

土木研究所資料

液状化による水平地盤反力の 低減に関する実験的研究

平成12年2月

建設省土木研究所
耐震技術研究センター振動研究室

Copyright © (2000) 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。

液状化による水平地盤反力の 低減に関する実験的研究

振動研究室 室 長 田村 敬一
研 究 員 東 拓生
〃 小林 寛
交流研究員 森光 太郎*
〃 佐藤 直毅**

要旨

液状化を考慮した基礎構造物の耐震設計では、液状化による地盤反力の低減を適切に評価することが重要である。本資料は、液状化による水平地盤反力の低減を評価することを目的に行った模型振動台実験の結果をまとめたものである。実験結果より、液状化に対する抵抗率 F_L 、地盤に生じたせん断ひずみ振幅、地盤反力の速度依存性等の諸因子が液状化による水平地盤反力の低減に与える影響について検討した。

キーワード：液状化、水平地盤反力、基礎構造物、 F_L 、せん断ひずみ、速度依存性、振動台実験

*交流研究員在職期間（平成9年4月から平成11年3月まで）

**交流研究員在職期間（平成11年4月から平成12年3月まで）

ま え が き

過去に経験した多くの液状化事例から、地盤反力の低下による基礎の損傷や杭の破壊等が報告されている。これらの震災経験をもとに、道路橋示方書等の設計基準では、液状化に対する抵抗率 F_L と深度に応じて、地盤反力係数等の土質定数に乗じる低減係数を定めているが、液状化による地盤反力の低減については未解明な点も多い。液状化を考慮した基礎構造物の合理的な耐震設計を確立するためには、液状化による地盤反力の低減を適切に評価することが重要である。

本資料は、液状化による水平地盤反力の低減を評価することを目的に行った模型振動台実験の結果をまとめたものである。これまでに行われた実験的研究で未解明な点に着目し、2 種類の実験を行った。実験結果より、液状化に対する抵抗率 F_L 、地盤のせん断ひずみ振幅、地盤反力の速度依存性等の諸因子が液状化による水平地盤反力の低減に与える影響について検討した。

平成 12 年 2 月

振動研究室	室 長	田村 敬一
	研 究 員	東 拓生
	〃	小林 寛
	交流研究員	森光 太郎*
	〃	佐藤 直毅**

*交流研究員在職期間（平成 9 年 4 月から平成 11 年 3 月まで）

**交流研究員在職期間（平成 11 年 4 月から平成 12 年 3 月まで）

目 次

まえがき

1. 既往の研究	1
2. 研究の目的	4
3. 実験方法	5
3.1 実験概要	5
3.2 実験装置	7
3.3 計測データ	15
3.4 地盤材料	16
3.5 加振加速度波形	16
3.6 実験ケース	18
4. 計測データの整理方法	20
4.1 振動台加振時の計測データ	20
4.1.1 せん断応力比 τ/σ_v の時刻歴	20
4.1.2 せん断ひずみ γ の時刻歴	20
4.1.3 過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v$ の時刻歴	20
4.1.4 せん断応力比とせん断ひずみの関係	21
4.2 载荷ピストン貫入時の計測データ	27
4.2.1 貫入量と水平地盤反力度の関係	27
4.2.2 過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v$ の変化	27
4.2.3 土槽側壁の土圧変化	27
5. 液状化程度の評価とその検証	29
5.1 液状化に対する抵抗率 F_L	29
5.1.1 せん断応力比 L	29
5.1.2 動的せん断強度比 R_{L20} (液状化強度曲線)	34
5.1.3 液状化に対する抵抗率 F_L の評価方法	37
5.2 最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA}	38
5.2.1 最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} の評価方法	38
5.2.2 液状化に対する抵抗率 F_L と最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} の関係	38

5.2.3 限界せん断ひずみ γ_L	38
5.3 過剰間隙水圧比 Lu	40
5.3.1 過剰間隙水圧比 Lu の評価方法	40
5.3.2 液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 Lu の関係	40
6. 液状化程度と水平地盤反力の関係 (実験 I)	42
6.1 貫入量と水平地盤反力度の関係	42
6.2 水平地盤反力係数 k_H と低減係数 D_E の評価方法	42
6.3 液状化に対する抵抗率 F_L と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係	45
6.4 最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係	45
6.5 過剰間隙水圧比 Lu と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係	45
7. 貫入速度と水平地盤反力の関係 (実験 II)	49
7.1 貫入速度と水平地盤反力の関係	49
7.2 载荷ピストンの貫入に伴う間隙水圧の変化	51
7.3 水平地盤反力に及ぼす土槽拘束の影響	58
7.4 液状化程度と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係	58
8. まとめと今後の課題	61
参考文献	62
付属資料 1 実験ケース I (相対密度 50%)	65
付属資料 2 実験ケース I (相対密度 70%)	85
付属資料 3 実験ケース I (相対密度 80%)	105
付属資料 4 実験ケース II (相対密度 50%)	123
付属資料 5 実験ケース II (相対密度 70%)	149

1. 既往の研究

液状化による地盤反力の低減に関する研究は、これまでも多くの研究者によって取り組まれてきた。ここでは、地盤反力の低減を実験によって解明しようとした研究のなかでも、地盤反力係数の低減率 D_E を液状化の程度によって系統的に評価した研究を取り上げた。表 1.1 に既往の実験報告の一覧を、図 1.1 に実験方法の分類を示す。

これまでの実験的研究では、主として地盤反力係数の低減率 D_E を評価するための液状化程度を表わす指標として、過剰間隙水圧比 Lu が用いられてきた。これらの実験では、模型地盤の過剰間隙水圧比を加振または水圧注入により上昇させた後、地盤内に設置した物体（杭模型など）に強制的に変位を与え、物体に作用する反力を計測する方法が一般的である。実験方法は、次の 5 種類に分類することができる。

- a) 模型地盤に拘束圧を加えて垂直方向に载荷を行う方法（表 1.1①②，図 1.1(a)）
- b) 模型地盤に拘束圧を加えずに水平方向に载荷を行う方法（表 1.1③④，図 1.1(b)）
- c) 模型地盤に拘束圧を加えて水平方向に载荷を行う方法（表 1.1⑤，図 1.1(c)）
- d) 模型地盤に杭模型を設置して杭頭に水平力を与える方法（表 1.1⑥⑦⑧，図 1.1(d)）
- e) 実地盤内に杭を設置して杭頭に水平力を与える方法（表 1.1⑨，図 1.1(e)）

a)の方法が最も初期に行われた実験であるが、模型地盤に対してゴム膜を介して载荷を行うため、過剰間隙水圧比が高くなるとゴム膜の剛性の影響が無視できなくなる。このため、b)および c)の実験では地盤を直接水平方向に载荷できるよう実験装置に工夫がなされている。b)と c)の実験方法は類似しているが、c)の方法は地盤模型に拘束圧が加えられる構造になっている。d)の方法は地盤模型内に杭模型を設置し、振動台の加振により液状化を発生させた後、杭頭に水平力を作用させる。杭模型に貼付したひずみゲージより曲げモーメントを計測し、得られた曲げモーメントの深度分布から杭模型に作用する地盤反力分布と変位分布を計算している。また、e)の方法は d)と同様の方法であるが、実地盤内に実大の杭を設置し、バイブロハンマーを用いて液状化を発生させている。

これらの実験から得られた過剰間隙水圧比 Lu と地盤反力係数の低減率 D_E の関係は、図 1.2 に示す 2 種類の傾向（傾向 A, B）に大別できる。傾向 A は、 Lu に比例して D_E が直線的に低下する傾向である。一方、傾向 B は、 Lu が大きくなるほど Lu の増加に伴う D_E の低下割合が大きくなるもので、傾向 A に比べ上に凸の曲線で示される。両者の相違は、液状化の発生方式、载荷条件、有効拘束圧、相対密度等の実験方法や実験条件が複雑に影響した結果と考えられるが、大略の傾向として次のようなことが指摘できる。

- ① 過剰間隙水圧の上昇を水圧注入で行った実験は傾向 B を示し、加振により過剰間隙水圧の上昇を行った実験は傾向 A を示す。
- ② 有効拘束圧、相対密度が高いと傾向 B を示し、反対に有効拘束圧、相対密度が低いと傾向 A を示す。

- ③ 地盤反力係数を評価した変位量が 1mm 程度と小さいものは傾向 B を示し、変位量が 10mm 程度のものは傾向 A を示す。

液状化による地盤反力係数の低減率 D_E の評価に、過剰間隙水圧比 L_u 以外の指標を用いた研究に岩崎らの研究²⁾がある。この研究では、表 1.1 の実験①で得られた過剰間隙水圧比 L_u と地盤反力係数の低減率 D_E の関係と、大型土槽の振動台実験より得られた液状化に対する抵抗率 F_L と L_u の関係を整理して、 F_L と D_E の関係が評価されている。

液状化に伴う流動現象を対象とした研究には、流動地盤における地盤反力は地盤と構造物の相対速度に依存するとした研究報告³⁾がある。表 1.1 の実験④では、流動地盤における地盤反力の速度依存性が検討されており、過剰間隙水圧比が 1.0 の液状化状態では、載荷速度が速いほど大きな地盤反力が得られることが報告されている。

表 1.1 既往の実験報告一覧

実験 No	著者名	報告年	着目項目	過剰間隙 水圧上昇 方法	地盤反力係数 推定変位 (mm)	載荷速度	実験 分類	参考 文献
①	常田, 木全, 吉田ら (土木研究所)	1981	拘束圧, 相対密度	水圧注入	1	静的載荷	a)	4)
②	野田, 喜田, 飯田ら (港湾技術研究所, 住友金属工業)	1990	砂質土の種類, 土槽寸法	水圧注入	1	静的載荷		5)
③	規矩, 安田, 吉田ら (九州工業大学)	1990	相対密度	加振	10	2mm/sec	b)	6)
④	Orense, Towhata, Yamashita (基礎地盤コンサル タンツ, 東京大学他)	1993		加振	10	4~16 mm/sec		7)
⑤	Hagiwara, Ninomiya Sento, Iimada (土木研究所)	1994	拘束圧, 変位, 相対密度, 細粒分含有率	水圧注入 加振	1, 5, 10, 50	50mm/min	c)	8)
⑥	箕輪, 水野, 阿部ら (防災科学技術研究 所, 建築研究所他)	1993		加振	不明	荷重制御	d)	9)
⑦	野田, 喜田, 飯田ら (港湾技術研究所, 住友金属工業)	1990	杭種 (孔あき, 孔なし)	加振	杭頭で 約 5~10 程度	荷重制御		5)
⑧	松本, 佐々木, 近藤 ら (土木研究所)	1987	杭径, 深度	加振	杭頭で 約 2~5 程度	急速載荷		10)
⑨	西谷, 才村, 喜田, 水田, 飯田, 石原 (住友金属工業, 東京大学)	1992	杭種 (孔あき, 孔なし)	加振	杭頭で 約 10 程度	荷重制御	e)	11)

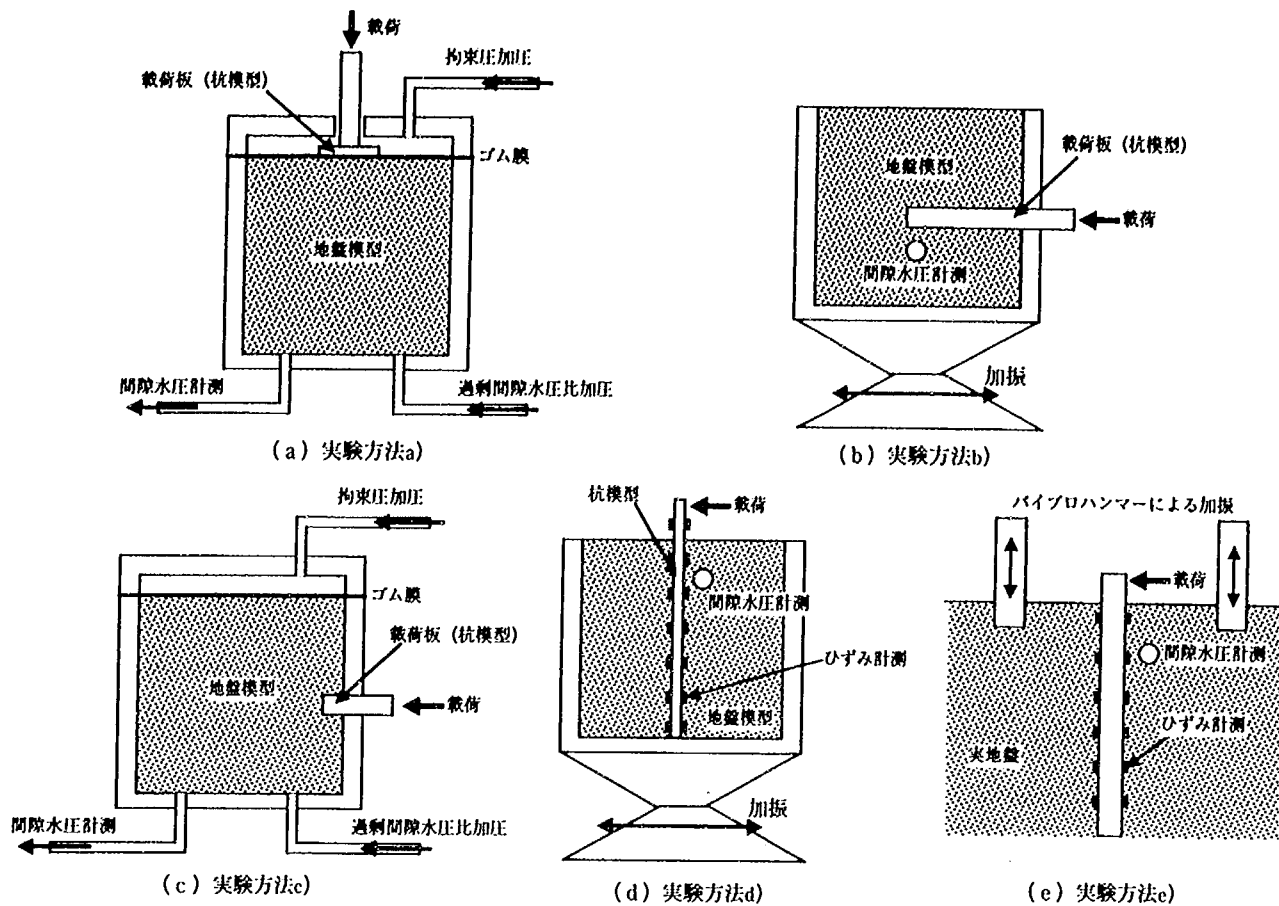


図 1.1 実験方法の分類

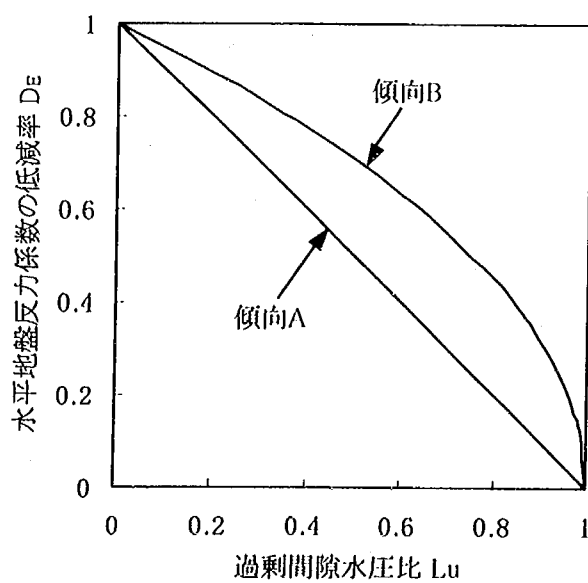


図1.2 既往の研究における代表的 L_u - D_E の関係

2. 研究の目的

液状化による地盤反力の低減に関する研究は、これまでも多くの研究者によって取り組まれてきたものの、地盤反力の低減特性について十分な見識が得られているとは言い難い。本研究では模型振動台実験により、過去の研究で未解明な点に着目しながら、液状化による水平地盤反力の低減を評価することを目的とした。実験結果から、液状化に対する抵抗率 F_L 、地盤のせん断ひずみ振幅、地盤反力の速度依存性等の諸因子が水平地盤反力の低減に与える影響を検討した。本研究では、着目点の異なる次に示す2種類の実験を行った。

(実験Ⅰ F_L と地盤のせん断ひずみに着目した実験)

1. 既往の研究に示したように、液状化による地盤反力の低減に関する実験的研究では、地盤反力の低減を過剰間隙水圧比 Lu で評価した研究がほとんどである。これらの実験結果では、 $Lu=1.0$ のとき地盤反力は最も低い値を示す。しかし、液状化による地盤反力の低減を設計基準に反映させるためには、液状化に対する抵抗率 F_L と地盤反力の低減を関連づけることも重要である。また、過剰間隙水圧比以外の液状化程度の指標として、地震中に液状化した地盤内に生じるせん断ひずみが挙げられる。 $Lu=1.0$ でも、地盤が経験したせん断ひずみが異なれば、地盤反力も異なる値を示す可能性がある。そこで実験Ⅰでは、液状化による水平地盤反力の低減と液状化に対する抵抗率 F_L および液状化地盤のせん断ひずみとの関係を明らかにすることを目的とした。

(実験Ⅱ 地盤反力の速度依存性に着目した実験)

液状化地盤における地盤反力の速度依存性に関しては、主に液状化に伴う流動現象を対象として研究されてきた。流動地盤における地盤反力は、地盤と構造物の相対速度に依存することが報告されている。これまでの研究で扱われた液状化（流動）地盤と構造物の間に生じる相対速度は、研究対象が流動現象であることから、数 mm/sec～数十 mm/sec の比較的遅い範囲であった。本研究で考慮する速度は、地震中に液状化地盤と構造物の間に生じる相対速度である。過去の強震記録から得られた地表面付近における地盤の応答速度は数百 mm/sec に達しているものも多く、液状化地盤と構造物の間に生じる相対速度を考慮した場合、100mm/sec レベルの相対速度について検討する必要があると考えられる。そこで実験Ⅱでは、100mm/sec レベルまでの速度範囲で、液状化地盤における水平地盤反力の速度依存性を明らかにすることを目的とした。

3. 実験方法

3.1 実験概要

図 3.1 に本実験に用いた装置の概要を示す。土槽内の地盤材料を振動台加振により液状化させ、土槽側面から載荷ピストンを水平方向に貫入して地盤反力を計測するものである。使用した鋼製の加圧式土槽（内寸 $100 \times 48 \times 50 \text{cm}$ ）は、土槽と土蓋の間にゴム膜を挟み、空気圧をゴム膜上方に加えることにより地盤材料に所定の上載圧がかけられる構造になっている。地盤反力については、ピストン先端に取り付けた載荷板に作用する反力をロードセルで計測する。この加圧式土槽は、土木研究所で過去に行われた、水平地盤反力係数の低減係数を過剰間隙水圧比 Lu で評価した実験⁸⁾¹²⁾¹³⁾に用いられたものである。

実験Ⅰ，実験Ⅱとも同じ加圧式土槽を用いたが、載荷ピストンの駆動方式を変えた。実験Ⅰは駆動装置にモーターを用い、貫入速度を 0.83mm/sec (50mm/min) で統一した。一方、実験Ⅱでは駆動装置に油圧式アクチュエータを用い、貫入速度を $1 \sim 400 \text{mm/sec}$ の範囲で変化させた。載荷ピストンの貫入量は、実験Ⅰでは 55mm 、実験Ⅱでは 95mm とした。

貫入速度以外については、実験Ⅰと実験Ⅱの実験方法は同一である。図 3.2 に実験方法および実験のフローを示す。地盤材料には豊浦砂を用い、ボーリングと予備加振によって所定の相対密度に地盤を作成し、上載圧を加えた後、静水圧状態まで排水した。地盤材料に加える上載圧は 9.8kPa (0.1kgf/cm^2) に統一した。地盤作成後、所定の加振加速度で繰返し 20 回の正弦波加振を行い、加振完了後ただちに載荷ピストンを地盤内に貫入して地盤反力を計測した。このとき土槽内は、振動台加振開始から載荷ピストン貫入終了まで、一定の上載圧を保つようにした。振動台の加振周波数は、予備実験結果から、液状化後の地盤のせん断ひずみを大きく増幅させる周波数を求め、相対密度 $Dr=50\%$ で 2.0Hz 、 $Dr=70, 80\%$ で 3.0Hz とした。

実験Ⅰでは、振動台の加振加速度を変化させて実験を繰返し、液状化に対する抵抗率 F_L や地盤のせん断ひずみの違いが水平地盤反力の低減に及ぼす影響を検討した。一方、実験Ⅱでは、載荷ピストンの貫入速度と振動台の加振加速度を変化させて実験を繰返し、液状化地盤における水平地盤反力の速度依存性を検討した。

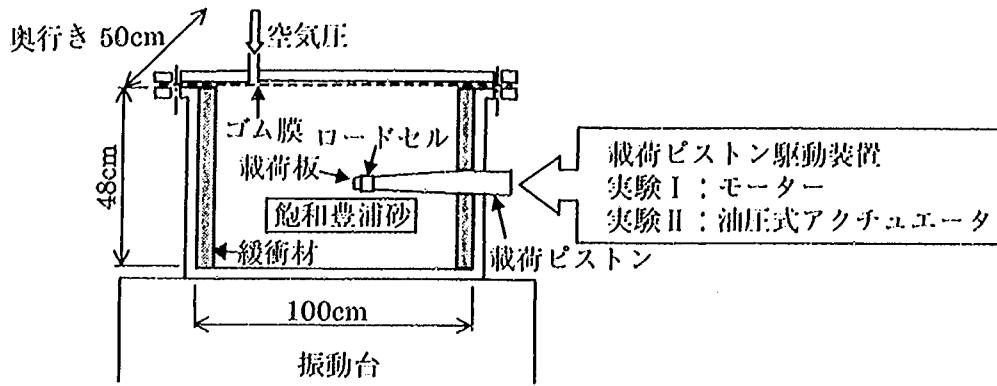


図3.1 実験装置の概要

実験Ⅰ (F_L と地盤のせん断ひずみに
着目した実験)

実験Ⅱ (地盤の速度依存性に
着目した実験)

①地盤作成

地盤材料 飽和豊浦砂
相対密度 $Dr=50, 70, 80\%$
上 載 圧 $9.8\text{kPa}(0.1\text{kgf/cm}^2)$
作成方法 ボイリング
→予備加振
→圧密排水

①地盤作成

地盤材料 飽和豊浦砂
相対密度 $Dr=50, 70\%$
上 載 圧 $9.8\text{kPa}(0.1\text{kgf/cm}^2)$
作成方法 ボイリング
→予備加振
→圧密排水

②振動台加振

所定の加振加速度で繰り返し20回の
正弦波加振を行う。
加振周波数 $Dr=50\% \rightarrow 2\text{Hz}$
 $Dr=70, 80\% \rightarrow 3\text{Hz}$

②振動台加振

所定の加振加速度で繰り返し20回の
正弦波加振を行う。
加振周波数 $Dr=50\% \rightarrow 2\text{Hz}$
 $Dr=70\% \rightarrow 3\text{Hz}$

③载荷ピストン貫入

加振完了後ただちにピストンを地盤内に
貫入し、地盤反力を計測する。
载荷方法 変位制御
貫入速度 $0.83\text{mm/sec}(50\text{mm/min})$
貫入量 55mm

③载荷ピストン貫入

加振完了後ただちにピストンを地盤内に
貫入し、地盤反力を計測する。
载荷方法 変位制御
貫入速度 $1, 10, 50, 100, 200, 400\text{mm/sec}$
貫入量 95mm

④繰り返し実験

加振加速度を変化させ①～③を繰り返し、
液状化程度の違いが水平地盤反力の低減
に及ぼす影響を検討する。

④繰り返し実験

貫入速度と加振加速度を変化させ①～③
を繰り返し、液状化地盤における水平地盤
反力の速度依存性を検討する。

図3.2 実験方法とフロー

3.2 実験装置

図 3.3 に実験Ⅰ，Ⅱそれぞれに用いた実験装置を示す。以下に実験装置の特徴を示す。

① 加圧式土槽（写真 3.1 参照）

本実験で使用した鋼製の加圧式土槽（内寸 100×48×50cm）は、土槽と上蓋の間にゴム膜を挟み、空気圧をゴム膜上方に加えることにより地盤材料に所定の土載圧がかけられる構造になっている。コンプレッサーより供給される空気圧は、レギュレーターを介して一定圧力を保つようにしてある。

② 載荷ピストン駆動装置（写真 3.2,3.3 参照）

載荷ピストンの駆動装置は、実験Ⅰではモーター、実験Ⅱでは油圧式アクチュエータを用いた。

③ 載荷板（写真 3.4,3.5 参照）

載荷ピストンの先端に取り付ける載荷板は、実験Ⅰでは $\phi 32\text{mm}$ の平板とした。一方、貫入速度が速い実験Ⅱでは、杭の形状を模した円柱 $\phi 60 \times 90\text{mm}$ の載荷板を採用した。載荷面を滑らかな形状とすることで、貫入による地盤の乱れが少なくなるよう配慮した。

④ 加速度計（写真 3.6,3.7,3.8 参照）

地盤のせん断応力とせん断ひずみを計測するため、土槽内の 5 深度に加速度計を設置した。最下段の加速度計は土槽に固定してあり、加振加速度を計測した。その他の加速度計は地盤内に配置して、それぞれの深度における地盤の応答加速度を計測した。

⑤ 間隙水圧計（写真 3.6,3.7 参照）

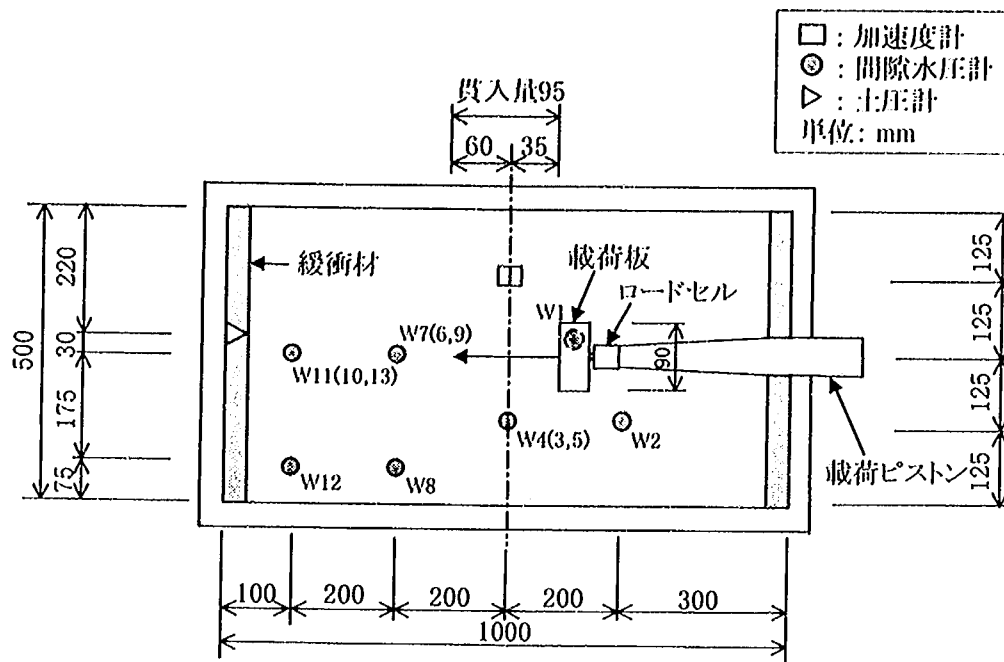
実験Ⅰでは載荷ピストン貫入方向の 1 箇所に間隙水圧計を設置した。一方、貫入速度に着目した実験Ⅱでは、載荷ピストン貫入中の間隙水圧の変化を詳細に計測するため、間隙水圧計を 13 箇所に配置した。

⑥ 土圧計（写真 3.9 参照）

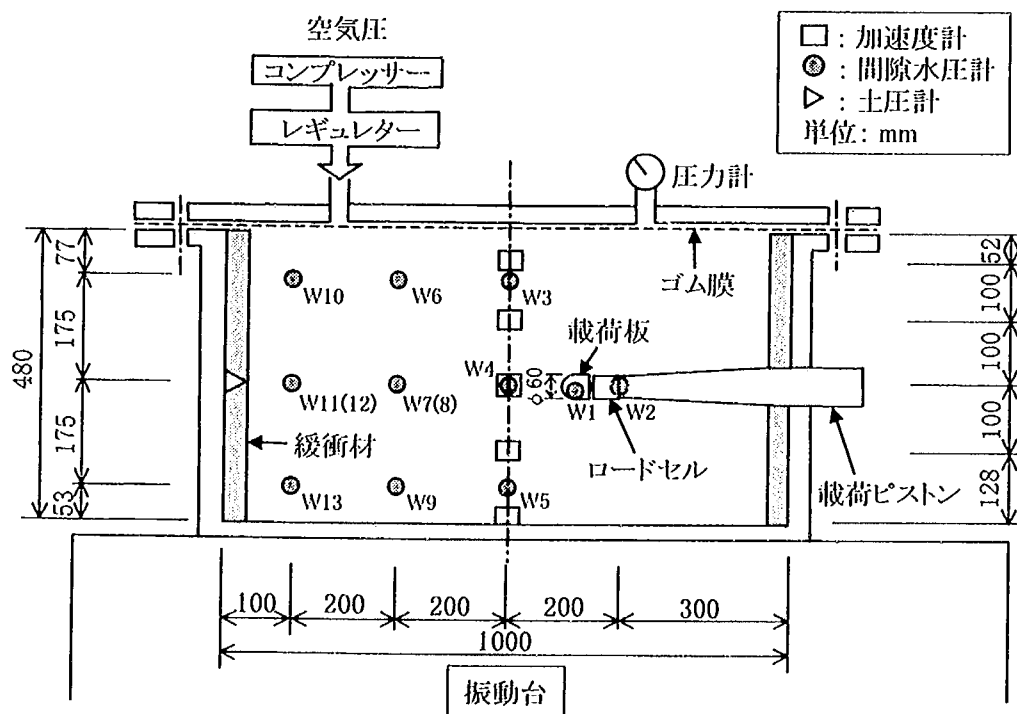
実験Ⅱでは、土槽壁による拘束が載荷試験結果に及ぼす影響を把握するため、載荷ピストン貫入方向の土槽側壁に土圧計を配置した。

⑦ 緩衝材（写真 3.6,3.7 参照）

土槽両端に設けた緩衝材の目的は、振動台加振時に土槽壁からの反射波を吸収することと、土槽内の地盤にせん断変形を起こしやすくすることである。実験Ⅰに用いた緩衝材は、ポリウレタンフォームをゴム膜で覆い、表面にベニヤ板を張り付けて補強したものである。一方、実験Ⅱに用いた緩衝材は、ポリウレタンフォームをシリコン系のシーリング材で被覆し、表面に塩ビ板を張り付けて補強した。



(a) 平面図



(b) 側面図

図3.3(2) 実験装置(実験Ⅱ)

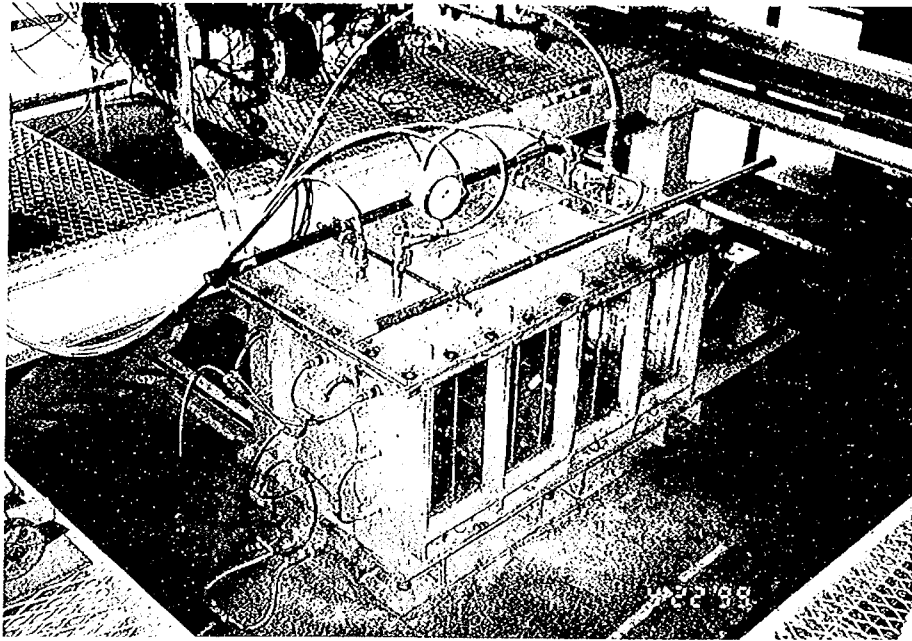


写真 3.1 加压式土槽

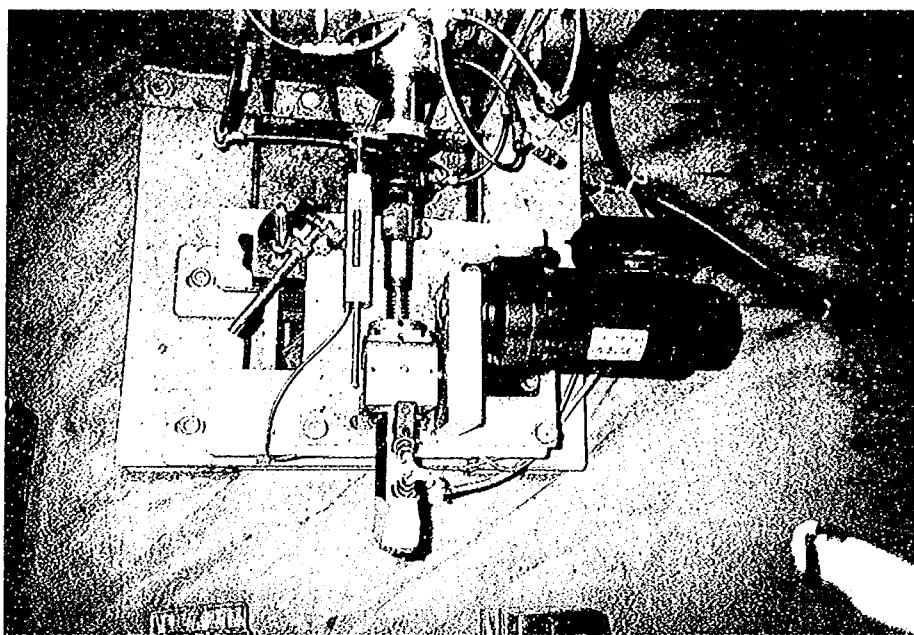


写真 3.2 載荷ピストン駆動装置 (実験Ⅰ:モーター)

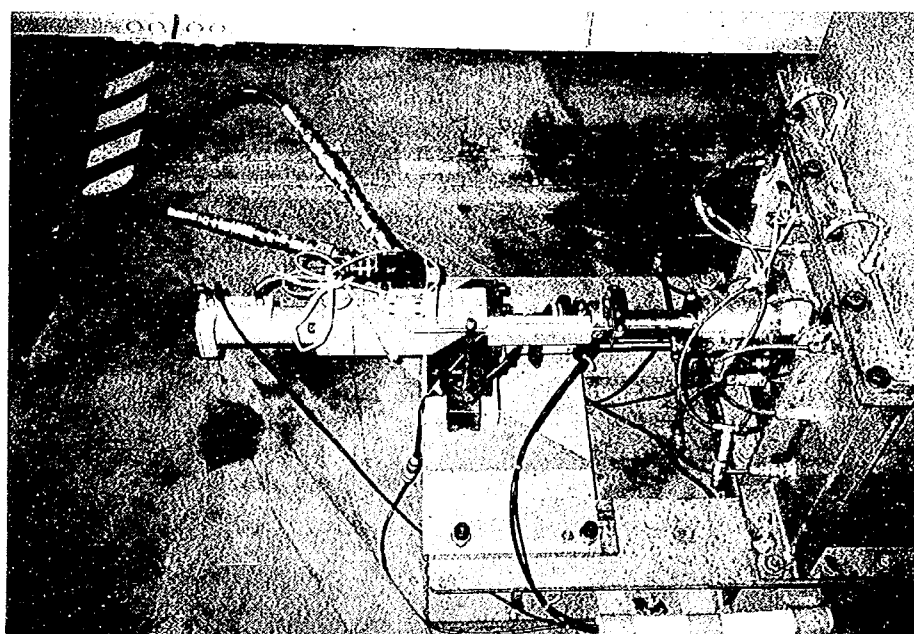


写真 3.3 載荷ピストン駆動装置 (実験Ⅱ:油圧式アクチュエータ)

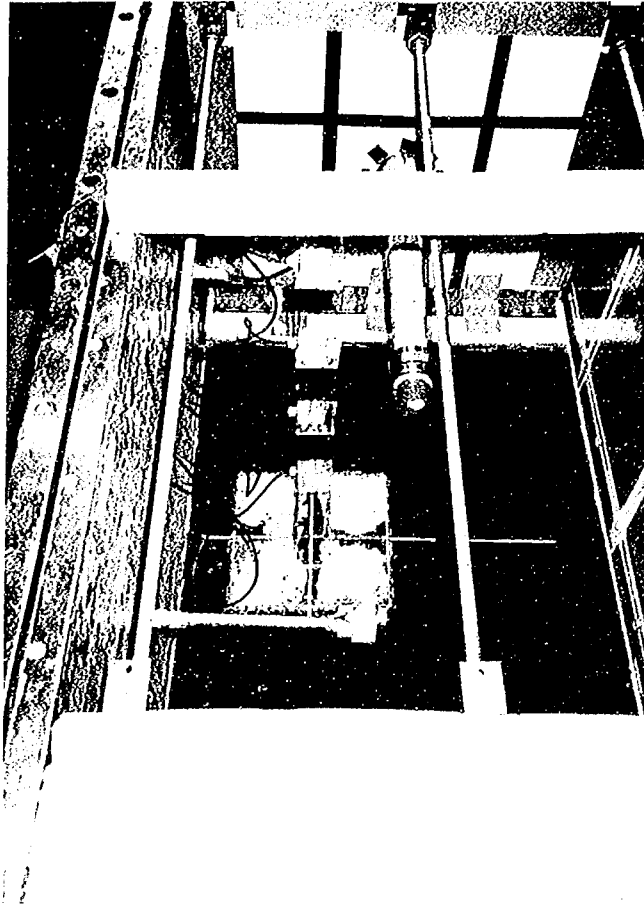


写真 3.4 載荷板 (実験 I: $\phi 32\text{mm}$ 平板)

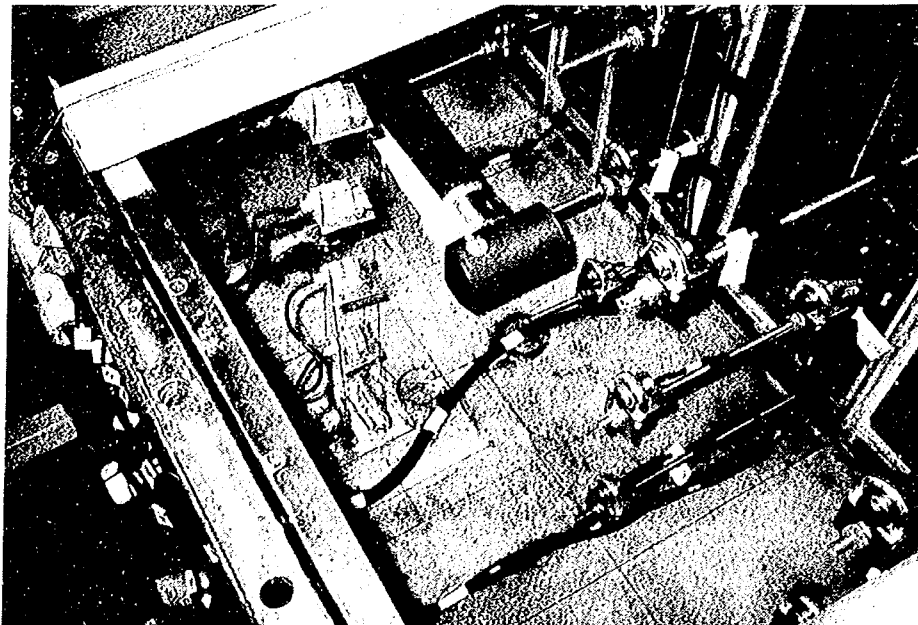


写真 3.5 載荷板 (実験 II: $\phi 60 \times 90\text{mm}$ 円柱)

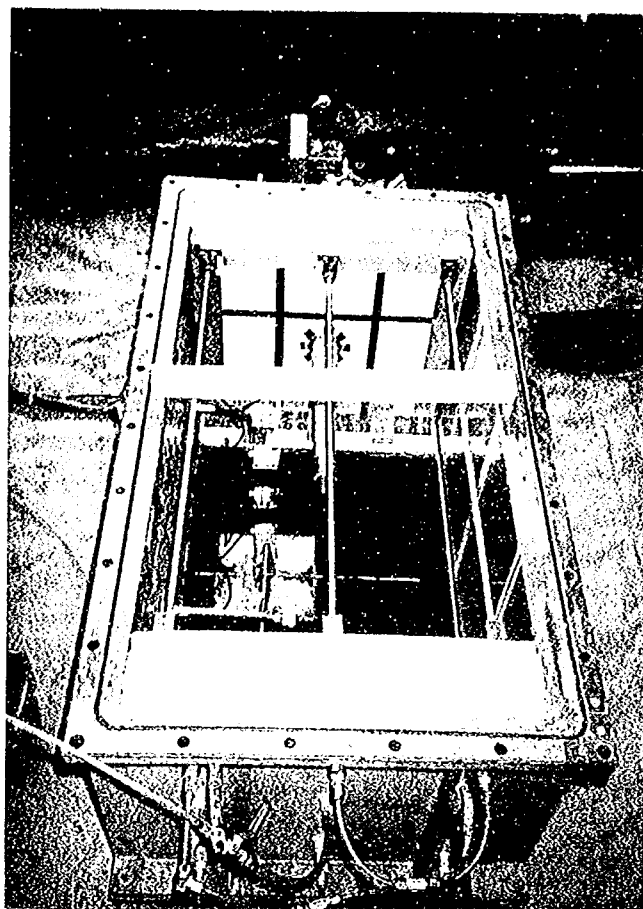


写真 3.6 計測器配置 (実験 I)

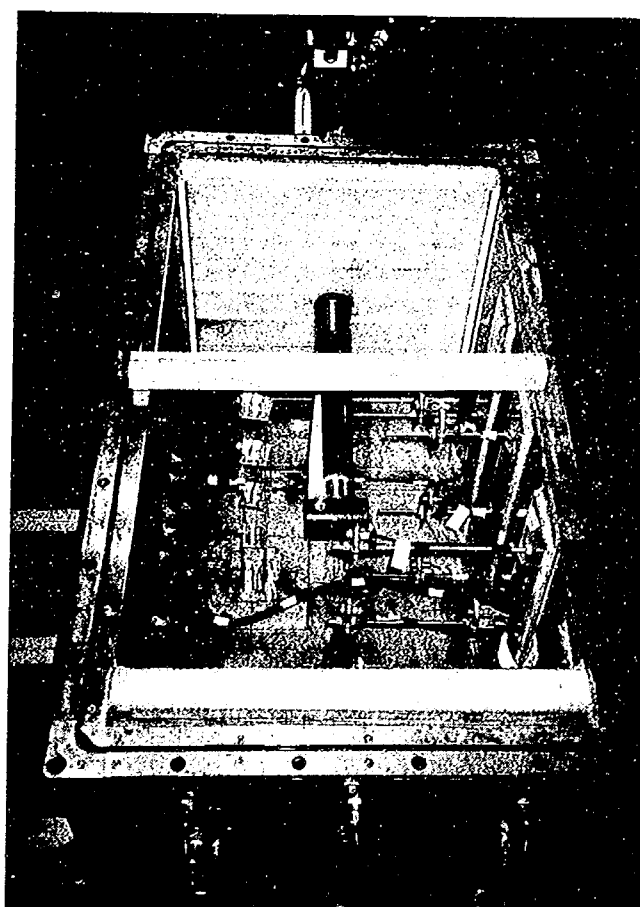


写真 3.7 計測器配置 (実験 II)

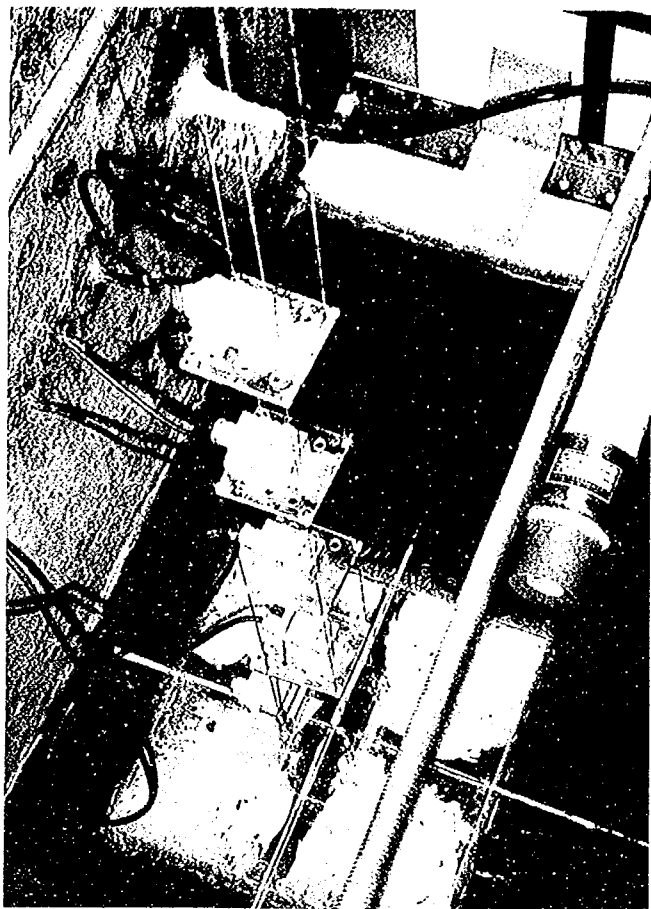


写真 3.8 加速度計

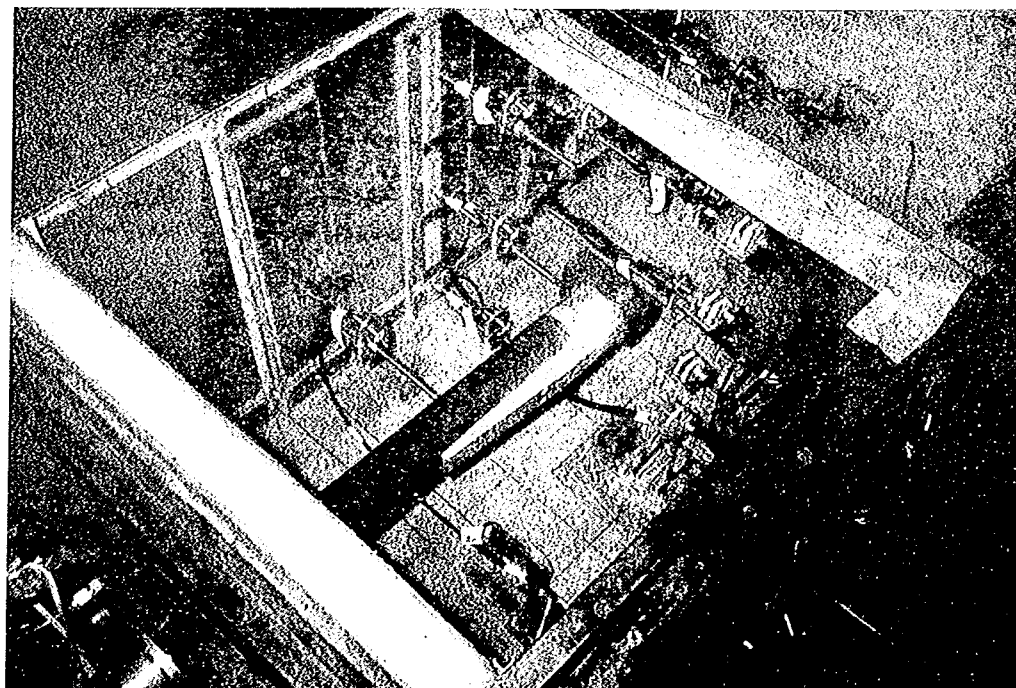


写真 3.9 土圧計

3.3 計測データ

実験装置に配置した計測器と計測データの一覧を表 3.1 に示す。

表 3.1 計測器一覧

(a)実験Ⅰ

	計測器	計測箇所	計測データ	サンプリング 周波数
振動台加振時	加速度計	5	振動台加速度 地盤加速度	200Hz
	間隙水圧計	1	過剰間隙水圧	
	圧力計	1	上載圧	
	合計	7	_____	
載荷ピストン貫入時	ロードセル	1	地盤反力	20Hz
	間隙水圧計	1	過剰間隙水圧	
	圧力計	1	上載圧	
	合計	3	_____	

(b)実験Ⅱ

	計測器	計測箇所	計測データ	サンプリング 周波数
振動台加振時	加速度計	5	振動台加速度 地盤加速度	載荷ピストン 貫入速度 100mm/sec 以下 ↓ 200Hz
	間隙水圧計	1	過剰間隙水圧	
	圧力計	1	上載圧	
	合計	7	_____	
載荷ピストン貫入時	ロードセル	1	地盤反力	200mm/sec 以上 ↓ 500Hz
	間隙水圧計	13	過剰間隙水圧	
	圧力計	1	上載圧	
	土圧計	1	水平土圧	
	合計	16	_____	

3.4 地盤材料

地盤材料に使用した豊浦砂の特性を表 3.2 に示す。地盤の作成は図 3.4 の手順に従い、ボイリングと予備加振によって所定の相対密度に調整し、上載圧 (9.8kPa) を加えた後、静水圧状態まで排水した。

表 3.2 地盤材料の特性

土粒子の比重：Gs	2.633		
最大間隙比：e _{max}	0.950		
最小間隙比：e _{min}	0.601		
相対密度：Dr (%)	50	70	80
間隙比：e	0.776	0.706	0.671
飽和単位体積重量：γ _{sat} (kN/m ³)	18.82	19.19	19.39
水中単位体積重量：γ' (kN/m ³)	9.01	9.36	9.58

載荷ピストンを貫入する土槽中央高さにおける N 値を、相対密度 Dr(%)と有効上載圧 σ_v(kgf/cm²)から次式 (Meyerhof の式¹⁴⁾) によって推定すると、Dr=50,70,80%はそれぞれ N=6,9,12 程度になる。

$$Dr = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 0.7}} \quad (3.1)$$

3.5 加振加速度波形

振動台による加振加速度波形は繰返し 20 波の正弦波とし、実験ケースごとに加速度振幅を設定した。図 3.5 に示すように、20 波の一定振幅の前後にテーパ部分を付けている。振動台の加振周波数は、予備実験結果から、液状化後の地盤のせん断ひずみを大きく増幅させる周波数を求め、相対密度 Dr=50%で 2.0Hz、Dr=70,80%で 3.0Hz とした。

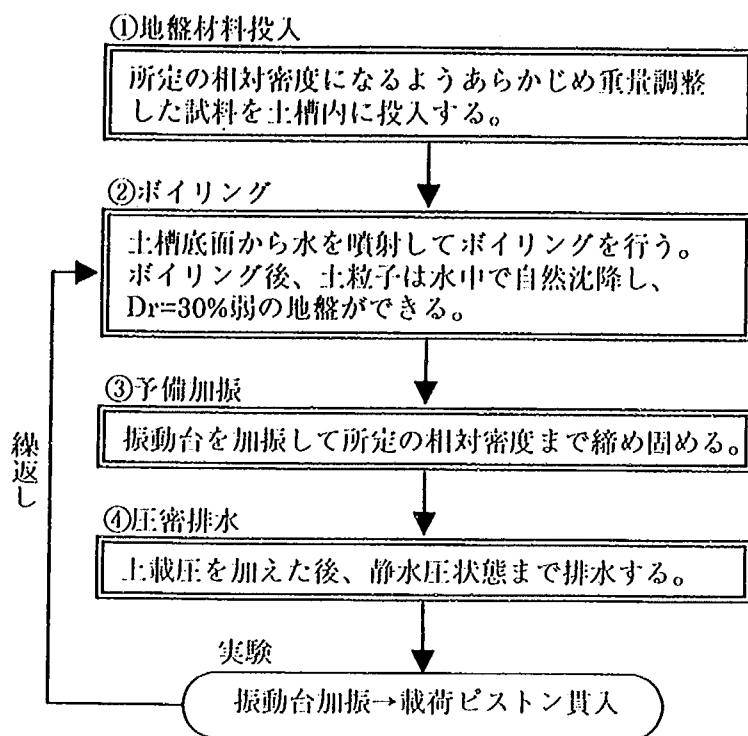


図3.4 地盤作成手順

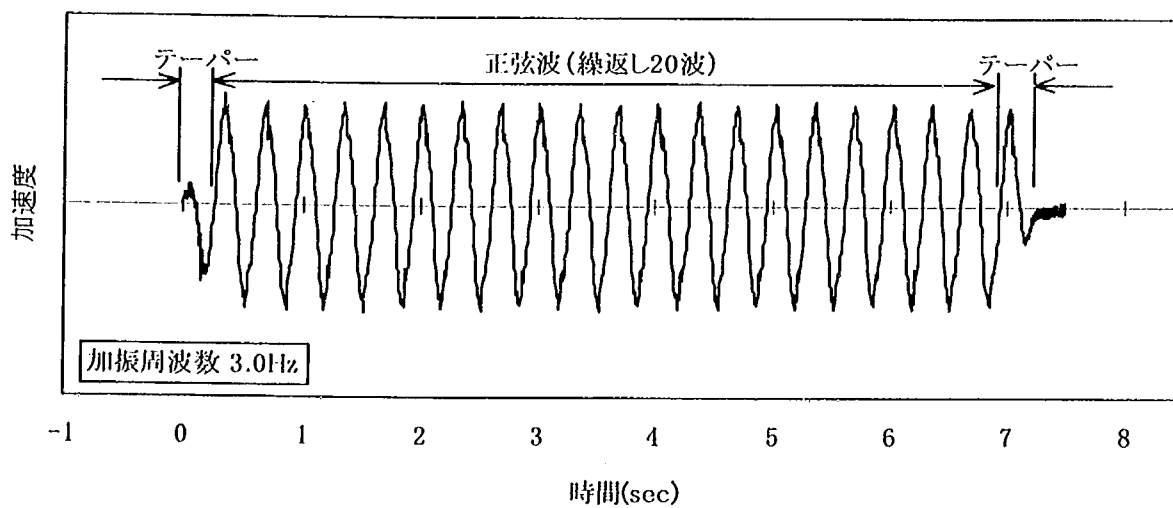


図3.5 加振加速度波形

3.6 実験ケース

実験Ⅰ，Ⅱそれぞれの実験ケースを表 3.3 に示す。表中の振動台加速度は、振動台加振時に計測した加振加速度の平均振幅である。

表 3.3(1) 実験ケース

(a) 実験Ⅰ

相対密度 (%)	振動台 加振加速度 (m/sec ²)	実験ケース	相対密度 (%)	振動台 加振加速度 (m/sec ²)	実験ケース
50 加振周波数 2Hz	1.67	I L01	80 加振周波数 3Hz	3.30	I D01
	1.79	I L02		4.50	I D02
	2.20	I L03		4.56	I D03
	2.26	I L04		4.79	I D04
	2.47	I L05		5.38	I D05
	2.69	I L06		5.40	I D06
	2.76	I L07		5.72	I D07
	2.85	I L08		5.83	I D08
	2.93	I L09		5.87	I D09
	3.15	I L10		5.93	I D10
	3.16	I L11		6.18	I D11
	3.45	I L12		6.23	I D12
	4.04	I L13		7.36	I D13
	4.16	I L14		9.92	I D14
	4.39	I L15		無加振	I D15
	5.25	I L16		無加振	I D16
	無加振	I L17		小計	16 ケース
	無加振	I L18	合計	52 ケース	
	小計 18 ケース				
70 加振周波数 3Hz	2.51	I M01	載荷ピストン貫入速度 0.83mm/sec (50mm/min)		
	3.00	I M02			
	3.43	I M03			
	4.01	I M04			
	4.53	I M05			
	4.59	I M06			
	4.60	I M07			
	4.74	I M08			
	4.97	I M09			
	5.02	I M10			
	5.21	I M11			
	5.30	I M12			
	5.63	I M13			
	5.95	I M14			
	6.99	I M15			
	8.02	I M16			
	無加振	I M17			
	無加振	I M18			
	小計 18 ケース				

表 3.3(2) 実験ケース

(b) 実験Ⅱ

相対密度 (%)	载荷ピストン 貫入速度 (mm/sec)	振動台 加振加速度 (m/sec ²)	実験ケース
50 加振周波数 2Hz	1	2.58	Ⅱ L11
		3.48	Ⅱ L12
		3.50	Ⅱ L13
		4.68	Ⅱ L14
		無加振	Ⅱ L15
		無加振	Ⅱ L16
	10	2.34	Ⅱ L21
		2.82	Ⅱ L22
		3.48	Ⅱ L23
		4.25	Ⅱ L24
	50	2.45	Ⅱ L31
		3.14	Ⅱ L32
		3.69	Ⅱ L33
		4.99	Ⅱ L34
	100	2.92	Ⅱ L41
		3.05	Ⅱ L42
		3.36	Ⅱ L43
		4.36	Ⅱ L44
	200	2.66	Ⅱ L51
		2.99	Ⅱ L52
		3.76	Ⅱ L53
		4.47	Ⅱ L54
	400	2.75	Ⅱ L61
		3.27	Ⅱ L62
		3.99	Ⅱ L63
	小計		25 ケース
70 加振周波数 3Hz	1	4.28	Ⅱ D11
		4.55	Ⅱ D12
		6.19	Ⅱ D13
		6.74	Ⅱ D14
		無加振	Ⅱ D15
		無加振	Ⅱ D16
	50	4.38	Ⅱ D21
		4.54	Ⅱ D22
		5.09	Ⅱ D23
		5.92	Ⅱ D24
	200	4.54	Ⅱ D31
		4.56	Ⅱ D32
		5.33	Ⅱ D33
		6.79	Ⅱ D34
	小計		14 ケース
合計		39 ケース	

4. 計測データの整理方法

4.1 振動台加振時の計測データ

振動台加振時の計測データは、せん断応力比 τ/σ_v 、せん断ひずみ γ 、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v$ の時刻歴で整理した。3 者とも、振動台加振後に載荷ピストンを貫入する土槽中央での値に着目した。

4.1.1 せん断応力比 τ/σ_v の時刻歴

振動台加振時に模型地盤に作用するせん断応力 τ は、加速度計で計測した地盤加速度を用いて算出した。図 4.1 に示すように、地表面から土槽中央までの単位面積当り土塊の慣性力を算出し、土塊底面に慣性力と反対方向に作用する力をせん断応力とした。

振動台加振時に土槽中央の地盤に作用したせん断応力は、有効上載圧 σ_v で除したせん断応力比 τ/σ_v の時刻歴で整理した。土槽中央での有効上載圧 σ_v は、地表面から土槽中央までの深さに地盤材料の水中単位体積重量 γ' を乗じて求めた有効上載圧に、空気圧によって地表面に加えられた上載圧を加えたものである。

4.1.2 せん断ひずみ γ の時刻歴

土槽中央において地盤に生じたせん断ひずみ γ は、加速度計で計測した地盤加速度から地盤変位を算出して求めた。図 4.2 に示すように、加速度計を設置した土槽中央と上下の 3 点で地盤変位を算出し、変位を 2 次曲線で近似した。2 次曲線の土槽中央における傾きをせん断ひずみとし、振動台加振時の時刻歴で整理した。

地盤変位は、直接数値積分により地盤加速度を 2 回積分して求めた。加速度を 1 回積分した速度の時刻歴を図 4.3(a) に示す。この段階で振幅が基線からずれるため、移動平均による基線補正 (図 4.4) を行った。基線補正した速度の時刻歴は図 4.3(b) のようになる。

4.1.3 過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v$ の時刻歴

振動台加振時の土槽中央における過剰間隙水圧 Δu の変化は、土槽中央での有効上載圧 σ_v で除した過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v$ の時刻歴で整理した。実験 I では、土槽内の 1 箇所に配置した間隙水圧計の計測データを用いた。間隙水圧計を密に配置した実験 II では、土槽中央の間隙水圧計 W4 (図 3.3 参照) の計測データを用いた。

整理した時刻歴の一例を図 4.5 に示す。図 4.5(a) は加振によって過剰間隙水圧は上昇するが、液状化に至らなかった準液状化ケースである。このケースでは、加振中のせん断応力、せん断ひずみともほぼ一定の振幅を示している。図 4.5(b) は過剰間隙水圧比が 0.95 程度の上限值に達した液状化ケースである。過剰間隙水圧比が上限値に達する直前までは準液状化ケースと同様に、せん断応力、せん断ひずみともほぼ一定の振幅を示している。また、過剰間隙水圧が上限値に達してからはせん断ひずみが増幅し、せん断応力比にはスバ

イク状の波形が現れているのがわかる。

4.1.4 せん断応力比とせん断ひずみの関係

液状化したケースのせん断応力比とせん断ひずみの関係を図 4.6 に示す。相対密度 $Dr=70, 80\%$ (図 4.6(b),(c)) の応力-ひずみ履歴には、液状化後の地盤がサイクリックモビリティの状態にあることを示すせん断剛性の回復が確認できる。一方、図 4.6(a)の比較的相対密度が低い $Dr=50\%$ では、せん断剛性の回復は確認できない。

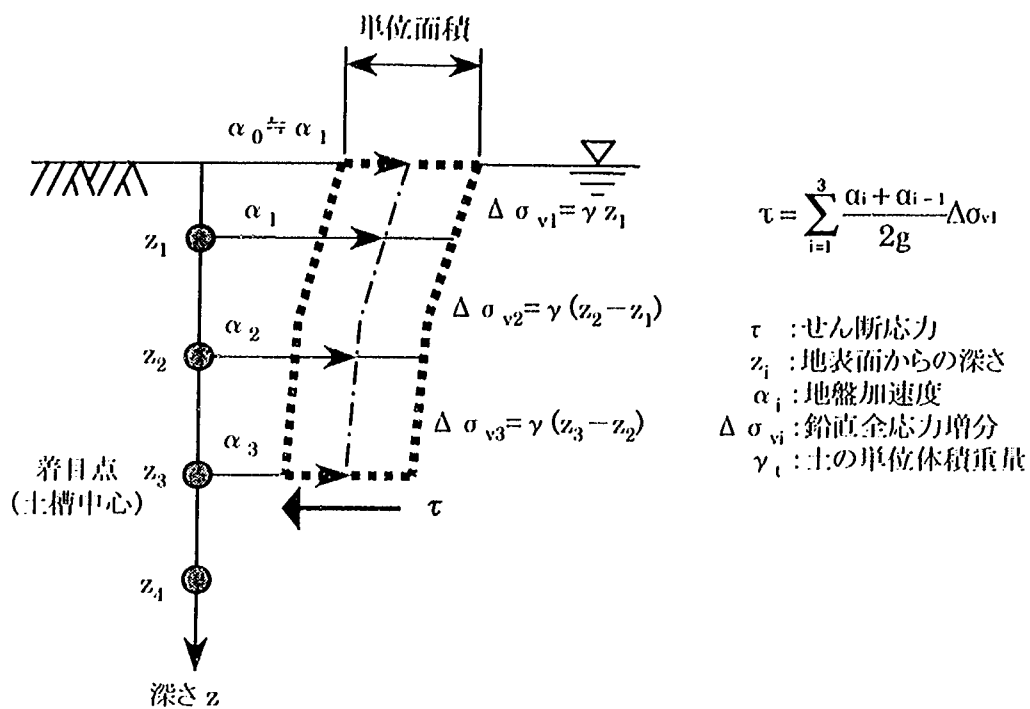


図4.1 せん断応力の計算方法

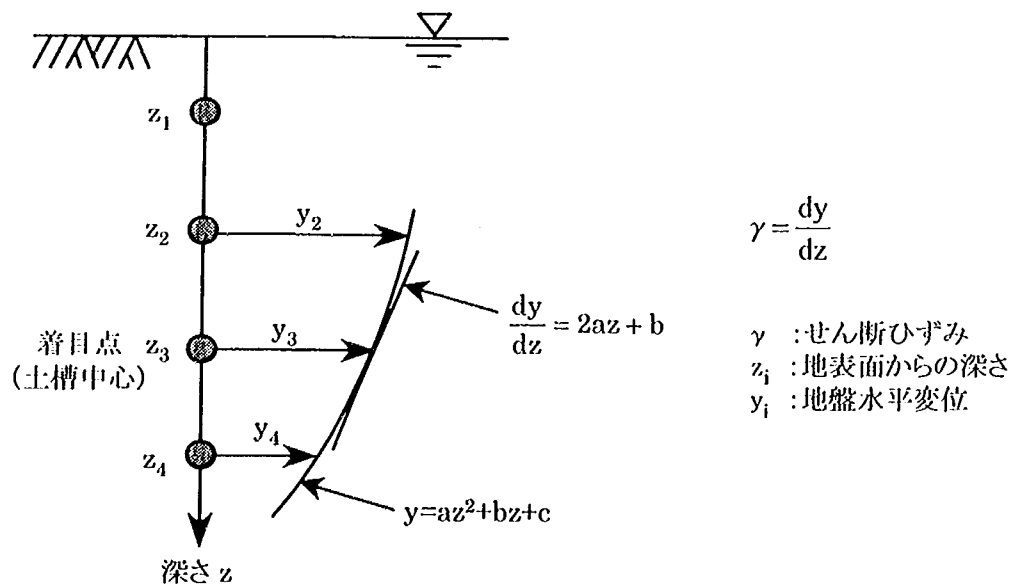
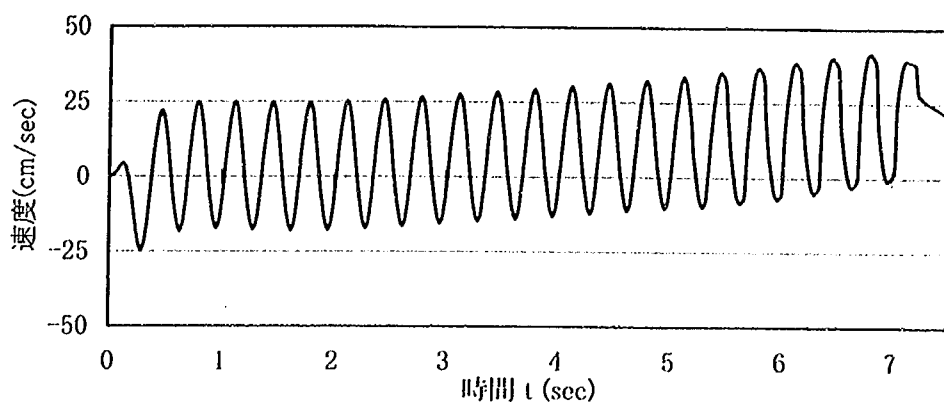
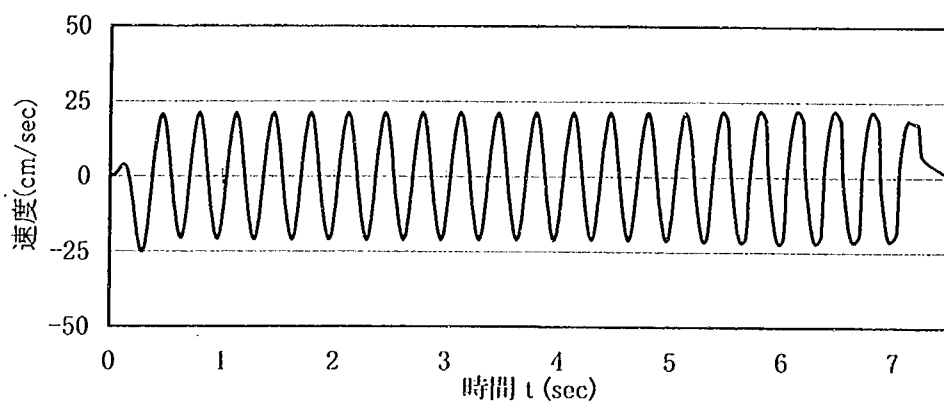


図4.2 せん断ひずみの計算方法

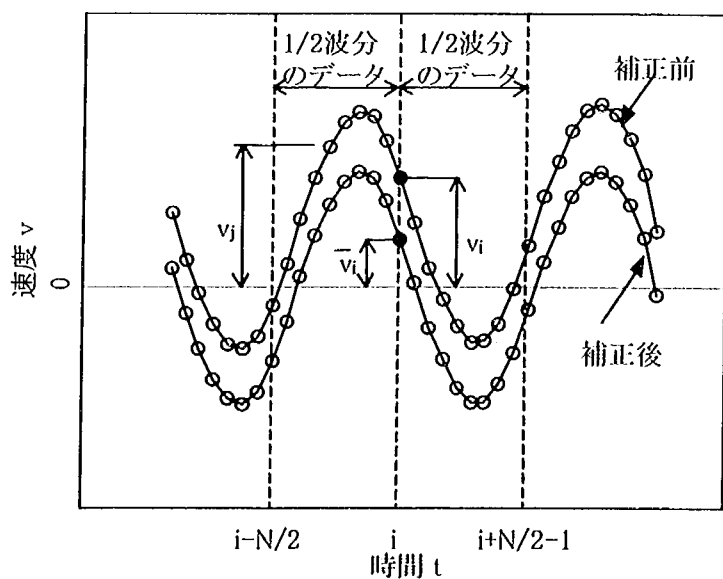


(a)地盤速度(補正前)



(b)地盤速度(補正後)

図4.3 地盤速度の基線補正



$$\bar{v}_i = v_i - \sum_{j=i-N/2}^{i+N/2-1} v_j / N$$

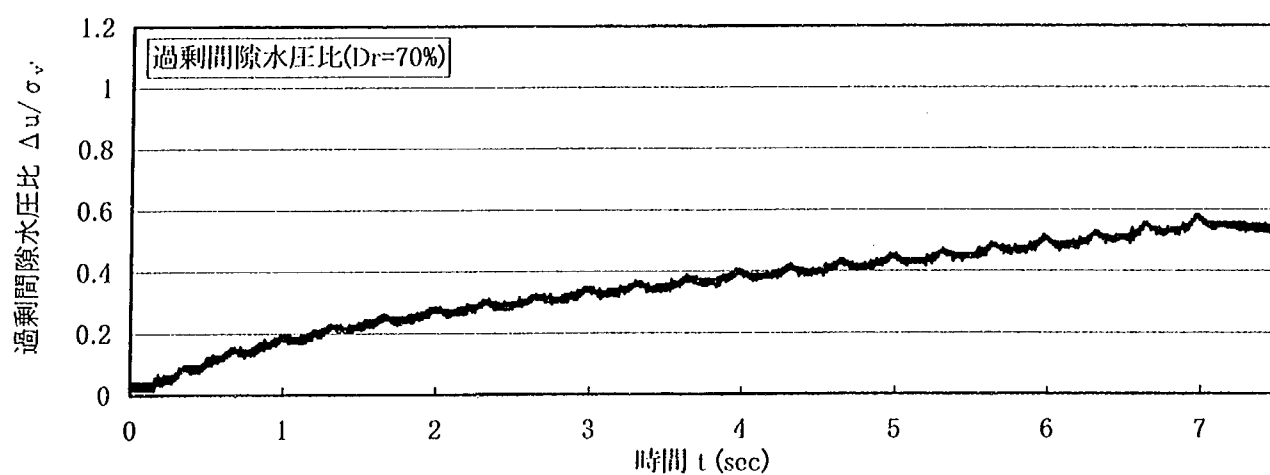
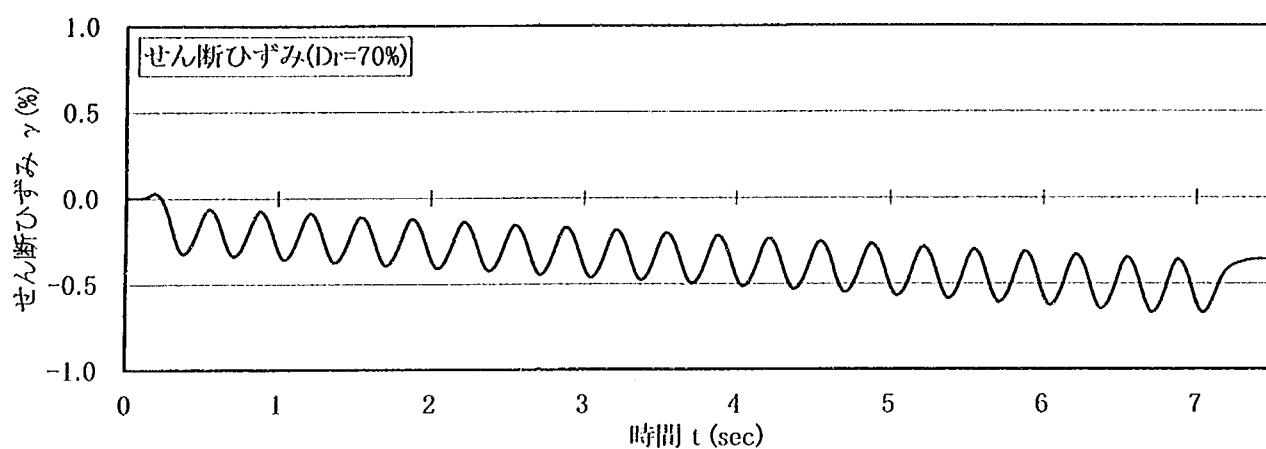
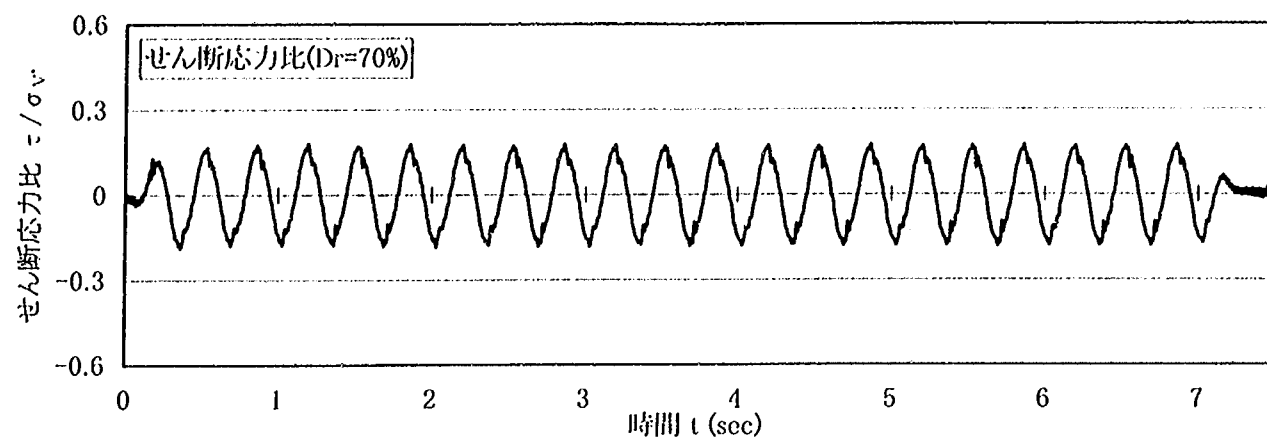
$\bar{v}_i$: 補正後の速度

v_i : 補正前の速度

v_j : サンプルデータ

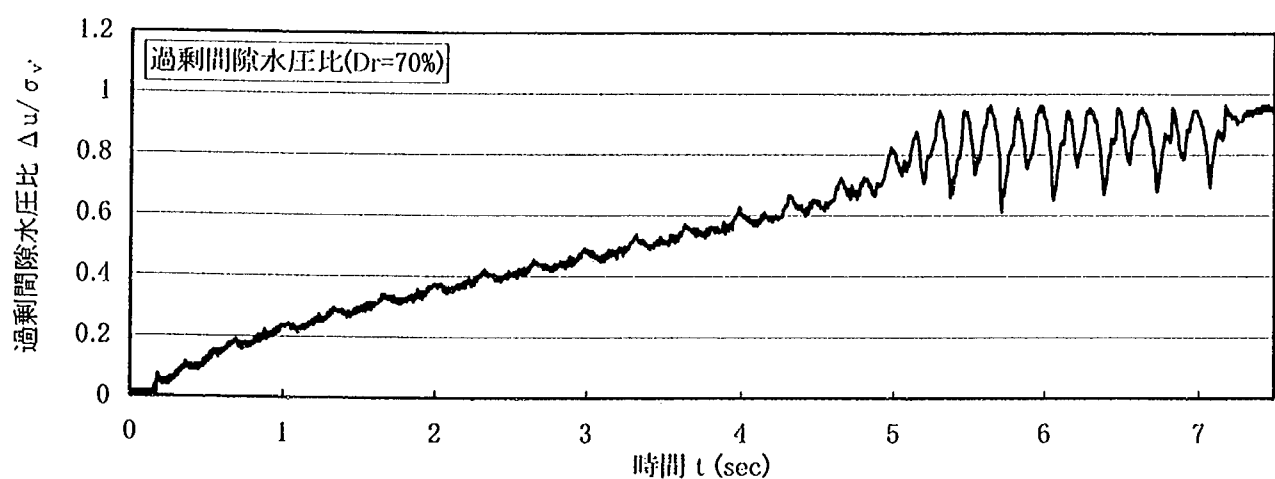
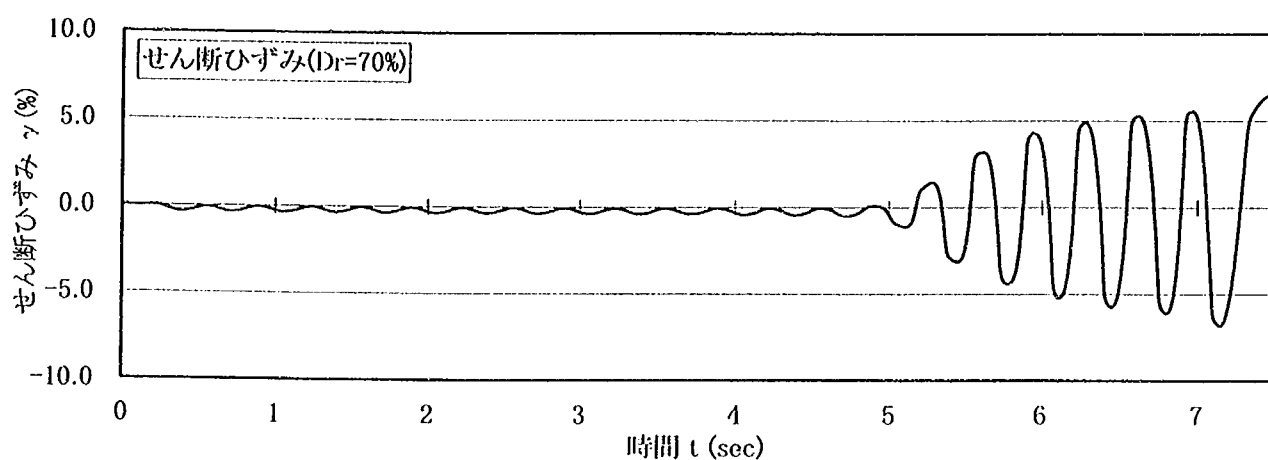
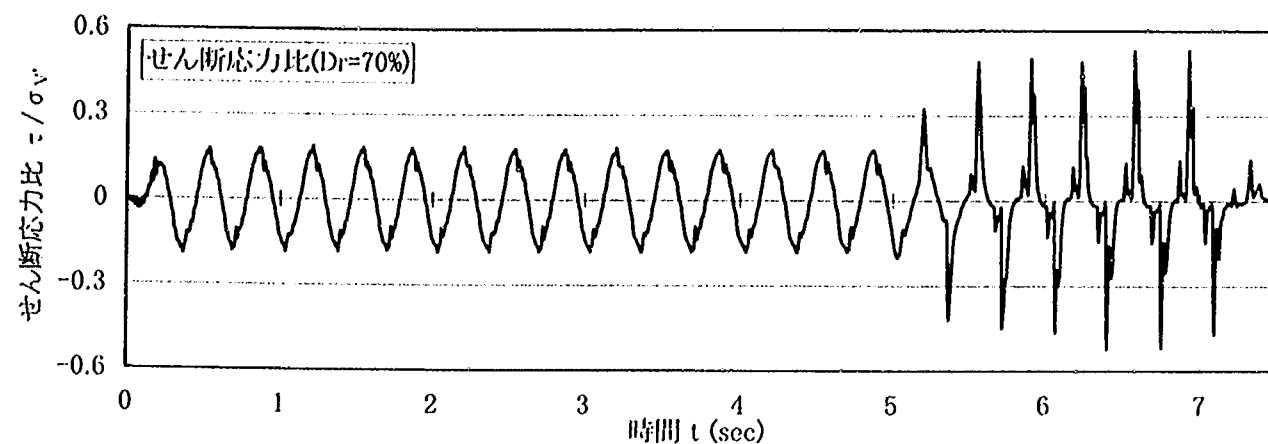
N : 1波分のデータ個数

図4.4 移動平均による基線補正法



(a) 準液状化ケース

図4.5(1) 時刻歴波形の一例



(b) 液状化ケース

図4.5(2) 時刻歴波形の一例

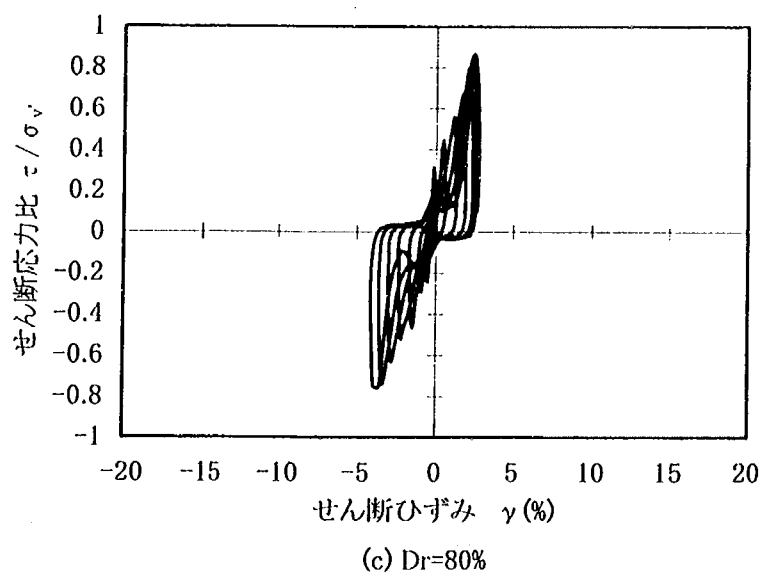
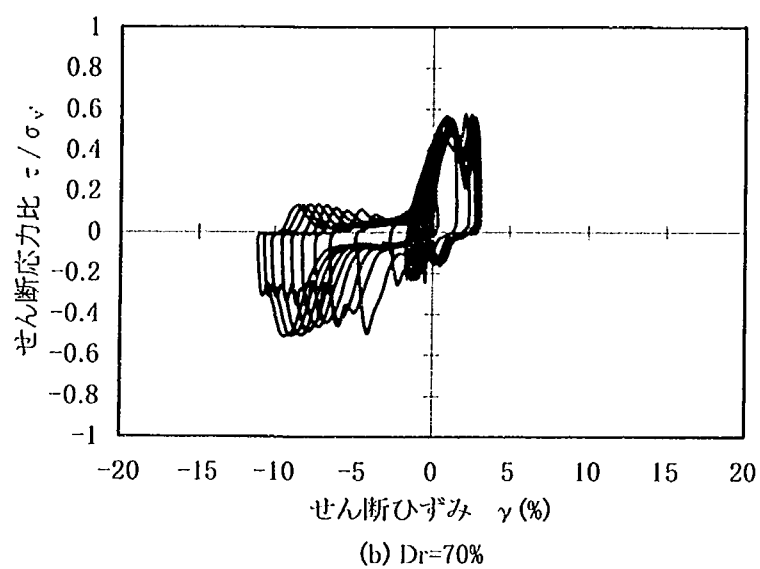
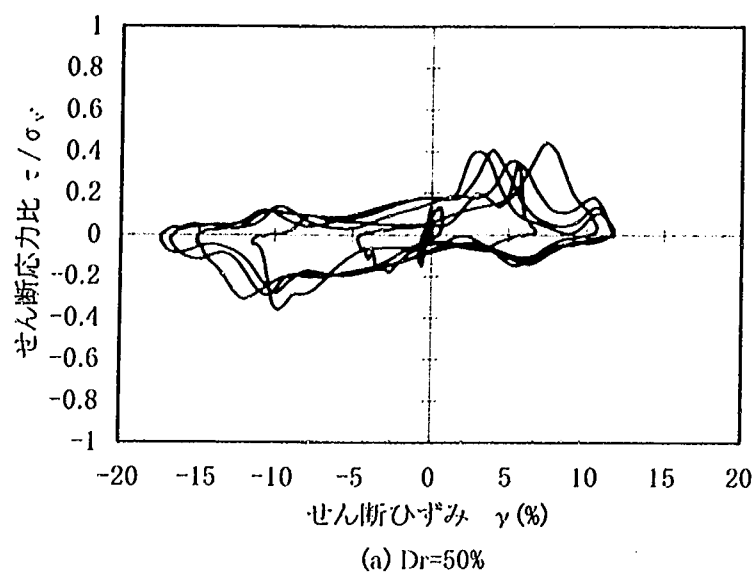


図4.6 せん断応力比とせん断ひずみの関係

4.2 載荷ピストン貫入時の計測データ

載荷ピストン貫入時の計測データは、水平地盤反力度、過剰間隙水圧比、土槽側壁土圧を載荷ピストン貫入量との関係で整理した。載荷ピストンの貫入量は、実験Ⅰで 55mm、実験Ⅱで 95mm とした。

4.2.1 貫入量と水平地盤反力度の関係

載荷ピストン先端のロードセルで計測した水平地盤反力を、載荷板の面積で除した水平地盤反力度に換算し、貫入量との関係で整理した。なお、実験Ⅱの載荷板は円柱状であるため、載荷板の面積は投影面積とした。実験Ⅰ，Ⅱそれぞれの載荷面積を以下に示す。

実験Ⅰ（ ϕ 32mm 平板） $A= 804\text{mm}^2$

実験Ⅱ（ ϕ 60×90mm 円柱） $A= 5400\text{mm}^2$

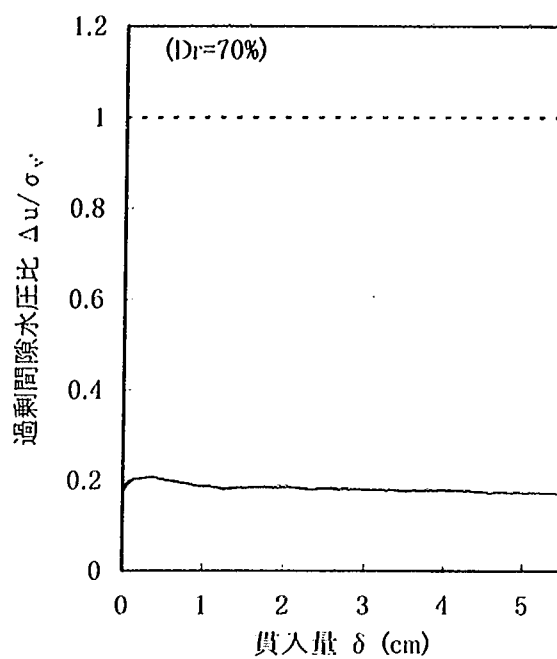
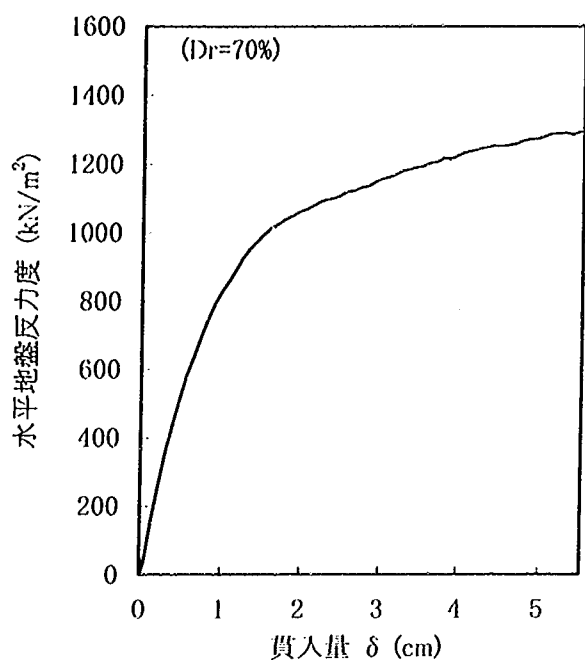
4.2.2 過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v$ の変化

本実験で使用した加圧式土槽は、地盤材料に一定の上載圧を加えることと同時に土槽内の非排水条件を保つことが可能である。したがって、加振によって上昇した過剰間隙水圧は、加振後も概ね上昇した値を保っている。この状態で載荷ピストンを貫入すると、ピストン貫入による土槽内の体積変化や、載荷によって地盤が圧縮されることによって過剰間隙水圧は変化する。載荷ピストン貫入時の過剰間隙水圧の変化を過剰間隙水圧比と貫入量との関係で整理した。実験Ⅰでは、土槽内の 1 箇所に配置した間隙水圧計の計測データを用い、実験Ⅱでは、間隙水圧計 W1～W13（図 3.3 参照）の計測データを用いた。

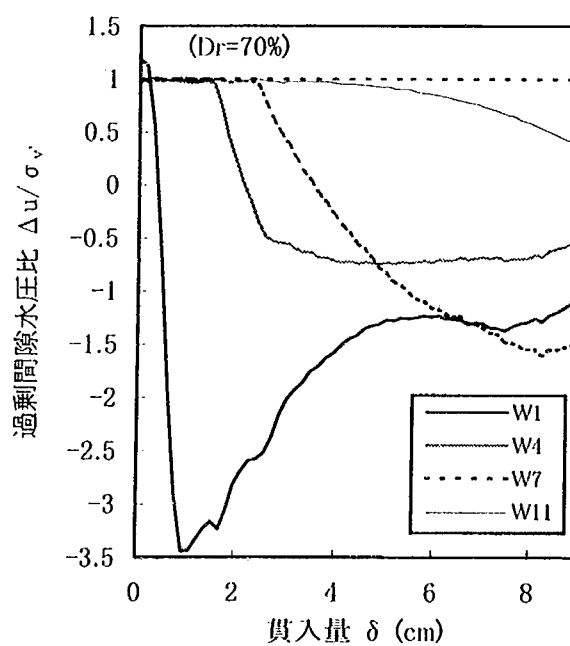
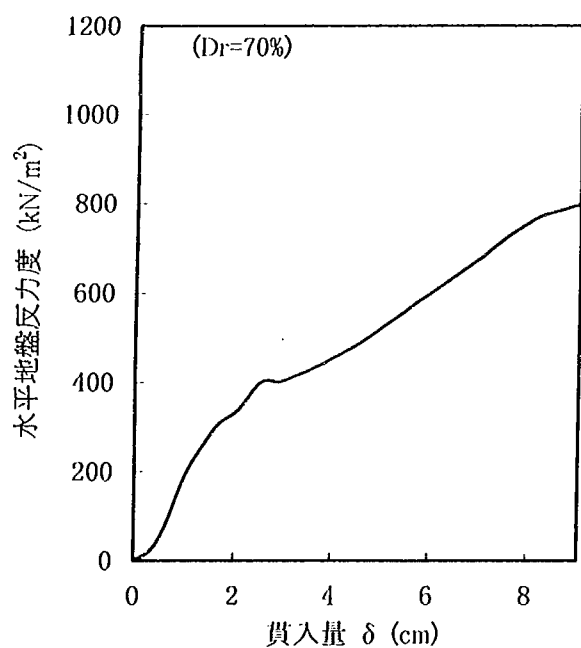
4.2.3 土槽側壁の土圧変化

実験Ⅱでは、土槽壁による拘束が貫入試験結果に及ぼす影響を把握するため、載荷ピストン貫入方向の土槽側壁に土圧計を配置した。載荷ピストン貫入時の土槽側壁における土圧の変化を貫入量との関係で整理した。

載荷ピストン貫入時のデータ整理結果の一例を図 4.7 に示す。図 4.7(a)は実験Ⅰにおいて、加振によって液状化に至らなかった準液状化ケースである。図 4.7(b)は実験Ⅱにおける液状化ケースで、載荷ピストンの貫入速度は 200mm/sec である。



(a) 実験 I



(b) 実験 II

図4.7 載荷ピストン貫入時のデータ整理例

5. 液状化程度の評価とその検証

模型地盤の液状化程度の指標として、液状化に対する抵抗率 F_L 、最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} 、過剰間隙水圧比 I_{av} を用いた。ここでは、これらの評価方法と得られた指標の妥当性を検証する。表 5.1 に各実験ケースに対する液状化程度の評価を示す。

5.1 液状化に対する抵抗率 F_L

液状化に対する抵抗率 $F_L(=R/L)$ は、せん断応力比とせん断ひずみの時刻歴データから、対象地盤の動的せん断強度比 R と加振時に地盤に作用したせん断応力比 L を求めて評価した。

5.1.1 せん断応力比 L

(1) 補正正弦波によるせん断応力比 L の評価

図 5.1(a),(b) にせん断応力比、せん断ひずみの時刻歴波形を示す。加振中のせん断応力比は、液状化するまでは一定の振幅を保つが、液状化後はスパイク状の波形を示す。この時刻歴波形から、地盤に作用したせん断応力比 L を求める場合、スパイク状の波形の振幅を定量的に評価する必要があるため、ここでは図 5.1(d) のように、時刻歴波形を基線で区切られる半波に分割し、半波の積分値（面積）が等しくなる正弦波（補正正弦波）を作成した。補正正弦波（図 5.1(c)）については、液状化前後で同程度の振幅が得られることが確認されたため、補正正弦波の 20 波平均振幅をせん断応力比 L とした。

補正正弦波が液状化前後で同程度の振幅を示すことは、加振によって液状化したほとんどの実験ケースに認められたが、この傾向は、2～3 Hz で加振した場合で見られており、これより加振周波数を高くすると、補正正弦波の振幅は、液状化後に小さくなった。このことから、補正正弦波の振幅が液状化前後で同程度となる現象は、液状化後のせん断ひずみを増幅させるために 2～3 Hz の周波数を選定したことと関連があるものと推測される。

(2) 加振加速度とせん断応力比の関係

振動台の加振加速度と土槽中央の地盤に作用したせん断応力比 L の関係を図 5.2 に示す。いずれの相対密度においても、両者はほぼ比例関係にあると判断できる。

表 5.1(1) 液状化程度の評価

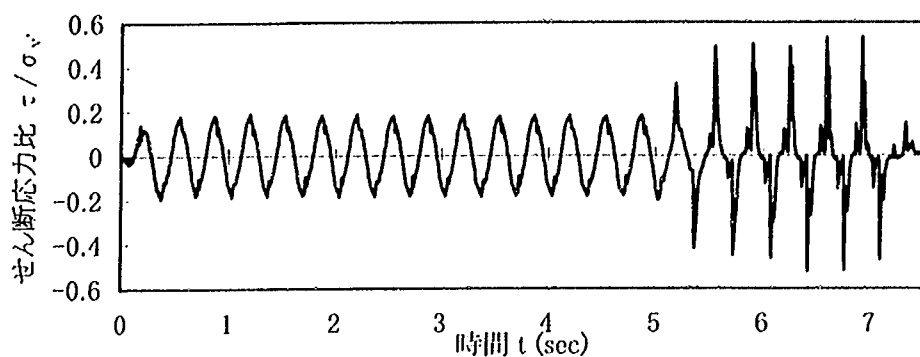
(a) 実験 I

相対密度 (%)	実験ケース	振動台 加振加速度 (m/sec ²)	F_L	せん断応力比 L	動的せん断 強度比 R_{L20}	最大せん断ひずみ 両振幅 γ_{DA} (%)	過剰間隙水圧比 Lu
50	I L01	1.67	2.33	0.043	0.10	0.19	0.10
	I L02	1.79	1.79	0.056		0.25	0.19
	I L03	2.20	1.47	0.068		0.32	0.24
	I L04	2.26	1.59	0.063		0.30	0.38
	I L05	2.47	1.33	0.075		0.36	0.41
	I L06	2.69	1.23	0.081		0.38	0.38
	I L07	2.76	1.09	0.092		0.45	0.73
	I L08	2.85	1.18	0.085		0.42	0.34
	I L09	2.93	1.06	0.094		6.90	1.00
	I L10	3.15	1.02	0.098		0.48	0.40
	I L11	3.16	0.95	0.105		0.50	0.34
	I L12	3.45	0.85	0.118		29.2	1.00
	I L13	4.04	0.69	0.145		33.8	1.00
	I L14	4.16	0.74	0.135		33.2	1.00
	I L15	4.39	0.62	0.162		35.1	1.00
	I L16	5.25	0.52	0.191		41.1	1.00
70	I M01	2.51	2.15	0.079	0.17	0.15	0.13
	I M02	3.00	1.77	0.096		0.19	0.11
	I M03	3.43	1.44	0.118		0.22	0.18
	I M04	4.01	1.28	0.133		0.25	0.25
	I M05	4.53	1.06	0.158		0.31	0.32
	I M06	4.59	1.08	0.157		0.29	0.29
	I M07	4.60	1.05	0.162		0.31	0.29
	I M08	4.74	1.05	0.162		0.32	0.30
	I M09	4.97	1.02	0.166		0.77	0.84
	I M10	5.02	0.98	0.173		0.35	0.38
	I M11	5.21	0.93	0.183		14.0	1.00
	I M12	5.30	0.98	0.174		9.80	1.00
	I M13	5.63	0.87	0.196		11.5	1.00
	I M14	5.95	0.89	0.190		9.50	1.00
	I M15	6.99	0.82	0.207		12.9	1.00
	I M16	8.02	0.73	0.233		15.6	1.00
80	I D01	3.30	1.96	0.107	0.21	0.19	0.12
	I D02	4.50	1.36	0.154		0.27	0.21
	I D03	4.56	1.39	0.151		0.27	0.24
	I D04	4.79	1.29	0.163		0.30	0.21
	I D05	5.38	1.02	0.206		0.45	0.45
	I D06	5.40	1.17	0.179		0.35	0.33
	I D07	5.72	1.12	0.188		0.39	0.34
	I D08	5.83	1.06	0.198		0.45	0.46
	I D09	5.87	1.02	0.205		8.40	1.00
	I D10	5.93	1.01	0.208		6.90	1.00
	I D11	6.18	0.99	0.211		0.46	0.43
	I D12	6.23	0.98	0.214		0.43	0.33
	I D13	7.36	0.84	0.251		11.1	1.00
	I D14	9.92	0.82	0.257		12.3	1.00

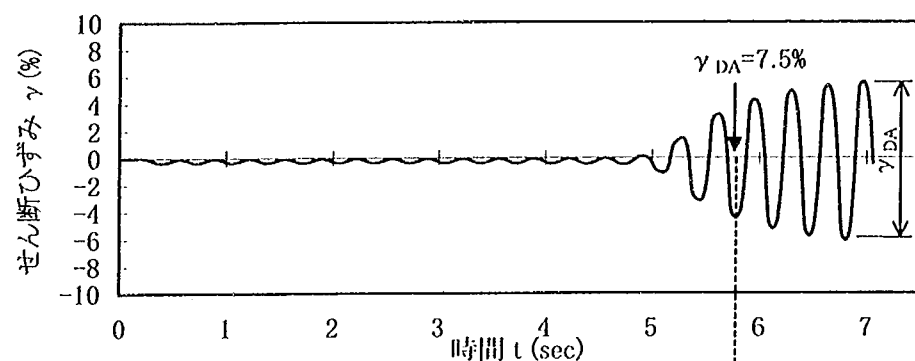
表 5.1(2) 液状化程度の評価

(b) 実験Ⅱ

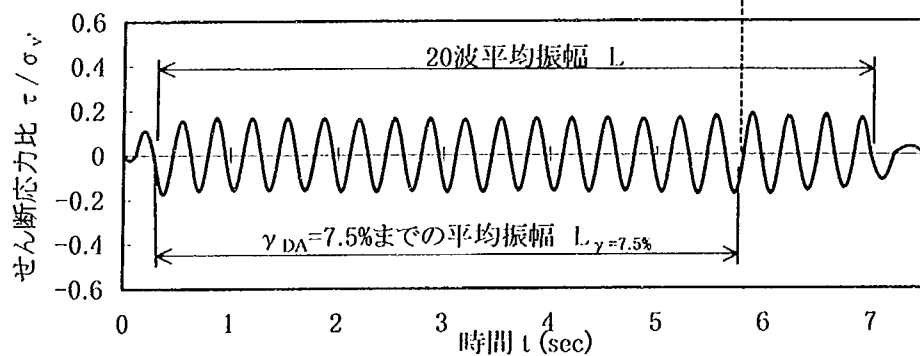
相対密度 (%)	実験ケース	振動台 加振加速度 (m/sec ²)	F_L	せん断応力比 L	動的せん断 強度比 $R_{t,20}$	最大せん断ひずみ 両振幅 γ_{DA} (%)
50	ⅡL11	2.58	0.97	0.096	0.10	23.9
	ⅡL12	3.48	0.83	0.128		28.5
	ⅡL13	3.50	0.83	0.122		30.4
	ⅡL14	4.68	0.72	0.168		32.3
	ⅡL21	2.34	1.02	0.084		12.5
	ⅡL22	2.82	1.02	0.101		7.06
	ⅡL23	3.48	0.85	0.123		31.4
	ⅡL24	4.25	0.82	0.155		30.1
	ⅡL31	2.45	0.98	0.085		19.2
	ⅡL32	3.14	0.91	0.111		28.1
	ⅡL33	3.69	0.83	0.133		32.1
	ⅡL34	4.99	0.64	0.179		31.0
	ⅡL41	2.92	0.95	0.102		21.5
	ⅡL42	3.05	0.91	0.112		26.9
	ⅡL43	3.36	0.82	0.123		28.0
	ⅡL44	4.36	0.62	0.158		32.1
	ⅡL51	2.66	1.00	0.090		13.7
	ⅡL52	2.99	0.96	0.101		23.5
	ⅡL53	3.76	0.95	0.133		22.2
	ⅡL54	4.47	0.74	0.167		30.0
	ⅡL61	2.75	0.95	0.096		21.8
	ⅡL62	3.27	0.90	0.117		27.1
	ⅡL63	3.99	0.70	0.152		30.1
70	ⅡD11	4.28	1.01	0.163	0.17	0.60
	ⅡD12	4.55	0.98	0.174		11.1
	ⅡD13	6.19	0.74	0.240		16.8
	ⅡD14	6.74	0.80	0.260		15.9
	ⅡD21	4.38	0.98	0.163		11.6
	ⅡD22	4.54	0.98	0.174		13.7
	ⅡD23	5.09	0.84	0.199		14.0
	ⅡD24	5.92	0.70	0.233		16.8
	ⅡD31	4.54	0.91	0.175		13.1
	ⅡD32	4.56	0.97	0.169		13.4
	ⅡD33	5.33	0.90	0.207		14.8
	ⅡD34	6.79	0.61	0.258		15.7



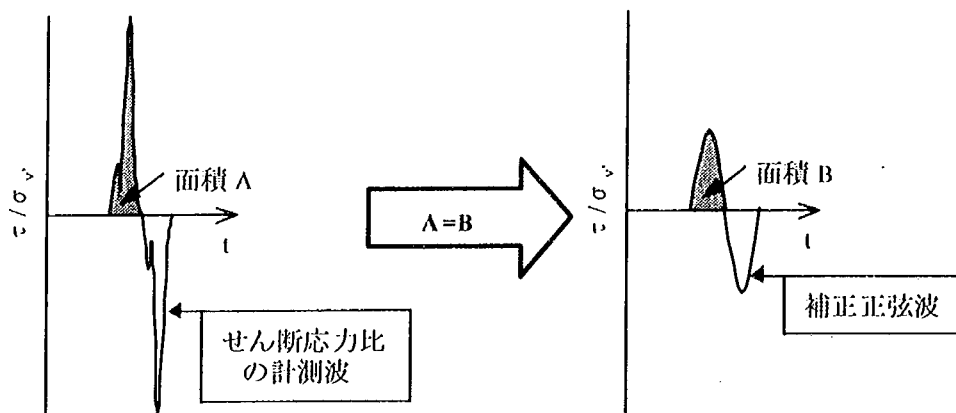
(a)せん断応力比



(b)せん断ひずみ



(c)補正正弦波



(d)補正正弦波の作成

図5.1 時刻歴データの整理

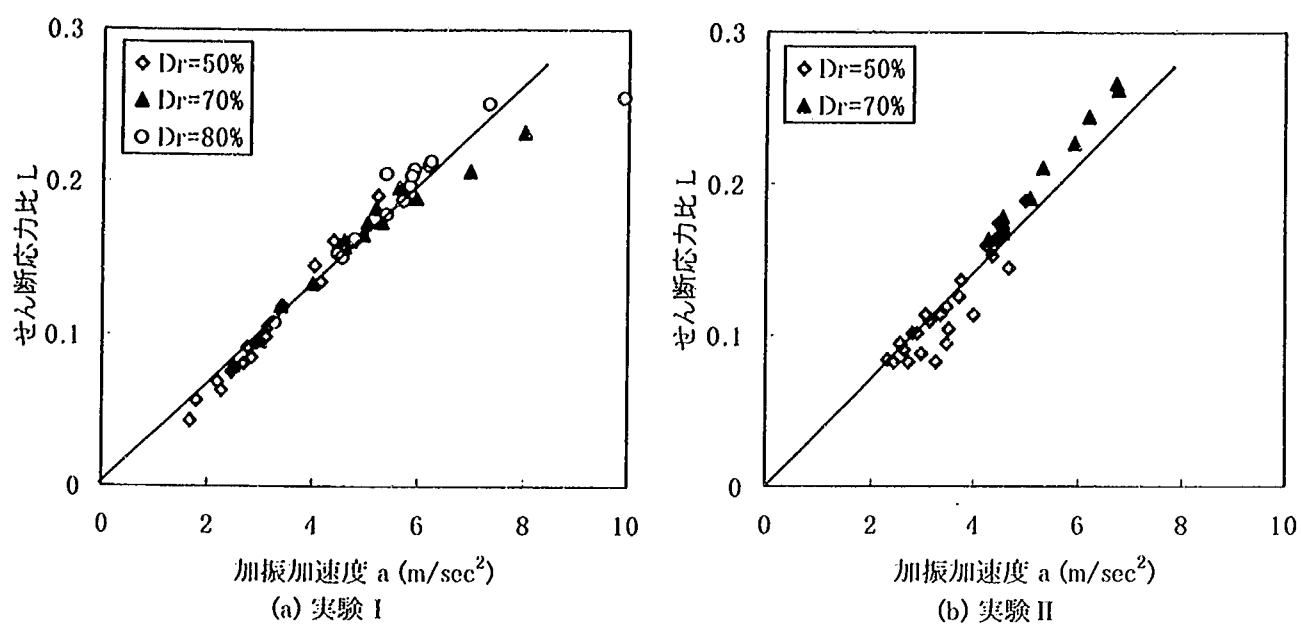


図5.2 加振加速度とせん断応力比 L の関係

5.1.2 動的せん断強度比 R_{L20} (液状化強度曲線)

(1) 液状化強度曲線による動的せん断強度比 R_{L20} の評価

動的せん断強度比 R_{L20} は、せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} が 7.5%以上を示した実験ケースから、液状化強度曲線 (図 5.3) を求め、繰返し回数 20 回のせん断応力比とした。液状化強度曲線の繰返し回数 N は、図 5.1(b) のせん断ひずみの時刻歴からせん断ひずみ両振幅 γ_{DA} が 7.5%になる繰返し回数を読みとった。このとき、加振波のテーパーに相当する最初の 1 波はカウントしないこととした。一方、せん断応力比 $L_{\gamma=7.5\%}$ は図 5.1(c) の補正正弦波から、 $\gamma_{DA}=7.5\%$ までの平均振幅とした。表 5.2 に液状化強度曲線に用いた繰返し回数 N とせん断応力比 $L_{\gamma=7.5\%}$ の一覧を示す。

(2) 実験 I, II における動的せん断強度比 R_{L20} の比較

液状化強度曲線から得られた動的せん断強度比 R_{L20} の一覧を表 5.3 に示す。同一の相対密度で比較すると、実験 I と実験 II の動的せん断強度比 R_{L20} は、同じ値が得られた。

表 5.3 動的せん断強度比 R_{L20} の一覧

実験 I		実験 II	
相対密度 (%)	R_{L20}	相対密度 (%)	R_{L20}
50	0.10	50	0.10
70	0.17	70	0.17
80	0.21		

(3) 既往の繰返し三軸試験結果との比較

本実験で得られた液状化強度曲線と動的せん断強度比 R_{L20} を、土木研究所内で過去に行われた、再構成豊浦砂の非排水繰返し三軸試験結果¹⁰⁾と比較する。図 5.3(a)の液状化強度曲線に三軸試験結果を併記したものを図 5.4 に示す。三軸試験結果については、軸ひずみを用いて整理するため、土槽実験のせん断ひずみ両振幅 $\gamma_{DA}=7.5\%$ に相当する軸ひずみ両振幅として $DA=5\%$ の結果を示した。本実験と三軸試験の R_{L20} は全体的にはよく一致しており、本実験により液状化強度特性を適切に評価できたものと考えられる。ただし、厳密には、本実験と三軸試験では拘束条件が異なるため、次式¹⁰⁾によって三軸試験結果を補正する必要がある。

$$(\tau/\sigma_v)_{異方} = (1+2K_0)/3 \cdot (\tau/\sigma_v)_{等方} \quad (5.1)$$

ここで、 $(\tau/\sigma_v)_{異方}$ ：異方拘束圧条件より求めたせん断応力比

$(\tau/\sigma_v)_{等方}$ ：等方拘束圧条件より求めたせん断応力比 (三軸試験)

K_0 ：静止土圧係数

土槽内での静止土圧係数 K_0 を 0.5 と仮定すれば、本実験結果の R_{L20} は三軸試験結果に比べ、約 1.2~1.6 倍の値を示すことになる。 R_{L20} が三軸試験に比べ大きめの値を示した原因としては、断定はできないが、試験方法の違いや本実験での拘束圧が三軸試験の 1/10 と低拘束圧であったことなどが考えられる。

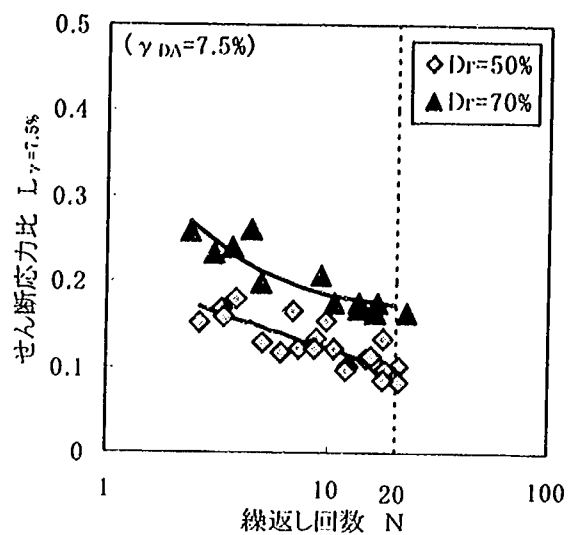
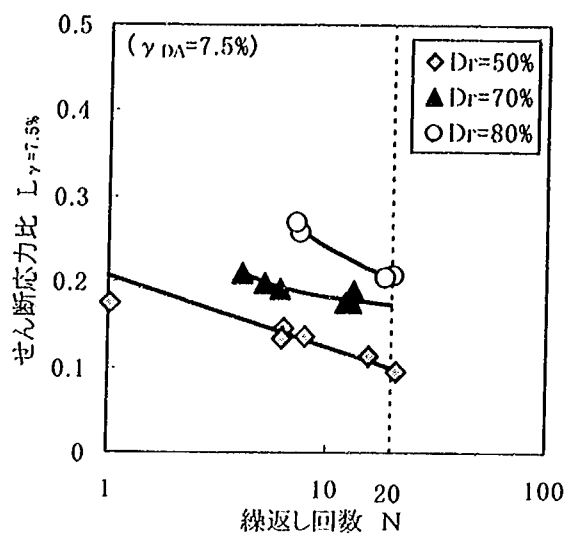


図5.3 液状化強度曲線

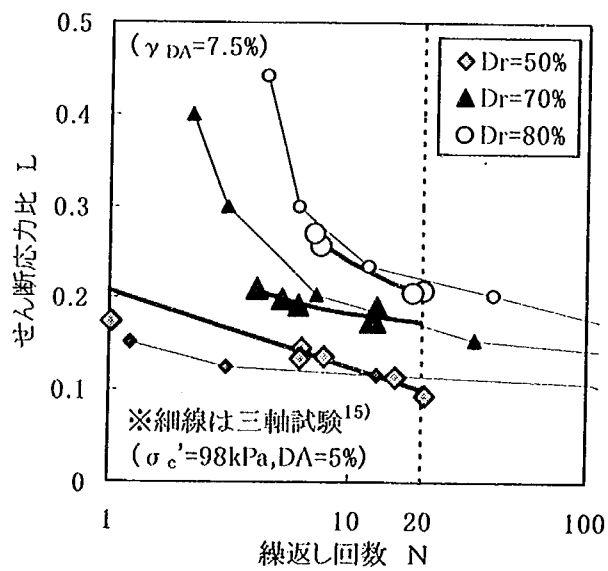


図5.4 液状化強度曲線の
三軸試験との比較(実験 I)

表 5.2 繰返し回数とせん断応力比 $I_{\gamma}=7.5\%$

(a) 実験 I

相対 密度 (%)	実験ケース	繰返し回数	せん断応力比 $I_{\gamma}=7.5\%$
50	I L09	21.0	0.094
	I L12	15.7	0.113
	I L13	8.0	0.136
	I L14	6.3	0.134
	I L15	6.3	0.146
	I L16	1.0	0.175
70	I M11	12.3	0.174
	I M12	13.0	0.174
	I M13	13.3	0.189
	I M14	6.1	0.192
	I M15	5.2	0.199
	I M16	4.1	0.210
80	I D08	18.5	0.205
	I D09	20.3	0.208
	I D13	7.6	0.257
	I D14	7.2	0.270

(b) 実験 II

相対 密度 (%)	実験ケース	繰返し回数	せん断応力比 $I_{\gamma}=7.5\%$
50	II L11	17.9	0.096
	II L12	5.1	0.128
	II L13	7.4	0.122
	II L14	3.4	0.168
	II L21	21.0	0.084
	II L22	21.0	0.101
	II L23	10.8	0.123
	II L24	9.9	0.155
	II L31	17.7	0.085
	II L32	14.9	0.111
	II L33	8.9	0.133
	II L34	3.9	0.179
	II L41	17.1	0.102
	II L42	15.5	0.112
	II L43	8.8	0.123
	II L44	3.4	0.158
	II L51	19.8	0.090
	II L52	12.5	0.101
	II L53	17.8	0.133
	II L54	6.9	0.167
	II L61	12.1	0.096
	II L62	6.2	0.117
	II L63	2.7	0.152
70	II D11	23.0	0.163
	II D12	16.7	0.174
	II D13	3.8	0.240
	II D14	4.5	0.260
	II D21	16.5	0.163
	II D22	13.9	0.174
	II D23	5.0	0.199
	II D24	3.1	0.233
	II D31	10.8	0.175
	II D32	13.8	0.169
	II D33	9.4	0.207
	II D34	2.4	0.258

5.1.3 液状化に対する抵抗率 F_L の評価方法

(1) 液状化に対する抵抗率 F_L の評価式

液状化に対する抵抗率 F_L は次式により求めた。

$$F_L = \frac{R_{L,20}}{L} \quad (5.2)$$

ここで、 $R_{L,20}$ ：20 回の繰返し加振でせん断ひずみ両振幅 γ_{DA} が 7.5% になる

動的せん断強度比 (5.1.2 参照)

L ：20 回繰返し加振したせん断応力比 (5.1.1 参照)

(2) 実験 II における動的せん断強度比 $R_{L,20}$ の補正

図 5.3(b) に示した実験 II の液状化強度曲線では、求めた強度曲線に対する個々のデータのばらつきが認められる。ばらつきが生じる原因としては、地盤の締め固め程度の違いが考えられるが、液状化程度を F_L で評価する場合、次のような問題がある。

液状化強度曲線より下に位置するデータは、相対的に地盤が緩めに作成されたものと考えられる。このデータが得られた実験ケースの F_L 値を、液状化強度曲線から求めた動的せん断強度比 $R_{L,20}$ を用いて計算すると、 F_L を大きめに評価することになる。極端な場合、実験では完全に液状化しているのに、 F_L は 1.0 以上になる。一方、液状化強度曲線より上に位置するデータは、相対的に地盤が固めに作成されたものと考えられる。下に位置する場合とは反対に、液状化強度曲線から求めた $R_{L,20}$ を用いて F_L 値を計算すると、 F_L を小さめに評価することになる (図 5.5)。

このような問題の解決策として、実験 II における F_L の算定では動的せん断応力比 $R_{L,20}$ の補正を行った。すなわち、図 5.5 に示すように、個々のデータを通る液状化強度曲線の平行線を引き、繰返し回数 20 回の値をそれぞれのデータごとに読みとり $R_{L,20}$ とした。

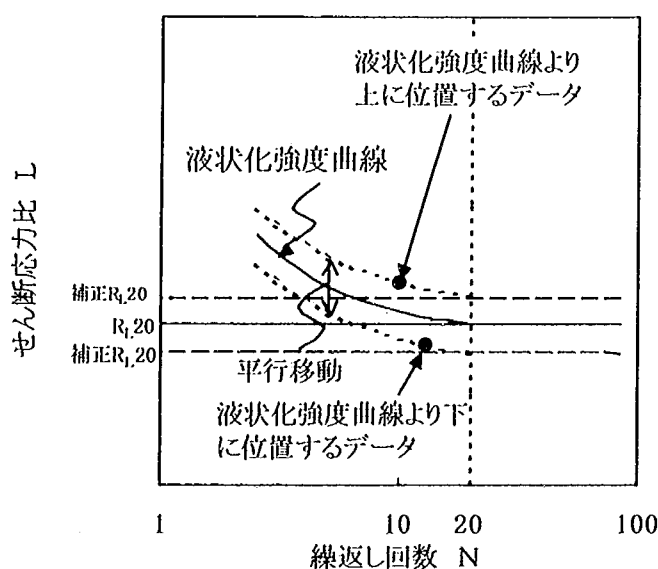


図5.5 $R_{L,20}$ の補正

5.2 最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA}

5.2.1 最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} の評価方法

振動台加振時の最大せん断ひずみは、図 5.1(b)のせん断ひずみの時刻歴から最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} で評価する。この際、加振波のテーパに相当する最初と最後の 1 波は無視した。

5.2.2 液状化に対する抵抗率 F_L と最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} の関係

5.1 で評価した F_L と最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} の関係を図 5.6 に示す。ここでは、最大せん断ひずみ両振幅が 10^2 以上に達したケースのみをプロットした。図より、相対密度が低いほど、また、 F_L が小さいほど大きなせん断ひずみを生じていることがわかる。さらに、どの相対密度においても、 F_L の低下に伴うせん断ひずみの増加率は、 F_L が 1 の近傍で高く、 $F_L < 1$ の範囲では低いことがわかる。

5.2.3 限界せん断ひずみ γ_L

本実験では図 5.7 に示すように、液状化によって生じるせん断ひずみには、一定値以上には増幅しないという限界値（限界せん断ひずみ）が存在することが確認された。図 5.7 と同じ傾向を示した実験ケースの最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} に着目し、 γ_{DA} の 1/2（片振幅）を限界せん断ひずみ γ_L とした。本実験と室内試験¹⁷⁾で得られた限界せん断ひずみ γ_L を図 5.8 で比較する。同図の横軸は換算 N 値 (N_1) であり、本実験データは 3.4 で推定した模型地盤の N 値を用い、次式¹⁸⁾より算定した。

$$N_1 = \frac{N}{\sqrt{\sigma_v}} \quad (5.3)$$

ここで、 N_1 ：換算 N 値

N ：N 値

σ_v ：有効土載圧(kgf/cm²)

図 5.8 より、本実験と室内試験で得られた限界せん断ひずみ γ_L はよく対応していることがわかる。

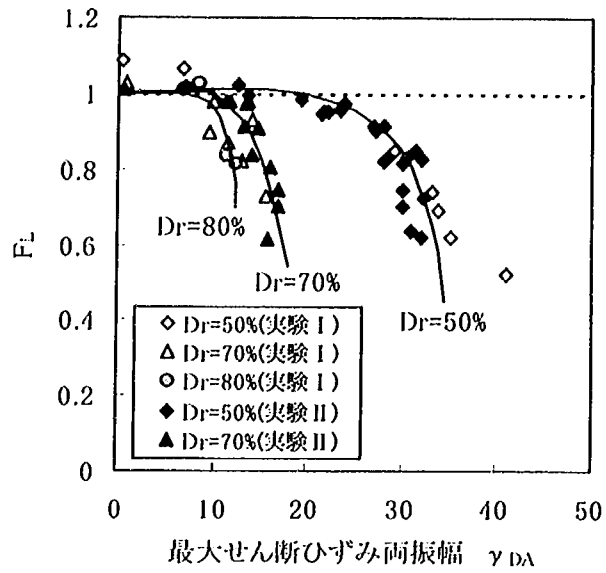


図5.6 F_L と最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} の関係

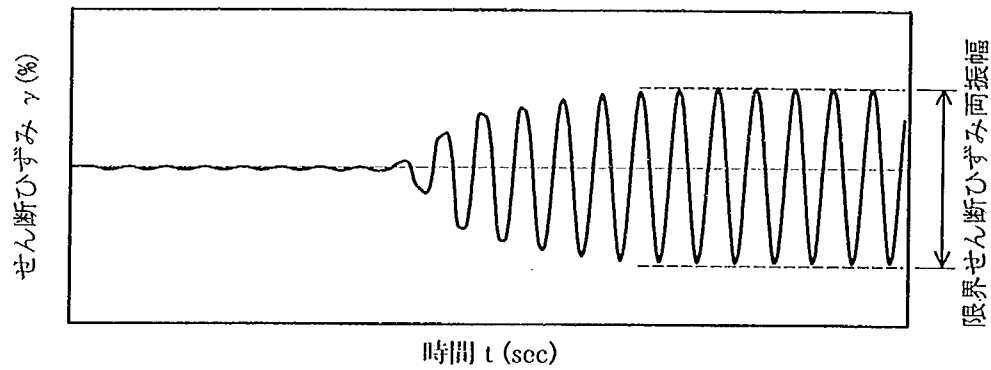


図5.7 限界せん断ひずみ

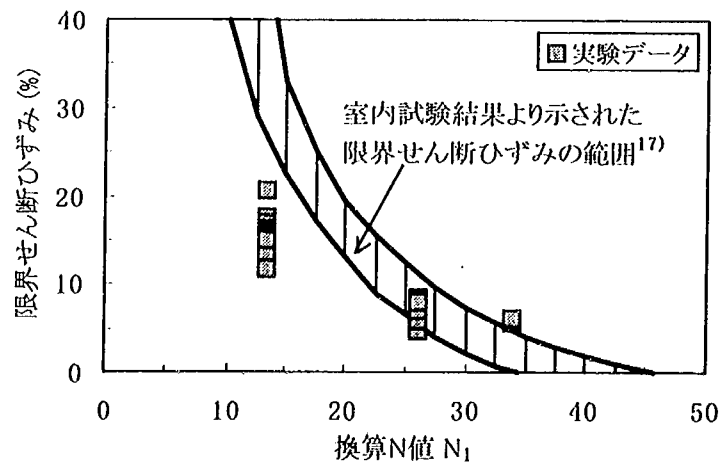


図5.8 換算N値と限界せん断ひずみの関係

5.3 過剰間隙水圧比 Lu

5.3.1 過剰間隙水圧比 Lu の評価方法

振動台加振時に土槽内に生じた過剰間隙水圧比 Lu は、図 5.9 に示す過剰間隙水圧比の時刻歴から、加振終了時の過剰間隙水圧比を読みとった。完全に液状化に達したケースの過剰間隙水圧比 Lu は 1.0 とした。

5.3.2 液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 Lu の関係

5.1 で評価した F_L と過剰間隙水圧比 Lu の関係を図 5.10 に示す。実験Ⅱでは、ほとんどのケースが $Lu=1.0$ であるため、ここでは実験Ⅰの結果だけを示した。実験対象であるすべての相対密度に関して、 F_L が小さいほど大きな過剰間隙水圧比 Lu を生じていることと、過剰間隙水圧比 Lu は F_L が 1.0 の前後で急激に増加することがわかる。

本実験結果による F_L と Lu の関係は、既往の繰返し三軸試験のデータ解析¹⁹⁾による比較的液状化強度の低い砂と類似の傾向を示している。また、 $Dr=50\%$ の結果が $Dr=70,80\%$ の結果より液状化強度が高くなる傾向を示しているが、その理由としては、 $Dr=50\%$ の加振加速度が他より小さかったため、振動台の加振波に含まれる高周期成分（ノイズ）の影響を強く受けたことが考えられる。

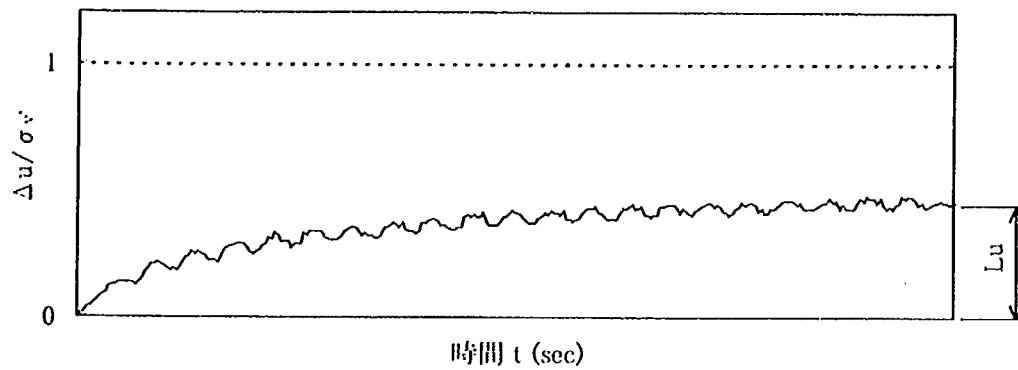


図5.9 過剰間隙水圧比 Lu の評価

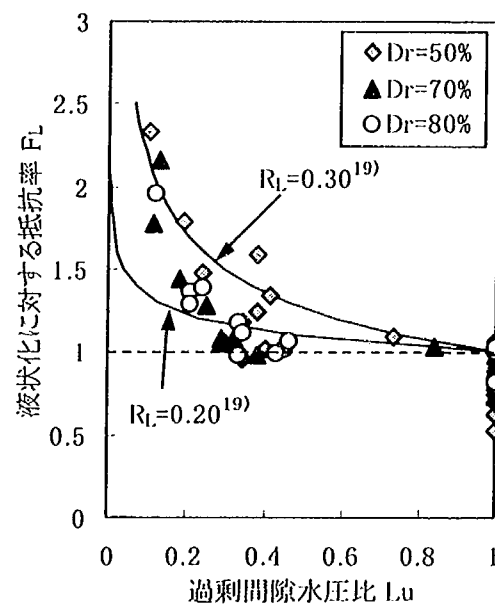


図5.10 液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 Lu の関係

6. 液状化程度と水平地盤反力の関係（実験Ⅰ）

6.1 貫入量と水平地盤反力度の関係

図 6.1 は載荷ピストン貫入時に得られた貫入量と水平地盤反力度の関係である。ここでは、代表的な実験ケースのみを示した。図 6.2 は載荷ピストン貫入時の過剰間隙水圧の変化を、貫入量と過剰間隙水圧比の関係で整理したものである。図 6.2 は図 6.1 と同じ実験ケースを示している。それぞれの図中には、各実験ケースの液状化程度として液状化に対する抵抗率 F_L を記載した。無加振と記載したものは、振動台を加振せずに載荷ピストンの貫入を行った実験ケースである。

図 6.1 の荷重（水平地盤反力度）－変位（貫入量）関係から次のことが考察できる。

- ① 無加振の荷重－変位関係を基準に考えた場合、水平地盤反力度の低下は、相対密度に関わらず $F_L < 1.1$ を示した実験ケースに認められる。
- ② $Dr=50\%$ では、 $F_L < 1.0$ の実験ケースに貫入量 1cm 程度まで、水平地盤反力度が出現しない無抵抗領域が存在する。この無抵抗領域は、加振時に 30% 程度以上の最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} を経験したケースに認められたものであり、 γ_{DA} が 7% であった $F_L=1.06$ のケースでは確認されなかった。
- ③ $Dr=80\%$ の実験ケースには、液状化によって地盤反力は低下するものの、変位がある程度進行した後には剛性の回復が確認できるケースがある。剛性の回復が認められる実験ケースの F_L は、回復が認められない実験ケースの F_L より大きい値を示している。また、剛性の回復が認められる実験ケースの最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} は、回復が認められない実験ケースより小さい値を示していた。

図 6.2(c) に示す載荷ピストン貫入時における過剰間隙水圧比の変化によれば、剛性の回復は間隙水圧の低下を伴っており、正のダイレイタンスが発生したものと考えられる。このことは、液状化によって水平地盤反力は低減するものの、基礎構造物と地盤の相対変位がある程度大きくなると水平地盤反力の回復が生じることを示唆するものである。剛性が回復する変位や回復量は、地盤の相対密度や液状化程度によって異なるものと推測される。

6.2 水平地盤反力係数 k_H と低減係数 D_E の評価方法

水平地盤反力係数 k_H は、図 6.3 に示すように着目貫入量 δ^* と水平地盤反力度の割線勾配で定義した。また、水平地盤反力係数の低減率 D_E は加振しないケースの水平地盤反力係数を基準水平地盤反力係数 k_{H0} とし、次式により算出した。

$$D_E = k_H / k_{H0} \quad (6.1)$$

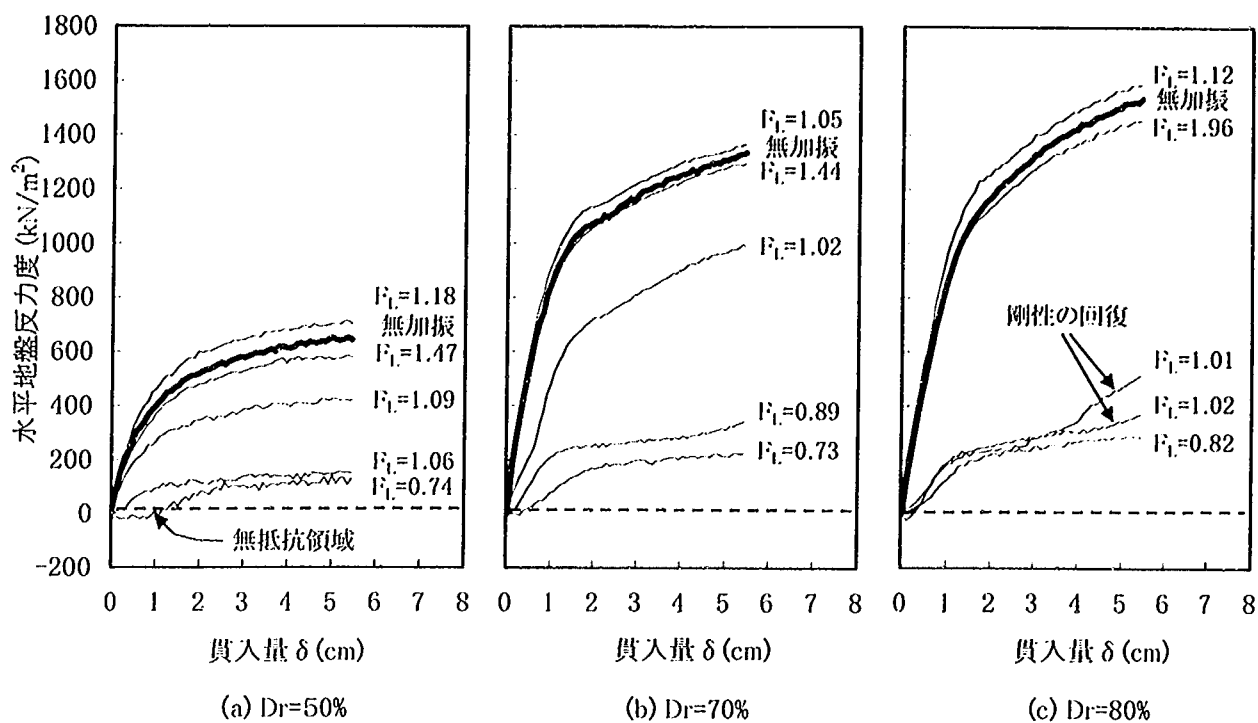


図6.1 貫入量と水平地盤反力度の関係

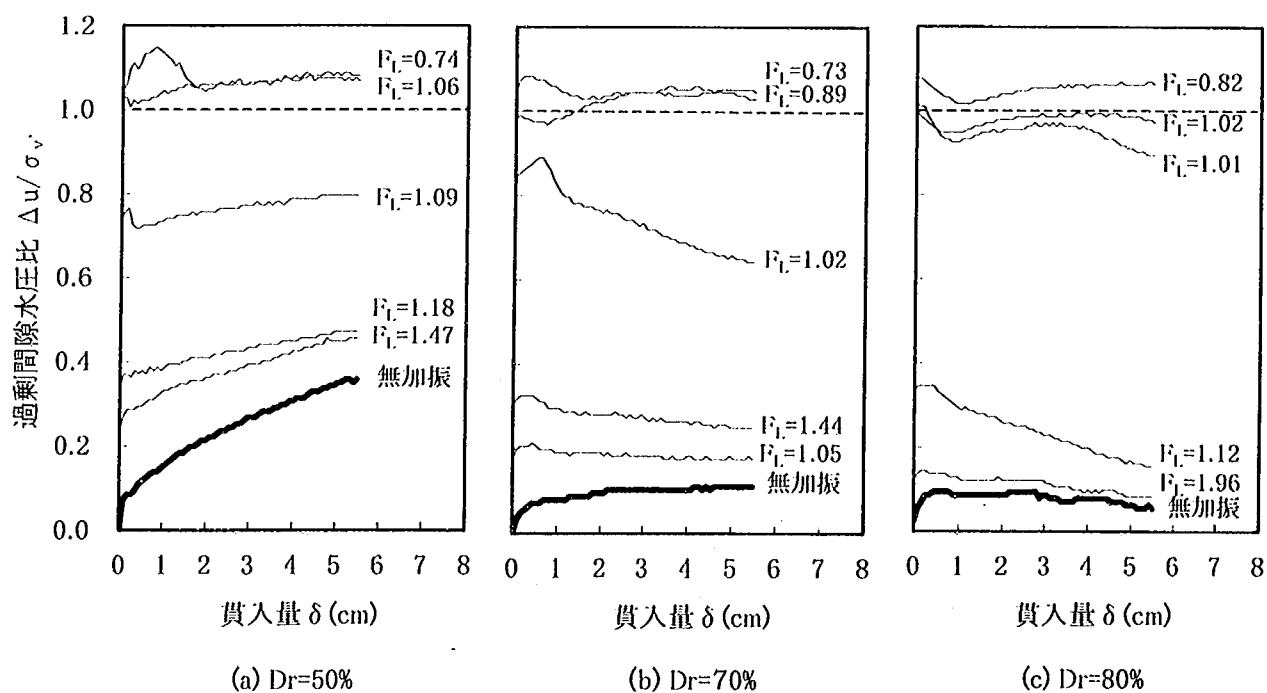


図6.2 貫入量と過剰間隙水圧比の関係

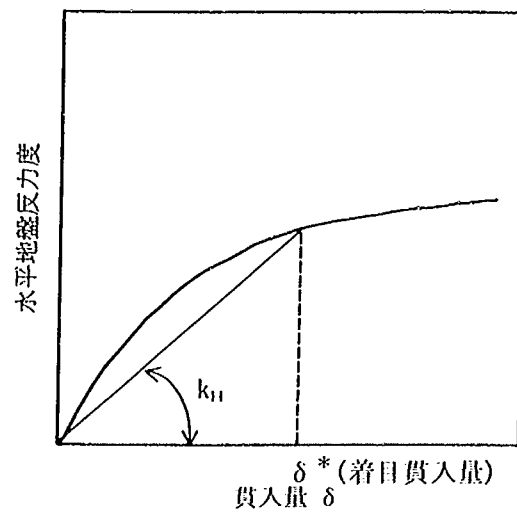


圖6.3 水平地盤反力係數 k_{H1}

6.3 液状化に対する抵抗率 F_L と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

5.1 で評価した各実験ケースの液状化に対する抵抗率 F_L と、6.2 で求めた水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を図 6.4 に示す。ここで、水平地盤反力係数の着目貫入量は、(a) $\delta^*=1.0\text{cm}$, (b) $\delta^*=3.0\text{cm}$, (c) $\delta^*=5.0\text{cm}$ とした。図 6.4 から次のことが考察できる。

- ① (a)～(c)すべての着目貫入量において、水平地盤反力係数の低減率 D_E は $F_L=1.0$ をはさんで急激に低下する。
- ② $F_L<1.0$ では、着目貫入量によって若干傾向の違いがあるものの、 F_L の減少に伴い水平地盤反力係数の低減率 D_E は緩やかな低下傾向を示す。
- ③ 着目貫入量 $\delta^*=1.0\text{cm}$ の $D_r=50\%$ ($F_L<1.0$) では、 D_E の値が他の相対密度のものより小さくなっている。これは、6.1 で述べた無抵抗領域の影響である。それ以外は、 F_L と D_E の関係に相対密度による違いは認められなかった。

6.4 最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

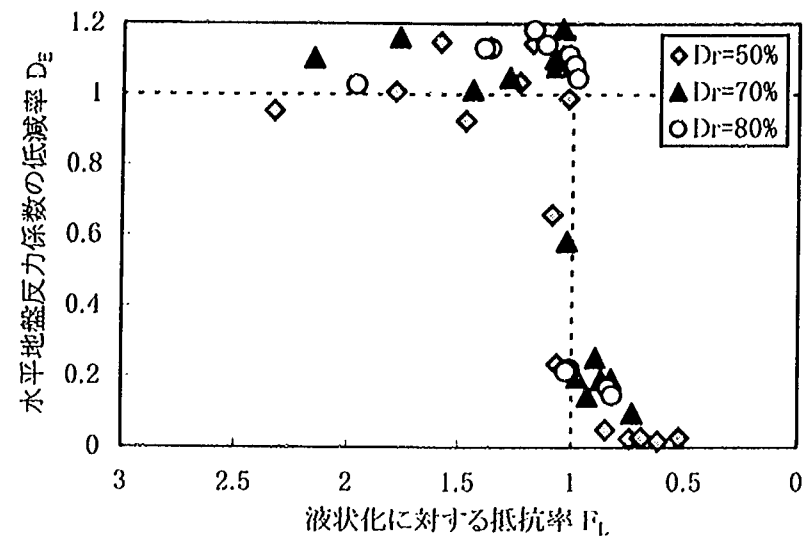
5.2 で評価した各実験ケースの最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と、水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を図 6.5 に示す。先に示した F_L と D_E の関係と同様に、水平地盤反力係数の着目貫入量は、(a) $\delta^*=1.0\text{cm}$, (b) $\delta^*=3.0\text{cm}$, (c) $\delta^*=5.0\text{cm}$ とした。図 6.5 から次のことが考察できる。

- ① (a)～(c)すべての着目貫入量において、水平地盤反力係数の低減率 D_E は最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} が 0.5% 程度以上から低下傾向を示す。すなわち、地盤が経験したせん断ひずみが大きいほど水平地盤反力係数の低減率 D_E は低下すると考えられる。
- ② 本実験結果からは、最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と D_E の関係に相対密度による違いは認められなかった。

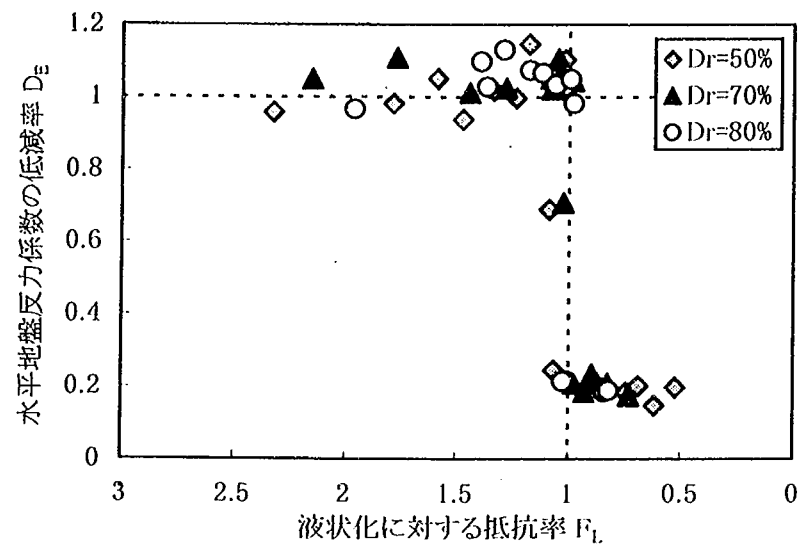
6.5 過剰間隙水圧比 Lu と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

5.3 で評価した各実験ケースの過剰間隙水圧比 Lu と、水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を図 6.6 に示す。ここでも、水平地盤反力係数の着目貫入量は、(a) $\delta^*=1.0\text{cm}$, (b) $\delta^*=3.0\text{cm}$, (c) $\delta^*=5.0\text{cm}$ とした。図中には既往の研究から得られた代表的な Lu — D_E 関係を併記した (1. 既往の研究 参照)。図 6.6 から次のことが考察できる。

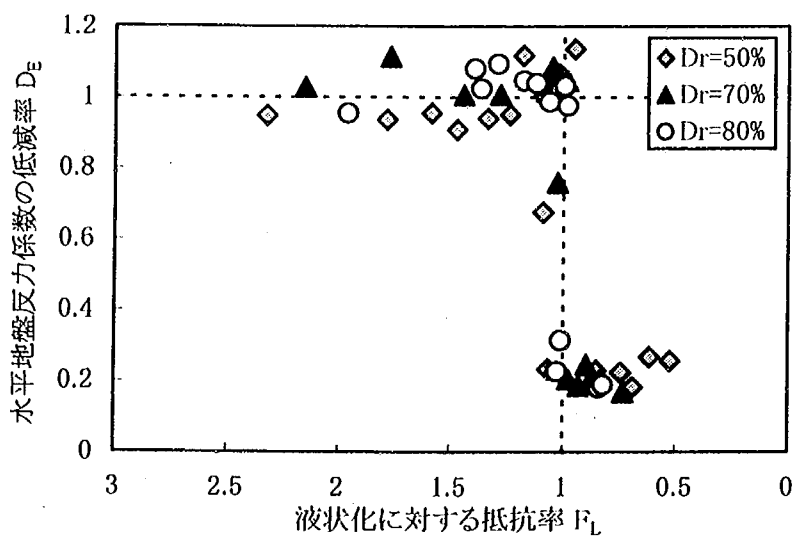
- ① (a)～(c)すべての着目貫入量において、 Lu が 0～0.4 程度では D_E は 1 前後の値をとり、 Lu が 0.4～1.0 では D_E は急激に低下するが、この領域における Lu と D_E の定量的な関係を捉えることはできなかった。
- ② 本実験結果からは、 Lu と D_E の関係に相対密度による違いは認められなかった。
- ③ 既往の研究から得られた代表的な Lu — D_E 関係では、 Lu が小さな値から低下傾向を示す。一方、本実験結果では Lu が 0.4 程度までは低下傾向を示さず、0.4～1.0 の範囲で D_E が低下した。



(a) $\delta^* = 1.0\text{cm}$



(b) $\delta^* = 3.0\text{cm}$



(c) $\delta^* = 5.0\text{cm}$

図6.4 液状化に対する抵抗率 F_L と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

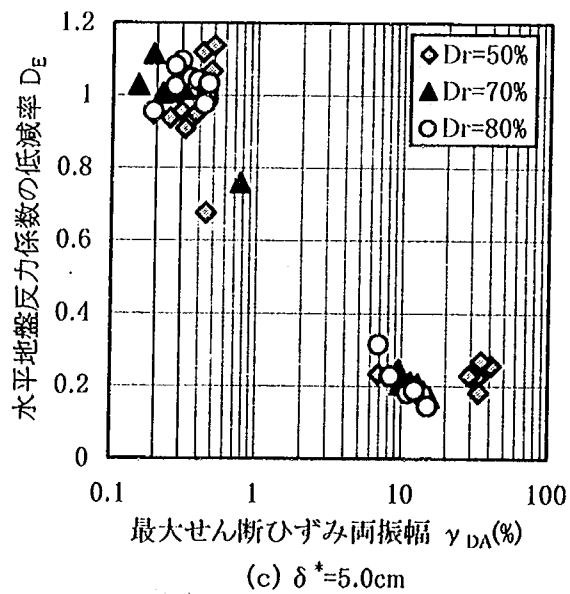
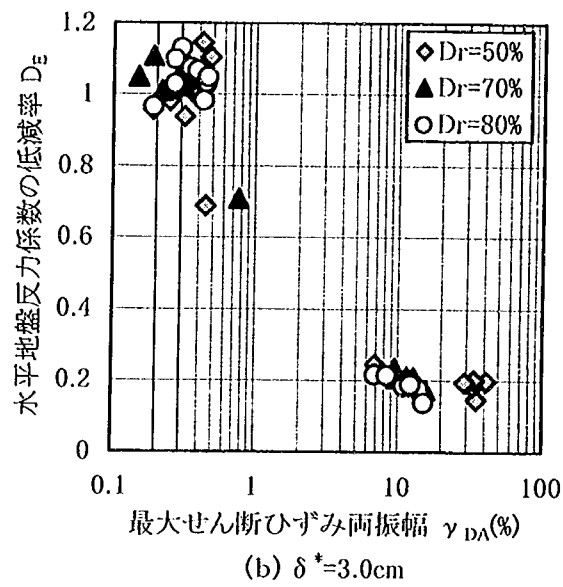
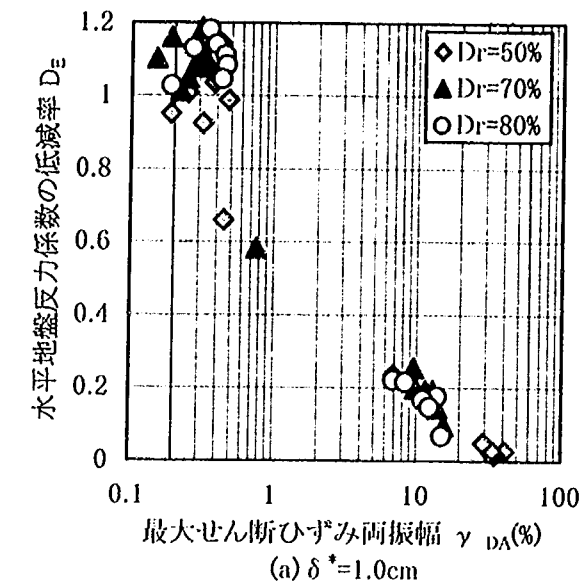
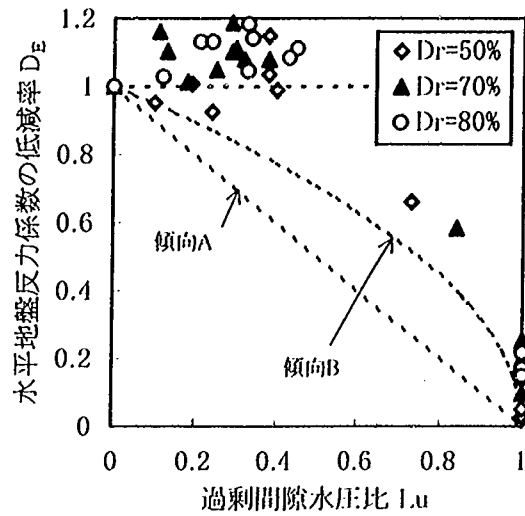
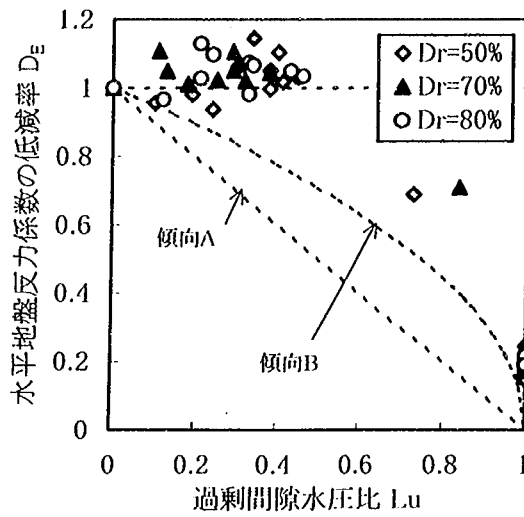


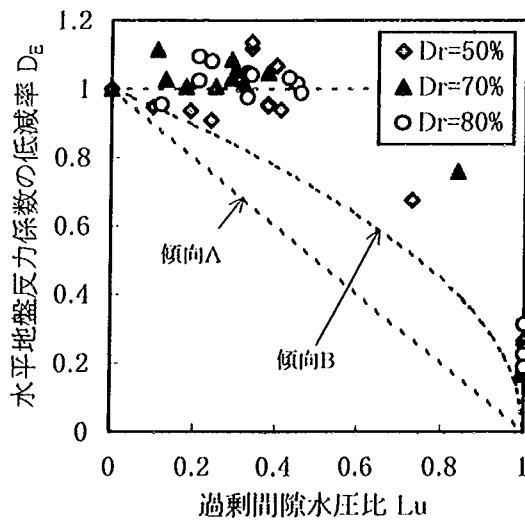
図6.5 最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係



(a) $\delta^* = 1.0 \text{ cm}$



(b) $\delta^* = 3.0 \text{ cm}$



(c) $\delta^* = 5.0 \text{ cm}$

※傾向A,Bは、1.既往の研究を参照

図6.6 過剰間隙水圧比 L_u と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

7. 貫入速度と水平地盤反力の関係（実験Ⅱ）

7.1 貫入速度と水平地盤反力の関係

図 7.1 は载荷ピストン貫入時に得られた貫入量と水平地盤反力度の関係である。ここでは、代表的な実験ケースのみを示した。図中には、各実験ケースの貫入速度 (mm/s) を記載した。無加振と記載したものは、振動台を加振せずに载荷ピストンの貫入を行った実験ケースであり、ピストンの貫入速度は $V=1\text{mm/s}$ とした。

図 7.2 は貫入速度と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を示した。水平地盤反力係数 k_H および低減率 D_E の算定は 6.2 に従い、無加振での水平地盤反力係数を基準水平地盤反力係数 k_{H0} とした。図 7.2 における着目貫入量は $\delta^*=2.0\text{cm}$ とした。これは、貫入量が大きくなると水平地盤反力に及ぼす土槽拘束の影響が大きくなることと、一方、貫入量が 1cm 程度までは 6.1 に示した無抵抗領域が存在するため、水平地盤反力が 0 に近い値を示すものがあり（特に $Dr=50\%$ ）、貫入速度による水平地盤反力の違いが認められなかったことを考慮したものである。

図 7.1, 図 7.2 から次のことが考察できる。

- ① $Dr=50\%$ の貫入速度 $V=1\text{mm/s}$ を除けば、 $V=200\text{mm/s}$ 程度までは液状化地盤の水平地盤反力は貫入速度が速いほど大きくなる。
- ② $Dr=70\%$ の $V=200\text{mm/s}$ では D_E が 0.9 程度を示すものもあり、液状化したにもかかわらず高い水平地盤反力が得られた。
- ③ $Dr=50\%$ の貫入速度 $V=200, 400\text{mm/s}$ に着目すると、水平地盤反力の増大に關与する貫入速度には限界があると推測される。
- ④ 貫入速度が速いほど水平地盤反力が大きくなる傾向は、相対密度が高いほど顕著である。

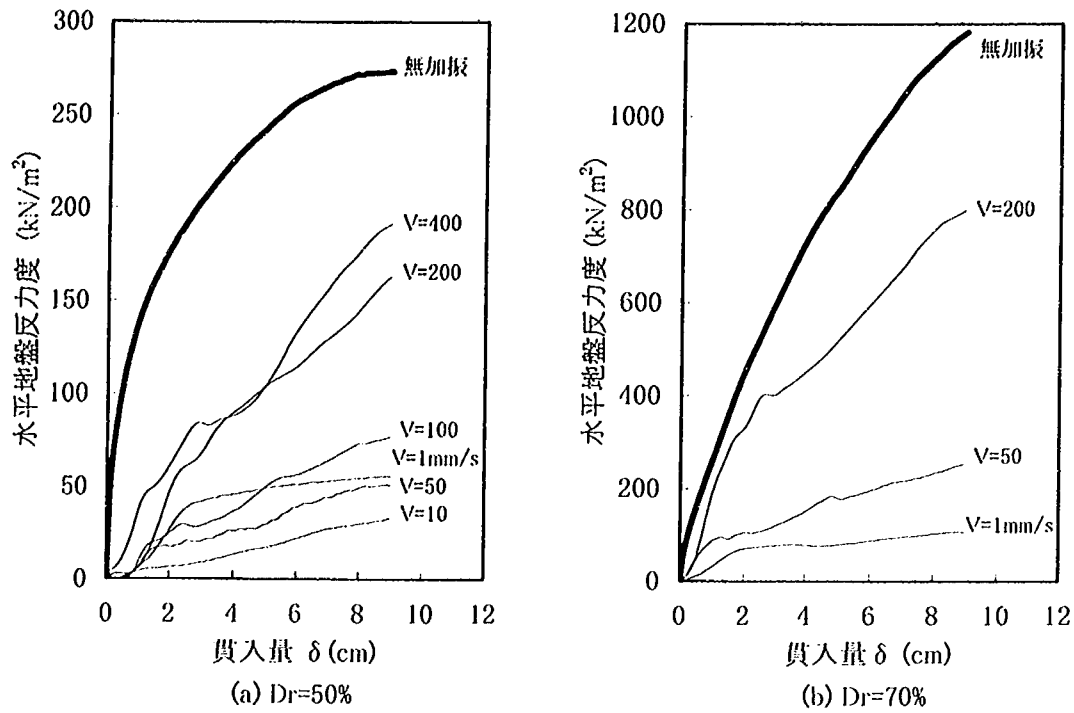


図7.1 貫入量と水平地盤反力度の関係

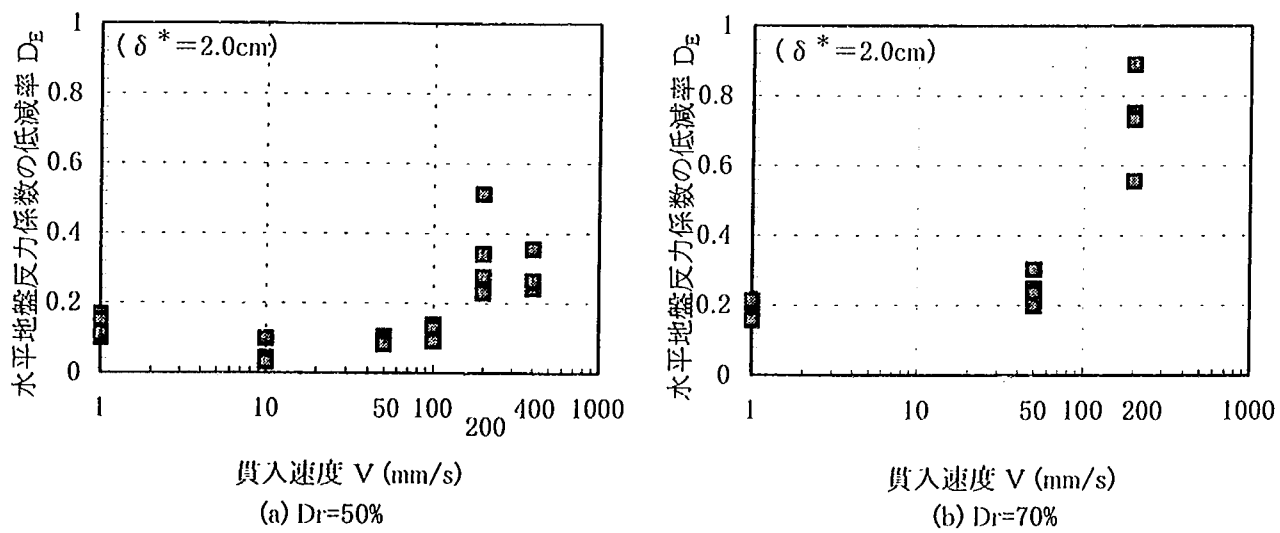


図7.2 貫入速度と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

7.2 載荷ピストンの貫入に伴う間隙水圧の変化

水平地盤反力の速度依存性を、載荷ピストンの貫入に伴う間隙水圧の変化で考察した。図 7.3, 図 7.4 に貫入量と過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v$ の関係を示す。ここでは、各貫入速度ごとに 1 ケースを取り上げ、図 7.3 には $Dr=50\%$ の結果を、図 7.4 には $Dr=70\%$ の結果をそれぞれ示した。図の上側には載荷ピストン貫入の経過時間を記載している。着目した間隙水圧計は載荷板に取り付けた W1 と載荷板の貫入方向に固定した W4, W7, W11 である。W1 の受圧面は動水圧の影響を避けるため土槽底面に向けている。その他の受圧面は、貫入方向に平行する土槽側面に向けて設置した。

図 7.3, 図 7.4 に示したすべての実験ケースにおいて、載荷ピストン貫入直前の過剰間隙水圧比は、計測点によらずほぼ 1.0 を示している。W1 の値だけが高めであるのは、受圧面の向きに関係すると考えられる。

$Dr=50\%$ の $V=1\text{mm/s}$ (図 7.3(a)) では、貫入量 3cm までにすべての計測点の過剰間隙水圧比が 2 割程度の低下を示し、その後はほぼ一定値をとる。低下した 2 割の過剰間隙水圧比は、地表面から間隙水圧計を設置した土槽中央までの土の有効重量に相当することから、貫入量 3cm、貫入経過時間 30 秒までに、土の有効重量分の過剰間隙水圧は消散し、空気圧による土載圧分の過剰間隙水圧のみが作用する状態になったと判断できる。 $V=1\text{mm/s}(Dr=50\%)$ の水平地盤反力が $V=10, 50\text{mm/s}(Dr=50\%)$ より大きくなったのは、この過剰間隙水圧の消散が影響したものと考えられる。

$Dr=70\%$ の $V=1\text{mm/s}$ (図 7.4(a)) では、貫入量 2cm、貫入経過時間 20 秒までに過剰間隙水圧の消散が起こったものと判断できる。 $V=50, 200\text{mm/s}(Dr=70\%)$ の貫入に要する時間はそれぞれ 2, 0.5 秒程度であり、この時間内では過剰間隙水圧の消散はほとんど生じていない。過剰間隙水圧の消散が影響した $V=1\text{mm/s}(Dr=70\%)$ の水平地盤反力は、過剰間隙水圧の消散の影響が少ない $V=50, 200\text{mm/s}(Dr=70\%)$ の水平地盤反力に対して、相対的に高めの値が得られたと考えられる。

$Dr=50\%$ の $V=10, 50, 100, 200\text{mm/s}$ (図 7.3(b), (c), (d), (e)) の貫入量 3cm までに着目すると、載荷板に設置した W1 が貫入速度に従って大きく低下しており、 $V=200\text{mm/s}$ では過剰間隙水圧比が 0 付近にまで達している。このとき、W4, W7, W11 は概ね過剰間隙水圧比 1.0 を保ったままであり、間隙水圧の低下が載荷板の周辺だけに起きている。貫入速度が速くなるほど載荷板周辺の地盤に正のダイレイタンスが生じ、大きな水平地盤反力が得られたと判断できる。貫入量 3cm 以降は、W4→W7→W11 の順に間隙水圧の低下を示しており、地盤の抵抗範囲が徐々に広がっていく状況がわかる。

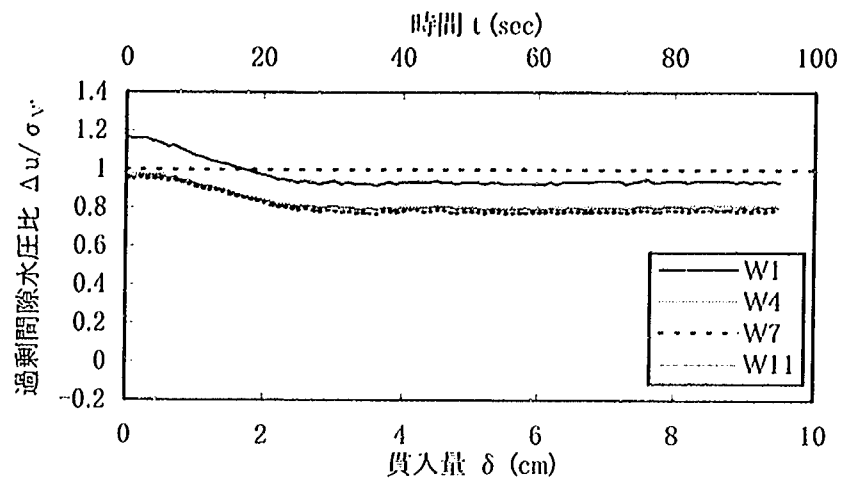
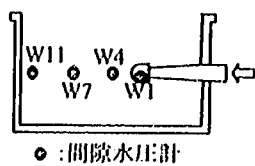
$Dr=70\%$ の $V=50, 200\text{mm/s}$ (図 7.4(b), (c)) に着目すると、W1 の間隙水圧が貫入量 1cm 付近までに急激に低下し、貫入量 1cm 以降は $Dr=50\%$ の場合と同様に W4→W7→W11 の順に間隙水圧の低下を示している。載荷ピストンの貫入に伴う間隙水圧の低下は、 $Dr=50\%$ の同じ貫入速度に比べて顕著であり、水平地盤反力は相対密度が高いほど貫入速度の影響を受けやすいと考えられる。

$Dr=50\%$ 、 $V=200\text{mm/s}$ (図 7.3(e)) の実験ケースについて、載荷ピストン貫入中の土槽内における過剰間隙水圧比の平面的な分布を図 7.5 に整理した。土槽中央の水平面に着目し、貫入量が 1, 2, 4, 7cm に達したときの過剰間隙水圧比の等高線図を、それぞれ図 7.5(a), (b), (c), (d) に示した。図 7.3(e) で説明したように、載荷ピストン貫入量が 1～2cm (図 7.5(a), (b)) では間隙水圧の低下が載荷板周辺だけに起こり、貫入量が 4～7cm

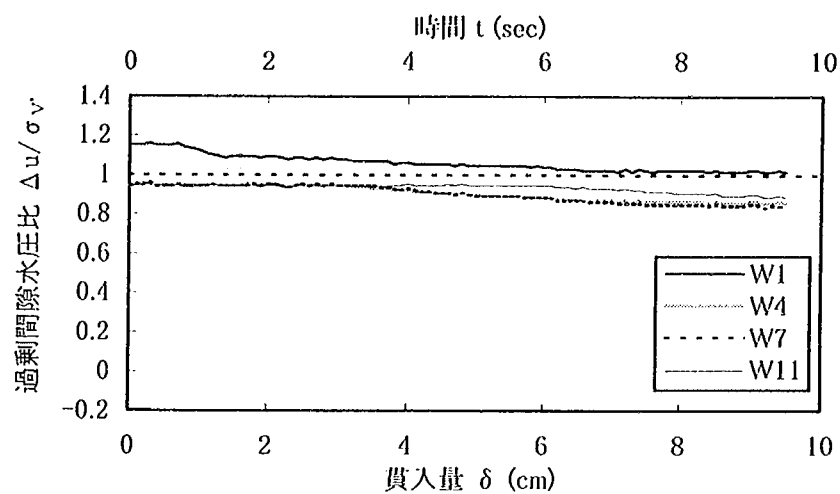
(図 7.5(c),(d)) と大きくなるにしたがい、間隙水圧の低下範囲が拡大していく状況が分かる。図 7.6 には、 $Dr=70\%$ 、 $V=200\text{mm/s}$ (図 7.4(c)) の実験ケースについて、図 7.5 と同じように過剰間隙水圧比の平面的な分布を整理した。図 7.5 と図 7.6 の貫入速度は $V=200\text{mm/s}$ で同じであり、相対密度が高いほど間隙水圧の低下量が大きく、また、低下範囲の拡大も早いことがわかる。

$Dr=50\%$ の $V=100, 200, 400\text{mm/s}$ (図 7.3(d),(e),(f)) に着目し、貫入速度による水平地盤反力の増大が頭打ちとなる限界速度について検討する。 $V=100\text{mm/s}$ と $V=200\text{mm/s}$ を比べた場合、載荷ピストンの貫入に伴う間隙水圧の低下量は $V=200\text{mm/s}$ の方が圧倒的に大きく、 $V=100\text{mm/s}$ と $V=200\text{mm/s}$ の水平地盤反力の差は間隙水圧の低下量の差に起因していると考えられる。一方、 $V=200\text{mm/s}$ と $V=400\text{mm/s}$ を比べた場合、 $W1$ の間隙水圧が、 $V=200\text{mm/s}$ では貫入量 1cm 付近までに急激に低下するのに対し、 $V=400\text{mm/s}$ では貫入量 6cm 付近までに緩やかに低下する違いがあるが、全般的な間隙水圧の低下量は同程度である。図 7.2(a) によれば $V=200\text{mm/s}$ と $V=400\text{mm/s}$ では水平地盤反力の低減率 D_E に明確な差がなく、 $V=200\text{mm/s}$ のデータには $V=400\text{mm/s}$ より大きな水平地盤反力を示すものもある。このことから、水平地盤反力の増大に関与する貫入速度には限界があると考えられる。

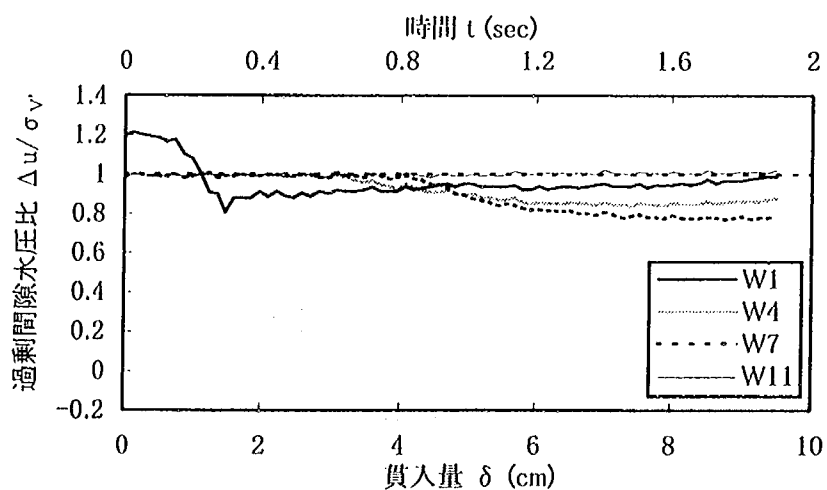
本実験結果より認められた水平地盤反力の速度依存性は、 $9.8\text{kPa}(0.1\text{kgf/cm}^2)$ 程度の低拘束圧条件で得られた傾向である。比較的高い拘束圧条件における検討は別途行う必要がある。



(a) $V=1\text{mm/s}$



(b) $V=10\text{mm/s}$



(c) $V=50\text{mm/s}$

図7.3(1) 貫入試験に伴う過剰間隙水圧比の変化($D_r=50\%$)

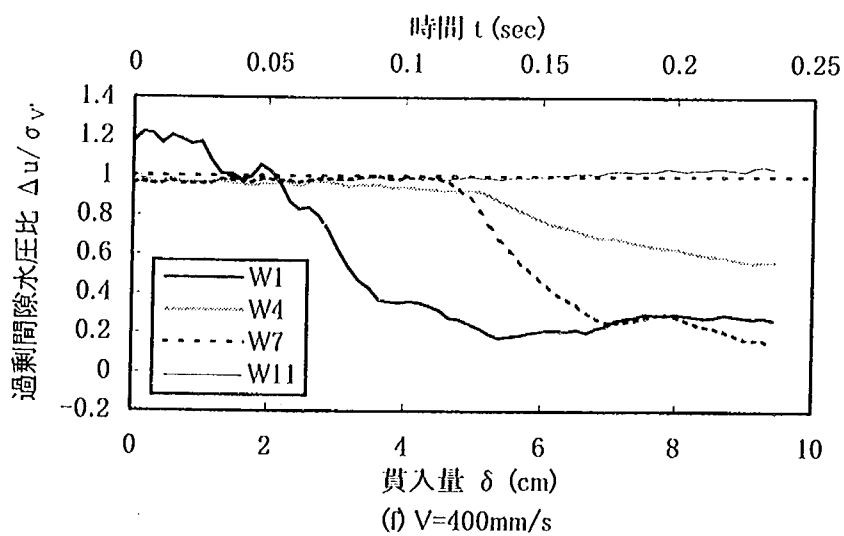
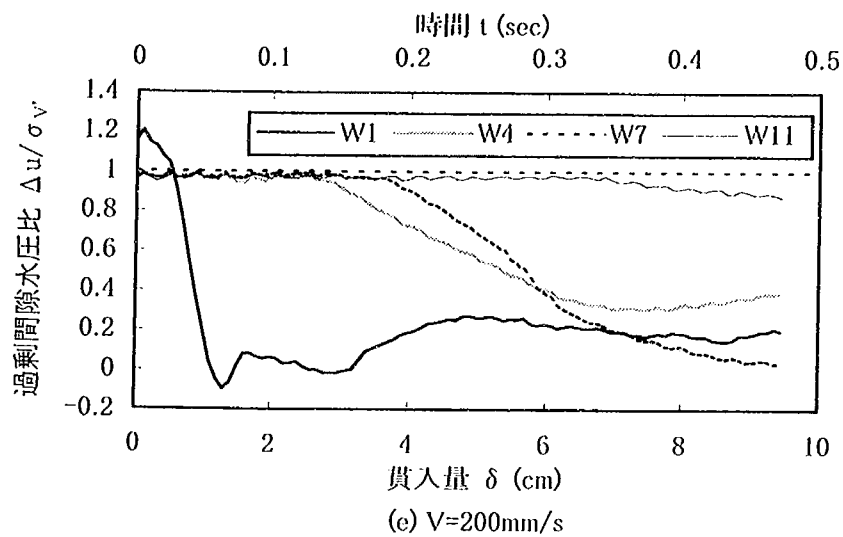
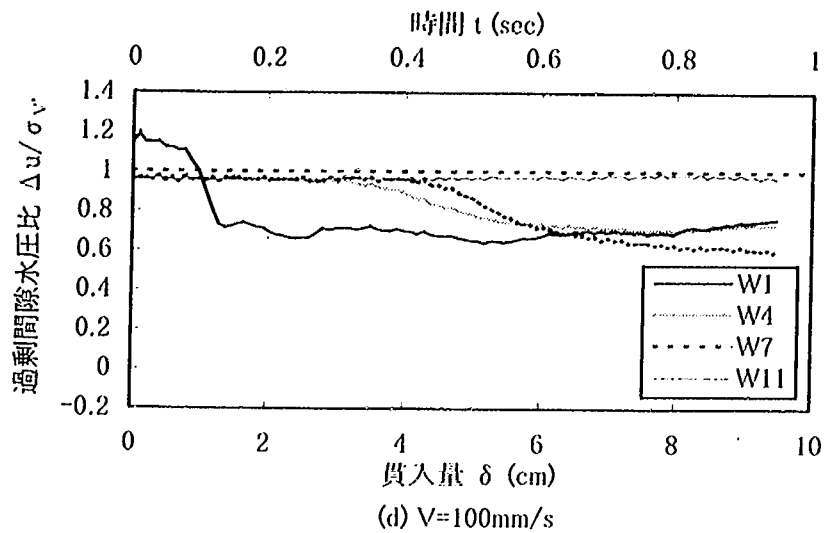
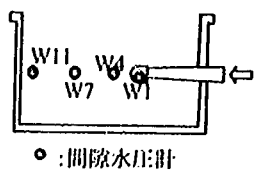


図7.3(2) 貫入試験に伴う過剰間隙水圧比の変化($Dr=50\%$)

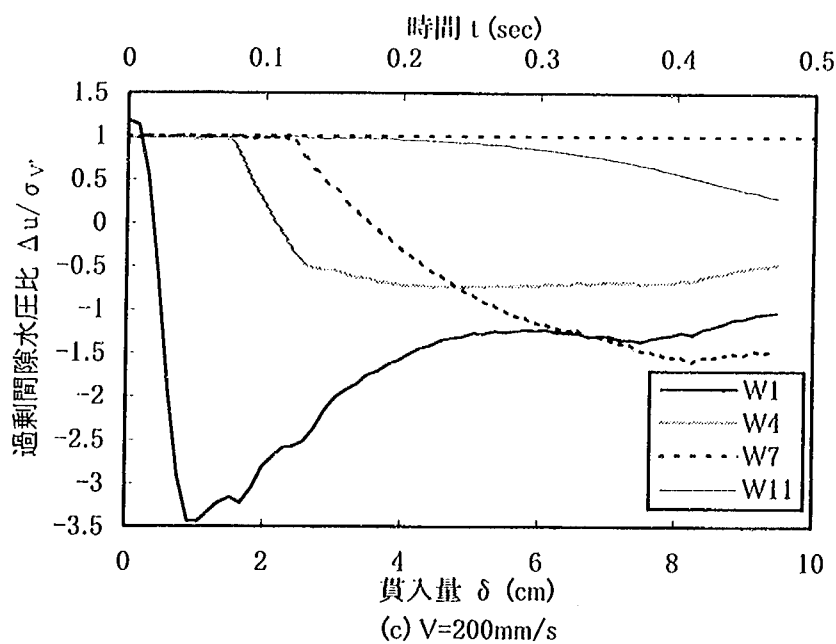
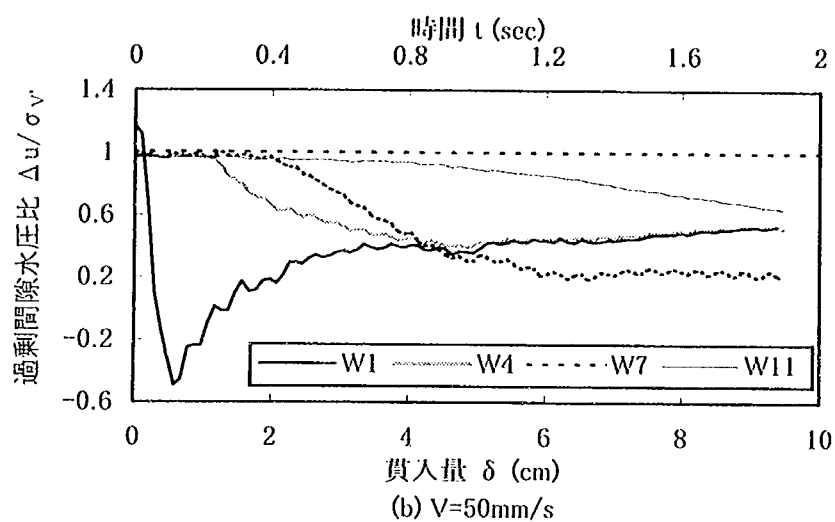
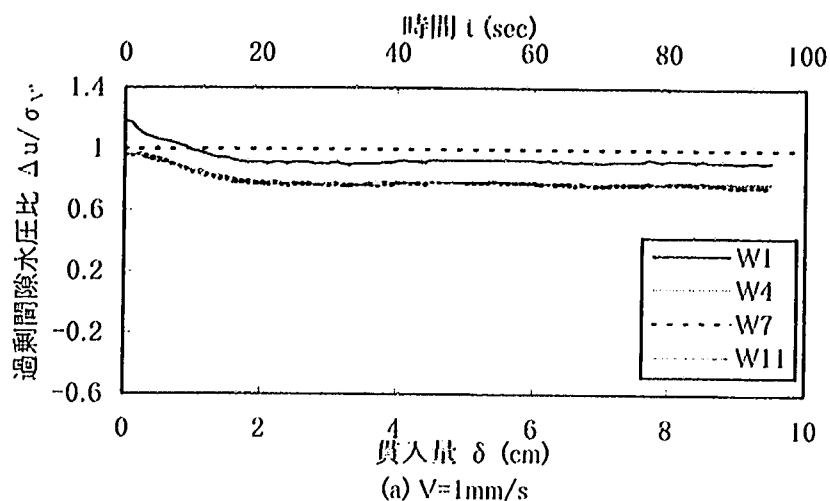
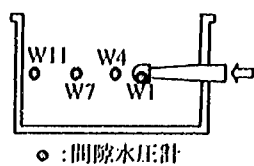
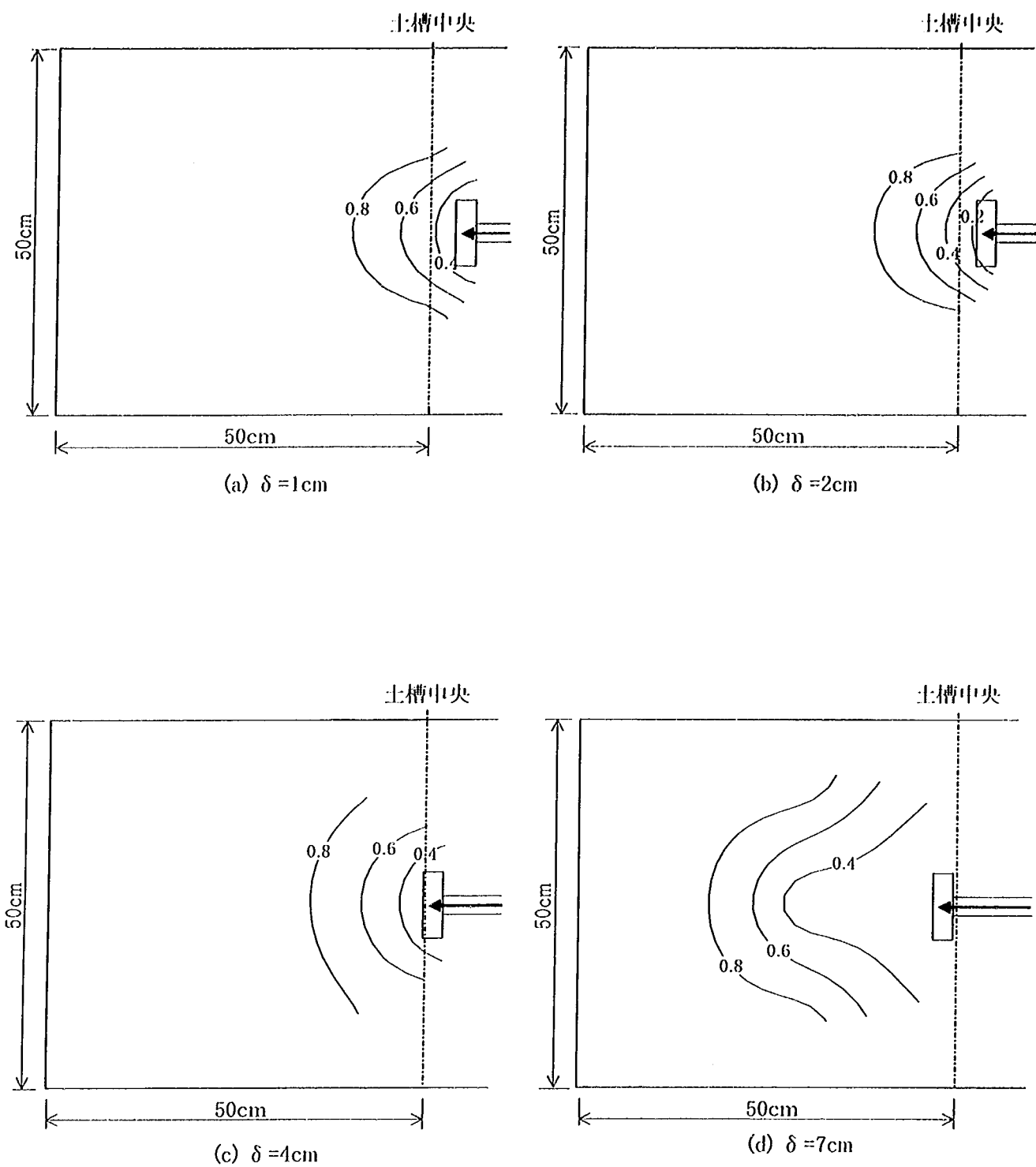
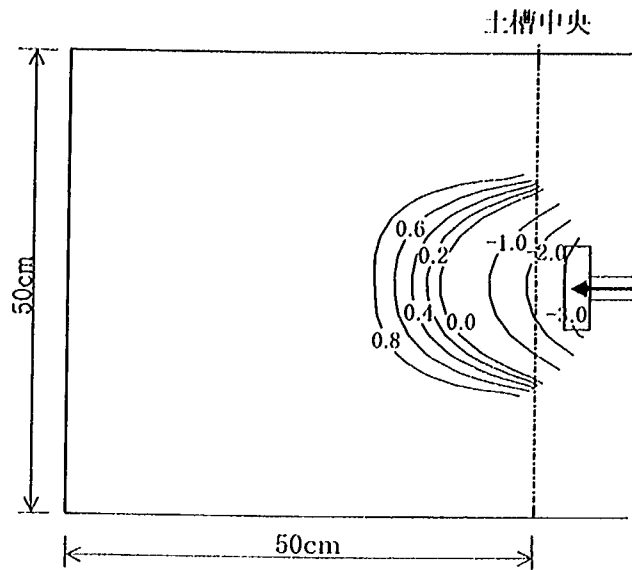


図7.4 貫入試験に伴う過剰間隙水圧比の変化($D_r=70\%$)

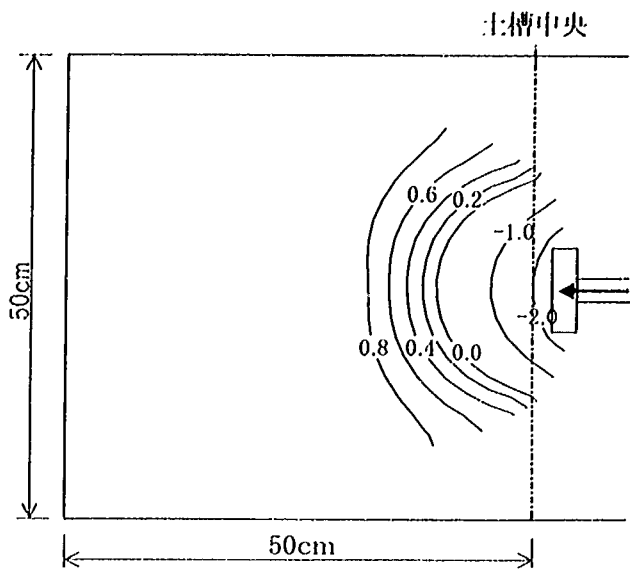


注) 図中の数値は、過剰間隙水圧比を示す。

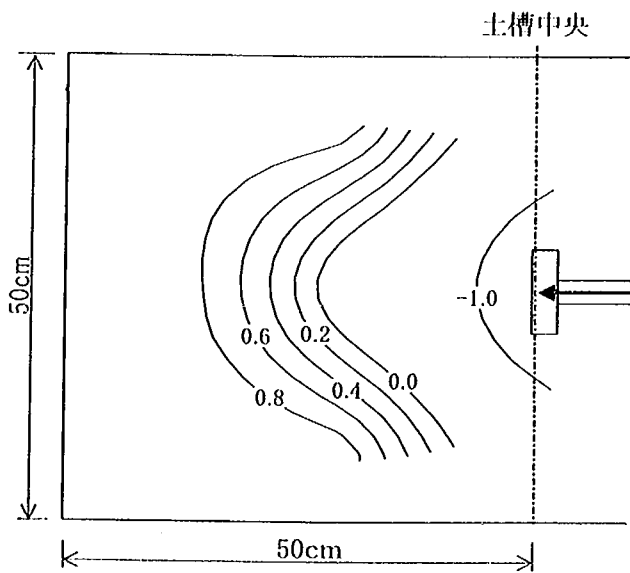
図 7.5 貫入試験に伴う過剰間隙水圧比の変化($D_r=50\%$, $V=200\text{mm/sec}$)



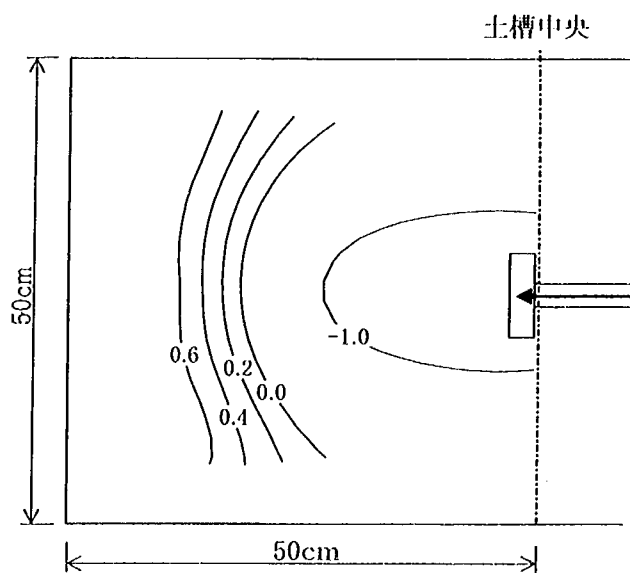
(a) $\delta = 1\text{cm}$



(b) $\delta = 2\text{cm}$



(c) $\delta = 4\text{cm}$



(d) $\delta = 7\text{cm}$

注) 図中の数値は、過剰間隙水圧比を示す。

図 7.6 貫入試験に伴う過剰間隙水圧比の変化($D_r=70\%$, $V=200\text{mm/sec}$)

7.3 水平地盤反力に及ぼす土槽拘束の影響

土槽側壁に設置した土圧計の計測結果より、本実験で得られた水平地盤反力に及ぼす土槽壁による拘束の影響の程度について考察した。図 7.7 に貫入量と側壁土圧の関係を示す。

加振せずに貫入試験だけを行ったケース（無加振）に着目すると、 $Dr=50,70\%$ ともに载荷ピストン貫入直後から側壁土圧が上昇しており、液状化したケースに比べ土槽拘束の影響を強く受けている。 $Dr=50\%$ と 70% を比較すると、相対密度が高い $Dr=70\%$ の方が土槽拘束の影響が大きい。図 7.2 に示した貫入速度と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係では、水平地盤反力係数の基準値 k_{H0} が土槽拘束の影響で高めになっているため、結果として低減率 D_E を低めに評価していると考えられる。

液状化したケースの側壁土圧に着目すると、(a) $Dr=50\%$ では貫入量 6cm 程度まで、(b) $Dr=70\%$ では貫入量 3cm 程度まで、側壁土圧の上昇がほとんどなく土槽拘束の影響は小さいと判断できる。

7.4 液状化程度と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

図 7.2 の貫入速度と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係によれば、同じ貫入速度でも得られた水平地盤反力係数の値には差がある。実験 I では、液状化地盤の水平地盤反力は液状化程度が大きいほど低下傾向を示している。そこで、実験 II についても液状化程度の違いが水平地盤反力係数の低減率 D_E に及ぼす影響を検討した。液状化程度の指標としては、5.1 で評価した各実験ケースの液状化に対する抵抗率 F_L と、5.2 で評価した最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} を用いた。図 7.8 に液状化に対する抵抗率 F_L と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を、図 7.9 に最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を示す。図 7.8、図 7.9 とともに、水平地盤反力係数の低減率 D_E を評価する際の着目貫入量は $\delta^*=2.0\text{cm}$ である。

図 7.8 の液状化に対する抵抗率 F_L と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係では、 F_L の低下に伴い D_E が低下する傾向が認められる。ただし、データにはばらつきがあり、実験 I の結果である図 6.4 の $F_L < 1.0$ の範囲と比較して、 D_E の低下傾向は明瞭ではない。

図 7.9 の最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係においても、実験 I の結果である図 6.5 と同様に、液状化によって地盤が経験したせん断ひずみが大きいほど水平地盤反力係数の低減率 D_E が低下する傾向が認められるが、 F_L と D_E の関係と同様にデータにはばらつきがあり、 D_E の低下傾向は明瞭ではない。

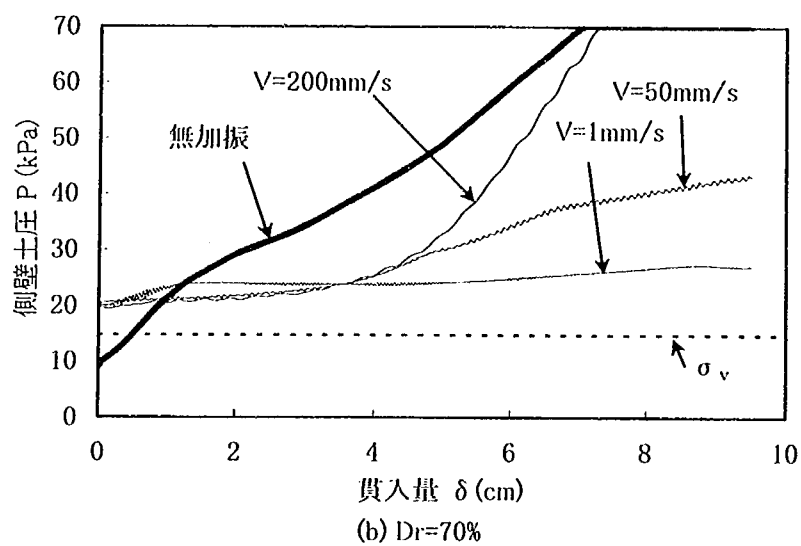
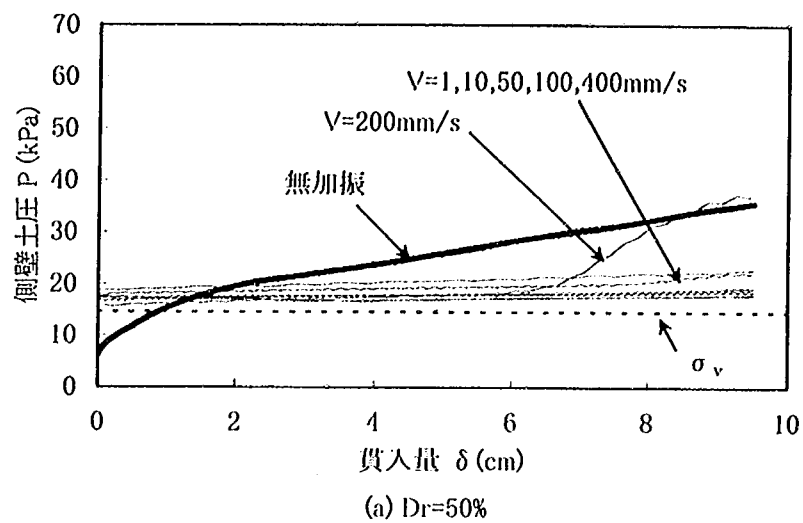


図7.7 側壁土圧の変化

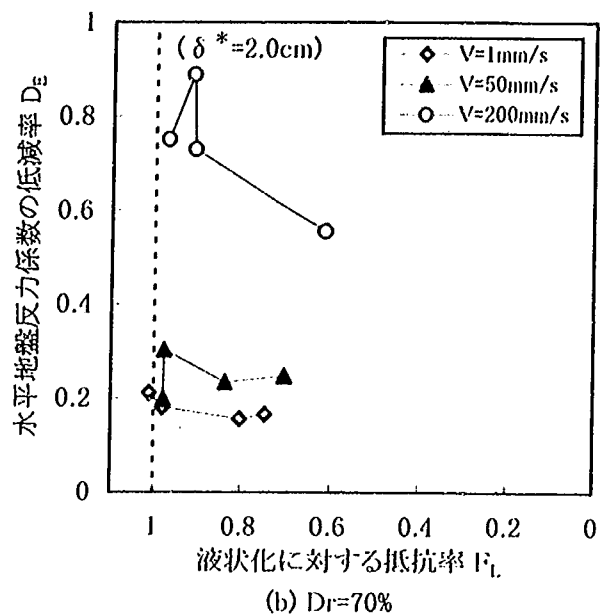
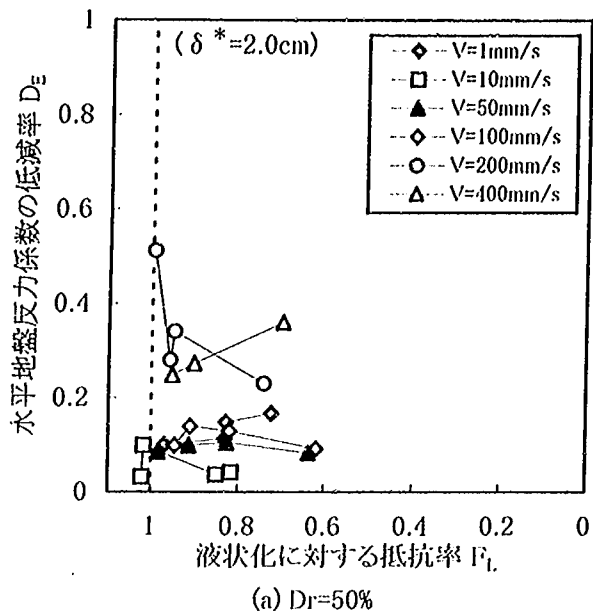


図7.8 液状化に対する抵抗率 F_L と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

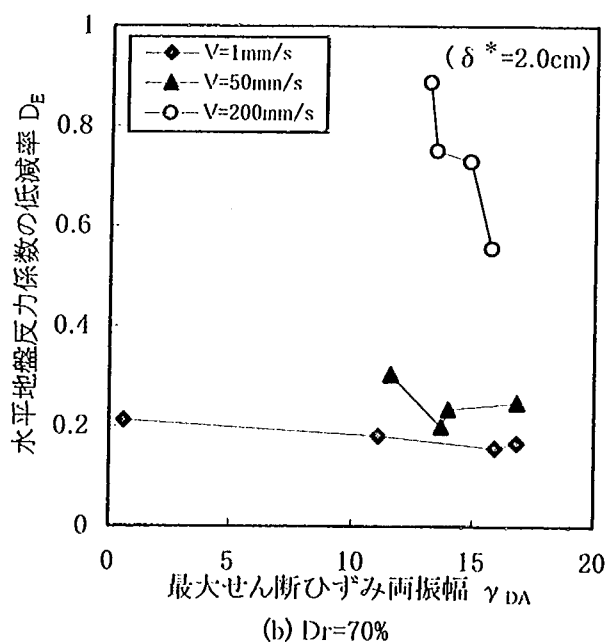
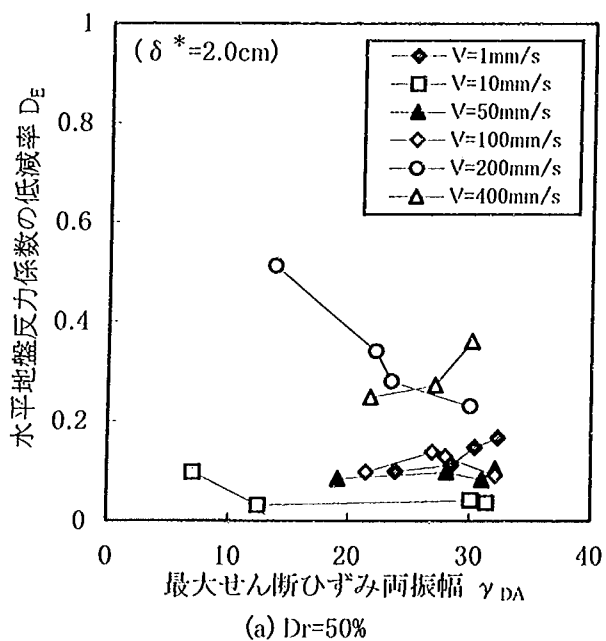


図7.9 最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

8. まとめと今後の課題

液状化による水平地盤反力の低減を評価することを目的に、着目点の異なる2種類の模型振動台実験を行った。実験に用いた模型地盤は動的せん断強度比 R_{L20} が 0.10~0.21 の比較的液状化強度の低いものであり、限られた条件下での実験結果ではあるが、本実験より以下のことが明らかになった。

(実験Ⅰ F_L とせん断ひずみに着目した実験)

- ① 液状化による水平地盤反力係数の低減率 D_E は $F_L=1.0$ をはさんで急激に低下し、 $F_L<1.0$ では F_L の減少に伴い緩やかな低下傾向を示した。
- ② 水平地盤反力係数の低減率 D_E は最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} が 0.5%程度から低下傾向を示し、それ以上のせん断ひずみ領域では、地盤が経験したせん断ひずみが大きいほど D_E は低下する。
- ③ 水平地盤反力係数の低減率 D_E は過剰間隙水圧比 Lu が 0.4程度から 1.0の範囲で低下する。
- ④ 相対密度が高い地盤では、液状化によって水平地盤反力は低減するものの、基礎構造物の変位がある程度大きくなると水平地盤反力の回復が生じると考えられる。水平地盤反力が回復する変位や回復量は、地盤の相対密度や液状化程度によって異なるものと推測される。

(実験Ⅱ 貫入速度に着目した実験)

- ① 液状化地盤と基礎構造物の間に生じる水平地盤反力は強い速度依存性を示しており、地盤—基礎構造物間の相対速度が速くなるほど周辺地盤に正のダイレイタンスが生じ、大きな水平地盤反力が発生する。
- ② 液状化地盤における水平地盤反力の増大に関与する貫入速度には限界があると推測される。
- ③ 貫入速度が速いほど水平地盤反力が大きくなる傾向は、相対密度が高いほど顕著である。

本研究より、液状化に対する抵抗率 F_L 、地盤のせん断ひずみ振幅、地盤反力の速度依存性等の諸因子が液状化による水平地盤反力の低減に与える影響に関して、基礎的な知見を得ることができた。今後は、液状化程度と水平地盤反力の低減係数の系統的な関係を導出するため、実験ケースを増やしてさらに詳細な検討が必要である。また、液状化地盤と基礎構造物の相対変位や相対速度によって、発生する水平地盤反力が大きく異なることから、実際の液状化地盤において地盤—基礎構造物間に生じる相対変位・相対速度を推定することが重要であると考えられる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），pp.252～261，1997
- 2) 岩崎 敏男，常田 賢一，木全 俊雄：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，1981
- 3) （社）地盤工学会：地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム，pp.71～86，1998
- 4) 常田 賢一，木全 俊雄，吉田 精一：地盤の流動化特性およびその影響に関する実験的検討，第16回土質工学研究発表会講演概要集，pp.629～632，1981
- 5) 野田 節男，喜田 浩，飯田 毅：液状化過程における孔あき杭の水平抵抗について，第20回地震工学研究発表会講演概要集，pp.281～284，1990
- 6) 規矩 大義，安田 進，吉田 剛：埋設管に対する地盤の拘束力と液状化程度の関係，第20回地震工学研究発表会講演概要集，pp.277～280，1990
- 7) Orense,R., Towhata,I. and Yamashita,Y. : Response of Pipes Subjected to Ground Displacements Induced by Liquefaction, 第28回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1175～1178，1993
- 8) Hagiwara,R. , Ninomiya,Y. , Sento,N. and Hamada,H. : Model Test on the Horizontal Liquefied-subgrade Reaction in Pile-foundation Ground, Proc. 4th U.S.-Japan Workshop on Soil Liquefaction, pp.309～328，1994
- 9) 箕輪 親宏，水野 二十一，阿部 秋男：液状化過程における杭基礎の挙動（その1，その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.371～374，1993
- 10) 佐々木 康，松本 秀應，近藤 益央：液状化地盤中のくい水平載荷試験，土木技術資料 29-11，pp.21～26，1987
- 11) 才村 幸生，飯田 毅，喜田 浩，西谷 道暢，石原 研而：排水機能付鋼杭の液状化抑止効果に関する現場実験（その2），第27回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1169～1170，1992
- 12) 濱田 尚人，大塚 久哲，二宮 嘉朗：液状化時の水平地盤反力係数の低減に関する実験的研究，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，第Ⅲ部(A)，pp.524～525，1994
- 13) 仙頭 紀明，萩原 良二，二宮 嘉朗：加振した液状化地盤の水平地盤反力に関する実験的研究，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，第Ⅲ部(A)，pp.492～493，1995
- 14) Meyerhof, G.G. : Discussion of Session 1, Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, 1957
- 15) 東 拓生，大塚 久哲，二宮 嘉朗：砂質土の相対密度を考慮した液状化強度曲線の定式化，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，第Ⅲ部(A)，pp.528～529，1994
- 16) Ishihara,K., Iwamoto,S., Yasuda,S. and Takatsu,H. : Liquefaction of Anisotropically Consolidated Sand, Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2 ,

pp.261～264, 1977

- 17) Tokimatsu,K. and Yoshimi,Y. : Criteria of Soil Liquefaction with SPT and Fines Content, Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, pp.255～262, 1984
- 18) (社) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 1988
- 19) 安田 進：FLと過剰間隙水圧比の関係, 第21回土質工学研究発表会講演概要集, pp.841～842, 1986

6. 液状化程度と水平地盤反力の関係（実験Ⅰ）

6.1 貫入量と水平地盤反力度の関係

図 6.1 は載荷ピストン貫入時に得られた貫入量と水平地盤反力度の関係である。ここでは、代表的な実験ケースのみを示した。図 6.2 は載荷ピストン貫入時の過剰間隙水圧の変化を、貫入量と過剰間隙水圧比の関係で整理したものである。図 6.2 は図 6.1 と同じ実験ケースを示している。それぞれの図中には、各実験ケースの液状化程度として液状化に対する抵抗率 F_L を記載した。無加振と記載したものは、振動台を加振せずに載荷ピストンの貫入を行った実験ケースである。

図 6.1 の荷重（水平地盤反力度）－変位（貫入量）関係から次のことが考察できる。

- ① 無加振の荷重－変位関係を基準に考えた場合、水平地盤反力度の低下は、相対密度に関わらず $F_L < 1.1$ を示した実験ケースに認められる。
- ② $Dr=50\%$ では、 $F_L < 1.0$ の実験ケースに貫入量 1cm 程度まで、水平地盤反力度が出現しない無抵抗領域が存在する。この無抵抗領域は、加振時に 30% 程度以上の最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} を経験したケースに認められたものであり、 γ_{DA} が 7% であった $F_L=1.06$ のケースでは確認されなかった。
- ③ $Dr=80\%$ の実験ケースには、液状化によって地盤反力は低下するものの、変位がある程度進行した後には剛性の回復が確認できるケースがある。剛性の回復が認められる実験ケースの F_L は、回復が認められない実験ケースの F_L より大きい値を示している。また、剛性の回復が認められる実験ケースの最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} は、回復が認められない実験ケースより小さい値を示していた。

図 6.2(c) に示す載荷ピストン貫入時における過剰間隙水圧比の変化によれば、剛性の回復は間隙水圧の低下を伴っており、正のダイレイタンスが発生したものと考えられる。このことは、液状化によって水平地盤反力は低減するものの、基礎構造物と地盤の相対変位がある程度大きくなると水平地盤反力の回復が生じることを示唆するものである。剛性が回復する変位や回復量は、地盤の相対密度や液状化程度によって異なるものと推測される。

6.2 水平地盤反力係数 k_H と低減係数 D_E の評価方法

水平地盤反力係数 k_H は、図 6.3 に示すように着目貫入量 δ^* と水平地盤反力度の割線勾配で定義した。また、水平地盤反力係数の低減率 D_E は加振しないケースの水平地盤反力係数を基準水平地盤反力係数 k_{H0} とし、次式により算出した。

$$D_E = k_H / k_{H0} \quad (6.1)$$

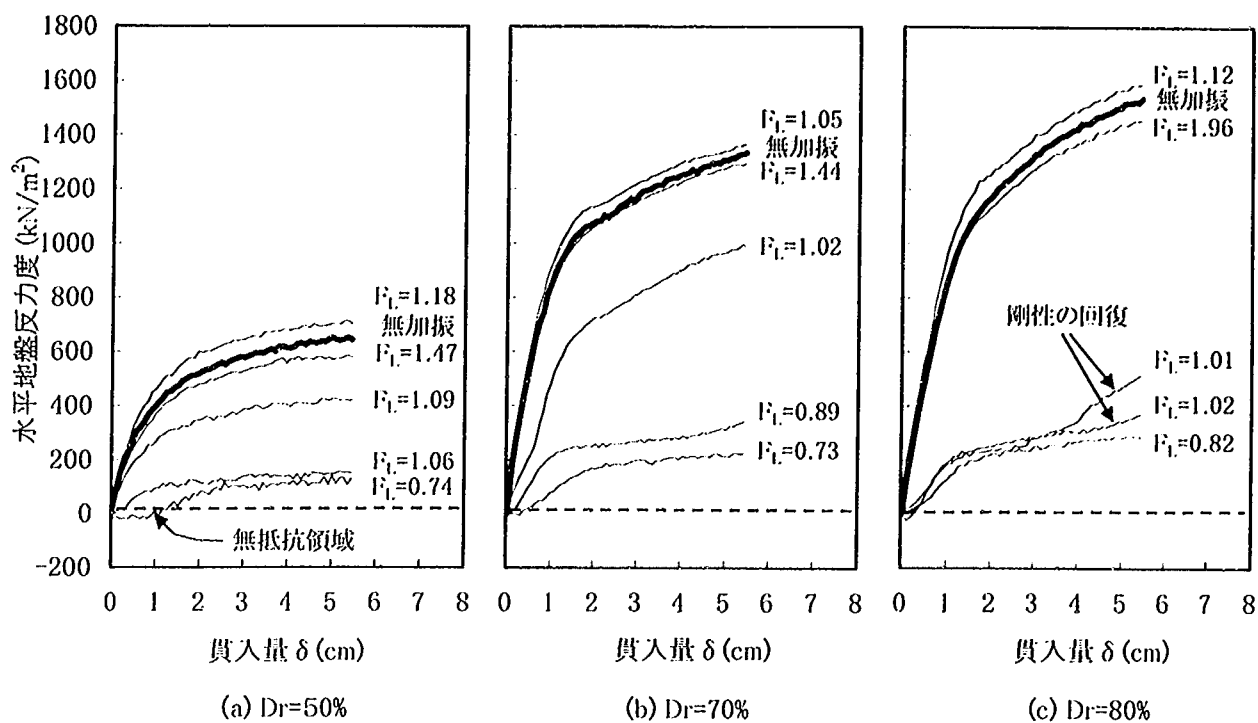


図6.1 貫入量と水平地盤反力度の関係

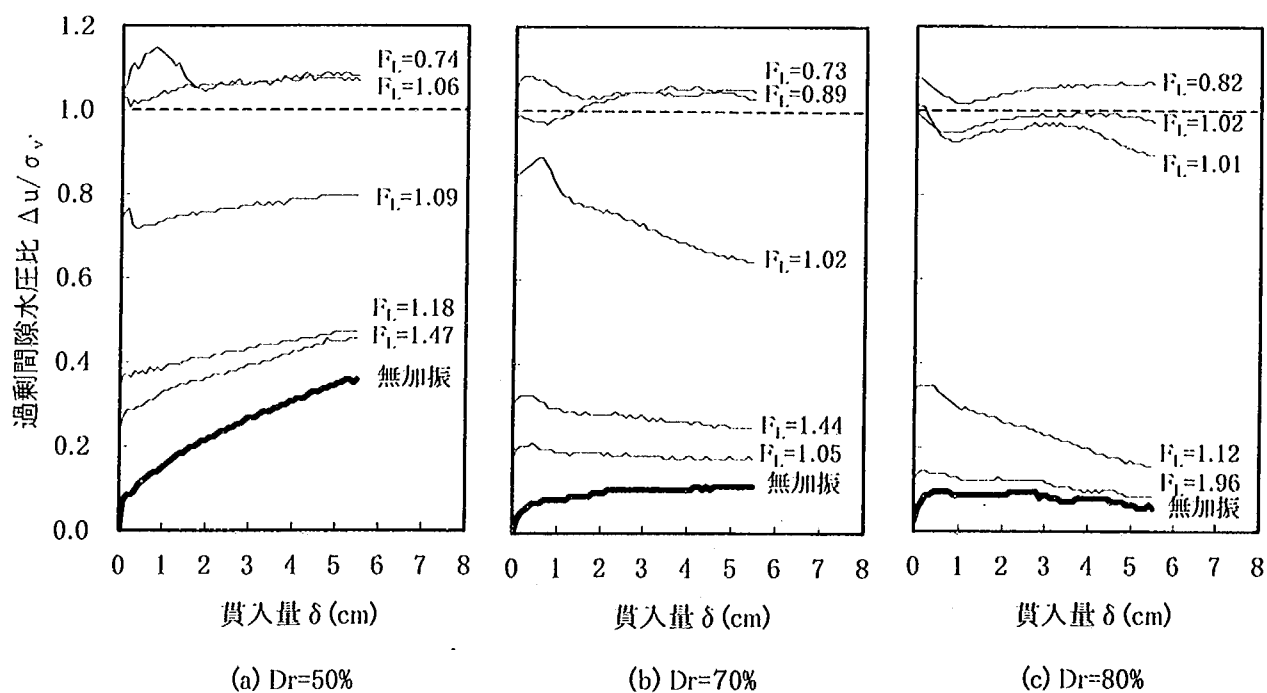


図6.2 貫入量と過剰間隙水圧比の関係

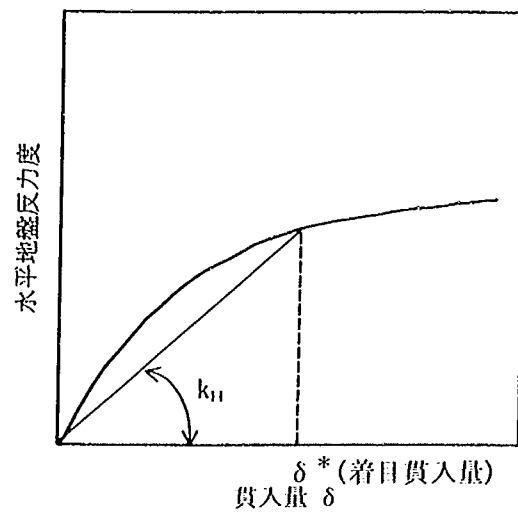


圖6.3 水平地盤反力係數 k_{H1}

6.3 液状化に対する抵抗率 F_L と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

5.1 で評価した各実験ケースの液状化に対する抵抗率 F_L と、6.2 で求めた水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を図 6.4 に示す。ここで、水平地盤反力係数の着目貫入量は、(a) $\delta^*=1.0\text{cm}$, (b) $\delta^*=3.0\text{cm}$, (c) $\delta^*=5.0\text{cm}$ とした。図 6.4 から次のことが考察できる。

- ① (a)～(c)すべての着目貫入量において、水平地盤反力係数の低減率 D_E は $F_L=1.0$ をはさんで急激に低下する。
- ② $F_L<1.0$ では、着目貫入量によって若干傾向の違いがあるものの、 F_L の減少に伴い水平地盤反力係数の低減率 D_E は緩やかな低下傾向を示す。
- ③ 着目貫入量 $\delta^*=1.0\text{cm}$ の $D_r=50\%$ ($F_L<1.0$) では、 D_E の値が他の相対密度のものより小さくなっている。これは、6.1 で述べた無抵抗領域の影響である。それ以外は、 F_L と D_E の関係に相対密度による違いは認められなかった。

6.4 最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

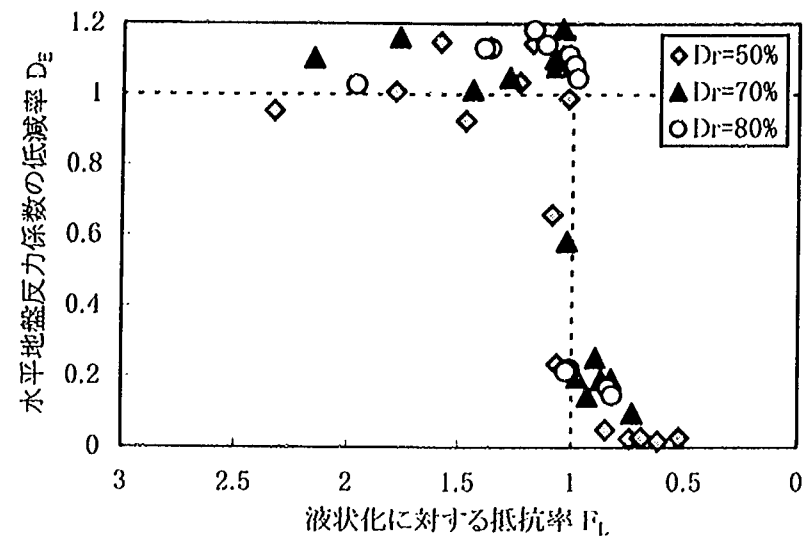
5.2 で評価した各実験ケースの最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と、水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を図 6.5 に示す。先に示した F_L と D_E の関係と同様に、水平地盤反力係数の着目貫入量は、(a) $\delta^*=1.0\text{cm}$, (b) $\delta^*=3.0\text{cm}$, (c) $\delta^*=5.0\text{cm}$ とした。図 6.5 から次のことが考察できる。

- ① (a)～(c)すべての着目貫入量において、水平地盤反力係数の低減率 D_E は最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} が 0.5% 程度以上から低下傾向を示す。すなわち、地盤が経験したせん断ひずみが大きいほど水平地盤反力係数の低減率 D_E は低下すると考えられる。
- ② 本実験結果からは、最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と D_E の関係に相対密度による違いは認められなかった。

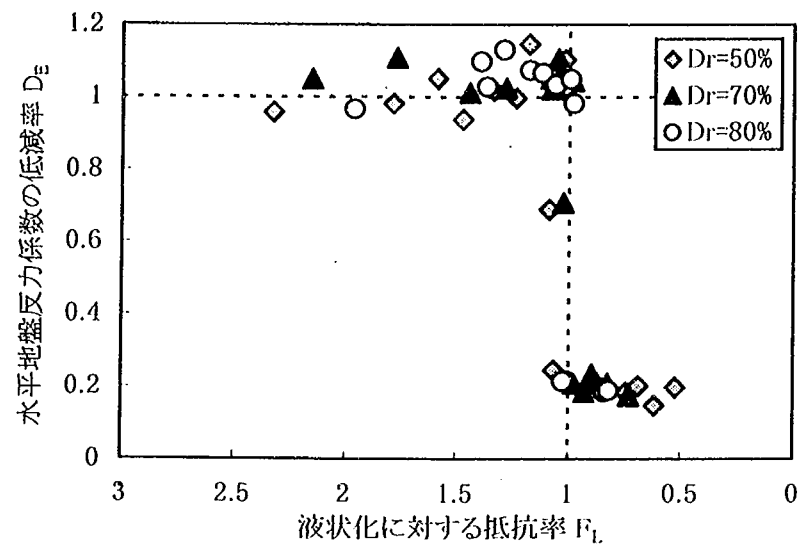
6.5 過剰間隙水圧比 Lu と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

5.3 で評価した各実験ケースの過剰間隙水圧比 Lu と、水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を図 6.6 に示す。ここでも、水平地盤反力係数の着目貫入量は、(a) $\delta^*=1.0\text{cm}$, (b) $\delta^*=3.0\text{cm}$, (c) $\delta^*=5.0\text{cm}$ とした。図中には既往の研究から得られた代表的な Lu — D_E 関係を併記した (1. 既往の研究 参照)。図 6.6 から次のことが考察できる。

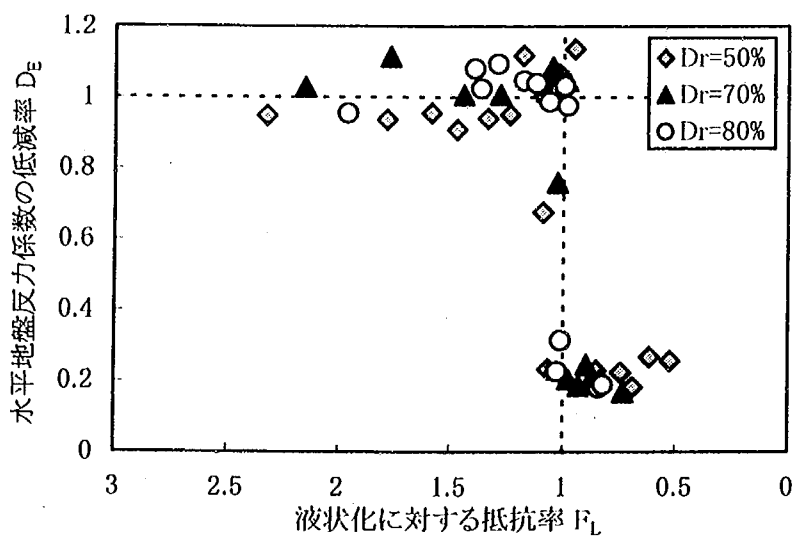
- ① (a)～(c)すべての着目貫入量において、 Lu が 0～0.4 程度では D_E は 1 前後の値をとり、 Lu が 0.4～1.0 では D_E は急激に低下するが、この領域における Lu と D_E の定量的な関係を捉えることはできなかった。
- ② 本実験結果からは、 Lu と D_E の関係に相対密度による違いは認められなかった。
- ③ 既往の研究から得られた代表的な Lu — D_E 関係では、 Lu が小さな値から低下傾向を示す。一方、本実験結果では Lu が 0.4 程度までは低下傾向を示さず、0.4～1.0 の範囲で D_E が低下した。



(a) $\delta^* = 1.0\text{cm}$



(b) $\delta^* = 3.0\text{cm}$



(c) $\delta^* = 5.0\text{cm}$

図6.4 液状化に対する抵抗率 F_L と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

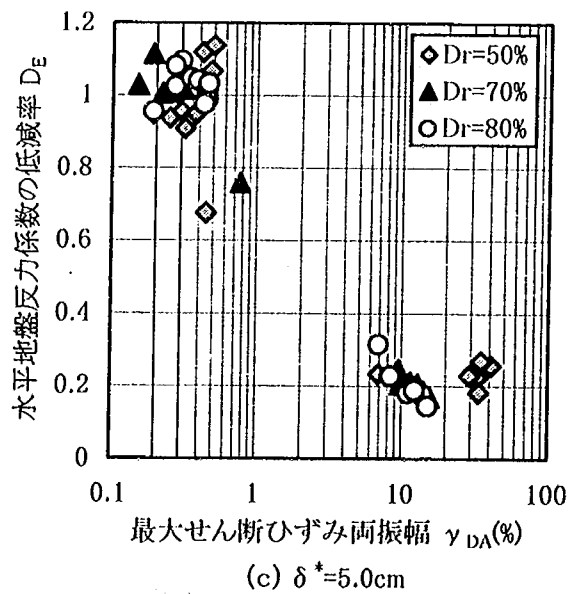
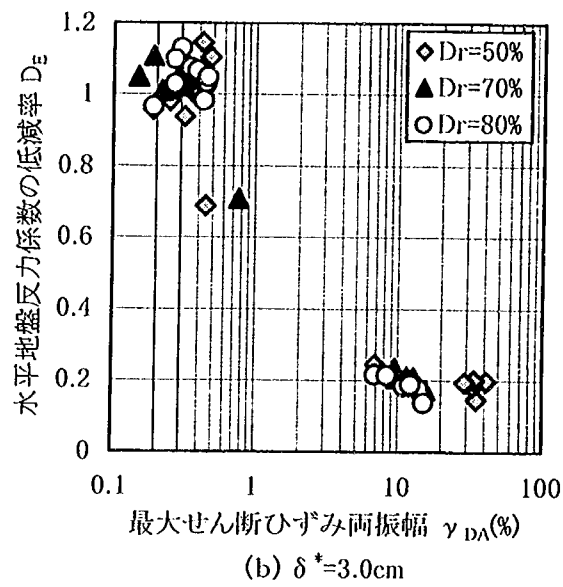
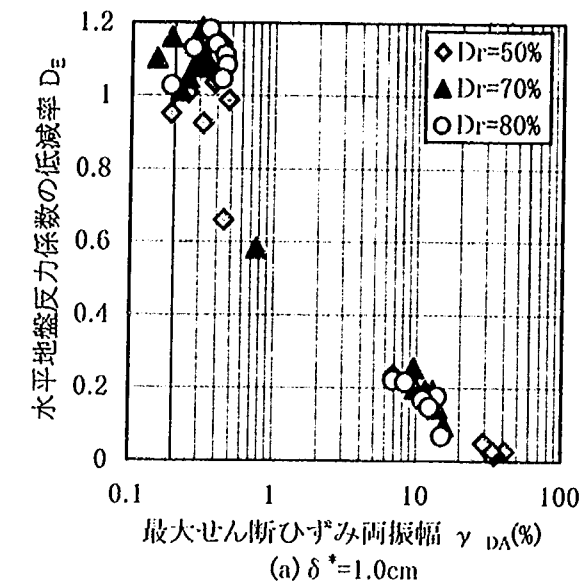
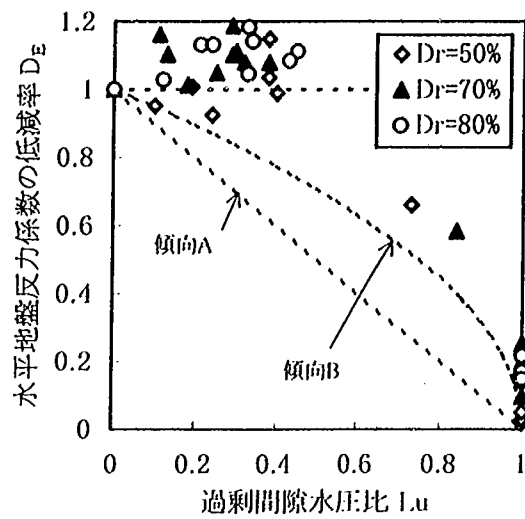
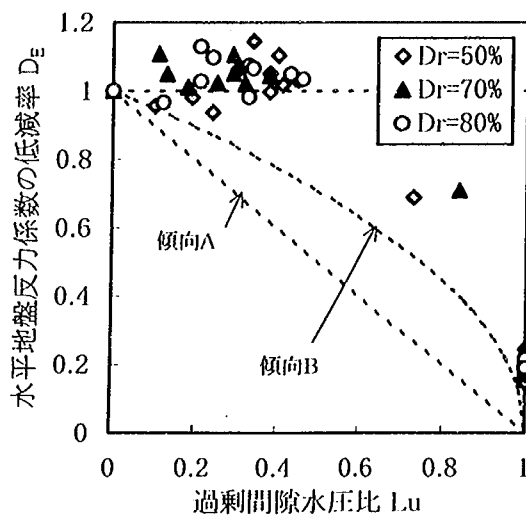


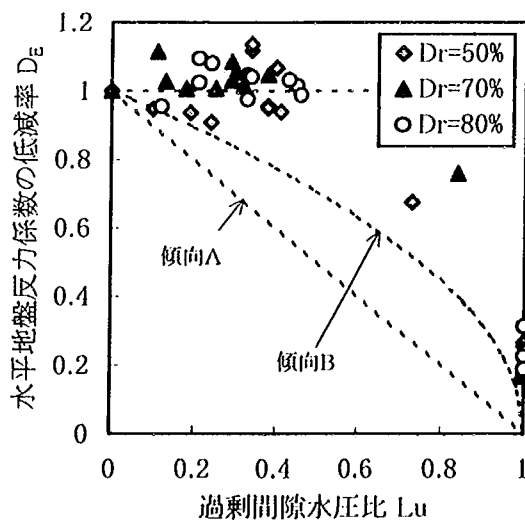
図6.5 最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係



(a) $\delta^* = 1.0 \text{ cm}$



(b) $\delta^* = 3.0 \text{ cm}$



(c) $\delta^* = 5.0 \text{ cm}$

※傾向A,Bは、1.既往の研究を参照

図6.6 過剰間隙水圧比 L_u と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

7. 貫入速度と水平地盤反力の関係（実験Ⅱ）

7.1 貫入速度と水平地盤反力の関係

図 7.1 は载荷ピストン貫入時に得られた貫入量と水平地盤反力度の関係である。ここでは、代表的な実験ケースのみを示した。図中には、各実験ケースの貫入速度 (mm/s) を記載した。無加振と記載したものは、振動台を加振せずに载荷ピストンの貫入を行った実験ケースであり、ピストンの貫入速度は $V=1\text{mm/s}$ とした。

図 7.2 は貫入速度と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を示した。水平地盤反力係数 k_H および低減率 D_E の算定は 6.2 に従い、無加振での水平地盤反力係数を基準水平地盤反力係数 k_{H0} とした。図 7.2 における着目貫入量は $\delta^*=2.0\text{cm}$ とした。これは、貫入量が大きくなると水平地盤反力に及ぼす土槽拘束の影響が大きくなることと、一方、貫入量が 1cm 程度までは 6.1 に示した無抵抗領域が存在するため、水平地盤反力が 0 に近い値を示すものがあり（特に $Dr=50\%$ ）、貫入速度による水平地盤反力の違いが認められなかったことを考慮したものである。

図 7.1, 図 7.2 から次のことが考察できる。

- ① $Dr=50\%$ の貫入速度 $V=1\text{mm/s}$ を除けば、 $V=200\text{mm/s}$ 程度までは液状化地盤の水平地盤反力は貫入速度が速いほど大きくなる。
- ② $Dr=70\%$ の $V=200\text{mm/s}$ では D_E が 0.9 程度を示すものもあり、液状化したにもかかわらず高い水平地盤反力が得られた。
- ③ $Dr=50\%$ の貫入速度 $V=200, 400\text{mm/s}$ に着目すると、水平地盤反力の増大に關与する貫入速度には限界があると推測される。
- ④ 貫入速度が速いほど水平地盤反力が大きくなる傾向は、相対密度が高いほど顕著である。

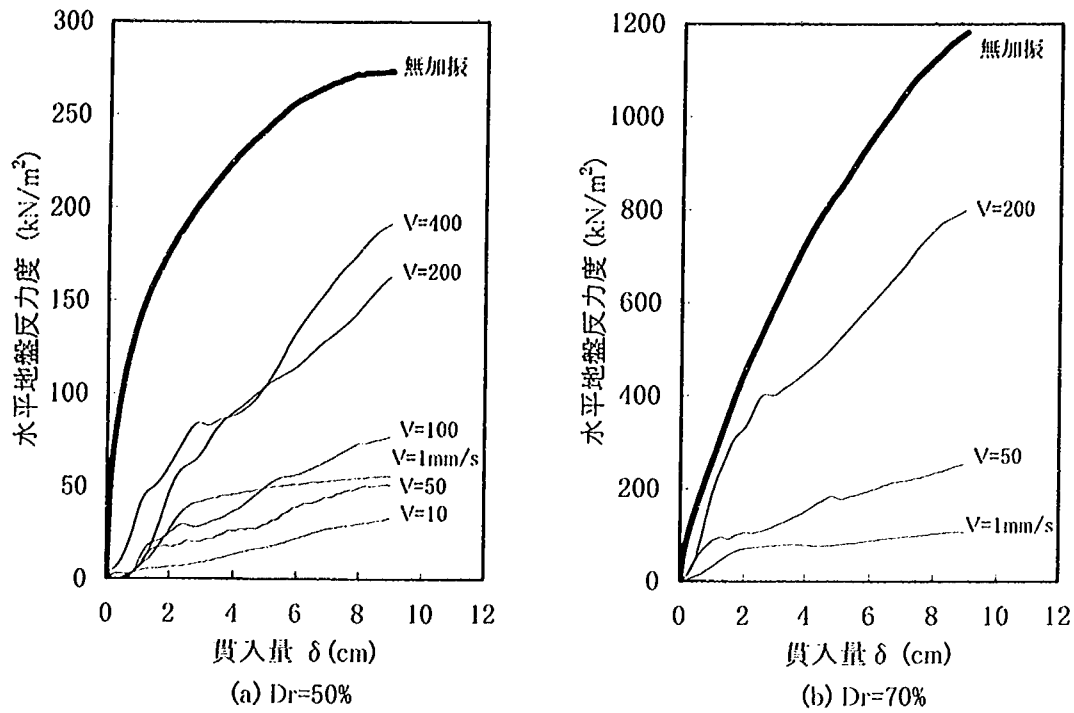


図7.1 貫入量と水平地盤反力度の関係

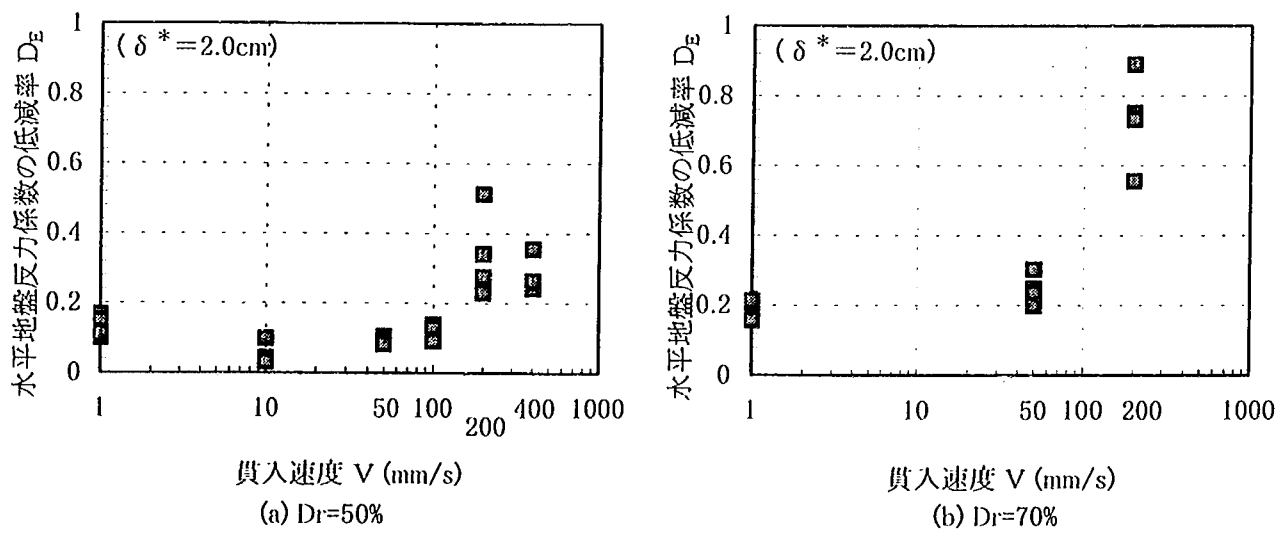


図7.2 貫入速度と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

7.2 載荷ピストンの貫入に伴う間隙水圧の変化

水平地盤反力の速度依存性を、載荷ピストンの貫入に伴う間隙水圧の変化で考察した。図 7.3, 図 7.4 に貫入量と過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v$ の関係を示す。ここでは、各貫入速度ごとに 1 ケースを取り上げ、図 7.3 には $Dr=50\%$ の結果を、図 7.4 には $Dr=70\%$ の結果をそれぞれ示した。図の上側には載荷ピストン貫入の経過時間を記載している。着目した間隙水圧計は載荷板に取り付けた W1 と載荷板の貫入方向に固定した W4, W7, W11 である。W1 の受圧面は動水圧の影響を避けるため土槽底面に向けている。その他の受圧面は、貫入方向に平行する土槽側面に向けて設置した。

図 7.3, 図 7.4 に示したすべての実験ケースにおいて、載荷ピストン貫入直前の過剰間隙水圧比は、計測点によらずほぼ 1.0 を示している。W1 の値だけが高めであるのは、受圧面の向きに関係すると考えられる。

$Dr=50\%$ の $V=1\text{mm/s}$ (図 7.3(a)) では、貫入量 3cm までにすべての計測点の過剰間隙水圧比が 2 割程度の低下を示し、その後はほぼ一定値をとる。低下した 2 割の過剰間隙水圧比は、地表面から間隙水圧計を設置した土槽中央までの土の有効重量に相当することから、貫入量 3cm、貫入経過時間 30 秒までに、土の有効重量分の過剰間隙水圧は消散し、空気圧による土載圧分の過剰間隙水圧のみが作用する状態になったと判断できる。 $V=1\text{mm/s}$ ($Dr=50\%$) の水平地盤反力が $V=10, 50\text{mm/s}$ ($Dr=50\%$) より大きくなったのは、この過剰間隙水圧の消散が影響したものと考えられる。

$Dr=70\%$ の $V=1\text{mm/s}$ (図 7.4(a)) では、貫入量 2cm、貫入経過時間 20 秒までに過剰間隙水圧の消散が起こったものと判断できる。 $V=50, 200\text{mm/s}$ ($Dr=70\%$) の貫入に要する時間はそれぞれ 2, 0.5 秒程度であり、この時間内では過剰間隙水圧の消散はほとんど生じていない。過剰間隙水圧の消散が影響した $V=1\text{mm/s}$ ($Dr=70\%$) の水平地盤反力は、過剰間隙水圧の消散の影響が少ない $V=50, 200\text{mm/s}$ ($Dr=70\%$) の水平地盤反力に対して、相対的に高めの値が得られたと考えられる。

$Dr=50\%$ の $V=10, 50, 100, 200\text{mm/s}$ (図 7.3(b), (c), (d), (e)) の貫入量 3cm までに着目すると、載荷板に設置した W1 が貫入速度に従って大きく低下しており、 $V=200\text{mm/s}$ では過剰間隙水圧比が 0 付近にまで達している。このとき、W4, W7, W11 は概ね過剰間隙水圧比 1.0 を保ったままであり、間隙水圧の低下が載荷板の周辺だけに起きている。貫入速度が速くなるほど載荷板周辺の地盤に正のダイレイタンスが生じ、大きな水平地盤反力が得られたと判断できる。貫入量 3cm 以降は、W4→W7→W11 の順に間隙水圧の低下を示しており、地盤の抵抗範囲が徐々に広がっていく状況がわかる。

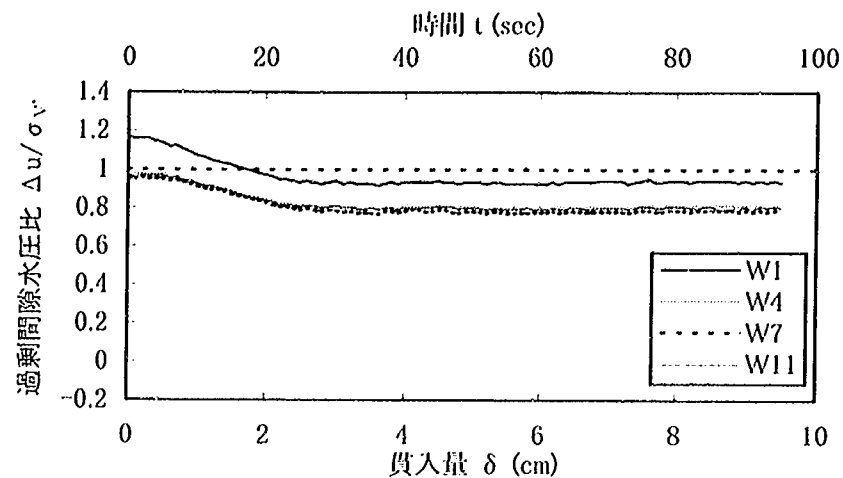
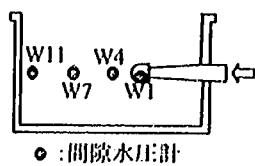
$Dr=70\%$ の $V=50, 200\text{mm/s}$ (図 7.4(b), (c)) に着目すると、W1 の間隙水圧が貫入量 1cm 付近までに急激に低下し、貫入量 1cm 以降は $Dr=50\%$ の場合と同様に W4→W7→W11 の順に間隙水圧の低下を示している。載荷ピストンの貫入に伴う間隙水圧の低下は、 $Dr=50\%$ の同じ貫入速度に比べて顕著であり、水平地盤反力は相対密度が高いほど貫入速度の影響を受けやすいと考えられる。

$Dr=50\%$ 、 $V=200\text{mm/s}$ (図 7.3(e)) の実験ケースについて、載荷ピストン貫入中の土槽内における過剰間隙水圧比の平面的な分布を図 7.5 に整理した。土槽中央の水平面に着目し、貫入量が 1, 2, 4, 7cm に達したときの過剰間隙水圧比の等高線図を、それぞれ図 7.5(a), (b), (c), (d) に示した。図 7.3(e) で説明したように、載荷ピストン貫入量が 1～2cm (図 7.5(a), (b)) では間隙水圧の低下が載荷板周辺だけに起こり、貫入量が 4～7cm

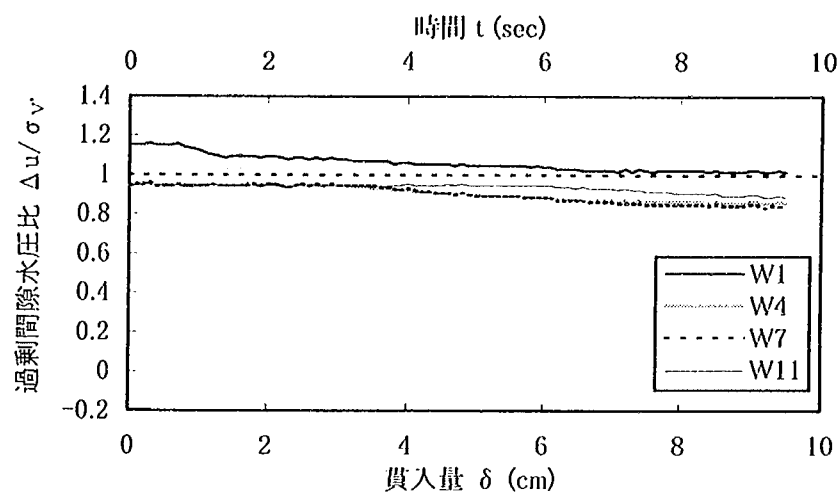
(図 7.5(c),(d)) と大きくなるにしたがい、間隙水圧の低下範囲が拡大していく状況が分かる。図 7.6 には、 $Dr=70\%$ 、 $V=200\text{mm/s}$ (図 7.4(c)) の実験ケースについて、図 7.5 と同じように過剰間隙水圧比の平面的な分布を整理した。図 7.5 と図 7.6 の貫入速度は $V=200\text{mm/s}$ で同じであり、相対密度が高いほど間隙水圧の低下量が大きく、また、低下範囲の拡大も早いことがわかる。

$Dr=50\%$ の $V=100, 200, 400\text{mm/s}$ (図 7.3(d),(e),(f)) に着目し、貫入速度による水平地盤反力の増大が頭打ちとなる限界速度について検討する。 $V=100\text{mm/s}$ と $V=200\text{mm/s}$ を比べた場合、载荷ピストンの貫入に伴う間隙水圧の低下量は $V=200\text{mm/s}$ の方が圧倒的に大きく、 $V=100\text{mm/s}$ と $V=200\text{mm/s}$ の水平地盤反力の差は間隙水圧の低下量の差に起因していると考えられる。一方、 $V=200\text{mm/s}$ と $V=400\text{mm/s}$ を比べた場合、 $W1$ の間隙水圧が、 $V=200\text{mm/s}$ では貫入量 1cm 付近までに急激に低下するのに対し、 $V=400\text{mm/s}$ では貫入量 6cm 付近までに緩やかに低下する違いがあるが、全般的な間隙水圧の低下量は同程度である。図 7.2(a) によれば $V=200\text{mm/s}$ と $V=400\text{mm/s}$ では水平地盤反力の低減率 D_E に明確な差がなく、 $V=200\text{mm/s}$ のデータには $V=400\text{mm/s}$ より大きな水平地盤反力を示すものもある。このことから、水平地盤反力の増大に関与する貫入速度には限界があると考えられる。

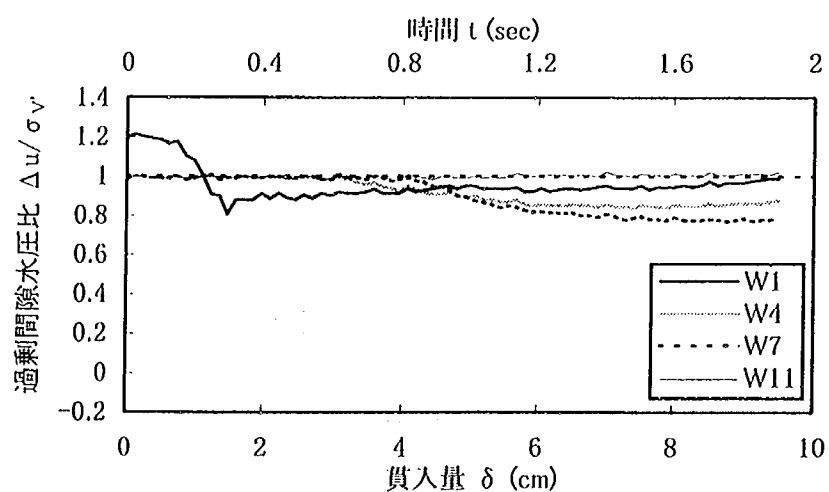
本実験結果より認められた水平地盤反力の速度依存性は、 $9.8\text{kPa}(0.1\text{kgf/cm}^2)$ 程度の低拘束圧条件で得られた傾向である。比較的高い拘束圧条件における検討は別途行う必要がある。



(a) $V=1\text{mm/s}$



(b) $V=10\text{mm/s}$



(c) $V=50\text{mm/s}$

図7.3(1) 貫入試験に伴う過剰間隙水圧比の変化($D_r=50\%$)

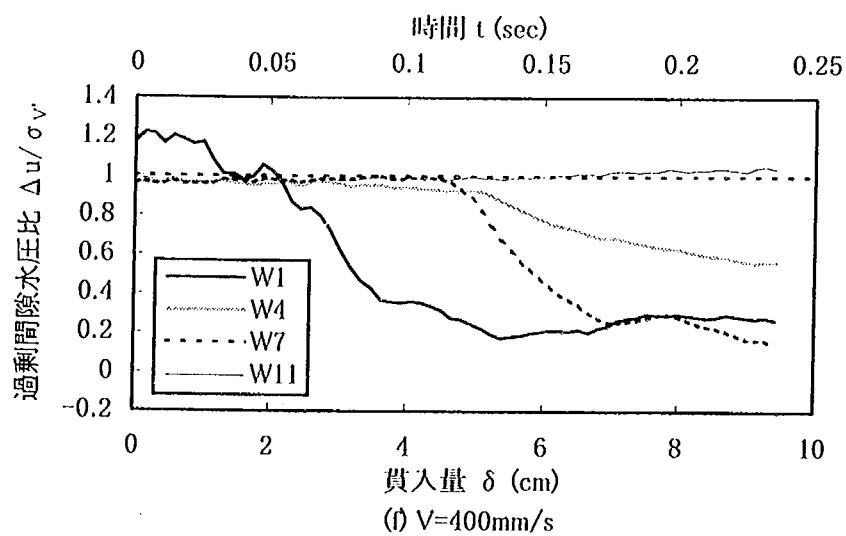
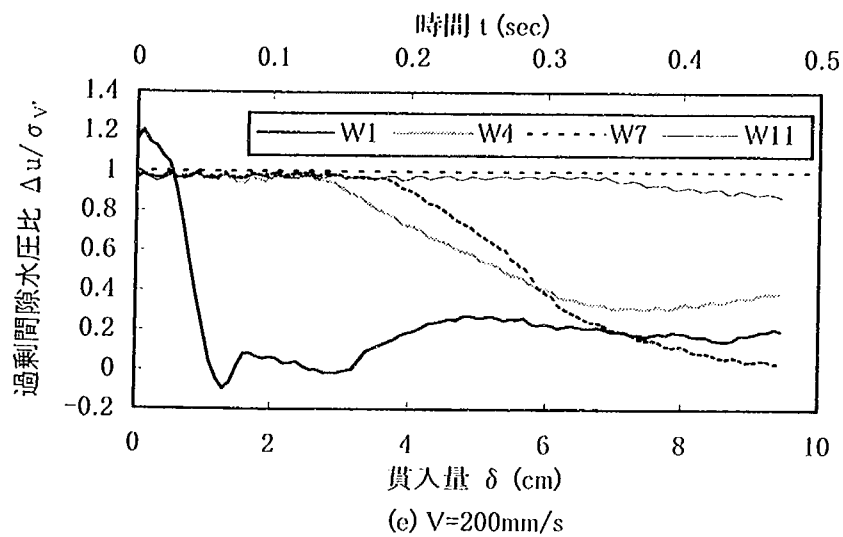
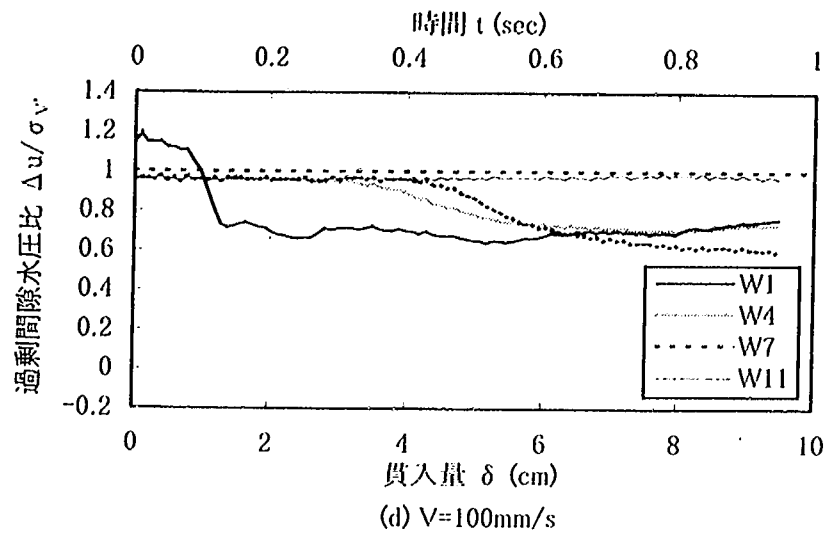
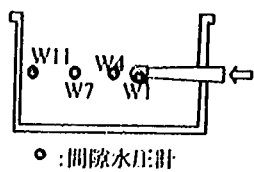
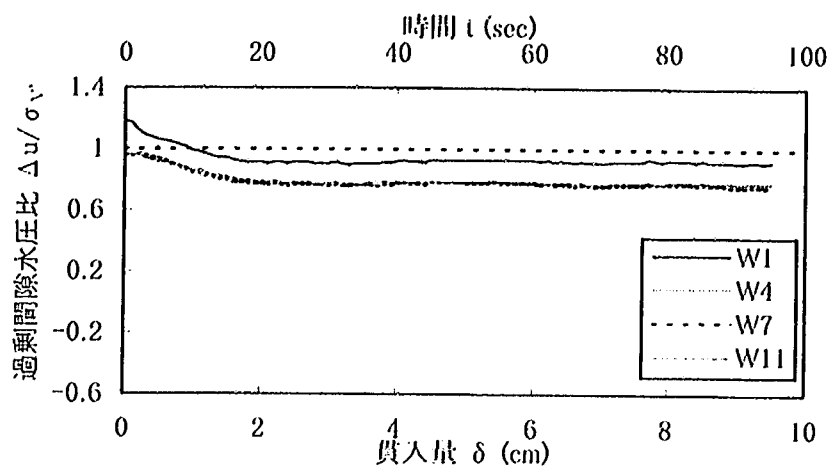
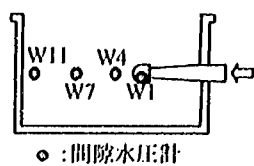
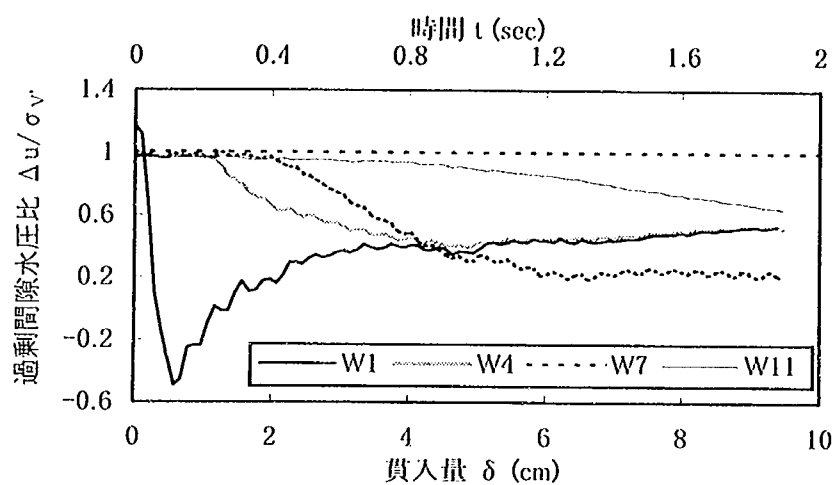


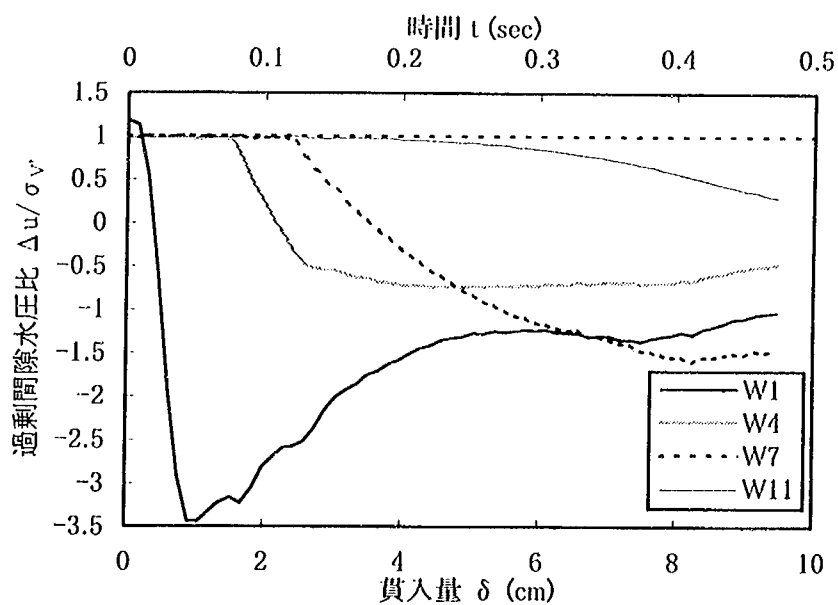
図7.3(2) 貫入試験に伴う過剰間隙水圧比の変化($D_r=50\%$)



(a) $V=1\text{mm/s}$

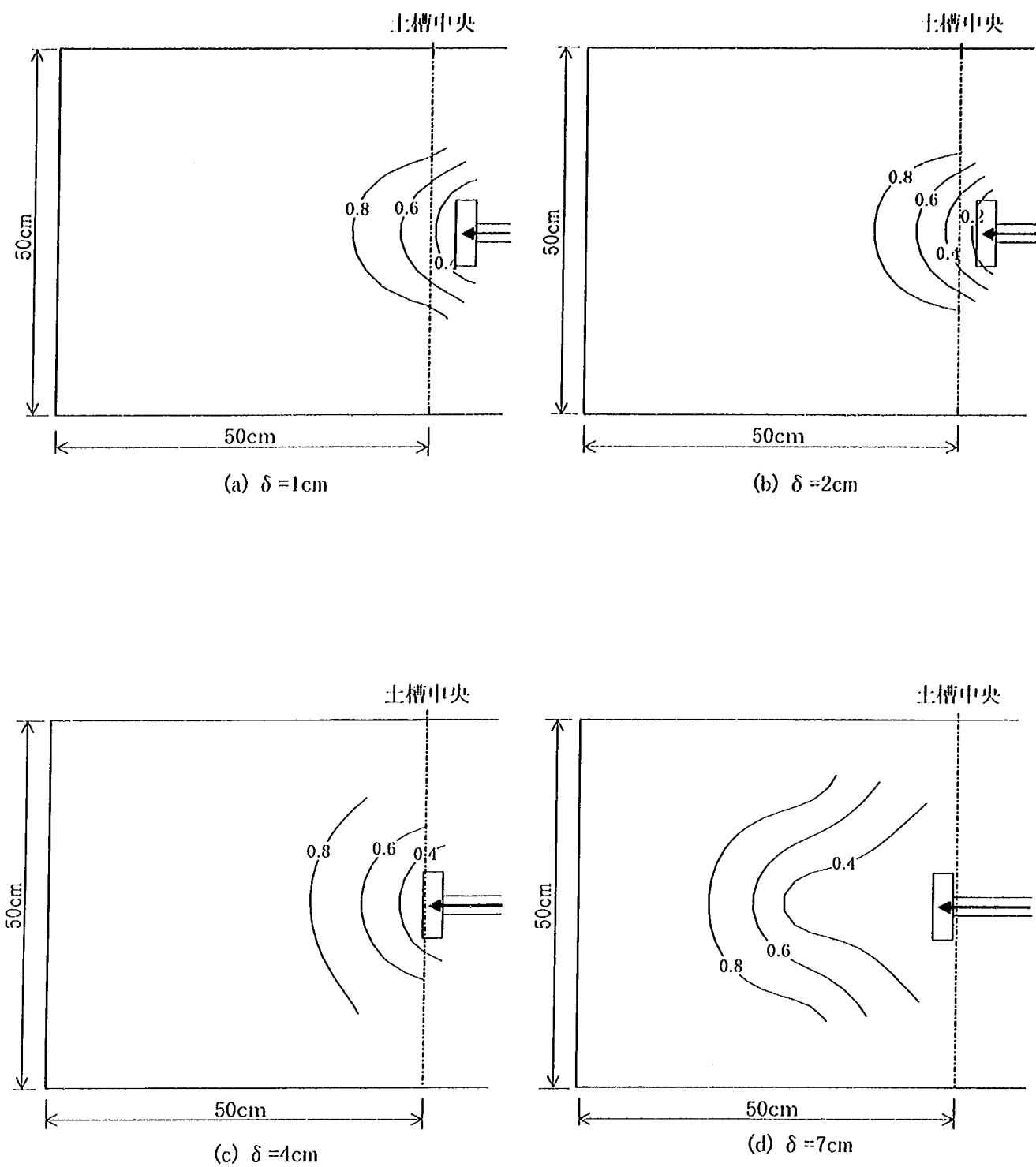


(b) $V=50\text{mm/s}$



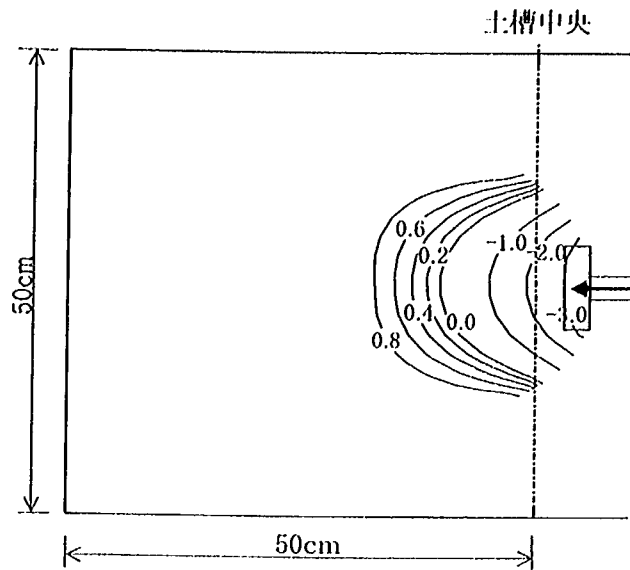
(c) $V=200\text{mm/s}$

図7.4 貫入試験に伴う過剰間隙水压比の変化($D_r=70\%$)

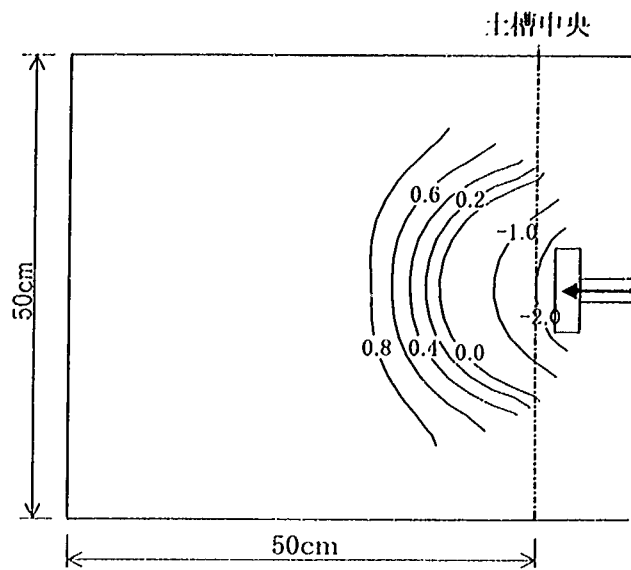


注) 図中の数値は、過剰間隙水圧比を示す。

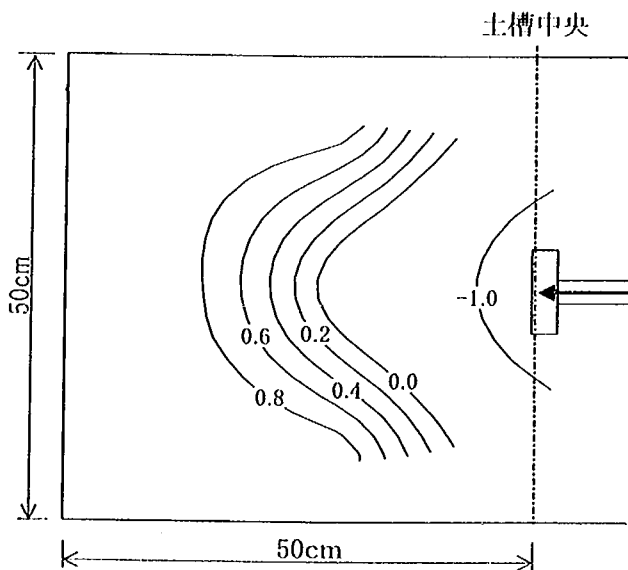
図 7.5 貫入試験に伴う過剰間隙水圧比の変化($D_r=50\%$, $V=200\text{mm/sec}$)



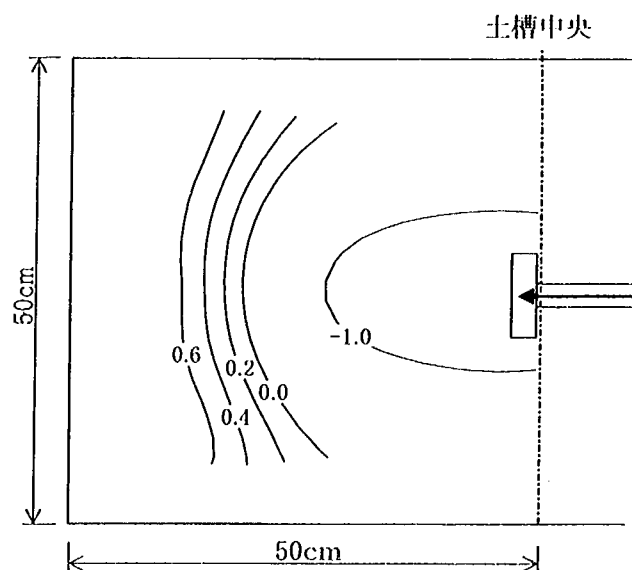
(a) $\delta = 1\text{cm}$



(b) $\delta = 2\text{cm}$



(c) $\delta = 4\text{cm}$



(d) $\delta = 7\text{cm}$

注) 図中の数値は、過剰間隙水圧比を示す。

図 7.6 貫入試験に伴う過剰間隙水圧比の変化($D_r=70\%$, $V=200\text{mm/sec}$)

7.3 水平地盤反力に及ぼす土槽拘束の影響

土槽側壁に設置した土圧計の計測結果より、本実験で得られた水平地盤反力に及ぼす土槽壁による拘束の影響の程度について考察した。図 7.7 に貫入量と側壁土圧の関係を示す。

加振せずに貫入試験だけを行ったケース（無加振）に着目すると、 $Dr=50,70\%$ ともに载荷ピストン貫入直後から側壁土圧が上昇しており、液状化したケースに比べ土槽拘束の影響を強く受けている。 $Dr=50\%$ と 70% を比較すると、相対密度が高い $Dr=70\%$ の方が土槽拘束の影響が大きい。図 7.2 に示した貫入速度と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係では、水平地盤反力係数の基準値 k_{H0} が土槽拘束の影響で高めになっているため、結果として低減率 D_E を低めに評価していると考えられる。

液状化したケースの側壁土圧に着目すると、(a) $Dr=50\%$ では貫入量 6cm 程度まで、(b) $Dr=70\%$ では貫入量 3cm 程度まで、側壁土圧の上昇がほとんどなく土槽拘束の影響は小さいと判断できる。

7.4 液状化程度と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

図 7.2 の貫入速度と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係によれば、同じ貫入速度でも得られた水平地盤反力係数の値には差がある。実験 I では、液状化地盤の水平地盤反力は液状化程度が大きいほど低下傾向を示している。そこで、実験 II についても液状化程度の違いが水平地盤反力係数の低減率 D_E に及ぼす影響を検討した。液状化程度の指標としては、5.1 で評価した各実験ケースの液状化に対する抵抗率 F_L と、5.2 で評価した最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} を用いた。図 7.8 に液状化に対する抵抗率 F_L と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を、図 7.9 に最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係を示す。図 7.8、図 7.9 とともに、水平地盤反力係数の低減率 D_E を評価する際の着目貫入量は $\delta^*=2.0\text{cm}$ である。

図 7.8 の液状化に対する抵抗率 F_L と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係では、 F_L の低下に伴い D_E が低下する傾向が認められる。ただし、データにはばらつきがあり、実験 I の結果である図 6.4 の $F_L < 1.0$ の範囲と比較して、 D_E の低下傾向は明瞭ではない。

図 7.9 の最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係においても、実験 I の結果である図 6.5 と同様に、液状化によって地盤が経験したせん断ひずみが大きいほど水平地盤反力係数の低減率 D_E が低下する傾向が認められるが、 F_L と D_E の関係と同様にデータにはばらつきがあり、 D_E の低下傾向は明瞭ではない。

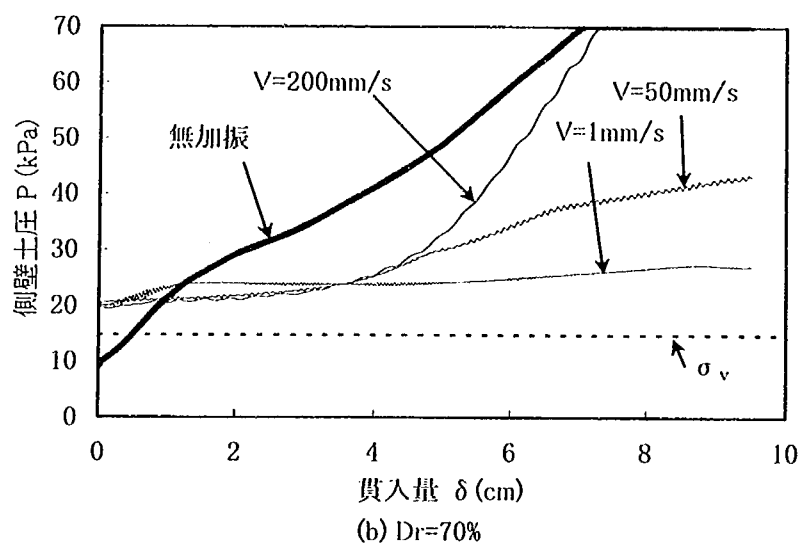
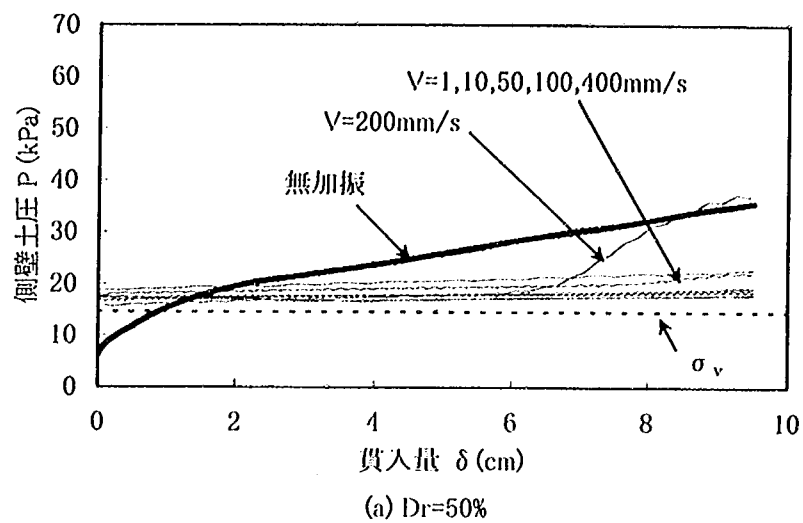


図7.7 側壁土圧の変化

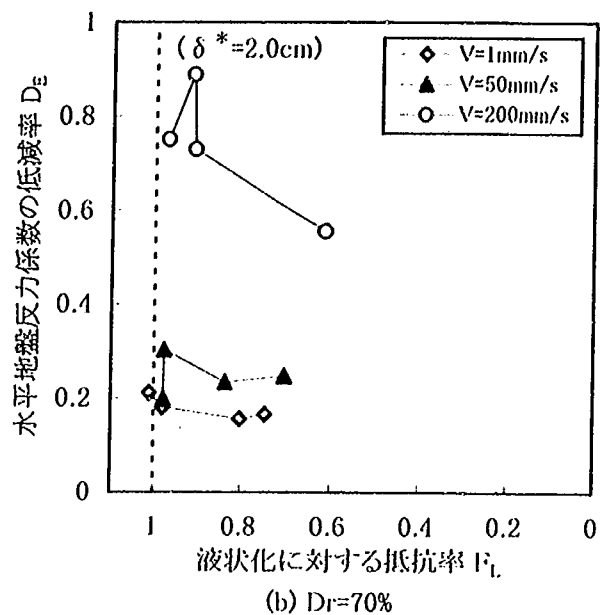
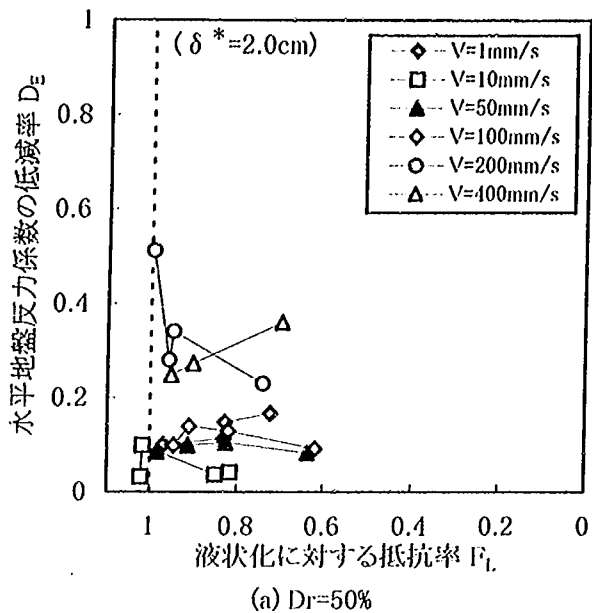


図7.8 液状化に対する抵抗率 F_L と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

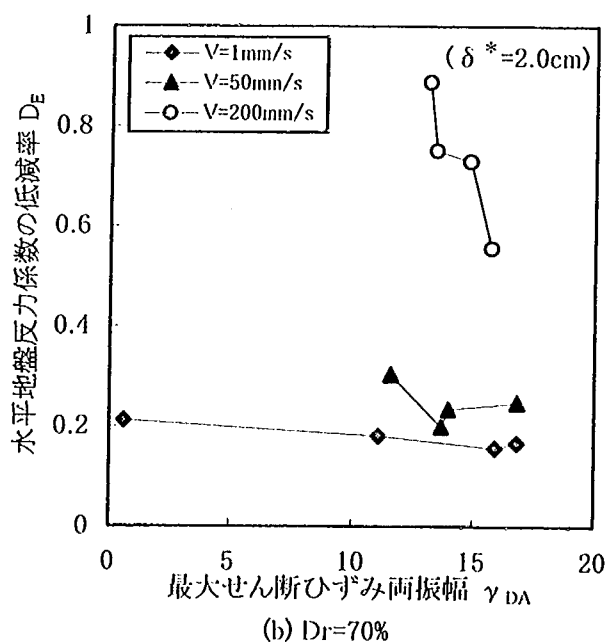
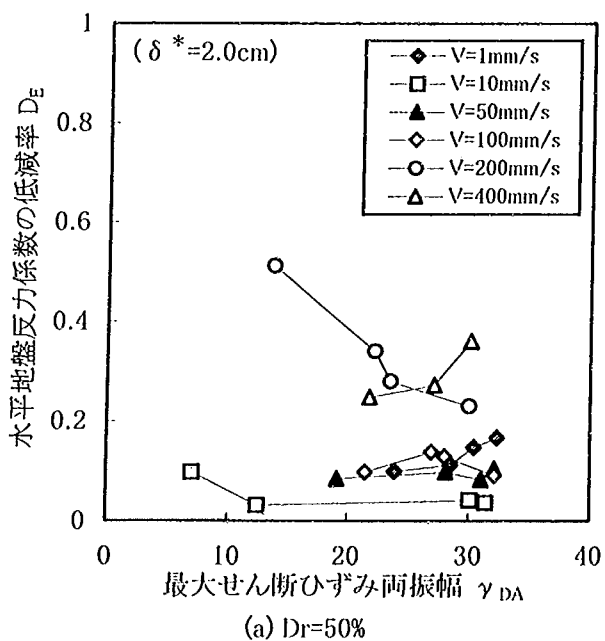


図7.9 最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} と水平地盤反力係数の低減率 D_E の関係

8. まとめと今後の課題

液状化による水平地盤反力の低減を評価することを目的に、着目点の異なる2種類の模型振動台実験を行った。実験に用いた模型地盤は動的せん断強度比 R_{L20} が0.10～0.21の比較的液状化強度の低いものであり、限られた条件下での実験結果ではあるが、本実験より以下のことが明らかになった。

(実験Ⅰ F_L とせん断ひずみに着目した実験)

- ① 液状化による水平地盤反力係数の低減率 D_E は $F_L=1.0$ をはさんで急激に低下し、 $F_L<1.0$ では F_L の減少に伴い緩やかな低下傾向を示した。
- ② 水平地盤反力係数の低減率 D_E は最大せん断ひずみ両振幅 γ_{DA} が0.5%程度から低下傾向を示し、それ以上のせん断ひずみ領域では、地盤が経験したせん断ひずみが大きいほど D_E は低下する。
- ③ 水平地盤反力係数の低減率 D_E は過剰間隙水圧比 Lu が0.4程度から1.0の範囲で低下する。
- ④ 相対密度が高い地盤では、液状化によって水平地盤反力は低減するものの、基礎構造物の変位がある程度大きくなると水平地盤反力の回復が生じると考えられる。水平地盤反力が回復する変位や回復量は、地盤の相対密度や液状化程度によって異なるものと推測される。

(実験Ⅱ 貫入速度に着目した実験)

- ① 液状化地盤と基礎構造物の間に生じる水平地盤反力は強い速度依存性を示しており、地盤－基礎構造物間の相対速度が速くなるほど周辺地盤に正のダイレイタンスが生じ、大きな水平地盤反力が発生する。
- ② 液状化地盤における水平地盤反力の増大に関与する貫入速度には限界があると推測される。
- ③ 貫入速度が速いほど水平地盤反力が大きくなる傾向は、相対密度が高いほど顕著である。

本研究より、液状化に対する抵抗率 F_L 、地盤のせん断ひずみ振幅、地盤反力の速度依存性等の諸因子が液状化による水平地盤反力の低減に与える影響に関して、基礎的な知見を得ることができた。今後は、液状化程度と水平地盤反力の低減係数の系統的な関係を導出するため、実験ケースを増やしてさらに詳細な検討が必要である。また、液状化地盤と基礎構造物の相対変位や相対速度によって、発生する水平地盤反力が大きく異なることから、実際の液状化地盤において地盤－基礎構造物間に生じる相対変位・相対速度を推定することが重要であると考えられる。

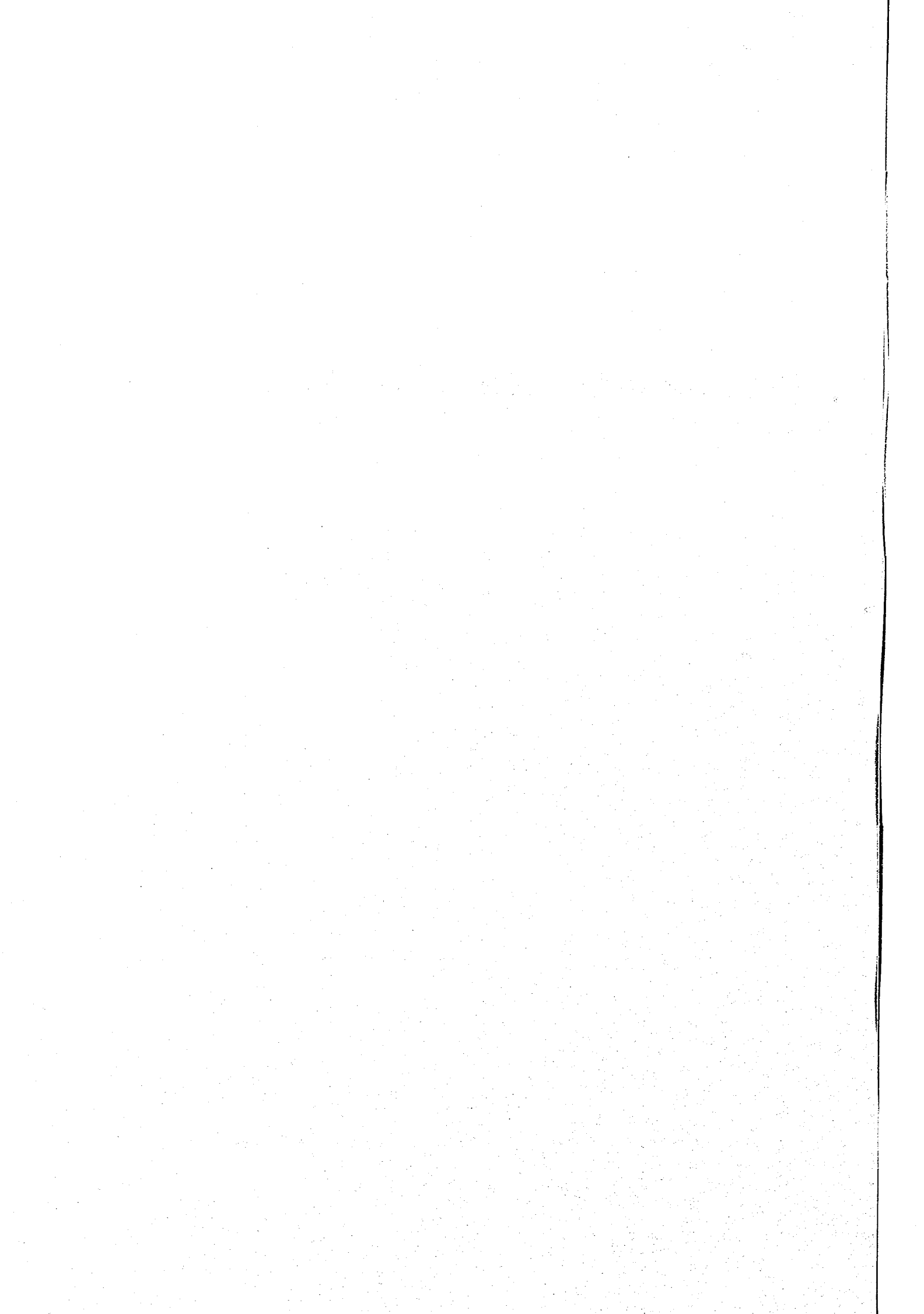
参考文献

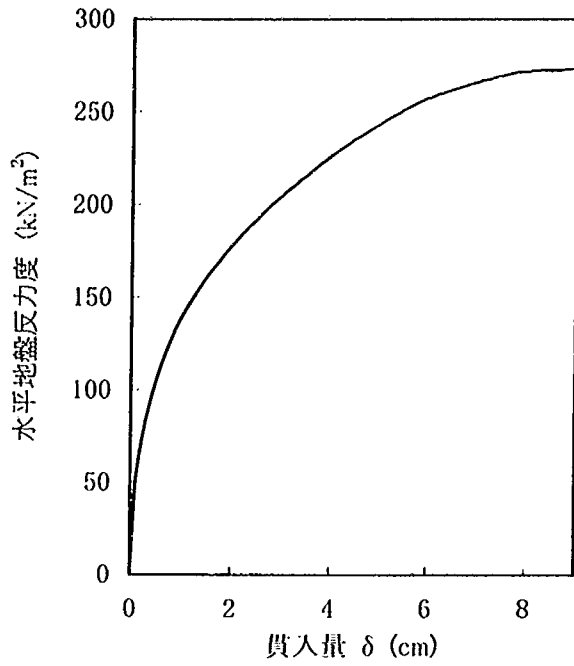
- 1) 建設省土木研究所他：液状化対策工法の開発に関する共同研究報告書（その5），pp.252～261，1997
- 2) 岩崎 敏男，常田 賢一，木全 俊雄：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究，土木研究所資料，第1729号，1981
- 3) （社）地盤工学会：地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム，pp.71～86，1998
- 4) 常田 賢一，木全 俊雄，吉田 精一：地盤の流動化特性およびその影響に関する実験的検討，第16回土質工学研究発表会講演概要集，pp.629～632，1981
- 5) 野田 節男，喜田 浩，飯田 毅：液状化過程における孔あき杭の水平抵抗について，第20回地震工学研究発表会講演概要集，pp.281～284，1990
- 6) 規矩 大義，安田 進，吉田 剛：埋設管に対する地盤の拘束力と液状化程度の関係，第20回地震工学研究発表会講演概要集，pp.277～280，1990
- 7) Orense,R., Towhata,I. and Yamashita,Y. : Response of Pipes Subjected to Ground Displacements Induced by Liquefaction, 第28回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1175～1178，1993
- 8) Hagiwara,R. , Ninomiya,Y. , Sento,N. and Hamada,H. : Model Test on the Horizontal Liquefied-subgrade Reaction in Pile-foundation Ground, Proc. 4th U.S.-Japan Workshop on Soil Liquefaction, pp.309～328，1994
- 9) 箕輪 親宏，水野 二十一，阿部 秋男：液状化過程における杭基礎の挙動（その1，その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.371～374，1993
- 10) 佐々木 康，松本 秀應，近藤 益央：液状化地盤中のくい水平載荷試験，土木技術資料 29-11，pp.21～26，1987
- 11) 才村 幸生，飯田 毅，喜田 浩，西谷 道暢，石原 研而：排水機能付鋼杭の液状化抑止効果に関する現場実験（その2），第27回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1169～1170，1992
- 12) 濱田 尚人，大塚 久哲，二宮 嘉朗：液状化時の水平地盤反力係数の低減に関する実験的研究，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，第Ⅲ部(A)，pp.524～525，1994
- 13) 仙頭 紀明，萩原 良二，二宮 嘉朗：加振した液状化地盤の水平地盤反力に関する実験的研究，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，第Ⅲ部(A)，pp.492～493，1995
- 14) Meyerhof, G.G. : Discussion of Session 1, Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, 1957
- 15) 東 拓生，大塚 久哲，二宮 嘉朗：砂質土の相対密度を考慮した液状化強度曲線の定式化，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，第Ⅲ部(A)，pp.528～529，1994
- 16) Ishihara,K., Iwamoto,S., Yasuda,S. and Takatsu,H. : Liquefaction of Anisotropically Consolidated Sand, Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2 ,

pp.261～264, 1977

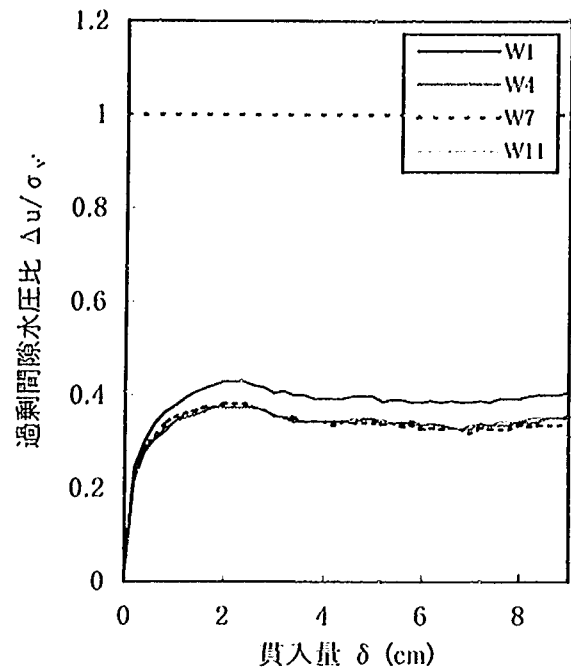
- 17) Tokimatsu,K. and Yoshimi,Y. : Criteria of Soil Liquefaction with SPT and Fines Content, Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, pp.255～262, 1984
- 18) (社) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 1988
- 19) 安田 進：FLと過剰間隙水圧比の関係, 第21回土質工学研究発表会講演概要集, pp.841～842, 1986

付属資料 4 実験ケースⅡ (相対密度 5.0%)



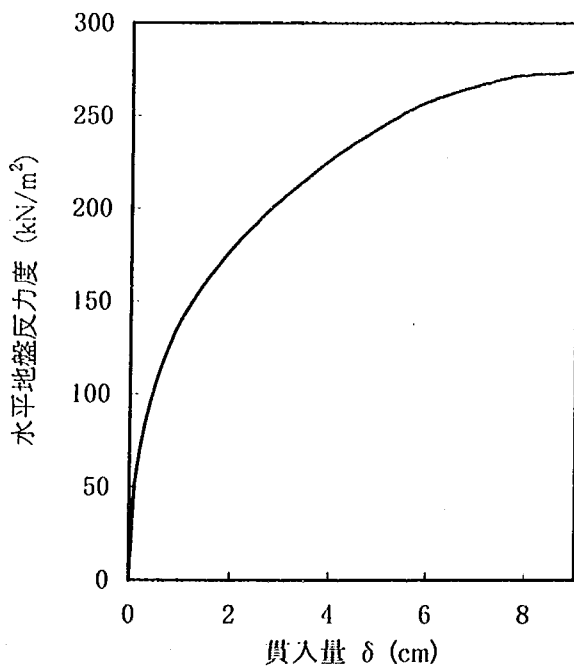


(a) 貫入量と水平地盤反力度の関係

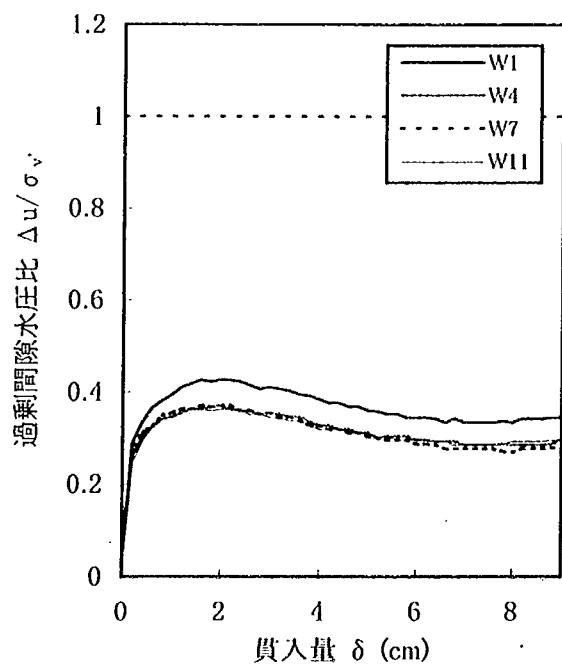


(b) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

付図53 実験ケースⅡL15 (相対密度50%, 無加振, 載荷速度1mm/sec)

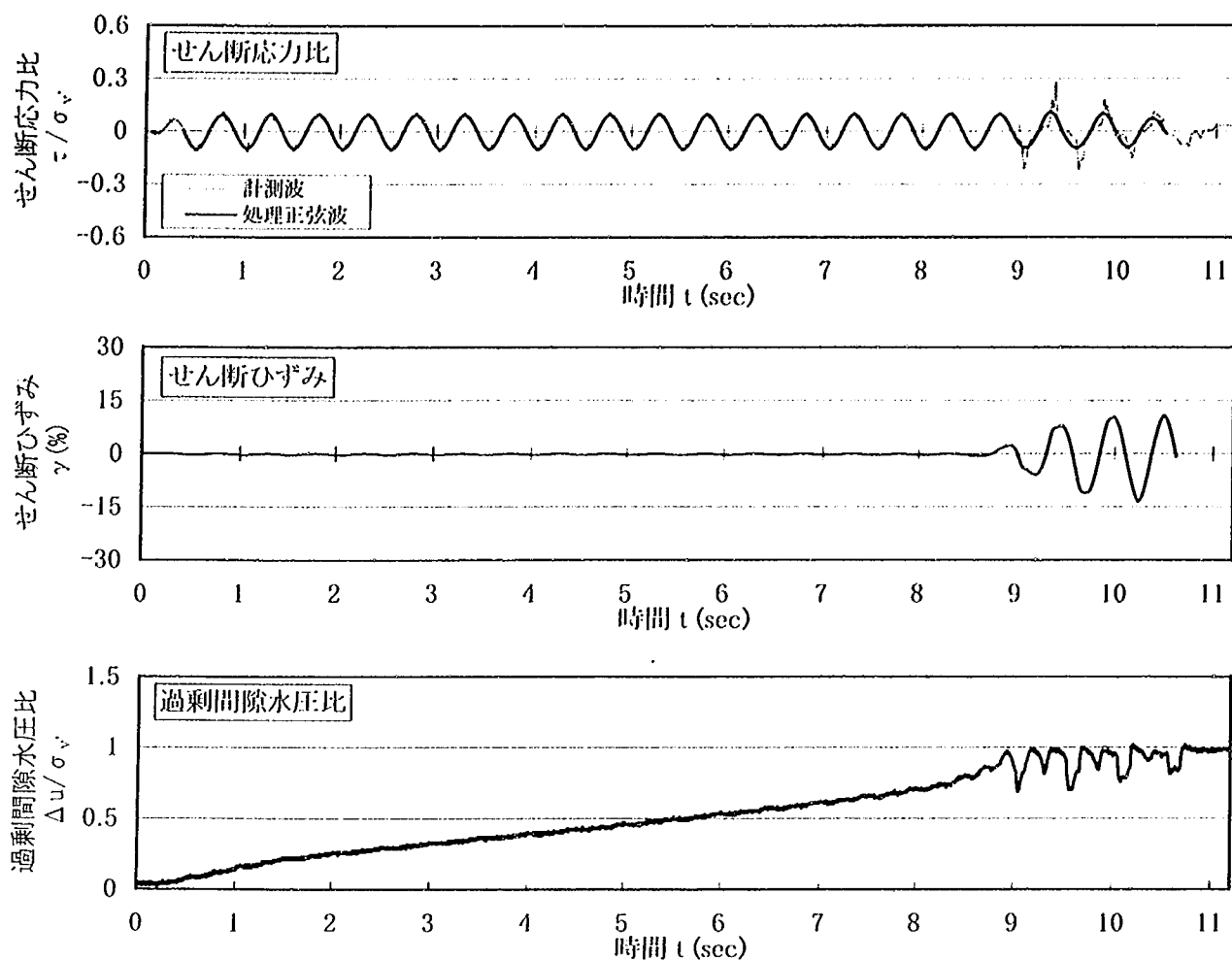


(a) 貫入量と水平地盤反力度の関係

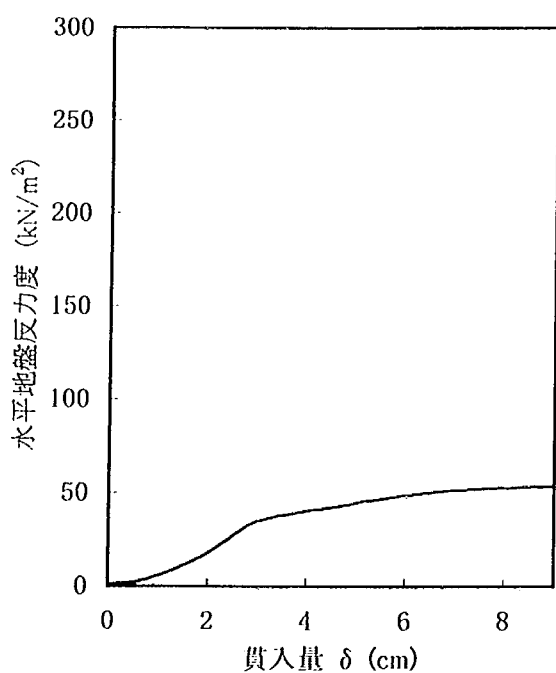


(b) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

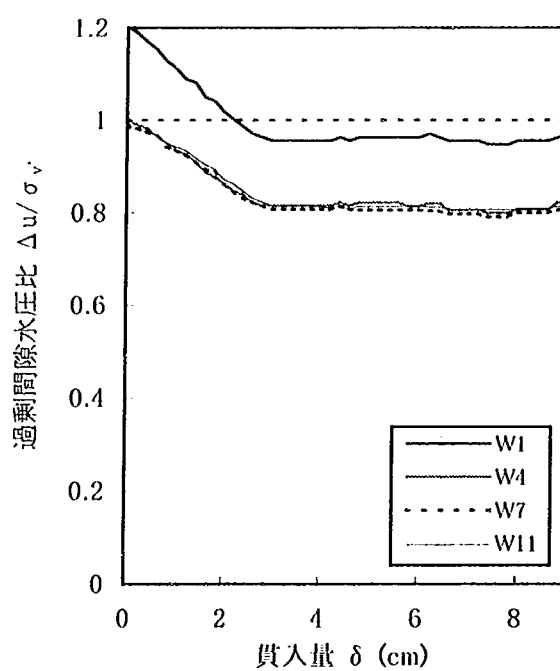
付図54 実験ケースⅡL16 (相対密度50%, 無加振, 貫入速度1mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

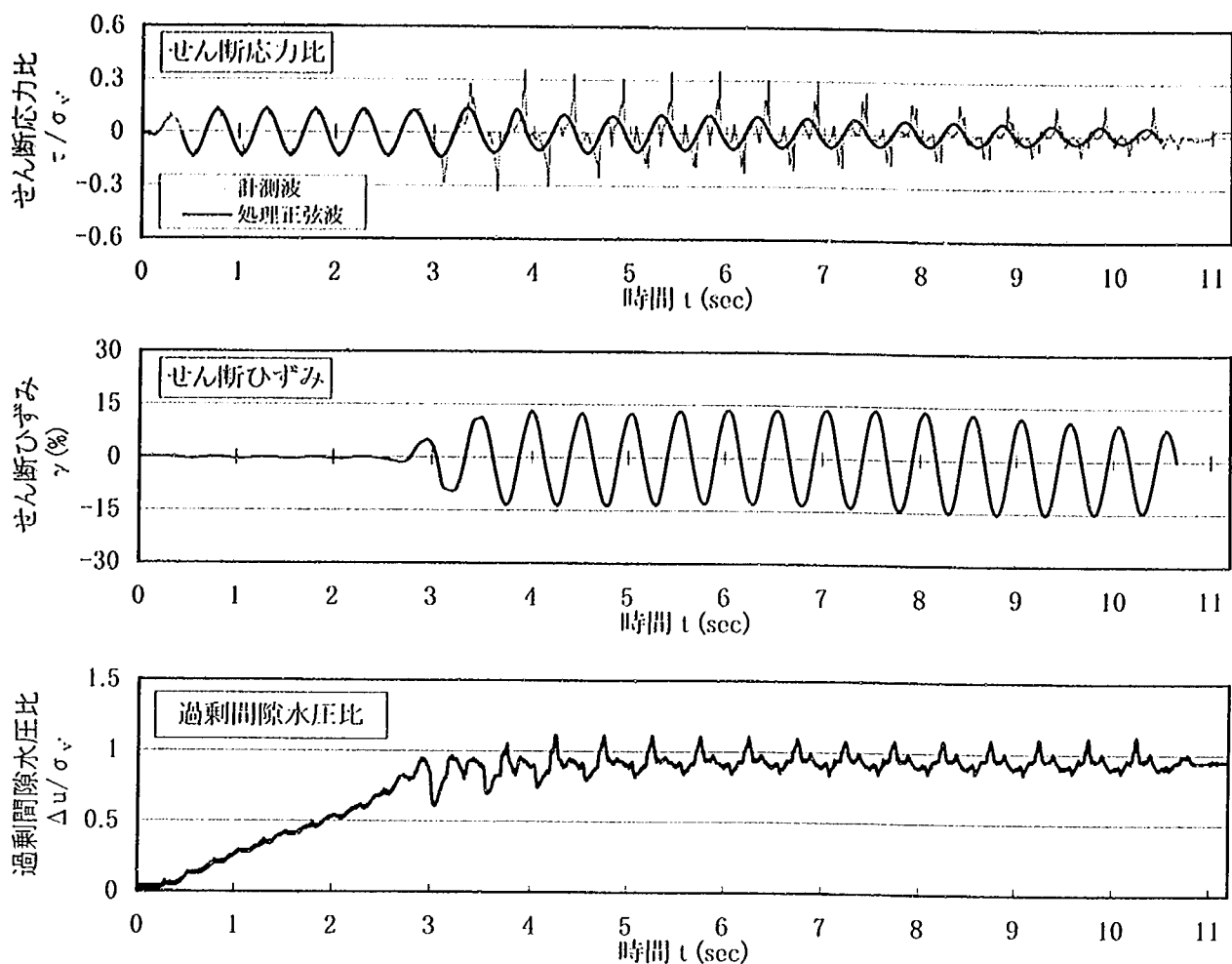


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

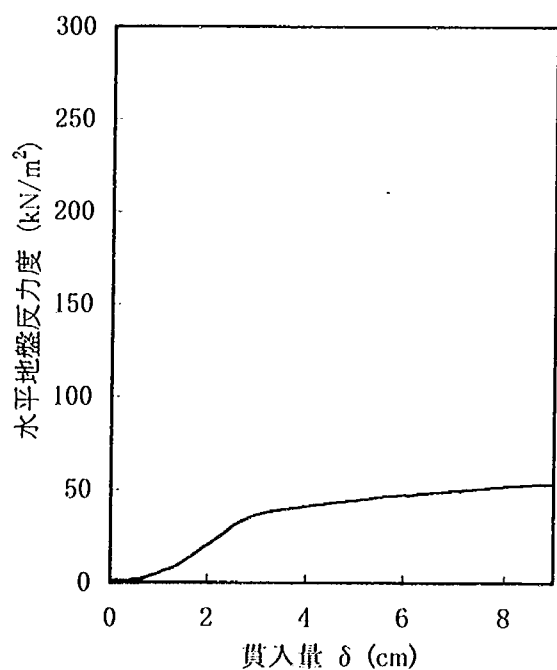


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

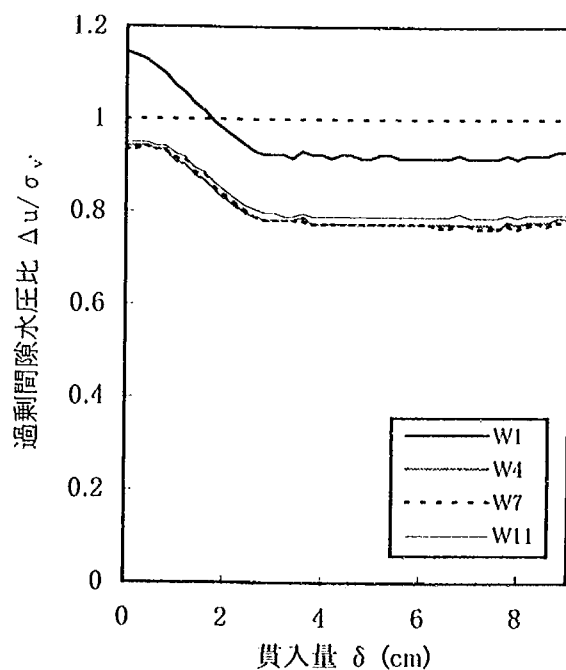
付図55 実験ケースⅡ L11 (相対密度50%, 加振加速度 $2.58\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $1\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

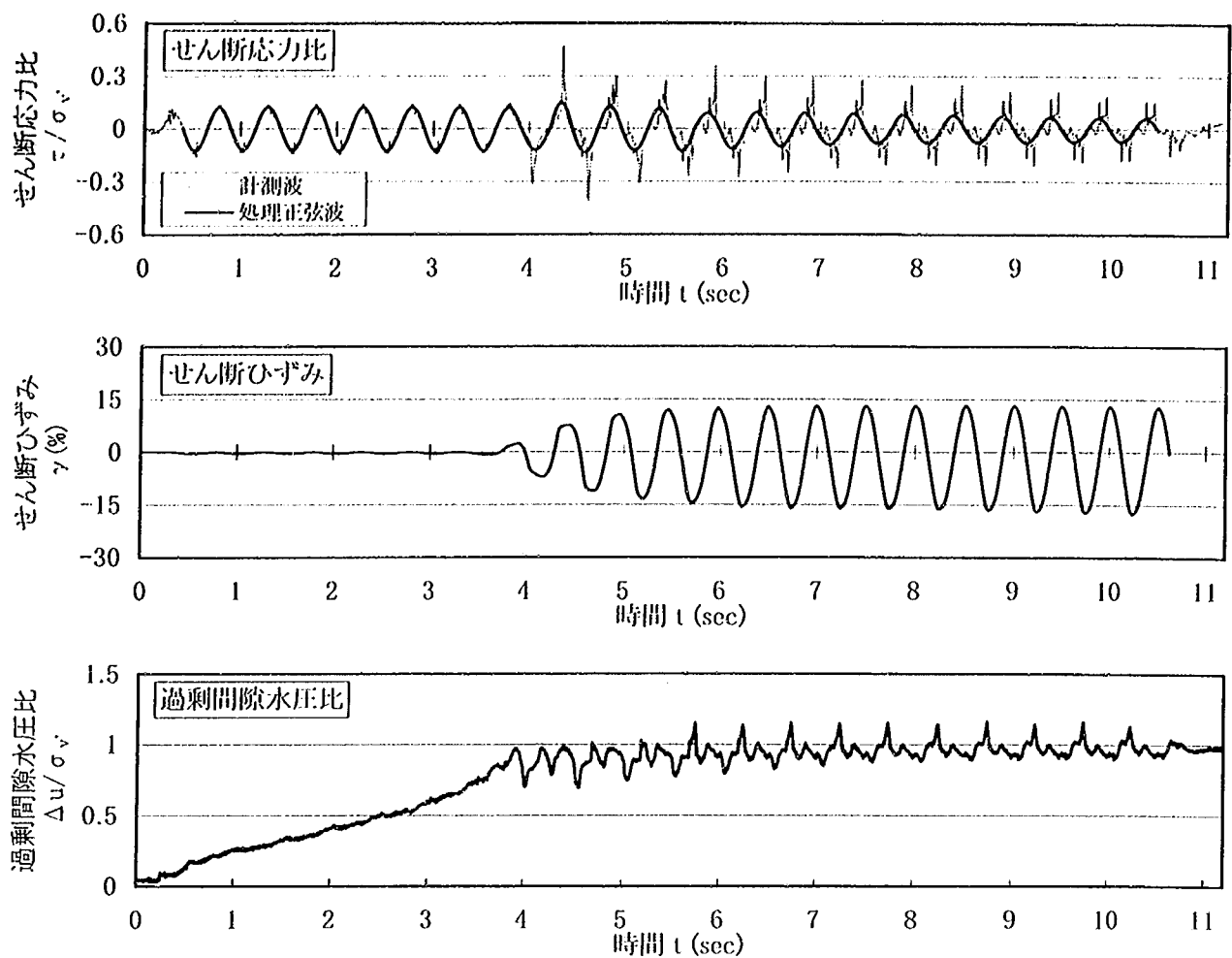


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

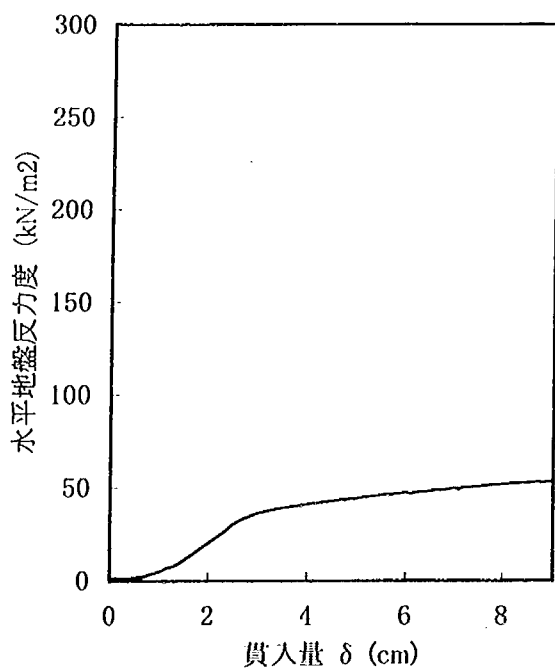


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

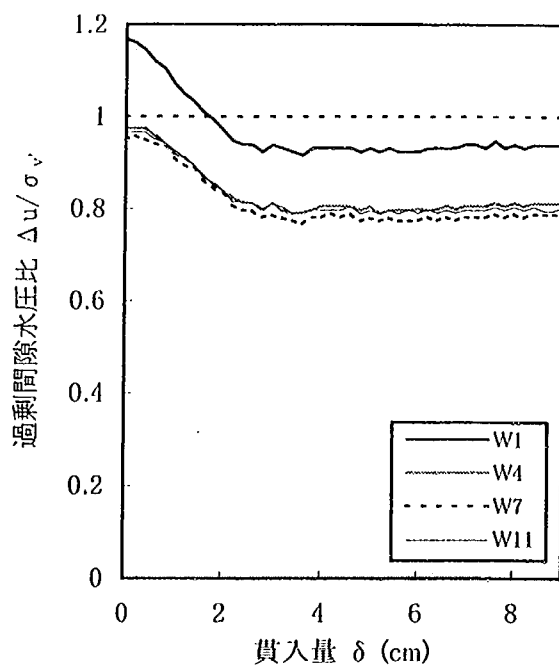
付図56 実験ケースⅡL12(相対密度50%, 加振加速度 3.48m/sec^2 , 貫入速度 1mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

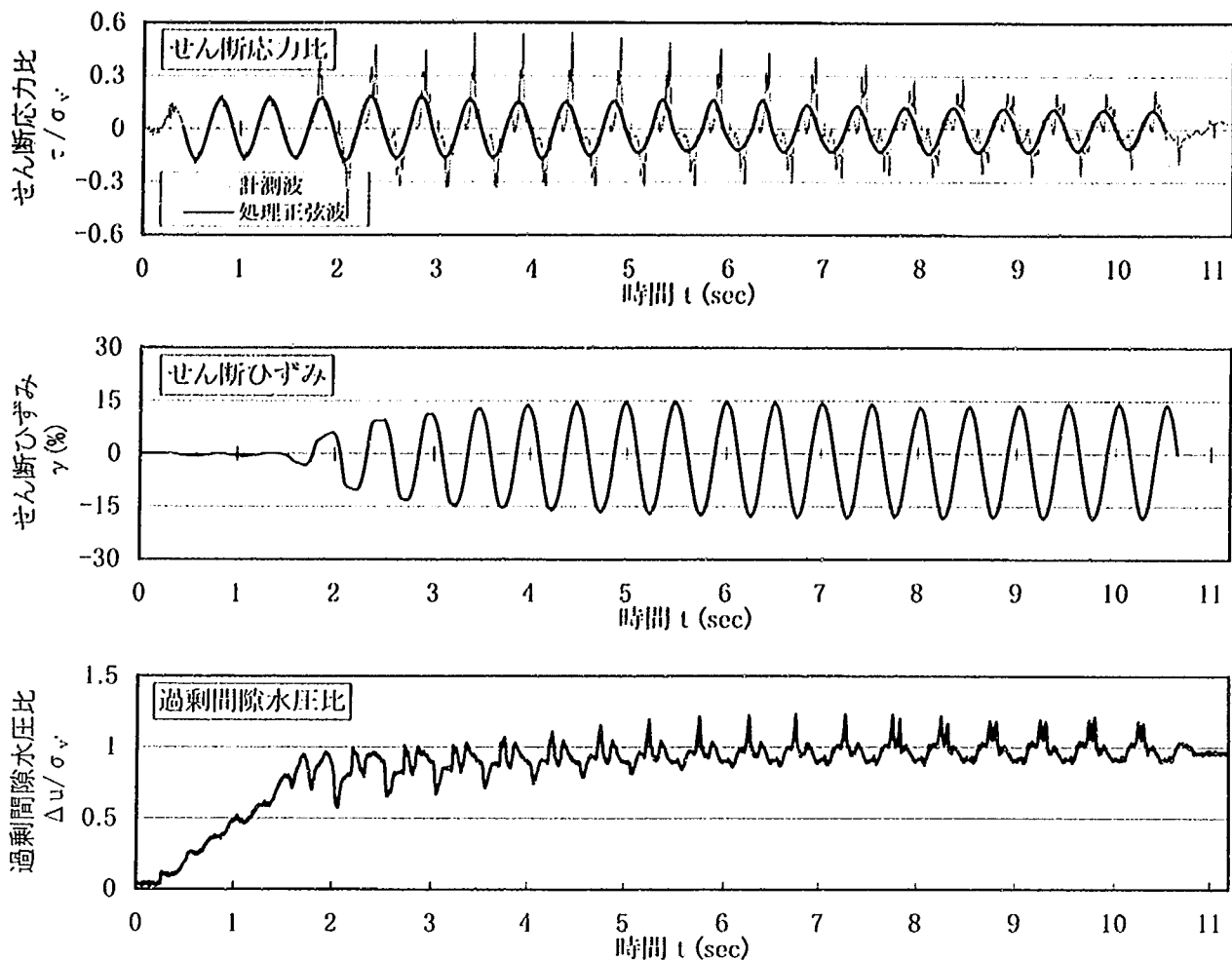


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

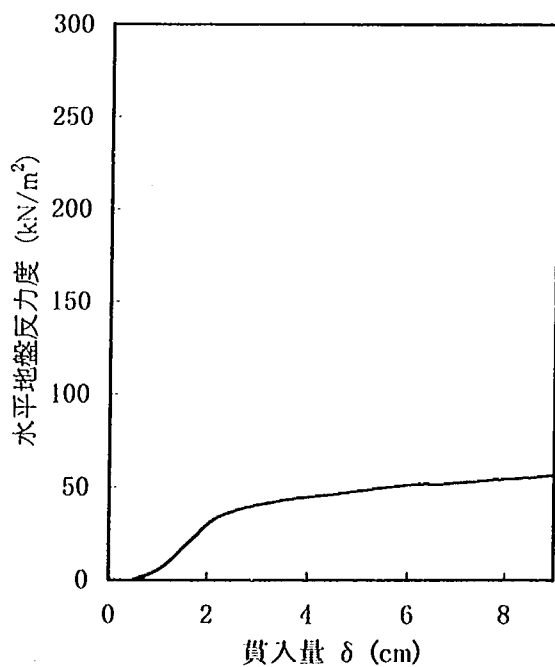


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

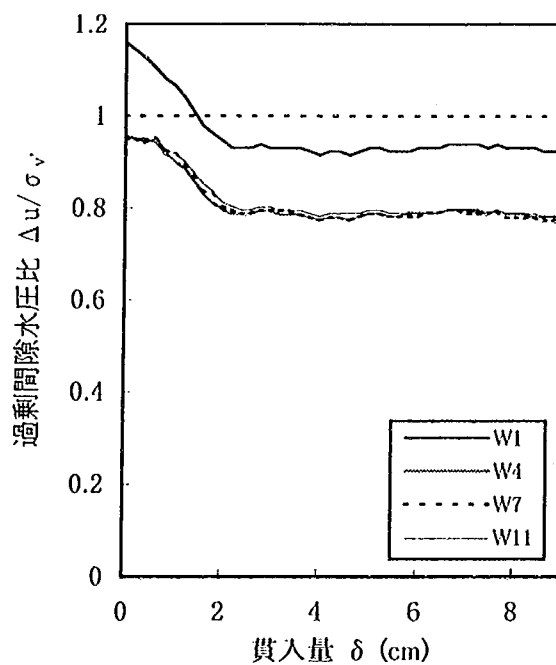
付図57 実験ケースⅡL13(相対密度50%, 加振加速度 3.50m/sec^2 , 貫入速度 1mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

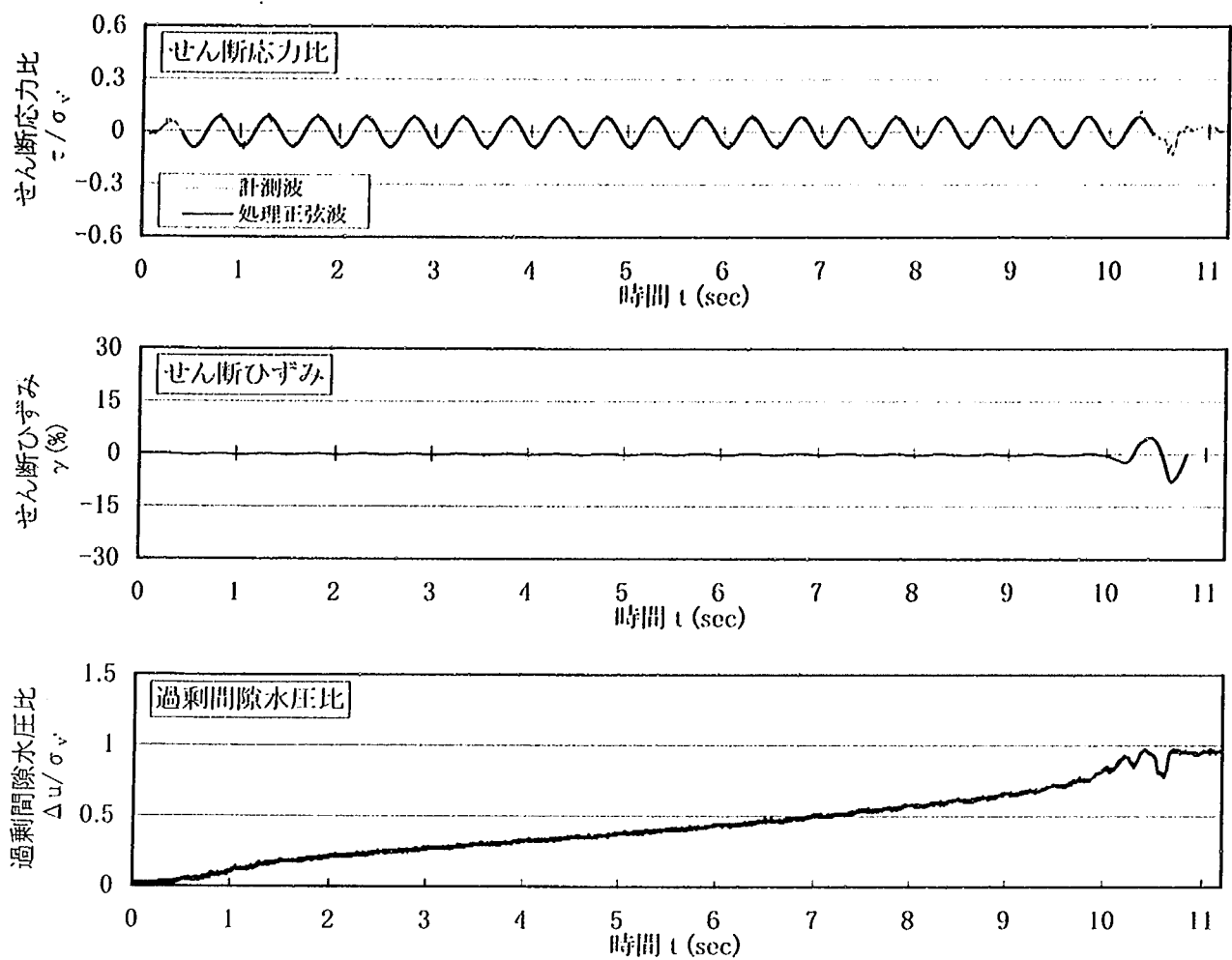


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

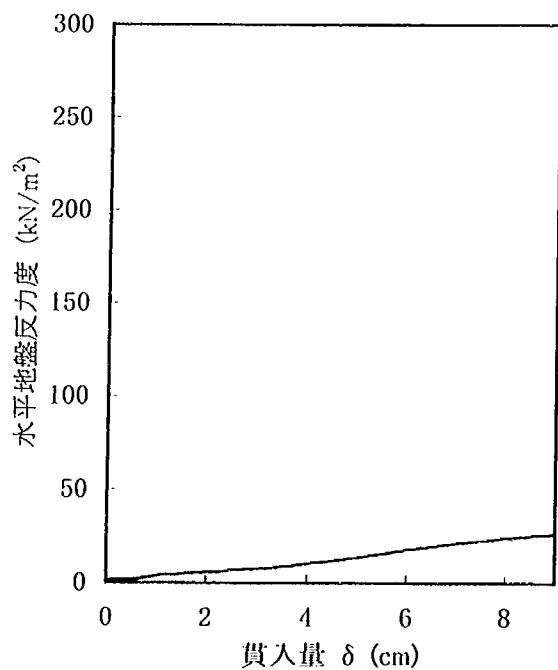


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

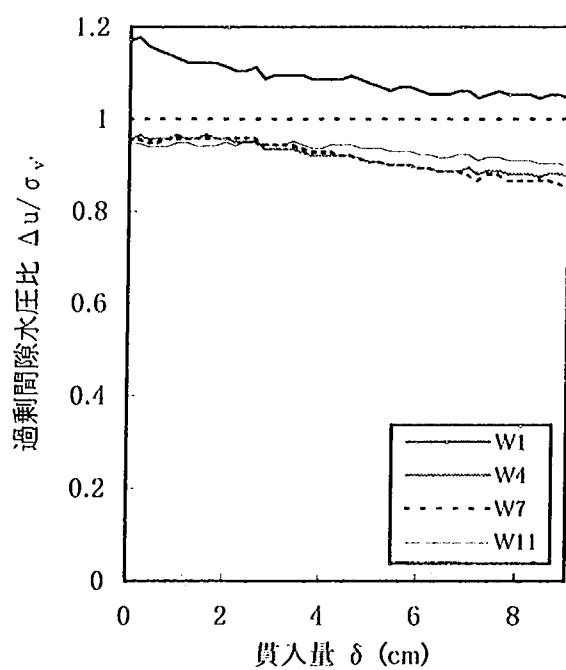
付図58 実験ケースⅡL14(相対密度50%, 加振加速度 $4.68\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $1\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

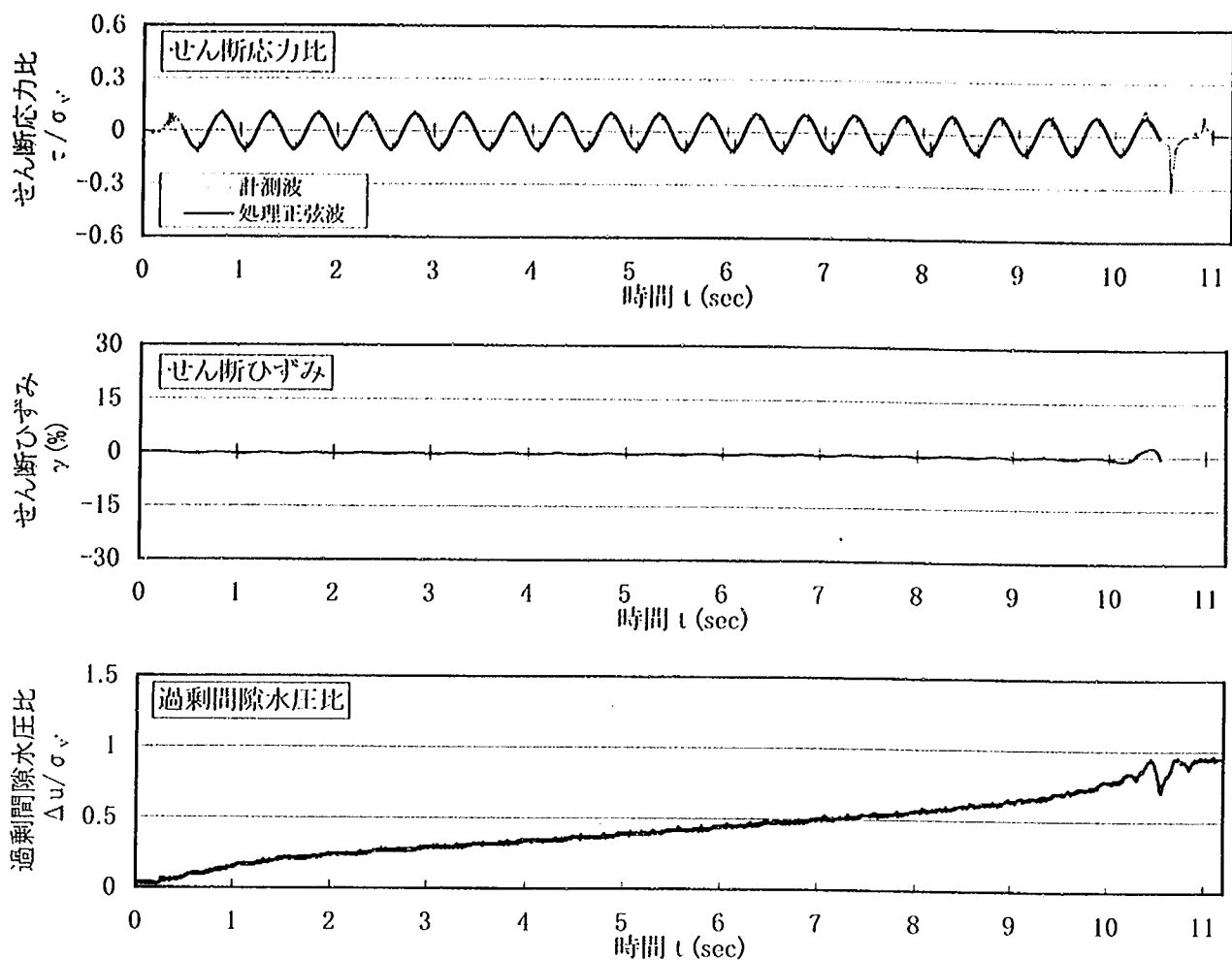


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

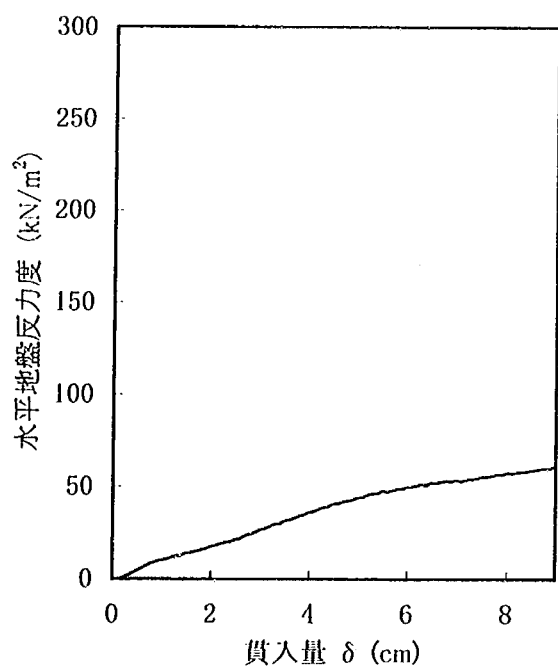


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

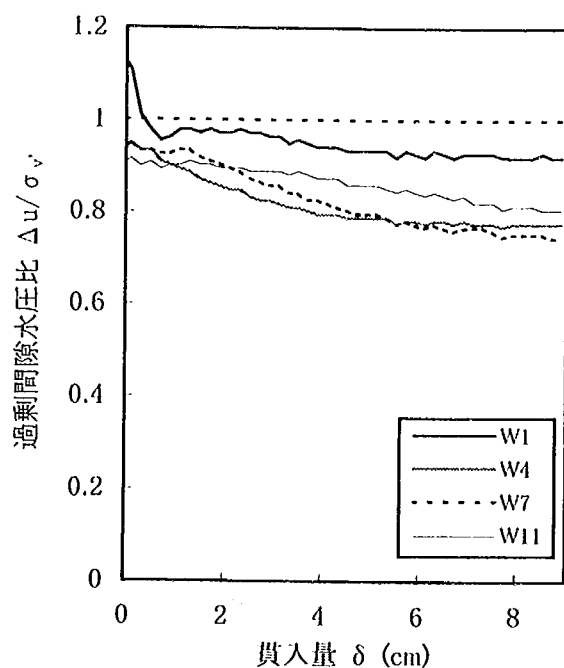
付図59 実験ケースⅡL21(相対密度50%, 加振加速度 2.34m/sec^2 , 貫入速度 10mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

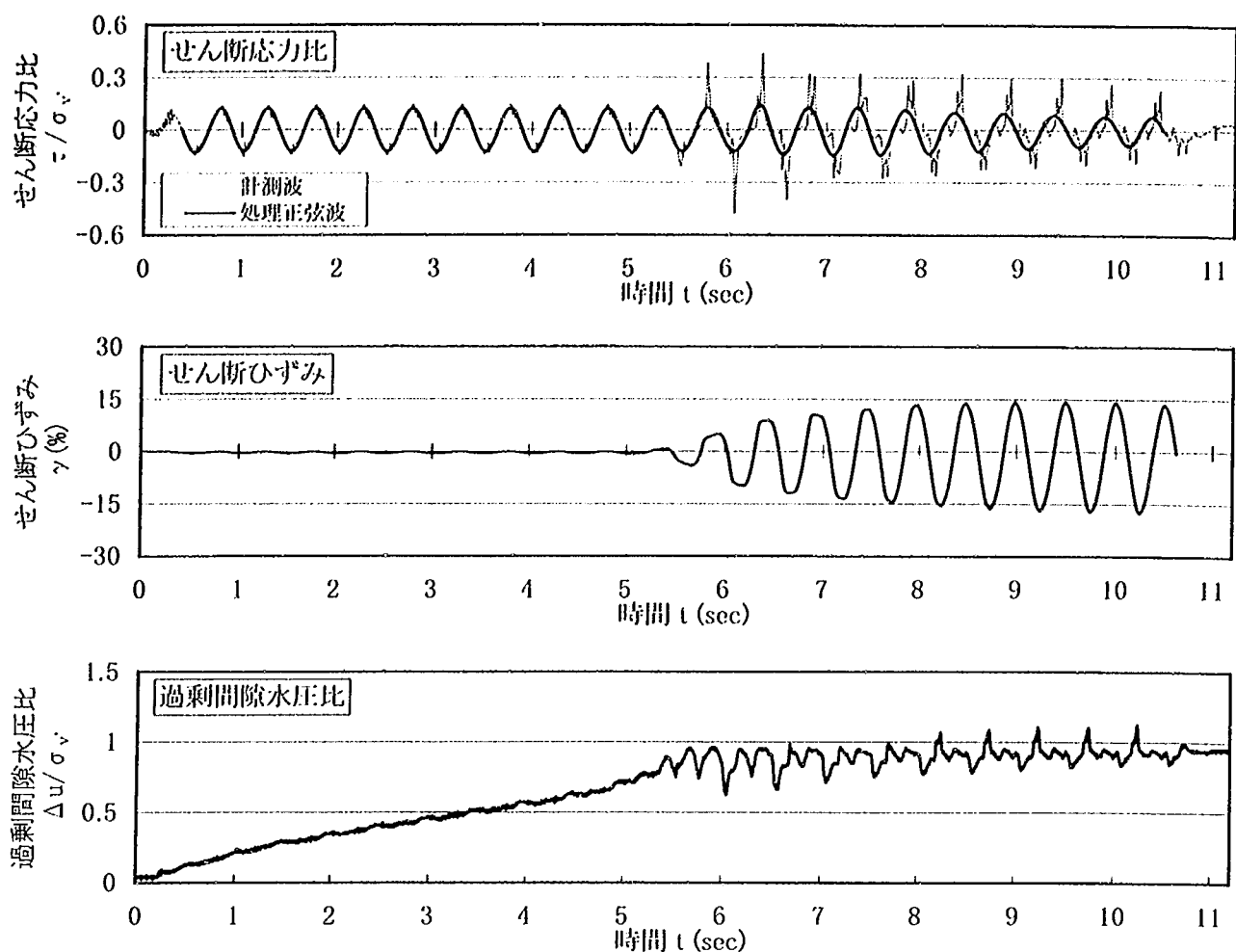


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

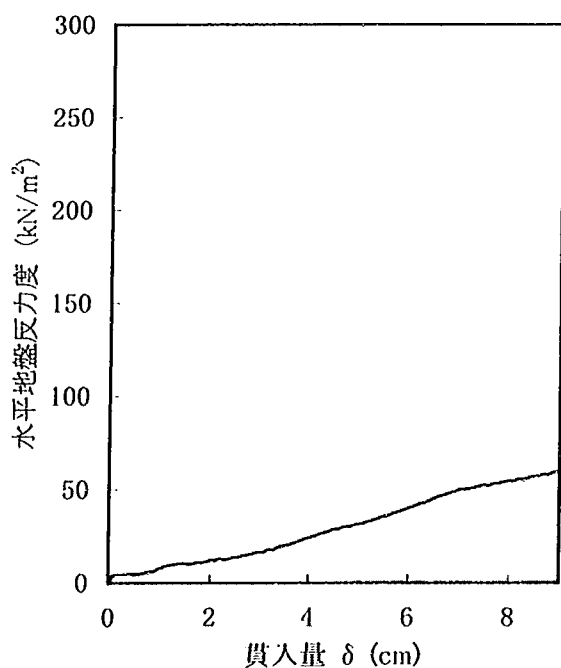


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

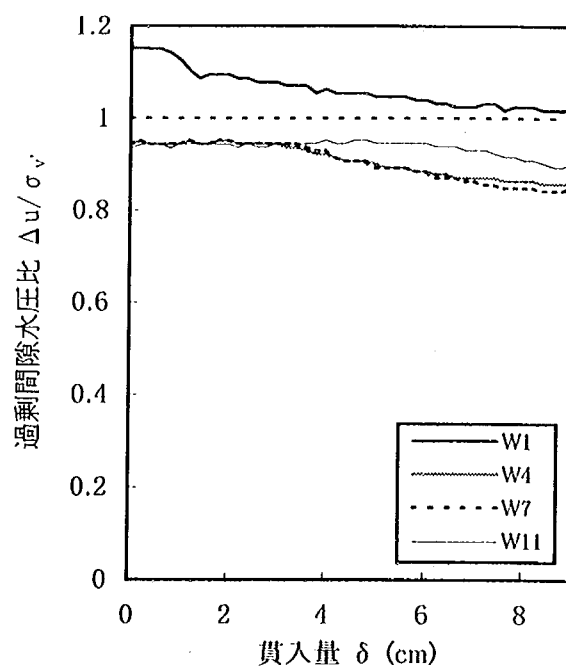
付図60 実験ケースII L22 (相対密度50%, 加振加速度 2.82m/sec^2 , 貫入速度 10mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

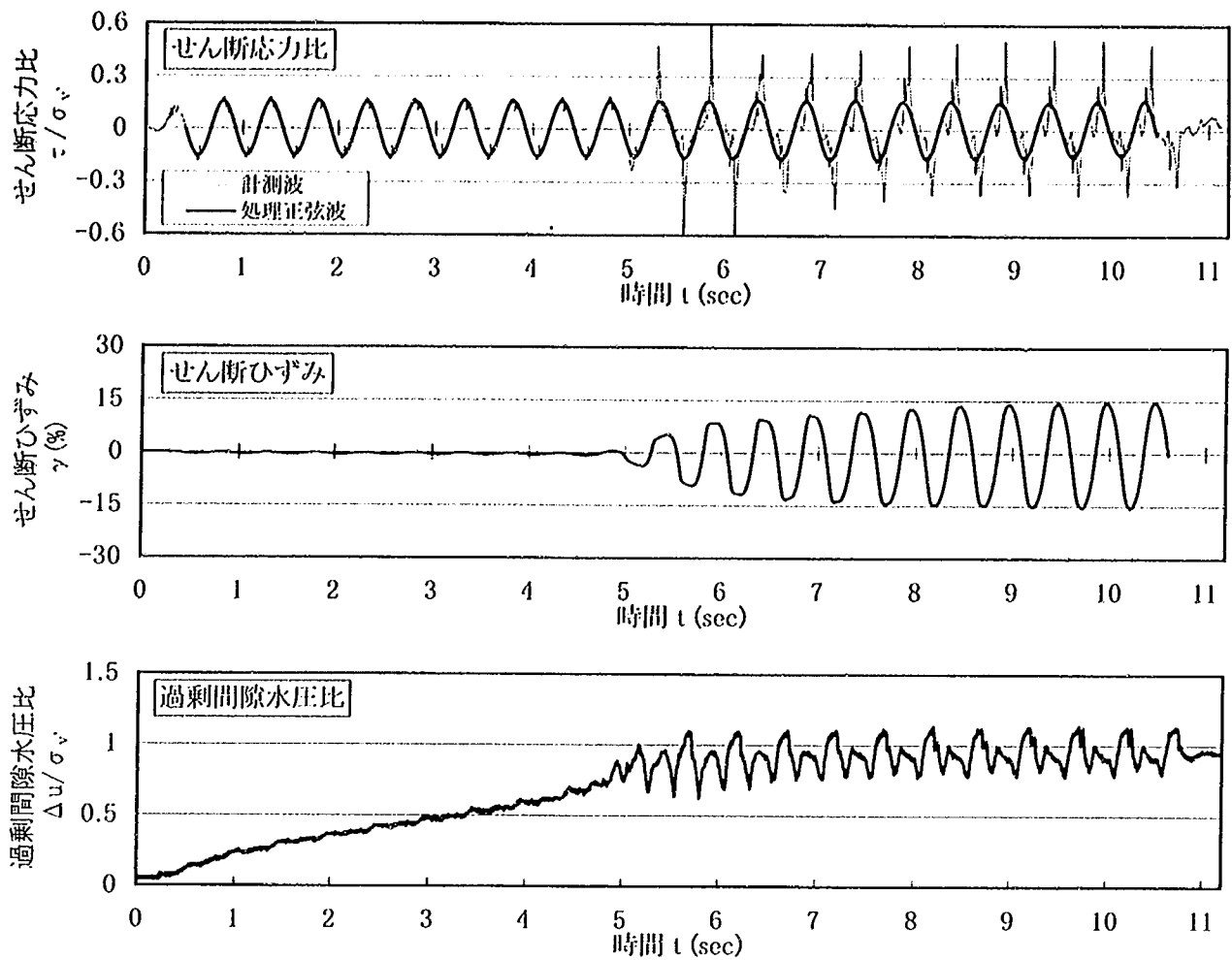


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

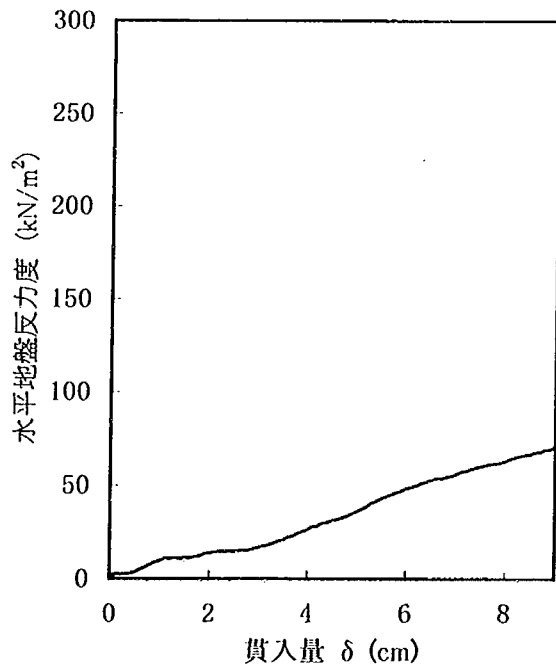


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

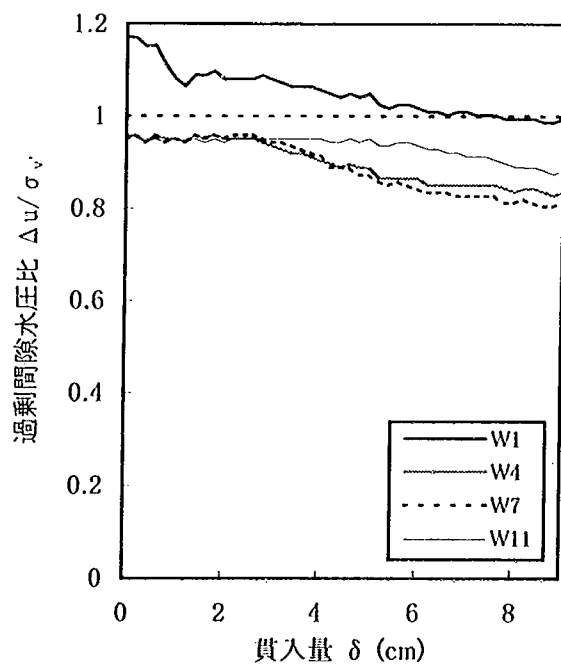
付図61 実験ケースⅡL23(相対密度50%, 加振加速度 $3.48\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $10\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

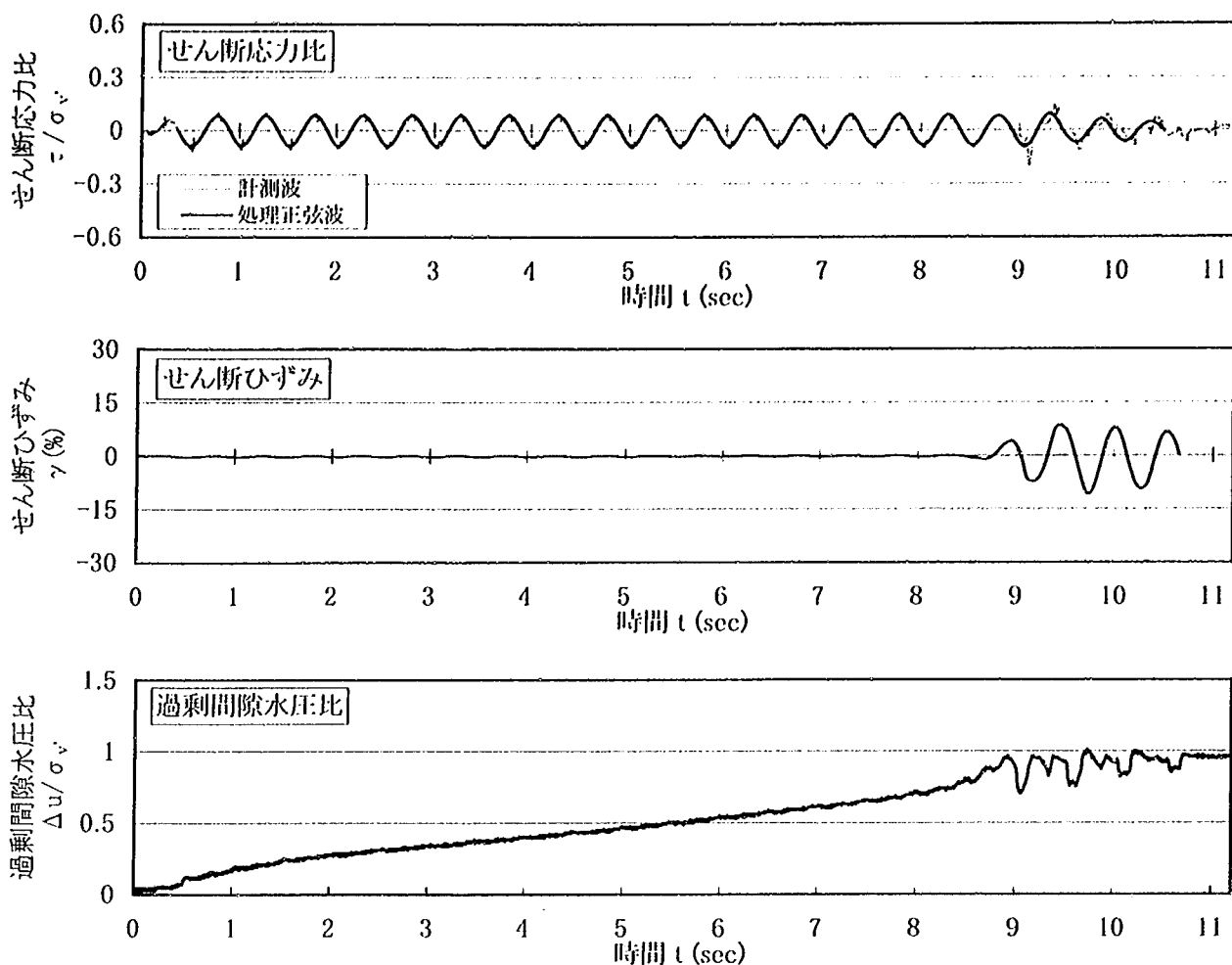


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

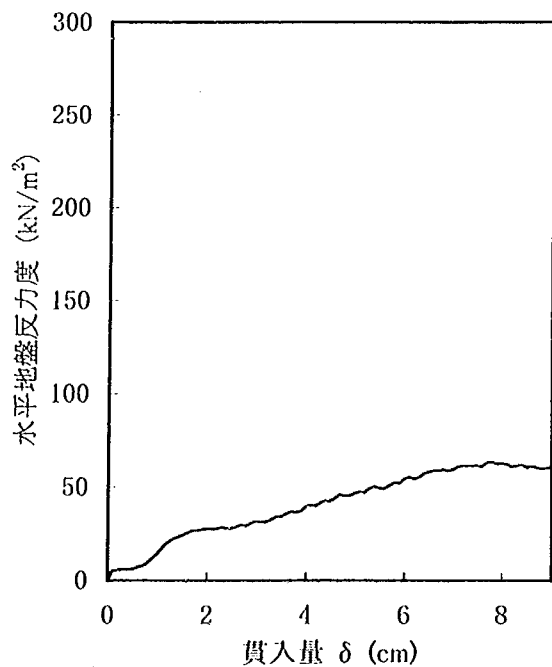


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

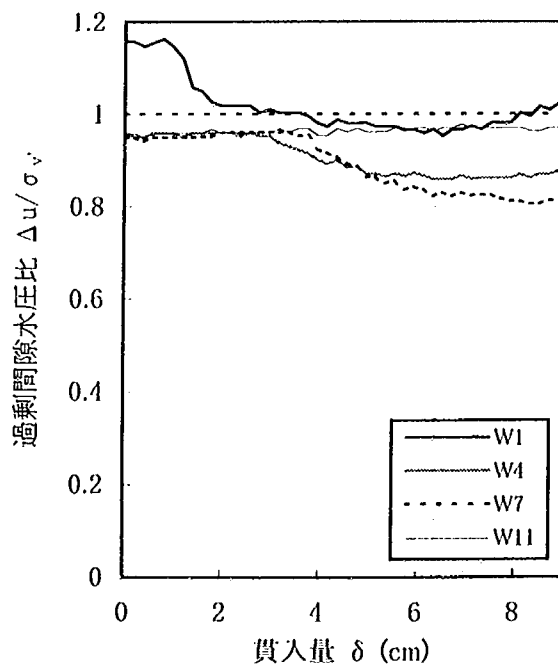
付図62 実験ケースⅡ L24 (相対密度50%, 加振加速度 4.25m/sec^2 , 貫入速度 10mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

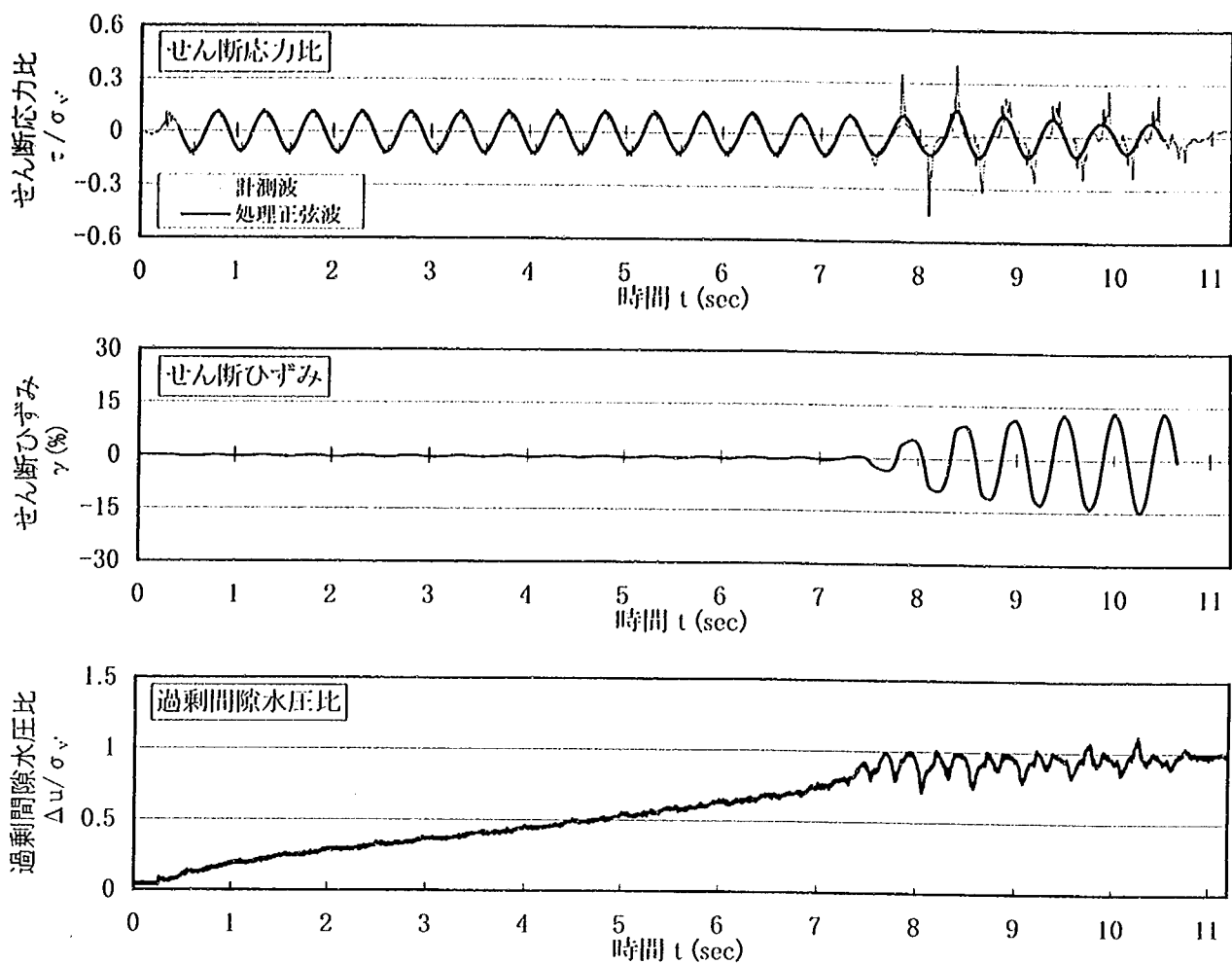


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

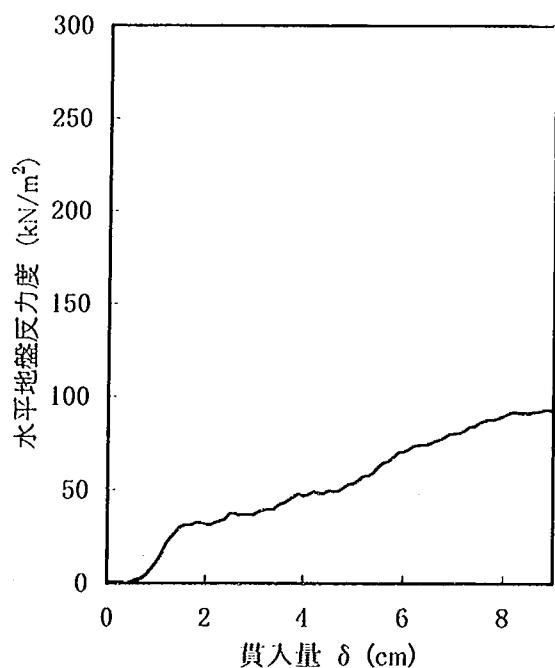


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

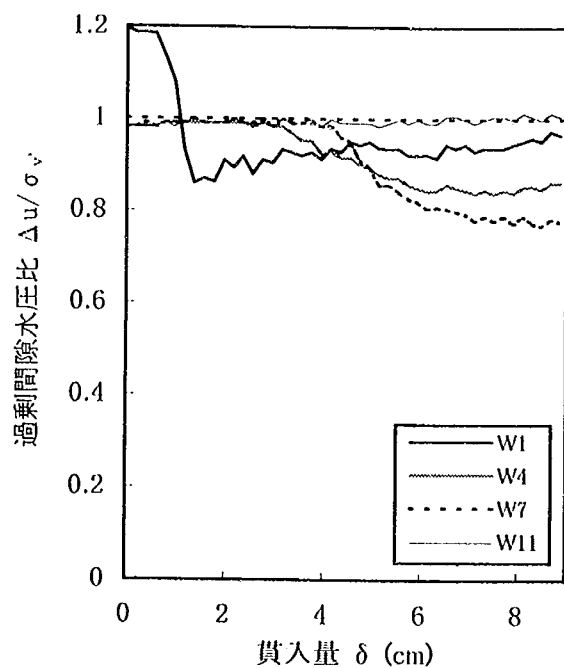
付図63 実験ケースⅡL31(相対密度50%, 加振加速度 2.45m/sec^2 , 貫入速度 50mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

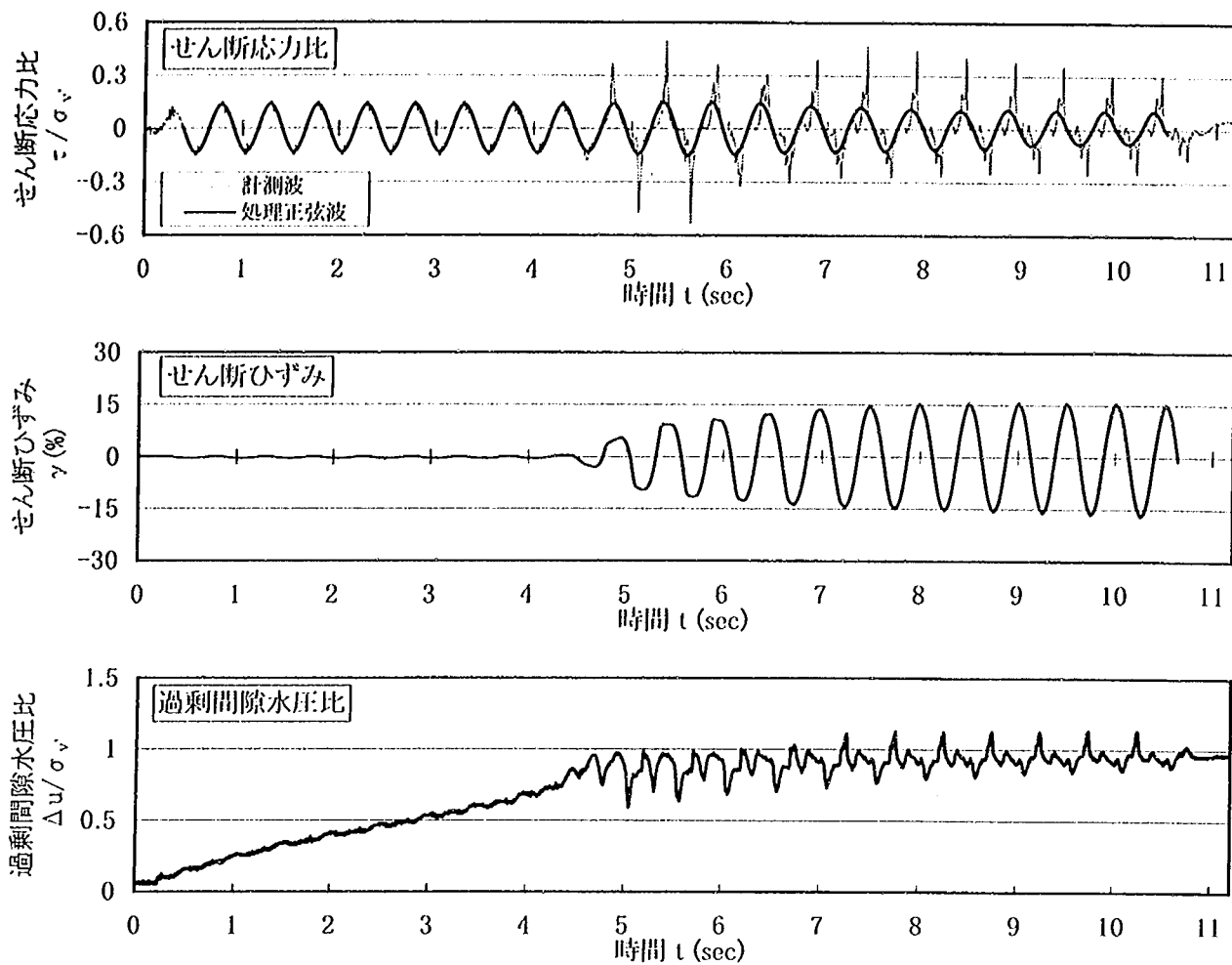


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

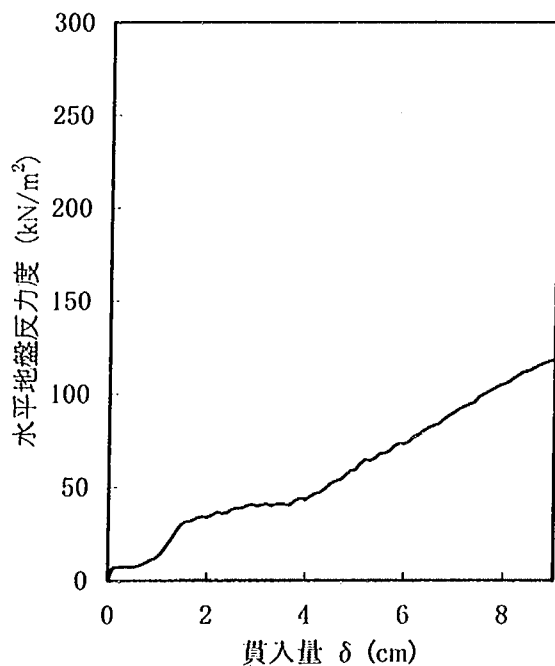


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

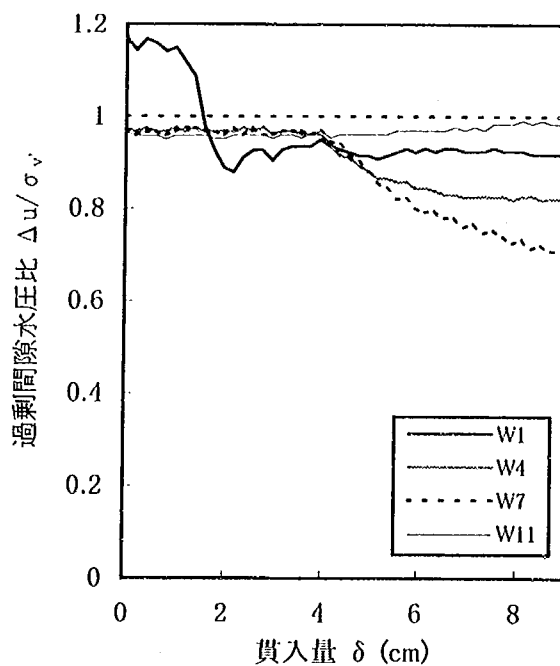
付図64 実験ケースII L32 (相対密度50%, 加振加速度 $3.14\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $50\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

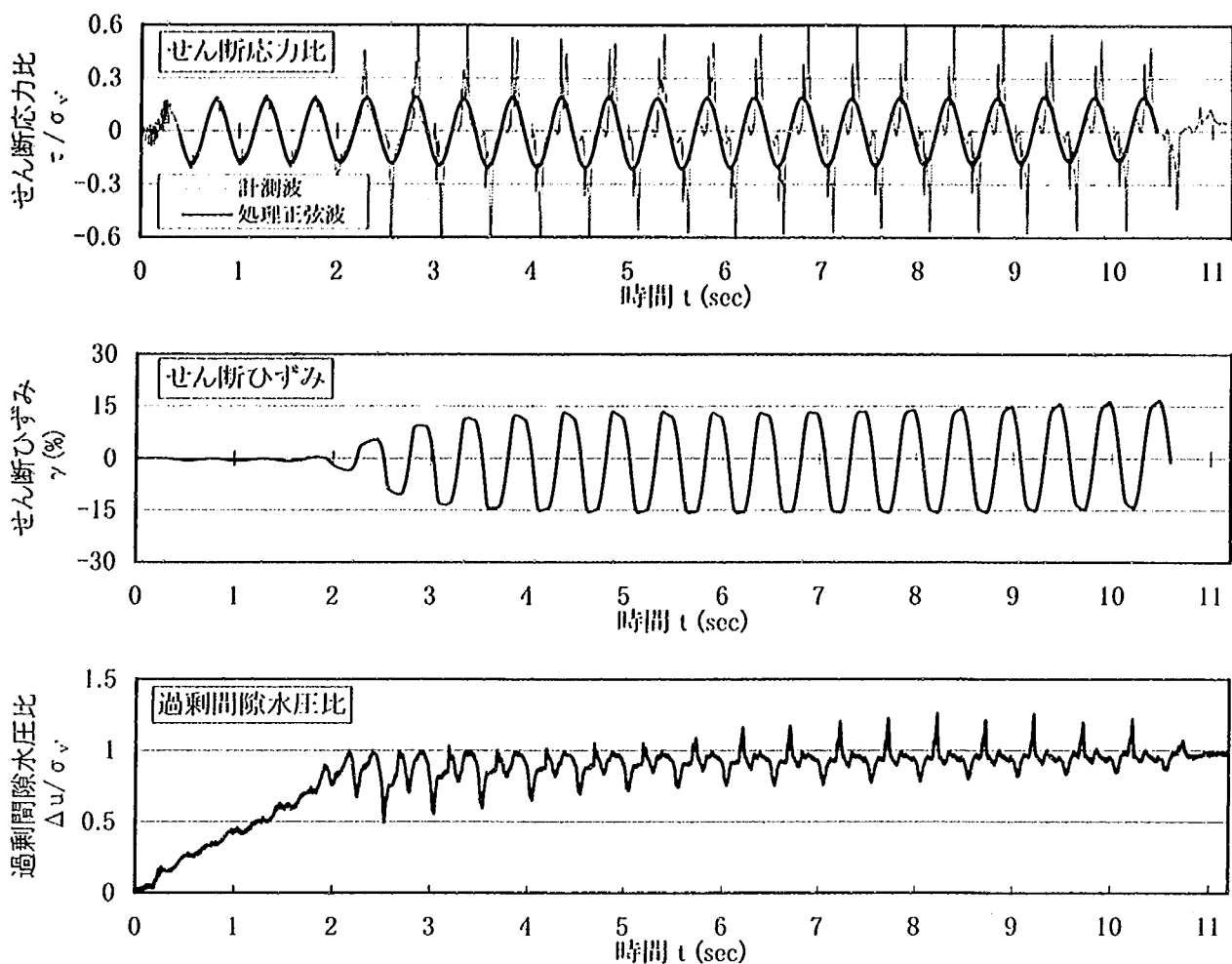


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

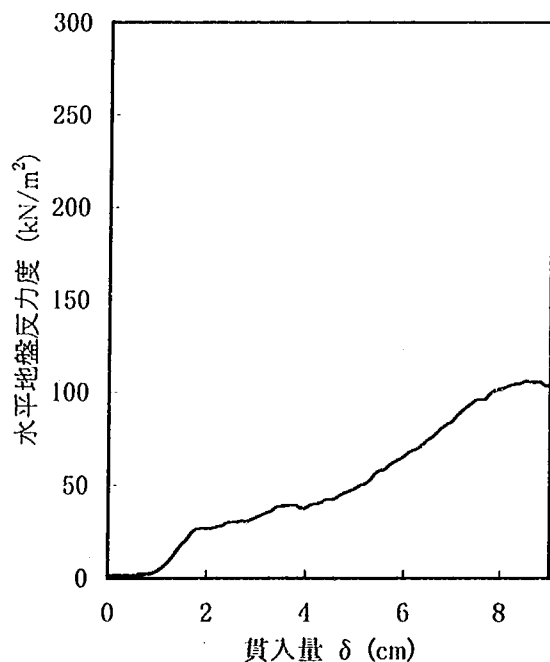


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

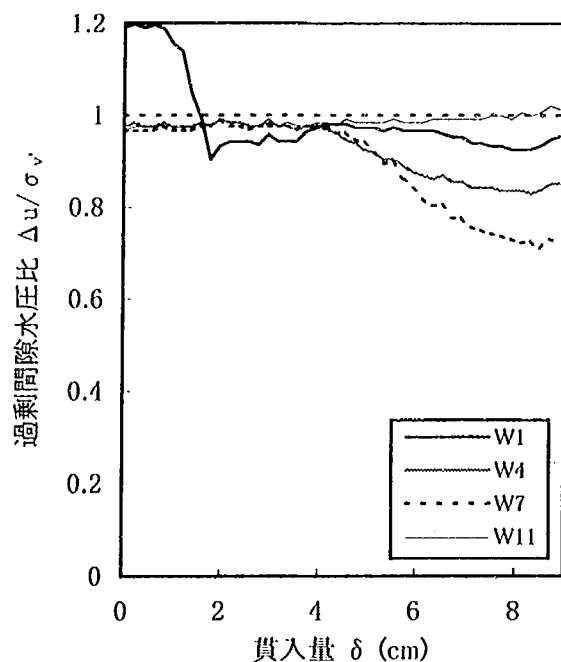
付図65 実験ケースII L33 (相対密度50%, 加振加速度 $3.69\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $50\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

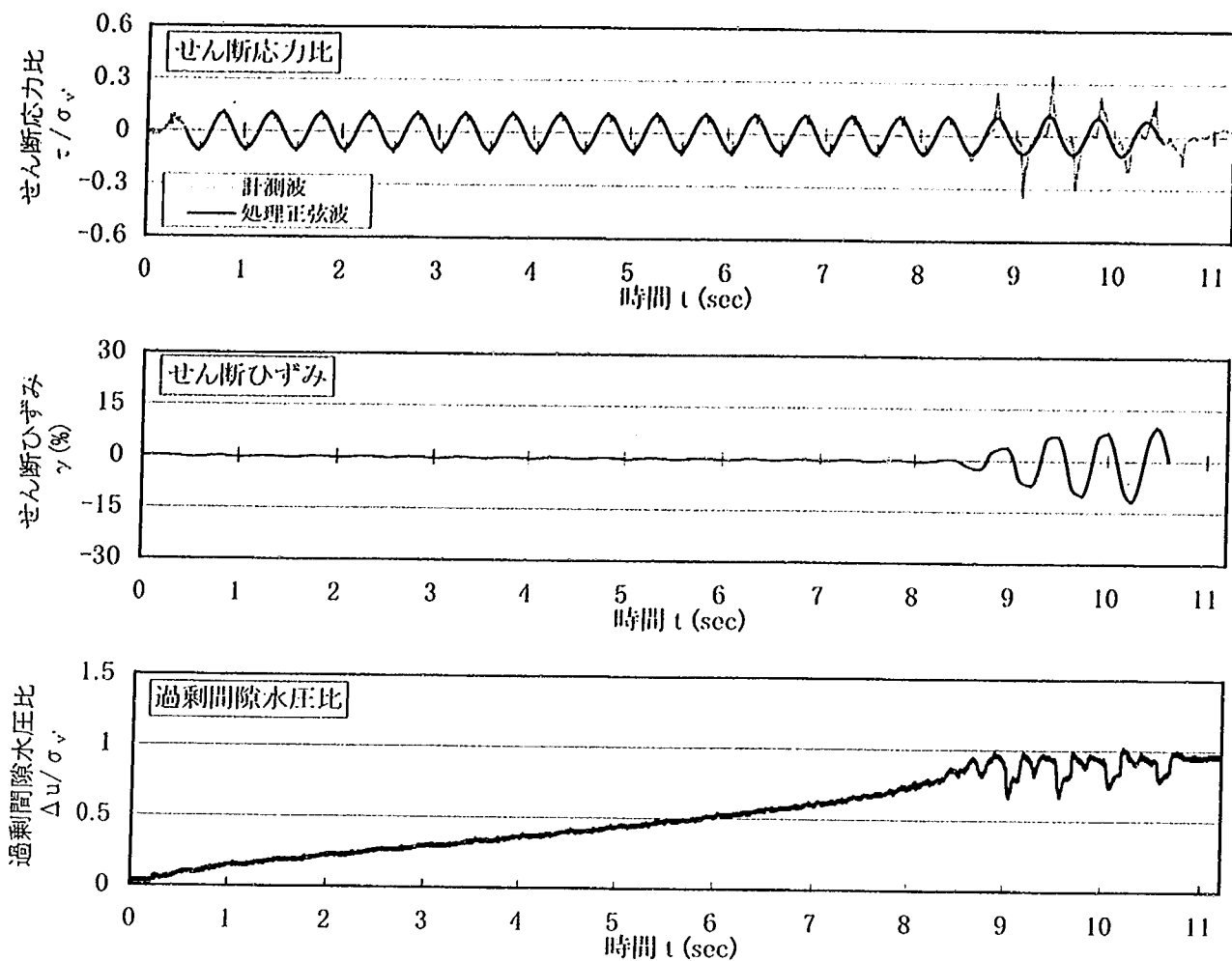


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

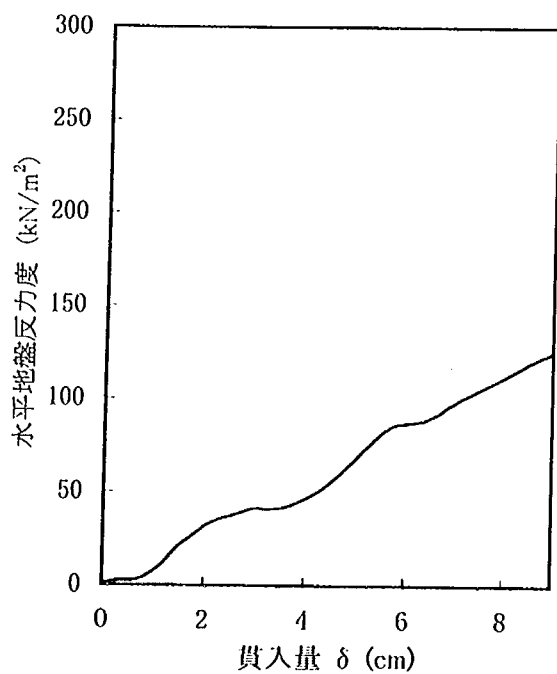


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

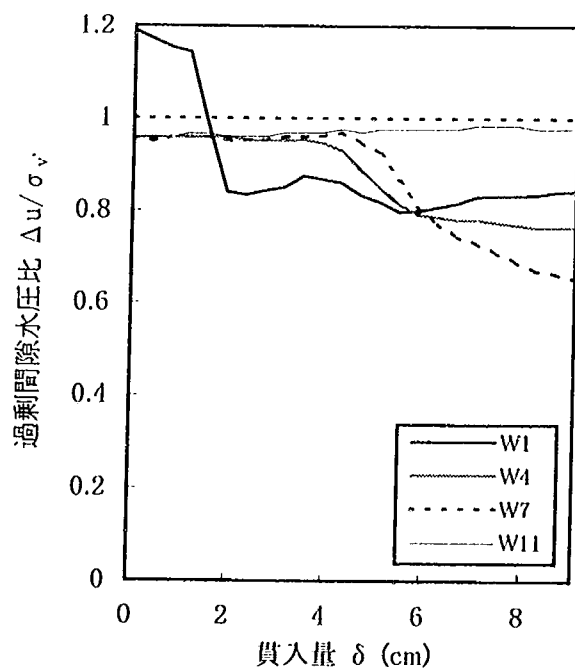
付図66 実験ケースⅡL34(相対密度50%, 加振加速度 4.99m/sec^2 , 貫入速度 50mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

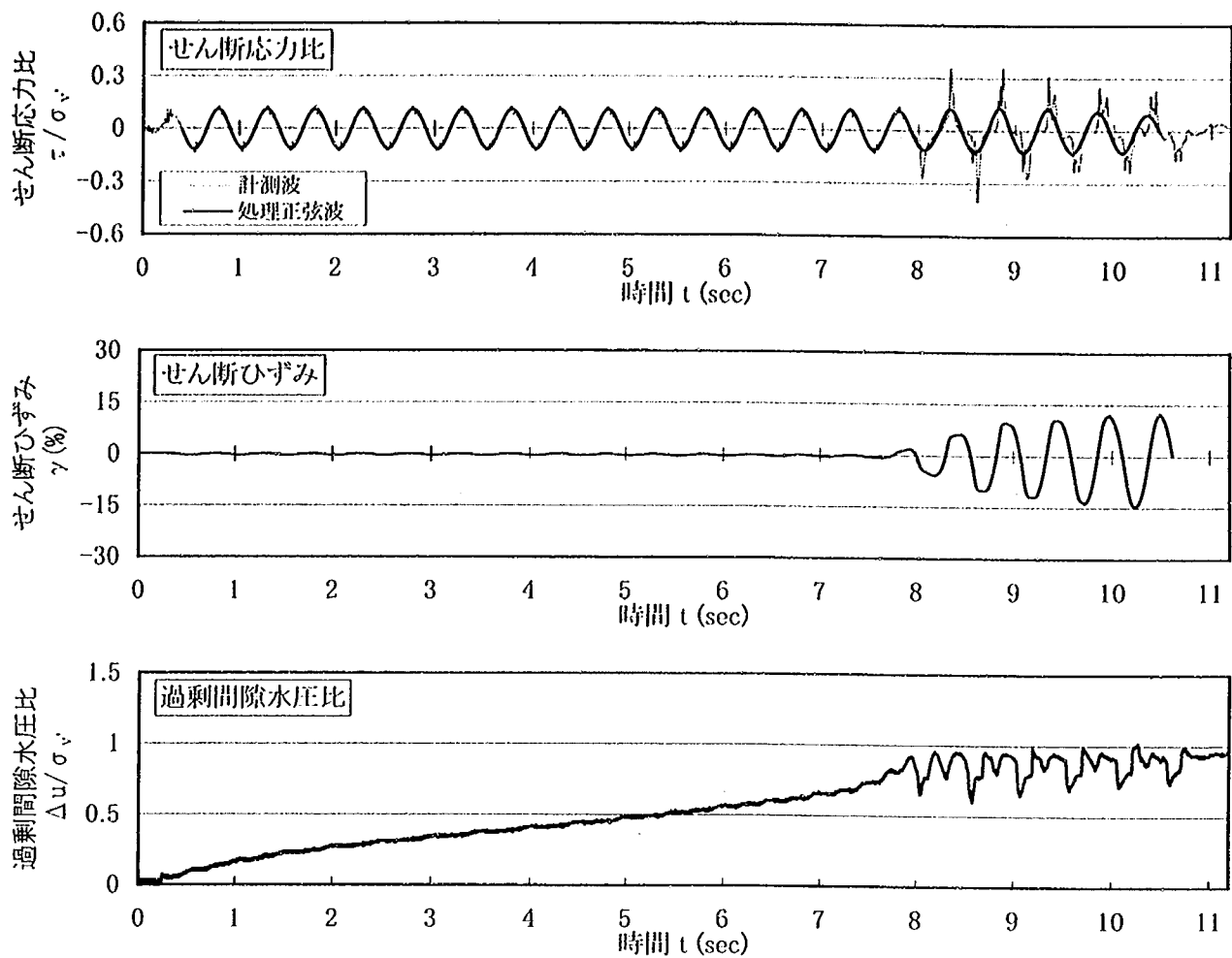


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

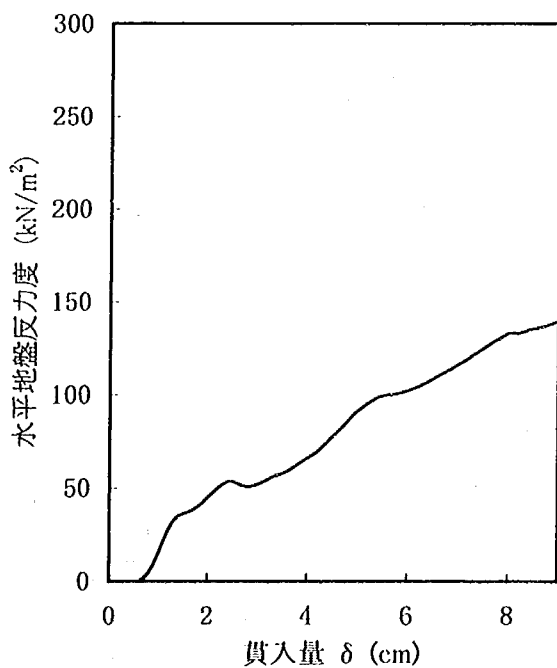


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

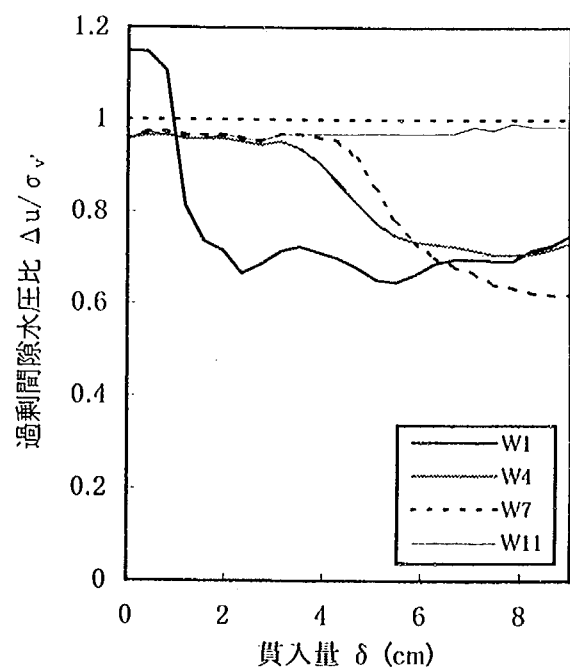
付図67 実験ケースⅡL41(相対密度50%, 加振加速度 2.92m/sec^2 , 貫入速度 100mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

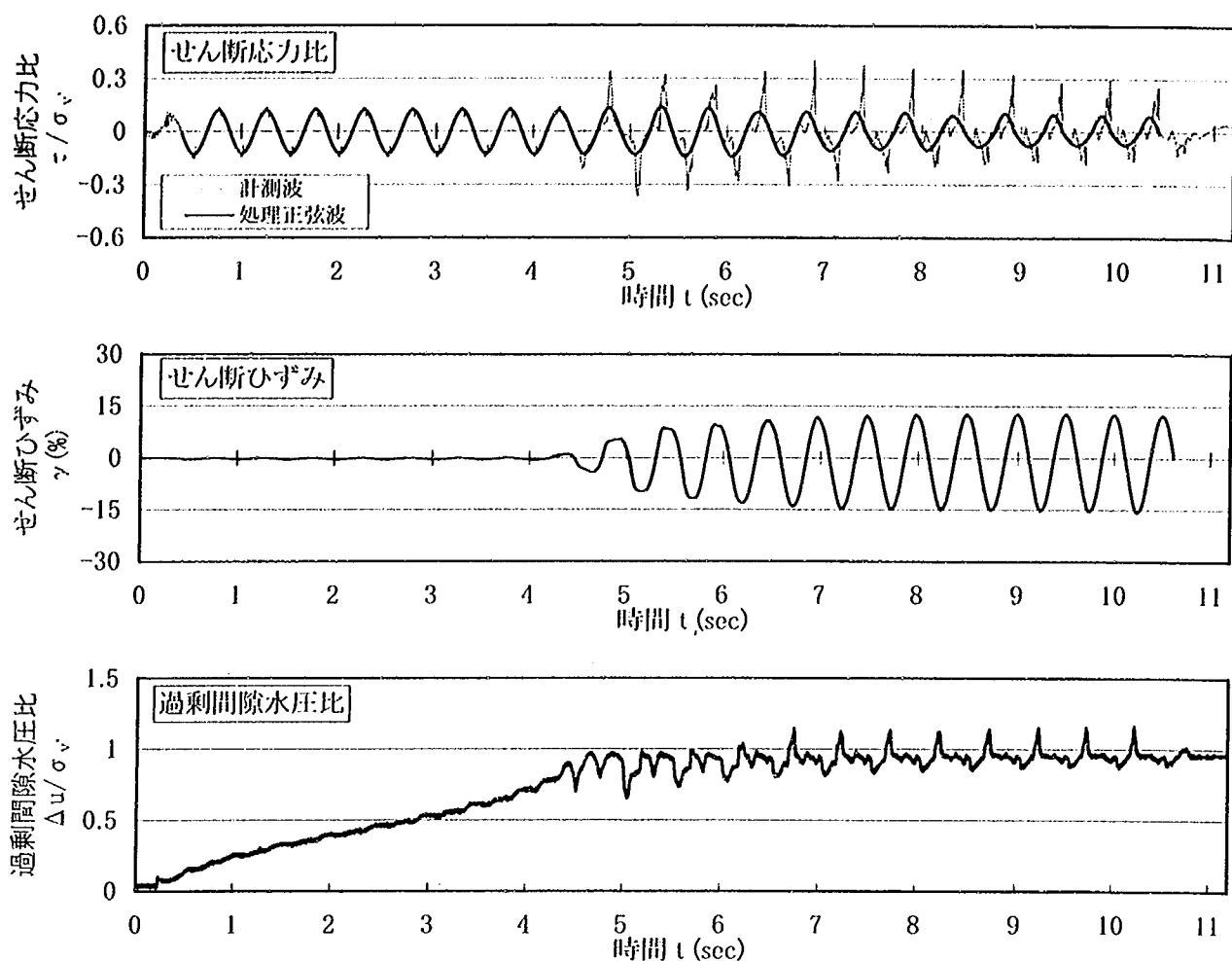


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

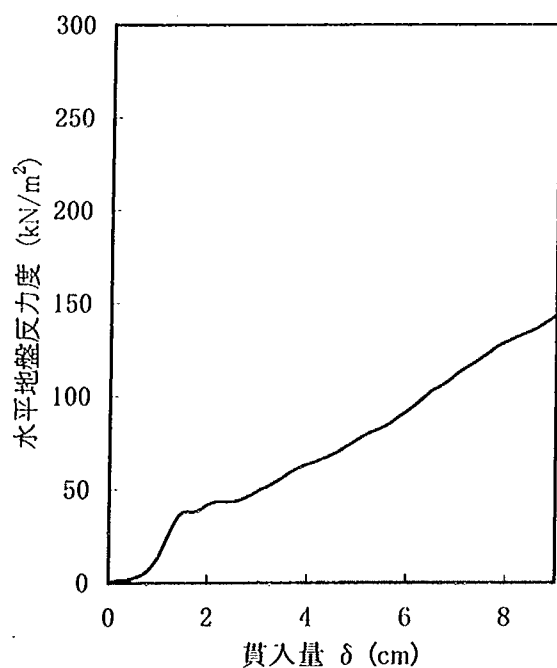


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

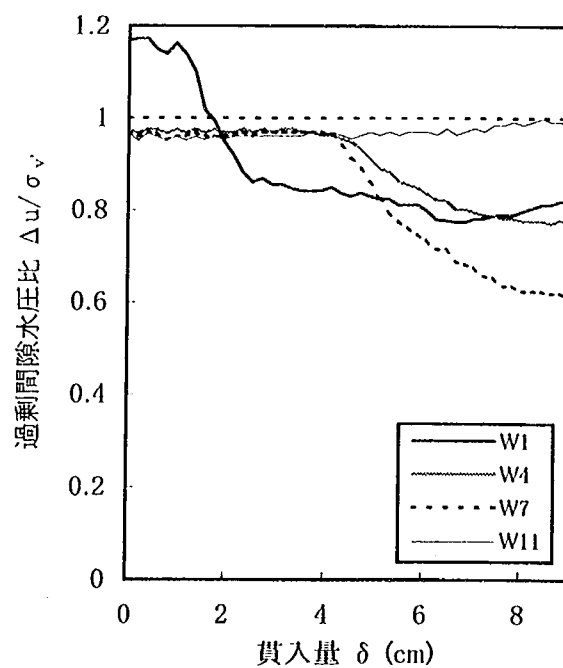
付図68 実験ケースⅡL42(相対密度50%, 加振加速度 3.05m/sec^2 , 貫入速度 100mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

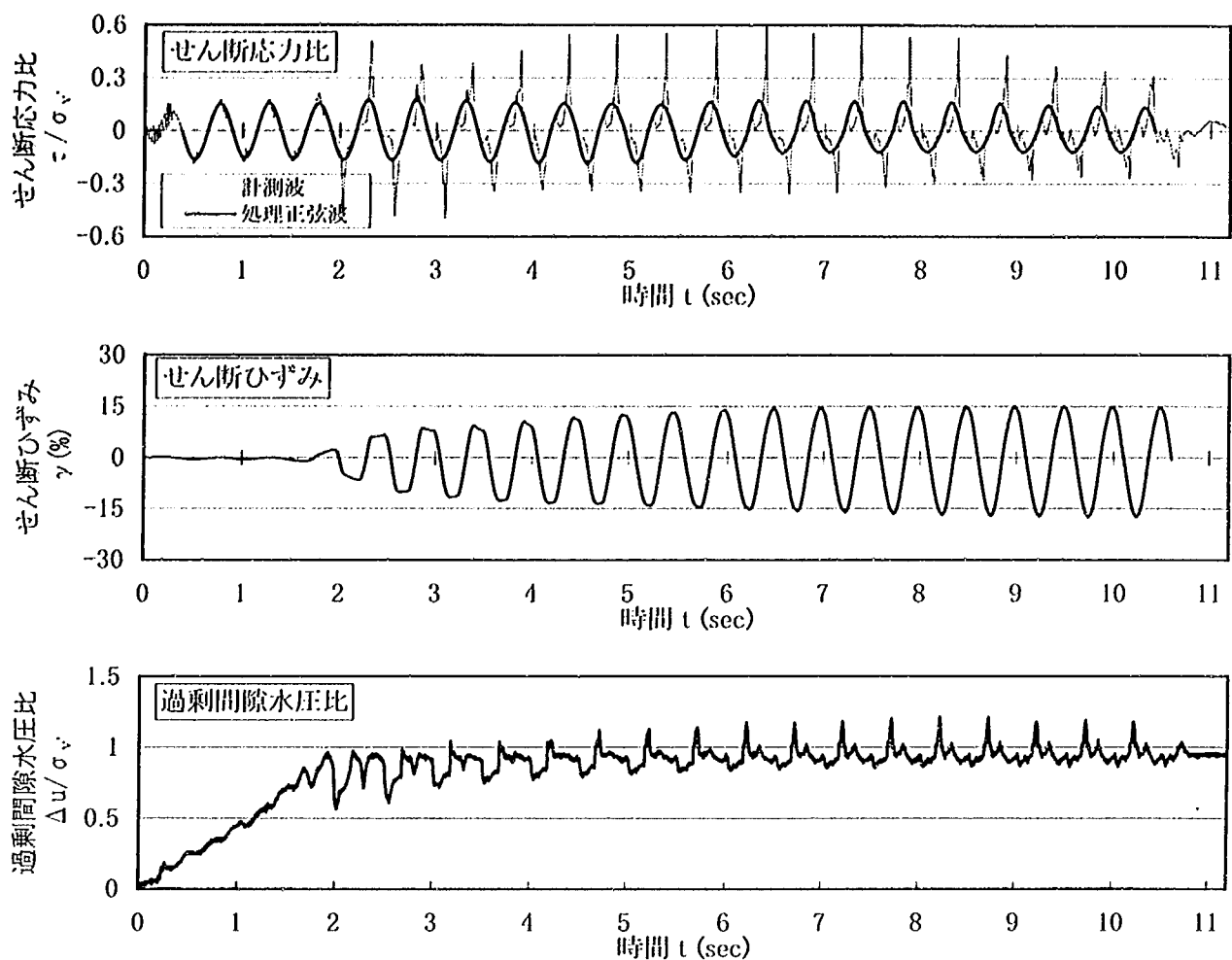


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

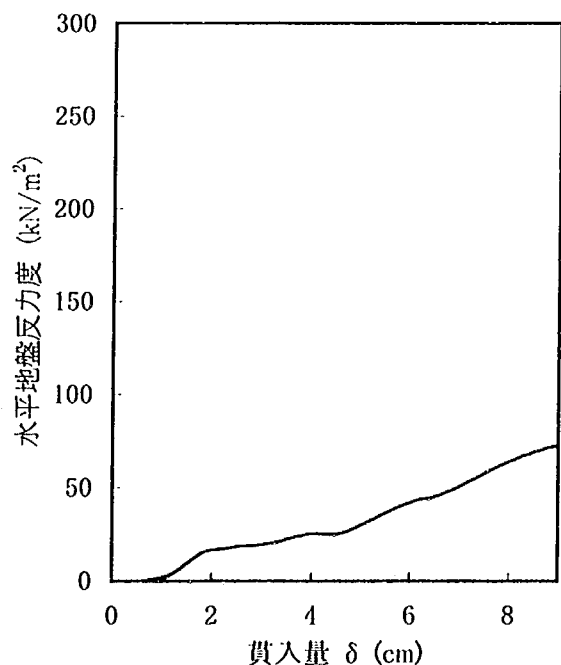


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

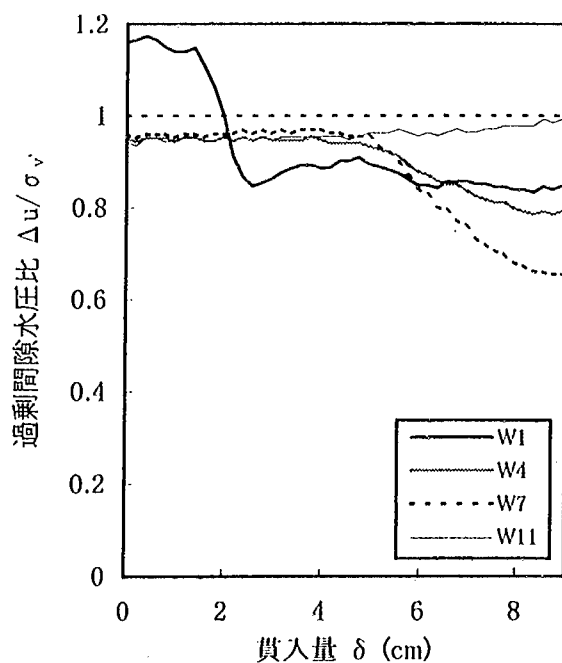
付図69 実験ケースⅡL43(相対密度50%, 加振加速度 3.36m/sec^2 , 貫入速度 100mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

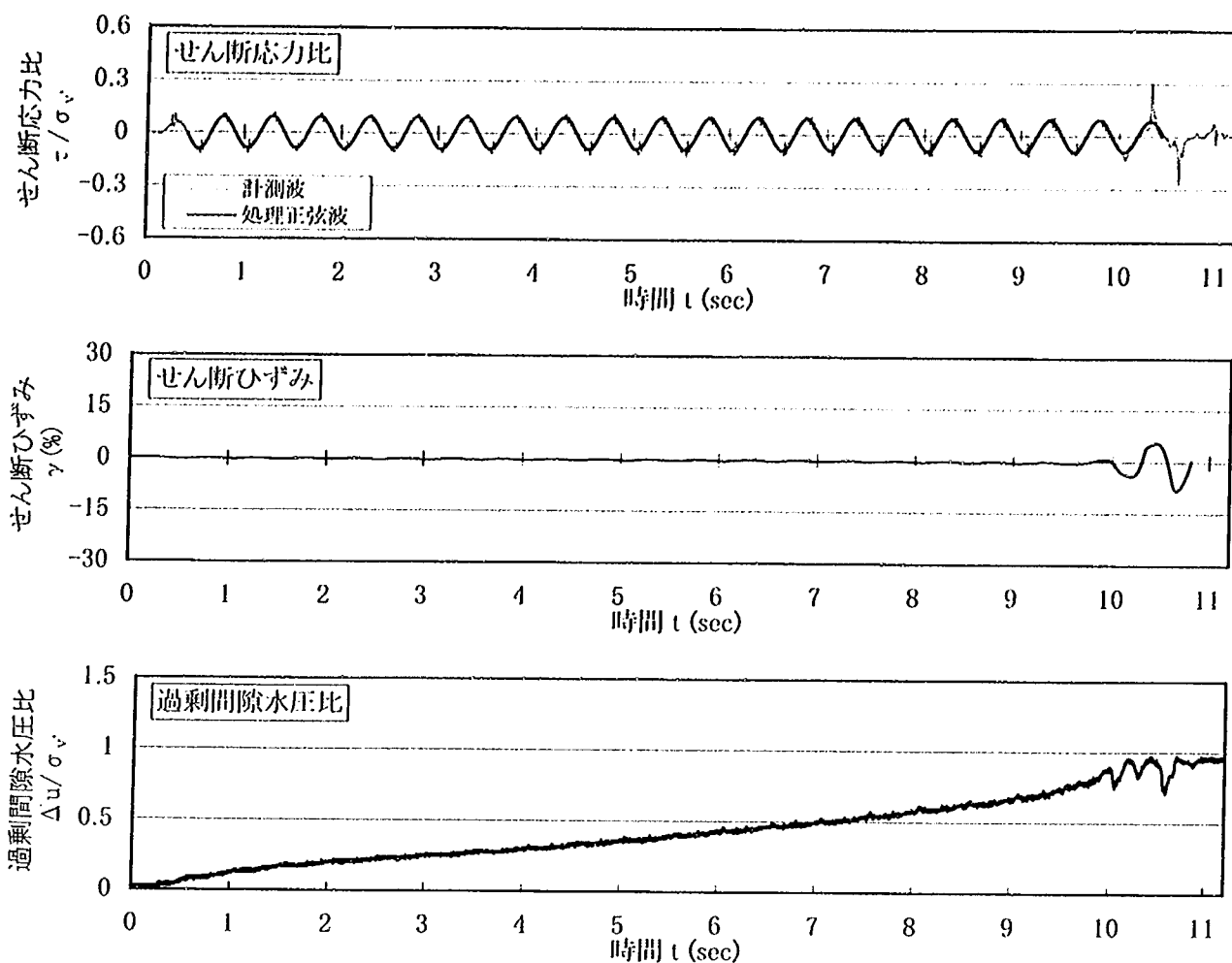


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

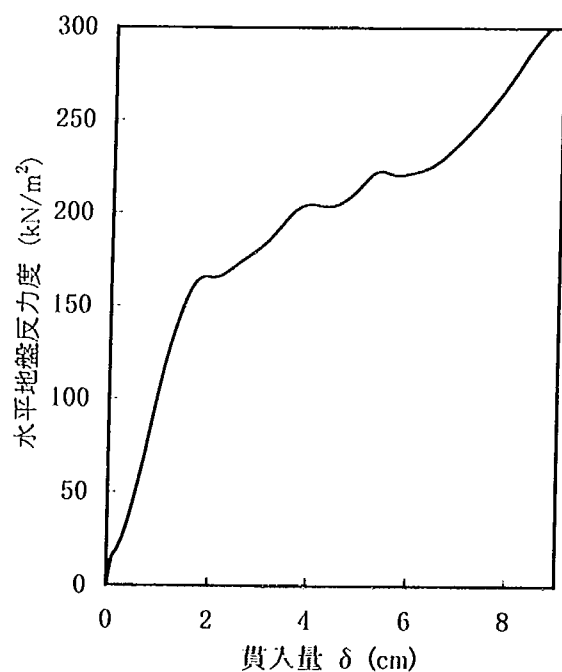


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

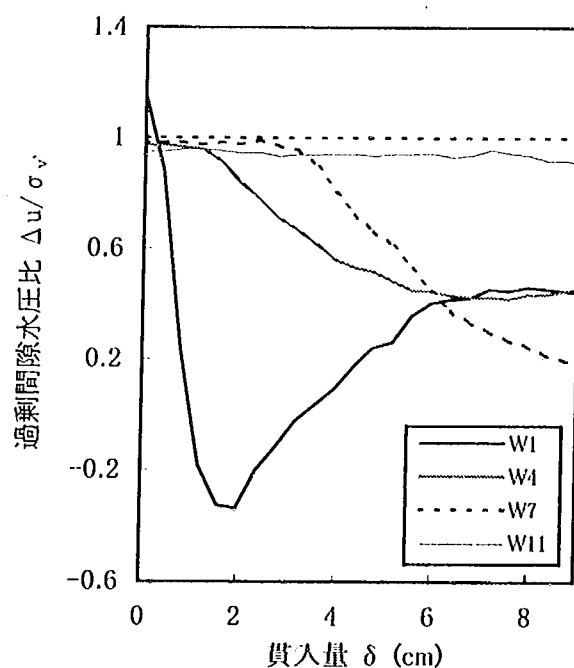
付図70 実験ケースⅡL44(相対密度50%, 加振加速度 4.36m/sec^2 , 貫入速度 100mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

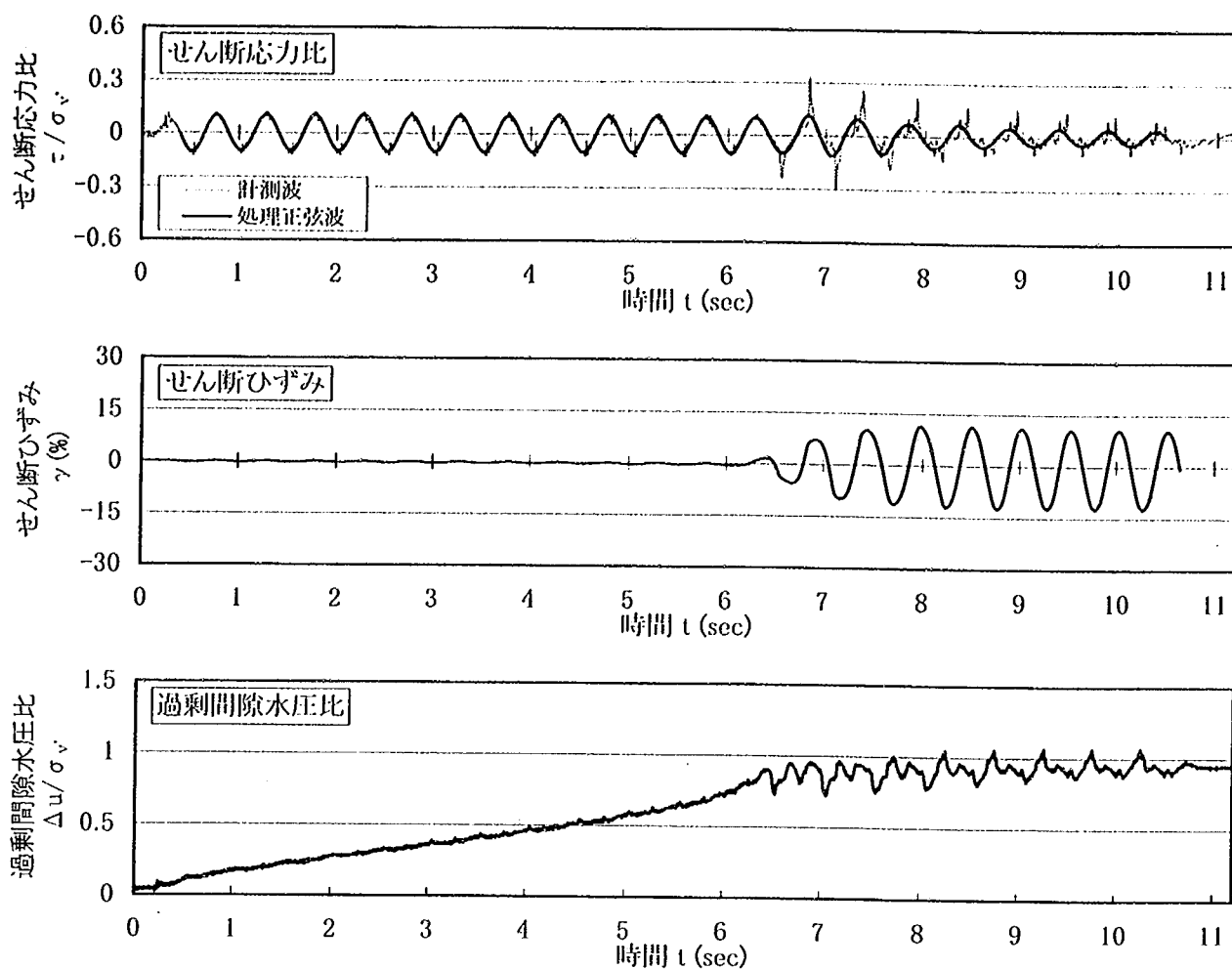


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

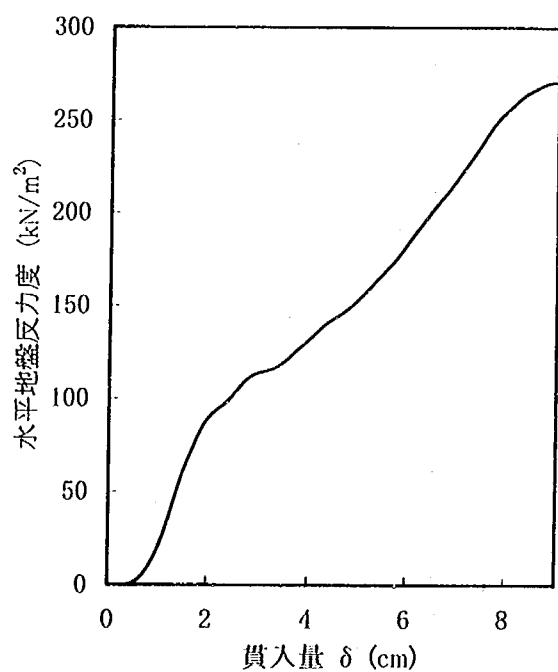


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

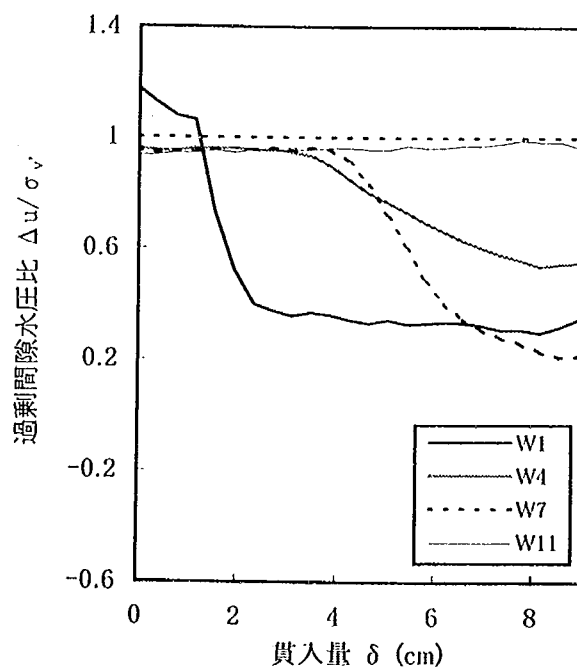
付図71 実験ケースⅡL51 (相対密度50%, 加振加速度 2.66m/sec^2 , 貫入速度 200mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

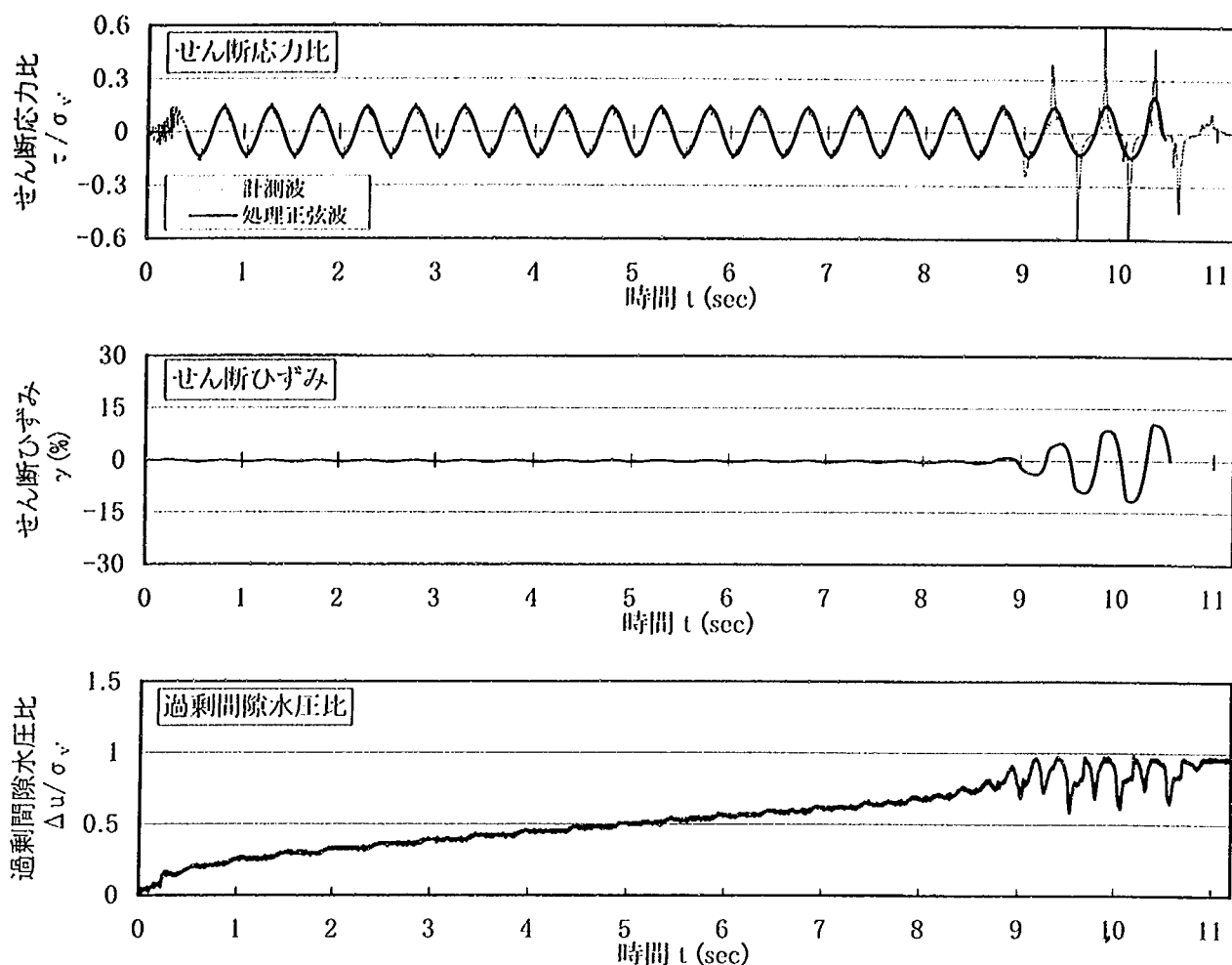


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

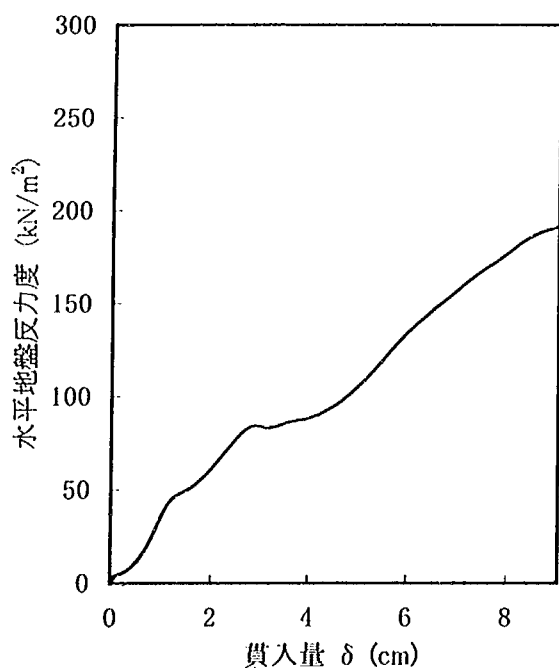


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

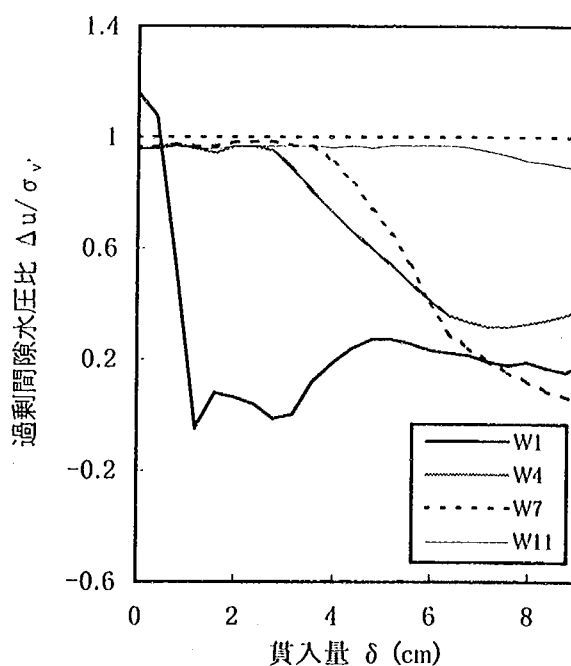
付図72 実験ケースⅡL52(相対密度50%, 加振加速度 2.99m/sec^2 , 貫入速度 200mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

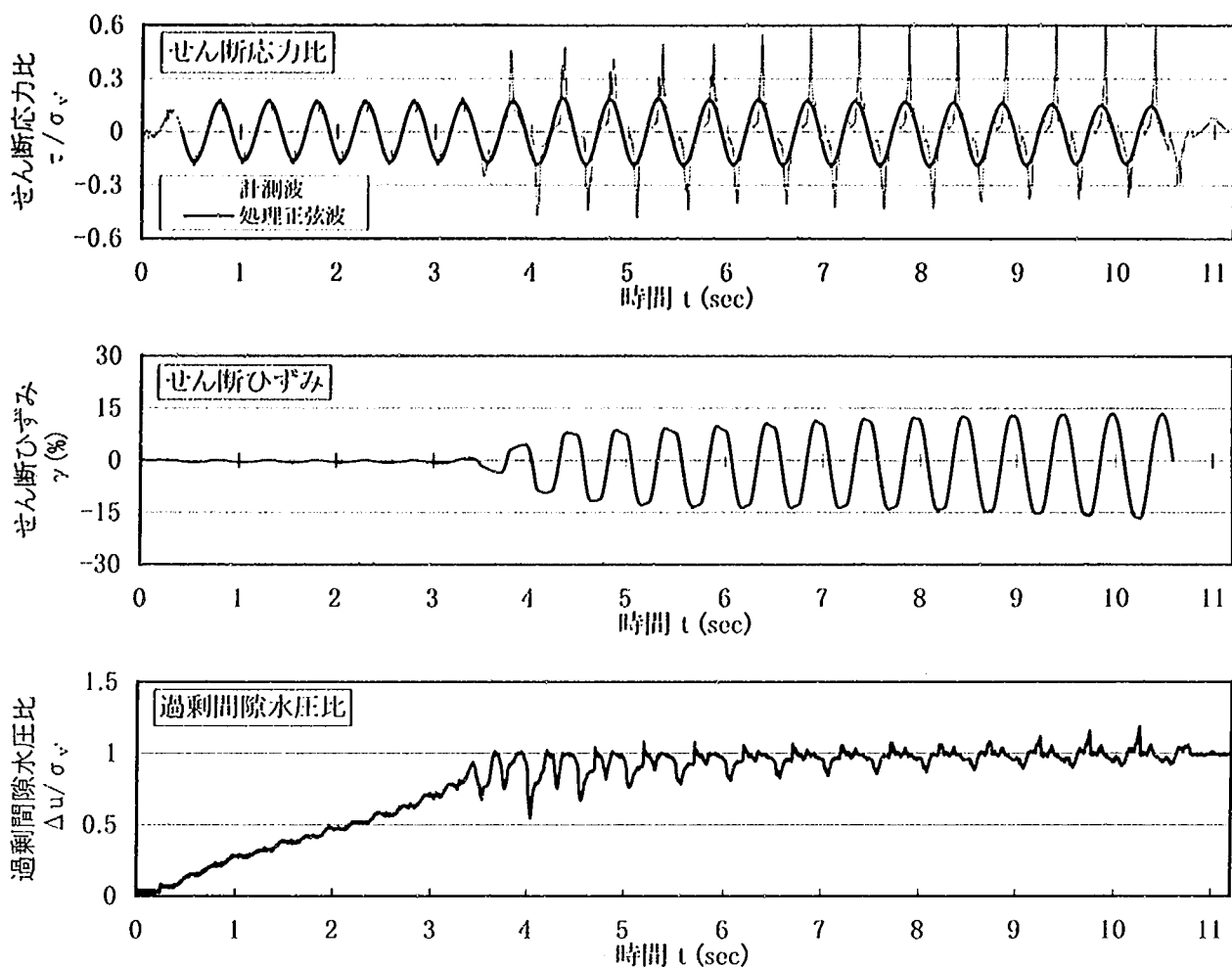


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

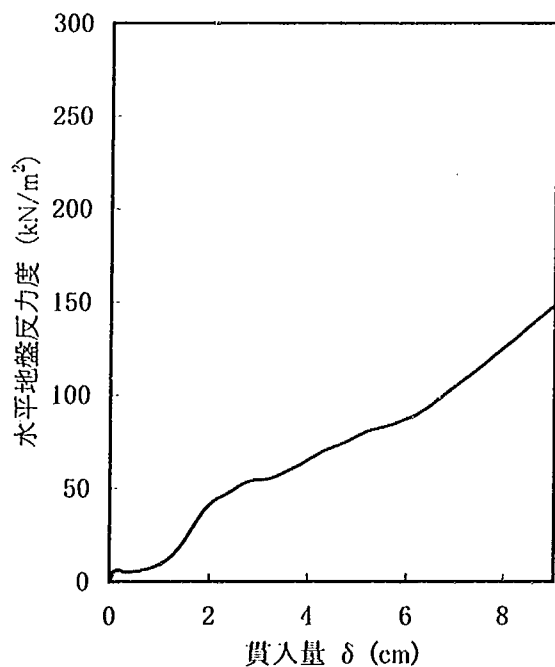


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

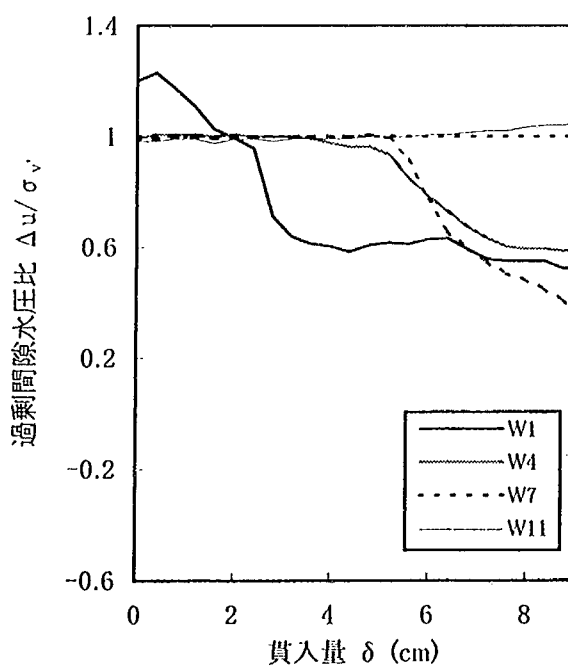
付図73 実験ケースII L53 (相対密度50%, 加振加速度 3.76m/sec^2 , 貫入速度 200mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

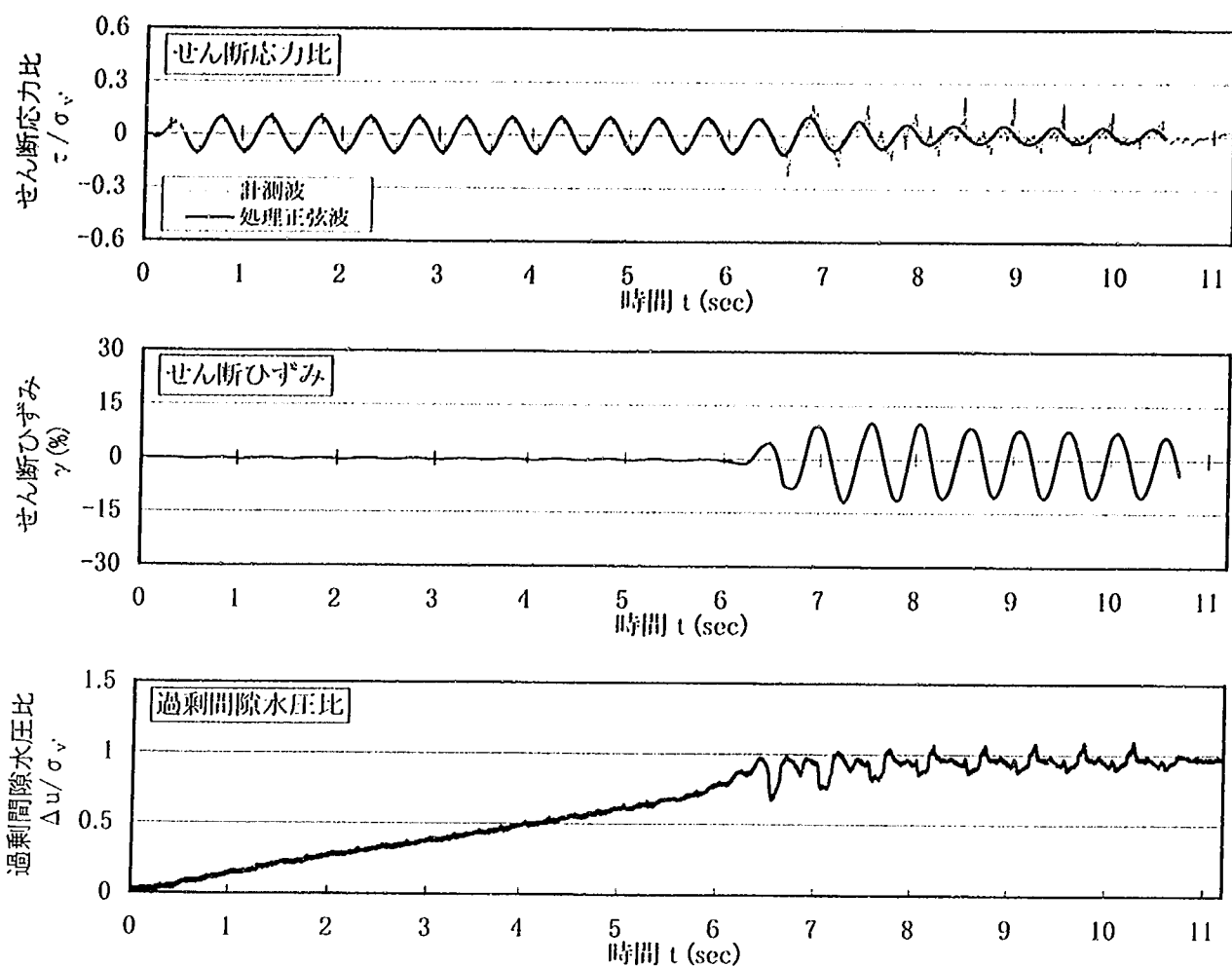


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

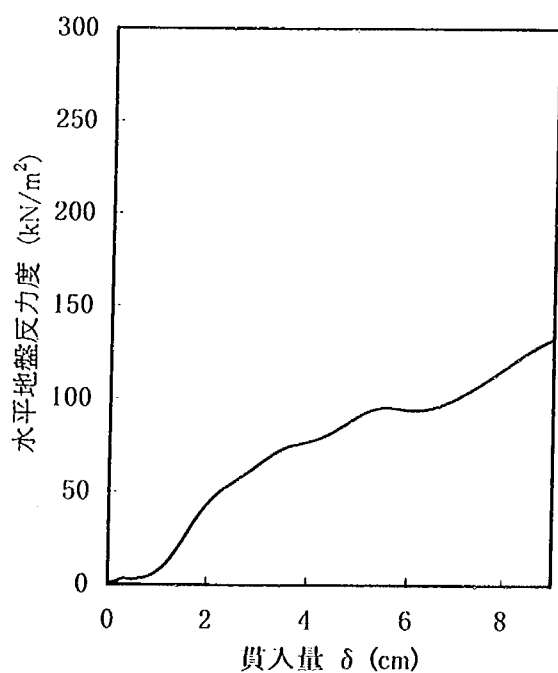


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

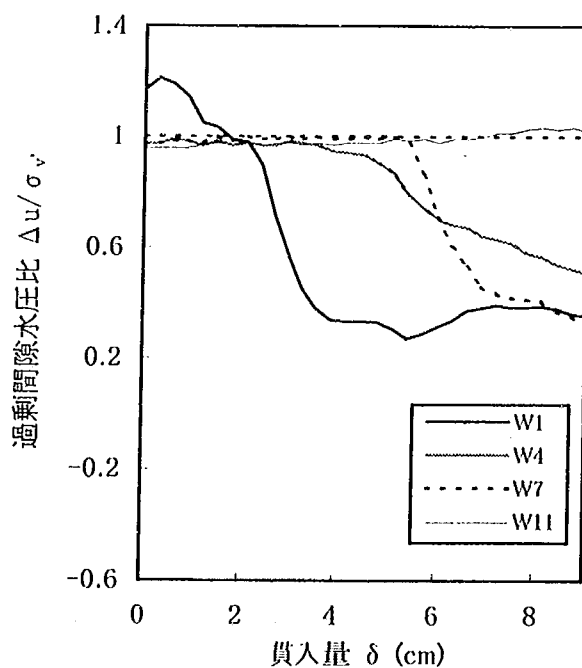
付図74 実験ケース H L54 (相対密度50%, 加振加速度 $4.47\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $200\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

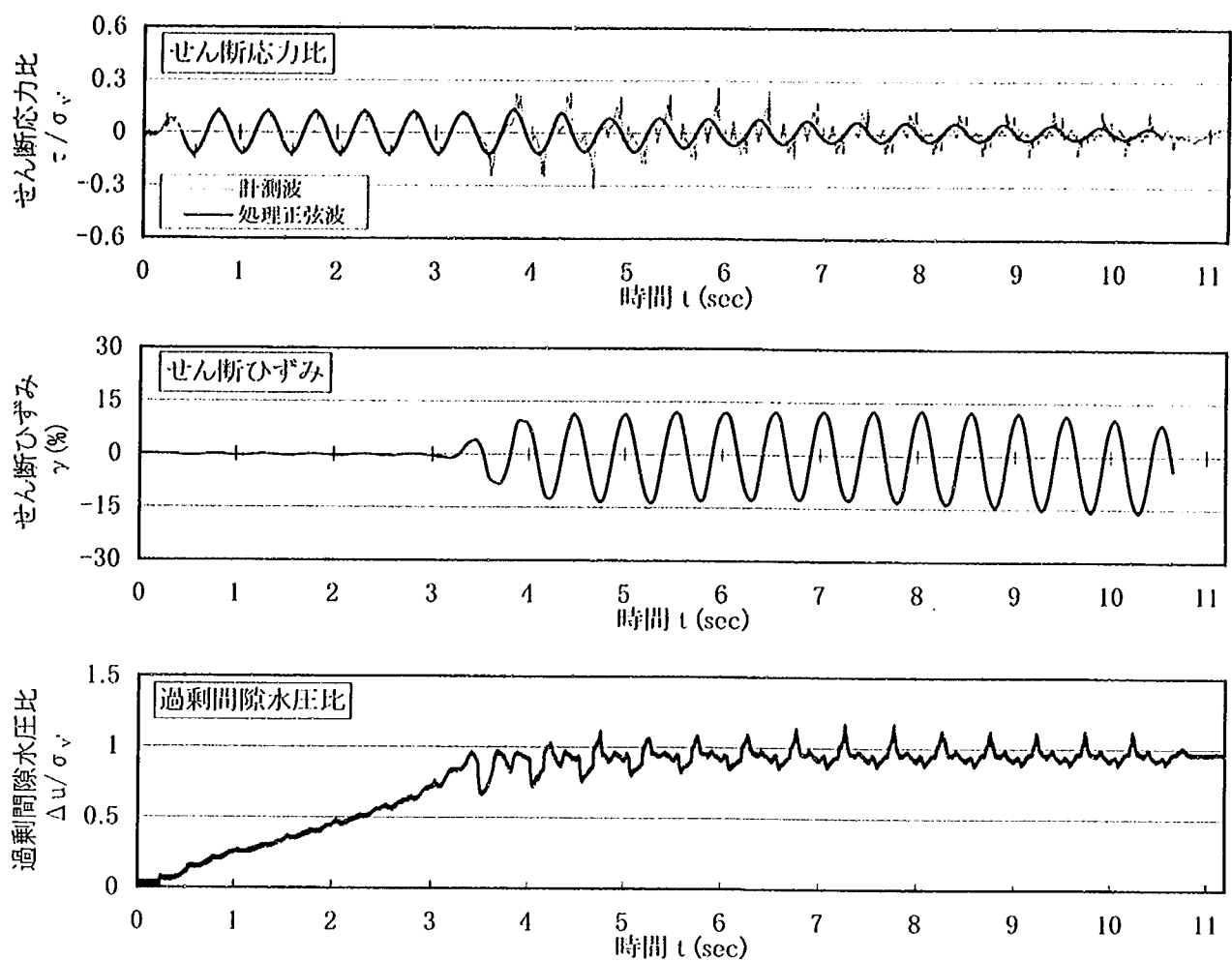


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

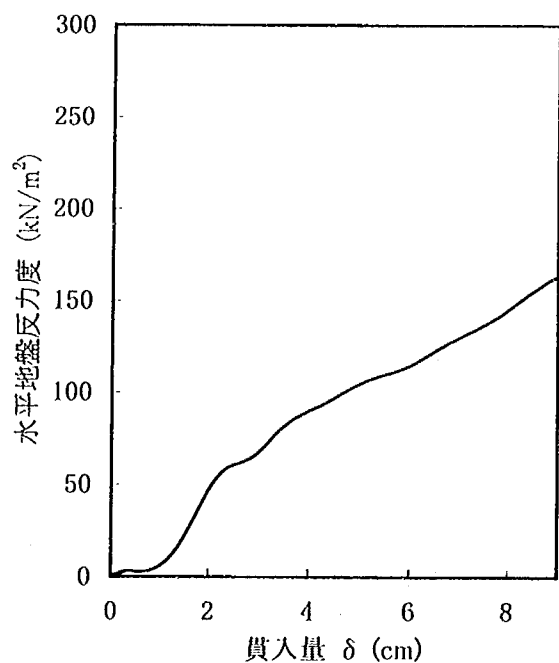


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

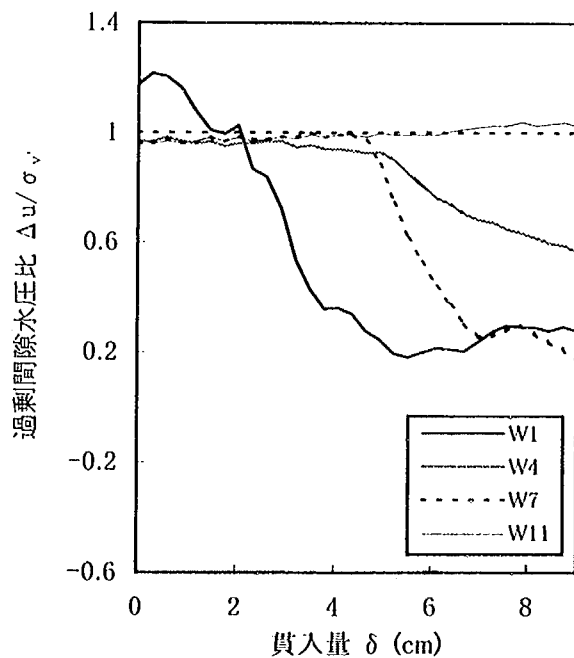
付図75 実験ケースⅡL61(相対密度50%, 加振加速度 $2.75\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $400\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

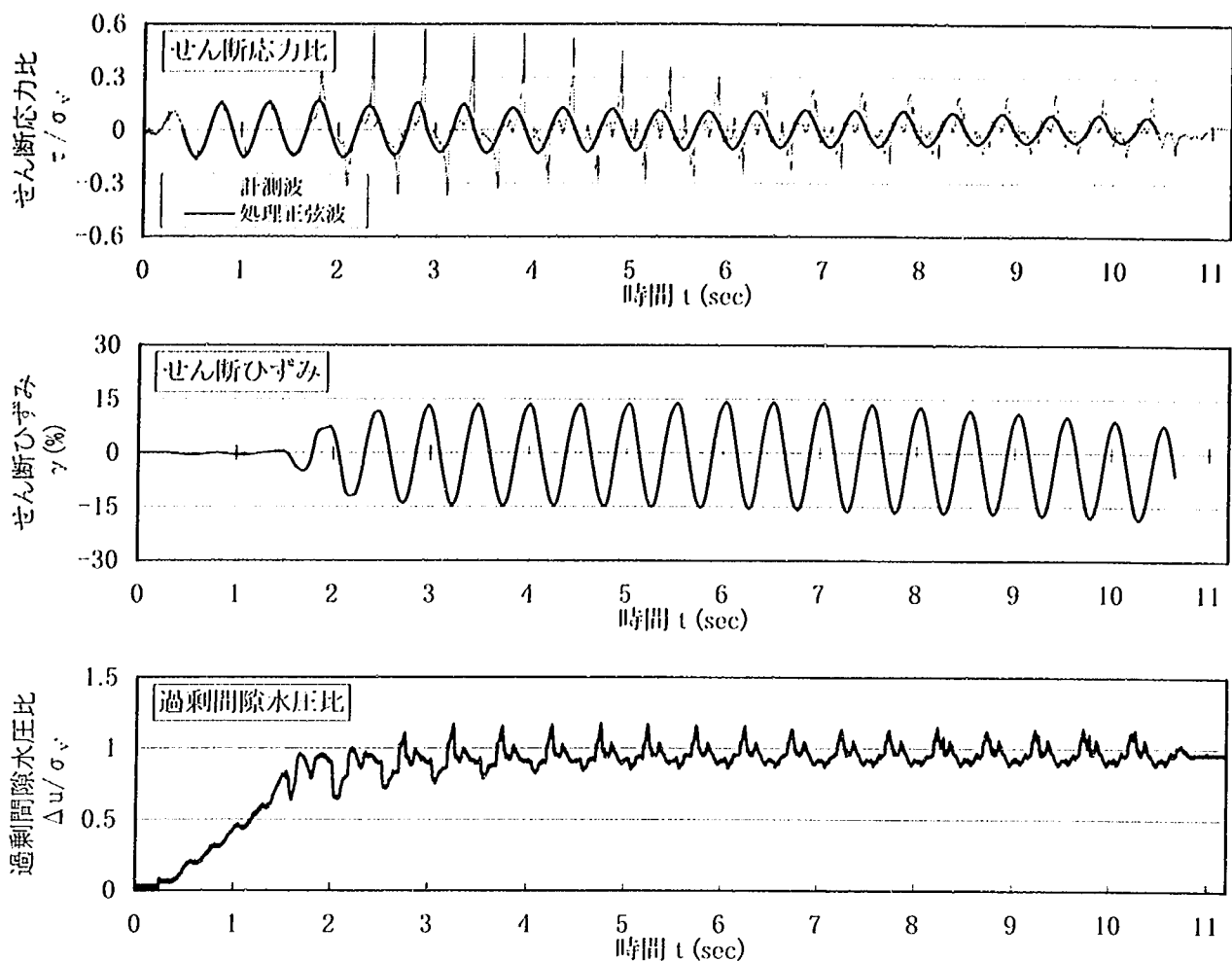


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

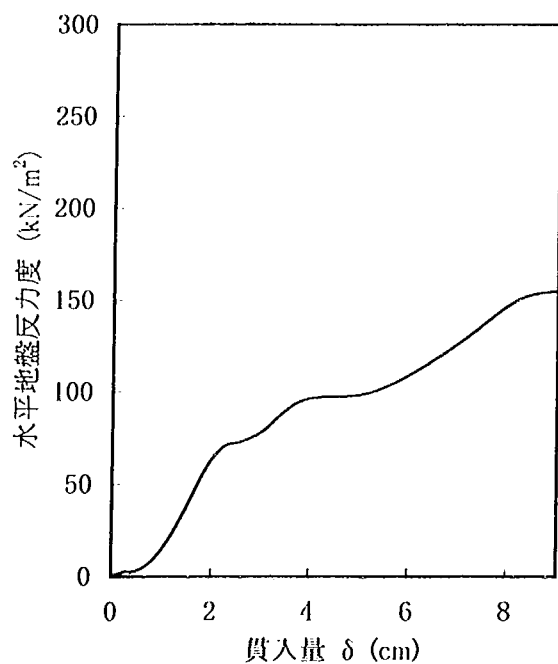


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

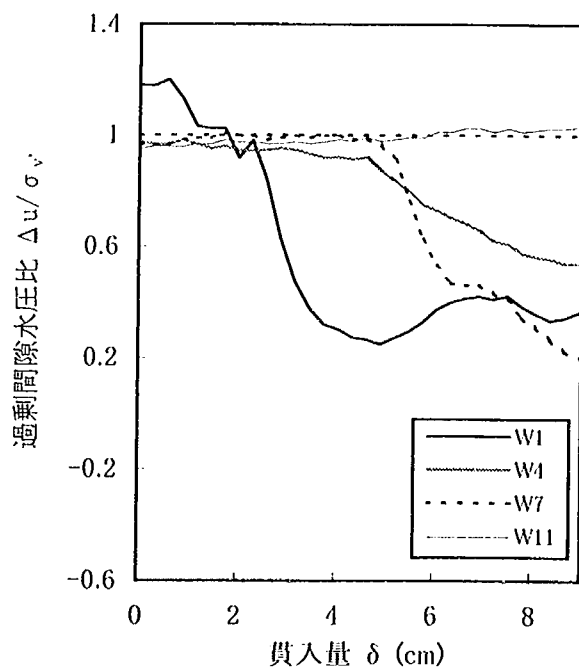
付図76 実験ケースⅡ L62 (相対密度50%, 加振加速度 3.27m/sec^2 , 貫入速度 400mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴



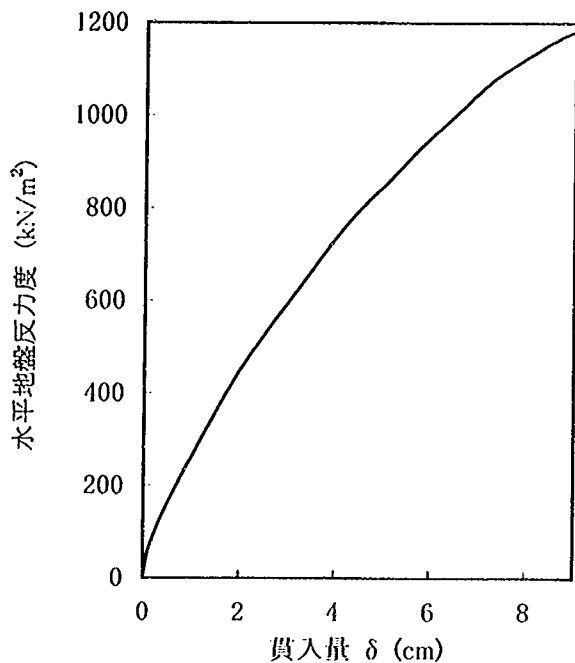
(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係



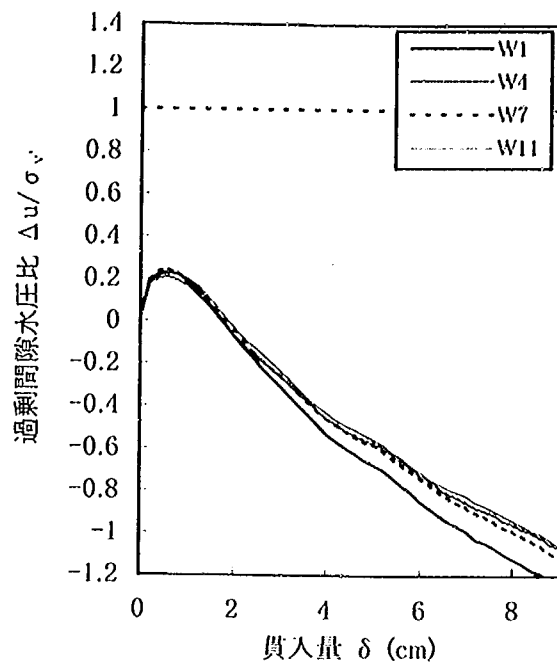
(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

付図77 実験ケースⅡL63(相対密度50%, 加振加速度 $3.99\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $400\text{mm}/\text{sec}$)

付属資料5 実験ケースⅡ(相対密度70%)

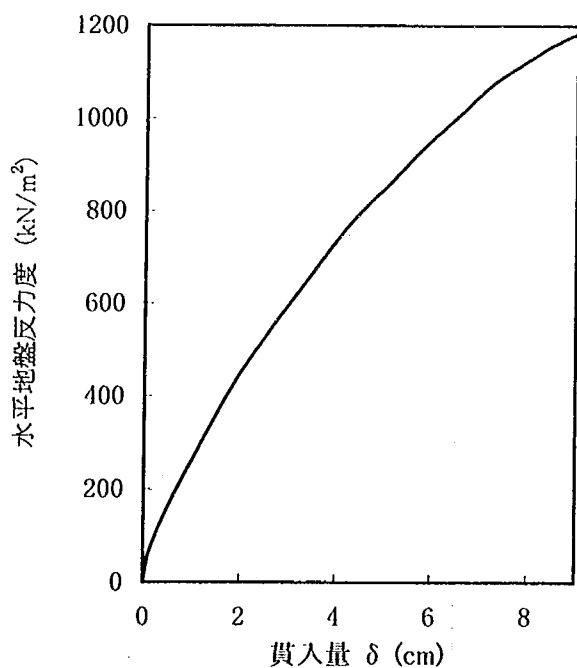


(a) 貫入量と水平地盤反力度の関係

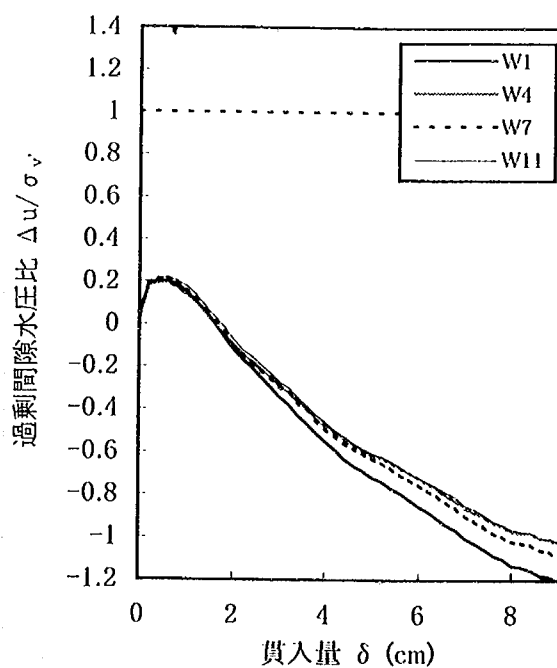


(b) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

付図78 実験ケースII D15 (相対密度70%, 無加振, 載荷速度1mm/sec)

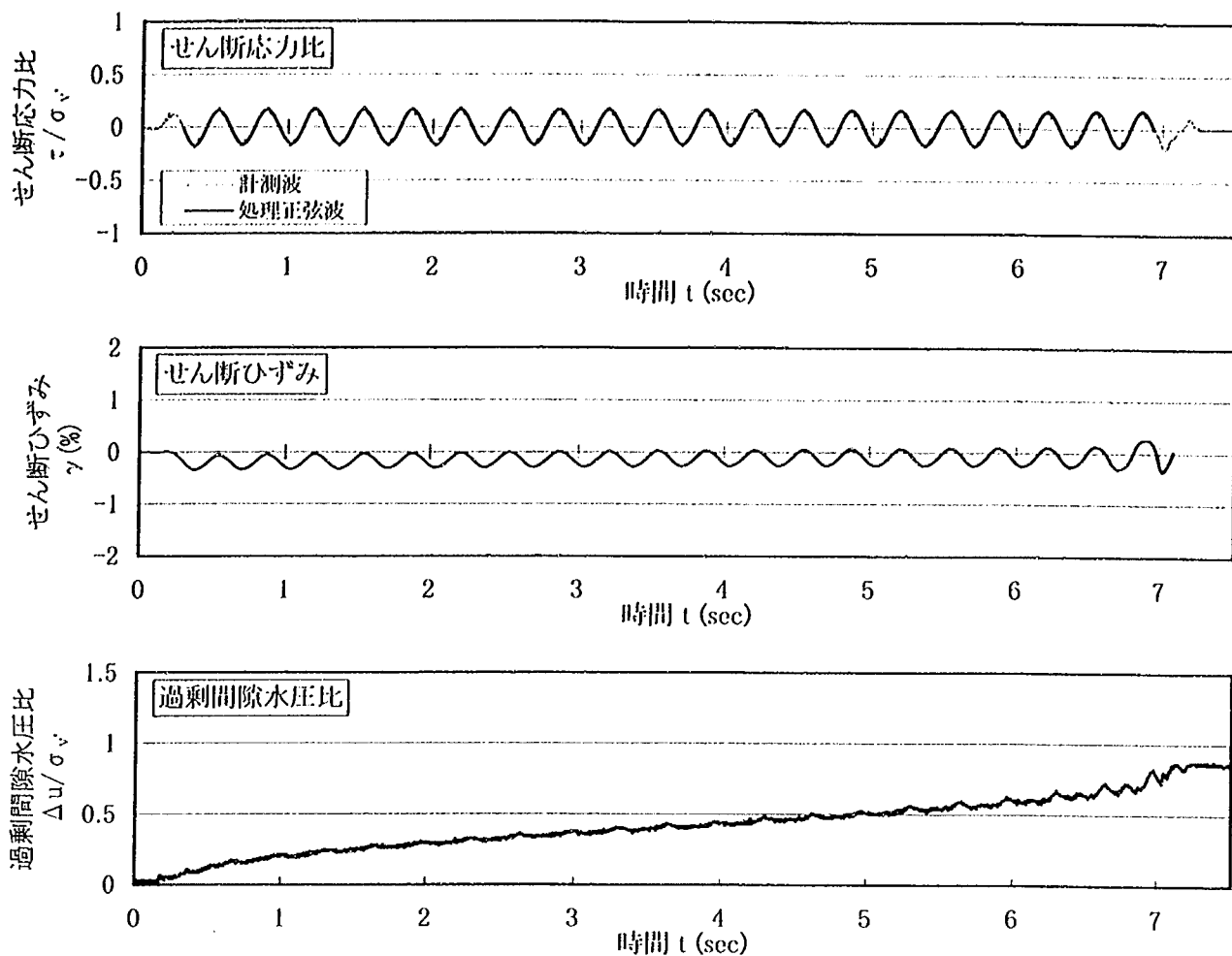


(a) 貫入量と水平地盤反力度の関係

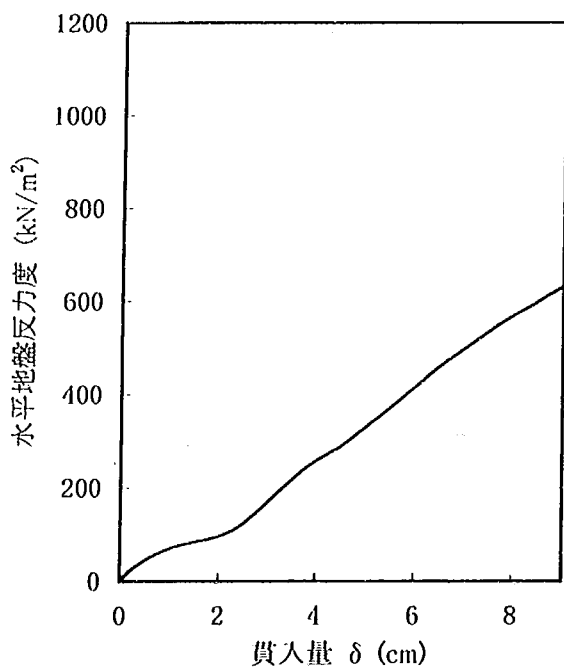


(b) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

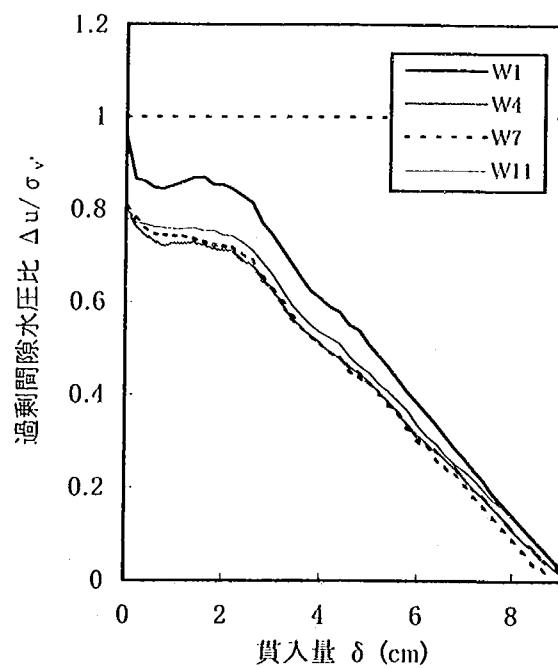
付図79 実験ケースII D16 (相対密度70%, 無加振, 貫入速度1mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

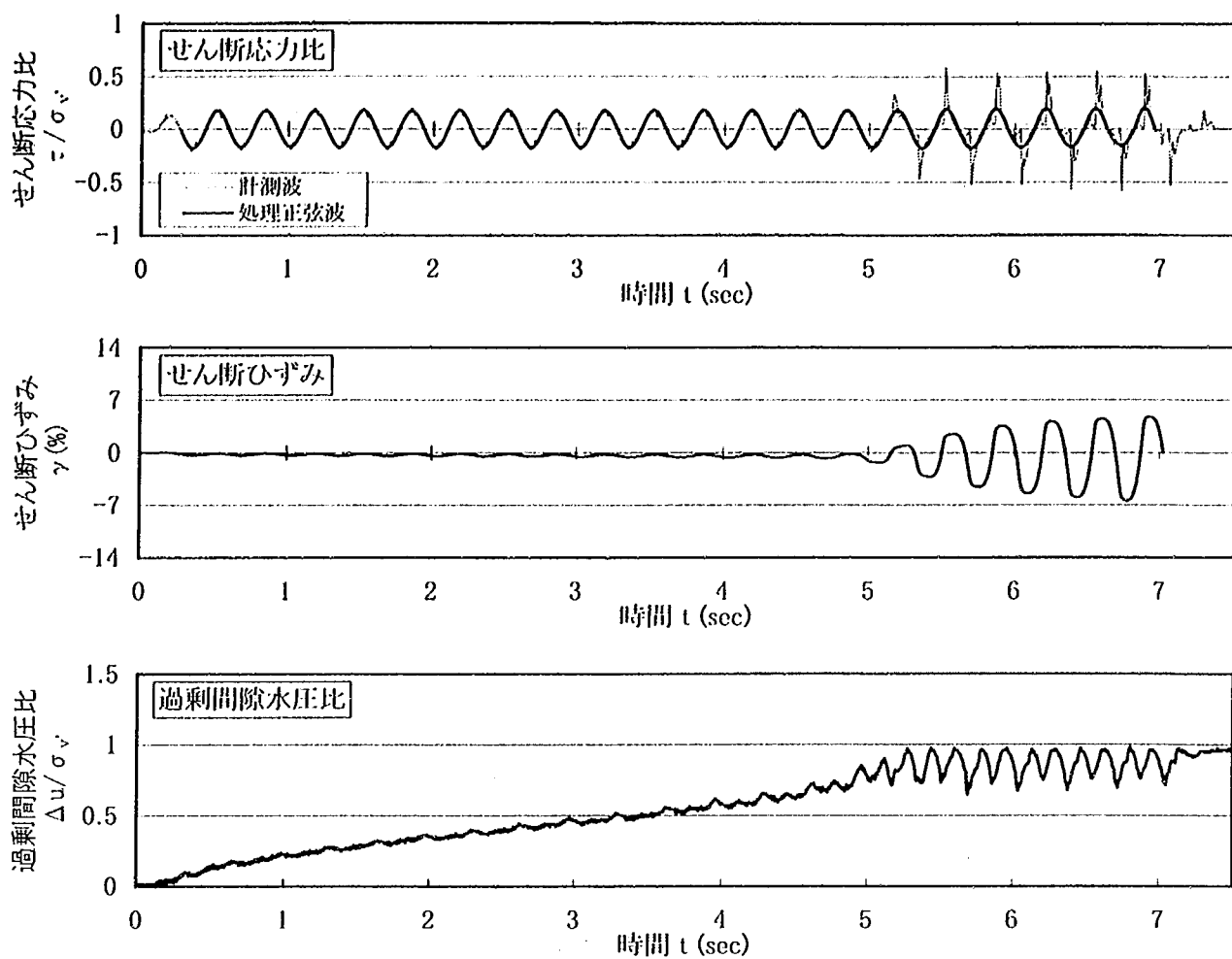


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

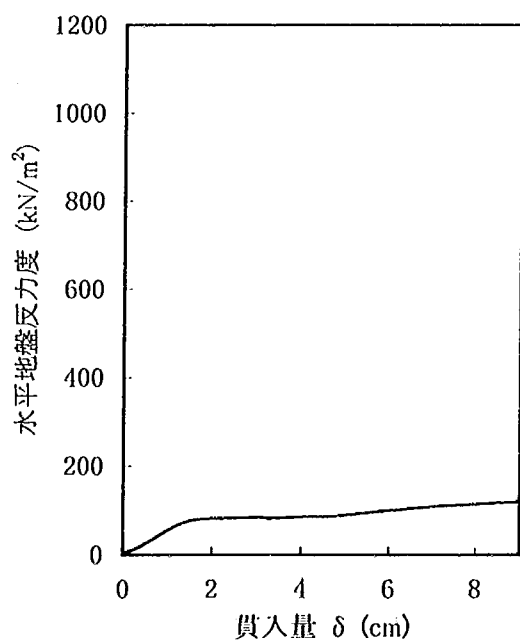


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

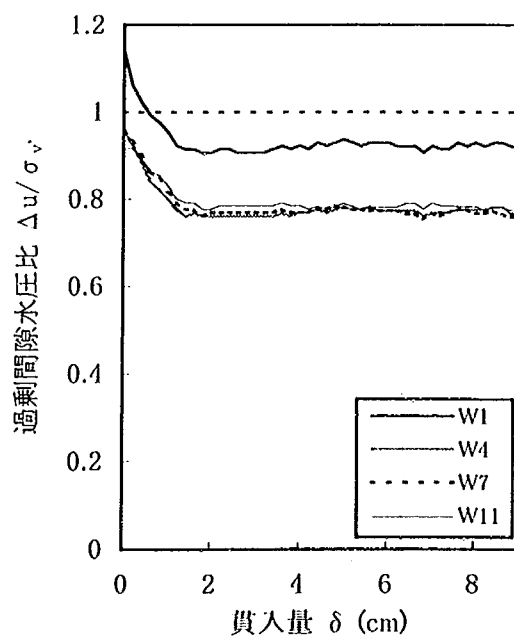
付図80 実験ケースII D11 (相対密度70%, 加振加速度 $4.28\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $1\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

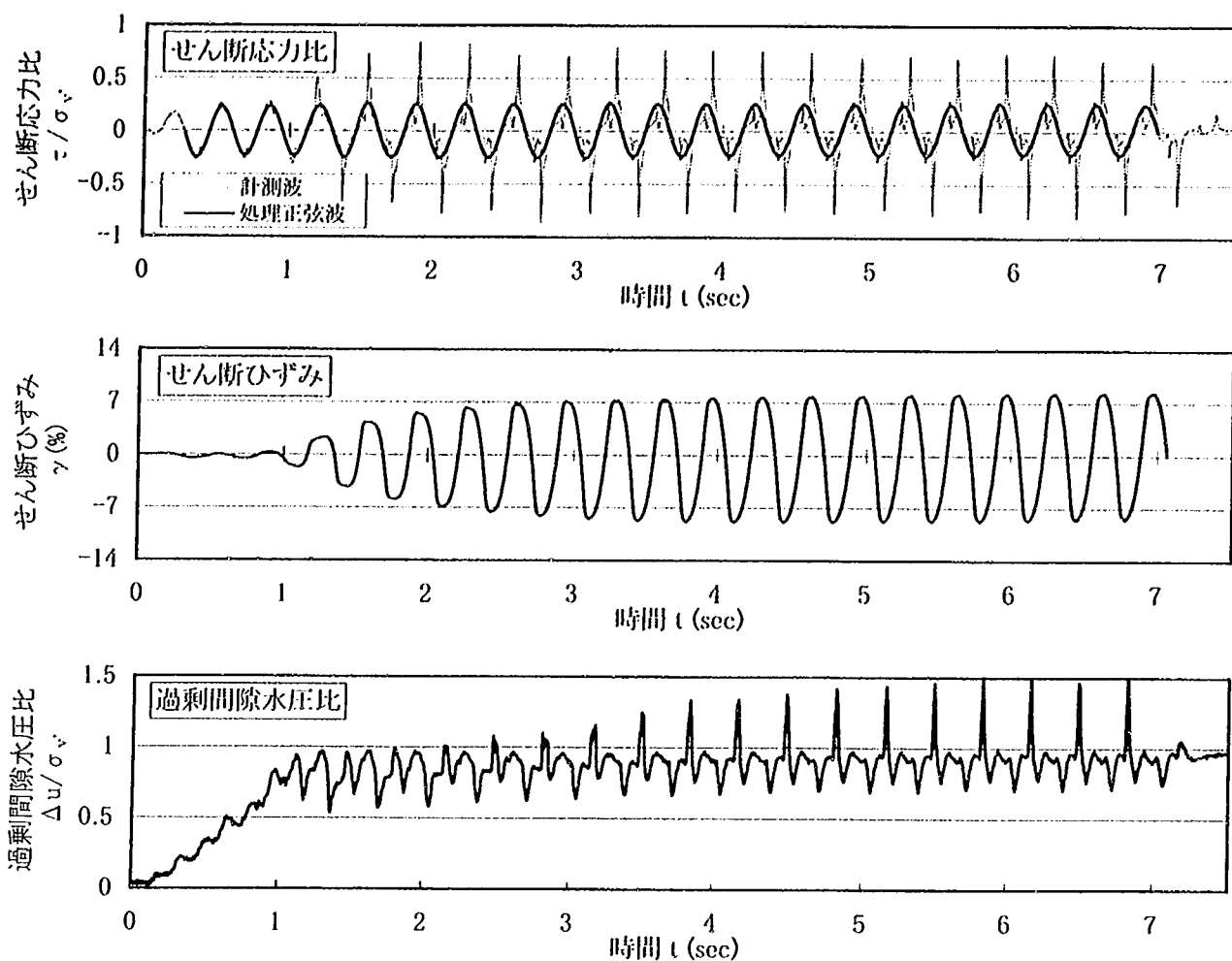


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

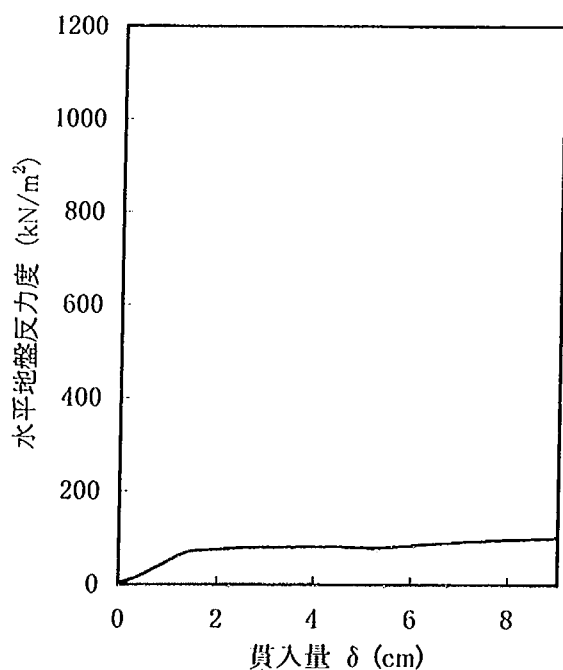


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

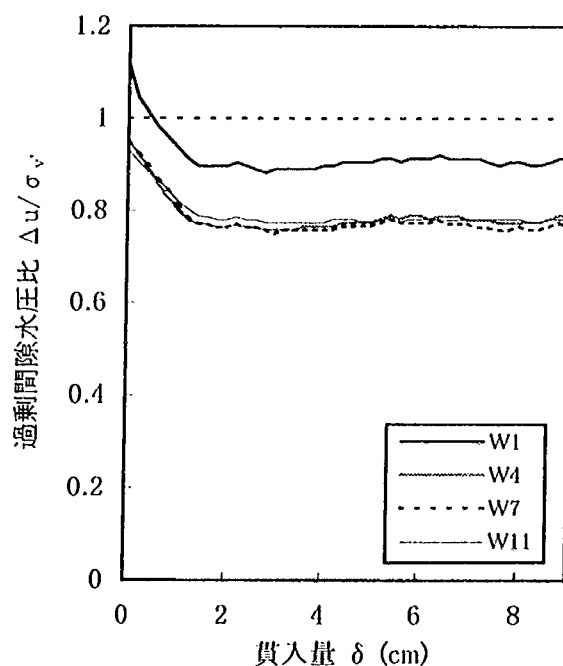
付図81 実験ケースII D12(相対密度70%, 加振加速度 $4.55\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $1\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

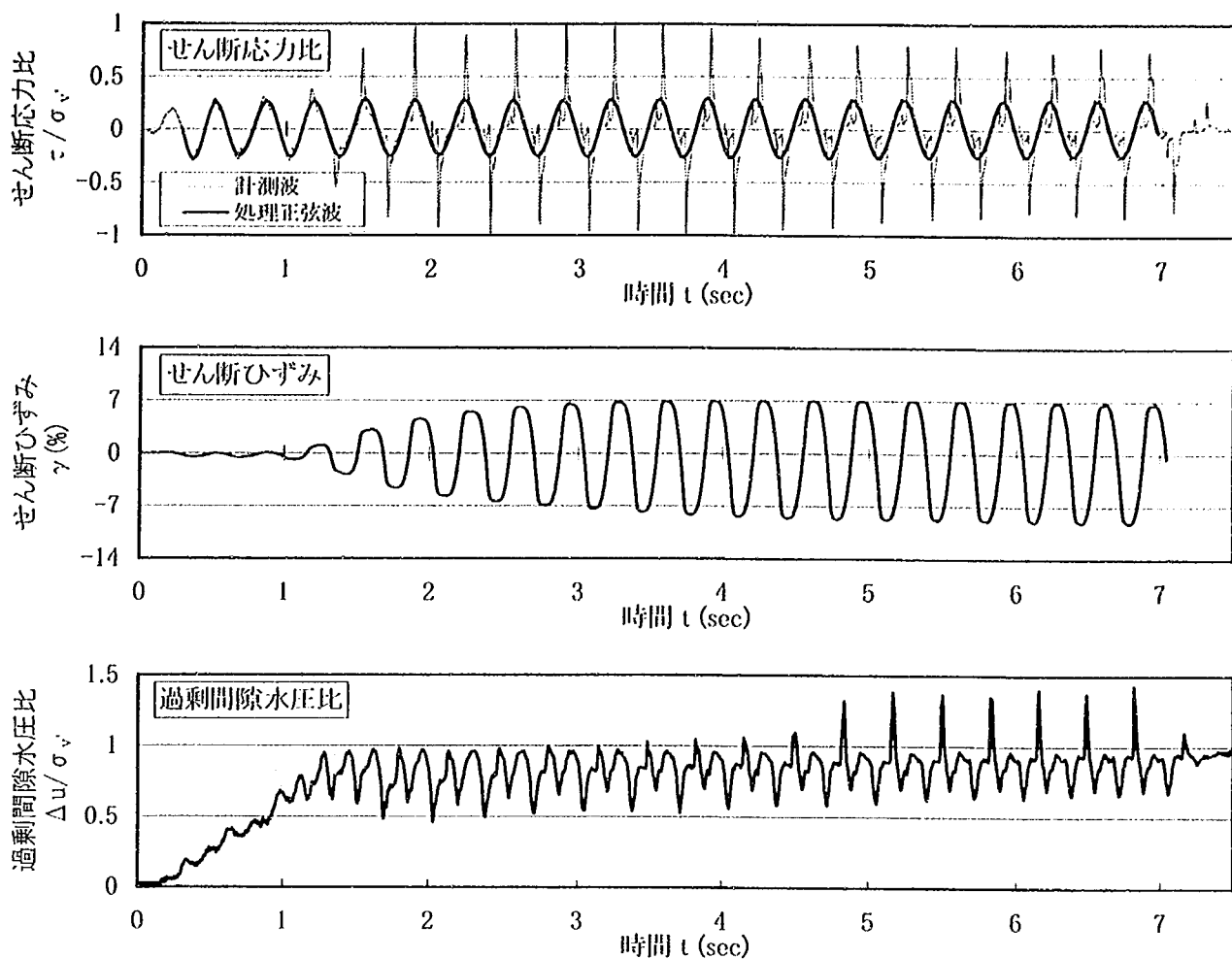


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

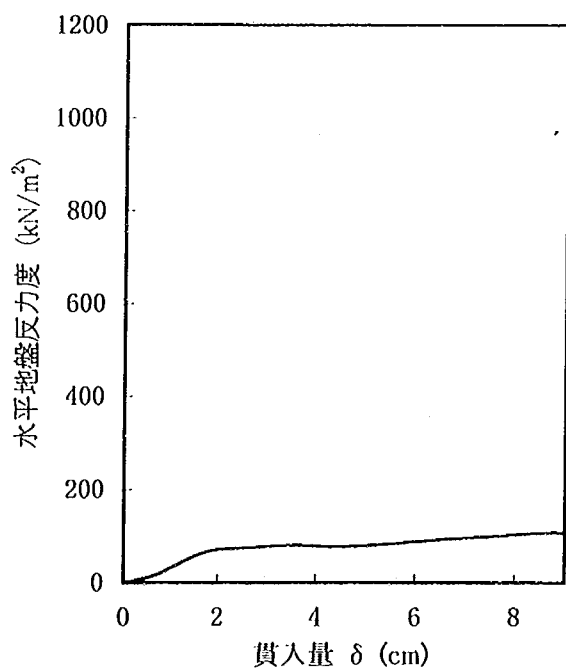


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

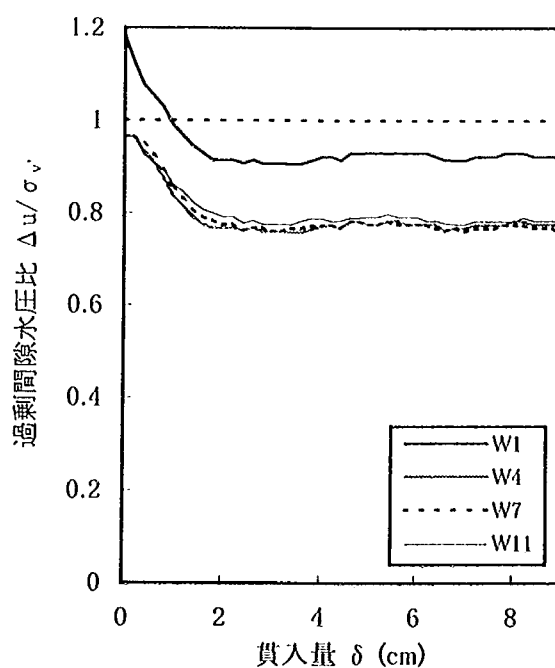
付図82 実験ケースII D13 (相対密度70%, 加振加速度 6.19m/sec^2 , 貫入速度 1mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

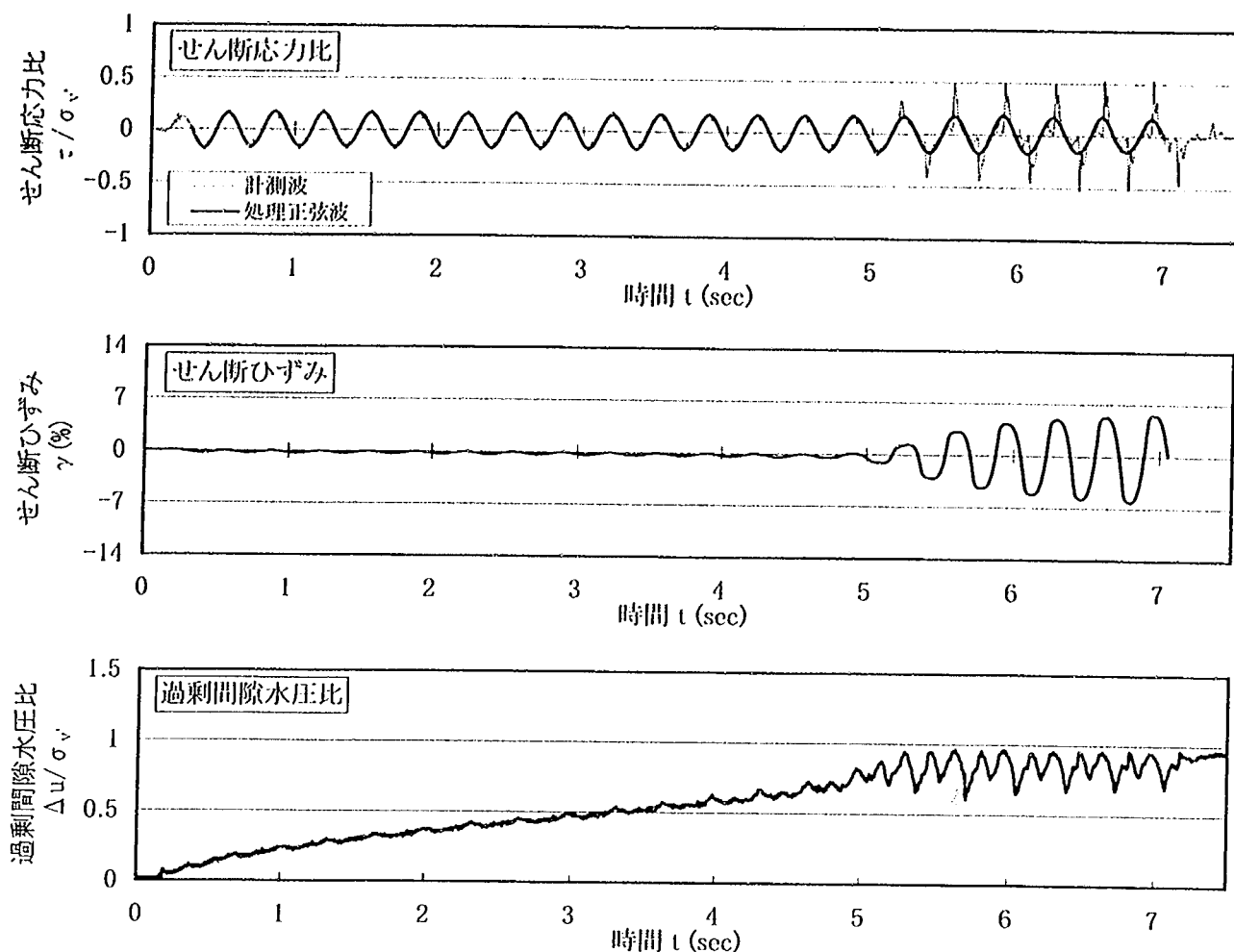


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

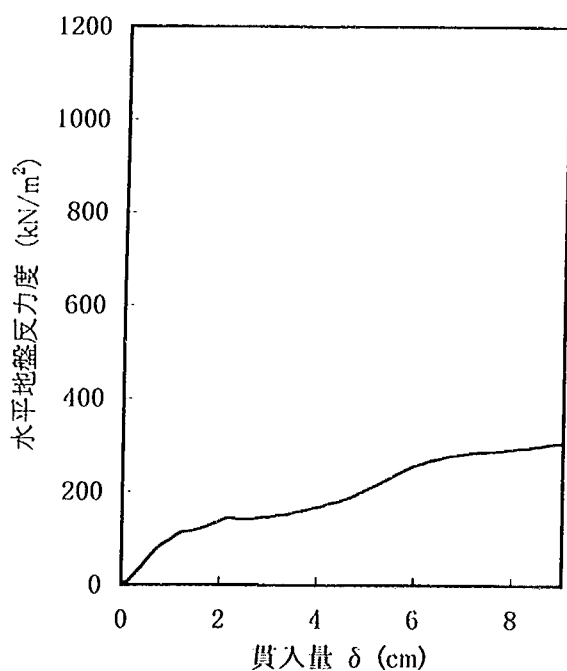


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

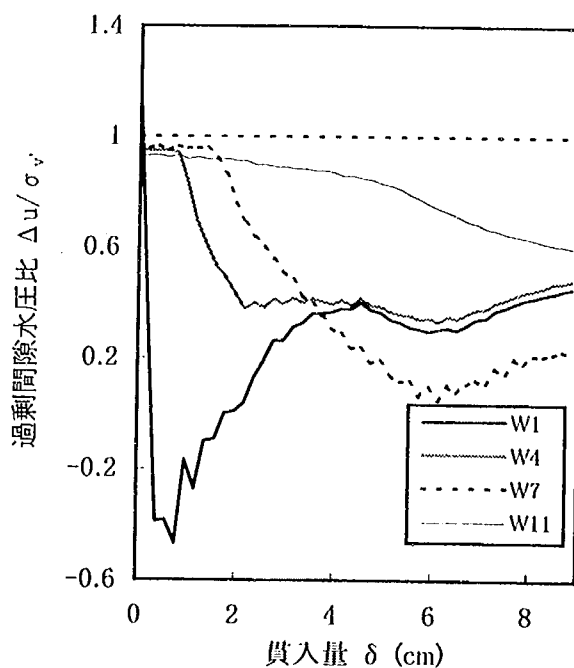
付図83 実験ケースII D14 (相対密度70%, 加振加速度 $6.74\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $1\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

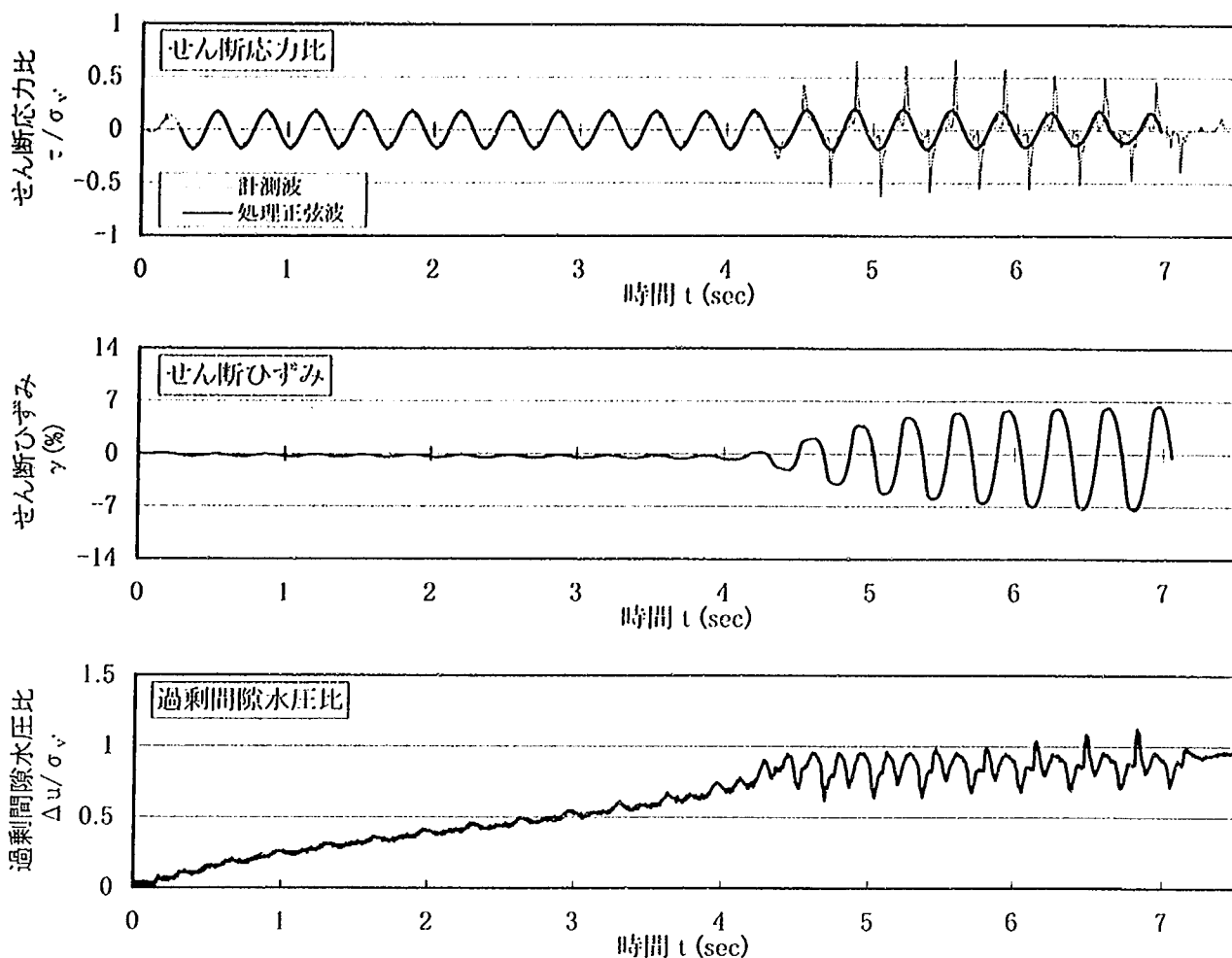


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

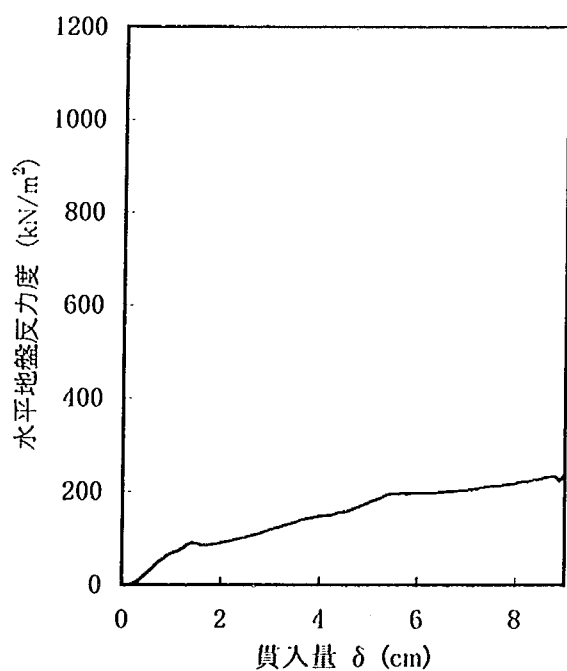


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

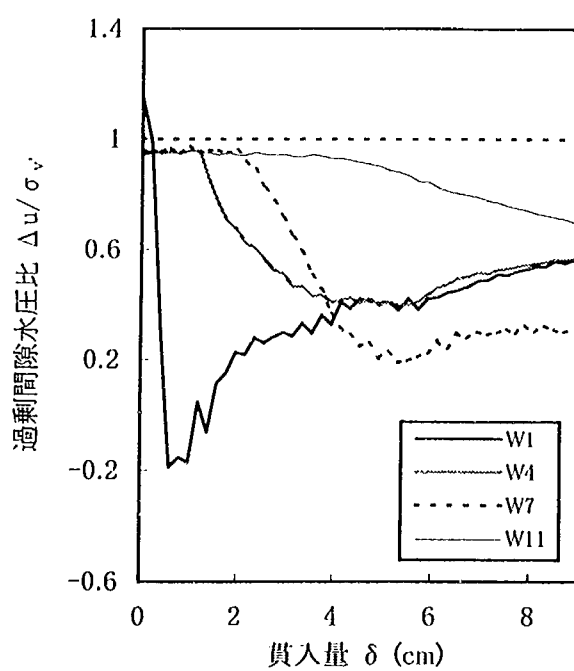
付図84 実験ケースII D21 (相対密度70%, 加振加速度 $4.38\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $50\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

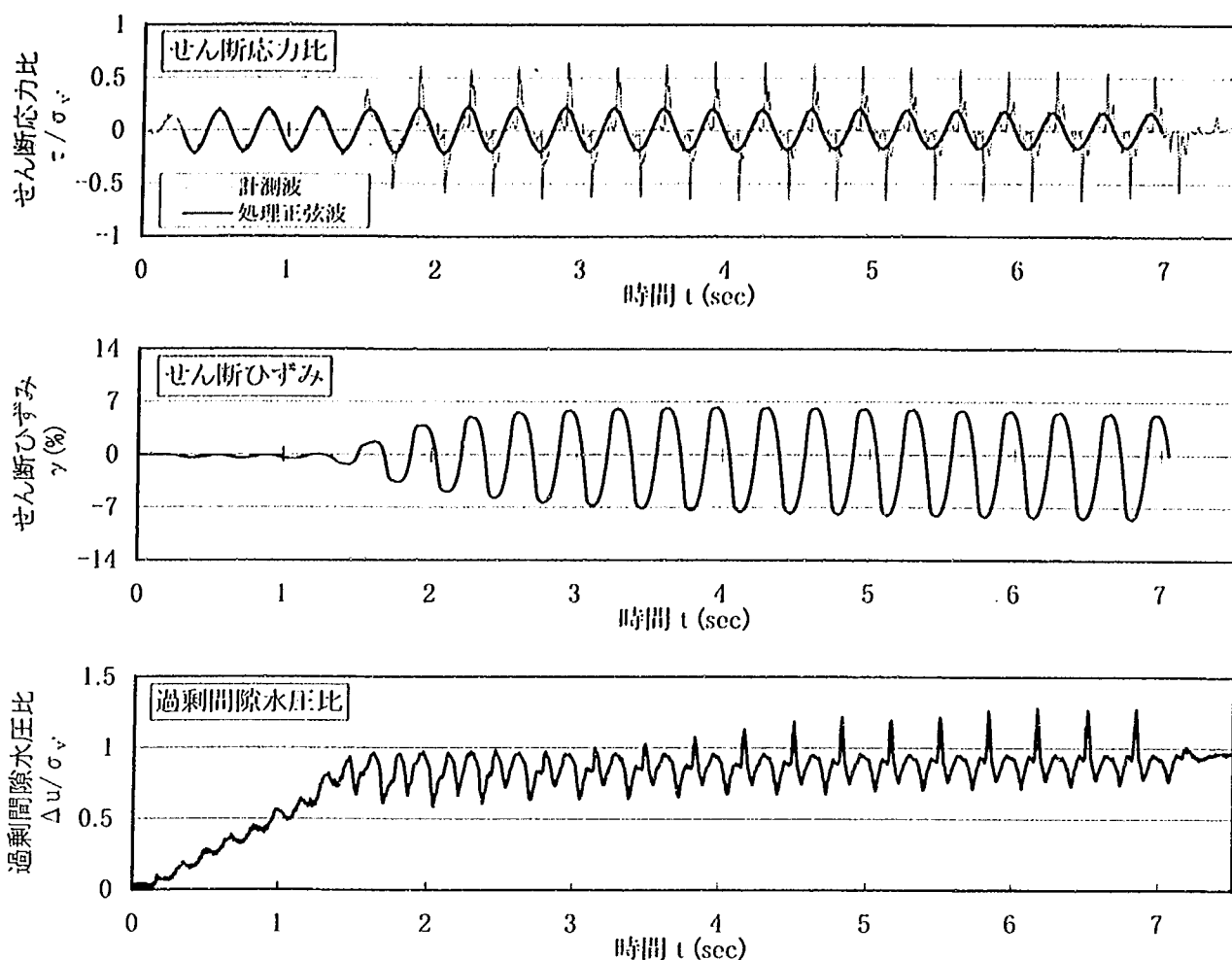


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

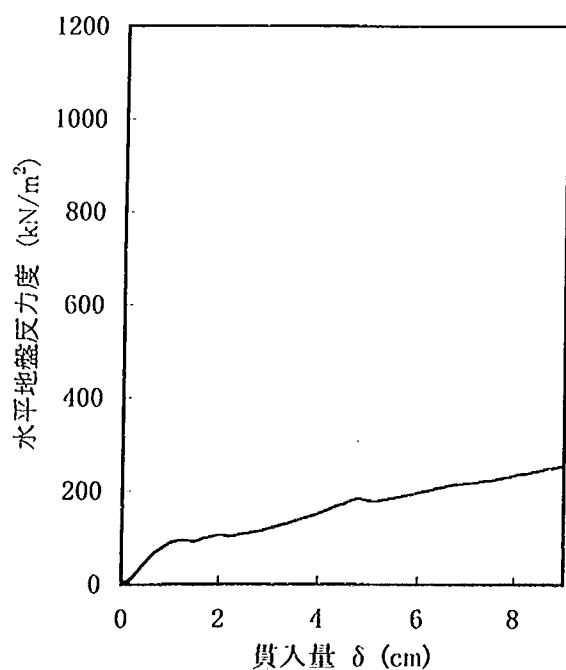


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

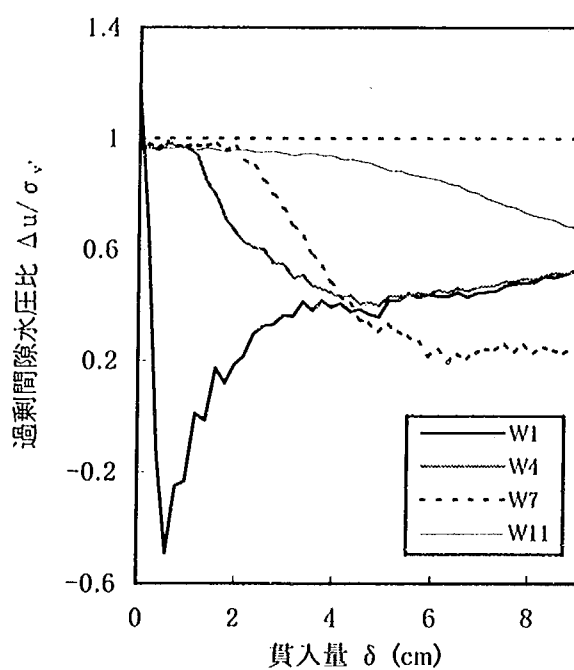
付図85 実験ケースⅡD22(相対密度70%, 加振加速度 $4.54\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $50\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

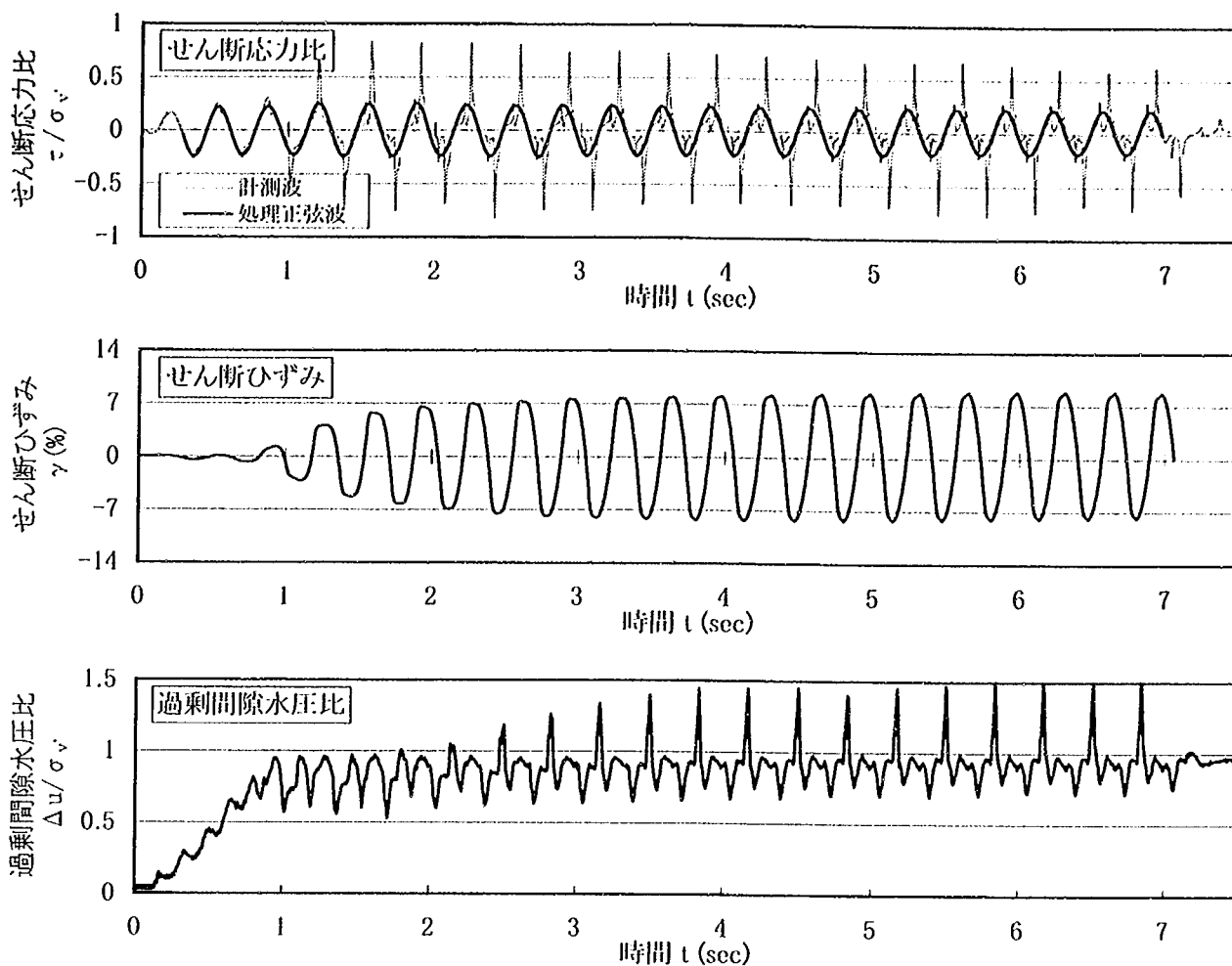


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

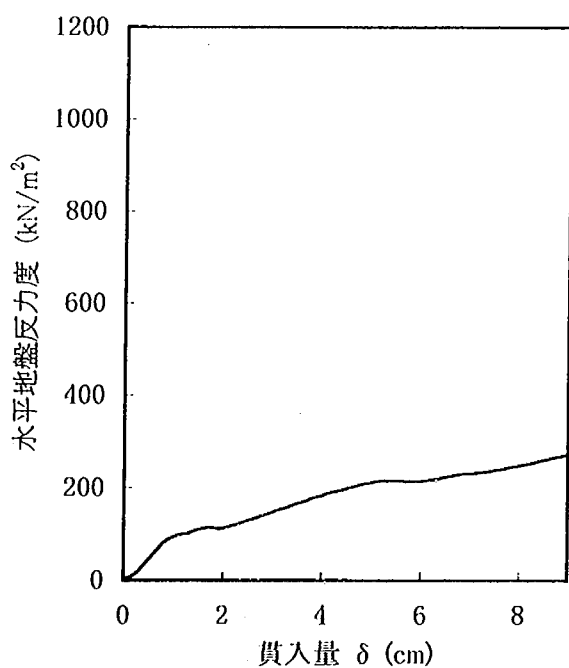


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

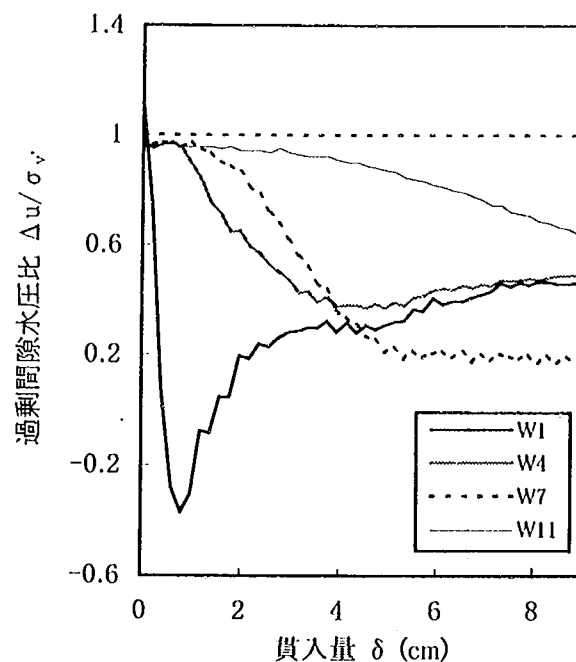
付図86 実験ケースII D23 (相対密度70%, 加振加速度 5.09m/sec^2 , 貫入速度 50mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

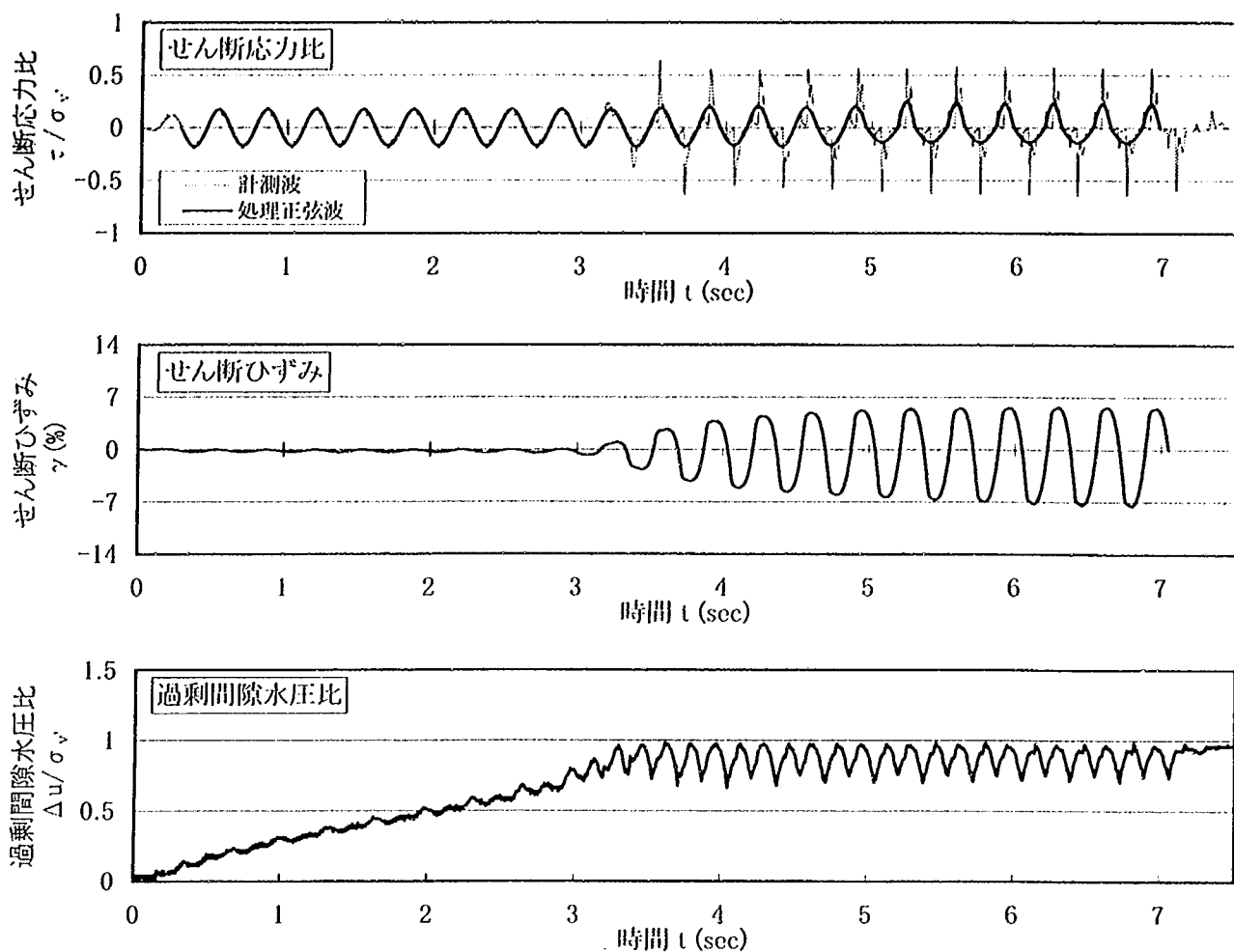


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

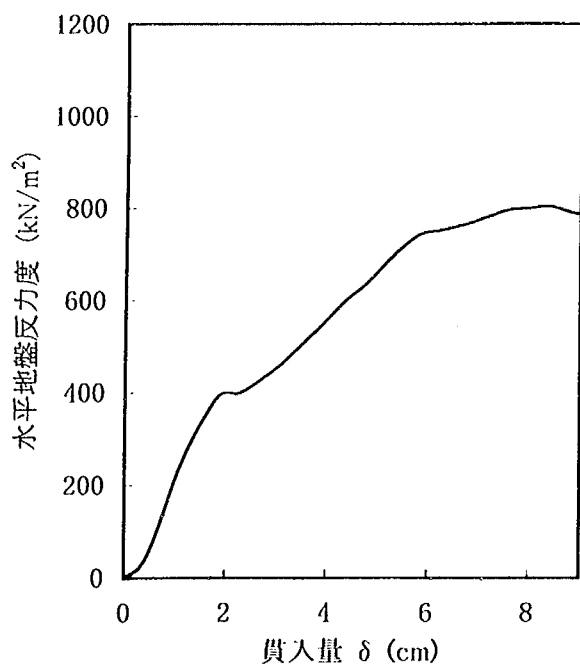


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

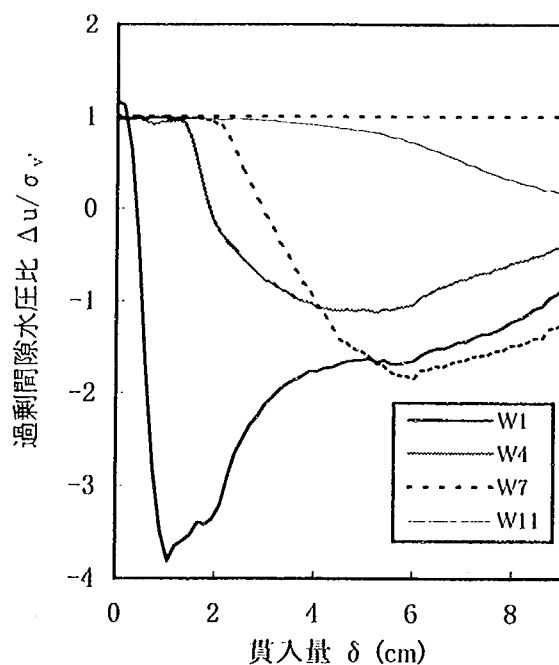
付図87 実験ケースII D24 (相対密度70%, 加振加速度 $5.92\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $50\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

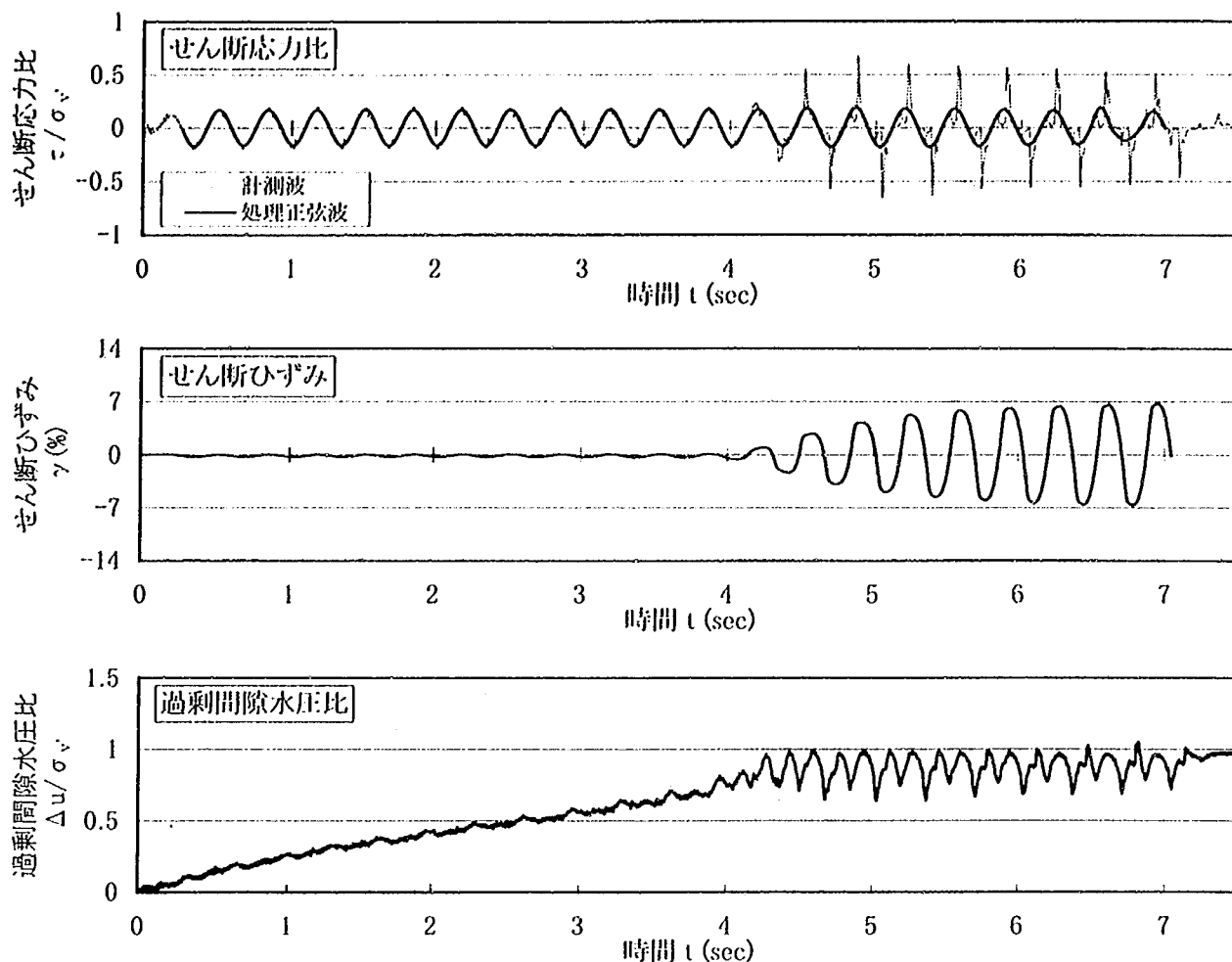


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

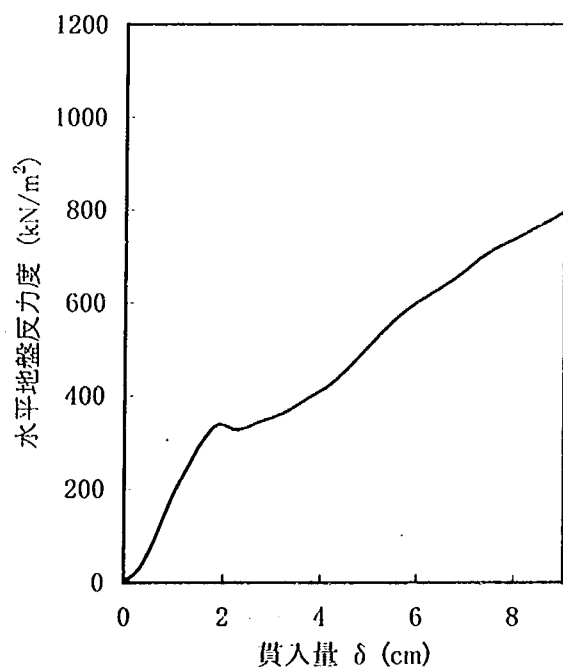


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

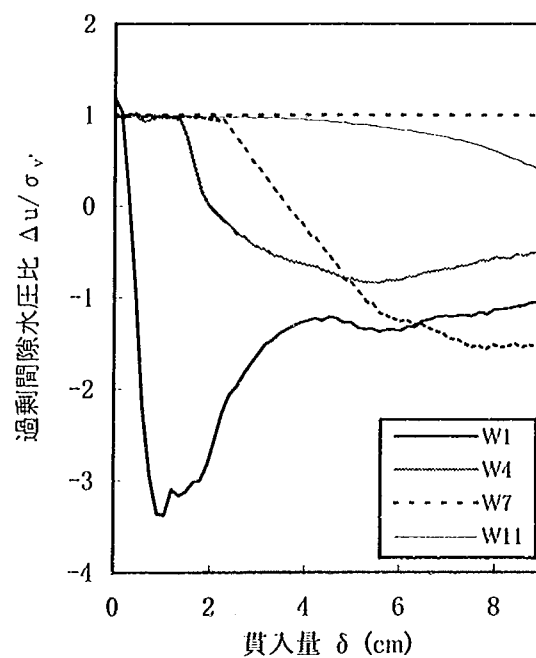
付図88 実験ケースⅡ D31 (相対密度70%, 加振加速度 $4.54\text{m}/\text{sec}^2$, 貫入速度 $200\text{mm}/\text{sec}$)



(a) 振動台加振時の時刻歴

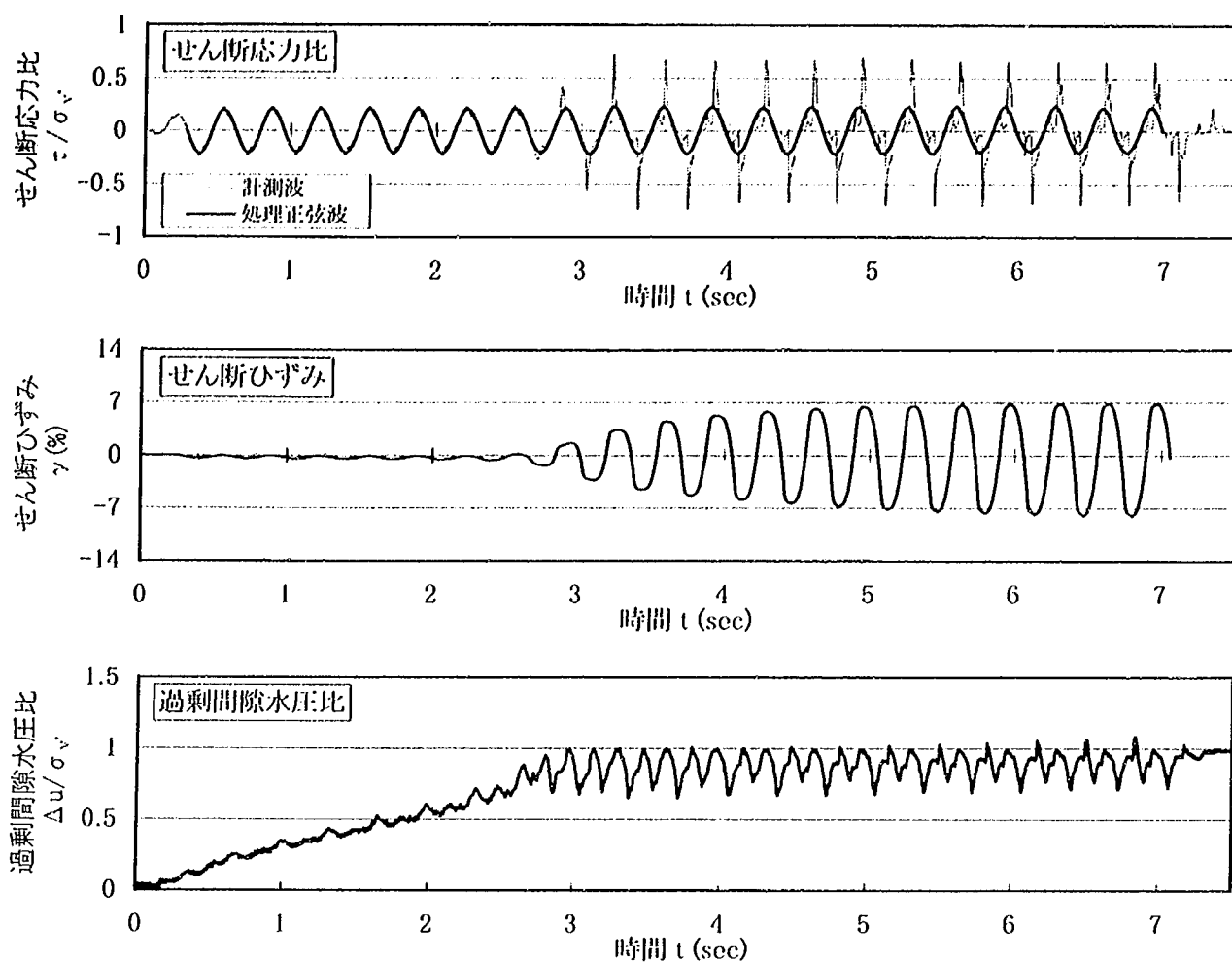


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

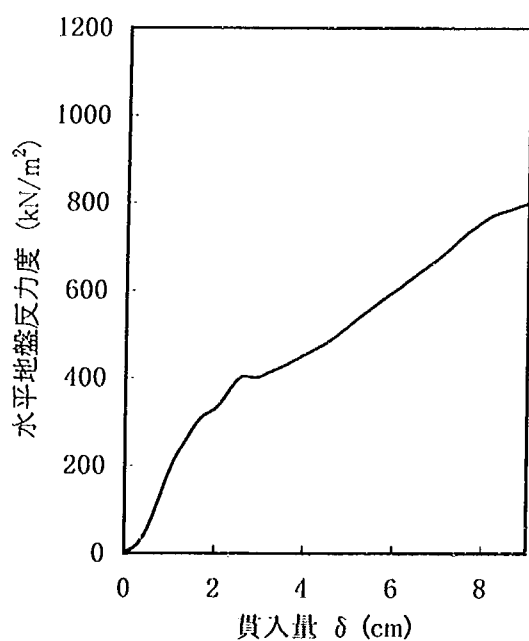


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

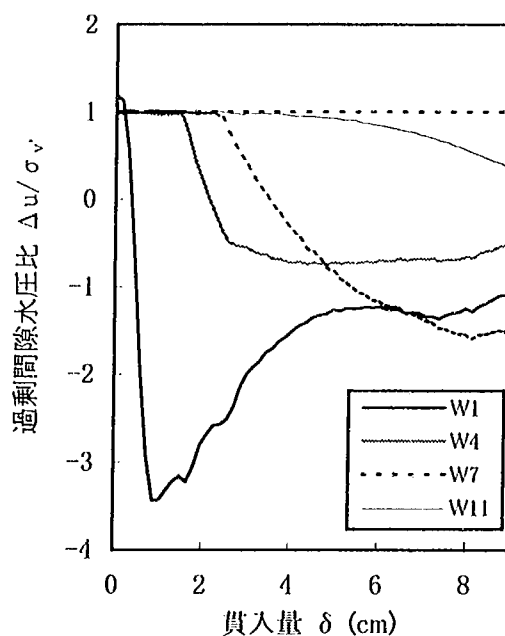
付図89 実験ケースⅡD32(相対密度70%, 加振加速度 4.56m/sec^2 , 貫入速度 200mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴

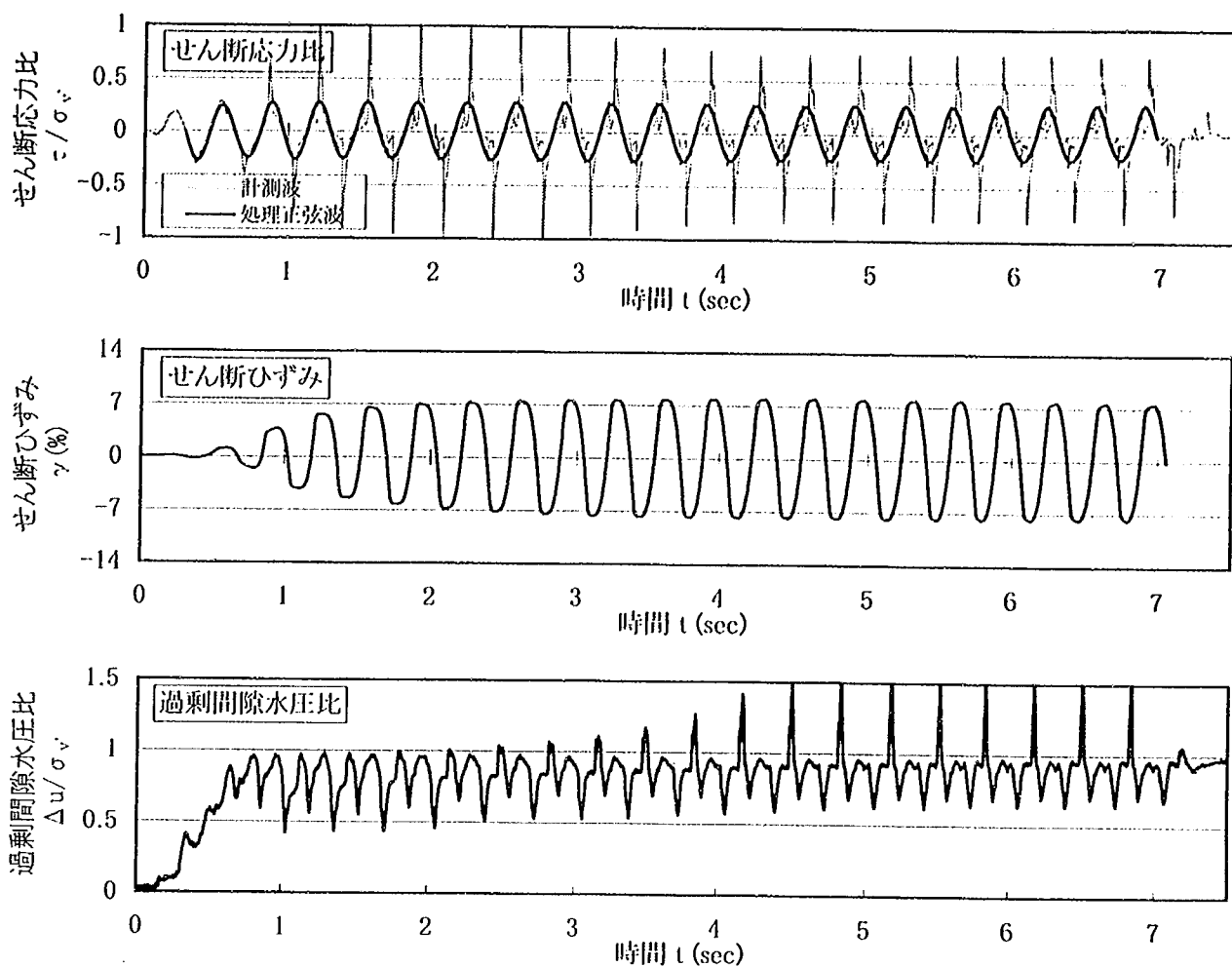


(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係

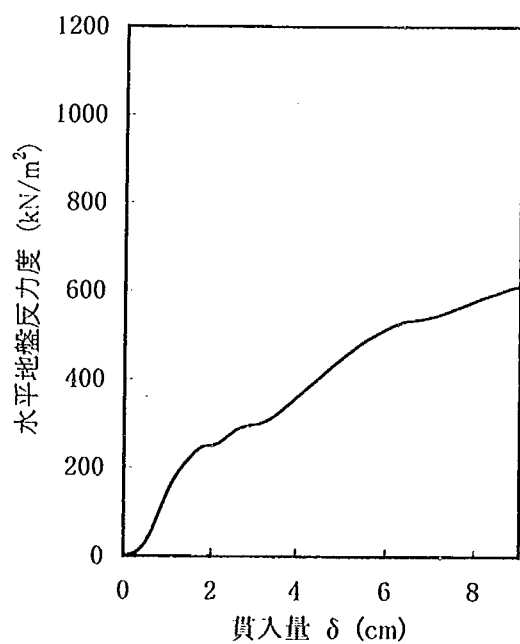


(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

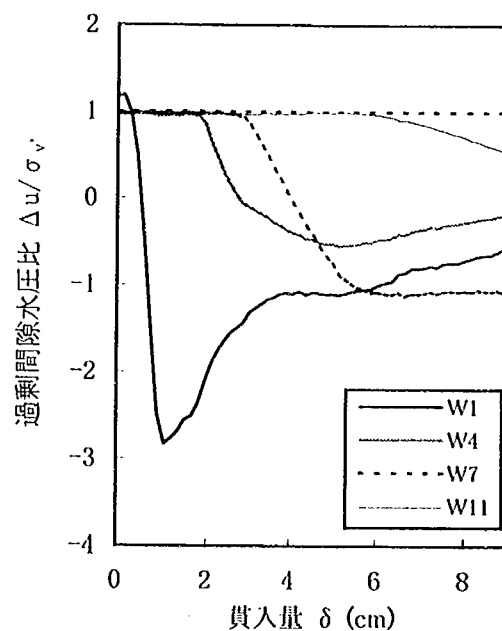
付図90 実験ケースⅡD33 (相対密度70%, 加振加速度 $5.33m/sec^2$, 貫入速度200mm/sec)



(a) 振動台加振時の時刻歴



(b) 貫入量と水平地盤反力度の関係



(c) 貫入に伴う過剰間隙水圧比の変化

付図91 実験ケースⅡ D34 (相対密度70%, 加振加速度 6.79m/sec^2 , 貫入速度 200mm/sec)