

港湾技研資料

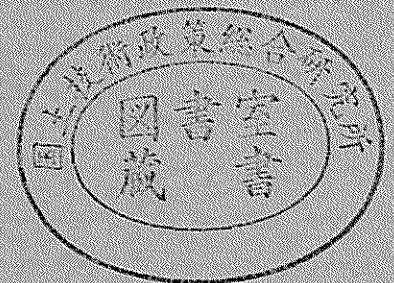
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 838

June.1996

砂地盤上の斜面の地震時安定性に関する遠心力場振動実験

稲 富 隆 昌
風 間 基 樹
飯 塚 栄 寿
永 吉 貴 行
菅 野 高 弘



運輸省港湾技術研究所

目 次

要 旨	2
1. まえがき	3
2. 実験概要	3
2.1 想定した実物護岸	3
2.2 相似則	3
2.3 実験ケース	3
2.4 模 型	5
2.5 模型の作製方法	5
2.6 実験装置	6
3. 実験結果	8
3.1 残留変形	8
3.2 加速度応答	11
3.3 過剰間隙水圧	13
4. 円形すべり法による斜面安定解析	14
4.1 計算条件	14
4.2 計算結果	14
5. 結 論	17
あとがき	18
参考文献	18
付録一 1 加速度時刻歴	19
付録一 2 過剰間隙水圧時刻歴	28

砂地盤上の斜面の地震時安定性に関する 遠心力場振動実験

稲 富 隆 昌*
風 間 基 樹**
飯 塚 栄 寿***
永 吉 貴 行****
菅 野 高 弘*****

要 旨

現在、斜面の安定性は、円形すべり法あるいは直線すべり法によって検討されている。しかしながら斜面のすべり破壊を起こす原因の1つである地震力の影響は、不明な点が多いため、地震力を考慮した解析方法は設計に取り入れられていないのが現状である。

本研究では、実物と同じ応力状態を再現できる遠心力載過装置を用いた模型振動実験を実施し、地震動による斜面のすべり破壊の特性を検討した。得られた主な結論は以下の通りである。

- (1) 遠心力場の振動実験の相似則の適用性を検討するため、同一規模の実物に対して1/37.5および1/50の2つの模型縮尺の異なる実験を実施し、実験結果を相似則により換算し比較した。その結果、2つの実験結果は加速度応答、過剰間隙水圧、残留変形量ともに整合するものであった。よって、遠心力場の相似則の適用性が1/37.5~1/50の範囲で確認できた。
- (2) 最大加速度を同一にした正弦波2Hz20波と地震波（八戸波）の残留変形量を比較したところ、地震波の外力レベルは正弦波よりも小さく、正弦波2Hz20波と同じ量の変形量を生じさせるためには今回使用した地震波形においては、約2倍の最大加速度とする必要があると思われる。
- (3) 飽和砂地盤上の斜面の残留変形が生じる境界面は、ほぼ円形すべり的な破壊面となった。しかしながら円弧で囲まれた土塊は剛体的に回転変形するのではなく、上方ほど大きな変形を示すような流動的な変形モードとなった。
- (4) 実験で得られた加速度分布および過剰間隙水圧分布を用いて、円形すべり安定計算を行ったところ、実験結果を説明できることができた。したがって、実際の地盤でも、盛土や地盤の地震応答や過剰間隙水圧の発生量をうまく予測すれば、この値を用いて精度のよい安定解析の照査が可能と考えられる。

キーワード：斜面の安定、過剰間隙水圧、遠心力振動実験、残留変形、円形すべり、液状化、盛土

* 構造部長
** 東北大学（元 構造部主任研究官）
*** 構造部構造振動研究室
**** 五洋建設株式会社（元 客員研究員）
***** 構造部構造振動研究室長

1. まえがき

海岸保全施設は背後の臨海地域を海水の浸入から守る重要な施設であり、我が国のような地震多発国では十分な耐震性を考慮した同施設の整備が不可欠である。都市臨海部のゼロ・メートル地帯の海岸保全施設である護岸・堤防が地震により破壊した場合、その背後地域は壊滅的被害を受けることが予想される。今後、ゼロ・メートル地帯等の低地域を地震災害から守り、かつ既存施設の老朽化対策や耐震補強を行う際には、既存護岸等を幅広くした緩傾斜型の高規格な海岸保全施設が求められていることから、斜面の地震時安定性に関して、設計法の高度化が期待されている。

現在、斜面の地震時安定性は円形すべり法あるいは直線すべり法によって検討されている。しかしながら、円形すべり破壊に対する地震力の影響は、過剰間隙水圧上昇（液状化）や堤体の地震応答の評価などに不明な点が多いため考慮されおらず、常時の安定計算を持って代用されているのが現状である。港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾によると円形すべり解析では、常時安全率を1.3とすることで地震力の影響を加味したことになっている。

盛土や斜面が地震によって崩壊した事例は、今まで数多く報告され、釧路沖²⁾、北海道南西沖³⁾、北海道東方沖⁴⁾、三陸はるか沖⁵⁾、兵庫県南部地震^{6)・7)}などの最近の地震災害において、河川堤防・宅地盛土・鉄道盛土などの斜面崩壊の事例が報告されている。

斜面の地震時安定性のメカニズムを検討するための一つのアプローチとして、模型振動実験がある。上部⁸⁾は、振動箱（長さ8m、幅4m、高さ2m）内に大型模型を作製し、飽和地盤盛土の破壊実験を行ったが、これによると震度と過剰間隙水圧を考慮した円形すべり解析によって、盛土の破壊が説明できるとしている。

本研究では、実物とほぼ同じ応力状態を再現できる遠心力載荷装置を使用し、飽和および乾燥基礎地盤上にある盛土を対象として、斜面の安定性に関する模型振動実験を実施した。実験の対象とした実物規模は、飽和地盤上の盛土護岸で高さ12.5m、乾燥地盤上の盛土護岸では高さ8.3mである。まず、これらの実験結果より盛土の破壊状況、地盤内の加速度応答・過剰間隙水圧の上昇過程など基本的なメカニズムを検討した。次に、加速度応答と過剰間隙水圧を考慮した円形すべり解析を実施し、同解析法の適用性を検討した。また、遠心場の動的実験の相似則を検討するために、実験は $1/37.5 \cdot 1/50$ および $1/25$ の3つの模型縮尺で実施した。また、実験では

CCDカメラにより破壊形状を録画し、堤体の変形を遠心場なるべく定量的にとらえるよう努力した。

2. 実験概要

遠心力振動実験は、有効半径3.8mの港湾技術研究所の遠心力載荷装置を用いて実施した⁹⁾。また、振動実験に用いた振動台は同所で開発された油圧式振動台である¹⁰⁾。実験の目的は、盛土護岸の地震時の破壊メカニズムを明らかにし、盛土に対する現行設計法の妥当性を考察するものである。今回の実験は、盛土護岸の地震時安定性に関して、①相似則の信頼性すなわち模型縮尺の影響、②外力すなわち加振波形の影響、③基礎地盤の液状化の影響に着目して実施した合計4つの模型断面である。

2.1 想定した実物護岸

図-1a)・2a)は、実物として想定した盛土を示したものである。図-1a)は、飽和砂地盤上の盛土護岸である。飽和砂地盤が、堅固な地盤上に層厚7.5mで堆積している。盛土は気乾状態の砂で築造され、高さは5m、法面勾配は1:1.4である。現実にはこのような急斜面限界は存在しないが、地震時の盛土破壊メカニズムを検討するために1:1.4とした。地盤の単位体積重量は、飽和地盤で $2.0\text{tf}/\text{m}^3$ 、乾燥地盤は $1.7\text{tf}/\text{m}^3$ とわが国における地盤の代表的な値を想定した¹¹⁾。図-2a)は、気乾状態である砂の非液状化層上の盛土護岸である。非液状化層は、堅固な地盤上に層厚5mで堆積し、その上に高さ3.3m、飽和地盤と同じく法面勾配1:1.4の気乾状態の砂盛土がある。なお、●は地震計と間隙水圧計、○は地震計の設置位置を示す。

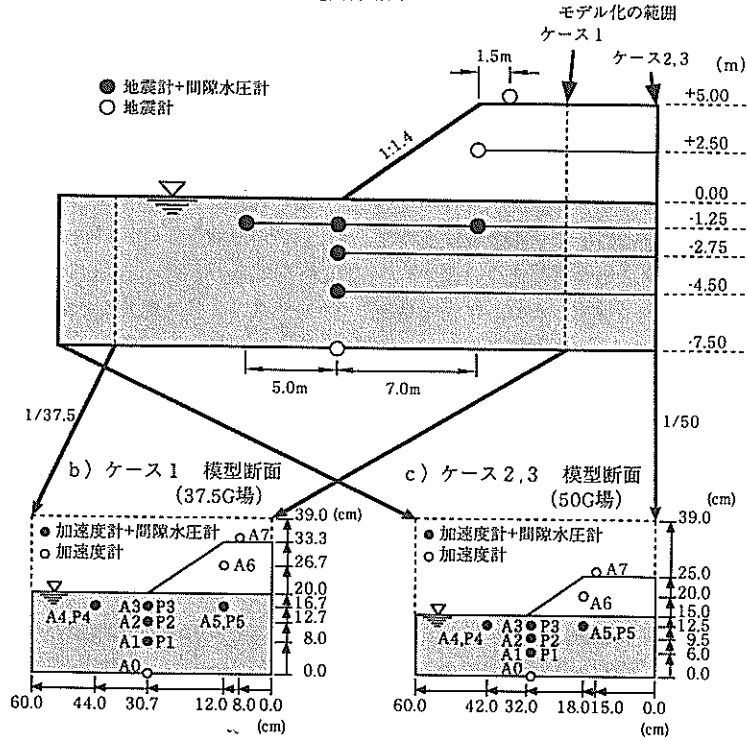
2.2 相似則

遠心力場における振動実験の相似則¹²⁾を表-1に示す。遠心力場の相似則は、模型と実物の応力-ひずみ関係が、一対一に対応するため、土のようにその応力状態によって非線形に性質の変わる材料にとっては非常に都合がよい。すなわち、実物と同じ材料を用いて模型を製作することによって、模型の応力状態は自動的に実物の応力状態と同じになるためである。

2.3 実験ケース

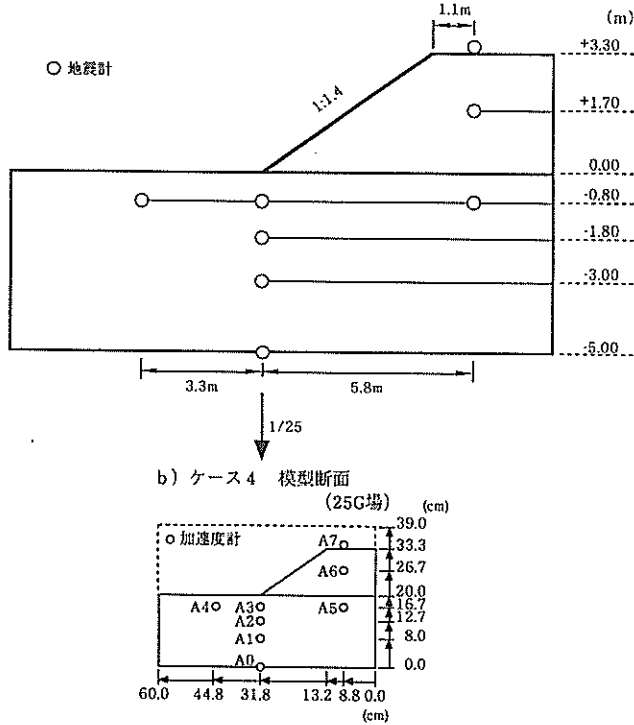
表-2に実験ケースの一覧を示す。ケース1とケース2は、模型縮尺の影響を見るため37.5G及び50Gの2つの異なる遠心加速度場で実験を行った。なお、ケース2とケース3は加振波形の影響を明らかにする目的で実施した。ケース3の地震波は1968年十勝沖地震の八戸での波形である。また、ケース4は、飽和地盤上の盛土護岸と非液状化層（乾燥砂）上の盛土護岸の比較を検討することを目的として、乾燥砂地盤での実験を行った。実

a) 飽和砂地盤上の盛土護岸の想定実物断面



図一 実物想定断面・模型断面およびセンサーの位置 (ケース1~3)

a) 非液状化層上の盛土護岸の想定実物断面



図二 実物想定断面・模型断面およびセンサーの位置 (ケース4)

表一 1 nG 遠心力場の振動実験の相似則

物理量	相似比 (模型/実物)
長さ	1/n
質量密度	1
ひずみ	1
加速度	n
時間	1/n
振動数	n
変位	1/n
応力	1
せん断剛性	1
間隙水圧	1
透水係数	1/n

験は、表一 2 に示すように加振加速度を順次上げるステージテストとして実施した。したがって、模型の変形には、加振履歴の影響が含まれていることになる。なお、表中の入力最大加速度は基礎に設置した加速度計の値を実物換算値で示した。以降、各実験の実験結果の比較を行っている図面の値は、付録の加速度時刻歴・過剰間隙水圧時刻歴以外は、実物値に換算して表した。

2.4 模型

飽和砂地盤上の盛土護岸の模型は、内寸法が幅60cm、奥行き20cm、高さ39cmの振動箱内に作製した。図一 1 b) は、遠心加速度が37.5G のケース 1、図一 1 c) は、遠心加速度が50G のケース 2・ケース 3 の模型標準断面図である。また、ケース 4 の乾燥砂層上の盛土護岸の模型も、飽和砂地盤と同じ振動箱に作製した。図一 2 b) は、遠心加速度が25G のケース 4 の模型標準断面図である。図一 1・2 の模型断面にも、想定実物断面の設置位置に対応する加速度計および間隙水圧計の設置位置を示した。●は加速度計と間隙水圧計、○は加速度計だけの設置を表しており、A 0 が基盤、A 1～A 5 は基礎地盤砂層中、A 6・A 7 は盛土における加速度計の計測地

点である。飽和砂地盤層であるケース 1～3 には A 1～A 5 の加速度計に加えて P 1～P 5 の間隙水圧計も設置している。なお、異なった遠心加速度場において同一サイズの振動箱で模型を製作すると、対応する実物の幅、奥行き方向の寸法はすべてのケースで一致しないことになる。しかし、模型地盤の鉛直拘束圧性に関係する深さ方向の実物寸法はケース 1 とケース 2・3 で一致している。

2.5 模型の作製方法

模型地盤は豊浦標準砂を用いて作製した。ケース 1～3 においては、相似則を満足する透水係数を得るよう粘度調整したシリコンオイルを用いた。また、砂地盤上の盛土は、振動箱中のポーラスストーン製の底版上に気乾状態の豊浦砂を4段重ねの840 μ ウルイを通過させる多重フルイ落下法¹³⁾で作製した。このとき、模型の変形を視覚的にとらえるため、赤色に着色した標準砂柱を振動箱のガラス面と接して模型地盤に建て込んだ。このようにして製作した地盤の単位体積重量、相対密度等を表一 3 に示す。盛土、乾燥地盤の単位体積重量は1.46～1.48tf/m³、相対密度はケース 1～3 は48～52%、ケース 4 は44%であった。砂の内部摩擦角は、豊浦標準砂を用いた既往の研究成果¹⁴⁾を参考に推定するとケース 1～3 は約36.5°、ケース 4 は約39.5°となった。

ケース 1～3 の地盤を飽和させるための手順は次のとおりである。まず、模型地盤および間隙流体としてのシリコンオイルを脱気する。次に、脱気状態のまま水頭差を与え、ポーラスストーンの下からシリコンオイルを浸透させ、地盤を飽和させる。飽和地盤の湿潤単位体積重量は、浸透させたシリコンオイルの量から1.90～1.92tf/m³となった。

遠心力場での相似則によると、nG 遠心力場の透水係数は、実物の透水係数の1/n にする必要がある。すなわち、37.5G の遠心力場では、透水係数を実物の1/37.5、50G の場合は1/50 にする必要がある。既往の種々の粘性を持つシリコンオイルの透水室内試験結果¹⁵⁾から、1/37.5の透水係数を有する流体としては55cs、1/50 の場合は、80cs の粘性を有するシリコンオイルを使用し

表一 2 実験ケース一覧表

実験名	遠心 加速度(G)	加振 波形	加振動数 (Hz)	加振 波数	加振段階と入力最大加速度(Gal)				
					1	2	3	4	5
ケース1	37.5	正弦波	2.0	20	27	105	159	381	-
ケース2	50	正弦波	2.0	20	48	108	160	-	-
ケース3	50	地震波(八戸)	-	-	21	40	74	228	272
ケース4	25	正弦波	2.0	20	9	22	47	105	176

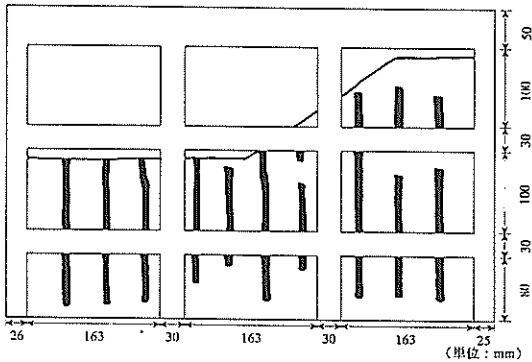
表-3 土質条件一覧表

実験名	乾燥単位体積重量 γ_d (tf/m ³)	湿潤単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	相対密度 (%)	内部摩擦角 (度)	シリコンの粘性 (cs)
ケース1	1.48	1.91	51	36.5	55
ケース2	1.47	1.90	48	36.5	80
ケース3	1.48	1.92	52	36.5	80
ケース4	1.46	-	44	39.0	-

た。

なお、振動箱の片面は模型の変形を観察できるようにガラス面となっているが、遠心力場での振動箱の安全性を確保するため、ケース1~3で使用した模型のガラス面はアルミ製格子によって補強されている。したがって、図-1b)・c)、図-2b)に示した盛土護岸模型は、ガラス面を通して見た場合、図-3のように見え、模型の断面をすべて見ることはできない。盛土中の縦の黒色部分は、模型の変形を観察するために建て込んだ赤色砂柱を示す。赤色砂柱の形状が途切れたり、直線でないところがあるが、これは赤色砂柱の作製に不調があったためである。なお、ケース4については赤色砂柱の製作は不調におわり、変形の様子が観察できなかった。

a) ケース1



b) ケース3

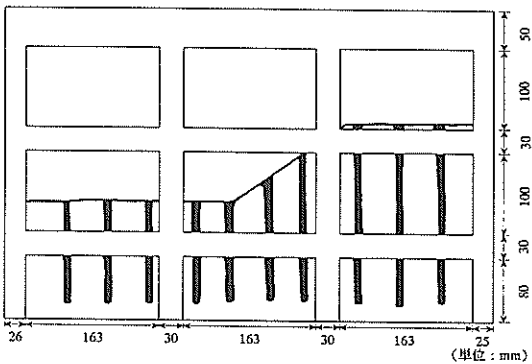


図-3 ガラス面を通して見た加振前の模型 (ケース1、3)

2.6 実験装置

実験は、当所の遠心力載荷試験装置を使用して実施した。表-4に遠心力載荷装置の主な仕様を示す。模型に振動を加えるため、油圧駆動式の振動台 (70cm×35cm) を1.6m×1.6mのプラットフォーム上に搭載して実施した。図-4は、プラットフォーム上の振動実験装置の配置平面図である。

実験装置は、加振装置 (アクチュエータ)、油圧動力源 (アキュムレータ)、振動台、油タンク、計測装置、CCDカメラ等で構成されている。これら装置は、制御室のパーソナルコンピュータおよびカウンターバランス用プラットフォームに搭載した制御装置によってコントロールされている。なお今回の実験では、CCDカメラによって盛土護岸の変形を観察した。CCDカメラの画像は制御室のテレビでモニターすると共に、ビデオテープに収録した。

図-5は、油圧式振動台の油圧経路を示し、表-5はその加振装置、アキュムレータ等の主な性能である。振動台は、アキュムレータに蓄積された21MPaの油を加振装置に流すことによって駆動させている。なお実験時の制御弁のシーケンスは次のようである。実験開始と同時に、アキュムレータから瞬時に大量、高圧の油加振装置に流し込むと、振動台にショックを与え、模型に不必要な外力を作用させることになる。そこで、電磁弁Cを開くことによって、高圧の油を絞り弁を通して徐々に加振装置に送り込み、その後、本実験用の油を電磁弁Aを開いて加振装置に送っている。実験中に異常事態が生じた場合には、電磁弁Bを開いて、アキュムレータの油を直接油タンクに排出することによって、安全確保を行っている。

一方、振動台の動きは、サーボ弁によって制御されているが、制御に用いる正弦波や地震波の波形データは、制御装置の32kワードのROMに書き込まれている。

加速度、過剰間隙水圧などの計測データは、計測装置 (動ひずみアンプ) およびスリップリングを通して、アナログ信号として制御室のデータレコーダに記録している。アナログ信号は、実験後A/D変換をして数値化した。

表-4 遠心力载荷装置の主仕様

項目	内容	備考
遠心加速度	(g) 110~155	回転体最大周速：92m/s スウィングプラットフォーム上に搭載
回転腕直径	(m) 9.6	
有効回転半径	(m) 3.4~3.8	
中心軸回転数	(rpm) 最大185	
スウィングプラットフォームの大きさ	(m) 1.6×1.6	
最大搭載質量	(t) 2.71	
最大質量×加速度容量	(t・g) 300	
主電動機容量	DC400kw	
円形ピットの大きさ	(m) 直径10.4×高4.2	
スリップリング極数	80P	
装置全重量	(t) 約87	

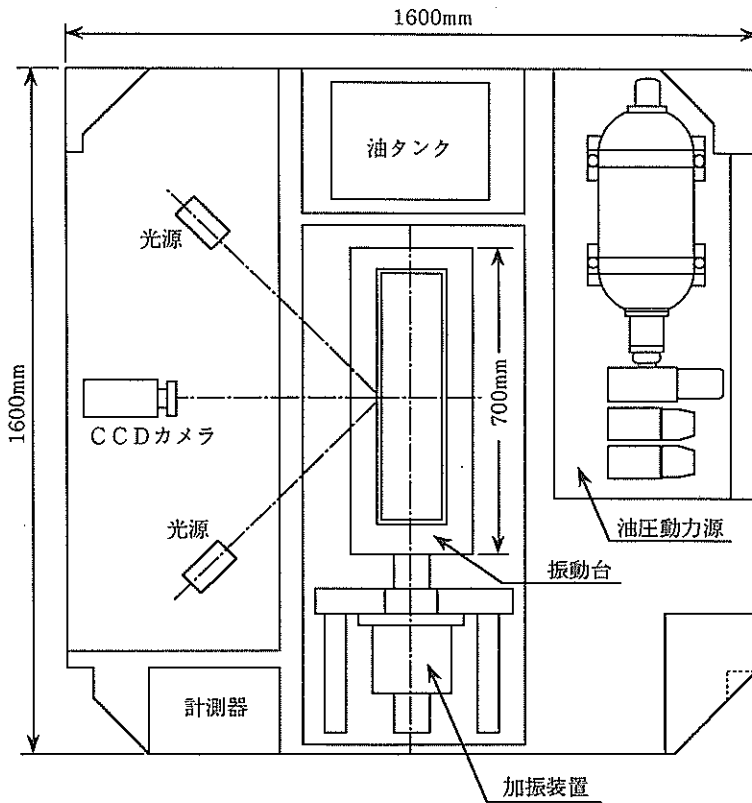


図-4 振動実験装置配置平面図

表-5 振動実験装置の仕様

項目	内容
加振力	約50KN
最大変位	±6mm
最大速度	±45cm/s
アキュムレータ容量	1000cm ³
加振振動数	0~250Hz
負荷	200kg
使用圧力	21MPa
制御方式	変位フィードバック制御

外部

プラットフォーム上

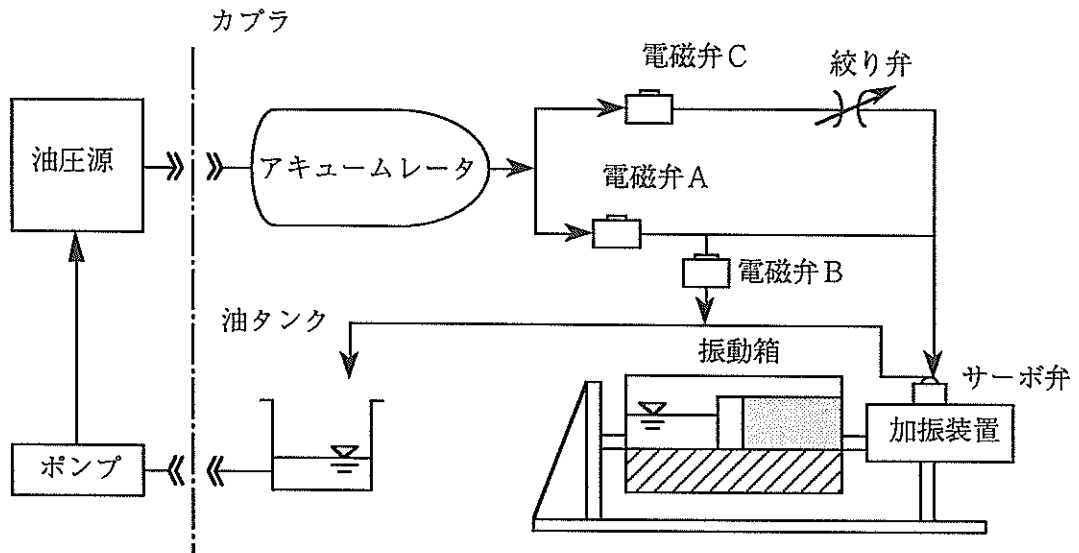


図-5 油の経路図

3. 実験結果

3.1 残留変形

図-6は、ケース1~3のガラス面を通して見た各実験の飽和砂層・盛土の最終変形状況である。加振前の砂層・盛土は、点線で示すとおりである。地表面の形状の変形については、実験後に測定を行い、ガラス面からでは補強用の格子によって見えない部分にも記入されている。図中には、残留変形を生じた部分と生じていない部分の境界と見なせる円弧も示した。円弧の中心座標は、のり先端を原点とする実物換算座標である。変形量を実物に換算する場合は、図中のスケールを使用する。なお、①~③は、後述する盛土の加振段階毎の変形を観察した位置を示す。

飽和砂地盤のケース1~3で模型全体は、各実験とも、

模型作製の際に建て込んだ赤色砂層の形が右側の盛土側から左側の海側へ移動している。盛土部分の赤色砂層は左側へ移動するに伴い、沈下している。海側においては左側へ移動するとともに赤色砂層が盛り上がっている。その変形量は盛土の斜面付近で大きく、かつ地表面に近いほど大きい。また、残留変形を生じた部分と生じていない部分の境界線は、図中に示すようにほぼ円弧状の形になることから、円形すべり的な破壊モードと考えることもできる。しかしながら図中に示した各ベクトルを見てみると、表層ほど変形量が大きくなっており、円弧で囲まれた土塊が剛体的にすべり面に沿って変形したのではないこともわかる。このような変形はむしろ流動的な変形とみなせる。

ケース1 (図-6a) とケース2 (図-6b) は、表-2に示したように加振条件を同じにして、遠心加速

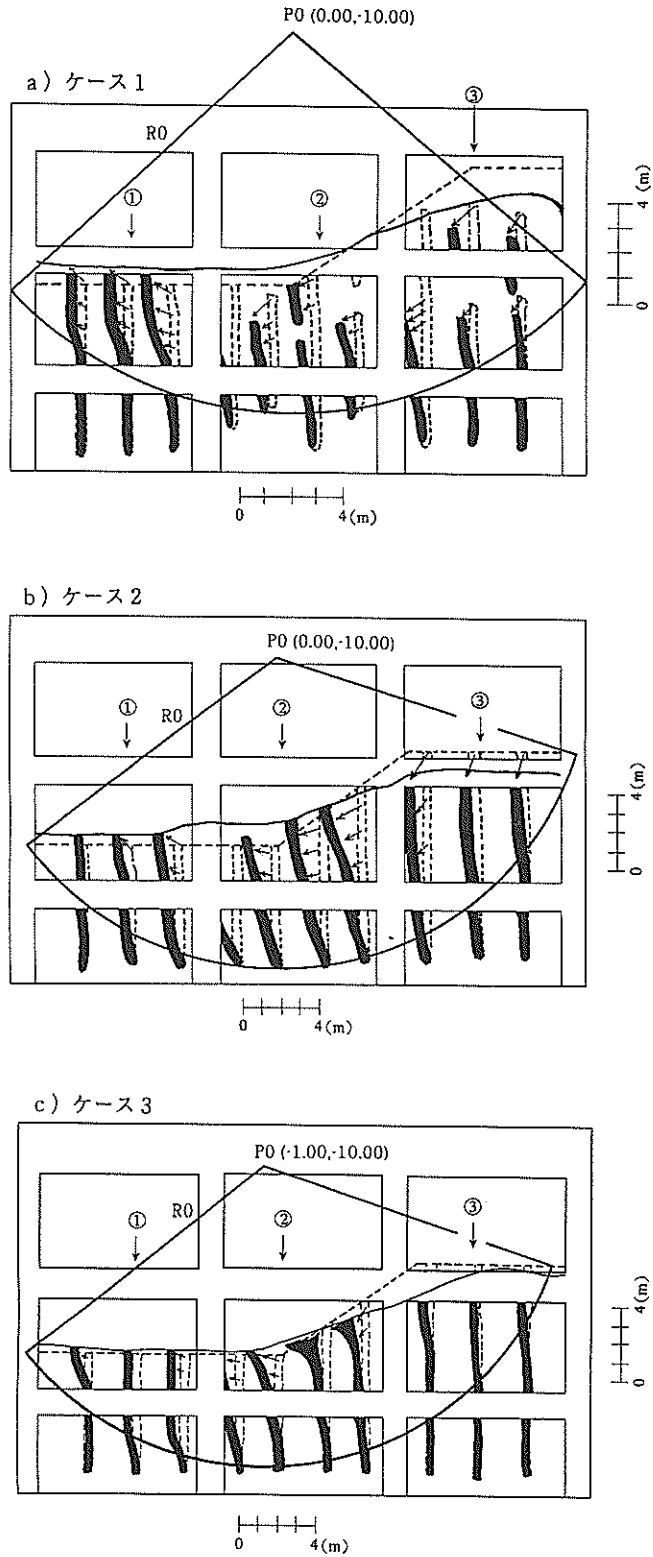


図-6 盛土の最終変形状況および残留変形が生じた境界と思われる円弧

度をそれぞれ37.5Gと50Gに変えて実施した実験結果である。同じ入力条件を用いたとき、相似則が成立するならば、実物換算した両ケースの変形量は同じになることになるが、今回の実験では表-2に示すようにケース1の最終加振段階の入力加速度が381Galとケース2の160Galよりかなり大きくなった。したがって、厳密な比較はできないが、両ケースの盛土部分、斜面、海側の地表面の実験終了後の赤色砂層の変形量の比較を行った。盛土部分のケース1の変形量は60~70cm、ケース2の場合は50~80cm沈下しながら左側へ変形した。また、斜面部分のケース1の変形量は約100cm、ケース2の場合は140~160cmと盛土部分とおなじく沈下しながら左側へ変形している。海側の変形量はケース1で70~100cm、ケース2の場合は60~100cm左側へ盛り上がる変形であった。両ケースの最終加振加速度の大きさは異なるが、斜面部分付近の変形量に差異はあるものの、ほぼ同じ程度の変形量が見られる。

一方、ケース2とケース3(図-6c)は、加振波形に着目した対照実験ケースである。その加振波形は、ケース2が正弦波、ケース3が地震波(八戸波)である。ケース3の赤色砂層の変形量は、盛土部分が沈下しながら左側へ20~40cm、斜面部分が盛土側とおなじような変形

で沈下しながら左側(海側)へ100~160cm、海側がケース1・2と同様に盛り上がりながら左側(海側)へ60~80cmの変形量であった。ケース2の変形量と比較すると、盛土部分の変形量は若干小さいものの、ケース2の変形量と大きく変わるものではなかった。これは、加振波形が地震波でも入力加振加速度が増大すると、最終的には、正弦波加速度と同様な変形になることを示している。

護岸模型の変形に関してはこの最終変形の他に、CCDカメラによっても観察した。そこで、VTRに収録した画像から各加振後毎に赤色砂層の変形量を読み取った。図-7は、地表面の変形量を入力最大加速度に対して示したものである。図-7a)には図-6に示した海側の測線①、同様に図-7b)は斜面部分の測線②、図-7c)は盛土側の測線③の地表面付近の変形量を示したものである。ケース1・2の変形は、共に入力加速度が50Gal付近から生じている。ケース3の場合は、ケース1・2より大きい加速度レベルにならないと変形が生じていない。このように遠心加速度が異なるケース1・2の結果が同じであることは、ここで用いた縮尺1/50~1/37.5の範囲では残留変形に関して遠心場の相似則が成立していることを示している。また、ケース1・2とケー

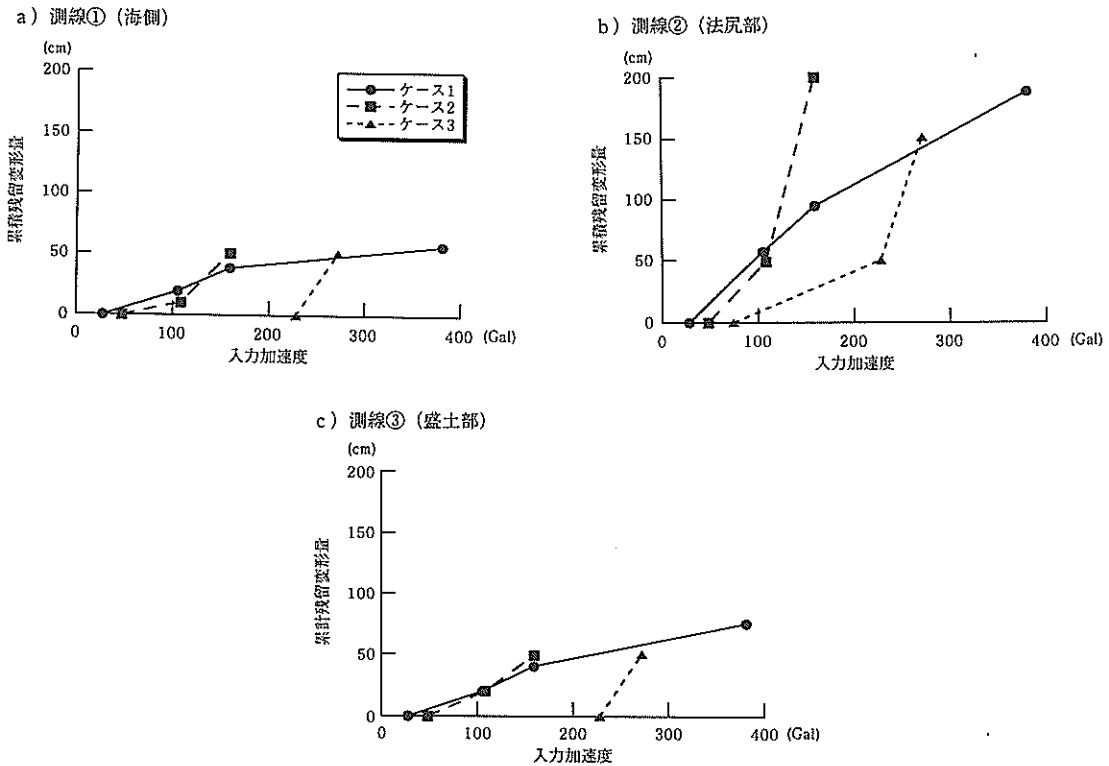


図-7 CCDカメラで計測した残留変形量

ス3の結果より地震波加振の外力レベルは、正弦波より小さく、約2倍の最大加速度を加えないと同じ量の変形量を生じないことがわかる。なお、ケース1の場合、最終の入力加速度レベルはケース2より大きく381Galに達しているが、変形はあまり進まず、海側、盛土部分において150Gal付近のときの変形量に近い。これは、限られた空間内であるため、境界条件の影響が出ていると考えられる。したがって、ケース1・2ともに150Gal入力時に飽和砂層の過剰間隙水圧の上昇により有効応力が減少し、それによって変形が生じ、最終状態となったと考えられる（過剰間隙水圧については後述する）。なおケース3の地震波加振の場合も、加振加速度レベルが228Gal以上になると急速に変形が生じ、最終変形量はケース1・2と同程度になる。この結果、ケース1・2の場合と同様に、砂層の過剰間隙水圧に起因するものと考えられる。

3.2 加速度応答

図-8は、実物に換算した地盤砂層、盛土の最大応答加速度を各ケース各加振レベルにおいて計測地点毎に示したものである。正弦波加振であるケース1・2およびケース4の加速度の値は、応答波形の後半部分の平均値、地震波加振であるケース3は、最大値とした。加振段階の記号番号1～5は表-2に示した加振段階の番号と対応する。

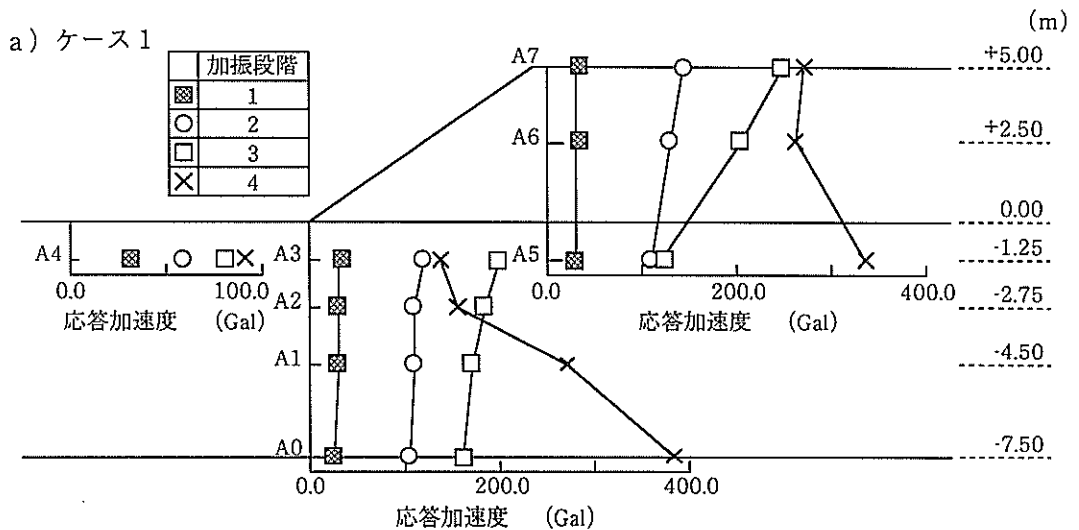
ケース1（図-8a）とケース2（図-8b）を比較すると、両ケースともA4を除く地盤砂層、盛土の加速度は、基盤の加速度が150Galに達するまで、基盤加速度に比例して大きくなっていく。

ケース1の場合、最終加振段階で基盤加速度381Gal

の実験が行われているが、そのときのA2・A3の加速度応答は、150Gal程度であり、基盤加速度（A0）より減衰している。海側地盤に設置してあるA4の加速度も100Gal以下と小さい。一方、A5の応答加速度は、同じ深さのA3・A4の応答加速度より大きい。このような加速度分布から海側地盤のA4は、低加速度レベルから液状化が発生し、また斜面の法尻直下のA1～A3の地盤は、基盤加速度が200Gal以上になると液状化が顕著に表れたことが推測される。一方、盛土直下（A5）の地盤は、盛土によって有効上載圧が大きくなっているため、A3より液状化の程度が小さかったと考えられる。

ケース3（図-8c）は加振波形が地震波のときの結果である。基盤加速度が100Galまでの加速度分布の傾向は、ケース1・ケース2と同じである。しかし、飽和砂層のA4の応答加速度は、基盤加速度とともに増加し、最終加振段階では300Gal近い値となっており、ケース1・2の傾向とは異なる。加速度時刻歴の検討によればA4の応答加速度が基盤加速度の大きさにともなって増大したのは、砂地盤の大変形によってサイクリックモビリティが発生し、スパイク状の加速度応答となったためである（付録-1 ケース3 加振段階4、5参照）。以上から、地震波加振による最大加速度応答も、正弦波加振の加速度応答分布とほぼ同様の傾向を示していると言える。

ケース4（図-8d）はケース1～3の飽和砂地盤と異なり、乾燥砂地盤での結果である。基盤加速度が176Galとなる加振段階5でA1～A3の応答加速度が基盤加速度より多少増加しているだけで、その他の加速度



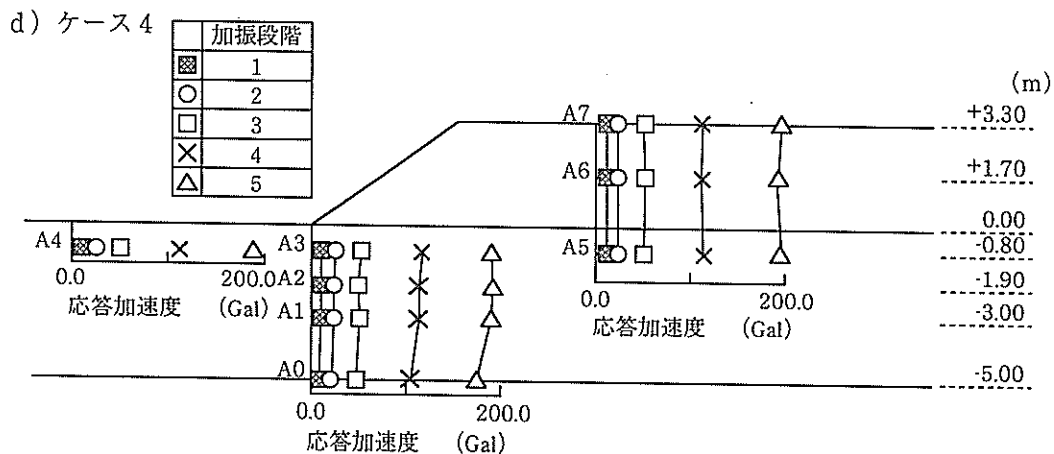
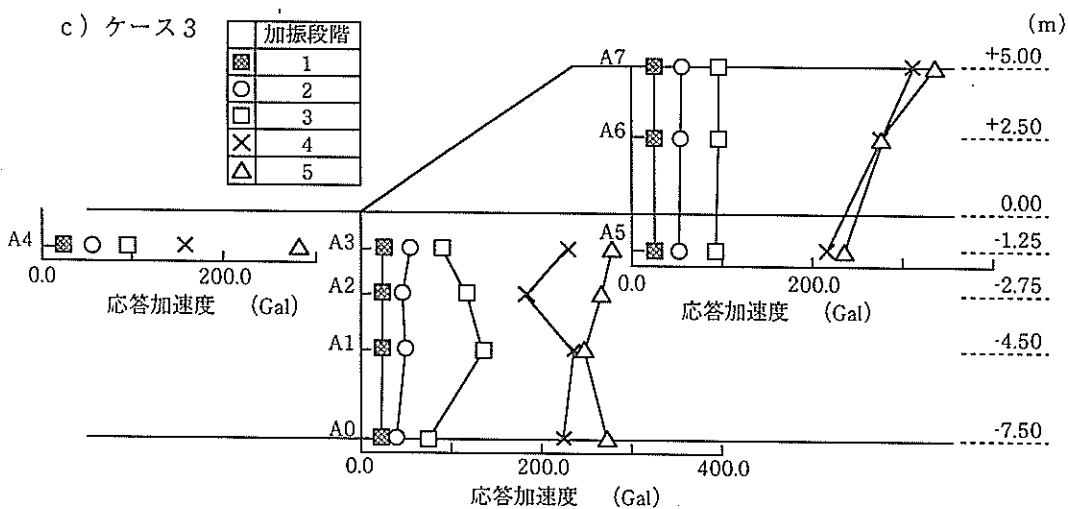
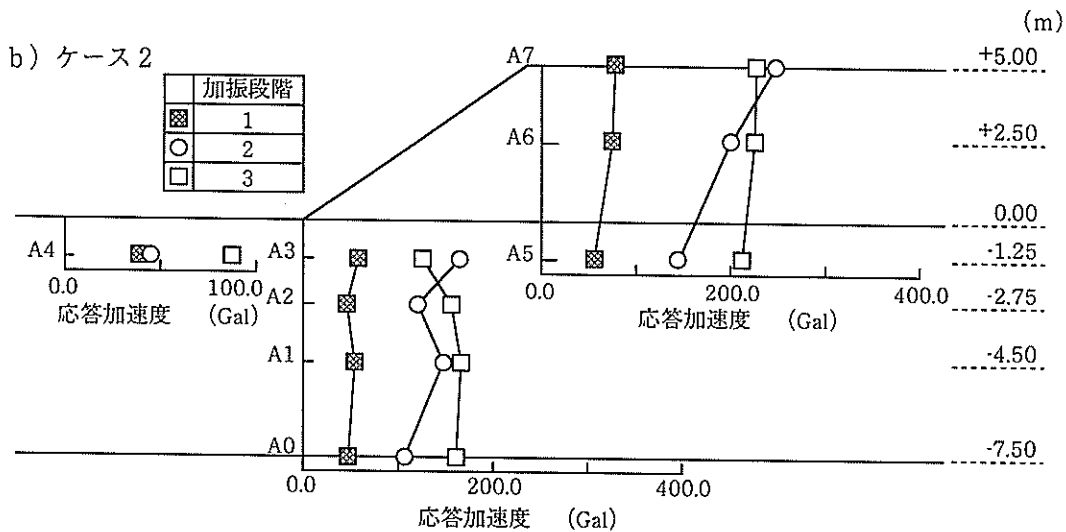


図-8 各実験ケースの最大加速度分布

分布は基盤の A0 とほぼ同じ値を示している。

付録一は各ケース各加振段階毎の加速度時刻歴である。上段から基盤の入力加速度 A0、砂層の応答加速度 A1～A7 を示す。なお、横軸の時間は実物値に換算していない。

ケース1の加振段階1のA4の加速度波形は、同じ深さのA3、A5の波形とほとんど同じである。しかし、加振段階2になると、A4の応答は振動中の前半と後半で著しく異なる。すなわち、前半のA4の応答はA3、A5に類似しているが、加振の後半になるとA4の応答は急速に低下している。更に加振段階が進み、入力加速度が大きくなると、A4の応答は加振とともに瞬時に低下している。A4のこのような現象は、加振の増加にともなう砂層の液状化によるものである。入力加速度が最も大きい加振段階4になると、他の測点にも波形の後半部に加速度の低下がみられる。もちろん、A6・A7は盛土部であるため液状化はしないが、波形後半部の振幅の低下はその下の飽和砂層の液状化によるものと考えられる。ケース2の応答加速度の傾向も、ケース1の加速度応答と類似していることがわかる。加振波形が地震波であるケース3では、入力加速度が比較的小さい加振段階1・2のA4の加速度波形は、同一深さのA3・A4の加速度波形と類似しているが、加振段階3になると波形の主要動を過ぎたところから加速度が小さくなるようである。なお、加振段階4・5になると、A4の加速度は、波形のはじめから小さくなる傾向にあるが、スパイク状に加速度が大きな応答を示している。このようなスパイク状の加速度は、砂層の液状化に伴う大変形によるサイクリックモビリティに特徴的な現象である。一方、乾燥砂層のケース4においては、各加振段階、各計測点でほぼ同じ波形が計測された。

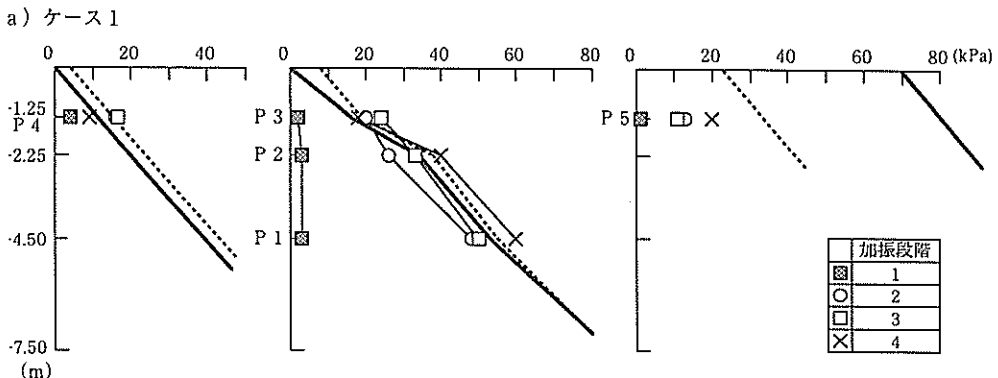
3.3 過剰間隙水圧

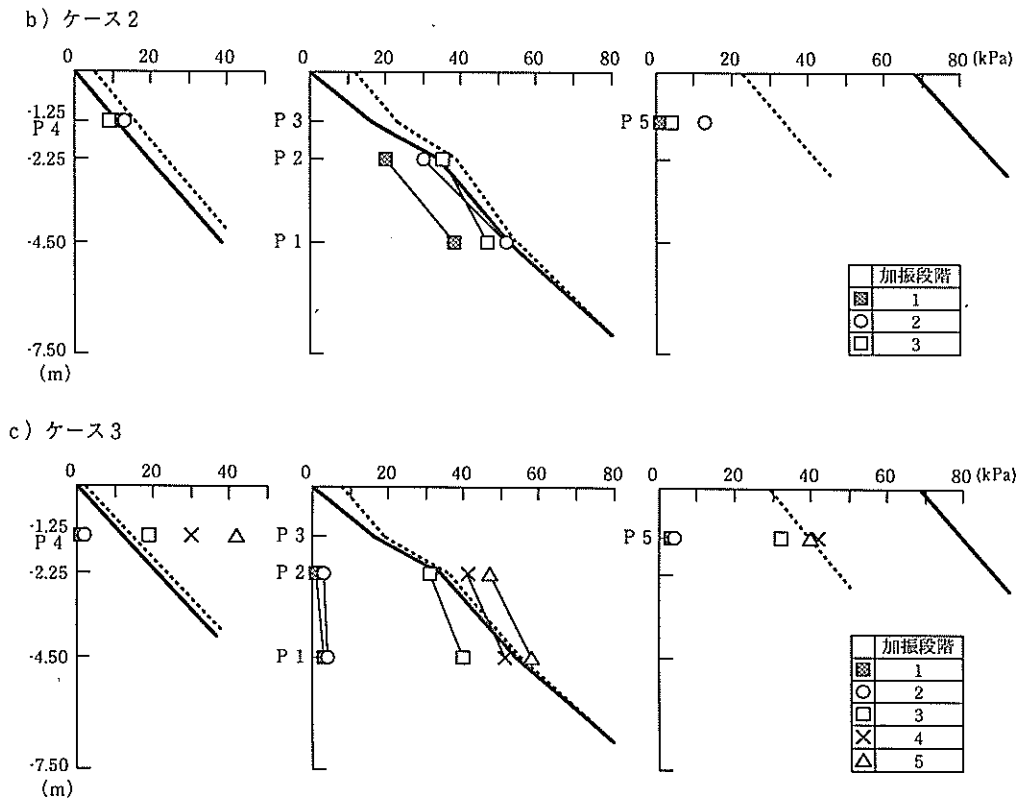
図一9は、飽和砂層地盤であるケース1～3の飽和砂層の過剰間隙水圧を示したものである。過剰間隙水圧の

時刻歴には、動水圧と見られる振動が見られるため、加振波形が正弦波の過剰間隙水圧は、20波の振動が終了した時点の水圧とした。一方、加振波形が地震波のケース3の過剰間隙水圧は、主要動部分の最大値とした。図中の太実線は有効上載圧で、次の二つの鉛直有効応力の合算値である。一つは、飽和砂層を成層地盤と仮定して求めた砂層内の有効鉛直応力、他方は盛土を上載荷重であると仮定して、オスターバークの鉛直地中応力から影響値を求めた砂層内の鉛直応力である。点線は盛土、飽和砂層の最終変形状況に基づき推定した同様の有効上載圧である。間隙水圧計P1～P5の間隙水圧計はA1～A5の加速度計と同じ場所に設置している。記号1～5は表一2に示した加振段階の番号と対応する。なお、ケース2・3の間隙水圧計P3は、極端に小さな値を示していたので、計測不良と判断しデータは図示していない。

加振波形が正弦波であるケース1(図一9a)とケース2(図一9b)の過剰間隙水圧は、多少の乱れはあるが、加振レベルが増加するにともなって、有効上載圧に漸近し、液状化が発生したと考えられる。一方、加振波形が地震波であるケース3(図一9c)の場合、P1・P2の過剰間隙水圧は、加振段階3以上から有効上載圧に漸近しているが、飽和砂層P4の過剰間隙水圧は加振レベルが増加すると有効上載圧に比較して異常に大きくなっている。このように過剰間隙水圧が大きくなる原因は、間隙水圧計上の飽和砂層の増加の他に、浸透流によるもの、振動による間隙水圧計の沈下が考えられる。実験後の解体によると、実際沈下が確認されている。

付録二は各ケース各加振段階毎の過剰間隙水圧時刻歴である。なお、横軸の時間は加速度時刻歴と同様に実物に換算していない。ケース1の加振段階1の過剰間隙水圧は、加振の開始とともに徐々に増加しているが、加振段階が2以上になると、過剰間隙水圧は瞬時に大きくなっている。振動中の過剰間隙水圧には振動成分と漸増成分があるが、海側(P4)およびのり尻直下(P1～





図一 各実験ケースの過剰間隙水圧分布

P3)では、盛土直下(P5)に比較して漸増成分が支配的である。ケース2の過剰間隙水圧も同様な結果である。加振波形が地震波であるケース3の過剰間隙水圧は、入力波の主要動のピーク付近で大きくなっている。なお、加振段階3以上になると、海側地盤砂層(P4)の過剰間隙水圧は、主要動を過ぎて大きくなっている。これは先に述べたように、間隙水圧計の沈下及び他の場所からの間隙水の流入があったためと考えられる。

4. 円形すべり法による斜面安定解析

4.1 計算条件

ここでは、現行の盛土の設計法である円形すべり法の地震時安定問題への適用性について考察する。算定に当たっては、我が国の港湾地域における被災解析結果から、斜面崩壊の実状をよく説明できるといわれ、土塊を分割して考えるいわゆるスウェーデン法のうちのチェボタリオフ法¹⁾を採用した。なお、同法は静的な計算であるが地震時の震度および飽和砂地盤の過剰間隙水圧の上昇によるせん断強さの減少を考慮して行った。また、安定計算の対象となる断面は模型の横幅を考慮した大きさとしている。

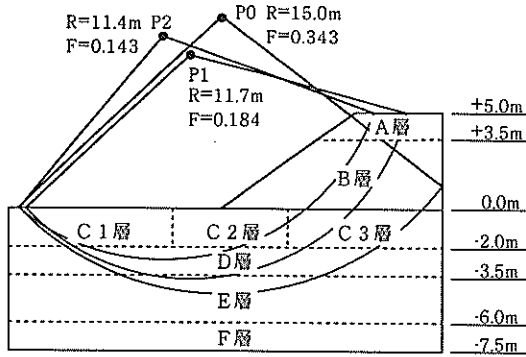
計算に使用した震度は、各加振段階で得られた各計測

地点での加速度をケース1・2・4は応答波形の後半部分の平均値、ケース3は加速度の最大値を重力加速度で除して求めた。このとき、深さ方向の震度の違いを考慮するため、図一10に示すようにA~F層まで深さ方向にケース1~3は6層、ケース4は5層に分割し、それぞれの加振段階の震度を決定した。同様に、ケース1~3は飽和砂地盤であるので、過剰間隙水圧の発生に伴うせん断抵抗の低下を考慮する。実験により得られた値から、加振波形が正弦波であるケース1・2は20波の振動が終了した時点、加振波形が地震波であるケース3では主要動部分の最大値より求めて、水面下の地盤も図のように分割し、それぞれの過剰間隙水圧の値を設定した。表一6・7は計算に使用した震度と過剰間隙水圧の一覧表である。安定計算に使用した土の強度は、地震の最中は非排水状態であると考え、内部摩擦角の変化は無いものと仮定した。したがって、せん断強度の低下は内部摩擦角が見かけ上低下するのではなく、有効鉛直応力の低下を持って表している。なお、飽和砂地盤であるケース1~3においては、比較検討のため過剰間隙水圧の発生を考慮しない場合についても計算を実施した。

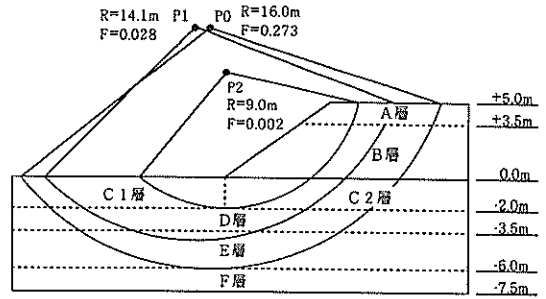
4.2 計算結果

まず、図一6に示したように実験の結果から得られた

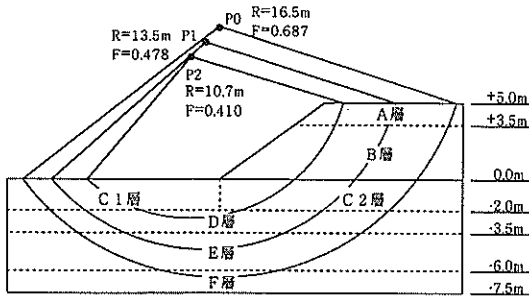
a) ケース 1



c) ケース 3



b) ケース 2



d) ケース 4

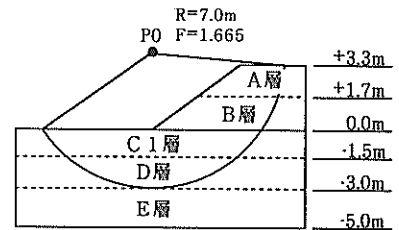


図-10 安定解析に用いた円弧の中心と半径および設定した地震力と過剰間隙水圧の領域分割

表一六 安定解析に用いた震度一覧表

ケース	加振段階	A層	B層	C層	D層	E層	F層
1	1	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	2	0.14	0.12	0.10	0.11	0.11	0.11
	3	0.24	0.19	0.14	0.19	0.18	0.17
	4	0.27	0.25	0.20	0.16	0.28	0.36
2	1	0.08	0.07	0.05	0.05	0.05	0.05
	2	0.24	0.19	0.13	0.12	0.15	0.12
	3	0.23	0.21	0.15	0.16	0.17	0.16
3	1	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02
	2	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04
	3	0.10	0.10	0.10	0.12	0.13	0.09
	4	0.31	0.26	0.21	0.18	0.24	0.23
	5	0.33	0.29	0.27	0.27	0.25	0.27

表一七 安定解析に用いた過剰間隙水圧一覧表

ケース	加振段階	C 1層	C 2層	C 3層	D層	E F層
1	1	4.0	2.0	1.0	3.0	3.0
	2	16.0	20.0	13.0	26.0	48.0
	3	17.0	24.0	11.0	33.0	50.0
	4	9.0	18.0	20.0	40.0	60.0
2	1	11.0	1.0	-	20.0	38.0
	2	13.0	13.0	-	30.0	52.0
	3	9.0	4.0	-	35.0	47.0
3	1	1.0	3.0	-	1.0	3.0
	2	2.0	4.0	-	3.0	4.0
	3	19.0	32.0	-	31.0	40.0
	4	30.0	42.0	-	41.0	51.0
	5	42.0	40.0	-	47.0	58.0

単位: kPa

残留変形が生じた境界面をすべり面と考え計算を実施した。乾燥砂地盤のケース 4 においては、実験結果より円弧と見られるようなものは見られなかったが、ケース 1 ~ 3 と比較するために、実験結果から想定した円弧を設定した (図-10d))。この計算は図-10 においては、円弧の中心が P0 の円弧に対応する。この計算を実施したのは、最小安全率を与える円弧を求めるような通常の安

定計算では、残留変形の境界、すなわち安全率が 1 を切るクリティカルな面を求められないからである。こうして求めた安全率を図-11 に示す。図中の横軸は、基盤で得られた加速度の値より求めた震度とした。また、図中の数字は各ケースの加振段階を示しており、0 は常時の計算を意味する。図-11a) ~ c) は、ケース 1 ~ 3 の飽和砂地盤における各加振段階毎の安全率である。過剰

間隙水圧を考慮しない場合を●で、考慮した場合を▲で表している。加振前の安全率は各ケースともに2.4~2.5程度である。過剰間隙水圧を考慮しない計算では、図-11に示すように安全率は震度 k_h が増加すると各ケース同じように低下するが、1を切ることはなかった。一方、過剰間隙水圧を考慮した場合は、ケース1において加振段階1と震度0.1以上になる加振段階2の間で安全率は1を切っている。模型縮尺が異なるケース2の場合は加振段階1で安全率1に近づき、ケース1と同様に震度0.1以上になると安全率は1を切る結果となった。地震波で行ったケース3の場合は、震度0.1付近の加振段階3で安全率1を切る結果になった。これより、安全率が1を切る加振レベルはいずれのケースも図-7で残留変形が発生し始める加振段階にほぼ対応していた。さらに図-9の過剰間隙水圧分布と比較しても、液状化が発生したと考えられる加振レベルと有効上載圧が一致することが分かる。

以上のように、静的な安定計算法でも、実験結果を定性的に説明できたのは、加振レベルを上げることによる震度の増加よりも、むしろ過剰間隙水圧が発生することによるせん断抵抗の低下が破壊現象に支配的だったためと考えられる。

乾燥砂地盤であるケース4においても円形すべりを想定して計算した結果が図-11d)である。加振前の安全率は約3.1と、他のケースに較べると高い値であった。過剰間隙水圧を考慮しなかったケース1~3の場合と同じように震度が大きくなると安全率は低下したが、1を切ることはなかった。これは、乾燥砂では実際の破壊形状が円形すべりと対応しないためとも考えられる。

地震時の安定解析を実施する場合、力を伝える土の強度に限界があることから、実際の安全率は1を下回らないと考えられている¹⁵⁾。これは、安全率が1になった時点で変形が生じ、力の釣り合いを保ちながら変形が進むと考えられるからである。したがって、液状化する実際

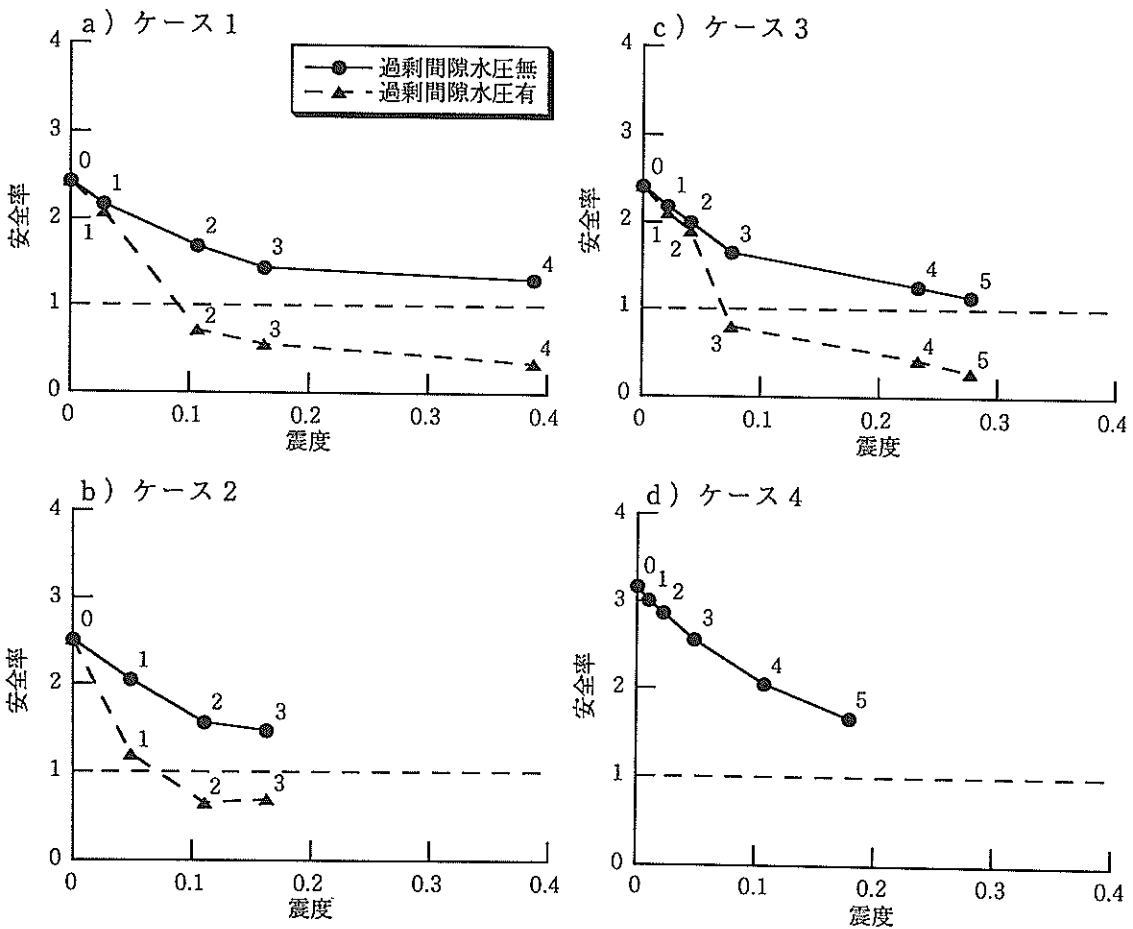


図-11 P0の円弧に対する各加振段階毎の安全率

の変形の進行過程は円弧状の土塊が剛体的に滑るのではなく、安全率が1を切るようなところから順番に変形が進んでいく進行性破壊が生じている。実験の結果をみても、図-6に示したように変形のベクトルは、土塊の剛体的な変形モードとは異なるものである。図のような変形は、各加振段階で弱いところから順に大きく変形して行ったと考えたと説明できる。そこで、図-6に示した円弧よりも上方に来る図-10のような円弧を考え、それぞれの円弧に対する各加振段階での安全率を検討した。なお、図-10中のRは円弧の半径、Fは最終加振段階で求められた安全率を示している。

図-12は、各ケース毎の安全率と円弧の位置との関係である。図から、円弧の切る線を上方に持っていくと、図-6で示した円弧の安全率(P0に対応する)よりもかなり小さな安全率となることがわかる。円弧で囲まれた土塊に作用する震度が大きいほど、すべり面上のせん断抵抗が小さいほど安全率が小さくなるのは明白である。

またその変形量も、計算方法が同じであるならば、安全率が小さいほど大きいと考えられる。したがって、安全率の大小に着目すれば、図-6で示した円弧より上方に、よりすべりやすい面が存在し、変形も上方ほど大きいと考えることができる。このように安全率が1を切るようないくつかの円弧を考え、安全率の大小に応じて変形量が決まったと考えたと、破壊状態や変形量の大きさは実験結果と矛盾しない。

以上の結果は加速度応答や過剰間隙水圧を考慮した静的計算法の妥当性を示すものと考えられる。なお、この破壊メカニズムは、緩い砂地盤の側方流動の発生にも通じるものがあると思われる。

5. 結 論

遠心力場振動実験により飽和地盤および乾燥地盤上の盛土の斜面の破壊状況、地盤内の加速度・過剰間隙水圧の上昇過程および遠心力場の相似則の適応性、さらに過

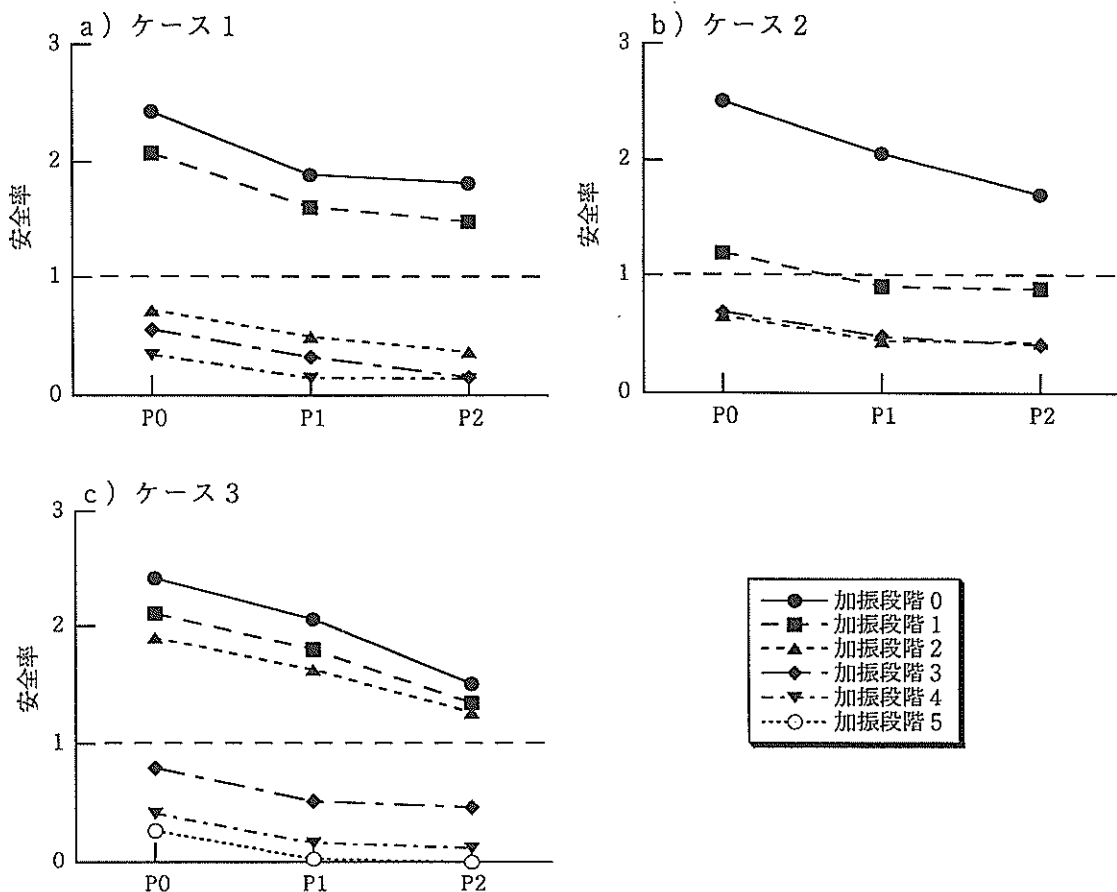


図-12 すべり面位置と安全率の関係

剰間隙水圧を考慮した円形すべり法の適応性を検討した。得られた結論は以下の通りである。

- 1) 同一規模の実物を対象とした $1/37.5$ および $1/50$ の2つの模型縮尺の異なる実験を実施し、実験結果を実物換算し比較した。その結果、2つの実験結果は加速度応答、過剰間隙水圧、残留変形量ともに整合するものであった。今回対象とした問題について遠心力場の相似則の適用性が $1/37.5 \sim 1/50$ の範囲で確認できた。
- 2) 最大加速度を同一にした正弦波 $2\text{Hz}20$ 波と地震波(八戸波)の残留変形量を比較すると、地震波の外力レベルは正弦波よりも小さく、正弦波 $2\text{Hz}20$ 波と同じ量の変形量を生じさせるためには今回使用した地震波形においては、約2倍の最大加速度とする必要があることと思われる。
- 3) 加速度が増加していくと、ある加速度で盛土、飽和砂地盤の沈下、盛り上がりの変形が発生した。変形の発生時と過剰間隙水圧分布から見られる液状化の発生する加振レベルと一致していた。
- 4) あらかじめ模型作製時に建て込んだ赤色砂柱の変形形状から、飽和砂地盤上の斜面の残留変形が生じる境界面は、ほぼ、円形すべり的な破壊面となることがわかった。しかしながら円弧で囲まれた土塊は剛体的に回転変形するのではなく、上方ほど大きな変形を示すような流動的な変形モードとなった。
- 5) 実験で得られた加速度分布および過剰間隙水圧分布を用いて、円形すべり安定計算を行ったところ、実験結果を説明できることができた。したがって、実際の地盤でも、盛土や地盤の地震応答や過剰間隙水圧の発生量をうまく予測すれば、この値を用いて精度のよい安定解析の照査が可能と考えられる。

あとがき

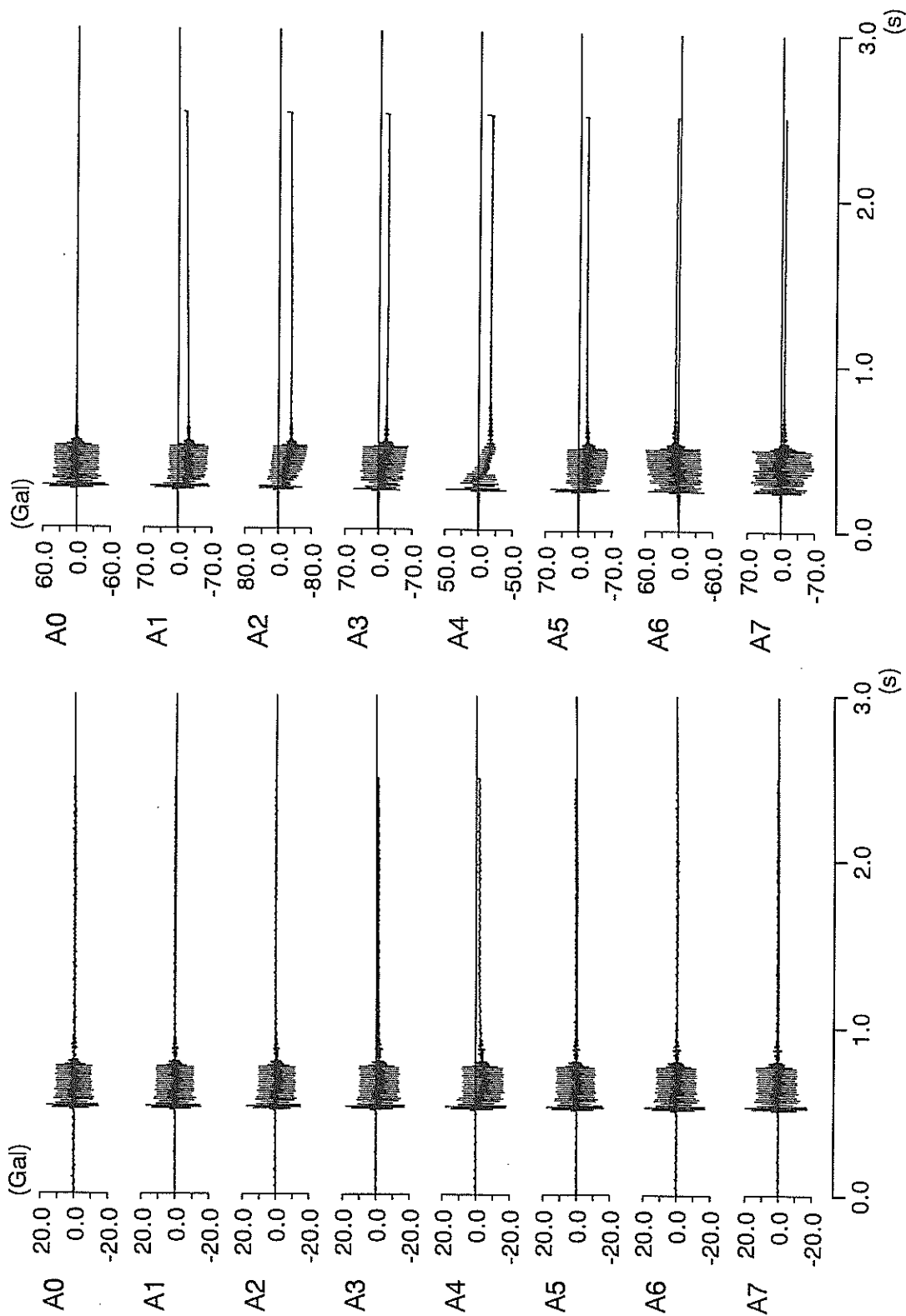
今回の実験だけでは飽和砂地盤、乾燥砂地盤上の盛土の動的特性を明らかにするには十分なものではない。現行の安定計算法である円形すべり法の地震時挙動への拡張を試み、適用性を示すことができ、今後の盛土の斜面安定解析の開発をしていくための基礎的な研究成果となった。しかしながら、一般に震度と過剰間隙水圧の上昇に伴う動的強度の低下の両方を考慮した安定解析では、結果はかなり安全側に見積もられると考えられる。適用に当たっては、さらに遠心力場における模型振動実験によるデータの蓄積、地震による盛土破壊の現地調査と設計法の相互比較検討を行い、より信頼性の高い盛土斜面の地震時安定解析手法の開発を行う必要がある。

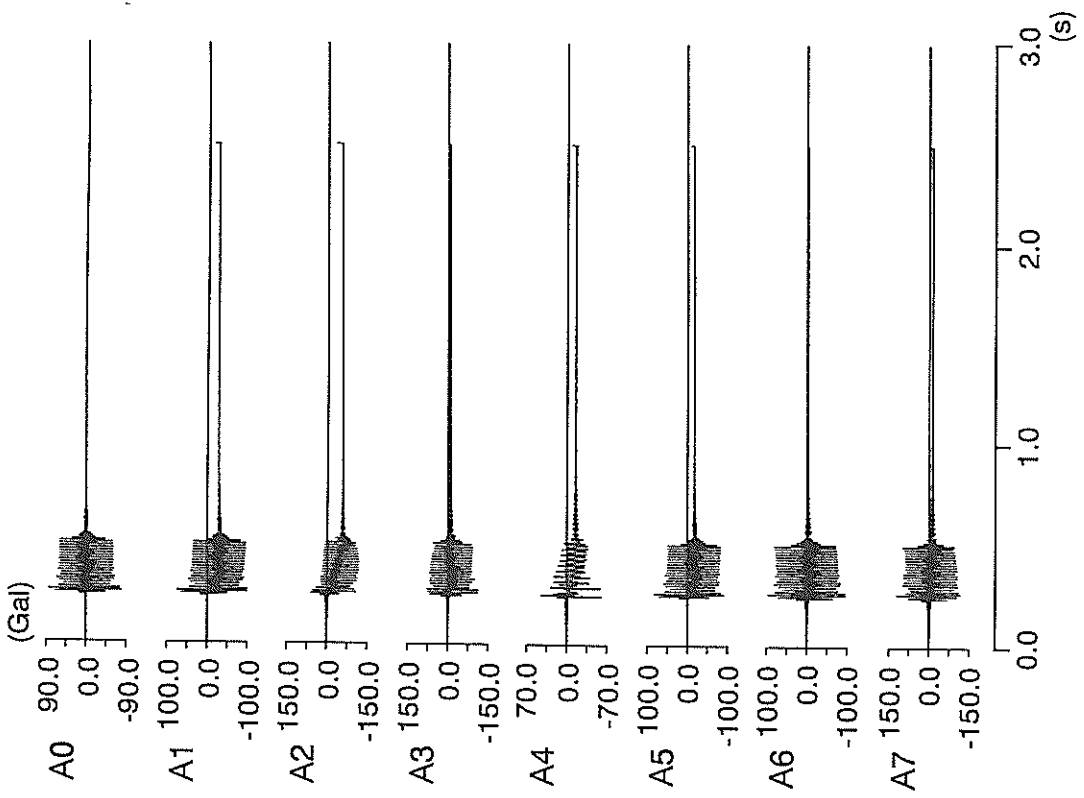
(1996年3月25日受付)

参考文献

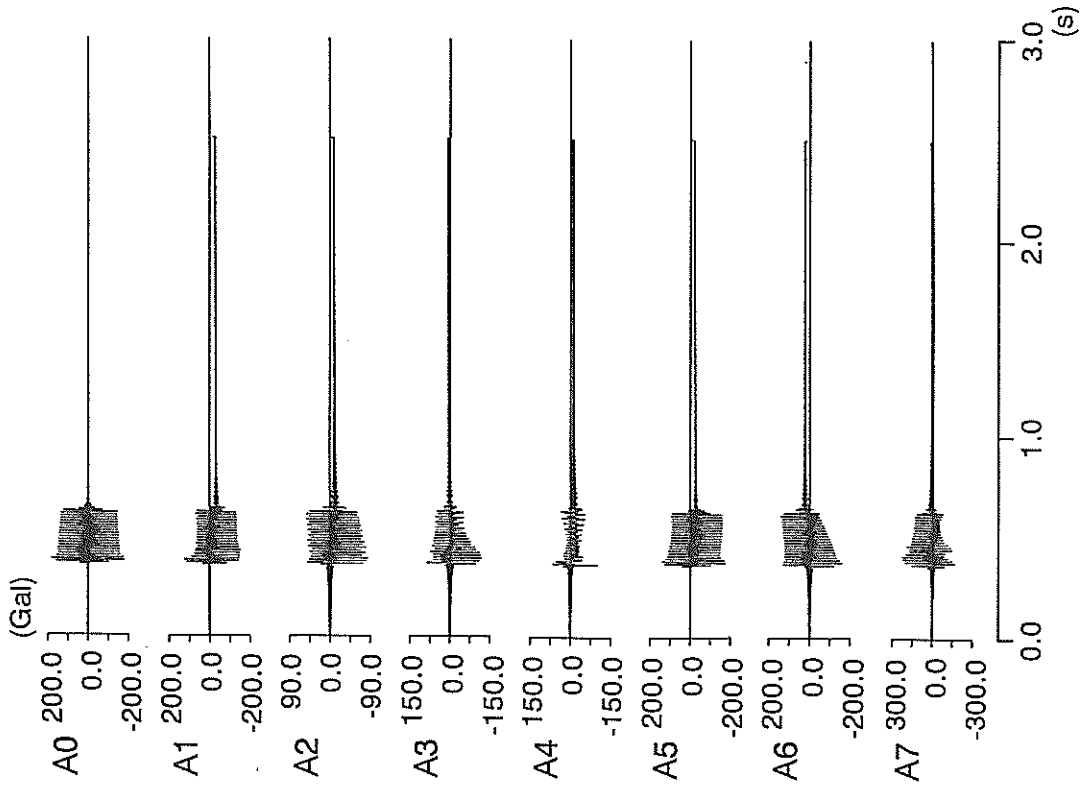
- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻)、1989年2月、pp.424-431.
- 2) 土木学会：震害調査シリーズ2 1993年釧路沖地震震害調査報告、1994年12月.
- 3) 西川純一・高橋光昭・山下彰司：1993年北海道南西沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害、土と基礎、Vol.41, No.11, pp.11-16.
- 4) 西川純一・高橋光昭・山下彰司：1994年北海道東方沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害、土と基礎、Vol.43, No.4, pp.7-10.
- 5) 風間基樹・田中祐人・興石逸樹：1994年三陸はるか沖地震における港湾・鉄道施設の被害、土と基礎、Vol.43, No.11, pp.21-26.
- 6) 土木学会：阪神大震災震害調査緊急報告会資料、1995年2月.
- 7) 土木学会：阪神大震災震害調査第二次緊急報告会資料、1995年7月.
- 8) 上部達生・北澤壮介・檜垣典弘：飽和地盤上の盛土の破壊実験と円形すべり安定解析、港湾技術研究所報告、Vol.24, No.2, 1985, pp.305-358.
- 9) Terashi, M.: Development of PHRI Geotechnical Centrifuge and Its Application, Report of PHRI, 1985, Vol.24, No.3, pp.73-122.
- 10) 稲富隆昌・風間基樹・野田節男・土田 肇：港湾技術研究所における遠心力載荷模型振動実験、天然資源の開発利用に関する日米会議、耐風・耐震構造専門部会第1回合同部会会議録、1989年5月、pp.181-192.
- 11) 土質工学会：土質試験の方法と解説、1990年、pp.116-124.
- 12) 風間基樹・稲富隆昌：遠心力載荷模型実験手法の振動実験への適用について、土木学会論文集, No.477/I-25, 1993年10月、pp.83-92.
- 13) Miura, S and Toki, S.: A Sample Preparation method and its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand, Soils and Foundations, 1982, Vol.22, No.1, pp.61-77.
- 14) 藤井斎昭：遠心力載荷装置による浅基礎の支持力機構に関する研究、東京工業大学学位請求論文、1976.
- 15) 土質工学会：入門シリーズ14 斜面安定解析入門、1989年3月.

付録1 加速度時刻歴

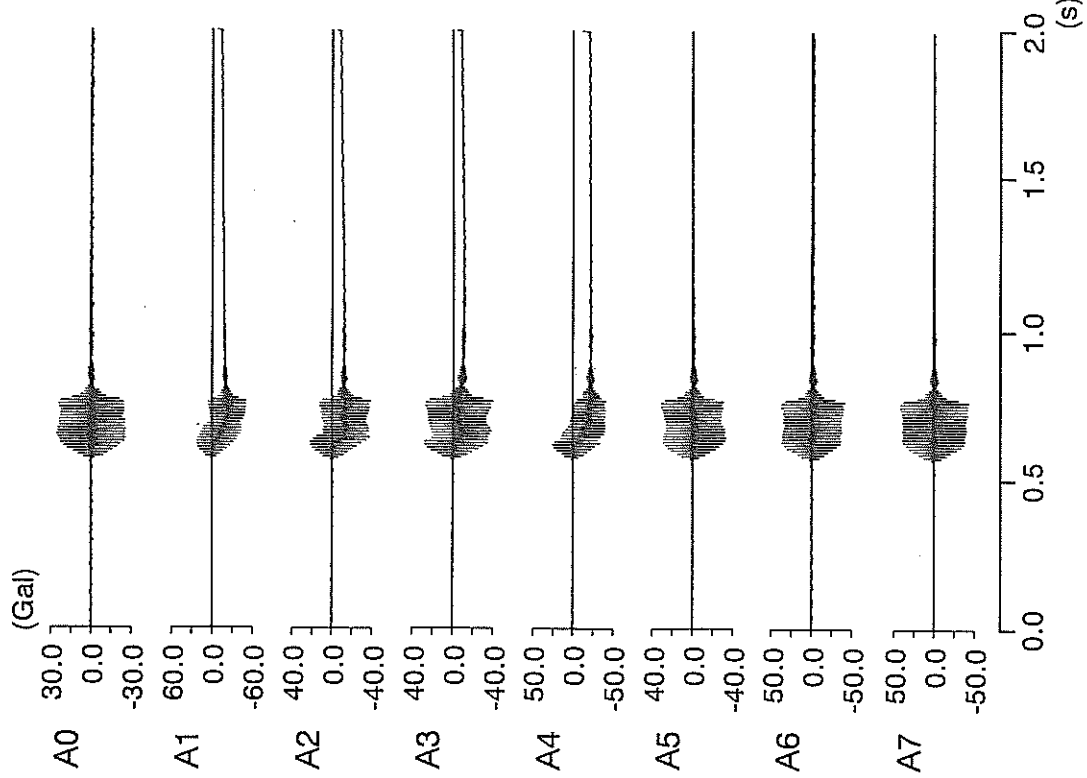




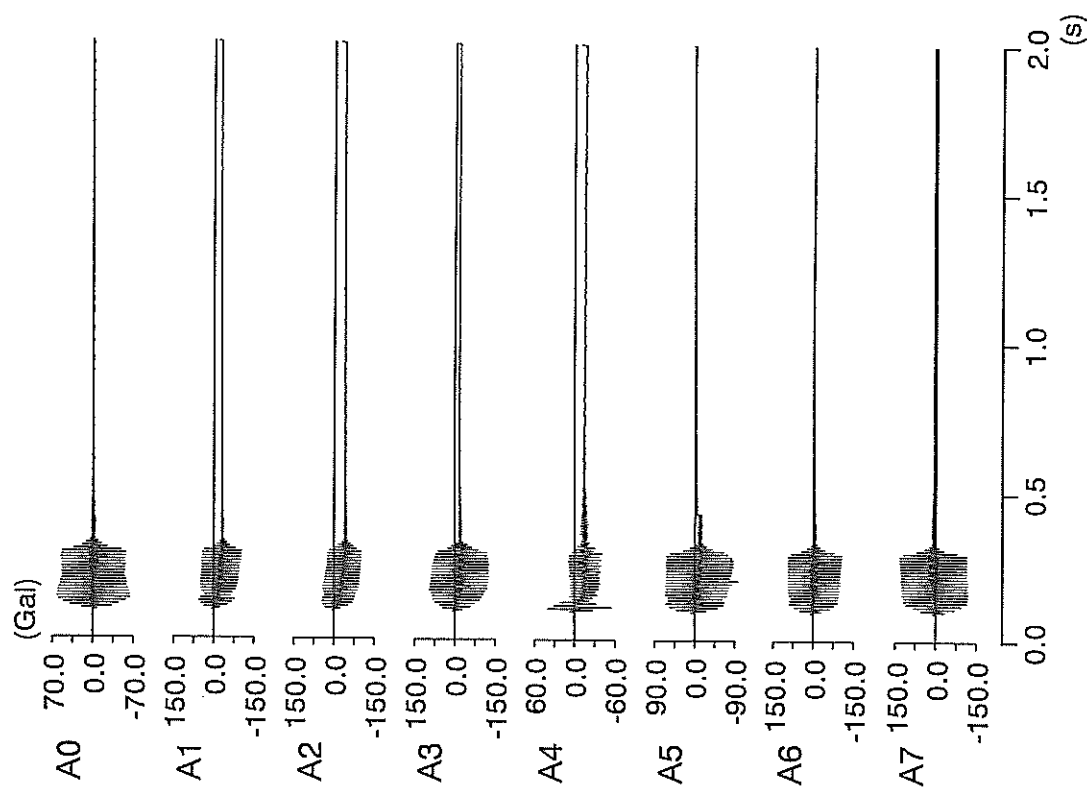
ケース1 加振段階3



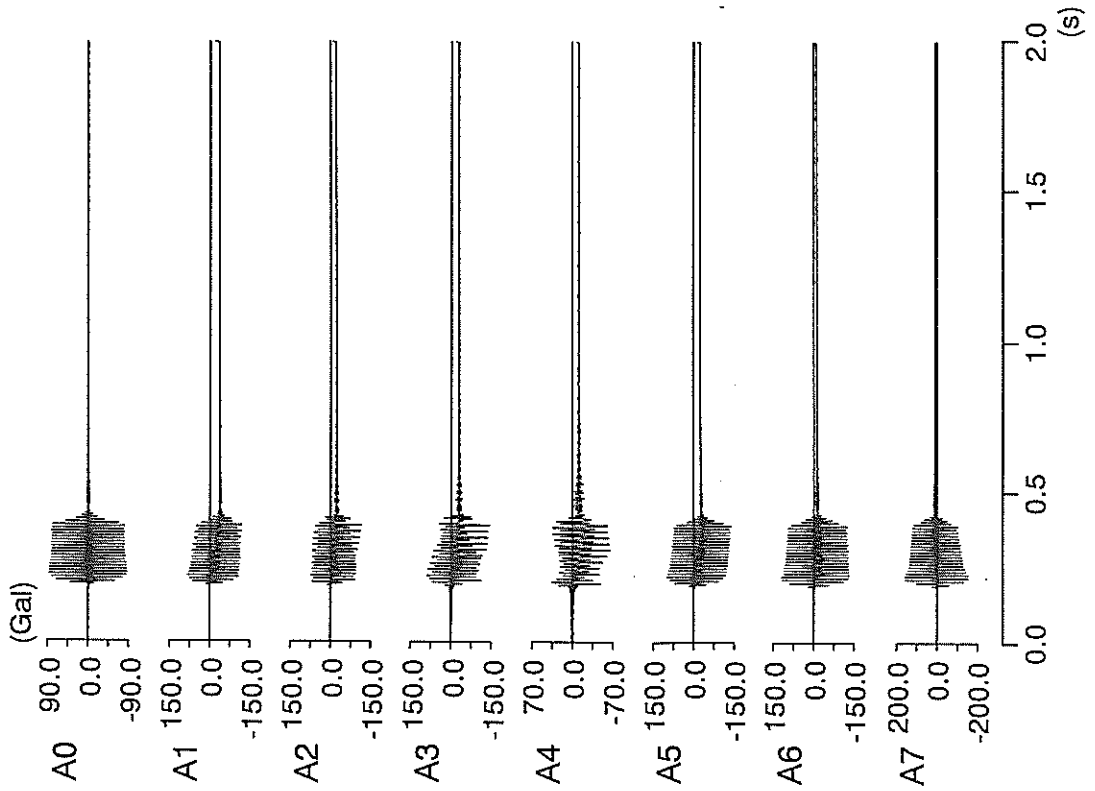
ケース1 加振段階4



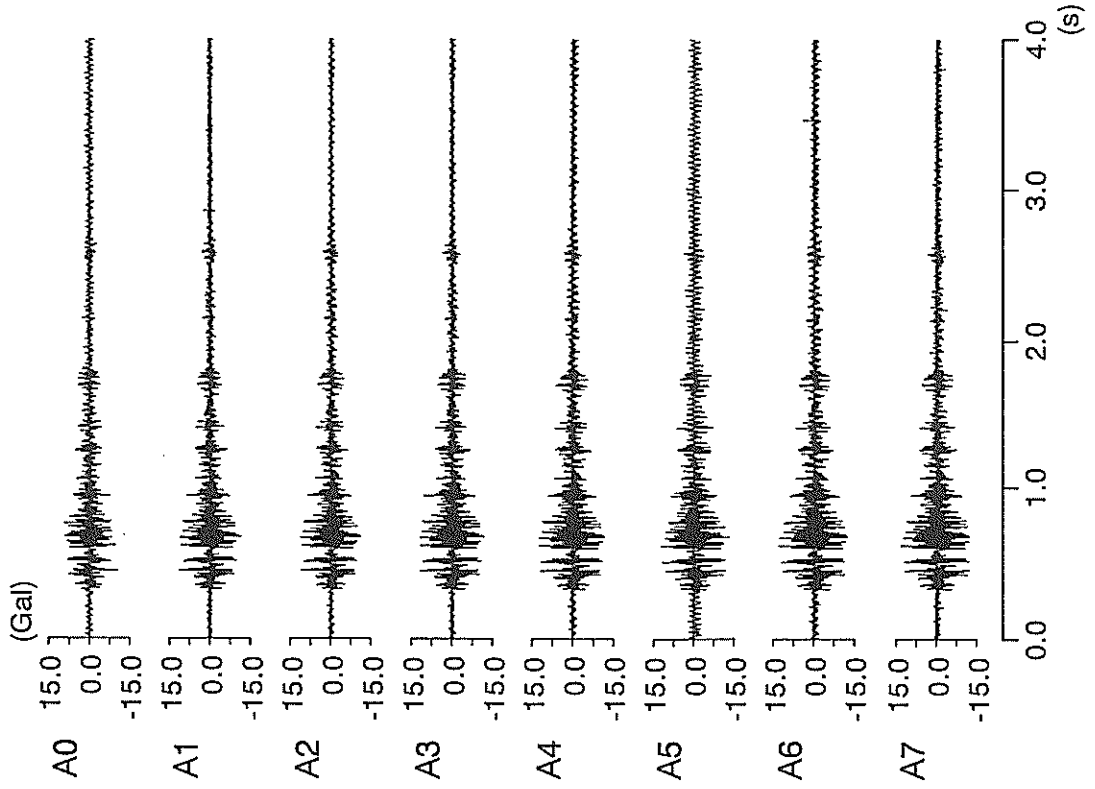
ケース2 加振段階1



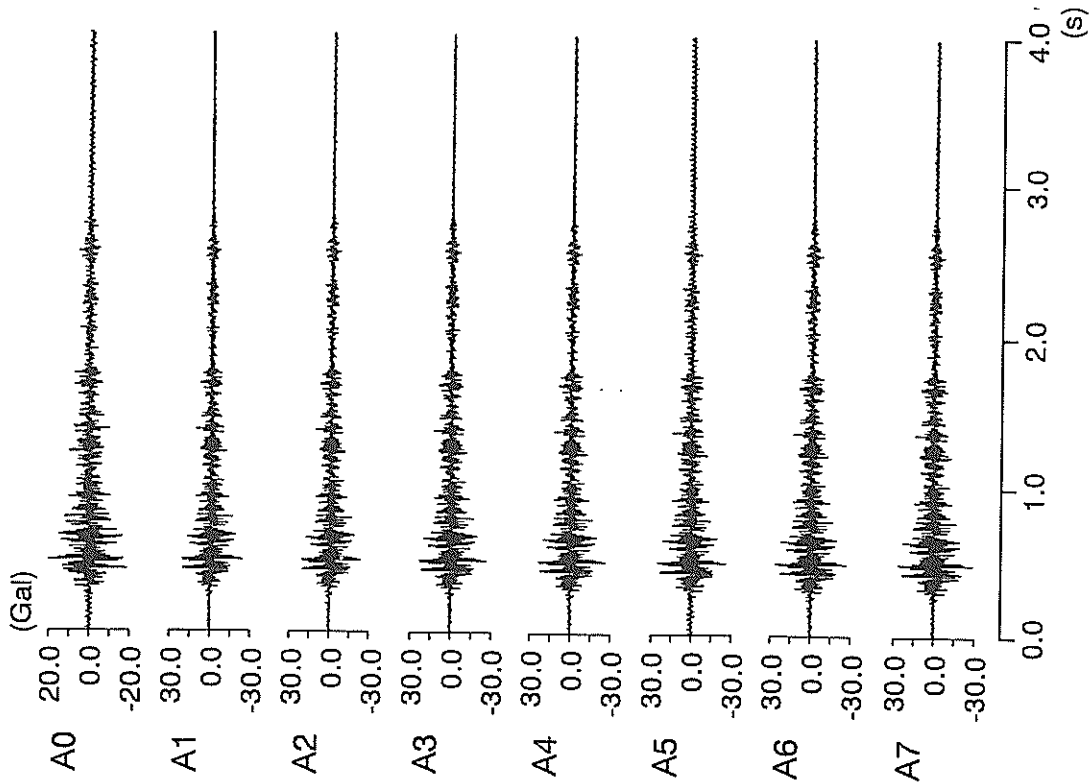
ケース2 加振段階2



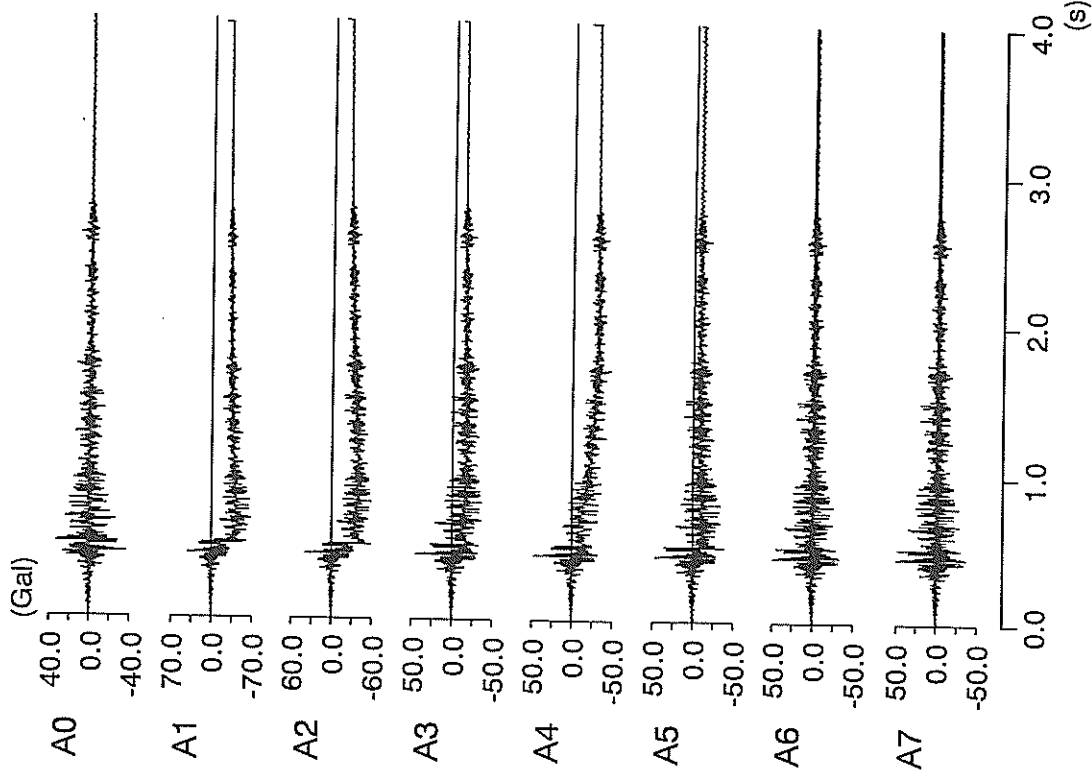
ケース 2 加振段階 3



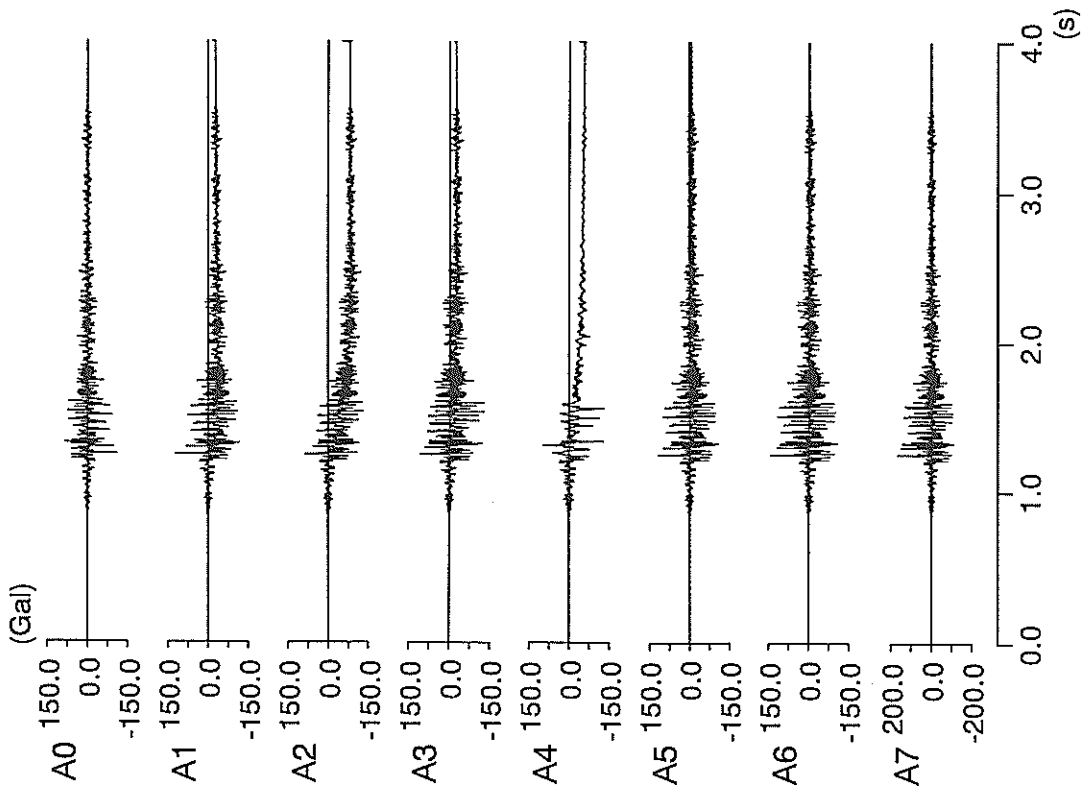
ケース 3 加振段階 1



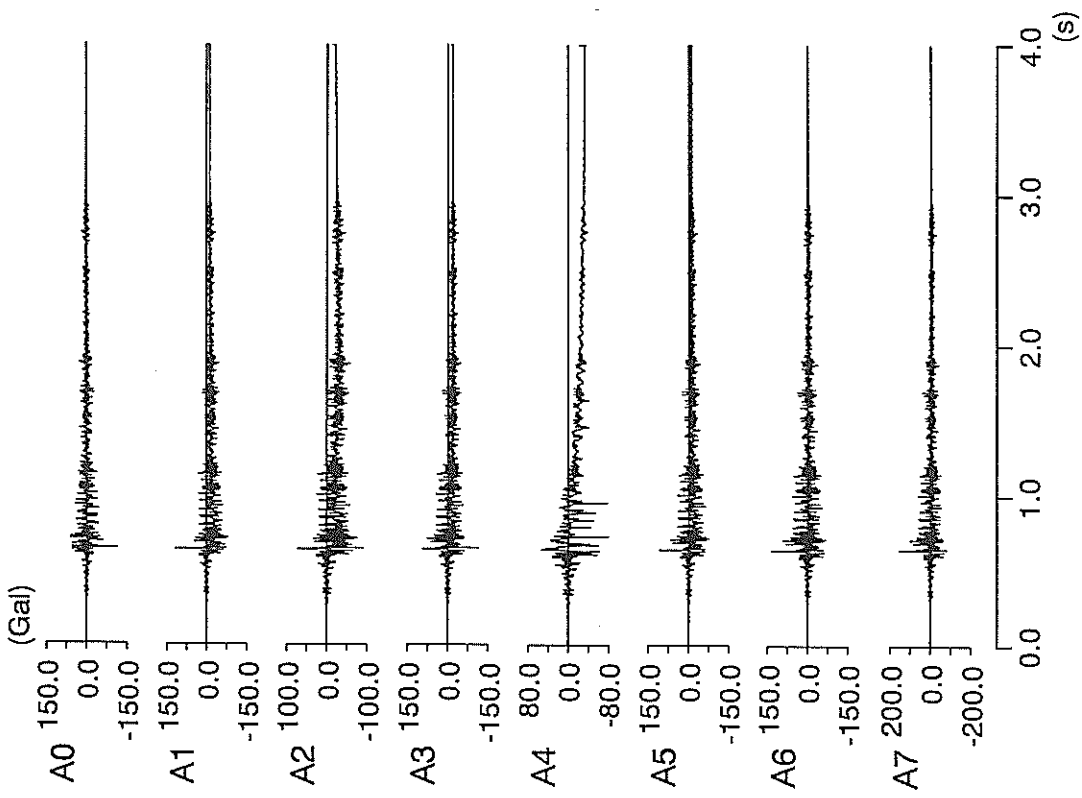
ケース3 加振段階2



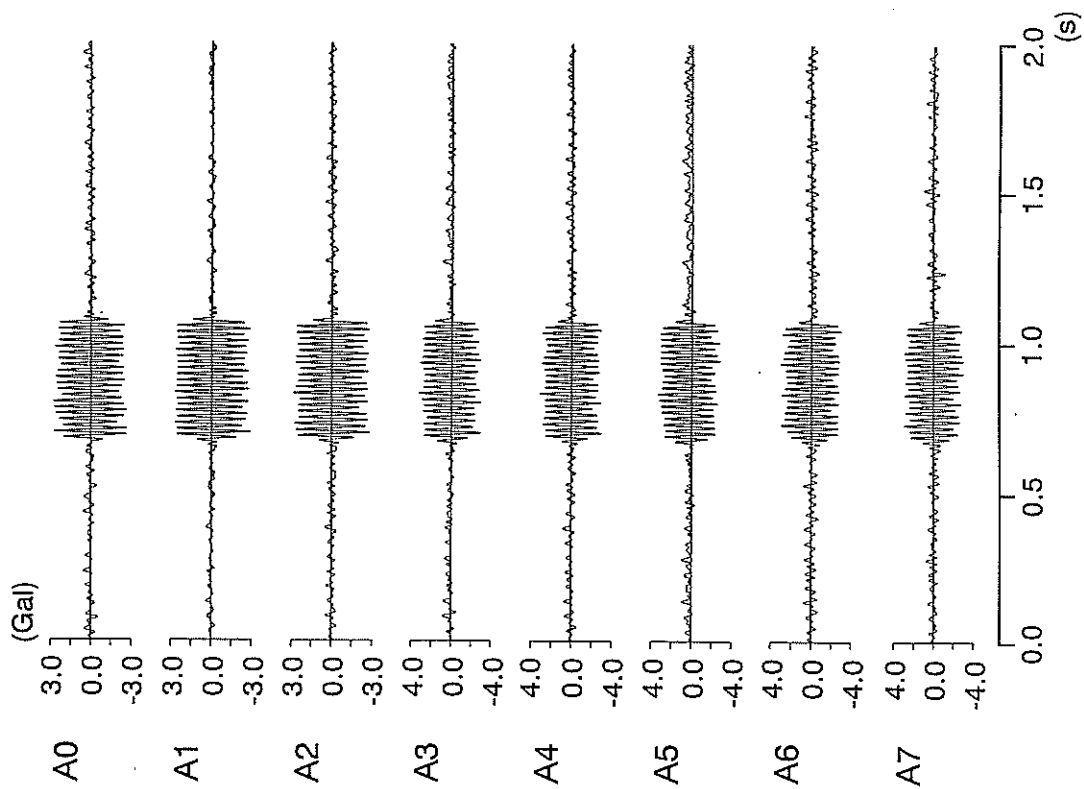
ケース3 加振段階3



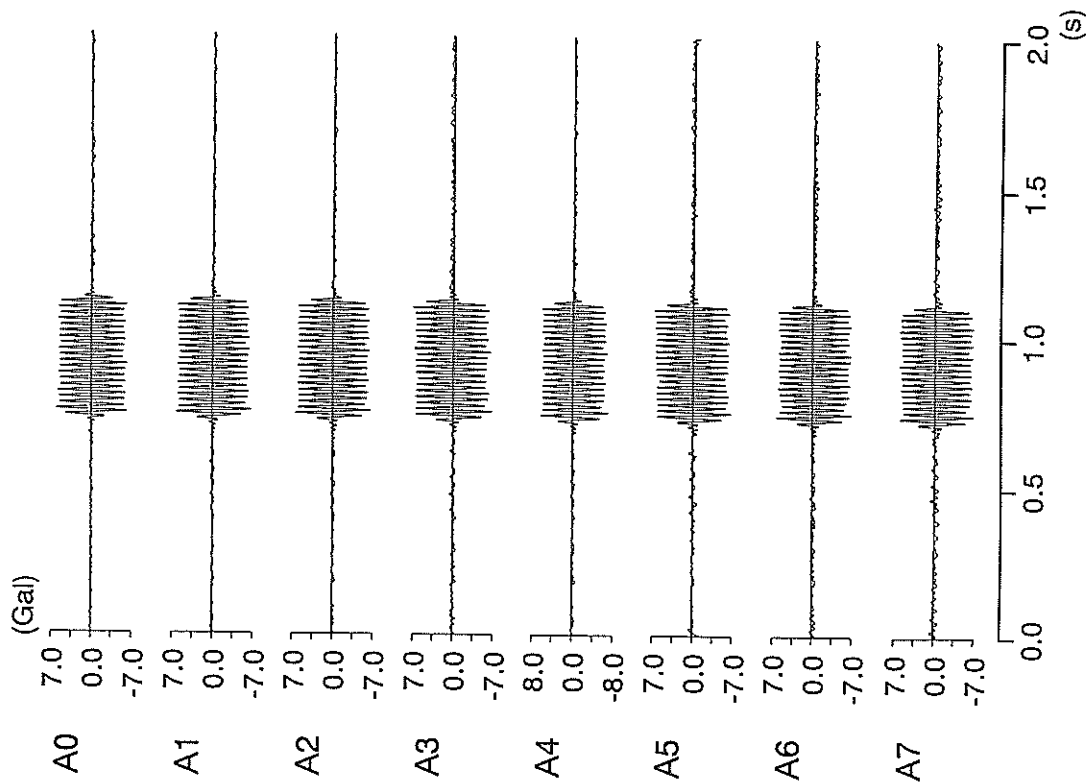
ケース3 加振段階5



ケース3 加振段階4

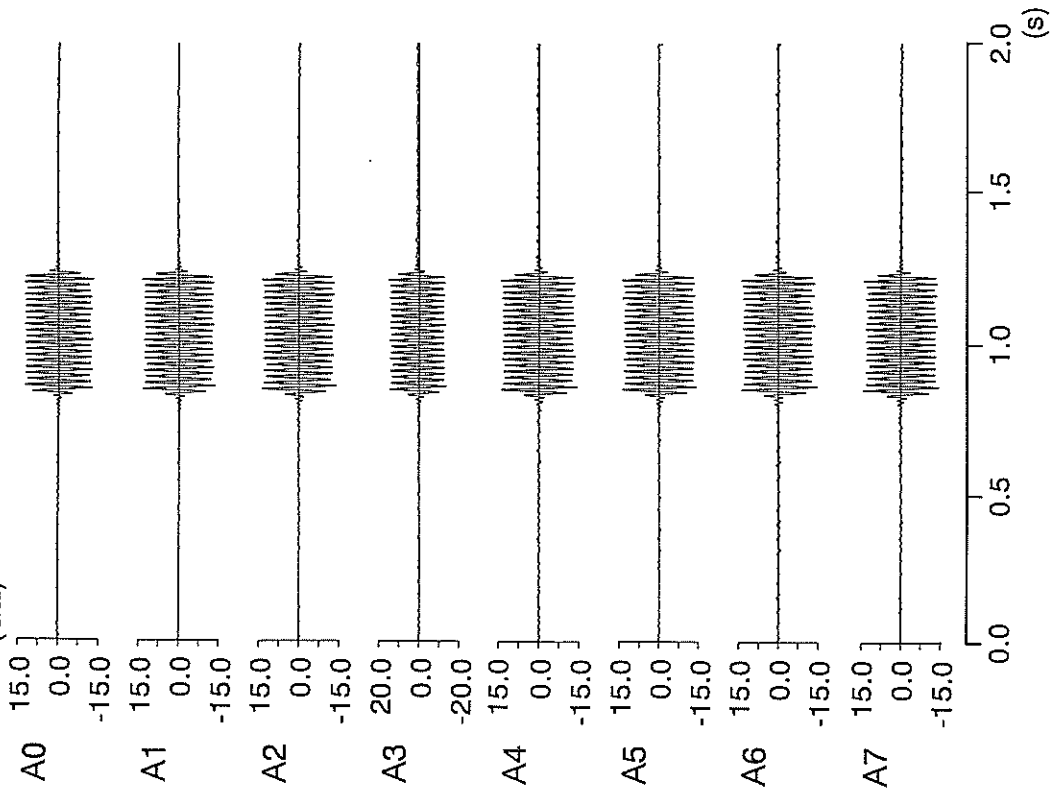


ケース4 加振段階1



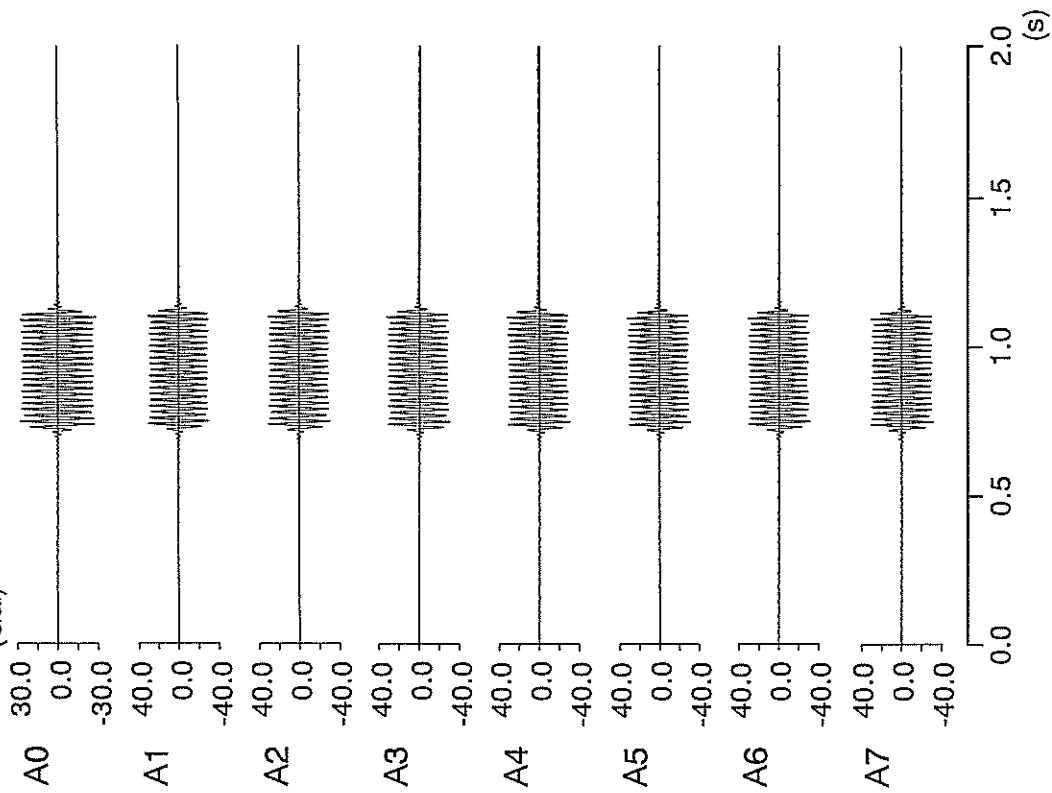
ケース4 加振段階2

(Gal)

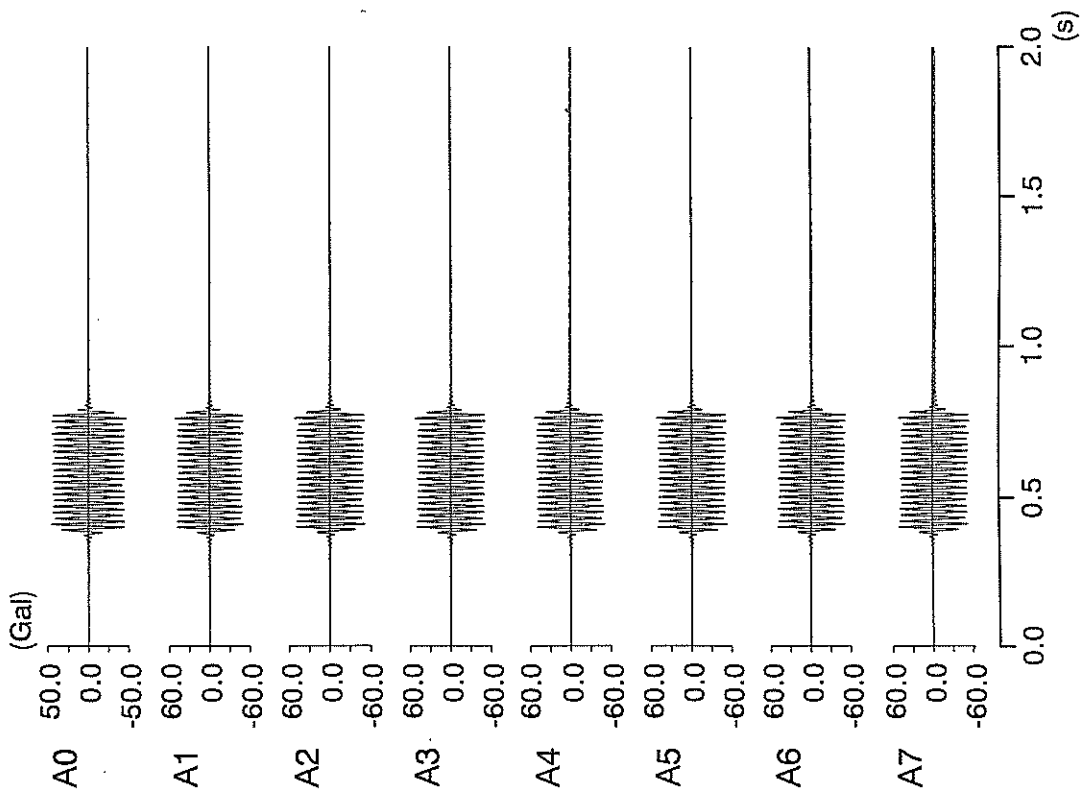


ケース4 加振段階3

(Gal)

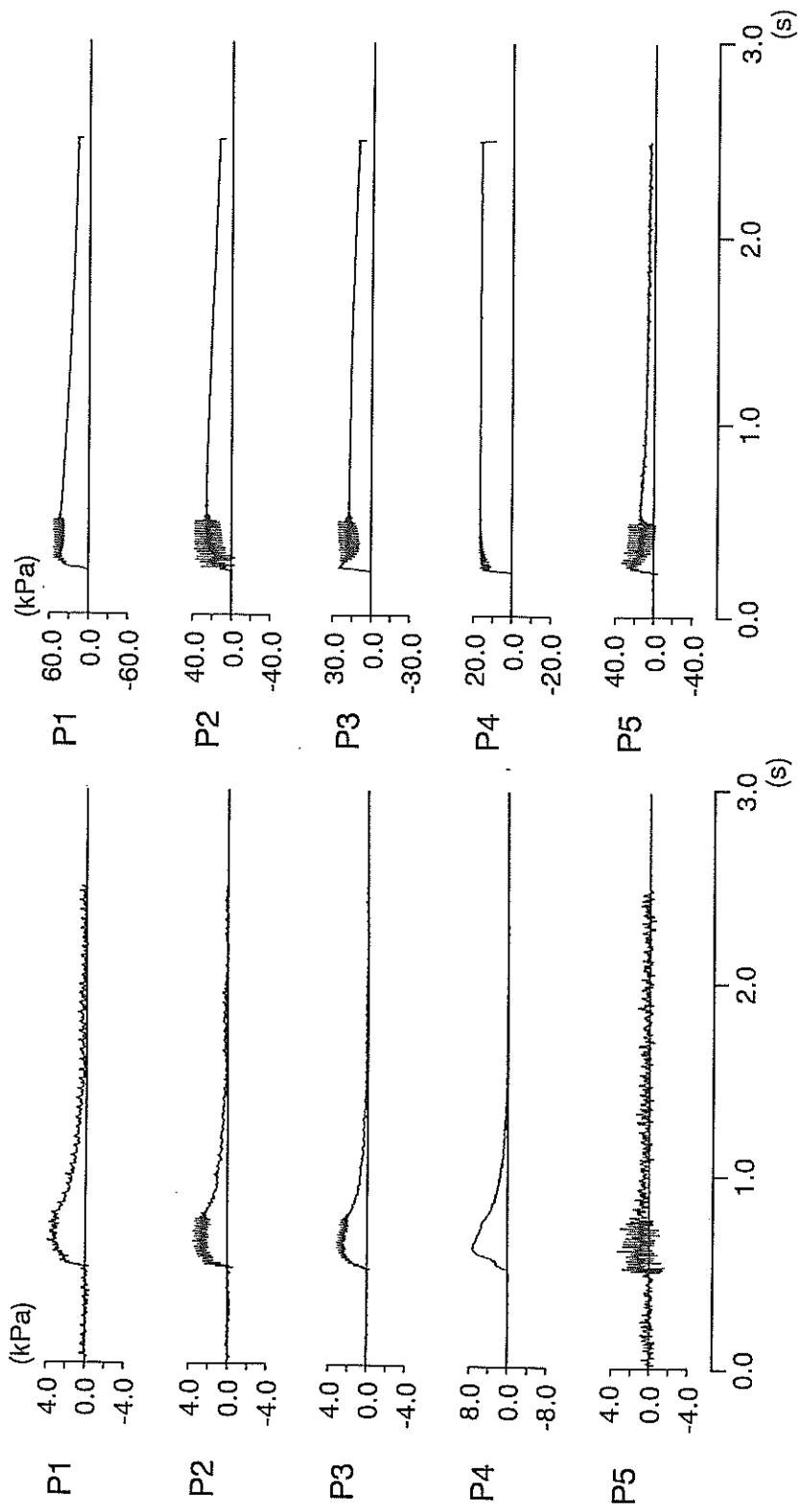


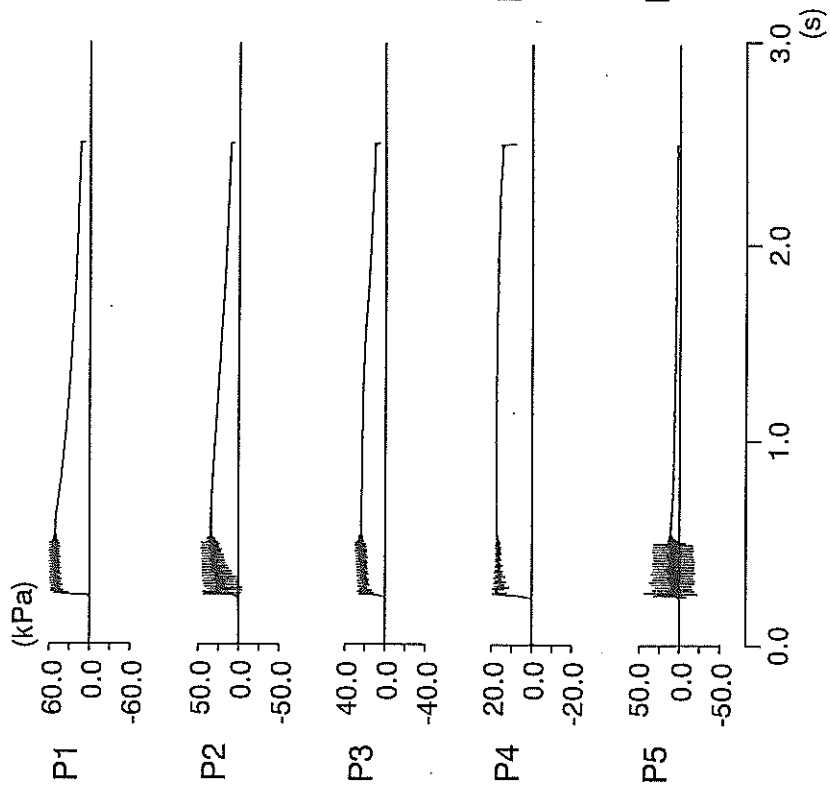
ケース4 加振段階4



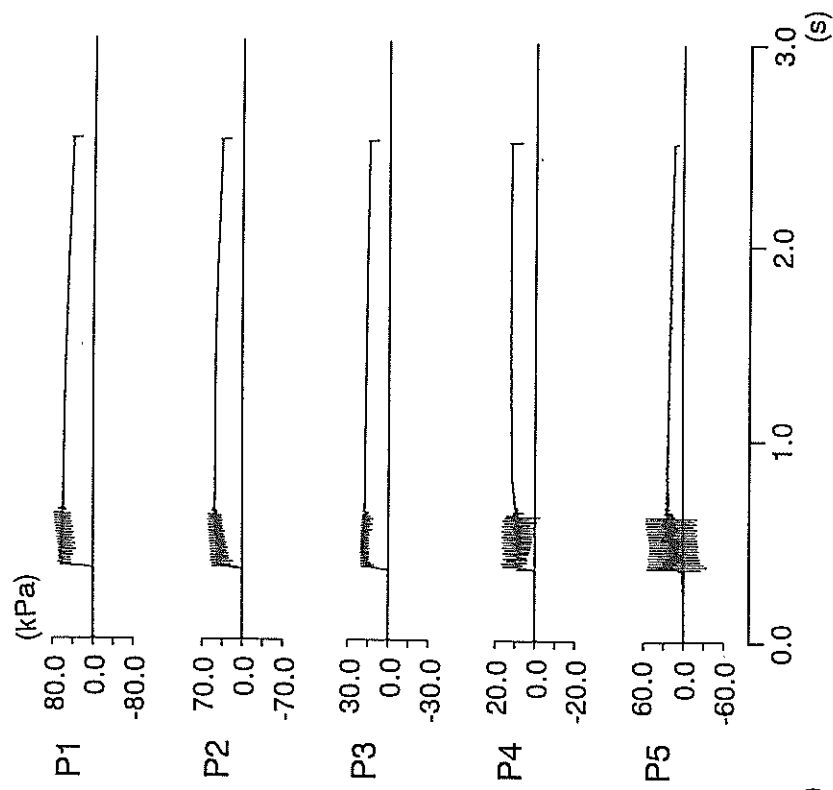
ケース4 加振段階5

付録2 過剰間隙水圧時刻歴

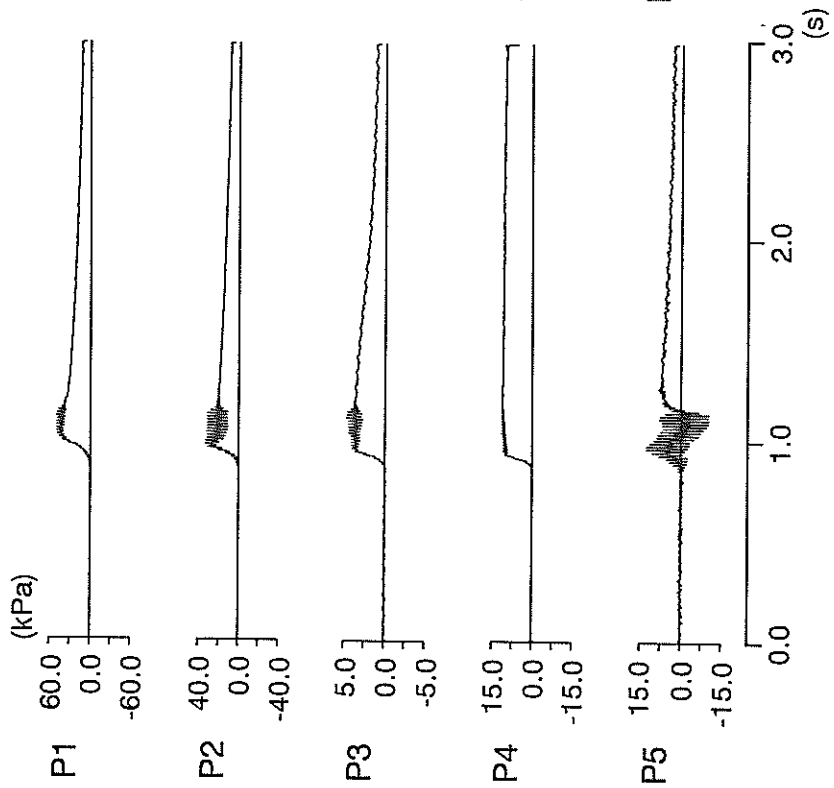
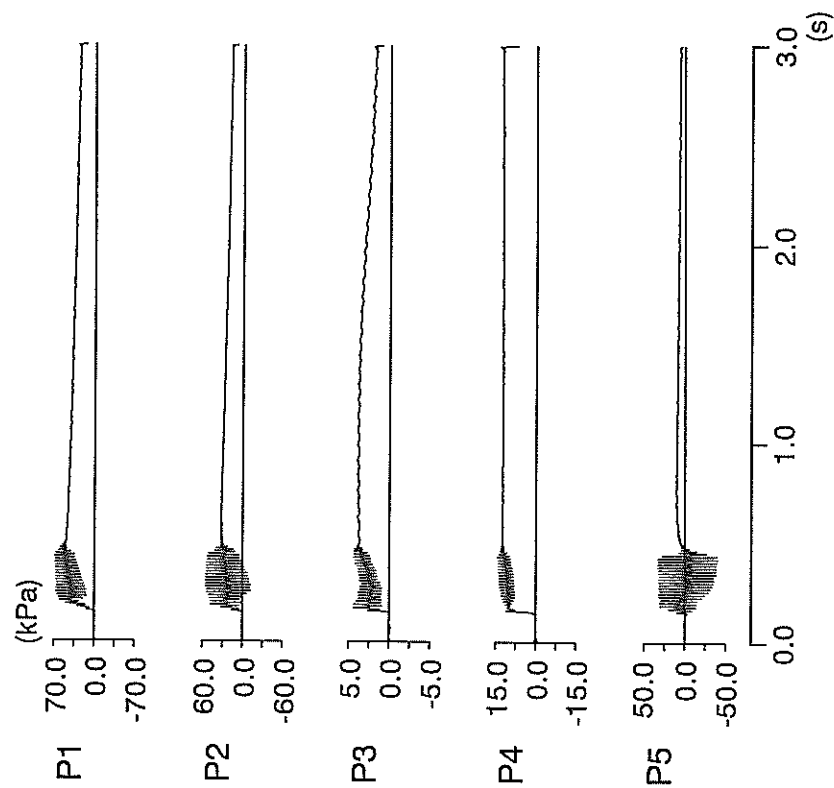


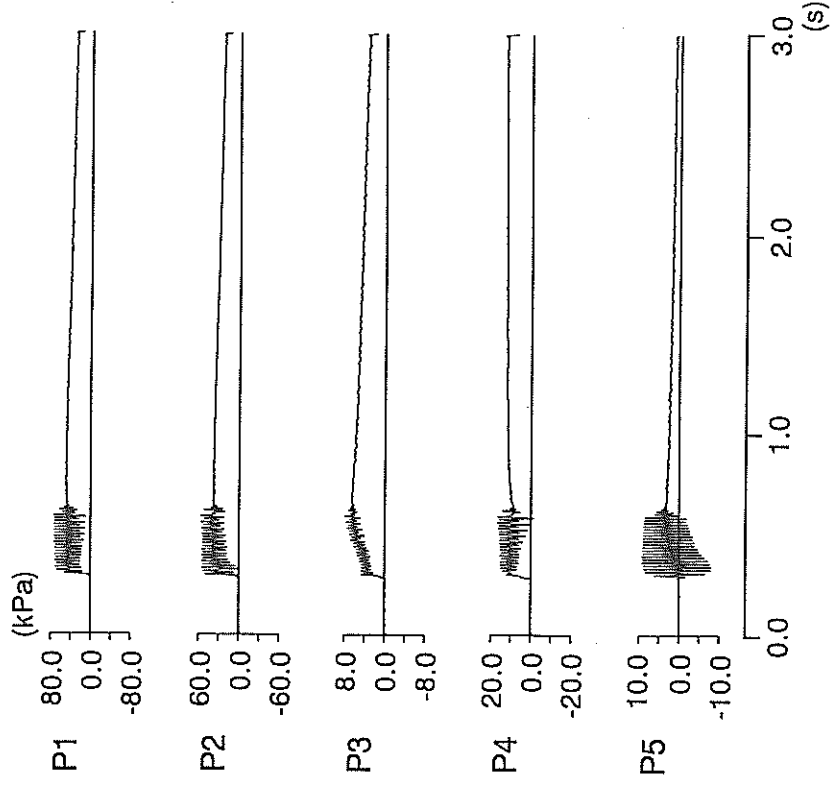


ケース1 加振段階3

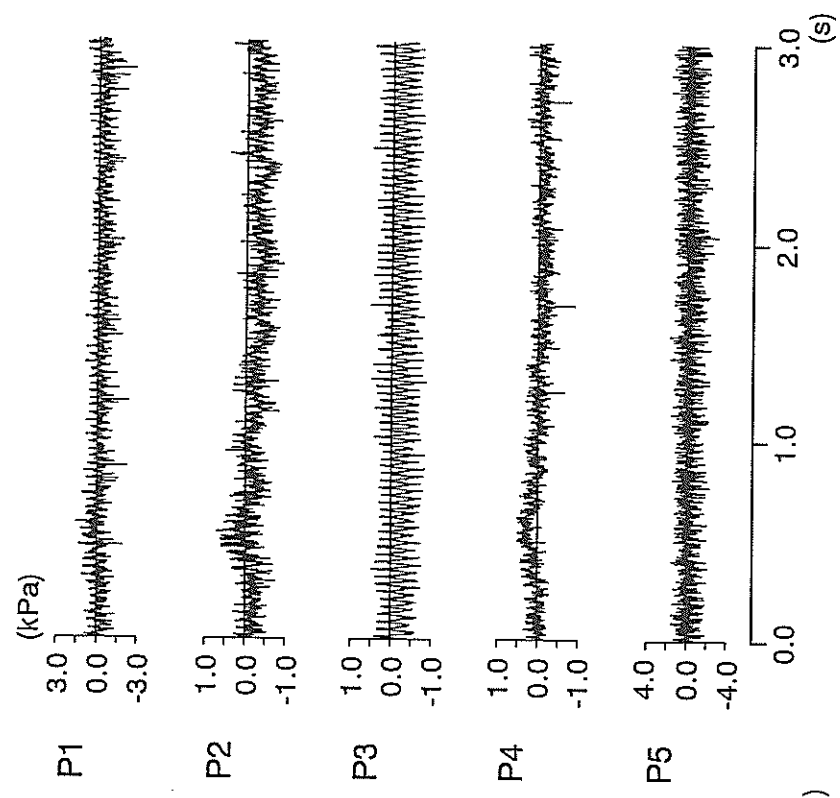


ケース1 加振段階4

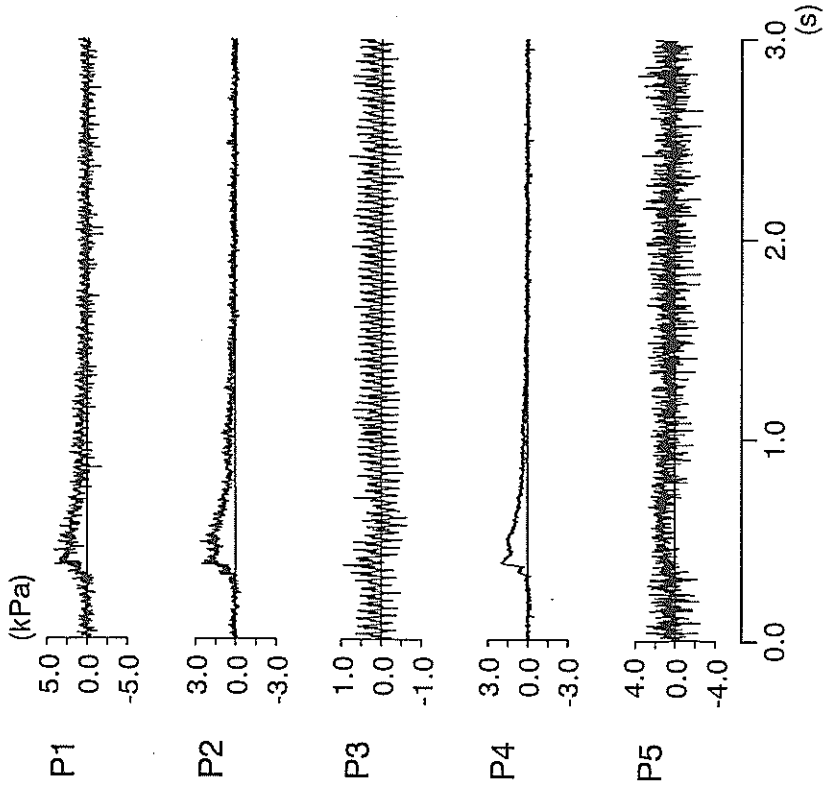
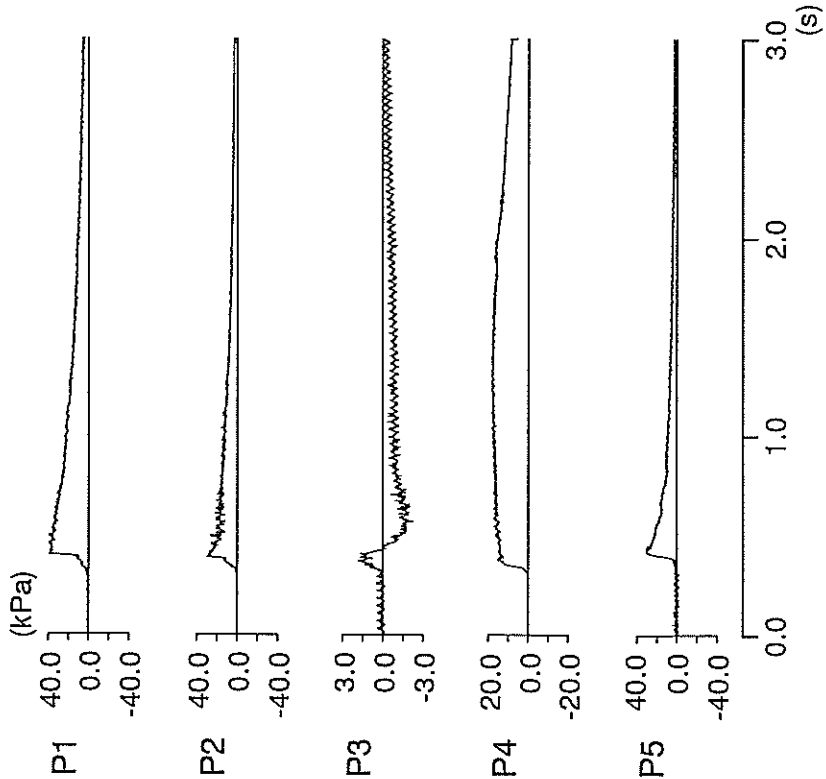


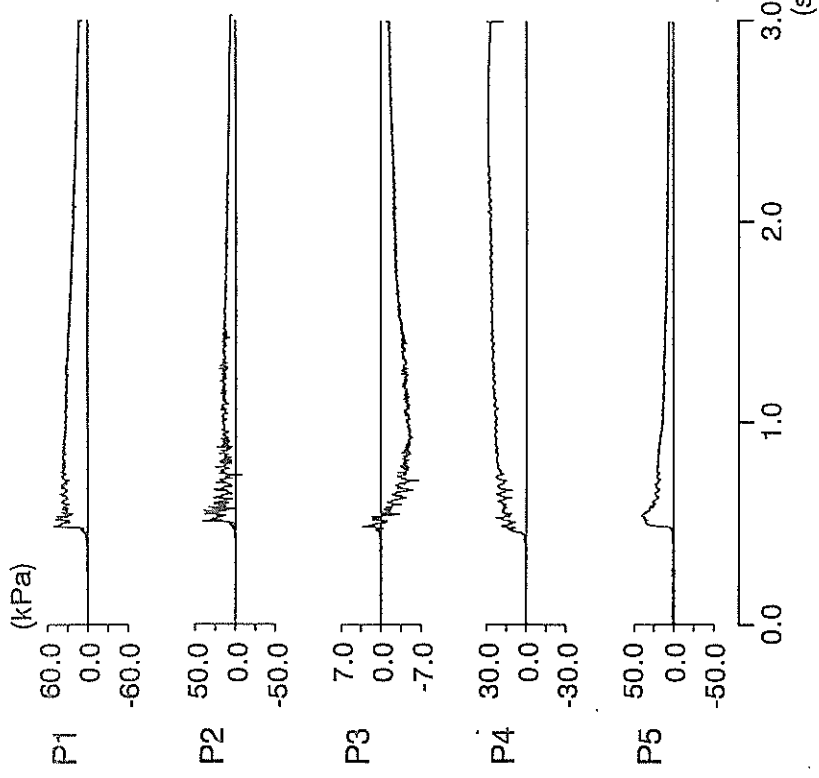


ケース2 加振段階3

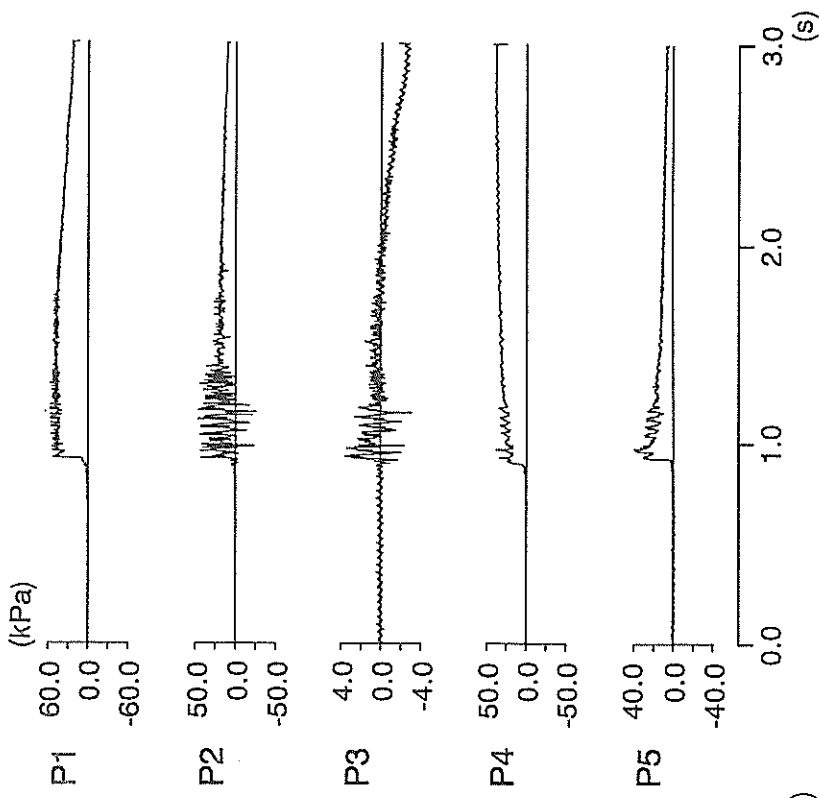


ケース3 加振段階1





ケース3 加振段階4



ケース3 加振段階5

港湾技研資料 No.838

1996・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 東京プリント

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

Copyright © (1996) by P.H.R.I

Allright 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.H.R.I

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。