

港湾技術資料

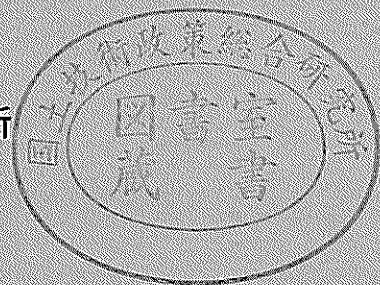
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 648 June 1989

根入れ鋼板セル護岸の地震観測

野	田	節	男
倉	田	栄	一
飯	田		毅
武	藤	裕	之
吉	田	洋	二
荻	野	秀	郎

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. 観 測 内 容	5
2.1 観測場所と根入れ鋼板セル護岸の概要	5
2.2 計測項目と計測目的	5
2.3 計測位置と計測機器	5
2.4 変換器の設置方法	6
2.5 土質調査	7
3. 観測結果とその考察	19
3.1 観測地震	19
3.2 地盤とセルの振動特性	19
3.3 セル護岸の地震時挙動	20
4. 有限要素法による地震応答解析	32
4.1 計算法とモデル化	32
4.2 地震応答解析	33
5. 地盤をバネに置換する安定計算	41
5.1 根入れ鋼板セルの設計法	41
5.2 計算条件	42
5.3 安定計算結果	42
6. ま と め	46
7. あ と が き	47
参 考 文 献	47
主 要 記 号 表	48
付図一主要観測波形	49

EARTHQUAKE OBSERVATION OF EMBEDDED STEEL PLATE CELLULAR BULKHEADS

Setsuo NODA *

Eiichi KURATA**

Takeshi IIDA***

Hiroyuki MUTO****

Yojiro YOSHIDA*****

Hideo OGINO*****

Synopsis

Based on shaking table tests, the authors have proposed a new aseismic design method using spring-solid cell model for the embedded steel plate cellular bulkhead.

In order to verify the validity of the design method, measurements of the dynamic behavior of the actual structure under earthquake conditions have been performed at Wakayama from 1984. Dimensions of the cell are 19.5m in diameter and 20m in height. The embedment length was set as 6m. The monitoring items are the acceleration in the ground, the cell fill, and the top of the cell, and earth pressure at the front, the bottom, and the back of the cell.

52 earthquakes were observed during about four years, though the maximum acceleration observed in the bearing stratum was under 33 Gal.

Major results are as follows ;

- 1) During earthquakes, the predominant mode of cell is rocking, and its first natural frequency is about 2Hz.
- 2) The distributions of the front earth pressure and bottom reaction measured during earthquakes are close to those of rocking mode of the cell. These facts assure the fundamental assumption of the new design method.
- 3) The analytical method using the modified "FLUSH" gives good agreement with measured results. Therefore, this method is useful for evaluating the earthquake behavior of steel plate cellular bulkheads.
- 4) Earth pressure calculated by the new design method gives safety side values comparing with measured values. Therefore, the design method can be practicable to evaluate the earthquake stability of steel plate cellular bulkheads.

Key Words: Cellular Bulkhead, Earthquake Response Observation, Earthquake Resistant Design Method.

* Head of Structures Division

** Member of Geotechnical Earthquake Engineering Laboratory, Structures Division

*** Construction Engineering Division, Sumitomo Metal Industries, Ltd

**** Civil Engineering Division, Shimizu Corporation

***** Technology Development Department, Toa Corporation

根入れ鋼板セル護岸の地震観測

野田 節 男 * 倉 田 栄 一 ** 飯 田 毅 ***
武 藤 裕 之 **** 吉 田 洋 二 郎 ***** 荻 野 秀 雄 *****

要 旨

著者らは、根入れ鋼板セル式構造物に対する耐震設計法として、支持地盤をバネに置換しセルを剛体とみなす設計法を主として模型振動実験に基づき提案した。本研究の目的は、和歌山港に建設された実在の根入れ鋼板セル護岸において、1984年より実施してきた地震観測結果より当該構造物の地震時挙動を明らかにし、提案設計法の妥当性を検証することにある。

観測対象のセルの諸元は、直径19.5m、高さ20m、根入れ深さ6mである。計測項目は、①地盤、中詰、セル天端の加速度、②根入れ部前壁土圧、底面反力、根入れ部後壁土圧である。

約4年間の観測において、基盤の最大加速度は33Galながらも、52の地震記録を得ることができた。

得られた成果は以下のとおりである。

- 1) 実在の鋼板セル護岸の地震時挙動では、固有振動数約2Hzの1次モードのロッキング振動が卓越している。
- 2) 地震時の前壁土圧および底面反力の分布はセルのロッキング振動に基づく分布形を示しており、既往の模型振動実験結果とも対応している。
- 3) 有限要素法（FLUSH）による応答計算結果は観測波形と比較的良好一致を示しており、当該構造物の地震時挙動を、ある程度推定しうる。
- 4) 観測結果との比較により、支持地盤をバネに置換する提案設計法は、合理的で実用に供し得るものと判断される。

キーワード：鋼板セル、地震応答観測、耐震設計法

1. ま え が き

護岸、岸壁などに用いられるセル式構造物としては、図-1. 1に示す鋼矢板セル、置き鋼板セル、根入れ鋼板セルがある。設計法に関していえば、前者の2形式については標準化された手法¹⁾があるが、新しい構造形式である根入れ鋼板セルについては、確立された手法が無かった。特に図-1. 2に示す護岸形式の根入れ鋼板セ

ルに関しては、耐震性の解明が設計上の最大課題と考えられた。そこで、港湾技術研究所は住友金属工業(株)、清水建設(株)および東亜建設工業(株)の3社(以下、3社と略称)と共同研究を行い双方の技術力を有効に活用することにより、その課題を解決することとした。

昭和55年度に大型模型の振動実験を実施し、昭和56年度には実験結果の解析を行い、セルの根入れ効果、中詰土の有効質量、地震時裏埋土圧の特性などを明らかに

* 構造部長

** 構造部地盤震動研究室

*** 住友金属工業(株)建設エンジニアリング事業本部

**** 清水建設(株)土木本部

***** 東亜建設工業(株)技術開発部

するとともに地震時の安定性計算法を提案した。この時の成果は「根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究」として港湾技術研究所報告²⁾にとりまとめられた。提案設計法は、セルを重力式壁体とみなし有効質量係数を用い、かつ支持地盤をパネに置換する方法であり、既に一部で活用されつつある。しかし、提案設計法は模型実験を主体として開発された手法であるため、実在構造物での地震応答の観測などによる妥当性の検証、ならびにより合理的設計法へ発展させるための基礎データの入手が望まれた。

そこで、和歌山港西防波堤沖の埋立護岸に根入れ鋼板セル(セル直径 19.5 m, 高さ 20 m) が初めて建設されたのを機会に、港湾技術研究所と 3 社は昭和 58 年度より共同研究体制のもとに鋼板セルの地震時挙動の観測を実施することになった。昭和 58 年度には地震観測システムの整備、昭和 59 年度～昭和 62 年度には地震観測、観測データの処理および解析などを行った^{3)~5)}。

和歌山地方は、震動レベルの低い地震が大半ながらも、昔よりその発生頻度は極めて高く、1951年～1976年における有感地震発生回数は平均133回/年にも達している。本観測システムにおいても、昭和59年より始まった約4年間の観測で、気象庁震度階の震度Ⅲ以下ではあるが50を越える地震記録を取得することができた。

和歌山港における本観測の場合、支持地盤は粘性土地盤を置換した砂質地盤である。この他の地盤条件における地震観測としては、昭和61年度より観測が開始された第五港湾建設局名古屋港第2ポートアイランドの根入れ鋼板セル(セル直径 20m, 高さ 19.5m)がある⁶⁾。この

名古屋港の場合の地盤は、セル直下のみサンドドレーンを設けた粘性土地盤である。これらの観測データは、根入れ鋼板セル構造物の地震時挙動の解明と耐震設計法の改良に有役な情報をもたらすものと期待される。

なお、共同研究の成果として得られた地震時安定計算法は、(財)沿岸開発技術研究センターによる「根入れ式鋼板セル設計指針」(昭和60年10月)⁷⁾および港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成元年2月)¹⁸⁾に新たに規定された「根入れ鋼板セル式係船岸の設計法」に反映されている。本観測の成果はこのような設計指針の信頼性の向上に役立つと考えられる。

本報告は、和歌山港における根入れ鋼板セル護岸の地震観測に関する共同研究の成果をとりまとめたものである。研究実施にあたっては、本報告の著者以外に下記の方々観測システムの整備、データの解析などを分担した。

記

○ システムの整備

第二港湾建設局	横浜調査設計事務所	北澤 社介
(元 構造部地震防災研究室)		
住友金属工業(株)	建設技術部	才村 幸生
住友金属工業(株)	鉄構技術部	小国 嘉之
住友金属工業(株)	和歌山製鉄所設備部	佐竹 勝次
清水建設(株)	研究所	森 信夫
東亜建設工業(株)	工事部	田淵 博

○ データ解析

第二港湾建設局	宮古港工事事務所	福原 哲夫
(元 構造部耐震構造研究室)		

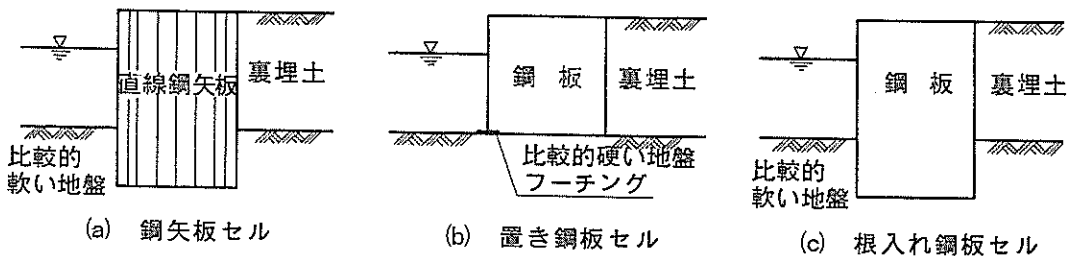


図-1.1 各種セル護岸の断面

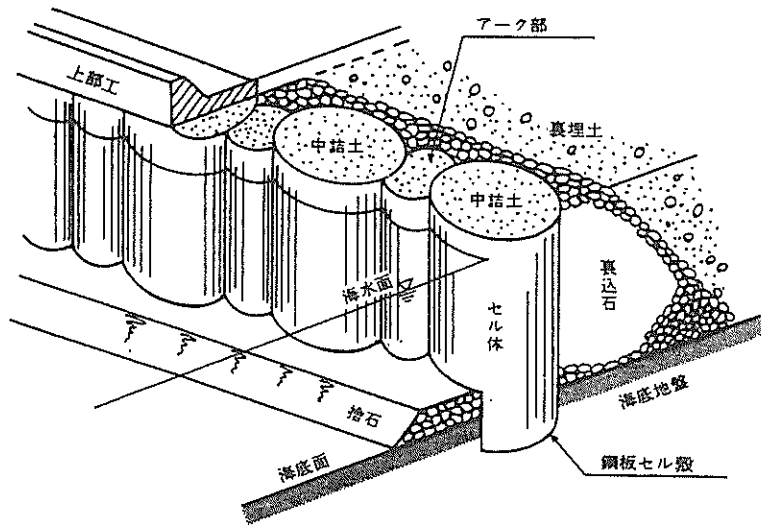


図-1.2 根入れ鋼板セル護岸の概要

2. 観測内容

2.1 観測場所と根入れ鋼板セル護岸の概要

観測の対象となる根入れ鋼板セル護岸は、和歌山市にある住友金属工業㈱和歌山製鉄所西防波堤沖に建設されたものであり、建設位置を図-2.1に示す。本護岸工事は176.5万 m^2 の埋立用を実施されたものであり、全護岸延長4807mのうち根入れ鋼板セル部は1245mである。使用されたセル殻は直径19.5m、高さ20.0m、板厚12.0mmのもの56基、アーチは弧長10.8m、高さ20.0m、板厚9.0mmのもの116枚であり、根入れ深さはセル、アーチとも6mである。

施工手順は図-2.2に示すとおりであり、6台のバイプロハンマーを連動した打設装置によって大径薄肉のセルを海底地盤へ直接打込み、その後直ちにセル殻内に土砂を中詰めし護岸を構築した。

本護岸が設計された当時には、著者らが提案した設計法は未だ存在しなかった。そこで、設計法として、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に規定される置き鋼板セルの設計法⁸⁾に加えて、①根入れ部前壁に受働土圧を考慮すること、②セルを重力式壁体とみなし鉛直地盤反力度を許容支持力以下となるよう断面を決定することの2点を追加した方法⁹⁾が用いられた。耐震設計は震度法に基づいており、設計水平震度 K_h は0.15であった。

和歌山港に建設された根入れ鋼板セル護岸の概要を図-2.3、写真-2.1に示す。原地盤は、海底面から深さ約-28mまでシルト質粘土の軟弱地盤であったが、

セル部の地盤は床掘り、置換えが施され、さらにサンドコンパクションパイル(改良率5.7%)により地盤改良されている。なお、観測対象のセルについては、対象セル部背後に裏埋土部を設け、埋立て完了時の護岸に近い形態になっている。しかし、埋立土砂量が不足したこともあり、図-2.4に示すように、裏埋土部の施工範囲は護岸法線方向ではセルの3基分程度、護岸直角方向ではセル後壁からセル径の約2倍程度に留まっている。さらに、用いた土砂は比較的柔らかい泥質土であることから、正規の裏埋土に比べて、セルに及ぼす土圧などが異なる可能性がある。なお、観測対象としたセルにおける中詰土を含む土質調査については2.5に示す。

2.2 計測項目と計測目的

計測項目は①地盤、中詰土、セルの加速度、②セル根入れ部前壁土圧、底面反力、根入れ部後壁土圧であり、各項目に対する計測の目的は表-2.1に示すとおりである。

計測の主たる目的は、著者らが提案した地盤をバネに置換する設計法の妥当性を検証することにある。したがって、加速度、土圧の計測位置については、セルにおけるロッキング振動モード卓越の有無、セルの剛体置換の適否などが確認できるような配置とした。また、セル中詰土の有効質量係数を検討するため、中詰土内の同一高さの2箇所に加速度計を設置した。

2.3 計測位置と計測機器

(1) 計測位置

計測位置は図-2.5に示すとおりで、加速度計9点、

土圧計7点である。加速度計A1～A3はセル殻に取付け、A4～A9は中詰土および地盤内に埋設した。加速度の計測方向はA1、A3のみ上下方向で、他については護岸法線に直角な水平方向である。

土圧計E1～E4はセル殻に取付けたものであり、E1～E3はセル根入れ部前壁土圧、E4は根入れ部後壁土圧、E5～E7は底面反力を計測するためのものである。

(2) 計測機器

観測に使用した計測機器の概略仕様は表-2.2に示すとおりである。加速度計は、高感度・広帯域振動数特性を持ち、実績も多く信頼性の高いサーボ型を用いた。土圧計は、動的応答特性に優れるといわれる2次ダイヤフラム式差動トランス型¹⁰⁾とし、本観測では海底地盤中での長期間使用となるため、耐久性の観点から外板にはステンレスを使用した。土圧計については、この種の動的観測例が少ないこともあり、事前に室内において静的、動的検定を行い、特性を十分に把握した後に設置した。なお、土圧計の動的検定には図-2.6に示す水圧による動的試験装置を用いた。初期圧力は土圧計容量の1/2、振幅は初期圧力の±10%、振動数は0.1～20Hzまでの9段階とし、基準センサーに対する応答値を比較した。検定結果の波形例を図-2.7に、得られた動特性曲線の一部を図-2.8に示す。図-2.8より、振動数0.1～10Hzまでは感度一定の特性を示し、今回の地震観測に十分適応できることを確認した。

地震観測における計測機器のシステムを図-2.9に、観測小屋、増幅器・記録器の外観を写真-2.2～写真-2.4に示す。記録装置としては電磁オシログラフ2台を用い、加速度9成分、土圧7成分の波形をそれぞれ個別に記録した。また、記録装置は起動装置のスタート信号によって作動するが、記録時間は地震動が起動レベル以下になってから、さらに30秒間記録するようにした。観測開始時の昭和59年2月から昭和60年3月までは観測地点近傍で護岸建設工事が行われていたこともあり、起動用としてA8とA9の加速度計を選び、それらが同時に1Galに達した場合に起動させた。昭和60年4月以降は起動用加速度計をA4とA9とした。なお、観測場所付近には電源がないため、計測機器用として160Ah(12V)のバッテリー7台を定期的に充電しながら使用した。

地震観測データの処理法としては、図-2.10に示すように、現地で得られた加速度および土圧の記録を港研地盤震動研究室のカーブリーダー(オートプロセス(樹製)によりデジタル化し、MTに収録した後、ミニコンピューターや大型計算機を用いて波形処理および各種の解析

を行う方法とした。

2.4 変換器の設置方法

根入れ部前壁土圧計および後壁土圧計(壁面土圧計)はセル打設前にセル殻に取付けた。底面反力用土圧計(底面土圧計)および加速度計については中詰後に、所定深度までボーリング孔を掘削し設置した。以下に設置方法の概要を記す。

(1) 加速度計の設置

加速度計の設置用治具は図-2.11(a)に示すように、埋設用カップリングと加速度計を接合するアルミピンを切断することにより、加速度計を所定位置へ設置可能なものである。設置手順は図中に示すとおりである。

(a) 支持地盤への埋設

計測位置A7、A8、A9は、支持地盤でのボーリング孔壁が自立するので、埋設手順は図-2.11(b)および以下に示すとおりとし、加速度計の設置には図-2.11(a)の治具を用いた。

- ①外径125mmのケーシングパイプにより削孔
- ②所定深度より2.0m上まで塩ビ管を挿入
- ③鋼管ケーシングを撤去
- ④加速度計を設置
- ⑤孔内へ砂を充填

(b) 中詰土内への埋設

計測位置A4、A5、A6については、中詰砂中のボーリング孔壁が自立しないため、埋設手順は図-2.11(c)および以下に示すとおりとし、加速度計の設置には図-2.11(a)の治具を用いた。

- ①外径116mmのケーシングパイプにより削孔
- ②加速度計設置
- ③孔内へ砂を充填しながらケーシングパイプを引抜き撤去

(c) セル殻への取付

治具を介してボルトにて加速度計A1、A2、A3をセル殻へ取付けた。

(2) 土圧計の設置

(a) 底面土圧計の設置

土圧計の設置手順は図-2.12に示すとおりである。今回は施工面の制約から、鋼板セルへ中詰砂を投入した後、鋼板セルの底面位置の土中に設置する方法とした。そこで、土圧計をボーリング孔中の所定位置へセットした後、埋戻砂による砂柱が周辺地盤と同等の強度になるよう埋戻砂をボーリングロッドにより突固めた。また、設置用治具は図-2.13に示すとおりであり、加速度計設置とはほぼ同様にロッドを押し込み、軟質合金を切断することにより土圧計を所定位置へ設置した。

(b) セル殻への土圧計取付け

壁面土圧計は、セル製作時にセル殻に土圧計より若干大きな径の孔をあけ、土圧計受圧面とセル外壁面が一致するように取付けた。したがって、土圧計はセルの打設に伴い地盤中に設置される。土圧計の取付状況を図-2.14に示す。

(3) 土圧計の現場検定と静的土圧の計測

(a) 壁面土圧計の現場検定

セル殻へ取付けた土圧計E1～E4については、図-2.15に示すように、セル施工時において打設前より中詰後までの各段階で土圧の計測を実施した。

①クレーン船にてセルを空中に吊上げた状態……初期値の計測

②セルを水没させ土圧計に水圧を作用させた状態……水圧による正常動作の確認

③所定深さまでセルを根入れした状態……打設による土圧計の損傷などの検討ならびに土圧の計測

④セル殻へ中詰砂を投入した状態

なお、上記②、③について正常であることは現場にて直ちに確認された。

(b) 静的土圧の計測

セル殻打設直後の壁面土圧計の計測値、設置直後の底面土圧計の計測値、ならびにその後の経時変化を表-2.3と図-2.16に示す。図-2.16より、根入れ部前壁のE1、E2、E3での有効土圧は、ほぼ $1/2 r'h$ に近い値を示す。しかし、約5ヶ月、約10ヶ月後ではE2、E3での値は小さくなり、ほぼ一定の値に近づく傾向にある。根入れ部後壁土圧についても、打設直後に比べると減少している。

一方、セル底面での有効土圧については、設置直後は低い値を示すが、約3ヶ月後には増加の傾向が認められる。しかしながら、土盛り量から決まる有効土圧 $r'h$ に比べると約 $1/5$ 以下の小さい値である。この点については、底面土圧計の設置にあたり、(2)(a)にも記したように、ボーリング孔中の砂柱を締めて周辺地盤と同等の強度になるよう努力したが、土圧計周辺は必ずしも十分締まらなかったためと考えられる。

2.5 土質調査

(1) 調査項目

土質調査の項目、目的および方法を表-2.4に示す。

実施項目は原位置試験と室内試験に区分される。孔内載荷試験を除く原位置試験は加速度計A9設置用のボーリング孔を利用して行い、孔内載荷試験はセル前壁側でセル殻より2m離れた位置で実施した。室内試験に用いた試料はツイストサンプラーによりD.L.+0.5m、-

5m、-11m、-17m、-23mの5箇所より採取したものである。このサンプラーはN値20以下の緩い砂層の試料採取に用いられるものであるが、採取深度D.L.-11m以下の3箇所についてはN値が20以上であるため、サンプラーの OUTER チューブをはずして INNER チューブのみとし、通常のシンウォールサンプラーと同様にして試料採取を行った。採取した試料は運搬時の密度変化を防ぐため、現地でドライアイスにより凍結し試験室に搬入した。

(2) 調査結果

(a) ボーリング調査

標準貫入試験およびPS検層の結果を図-2.17に示す。図より、地盤はD.L.0mから下へ向かって中詰砂、置換砂および原地盤より構成されていることがわかる。

①中詰砂

地表よりD.L.-10.5mまで中詰砂であるが、下方の置換砂との境界は不明確である。粒径は中砂～粗砂が主体で、貝殻片の混入がある。N値は3～9と比較的緩い。

②置換砂

D.L.-10.5mよりD.L.-27.4m付近までが置換砂であり、中砂～粗砂が主体で、N値は上部で28～29、下部で19～21と締っている。

③原地盤

D.L.-27.4m以深、D.L.-35m(孔底)まで、細砂、砂質シルト、シルト質粘土などの互層であり、N値は砂質土で12～22、粘性土で7～8となっている。

(b) 孔内載荷試験

セル前面のボーリング孔を利用して、深度D.L.-13m、-15m、-17m、-19mの4箇所において横方向載荷試験(LLT試験)を実施した。試験結果を表-2.5に示す。

表にはLLT試験のデータより式(2.1)で得られる地盤固有のK値(横方向地盤反力係数)に相当する比K値(k_o)をあわせて示した。

$$\text{比K値 } k_o = \frac{\pi}{2} \cdot 4 \sqrt{2r_o(r_m - r_o)^2} \cdot K_m \quad (2.1)$$

ここに、

k_o : 土質のみによって決まる地盤固有の値、載荷幅1cm、変位1cmのときのK値(kgf/cm³)

K_m : LLT試験による測定K値(kgf/cm³)

r_o : ゾンデの初期半径(cm)

r_m : K_m を求めた中間半径(cm)

(c) PS 検層

地盤の弾性波速度分布を知るため、加速度計A9のボーリング孔を利用して深度D.L. -35mまでPS検層を実施した。

測定に用いた地震計は、上下動成分、直交する水平動2成分を内蔵する孔中換振器である。振源はP波の場合は重錘落下法を、S波の場合は板たたき法を用いた。

図-2.18に走時曲線を示す。図よりわかるように、中詰砂部と締められた置換砂部の差異は明瞭で中詰砂のS波速度は、置換砂部のその1/3~1/2程度である。

(d) 室内土質試験

試験結果の一覧を表-2.6に、粒度試験結果を図-2.19に示す。表より以下のことがわかる。

①粒度

一般的に砂分が63.0~84.5%と最も多く、ついでレキ分が11.0~34.5%、細粒分は1.0~5.5%と少ない。中詰砂部 No.1~No.3、置換砂部 No.4、

No.5はいずれも粒径が比較的小さな中粗砂であるが、置換砂部の方がいくぶん粒径が小さい。

②比重

土粒子比重Gsは、Gs=2.58~2.60と深度にかかわらずほぼ同じ値を示す。

③湿潤密度

中詰砂で $r_t = 1.89 \sim 1.99 \text{ gf/cm}^3$ 、置換砂で $r_t = 1.98 \sim 2.08 \text{ gf/cm}^3$ と置換砂のほうがやや高めである。

④三軸圧縮試験

各試料とも粘着力 $C' = 0 \text{ kgf/cm}^2$ であり、内部摩擦角 $\phi = 38^\circ 05' \sim 42^\circ 36'$ で深度が深くなるほど大きくなる傾向がみられる。

⑤壁面摩擦角

サンプリング No.1, No.2, No.5 の試料における壁面摩擦角は $20^\circ \sim 22^\circ$ を示し、内部摩擦角 ϕ の1/2程度である。

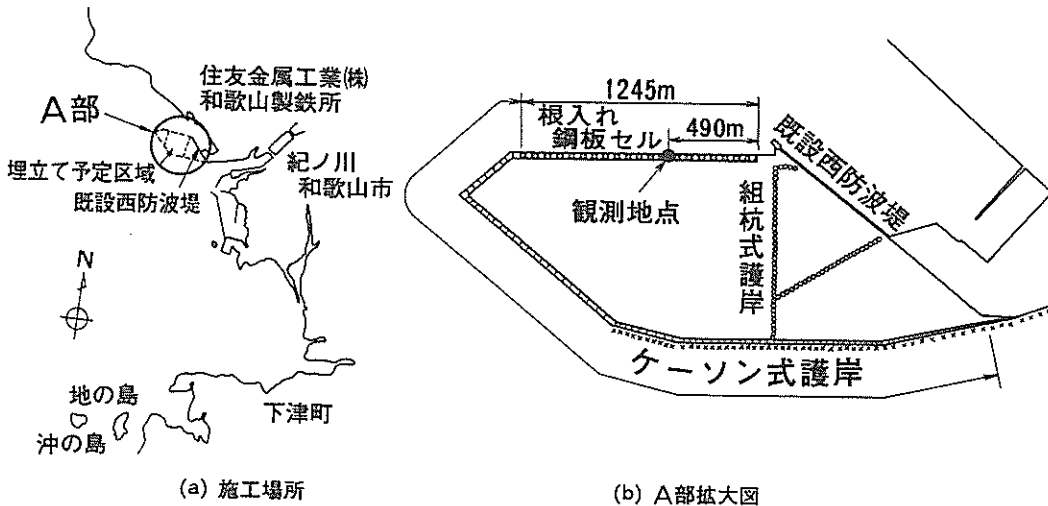


図-2.1 根入れ鋼板セル建設位置

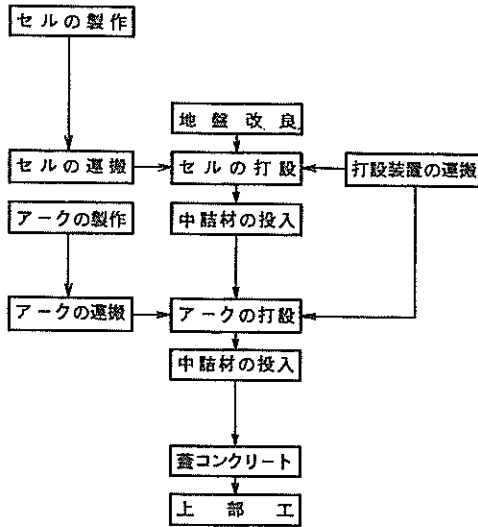


図-2.2 施工手順

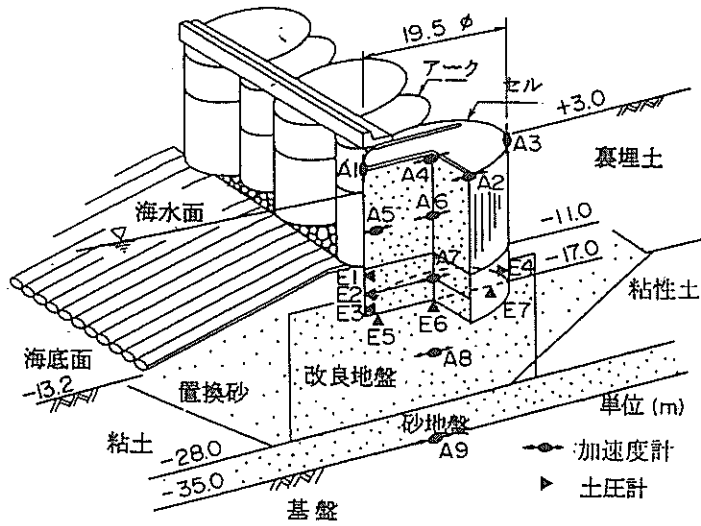


図-2.3 観測対象の根入れ鋼板セル護岸

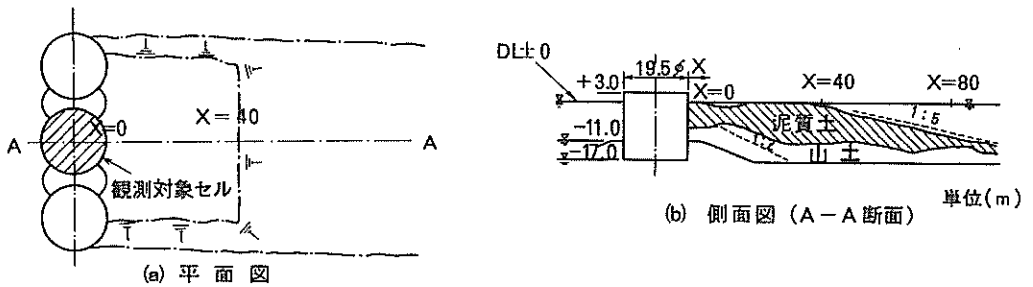
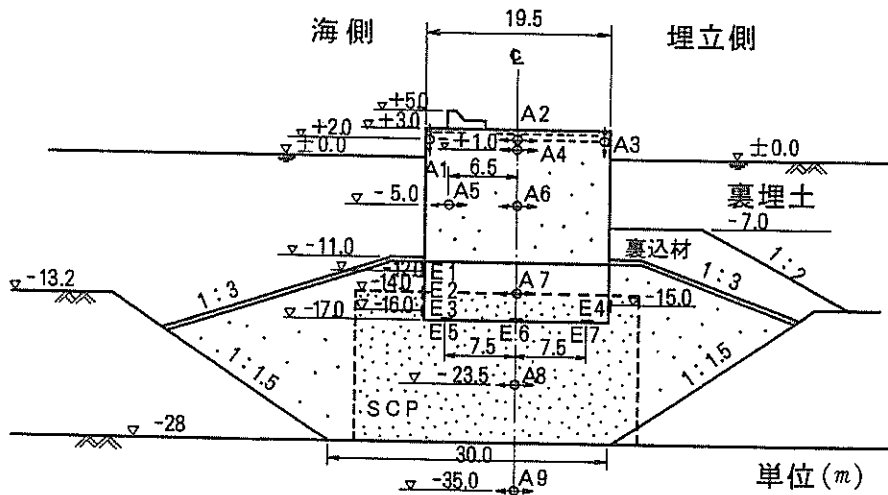
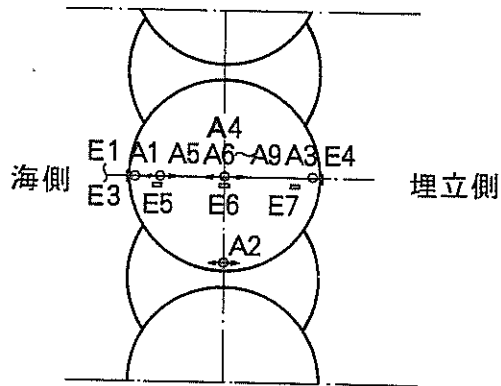


図-2.4 裏埋土設置状況



(a) 断面図



(b) 平面図

図-2.5 計測位置

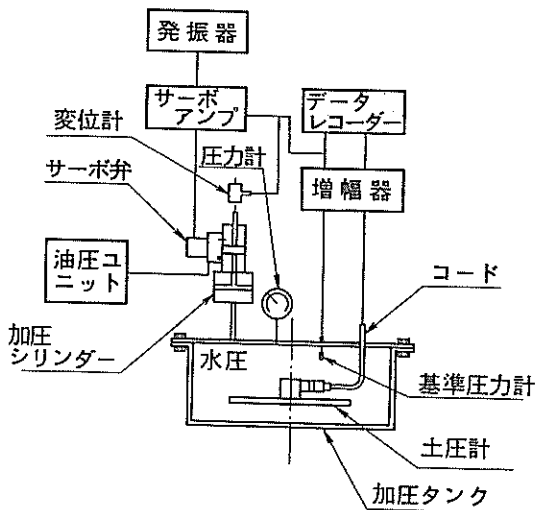


図-2.6 土圧計検定用動的試験装置

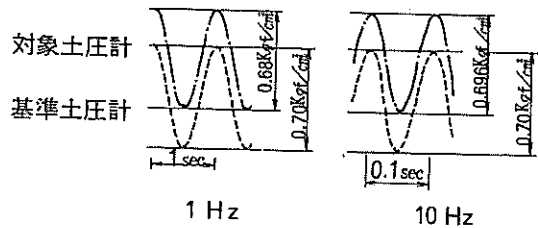


図-2.7 土圧計の検定波形例 (底面土圧計E5)

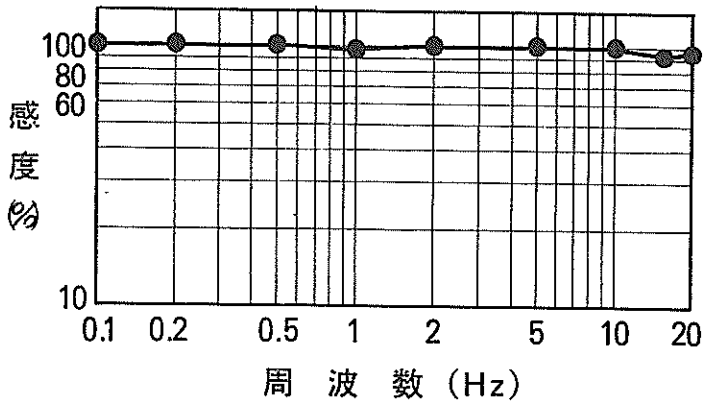
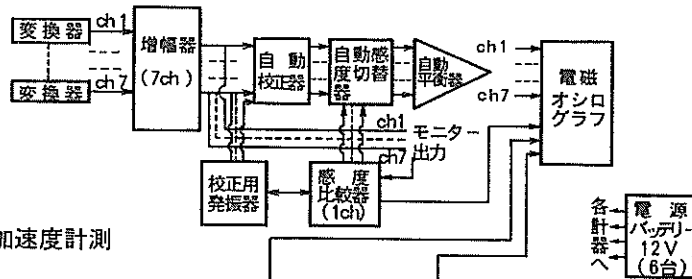


図-2.8 土圧計動的特性曲線 (底面土圧計 E 5)

A 土圧計測



B 加速度計測

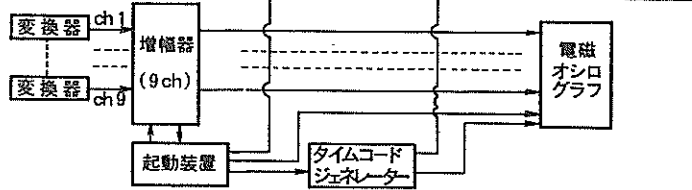
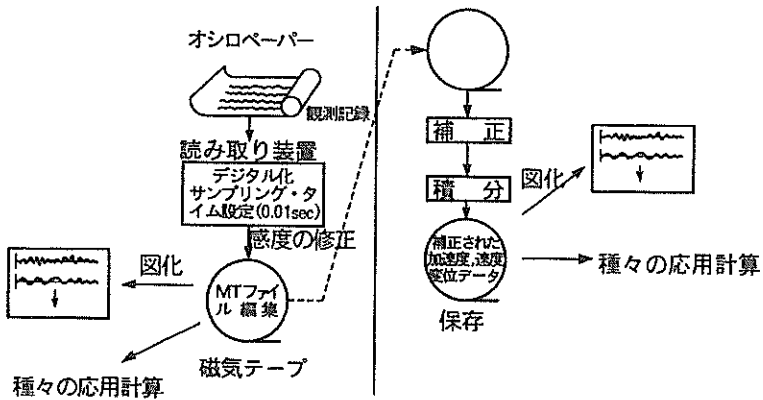


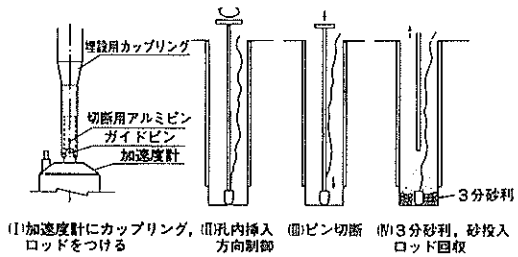
図-2.9 地震観測システム



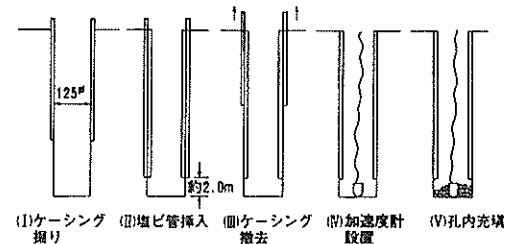
港研地震観動研究室
ミニ・コンピューターによる処理

港研 計算センター
大型計算機による処理

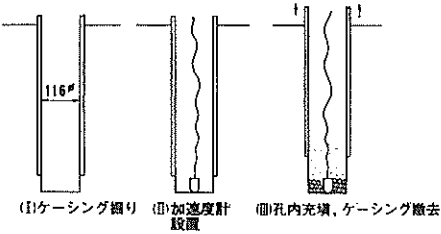
図-2.10 観測データ解析フロー



(a) 加速度計の設置手順



(b) 支持地盤への埋設 (A7, A8, A9)



(c) 中詰砂内への埋設 (A4, A5, A6)

図-2.11 加速度計の埋設方法

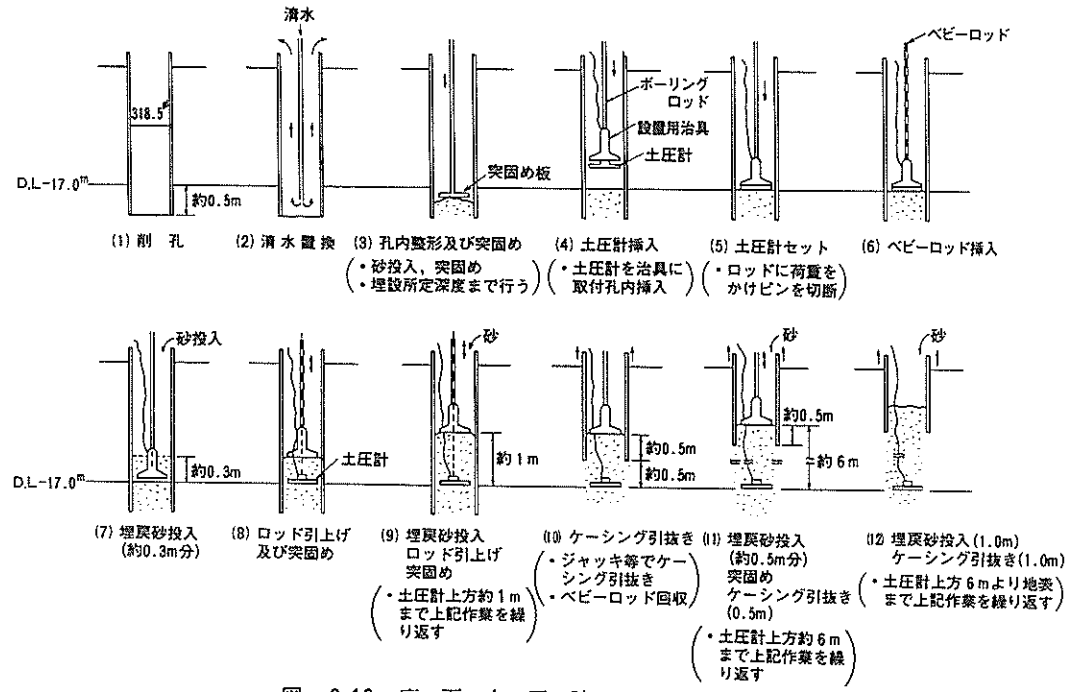


図-2.12 底面土圧計の設置手順

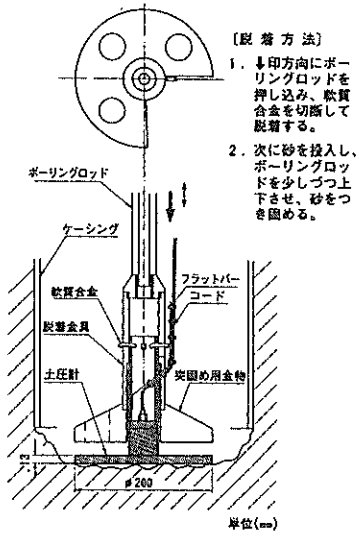


図-2.13 底面土圧計設置用治具

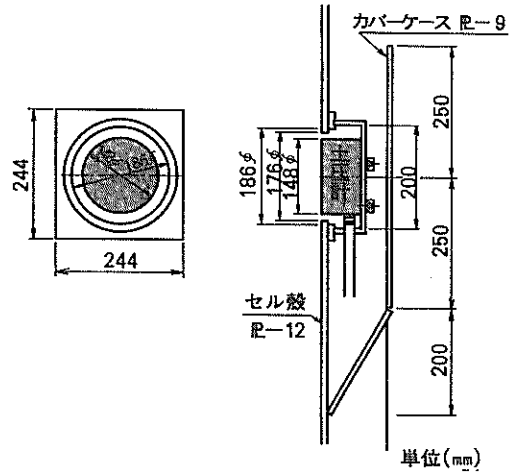


図-2.14 壁面土圧計の取付け状況

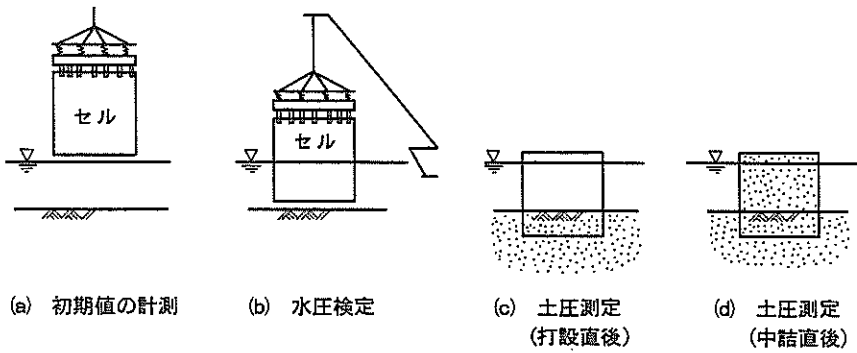


図-2.15 壁面土圧の測定段階

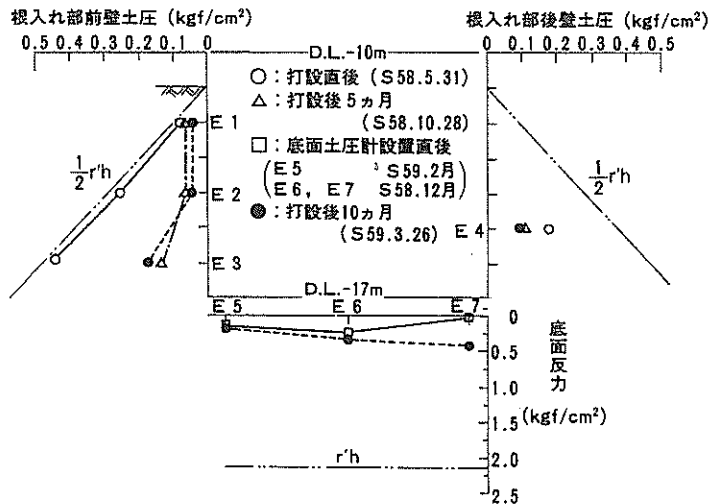


図-2.16 静的土圧分布

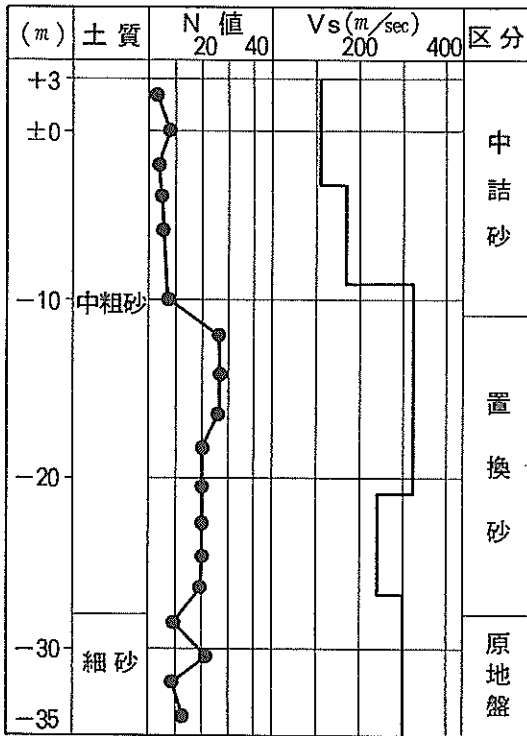


図-2.17 土質柱状図

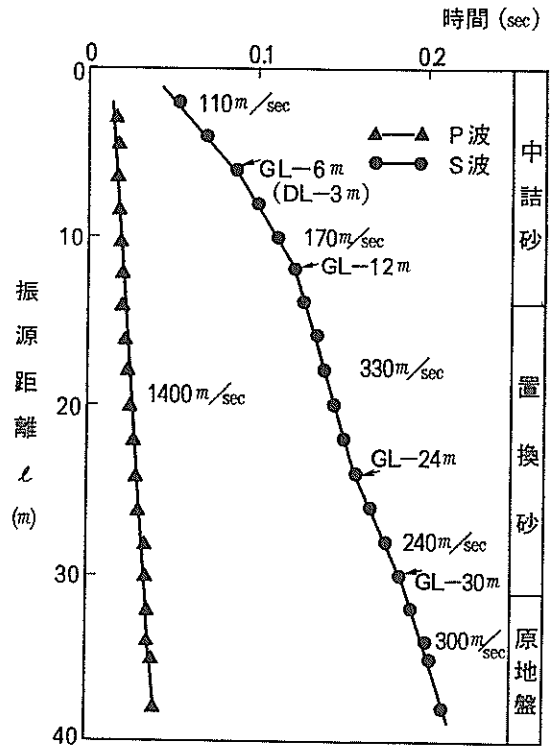


図-2.18 走時曲線

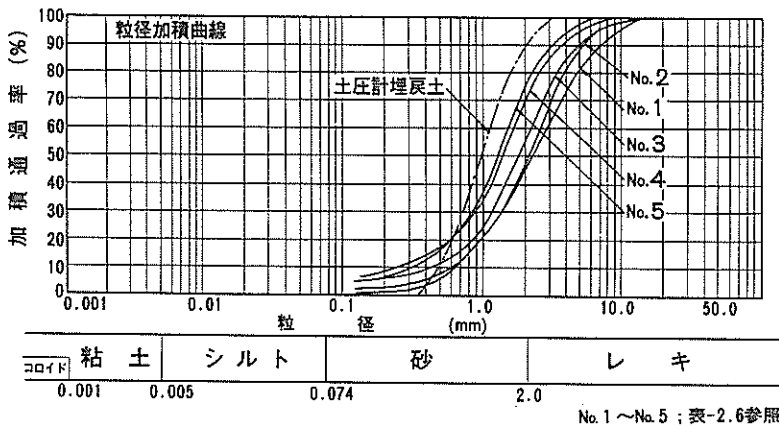


図-2.19 粒径加積曲線

表-2.1 計測項目と目的

計測項目	目的
(1) 地盤,セルの加速度	① 提案設計法の検証 (a) セルにおける剛体置換の適否 (b) セルにおけるロッキング振動モード卓越の有無 (c) 中詰土有効質量係数の裏付けデータの入手
	② より合理的設計法への基礎データの入手 (a) 地盤,セルの振動特性 (b) 地盤に対するセルの応答倍率
(2) 前壁土圧,底面反力,後壁土圧	① 提案設計法の検証 (a) 根入れ部前面と底面の地盤をバネに置換することの適否 (b) 根入れ部後壁土圧の評価

表-2.2 計測機器の仕様

計測機器名		数量	性能	
変換器部	1. 底面反力用土圧計	3	・ 7 kgf/cm ² , 210φ×15 ^t mm, 差動トランス型 ・ 二次ダイヤフラム方式	
	2. 壁面土圧計	前壁用	3	・ 5 kgf/cm ² , 148φ×75 ^t mm 他は1.と同じ
		後壁用	1	・ 10 kgf/cm ² , 148φ×75 ^t mm 他は1.と同じ
	3. 加速度計	水平	7	・ 2 G, サーボ型加速度計 ・ 0.1~35Hz, 80φ×209 ^h mm
鉛直		2	・ 水平と同じ仕様	
増幅器部・制御部	1. 土圧計用増幅器	7	・ 0.2~30Hz, 測定レンジ6段 ・ 各レンジの±0.5%以内精度	
	2. 土圧計用自動感度切換器	7	・ 切換3段(1, 1/2, 1/10)	
	3. 加速度計用増幅器 (自動感度切換器内蔵)	9	・ ±1000 Gal, 最小分解能; 0.01 Gal ・ 測定レンジ; 6段(3, 10, 30, 100, 300, 1000 Gal) ・ 自動感度切換 2段(1/2, 1/10)	
	4. 起動装置	1	・ 起動レベル9段, AND, OR判定特性	
	5. タイムコードジェネレーター	1	・ BCD直列パルス符号出力	
記録部	1. 電磁オシログラフ	2	・ ハロゲンランプ光源, 18ch/台 ・ カルバノメーター; DC~300Hz, 感度45mm/mA及び13mm/mA.	

表-2.3 静的土圧の経時変化

(a) 壁面土圧

	土圧計	容量 (kgf/cm ²)	設置位置 D.L. (m)	打設直後 (S 58.5.31)		打設後5ヶ月 (S 58.10.28)		打設後10ヶ月 (S 59.3.26)	
				水位 D.L. (m)	有効土圧 (kgf/cm ²)	水位 D.L. (m)	有効土圧 (kgf/cm ²)	水位 D.L. (m)	有効土圧 (kgf/cm ²)
壁面土圧	E 1	5	-12.0	0.15	1.05	1.00	0.075	1.00	0.047
	E 2		-14.0				0.250		0.051
	E 3		-16.0				0.443		0.173
	E 4	10	-15.0				0.173		0.106

(b) 底面土圧

	土圧計	容量 (kgf/cm ²)	設置位置 D.L. (m)	設置直後 (E 5 S 59.2 E 6, E 7 S 58.12)		設置後 (S 59.3.26)	
				水位 D.L. (m)	有効土圧 (kgf/cm ²)	水位 D.L. (m)	有効土圧 (kgf/cm ²)
底面土圧	E 5	7	-16.94	+0.07	0.145	1.00	0.152 (1ヵ月後)
	E 6		-16.75	-1.05	0.245		0.342 (3ヵ月後)
	E 7		-17.10	-3.00	0.032		0.434 (3ヵ月後)

表-2.4 土質調査項目

	調査項目	目的	方法
原位 位置 試験	標準貫入試験	貫入抵抗, N値	・ JIS A1219 (コーンブーリー法)
	孔内載荷試験	水平地盤反力係数, K値	・ L. L. T ・ DL, -13m, -15m, -17m, -19m
	物理探査	弾性波速度	・ PS 検層法 ・ 2m ピッチで DL, -35m まで
	サンプリング	不攪乱試料採取	・ ツイストサンプラー
室内 試験	比重試験	比重 G _s	・ JIS A1202
	含水量試験	含水比 w	・ JIS A1203
	密度試験	湿潤密度 ρ _t 乾燥密度 ρ _d	・ ノギス法
	粒度試験	粒度	・ JIS A1204T (フルイおよび沈降分析法)
	三軸圧縮試験	内部摩擦角	・ 土質工学会基準「土の三軸圧縮試験法(案)」 (i) cu 試験 (ii) ひずみ速度: 0.1%/min (iii) 拘束圧 σ ₃ = 0.5, 1.0, 2.0 kgf/cm ²
壁面摩擦角試験	壁面摩擦角	・ 土質工学会編・土質試験法「一面せん断試験」改良の方法 (i) 鋼板: SS 41 (ii) 土: 不攪乱試料 (iii) 上載荷重: 0.35, 0.63, 1.09 kgf/cm ²)	

表-2.5 孔内横方向載荷試験結果

深度 (DL, m)	降伏圧 Py (kgf/cm ²)	測定K値 Km (kgf/cm ³)	弾性係数 Em (kgf/cm ²)	比K値 k ₀ (kgf/cm ³)
DL-13m	5.80	13.5	74.1	15.2
DL-15m	5.01	13.2	74.1	15.3
DL-17m	8.02	22.3	124.7	25.2
DL-19m	6.45	14.7	83.1	18.4

表-2.6 室内土質試験結果

サンプリング No.		1	2	3	4	5
深度 (DL m)		+0.5 ~-0.1	-5.0 ~-5.7	-11.0 ~-11.4	-17.0 ~-17.6	-23.0 ~-23.6
均等係数		4.9	4.0	5.2	6.8	5.15
物理試験	土粒子の比重	2.59	2.58			2.60
	自然含水比 (%)	26.9	24.8	27.5	19.8	18.9
	間隙比	0.70	0.64	0.71	0.51	0.49
	湿潤密度(gf/cm ³)	1.94	1.96	1.93	2.05	2.07
三縮軸圧験	粘着力(kgf/cm ²)	0				
	内部摩擦角	38°05'	38°32'	38°18'	40°46'	42°36'
壁面摩擦角		20°45'	20°00'	—	—	22°00'

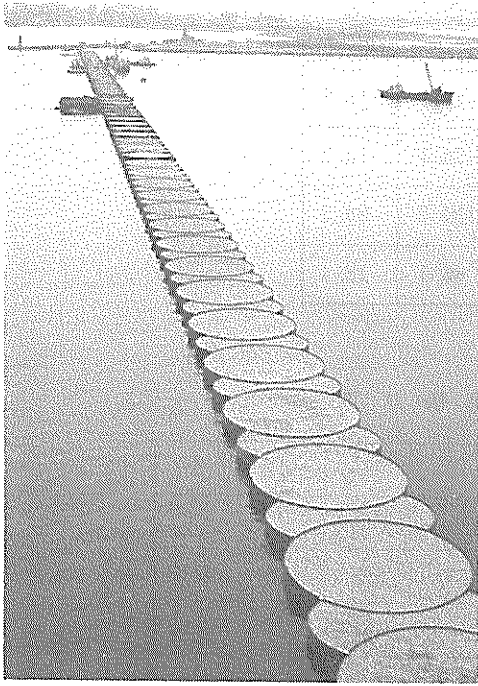


写真-2.1 施工途上の根入れ鋼板セル護岸
(上部工施工以前)

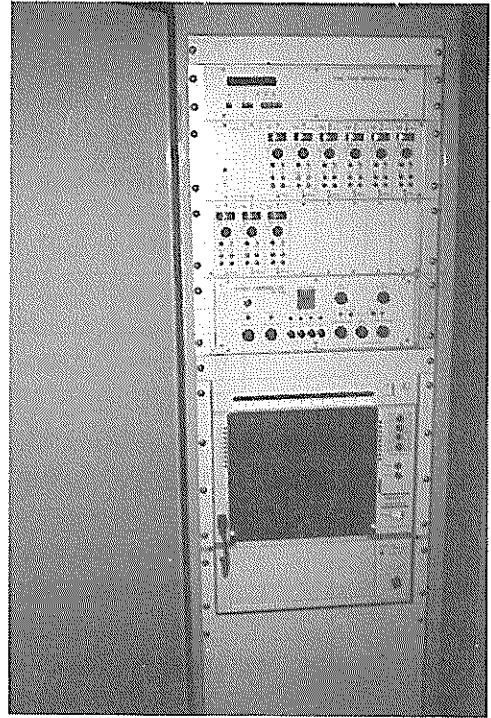


写真-2.3 加速度計用増幅器・記録器

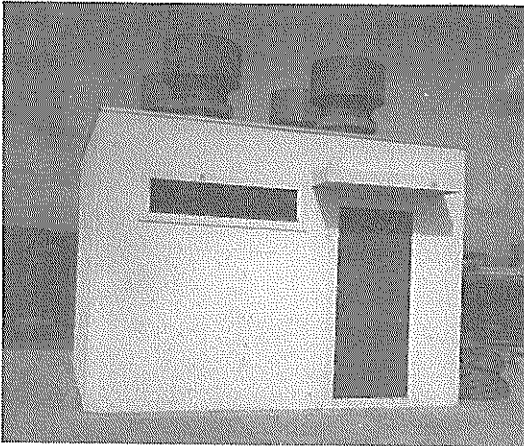


写真-2.2 観測小屋

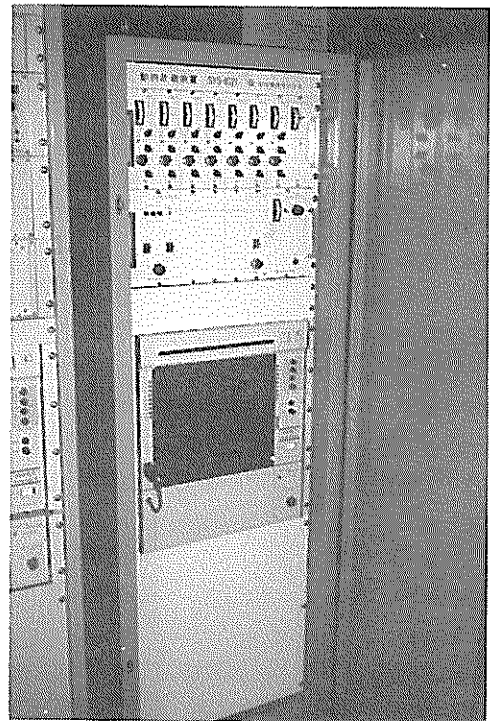


写真-2.4 土圧計用増幅器・記録器

3. 観測結果とその考察

3.1 観測地震

1984年に観測を開始して以来、1988年3月までの約4年間に震度Ⅰ、Ⅱが大半ながらも52の地震記録が得られている。観測された地震の発生年月日、震央距離、マグニチュードなどの諸元と基盤A9、セル天端A4の最大加速度を表-3.1に示す。また、各年に観測された地震の数を図-3.1に、気象庁震度階に対する地震の数を図-3.2に示す。図-3.1より、観測を開始して以来、2年間で41の記録(全体の約79%)を得たが、その後は若干少なく、図-3.2に見られるように結果的には期待した震度Ⅳ以上の地震記録を得ることはできなかった。なお、図-3.2での震度Ⅲは、大半は震央距離が10~20km前後の近距離型地震によるものである。

表-3.1のうち比較的加速度の大きいもの、卓越振動数が高いもの、低いものなどの例として、地震No.8、No.13、No.17、No.23、No.27、No.41の加速度ならびに土圧波形の一部を図-3.3~図-3.8に示す。なお、これらの6記録についての加速度、土圧の全波形を巻末の付録に示す。

表-3.1および図-3.3~図-3.8よりわかるように、加速度が最大の地震は1984年6月25日発生の和歌山県北部を震源とした震央距離が約4kmの地震No.8で、基盤A9の最大加速度は33Gal、セル天端A4の最大加速度は61Galである。

地震No.8の次に加速度が大きい地震は、1985年4月14日発生の和歌山県北部を震源とした震央距離が14kmの地震No.27であり、基盤A9、セル天端A4の最大加速度はそれぞれ24Gal、17Galである。地震No.8、No.27はいずれも震源が浅く直下型で卓越振動数が高いことに特徴がある。

また、地震No.13は1984年8月7日発生の日向灘地震、地震No.17は1984年9月14日発生の長野県西部地震であり、震央距離がそれぞれ344km、284kmと遠距離型に属しており、卓越振動数が低いことに特徴がある。なお、基盤A9で得られた最大加速度は前者で4Gal、後者で2Gal程度とかなり小さい値であった。

地震No.23は和歌山県北部を震源とし、1985年1月1日6日発生の震央距離41kmの地震で、地震No.276日発生の震央距離41kmの地震で、地震No.27に次ぐ震度Ⅲの近距離型である。図-3.6の波形から地震No.23の卓越振動数は、No.13、No.17のそれらより高いことがわかる。

最後に、地震No.41は1985年12月9日発生の和歌山

県北部を震源とした震央距離7kmの直下型地震である。この記録は地震No.8、No.27と同様に、卓越振動数が高いことがわかる。この場合、気象庁発表の和歌山での震度はⅢにもかかわらず基盤A9、セル天端A4での最大加速度はそれぞれ2Gal、4Galであり、マグニチュードが3.3と小さいこともあり、極めて局地的な直下型であったといえる。

3.2 地盤とセルの振動特性

和歌山県北部の地震No.8、No.23、No.27、No.41、日向灘地震No.13、長野県西部地震No.17の6種類の地震記録を用いて、護岸の振動特性について検討した。

(1) 基礎地盤で観測された地震波のフーリエスペクトル護岸の基礎地盤A8における記録のフーリエスペクトルを各地震についてそれぞれ図-3.9(a)~図-3.9(f)に、また、これらのスペクトルのとりまとめを図-3.10に示す。図-3.9および図-3.10より以下のことがわかる。

(a) 震央距離 d が大きい地震である地震No.13($d=344$ km)とNo.17($d=284$ km)では、0.6~0.7Hzの振動数成分が卓越している。

(b) 震央距離が小さい地震の地震No.8($d=4$ km)、No.23($d=41$ km)、No.27($d=14$ km)、No.41($d=7$ km)では2~3Hzの振動数成分が卓越しているが、地震によって若干傾向が異なっている。すなわち、4種のうち一番遠方に震源をもつ地震No.23では2.5Hzに際立ったピークを持つが、高振動数側でのピークは存在しない。しかしながら、震源が直近の地震No.8、No.27、No.41では低振動数側でのピークの位置が2~3Hzの間にあるとはいえ、若干のずれがあり、さらに、高振動数側には8.5Hz、7Hz、5Hzなどと多くの振動数成分を含んでいるのが認められる。以上のことは、従来の地震観測より言われてきたことと同様、遠距離型地震では一般に低振動数成分を、近距離型では高振動数成分を多く含むこととも対応している。

(c) 上記(a)、(b)からもわかるように、今回選定した6地震はフーリエスペクトルからみて、大きくは次の3グループに分類できる。

① 1Hz以下の低振動数成分が卓越する地震波:

No.13、No.17

② 1.2~2.5Hzの振動数成分が卓越する地震波:

No.23

③ 上記②に加えて5Hz~10Hzの高振動数成分を含む地震波: No.8、No.27、No.41

以上のように、約4年間の地震観測において、高い加速度レベルの記録を得ることはできなかったものの、地震波の周波数特性の観点からは比較的豊富なデータを入

手できたといえる。

(2) セル天端の伝達関数

上記の6地震について、基礎地盤A8に対する護岸天端A4の周波数伝達関数を図-3.11(a)~図-3.11(f)に、また、これらの伝達関数のとりまとめを図-3.12に示す。これらの図より以下のことがわかる。

(a) 種々の周波数特性を持ついずれの地震に対しても、セル天端の伝達関数は約2Hzに際立ったピークが存在する。これは根入れ鋼板セルの1次の固有振動数と考えられる。

(b) 地震No.8では6~7Hzに、地震No.41では約6Hzに、また、地震No.27では約4Hzと約6Hzにそれぞれピークがみられるが、その他の記録では明確でない。したがって、6Hz前後の振動数が鋼板セルの2次の固有振動数であるとは必ずしも判定できない。

(c) 地震動の加速度レベルによる伝達関数のピーク位置の差異については、加速度が最大で33Galと小さいこともあり明確には認められない。

(3) セル各部の伝達関数

上記の6地震について、基礎地盤A8に対するセル各部の伝達関数をそれぞれ図-3.13~図-3.18に示す。これらの図より以下のことがわかる。

(a) 6地震とも、セル天端A2、A4以外のA5~A7についても振動数約2Hzにおいてピークを示す。

(b) 振動数約2Hzでの応答倍率は根入れ部より天端へむかうにつれ増加している。また、中詰土A4とセル殻A2との計測位置が高さ方向に若干ずれてはいるが、地震No.27を除き、両者の応答倍率はほぼ同じ値を示している。(2)(a)およびこのことから2Hzでのセルの振動挙動は、セル殻と中詰土がほぼ一体として振動したロッキング振動の1次振動モードと考えられる。

(c) 全般に、5Hz以上でのピークについては、中詰土A4とセル殻A2とは伝達関数の形状が異なることや中詰土中間部のA5とA6の応答倍率が大きいことなどから、中詰土の複雑な振動特性の影響を受けていると考えられる。

3.3 セル護岸の地震時挙動

(1) 加速度および土圧の最大値分布

地震No.8, No.13, No.17, No.23, No.27, No.41の波形に基づき、地盤とセルの最大加速度の分布を図-3.19に、根入れ部前壁土圧、根入れ部後壁土圧、底面反力の最大値分布を図-3.20に示す。なお、両図とも各観測点での最大値をプロットしたものであり、その発生時刻は必ずしも同一の瞬間ではない。また、セル殻に近い中詰土中の計測点A5の加速度については、中詰土

中心の計測点A6と同一高さ位置へ白抜き記号でプロットした。

図-3.19にみられるように、地盤と中詰土の最大加速度は、セル上部へ行くほど大きくなる傾向にある。ただし、地震No.8の場合は、図-3.13で認められた高振動数成分の影響もあり、高さ方向に必ずしも一様に増幅していない。地震No.27についても、図-3.17にみられるように高振動数成分を含んでおり、地震No.8に似た分布形状を示している。セル天端での加速度は基盤A9で得られた値とほぼ同程度であるが、セル部分については高さ方向に増幅している。つぎに、地震No.13, No.17, No.23, No.41の場合、基盤から根入れ部までについては加速度の増幅が余りみられないが、セル中詰では上部ほど加速度が大きくなっている。最大加速度でみる限り、地震No.27を除き、同一高さのA5とA6での加速度はほぼ等しい。

図-3.20(a)より、根入れ部前壁土圧の最大値分布は、海底面に近いほど大きい逆三角形に近い分布を示している。地震No.23の最大加速度が地震No.8, No.27のそれよりかなり小さいにもかかわらず、最大土圧はほぼ等しいかあるいは大きい値を示しており、根入れ部前壁土圧は必ずしも加速度レベルに対応していない。

根入れ部後壁土圧については、E4一点での計測につき分布形状をとらえることができない。そこで、図-3.20(b)を図-3.20(a)と比較して述べる。根入れ部後壁土圧E4は根入れ部前壁土圧E2、E3に比して全般に値が小さく、かつ、E4での正側の値は負側での値より大きい。また、地震No.8, No.27, No.23での値が大きく加速度レベルとの対応は根入れ部前壁土圧と同傾向にある。

つぎに、図-3.20(c)より、底面反力の最大値分布はセル前趾側、後趾側での値が大きく、セル中心では零に近い値を示している。なお、地震No.23の値が、地震No.8, No.27の値と同等ないしは若干大きく、底面反力に関しても、必ずしも加速度レベルに対応しないことがわかる。土圧が加速度レベルに対応していない理由としては、図-3.10より、①地震No.8, No.27では高振動数成分が卓越すること、②地震No.23では2.5Hz前後の振動数のみが卓越することなどから、加速度レベルは低いながらもNo.23での変位応答はNo.8, No.27と同程度であったためと考えられる。土圧はセルと地盤との相対変位に基づくと考えられるため、加速度のみならず変位を考慮した検討が今後必要と考えられる。

以上の加速度および土圧の最大値分布の結果は、過去の大型模型振動実験で得られた結果と定性的に一致して

おり、セルがロッキング振動し、セルの変位に応じた土圧が各部に生じているものと考えられる。これらについては護岸各部の地震時挙動に関する時刻歴での検討が必要であり、次の(2)で改めて触れることにする。

(2) 同一時刻における加速度および土圧分布

地震 No.8, No.13, No.17, No.23, No.27, No.41 について、地震の主要動における代表的な瞬間での護岸各部の加速度および土圧の動的成分の分布を図-3.21 に示す。図中には A5 の加速度を A6 と同一高さ位置へ白抜き記号で記し、図化した瞬間の経過時刻 T も示している。図-3.21 (a), (d), (e), (f) は比較の高い振動数成分が卓越する地震 No.8, No.23, No.27, No.41 についてであり、図-3.21 (b), (c) はそれぞれ卓越振動数の小さい地震 No.13, No.17 についてである。なお、地震 No.41 では底面反力がほとんど発生していない。

図-3.21 (b), (c) にみられるように地震 No.13, No.17 の場合、セル中心での高さ方向の加速度は、上部へいくほど大きい。また、根入れ部前壁土圧の動的成分は、海底面近くで大きな逆三角形に近い分布形状を示す。底面反力の動的成分は、地震 No.13 の 34.1 秒の場合を除いて、セル前趾側および後趾側で逆符号でセル中心部ではほぼ零といった重力式基礎に近い分布形状を示している。これらの傾向は、過去の大型模型振動実験結果とほぼ同様である。以上のような加速度および土圧分布と図-3.14、図-3.15 に見られた卓越振動数より判断すると、セルは約 2Hz のロッキング振動をしているものと考えられる。なお、同一高さの計測点 A5 と A6 の符号が同じで値もほぼ等しいことから、地震 No.13, No.17 の場合、中詰土はほぼ一体として振動しているといえる。なお、根入れ部後壁土圧については、地震 No.13, No.17 の場合、根入れ部前壁土圧と同符号の関係にあった。

つぎに、図-3.21 (a) の地震 No.8 の場合にみられるように、加速度の高さ方向分布は一様でなく、また、同一高さの A5 と A6 の値および符号も異なるなど、中詰土は複雑な挙動をしている。これは図-3.13 でみられた高い振動数成分の影響と考えられる。ただし、根入れ部前壁土圧、底面反力の分布は図-3.21 (b), (c) と同様の傾向を示していることから、地震 No.8 の場合もセル全体の挙動としては、約 2Hz の卓越振動数を有するロッキング振動をしているものと考えられる。また、地震 No.27, No.41 の場合も、地震 No.8 と同様に高振動数成分の影響により中詰土は複雑な挙動をしている。根

入れ部前壁土圧については海底面近くで大きくなる逆三角形に近い分布形状をとる。地震 No.27 の底面反力については、0.66 秒での後趾側の土圧を除いて地震 No.8 とほぼ同様である。土圧分布より判断し、地震 No.27, No.41 についても、地震 No.8 と同様に根入れ鋼板セルとしてはロッキング振動しているものと考えられる。

つぎに、図-3.21 (d) より、地震 No.23 の場合も加速度の高さ方向分布は一様ではなく、根入れ部を境として、基盤とセルの上部で位相が逆転した加速度分布を示している。同一高さの計測点 A5 と A6 の値も若干異なり、中詰土は必ずしも一体の挙動をしているとはいえない。しかし、根入れ部前壁土圧、底面反力については、地震 No.13, No.17 の場合と同様の傾向にあることから、セル全体挙動としては、ロッキング振動が卓越しているものと考えられる。

なお、根入れ部後壁土圧については、地震 No.8, No.27 の場合、根入れ部前壁土圧と異符号の関係にあった。根入れ部前壁土圧と底面反力の位相関係は、セルの動的挙動から主に決定されるが、根入れ部後壁土圧については、セル後壁とセル背後地盤との相対的変位関係で決まると考えられる。したがって、地震 No.13, No.17 のように長周期成分が卓越する場合については、現象が他の地震より遅く、セル挙動の動きに追従した根入れ部後壁土圧となり易いため、根入れ部前壁土圧と同符号になったと考えられる。一方、地震 No.8, No.27 では、高振動数成分も卓越することから、セルとセル背後地盤との振動挙動が異なり、根入れ部前壁土圧と異符号になったと考えられる。これらの点は、裏埋土とセルとの相互作用を考慮した詳細な検討が必要であり、今後の課題といえよう。

以上、(1), (2) に記したように、セルの動的挙動や土圧分布も過去の模型振動実験で得られた結果と定性的に一致することがわかり、提案した地震時安定計算法での仮定、すなわち ① 鋼板セルを剛体に置換できること、② 支持基盤をパネに置換できること、の妥当性が観測結果より明らかになった。また、セルに作用する地震力の算定には、有効質量係数により中詰土の質量を見かけ上割引けることが実験的に導かれている。この点に関しては、地震時の中詰土加速度においても、地震 No.8, No.23 のように高さ方向で位相の逆転がみられたり、中詰土内の同一高さ位置にもかかわらず位相や加速度が異なる例がみられたことから、実在構造物においても、有効質量係数の考え方を裏付けるデータが得られたといえる。

表-3.1 観 測 表

地震 No.	発生年月日	震 源 地	マ グ ニ チ ュ ー ド	震源深さ (km)	震央距離 (km)	和歌山 の震度	最大加速度(Gal)	
							基 盤 (A-9)	セル天端 (A-4)
1	1984. 2. 19	和歌山県北部	3.5	6	17	I	2	2
2	1984. 3. 20	近畿地方南方沖	5.1	42	181	I	2	2
3	1984. 3. 27	和歌山県北部	3.8	6	18	II	4	3
4	1984. 4. 13	和歌山県北部	4.0	7	4	II	11	15
5	1984. 4. 13	和歌山県北部	2.9	8	0	無感	3	2
6	1984. 4. 29	和歌山県北部	3.0	8	7	—	3	4
7	1984. 5. 30	兵庫県南西部	5.6	17	96	II	5	10
8	1984. 6. 25	和歌山県北部	4.4	6	4	III	33	61
9	1984. 6. 26	和歌山県北部	3.0	4	3	I	5	6
10	1984. 7. 4	和歌山県北部	2.4	7	3	I	2	2
11	1984. 7. 6	和歌山県北部	2.7	12	3	無感	3	2
12	1984. 8. 2	和歌山県北部	3.0	8	7	II	3	2
13	1984. 8. 7	日 向 灘	7.1	33	344	—	4	6
14	1984. 9. 2	和歌山県北部	2.7	10	4	I	2	2
15	1984. 9. 3	和歌山県北部	3.4	5	3	II	8	9
16	1984. 9. 3	和歌山県北部	3.0	7	3	I	7	6
17	1984. 9. 14	長野県西部	6.8	2	284	I	2	5
18	1984. 9. 15	長野県西部	6.2	6	274	無感	2	4
19	1984. 9. 30	和歌山県北部	2.8	7	7	I	2	2
20	1984. 11. 2	和歌山県北部	2.5	10	6	無感	2	2
21	1984. 12. 8	和歌山県北部	2.8	12	3	無感	2	1
22	1984. 12. 30	和歌山県北部	3.6	7	11	I	4	4
23	1985. 1. 6	和歌山県北部	5.5	69	41	III	9	16
24	1985. 1. 27	宮崎県北部	6.0	118	399	—	1	2
25	1985. 1. 28	和歌山県北部	3.6	7	4	II	13	20
26	1985. 4. 4	和歌山県北部	3.0	9	0	II	3	2
27	1985. 4. 14	和歌山県北部	4.0	9	14	II	24	17
28	1985. 4. 26	和歌山県北部	3.6	8	8	II	5	8
29	1985. 4. 27	和歌山県中部	4.4	40	47	I	7	7
30	1985. 4. 29	和歌山県北部	4.1	8	12	III	8	9
31	1985. 4. 29	和歌山県北部	3.1	6	9	I	4	4
32	1985. 5. 13	愛媛県南部	6.0	39	273	—	1	1
33	1985. 5. 20	和歌山県北部	3.7	6	10	II	4	6
34	1985. 5. 20	和歌山県北部	3.2	10	10	I	3	2
35	1985. 5. 20	和歌山県北部	3.3	8	10	I	2	2
36	1985. 7. 25	四国南東沖	5.2	51	68	III	3	2
37	1985. 8. 22	和歌山県北部	3.1	7	7	II	1	2
38	1985. 9. 11	四国南東沖	4.5	50	67	II	3	7
39	1985. 9. 20	四国南東沖	4.9	49	66	II	5	4
40	1985. 9. 27	四国南東沖	4.7	47	69	I	—	—
41	1985. 12. 9	和歌山県北部	3.3	8	7	III	2	4
42	1986. 1. 12	和歌山県中部	4.4	61	42	I	2	2
43	1986. 2. 3	四国南東沖	4.5	48	64	I	3	4
44	1987. 3. 18	日 向 灘	6.6	48	380	I	2	3
45	1987. 3. 18	和歌山県北部	3.2	8	7	III	3	3
46	1987. 4. 25	和歌山県北部	3.2	5	6	II	2	2
47	1987. 5. 2	和歌山県北部	3.7	6	5	III	1	1
48	1987. 5. 9	和歌山県北部	5.6	8	27	III	—	—
49	1987. 10. 17	和歌山県北部	3.3	4	8	I	2	2
50	1987. 11. 25	和歌山県北部	3.1	3	5	II	2	1
51	1987. 11. 25	和歌山県北部	2.9	4	4	II	2	1
52	1987. 12. 12	和歌山県北部	4.5	7	20	III	5	6

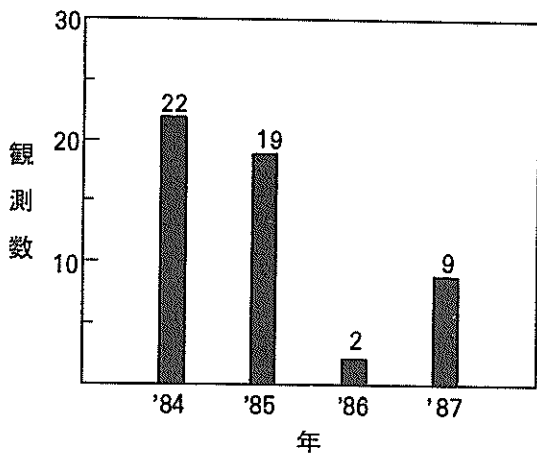


図-3.1 観測された地震数

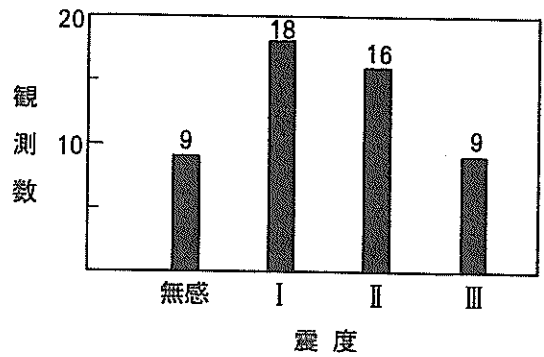


図-3.2 震度と観測された地震数

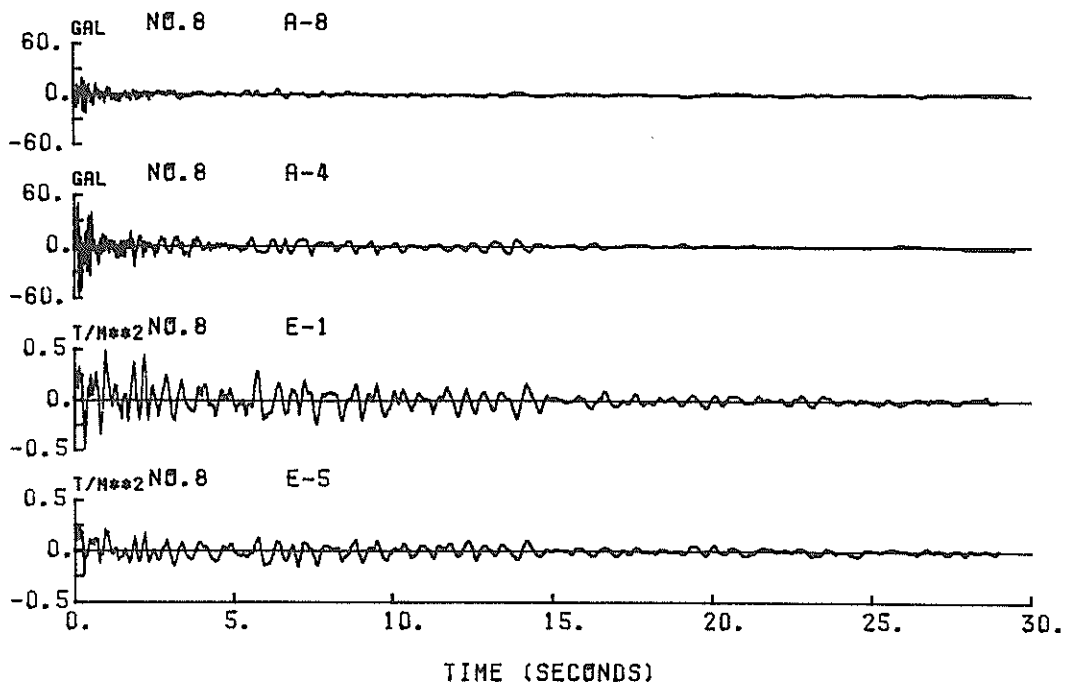


図-3.3 記録波形 (和歌山県北部地震 No.8)

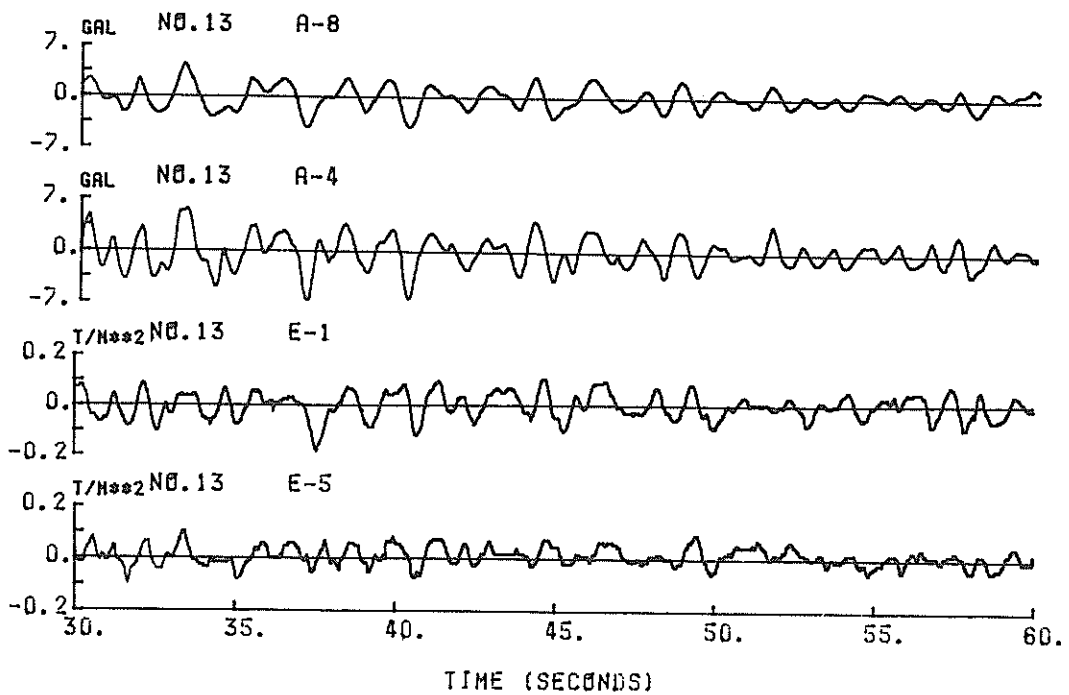
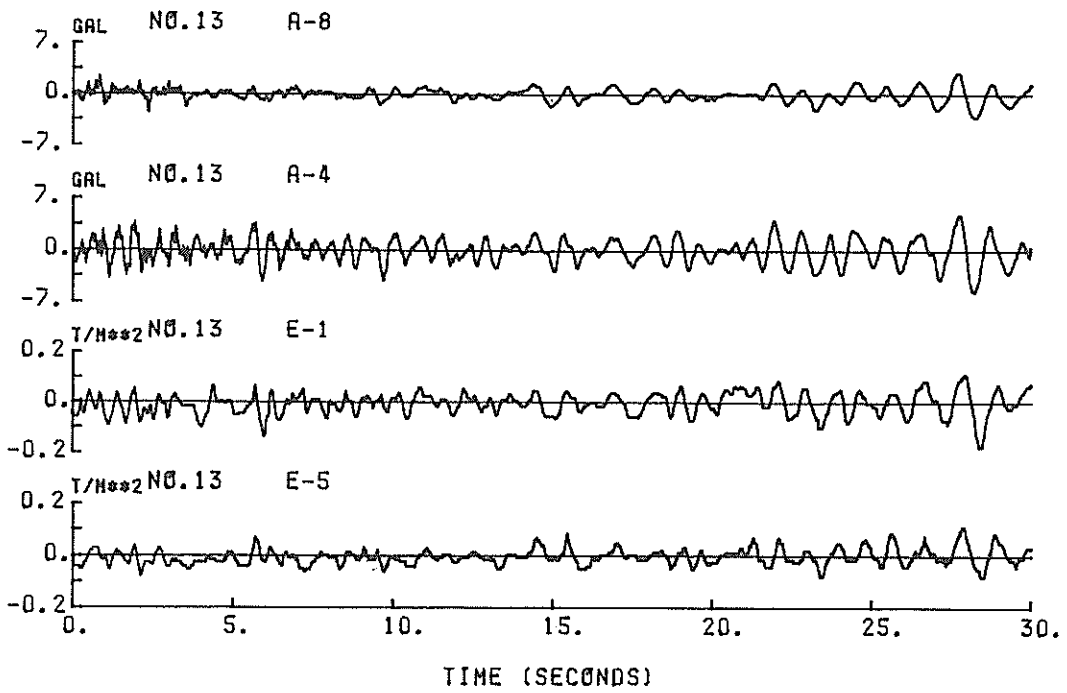


図-3.4 記録波形 (日向灘地震 No.13)

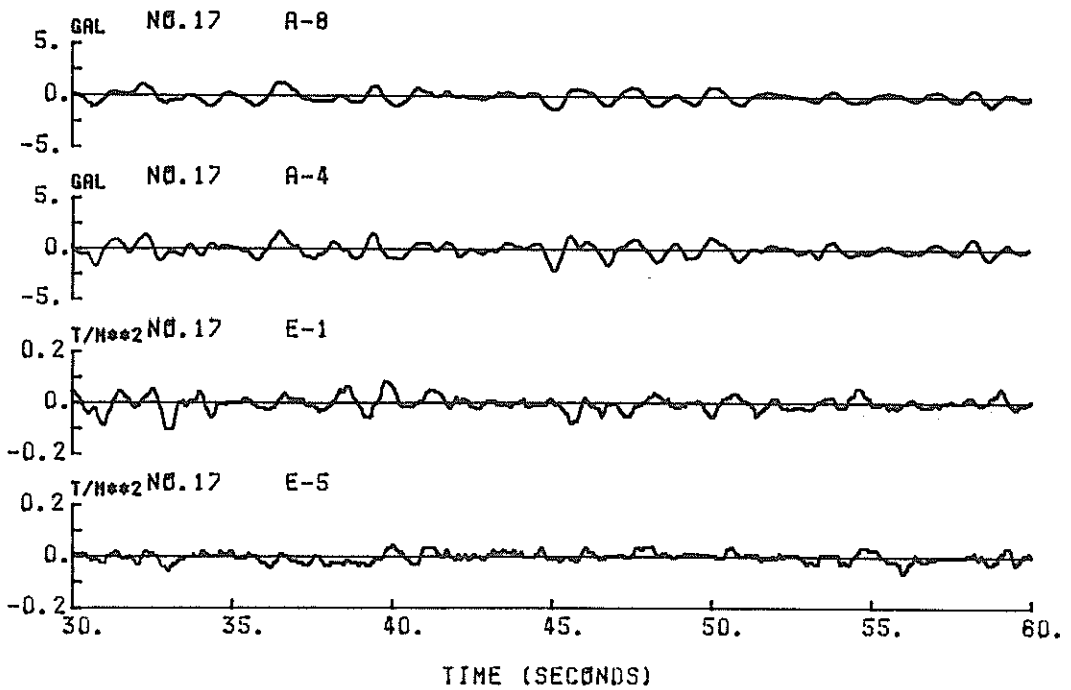
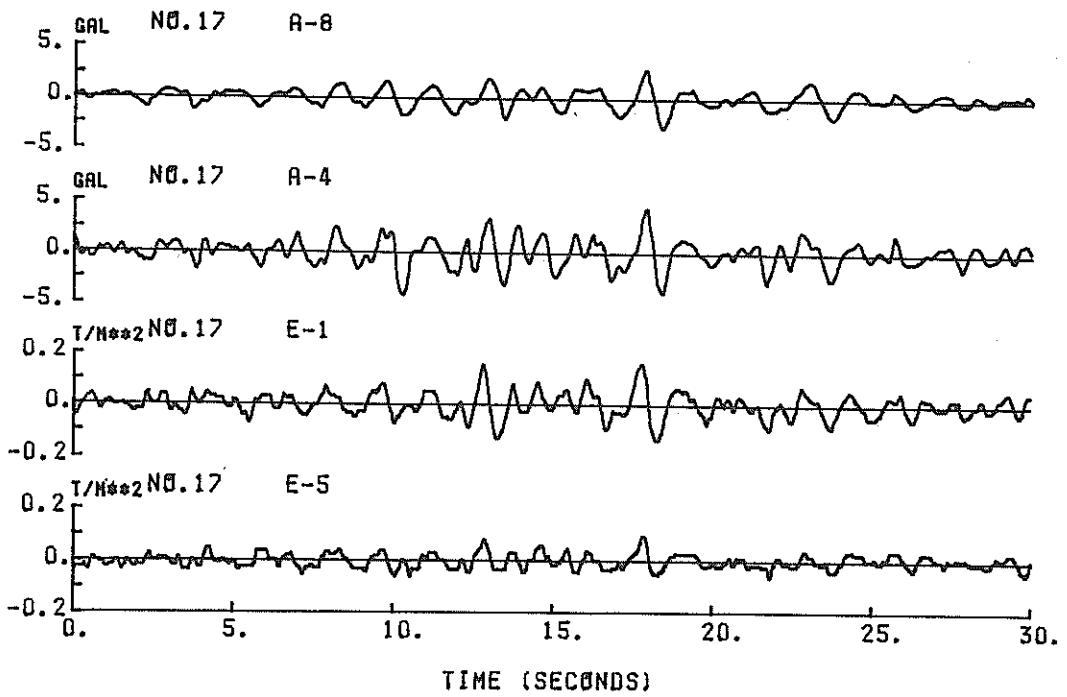


図-3.5 記録波形 (長野県西部地震 No.17)

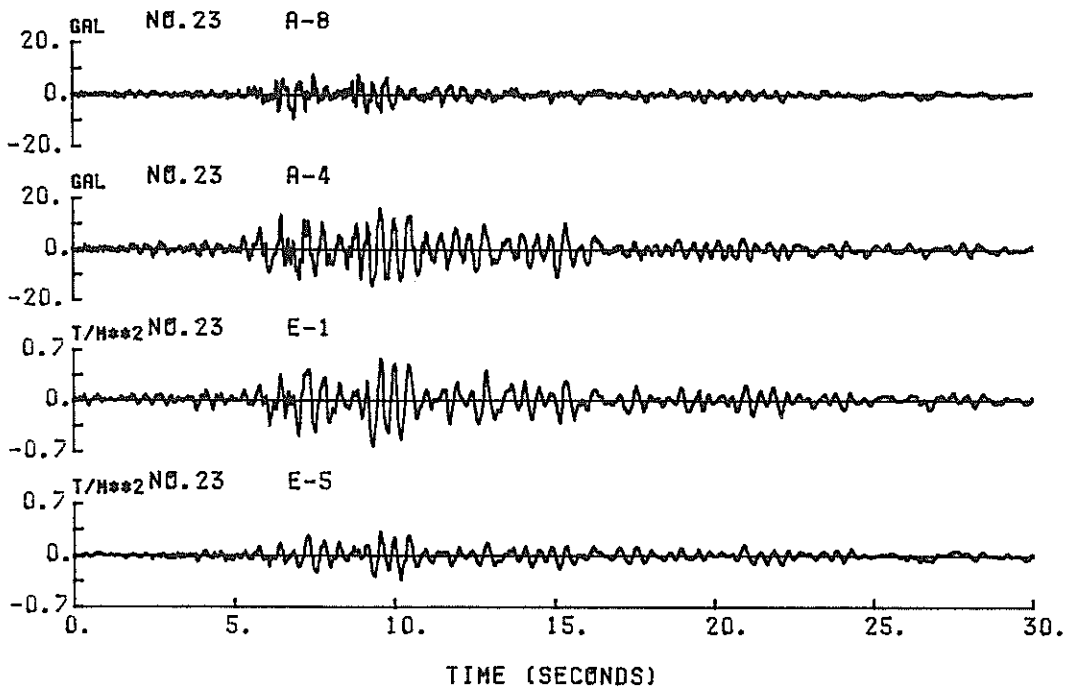


図-3.6 記録波形 (和歌山県北部地震 No.23)

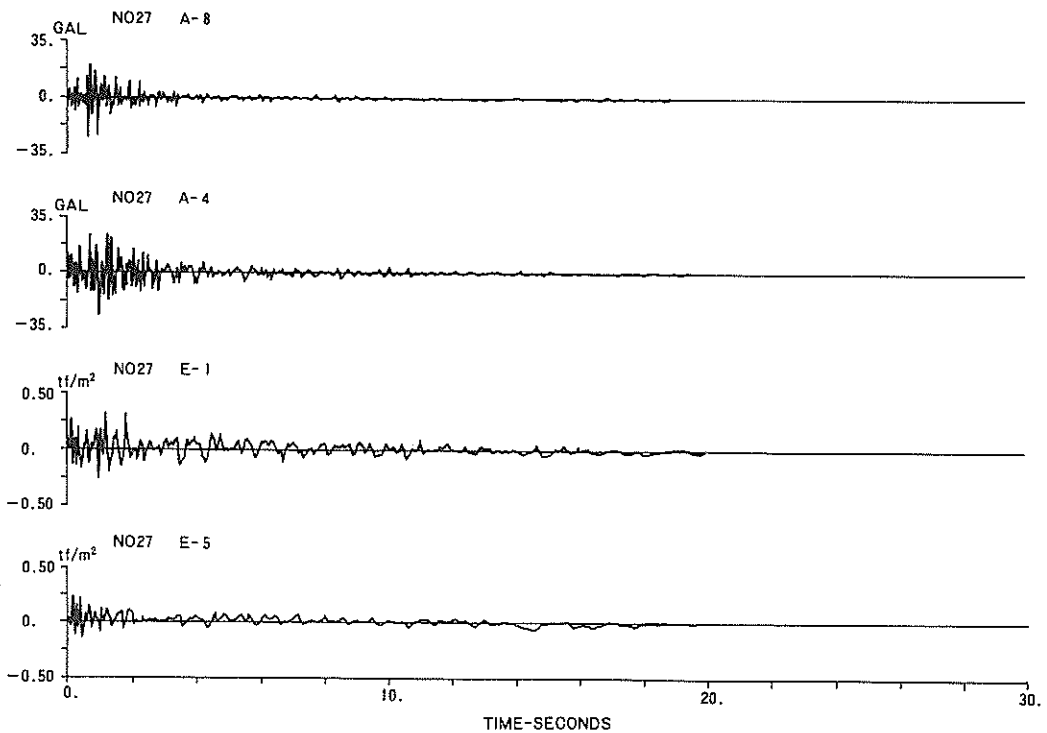


図-3.7 記録波形 (和歌山県北部地震 No.27)

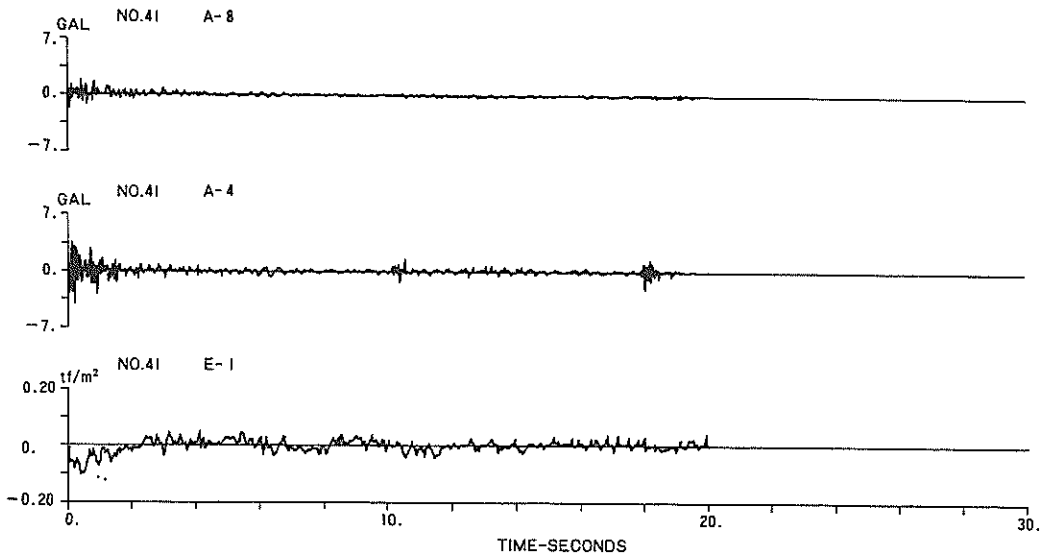


図-3.8 記録波形 (和歌山県北部地震 No.41)

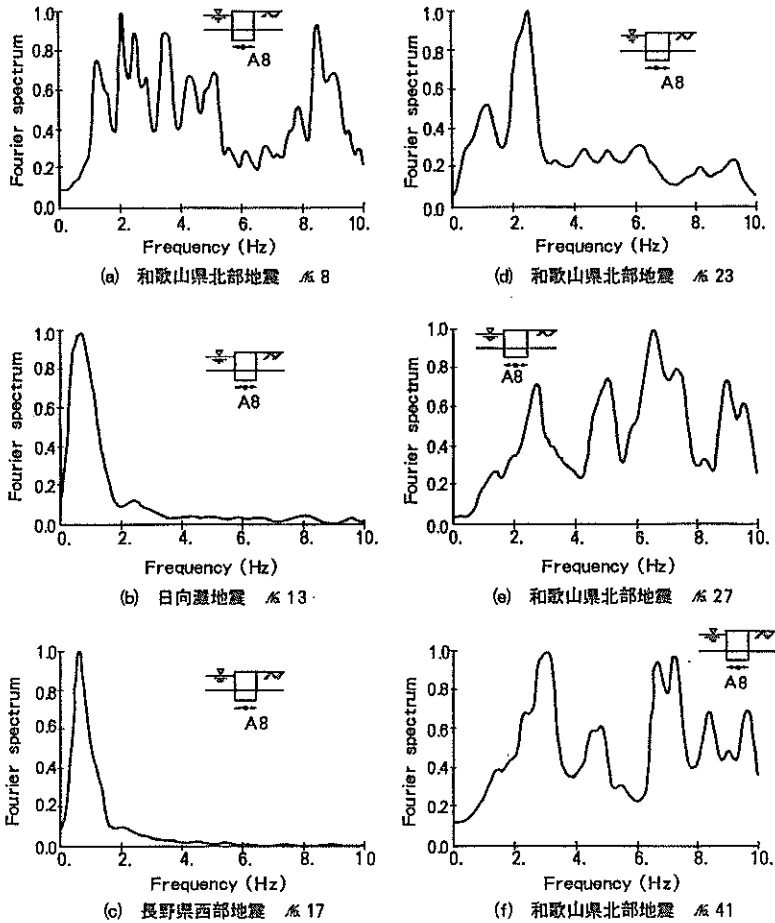


図-3.9 各地震に対するフーリエスペクトル (基礎地盤 A 8)

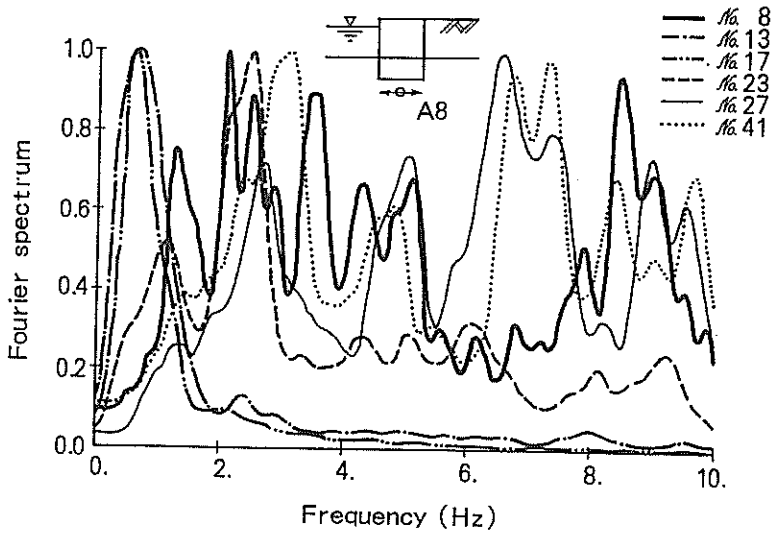


図-3.10 各地震に対するフーリエスペクトル (基礎地盤 A8)

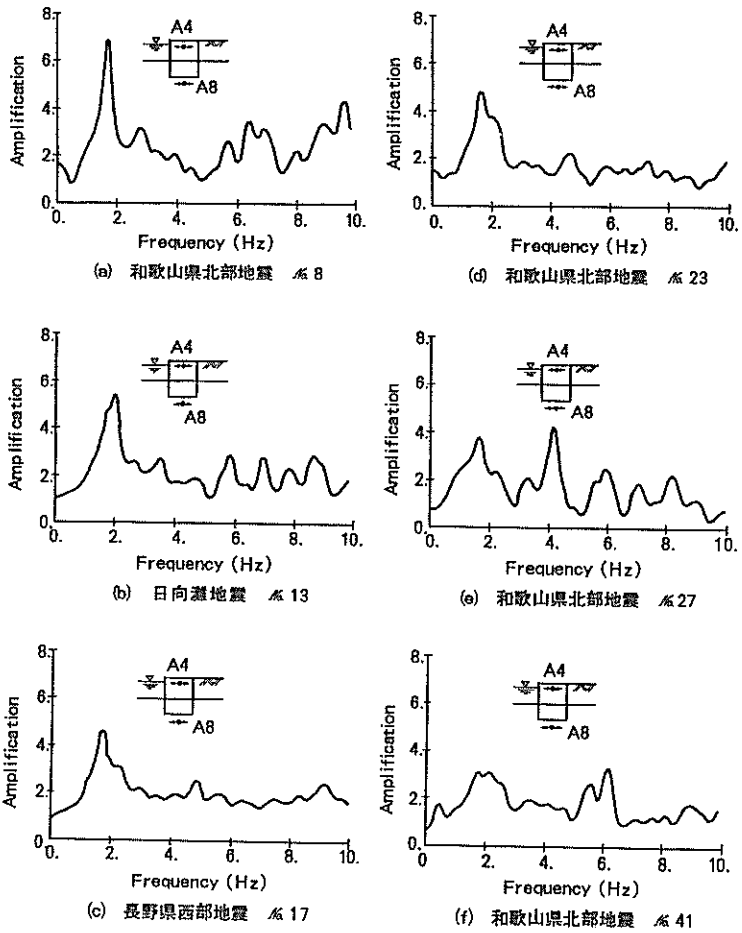


図-3.11 各地震に対するセル天端の伝達関数 (A4/A8)

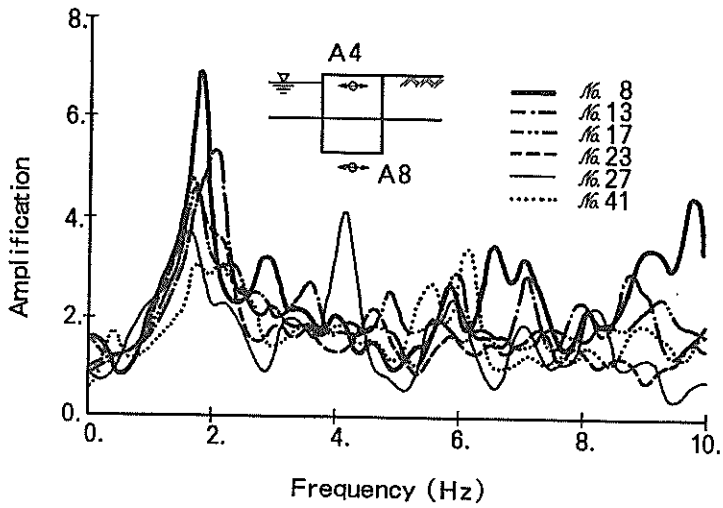


図-3.12 セル天端の伝達関数 (A4/A8)

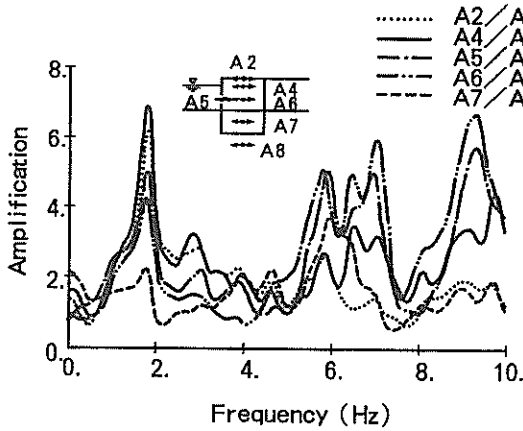


図-3.13 護岸各部の伝達関数
(和歌山県北部地震 No.8)

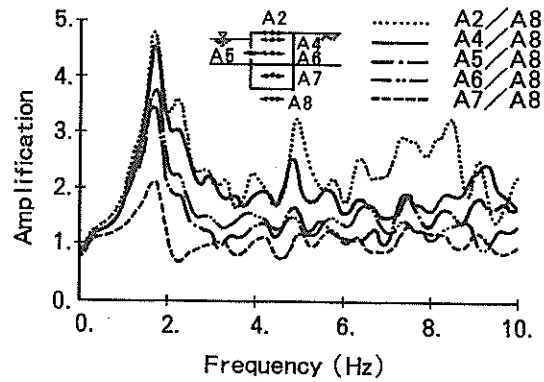


図-3.15 護岸各部の伝達関数
(長野県西部地震 No.17)

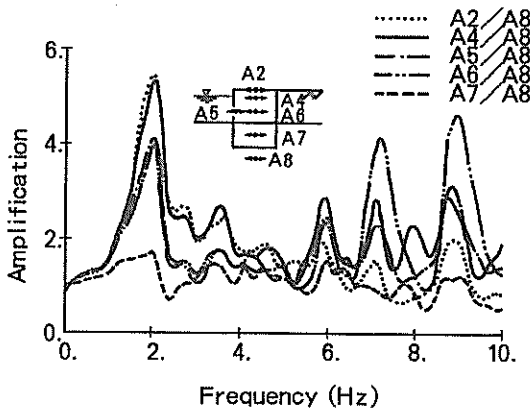


図-3.14 護岸各部の伝達関数
(日向灘地震 No.13)

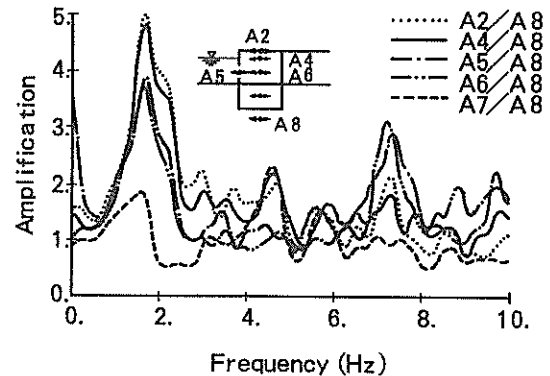


図-3.16 護岸各部の伝達関数
(和歌山県北部地震 No.23)

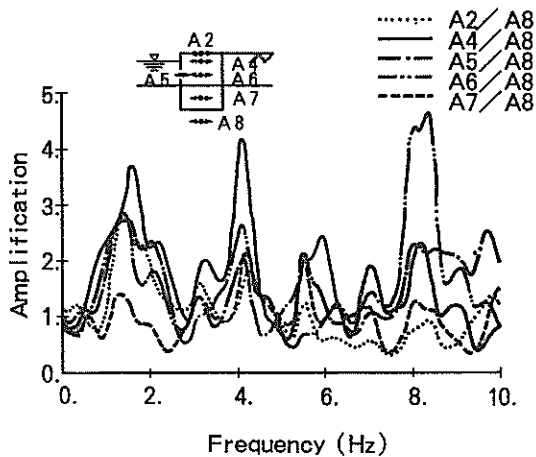


図-3.17 護岸各部の伝達関数
(和歌山県北部地震 No.27)

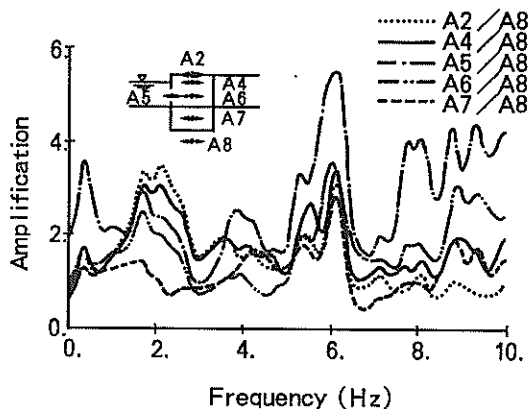


図-3.18 護岸各部の伝達関数
(和歌山県北部地震 No.41)

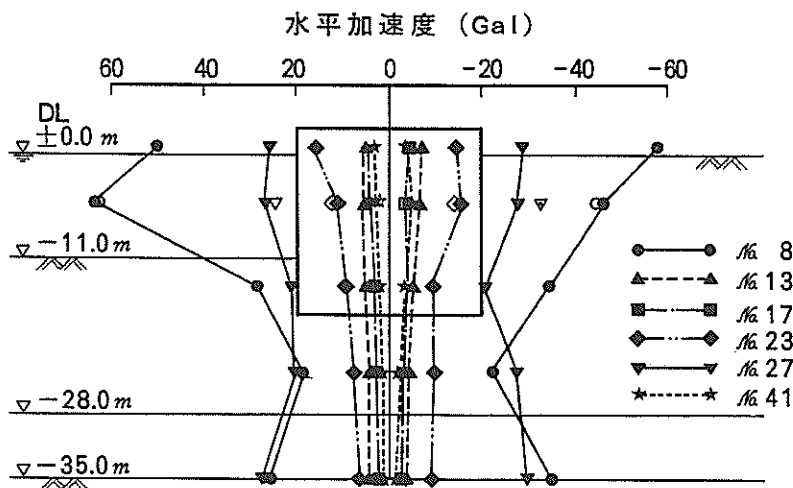


図-3.19 地盤，中詰土の最大加速度分布

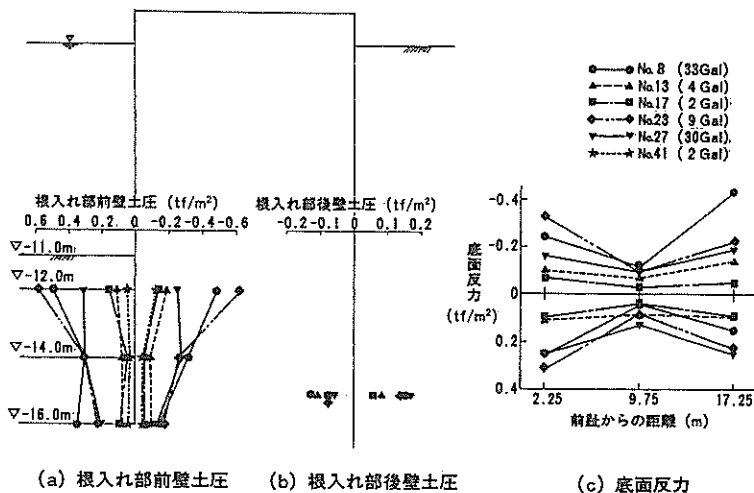
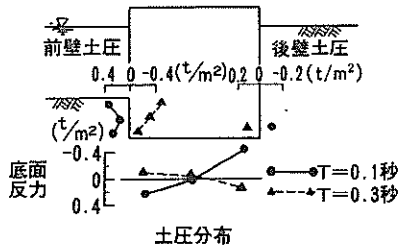
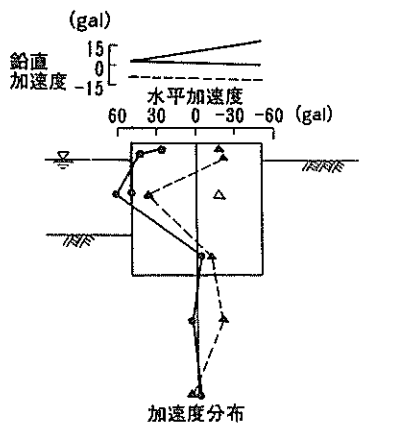
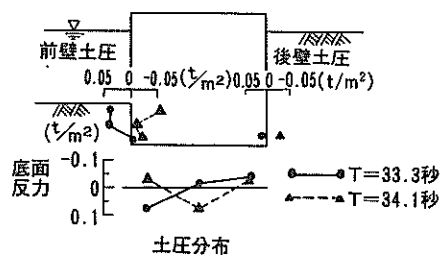
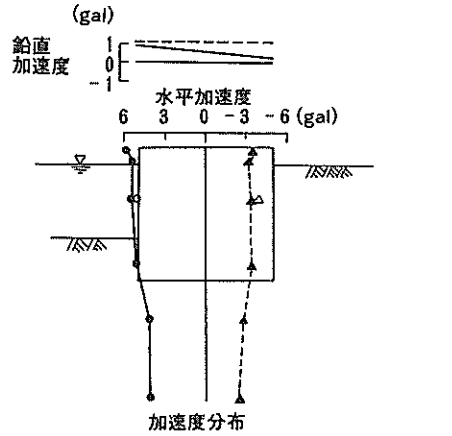


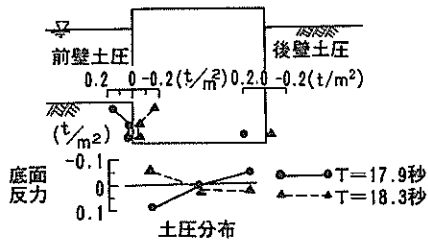
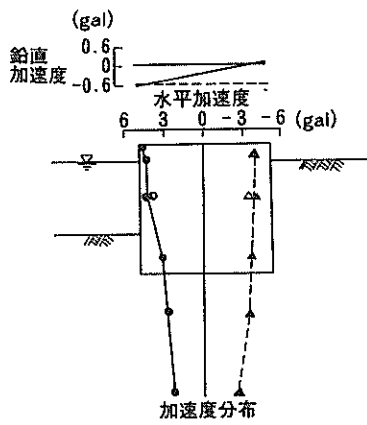
図-3.20 最大土圧分布



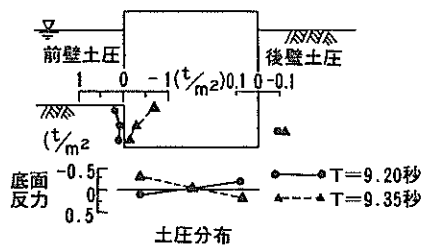
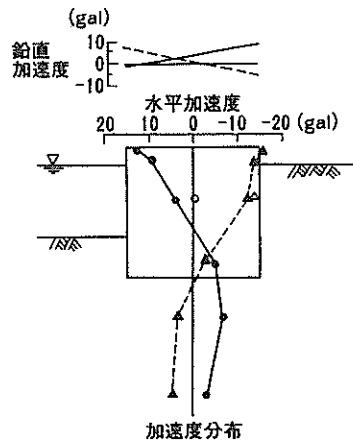
(a) 和歌山県北部地震 No.8



(b) 日向灘地震 No.13

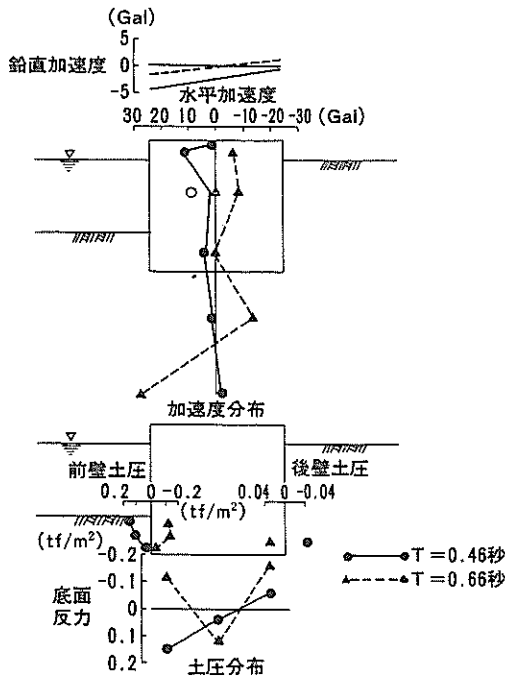


(c) 長野県西部地震 No.17

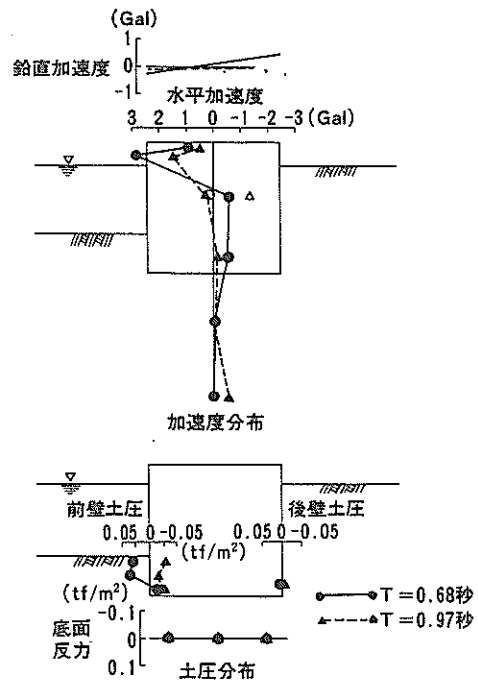


(d) 和歌山県北部地震 No.23

図-3.21 同一時刻における加速度，土圧分布（その1）



(e) 和歌山県北部地震No.27



(f) 和歌山県北部地震No.41

図-3.21 同一時刻における加速度、土圧分布(その2)

4. 有限要素法による地震応答解析

根入れ鋼板セル護岸の動的応答特性を把握するとともに地震時挙動を表現できる解析手法を得ることを目的に、有限要素法による地震応答解析を行い、観測結果と比較し、その適用性を検討した。

4.1 計算法とモデル化

地震応答解析には土の応力・ひずみの関係を等価線形化手法によって表した有限要素法プログラムFLUSHの修正版¹⁾を用いた。ここでいうFLUSHの修正版とは、護岸構造物のように左右の地盤高さが異なっても伝達境界の効果が取入れられるようにしたプログラムである。

モデル化は、2次元平面ひずみ問題として取扱い、図-4.1のように節点数300、要素数278とした。図-4.1において、鋼板セルの基礎地盤は地盤改良されており比較的堅固であるが、基礎地盤から離れた周辺地盤は軟弱な粘性土地盤である。なお、本解析では鋼板セル側方の海水、波浪などの影響は考慮せず、鋼板セル-地盤系のみを取扱った。

土質定数は、セル中詰土、セル直下の地盤についてはPS検層の結果を、その他についてはN値および一軸圧

縮強度 q_u からの換算値を用いた。得られた各要素の土質定数の値を図-4.2に示す。なお、N値および q_u からのせん断弾性定数 G の算定は次式¹²⁾によった。

$$G = 1200 N^{0.737} \quad (\text{砂質土}) \quad (4.1)$$

$$G = 5160 (q_u / 2)^{1.012} \quad (\text{粘性土}) \quad (4.2)$$

ここに、

G ; せん断弾性定数 (tf/m²)

N ; N値

q_u ; 一軸圧縮強度 (kgf/cm²)

また、鋼板セル護岸のモデル化は以下のように行った。護岸は壁状に連続的に建設されるので、平面ひずみの仮定のもとに2次元モデルに置換した。鋼板セルの壁幅 B については、アーク部があることも考慮して、セル殻直径 $2R$ とはせず、ここでは「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁾にしたがい、セル断面積が等しくなるよう $B = \sqrt{3} R$ の換算壁体幅を採用した。また、セルの静的および動的挙動はセル殻と中詰土がほぼ一体の剛体挙動に近いとみなせるので²⁾、ここではセル殻と中詰土の剛性については、両者を一体とみなした等価剛性を有するものとし、次式により算定した。

$$\bar{E} \cdot \bar{I} = \sum E_i I_i \quad (4.3)$$

$$\bar{E} = E_{sa} + \frac{4t}{D} E_{st} \quad (4.4)$$

ここに、 \bar{E} ：セルの等価弾性係数 (kgf/cm²)
 \bar{I} ：セルの等価断面2次モーメント (cm⁴)
 E_i, E_{sa}, E_{st}
 :各要素, 砂, 鋼の弾性係数 (kgf/cm²)
 I_i ：各要素の断面2次モーメント (cm⁴)
 t ：セル殻の板厚 (cm)
 D ：セル直径 (cm)

境界条件として、下端は完全固定、側方は伝達境界を用いた。

一般に、地盤のせん断弾性定数と減衰定数は土に生じるせん断ひずみの大きさによって大きく影響されるため、これらのひずみ依存曲線を求める試みが多くなされている。ここでは、粘性土と砂質土について過去の研究成果から得られた図-4.3、図-4.4に示す平均的な曲線を用いた。なお、これらの図表は、拘束圧1.0 kgf/cm²を標準としている¹²⁾。

砂質土の場合、拘束圧が大きくなるとせん断弾性定数比 G/G_0 の減少はゆるやかになり、減衰定数 h は小さくなるという報告もある^{13)~15)}。これに関して Iwasaki 他¹⁴⁾、Tatsuoka 他¹⁵⁾ は種々の砂を対象に共振試験とねじりせん断試験を行い、次のような関係式を提案している。

$$\left[\frac{G}{G_0} \right]_{\sigma_p} = f(r) \cdot \sigma_p^{m'(r)} \quad (4.5)$$

ここに、 σ_p ：平均主応力 (kgf/cm²)
 $f(r)$ ： $\sigma_p = 1.0$ kgf/cm² の時の G/G_0 の値
 $m'(r)$ ：平均主応力が G/G_0 に及ぼす影響を表す関数

式(4.5)での $m'(r)$ は0.5程度が妥当と言われているので¹⁶⁾、ここでは図-4.3をもとに G/G_0 を任意の深さの σ_p との比の0.5乗として修正した。

4.2 地震応答解析

FLUSHにより根入れ鋼板セル護岸の地震応答解析を行い、実際の観測結果と比較することによりその適用性を検討した。検討には3種類の地震波を用いた。これらは3.2(1)基礎地盤で観測された地震波のフーリエスペクトルにおいて分類された3グループより以下のように選定した。

- ① 1 Hz 以下の低振動数成分が卓越する地震波 (長野県西部地震 No.17)
- ② 1.2 ~ 2.5 Hz の振動数成分が卓越する地震波 (和歌山県北部地震 No.23)
- ③ ②に加えて 5 Hz ~ 10 Hz の高振動数成分を含む地震波 (和歌山県北部地震 No.8)

地震応答計算では図-4.1に示したように -35 m 以深を基盤とみなし、A9における観測波形を入力地震波とした。入力加速度波形は、各地震波の主要動部分を含む15~18秒間である。以下に、計算結果と観測結果との比較について述べる。

(1) 最大加速度, 最大土圧

地震応答解析により得られた護岸各部の最大加速度および最大土圧と観測結果の比較を図-4.5、図-4.6に示す。両図において、観測値を実線、計算値を破線で示した。ここでは計算による最大土圧として、実際の土圧観測点を含む要素における内部応力の平均値を求めた。

図-4.5に示す最大加速度分布によると、1~2.5 Hz の振動数成分が卓越する地震 No.17 および No.23 における計算結果は観測値と非常に良い一致を示しており、加速度は上方に行くにしたがい漸増する傾向がみられる。

他方、入力地震動に高振動数成分が卓越する地震 No.8では、セル中詰の観測値は地盤における値に比べかなり大きく、しかも上方に向かってほぼ一様に増大している。しかし、計算結果によると、最大加速度は深さ方向にほぼ一様か、あるいは上方ほどやや小さい値を示している。特に、セル頂部では計算値が観測値の約1/3になっている。

このように計算値と観測値が地震 No.17 および No.23 で一致し、地震 No.8 で一致しない理由の一つとして、FLUSHによる計算モデルが約2.5 Hz 以上の高振動数領域において実際の護岸を適切に表現できていないことが挙げられる。

図-4.6に、根入れ部前壁土圧および底面反力の最大値分布の計算値と観測値を比較した。図によると計算による最大底面反力の分布形状は、値そのものは観測値の2~3倍の大きさとなっているものの、前趾側および後趾側が大きく中央で零に近づくという観測結果とほぼ同様の傾向を示している。一方、根入れ部前壁土圧についてみると、観測値は下部から上部に行くにしたがい大きくなる逆三角形分布を示している。これらの分布形状は、セルがロッキング振動をしていることによる地盤反力分布であると解釈できる。

根入れ部前壁土圧の計算値では、-14mでの値E2が特に大きく、その結果中間部が大きい分布形状となっている。この原因は-14mを境に上方の地盤の剛性が下方の約1/5と小さいことによると考えられる。すなわち、-14mのE2の土圧は、この節点を囲む上下の要素の内部応力の平均値として求められているため、計算では大きな土圧となる。他方、-12mの地点では地盤の剛性が小さいため、大きなひずみが発生しているにもかかわらず、土圧としては小さな値が求められたものと考えられる。

(2) 加速度および土圧の時刻歴応答波形

図-4.7～図-4.9に、地震No.8, No.17およびNo.23に対する護岸各部の加速度および土圧の時刻歴応答波形の計算結果と観測結果を示す。図中には、護岸各部の代表点としてセル天端の加速度A4および中詰土の中間高さの加速度A6、セル根入れ部前壁土圧E1、前趾側の底面圧力E5、入力加速度A9をあわせて示した。各図とも、観測値を実線、計算値を破線で示した。

図-4.7は、震央距離が短く高振動数成分の卓越する地震動である和歌山県北部地震No.8における計算結果と観測結果である。加速度波形A4、A6についてみると、最初の約1秒間では観測波形に比べ計算波形の振幅は非常に小さい。前壁土圧E1についての振幅は、観測値と同程度の振幅を示すが、位相については必ずしも一致していない。他方、底面反力E5については計算値の方が観測値に比べ非常に大きく、波形全体をみても、位相、主要な振動数成分についてあまり良い一致がみられない。

表-4.1に波形の一致度を表す指標として、観測波形と計算波形の間の相互相関係数を示すが、地震No.8の加速度波形については0.18、0.33という低い相関係数となっている。

つぎに、図-4.8に震央距離が大きく低振動数成分の卓越する長野県西部地震No.17における計算波形と観測波形の比較を示す。図から明らかなように、加速度波形に関しては両者は非常に良い一致を示している。土圧波形については、卓越成分の振動数は似かよっているが、振幅に関しては計算値はかなり大きな値となっている。相互相関係数も加速度波形については0.68および0.76と高い値を示している。

図-4.9に震央距離が上記の2地震の中間にある地震No.23における計算波形と観測波形の比較を示す。図によると、加速度波形は全体的に比較的良く一致している。土圧波形の振幅について、E1では計算値が観測値を上まわり、E5では逆の傾向があるものの、卓越す

る振動数成分は似かよっている。相互相関係数も、加速度波形に関しては前記の2地震における値の中間の0.53および0.58となっている。

図-4.1に示した計算モデルの振動数特性を把握するため、FLUSHを用い-35mの基盤にホワイトノイズを入力して護岸各部の伝達関数を求めた。

図-4.10にホワイトノイズを用いて得られた伝達関数と3章で得られた観測波より求めた伝達関数をあわせて示す。ここでは、観測波の一例として、図-3.13に示したように広い周波数成分を含む地震No.8の場合を用いた。なお、ホワイトノイズとしては振動数0.1～20Hzの範囲で加速度振幅30Galの正弦波により作成したものであり、最大加速度33Galの地震No.8のひずみ依存性に比べ大きな相違はないと考えられる。図によると、いずれの場合も2Hz前後に最大のピークがあり、これはセル天端にむかうほど大きな応答を示す1次のロッキング振動モードと考えられる。また、5～7Hzに2次モードの第2のピークがみられる。しかし、観測波の伝達関数での9Hz付近の第3のピークはホワイトノイズの場合のみみられない。

したがって、地震応答解析で用いたモデルは、約2Hz前後の1次モードをほぼ正確に表現しているが、4～5Hz以上の振動数領域では必ずしも実護岸の特性を表し得ていないと判断できる。

上記のことから、図-3.9に示すように4Hz以上の高振動数成分を多く含む地震No.8では、計算波形が観測波形と一致せず、約1Hzの低振動数成分が卓越する地震No.17においては、計算波形と観測波形が良く一致することが理解できる。

(3) 応答スペクトル

地震動の振動特性を表す指標として、応答スペクトルがしばしば用いられている。したがって、ここでは計算波形と観測波形の一致度をみるための一方法として、両者の応答スペクトルを比較した。図-4.11～図-4.13は、基盤A9での観測波を入力して求めたセル天端A4の加速度波形の応答スペクトル倍率(減衰比 $h=0.1$)と、A4での観測波から直接求めた応答スペクトル倍率とを比較したものである。観測値を実線で、計算値を破線で示してある。

図-4.11に示すように、地震No.8に対する応答スペクトルでは、計算結果に比して長周期側に移行したようにみられる。周期0.1秒以下(10Hz以上)では、観測値は計算値より大きく、周期0.1秒以上では計算値が大きくなっている。

図-4.12に示す地震No.17における応答スペクトル

は、入力地震波の卓越する1秒付近で計算値と観測値とも大きな応答値を示しているのみならず、全ての周期領域でかなり良い一致を示している。

図-4.13に示す地震No.23の場合は、セルの1次固有周期である0.5秒を含むほぼ全振動数領域で観測波よりやや小さい応答結果を与えているものの、比較的良好一致を示しているといえる。

このようにセル天端における計算波形と観測波形の応答スペクトルの比較結果は、図-4.10に示した護岸の振動特性に基づくものと考えられる。

(4) 地盤条件の違いがセル挙動に及ぼす影響

4.2(2)に記したように、実護岸の地盤(締固め置換砂)についてホワイトノイズを入力し、FLUSHにて護岸各部の伝達関数を求めたところ、第1のピークにおける振動数帯域は、図-3.13の観測結果と妥当な一致を示した。そこで、ここでは根入れ鋼板セルの振動特性に関する今後の基礎資料を得ることを目的として、異なる地盤条件を持つ3ケースについて、ホワイトノイズ入力による応答解析を実施した。

実護岸の地盤を含めてのケースNo.は、次のとおりである。

- ・実護岸の地盤(締固めた置換砂) ……ケース1
- ・裏埋土未施工の実護岸の地盤 ……ケース2
- ・置換砂を締固めない地盤 ……ケース3
- ・地盤改良しない地盤(全面粘性土) ……ケース4

(a) 裏埋土未施工の実護岸の地盤(ケース2)

模型振動実験によると、根入れ鋼板セルでは裏埋土の存在が、セルの応答に及ぼす影響が大きいことが示されている²⁾。そこで、根入れ鋼板セルの振動特性をより明確にするため、また、2章に記したように、現状では裏埋土が護岸法線方向に連続していないこともあり、図-4.1のモデルにおいて、裏埋土がない場合を想定して応答解析を実施した。

ケース2での護岸各部の伝達関数を、地震No.8での観測結果とともに図-4.14に示す。ケース1の図-4.10と比較すると以下のことがわかる。

①ケース2での第1のピークの振動数は約2.3Hzであり、ケース1でのそれとほぼ同じである。しかしながら、これより低い振動数においてケース1でみられた応答倍率約2程度のピークはケース2ではみられず、地震観測結果での伝達関数により近い形状を示す。したがって、裏埋土部が部分的かつ泥質土からなる実護岸では、裏埋土が存在しない場合の振動性状に近かったと考えられる。

②護岸各部の応答値は、振動数2.3Hzではセルの上部ほど大きく、1次のロッキング振動的応答を示し、振動数約6Hzではセル中間部の応答が小さく、セル上部、下部で応答が大きいといった2次のロッキング振動的応答を示している。

(b) 置換砂を締固めない地盤(ケース3)

ケース3についての護岸各部の伝達関数を図-4.15に示す。これより、第1のピークでの振動数は1Hzであり、第2、第3のピークはそれぞれ2.4Hz、3.5Hzとなり、ケース1、ケース2より低振動数側の値を与える。本ケースが、置換砂を締固めない地盤であるため、鋼板セル根入れ部に与える地盤の拘束効果がケース1より小さいことから、卓越振動数が低くなったものといえる。

(c) 地盤改良をしない地盤(ケース4)

ケース4についての護岸各部の伝達関数は図-4.16に示すように、第1のピークの卓越振動数は0.9Hzであり、ケース3とほぼ同じであるが、2Hz以上のピークはほとんど認められず、この場合の伝達関数は、際立った単一のピークを持つことがわかる。これは、支持地盤が全面的に一律な粘性土地盤であることから、他のケースに比べ高次振動モードの影響が現れにくいといえる。また、約0.9Hzでの各部応答値はセル上部ほど大きいことから、1次のロッキング振動的応答を示していると考えられる。

以上、ケース1～ケース4についてホワイトノイズを入力した際の応答解析を実施し、護岸各部の伝達関数を求め相互比較を行ったところ、以下のことが明らかになった。

(i) 実護岸の地盤(ケース1)、裏埋土未施工の実護岸の地盤(ケース2)において、3章で得られた“約2Hzを固有振動数としたセルのロッキング振動”をほぼ確認することができた。

(ii) ケース1、ケース2のセルの直下の地盤は、置換砂を締固めた比較的堅固で剛性の高い地盤であるため、伝達関数において4Hz以上に応答している。ケース3、4では、セル直下の地盤が緩いため、応答する振動数が低くなることから、セル直下近傍地盤の剛性が全体系の振動特性に与える影響は無視し得ないと考えられる。とくに、ケース4での主たる応答は1Hz程度までで柔構造的挙動を示すが、この場合、セル直下の緩い地盤中に大きなひずみが発生したり、護岸全体に有害な変位が生じる可能性があることに留意する必要がある。

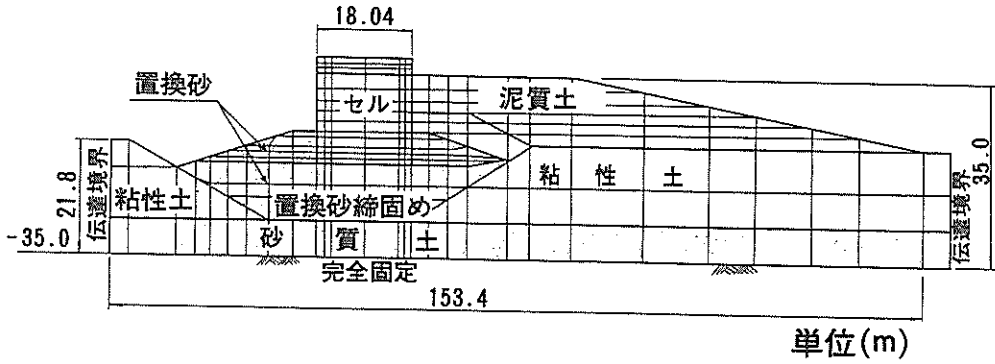


図-4.1 有限要素法計算モデル

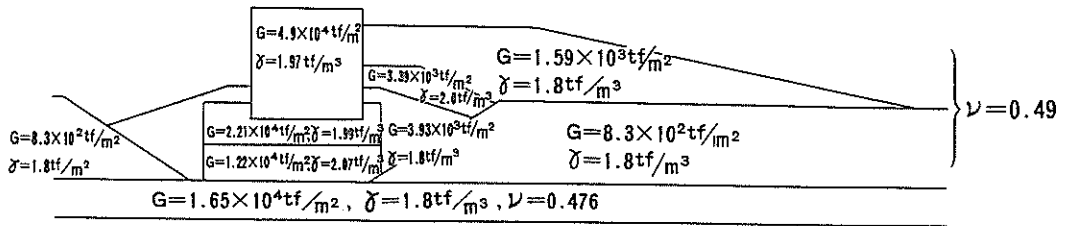


図-4.2 計算モデルにおける材料定数

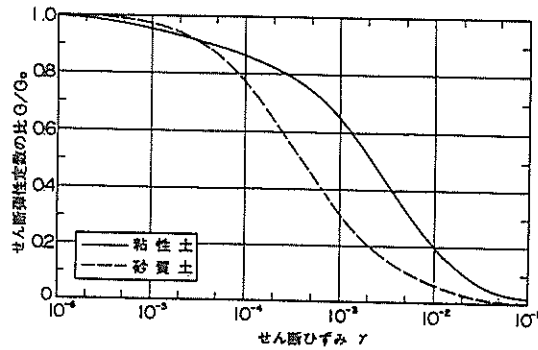


図-4.3 土のせん断弾性定数比とひずみ

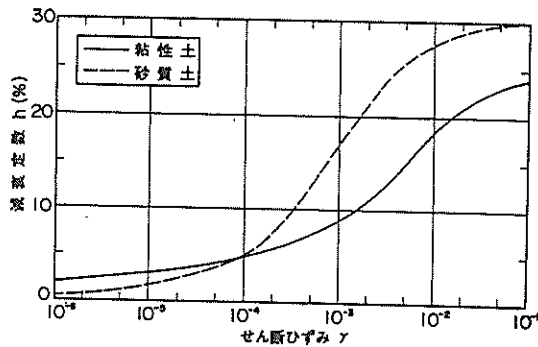


図-4.4 土の減衰定数とひずみ

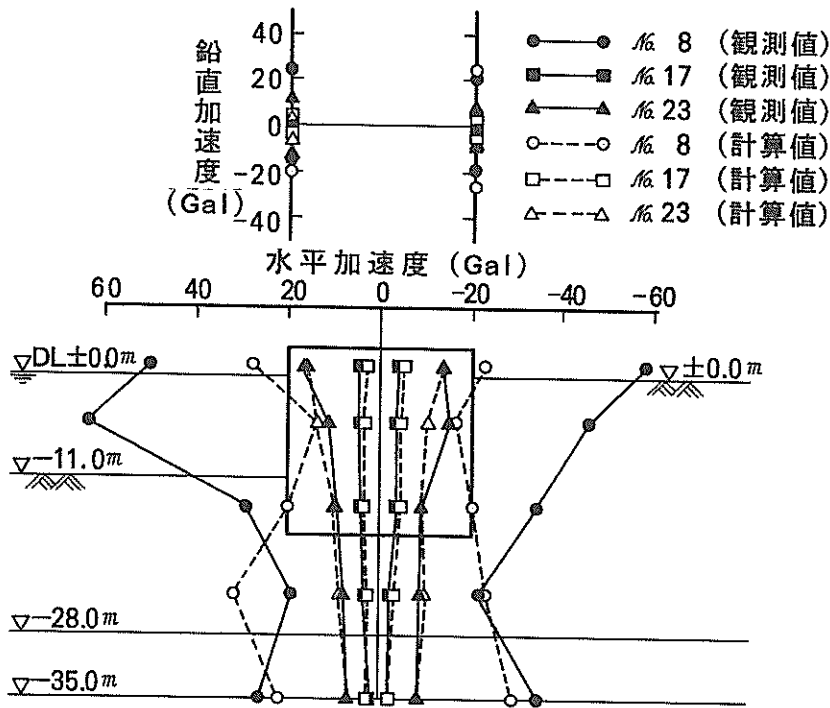


図-4.5 計算値と観測値の比較 (地盤、中詰土の最大加速度分布)

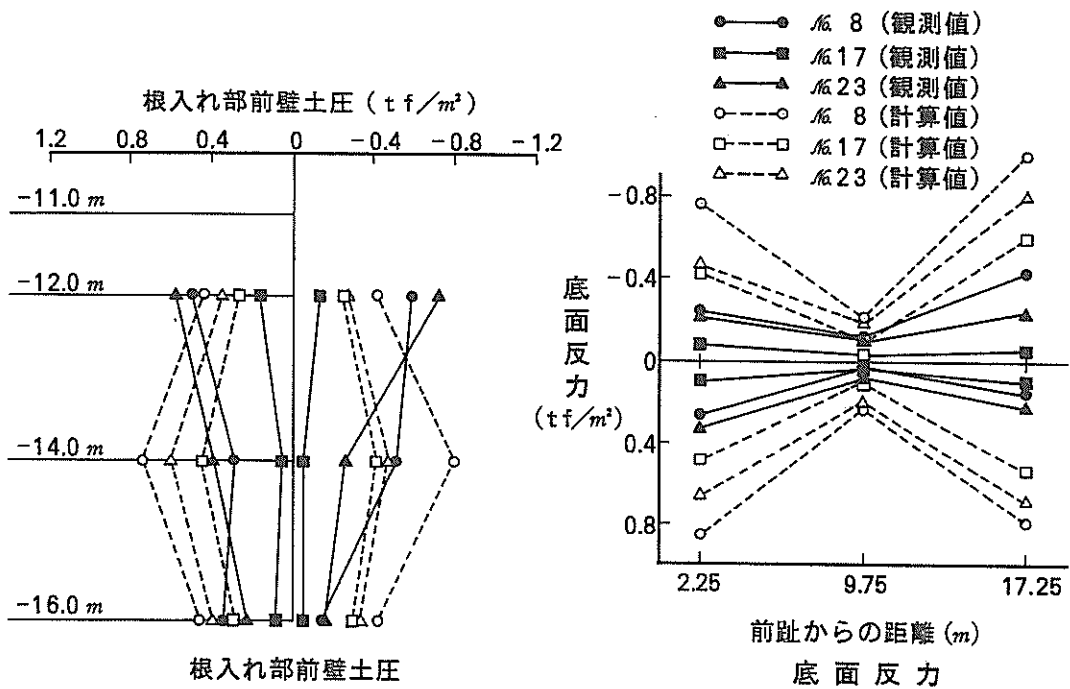


図-4.6 計算値と観測値の比較 (最大土圧分布)

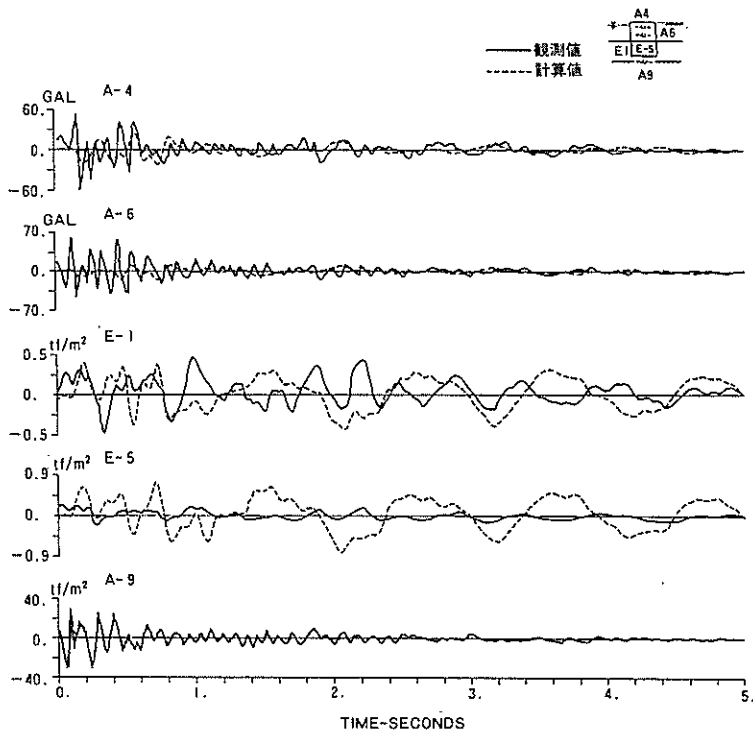


図-4.7 計算波形と観測波形の比較 (和歌山県北部地震 No.8)

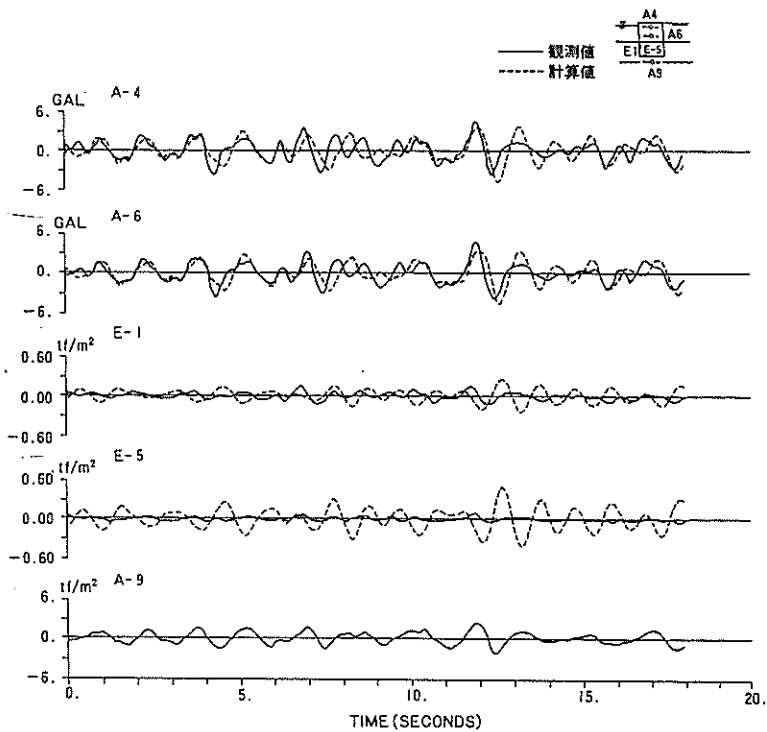


図-4.8 計算波形と観測波形の比較 (長野県西部地震 No.17)

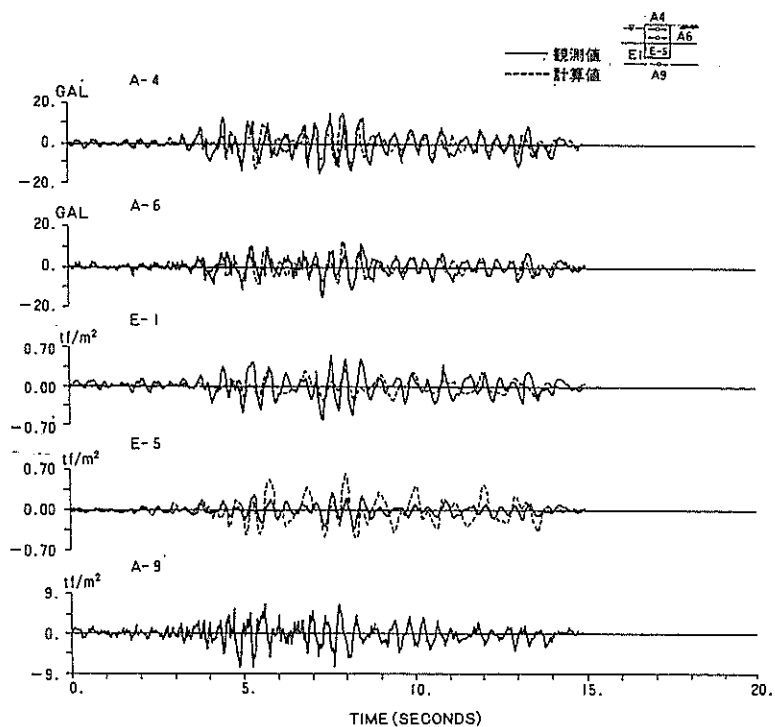
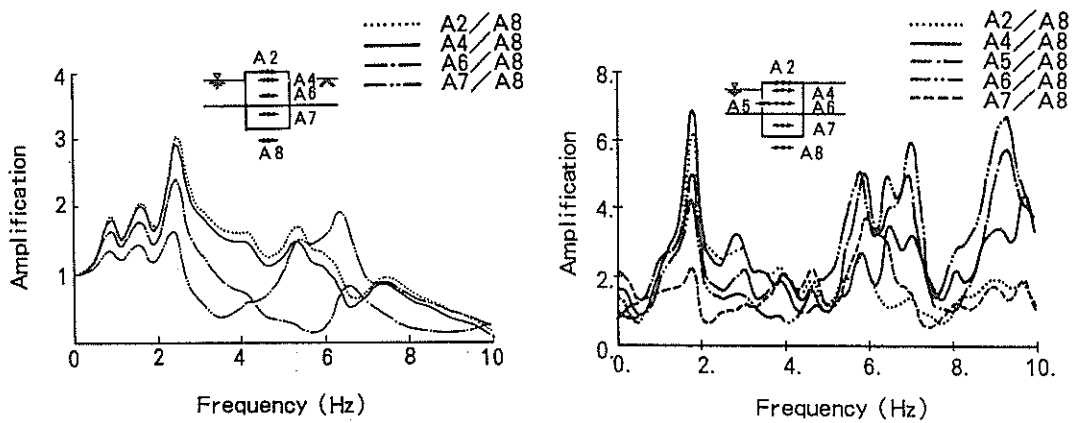


図-4.9 計算波形と観測波形の比較 (和歌山県北部地震 No.23)



(a) ホワイトノイズ

(b) 和歌山県北部地震No.8

図-4.10 護岸各部の伝達関数

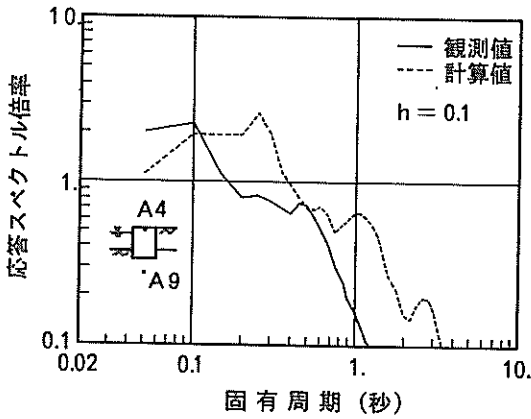


図-4.11 計算波形と観測波形のセル天端における応答スペクトル (和歌山県北部地震 No.8)

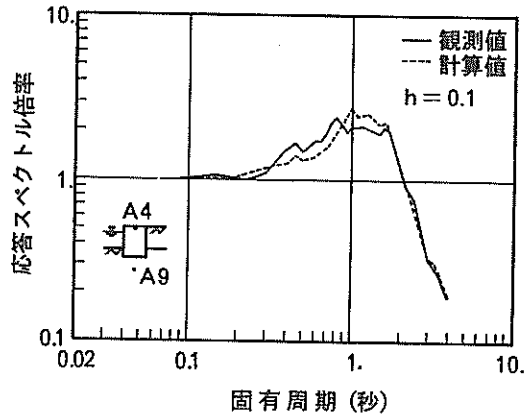


図-4.12 計算波形と観測波形のセル天端における応答スペクトル (長野県西部地震 No.17)

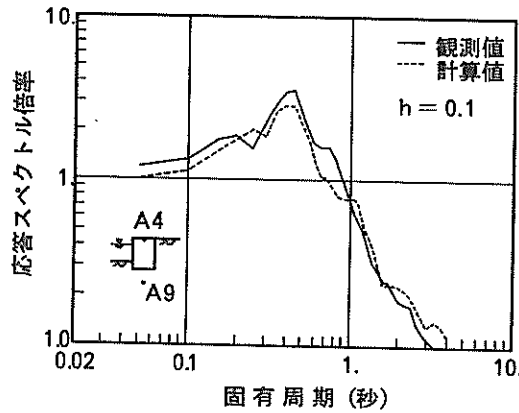
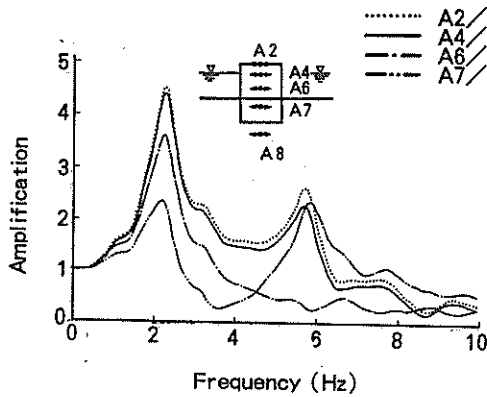
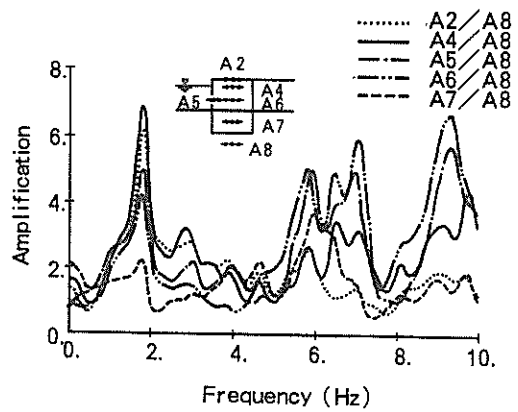


図-4.13 計算波形と観測波形のセル天端における応答スペクトル (和歌山県北部地震 No.23)



(a) ホワイトノイズ



(b) 和歌山県北部地震No.8

図-4.14 護岸各部の伝達関数 (ケース2: 裏埋土未施工の実護岸の地盤)

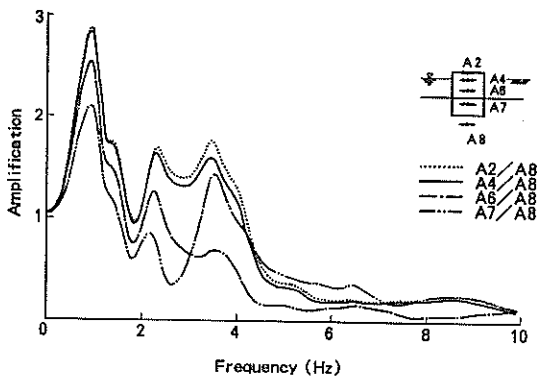


図-4.15 護岸各部の伝達関数(ケース3:置換砂を締固めない地盤)

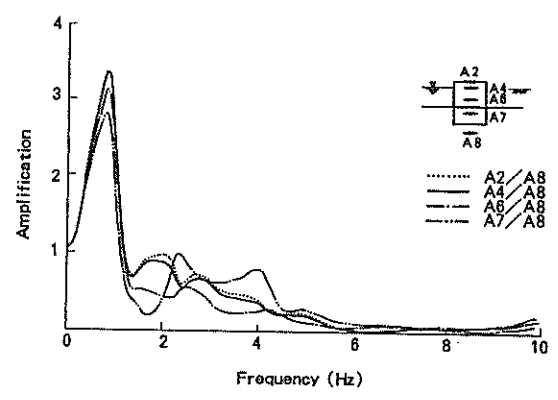


図-4.16 護岸各部の伝達関数(ケース4:全面粘性土)

表-4.1 計算波形と観測波形の相互相関係数

	地震 No.8	地震 No.17	地震 No.23
天端加速度 (A4)	0.326	0.675	0.582
中詰土加速度 (A6)	0.179	0.760	0.529
根入れ前壁土圧 (E1)	0.109	0.329	0.187
前趾底面反力 (E5)	0.056	0.335	0.091

5. 地盤をバネに置換する安定計算

根入れ鋼板セルの地震時安定計算法として、著者らはセルを重力式壁体とみなし支持地盤をバネに置換する方法を提案した²⁾。これらの成果は「根入れ式鋼板セル設計指針」(以下、指針と呼ぶ)⁷⁾に反映され、既に一部で活用されている。

ここでは、実在の根入れ鋼板セル護岸における地震観測結果を用いて、指針による計算値と比較し、指針の妥当性の検証を試みた。なお、その他に、裏埋土の有無や地盤反力係数の算定法の差異が安定性に及ぼす影響も検討した。

5.1 根入れ鋼板セルの設計法

根入れ鋼板セル護岸における荷重、地盤反力などを記した計算モデルを図-5.1に示す。指針での安定計算法の概要は以下のとおりである。

- ①セルが地盤に弾性支持される剛体とみなし、外力に対する地盤反力および壁体の変位を求める。
- ②水平地盤反力は受働土圧を越えないものとする。反力分布例を図-5.2に示す。

③地震力の算定は式(5.1)によるものとし、式(5.2)の設計震度と式(5.3)の有効質量係数を用いることができる。

$$H_w = K_h \xi W \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

$$\left. \begin{aligned} K_h &= \frac{\alpha}{g} & \alpha \leq 0.2g \\ K_h &= \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g}\right)^{1/3} & \alpha > 0.2g \end{aligned} \right\} \dots\dots (5.2)$$

$$\left. \begin{aligned} \xi &= 1.0 - K_h & K_h \leq 0.2 \\ \xi &= 0.8 & K_h > 0.2 \end{aligned} \right\} \dots\dots (5.3)$$

- ここに、 H_w : 地震力 (tf/m)
- K_h : 設計水平震度
- W : 中詰土と間隙水の重量 (tf/m)
- ξ : 有効質量係数
- α : 地盤加速度 (Gal)
- g : 重力加速度 (980 Gal)

④セルに作用する土の鉛直摩擦力は、砂質土において

は水平土圧と壁面摩擦係数 $\tan \delta$ との積とし、粘性土においては考慮しない。

⑤壁体底面の鉛直地盤反力において引張応力を考慮しない。

⑥根入れ部には裏埋土の重量による静止土圧を考慮する。

5.2 計算条件

根入れ鋼板セル護岸の安定計算に用いた計算断面、土質条件を図-5.3に示す。実護岸での円形のセルは、図-5.4に示すように断面積が等しくなるような矩形断面に置き換えて計算した。断面諸元は、①換算壁体幅 $B = 18.04\text{m}$ ②セル高 $H = 20\text{m}$ ③根入れ長 $D = 6\text{m}$ である。

支持地盤のN値は、標準貫入試験の結果から置換砂部では平均N値 $\bar{N} = 6$ 、締固め部では平均N値 $\bar{N} = 28$ を用い、設計指針に基づいて算定した地盤反力係数を表-5.1に示す。受働土圧の計算に用いる内部摩擦角 ϕ は、N値と ϕ の関係式 $\phi = \sqrt{12N + 20}$ から求めた。

設計震度は、支持地盤A7で計測された最大加速度を重力加速度で除した値とし、中詰土の慣性力は式(5.1)により低減した。

潮位レベルは一定(L. W. L.)とした。この条件は地震観測により実際に記録が得られた時の潮位と異なるが、ここでは、潮位差が土圧の動的成分に及ぼす影響は無視した。

5.3 安定計算結果

(1) 観測結果との比較

(a) 土圧の動的成分

得られた地震記録の中で、4.2地震応答解析で選定した地震No.8, No.17, No.23の3地震について、根入れ部前壁土圧と底面反力の動的成分に関する観測値と計算値とを比較し、その結果を図-5.5に示す。計算値の動的成分は、設計震度を考慮した場合の値から、設計震度を零とした場合の値を差し引くことにより求めた。前壁土圧と底面反力の観測値は、動的成分の最大値をプロットしたものであり、その発生時刻は必ずしも同一ではない。

図-5.5より、根入れ部前壁土圧の計算値は、下部から上部に行くにしたがい大きい逆三角形分布を示しており、この分布形状は観測値と同様の傾向を示している。地盤反力係数と変位との積であらわされる計算土圧が、-14mでのE2位置を境に上方で小さく、下方で大きいのは、上方の地盤反力係数が下方の約1/5と小さいためである。計算値は、2.5Hz以下の低い振動数成分の卓越する地震No.17, No.23では、海底面近傍のE1位置においては観測値より小さく、E2およびE3位

置では観測値より大きい。これは、上に述べた地盤反力係数の評価に起因している。しかしながら、基盤加速度が最大で高振動数成分も含む地震No.8においては、E1~E3いずれの位置においても観測値より大きい。この原因としては、③3.3(1)加速度および土圧の最大値分布で述べたように、根入れ部前壁土圧は変位置に比例して増加するものであるが、地震No.8では高振動数成分が卓越するため、必ずしも変位置が加速度に対応して増えず観測土圧値も大きくならないこと、⑥他方、計算土圧は震度法による外力に比例するため加速度の増加とともに増え続けること、が挙げられる。

底面反力の計算値の分布は、観測値の分布同様、前趾側、後趾側で値が大きくセル中心で零に近い値を示している。しかし、計算値は観測値よりかなり大きな値となっている。

(b) 地震時土圧

実護岸の設計の際には、地震時の前壁土圧および底面反力は静的成分が加味された値を用いることから、地盤加速度A9が33Galと最大値を示した地震No.8について、静的成分を考慮して観測値と計算値とを比較した。その結果を図-5.6に示す。なお、ここでの前壁土圧と底面反力の観測値は動的成分の最大値にそれぞれ $1/2 \Delta \tau_i h_i$ および $\Delta \tau_i h_i$ で求まる静止土圧を加えたものである。

図-5.6より、前壁土圧の分布形状が観測値と計算値の間で若干異なるが、計算値が観測値より全般に大きく安全側にあることがわかる。また、底面反力に関しても、設計上のポイントといえる前趾部に近いところで比較すると、計算値の方が大きく、底面反力に関しても安全側であるといえる。

つぎに、他の地震記録の加速度値も用いた計算土圧値と、観測土圧値との比較を行い、提案設計法の安全性を検討した。ただし、ここではセルの地震時挙動を顕著に反映すると考えられる前壁土圧E1と、底面反力E5について、計算値と観測値とを比較している。図-5.7、図-5.8に支持地盤加速度A7に対する両者の値を示す。

図-5.7より、前壁土圧の観測値と計算値は支持地盤加速度の増加とともに大きくなる傾向にあり、計算値の方が高く評価され、安全側の結果を与える。また、図-5.8より、底面反力の場合も、観測値と計算値は支持地盤加速度の増加とともに大きくなるが、計算値に比べて観測値の増加程度が極めて低く、33Gal程度の地盤加速度においては、動的成分の発生量は極めて少ない。

以上の図-5.5～図-5.8より、得られた加速度レベルの範囲では全般に提案設計法による計算値は観測値より大きい、すなわち、計算で得られる地盤反力は地盤の許容値に達しやすく、提案設計法は安全側の結果を与えるといえる。

つぎに、2章で示したように、裏埋土が観測期間中に護岸法線方向に連続していなかったことから、裏埋土の有無が地盤反力の計算結果に与える影響を調べるため、裏埋土が存在しないと仮定した場合の計算を行った。前壁土圧と底面反力について、それぞれ裏埋土ありと裏埋土なしの計算値と観測値の比較を図-5.9、図-5.10に示す。図-5.9に示すように、裏埋土なしの前壁土圧の計算値は、裏埋土ありの計算値より小さく、観測値の下限に近い値を与えている。また、図-5.10より、底面反力に関しても裏埋土なしの計算値は、裏埋土ありの計算値と増加勾配は等しいがその値は小さく、支持地盤加速度10Galまでについては観測値に近い値となっている。

(2) 地盤反力係数が地盤反力の計算値に及ぼす影響

著者らが提案した地盤をバネに置換する方法²⁾において模型振動実験結果との妥当性の確認にあたっては、道路橋示方書¹⁹⁾に基づく地盤反力係数を用いた。すなわち、①平板載荷試験 ②三軸圧縮試験 ③N値 ($E=28N$)の3種類により求めた変形係数からの地盤反力係数を用い、セルの安定性に及ぼす影響を検討した。その結果、底面反力、前壁土圧に関しては3者間での差は余り認められなかった。

今回の土質調査では、LLT試験によりボーリング孔

内での変形係数を測定している。そこで、N値より $E=28N$ で求まる変形係数とLLT試験からの変形係数を用いて、道路橋示方書に基づき地盤反力係数を算定した。得られた地盤反力係数を表-5.1に示す。ここでは、表-5.1の各地盤反力係数を用いて、地盤をバネに置換する安定計算を行い、地盤反力係数の差異が計算結果に及ぼす影響を検討した。

支持地盤加速度に対する前壁土圧および底面反力の計算値と観測値を図-5.11、図-5.12に示す。図-5.11より、LLT試験からの地盤反力係数を用いて得られる前壁土圧の計算値は、他の2つの計算値および観測値よりかなり大きな値を与える。一方、図-5.12より底面反力に関しては、他の計算値より小さく観測値に近い値となっている。このことは、表-5.1よりわかるようにLLT試験から求めた地盤反力係数は、他の2者に比べて置換砂部では大きいものの、締固め部、セル底面では小さいことから、セルを支持する地盤全体としての地盤のバネは弱く評価されているためと考えられる。

$E=28N$ により求めた地盤反力係数による計算結果は、 $K=0.2N$ での計算結果に比べて若干の差はあるものの、支持地盤加速度に対する増加勾配は等しく、観測値に対して前壁土圧、底面反力のいずれも上回っており安全側の結果を与えていると判断できる。

以上のことより、模型振動実験で確認した地盤反力係数を用い実物護岸の安定性を検討しても、提案設計法は安全側の妥当な結果を与えるといえる。

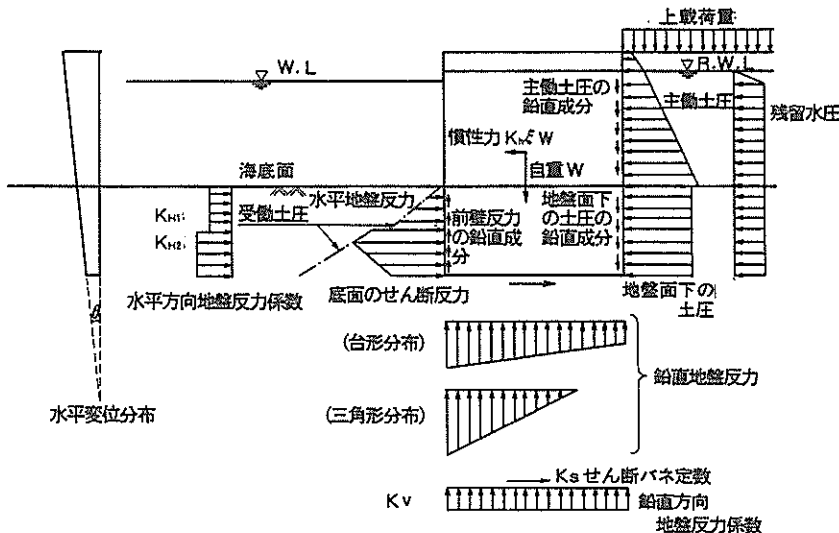


図-5.1 計算モデル

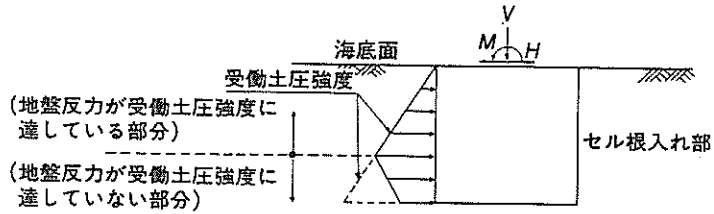


図-5.2 水平地盤反力分布の例

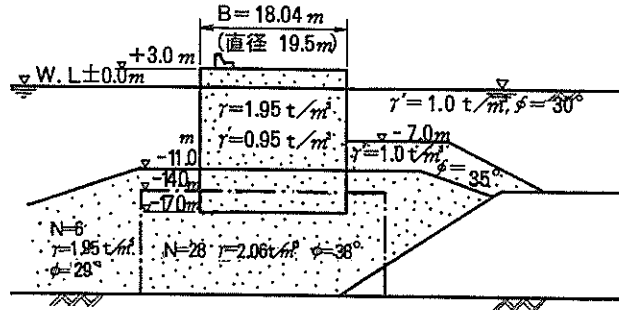


図-5.3 安定計算に用いた護岸断面

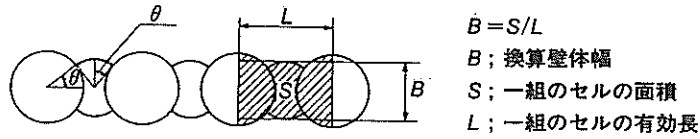


図-5.4 セルの換算壁体幅

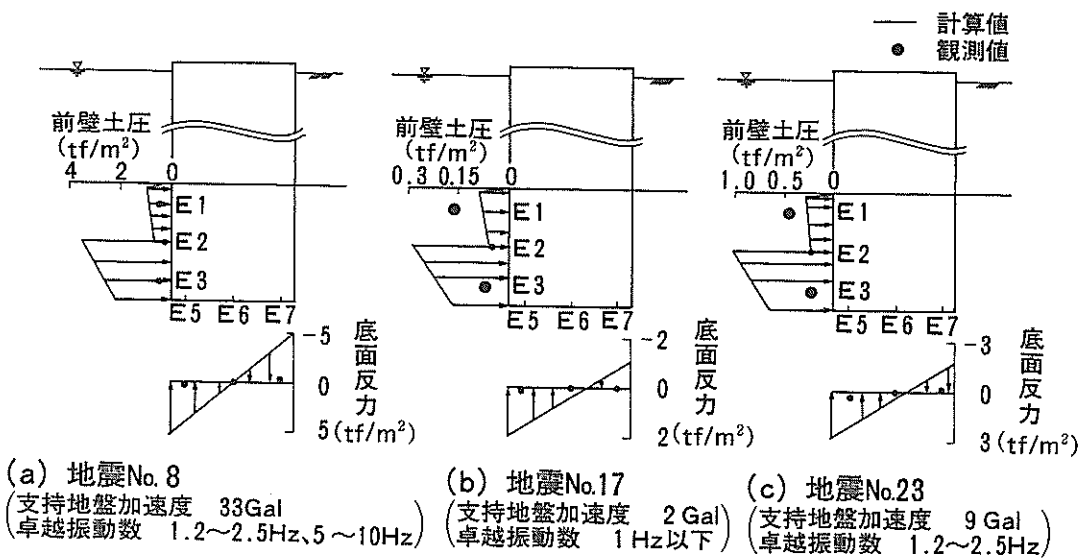


図-5.5 土圧の動的成分に関する観測値と設計計算値の比較

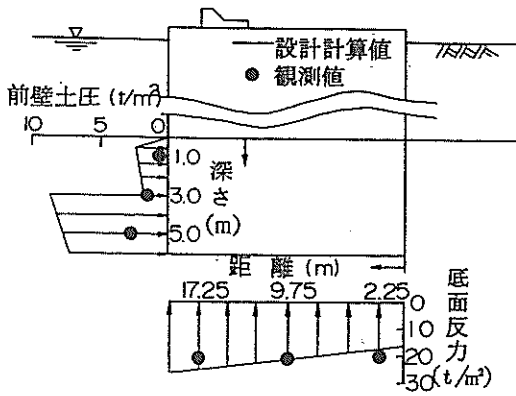


図-5.6 地震時土圧の観測値と設計計算値の比較

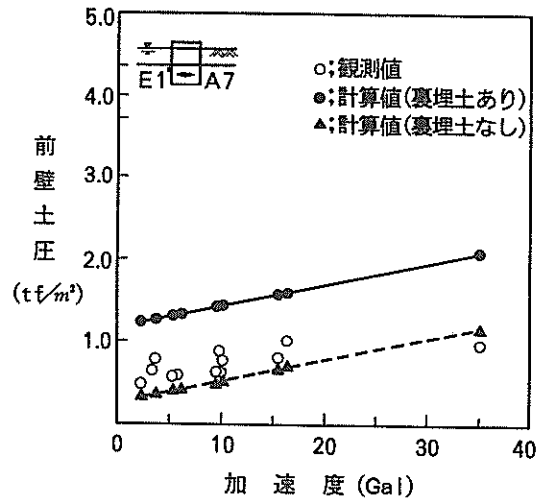


図-5.9 裏埋土の有無による前壁土圧計算値の変化

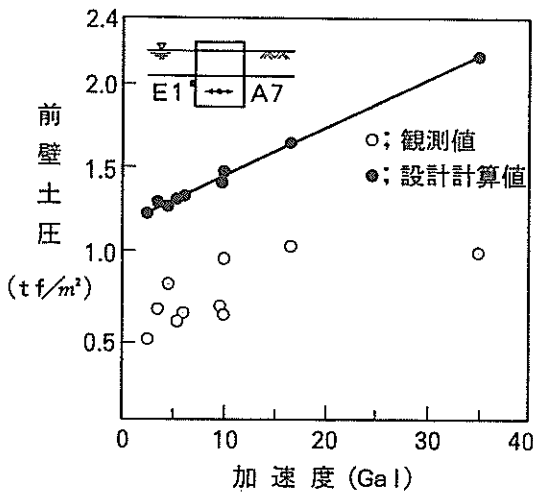


図-5.7 前壁土圧の観測値と設計計算値の比較

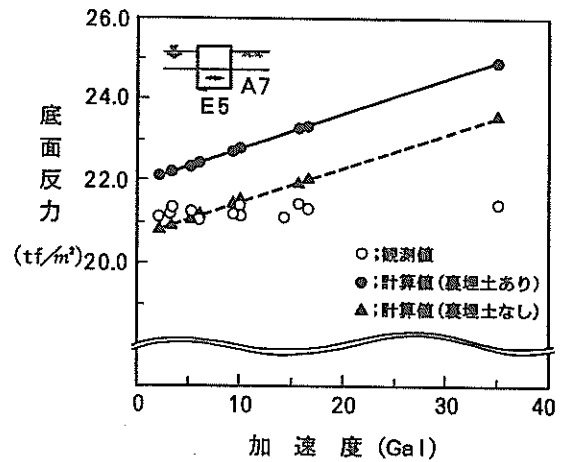


図-5.10 裏埋土の有無による底面反力計算値の変化

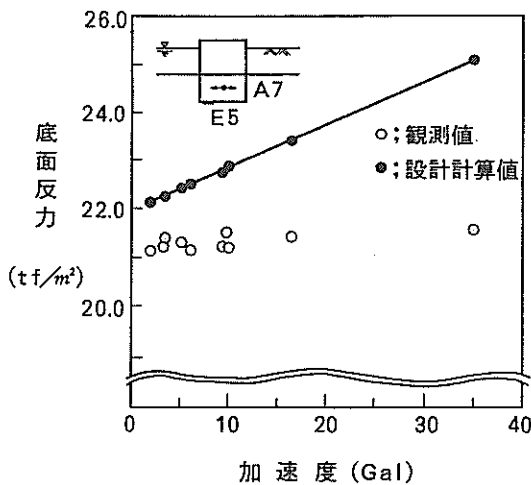


図-5.8 底面反力の観測値と設計計算値の比較

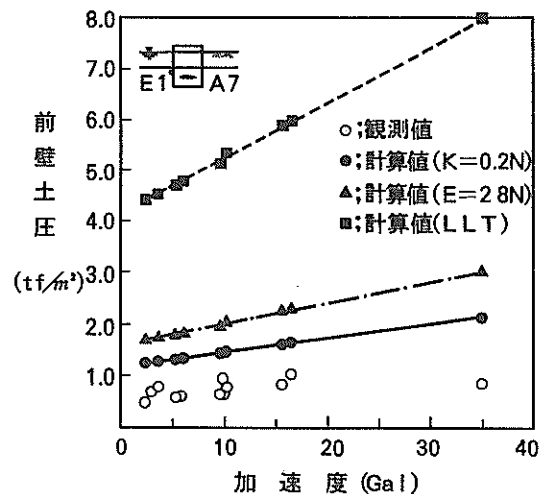


図-5.11 地盤反力係数が前壁土圧計算値に及ぼす影響

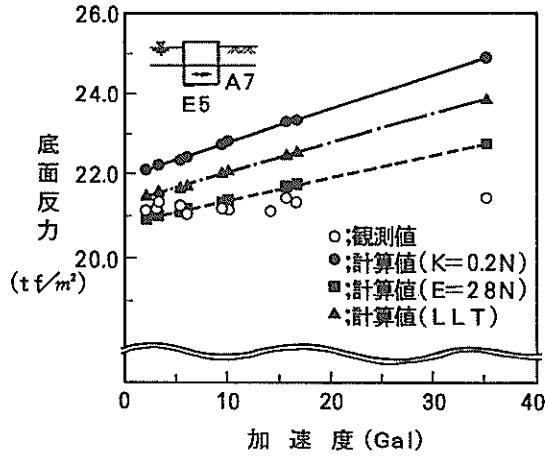


図-5.12 地盤反力係数が底面反力計算値に及ぼす影響

表-5.1 地盤反力係数

(単位; kgf/cm³)

地盤反力係数		算定法	設計指針		
			(K = 0.2 N)	(E = 28N)	(LLT)
水平方向 地盤反力係数	K_{H1} (置換砂部)		1. 2	0. 942	1. 662
	K_{H2} (締固め部)		5. 6	4. 396	2. 230
鉛直方向 地盤反力係数	K_V		5. 6	2. 234	1. 189
せん断バネ定数 K_s ($\frac{1}{3} K_V$)			1. 87	0. 748	0. 396

6. まとめ

根入れ鋼板セル護岸に関する提案設計法の妥当性検証を目的として、和歌山港に建設された当該構造物について昭和59年2月より昭和63年3月まで地震時挙動の観測を行った。本報告では観測記録を用いて、セル、地盤などの振動特性、動的挙動について検討するとともに、有限要素法による地震応答解析、提案設計法による安定計算を実施し観測結果と比較した。得られた知見は以下のとおりである。

(1) 地震時挙動の観測

(a) 地震観測システムを整備して以来、約4年間に震度Ⅲ以下ながらも52の地震記録を得ることができた。地

震波の振動数特性の面からみても①1Hz以下の低振動数成分卓越型、②1.2~2.5Hzの振動数成分卓越型、③高振動数成分卓越型の3種類が存在し、比較的豊富なデータを手に入れた。

(b) 地震時のセルの挙動においては固有振動数約2Hzの1次モードのロッキング振動が卓越している。

(c) 地震時の前壁土圧および底面反力の分布はセルのロッキング振動に基づく分布形を示しており、既往の模型振動実験結果とも対応している。また、土圧の動的成分は必ずしも加速度レベルに対応せず変位を考慮した検討が今後必要と考えられる。

(d) 地震時の中詰土の加速度において、高さ方向での位相の逆転例や中詰土内の同一高さ位置での位相のずれ

および加速度の違いの例などから、実在構造物においても中詰慣性力の算定に関する有効質量係数の考え方を裏付けるデータが得られた。

(2) 有限要素法 (FLUSH) による地震応答解析

(a) 高振動数成分が卓越する地震 No. 8 において、最大加速度の計算値は観測値と良い一致がみられないが、2.5 Hz 以下の比較的振動数成分が卓越する地震 No. 17, No. 23 においては、観測値と妥当な一致を示した。また、計算での根入部前壁土圧および底面反力の最大値分布の傾向は、観測結果とほぼ同様であった。

(b) 加速度の時刻歴応答計算波形に関しては、地震 No. 8 では観測波形とあまりよい一致がみられないが、地震 No. 17, No. 23 については比較的良く一致し、相互相関係数も地震 No. 17 で 0.7 前後、地震 No. 23 で 0.55 前後であった。なお、土圧計算波形については 3 地震とも観測波形と良い一致がみられなかった。

(c) ホワイトノイズ入力による計算による護岸各部の伝達関数のピークの発生状況は、観測波から求めた伝達関数と 5 Hz 程度まで一致することから、地震応答解析に用いた計算モデルは約 2 Hz の 1 次モードをほぼ正確に表現し得るといえる。

また、根入れ部地盤の条件を変化させた計算により、セル直下近傍の地盤の剛性が全体系の振動応答に与える影響が無視しえないことが明らかになった。

(d) 上記(a)~(c)より、FLUSH による応答計算結果は、直下型で高振動数成分まで含む地震 No. 8 を除き、観測値と比較的良好一致を示すことから、本手法により当該構造物の地震時挙動をある程度推定可能と考えられる。

(3) 地盤をバネに置換する安定計算

(a) 提案設計法による地盤反力の計算値は、前壁土圧および底面反力の観測値より常に幾分か大きく、分布形状も同様の傾向を示す。すなわち、計算値は地盤の許容値に達し易く提案設計法は安全側で、合理的な結果を与える。

(b) 既往の模型振動実験で確認した地盤反力係数を用いたの安定性検討結果は、「根入れ式鋼板セル設計指針」⁷⁾での値を用いた場合のそれと若干の差はあるものの安全側の結果を与える。

(c) 以上、(a)、(b)より提案設計法は合理的で実用に供し得るものと判断される。

7. あとがき

和歌山港に建設された根入れ鋼板セル護岸に関し、地震応答の観測を行い、提案設計法の妥当性を検証した。

また、有限要素法 (FLUSH) により当該構造物の地震時挙動を推定可能であることを示した。

本報告は支持地盤、中詰土が砂質土の場合の鋼板セルに対するものであり、また、結果的には震度Ⅲ以下の地震が対象となったため、以下の事項が今後の課題として残された。

(1) 設計条件に近い大きな震度での根入れ鋼板セル護岸の挙動

(2) 中詰および支持地盤に粘性土が存在する場合の根入れ鋼板セルの安定性

(3) 大水深、軟弱地盤への適用にかかわる課題として、セル径に比して、セル壁高、根入れ長がさらに大きい場合の根入れ鋼板セルの挙動

最後に、本観測を実施するにあたり有意義な討議をいただいた土田肇所長、有限要素法プログラムによる計算に際し多大な助力を戴いた構造振動研究室 稲富隆昌室長、風間基樹技官および本研究を遂行するにあたり御支援、御協力戴いた関係各位に深甚の謝意を表します。

(1989年3月31日 受付)

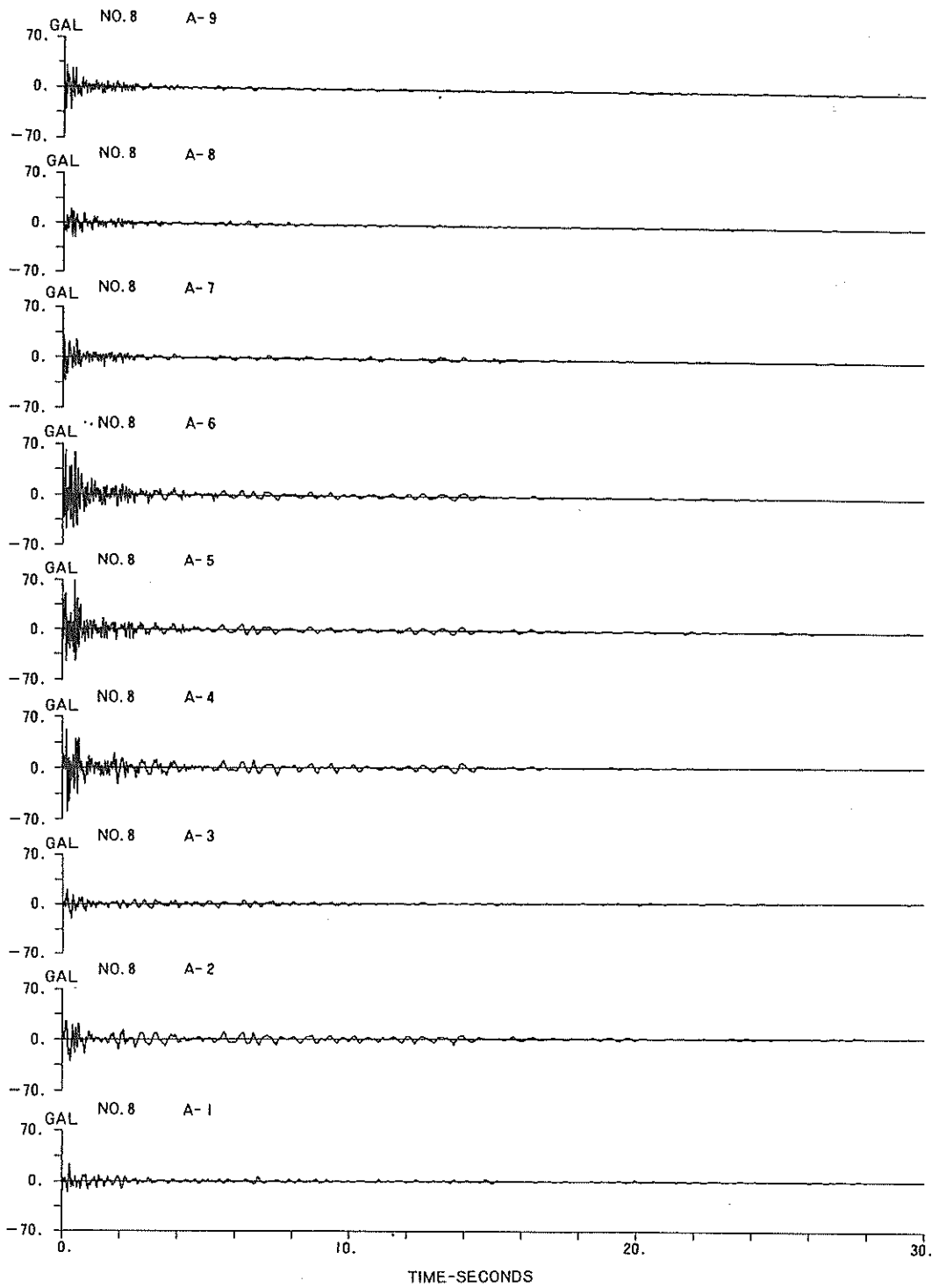
参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、1979
- 2) 野田節男、北澤壮介、飯田 毅、森 信夫、田淵 博：根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究、港湾技術研究所報告、第 21 巻、第 3 号、pp. 79 ~ 167、1982
- 3) 野田節男、飯田 毅、武藤裕之、森 信夫、田淵 博：根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動の観測、土木学会耐震工学委員会第 18 回地震工学研究発表会講演概要、pp. 425 ~ 428、1985
- 4) 野田節男、飯田 毅、倉田栄一、武藤裕之、森 信夫、田淵 博：根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動の観測、第 7 回日本地震工学シンポジウム講演論文集、pp. 1945 ~ 1950、1986
- 5) Noda, S., Iida, T., Kurata, E., Muto, H., Mori, N., Tabuchi, H., : Earthquake Observation of An Embedded Steel Plate Cellular Bulkhead, *Proc. of 9 WCEE*, 1988
- 6) 新妻 弘：名古屋港第 2 ポートアイランド建設工事、第 4 回港湾技術報告会報告概要集、pp. 104 ~ 122、1987
- 7) (財) 沿岸開発技術研究センター：根入れ式鋼板セル設計指針、1985
- 8) 前出 1) 第 8 編第 16 章 16. 4, pp. 8-112 ~ 8-117
- 9) 北島昭一、野田節男、中山種清：根入れ鋼板セルの静的挙動、港湾技研資料、No. 375、1981
- 10) 土質工学会：土質調査法、動的土圧の測定、pp. 622

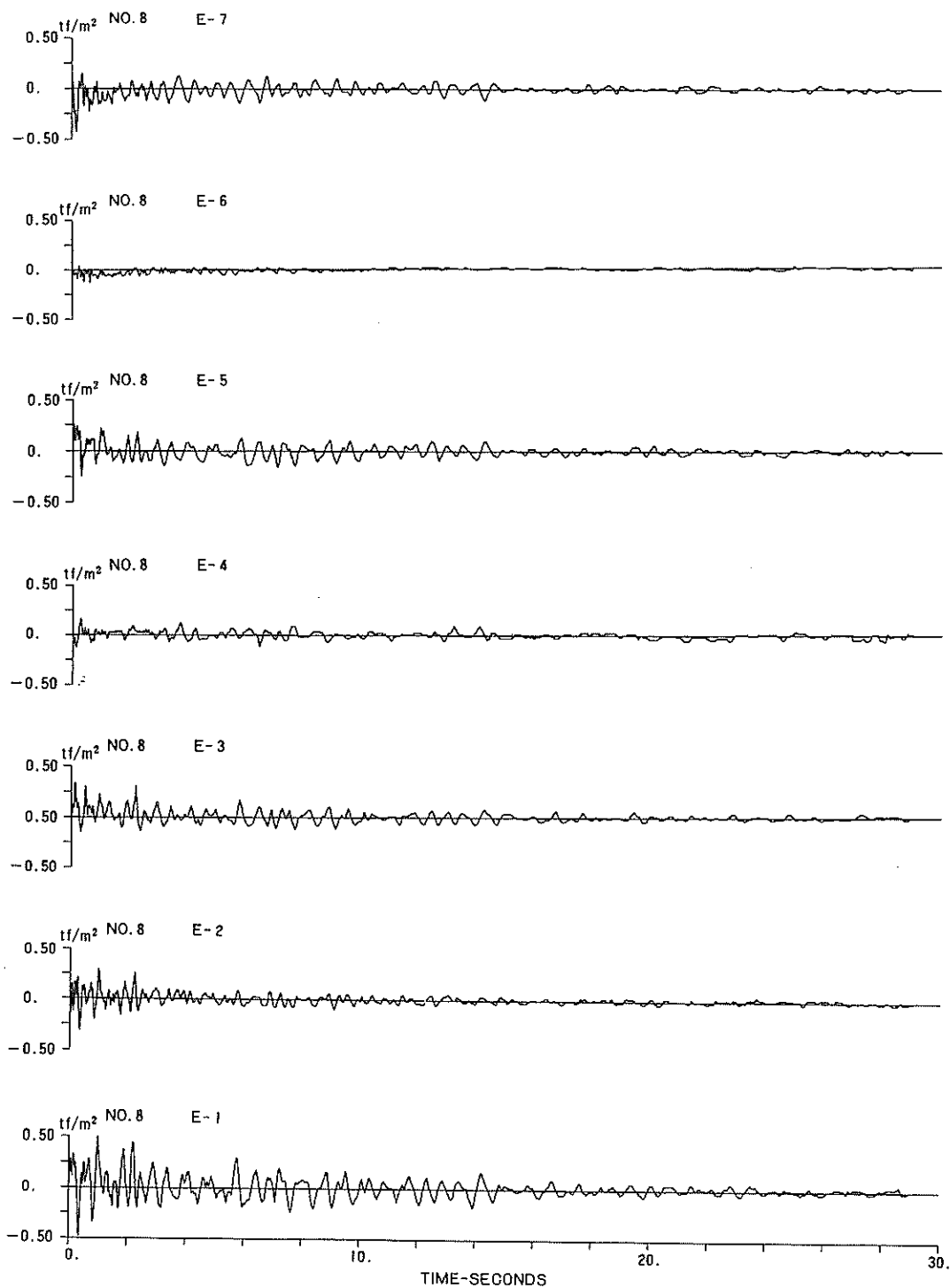
- 11) 稲富隆昌, 風間基樹, 今村俊博: 深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動, 港湾技術研究所報告, 第21巻, 第4号, pp.117~127, 1982
- 12) 北澤壮介, 楡垣典弘, 野田節男: 沖繩県及び奄美諸島の大地震時における地盤加速度, 港湾技研資料, No.396, pp.25~30, 1981
- 13) 柴田 徹, Soelarno, D. S.: 繰返し载荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性, 土木学会論文報告集, 第239号, pp.57~65, 1975
- 14) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y.: Shear Moduli of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.1, pp.39~56, 1978
- 15) Tatsuoka, F., Iwasaki, T. and Takagi, Y.: Hysteric Damping of Sands under Cyclic Loading and its Relation to Shear Modulus, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.2, pp.25~40, 1978
- 16) 例えば, 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和: 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II) - 広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性, 土木研究所報告, No.153, 1980
- 17) 横山幸満: 鋼杭の設計と施工, 山海堂, pp.95~96, 1963
- 18) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 改訂版(下巻), 第8編 8章根入れ鋼板セル式係船岸, pp.125~135, 1989年
- 19) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, pp.202~247, 1980年.

主要記号表

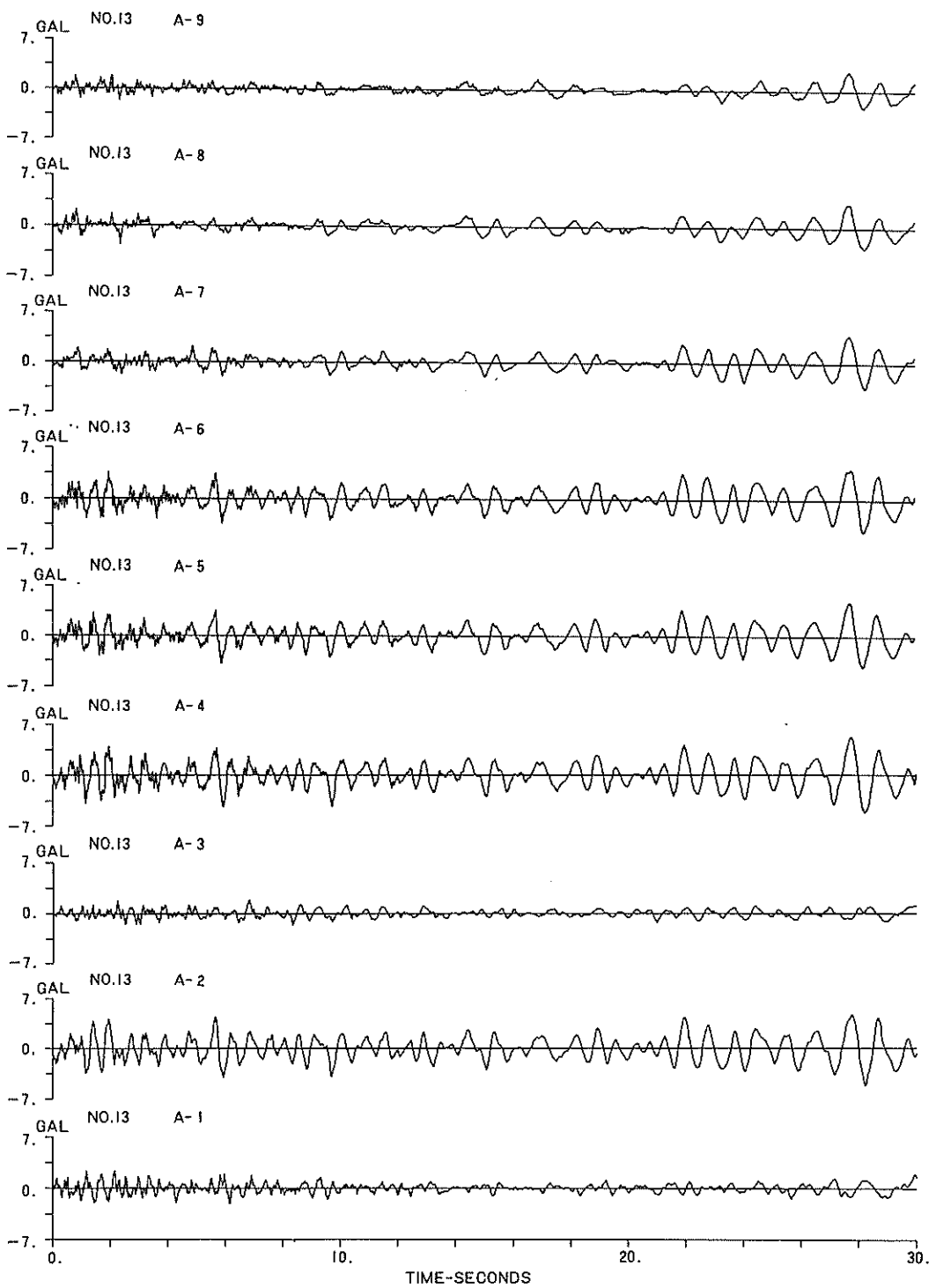
E_i	: 各要素の弾性係数
E_{sa}	: 砂の弾性係数
E_{st}	: 鋼の弾性係数
\bar{E}	: セルの等価断面弾性係数
$f(\tau)$: 平均主応力 1.0 kgf/cm^2 の時の G/G_0 の値
G	: せん断弾性定数
G_0	: 初期せん断弾性定数
g	: 重力加速度
H_w	: 地震力
I_i	: 各要素の断面2次モーメント
\bar{I}	: セルの等価断面2次モーメント
K_{H1}, K_{H2}	: 水平方向地盤反力係数
K_V	: 鉛直方向地盤反力係数
K_s	: せん断バネ定数
K_h	: 設計水平震度
K_m	: LLT試験による測定 K 値
k_0	: 載荷幅 1 cm , 変位 1 cm の時の K 値
N	: N 値
$m'(\tau)$: 平均主応力が G/G_0 に及ぼす影響を表す関数
q_u	: 一軸圧縮強度
r_m	: K_m を求めた中間半径
r_0	: ゾンデの初期半径
t	: セル殻の板厚
w	: 中詰土と間隙水の重量
α	: 地盤加速度
ξ	: 有効質量係数



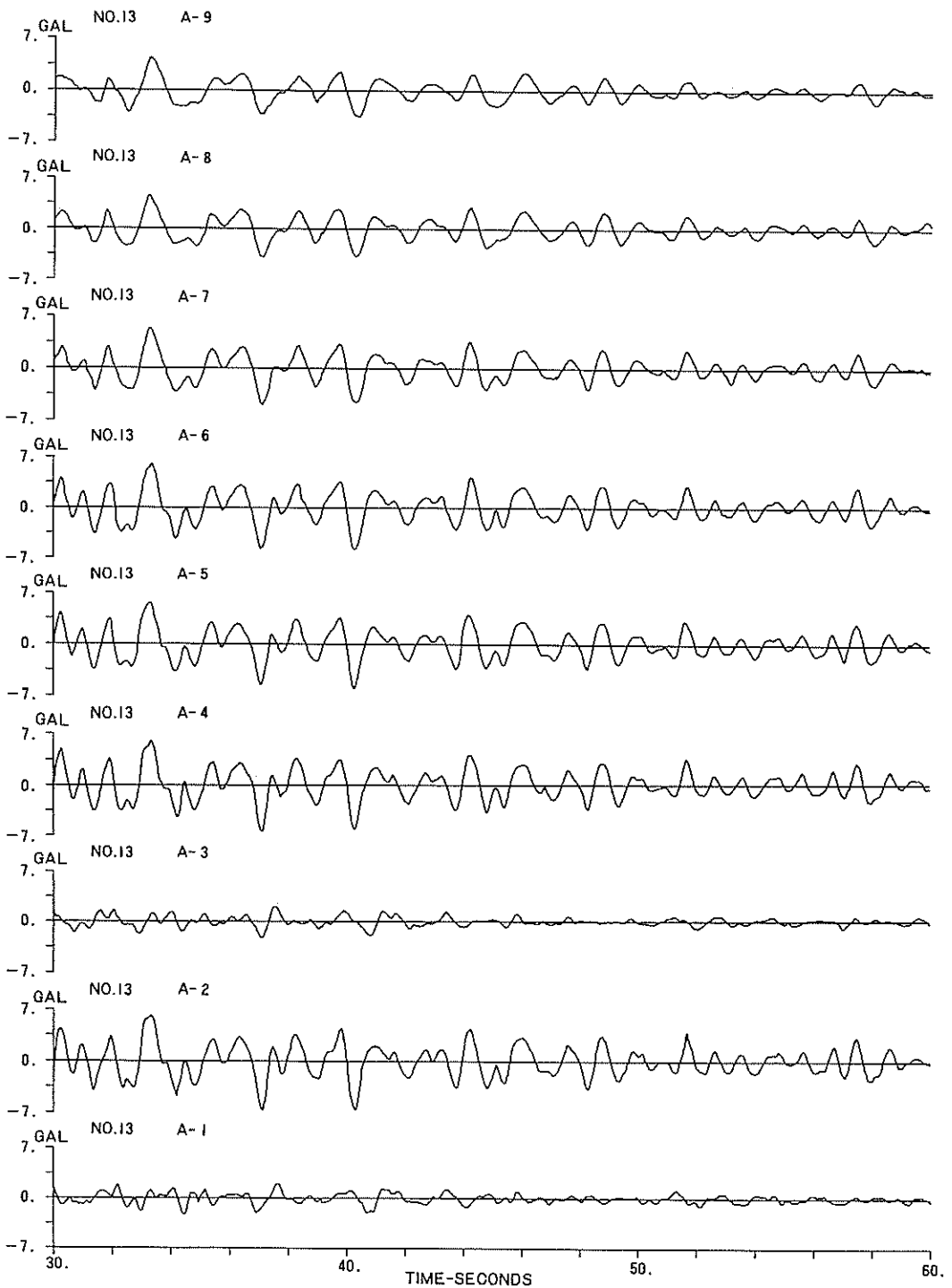
付図-1 (a) 加速度波形 (和歌山県北部地震 No.8)



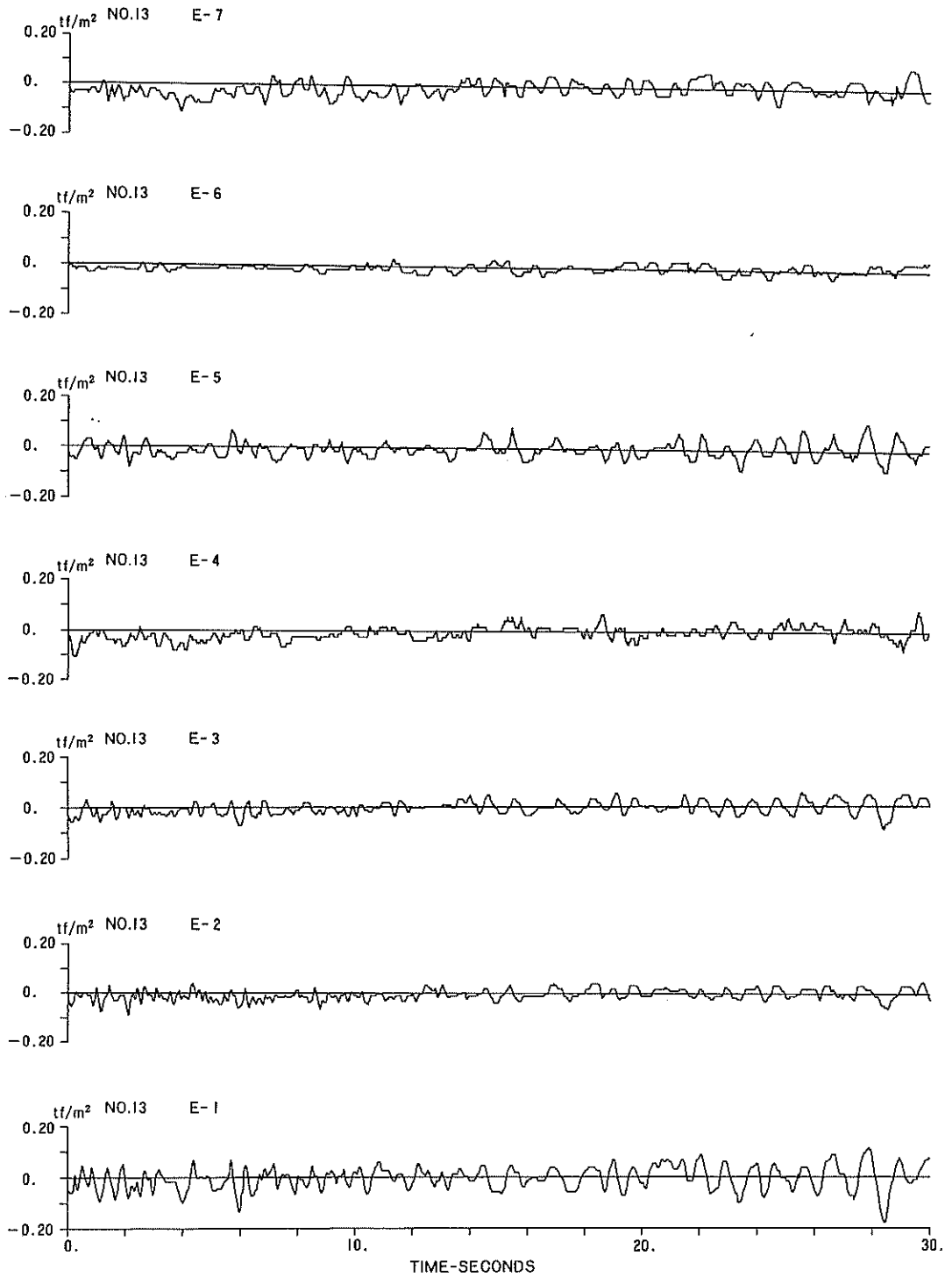
付図-1 (b) 土圧波形 (和歌山県北部地震 No.8)



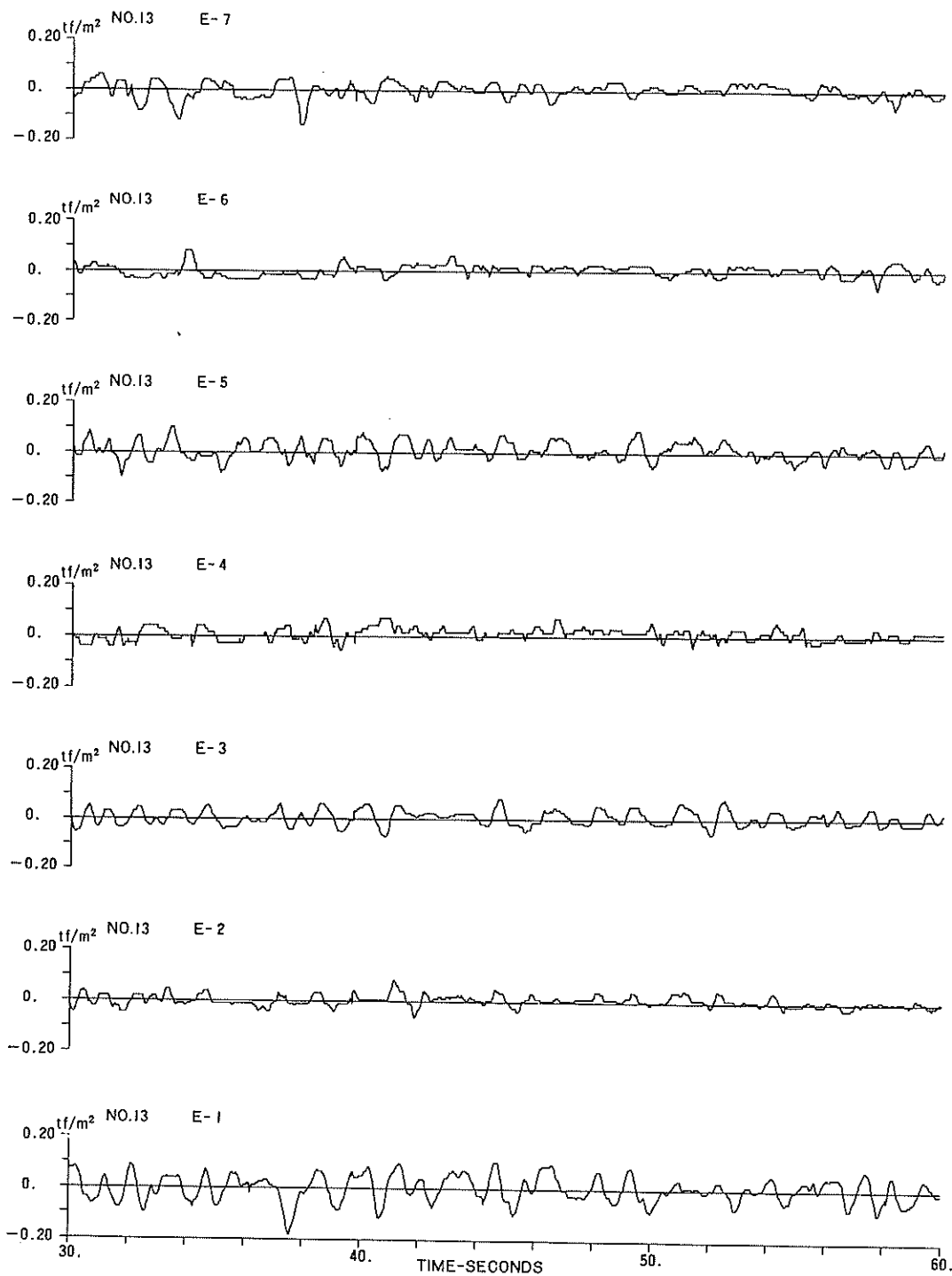
付図-2 (a) 加速度波形 (日向灘地震 No.13) (その1)



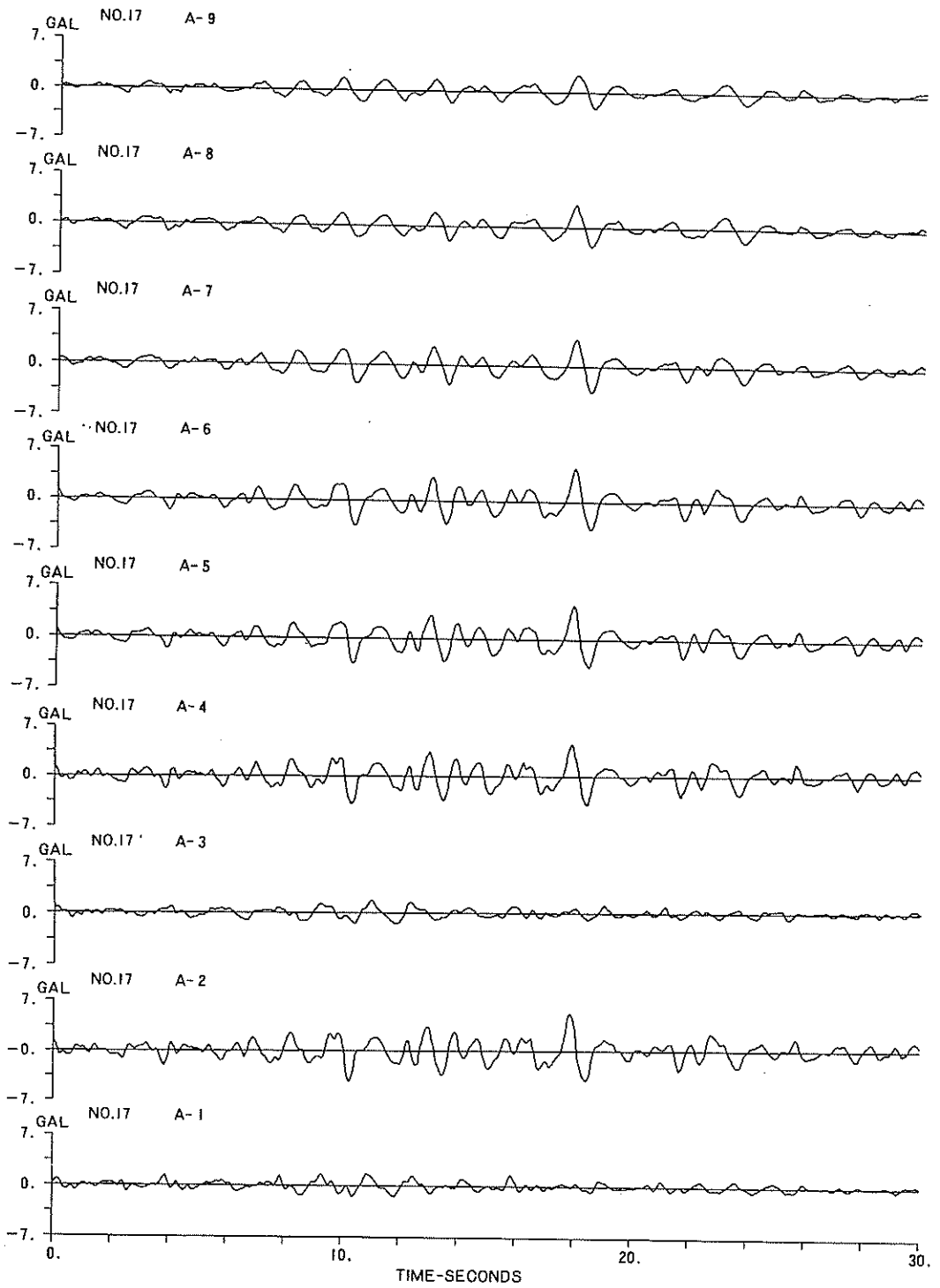
付図-2 (a) 加速度波形 (日向灘地震 No.13) (その2)



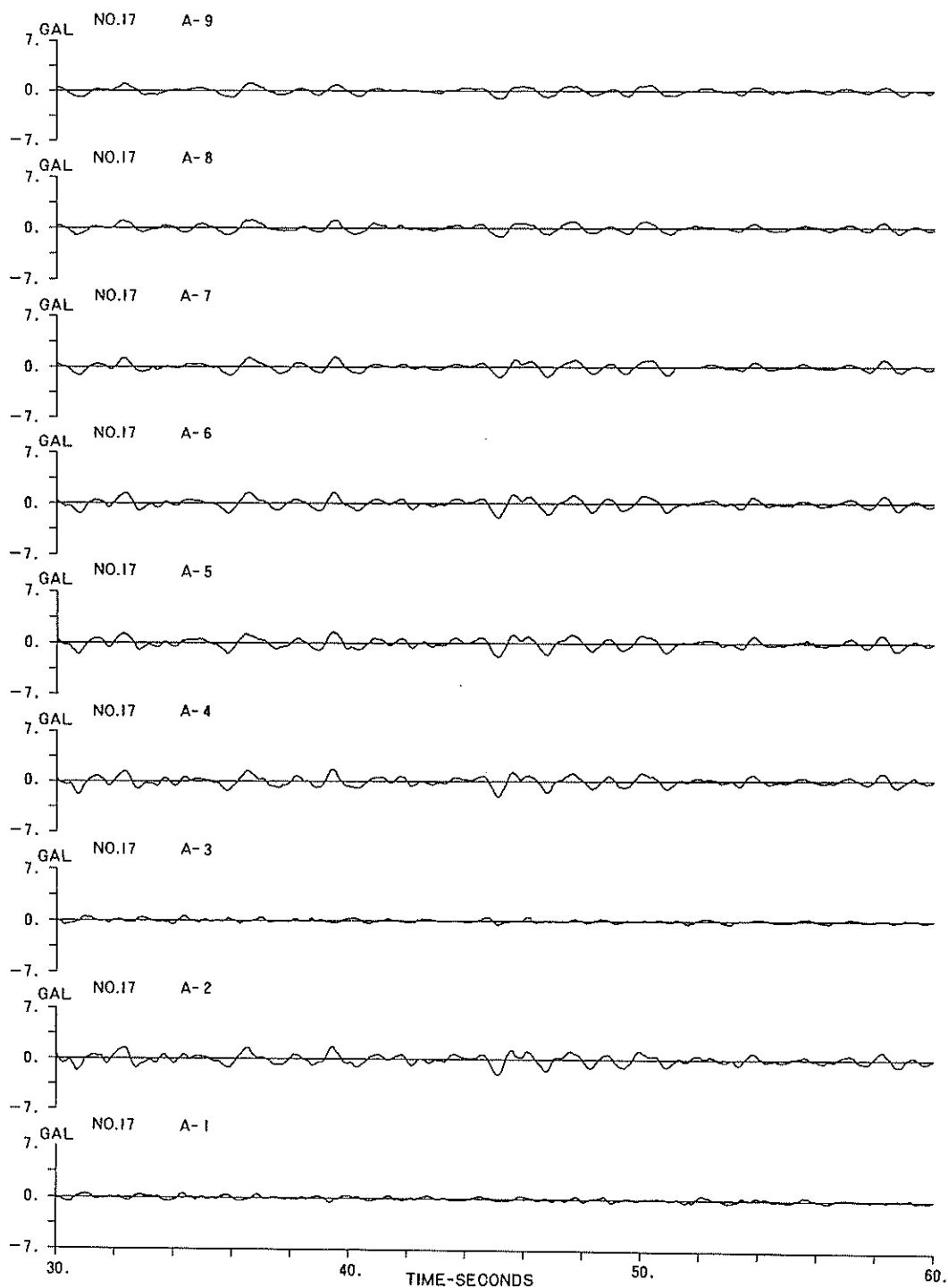
付図-2 (b) 土圧波形 (日向灘地震 No.13) (その1)



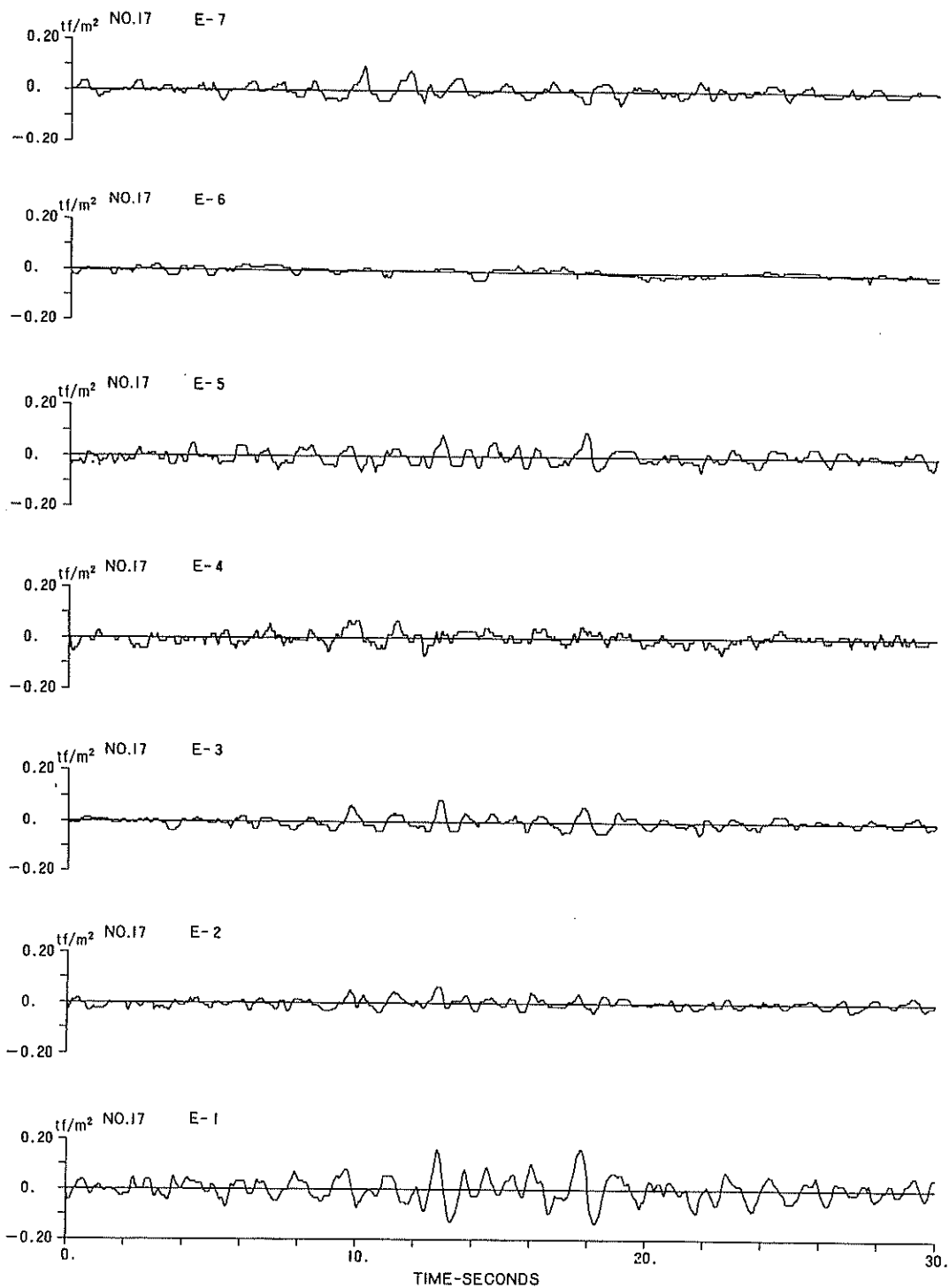
付図-2 (b) 土圧波形 (日向灘地震 No.13) (その2)



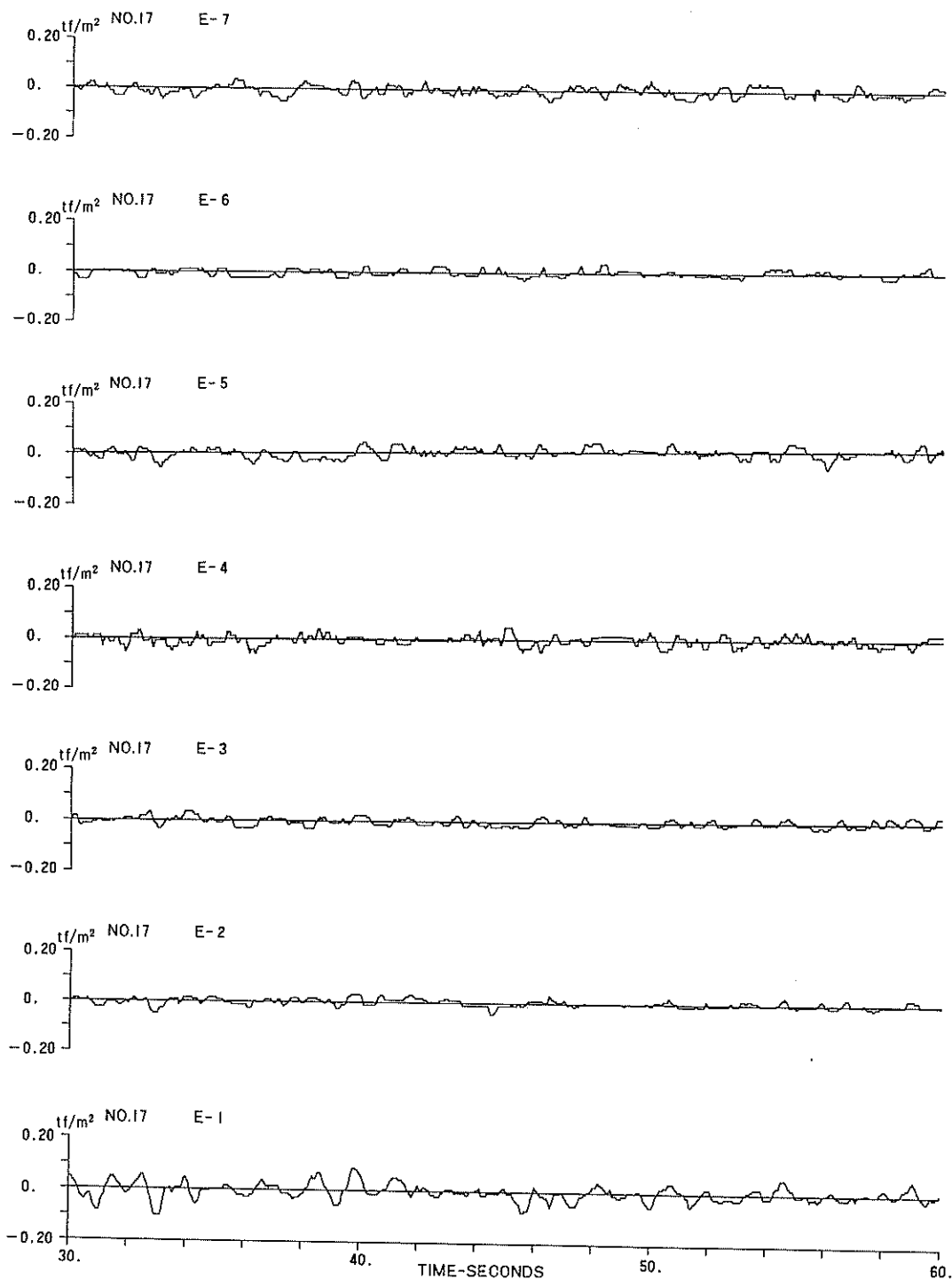
付図-3 (a) 加速度波形 (長野県西部地震 No.17) (その1)



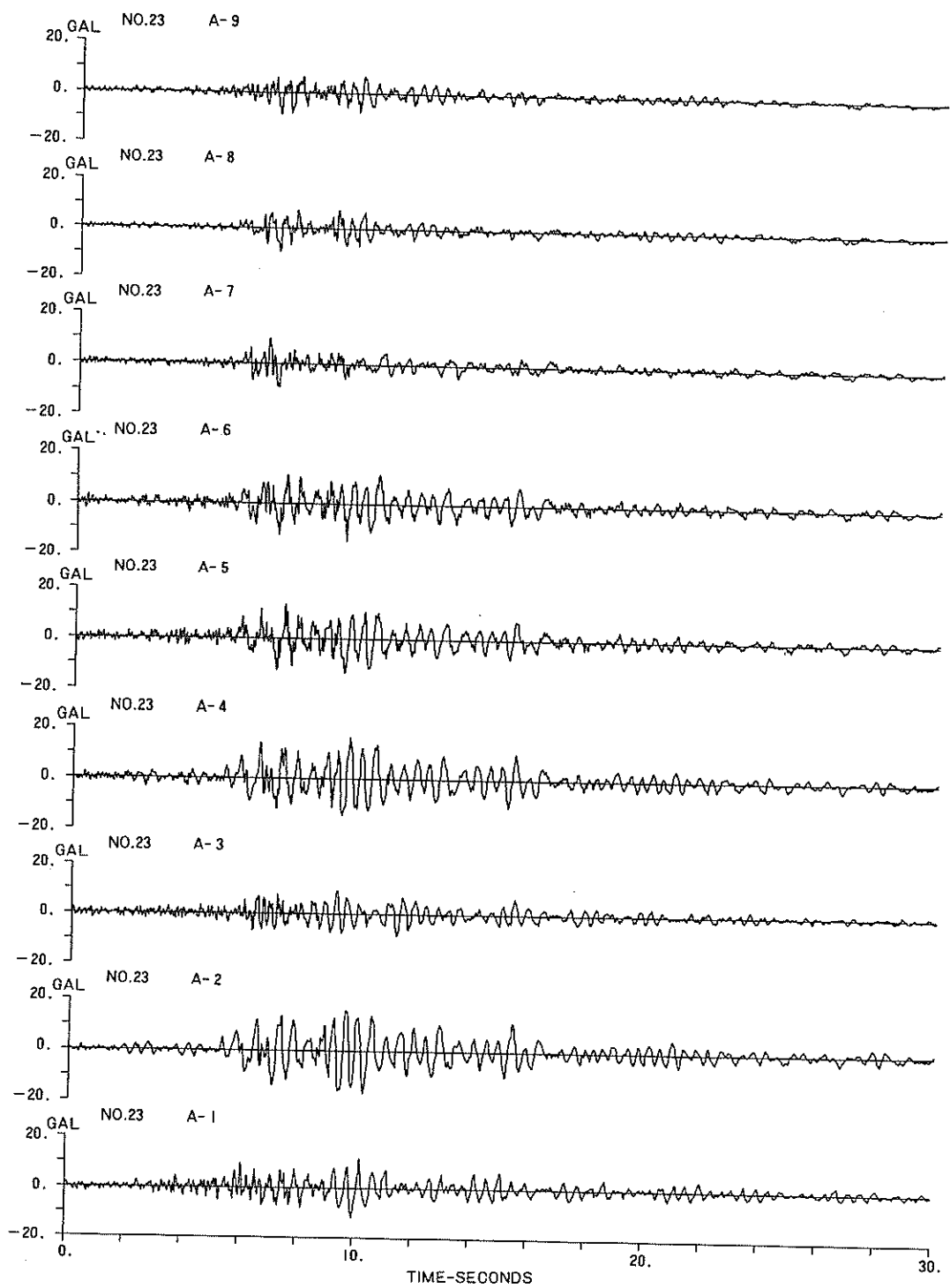
付図-3 (a) 加速度波形 (長野県西部地震 No.17) (その2)



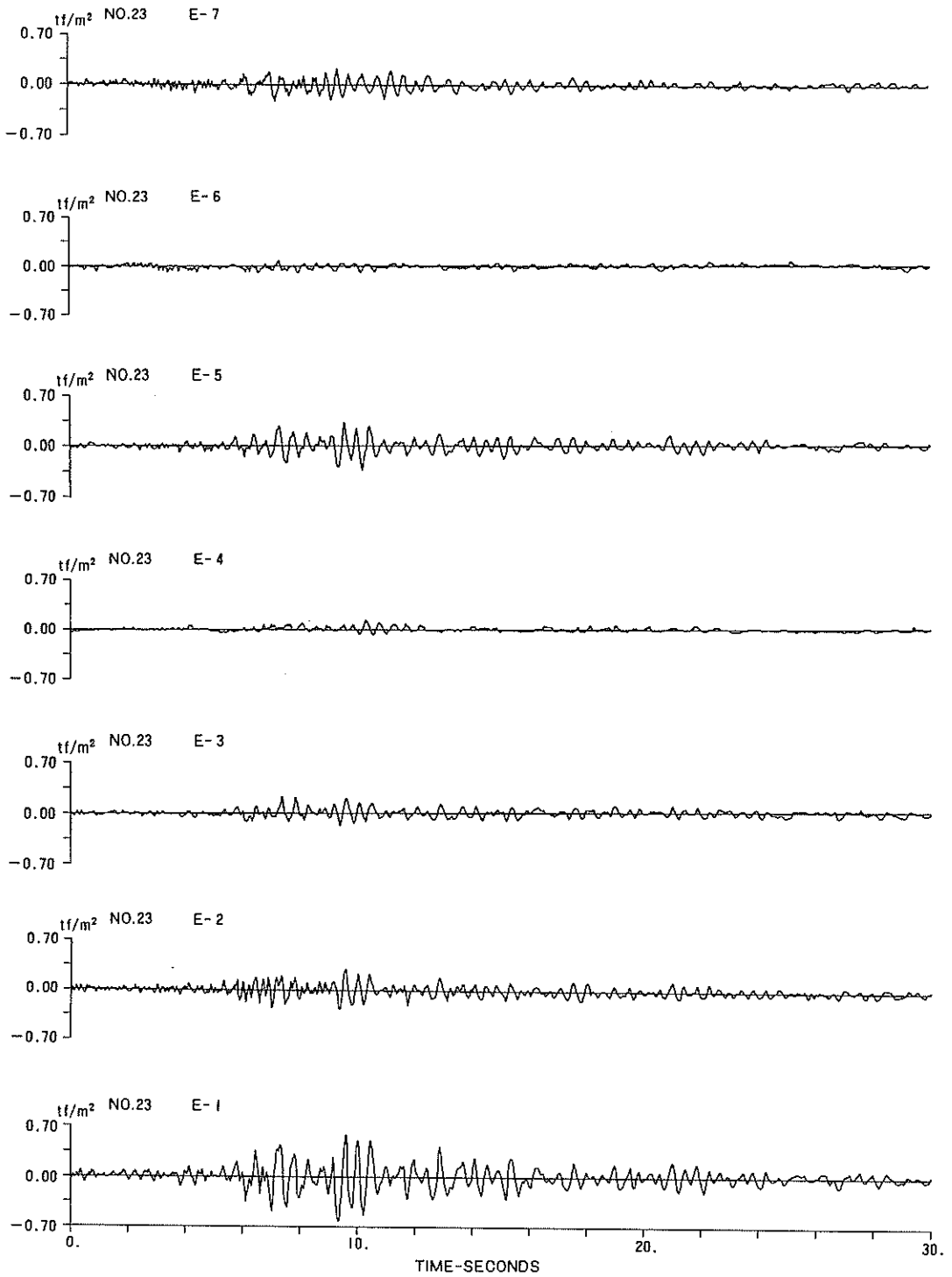
付図-3 (b) 土圧波形 (長野県西部地震 No.17) (その1)



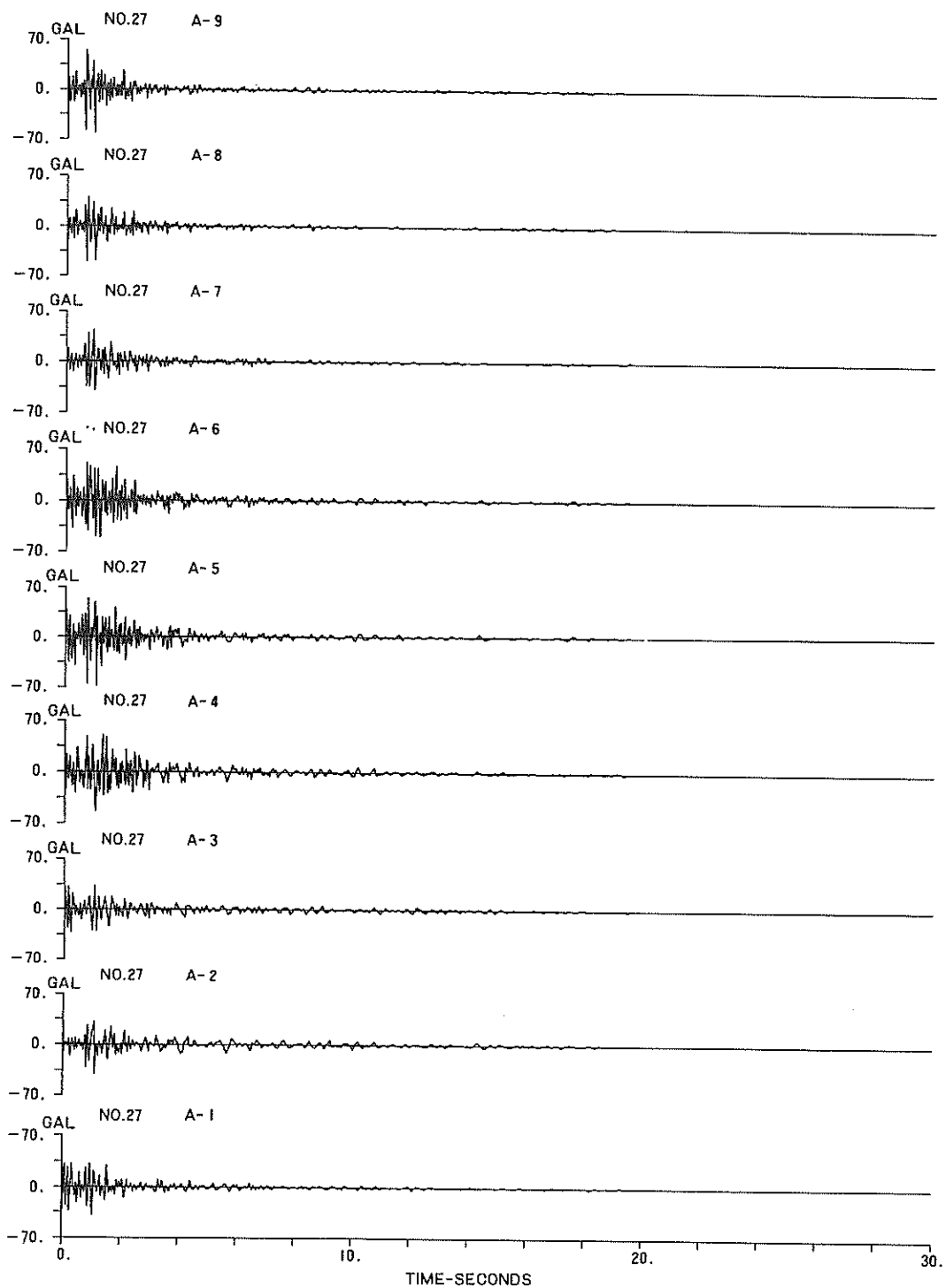
付図-3 (b) 土圧波形 (長野県西部地震 No.17) (その2)



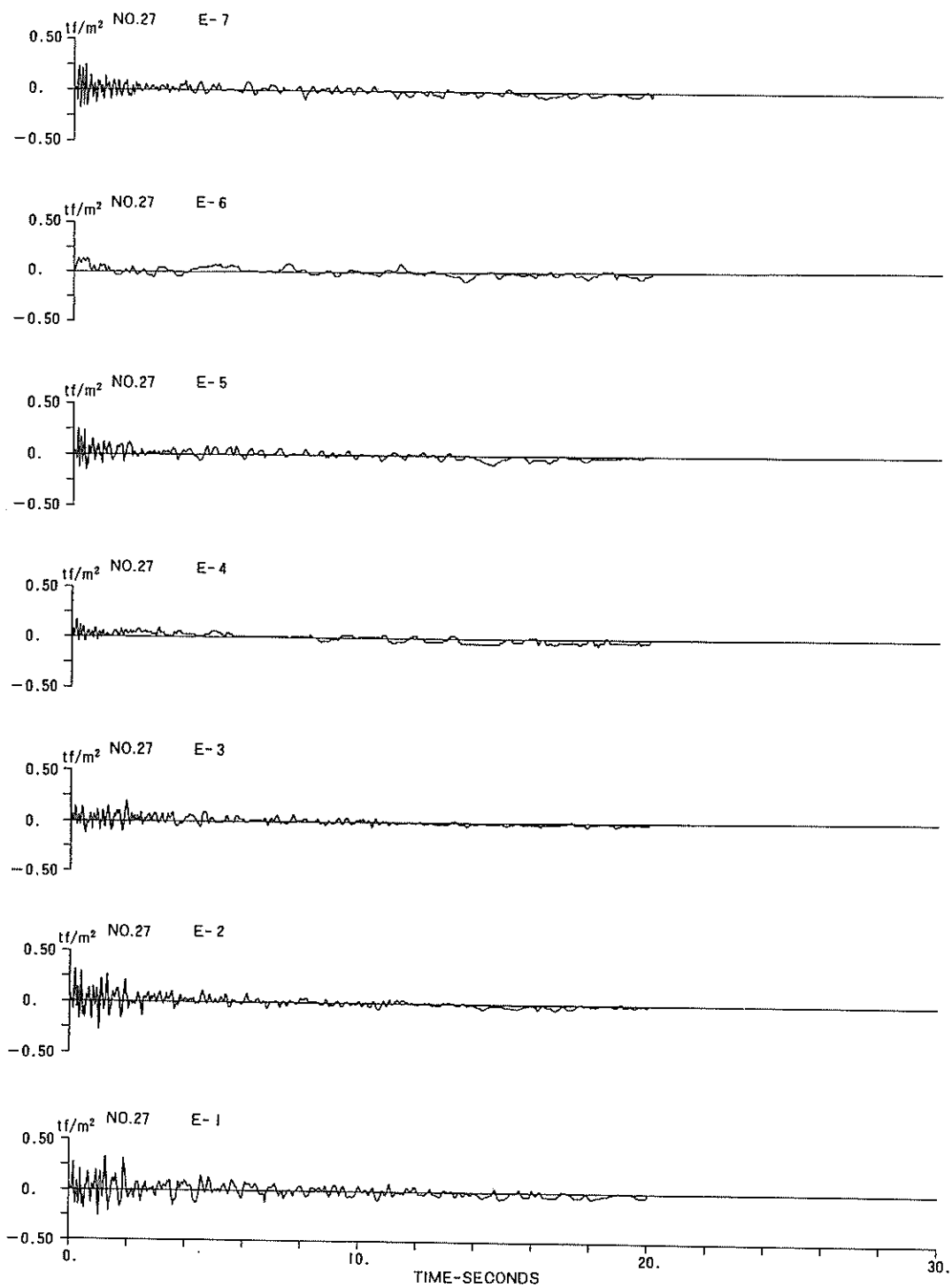
付図-4 (a) 加速度波形 (和歌山県北部地震 No.23)



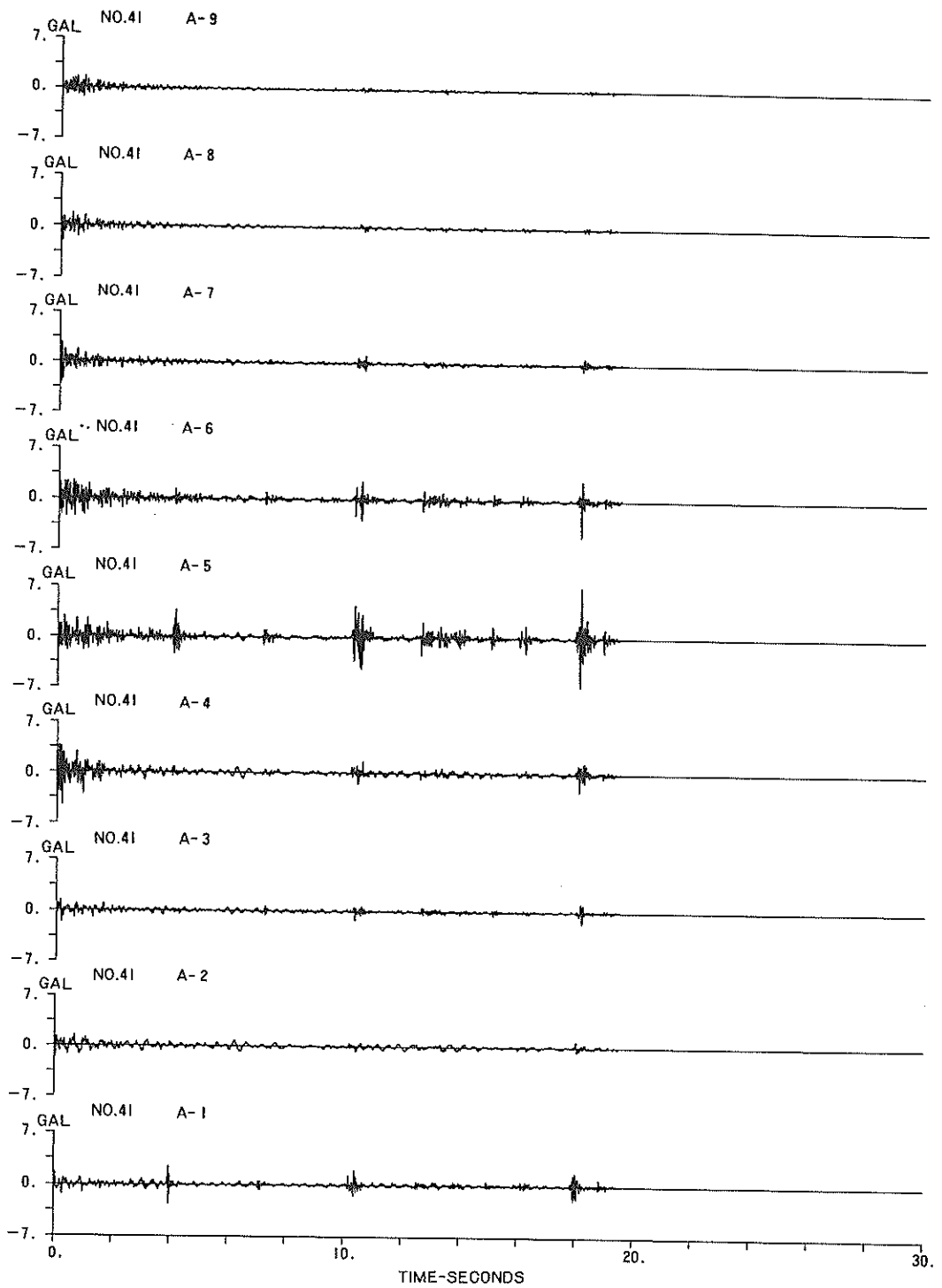
付図-4 (b) 土圧波形 (和歌山県北部地震 No.23)



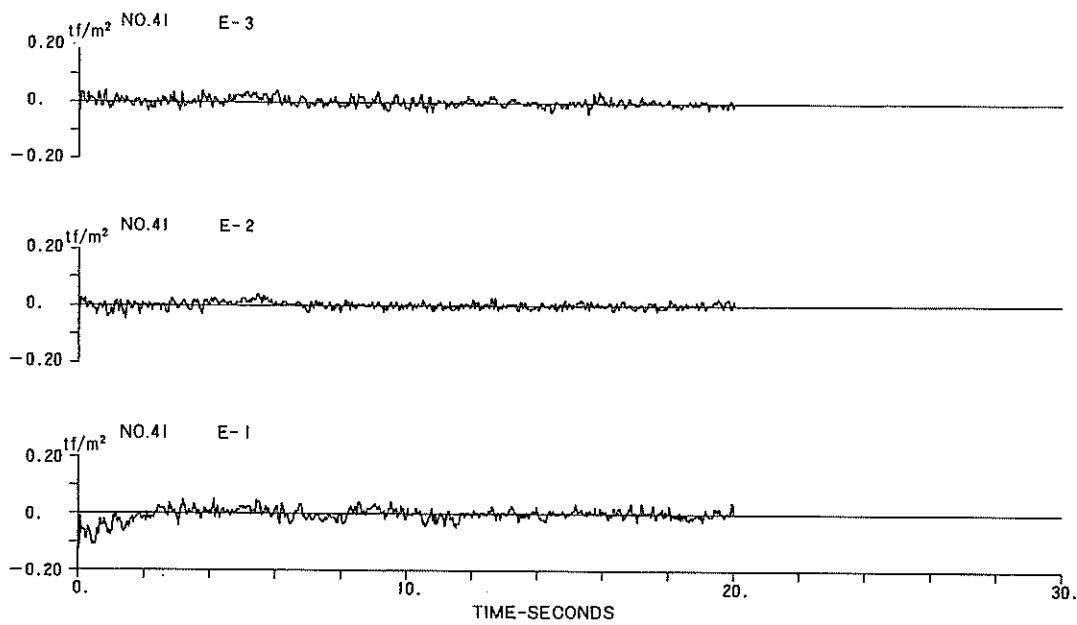
付図-5 (a) 加速度波形 (和歌山県北部地震 No.27)



付図-5 (b) 土圧波形 (和歌山県北部地震 No.27)



付図-6 (a) 加速度波形 (和歌山県北部地震 No.41)



付図-6 (b) 土圧波形 (和歌山県北部地震 No.41)

港湾技研資料 No. 648

1989・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 つばき印刷技研

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.