

土 木 研 究 所 資 料

盛土のある地盤の液状化時の 挙動に関する実験的検討

平成6年2月

建設省土木研究所
地震防災部動土質研究室

Copyright © (1994) 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討

企画部 地下開発研究官

地震防災部 動土質研究室

室長

研究員

研究員

部外研究員

古賀 泰之*

松尾 修

古関 潤一

高橋 晃浩

山根 行弘**

*前 動土質研究室長

**現 小野田ケミコ(株)

要 旨

盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する動的遠心模型実験を行い、地盤密度・盛土形状などの地盤条件と、加振波形・加振周波数などの加振条件、及び加振履歴の影響について検討した。また、実験結果を対象として、累積損傷度理論に基づく過剰間隙圧の発生特性の整理と、同理論に基づく不規則波形の等価化の妥当性の検討を行った。さらに、有効応力法に基づく円弧すべり安定計算を行い、すべり安全率と盛土の沈下状況との関係について検討した。

キーワード： 液状化、盛土、遠心模型実験、安定解析、累積損傷度理論

目 次

1. 研究の背景	1
2. 研究目的及び研究内容	2
3. 既往の研究	3
4. 液状化性地盤上の盛土の地震時変形に関する動的遠心模型実験	14
4.1 実験目的	14
4.2 実験内容	14
4.3 実験方法	14
4.3.1 実験装置	14
4.3.2 模型材料	21
4.3.3 計測器	22
4.3.4 模型の作成方法	23
4.3.5 加振及び計測方法	25
4.4 実験結果及び考察	27
4.4.1 地盤の密度と加振加速度及び盛土の沈下量	27
4.4.2 測定データの時刻歴	30
4.4.3 模型の縮尺の影響	30
4.4.4 模型の奥行きの影響	35
4.4.5 振動台実験結果との比較	35
4.4.6 加振履歴の影響	38
4.4.7 地盤の層厚と盛土形状の影響	43
4.4.8 加振波形の影響	44
4.4.9 地盤の密度の影響	48
4.4.10 地表の不透水層と地中の水平変位拘束の影響	56
4.5 まとめ	62
5. 動的遠心模型実験を対象とした過剰間隙圧の発生特性の整理 及び不規則波形の等価化に関する検討	63
5.1 検討目的	63
5.2 検討内容	63
5.3 検討方法	64

5.3.1	加振波形の等価化	64
5.3.2	過剰間隙圧の発生特性の整理	66
5.4	検討結果及び考察	68
5.4.1	加振波形の等価化	68
5.4.2	過剰間隙圧の発生特性	74
5.5	まとめ	78
6.	動的遠心模型実験を対象とした円弧すべり安定計算	81
6.1	計算目的	81
6.2	計算内容	81
6.3	計算方法	81
6.3.1	計算モデル	81
6.3.2	円弧すべり安定計算	82
6.3.3	等価水平震度の算定	86
6.4	計算結果及び考察	87
6.4.1	地盤の密度が低い場合のすべり安全率	87
6.4.2	地盤の密度が高い場合のすべり安全率	106
6.5	まとめ	117
7.	全体のまとめ及び今後の課題	118
参考文献		119
関連発表文献		123
巻末資料	測定データの時刻歴	124

写真一覧

写真-4・1	密度の高い地盤の作成状況	24
写真-4・2	密度の低い地盤の作成状況	24

表 一 覧

表-3・1	液状化性地盤上の盛土の地震時挙動に関する主要な既往の研究の内容	13
表-4・1	実験モデルの条件	16
表-4・2	実験モデルの目的及び実験の実施時期	17
表-4・3	遠心載荷装置の仕様	19
表-4・4	動的遠心模型実験における相似則	20
表-4・5	実験に用いた豊浦砂の物理的性質	21
表-4・6	模型地盤中で使用した計測器の仕様	22
表-4・7	鉛直動と奥行き方向の水平動の測定結果の例	26
表-4・8	地盤の密度と加振加速度及び盛土の沈下量	27
表-4・9	実験ケース63-1-7における地盤密度の変化	39
表-4・10	実験ケース3-2-1における地盤密度の変化	56
表-5・1	加振波形の等価化と過剰間隙圧の発生特性の整理を行った実験ケース	63
表-5・2	等価加振加速度と等価化係数の算定結果	69
表-5・3	水平地盤モデルの地盤の液状化強度の逆算結果	75
表-6・1	円弧すべり安定計算を行った実験ケース	81
表-6・2	地盤密度が高い場合の計算条件	86
表-6・3	地盤密度が低い場合の計算条件	86
表-6・4	地盤密度が低い場合のすべり安全率の計算結果	87
表-6・5	地盤密度が高い場合のすべり安全率の計算結果	107
表-6・6	等価水平震度を用いたすべり安全率の計算結果	115

図 一 覧

図-2・1 盛土構造物の地震時安定性の検討フローにおける本研究の位置づけ	2
図-3・1 上沢らが用いた模型地盤の例 ³⁾	4
図-3・2 久楽らが用いた模型地盤 ⁷⁾	5
図-3・3 Schofieldらが用いた模型地盤 ⁸⁾	5
図-3・4 荒川らが用いた模型地盤 ⁹⁾	5
図-3・5 古賀らが用いた模型地盤 ¹⁰⁾	6
図-3・6 古賀らが用いた模型地盤 ¹²⁾	6
図-3・7 竹内らが用いた模型地盤 ¹³⁾	7
図-3・8 耐震地盤改良工法に関する共同研究で用いた模型地盤	
(1) 中型の振動台実験 ¹⁰⁾	8
(2) 大型の振動台実験 ¹⁰⁾	8
(3) 動的遠心模型実験 ¹⁰⁾	9
図-3・9 阿部らが用いた模型地盤 ^{21) 22)}	10
図-3・10 島津らが用いた模型地盤 ²⁵⁾	11
図-3・11 鷲田らが用いた模型地盤 ²⁶⁾	11
図-3・12 殿垣内らが用いた模型地盤 ²⁷⁾	12
図-4・1 実験モデルの断面	15
図-4・2 計測器の配置	18
図-4・3 遠心載荷装置の概要	19
図-4・4 加振装置の模式図	20
図-4・5 データ計測解析システム	22
図-4・6 入力波形の例	25
図-4・7 加振加速度の算定法	29
図-4・8 盛土の沈下量の算定法	29
図-4・9 縮尺1/30と1/50の模型の測定データの時刻歴の比較(水平地盤モデル)	30
図-4・10 縮尺1/30と1/50の模型の測定データの時刻歴の比較(盛土のあるモデル)	31
図-4・11 シリコンオイルの粘性が砂の見かけの透水係数に及ぼす影響 ⁵⁵⁾	32
図-4・12 過剰間隙圧が液状化時の値になるまでの繰返し回数の算定法	32
図-4・13 盛土のあるモデルの水平地盤部で	
液状化が生じるまでの繰返し回数と換算加振加速度の関係	33
図-4・14 水平地盤モデルで液状化が生じるまでの繰返し回数と換算加振加速度の関係	34

図-4・15	模型の縮尺を変えた場合の換算加振加速度と盛土の換算沈下量の関係	34
図-4・16	液状化が生じるまでの繰返し回数と盛土の換算沈下量の関係	35
図-4・17	模型の奥行きを変えた場合の加振加速度と盛土の沈下量の関係	36
図-4・18	加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす加振履歴の影響	37
図-4・19	加振加速度と過剰間隙圧比の関係に及ぼす加振履歴の影響	37
図-4・20	加振加速度と加速度応答倍率の関係に及ぼす加振履歴の影響	38
図-4・21	比較に用いた振動台実験 ¹⁰⁾ の模型断面	39
図-4・22	地盤厚に対する盛土の累積沈下量の比と加振加速度の関係の比較	40
図-4・23	盛土高さに対する盛土の累積沈下量の比と加振加速度の関係の比較	41
図-4・24	加振加速度と過剰間隙圧比の関係の比較	41
図-4・25	加振加速度と加速度応答倍率の関係の比較	42
図-4・26	加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす地盤の層厚と盛土形状の影響	44
図-4・27	応答加速度の時刻歴の比較	45
図-4・28	地盤内に描いたメッシュの変形状況の例	46
図-4・29	正弦波加振時と不規則波加振時の測定データの時刻歴の比較	47
図-4・30	加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす加振波形の影響	48
図-4・31	地盤密度が低い場合の測定データの時刻歴の例	49
図-4・32	地盤密度が高く加振波数が小さい場合の盛土の沈下量の時刻歴	51
図-4・33	地盤密度が低い場合の盛土の加振中沈下量と加振加速度の関係(60Hz正弦波)	51
図-4・34	地盤密度が低い場合の盛土の最終沈下量と加振加速度の関係(60Hz正弦波)	52
図-4・35	地盤密度が低い場合の盛土の最終沈下量に対する加振中沈下量の比と 加振加速度の関係(60Hz正弦波)	52
図-4・36	地盤密度が低い場合の盛土の沈下量に及ぼす加振波形と加振周波数の影響	53
図-4・37	地盤密度が低い場合の地盤内に描いたメッシュの変形状況の例	55
図-4・38	地盤密度が低い場合の水平地盤部の沈下量の時刻歴の例	55
図-4・39	地盤密度が高い場合の水平地盤部の沈下量の時刻歴の例	56
図-4・40	地表に不透水層がある場合及び地中の水平変位を拘束した場合の 測定データの時刻歴の例	58
図-4・41	地盤密度が低い場合の盛土の最終沈下量と加振加速度の 関係に及ぼす地表の不透水層と地中の水平変位拘束の影響	60
図-4・42	地盤密度が高い場合の盛土の最終沈下量と加振加速度の 関係に及ぼす地中の水平変位拘束の影響	61
図-5・1	加振波形の等価化の計算フロー	64
図-5・2	豊浦砂の液状化強度曲線 ⁵⁷⁾	65

図-5・3	過剰間隙圧の発生特性の整理フロー	67
図-5・4	地盤密度が高い場合の等価加振加速度と盛土の沈下量の 関係に及ぼす加振波形の影響	69
図-5・5	既往の振動台実験における等価繰返しせん断応力比と盛土の沈下量の関係 ¹⁰⁾	70
図-5・6	地盤密度が高い場合の等価加振加速度と盛土の沈下量の 関係に及ぼす加振波数の影響	71
図-5・7	地盤密度が低い場合の等価加振加速度と地盤の過剰間隙圧比の 関係に及ぼす加振波形の影響	71
図-5・8	地盤密度が低い場合の等価加振加速度と盛土の加振中沈下量の関係	73
図-5・9	地盤密度が低い場合の等価加振加速度と盛土の最終沈下量の関係	74
図-5・10	地盤密度が高い場合の水平地盤モデルの液状化抵抗率と過剰間隙圧比の関係	76
図-5・11	地盤密度が高い場合の盛土のあるモデルの液状化抵抗率と過剰間隙圧比の関係	77
図-5・12	既往の振動台実験における液状化抵抗率と過剰間隙圧比の関係 ¹¹⁾	79
図-5・13	加振加速度が地盤に一樣に作用すると仮定した場合の 液状化抵抗率と過剰間隙圧比の関係	80
図-6・1	計算モデル	82
図-6・2	地盤密度が高い場合の予備計算により得られた最小安全率を 与えるすべり円弧の位置	84
図-6・3	円弧制限の範囲	84
図-6・4	地盤密度が高い場合の最小安全率を与えるすべり円弧の位置の例 (ケース2-1-1)	85
図-6・5	地盤密度が低い場合のすべり安全率の経時変化	89
図-6・6	地盤密度が低い場合のすべり安全率と盛土の沈下量の関係	95
図-6・7	すべり安全率と盛土の沈下量の経時変化の比較(ケース3-1-2)	95
図-6・8	地盤密度が低い場合のすべり安全率と盛土の沈下速度の関係	95
図-6・9	地盤密度が低い場合の最小安全率を与えるすべり円弧の位置の経時変化 (ケース3-1-2)	96
図-6・10	地盤密度が低い場合の過剰間隙圧の断面内分布の経時変化の例 (ケース3-1-2)	101
図-6・11	地盤密度が低い場合の過剰間隙圧比の断面内分布の経時変化の例 (ケース3-1-2)	103
図-6・12	地盤密度が低い場合の応答加速度の断面内分布の経時変化の例 (ケース3-1-2)	105
図-6・13	地盤密度が高い場合のすべり安全率の経時変化	108

図-6・14	地盤密度が高い場合のすべり安全率と盛土の沈下量の関係	111
図-6・15	既往の振動台実験におけるすべり安全率の経時変化 ¹⁰⁾	112
図-6・16	既往の振動台実験において最小安全率を与えるすべり円弧の位置 ¹⁰⁾	113
図-6・17	地盤密度が高い場合の過剰間隙圧の断面内分布の経時変化	114
図-6・18	等価水平震度を用いたすべり安全率と盛土の沈下量の関係	115
図-6・19	既往の振動台実験における等価水平震度を用いたすべり安全率と 盛土の沈下量の関係 ¹⁰⁾	116

1. 研究の背景

河川堤防や道路盛土などの各種盛土構造物は、既往の地震において盛土部の亀裂、基礎地盤部のすべり・沈下などの多くの被害を受けてきている。基礎地盤が砂質土である場合、これが地震時に液状化すると、せん断強度が低下して盛土部の荷重を支えられなくなるために沈下が生じる。さらに、発生した過剰間隙水圧が消散する際に地盤全体の体積が減少することも沈下の原因となる。

このような基礎地盤部の液状化に対する盛土構造物の耐震性の検討は、すべり面を仮定した安定計算により従来行われてきた¹⁾。しかし、この方法では安定性の有無が評価され、地震時の沈下量のような変形量は直接的には評価されない。したがって、地震時の変形量を定性的あるいは定量的に評価して、被害の程度を予測する手法を開発する必要がある。

当研究室では、このような背景の下に平成元年度から5年度まで「土構造物及び地盤の地震時変形の予測手法に関する研究」を実施した。本報告書は、その一環として行った動的遠心模型実験の結果と、この結果を用いて実施した各種検討結果をとりまとめたものである。

2. 研究目的及び研究内容

本研究の目的は、盛土のある地盤の液状化時の挙動に及ぼす地盤密度・盛土形状などの地盤条件と、地震の大きさ・波形などの地震動の条件の影響を実験的に明らかにすることである。

各章の研究内容を以下に示す。また、盛土構造物の地震時安定性の検討フローにおける本研究の位置づけを図-2・1に示す。

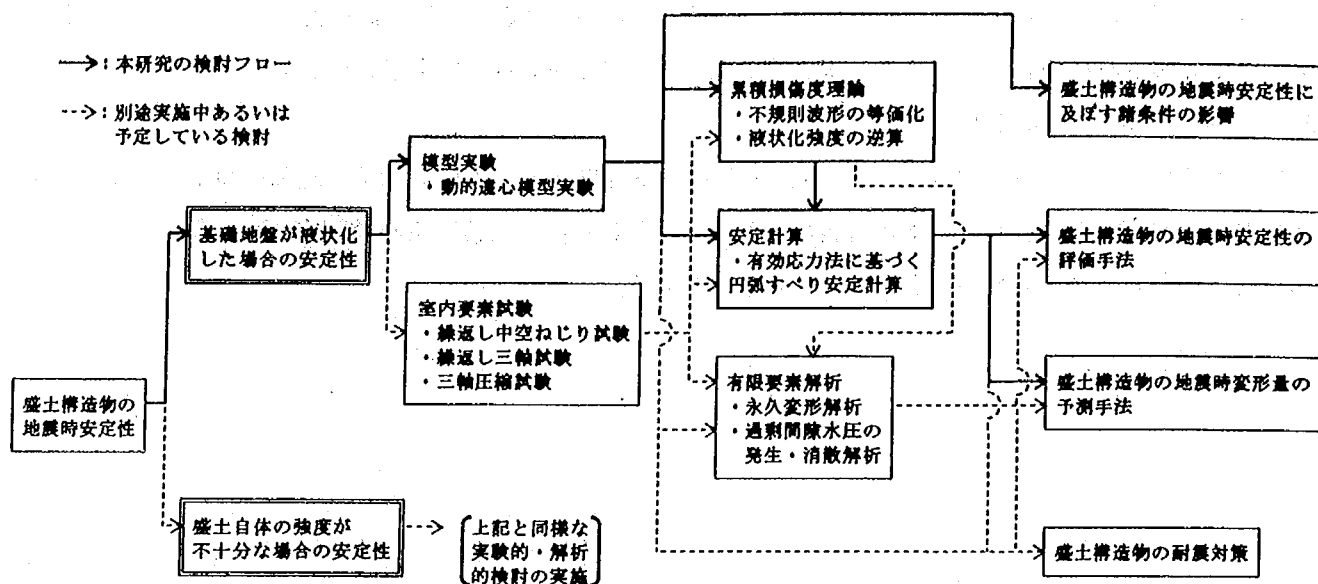


図-2・1 盛土構造物の地震時安定性の検討フローにおける本研究の位置づけ

第3章：

盛土のある地盤の液状化時の挙動に関連する主要な既往の実験的研究の概要をとりまとめた。

第4章：

盛土のある地盤模型を主として用いて、地盤条件と加振条件を変化させた動的遠心模型実験を行い、これらの条件が盛土の沈下量に及ぼす影響について検討した。

第5章：

動的遠心模型実験を対象として、累積損傷度理論に基づく過剰間隙水圧の発生特性の整理と、同理論に基づく不規則波形の等価化の妥当性の検討を行った。

第6章：

動的遠心模型実験を対象として有効応力法に基づく円弧すべり安定計算を行い、盛土の沈下の進行状況との対応関係と累積損傷度理論に基づく水平震度の等価化に関して検討した。

第7章：

全体の検討結果と今後の課題をとりまとめた。

3. 既往の研究

本研究の対象である液状化性地盤上の盛土の地震時挙動に関連する主要な既往の実験的研究の概要を、以下にとりまとめる。

なお、(9)以外の研究では、いずれも剛な箱型土槽内に模型地盤が作成された。

(1) 上沢らの研究

上沢ら^{2) 3)}は、図-3・1に示すような模型地盤を計21種類作成し、正弦波を入力波形とした振動台実験を行った。既往の地震による鉄道盛土の被災事例を分析して得られた4通りの破壊形態を模型実験で再現し、それぞれの破壊機構について検討するとともに、盛土部と地盤部に対する各種の対策工法の効果の比較を行った。さらに、最も高い効果が認められた矢板締切工法について追加実験⁴⁾を実施し、これらの結果に基づいて設計法の検討を行い、実際の盛土の耐震補強に適用した⁵⁾。

(2) 久楽らの研究

久楽ら⁶⁾は、図-3・2に示す7種類の模型地盤を用いて、正弦波を入力波形とした振動台実験を行った。これらの実験を対象にした検討結果の概要が文献7)にまとめられており、応答加速度と過剰間隙水圧の断面内分布とその経時変化の特性について検討し、さらに、全応力法による等価線形解析及び非線形解析を実施して共振特性の解析値と実験値の比較を行った。また、応答加速度と過剰間隙水圧の実測値を用いた場合の有効応力法による円弧すべり安定計算手法の妥当性の検討も行った。

(3) Schofieldらの研究

Schofieldら⁸⁾は、図-3・3に示す模型地盤を用いて、正弦波を入力波形とした動的遠心模型実験を行った。加振時の遠心加速度は78.9Gで、重力下に換算した模型の大きさは地盤の長さが約40m、深さが約8.7m、盛土の高さが約4.7m、地盤の相対密度は66%程度である。盛土の片側を湛水させた状態で加振を5回行い、応答加速度と過剰間隙水圧の特性と、これらに及ぼす加振履歴の影響について検討した。

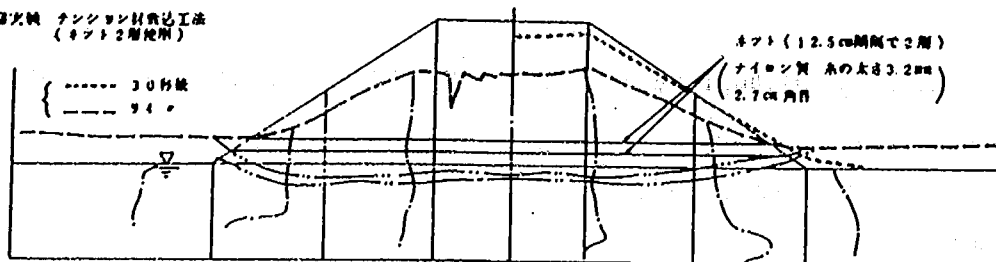
(4) 荒川らの研究

荒川ら⁹⁾は、図-3・4に示す模型地盤を4模型作成し、正弦波を入力波形とした振動台実験を行った。地盤の相対密度を約20%から約90%まで4通りに変化させて、模型の破壊形態とその程度の変化、及び盛土の沈下量と地盤の過剰間隙水圧比の関係について検討した。

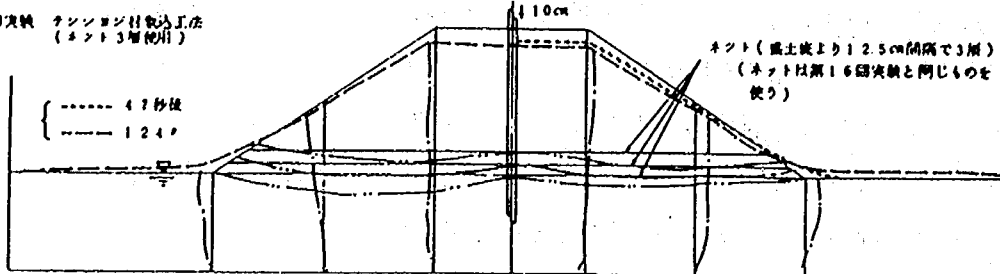
(5) 古賀らの研究(その1)

古賀ら¹⁰⁾は、図-3・5に示す模型地盤を6模型作成し、3通りの周波数の正弦波と3種類の不規則波を入力波形とした振動台実験を行った。地盤の相対密度は75%程度である。応答加速度、過剰間隙水圧及び盛土の沈下量に及ぼす加振波形の影響について検討した。また、応答加速度と過剰間隙水圧の実測値より計算した地盤内の応力～ひずみ関係と有効応力経路の特性の検討と、累積損傷度理論を用いて不規則な繰返しせん断応力波形を等価な規則波に換算する手法の妥当性に関する検討、及び全応力法と有効応力法の2通りの地盤強度算定法を用いた場合の円弧すべり安定計算結果と実験結果との比較を行った。さらに、地盤の液状化強度特性を仮定したうえで応答加速度の実測値を用いて算定した液状化抵抗率と過剰間隙水圧比の関係について検討した¹¹⁾。

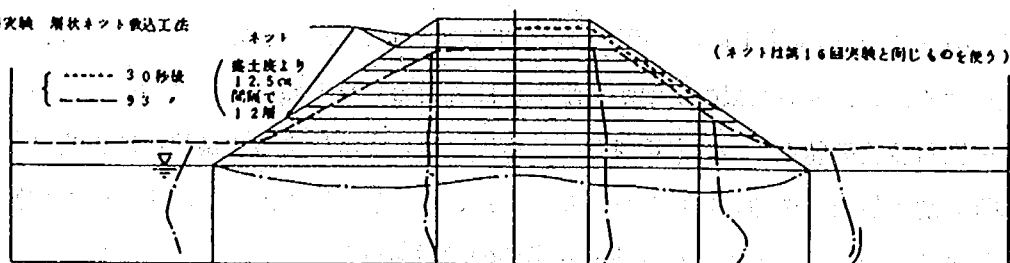
第16回実験 テンション材張込工法
(ネット2層使用)



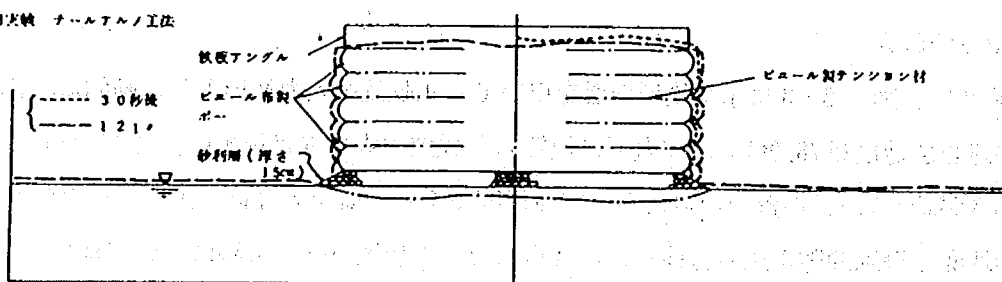
第14回実験 テンション材張込工法
(ネット3層使用)



第13回実験 層状ネット張込工法

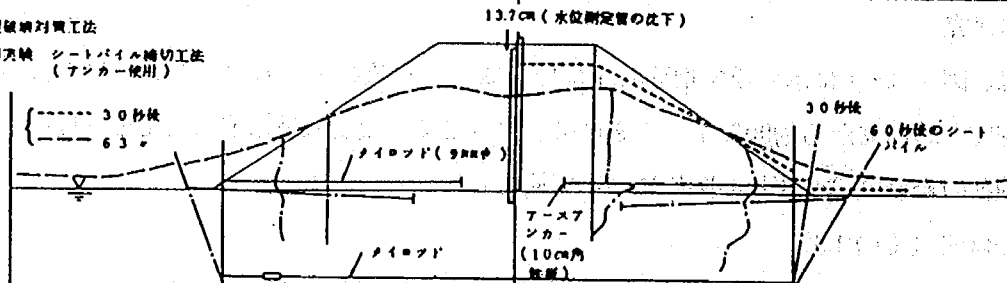


第21回実験 ナールアルノ工法



(3) 戸型破断対策工法

第20回実験 シートパイル締切工法
(アンカー使用)



第11回実験 シートパイル締切工法
(パイロッド使用)

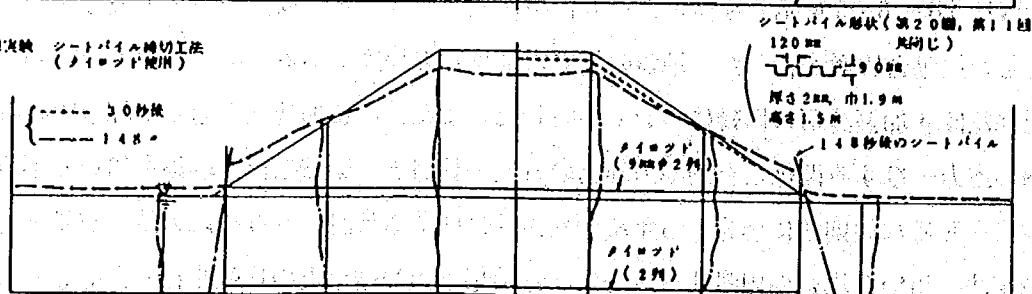


図-3・1 上沢らが用いた模型地盤の例³⁾

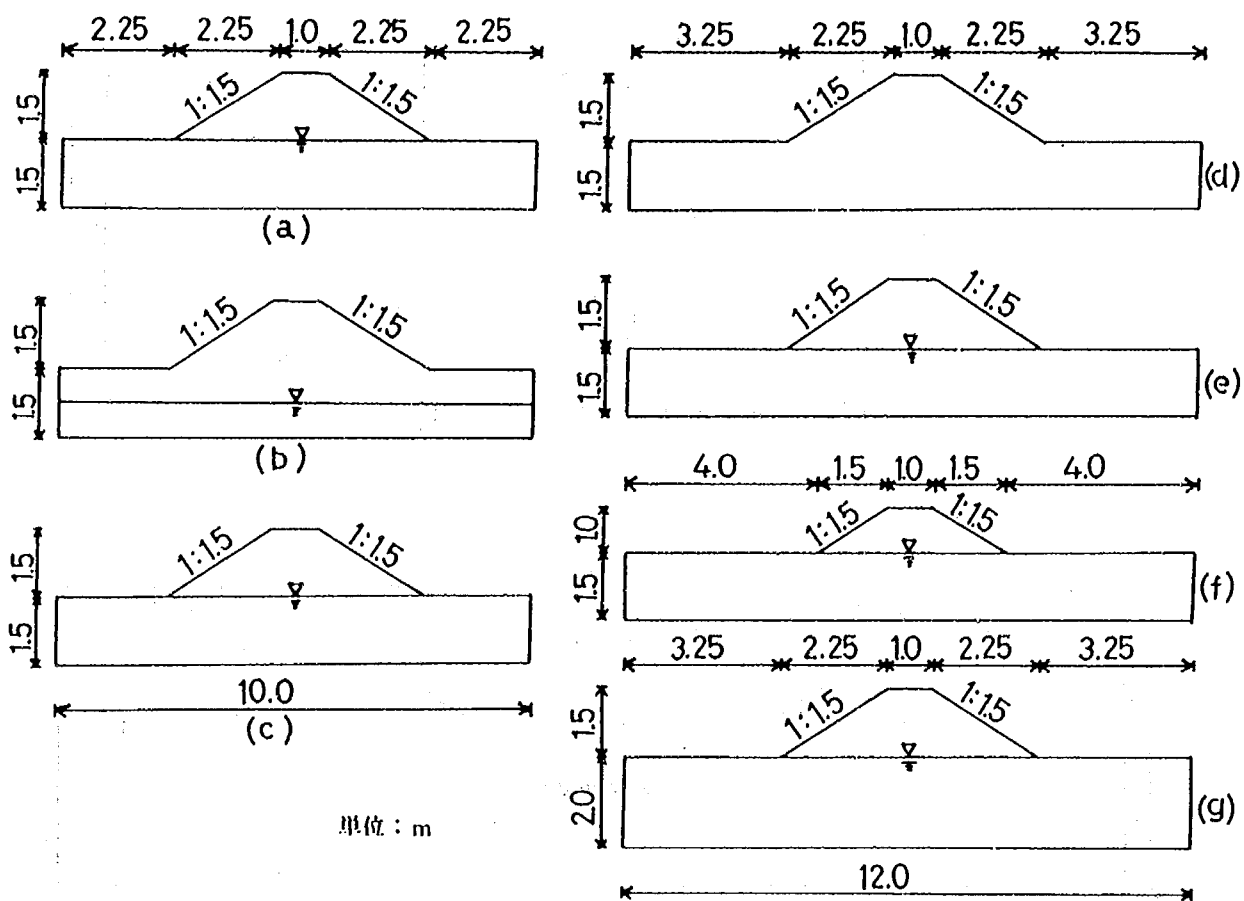


図-3・2 久楽らが用いた模型地盤⁷⁾

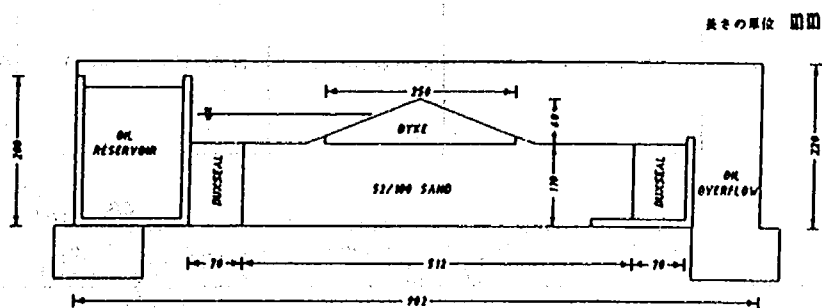


図-3・3 Schofieldらが用いた模型地盤⁸⁾

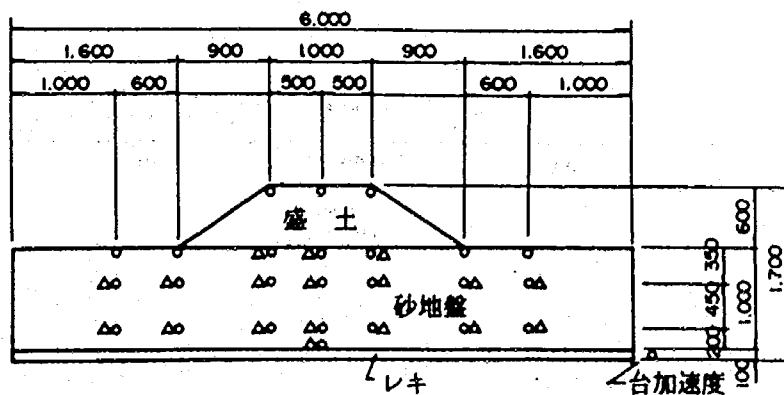


図-3・4 荒川らが用いた模型地盤⁹⁾

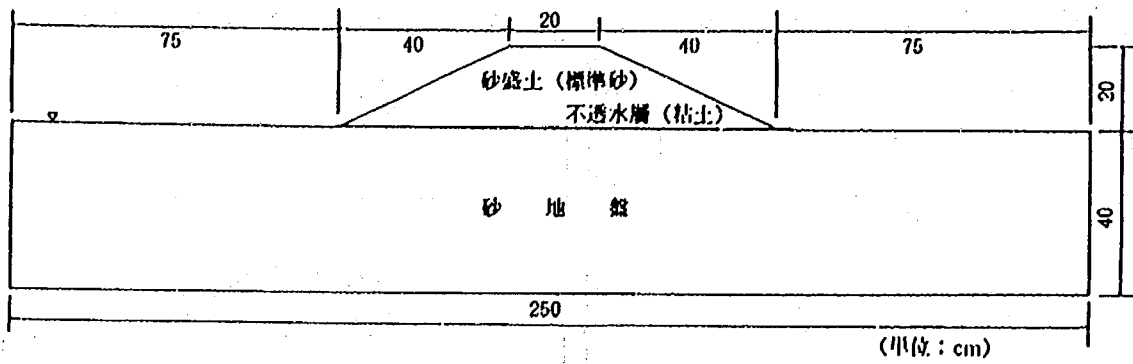


図-3・5 古賀らが用いた模型地盤¹⁰⁾

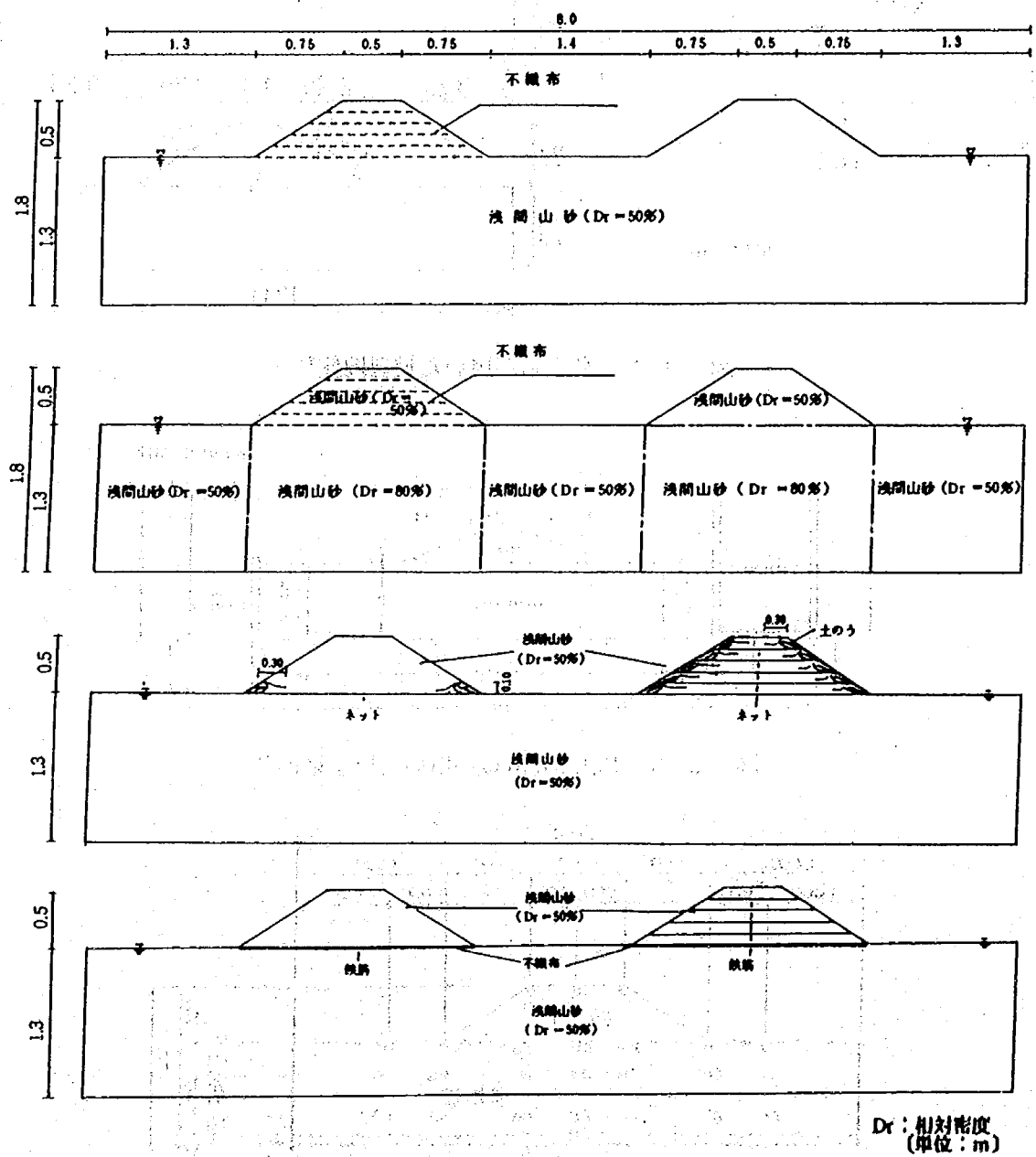


図-3・6 古賀らが用いた模型地盤¹²⁾

(6) 古賀らの研究 (その2)

古賀ら¹²⁾は、図-3・6に示す模型地盤を4模型作成し、正弦波を入力波形とした振動台実験を行った。液状化層の相対密度は50%程度で、締固め改良を想定した部分の相対密度は80%程度である。不織布、ポリエチレン製ネット、ピアノ線などの補強材を用いて盛土を補強した場合の単独の効果と、盛土の補強と地盤の締固めを併用した場合の効果について検討するとともに、全応力法による2次元応答解析に基づく永久変形解析を実施して、地盤の変形状況と盛土の沈下量の解析値と実験値の比較を行った。

(7) 竹内らの研究

竹内ら¹³⁾は、図-3・7に示す2種類の模型地盤を用いて、正弦波を入力波形とした振動台実験を行った。地盤の相対密度は40%程度である。模型の一つは厚さ約1.5cmの細粒分層と約10cmの砂層の互層地盤として、細粒分層が地盤の変形状況と地盤中の間隙水の排出状況に及ぼす影響について検討した。また、同様な模型において地盤の液状化対策として締固め工法とセメント系固化工法を実施した場合の効果に関する検討¹⁴⁾と、護岸構造物を想定して盛土の一部を水没させた場合の挙動と締固めによる液状化対策の効果に関する検討¹⁵⁾も行った。

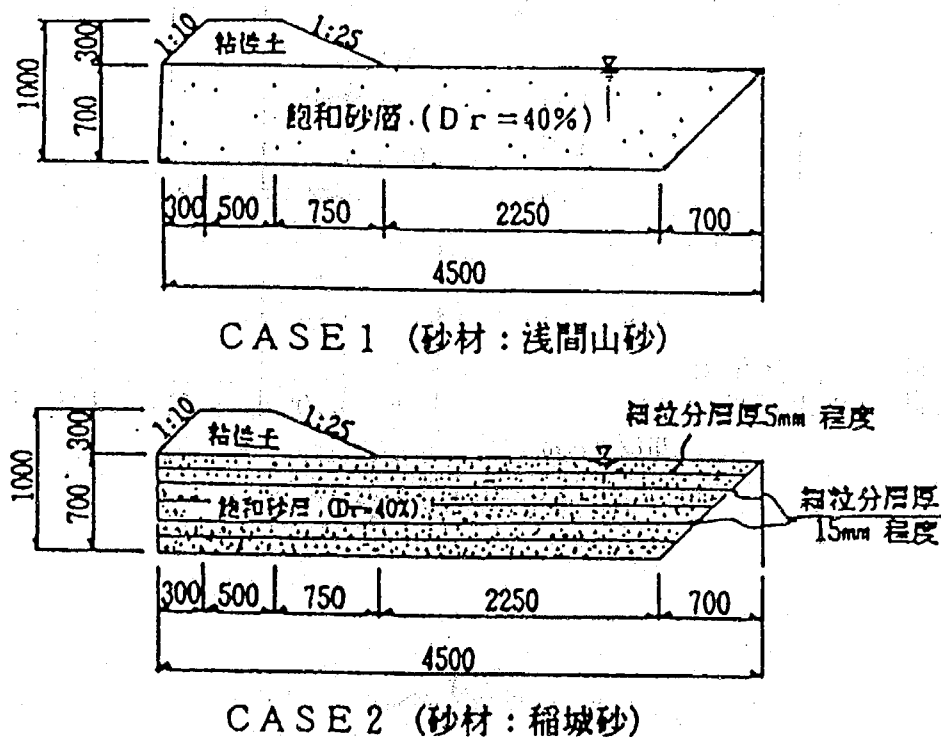
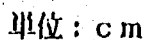


図-3・7 竹内らが用いた模型地盤¹³⁾

(8) 耐震地盤改良工法に関する共同研究

建設省土木研究所と民間企業との間で実施された上記共同研究の一環として、盛土の周辺地盤の液状化対策として固化工法を用いた場合の対策効果とその評価法を明らかにすることを目的とした振動台実験と動的遠心模型実験が、計7模型ずつ実施された^{16) 17) 18) 19)}。模型地盤の例を図-3・8に示す。いずれも、液状化層の相対密度は60%程度、加振波形は正弦波で、振動台実験では固化改良部の位置を変えた場合の影響

を実施して、盛土の沈下量の解析値と実験値の比較を行った²⁰⁾。



(1) 中型の振動台実験¹⁶⁾

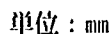
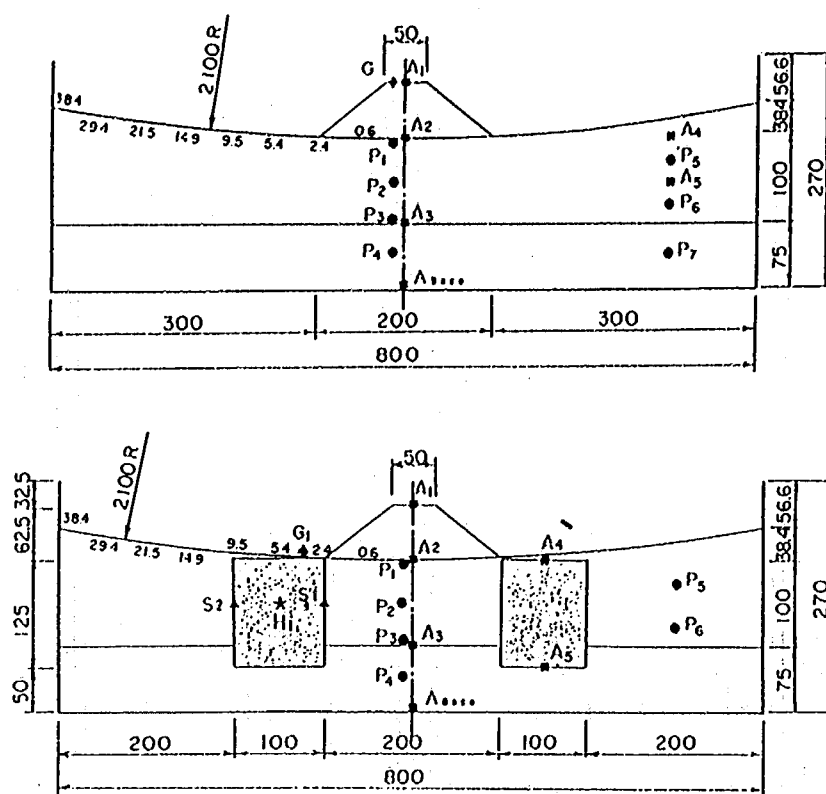
(2) 大型の振動台実験¹⁹⁾

図-3・8 耐震地盤改良工法に関する共同研究で用いた模型地盤

単位：mm
遠心加速度：30G



(3) 動的遠心模型実験¹⁹⁾

図－3・8 耐震地盤改良工法に関する共同研究で用いた模型地盤（つづき）

(9) 阿部らの研究

阿部ら^{21) 22)}は、せん断土槽内に図－3・9に示す模型地盤を計5模型作成し、振動台による加振実験を不規則波を入力波形として行った。地盤の相対密度を約60～70%と約90%の2通りに変えて、前者では地盤の液状化対策として矢板締切工法、碎石ドレーン工法及び固化工法を実施した場合に相当する実験も行った。これらの条件の違いが、応答加速度と過剰間隙水圧の特性、及び盛土と地盤の沈下量に及ぼす影響について検討した。また、有効応力法による2次元応答解析を実施して、応答加速度と過剰間隙水圧の解析値と実験値の比較を行った^{23) 24)}。

(10) 島津らの研究

島津ら²⁵⁾は、図－3・10に示す6種類の模型地盤を用いて、正弦波を入力波形とした動的遠心模型実験を行った。加振時の遠心加速度は50Gで、地盤の相対密度は液状化層が55%程度、締固め層が80%程度である。締固め改良の位置と範囲が、盛土の沈下量と過剰間隙水圧の特性に及ぼす影響について検討するとともに、応答加速度と過剰間隙水圧の実測値を用いた場合の有効応力法による円弧すべり安定計算手法の妥当性の検討を行った。

(11) 鷲田らの研究

鷲田ら²⁶⁾は、図－3・11に示す5種類の模型地盤を用いて、正弦波を入力波形とした振動台実験を行った。液状化層の相対密度は60%程度である。地盤の液状化対策として矢板締切工法を実施した場合の効果と、対策工に作用する動的な外力の評価法、及び応答加速度と過剰間隙水圧の実測値を用いた場合の有効応力法による円弧すべり安定計算手法の妥当性に関する検討を行った。

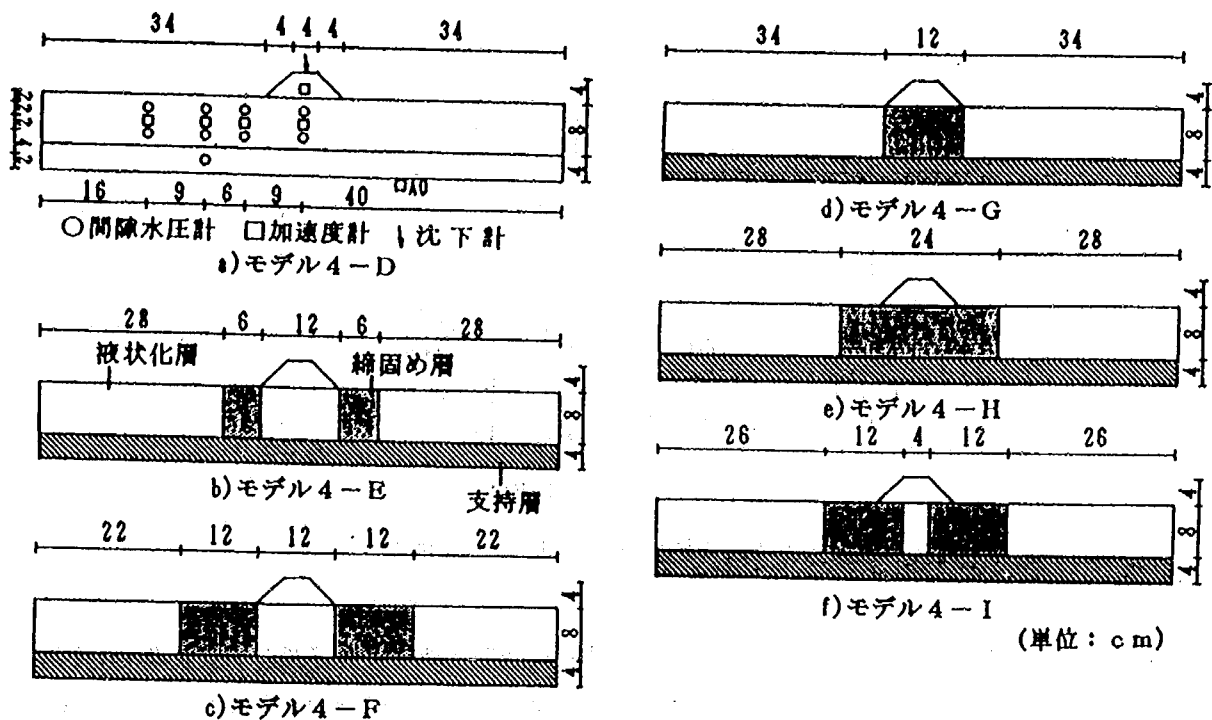


図-3・10 島津らが用いた模型地盤²⁵⁾

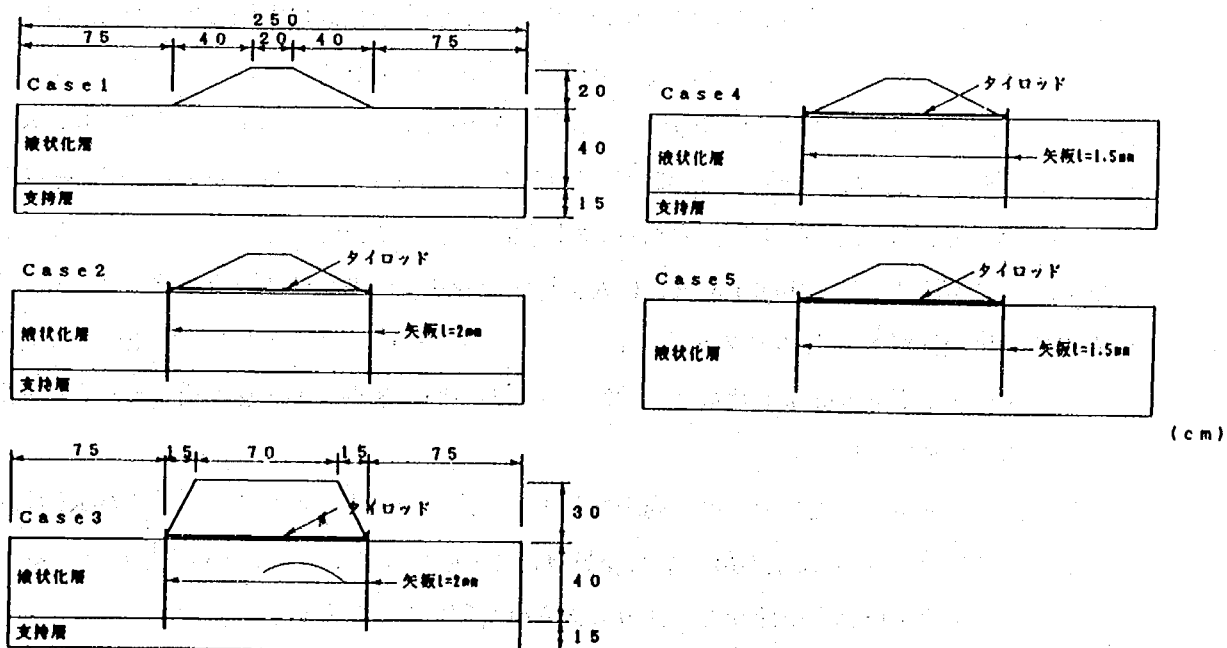


図-3・11 鷲田らが用いた模型地盤²⁶⁾

(12) 殿垣内らの研究

殿垣内ら²⁷⁾は、図-3・12に示す模型地盤を用いて、正弦波を入力波形とした動的遠心模型実験を行った。加振時の遠心加速度は50Gで、地盤の相対密度は50%程度である。間隙流体として水を用いた場合と、粘性の高いメチルセルローズ水溶液を用いた場合の2ケースの実験を行い、後者のほうが過剰間隙圧の発生量が大きく、液状化が生じて地盤と盛土が変形したのに対し、前者では変形が見られなかったことを示した。

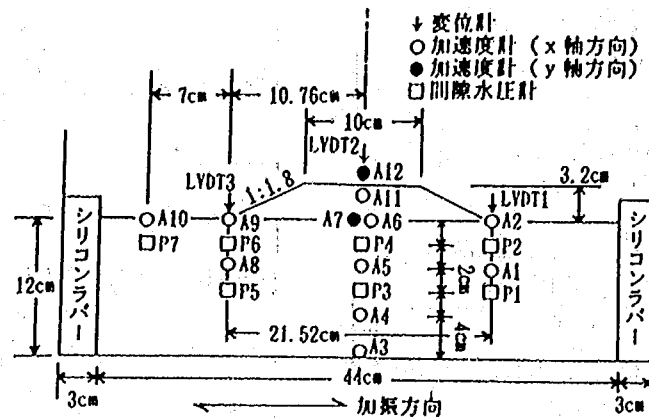


図-3・12 殿垣内らが用いた模型地盤²⁷⁾

以上の研究の内容をまとめて表-3・1に示す。振動台実験では既にさまざまな条件を変えた検討が行われているが、経済的・時間的な制約により模型数が限られるために、同じ条件の模型は一つだけ作成してこれに対して何回も加振を行うステップ加振が用いられている。そのため、2回目以降の加振時の結果がそれ以前の加振履歴の影響を受けており、実験結果の再現性の問題も必ずしも解決されていない。

一方、動的遠心模型実験では模型が小さいので比較的多くの実験を短期間に実施して、加振履歴のない状態で結果を比較することが可能であるが、4.3.1で後述するように実験手法自体が開発途上のものである。液状化問題に関しては、前述した文献⁸⁾、¹⁹⁾、²⁵⁾及び²⁷⁾のほかに、円筒形または箱型のせん断土槽を用いた一次元的な地盤の液状化実験²⁸⁾ ²⁹⁾ ³⁰⁾ ³¹⁾ ³²⁾ ³³⁾ ³⁴⁾、盛土自体の地震時の挙動に着目した実験³⁵⁾ ³⁶⁾ ³⁷⁾、タンクを想定した構造物のある地盤の液状化時の挙動に着目した実験³⁸⁾ ³⁹⁾、各種の液状化対策工の効果に関する実験⁴⁰⁾ ⁴¹⁾、中間土あるいは人工材料の液状化特性に関する実験⁴²⁾ ⁴³⁾、及び各種の解析手法の適用性を比較検討するためのブラインドテスト⁴⁴⁾などが行われてきたが、盛土のある地盤の液状化時の挙動に及ぼす地盤密度・盛土形状などの地盤条件、あるいは加振波形・加振周波数などの加振条件の影響を系統的に調べた例はない。

さらに、実際の盛土の地震時被災事例では、周辺地盤との標高差がほとんどなくなるような大規模な盛土の沈下が報告されており⁴⁵⁾、道路盛土の亀裂や陥没が地震終了後しばらくたってから生じたとする証言⁴⁶⁾もあるが、このような現象が現れる条件やそのメカニズムは解明されていない。

前章に示した本研究の目的と内容は、以上の状況を踏まえて設定したものである。表-3・1には本研究の内容もあわせて示す。

表-3・1 液状化性地盤上の盛土の地震時挙動に関する主要な既往の研究の内容

研究者	手法 ^{*1}	模型の大きさ(単位m) ^{*2}		加振波形	検討事項
		地盤長さ*深さ*奥行	盛土高さ		
(1) 上沢ら	振動台 (21)	10*1*2	1.5	正弦波	・既往の地震被災事例における破壊形態の再現、破壊機構の検討 ・各種耐震対策工の効果の比較 ・矢板締切工の設計法
(2) 久楽ら	振動台 (7)	10または12*1.5または2*2	1または1.5	正弦波	・共振特性に関する全応力応答解析結果との比較 ・有効応力すべり安定計算の妥当性
(3) Scho-fieldら	遠心力 (1)	約40*約8.7*(奥行不明)	約4.7	正弦波	・加振履歴の影響
(4) 荒川ら	振動台 (4)	6*1*3	0.6	正弦波	・地盤密度の影響
(5) 古賀ら (その1)	振動台 (6)	2.5*0.4*0.68	0.2	正弦波3通り及び3種類の不規則波	・不規則波入力時の挙動と累積損傷度理論による波形の等価化の妥当性 ・地盤の応力～ひずみと応力経路 ・全応力、有効応力すべり安定計算の妥当性 ・液状化抵抗率～過剰間隙水圧比
(6) 古賀ら (その2)	振動台 (4)	8*1.3*1	0.5	正弦波	・不織布等による盛土補強の効果 ・変形に関する全応力解析結果との比較
(7) 竹内ら	振動台 (計7)	約4または6*0.7*3または4	0.3または0.75	正弦波	・細粒分の薄層の影響 ・締固め、固化改良の効果
(8) 耐震地盤改良工法に関する共同研究	振動台 (計7)	最大8*最大0.7*最大1	最大0.5	正弦波	・固化改良の位置の影響 ・改良部に作用する動的外力の特性
	遠心力 (計7)	最大40*最大5*最大5	最大約3.1	正弦波	・固化改良の効果 ・沈下量に関する有効応力解析結果との比較
(9) 阿部ら	振動台 (5)	3.5*0.7*0.8	0.29	不規則波	・地盤密度の影響 ・矢板締切工、砕石ドレーン工、固化改良の効果 ・応答加速度、過剰間隙水圧、変形に関する有効応力解析結果との比較
(10) 島津ら	遠心力 (6)	40*4*5	2	正弦波	・締固め改良位置と範囲の影響 ・有効応力すべり安定計算の妥当性
(11) 鷺田ら	振動台 (5)	2.5*0.4*0.68	0.2	正弦波	・矢板締切工に作用する動的外力 ・有効応力すべり安定計算の妥当性
(12) 殿垣内ら	遠心力 (2)	22*6*9.8	1.6	正弦波	・間隙流体の粘性の影響
本研究	遠心力 (62)	24*6*3または5	2.1	正弦波2通り及び2種類の不規則波	・模型の縮尺と奥行きの影響 ・加振波形と加振履歴の影響 ・地盤密度の影響 ・地盤の層厚、盛土形状、地表の不透水層と地中の水平変位拘束の影響 ・液状化抵抗率～過剰間隙水圧比 ・有効応力すべり安定計算の妥当性

*1 括弧内は模型数を示す。

*2 遠心模型実験では重力下に換算した大きさである。また、地盤の深さは支持層を除く。

4. 液状化性地盤上の盛土の地震時変形に関する動的遠心模型実験

4.1 実験目的

本実験の目的は、動的遠心模型実験により、盛土のある地盤の液状化時の挙動に及ぼす地盤密度・盛土形状などの地盤条件と、加振波形・周波数などの加振条件、及び加振履歴の影響を明らかにすることである。

4.2 実験内容

実験モデルの断面を図-4・1に、各モデルの条件を表-4・1にまとめて示す。模型の縮尺は $1/30$ と $1/50$ の2通りとし、それぞれ30G及び50Gの遠心加速度を作用させた状態で加振を行い、地盤各部の応答加速度と過剰間隙水圧、及び盛土の応答加速度と沈下量等を測定した。同じモデルを数ケース作成して1回目の加振時の加速度振幅を変えて実験を行い、2回目以降の加振では加速度振幅を少しずつ大きくした。

重力下に換算した模型の大きさは、地盤の長さが24m、深さが6m、奥行きが3m、盛土の高さが2.1mを基本とし、一部のモデルで地盤の深さと奥行きを変化させた。模型は、水平地盤のみのモデルと、その上に盛土のあるモデルの2種類に大きく分けられ、後者において地盤の深さと奥行きのほかに、地盤の密度、盛土の形状、及び加振波形・加振周波数を変化させた。また、地盤の表面に不透水層を設けた場合、盛土ののり尻直下の地盤内に入れた鋼製の網を土槽に固定することによって地盤の水平方向変位を拘束した場合、及び土槽と模型間の摩擦条件を変えた場合の実験も行い、これらの条件の影響について検討した。

各モデルの目的及び実験の実施時期を表-4・2に、計測器等の配置を図-4・2に示す。実験は昭和63年度から平成4年度までの5ヵ年にわたって実施した。一部のモデルでは数ヵ年にわたって実験を行い、実験結果の再現性について検討した。

4.3 実験方法

4.3.1 実験装置

実験に用いた遠心載荷装置の概要を図-4・3に、装置の仕様を表-4・3に示す。本研究では、縮尺 $1/30$ 及び $1/50$ の模型を、それぞれ長さが80cmと50cmの箱型土槽内に作成した。土槽の中央位置における回転半径は、それぞれ2m及び2.15mとなる。両土槽の高さは30cm、奥行きは10cmであるが、長さが50cmの土槽では、一部のケースで模型の奥行きを6cmとするためのアルミ製の治具を土槽背面の内側に固定して用いた。なお、本装置では土槽の長手方向が回転方向と一致するため、回転半径に応じた凹形の円弧面が、重力下における水平面と対応することになる。

加振装置の模式図を図-4・4に示す。板バネを介して回転腕に取り付けた土槽全体を、油圧アクチュエーター（電磁サーボ弁及び油圧シリンダー）で回転方向に加振する。これは、重力下における長手方向の水平加振に相当する。

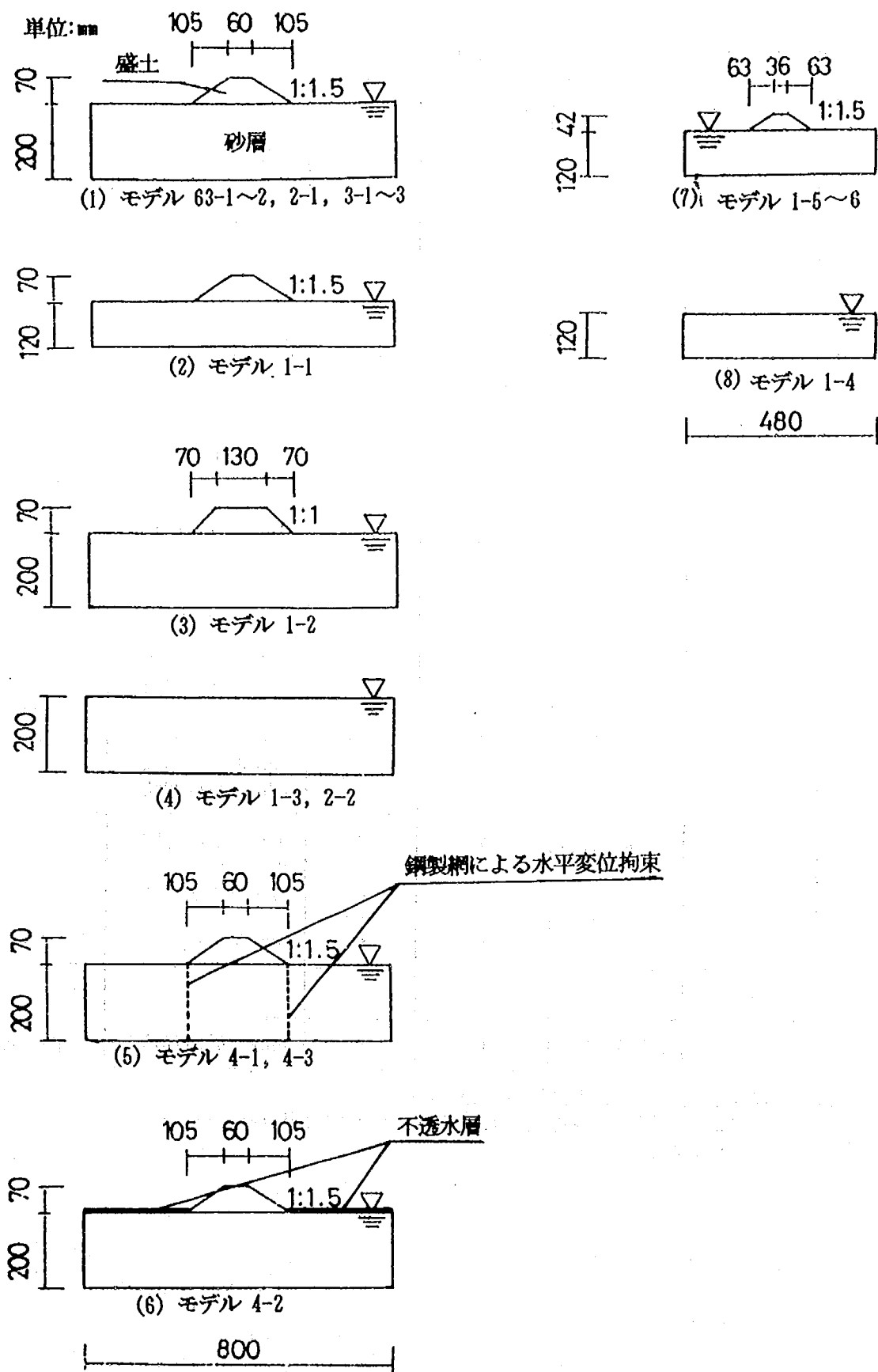


図-4・1 実験モデルの断面

表-4・1 実験モデルの条件

モデル	縮尺	奥行き ¹⁾	地盤のDr	地盤層厚 ¹⁾	盛土勾配	加振波形	その他の条件
63-1	1/30	3m (10cm)	60%程度	6m (20cm)	1:1.5	60Hz正弦波20波	
63-2	"	"	"	"	"	60Hz正弦波5波	
1-1	"	"	"	3.6m (12cm)	"	60Hz正弦波20波	
1-2	"	"	"	6m (20cm)	1:1	"	
1-3	"	"	"	"	盛土なし	60Hz正弦波50波	
1-4	1/50	3m (6cm)	"	6m (12cm)	"	100Hz正弦波50波	
1-5	"	"	"	"	1:1.5	100Hz正弦波20波	
1-6	"	5m (10cm)	"	6m (12cm)	"	"	1ケースで土槽側面にテフロン板を使用
2-1	1/30	3m (10cm)	"	6m (20cm)	"	100Hz正弦波20波 高周波不規則波 低周波不規則波	
2-2	"	"	"	"	盛土なし	100Hz正弦波50波 高周波不規則波 低周波不規則波	
3-1	1/30	"	30%程度	"	1:1.5	60Hz正弦波5波 60Hz正弦波10波 60Hz正弦波20波	
3-2	"	"	"	"	"	100Hz正弦波20波	
3-3	"	"	"	"	"	高周波不規則波	
4-1	"	"	"	"	"	60Hz正弦波5波	水平変位拘束 ²⁾
4-2	"	"	"	"	"	"	地表不透水層 ³⁾
4-3	"	"	60%程度	"	"	60Hz正弦波20波	水平変位拘束 ²⁾

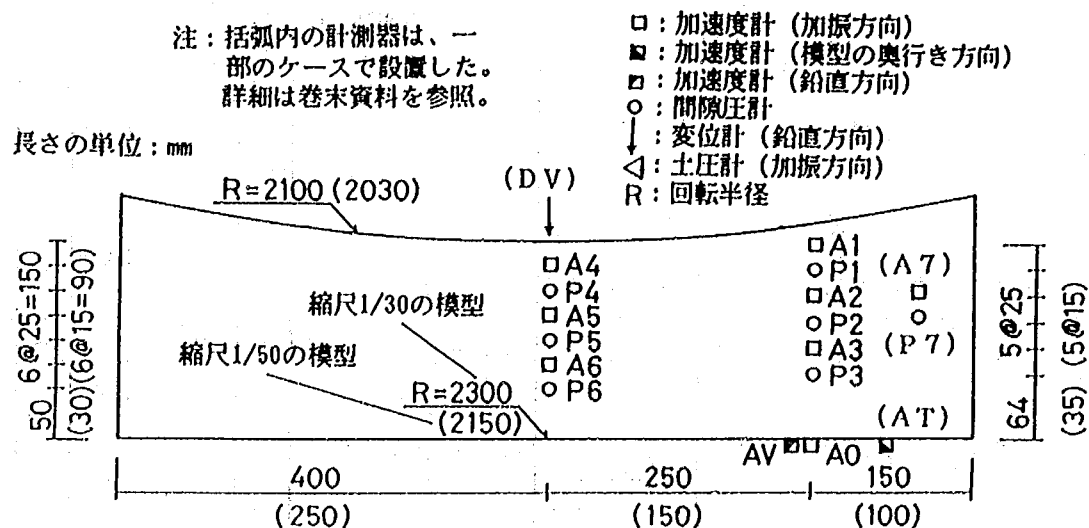
1) 数値は重力下に換算した値 (括弧内は換算前の値) である。

2) 盛土のり尻の下方地盤内に鋼製の網を固定して地盤の水平方向変位を拘束した。

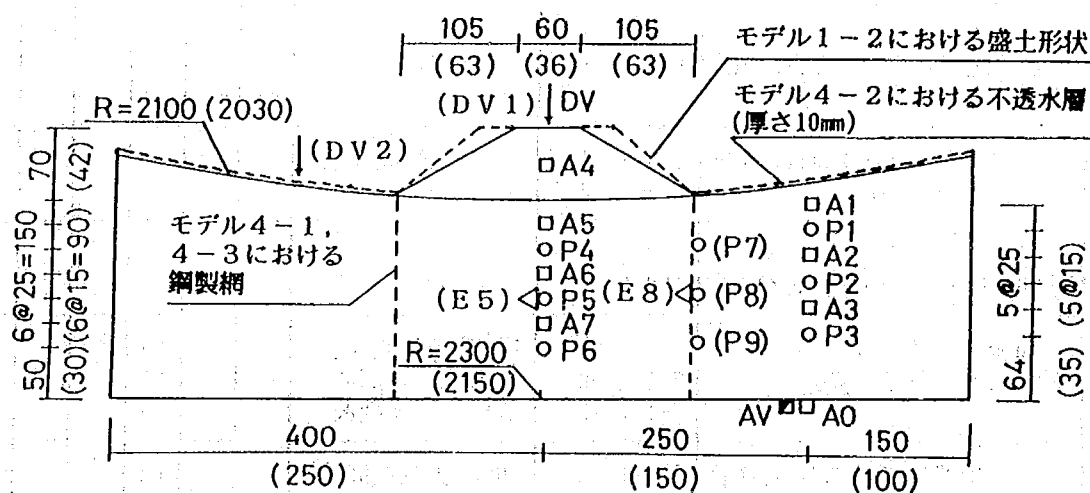
3) 地盤の表面に不透水層を設けた。

表-4・2 実験モデルの目的及び実験の実施時期

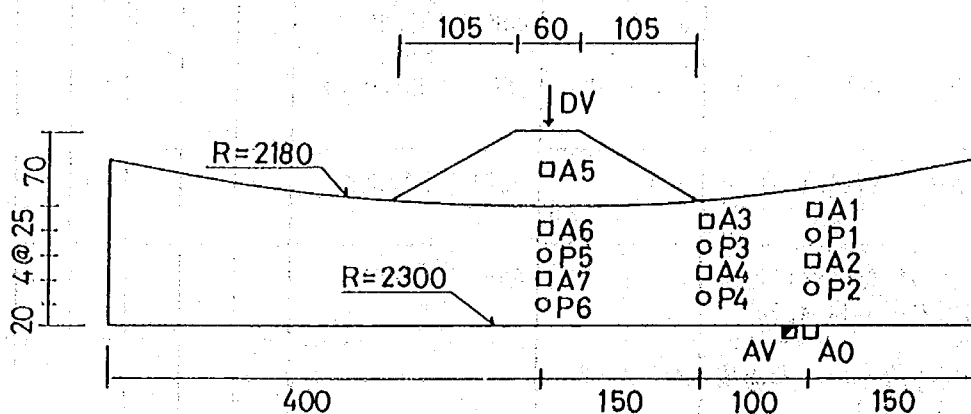
モデル 及び総 ケース数	目 的	実験ケース	加振波形	実験の実施年度					
				63	1	2	3	4	
63-1 (9ケース)	・地盤密度が高い場合の基本 ケース ・加振履歴の影響(4.4.5)	63-1-1~6 63-1-7 63-1-8~9	60Hz 正弦波20波 〃 〃	○			○	○	
63-2 (1ケース)	・加振波数の影響(4.4.9(1))	63-2-1	60Hz 正弦波5波					○	
1-1 (4ケース)	・地盤層厚が小さい場合の影 響(4.4.7)	1-1-1~2 1-1-3~4	60Hz 正弦波20波 〃		○		○		
1-2 (3ケース)	・盛土ののり勾配が大きい場 合の影響(同上)	1-2-1~2 1-2-3	〃 〃		○		○		
1-3 (3ケース)	・水平地盤の液状化特性 (4.4.3(2)及び5章)	1-3-1~3	60Hz 正弦波50波		○				
1-4 (3ケース)	・水平地盤における縮尺の影 響(同上)	1-4-1~3	100Hz 正弦波50波		○				
1-5 (4ケース)	・盛土のある地盤における縮 尺の影響(4.4.3)	1-5-3~4 1-5-1~2	100Hz 正弦波20波 〃		○			○	
1-6 (3ケース)	・模型の奥行きと、地盤と土 槽間の摩擦の影響(4.4.4)	1-6-1~2 1-6-3	〃 〃					○ ○	テフロン板
2-1 (9ケース)	・加振周波数及び加振波形の 影響(4.4.8及び5章)	2-1-1~3 2-1-4~6 2-1-7~9	100Hz 正弦波20波 高周波不規則波 低周波不規則波			○ ○ ○			
2-2 (6ケース)	・水平地盤における加振波形 の影響(5章)	2-2-1~2 2-2-3~4 2-2-5~6	100Hz 正弦波50波 高周波不規則波 低周波不規則波			○ ○ ○			
3-1 (9ケース)	・地盤密度が低い場合の挙動 ・加振波数の影響 (4.4.9)	3-1-1~3,6 3-1-7~9 3-1-4 3-1-5	60Hz 正弦波5波 〃 60Hz 正弦波10波 60Hz 正弦波20波				○ ○ ○	○	
3-2 (2ケース)	・加振周波数の影響(4.4.9)	3-2-1~2	100Hz 正弦波20波				○		
3-3 (1ケース)	・加振波形の影響(4.4.9)	3-3-1	高周波不規則波				○		
4-1 (1ケース)	・のり尻部の地盤における水 平変位拘束の影響(4.4.10)	4-1-1	60Hz 正弦波5波					○	
4-2 (2ケース)	・地表部に不透水層がある場 合の影響(4.4.10)	4-2-1~2	〃					○	
4-3 (2ケース)	・のり尻部の地盤における水 平変位拘束の影響(4.4.10)	4-3-1~2	60Hz 正弦波20波					○	



(1) モデル1-3, 2-2及び1-4



(2) モデル63-1~2, 1-2, 2-1, 3-1~3, 4-1~3及び1-5~6



(3) モデル1-1

図-4・2 計測器の配置

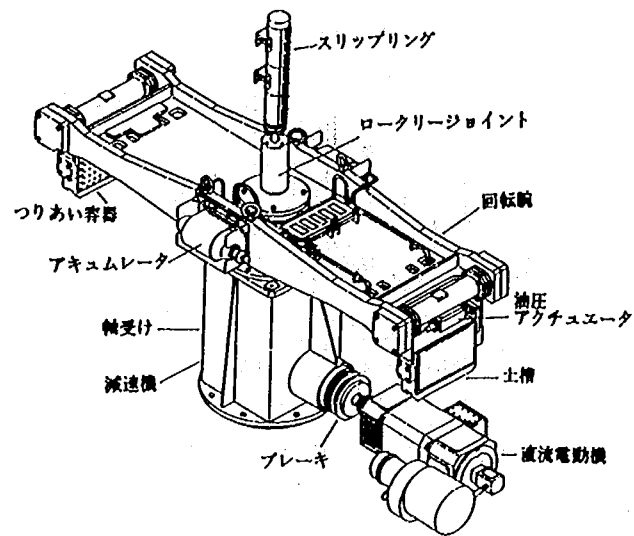


図-4・3 遠心载荷装置の概要

表-4・3 遠心载荷装置の仕様

有効回転半径	約 2 m
最大遠心加速度	200 g (動的加振時は 50 g)
最大回転速度	300 rpm (動的加振時は 150 rpm)
直流電動機出力	75 kw
最大加振力	± 2,000 kgf
最大加振加速度	± 20 g (負荷 100 kgf のとき)
加振周波数	50 ~ 400 Hz
加振波形	正弦波、不規則波
試料容器内寸 (長さ×高さ×奥行) または (直径×高さ)	① 500 x 300 x 100 mm ② 800 x 300 x 100 mm ③ φ 300 x 300 mm
試料容器自重	① 83 kgf ② 125 kgf ③ 190 kgf
最大模型重量	① 30 kgf ② 48 kgf ③ 42 kgf
計測用スリップリング	64 極
ロータリージョイント	4 口



項目	実物	模型
密度	1	1
長さ	1	$1/N$
加速度		
(遠心加速度)	1	N
(加振加速度)	1	N
質量	1	$1/N^3$
力	1	$1/N^2$
応力	1	1
ひずみ	1	1
時間		
(動的現象)	1	$1/N$
(浸透現象 ¹⁾)	1	$1/N^2$

— 20 —

土質工学における遠心模型実験の活用の歴史⁴⁰⁾は1930年代にまで遡るが、動的な加振を行えるような遠心載荷装置の開発の歴史は浅く、1980年代になって初めて実用化された⁵⁰⁾。その後、前章で触れた液状化問題への適用のほかに、地盤と基礎構造物の動的相互作用、擁壁の地震時安定性、軟弱粘性土地盤上盛土の地震時挙動などの研究に用いられてきている^{51) 52) 53)}。我国では加振の行える遠心載荷装置の導入例が近年増えつつあり、従来用いられてきた油圧加振方式のほかに、電磁式⁵⁴⁾の加振装置の開発なども進められている。

本研究に用いた遠心載荷装置と加振装置は1987年に完成したもので、本章の実験はその翌年から5カ年にわたって実施した。関連する既往の発表文献を巻末にまとめて示す。

4.3.2 模型材料

地盤材料には豊浦砂を用いた。実験を実施した年度によって使用した豊浦砂の購入時期が異なり、それぞれについて測定した最大・最小乾燥密度を用いて、地盤の相対密度を算定した。これらの条件をまとめて表-4・5に示す。また、墨汁で染色した豊浦砂を炉乾燥させたものを、地盤内にメッシュを描くために使用した。

盛土材料には、気乾状態の豊浦砂とクレイサンドを4:1の重量比で混合し、含水比が15%となるように水を加えて練り混ぜたものを用いた。前述したように地盤の表面が円弧状であることから、遠心加速度を作用させたときに地盤内の水位を地表面と一致させるためには、重力下で盛土の下部が水没した状態とする必要がある。そこで、粘着性が高く水没の影響を受けにくい材料として、上記材料を選定した。なお、モデル4-2における地盤表面の不透水層としても、盛土材料と同じものを用いた。盛土の単位体積重量は一律に1.954gf/cm³とした。これは、盛土材料を直径10cmのモールドに充填してその体積と重量より算定したものである。

地盤内の間隙流体としてはシリコンオイル（信越化学製KF96シリーズ）を用いた。地盤の見かけの透水係数と間隙流体の粘性が反比例するものと仮定して、模型の縮尺が1/30と1/50の場合についてそれぞれ水の30倍及び50倍の粘性をもつシリコンオイルを使用した。シリコンオイルの単位体積重量はカタログ値に基づいて0.955gf/cm³とし、地盤の飽和単位体積重量の算定などに用いた。

モデル4-1及び4-3では、呼び径4mmと0.075mmの2枚の網を溶接し、さらに端部を補強したものをを用いて地盤の水平変位を拘束した。

表-4・5 実験に用いた豊浦砂の物理的性質

実験の実施時期	最大乾燥密度	最小乾燥密度	土粒子の密度
昭和63年度	1.645 g/cm ³	1.351 g/cm ³	2.642 g/cm ³
平成元年度	1.645 g/cm ³	1.351 g/cm ³	2.642 g/cm ³
2年度	1.645 g/cm ³	1.351 g/cm ³	2.642 g/cm ³
3年度	1.638 g/cm ³	1.329 g/cm ³	2.642 g/cm ³
4年度	1.648 g/cm ³	1.335 g/cm ³	2.642 g/cm ³

4.3.3 計測器

実験に用いた遠心载荷装置のデータ計測解析システムを図-4・5に示す。加振時の各計測器からのアナログ電圧信号はスリッピングを介して計測室に導かれ、データ収録器でこれらのA/D変換を行ったのちにデジタルデータとして収録した。その後、フロッピーディスクへのデータの記録と時刻歴の図化を、パーソナルコンピュータを用いて行った。さらに、当所の大型計算機上にデータを変換してせん断応力比の算定などのデータ処理を行った。

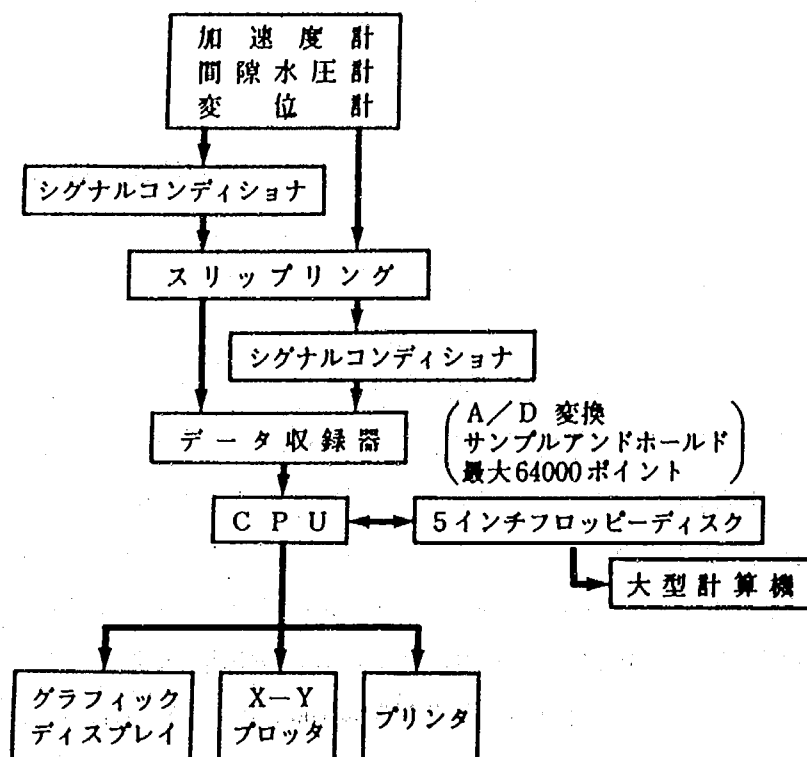


図-4・5 データ計測解析システム

表-4・6 模型地盤中で使用した計測器の仕様

	間隙圧計	加速度計	土圧計
測定方式	ひずみゲージ型	圧電型	ひずみゲージ型
測定レンジ	0 ~ 3 kgf/cm ² (DC ~ 2,000 Hz)	± 500 g (4 ~ 15,000 Hz)	0 ~ 5 kgf/cm ² (DC ~ 8,000 Hz)
感度	15 mV/V F.S.	10 mV/g	100 mV F.S.
形状寸法	円筒形 φ6.4 x 11.9 mm	円筒形 φ5.8 x 3.8 mm	円筒形 φ6.0 x 2.0 mm
重量	30 gf (ケーブル5m含む)	0.3 gf (センサー部分のみ)	0.4 gf (センサー部分のみ)
備考	Druck PDCR81	ENDEVCO 2250A-10	(株)SSK P306S-5

模型中に埋設して使用した間隙圧計、加速度計及び土圧計の仕様を表-4・6に示す。このほかに、模型の表面における鉛直変位を測定するために、渦電流型の非接触変位計を用いた。

4.3.4 模型の作成方法

(1) 地盤の作成

気乾状態の豊浦砂を用いて地盤を作成した。密度の高い地盤は砂の落下量と落下高さを調整できるホッパーを用いた空中落下法により、密度の低い地盤はロートとチューブを用いてチューブの先端を地盤表面と同じ高さに保つ（砂の落下高さをゼロとする）ことにより作成した。それぞれの場合の作成状況を写真-4・1及び写真-4・2に示す。地盤中には所定の位置に加速度計、間隙圧計及び土圧計を埋設した。盛土のあるモデルでは、土槽前面のガラス板を通して地盤の変形状況を記録するために染色砂を用いてメッシュを描いた。また、地表面の変位を測定する標点として、頭部が着色されたマチ針を設置した。

ケース1-6-3では、土槽と地盤の間の摩擦力を低減するために、土槽の前面及び背面に、厚さ約5mmのテフロン板をあらかじめ固定した。他のケースでは、前面が上述したガラス板、背面が無塗装のアルミ板、底面及び側面が合成樹脂ペイントを塗装した鋼板となっている土槽内にそのまま地盤を作成した。また、モデル4-1及び4-3では地盤の水平変位を拘束するための鋼製網を、あらかじめ土槽に固定した。

(2) 予備圧密

地盤の密度が低い場合には、飽和時の地盤の乱れによる密度増加を抑えるために、あらかじめ15Gの遠心加速度を作用させる予備圧密を行った。地盤の密度が高い場合には、飽和時の密度増加は無視できる程度であったため、予備圧密は実施しなかった。

(3) 盛土の作成

盛土のあるモデルでは、地盤上に盛土材料を積み上げながら、所定の形状に整形した。モデル4-2では、同じ材料を用いて地表の不透水層も同時に作成した。

(4) 地盤の飽和

土槽全体を密閉容器に入れて、容器内の圧力を -0.9kgf/cm^2 （大気圧をゼロとする）程度まで下げた状態で、土槽底部の5ヵ所に設置された直径20mmのポーラスストーンを通じてシリコンオイルを注入し、地盤を飽和させた。圧力を低下させた状態で注入を行ったのは、注入後に大気圧に戻した際に、地盤中に残った気泡部分の体積が縮小し、その結果として地盤の飽和度が向上することを期待したものである。

密閉容器の外部に設置したシリコンオイルの容器の内圧を密閉容器の内圧よりも若干大きくして、この圧力差により注入を行ったが、シリコンオイルの粘性が高いために水を用いた場合よりも地表部の盤ぶくれやボイリング現象が生じやすいことを考慮して、液面が地表に近づくほど圧力差を小さくしてゆっくりと注入を行った。その結果、注入が終了するまでに5時間程度を要した。

なお、実験終了後には、これらの注入装置を用いて地盤中のシリコンオイルの回収を行った。シリコンオイルの回収率は60%程度であり、不足分を補充しながら再使用した。一方、シリコンオイル回収後の地盤は、残されたシリコンオイルの除去が極めて困難であるために産業廃棄物として廃棄した。



写真-4・1 密度の高い地盤の作成状況

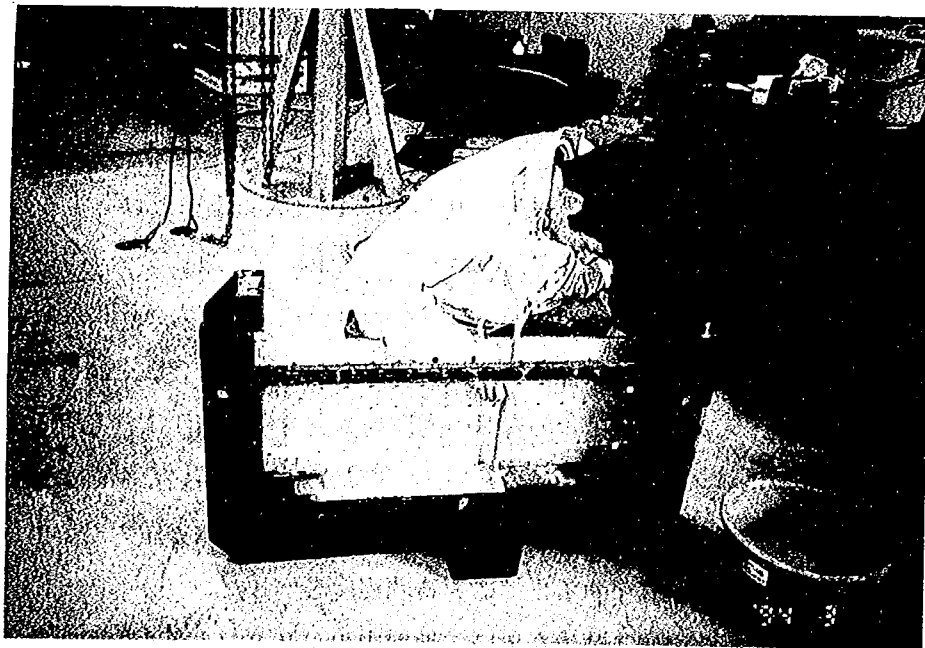


写真-4・2 密度の低い地盤の作成状況

4.3.5 加振及び計測方法

(1) 加振前の準備及び計測

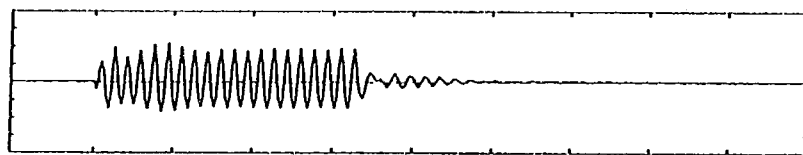
模型の入った土槽を遠心載荷装置に取り付けて変位計を設置した。変位計及び間隙圧計の出力と、地盤内に描いたメッシュ及び地表に設置した標点の初期位置を記録し、写真撮影を行ったのちに、装置を回転させた。所定の遠心加速度が作用した状態で、変圧計と間隙圧計の出力を再び記録した。

(2) 加 振

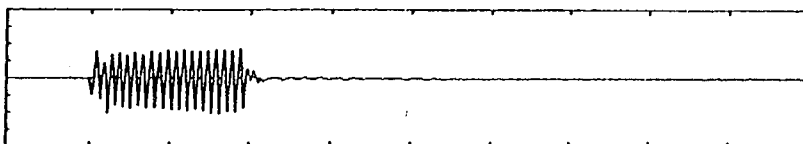
装置の回転と同調するストロボを用いて装置の上方の観察窓から模型前面の写真を撮影したのちに、模型の長手方向への水平加振を行った。加振に用いた入力波形の例を図-4・6に示す。

加振時のデータ収録として、加振中の変化の詳細な記録（以下では「加振中」のデータと称する）と、加振後の変位と過剰間隙圧及び土圧の変化の記録（「消散時」と称する）の2通りを実施した。前者では、サンプリング周波数を2,000Hzとして全計測器の出力を記録した。後者では、サンプリング周波数を200Hzに低下させて、模型の応答加速度以外のデータを記録した。ただし、一部のケースでは、サンプリング周波数を低下させずに後者の記録を行った。

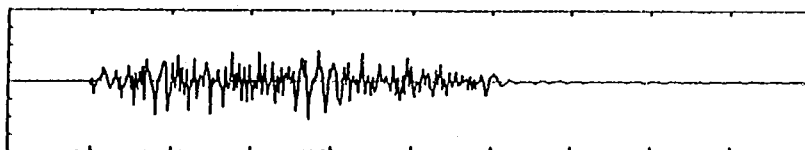
なお、本実験に用いた加振装置（図-4・4参照）は、油圧アクチュエーターが土槽の上部にあるために土槽には水平力のほかにモーメントが作用し、さらに土槽全体が板バネによって2箇所支持される構造となっており、土槽の剛性が十分ではないために水平方向以外への土槽の変位・変形が生じやすい。そ



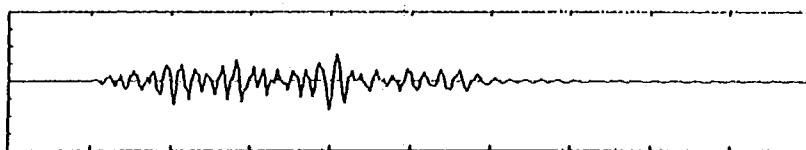
(1) 60Hz正弦波(20波の例)



(2) 100Hz正弦波(20波の例)



(3) 高周波不規則波



(4) 低周波不規則波

1000
(msec)

図-4・6 入力波形の例

の結果、加振時には長手方向の水平動だけでなく鉛直動と奥行き方向の水平動も生じてしまう。別途実施した予備実験の結果によれば、縮尺1/30の模型で用いた長さ80cmの土槽を加振した場合、及び縮尺1/50の模型で用いた長さ50cmの土槽を加振した場合には、加振部全体の共振周波数がそれぞれ60及び140Hz程度で、これに近い周波数で加振を行うと鉛直動と奥行き方向の水平動が比較的生じにくいことがわかっている。長さ80cmの土槽を加振した場合に、土槽の両端及び内部の乾燥砂地盤で測定した鉛直加速度と奥行き方向の水平加速度の最大値の例を表-4・7に示す。加振加速度に対する比率は両方向とも60Hzの正弦波の場合が最も小さく、砂地盤中では10~30%程度であった。また、100Hzの正弦波の場合には鉛直加速度が60%程度、奥行き方向の水平加速度が30%程度で、不規則波（図-4・6の低周波不規則波に近い波形）の場合には鉛直加速度が60~150%程度、奥行き方向の水平加速度が30~50%程度まで増加した。さらに、土槽の両端のうち油圧アクチュエーターが接続する側では、奥行き方向の水平動が砂地盤中の2倍程度であった。本来、これらの影響を考慮して実験結果の検討を行うべきであるが、現時点ではその定量的な評価が困難であるため、全ての実験ケースがこれらの影響を同程度受けているものと仮定し、特に補正は行わなかった。

(3) 加振後の計測

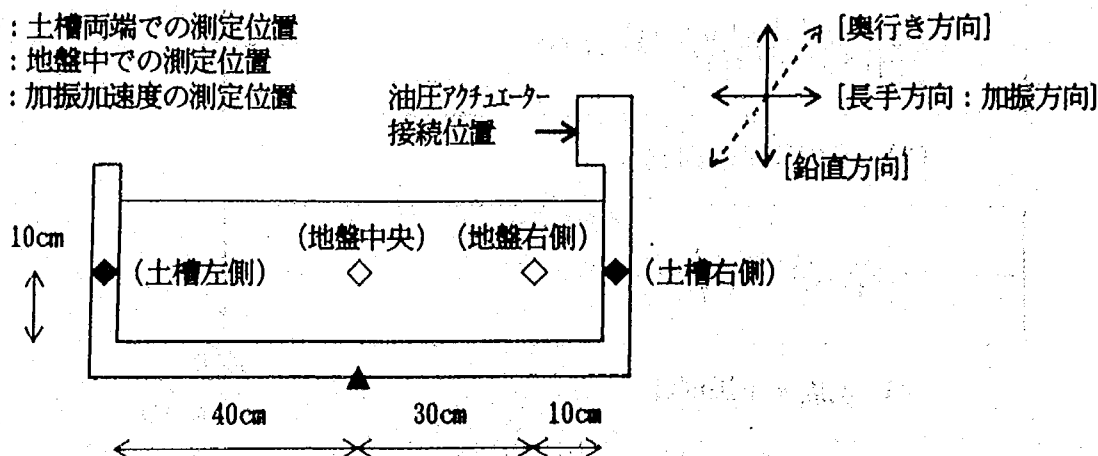
加振後の変位計の出力を記録して模型前面の写真撮影を行ったのちに、装置の回転を止めた。静止時の変位計の出力と加振後のメッシュ及び標点の位置を記録し、写真撮影を行った。引き続き加振を行う場合には、これらの計測が終了してから再び装置を回転させた。

表-4・7 鉛直動と奥行き方向の水平動の測定結果の例

加振波形及び 加振加速度 ¹⁾	鉛直方向の最大応答加速度/加振加速度				奥行き方向の最大応答加速度/加振加速度			
	土槽左側	土槽右側	地盤中央	地盤右側	土槽左側	土槽右側	地盤中央	地盤右側
60Hz正弦波20波 11.3/13.0G	0.17	0.31	0.17	0.21	0.51	0.53	0.12	0.32
100Hz正弦波20波 7.5/7.8G	0.33	0.63	0.63	0.60	0.32	0.63	0.31	0.35
(低周波)不規則波 7.4/6.3G	0.64	1.31	0.56	1.48	0.26	0.64	0.30	0.49

1) 土槽と地盤中の応答加速度を別々に測定したため、それぞれの加振加速度の最大値を示した。

- ◆：土槽両端での測定位置
- ◇：地盤中での測定位置
- ▲：加振加速度の測定位置



4.4 実験結果及び考察

4.4.1 地盤の密度と加振加速度及び盛土の沈下量

各ケースの地盤の密度と加振加速度及び盛土の沈下量を表-4・8に示す。正弦波加振時の加速度振幅が

表-4・8 地盤の密度と加振加速度及び盛土の沈下量

モデル	実験ケース	加振波形	加振加速度 ¹⁾ (単位 g)						地盤の相 対密度 ²⁾ (単位%)
			1 回目加振時	2	3	4	5	6	
63-1	63-1-1	60Hz 正弦波20波	1.2/ 0	3.5	12.0				**
	63-1-2	"	2.5/ 0.6	4.1	5.2	7.3	8.7	12.7	**
	63-1-3	"	3.7/ 3.6	5.6	7.1	8.3	12.5		**
	63-1-4	"	5.5/ 5.4	11.5					**
	63-1-5	"	7.3/ 6.8	12.2					**
	63-1-6	"	9.0/ 8.0				1		**
	63-1-7	"	5.8/ 6.5	7.2					62
	63-1-8	"	7.9/ 8.7	10.1					63
	63-1-9	"	4.9/ 6.1	7.6	9.8				62
63-2	63-2-1	60Hz 正弦波5波	6.5/ 4.0	8.1					61
1-1	1-1-1	60Hz 正弦波20波	3.4/ 0.7	4.9	6.3	8.0			61
	1-1-2	"	4.9/ 6.0	6.3	8.0				62
	1-1-3	"	5.3/ 8.6	7.0					70
	1-1-4	"	4.0/ 6.5	5.4	7.0				70
1-2	1-2-1	"	3.3/ 2.6	5.3	7.0	8.8			64
	1-2-2	"	5.0/ 5.7	6.7	8.5				70
	1-2-3	"	5.2/ 6.8	6.8					65
1-3	1-3-1	60Hz 正弦波50波	2.3	3.3	4.5	5.6			64
	1-3-2	"	3.4	4.3	5.2				61
	1-3-3	"	4.5	5.6					59
1-4	1-4-1	100Hz 正弦波50波	4.0	5.3	7.0	8.4			64
	1-4-2	"	4.8	6.4	7.8				61
	1-4-3	"	2.6	3.8					64
1-5	1-5-3	100Hz 正弦波20波	7.0/ 3.7	10.8	14.0	16.1			52
	1-5-4	"	5.8/ 2.8	9.2	11.7	13.9			60
	1-5-1	"	9.8/ 4.5	12.7					61
	1-5-2	"	6.5/ 2.6	9.3	12.2				67
1-6	1-6-1	"	9.2/ 3.1	11.9					70
	1-6-2	"	7.7/ 3.0	9.3	11.9				64
	1-6-3	"	7.5/ 4.2	9.2	12.2				64
2-1	2-1-1	100Hz 正弦波20波	4.0/ 2.8	5.8	9.4	9.8			57
	2-1-2	"	5.4/ 3.8	8.5	8.6				62
	2-1-3	"	8.9/ 4.8	9.1					60
	2-1-4	高周波不規則波	6.0/ 2.1	8.6	10.8				60
	2-1-5	"	8.3/ 4.3	10.8					61
	2-1-6	"	4.3/ 0.4	6.3	7.7	10.6			63
	2-1-7	低周波不規則波	5.4/ 1.1	6.9	8.4				63
	2-1-8	"	7.0/ 2.2	8.6					65
	2-1-9	"	8.7/ 4.8						66

注釈1)~4)は次ページ参照

表-4・8 地盤の密度と加振加速度及び盛土の沈下量(つづき)

モデル	実験ケース	加振波形	加振加速度 ¹⁾ (単位 g)						地盤の相対密度 ²⁾ (単位%)
			1 回目加振時	2	3	4	5	6	
2-2	2-2-1	100Hz 正弦波50波	3.9	5.0	6.0				66
	2-2-2	"	3.4	4.5	5.6	6.6			68
	2-2-3	高周波不規則波	4.9	6.4	7.1	9.2			66
	2-2-4	"	8.1	8.9	11.1				65
	2-2-5	低周波不規則波	— 4)	6.8	8.4				63
	2-2-6	"	6.7	8.4					63
3-1	3-1-1	60Hz 正弦波5波	6.5/10.9/ 6.5	8.2					11/ 27
	3-1-2	"	4.8/11.7/ 6.4	6.6	8.2				8/ 25
	3-1-3	"	3.2/ 3.7/ 2.5	4.8	6.6	8.4			10/ 27
	3-1-6	"	5.7/15.3/ 7.5	#3)					22/ **
	3-1-7	"	4.0/ 5.8/ 3.2	5.3	7.0	8.6			11/ 13*
	3-1-8	"	7.0/ 9.7/ 6.4	8.6					9/ 10*
	3-1-9	"	5.1/ 6.9/ 4.6	6.8	8.7				5/ 7*
	3-1-4	60Hz 正弦波10波	4.9/13.8/11.1	6.9	8.4				11/ 25
	3-1-5	60Hz 正弦波20波	4.3/16.5/13.8	6.2	7.8				13/ 29
3-2	3-2-1	100Hz 正弦波20波	6.3/13.5/ 7.9	8.1					11/ 24
	3-2-2	"	4.6/12.4/ 6.4	6.3	8.4				11/ 24
3-3	3-3-1	高周波不規則波	7.2/13.2/10.7	9.0					12/ 25
4-1	4-1-1	60Hz 正弦波5波	4.0/ 5.3/ 2.0	5.2	6.7	8.3			9/ 11*
4-2	4-2-1	"	4.0/ 5.2/ 2.8	5.4	6.7	8.7			4/ 7*
	4-2-2	"	5.4/ 9.8/ 5.7	6.9	8.8				9/ 10*
4-3	4-3-1	60Hz 正弦波20波	7.5/ 6.0	9.5					70
	4-3-2	"	4.9/ 5.0	7.5	9.6				64

1) 1 回目加振時については、「加振加速度(g)/盛土の最終沈下量(mm)/盛土の加振中沈下量(mm)」の順に示した。ただし、盛土の加振中沈下量は地盤の相対密度が低い場合についてのみ示した。加振加速度と沈下量の定義は、それぞれ図4.7と図4.8を参照。

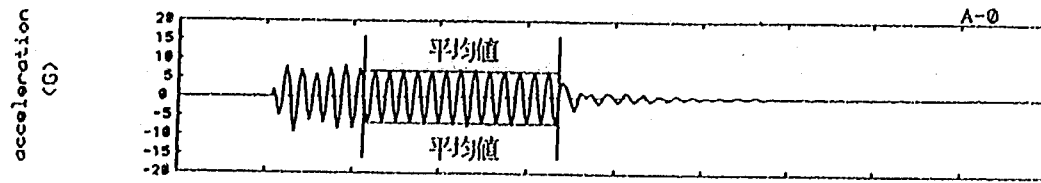
2) 地盤の相対密度が低い場合は、「地盤作成時の相対密度(%) / 自重圧密直前の相対密度(%)」の順に示した。ただし、「*」で示したケースでは、地盤の飽和過程における測定データがないため、予備圧密による地盤密度の変化のみを考慮した値となっている。また、地盤の相対密度が高い場合は、予備圧密を行わず、地盤の飽和過程における密度の変化も無視できる大きさであるため、地盤作成時のみの相対密度を示した。ただし、「**」で示したケースは、測定ミスにより地盤密度が不明である。

3) 「#3)」は加振波形を正弦波から高周波数不規則波6.8gに変更した。

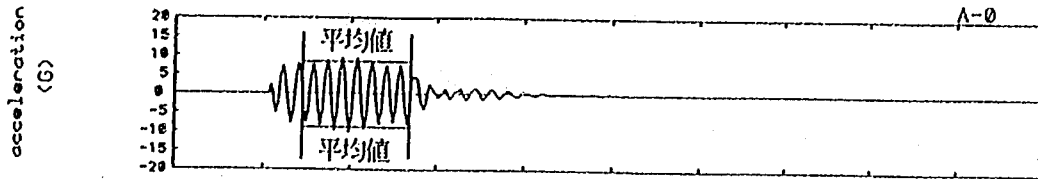
4) 6.9gレベルの加振を行ったが、測定ミスにより計測データがない。

加振開始直後に乱れる傾向があるため、図-4・7に示すように振幅がほぼ一定となったと判断される範囲における平均値を加振加速度とした。不規則波加振時には、加速度振幅の最大値を加振加速度とした。盛土のあるケースの1 回目加振時については、盛土の沈下量もあわせて示したが、地盤の密度が低い場合には、図-4・8に示すように最終沈下量と加振中沈下量の2 通りを時刻歴より読み取った。地盤の密度が高い場合には、両者がほぼ一致するため、最終沈下量のみを示した。1 回目加振前に遠心载荷により自重圧密を行う直前の時点における地盤の相対密度は、密度が低い場合には30%程度、高い場合には60%程度であった。

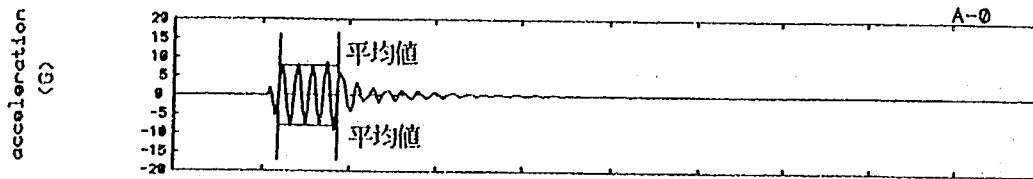
(60Hz ・ 20波)



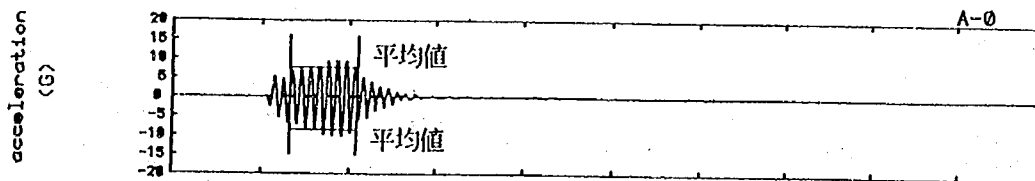
(60Hz ・ 10波)



(60Hz ・ 5波)



(100Hz ・ 10波)



[不規則波]

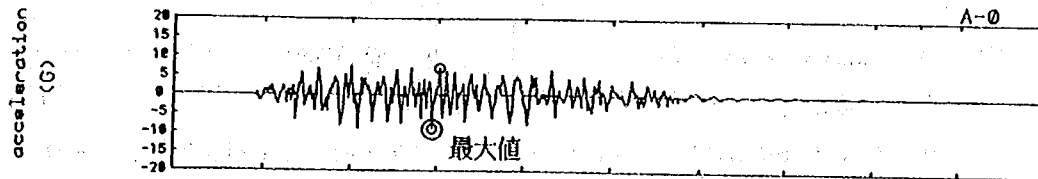
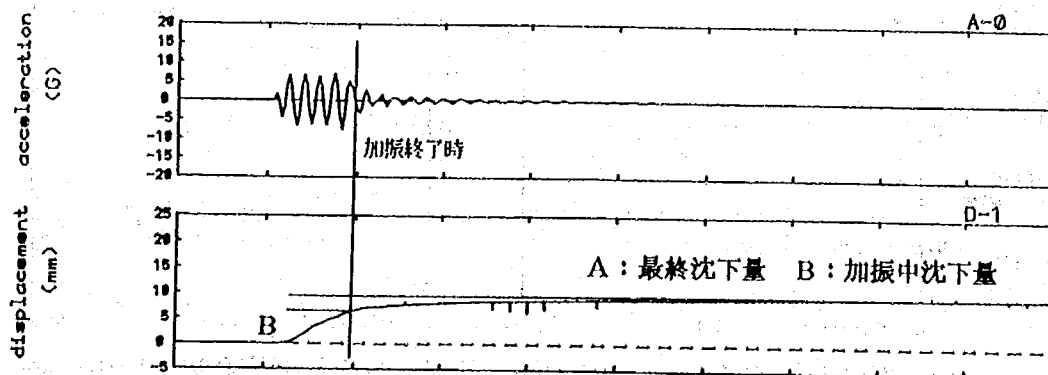


図 - 4・7 加振加速度の算定法



注) 最終沈下量は、実際には過剰間隙圧の消散時の時刻歴より読み取った。

図 - 4・8 盛土の沈下量の算定法

4.4.2 測定データの時刻歴

各ケースの1回目加振時の測定データの時刻歴を巻末資料にまとめて示す。時刻歴に見られる特徴的な現象については次項以降で個別に検討する。なお、特に断らない限り、以下では加振履歴の影響のない1回目加振時のデータを用いて検討を行う(4.4.5以外では全て1回目加振時の結果を用いている)。

4.4.3 模型の縮尺の影響

水平地盤のみのモデル1-3と1-4、及び盛土のあるモデル63-1と1-5の結果を用いて、模型の縮尺の影響について検討した。また、実験の実施時期の影響についてもあわせて検討した。

(1) 時刻歴に見られる加振時の挙動

縮尺1/30と1/50の模型の測定データの時刻歴の比較を図-4・9及び図-4・10に示す。時間軸は、

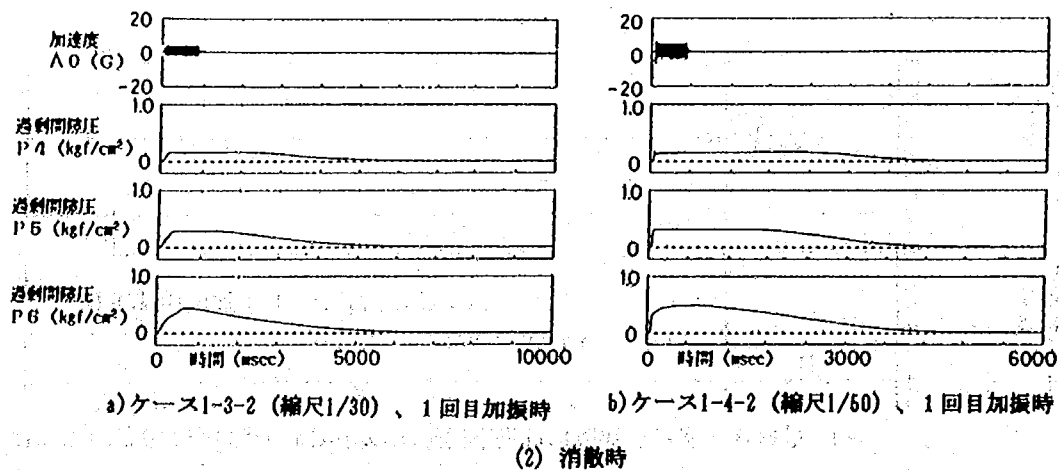
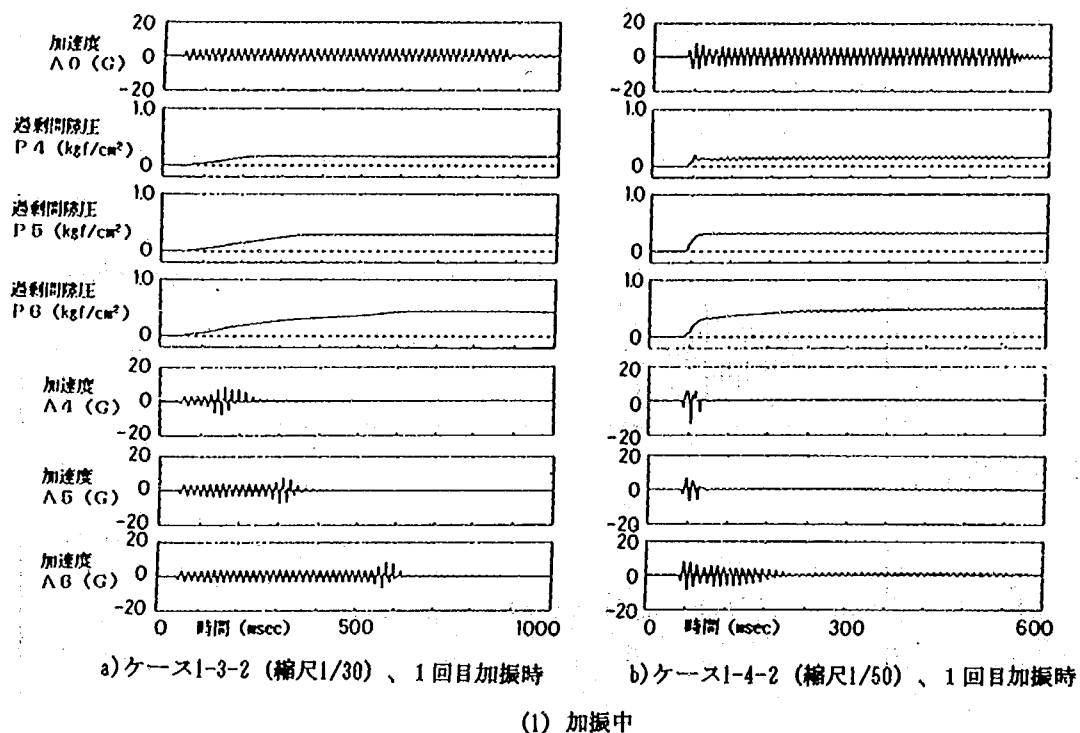
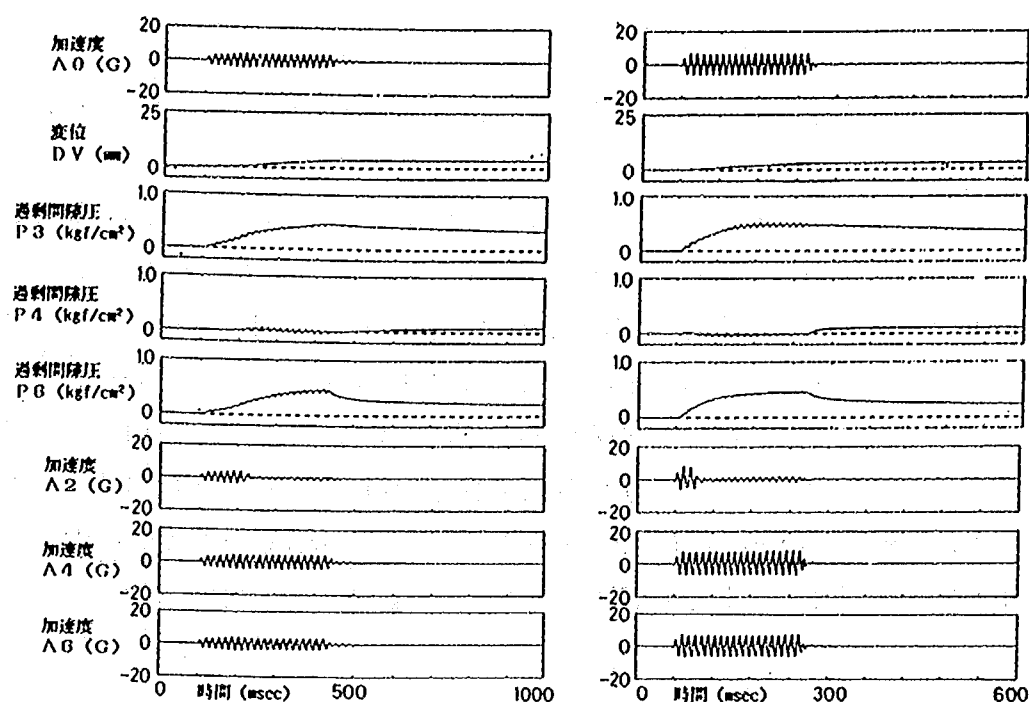
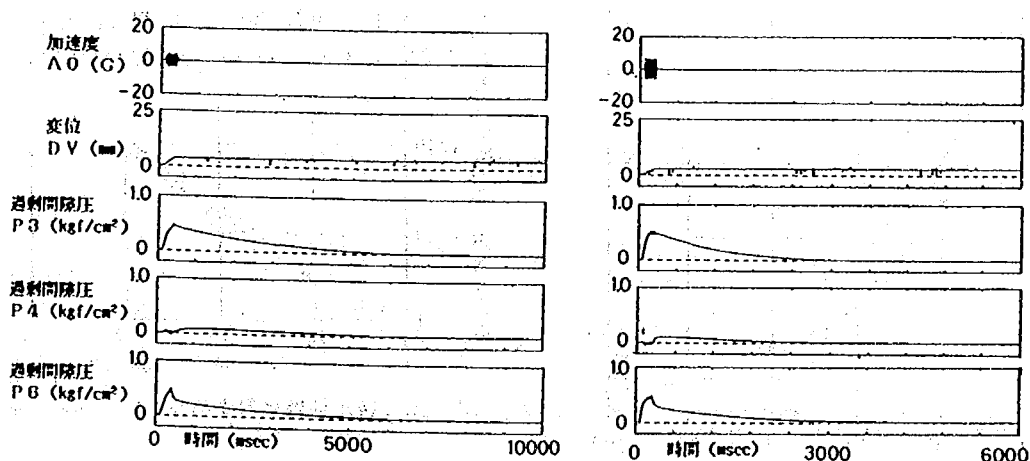


図-4・9 縮尺1/30と1/50の模型の測定データの時刻歴の比較(水平地盤モデル)



a) ケース63-1-3 (縮尺1/30) 、1回目加振時 b) ケース1-5-4 (縮尺1/50) 、1回目加振時

(1) 加振中



a) ケース63-1-3 (縮尺1/30) 、1回目加振時 b) ケース1-5-4 (縮尺1/50) 、1回目加振時

(2) 消散時

図-4・10 縮尺1/30と1/50の模型の測定データの時刻歴の比較 (盛土のあるモデル)

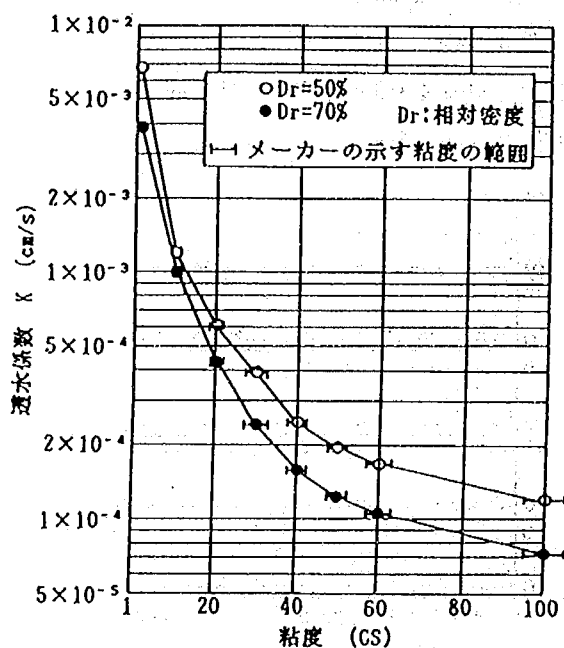
重力下に換算した場合に一致するように調整した。時刻歴では、以下のような点が定性的に一致した。

- ・ 水平地盤のみのモデルでは、浅い部分から順に過剰間隙圧が上昇して液状化に至る。応答加速度波形は、浅い部分から順に乱れはじめ、完全に液状化するとほとんど応答がなくなる。加振終了後の過剰間隙圧の消散は深い部分のほうが速く進行する。
- ・ 盛土のあるモデルでは、盛土直下の地盤の過剰間隙圧 (P4) が、加振中はあまり変化せず加振終了後に上昇する。盛土下方の地盤の過剰間隙水圧 (P6) の消散は、同深度の水平地盤部 (P3) よりも速く進行する。
- ・ 盛土と盛土下方の地盤の応答加速度 (A4 及び A6) は、水平地盤部 (A2) のような波形の乱れが生

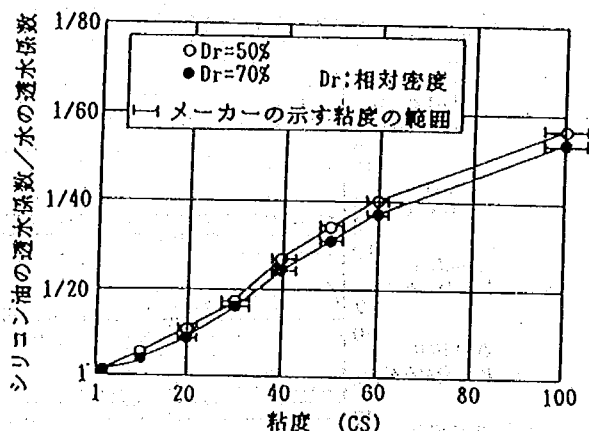
じない。

- ・過剰間隙圧の発生とともに、盛土の沈下が生じる。加振中はほぼ一定速度で沈下が進行し、加振終了とともに沈下も止まる。

過剰間隙圧の消散が終了するまでに要する時間は、縮尺 1/30 の模型では 5 秒程度、縮尺 1/50 の模型では 3 秒程度で、重力下に換算するとともに 150 秒程度となりほぼ一致した。本実験では、地盤の見かけの透水係数が間隙流体の粘性に反比例するものと仮定して実験条件を設定したが、稲富ら⁵⁵⁾は、この仮定が成り立たず、図-4・11のような関係となることを実験的に示した。同図によれば、シリコンオイルの粘性が水の30倍と50倍の場合の見かけの透水係数は、水を用いた場合のそれぞれ 1/17 及び 1/34 程度で、これらの比は 1 : 0.5 程度となる。一方、対応する模型の縮尺の比は 1 : 0.6 であるが、本実験においてはこれらの違いの影響は小さかったものと考えられる。ただし、見かけの透水係数の低減率が仮定した条件よりも小さかったことから、本実験結果は実地盤よりも透水性が高い場合に相当することになる。



(1) 粘性と透水係数の関係



(2) 水の透水係数に対するシリコン油の透水係数の比

図-4・11 シリコンオイルの粘性が砂の見かけの透水係数に及ぼす影響⁵⁵⁾

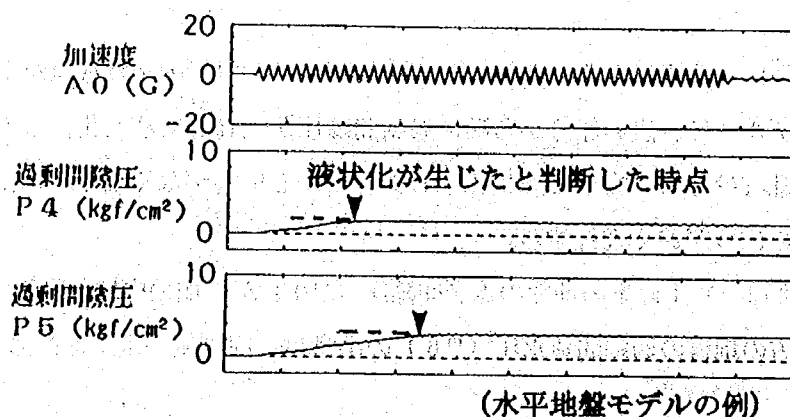


図-4・12 過剰間隙圧が液状化時の値になるまでの繰返し回数の算定法

(2) 液状化が生じるまでの繰返し回数

盛土のあるモデルの水平地盤部のP2及びP3の位置における液状化が生じるまでの繰返し回数として、図-4・12に示すように過剰間隙圧が液状化時の値になるまでの繰返し回数を時刻歴より読み取った。この繰返し回数と、重力下に換算した加振加速度（以下では「換算加振加速度」と称する）の関係を図-4・13に示す。模型の縮尺と実験を実施した時期によって異なる記号を用いたが、同じ換算加振加速度では白抜きの記号で示した縮尺1/50の模型のほうが黒塗りの記号で示した縮尺1/30の模型よりも全般的に液状化が生じやすかった。

柴田ら³¹⁾は、間隙流体として水の50倍の粘性をもつシリコンオイル（本実験の縮尺1/50の模型で利用したもの）を用いて飽和させた珪砂の三軸試験を行い、静的な排水・非排水強度と液状化強度は間隙流体として水を用いた場合と変わらないことを示したが、本実験結果はこれとは異なる傾向を示した。ただし、図-4・12によれば、模型の縮尺が同じ場合でも実験を実施した時期によって液状化の生じやすさが異なっており、特に縮尺1/30の模型では明かな差が見られた。地盤材料の購入時期の違いによる物性の変化や、地盤を飽和させる際のシリコンオイルの注入圧の違いによる地盤の乱れの程度の変化が、実験結果に影響を及ぼしている可能性があり、今後は、模型作成法の改良などにより実験結果の再現性を向上させたうえで、模型の縮尺の影響について再検討する必要がある。

水平地盤のみのモデルの中央部におけるP4～P6について、上記と同様な整理を行った結果を図-4・14に示す。いずれも同じ時期に実験を行った結果であるが、盛土のあるモデルと同様に、縮尺1/50の模型のほうが液状化が生じやすく、特にP4とP5では明かな違いが見られた。

(3) 盛土の沈下量

重力下に換算した盛土の沈下量（以下では「換算沈下量」と称する）と換算加振加速度の関係を図-4・15に示す。液状化が生じるまでの繰返し回数と同様に、実験を実施した時期によって結果が異なる傾向が見られるが、全般的には縮尺1/50の模型のほうが同じ換算加振加速度に対する盛土の換算沈下量が若

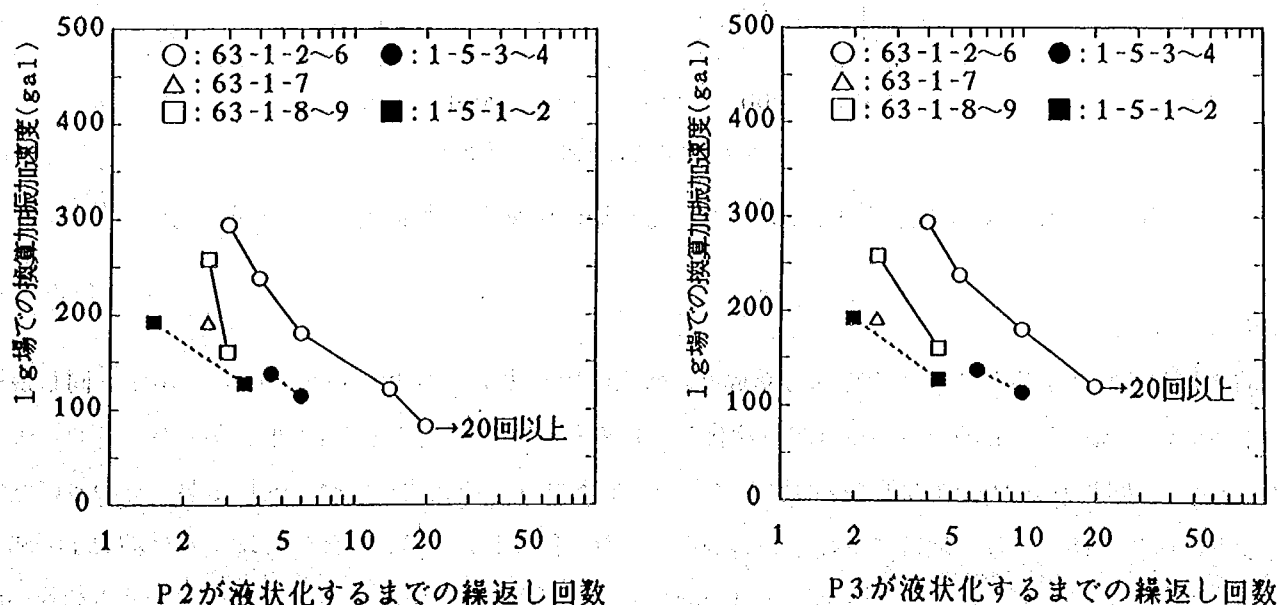


図-4・13 盛土のあるモデルの水平地盤部で液状化が生じるまでの繰返し回数と換算加振加速度の関係

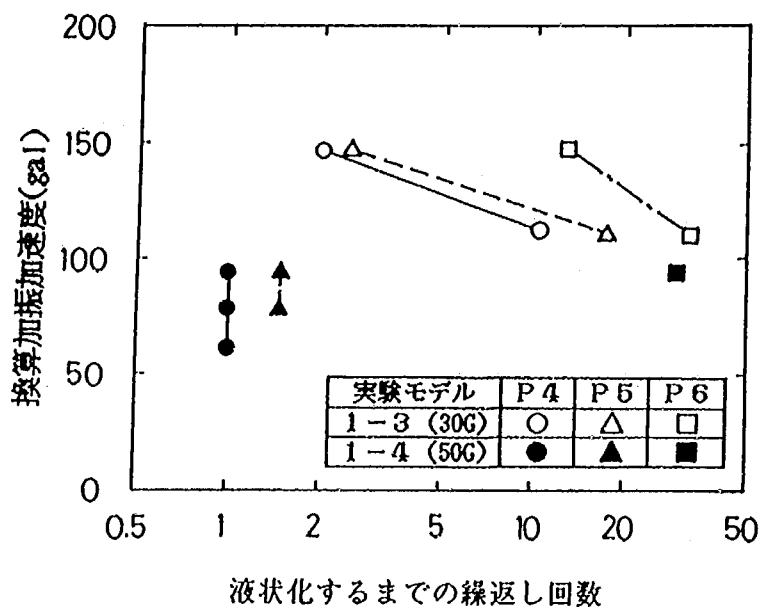


図-4・14 水平地盤モデルで液状化が生じるまでの繰返し回数と換算加速度の関係

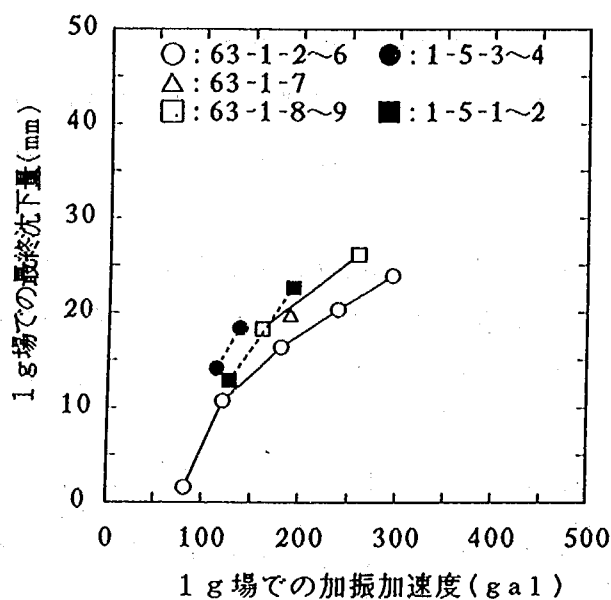


図-4・15 模型の縮尺を変えた場合の換算加振加速度と盛土の換算沈下量の関係

干大きかった。

前述した液状化が生じるまでの繰返し回数と、盛土の換算沈下量の関係を図-4・16に示す。同じ換算沈下量では、縮尺1/50の模型のほうが液状化が生じるまでの繰返し回数が若干小さかった。これと図-4・13より、同じ換算加振加速度では縮尺1/50の模型のほうが液状化がはやく生じるが、その後の盛土の沈下は比較的ゆっくりと進行することがわかる。また、前述したように最終的な沈下量は縮尺1/50の模型のほうが若干大きいことから(図-4・15参照)、沈下量に及ぼす影響は液状化の生じやすさの違いのほうが比較的大きいことがわかる。

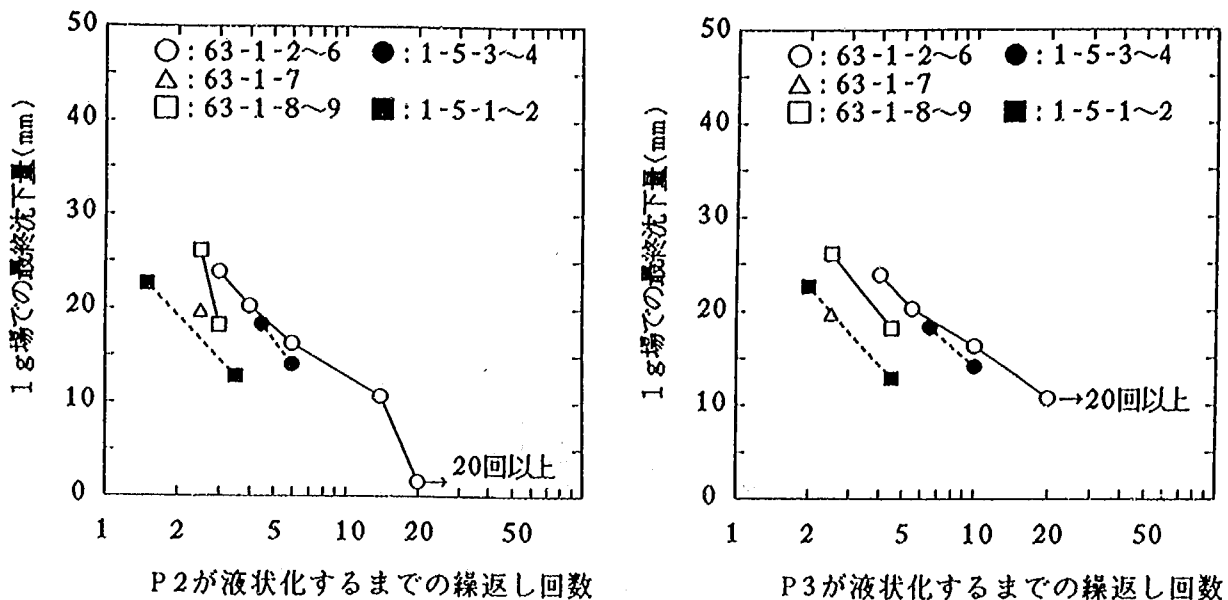


図-4・16 液状化が生じるまでの繰返し回数と盛土の換算沈下量の関係

4.4.4 模型の奥行きの影響

モデル1-5と1-6の結果を用いて、模型の奥行きの影響について検討した。

全ケースの加振加速度と盛土の沈下量の関係を図-4・17に示す。同じ加振加速度では奥行きの大きい模型のほうが小さい模型よりも沈下量が小さくなった。一般には、土槽の側面（前面及び背面）と地盤の間の摩擦の影響により、模型の奥行きが小さくなるほど沈下が生じにくくなることが予想されるが、実験結果は逆の傾向を示した。

図中には、奥行きを大きくした状態で土槽の前面及び背面にテフロン板を使用して摩擦を軽減した場合の結果もあわせて示したが、摩擦を軽減しない場合よりも沈下量が大きくなった。これは、一般的に予想される傾向と対応し、摩擦の影響が無視できない大きさであることがわかる。

先に比較したテフロン板のないケースでは、奥行きが10cmの場合には土槽背面の地盤に接する側が鉛丹で塗装されていたのに対し、奥行きが6cmの場合には無処理のアルミニウム面となっていた。地盤との間の摩擦抵抗は後者のほうが小さいことが予想され、この違いが前述した盛土の沈下量の違いに関与している可能性が考えられる。このような摩擦抵抗の違いの影響も含めて、奥行きの影響に関して今後も検討を継続する必要がある。

なお、本項以外で検討対象とした実験ケースは、いずれも土槽背面の地盤に接する側が無処理のアルミニウム面となっており、摩擦抵抗に関する条件は同一である。

4.4.5 加振履歴の影響

同じ時期に実施したモデル63-1のケース63-1-2~63-1-6の結果を主に用いて、加振履歴の影響について検討した。

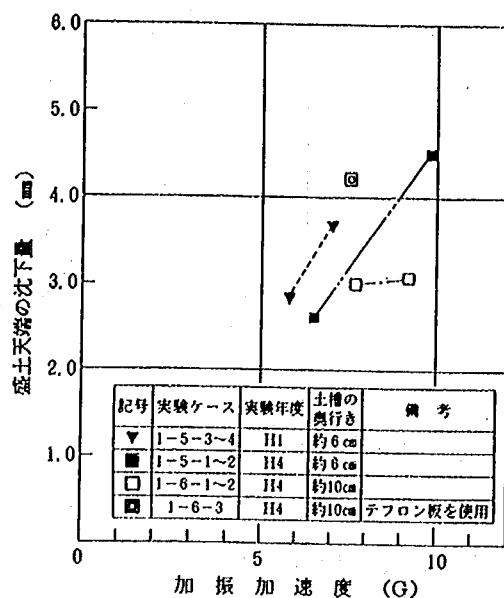


図-4・17 模型の奥行きを変えた場合の加振加速度と盛土の沈下量の関係

(1) 盛土の沈下量

各ケースの1回目加振時と、ケース63-1-2及び63-1-3の2回目以降の加振時の加振加速度と盛土の沈下量の関係を図-4・18に示す。1回目加振時は沈下量を、2回目以降の加振時は各加振毎の沈下量とこれらの累積値とをあわせて示した。加振履歴のない1回目加振時の沈下量は、加振履歴のある2回目以降の加振時の加振毎の沈下量よりも大きく、これらの累積値よりも小さかった。加振履歴のある場合には、残留変形がすでに生じていること、及び後述するように地盤の液状化特性が変化していることにより、加振毎の沈下量が加振履歴のない場合よりも小さくなったと考えられる。

ケース63-1-2と63-1-3の累積沈下量の差は小さいので、以下ではケース63-1-2の結果を加振履歴のある場合の代表例として用いる。

(2) 過剰間隙圧

水平地盤部のP2及び盛土の下方地盤のP5における過剰間隙圧比の最大値と加振加速度の関係を図-4・19に示す。過剰間隙圧比の分母である初期有効上載圧は、地盤と盛土の単位体積重量を用いて1次元的に算定した。水平地盤部では、加振加速度が7G程度までは加振履歴の影響は現れず、それ以上になると加振履歴のある場合のほうが過剰間隙圧比が小さくなった。また、盛土の下方地盤では、どの加速度レベルでも加振履歴のある場合のほうが過剰間隙圧比が小さくなった。

加振履歴のある場合には、液状化後の過剰間隙圧の消散により地盤の密度が高くなっており（(4)参照）、そのために過剰間隙圧が発生しにくくなっていることが上記の理由として考えられるが、その影響は盛土の下方地盤のほうが水平地盤部よりも大きいことがわかる。

なお、鉛直方向の力の釣合から水平地盤部の過剰間隙圧比は本来1.0を超えないことが予想されるが、本実験で1.0以上の値となったのは、土槽の端面が剛壁となっているためにその近傍地盤に動水圧的な変

加振履歴 (ケース)	沈下量の種類	
	加振毎	累積値
なし (63-1-1~6)	—○—	
あり (63-1-2)	---△---	---▲---
あり (63-1-3)	---□---	---■---

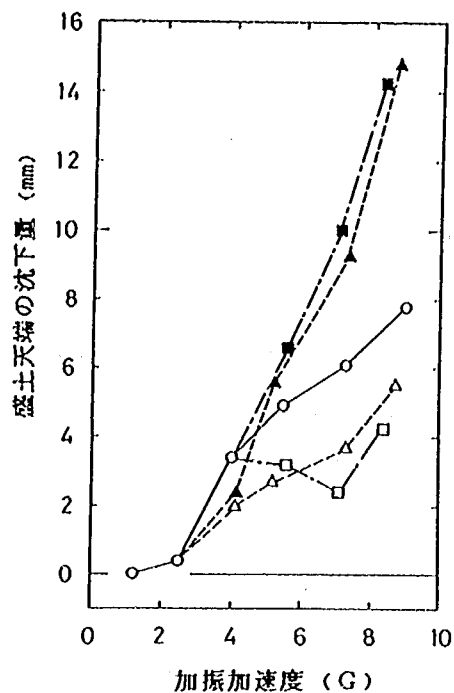


図-4.18 加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす加振履歴の影響

加振履歴 (ケース)	測定位置	
	P 2	P 5
なし (63-1-1~6)	—○—	—●—
あり (63-1-2)	---△---	---▲---

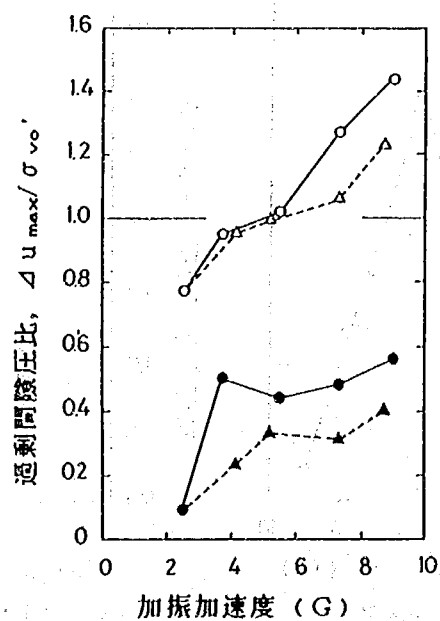


図-4.19 加振加速度と過剰間隙圧比の関係に及ぼす加振履歴の影響

動成分が作用したことによると考えられる。

(3) 応答加速度

水平地盤部のA 2と盛土内のA 4及びその下方地盤のA 6における応答加速度の最大値の加振加速度に対する比（以下では「加速度応答倍率」と称する）と加振加速度の関係を図-4・20に示す。水平地盤部では加振履歴の影響は現れなかった。一方、盛土の下方地盤では加振加速度が7 G程度以上になると加振履歴のある場合のほうが加速度応答倍率が大きくなった。さらに、盛土内では、加振履歴のある場合には加振加速度とともに加速度応答倍率も増加したのに対し、加振履歴のない場合には加振加速度が4 G程度を超えると加速度応答倍率が逆に低下した。これらの結果からも、加振履歴の影響が水平地盤部よりも盛土の下方地盤に現れやすいことがわかる。

(4) 加振による地盤密度の変化

実験の実施時期は異なるが上記の各ケースと同じモデルであるケース63-1-7について、1回目と2回目の加振の前後に撮影した写真より地表面に設置した標点の沈下量を読みとり、各時点における地盤の平均的な相対密度を算定した結果を表-4・9に示す。それぞれの加振で地盤の相対密度は約5%増加した。

4.4.6 振動台実験結果との比較

ステップ加振を行ったケース63-1-2の結果を、既往の振動台実験結果¹⁰⁾と比較した。

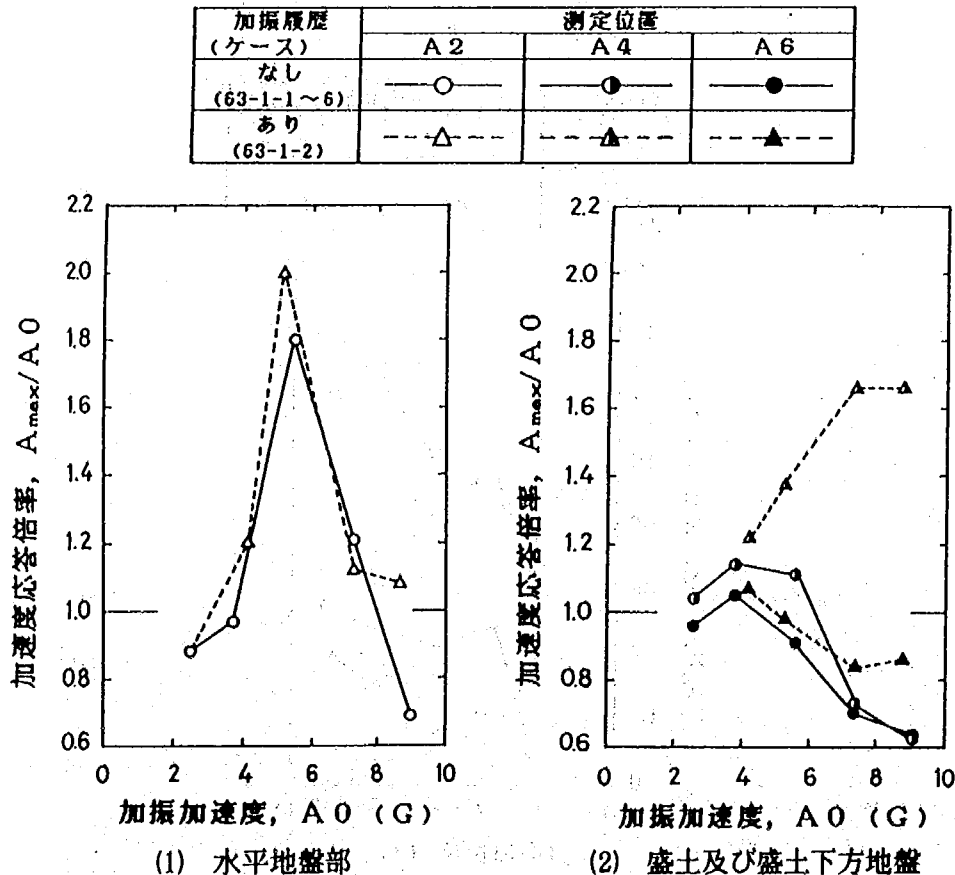


図-4・20 加振加速度と加速度応答倍率の关系到加振履歴の影響

表-4・9 実験ケース63-1-7における地盤密度の変化

ケース	条 件	果沈下量 (mm)	乾燥単位体積重量 (γ_d (gf/cm ³))	相対密度 (D_r (%))
63-1-7	地 盤 作 成 時	0	1.505	62.0
	自重圧密(30G)後 (1回目加振前)	0	1.505	62.0
	1回目加振(5.8G)後	2.5	1.523	67.5
	2回目加振前	2.8	1.526	68.4
	2回目加振(7.2G)後	4.7	1.540	72.6

(1) 振動台実験の概要

実験模型の断面を図-4・21に示す。模型は地盤の長さ2.5m、厚さ0.4m、盛土の高さ0.2m、奥行き0.68mで、遠心模型実験のケース63-1-2を重力下に換算した模型寸法(地盤の長さ24m、厚さ6cm、盛土の高さ2.1m、奥行き3m)と比較すると、奥行きは約1/4、奥行き以外は1/10~1/15程度の規模である。地盤は豊浦砂を用いた空中落下法により作成し、表面に遮水用の薄い粘土層を設置したのちに、湿潤状態の豊浦砂を手で押し固めることにより盛土を作成した。加振は正弦波20波を用いたステップ加振で、地盤の相対密度が75%程度の場合に加振周波数を2.5、5及び10Hzの3通りに変えて、また、加振周波数が5Hzの場合には地盤の相対密度を56%と低くした場合について実験を行った(文献10)には地盤の相対密度が75%の場合の結果が示されている)。

なお、ケース63-1-2の地盤の相対密度は測定ミスのために不明であるが、同じ条件で地盤を作成した他ケースの結果によれば、60%程度であったことが予想される(表-4・7参照)。また、ケース63-1-2の加振周波数(60Hz)を重力下に換算すると2Hzとなる。振動台実験よりも模型の規模が大きいため固有振動数が低いことを考慮すると、ケース63-1-2の実験条件に比較的近いのは、振動台実験のなかでは地盤の相対密度が56%、加振周波数が5Hzの場合となる。ただし、地盤の長さなどに対する模型の相対的な奥行きは遠心模型実験のほうがかなり小さく、4.4.4で述べたような模型の奥行きの影響の程

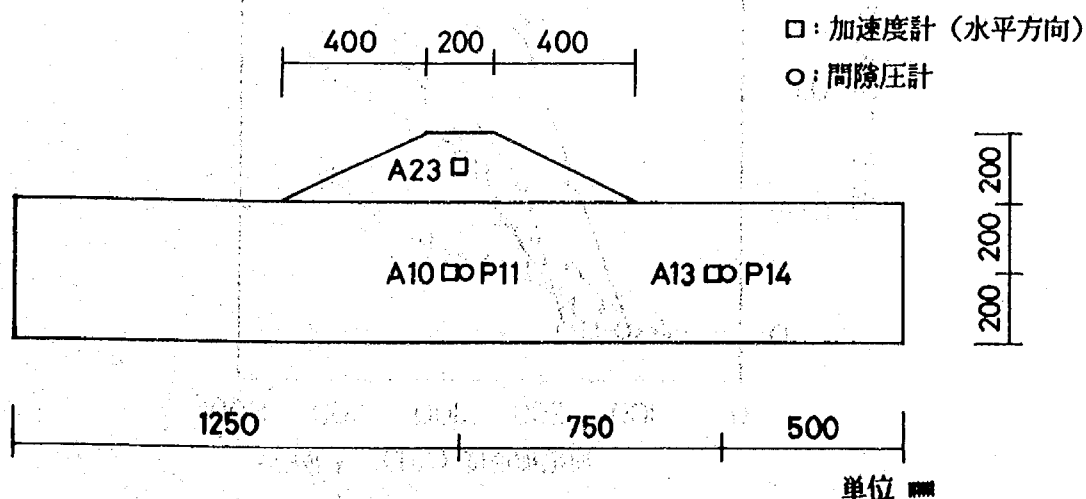


図-4・21 比較に用いた振動台実験¹⁰⁾の模型断面

度が異なっていることに留意する必要がある。

(2) 盛土の沈下量

地盤厚及び盛土高さに対する盛土の累積沈下量の比と、加振加速度の関係をそれぞれ図-4・22、図-4・23に示す。盛土の沈下が生じ始める加振加速度が100~150galの範囲内にある点で、地盤の相対密度が56%、加振周波数が5 Hzの場合の振動台実験とケース63-1-2の結果が一致したが、これよりも加振加速度が大きくなった場合の累積沈下量は、いずれの図においても振動台実験のほうが大きかった。加振加速度が大きい場合のケース63-1-2の累積沈下量の増加傾向は、地盤の相対密度が75%程度、加振周波数が2.5または5 Hzの場合の振動台実験結果に比較的近かった。

(3) 過剰間隙圧

地盤の相対密度が56%、加振周波数が5 Hzの場合の振動台実験とケース63-1-2における地盤中の過剰間隙圧比の加振中の最大値と加振加速度の関係を図-4・24に示す。振動台実験では図-4・21に示す水平地盤部 (P14) 及び盛土下方の地盤 (P11) での測定結果を、ケース63-1-2では対応する位置 (P2 及びP5、図-4・2参照) における測定結果を用いた。また、過剰間隙圧比の分母である初期有効上載圧は、地盤と盛土の単位体積重量を用いて1次元的に算定した。加振加速度を大きくした場合の過剰間隙圧比の変化量を比較すると、計測位置によらず振動台実験のほうが最大過剰間隙圧比の増加が急激に進んだ。ただし、振動台実験では液状化した地盤中で間隙圧計の沈下が生じた可能性があり、水平地盤部の過剰間隙圧比が1.0を大きく上回るのは、その影響によるものと考えられる。

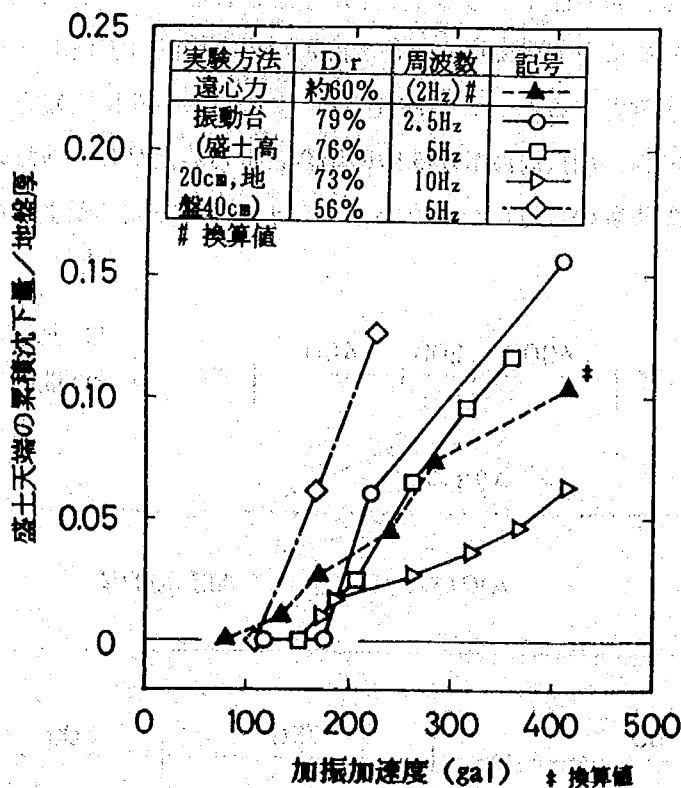


図-4・22 地盤厚に対する盛土の累積沈下量の比と加振加速度の関係の比較

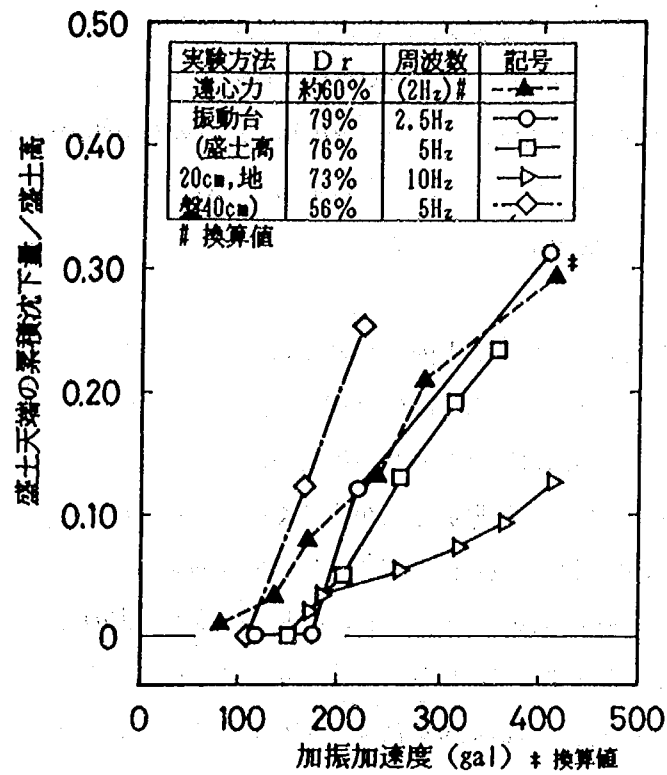


図-4・23 盛土高さに対する盛土の累積沈下量の比と加振加速度の関係の比較

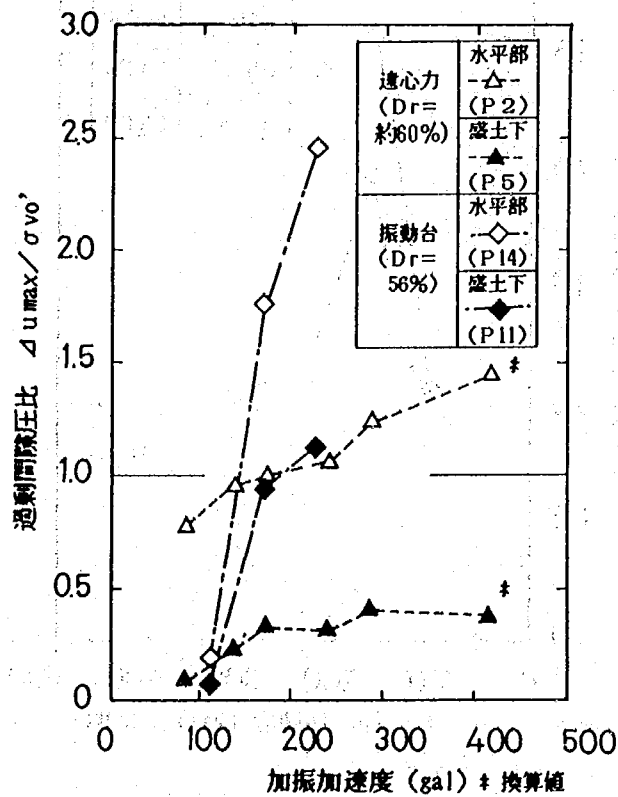


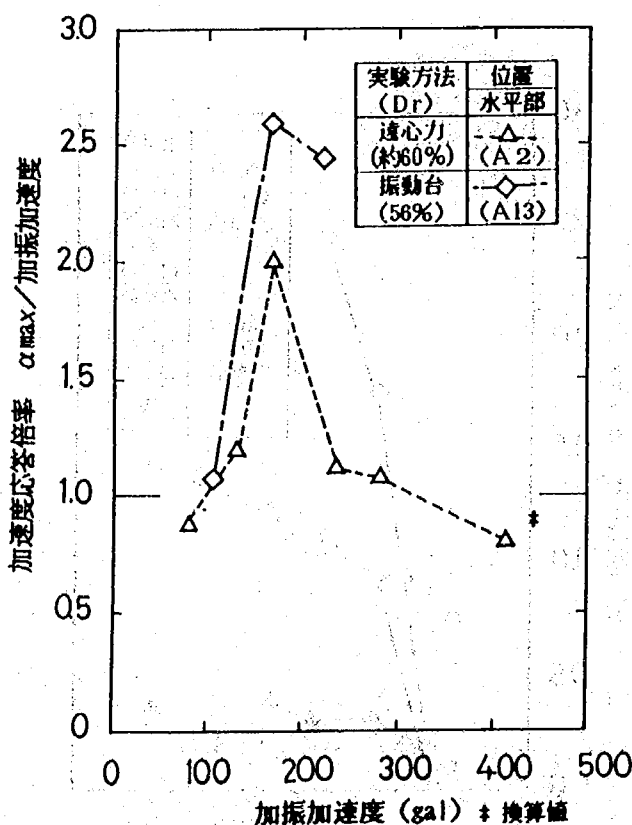
図-4・24 加振加速度と過剰間隙圧比の関係の比較

振動台実験では地盤を水で飽和させており、遠心模型実験でも重力下に換算すると水で飽和した場合に相当するように間隙流体の粘性を調整したが、模型の規模が異なり過剰間隙圧の消散のしやすさに差があるために、盛土下方の地盤の過剰間隙圧は比較的規模の小さい振動台実験のほうが小さくなることが予想されるが、実際には逆の傾向が得られた。この理由は不明であるが、地盤の拘束圧レベルの違いが影響している可能性が考えられ、今後検討する必要がある。

(4) 応答加速度

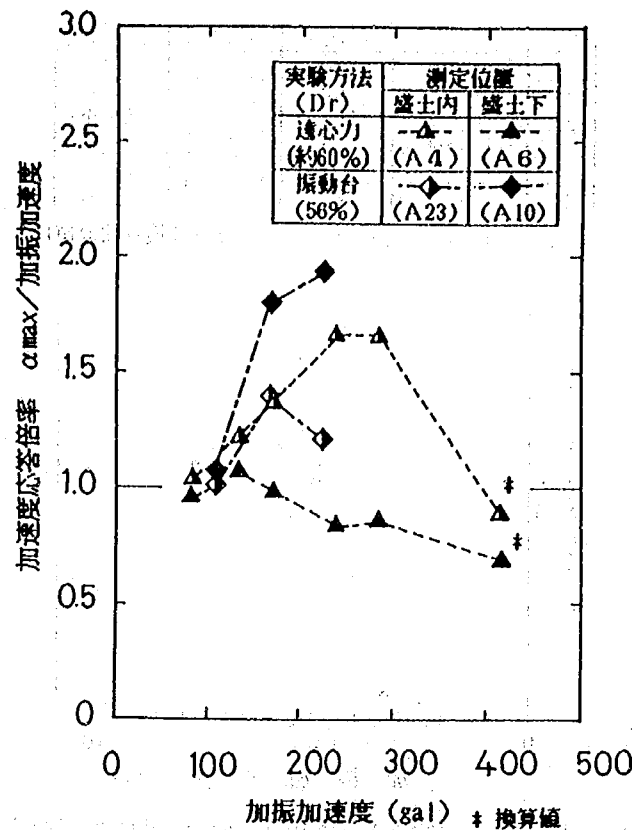
前述した過剰間隙圧とほぼ同位置及び盛土内において測定した地盤及び盛土の加速度応答倍率の加振中の最大値と加振加速度の関係を図-4・25に示す。(1)に示した水平地盤部では、約150galの加振時に加速度応答倍率が最大となる点で、振動台実験と遠心模型実験の傾向が一致した。一方、(2)に示した盛土下方の地盤及び盛土では、振動台実験では加振加速度が大きくなるとともに盛土下方の地盤のほうが盛土よりも加速度応答が大きくなるのに対し、遠心模型実験では逆の傾向を示した。

この理由として、振動台実験では図-4・24に示したように盛土下方の地盤における過剰間隙圧の発生量が大きいために地盤が著しく軟化して、振動が盛土に伝達されにくくなったのに対し、遠心模型実験では過剰間隙水圧の発生量が小さいために地盤があまり軟化しなかったことが考えられ、これは、先に述べた盛土の沈下量の増加傾向の違いとも対応する。



(1) 水平地盤部

図-4・25 加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす地盤の層厚と盛土形状の影響



(2) 盛土及び盛土下方地盤

図-4.25 加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす地盤の層厚と盛土形状の影響

4.4.7 地盤の層厚と盛土形状の影響

モデル63-1と1-1及び1-2の結果を用いて、地盤の層厚と盛土形状の影響について検討した。

(1) 盛土の沈下量

加振加速度と盛土の沈下量の関係を図-4.26に示す。模型の形状と実験を実施した時期により異なる記号を用いて、実施時期が他と異なるケース63-1-8と63-1-9の結果は検討の対象外とした。全般的に同じ換算加振加速度では盛土の大きい模型、及び地盤の層厚の小さい模型のほうが沈下量が大きかった。前者は、沈下の原因となる盛土荷重の違いにより説明できるが、後者は、一般に予想される傾向とは逆の結果であった。後者には、(2)で後述する盛土の下方地盤における加速度応答の差が関与している可能性がある。

(2) 応答加速度

実験の実施時期が同じで、加振加速度も同レベルのケース63-1-7と1-1-3及び1-2-3の応答加速度の時刻歴の比較を図-4.27に示す。地盤の層厚の大きいケース63-1-7と1-1-3では水平地盤部が液状化して応答加速度がほぼゼロになると盛土の下方地盤の応答加速度も減少したのに対し、地盤の層厚の小さいケース1-2-3ではこのような盛土の下方地盤における応答加速度の減少がほとんど生じなかった。この理由として、液状化が生じて地盤の剛性が低下したのちの模型全体の周波数特性と加振周波数の関係が地盤の層厚によって異なることが考えられるが、この関係が盛土の沈下量に及ぼす影響について今後も検討を続ける必要がある。なお、盛土の形状の影響は明確には現れなかった。

記号	実験ケース	実験年度	地盤層厚	盛土勾配
○	63-1-2~6	S63	6m(20cm)	1:1.5 (盛土小)
●	63-1-7	H3		
△	1-1-1~2	H1	3.6m (12cm)	
▲	1-1-3~4	H3		
□	1-2-1~2	H1	6m(20cm)	1:1 (盛土大)
■	1-2-3	H3		

地盤層厚は重力下に換算した値 (括弧内は換算前の値)

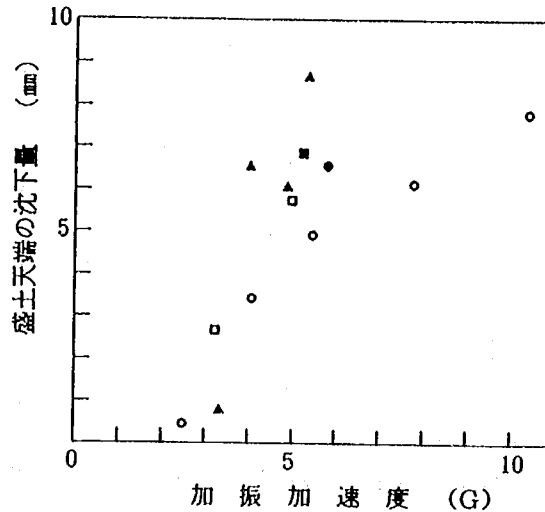


図-4・26 加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす地盤の層厚と盛土形状の影響

(3) 地盤の変形状況

地盤内に描いたメッシュの変形状況の例を図-4・28に示す。地盤の層厚や盛土形状の違いによらず、以下のような傾向が見られた。

- ・盛土の沈下は、盛土の下方地盤が沈下するとともに側方へはらみ出すことによって生じた。
- ・側方への変位量は、土槽の底面付近ではほぼゼロで、地表面に近づくほど大きくなった。
- ・水平地盤部では、盛土に近い部分を除き、鉛直変位はほとんど生じなかった。

水平地盤部で鉛直変位がほとんど生じなかったのは、過剰間隙圧の消散による圧密沈下と、前述した盛土の下方地盤の側方変位による盛り上がりの影響が、相殺しあったためと考えられる。

4.4.8 加振波形の影響

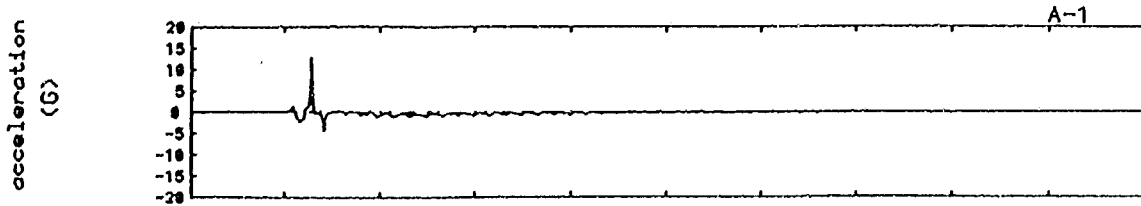
盛土のあるモデル63-1と2-1の結果を用いて、加振波形の影響について検討した。なお、水平地盤のみのモデル2-2もモデル1-3に対して加振波形を変えた実験であるが、これらの結果も含めた不規則波形の等価化に関する検討を次章で行った。また、モデル3-1~3-3は、地盤の相対密度が10%程度と著しく低い場合について加振波形を変えたものであるが、これらの結果は後述する4.4.9でとりまとめた。

(1) 時刻歴に見られる加振時の挙動

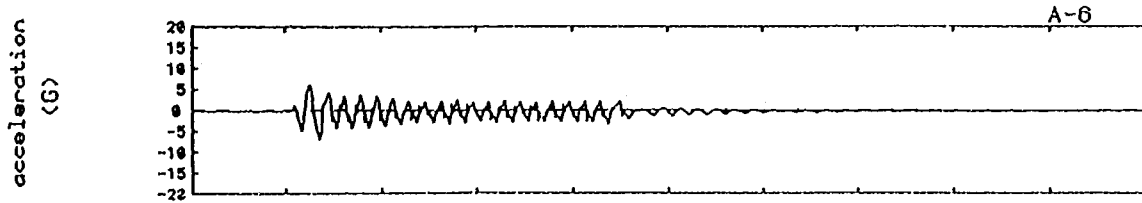
正弦波(100Hz)加振時と不規則波(高周波数)加振時の測定データの時刻歴の比較を図-4・29に示す。以下のような挙動の違いが見られる。

- ・不規則波加振時には、水平地盤部(P2及びP3)と盛土の下方地盤(P6)の過剰間隙圧が、加振加

[水平地盤部]

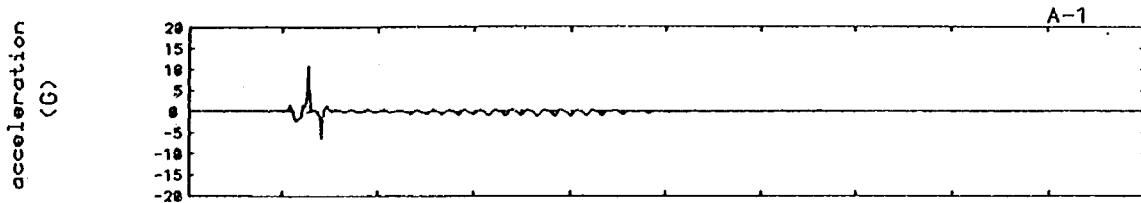


[盛土下方部]

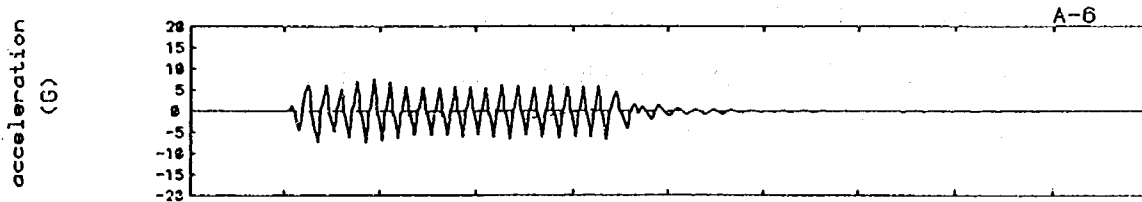


(1) ケース63-1-7

[水平地盤部]

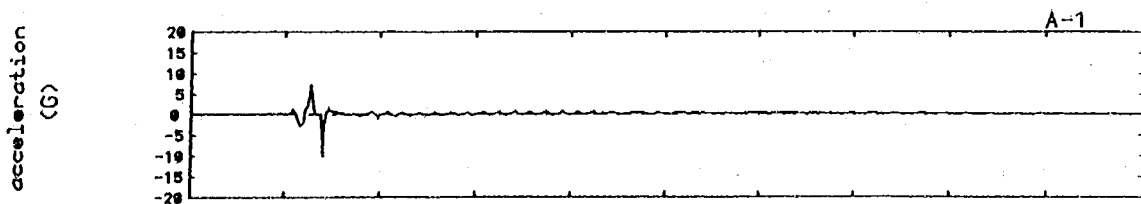


[盛土下方部]

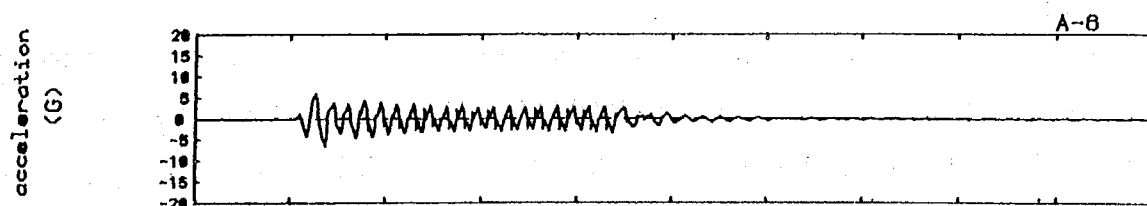


(2) ケース1-1-3

[水平地盤部]

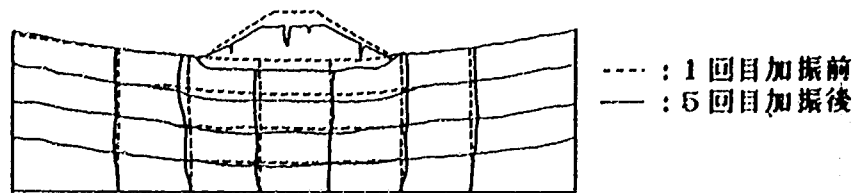


[盛土下方部]

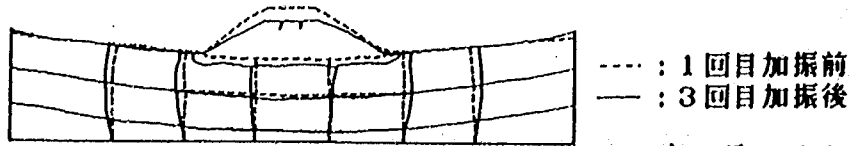


(3) ケース1-2-3

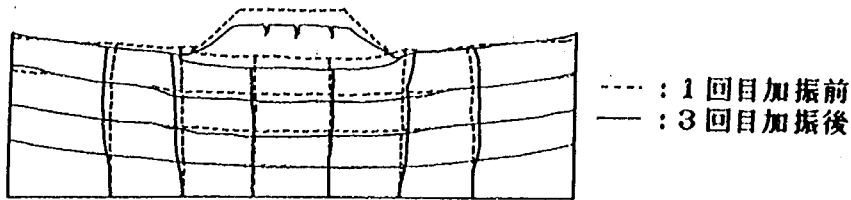
図-4・27 応答加速度の時刻歴の比較



(1) ケース 63-1-3



(2) ケース 1-1-2



(3) ケース 1-2-2

図-4・28 地盤内に描いたメッシュの変形状況の例

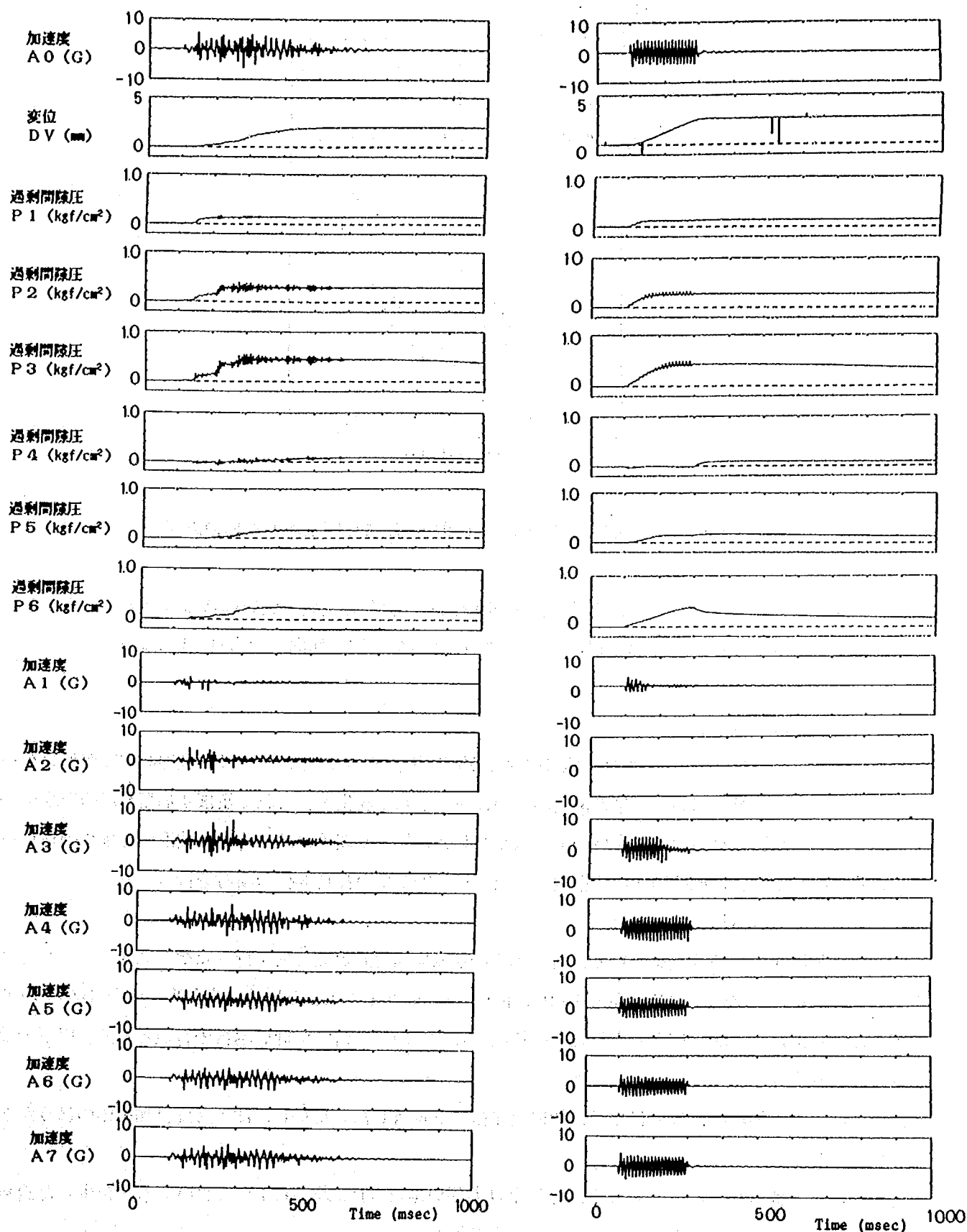
速度振幅が大きくなるときに階段状に上昇する。

- ・盛土直下の地盤 (P 4) の過剰間隙圧は、正弦波加振時には加振終了直後に急激に上昇するのに対し、不規則波加振時には加振加速度振幅が低下した加振後半において徐々に上昇する。
- ・不規則波加振時には、水平地盤部 (A 1 及び A 2) において液状化が生じて応答が小さくなったのちに、突然大きな応答を示す場合がある。
- ・盛土の下方地盤 (A 5 ~ A 7) では、正弦波加振時には加振後半に応答が若干低下するのに対し、不規則波加振時には加振後半における低周波数領域での応答が増加するような傾向を示す。
- ・盛土の沈下は、正弦波加振時にはほぼ一定速度で進行するのに対し、不規則波加振時には加振加速度振幅が大きくなると沈下速度も増加する。

なお、4.4.3(1)では、60Hzの正弦波加振時の時刻歴 (図-4・9 参照、ただし縮尺 1/30の模型) に基づいて盛土のあるモデルの定性的な挙動をまとめたが、これらは図-4・29の100Hzの正弦波加振時にも見られ、加振周波数の違いは定性的な挙動には特に影響を及ぼさなかった。

(2) 盛土の沈下量

加振加速度と盛土の沈下量の関係を図-4・30に示す。実験の実施時期が他と異なるケース63-1-7 ~ 63-1-9の結果は検討の対象外とした。不規則波加振時の加振加速度は加振加速度振幅の最大値である (4.4.1 参照)。同じ加振加速度では、正弦波加振時のほうが不規則波加振時よりも沈下量が大きかった。また、正弦波加振時には同じ波数でも加振周波数が低く加振時間が長い場合のほうが、不規則波加振時には同じ加振時間でも大きな加速度振幅の波数が多い場合のほうが、それぞれ沈下量が大きかった。



(1) ケース 2-1-4

(2) ケース 2-1-1

図-4・29 正弦波加振時と不規則波加振時の測定データの時刻歴の比較

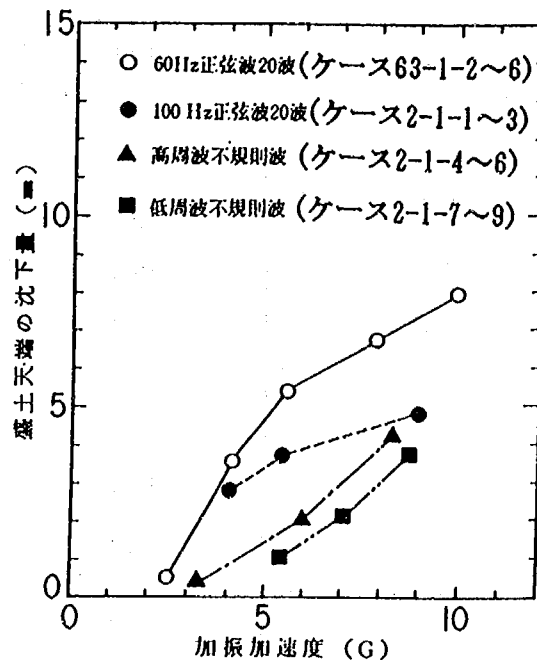


図-4.30 加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす加振波形の影響

なお、既往の振動台実験¹⁰⁾でも、同じ波数の正弦波では加振周波数の低い場合のほうが盛土の沈下量が大きくなっており（図-4.22及び図-4.23参照）、本実験と同じ傾向が得られている。

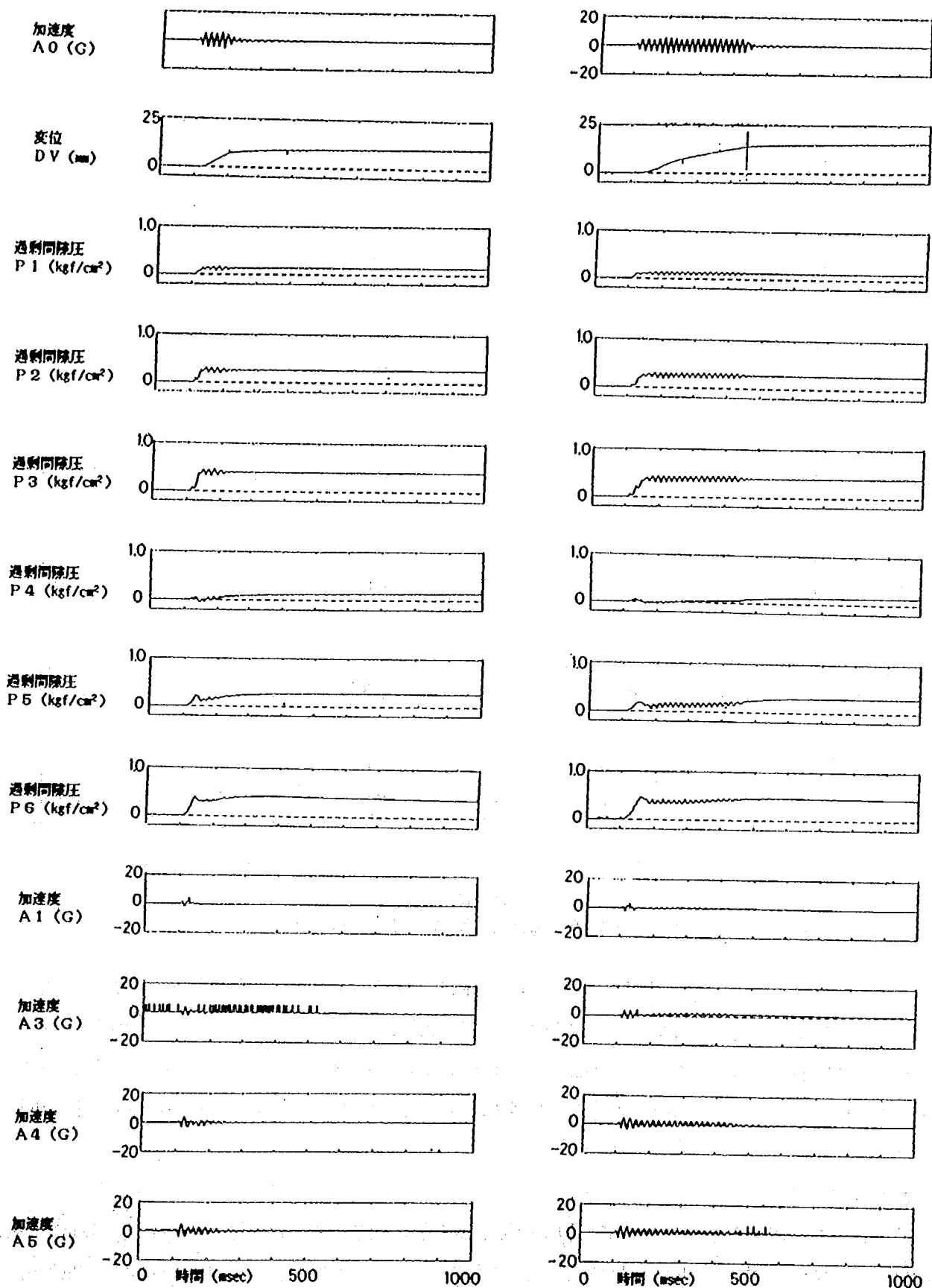
4.4.9 地盤の密度の影響

これまでに述べた実験結果は、いずれも地盤の密度が高い場合であった。ここでは、地盤の密度が低いケース3-1~3-3の結果を用いて、地盤密度の違いによる挙動の変化と、これに及ぼす加振波形の影響について検討する。なお、これらの結果を用いて、次章では累積損傷度理論に基づく加振波形の等価化の検討を行い、さらに次々章では過剰間隙圧の断面内分布とすべり安全率の経時変化の検討を行った。

(1) 時刻歴に見られる加振時の挙動

60Hzの正弦波20波及び5波を用いて、同レベルの加振加速度振幅で実験を行ったケース3-1-2と3-1-5の測定データの時刻歴を図-4.31に示す。4.4.3(1)に示した地盤密度が高い場合（図-4.9参照、ただし縮尺1/30の模型）とこれらを比較すると、地盤の密度が低い場合の特徴として、以下の点が挙げられる。

- ・盛土の沈下が、加振中だけでなく、加振終了後にも進行した。ただし、沈下速度は加振中のほうがかなり大きかった。
- ・盛土の直下地盤（P4）だけでなく、それよりも深い地盤（P5及びP6）においても、発生した過剰間隙圧が加振中に一旦低下し、加振終了後に再び増加した。
- ・水平地盤部（A2）が液状化して応答加速度がほぼゼロになるのに伴い、盛土と盛土下方の地盤（A4及びA5）でも応答加速度振幅がかなり低下した。



a) ケース 3-1-2

b) ケース 3-1-5

(1) 加 振 中

図-4・31 地盤密度が低い場合の測定データの時刻歴の例

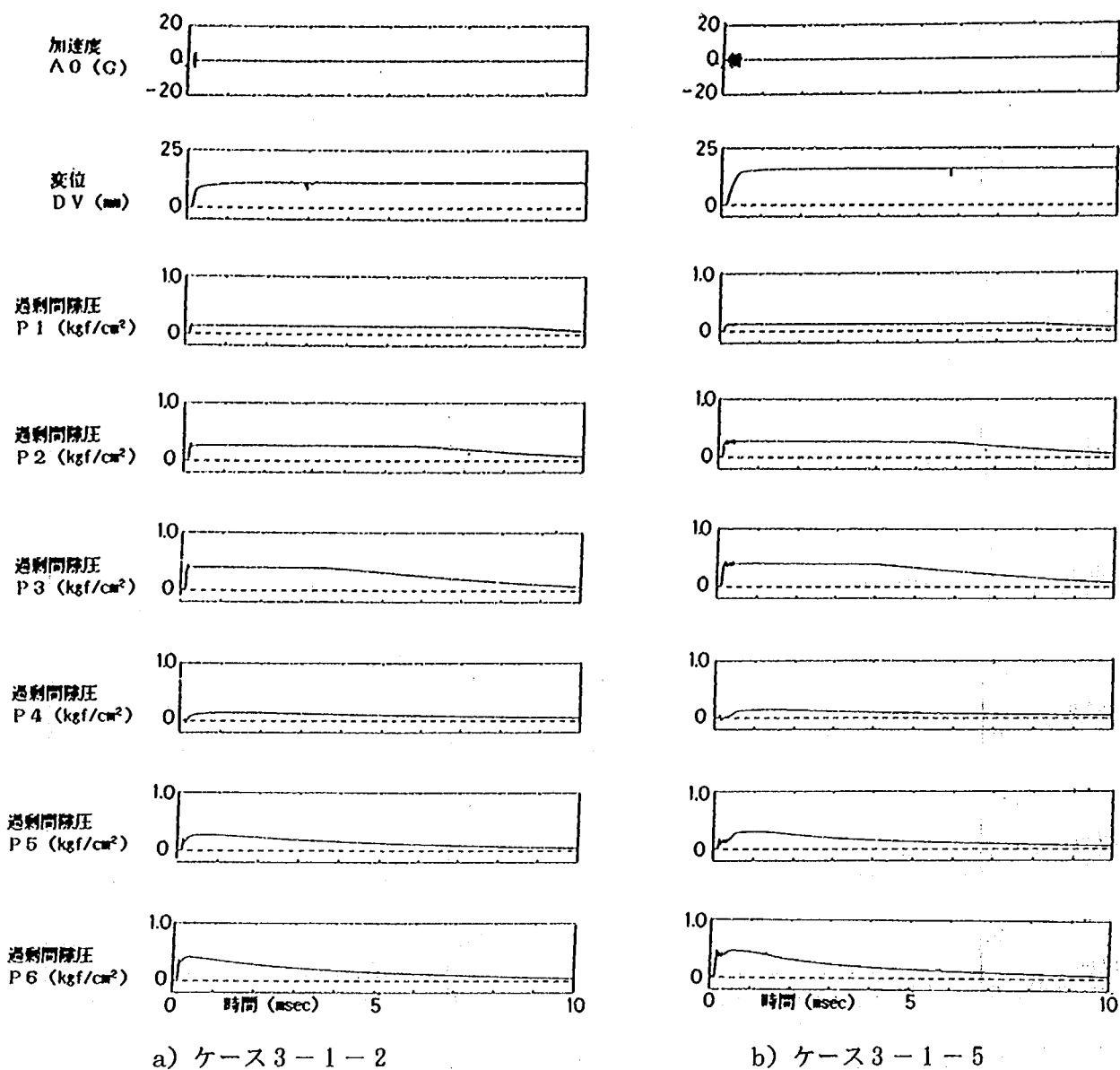


図-4.31 地盤密度が低い場合の測定データの時刻歴の例 (つづき)

また、加振波数の影響に関して図-4.31に示した両ケースを比較すると、加振終了後の盛土の沈下は、加振波数が少なく加振時間の短いケース3-1-2で比較的顕著に進行していることがわかる。そこで、地盤密度が高い場合についても、ケース63-2-1で加振波数を5波とした実験を実施したが、図-4.32に示すように、加振終了後の盛土の沈下は、完全に振動が停止する以前の若干の沈下を除き、全く生じなかった。

(2) 盛土の沈下量

60Hzの正弦波を用いた場合について、加振中沈下量と加振加速度の関係を図-4.33に、最終沈下量と加振加速度の関係を図-4.34に、及び最終沈下量に対する加振中沈下量の比と加振加速度の関係を図-4.35に示す。同じ加振加速度では、加振波数の多い場合のほうが加振中沈下量も最終沈下量も大きかった。同様に、最終沈下量に対する加振中沈下量の比も加振波数の多い場合のほうが大きかったが、逆にこれは、加振後の沈下量の相対的な割合が低いことを示しており、(1)で述べた時刻歴の比較結果と対応する。

ケース63-2-1

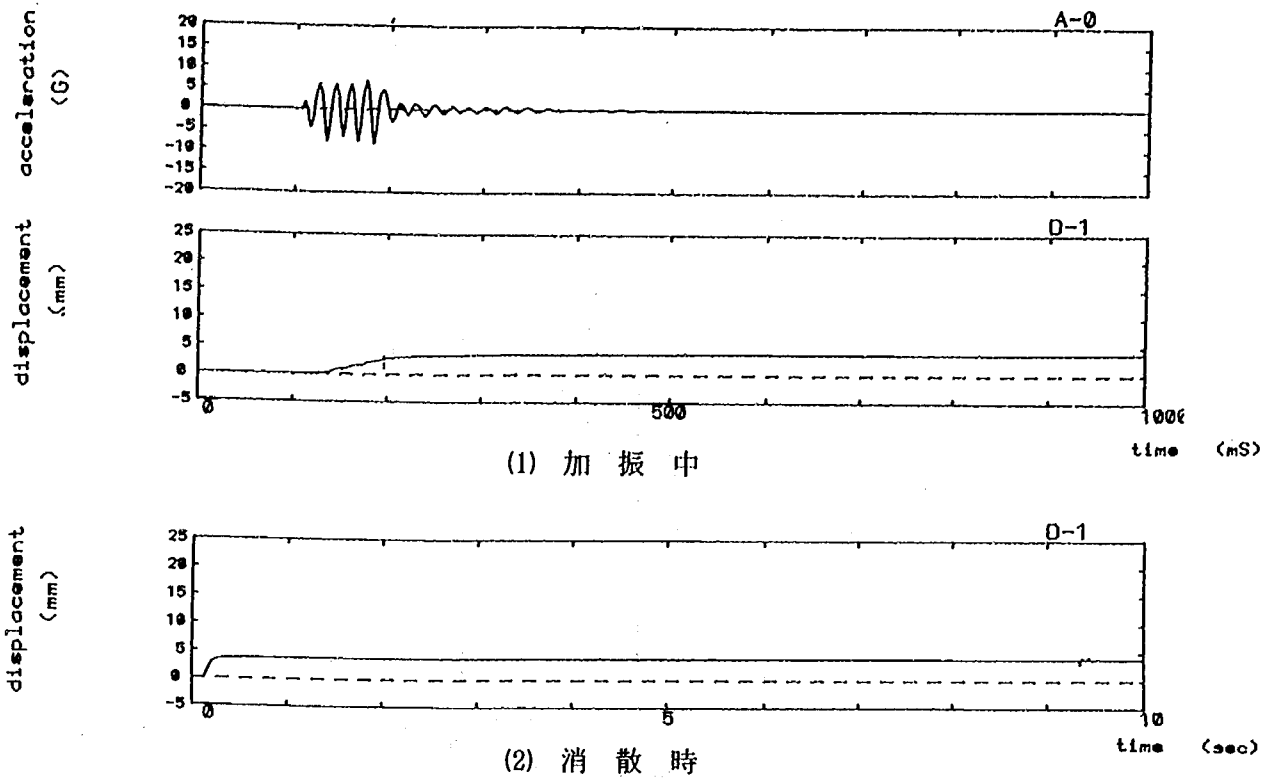


図-4.32 地盤密度が高く加振波数が小さい場合の盛土の沈下量の時刻歴

記号	実験ケース	実験年度	加振波形
△	3-1-1~3.0	H3	60Hz正弦波 5波
▽	3-1-4	H3	60Hz正弦波 10波
△	3-1-5	H3	60Hz正弦波 20波
□	3-1-7~8	H4	60Hz正弦波 5波

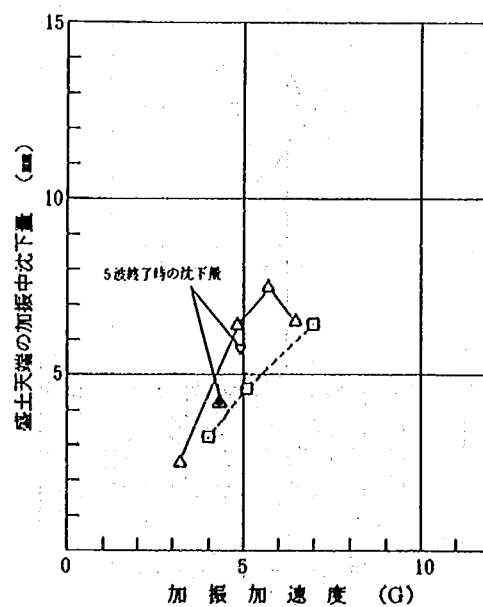


図-4.33 地盤密度が低い場合の盛土の加振中沈下量と加振加速度の関係 (60Hz正弦波)

記号	実験ケース	実験年度	加振波形状
△	3-1-1~3.6	H3	60Hz正弦波 5波
▽	3-1-4	H3	60Hz正弦波 10波
▲	3-1-5	H3	60Hz正弦波 20波
□	3-1-7~9	H4	60Hz正弦波 5波

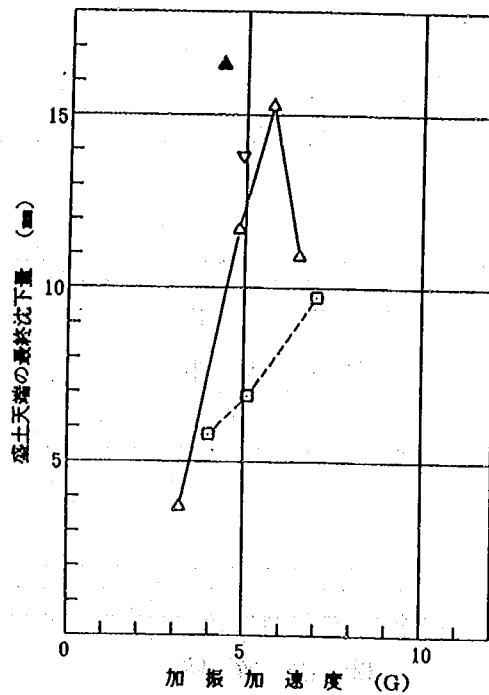


図-4・34 地盤密度が低い場合の盛土の加振中沈下量と加振加速度の関係 (60Hz正弦波)

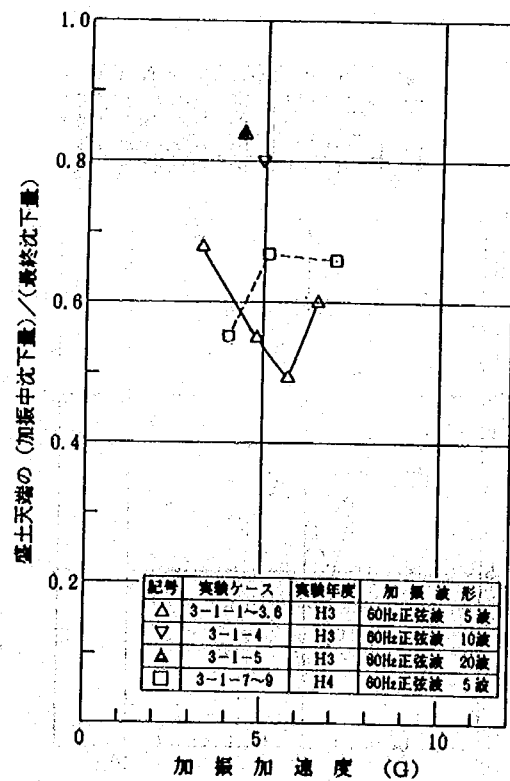


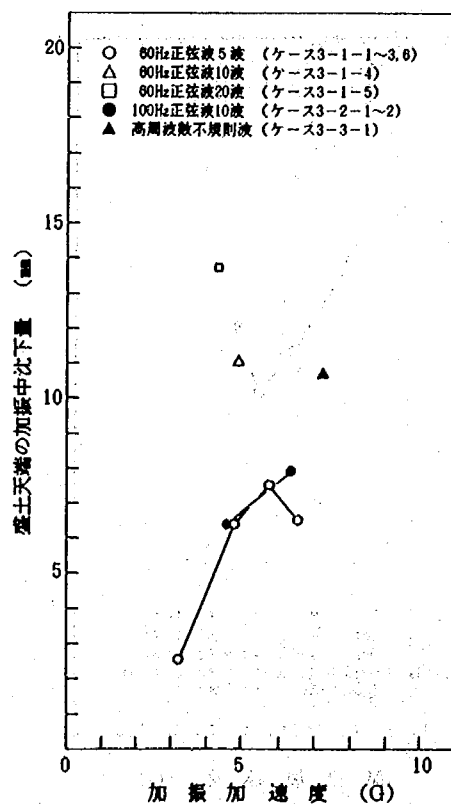
図-4・35 地盤密度が低い場合の盛土の最終沈下量に対する加振中沈下量の比と加振加速度の関係 (60Hz正弦波)

また、各図中では加振波数が5波の場合の結果として実験を実施した時期によって異なる記号を用いたが、最終沈下量に対する加振中沈下量の比は同程度であったものの、沈下量の大きさには明らかな違いが見られた。地盤密度が高い場合と同様に、実験結果の再現性について今後も検討を続ける必要がある。なお、図-4・33中には加振波数が10波及び20波のケースの5波目における沈下量もあわせて示したが、これらは加振波数が5波のケースの結果とほぼ対応した。

100Hzの正弦波10波と高周波数不規則波を用いた場合の結果を追加して、上記と同様な整理を行ったものを図-4・36に示す。ただし、同じ時期に実験を実施したケース間で比較を行うために、ケース3-1-7~3-1-9の結果を除いた。100Hzの正弦波10波を用いた場合の2通りの沈下量とそれらの比は、60Hzの正弦波5波を用いた場合に近く、また、高周波数不規則波を用いた場合の沈下量の比は、60Hzの正弦波10波及び20波の場合に近かった。これは、加振時間が前者では0.1秒と0.08秒でほぼ一致し、後者では0.16~0.5秒と比較的長かったことによると考えられる。

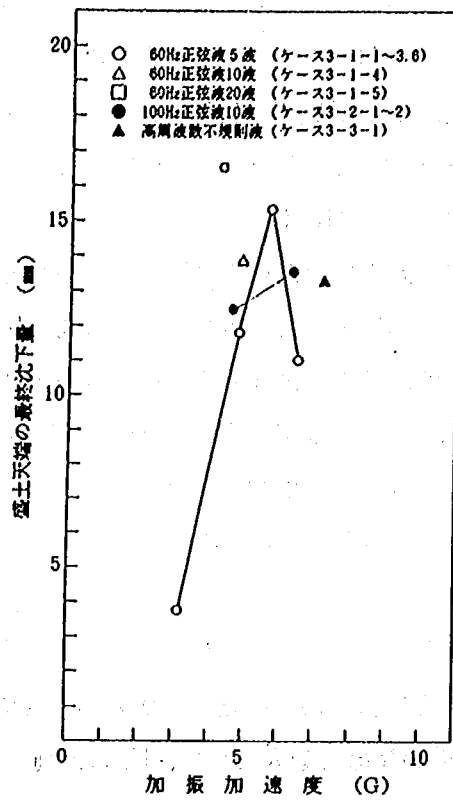
(3) 地盤の変形状況

地盤内に描いたメッシュの変形状況の例を図-4・37に示す。地盤密度が高い場合の傾向として4.4.7(3)で述べたこと(図-4・28参照)と比較すると、地盤の側方への変位量が必ずしも地表面に近づくほど大きくなるわけではなく、底面に近い深部で最大となり、地表面に近づくと共に減少する傾向が見られる点が異なっていた。この理由は不明であるが、(1)で述べたように盛土の下方地盤では深部まで液状化による応答加速度振幅の低下が見られ、軟化が進行していたと考えられることが関与している可能性がある。

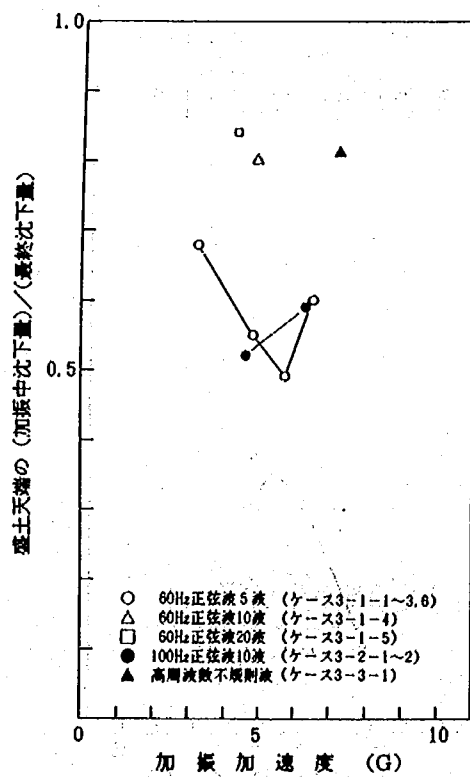


(1) 盛土の加振中沈下量と加振加速度の関係

図-4・36 地盤密度が低い場合の盛土の沈下量に及ぼす加振波形と加振周波数の影響



(2) 盛土の最終沈下量と加振加速度の関係



(3) 盛土の最終沈下量に対する加振中沈下量の比と加振加速度の関係

図-4.36 地盤密度が低い場合の盛土の沈下量に及ぼす加振波形と加振周波数の影響 (つづき)

ケース 3-1-5 3回目加振後

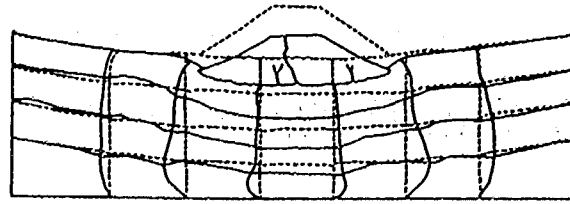


図-4・37 地盤密度が低い場合の地盤内に描いたメッシュの変形状況の例

なお、ケース 3-1-7～3-1-9 では、変位計 (DV 2) を用いて水平地盤部の地表面の沈下量の測定を行った。時刻歴の例を図-4・38に示すが、地表面は加振中に一旦隆起して、加振終了後に徐々に沈下し、最終的には加振前よりも低くなった。一方、地盤密度が高い場合の例を図-4・39に示すが、加振中に少し生じた沈下が一旦減少し、加振終了後は再び沈下が進行した。地表面に設置した非接触変位計のターゲットが、液状化が生じると不安定な挙動を示すことが予想されるため、測定結果の信頼性は必ずしも高くはないが、前者の場合に一旦隆起し、後者の場合にも沈下量が一旦減少するのは、盛土が沈下してその下方地盤が側方に押し出されることによると考えられる。また、両者における加振終了後の沈下は、過剰間隙圧が消散して水平地盤部の圧密が進行することによると考えられる。

(4) 加振による地盤密度の変化

ケース 3-2-1 について、1 回目と 2 回目の加振の前後に撮影した写真より地表面に設置した標点の沈下量を読みとり、各時点における地盤の平均的な相対密度を算定した結果を表-4・10に示す。それぞれの加振による地盤の相対密度の増加量は約 9 % で、地盤密度が高い場合 (4.4.5 (4)、表-4・9 参照)

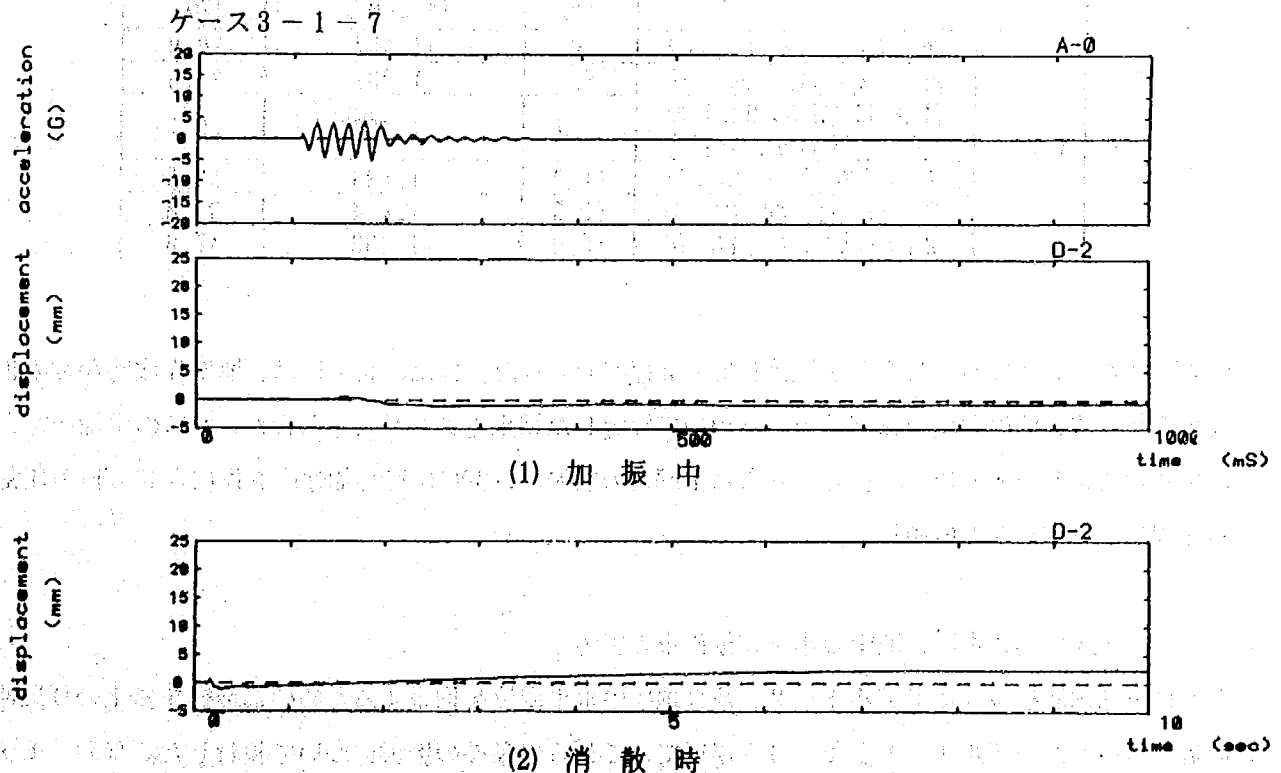


図-4・38 地盤密度が低い場合の水平地盤部の沈下量の時刻歴の例

ケース63-1-9

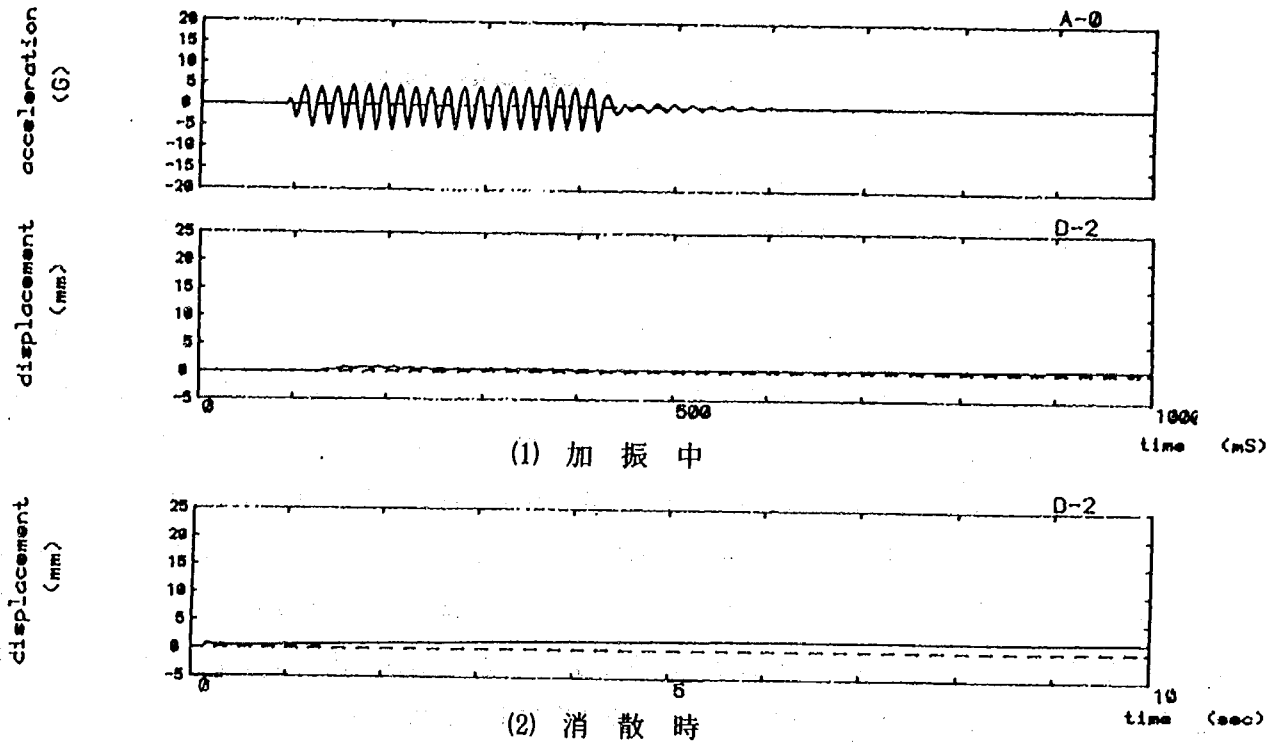


図-4.39 地盤密度が高い場合の水平地盤部の沈下量の時刻歴の例

表-4.10 実験ケース3-2-1における地盤密度の変化

ケース	条 件	累 積 沈下量 (mm)	乾燥単位体積重量 γ_d (gf/cm ³)	相対密度 D_r (%)
3-2-1	地 盤 作 成 時	0	1.357	10.9
	自 重 圧 密 前	5.3	1.391	23.6
	自重圧密(30G)後 (1回目加振前)	7.7	1.408	29.7
	1回目加振(6.3G)後	11.3	1.433	38.5
	2回目加振前	11.5	1.434	38.8
	2回目加振(8.1G)後	15.0	1.460	47.6

の増加量が約5%であったことと比較して2倍程度であった。また、表中には、模型作成時からの相対密度の変化を実験時の標点の計測結果に基づいて算定した結果もあわせて示したが、15Gの予備圧密と地盤の飽和過程において約13%増加し、さらに1回目の加振前に30Gの遠心加速度を作用させて自重圧密させる過程において約6%増加した。

4.4.10 地表の不透水層と地中の水平変位拘束の影響

地表に不透水層を設けたモデル4-2、及び地盤の水平変位を拘束するための鋼製網を盛土のり尻部の下方地盤に設置したモデル4-1と4-3を用いて、これらの条件の影響について検討した。なお、モデル4-2と4-1は地盤密度が低い場合、モデル4-3は地盤密度が高い場合である。

(1) 時刻歴に見られる加振時の挙動

ケース4-2-1と4-1-1の測定データの時刻歴を図-4・40に示す。不透水層も水平変位拘束もない場合について4.4.9(1)で述べた特徴(図-4・31参照)と比較すると、不透水層がある場合にはその影響は特に現れなかったが、水平変位拘束がある場合には、盛土の下方地盤(P4~P6)の過剰間隙圧が加振中に一旦減少しないで、逆に同深度の水平地盤部よりも大きな値まで上昇した点が異なった。これより、盛土の下方地盤における過剰間隙圧の挙動が、変位の拘束条件によって大きく変化することがわかる。

なお、不透水層がある場合には過剰間隙圧の消散が遅れることが予想されるが、実験結果には明確な影響は現れなかった。この理由は不明であるが、地表面への間隙水(シリコンオイル)の排出は不透水層と土槽の境界部分を通して行われた可能性が高い。また、下方から伝播した過剰間隙圧により一時的に不透水層が持ち上げられて、砂地盤との境界部分に間隙水がたまっていた可能性³⁷⁾も考えられる。風間ら⁵⁰⁾は、せん断土槽を用いた動的遠心模型実験を行い、砂地盤の地表面に粘土層がある場合でも過剰間隙水圧の消散速度は粘土層がない場合とほとんど変わらないことを示しており、本実験結果はこれと対応するものであった。

図-4・40には水平地盤部の地表面の沈下量(DV2)も示したが、これらを図-4・38と比較すると、水平変位を拘束した場合でも、他のケースと同様に加振中に水平地盤部が一旦隆起して、加振終了後に徐々に沈下していることがわかる。この理由も不明であるが、水平変位を拘束しても間隙水の移動は拘束していないため、加振により生じた過剰間隙圧が消散する過程で盛土の下方地盤から水平地盤部に間隙水が移動して、一時的に水平地盤部の地表が隆起するような現象が生じた可能性が考えられる。

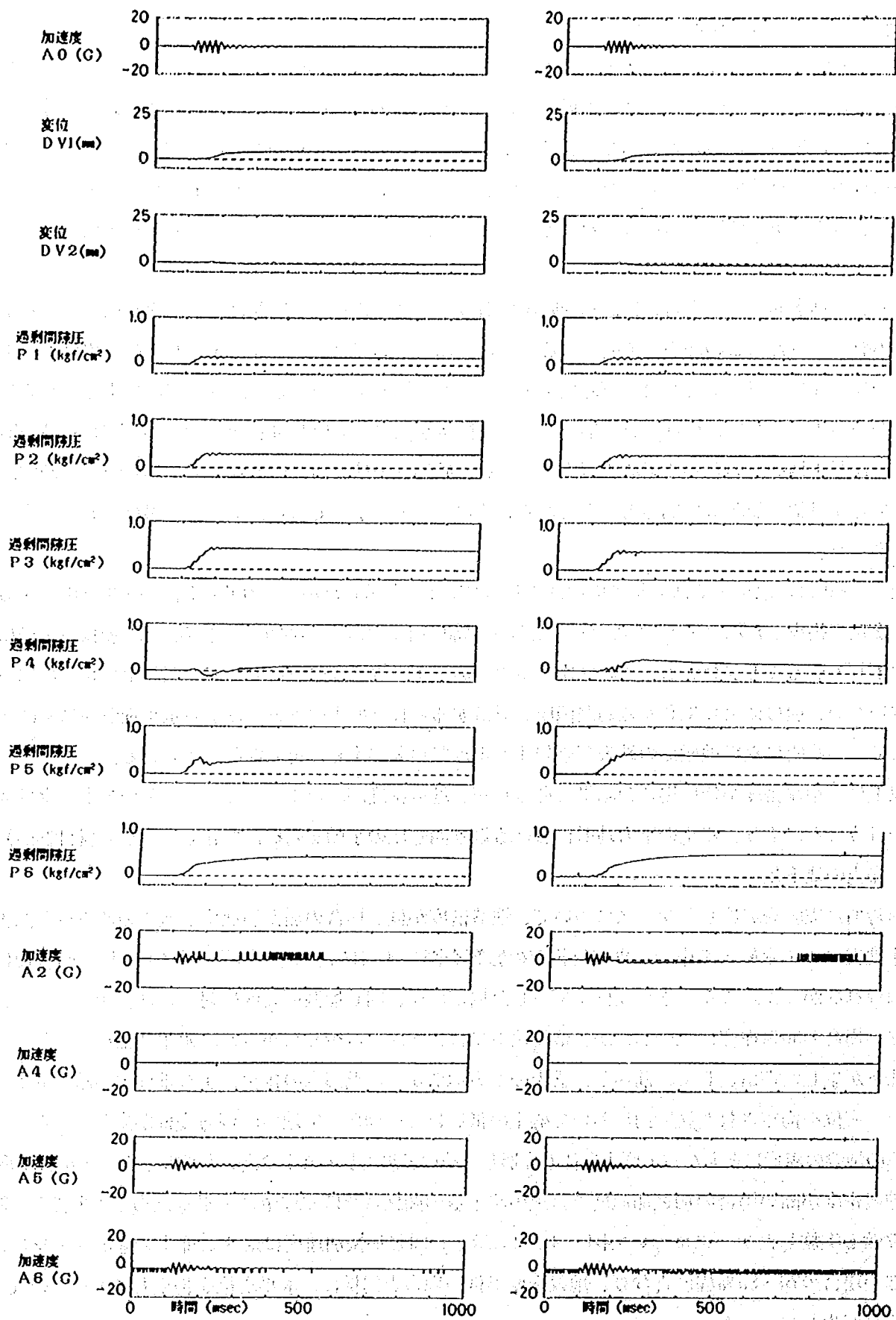
以上は、地盤密度が低い場合の結果であったが、地盤密度が高いモデル4-3においても、水平変位拘束を行うことにより、盛土の下方地盤における過剰間隙圧の挙動が同様に变化した(巻末資料参照)。

(2) 盛土の沈下量

同時期に実験を実施したケースについて、地盤密度が低い場合の加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす地表の不透水層と地中の水平変位拘束の影響を図-4・41に示す。不透水層がある場合の影響は明確には現れなかった。また、水平変位を拘束した場合には、同じ加振加速度に対する加振中沈下量は、拘束しない場合の60%程度に減少したが、最終沈下量はほとんど減少しなかった。水平変位を拘束しても盛土の沈下が生じた理由として、前述した盛土の下方地盤からの間隙水の排出により地盤の体積が減少したことと、変位を拘束された範囲内において盛土の低いほうへ向かって地盤の側方変位が生じたこと、及びこれらの地盤の変形にともなって盛土自体も変形し、その結果として盛土の高さが变化したことが考えられる。

地盤密度が高い場合の加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす地中の水平変位拘束の影響を、同時期に実験を実施したケースについて図-4・42に示す。同じ加振加速度に対する盛土の最終沈下量は、拘束しない場合の70~80%程度となり、地盤密度が低い場合と同様に、水平変位を拘束しても盛土の沈下量はあまり減少しなかった。

今後は、粘土と砂の互層地盤のように不透水層が地中にある場合の影響と、矢板などに相当する不透水性の材料で地盤中の水平変位を拘束した場合の影響について検討する必要がある。

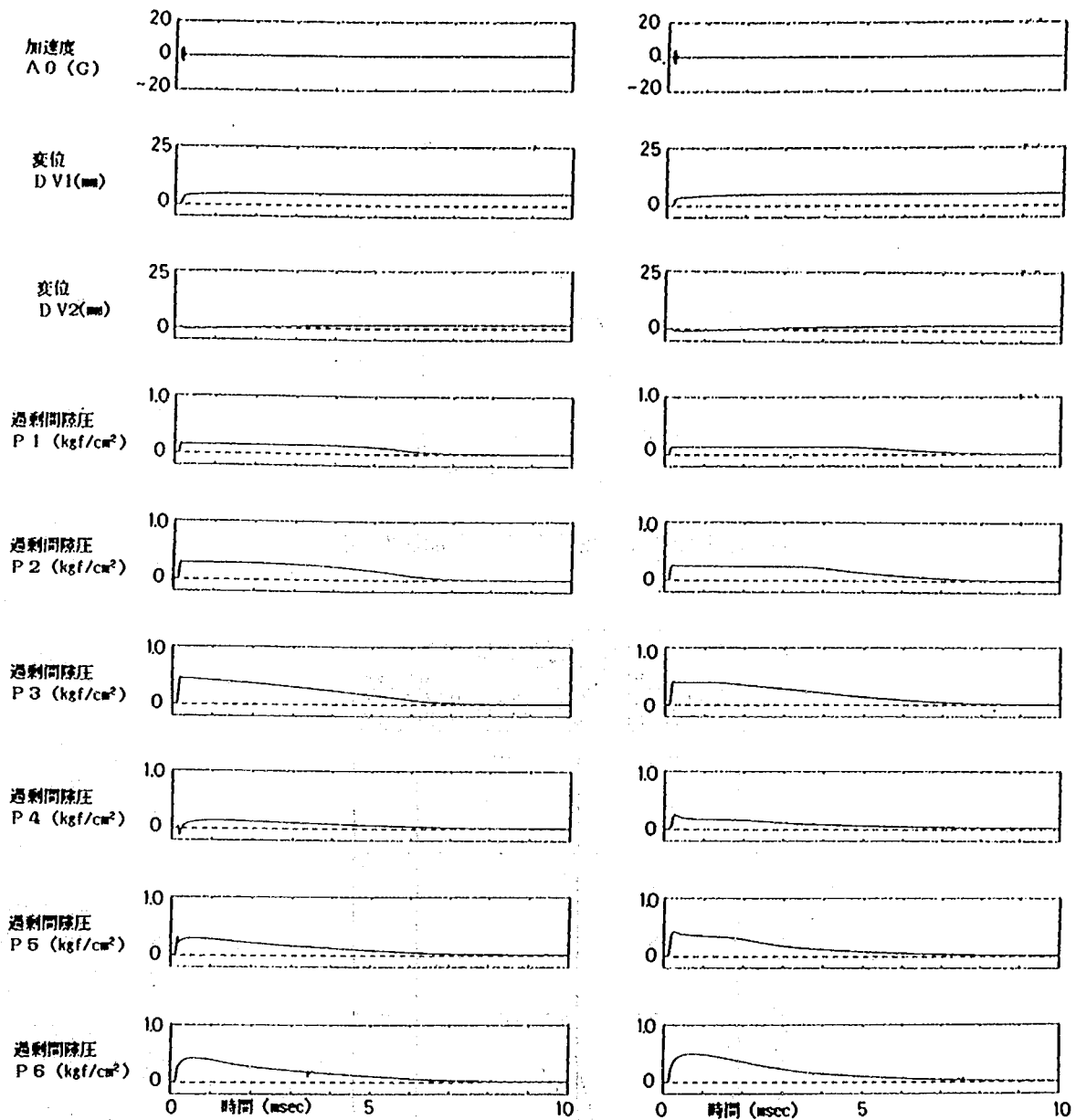


a) ケース 4-2-1

b) ケース 4-1-1

(1) 加振中

図-4.40 地表に不透水層がある場合及び地中の水平変位を拘束した場合の測定データの時刻歴の例



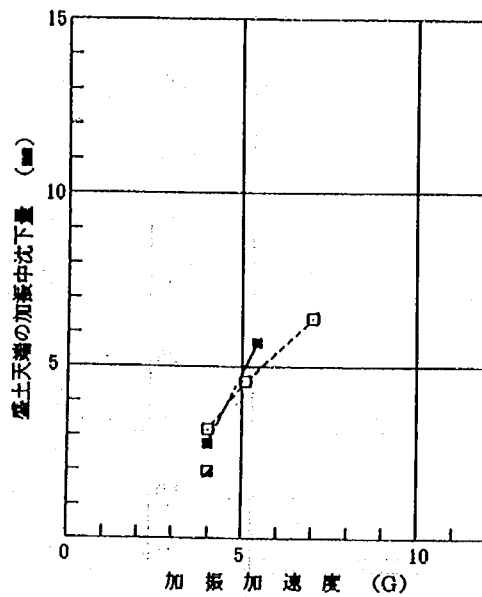
a) ケース 4-2-1

b) ケース 4-1-1

(2) 消散時

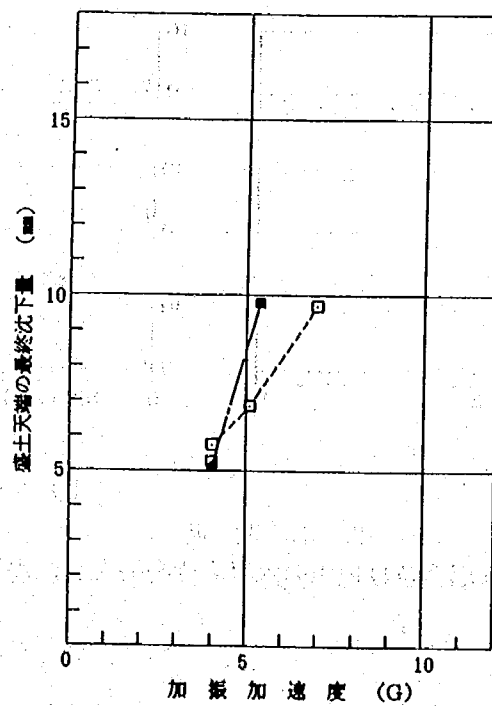
図-4・40 地表に不透水層がある場合及び地中の水平変位を拘束した場合の測定データの時刻歴の例 (つづき)

記号	実験ケース	実験年度	表層の不 透水層	側方変位 の拘束	加振波 形
□	3-1-7~9	H4	なし	なし	60Hz正弦波 5液
■	4-1-1	H4	なし	あり	60Hz正弦波 5液
■	4-2-1~2	H4	あり	なし	60Hz正弦波 5液



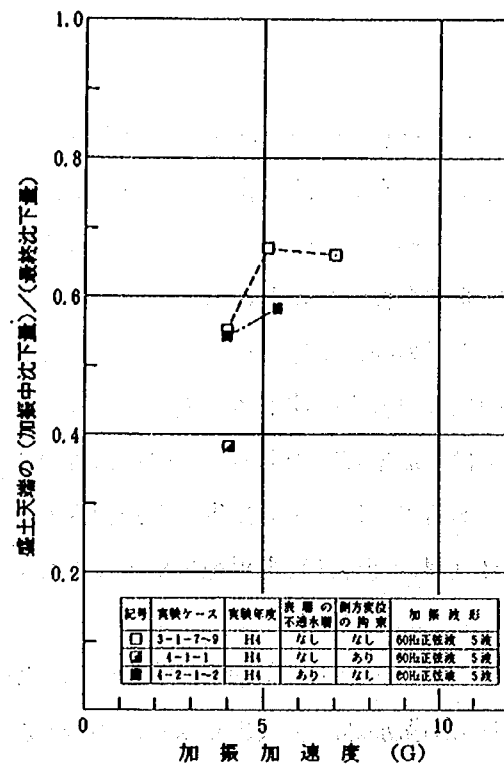
(1) 盛土の加振中沈下量と加振加速度の関係

記号	実験ケース	実験年度	表層の不 透水層	側方変位 の拘束	加振波 形
□	3-1-7~9	H4	なし	なし	60Hz正弦波 5液
■	4-1-1	H4	なし	あり	60Hz正弦波 5液
■	4-2-1~2	H4	あり	なし	60Hz正弦波 5液



(2) 盛土の最終沈下量と加振加速度の関係

図-4・41 地盤密度が低い場合の盛土の最終沈下量と加振加速度の関係に及ぼす地表の不透水層と地中の水平変位拘束の影響



(3) 盛土の最終沈下量に対する加振中沈下量の比と加振加速度の関係
 図-4.41 地盤密度が低い場合の盛土の最終沈下量と加振加速度の関係に及ぼす地表の不透水層と地中の水平変位拘束の影響（つづき）

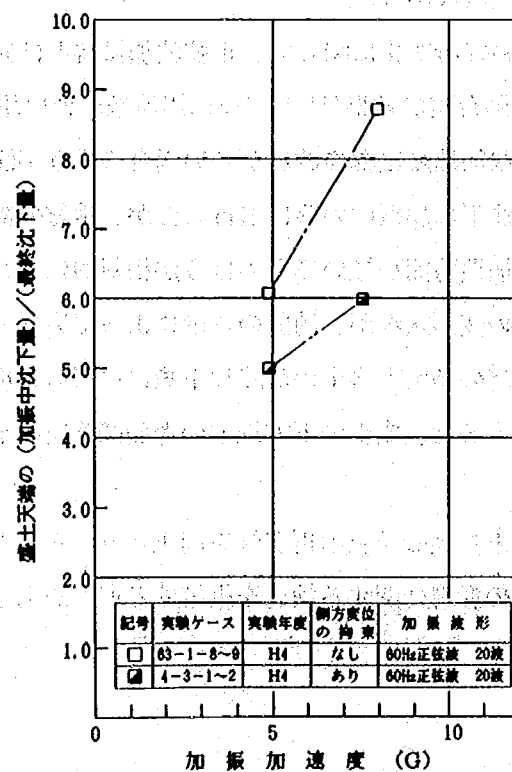


図-4.42 地盤密度が高い場合の盛土の最終沈下量と加振加速度の関係に及ぼす地中の水平変位拘束の影響

4.5 まとめ

- 1) 模型の縮尺の影響は、加振時の定性的な挙動には現れなかった。定量的には、模型の縮尺が大きい（模型が小さい）場合のほうが同じ換算加振加速度では液状化が生じやすく、換算沈下量が若干大きかった。ただし、模型の縮尺が同じ場合でも実験を実施した時期によって異なる結果が得られた。
- 2) 土槽の側面にテフロン板を使用して摩擦を軽減したところ、軽減しない場合よりも盛土の沈下量が大きくなった。これにより、土槽側面と砂地盤の間の摩擦の影響が大きいことがわかったが、土槽の奥行きを変えた実験では奥行きが小さい場合のほうが盛土の沈下量が大きくなり、逆の傾向を示した。
- 3) 加振履歴のない場合の盛土の沈下量は、加振履歴のある場合の加振毎の沈下量よりも大きく、これらの累積値よりは小さかった。加振履歴のある場合は、すでに生じた残留変形と地盤密度の変化の影響を受けており、過剰間隙圧と加速度応答倍率に現れる影響は、水平地盤部よりも盛土の下方地盤のほうが大きかった。
- 4) 既往の振動台実験¹⁰⁾との比較によれば、地盤の相対密度がほぼ同じ場合の盛土の沈下が生じ始める加振加速度はほぼ一致したが、これよりも加振加速度が大きくなった場合の沈下量は振動台実験のほうが大きかった。また、地盤の過剰間隙圧の発生特性と盛土下方地盤及び盛土の加速度応答特性にも違いが見られた。
- 5) 地盤の層厚を小さくすると、盛土の沈下量は逆に大きくなり、また、水平地盤部が液状化したのちの盛土の下方地盤の応答加速度の減少が生じにくくなった。盛土を大きくすると、沈下量も大きくなったが、地盤の応答加速度には明確な違いは現れなかった。
- 6) 不規則波加振時には、測定データの経時変化に関して、正弦波加振時とは異なる挙動が見られた。同一の波数の正弦波加振時には既往の振動台実験結果¹⁰⁾と同様に周波数が低い場合のほうが、また、同一の加振時間の不規則波加振時には大きな加速度振幅の波数が多い場合のほうが沈下量が大きかった。
- 7) 地盤の密度が高い場合には盛土の沈下は加振中のみに進行したが、地盤の密度が低い場合には加振終了後も進行し、加振終了後の沈下量は加振時間が短い場合のほうが相対的に大きかった。また、盛土及び盛土下方の地盤の加振時の挙動と地盤の変形状況が、地盤の密度によって異なった。
- 8) 地表に不透水層を設けても、加振時の挙動と盛土の最終沈下量には影響は現れなかった。また、盛土ののり尻直下の地盤の水平変位を拘束すると、盛土の下方地盤の過剰間隙圧の挙動が変化した。また、盛土の最終沈下量はあまり減少しなかった。
- 9) 今後は、模型作成法の改良などにより実験結果の再現性を向上させるとともに、模型の縮尺と奥行き、地盤の層厚、及び地盤中の不透水層の影響に関する検討を継続する必要がある。

5. 動的遠心模型実験を対象とした不規則波形の等価化に関する検討及び過剰間隙圧の発生特性の整理

5.1 検討目的

本検討の目的は、累積損傷度理論を用いて不規則な加振波形を等価化する手法の妥当性を明らかにするとともに、同手法を用いて地盤の過剰間隙圧の発生特性を液状化抵抗率の関数として整理することである。

5.2 検討内容

前章で示した動的遠心模型実験のうち表-5・1に示すケースを対象に、加振波形の等価化と過剰間隙圧の発生特性の整理を行った。

加振波形の等価化は、盛土のあるモデルで不規則波を入力したケース、及び正弦波入力でも波数が20波以外のケースの1回目加振時を対象にして行った。加振加速度を用いて地盤内での繰返しせん断応力を算定し、累積損傷度理論に基づいてこれを20波の規則波に等価化することにより等価加振加速度を求めた。盛土の沈

表-5・1 加振波形の等価化と過剰間隙圧の発生特性の整理を行った実験ケース

ケース	盛土	地盤密度	加振波形	加振波形の等価化	過剰間隙圧の発生特性の整理
2-1-2	あり	高い	正弦波100Hz, 20波		◎ ¹⁾
2-1-4~6			高周波不規則波	○	2-1-4で実施
2-1-7~9			低周波不規則波	○	2-1-9で実施
63-2-1			正弦波60Hz, 5波	○	
3-1-1~3及び6~9		低い	正弦波60Hz, 5波	○	
3-1-4			正弦波60Hz, 10波	○	
3-2-1~2			正弦波100Hz, 5波	○	
3-3-1			高周波不規則波	○	
1-3-1~3	なし	高い	正弦波60Hz, 50波		○
2-2-1~2			正弦波100Hz, 50波		○
2-2-4			高周波不規則波		○
2-2-6			低周波不規則波		○

1) 応答加速度の変化を考慮しない場合についても実施

下量と地盤の過剰間隙圧が、等価加振加速度の一義的な関数となるかどうかを検討した。

過剰間隙圧の発生特性の整理は、上記のケースの一部に加えて水平地盤のみのモデルも対象にして行った。上記と同様な手法を適用して地盤の液状化強度特性を逆算し、これと地盤の等価繰返しせん断応力比から求めた液状化抵抗率と地盤の過剰間隙圧比の関係を整理した。このような過剰間隙圧の発生特性に対する盛土や加振履歴の影響について検討した。

5.3 検討方法

5.3.1 加振波形の等価化

計算の全体フローを図-5.1に示す。

(1) 繰返しせん断応力比の計算

間隙圧計を設置した位置 (P1～P6) における初期有効上載圧 σ_{vc}' と繰返しせん断応力比 τ_d / σ_{vc}' を次式により1次元的に算定した。

$$\sigma_{vc}' = N \cdot (\gamma' \cdot z + \gamma_s \cdot H) \quad \dots\dots\dots \text{式 (5.1)}$$

$$\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'} = \frac{1}{\sigma_{vc}'} \sum_i \frac{\gamma_i \cdot h_i}{N \cdot G} \cdot A_i \quad \dots\dots\dots \text{式 (5.2)}$$

ここに、 γ' : 地盤の有効単位体積重量、 z : 着目点の地表面からの深度、 γ_s : 盛土の湿潤単位体積重量、 H : 盛土高さ、 A_i : i 番目の層の応答加速度、 h_i : i 番目の層の層厚、 γ_i : i 番目の層の砂の単位体積

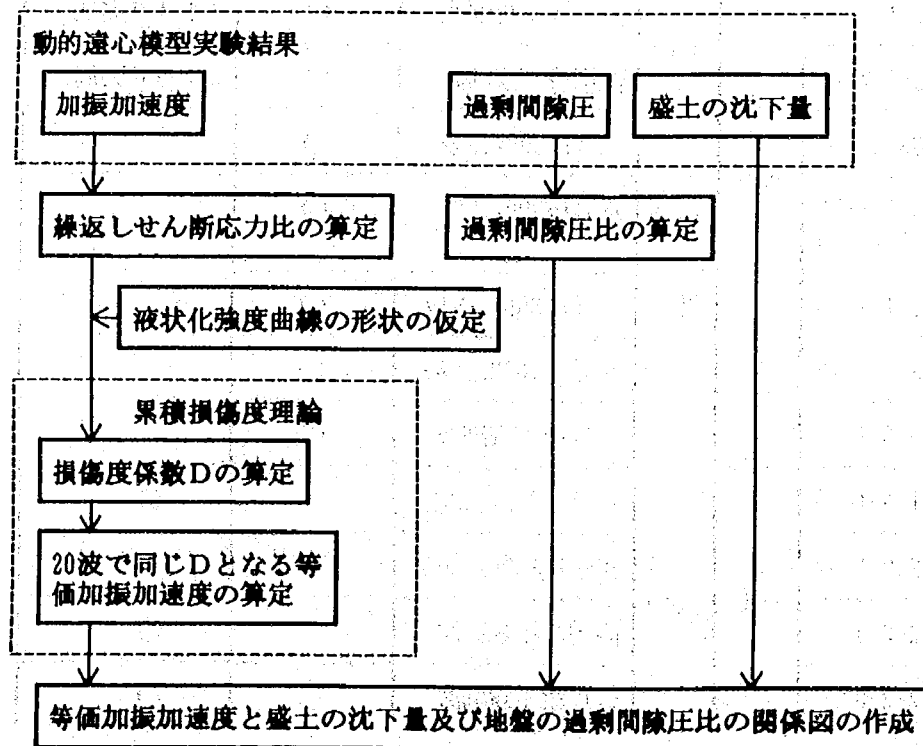


図-5.1 加振波形の等価化の計算フロー

重量、 G ：重力加速度、 $N \cdot G$ ：遠心加速度（ N は模型の縮尺、 G は重力加速度）である。

液状化により応答加速度は増幅する場合も減少する場合もあるが、本項では簡易化のためにこのような応答加速度の変化を無視し、 A_i として加振加速度を用いた。

(2) 液状化強度曲線の仮定

液状化強度曲線は、繰返しねじりせん断試験により求められた豊浦砂の液状化強度曲線⁵⁷⁾（図－5・2参照）を参考にして、次式により与えられるものと仮定した。

$$\left. \begin{array}{l} \tau_d / \sigma_{mc}' \geq 0.3 \text{ のとき } \tau_d / \sigma_{mc}' - 0.3 = -1.25 \log (N_c / N') \\ \tau_d / \sigma_{mc}' < 0.3 \text{ のとき } \tau_d / \sigma_{mc}' - 0.3 = -0.11 \log (N_c / N') \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{式 (5.3)}$$

ここに、 N_c ：応力比 τ_d / σ_{mc}' で繰返しせん断したときの液状化までの繰返し回数、 N' ：液状化強度曲線の位置を決める定数、 σ_{mc}' ：静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ として次式により計算した平均有効主応力である。

$$\sigma_{mc}' = \frac{1+2 \cdot K_0}{3} \sigma_{vc}' \dots\dots\dots \text{式 (5.4)}$$

式 (5.3) を書き換えると次のようになる。

$$N_c / N' = f (\tau_d / \sigma_{mc}') \dots\dots\dots \text{式 (5.5)}$$

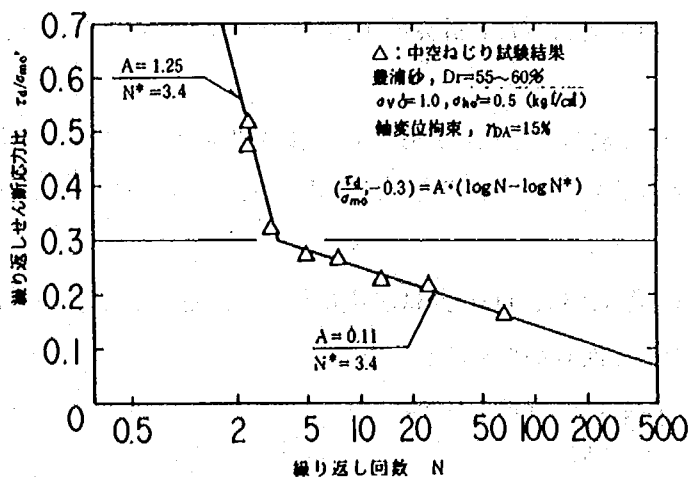
ここに、 f ：応力比と繰返し回数比の関係を示す関数である。

(3) 損傷度係数の計算

不規則な繰返しせん断応力比を半波毎に区切った場合の、 i 番目の半波までの損傷度係数を次式により定義する。

$$D = \sum_i \frac{0.5}{(N_c)_i} \dots\dots\dots \text{式 (5.6)}$$

ここに、 $(N_c)_i$ ： i 番目の半波の応力比 $(\tau_d / \sigma_{mc}')_i$ で繰返しせん断したときの液状化までの繰返し回数である。



図－5・2 豊浦砂の液状化強度曲線⁵⁷⁾

式(5.5)を上式に代入して得られる次式を用いて、損傷度係数の計算を行った。

$$D = \frac{1}{N'} \cdot \sum_i \frac{0.5}{f[(\tau_d/\sigma_{mc})_i]} \quad \dots\dots\dots \text{式(5.7)}$$

(4) 等価加振加速度の計算

繰返し回数20回の規則的な繰返しせん断応力を、不規則波と同じ損傷度係数を与えるように作用させた場合の等価なせん断応力比 $(\tau_d/\sigma_{mc})_{eq}$ は、次式により求めることができる。

$$\begin{aligned} D &= \frac{1}{N'} \cdot \sum_i^{40} \frac{0.5}{f[(\tau_d/\sigma_{mc})_{eq}]} \\ &= \frac{20}{N' \cdot f[(\tau_d/\sigma_{mc})_{eq}]} \quad \dots\dots\dots \text{式(5.8)} \end{aligned}$$

式(5.4)により平均有効主応力 σ_{mc}' を有効上載圧 σ_{vc}' に換算したのち、等価なせん断応力比を式(5.2)に代入して得られた次式を用いて、等価加振加速度 A_{eq} を求めた。

$$(\tau_d/\sigma_{mc}')_{eq} = \frac{1}{\sigma_{vc}'} \cdot A_{eq} \cdot \sum_i \frac{\gamma_i \cdot h_i}{G} \quad \dots\dots\dots \text{式(5.9)}$$

等価化係数 C_{eq} を次のように定義して求めた。

$$C_{eq} = \frac{A_{eq}}{A_{max}} \quad \dots\dots\dots \text{式(5.10)}$$

ここに、 A_{max} : 等価化を行う前の加振加速度の最大振幅である。

不規則波加振時に対する等価加振加速度 A_{eq} と盛土の沈下量の関係を整理し、正弦波加振時の関係との比較を行った。また、等価加振加速度 A_{eq} と過剰間隙圧との関係についても、同様な比較を行った。

5.3.2 過剰間隙圧の発生特性の整理

前項では液状化による応答加速度の変化を考慮しなかったが、ここでは地盤中の動的せん断応力を詳細に評価するために、これを考慮した場合の計算を主として行った。また、液状化強度曲線の位置を決める係数 N' は、前項における等価加振加速度 A_{eq} の計算値には影響を及ぼさなかったが、ここでは地盤の液状化強度を評価するために N' の値の推定を行った。計算の全体フローを図-5.3に示す。

(1) 液状化強度の計算

式(5.7)により算定した損傷度係数 D を用いて、水平地盤のみのモデルの液状化強度を次のようにして求めた。応答加速度の変化を考慮する場合には、式(5.2)における A_i として応答加速度の実測値を用いた。

仮定した N' の値が正しい場合には、 $D \geq 1.0$ は液状化した状態を、 $D < 1.0$ は非液状化の状態を示す。ゆえに、それぞれの状態について次式が得られる。

$$\text{液状化} : N' \leq \sum_i \frac{0.5}{f[(\tau_d/\sigma_{mc})_i]} \quad \dots\dots\dots \text{式(5.11)}$$

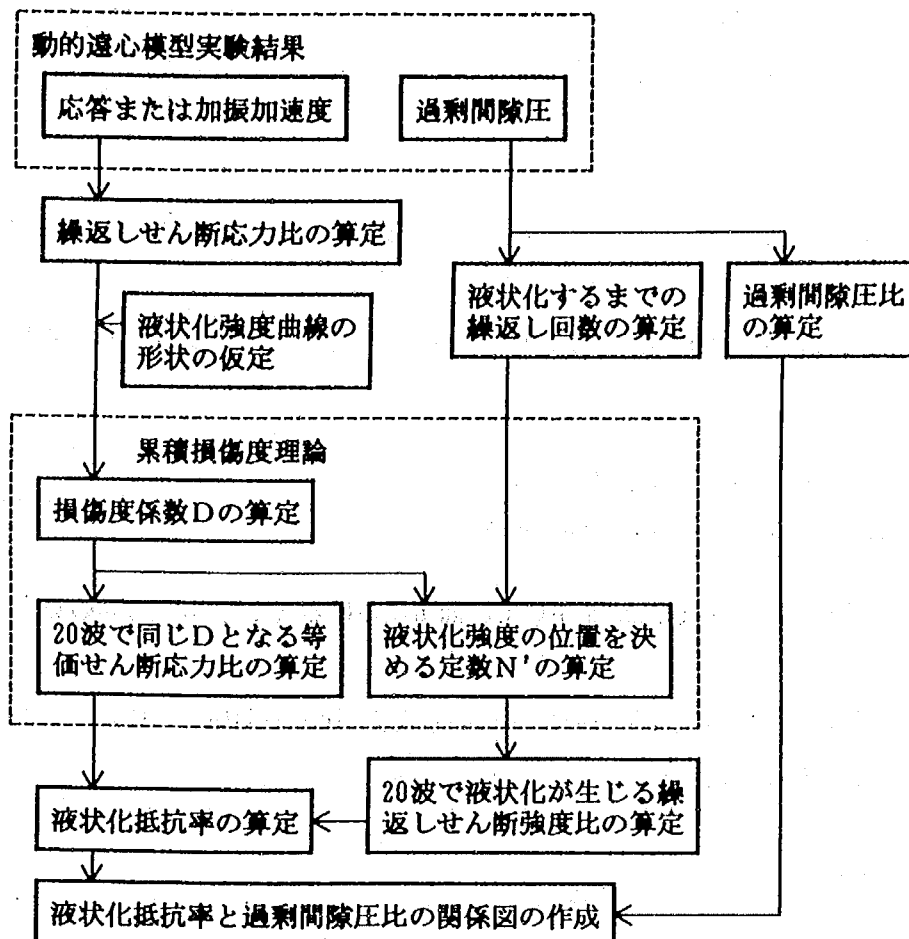


図-5.3 過剰間隙圧の発生特性の整理フロー

$$\text{非液状化: } N' > \sum_i \frac{0.5}{f((\tau_d/\sigma'_{vc})_i)} \quad \dots\dots\dots \text{式 (5.12)}$$

ここでは、過剰間隙圧の測定値 Δu が式 (5.1) による初期有効上載圧の計算値 σ'_{vc} に等しくなった時点、あるいは液状化時の値に到達した時点 (図-4.12 参照) を液状化した時点として、不規則波加振時と正弦波加振時の双方について間隙圧計の設置位置における液状化した時点の繰返し回数を算定した。また、 Δu から過剰間隙圧比 r_u を次式により算定した。

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{vc}} \quad \dots\dots\dots \text{式 (5.13)}$$

液状化した時点の繰返し回数までの動的せん断応力比を式 (5.11) に、その繰返し回数の半波前までの動的せん断応力比を式 (5.12) に代入することによって、液状化強度曲線の位置を決める定数 N' の範囲を推定した。

(2) 液状化抵抗率の計算

液状化抵抗率 F_L は次式で定義される。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad \dots\dots\dots \text{式 (5.14)}$$

ここに、 R ：繰返しせん断強度比、 L ：繰返しせん断応力比である。

ここでは、 i 番目の半波までの等価な液状化抵抗率 $F_{L,i}$ を次式により定義した。

$$F_{L,i} = \frac{R_{20}}{L_i} \quad \dots\dots\dots \text{式 (5.15)}$$

ここに、 R_{20} ：規則波20波に対応する繰返しせん断強度比、 L_i ： i 番目の半波までの等価な繰返しせん断応力比である。

推定した N' と繰返し回数 $N_c=20$ を式(5.3)に代入することにより、繰返しせん断強度比 R_{20} を次のように算定した。

$$\left. \begin{array}{l} N' \geq 20 \text{ のとき } R_{20} = 0.3 - 1.25 \cdot \log(20/N') \\ N' < 20 \text{ のとき } R_{20} = 0.3 - 0.11 \cdot \log(20/N') \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots \text{式 (5.16)}$$

等価なせん断応力比 L_i は、推定した N' を用いて、前項における $(\tau_d/\sigma'_{vc})_{L_i}$ の算定と同じ方法により算定した。

間隙圧計の設置位置における液状化抵抗率 $F_{L,i}$ と過剰間隙圧比 r_u の関係を整理し、この関係に及ぼす盛土や加振履歴の影響について検討した。

5.4 検討結果及び考察

5.4.1 加振波形の等価化

(1) 等価加振加速度及び等価化係数

等価加振加速度と等価化係数の算定結果を表-5.2に示す。ほとんどのケースでは、水平地盤部よりも盛土下の地盤のほうが等価化係数が大きく、また、盛土下の地盤では算定位置が浅くなるにしたがって等価化係数が若干大きくなった。これらの結果は、盛土下の地盤では有効上載圧が大きいために、動的せん断応力比が小さくなることが関与していると考えられる。

正弦波加振時には、加振波数が5波の場合よりも10波の場合のほうが、波数が等価化の基準とした20波に近いために等価化係数が大きくなった。また、不規則波加振時の等価化係数は、高周波の不規則波のほうが低周波の不規則波よりも全般的に大きくなったが、これも、前者のほうが後者よりも大きな振幅の波数が多いためと考えられる。

以下では、等価加振加速度として、盛土下地盤の中間深さ(P5)における値を代表値として用いる。

(2) 地盤密度が高い場合の等価加振加速度と盛土の沈下量

地盤密度が高い場合について、不規則波加振時の等価加振加速度と盛土の沈下量の関係を図-5.4に示す。正弦波20波で加振した実験ケースでは、前章で用いた「加振加速度」(図-4.7参照)が等価加振加速度とほぼ等しくなるため、図中にはそれらの結果(図-4.30と対応)も示したが、これらの関係は加振波形によらずほぼ同一になった。これは、不規則な加振波形を等価化するうえでの累積損傷度理論の有効性を示している。

表-5・2 等価加振加速度と等価化係数の算定結果

ケース	地盤密度	加振波形	等価加振加速度 A_{eq} (g) / 等価化係数 C_{eq}			
			水平地盤部 ¹⁾	P4位置	P5位置	P6位置
2-1-4 2-1-5 2-1-6	高い	高周波 不規則波	3.0 / 0.50 6.8 / 0.82 2.4 / 0.55	3.8 / 0.64 4.7 / 0.57 2.6 / 0.61	3.6 / 0.61 5.6 / 0.68 2.6 / 0.61	3.5 / 0.59 6.2 / 0.75 2.5 / 0.59
2-1-7 2-1-8 2-1-9		低周波 不規則波	2.5 / 0.47 2.8 / 0.40 3.7 / 0.42	3.2 / 0.59 3.7 / 0.53 4.1 / 0.48	3.0 / 0.56 3.5 / 0.49 3.9 / 0.44	3.0 / 0.55 3.3 / 0.48 3.7 / 0.42
63-2-1		正弦波 60Hz, 5波	2.7 / 0.42	3.9 / 0.59	3.6 / 0.55	3.3 / 0.51
3-1-1 3-1-2 3-1-3 3-1-6 3-1-7 3-1-8 3-1-9	低い	正弦波 60Hz, 5波	2.5 / 0.39 2.4 / 0.50 2.2 / 0.69 2.5 / 0.44 2.3 / 0.58 2.6 / 0.37 2.4 / 0.48	3.8 / 0.59 3.5 / 0.73 2.1 / 0.65 3.7 / 0.66 3.0 / 0.76 3.9 / 0.56 3.6 / 0.71	3.9 / 0.60 3.6 / 0.76 2.5 / 0.77 3.8 / 0.67 3.0 / 0.74 3.5 / 0.50 3.3 / 0.65	3.2 / 0.50 3.1 / 0.64 2.3 / 0.71 3.2 / 0.55 2.9 / 0.72 3.3 / 0.48 3.1 / 0.61
3-1-4		正弦波 60Hz, 10波	2.7 / 0.56	3.9 / 0.81	4.2 / 0.86	3.5 / 0.72
3-2-1 3-2-2		正弦波 100Hz, 10波	2.9 / 0.46 2.7 / 0.59	4.3 / 0.68 3.9 / 0.86	4.4 / 0.70 4.1 / 0.89	3.7 / 0.58 3.5 / 0.75
3-3-1		高周波 不規則波	3.9 / 0.54	3.9 / 0.55	3.8 / 0.52	3.6 / 0.51

1) 地表面まで飽和しているため、水平地盤部の結果はどの位置も同一となる。

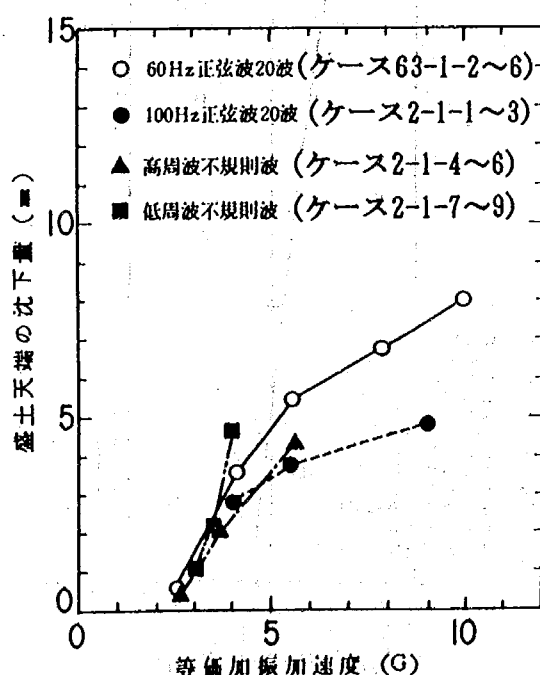


図-5・4 地盤密度が高い場合の等価加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす加振波形の影響

ただし、累積損傷度理論に基づく等価化の過程では、加速度応答特性の違いを除いて、このような周波数の影響を考慮することはできないため、20波の正弦波を用いた実験結果において見られた加振周波数の影響はそのまま残り、同じ等価加振加速度では、60Hzの正弦波を用いた場合のほうが100Hzの正弦波を用いた場合よりも沈下量が大きかった。

文献10)では、振動台実験を対象に、式(5.2)の A_i として応答加速度の実測値を用いて同様な等価化を行うことにより、盛土の下方地盤における等価な繰返しせん断応力を算定し、盛土の沈下量との関係に及ぼす加振波形の影響について検討した。結果の例を図-5.5に示す。正弦波加振時の関係は加振周波数によらずほぼ同一となった。これより、前述した本研究における正弦波加振時の加振周波数の影響も、応答加速度の違いとして考慮できる可能性があるものと考えられる。ただし、図-5.5では不規則波加振時の沈下量が正弦波加振時よりも小さくなった。この点において、本研究の結果が定性的に異なる傾向を示した理由は不明である。

なお、図-5.6は、60Hzの正弦波加振時において加振波数が5波と少ないケース63-2-1の結果を、加振波数が20波の場合の結果と比較したものであるが、加振波数に関しても、ここで用いた等価化は有効であった。

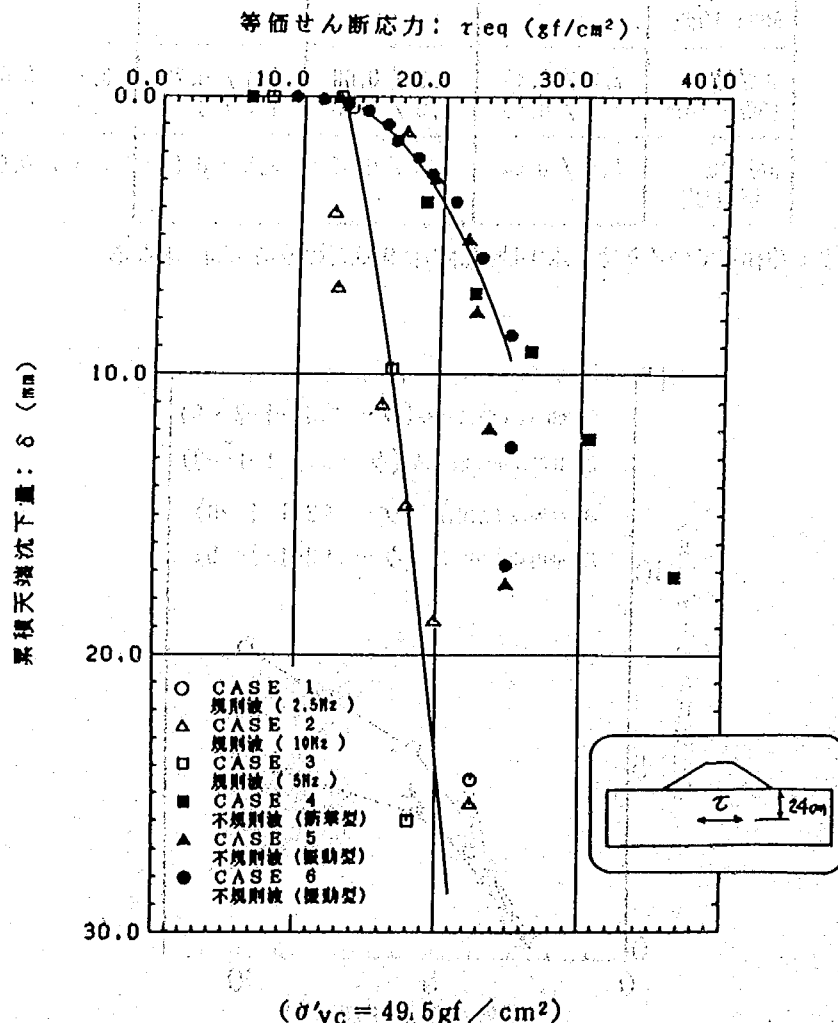


図-5.5 既往の振動台実験における等価繰返しせん断応力比と盛土の沈下量の関係¹⁰⁾

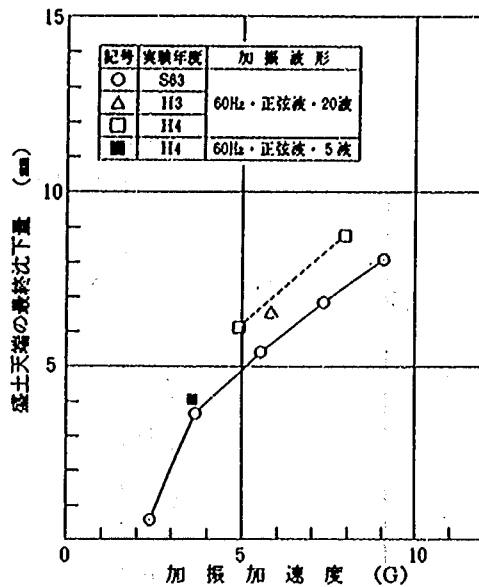


図-5・6 地盤密度が高い場合の等価加振加速度と盛土の沈下量の関係に及ぼす加振波数の影響

(3) 地盤密度が高い場合の等価加振加速度と地盤の過剰間隙圧

地盤の密度が高い場合について、加振時の地盤の最大過剰間隙圧比と等価加振加速度の関係を図-5・7に示す(対象とした実験ケースは図-5・4と同一)。水平地盤部(P1~P3)についても、また、盛土下の地盤(P4~P6)についても、加振波形によらずほぼ同一の関係となった。これは、ここで用いた加振波形の等価化が、盛土の沈下量だけでなく、地盤の過剰間隙圧に関しても有効であることを示している。

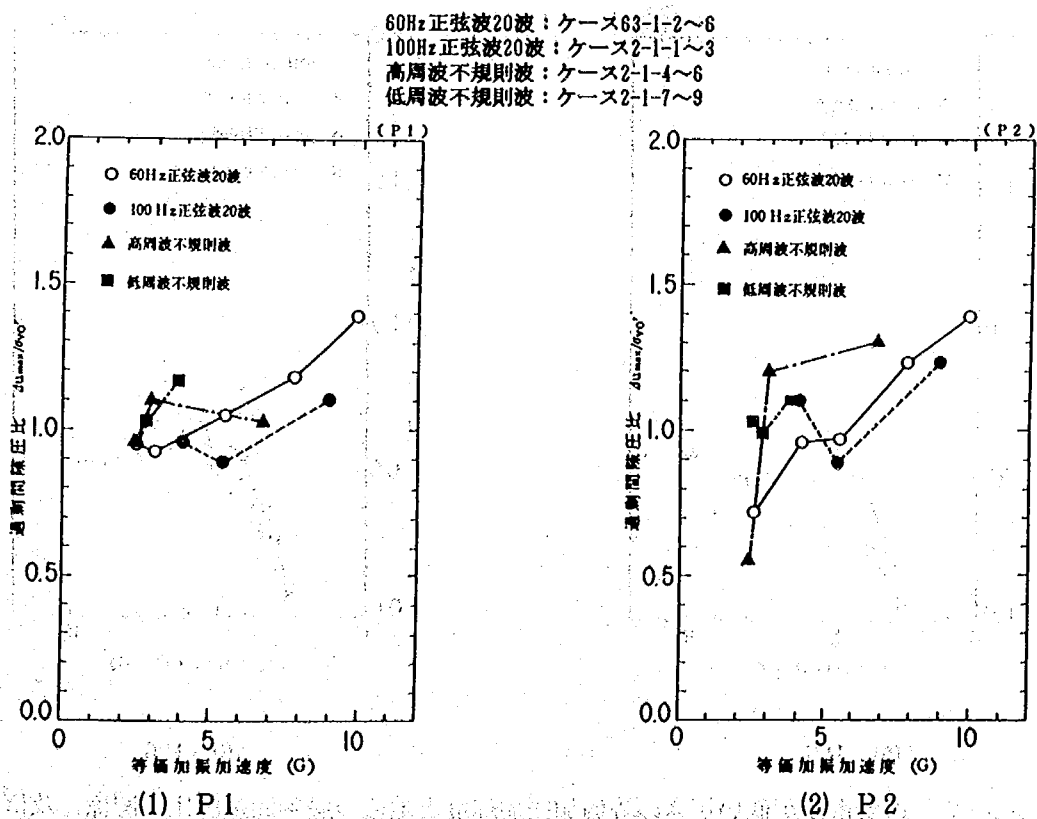
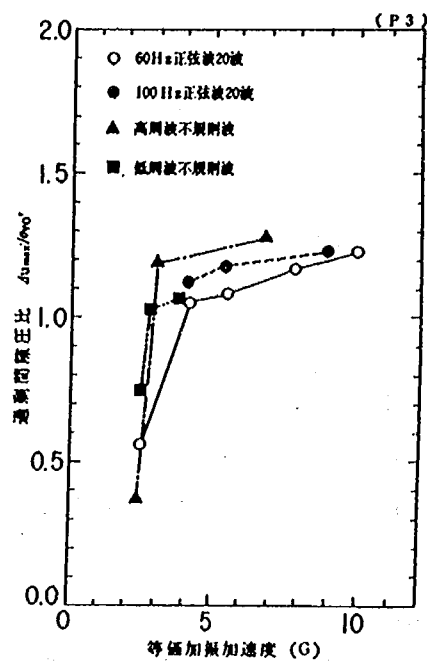
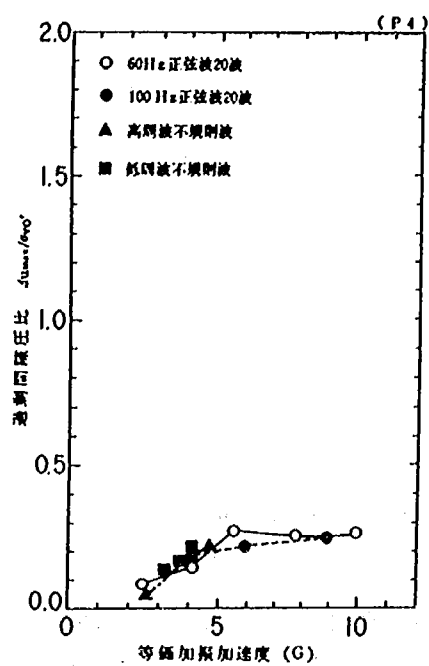


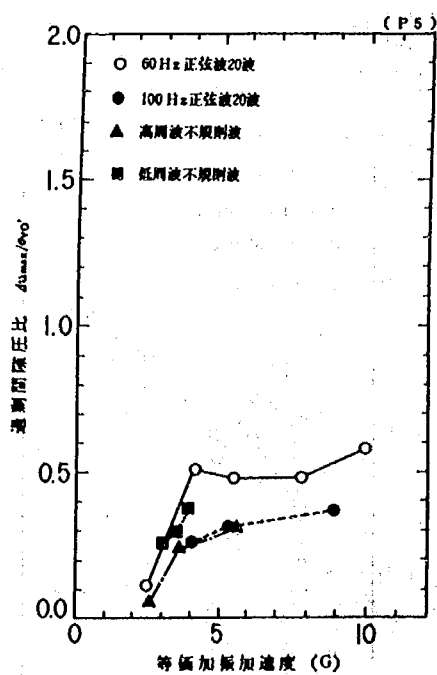
図-5・7 地盤密度が低い場合の等価加振加速度と地盤の過剰間隙圧比の関係に及ぼす加振波形の影響



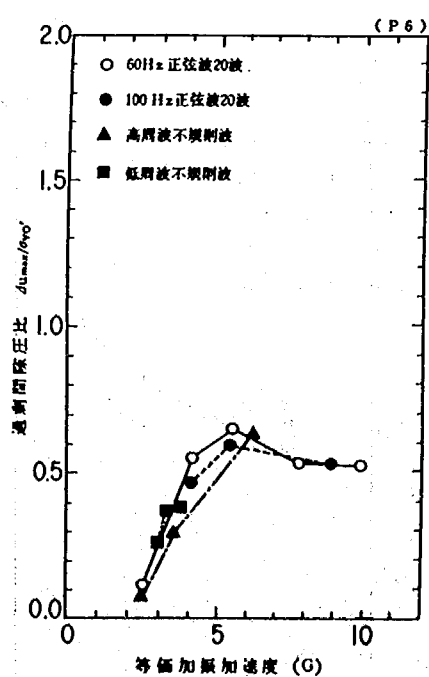
(3) P3



(4) P4



(5) P5



(6) P6

図一5・7 地盤密度が低い場合の等価加振加速度と地盤の過剰間隙圧比の関係に及ぼす加振波形の影響 (つづき)

(4) 地盤密度が低い場合の等価加振加速度と盛土の沈下量

地盤の密度が低い場合について、等価加振加速度と盛土の加振中沈下量及び最終沈下量の関係をそれぞれ図-5・8、図-5・9に示す。全体的には、等価加振加速度が3 G程度を超えるといずれの沈下量も急激に増加し、この場合にも加振波形の影響は見られなかった。

なお、地盤の密度が高い場合（図-5・5 及び図-5・6 参照）には、等価加振加速度がある程度以上大きくなると盛土の沈下量が増えにくくなるような傾向が見られ、この点が地盤の密度が低い場合とは異なっていた。

記号	実験ケース	実験年度	加振波形
○	3-1-1~3.6	H13	60Hz・正弦波・5波
△	3-1-4	H13	60Hz・正弦波・10波
□	3-1-5	H13	60Hz・正弦波・20波
●	3-2-1~2	H13	100Hz・正弦波・10波
▲	3-3-1	H13	高周波数不規則波
⊙	3-1-7~8	H14	60Hz・正弦波・5波

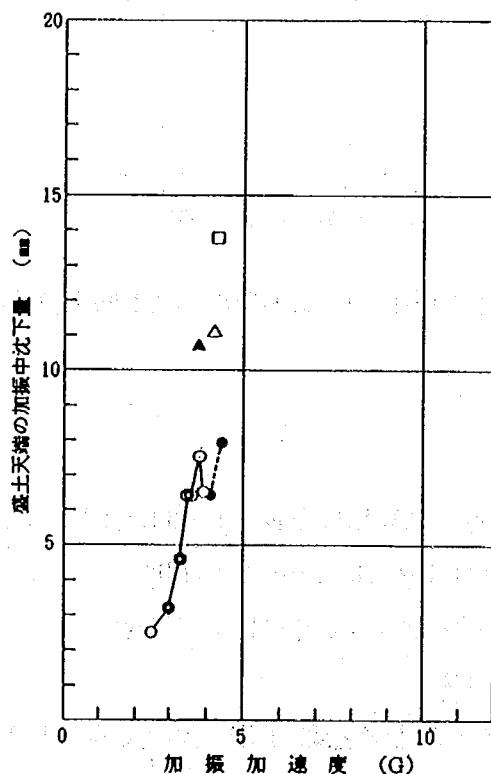


図-5・8 地盤密度が低い場合の等価加振加速度と盛土の加振中沈下量の関係

記号	実験ケース	実験年度	加振波形
○	3-1-1~3.6	H13	60Hz・正弦波・5波
△	3-1-4	H13	60Hz・正弦波・10波
□	3-1-5	H13	60Hz・正弦波・20波
●	3-2-1~2	H13	100Hz・正弦波・10波
▲	3-3-1	H13	高周波数不規則波
◎	3-1-7~9	H14	60Hz・正弦波・5波

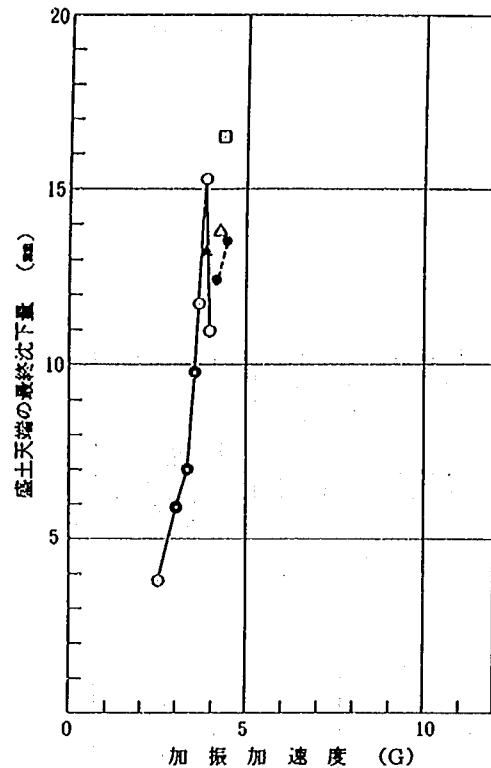


図-5.9 地盤密度が低い場合の等価加振加速度と盛土の最終沈下量の関係

5.4.2 過剰間隙圧の発生特性

(1) 水平地盤の液状化強度

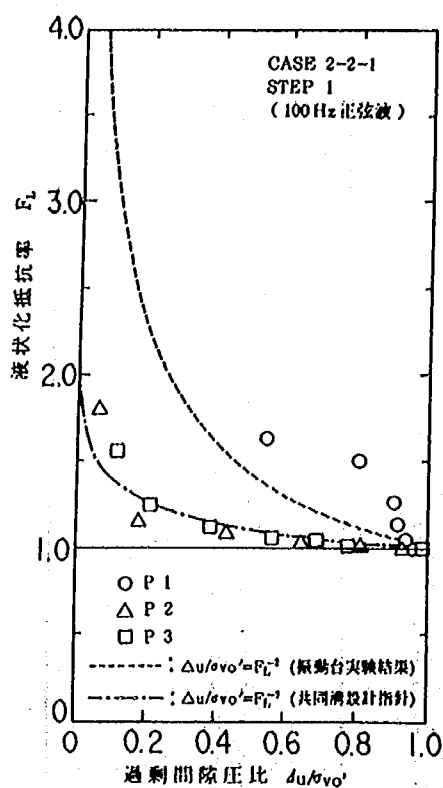
水平地盤のみのモデルの液状化強度の逆算結果を表-5.3に示す。液状化強度曲線の位置を決める定数 N' は1~3程度、繰返しせん断強度比 R_{20} は0.16~0.21程度の値となり、加振波形の違いの影響は現れなかった。これは、地盤の液状化強度を算定する際に累積損傷度理論が適用可能であることを示している。

(2) 液状化抵抗率と過剰間隙圧比の関係

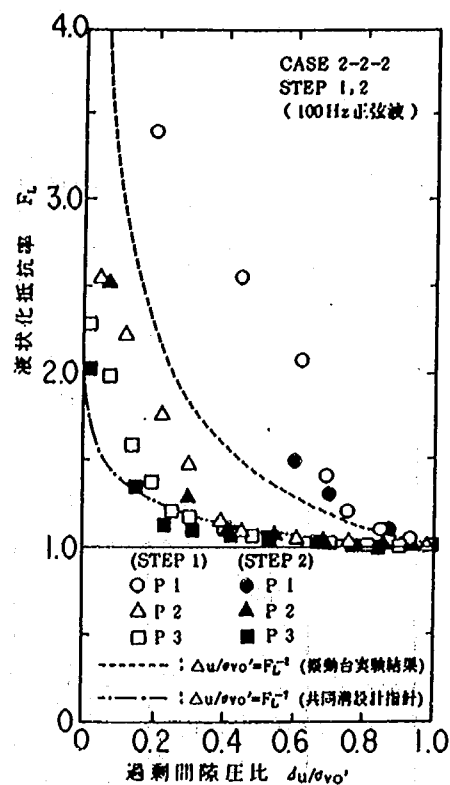
地盤の密度が高い場合の液状化抵抗率 F_L と過剰間隙圧比 r_u の関係を、水平地盤のみのモデルと盛土のあるモデルのそれぞれについて図-5.10、図-5.11に示す。水平地盤のみのモデルではそれぞれの位置で推定した N' を用いて液状化抵抗率を算定し、盛土モデルでは水平地盤モデルで得られた代表値として $N'=2$ を用いた。また、盛土モデルでは盛土の直下地盤のP4における過剰間隙圧が加振中は負圧となるため、データ整理の対象から除外した。さらに、共同溝設計指針⁵⁸⁾では水平地盤部における過剰間隙圧の発生特性の設計値として $r_u=F_L^{-1}$ が、文献59)では振動台実験結果に基づく実験式として $r_u=F_L^{-2}$ が示されており、比較のために図-5.10中にこれらの関係もあわせて示した。ただし、これらでは $F_L<1.0$ のとき $r_u=1.0$ である。

表-5・3 水平地盤モデルの地盤の液状化強度の逆算結果

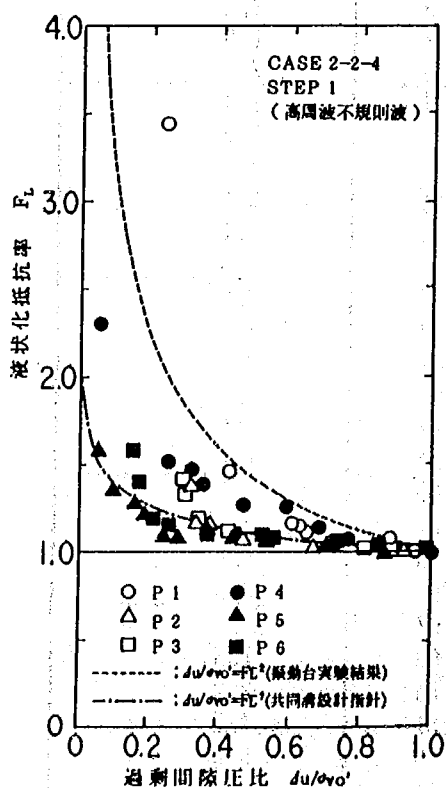
ケース	加振波形	加振 ステップ	算定位置	繰返しせん断 強度比 R_{20}	液状化強度曲線の 位置を決める定数 N'
1-3-1	正弦波 60Hz, 50波	1回目	P 1	0.186	1.8
1-3-2	正弦波 60Hz, 50波	1回目	P 1	0.235	5.1
			P 2	0.196	2.2
			P 4	0.271	11.0
			P 5	0.264	9.5
			P 6	0.258	8.3
		2回目	P 2	0.166	1.2
			P 5	0.251	7.1
		3回目	P 6	0.265	9.5
			P 5	0.261	8.8
1-3-3	正弦波 60Hz, 50波	1回目	P 3	0.153	0.92
			P 6	0.155	0.96
		2回目	P 3	0.188	1.9
			P 6	0.191	2.0
2-2-1	正弦波 100Hz, 50波	1回目	P 1	0.212	3.2
			P 2	0.167	1.2
			P 3	0.204	2.7
		2回目	P 1	0.194	2.2
			P 2	0.154	0.95
			P 3	0.197	2.3
2-2-2	正弦波 100Hz, 50波	1回目	P 1	0.213	3.3
			P 2	0.180	1.6
			P 3	0.187	1.9
		2回目	P 1	0.199	2.4
			P 2	0.178	1.6
			P 3	0.195	2.2
2-2-4	高周波 不規則波	1回目	P 1	0.174	1.4
			P 2	0.196	2.3
			P 3	0.212	3.2
			P 4	0.214	3.3
			P 5	0.193	2.1
			P 6	0.216	3.5
		2回目	P 1	0.152	0.90
			P 2	0.189	2.0
			P 3	0.202	2.6
			P 4	0.200	2.5
			P 5	0.218	3.6
			P 6	0.233	4.9
2-2-6	低周波 不規則波	1回目	P 1	0.200	2.5
			P 2	0.147	0.81
			P 3	0.176	1.5
			P 4	0.266	9.9
			P 6	0.233	4.9
		2回目	P 1	0.207	2.8
			P 2	0.168	1.3
			P 3	0.194	2.2
			P 4	0.231	4.7
			P 5	0.235	5.2
			P 6	0.211	3.1
			P 6	0.211	3.1



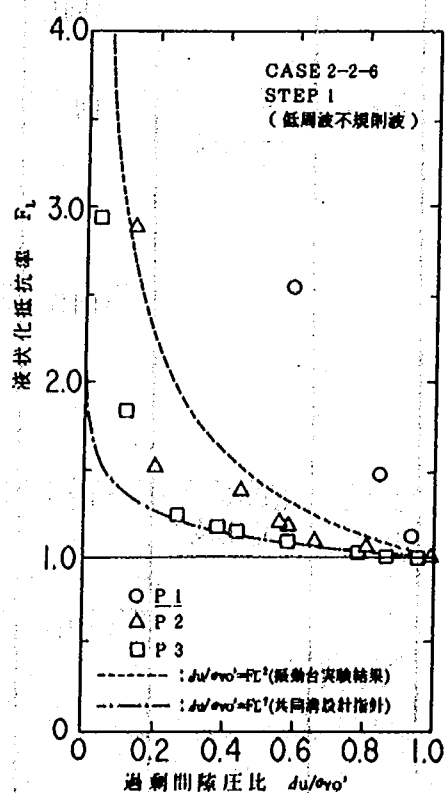
(1) ケース 2-1-1



(2) ケース 2-2-2 (1 及び 2 回目加振時)

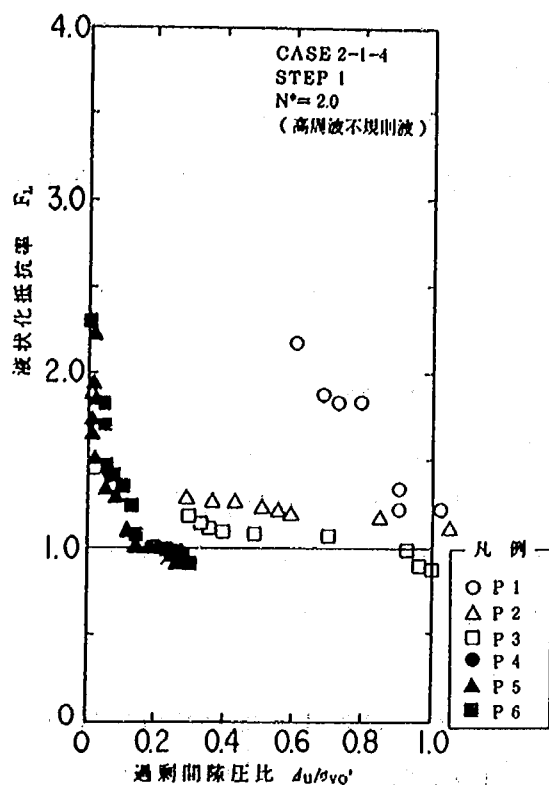


(3) ケース 2-2-4

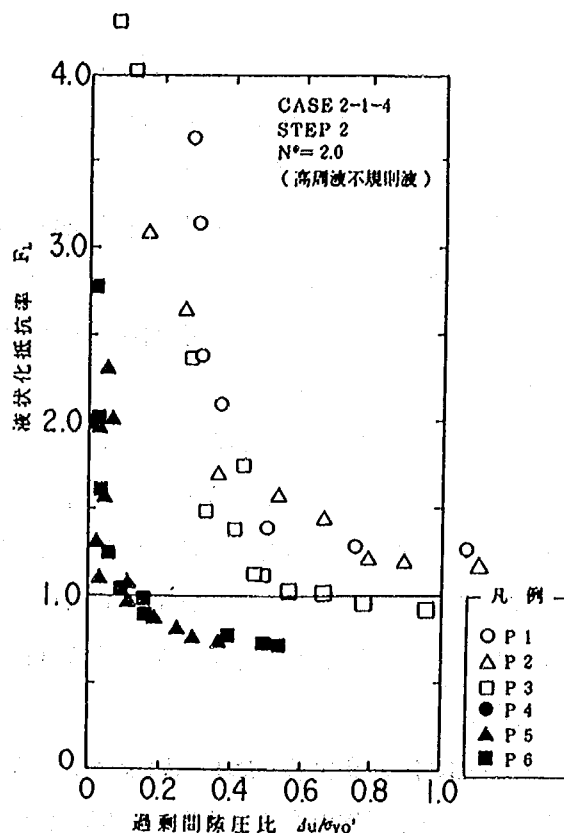


(4) ケース 2-2-6

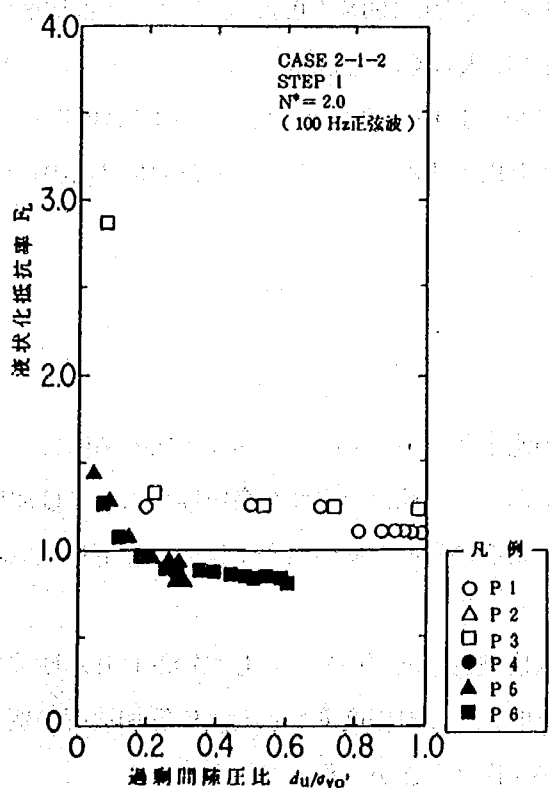
図-5.10 地盤密度が高い場合の水平地盤モデルの液状化抵抗率と過剰間隙圧比の関係



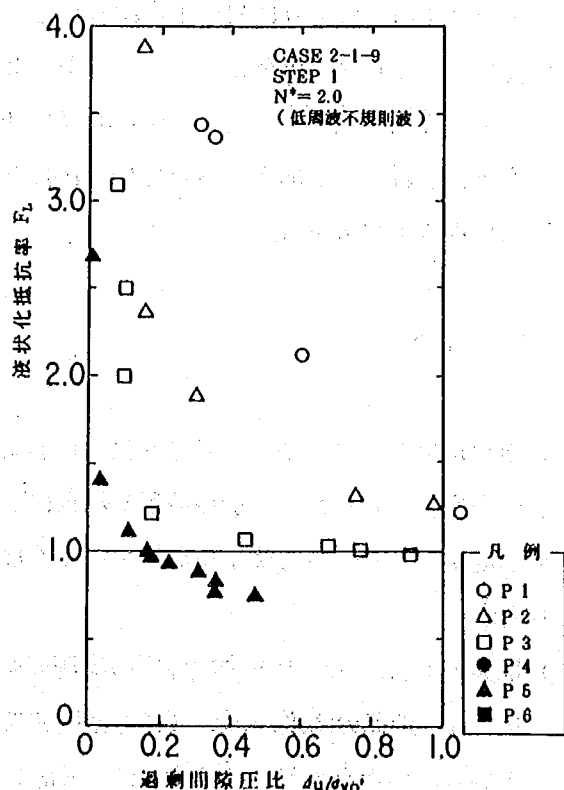
(1) ケース 2-1-4



(2) ケース 2-1-4 (2回目加振時)



(3) ケース 2-1-2



(4) ケース 2-1-9

図-5・11 地盤密度が高い場合の盛土のあるモデルの液状化抵抗率と過剰間隙圧比の関係

これらの図より以下のことがわかる。

- ・ 水平地盤モデルの過剰間隙圧比は、浅い位置のP 1 とP 4 では F_L^{-2} に近く、その他の深い位置では F_L^{-7} に近い。また、水平方向の測定位置（図－5・10(3)のP 1 ～P 3 とP 4 ～P 6 の比較）の影響は小さい。
- ・ 盛土のあるモデルでは、盛土の下方地盤のP 5 とP 6 では、水平地盤部のP 1 ～P 3 よりも同じ F_L に対する過剰間隙圧比が小さい。
- ・ 上記の結果に及ぼす加振履歴（図－5・10(2)と図－5・11(1)及び(2)のステップ1とステップ2の比較）と加振波形の影響は小さい。

文献11)において、振動台実験を対象として同様な整理を行った結果を図－5・12に示す。この場合には、浅い位置のほうが深い位置よりも同じ液状化抵抗率に対する過剰間隙圧比が小さくなる傾向があり、また、水平地盤部と盛土下の地盤における液状化抵抗率と過剰間隙圧比の関係の差は小さかった。本検討で異なる結果が得られた理由は不明であり、今後の検討を要する。また、これらの整理はいずれも豊浦砂を用いた模型実験が対象であるが、地盤材料が異なる場合についても同様な整理を行い、データを蓄積する必要がある。

応答加速度の変化を考慮しない場合の影響を調べるために、実験ケース2－1－2について加振加速度が模型に一樣に作用すると仮定して整理した結果を図－5・13に示す。ただし、水平地盤部（P 1 ～P 3）において計算上の F_L が1.0程度のときに r_u も1.0となるような N' を試行錯誤的に求めた結果として、 $N'=4$ を用いた。これを図－5・11(3)と比較すると、先に述べた盛土の下方地盤と水平地盤部における過剰間隙圧の発生特性の違いは、応答加速度の変化を考慮しない場合にも現れていることがわかる。なお、 $N'=2$ 及び4のそれぞれに対応する繰返しせん断強度比 R_{20} はそれぞれ0.190及び0.223となり、応答加速度の変化を考慮しない場合には考慮した場合よりも R_{20} を15%程度大きく設定したことになる。また、これらの図を詳細に比較すると、 r_u が1.0となる F_L は図－5・11(3)では1.1～1.2程度、図－5・13では0.8～0.9程度で、これらに対応させるためには R_{20} をさらに30%程度変化させる必要があり、最終的に R_{20} の違いは50%程度まで広がる。

5.5 まとめ

- 1) 累積損傷度理論に基づいて等価化した加振加速度と盛土の沈下量及び地盤の過剰間隙圧比の関係は、地盤の密度が同じ場合には加振波形や波数によらずほぼ同一であった。地盤の密度が高い場合には等価加振加速度が大きくなると沈下量が増えにくくなったのに対し、地盤の密度が低い場合には逆に沈下量が急増した。
- 2) 地盤の応答加速度と過剰間隙圧の実測値を用いて累積損傷度理論に基づいて推定した繰返しせん断強度比 R_{20} は、地盤の密度が高い（相対密度60%程度）場合には0.16～0.21程度であった。応答加速度の変化を考慮しない場合の対応する R_{20} は、考慮した場合よりも50%程度大きかった。
- 3) 推定した R_{20} より求めた液状化抵抗率 F_L と過剰間隙圧比 r_u の関係は、加振波形や加振履歴によらずほぼ同一であったが、着目点の深度と盛土の影響を受けた。同じ F_L に対しては、盛土の下方地盤よりも水

4) 以上の結果は、既往の振動台実験^{10) 11)}で得られている傾向とは必ずしも対応しなかったことから、今後も検討を継続し、特に地盤材料が異なる場合についてデータを蓄積する必要がある。

D 1 D 2 D 3 D 4 D 5 D 6
 A 15 A 16 A 17 A 18 A 19 A 20 A 21
 OS P 19 OS P 20 P 21 P 22 P 23 P 24 P 25 P 26 P 27
 A 3 P 10 A 4 P 11 P 12 P 13 P 14 P 15 P 16 P 17 P 18
 P 1 P 2 P 3 P 4 P 5 P 6 P 7 P 8 P 9

25 25 25 25 25 25 12.5 2.5 12.5 25 25
 250

(単位: cm)

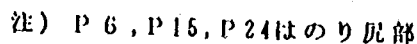
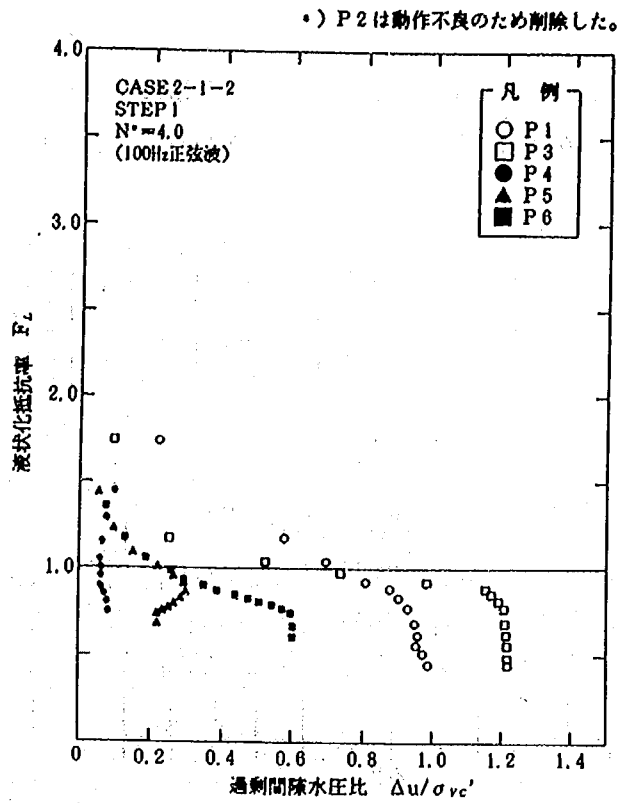


図-5・12 既往の振動台実験における液状化抵抗率と過剰間隙圧比の関係¹⁾



図一 5・13 加振加速度が地盤に一樣に作用すると仮定した場合の液状化抵抗率と過剰間隙水圧比の関係

6. 動的遠心模型実験を対象とした円弧すべり安定計算

6.1 計算目的

本計算の目的は、周辺地盤が液状化した場合の盛土の安定性評価法として、有効応力法に基づく円弧すべり安定計算の適用性を明らかにすることである。

6.2 計算内容

4章で示した動的遠心模型実験のうち、表－6・1に示す計6ケースの1回目加振時を対象に、地盤の応答加速度と過剰間隙圧の実測値を用いて、有効応力法に基づく修正フェレニウス法⁹⁾による円弧すべり安定計算を行った。

地盤の密度が高い場合の実験結果を対象とした計算では、加振中のいくつかの時点について盛土の沈下が生じ始める限界安全率について検討するとともに、前章とほぼ同じ方法で20波の規則波に等価化した加速度より等価水平震度を算定し、すべり安定計算に用いる水平震度の等価化に関する検討を行った。

地盤の密度が低い場合を対象とした計算では、実験では加振終了後も盛土の沈下が進行したことから、加振終了後も含めたいくつかの時点におけるすべり安全率を算定し、盛土の沈下の進行状況との対応関係について検討した。

6.3 計算方法

6.3.1 計算モデル

計算は、図－6・1に示すように重力下に換算した実験モデルを用いて行った。ただし、実験では間隙流

表－6・1 円弧すべり安定計算を行った実験ケース

ケース	地盤密度	加振条件
2-1-1	高い	100Hz正弦波20波
2-1-4		高周波不規則波
2-1-7		低周波不規則波
3-1-2	低い	60Hz正弦波5波
3-1-3		同 上
3-3-1		高周波不規則波

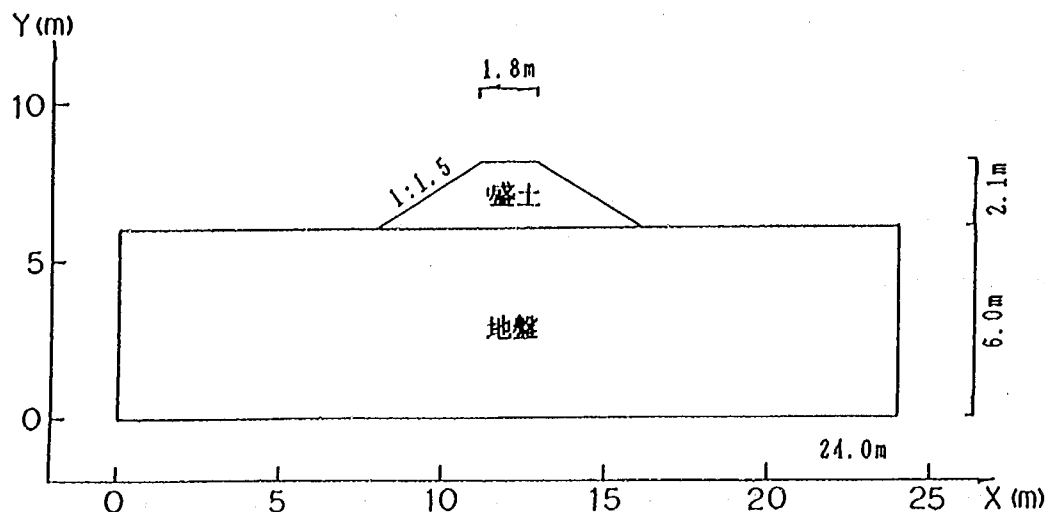


図-6.1 計算モデル

体としてシリコンオイルを用いたことを考慮して、地盤の有効単位体積重量を設定した。

6.3.2 円弧すべり安定計算

加振中または加振後終了のある時点における応答加速度と過剰間隙圧の実測値を用いて円弧すべり安定計算を行う方法について以下に示す。等価水平震度を用いた計算では、次項で示す方法により算定した等価水平震度を用いた点のみが異なっている。

(1) 計算に用いたプログラム

計算には、建設省土木研究所所有のプログラム「SLICE」を用いた。

(2) すべり安全率

すべり安全率 F_s の計算は、修正フェレニウス法を用いて次式により行った。

$$F_s = \frac{R \cdot \sum [c \cdot l + \{(W - u \cdot b) \cos \alpha - k_h W \sin \alpha\} \tan \phi']}{\sum (R \cdot W \sin \alpha + k_h W \cdot y)} \quad \dots\dots\dots \text{式 (6.1)}$$

ここに、 R ：すべり円弧の半径、 c ：地盤または盛土の粘着力、 l ：各分割片におけるすべり円弧の長さ、 W ：各分割片の重量、 u ：各分割片に作用する間隙水圧、 b ：各分割片の幅、 α ：各分割片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角、 k_h ：水平震度、 ϕ' ：地盤または盛土のせん断抵抗角、 y ：すべり円弧の中心より各分割片の重心位置までの水平方向の距離である。

(3) 計算時点

計算モデルの大きさと重量は重力下に換算したが、計算時点については測定データの時刻歴（巻末資料参照）などとの対応づけを容易にするためにこのような換算を行わなかった。

すべり安全率の計算は、各時点における模型の応答加速度と過剰間隙圧のピーク値を用いることを原則とした。応答加速度を考慮したのは、4.4.3(1)で述べたように密度の高いモデルの実験では盛土の沈下加振終了とともに停止し、盛土に作用する慣性力の有無がこのような挙動に関与していることが予想されたためである。

実際には、各測定データがピーク値となる時刻が必ずしも一致しないため、着目する時点の近傍で加振加速度波形がゼロクロッシングする（ゼロ点を横切って符号が変わる）時点を経験として、その時点よりも前のある微小な時間範囲における各測定データのピーク値を用いた。この時間範囲として、地盤密度が高い場合を対象とした計算では、各ケースのなかで最も周期の長い成分を含む低周波不規則波の波長が最大0.02秒（周波数50Hz）程度であったことから、その半波の継続時間である0.01秒を一律に用いた。一方、地盤密度が低い場合には加振中の挙動が急激に変化するために、上記の時間範囲が0.01秒では長すぎる場合のあることが判明し、この場合には各基準時点の直前における加振加速度の半波分に相当する時間範囲（最小0.005秒）を用いた。

(4) 水平震度

水平震度 k_h は、地盤と盛土の全測点における応答加速度のピーク値（計測器の動作不良による異常値を除く）の算術平均から次式により算定し、分割片の重心位置に一樣に作用させた。

$$k_h = \frac{\sum_{i=1}^n \alpha_i}{n \cdot N \cdot G} \quad \dots\dots\dots \text{式 (6.2)}$$

ここに、 α_i ：各部の応答加速度のピーク値、 n ：データ数、 $N \cdot G$ ：遠心加速度

(5) 間隙水圧

地盤の各部で測定した過剰間隙水圧のピーク値を深度方向及び水平方向に直線補完することにより過剰間隙水圧の断面内分布を推定し、これに静水圧を加えて間隙水圧 u とした。ただし、土槽の両端に接する水平地盤部の過剰間隙水圧としては直近の過剰間隙水圧の測定値をそのまま入力し、この部分は水平方向に一樣な分布とした。また、測定精度の問題により、過剰間隙水圧の測定値が一次元的に算定した初期有効上載圧（式（5.1）参照）よりも大きくなる場合があったが、この場合には抵抗モーメントが負の値として計算されることを防ぐために、初期有効上載圧を上限值として入力した。

(6) すべり円弧の設定

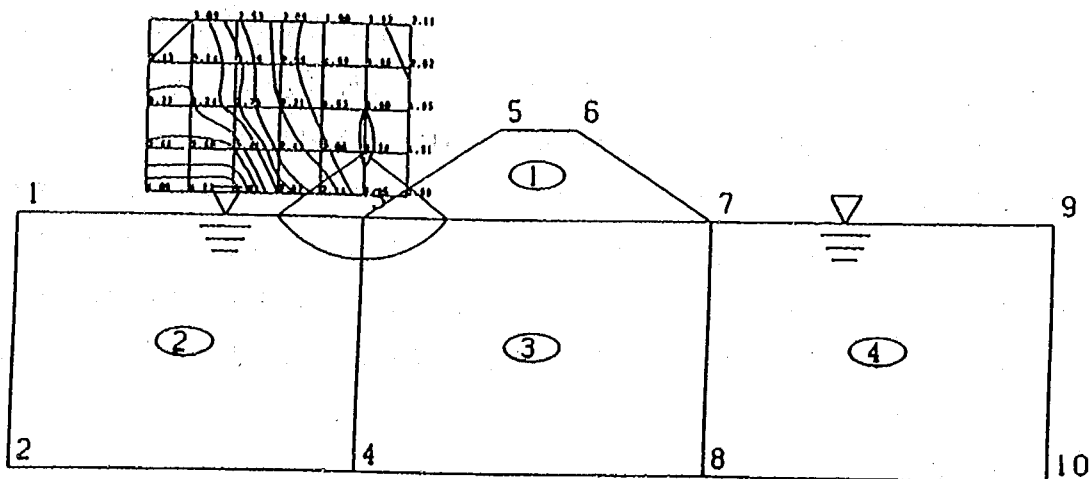
土槽の底面及び端面をすべり円弧が横切らないような範囲内で円弧の中心位置と半径を変えながらそれぞれに対するすべり安全率を計算し、これらの最小値をその場合のすべり安全率とした。

実験ケース2-1-1を対象とした予備計算により得られた最小安全率を与えるすべり円弧の位置を図-6・2に示す。加振が進み地盤中の過剰間隙水圧の発生量が増加すると、水平地盤部のみを横切るすべり円弧が最小安全率を与えた。しかし、このような位置ですべり破壊が生じても盛土の安定性はほとんど損なわれないことが予想されるため、以下では図-6・3に示すような円弧制限を設けて、盛土天端の直下地盤を横切るすべり円弧のみに関して最小安全率の計算を行った。その結果、図-6・4に示すように、円弧制限を行った範囲のうちすべり円弧の中心に最も近い位置を通る場合に最小安全率を得られた。

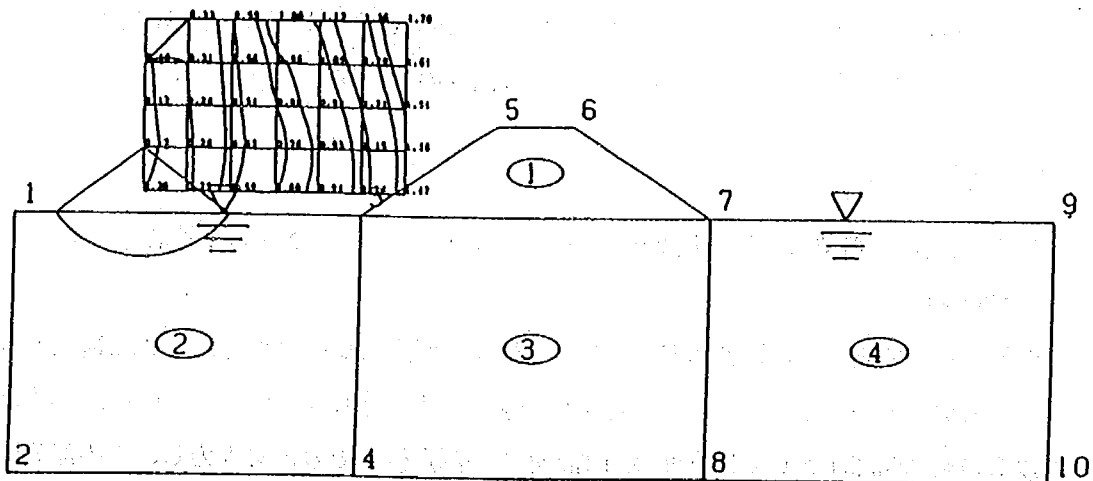
また、実験では盛土の沈下に伴って盛土内に亀裂が生じたことから、計算上も盛土にはテンションクラックが生じるものとして取り扱った。すなわち、盛土内では鉛直なすべり面を仮定し、すべり面上での抵抗モーメントは考慮しなかった。

H 2-1-1

$T=0.103$



$T=0.174$



$T=0.239$

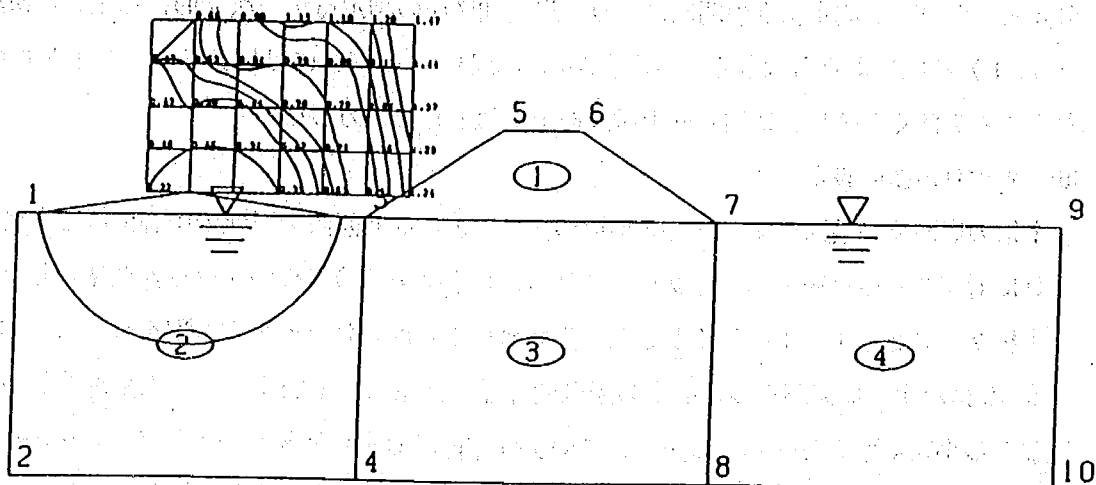


図-6・2 地盤密度が高い場合の呼び計算により得られた最小安全率を与えるすべり円弧の位置

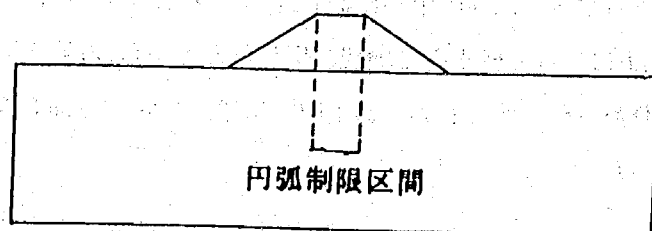


図-6・3 円弧制限の範囲

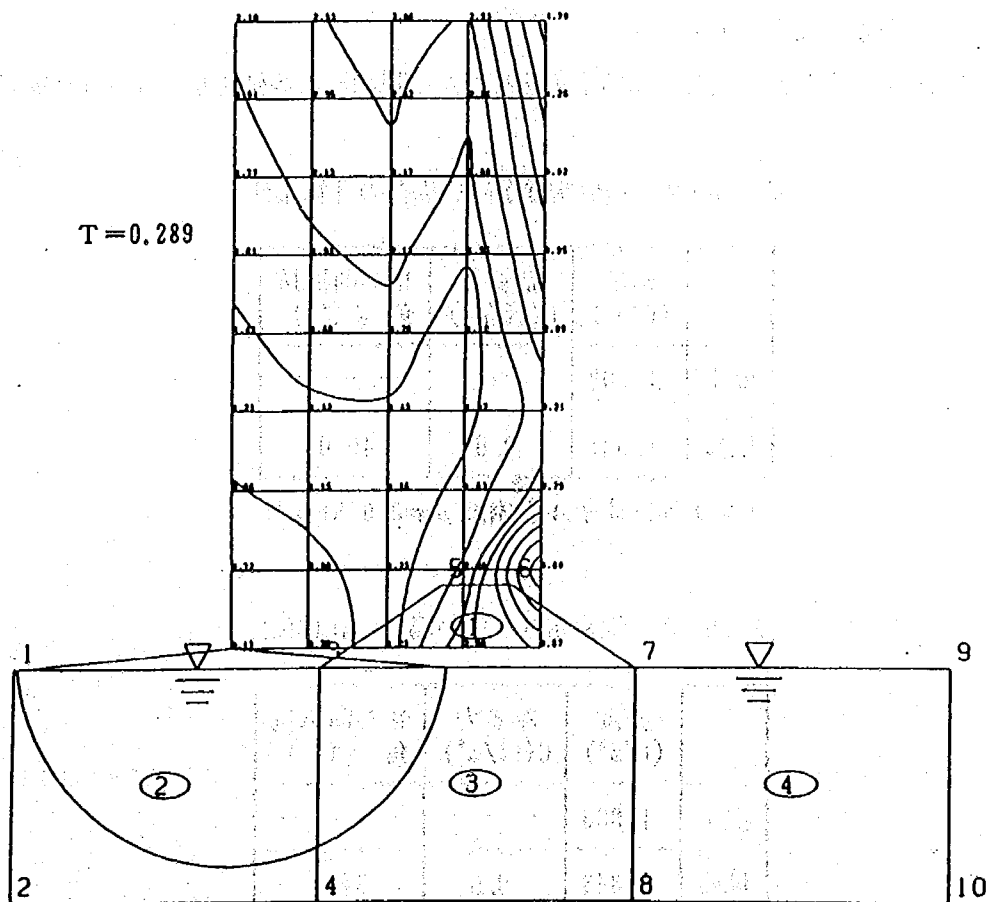
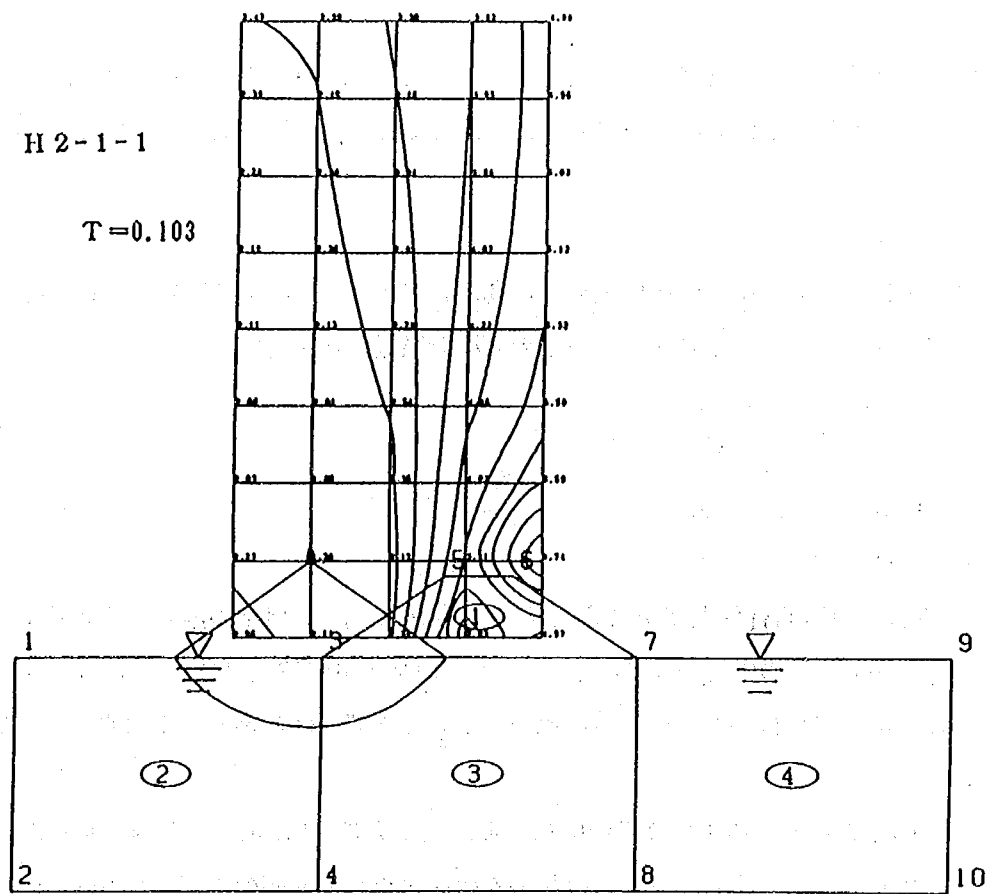


図-6・4 地盤密度が高い場合の最小安全率を与えるすべり円弧の位置の例 (ケース2-1-1)

(7) その他の計算条件

計算に用いた地盤と盛土の密度及び強度定数を表-6・2及び表-6・3に示す。密度は実験時の測定値に基づいて設定した。また、地盤の粘着力はゼロとし、せん断抵抗角は文献(61)に基づいて設定した。

6.3.3 等価水平震度の算定

等価水平震度の算定は、前章で用いた等価加振加速度の算定法(5.3.1参照)に準じて行ったが、加振加速度が模型に一様に作用すると仮定せずに、以下の方法で繰返しせん断応力比の算定を行った。

$$= \frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'} = \frac{1}{\sigma_{vc}'} \left[\frac{\gamma_t \cdot H}{G} \cdot A_1 + \frac{\gamma_{sat} \cdot z}{G} \cdot A_2 \right] \quad \text{.....式(6.3)}$$

$$A_1 = A_0 \cdot \{1.0 - 0.03(-0.5 \cdot H - z_0)\} \quad \text{.....式(6.4)}$$

$$A_2 = A_0 \cdot \{1.0 - 0.03(0.5 \cdot z - z_0)\} \quad \text{.....式(6.5)}$$

ここに、 σ_{vc}' ：着目点の初期有効上載圧(式(5.1)参照)、 γ_t ：盛土の湿潤単位体積重量、 H ：盛土高さ(単位m)、 A_1 ：盛土の平均応答加速度、 γ_{sat} ：地盤の飽和単位体積重量、 z 及び z_0 ：着目点の地表面からの深度及び地盤の層厚(単位m)、 A_2 ：着目点から地表面までの間の地盤の平均的な応答加速度、 $N \cdot G$ ：遠心加速度である。

式(6.4)と式(6.5)の右辺中の係数0.03は、道路橋示方書⁶²⁾に示された地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 r_d に基づいて、応答加速度の位相の変化を無視して振幅のみが深さ方向に直線的に変化すると仮定することにより求めたものである。

これらの式を導入して算定した繰返しせん断応力比を20波の規則波に等価化して得られた等価加振加速度

表-6・2 地盤密度が高い場合の計算条件

	密度 (t/m ³)	粘着力 C(tf/m ²)	せん断抵抗 角 ϕ (°)
盛土	1.903	—	—
地盤	1.927	0.0	40.0

(シリコンオイルの密度 $\rho_w = 0.955 \text{ t/m}^3$)

表-6・3 地盤密度が低い場合の計算条件

	密度 (t/m ³)	粘着力 C(tf/m ²)	せん断抵抗 角 ϕ (°)
盛土	1.903	—	—
地盤	1.848	0.0	34.0

(シリコンオイルの密度 $\rho_w = 0.955 \text{ t/m}^3$)

を用いて、等価水平震度 $k_{h,q}$ を次式により求めた。これは、盛土の下方地盤の中心深さにおける等価な応答加速度が模型全体に一樣に作用すると仮定したことに相当する。

$$k_{h,q} = \frac{A_{0,q} \cdot (1.0 - 0.03(-0.5 \cdot z_0))}{N \cdot G} \quad \dots\dots\dots \text{式 (6.6)}$$

ここに、 $A_{0,q}$ ：応答加速度が深度方向に直線的に変化すると仮定して得られた等価加振加速度

6.4 計算結果及び考察

6.4.1 地盤の密度が低い場合のすべり安全率

(1) すべり安全率と沈下量の関係

加振中及び加振後のすべり安全率 F_s の計算結果を表-6.4に示す。表中で、加振終了後については水平震度をゼロとしたが、加振中の一部の時点についても比較のために水平震度を考慮しない計算を行った。

表-6.4 地盤密度が低い場合のすべり安全率の計算結果

(1) 沈下量, 沈下速度及びすべり安全率

ケース	対象時点No	時点 (sec)	沈下量 (mm)	沈下速度 (mm/sec)	安全率 F_s	
					①	②
3-1-2	1	0.021	0.198	26.250	1.018	1.388
	2	0.030	0.555	69.690	0.546	—
	3	0.047	2.295	112.990	0.461	—
	4	0.100	7.095	56.420	0.458	0.617
	5	0.151	8.224	15.750	0.578	0.678
	6	0.198	8.636	4.500	0.538	0.588
	7	0.295	9.155	3.600	—	0.601
	8	0.494	9.680	2.800	—	0.603
	9	0.794	10.235	2.000	—	0.604
	10	1.394	10.800	0.500	—	0.615
	11	2.394	10.900	0.067	—	0.656
	12	3.894	11.000	0.057	—	0.887
	13	5.894	11.100	0.025	—	1.120
	14	7.894	11.100	0.000	—	1.390
3-1-3	1	0.030	0.097	8.440	0.991	—
	2	0.046	0.400	24.620	0.814	—
	3	0.063	0.903	36.700	0.663	—
	4	0.079	1.719	49.080	0.514	—
	5	0.099	2.622	23.740	0.636	—
	6	0.294	3.034	0.400	—	0.907
	7	0.794	3.180	0.150	—	1.109
3-3-1	1	0.055	0.098	3.750	1.088	—
	2	0.075	0.138	10.500	0.931	—
	3	0.111	0.701	24.000	0.638	—
	4	0.164	2.180	46.330	0.705	—
	5	0.809	11.410	1.380	—	0.519
	6	2.409	12.400	0.110	—	0.646
	7	3.909	12.600	0.020	—	0.836

※ ①：水平震度を考慮した場合
②：水平震度を考慮しない場合

表-6・4 地盤密度が低い場合のすべり安全率の計算結果 (つづき)

(2) 水平震度の設定値

ケース	対象時点 No	応 答 加 速 度 (G)					水平震度 Kh
		$\Lambda 1$	$\Lambda 4$	$\Lambda 5$	合計	平均	
3-1-2	1	1.731	2.968	3.945	8.644	2.881	0.096
	2	3.636	3.290	3.931	10.857	3.619	0.121
	3	0.271	1.823	1.914	4.008	1.336	0.045
	4	0.711	1.481	2.058	4.250	1.417	0.047
	5	0.564	0.455	1.097	2.116	0.705	0.024
	6	0.515	0.161	0.535	1.211	0.404	0.013
3-1-3	1	1.428	2.525	3.773	7.726	2.575	0.086
	2	0.305	2.085	3.533	5.923	1.974	0.066
	3	0.501	1.987	3.341	5.829	1.943	0.065
	4	0.256	2.329	3.292	5.877	1.959	0.065
	5	0.232	1.533	2.236	4.001	1.334	0.044
3-3-1	1	3.512	3.336	2.781	9.629	3.210	0.107
	2	3.707	3.723	0.571	8.001	2.667	0.089
	3	2.535	3.191	0.812	6.538	2.179	0.073
	4	1.021	0.188	0.667	1.876	0.625	0.021

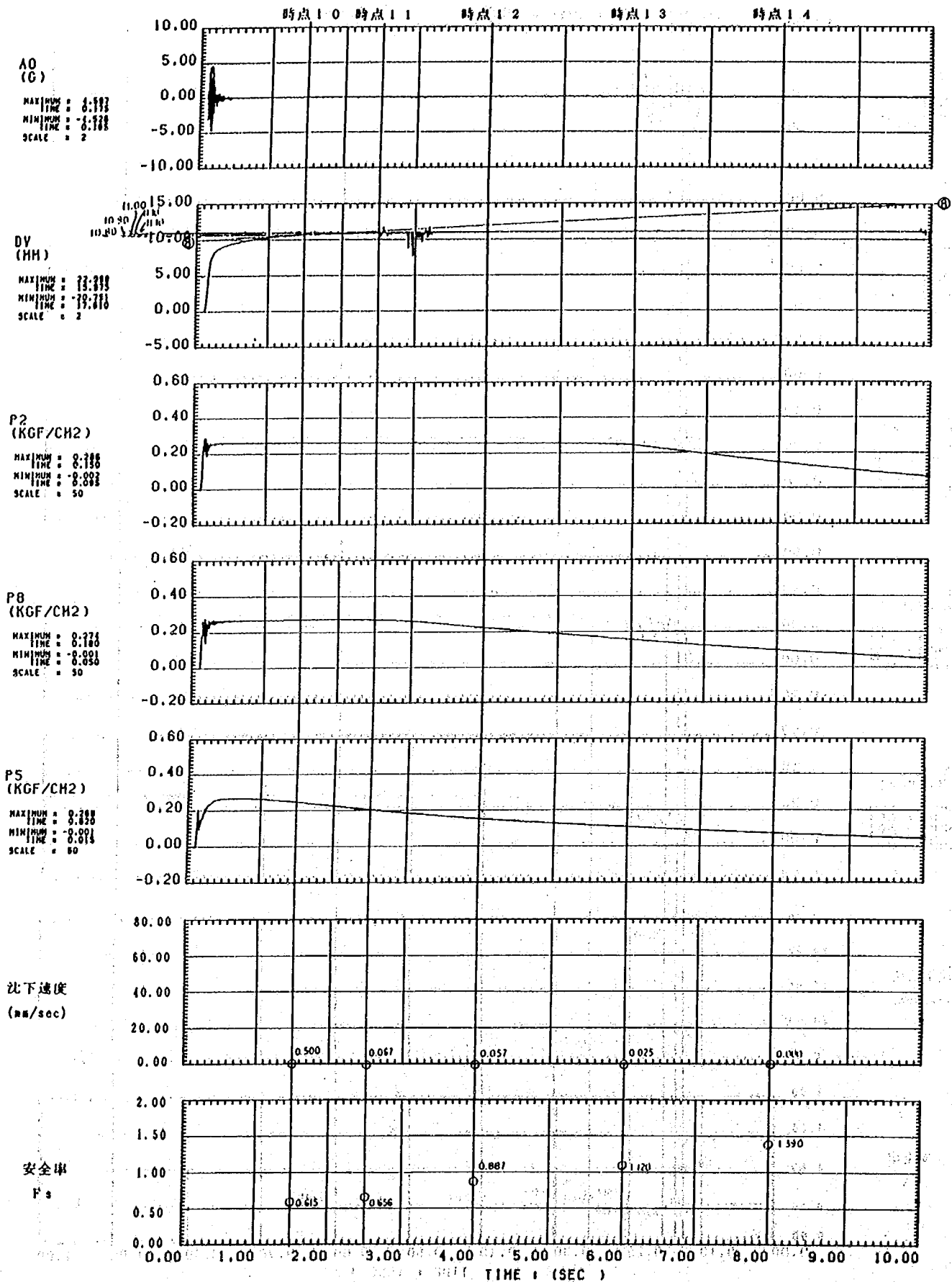
各ケース毎のFsの経時変化を、加振加速度、盛土の沈下量、及び地盤の過剰間隙圧とあわせて図-6・5に示す。正弦波加振のケース3-1-2では、加振開始直後にFsが0.5程度まで急速に低下し、加振終了時においても同程度の値のままで、その後過剰間隙圧の消散とともに徐々に増加した。これに対して、加振加速度の小さいケース3-1-3では、加振中のFsの低下がゆっくりと進行し、逆に加振終了後はFsの増加が速く進んだ。また、不規則波加振のケース3-3-1は、加振中のFsの低下速度が最も小さかったが、加振終了後のFsの増加速度はケース3-1-2と同程度であった。なお、ケース3-1-2の図中には参考のために水平震度を考慮しない場合のFsも記号を変えて示したが、考慮した場合のFsと比較して、加振開始直後の時点では0.4程度大きく、加振が終了して加振加速度振幅が徐々に減少していく過程では0.1程度大きかった。

Fsと盛土の沈下量の関係を図-6・6に示す。Fsが0.6程度まで低下すると盛土の沈下が進行し、沈下がほぼ停止するとFsは1.0以上に回復した。ケース3-1-2についてFsと沈下量の経時変化を同じ図上に重ね書きしたものを図-6・7に示すが、Fsの回復は盛土の沈下がほぼ停止すると同時に始まっていることがわかる。

図-6・5中に示したように、盛土の沈下量の時刻歴からFsを計算した各時点における接線勾配として読み取った盛土の沈下速度とFsの関係を図-6・8に示す。各ケースのそれぞれについてはFsが小さくなるほど沈下速度が大きくなる傾向が見られたが、全般的には同じFsに対する沈下速度がかなりの幅を持っており、これらを一義的に関連づけることは困難であった。

— 89 —

H4 MORIDO CASE 3-1-2 STEP1 L



(2) ケース 3-1-2 (消散時)

図-6・5 地盤密度が低い場合のすべり安全率の経時変化 (つづき)

H4 HORIDO CASE 3-1-3 STEP1 (0.5SEC)

A0
(GAL)

MAXIMUM = 3.753
TIME = 0.187
MINIMUM = -3.183
TIME = 0.183
SCALE = 2

DY
(MM)

MAXIMUM = 1.358
TIME = 0.175
MINIMUM = -0.672
TIME = 0.183
SCALE = 5

P2
(KGF/CH2)

MAXIMUM = 0.253
TIME = 0.187
MINIMUM = -0.003
TIME = 0.187
SCALE = 50

P8
(KGF/CH2)

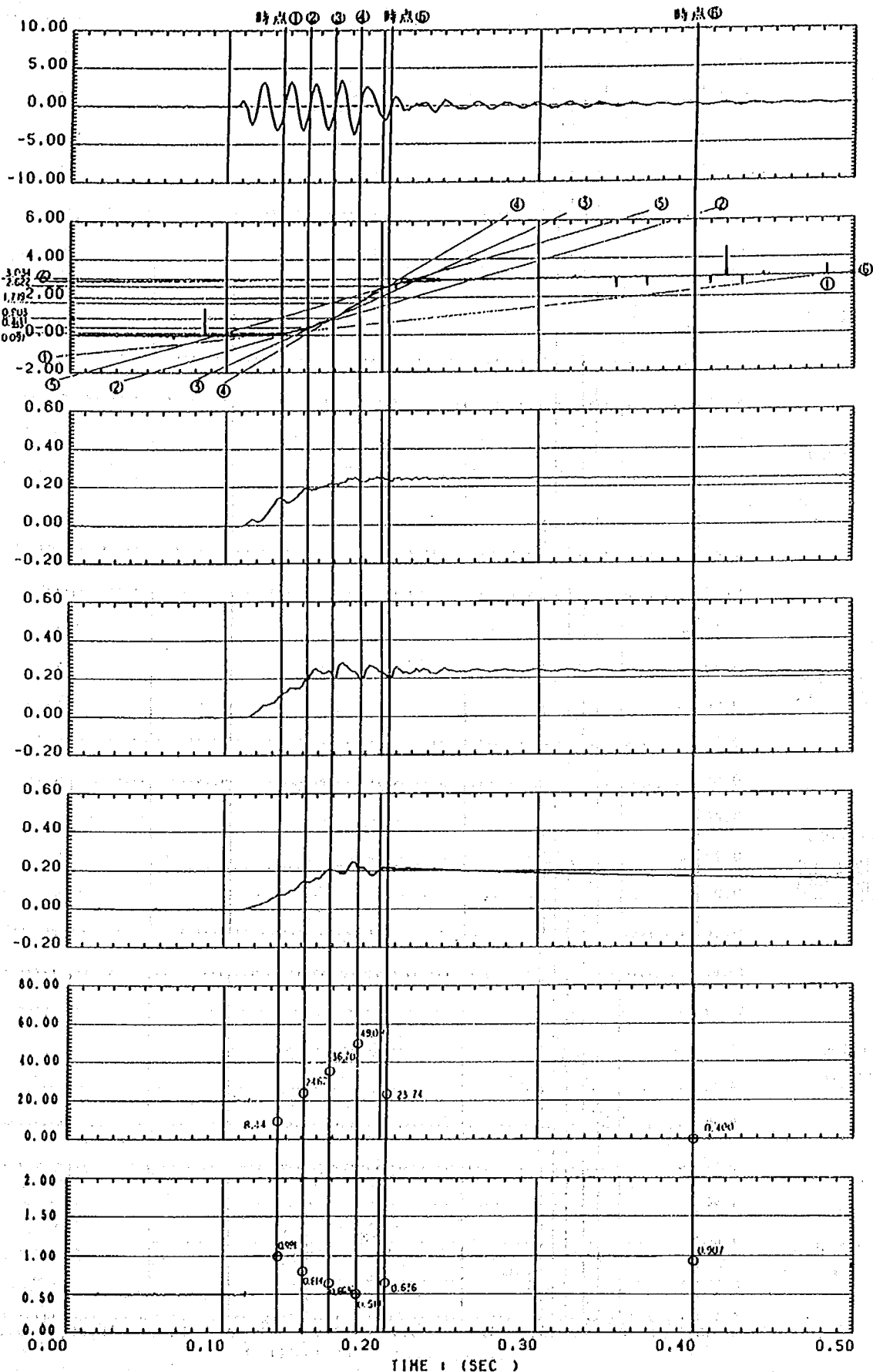
MAXIMUM = 0.280
TIME = 0.175
MINIMUM = -0.002
TIME = 0.183
SCALE = 50

P5
(KGF/CH2)

MAXIMUM = 0.248
TIME = 0.183
MINIMUM = -0.002
TIME = 0.183
SCALE = 50

沈下速度
(mm/sec)

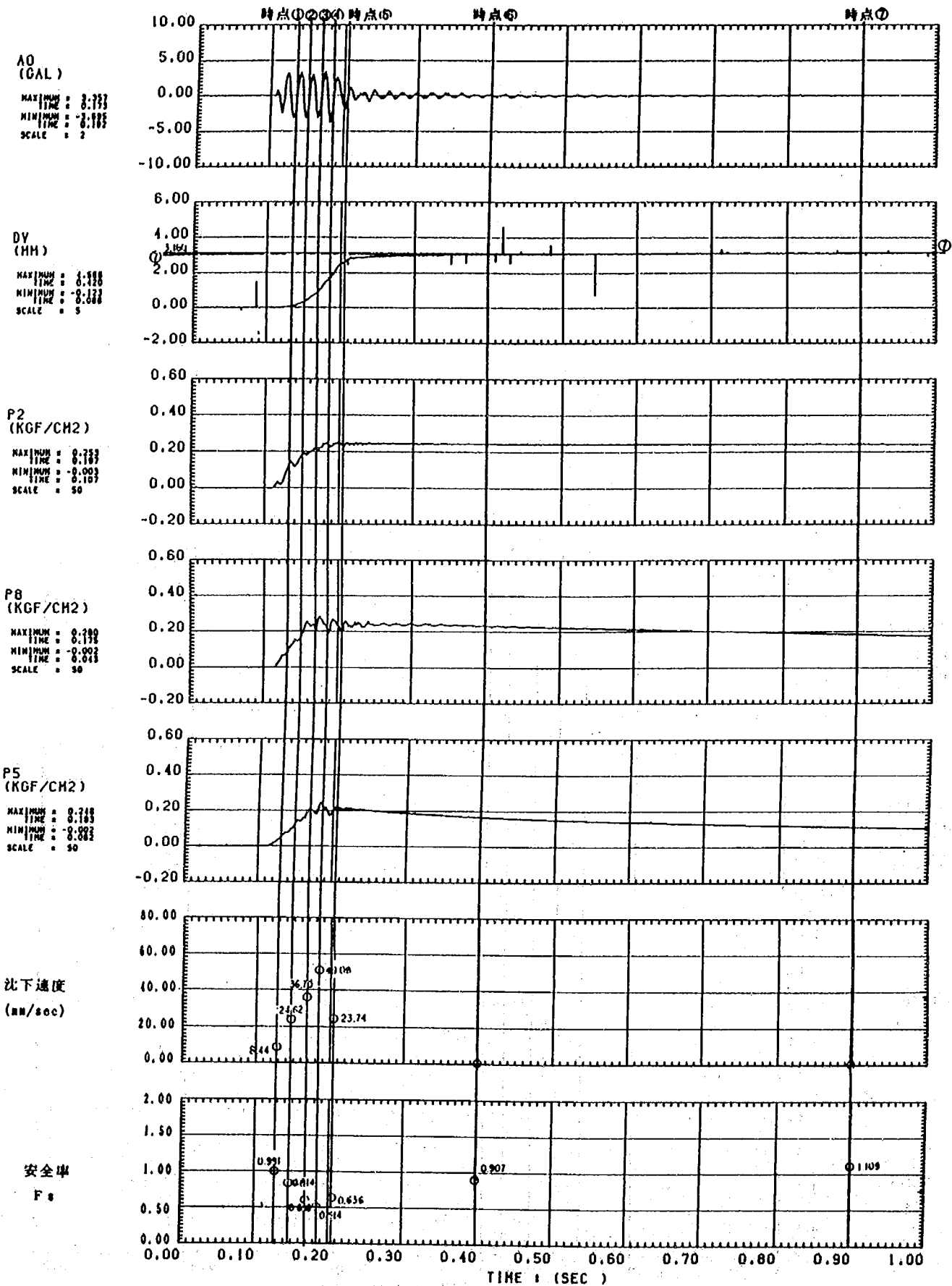
安全率
F_s



(3) ケース3-1-3

図-6.5 地盤密度が低い場合のすべり安全率の経時変化 (つづき)

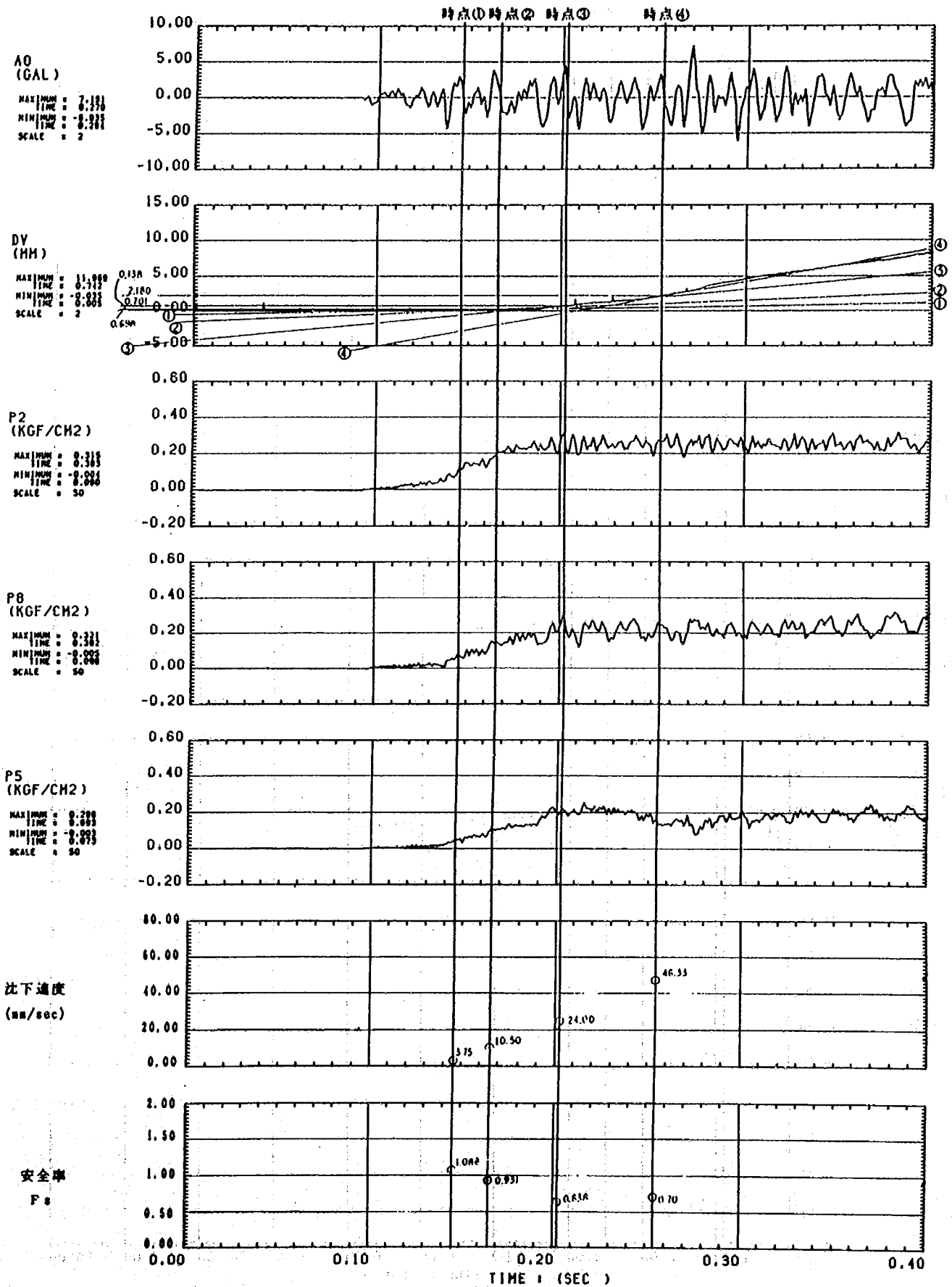
H4 HORIDO CASE 3-1-3 STEP1 (1.0SEC)



(4) ケース3-1-3 (消散時)

図-6・5 地盤密度が低い場合のすべり安全率の経時変化 (つづき)

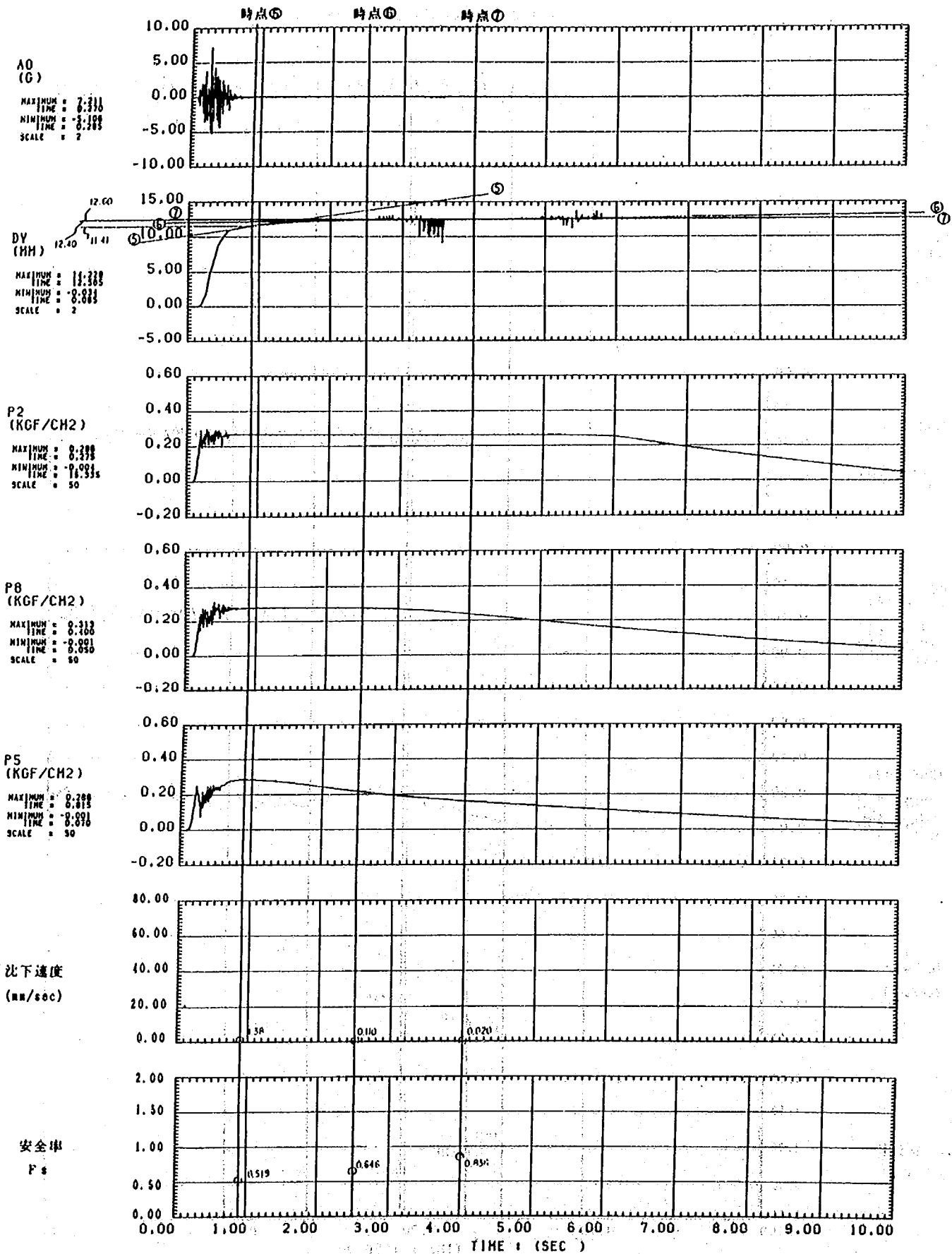
H4 HORIDO CASE 3-3-1 STEP1 (0.4SEC)



(5) ケース 3-3-1

図-6・5 地盤密度が低い場合のすべり安全率の経時変化 (つづき)

H4 MORIDO CASE 3-3-1 STEP1 L



(6) ケース3-3-1 (消散時)

図-6・5 地盤密度が低い場合のすべり安全率の経時変化 (つづき)

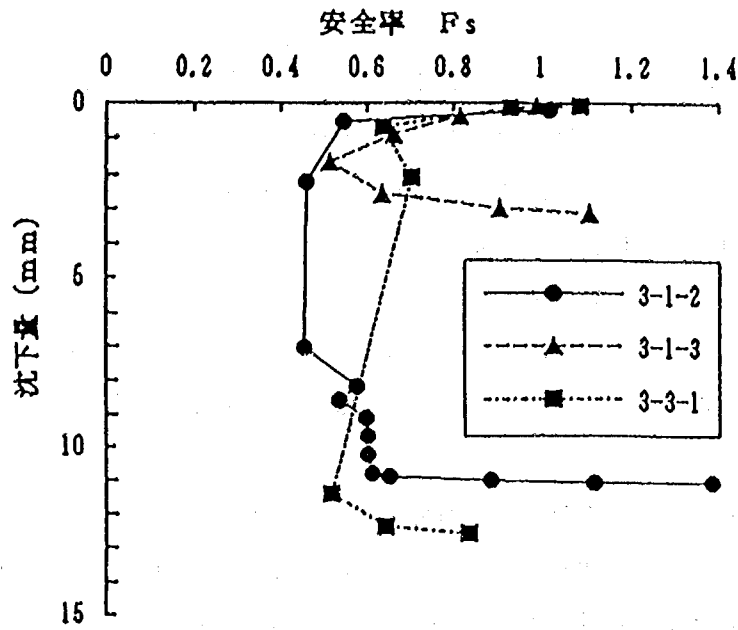


図-6・6 地盤密度が低い場合のすべり安全率と盛土の沈下量の関係

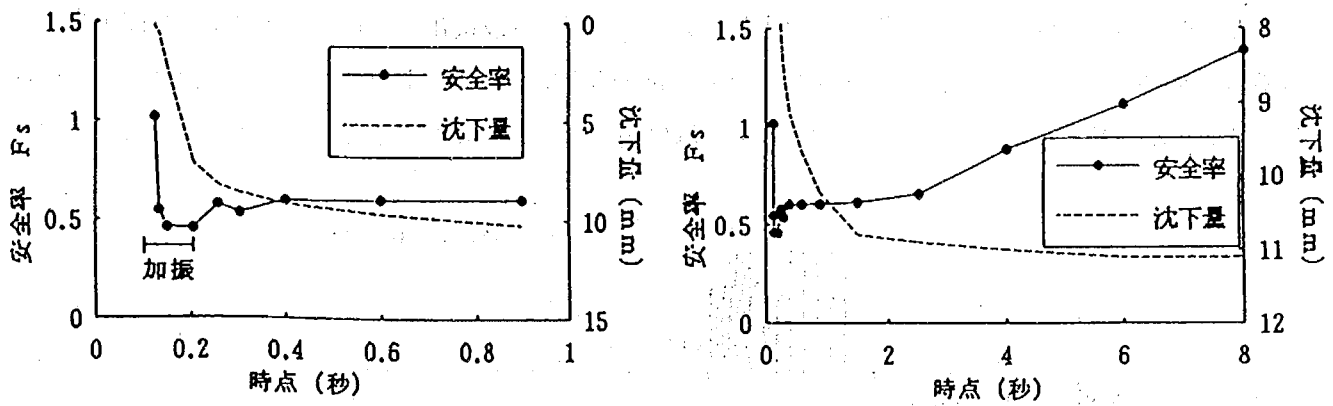


図-6・7 すべり安全率と盛土の沈下量の経時変化の比較 (ケース3-1-2)

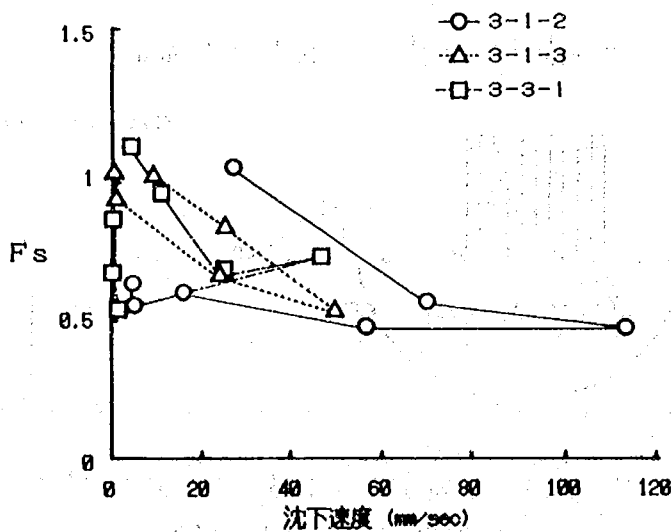


図-6・8 地盤密度が低い場合のすべり安全率と盛土の沈下速度の関係

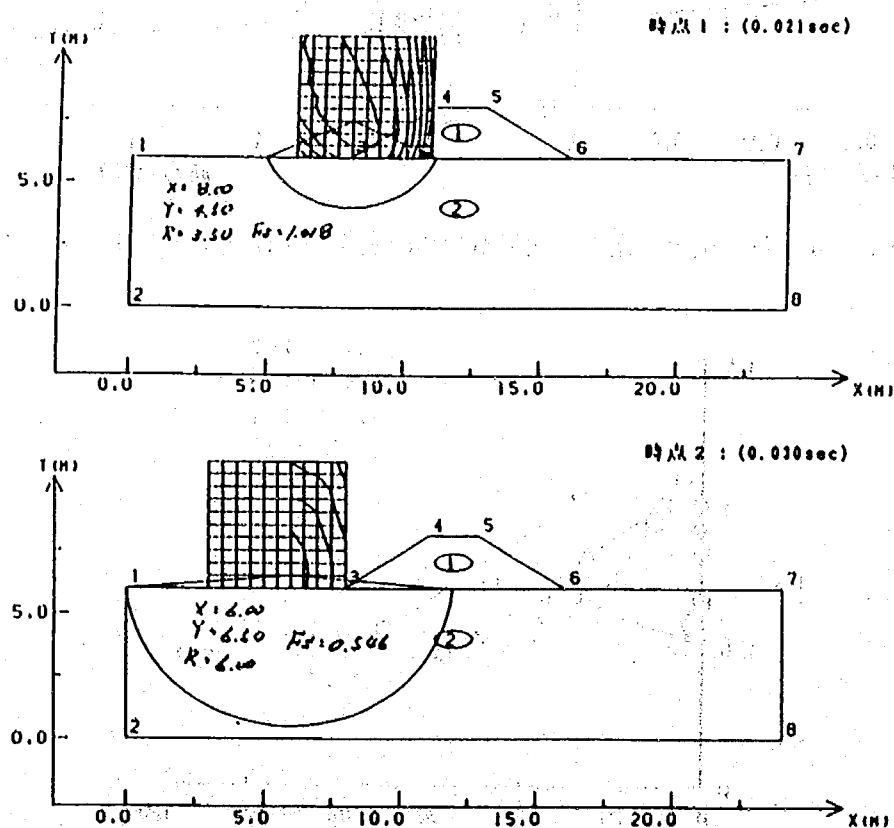
(2) 最小安全率を与えるすべり円弧

ケース3-1-2について、各時点において最小安全率を与えるすべり円弧の位置を図-6・9に示す。加振開始直後においては円弧の半径は比較的小さく、すべり面は地盤の浅い位置を通っているが、安全率が低下するとともに半径が大きくなり、すべり面の位置も深くなった。逆に、その後の安全率が増加する過程では円弧の半径が再び減少し、すべり面の位置も浅くなった。これは、後述する地盤内の過剰間隙圧分布の経時変化と関連しているものと考えられる。

なお、図には水平震度を考慮しない場合の結果もあわせて示したが、考慮した同時点の結果と比較して、すべり円弧の位置はほとんど変わらなかった。また、他の2ケースの結果も、上記と同じ傾向を示した。

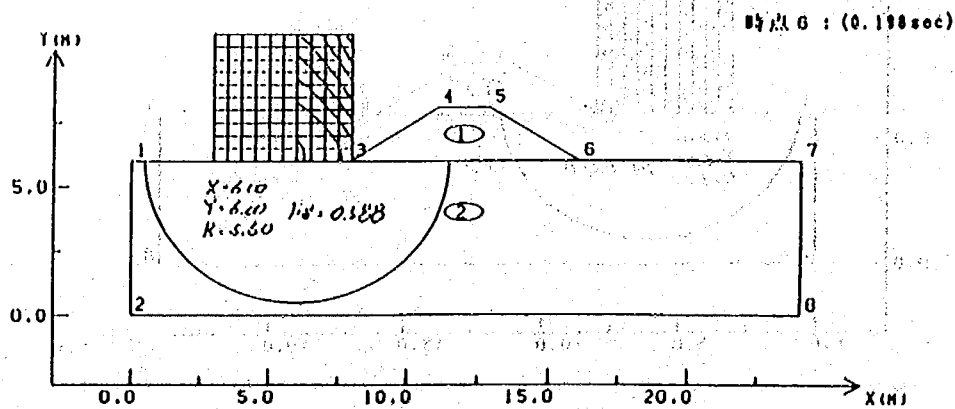
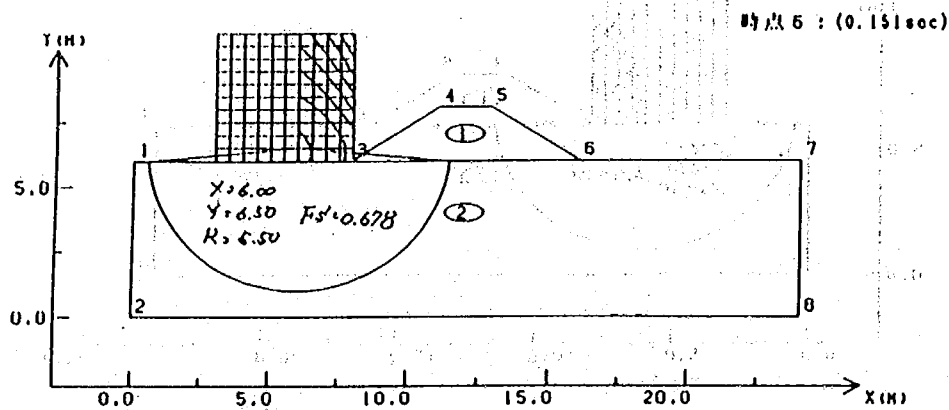
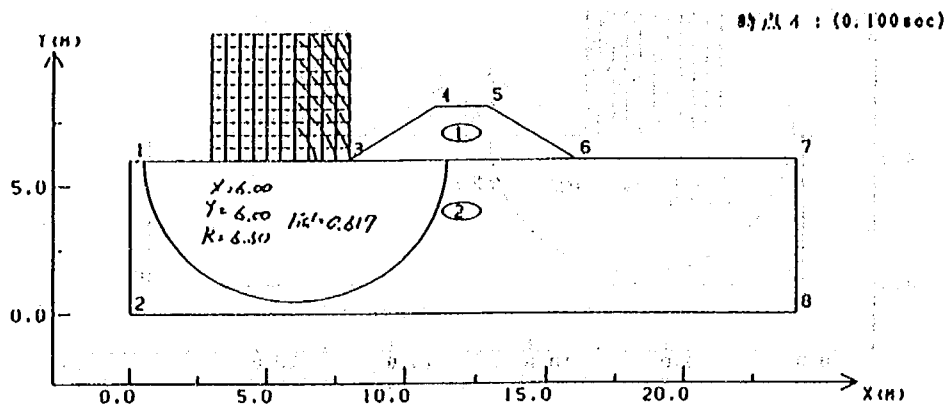
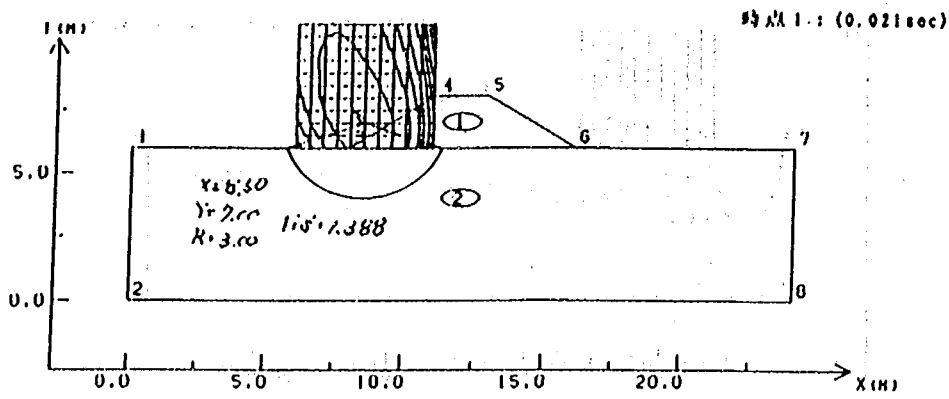
(3) 過剰間隙圧の断面内分布

計算の過程で過剰間隙圧の断面内分布の整理を行ったが、ケース3-1-2についてその経時変化を図-6・10に示す。図中には、一次元的に算定した初期有効上載圧（式(5.1)参照）もあわせて示した。また、この初期有効上載圧で正規化した過剰間隙圧比の断面内分布の経時変化を図-6・11に示す。水平地盤部では加振開始直後には浅い部分における過剰間隙圧比が高く、その後ほぼ全面的に過剰間隙圧比が1.0となり、過剰間隙圧の消散過程では深い部分のほうで過剰間隙圧比の低下が速く進んだ。前述したすべり面の位置の変化は、これらの挙動と対応している。全面的な液状化が生じた状態ですべり面が深くなるのは、すべりモーメントと抵抗モーメントの全体的な釣合において盛土の自重及び慣性力によるすべりモーメントが占める相対的な比率が、すべり面が深い場合のほうが大きくなるためと考えられる。



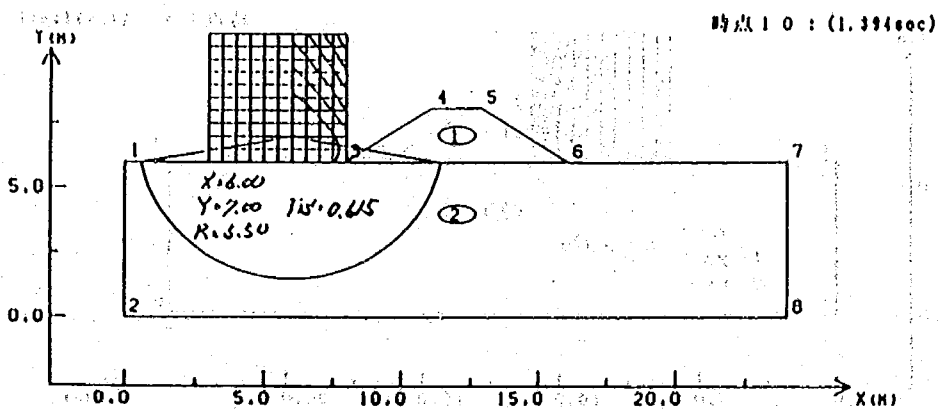
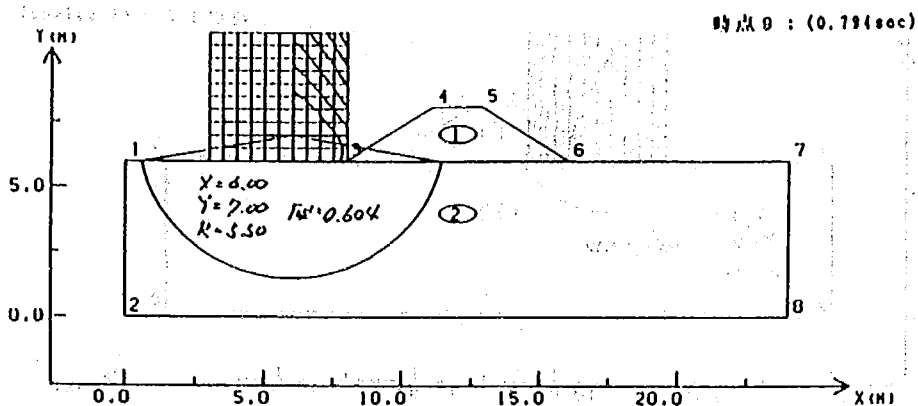
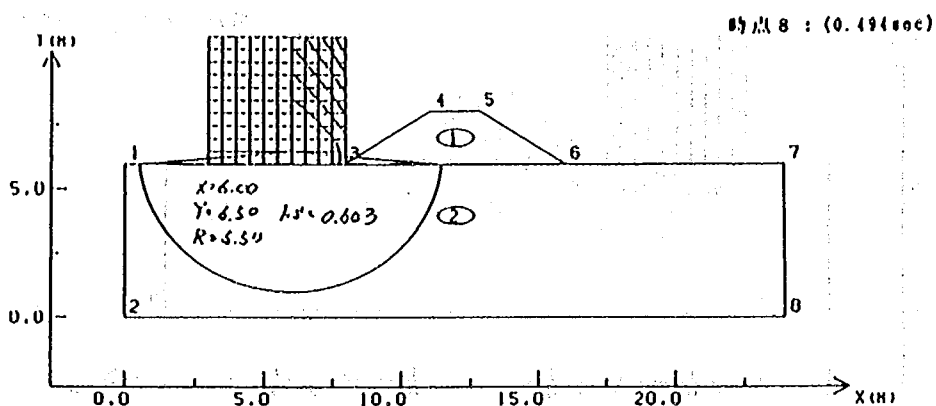
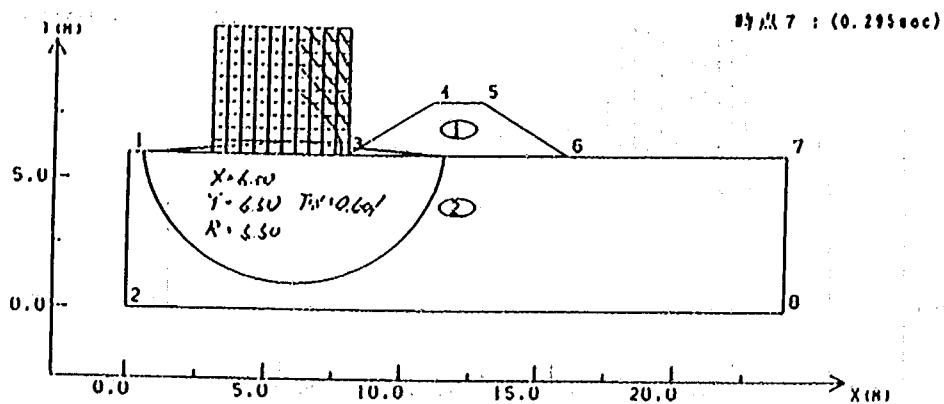
(1) 水平震度を考慮した場合

図-6・9 地盤密度が低い場合の最小安全率を与えるすべり円弧の位置の経時変化（ケース3-1-2）



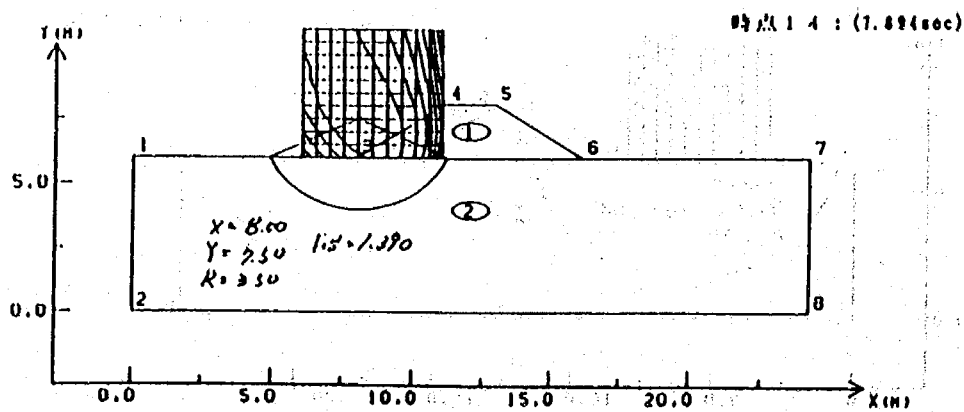
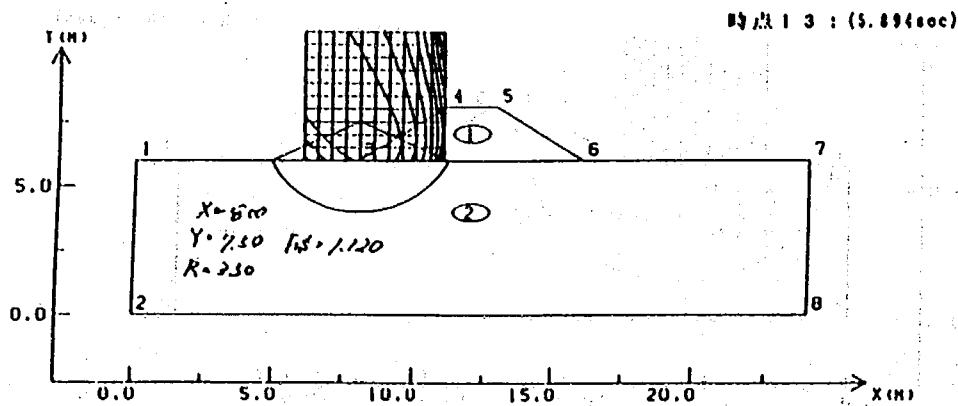
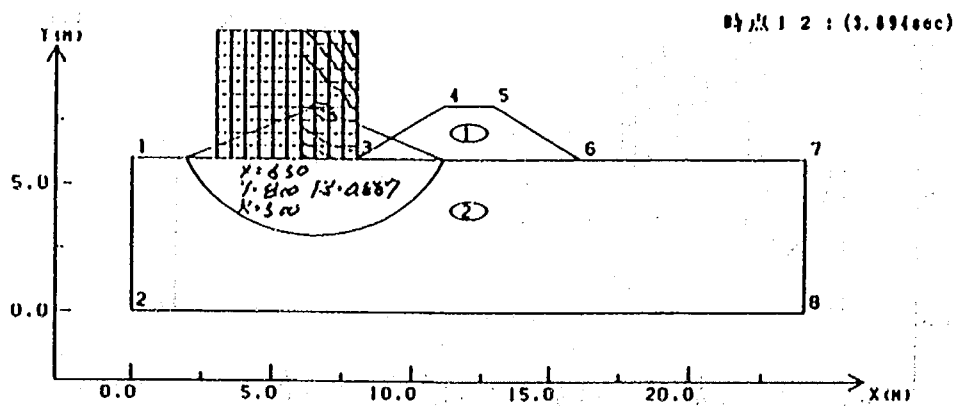
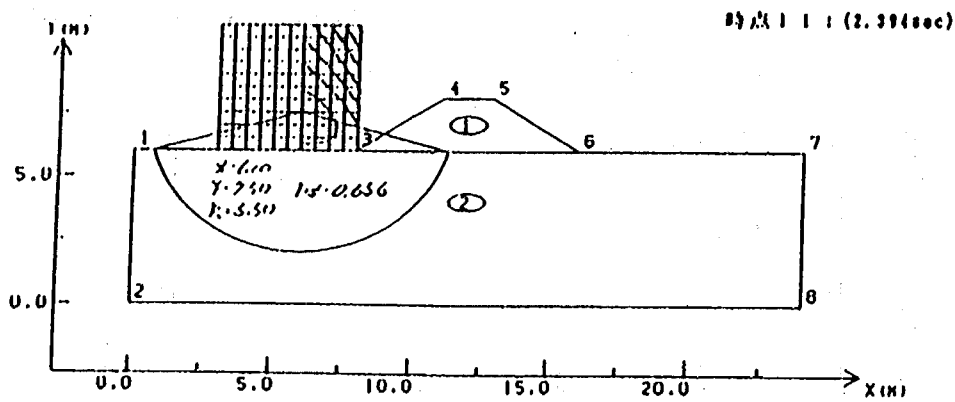
(2) 水平震度を考慮しない場合

図-6・9 地盤密度が低い場合の最小安全率を与えるすべり円弧の位置の経時変化 (ケース 3-1-2)
 (つづき)



(2) 水平震度を考慮しない場合 (つづき)

図-6・9 地盤密度が低い場合の最小安全率を与えるすべり円弧の位置の経時変化 (ケース 3-1-2) (つづき)



(2) 水平震度を考慮しない場合 (つづき)

図-6・9 地盤密度が低い場合の最小安全率を与えるすべり円弧の位置の経時変化 (ケース3-1-2) (つづき)

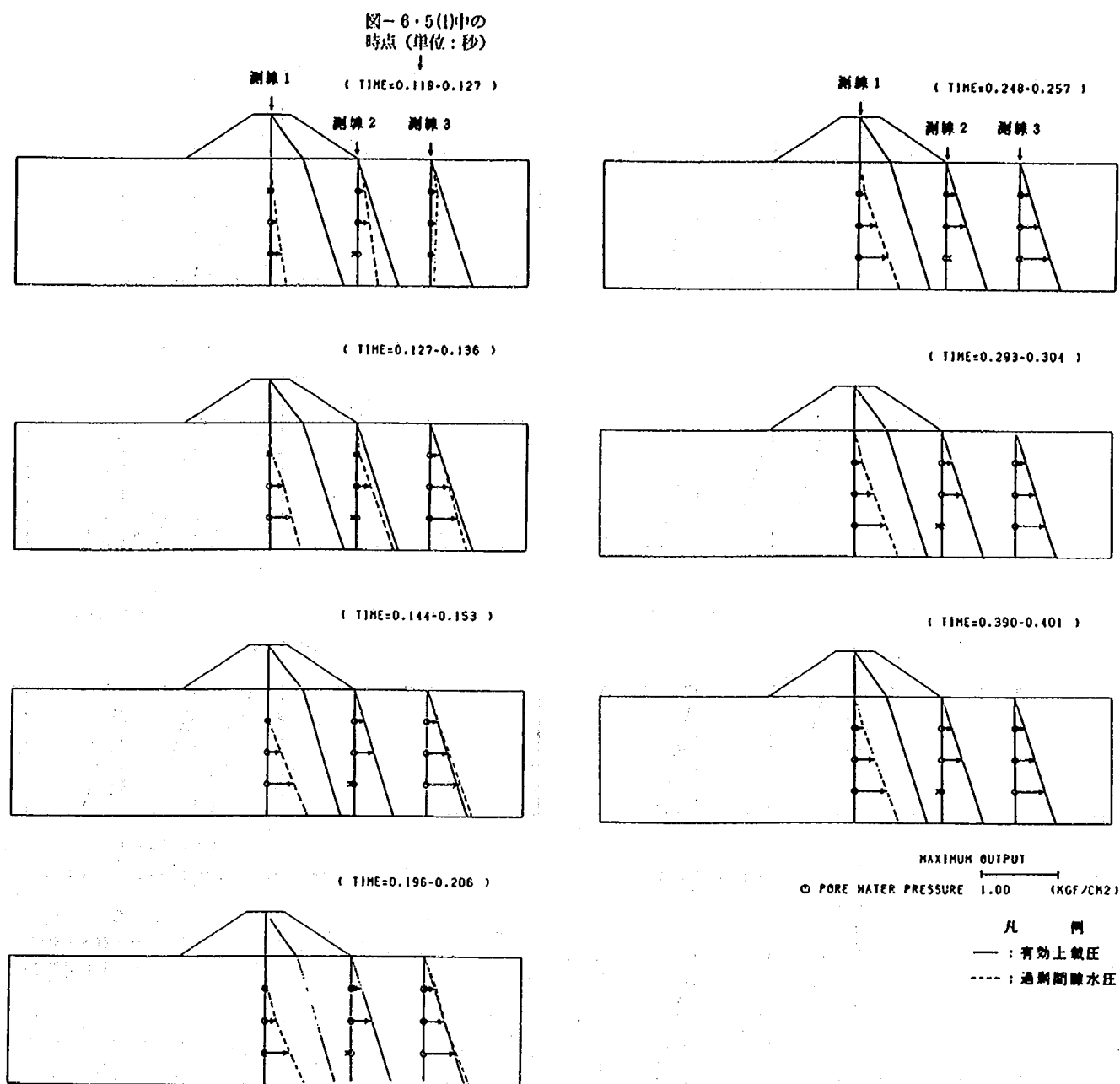


図-6・10 地盤密度が低い場合の過剰間隙水圧の断面内分布の経時変化の例(ケース3-1-2)

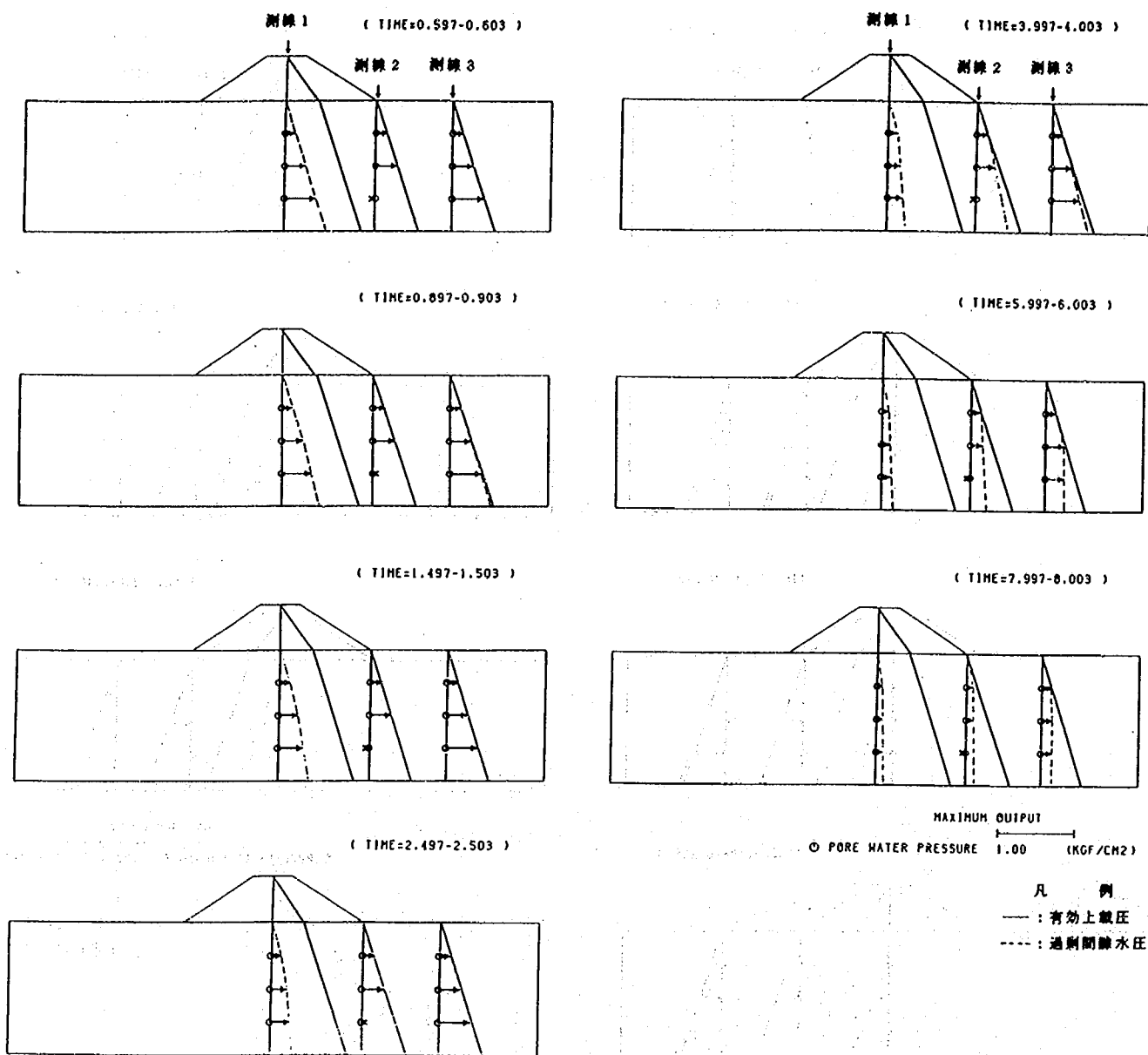


図-6・10 地盤密度が低い場合の過剰間隙圧の断面内分布の経時変化の例 (ケース3-1-2): (つづき)

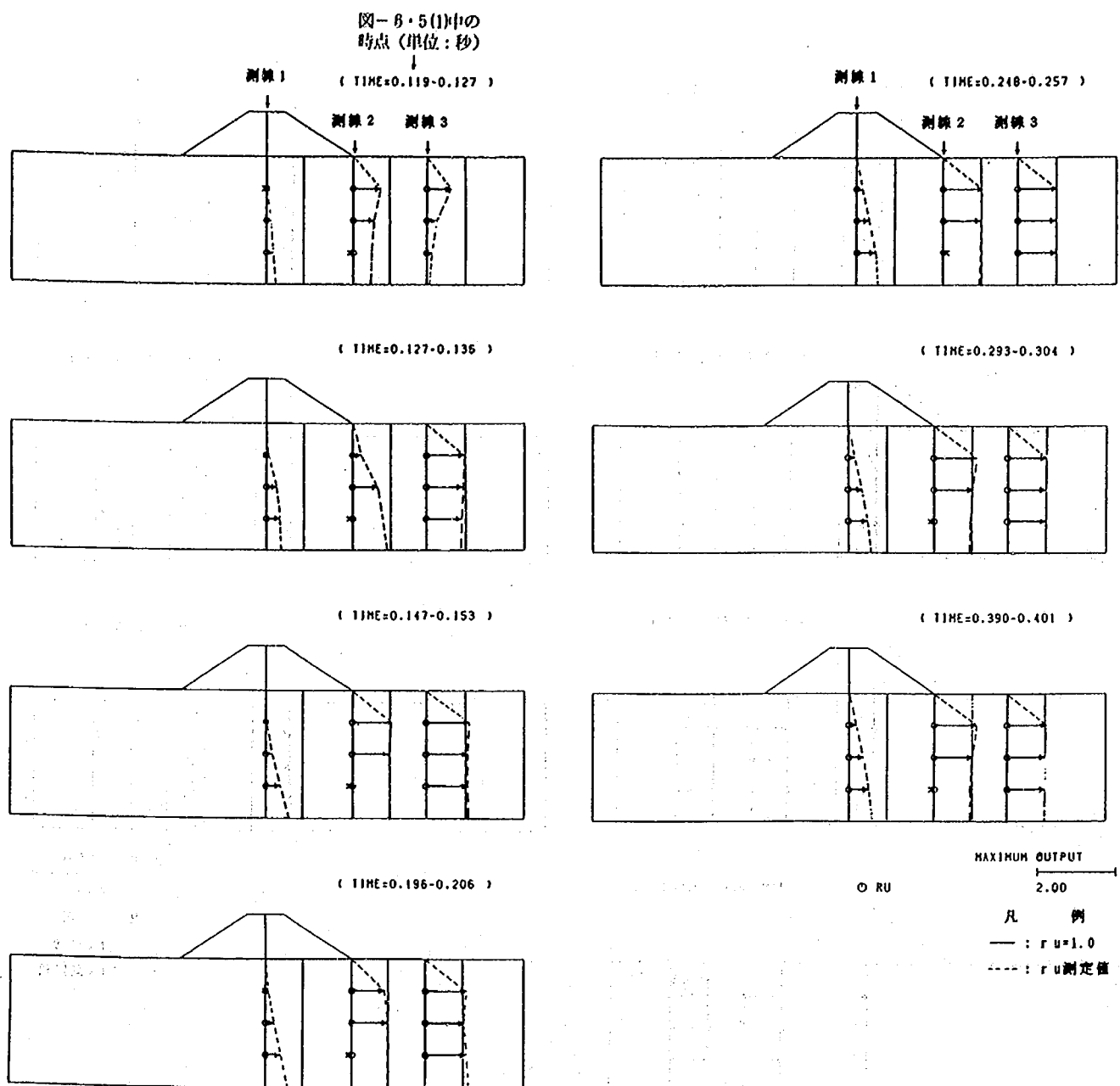


図-6・11 地盤密度が低い場合の過剰間隙圧比の断面内分布の経時変化の例(ケース3-1-2)

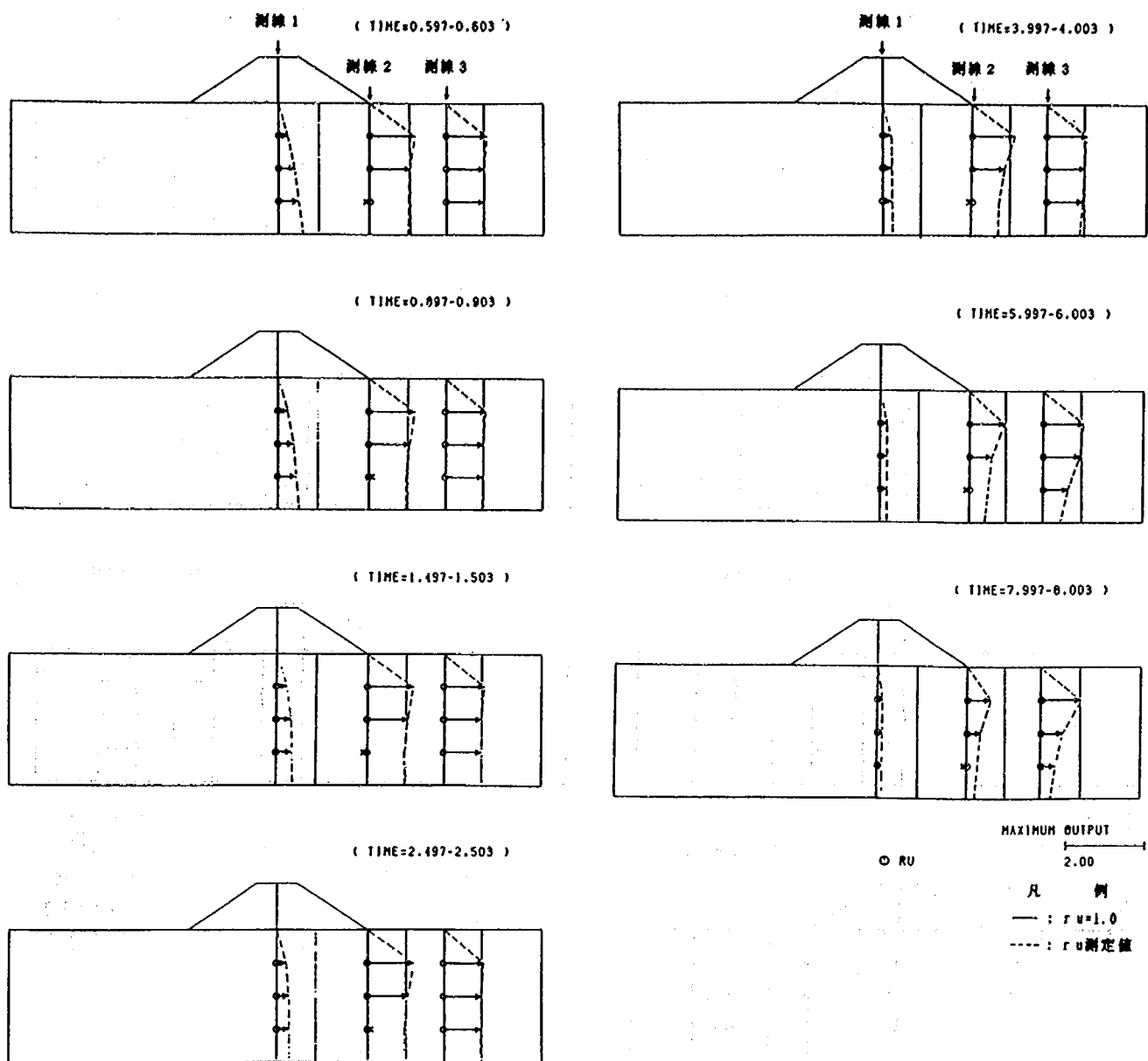
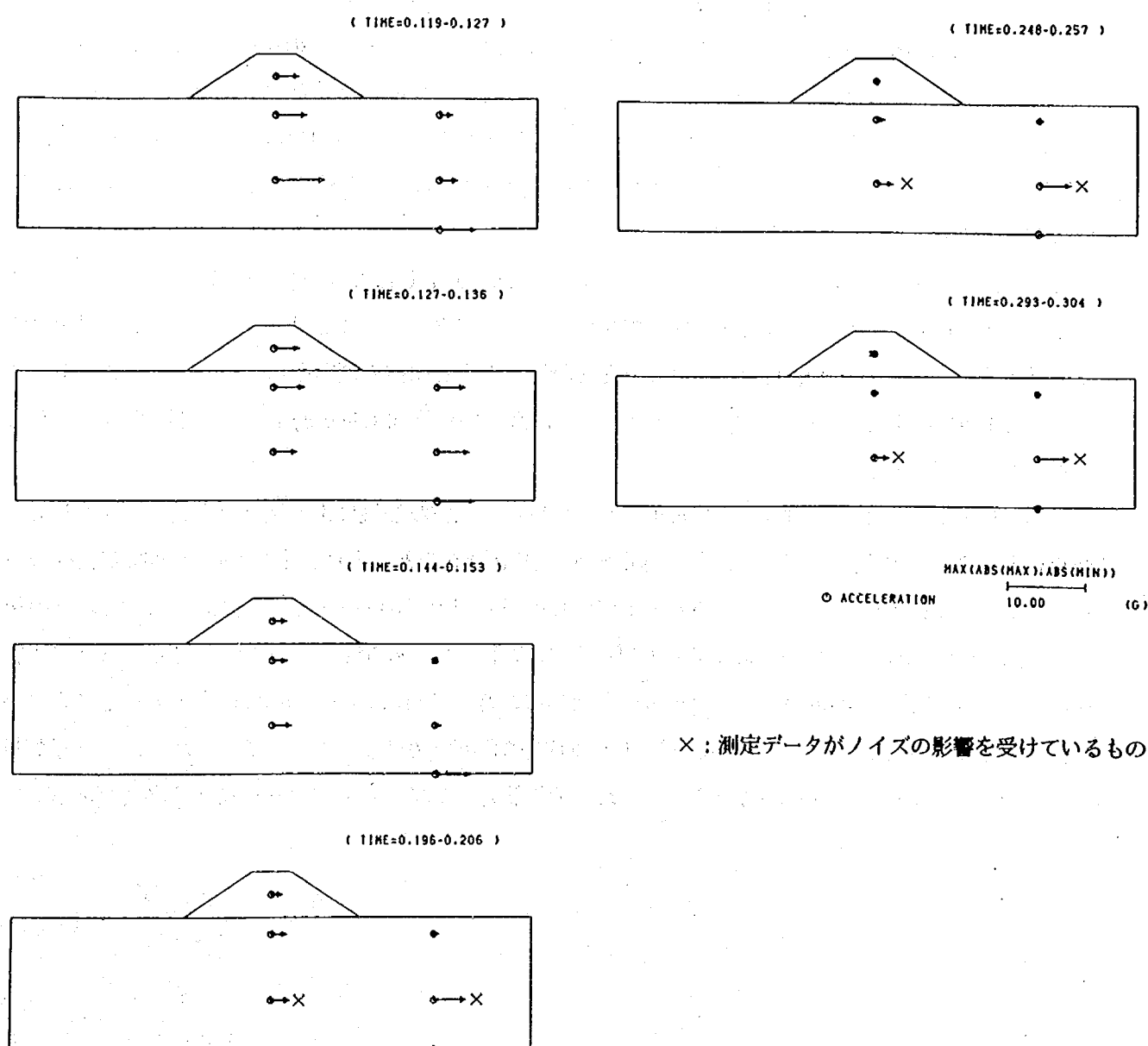


図-6.11 地盤密度が低い場合の過剰間隙圧比の断面内分布の経時変化の例 (ケース3-1-2)
(つづき)

盛土の下方地盤における過剰間隙圧は、図－6・10より同深度の水平地盤部と同程度の大きさであった。その結果、図－6・11では、上記の算定法による過剰間隙圧比が初期有効上載圧の違いにより水平地盤部よりも小さく、最大でも0.5程度であった。また、盛土の下方地盤のほうが過剰間隙圧の消散が速く進み、盛土ののり尻直下の地盤においても同様な傾向が見られた。

(4) 応答加速度の断面内分布

過剰間隙圧と同様な整理を応答加速度に関しても実施した。ケース3－1－2についてその経時変化を図－6・12に示す。加振開始直後は、盛土の下方地盤において加振加速度よりも大きな振幅を示す部分があったが、その後、水平地盤部が液化化して応答加速度がほぼゼロになるとともに、盛土の下方地盤の応答加速度も減少して加振加速度よりも小さくなった。



図－6・12 地盤密度が低い場合の応答加速度の断面内分布の経時変化の例（ケース3－1－2）

6.4.2 地盤の密度が高い場合のすべり安全率

(1) 加振中のすべり安全率

加振中のすべり安全率 F_s の計算結果をまとめて表-6・5に示す。また、各ケース毎の F_s の経時変化を、加振加速度、盛土の沈下量、及び地盤の過剰間隙圧とあわせて図-6・13に示す。正弦波加振のケース2-1-1では、加振開始直後から盛土の沈下が進行したが、沈下が始まった時点における F_s は1.8程度であった。その後、加振終了直前には0.5程度まで F_s が低下したが、加振終了直後に盛土の沈下がほぼ停止した時点における F_s は0.9程度まで回復した。表-6・5によれば、この時点とその一つ前の時点の過剰間隙圧はほぼ同程度であり、水平震度の有無によって F_s が0.4程度変化したことがわかる。

また、図-6・13(2)と(3)に示した不規則波加振のケース2-1-4及び2-1-7では、沈下が始まった時点における F_s はそれぞれ1.6及び1.9程度で、ケース2-1-1と同様に1.0を大幅に上回っていた。その後、両ケースともに F_s が低下し、加振加速度振幅が最大となって盛土の沈下速度が急増した時点における F_s はそれぞれ0.6及び0.9程度となり、計算した時点の中ではそれぞれのケースの最小値であった。これらのケースでは、加振加速度振幅が減少すると盛土の沈下がほぼ停止したが、このときの F_s は0.8~1.0程度であった。加振終了時に水平震度をゼロとしたときの F_s は1.2~1.4程度で、表-6・5によれば過剰間隙圧は盛土の沈下がほぼ終了した時点とあまり変わっていないことから、これらのケースでも水平震度の有無によって F_s が0.4程度変化したことがわかる。

F_s と盛土の沈下量の関係を図-6・14に示す。 F_s が1.0まで低下したときの沈下量は0.5mm程度で、これは盛土高さの約0.7%、地盤層厚の約0.3%に相当する。ケース2-1-1と2-1-4では、 F_s が0.6程度まで低下すると盛土の沈下が進行し、地盤の密度が低い場合と同様の傾向を示した。ケース2-1-7では、 F_s が0.9程度までしか低下しなかったが、これは盛土の最終沈下量が約1mmと極めて小さかったことと対応すると考えられる。

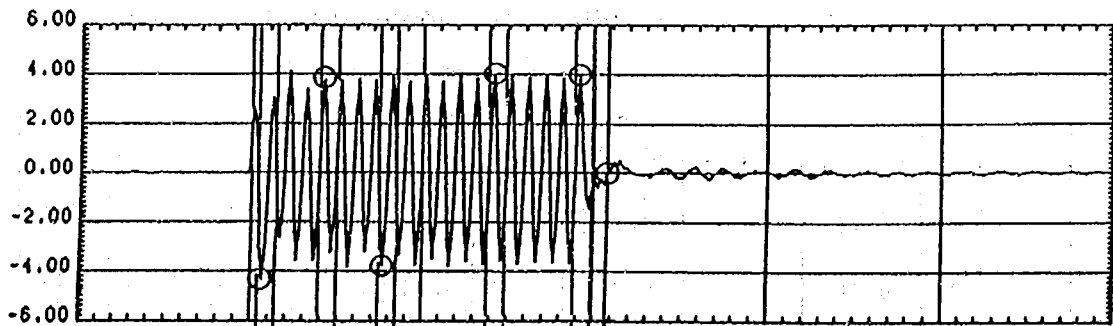
文献10)において、地盤の相対密度が約80%と密な場合の正弦波加振による振動台実験を対象として、各時点における応答加速度と過剰間隙圧の測定値を直接用いることにより算定した F_s の経時変化を図-6・15に示す。 F_s は周期的に変動し、その極小値が1.0に近づいた時点から盛土が沈下し始めた。その後も F_s の極小値は減少し、加振中の最小値は0.1程度まで低下した。本研究の方法で F_s を算定すると、応答加速度と過剰間隙圧の半波毎のピーク値を用いるために、図-6・15に示した F_s の極小値よりもさらに小さい値となることが予想される。一方、図-6・13(1)では F_s の最小値は0.5程度であったが、これらが対応しない理由として以下の3点が考えられ、これらの影響について今後も検討を継続する必要がある。

表-6・5 地盤密度が高い場合のすべり安全率の計算結果

ケース	NO	時刻 (S)	沈下量 (mm)	水 平 度 Kh	過剰間隙水圧 (tf/m ²)						安全率 Fs
					P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	
H2 -1-1	1	0.103	0.031	0.125	0.24	0.41	0.38	0.00	0.08	0.34	1.775
	2	0.139	0.388	0.112	1.25	2.14	2.04	0.01	0.66	1.22	1.202
	3	0.174	0.879	0.101	1.41	2.89	3.29	0.17	1.27	1.94	0.795
	4	0.239	1.832	0.080	1.35	2.92	4.37	0.10	1.63	3.55	0.534
	5	0.289	2.474	0.081	1.36	2.92	4.37	0.11	1.58	3.97	0.469
	6	0.308	2.616	0.000	1.30	2.81	4.37	0.37	1.64	3.52	0.918
H2 -1-4	1	0.143	0.032	0.113	0.83	0.85	1.40	0.00	0.10	0.37	1.591
	2	0.175	0.150	0.066	1.18	1.52	1.56	0.00	0.04	0.39	1.674
	3	0.215	0.345	0.101	1.65	2.92	4.04	0.33	0.45	0.91	0.798
	4	0.242	0.557	0.063	1.39	2.92	3.61	0.07	0.37	0.89	1.104
	5	0.275	0.735	0.137	1.46	2.92	4.03	0.71	1.00	1.67	0.593
	6	0.408	1.732	0.083	1.46	2.92	4.37	0.58	1.66	2.49	0.650
	7	0.484	1.931	0.051	1.46	2.92	4.37	1.00	1.78	2.36	0.760
	8	0.596	2.002	0.000	1.46	2.92	4.37	0.83	1.52	2.03	1.193
H2 -1-7	1	0.190	0.023	0.086	0.39	0.40	0.49	0.00	0.13	0.26	1.914
	2	0.243	0.172	0.039	0.75	0.86	1.01	0.00	0.16	0.32	2.048
	3	0.286	0.246	0.126	0.95	1.82	1.87	0.00	0.46	0.92	1.353
	4	0.339	0.381	0.033	1.39	1.71	1.86	0.18	0.44	0.70	1.695
	5	0.393	0.434	1.267	1.34	2.43	2.73	0.27	0.97	1.67	0.929
	6	0.451	0.927	0.047	1.40	2.92	3.41	0.72	1.48	2.24	0.952
	7	0.601	1.027	0.000	1.41	2.84	2.97	0.74	1.21	1.68	1.435

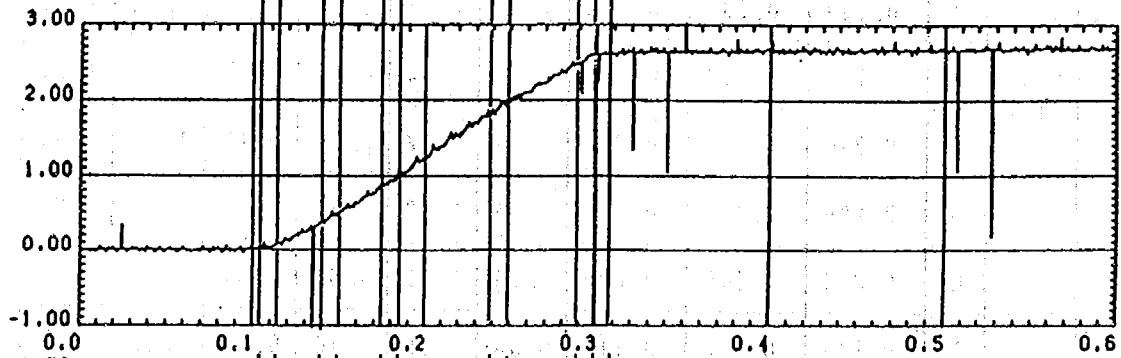
AO
(G)

MAXIMUM : 6.133
TIME : 0.133
MINIMUM : -6.133
TIME : 0.133
SCALE : 5



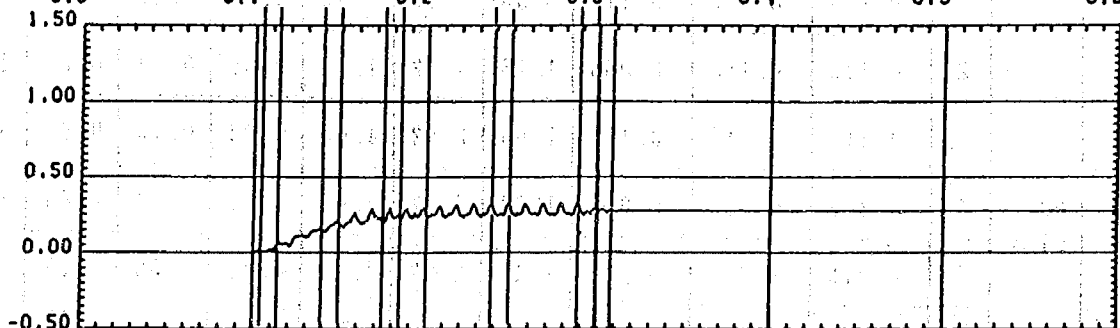
DV
(MM)

MAXIMUM : 2.851
TIME : 0.351
MINIMUM : -1.199
TIME : 0.199
SCALE : 15



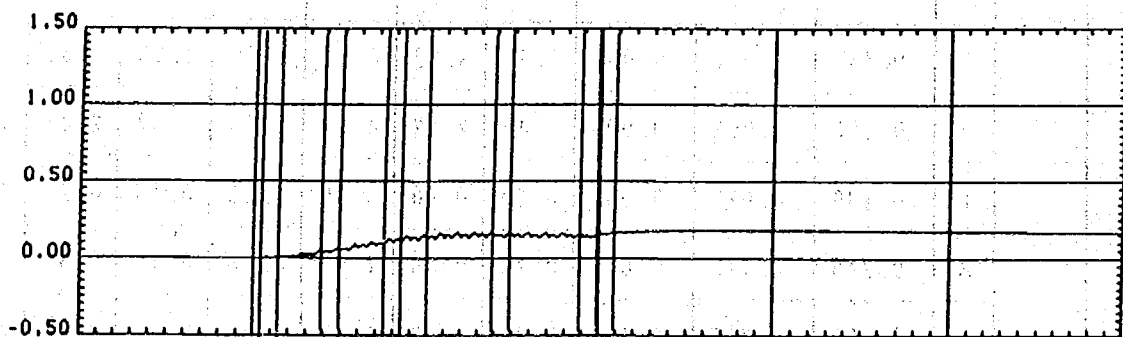
P2
(KGF/CH2)

MAXIMUM : 0.323
TIME : 0.323
MINIMUM : -0.002
TIME : 0.002
SCALE : 30

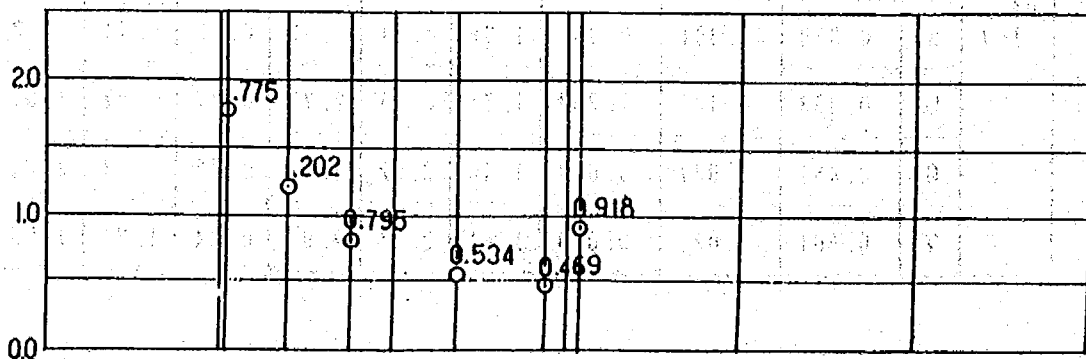


P5
(KGF/CH2)

MAXIMUM : 0.181
TIME : 0.181
MINIMUM : -0.002
TIME : 0.002
SCALE : 30



FS

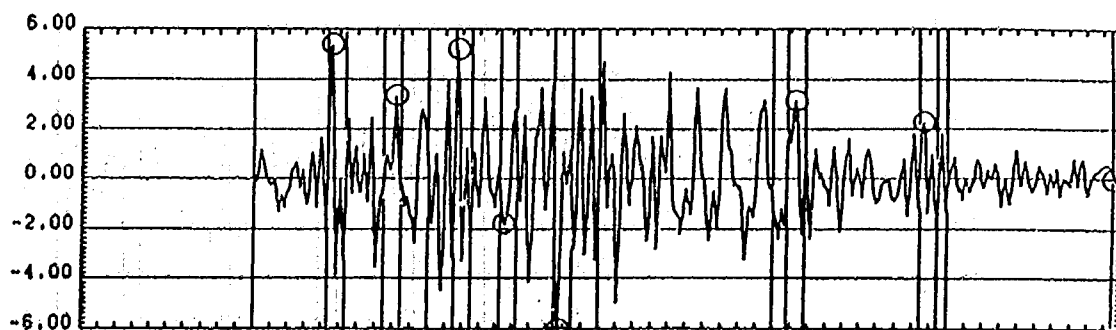


(1) ケース 2-1-1

図-6・13 地盤密度が高い場合のすべり安全率の経時変化

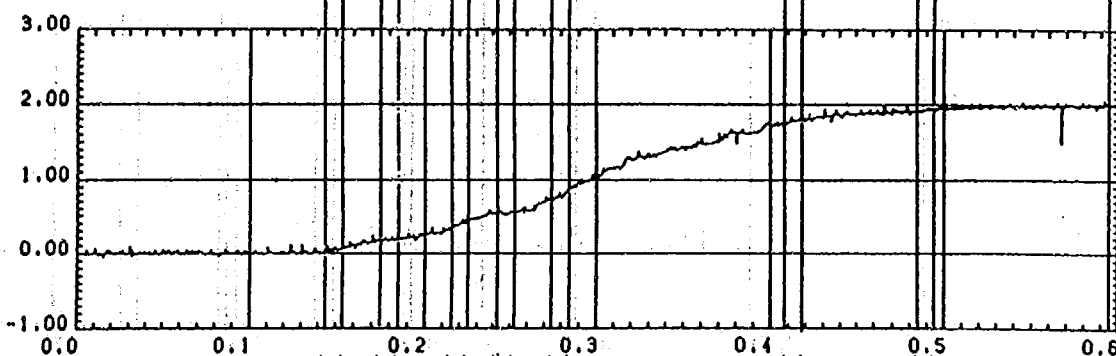
AO
(G)

MAXIMUM : 5.218
TIME : 0.118
MINIMUM : -6.158
TIME : 0.158
SCALE : 5



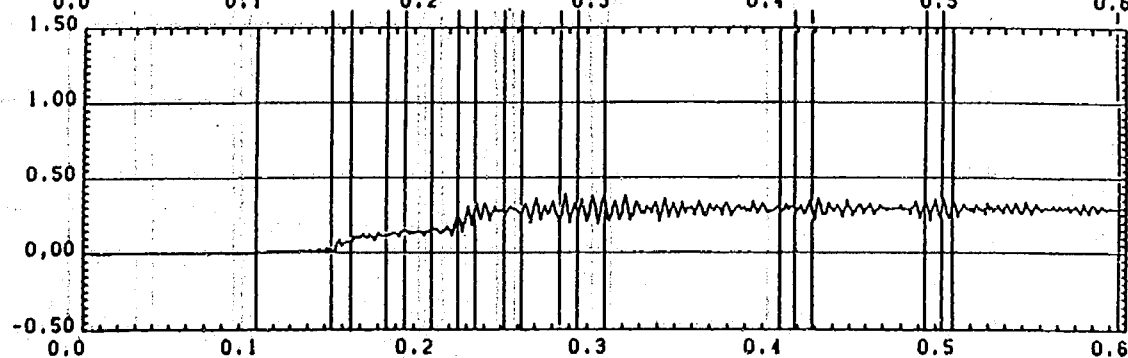
DV
(MM)

MAXIMUM : 2.119
TIME : 0.019
MINIMUM : -0.019
TIME : 0.019
SCALE : 15



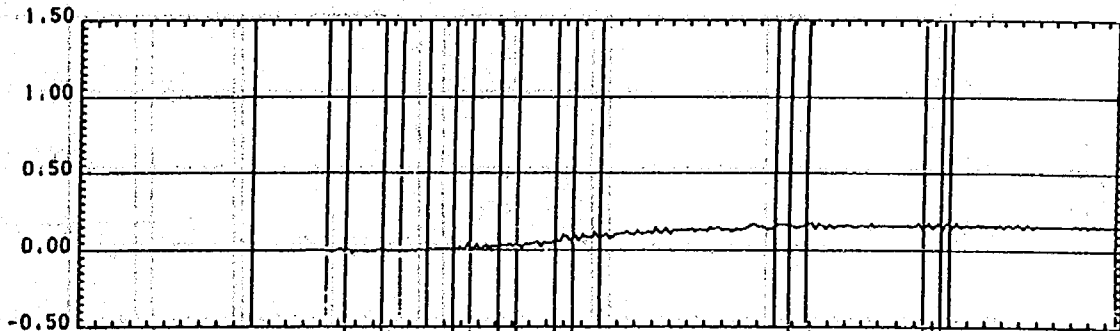
P2
(KGF/CH2)

MAXIMUM : 0.389
TIME : 0.379
MINIMUM : -0.001
TIME : 0.001
SCALE : 30

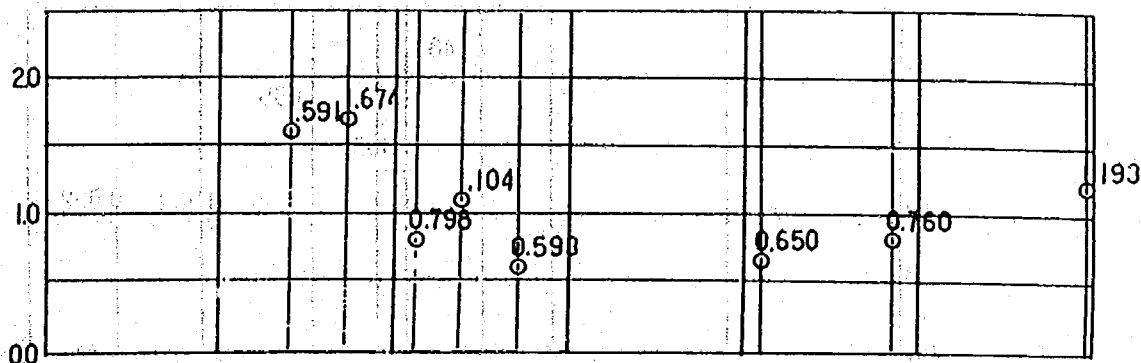


P5
(KGF/CH2)

MAXIMUM : 0.101
TIME : 0.101
MINIMUM : -0.019
TIME : 0.159
SCALE : 30



FS



(2) ケース 2-1-4

図-6・13 地盤密度が高い場合のすべり安全率の経時変化 (つづき)

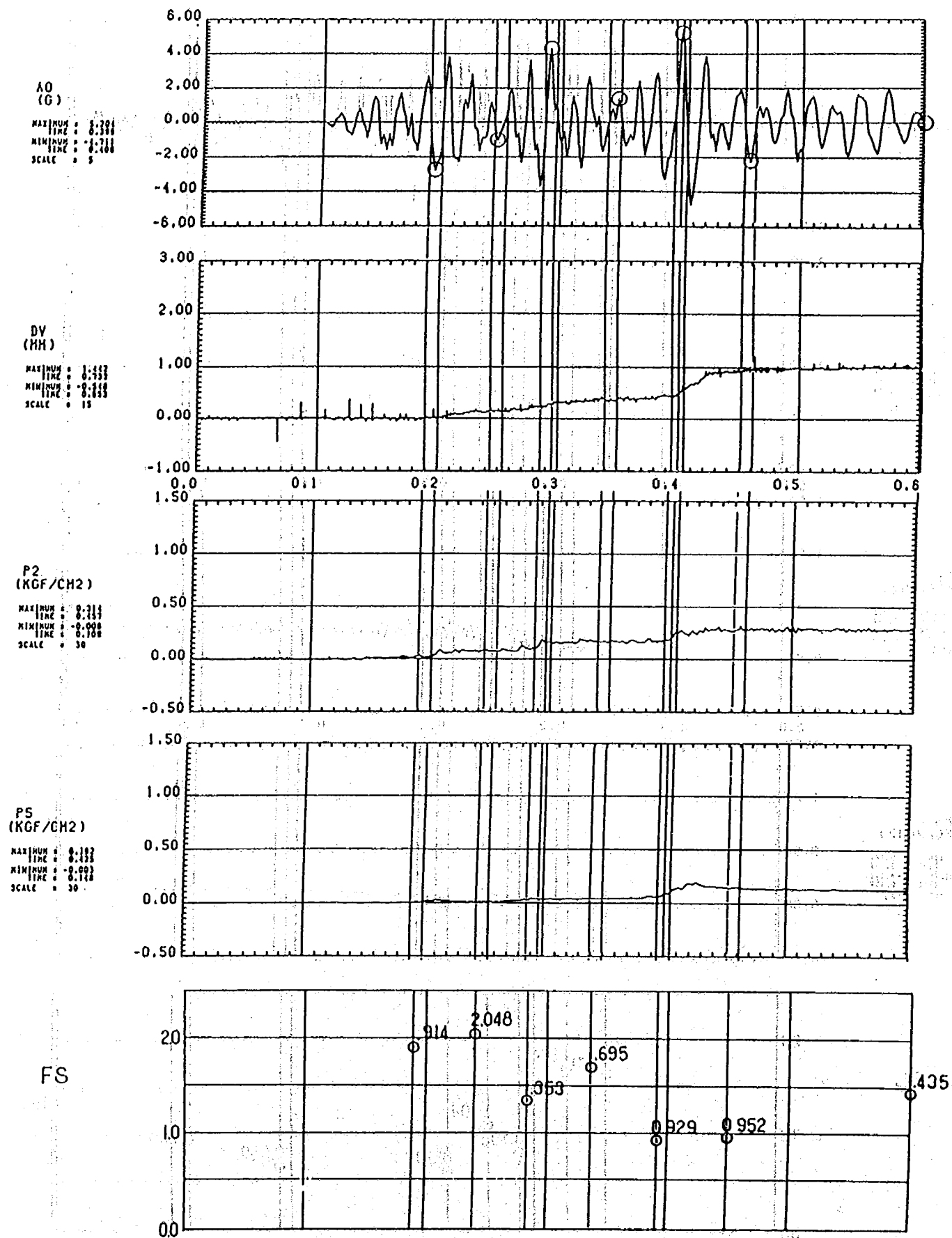


図-6・13 地盤密度が高い場合のすべり安全率の経時変化 (つづき)

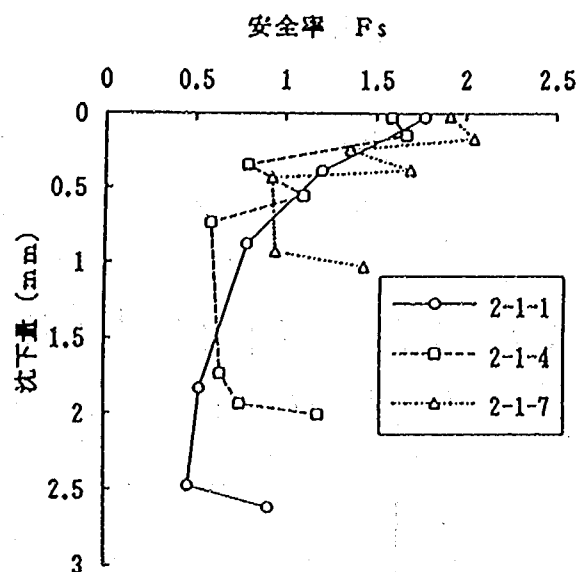


図-6・14 地盤密度が高い場合のすべり安全率と盛土の沈下量の関係

- ・振動台実験を対象とした計算では、すべり円弧の位置の制限を設けていないため、図-6・16に示すように最小安全率を与えるすべり円弧が水平地盤部のみを通るものとなった。本研究と同様な円弧制限を設けた場合の F_s はこれよりも大きくなる。
- ・振動台実験では水平地盤部 (A21) の応答加速度波形が、過剰間隙圧の発生とともにスパイク状になり、振幅が極めて大きくなった (図-6・15参照) のに対し、遠心模型実験では水平地盤部 (A1～A3) の応答加速度振幅が、過剰間隙圧の発生とともに急減した (図-4・29参照)。これは、地盤の相対密度の違いに起因しているものと考えられる。
- ・振動台実験のほうが盛土下方地盤における過剰間隙圧の発生量が大きかった (図-4・24参照)。

(2) 過剰間隙圧の断面内分布

各ケースの過剰間隙圧の断面内分布の経時変化を図-6・17に示す。全般的に盛土の下方地盤の過剰間隙圧が同深度の水平地盤部よりも小さい点が、地盤の密度が低い場合 (図-6・10参照) と異なった。ただし、本章では、地盤の密度が低い場合には主として加振終了後の挙動に着目しているのに対し、この図-6・17では加振中の挙動のみが示されていることに留意する必要がある。過剰間隙圧の測定データの時刻歴の比較においては、4.4.9(1)で述べたような定性的な違いが見られた。

(3) 等価水平震度を用いたすべり安全率

等価水平震度を用いたすべり安全率 F_s の計算結果をまとめて表-6・6に示し、この F_s と盛土の沈下量の関係を図-6・18に示す。これらの関係は、加振波形によらずほぼ同一となった。特に、ケース2-1-7では、(1)で述べた加振中の F_s の最小値は0.9程度であったが、等価水平震度を用いた場合には、これが加振の進行に伴って単調に増加するために、加振終了時の F_s が0.7程度まで低下し、他のケースとの対応が良くなった。便宜的な方法ではあるが、加振波形の違いを累積損傷度理論に基づいてこのような等価水平震度として考慮することにより、すべり安全率から盛土の最終沈下量のある程度予測できる可能性があると考えられ、今後も検討を継続する必要がある。

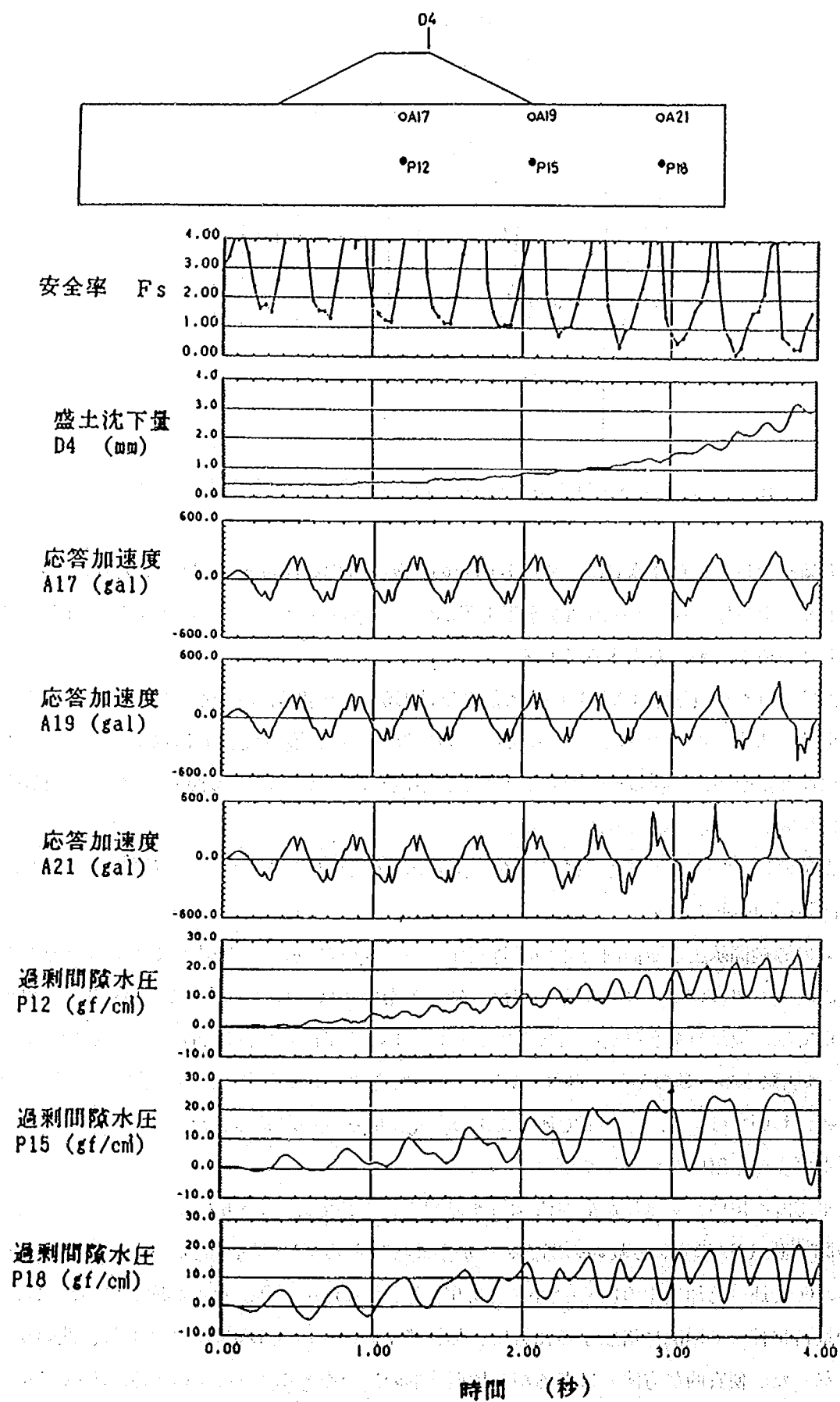


図-6・15 既往の振動台実験におけるすべり安全率の経時変化¹⁰⁾

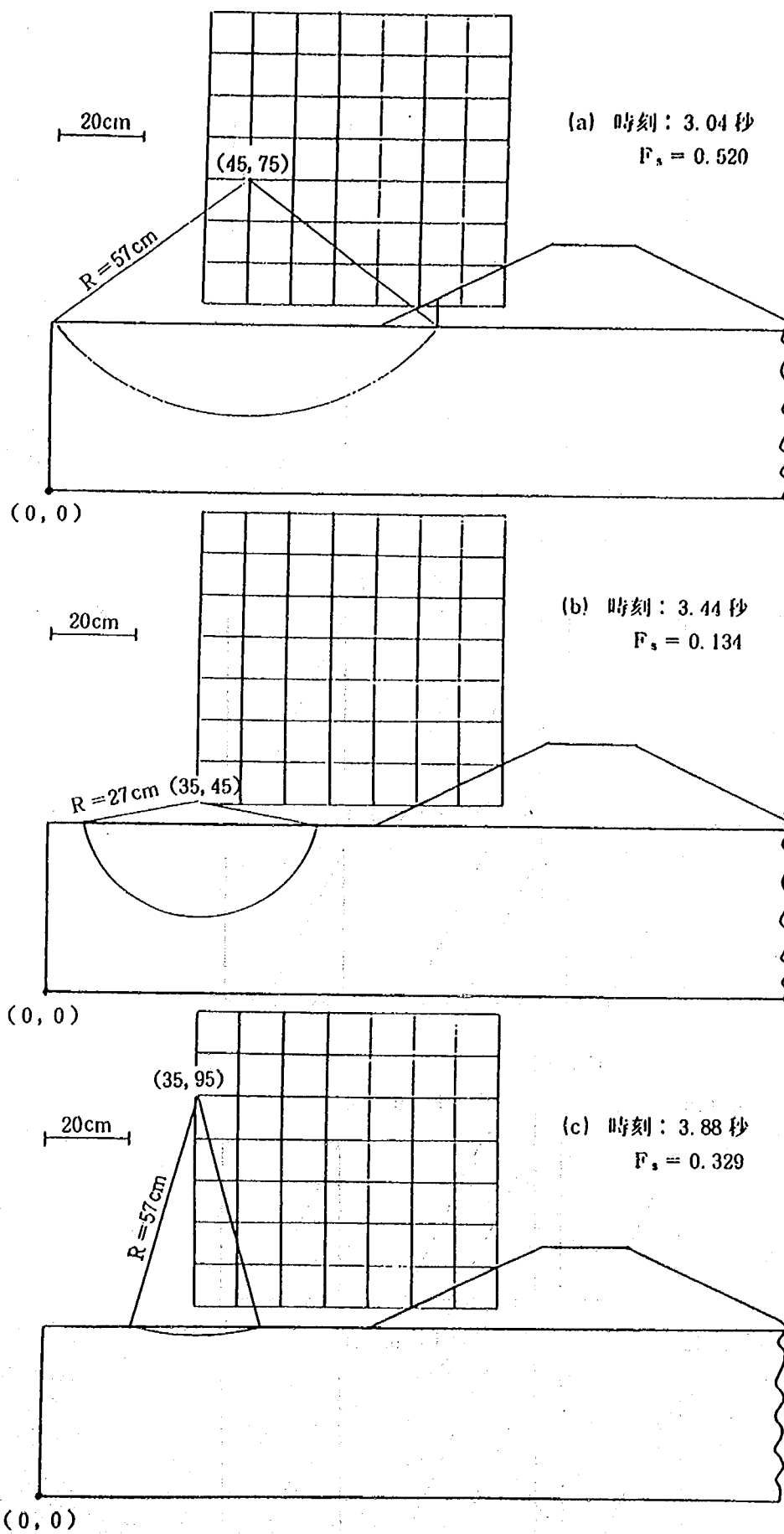
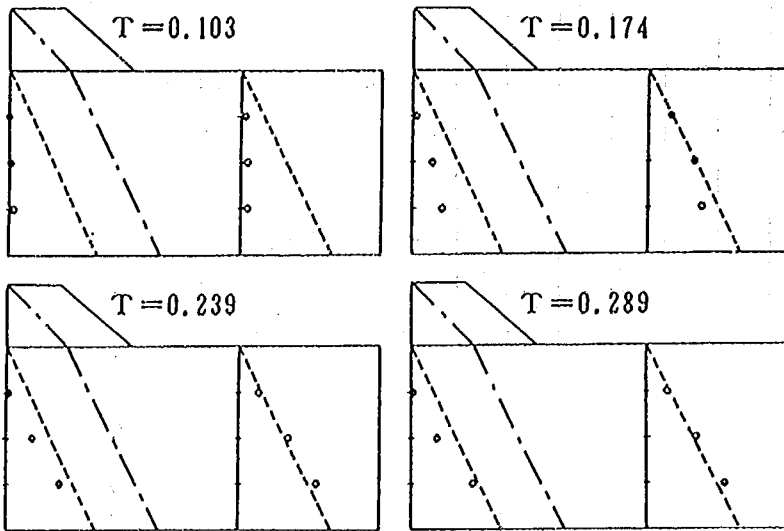


図-6・16 既往の振動台実験において最小安全率を与えるすべり円弧の位置¹⁰⁾

H 2-1-1

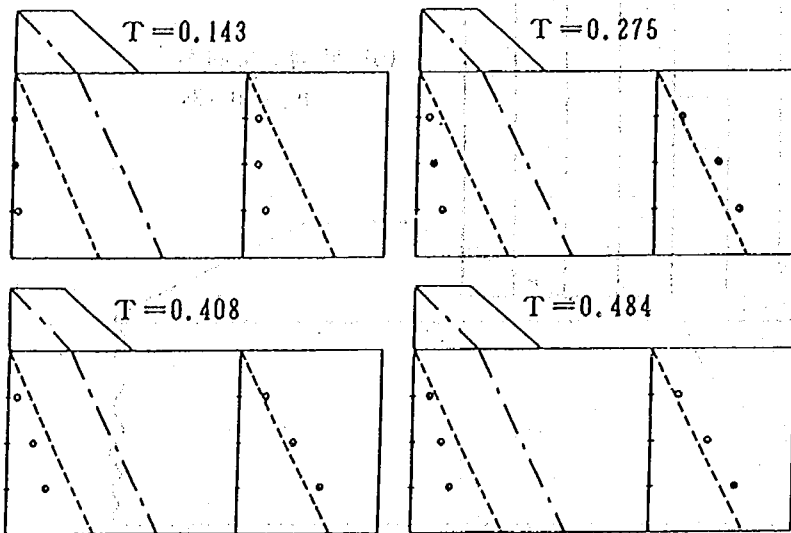


○ 過剰間隙水圧
測定値

— · — 盛土下地盤
有効土被り圧

— — — 水平地盤
有効土被り圧

H 2-1-4



0 5 10 (tf/m²)

H 2-1-7

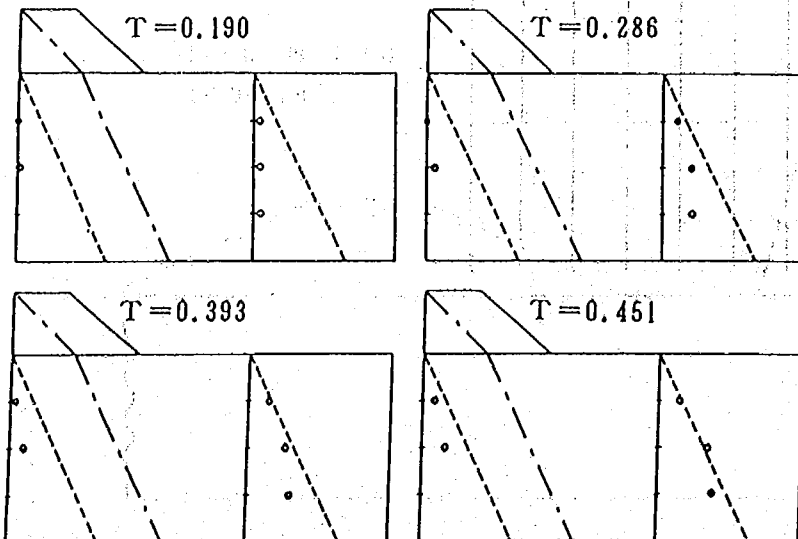


図-6・17 地盤密度が高い場合の過剰間隙圧の断面内分布の経時変化

表-6・6 等価水平震度を用いたすべり安全率の計算結果

ケース	NO	時刻 (S)	沈下量 (mm)	水 平 震 度 Kh	過剰間隙水圧 (tf/m ²)						安全率 Fs
					P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6	
H2 -1-1	1	0.103	0.031	0.019	0.24	0.41	0.38	0.00	0.08	0.34	2.348
	2	0.174	0.879	0.110	1.41	2.89	3.29	0.17	1.27	1.94	0.760
	3	0.239	1.832	0.126	1.35	2.92	4.37	0.10	1.63	3.55	0.421
	4	0.289	2.474	0.134	1.36	2.92	4.37	0.11	1.58	3.97	0.353
	5	0.308	2.616	0.134	1.30	2.81	4.37	0.37	1.64	3.52	0.405
H2 -1-4	1	0.143	0.032	0.022	0.83	0.85	1.40	0.00	0.10	0.37	2.123
	2	0.275	0.735	0.114	1.46	2.92	4.03	0.71	1.00	1.67	0.659
	3	0.408	1.732	0.127	1.46	2.92	4.37	0.58	1.66	2.49	0.521
	4	0.484	1.931	0.128	1.46	2.92	4.37	1.00	1.78	2.36	0.501
	5	0.596	2.002	0.128	1.46	2.92	4.37	0.83	1.52	2.03	0.548
H2 -1-7	1	0.190	0.023	0.034	0.39	0.40	0.49	0.00	0.13	0.26	2.198
	2	0.286	0.246	0.087	0.95	1.82	1.87	0.00	0.46	0.92	1.578
	3	0.393	0.434	0.099	1.34	2.43	2.73	0.27	0.97	1.67	1.058
	4	0.451	0.927	0.108	1.40	2.92	3.41	0.72	1.48	2.24	0.674
	5	0.601	1.027	0.109	1.41	2.84	2.97	0.74	1.21	1.68	0.732

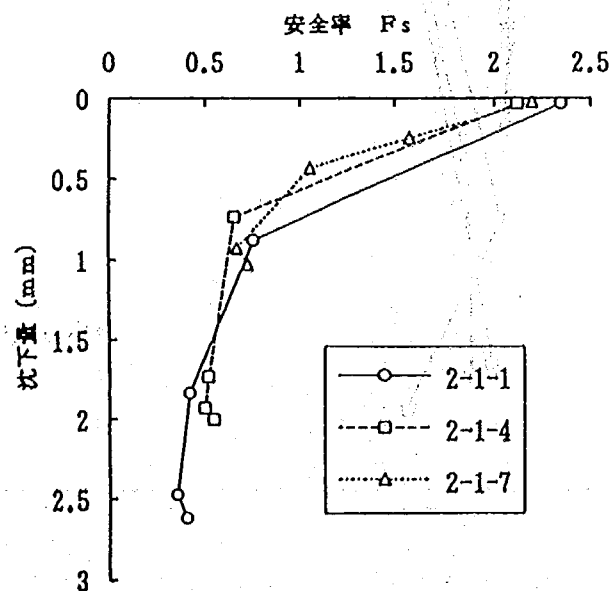


図-6・18 等価水平震度を用いたすべり安全率と盛土の沈下量の関係

文献10)では、振動台実験を対象に、すべりブロックの内部で測定した応答加速度より平均的な水平震度を算定し、その最大値が図-5・2のような液状化強度曲線(実験結果に基づいて逆算したもの)において繰返し回数 $N=1$ の場合の繰返しせん断応力比に対応するものと仮定して累積損傷度理論を適用することにより、等価水平震度を算定した。これと全応力強度を用いて算定したすべり安全率と盛土の沈下量の関係を図-6・19に示す。等価水平震度の算定法とすべり安全率の計算方法が異なるために、本研究の結果と直接的に比較することは困難であるが、 F_s がある値よりも小さくなると盛土の沈下量が急増する点が定性的には一致した。ただし、図-6・19では正弦波加振時のほうが不規則波加振時よりも沈下量が大きかった点が本研究の結果とは異なった。

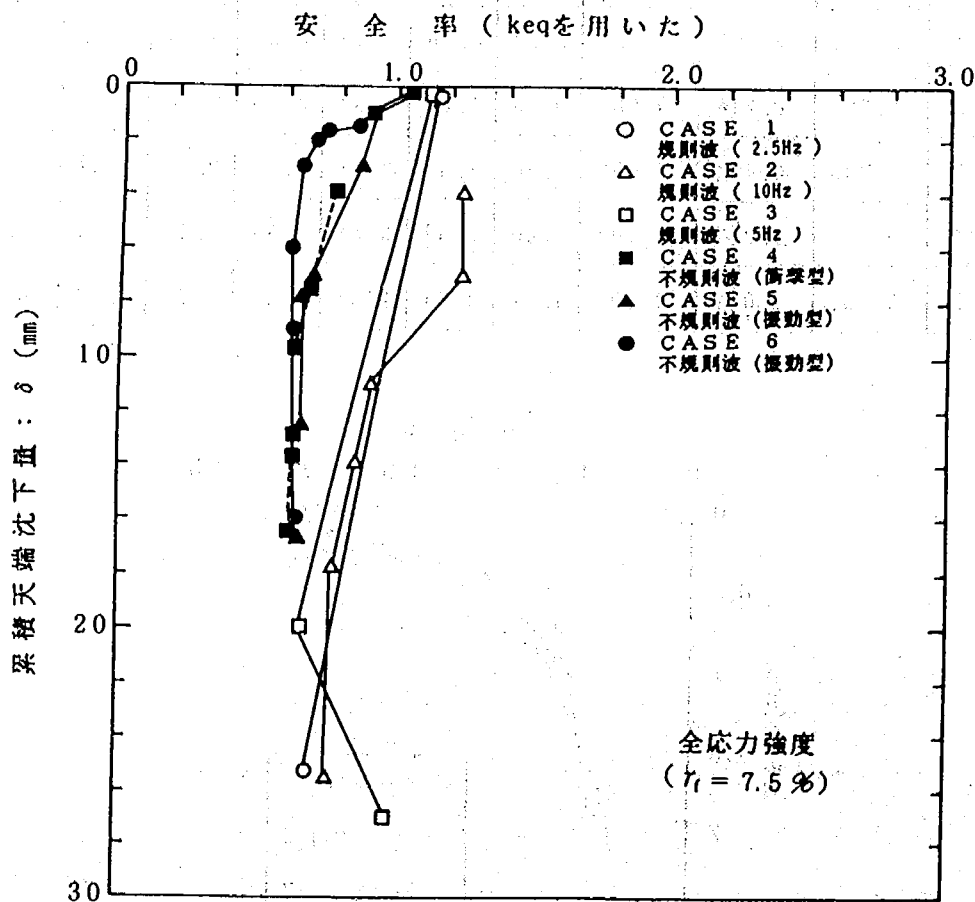


図-6・19 既往の振動台実験における等価水平震度を用いたすべり安全率と盛土の沈下量の関係¹⁰⁾

6.5 まとめ

- 1) 地盤の密度が低い場合には、すべり安全率 F_s が0.6程度まで低下すると盛土の沈下が進行し、沈下がほぼ停止すると同時に F_s が1.0以上に回復した。すべり円弧の位置は、 F_s が低下するほど深くなった。また、盛土の沈下速度と F_s の間には、必ずしも一義的な関係は見られなかった。
- 2) 地盤の密度が高い場合には、 F_s が1.0まで低下したときの盛土の沈下量は、盛土高さまたは地盤層厚の1%以下で、これが0.6程度まで低下すると沈下が進行した。ただし、沈下を開始した時点における F_s は1.6~1.9程度と高い値を示した。逆に、盛土の沈下がほぼ停止した時点における F_s は0.8~1.0程度であった。
- 3) 地盤の密度が高い場合について、累積損傷度理論に基づいて20波の規則波に等価化した水平震度を用いて F_s を算定したところ、盛土の沈下量との間に加振波形によらないほぼ一義的な関係が得られた。このような等価水平震度を用いた円弧すべり安定計算の適用性の検討を、今後も継続する必要がある。

7. 全体のまとめ及び今後の課題

全体の検討結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 動的遠心模型実験では、盛土のある地盤の液状化時の挙動に及ぼす地盤密度と加振履歴及び加振波形の影響を明らかにした。盛土形状と地中の変位拘束の影響についても定量的な比較を行った。しかし、模型の縮尺と土槽の奥行き、地盤の層厚、及び地盤中の不透水層の影響については、未解明の部分が残った。
- (2) (1)の結果を対象に累積損傷度理論に基づいて不規則な加振波形の等価化を行い、盛土の沈下量及び地盤の過剰間隙圧と等価加振加速度の関係が加振波形によらずほぼ同一のものとなることを示した。また、同理論に基づいて地盤の液状化強度を推定するとともに、等価な液状化抵抗率の関数として過剰間隙水圧の発生特性を整理し、これに及ぼす盛土と地盤深度の影響を明らかにした。
- (3) (1)の結果を対象に有効応力法による円弧すべり安定計算を行い、すべり安全率の経時変化と盛土の沈下の進行状況が対応していることを示した。さらに、累積損傷度理論に基づいて等価化した水平震度を用いたすべり安全率と盛土の沈下量の関係が加振波形によらずほぼ一義的なものとなることを示した。

本研究に関連する今後の課題を以下に示す（図－2・1参照）。

- 1) 動的遠心模型実験の適用性
 - ・実験手法の改良による実験の再現性の向上
 - ・重力下で実施した大規模な模型実験を対象とした相似則の検証
- 2) 盛土構造物の地震時挙動
 - ・各種地盤条件の影響に関する追加検討
 - ・盛土自体の強度が不十分な場合の挙動の検討
- 3) 過剰間隙水圧の発生量の評価手法
 - ・さまざまな地盤材料を対象とした検討
 - ・過剰間隙水圧の発生特性の定式化の検討
 - ・有限要素解析により過剰間隙水圧の発生・消散量を算定する手法の適用性の検討
- 4) 盛土構造物の地震時安定性の評価手法
 - ・地盤が非一様な場合を対象としたすべり安定計算の適用性の検討
 - ・実際の地震時被災事例等を対象としたすべり安定計算の妥当性の検討
 - ・設計上の許容すべり安全率に関する検討
- 5) 盛土構造物の地震時変形量の予測手法
 - ・等価水平震度を用いたすべり安全率に基づいて盛土の沈下量を予測する手法に関する検討
 - ・有限要素解析により地震時変形量を算定する手法の適用性の検討
 - ・構造物の機能、重要度などを考慮した設計上の許容沈下量の設定手法の検討
- 6) 盛土構造物の耐震設計法
 - ・2)～5)の検討結果に基づいた耐震設計法の検討

〈参考文献〉

- 1) 例えば、日本道路協会：道路土工—軟弱地盤対策工指針、pp. 280—286、1986.
- 2) 上沢弘、那須誠、小峰利夫、安田祐作：大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究（第1報）、鉄道技術研究報告、No.882、1972.
- 3) 上沢弘、那須誠、小峰利夫、安田祐作：大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究（第2報）、鉄道技術研究報告、No.883、1972.
- 4) 野澤太三、那須誠、匹本慶一、安田祐作：鉄道盛土の耐震強化工法に関する実験的研究、鉄道技術研究報告、No.1246、1983.
- 5) 大橋勝弘、那須誠：鉄道盛土の耐震補強対策、土と基礎、Vol. 28, No. 8, pp. 37—44、1980.
- 6) 久楽勝行、古賀泰之、川口丸雄、三木英夫：大型振動台による模型堤防の振動実験、土木研究所資料第1032号、1975.
- 7) 古賀泰之：土構造物に及ぼす地震時液状化の影響に関する研究、土木研究所資料第2811号、1990.
- 9) 荒川直士、木全俊雄、近藤益央、林博明：地震時における道路盛土の振動特性に関する研究—（その1）飽和砂質地盤上の道路盛土模型の加振振動実験、土木研究所資料第1999号、1983.
- 8) Schofield, A. N. and Vantor, K. : Earthquake-Induced Pore Pressures in the Foundation of a Sea Dyke, Proc. of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing, pp. 157—163, 1984.
- 10) 古賀泰之、松尾修、唐澤安秋、武藤正人：盛土・斜面の簡易動的安定解析法に関する実験的研究報告書（第1報）：土木研究所資料第2542号、1988.
- 11) 島津多賀夫、古賀泰之、古関潤一、松尾修：盛土周辺地盤における地震時間隙水圧発生特性、第26回土質工学研究発表会、pp. 1037—1040、1991.
- 12) 古賀泰之、伊藤良弘、古関潤一、森下義、鷲田修三、谷口栄一：取付盛土の地震時沈下及びその対策に関する調査報告書、土木研究所資料第2769号、pp. 55—106、1989.
- 13) 竹内幹雄、増井仁、坂上明、石原研而：薄い細粒分層を有する砂質地盤の地震時挙動、土木学会第45回年次学術講演会第Ⅲ部門、pp. 666—667、1990.
- 14) 柳原純夫、有本勝二、相場敏延、石原研而：親水性護岸における液状化対策工の効果について、土木学会第45回年次学術講演会第Ⅲ部門、pp. 664—665、1990.
- 15) 竹内幹雄、柳原純夫、栗本雅裕、石原研而：細粒分を含む砂質地盤上の緩傾斜護岸の地震時挙動、土木学会第44回年次学術講演会第Ⅲ部門、pp. 602—603、1989.
- 16) 建設省土木研究所ほか：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その2）、共同研究報告書第3号、1987.
- 17) 建設省土木研究所ほか：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その3）、共同研究報告書第23号、1989.
- 18) 建設省土木研究所ほか：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その4）、共同研究報告書第31号、

1989.

- 19) 建設省土木研究所ほか：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書（その5），共同研究報告書第52号，1991.
- 20) 古関潤一、久保寺家光、伊藤浩二、鈴木吉夫、西岡成、深田久：液状化対策としての深層混合処理工法の適用性に関する研究（DIANA-Jによる数値シミュレーション）、第26回土質工学研究発表会、pp. 1015-1016、1991.
- 21) 阿部博、草野郁：盛土を含む砂地盤の液状化対策振動台実験、第27回土質工学研究発表会、pp. 1135-1138、1992.
- 22) 阿部博、草野郁：盛土を含む砂地盤の液状化振動台実験、第28回土質工学研究発表会、pp. 1205-1206、1993.
- 23) Abe, H. : Two Dimensional Liquefaction Analysis for Ground with Embankment, Proc. of 10th World Conf. on Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 1361-1366, 1992.
- 24) 阿部博、草野郁：根固めを含む盛土の二次元液状化解析、土木学会第48回年次学術講演会第Ⅲ部門、pp. 436-437、1993.
- 25) 島津多賀夫、古賀泰之、古関潤一、高橋晃浩、田上博彰：締固め工法により補強した盛土の耐震性について、第28回土質工学研究発表会、pp. 1207-1210、1993.
- 26) 鷲田修三、古賀泰之、古関潤一、堀井克己、西原聡：液状化性地盤上の盛土に対する矢板締切工法について、第28回土質工学研究発表会、pp. 2483-2486、1993.
- 27) 殿垣内正人、杵山務、藤原幸彦、後藤政昭、大保直人、本田満彦、鈴木理恵：基礎地盤の液状化による盛土の崩壊に関する動的遠心模型実験、土木学会第48回年次学術講演会、pp. 386-387、1993.
- 28) Whitman, R. V., Lambe, P. C. and Kutler, B. L. : Initial Results from a Stacked Ring Apparatus for Simulation of a Soil Profile, Proc. of Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pp. 1105-1110, 1981.
- 29) Arulanandan, K., Anandarajah, A. and Abghari, A. : Centrifugal Modeling of Soil Liquefaction Susceptibility, ASCE, Vol. 109, GT3, pp. 281-300, 1983.
- 30) 風間基樹、稲富隆昌、大塚幸次：遠心力場における振動実験装置の開発、港湾技研資料、No. 607、1988.
- 31) 柴田徹、上田孝行：遠心力場における飽和砂地盤の液状化実験、第26回土質工学研究発表会、pp. 1045-1048、1991.
- 32) 佐藤毅、三宅達夫：遠心力場での粘性流体を用いた液状化実験、第26回土質工学研究発表会、pp. 1049-1050、1991.
- 33) 佐藤正義、社本康広、吉見吉昭：遠心力場における振動台実験（その3）地盤の液状化挙動のシミュレーション、第28回土質工学研究発表会、pp. 1159-1160、1993.
- 34) 田中満、名倉克博、川崎宏二、樋口雄一：遠心力場における液状化現象の再現に関する基礎的実験、土木学会第48回年次学術講演会、pp. 380-381、1993.

- 35) Kutter, B. L. : Earthquake Deformation of Centrifuge Model Banks, ASCE, Vol. 110, GT12, pp. 1697—1714, 1984.
- 36) Lee, F. H. and Schofield, A. N. : Centrifuge Modelling of Sand Embankments and Islands in Earthquakes, Geotechnique, Vol. 38, No. 1, pp. 45—58, 1988.
- 37) Arulanandan, K., Yogashandran, C., Muraleetharan, K. K., Kutter, B. L. and Chang, G. S. : Seismically Induced Flow Slide on Centrifuge, ASCE, Vol. 114, GT12, pp. 1442—1449, 1988.
- 38) Whitman, R. V. and Lambe, P. C. : Earthquake Like Shaking of a Structure Founded on Saturated Sand, Proc. of Int. Conf. on Geotechnical Centrifuge Modelling, pp. 529—538, 1988.
- 39) Ledbetter, L. H. : Modelling of Earthquake Induced Pore Pressure Behavior, Proc. of 21st Joint Meeting of U.S. —Japan Panel on Wind and Seismic Effects, U.S. —Japan Conf. on Development and Utilization of Natural Resources, 1989.
- 40) 東瀬克己、廣岡明彦、竹村次朗、木村孟 : ゆるい砂地盤の部分的な締固めによる改良効果について、第26回土質工学研究発表会、pp. 1033—1036、1991.
- 41) Suzuki, K., Babasaki, R. and Suzuki, Y. : Centrifuge Tests on Liquefaction—proof Foundation, Proc. of Int. Conf. Centrifuge 1991, pp. 409—415, 1991.
- 42) 竹津英二、廣岡明彦、竹村次朗、木村孟 : 粘土混じり砂質土地盤の地震時挙動について、第26回土質工学研究発表会、pp. 1051—1052、1991.
- 43) 赤木弘文、三宅達夫 : 焼却灰埋立地盤の遠心模型液状化実験、土木学会第48回年次学術講演会、pp. 382—383、1993.
- 44) Arulanandan, K. Scott, R. F. and Zeng, X. (eds.) : Verification of Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Proc. of Int. Conf., 1993.
- 45) 例えば、建設省土木研究所 : 1983年日本海中部地震災害調査報告、土木研究所報告第165号、pp. 174—201及びpp. 283—293、1985.
- 46) 北羽新報社 : 日本海中部地震M7.7真昼の恐怖、p. 154、1983.
- 47) 香川崇章 : 土構造物の模型振動実験における相似則、土木学会論文報告集、第275号、pp. 69—77、1978.
- 48) Scott, R. F. : Summary of Specialty Session 7—Modeling, Proc. of Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pp. 1417—1424, 1978.
- 49) 木村孟、日下部治 : 講座「遠心模型実験 2. 序論」、土と基礎、Vol. 35, No. 11, pp. 68—74, 1987.
- 50) Schofield A. N. : Dynamic and Earthquake Geotechnical Centrifuge Modelling, Proc. of Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pp. 1081—1100, 1981.
- 51) Whitman, R. V. : Experiments with Earthquake Ground Motion Simulation, Proc. of Symposium on Application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, pp. 281—299, 1984.

- 52) 日下部治、谷口栄一：講座「遠心模型実験 9. 適用事例—動的問題—」、土と基礎、Vol. 36, No. 8, pp. 83—89, 1988.
- 53) 柴田徹、北勝利：地盤の遠心載荷実験とその研究動向、自然災害科学、11—1、pp. 1—11、1992.
- 54) Fujii N. : Development of an Electromagnetic Centrifuge Earthquake Simulator, Proc. of Int. Conf. Centrifuge 1991, pp. 351—354, 1991.
- 55) 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21回合同部会、1989.
- 56) 風間基樹、村上幸博、稲富隆昌：地表面の排水条件が砂の液状化特性に及ぼす影響についての遠心模型振動実験、第27回土質工学研究発表会、pp. 1147—1150、1992.
- 57) 関真一、松尾修、古賀泰之：初期せん断を受けた飽和砂の動的強度特性、第24回土質工学研究発表会、pp. 795—796、1989.
- 58) 日本道路協会：共同溝設計指針、pp. 64—68、1986.
- 59) 古賀泰之、古関潤一、中角功、松田隆、鈴木吉夫：深層混合処理工法による掘削道路の液状化対策に関する模型振動実験（その3）、第23回土質工学研究発表会、pp. 1025—1028、1988.
- 60) 例えば、日本道路協会：道路土工—のり面工・斜面安定工指針、pp. 154—155、1986.
- 61) Fukushima, S. and Tatsuoka, F. : Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sand at Extremely Low Pressures, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 4, pp. 30—48, 1984.
- 62) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、pp. 112—113、1990.

〈関連発表文献〉

- a) 古賀泰之、谷口栄一、古関潤一、森下義：新しく導入した動的遠心模型実験装置、土木技術資料、Vol. 30、No. 5、pp. 50-54、1988.
- b) Koga, Y., Taniguchi, E., Koseki, J. and Morishita, T. : Sand Liquefaction Tests Using a Geotechnical Dynamic Centrifuge, Proc. of 20th Joint Meeting of U. S. -Japan Panel on Wind and Seismic Effects, U. S. -Japan Conf. on Development and Utilization of Natural Resources, 1988.
- c) 古関潤一、森下義、古賀泰之、谷口栄一：砂地盤の液状化に関する遠心模型実験、第23回土質工学研究発表会、pp. 707-710、1988.
- d) 古関潤一、江頭毅、森下義、古賀泰之：砂地盤上盛土の動的遠心模型実験、第24回土質工学研究発表会、pp. 1021-1024、1989.
- e) 古賀泰之、古関潤一：地震時の地盤の応力状態を再現するー遠心力場での加振実験ー、土木技術資料、Vol. 31、No. 9、pp. 8-9、1989.
- f) Koga, Y. and Koseki, J. : Dynamic Centrifugal Tests of Embankments on Liquefiable Grounds, Proc. of 22nd Joint Meeting of U. S. -Japan Panel on Wind and Seismic Effects, U. S. -Japan Conf. on Development and Utilization of Natural Resources, 1990.
- g) 古関潤一、高橋晃浩、古賀泰之：砂地盤上盛土の動的遠心模型実験（その2）、第25回土質工学研究発表会、pp. 973-976、1990.
- h) 古関潤一、高橋晃浩、古賀泰之：砂地盤上盛土の動的遠心模型実験（その3）、第26回土質工学研究発表会、pp. 1041-1044、1991.
- i) Koga, Y., Koseki, J. and Takahashi, A. : Model Tests of Embankments on Liquefiable Ground Using Dynamic Centrifuge, Proc. of 19th World Conf. on Earthquake Engineering, pp. 1299-1304, 1992.
- j) 古賀泰之、古関潤一、高橋晃浩：飽和砂地盤と盛土の地震時挙動に関する動的遠心模型実験、土と基礎、Vol. 40, No. 5, pp. 17-22, 1992.
- k) Koga, Y. and Koseki, J. : Dynamic Centrifugal Tests of Embankments on Liquefiable Grounds (Part 2), Proc. of 22nd Joint Meeting of U. S. -Japan Panel on Wind and Seismic Effects, U. S. -Japan Conf. on Development and Utilization of Natural Resources, 1992.
- l) 古賀泰之、古関潤一、高橋晃浩：飽和砂地盤と盛土の地震時挙動に関する動的遠心模型実験、土木技術資料、Vol. 35, No. 5, pp. 38-43, 1993.
- m) 高橋晃浩、古関潤一、古賀泰之、山根行弘：砂地盤上盛土の動的遠心模型実験（その4）、第28回土質工学研究発表会、pp. 1163-1166、1993.
- n) Koseki, J., Koga, Y. and Takahashi, A. : Liquefaction of Sandy Ground and Settlement of Embankments, Proc. of Int. Conf. Centrifuge 94, 1994 (投稿中).

巻末資料 測定データの時刻歴

・各ケースの1回目加振時の測定データを下記の順に示した。ただし、1回目加振時の測定データのないケース2-2-5を除く。

モデル	実験ケース	消散時まで示したケース	備 考
63-1	63-1-1~9	63-1-3, 63-1-9	63-1-2は4回目加振時を示した。
63-2	63-2-1	63-2-1	
1-1	1-1-1~4	1-1-2	
1-2	1-2-1~3	1-2-2	
1-3	1-3-1~3	1-3-2	
1-4	1-4-1~3	1-4-2	
1-5	1-5-1~4	1-5-4	
1-6	1-6-1~3	1-6-3	
2-1	2-1-1~9	2-1-1, 2-1-4	
2-2	2-2-1~4, 6	2-2-2	
3-1	3-1-1~9	3-1-2, 3-1-5	
3-2	3-2-1~2		
3-3	3-3-1		
4-1	4-1-1	4-1-1	
4-2	4-2-1~2	4-2-1	
4-3	4-3-1~2		

・ケース63-1-2のみ加振履歴の影響を示すために4回目加振時のデータも示した。これは、ケース63-1-5の1回目加振時とほぼ同じ加振加速度である。

・計測器の配置は図4.2と付表1を参照

・変位計DV1及びDV2は沈下が+で隆起が-である。

付表1 各実験ケースで使用した計測器

実験ケース	加速度計										間隙圧計									変位計		土圧計	
	¹⁾ A0	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	²⁾ AV	³⁾ AT	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	⁴⁾ DV DV 2	DV 2	E5	E8
63-1-1~6	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○				○			
63-1-7	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○				○			
63-1-8 ⁵⁾	○		○		○	○	○				○	○	○	○	○	○		○		○	○	○	○
63-1-9	○		○		○	○	○				○	○	○	○	○	○		○		○	○	○	○
63-2-1	○		○		○	○	○				○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
1-1-1~2	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○				○			
1-1-3~4	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○				○			
1-2-1~2	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○							
1-2-3	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○							
1-3-1~3	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○	○					○			
1-4-1~3	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○	○								
1-5-3~4	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○				○			
1-5-1~2	○		○		○	○	○				○	○	○	○	○	○		○		○	○	○	○
1-6-1~2	○		○		○	○	○				○	○	○	○	○	○		○		○	○	○	○
1-6-3	○		○		○	○	○				○	○	○	○	○	○		○		○	○	○	○
2-1-1~3	◎	○	○	○	○	○	○	○			○	○	○	○	○	○				○			
2-1-4~6	◎	○	○	○	○	○	○	○			○	○	○	○	○	○				○			
2-1-7~9	◎	○	○	○	○	○	○	○			○	○	○	○	○	○				○			
2-2-1~2	◎	○	○	○	○	○	○	○			○	○	○	○	○	○	○						
2-2-3~4	◎	○	○	○	○	○	○	○			○	○	○	○	○	○	○						
2-2-5~6	◎	○	○	○	○	○	○	○			○	○	○	○	○	○	○						
3-1-1	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○				○			
3-1-2~3	○	○		○	○	○		○			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
3-1-6	○	○	○	○	○			○			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
3-1-7~9	○		○		○	○	○				○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
3-1-4	○	○		○	○	○		○			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
3-1-5	○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○				○			
3-2-1~2	○	○		○	○	○		○			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
3-3-1	○	○		○	○	○		○			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
4-1-1	○		○		○	○	○				○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
4-2-1~2	○		○		○	○	○				○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
4-3-1~2	○		○		○	○	○				○	○	○	○	○	○		○		○	○	○	○

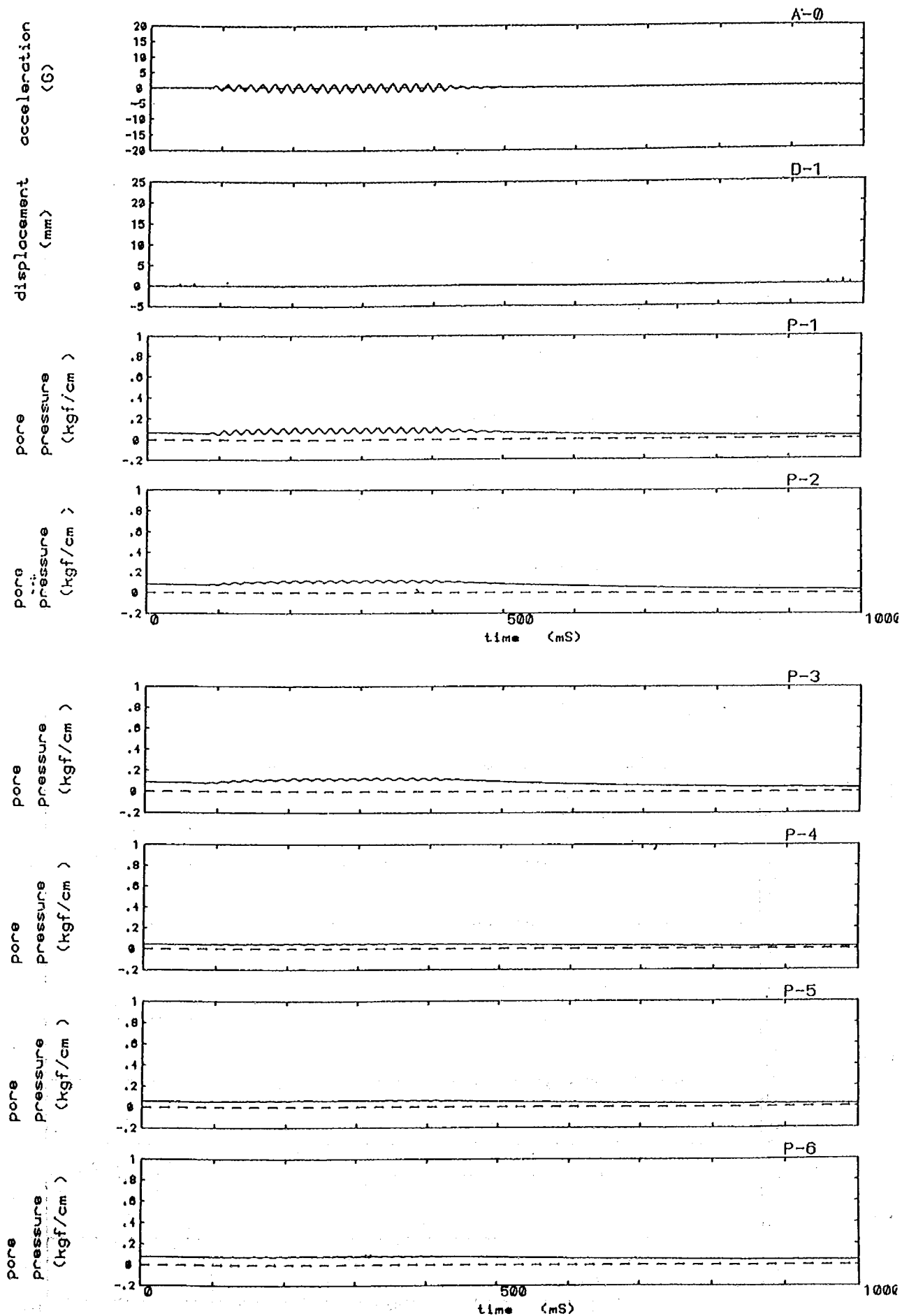
1) ◎で示した実験ケースでは「A0」に加え、模型内と同形式の加速度計を土槽底面中央に「A8」として設置した。

2) 実験ケースによっては、「A8」または「A-ARM」と表示。

3) 実験ケースによっては、「A7」と表示。

4) 実験ケースによっては、「DV1」と表示。

5) E8をP2の位置に設置した。



ケース 63-1-1

acceleration (G)

acceleration (G)

acceleration (G)

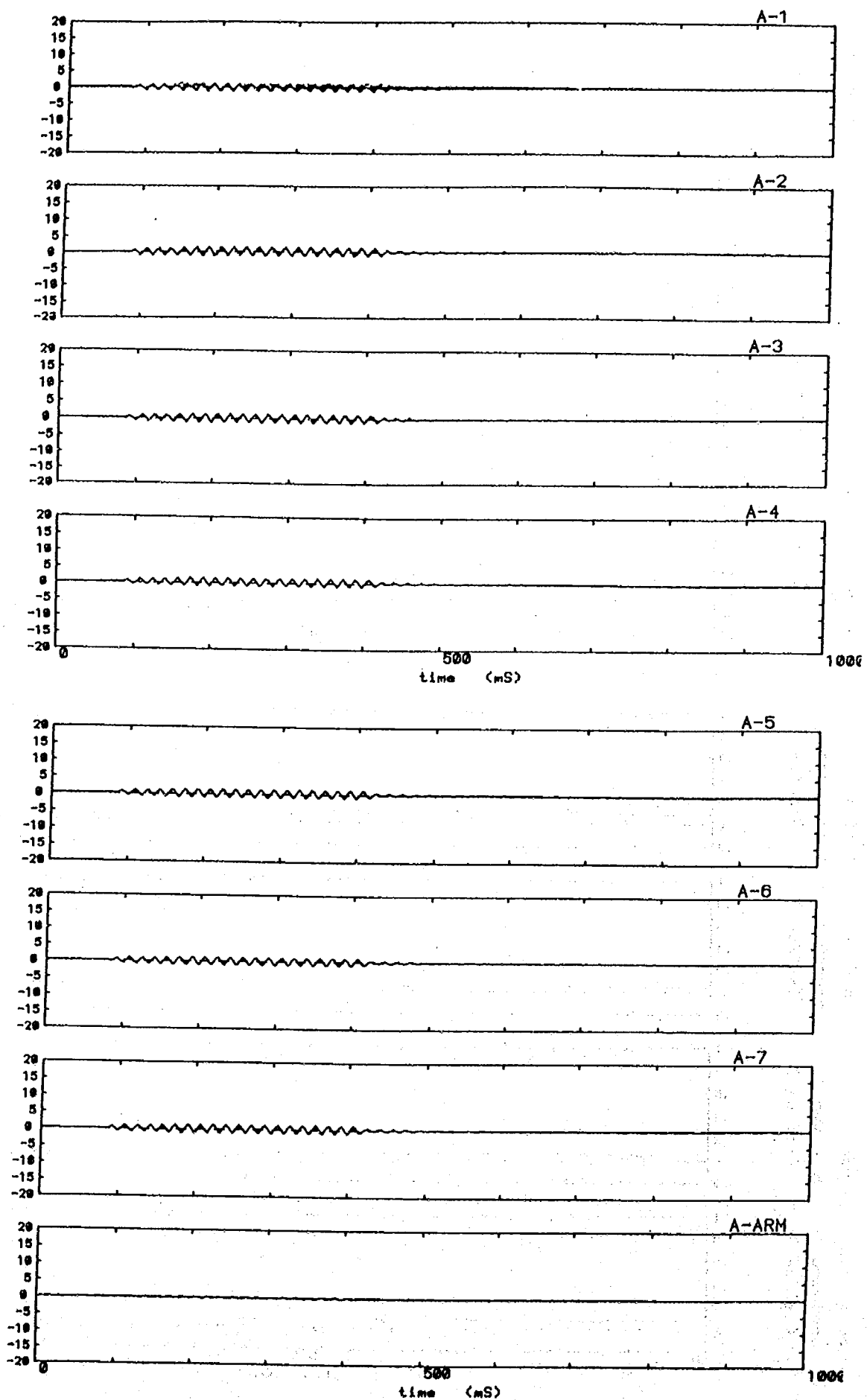
acceleration (G)

acceleration (G)

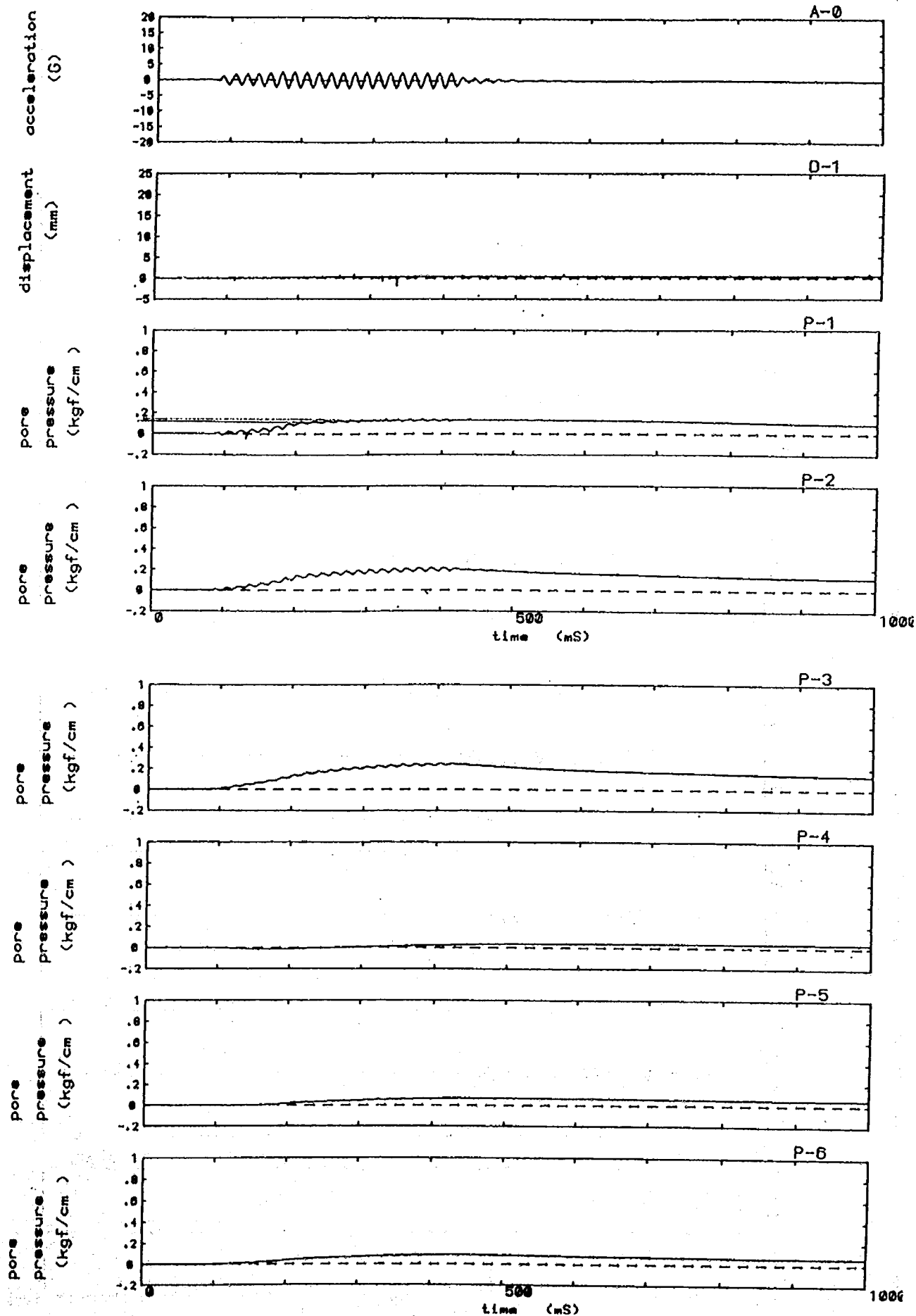
acceleration (G)

acceleration (G)

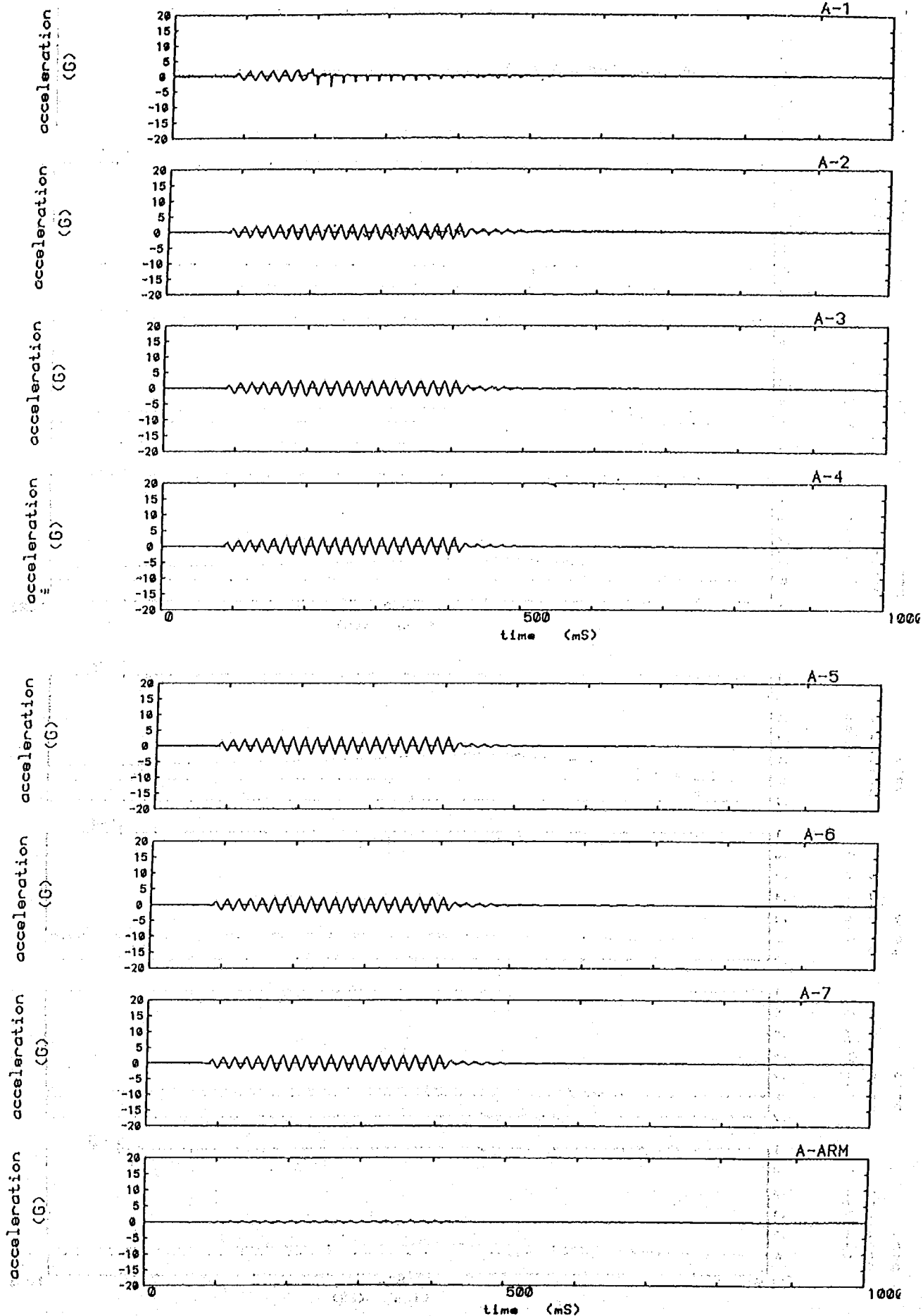
acceleration (G)



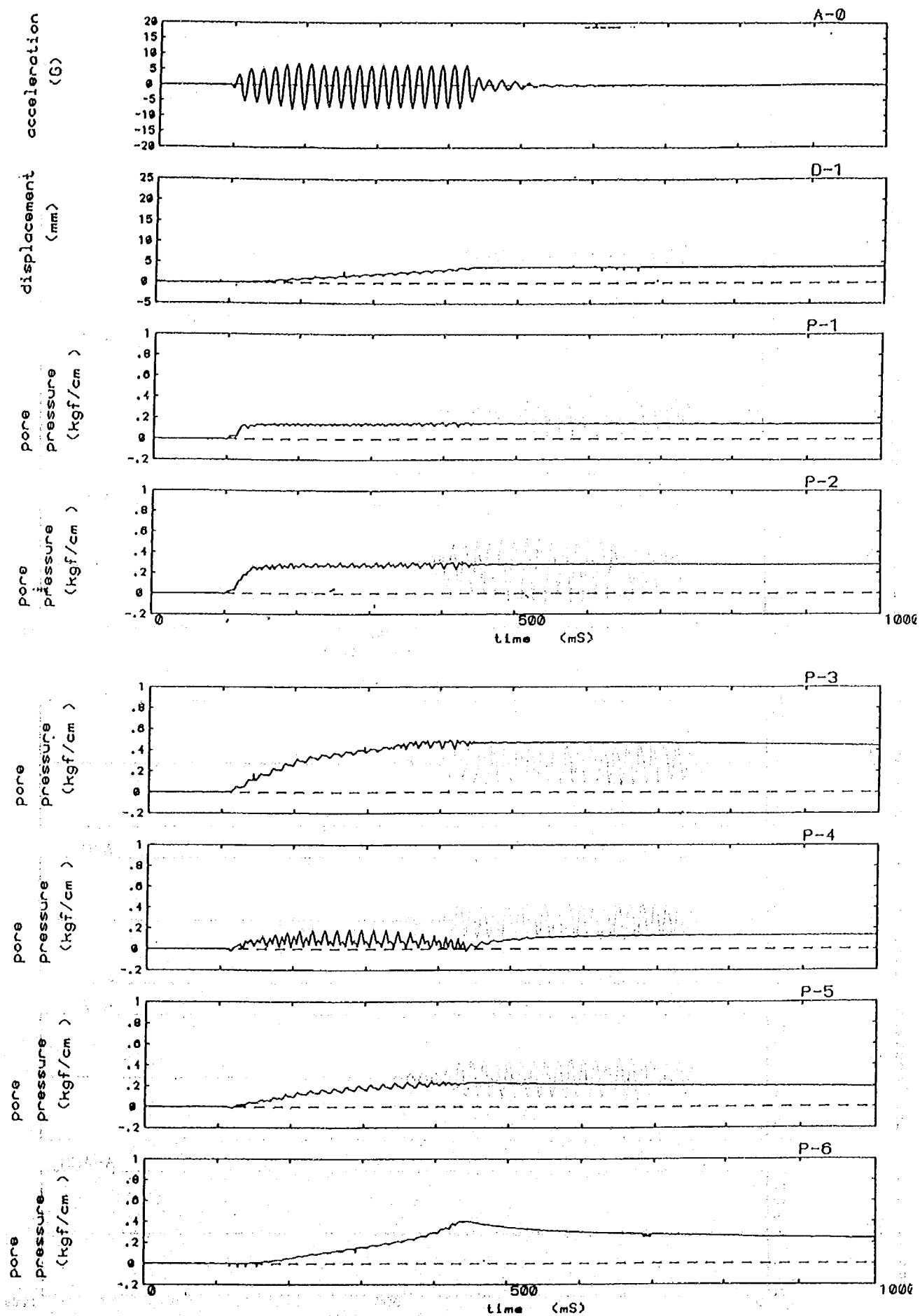
ケース 63-1-1



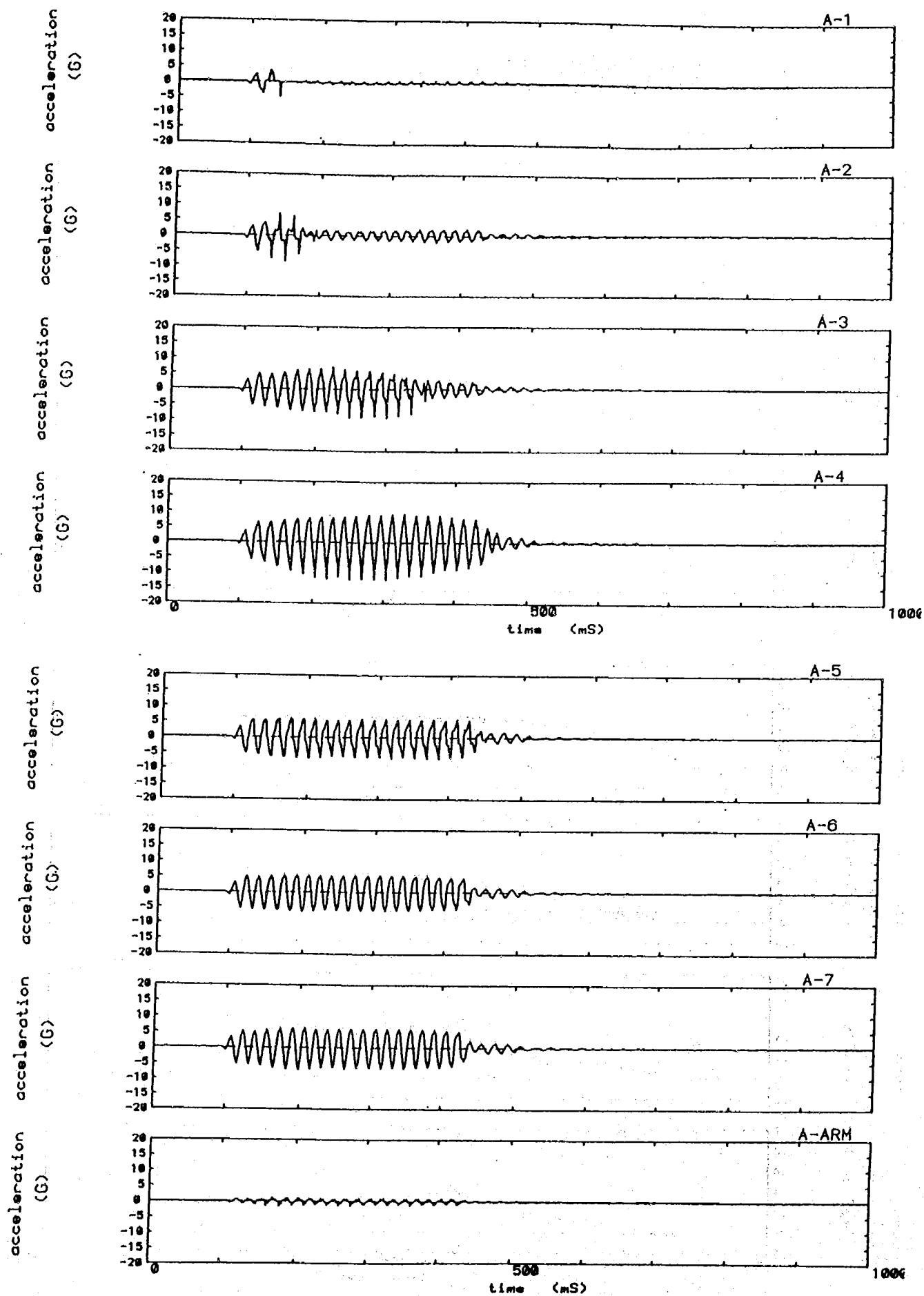
ケース 63-1-2



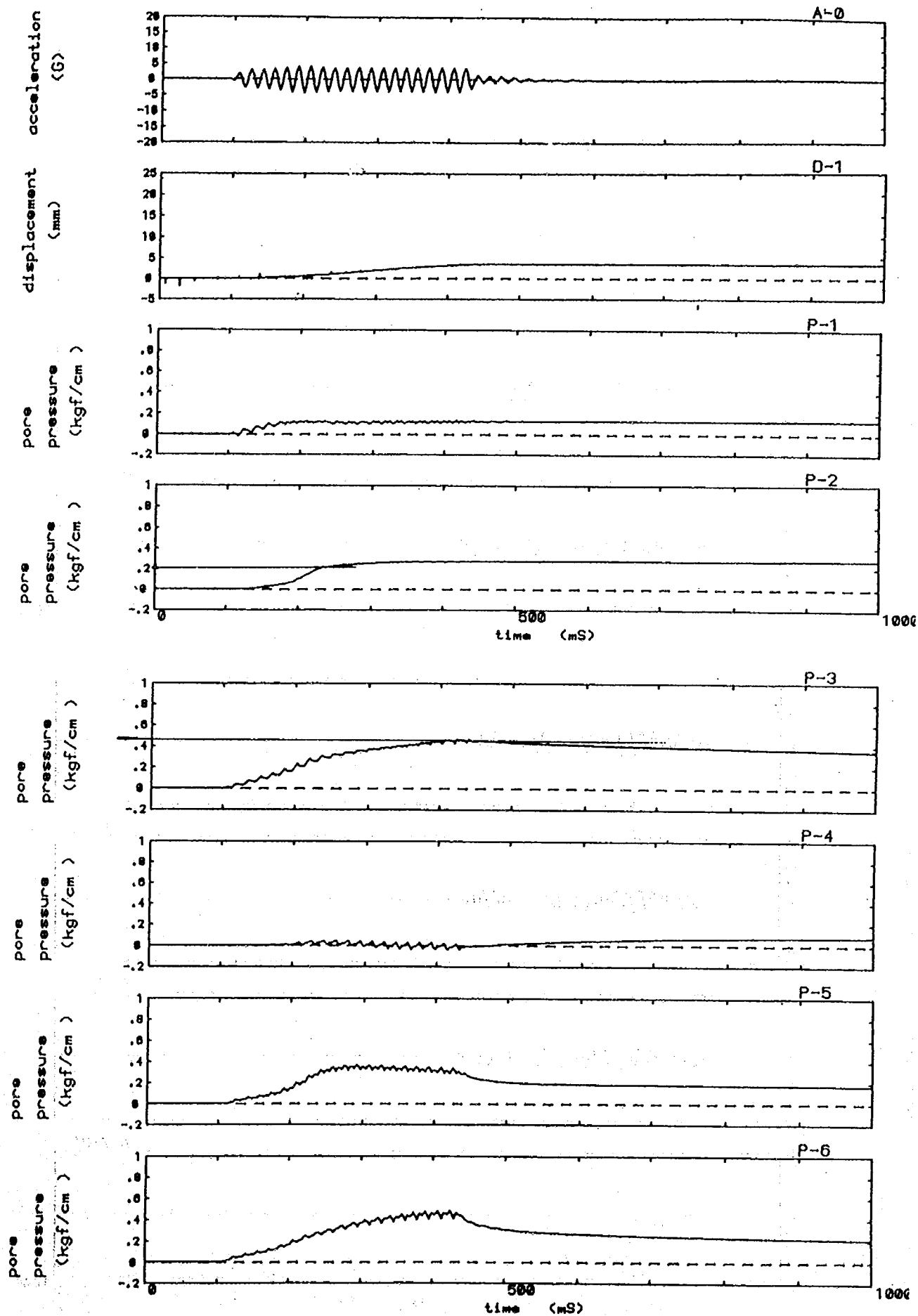
ケース 63-1-2



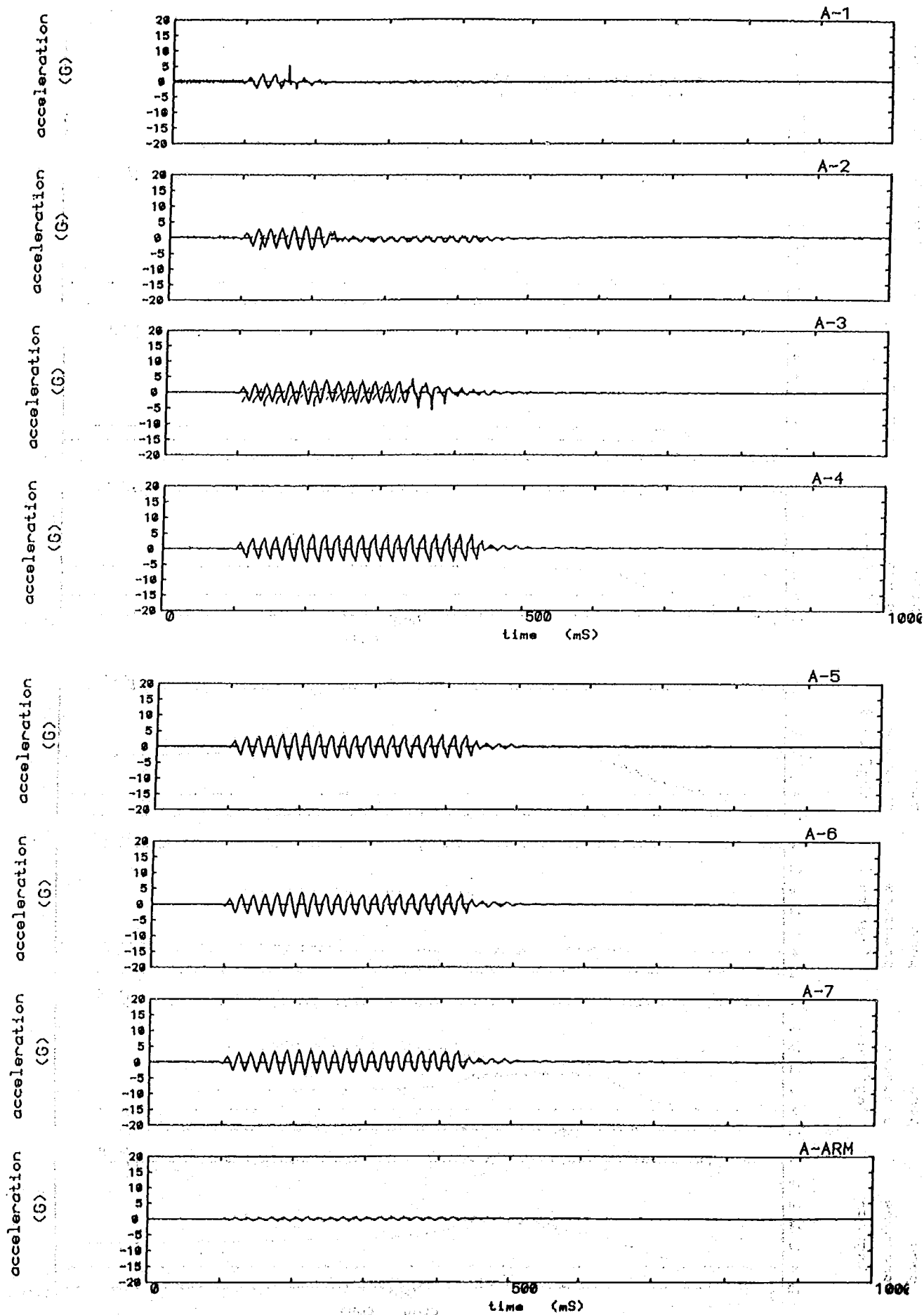
ケース 6-3-1-2 (4回目加振時)



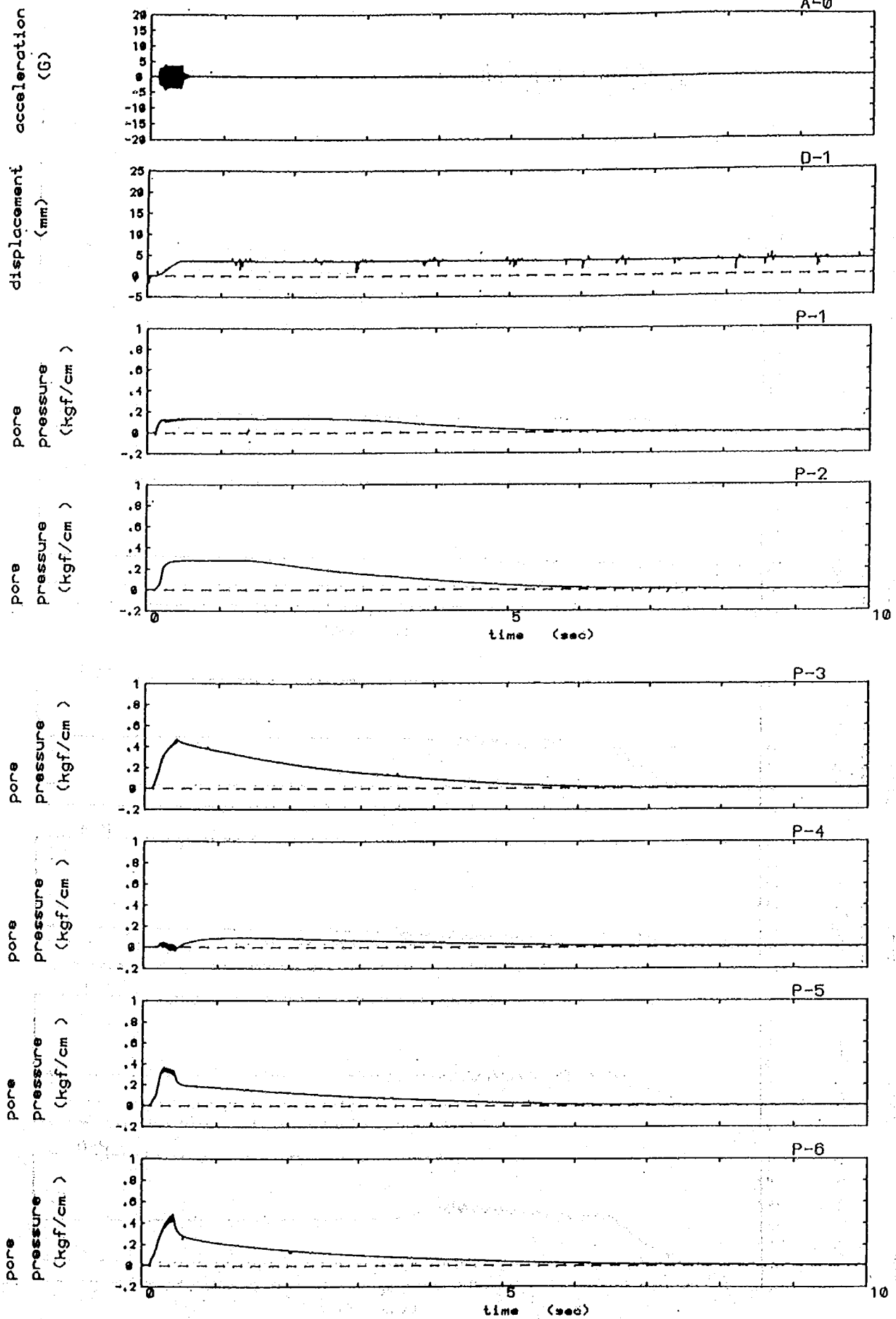
ケース 63-1-2 (4回目加振時)



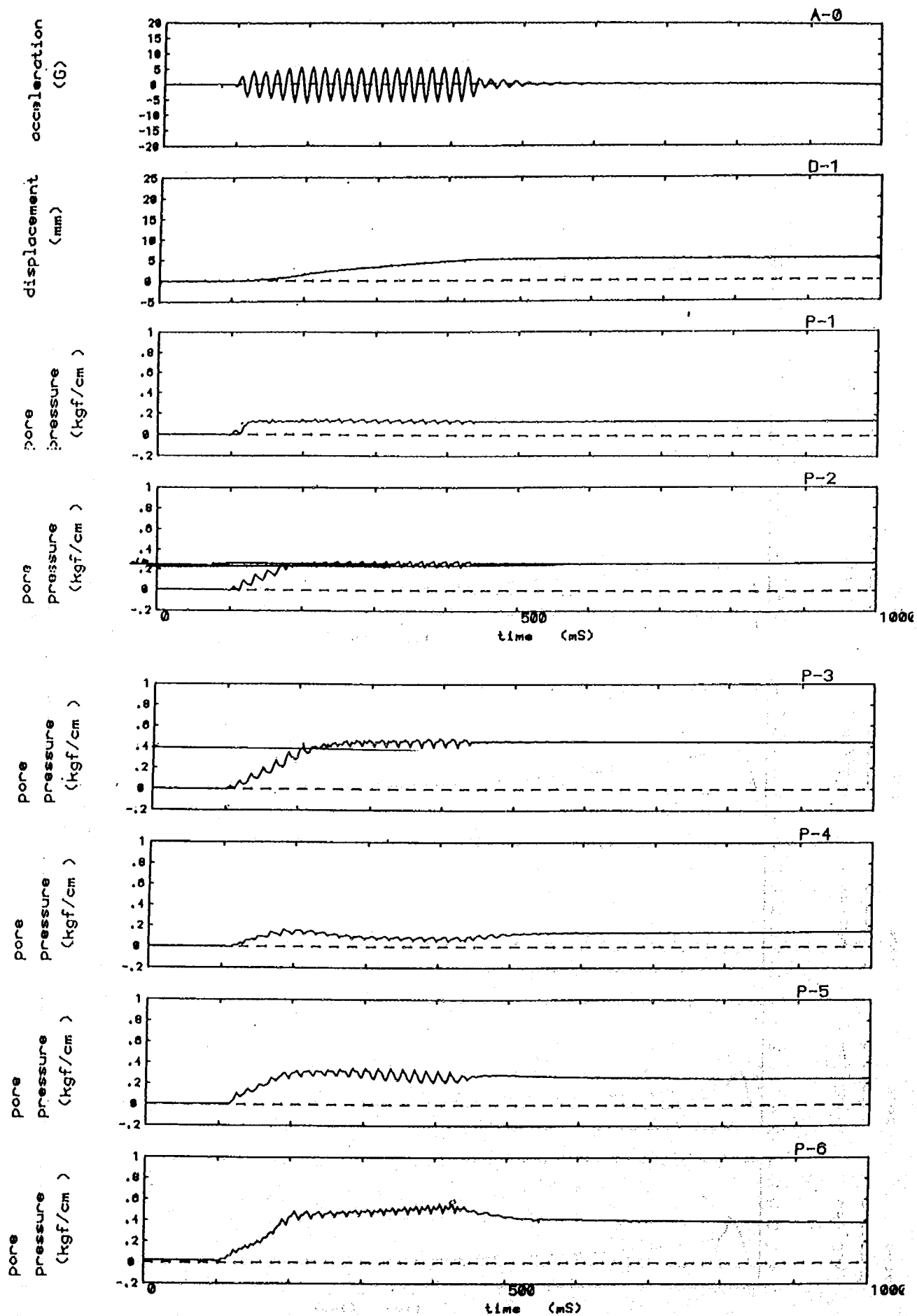
ケース 63-1-3



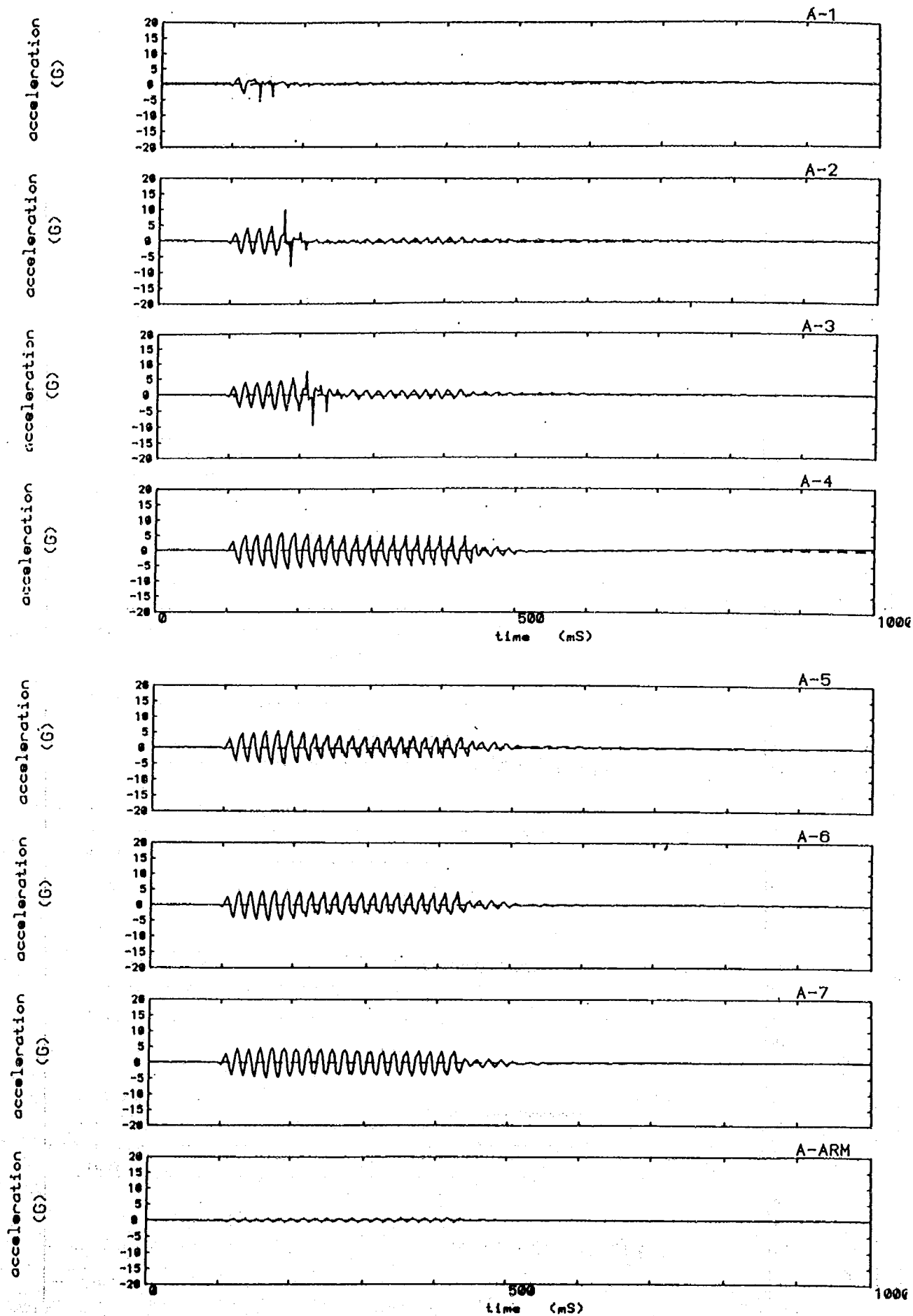
ケース 63-1-3



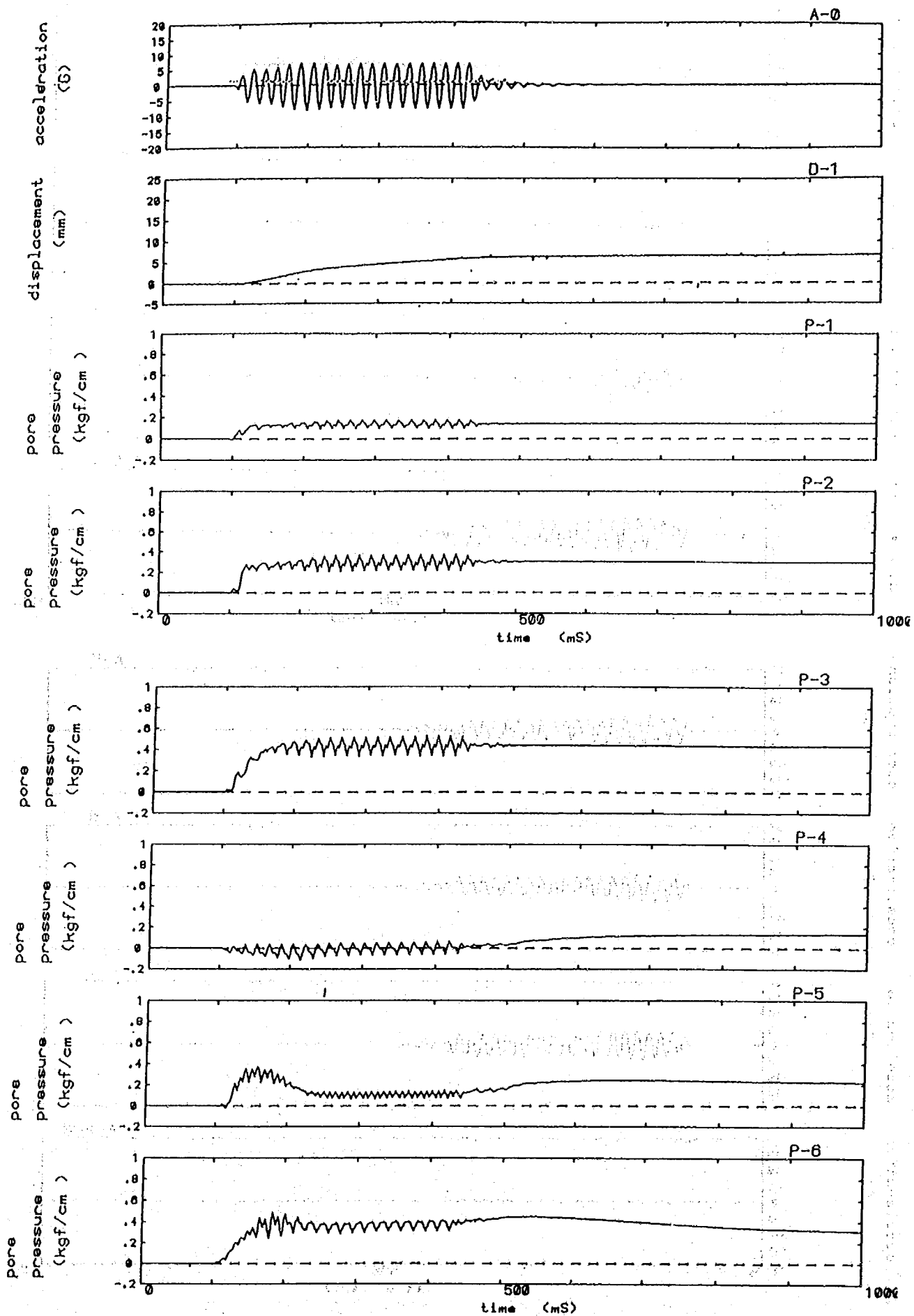
ケース 63-1-3 (消散時)



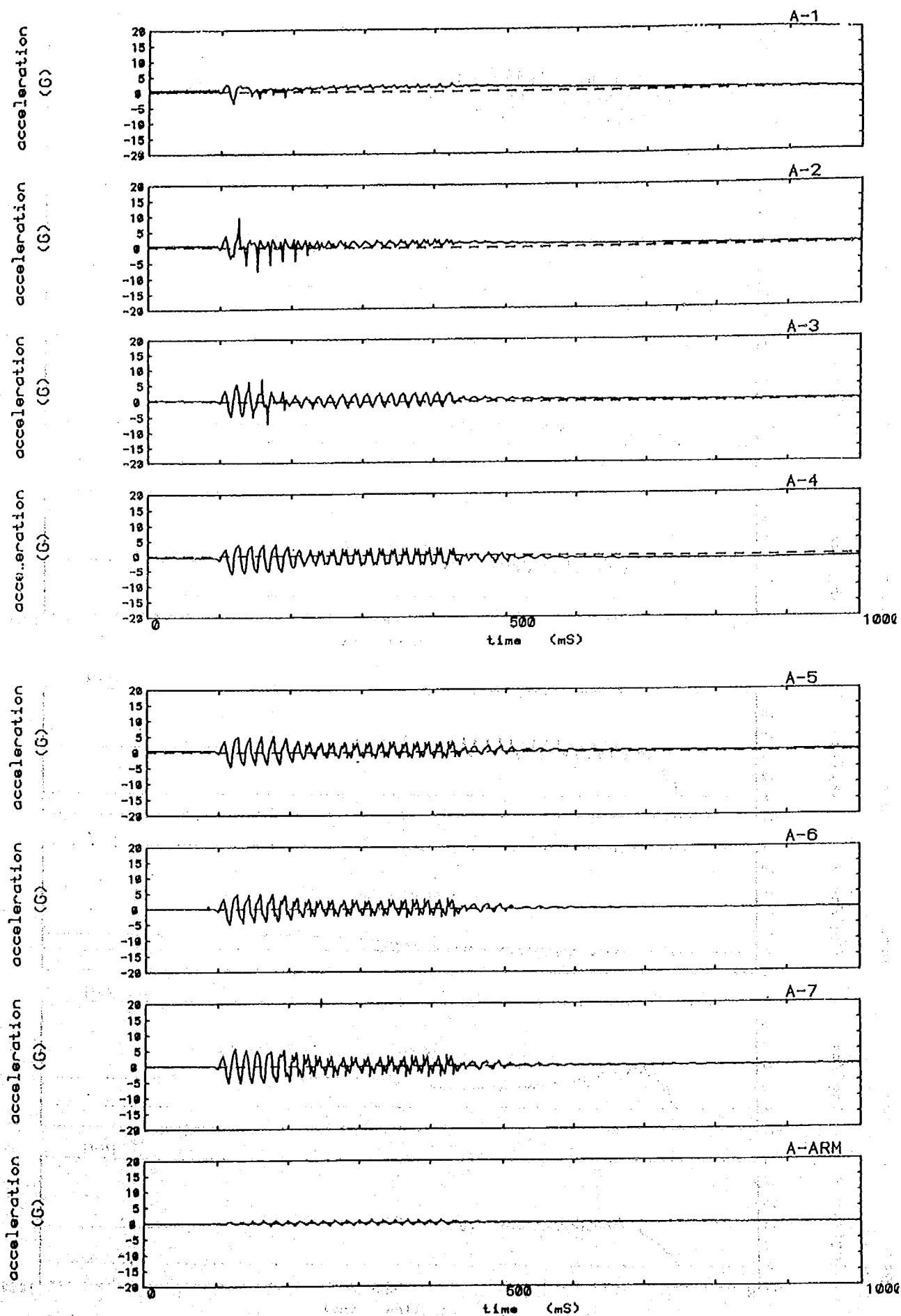
(63-1-4) ケース 63-1-4



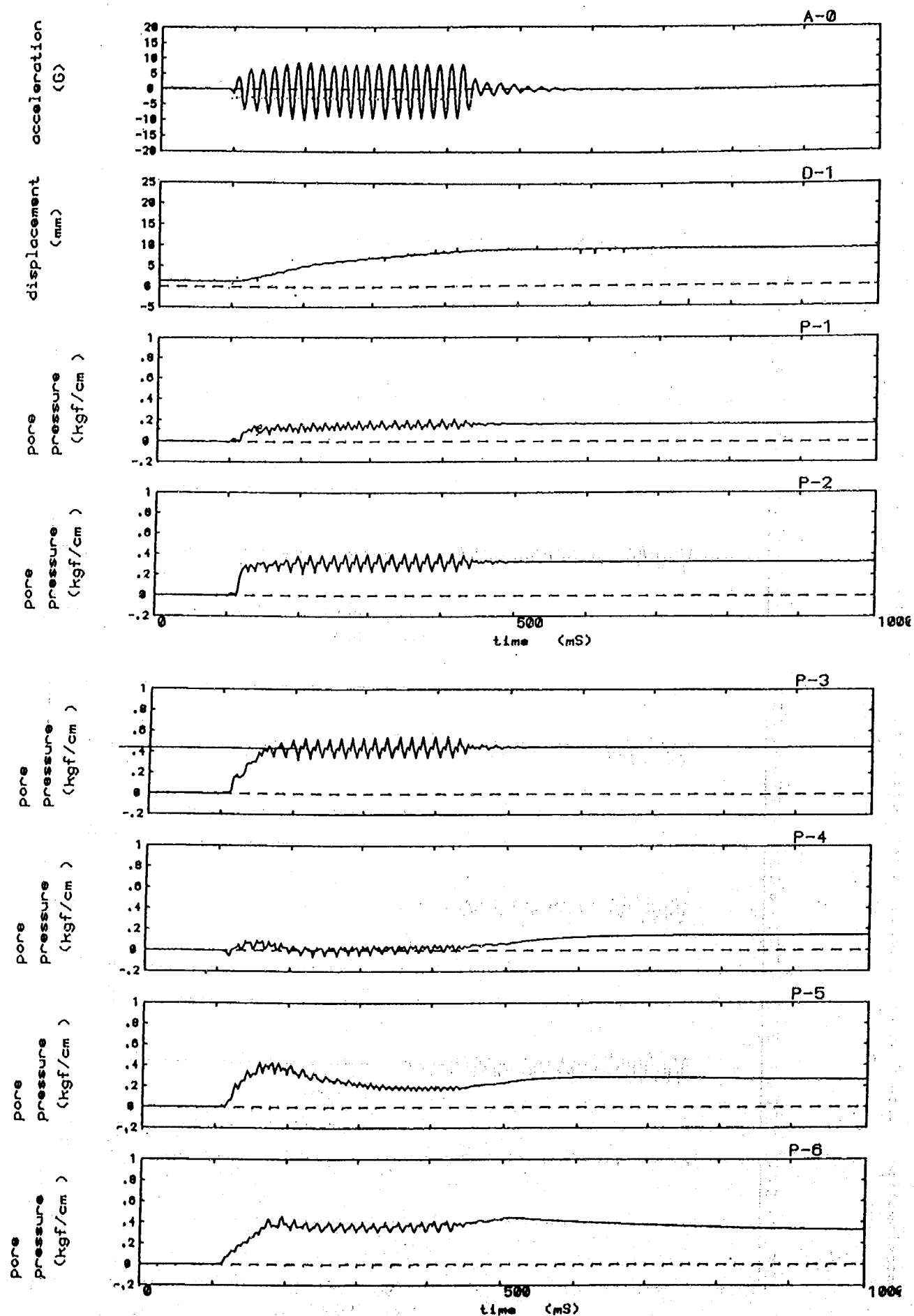
ケース 63-1-4



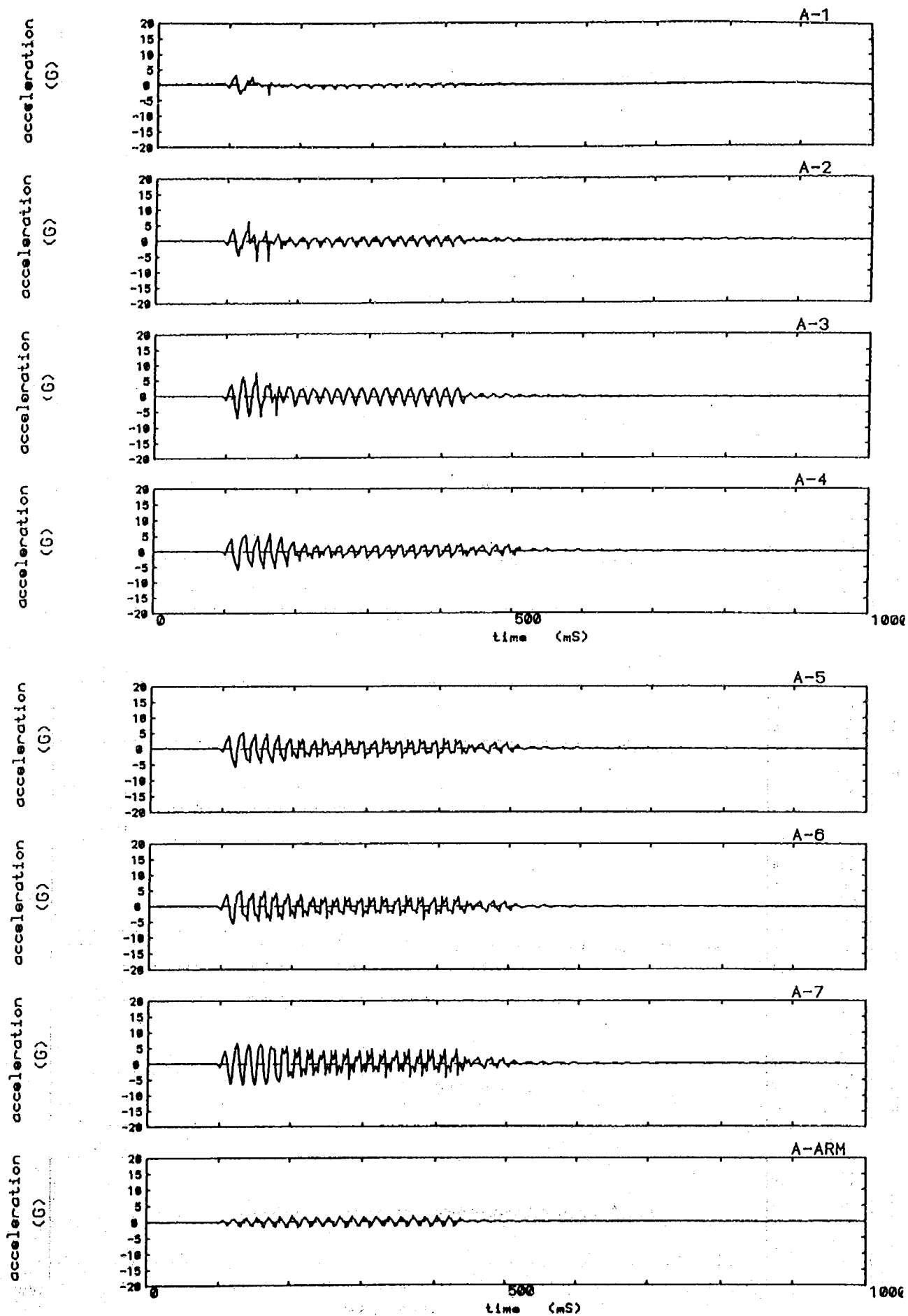
ケース 6-3-1-5



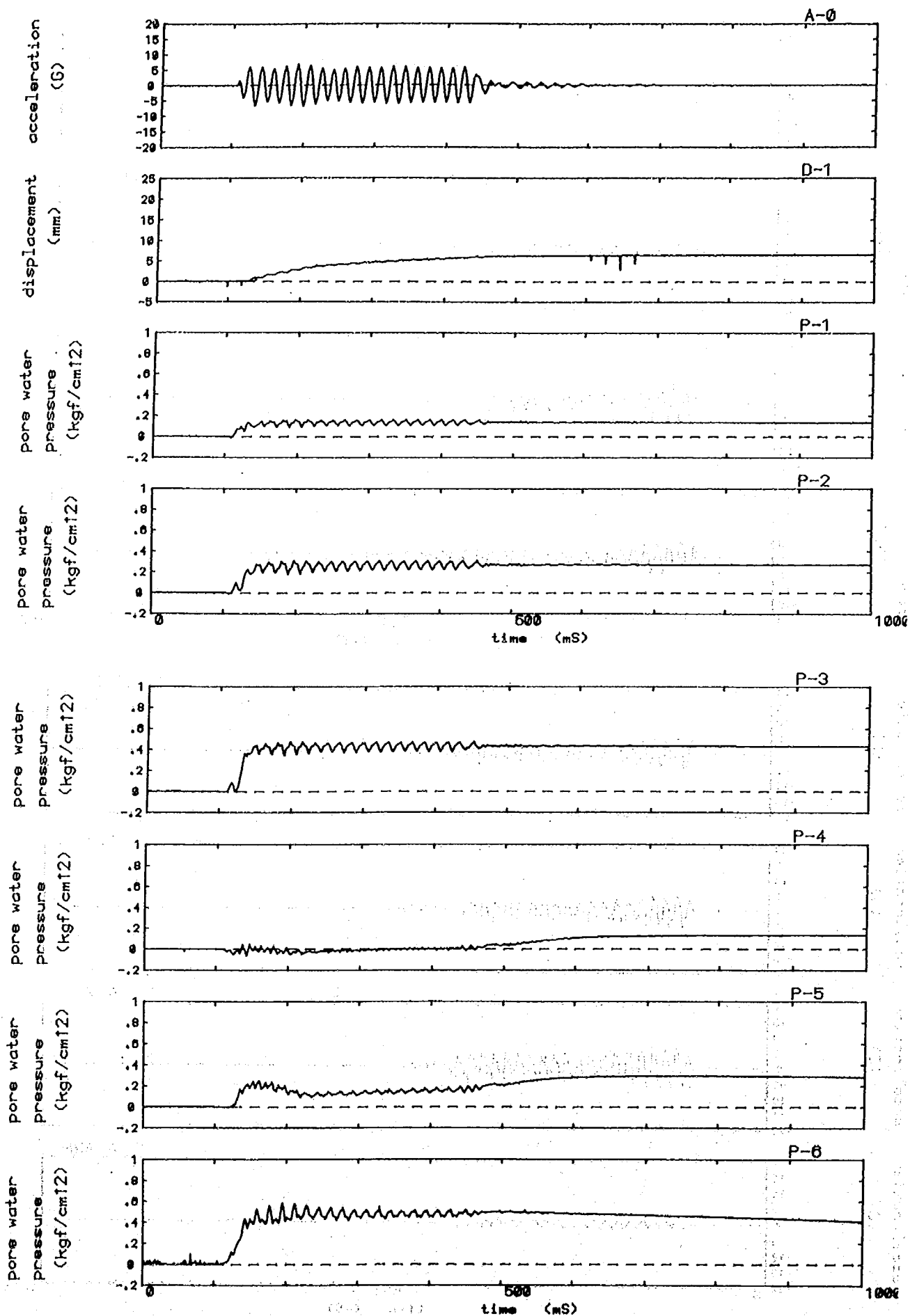
ケース 63-1-5



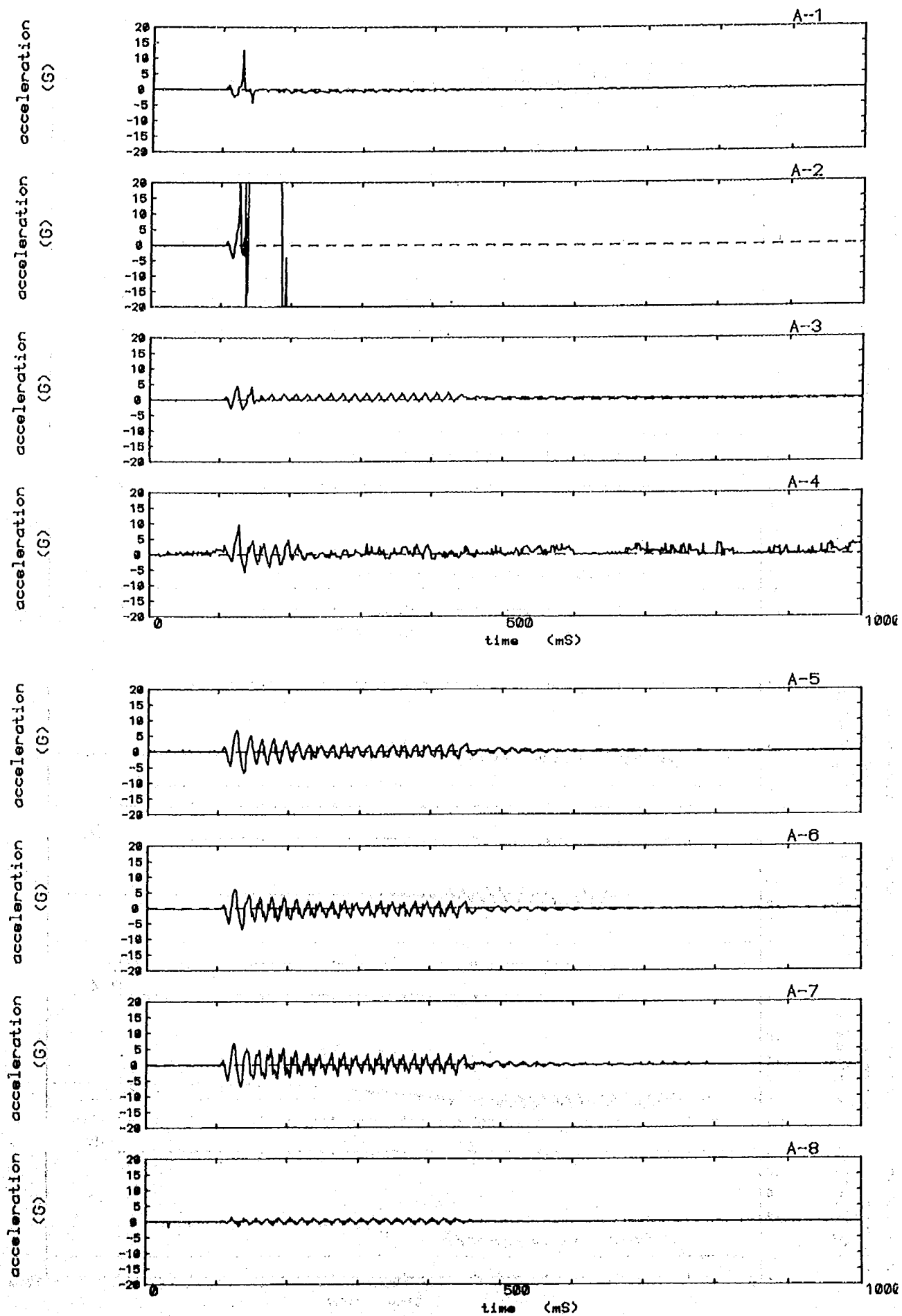
ケース 63-1-6



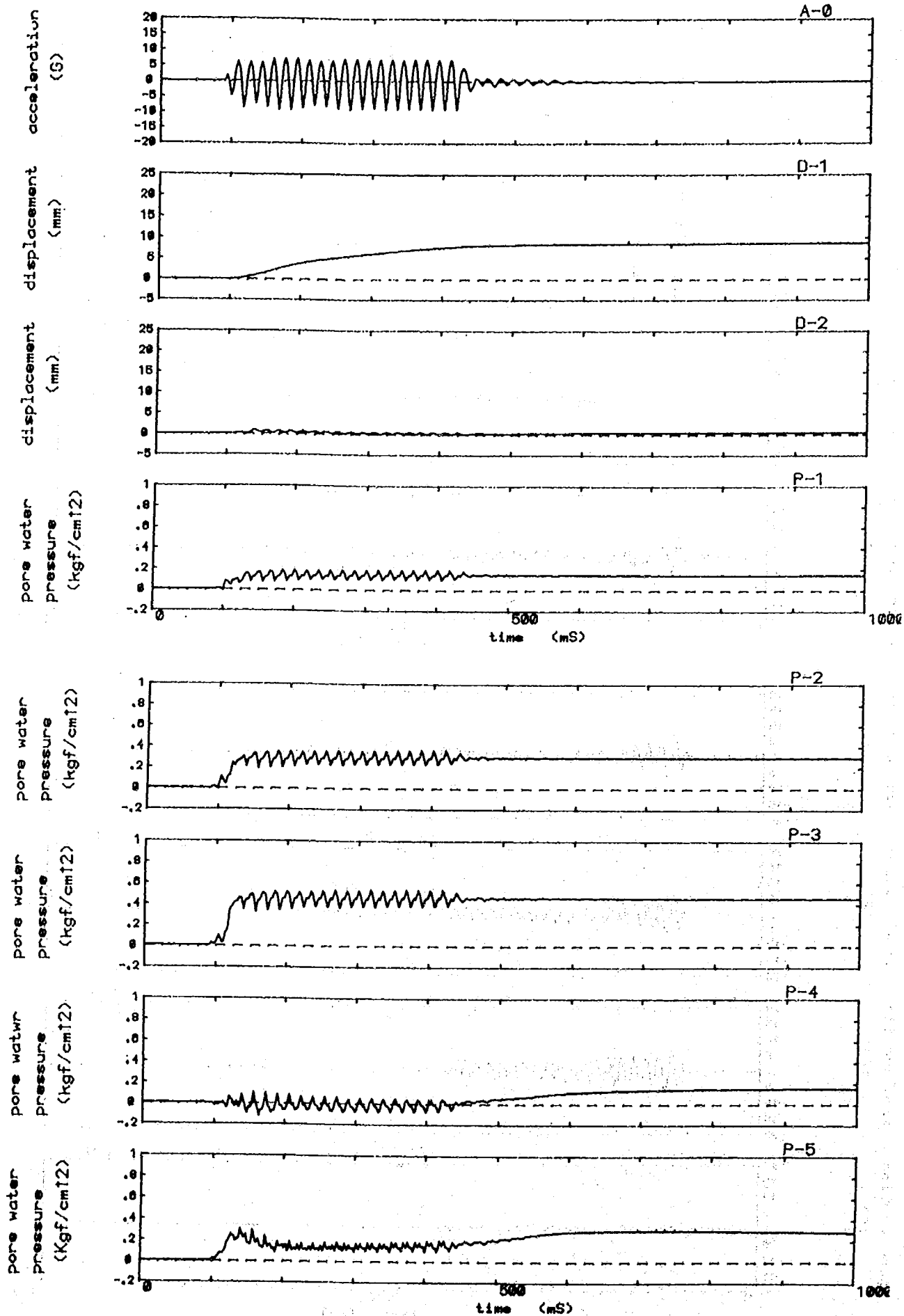
ケース 63-1-6



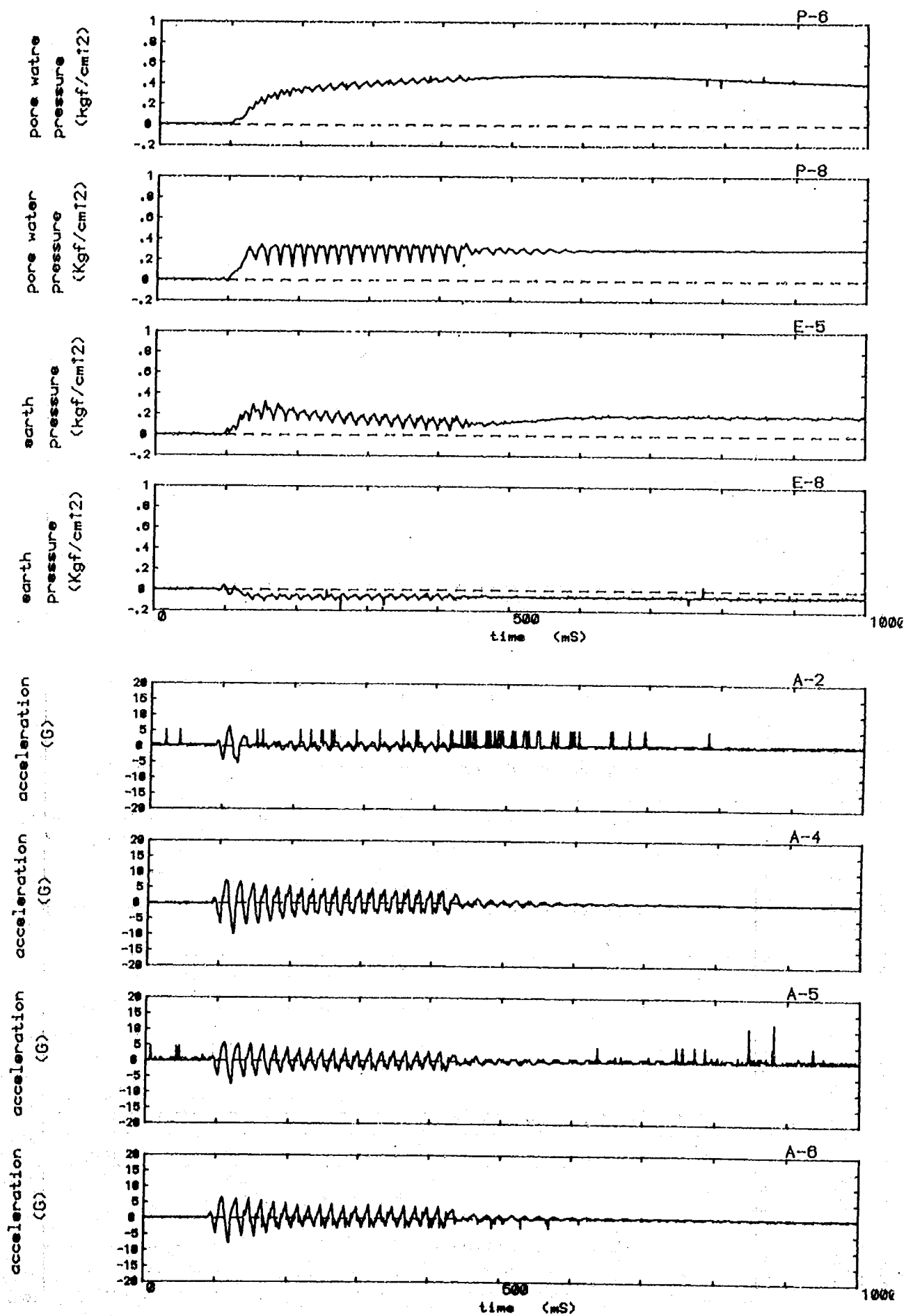
ケース 6.3-1-7



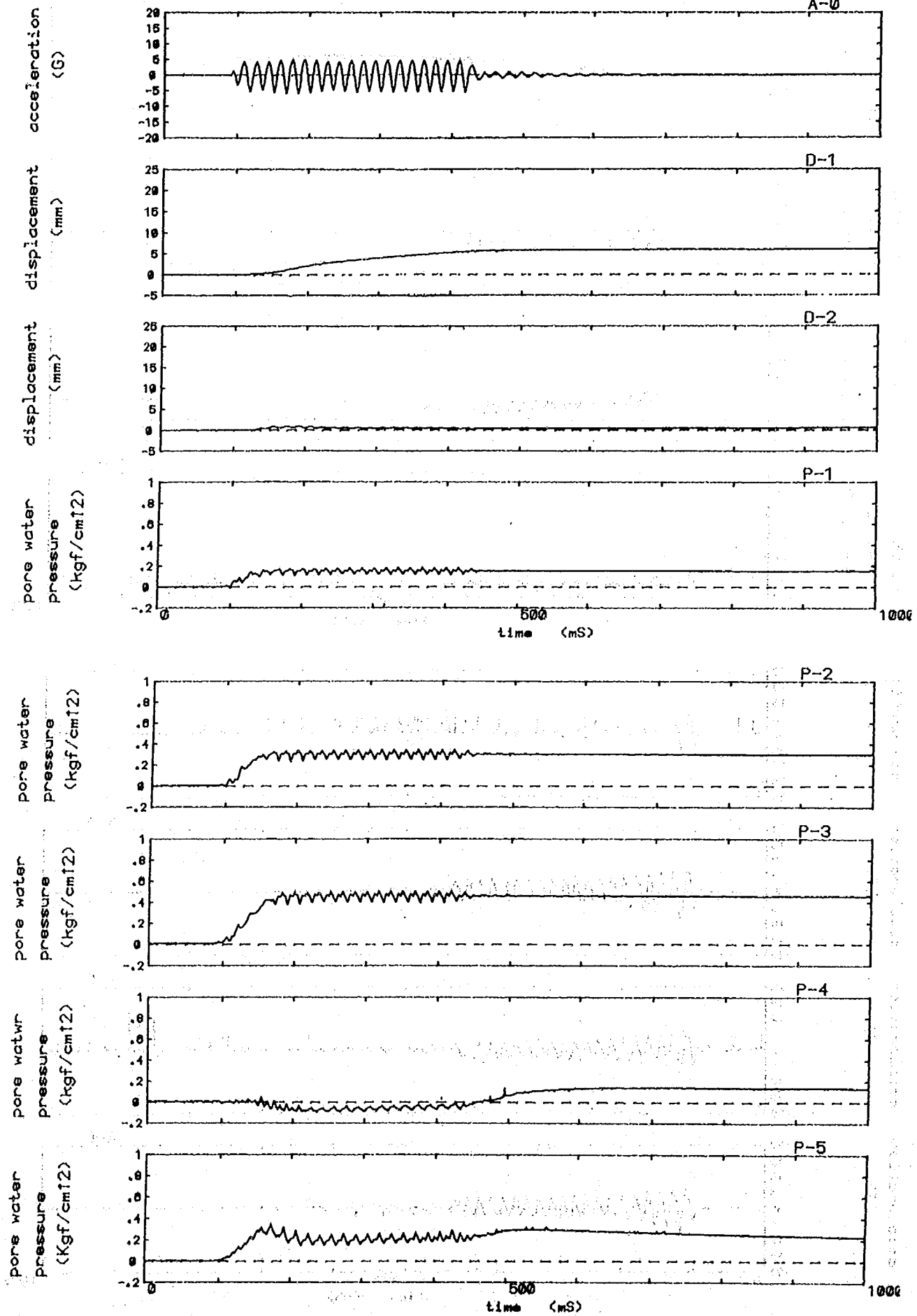
ケース 63-1-7



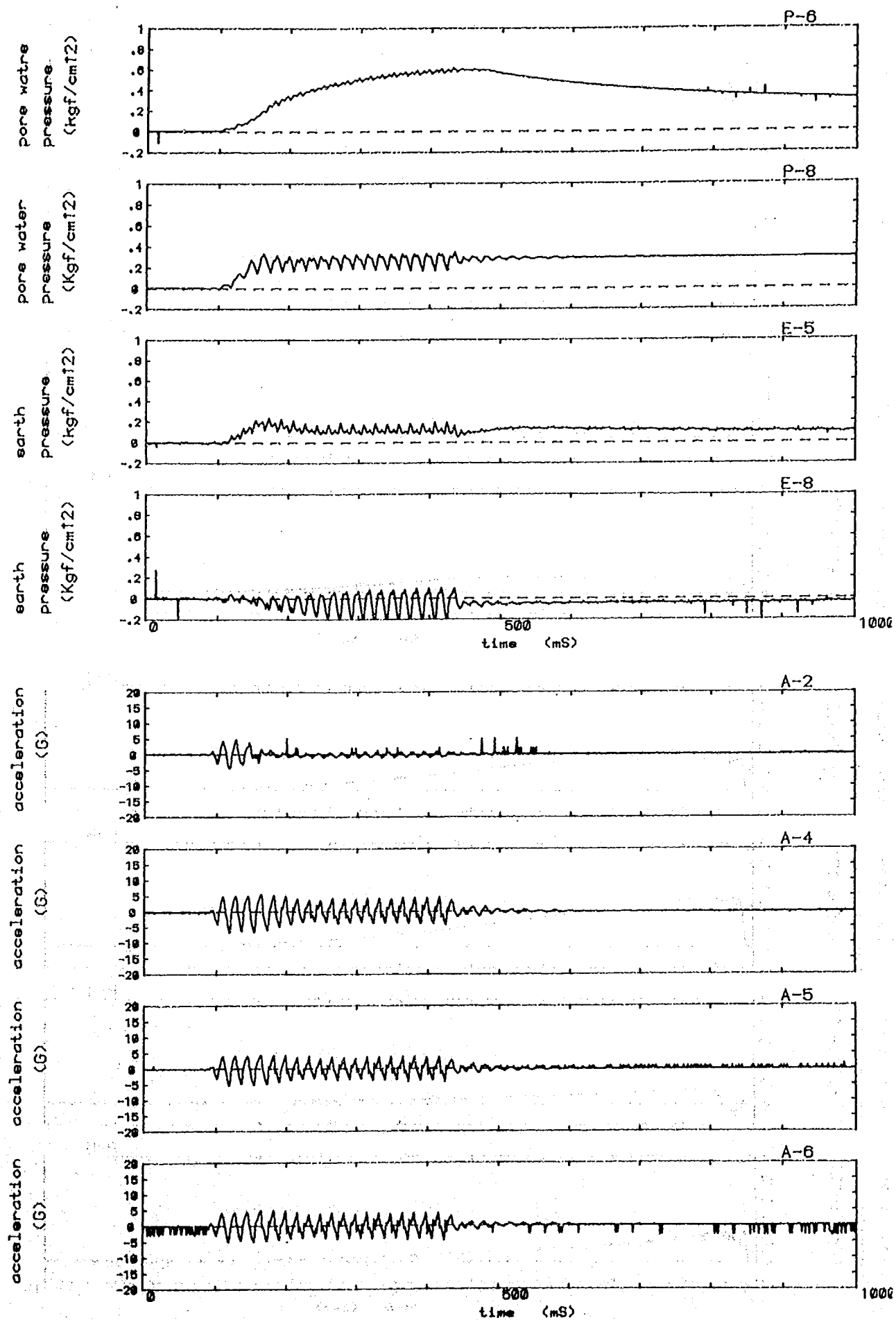
ケース 63-1-8



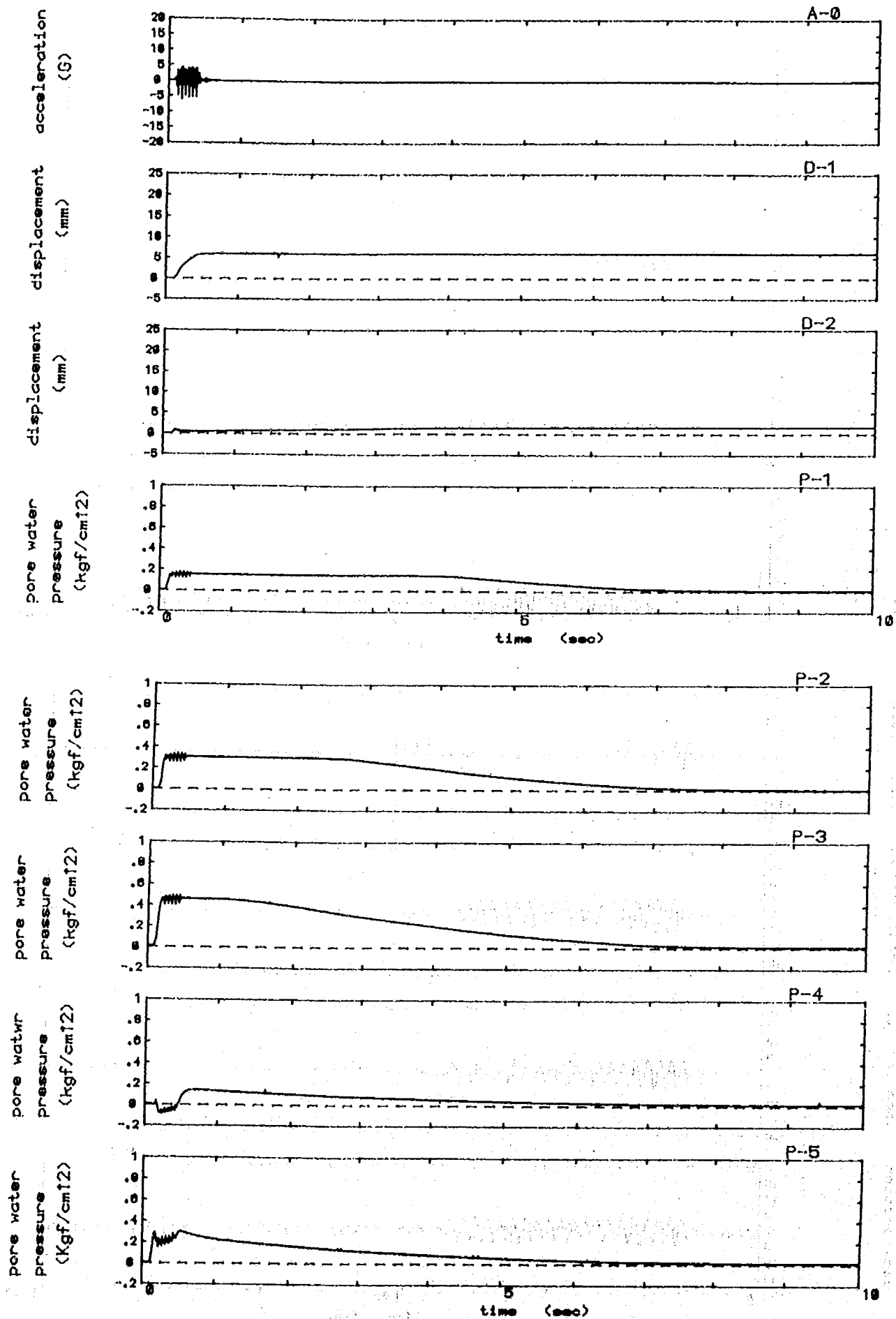
ケース 63-1-8



ケース 63-1-9

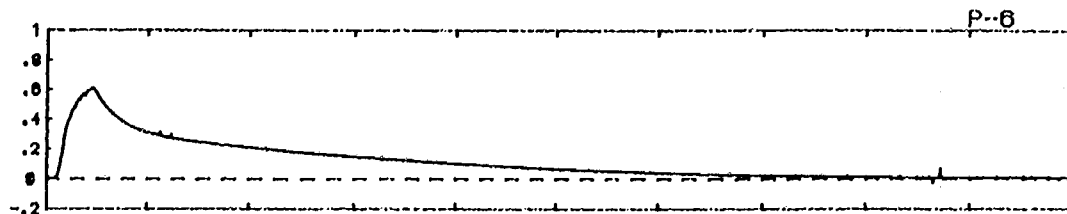


(63-1-9) ケース 63-1-9

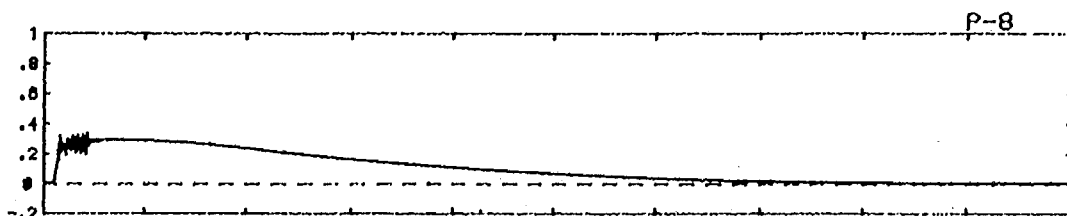


ケース 63-1-9 (消散時)

pore water
pressure
(kgf/cm²)



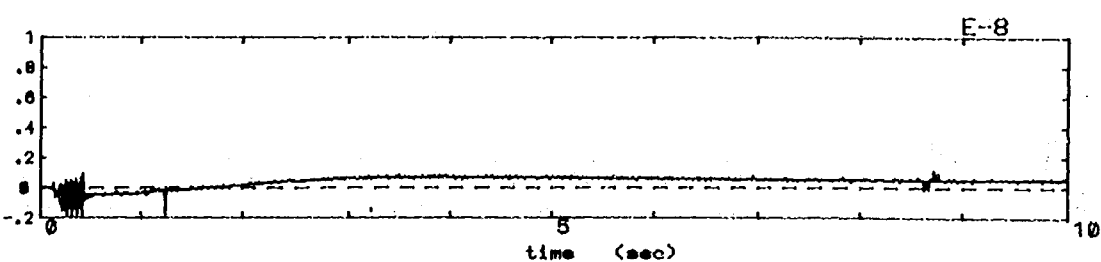
pore water
pressure
(kgf/cm²)



earth
pressure
(kgf/cm²)



earth
pressure
(kgf/cm²)



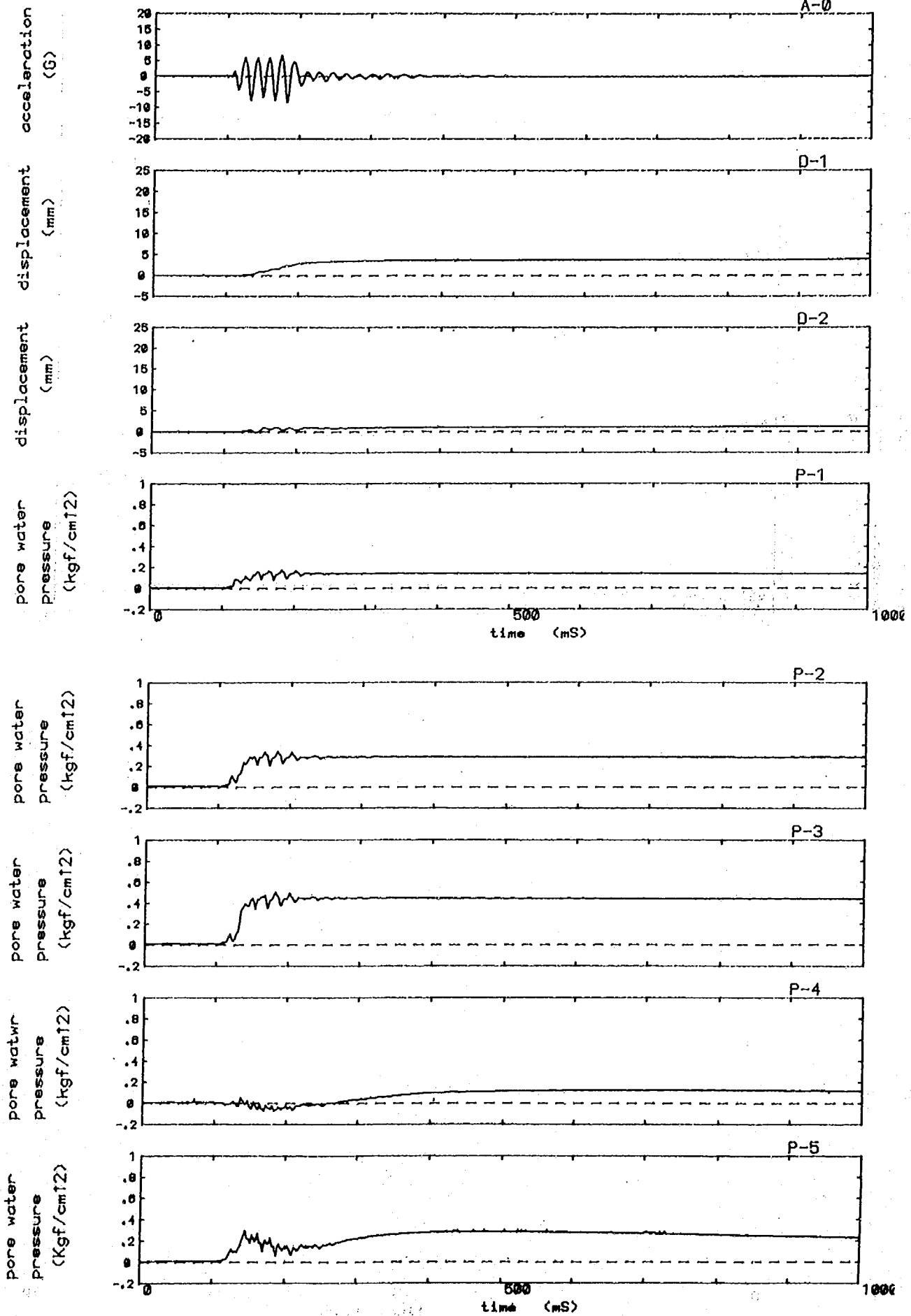
time (sec)

0

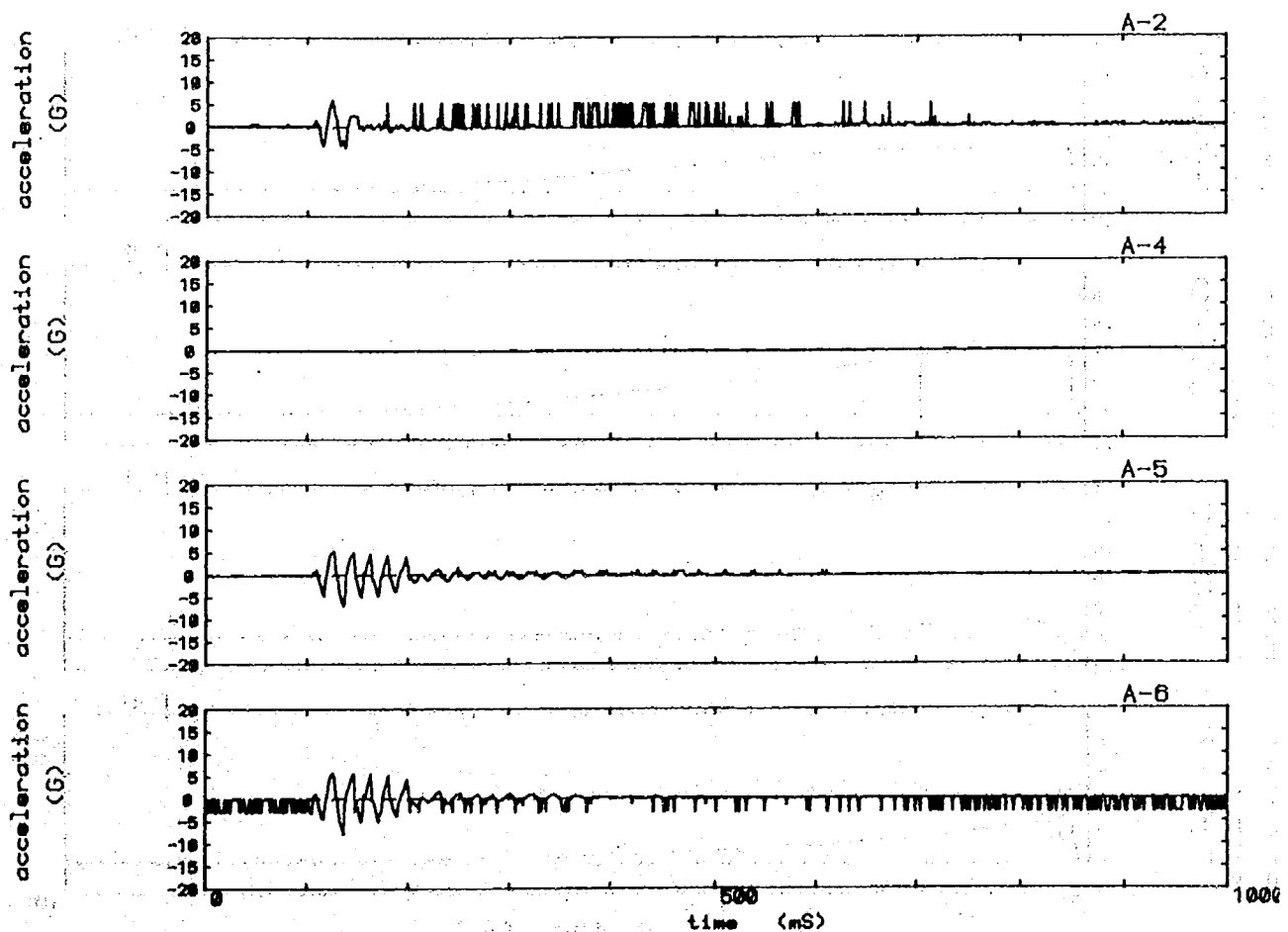
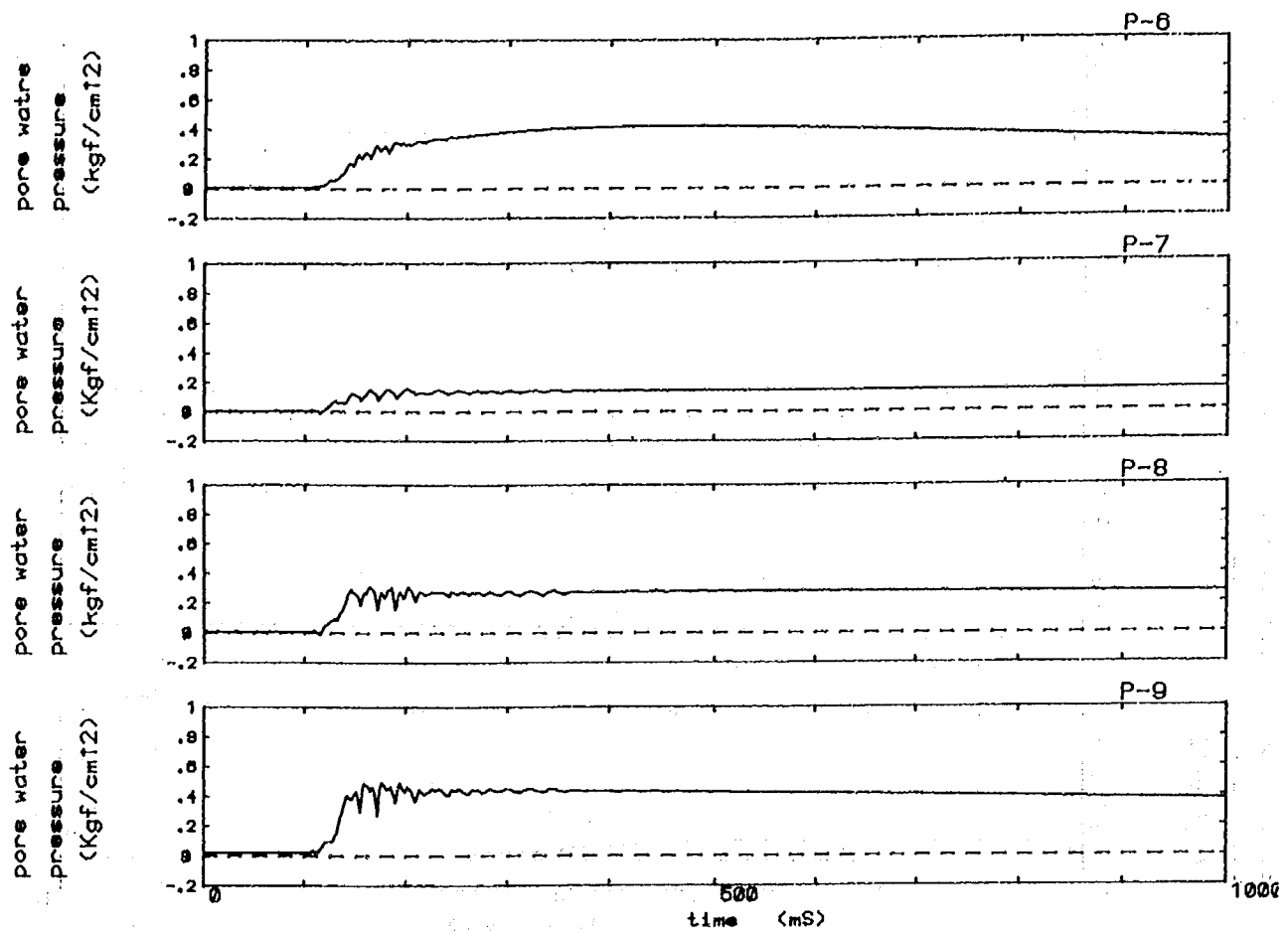
5
time (sec)

10

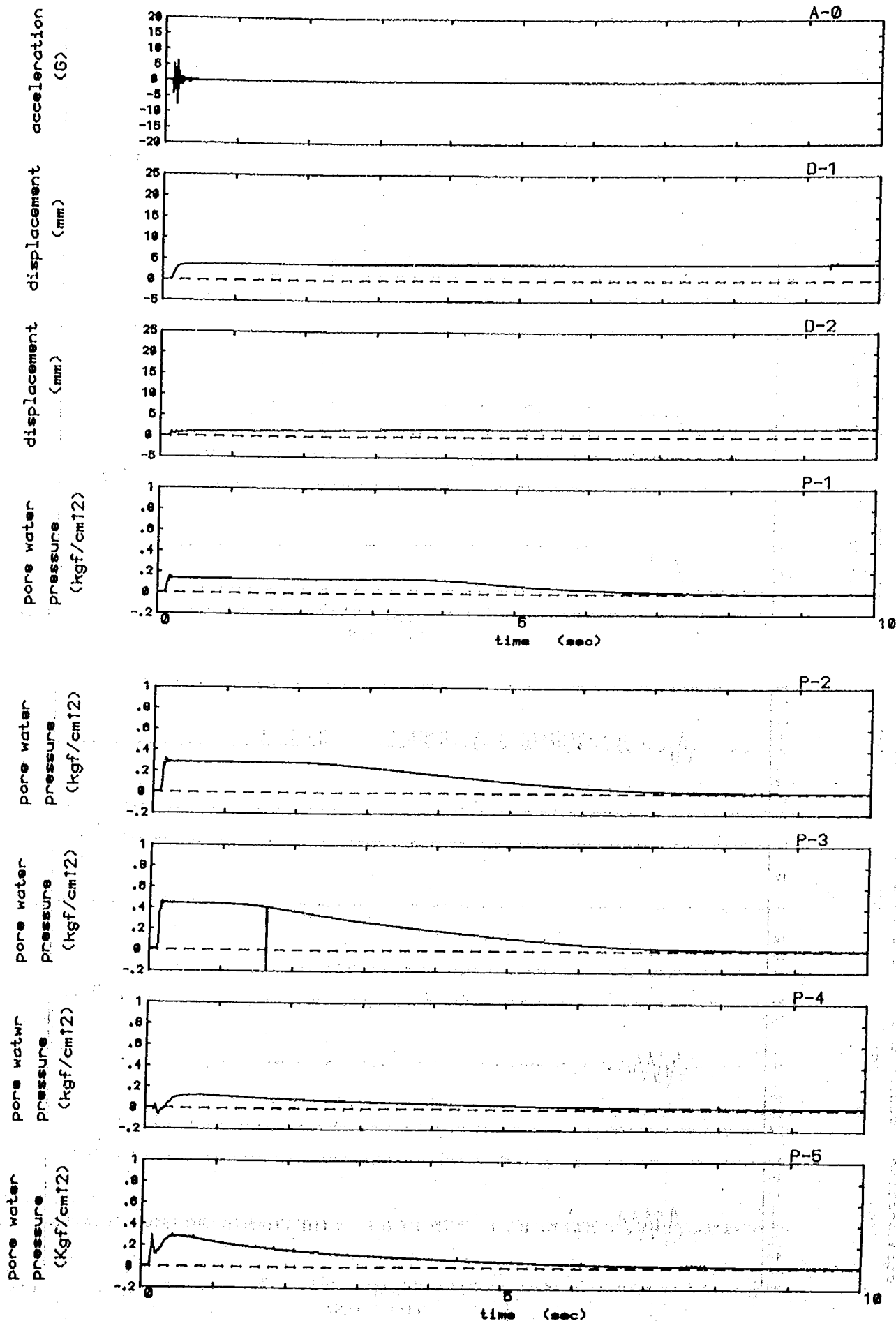
ケース 63-1-9 (消散時)



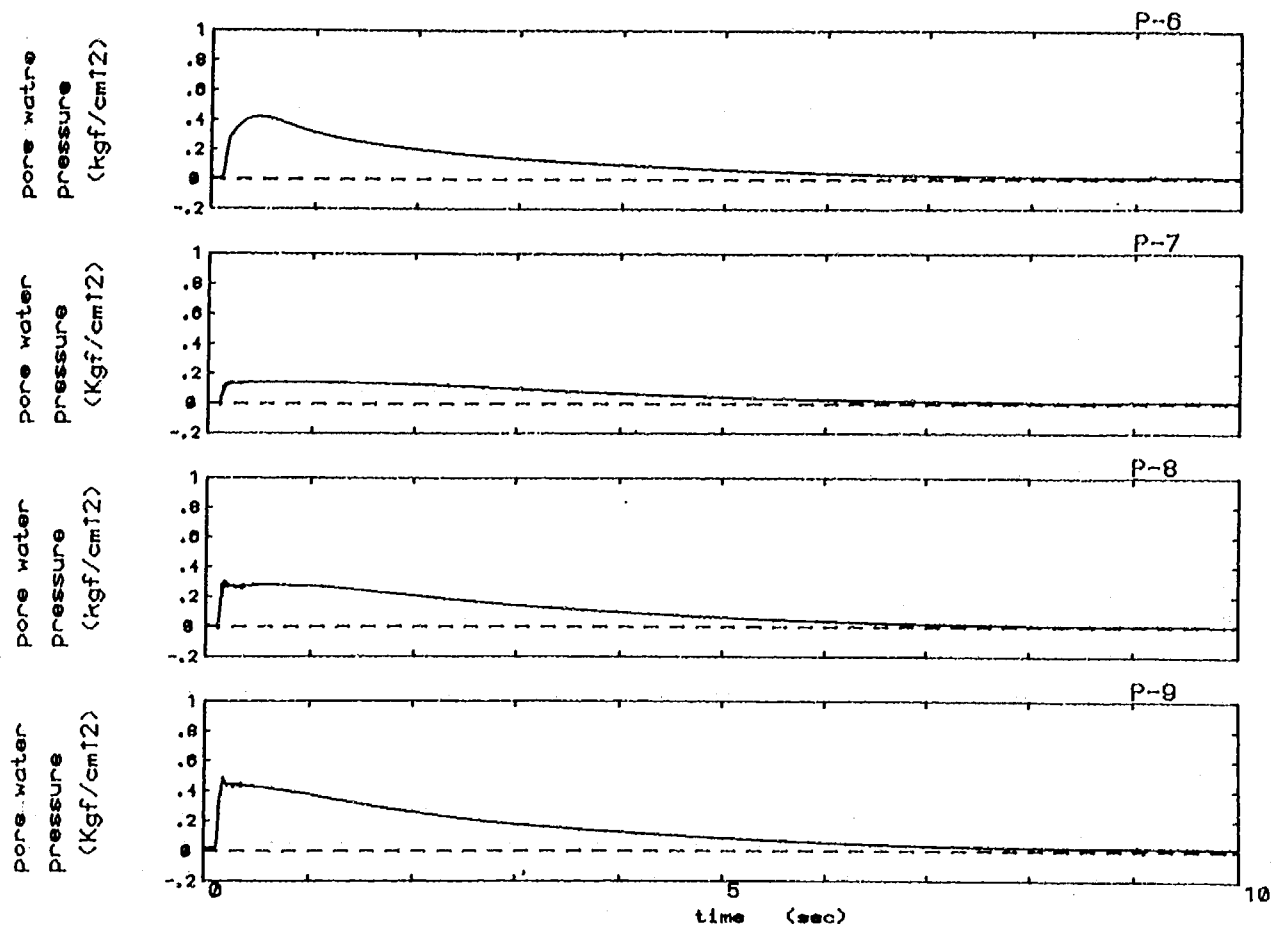
ケース 6-3-2-1



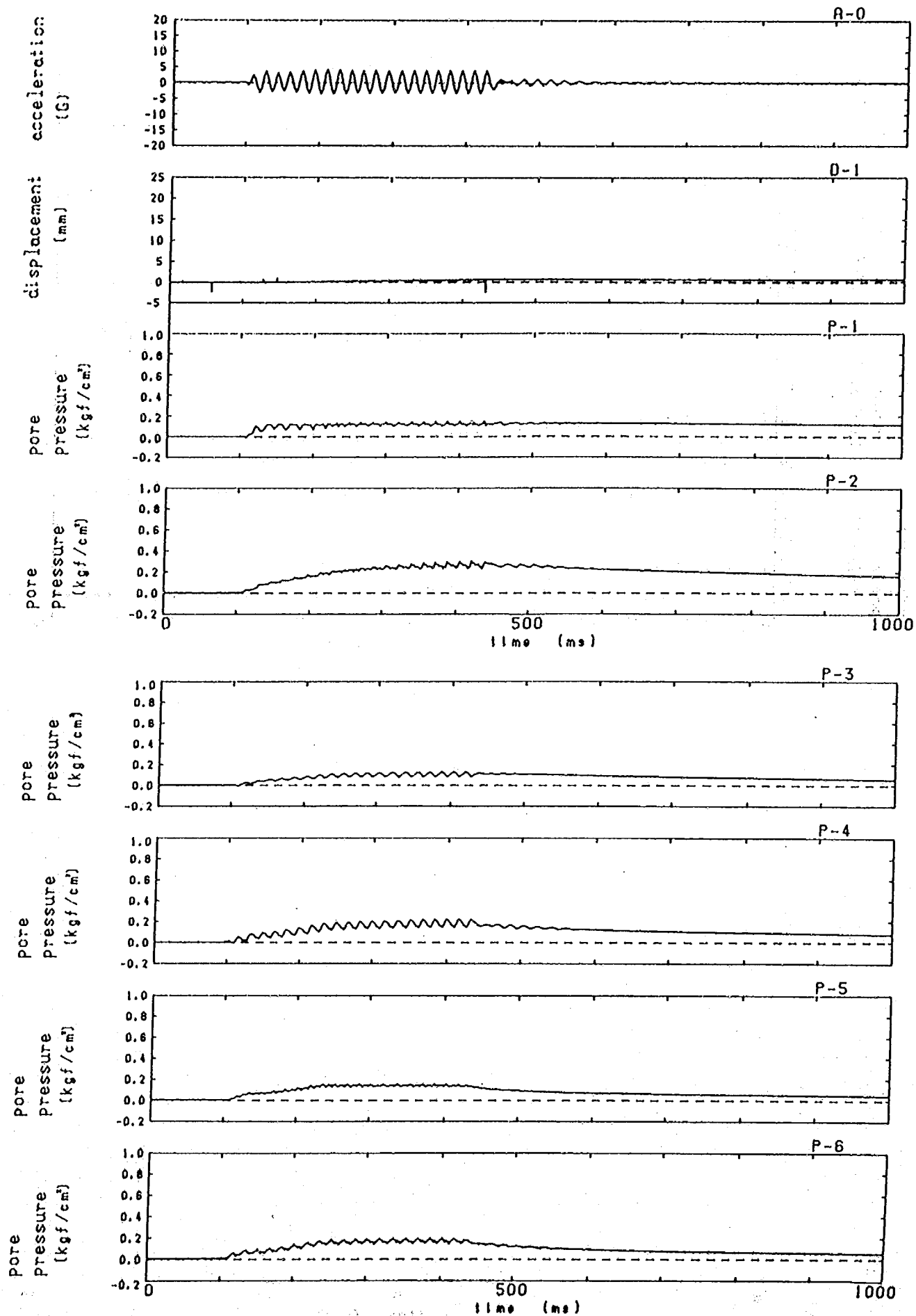
ケース 6 3 - 2 - 1



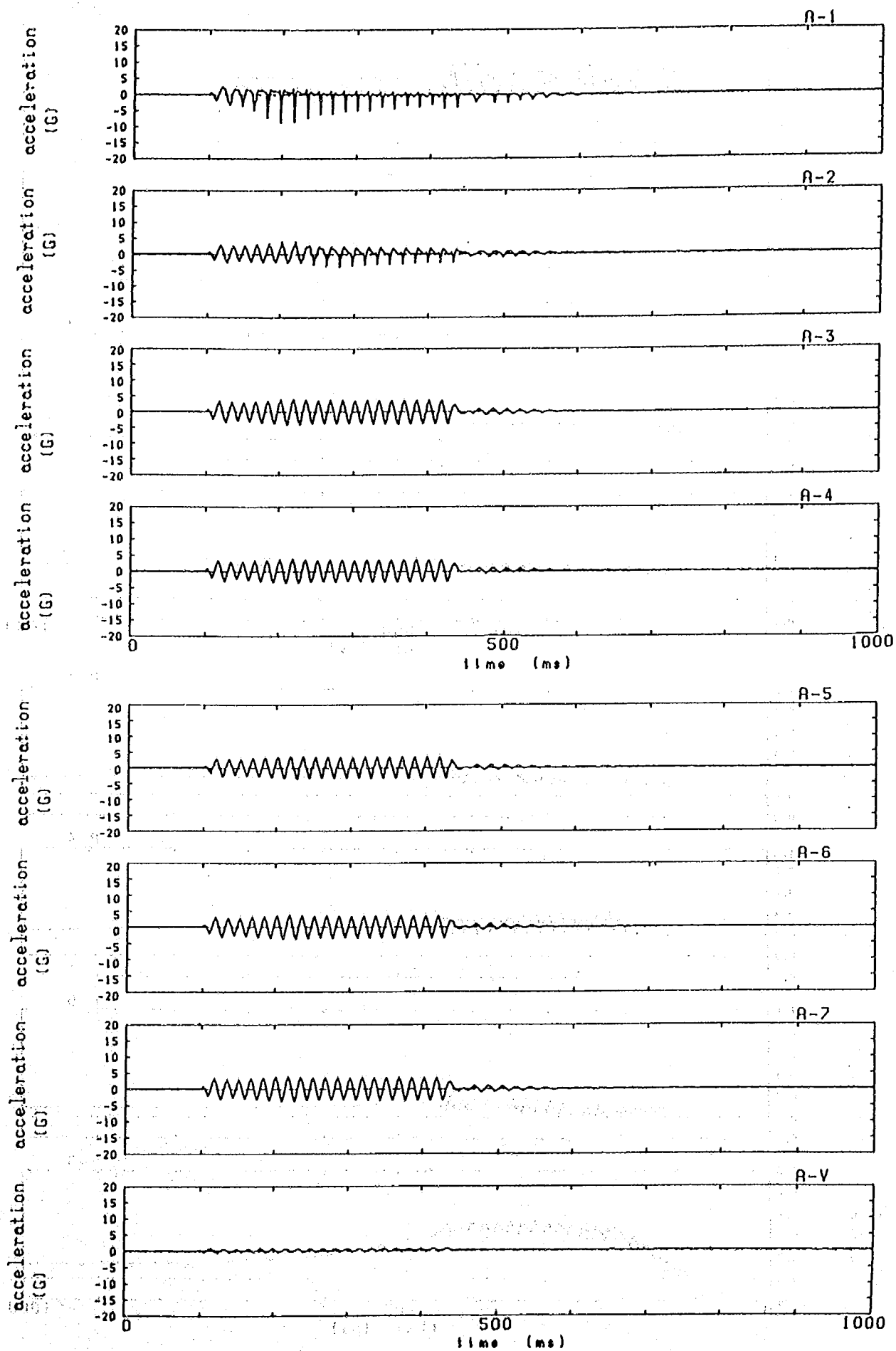
ケース 63-2-1 (消散時)



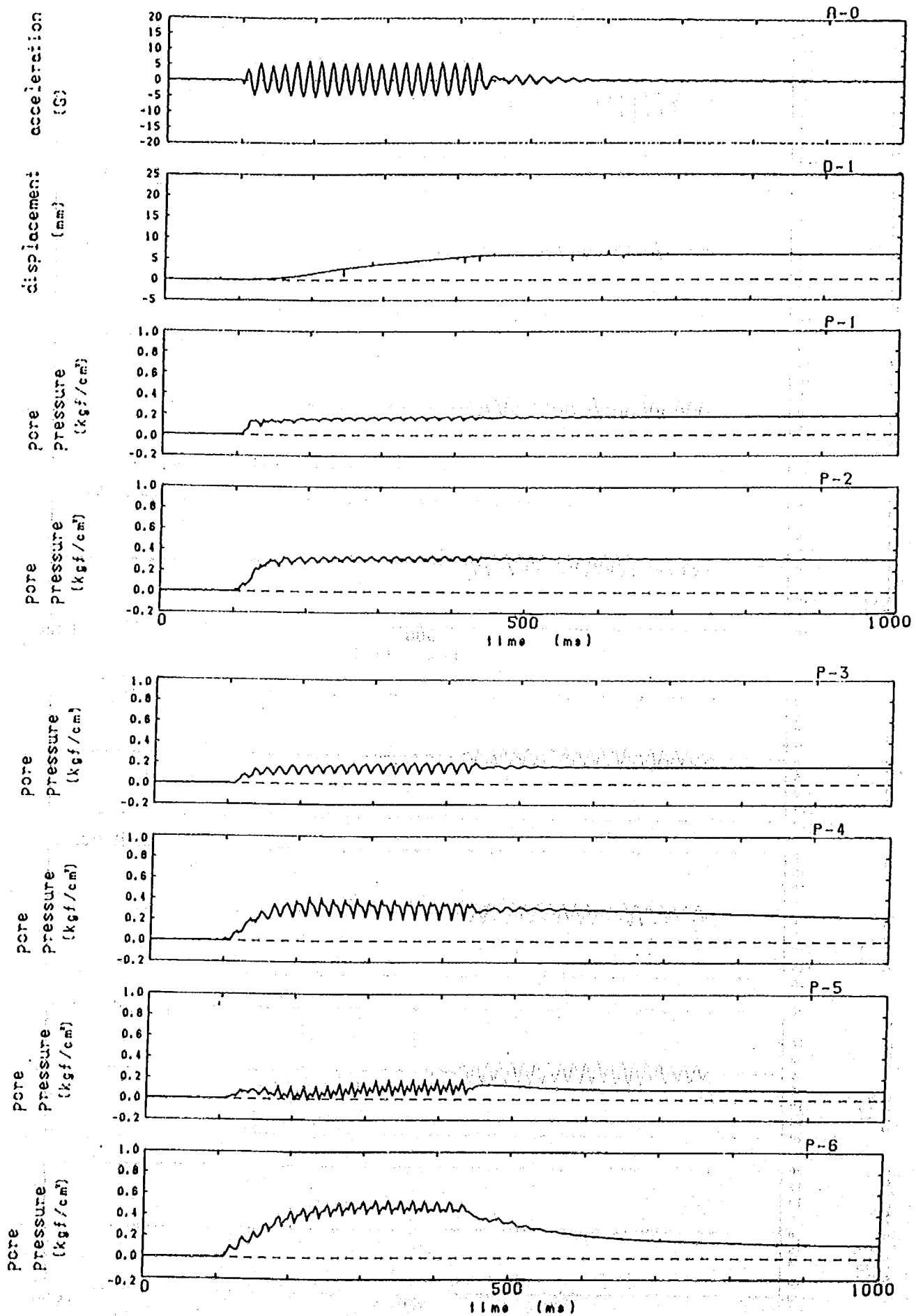
ケース 63-2-1 (消散時)



(a) ケース 1-1-1



ケース 1-1-1



ケース 1-1-2

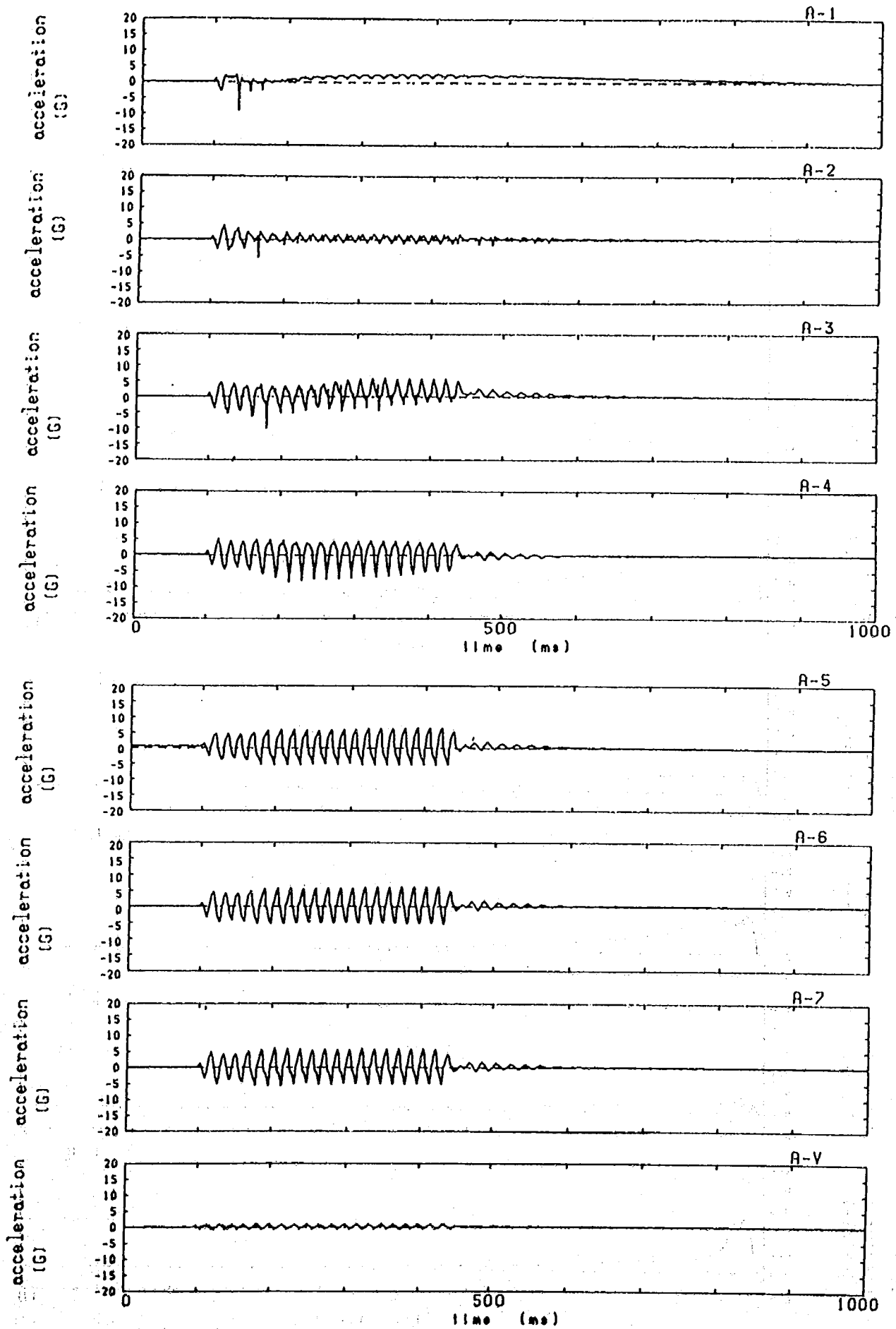
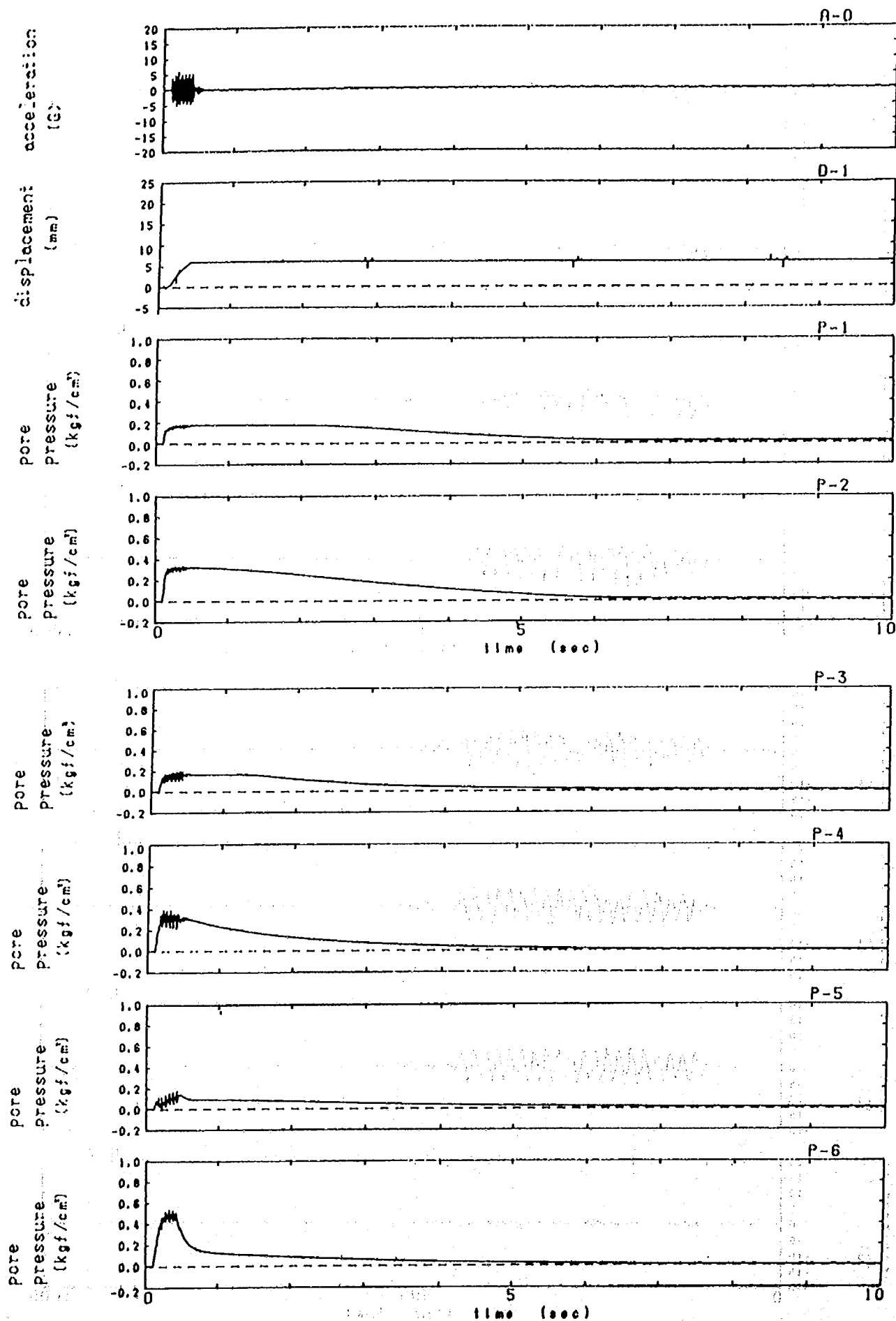
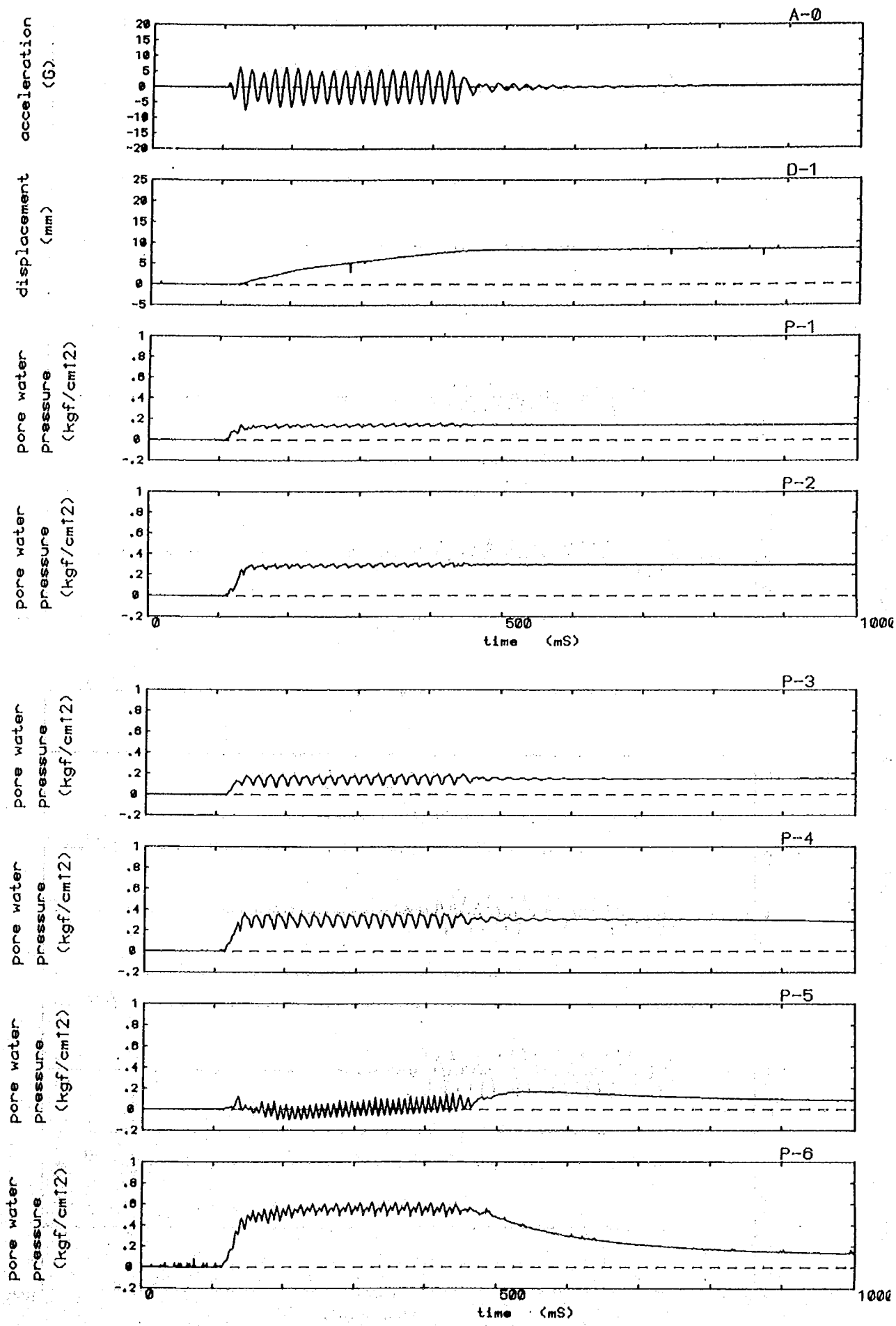


図 1-1-2 ケース 1-1-2

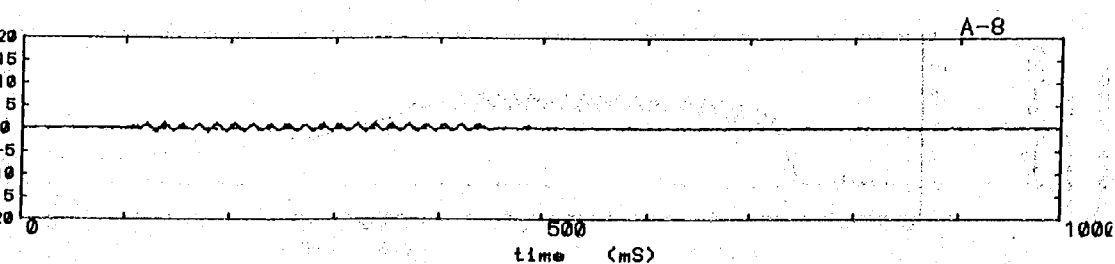
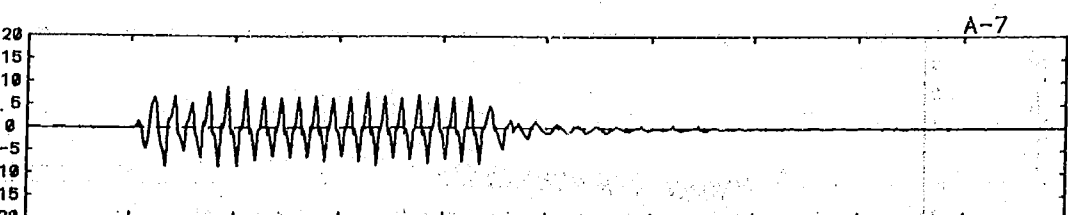
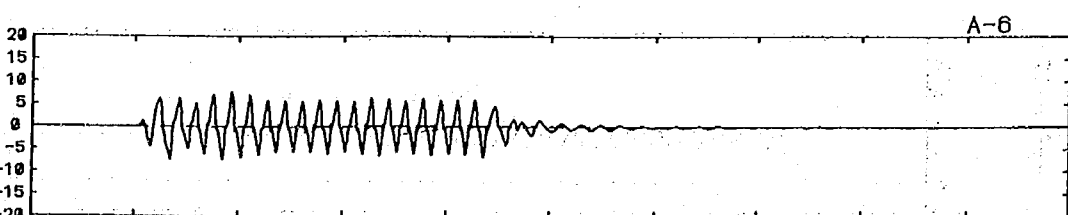
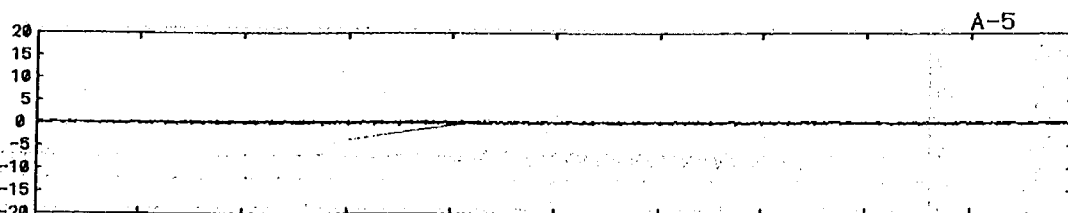
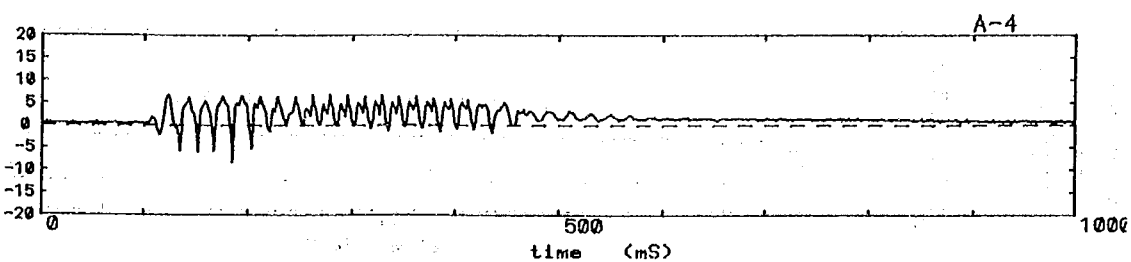
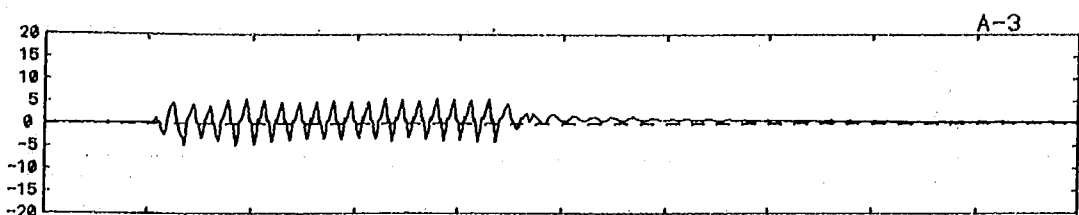
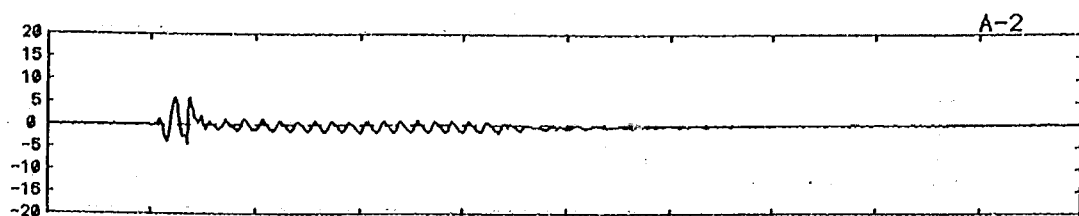
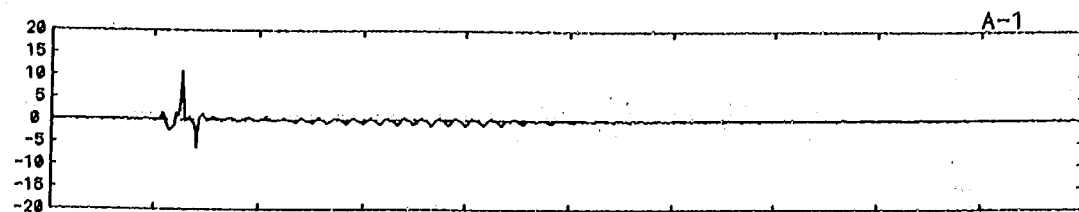


ケース 1-1-2 (消散時)

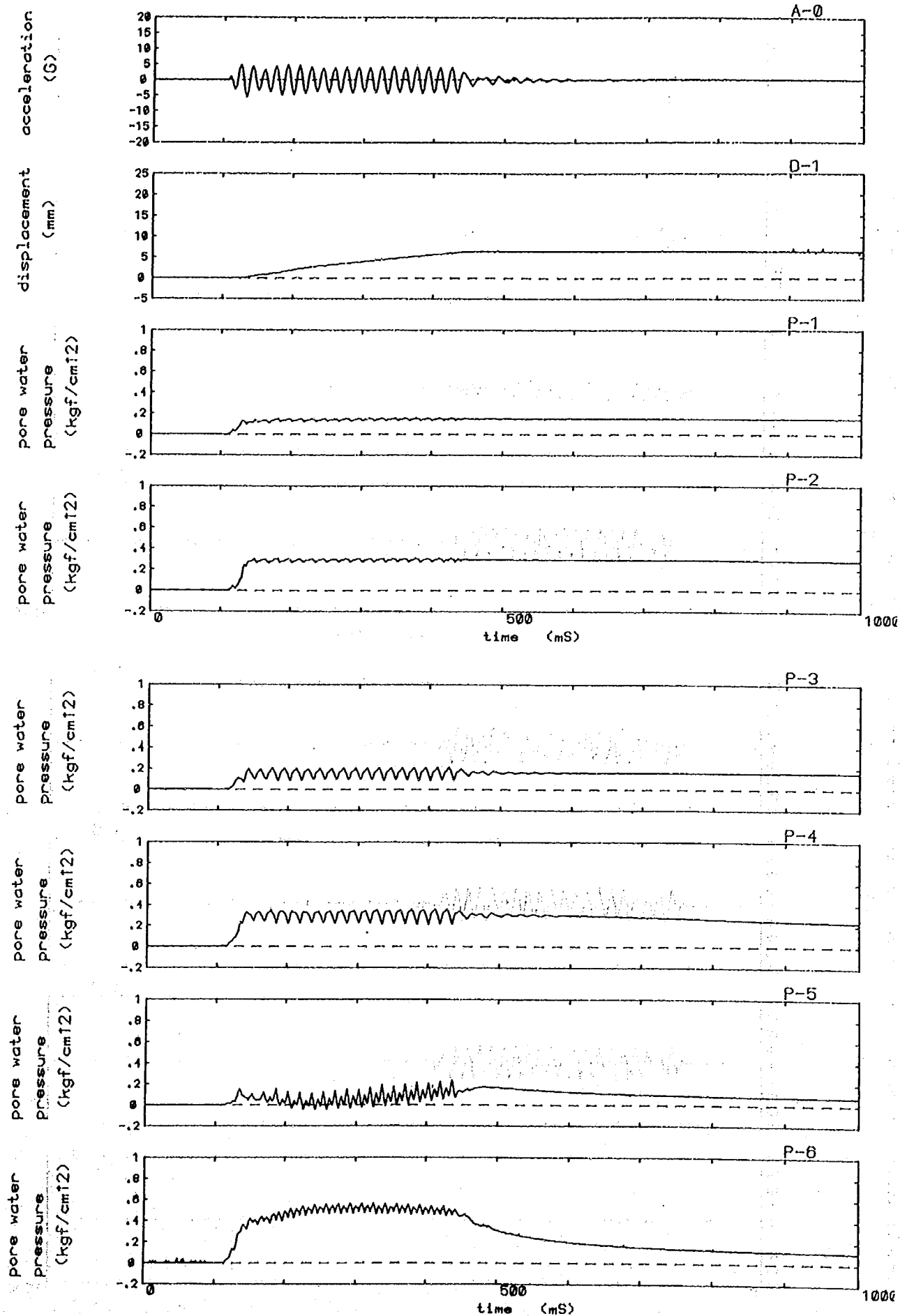


ケース 1-1-3

acceleration (G) acceleration (G) acceleration (G) acceleration (G) acceleration (G) acceleration (G) acceleration (G)

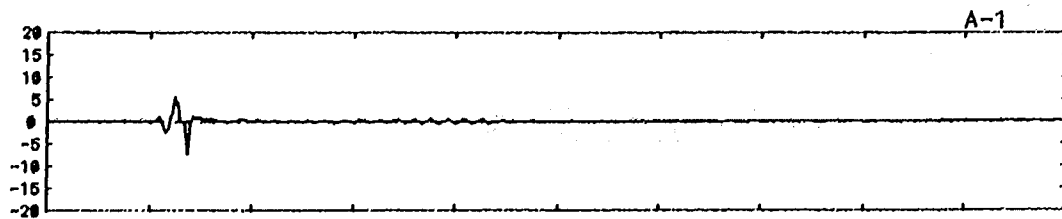


ケース 1-1-3

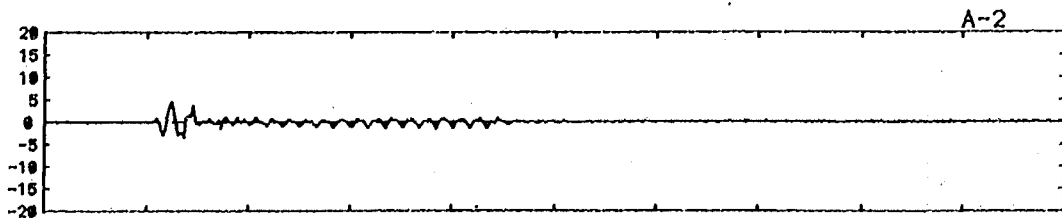


ケース 1-1-4

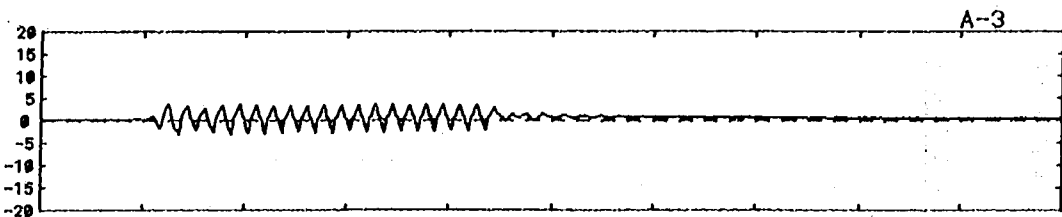
acceleration
(G)



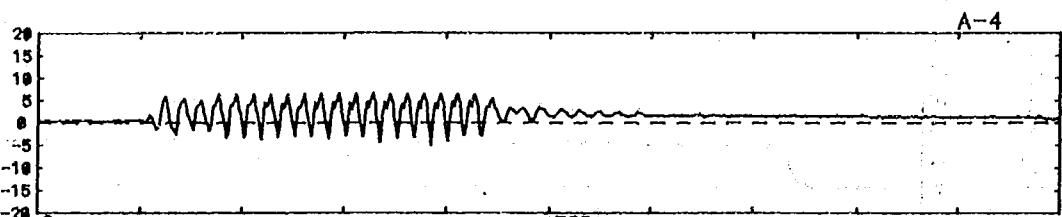
acceleration
(G)



acceleration
(G)

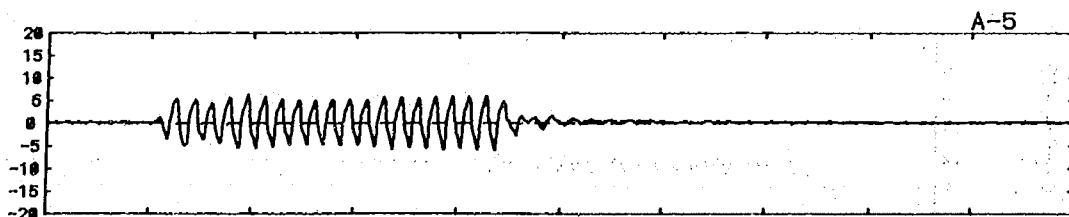


acceleration
(G)

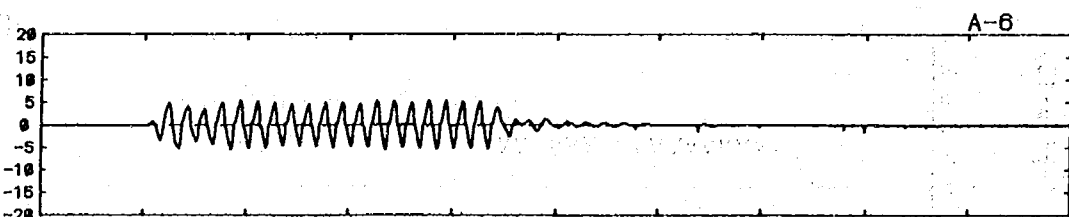


time (ms)

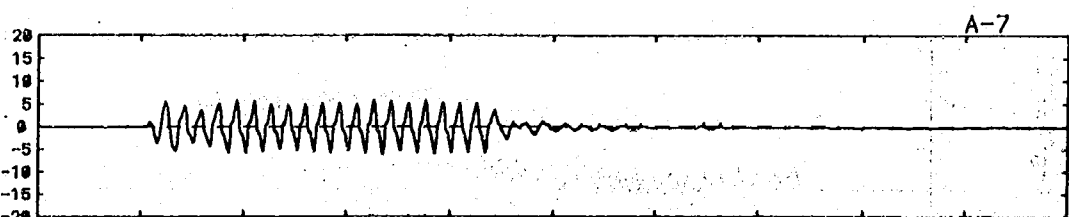
acceleration
(G)



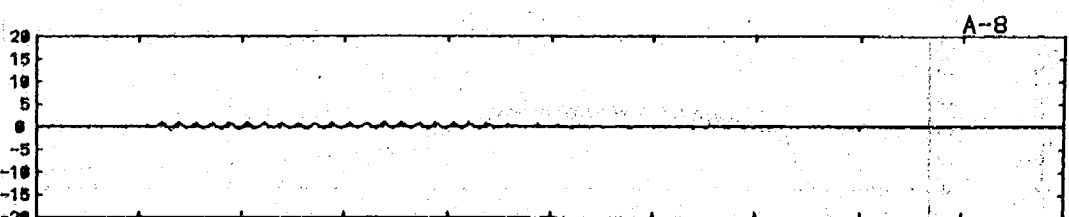
acceleration
(G)



acceleration
(G)

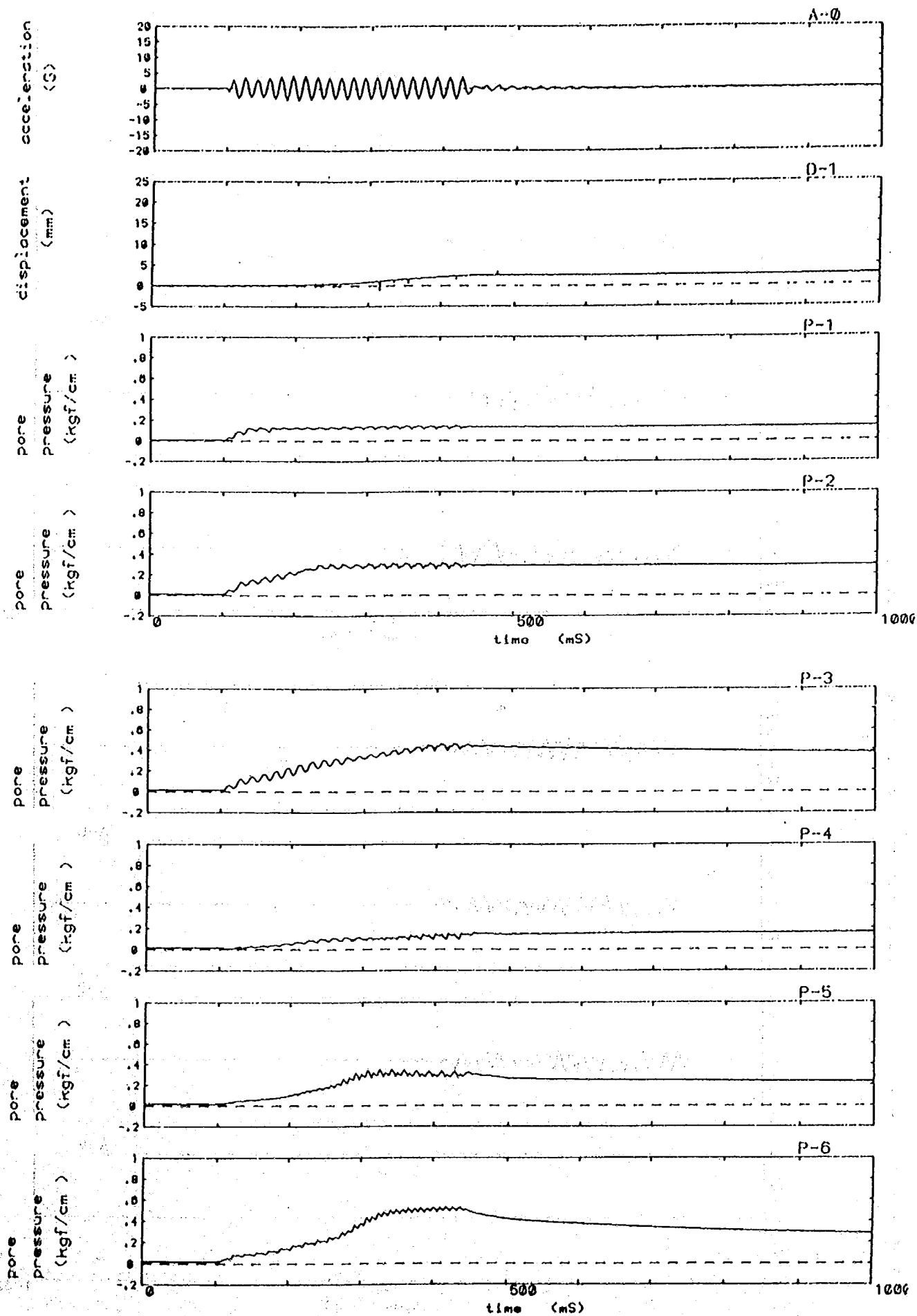


acceleration
(G)



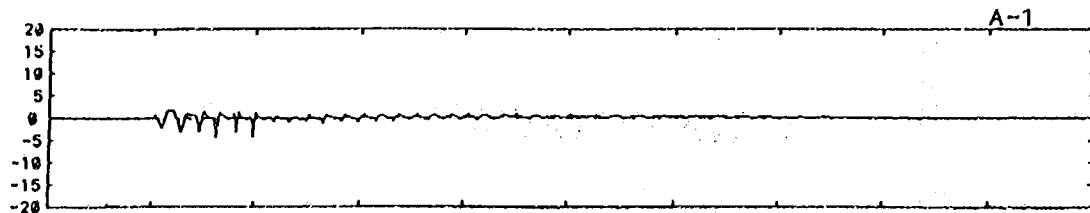
time (ms)

ケース 1-1-4

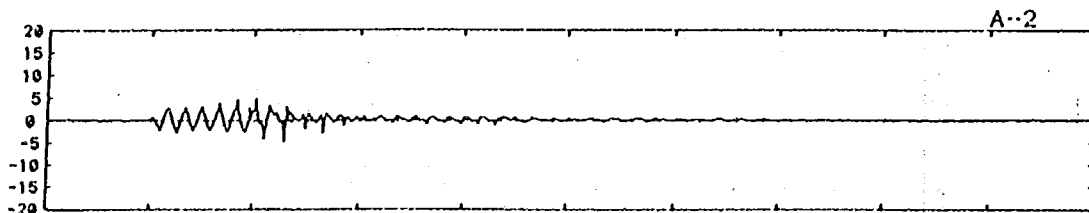


ケース 1-2-1

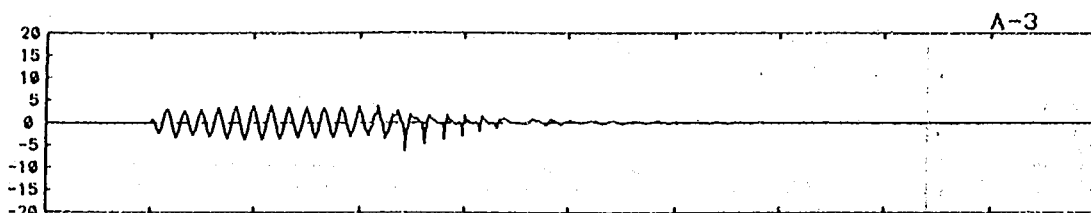
acceleration
(G)



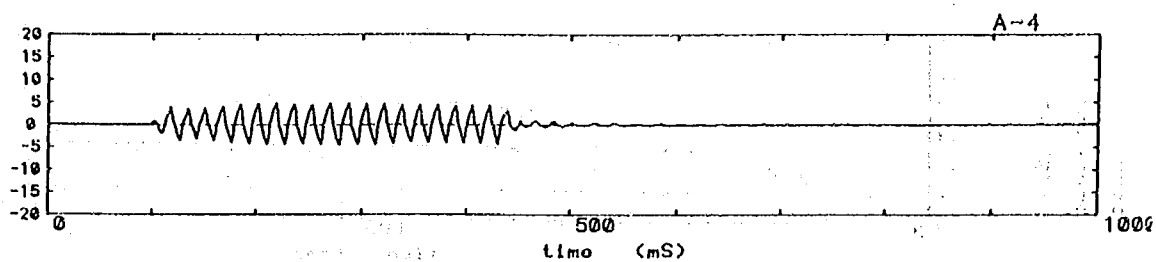
acceleration
(G)



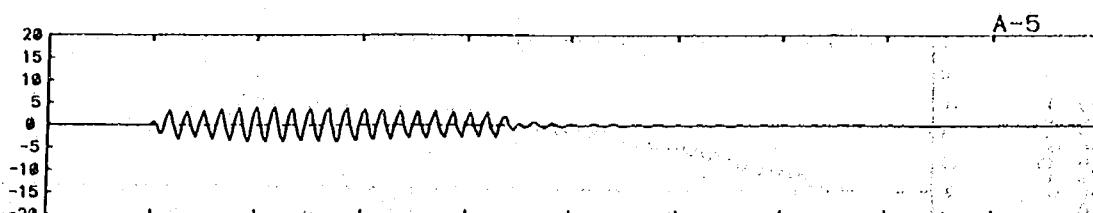
acceleration
(G)



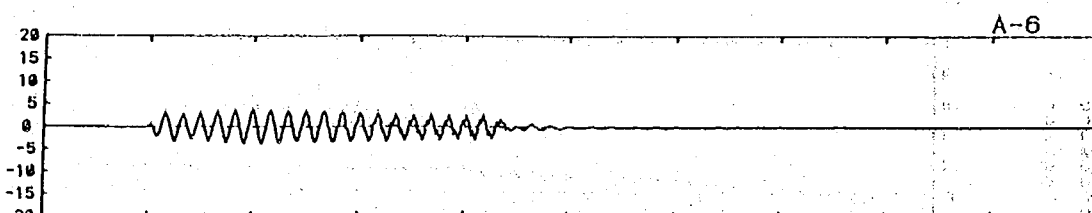
acceleration
(G)



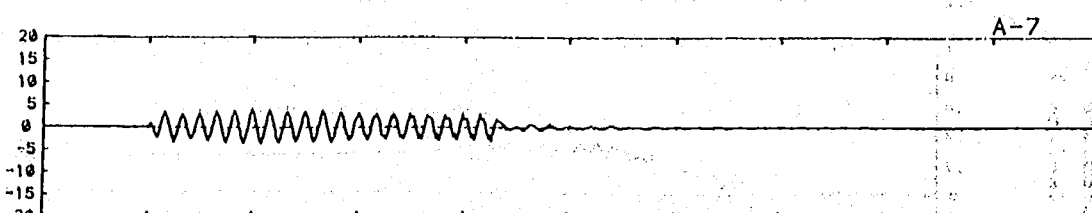
acceleration
(G)



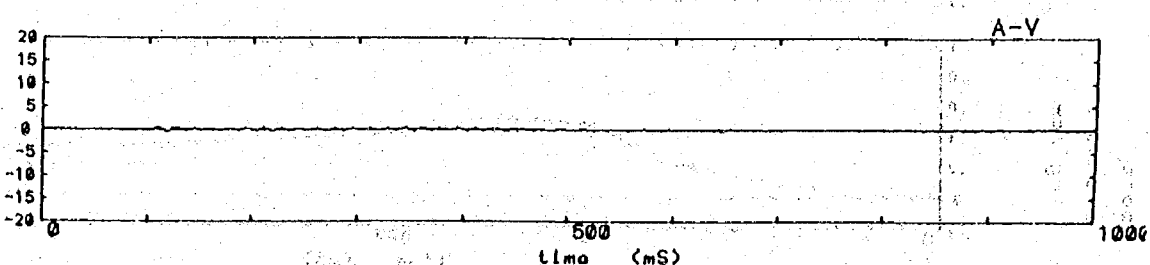
acceleration
(G)



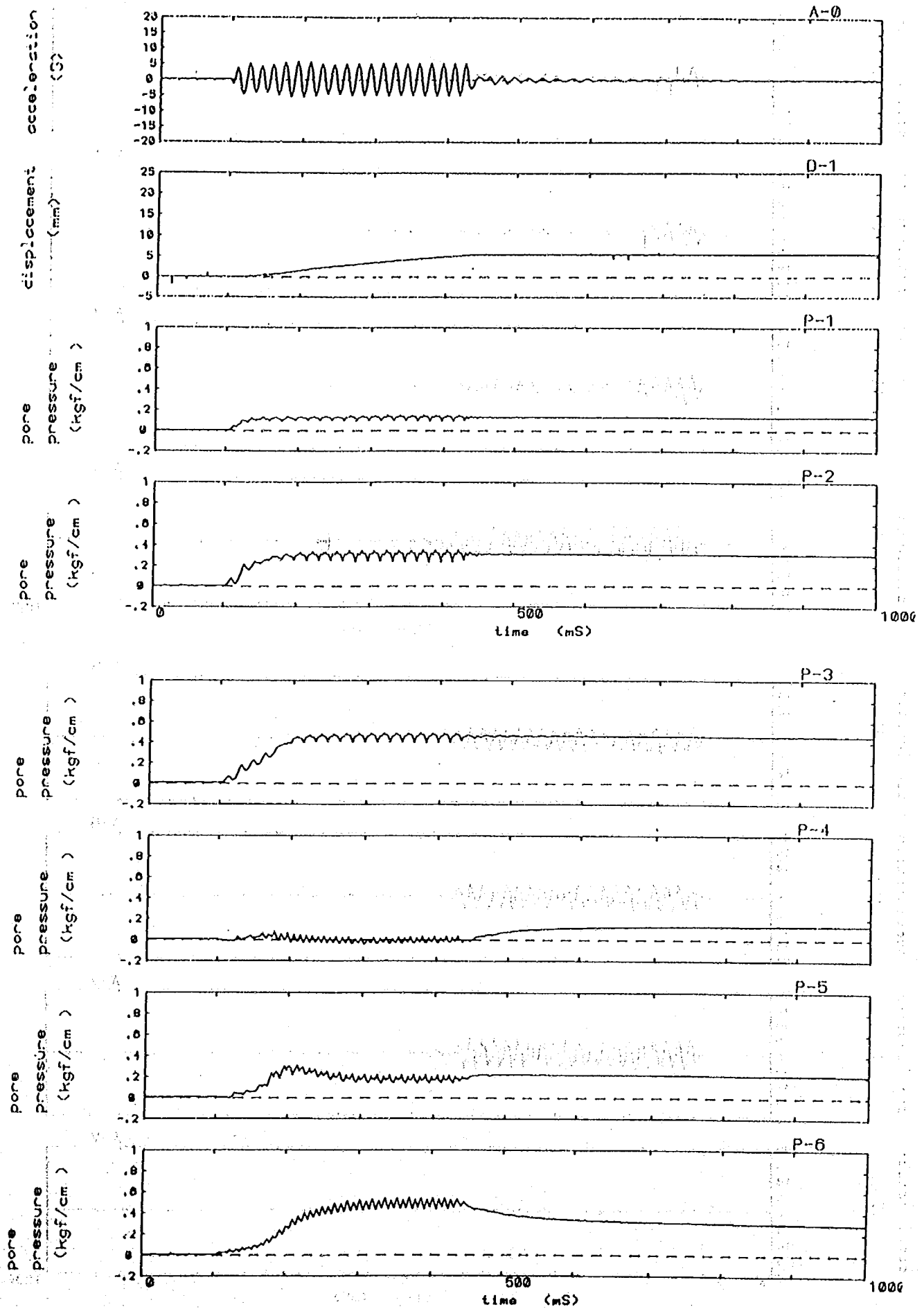
acceleration
(G)



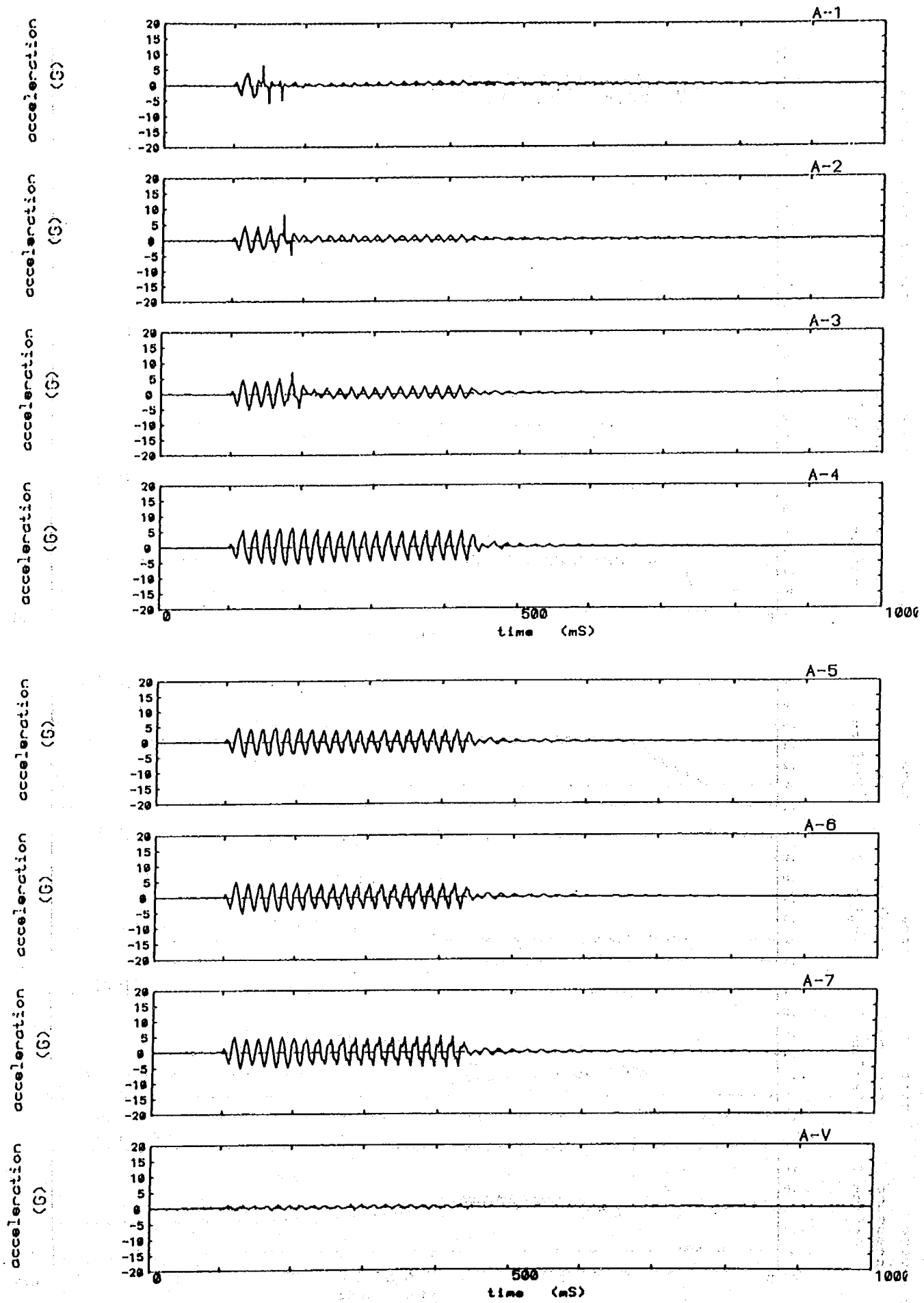
acceleration
(G)



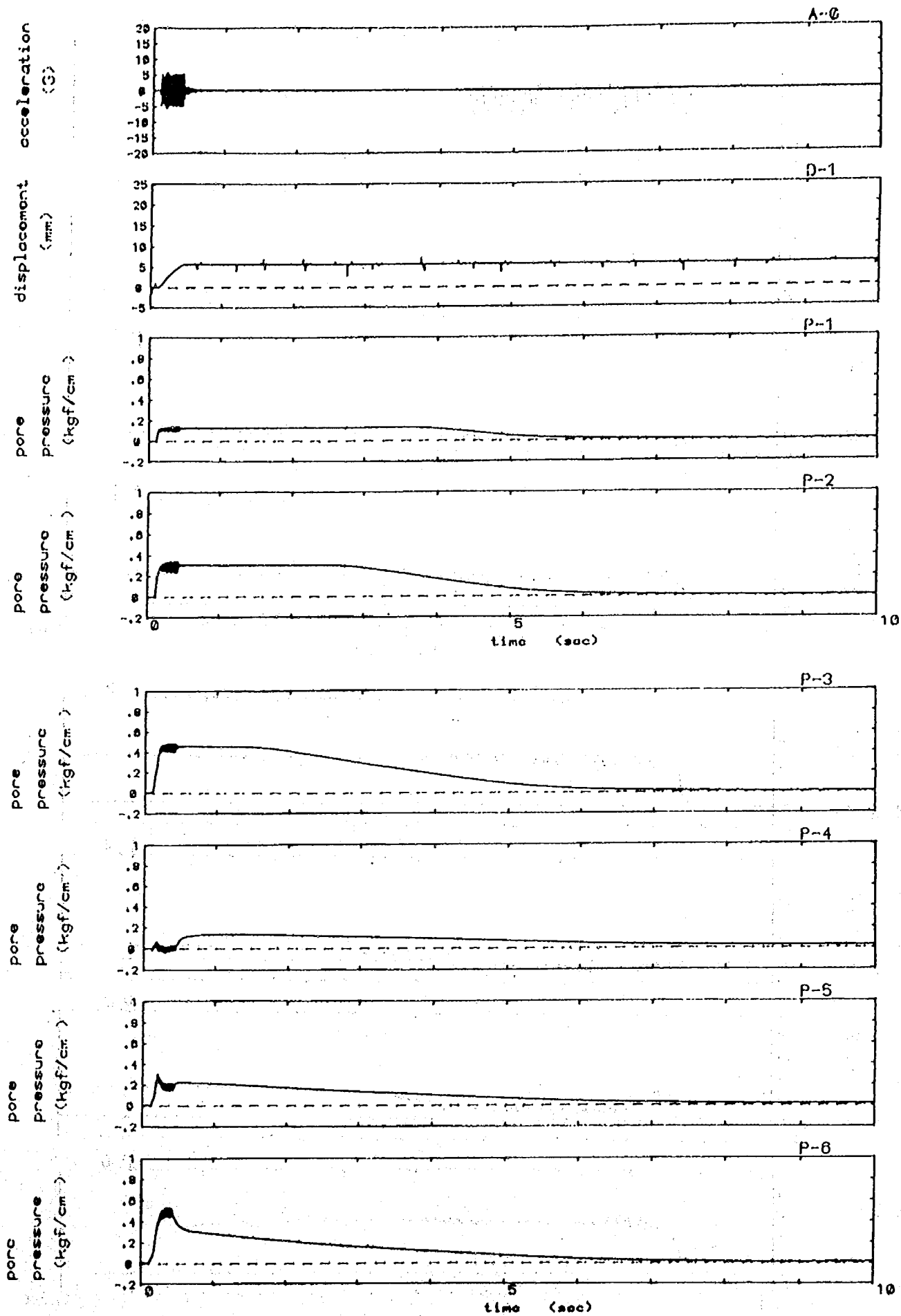
ケース 1 - 2 - 1



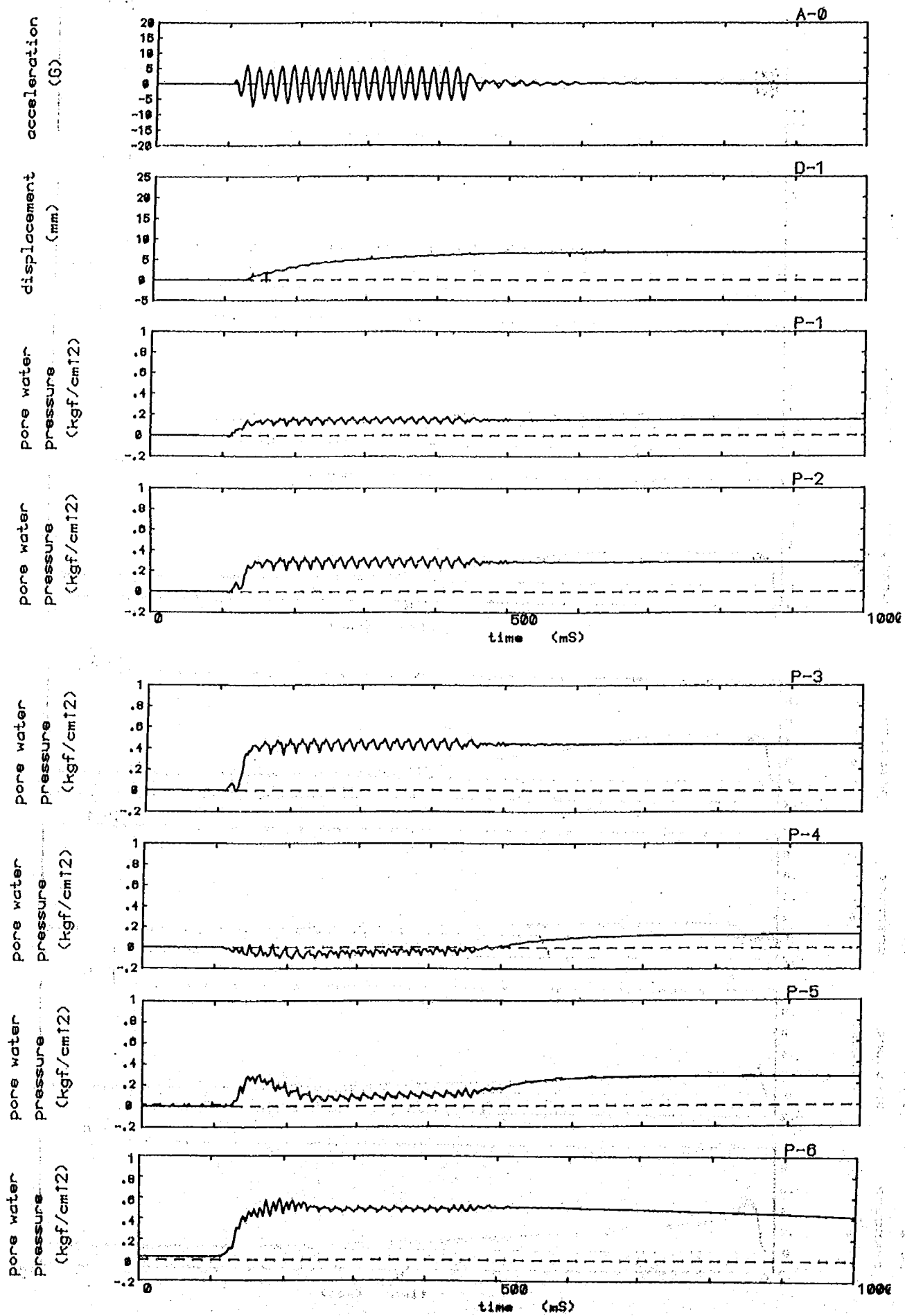
ケース 1-2-2



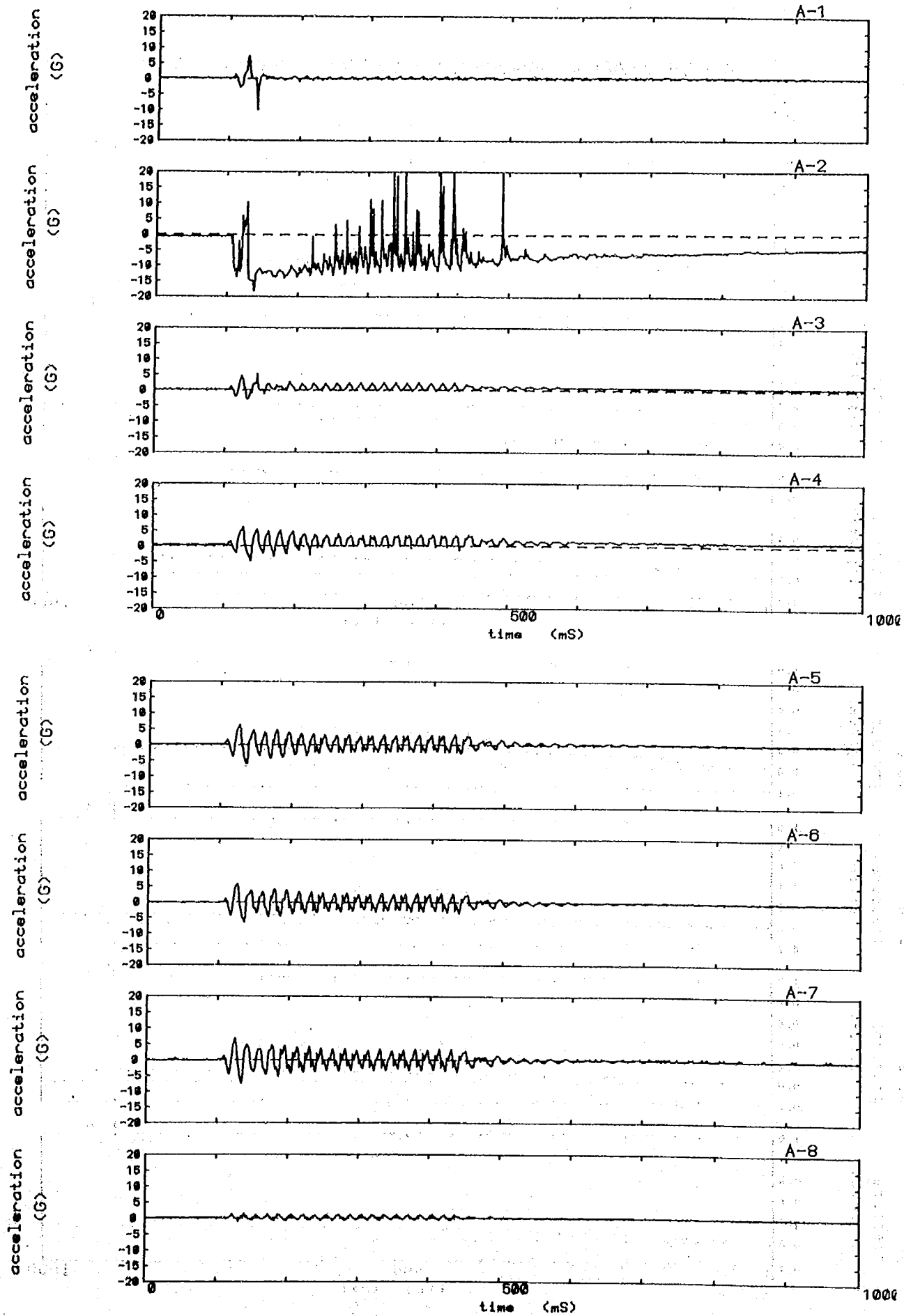
ケース 1 - 2 - 2



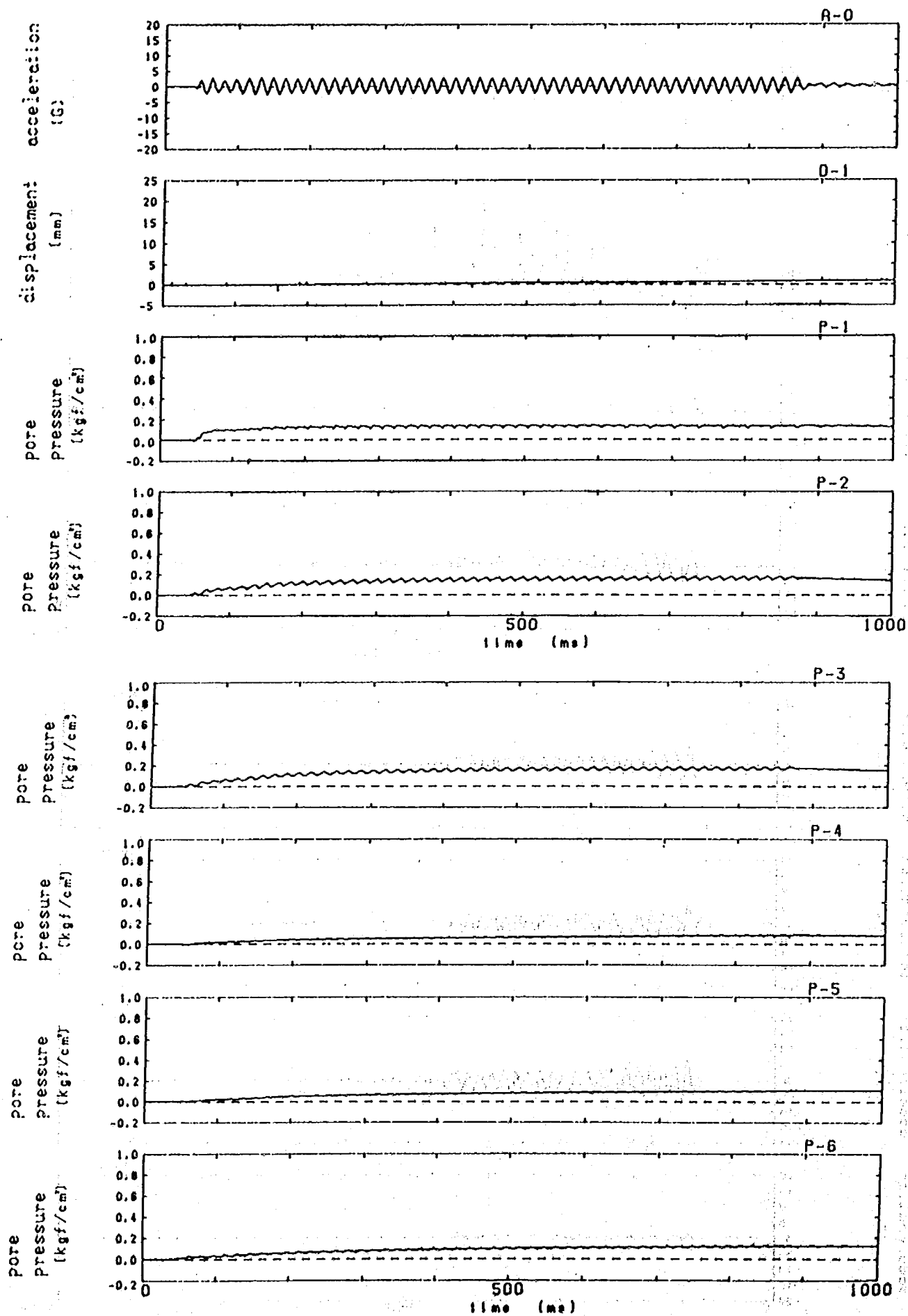
ケース 1-2-2 (消散時)



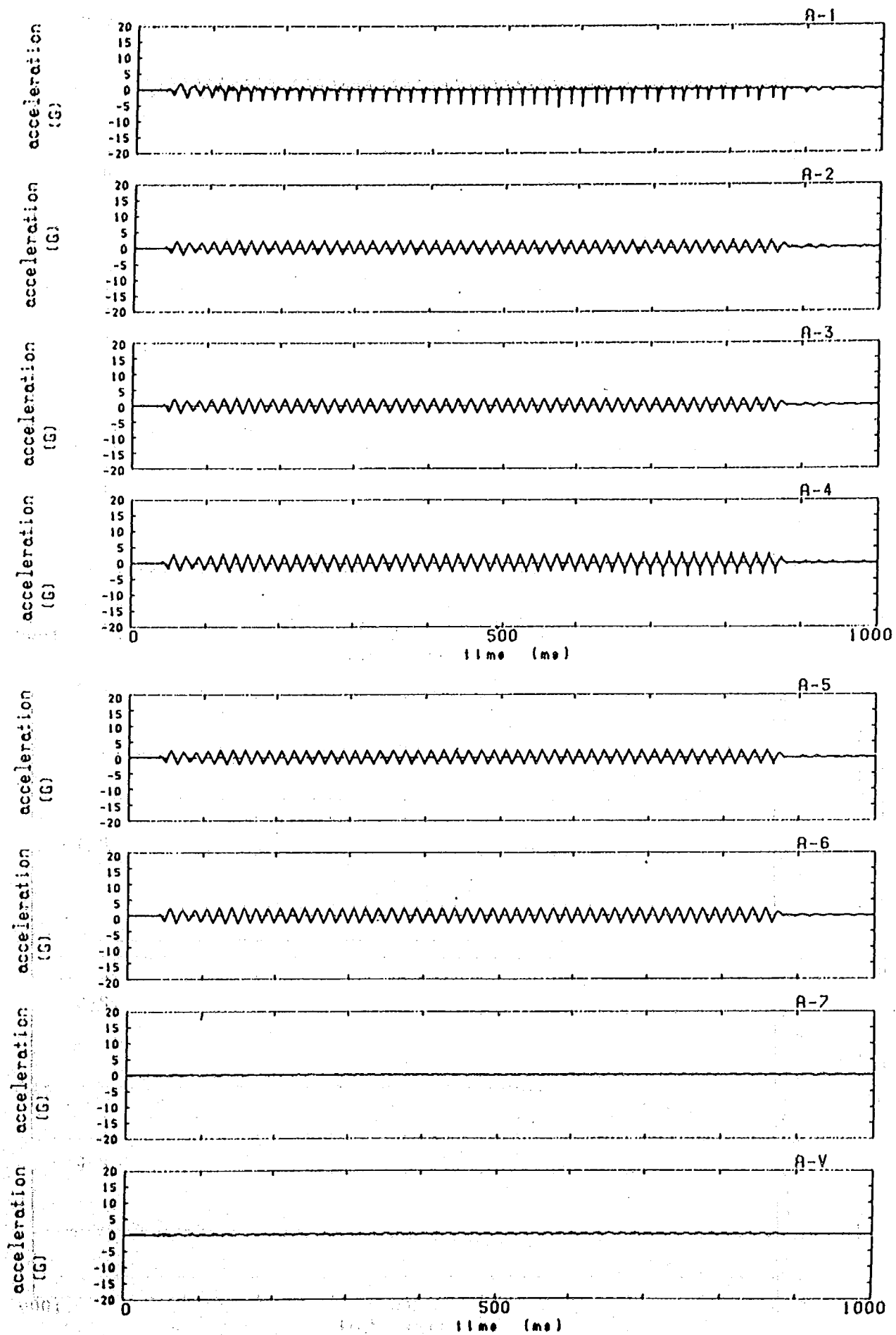
(単位) ケース 1-2-3



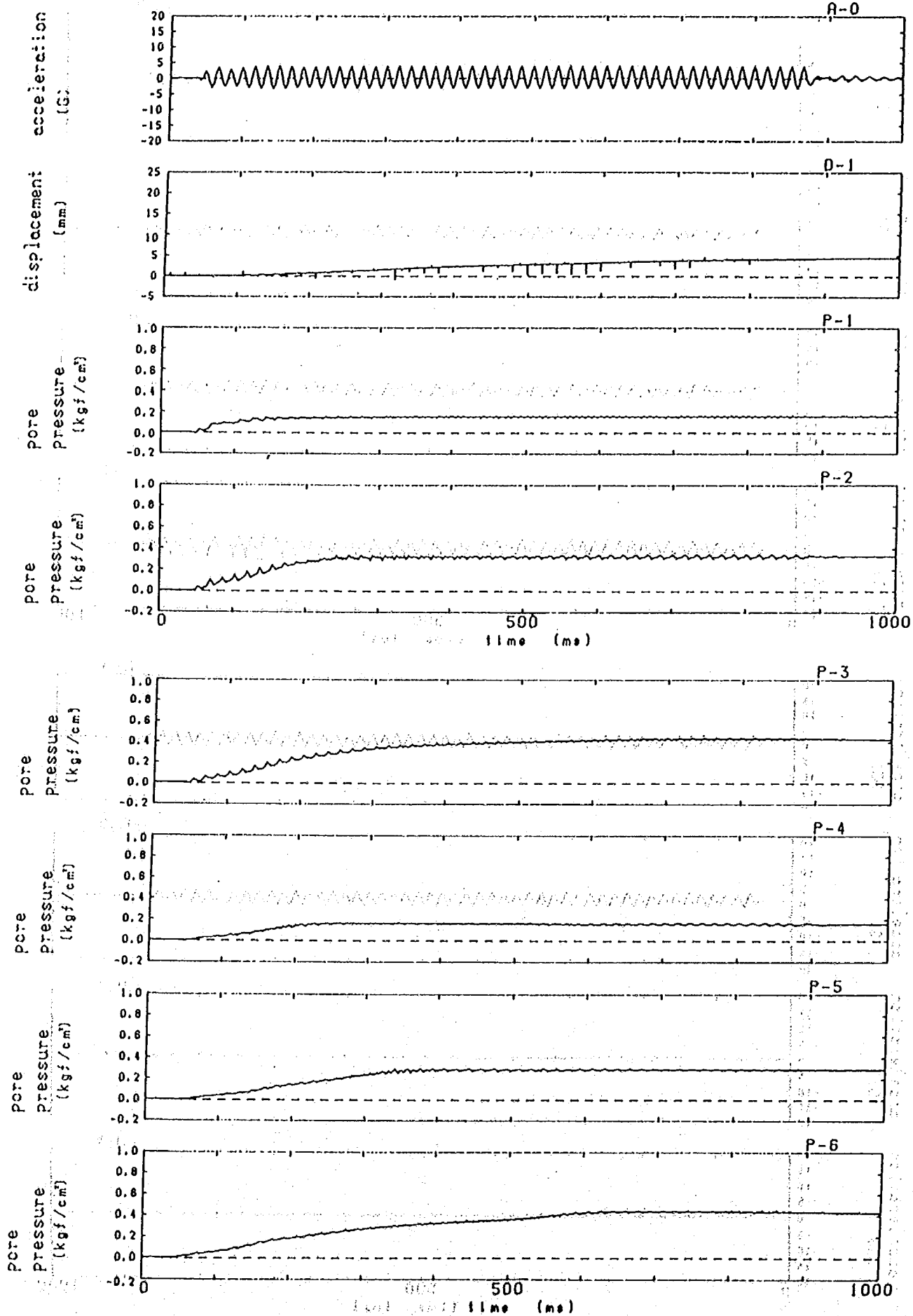
ケース 1-2-3



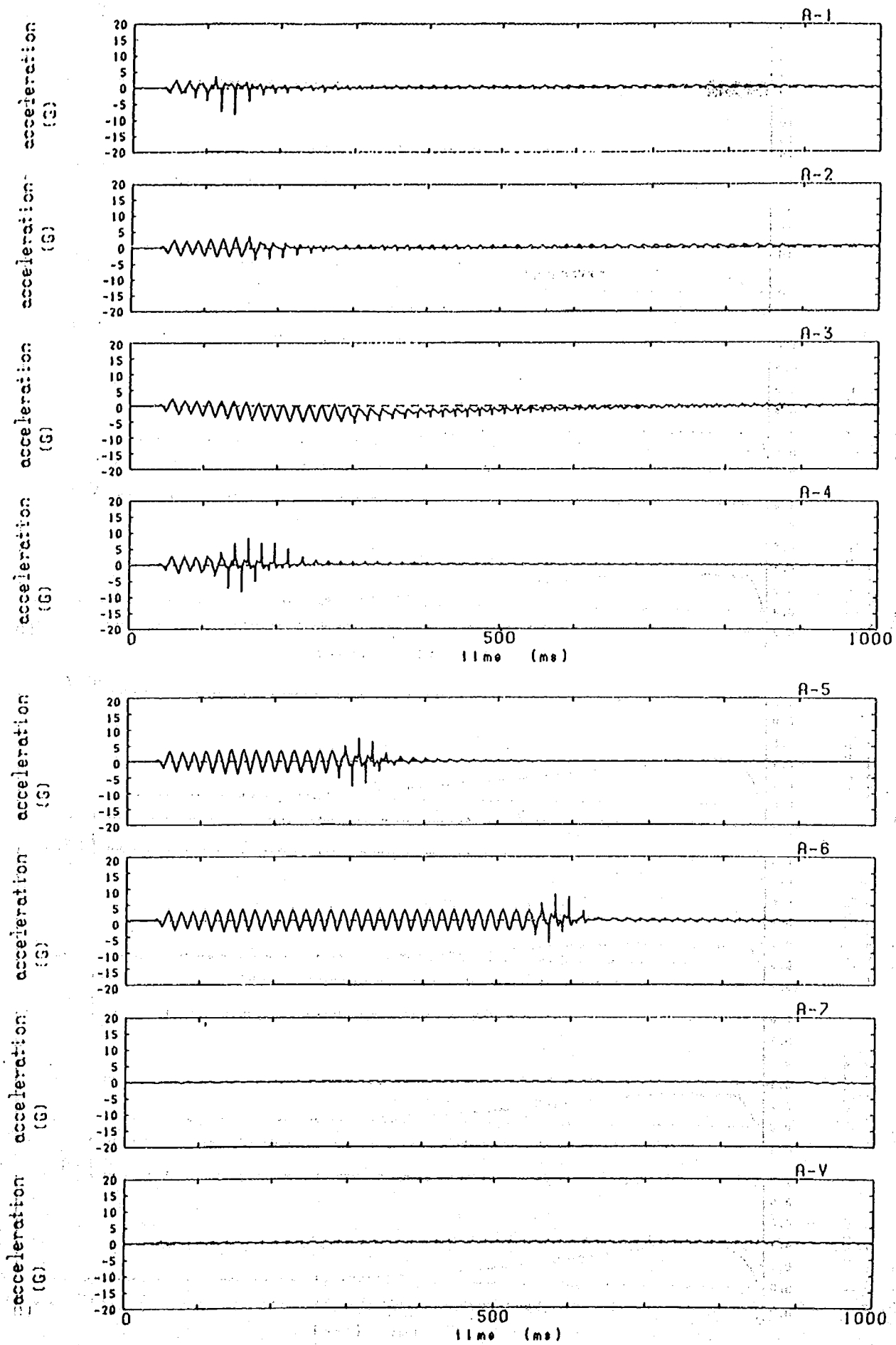
ケース 1-3-1



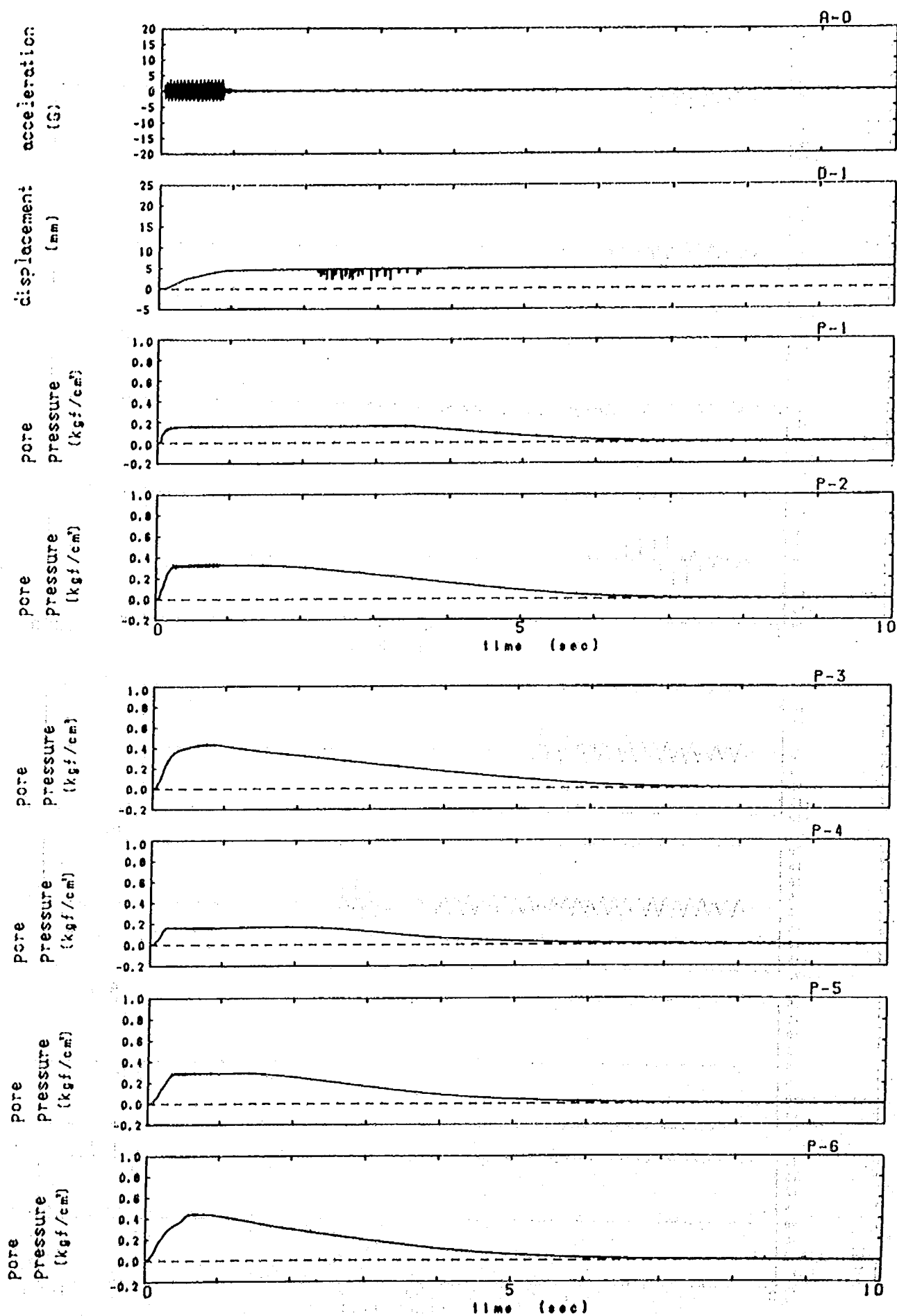
ケース 1 - 3 - 1



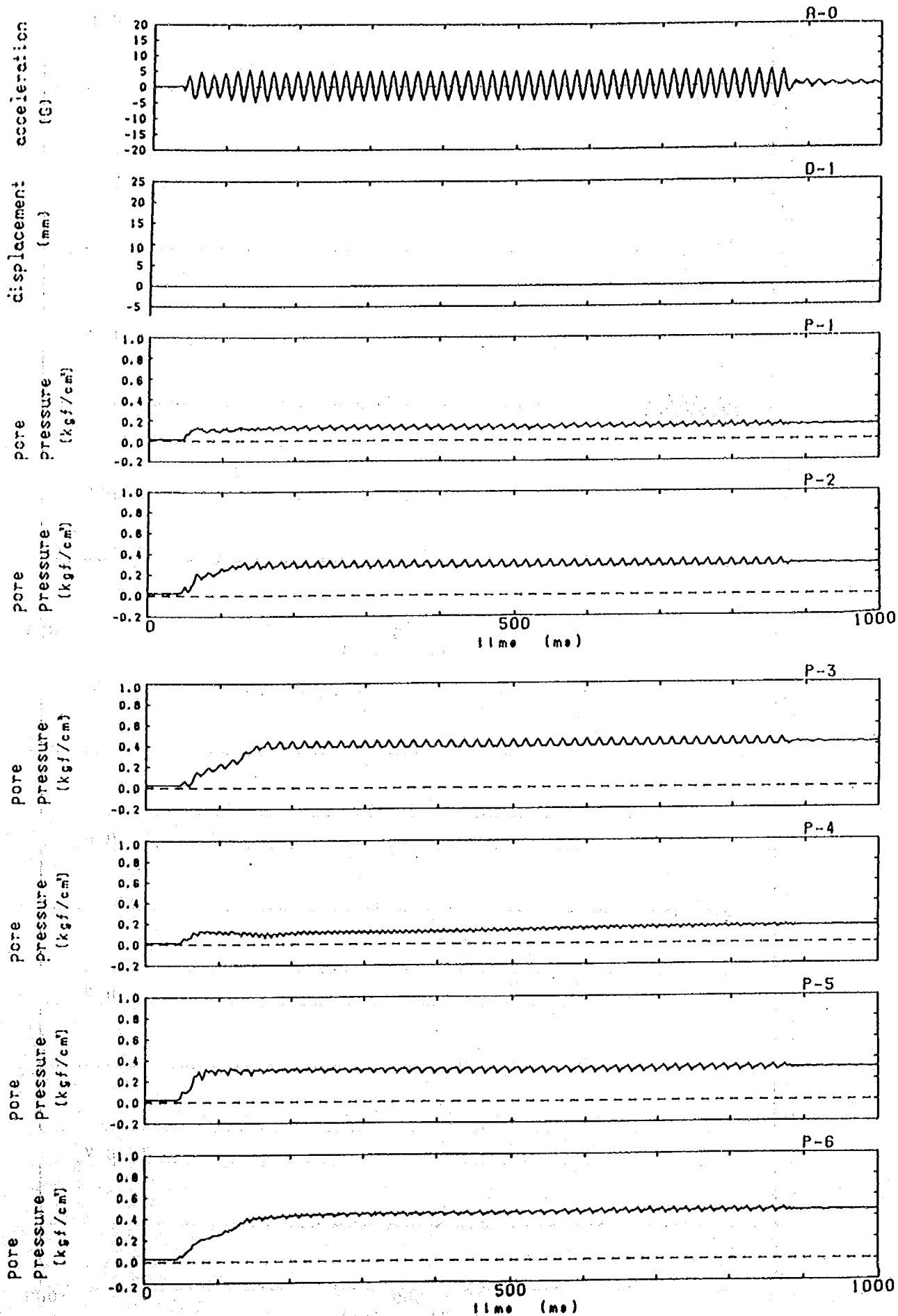
ケース 1-3-2



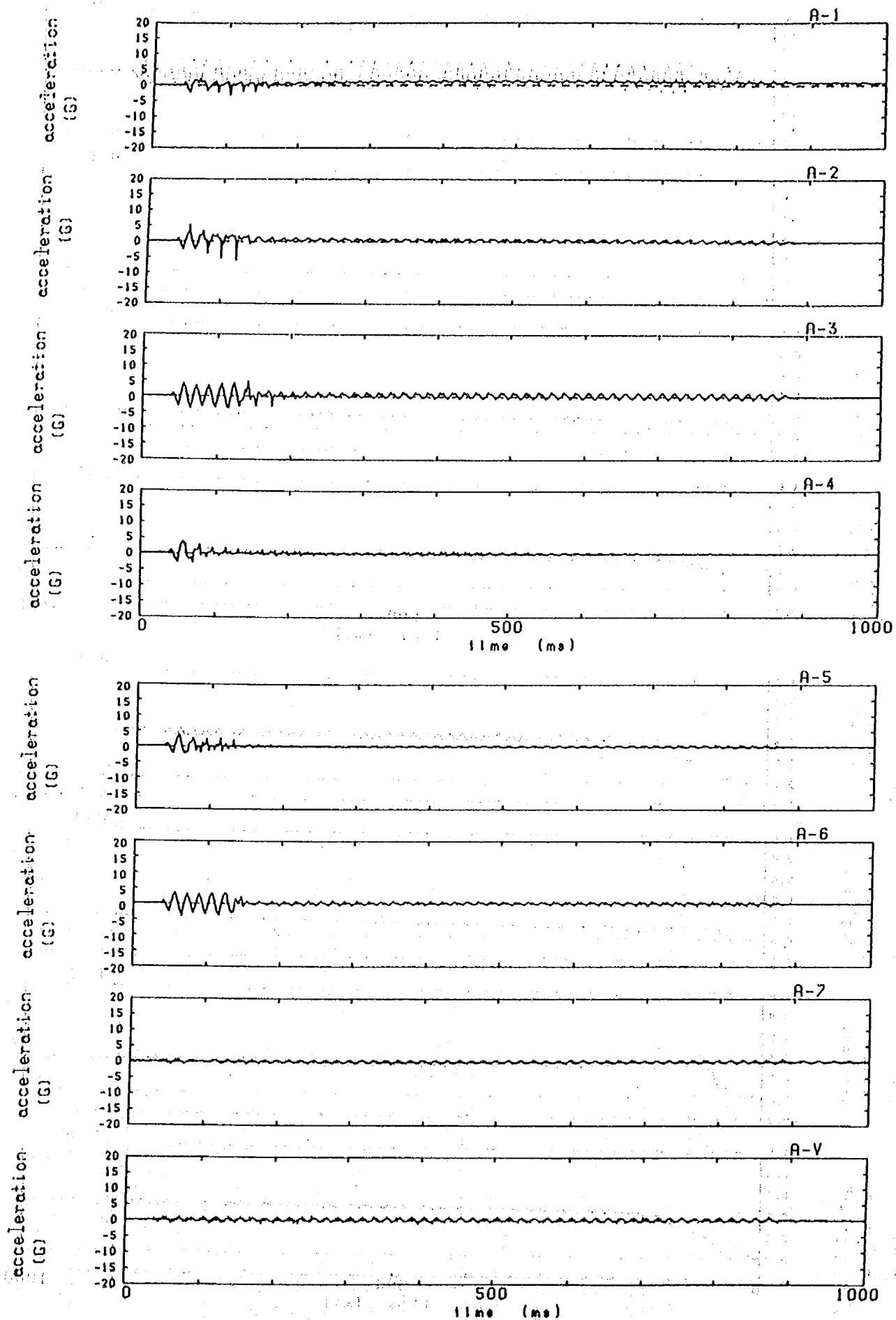
(例) ケース 1 + 3 - 2



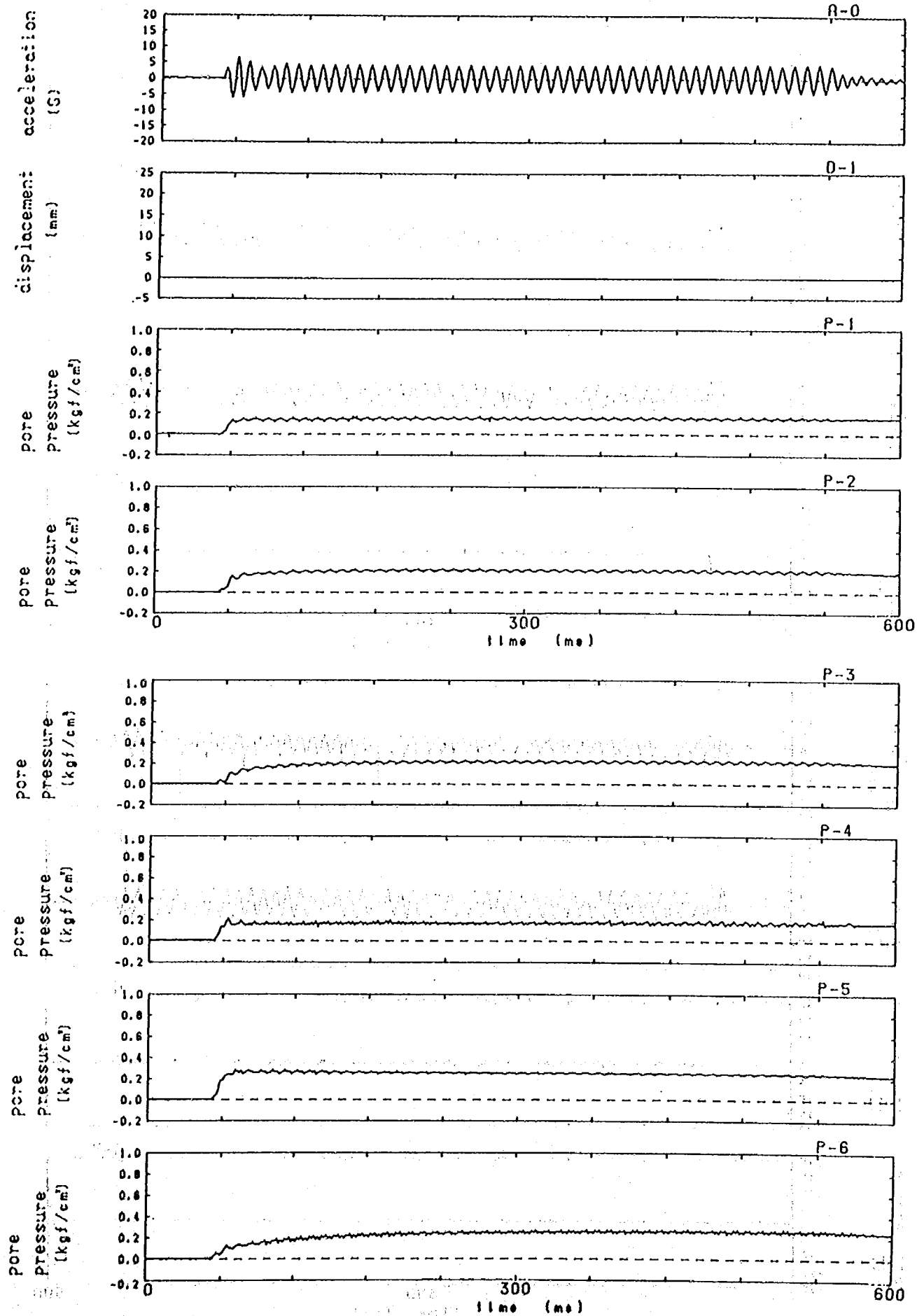
ケース 1-3-2 (消散時)



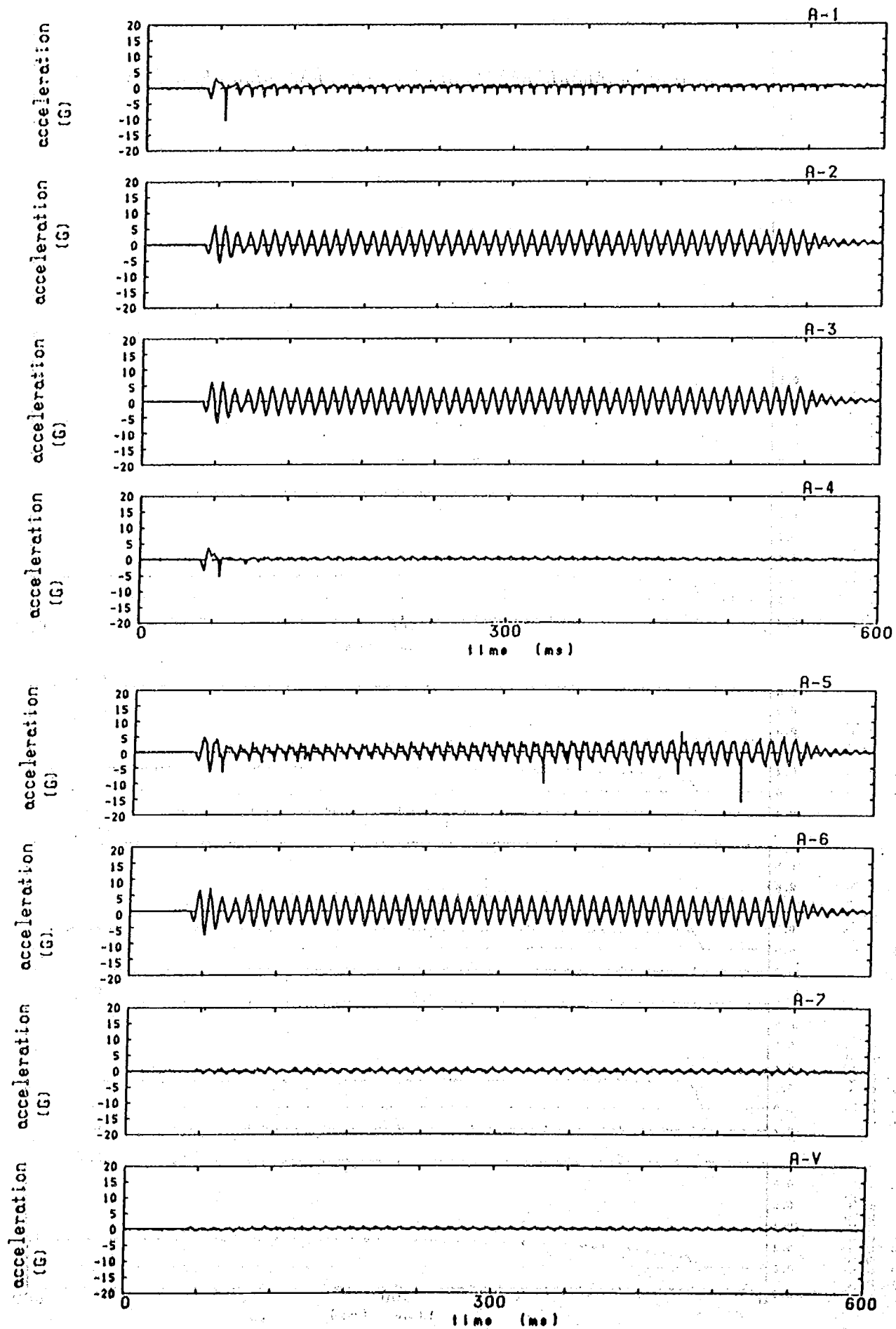
ケース 1-3-3



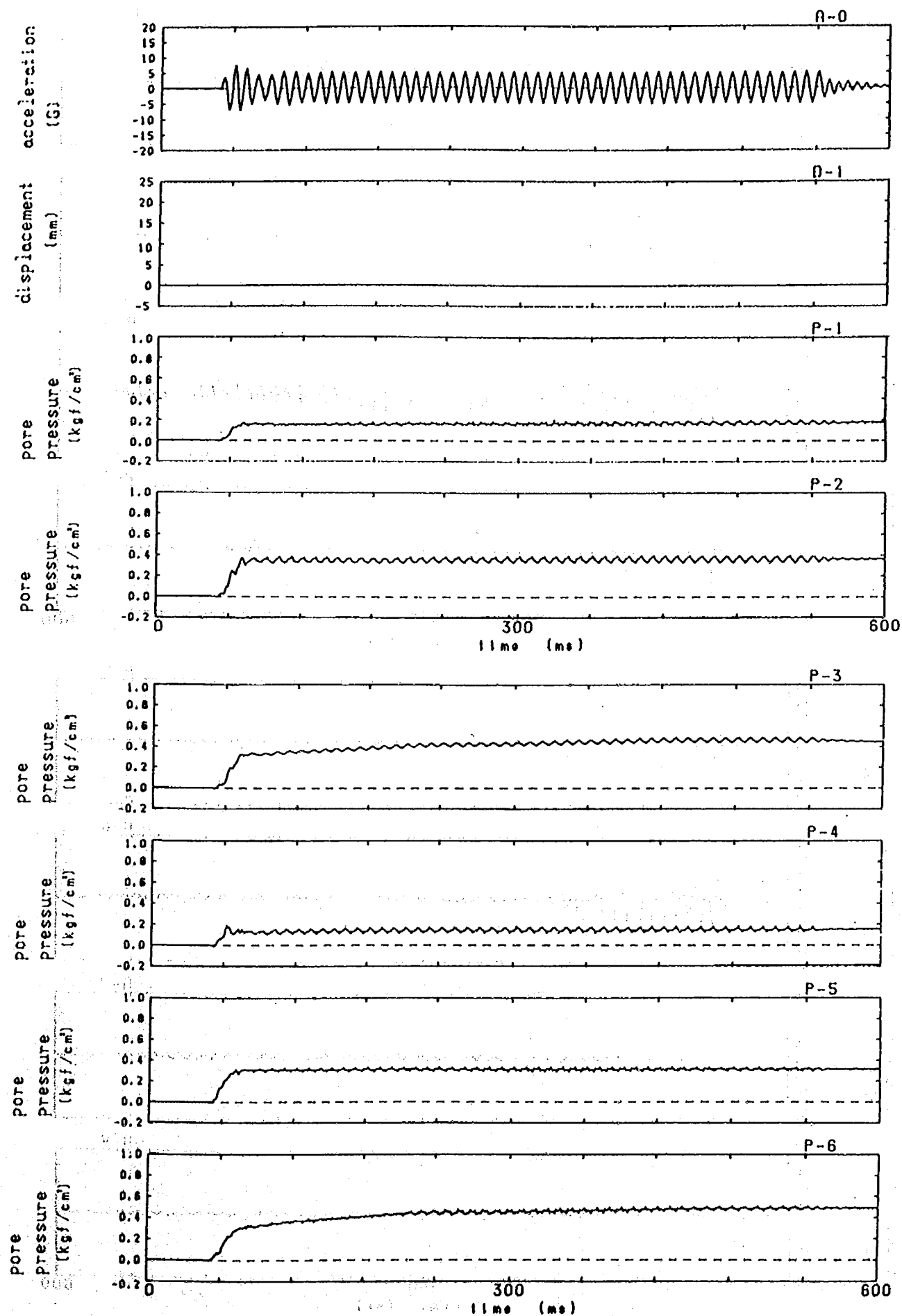
ケース 1-3-3



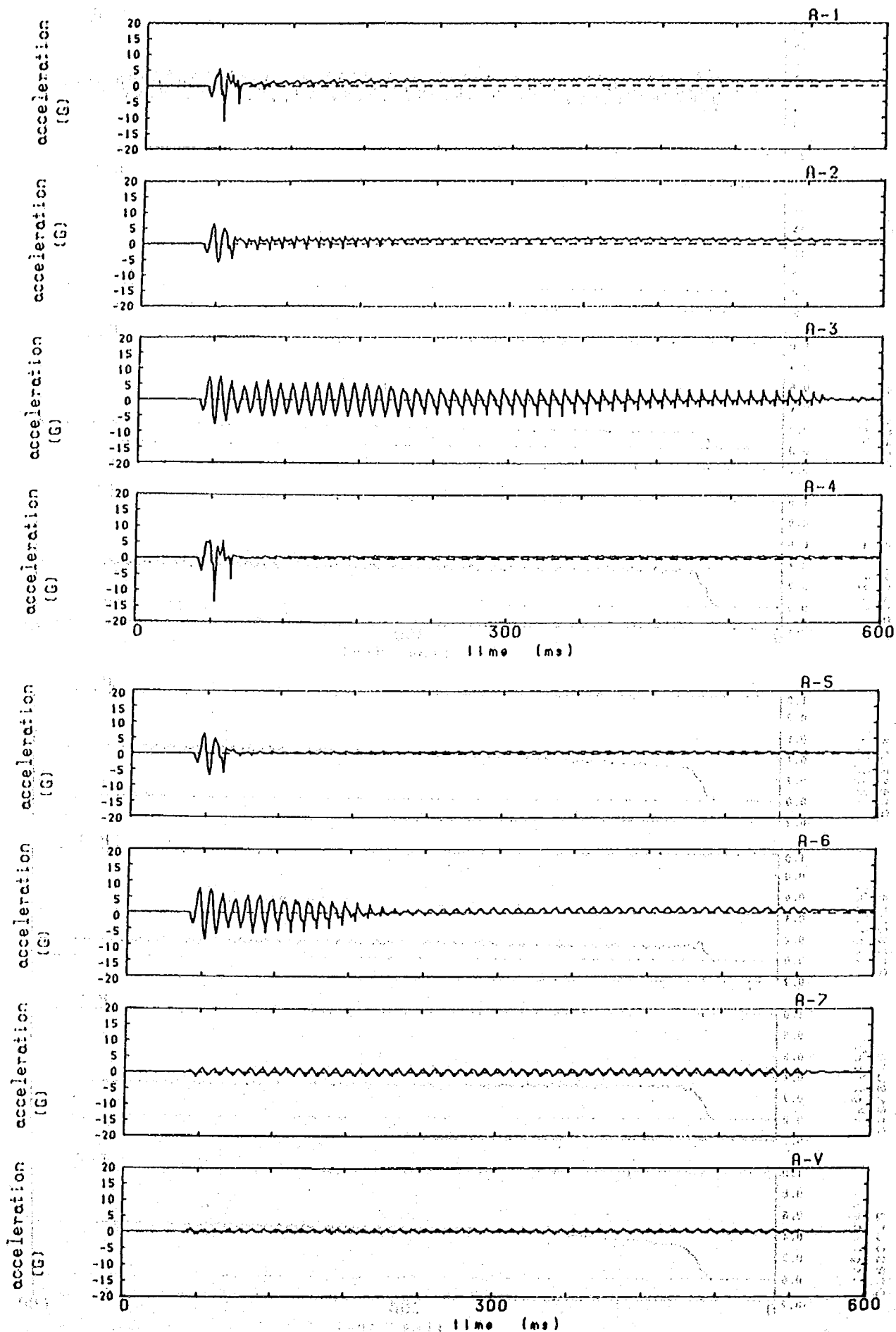
ケース 1-4-1



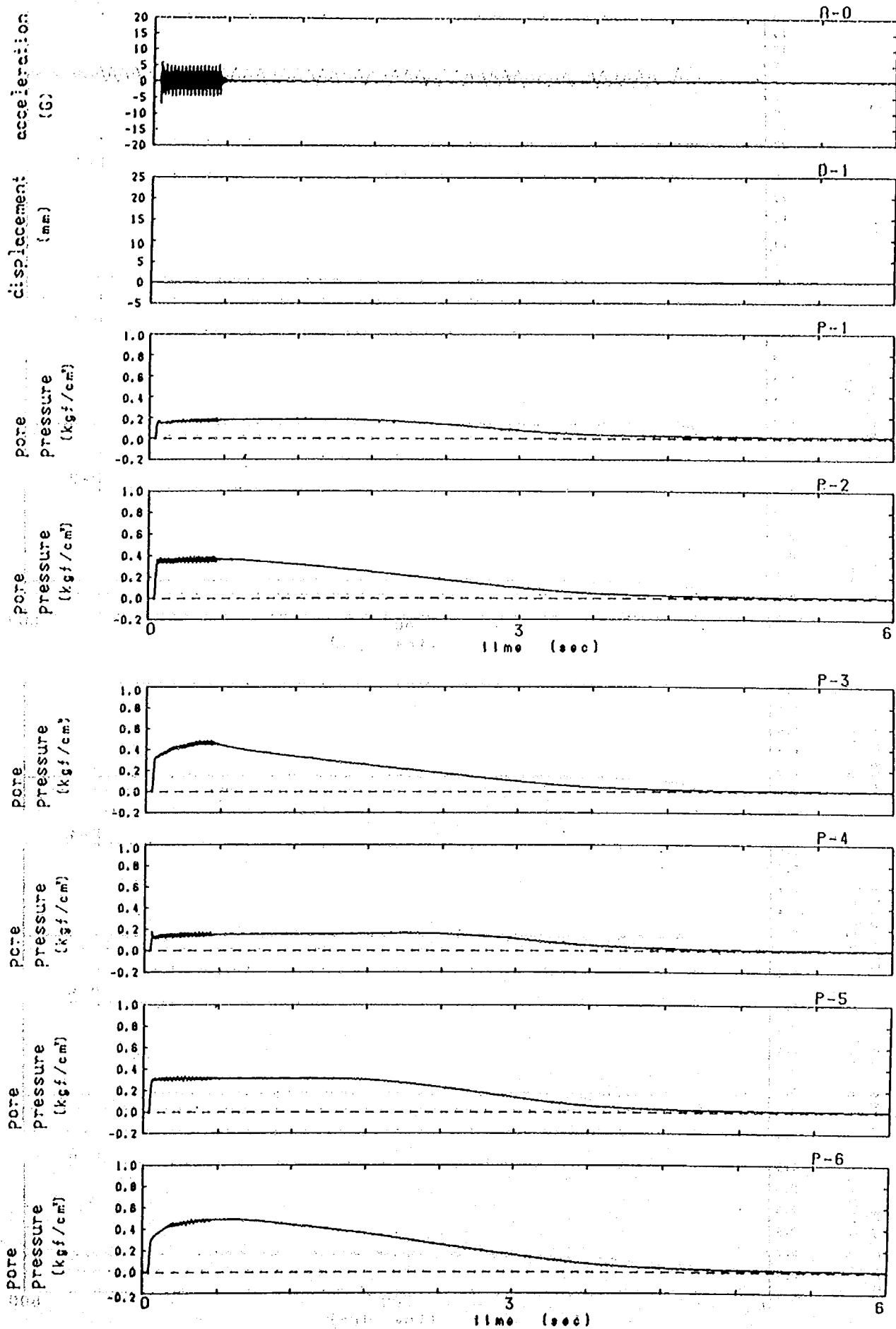
ケース 1-4-1



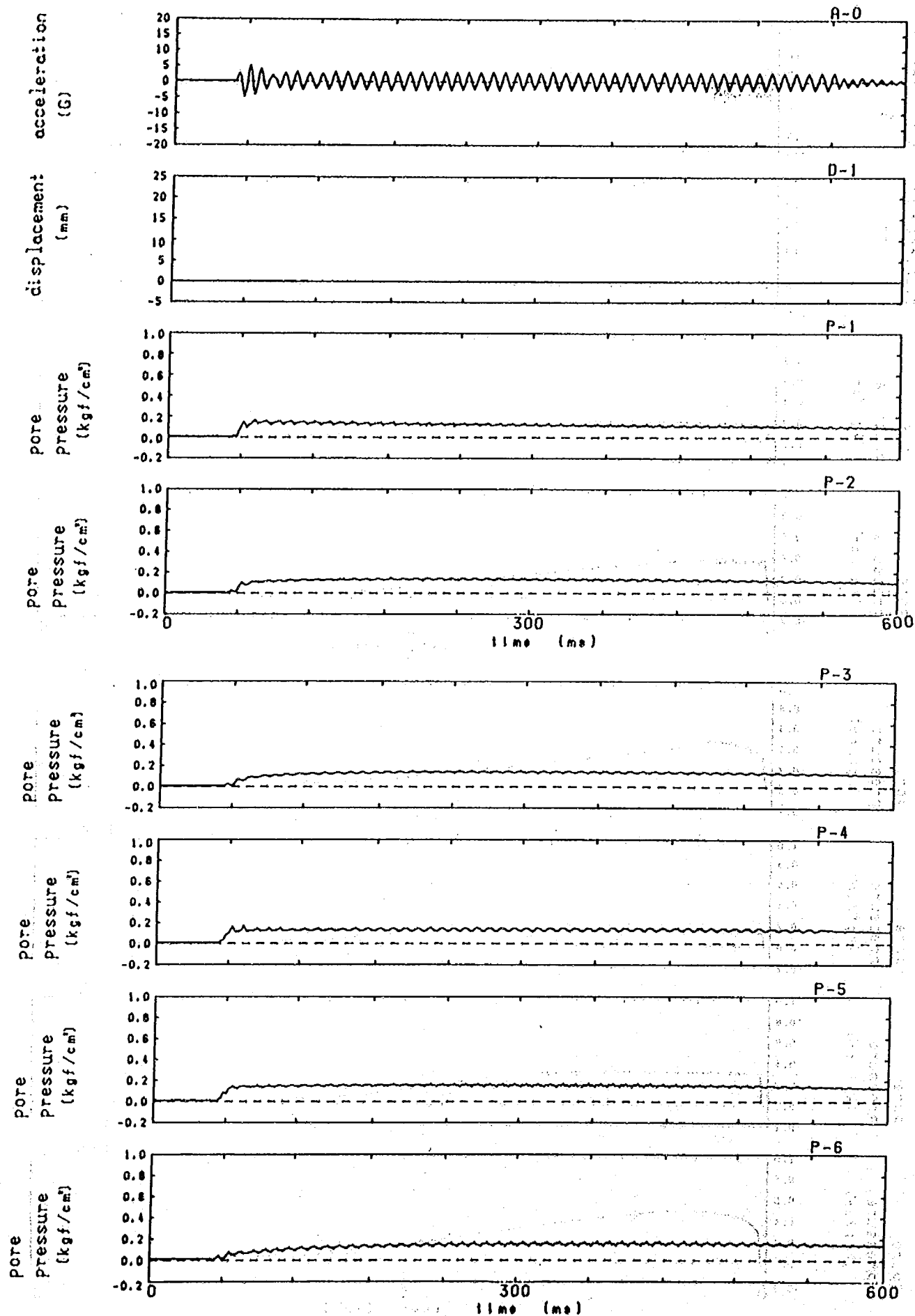
ケース 1-4-2



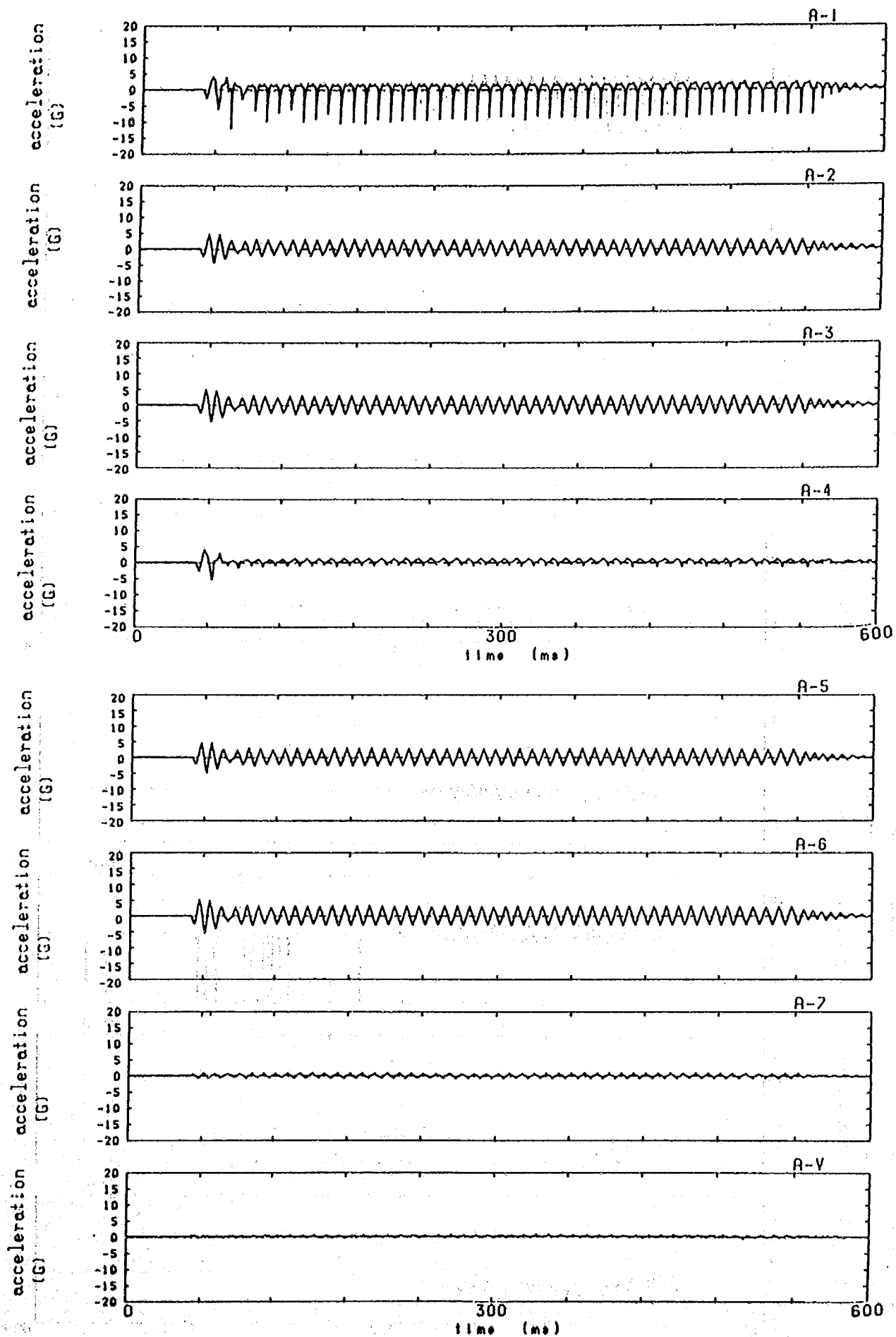
ケース 1-4-2



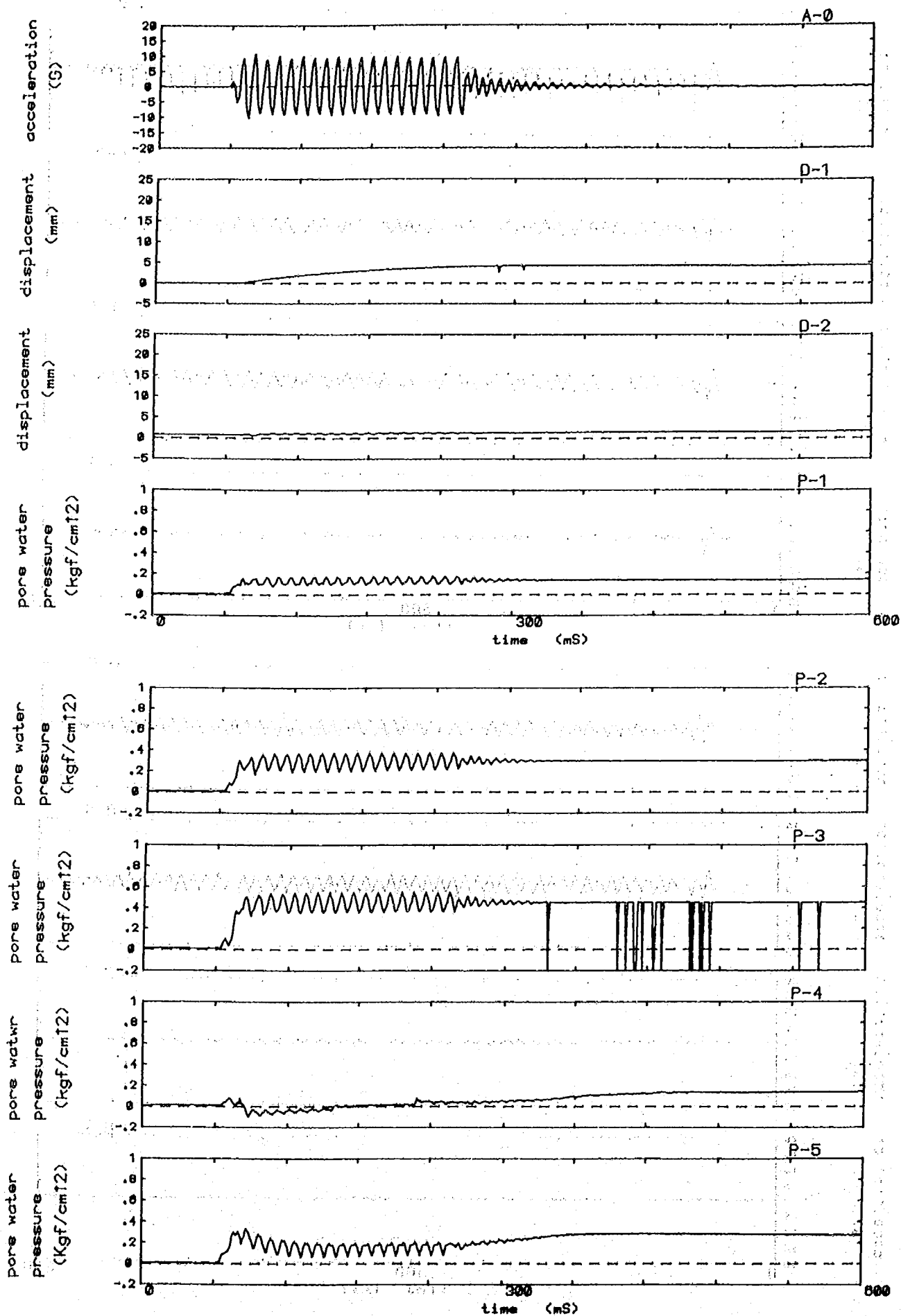
ケース 1-4-2 (消散時)



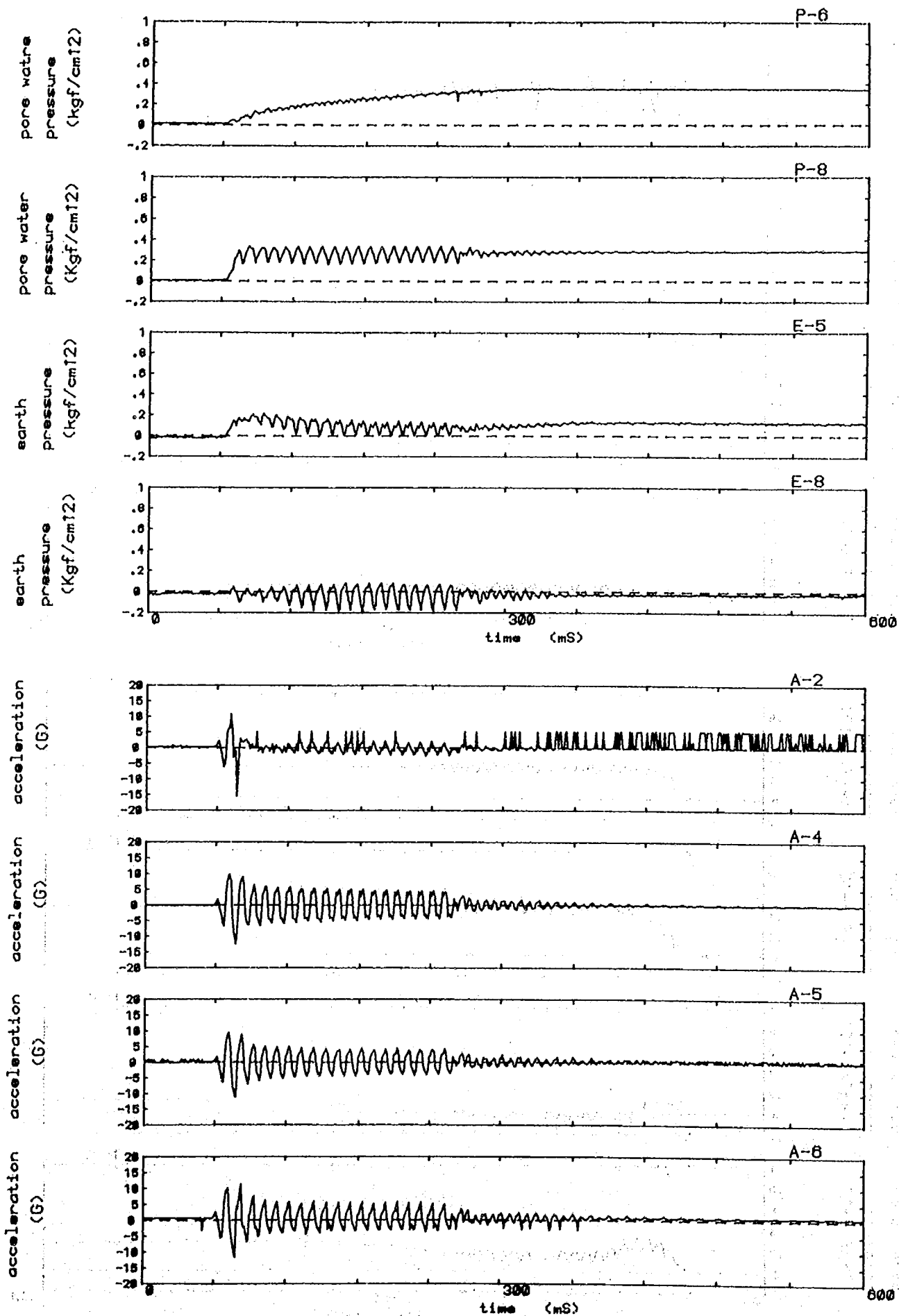
ケース 1-4-3



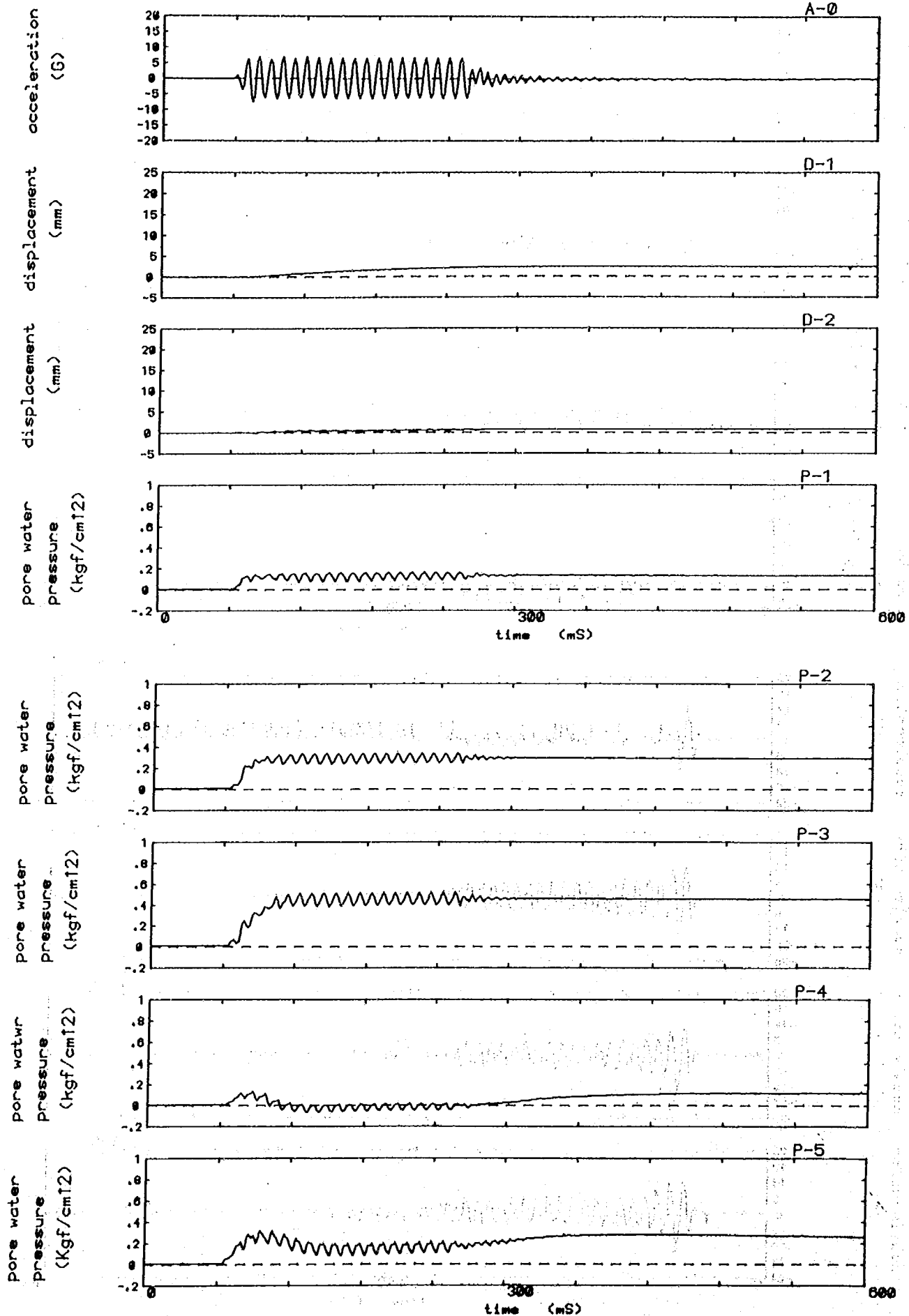
ケース 1-4-3



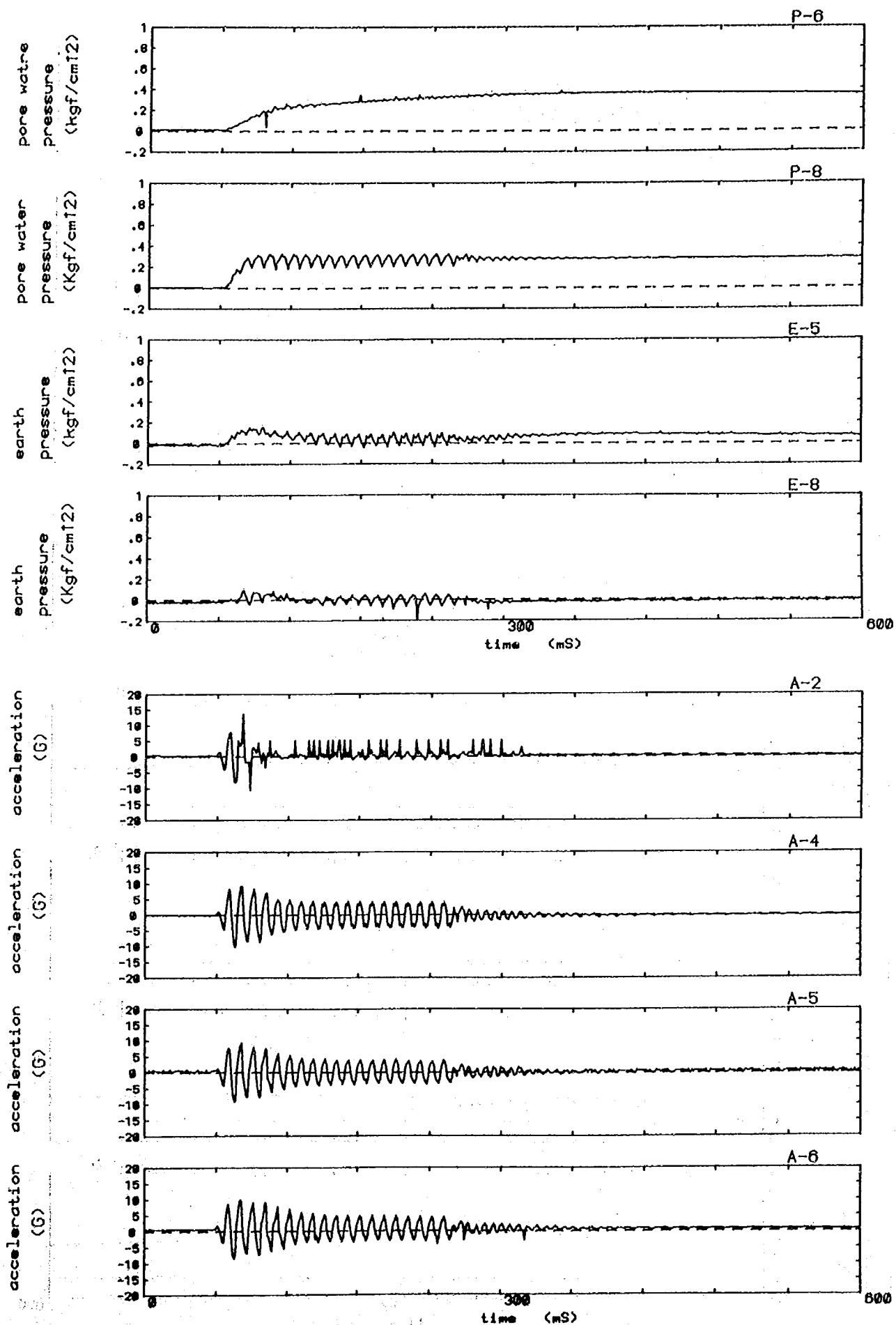
ケース 1-5-1



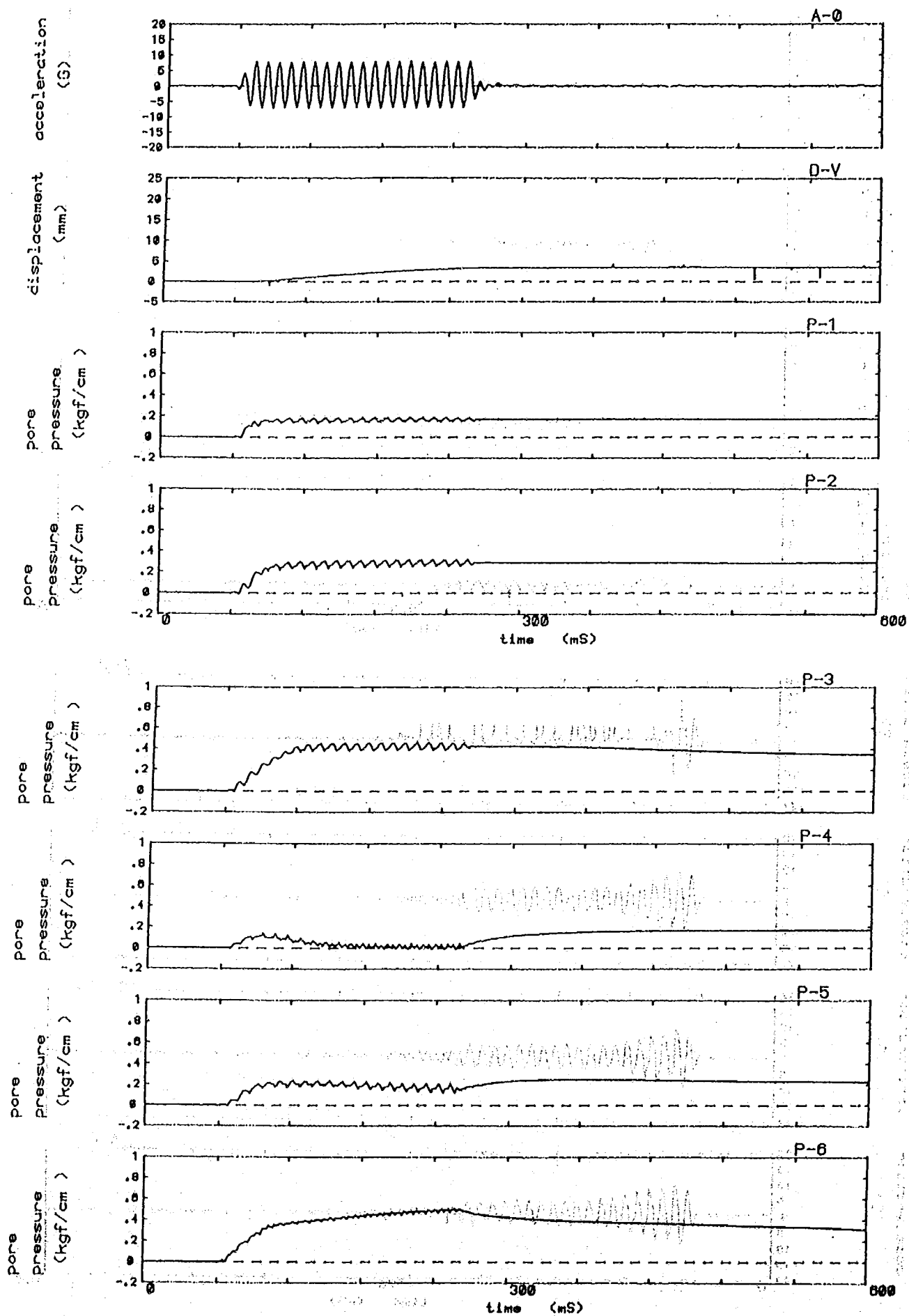
ケース 1-5-1



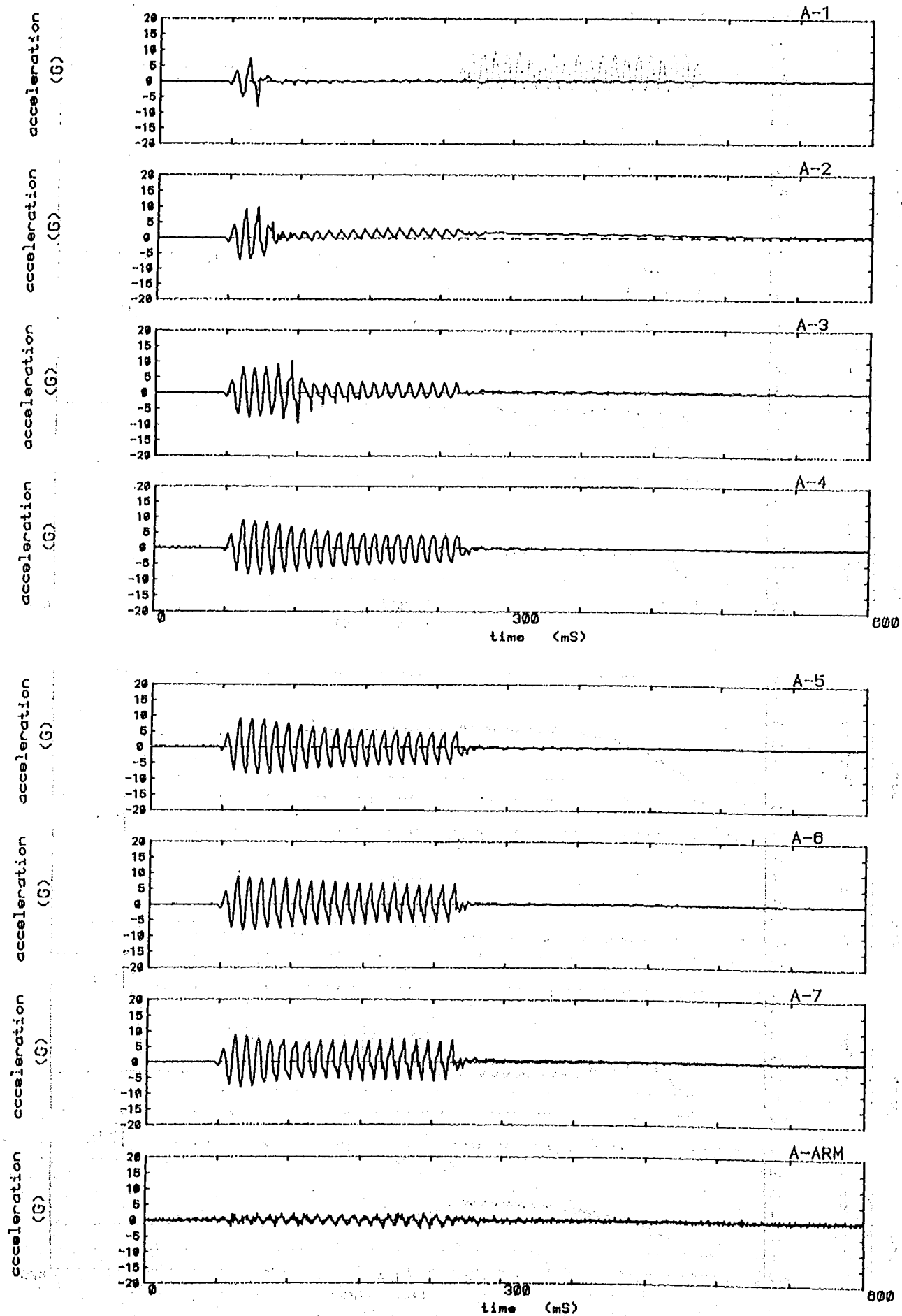
ケース 1-5-2



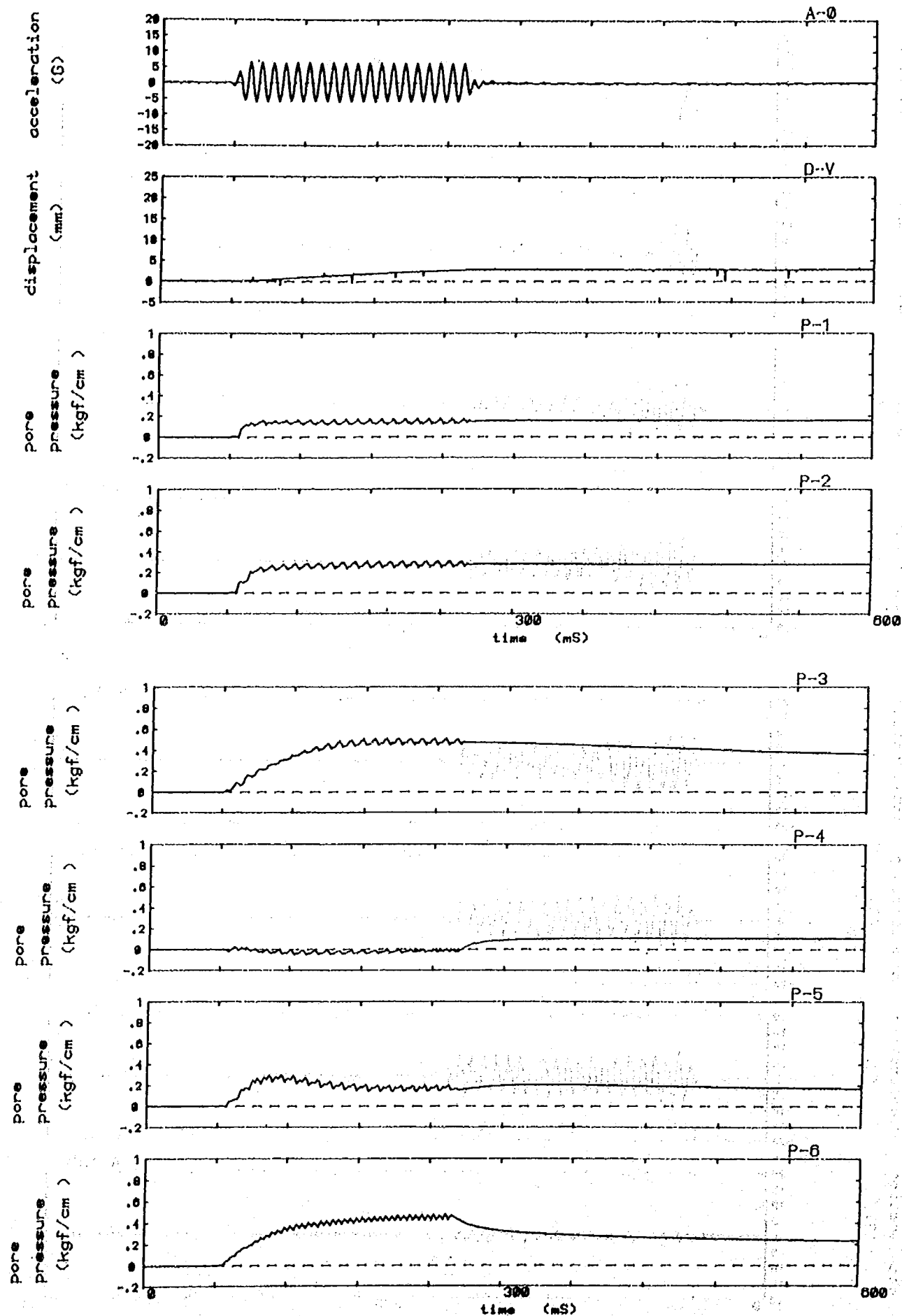
ケース 1-5-2



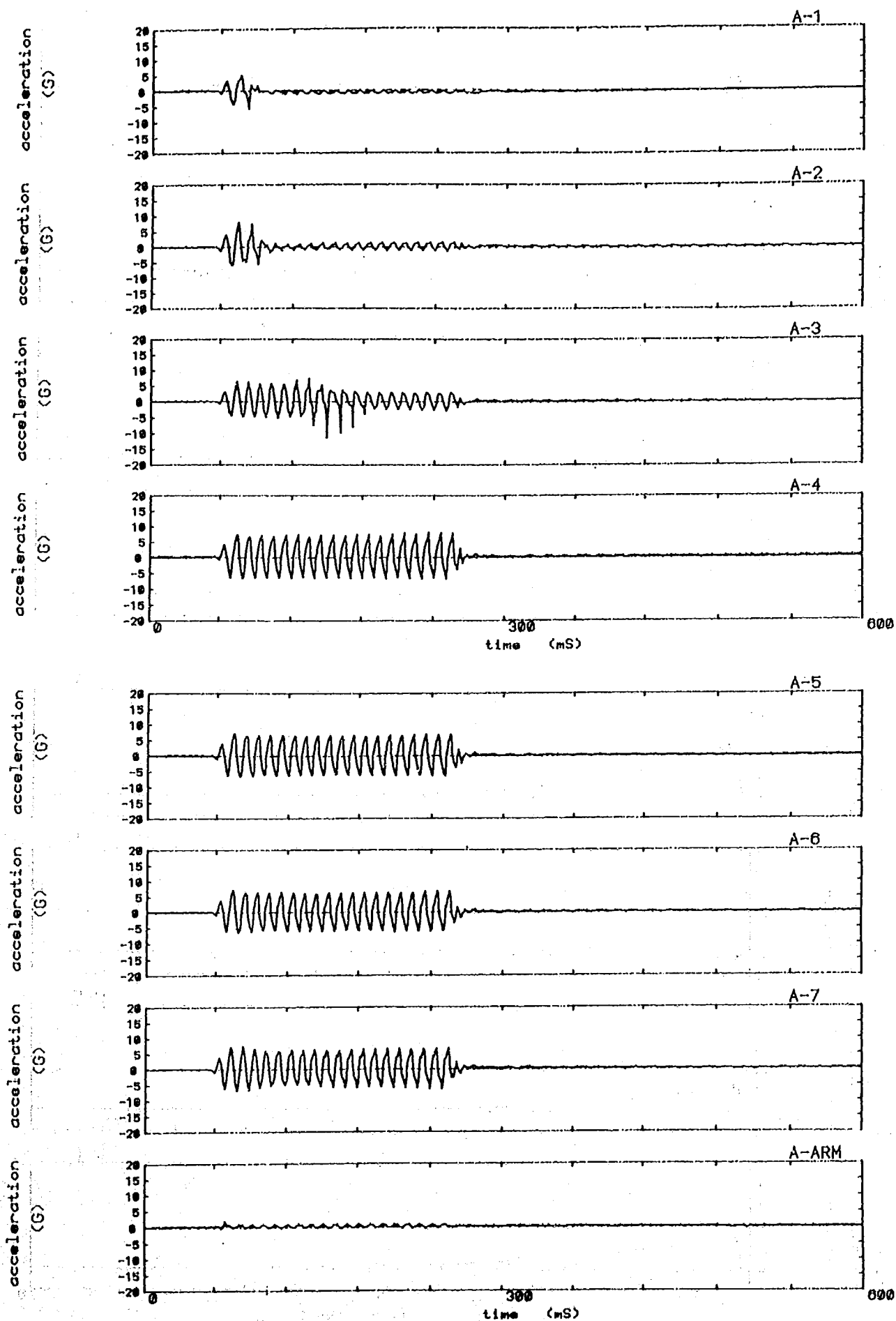
ケース 1-5-3



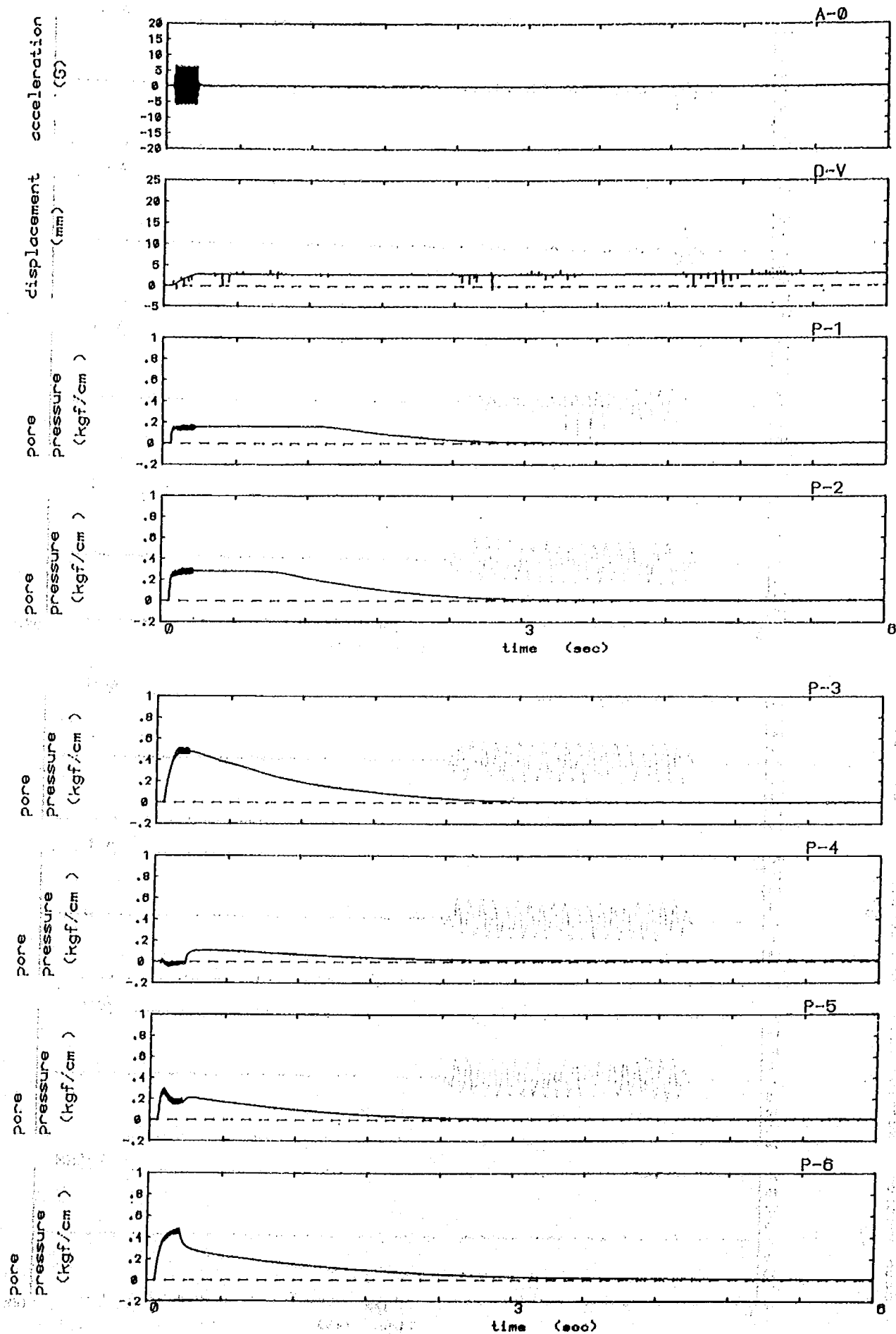
ケース 1-5-3



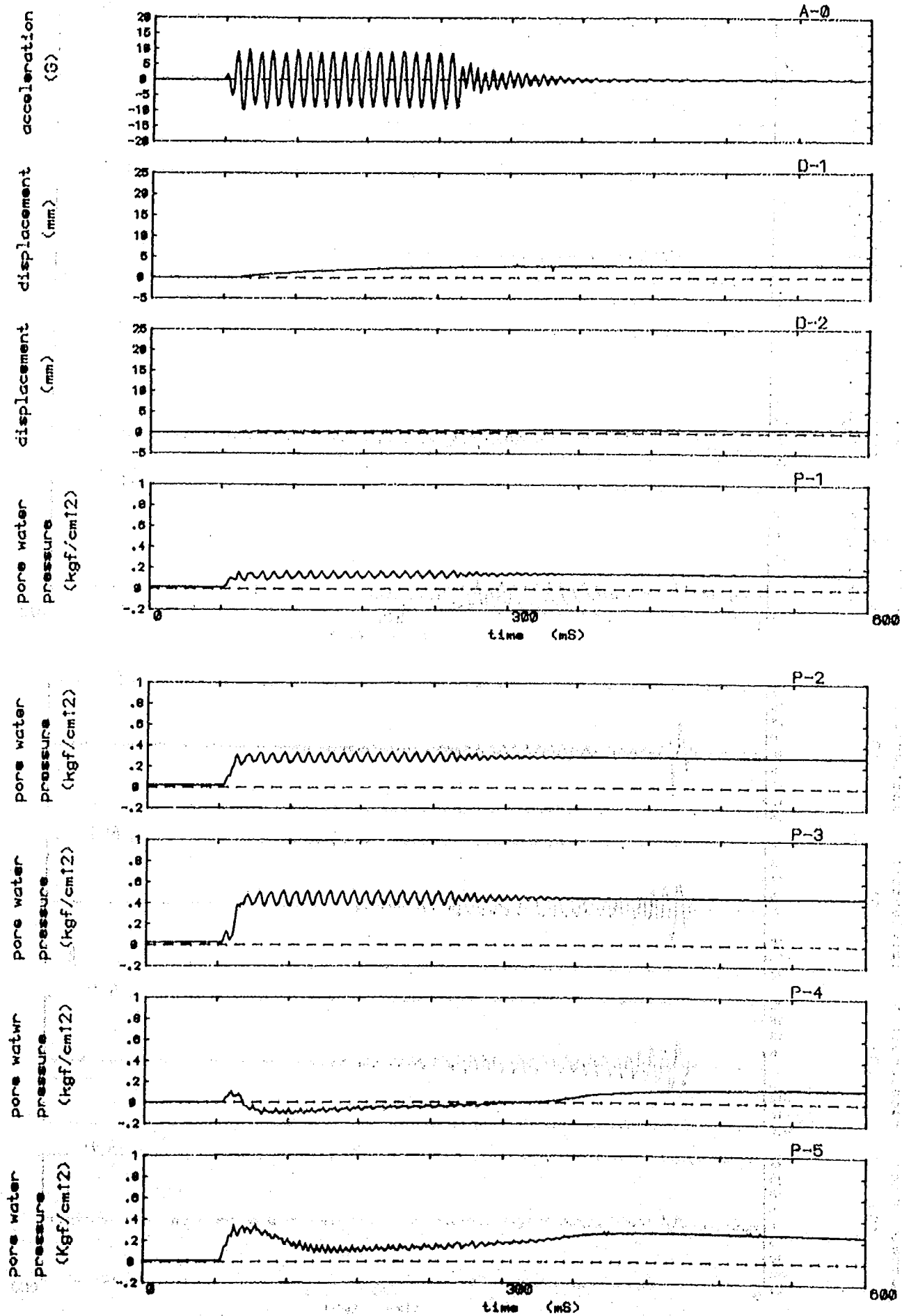
ケース 1-5-4



ケース 1-5-4

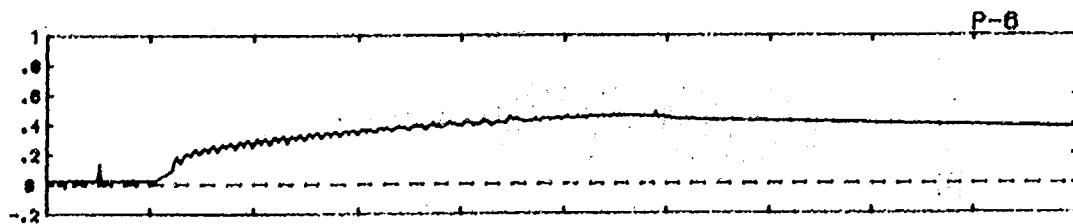


ケース 1-5-4 (消散時)

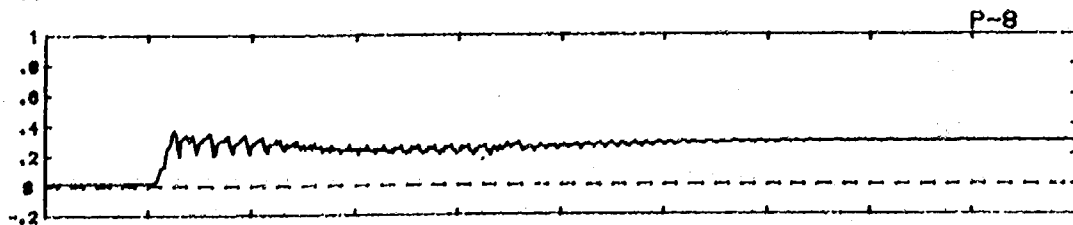


ケース 1-6-1

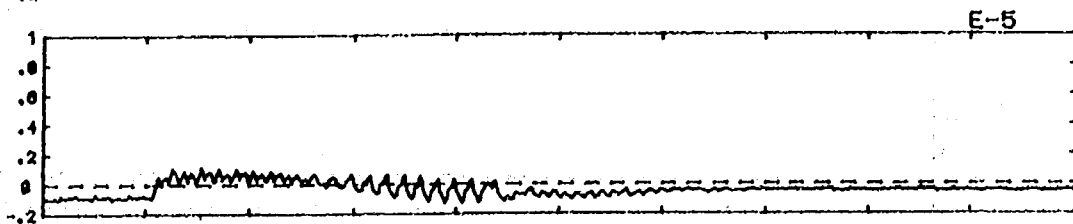
pore water
pressure
(kgf/cm²)



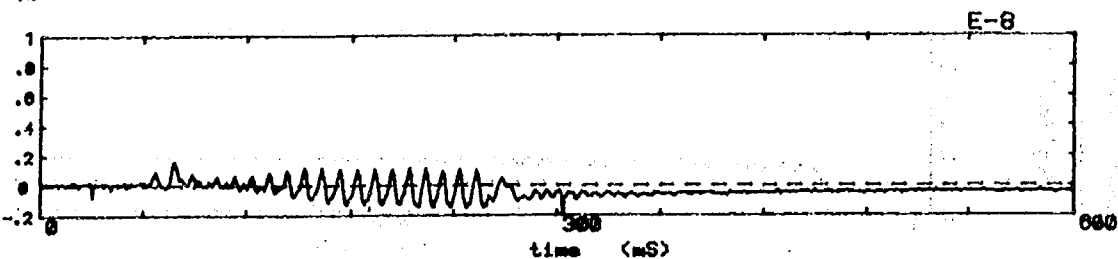
pore water
pressure
(kgf/cm²)



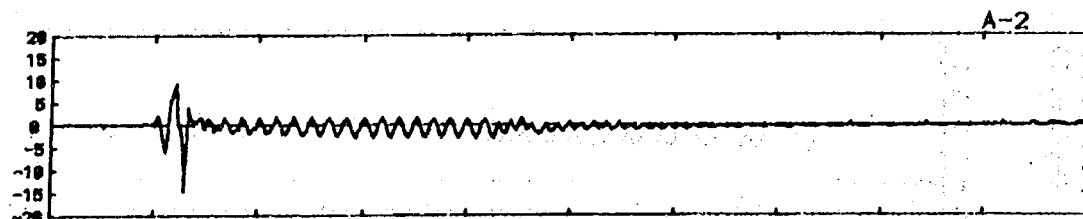
earth
pressure
(kgf/cm²)



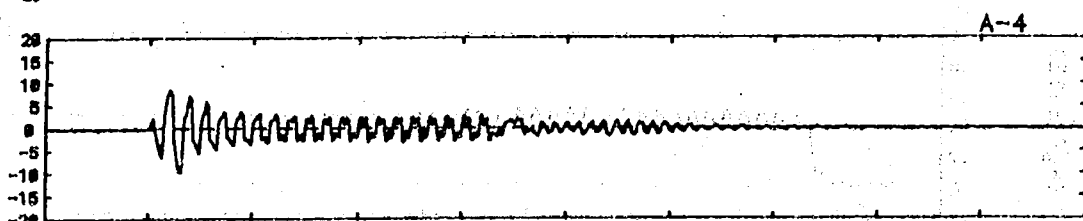
earth
pressure
(kgf/cm²)



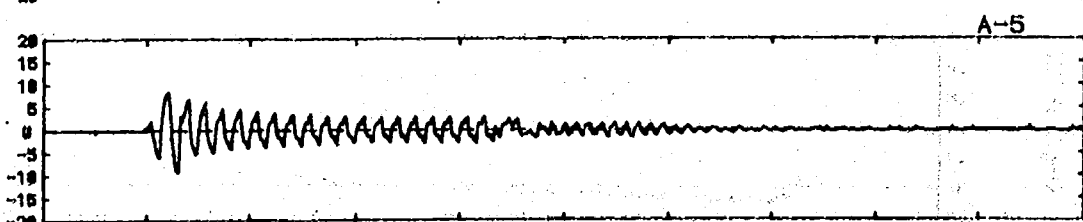
acceleration
(G)



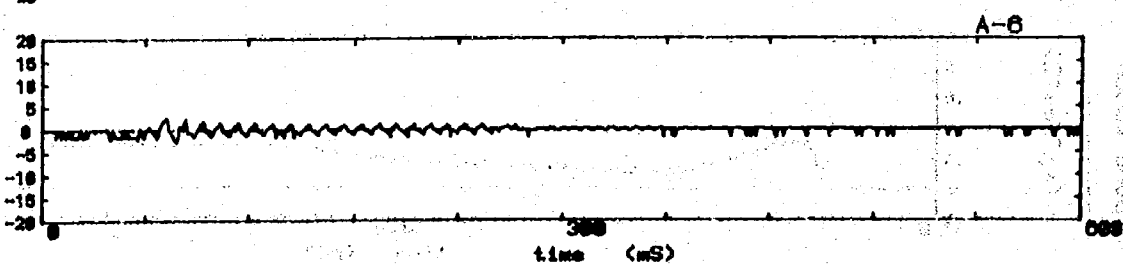
acceleration
(G)



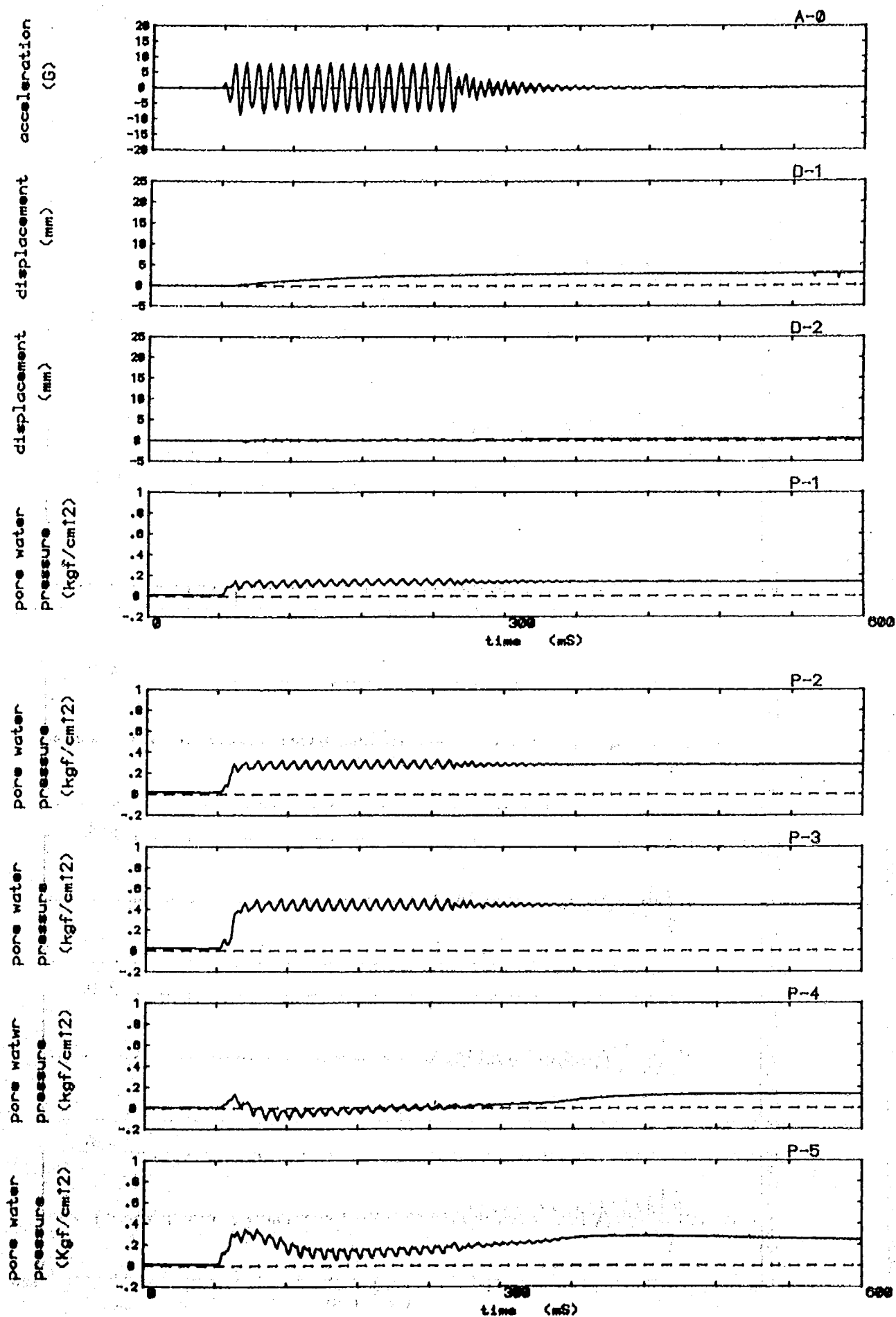
acceleration
(G)



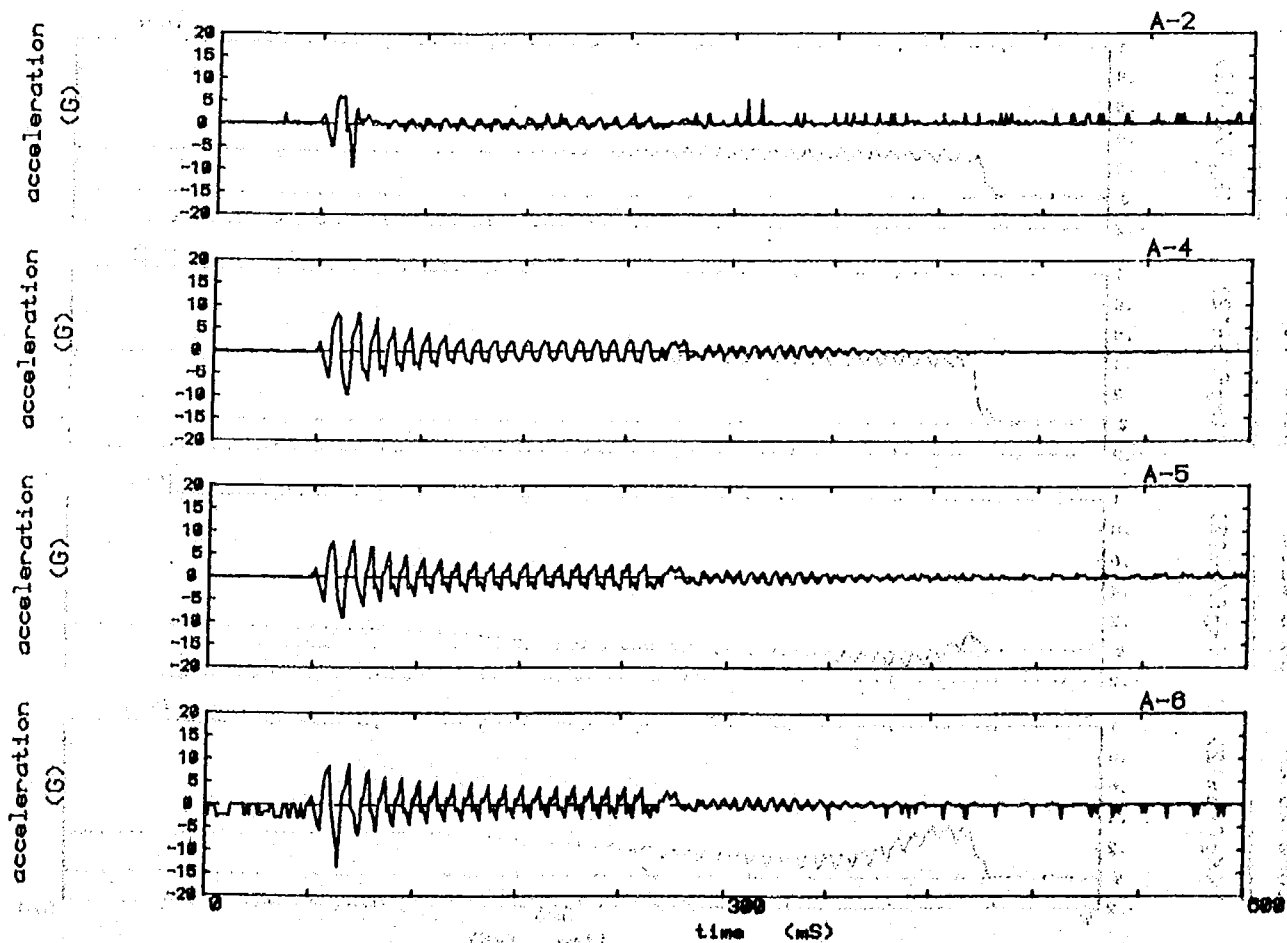
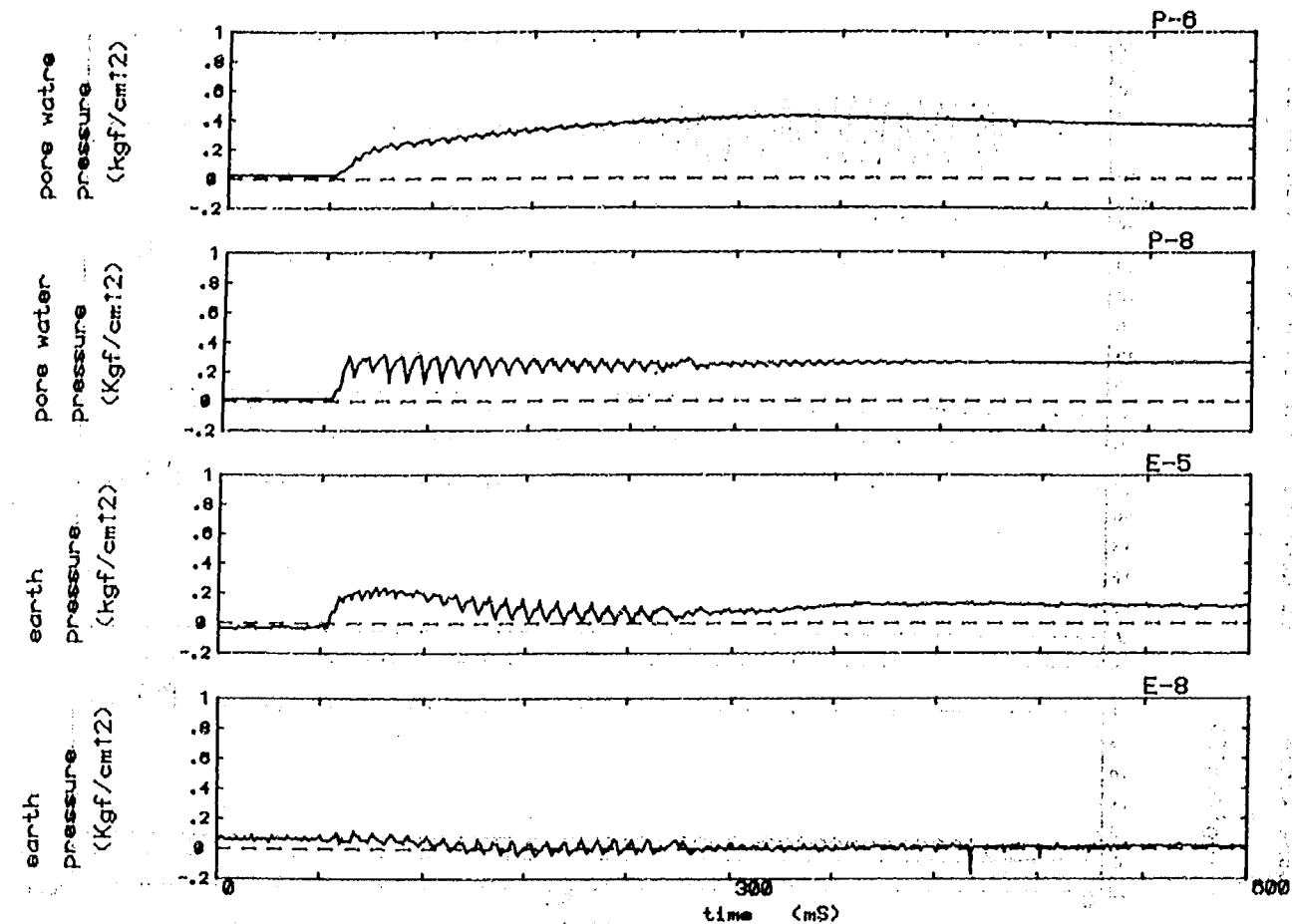
acceleration
(G)



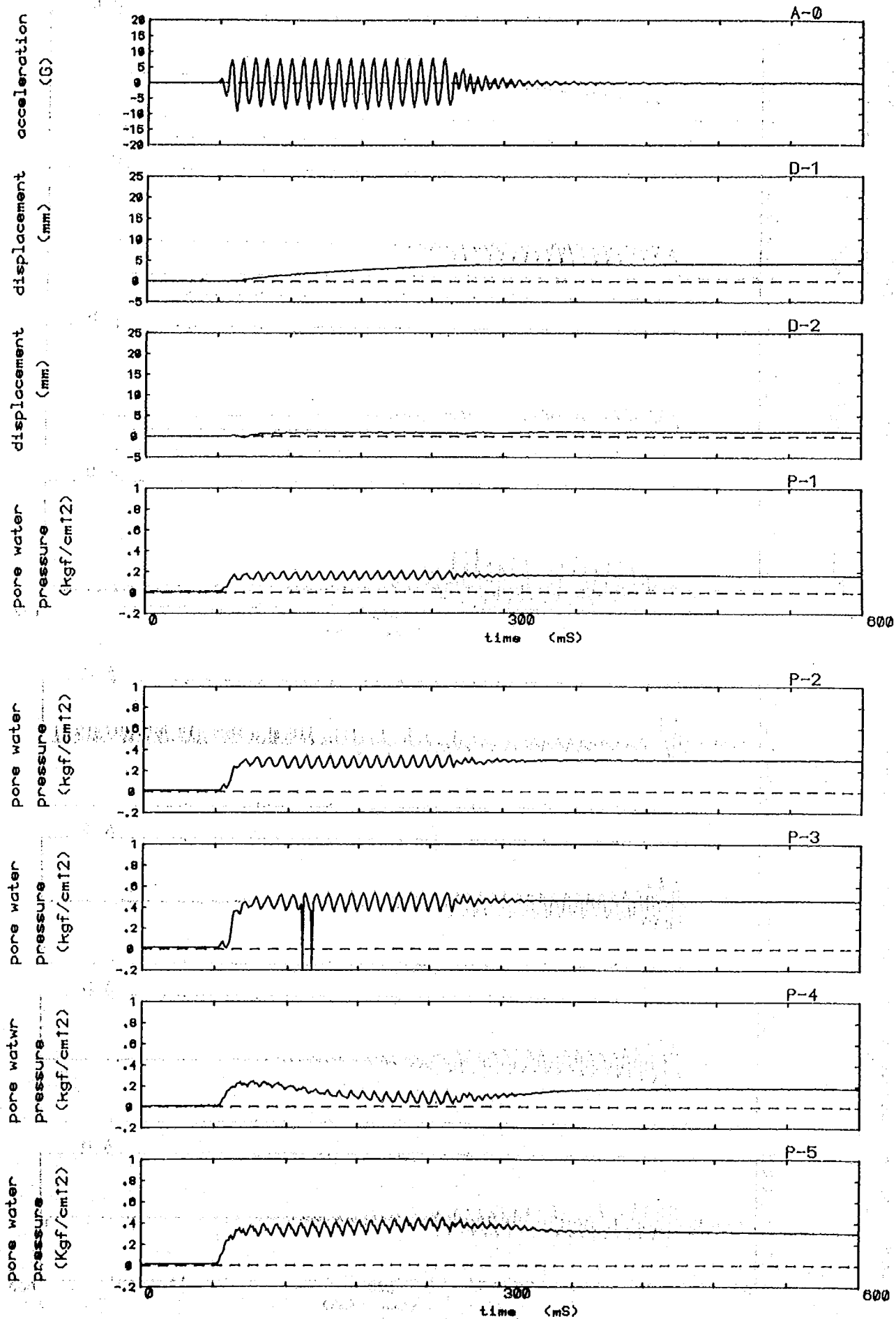
ケース 1-6-1



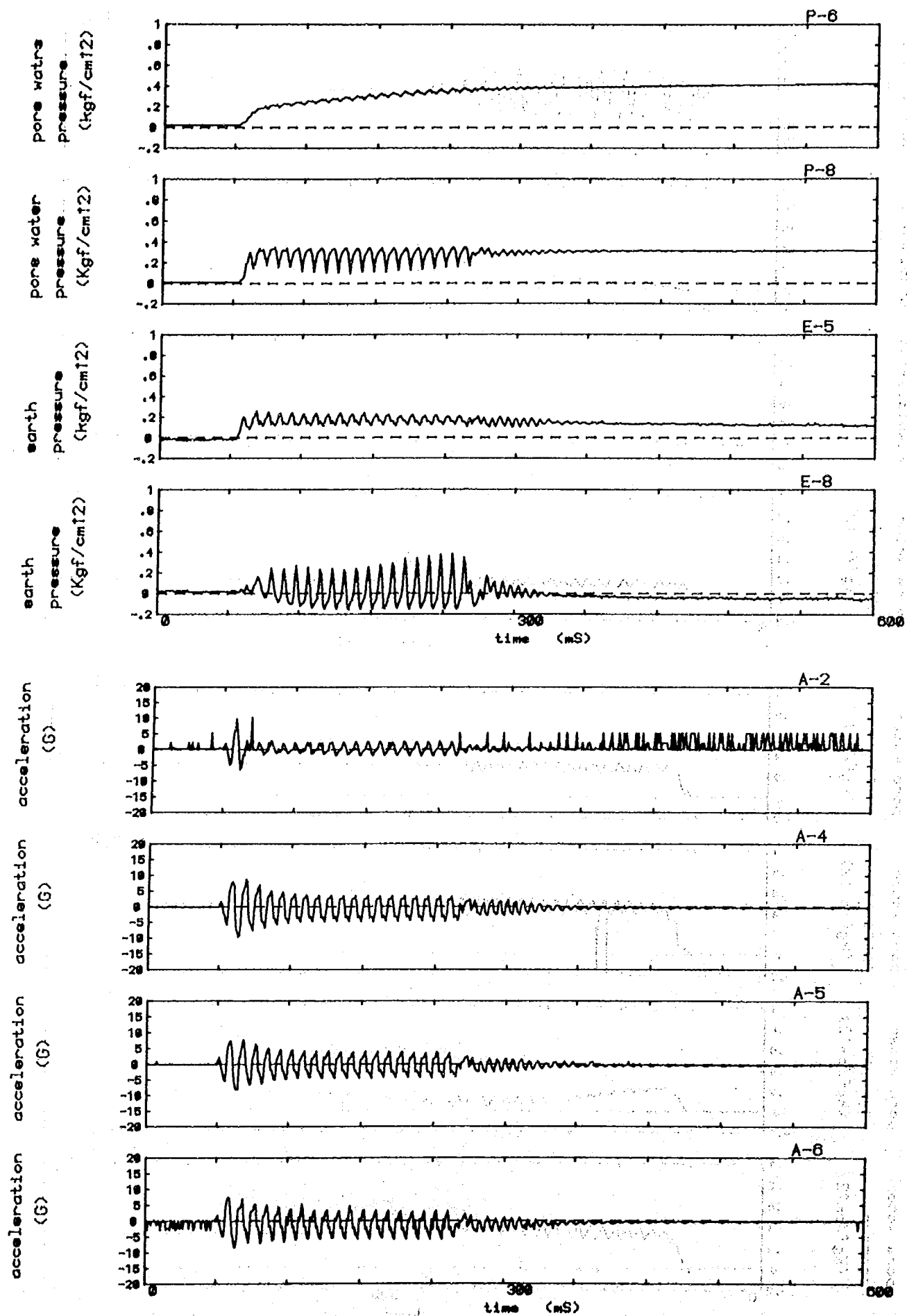
ケース 1-6-2



ケース 1-6-2

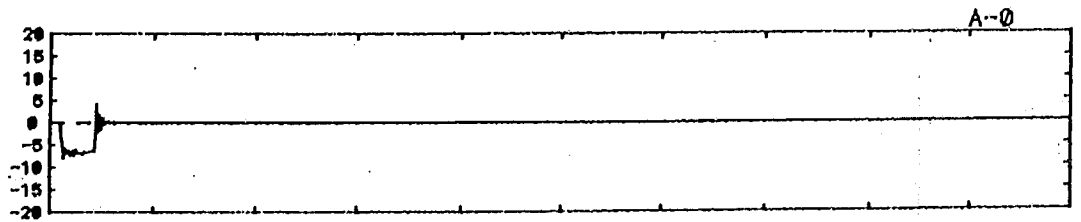


ケース 1-6-3

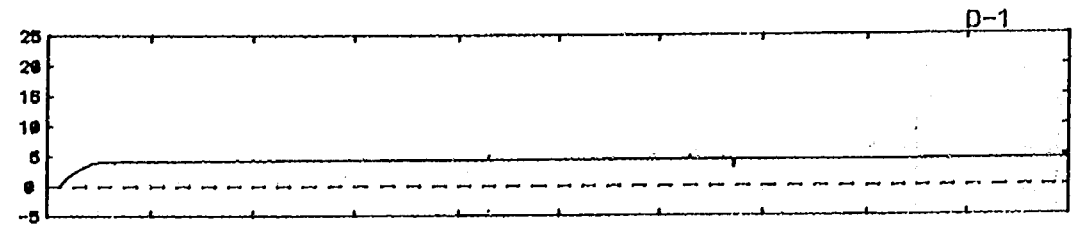


ケース 1-6-3

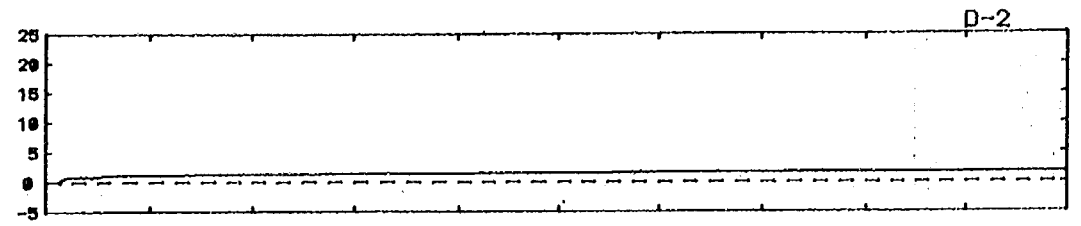
acceleration
(G)



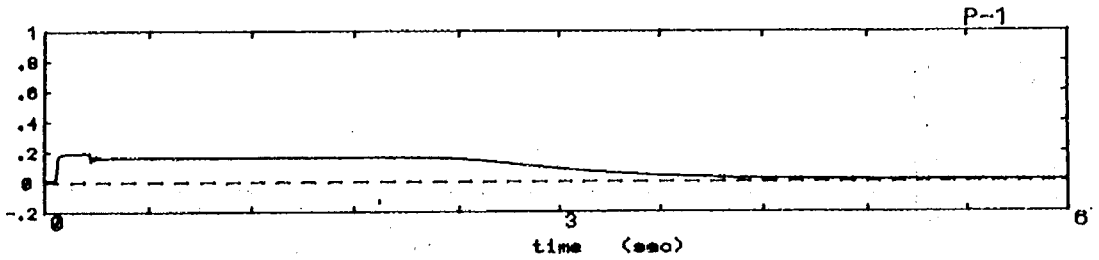
displacement
(mm)



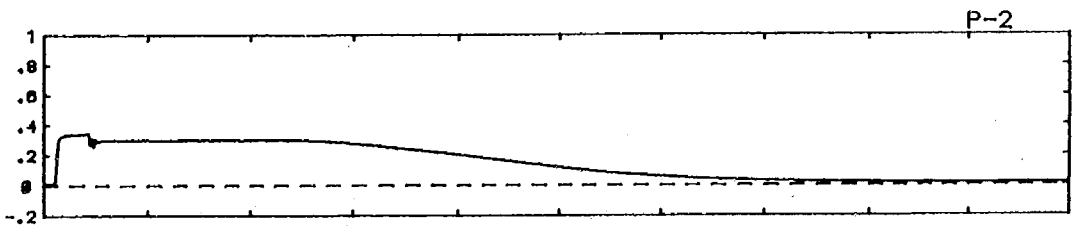
displacement
(mm)



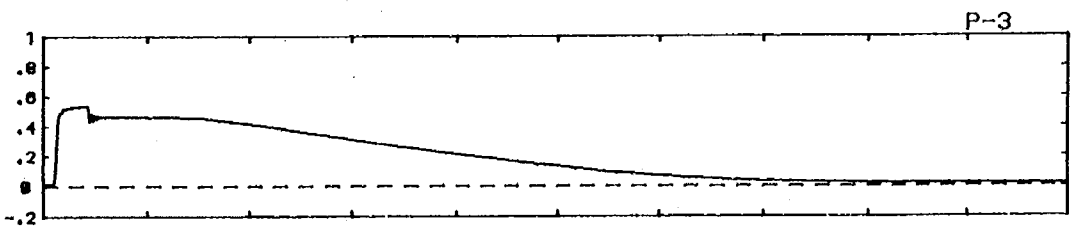
pore water
pressure
(kgf/cm²)



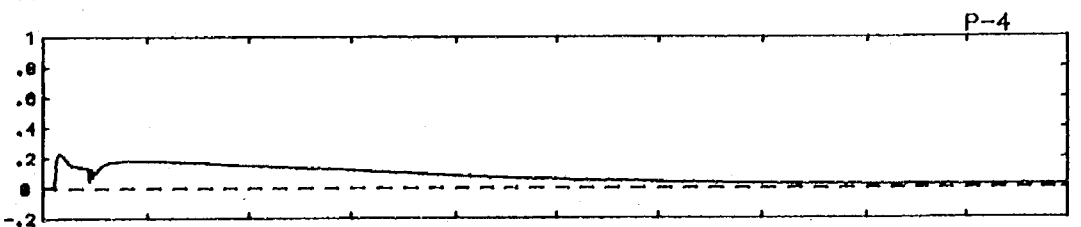
pore water
pressure
(kgf/cm²)



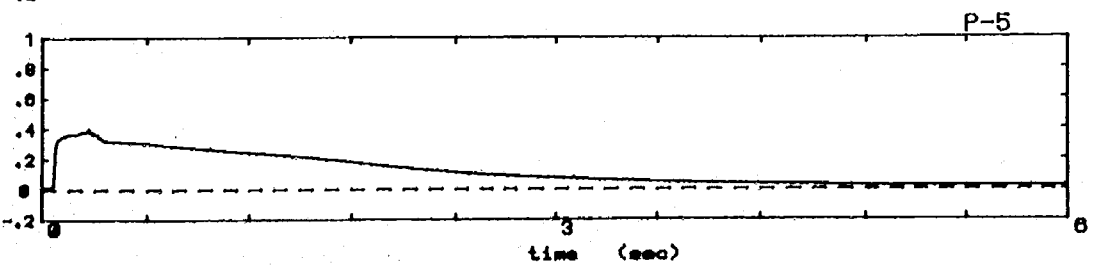
pore water
pressure
(kgf/cm²)



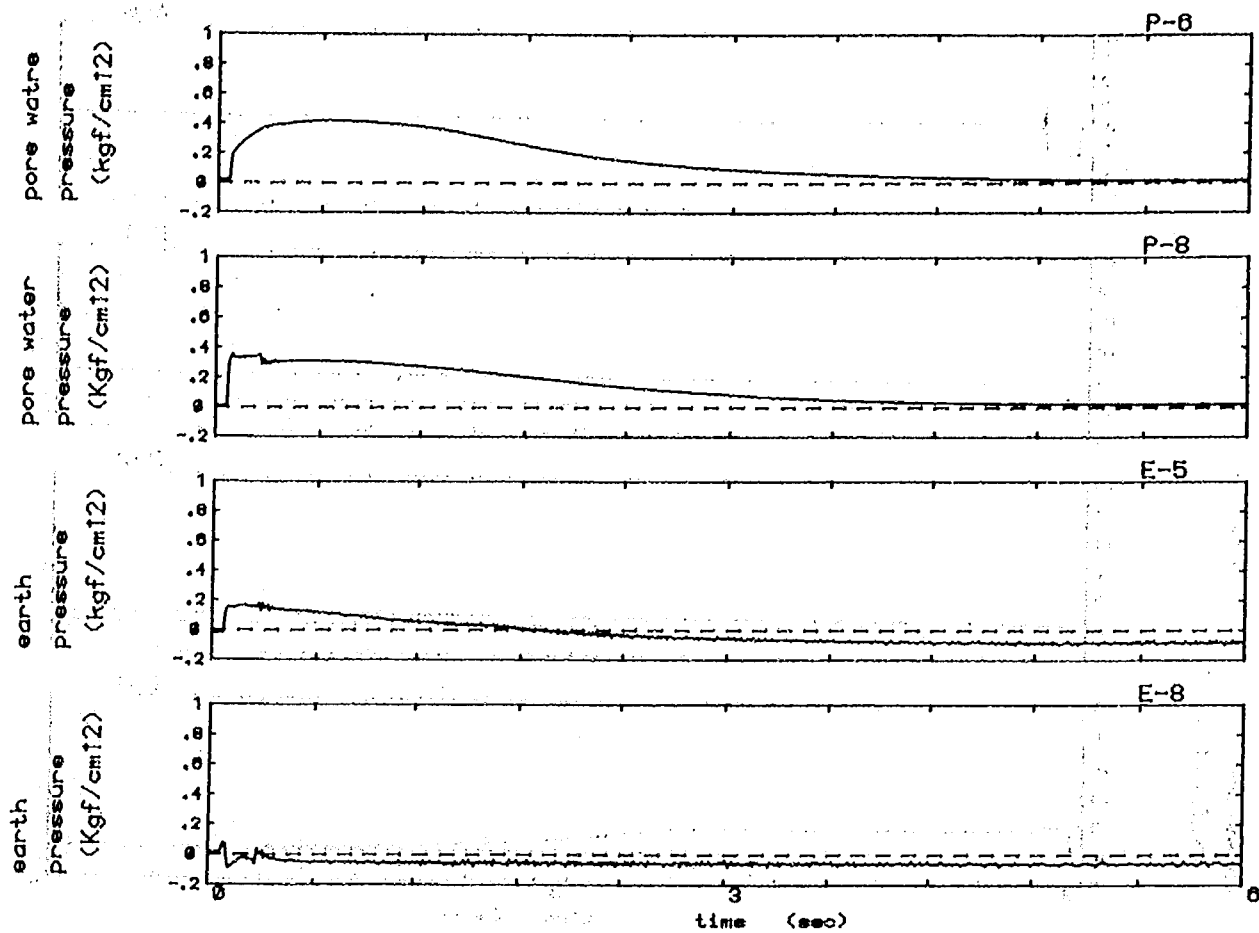
pore water
pressure
(kgf/cm²)



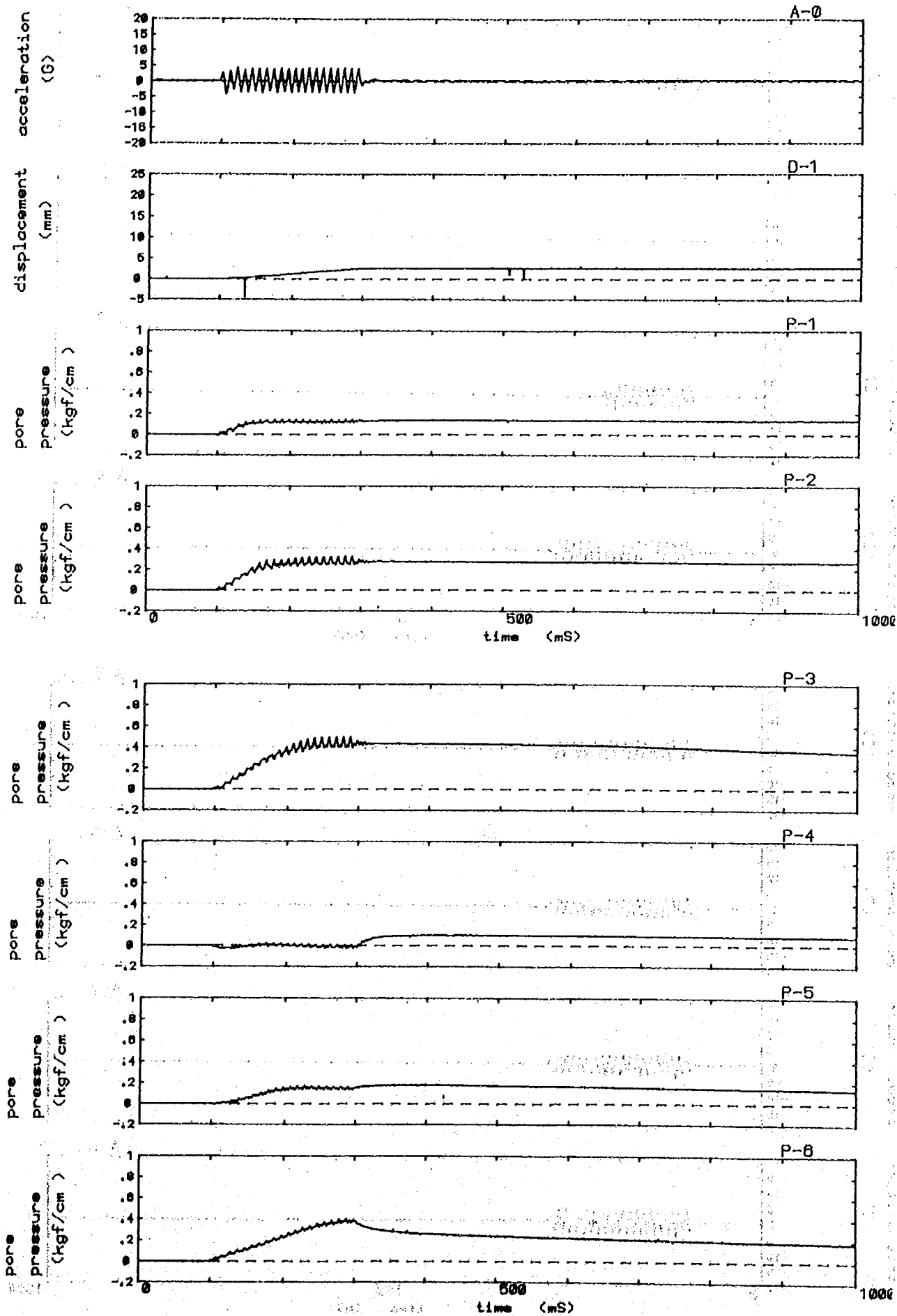
pore water
pressure
(kgf/cm²)



ケース 1-6-3 (消散時)

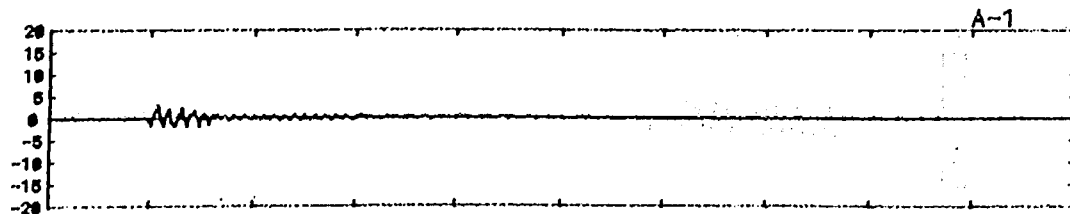


(消滅時ケース 3-6-1) (消散時)

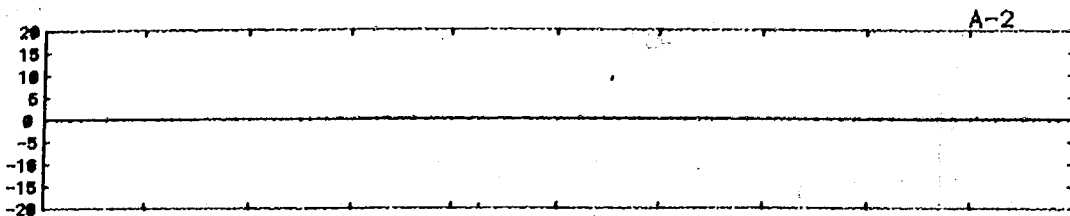


ケース 2-1-1

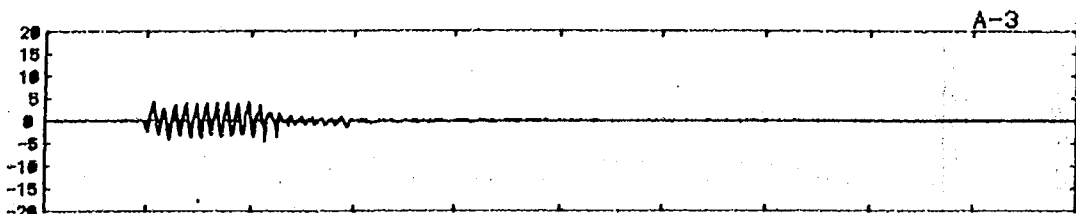
acceleration
(G)



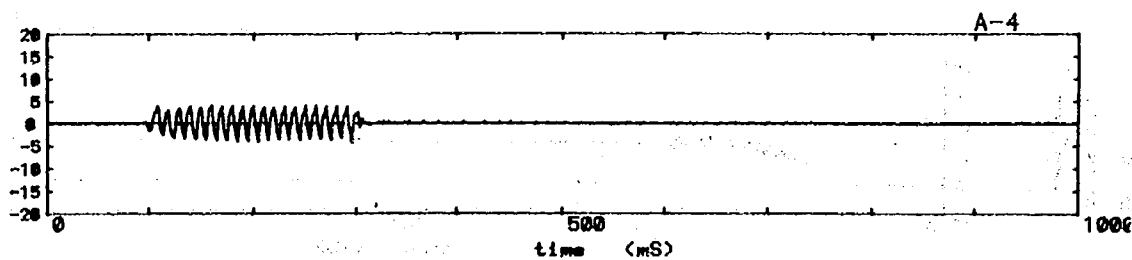
acceleration
(G)



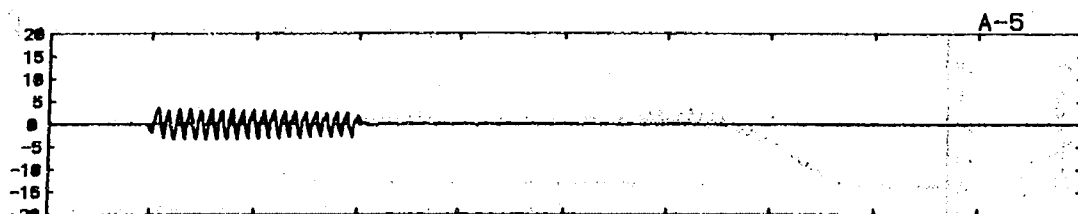
acceleration
(G)



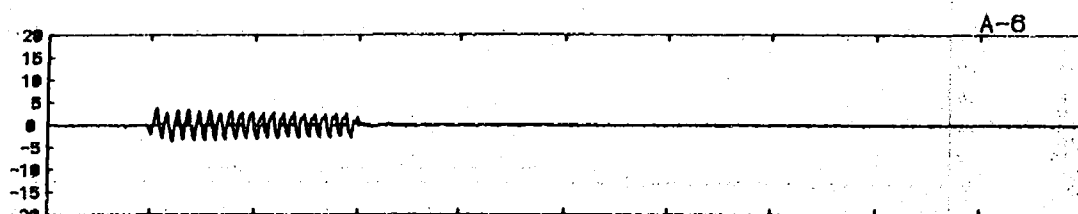
acceleration
(G)



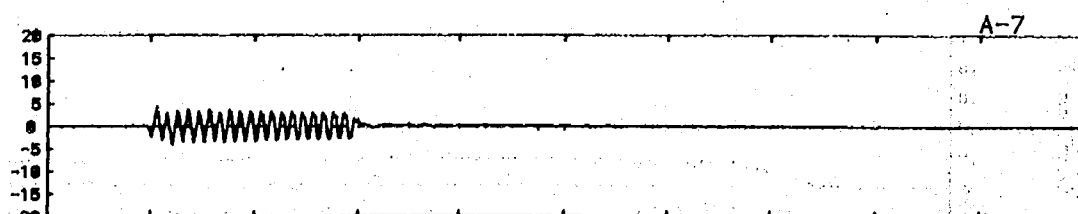
acceleration
(G)



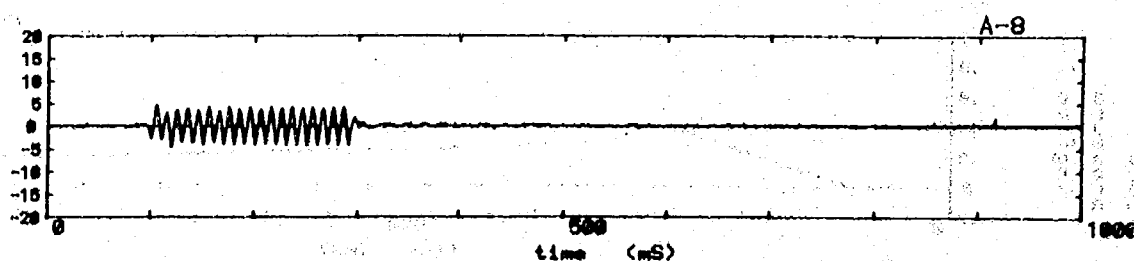
acceleration
(G)



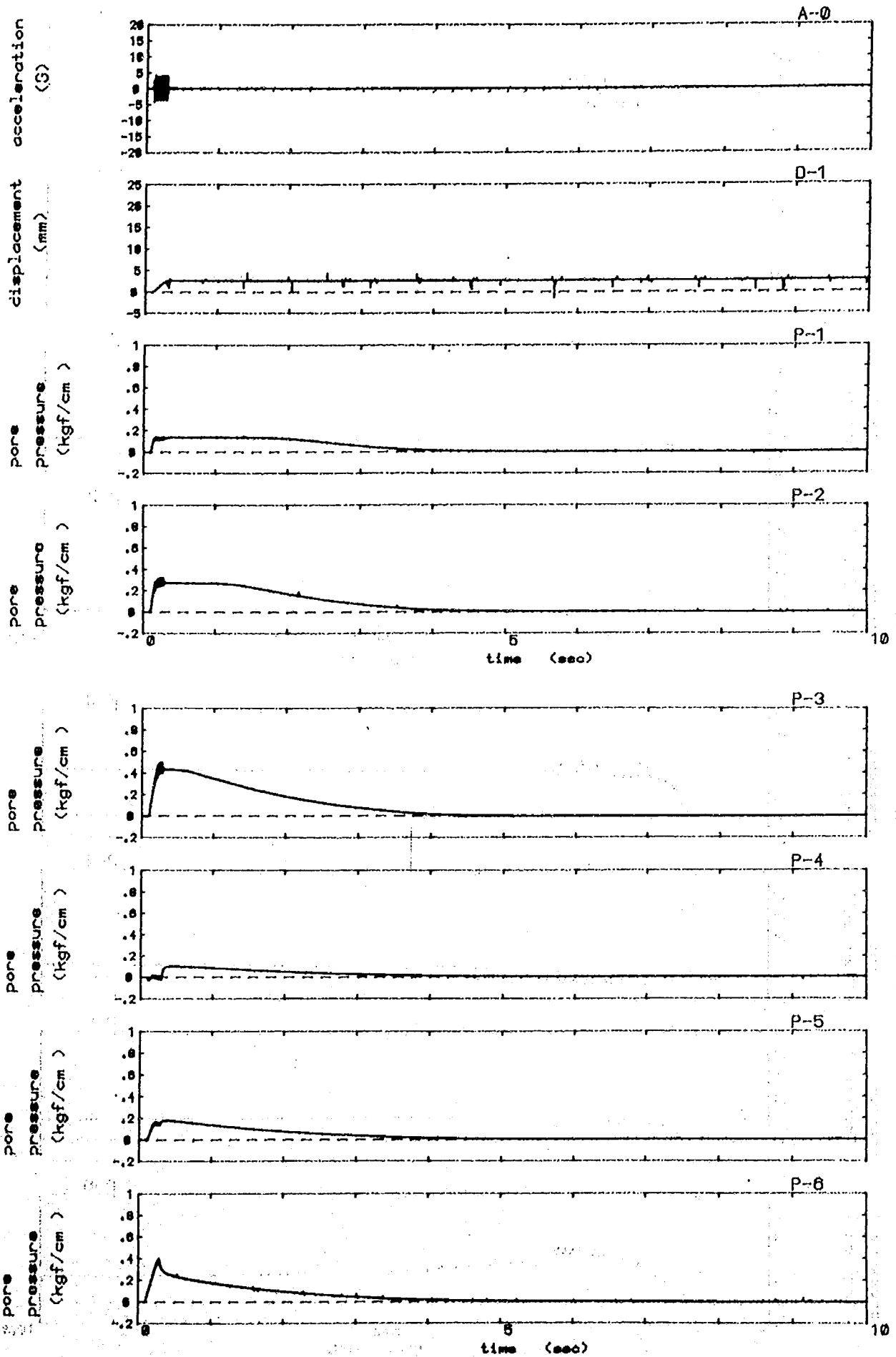
acceleration
(G)



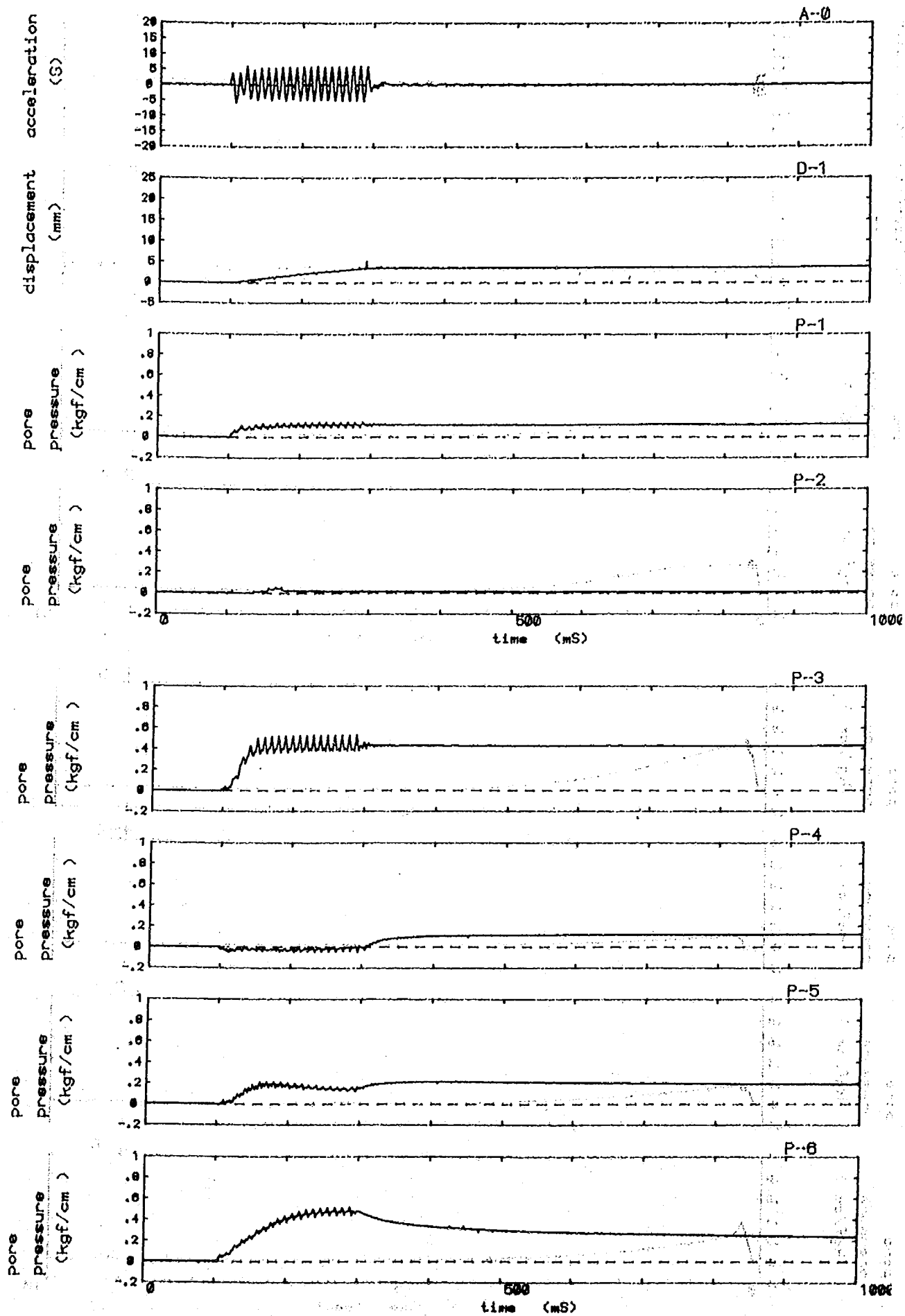
acceleration
(G)



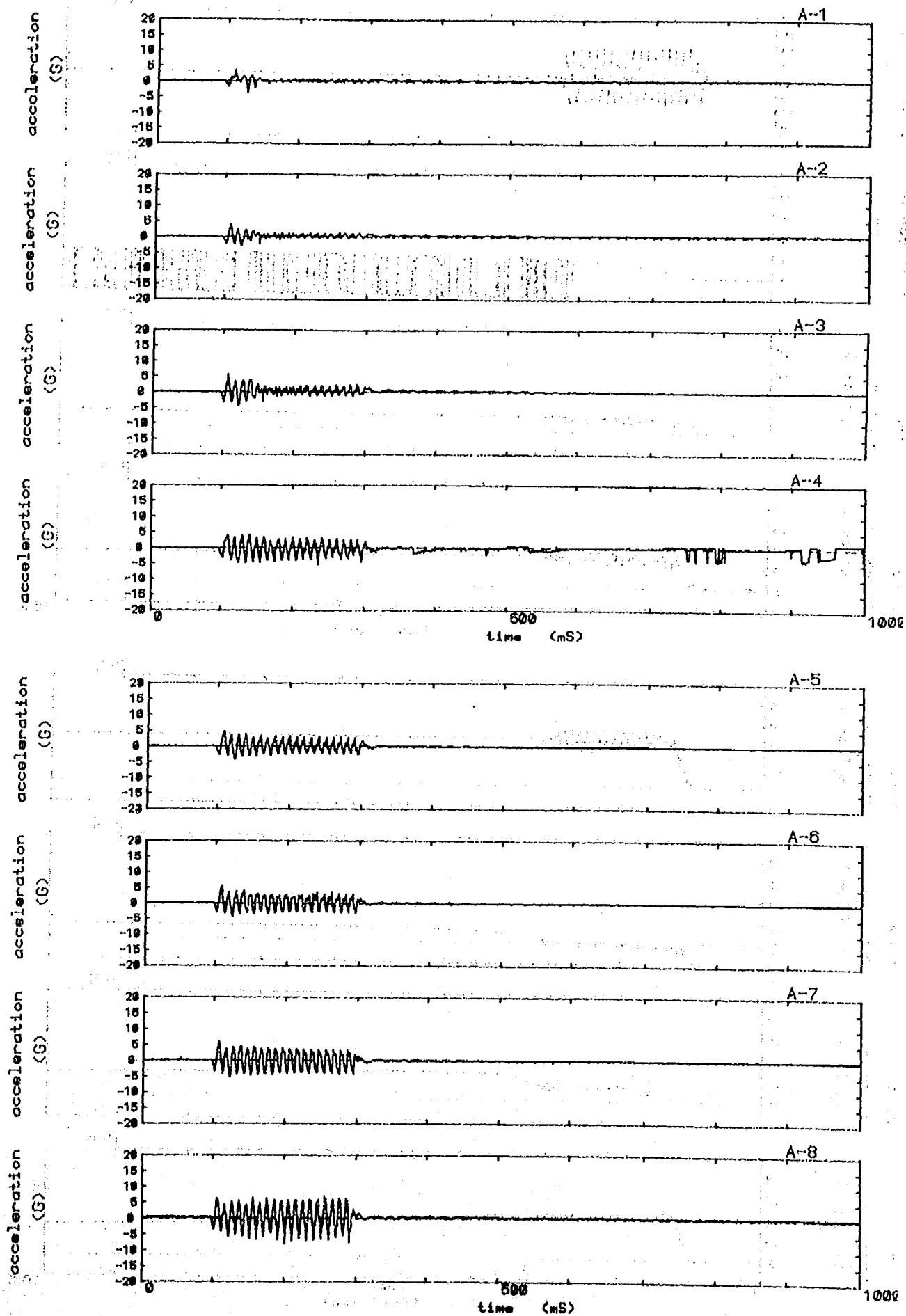
ケース 2-1-1



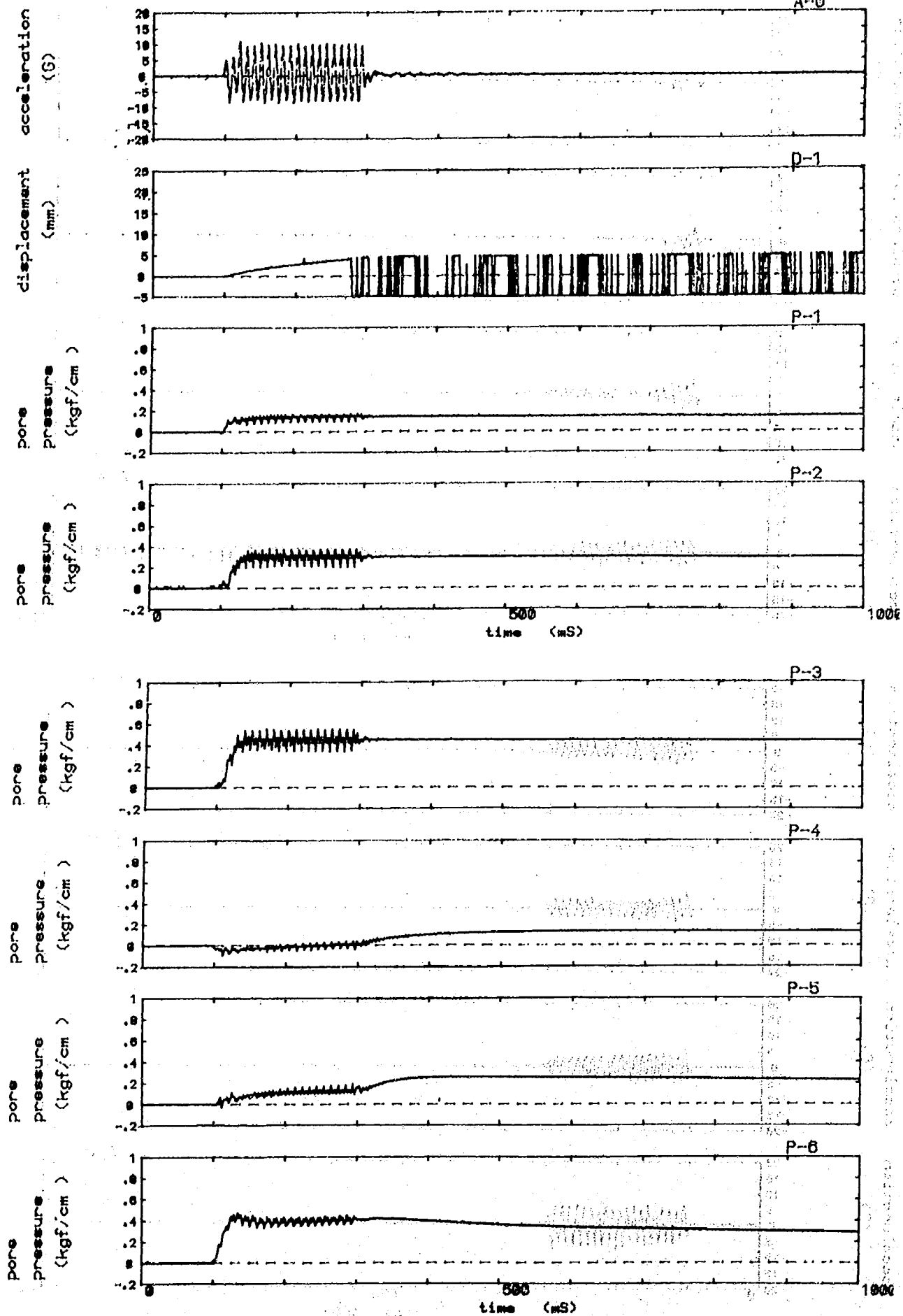
ケース 2-1-1 (消散時)



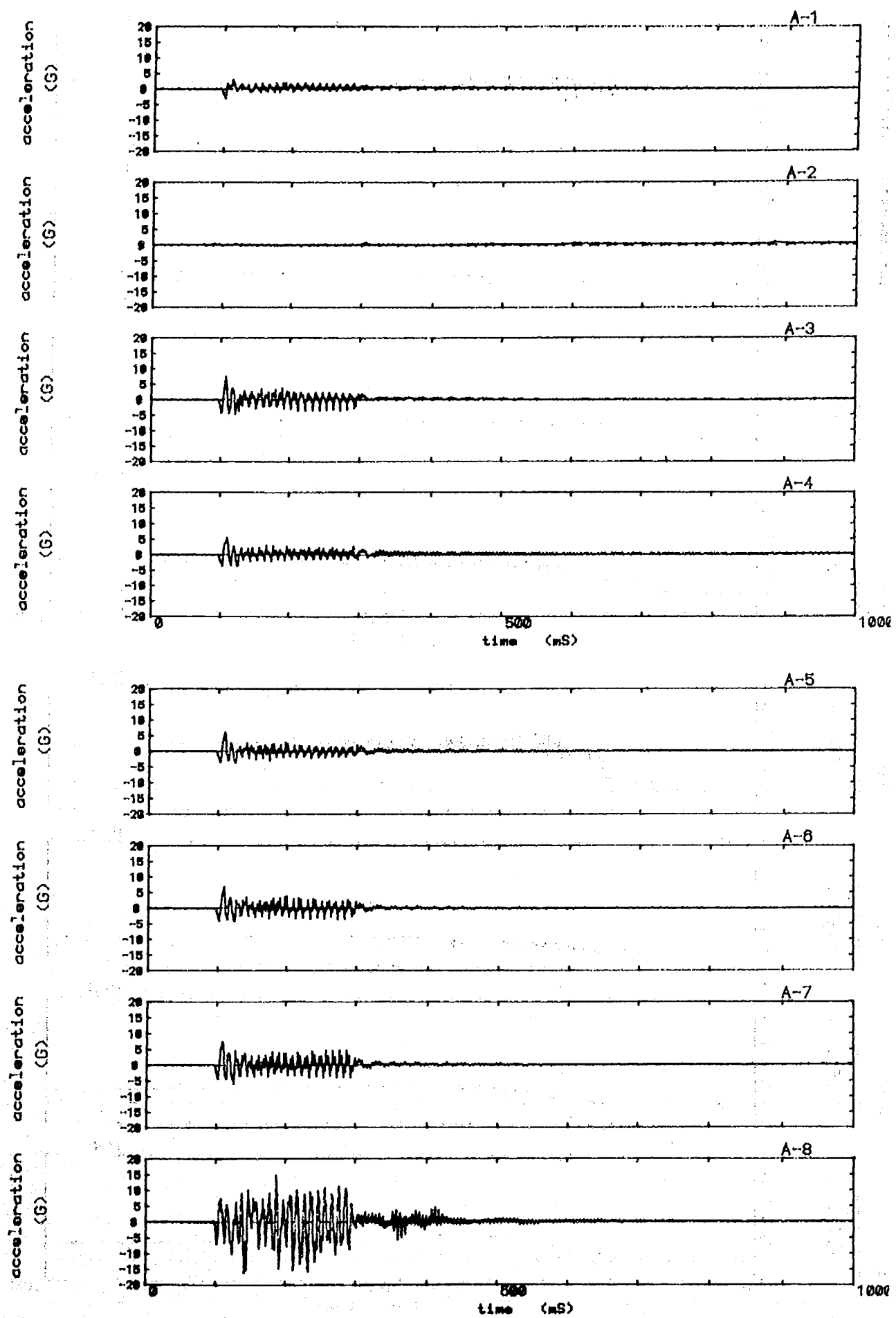
(14/10) ケース 2-1-2



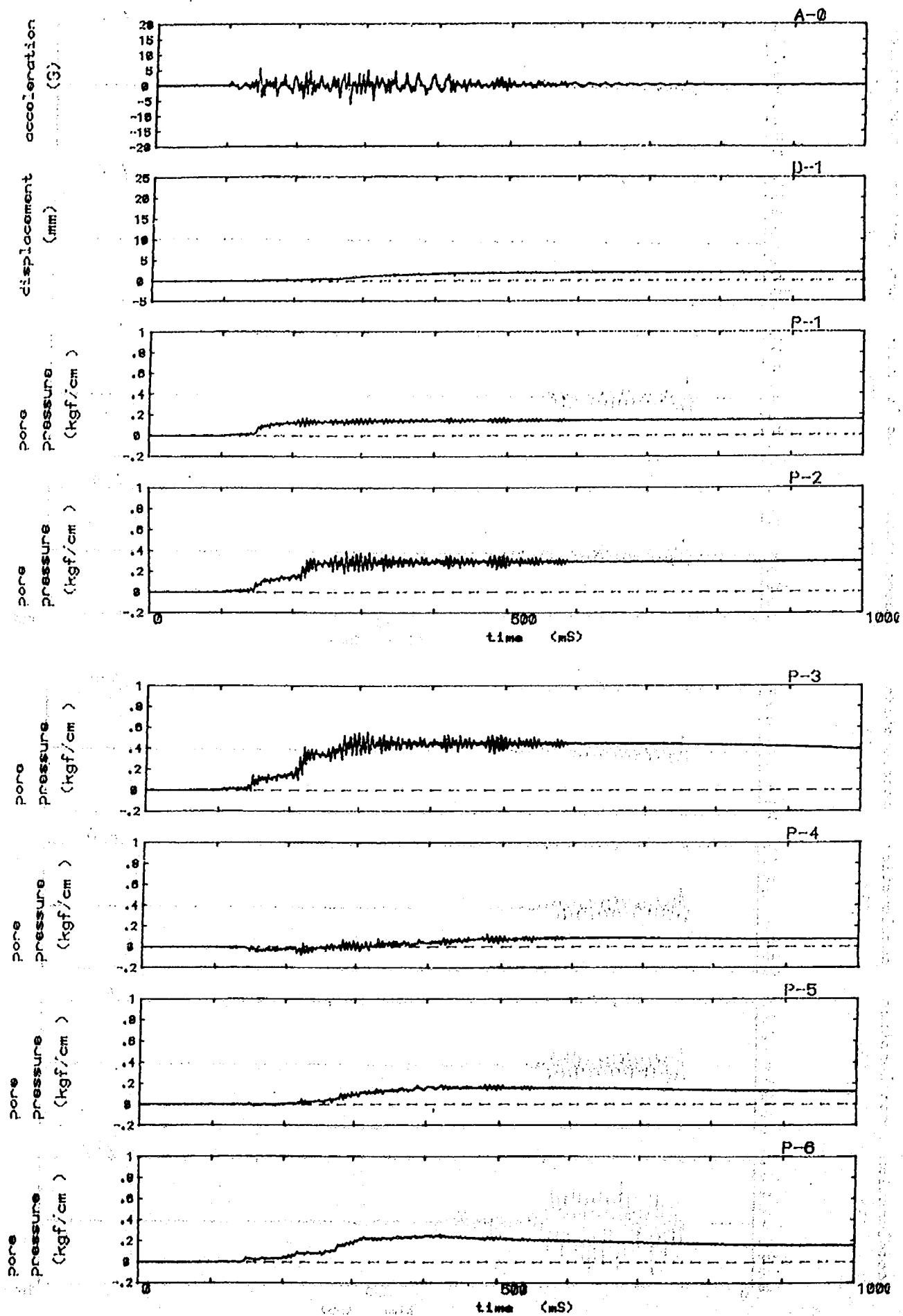
ケース 2-1-2



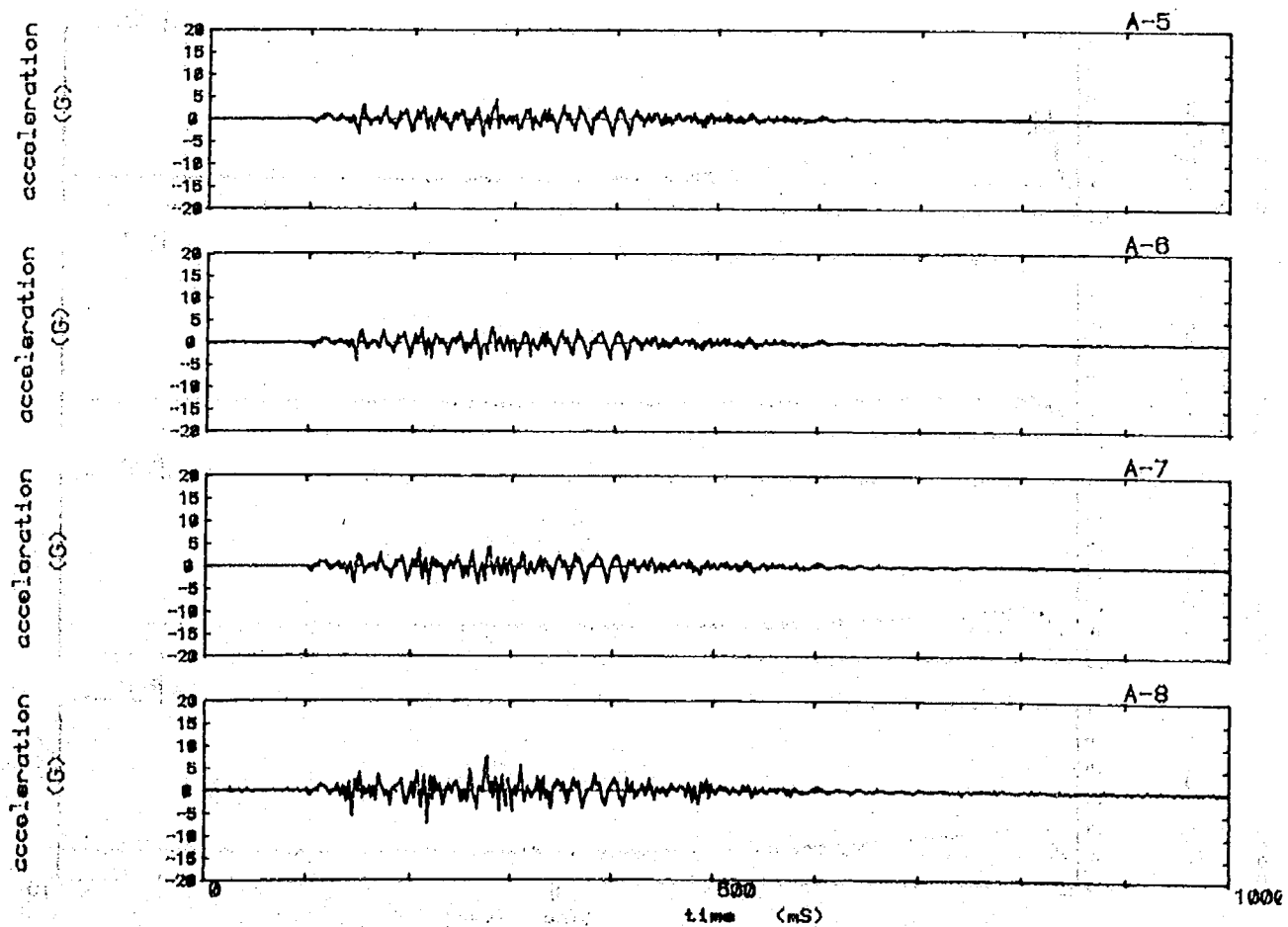
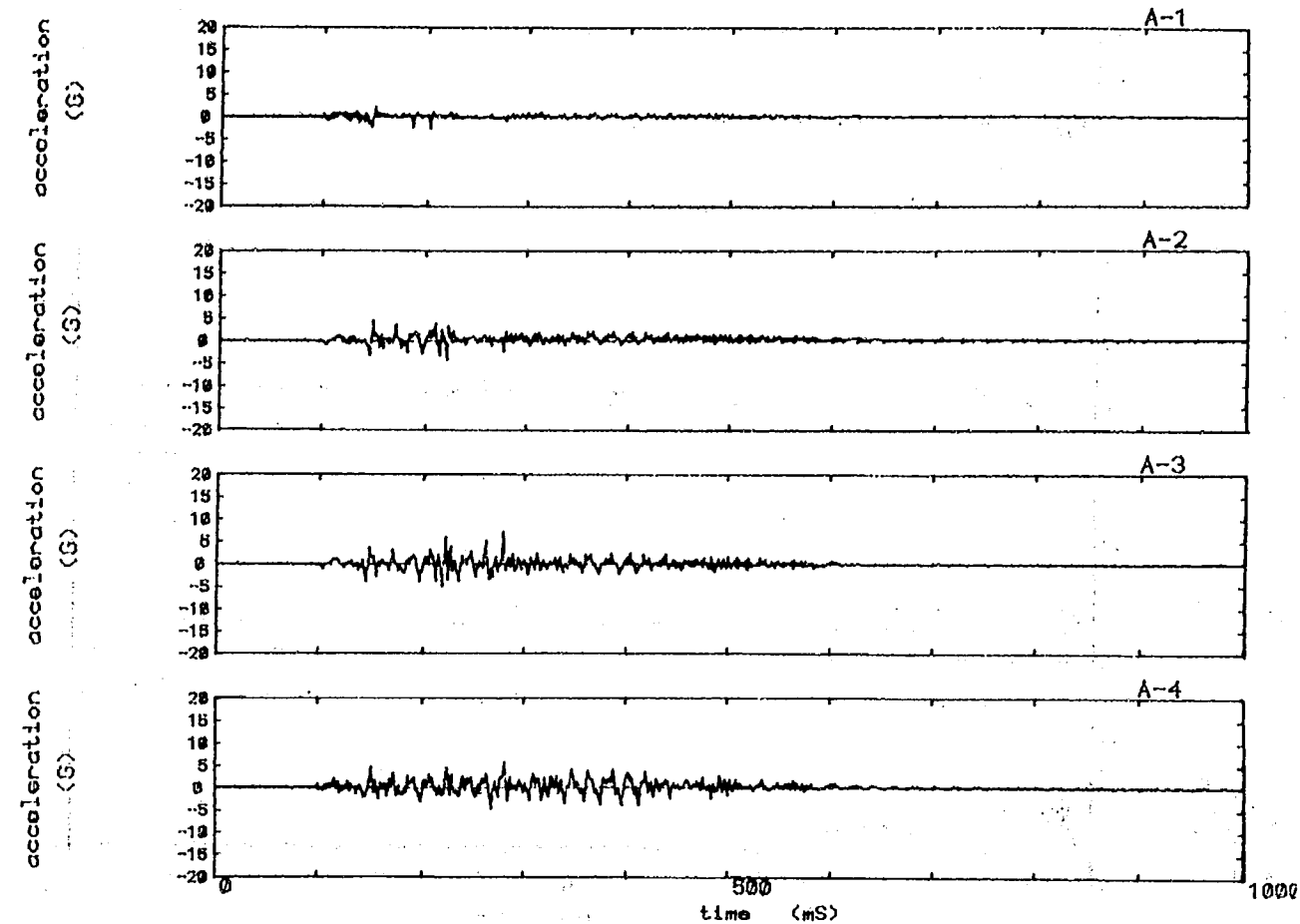
ケース 2-1-3



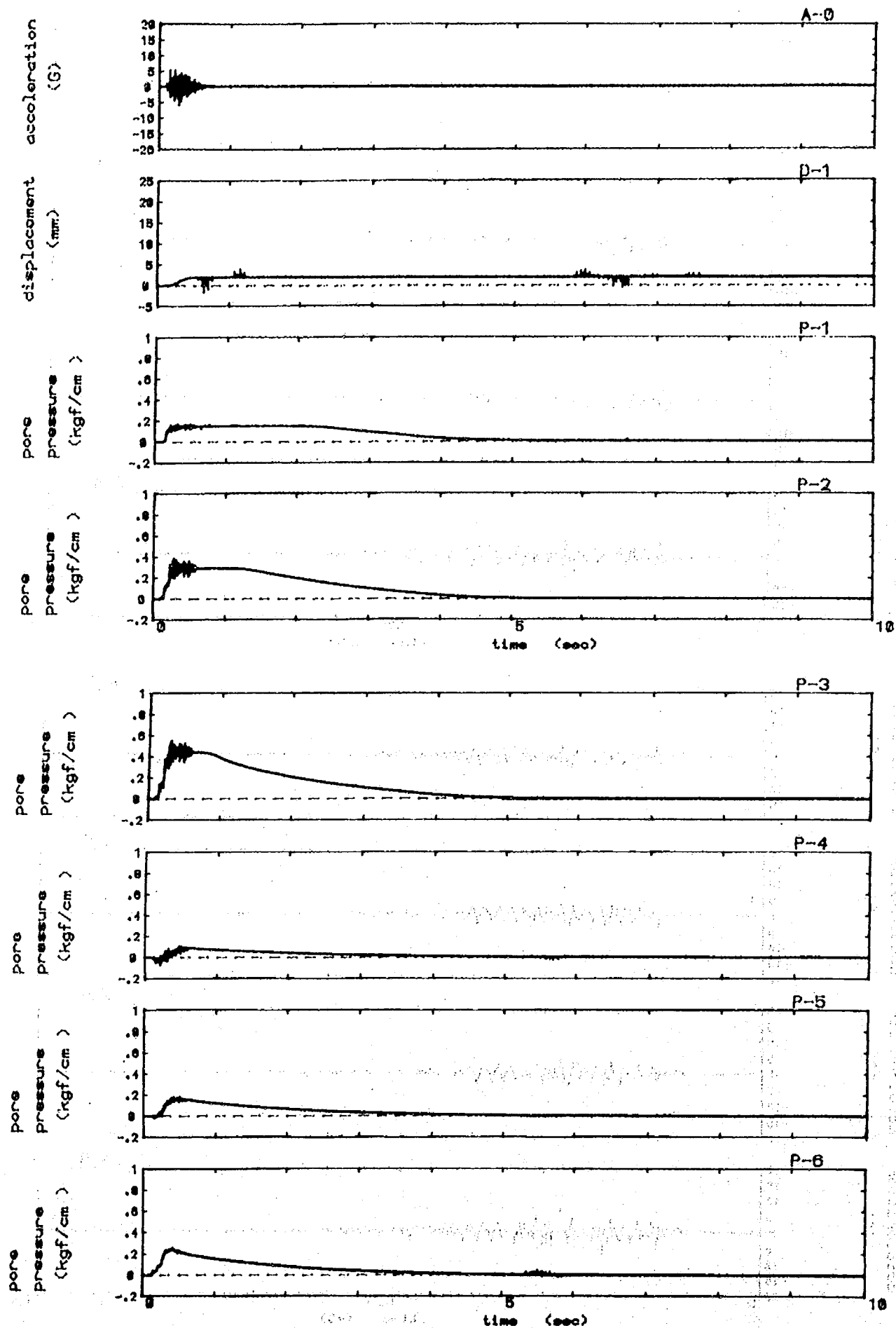
ケース 2-1-3



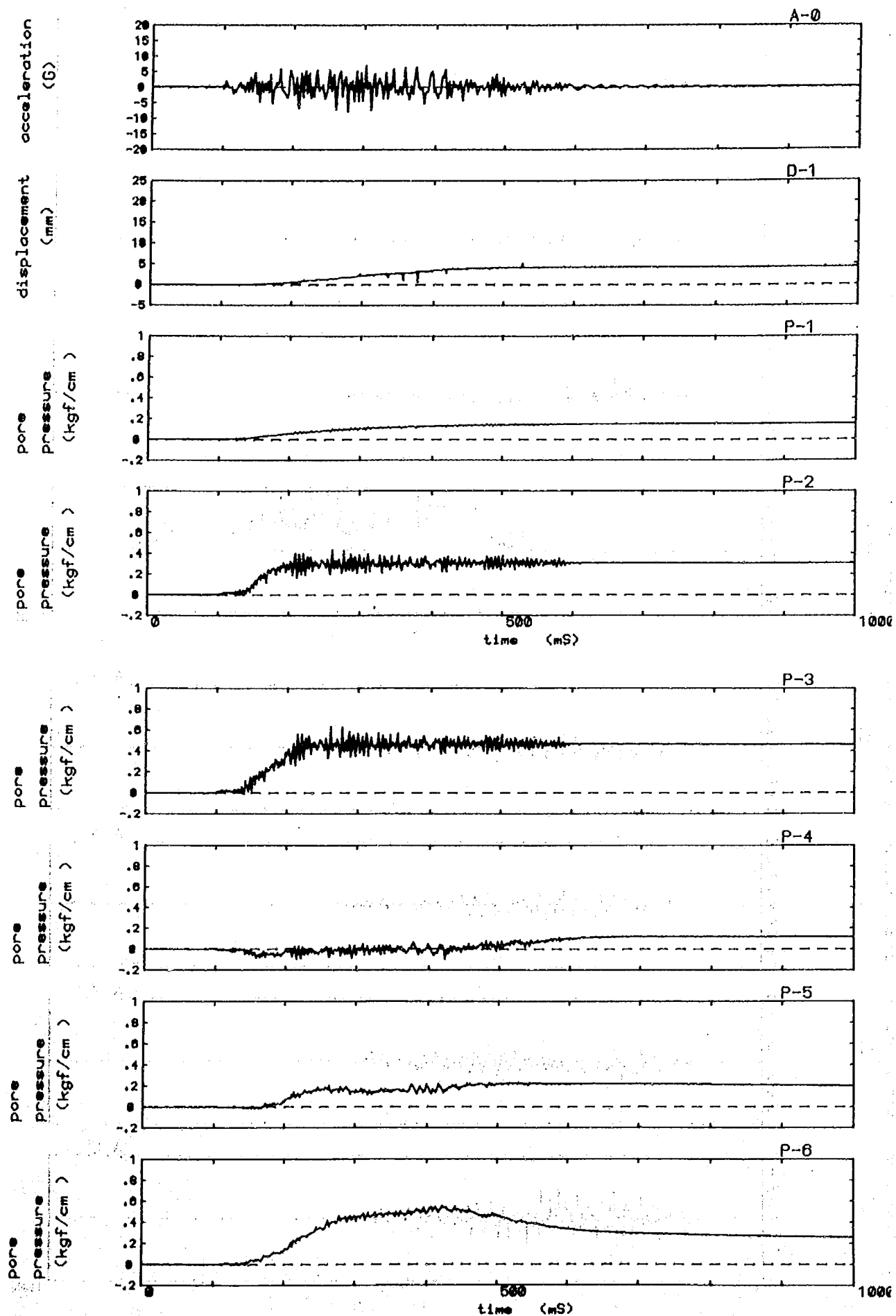
ケース 2-1-4



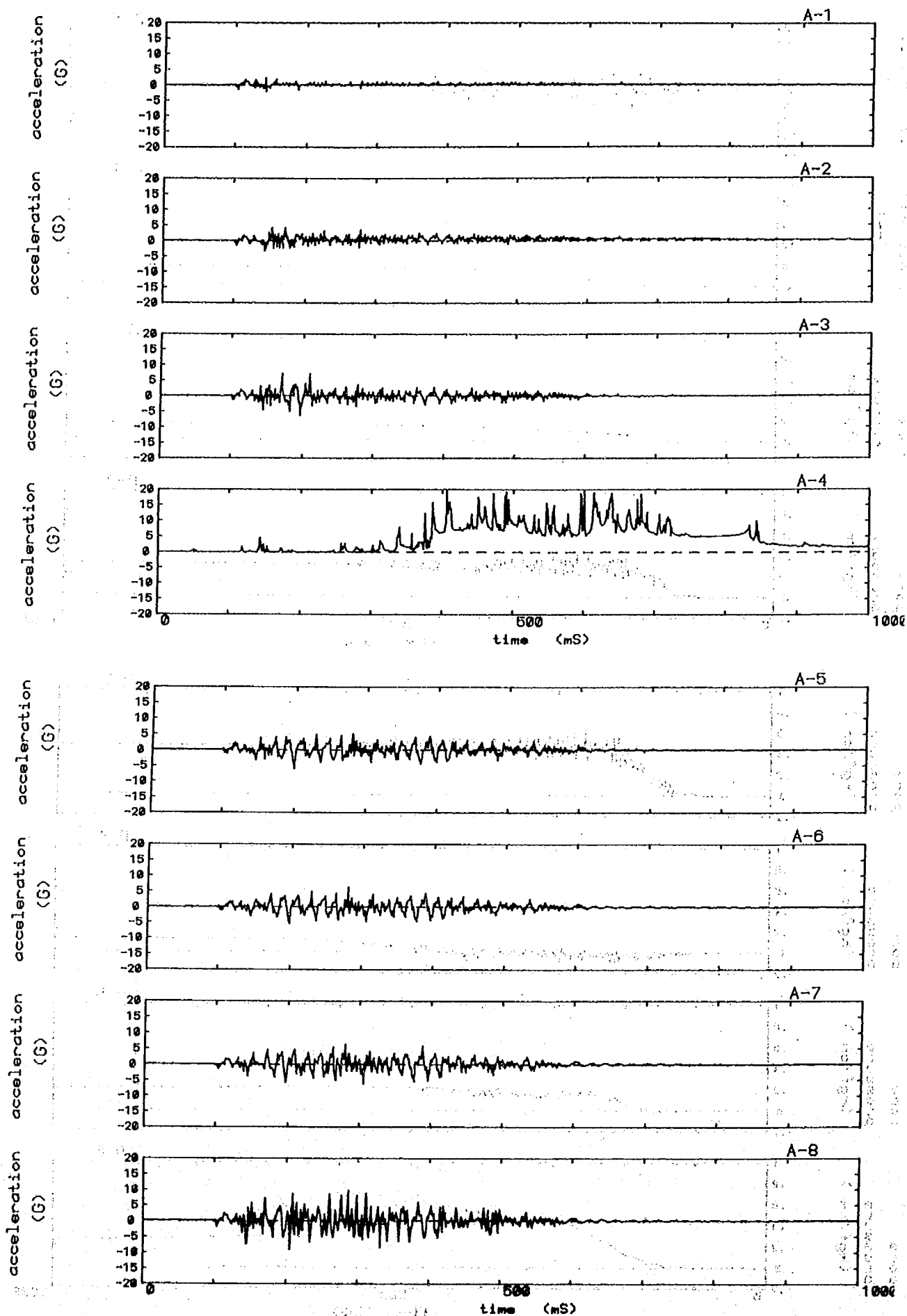
(40 VOLT) ケース 2-1-4



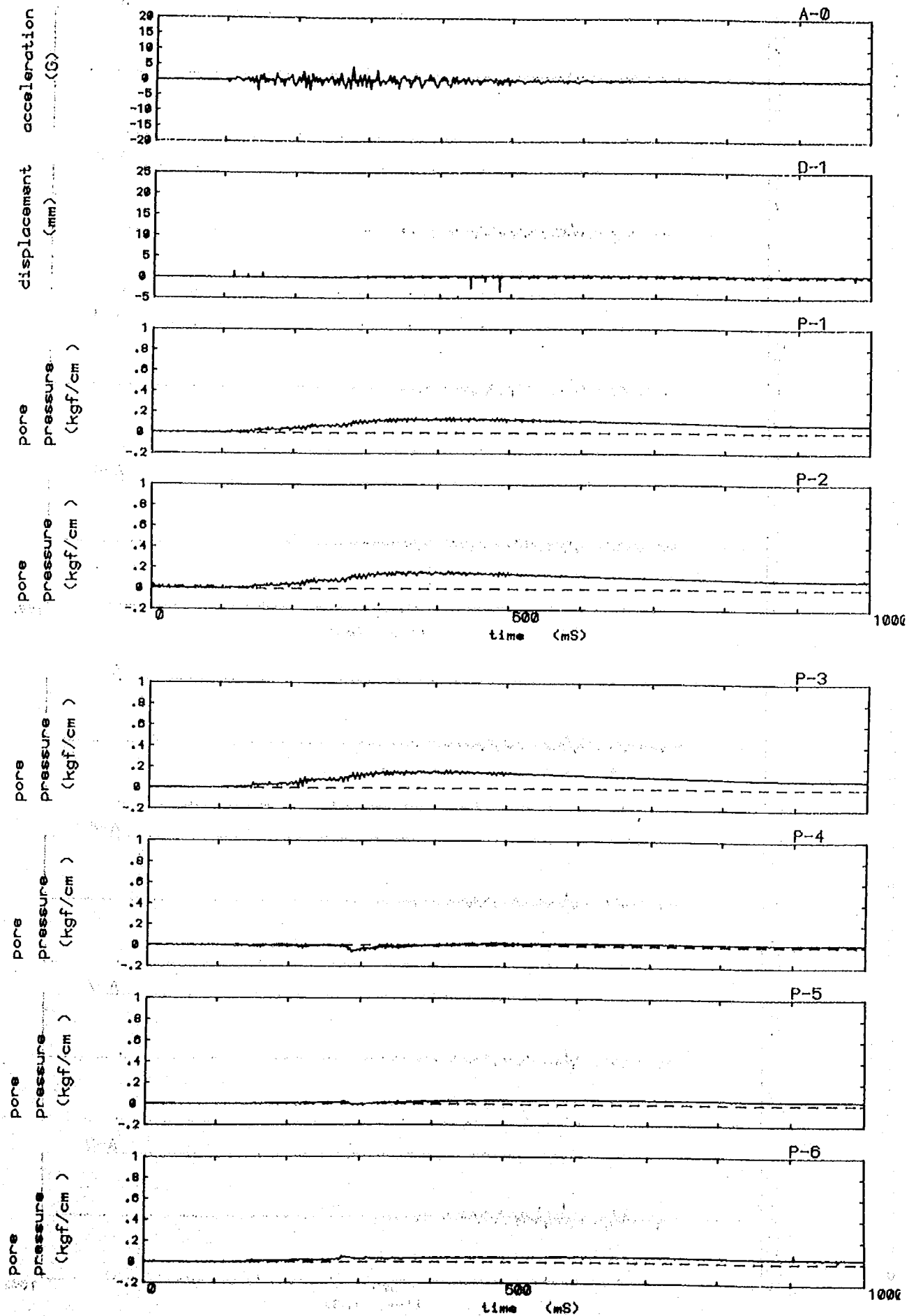
ケース 2-1-4 (消散時)



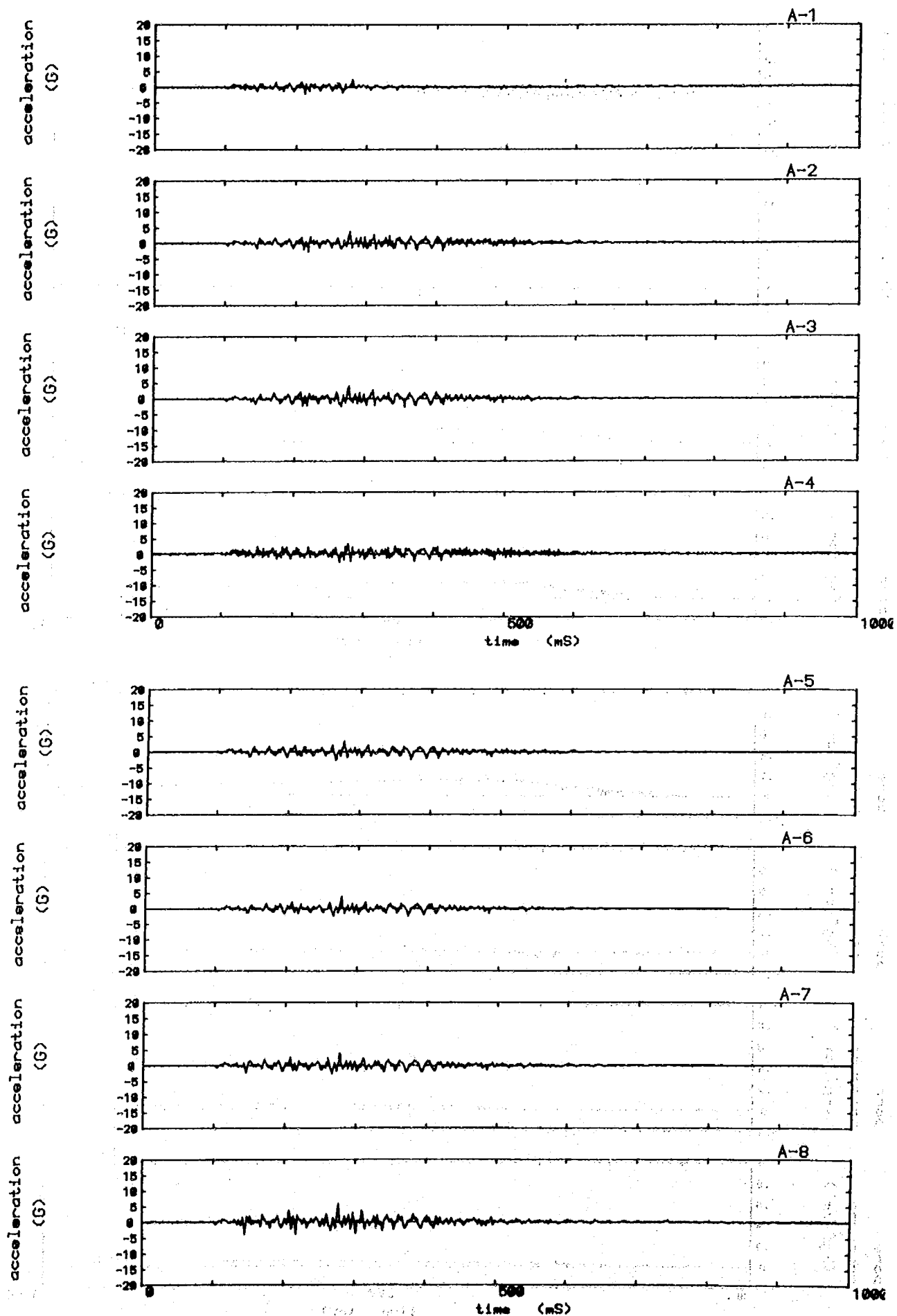
ケース 2-1-5



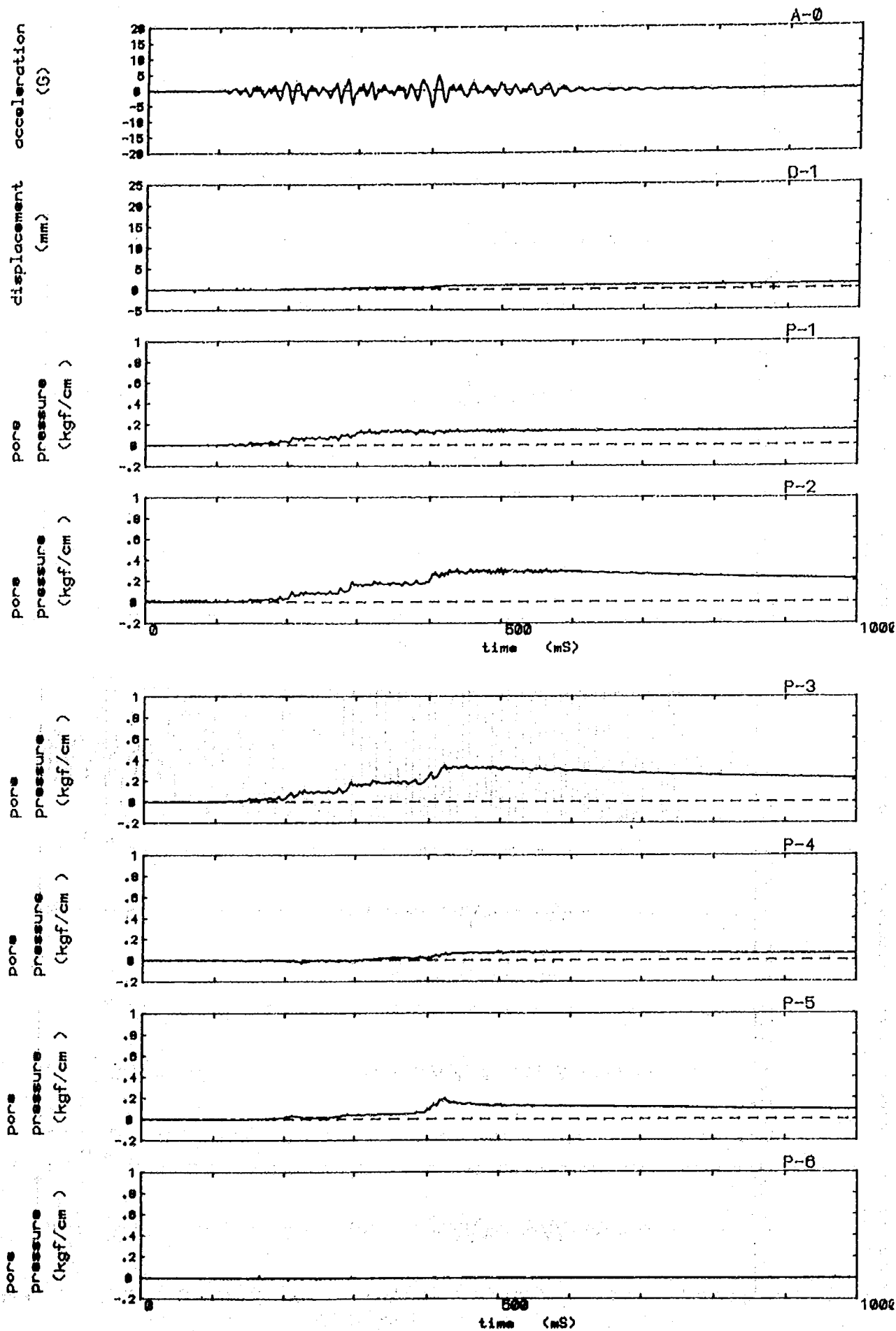
ケース 2-1-5



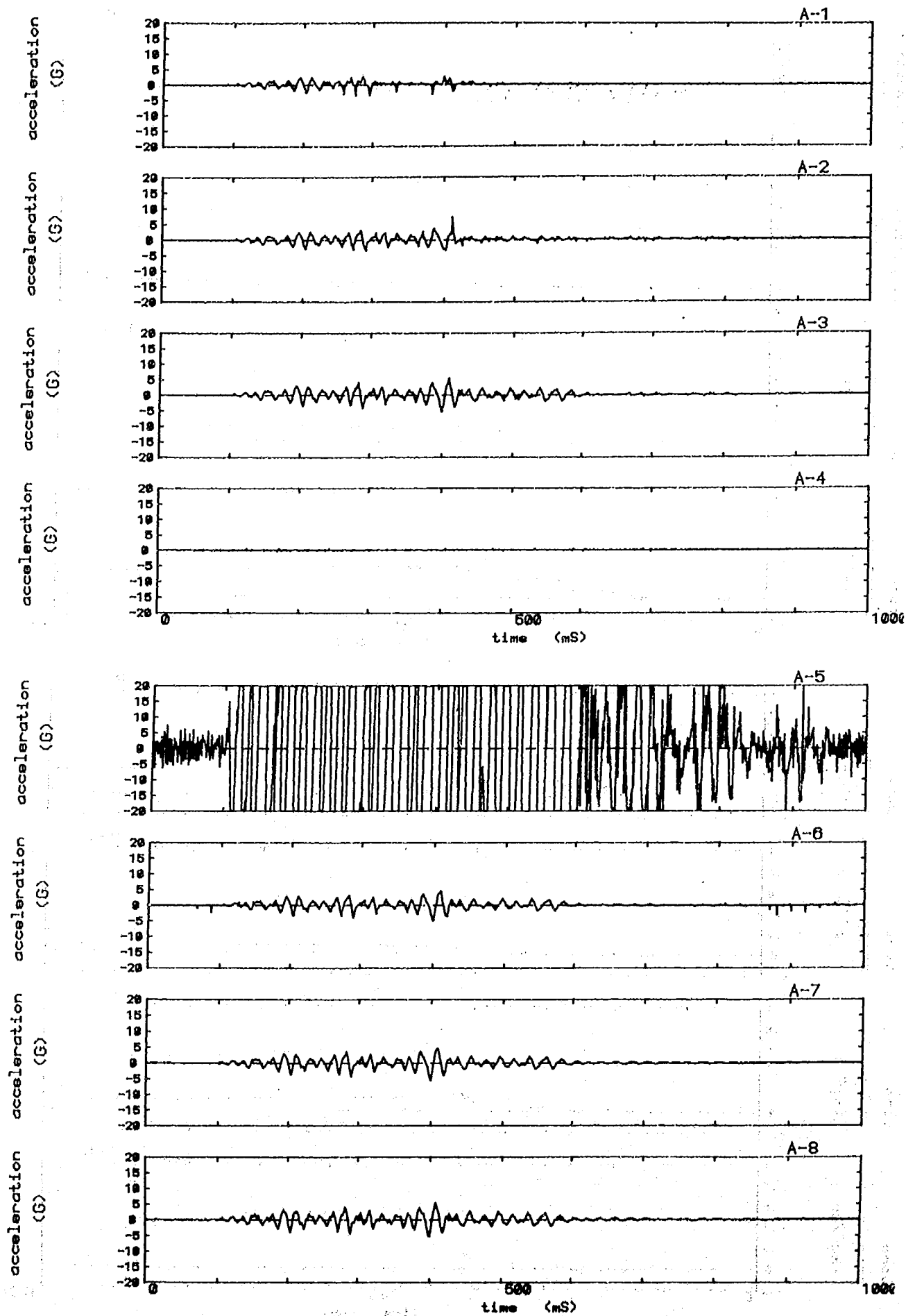
ケース 2-1-6



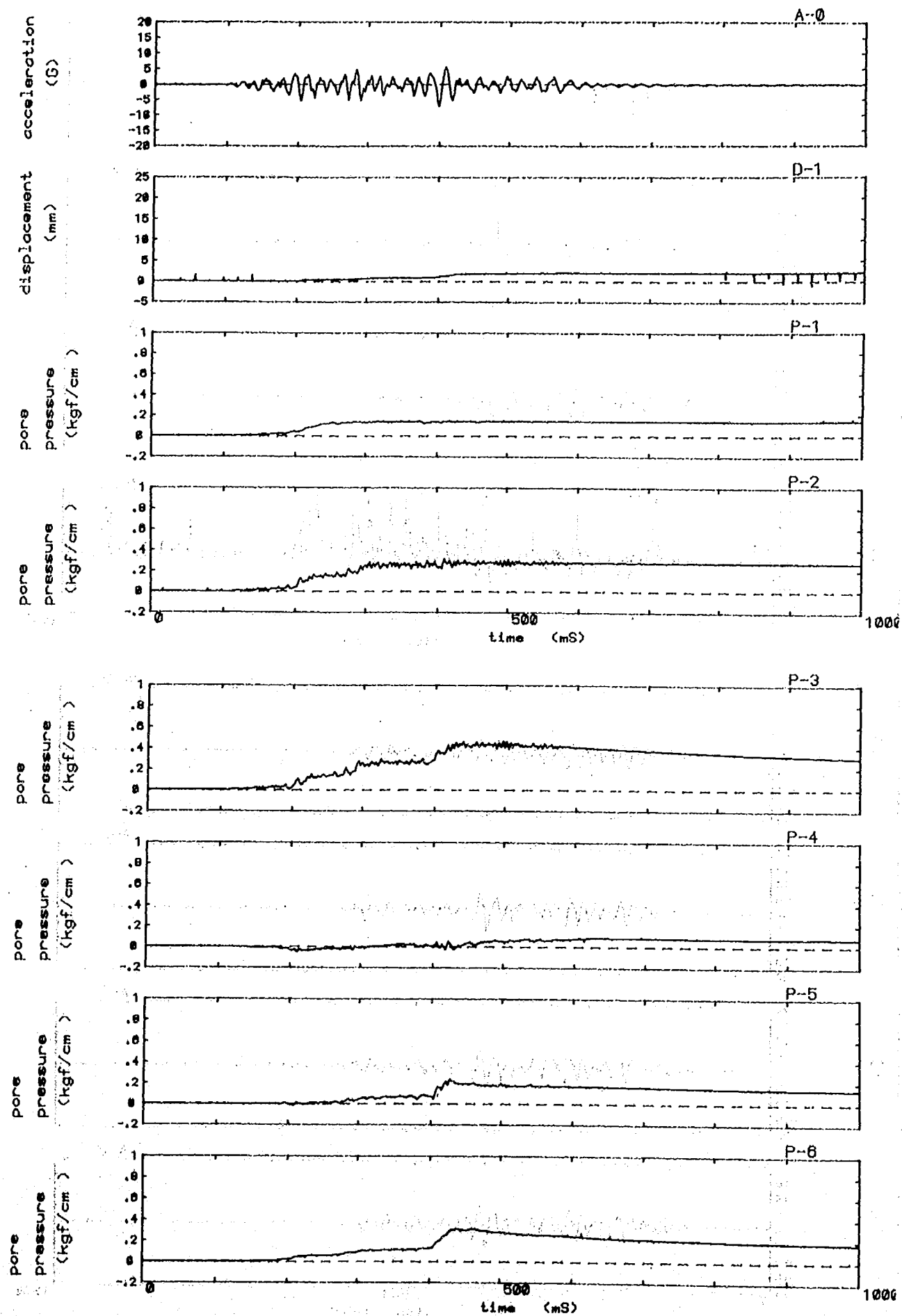
ケース 2-1-6



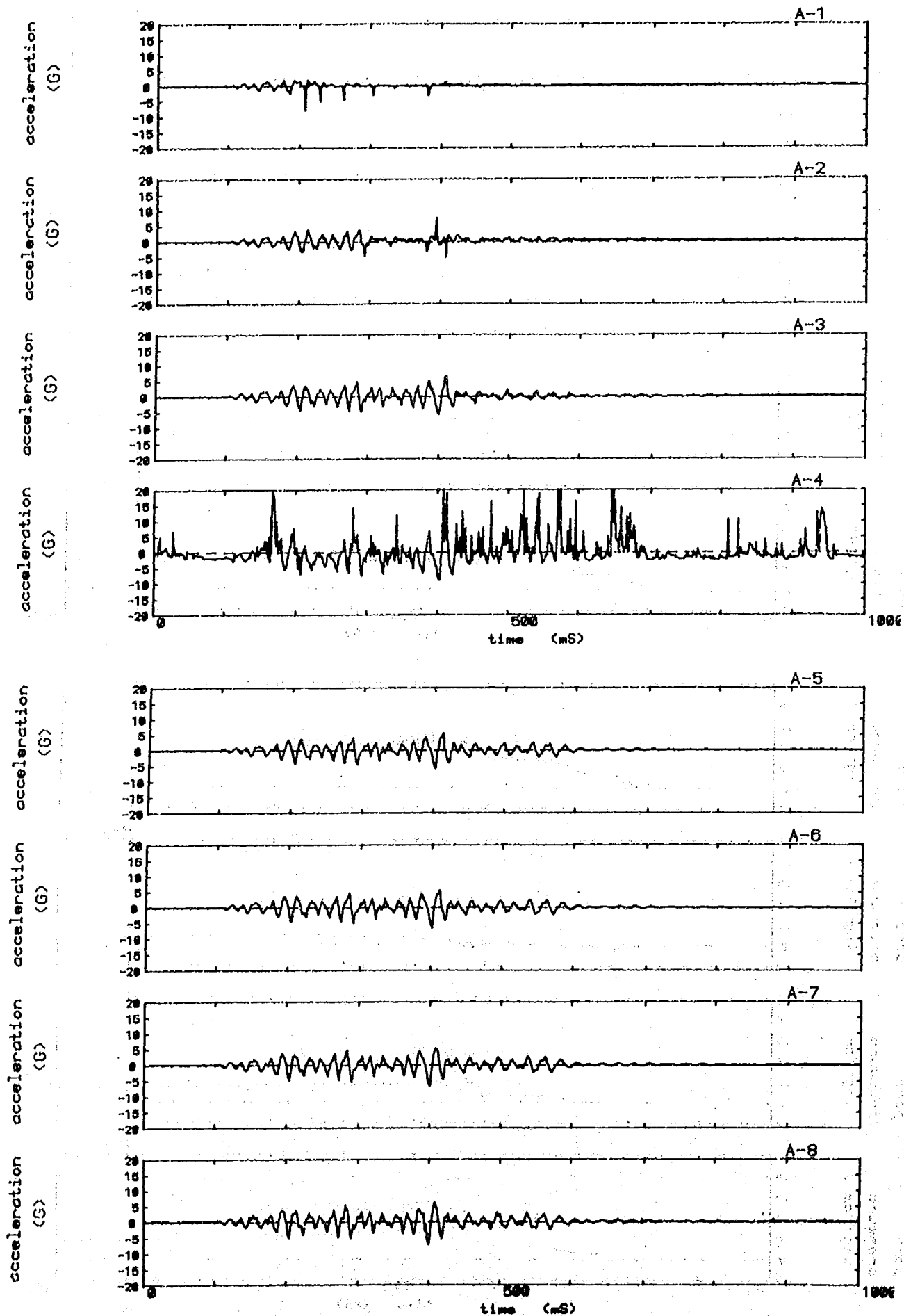
ケース 2-1-7



ケース 2 - 1 - 7

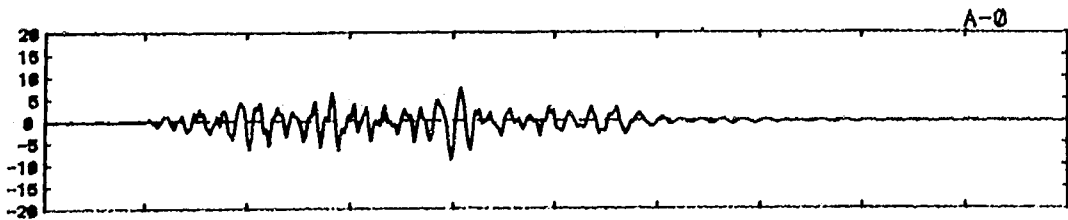


ケース 2-1-8

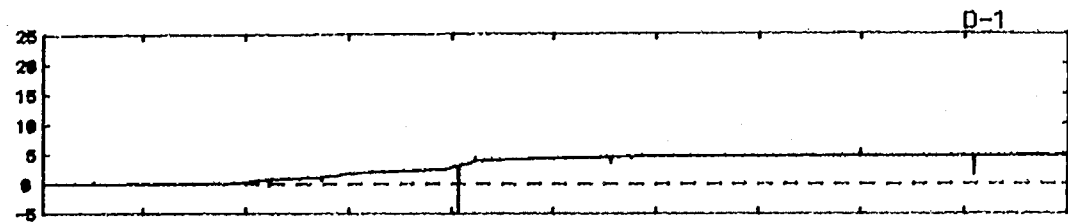


ケース 2-1-8

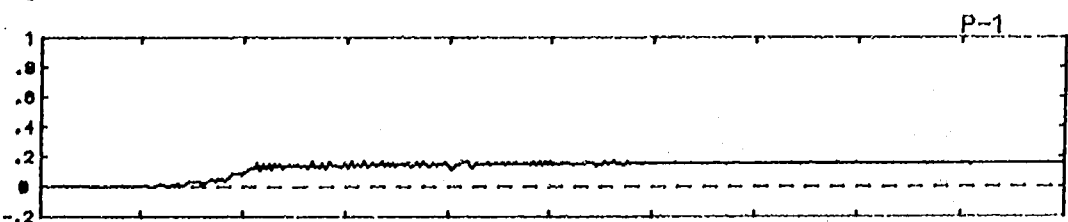
acceleration
(G)



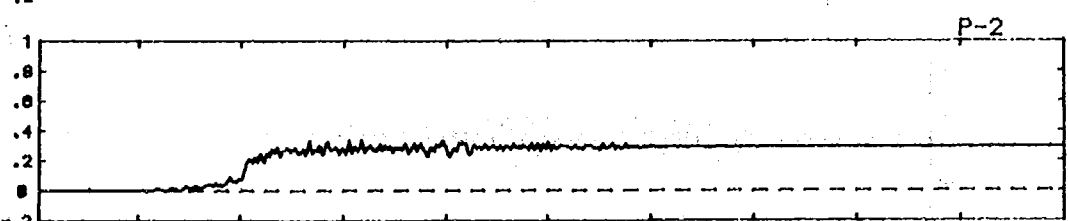
displacement
(mm)



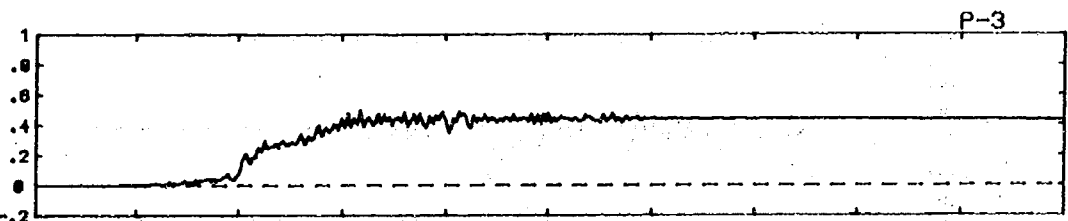
pore
pressure
(kgf/cm)



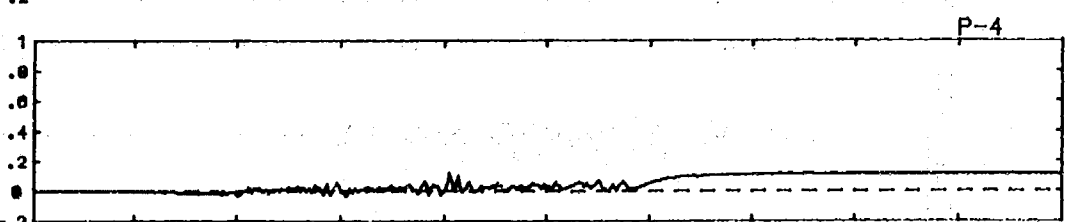
pore
pressure
(kgf/cm)



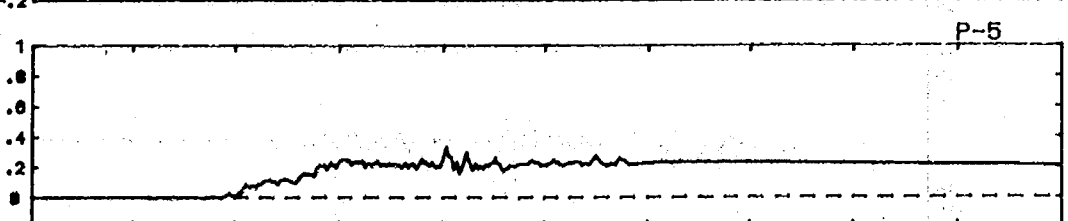
pore
pressure
(kgf/cm)



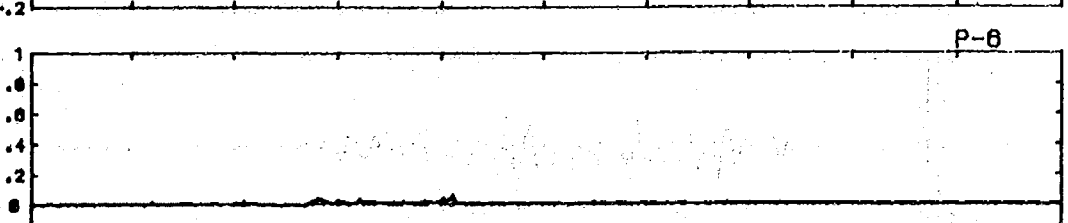
pore
pressure
(kgf/cm)



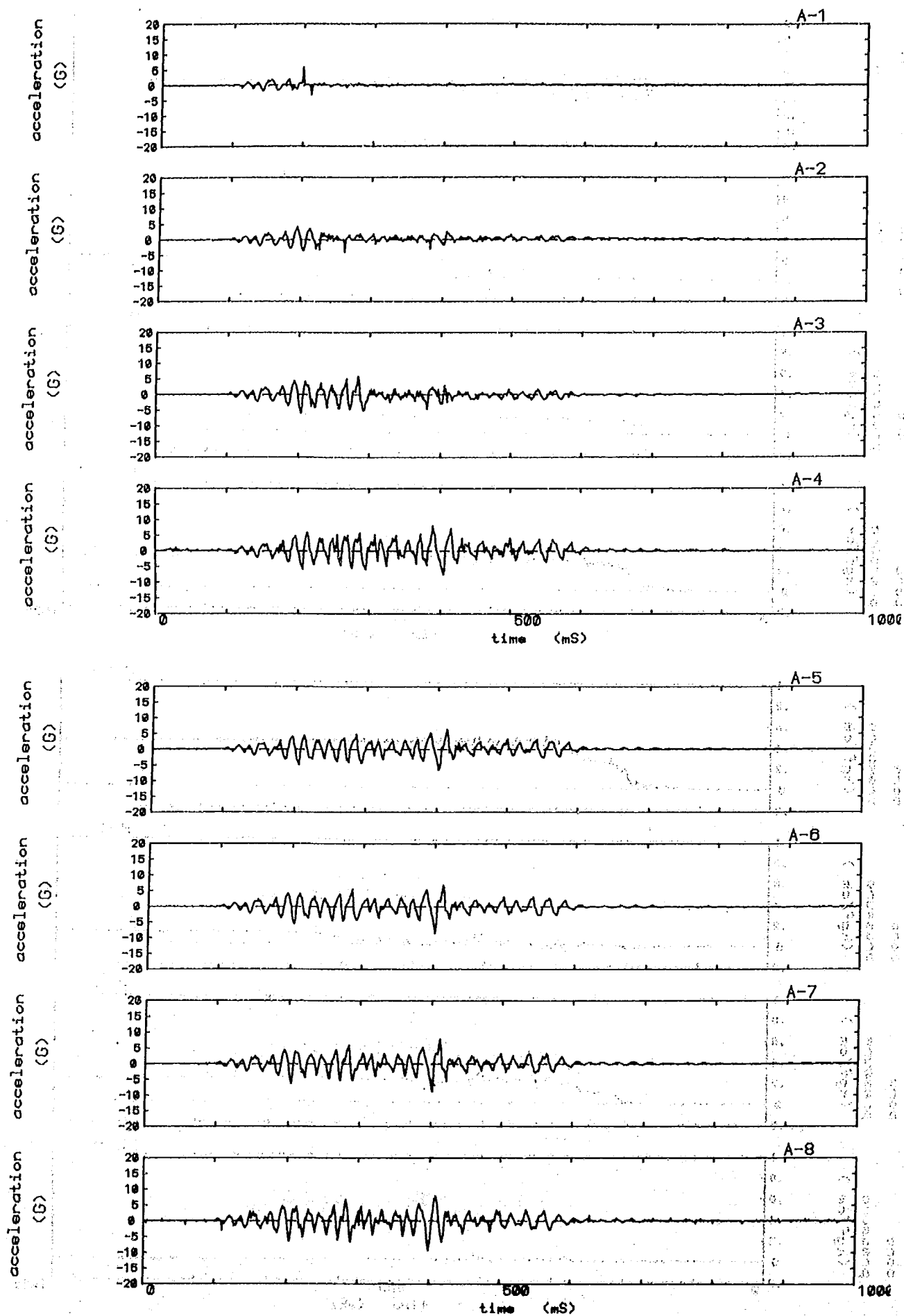
pore
pressure
(kgf/cm)



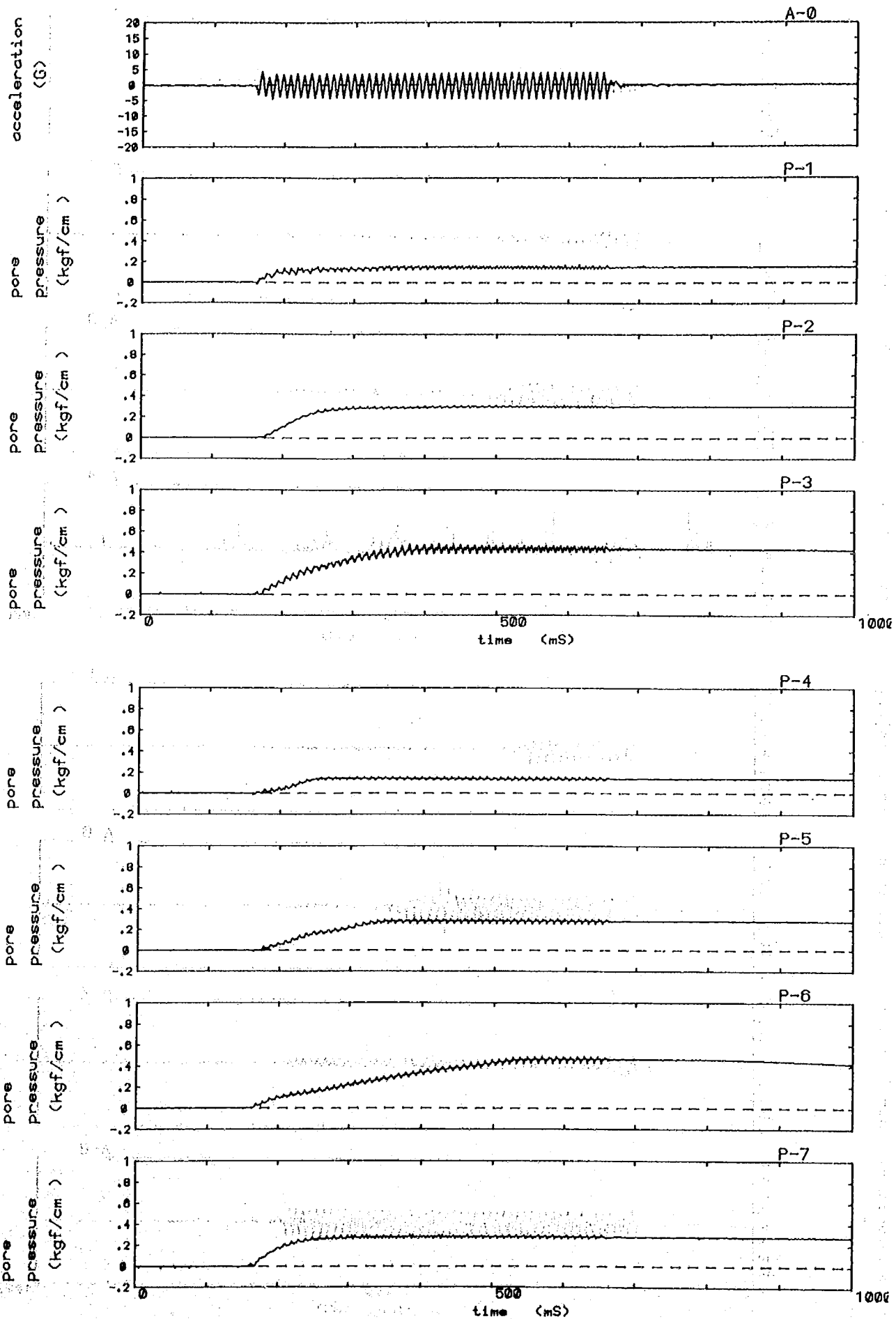
pore
pressure
(kgf/cm)



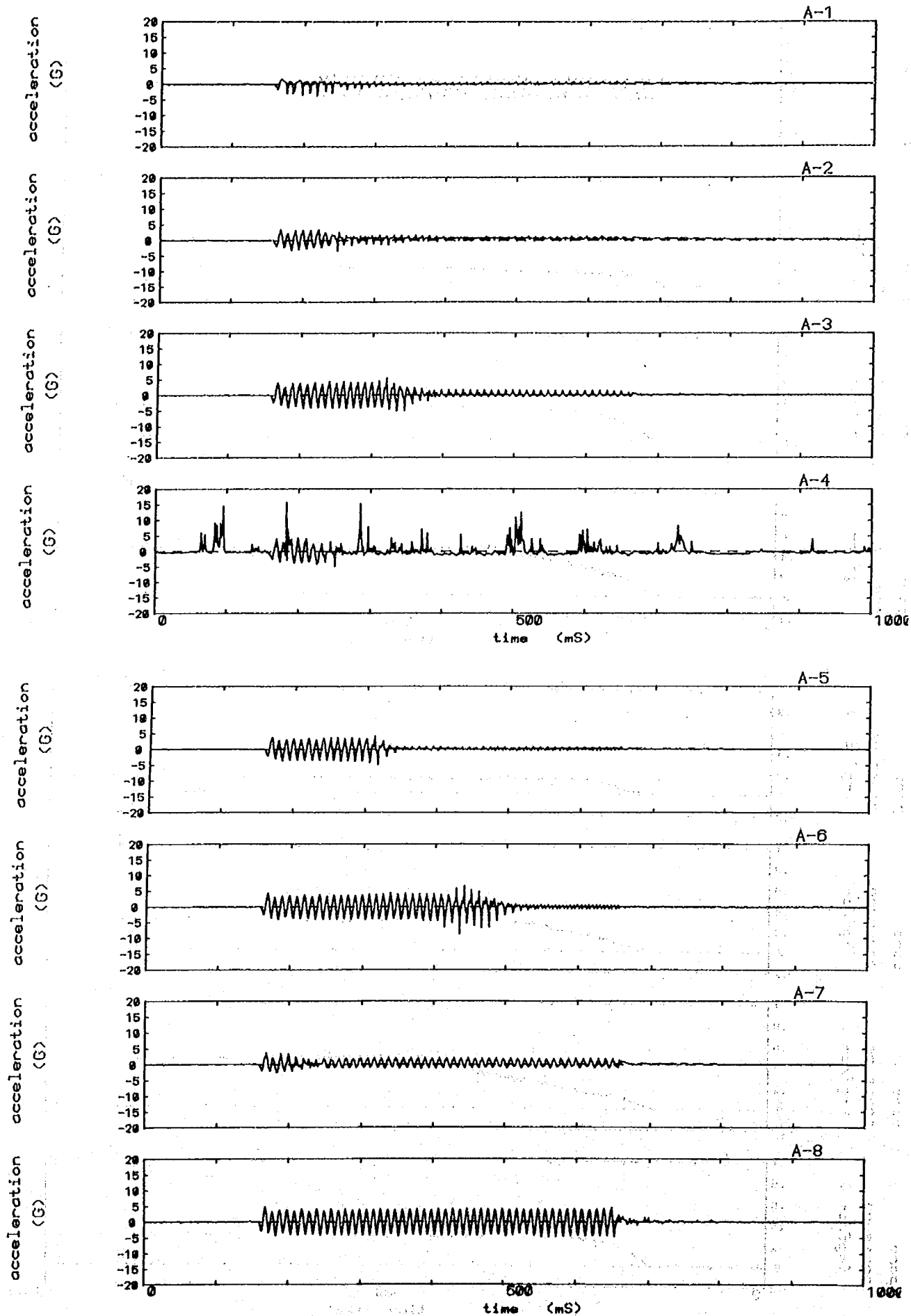
ケース 2-1-9



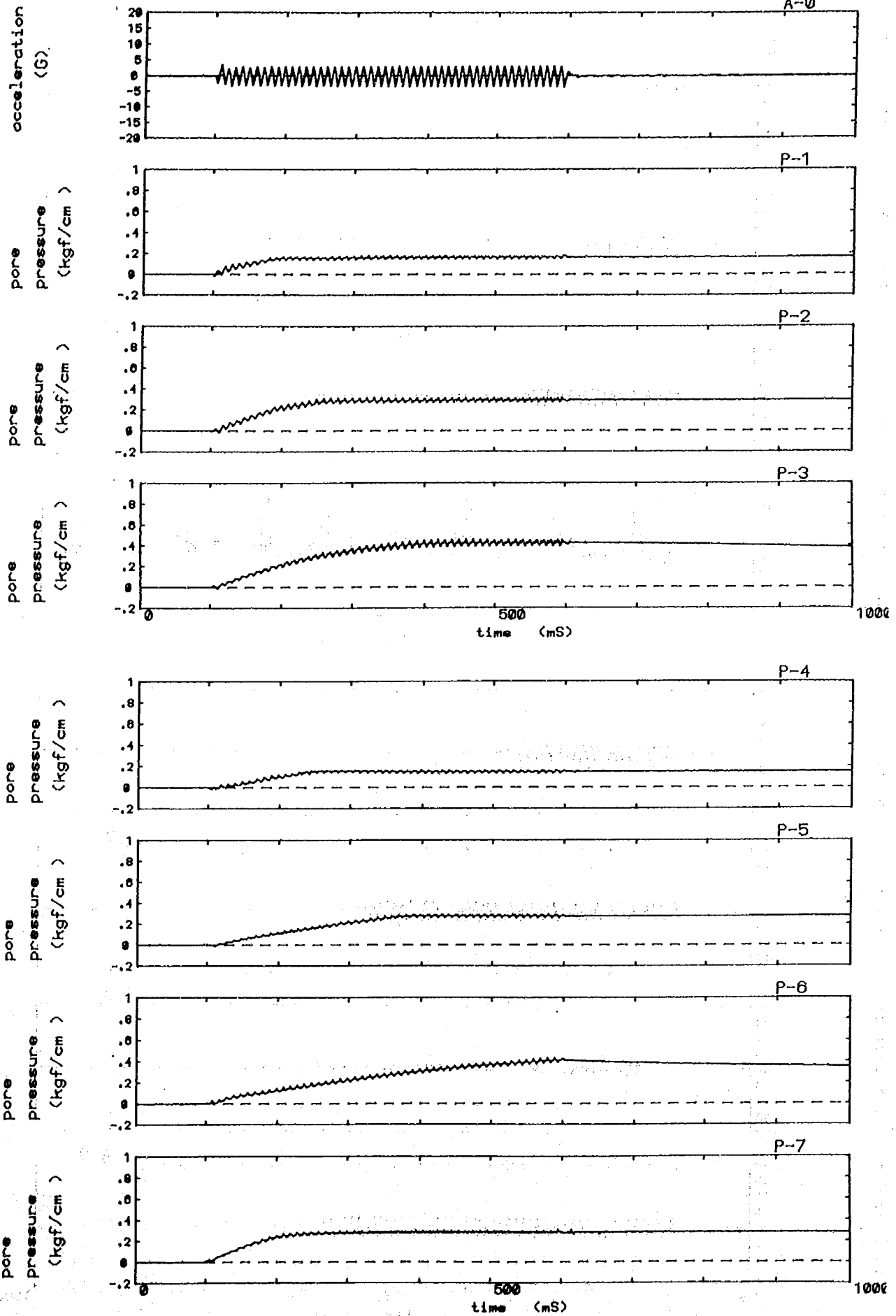
ケース 2-1-9



ケース 2-2-1

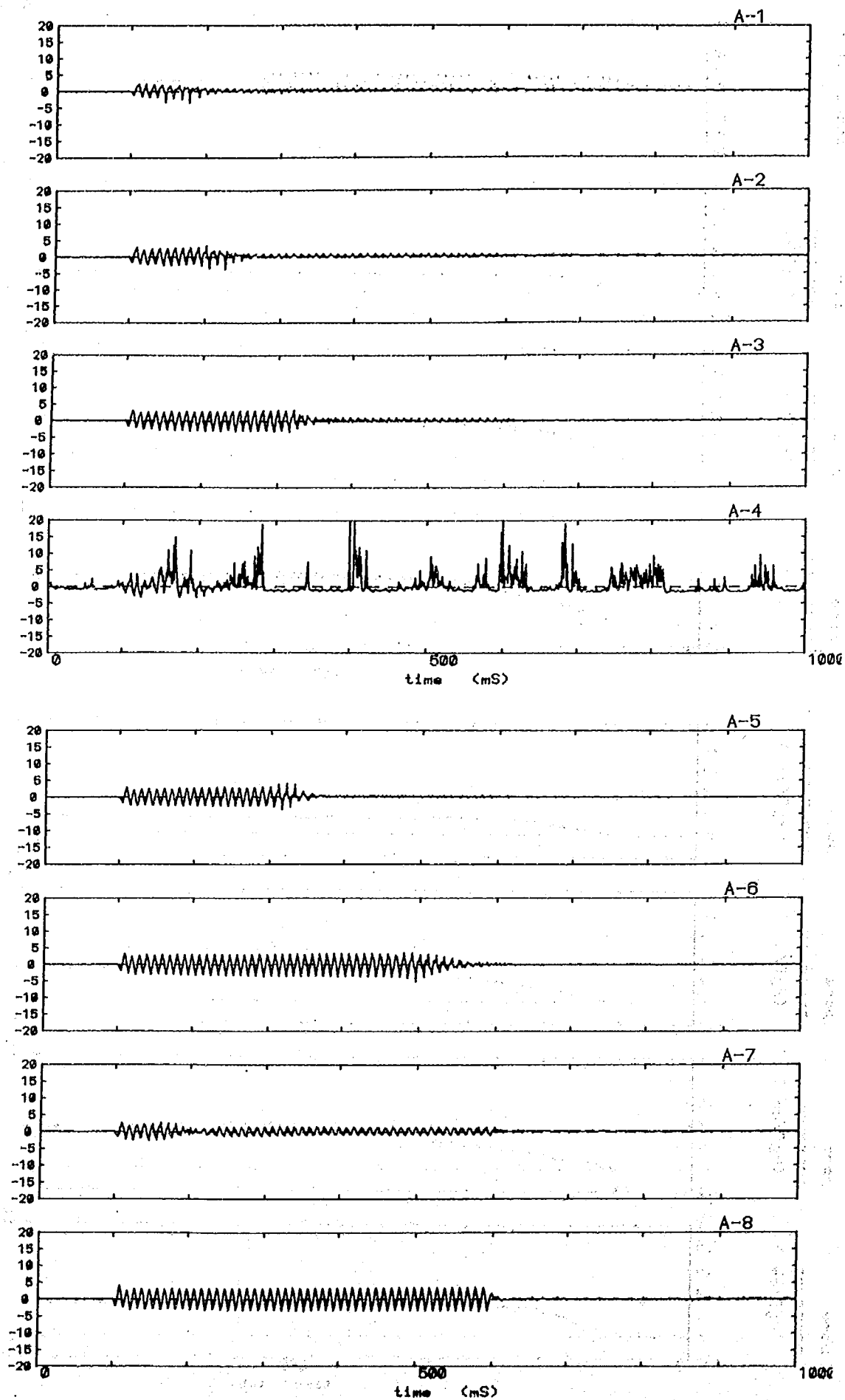


ケース 2-2-1

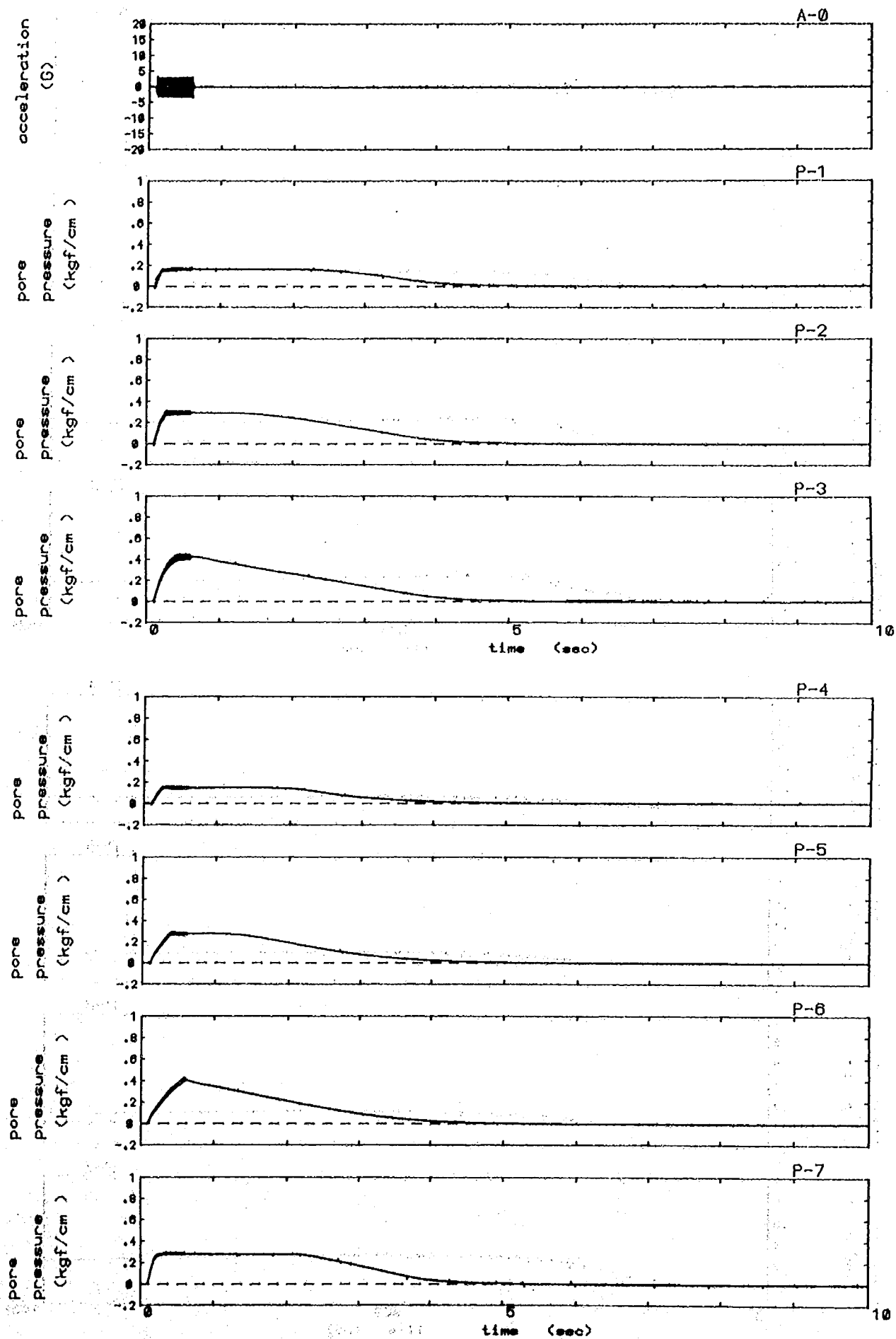


ケース 2-2-2

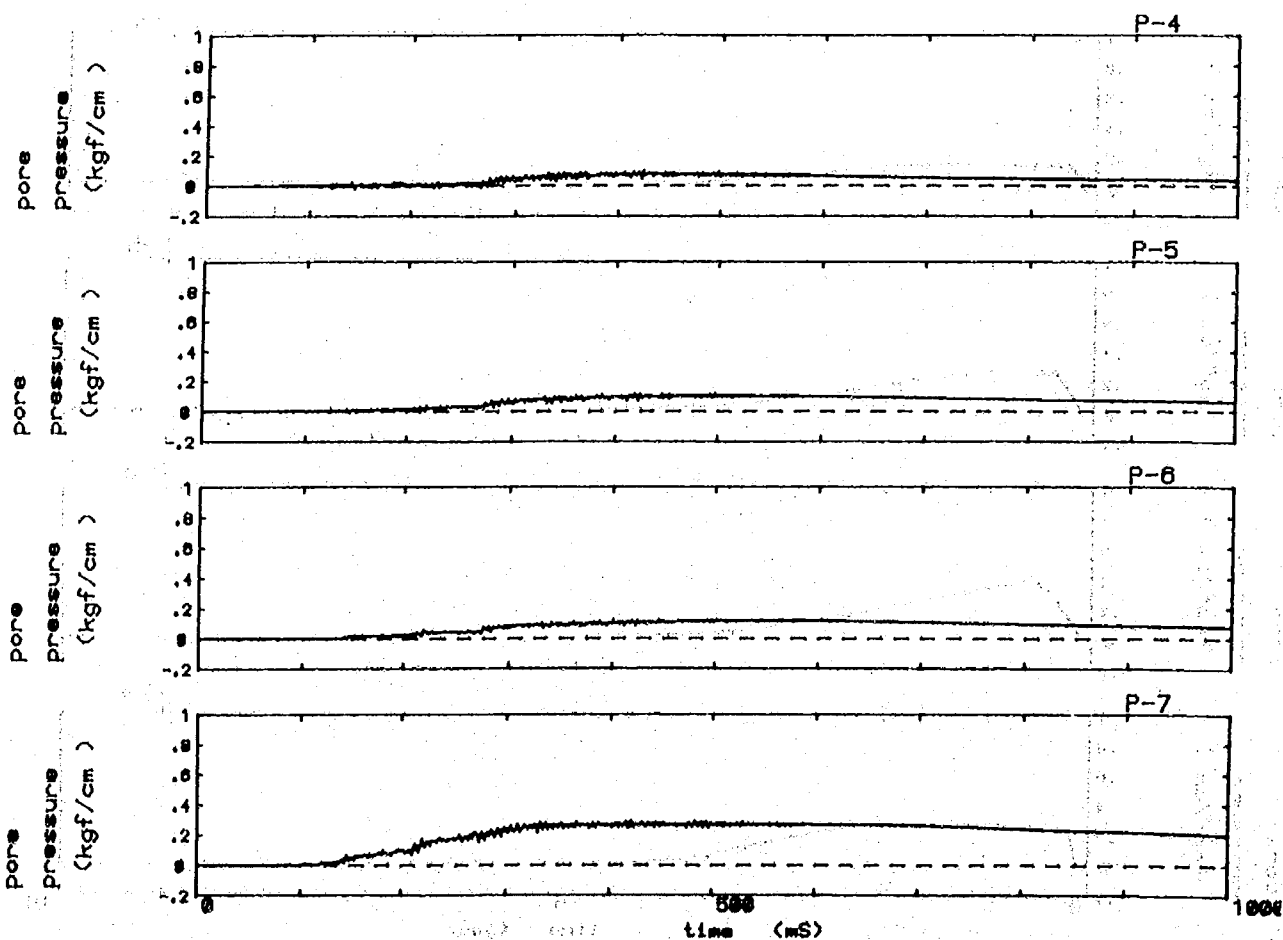
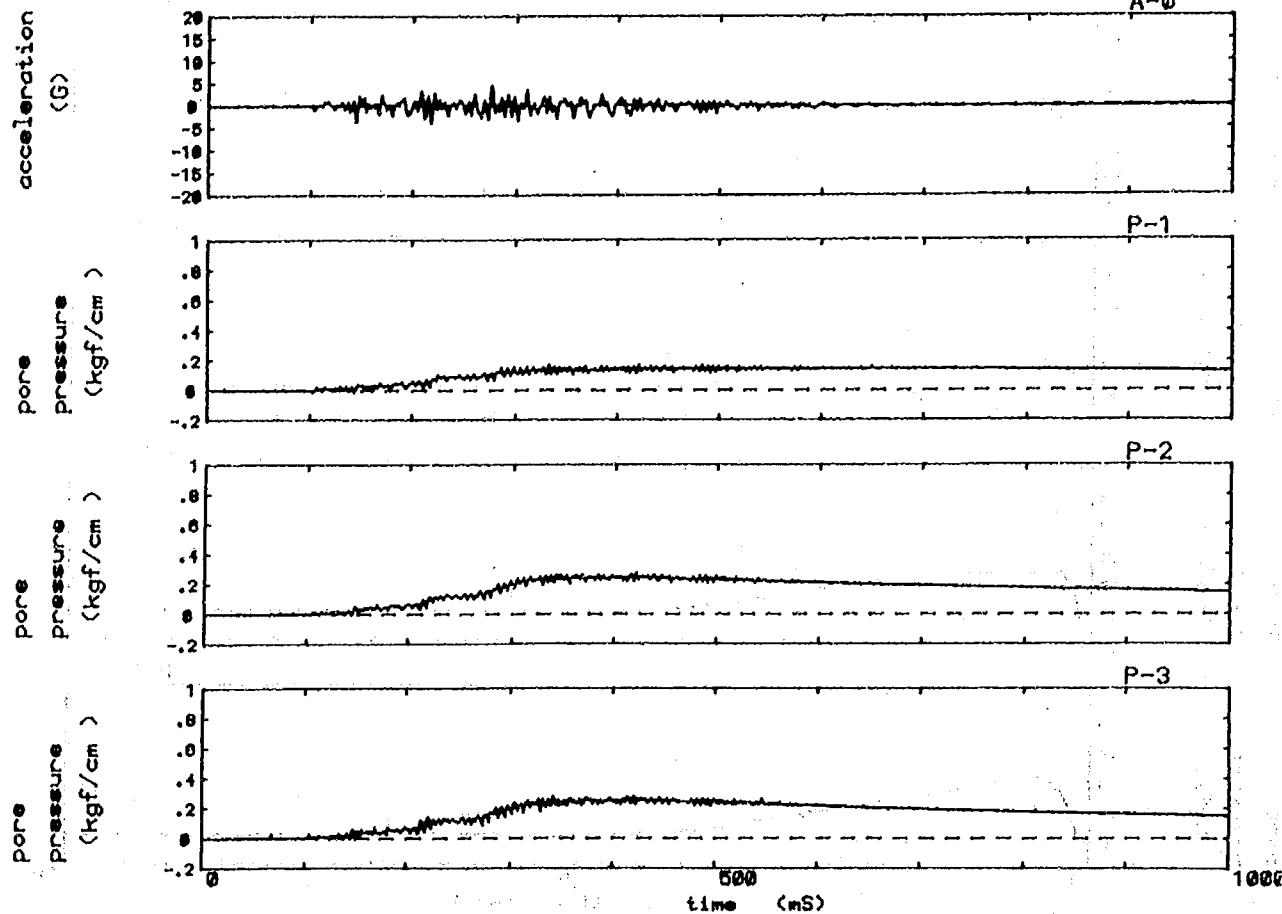
acceleration (G)
acceleration (G)
acceleration (G)
acceleration (G)
acceleration (G)
acceleration (G)
acceleration (G)



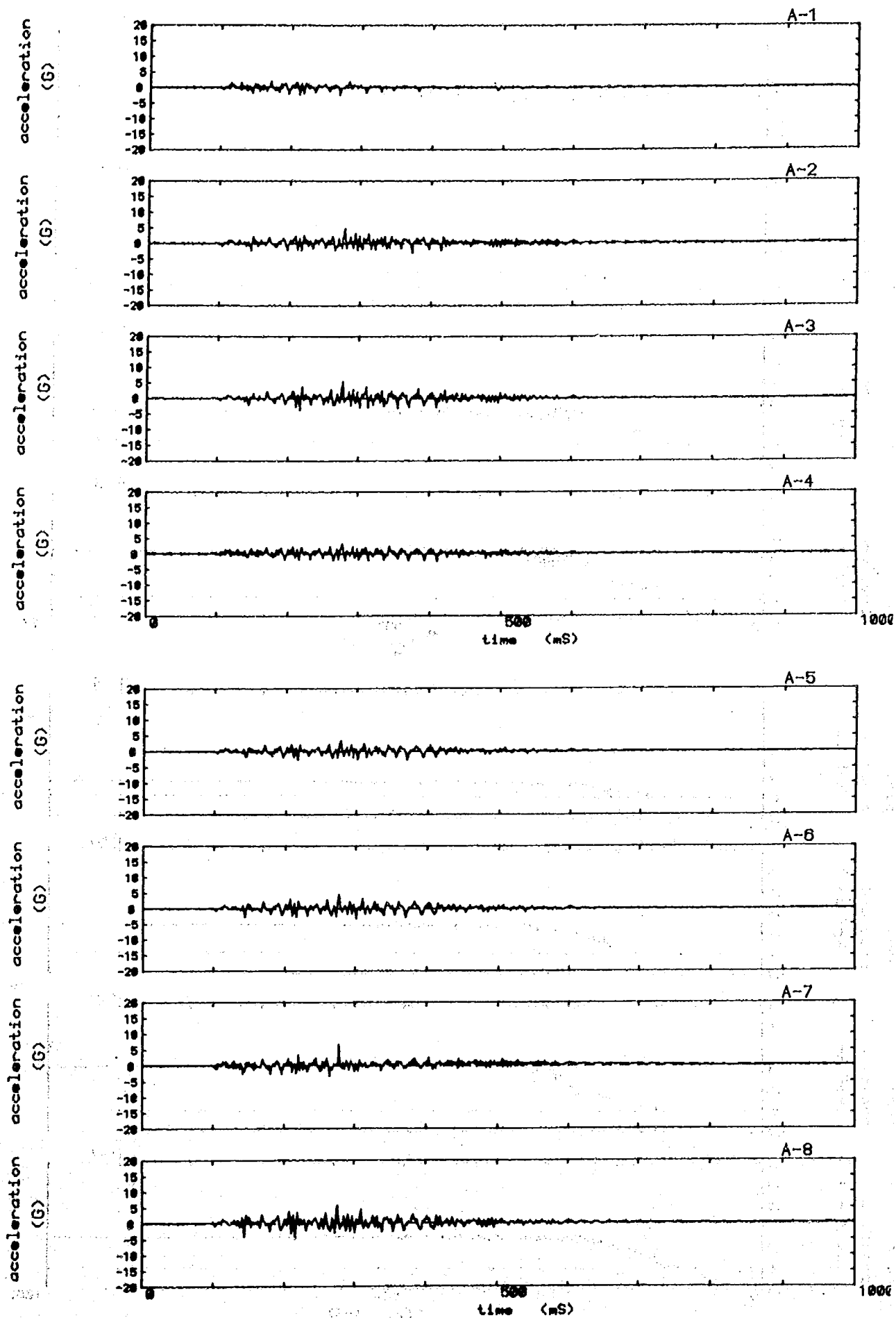
ケース 2-2-2



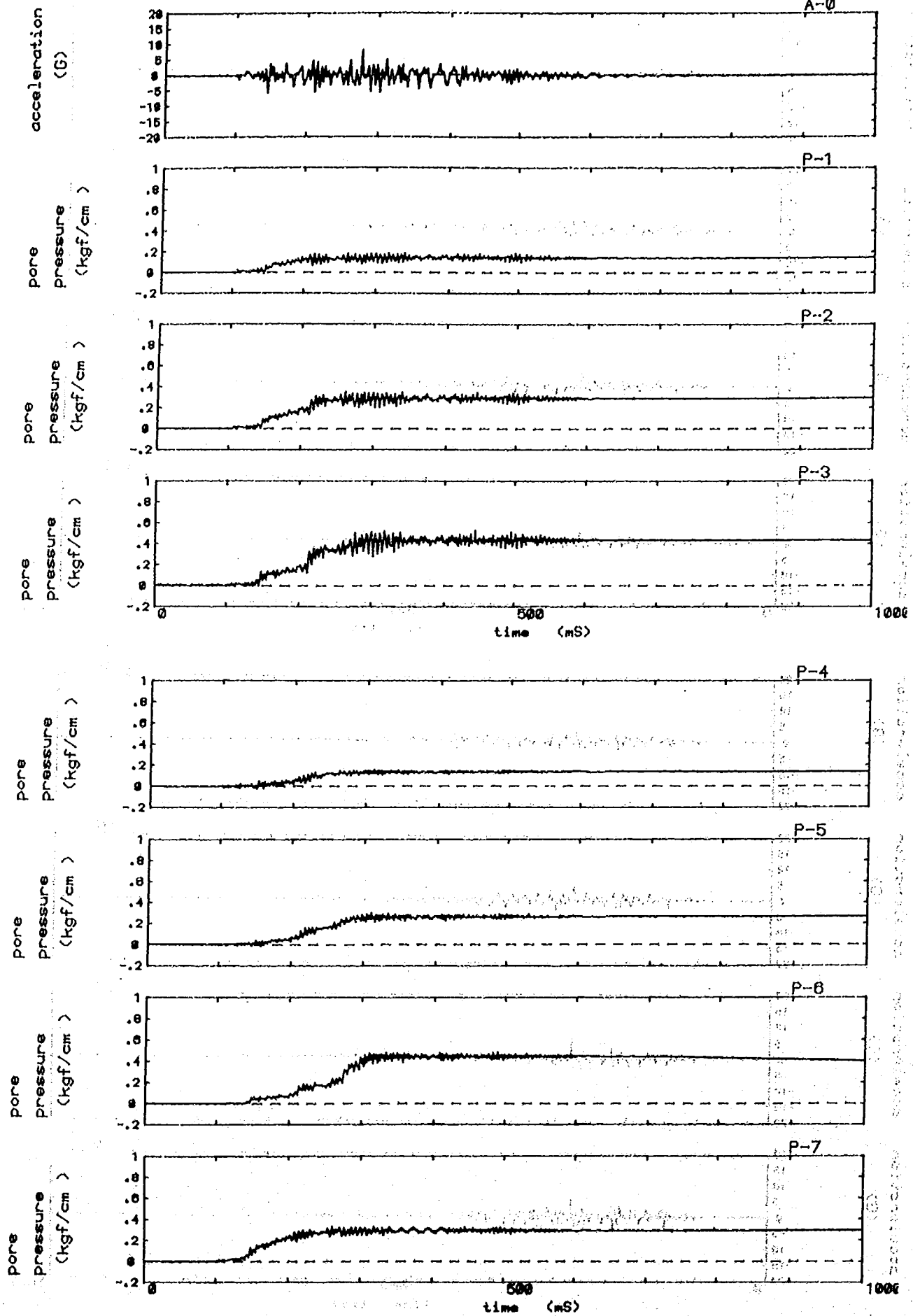
ケース 2-2-2 (消散時)



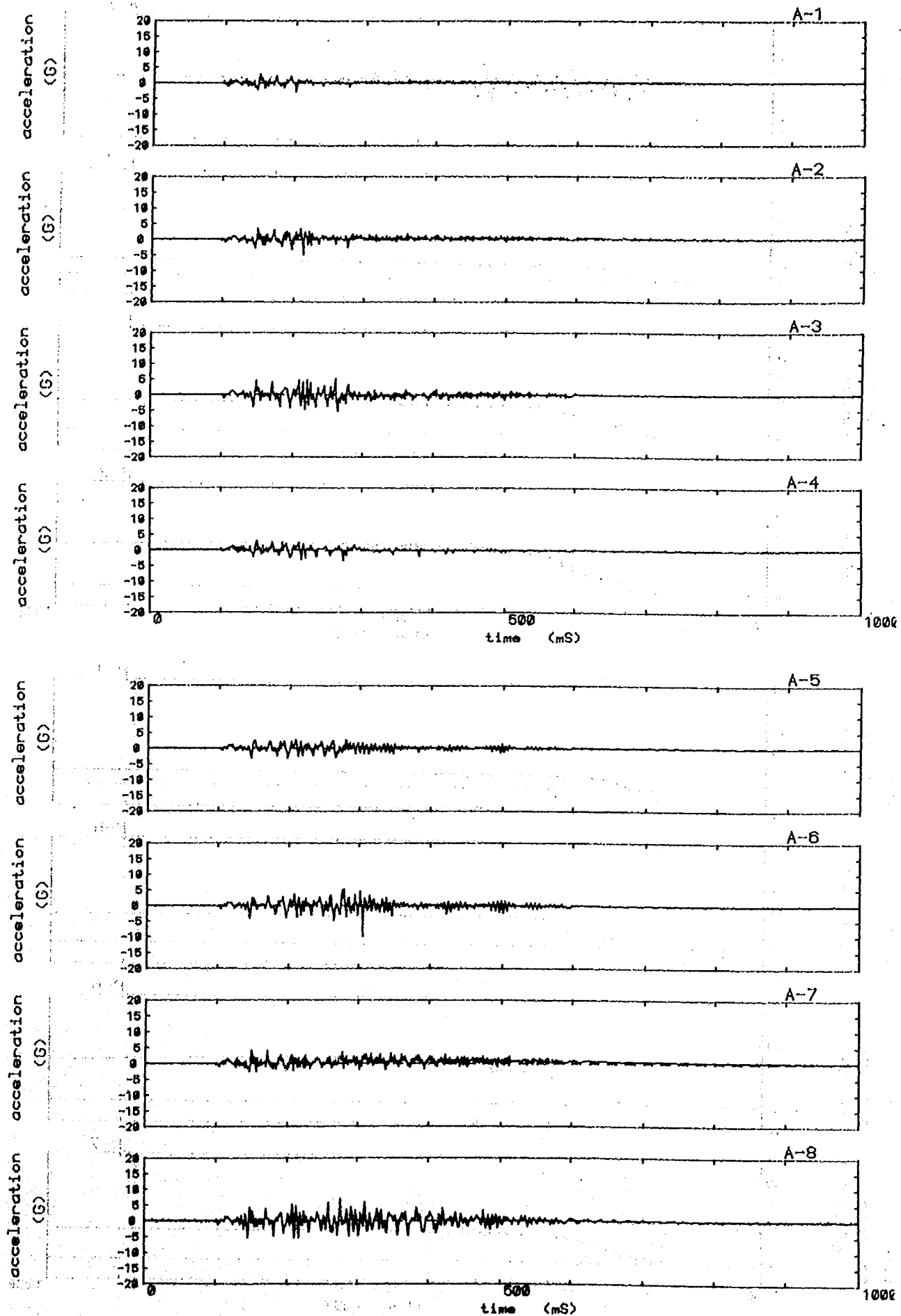
(4.2.2) ケース 2-2-3



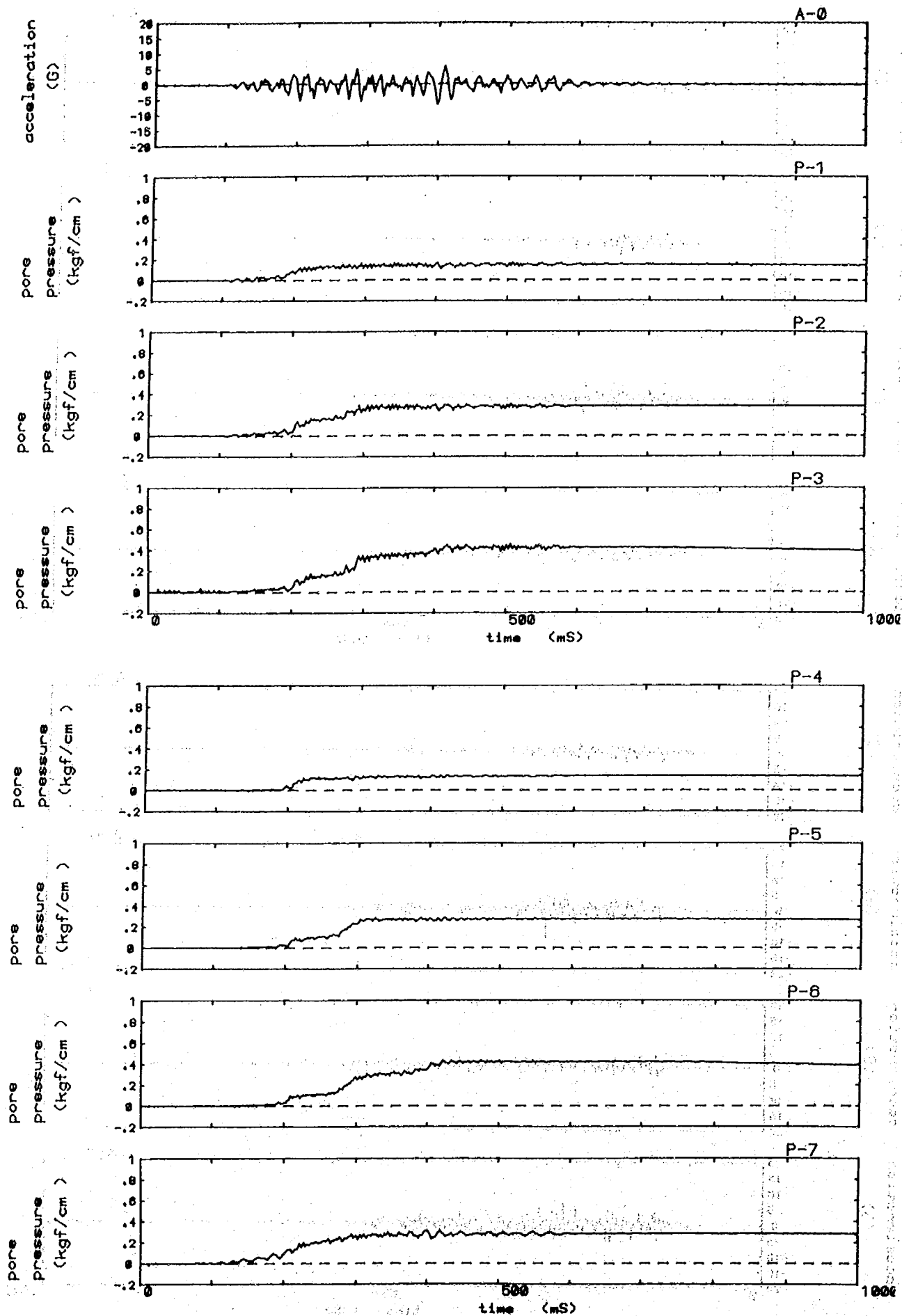
ケース 2 - 2 - 3



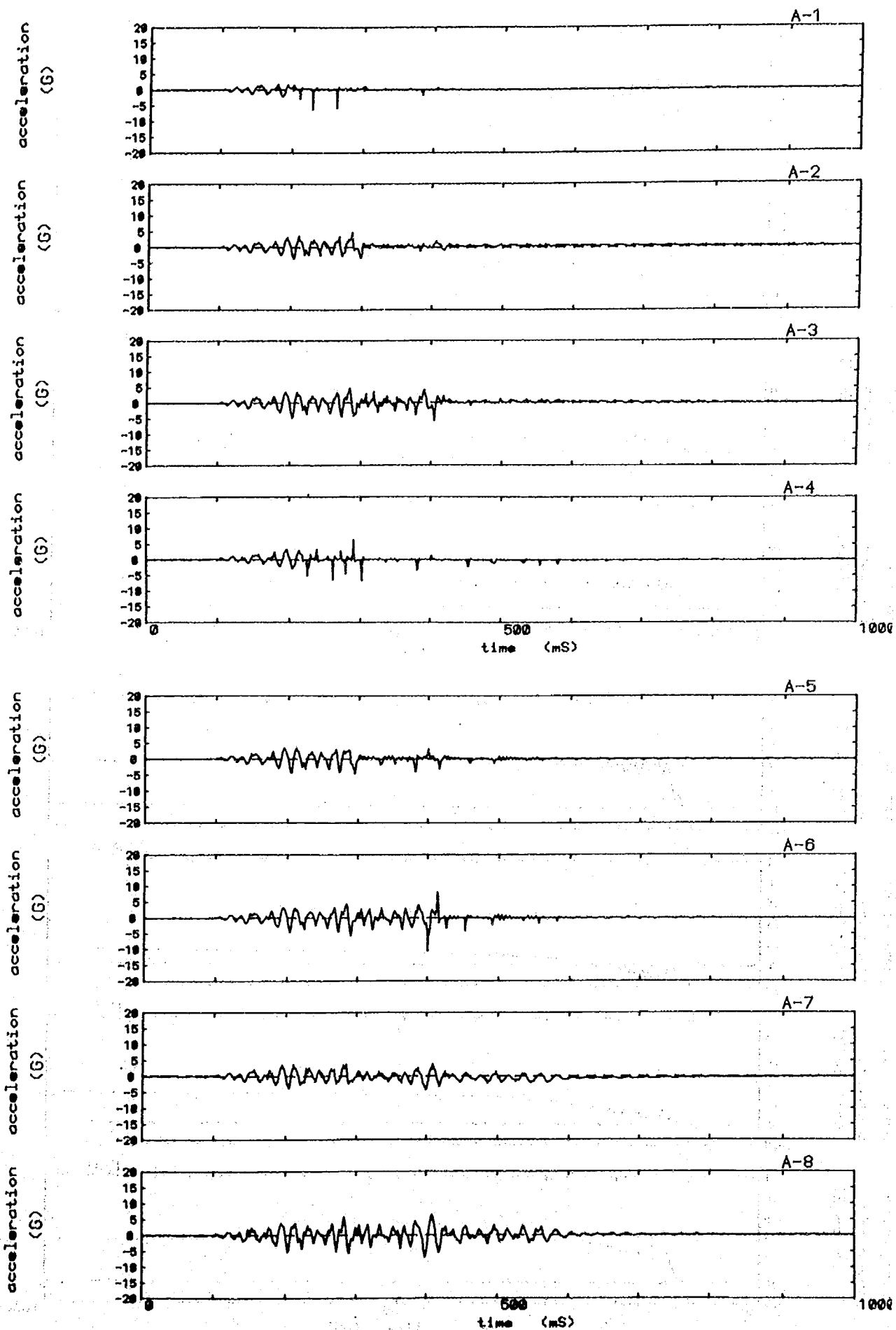
ケース 2-2-4



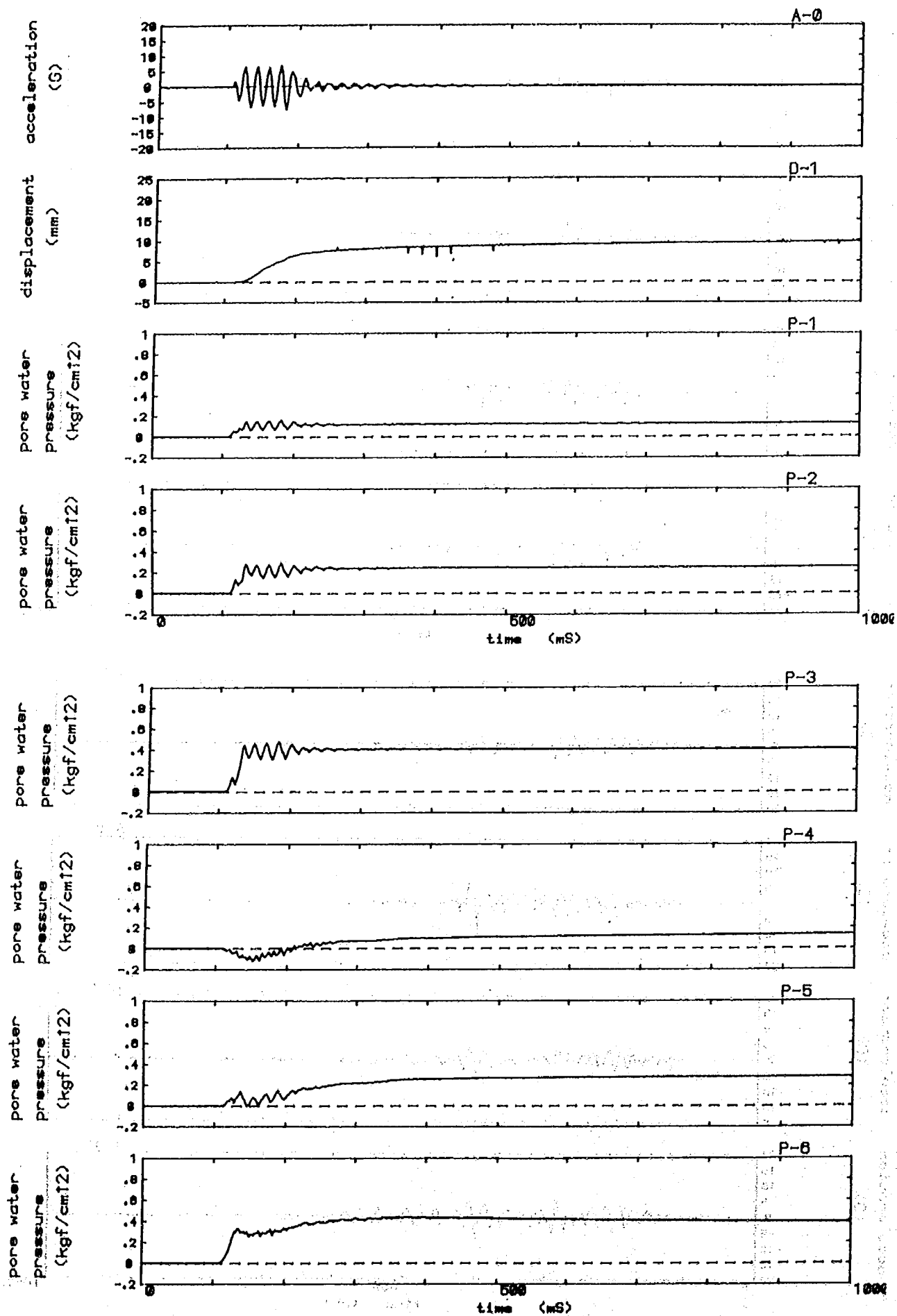
ケース 2-2-4



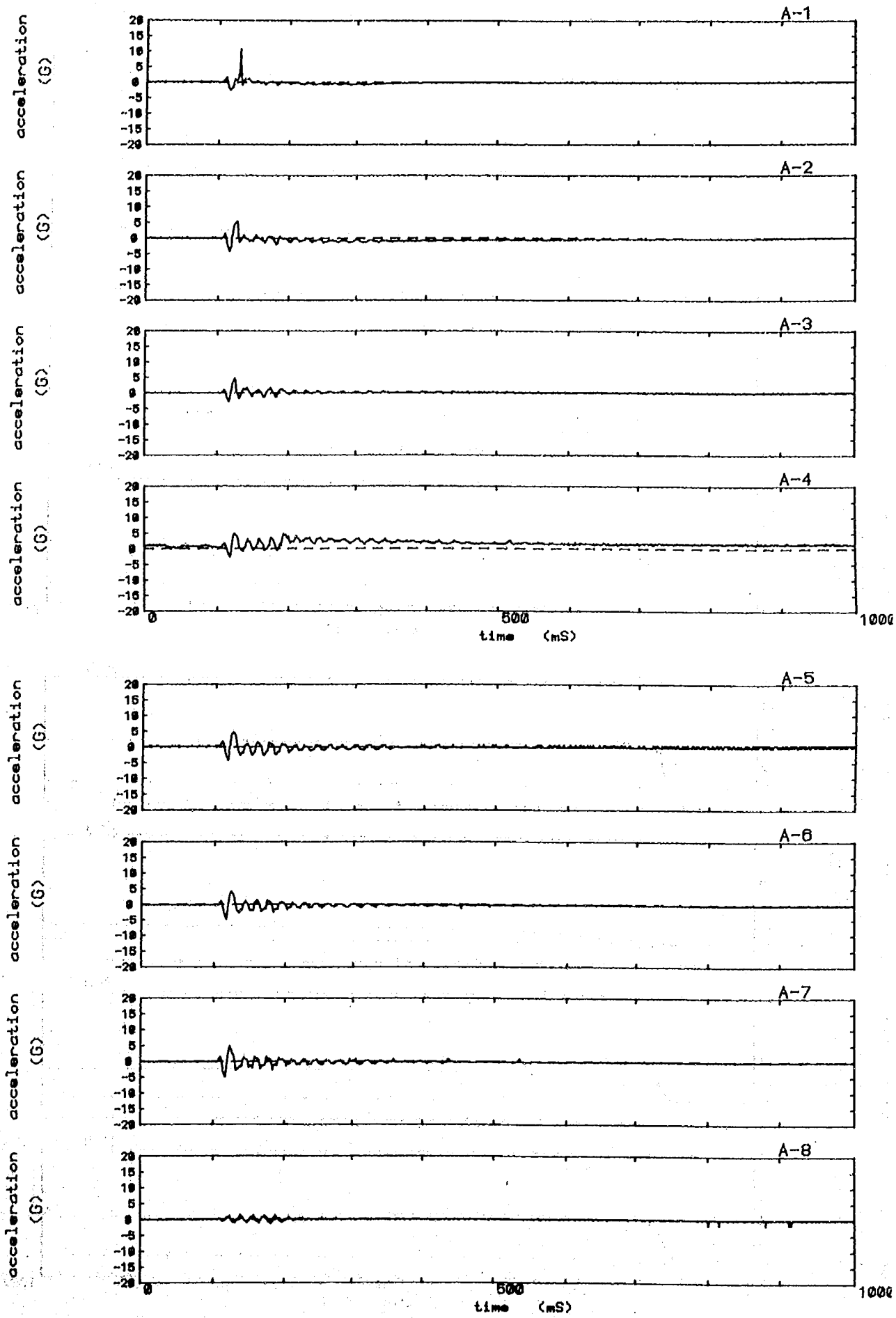
ケース 2-2-6



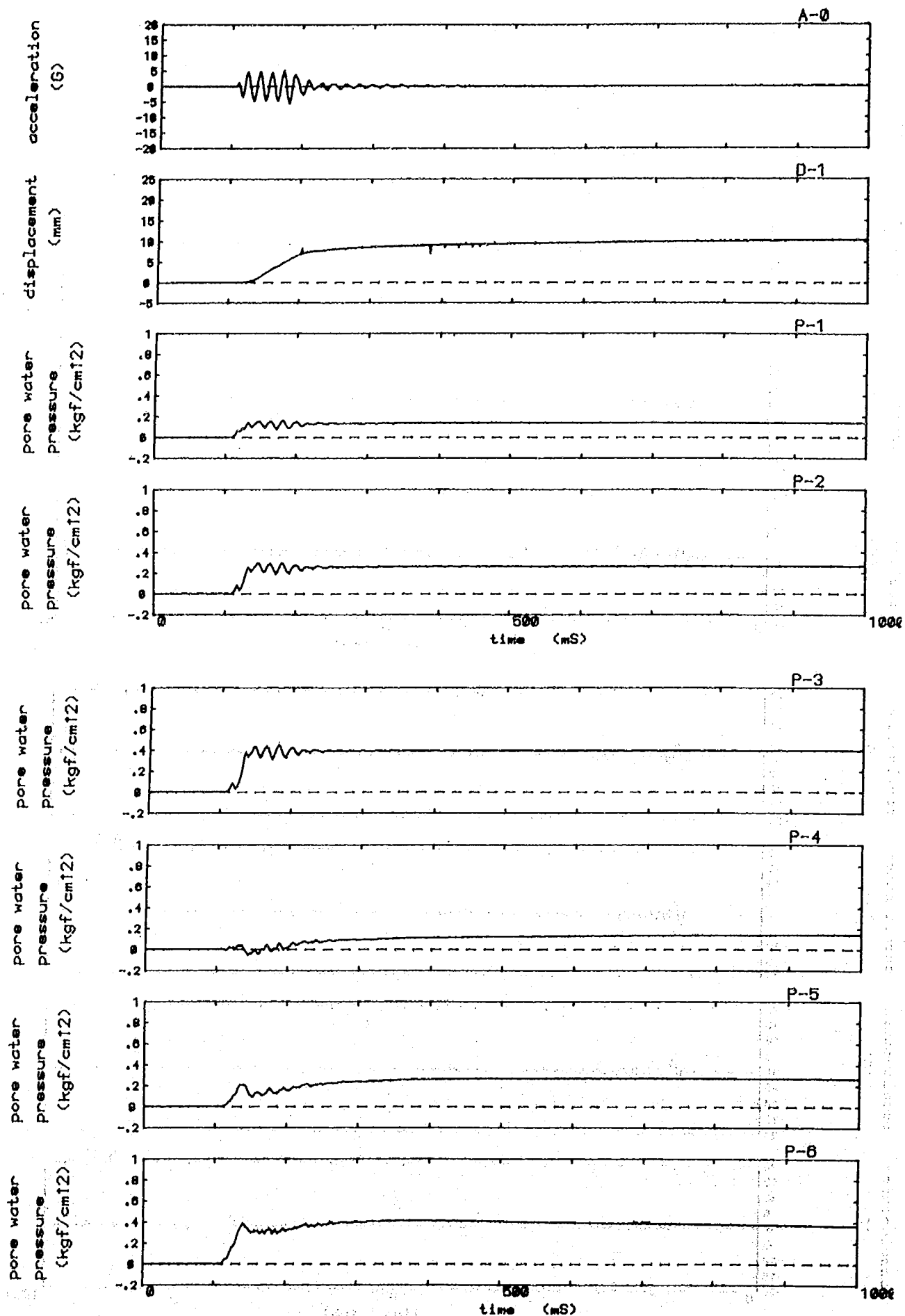
ケース 2-2-6



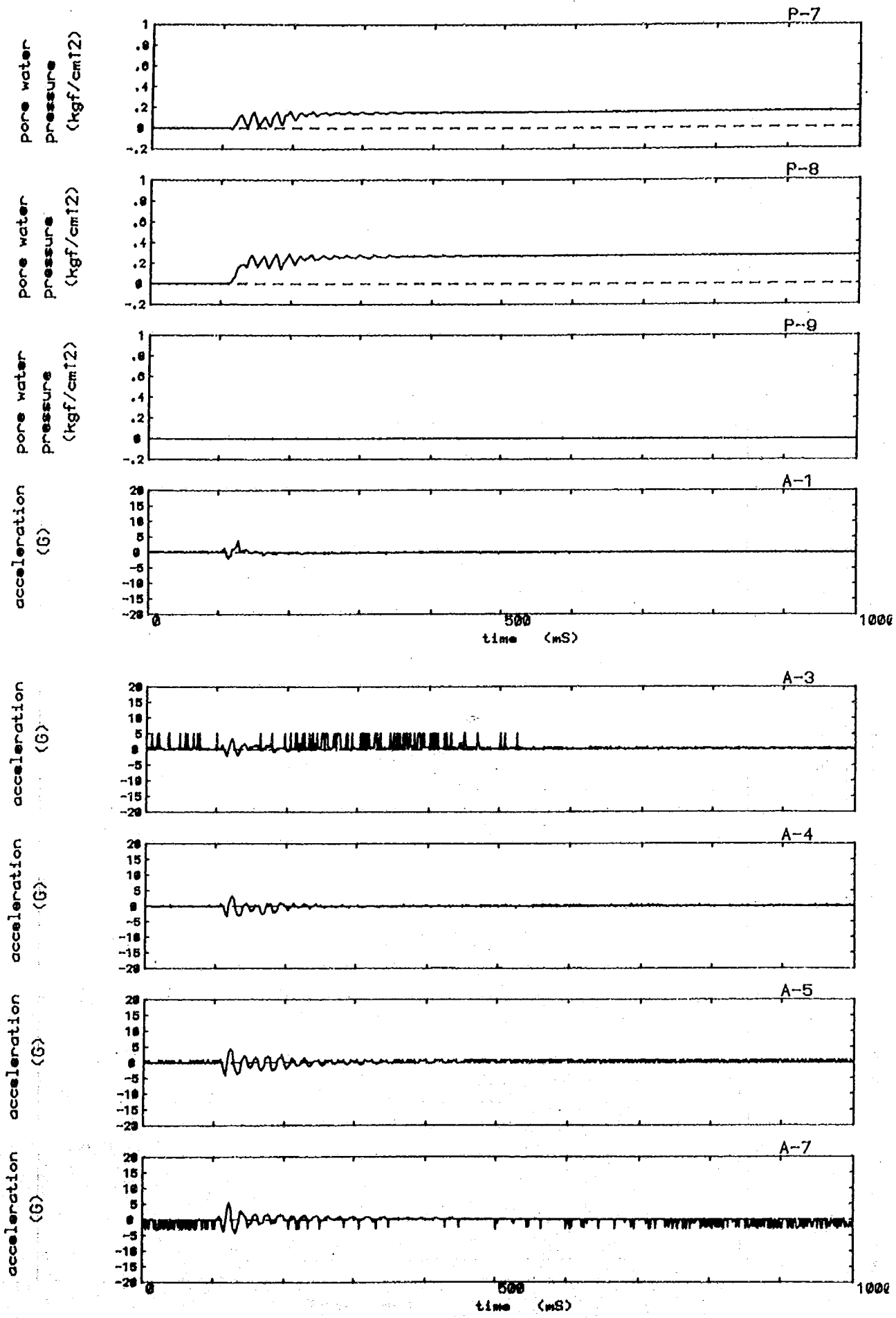
ケース 3-1-1



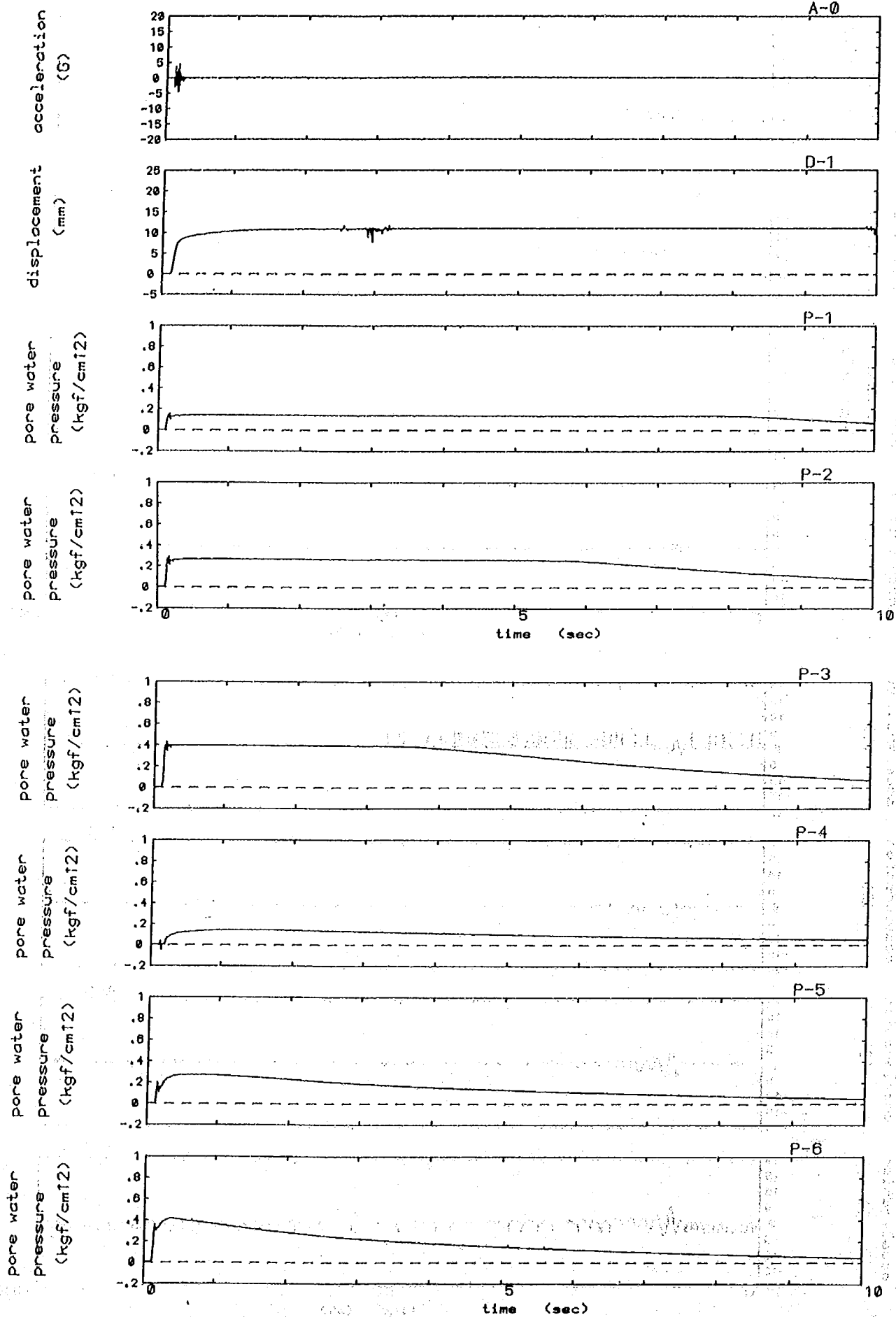
ケース 3 - 1 - 1



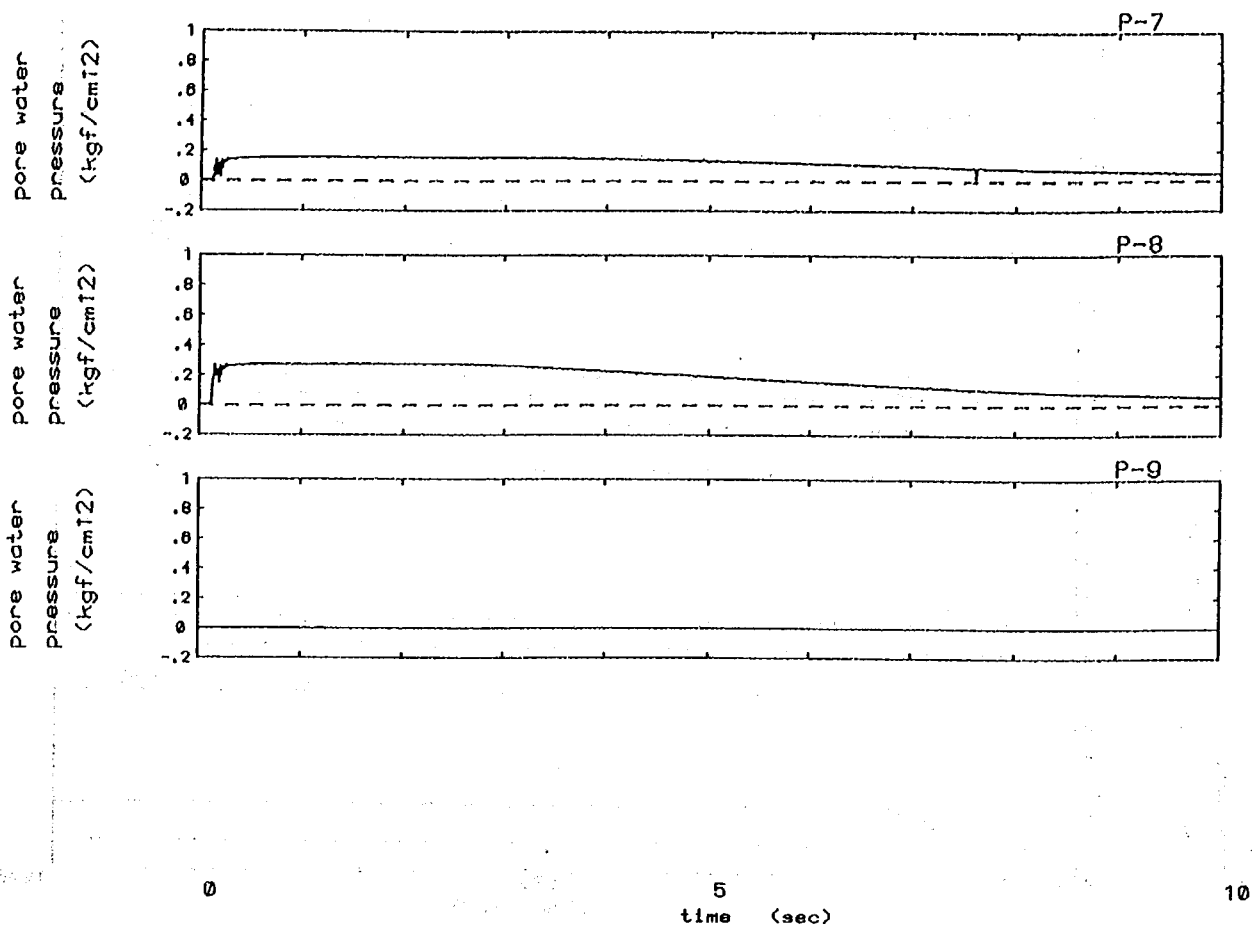
ケース 3-1-2



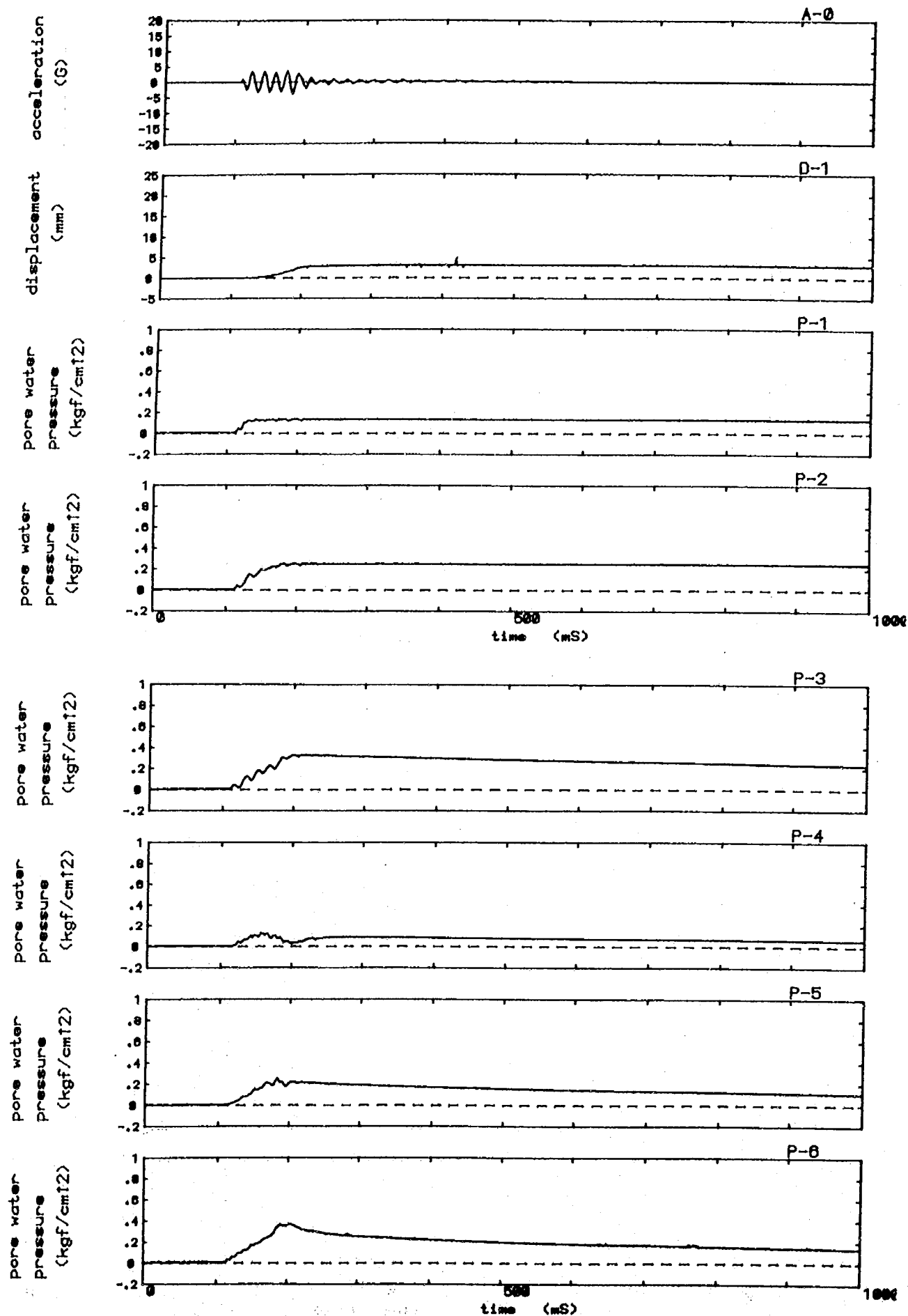
(1000) ケース 3-1-2



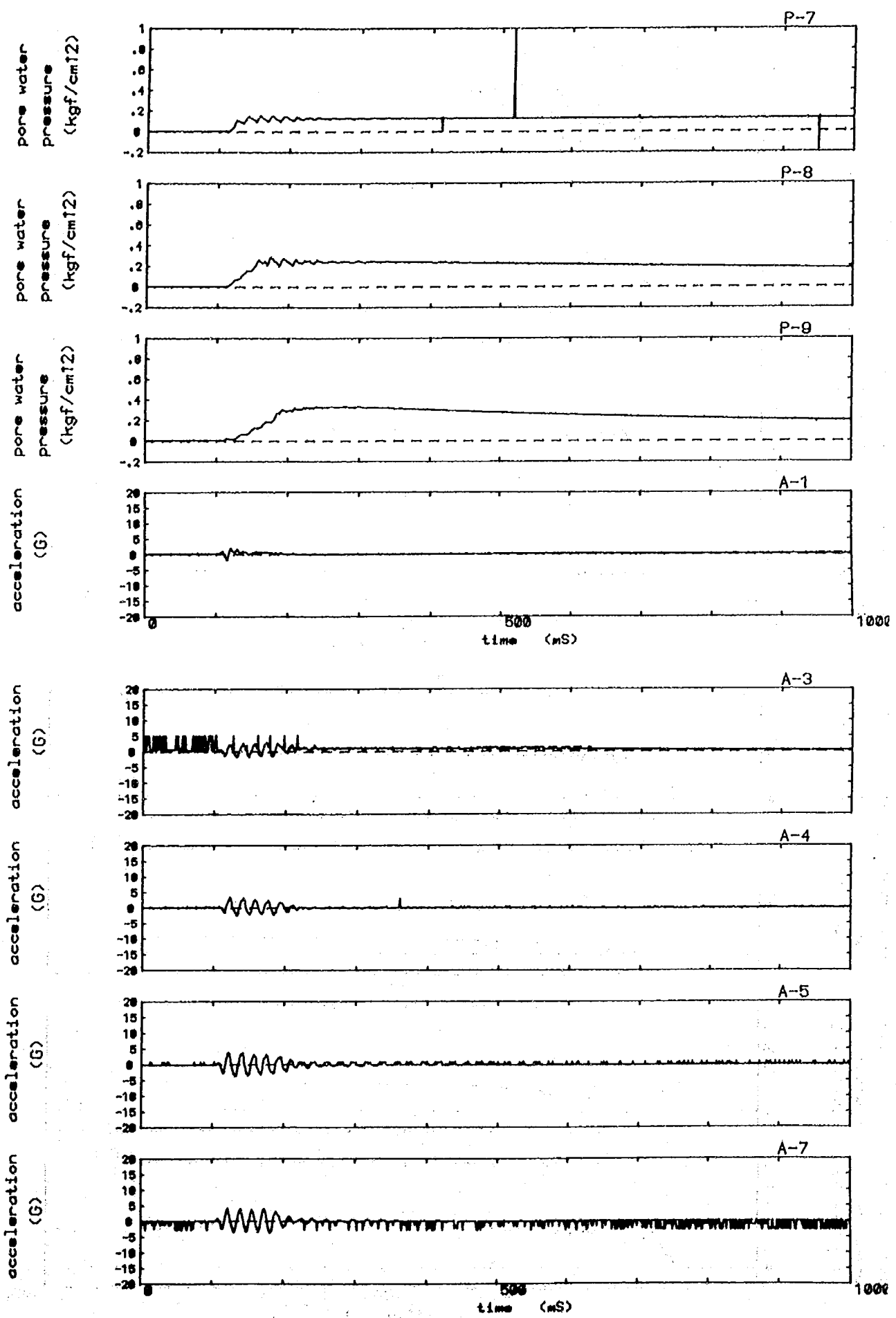
ケース 3-1-2 (消散時)



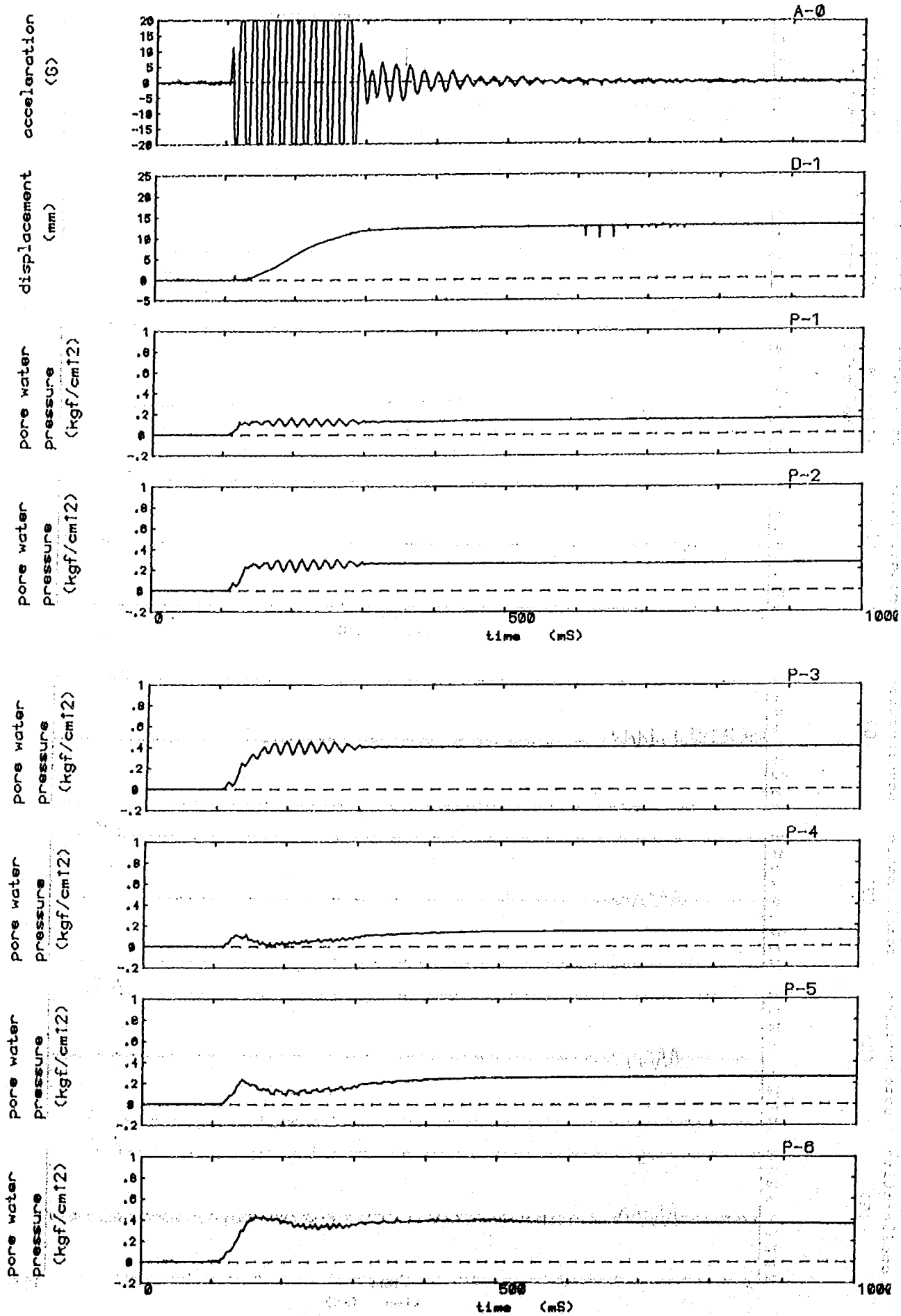
ケース 3-1-2 (消散時)



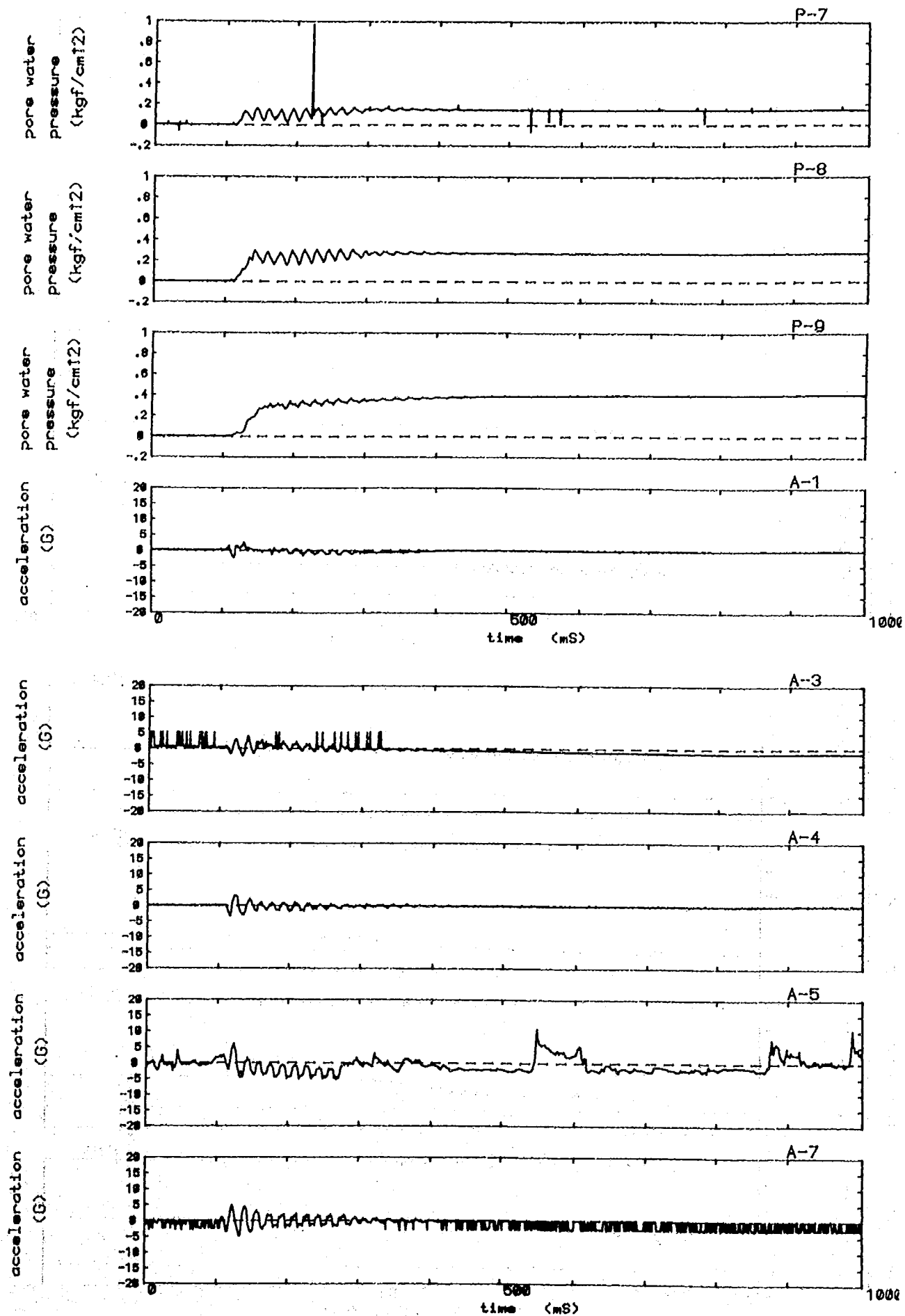
(図 3.1.3) ケース 3-1-3



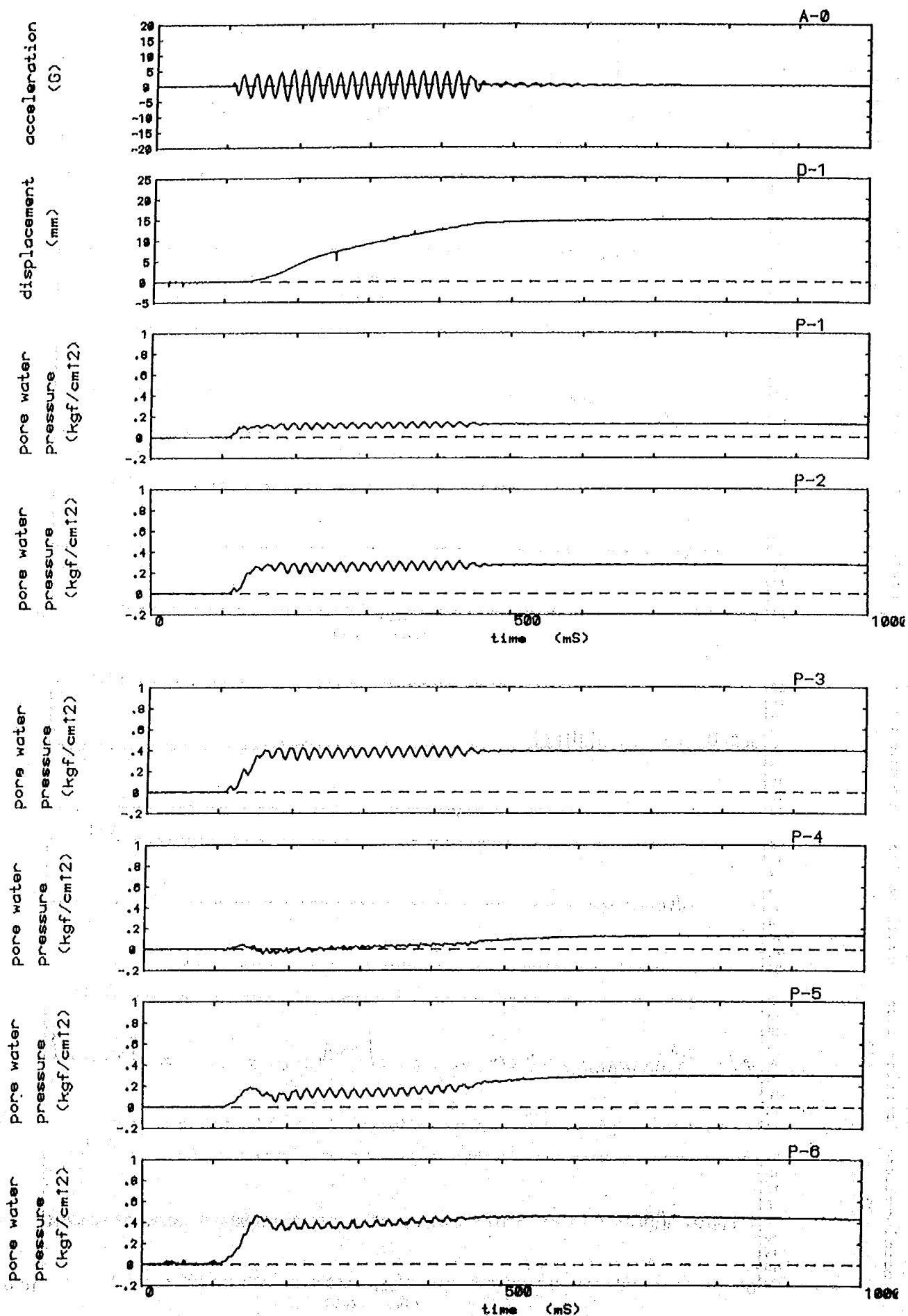
ケース 3-1-3



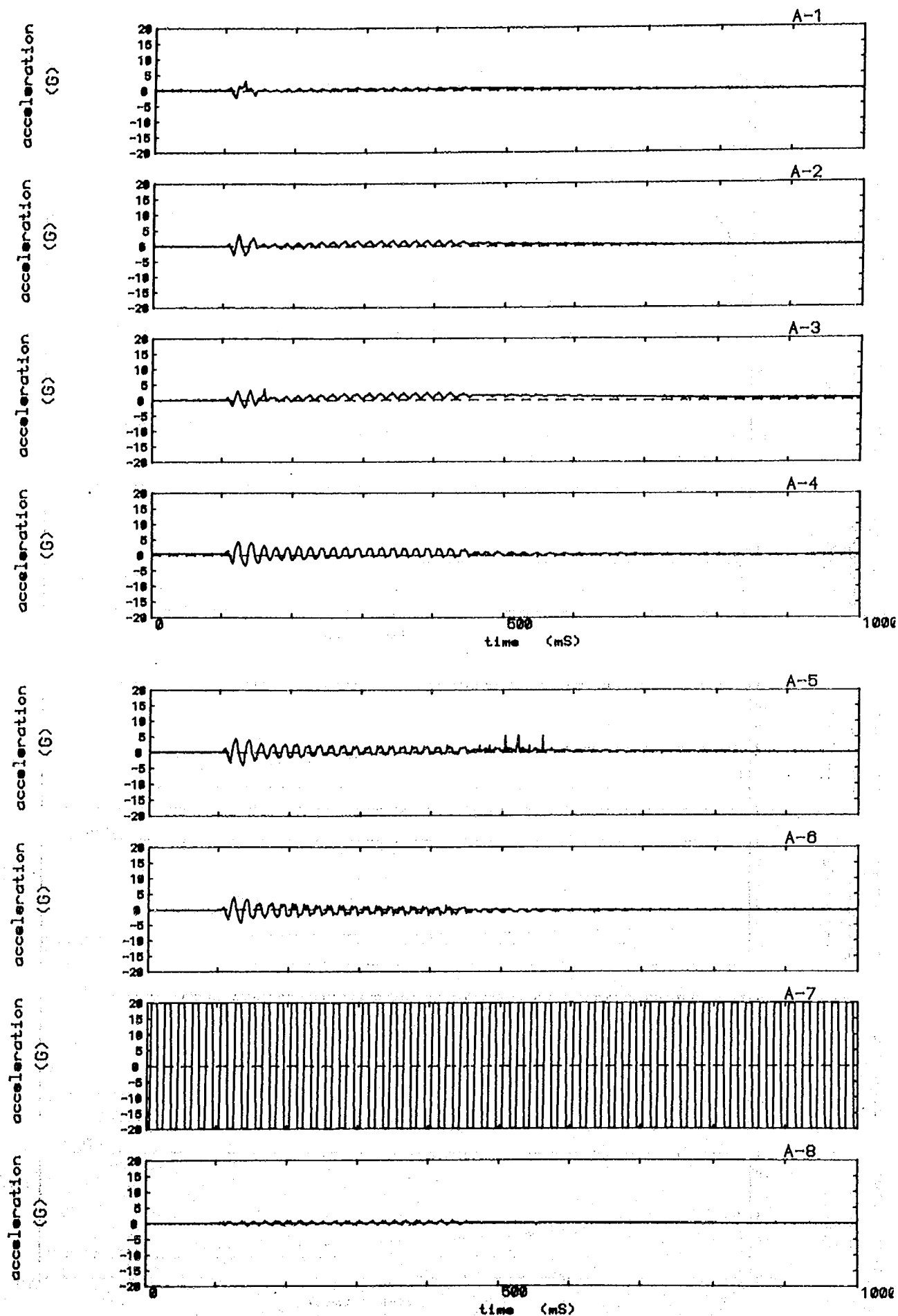
ケース 3-1-4



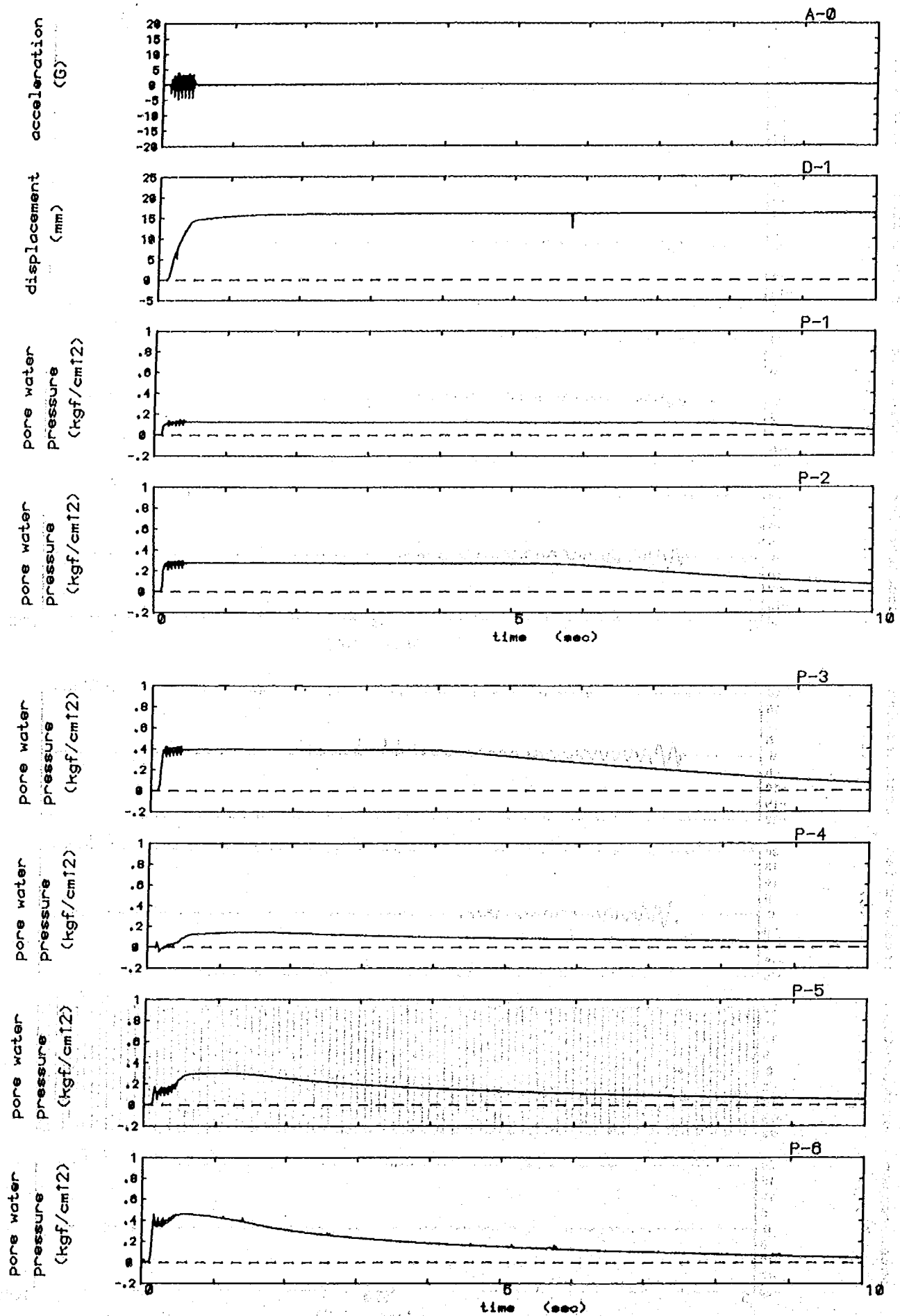
ケース 3-1-4



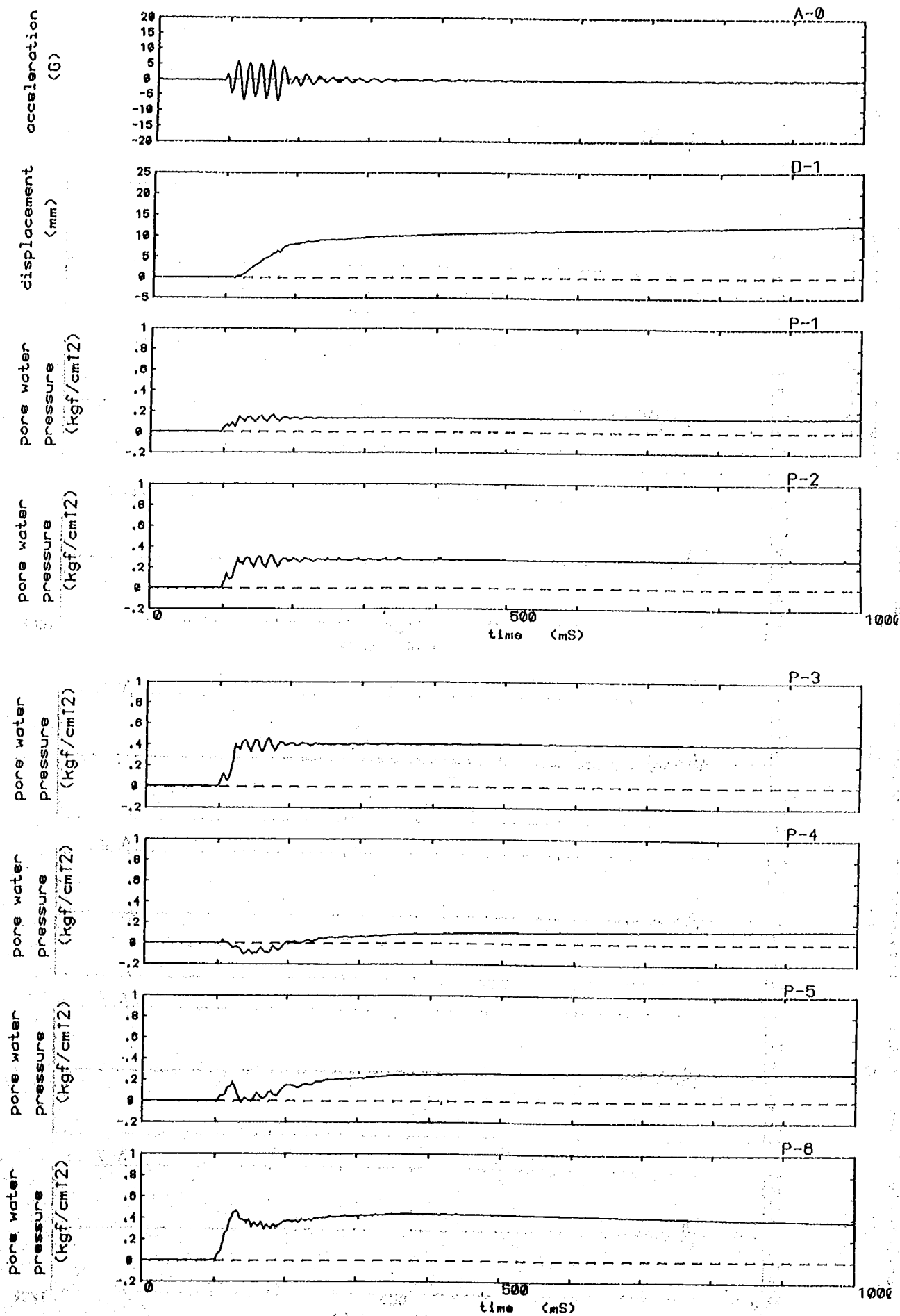
ケース 3-1-5



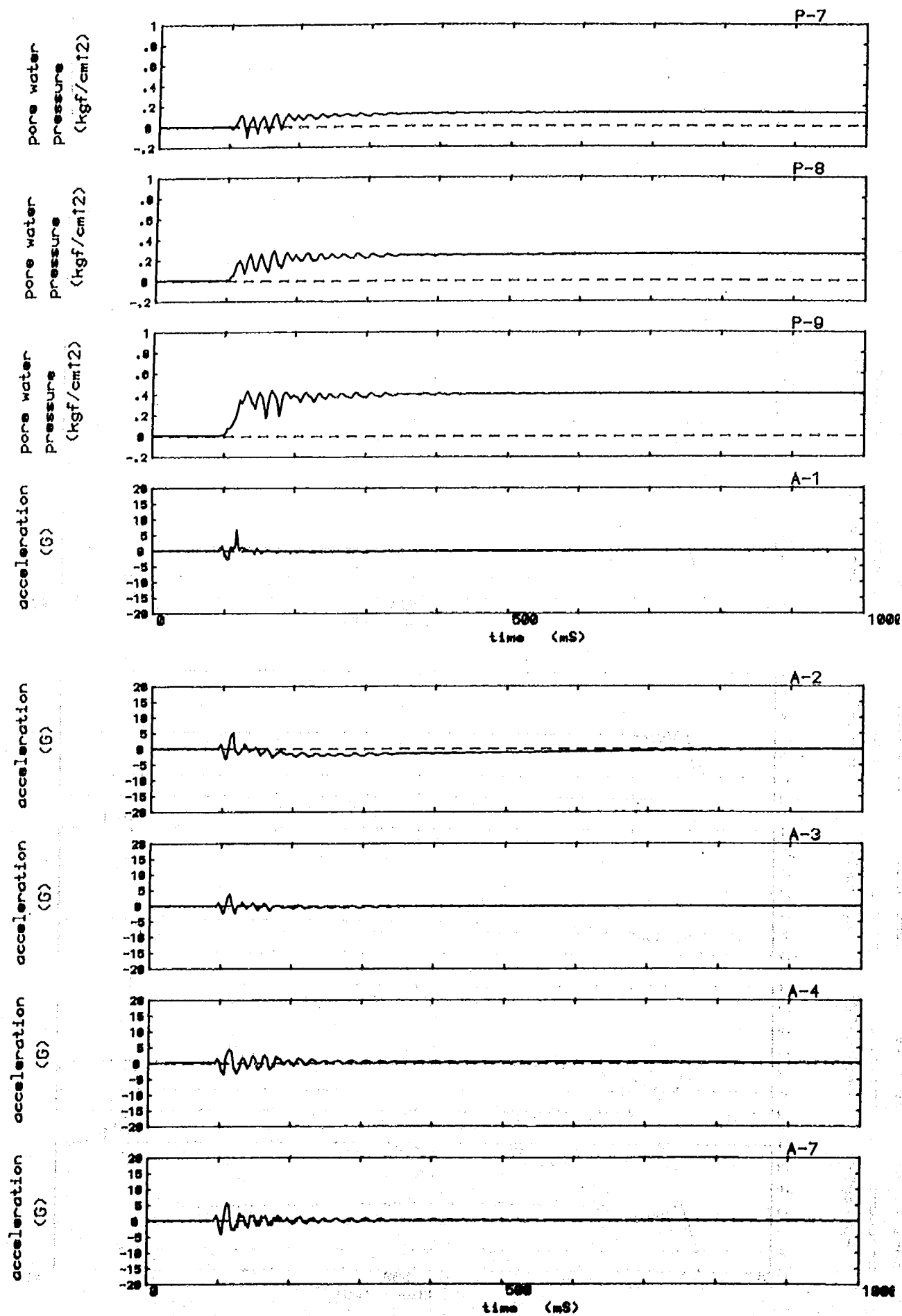
ケース 3-1-5



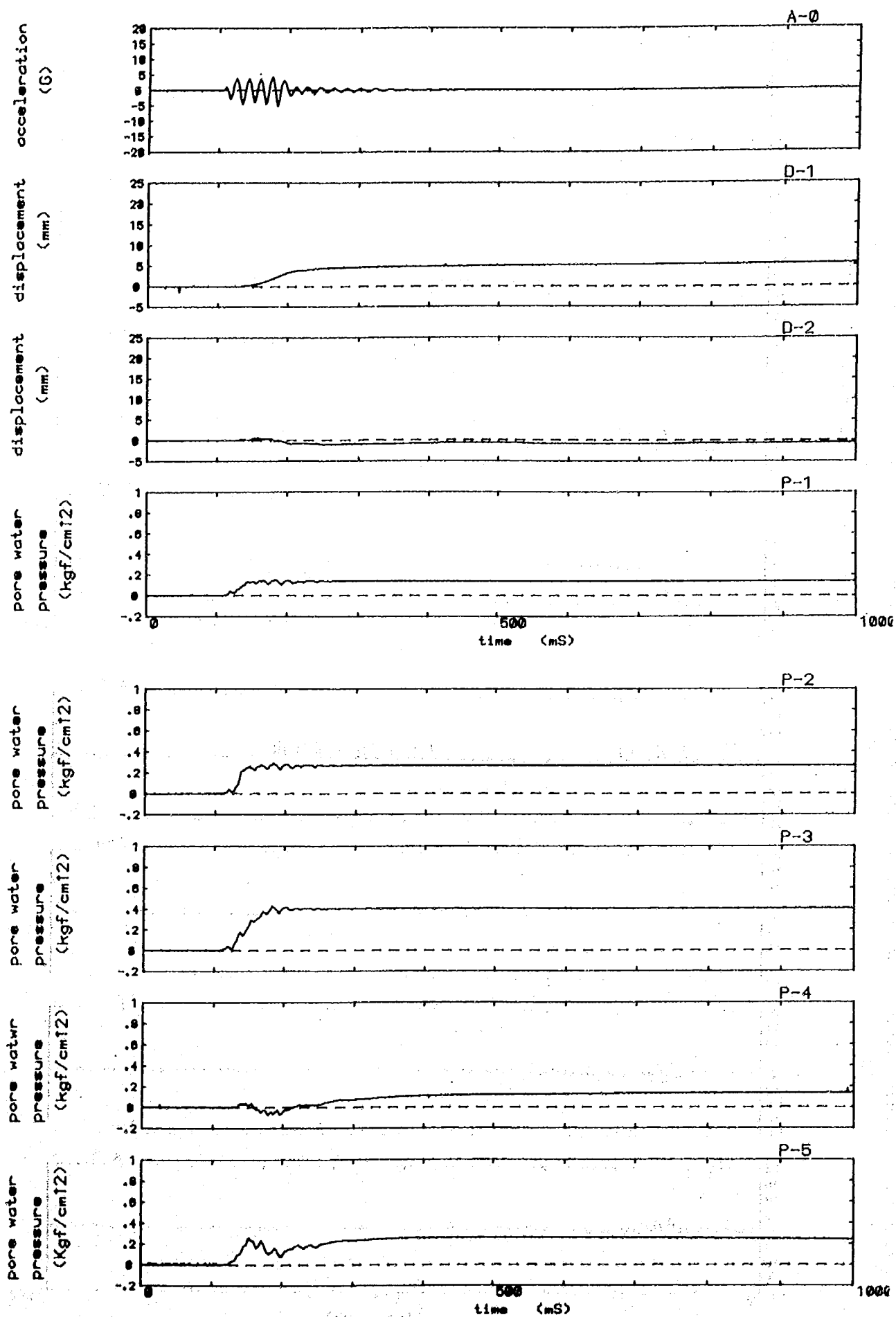
ケース 3-1-5 (消散時)



ケース 3-1-6

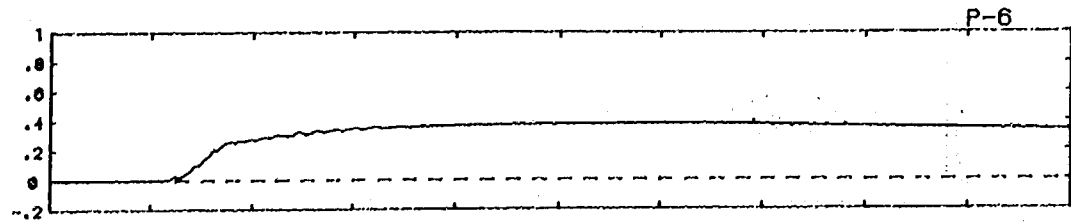


ケース 3-1-6

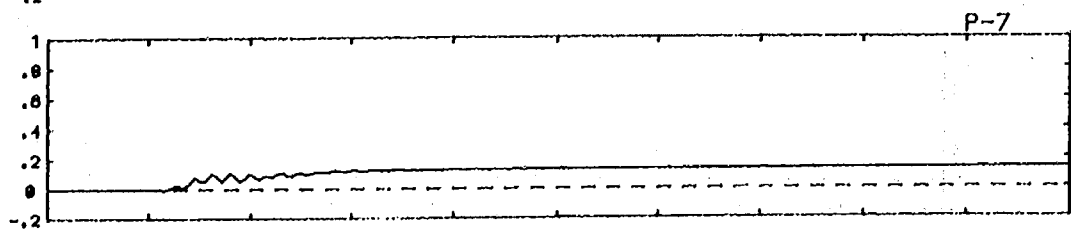


ケース 3-1-7

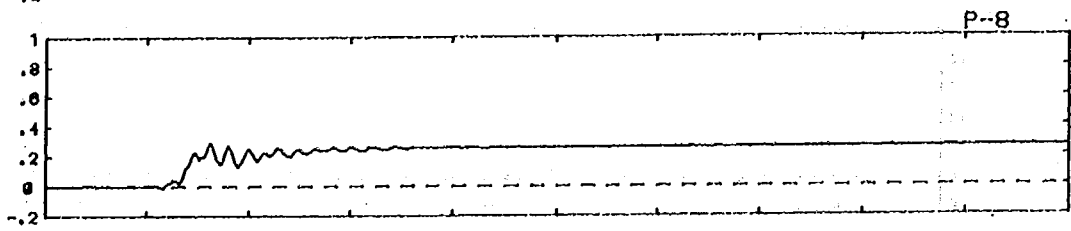
pore water
pressure
(kgf/cm²)



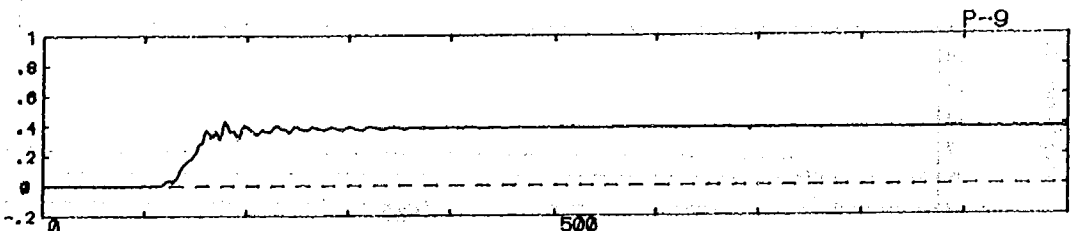
pore water
pressure
(kgf/cm²)



pore water
pressure
(kgf/cm²)

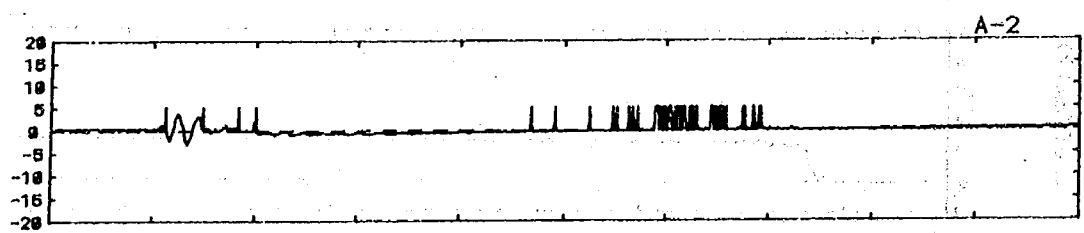


pore water
pressure
(kgf/cm²)

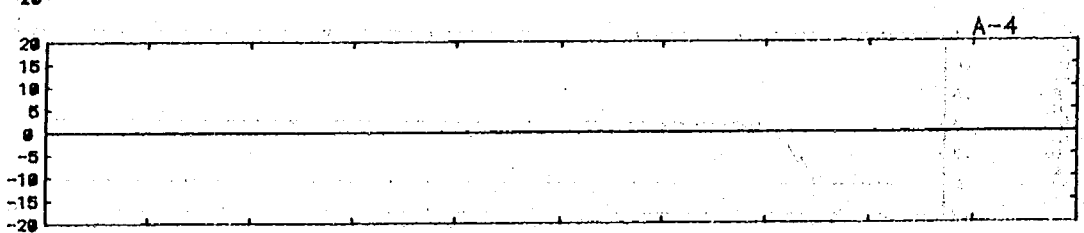


time (ms)

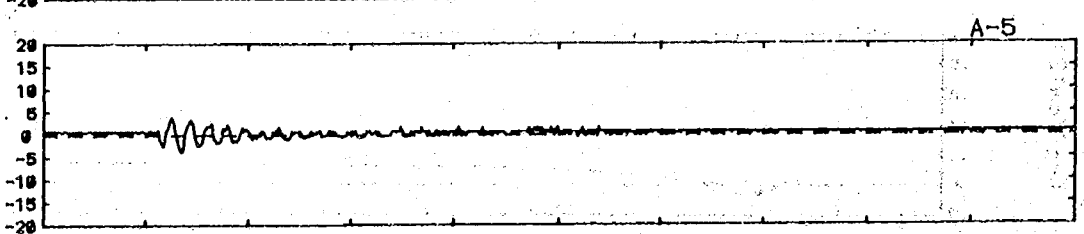
acceleration
(G)



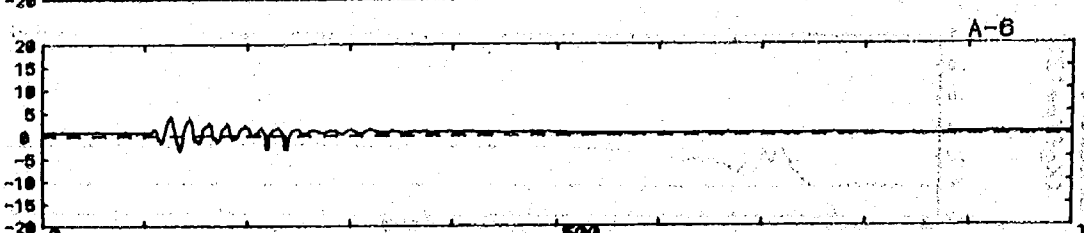
acceleration
(G)



acceleration
(G)

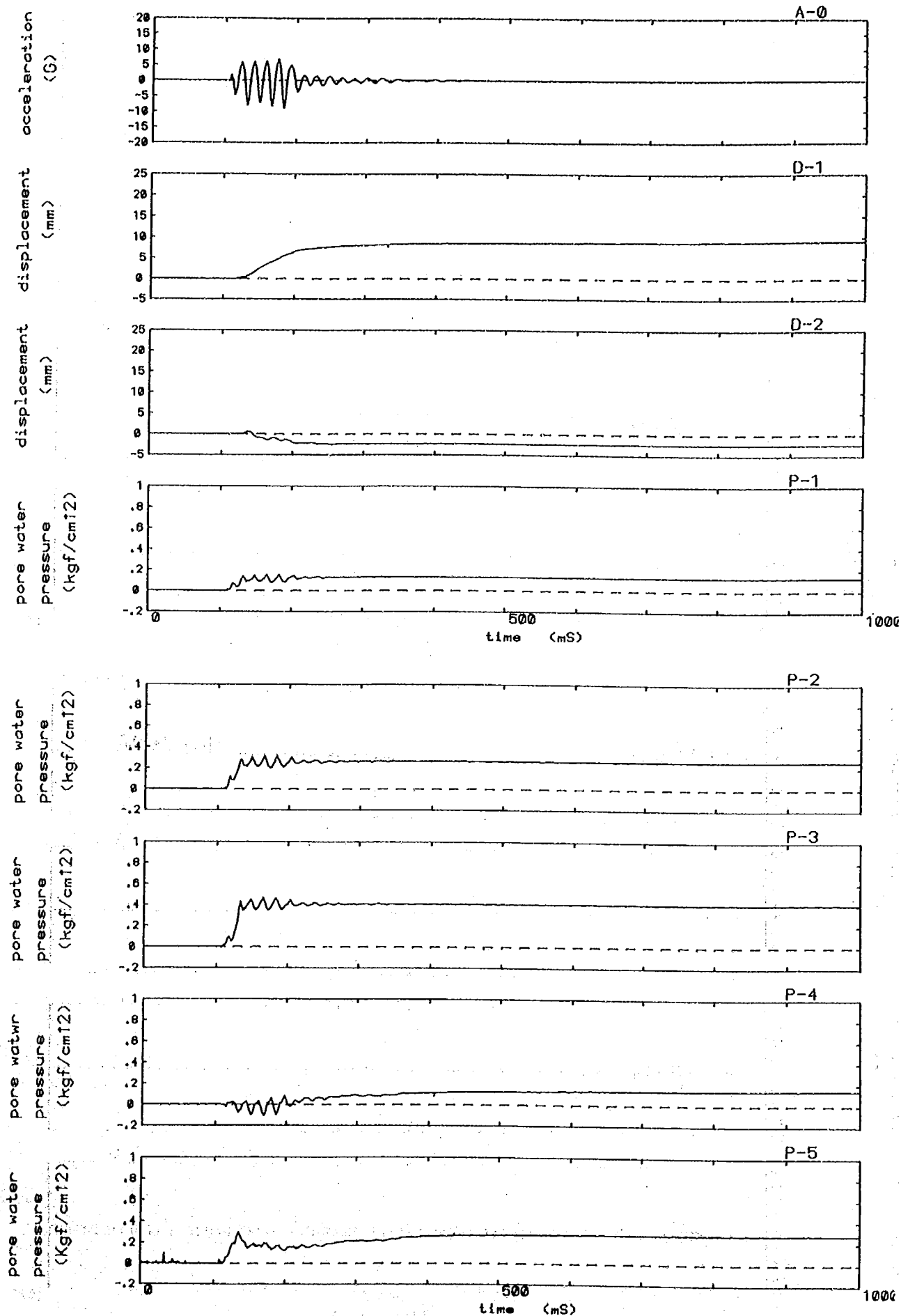


acceleration
(G)



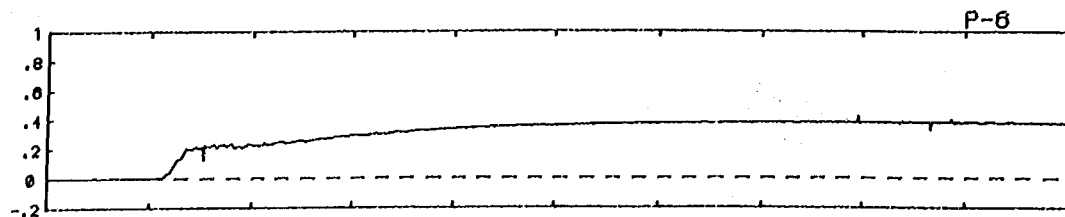
time (ms)

ケース 3-1-7

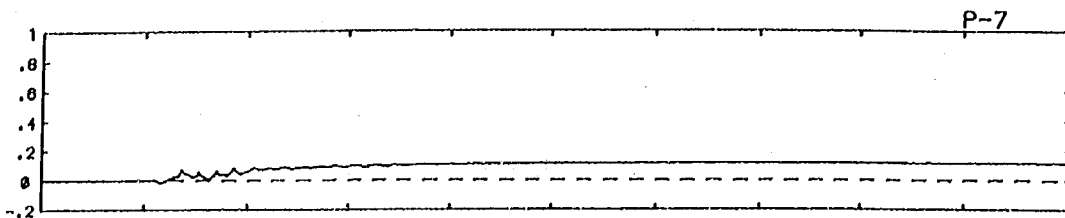


ケース 3-1-8

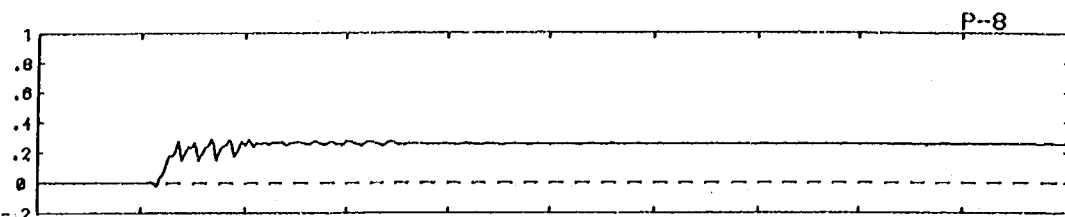
pore water
pressure
(kgf/cm²)



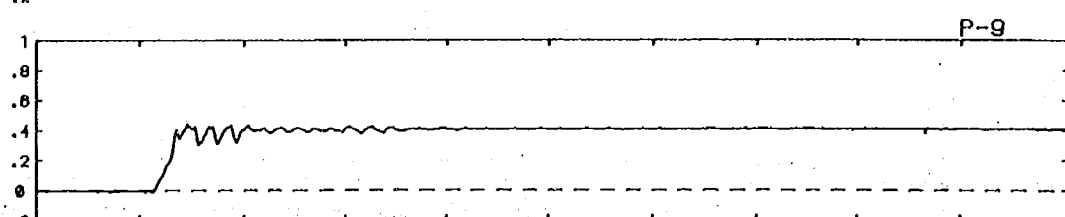
pore water
pressure
(kgf/cm²)



pore water
pressure
(kgf/cm²)



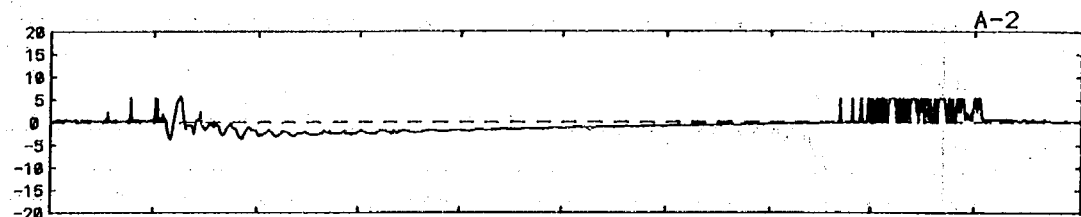
pore water
pressure
(kgf/cm²)



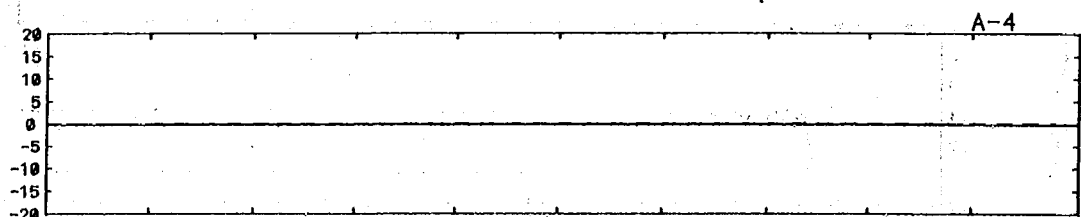
time (ms)

1000

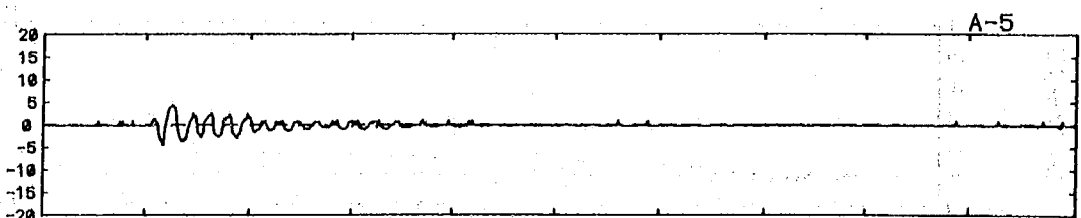
acceleration
(G)



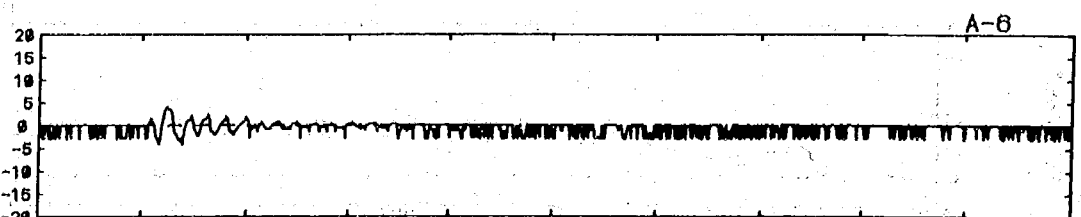
acceleration
(G)



acceleration
(G)



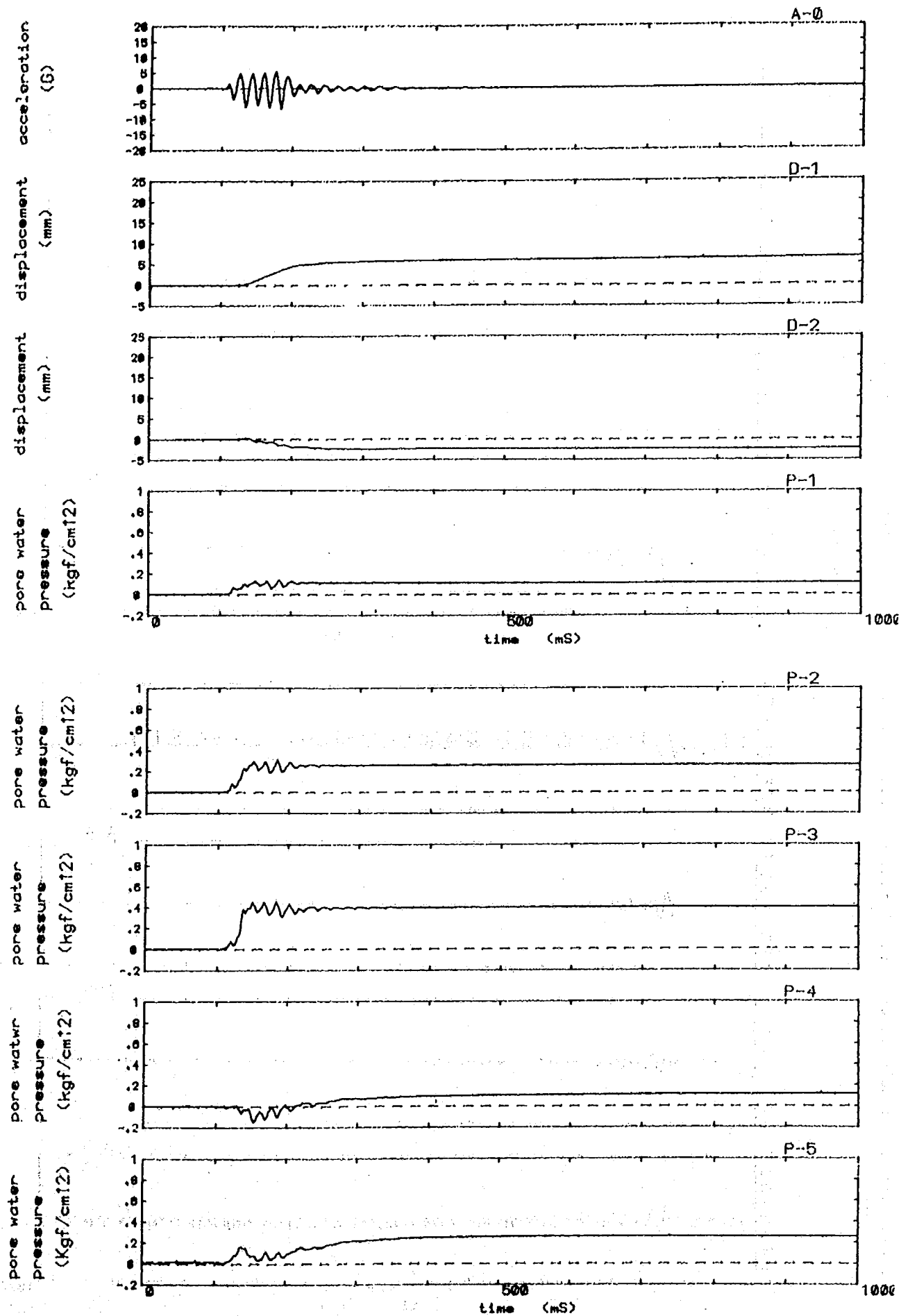
acceleration
(G)



time (ms)

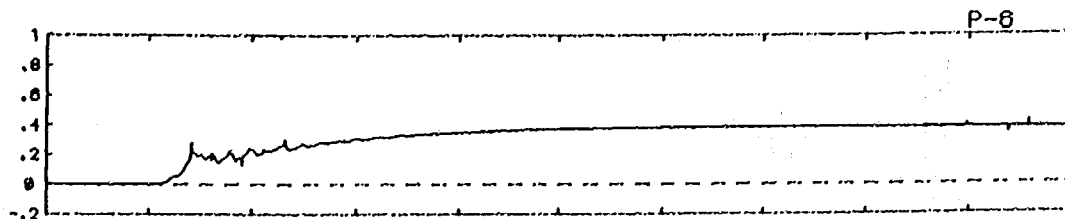
1000

ケース 3-1-8

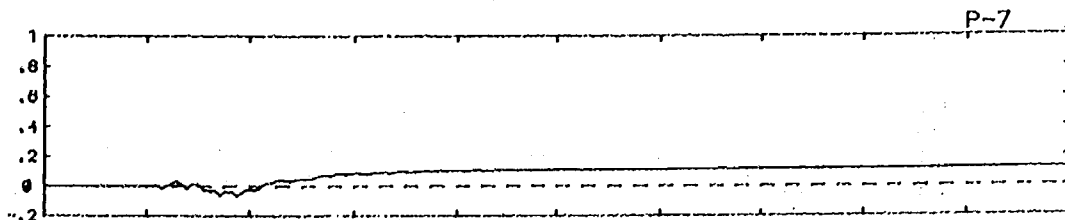


ケース 3-1-9

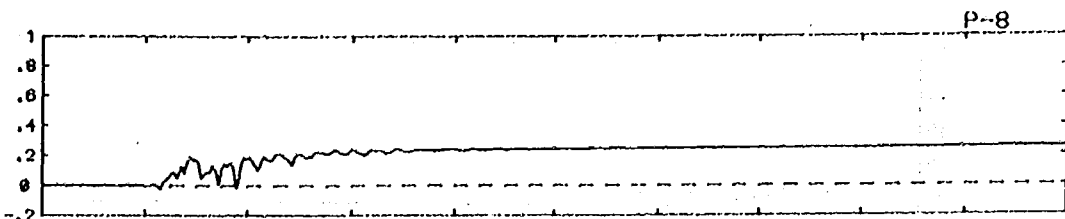
pore water
pressure
(kgf/cm²)



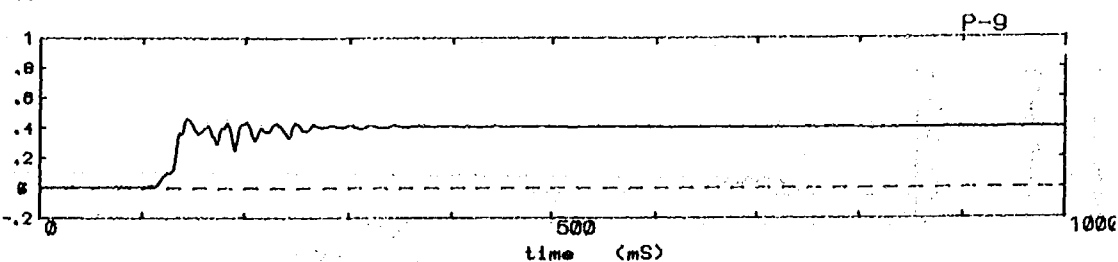
pore water
pressure
(kgf/cm²)



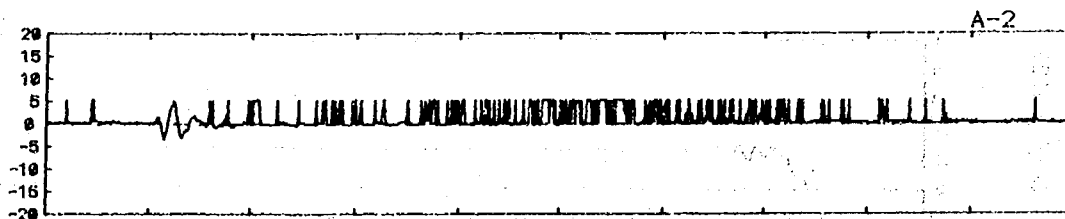
pore water
pressure
(kgf/cm²)



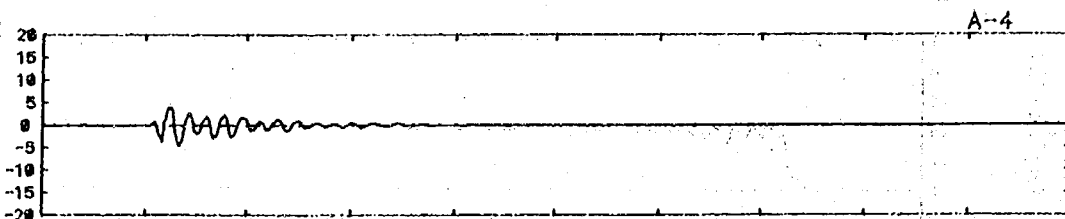
pore water
pressure
(kgf/cm²)



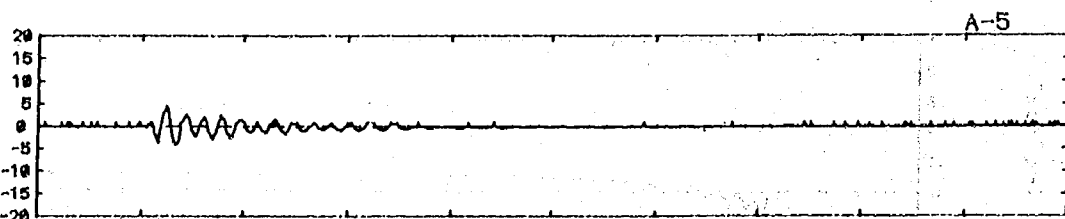
acceleration
(G)



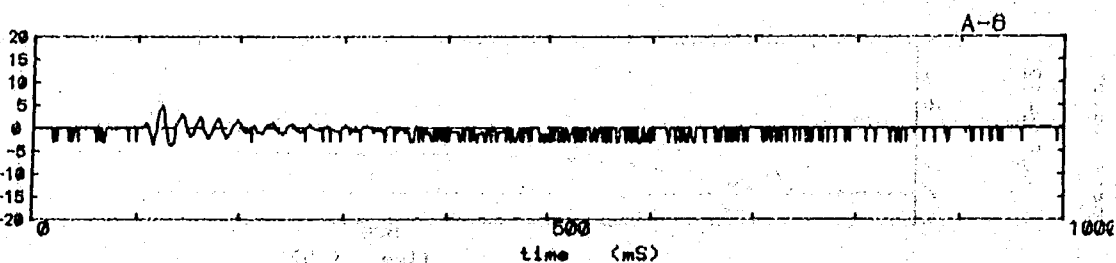
acceleration
(G)



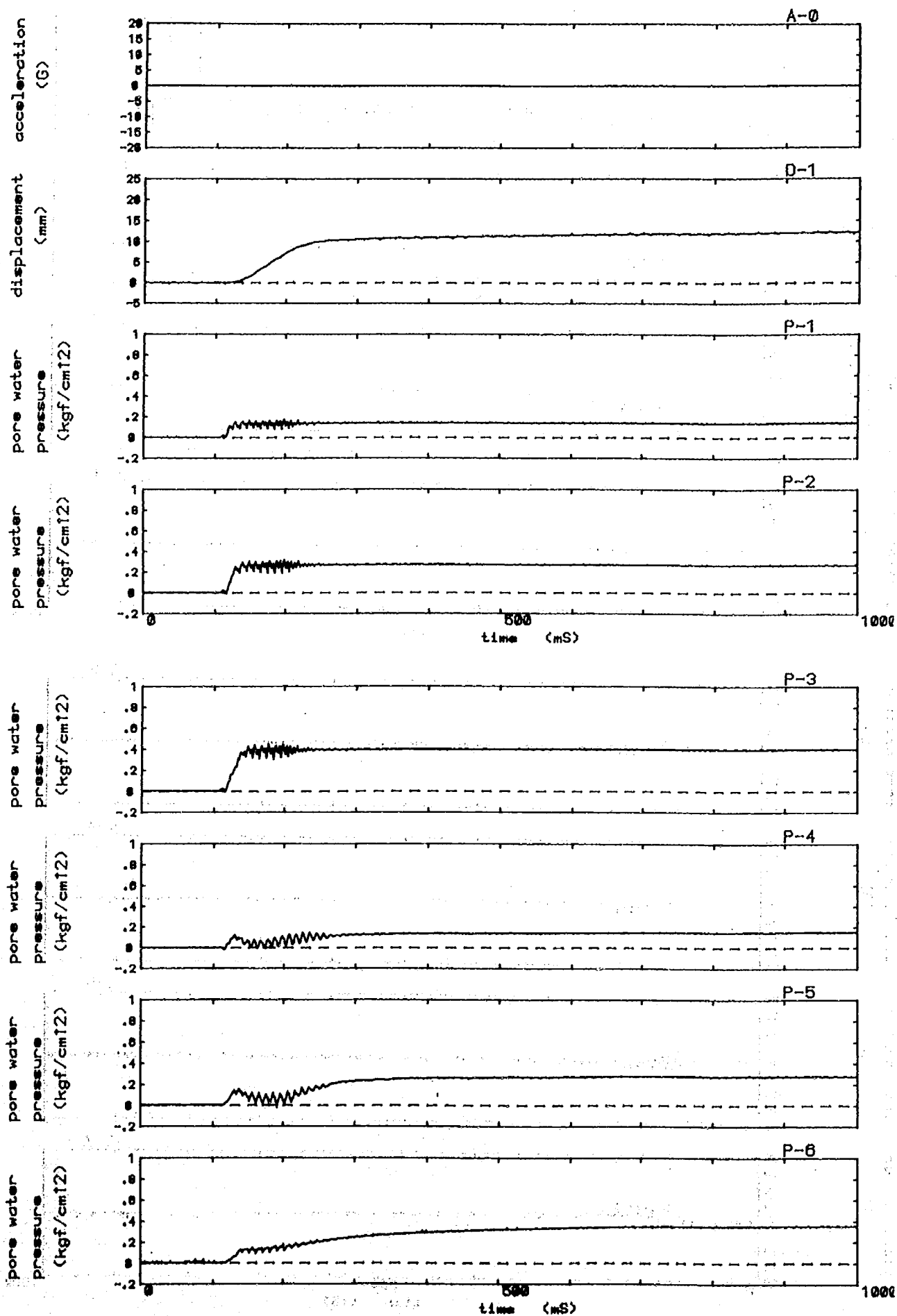
acceleration
(G)



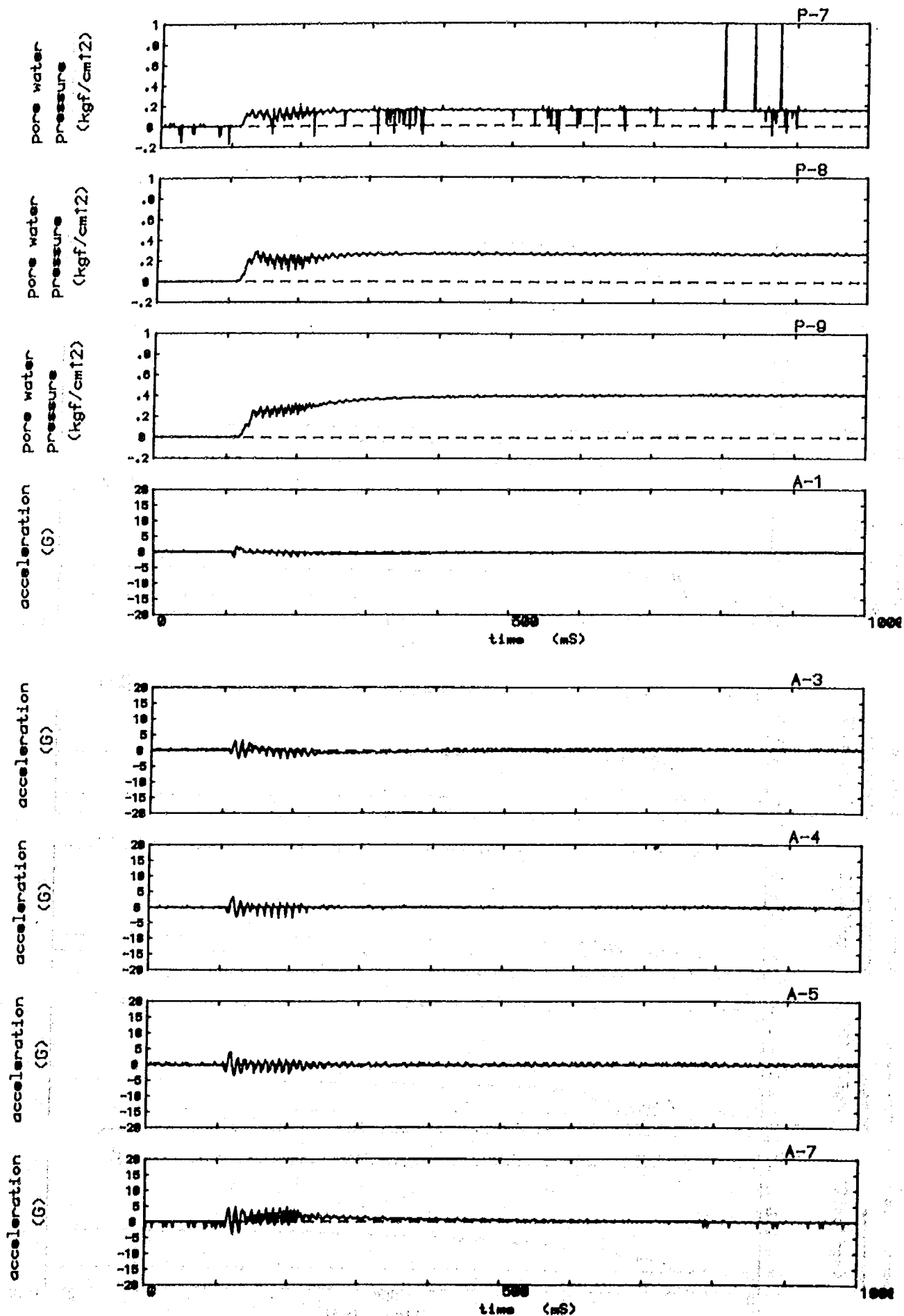
acceleration
(G)



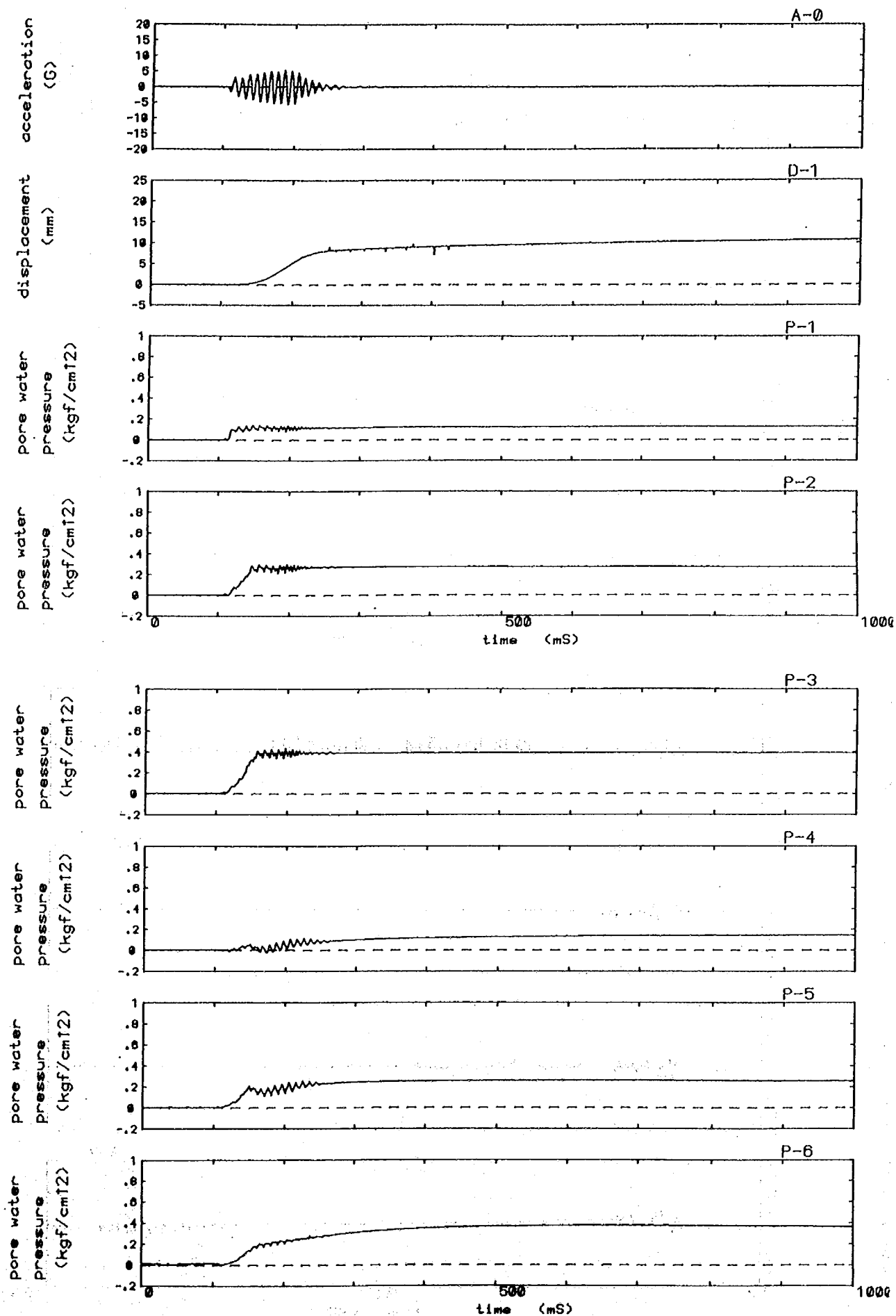
ケース 3-1-9



ケース 3 - 2 - 1

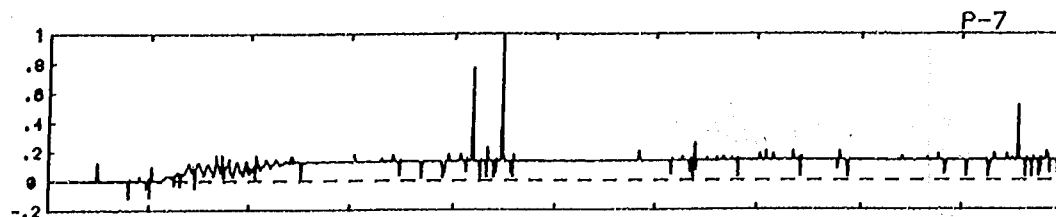


ケース 3 - 2 - 1

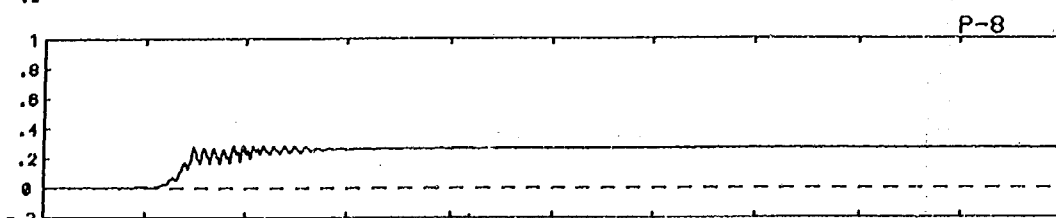


ケース 3-2-2

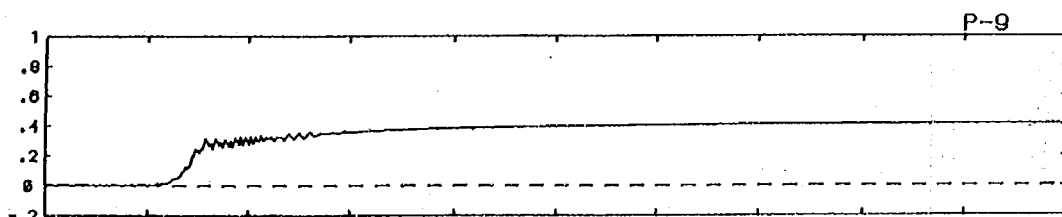
pore water
pressure
(kgf/cm²)



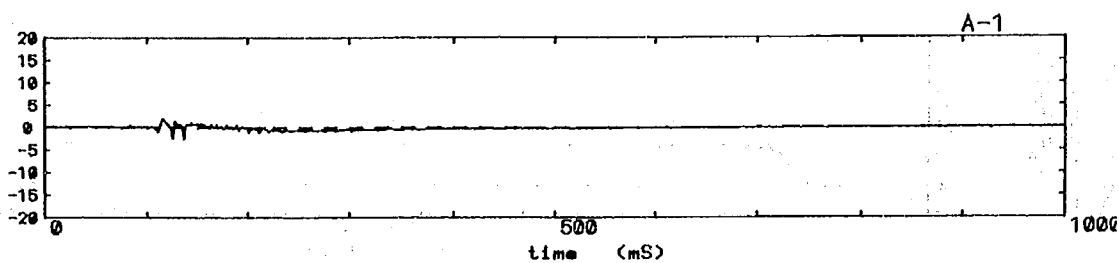
pore water
pressure
(kgf/cm²)



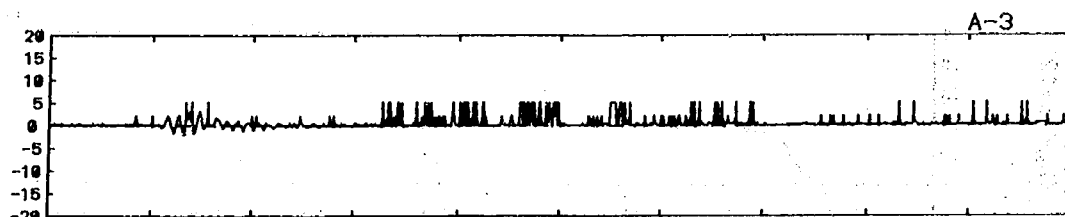
pore water
pressure
(kgf/cm²)



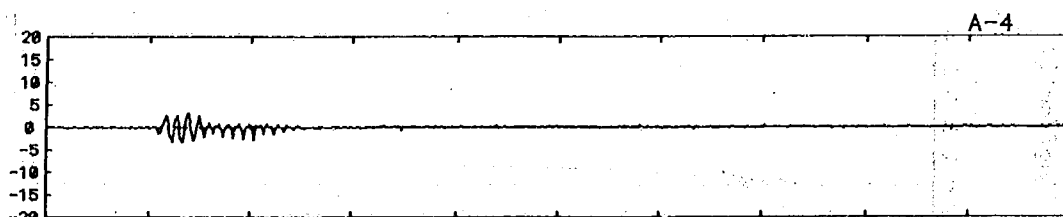
acceleration
(G)



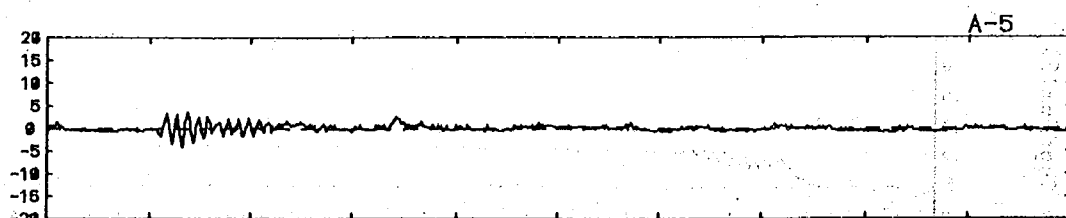
acceleration
(G)



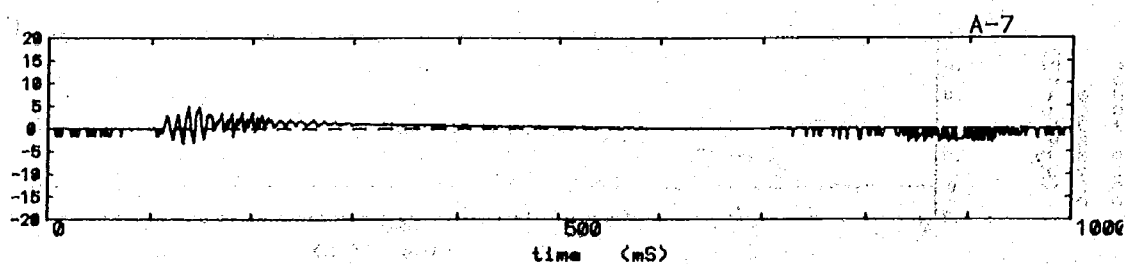
acceleration
(G)



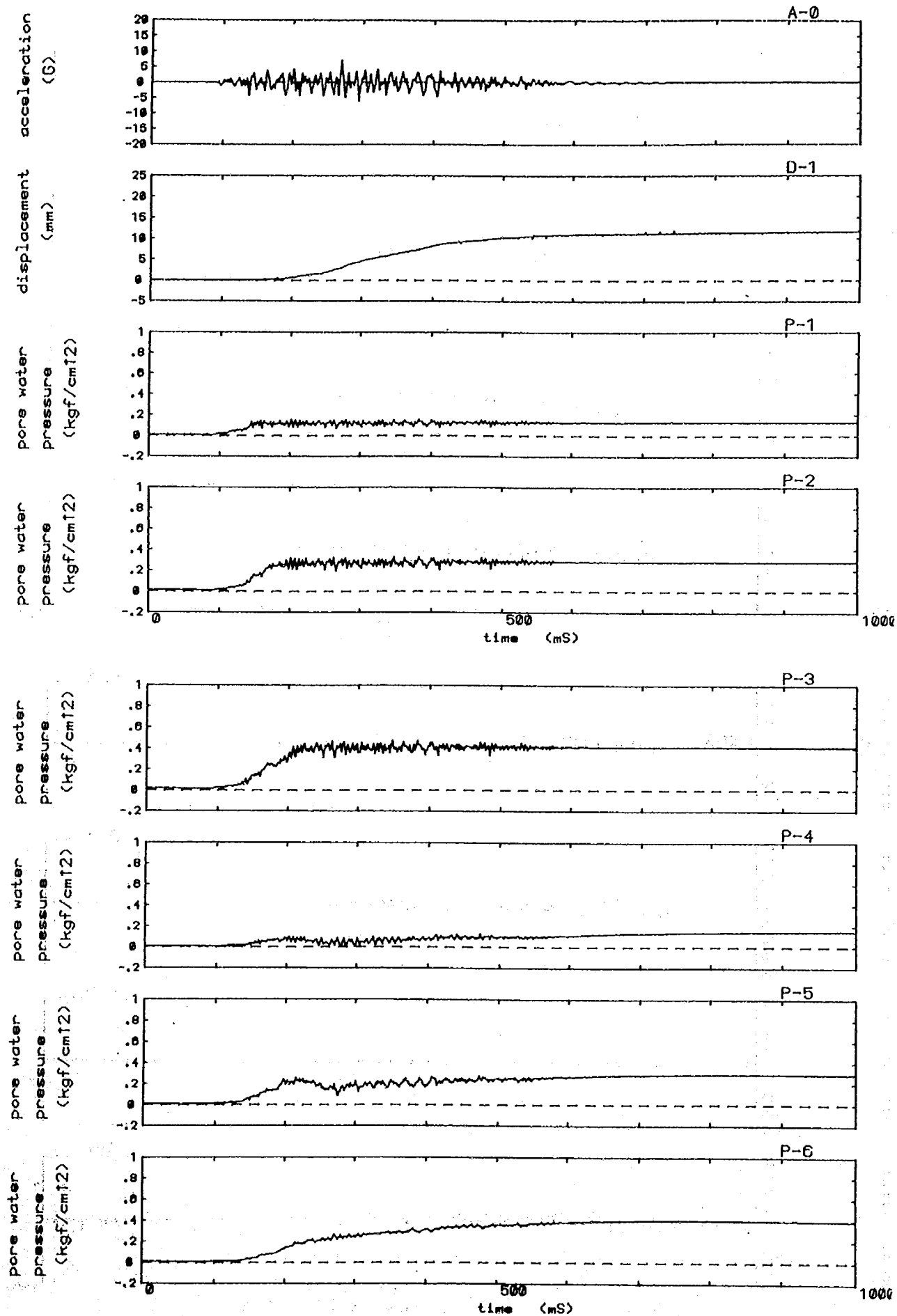
acceleration
(G)



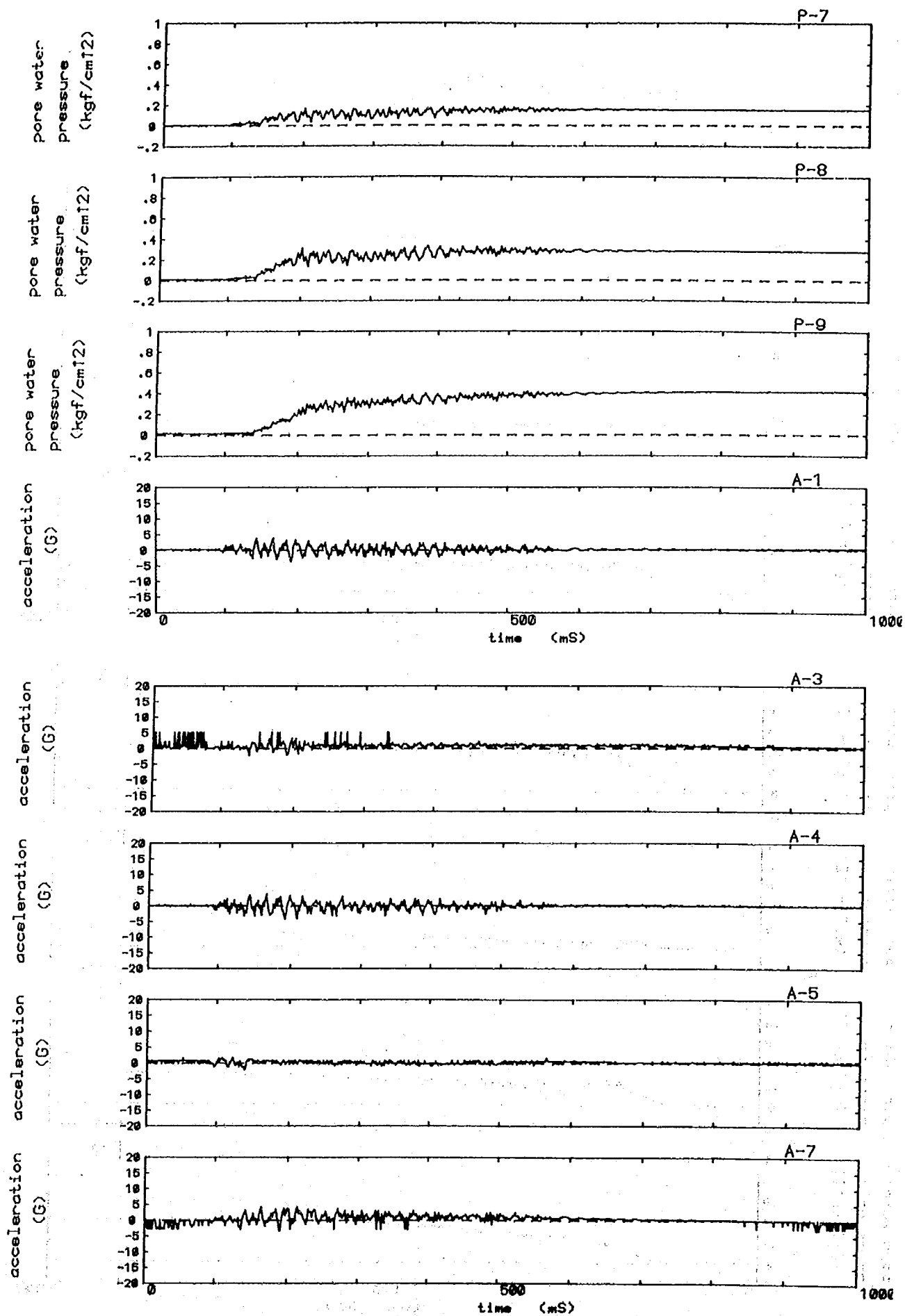
acceleration
(G)



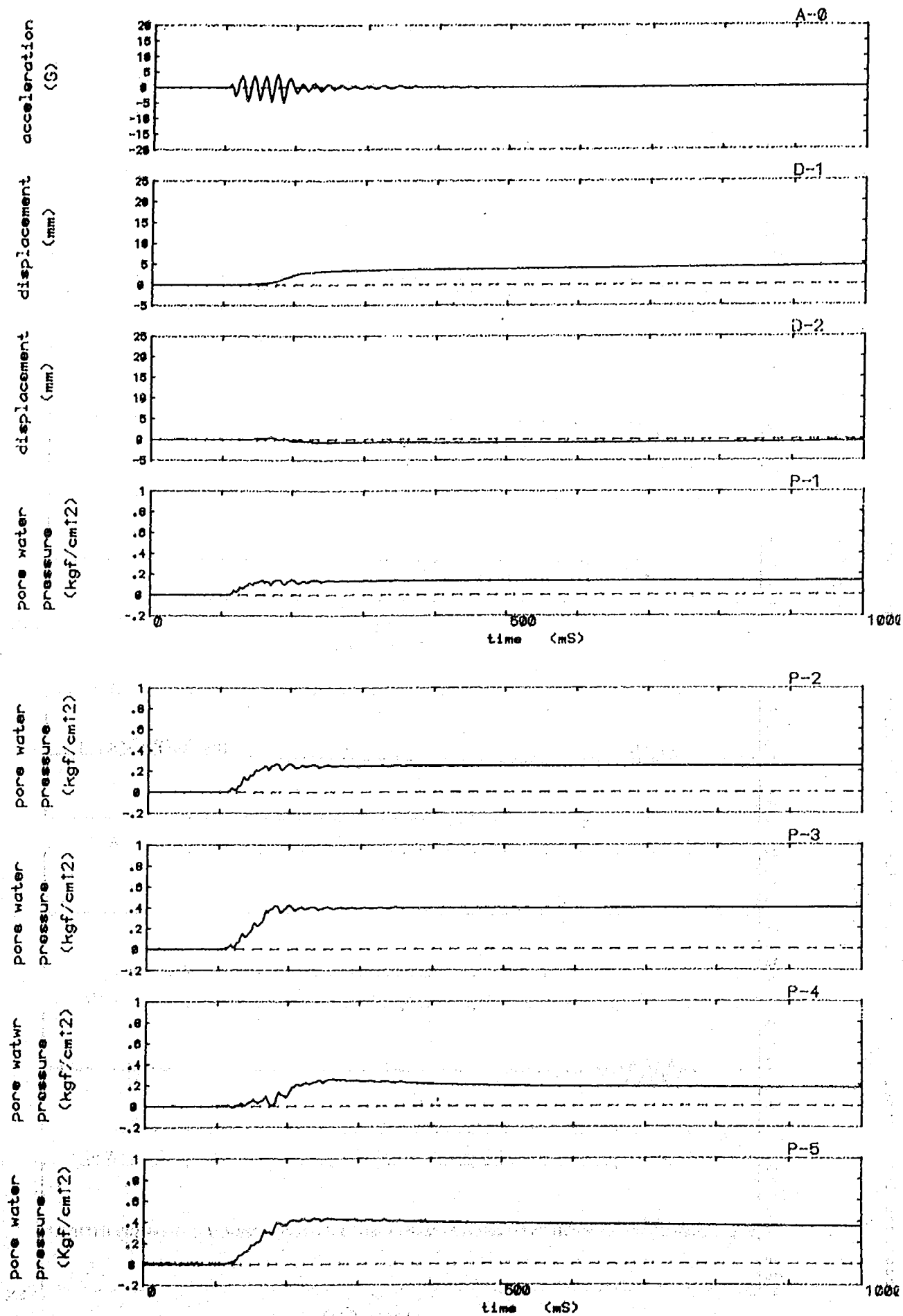
ケース 3-2-2



ケース 3-3-1

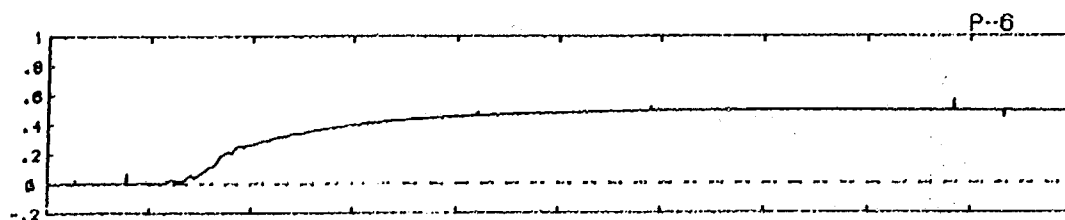


ケース 3-3-1

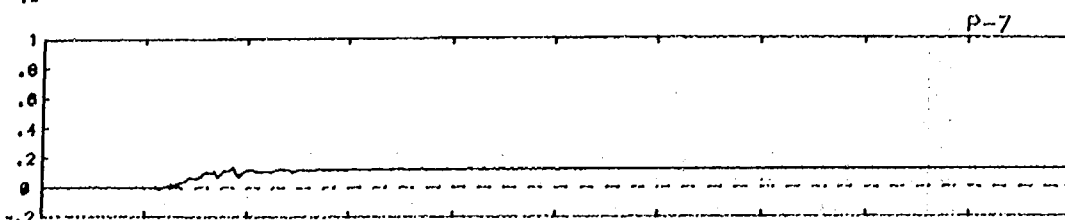


ケース 4-1-1

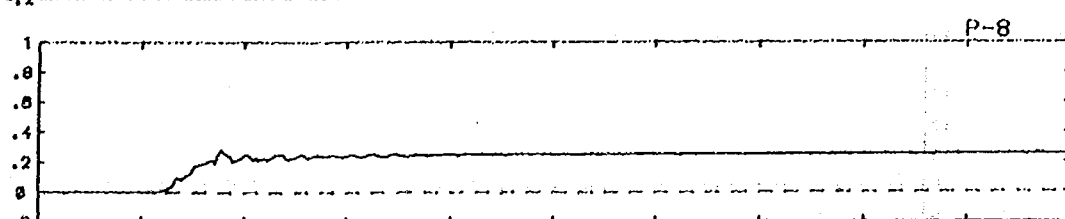
pore water
pressure
(kgf/cm²)



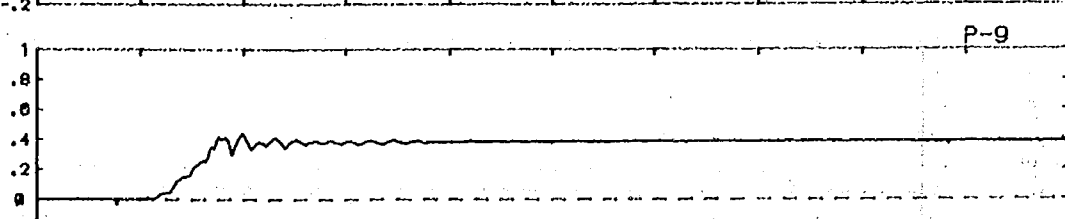
pore water
pressure
(kgf/cm²)



pore water
pressure
(kgf/cm²)



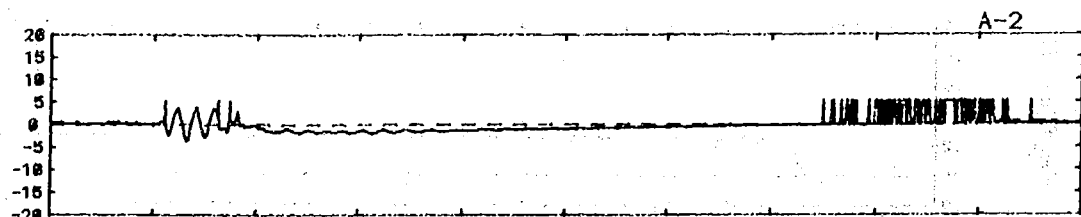
pore water
pressure
(kgf/cm²)



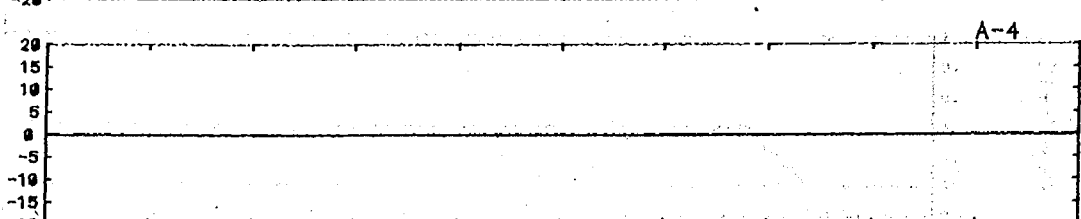
time (ms)

1000

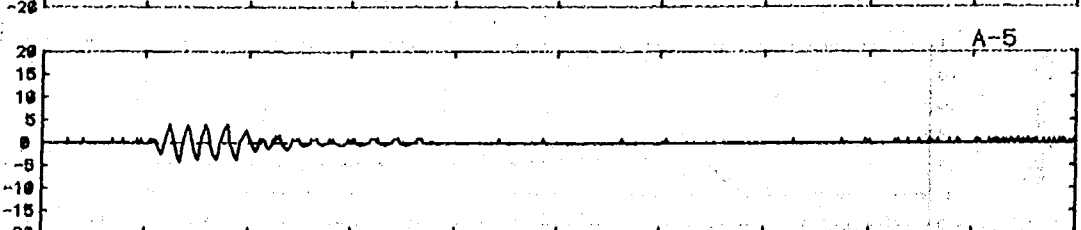
acceleration
(G)



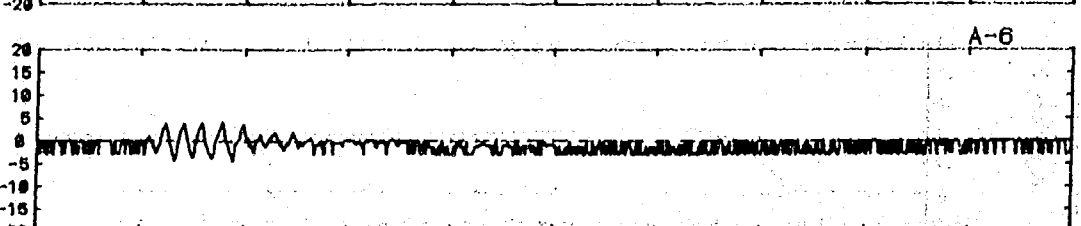
acceleration
(G)



acceleration
(G)



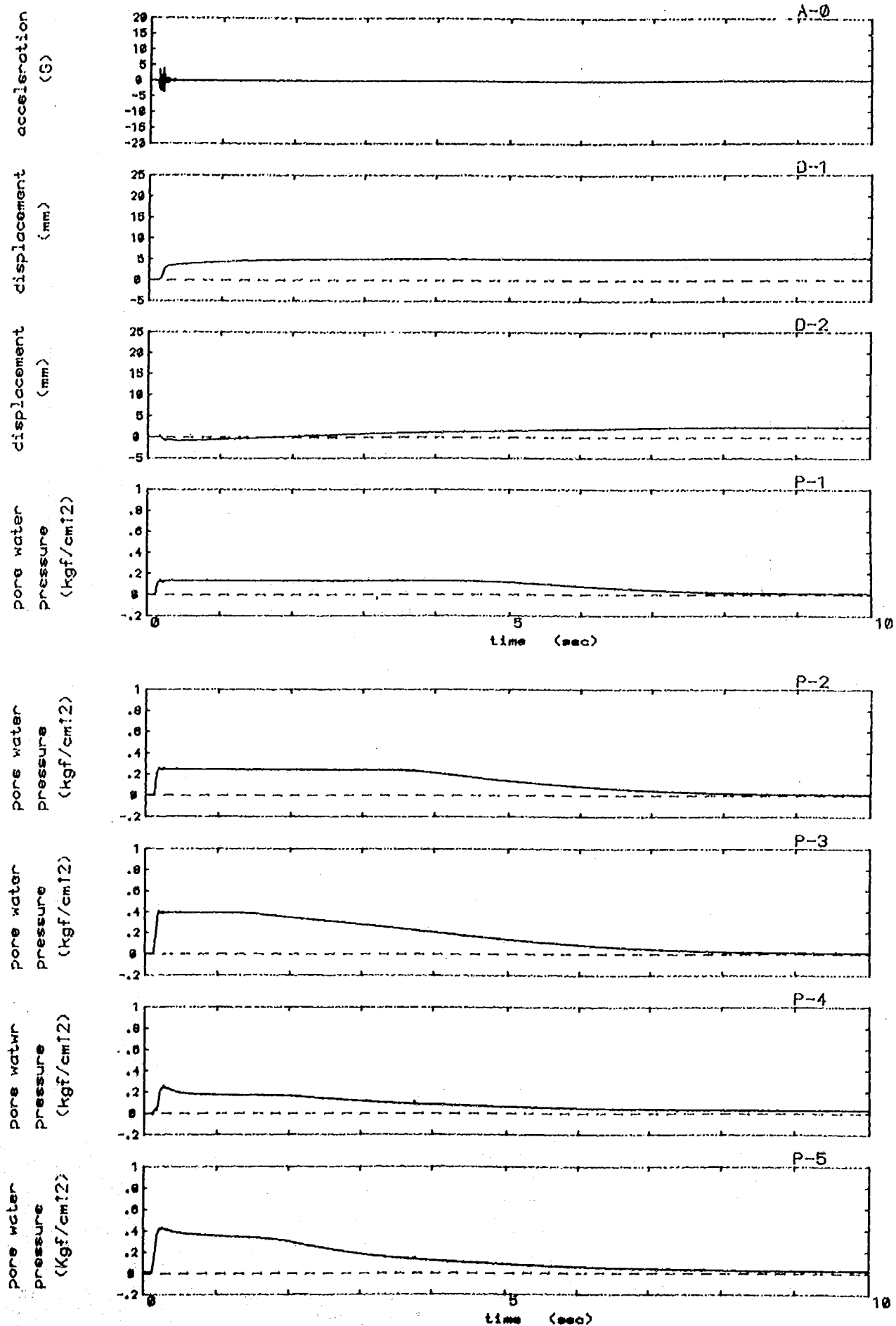
acceleration
(G)



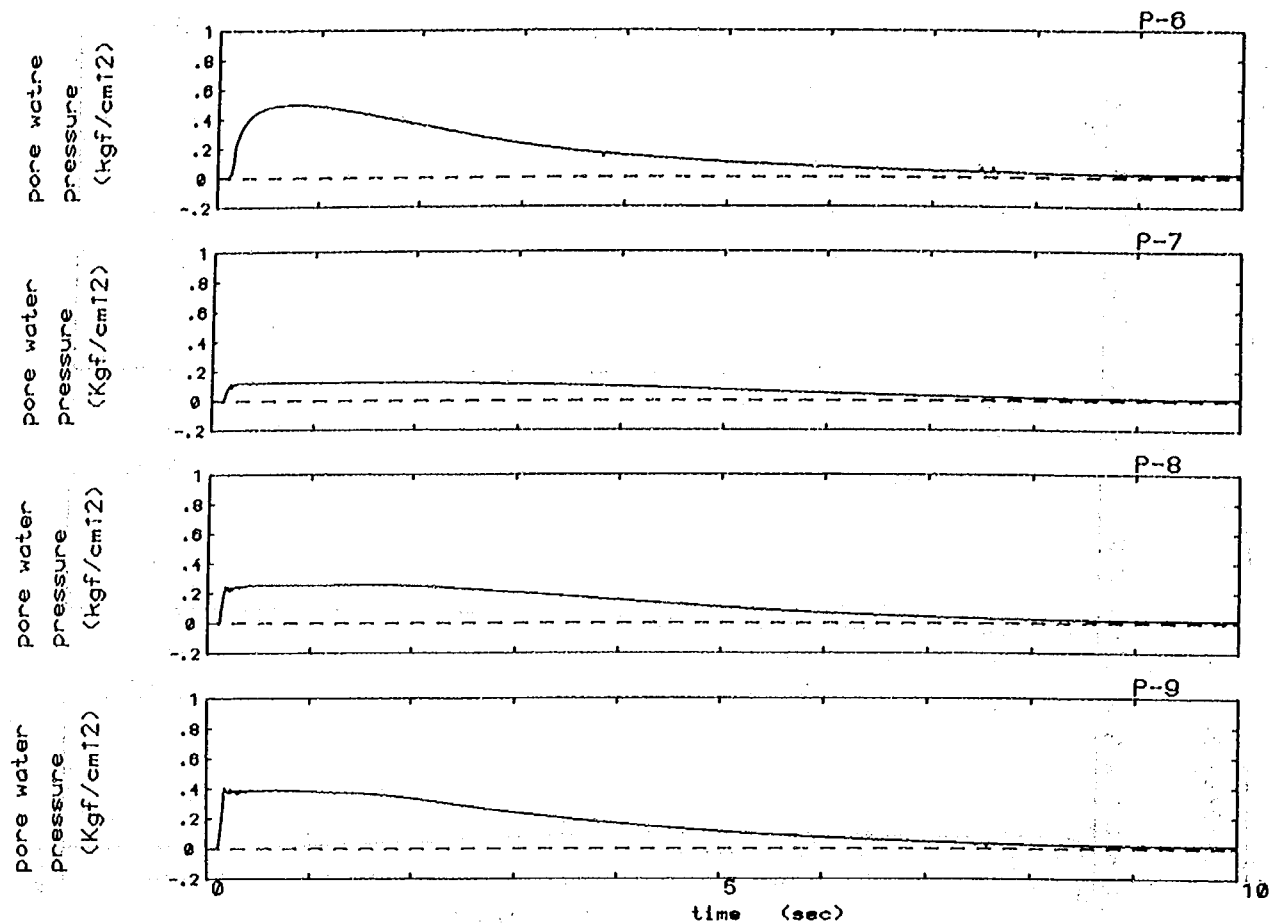
time (ms)

1000

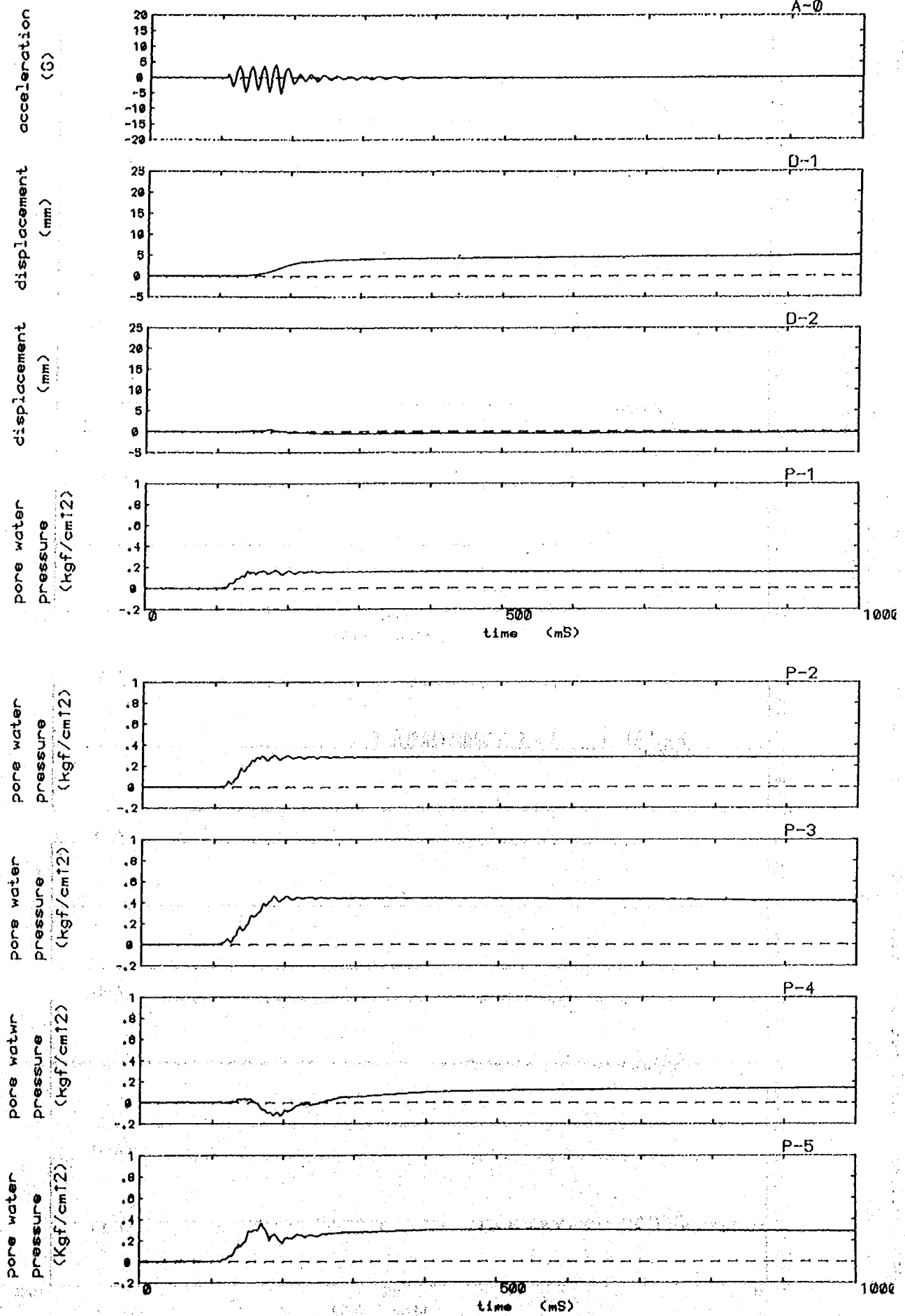
ケース 4-1-1



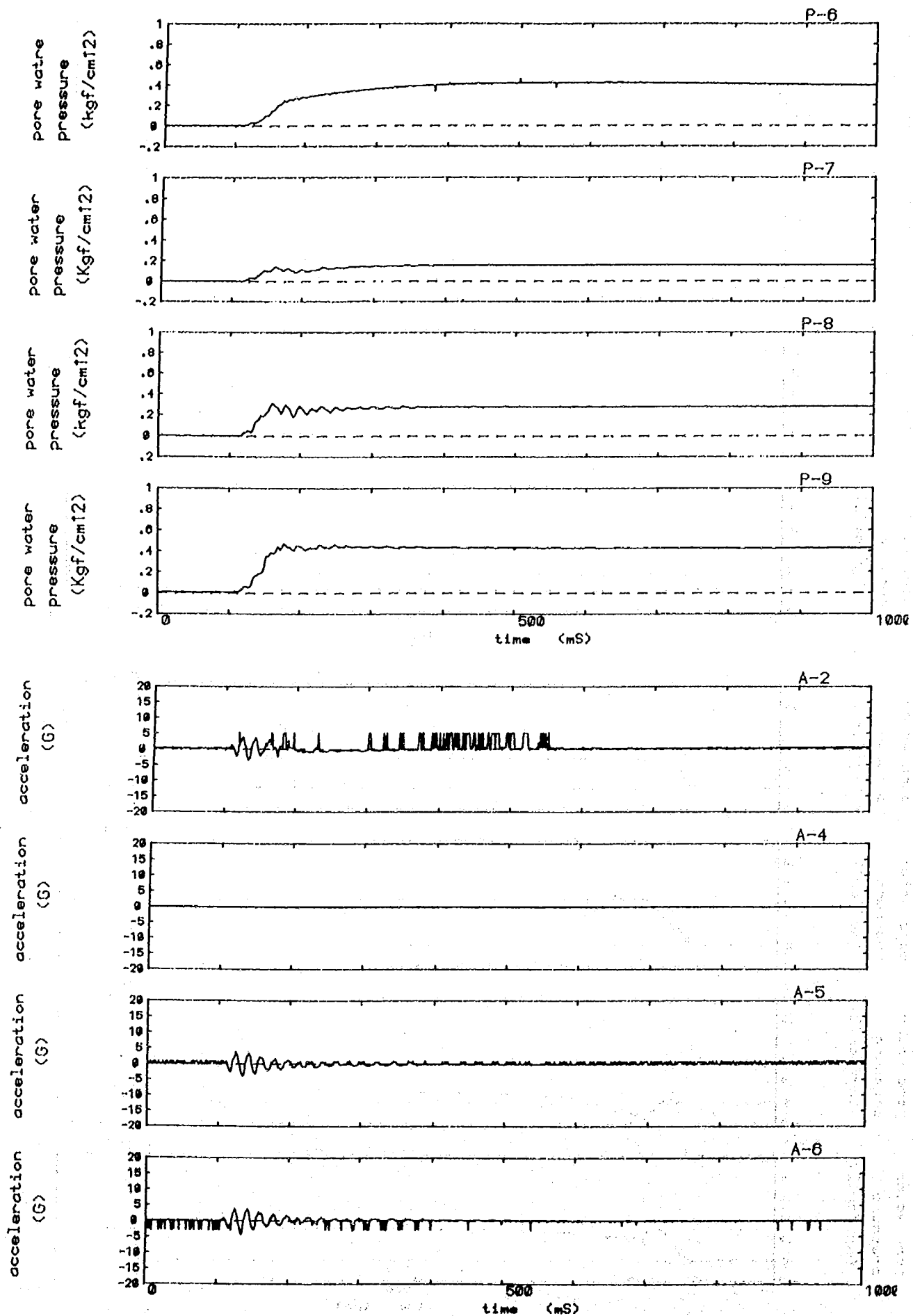
(消散時) ケース 4-1-1



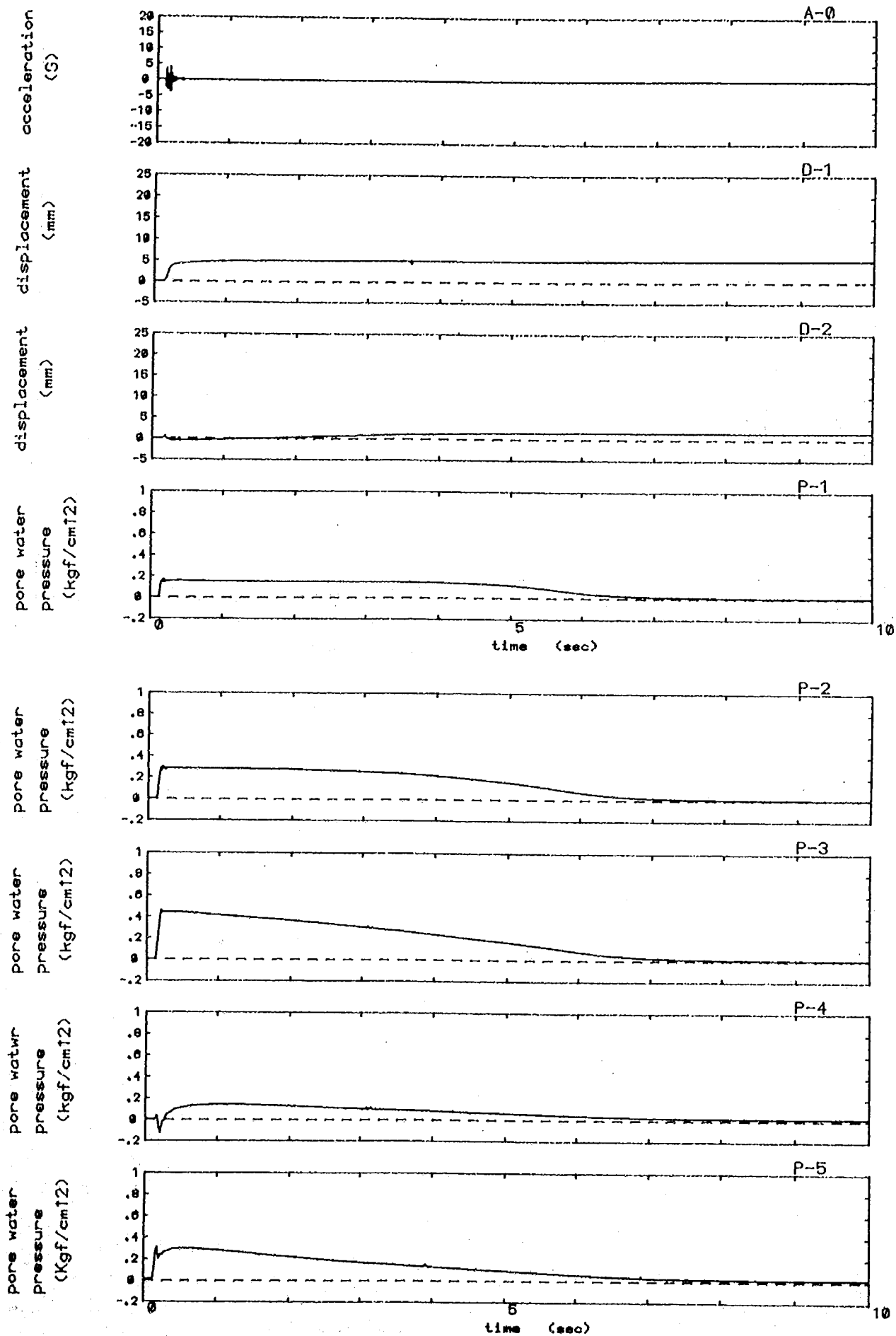
(図例) ケース 4-1-1 (消散時)



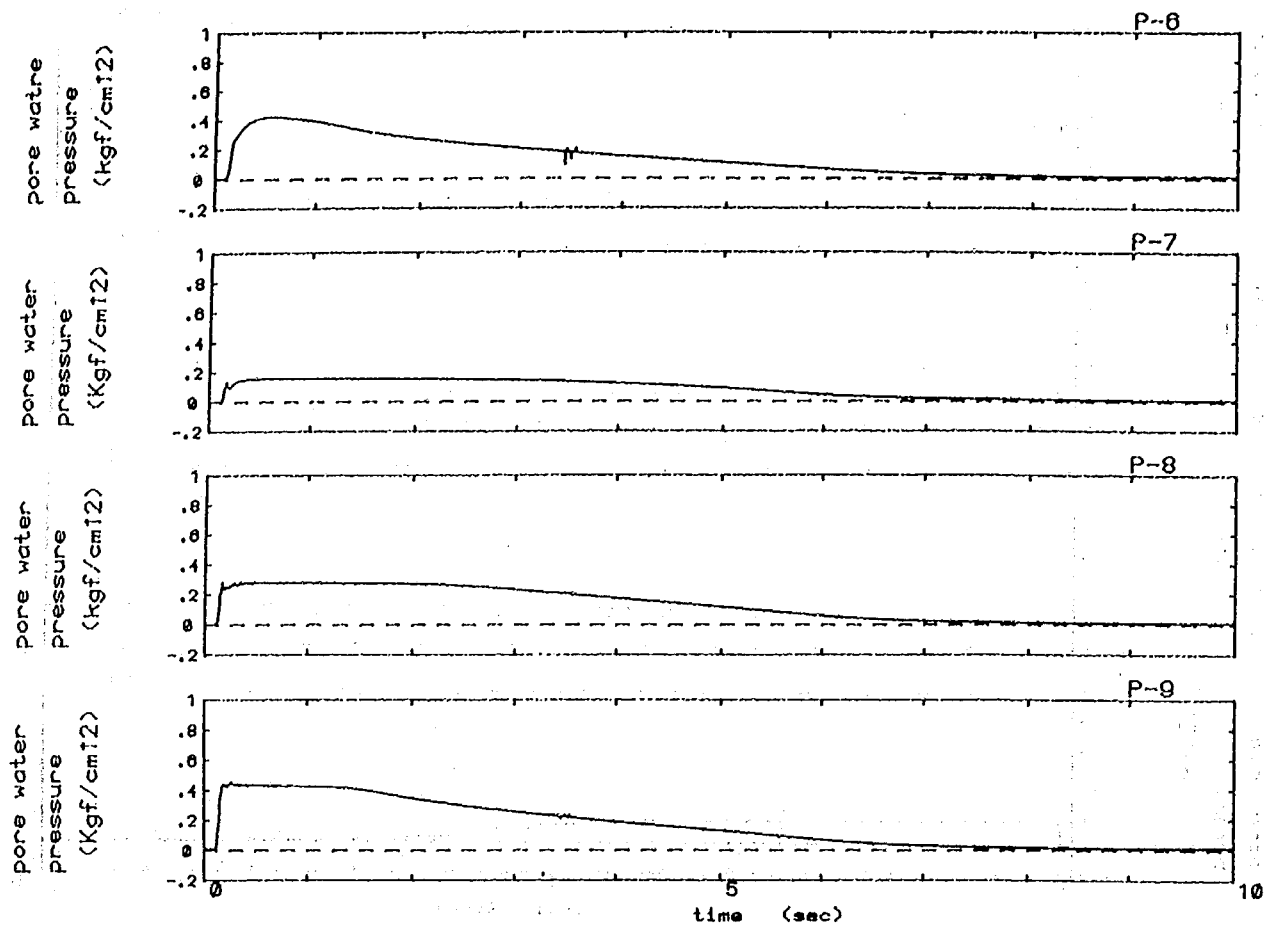
ケース 4-2-1



ケース 4-2-1

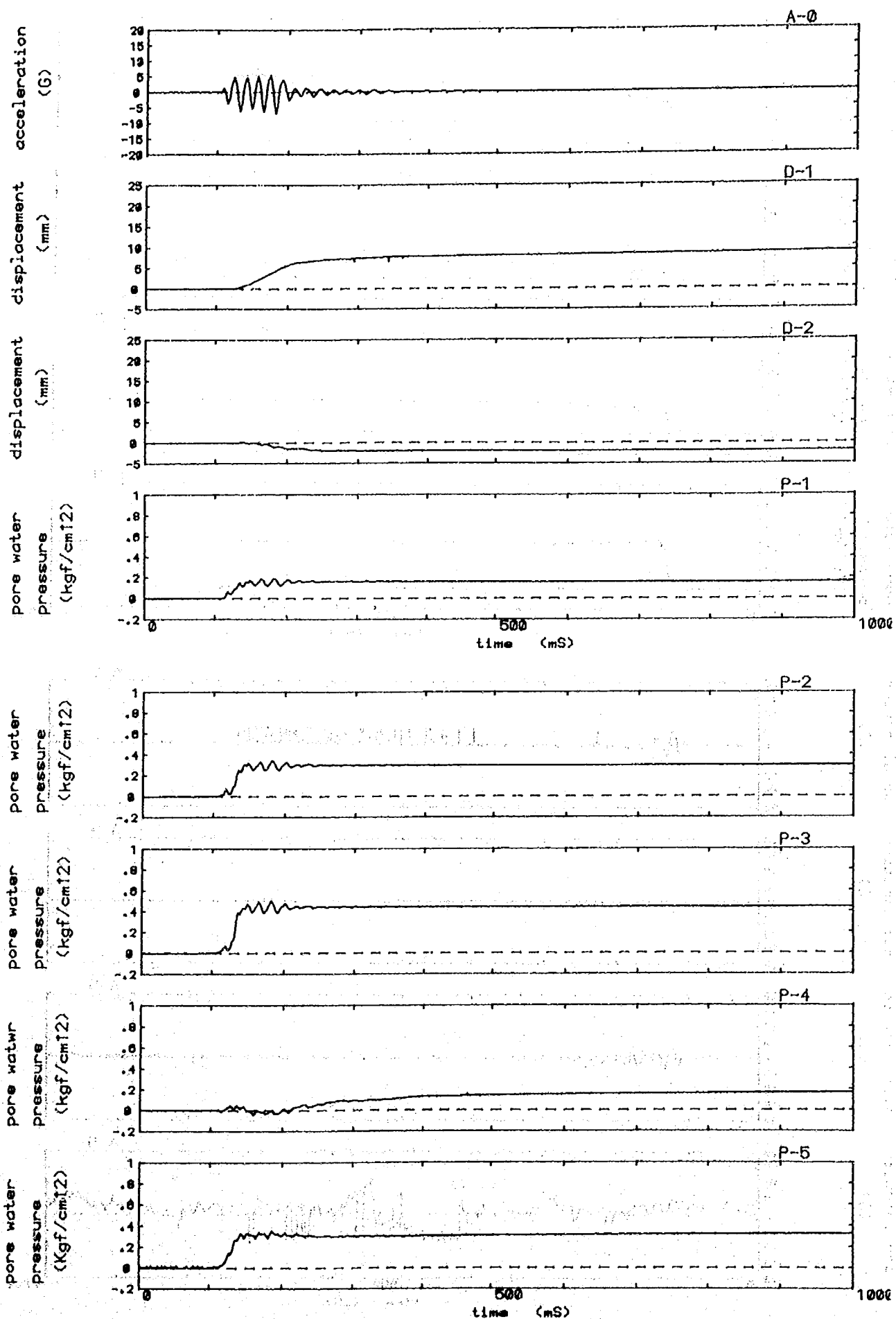


ケース 4-2-1 (消散時)



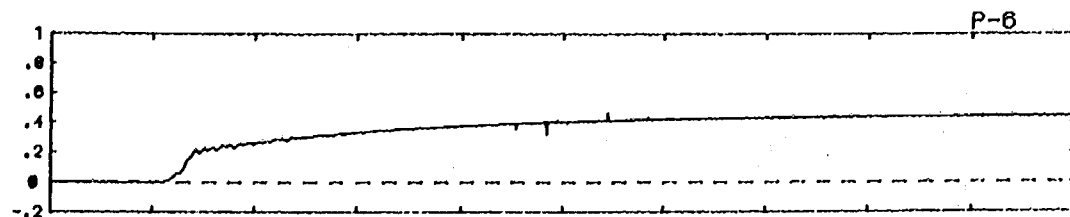
0 5 10
time (sec)

(図 4-2-1 (消散時))

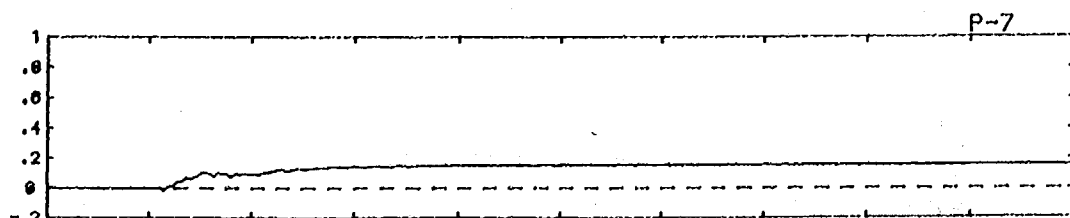


ケース 4-2-2

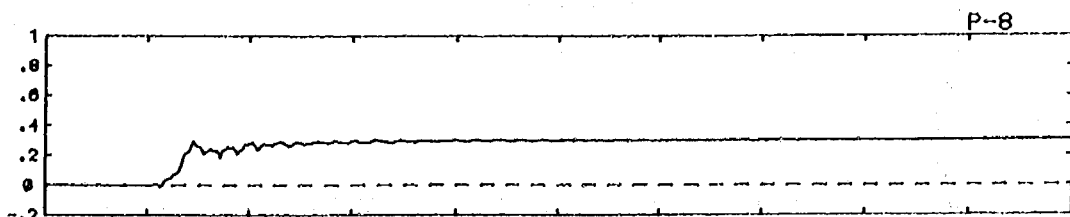
pore water
pressure
(kgf/cm²)



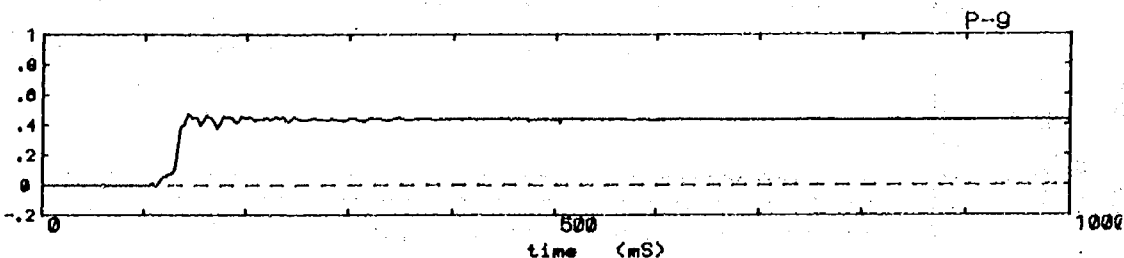
pore water
pressure
(kgf/cm²)



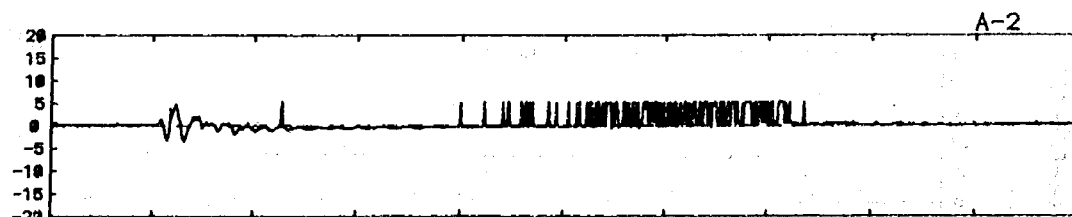
pore water
pressure
(kgf/cm²)



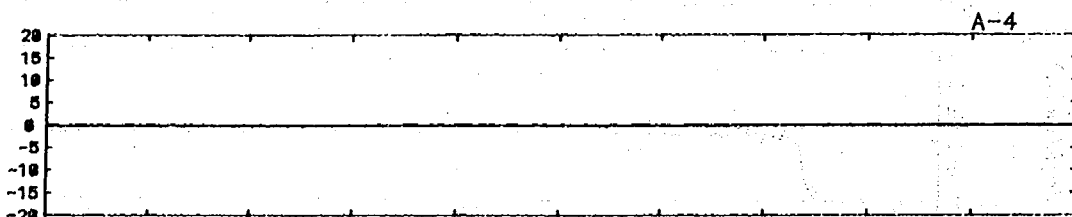
pore water
pressure
(kgf/cm²)



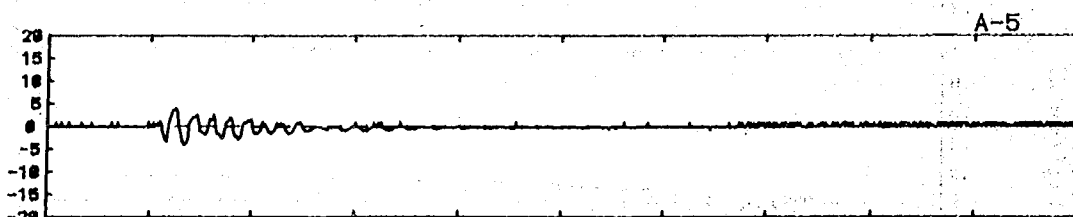
acceleration
(G)



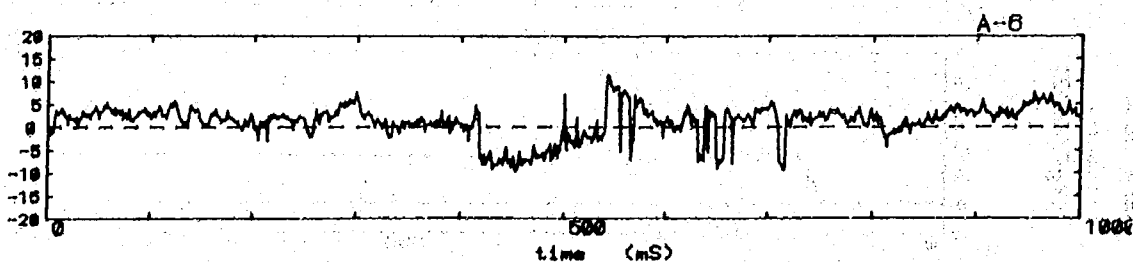
acceleration
(G)



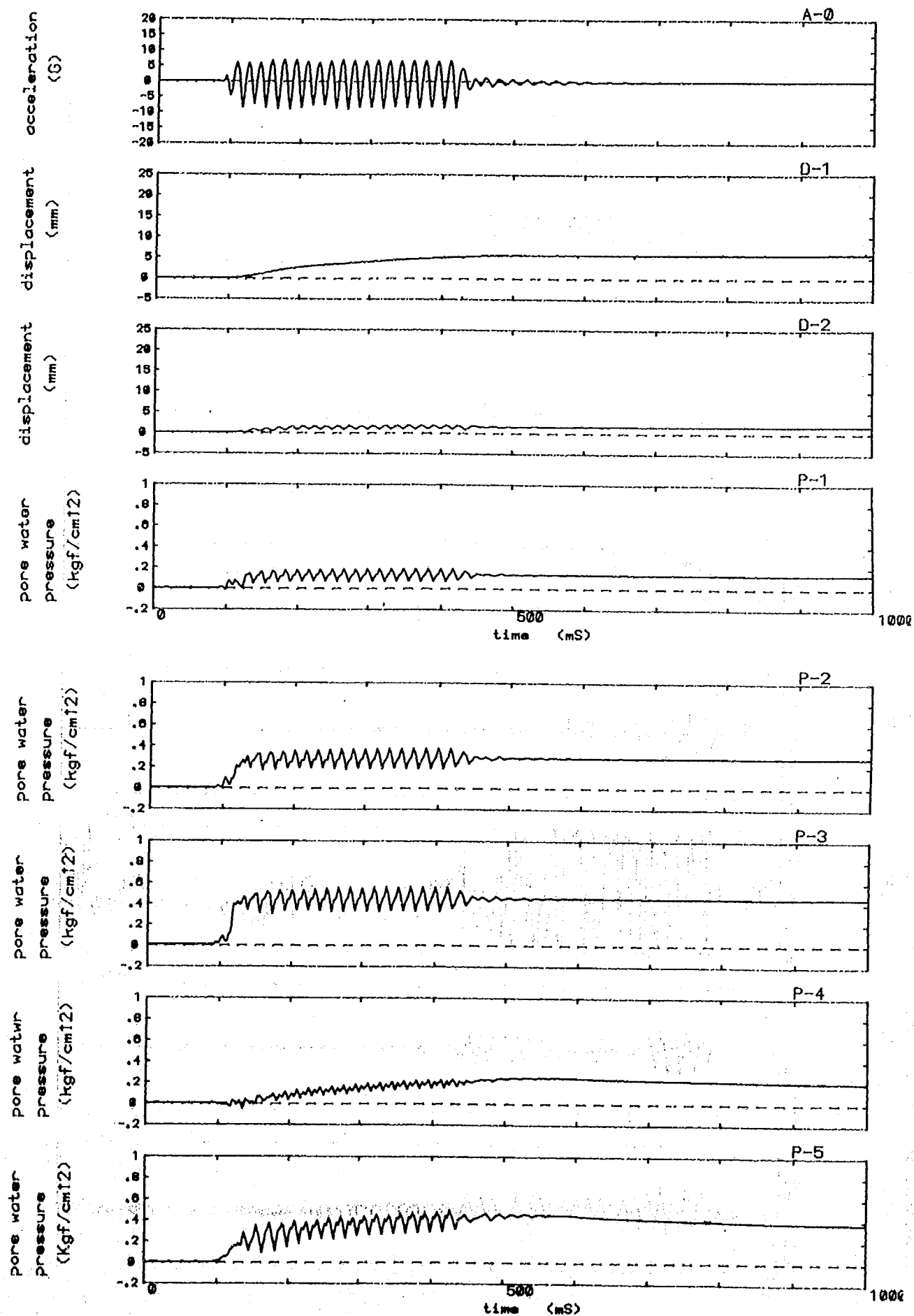
acceleration
(G)



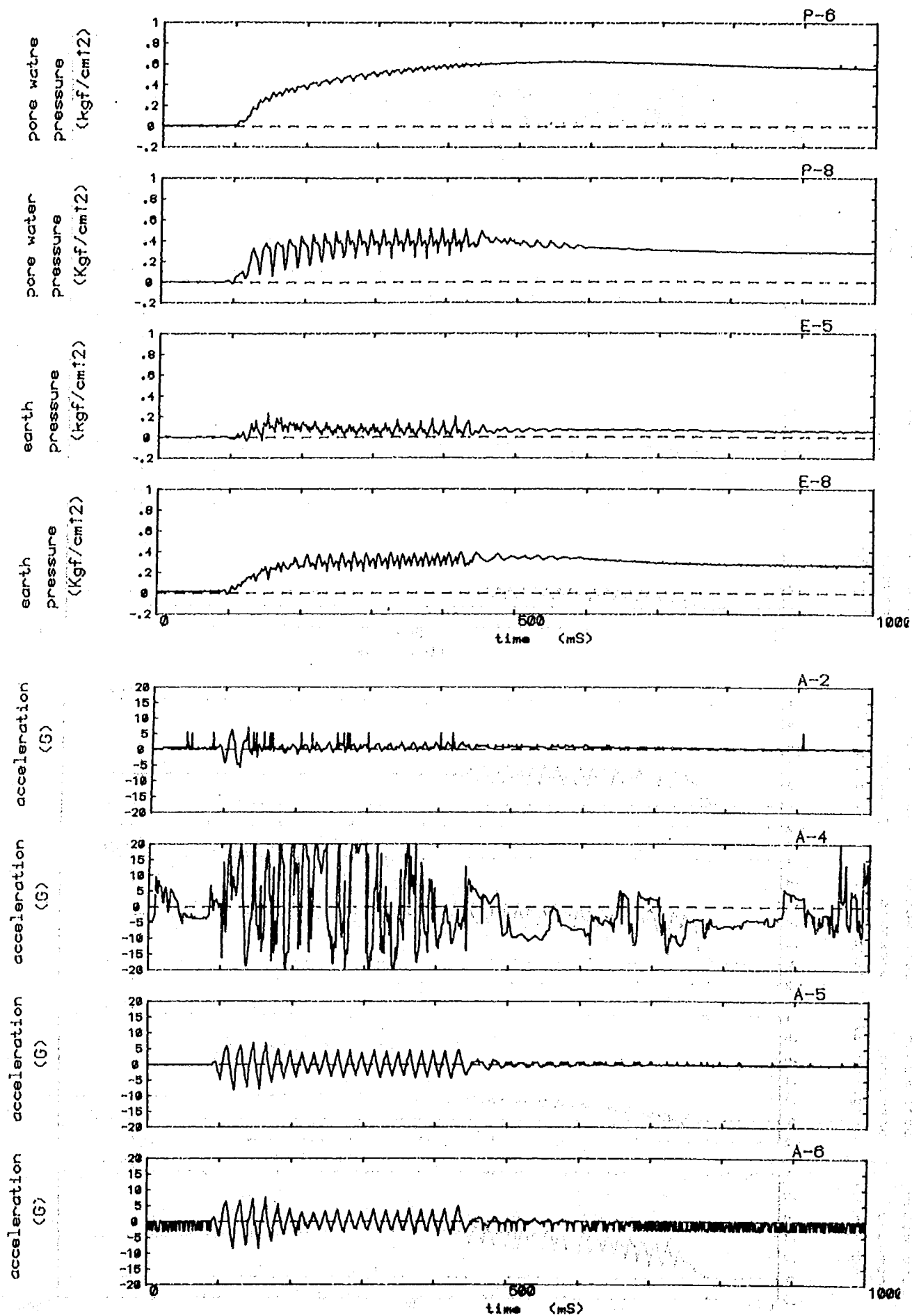
acceleration
(G)



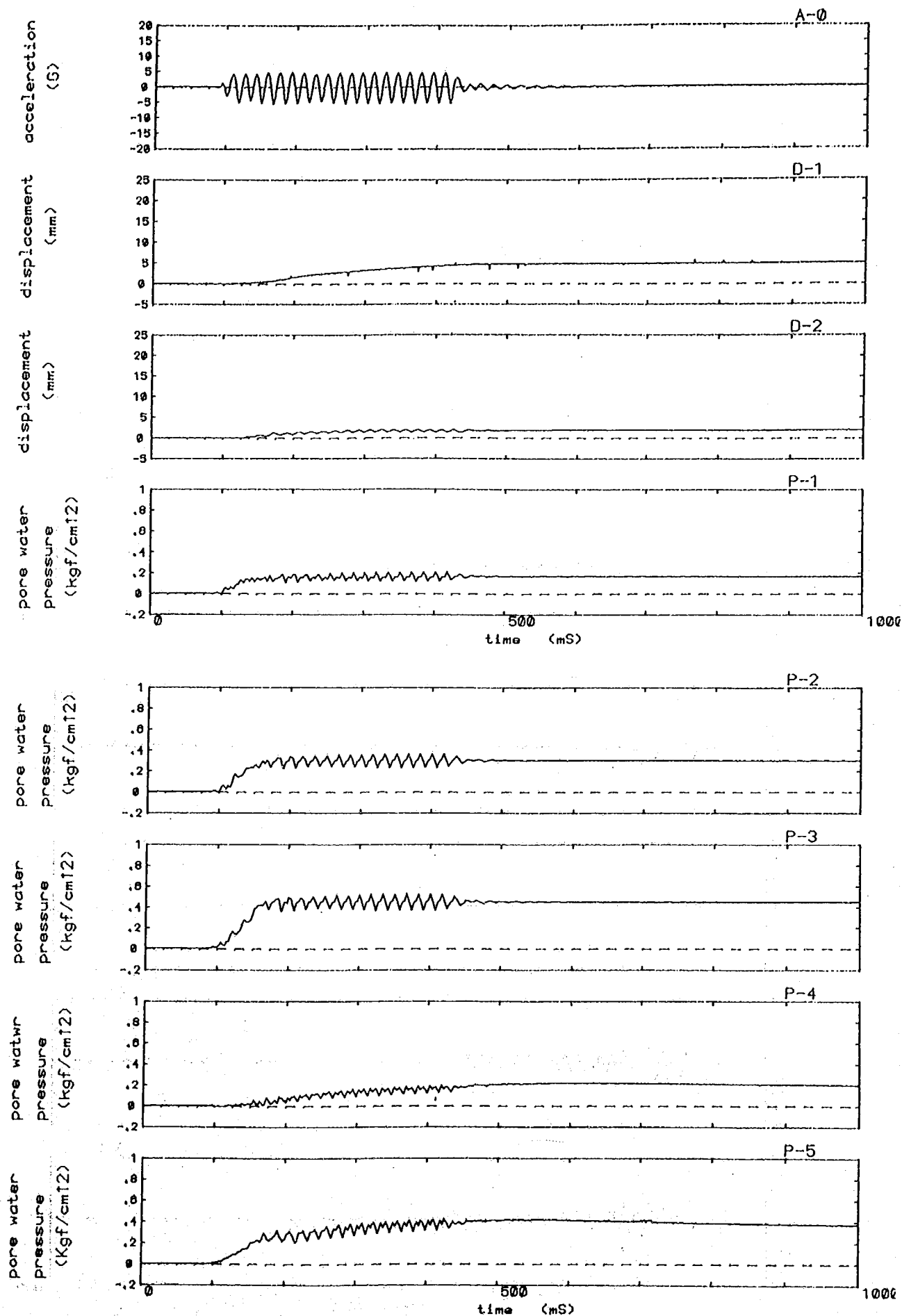
ケース 4-2-2



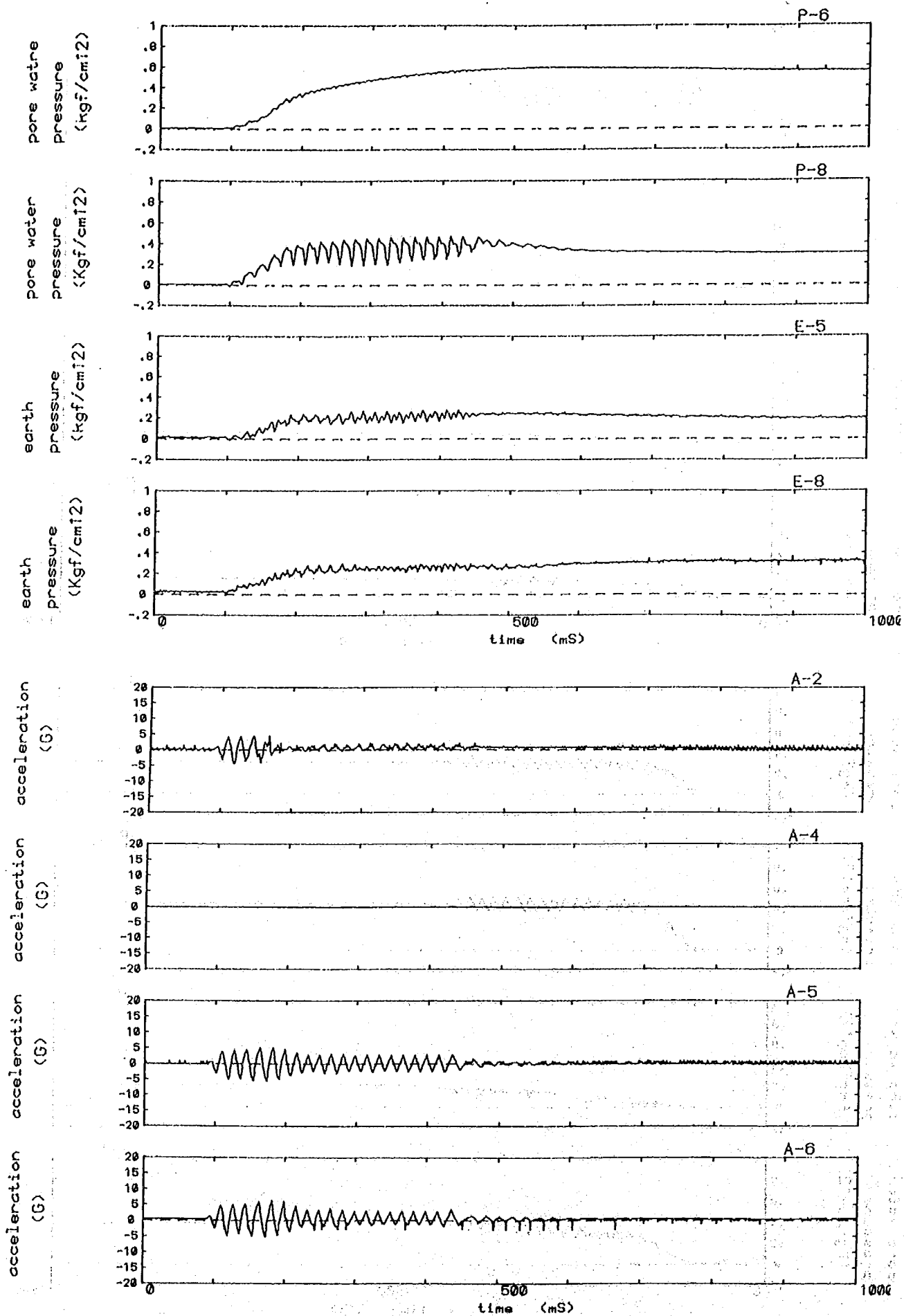
ケース 4-3-1



ケース 4-3-1



ケース 4-3-2



ケース 4-3-2

盛土のある地盤の液状化時の
挙動に関する実験的検討

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3264号
平成6年2月 (1994)

古賀 泰之、松尾 修
古関 潤一、高橋 晃浩
山根 行弘

要旨：盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する動的遠心模型実験を行い、地盤密度・盛土形状などの地盤条件と、加振波形・加振周波数などの加振条件、及び加振履歴の影響について検討した。また、実験結果を対象として、累積損傷度理論に基づく過剰間隙圧の発生特性の整理と、同理論に基づく不規則波形の等価化の妥当性の検討を行った。さらに、有効応力法に基づく円弧すべり安定計算を行い、すべり安全率と盛土の沈下状況との関係について検討した。

キーワード：液状化、盛土、遠心模型実験、安定解析、累積損傷度理論

郵便はがき

切手
はって
下さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部動土質研究室 行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3264号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印