土木学会論文集 No. 547／Ⅲ-36, 171-182, 1996. 9

アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力－ひずみ関係

風間基樹[1]・柳沢栄司[2]・稲富隆昌[3]・菅野高弘[4]・稲垣紘史[5]

[1]正会員　博士(工学)　東北大学助教授　大学院工学研究科土木工学専攻（〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉）
[2]正会員　工博　東北大学教授　大学院工学研究科土木工学専攻（〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉）
[3]正会員　工博　運輸省港湾技術研究所　構造部　部長（〒239 横須賀市長瀬3-1-1）
[4]正会員　博士(工学)　運輸省港湾技術研究所　構造部　主任研究官（〒239 横須賀市長瀬3-1-1）
[5]正会員　工修　（財）沿岸開発技術研究センター　常務理事（〒102 東京都千代田区隼町3-16）

1995年兵庫県南部地震において神戸市による鉛直アレー観測システムは本震および一連の余震を捕らえた．本論文は，このアレー観測データを用いて神戸ポートアイランドの地盤に発生した動的な応力－ひずみ関係を推定した結果を報告したものである．応力は観測加速度記録を基にして地盤の慣性力を積分することにより求め，また，ひずみは各観測点間の相対変位量を観測点間距離で除して求めた．各層の履歴変形特性を解析し，地盤の剛性低下の進み具合，本震と余震の非線形性の違い，埋立土層の液状化過程などを推定した．その結果，埋立まさ土層にはせん断応力比が0.4程度の外力が作用し，せん断ひずみが最大1～2%程度発生したと推定された．また，埋立層は振動開始から5～7秒で完全液状化に近い状態になったと考えられることがわかった．

Key Words: *Hyogo-ken Nanbu earthquake, array observation, liquefaction, stress-strain relationship, shear moduli*

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，神戸ポートアイランドでは大規模な液状化によって人工島全体が数十cm沈下するとともに，島内の港湾施設は多大の被害を被った．このような人工島の地震被害の検討を行う上では，地盤がどのように揺れたのか，また地震動を伝えた地盤がどのように挙動したのかを知ることは，最も基本的な検討項目である．この地震においてポートアイランド人工島に設置されていた地中鉛直アレー強震観測システムは，本震の加速度記録の取得に成功した．このシステムは神戸市開発局によって設置されていたものであり，今後とも様々な観点からこの強震記録が利用されることになる．

兵庫県南部地震の鉛直アレー記録が取得されたことによる土質動力学的な第一の興味は，強震時の実地盤の動的変形特性を検討することであろう．本震の際，ポートアイランドの地盤はどのような外力を受け，その結果どんな挙動を示したのであろうか？さらには，本震に続く余震での変形挙動はどうだったのだろうか？すでに，既往の有効応力に基づく地震応答解析法を用いたシミュレーション[1)~6)]やインバージョン解析法による地盤物性の同定[7)~9)]，拡張カルマンフィルターを用いた逆解析による地盤動特性の同定等[10)]が行われている．これらの研究によれば，本震時に表層の埋立地盤が液状化したことにより著しく剛性が低下するとともに減衰定数が大きくなったことが示されている．

また，ポートアイランドは，地震後人工島全体が液状化による噴砂に覆われた．噴砂の様子から，埋立に用いられたまさ土が液状化したことはほぼ間違いないが，この液状化を起こした地震力（せん断応力），またそれによって発生したせん断ひずみがどのくらいの大きさだったのかも興味の対象である．石原ら[11)]は，簡易な解析で埋め立て地盤に発生したせん断応力比を推定し，それが概ね0.4～0.7の範囲であり，既往の液状化強度曲線を外挿して考えると，主要動の1波目か2波目で液状化したのではないかと推測している．

本論文の目的はこのような観点から，このポートアイランドの鉛直アレーデータと地盤の質量分布のデータだけを用いて，地盤に実際に発生したと考えられる応力とひずみの時刻歴を求め，それを基にし

て強震時の地盤の履歴変形特性，埋立まさ土層の液状化過程等を検討することにある．なお，ここではアレーが鉛直一次元であると言う制約から，地震動は鉛直真下から伝播したと仮定して検討を進めた．本研究で利用される手法は，振動実験データや地震観測データから直接的に地盤の動的変形特性を推定しようとするものである[12)~15)]．手法の理論的背景などは，著者らの遠心力振動実験に適用した参考文献14)に詳しく述べられているが，この解析手法の長所は，地震応答計算モデルに立脚した逆解析のように，解析モデルの特性に依存しない応力－ひずみ関係が直接的に求められる点にある．

なお，同様な手法による応力ひずみ関係の推定はKogaら[16)]の振動実験結果の解析にさかのぼることができる．彼らは，液状化地盤上の盛土の振動実験を解析する際に，実験結果からせん断応力せん断ひずみ関係を求め，間隙水圧データと合わせて有効応力経路も算定している．また，同手法の地震観測記録への適用はZaghalら[17),18)]によってもすでに行なわれている．彼らは米国カリフォルニアのWildlifeおよび台湾のLoutungにおける地震観測結果を解析している．米国の記録からは，表層のシルト質砂地盤のせん断応力－せん断ひずみ関係や間隙水圧データを加えた有効応力経路などを求め，変形特性のひずみ依存性や密な砂地盤のサイクリックモビリティ現象を抽出することに成功している．また，台湾の記録からは，地盤のせん断剛性と減衰定数のせん断ひずみ依存性をせん断ひずみ0.1%以下の範囲において検討し，室内要素試験結果と比較が行われている．

2．推定に利用した観測記録および地盤条件

本研究で利用したアレー観測の強震計設置地点位置および想定した地層構成，単位体積重量は図-1に示すとおりである．一回の地震で地表から深さ-79mまで深さ方向に4点で3成分合計12chの記録が得られる．地震計の設置深度およびPS検層のデータは既知であるが，地盤の層構造の分割，単位体積重量などは，利用する研究者間で異なる値を採用している．図-1には，この地点のPS検層による速度構造も合わせて示した．後述するように，ここでの応力とひずみの推定に当たっては，波長が重要な意味を持つ．特に，強震時においては剛性の低下によりせん断波速度が小さくなり結果的に波長も短くなる．図の右端には，国生らの逆解析によって同定された強震時のせん断波速度も合わせて示した[8)]．

なお，地震の長周期成分の主軸解析により，最下

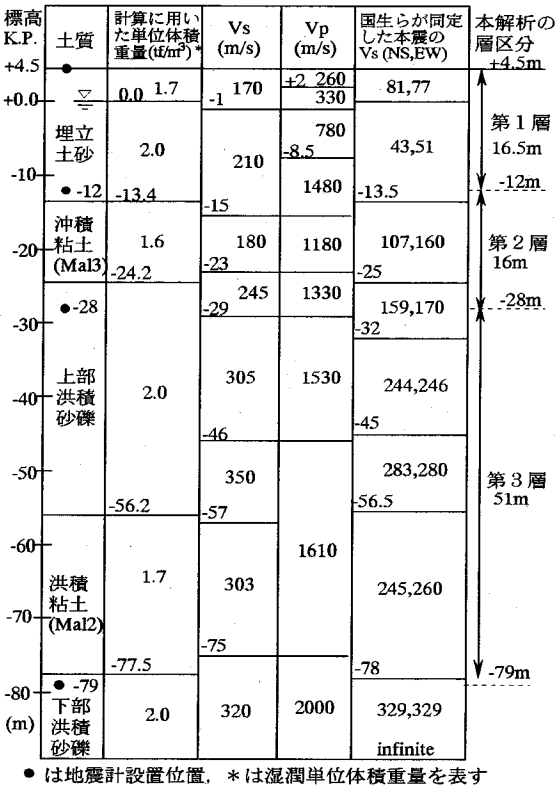

図-1　地震観測の概要および利用した地層構成および地盤の速度構造

点の平面内方位が20度程度ずれている可能性があることが指摘されている[10),19)]．本研究でも，最下点のNS,EWの成分の加速度波形は角度を22度補正した波形を使用した．

また，地盤の動的変形特性のひずみレベル依存性を検討するため，本震に加えて余震のデータも解析に利用した．表-1は，ここで利用した地震の一覧表である．余震のうち本震3分後の余震では埋立層の過剰間隙水圧は残存していると考えられ[8)]，他の余震と性格が異なることに注意する必要がある．図-2は，本震およびこれに続く二つの余震のデータ使用区間を示したものである．なお，-12m地点の鉛直記録については異常が認められるため，鉛直方向については最大鉛直応力の算定にとどめ，軸方向の応力ひずみ関係は解析対象としないこととした．

3．応力・ひずみの時刻歴の推定

(1)　応力時刻歴の推定方法

地表面を原点として下向きにz座標をとり，南北・

表-1　解析に利用した地震一覧表

名称	発震年月日時刻	取得DATA数*1	使用区間(秒)	震源深さ(km)	神戸の震度	M	地表最大加速度(Gal)*2
本震	1995/1/17 5:46	36000	10-28	14	6	7.2	341
余震01	1995/1/17 5:49	36000	180-198	-	4	-	16
余震02	1995/1/17 5:49	36000	215-233	-	-	-	23
余震1	1995/1/17 8:58	7000	7-25	18.8	4	4.7	46
余震2	1995/1/18 5:25	12000	8-25	14.6	3	4.5	79
余震3	1995/1/19 1:00	4600	6-24	13.6	2	4.0	13
余震4	1995/2/2 16:04	4500	5-23	11.5	2	4.1	4
余震5	1995/2/2 16:19	5500	8-24	17.9	3	4.2	65
余震6	1995/2/18 21:37	5500	4-22	17.0	3	4.9	18

*1：サンプリングレートは100Hzである.　*2：NS,EW成分のどちらか大きい方を示した.

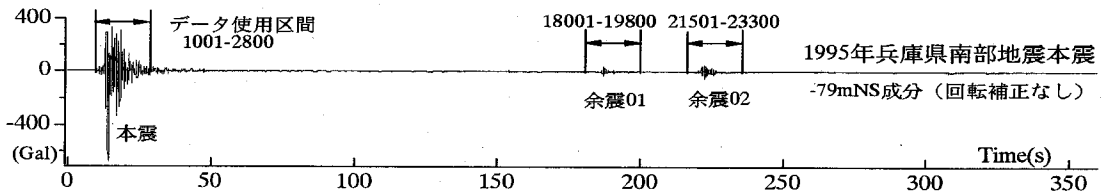

図-2　解析に使用したデータ区間（本震）

東西方向にそれぞれx軸y軸を持つような直交座標系を考える．このとき，良く知られているように地盤の釣り合い方程式は式(1)で表される．ここに，uは変位，σ,τは応力，X,Y,Zは単位体積当たりに作用する物体力である．

$$\begin{aligned}\frac{\partial\sigma_x}{\partial x}+\frac{\partial\tau_{xy}}{\partial y}+\frac{\partial\tau_{xz}}{\partial z}+X&=\rho\frac{\partial^2u_x}{\partial t^2}\\ \frac{\partial\tau_{yx}}{\partial x}+\frac{\partial\sigma_y}{\partial y}+\frac{\partial\tau_{yz}}{\partial z}+Y&=\rho\frac{\partial^2u_y}{\partial t^2}\\ \frac{\partial\tau_{zx}}{\partial x}+\frac{\partial\tau_{zy}}{\partial y}+\frac{\partial\sigma_z}{\partial z}+Z&=\rho\frac{\partial^2u_z}{\partial t^2}\end{aligned}\qquad(1)$$

ここで，地震動が鉛直一次元的であると仮定し，また地震が来る前の静的な釣り合い関係を除いて考えると，式(1)は式(2)の一次元の方程式に帰着する．

$$\frac{\partial\tau_{xz}}{\partial z}=\rho\frac{\partial^2u_x}{\partial t^2},\quad \frac{\partial\tau_{yz}}{\partial z}=\rho\frac{\partial^2u_y}{\partial t^2},\quad \frac{\partial\sigma_z}{\partial z}=\rho\frac{\partial^2u_z}{\partial t^2}\qquad(2)$$

式(2)は，慣性力が応力の深さ方向の変化に等しいことを示すものであるが，式(2)を積分することにより深さzにおけるせん断応力と直応力は式(3)のように表現できる．

$$\begin{aligned}\tau_{NS}(z,t)&=\int_0^z\rho(z)\alpha_{NS}(z,t)dz\\ \tau_{EW}(z,t)&=\int_0^z\rho(z)\alpha_{EW}(z,t)dz\\ \sigma_{UD}(z,t)&=\int_0^z\rho(z)\alpha_{UD}(z,t)dz\end{aligned}\qquad(3)$$

ここに，$\alpha(z)$は地盤の加速度の分布であり，添字は観測方向を表す．式(3)から，密度と加速度の深さ方向の分布がわかればせん断応力の時刻歴が求められることになる．本研究では，ある時刻tにおける加速度の分布$\alpha(z,t)$は，アレー観測で得られたその時刻の加速度を深さ方向に線形補間することにより求めた．また，密度分布は図-1に示した湿潤単位体積重量を重力加速度で除して求めた．なお，後述するように，せん断剛性からせん断波速度を求める場合もこの湿潤単位体積重量を用いた．これは本解析が全応力に基づいて行われていること，地震時は通常非排水状態と考えられていることによる．

表-2　最大加速度・速度・変位

項目:上段Filter 前 :下段Filter 後		KP-79m	KP-28m	KP-12m	KP+4.5m
NS成分 Band= 0.15Hz～ 1.2Hz	加速度 (Gal)	535	544	564	341
		147	213	232	286
	速度 (cm/s)	50.1	66.2	77.3	91.7
		43.8	58.1	74.8	80.3
	変位 (cm)	18.1	25.0	28.5	35.9
		20.6	27.4	31.4	40.5
EW成分 Band= 0.15Hz～ 1.2Hz	加速度 (Gal)	485	462	543	284
		140	185	191	217
	速度 (cm/s)	53.9	62.3	58.0	56.2
		40.4	43.4	52.5	53.1
	変位 (cm)	20.7	27.0	31.9	34.4
		17.9	23.1	27.8	33.5
UD成分 Band= 0.15Hz～ 2Hz	加速度 (Gal)	186	200	789	556
		63	61	97	242
	速度 (cm/s)	28.2	26.8	40.2	61.5
		28.0	26.3	32.5	56.4
	変位 (cm)	11.2	11.2	22.6	24.7
		11.5	11.3	20.3	25.7

最大値は、最小値、最大値の内絶対値の大きい方の値である。
NS,EW成分の-79mの値は方向の補正を行ったあとのものである。

(2)　ひずみ時刻歴の推定方法

地盤に生じたせん断ひずみは，隣接するアレーデータ間の相対変位を地点間の長さで除すことによって求めた．すなわち，今回のアレー観測の条件から，深さ-79mまでの地盤を観測地点で区切られた3区間に分割し，各区間での平均的なせん断ひずみとして推定した．ただし，このとき観測地点間でのせん断変形が一様であると仮定していることから，この仮定が大きく崩れるような波長の短い波（振動数が高い波）による変形は抽出できないことになる．そこで，ここでは国生らによって同定された本震の平均的なせん断波速度を参考にして，ひずみを求める際の信頼できる最高振動数を計算した．その結果，本震水平成分で1.2Hz，余震水平成分で1.5Hz，上下成分は余震本震に係わらず7Hzとなった．この振動数は，ある波長を持った正弦波がある波速で進むとき，ひずみを直線近似した場合と真値との誤差が大きくならない条件から求めたものである[14]．以上のことから，埋立層が液状化することによって剛性が著しく低下した場合には，ひずみが過小評価されることに注意する必要がある．

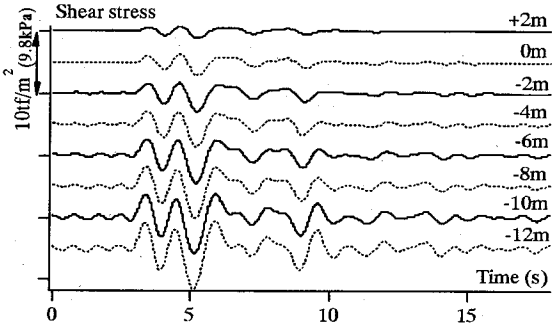

図-3　本震NS成分せん断応力の時刻歴（+2～-12m）

なお，理論的に一次元的に伝播する応力とひずみは媒質の粒子速度に比例する．すなわち，

(応力)∝(媒質の粒子速度)・(伝播速度)・(密度)
(ひずみ)∝(媒質の粒子速度)／(伝播速度)　　(4)

であるから，ここで使用するローパスフィルターがもともとの応力とひずみの波形に大きな影響を与えているか否かは，加速度波形を積分して得られる速度波形の最大値がフィルター前後で大きく変化するか否かで判別できる．例えば，本震においてローパスフィルターを用いて各深さの最大加速度・速度・変位を算定すると表-2のようになる．加速度の最大値は，フィルターによる低下が大きいが，速度と変位の最大値は変化が少ないことから，もともとの応力とひずみの波形には解析対象としなかった高振動数成分が少ないと考えられる．

以下に示すひずみは，加速度波形を積分する際の最低振動数（0.15Hz）からここで言う最高振動数までのバンドパスフィルターを通ったものである．なお，このことは加速度分布を線形補間することによって求めている応力に関しても同様に言えることであるので，応力の算定に用いる加速度波形にも上記のフィルターをかけて処理している．なお，利用した積分方法は時刻歴上の直接積分法であり，また，フィルターの操作は2048データを用いたFFTにより行った．

(3)　本震から推定された応力

図-3は，(1)で示した方法にしたがって2mピッチで求めた本震深さ方向のせん断応力の時刻歴のうち，+2m～-12mまでのNS成分を示したものである．この図から，せん断応力の波は周期１秒程度の２，３波の主要動から構成されていることがわかる．また，最大せん断応力分布を図-4に，それを有効上載圧で除した応力比の分布を図-5に示した．地盤に作用し

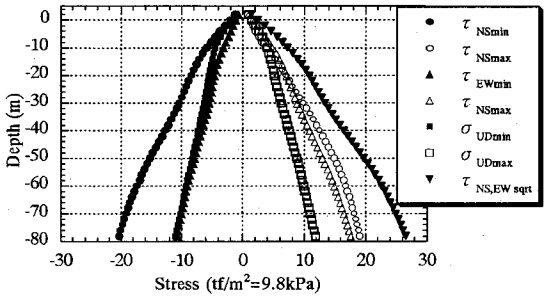

図-4　本震の最大応力の深さ方向分布

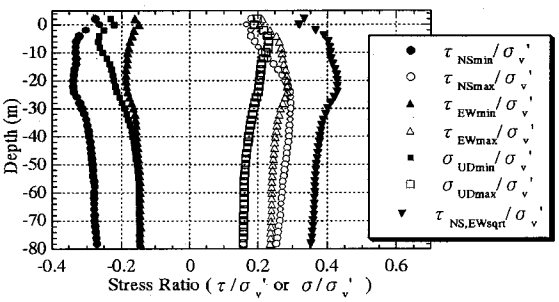

図-5　本震の最大応力比の深さ方向分布

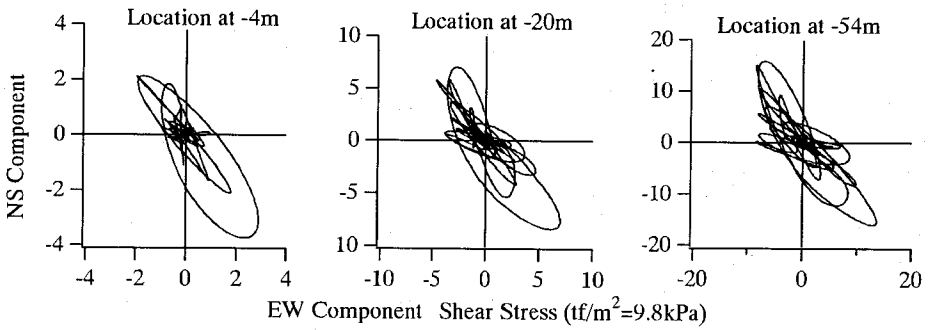

図-6　本震の水平面内のせん断応力の軌跡

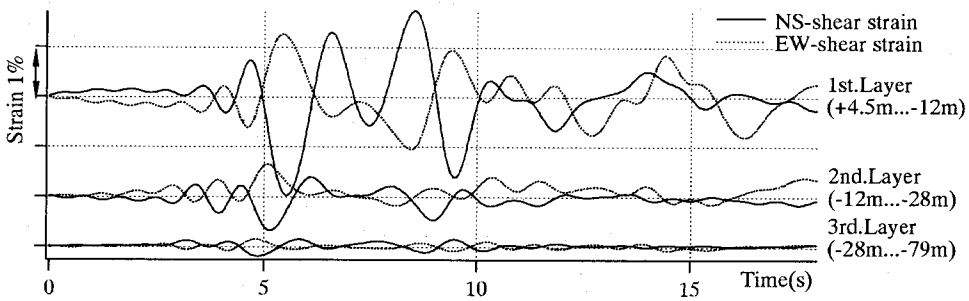

図-7　本震の水平せん断ひずみの時刻歴

たせん断応力は，深さ方向に次第に大きくなるが，埋立地盤に相当する深さのせん断応力比に着目すれば，NS，EW方向ともに概ね0.3程度の大きさのせん断応力比が作用したことがわかる．また，分布図には水平面内の二方向のせん断応力を時刻歴上で合成したときの最大値も示したが，その最大値は0.4程度となっている．なお，これら応力の値は上述したように1.2 Hzのローパスフィルターを通ったあとの加速度波形を使用して求めたものであることに注意する必要がある．ちなみに，フィルターをかけない場合の埋め土部分のせん断応力比は合成値で0.5程度となっている[15]．

一方，2Hzのフィルターを通った後の波形を用いて求めた鉛直応力比の最大値は0.15-0.25となっている．この値は，せん断応力と同等もしくは小さな値となっている．

図-6は，求めた水平二成分の応力を水平面内の軌跡として表したものである．当然ながらせん断応力の水平面内の卓越方向は，加速度や変位の卓越方向に一致している[19]．

(4)　本震から推定された平均せん断ひずみ

図-7は，(2)で示した方法にしたがって求めた各区間の平均的なせん断ひずみの時刻歴を示したものである．最大ひずみの値は，+4.5m～-12mの埋立まさ土層で1～2%，-12m～-28mの地盤で0.6%，-28m～-79mの地盤で0.1～0.2%となっている．例えば，ここで得られた最大ひずみの65%を有効ひずみと考えて，

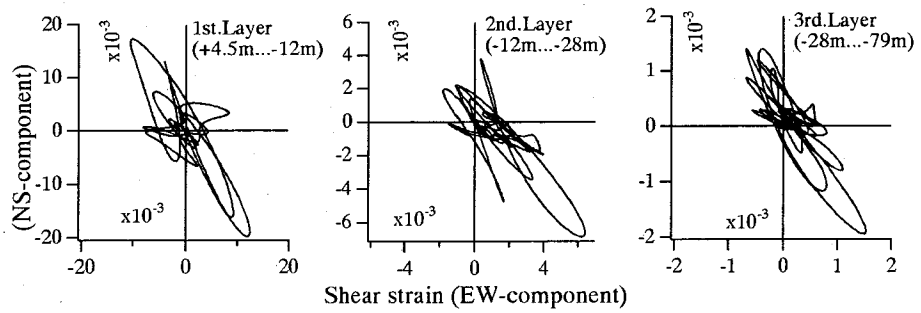

図-8　本震の水平面内のせん断ひずみの軌跡

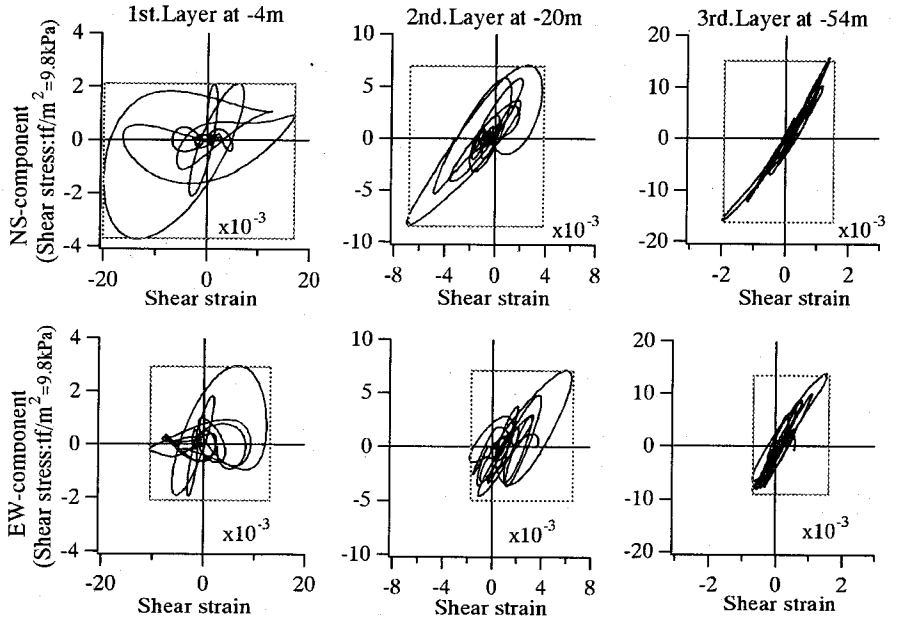

図-9　本震における各層の応力・ひずみ関係

良く使用されている砂質土と粘性土のG～γ曲線[20]から剛性の低下を見積もれば，埋立てまさ土層では初期剛性の約1割，第2の沖積粘土層で約4割，第3の層で約5割にそれぞれ低下したと考えられる（第1層を砂質土，第2層を粘性土，第3層を砂質土と粘性土の中間と考えた場合）．さらに，この剛性の低下割合を基にして，せん断波速度と剛性の関係からせん断波速度の低下を算定すれば，第1層から順に本震の強震時におけるせん断波速度は微小ひずみ時の約30%,63%,70%程度になったと考えられる．この値を図-1に示したPS検層によるVsの値と国生らの同定したせん断波速度の比と比較するとほぼ一致していることがわかる．

図-8には推定されたひずみの水平面内の軌跡を示すが，卓越方向は応力のそれと一致している．

表-3 応力ひずみ関係の最大・最小値から求めた平均剛性および波の伝播速度

	層	応力	ひずみ	剛性	密度	伝播速度
		(tf/m²)	%	(tf/m²)	(t/m³)	m/s
NS	1st.	2.93	1.850	158	1.90	29
	2nd.	7.71	0.532	1450	1.60	94
	3rd.	15.93	0.168	9510	1.85	224
EW	1st.	2.44	1.155	211	1.90	33
	2nd.	5.87	0.412	1425	1.60	93
	3rd.	11.06	0.111	9937	1.85	229

4．地盤の応力－ひずみ関係の考察

(1) 本震における応力－ひずみ関係

前章で推定された応力とひずみの時刻歴を用いて

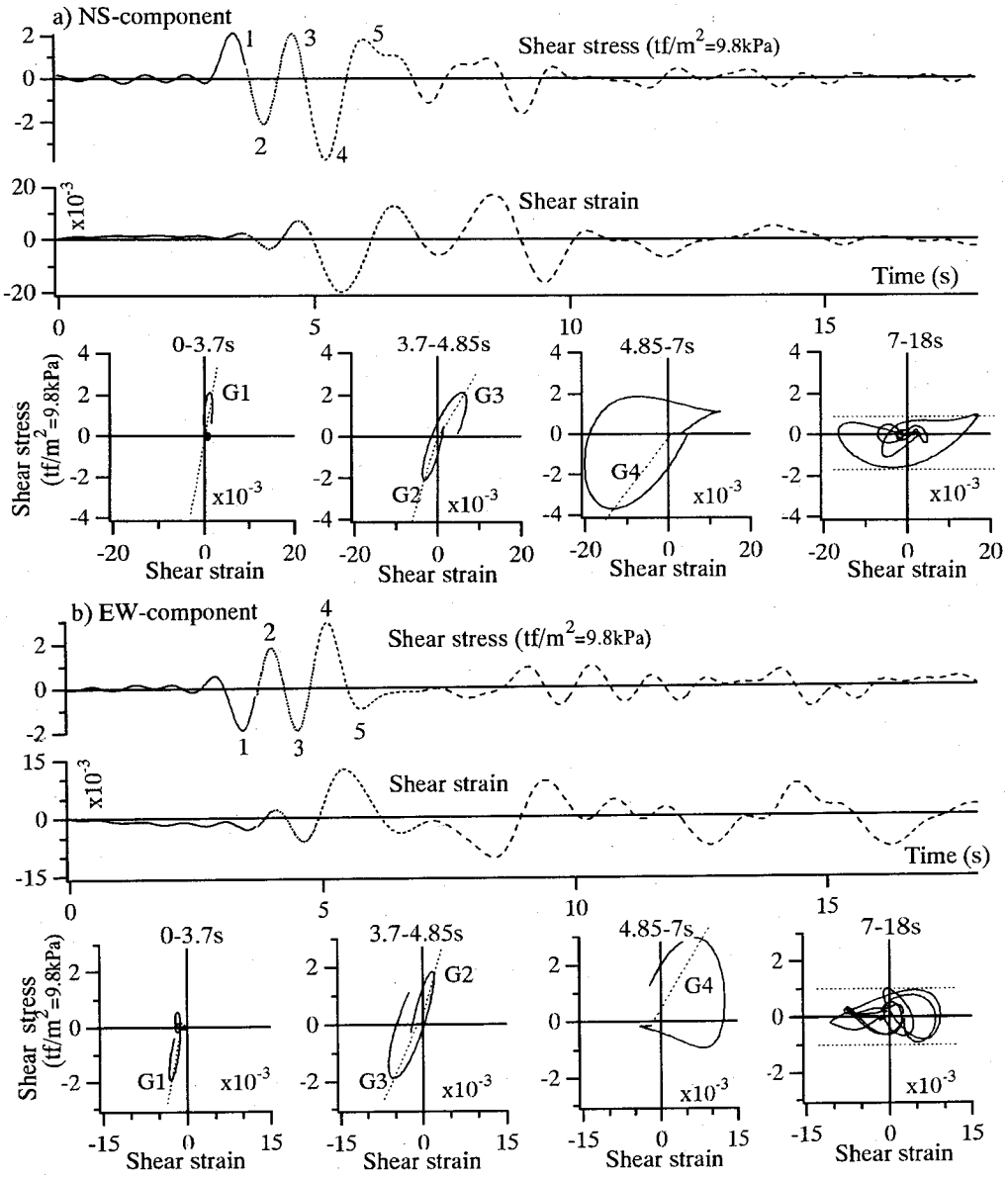

図-10 埋立てまさ土層（-4m、初期鉛直有効上載圧＝11.95tf/m²(117kPa)）における応力ひずみ関係の経時変化

各区間の履歴変形特性を描いたのが図-9である．なお，応力は各区間の中間点（-4m, -20m, -54m）で評価した．これを見ると，まず第1区間の埋立層の応力ーひずみ関係は顕著な非線形性を示しているが，その下の第2層，第3層では顕著な非線形性は現れていないことがわかる．このことは，埋立層で液状化が発生した事実と整合する．また，図-9に示したように応力ひずみ関係を包含する四角形を考え，その対角線の傾きを平均的な剛性と定義したとき，その値は表-3のようになった．求められた平均剛性と地盤の密度から平均的な伝播速度も計算した値も同表に示している．この値と国生らのS波速度に関する同定結果を比較すると，値は同定結果より若干小さいものの傾向をとらえている．以上のことから，水平動に関しては鉛直下方から伝播する一次元の仮定に肯定的な見通しを得たと言える．

図-9に示した第1層（埋立まさ土層）の応力－ひずみ関係に着目したとき，非線形性が著しいことは先に述べたが，次に剛性低下の非定常性を詳しく検討した．図-10は，埋立土層の履歴を描く区間を4つに分割して示したものである．図から，地盤の剛性が時間とともに変化して行く様子が読みとれる．また，応力時刻歴の半波ごとに番号を付けた．図-11はこの半波ごとの応力とひずみの最大値を示したもの

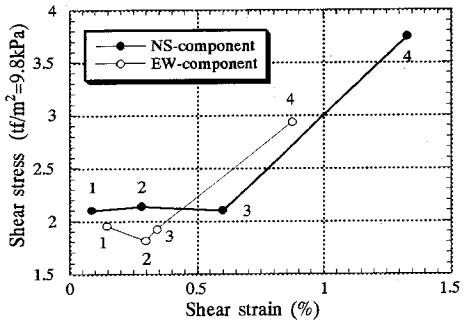

図-11　本震の振動過程におけるせん断応力とせん断ひずみの変化（数字は図-10のせん断応力波形の半波ごとに番号に対応する）

表－4　埋立まさ土層のせん断剛性の変化

成分		応力	ひずみ	剛性	伝播速度
ρ=1.9t/m		(tf/m²)	%	(tf/m²)	m/s
NS	G1	2.10	0.086	2431	112
	G2	2.14	0.282	759	63
	G3	2.10	0.599	351	43
	G4	3.75	1.330	282	38
EW	G1	1.95	0.146	1336	83
	G2	1.81	0.296	611	56
	G3	1.92	0.343	560	54
	G4	2.93	0.873	336	42

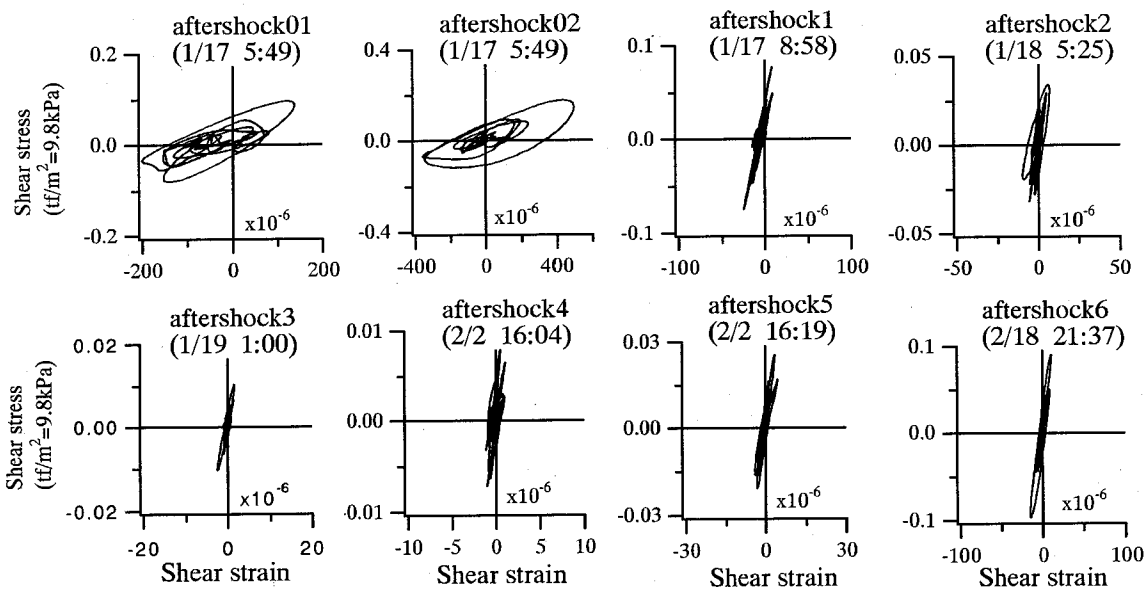

図-12　余震EW成分における埋立まさ土層（-4m、初期鉛直応力＝11.95tf/m²(117kPa)）の応力-ひずみ関係

であるが，3秒付近からの応力の1半波目から2波3波と徐々にひずみが増加し，4半波目に至って急激にひずみが大きくなっている．液状化との関連でこの現象を考察すれば，おおむね5秒～7秒付近で完全液状化に近い状態になったと推察される．また，7秒以降の部分は液状化したため，せん断応力が伝わらなくなって小さくなり，残留強度に対応する応力が作用していると考えることができ，その値は応力比にして0.08～0.14程度の値となる．

なお，図-10に示した半波ごとの剛性G1～G4を読とった値を表-4に示した．求めた伝播速度の値は表-3に示した値よりもよりも大きく，国生らの同定結果により近い値になっている．これは同定が主に主要動部分に着目して行われているためと思われる．なお，減衰に関してはランダムな波形を取り扱っていることから明瞭なループが得られないケースが多かったため，ここでは詳しい検討対象とはしなかった．このことは別の機会に譲ることとした．ちなみに，ループ形状が比較的明瞭である図-10のG2,G3に対して減衰比を求めると，約20%～35%となった．

(2) 余震における応力ひずみ関係

本震の後に発生した余震記録を用いて，同様の解析を実施した．ここでの着目点は，ひずみレベルの小さい余震での動的変形特性を調べること，また本震直後に発生した余震に関しては液状化により発生した過剰間隙水圧の影響を調べることである．なお，解析を進めていく過程において，余震1の記録から，-12mNS成分の波形に本震-12mUD成分と同様な異常が判明したため，余震1以降のNS成分は解析の対

表－5　余震におけるせん断応力・ひずみ・剛性

	地震名	成分	応力	ひずみ	剛性	伝播速度	注
			(tf/m²)	%	(tf/m²)	m/s	
第1層	余震01	NS	0.07	0.0175	401	45	
	〃	EW	0.088	0.0169	520	52	
	余震02	NS	0.143	0.0467	305	40	
	〃	EW	0.148	0.0427	345	42	
	余震1	〃	0.076	0.0017	4536	153	
	余震2	〃	0.033	0.0008	3917	142	*
	余震3	〃	0.01	0.0002	5175	163	*
	余震4	〃	0.008	0.0001	7018	190	*
	余震5	〃	0.023	0.0004	5322	166	*
	余震6	〃	0.094	0.0013	7195	193	*
第2層	余震01	NS	0.145	0.0079	1838	106	
	〃	EW	0.297	0.0099	3005	136	
	余震02	NS	0.157	0.0067	2350	120	
	〃	EW	0.304	0.0096	3157	139	
	余震1	〃	0.183	0.0046	4022	157	
	余震2	〃	0.081	0.0022	3641	149	*
	余震3	〃	0.025	0.0006	3939	155	*
	余震4	〃	0.019	0.0004	4379	164	*
	余震5	〃	0.059	0.0012	5101	177	
	余震6	〃	0.239	0.005	4809	172	
第3層	余震01	NS	0.288	0.0026	11077	242	
	〃	EW	0.328	0.0027	11953	252	
	余震02	NS	0.565	0.0039	14346	276	
	〃	EW	0.552	0.0028	19892	325	
	余震1	〃	0.193	0.0011	18182	310	
	余震2	〃	0.104	0.0005	19483	321	*
	余震3	〃	0.022	0.0002	12458	257	*
	余震4	〃	0.028	0.0001	20108	326	*
	余震5	〃	0.079	0.0004	21767	340	*
	余震6	〃	0.306	0.0016	19521	322	

注）*はﾊﾞﾝﾄﾞﾊﾟｽﾌｨﾙﾀｰとして0.5-1.5Hzを使用したもの

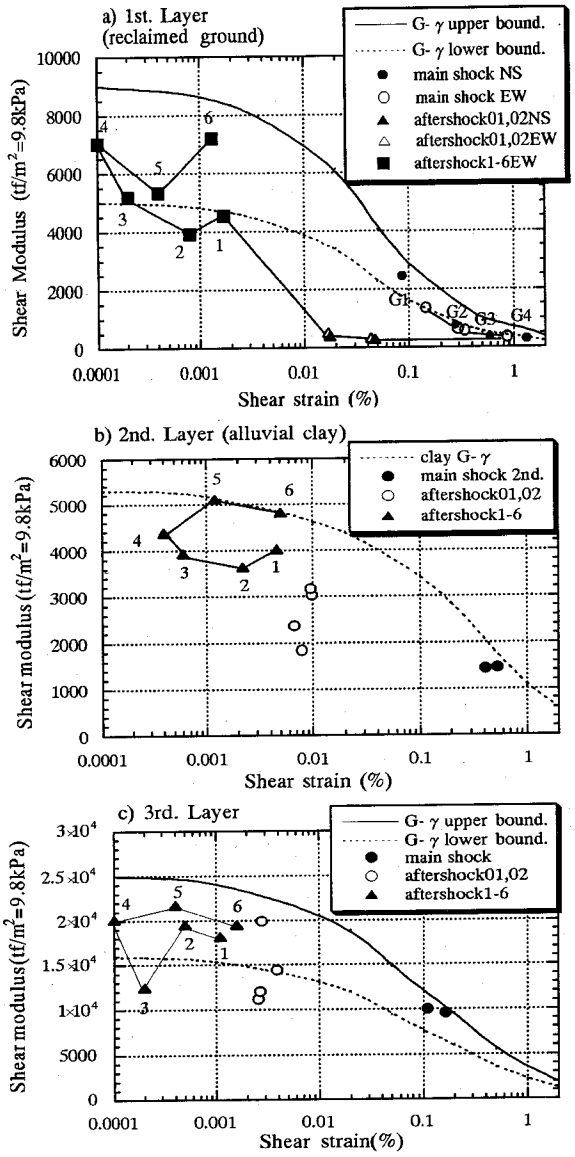

図-13　本震および余震における各層のせん断ひずみと剛性の関係

象外とした．また，加速度レベルが小さいことによる低振動数側の解析精度の低下のため，あるものについては，バンドパスを0.5～1.5Hzとして解析している．（表-5参照）

図-12は，まず埋め立てまさ土層に着目しそれぞれの余震記録の解析で得られたせん断応力～せん断ひずみ関係を示したものである．図は横軸と縦軸の縮尺倍率が同程度になるようにして描いてある．これを見ると，どの履歴も本震よりも直線状に近くなるが，本震直後の余震に関しては，応力レベルが小さいにも係わらず，剛性が小さくループも膨らんでいる．このような傾向は余震1（本震3時間後）ではすでに見られない．したがって，液状化に伴う過剰間隙水圧の上昇によって少なくとも本震後数分後まで，地盤が軟化したままで剛性が回復していないことが推測できる．表-5は，ここで対象とした余震での最大ひずみ及び最大せん断応力，せん断剛性，せん断波速度の一覧表を示したものである．表中のひずみと応力は，{(最大値)-(最小値)}/2として求めている．まず，この表を基にして本震の結果（第1層については表-4の結果，第2，3層については表-3の結果）も含め，最大せん断ひずみとせん断剛性の関係を図-

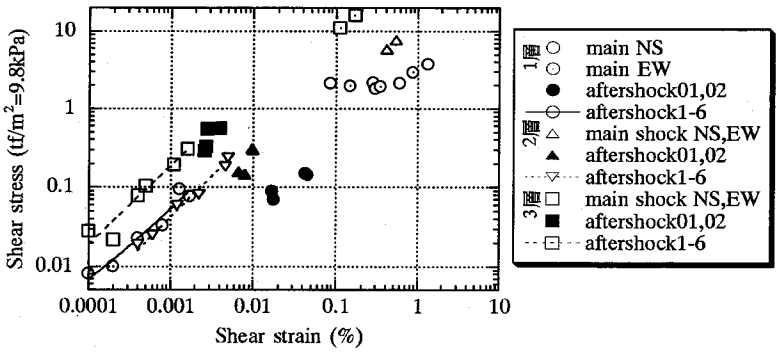

図-14　最大せん断応力片振幅と最大せん断ひずみ片振幅の関係

13に示した．この図を見ると，第1層の本震直後の余震記録の剛性が本震よりひずみレベルが小さいにも係わらず，剛性が回復していない様子がよくわかる．特に余震01,02の解析から得られた剛性が本震G4（図-10参照，本震4半波目の剛性）とほぼ等しいことは4半波目付近に至って完全液状化に近い状態になった傍証と考えることができる．なお，この本震直後の余震における剛性回復が小さい傾向は埋立土層ほど大きくないが，第2層，第3層の結果にも見ることができる．さらに，一連の余震1～6の結果において，余震1～3のグループ（1/17～1/19に発生）と余震4～6のグループ（2/2以降発生）で比較すると，全ての層で余震4～6のグループの方が同じひずみレベルに対して剛性が大きくなっている．すなわち，この一連の余震の間にも，剛性の回復があったと言えそうである．また，PS検層のせん断波速度の値（図-1）を基にしてG_0を算定し，砂質土および粘性土に対する平均的なG/G_0～γ曲線から剛性のひずみ依存性を図-13にプロットした．用いたG/G_0～γ曲線は，第1層を砂質土第2層を粘性土，第3層を砂質土と粘性土の中間的性質を示すものとして文献20)を基にして描いている．まず，本震における剛性が概ねこの曲線に乗っていることは興味深い．特に第1層においては本震時に液状化が発生し，有効上載圧が低下したと考えられるが，この効果は余震01，02に見られるほど本震では顕著ではない．次に，余震4～6におけるせん断剛性の値をPS検層から求められる剛性と比較すると，どの層でも余震の記録からの方が若干小さいものの概ね良い対応を示している．したがって，余震4～6の時の剛性はほぼ初期剛性に近い値であると言える．中でも，沖積粘土層の剛性は良く一致している．さらに，この初期剛性に対する本震における剛性の低下を計算すると，第1層G4で4-6%，第2層で約30%，第3層で約45-50%程度になることがわかる．

図-14は，同じく表-3～5の値を用いて，最大せん断応力と最大せん断ひずみの関係を描いたものである．この図の傾きは剛性を表すことになるが，第3層の関係は概ね直線関係にあり，この図からも第3層ではそれほど地盤が剛性低下していないことがわかる．一方，埋立まさ土層（第1層）と沖積粘土層（第2層）を比較すると，余震1～6から推定される両者の初期剛性はほとんど同じであるが，本震時には埋立層の方が顕著に剛性低下していることが読みとれる．このような傾向は，粘性土より砂質土の方が低いひずみレベルから軟化が始まるという要素試験結果とも整合する．さらには液状化によって剛性低下が促進されたことが原因と考えられる．

等価線形解析法に用いる剛性低下曲線は，鉛直アレーから求めた平均的な剛性と良い一致が見られたが，液状化を伴う場合の剛性低下とひずみ増大に伴う剛性低下を分けて考える必要がある．

6.結論

本研究では，兵庫県南部地震において神戸ポートアイランドで観測された鉛直アレー観測データを用いて，地盤に発生したと考えられるせん断応力とせん断ひずみを推定し，さらに両者の関係から得られる動的非線形挙動を検討した．その結果以下のことがわかった．

1) 本震において推定された最大せん断応力比のオーダーは，液状化したと考えられる埋立まさ土層で概ね0.4程度の値（水平2成分の合成値）となった．また，同じく最大ひずみの値は，+4.5m～-12mの埋立まさ土層で1～2%，-12m～-28mの地盤で0.6%，-28m～-79mの地盤で0.1～0.2%となった．

2) 応力とひずみの履歴ループの傾きから得られる地盤剛性を，地震応答解析から同定されたそれと比較した結果，良い一致が見られた．
3) 埋立まさ土層の応力ひずみ関係から，本震の液状化過程を推測すると，比較的大きなせん断応力比が4半波作用した振動開始から5～7秒で完全液状化に近い状態になったと考えられる．
4) 本震と余震の埋立まさ土層のひずみレベルに応じた剛性変化を検討したところ，本震直後2,3分後の余震では，ひずみレベルが小さいにも係わらず本震時の剛性とほとんど変化が見られなかった．この傾向は本震約3時間後の余震記録には見られなかった．したがって，少なくとも本震後数分間は液状化に伴う過剰間隙水圧が逸散していないことが推測される．また，本震直後の2つの余震における剛性回復が小さい傾向は，第1層ほどではないが，第2第3層にも見られた．
5) さらに，本震後1カ月程度の間に発生した一連の余震記録の解析から，この期間においても剛性の回復が認められることがわかった．

以上の結果は，地震動の伝播を鉛直一次元的であると仮定し，鉛直アレーデータから地盤の平均的な応力ひずみ関係を求める方法の有効性を示すものと考える．しかしながら，アレー観測自身が，当初からこのような解析の目的で行われているわけではないので，高振動数側の動的変形特性については考察できなかった．また，ひずみを求める作業は観測点間の差を求める作業であり，地震計の設置精度や取得波形の信頼性に大きく左右されるものであることもわかった．このため，上下動の記録から求められる軸ひずみと軸応力の関係については検討対象から除外した．

今後，アレー観測の新たな利用法として手法自身が洗練されることが期待されるが，ポートアイランドの解析について言えば，求められた応力ひずみ関係が要素試験とどのような対応関係にあるかが重要な検討項目となる．

謝辞：最後に，貴重なアレー観測記録を取得された神戸市開発局関係各位，および本文を作成するに当たり議論していただいた方々に謝意を表します．

参考文献

1) Ansary, M.A. , Yamazaki, F., Katayama, T. & Towhata, I. : One dimensional response analysis by effective stress method at a liquified site during the great Hanshin earthquake, 1995,土木学会第50回年次学術講演会, I -614, pp.1228-1229, 1995.
2) 永瀬英生，辻野修一，宍道玲，吉田望，安田進：平成７年兵庫県南部地震におけるポートアイランドでの液状化層推定に関する研究,土木学会第50回年次学術講演会,Ⅲ-265, pp.530-531,1995.
3) 田口洋輔，立石章，岡二三生，八島厚：兵庫県南部地震鉛直アレー観測記録の３次元液状化解析シミュレーション,土木学会第50回年次学術講演会,Ⅲ-266, pp.532-533, 1995.
4) 五十嵐俊一，アルベルトデルガド：エネルギー法による神戸ポートアイランドの液状化予測と有効応力解析の比較,土木学会第50回年次学術講演会,Ⅲ-267, pp.534-535, 1995.
5) Cubrinovski,M., Igarashi,S. & Ishihara K. : An effective stress analysis of the liquefaction at Kobe Port Island,土木学会第50回年次学術講演会,Ⅲ-268, pp.536-537, 1995.
6) 吉田望：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.49-54,1995.
7) 佐藤清隆，国生剛治：兵庫県南部地震（本震,余震）による埋立地盤の非線形性の推定,土木学会第50回年次学術講演会, I -604,1995, pp.1208-1209.
8) 国生剛治，佐藤清隆，松本正毅：1995年兵庫県南部地震での地盤の非線形震動特性,土と基礎, Vol.43, No.9, pp.39-43, 1995.
9) 江尻譲嗣，後藤洋三：ポートアイランド鉛直アレー地震観測記録を用いた基盤入射波分離の試み,土木学会第50回年次学術講演会, I -568, pp.1136-1137, 1995.
10) 吉田郁政，栗田哲史：兵庫県南部地震の観測記録を用いたポートアイランド表層地盤の動特性の逆解析,土と基礎, Vol.43, No.9, pp.44-48, 1995.
11) 石原研而，安田進，原田健二：阪神淡路大震災特集第４回,土質特性と地盤の挙動,土木学会誌 Vol.80, No.7, pp.50-53, 1995.
12) 豊田浩史，東畑郁生，風間基樹：振動実験から求めた砂地盤の動的変形特性,土木学会第48回年次学術講演会, 第III部門, pp.414-415, 1993.9.
13) Kazama,M. Toyota.H & Inatomi, T. : Stress strain relationship in soils directly obtained from centrifuge shaking table tests, *Proc. of the Int. Workshop on Wind and Earthquake Engrg. for Offshore and Coastal Facilities*, pp. 129-143, 1995.
14) 風間基樹，豊田浩史，東畑郁生，柳沢栄司：遠心振動実験から求めた砂地盤の応力ひずみ関係,土木学会論文集,No.535/III-34, pp.73-82, 1996.3.
15) 風間基樹，柳沢栄司：兵庫県南部地震における神戸ポートアイランドでの鉛直アレー観測記録を用いた地盤の応力ひずみ関係の推定,第23回地震工学研究発表会, pp.185- 188, 1995.
16) Koga, Y. and Matsuo, O.: Shaking table tests of embankments resting on liquefiable sandy ground, *SOILS AND FOUNDATIONS* , Vol.30, No.4, pp.162-174, 1990.

17) Zeghal, M. & Elgamal, A.-W. : Analysis of site liquefaction using earthquake records, *J. of Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, Vol.120, No.6, pp.996-1017, 1994.
18) Zeghal, M. , Elgamal, A.-W., Tang, H.T. and Stepp, J.C. : Lotung Downhole Array. II: Evaluation of soil nonlinear properties, *J. of Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, Vol.121, No.4, pp.363-377, 1995.
19) 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., *Proc of JSCE, J. of structural mechanics and earthquake engineering/I-34*, pp.51-63,1996.
20) 北澤壮介，桧垣典弘，野田節男：沖縄県および奄美諸島の大地震時における地盤加速度，港湾技研資料，No.396, p.28, 1981.

（1995.11.27 受付）

STRESS STRAIN RELATIONSHIP IN THE GROUND AT KOBE PORT ISLAND DURING 1995 HYOGO-KEN NANBU EARTHQUAKE INFERRED FROM STRONG MOTION ARRAY RECORDS.

Motoki KAZAMA, Eiji YANAGISAWA, Takamasa INATOMI, Takahiro SUGANO and Hiroshi INAGAKI

During the 1995 earthquake, the vertical array observation system installed by Kobe City recorded accelerations over 0.5g. Using the records observed by the system, the authors have estimated average stress-strain relationships in the ground at Kobe Port Island. The stress was directly estimated from earthquake acceleration records. The strain was estimated from the relative displacement divided by the distance between adjacent observation points. The hysteretic deformation properties were analyzed from the following points of view: (1) Softening of the ground stiffness during the earthquakes, (2) Nonlinear property changes during the main shock and the aftershocks and (3) Liquefaction process of the reclaimed ground during the main shock.