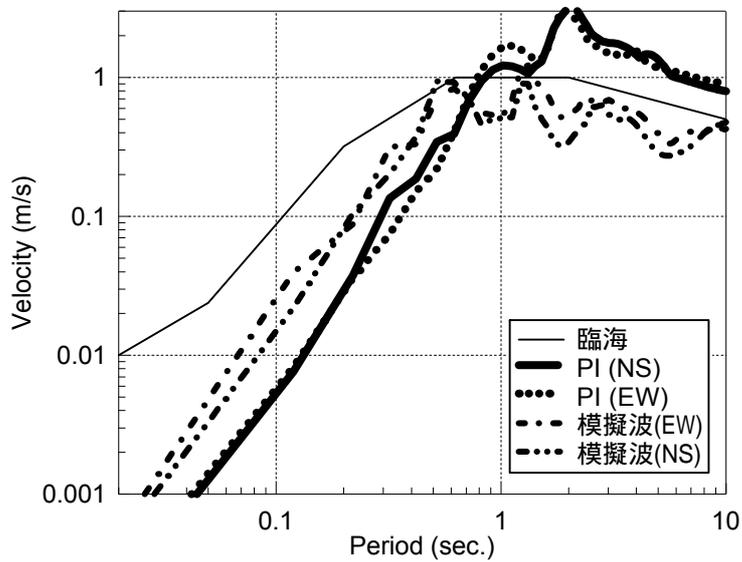


図 - 4.4.9 応答スペクトルの比較

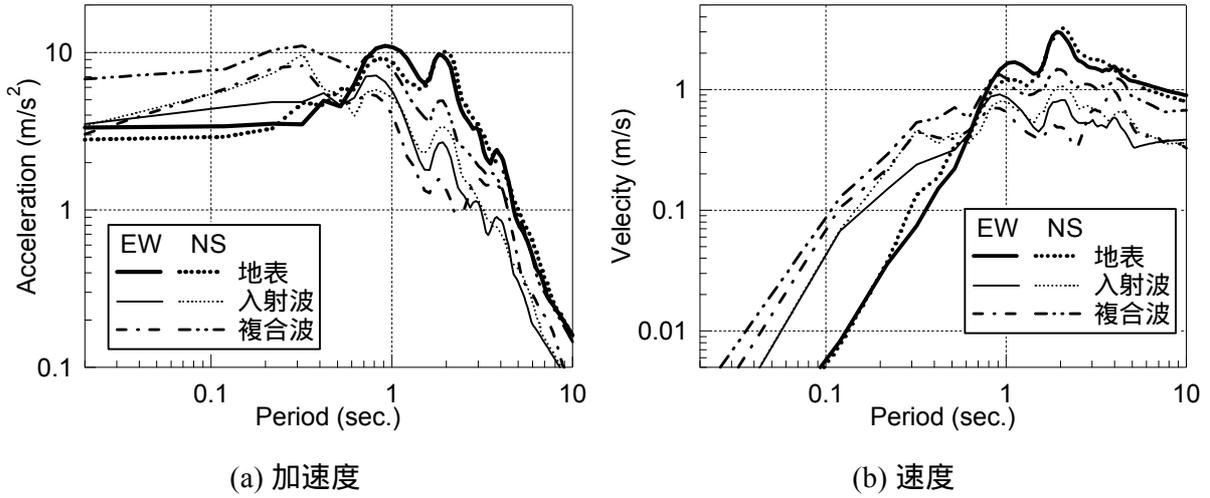


図 - 4.4.10 応答スペクトルの比較

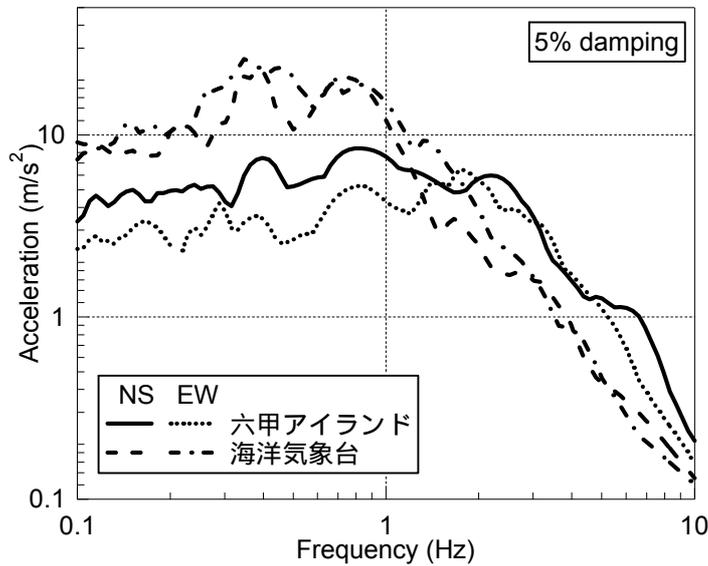


図 - 4.4.11 他の観測地点の応答スペクトル

#### 4.5. 上下動に対する応答

模擬地震波，臨海波，ポートアイランド波のいずれも上下動が設定されている。そこで，これまでの方法と同じ方法で上下動に対する応答も検討する。

上下動は，P波による波動である。したがって，対象となる剛性は，一次元膨潤係数

$$E_r = \left(K + \frac{4}{3}G\right)$$

である。ここで，体積弾性係数  $K$  はせん断ひずみによる非線形性の影響を受けないが，せん断定数  $G$  はひずみによる非線形性の影響を受ける。そこで，これまでに示した解析で得られた  $G$  を用いて計算することにする。

図 - 4.5.1に各ケースに対する最大加速度，図 - 4.5.2に模擬地震動，図 - 4.5.3に臨海波，図 - 4.5.4にポートアイランド波に対する加速度時刻歴を示す。

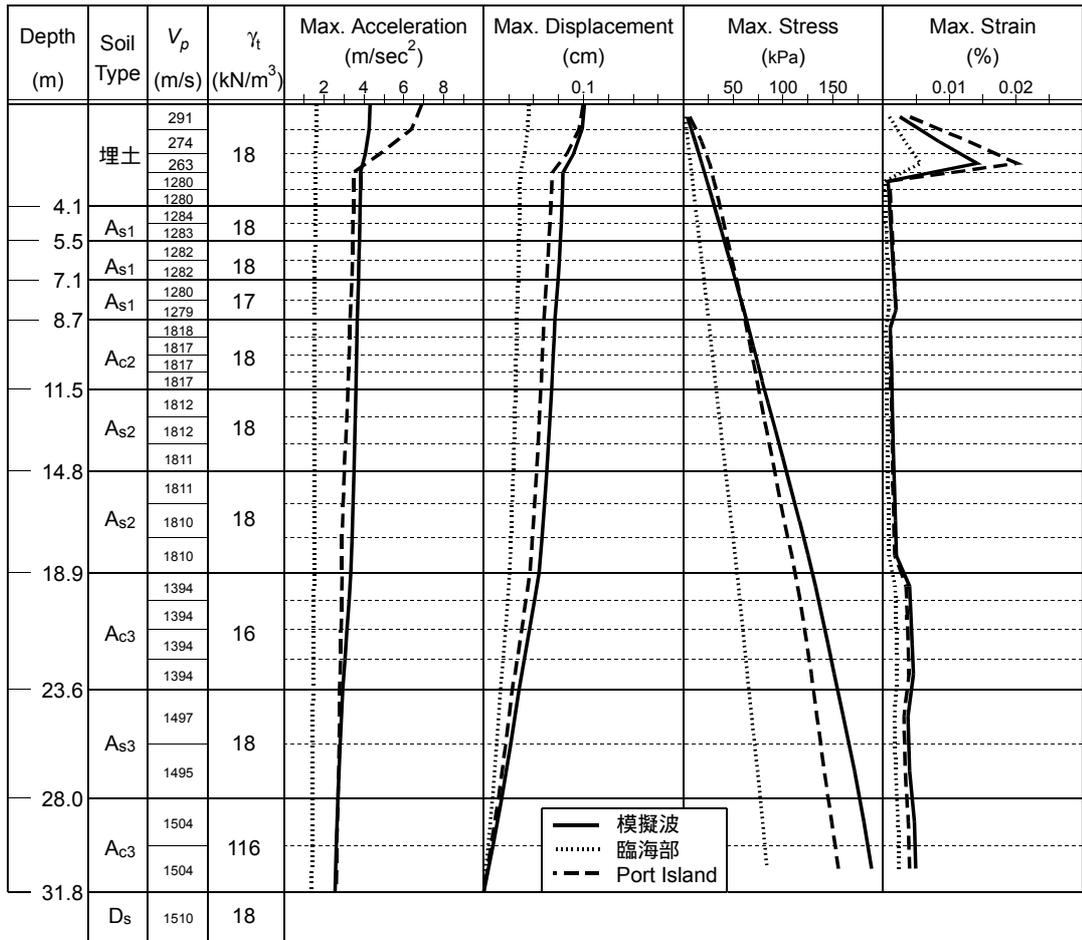
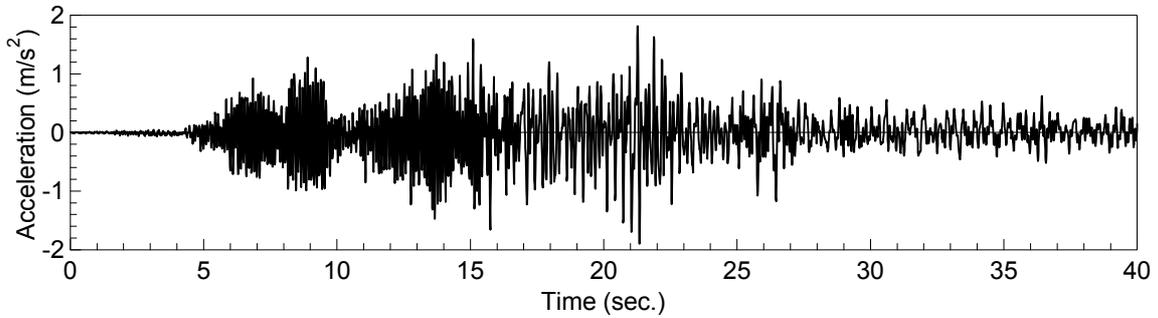
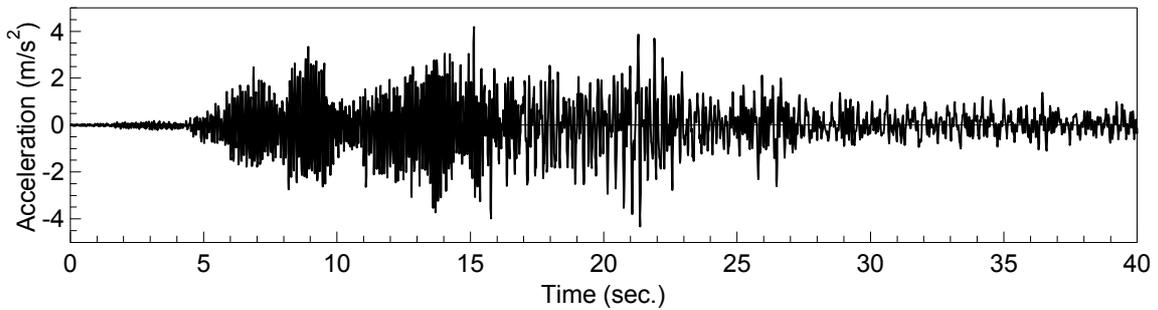


図 - 4.5.1 最大応答値

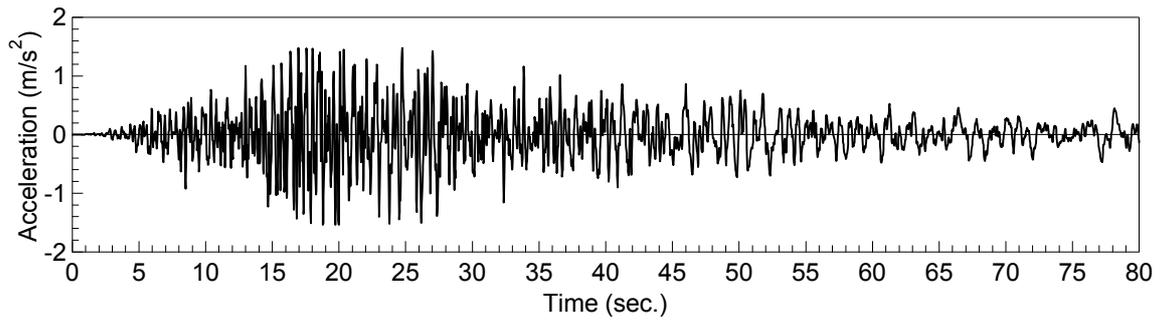


(a) 入射波

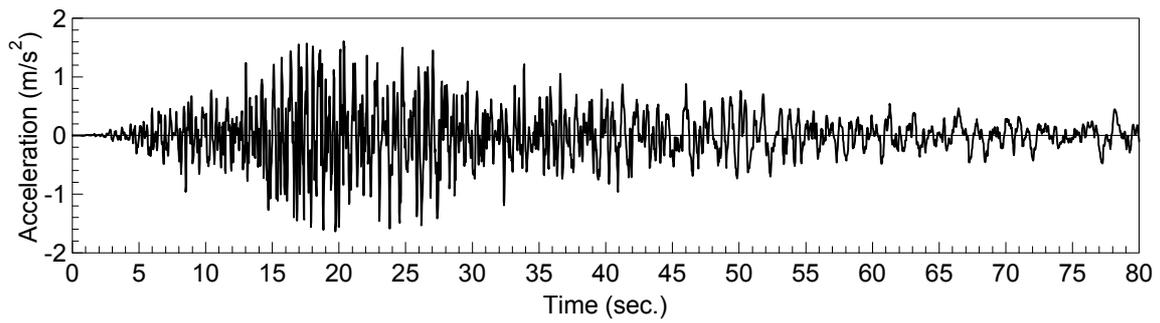


(b) 地表の応答

図 - 4.5.2 模擬地震動に対する応答

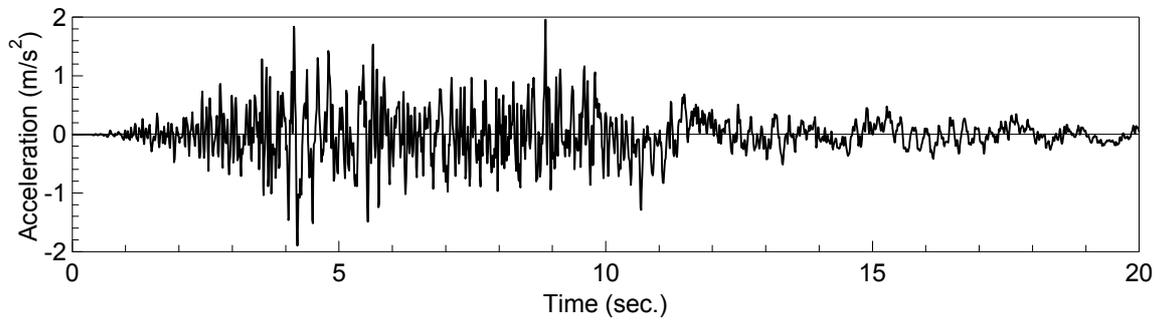


(a) 入射波

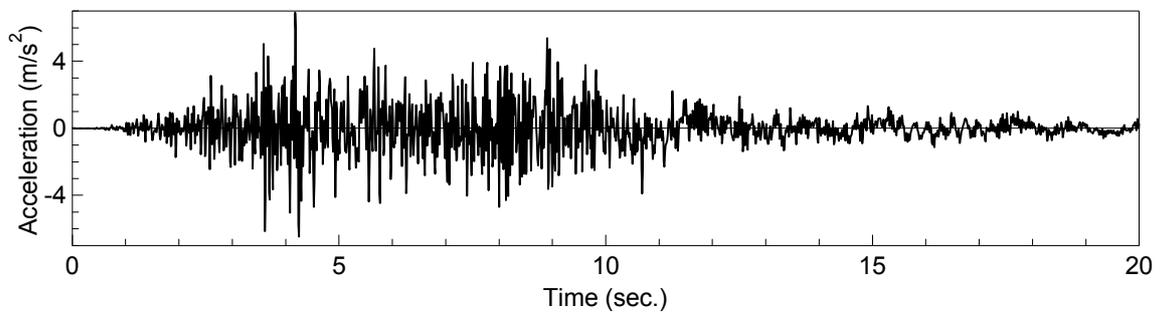


(b) 地表の応答

図 - 4.5.3 臨海部地震動に対する応答



(a) 入射波



(b) 地表の応答

図 - 4.5.4 ポートアイランド地震波による応答

## 参考文献

- 1) <http://www.jishin.go.jp/main/chousa/00nov2/index.htm>
- 2) 科学技術庁防災科学技術研究所ホームページ：<http://www.k-net.bosai.go.jp/>
- 3) 入倉孝次郎；活断層を想定した強震動予測，建設技術協会,1997年6月
- 4) 金森博雄編；地震の物理，講座地球科学8，pp.275，岩波書店，1987年
- 5) Kanamori, H. and Anderson, D. L.; Theoretical basis of some empirical relations in seismology, Bull. Seism. Soc. Am., 65, pp.1073-1095, 1975.
- 6) 佐藤良輔編；日本の地震断層パラメータ・ハンドブック，鹿島出版会，1989年3月
- 7) 福島美光，翠川三郎；周波数依存性を考慮した表層地盤の平均的な Q-1値とそれに基づく地盤増幅率の評価，日本建築学会構造系論文集，第460号，pp.37-46，1994.
- 8) 吉田望（1999）：大振幅地震動と地盤 - 非線形の問題 - ，地震ジャーナル，地震予知総合研究振興会，第28号，pp. 66-74
- 9) 吉田望（1995）：1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析，土と基礎，Vol. 43，No. 10，pp. 49-54
- 10) Suetomi, I. and Yoshida, N. (1998): Nonlinear behavior of surface deposit during the 1995 Hyogoken-nambu earthquake, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, No. 2, pp. 11-22

## 5. 液状化に伴う流動解析

5.1.

5.2.

### 5.3. 液状化に伴う地盤の流動に対する検討

前節で示したように、このサイトでは地震時に液状化が発生する可能性がある。護岸は鋼管矢板構造であるが、液状化に伴う土圧の増加などの影響で変位が発生する可能性があるし、場合によっては大きく変形する可能性もある。護岸で変位が発生すれば背後地盤では液状化に伴う流動が発生する可能性がある。また、護岸のすぐ背後では地表面が下がっており、ほぼ地表近くまで液状化層となっている。したがって、この部分からは大規模な噴砂の発生が考えられる他、背後地盤で液状化した砂がこの層を出口として吹き出す可能性もある。この影響を検討するためにALID<sup>1)</sup>に基づく解析を行う。

#### 5.3.1. 解析モデル

解析のためのモデルを図 - 5.3.1の様に設定する。各層の物性値を表 - 5.3.1に示す。

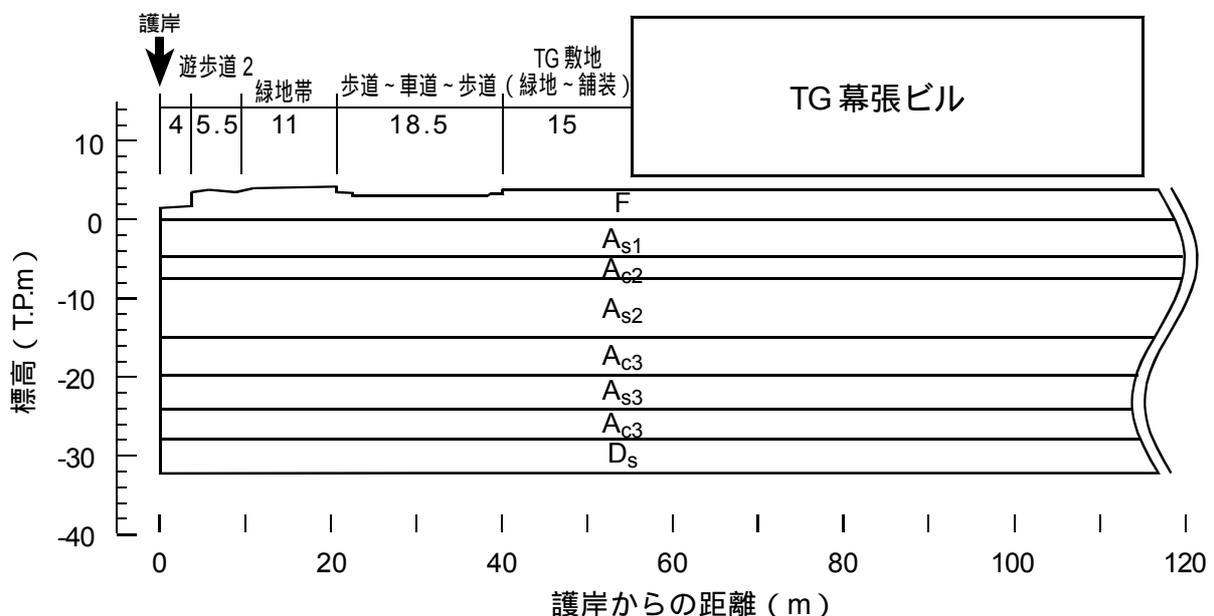


図 - 5.3.1 解析モデル

表 - 5.3.1 地盤の物性値

地層名	標高 T. P. (m)	深度 (m)	N 値	$F_c$ (%)	$D_{50}$ (mm)	$V_s$ (m/s)
F	-0.152	4.1	6	12.6	0.23	130
AS1	-1.552	5.5	10	21.1	0.17	120
	-3.152	7.1	10			130
AC2	-4.752	8.7	41	65.0	0.06	180
	-7.552	11.5	7			150
AS2	-10.852	14.8	6	19.0	0.16	185
	-14.952	18.9	17			195
AC3	-19.652	23.6	2	82.2	-	140
AS3	-24.052	28	8	-	-	225
AC3	-27.852	31.8	2	82.2	-	155
DS	(基盤面)					330

護岸は、自立式矢板岸壁である。その詳細を図 - 5.3.2，材料特性を表 - 5.3.2に示す。解析では、モーメント - 曲率関係の非線形のみを考慮し、バイリニアモデルに設定する。なお、第2勾配は初期勾配の1/1000とする。

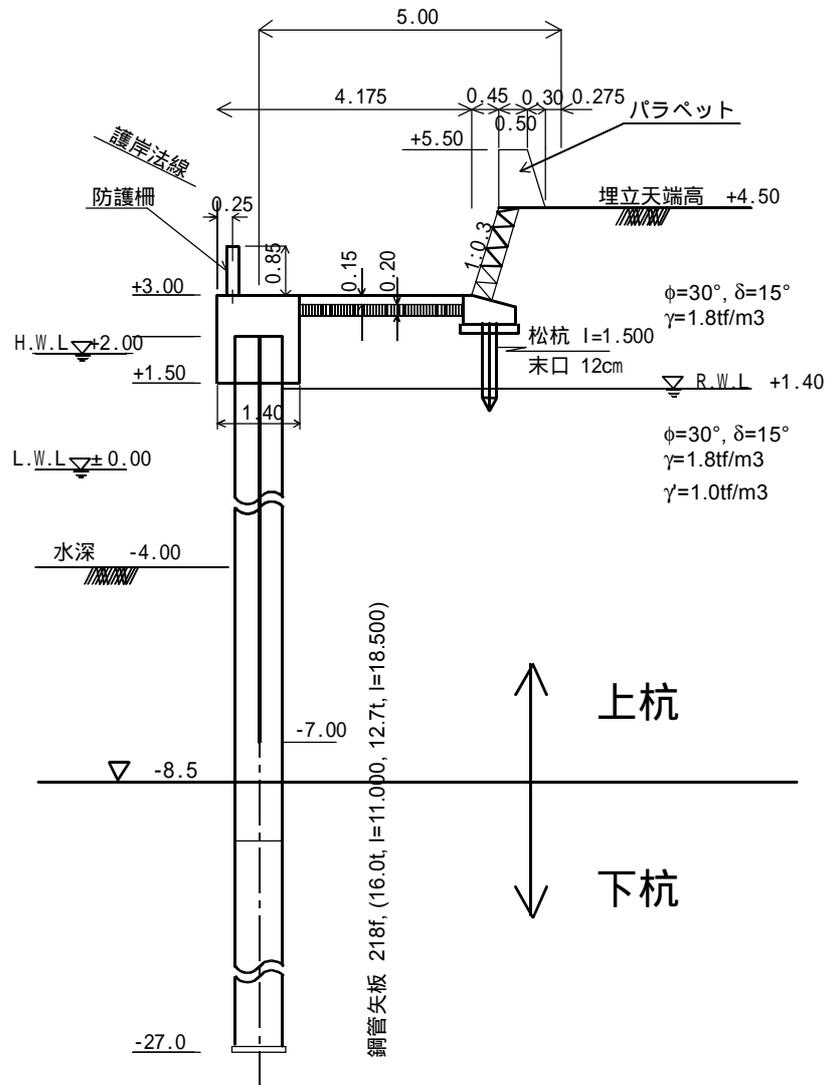


図 - 5.3.2 自立式鋼管矢板

表 - 5.3.2 鋼管矢板の諸定数

	外径 (mm)	肉厚 (mm)	腐食代 (mm)	継手間隔 (mm)	$A$ ( $\text{cm}^2$ )	$I$ ( $\text{cm}^4$ )	$M_y$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
上杭	812.8	16.	1.	68.	397.6	$3.14 \times 10^5$	2588.7
下杭	812.8	12.7	1.	68.	305.4	$2.44 \times 10^5$	2035.9

$A$  : 断面積 ,  $I$  : 断面二次モーメント ,  $M_y$  : 降伏モーメント (1mあたり)

### 5.3.2. 流動時の材料特性

前節の検討により，地下水位（TP+1.5m）より下の埋土， $A_{s1}$ の一部， $A_{s2}$ は液状化する事がわかっている。 $A_{c2}$ 層は細粒分含有率65%の粘性土であることから，いわゆる液状化は起こらないと考えられるが，繰返しに伴う変位の増加はあると考えられることから，ここでは液状化対象層として扱うことにする。

液状化が発生した後に生じる可能性のある流動時の材料特性についての実験は，通常の液状化の判定に載らない  $A_{c2}$ 層を除き，行われていない。そこで，ここでは，文献1に基づいてその値を決めることにする。なお， $A_{c3}$ ， $A_{s3}$ 層については流動時には剛性低下は起こらないものとする。

文献1では流動後の剛性低下率として図 - 5.3.3を示している。ここで，解析で重要なのは剛性低下率ではなく実際のせん断剛性である。したがって，この図のもとになっている剛性は自由に求めて良いのではなく，特殊な求め方が要求される。

図で， $G_{0,i}$ で示しているのはひずみが $10^{-3}$ に対応する剛性を初期剛性として用いたケース， $G_N$ で示しているのは，道路橋示方書で示される  $E=28N$  ( $\text{kgf/cm}^2$ ) をヤング係数とし，ポアソン比0.33を仮定して初期せん断剛性を求めたケースである。細粒分含有率によって両者の比は1/2 ~ 1/4程度変化する様になる。また，図ではFLの値は1.0 ~ 0.7の間で示されている。

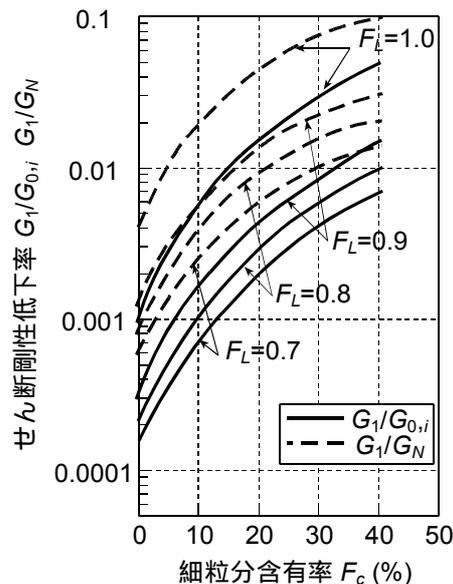


図 - 5.3.3 流動後の剛性低下率

初期剛性の求め方に二通りあることから，両者に対して検討を行う。すなわち， $E=28N$ に基づく方法と， $g=10^{-3}$ に対応する剛性を用いる方法である。計算の結果を表 - 5.3.3と表 - 5.3.4に示す。両者の値に差が見られるのは経験式を用いていることに起因していると考えられる。二つのケースで値が異なるが，最終的な剛性の値は表 - 5.3.4の方が常に小さい。すなわち，このケースの方が大きな水平変位が発生すると考えられる。したがって，以下の計算はこのケースについてのみ行う。なお，液状化層上部の非液状化層は自重解析に用いる初期剛性の1/100の値とする。また，下部の非液状化層については弾性剛性の1/2を用い

る。

A<sub>c2</sub>層は、前述のように、通常の液状化判定法では液状化判定の対象外であるが、変形が大きくなる可能性があると考え、流動時の変形特性を求めている。この実験は  $F_L=1.0$ , 0.78, 0.73 について行われている。一方、液状化判定より推定される  $F_L$  の値は0.9であるので、これに対応した剛性低下率を求める必要がある。図 - 5.3.5は図 - 5.3.3の細粒分40%に対する剛性の比を、 $F_L=1.0$ に対する比として示したものである。さらに、実験による結果も併せて示している。二つのグラフはかなりよく一致しているといえる。また、実験値は図の片対数軸でほぼ直線関係にある。これを基に、せん断剛性を求めると、 $9.25\text{tf/m}^2$ となる。表にはこの値も一緒に示してある。

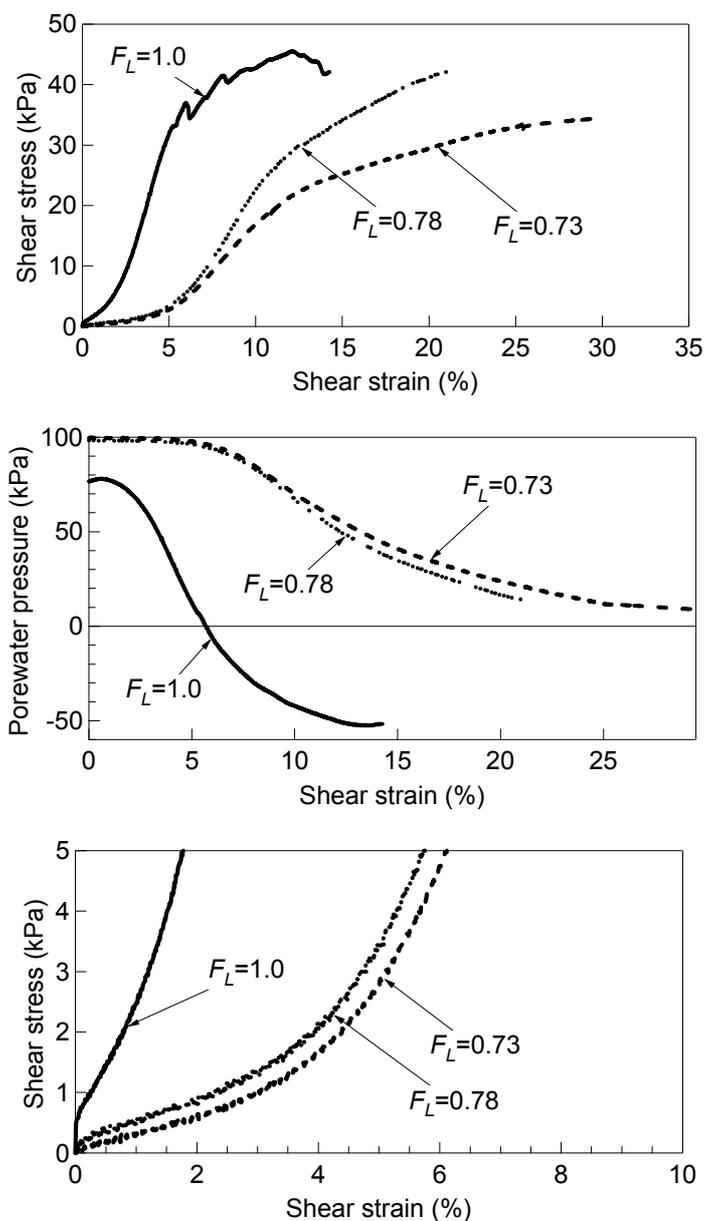


図 - 5.3.4 Ac<sub>2</sub>層の液状化後の変形特性

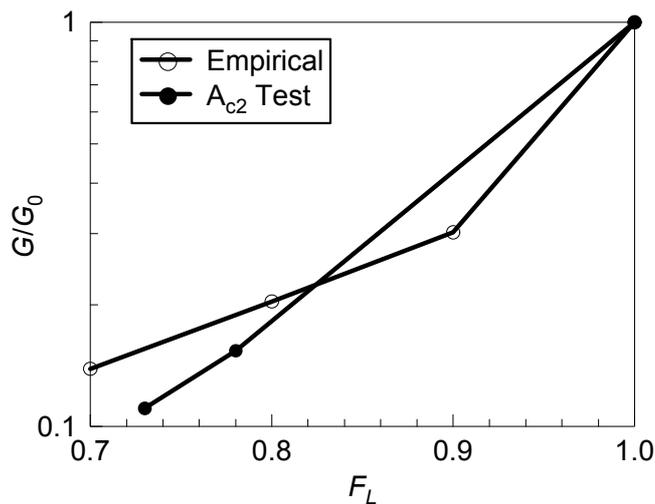


図 - 5.3.5 剛性低下率の比較

表 - 5.3.3  $N$  値より初期剛性を求めたケース

土質	$F_c(\%)$	$N$	$G_N$ ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )	$F_L$	$k$	$G$ ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )
F	12.6	7	735	0.8	0.0012	0.882
$A_{s1}$	21.1	10	1050	0.8	0.009	9.45
$A_{c2}$	65.0	7	735	0.9	実験	
$A_{s2}$	19.0	6	630	0.8	0.009	5.67
$A_{s2}$	19.0	17	1785	0.8	0.009	16.065

$k$  : 剛性低下率,  $E=28N$ , ポアソン比0.33

表 - 5.3.4  $g=10^{-3}$ より初期剛性を求めたケース

土質	$F_c(\%)$	$\gamma'_i$ ( $\text{tf}/\text{m}^3$ )	$V_s$ ( $\text{m}/\text{s}$ )	$G_{max}$ ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )	$G/G_{max}$	$G_{0,i}$ ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )	$F_L$	$k$	$G$ ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )
F	12.6	1.8	130	3104	0.2	621	0.8	0.0012	0.75
$A_{s1}$	21.1	1.8	120	2645	0.35	926	0.8	0.003	2.78
			130	3104		1086			3.26
$A_{c2}$	65.0	1.7	150	3903	0.32	1249	0.9	実験	9.25
$A_{s2}$	19.0	1.8	185	6286	0.35	1150	0.8	0.003	3.45
$A_{s2}$	19.0		195	6984	0.35	2444	0.8	0.003	7.33

$G_{max} = rV_s^2$ ,  $k$  : 剛性低下率

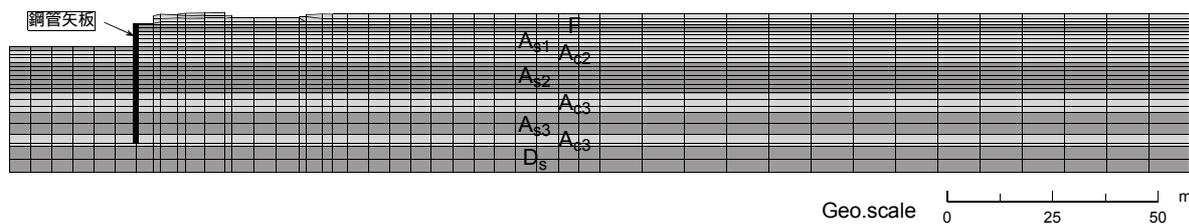


図 - 5.3.6 FEM メッシュ

### 5.3.3. 解析結果と考察

図 - 5.3.6に解析に用いた FEM メッシュを示す。ここで、浜田川（図の左側）では川幅を考慮して対岸までの部分を解析対象とし、境界は水平方向にのみ変位を拘束した。河の両側が同じように変形するとすれば、川の中央で水平変位が0となるはずであるので、この設定はより流動変位を大きめに評価することになる。陸側では護岸より約250m の範囲を解析範囲とする。これは、地盤の流動が生じた場合にも影響が及ばないと考えられる範囲である。そこで、この境界でも水平変位を拘束する。また、流動が起きるのは地震後と考え、地震による慣性力は考慮しなかった。

図 - 5.3.7にケース1の解析で得られた変形図を示す。護岸付近ではかなりの地盤変形が見られるが、護岸から離れると急速に変位は小さくなる。図 - 5.3.7 (a)の全体図では幕張ビルの位置ではほとんど変位を見る事が出来ない。図 - 5.3.7(b)では護岸から幕張ビルまでの間の変形を拡大して示す。図から、水平変位は特にシートパイルに接する要素で非常に大きいがすぐに小さくなること、地表は液状化層の上の非液状化層の厚さが薄いところで盛り上がり、厚いところで沈下していることが分かる。これは、液状化した土が上に上がろうとしているのを上部の非液状化層が押さえていると考えると理解できる。

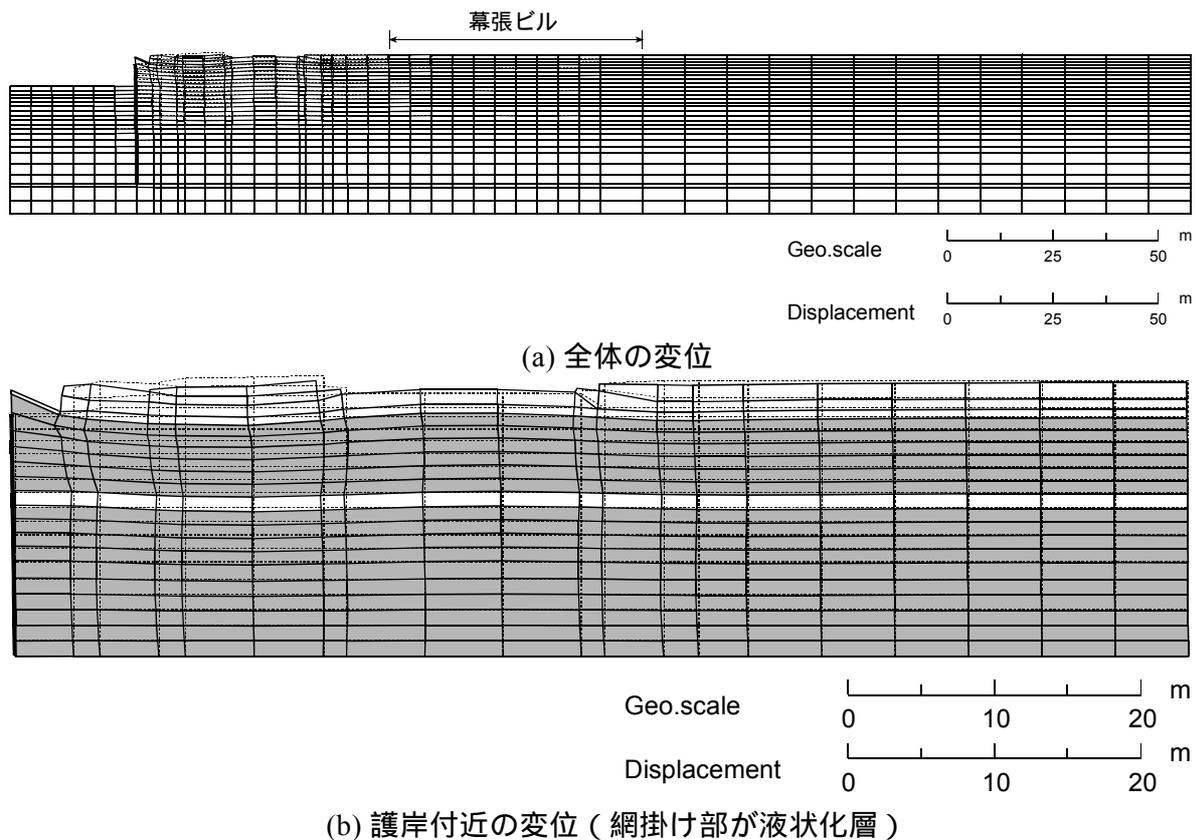


図 - 5.3.7 変位図

図 - 5.3.8にはせん断ひずみの等高線を示す。ひずみが大きいのは護岸付近の上部の非液状化層で、せん断ひずみは20%を越えている。ひずみが1%の等高線は上部液状化層で表層

にとって背後に伸びており，幕張ビルの下に至っている。

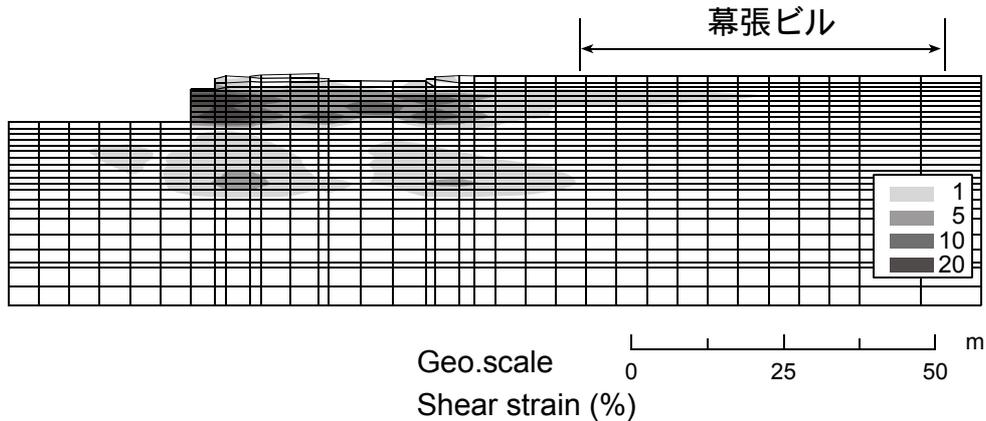
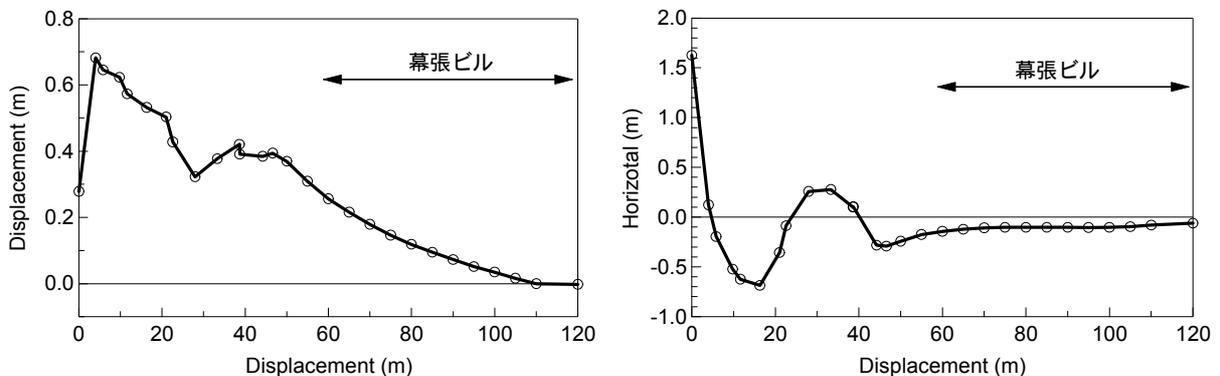


図 - 5.3.8 せん断ひずみ等高線

図 - 5.3.9には，護岸から背後地盤にかけての地表の水平変位と鉛直変位を示す。水平変位はシートパイル位置では約30cm であるが，すぐ横の節点の変位は70cm で，以後，背後地盤側に小さくなっている。途中一旦谷があるが，これは上部非液状化層厚が薄いところである。一方，鉛直変位は，シートパイル位置で最大で，約1.7m あり，前述のように上部非液状化層の層厚による浪打が発生しているが，全体として小さくなり，幕張ビルの位置で約10cm の沈下と成っている。

シートパイルのすぐ背後の地盤で変位が大きく変化しているのは，この位置では，非液状化層の層厚がわずか20cm しかないことから，液状化した土がこの位置から上に吹き出そうとしている結果と考えられる。したがって，水平へにはそれほどではないが，鉛直上方への変位が大きくなっているわけである。

図 - 5.3.10には，鋼管矢板位置，すぐ背後地盤の節点（護岸から4m，D=4m として示す），幕張ビル位置（護岸から約60m，D=60m として示す）における水平変位の鉛直分布を示す。鋼管矢板は全体に浜田川方向にわずかに変位し，頭部が河心方向に回転するような変位分布で，そのスケールで見ると変形はほとんど見られない。背後地盤では先に述べたような変形分布から，護岸のすぐ横では変位分布は相当大きく，また，液状化層で大きいという



(a) 水平変位（護岸方向の変位が正）

(b) 鉛直変位（上が正）

図 - 5.3.9 地表の変位

ように滑らかでない分布であるが、幕張ビルの位置では既に変位は滑らかに成っている。

最後に、鋼管矢板のモーメントを図 - 5.3.11に示す。奥行き方向単位長さあたりの降伏モーメントは上杭で $255.9 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 、下杭で $203.6 \text{ tf}\cdot\text{m}$ であるので、いずれの杭も降伏モーメントに達していない。

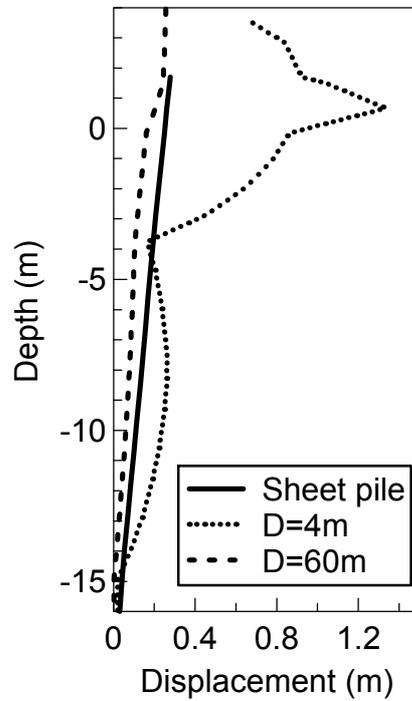


図 - 5.3.10 水平変位の鉛直方向分布

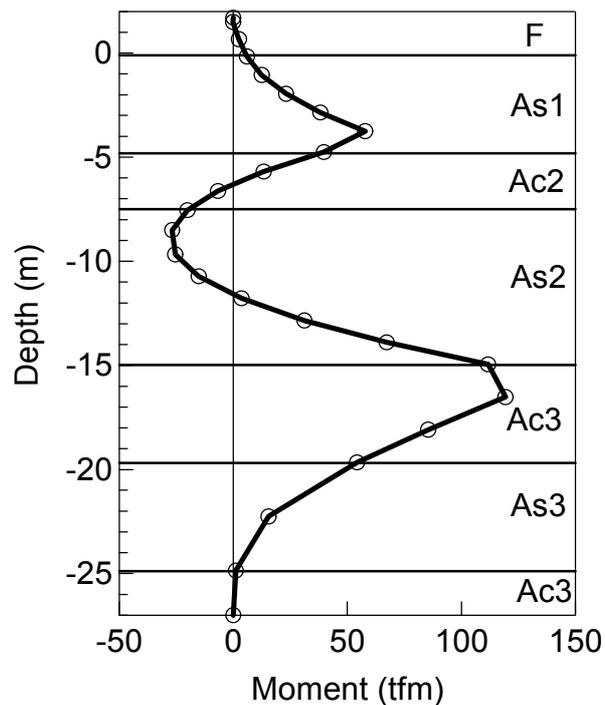


図 - 5.3.11 モーメント図

### 5.3.4. 過剰間隙水圧発生後の沈下

液状化が発生し、その後しばらくすると、過剰間隙水圧は消散し、その結果、地盤が沈下する。図 - 5.3.12はきれいな砂についての過剰間隙水圧消散後の体積変化に関する実験結果である<sup>2)</sup>。これまでの液状化に対する検討結果から、安全側の値として、 $F_L=0.8$ 、 $D_r=50\%$ を用いると、体積変化は3.5%である。図はきれいな砂についての実験結果で、細粒分を含んでいれば体積変化はより小さくなる。また、実材料の相対密度はもっと大きいので、この値はかなり安全側の値である。これに、液状化層の全層厚(13.2m)を掛けると、沈下量は約46cmとなる。

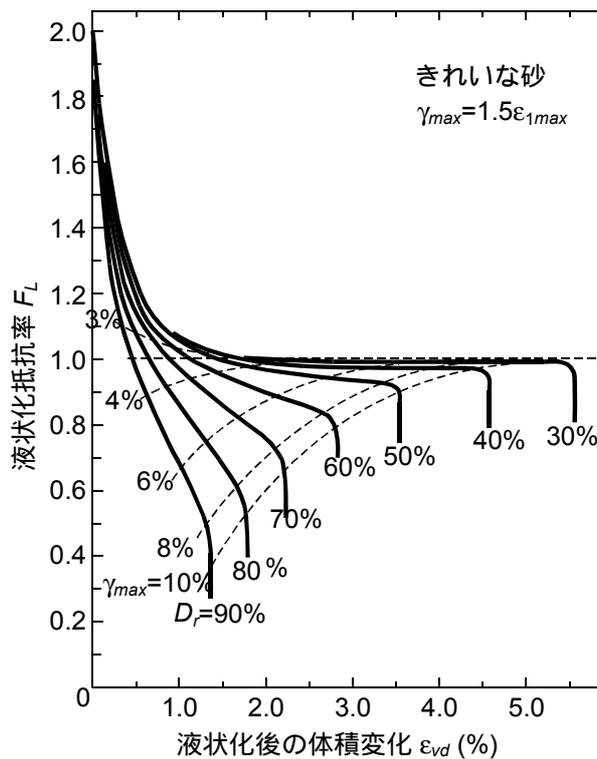


図 - 5.3.12 過剰間隙水圧消散後の体積変化

地盤の沈下の影響はそれほど明らかになっているわけではないが、次のようなものが考えられる。

#### 1) 杭の軸力増加

地盤が沈下する際、地盤と杭との間に摩擦力が働いているとすると、ネガティブフリクションと同じ原理によって、杭の軸力が増加する。しかし、地盤が液状化状態にある際には、杭との間の摩擦力はほとんどないと考えられる。また、過去にこのような原因で発生したと考えられる杭の被害も報告されていない。したがって、この効果を考える必要はないと考えられる。

#### 2) 杭の突出

地盤が沈下すると、地表より上に杭が突出した状態となる。このような状態では、次の地震に対してむき出しの部分では地盤の反力が期待できないので、設計時よりより大きな

応力が作用することになる。しかし、本来、地表のごく近くでは地盤の抵抗力もそれほど大きくないので、この影響は小さいと考えられる。また、直接の地震被害というわけではないので、もし、必要であれば、地震後、隙間を埋めるような工事、例えば土を注入したりすれば、元の状態に戻すことが可能である。

#### 参考文献

- 1) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫 (1999) : 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No. 638/III-49, pp. 71-89
- 2) Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992): Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, pp.173-188