

地震時に生ずる地盤ひずみの観測と その結果についての考察

森地重暉¹・今村芳徳²・高野工³・小田幸平⁴

¹正会員 工博 東京理科大学教授 理工学部土木工学科 (〒 278 千葉県野田市山崎 2641)

²正会員 工博 東京理科大学講師 理工学部土木工学科 (〒 278 千葉県野田市山崎 2641)

³正会員 工修 埼玉県住宅都市部新都心建設事務所 (〒 338 埼玉県与野市与野本町東 3-13-20)

⁴学生員 東京理科大学大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒 278 千葉県野田市山崎 2641)

本論文では、地震時に生ずる地表面での地盤ひずみの観測方法を示し、得られた観測結果について究明して、地盤ひずみの性状を明らかにした。特定の観測場所での中小地震による結果についてではあるが、地震工学上参考となる結論が得られた。その主なものは次の通りである。地表面では純せん断に近い状態が発生している。最大主ひずみの方向は、地震により差異はあるが、平均的には一つの方向が卓越している。

Key Words : earthquake observation, ground strain

1. はじめに

埋設管をはじめとする地中構造物の耐震性についての究明は、その種の構造物の建設の増大に伴い、より一層重要性を帯びてきた。兵庫県南部地震(1995)の際に生じた地下鉄トンネルの中柱の破壊による上床版の落下等を考えると、これらの地中構造物の耐震性の向上が望まれるところである。地震時において地上の構造物に生ずる変形は地盤の加速度の影響を受けるのに対し、地中構造物の変形は周辺地盤の変形に追随する。そのため、地中構造物の耐震性の検討には、地震時に地中構造物に発生するひずみとその生成原因である周辺地盤に生ずるひずみについての究明が必要であると考える。

地震時に地中構造物に生ずるひずみの値を知るには観測が不可欠で、埋設管、沈埋トンネル、地下鉄トンネル、貯油タンク等についての観測が行われている^{1)~8)}。中村等は、過去に報告された文献中の資料を用いて地中構造物に生ずるひずみについての定量的研究を行っている⁹⁾。しかし地中構造物に生ずるひずみを生成する地盤ひずみの地震時観測は、一般に実施上の困難を伴うためか実施例は数例を数えるに過ぎない^{10)~12)}。地盤ひずみを推定するた

めに、地中構造物に生ずるひずみを用いることも考えられている。佐藤等は、埋設管とそれに近接した地盤に生じたひずみの双方の記録を比較検討してその種の推定方法の妥当性について検討している¹⁸⁾。また、地盤ひずみを算定するために1地点で得られた加速度記録や、アレー強震観測記録等を利用することも行われている^{14)~21)}。このようにして得られた結果は直接に測定されたひずみの値ではないが、多くの観測資料を利用することが可能なので、ひずみの算定方法の進展が期待されている。その他、時空間確率過程モデルを利用して地盤ひずみを求めることが考えられている。田村²²⁾、星谷²³⁾等の論文に、関連する研究についての紹介がなされている。なお地震工学的立場とは違い、地震学・地質学的立場から、地盤に生ずるひずみや傾斜を測定する方法が、例えば Agnew²⁴⁾の論文に紹介されている。最近では、地震記録と波動論的考察を用いて得た地盤に生ずるひずみの精度を、実測したひずみ記録を基に調べた論文²⁵⁾が著されている。

著者は、このような背景を考慮して、より正確に地震時に生ずる地盤ひずみを観測して、得られた結果について力学的究明を加えることが必要であると考えた。そのために、地盤ひずみの地震時観測を試

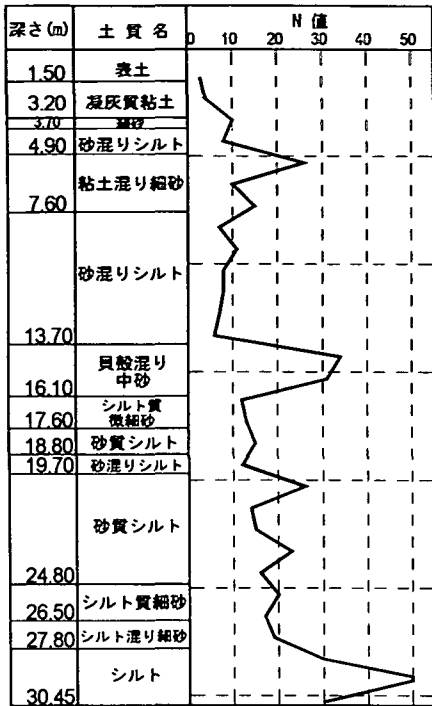


図-1 観測場所の地質状況

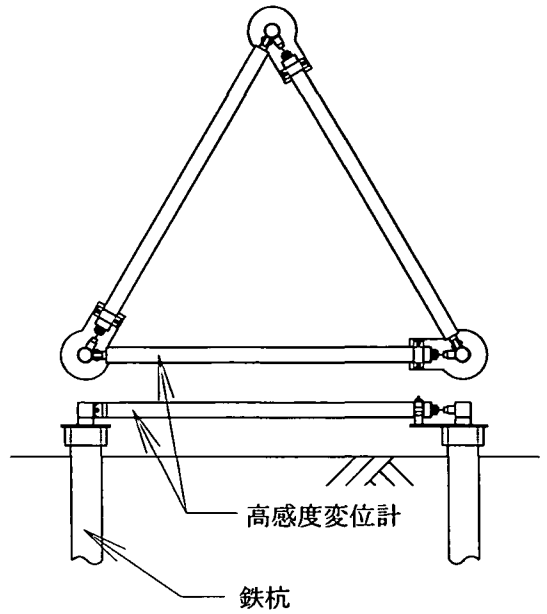


図-2 ひずみ計設置状況

み, 継続してきた^{26)~27)}. 観測結果が蓄積され, 新たな考察を加えることもできたので, ここに報告する.

2. 観測方法について

(1) 観測場所

観測場所としては, 千葉県野田市にある東京理科大学構内の土木工学科屋外実験場を選定した. 観測場所は北緯 35° 55' 03", 東経 139° 54' 57" に位置する. この付近は関東ローム台地の一画で, 東に向かい約 1° 傾斜している. 観測場所の地質状況を確認するために, ひずみの観測場所から西の方向に約 8m 離れた位置で深さ 30m の標準貫入試験を行った. 試験結果は図-1 に示す通りである. 調査時 (1994 年 7 月 25 日 ~ 28 日) では, 地下水位は GL-1.9m であった. 地表面より 7.5m 程度までは, 表土, 凝灰質粘土, 細砂, 砂混りシルト, 粘土混り細砂と堆積しており, 更に深くなるとシルト質に砂が混入した層があって, 30m の深さまで達している. 図-1 に示された通り, N 値は深さ 5.5m, 14 ~ 15m, 及び 29m 程度で大きくなっている.

(2) 地盤ひずみの観測方法について

ここではひずみの測定方法について述べる. 上に記した観測場所において, 地盤自由表面に生ずる 3 方向の伸縮ひずみを測定した. ひずみ測定の様相は図-2 に示す通りである. 外直径 75mm, 肉厚 4mm のチューブ状の鉄杭を, 地表面上に拡がった一辺約 1m の正三角形の頂点の位置に深さ約 70cm 程打ち込んだ. 地震時に生ずる杭間の相対変位を測定し, その値を杭間長で割ったものを伸縮ひずみとしている. 相対変位の測定には, 棒状の差動トランス型変位計 (DS-100 : 東京測振(株), 重量 : 2.1kgf) を用いた. 変位計からの出力は増幅器の回路上の工夫で交流部分のみ取り出せるようになっている.

観測は 1988 年 4 月より開始した. 当初, ひずみの観測場所近くで, 図-3 に示す位置関係で地盤加速度の測定を行った. 図中 A1, A2, 及び A3 が当初の加速度の観測位置である. この測定には 3 成分の地中埋設型の圧電式加速度計 (PV-22: リオン(株)) を用いた. 設置後, 数年で A1, A2 の加速度計が故障し, A3 のものも 1994 年 6 月 2 日に故障した. 次いで, 同年の 7 月以降, A4 位置にサーボ型加速度計 (SA-355CT : 東京測振(株)) をひずみ観測位置とほとんど同位置に埋設し観測を続行している. なお加速度計は, 地盤加速度を測定する他に, 記録装置の地震時における起動用にも用いている.

ひずみ測定に際して, 相対変位量の記録はデジタ

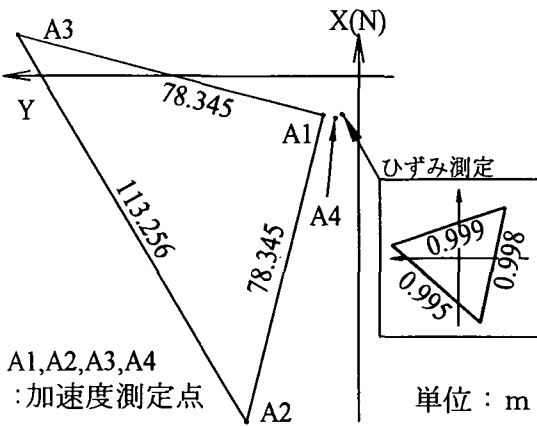


図-3 加速度計とひずみ計

を検討することにした。図-4に示す P_1P_2 の x 軸となす角を ϕ_a とし、 P_1P_2 方向に生ずるひずみを ϵ_a とすると各ひずみとの関係は周知の通り次のようである。

$$\epsilon_a = \epsilon_x \cos^2 \phi_a + \epsilon_y \sin^2 \phi_a + \gamma_{xy} \cos \phi_a \sin \phi_a \quad (1)$$

P_1P_2 , P_2P_3 方向のひずみを ϵ_b , ϵ_c とし、図-4に示される各ひずみの ϕ の値を用いると、次式のように ϵ_x , ϵ_y 及び γ_{xy} との関係式を得ることが出来る。

$$\begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.94721 & -0.20200 & 0.25479 \\ -0.28132 & 0.86666 & 0.41466 \\ -0.52020 & -0.80071 & 1.32092 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_a \\ \epsilon_b \\ \epsilon_c \end{bmatrix} \quad (2)$$

式(2)を用い、実測値 ϵ_a , ϵ_b , ϵ_c より ϵ_x , ϵ_y 及び γ_{xy} を算定する。 ϵ_x , ϵ_y については、引張りを(+), 圧縮を(-)とした。また、 γ_{xy} の正負の決定は、通常の弾性論の規約に従っている。

3. 観測結果の解析

1988年から1996年2月22日までに約120ヶの観測結果を得ている。一つ一つの観測結果を精査し、ひずみの力学的性質を調べた。その結果、いずれの記録についてもひずみが純せん断状態に近い性質を示すことが分かった。本章では、最初に代表的な観測結果について述べ、次いで震央距離、地震規模、加速度を加味した全ての記録についての考察を示す。

(1) 代表的な観測結果について

観測記録の代表例として、1995年3月23日の地震記録を示す。この記録は、後の検討にも適用可能なものの中で、最大のひずみが発生したものである。図-5は、観測値 ϵ_a , ϵ_b , ϵ_c とこれらを基に算定した ϵ_x , ϵ_y 及び γ_{xy} の時刻歴である。図をみると、 ϵ_x と ϵ_y とは、ほぼ互いに逆位相の関係にあることが分かる。

次に、図-5(b)をもとに、最大・最小主ひずみ(ϵ_1 , ϵ_2)、最大せん断ひずみ γ_{max} 及び最大主ひずみ ϵ_1 と x 軸となす角 θ を求め、それらの時刻歴を図-6に示した。図より ϵ_1 は(+), 最小主ひずみ ϵ_2 は(-)になっていることが分かる。また、時刻歴における最大値を調べると、 γ_{max} のものは主ひずみの絶対値のものの平均の約2倍になっているといえる。さらに、 θ の変動は点線で示す範囲内で顕著に生じていると思われる。

A1,A2,A3,A4
: 加速度測定点

単位: m

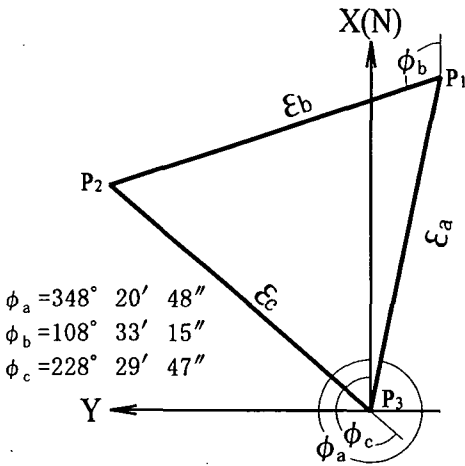


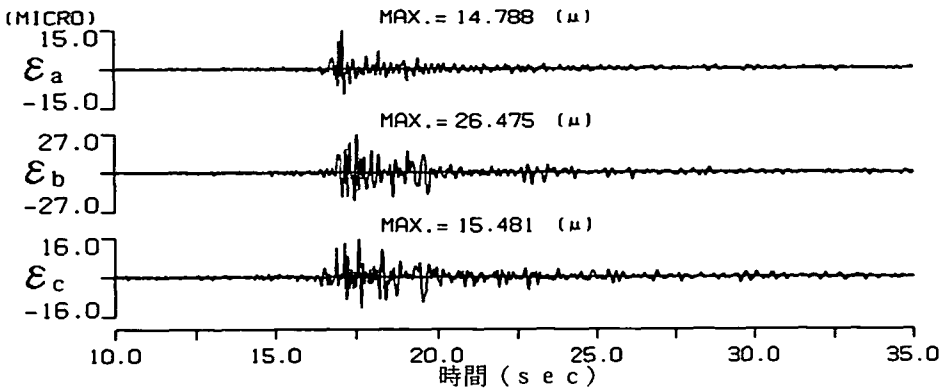
図-4 ひずみ計の座標

ル的に1/100秒毎に行った。データは、記録装置(SAMTAC-85:東京測振機)により磁気テープに書き込まれる。

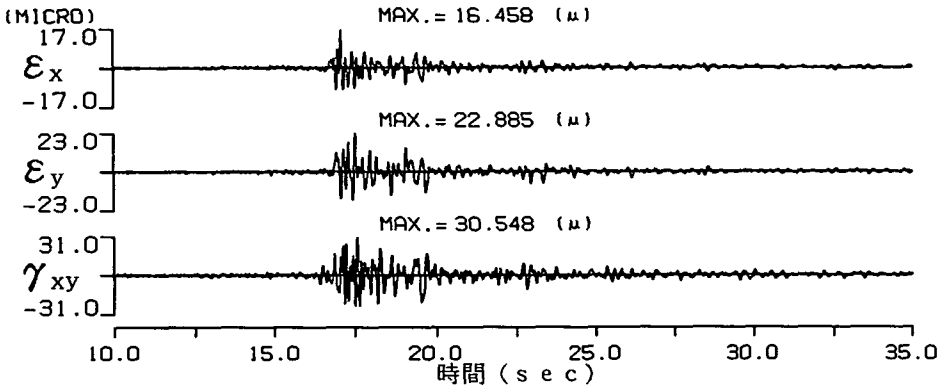
併設した加速度計の記録が1.0galを超えると記録装置が起動する。装置が起動すると、その時刻の10秒前からデータが記録されるようになっている。起動する時刻の表示には水晶時計を用いており、この時刻はNHKの時報により自動的に修正される。なお、停電のあることを想定し、無停電装置を用いている。

(3) 観測結果からのひずみ成分の算定

図-4に示す通り、真北を x 軸の正方向として、 xy 座標系を定めた。地盤表面における観測結果から、当該観測点における伸縮ひずみ2成分(ϵ_x , ϵ_y)とせん断ひずみ γ_{xy} を求めて、ひずみの特性



(a) ϵ_a , ϵ_b , ϵ_c の時刻歴波形 (1995年3月23日)



(b) ϵ_x , ϵ_y , γ_{xy} の時刻歴波形 (1995年3月23日)

図-5 記録波形

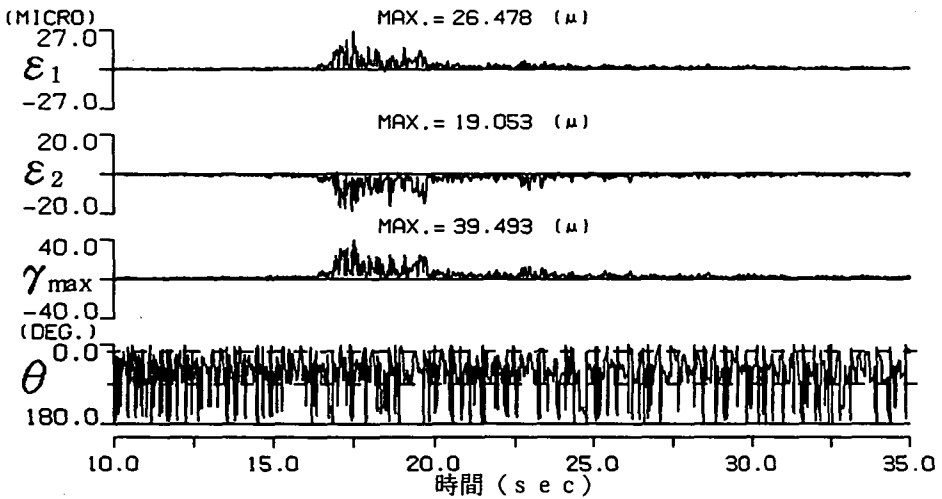


図-6 ϵ_1 , ϵ_2 , γ_{max} , θ の時刻歴変化 (1995年3月23日)

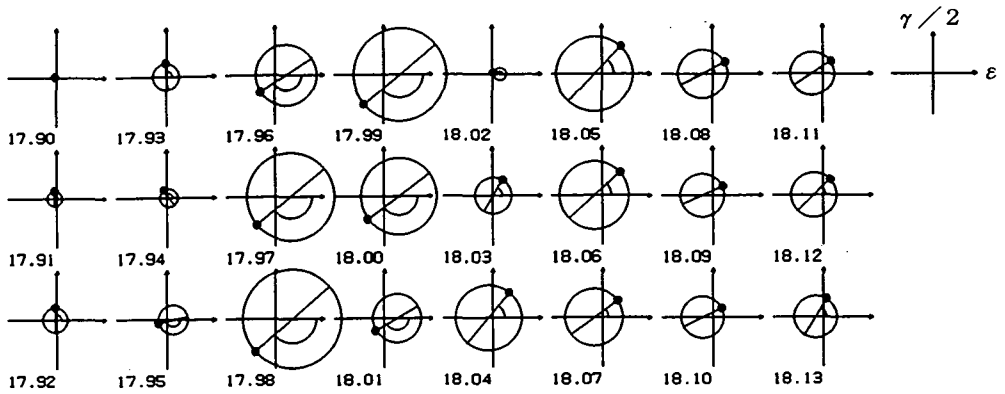


図-7 モールのひずみ円 (1995年3月23日, 17.90秒~18.13秒)

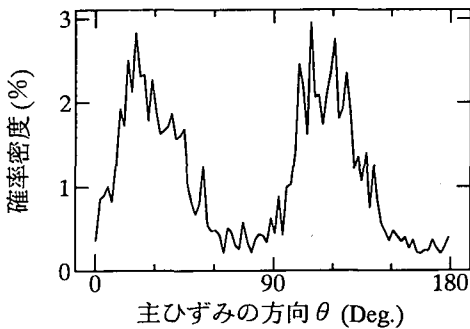


図-8 主ひずみ方向 θ の確率密度分布

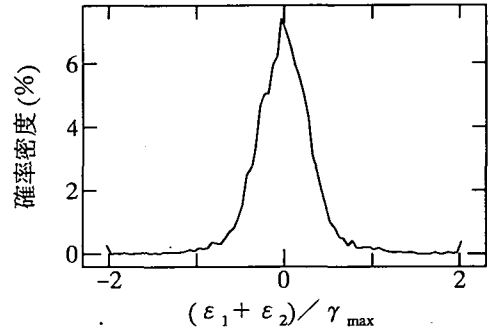


図-9 $(\epsilon_1 + \epsilon_2) / \gamma_{max}$ の確率密度分布

図-7には、この記録の17.90秒から18.13秒までの1/100秒毎のモールのひずみ円の変動状況を示した。モールの円上の黒丸の座標は $(\epsilon_x, \gamma_{xy}/2)$ である。これらのモールの状況から次の2つのことが言える。

①円の半径が小さくなるあたりの時刻で、 ϵ_1 の方向とx軸とのなす角度が約 90° 変動しており、逆に半径が大きくなる時刻では殆ど変動していない。

②ほとんどの時刻で円は原点を含んでいて、円の中心点の座標(即ち主ひずみ)は、直径(即ち最大せん断ひずみ)より小さいことが分かる。

上記の2つの傾向について、更に検討を深めた。まず、①に関連して、最大主ひずみ ϵ_1 のx軸となす角度 θ を求め、その確率密度を記録継続時間内で算定した。図-8にその結果を示す。この確率密度は2つのピーク値を有して分布していることが分かる。

②に関連して、モールのひずみ円の直径で主ひずみ ϵ_1 を割った値 $(\epsilon_1 + \epsilon_2) / \gamma_{max}$ の、記録の継続時間内での確率密度分布を求めた。図-9にその

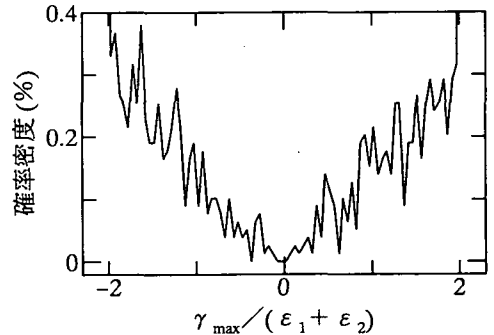


図-10 $\gamma_{max} / (\epsilon_1 + \epsilon_2)$ の確率密度分布

結果が示されている。確率密度は0(即ち、純せん断状態)を中心に分布していることが分かる。また、 $\epsilon_1 = \epsilon_2$ の場合は $\gamma_{max} \rightarrow 0$ となり、 $((\epsilon_1 + \epsilon_2) / \gamma_{max})$ の値は無限へと発散する。この場合がどの程度生ずるかを検討するために、図-9に示す値の逆数 $(\gamma_{max} / (\epsilon_1 + \epsilon_2))$ の確率密度分布を算定した。その状況は図-10に示されている。この値が0になる状態、即ち純膨張圧縮の状態を見出すことは

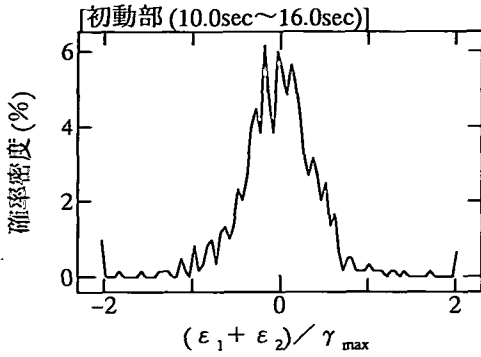


図-11 $(\epsilon_1 + \epsilon_2) / \gamma_{max}$ の確率密度分布 (初動部)

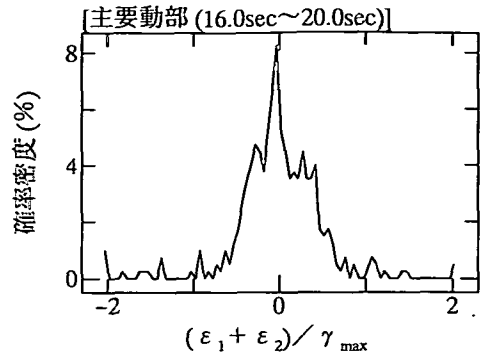


図-12 $(\epsilon_1 + \epsilon_2) / \gamma_{max}$ の確率密度分布 (主要動部)

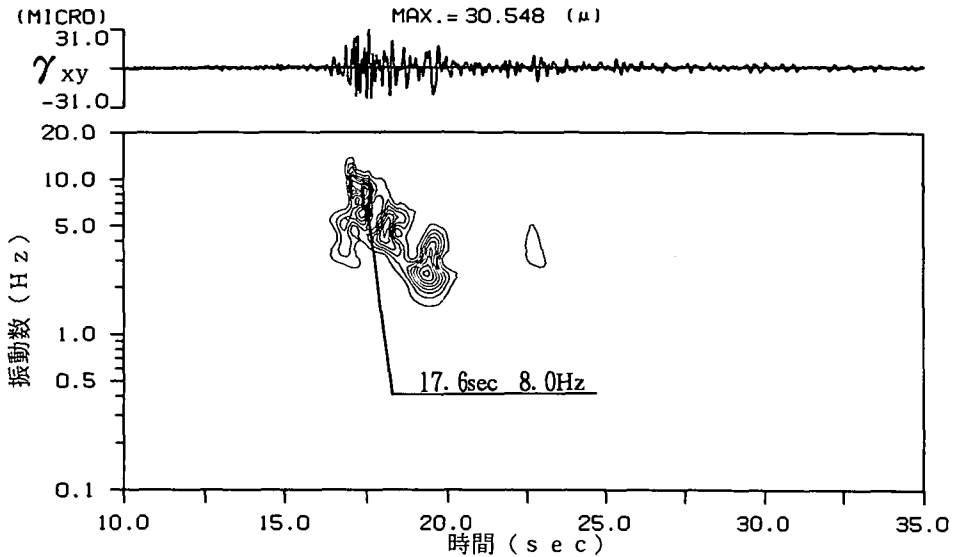


図-13 時間-振動数スペクトル (1995年3月23日)

出来なかった。

さらに主要動が始まる前後で $(\epsilon_1 + \epsilon_2) / \gamma_{max}$ の値の確率密度分布に差異があるか否か調査した。図-11, 12にそれらの結果が比較し得るように示されている。双方の結果は似通っていると考えられる。

純せん断の場合、モール円の中心と原点とは一致する。ここに示したひずみの状態は純せん断状態に近いものであると考えられる。

(2) 非定常スペクトル特性を考慮したひずみ記録の解析

地震記録には、初動部、主要動部、コーダ部等があるが、構造物の耐震性を検討するに際しては、主要動部に着目することが重要である。また、主要動

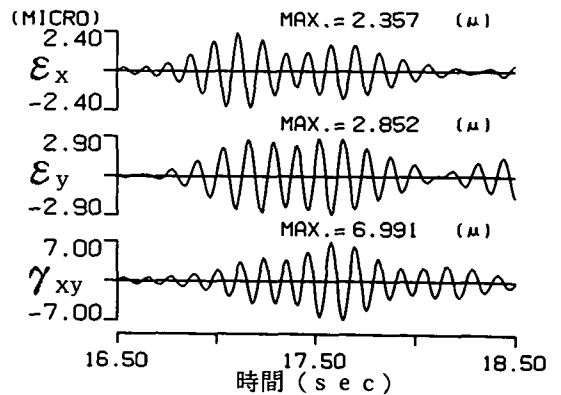
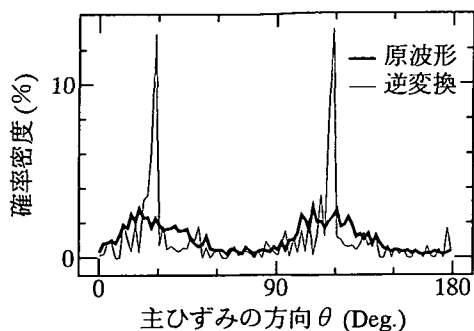
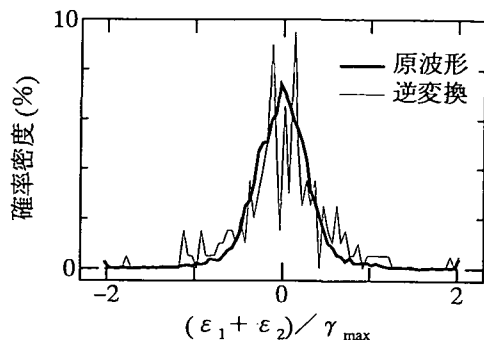


図-14 逆変換波形

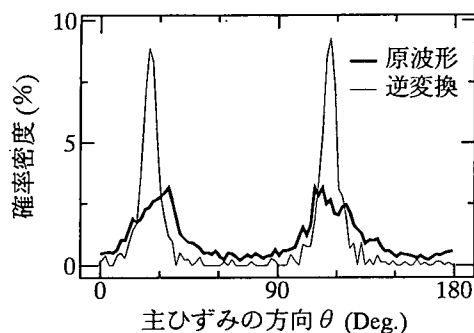


(a) 主ひずみの方向 θ について

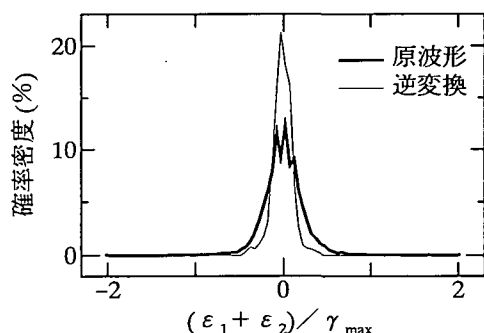


(b) $(\epsilon_1 + \epsilon_2) / \gamma_{max}$ について

図-15 逆変換波形の確率密度分布 (1995年3月23日)



(a) 主ひずみの方向 θ について



(b) $(\epsilon_1 + \epsilon_2) / \gamma_{max}$ について

図-16 逆変換波形の確率密度分布 (1995年7月30日)

部についても種々の振動数成分が含まれているが、卓越した成分を含むひずみの性質が究明されるべきと考える。

通常、フーリエ変換を用いてスペクトル解析を行う。しかし、フーリエ変換の場合には、その性質上事象の生起時刻に関する情報がなくなるため、スペクトル特性の時間的変動を得るには不适当である。そこで波形のスペクトル特性の時間的変動を説明するためにウェーブレット変換を用いる。本文では、ウェーブレット変換における基本ウェーブレット関数としてガボール関数を用いた。解析対象としたのはせん断ひずみ γ_{xy} である。図-13には、1995年3月23日に発生した地震の原波形 γ_{xy} と等高線表示の非定常スペクトルが示されている。

図中矢印は等高線のピークに相当する時間・振動数の座標位置を示している。図-13に示した例では、時刻 17.6 秒で 8.0Hz の成分が卓越している。なお、せん断ひずみは座標系に応じて異なるが、他の座標系のもでも、ほぼ同時刻・同振動数で卓越していた。

この 8.0Hz 付近の成分にウェーブレット逆変換を施すと図-14に示されるように、 ϵ_x 、 ϵ_y 、及び γ_{xy} を求めることができる。図-8、9の場合と同様に最大主ひずみと x 軸とのなす角度 θ の確率密度分布と、 $((\epsilon_1 + \epsilon_2) / \gamma_{max})$ の確率密度分布を求めると図-15の細線で示すようになる。比較のために、図-8、9で示した原波形のものを太線で書き入れる。主ひずみの方向 θ は、特定の方向に卓越していることがより明瞭に分かる。また $((\epsilon_1 + \epsilon_2) / \gamma_{max})$ の分布は、 $-0.5 \sim 0.5$ 近辺で確率密度が高いことがわかる。追認のために他の地震についても同様な検討を行ったが、やはり同様な結果を得た。一例として 1995年7月30日の地震の結果を図-16に示す。即ち卓越する振動数成分では、より一層純せん断の傾向のあることが確認された。

(3) 全観測結果について

1988年より1996年にかけて約 120 々の観測記録を得た。全てを網羅することは出来ないため、最大せん断ひずみが 3.0μ 以上の地震について、表-1

表-1 観測記録一覧

No.	年月日	時刻	震 央		距離 (km)	震源 深さ (km)	M _{JMA}	最大値		
			位置 北緯	東経				加速度 (gal)	ひずみ $\epsilon(\mu)$ $\gamma(\mu)$	
1	89.02.19	21:27:18	茨城県南西部 36° 01.1'	139° 54.5'	11	55	5.6	83.5	13.4	24.9
2	90.06.01	10:22:26	千葉県東方沖 35° 38.5'	140° 43.8'	80	59	6.0	3.82	2.13	3.40
3	90.08.05	12:36:59	茨城県東方沖 36° 24.1'	141° 06.6'	120	39	5.8	6.26	2.10	3.73
4	90.08.23	08:47:31	房総九十九里浜 35° 20.7'	140° 23.8'	77	50	5.4	6.96	2.68	4.21
5	90.10.06	23:33:26	茨城県南西部 36° 29.1'	140° 36.8'	89	51	5.0	13.3	2.87	4.39
6	91.10.19	08:31:26	茨城県南西部 36° 05.0'	139° 55.2'	18	59	4.3	19.1	2.21	3.86
7	91.11.19	17:24:16	千葉県中部 35° 36.3'	140° 01.5'	36	81	4.9	14.7	1.87	3.59
8	92.08.27	13:09:57	茨城県南西部 36° 03.2'	139° 58.8'	16	57	4.7	18.5	1.94	3.35
9	92.08.30	04:20:06	東海道はるか沖 33° 12.4'	138° 20.4'	334	325	6.6	9.49	1.90	3.41
10	92.11.28	09:46:57	茨城県南西部 36° 05.0'	139° 53.1'	19	60	4.7	12.1	1.80	3.12
11	93.01.15	20:08:18	釧路沖 42° 55.0'	144° 21.4'	866	101	7.8	9.54	1.56	3.04
12	93.05.21	11:36:46	茨城県南西部 36° 02.5'	139° 54.0'	14	61	5.3	141.	21.9	40.6
13	93.10.12	00:55:40	東海南方はるか沖 32° 01.3'	138° 14.4'	459	390	7.1	18.9	7.70	12.6
14	94.01.23	15:43:59	茨城県南西部 36° 19.3'	140° 04.8'	47	77	4.4	15.2	1.82	3.05
15	94.10.04	22:25:40	北海道東方沖 43° 22.3'	147° 42.5'	1063	23	8.1	15.3	3.95	6.47
16	94.11.04	19:06:36	茨城県南西部 36° 03.1'	139° 54.8'	15	56.3	4.3	35.5	4.18	7.07
17	94.12.28	21:22:12	三陸東方はるか沖 40° 25.6'	143° 44.9'	603	0	7.5	5.23	4.08	6.39
18	95.01.01	05:52:40	千葉県中部 35° 37.5'	140° 06.4'	37	77.3	4.8	6.33	1.95	3.26
19	95.01.07	07:39:53	岩手県北東沖 40° 13.2'	142° 18.5'	522	47.3	7.2	5.31	2.42	3.94
20	95.01.07	07:41:22	岩手県 (詳細不明)					2.17	2.56	3.97
21	95.01.07	21:34:52	茨城県南西部 36° 17.9'	139° 58.8'	43	71.4	5.4	60.9	8.50	12.4
22	95.03.23	07:24:41	茨城県南西部 36° 05.7'	140° 01.0'	22	56.2	4.9	131.	26.5	39.5
23	95.07.30	03:24:11	茨城県南部 35° 53.9'	140° 35.3'	61	42.5	5.1	11.2	2.37	4.09
24	96.02.17	00:23:41	福島県沖 37° 19'	142° 32'	281	51	6.6	20.8	5.29	8.53

*1: 気象庁によるマグニチュード

にその結果を示す。表中には記録の時刻歴での最大値を記した。加速度の最大値は、加速度の水平2成分と鉛直成分の合成成分を各時刻で計算し、時刻歴での最大値をとったものである。ひずみについて述べると、 ϵ は各時刻における主ひずみを求め、その

絶対値($|\epsilon_1|$, $|\epsilon_2|$)の時刻歴最大値をとったものである。また γ は、各時刻における最大せん断ひずみ γ_{max} を求め、その時刻歴最大値をとったものである。以下、それぞれ最大値を ϵ , γ と略称する。

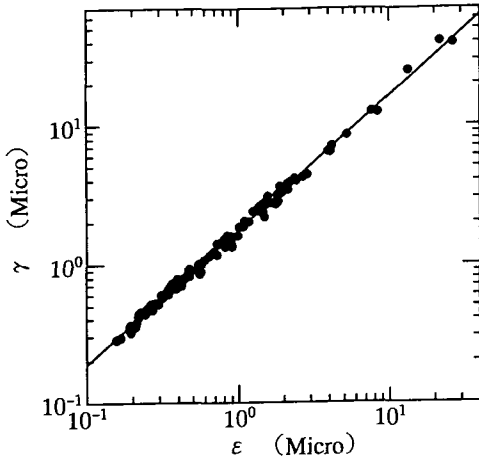


図-17 主ひずみ絶対値の時刻歴最大値 ε と最大せん断ひずみの時刻歴最大値 γ との関係

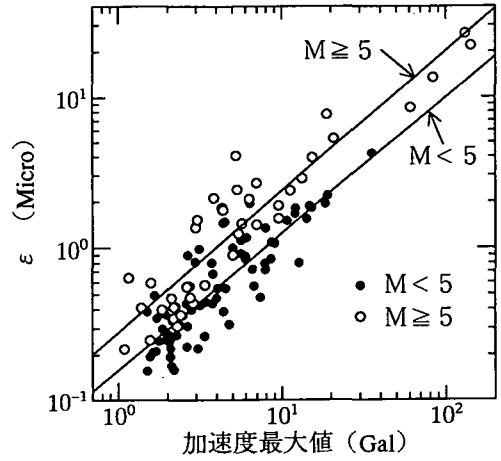


図-19 主ひずみ絶対値の時刻歴最大値 ε と加速度最大値との関係

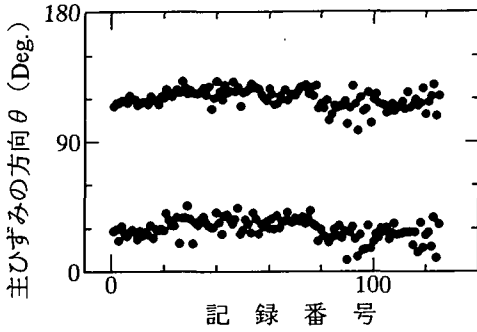


図-18 主ひずみの卓越方向と記録番号の関係

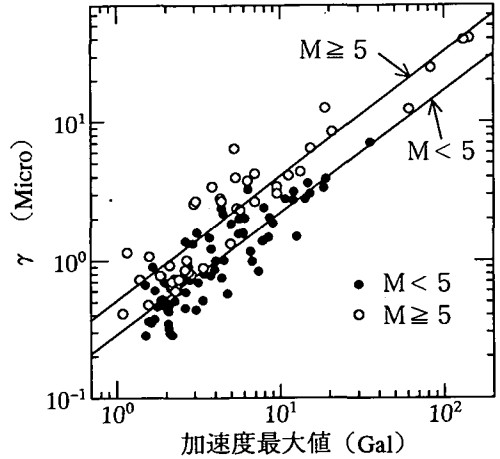


図-20 最大せん断ひずみの時刻歴最大値 γ と加速度最大値との関係

表-1に示すひずみの結果を概観すると、各地震について、 γ は ε の1.5~2.0倍程度になっている。図-17には、観測した全ての地震について、 ε と γ との関係を示した。この関係は式(3)で表され、上述のことが裏付けられていると考える。

$$\gamma = 1.761 \times \varepsilon^{0.987} \quad (3)$$

図-8では、1つの地震記録における最大主ひずみのx軸となす方向 θ について示した。全記録について図-8と同様の確率密度を算定し、その分布がピークを示すときの θ を求めた。この θ を各記録毎に示したものが図-18である。横軸には記録のとれた順に記録番号を示した。この図より、 θ の値は地震によって多少差異はあるが、当該観測場所では平均的に約 30° 、 120° になっていると考えられる。

次に、 ε と加速度最大値、並びに γ と加速度最大

値の関係を全ての観測記録を基に計算し、それぞれを図-19、20に示した。両図を見ると大局的に加速度の増加に伴い、ひずみも増加していることが分かる。また、マグニチュード(M)の大きい場合は、小さい場合に比べて、同程度の加速度ではひずみが大きくなる傾向がある。このようなことについては検討を深めるべきであるが、現時点では大きなひずみ(10 μ 以上)の生じた地震は5例だけなので資料を呈示するに止める。中村も文献9)の中で、埋設管に生ずる軸ひずみが地震動の最大値と高い相関を示すことを指摘している。

図-21、22には、各々、 ε 及び γ と震央距離との

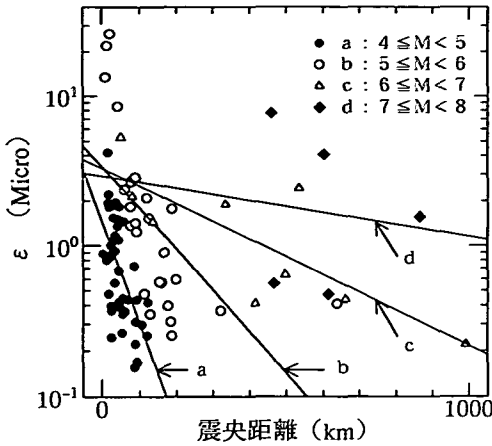


図-21 主ひずみ絶対値の時刻歴最大値 ε と震央距離との関係

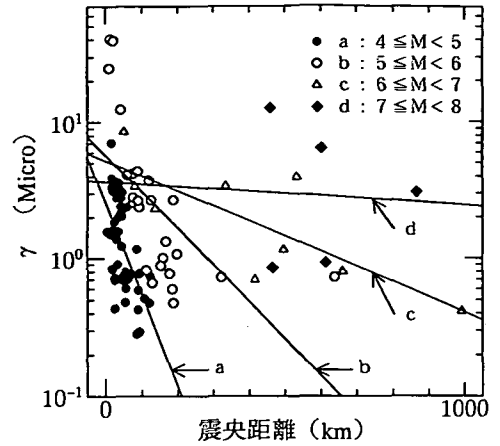


図-22 最大せん断ひずみの時刻歴最大値 γ と震央距離との関係

関係を示した。マグニチュード (M) が6以下の地震については、同程度の震央距離を持つ地震では、Mが大きいほど、ひずみが大きくなる様子が分かる。Mが6以上の地震についての資料は少ないが、図を見ると同様の傾向を示すといつて良い。

また大規模な地震ほど、震央距離の増加に対するひずみの減少率が少ないことも推測でき、このことは、中村も文献9)で、また、岡本も文献28)の中で同様なことを指摘している。

なお、震央距離よりも震源深さが大きい地震もあるので、上述の考察には、震源距離を用いるべきといった考えもある。そこで、図-21, 22における横軸(震央距離)の代わりに震源距離を用いて検討を行ったが、やはり本考察と同様な傾向が得られた。

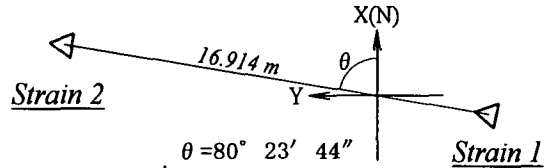


図-23 STRAIN1 と STRAIN2 の配置

4. 地盤ひずみの広域的な性状について

地中構造物は、一般に広い範囲に及ぶものである。それ故、耐震設計でどのように利用するかは別として、広範囲における地盤ひずみの資料が必要であると思われる。この点に関しては、アレー強震観測結果を用いてひずみの算定ができれば、強震計の設置場所の間隔に応じて種々のゲージ長のひずみを得られることになる。

本文で用いた方法では、杭間の相対変位を測定しており、変位計の機械的制約や保全の関係からゲージ長は1mとなっている。本方法を用いる限り、ゲージ長を飛躍的にのばすことは困難である。そこで、広域的なひずみの性状を調べるために、図-2に示

されているものと同一の観測設備を西方に約17m離れた位置に設置した。観測設備 (STRAIN1 と STRAIN2) の位置関係は図-23に示す通りである。STRAIN1は従来からのもので、STRAIN2は後に(1994年6月)に設置したものである。これらの設備を用い、観測を行った。

図-24には、STRAIN1とSTRAIN2とより得られた記録の同時刻でのモールのひずみ円を示した。この記録は先の検討にも用いた1995年3月23日に発生した地震のものである。この図を見ると、同一の時刻で同一のひずみの状態を示しているわけではないが、双方ともモール円の中心と原点との距離が半径より小さく、最大主ひずみの方向はほぼ同一らしいことが分かる。

STRAIN2のひずみの性状を調べるため、まず図-9と同様に、主ひずみとを最大せん断ひずみで割った値 $((\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / \gamma_{max})$ を各時刻で求め、その確率密度を算定した(図-25)。この図から、確率密度が $((\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / \gamma_{max}) = 0$ (即ち、純せん断状態) を中心とした分布となっていることが分かる。

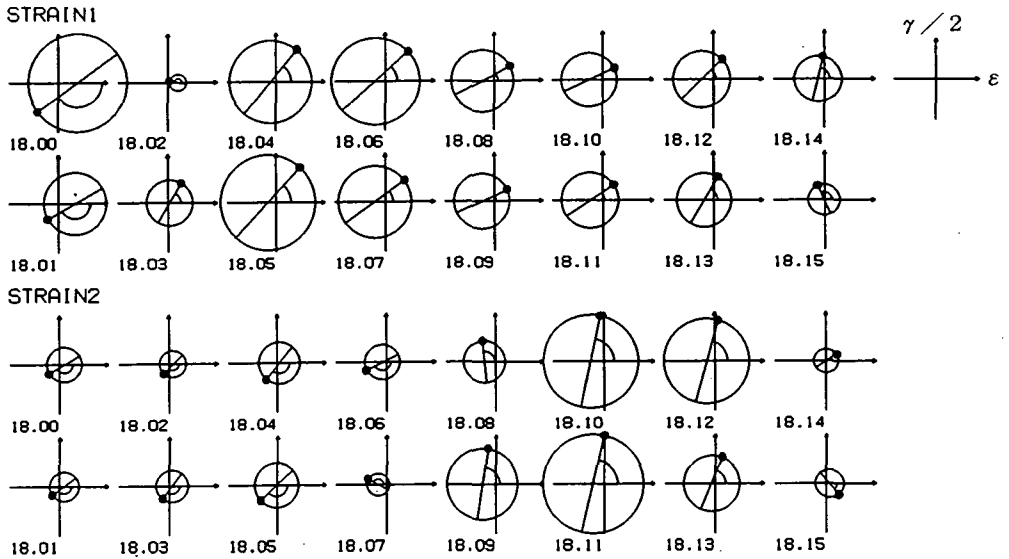


図-2.4 モールのひずみ円の比較 (1995年3月23日, 18.00秒~18.15秒)

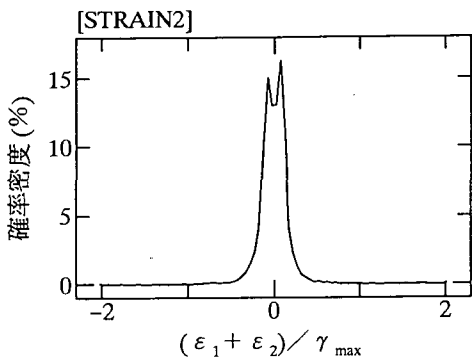


図-2.5 $((\epsilon_1 + \epsilon_2) / \gamma_{max})$ の確率密度分布 (STRAIN2)

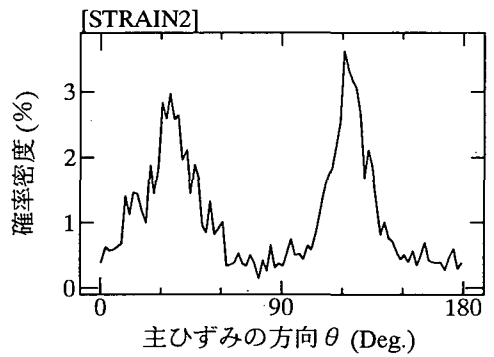


図-2.6 主ひずみの方向 θ の確率密度分布 (STRAIN2)

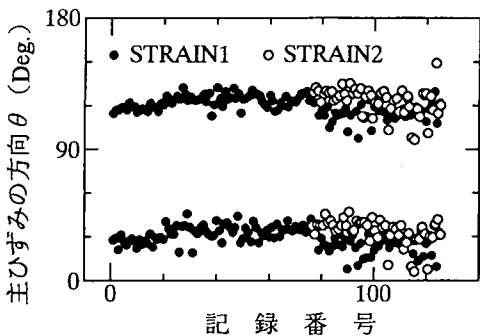


図-2.7 主ひずみの卓越方向と記録番号の関係 (STRAIN1 及び STRAIN2)

STRAIN1のもの(図-8)と同様2つの方向が卓越しており、卓越する方向もほぼ同様である。さらに、各地震について卓越する主ひずみ方向を求め、STRAIN1のものとSTRAIN2のものとを併記した(図-27)。大まかではあるが、両記録とも同一の卓越する主ひずみ方向を持つといつてよい。

表-2には、STRAIN1とSTRAIN2の両方で得られた記録のうち一部を記した。表-1と同様に、主ひずみの絶対値($|\epsilon_1|$, $|\epsilon_2|$)の時刻歴最大値 ϵ 、最大せん断ひずみ(γ_{max})の時刻歴最大値 γ を示してある。以下、それぞれ最大値を ϵ 、 γ と略称する。表には、STRAIN1あるいはSTRAIN2のどちらかについて、 γ が 2.0μ を越えた地震を選んでいる。上段はSTRAIN1、下段はSTRAIN2の最大値を示している。若干の例外を除いて、

次に、各時刻における最大主ひずみの方向 θ を求め、その確率密度を算定した。この結果を図-26に示す。

表-2 STRAIN1及びSTRAIN2で観測された記録

No.	年月日	時刻	震 央		距離 (km)	震源 深さ (km)	M _{JMA}	加速度 (gal)	最大値	
			位置 北緯 東経						ひずみ ε(μ)	γ(μ)
1	94, 06, 29	11:02:30	房総半島南部 34° 57.1' 139° 52.9'		107	60.0	5.2	-	1.45 1.50	2.69 2.90
2	94, 07, 22	03:40:09	ウツノホトツク付近 42° 16.6' 133° 33.0'		895	551.6	7.6	-	1.23 1.54	2.37 2.86
3	94, 10, 04	22:25:40	北海道東方沖 43° 22.3' 147° 42.5'		1063	23	8.1	15.3	3.95 3.50	6.47 6.80
4	94, 11, 04	19:06:36	茨城県南西部 36° 03.1' 139° 54.8'		15	56.3	4.3	35.5	4.18 3.16	7.07 5.99
5	94, 12, 28	21:22:12	三陸東方はるか沖 40° 25.6' 143° 44.9'		603	0	7.5	5.23	4.08 2.02	6.39 3.96
6	95, 01, 01	05:52:40	千葉県中部 35° 37.5' 140° 06.4'		37	77.3	4.8	6.33	1.95 1.73	3.26 3.32
7	95, 01, 07	07:39:53	岩手県北東沖 40° 13.2' 142° 18.5'		522	47.3	7.2	5.31	2.42 1.81	3.94 3.55
8	95, 01, 07	07:41:22	岩手県 (詳細不明)					2.17	2.56 1.62	3.97 3.19
9	95, 01, 07	21:34:52	茨城県南西部 36° 17.9' 139° 58.8'		43	71.4	5.4	60.9	8.50 6.24	12.4 11.5
10	95, 01, 08	04:28:39	茨城県南西部 36° 18.5' 139° 57.6'		44	70.8	4.5	8.57	1.09 1.60	2.02 2.95
11	95, 01, 10	03:00:49	茨城東方はるか沖 35° 56.0' 141° 25.8'		137	43.3	6.1	5.67	1.44 1.31	2.30 2.53
12	95, 03, 23	07:24:41	茨城県南西部 36° 05.7' 140° 01.0'		22	56.2	4.9	131.	26.5 13.6	39.5 24.4
13	95, 04, 12	14:23:32	茨城県北部 36° 28.2' 140° 36.4'		87	57.2	3.3	7.82	0.790 1.08	1.39 2.04
14	95, 07, 03	08:53:44	相模湾 35° 09.7' 139° 34.0'		90	122.0	5.2	6.98	1.42 1.86	2.64 3.49
15	95, 07, 30	03:24:11	茨城県南部 35° 53.9' 140° 35.3'		61	42.5	5.1	11.2	2.37 2.13	4.09 4.06
16	96, 02, 17	00:23:41	福島県沖 37° 19' 142° 32'		281	51	6.6	20.8	5.29 2.46	8.53 4.26

最大値：上段が STRAIN1, 下段が STRAIN2.

STRAIN1とSTRRAIN2とで値は似通っている。式(4)には、式(3)と同様にγとεの関係を示した。

$$\gamma = 1.868 \times \varepsilon^{1.008} \quad [\text{STRAIN2}] \quad (4)$$

以上より、STRAIN1とSTRRAIN2とのひずみの状態はほぼ同様であり、後者の方がより純せん断状態に近いと言える。

5. ひずみの観測方法についての追認

ひずみの測定法として、本方法では地盤の2点間に生ずる相対変位を求めている。変位計の両端部は、深さ70cm程に打ち込まれた2本の鉄杭の頭部で固定されている。杭は安定性の面で確実性が高い。しかし、ゲージ長が1mの割には杭の打ち込み深さが

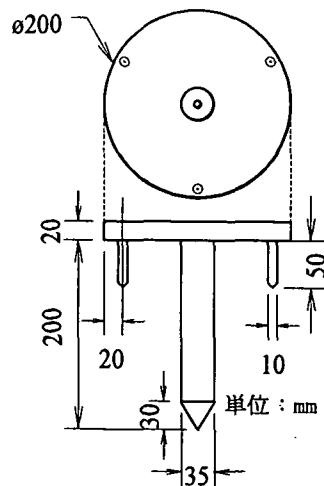
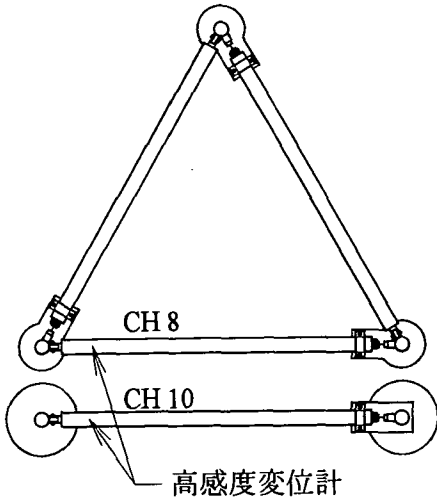
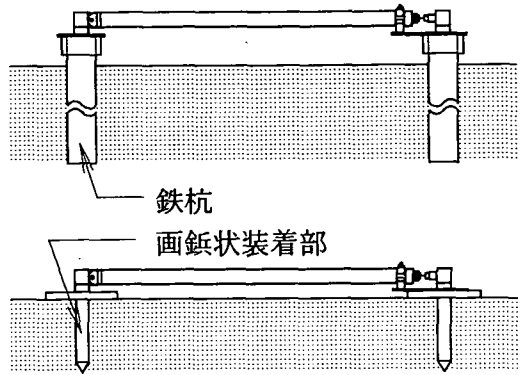


図-28 画紙状装着部の詳細図



(a) 平面図



(b) 側面図

図-29 ひずみ計の設置状況

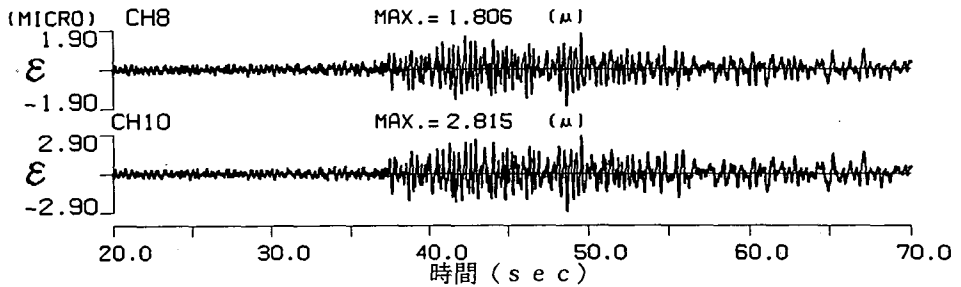


図-30 時刻歴波形 (1996年2月17日)

深いので、厳密な意味では地表面のひずみを測定したことはならない。そこで、ひずみの測定法に関して、変位計装着部の埋め込み深さがひずみの観測値に及ぼす影響を調べることにした。

現行と同様の方法による変位計装着部(杭)を用い、その深さだけを減少させることは、杭の安定を考えると困難である。そこで新たに図-28に示す器具を作成した。これは巨大な画鋏のようなもので、画鋏を板に刺すように地盤に打ち込まれる。打ち込んだ後は、ちょうど円板が地表におかれているようになる。従来からの観測方法と比較するため、STRAIN2における一つの測定方向と同じひずみが測定できるように、その変位計と平行に28cm離して設置した。その状況は図-29に示されている。これらの設備を用いて1995年11月より観測を開始した。両方法で同一のひずみを観測し、その結果を比較検討する。

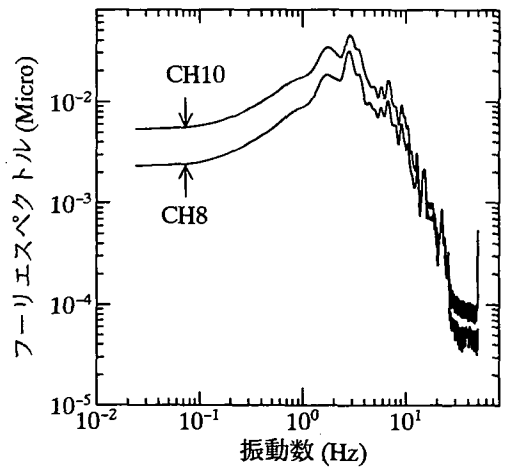


図-31 フーリエスペクトルの比較 (1996年2月17日)

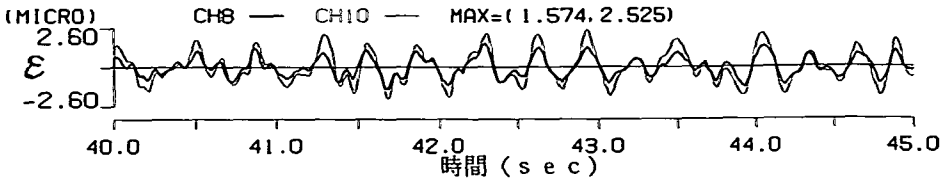


図-3 2 2 波形の重ね書き (1996 年 2 月 17 日, 40.0 秒~ 45.0 秒)

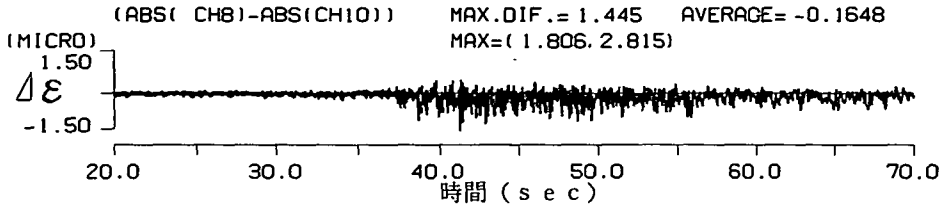


図-3 3 振幅の絶対値差 (1996 年 2 月 17 日)

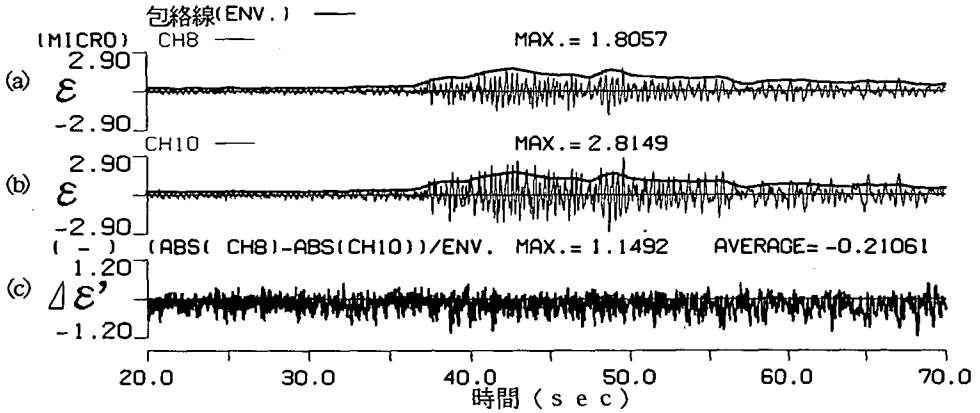


図-3 4 (絶対値差)/(包絡線振幅) (1996 年 2 月 17 日)

図-30には1996年2月17日に得られた記録が示されている。この地震は、この目的で観測されたものの中で最大のひずみを示したものである。観測実施上の都合から、チャンネル8は従来からの方法、チャンネル10は新たに行った方法によるものを意味する。以下において、CH8、CH10と表示する。図-30を見ると、双方とも一見類似した波形となっている。

図-31には双方の記録のフーリエスペクトルを示した。2つスペクトルでは卓越する振動数は同一となっているが、スペクトル振幅はCH10の方が大きくなっている。図-32は、図-30に示されたものの主要動部を抜き出し、比較のために双方の記録を併記したものである。位相の状態は全く同一で図-31の結果を裏付けている。

図-33には、2つの波形の絶対値差を示した。振

幅が大きくなると差も大きくなるためか、全体として原波形に近い波形をしている。従ってCH10のものは、CH8のものと相似な波形であり、振幅が若干大きめになっていると推察される。そこで検討のために、2つの波形から包絡線を取り(図-34(a),(b))、図-33に示した差とこの包絡線振幅との比を求めたものが図-34(c)である。これより、比は継続時間内で同程度となっていることが分かる。これらの傾向は他の地震記録についても同様である。なお、包絡線振幅は次のように求めた。双方の波形の絶対値の1/4秒ごとの最大値を平均して、その値を1/4秒毎の振幅とした。

表-3には、両方法を用いて実測された地震の数例が示されている。この表には、従来の観測方法によるもの(CH8)と新たに設置したもの(CH10)とで測られた伸縮ひずみの二乗平均値が示されている。

表-3 CH8 及び CH10 で観測された記録

No.	年月日	時刻	震央位置		距離 (km)	震源		M _{JMA}	最大値	RMS値
			北緯	東経		深さ (km)	加速度 (gal)		軸ひずみ ϵ (μ)	
1	95.11.05	13:12:51	茨城県南部 36° 04.9'	139° 54.5'	18	49.5	4.3	7.35	0.0678	0.0851
2	95.11.12	06:02:15	東京地方 35° 40.9'	139° 30.2'	46	48.9	4.5	3.16	0.0447	0.0706
3	95.11.24	16:19:48	千葉県北東部 35° 21.2'	140° 14.9'	69	74.8	4.5	2.61	0.0629	0.0809
4	96.02.07	10:37:42	茨城県南部 36° 04'	139° 52'	17	50	4.1	4.37	0.0470	0.0491
5	96.02.17	00:23:41	福島県沖 37° 19'	142° 32'	281	51	6.6	20.8	0.252	0.436

軸ひずみ RMS 値：上段が CH8，下段が CH10。

CH10の方が大きめの振幅になっている事が分かる。なお、最大のひずみ振幅は2~3 μ 程度であるが、変位計の最小分解能としては3/1000 μ 程度であるため、振幅差は有意差であると考えられる。

以上の検討から、変位計装着部の設置深さの観測値に及ぼす影響と思われるものについて次の事が言える。変位計の設置深さが約70cmと20cmとでは、観測値の位相は同じになるが、振幅は後者が大きくなる場合が多い。

6. 結び

地中構造物の耐震性についての合理的な究明には、地震時に生ずる地盤ひずみの把握が重要である。このように考え、実地盤で地震時に生ずる地盤表面の3方向の伸縮ひずみの観測を試行し、約120ヶの地震についての観測結果を得た。ひずみの性質を力学的に調べ、さらにひずみの大きさと加速度、震央距離、マグニチュード等との関連を調査した。また、ひずみの広域的な性状も観測的に調査した。加えて、変位計の設置方法についても追認した。これらより以下に示す結論が得られた。

- ①最大主ひずみの生ずる方向は、地震によって差異はあるが、平均的には一つの方向が卓越している。
- ②当該観測場所に生ずる地表面のひずみは、純せん断状態に近い。とくに、記録の主要動部の卓越する振動数成分では、より純せん断状態に近づいている。
- ③最大せん断ひずみの時刻歴における最大値は、主ひずみのもののほぼ2倍に近い。
- ④大局的には、地盤に生ずる加速度が大きければ、発生するひずみも大きい。
- ⑤マグニチュードの大きい地震ほど、同程度の震央

距離では生ずるひずみが大きい。

- ⑥17m程度離れた地点でも、似たようなひずみ状態になっている。
- ⑦同一のゲージ長でも、変位計装着部の設置深さが浅いほど観測値の振幅は大きくなる傾向が強い。

謝辞：本研究を成すに当たり、多賀健一氏(ヒメノコンサルタント(株))、佐伯宗大氏(日本技術開発(株))、佐藤暢彦氏(東京測振(株))には、多大の御教示をいただきました。また、小川育英会、川崎地質(株)には多大の御援助をいただきました。深甚なる感謝を表します。

参考文献

- 1) 桜井彰夫, 高橋 忠, 堤 一, 矢島 浩, 野口俊郎, 岩片 透: 松代地震を利用した超高圧地中電線路埋設管の耐震研究, 電力中央研究所報告, No.67058, 1967.
- 2) Tamura,C., Okamoto,S. and Hamada,M.: Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel during Earthquakes, Report of the Institute of Industrial Science, the University of Tokyo, Vol. 24, No. 5, 1975.
- 3) 浜田政則: 大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析, 土木学会論文報告集, No. 273, pp. 1~14, 1978年5月.
- 4) 浜田政則, 杉原 豊, 志波由紀夫, 岩野政浩: 岩盤空洞の地震時挙動観測と考察, 土木学会論文報告集, No. 341, pp. 187~196, 1984年1月.
- 5) Yamaguchi,Y., Tsujita,M. and Wakita,K.: Seismic Behavior of a Rock Tunnel, Proc. of J.S.C.E., No. 374, pp.249~260, Oct., 1986.
- 6) 榊 信昭, 鈴木 操, 長岡弘明, 小山和夫: 地震観測記録に基づく地下式円筒貯槽のひずみ応答特性, 土木

- 学会論文集, No. 398/I-10, pp.367 ~ 376, 1988年10月.
- 7) 田村重四郎, 岡本舜三, 小長井一男: トンネルの地震時の変形(ひずみ)について, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.625 ~ 630, 1990.
 - 8) 土山茂希, 中村 晋, 奥田宏明: 地震観測に基づく地中送電用洞道の地震時挙動, 土木学会論文集, No.455/I-21, pp. 115 ~ 124, 1992年10月.
 - 9) 中村正博, 片山恒雄, 久保慶三郎: 地中構造物の実測地震時ひずみに関する定量的研究, 土木学会論文報告集, No. 320, pp. 35 ~ 46, 1982年4月.
 - 10) 片山恒雄, 山崎文雄, 永田 茂, 佐藤暢彦: 高密度3次元アレーによる地震動観測と記録のデータベース化, 土木学会論文集, No. 422/I-14, pp. 361 ~ 370, 1990年10月.
 - 11) 永田 茂, 片山恒雄, 山崎文雄, 佐藤暢彦: 加速度速度変位地震計の同時観測に基づく記録精度の検討, 土木学会論文集, No. 422/I-14, pp. 371 ~ 380, 1990年10月.
 - 12) Kameda,H., Sugito,M., Isenberg,J. and Richardson,E.: Analysis of Strong Motion Array Record at Parkfield Pipeline Experiment Site in the 1989 Loma Prieta Earthquake, *Proc. of J.E.E.S.*, No. 89, pp. 529 ~ 534, Dec.1990.
 - 13) 佐藤暢彦, 中村正博, 岩本利行, 大保直人: 地震動と埋設管のひずみに関する実測的検討, 第7回日本地震工学シンポジウム講演集, pp. 583 ~ 588, 1986年.
 - 14) 神山 真: 地震時における地盤内の応力・ひずみの評価, 土木学会論文報告集, No. 250, pp. 9 ~ 24, 1976年6月.
 - 15) Toki,K.: Amplitude by Body and Surface Waves in a Near Surface Ground, *Proc. of U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engineering Research with Emphasis on Lifeline System*, pp. 15 ~ 28, 1976.
 - 16) 高田至郎, Wright,J.P. : ライフライン系解析のための相対地盤震動, 土木学会論文報告集, No. 299, pp. 13 ~ 22, 1980年7月.
 - 17) 山田善一, 野田 茂: 表面波による相対地盤震動を推定するための理論的な試み, 土木学会論文報告集, No. 335, pp. 41 ~ 50, 1983年7月.
 - 18) 山田善一, 野田 茂, 大脇 崇: 1979 Imperial Valley地震による震源近傍での地盤変動の評価, 土木学会論文報告集, No. 344/I-1, pp.303 ~ 312, 1984年4月.
 - 19) 大石 博, 関口宏二: 埋設管路の地盤ひずみ発生機構に関する二, 三の考察, 土木学会論文集, No.350/I-2, pp. 227 ~ 236, 1984年10月.
 - 20) 大槻 明, 田蔵 隆, 清水勝美: 傾斜地盤を有する不整形地盤の地震時挙動と地盤ひずみ, 土木学会論文集, No. 350/I-2, pp. 291 ~ 300, 1984年10月.
 - 21) 田村敬一, 川島一彦, 相沢 興, 高橋和之: 地震時地盤ひずみの解析を目的とした個別記録方式によるデジタル強震計の記録精度, 土木学会論文集, No.329/I-9, pp. 367 ~ 375, 1988年4月.
 - 22) Tamura,K. and Aizawa,K.: Differential Ground Motion Estimation Using a Time-space Stochastic Process Model, *Proc. of J.S.C.E.*, No. 441/I-18, pp. 49 ~ 56, Jan.1992.
 - 23) 星谷 勝: 条件付確率場のシミュレーション理論, 土木学会論文集, No.459/I-22, pp.113 ~ 118, 1993年1月.
 - 24) Agnew,D.C.: Strainmeters and Tiltmeters, *Rev. Geophys.*, 24, No. 3, pp. 579 ~ 624, Aug. 1986.
 - 25) Gombert,J. and Agnew,D.: The Accuracy of Seismic Estimates of Dynamic Strains : An Evaluation Using Strainmeter and Seismometer Data from Pinon Flat Observatory, California, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, No. 1A, pp. 212 ~ 220, Feb.1996.
 - 26) 森地重暉, 今村芳徳, 佐伯宗大: 地震時に生ずる地盤ひずみの観測とその結果について, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp. 841 ~ 854, 1994年3月.
 - 27) 森地重暉, 今村芳徳, 佐伯宗大: 地震時に生ずる地盤ひずみの観測結果について, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 205 ~ 210, 1994年12月.
 - 28) Okamoto,S.: *Introduction to Earthquake Engineering (Second Edition)*, University of Tokyo Press, ISBN 4-13-068104-4 (UPT 69042), ISBN 0-86008-361-6, 1984.

(1996. 6. 6受付)

AN EXAMINATION ON OBSERVED RESULTS OF GROUND STRAINS DURING EARTHQUAKES

Shigeaki MORICHI, Yoshinori IMAMURA, Takumi TAKANO and Kohei ODA

This paper demonstrates an observation method of strains at ground surfaces caused by earthquakes and made clear some of the characteristics of the strains based on the observed data. Some of the important aspects of such strains are shown from the viewpoint of earthquake engineering, although the data were collected at the specific site and were limited to earthquakes of rather small intensities. The following conclusions are obtained. Strains were generated at ground surfaces in a nearly pure shear condition. The direction of the maximum principal strain almost always occurred on a specific direction.