

土 木 研 究 所 資 料

沈埋トンネルの耐震性に関する研究 —(その2)東京港トンネルにおける 地震観測記録の解析—

Seismic Resistant Design Procedure of Submerged Tunnels
—Part 2. Analysis on the Dynamic Behavior of Tokyo Port
Submerged Tunnel with Use of Measured Seismic Records—

昭和60年10月

建設省土木研究室
地震防災部耐震研究室

Copyright © 1985 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted,
nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

沈埋トンネルの耐震性に関する研究 —(その2)東京港トンネルにおける 地震観測記録の解析—

Seismic Resistant Design Procedure of Submerged Tunnels
——Part 2. Analysis on the Dynamic Behavior of Tokyo Port
Submerged Tunnel with Use of Measured Seismic Records——

土木研究所

耐震研究室 室 長 川 島 一 彦
研 究 員 大 日 方 尚 巳
受入れ研究員 志 波 山 紀 夫
加 納 尚 史

首都高速道路公団湾岸線建設局

設計課
課長補佐 手 塚 茂 樹
班 長 高 津 和 義

要旨

本資料は、東京港トンネルにおいて得られた地震観測記録を解析し、沈埋トンネルの地震時挙動に関する検討を行い、合わせて、沈埋トンネルの耐震解析手法として多く用いられている動的応答解析モデルによるシミュレーションを行い、解析モデルの適用性について検討した結果をとりまとめたものである。地震観測記録の解析より、可撓性継手の剛性が季節的变化を示すこと、また、現有の動的応答解析手法によりトンネルの地震時挙動をシミュレートするためには、今後、基盤入力地震動のトンネル軸方向の変化、地盤剛性の箇所別の変化等を検討していく必要があることがわかった。

キーワード：沈埋トンネル、耐震設計、地中構造物、地震応答解析、動的解析

目 次

1. まえがき	1
2. 東京港トンネルの概要	2
2-1 トンネル構造および地盤条件	2
2-2 地震観測体制	6
3. 地震観測記録の概要およびその解析	8
3-1 地震観測記録	8
3-2 沈埋函および可撓性継手の挙動	10
3-3 地震観測記録からみた可撓性継手の剛性	16
4. 地震観測記録による動的応答解析モデルの適用性の検討	22
4-1 動的応答解析モデルおよび解析条件	22
4-2 解析結果	30
4-3 解析モデルの適用性の検討	35
5. 結 論	38
5-1 本解析から得られた結論	38
5-2 今後の検討課題	39
謝 辞	40
参考文献	41
付属資料 地震観測記録・動的応答解析結果	45

1. ま え が き

沈埋トンネルは、一般に軟質な海底地盤中に建設されるため、我が国においてはその建設に際して耐震性に対する検討が重要な課題となっている。沈埋トンネルの耐震設計は、一般に応答変位法によって断面諸元を定めた後に、地震応答解析により耐震性を照査する形で行われる場合が多い。沈埋トンネルの地震応答解析には、模型振動実験、埋設管の地震時挙動観測、弾性波動論などによる解析的研究等の成果を基に考案された図 1.1 に示す動的応答解析モデル⁴⁾が用いられることが多い。すなわち、

- 1) 沈埋トンネルの周辺地盤は、せん断振動系の離散型モデルにより表わす。地盤の剛性は一般的に拘束圧、地盤に生じるせん断ひずみ等によって変化するので、等価線形の剛性を使用することによってこのような地盤の非線形性を近似的に計算に取り入れる。
- 2) 沈埋トンネルは周辺の地盤によって弾性的に支持された棒もしくは梁より成る骨組構造物としてモデル化する。沈埋トンネルと地盤を結ぶばねは、両者の相対的な応答変位の差に弾性的に抵抗するものとする。
- 3) 沈埋トンネルの質量は無視する。
- 4) 可撓性継手は、隣接するトンネルエレメント間の相対的な伸縮もしくは回転運動に弾性的に抵抗する線形の継手ばねによってモデル化する。
- 5) 入力地震動は基盤面において与えるものとし、基盤面全長にわたり一様な入力地震動が作用する場合（一様入力）の他、箇所ごとに違った入力地震動が作用する場合（多点入力）、位相差のある入力地震動が作用する場合（位相差入力）が考慮できる。

しかしながら、沈埋トンネルが建設されるようになってからまだ日が浅く、大規模な地震を経験していないことなどから、この種の力学モデルの適用性については未だ十分に検討されていないのが実情である。

本資料は、以上の観点から、実物の沈埋トンネルである東京港トンネルにおいて得られた地震観測記録を解析し、沈埋トンネルの地震時挙動に関する検討を行い、合わせて、これらの観測記録を利用して上記の動的応答解析モデルによる地震応答シミュレーションを行い、本解析モデルの適用性について検討した結果をとりまとめたものである。

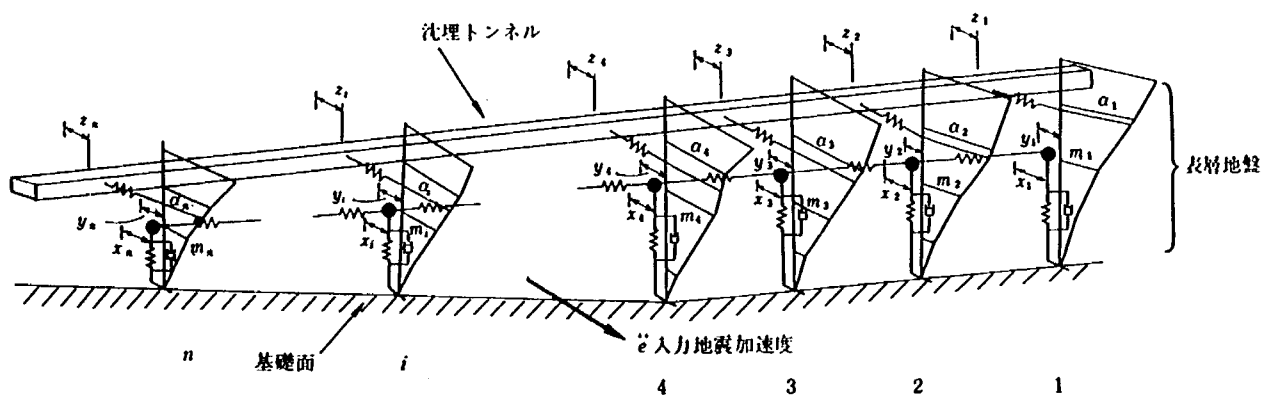


図 1.1 沈埋トンネルおよび周辺地盤の地震応答解析モデル

2. 東京港トンネルの概要

2-1 トンネル構造および地盤条件^{1),2)}

東京港トンネルは、首都高速道路湾岸線が東京港第1航路を横断する場所（図2.1）に建設された道路トンネルであり、昭和45年6月に着工、昭和51年8月に開通した。海底トンネル部分の施工には沈埋工法が採用され、沈埋トンネルとしてはわが国最大級の規模のものである。

図2.2に示すように、海底トンネル部は大井側および13号地側に設けられた換気立坑の間の延長1035mの部分であり、長さ115mの沈埋函9函より成る。沈埋函は鉄筋コンクリート製で、図2.3に示すように幅37.4m、高さ8.95m（躯体高さ8.8m、保護コンクリート厚0.15m）の長方形断面であり、内部空間は管理用通路を中心に、3車線の車道と換気ダクトが左右対称に配置されている。

沈埋函相互は図2.4に示すような可撓性を有する継手（中間継手）で連結されており、地震、温度変化、不等沈下等によるトンネル軸方向の荷重を軽減させている。この可撓性継手はゴムガスケット、 Ω 型鋼板、水平および鉛直せん断キーなどの部材から構成されており、圧縮力に対してはゴムガスケットが、引張力に対しては Ω 型鋼板が、ある程度の変形をしながら抵抗する。二次止水ゴムと Ω 型鋼板との間の空間には、二次止水ゴムに水圧が加わった場合のバックアップ材ならびにせん断力が作用した場合の衝撃力吸収材としてモルタルが注入されている。

大井側立坑と第1号函、13号地側立坑と第9号函との間の継手（端部継手）は中間継手とは構造が異なり、 Ω 型鋼板の代わりにPCケーブルを引張力に対するストッパーとして用いている。また、モルタルは注入していない。設計上の継手パネの剛性は、中間継手に比較して小さい。

トンネル周辺地盤の地質縦断図を図2.5に示す。同図は大井側、海底部および13号地側のボーリング調査結果ならびに13号地側におけるPS検層の結果を基に作成されたものである。^{1),2)}

基盤層は大井側AP-380m、海底部AP-400m、13号地側AP-43.0mであり、若干13号地側へ傾斜している。どの地点においても、基盤層の上には厚さ6m～11mのヤング率800kg/cm²の層があり、その上に非常に軟らかいヤング率400kg/cm²の層が約20～35mの厚さで存在する。大井側陸上部と13号地側陸上部地表面近くにヤング率800kg/cm²の層があり、厚さは3m～6m程度である。N値の方で見ると、ヤング率400kg/cm²の層がほぼ0、ヤング率800kg/cm²の層が10以下である。また、大井側の砂層はN値が平均で30程度である。

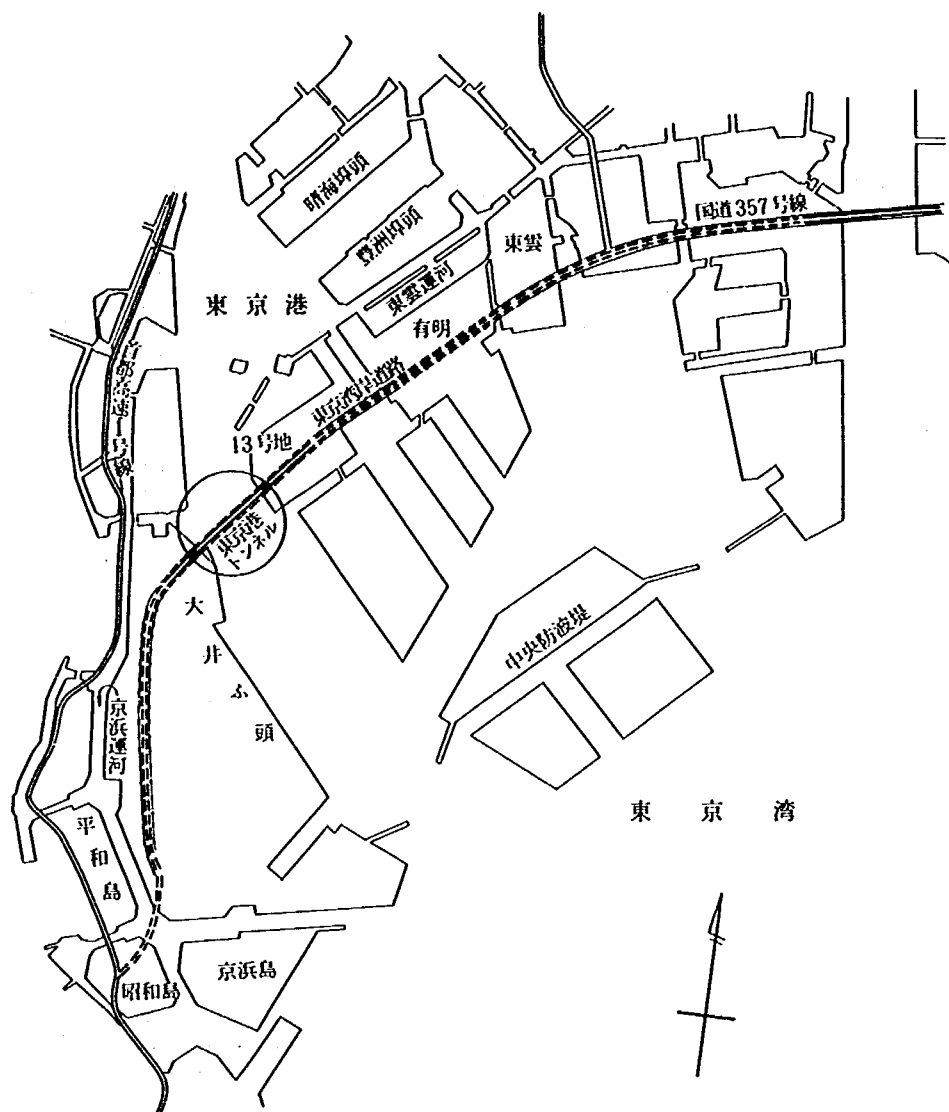


図 2.1 東京港トンネル位置図

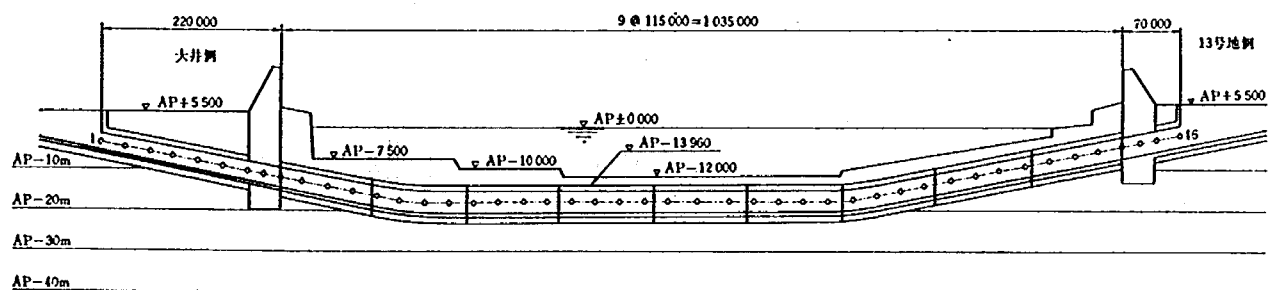


図 2.2 東京港トンネル一般図

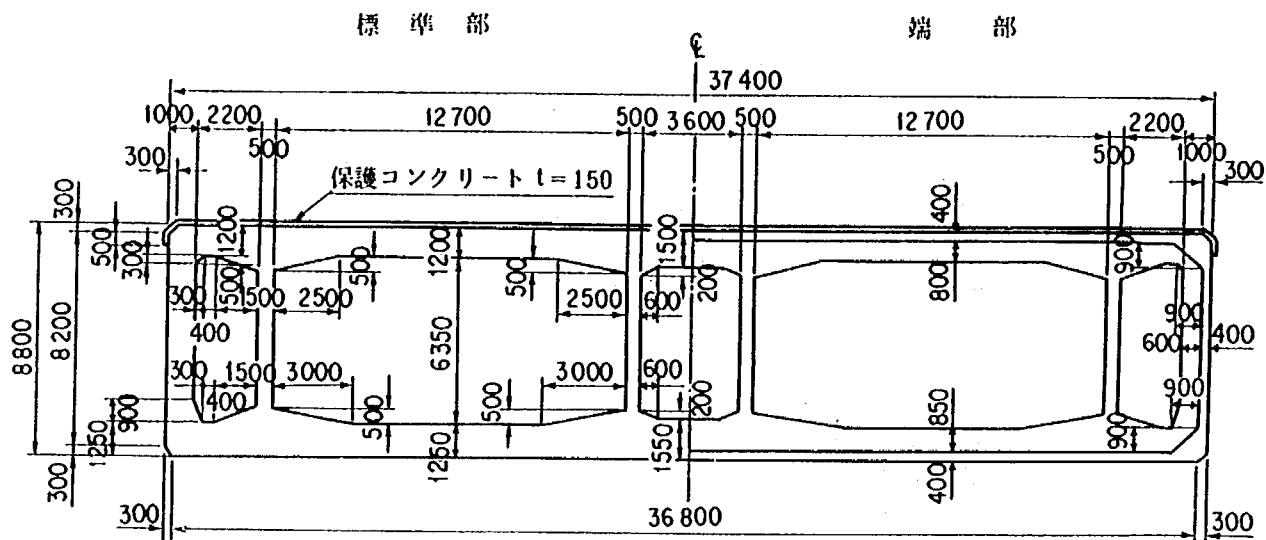


図 2.3 沈埋函断面図

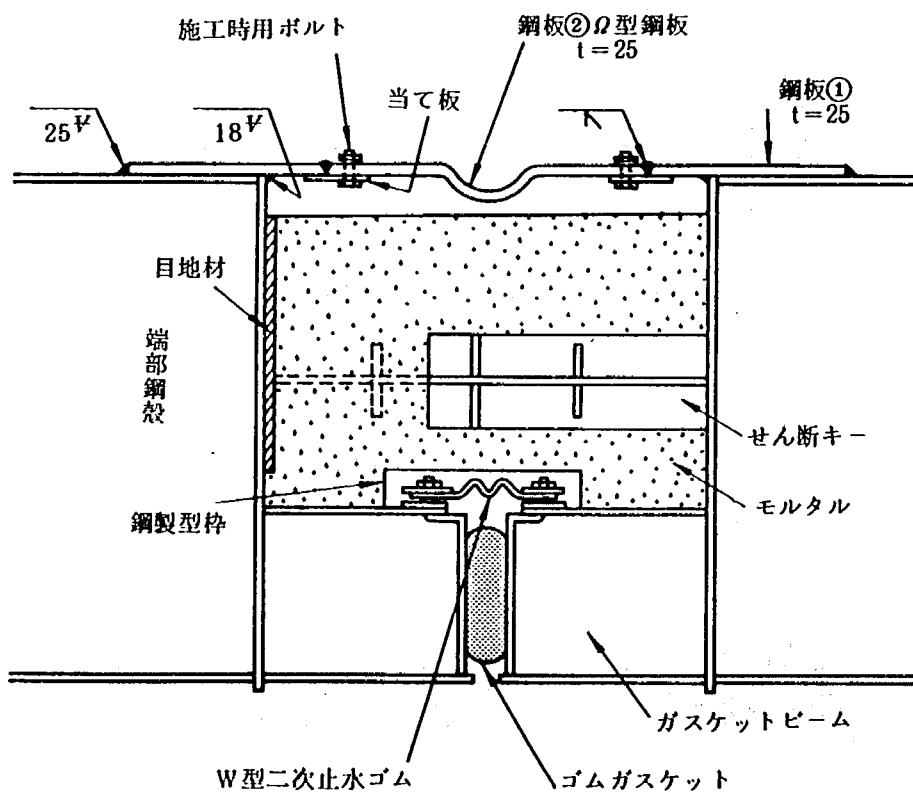


図 2.4 可撓性継手（中間部）構造図

2-2 地震観測体制³⁾

東京港トンネルにおいては、昭和50年6月より、首都高速道路公団と大成建設株式会社との共同で、地震時の地盤およびトンネルの挙動を観測している。この地震観測体制は昭和55年3月に大幅な変更が行われたが、今回の解析に用いられた観測記録は、全てこの変更後に観測されたものである。

観測に用いられている計器の種類・台数を表2.1に、それらの設置位置を図2.6にそれぞれ示す。加速度計はサーボ型で、固有振動数5 Hz、測定周波数範囲0.1～30 Hzの特性を有する。各加速度計の記号ならびにその設置場所は下記のとおりである。

表2.1 使用計測器

計 器 名	型 式	台数	設 置 場 所
サーボ型加速度計 3成分	SA-355	2	大井側基盤上および地表
同 2成分	SA-255	2	大井側換気塔内および3号函
加速度増幅器	SAG-18	10	観測室内
ひずみ計	DS-100	7	1, 2, 3号函
ひずみ増幅器	DSA-3	7	観測室内
継手部相対変位計	DS-100	4	1-2号函および2-3号函継手
継手部相対変位計用増幅器	DSA-3	4	観測室内
スタータ	AR-502	1	〃
タイムコード・ゼネレータ (プリンター付)	CL-102 ^{PT}	1	〃
データ・レコーダ	RT-1811	2	〃

〔注〕計器は全て東京測振社製、計器型式は東京測振による呼称。

ひずみ計は、ゲージ長1000mmの鋼棒の両端での相対変位を差動トランスで検出し、これをひずみ量に変換するもので、測定周波数範囲はDC～30 Hzである。沈埋函9函のうち、大井側の第1, 2, 3号函中央部の左右ダクト側壁(S1L～S3R)ならびに第1号函の管理用通路上床版(S1U)に計7台が設置され、それぞれトンネル軸方向のひずみが測定されている。

継手部相対変位計は上記のひずみ計と同一の計器であって、可撓性継手の伸縮量を測定するものであり、第1号函と第2号函との継手部(J1L, J1R)および第2号函と第3号函との継手部(J2L, J2R)に計4台が設置されている。ひずみ計のうちS1L～S3Rおよび継手部相対変位計は、各位置で断面の左右に対をなして設置されており、左右の測定値の和と差から、函体ならびに継手の変形をトンネル軸ひずみおよび曲げひずみとに分離することができる。

以上の観測記録は、2台のアナログレコーダーにより磁気テープ上に記録される。それぞれのレコーダーには水晶発振によるタイムコードが同時に記録されており、記録再生時にこのタイムコードを合わせることによって、2台に分割収録された記録の同時性を確保している。なお、記録装置はスタータによって起動する。スタータのトリガーはA-1加速度計であり、トリガーレベルは1galである。

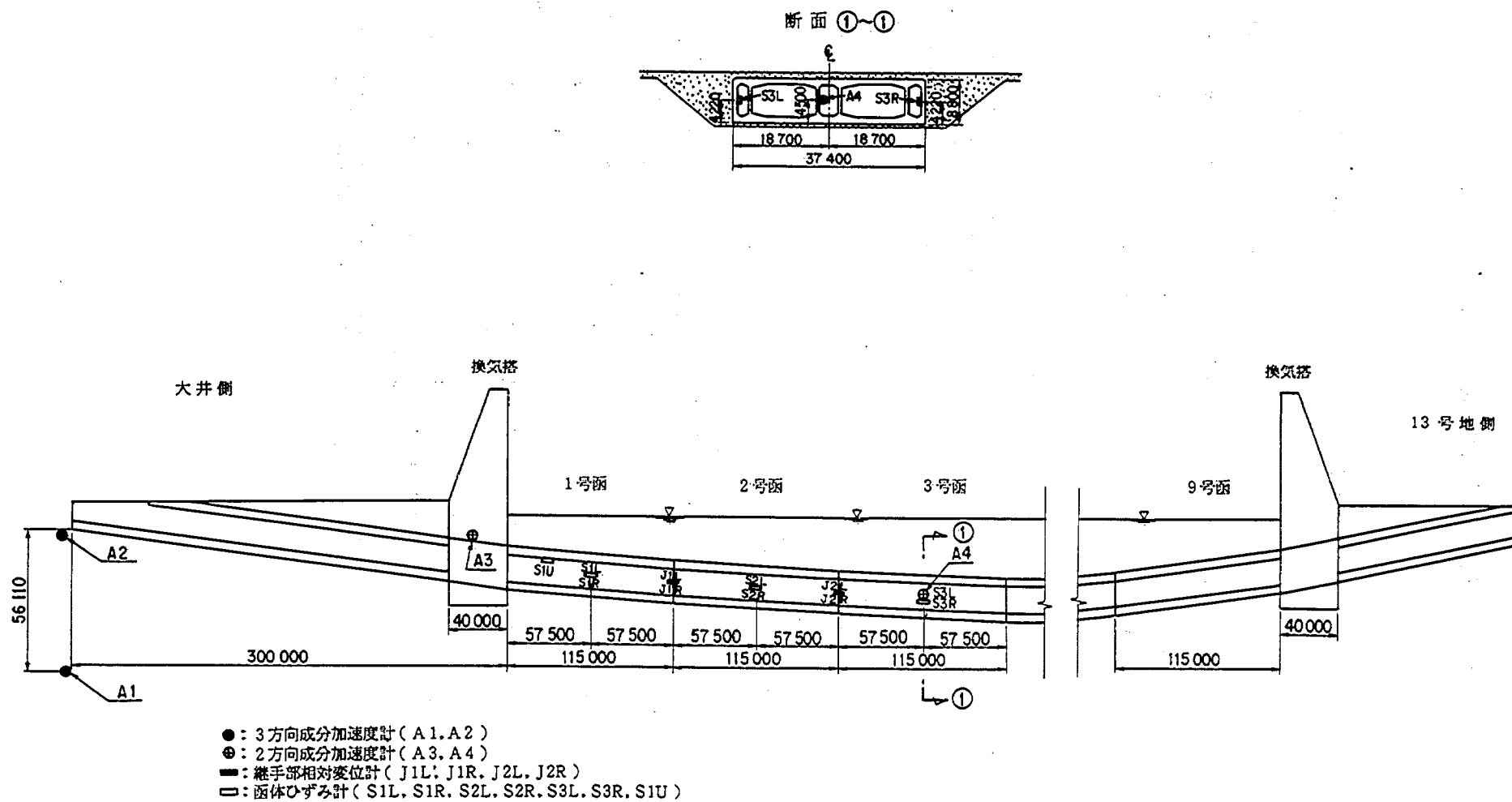


図 2.6 地震観測計器配置図

3. 地震観測記録の概要およびその解析

3-1 地震観測記録

本解析で用いた地震観測記録は表3.1に示す16記録である。これらの地震の震央位置を図3.1に示す。これらのうち、地震番号17, 18, 20, 22, 26および27の6記録は、地震動の規模が大きいこと、記録状態が比較的良好なことからA/D変換されており、後述する動的応答解析に用いた。他の記録はレクチグラフによる再生波形の形であり、主として函体および継手のひずみ量の大きさ等に関する検討に用いた。

表3.2はA/D変換された6記録について、各測定値の最大値をまとめたものである。地盤加速度の大きさは最大で16 gal（地震番号20）程度であり、いずれも小規模な地震の記録である。

表 3.1 解析に用いた観測地震の諸元

地震 番号	発震年月日	震 央 地 域 名	震 央 位 置		震源深さ (km)	マ グ ニ チュード	震央距離 (km)	震源深さ 震源距離	震度 (東京)	備考
			東 経	北 緯						
13	1982.2.21	八 丈 島 近 海	141°14'	33°43'	40	6.4	250	0.16	Ⅲ	A
14	1982.3.7	鹿 島 灘	140°39'	36°28'	60	5.5	124	0.48	Ⅱ	A
15	1982.3.19	千 葉 県 中 部	140°11'	35°37'	70	4.8	38	1.8	Ⅲ	A
16	1982.4.15	東京都神奈川県境	139°37'	35°34'	70	4.0	15	4.7	Ⅱ	A
17	1982.7.23	茨 城 県 沖	141°57'	36°11'	30	7.0	208	0.14	Ⅲ	D
18	1982.8.12	伊豆大島近海	139°34'	34°53'	30	5.7	84	0.36	Ⅳ	D
19	1983.1.16	千 葉 県 北 部	140°07.7'	35°44.0'	75	4.4	35	2.1	Ⅱ	A
20	1983.2.27	茨 城 県 南 部	140°09.3'	35°56.2'	72	6.0	50	1.4	Ⅳ	D
21	1983.5.21	千葉県南東沿岸	140°24.7'	35°17.4'	49	5.0	69	0.71	Ⅲ	A
22	1983.8.8	神奈川・山梨県境	139°01.5'	35°31.1'	22	6.0	68	0.32	Ⅳ	D
23	1984.1.1	潮 岬 東 方 沖	136°50.5'	33°37.2'	388	7.3	347	1.12	Ⅳ	A
24	1984.2.14	神奈川・山梨県境	139°06.4'	35°35.1'	25	5.2	60	0.42	Ⅲ	A
25	1984.2.21	茨 城 県 中 部	140°07.7'	36°08.0'	79	5.0	66	1.20	Ⅲ	A
26	1984.3.6	鳥 島 近 海	139°12.3'	29°20.4'	452	7.9	699	0.65	Ⅳ	D
27	1984.9.14	長 野 県 西 部	137°33.6'	35°49.3'	2	6.8	202	0.01	Ⅲ	D
28	1984.9.19	房総半島南東沖	141°33.1'	34°03.1'	13	6.6	238	0.05	Ⅲ	A

〔注〕・地震諸元は「地震月報」による。・備考欄Aはアナログ記録のみ、DはA/D変換記録

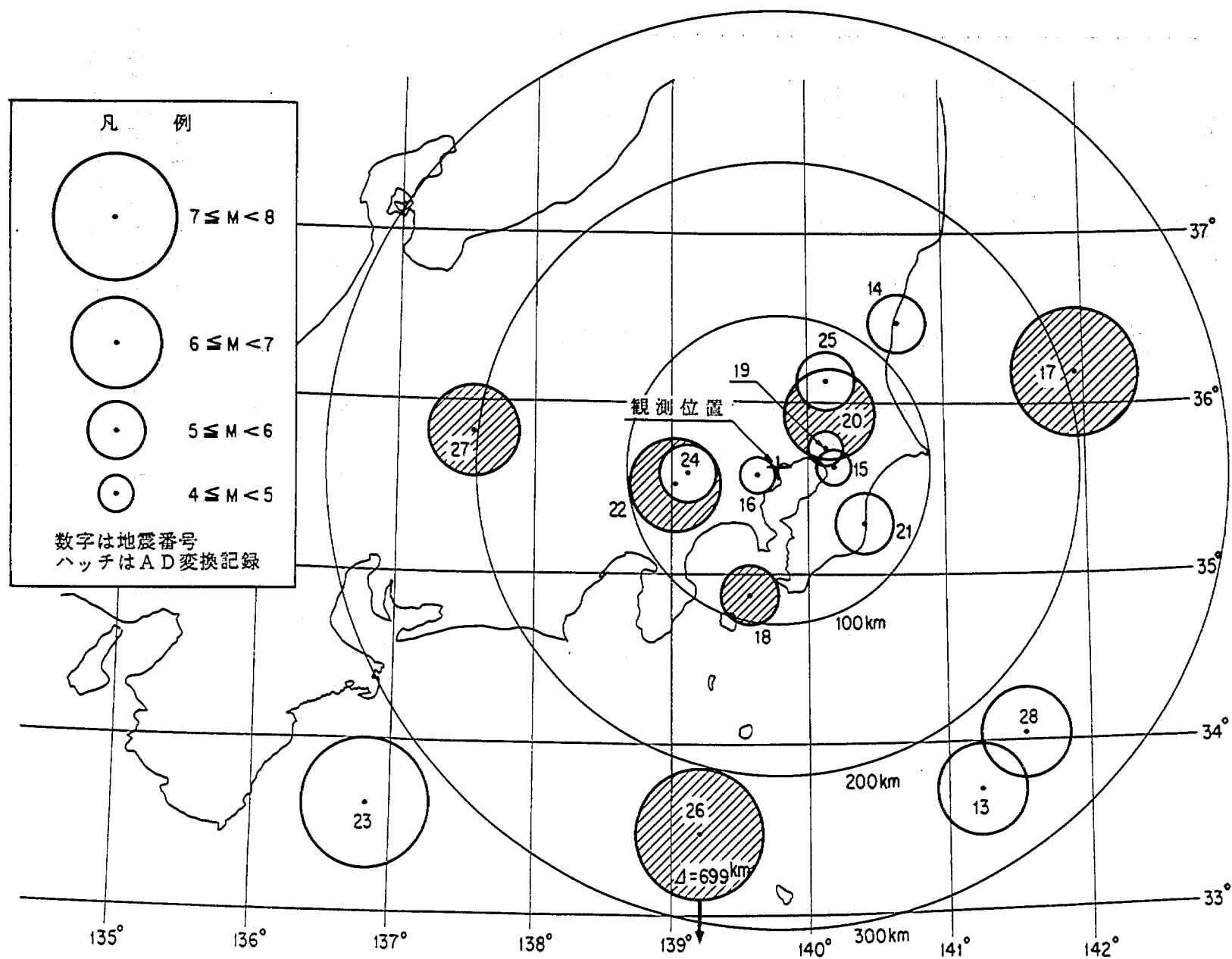


図 3.1 観測地震の震央位置

表 3.2 A D変換記録各成分の最大値

地震番号および 各計器 および成分		1	2	3	4	5	6
		E Q - 17	E Q - 18	E Q - 20	E Q - 22	E Q - 26	E Q - 27
		'82. 7. 23	'82. 8. 12	'83. 2. 27	'83. 8. 8	'84. 3. 6	'84. 9. 14
A - 1 〔gal〕	X	6.6	—	10.1	6.7	6.3	2.1
	Y	4.2	2.0	8.5	5.6	4.4	1.7
	Z	2.5	1.6	3.4	3.1	2.5	1.1
A - 2 〔gal〕	X	—	3.7	16.4	8.8	11.4	5.2
	Y	—	—	10.7	7.9	6.4	2.6
	Z	—	2.7	8.9	8.3	4.4	1.9
A - 3 〔gal〕	X	8.6	2.8	12.5	6.9	11.6	4.6
	Y	7.7	3.3	10.0	4.3	6.1	3.3
A - 4 〔gal〕	X	7.8	3.1	11.7	8.4	15.3	4.8
	Y	10.3	4.8	15.0	7.8	9.0	3.9
S - 1 〔μ〕	L	3.0 *	1.8	—	4.3	0.8	4.6
	R	5.9 *	2.2	2.2	5.5	1.5	7.2
S - 2 〔μ〕	L	6.2 *	2.4	2.2	5.5	1.2	6.1
	R	7.3 *	2.0	5.7	4.1	4.9	11.6
S - 3 〔μ〕	L	6.7 *	2.2	2.7	4.9	2.0	6.9
	R	5.1 *	1.7	1.8	4.4	1.0	6.6
J - 1 〔μ〕	L	62.4 *	14.7 △	59.6 ○	27.9	92.6	59.3
	R	55.9 *	14.5 △	79.3 ○	28.9	91.9	50.8
J - 2 〔μ〕	L	48.2 *	8.7 △	41.8 ○	21.6	87.3	38.3
	R	40.1 *	9.2 △	82.8 ○	19.3	—	41.8

〔注〕＊：波形がドリフトしていたため、記録の先頭10.5秒間をカット

△： ” ” 4.0秒間をカット

○：記録がスケールアウトしていたため、記録の先頭31秒間をカット

3-2 沈埋函および可撓性継手の挙動

沈埋トンネルを含む各種の地中線状構造物の地震時挙動に関する既往の研究より、これらの構造物に生ずる応力ないしひずみについて、以下の特性があることが知られている。

- 1) 軸ひずみと曲げひずみとでは、軸ひずみの方が大きいことが多い。
- 2) 地形や地質の変化が大きい地盤急変部では、ひずみの発生量が多い。

一方、東京港トンネルの設計時における地震応答解析結果¹⁾によると、沈埋函に発生する断面力は最大軸力 29,000 t、最大曲げモーメント 127,700 t・m、継手の相対変位量は軸方向伸縮量 2.2 cm、水平面内回転角 7.2×10^{-4} ラジアンであり、これらの値を断面諸元を用いてひずみ量等に換算すると以下のようになる。

$$\begin{aligned}\text{沈埋函の軸ひずみ} &= 29,000 \text{ t} / 126 \text{ m}^2 / 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \\ &= 6.6 \times 10^{-5}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{沈埋函の曲げひずみ} &= 127.700 \text{ t} \cdot \text{m} / 17.400 \text{ m}^4 \times 18.7 \text{ m} / 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \\ &= 3.9 \times 10^{-5}\end{aligned}$$

$$\text{継手の軸方向伸縮量} = 2.2 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}\text{継手の回転による変位量} &= 7.2 \times 10^{-4} \text{ ラジアン} \times 18.7 \text{ m} \\ &= 1.3 \text{ cm}\end{aligned}$$

すなわち、沈埋函ならびに継手の設計上のひずみについても、軸ひずみが曲げひずみを上回ることが予想されている。また、ひずみのトンネル軸方向の分布について見ると、軸ひずみは6, 7, 8号函、次いで1, 2号函が大きく、4, 5号函は小さい。曲げひずみは6, 7, 1号函の順で大きく、2, 3, 4および5号函では小さい。したがって、ひずみの分布についても、埋立地から海底部へ向かう斜路部分、すなわち地盤急変部で大きなひずみが発生し、地形・地質の変化が小さい航路中央部では、ひずみが小さくなることが予想されている。

図3.2は、実測された函体および継手のひずみ波形から求めた軸ひずみおよび曲げひずみ波形の一部である。ここで、軸ひずみおよび曲げひずみは次のようにして求めた。

$$\text{軸ひずみ} = (L + R) / 2$$

$$\text{曲げひずみ} = (L - R) / 2$$

ただしL, Rは、それぞれ函体または継手の13号地へ向かって左側、右側のひずみ記録を表わす。

また表3.3は、AD変換された6記録から求めた、沈埋函および継手の軸ひずみと曲げひずみの最大値をまとめたものである。これらの図表から、沈埋函および継手の実測挙動についてまとめると以下のようなになる。

- 1) 沈埋函と継手とでひずみの大きさを比較すると、継手のひずみは沈埋函のひずみに対し、数倍（地震番号17, 18, 22, 27）から数十倍（地震番号20, 26）の値を示し、トンネルに生ずるひずみは可撓性継手に集中している。その波形について見ると、全般に、沈埋函と継手とは軸方向にはほぼ同位相で変形しているが、曲げひずみの位相は両者で必ずしも一致していない。
- 2) 軸ひずみと曲げひずみとを比較すると、6記録のうち地震番号20を除く5記録で、沈埋函においても継手においても軸ひずみが曲げひずみを上回っている。軸ひずみに対する曲げひずみの比率は、地震番号27が約0.2で最も小さく、地震番号20が約1.4で最大であり、地震ごとに異なっている。また、全般に、軸ひずみ波形では比較的長周期の成分が卓越しているが、それに比べて、曲げひずみ波形は比較的短周期成分が卓越している。

図3.3はトンネルの曲げ・軸ひずみ比と地震諸元との間の相関性を検討したものであるが、観測記録の数が少ないこともあり、相関性の強い特定の因子を見出すには到っていない。検討を行った5種の地震諸元の中では、震源の俯角との相関が比較的に強いように見える。震源の俯角が小さい地震の場合には、一般に、トンネルに伝播してくる地震波は表面波のような進行性の波動が卓越していると推定され、このような波動により、その入射角によってはトンネル軸方向のひずみが曲げひずみに比較して大きくなる、とも考えられる。しかしいずれにせよ、この問題はトンネルに生ずる

応力のメカニズムに直結するものであり、今後も検討を要する。

3) ひずみが観測されている沈埋函は、全9函のうち大井側の3函だけであるため、トンネル全体にわたるひずみの分布状況を把握することはできない。また、この3函についても、データが3函ともそろっているのは3記録のみである。限られたデータから大井側の3函についてのひずみ分布を見ると、軸ひずみの大きさは3函ではほぼ一定であり、有意な差は認められない。また、それらの波形はこの区間内にある継手を含めて位相がほぼ一致していることから、各函体は個別に挙動するのではなく、200 m～300 m程度の区間内では軸方向に一様に変形していると考えられる。

曲げひずみにおいては、1、3号函に比較して2号函のひずみがやや大きいようであり、その結果、2号函では軸ひずみに対する曲げひずみの比率が他の函体に比較して大きい。

4) 継手のひずみについて観測されているのは、中間継手8ヶ所、端部継手2ヶ所のうち、中間継手2ヶ所(J1、J2)のみである。このJ1とJ2とでひずみの大きさを比較すると、軸ひずみ、曲げひずみともに同程度、ないしはJ1の方がやや大きい。

表 3.3 沈埋函および継手の軸ひずみ・曲げひずみ

		17	18	20	22	26	27
		'82. 7. 23	'82. 8. 12	'83. 2. 27	'83. 8. 8	'84. 3. 6	'84. 9. 14
		茨 城 県 沖	伊豆大島近海	茨城県南部	神奈川・山梨	鳥 島 近 海	長野県西部
軸 ひ ず み ($\times 10^{-6}$)	S 1	3.90	1.77	—	4.53	—	—
	S 2	5.83	1.55	—	4.39	—	—
	S 3	5.05	1.62	1.31	4.12	1.29	6.73
	J 1	47	11	34	28	81	54
	J 2	36	7.4	38	19	—	40
曲 げ ひ ず み ($\times 10^{-6}$)	S 1	2.24	1.06	—	1.89	—	—
	S 2	4.10	1.14	—	2.65	—	—
	S 3	3.05	1.03	1.86	1.69	0.90	1.19
	J 1	37	6.2	52	12	69	8.7
	J 2	20	6.3	49	8.3	—	5.9
曲 げ／軸	S 1	0.57	0.60	—	0.42	—	—
	S 2	0.70	0.74	—	0.60	—	—
	S 3	0.60	0.64	1.42	0.41	0.70	0.18
	J 1	0.79	0.56	1.53	0.43	0.85	0.16
	J 2	0.56	0.85	1.29	0.44	—	0.15
	平均	0.64	0.68	1.41	0.46	0.78	0.16

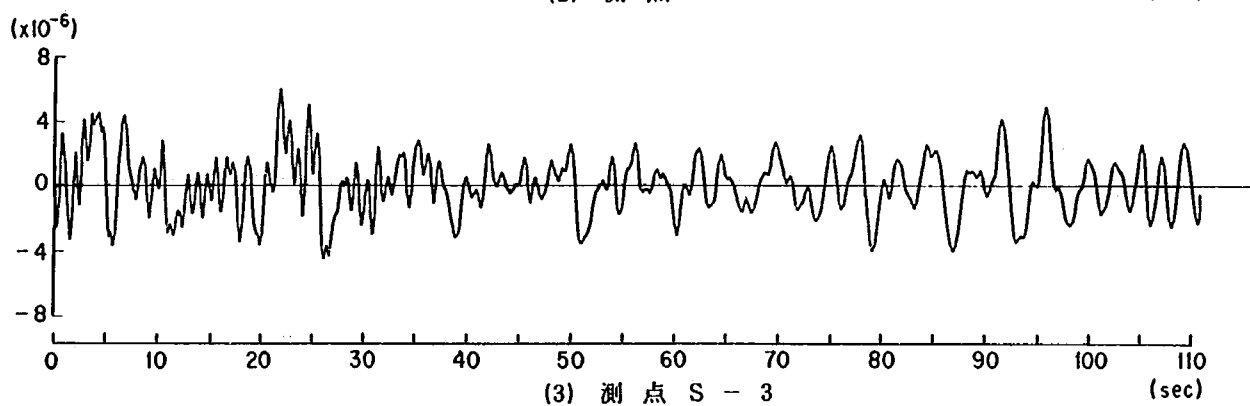
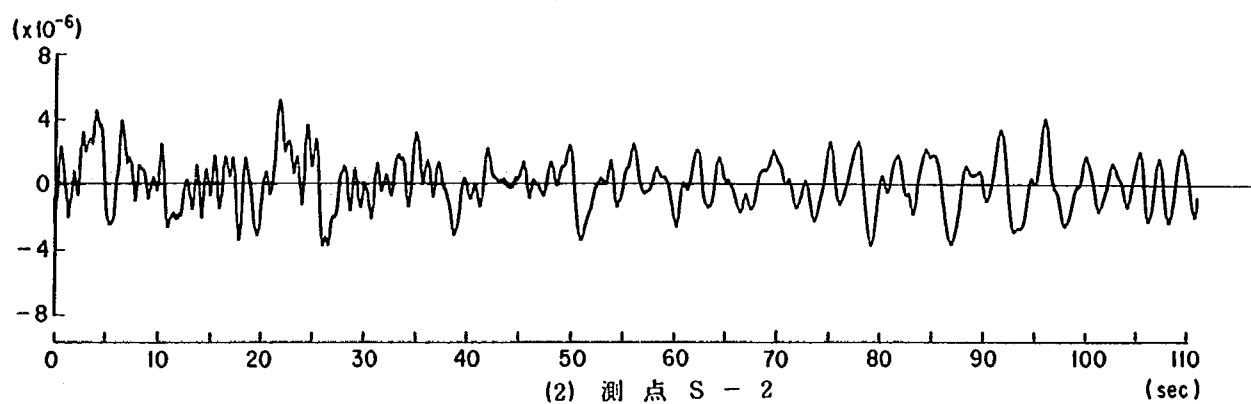
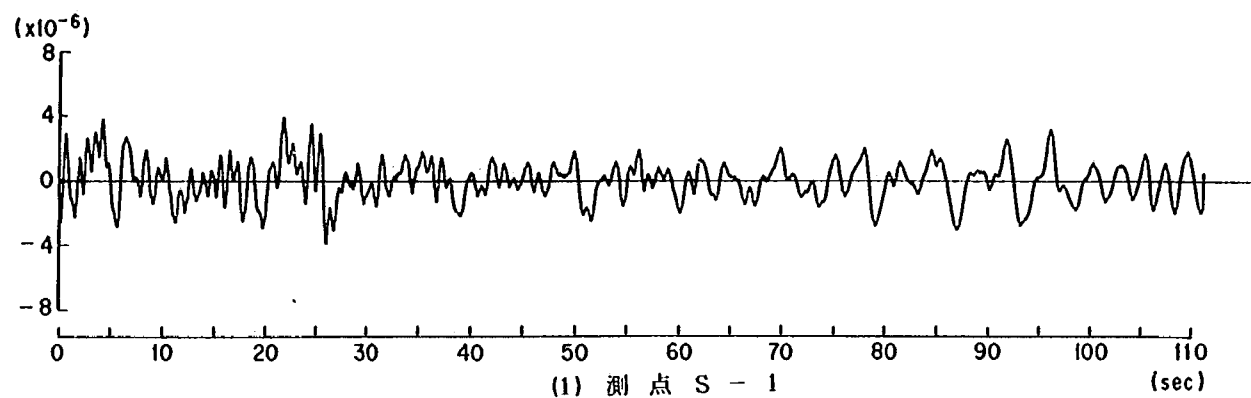


図 3. 2(a) 函体の軸ひずみ波形 (地震番号 17)

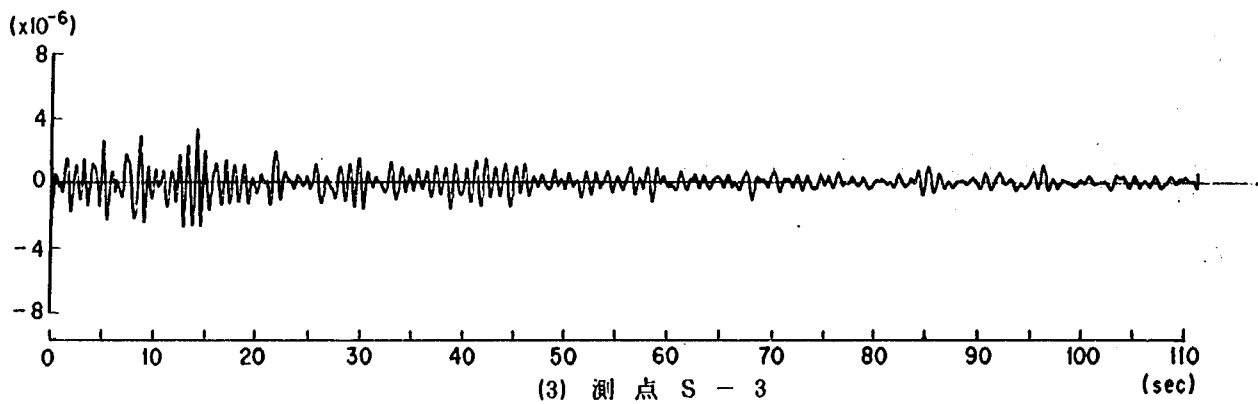
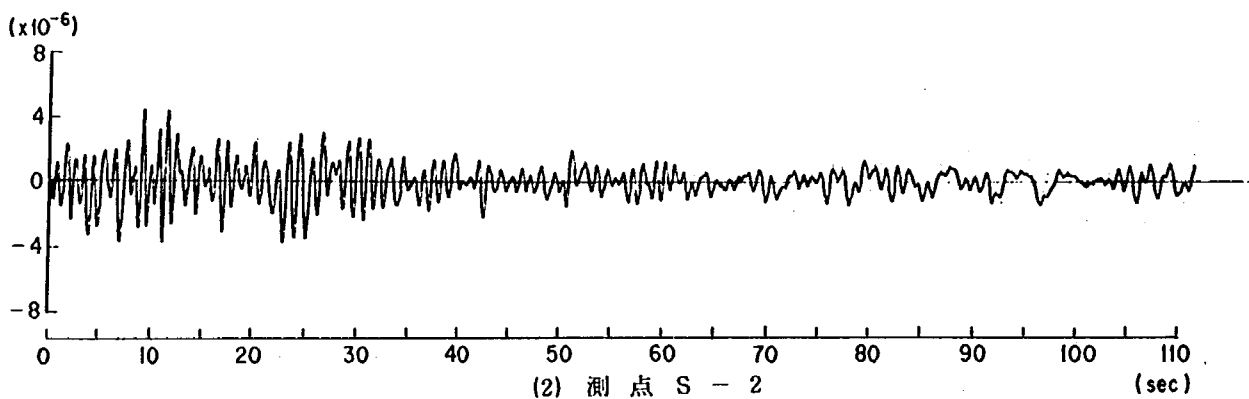
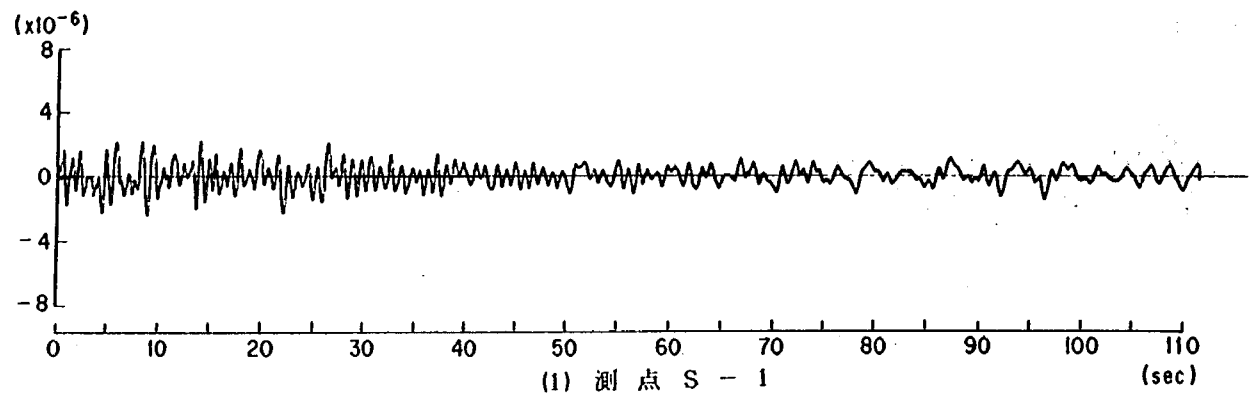
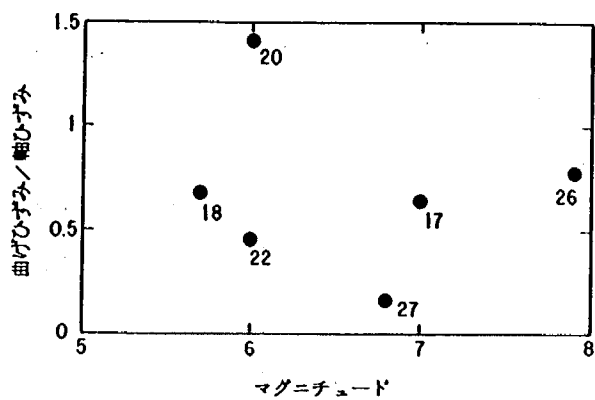
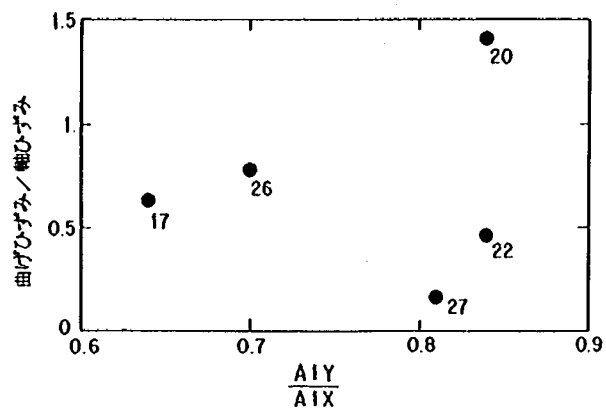


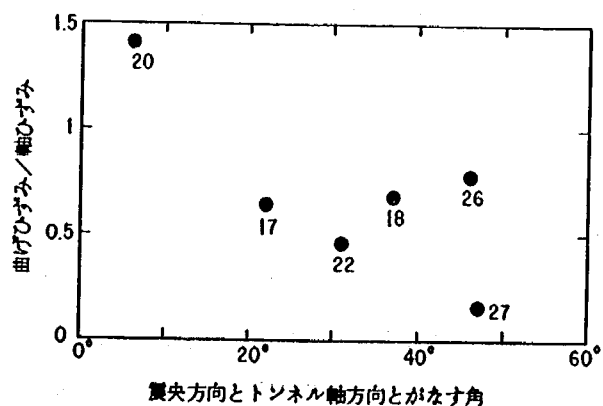
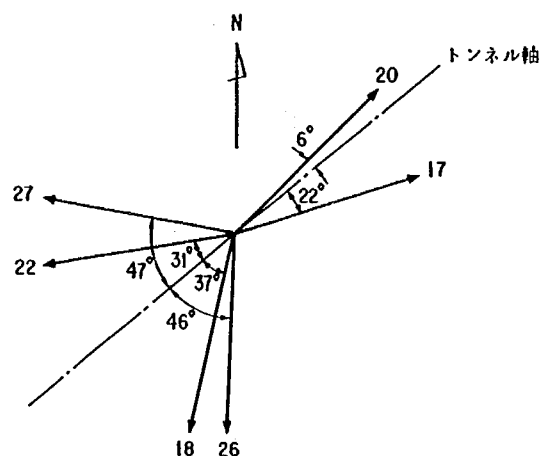
図 3. 2(b) 函体の曲げひずみ波形（地震番号17）



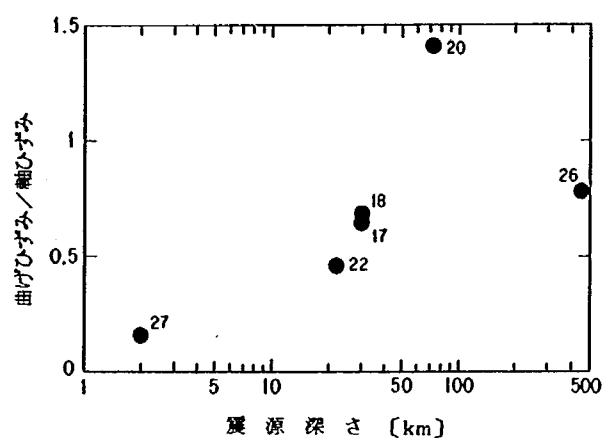
(a) 地震マグニチュードとの関係



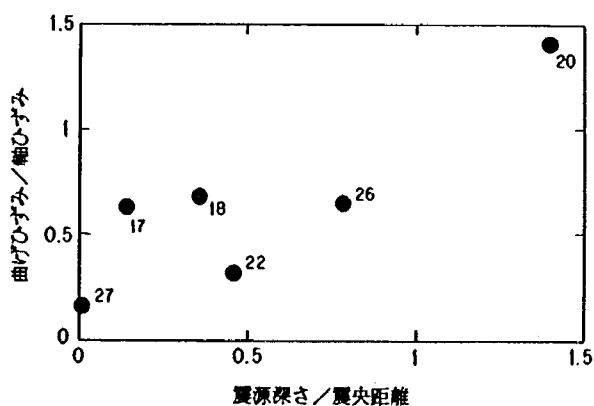
(b) 基盤加速度の大きさの方向比との関係



(c) 震央の方向との関係



(d) 震源深さとの関係



(e) 震源の俯角との関係

図 3.3 トンネルの曲げ・軸ひずみ比と地震諸元との関係

3-3 地震観測記録からみた可撓性継手の剛性

前述したように、東京港トンネルにおいては、沈埋函相互および換気立坑と沈埋函との接合部に可撓性継手が用いられている。この継手はトンネルの耐震解析上、図 3.4 に示すように 3 方向のバネとしてモデル化され、それらのバネ定数は設計時には表 3.4 に示す値が用いられた。¹⁾ 表に示されている数値のうち中間継手については、 Ω 型鋼板の引張試験結果を基に、各種の仮定を設けて推定されたものであるが、継手を構成するゴムガスケットやモルタル等の影響は考慮されていないようである。また、端部継手については、バネ定数の算定方法に関する資料が見当たらない。

可撓性継手のバネ定数は、その値によってトンネル函体に生ずる応力や継手の変形量等の応答計算結果が異なってくるため、耐震設計上重要な数値であるが、本トンネルの場合のように、 Ω 型鋼板やゴムガスケットのような非線形部材の他に、各種せん断キーを組合わせた複雑な構造の継手のバネ定数を設計時に正確に把握することは、困難なことが多い。そこで、ここでは実際に観測された継手の挙動記録を用いて、継手の剛性について以下のような検討を行った。

図 3.2 に示したように、トンネルのひずみが比較的長周期な変化をする場合には、沈埋函の軸ひずみ波形とその近傍の継手の軸ひずみ波形とは位相が良く一致している。このことは、例えば S-3 と J-2 との間の距離は約 60 m あるが、この程度の区間内では発生する軸力がほぼ一様であることを示唆している（ただし、継手の剛性が極めて小さい場合や周辺地盤の剛性が大きい場合には、函体の中央部と端部との軸力差が大きくなるため、この仮定は成り立たなくなる）。これは次式のように表わすことができる。

$$E \cdot A \cdot \epsilon_s \simeq K_x \cdot \delta_J$$

ここに、E：沈埋函のヤング率

A：沈埋函の断面積

ϵ_s ：沈埋函中央部の軸ひずみ

K_x ：継手のトンネル軸方向バネ定数

δ_J ：継手のトンネル軸方向伸縮量

本トンネルの場合、 $E = 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ 、 $A = 126.1 \text{ m}^2$ であり、さらに δ_J は継手の観測ひずみ ϵ_J にひずみのゲージ長 1 m を乗ずればよいので、上式は、

$$\begin{aligned} K_x &\simeq E \cdot A \cdot \frac{\epsilon_s}{\delta_J} \\ &= 3.5 \times 10^6 \times 126.1 \times \frac{\epsilon_s}{\epsilon_J \times 1} \\ &= 4.43 \times 10^8 \times \frac{\epsilon_s}{\epsilon_J} \quad (\text{t/m}) \end{aligned}$$

となり、継手のトンネル軸方向バネ定数の近似値は、地震観測記録のうち、沈埋函中央部と継手の軸ひずみの比を用いて推定することができる。表 3.5 は、 ϵ_s として第 3 号函のひずみ (S 3) の最大値を、また ϵ_J として第 2 号函と 3 号函の継手のひずみ (J 2) の最大値をそれぞれ選んで、両者の比を求めたものである。同表によると、 ϵ_s / ϵ_J の値は 0.016 から 0.23 までかなりのひらきがあり一定ではないが、地震番号 17、18、22 および 27 の 4 地震では概ね 0.2 の値を示し、地震番号 20 および 26 の 2 地震ではこれらより 1 オーダー低い値を示している。これら 2 つのグループについて、各グループに共通する因子を抽出しようと

試みたが、マグニチュードや震源深さ、震央距離、発生場所等の震源諸元、あるいは地盤の加速度の大きさ、トンネルのひずみの大きさ等の振動規模などには求められなかった。

ところで、地震の発生した季節に着目すると、2つのグループのうち ϵ_s/ϵ_j の値が比較的大きいグループは7月～9月の温暖な時期であり、 ϵ_s/ϵ_j の値が比較的小さいグループは2月下旬と3月上旬の寒冷な時期であって、一応、季節によってグループ分けができる。しかしながら、6個の記録だけで判断するのは危険であることから、AD変換されていない他の観測記録についても同様の検討を行った。

表3.6は、16個の記録について、函体と継手の最大ひずみの比を調べたものである。ここに示したひずみの比は、軸力に起因するものと曲げモーメントに起因するものとに分離されていないため、表3.5に示した ϵ_s/ϵ_j とは直接対応しないが、継手の剛性と函体の剛性の比を反映しているものであると考えられる。表3.6を図化したものが図3.5であるが、1月～4月の比較的寒冷な時期と5月～9月の比較的温暖な時期とでは、明らかに函体剛性と継手剛性の比が異なっていることがわかる。函体の剛性が季節によって変化するとは考えにくいことから、これは、継手の剛性が寒冷期は比較的小さく温暖期は相対的に大きくなる、と考えるのが妥当であろう。

継手の剛性が上記のように季節的に変化する原因の1つとして、温度変化の影響を概念的に示すと、図3.6のようになる。すなわち、温暖期にはコンクリートの線膨張によって沈埋函が相対的に伸びるため、継手は相対的に圧縮され、寒冷期にはこれと逆のプロセスで継手は相対的に伸張される。この伸縮量は、周辺地盤による函体の線膨張が拘束されないと仮定した場合には、

$$\delta = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$$

ここに、 δ ：沈埋函1函当りの温度変化による伸縮量

α ：コンクリートの線膨張係数 $=10^{-5}$

ΔT ：温度差

L ：函体長 $=115\text{ m}$

で表わされ、仮に海水温度の年間温度差を 10°C 程度とすると、1函当り約 1.2 cm 、海底トンネル部全体で約 10 cm と、かなりの大きさとなることが予想される。

沈埋函相互を連結する中間継手には、前述したようにモルタルが注入されているが、温暖期にはこのモルタルにプレストレスが導入される形となるため継手の剛性が増大し、寒冷期にはモルタルと函体の端部鋼殻とが離れるため継手の剛性は小さくなると推測される。

以上の推論から、中間継手のトンネル軸方向バネ定数 K_x の値を温暖期（5月～9月）と寒冷期（1月～4月）とに分けて推定すると、表3.5に示した ϵ_s/ϵ_j を温暖期に対して $0.14\sim0.23$ 、寒冷期に対して $0.016\sim0.034$ とすれば、表3.7のような値となる。これらの値は設計値に対し、温暖期では50～80倍、寒冷期では5～11倍となる。中間継手の剛性が、設計値に比較してこのように大きい値となった原因としては、モルタル注入の影響の他に、ゴムガスケットによるバネ効果の加算、 Ω 型鋼板のバネの非線形性なども考えられる。

次に、中間継手のセン断バネ K_y および回転バネ K_θ についても、地震観測記録を利用したバネ定数の推定が考えられるが、この場合には、両体の曲げひずみが K_y と K_θ との組合せによって変化するのに対し、継手の曲げひずみをセン断力と曲げモーメントとに分離して評価することができないため、 K_x の評価と同様な検討はできない。しかしながら、これらのバネもその構成部材は K_x と共通するものが多いことから、季節によるバネ定数の変化があること、設計値に比較してバネ定数が大きくなっていること、などが予想される。

なお、端部継手については地震観測記録が存在しないため、ここでは検討を行わなかった。

表 3.4 バネ定数の値

方向 \ 種類	端 部 継 手	中 間 継 手
トンネル軸方向 K_x	120,000 t/m	1,300,000 t/m
軸直角水平方向 K_y	30,000 t/m	11,000,000 t/m
水平面内の回転 K_θ	0.28×10^6 t m/ラジアン	1.2×10^6 t m/ラジアン

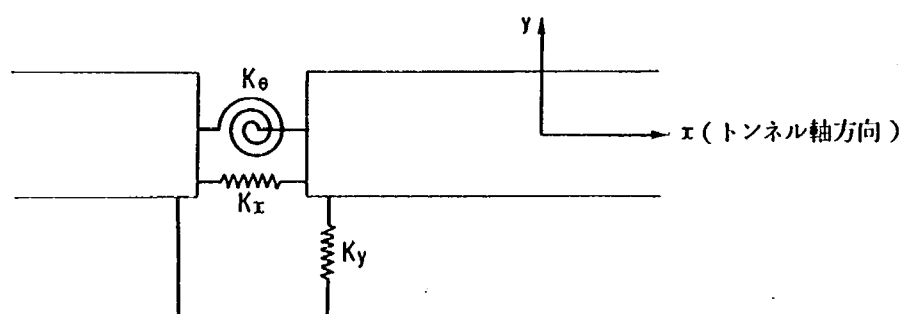


図 3.4 バネのモデル（設計値）

表 3.5 沈埋函と継手の軸ひずみの比

地震 番号	発震年月日	ϵ_s (S 3) ($\times 10^{-6}$)	ϵ_J (J 2) ($\times 10^{-6}$)	$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_J}$
17	1982. 7. 23	5.05	36	0.14
18	1982. 8. 12	1.62	7	0.23
20	1983. 2. 27	1.31	38	0.034
22	1983. 8. 8	4.12	19	0.22
26	1984. 3. 6	1.29	81*	0.016
27	1984. 9. 14	6.73	40	0.17

〔注〕*：J 2 の値が無いいため J 1 の値とした。

表 3.6 沈埋函と継手のひずみ比

地震 番号	発震年月日	S 3 L ($\times 10^{-6}$)	S 3 R ($\times 10^{-6}$)	$\frac{S3L+S3R}{2}$ ①($\times 10^{-6}$)	J 2 L ($\times 10^{-6}$)	J 2 R ($\times 10^{-6}$)	$\frac{J2L+J2R}{2}$ ②($\times 10^{-6}$)	$\frac{①}{②}$
13	1982. 2. 21	0.6	0.4	0.5	20.3	27.1	23.7	0.021
14	3. 7	0.6*	0.8*	0.7*	15.0	22.0	18.5	0.038*
15	3. 19	0.1以下	0.2以下	0.2以下	5.0	6.5	5.8	0.03以下
16	4. 15	0.1以下	0.1以下	0.1以下	2.0*	4.0*	3.0*	0.03以下
17	7. 23	6.7	5.1	5.9	48.2	40.1	44.2	0.13
18	8. 12	2.2	1.7	2.0	8.7	9.2	9.0	0.22
19	1983. 1. 16	0.2以下	0.2以下	0.2以下	16.3	18.5	17.4	0.01以下
20	2. 27	2.7	1.8	2.3	41.8	82.8	62.3	0.037
21	5. 21	0.8	0.7	0.8	7.1	6.4	6.8	0.12
22	8. 8	4.9	4.4	4.7	21.6	19.3	20.5	0.23
23	1984. 1. 1	1.1	0.8	1.0	8.3	14.4	11.4	0.088
24	2. 14	0.8*	0.8*	0.8*	28.4	25.0	26.7	0.030*
25	2. 21	0.4以下	0.4以下	0.4以下	11.3	6.4	8.9	0.04以下
26	3. 6	2.0	1.0	1.5	87.3	—	87.3	0.017
27	9. 14	6.9	6.6	6.8	38.3	41.8	40.1	0.17
28	9. 19	1.4	1.4	1.4	8.3*	12.8	10.6*	0.13*

〔注〕*：読取り誤差が大きい

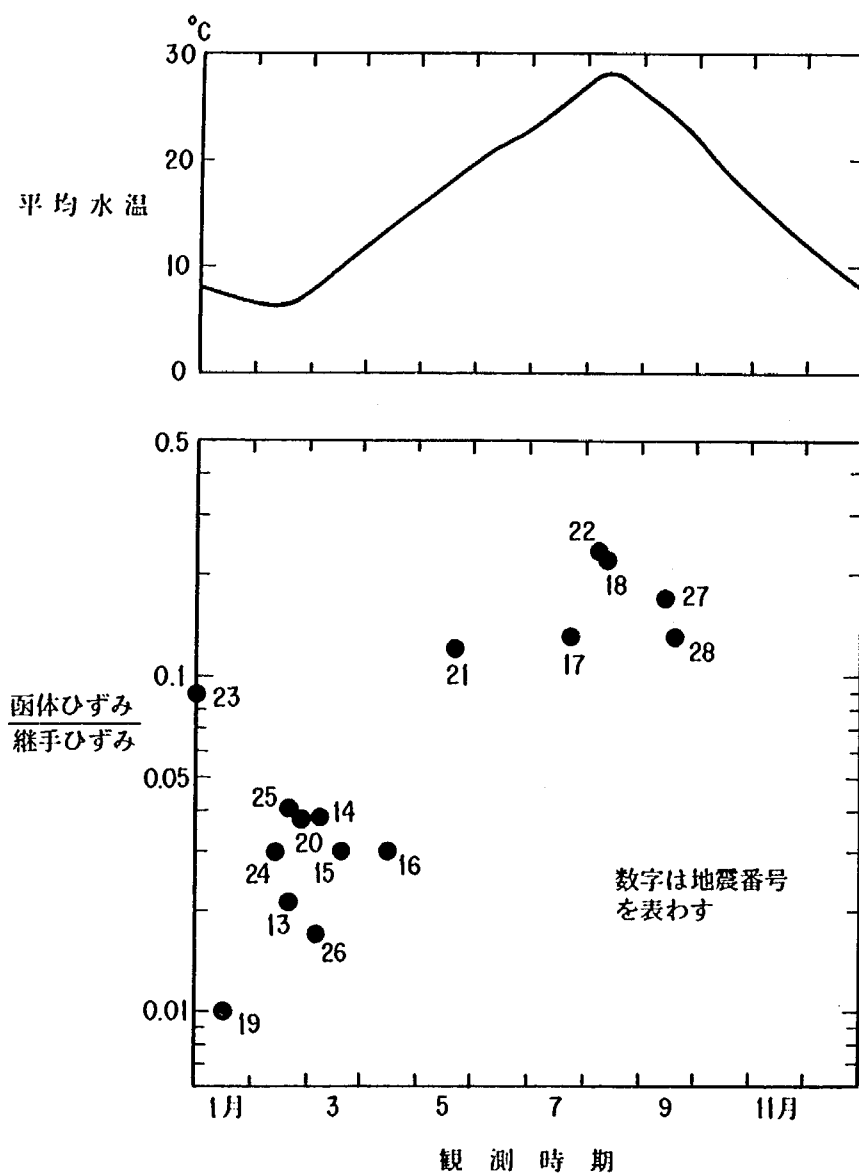


図 3. 5 函体と継手のひずみ比と観測時期との関係

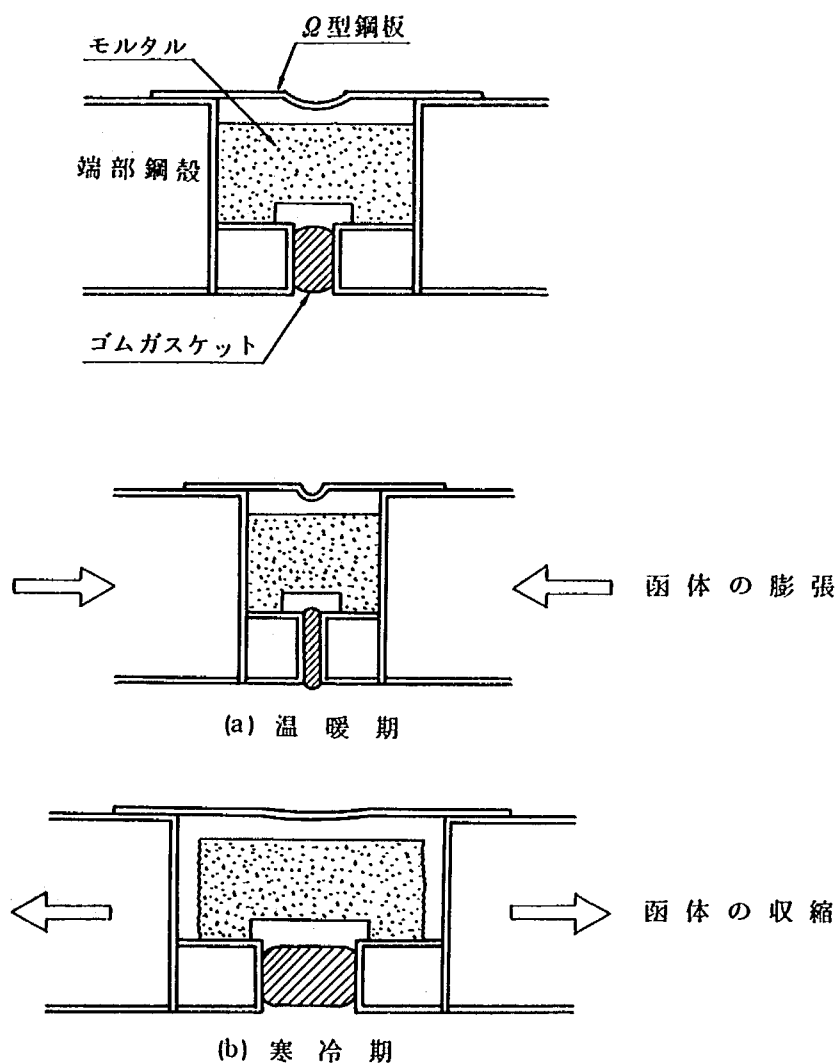
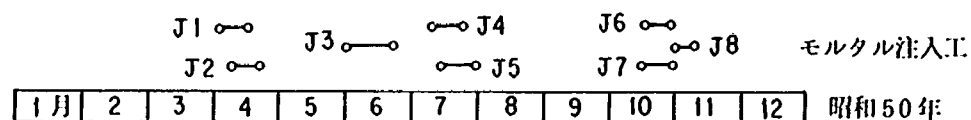


図 3.6 季節による中間継手の剛性の変化

表 3.7 地震観測記録より推定される中間継手の
バネ定数 K_x

単位: ton/m

季 節	推 定 値	設 計 値
1 月 ~ 4 月	$0.7 \sim 1.5 \times 10^7$	1.3×10^6
5 月 ~ 9 月	$6.2 \sim 10.2 \times 10^7$	

4. 地震観測記録による動的応答解析モデルの適用性の検討

4-1 動的応答解析モデルおよび解析条件

本検討では、沈埋トンネルの地震応答解析によく用いられている力学モデル（1.まえがき 参照）により、図4.1に示すように、東京港トンネルで観測された地震動記録を用いて数値シミュレーションを行い、沈埋函および継手の挙動を実測記録と比較することにより、解析モデルの適用性を考察した。

東京港トンネルの動的応答解析モデルを図4.2に示す。モデル化に際して用いた諸数値データに関しては、地盤に関する詳細な資料が他に見当たらないこと、本トンネルの耐震設計の結果と直接対比できること、等を考え、本トンネルの設計時に設定された数値¹⁾をそのまま用いることにし、これを解析ケースの基本とした。図4.2に示されているモデル諸元は、この基本モデルに対応するものである。また、トンネルの断面諸元と継手の剛性は、それぞれ表4.1、表3.4に示したとおりである。地盤の減衰定数についても設計時と同一条件とし、各モードに対し一律に $\eta = 0.1$ とした。

数値シミュレーションの対象とした地震観測記録は、AD変換されている6記録（地震番号17, 18, 20, 22, 26および27）であり、それぞれトンネル軸方向とトンネル軸直角方向の解析を実施した。ただし、地震番号18のトンネル軸方向解析については、基盤加速度A1Xの記録が得られていないため、実施していない。図4.3、表4.2に基盤入力加速度の波形および条件を示した。

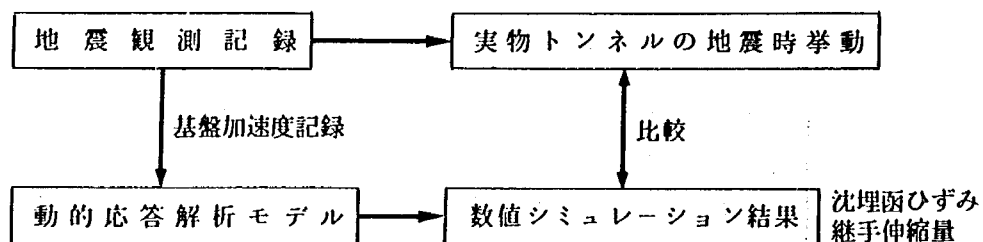
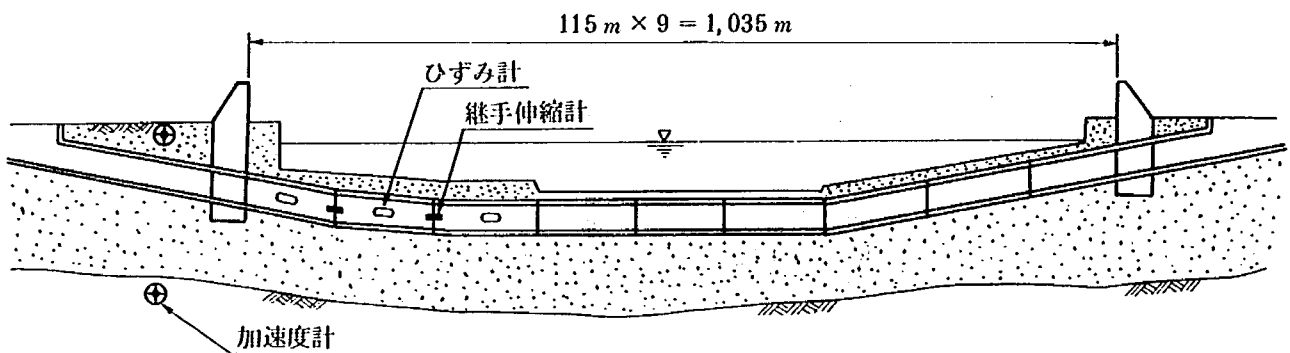


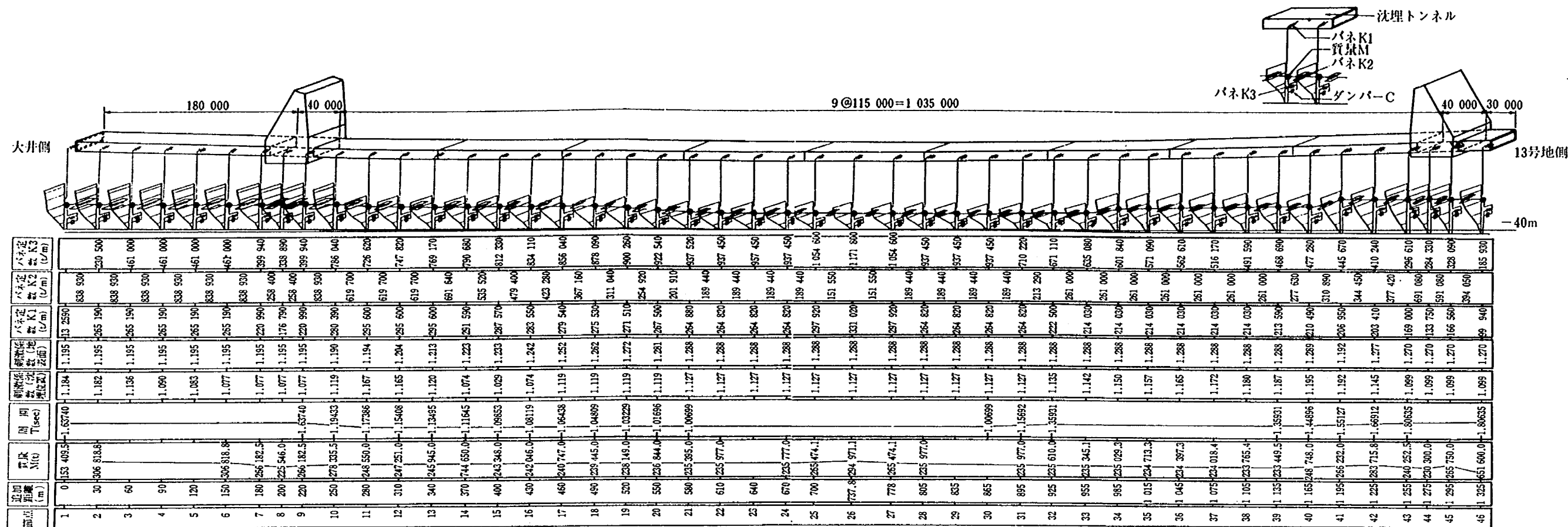
図4.1 動的応答解析モデルの検討方法

以上の基本ケース（以下、解析ケースの1つとして「解-1」と表記する）に加え、地震観測記録より推定した継手の剛性を用いた場合の検討（同前、「解-2」）、ならびに、地盤とトンネルとを結ぶバネの剛性を变化させた場合の検討（「解-3」）を合わせて実施した。

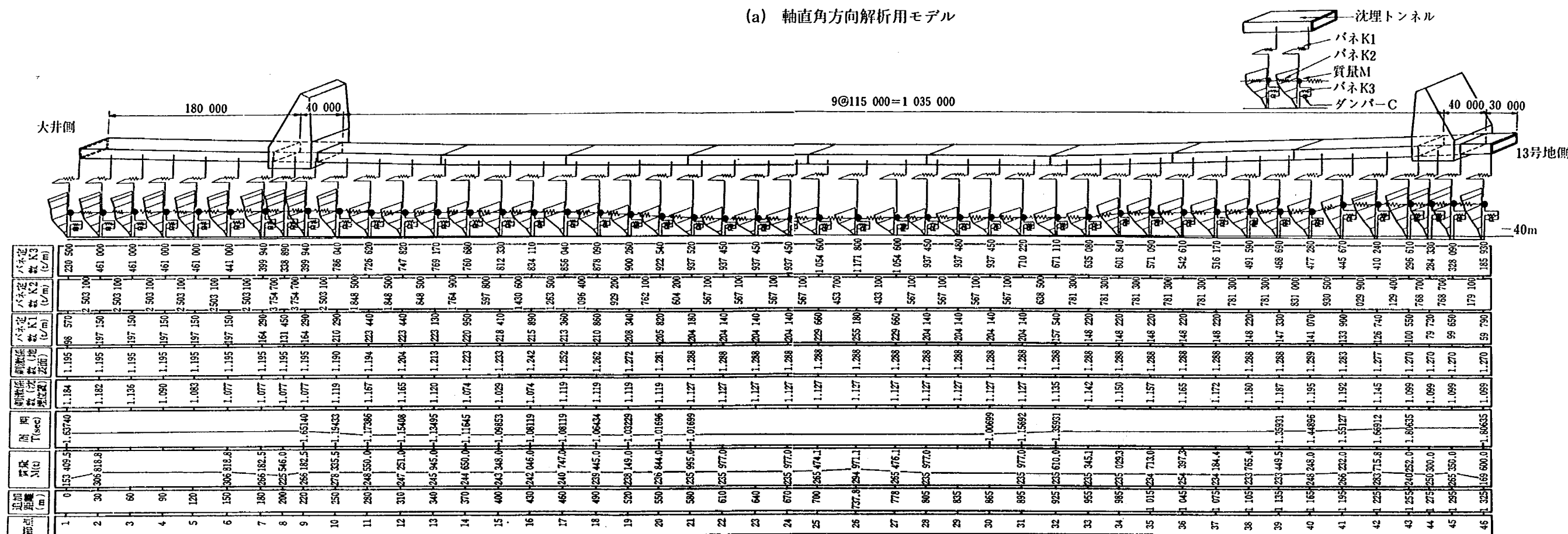
「解-2」では、中間継手のバネ定数につき、前節で検討した結果を加味した。すなわち、温暖期の観測記録である地震番号17, 18, 22および27のシミュレーションと、寒冷期のそれである地震番号20および26のシミュレーションとで、中間継手のバネ定数をそれぞれの季節に対応して与えた。表3.7に示すように、中間継手の軸方向バネ定数 K_x は、それぞれの季節内でも幅があるが、本検討では、温暖期については設計値の60倍、寒冷期については設計値の7倍の値とし、それぞれ $7.8 \times 10^7 \text{ t/m}$, $9.1 \times 10^6 \text{ t/m}$ とした。中間継手のセン断バネ定数 K_y と回転バネ定数 K_θ については K_x と同等な資料がないが、モルタル注入の影響はこれらのバネにも及ぶものと考え、この検討では K_x と同様に、 K_y および K_θ の値をこれらの設計値に対し、温暖期は60倍、寒冷期は7倍とした。なお、端部継手に関しては、モルタル注入工が行われていないこと、観測記録がないことから、設計値を用いた。

「解-3」では、継手の剛性を「解-2」と同一条件とした上で、トンネルと地盤とを結ぶバネの剛性が応答値に与える影響を検討する目的から、図4.2に示されている K_1 バネの値を一律に設計値の5倍とした。

以上、3つの解析ケースの違いをまとめて表4.3に示す。なお、数値シミュレーションには、動的解析プログラムDAST-I⁶⁾を使用した。



(a) 軸直角方向解析用モデル



(b) 軸方向解析用モデル

図 4.2 動的応答解析モデル

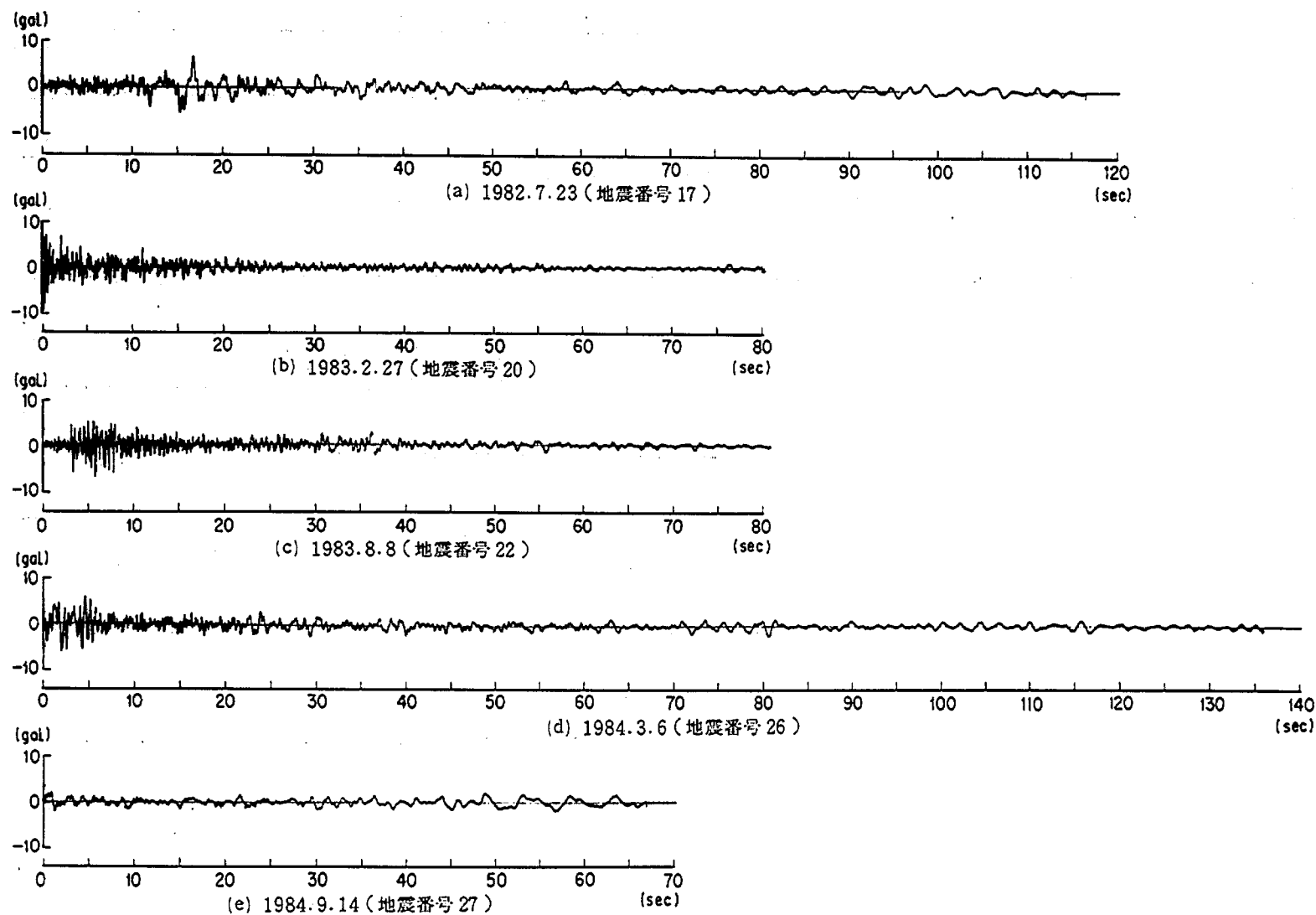


図 4.3(a) 基盤入力加速度波形 (トンネル軸方向)

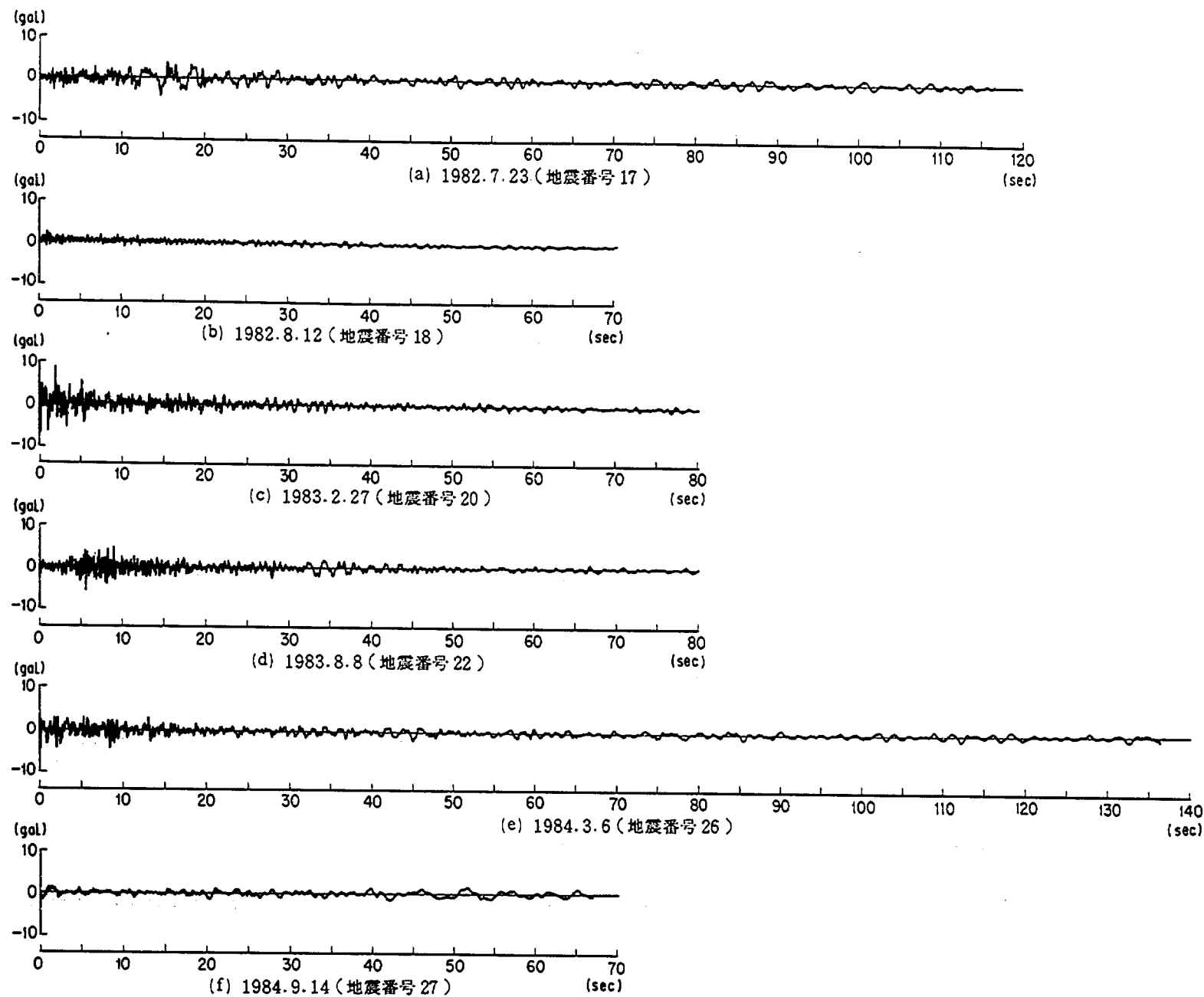


図 4.3(b) 基盤入力加速度波形 (トンネル軸直角方向)

表 4.1 断 面 要 素

	断 面 積 (m^2)	断面二次モーメント (m^4)
沈 埋 ト ン ネ ル	126.5	17,404.2
(取付路大井側, 13号地側)	142.1	14,462.3
コンクリート ヤング率 350,000 kg/cm^2		

表 4.2 基 盤 入 力 加 速 度

地 震 番 号	地 震 名	マグニチュード	震 央 距 離 (km)	方 向	解 析 刻 み (sec)	解 析 区 間 (sec)	最大加速度 (gal)
17	1982年7月23日 茨城県沖	7.0	208	軸 方 向	0.02	115.8	6.6
				軸直角方向			4.2
18	1982年8月12日 伊豆大島近海	5.7	84	—	0.02	70.0	—
				軸直角方向			2.0
20	1983年2月27日 茨城県南部	6.0	50	軸 方 向	0.02	80.0	10.1
				軸直角方向			8.5
22	1983年8月8日 神奈川・山梨県境	6.0	68	軸 方 向	0.02	80.0	6.7
				軸直角方向			5.6
26	1984年3月6日 鳥島近海	7.9	699	軸 方 向	0.04	135.6	6.3
				軸直角方向			4.4
27	1984年9月14日 長野県西部	6.8	202	軸 方 向	0.02	66.8	2.1
				軸直角方向			1.7

表 4.3 解 析 条 件

ケース名	トンネル 本体の 断面諸元	継手のバネ定数			地盤モデル の 諸 元	入力地震動	備 考
			中間継手	端部継手			
解-1	表 4.1 に 示 す 値	$K_x(t/m)$	1.3×10^6	1.2×10^5	図 4.2 に示 す 値	表 4.2 に示 す 6 地震, 11 ケース	本トンネルの設計条件 基本モデル
		$K_y(t/m)$	1.1×10^7	3.0×10^4			
		$K_\theta(tm/rad)$	1.2×10^8	2.8×10^7			
解-2	同 上		①	②	同 上	同 上	継手バネの補正 地震番号17, 18, 22, 27 に対し①, 地震番号20, 26に対し②の値を適用
		$K_x(t/m)$	7.8×10^7	9.1×10^6			
		$K_y(t/m)$	6.6×10^8	7.7×10^7			
		$K_\theta(tm/rad)$	7.2×10^9	8.4×10^8			
解-3	同 上	同 上		同上	地盤～トン ネル間のバ ネ K_1 につ き, 解-1, 解-2の5 倍の値	同 上	K_1 バネの影響の検討

4－2 解析結果

動的応答解析結果として、表 4.4 にトンネルの最大応答値と実測値とを比較して示す。また、トンネル各位置における最大軸力および最大曲げモーメントの分布を、図 4.4 に示す。なお、トンネル応答の時刻歴波形を巻末の付属資料にまとめた。

表 4.4(a) 動的応答解析結果 (トンネル軸方向)

単位: $\times 10^{-6}$

		17 '82. 7. 23 茨 城 県 沖	18 '82. 8. 12 伊豆大島近海	20 '83. 2. 27 茨 城 県 南 部	22 '83. 8. 8 神奈川・山梨	26 '84. 3. 6 鳥 島 近 海	27 '84. 9. 14 長野県西部
S - 1	解 - 1	1.82 (0.47)	-	1.22 (-)	1.16 (0.26)	1.93 (-)	0.98 (-)
	解 - 2	2.26 (0.58)	-	1.51 (-)	1.44 (0.32)	2.33 (-)	1.23 (-)
	解 - 3	5.94 (1.52)	-	3.82 (-)	3.86 (0.85)	5.72 (-)	3.09 (-)
	実 測	3.90	1.77	-	4.53	-	-
S - 2	解 - 1	1.57 (0.27)	-	1.20 (-)	1.05 (0.24)	1.62 (-)	0.82 (-)
	解 - 2	2.33 (0.40)	-	1.74 (-)	1.56 (0.36)	2.31 (-)	1.25 (-)
	解 - 3	5.66 (0.97)	-	3.76 (-)	3.86 (0.88)	4.83 (-)	2.98 (-)
	実 測	5.83	1.55	-	4.39	-	-
S - 3	解 - 1	0.80 (0.16)	-	0.61 (0.47)	0.56 (0.14)	0.78 (0.60)	0.41 (0.06)
	解 - 2	1.13 (0.22)	-	0.97 (0.74)	0.81 (0.20)	1.20 (0.93)	0.70 (0.10)
	解 - 3	2.86 (0.57)	-	1.80 (1.37)	2.08 (0.50)	2.22 (1.72)	1.55 (0.23)
	実 測	5.05	1.62	1.31	4.12	1.29	6.73
J - 1	解 - 1	601 (12.8)	-	434 (12.8)	394 (14.1)	631 (7.79)	313 (5.80)
	解 - 2	15 (0.32)	-	89 (2.62)	10 (0.36)	128 (1.58)	8 (0.15)
	解 - 3	39 (0.83)	-	208 (6.12)	26 (0.93)	290 (3.58)	20 (0.37)
	実 測	47	11	34	28	81	54
J - 2	解 - 1	367 (10.2)	-	293 (7.71)	252 (13.3)	372 (-)	194 (4.85)
	解 - 2	10 (0.28)	-	69 (1.82)	7 (0.37)	86 (-)	6 (0.15)
	解 - 3	23 (0.64)	-	130 (3.42)	17 (0.89)	158 (-)	13 (0.33)
	実 測	36	7	38	19	-	40

() 内は実測値に対する比率

表 4.4 (b) 動的応答解析結果 (トンネル軸直角方向)

単位: $\times 10^{-6}$

		17 '82. 7. 23 茨 城 県 沖	18 '82. 8. 12 伊豆大島近海	20 '83. 2. 27 茨城県南部	22 '83. 8. 8 神奈川県・山梨	26 '84. 3. 6 鳥 島 近 海	27 '84. 9. 14 長野県西部
S - 1	解 - 1	0.65 (0.29)	0.21 (0.20)	0.85 (-)	0.45 (0.24)	0.51 (-)	0.34 (-)
	解 - 2	1.16 (0.52)	0.41 (0.39)	1.35 (-)	0.75 (0.40)	0.73 (-)	0.57 (-)
	解 - 3	4.02 (1.79)	1.23 (1.16)	4.20 (-)	2.81 (1.49)	2.89 (-)	2.10 (-)
	実 測	2.24	1.06	-	1.89	-	-
S - 2	解 - 1	0.22 (0.05)	0.08 (0.07)	0.37 (-)	0.13 (0.05)	0.17 (-)	0.11 (-)
	解 - 2	1.15 (0.28)	0.47 (0.41)	1.32 (-)	0.64 (0.24)	0.56 (-)	0.57 (-)
	解 - 3	0.79 (0.19)	0.32 (0.28)	0.82 (-)	0.43 (0.16)	0.37 (-)	0.40 (-)
	実 測	4.10	1.14	-	2.65	-	-
S - 3	解 - 1	0.13 (0.04)	0.05 (0.05)	0.18 (0.10)	0.07 (0.04)	0.09 (0.10)	0.06 (0.05)
	解 - 2	0.45 (0.15)	0.16 (0.16)	0.48 (0.26)	0.28 (0.17)	0.25 (0.28)	0.22 (0.18)
	解 - 3	0.64 (0.21)	0.24 (0.23)	0.58 (0.31)	0.37 (0.22)	0.31 (0.34)	0.30 (0.25)
	実 測	3.05	1.03	1.86	1.69	0.90	1.19
J - 1	解 - 1	235 (6.35)	89 (14.8)	369 (7.10)	142 (11.8)	173 (2.51)	116 (12.9)
	解 - 2	16 (0.43)	6 (1.00)	153 (2.94)	9 (0.75)	72 (1.04)	8 (0.89)
	解 - 3	26 (0.70)	10 (1.67)	208 (4.00)	16 (1.33)	99 (1.43)	13 (1.44)
	実 測	37	6	52	12	69	9
J - 2	解 - 1	50 (2.50)	20 (3.33)	101 (2.06)	24 (3.00)	37 (-)	21 (3.50)
	解 - 2	5 (0.25)	2 (0.33)	49 (1.00)	3 (0.38)	20 (-)	2 (0.33)
	解 - 3	6 (0.30)	2 (0.33)	58 (1.18)	3 (0.38)	23 (-)	2 (0.33)
	実 測	20	2	49	8	-	6

() 内は実測値に対する比率

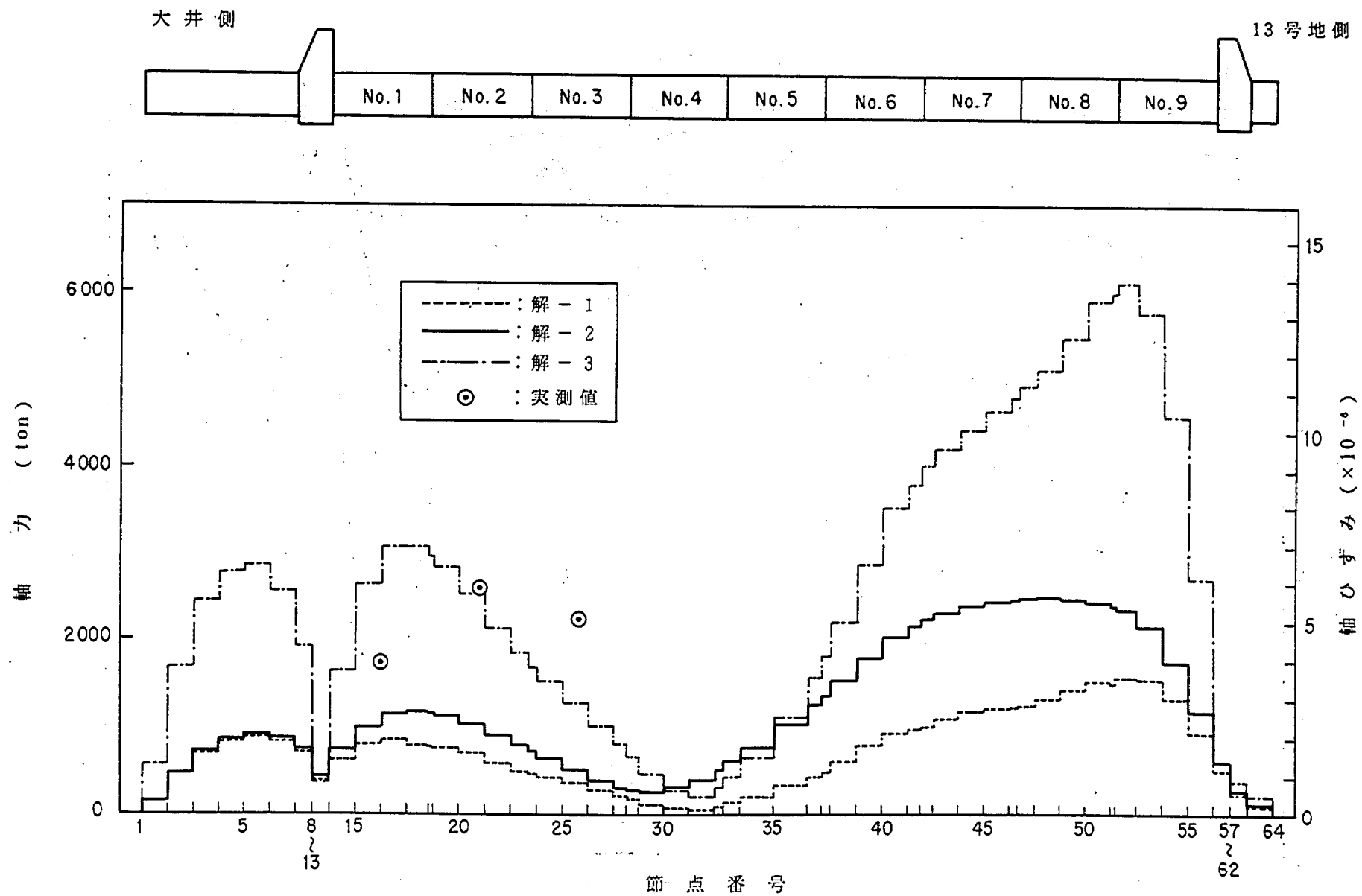


図 4.4(a) 最大軸力図 (地震番号17)

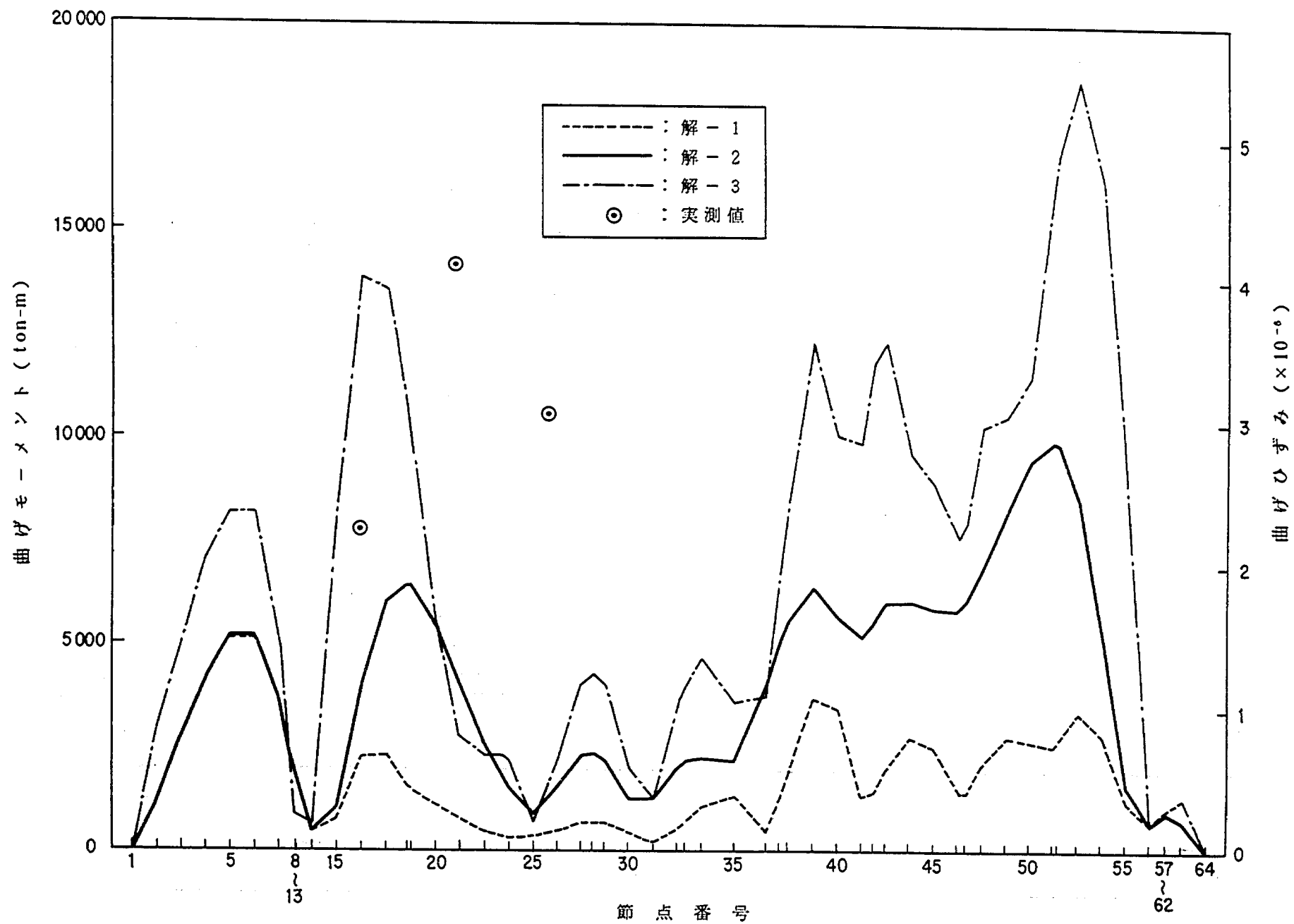


図 4. 4(b) 最大曲げモーメント図 (地震番号17)

4-3 解析モデルの適用性の検討

前節に示した解析結果と実測値との比較から、解析結果について以下の事項が指摘される。ただし、解析結果のうち、解析条件として最も現実に近いものは解-2と考えられることから、実測値との対比は解-2の結果に対して行うことを原則とし、解-1および解-3の結果は参考値として考えることにした。なお、表4.5に解-2を基本とした解析結果と実測値との対応関係を示す。

(1) 応答値の大きさ

沈埋函の軸ひずみ（軸力）および曲げひずみ（曲げモーメント）の大きさは、いずれの地震についても、解析値が実測値を下回っている。地盤バネ定数の値を設計値の5倍とした解-3においては、解析値が実測値を上回る場合もあるが、全般的には、解-3についても同様の傾向である。

継手の相対変位量は、全般に、温暖期の地震（地震番号17, 18, 22および27）に対しては解析値が実測値よりも小さく、寒冷期の地震（地震番号20および26）に対してはこれとは逆に、解析値が実測値よりも大きい。解-3の結果もこれと同様である。このことは、3-3節において推定した中間継手のバネ定数の値に関連するものと考えられるが、継手のバネ定数を変化させたことによる継手の相対変位量の変化と沈埋函の応答値の変化との比較（解-1と解-2との比較）からわかるように、継手の相対変位量とその剛性値に敏感であることによるものと考えられる。

表4.5 解析結果と実測値との対応性

			Na 17 '82. 7. 23 茨 城 県 沖	Na 18 '82. 8. 12 伊豆大島近海	Na 20 '83. 2. 27 茨城県南部	Na 22 '83. 8. 8 神奈川・山梨	Na 26 '84. 3. 6 鳥 島 近 海	Na 27 '84. 9. 14 長野県西部
震源深さ (km)			30/208	30/84	72/50	22/68	452/699	2/202
震央距離 (km)								
応答値の 大きさ	沈埋 函	軸ひずみ	↓	—	○(S-3のみ)	↓	○(S-3のみ)	↓
		曲げひずみ	↓	↓	↓	↓	↓	
	中継 間手	軸ひずみ	↓	—	↑	↓	↑	↓
		曲げひずみ	↓	↓	↑	↓	○(J-1のみ)	↓
応答値の 分 布		軸ひずみ	×	—	?	×	?	?
		曲げひずみ	×	×	?	×	?	?
応答 波形	周特 期性	軸ひずみ	×	—	○	×	×	×
		曲げひずみ	×	△	○	×	×	×
	経変 形的化	軸ひずみ	×	—	△	△	×	×
		曲げひずみ	×	×	△	×	×	×

- 〔注〕 1. 応答値の大きさにおいて、解析値/実測値の値が0.7～1.5の場合を○、これより小さい場合は↓、大きい場合は↑で表わした。
 2. ○は実測値との対応性が良いと判断されるもの、×は悪いと判断されるもの、△はこれらの中間を表わす。
 3. ?は実測値の測点数が少なく、判断できないもの。

(2) 応答値のトンネル長手方向分布

解析結果では、軸ひずみ、曲げひずみ共に、1号函と2号函との応答値の差は小さいが、3号函の応答値はこれらの $1/2 \sim 1/3$ （解-2）の値を示し、図4.3に示した最大応答値の分布からもわかるように、航路中央部で応答値が極めて小さくなる分布を示している。これに対し、3-2節で述べたように、沈埋函のひずみの実測によると、1号函から3号函までひずみの大きさに明瞭な差はなく、解析結果とは異なる。

(3) 応答波形（付属資料を参照）

地震番号20については応答の周期および振幅の経時的变化の様子が、また、地震番号22については振幅の経時的变化の様子が、それぞれ解析値と実測値とで比較的良く一致しているが、他の地震については全般に解析値と実測値との対応性は良くない。特に地震番号27において見られるように、解析値では比較的長周期の応答を表現し得ていない。

ただし、3-2節で述べたように、実測によると1、2、3号函およびこれらを結ぶ継手の軸ひずみは、いずれも同位相の応答を示すことがわかっているが、解析結果においてもこの特性については実測と一致している。

以上に挙げた解析結果と実測値との比較から、本解析モデルの適用性に関して、次の事項が挙げられる。

1) 本解析モデルでは、耐震計算上の基盤面から上の表層地盤が、剛体基盤の水平運動によって生ずるせん断波によって加振される状態を考えている。したがって、本解析モデルの適用対象地震動としては、トンネル近傍の深部で発生する地震による地震動のように、基盤面に対して垂直に入射する実体波を主体としたものが適当であって、遠方から伝播して、トンネルに対し側方から入射する表面波のような地震動については、本来、本解析モデルの適用対象外であると言わなければならない。

このような観点から、本解析で用いた観測地震を見ると、地震番号20、ないしは26を除く他の地震は、震央距離に比較して震源深さの浅いものである。特に地震番号27の地震では、その観測記録波形からわかるように、記録の後半部分で周期が4～5秒もある波動が卓越しており、表面波の卓越した地震動であったことが推定される。

そこで、適用対象地震動の条件を満足すると考えられる地震番号20の解析結果を検討すると、応答値の大きさおよびそのトンネル長手方向分布については実測値との差が大きい、応答波形については比較的良い一致を示している。しかしながら、1つの地震の解析結果のみから本解析モデルの適用性を論ずることは控えるべきであり、今後、適当地震観測記録の蓄積を待って、検討を進めることとしたい。

2) 本解析モデルによる応答解析結果において、軸力および曲げモーメントの値が実測値に比較して全般的に小さいこと、また、これらのトンネル長手方向の分布が、実測と異なり、航路中央部で極端に小さくなる傾向を示すことに関しては、次の原因が考えられる。

- ① 本解析モデルでは、トンネル周辺地盤の振動特性が、基本的には大井側埋立地、航路部および13号地側埋立地における、それぞれ1箇所⁶⁾の地層構造を基に設定されている。したがって、特に航路部分の地盤の振動特性は比較的広範囲にわたって均一と仮定されており、応答解析上、この部分に地盤の相対変位が生じにくく、その結果としてトンネルの応力は小さく評価される。

しかしながら、実際の地盤では、地層構成がトンネル長手方向に変化していること、同一の地層においてもその物性が箇所ごとに多少異なる⁶⁾など、本解析で設定した地盤モデルに比較して振動特性の箇所別変化が大きいことが予想される。

- ② 本解析モデルでは、耐震計算上の基盤面をAP-40m程度の深度に設定した。この場合、表層地盤の厚さが埋立地で40~50m、航路部で30m程度であるのに対し、解析対象地盤の水平方向(トンネル長手方向)の広がり⁷⁾は約1,300mである。

解析では剛体基盤を仮定しているため、このように平面的に広がりのある場合でも、基盤面における入力地震動は、いたる所で同一となっており、①で述べたように、振動特性の均一な地盤には相対変位が生じない。しかしながら、実際の地震動では、仮に地震波が地表に向かって垂直に伝播するとみなせる場合であっても、このように広範囲にわたる地層面上で同一の振動をするとは考えられず、基盤面における地震動はトンネル軸線に沿って箇所ごとに異なっていると思われ、比較的均一な振動特性をもつ地盤にもひずみが生ずることになる。

- ③ 1)において述べたように、本解析モデルでは入力地震動として表面波のように水平方向に伝播する地震動を考慮していない。このような地震動は、本解析で対象としている、基盤面に対し垂直に入射する実体波と異なり、均一な表層地盤にもひずみを生じさせる。今回解析した地震動も含め、一般には、実体波を主体とした地震動にも水平方向に伝播する成分が含まれていると考えられ、このような地震動成分によって、実際の地盤にはより大きいひずみが生ずることも考えられる。

5. 結 論

5-1 本解析から得られた結論

本資料では、東京港トンネルにおける地震観測記録を解析し、本トンネルの地震時挙動の解析を行った。また、この観測記録を利用して、現有の動的応答解析モデルの適用性についての検討を行った。本解析結果から得られた結論は以下の通りである。

- 1) 可撓性継手を含んで沈埋函に生ずる地震時のひずみとしては、一般に曲げひずみに比較して軸ひずみが卓越することが従来からも指摘されているが、今回の解析においても6地震記録中5地震において軸ひずみが曲げひずみの大きさを上回ることが確認された。
- 2) 沈埋函および可撓性継手に生じた軸ひずみと曲げひずみの比は各地震で異なる値を示している。この比がどのような条件で変化するかを検討するために、地震および地震動諸元のうち、マグニチュード、基盤加速度の方向比、震央方向とトンネル軸とがなす角、震源深さ、および震源方向の俯角の5種の因子との関係を検討した。この結果、観測記録数が少ないこともあり、今後に検討の余地を残すが、上記5種の因子の中では、震源の俯角との相関が比較的強いことがわかった。
- 3) 可撓性継手に生ずるひずみは沈埋函本体に生ずるひずみの数倍から数十倍の値を示し、トンネルに生ずるひずみが可撓性継手に集中していることを示している。
- 4) ひずみの観測が行われている大井側の連続した3函の記録によると、軸ひずみの波形は、振幅、位相ともに3函の間で良く一致している。このことは、この区間内では3函のトンネルがバラバラに振動するのではなく、軸方向に一樣に変形していることを示している。軸ひずみの大きさについては、3函の間に一定した順位は認められず、こうした観点からだけ見ると、地盤構造が急変している埋立地から航路部の付近でトンネルのひずみが大きくなるのではないかと、この予想とは必ずしも一致していない。
- 5) 地震観測記録を利用して、本トンネルの継手の軸方向バネ定数の推定を試みた結果、本トンネルの中間継手の剛性は温暖期と寒冷期とで異なり、温暖期の剛性は寒冷期に比較して1オーダー程度大きくなることがわかった。このような継手剛性の季節的变化の原因としては、海水の温度変化による沈埋函の線膨張および継手内に注入されているモルタルの影響ではないかと考えられるが、これについては、今後も検討してゆく必要がある。

次に、地震観測記録を利用したトンネルの地震応答シミュレーション結果から、現有の解析モデルの適用性に関し、以下の事項が指摘される。

- 6) 本トンネルの設計条件に基づいた動的応答解析モデルにより、6個の地震についてトンネル軸方向および軸直角方向の地震応答シミュレーションを行ったが、沈埋函に生ずる軸ひずみおよび曲げひずみの大きさは、いずれの地震についても、解析値が実測値よりも小さい結果となった。また、解析によるトンネルのひずみの大きさは、地盤構造が急変している埋立地から航路部の付近で大きく航路中央部で小さい分布を示し、4)に述べた実測結果とは一致していない。これらの傾向は、

中間継手の剛性を地震観測記録から推定した値に対応するよう増加させた場合、ならびに、地盤とトンネルとを結ぶバネの剛性を設計条件の5倍に増加させた場合の解析結果についても同様であった。

このような解析値と実測値との相異の原因としては、実際の地盤の振動特性および剛性の箇所別変化が解析上の仮定よりも大きいこと、計算上の基盤面における入力地震動が実際には箇所別に変化していると予想されること、観測記録の多くに表面波の影響が含まれていると推定されること、などが挙げられる。

7) 解析によるトンネルの軸ひずみおよび曲げひずみの応答波形を実測値と比較すると、震央距離に比して震源の深い地震については両者に比較的良い一致が見られるが、震央距離に比して震源の浅い地震については、両者の対応は悪い。このことは、本解析モデルでは入力地震動として、地表面に向かい垂直に上昇するせん断波を仮定しているのに対し、後者のような地震による地震動では、表面波の影響が大きくなることが原因として考えられる。

5-2 今後の検討課題

本解析を通じ、沈埋トンネルの耐震解析上、今後検討を要すると考えられる課題を以下に挙げる。

(1) 実体波の卓越した地震動に対するトンネルの挙動観測とその解析

一般に、実構造物における地震観測で得られる記録は遠方で発生した地震によるものが多く、そのような地震では表面波が卓越することが少なくない。確かに、表面波によって沈埋トンネルに比較的大きいひずみが生ずることもあるが、トンネルの耐震設計上影響の大きい地震としては、トンネルの近傍に発生する大規模地震であると考えられる。本検討で解析した地震観測記録にはこのようなタイプの地震によるものは少なく、沈埋トンネルの地震時挙動を把握するには、このような実体波を主体とした地震動に関する観測記録の蓄積が望まれる。また、このような記録の蓄積が進んだ段階で、動的応答解析モデルの適用性について再度検討する必要がある。

(2) 耐震計算上の基盤面の設定に関する検討

沈埋トンネルは延長が1kmに及ぶことが多く、その耐震解析を行う場合、計算上の基盤面の深さに比較して水平方向の広がりや極めて大きくなるのが普通である。通常、計算上の基盤面ではいたる所で同一の振動をすると仮定される場合が多いが、実際には、トンネルの延長が長くなると、基盤面における地震動は箇所ごとに同一とは見なせなくなる。一般の建築物や短径間の橋梁等、水平方向の広がりが小さい構造物ではさほど問題とはならないと考えられるが、沈埋トンネルのような長大構造物の地震時挙動に関しては、このような基盤面における地震動の不均一性とその応答に及ぼす影響は無視できない。この問題に対しては、基盤面における地震動の多点同時観測を行うなど、実測によってその挙動を把握することが有効であると考えられる。さらに、沈埋トンネルのような長大構造物の耐震解析を行う場合には、計算上の基盤面およびここでの地震動をどのように与えるべきかについての検討が必要であろう。

謝 辞

本解析に用いた地震観測記録は、首都高速道路公団および大成建設株の共同観測で得られたものであり、記録の利用をお許しいただいた両機関の関係の皆様は厚く御礼申し上げます次第である。特に、首都高速道路公団工務部設計技術課 矢作 枢 前課長（現（財）首都高速道路技術センター技術部長）、同、和田克哉 前課長補佐（現、神奈川建設局横浜港横断橋工事事務所工事第二課長）、大成建設株土木本部設計部 小原忠幸 前部長（現 横浜支店土木部長）の各氏には、解析に際し便宜を図っていただいた。また、本解析全般に関して、東海大学海洋学部 浜田政則助教授より貴重な御助言を得た。共に、末尾ながら厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 首都高速道路公団編：東京港トンネル工事誌，土木学会，昭和52年3月
- 2) 首都高速道路協会・東京港海底トンネル研究委員会：東京港海底トンネル耐震分科会報告書，昭和47年3月
- 3) 首都高速道路公団・大成建設株：東京港トンネル地震記録整理解析報告書，昭和57年3月
- 4) Tamura, C., Okamoto, S. and Hamada, M: Dynamic Behavior of A Submerged Tunnel during Earthquake, Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol 24, No 5, 1975
- 5) 栗林栄一，川島一彦，柴田松雄：地中構造物の地震応答解析プログラムDAST-1，土木研究所資料，第1312号，昭和52年3月
- 6) 川島一彦，大日方尚巳，後藤勝志，加納尚史：沈埋トンネルの耐震性に関する研究——（その1）沈埋トンネルの地震応答に及ぼす地盤剛性の箇所別変化の影響——，土木研究所資料，第2229号，昭和60年3月

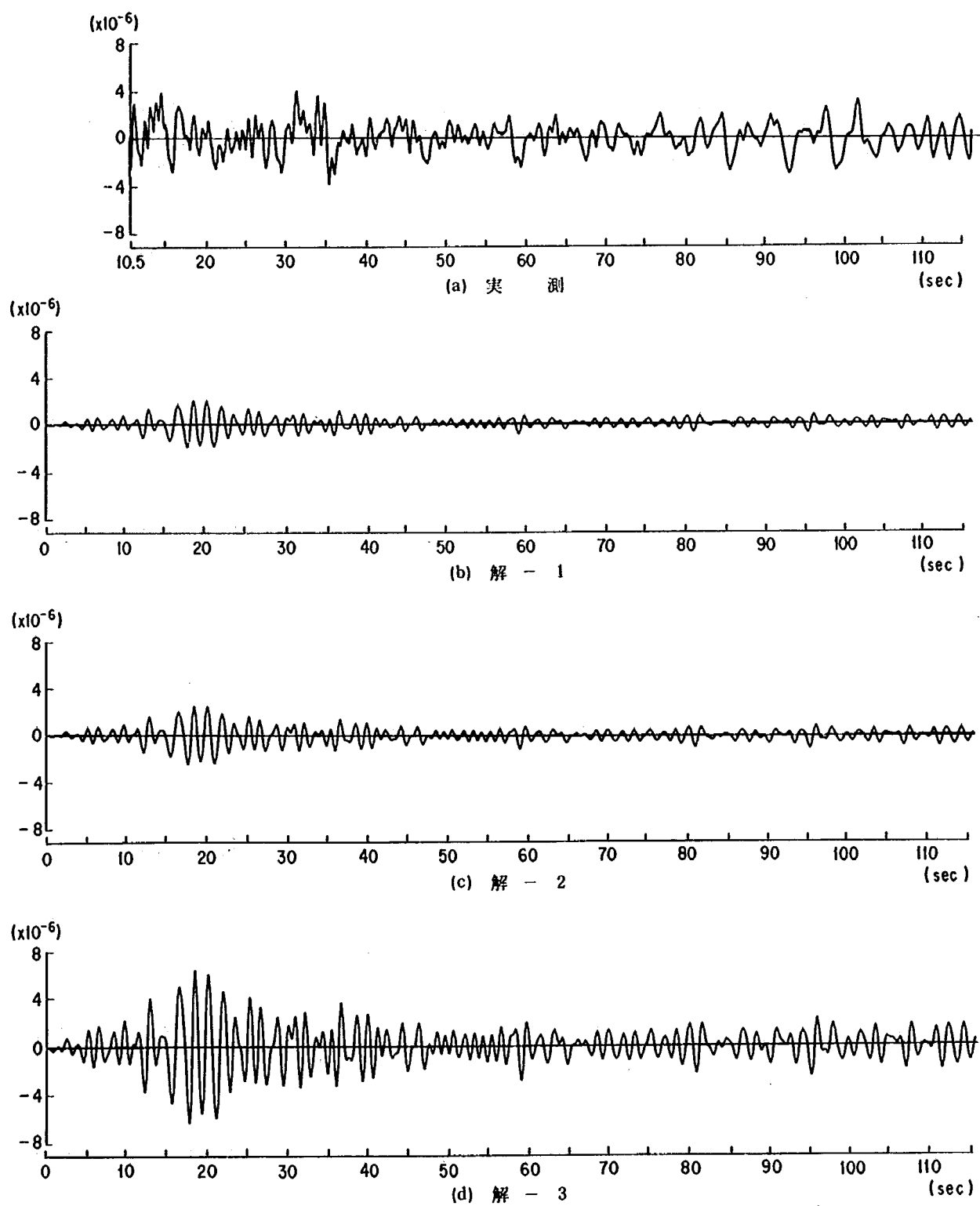
付 属 資 料

地震観測記録ならびに動的応答解析結果
(トンネル軸方向)

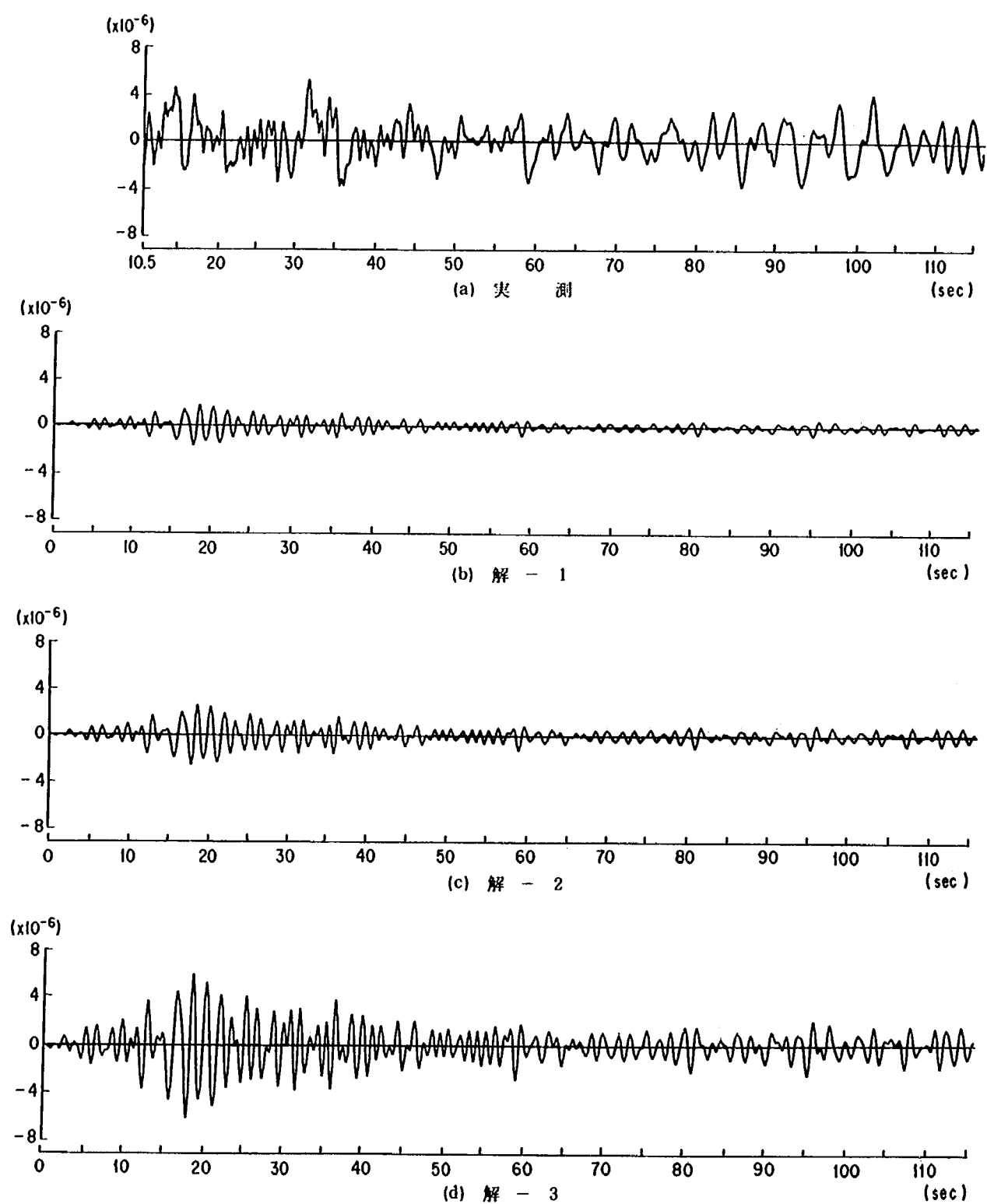
THE NEW YORK PUBLIC LIBRARY

ASTOR LENOX AND TILDEN FOUNDATIONS

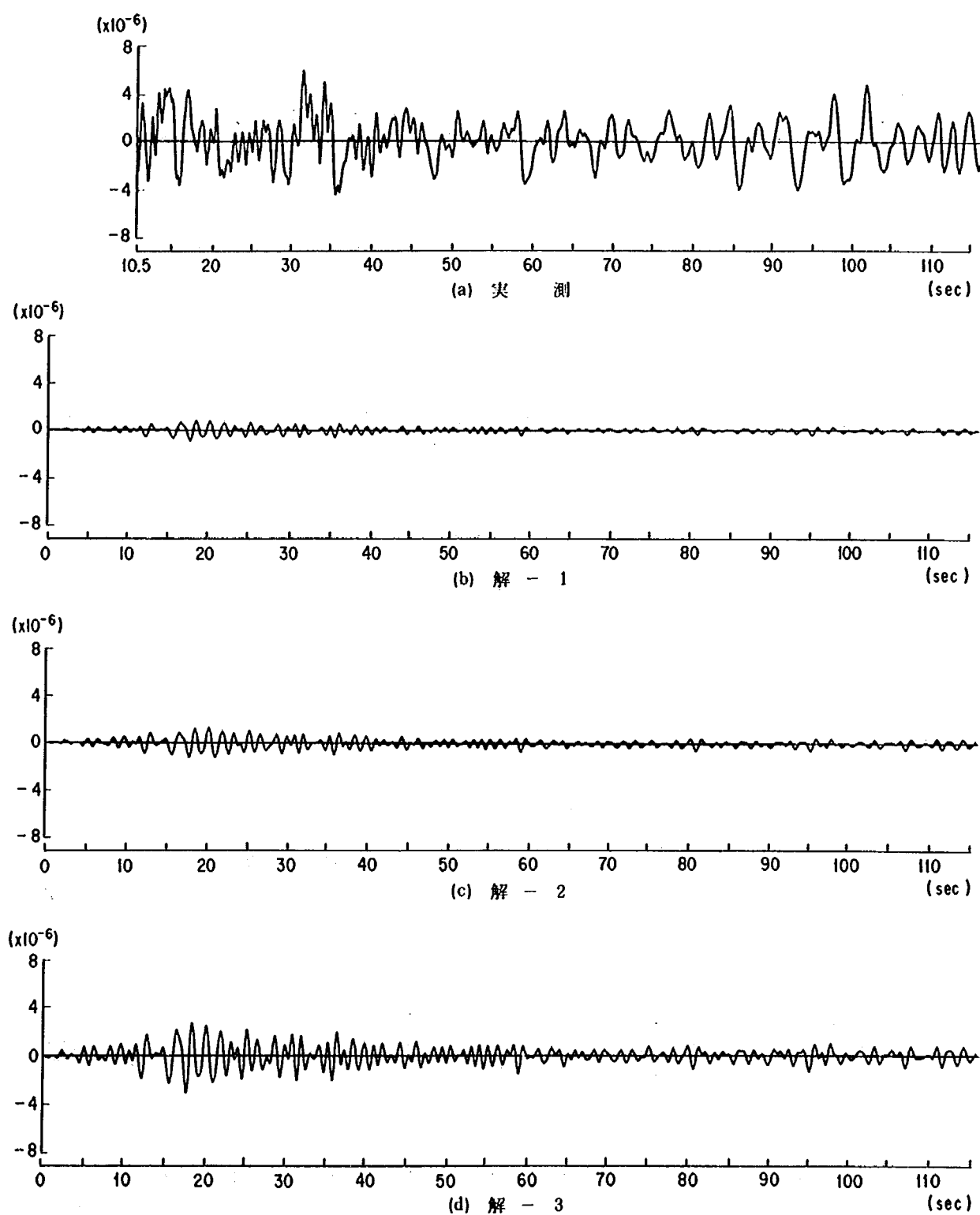
1009 5th Ave. New York 17, N.Y.



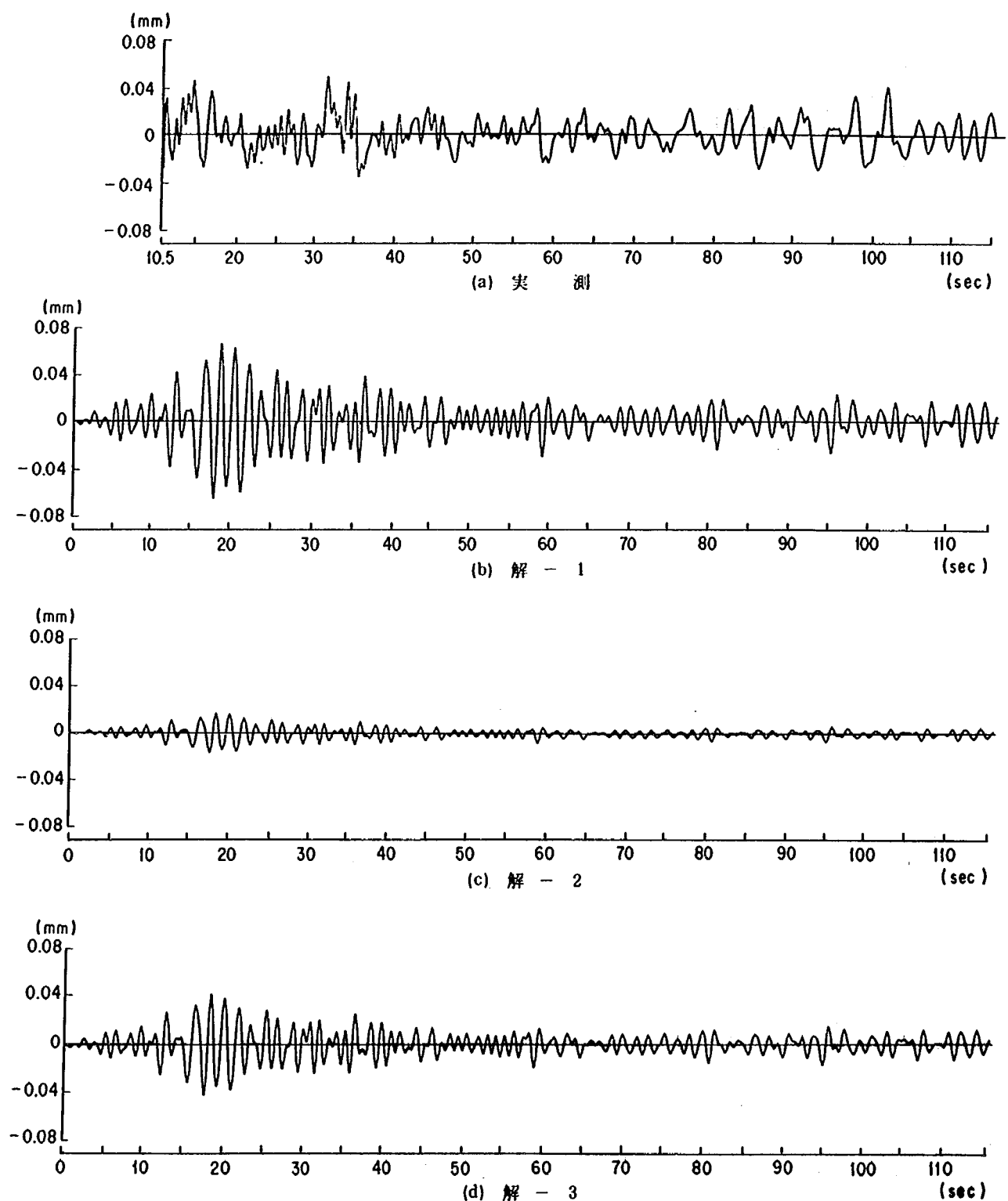
付図1 函体軸ひずみ波形，測点S-1，地震番号17



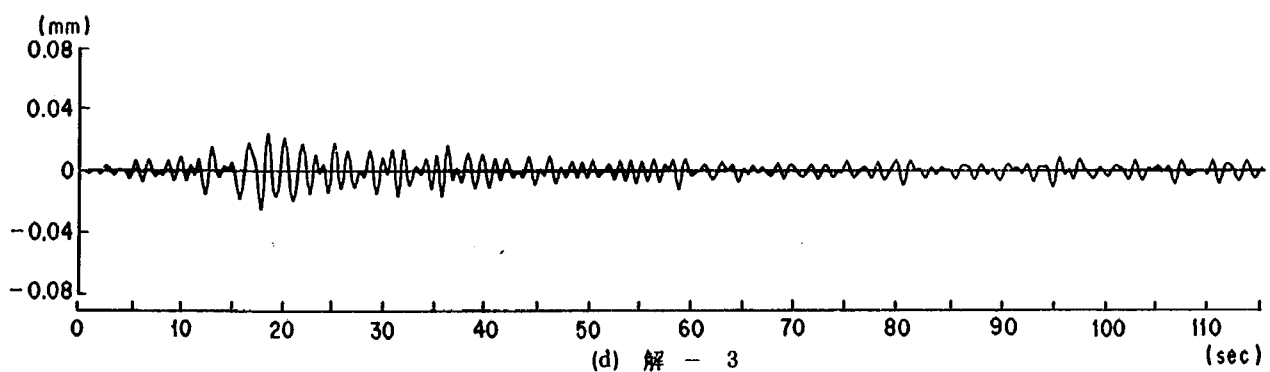
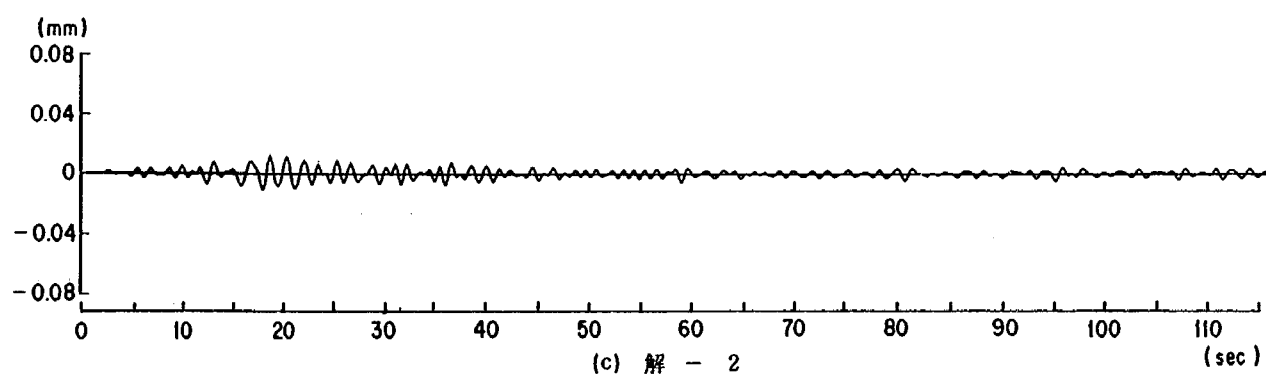
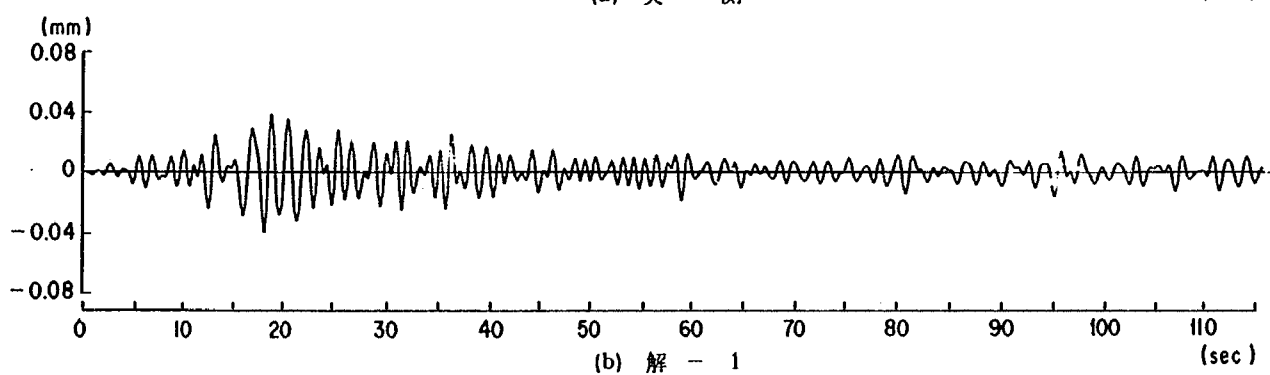
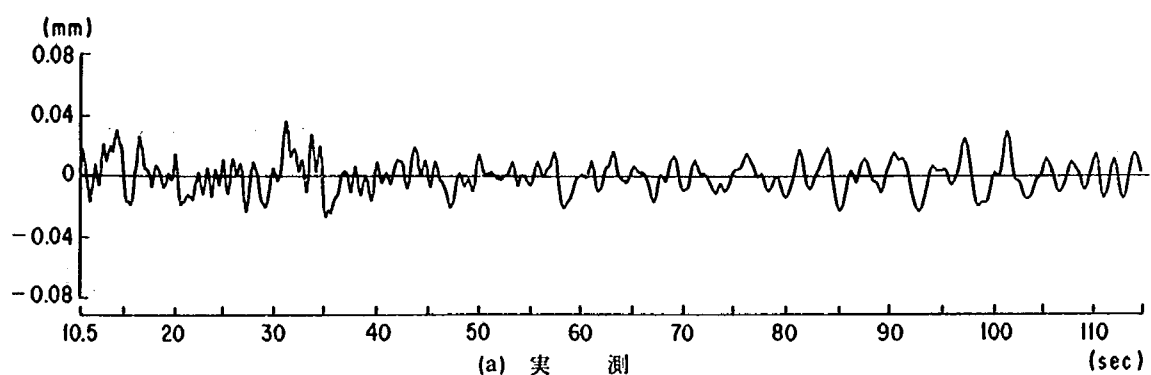
付図2 函体軸ひずみ波形，測点S-2，地震番号17



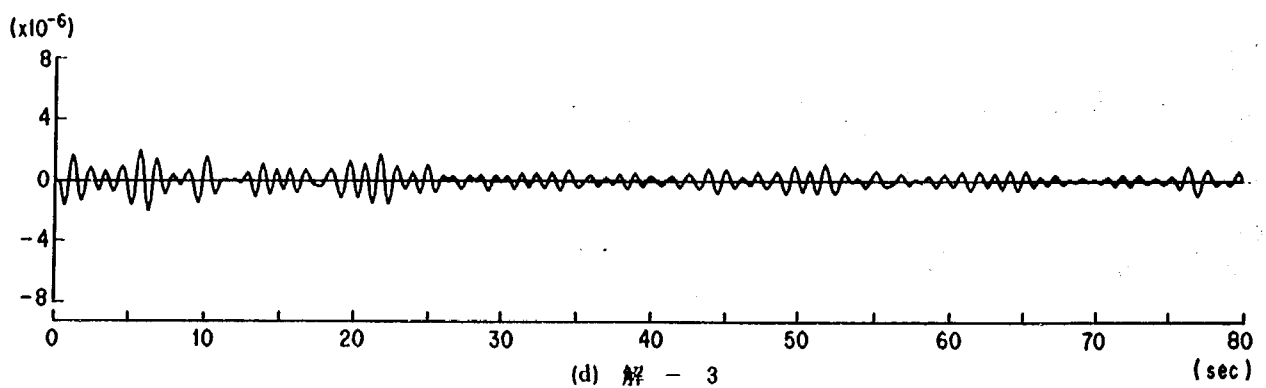
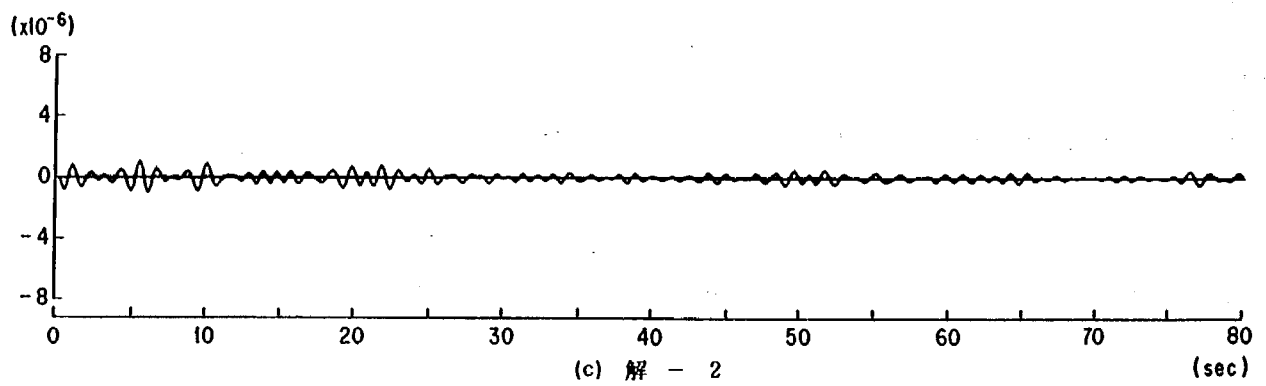
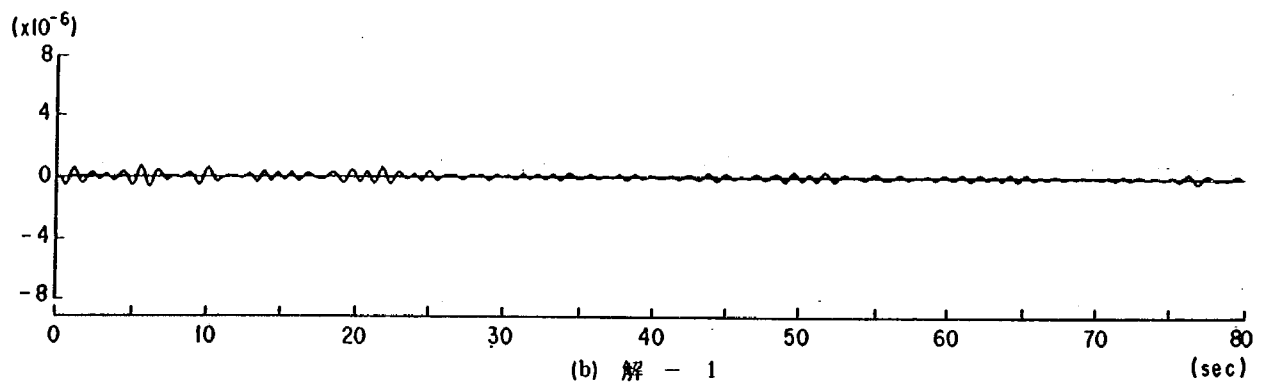
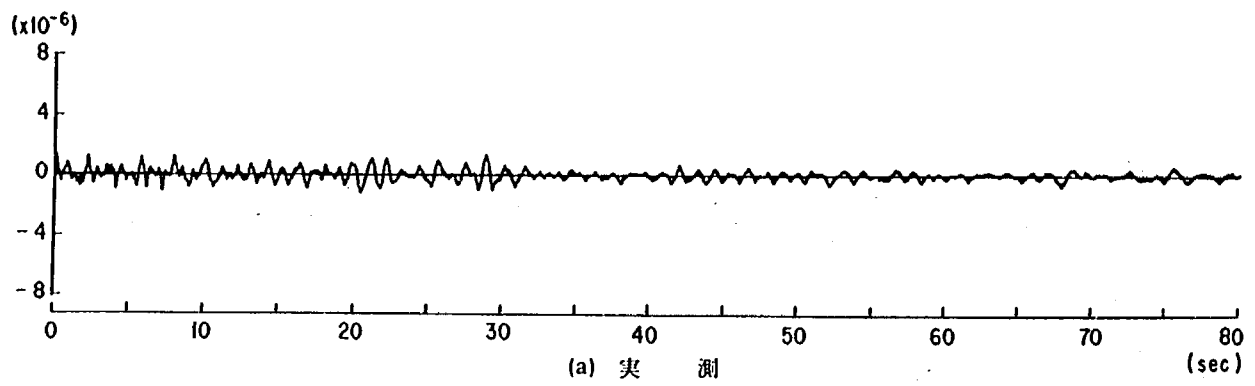
付図3 函体軸ひずみ波形，測点S-3，地震番号17



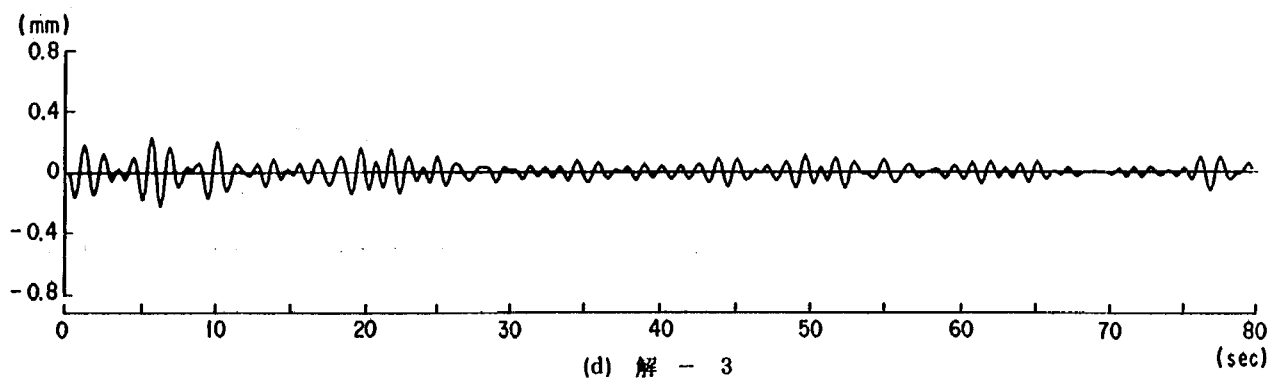
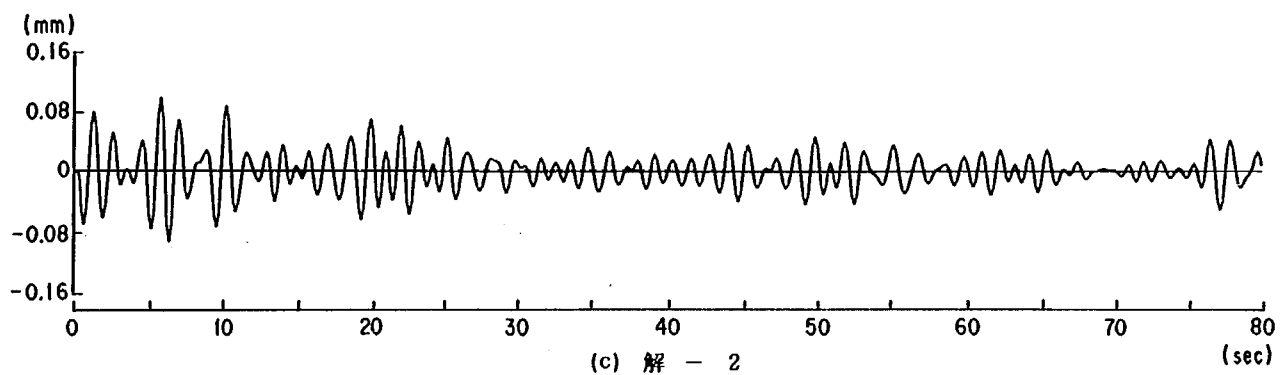
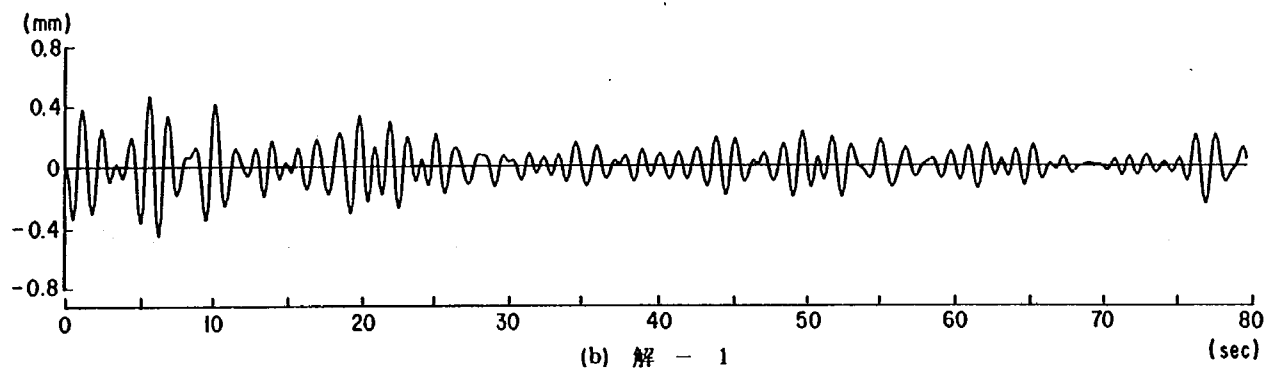
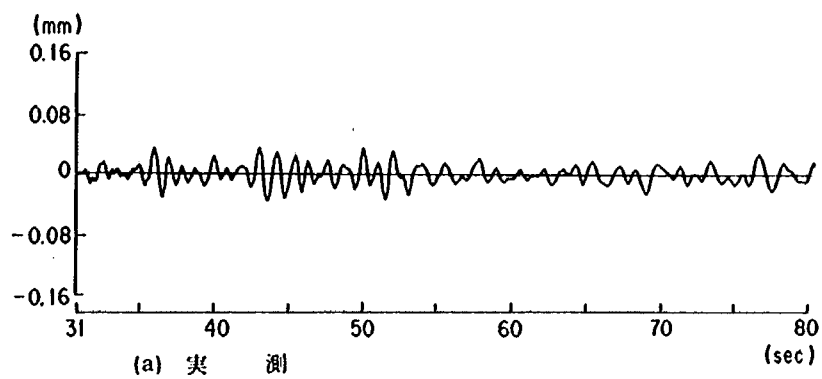
付图4 継手部相对变位波形, 测点 J - 1, 地震番号17



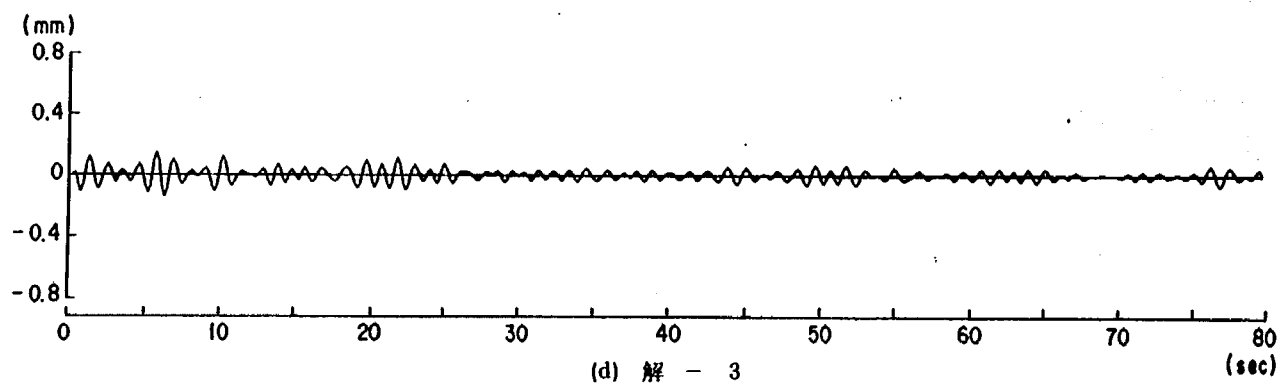
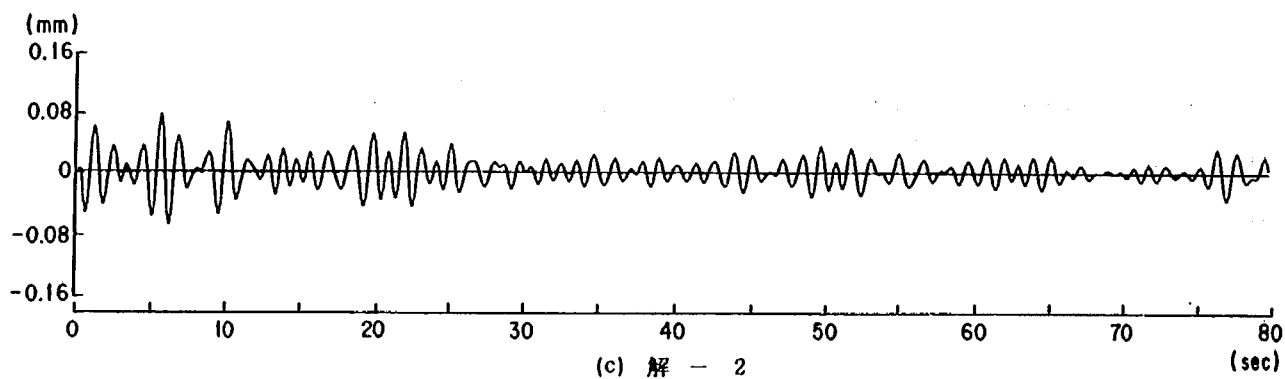
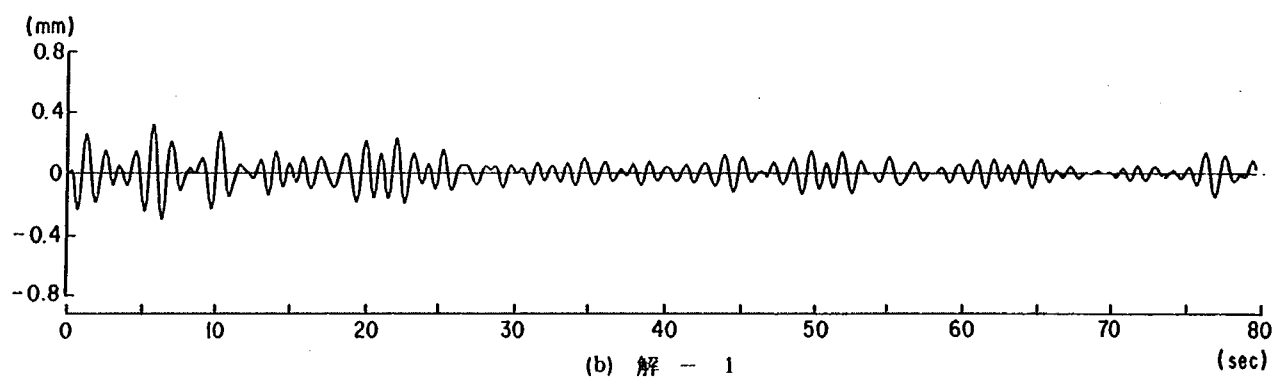
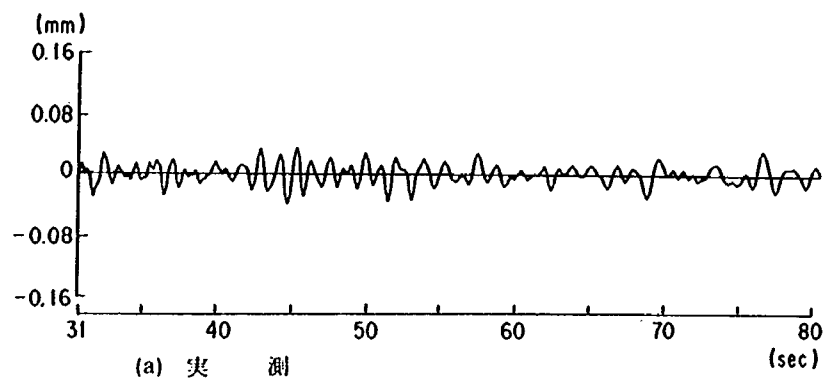
付図5 継手部相対変位波形，測点J-2，地震番号17



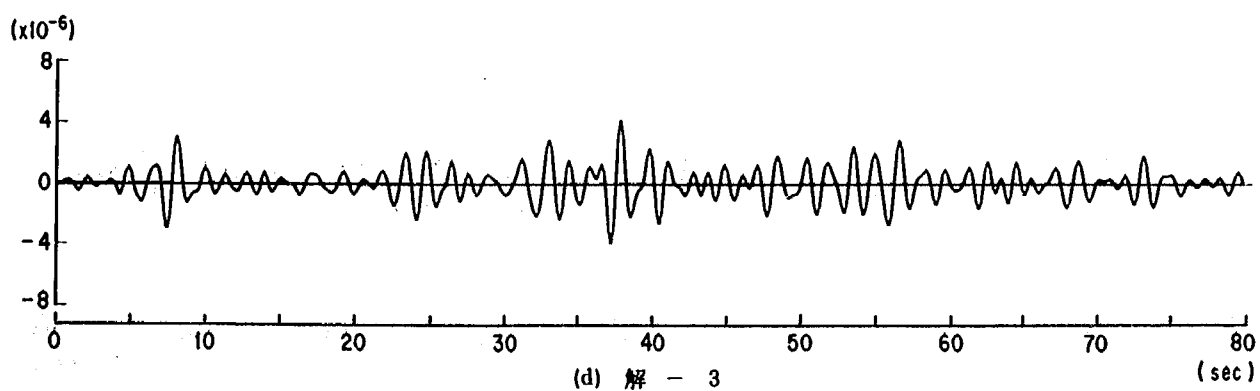
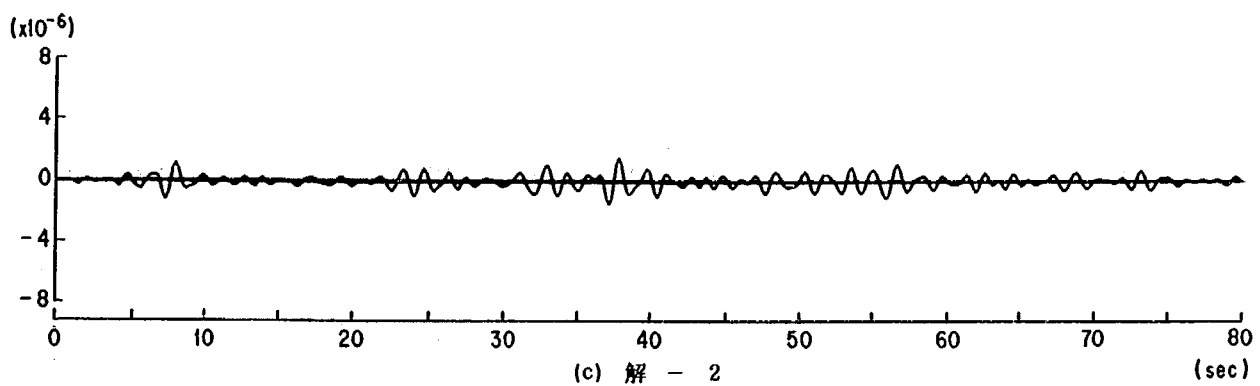
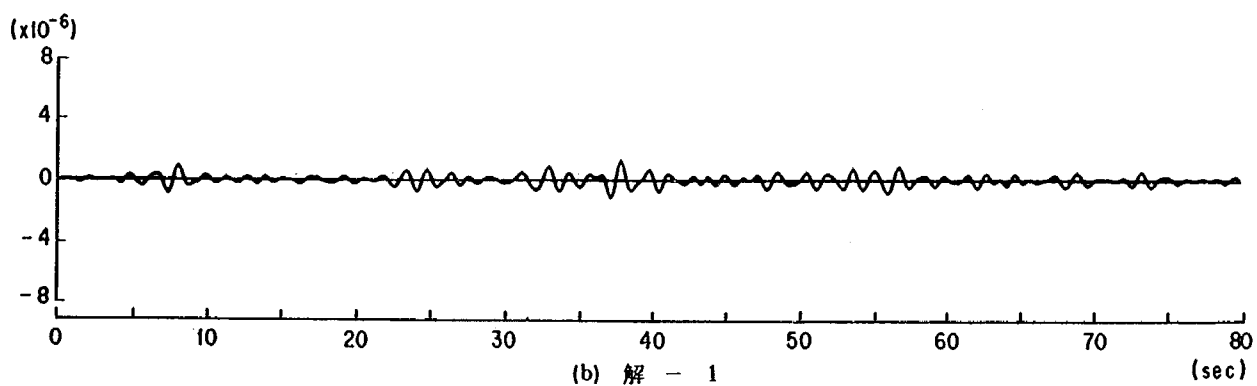
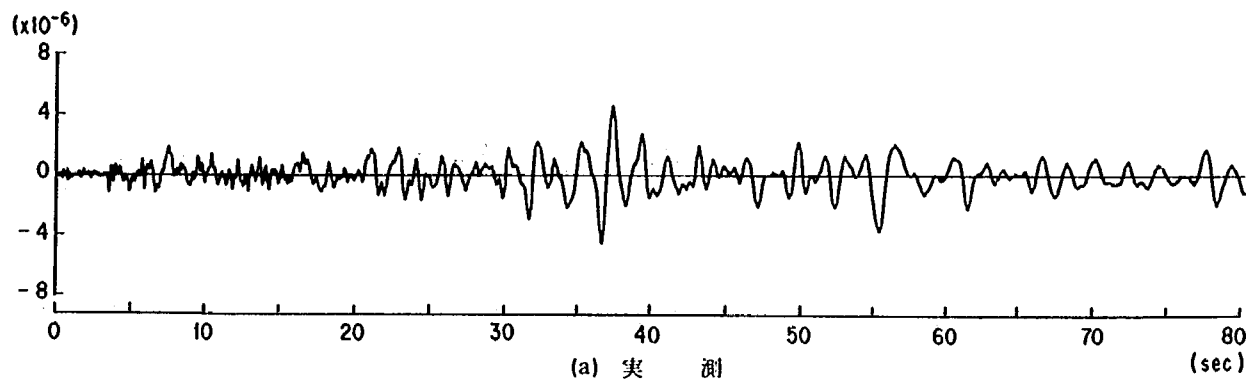
付図6 函体軸ひずみ波形，測点S-3，地震番号20



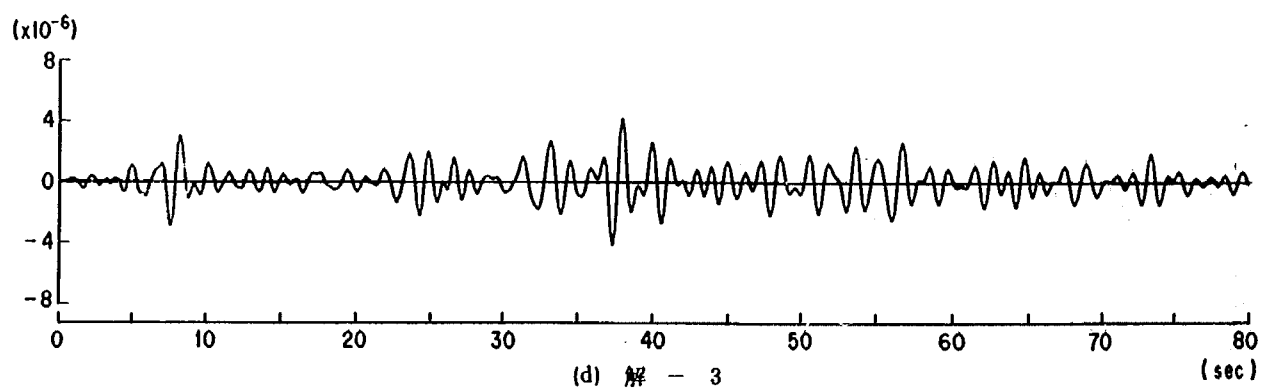
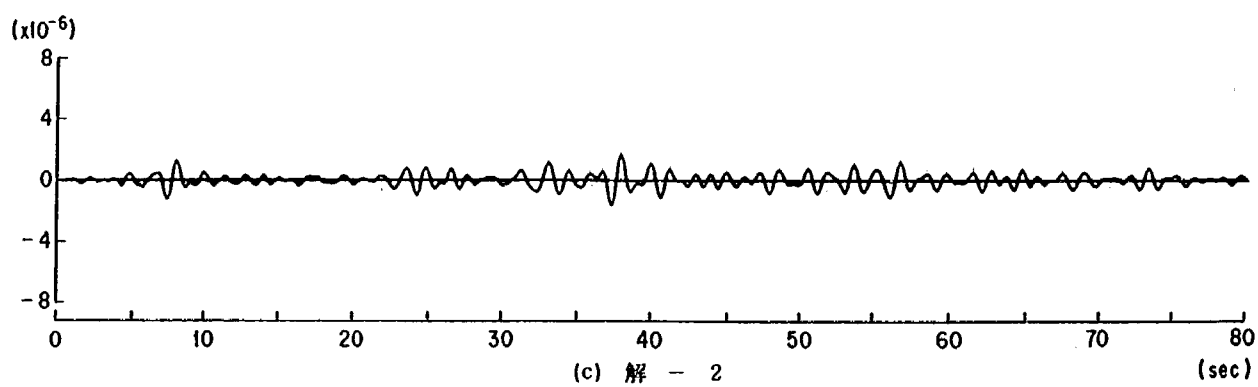
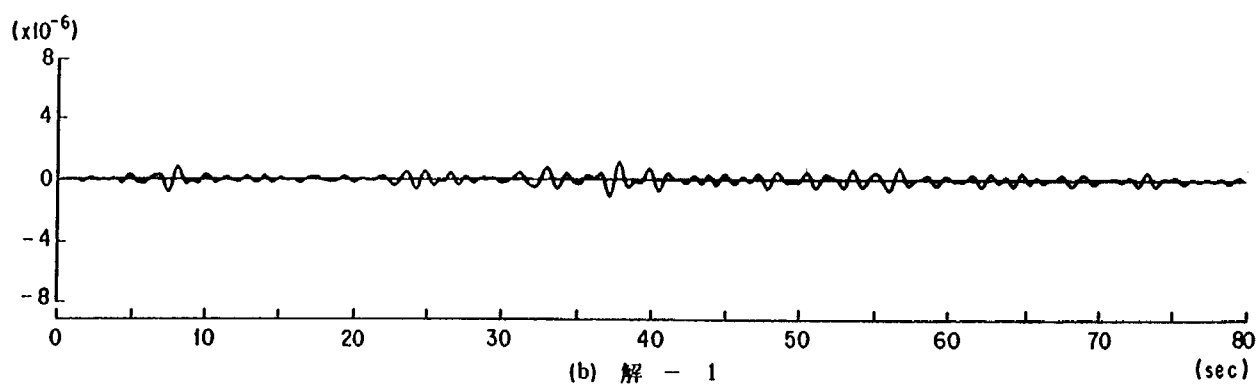
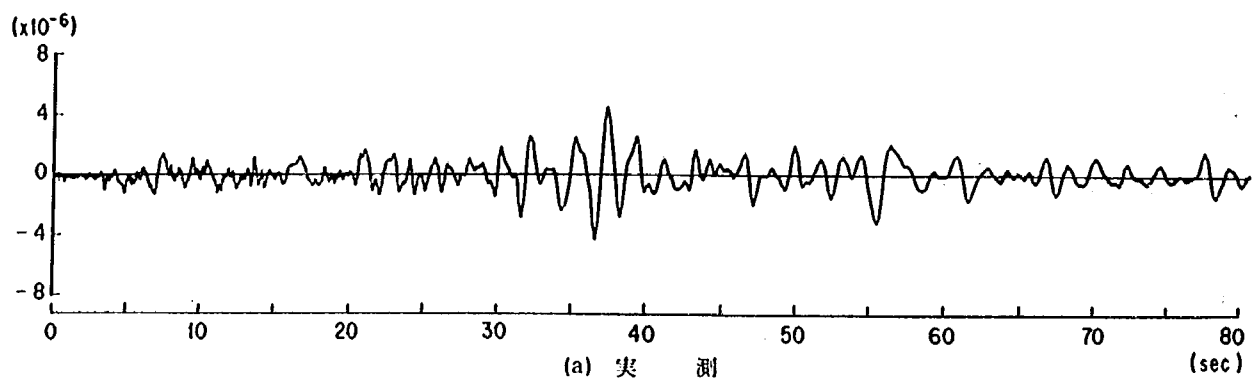
付図7 継手部相対変位波形，測点J-1，地震番号20



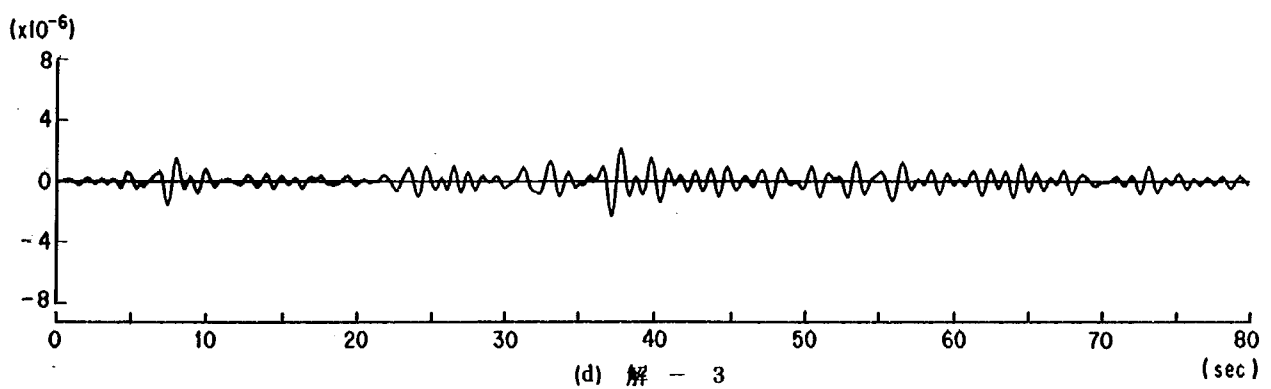
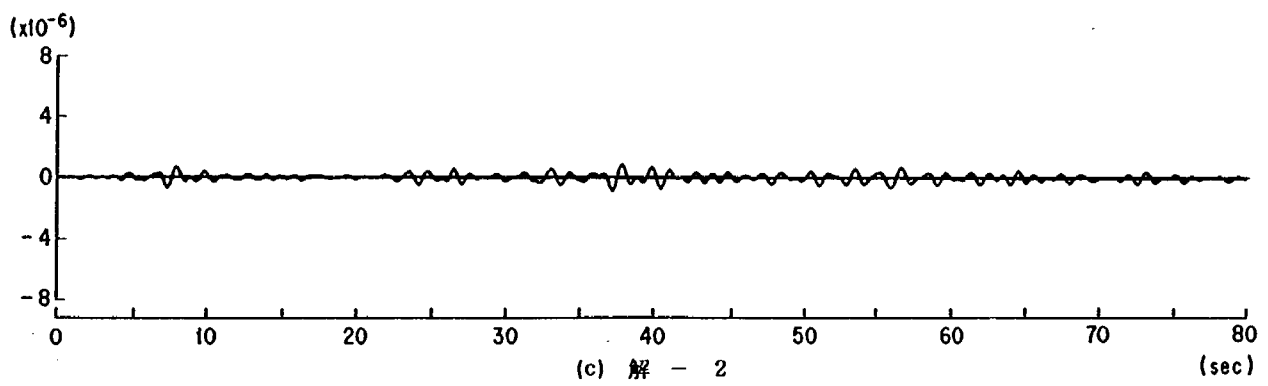
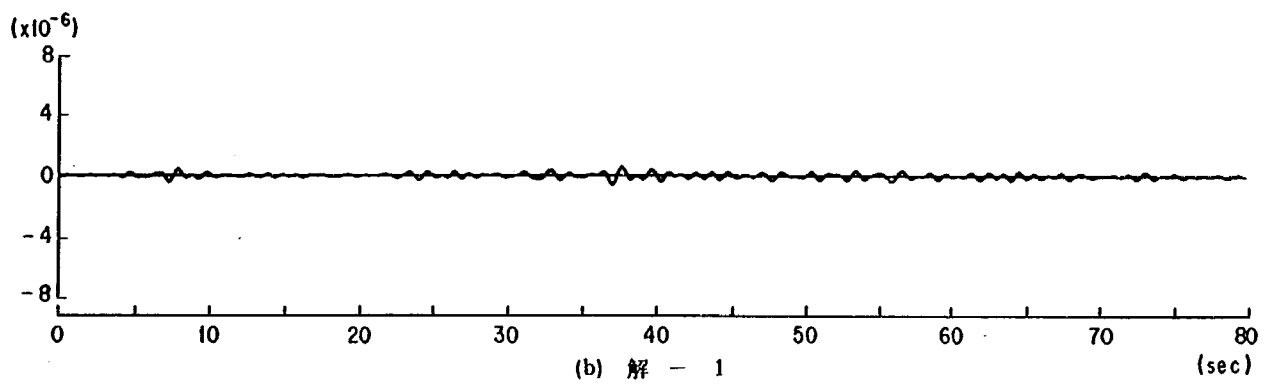
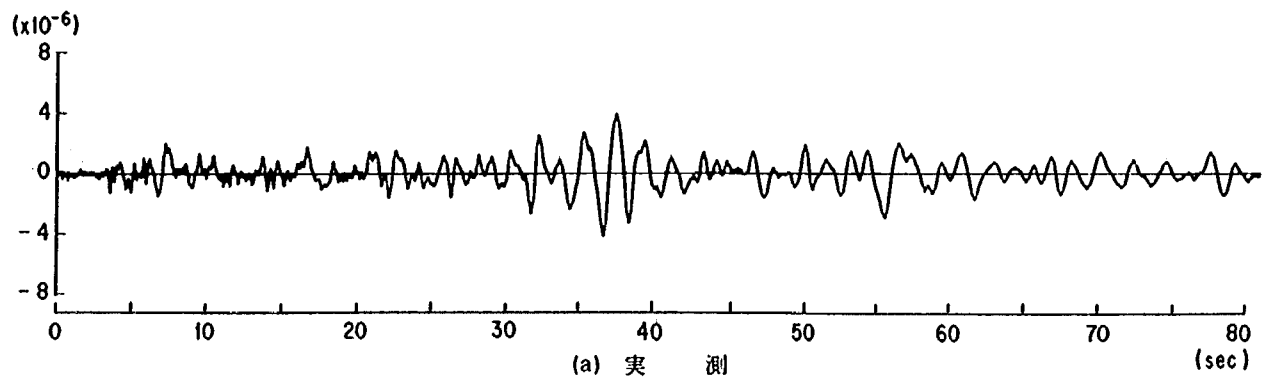
付図8 継手部相対変位波形, 測点 J - 2, 地震番号20



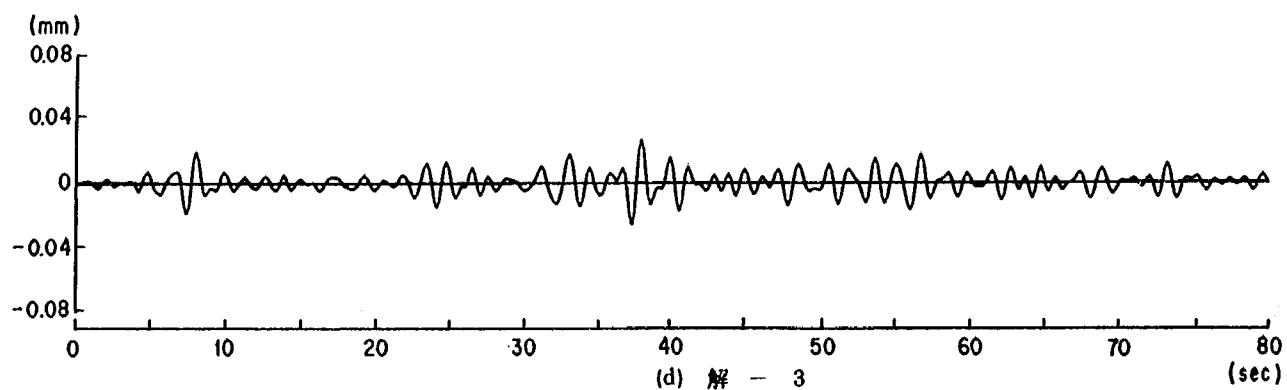
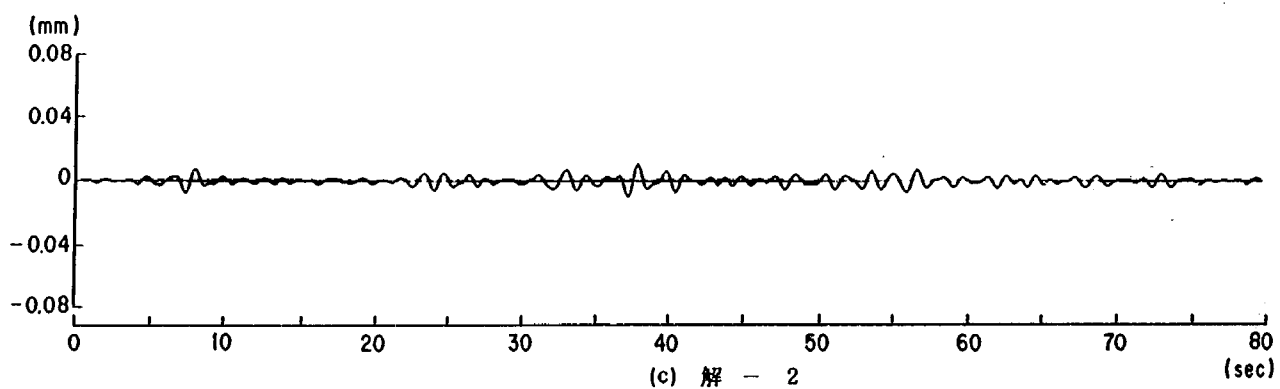
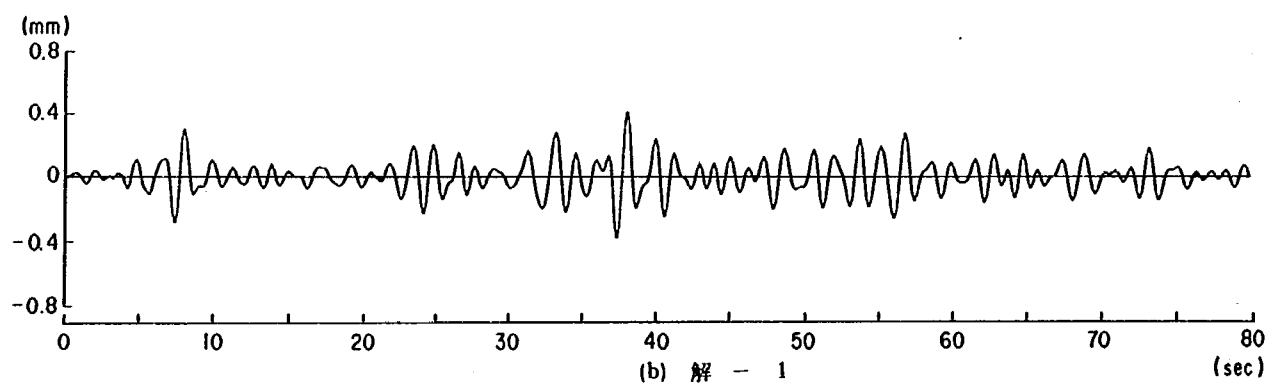
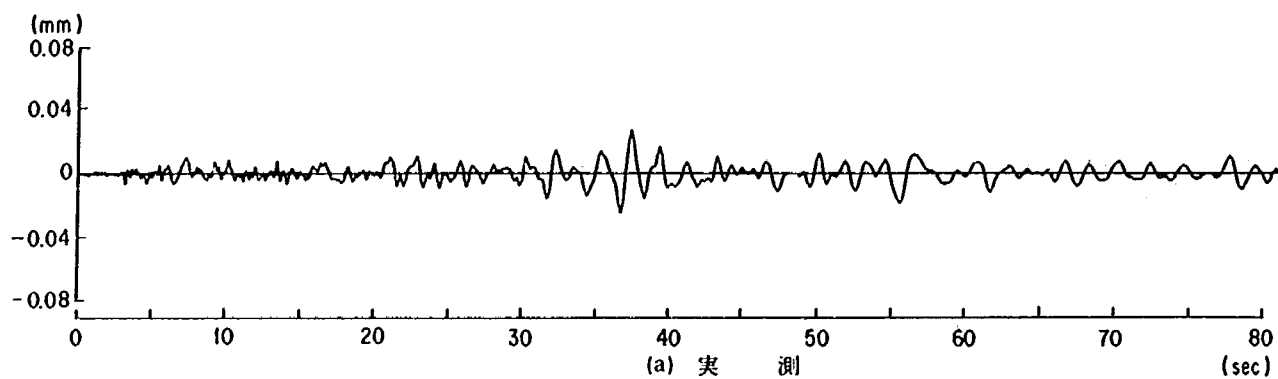
付図9 函体軸ひずみ波形，測点S-1，地震番号22



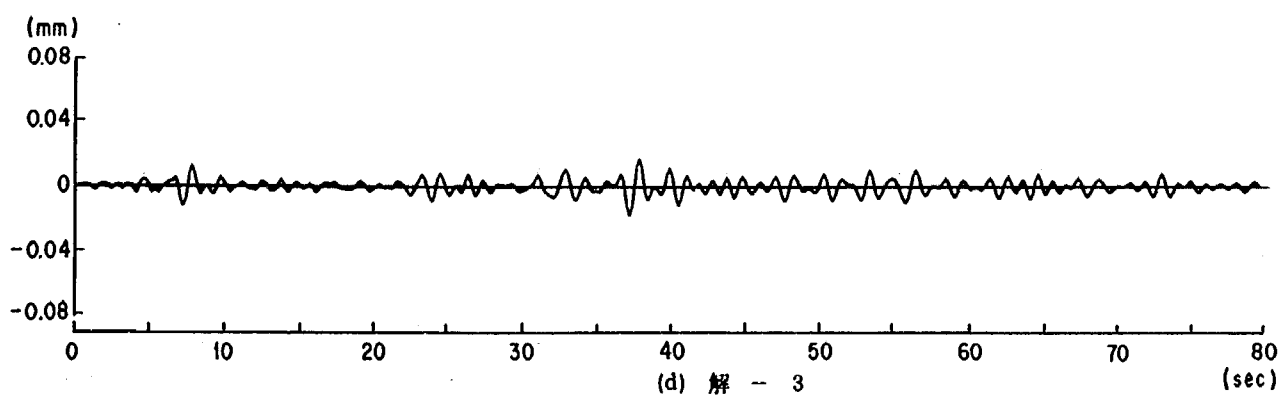
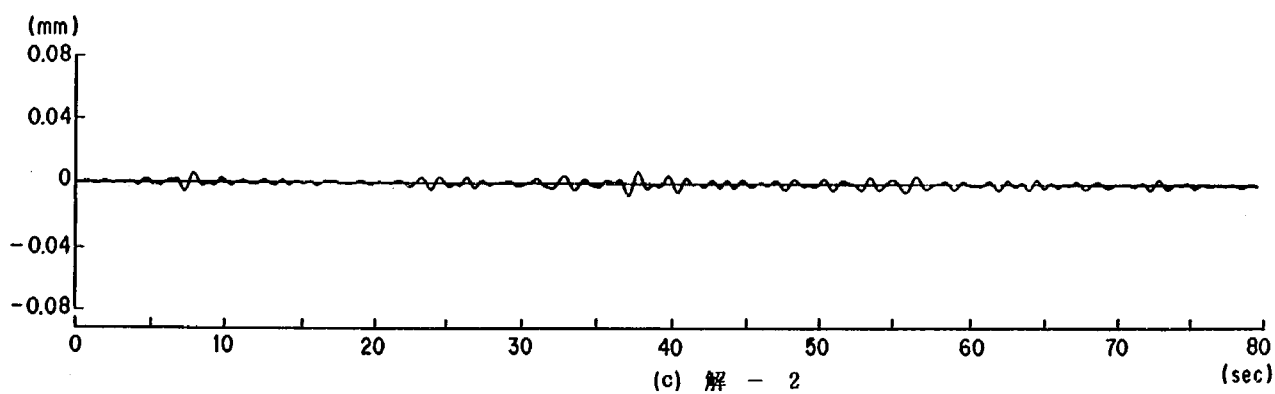
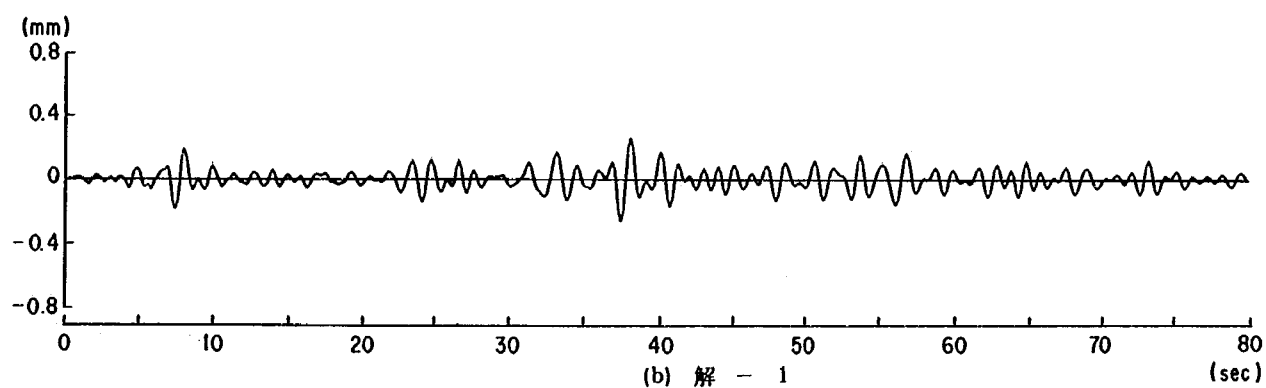
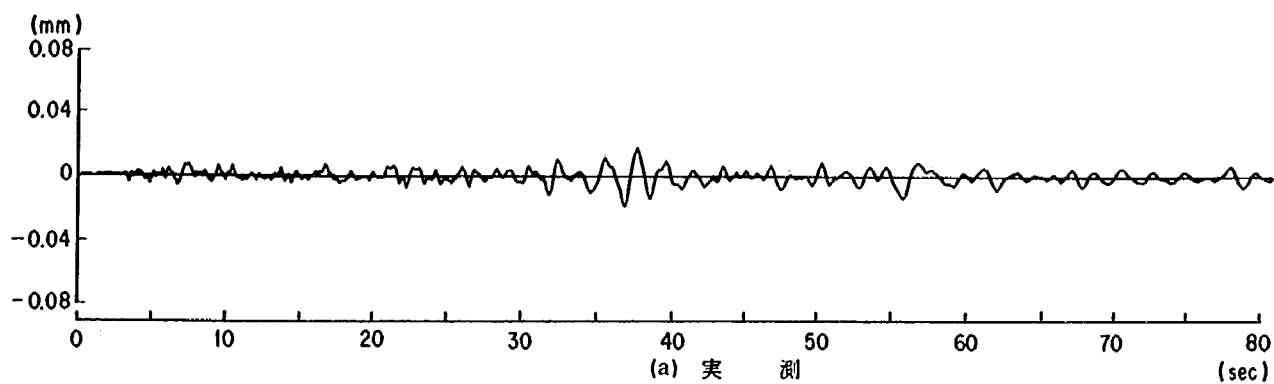
付図10 函体軸ひずみ波形，測点S-2，地震番号22



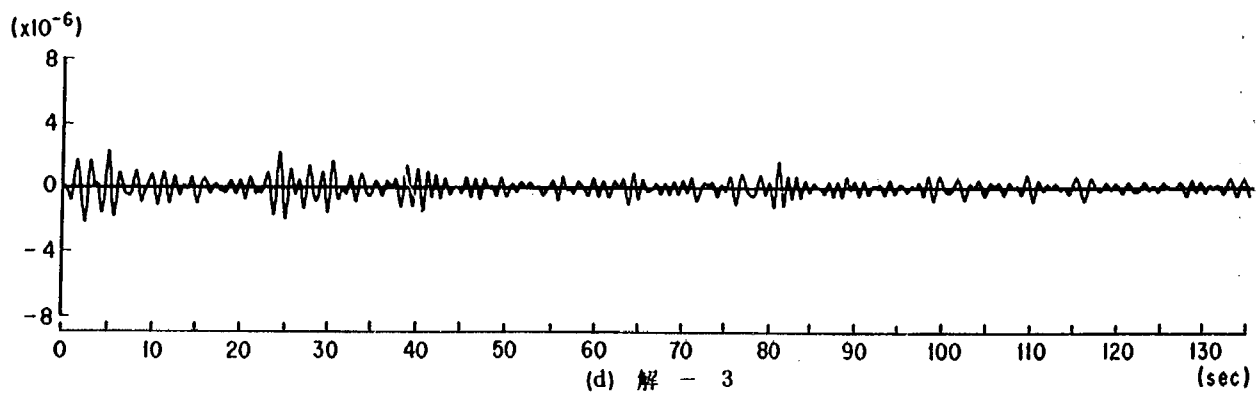
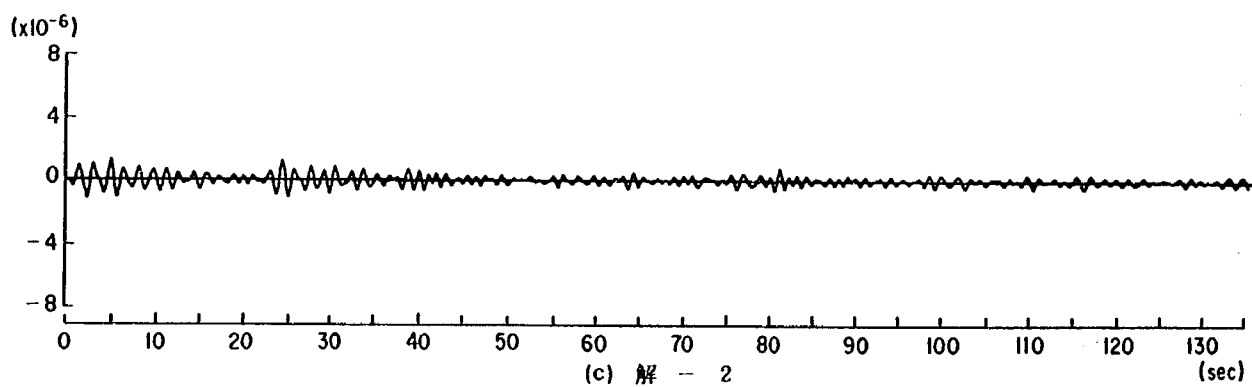
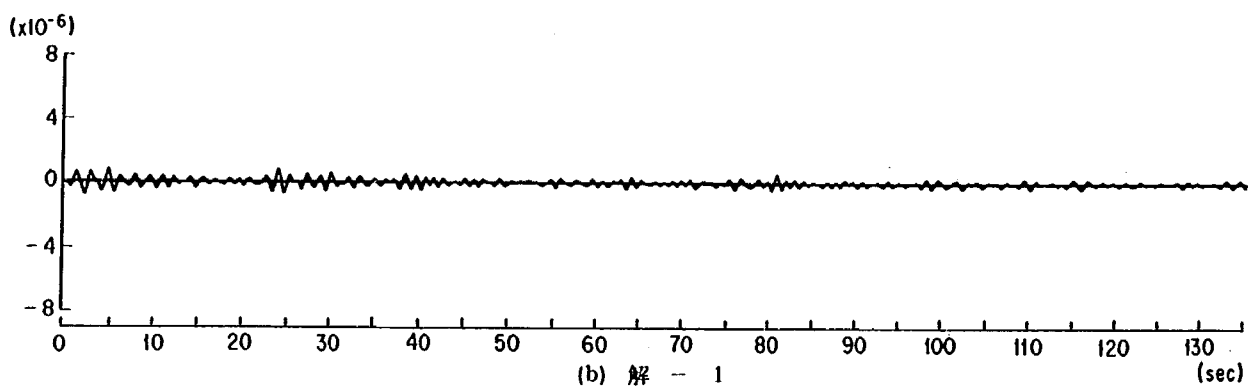
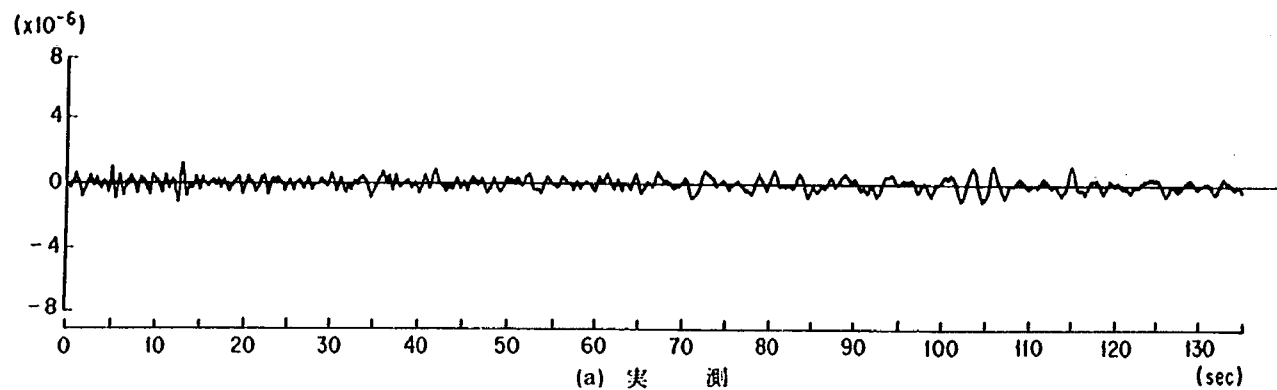
付図11 函体軸ひずみ波形，測点 S - 3，地震番号22



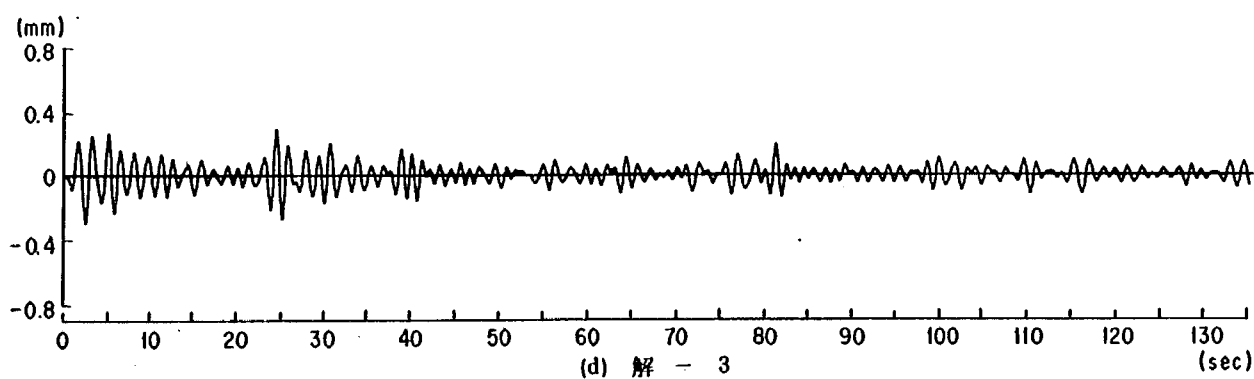
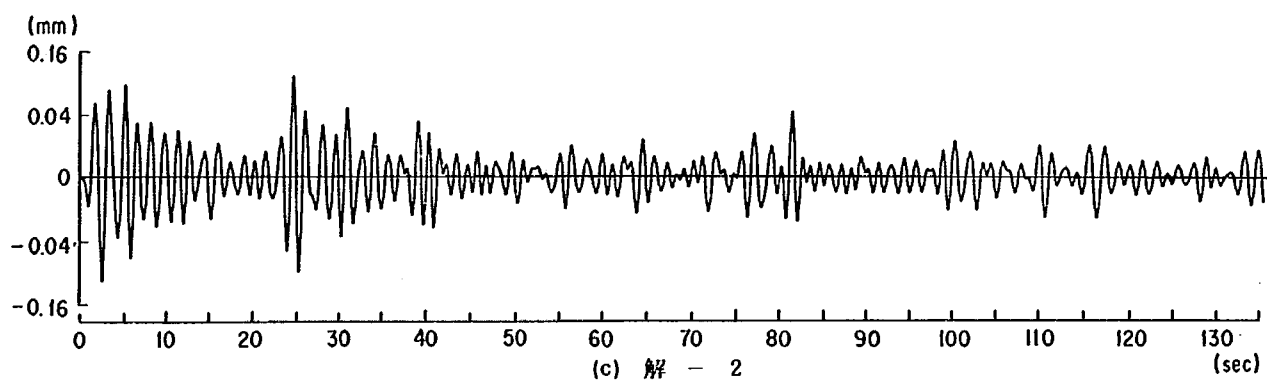
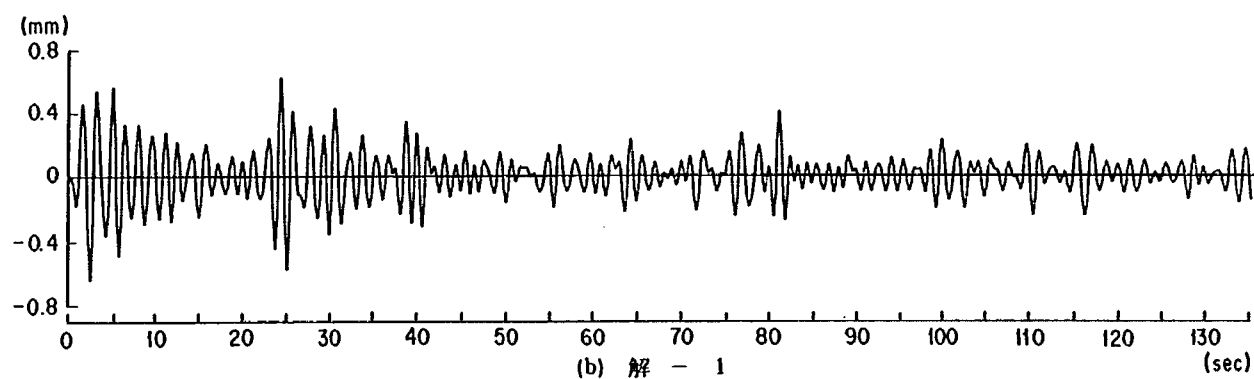
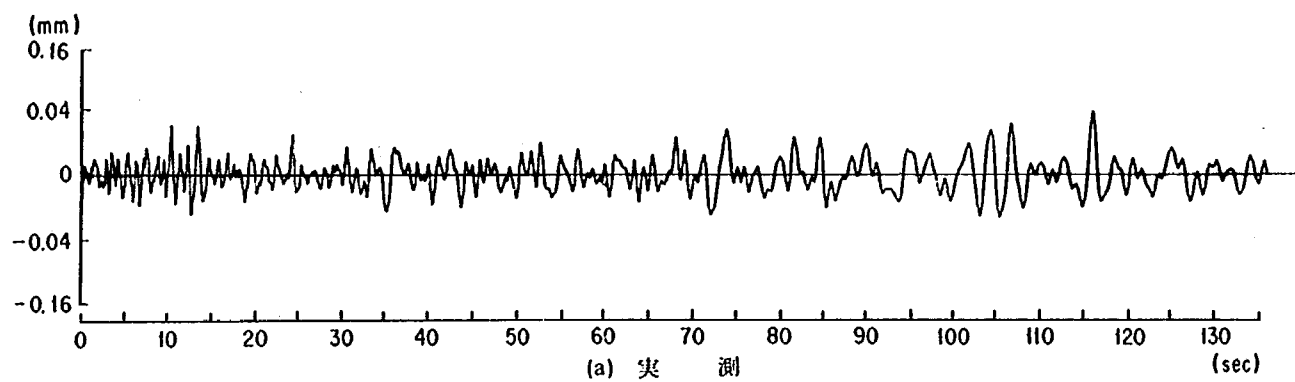
付図12 継手部相対変位波形，測点 J - 1，地震番号22



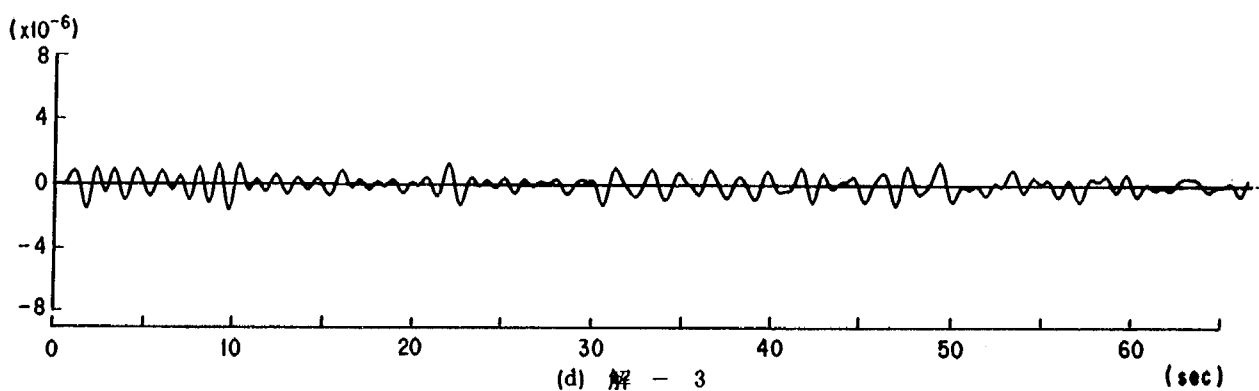
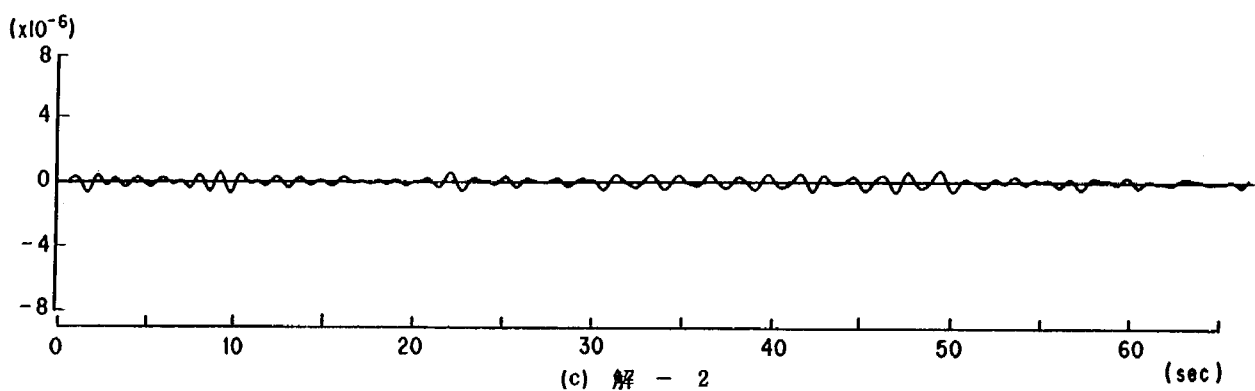
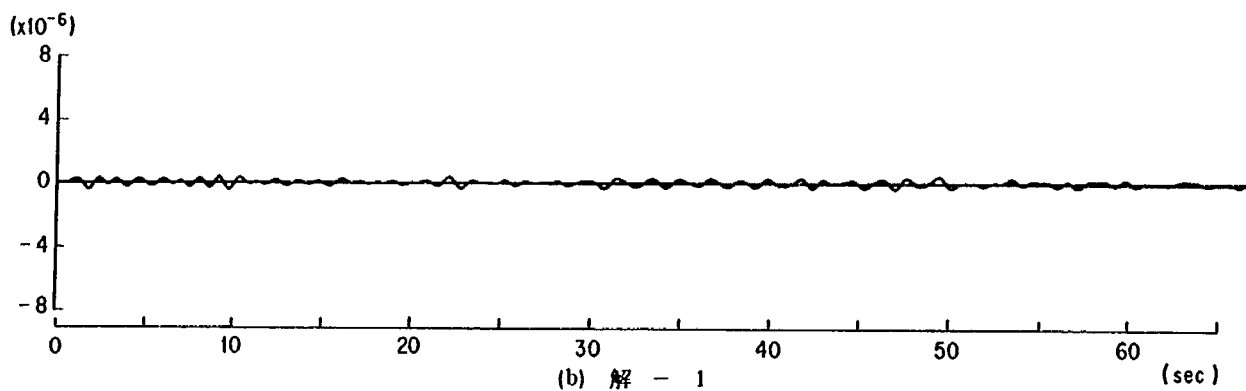
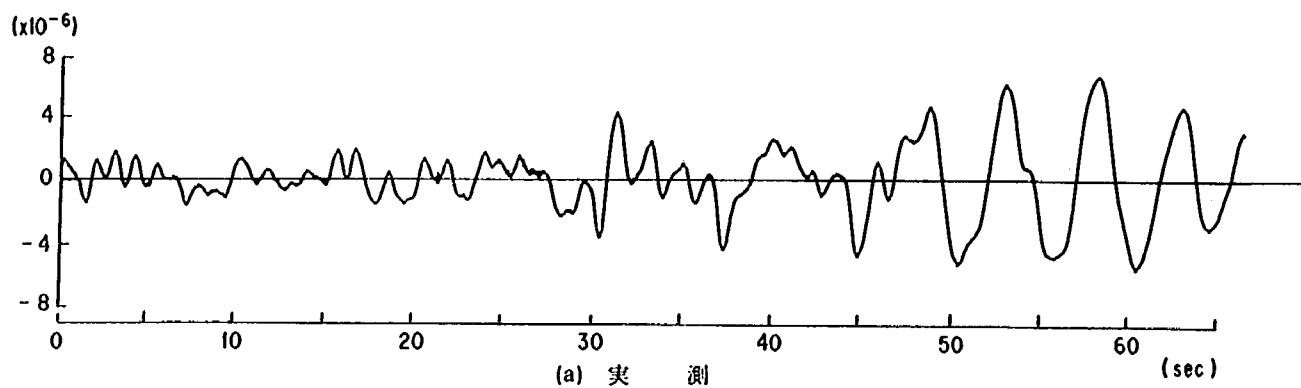
付図13 継手部相对変位波形，測点J-2，地震番号22



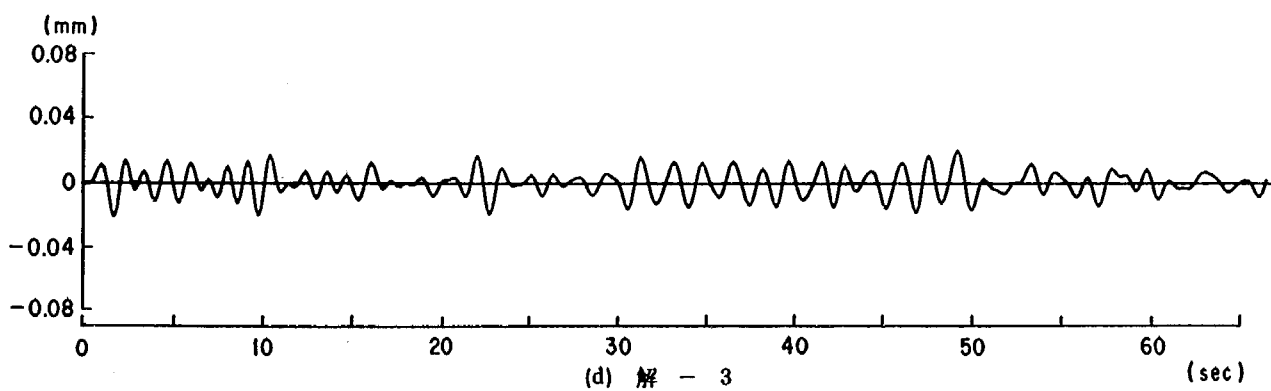
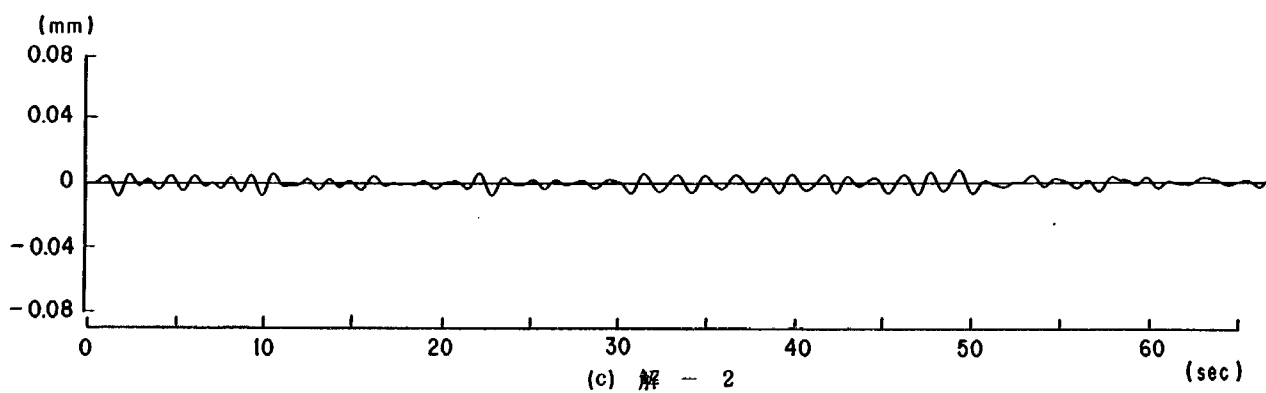
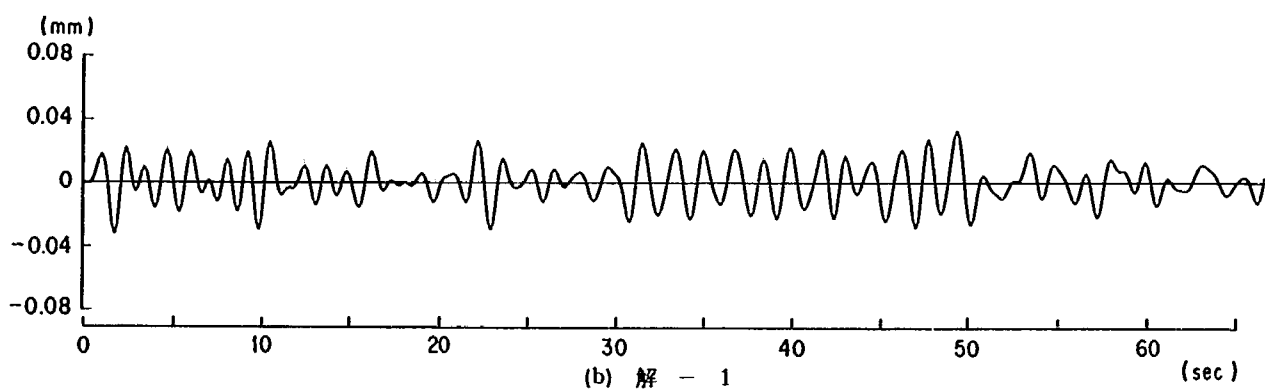
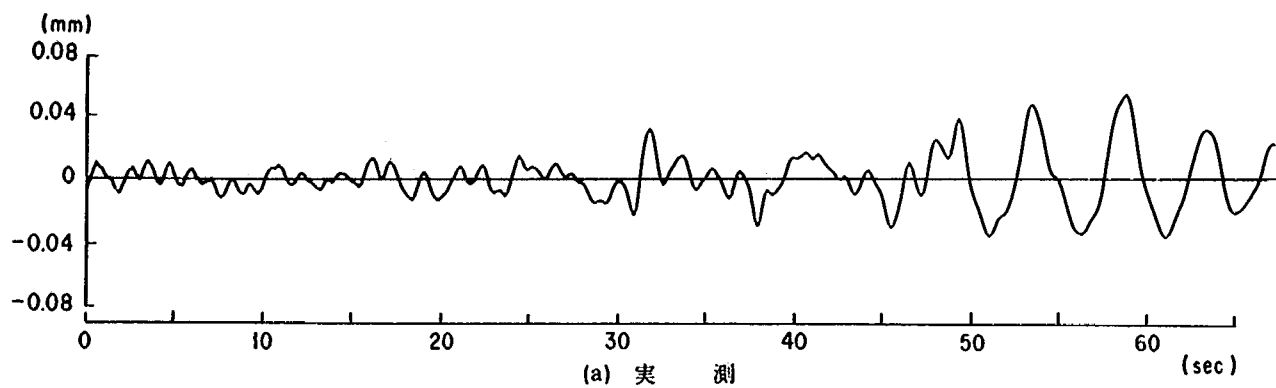
付図14 函体軸ひずみ波形，測点S-3，地震番号26



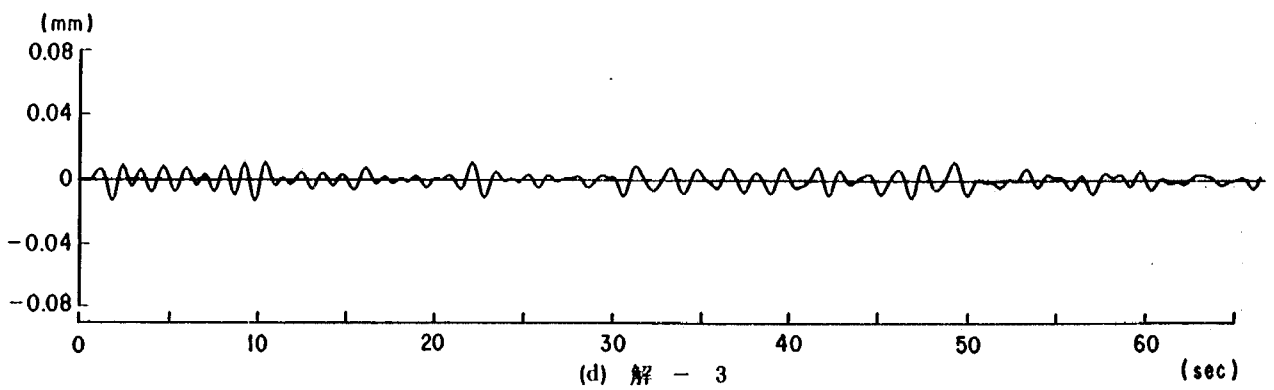
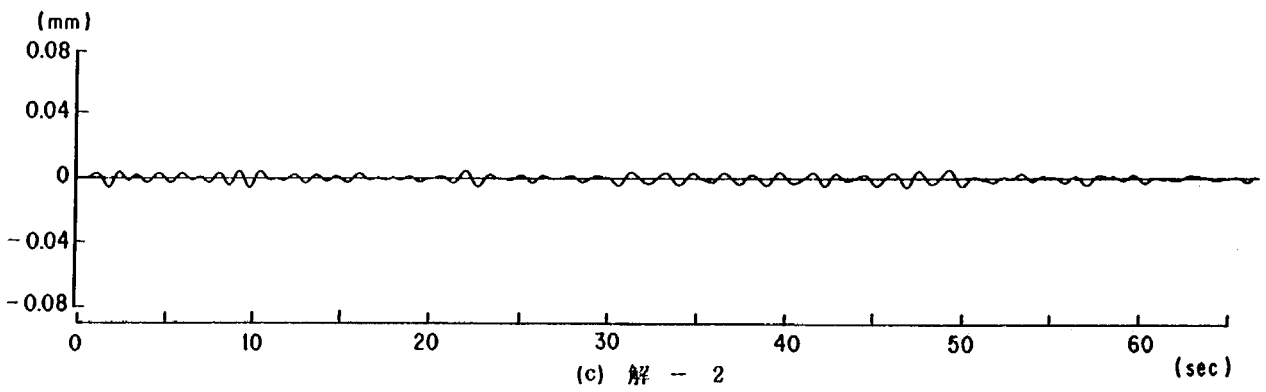
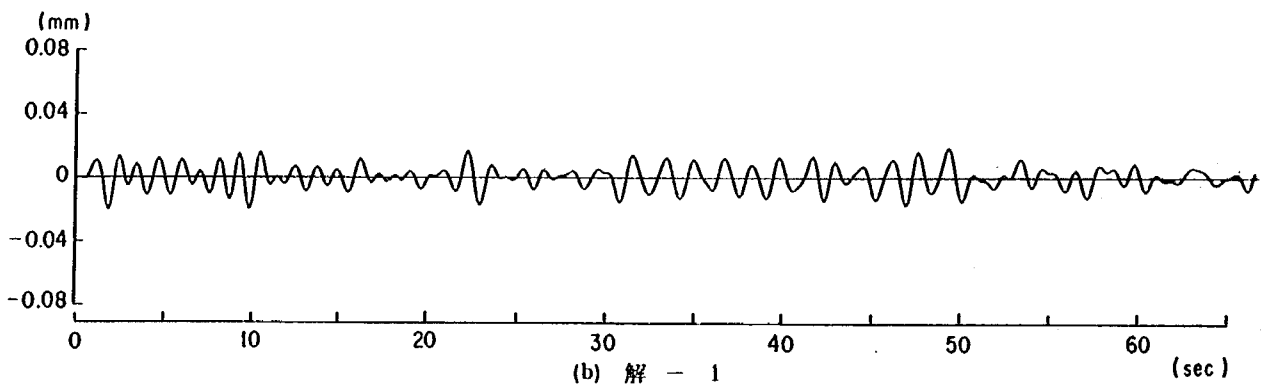
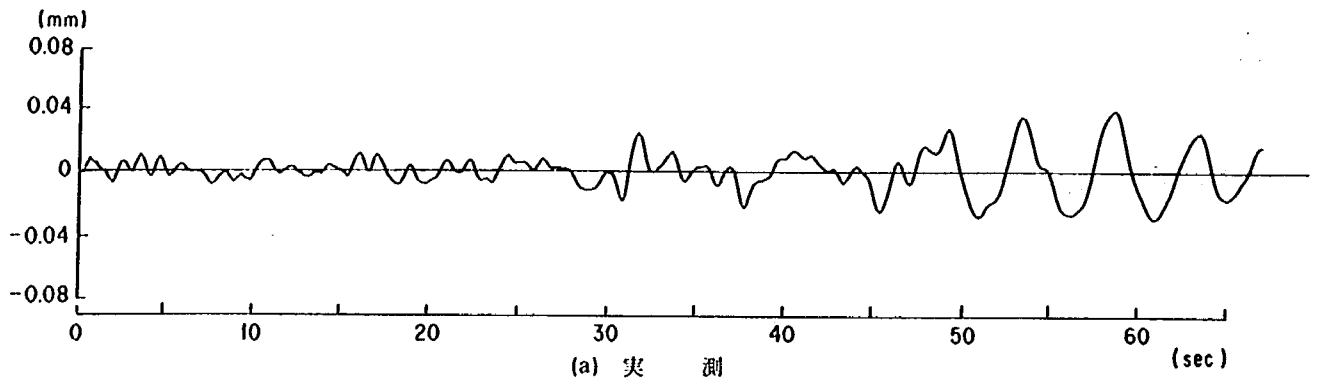
付図15 継手部相対変位波形，測点 J - 1，地震番号26



付図16 函体軸ひずみ波形，測点S-3，地震番号27



付図17 継手部相対変位波形，測点 J - 1，地震番号27



付図18 継手部相对変位波形, 測点 J - 2, 地震番号27

沈埋トンネルの耐震性に関する研究— (その2) 東京港トンネルにおける地震観測記録の解析 —

ISSN 0386-5878
土研資料第2261号
昭和60年10月(1985)

川島一彦 大日向尚巳
志波由紀夫 加納尚史
手塚茂樹 高津和義

要 旨

本資料は、東京港トンネルで得られた地震観測記録を解析し、沈埋トンネルの地震時挙動に関する検討を行い、合わせて、沈埋トンネルの動的応答解析モデルによるシミュレーションを行い、動的応答解析モデルの適用性について検討したものである。その結果、可撓性継手の剛性が季節的变化を示すこと、また、沈埋トンネルの地震時挙動をシミュレートするためには、今後地盤入力地震動のトンネル軸方向の変化、地盤剛性の箇所別の変化等を検討していく必要があること等がわかった。

キーワード: 沈埋トンネル, 耐震設計, 地中構造物, 地震応答解析, 動的解析

郵便はがき

四十円切手
をはって下さい。

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

土木研究所資料第 2261 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印