

ISSN 0386—5878

土研資料第1999号

土 木 研 究 所 資 料

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 —

昭和58年5月

建設省土木研究所
地震防災部・振動研究室

Copyright © 1983 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

新潟地震（1964年， $M=7.5$ ），十勝沖地震（1968年， $M=7.9$ ），伊豆大島近海地震（1978年， $M=7.0$ ），宮城県沖地震（1978年， $M=7.4$ ）等の既往の地震による盛土の被害事例^{1)~9)}を見ると，沖積のゆるい砂質地盤，軟弱な粘性地盤上の盛土およびぜい弱な山岳地帯の傾斜地盤上の盛土などに多くの被害が見られ，また被害の程度も大きいことがわかる。

これらの多くは，このような地盤条件や地形条件の他に施工された盛土の構造条件（例えばのり面勾配，盛土高さ，天端巾，盛土材料など）や，なかには十勝沖地震の場合のように地震直前の降雨によって盛土が軟化していたというような特殊な外的条件が複雑に組み合わさって種々の破壊形態を作り出している。

これらの被害の中で特に目立つのはやはり，新潟地震の際に，新潟市近郊の至る所で発生した砂地盤の液状化にともなう盛土の崩壊であり，その中でも被害の大きいものの特徴は盛土高さによらず盛土天端に沈下，陥没をともなった縦割れ現象が生じていることである¹⁰⁾。また，被害の大きな盛土のほとんどは，液状化が最も起こりやすいとされている旧河道上や砂丘間低地に位置しているものであり，液状化地盤上の盛土の被害の大小は，盛土条件やその他種々の条件にあまり左右されず，まさに，液状化の程度によって一義的に決まると考えられる。

近年になって，軟弱地盤等の理由により，あまり開発の進んでいなかった地域まで宅地等の開発が進み，道路が建設されるような現状をみると，液状化するようなゆるい地盤上に盛土を建設しなければならないケースも数多く生じてくると思われる。従って，液状化が生じるような砂地盤上に盛土を建設する場合には，どのような耐震的配慮をすればよいかを明確にする必要があるが，そのためには，まず，液状化の程度によって（換言すれば，砂地盤の締めり具合，地下水位等の条件の違いによって）地震時にどのような破壊形態が生じ，その破壊の程度はどれくらいであるかということを既往の地震被害事例調査のみならず，模型振動実験や地震応答解析などによって十分に把握することが必要である。

本文はこのような事を踏まえて，密度の異なる飽和砂質地盤上の盛土破壊形態の確認とその破壊特性を調べるために実施した大型振動台による模型振動実験の結果をとりまとめたものである。

昭和58年 5 月

振動研究室 室 長 荒 川 直 士
" 研 究 員 木 全 俊 雄
" 近 藤 益 央
" 部外研究員 林 博 明
(S57.4~9)

目 次

まえがき

1. 実験の目的	1
2. 実験方法	2
2-1 実験装置	2
2-2 実験ケース	2
2-3 地盤および盛土模型	4
2-3-1 模型の概要	4
2-3-2 材料特性	4
2-3-3 地盤および盛土模型の作成方法	4
2-4 計測方法	11
2-5 加振条件	17
2-5-1 共振実験	17
2-5-2 破壊実験	17
3. 実験結果	19
3-1 地盤・盛土の特性	19
3-1-1 原位置試験結果	19
① 単位体積重量, 含水比, 間隙比	19
② 静的コーン貫入試験	19
③ PS検層および物理探査	22
3-1-2 室内土質試験結果	22
① 粒度試験	22
② 静的三軸試験	22
③ 振動三軸試験 (液状化強度試験)	22
④ 動的ねじりせん断試験	25
3-2 共振実験	30
3-3 破壊実験	35
3-3-1 破壊の形態および破壊の程度 (石灰メッシュ, 石灰パイルによる)	35
3-3-2 破壊時の振動特性および液状化特性 (加速度計, 間隙水圧計による)	50
4. 考察	95
5. まとめ	98
あとながき	99
参考文献	100

1. 実 験 の 目 的

本実験は、以下に示すような目的のもとに実施されたものである。

① 砂質地盤上の道路盛土において地震時に起こりうる被害形態の調査

新潟地震をはじめとする既往の大地震による道路盛土の被害のうち、砂質地盤上の盛土に生じた被害に着目し、その被害形態の再現および確認を行う。

② 地盤条件の違いによる盛土の振動特性の把握

地盤条件のうち、土の締まり具合、すなわち相対密度に着目し、相対密度の異なる飽和砂質地盤上の盛土の振動特性の把握を行う。

③ 液状化の程度と道路盛土沈下量との関係の調査

既往の地震被害事例を見ると地盤の液状化による盛土の被害の大きさは液状化の程度に依存していると考えられるので、実験的に液状化の程度と盛土沈下量との関係を調査する。

2. 実 験 方 法

2-1 実験装置

前述の目的で述べたように本実験では、密度の異なる砂地盤上の盛土において起こりうる破壊形態を再現し、その破壊特性を明らかにすることに重点を置いていることから、模型実験に必要な相似条件は考慮せず実験模型を小型の実物として扱った。

実験に使用した装置の概要は以下の通りである。

① 大型振動台

本装置は、当研究室所有の加振方向長 8 m×加振直角方向長 6 mの振動台で加振力 25 tonの水平方向アクチュエータ 4 本により水平一軸方向加振が行える装置である。

振動台の最大載荷荷重は 100 ton であり、今回の実験では土槽、地盤・盛土模型等の全載荷荷重は約 60 tonである。

振動台の制御は、ファンクションジェネレータ (F. G.) およびアナログテープによるアナログ制御、ミニコンによるデジタル制御が可能であり、入力モードは加速度、変位、速度のどの波形でも入力できる。また、正弦波、ランダム波、地震波等任意の波形を入力することも可能である。

この振動台の主な諸元を表-2.1に、振動台の外観を写真-2.1に示す。

② 実験土槽

実験土槽は、土槽内寸法で長さ 6 m×奥行き 3 m×高さ 2 m、重量は約 18 tonである。側面は実験時の観察用にガラス張りとなっており、加振方向の壁は下端ヒンジ、上端はお互いにタイロッドで結ばれた可動壁となっており、一種の大きなせん断箱となっている。実験土槽の外観を写真-2.2に示す。

③ 作業用足場

地盤模型作成、計測等の諸作業を行うための作業台であり、長さ 8.4 m、幅 7.5 m、床高 3.5 mの寸法をもつ。同足場は固定せず、クレーンによる移動が可能である。写真-2.3は実験時の足場の設置状況である。

④ バケット

砂貯蔵槽から土槽、脱水槽から乾燥炉、乾燥炉から砂貯蔵槽へと砂試料を運搬する容器である。クレーンで吊って移動する。写真-2.4に外観を示すが 2 m³と 3 m³用がある。

⑤ 振動現象記録監視装置

8 台のテレビカメラが、実験場および隣接する油圧源施設に設置されており、制御計測室に設置されたモニターテレビおよびビデオレコーダーにより、諸装置の作動の状況の監視あるいは振動現象の記録が可能である。

表-2.1 振動台の主な諸元

振動台寸法	6 m × 8 m
最大載荷重量	100 ton
最大転倒モーメント	150 ton-m
最大加振力	100 ton (25 ton × 4台)
最大変位振巾	± 75mm
最大速度	± 60 cm/sec
最大加速度	± 700 gal : 最大載荷時 ± 2,500 gal : 無載荷時
加速方式	水平1軸加振
駆動方式	電気油圧サーボ方式
制御方式	アナログ制御・デジタル制御
加振波形	正弦波, 三角波, 矩形波, ランダム波, 地震波
周波数自動掃引	変位一定加振 速度一定加振 加速度一定加振
周波数範囲	DC ~ 30 Hz

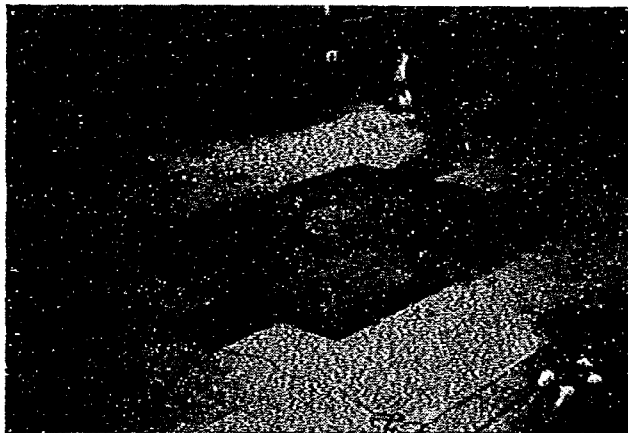


写真-2.1 大型振動台

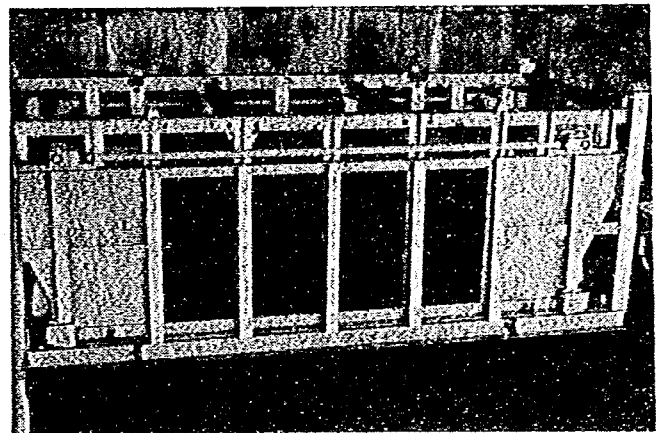
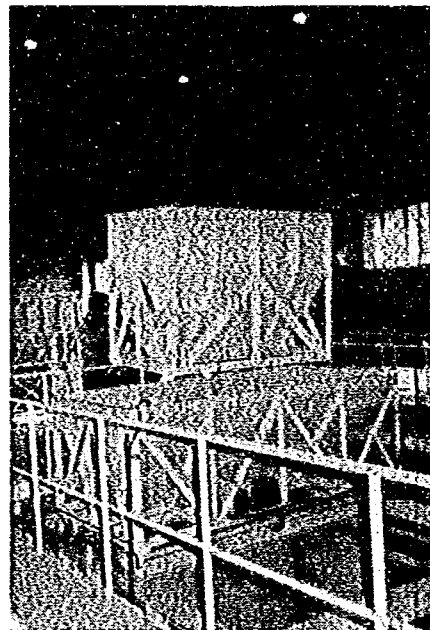


写真-2.2 大型試験土槽



写真－2.3 作業用足場



写真－2.4 バケット

2-2 実験ケース

実験ケース数は、地盤の相対密度のみを変化させた次の4ケースとした。

ケース1 ややゆるづめ地盤

ケース2 極ゆるづめ地盤

ケース3 やや密づめ地盤

ケース4 極密づめ地盤

なお、盛土の締固め度は、すべてのケースにおいて同一となるようにした。

各ケースごとの実験手順のフローチャートを図－2.1に示す。

2-3 地盤および盛土模型

2-3-1 模型の概要

地盤および盛土模型を図－2.2に示す。地盤模型は厚さ110 cmの水平地盤であり、その上に高さ60 cm、天端巾100 cm、のり勾配1:1.5の盛土模型を作成した。土槽底面より10 cmは土槽内に均等に水を供給できるよう礫材を敷いた。また、地下水位は地盤の高さに合わせて土槽底面より110 cmの位置とした。

2-3-2 材料特性

模型材料は盛土・地盤ともに浅間山砂であり、その粒径加積曲線は図－2.3に示すとおりである。浅間山砂の平均粒径 D_{50} は0.26 mm、均等係数 U_c は2.0であり、一般にきれいな砂と呼ばれ、液状化を起ししやすい地盤材料である。ただし、この浅間山砂は、実験用に水洗いを行い、粒度調整したものであり、実際の山砂には細粒分がもう少し含まれているように思われる。今回の地盤材料の特性がどのようなものであるかをわかりやすくするために、参考までに豊浦標準砂のもの

と比較をしたものを表-2.2に示した。

また、同材料の締固め特性を求めるために締固め試験を実施した。その結果を図-2.4に示した。

2-3-3 地盤および盛土模型の作成方法

本実験の地盤、盛土模型作成に先立ち、4種の異なった締固め度をもつ地盤の作成方法を決定するために、土槽内において転圧の方法、転圧回数、まき出し厚を変えて予備試験を行った。転圧方法は、足踏みと木ダコにより行い、それぞれまき出し厚を15cm、20cm、30cm、転圧回数を1, 2, 3, 5回と変えて、各組み合わせにおいてそれぞれハンドサンプリングにより単位体積重量を求めた。

予備試験の結果は、図-2.5に示すとおりであり、これより本実験の4ケースの地盤締固め方法を表-2.3のように決定した。ただし、同表においてケース4の極めて密な地盤においては、足踏み、木ダコの方法ではなく、転圧試験は行っていないが、バイプロランマーで施工を行った。

地盤および盛土模型の作成方法は以下に示す手順により行った。

- ① 土槽内にレキ材を厚さ10cmに敷いて、給水層を作成する。〔写真-2.5〕
- ② 給水による砂とレキの混合を防ぐためと、水まわりの均一性の確保のため、砂と同程度の透水性をもつ布製のシートをレキ層の上に敷く。〔写真-2.6〕
- ③ ベルトコンベヤーにより土槽内へ湿潤状態（含水比9～10%）の砂を搬入し、所定のまき出し厚になったら搬入を止め、締固めを行う。
- ④ 盛土は、所定のまき出し厚ごとに締固めを行い、階段状に盛土を60cmの高さに作成した後に、所定の勾配（1：1.5）になるよう、法面の整形を行う。
- ⑤ 地盤・盛土模型作成後に地盤を水で飽和させるため、土槽底面にある2箇所の給排水口よりレキ層を通して給水を行う。

給水方法は、給水口に太径のホースをつなぎ、ホース内の水位が地盤内の水位より少し高くなるようにホース内へ連続的に給水を行い、地盤面高まで時間をかけてゆっくりと水位を上昇させた。図-2.6にその概要を示す。地盤内水位の確認は地盤模型の四隅に設けた穴により行った。

なお、地盤・盛土模型作成中に後述する所定の位置において、加速度計、間隙水圧計の埋設および変形量計測用の石灰パイル、石灰メッシュの作成を行った。また、地盤作成後に同じく地表面に変位及び沈下量計測用の標点を設置した。

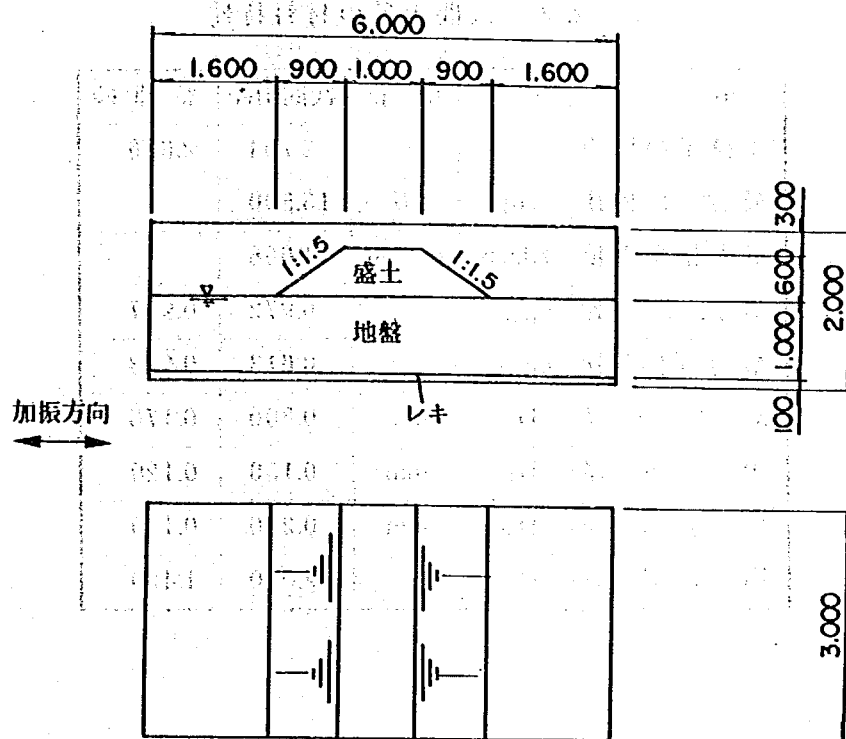


図-2.2 供試体寸法

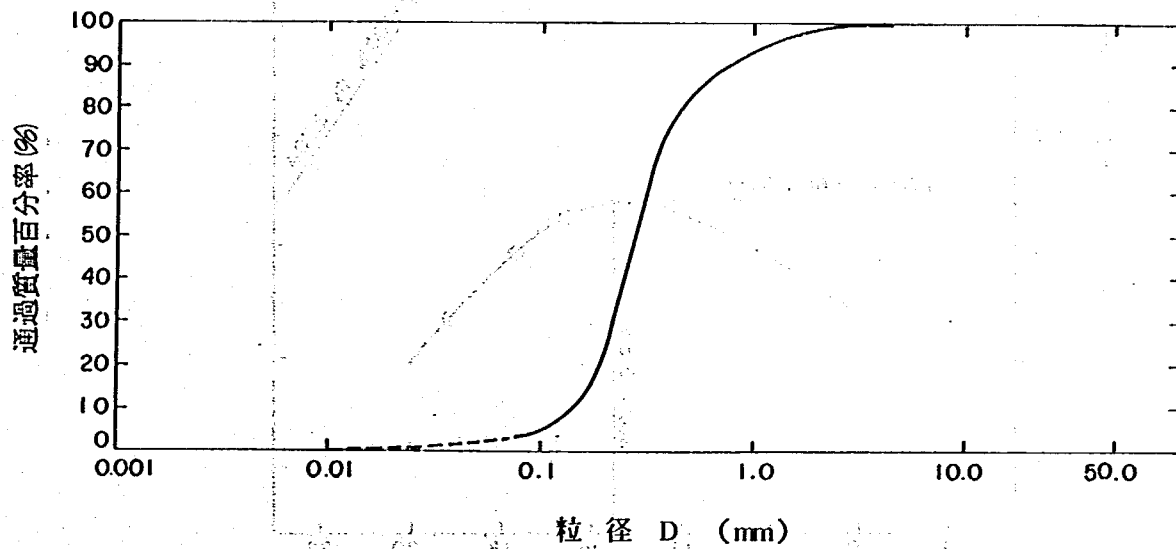


図-2.3 浅間山砂の粒径加積曲線

表-2.2 浅間山砂の材料特性

項 目	記 号	単 位	浅間山砂	豊 浦 砂
土粒子の比重	G_s	—	2.704	2.636
最適含水比	w_{opt}	%	15.500	—
最大乾燥重量	γ_{dmax}	gf/cm ³	1.668	—
最大間隙比	e_{max}	—	0.972	0.987
最小間隙比	e_{min}	—	0.613	0.623
60%粒径	D_{60}	mm	0.300	0.175
10%粒径	D_{10}	mm	0.150	0.120
平均粒径	D_{50}	mm	0.260	0.120
均等係数	U_c	—	2.000	1.460

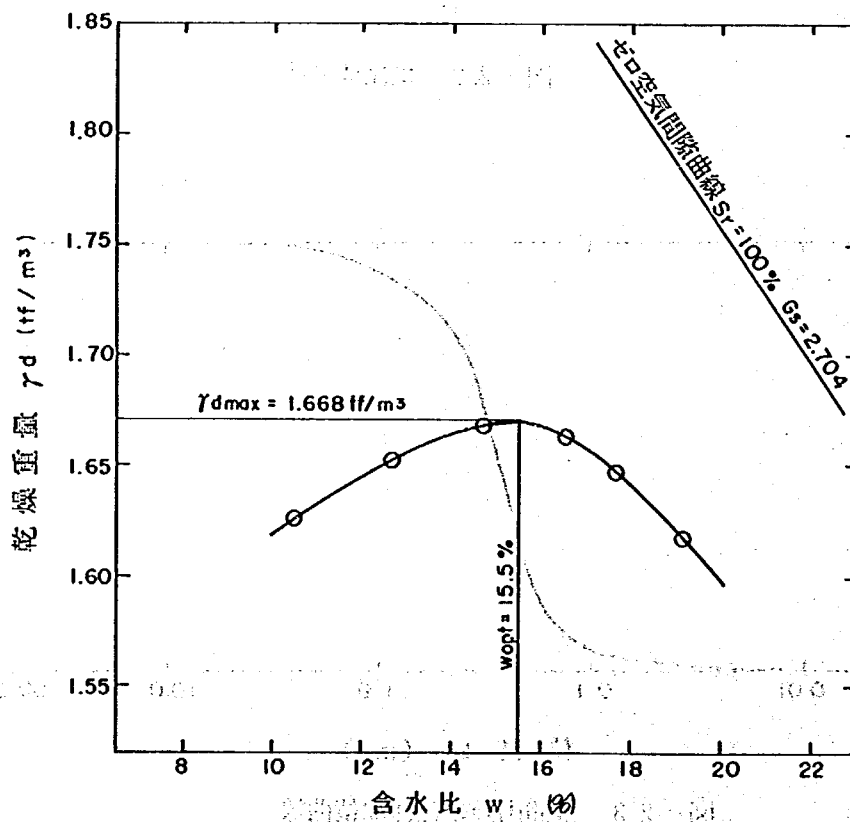


図-2.4 浅間山砂の締固め試験結果

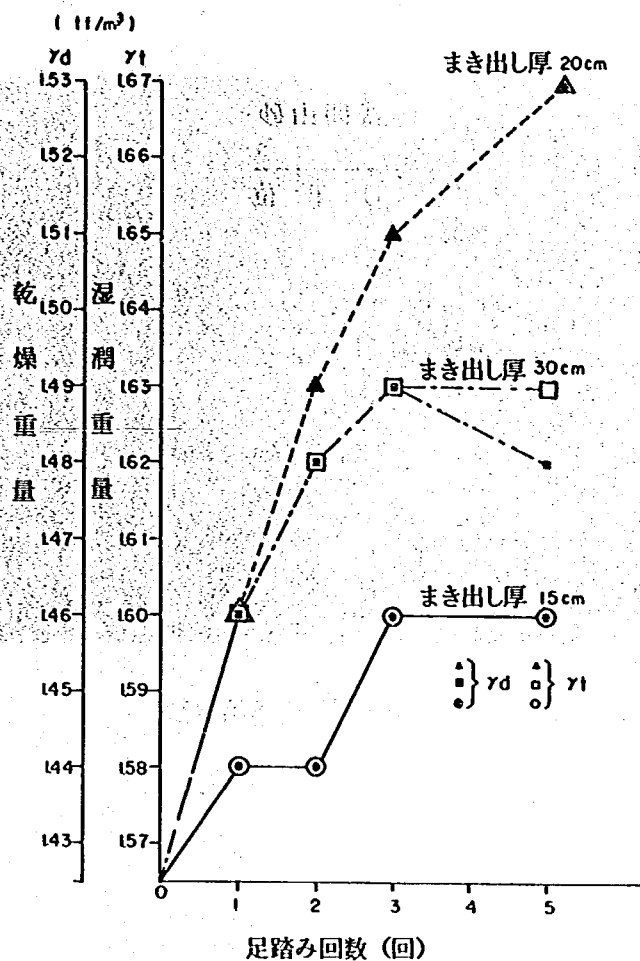


図-2.5 締固め予備実験 (足踏みによる)

表-2.3 締固め方法

実験 ケース	締 固 め					地下水位
	締 固 め 方 法				目標乾燥密度 $\gamma_d (\text{tf/m}^3)$	
1	盛土	まき出し厚 20cm	足 踏 み 5回		1.53	地 盤 面
	地盤	" "	" 5回		1.53	
2	盛土	まき出し厚 20cm	足 踏 み 5回		1.53	"
	地盤	" "	" 1回		1.46	
3	盛土	まき出し厚 20cm	足 踏 み 5回		1.53	"
	地盤	" "	木 ダ コ 5回		1.60	
4	盛土	まき出し厚 20cm	足 踏 み 5回		1.53	"
	地盤	" "	タンパー 5回		1.67以上	

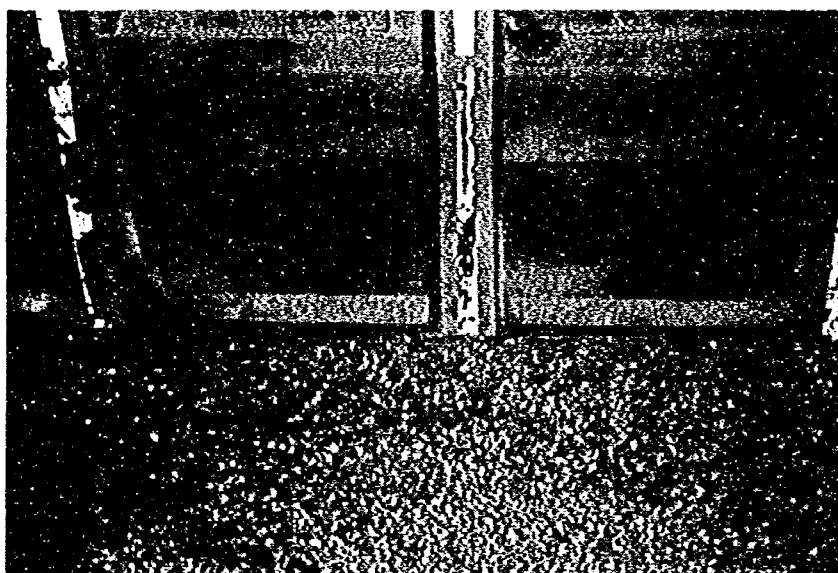


写真- 2.5 レキ材による給水層

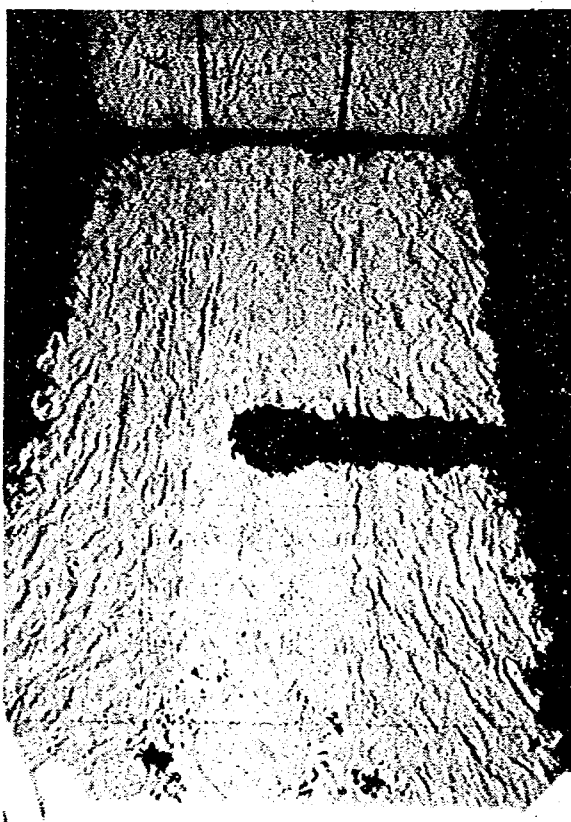


写真- 2.6 透水シート

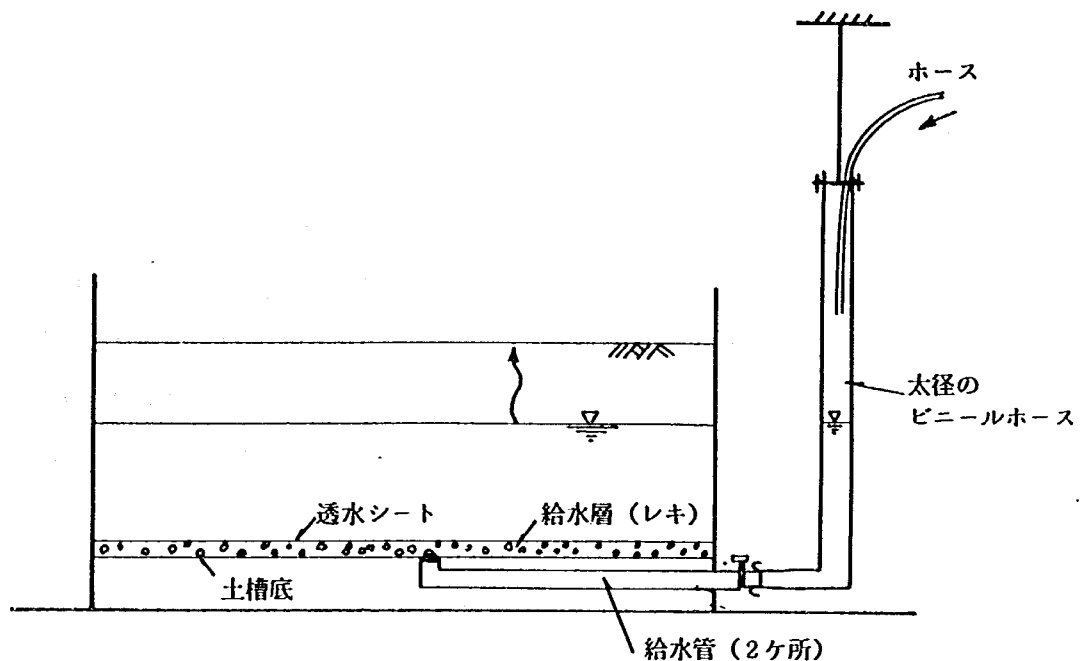


図-2.6 土槽内への水の供給方法

2-4 計測方法

計測項目は次のとおりである。

1) 地盤・盛土模型の物理特性および力学特性を求めるための計測項目

① 密度および単位体積重量 (サンプリングによる)

地盤および盛土の密度と単位体積重量の測定は、地盤・盛土模型作成時にコアカッター法により求める方法と、地盤・盛土模型作成後にシンウォールサンプラーにより採取した試料により求める方法の2とおりの方法を用いた。コアカッターによる方法は、各まき出し厚で転圧後に行っているもので、地盤では5深度、盛土では3深度の計8深度においてそれぞれ3回ずつ行った。コアカッター法による状況を写真-2.7に示す。またシンウォールチューブによるサンプリングは、図-2.7に示すように各ケースごとに3地点で行い、人力による押込み、もしくは人力による押込みが不可能な場合はチェーンブロックにより、足場のH鋼より反力を取り押込みを行った。

サンプリングの状況は写真-2.8に示すとおりである。

② せん断弾性波速度 V_s

せん断弾性波速度 V_s は、地盤・盛土模型作成後、模型内に埋設した加速度計を利用して、板たたき法により簡単なPS検層を行うことにより求める方法と、地表面地盤探査法による方法の2つの方法を採用した。

検層及び探査は、盛土部と地盤部の2地点で行った。その概要を写真-2.9に示す。

③ 静的コーン貫入抵抗 q_c

模型地盤および盛土の強度を調べるために静的コーン貫入試験を行った。

計測は、図-2.7に示すような3地点で行い、ロッドの押込みはケース4を除いて人力で、

ケース4において油圧ジャッキを用いて行った。

計測状況を写真－2.10に示す。

2) 地盤・盛土模型の振動特性および液状化特性を把握するための計測

加速度および間隙水圧

振動台および地盤・盛土内の応答加速度を調べるために加速度計を、また、地盤内に生じる過剰間隙水圧を測定し、液状化の程度を把握するために間隙水圧計を、それぞれ図－2.7に示す位置に足のついた一枚の亚克力板に固定して埋設した。設置状況を写真－2.11に示す。使用した計測器は表－2.4に示すようなものであり、これらを動ひずみアンプを介してデジタルデータレコーダに収録した。収録データのサンプリング周波数は200 Hz ($\Delta t = 0.005 \text{ sec}$)、磁気テープへの記録密度は1600 BPIである。

表－2.4 使用した計測器

計 測 器 名	計 測 器 型 式	定 格 容 量	備 考
加 速 度 計	単軸方向ひずみゲージ式	$\pm 2 \text{ G}$	新 興
間 隙 水 圧 計	ひ ず み ゲ ー ジ 式	2 kgf/cm^2	共 和 電 業

(3) 地盤・盛土模型の実験中および実験後の変状を把握するための計測

① 石灰メッシュ、石灰パイルおよび標点

地盤・盛土模型の変形量（水平変位、沈下量）を把握するために、30 cm間隔に消石灰のメッシュを土槽内部側面に作成した。また、土槽側面外側には、変位量を計測するための基準メッシュを水系を張って作成した。

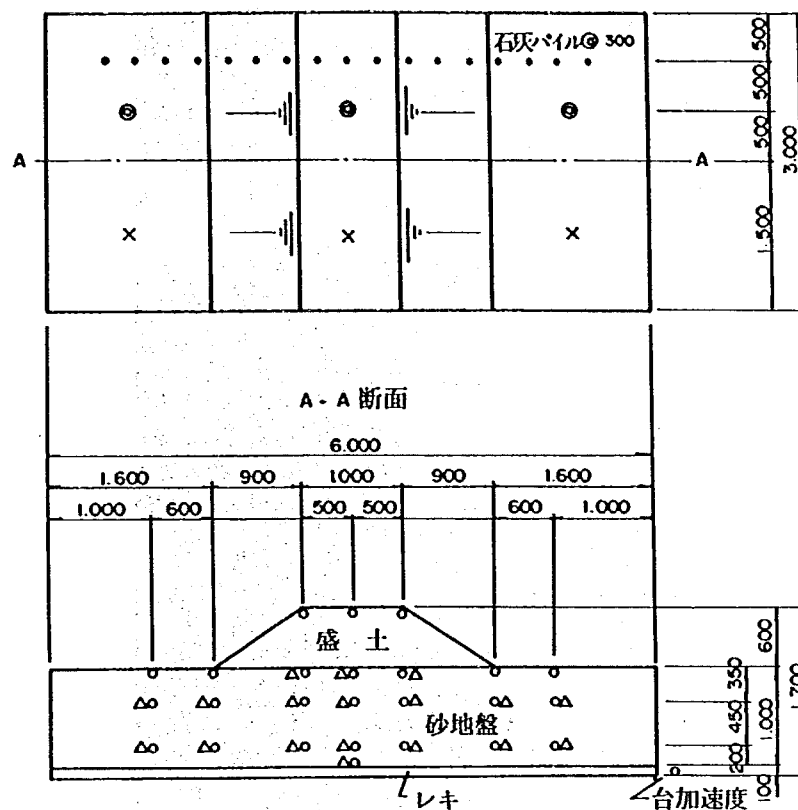
また、土槽側面は壁面のガラスと石灰メッシュとの摩擦の影響で正確な地盤・盛土の変位量が計測できないということも考えられるので、図－2.7に示す位置において石灰パイルを作成し、これによる変形量も併わせて計測することとした。

さらに地盤・盛土の地表面に30 cm間隔で標点を置き、標点の移動量（水平変位、沈下）を土槽上面に縦横に張り渡した水系を基準にして計測した。

② 模型の破壊挙動のビデオテープ収録

実験中の地盤・盛土模型の挙動を観察するため、模型正面および上方よりモニターカメラを用いてビデオテープに収録した。

以上の計測項目を一覧表にまとめると表－2.5のようになる。



- 加速度計
- △ 間隙水圧計
- サンプリング (シンウォールサンプラー)
- × 静的コーン試験

図-2.7 計測器その他の配置図

表-2.5 計測項目一覧表

測定項目	個数	目的	計測時
加速度計	26個	応答加速度の大きさとその分布, 増巾特性の把握	振動中
間隙水圧計	17個	過剰間隙水圧の大きさおよび液状化の程度の把握	振動中および後
石灰パイル	17本	盛土および地盤の内部の変形, すべり面の確認	終了後
石灰メッシュ	30cm間隔	土槽壁面ガラスからの地盤・盛土変状の目視, 観察	振動中, 終了後
地表面の標点	55点	盛土および地盤部の地表面の鉛直・水平変位の測定	終了後
サンプリング	3地点	盛土および地盤模型の密度確認	振動前
P S 検層	2地点	盛土および地盤の剛性の確認, Vs, G, E の測定	"
物理探査	"	"	"
静的コーン貫入試験	3地点	盛土および地盤模型の強度把握	"



写真-2.7 コアカッター法による密度測定



写真-2.8 シンウォールチューブによるサンプリング

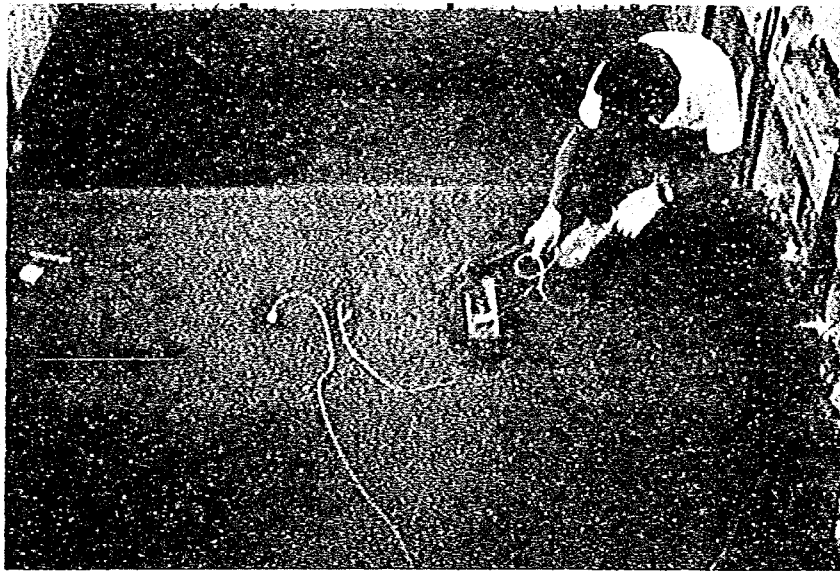


写真- 2.9 地表面地盤探査

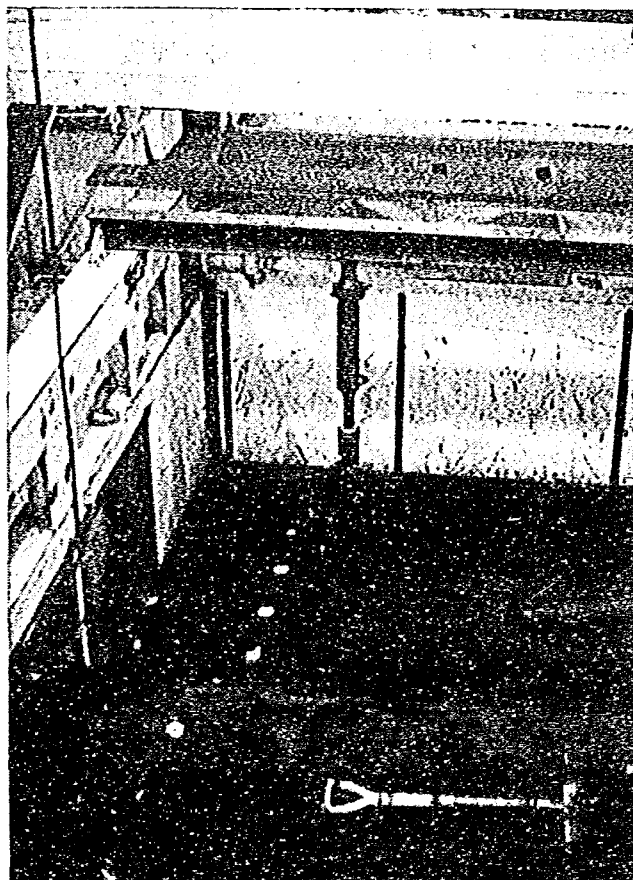


写真- 2.10 静的コーン貫入試験

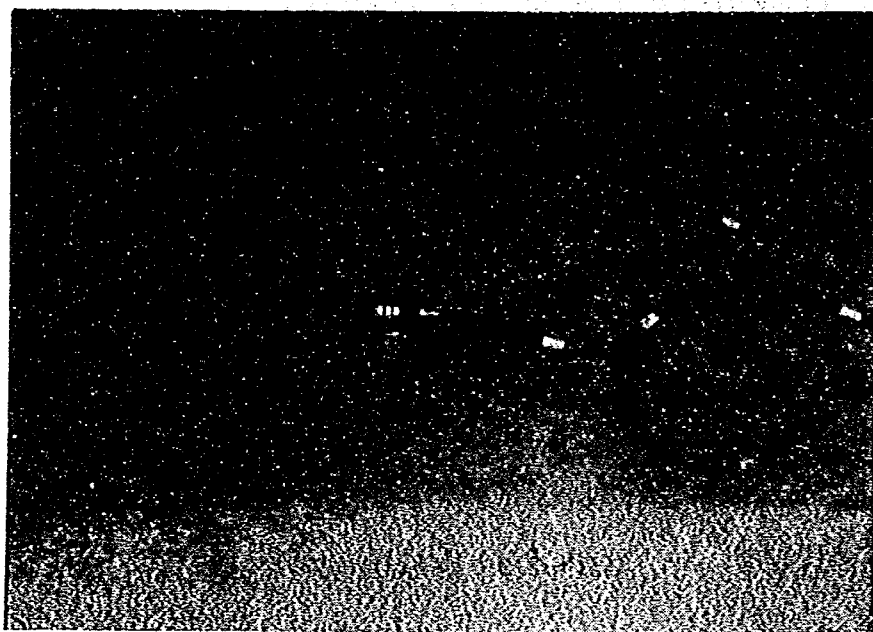


写真 - 2.11 計測器の埋設

2-5 加振条件

加振実験は、共振実験と破壊実験を各ケースにつきそれぞれ行うが、その加振方法は次に示すとおりである。

2-5-1 共振実験

各ケースともに加振振動数は5 Hz～25 Hzまで正弦波により1 Hz ピッチで盛土と地盤の概略の共振点を把握した後、それぞれの共振点付近を詳細に0.2 Hz または0.5 Hz ピッチで行った。加振加速度はすべて10 gal とし、各ステップの加振時間は計測ができる範囲でできるだけ短くした。

2-5-2 破壊実験

破壊実験では、加速度を順次増加させて破壊する方法を採らず、初めから破壊させるような加速度で加振する方法を採用した。

今回は4 ケースとも地盤条件が異なるので、破壊時の共振振動および加速度はすべて異なると考えられるが、すべて同じ加振条件で比較を行うため、今回の4 ケースの中間的な地盤条件を考慮し、加振振動数を5 Hz、加速度150 gal、加振時間50秒として正弦波により加振を行った。

(ただし、立上げに10秒を目安とした。)

もし、150 gal で破壊しなければ、その場合には順次加速度を増加させて破壊するまでという方法を採用した。

本実験では破壊形態の確認に重点を置いていることから、盛土の共振振動数で加振することとした。ただし、150 gal 加振時には、地盤のひずみも相当大きくなり、それに応じて地盤の剛性が低下し、共振振動数も低くなってくることを考慮して5 Hz と決定した。

すなわち、150 gal 加振時に生じるであろう地盤ひずみを $r=10^{-3}$ 程度と考えるならば、図-2.8 に示すような浅間山砂の $G \sim r$ 関係を参考にすると、 $G/G_0 = 0.25$ となる。 $f = V_s/4H$ (V_s は目標値)より $f_0 = 10$ Hz と仮定すると、 $f/f_0 = \sqrt{G/G_0}$ の関係より、150 gal 時には盛土の共振振動数は $f = \sqrt{0.25} \times 10 = 5$ (Hz) となる。

ここで加振条件の一覧表を表-2.6 に示す。

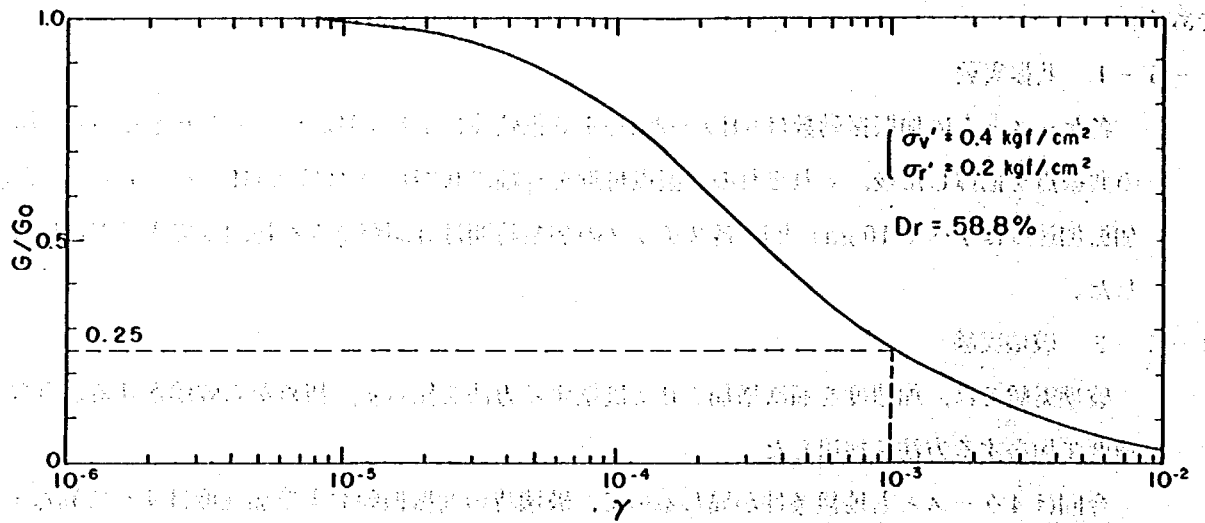


図-2.8 浅間山砂の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係

表-2.6 加振条件一覧

共振実験 破壊実験	正弦波 10gal, 5~25Hz		
	ケース 1	正弦波 5Hz, 150gal, 50sec	
	ケース 2	"	"
	ケース 3	"	"
		"	300gal "
	ケース 4	"	150gal "
		"	300gal "
		"	450gal "

3. 実 験 結 果

3-1 地盤・盛土の特性

3-1-1 原位置試験結果

① 単位体積重量, 含水比, 間隙比

各ケースごとにコアカッター法により得られた湿潤単位体積重量 γ_t , 乾燥単位体積重量 γ_d および含水比 w の一覧を表-3.1 に示す。これらは各深度ごとの値を枠内の左側に, 平均値を右側に示している。これらの値より, 地盤部・盛土部の平均的な間隙比 e を求め, さらに, 地盤部については, 水まわし後の単位体積重量 γ_{sat} を, 地盤が完全に飽和されているという仮定のものに算定した。これらの結果も併せて同表に示した。

表-3.1 によれば, 盛土および地盤の湿潤単位体積重量 γ_t は $1.55 \sim 1.84$ (tf/m^3), 乾燥単位体積重量 γ_d は $1.42 \sim 1.63$ (tf/m^3), 間隙比 e は $0.655 \sim 0.904$, 地盤の飽和単位体積重量 γ_{sat} は $1.89 \sim 2.03$ (tf/m^3) である。また, ケース 1~4 の地盤の締固めの度合いを明確にするため, 相対密度 D_r ($= \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100$) と締固め度 $\rho_d / \rho_{d \max}$ を算定したところ, D_r は約 20~90% 程度, $\rho_d / \rho_{d \max}$ は $0.85 \sim 0.98$ 程度となった。

盛土については, 各ケースとも同じ転圧方法をとっているため, ケース 4 を除けば相対密度 $D_r = 40\%$ 程度, 締固め度も 89% 程度であった。ケース 4 は作成時の砂の含水比がやや高く, 最適含水比に近かったため, 相対密度 D_r は 60% 程度とやや締固め度の大きな盛土となった。

一方, 地盤については, 相対密度 D_r が 20%, 40%, 60%, 90% とゆるづめ状態から非常に密な状態までの地盤条件が作成できた。

② 静的コーン貫入試験

各ケースごとの静的コーン貫入抵抗 q_c の分布を図-3.1 に示す。

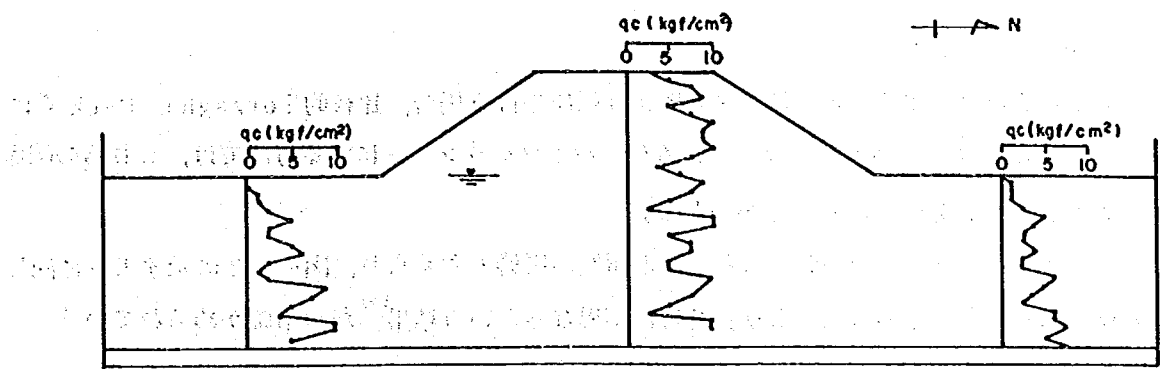
ケース 1 では地盤で $1 \sim 10$ (kgf/cm^2), 盛土で $3 \sim 10$ (kgf/cm^2) であり地盤, 盛土ともほぼ同程度の強度を有しているといえる。ケース 2 では地盤で $0.5 \sim 5$ (kgf/cm^2), 盛土で $3 \sim 9$ (kgf/cm^2) であり, 盛土の方が強度は大きい。ケース 3 で地盤で $1 \sim 21$ (kgf/cm^2), 盛土で $5 \sim 11$ (kgf/cm^2) であり, 盛土に対して地盤の強度が 2 倍程度になっている。ケース 4 では地盤で $10 \sim 180$ (kgf/cm^2), 盛土で $5 \sim 40$ (kgf/cm^2) であり, 地盤についてはケース 3 に比べても 10 倍近くの強度になっている。また, 地盤, 盛土各部の平均 q_c 値を $q_c = 4 \text{ N}$ の関係を用いて N 値に換算してみると, 地盤部については, ケース 1 では $N = 1 \sim 2$ 程度, ケース 2 で $N = 1$ 前後, ケース 3 では $N = 3 \sim 4$ 程度, ケース 4 では $N = 25 \sim 30$ 程度となり, 盛土部についてはケース 1, 2, 3 で $N = 1 \sim 2$ 程度, ケース 4 では $N = 1 \sim 7$ 程度となる。 q_c の深度分布は足踏みではあまり変化はないものの, 木だて及びバイプロランマーについては深さが深くなるにつれて q_c が増加する傾向がみられる。

図-3.2 は前述の相対密度と q_c との関係を示したものであり, これには Terzaghi - Peck, Schultze - Menzenbach らによる N 値と D_r の関係を $q_c = 4 \text{ N}$ として q_c と D_r の関係に書き直

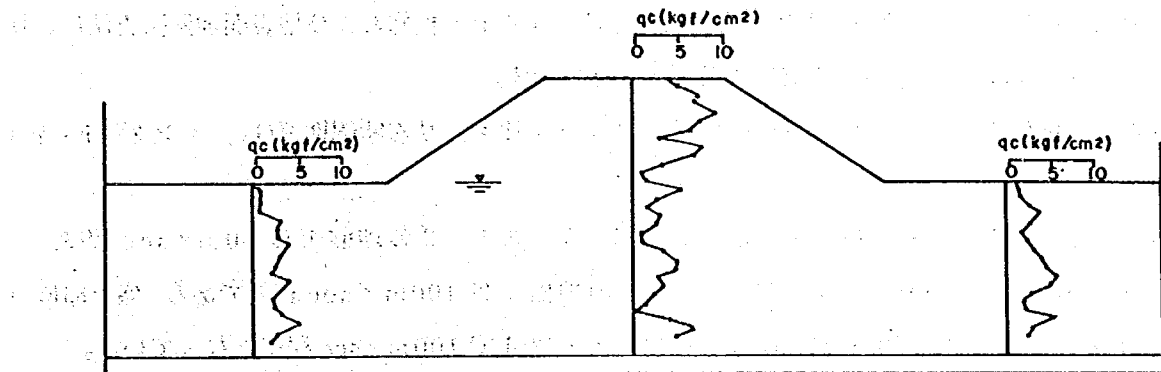
表-3.1 盛土および地盤の物理特性

ケース		1		2		3		4	
		実測値	平 均	実測値	平 均	実測値	平 均	実測値	平 均
湿润重量 γ_t (tf/m ³)	盛 土	1.65	1.61	1.63	1.63	1.57	1.59	1.76	1.79
		1.57		1.61		1.61		1.78	
		1.60		1.65		1.60		1.84	
	地 盤	1.63	1.61	1.60	1.55	1.67	1.72	1.86	1.84
		1.63		1.53		1.80		1.87	
		1.59		1.53		1.75		1.86	
		1.62		1.54		1.69		1.85	
乾燥重量 γ_d (tf/m ³)	盛 土	1.50	1.47	1.50	1.49	1.48	1.49	1.55	1.55
		1.46		1.48		1.51		1.54	
		1.46		1.50		1.49		1.56	
	地 盤	1.48	1.47	1.45	1.42	1.54	1.55	1.64	1.63
		1.47		1.43		1.55		1.64	
		1.46		1.40		1.57		1.64	
		1.47		1.41		1.54		1.63	
含 水 比 w (%)	盛 土	10.00	9.60	8.60	9.20	6.40	6.90	13.20	15.40
		9.00		8.90		7.10		15.50	
		9.70		10.00		7.10		17.60	
	地 盤	9.80	9.90	10.10	9.20	8.00	11.40	13.50	12.70
		10.40		7.70		16.20		14.70	
		9.30		9.50		11.70		13.40	
		10.00		9.20		10.00		13.60	
間 隙 比 e	盛 土	0.839		0.815		0.815		0.745	
	地 盤	0.842		0.904		0.749		0.655	
飽和重量 γ_{sat} (tf/m ³)	盛 土	—		—		—		—	
	地 盤	1.930		1.890		1.980		2.030	
相対密度 D_r (%)	盛 土	37.000		43.700		43.700		63.200	
	地 盤	36.200		18.900		62.100		88.300	
締固め度 γ_d/γ_{dmax}	盛 土	0.881		0.893		0.893		0.929	
	地 盤	0.881		0.851		0.929		0.977	

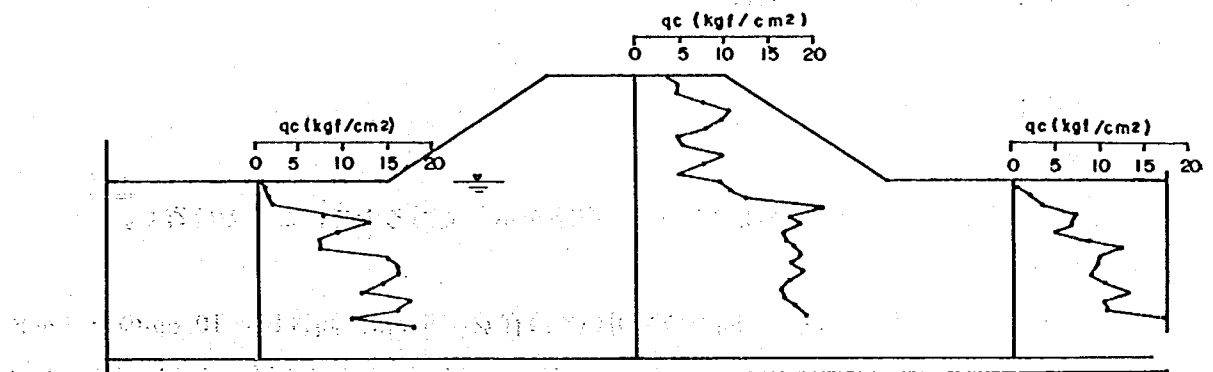
※ $\gamma_{dmax} = 1.668$ (tf/m³)



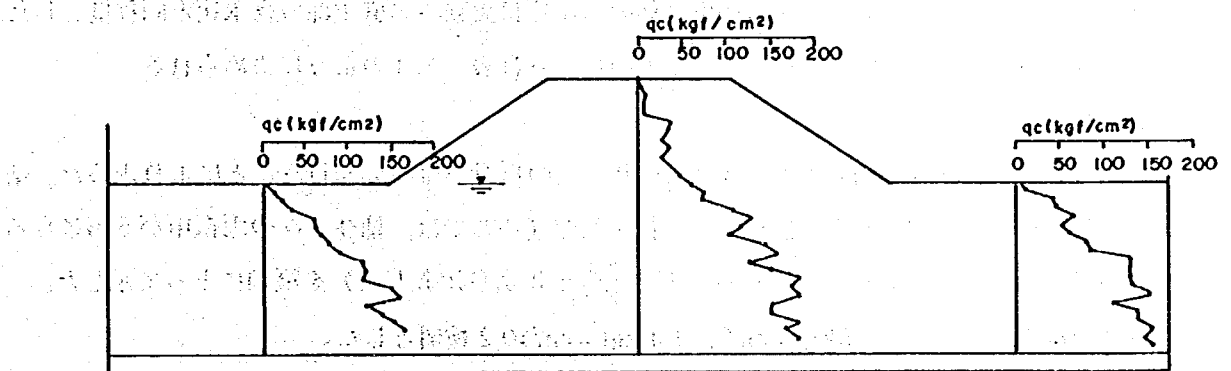
(a) ケース 1



(b) ケース 2

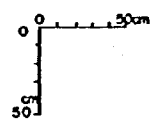


(c) ケース 3



(d) ケース 4

図-3.1 コーン貫入抵抗分布図



したものを併せて示した。

図-3.2によれば、足踏みまたは木ダコにより転圧を行う場合、比較的Terzaghi-Peckらによる q_c と D_r ¹²⁾関係と上限値とが一致しているが、パイプロランマーによる方法では、これらの関係よりかなり大きめの強度となることがわかる。

これはパイプロランマーの振動によるひずみ履歴の影響と考えられ、図-3.3に示すように同じ相対密度であっても締固め方法により強度特性が異なるという結果¹³⁾からも確かめられている。

③ P S 検層および物理探査

地盤内に埋設した加速度計を利用した板たたき法によるP S 検層および地表面地盤探査法により得られたP波速度(V_p)、S波速度(V_s)を表3.2に示す。

同表には併わせて、 V_p 、 V_s より計算されるポアソン比 ν 、せん断剛性率 G_0 、ヤング率 E_0 を示した。

表-3.2によると、S波速度 V_s (m/sec)は、ケース1、2の地盤では50m/sec程度、ケース3の地盤では90m/sec程度、ケース4の地盤では100m/sec程度である。盛土部についてはケース1~3で70~85 m/sec程度、ケース4で100m/sec程度となっている。

これら V_s の結果より各ケースの盛土・地盤の固有振動数を $f = \sum_{i=1}^n \frac{V_{si}}{4H_i}$ の関係より計算してみると、表-3.3に示すような値が得られた。

3-1-2 室内土質試験結果

① 粒度試験

粒度試験結果は2-3-2材料特性のところで概略を示してあるので、ここでは省く。

② 静的三軸試験

本実験に使用しているものと同じ浅間山砂を用いて直径 $\phi = 5$ cm、高さ $H = 10$ cmのモールド内で所定の密度をもつように作成した不飽和供試体の三軸試験結果を図-3.4に示す。なお、試験は密度の異なる4ケースにつきそれぞれ4ヶづつの供試体を側圧0.1, 0.2, 0.3, 0.4 kgf/cm²と変化させて行ったものであり、不飽和供試体の含水比は実験時の盛土部の含水比と同程度とした。

図-3.4より本実験時の盛土の各ケースごとの C 、 ϕ は表-3.4のように決められる。

③ 振動三軸試験(液状化強度試験)

浅間山砂の液状化強度を相対密度を変えた飽和試料の振動三軸試験を行うことにより求めた。結果は図-3.5のように相対密度を横軸に、液状化強度(ここでは、軸ひずみの両振巾が5%になるまでに要するくり返し回数が20回となる応力比 $\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_c'}$ により定義した)を縦軸にとって示した。

試験時の拘束圧は $\sigma_c' = 0.5$ kgf/cm²、1.0 kgf/cm²の2種類とした。

なお、同図の相対密度は圧密終了後のものである。

図-3.5のように、相対密度が70~80%程度になると液状化強度は急増する傾向が見られ、また、拘束圧の違いによる影響はそれほど大きくないが、拘束圧が大きい方がわずかに液状化強度 $\sigma_{dp}/2\sigma_c'$ は小さくなっている。

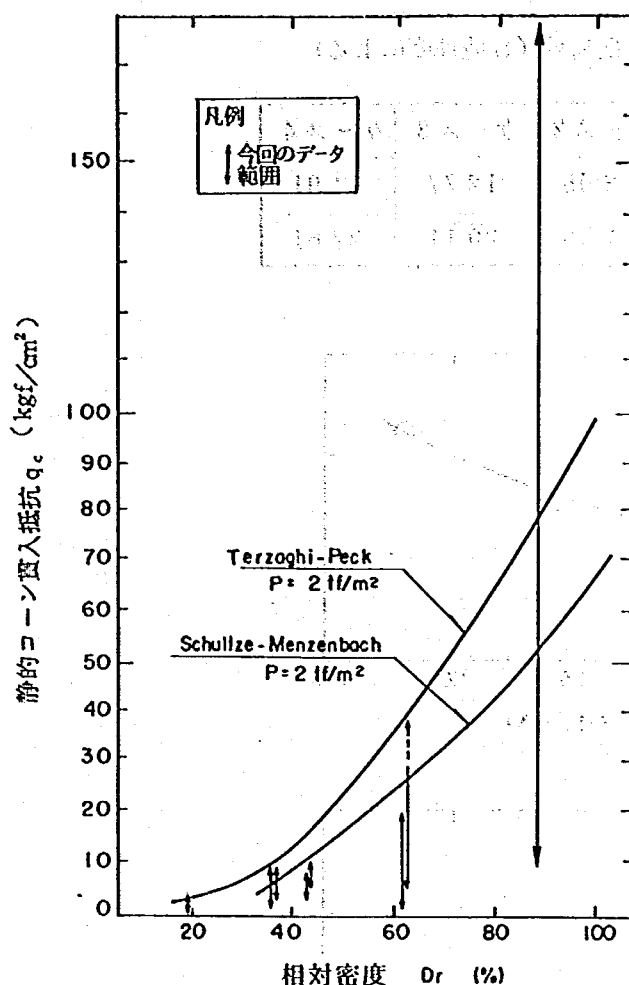


図-3.2 相対密度と q_c との関係

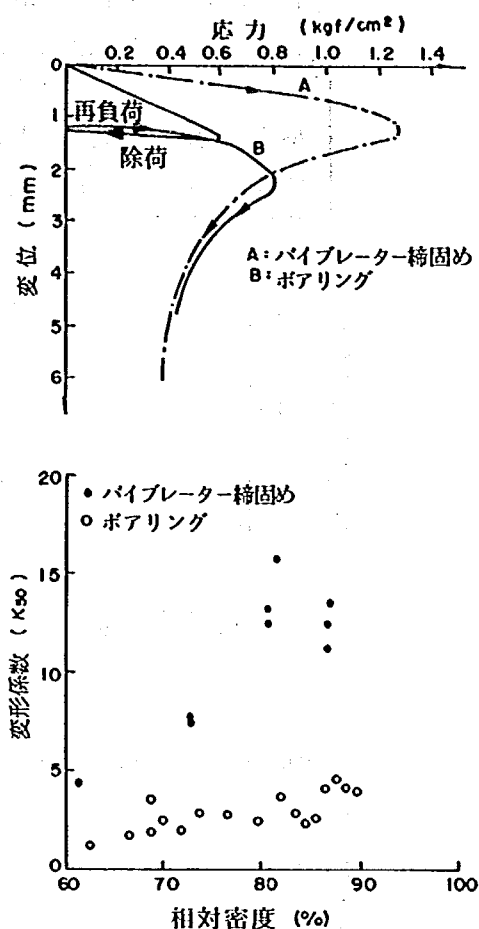


図-3.3 相対密度と変形係数との関係¹³⁾

表-3.2 弾性定数一覧表

		P波(m/sec)		S波(m/sec)		単位体積重量(gf/cm³)	ポアソン比	剛性率(kgf/cm²)	ヤング率(kgf/cm²)	備考
		探査	検層	探査	検層					
ケース1	盛土	191	—	82	87	1.61	0.387	110	305	
	地盤	北	—	47	—	1.61	0.409	36	101	
		南	—	51	—	1.61	0.400	43	120	
ケース2	盛土	167	—	67	67	1.63	0.404	75	105	
	地盤	北	—	54	—	1.55	0.410	46	130	
		南	—	46	—	1.55	0.442	33	95	
ケース3	盛土	180	—	85	84	1.59	0.356	117	317	
	地盤	北	—	87	—	1.72	0.352	133	360	
		南	—	90	—	1.72	0.355	142	385	
ケース4	盛土	188	—	101	105	1.79	0.297	186	482	
	地盤	北	—	103	—	1.84	0.320	199	525	
		南	—	96	—	1.84	0.350	173	467	

表-3.3 盛土および地盤の固有振動数 (S波速度による)

	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
盛土の固有振動数	8.65	8.05	12.77	14.91
地盤 "	11.36	11.36	20.11	22.61

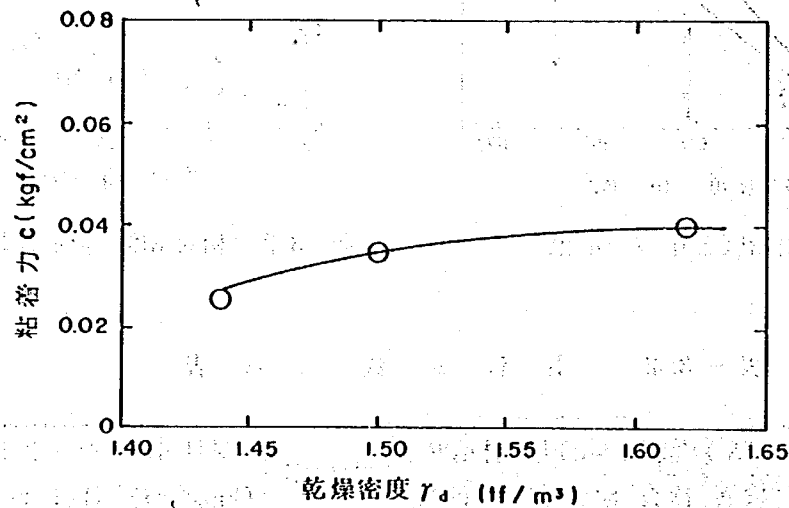
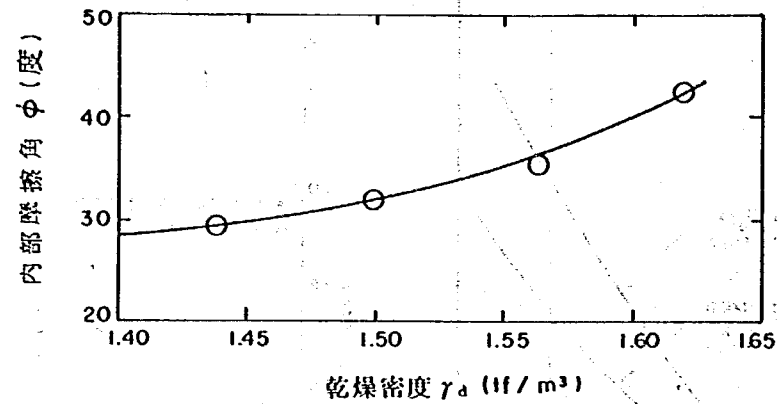


図-3.4 乾燥密度 γ_d と C , ϕ の関係

表-3.4 盛土の C , ϕ

	C (kgf/cm²)	ϕ (度)
ケース1	0.034	31.5
ケース2	0.032	30.5
ケース3	0.034	31.5
ケース4	0.038	35.0

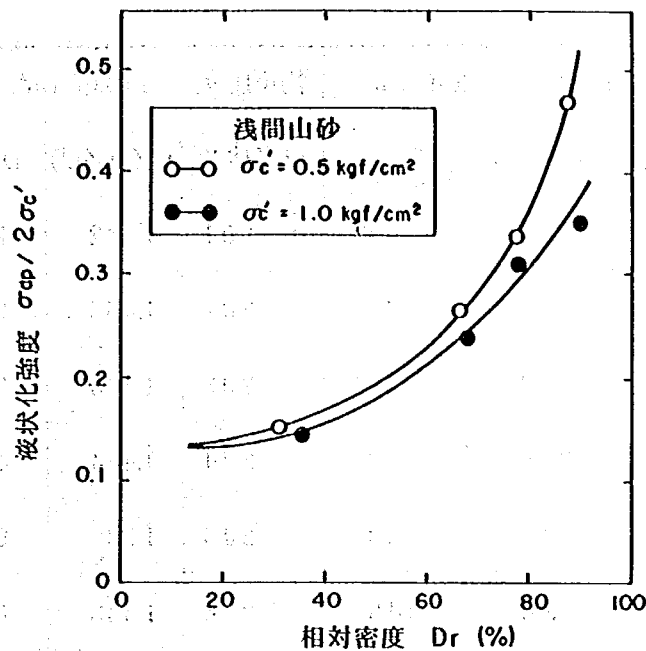


図-3.5 相対密度と液状化強度との関係

④ 動的ねじりせん断試験

盛土・地盤模型の動的変形特性 ($G \sim r$, $h \sim r$ の関係) を調べるために動的ねじりせん断試験を実施した。試験は振動三軸試験と同じ要領で相対密度の異なる不飽和および飽和供試体を作成し、鉛直応力 $\sigma_v' = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ 、側圧 $\sigma_h' = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$ および $\sigma_v' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_h' = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ の条件で行ったものである。

載荷は 1 Hz で 10 波ずつくり返し行い、各載荷終了後に一旦排水バルブをあげ、再び非排水条件で次の段階のくり返し載荷を行った。

試験供試体と試験条件の一覧を表-3.5 に示した。

図-3.6 は各相対密度における $G \sim r$, $h \sim r$ の関係を $\sigma_v' = 0.4, 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ のそれぞれのケースについて示したものである。

図-3.7 は、図-3.6 の $G \sim r$ 曲線を $r = 10^{-6}$ の G で正規化した G/G_0 と r の関係を示したものであり、試料の相対密度の違いがひずみ依存性に及ぼす影響を調べたものである。従って、相対密度は図-3.7 のように極端に異なる試料を作成した。

図-3.8 は拘束圧による $G/G_0 \sim r$ の相違について示したものである。拘束圧が大きくなるとひずみ依存性はやや小さくなるという一般的な砂質土の傾向を示している。

図-3.9 は、飽和、不飽和による $G/G_0 \sim r$ を示したものであるが、この図からは飽和、不飽和によるあきらかな差は認められない。

表 - 3.5 試験供試体の一覧

試料状態	拘束圧 $\sigma_v' = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_h' = 0.2 \text{ kgf/cm}^2$				拘束圧 $\sigma_v' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_h' = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$			
	供試体No	$r_d (\text{tf/m}^2)$	$D_r (\%)$	$G_o (\text{kgf/cm}^2)$	供試体No	$r_d (\text{tf/m}^2)$	$D_r (\%)$	$G_o (\text{kgf/cm}^2)$
飽和	T-101	1.420	19.8	193	T-201	1.442	27.0	375
	102	1.439	25.9	206	202	1.453	30.9	372
	103	1.473	38.2	259	203	1.475	38.7	429
	104	1.474	38.4	270	204	1.484	41.8	416
	105	1.535	58.8	333	205	1.530	57.1	525
	106	1.551	63.8	346	206	1.543	61.0	528
	107	1.608	81.1	381	207	1.628	86.6	658
	108	1.651	93.3	440	208	1.641	90.3	718
	109	1.644	91.1	445	—	—	—	—
不飽和	T-110	1.436	24.8	237	209	1.453	30.9	407
	111	1.438	25.6	246	210	1.456	32.0	416
	112	1.616	83.0	420	211	1.616	83.0	642
	113	1.647	91.9	440	212	1.620	84.4	667

※ G_o は $r = 10^{-6}$ の時の G 値

図-3.10は $\sigma_v' = 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ と $\sigma_v' = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の場合についてそれぞれ平均的な $G/G_o \sim r$ を示したものである。

以下、 $h \sim r$ の関係について述べると、まず図-3.11には各拘束圧における $h \sim r$ の関係を示してある。

図-3.12は飽和および不飽和試料の $h \sim r$ の関係を比較したものであるが、飽和試料の場合の方がひずみが大きくなると多小 h は大きくなるようであるが、あまり有意な差は見られなかった。

図-3.13は、相対密度の値で $h \sim r$ の関係を2つのグループに分けて示したものである。

また、図-3.14は相対密度 D_r と G_o の関係を示したものであり、これをみると相対密度の増加とともにほぼ直線的に G_o が増加していることがわかる。拘束圧が大きくなると G_o の増加傾向がやや大きくなり、飽和、不飽和による G_o の差が同図よりあまりないことがわかる。

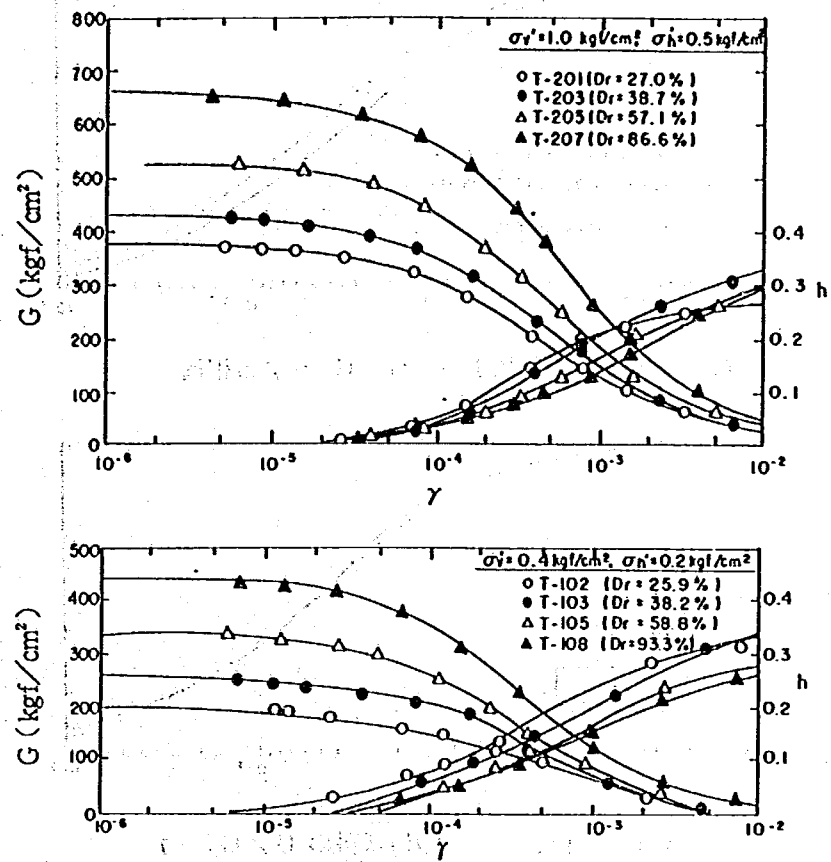


図-3.6 各相対密度における $G \sim \gamma$, $h \sim \gamma$

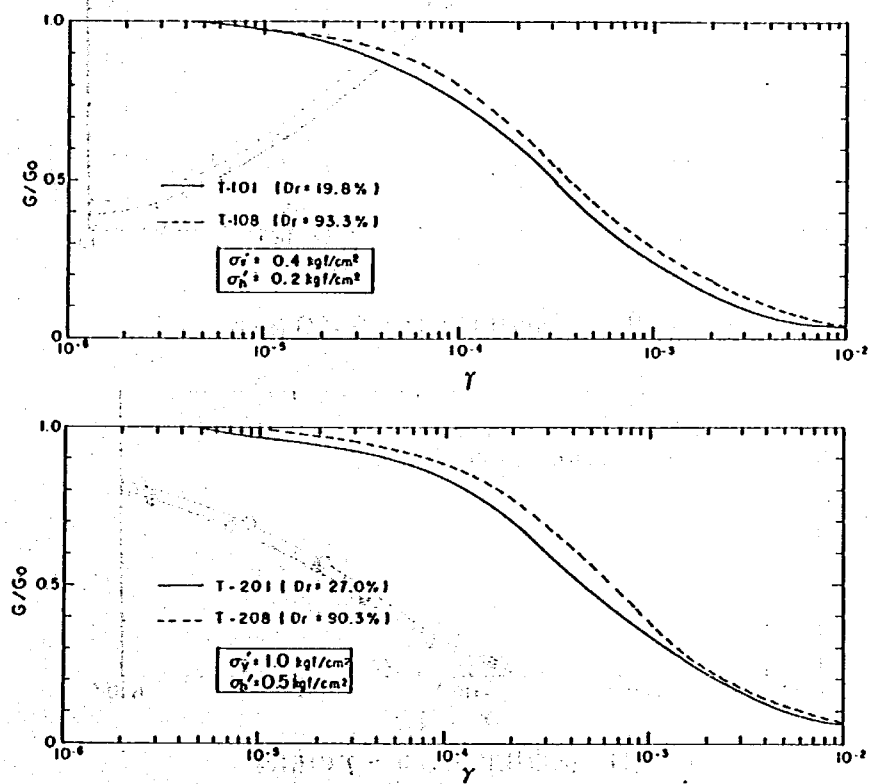


図-3.7 相対密度による $G/G_0 \sim \gamma$ の相違

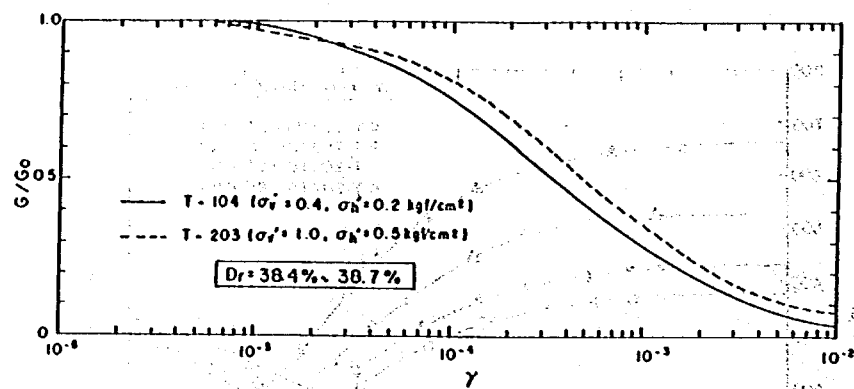


図-3.8 拘束圧による $G/G_0 \sim \gamma$ の相違

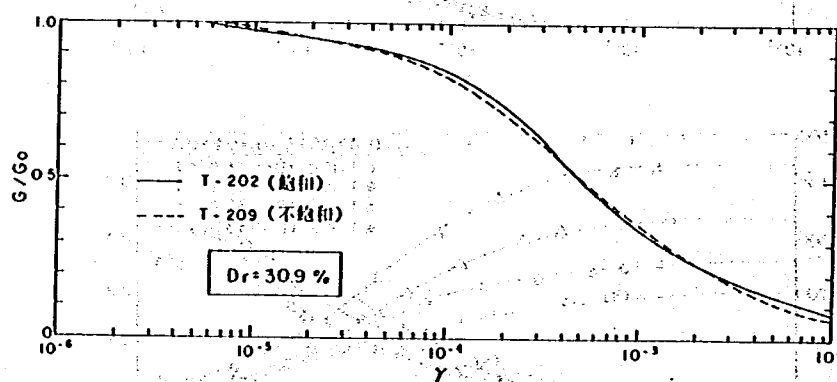


図-3.9 飽和および不飽和試料の $G/G_0 \sim \gamma$

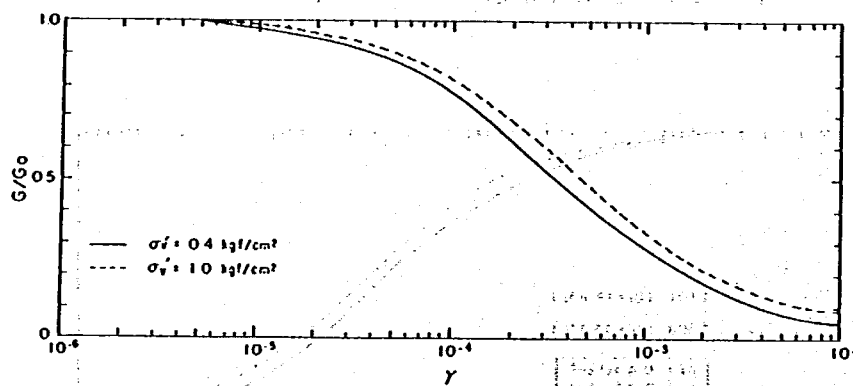


図-3.10 各拘束圧における $G/G_0 \sim \gamma$

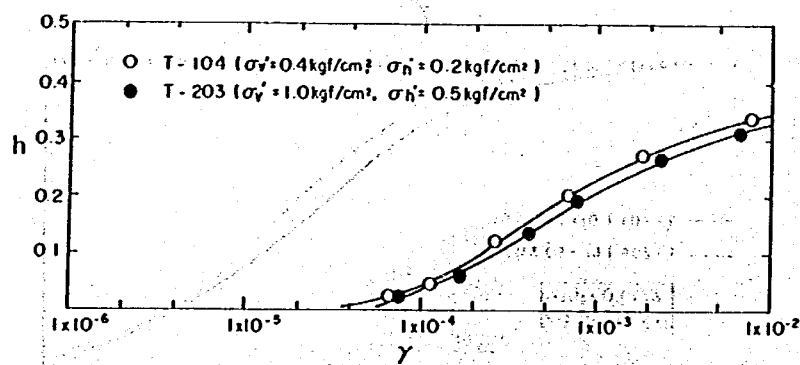


図-3.11 拘束圧による $h \sim \gamma$ の相違

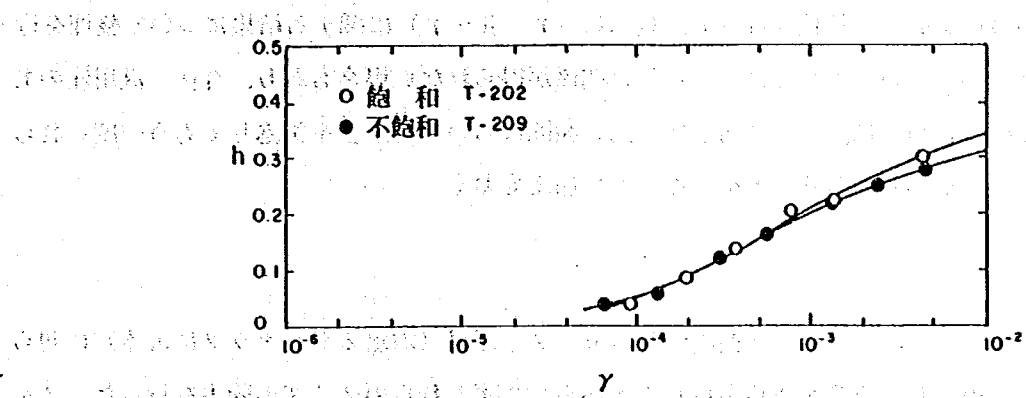


図-3.12 飽和および不飽和試料における $h \sim \gamma$

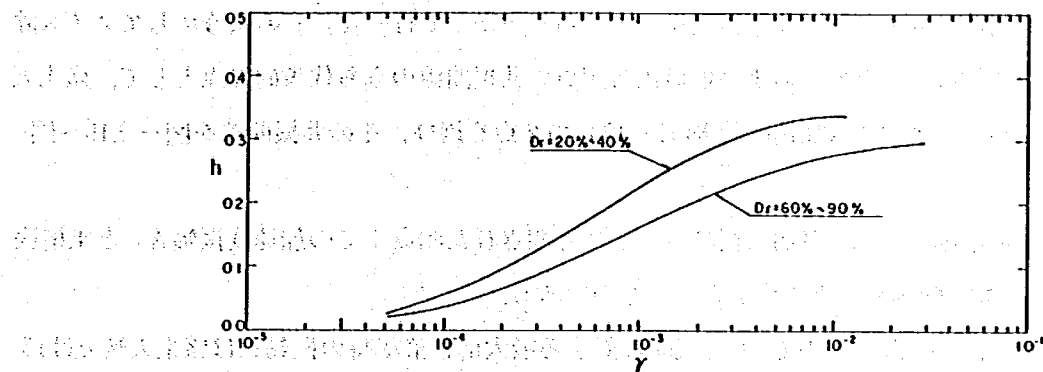


図-3.13 代表的な $h \sim \gamma$ の関係

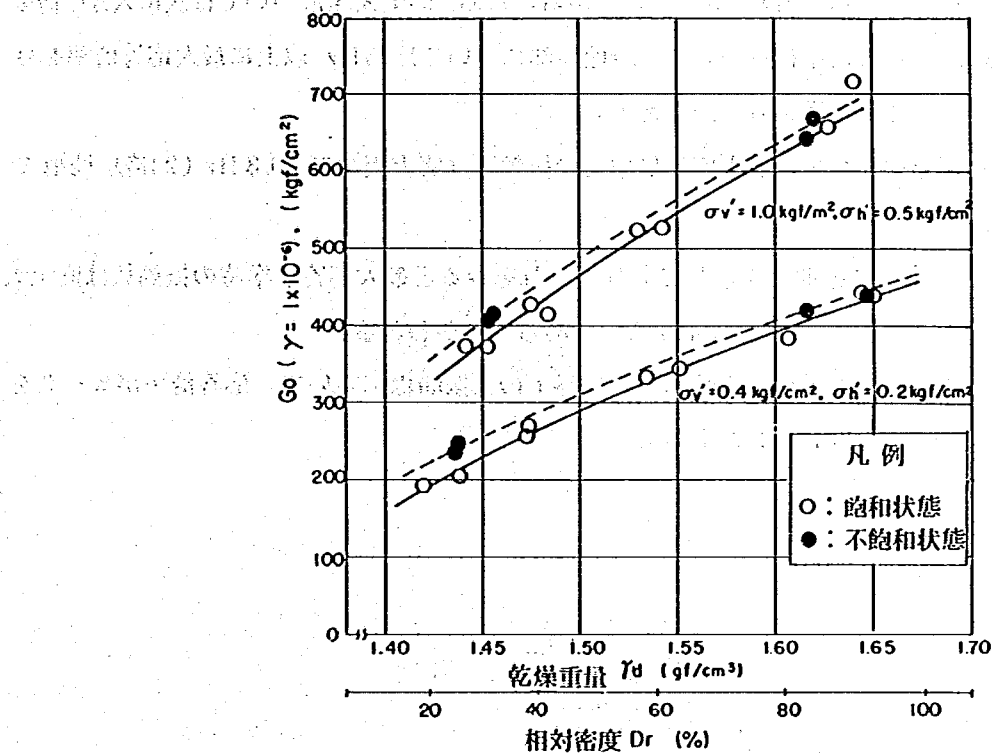


図-3.14 相対密度 D_r と G_o の関係

以上、浅間山砂の動的変形特性 ($G \sim r$, $G/G_0 \sim r$, $h \sim r$) に関する結果について整理を行ったが、データ数が少ないことからはっきりした関係が得られない場合もあり、今後、汎用性のあるデータにしていくためには、さらに拘束圧の高い範囲においても試験を実施してもう一度これらの関係を見直していく必要があることをここでつけ加えておく。

3-2 共振実験

共振実験の結果を整理するに先立ち、共振実験時のモニター記録（電磁オシログラフによる）に明らかに振動台のノイズと思われる成分が認められたことから、まずこれらのノイズの除去を行った。ノイズの除去は、計測波形をフーリエ変換し、周波数領域においてデジタルフィルター（加振周波数の前後20%以外の範囲の周波数成分のフーリエ振幅を零とする）をかけて行った。このようにしてノイズ除去された波形を用いて作成された盛土および地盤内各測点の共振曲線のうち代表的な点として、盛土天端（加速度計 Na K-25）、地盤上（加速度計 Na K-17）の2点を選び、その共振曲線を図-3.15～図-3.18に示した。

これらの共振曲線の縦軸の値は、各加振振動数ごとに計測された測点 i での加速度振幅 A_i と土槽底の測点 (Na 1) での加速度振幅 A_1 との比をとったものである。

図-3.15はケース1の場合のもので、土槽底面に対する最大応答倍率時の振動数は盛土天端では15 Hz (11倍)、地盤では14.5 Hz (3.8倍) である。

図-3.16はケース2の場合のもので、同様な見方で最大応答倍率時の振動数をみると、盛土天端では19 Hz (12倍)、地盤では14.6 Hz (3.8倍) である。なお、盛土天端については次に大きな倍率を与える振動数が14.6 Hz、応答倍率は11倍であり、地盤部については25 Hz 以上に最大応答倍率を与える振動数が存在しそうなことが同図よりうかがえる。

図-3.17はケース3の場合のもので、最大応答倍率時の振動数は盛土天端で20.8 Hz (22倍)、地盤で24.5 Hz (8.3倍) である。

図-3.18はケース4の場合の共振曲線を示しており、これをみると最大応答倍率時の振動数は盛土天端で26.4 Hz (23.5倍)、地盤で12.8 Hz (4.5倍) であることがわかる。

表-3.6は各ケースごとに得られる盛土天端および地盤上の共振曲線において、応答倍率がピークを示すときの振動数を倍率の大きい順に示したものである。

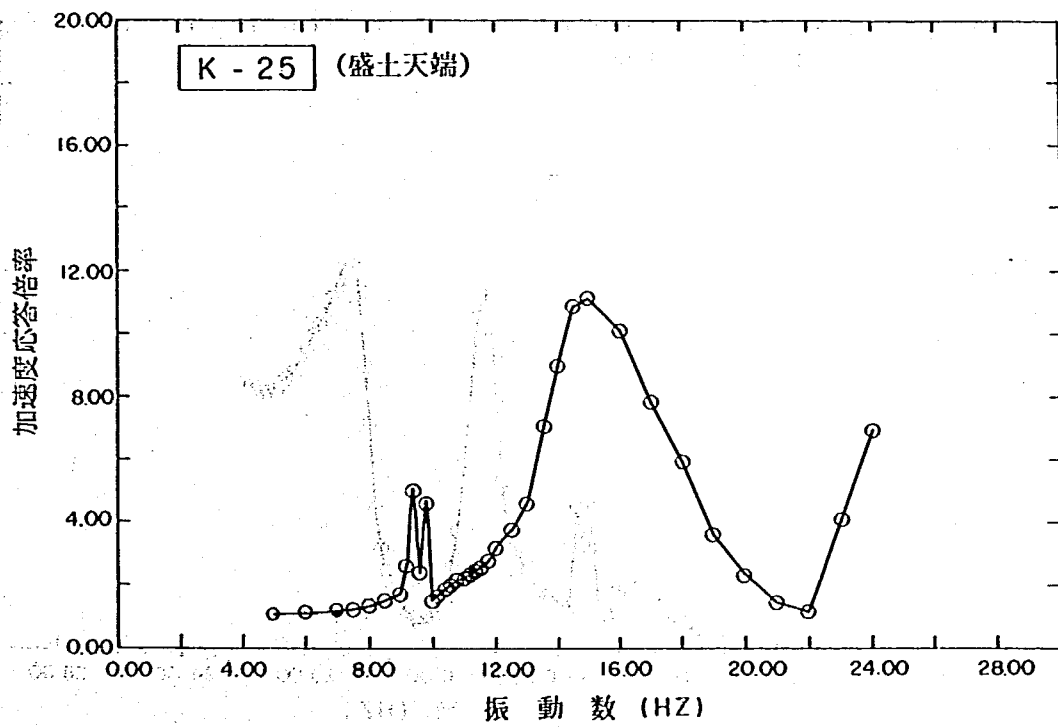
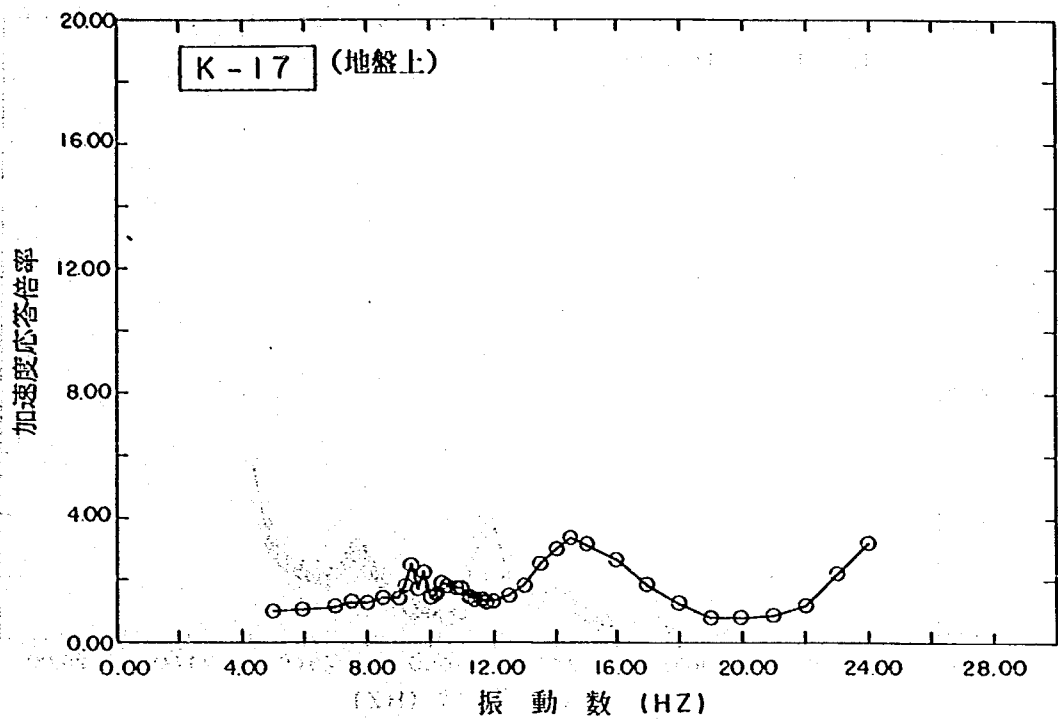


図-3.15 共振曲線 (ケース1)

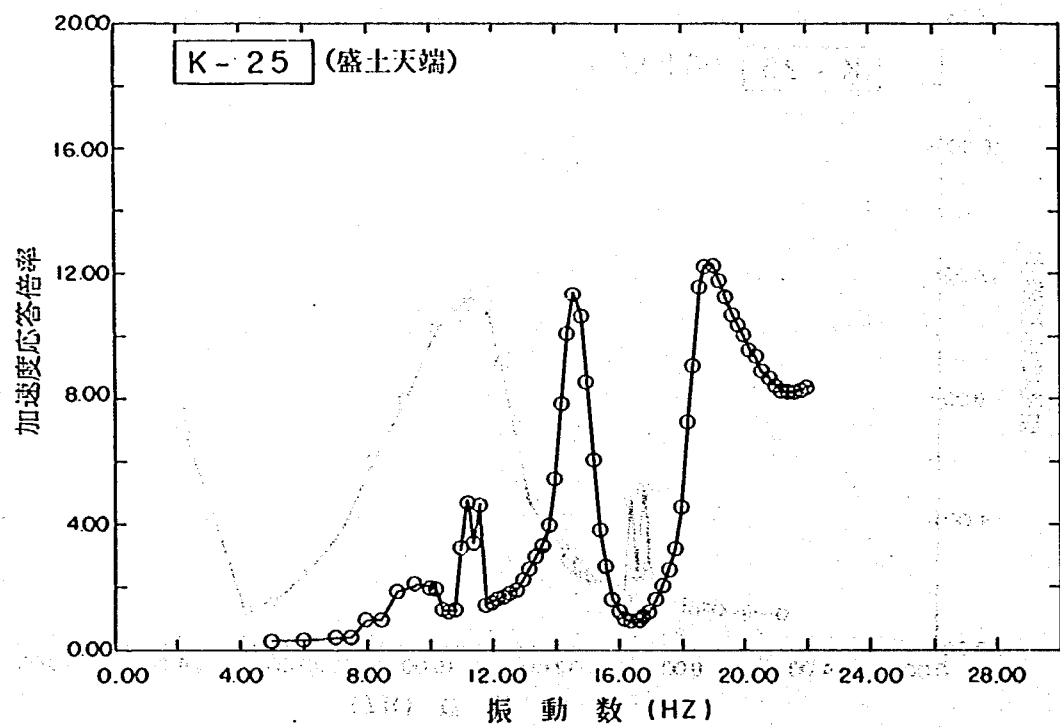
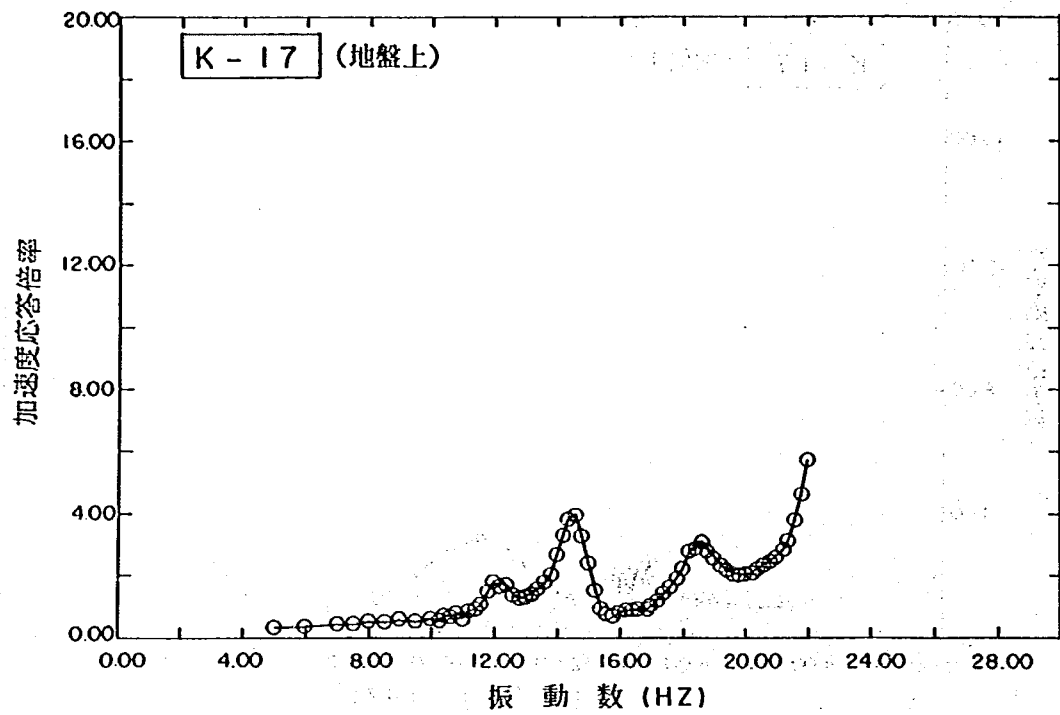


図-3.16 共振曲線 (ケース2)

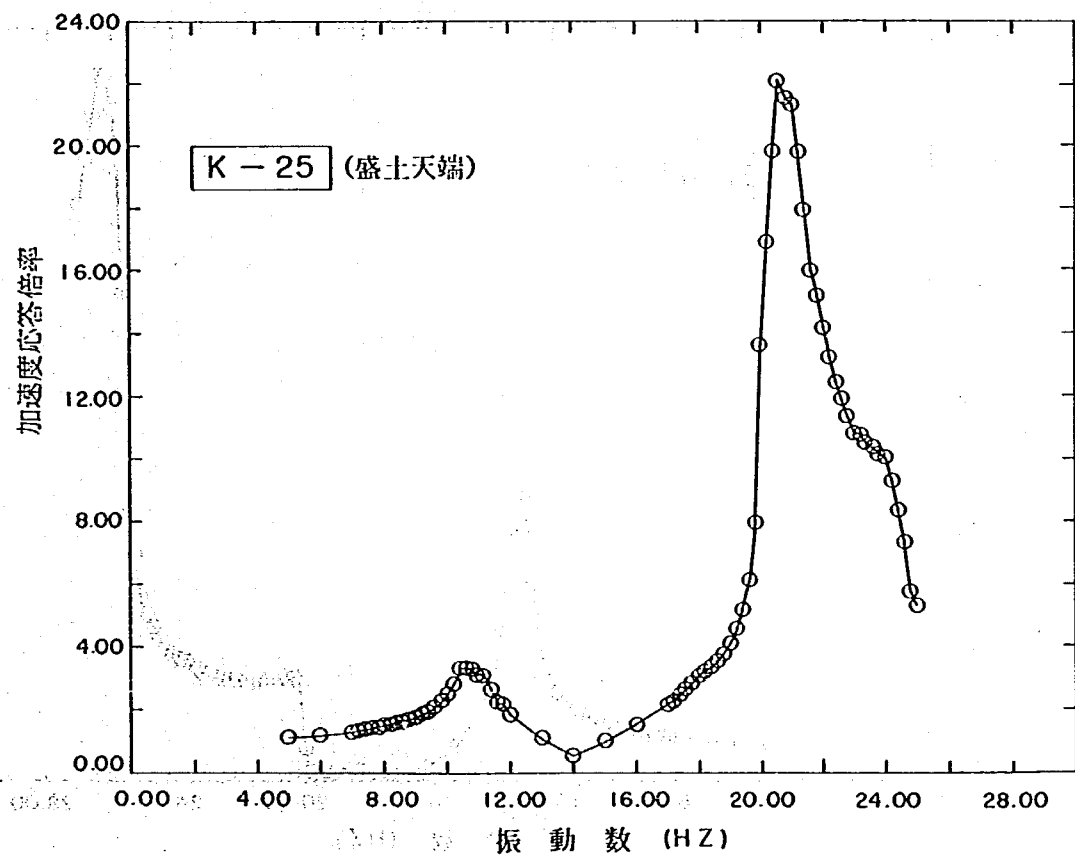
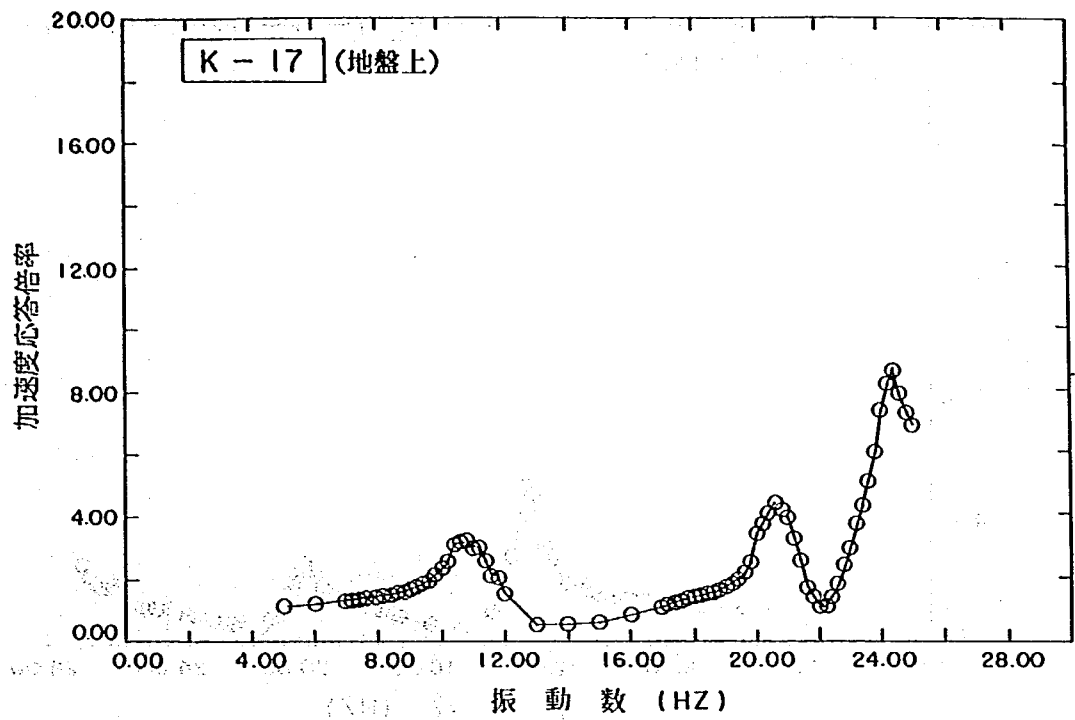


図-3.17 共振曲線 (ケース3)

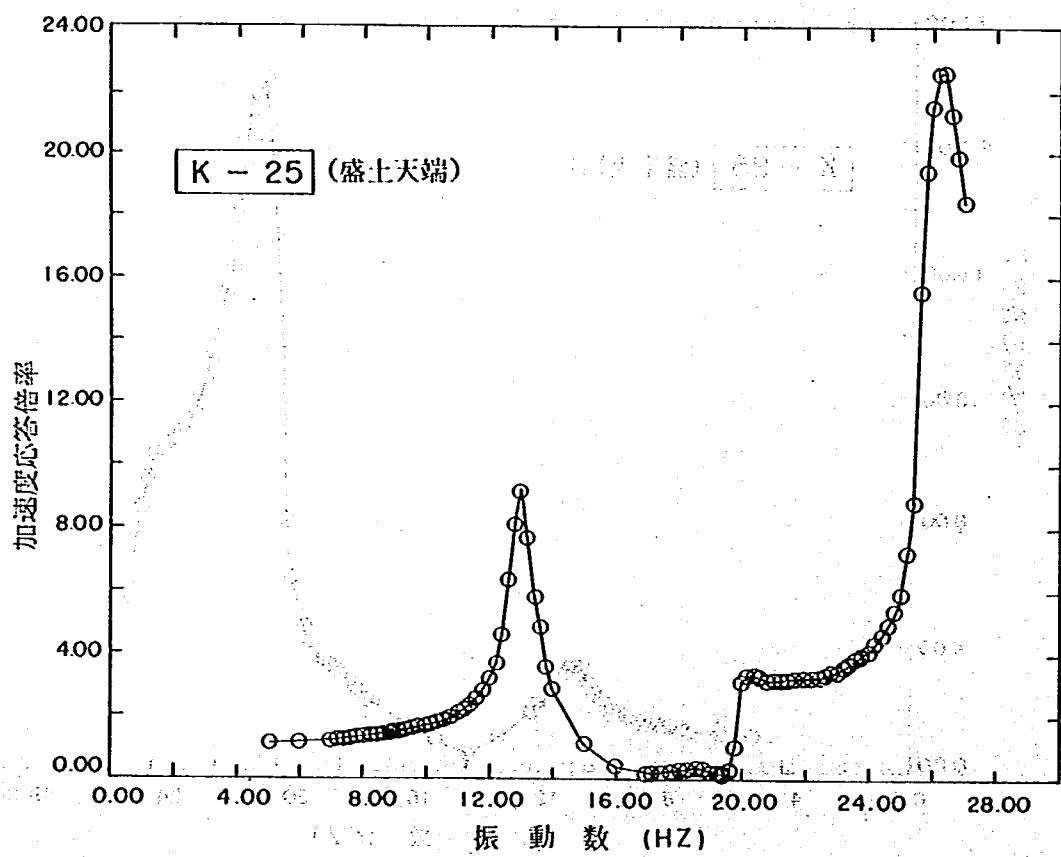
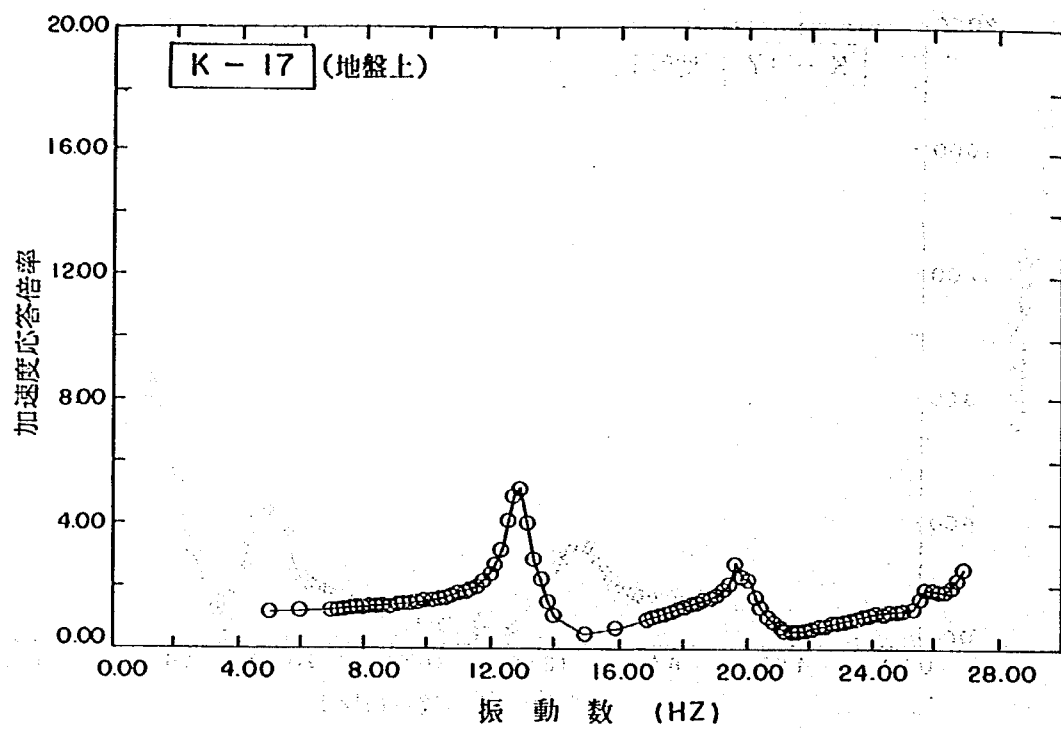


図 3.18 共振曲線 (ケース 4)

表-3.6 共振振動数一覧表

卓越順位 ケース 地点		1	2	3	平均相対密度 D _r (%)
1	盛土部	15.0 (11.0)	10.2 (5.0)		30 ~ 40
	地盤部	14.5 (3.4)	10.6 (2.3)		30 ~ 40
2	盛土部	19.0 (12.0)	14.6 (11.0)	11.2 (4.8)	40 ~ 50
	地盤部	14.6 (3.8)	18.6 (3.0)	12.0 (1.7)	10 ~ 30
3	盛土部	20.8 (22.0)	10.6 (3.5)		40 ~ 50
	地盤部	24.5 (8.3)	20.5 (4.2)	10.5 (3.1)	55 ~ 65
4	盛土部	26.4 (23.5)	13.0 (8.0)		60 ~ 70
	地盤部	12.8 (4.5)	20.0 (2.3)		90

※ () 内の値はそのときの応答倍率を示す。

3-3 破壊実験

前述の2-5加振条件の項に示した破壊実験の加振条件は、結果的に表-3.7のようになった。ここで加振時間のうち立上げ時間とは加振開始から所定の加速度値に達するまでの所要時間を、加速度一定時間とは、所定の加速度に達してから加振終了までの時間をいう。結果をみると各ケースごとに立上げに要した時間が異なり、また、その際の加速度の上昇速度も一定でないことに注意する必要がある。

ケース1, 2では150 gal入力で盛土の破壊が生じ、ケース3では300 gal, ケース4では、450 gal入力で破壊が生じた。

以下に、まず各ケースそれぞれの破壊の特徴（破壊形態および破壊の程度等）を、次に各ケースごとに盛土および地盤内において計測された加速度、過剰間隙水圧の結果を、最後に破壊現象と加速度、過剰間隙水圧等の応答量との関係等をまとめて述べることにする。

3-3-1 破壊の形態および破壊の程度（石灰メッシュ、石灰パイルによる）

各ケースごとの加振終了後の盛土の破壊の状況を写真-3.1～写真-3.4に示した。

また、石灰メッシュ、石灰パイル、標点による計測により求められた各ケースごとの盛土・地盤の変状図を図-3.19～図-3.21に示した。

以下各ケースごとの破壊の形態および破壊の程度について述べる。

（ケース1）

加振3～4秒後（土槽底（K-1）の加速度が150 galに達したとき）盛土天端中央付近に縦亀

表-3.7 各ケースの加振条件

ケース	加振振動数	加振加速度	加 振 時 間		備 考
			立ち上げ時間	加速度一定時間	
1	5 Hz	150 gal	10 sec	50 sec	破 壊
2	5 "	150 "	9 "	50 "	破 壊
3	5 "	150 "	5 "	50 "	
	"	300 "	14 "	"	破 壊
4	5 "	150 "	5 "	50 "	
	"	300 "	10 "	"	
	"	450 "	13 "	"	破 壊

裂が発生し、その後20秒程度の間、縦亀裂は拡大発達をつづけた。亀裂発生と同時に盛土は沈下をはじめ、亀裂巾の拡大とともに沈下、地盤のすべり、隆起等が進行し、最終的には写真-3.1に示すような破壊性状を示した。土槽側面からの写真をみると盛土が天端中心の大きな亀裂を境に両外側へ左右対称に沈下、流動したような形になっていることがよくわかる。

実験後の計測によると、盛土天端に発生した縦亀裂の最大幅は14 cm、深さは約29 cmにも及び、図-3.21(a)に示すように盛土天端の沈下量は場所によっては25 cm、平均して約22 cm程度、地盤の隆起は10~12 cm程度であった。

図-3.19(a)は、ケース1の場合の土槽両側面の石灰メッシュの変形を示しており、これからも、左右対称にかなり深い位置まですべりがおよんでいることがわかる。メッシュの変形をみると地盤の変状はあまり目立たないが、中心から離れるにつれて大きくなり、盛土のり面部の直下地盤では変形の大きい所で15~20 cm程度沈下し、かつ側方へ10~20 cm程度移動していることがわかる。一方、盛土のない地盤部では、側方への水平移動量は25 cm程度でかつ5~14 cm隆起が生じている。すべり面のちょうど上のメッシュをみると盛土直下部では縦方向に圧縮されて横方向に広がったような変形をしており、逆に盛土のない地盤部では横方向から圧縮されて上方へ伸び上がったような変形をしていることがわかる。

図-3.20は、各ケースの石灰パイルの変状を示している。ケース1の場合には石灰パイルを掘り出す作業中に石灰パイルがかなり壊れてしまったため、はっきりとしたすべり面を石灰パイルの変状から把えることができなかった。

図-3.21(a)は地表面にセットした標点により地表面の水平移動量、沈下量を示したものである。これによれば、地表面の水平変位は加振方向では、地盤部で両外側へ15 cm程度、盛土のり肩においても両外側へ5 cm程度であり、加振直角方向ではあまり移動していないことがわかる。

また、加振40秒後あたりで南側の地盤上の西壁きわにおいて噴砂が発生した。すでにこの時点では盛土および地盤の変状は落ちついていたが、加振終了後も噴砂はしばらくの間続いた。

(ケース 2)

加振 6～7 秒後にケース 1 と同様な縦亀裂が発生した。この時の土槽底 (K-1) での加速度はまだ 150gal に達しておらず、130～140gal 程度であった。亀裂発生と同時に盛土の沈下、地盤のすべり、隆起等が生じ、最終的には写真-3.2 に示すように盛土天端中心の大きな亀裂を境に左右対称に側方へ沈下流動するというケース 1 と同様な破壊形状を示した。縦亀裂の最大幅は 25 cm、亀裂深さは深い所で 32 cm にもおよび、また図-3.21(b) の標点による模型変状図をみると、盛土天端の沈下量は平均的に 22～23 cm、地盤の隆起は 10～15 cm 程度であった。

図-3.19(b) はケース 2 の石灰メッシュ変状図を示しており、これからも左右対称に地盤下端より約 30 cm の位置で完全にすべっていることがわかる。メッシュの変形をみると、盛土のり面部の直下地盤では変形の大きい所で 10～15 cm 程度沈下し、かつ側方へ 10～20 cm 程度移動している。盛土のない地盤部では側方への水平移動量は 25 cm 程度で、かつ 10～15 cm 程度の隆起が生じている。

図-3.20 の石灰パイルの変状図をみるとケース 1 に比べてはっきりとしたすべり面があることがわかる。

図-3.21(b) の地表面標点の水平移動量をみると、地盤部では両外側へ 15 cm 程度、盛土のり肩においては 5～10 cm 程度であり、盛土のり肩部の移動量はケース 1 よりやや大きくなっている。

また、ケース 1 と同様に加振後 40 秒くらいに土槽側面の壁ぎわの地盤上において噴砂が生じたがケース 1 のように 1 箇所のみでなく、10 数個の小さな噴砂が生じている。

全体的にみて、ケース 2 の破壊形態および破壊の程度は、ケース 1 に比べてほぼ同じかあるいはやや大きいという程度であり、また破壊を始める加速度はケース 2 の方がやや小さかった。

(ケース 3)

1 回目の 150gal 加振 (土槽底 (K-1) の実測加速度は 220gal) では、地盤および盛土部はほとんど変状がみられなかった。図-3.21(c) の 1 点鎖線は 150gal 入力の際の地表面標点による模型の変状を示しており、これをみると、盛土および地盤の沈下、隆起量は 0～1 cm 程度である。この 0～1 cm という変位量は標点による変状計測の誤差範囲内の値であることから、実際に沈下あるいは隆起が生じたかどうかは明確でない。

2 回目の 300gal 加振の場合には、土槽底の実測加速度が 400gal 以上に達した加振 14～15 秒後に盛土天端に亀裂が生じた。しかし、今回のケースの亀裂発生状況はケース 1, 2 とは異なり、ケース 1, 2 が盛土天端中心付近に大亀裂が生じているのに対し、盛土天端全面にわたり数本の亀裂が生じ、その亀裂幅もそれほど大きくはなかった。この盛土天端の亀裂状況を写真-3.3 に示す。

図-3.21(c) の標点による模型変状をみると、盛土天端の沈下量は大きな箇所で 10 cm、平均的には 6～7 cm であり、盛土のない地盤表面の隆起量は 2～3 cm 程度となっており、ケース 1, 2 のものと比べてかなり小さくなっていることがわかる。地盤および盛土の地表面の水平移動量についても図-3.21(c) より知ることができ、地盤部では 10 cm 程度、盛土のり肩では 1～5 cm 程

度である。

また、図-3.19(c)の石灰メッシュの変状をみると、変状が生じているのは、地盤下端より70 cm以上の範囲であり、ケース1, 2に比べて比較的浅い位置となっている。メッシュの変形をみると盛土部では5 cm程度沈下し、かつ5~7 cm程度側方へ移動しているが、地盤部ではほとんど沈下はなく、水平に5~7 cm程度変形していることがわかる。図-3.20の石灰パイルの変状図からも地盤が下端から70 cmの位置ですべていることがわかる。

また、噴砂は確認されていないが地盤部地表面に水がにじみ出していた。

(ケース4)

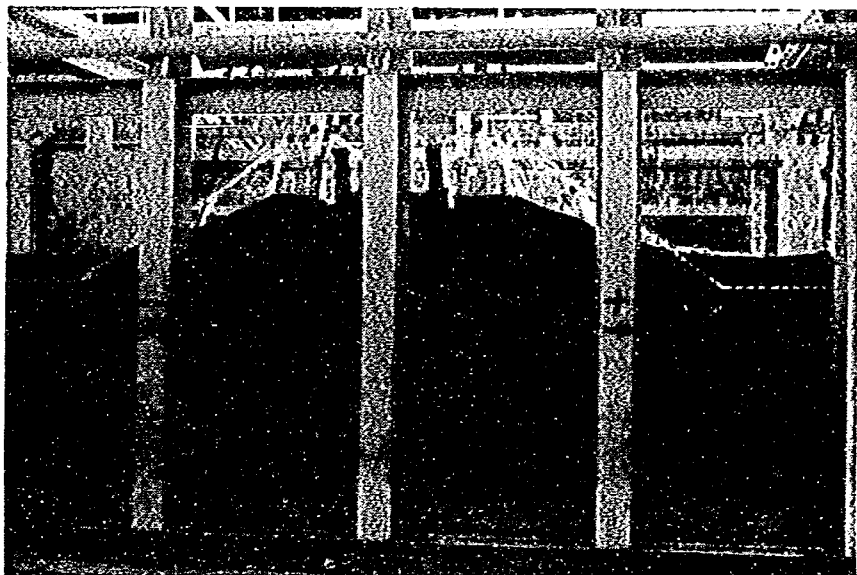
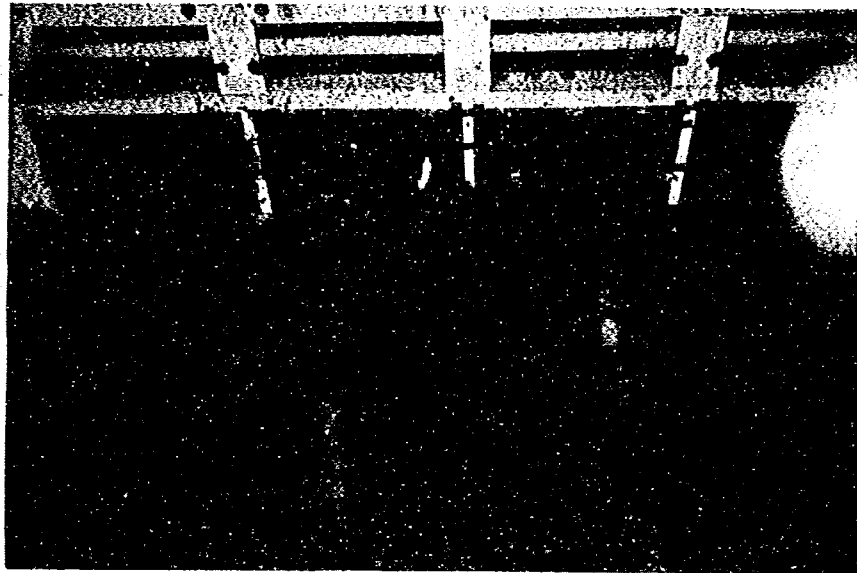
1回目150gal(土槽底での実測加速度220gal)、2回目300gal(土槽底での実測加速度425gal)の加振では盛土、地盤とも変状はみられなかった。3回目の450gal加振では加振10秒後(土槽底の実測加速度は628gal)に盛土のり面に細かな亀裂が発生し、その後盛土天端においても同様な亀裂が発生した。さらに加振16秒後には盛土天端およびのり面に小さなブロック状の土塊が無数に生じ、のり肩よりのり尻まで崩壊してばらばらになった土塊がころげ落ち、法面のみが細かく破壊した。写真-3.4は盛土の破壊状況を示しており、盛土は表面がこたごに砕かれたようになっているのに対して、地盤部ではほとんど変状がないことがこれにより確認できる。

写真-3.4の盛土天端の破壊状況を示したものをみると可動壁より1 m以内の地盤面に数本の亀裂が生じていることがわかるが、これは可動壁の影響と思われる。

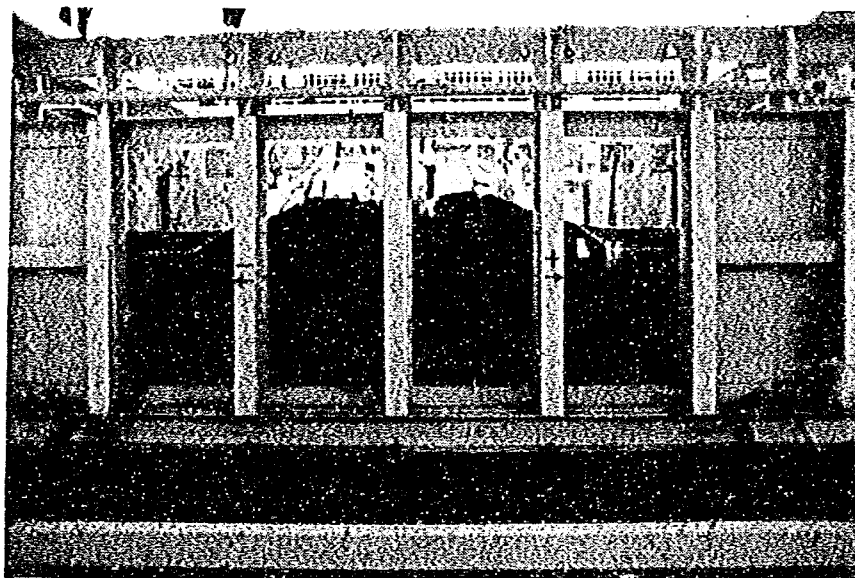
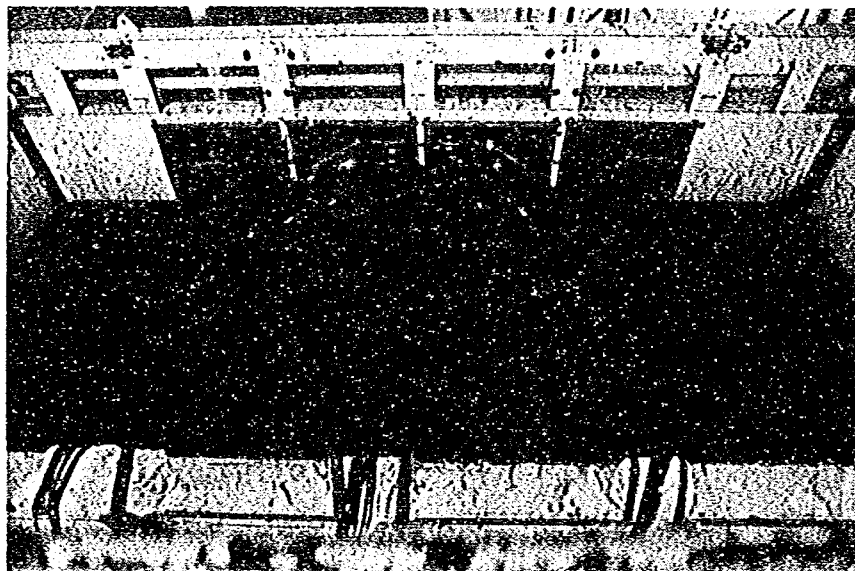
図-3.19(d)の石灰メッシュの変状および図-3.20の石灰パイルの変状をみると、盛土の水平移動量は平均的にみて、2~5 cm程度両側に広がっており、盛土天端の沈下量は5~10 cm程度であることがわかる。

また、図-3.21(d)の標点による地盤変状をみると盛土天端およびのり面部は標点がころげ落ちてしまったので測定不能となったが、地盤部では1~2 cm両外側へ移動していることがわかる。しかし、この移動量も計測の誤差範囲内にある数値である。

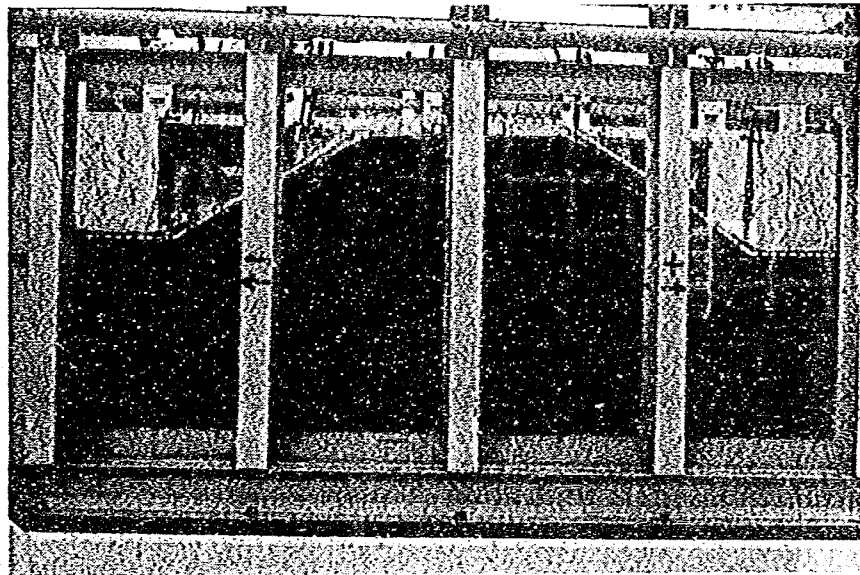
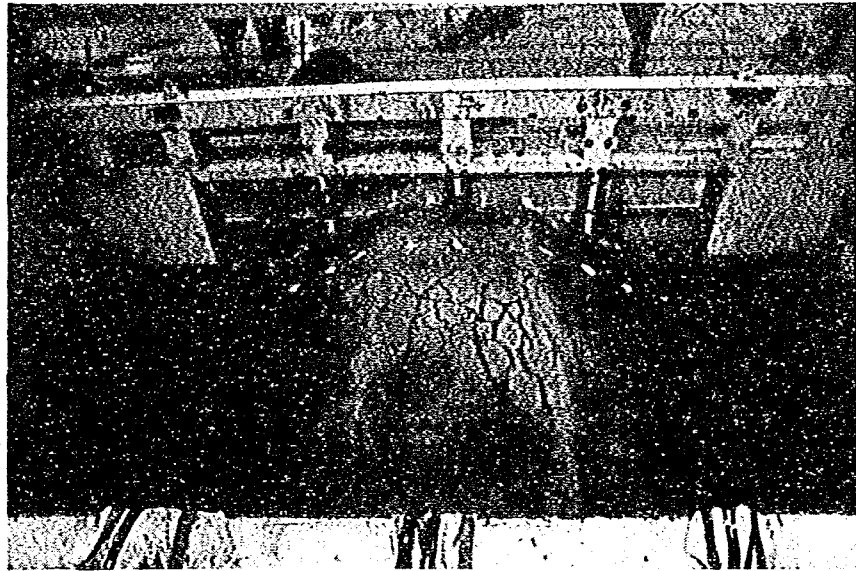
ケース4の破壊形態は前述の3ケースのように地盤の破壊(液状化)によるものではなく、盛土自体の破壊が生じるときの破壊形態を示している。従って、堅固な地盤上にある盛土が500gal以上の振動を受けた場合にこのような破壊形態が生じるものと考えられる。



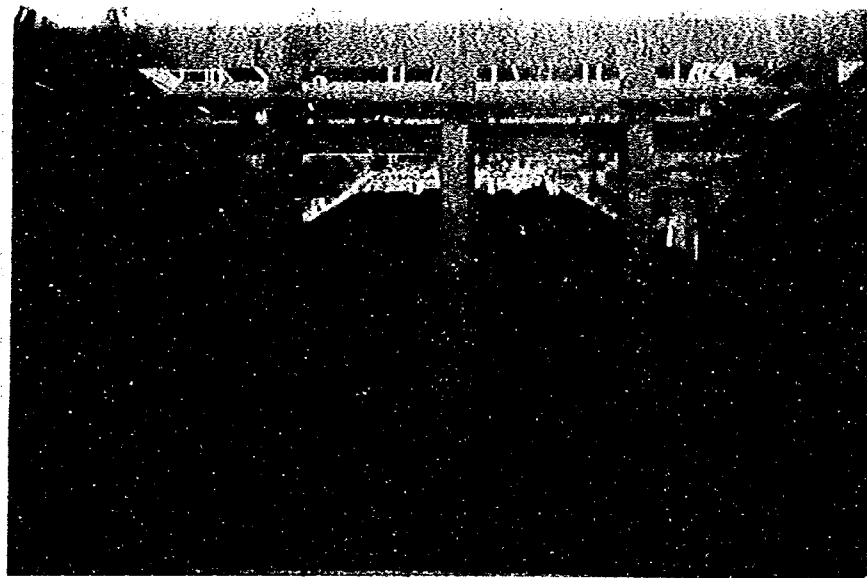
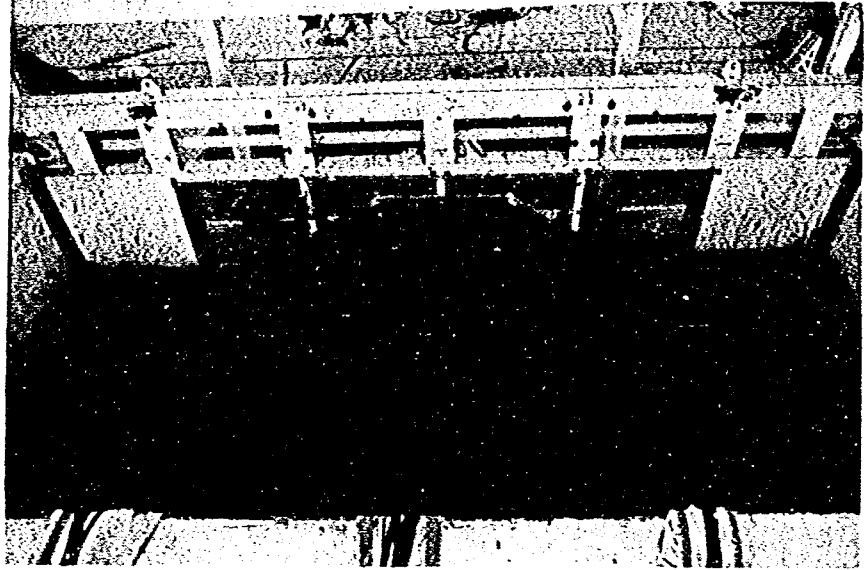
写真－3.1 破壊後の状態（ケース1）



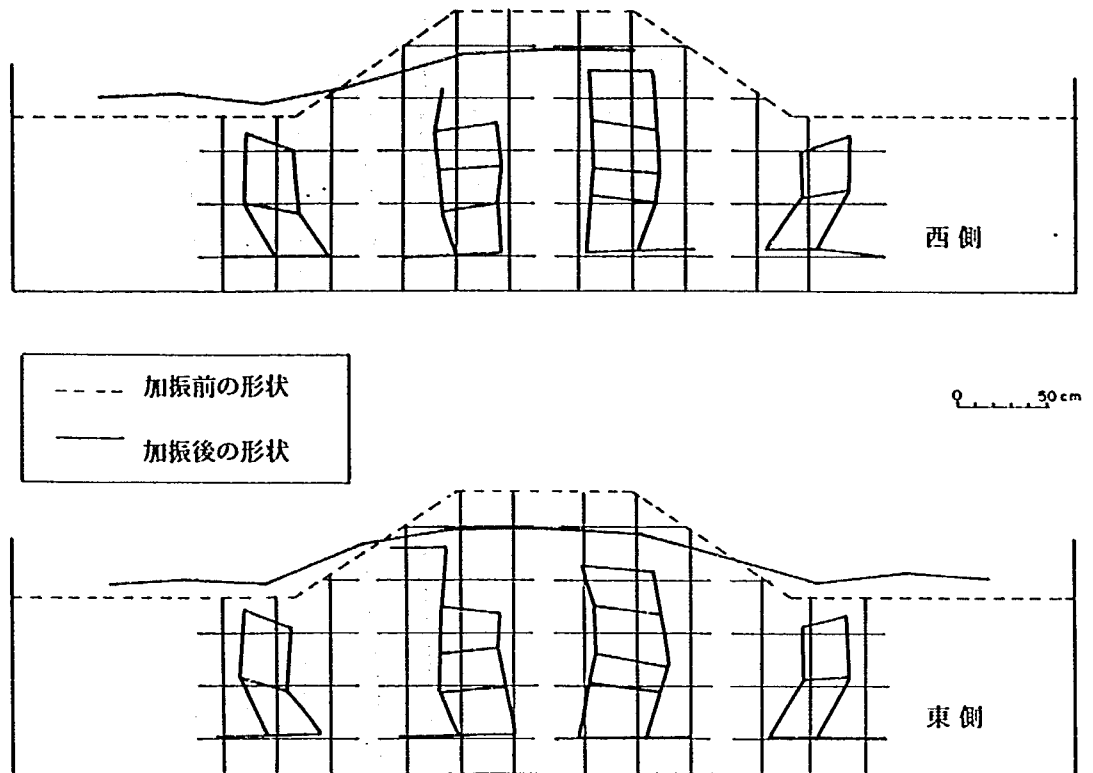
写真－3.2 破壊後の状態（ケース2）



写真－3.3 破壊後の状態（ケース3）

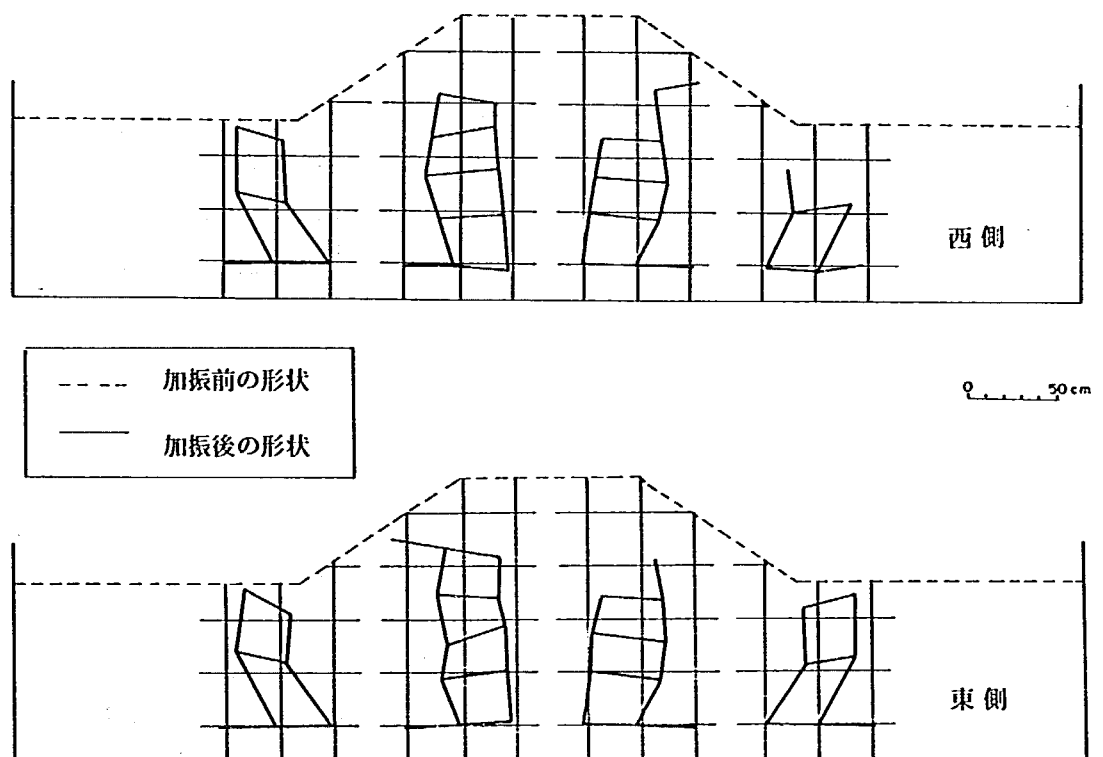


写真－3.4 破壊後の状態（ケース4）



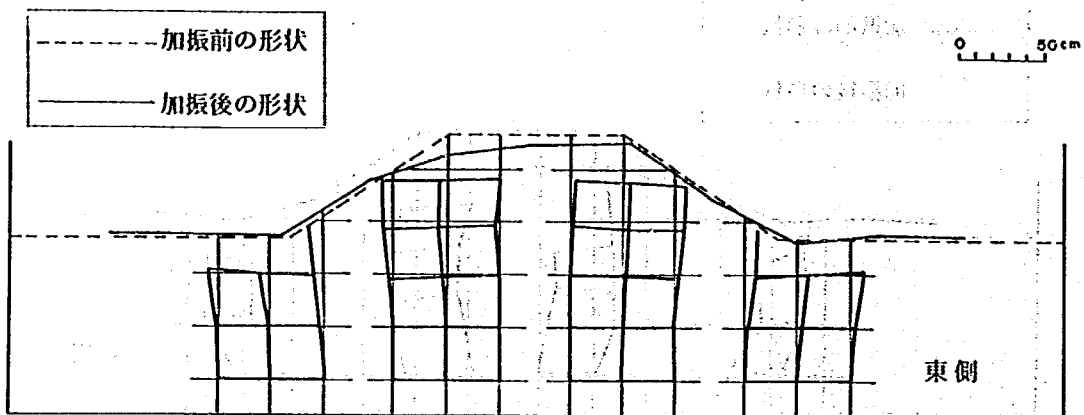
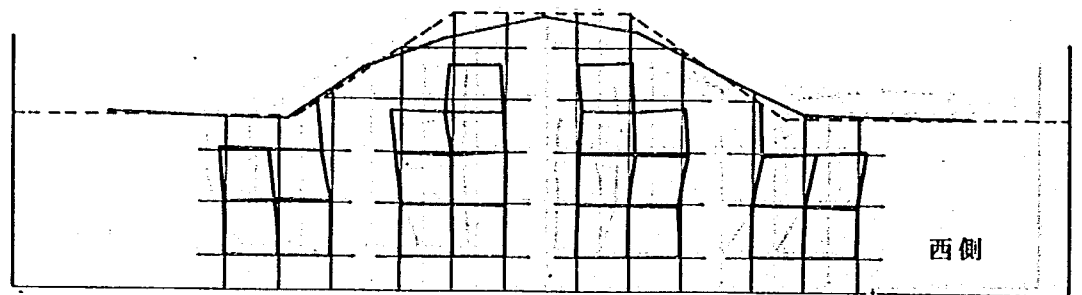
入力波の加速度 150 gal, 5 Hz

図- 3.19(a) 石灰メッシュ (土槽側面) 変状図 (ケース 1)



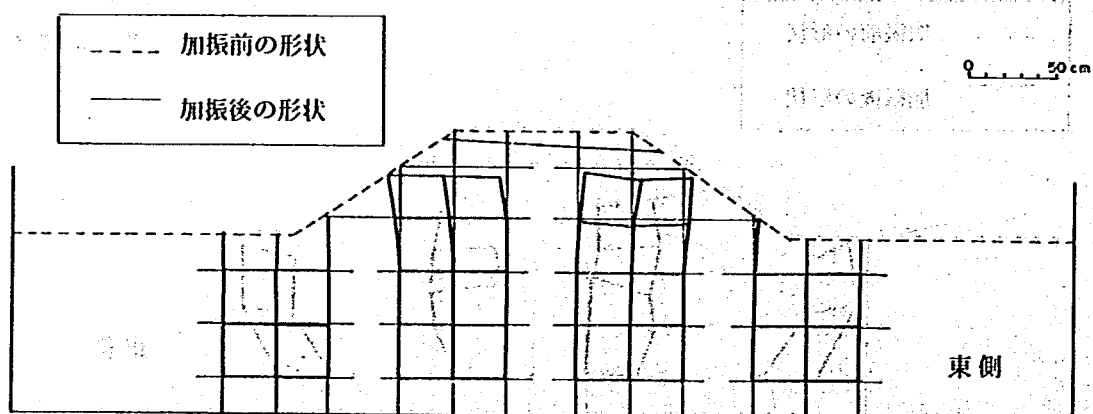
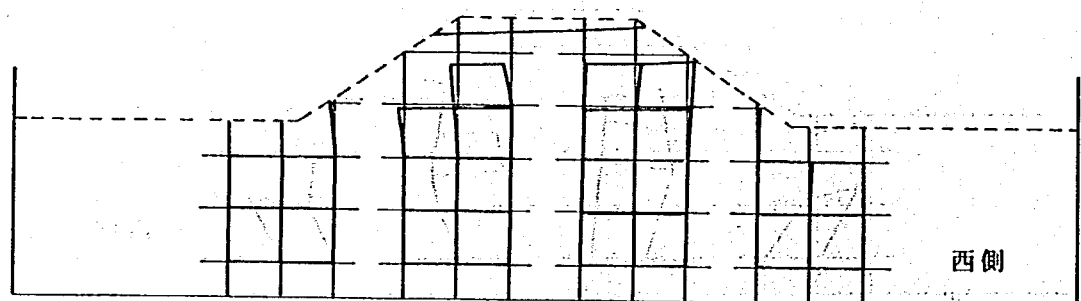
入力波の加速度 150 gal, 5 Hz

図- 3.19(b) 石灰メッシュ (土槽側面) 変状図 (ケース 2)



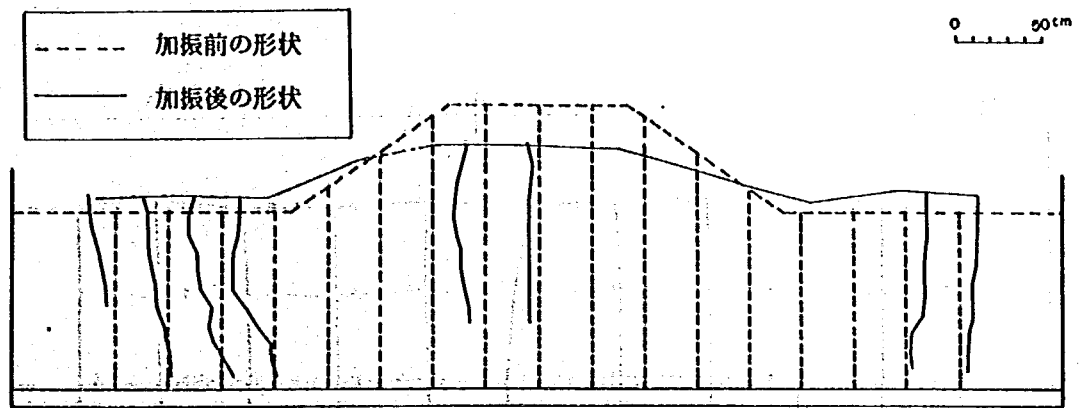
入力波の加速度 300gal, 5 Hz

図-3.19(c) 石灰メッシュ（土槽側面）変状図（ケース3）

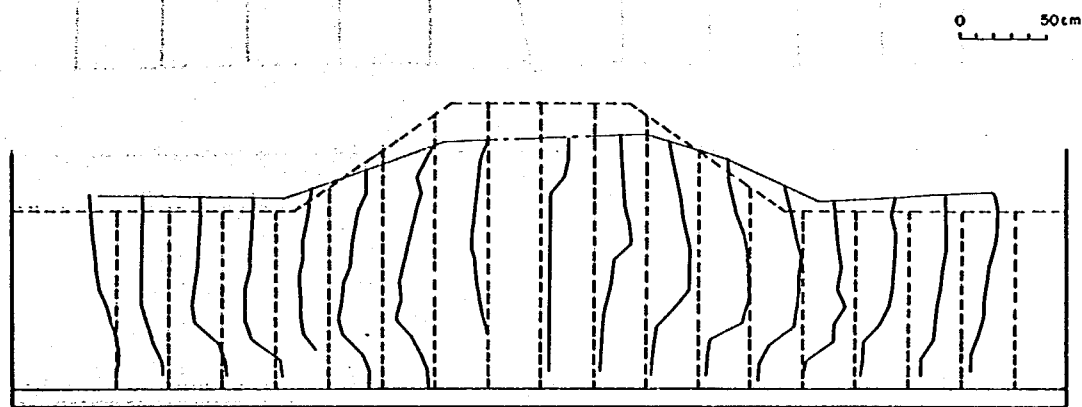


入力波の加速度 450gal, 5 Hz

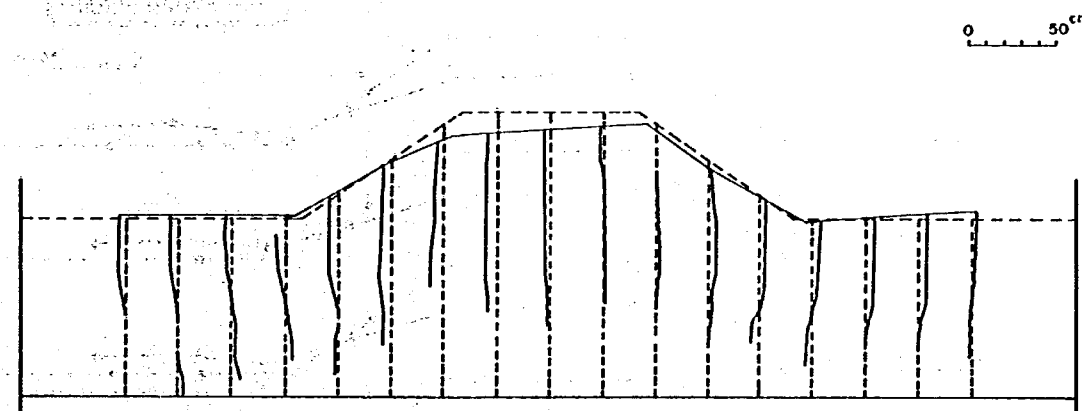
図-3.19(d) 石灰メッシュ（土槽側面）変状図（ケース4）



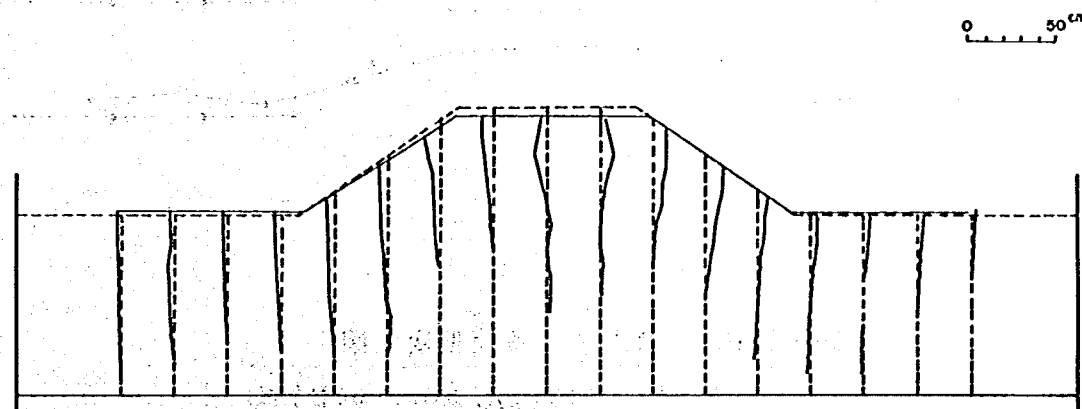
(a) ケース 1



(b) ケース 2



(c) ケース 3



(d) ケース 4

図-3.20 石灰パイルの変状図

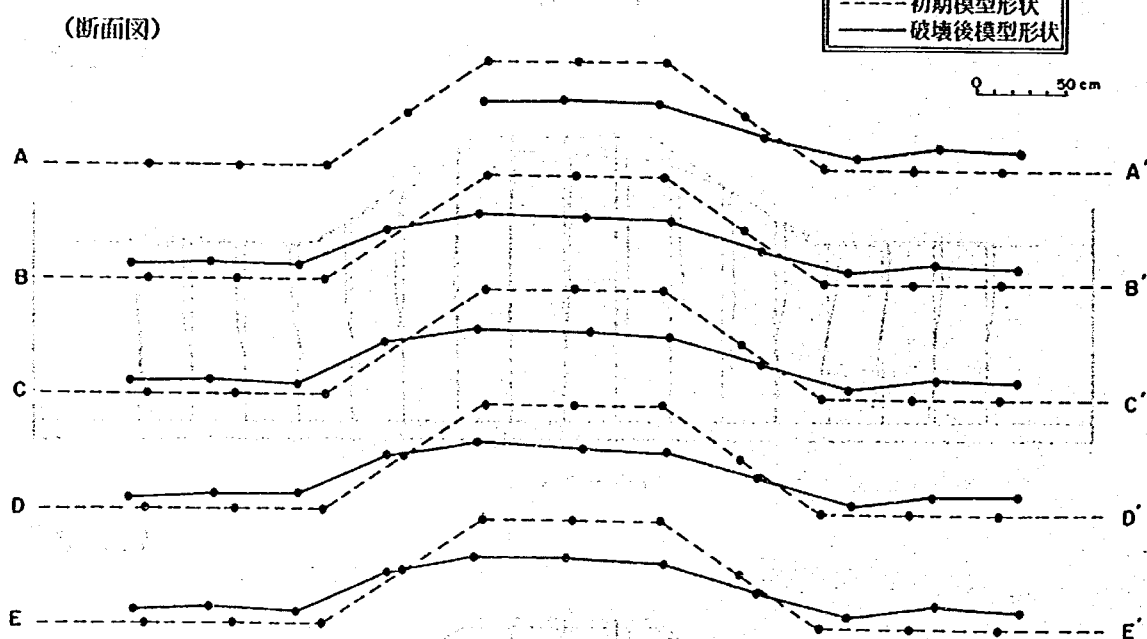
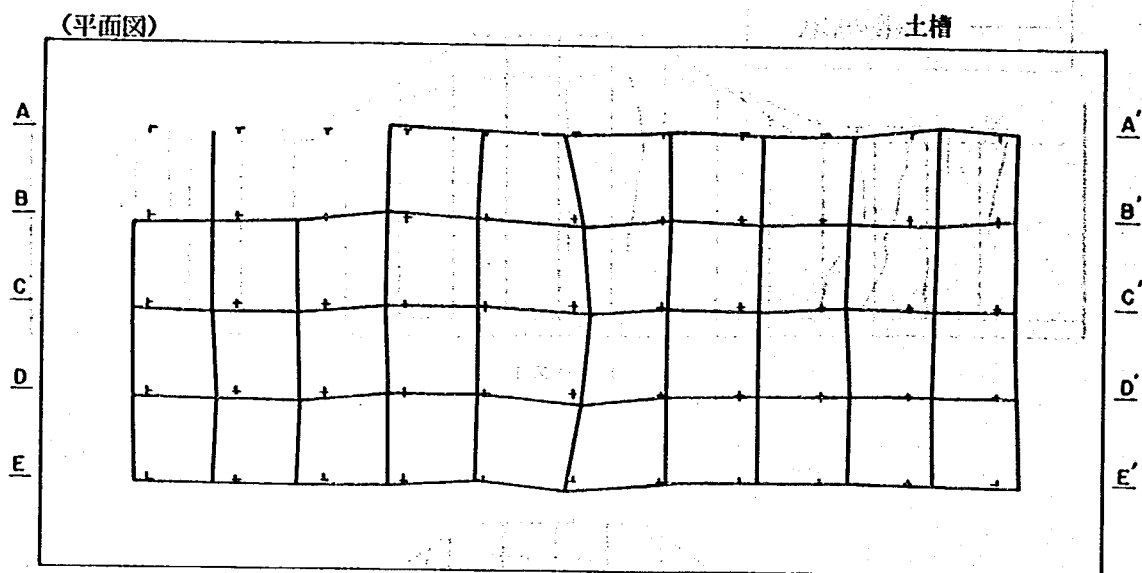
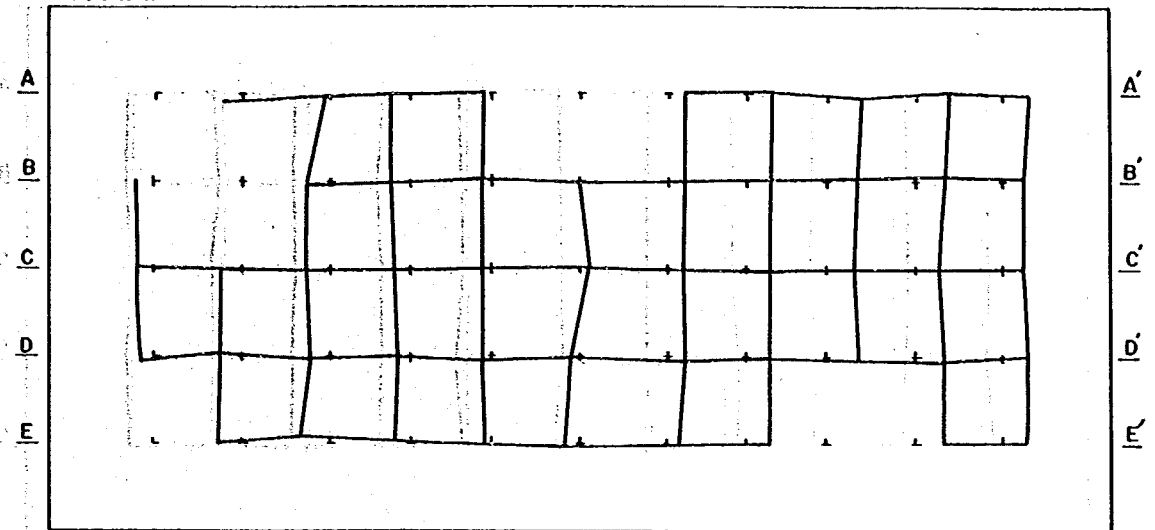


図-3.21(a) 標点による模型変状図

ケース1 (150 gal, 5 Hz, 50秒加振)

(平面図)



(断面図)

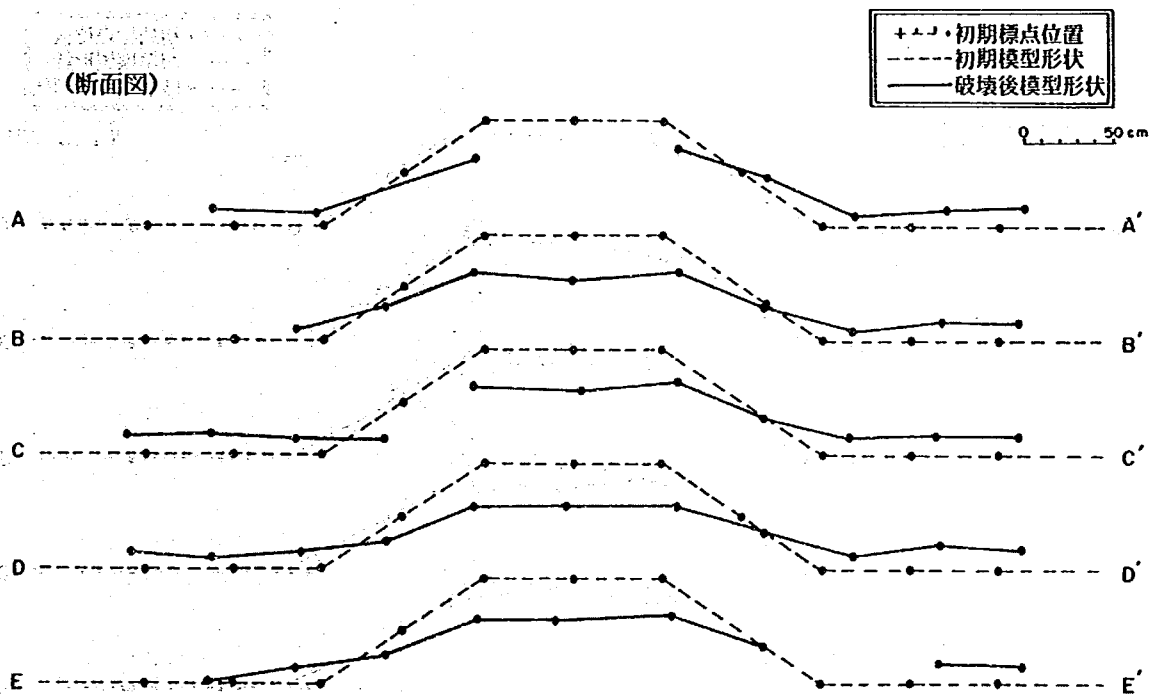
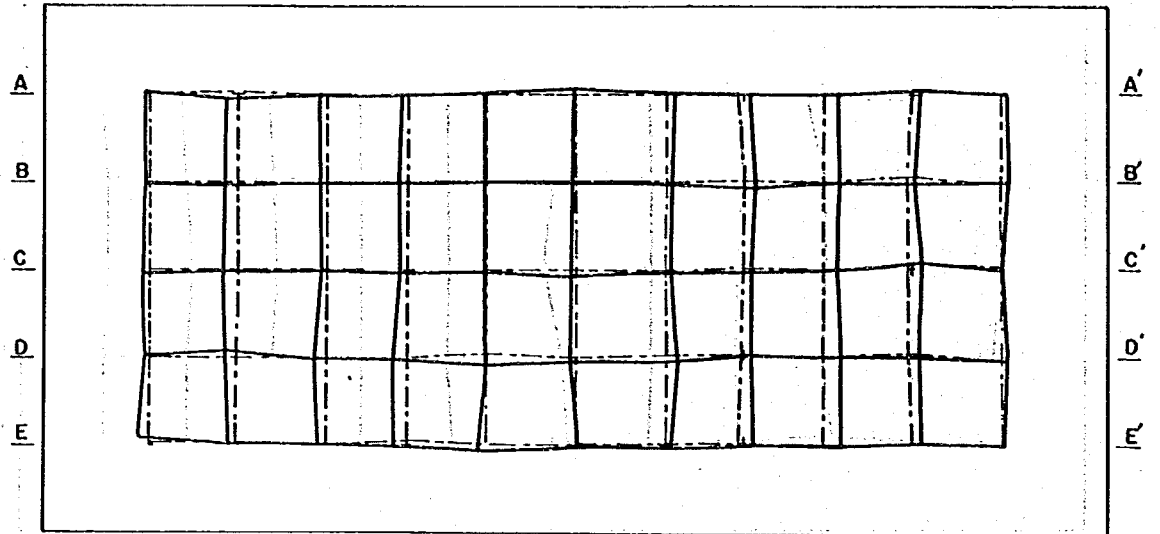


図-3.21(b) 標点による模型変状図

ケース2 (150 gal, 5 Hz, 50 秒加振)

(平面図)



(断面図)

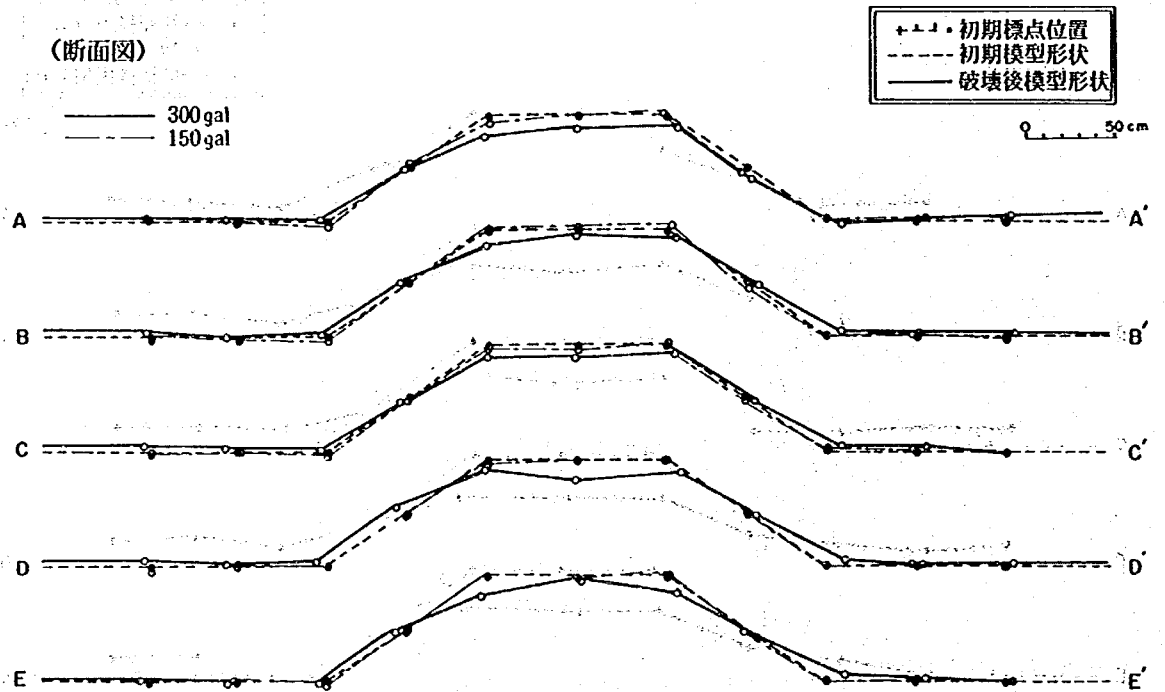


図-3.21(c) 標点による模型変状図

ケース3 (150 gal, 5 Hz 50秒加振)

(断面图)

150 gal
450 gal

初期标点位置
初期模型形状
破壊後模型形状

0 50 cm

A A'

B B'

C C'

D D'

E E'

? 测定不能

? 测定不能

ケース4 (150 gal, 5Hz 50秒加振)

3-3-2 破壊時の振動特性および液状化特性（加速度計，間隙水圧計による）

盛土および地盤内の各測点において計測された加速度応答と過剰間隙水圧応答の時間変化を各ケースごとに図-3.22～図-3.35に示した。

（ケース1）

図-3.22に示した加速度応答波形をみると，土槽底部のK-1では201gal，礫層上のK-2では245galとなっており，立ち上がり部は加振3秒後に150galに達しており，その後6秒間にゆっくりと増加している。また，K-10～23の加速度応答は3～4秒後にピークがあり，その後に地盤の液状化もしくは盛土の沈下，流動により波形に非線形な応答，振巾の減少，基線の傾斜等の傾向が現われている。液状化によると考えられる加速度応答の減少は，K-10，16，17，18，22，23に現われ，加速度計の傾斜は，K-24とK-26，K-18とK-22，K-11とK-15と左右対称位置で逆方向に進行していくという傾向が見られる。

また，K-3～9までの地盤下層部では上層部のような波形の乱れはほとんどないが，K-8，K-9において加振後半部に波形がやや乱れ，スパイクのようなノイズが現われている。

盛土天端のK-24～26では6～12秒付近で最大加速度が生じており，その後ゆっくりと減少している。つまり，地盤上部とでは最大加速度を生じる時間が異なっている。

図-3.23に示した過剰間隙水圧の時間変化をみると，地盤内の計測位置（P-2～P-16）では2～10秒にかけて上昇しており，特にP-3～9，11で大きな値となっている。また，盛土・地盤境界のP-19，20，21およびP-16において，2～9秒にかけて負圧が生じ，その後ゆっくりと上昇している。

過剰間隙水圧の消散はあまり顕著ではないが，P-12，13でわずかに見られる程度である。

（ケース2）

図-3.24に示した加速度応答に着目すると，土槽底部のK-1では186gal，礫層上のK-2では176galである。また，K-10～K-26までの盛土内および地盤上部の加速度応答は，いずれも7～8秒付近にピークがあり，その後に地盤の液状化もしくは盛土の沈下，流動により波形に非線形な応答あるいは，振巾の減少，基線の傾斜等の傾向が現われている。液状化による加速度応答の減少は，K-10，K-16，K-17，K-23のように盛土荷重の影響をあまり受けない地盤上層部において顕著な傾向が見られ，地盤の沈下，流動による加速度計の傾斜はK-24とK-26，K-19とK-21，K-18とK-22，K-11とK-15のように盛土模型の左右対称位置で逆方向に進行していくというケース1とはほぼ同様な傾向が見られる。

また，K-3～K-9までの地盤下層部では上層部のような波形の乱れはほとんどなく，K-3およびK-9において加振後半部になって乱れ始め，加速度はやや増加している。盛土のり肩部のK-25では16秒付近で急激にゼロ線が移動している。

図-3.25に示した過剰間隙水圧の時間変化をみると地盤内の計測位置であるP-2～P-16では

7～10秒にかけて過剰間隙水圧の上昇がみられ、特にP-3, 4, 8, 9においては7～8秒で急速に上昇している。また、盛土と地盤の境界であるP-19, 20, 21では7～10秒の間はほとんど変化なく、逆にP-20ではその間にわずかながら負圧が生じており、その後ゆっくりと上昇している。これらの過剰間隙水圧のほとんどが加振終了後にすぐには消散しないのに、P-12, 13特にP-12では加振中に消散してゼロになっていることは注目すべきことである。

(ケース3)

<150gal> 図-3.26に示すように、150gal入力の場合の加速度応答波形には各測点ともケース1, 2に見られるような変状は見られない。従って地盤下部から盛土天端に向かって上へいけばいくほど加速度振巾は増加しており、土槽底部のK-1では220gal, 礫層上では230gal, 地盤下層では240～250gal, 上層では盛土直下部で250～260gal, 盛土のない所で270～290gal, 地盤表面では300gal程度, 盛土・地盤境界では290gal, 盛土天端では350gal程度となっている。

また、過剰間隙水圧についても図-3.27をみるとほとんど発生しておらず、P-16においてわずかに上昇がみられるが、問題となるような発生量ではない。

従って、この程度の加速度ではケース3のような地盤は液状化しないと考えられる。

<300gal> 次に300gal入力の場合について述べる。図-3.28に示すように加速度応答はほとんどのものが11～17秒にかけてピークを示し、特にK-10～23では11～12秒でピークを示している。

土槽底部のK-1では341gal, その上の礫層上では382gal, 地盤下部(K-3～K-9)では380～435gal程度であり、いずれも波形の乱れは見られない。地盤上部(K-10～K-23)ではケース1, 2と同様にピークを示した後、14秒付近から波形が乱れて、非線形な応答および振巾減少が現われてきているが、基線がずれていくような現象あるいは加速度が減少した後に回復していくような現象はほとんど見られない。

また、過剰間隙水圧については、図-3.29に示すように150gal入力に比べて発生量はかなり大きく、特に盛土のない地盤部の上層(P-10, 11, 15, 16)では14～17秒付近で急増している。

また、盛土直下の地盤部(P-12～14, P-19～21)ではケース1, 2と逆の傾向で一旦わずかに上昇した後に13秒あたりから減少して16秒あたりから負圧が生じている。その後P-12～14については、また正の値にもどっている。

(ケース4)

<150gal> 図-3.30に示すように150gal入力の場合の加速度応答波形は、各測点ともほとんど変化は見られない。ただし、K-3, 8, 14, 16はセンサー不良である。

加速度の大きさは、土槽底部(K-1)で220gal, その上の礫層上のK-2および

地盤下部、上部のK-3~K-23ではあまり増巾が見られず205~220gal程度であり、盛土部で増巾して天端で270gal程度となっている。

一方、図-3.31に示すように過剰間隙水圧はほとんど発生しておらず、図に現われてくるものはほとんどノイズである。

<300gal> 図-3.32~33に示すように300gal入力の場合も150gal入力とはほぼ同様の傾向で、加速度、過剰間隙水圧ともほとんど変化はない。

加速度については、土槽底部(K-1)で425gal、礫層上(K-2)および地盤部(K-3~K-23)で400~450gal程度、盛土天端で500gal程度である。

過剰間隙水圧については、盛土・地盤境界部(P-19~21)でわずかではあるが5~6秒付近からゆっくりと上昇する傾向にあるが、問題になるほどの大きさではない。

<450gal> 図-3.34に示すように加速度応答については、土槽底部(K-1)で682gal、礫層上(K-2)で695gal、地盤下部(K-3~K-9)で700~730gal、地盤上部(K-10~K-16)で720~800gal、地盤面および盛土地盤境界(K-17~K-23)では760~1080gal程度であるが、いずれも波形の乱れは見られない。一方、盛土天端(K-24~26)では、最大1300~1600gal程度の加速度が生じており、波形も10秒以降から非線形な応答を示すようになり、K-26のように30秒付近で応答量が半分程度に減少している例もある。

また、過剰間隙水圧については、図-3.35に示すように地盤上部(P-9~P-16)では18秒付近から負圧が現われているが、盛土・地盤境界(P-19~21)では8秒付近から急増する傾向が現われている。特に、P-20,21における過剰間隙水圧の発生量は非常に大きい。

CASE - 1 150 gal

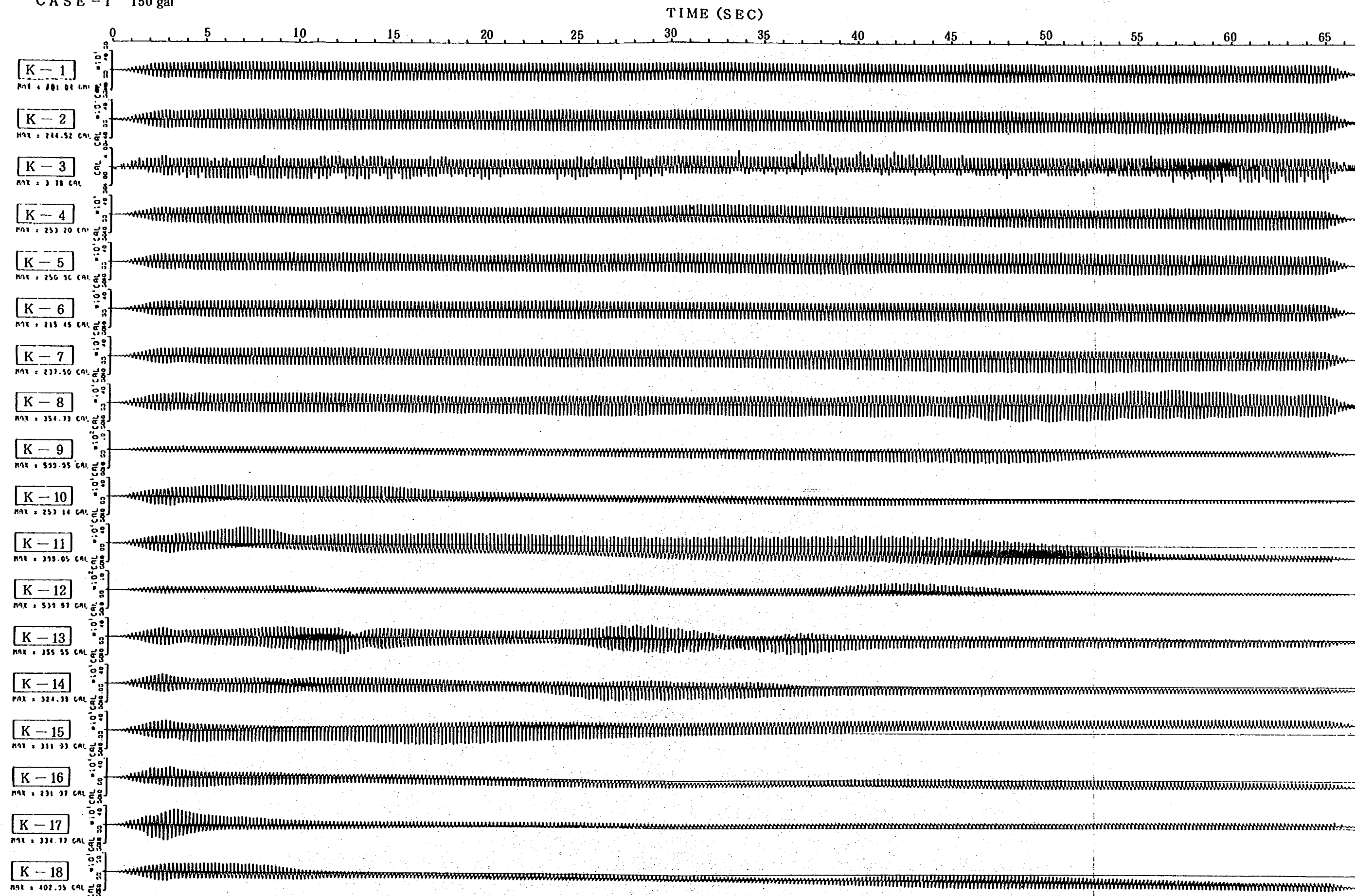


図-3.22(a) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 1, 150 gal) - その 1 -

1	K-1
2	K-2
3	K-3
4	K-4
5	K-5
6	K-6
7	K-7
8	K-8
9	K-9
10	K-10
11	K-11
12	K-12
13	K-13
14	K-14
15	K-15
16	K-16
17	K-17
18	K-18

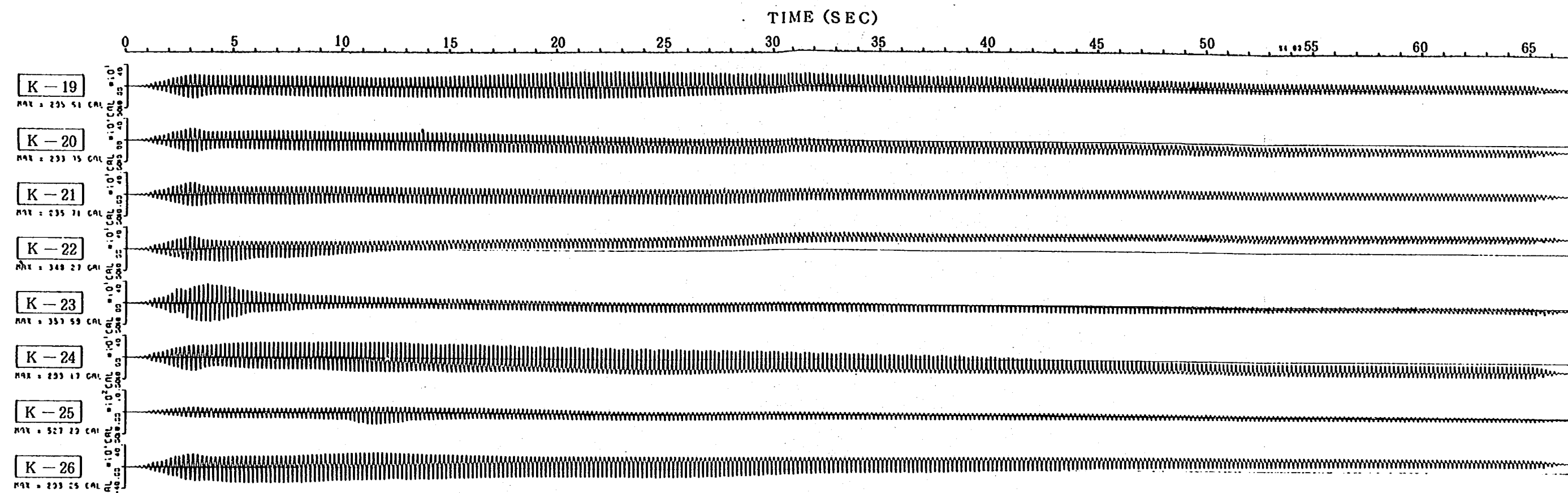


図-3.22(b) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 1, 150 gal) - その 2 -

1	01-21
2	02-21
3	03-21
4	04-21
5	05-21
6	06-21
7	07-21
8	08-21
9	09-21
10	10-21
11	11-21
12	12-21

01-21

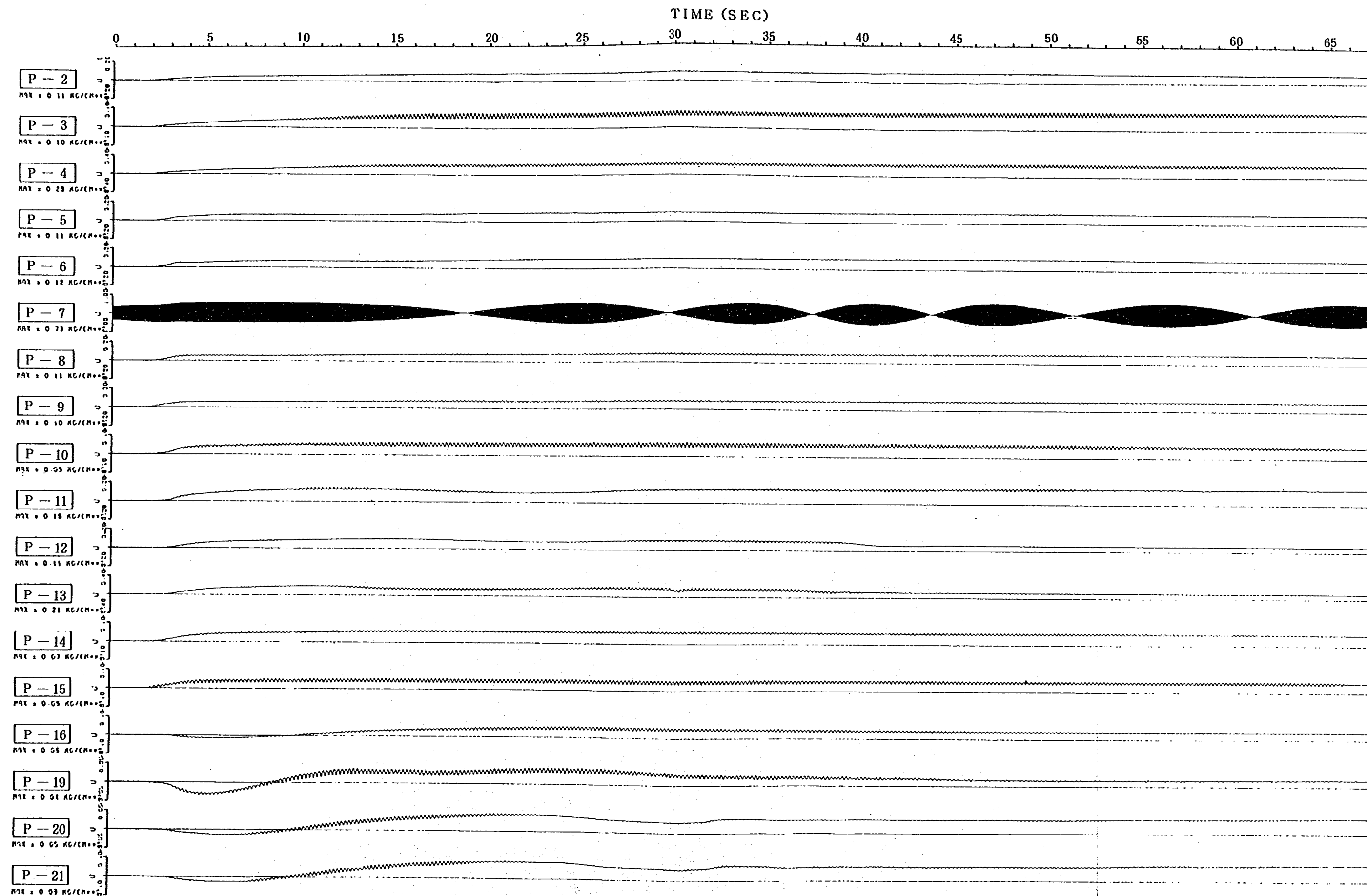


図-3.23 地盤の過剰間隙水圧応答 (ケース 1, 150 gal)

101-1

101-2

101-3

101-4

101-5

101-6

101-7

101-8

101-9

101-10

101-11

101-12

101-13

101-14

101-15

101-16

101-17

101-18

CASE - 2 150 gal

TIME (SEC)

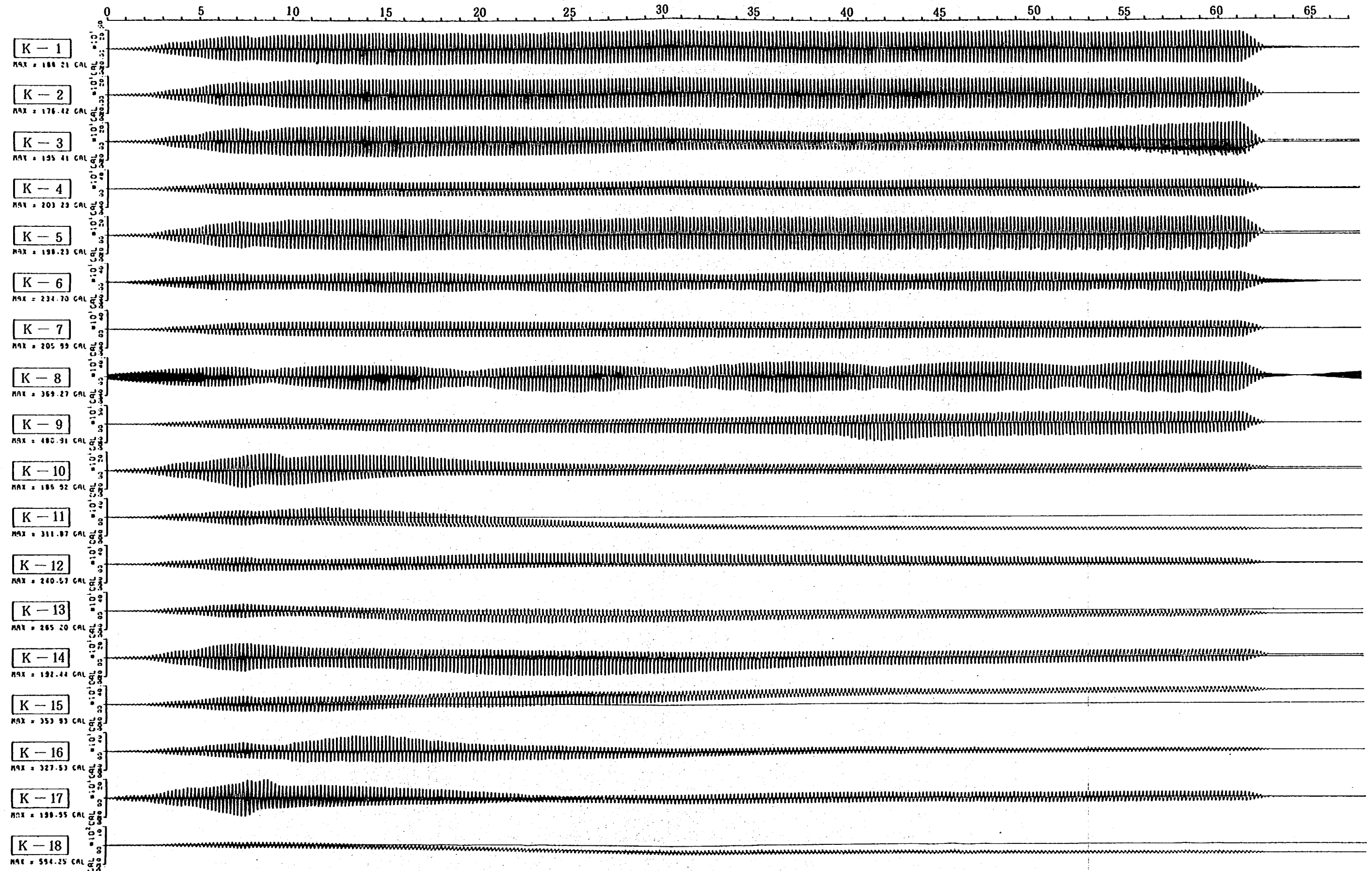


図-3.24(a) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 2, 150 gal) - その 1 -

10-10
 11-11
 12-12
 13-13
 14-14
 15-15
 16-16
 17-17
 18-18
 19-19
 20-20
 21-21
 22-22
 23-23
 24-24
 25-25
 26-26
 27-27
 28-28
 29-29
 30-30
 31-31
 32-32
 33-33
 34-34
 35-35
 36-36
 37-37
 38-38
 39-39
 40-40
 41-41
 42-42
 43-43
 44-44
 45-45
 46-46
 47-47
 48-48
 49-49
 50-50
 51-51
 52-52
 53-53
 54-54
 55-55
 56-56
 57-57
 58-58
 59-59
 60-60
 61-61
 62-62
 63-63
 64-64
 65-65
 66-66
 67-67
 68-68
 69-69
 70-70
 71-71
 72-72
 73-73
 74-74
 75-75
 76-76
 77-77
 78-78
 79-79
 80-80
 81-81
 82-82
 83-83
 84-84
 85-85
 86-86
 87-87
 88-88
 89-89
 90-90
 91-91
 92-92
 93-93
 94-94
 95-95
 96-96
 97-97
 98-98
 99-99
 100-100

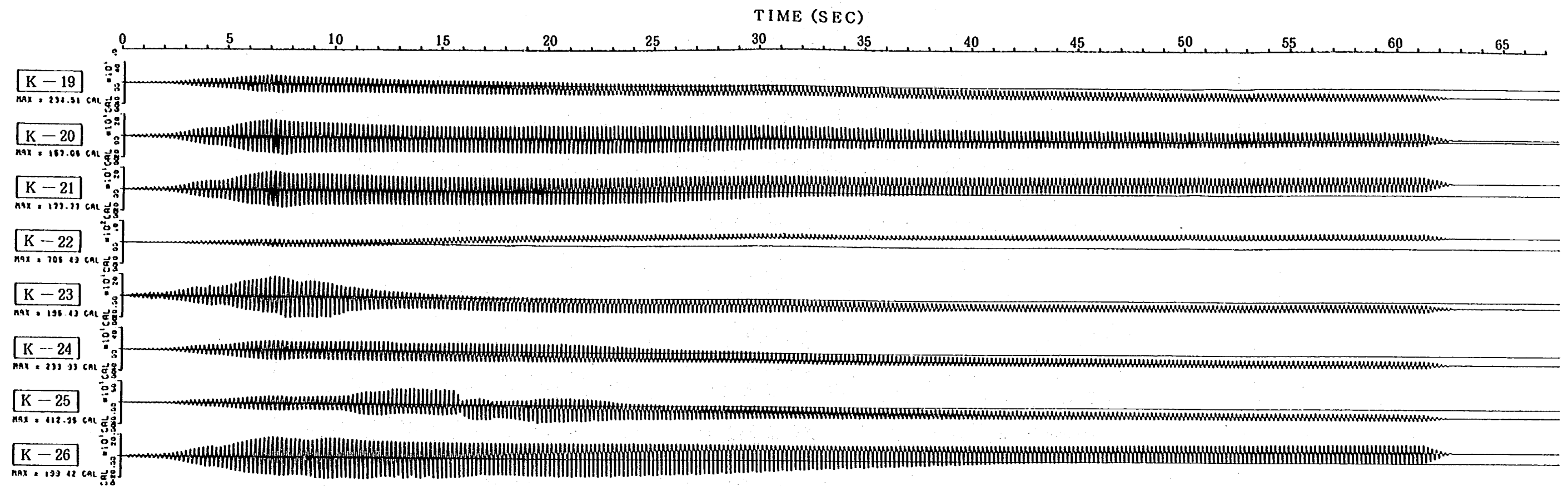
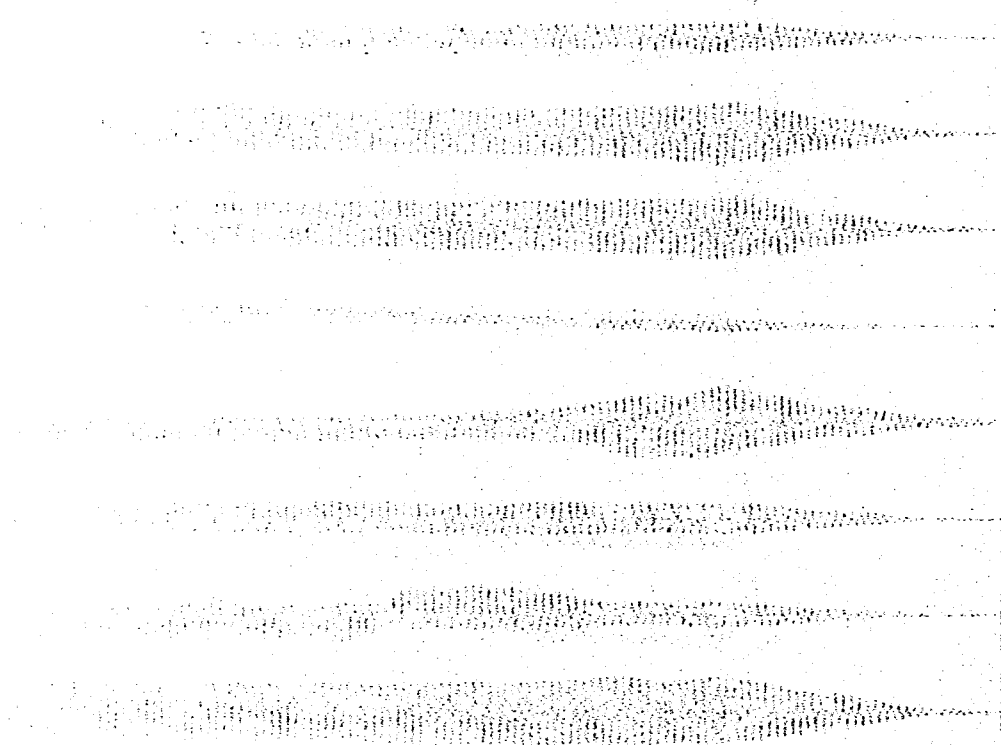


図- 3.24(b) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 2, 150 gal) - その 2 -



01-8
02-8
03-8
04-8
05-8
06-8
07-8

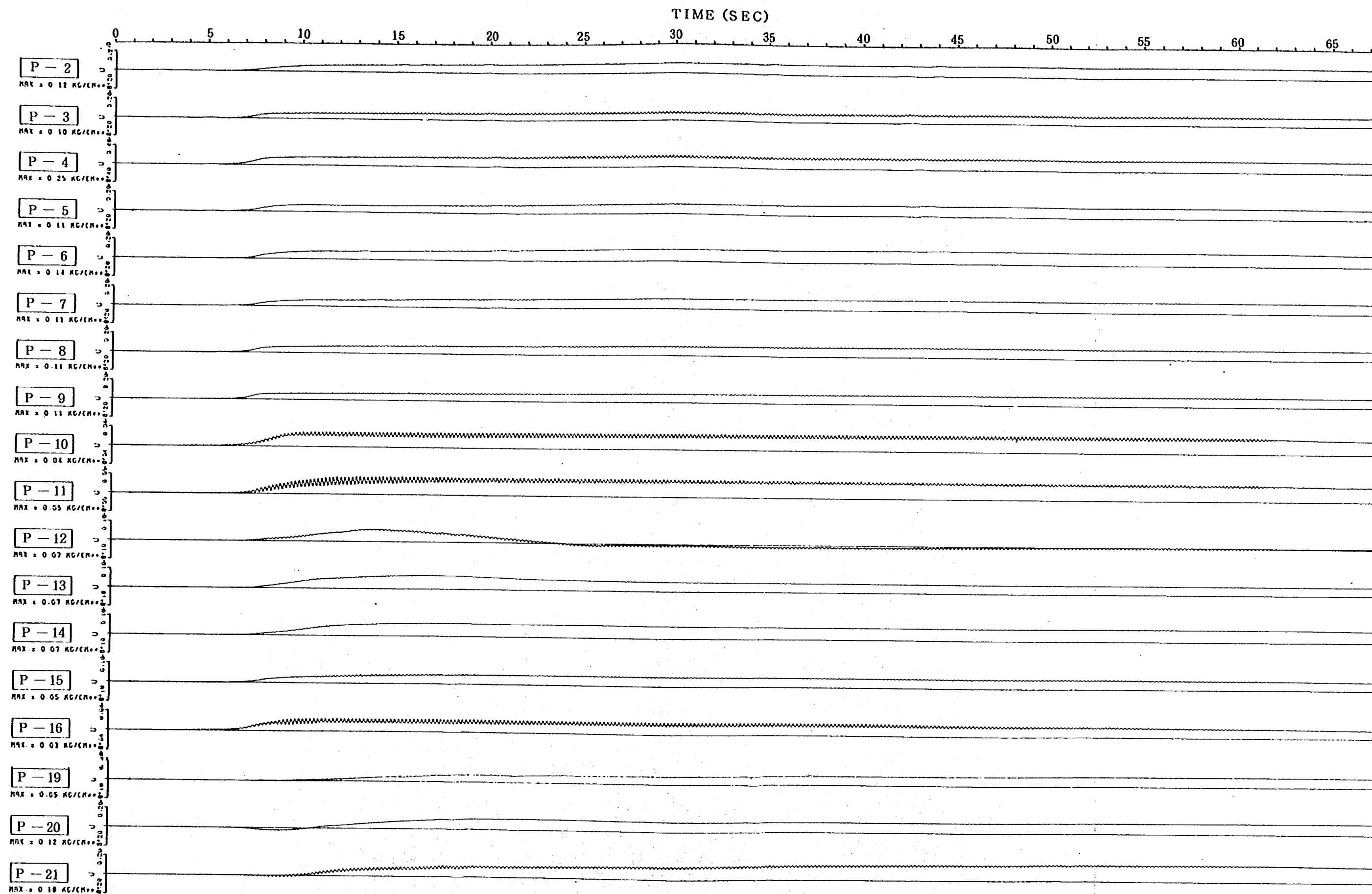


図-3.25 地盤の過剰間隙水圧応答 (ケース 2, 150 gal)

P-9

P-9

P-9

P-9

P-9

P-9

P-9

P-9

P-9

P-11

P-12

P-12

P-14

P-14

P-16

P-18

P-30

P-31

CASE -3 150 gal

TIME (SEC)

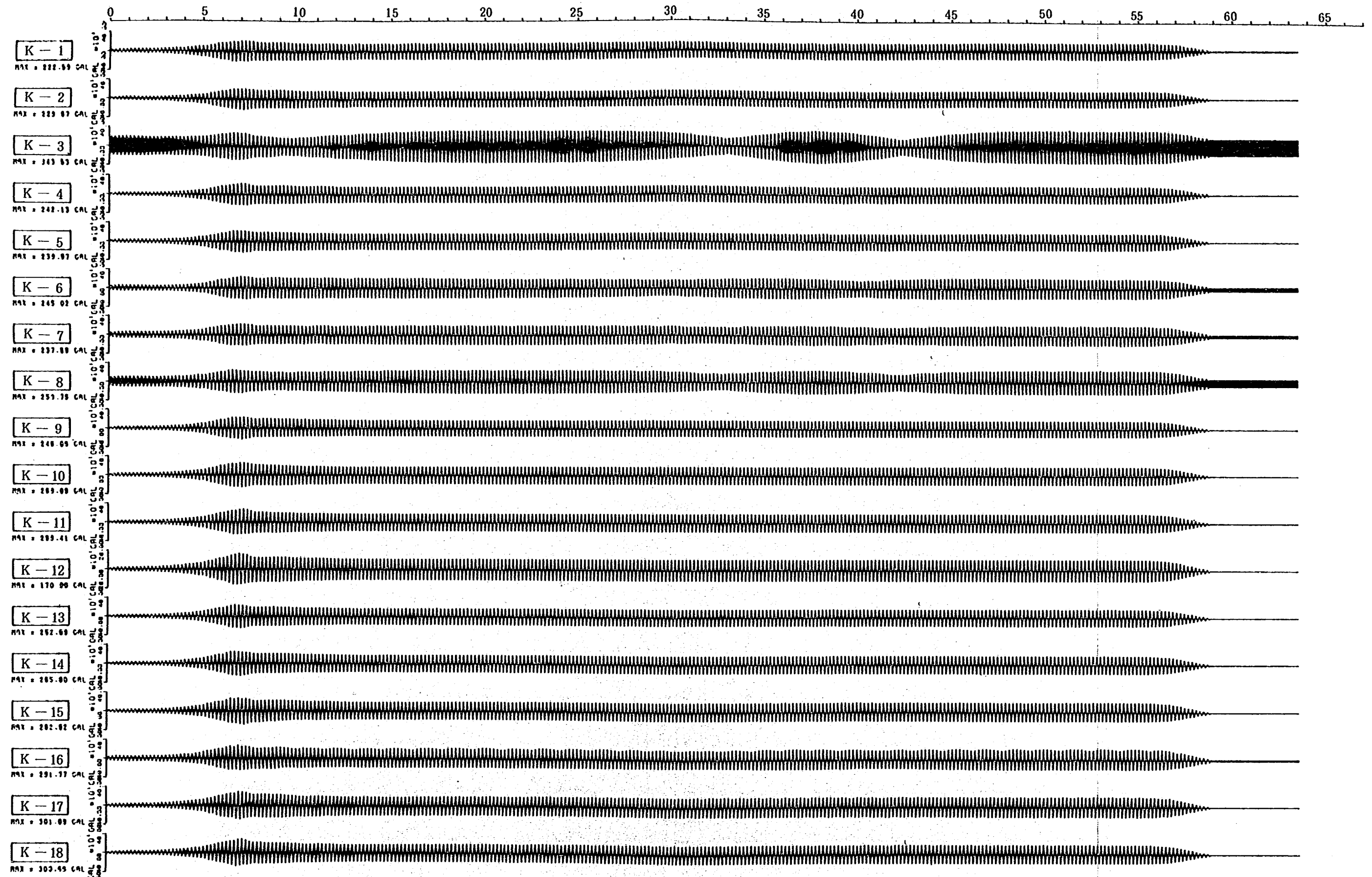


図-3.26(a) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 3, 150 gal) - その 1 -

1-2

1-3

1-4

1-5

1-6

1-7

1-8

1-9

1-10

1-11

1-12

1-13

1-14

1-15

1-16

1-17

1-18

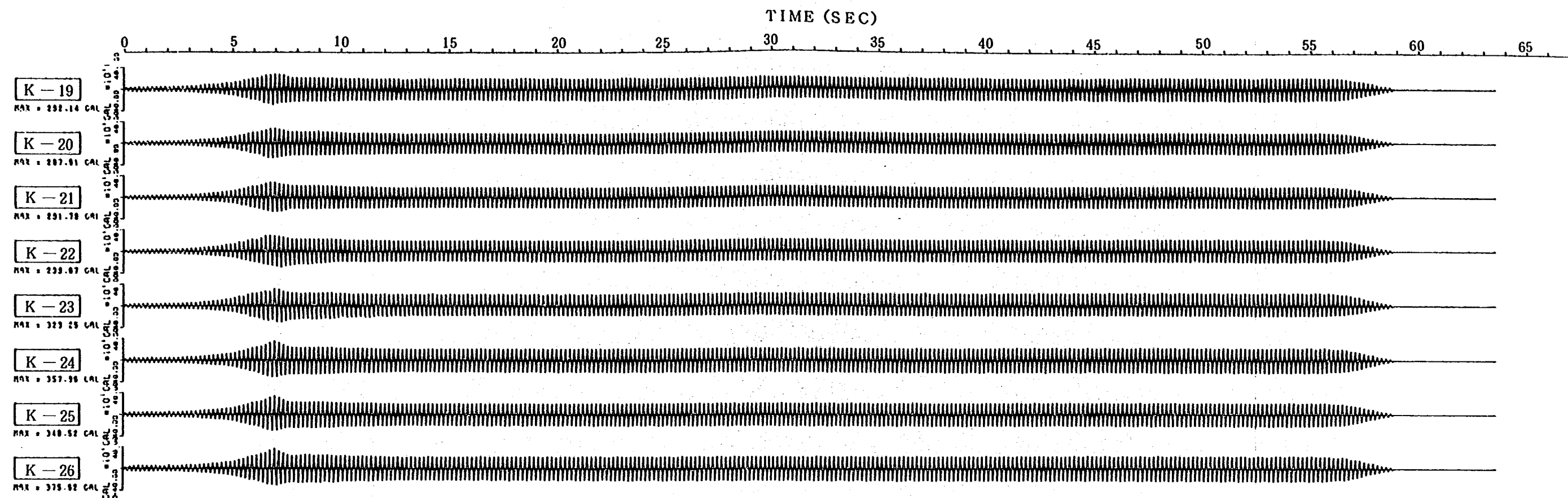


図-3.26(b) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 3,150 gal) - その2 -

01	21
02	21
03	21
04	21
05	21
06	21
07	21
08	21
09	21
10	21
11	21
12	21

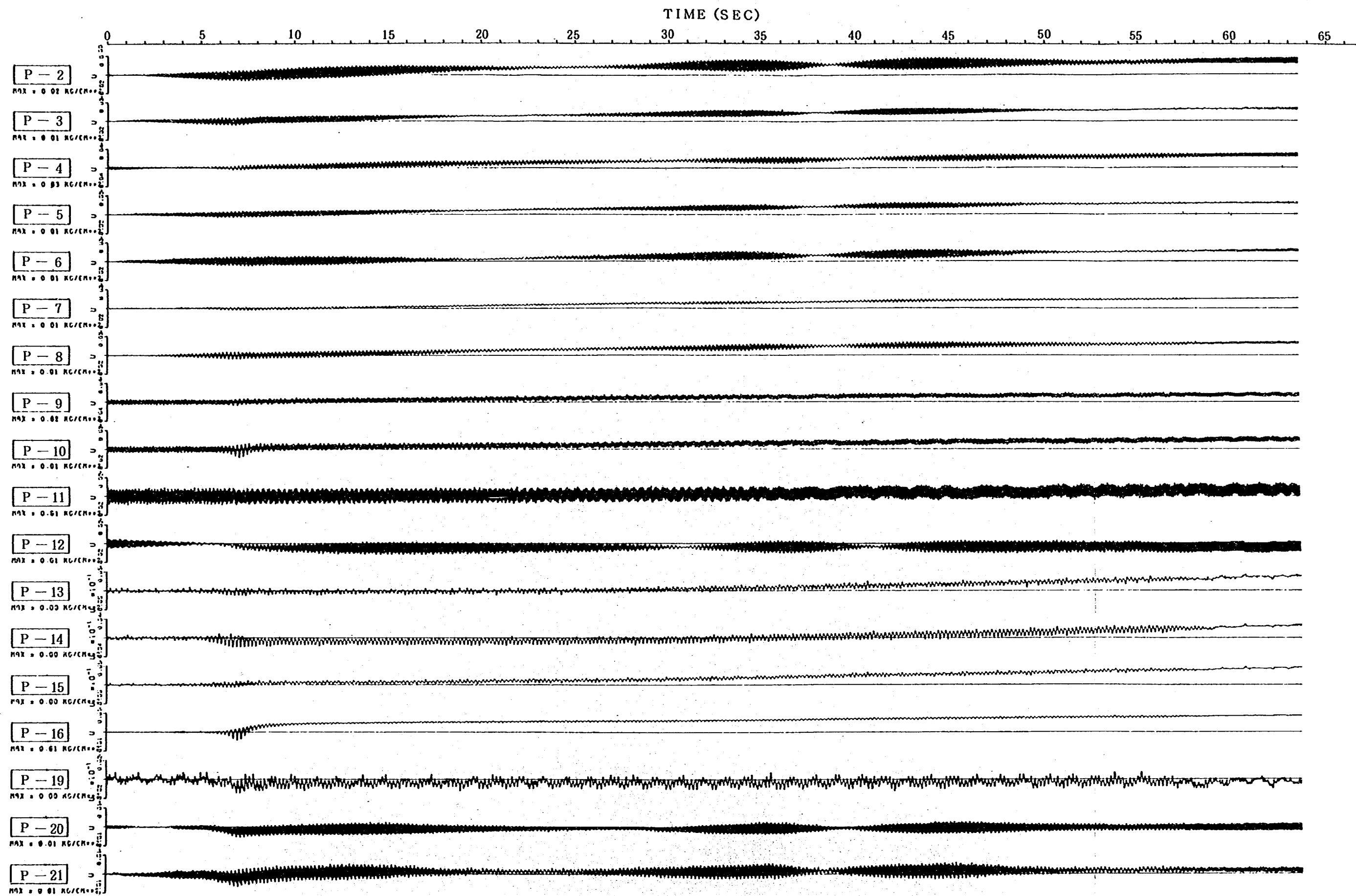


図-3.27 地盤の過剰間隙水圧応答 (ケース 3, 150 gal)

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

[8-30]
NOV 10 1954

CASE -3 300 gal

TIME (SEC)

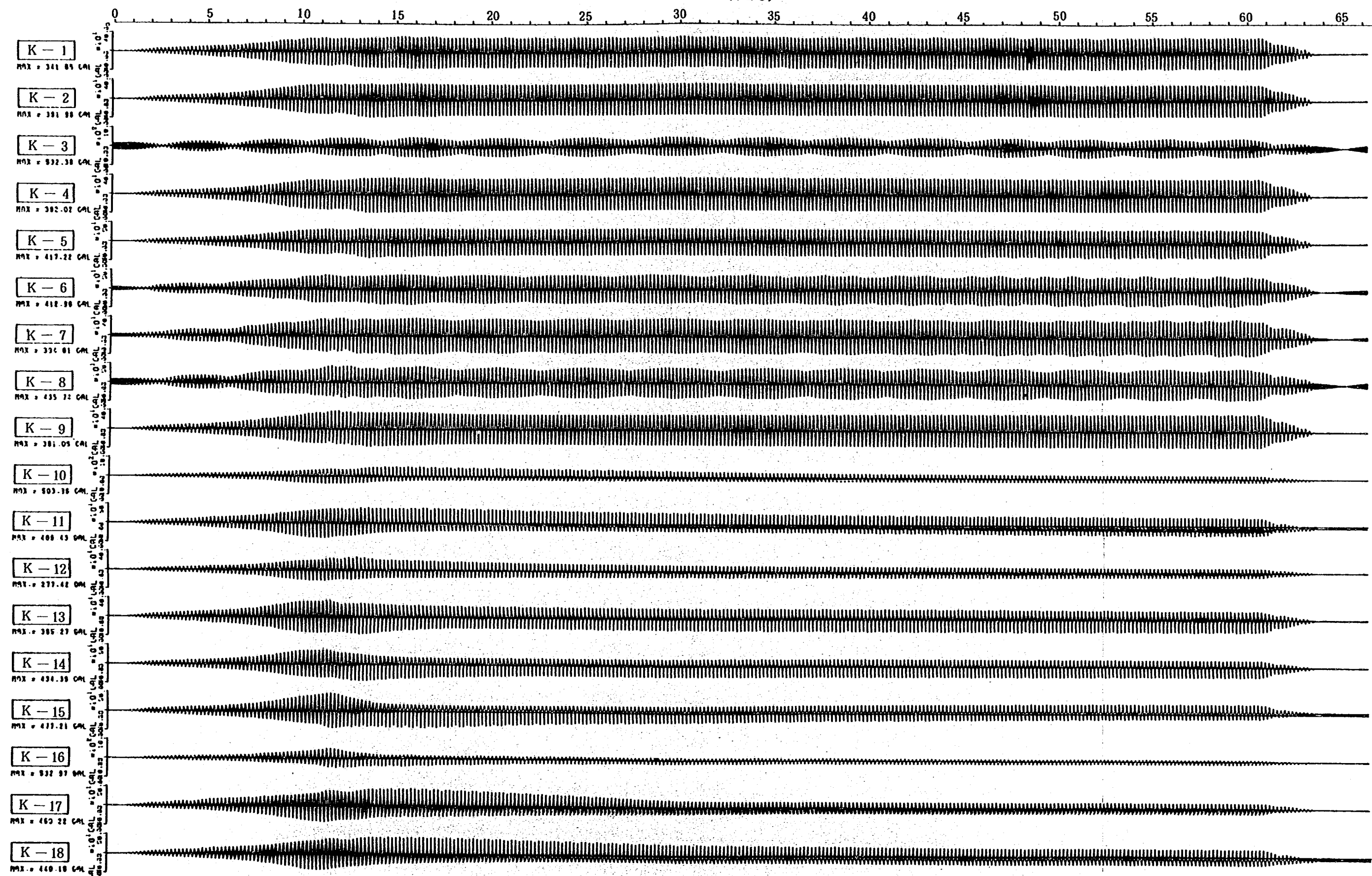


図-3.28(a) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 3, 300 gal) - その 1 -

	1 - R
	2 - R
	3 - R
	4 - R
	5 - R
	6 - R
	7 - R
	8 - R
	9 - R
	10 - R
	11 - R
	12 - R
	13 - R
	14 - R
	15 - R
	16 - R
	17 - R
	18 - R
	19 - R
	20 - R
	21 - R
	22 - R
	23 - R
	24 - R
	25 - R
	26 - R
	27 - R
	28 - R
	29 - R
	30 - R
	31 - R
	32 - R
	33 - R
	34 - R
	35 - R
	36 - R
	37 - R
	38 - R
	39 - R
	40 - R
	41 - R
	42 - R
	43 - R
	44 - R
	45 - R
	46 - R
	47 - R
	48 - R
	49 - R
	50 - R
	51 - R
	52 - R
	53 - R
	54 - R
	55 - R
	56 - R
	57 - R
	58 - R
	59 - R
	60 - R
	61 - R
	62 - R
	63 - R
	64 - R
	65 - R
	66 - R
	67 - R
	68 - R
	69 - R
	70 - R
	71 - R
	72 - R
	73 - R
	74 - R
	75 - R
	76 - R
	77 - R
	78 - R
	79 - R
	80 - R
	81 - R
	82 - R
	83 - R
	84 - R
	85 - R
	86 - R
	87 - R
	88 - R
	89 - R
	90 - R
	91 - R
	92 - R
	93 - R
	94 - R
	95 - R
	96 - R
	97 - R
	98 - R
	99 - R
	100 - R

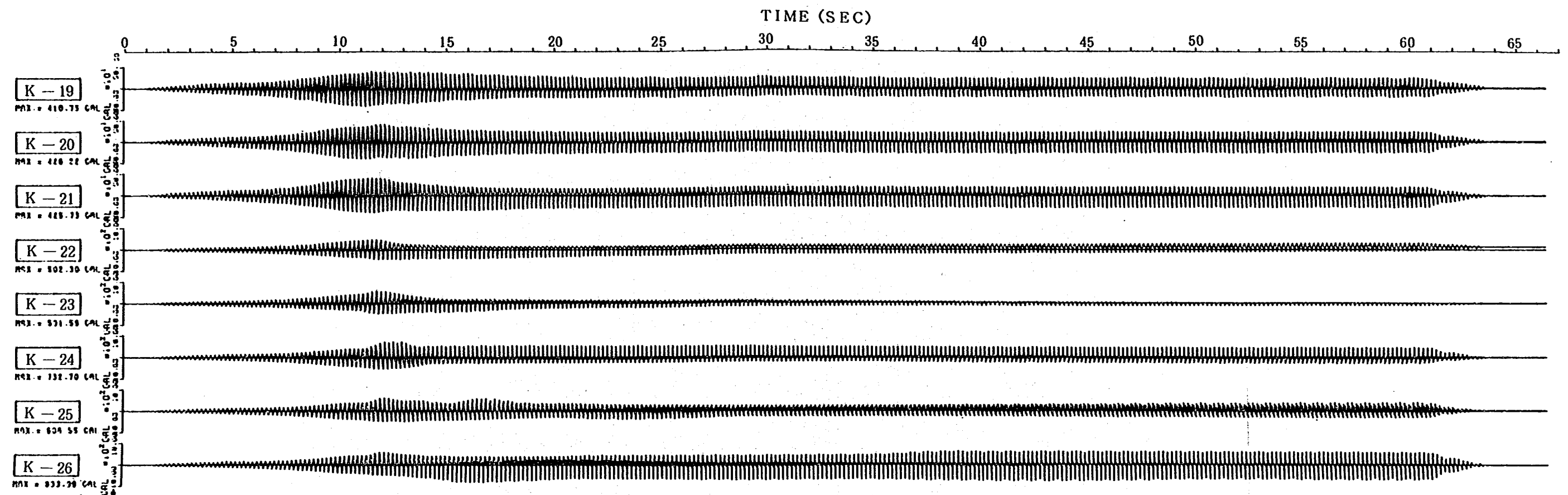


図-3.28(b) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 3, 300 gal) - その 2 -

	91-3
	92-3
	93-3
	94-3
	95-3
	96-3
	97-3
	98-3

100-3

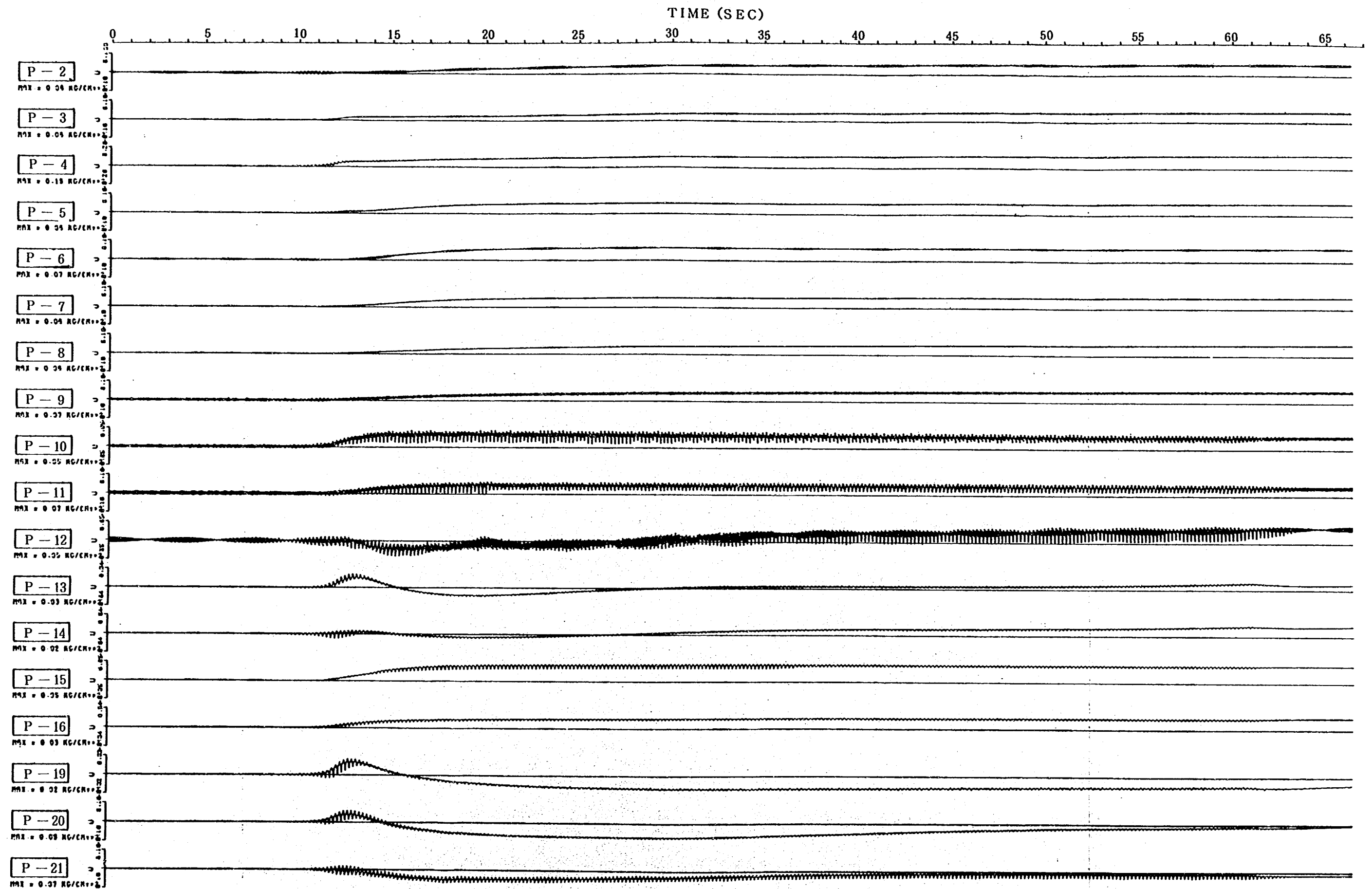


図-3.29 地盤の過剰間隙水圧応答 (ケース 3, 300 gal)

[Faint, mostly illegible text lines across the page]

[Stamp 1]
[Stamp 2]
[Stamp 3]
[Stamp 4]
[Stamp 5]
[Stamp 6]
[Stamp 7]
[Stamp 8]
[Stamp 9]
[Stamp 10]
[Stamp 11]
[Stamp 12]
[Stamp 13]
[Stamp 14]
[Stamp 15]
[Stamp 16]
[Stamp 17]
[Stamp 18]
[Stamp 19]
[Stamp 20]

CASE - 4 150 gal

TIME (SEC)

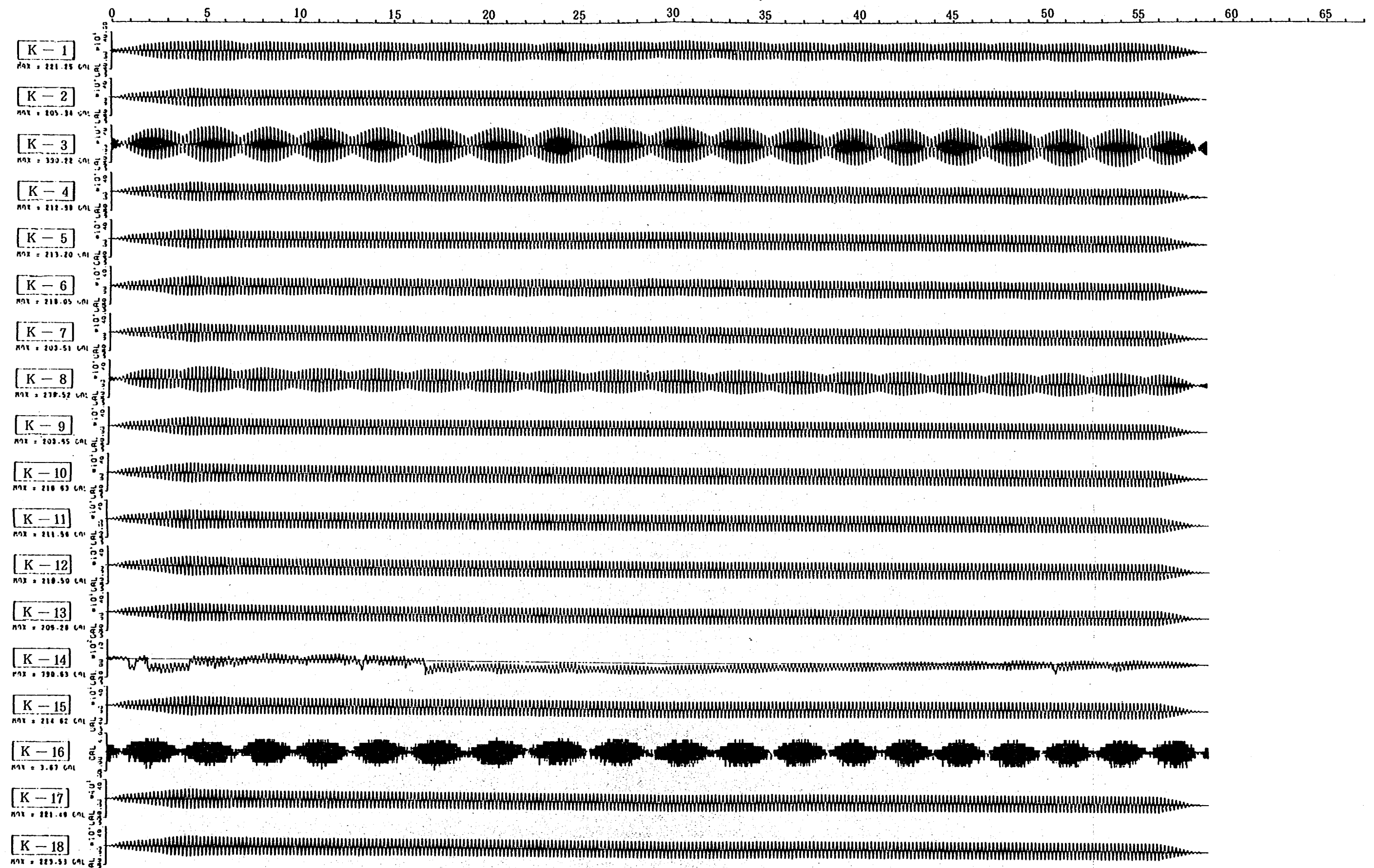


図-3.30(a) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 4, 150 gal) - その 1 -

[1] R

[2] R

[3] R

[4] R

[5] R

[6] R

[7] R

[8] R

[9] R

[10] R

[11] R

[12] R

[13] R

[14] R

[15] R

[16] R

[17] R

[18] R

[19] R

[20] R

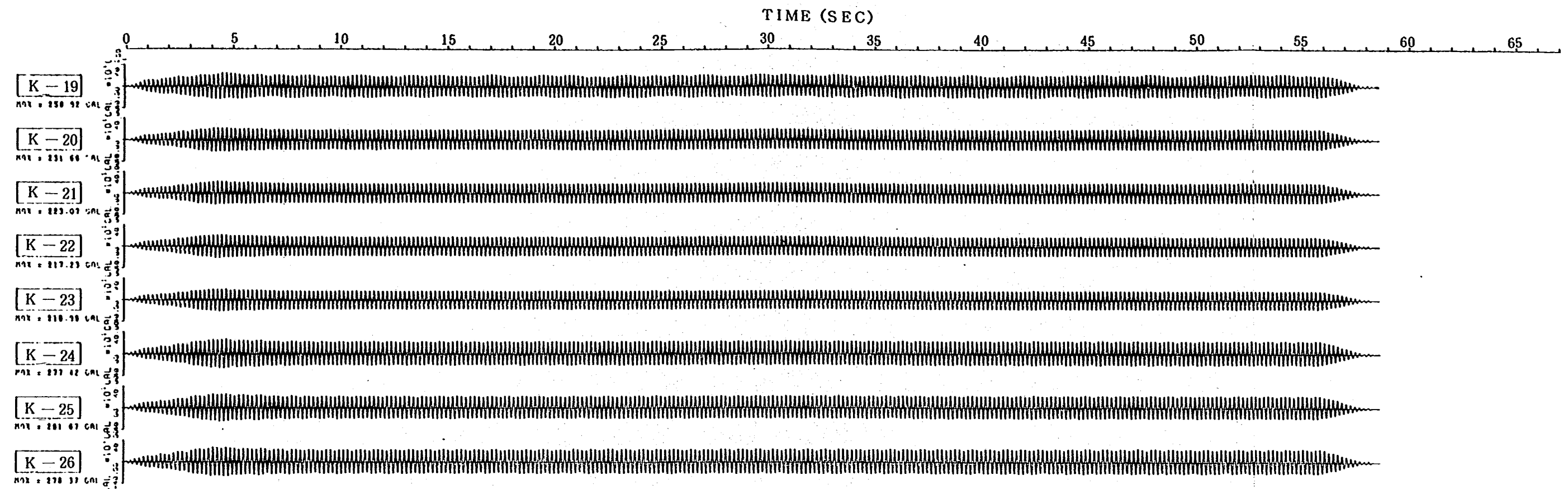


図-3.30(b) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 4, 150 gal) - その 2 -

1971

1972

1973

1974

1975

1976

1977

1978

1979

1980

1981

1982

1983

1984

1985

1986

1987

1988

1989

1990

1991

1992

1993

1994

1995

1996

1997

1998

1999

2000

2001

2002

2003

2004

2005

2006

2007

2008

2009

2010

2011

2012

2013

2014

2015

2016

2017

2018

2019

2020

2021

2022

2023

2024

2025

2026

2027

2028

2029

2030

2031

2032

2033

2034

2035

2036

2037

2038

2039

2040

2041

2042

2043

2044

2045

2046

2047

2048

2049

2050

2051

2052

2053

2054

2055

2056

2057

2058

2059

2060

2061

2062

2063

2064

2065

2066

2067

2068

2069

2070

2071

2072

2073

2074

2075

2076

2077

2078

2079

2080

2081

2082

2083

2084

2085

2086

2087

2088

2089

2090

2091

2092

2093

2094

2095

2096

2097

2098

2099

2100

2101

2102

2103

2104

2105

2106

2107

2108

2109

2110

2111

2112

2113

2114

2115

2116

2117

2118

2119

2120

2121

2122

2123

2124

2125

2126

2127

2128

2129

2130

2131

2132

2133

2134

2135

2136

2137

2138

2139

2140

2141

2142

2143

2144

2145

2146

2147

2148

2149

2150

2151

2152

2153

2154

2155

2156

2157

2158

2159

2160

2161

2162

2163

2164

2165

2166

2167

2168

2169

2170

2171

2172

2173

2174

2175

2176

2177

2178

2179

2180

2181

2182

2183

2184

2185

2186

2187

2188

2189

2190

2191

2192

2193

2194

2195

2196

2197

2198

2199

2200

2201

2202

2203

2204

2205

2206

2207

2208

2209

2210

2211

2212

2213

2214

2215

2216

2217

2218

2219

2220

2221

2222

2223

2224

2225

2226

2227

2228

2229

2230

2231

2232

2233

2234

2235

2236

2237

2238

2239

2240

2241

2242

2243

2244

2245

2246

2247

2248

2249

2250

2251

2252

2253

2254

2255

2256

2257

2258

2259

2260

2261

2262

2263

2264

2265

2266

2267

2268

2269

2270

2271

2272

2273

2274

2275

2276

2277

2278

2279

2280

2281

2282

2283

2284

2285

2286

2287

2288

2289

2290

2291

2292

2293

2294

2295

2296

2297

2298

2299

2300

2301

2302

2303

2304

2305

2306

2307

2308

2309

2310

2311

2312

2313

2314

2315

2316

2317

2318

2319

2320

2321

2322

2323

2324

2325

2326

2327

2328

2329

2330

2331

2332

2333

2334

2335

2336

2337

2338

2339

2340

2341

2342

2343

2344

2345

2346

2347

2348

2349

2350

2351

2352

2353

2354

2355

2356

2357

2358

2359

2360

2361

2362

2363

2364

2365

2366

2367

2368

2369

2370

2371

2372

2373

2374

2375

2376

2377

2378

2379

2380

2381

2382

2383

2384

2385

2386

2387

2388

2389

2390

2391

2392

2393

2394

2395

2396

2397

2398

2399

2400

2401

2402

2403

2404

2405

2406

2407

2408

2409

2410

2411

2412

2413

2414

2415

2416

2417

2418

2419

2420

2421

2422

2423

2424

2425

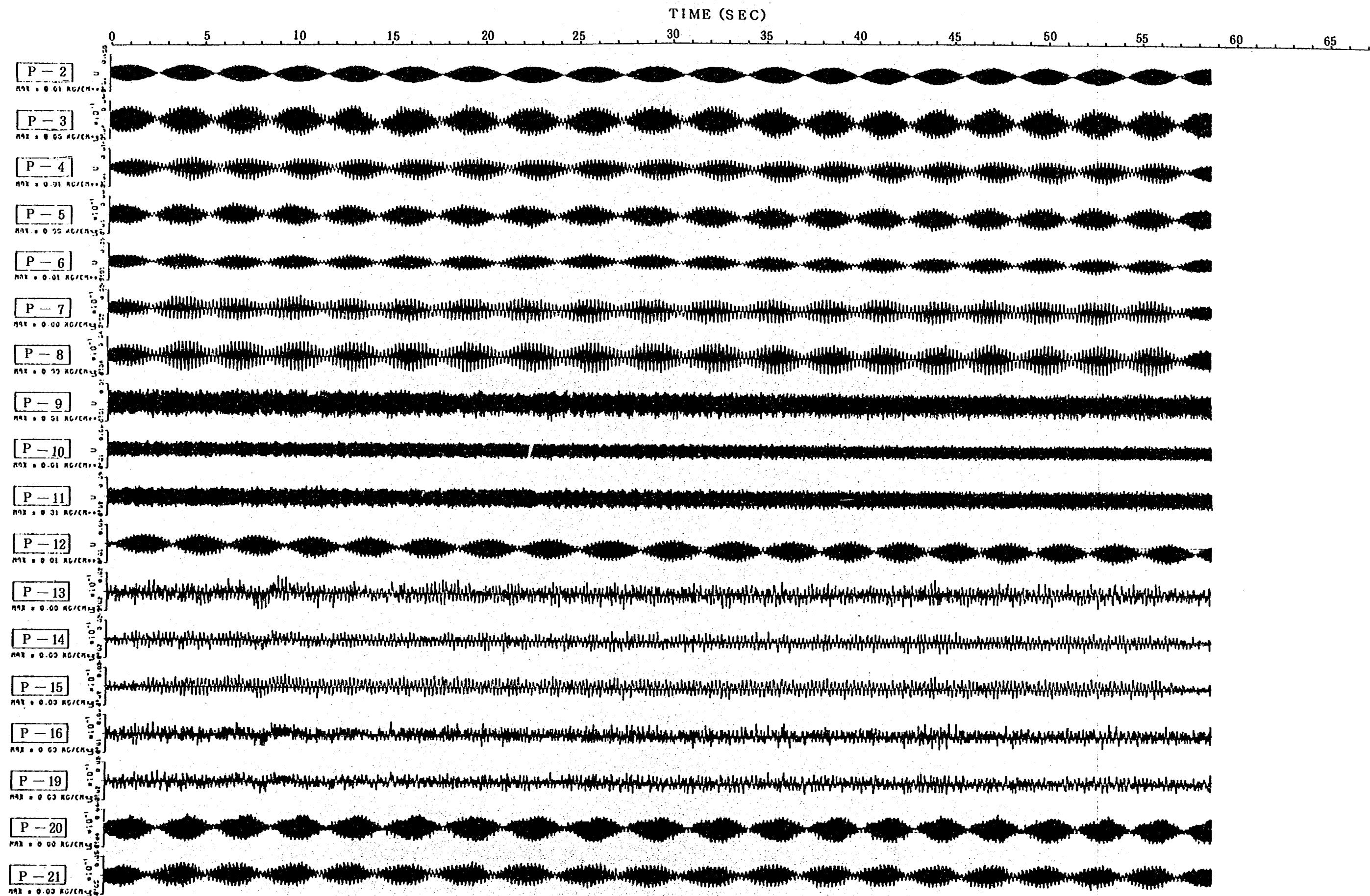


図-331 地盤の過剰間隙水圧応答 (ケース 4, 150 gal)

[1] - 9

[2] - 9

[3] - 9

[4] - 9

[5] - 9

[6] - 9

[7] - 9

[8] - 9

[9] - 9

[10] - 9

[11] - 9

[12] - 9

[13] - 9

[14] - 9

[15] - 9

[16] - 9

[17] - 9

[18] - 9

CASE - 4 300 gal

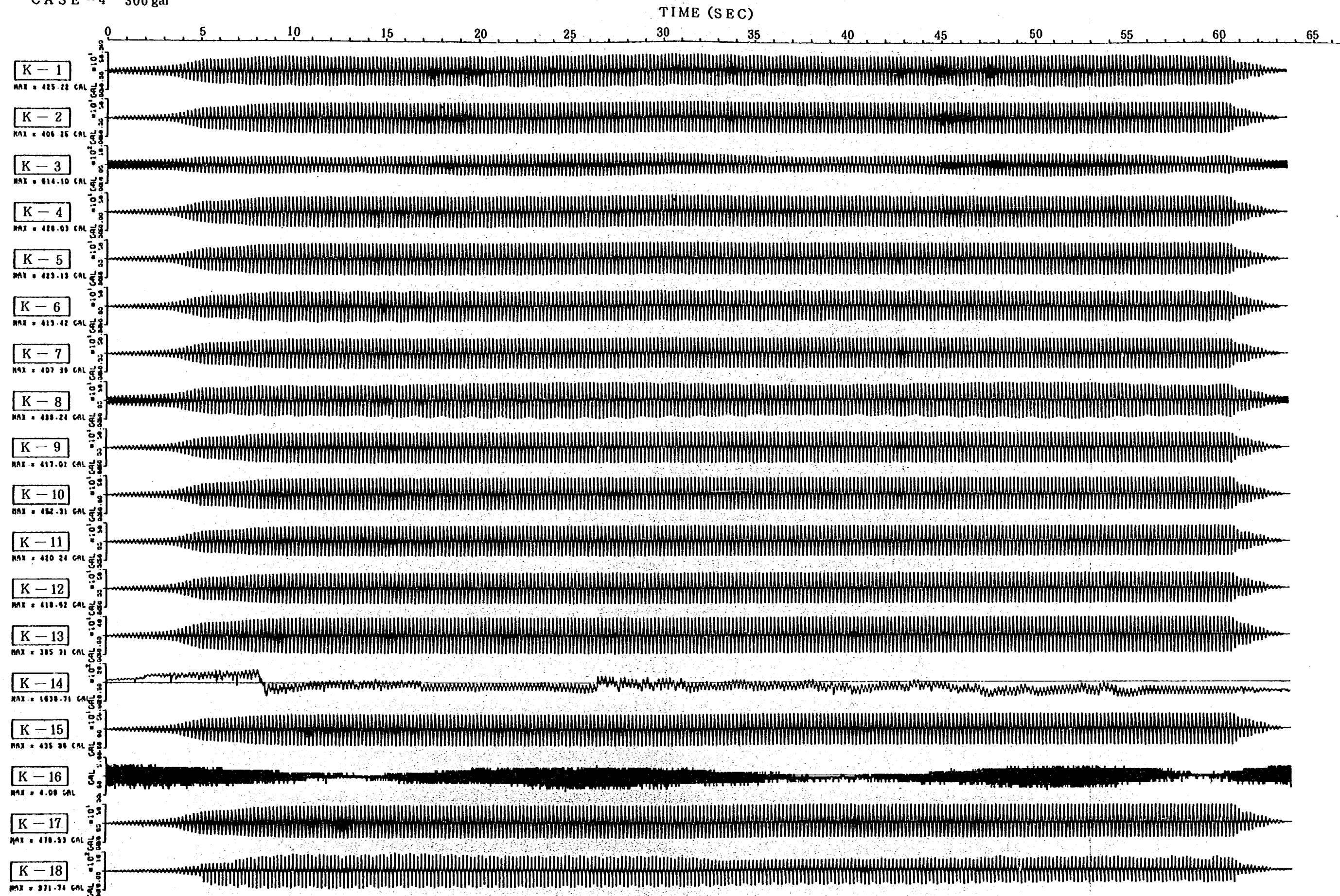


図-3.32(a) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 4, 300 gal) - その 1 -

1-1

2-1

3-1

4-1

5-1

6-1

7-1

8-1

9-1

10-1

11-1

12-1

13-1

14-1

15-1

16-1

17-1

18-1

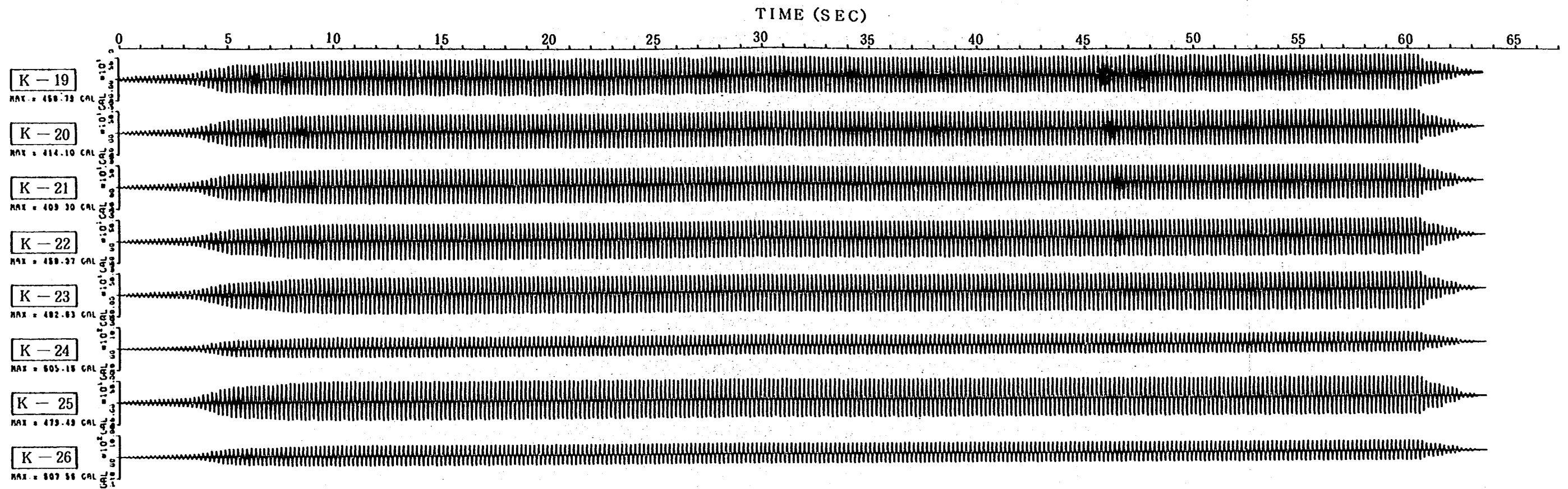


図-3.32(b) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 4,300 gal) - その2 -

01-21
02-21
03-21
04-21
05-21
06-21
07-21
08-21

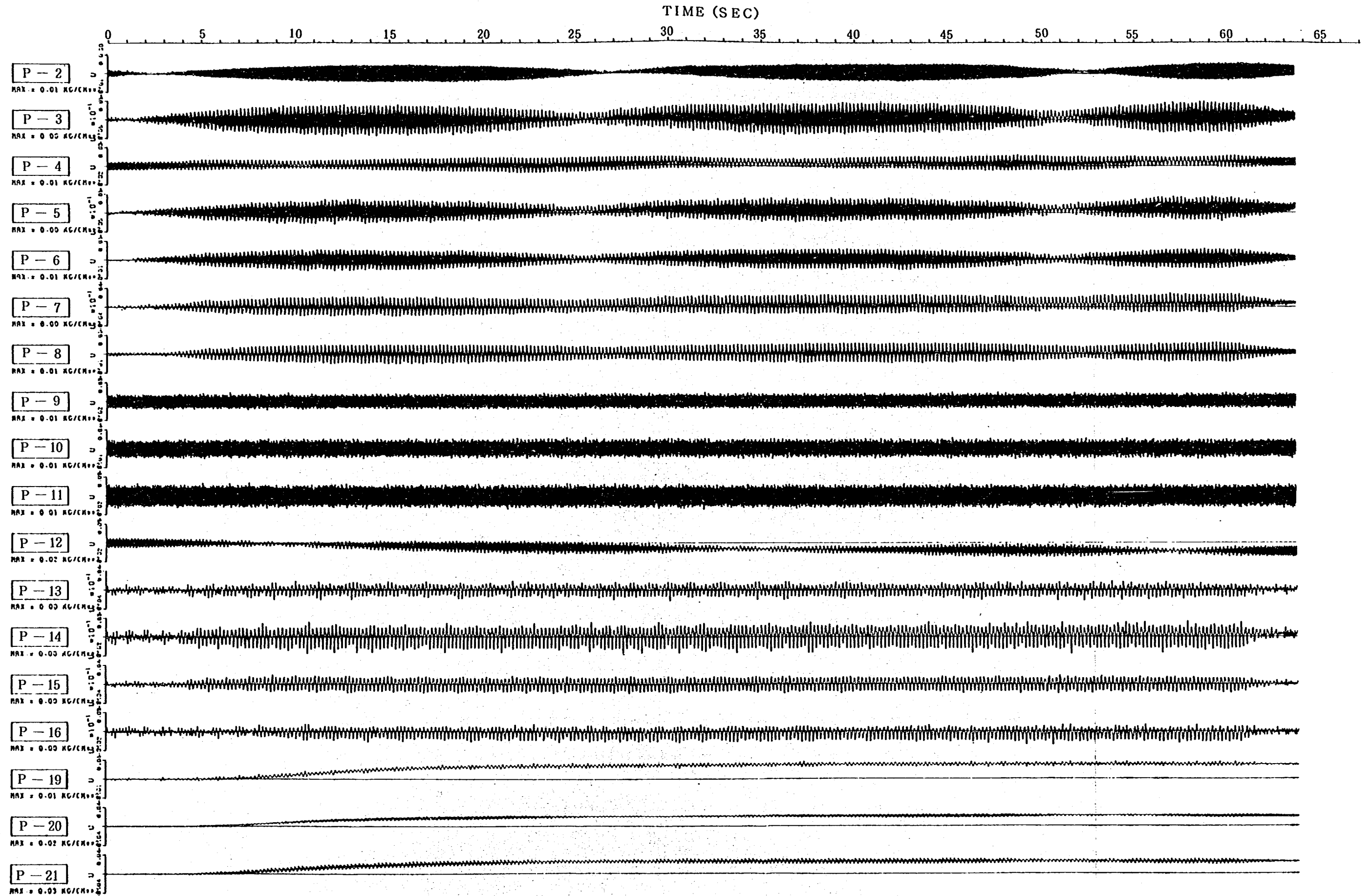


図-3.33 地盤の過剰間隙水圧応答 (ケース 4, 300 gal)

CASE - 4 450 gal

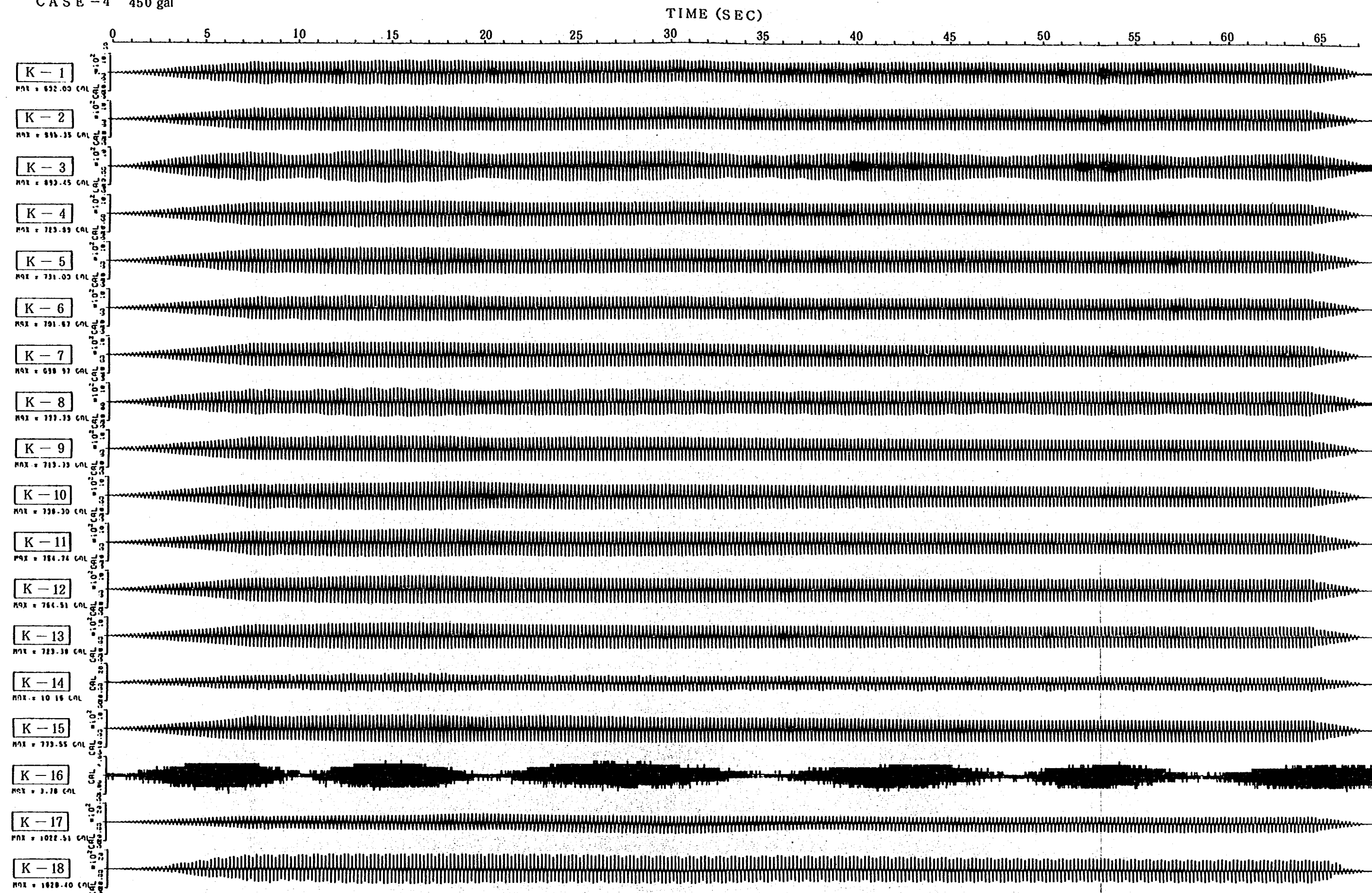


図-3.34(a) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 4, 450 gal) - その 1 -

[REDACTED]	1-K
[REDACTED]	2-K
[REDACTED]	3-K
[REDACTED]	4-K
[REDACTED]	5-K
[REDACTED]	6-K
[REDACTED]	7-K
[REDACTED]	8-K
[REDACTED]	9-K
[REDACTED]	10-K
[REDACTED]	11-K
[REDACTED]	12-K
[REDACTED]	13-K
[REDACTED]	14-K
[REDACTED]	15-K
[REDACTED]	16-K
[REDACTED]	17-K
[REDACTED]	18-K
[REDACTED]	19-K
[REDACTED]	20-K

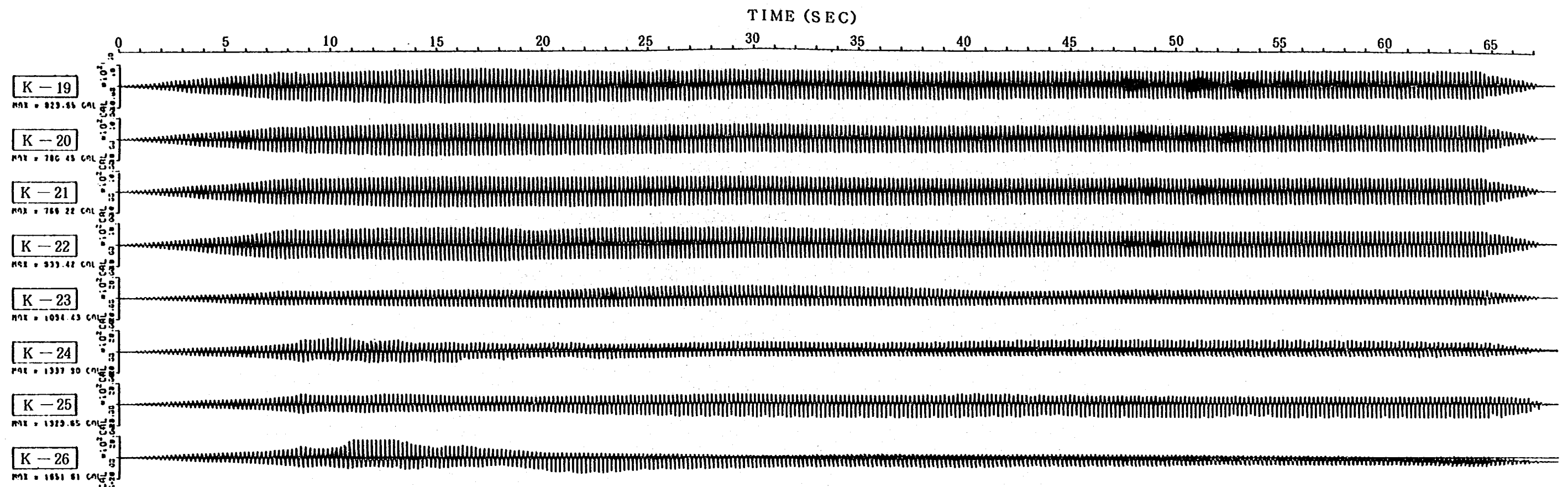


図-3.34(b) 盛土および地盤の加速度応答 (ケース 4,450 gal) - その 2 -

81-21

82-21

83-21

84-21

85-21

86-21

87-21

88-21

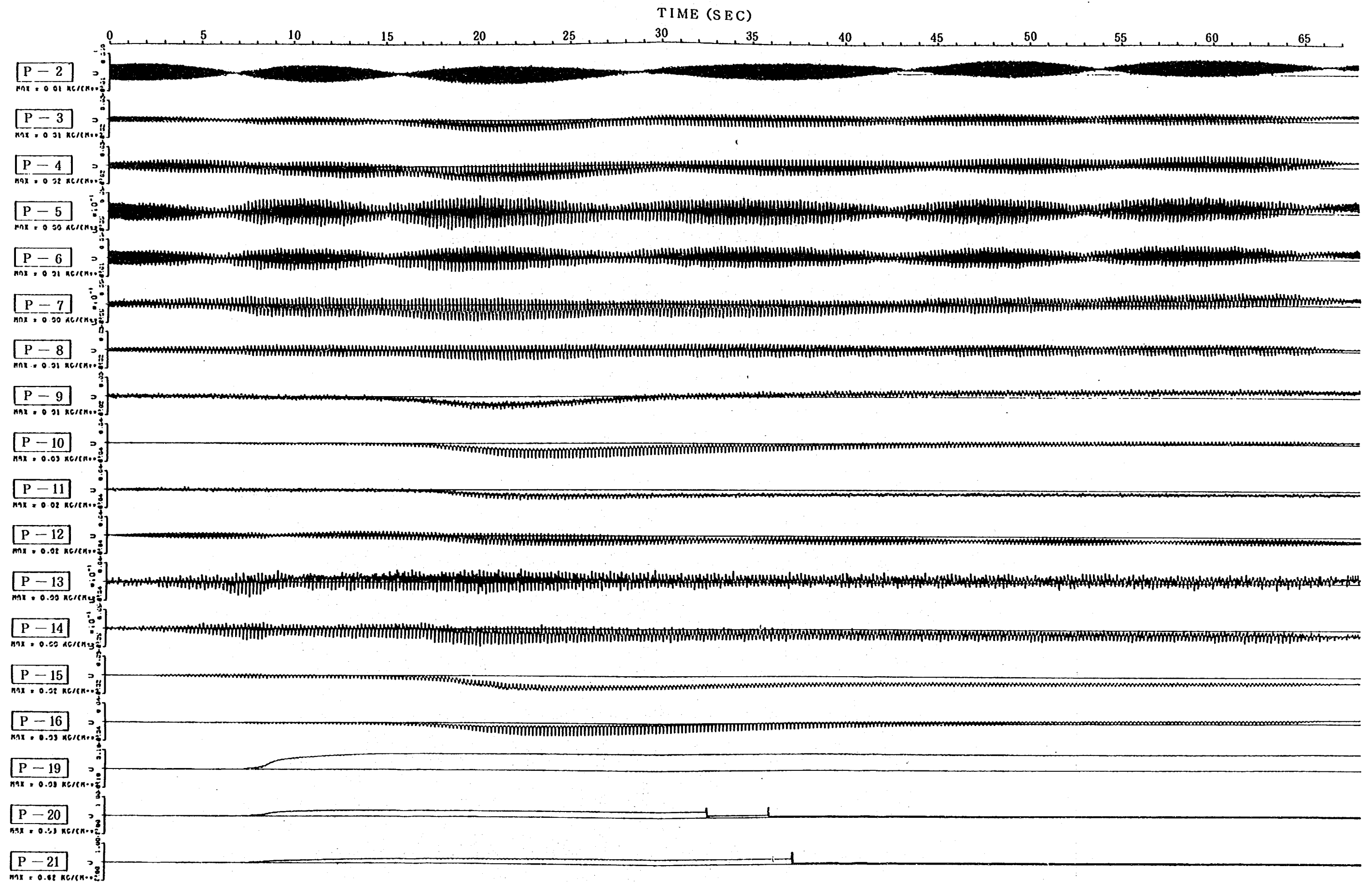


図-3.35 地盤の過剰間隙水圧応答 (ケース 4, 450 gal)

	1	1
	2	1
	3	1
	4	1
	5	1
	6	1
	7	1
	8	1
	9	1
	10	1
	11	1
	12	1
	13	1
	14	1
	15	1
	16	1
	17	1
	18	1
	19	1
	20	1
	21	1
	22	1
	23	1
	24	1
	25	1
	26	1
	27	1
	28	1
	29	1
	30	1
	31	1
	32	1
	33	1
	34	1
	35	1
	36	1
	37	1
	38	1
	39	1
	40	1
	41	1
	42	1
	43	1
	44	1
	45	1
	46	1
	47	1
	48	1
	49	1
	50	1
	51	1
	52	1
	53	1
	54	1
	55	1
	56	1
	57	1
	58	1
	59	1
	60	1
	61	1
	62	1
	63	1
	64	1
	65	1
	66	1
	67	1
	68	1
	69	1
	70	1
	71	1
	72	1
	73	1
	74	1
	75	1
	76	1
	77	1
	78	1
	79	1
	80	1
	81	1
	82	1
	83	1
	84	1
	85	1
	86	1
	87	1
	88	1
	89	1
	90	1
	91	1
	92	1
	93	1
	94	1
	95	1
	96	1
	97	1
	98	1
	99	1
	100	1

4. 考 察

前述の実験において、盛土の破壊の形態および程度は、同じ液状化する砂質地盤であっても液状化の程度により異なることが確認された。従って、ここでは地盤の液状化が生じた3ケースにおける液状化の程度と盛土の被害の関係についてさらに詳細に検討することとした。

ここでは、液状化の程度を過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ で、^{14) 15)} 盛土の被害を盛土天端の沈下量でそれぞれ表わすこととし、まずこの両者の時間変化についてそれぞれ整理を行った。

過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ は各時刻における各測点の過剰間隙水圧をその位置での有効上載圧 σ_v' で割ったものであり、この有効上載圧 σ_v' の計算は、盛土堤体荷重による地盤内応力の計算によく用いられる Osterberg の図表¹⁶⁾を用いて行った。また、盛土沈下量の時間変化については実験時に集録したビデオテープの再生により各時刻の盛土天端の平均的な沈下量を求めた。

図-4.1 は過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ 分布の時間変化の一例を示したものである。同図から、 $\Delta u/\sigma_v'$ の値が時間とともに増大していることがわかるが、その大きさおよび上昇時間が盛土直下と盛土のない地盤とはかなり異なっており、加振10秒後において盛土のない地盤では $\Delta u/\sigma_v'$ がすでに 1.0 近くになっているのに対し、盛土直下では 0.3 ~ 0.5 程度である。また、図-4.2 は各時刻において地盤内に発生した各点の $\Delta u/\sigma_v'$ とそのときの盛土天端沈下量 S_e との関係の一例を示したものである。同図からも、1つだけ飛び離れている測点No.4のデータを除けば盛土直下と盛土のない地盤の2つのグループに傾向が分かれていることがうかがえる。図-4.1 ~ 2 はいずれもケース2の場合を示したが、残りのケースについても同様な傾向を示しているのでここでは省略する。

一方、盛土天端沈下量については、表-4.1に示すように各ケースとも沈下速度、最終的な沈下量は異なっているが、それぞれ加振中の沈下速度はほぼ一定であり、ケース1では 0.5 cm/sec、ケース2では、0.7 cm/sec、ケース3では 0.2 cm/secである。沈下がほぼ等速に進んでいるのは、地盤内の位置によって過剰間隙水圧の発生、上昇時間が異なっているために、盛土が一瞬にして壊れるのではなく、弱い箇所から徐々に流動的な破壊が進行することによるものと考えられる。

次に、盛土沈下量を推定するための一つの指標としてここでは全測点の $\Delta u/\sigma_v'$ の平均値 $\overline{\Delta u/\sigma_v'}$ をとり、この $\overline{\Delta u/\sigma_v'}$ と盛土平均沈下率 S_e/H (ここで H は盛土高さ) との関係を示したものが図-4.3 である。同図をみると各ケースともほぼ同様な傾向を示しており、 $\overline{\Delta u/\sigma_v'} < 0.3$ の範囲では沈下率がわずか数パーセントであるが、 $\overline{\Delta u/\sigma_v'} > 0.8$ となると沈下率は急増して数10パーセントにもおよぶことがわかる。

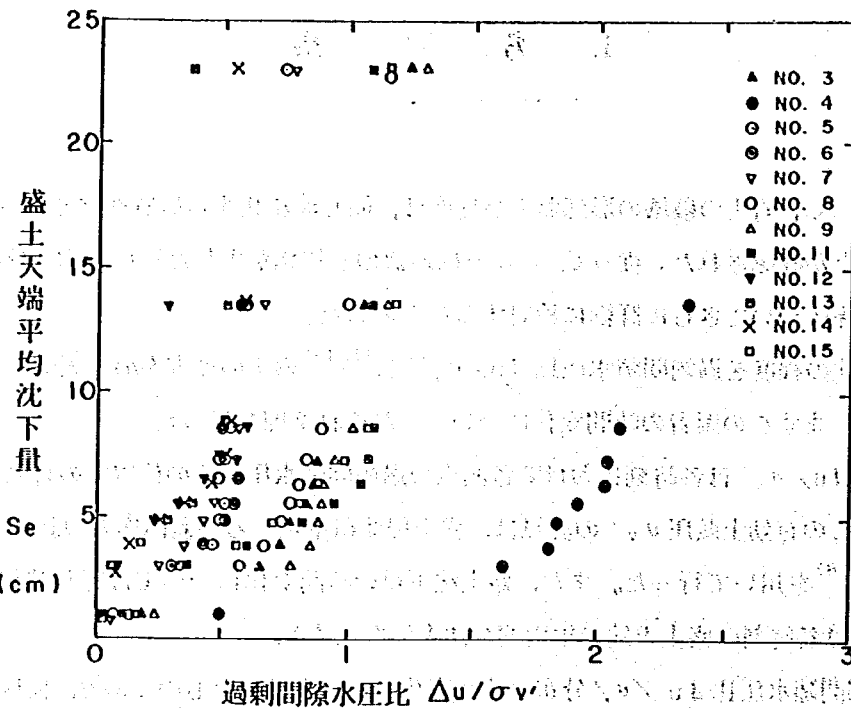


図 4.2 盛土天端沈下量と過剰間隙水圧比の関係

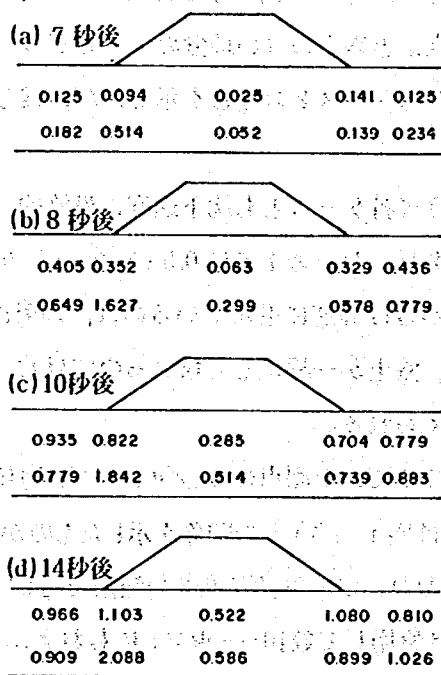


図- 4.1 $\Delta u/\sigma_v'$ 分布の時間変化の一例
(ケース 2)

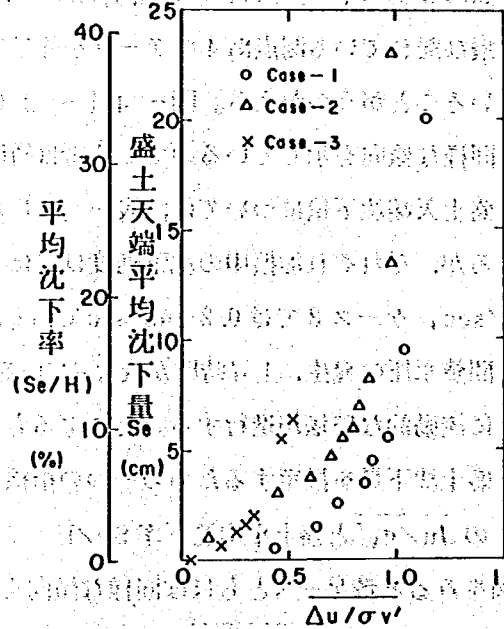


図 4.3 盛土天端沈下量と $\Delta u/\sigma_v'$ の関係

表-4.1 盛土天端の平均沈下量

	ケース1	ケース2	ケース3
$t = 3 \text{ sec}$	0.4 cm	0.3 cm	
4	0.6	0.5	
5	1.5	2.4	0.7 cm
6	1.6	3.3	
7	2.1	4.6	
8	2.6	5.9	
9	3.1	6.2	
10	3.3	7.1	1.3
11	3.8	9.1	
12	4.2	10.5	
13	4.6	11.3	
14	5.2	12.1	
15	6.5	13.9	1.8
16	6.9	14.4	
17	7.4	15.3	
18	8.1	16.0	
19	8.5	16.9	
20	9.0	17.3	2.9
21	10.2	18.3	
22	10.6	19.1	
23	11.4	19.3	
24	11.8	19.9	
25	12.3	20.4	4.2
26		21.2	
27		21.7	
28		22.3	
29		22.7	
30		22.9	5.0
35		24.4	
40		25.9	7.1
45	19.1	26.5	
50	20.9	28.2	7.2
60	21.7	28.2	7.7

5. ま と め

今回の実験では、砂地盤上の盛土の地震時破壊特性について次のような知見が得られた。

- ① 新潟地震の際に道路盛土、河川堤防に数多くみられた、盛土の縦割れ崩壊がゆるづめ砂地盤の場合に再現された。従って、このような破壊形態は、液状化する砂質地盤上に盛土がある場合の一つの典型であると言える。
- ② 同じ材料の砂質地盤でも相対密度の違いにより、破壊形態および破壊の程度が異なることが確認された。地盤の相対密度が40%以下の場合には、150gal 以下の振動により容易に縦割れ沈下を伴う大破壊を生じるが、相対密度が60%以上になると、150gal 程度の振動を繰り返し受けても（加振は5 Hz で50秒間）破壊は全く生じなかった。さらに300gal 程度の振動を受けた場合でも、破壊の程度は小さく、縦割れによる大沈下は生じなかった。
- ③ 地盤条件がよい場合に考えられる盛土のみの崩壊現象は、地盤の相対密度が88%のケース4で682gal 加振時（台加速度）に確認された。この時の盛土の相対密度は63%、締固め度は93%であることから、この程度の盛土では、地盤条件がよければ500gal 程度の振動を受けても破壊は生じないであろうと考えられる。
- ④ 上述の②、③の加速度値は、正弦波5 Hz の50秒間加振によるものであり、実地震波の最大加速度で考える場合には、さらに大きな加速度に対しても盛土および地盤は安全を保ちうることが考えられる。
- ⑤ 地震時の盛土沈下量と地盤内の過剰間隙水圧比 ju/σ_v' には一定の相関がみられる。今回の実験では全測点の ju/σ_v' の平均値と盛土の沈下量との関係に一定の傾向がみられ、 $ju/\sigma_v' < 0.3$ であれば盛土の沈下率はわずかに数パーセントであるが ju/σ_v' が0.8以上になると沈下率は数10パーセントにも達するものもある。これらの事は ju/σ_v' が地盤条件と地震力を与えることにより推定できれば、地震時における盛土の沈下量を推定するための1つの指標となることを示唆するものである。

0.1	0.11	0.1
0.2	0.21	0.2
0.3	0.31	0.3
0.4	0.41	0.4
0.5	0.51	0.5
0.6	0.61	0.6
0.7	0.71	0.7
0.8	0.81	0.8
0.9	0.91	0.9
1.0	1.01	1.0
1.1	1.11	1.1
1.2	1.21	1.2
1.3	1.31	1.3
1.4	1.41	1.4
1.5	1.51	1.5
1.6	1.61	1.6
1.7	1.71	1.7
1.8	1.81	1.8
1.9	1.91	1.9
2.0	2.01	2.0
2.1	2.11	2.1
2.2	2.21	2.2
2.3	2.31	2.3
2.4	2.41	2.4
2.5	2.51	2.5
2.6	2.61	2.6
2.7	2.71	2.7
2.8	2.81	2.8
2.9	2.91	2.9
3.0	3.01	3.0
3.1	3.11	3.1
3.2	3.21	3.2
3.3	3.31	3.3
3.4	3.41	3.4
3.5	3.51	3.5
3.6	3.61	3.6
3.7	3.71	3.7
3.8	3.81	3.8
3.9	3.91	3.9
4.0	4.01	4.0
4.1	4.11	4.1
4.2	4.21	4.2
4.3	4.31	4.3
4.4	4.41	4.4
4.5	4.51	4.5
4.6	4.61	4.6
4.7	4.71	4.7
4.8	4.81	4.8
4.9	4.91	4.9
5.0	5.01	5.0
5.1	5.11	5.1
5.2	5.21	5.2
5.3	5.31	5.3
5.4	5.41	5.4
5.5	5.51	5.5
5.6	5.61	5.6
5.7	5.71	5.7
5.8	5.81	5.8
5.9	5.91	5.9
6.0	6.01	6.0
6.1	6.11	6.1
6.2	6.21	6.2
6.3	6.31	6.3
6.4	6.41	6.4
6.5	6.51	6.5
6.6	6.61	6.6
6.7	6.71	6.7
6.8	6.81	6.8
6.9	6.91	6.9
7.0	7.01	7.0
7.1	7.11	7.1
7.2	7.21	7.2
7.3	7.31	7.3
7.4	7.41	7.4
7.5	7.51	7.5
7.6	7.61	7.6
7.7	7.71	7.7
7.8	7.81	7.8
7.9	7.91	7.9
8.0	8.01	8.0
8.1	8.11	8.1
8.2	8.21	8.2
8.3	8.31	8.3
8.4	8.41	8.4
8.5	8.51	8.5
8.6	8.61	8.6
8.7	8.71	8.7
8.8	8.81	8.8
8.9	8.91	8.9
9.0	9.01	9.0
9.1	9.11	9.1
9.2	9.21	9.2
9.3	9.31	9.3
9.4	9.41	9.4
9.5	9.51	9.5
9.6	9.61	9.6
9.7	9.71	9.7
9.8	9.81	9.8
9.9	9.91	9.9
10.0	10.01	10.0

あ と が き

今回実施した砂地盤上の盛土の模型振動実験により、砂地盤の密度の違いによる地震時の破壊形態の相異および破壊の程度などを概ね知ることができた。しかしながら、盛土がある場合の地盤の液状化特性に関してはまだ不明な点も数多く残されており、今後さらに地形条件、盛土の構造条件等も考慮しながら、引き続き砂地盤上の盛土の振動実験を実施する必要性がある。

今後、この種の実験を継続していく上で必要と思われる点は以下のとおりである。

- ① 今回の実験では確認することができなかったN値が10前後の砂地盤上の盛土の破壊特性について検討を行う必要がある。
- ② 過剰間隙水圧比 u/σ_v' と盛土沈下量との関係について地盤条件、地形条件、盛土条件など種々の条件を変えた場合のデータを蓄積する必要がある。
- ③ 相対密度が大きい範囲では、強度特性が急増するため、この範囲においては、さらに強度特性の違いに応じた盛土の破壊特性について明らかにする必要がある。
- ④ 本文では検討していないが、盛土地盤における液状化抵抗率 $F_L^{(9)}$ あるいは液状化抵抗指数 $P_L^{(9)}$ と盛土沈下量との関係について整理、検討する必要がある。これにより、 F_L 、 P_L など比較的現場で容易に求められる指標を用いて、盛土の被害の推定がある程度可能となる。
- ⑤ 過剰間隙水圧を考慮した静的なすべり安定計算を本実験模型に適用し、実験時のすべりと比較を行うとともに、計算に考えるべき適切な地震荷重の大きさについての検討が望まれる。

参 考 文 献

- 1) 新潟地震調査報告，土木研究所報告第125号
- 2) 新潟地震による国道の被災について，建設省北陸地方建設局新潟国道工事事務所，昭和39年11月
- 3) 十勝沖地震災害調査報告，土木研究所報告第141号
- 4) "マグネチュード (M) 7.9. の教訓 (道路編)，青森県土木部道路課
- 5) 大橋，那須：鉄道盛土の耐震補強対策，土と基礎，28-8 (271)
- 6) 道路の震災対策に関する調査報告 (I) — 1978 年伊豆大島近海地震災害 — 昭和54年3月，社団法人 日本道路協会 道路震災対策委員会
- 7) 東伊豆道路震災対策検討委員会報告書，昭和54年3月，東伊豆道路震災対策検討委員会
- 8) 1978 年宮城県沖地震災害報告書，昭和54年11月，東北地方建設局
- 9) 佐々木，谷口，松尾，館山：土構造物の地震被害事例，土木研究所資料第1576号
- 10) 新潟地震公共土木施設被災写真集，新潟県土木部
- 11) 道路土工 — 施工指針，日本道路協会，昭和52年1月
- 12) 土質調査試験結果の解釈と適用例，土質基礎工学ライブラリー4，土質工学会
- 13) 石原研而，木村 孟：土の力学的挙動と地盤の地震応答解析，土木工学大系8土質力学，P24，彰国社出版
- 14) 岩崎，常田，木全：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究，土木研究所資料第1729号
- 15) 岩崎，常田，木全：地盤の地震時液状化の評価手法，土木技術資料 vol. 24, No 1
- 16) Osterberg, J. O. : "Influence Values for Vertical Stresses in a Semi-infinite Mass due to an Embankment Loading," Proc. 4th I. C. S. M. F. E., 1, (1957).

地震時における道路盛土の振動
特性に関する研究

ISSN 0386-5878
土研資料 第1999号
昭和58年5月(1983)

振動研究室 荒川直士，木全俊雄，近藤益央，
林 博明（部外研究員：S57.4～9）

キーワード 道路盛土，模型実験，液状化

要 旨

本報告は相対密度の異なる地盤上に作成した道路盛土模型の加振
実験結果を紹介するものである。

郵便はがき

下を40
さは円
いっ切
て手

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
振動研究室 行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 171

No. 171

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 1999 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

土木研究所資料 1999号



地震時における道路盛土の振動特性に
関する研究