

マイクロフィルム用資料

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第3635号

土木研究所資料

補強土壁の耐震性に関する振動台実験報告書

平成 11 年 8 月

建設省土木研究所
耐震技術研究センター動土質研究室

Copyright © (1999) 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。

補強土壁の耐震性に関する振動台実験報告書

耐震技術研究センター 動土質研究室 室 長 松尾 修
研 究 員 堤 達也
齊藤由紀子
主任研究員 中村 伸也
研 究 員 林 裕士*

要旨

ジオテキスタイル補強土壁の地震時の挙動を解明するために模型振動台実験を実施し、模型の変形状況、壁面に作用する土圧、補強材に発生する張力等を調べた。その結果、補強土壁の変形モードや土圧、補強材張力は壁面工の剛性により傾向が大きく異なることが明らかになった。また、実験結果と現行設計法にもとづく安定計算結果とを比較し、現行設計法の妥当性の検証を行った。さらに、補強土壁の既存の変形量予測手法の適用性に関する検討を行い、Newmark法の適用の可能性を示した。

キーワード：ジオテキスタイル、補強土壁、振動台実験、極限釣り合い法、変形予測法、累積損傷度法、Newmark法

目次

第1章 序論	1
第2章 既往の研究	2
2. 1 実験的研究	2
2. 1. 1 ジオテキスタイル補強盛土に関する鉄道技術研究所の研究	2
2. 1. 2 補強土壁に関するU.C.Berkeleyでの研究	3
2. 1. 3 テールアルメに関する土研での研究	3
2. 1. 4 液状化性地盤上のジオテキスタイル補強盛土に関する土研での研究	4
2. 1. 5 ジオテキスタイル補強土壁・補強盛土に関する土研での研究	4
2. 1. 6 剛な壁面工を有する補強土壁に関する鉄道総合技術研究所での研究	5
2. 1. 7 軽量ブロックを壁面工とする補強土壁に関する大成建設での研究	5
2. 1. 8 補強盛土に関する清水建設での研究	6
2. 1. 9 補強盛土に関する長岡技術科学大学での研究	6
2. 1. 10 ブロック積み補強土壁に関するRoyal Military College of Canadaでの研究	6
2. 1. 11 液状化性地盤上のアースダムの補強に関する農業工学研究所での研究	6
2. 1. 12 液状化性地盤上の盛土の補強に関する福井大学での研究	6
2. 1. 13 補強盛土に関する鹿島技術研究所の研究	6
2. 1. 14 補強盛土に関するU.C.Davisの研究	7
2. 1. 15 補強盛土に関する東京工業大学での研究	7
2. 1. 16 補強盛土に関するUniv. of Arizonでの研究	7
2. 1. 17 補強盛土に関する東京大学・鉄道総合技術研究所での研究	8
2. 2 事例研究	8
2. 2. 1 1983年日本海中部地震	8
2. 2. 2 1989年ロマプリエタ地震	8
2. 2. 3 1994年ノースリッジ地震	8
2. 2. 4 1993年釧路沖地震	8
2. 2. 5 1995年兵庫県南部地震	9
2. 2. 6 その他	10
2. 3 数値解析的研究	10
2. 4 設計法に関する研究	12
2. 5 まとめ	14
2. 5. 1 実験的研究	14
2. 5. 2 事例研究	14

2. 5. 3 数値解析的研究	14
2. 6 検討課題	15
第3章 実験方法	17
3. 1 実験内容	17
3. 2 実験装置	17
3. 2. 1 振動台	17
3. 2. 2 土槽	18
3. 3 実験模型	18
3. 3. 1 実験模型図 (センサー配置)	18
3. 3. 2 計測	18
3. 3. 3 実験材料	19
3. 4 実験方法	21
3. 4. 1 模型作成および静的計測	21
3. 4. 2 模型の固有振動数試験	22
3. 4. 3 加振および計測	22
3. 4. 4 データ整理方法	22
第4章 実験結果および考察	59
4. 1 静的計測	59
4. 2 加振	60
4. 2. 1 模型の固有振動数	60
4. 2. 2 模型の変形状況および変位量	61
4. 2. 3 時刻歴	62
4. 2. 4 応答加速度	63
4. 2. 5 土圧	63
4. 2. 6 補強材の張力	65
4. 2. 7 壁面補強板のひずみ	66
時刻歴	130
時刻歴1 (ケース3, 110gal加振時)	130
時刻歴2 (ケース3, 425gal加振時)	134
時刻歴3 (ケース5, 440gal加振時)	138
時刻歴4 (ケース6, 430gal加振時)	142
第5章 実験結果と現行設計法との比較	146
5. 1 現行設計法の概要	146

5. 2	全体安定（外的安定および内的安定）	146
5. 2. 1	計算方法	146
5. 2. 2	計算結果	148
5. 3	補強材の張力（補強材に関する内的安定）	150
第6章	変形量予測手法の適用性に関する検討	173
6. 1	累積損傷度理論	173
6. 1. 1	計算方法	173
6. 1. 2	計算結果	174
6. 2	Newmark法	174
6. 2. 1	計算方法	174
6. 2. 2	計算結果	175
第7章	まとめおよび今後の課題	181
参考文献		183
付録	本研究による対外発表論文	190

第1章 序論

1995年兵庫県南部地震により盛土、擁壁を含めた各種の土木構造物が大きな被害を受けたが、激震地区に存在したものを含めジオテキスタイルを用いた補強土壁の被害はきわめて軽微であり、高い耐震性を示したと報告されている（Tatsuoka et al., 1995a, Nishimura et al., 1996）。

ジオテキスタイル補強土壁の地震時安定性については、これまで各種の室内実験や実地震における被災事例にもとづいた研究が行われ、耐震設計を取り入れたいくつかの手法が示されている（鉄道総合技術研究所編, 1992）。土木研究所においても1992年に「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」（以下、マニュアル）がとりまとめられた（土木研究センター, 1992）。

本マニュアルでは土のうをジオテキスタイルで巻き込む柔な壁面工を基本としているが、近年、剛な壁面工を用いることにより高い安定性が確保できることが知られている（Tatsuoka, 1993）。しかしながら、これまで剛な壁面工を用いた補強土壁の地震時安定性については限られた研究しかなされていない（Sakaguchi et al., 1993, 1994, Bathurst, 1977）。特に兵庫県南部地震のような大規模な地震時における剛な壁面工を用いた補強土壁の地震時の挙動、補強メカニズムについては十分に明らかになっていない。

また、現行の耐震設計法は中規模地震動（L1地震動）を想定し、震度法にもとづく極限つり合い法を採用している。極限つり合い法は壊れるか壊れないかの判断はできるが、地震による変形量を直接算出することはできない。兵庫県南部地震のような大規模地震動（L2地震動）に対してはある程度の変形を許容することにより合理的な設計とすることが望ましいため、将来的には大規模地震動に対しては変形量にもとづく設計法とする必要があると考えられる。

本報ではジオテキスタイル補強土壁の一連の模型振動台実験を実施し、補強土壁の地震時の挙動を解明するとともに、実験結果と現行設計法にもとづく安定計算結果とを比較し、現行設計法の妥当性の検証を行った。また、大規模地震動対応の設計法として既存の変形量予測手法の適用性を検討した。

なお、本報は試験調査課題「土留工の耐震性に関する試験調査」（道路事業調査費；平成5～8年度）、および「補強土工法の耐震性評価法の開発に関する研究」（科学技術振興調整費；平成9年度）において実施した成果の一部をとりまとめたものである。

第2章 既往の研究

補強材の引張り抵抗を期待する補強土工法に用いられる補強材としては、盛土に対して帯状鋼材を用いるテールアルメ工法、高分子の面状補強材を用いるジオテキスタイル工法が代表的なものであり、この他に長繊維を直接土粒子とからませる長繊維混合補強土工法やその他の応用工法などがある（龍岡、1993）。また、我が国で独自に開発された工法として、前壁に作用する土圧をタイバーを介してアンカープレートを引き抜き抵抗で支える多数アンカー式補強土壁工法もある。

ここでは、上記補強土工法のうち、ジオテキスタイル補強土工法およびテールアルメ工法に焦点を絞り、それらの地震時安定性に関する既往の研究を概観し、これらから得られた知見および今後詰めるべき研究課題についてまとめてみたい。

なお、既往の研究レビューを行うに先立ち、補強土工法技術一般に関して体系的にまとめられた文献を以下に紹介しておく。

- ・「補強土工法」（土質工学会編；1986）
- ・「ジオテキスタイル」（土質工学会編；1994）
- ・「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」（土と基礎、講座、1993.3～1994.4）
- ・「斜面・盛土補強土工法技術総覧」（斜面・盛土補強土工法技術総覧編集委員会編；1995）

これら文献において、補強土工法の耐震性についても、それぞれの時点における技術の現状と課題が記述されているので参照されたい。

以下では、既往の研究を便宜上、「実験的研究」、「事例研究」、「数値解析的研究」、「設計法に関する研究」に分け、原則として年代順に記述すること、および、本報告書の研究は実験的研究が主体であるので、「実験的研究」についてはできるだけ網羅的に調べたが、その他は主な文献の調査にとどまっていること、の2点をはじめにお断りしておく。

2. 1 実験的研究

ここでは補強土工法の耐震性に関する模型振動実験による研究事例について述べる。なお、これらをまとめて表 2.1 に示す。

2. 1. 1 ジオテキスタイル補強盛土に関する鉄道技術研究所の研究

ジオテキスタイルを盛土の耐震強化対策としての効果を実験的に調べたのは、日本国有鉄道鉄道技術研究所の上沢ら(1972)が最初であろう。彼らの研究は、「近い将来に発生が予想されている東海地震」に対して行われていた「新幹線の地震対策に関する研究」の一環として実施されたものである（(社)日本鉄道施設協会、1981）。彼らの実験は、液状化性の基礎地盤上に築造された鉄道盛土を想定しており、幅 10 m の土槽の中に厚さ 1 m の飽和砂質土地盤を作り、その上に高さ 1.5 m の盛土を築造している。補強材としてナイロン製のネットを用いており、盛土底面に 3 層敷設した場合、盛土全高に等間隔に 12 層敷設した場合のケースでの実験を行い、これを無対策のケースの実験と比べて

いる。結果として、いずれの敷設方法においても、無対策の場合に比べて盛土の沈下量はやや低減した程度であるが、盛土の一体性が維持されていることが注目される。なお、日本国有鉄道では従来よりジオテキスタイルを「層厚管理材」と称して、盛土の確実な締固め施工、施工管理の確実性確保、および耐震性を含めた構造的な強化等の目的で使用されてきた。

2. 1. 2 補強土壁に関する U.C. Berkeley での研究

Richardson & Lee(1975)は、高さ 30 cm の直立盛土についての振動台実験を行っている。壁面には半円形のアルミニウム製スキンを、補強材にはアルミニウム製の帯ないしは磁気テープを用いている。アルミニウム製の帯を用いた実験では引き抜け破壊が生じ、引張強度の低い磁気テープを用いた場合にはこれが破断して倒壊するという、異なる破壊モードが生じることを見出した。さらに、補強材張力を測定した振動実験の結果から、補強材が負担すべき地震時土圧分布として以下を提案した。

$$\sigma = K_0 \cdot \gamma \cdot z + (1 + z/H)/2 \cdot E \cdot \sigma_0$$

$$E = 1.4a/g$$

ここに、 σ ：地震時土圧、

K_0 ：静止土圧係数(= $1 - 2\sin \phi$)、

γ ：土の単位体積重量、

z ：頂部からの深さ、

H ：補強盛土の高さ、

E ：地震時土圧増分係数、

σ_0 ：最深部($z = H$)における常時土圧(= $K_0 \gamma H$)、

a ：地表面最大加速度、

g ：重力の加速度。

上式で特徴的な点は、地震時土圧分布が物部・岡部土圧とは異なり、最上部でゼロではないということ、地震時土圧増分は地表面加速度に比例するとした点にある。なお、この土圧式は、実験で得られたデータの最大包絡線として設定したと述べている。また、この土圧式は、一般に物部・岡部土圧よりも大きな土圧合力を与える。土圧分布について物部・岡部土圧と比べると、盛土上部では当然大きく、底部でやや小さめである。提案した土圧式は、別途実施した等価線形地震応答解析からも概ね妥当であることを確認したと述べている。

ひきつづき Richardson et al.(1977)は、発破を用いた実大実験を実施し、これによれば補強材に生じる引張力は上記の提案によるよりもはるかに小さかった、すなわち、地震時土圧増分係数は $E = (0.5 \sim 0.8)a/g$ であったと報告されている。

2. 1. 3 テールアルメに関する土研での研究

千田ら(1980)はテールアルメ工法の実物大振動実験を行った。高さ 0.75m のパネルを 4 段積み重ねて全壁高は 3m であり、その上に高さ 1.4m の盛土を載荷している。その結果、地震時にストリップが受け持つべき土圧増分については Richardson & Lee(1975)の提案する式に準じて、入力地震動加速

度の大きさ a から下式で得られるとした。

$$T_i' = (T_i + \Delta T_i)$$

$$\Delta T_i = (1 + z/H)/2 \cdot E \cdot T_n$$

$$E = 0.4a/g$$

ここに、 T_i' : i 段目のストリップに作用する地震時の張力、

T_i : i 段目のストリップに作用する常時の張力、

ΔT_i : 地震時の張力増分、

H : 壁面高、

z : i 段目のストリップの高さ、

E : 地震時張力の大きさを決める係数、

T_n : n 段目 (最下段) のストリップに作用する常時の張力、

a : 入力地震動加速度の大きさ

g : 重力の加速度。

上式で、Richardson & Lee(1975)の提案式と異なる点は、 E を求める際の係数が 1.4, 0.4 と異なることである。なお、これらの結果を受け、「補強土 (テールアルメ) 壁工法設計・施工マニュアル」(土木研究センター、1985) では、安全側を見て、比例係数 1.4 が採用されている。

2. 1. 4 液状化性地盤上のジオテキスタイル補強盛土に関する土研での研究

佐々木ら(1983)は、上沢ら(1972)と同様に、盛土の地盤液状化による地震被害の低減を目的とした実験的研究において補強土を用いている。幅 8 m の土槽内に厚さ 1 m の飽和砂地盤の上に高さ 8 m、のり勾配 1:2 の盛土を築造しており、ジオグリッドを盛土底面に敷き込んでいる。この実験では各種対策工の対策効果を相互比較しているが、補強材のケースについて特徴的な結果のみ記すと、つぎのとおりである。

- ・補強材敷設は、盛土の沈下量を低減させる効果および盛土の変形を抑制する効果が認められた。
- ・無対策の場合に比べて、盛土直下地盤での過剰間隙水圧の上昇量が大きかった。

2. 1. 5 ジオテキスタイル補強土壁・補強盛土に関する土研での研究

古賀ら(1986)は、高さ 30cm の補強盛土模型の振動実験を行った。補強盛土は巻き込み式であり、のり面勾配、補強材の敷設密度、長さ、種類、折り返し長さなどを変化させている。破壊モードに関する貴重な情報を与えている。

引き続き古賀ら(古賀ら, 1987, 1988, 1992; Koga et al., 1988)は、山岳部の道路盛土に補強土工法を適用することを想定し、地山勾配 2V:1H の条件の下に、盛土ののり面勾配、補強材の種類、敷設間隔、地山への固定方法などを変えて一連の模型振動台実験を行っている (合計 20 ケース)。主な実験的知見が以下のようにまとめられている。

- ① 無補強盛土ではのり勾配が緩いほど耐震性は高く、また、崩壊は一気に発生する。しかし、補強された場合にはある程度の変形 (はらみだし、天端の沈下) で収束する。

- ② 補強材（不織布）の敷設間隔を狭くした盛土の方が天端の沈下量は少ない。
- ③ 同じ敷設間隔であれば、不織布よりも剛性の高いネットを敷設した盛土の方が沈下量は小さい。
- ④ 補強材をのり面で巻き込む方が巻き込まないものより盛土の変形が小さく、巻き込み長が同一であれば、上載圧の小さい上段の方が引き抜けを生じやすい。
- ⑤ 不織布を敷設した盛土では、のり勾配が急になるほど盛土の沈下量は大きくなるが、顕著なものではない。
- ⑥ のり面に土のうのみを設置しても崩壊防止にある程度の効果がある。
- ⑦ 不織布の敷設長が長いほど盛土の沈下量は小さくなる。また、最上段のみを長くした場合でも全面的に長くしたものと変形状態はほとんど変わらず、盛土上部の補強は有効である。

これらの実験結果に対して、円弧すべり計算法の適用性に関する考察がなされ、修正フェレニウス法と震度法を組み合わせた安定計算式に補強材引張力を導入した簡易式により、動的荷重を受ける補強盛土の沈下変形の発生を判定することができることが示されている。

また、古賀ら(1989)は、橋梁取付盛土の地震時沈下を抑制する目的で、取付盛土に層状にジオテキスタイルを敷設することの効果振動台実験により調べている。基礎地盤は飽和砂質土であり、地盤液状化による盛土の沈下抑制効果を見ようとしたものである。結果は、上沢ら(1972)、佐々木ら(1983)と全く同様に、盛土の形状は保たれるが、沈下抑制の効果は低かったと報告している。

2. 1. 6 剛な壁面工を有する補強土壁に関する鉄道総合技術研究所での研究

村田ら(村田ら, 1989, 1990; Murata et al., 1991)・舘山ら(1990)は、鉄道盛土への適用を念頭に置いて、前面に剛な壁面工を配することにより補強材の敷設長を短くする補強土壁工法について中型（盛土の高さが1.0m）および大型（盛土の高さが2.5m）模型振動台実験を行っている。前者の実験において、壁面工が分割型よりも一体型である方が効果が大きいことを確認している。また、後者においては左右対称の直立補強土壁模型を構築し、加振している。注目すべきは、基礎地盤が液状化する場合の実験も行っていることである。この場合においても全体の安定には問題がなかったとしているが、他方、著者も指摘しているように、仮に地盤の液状化層厚がより厚ければ安定性に問題が生じる可能性が考えられる。また、大型模型実験では左右の壁面を連結するように補強材が何層か配置されているが、この存在は変形抑止に大きく寄与していると考えられる。逆に言えば、この全面補強材には短い補強材とは異なる大きさの張力が発生する可能性があり、その評価は重要であろうと思われる。

2. 1. 7 軽量ブロックを壁面工とする補強土壁に関する大成建設での研究

坂口ら(Sakaguchi et al., 1992; 坂口ら, 1993)は、軽量ブロックを直立に積み重ねその間に補強材を挟み込んで補強土壁としたものについて、大型模型振動台実験を行っている。ここでは、補強材ひずみに着目し、振動成分、漸増成分のいずれも加振加速度レベルの増加につれて急増していること、振動成分よりも漸増成分の方が卓越していることを示している。一体型の壁面工を有する補強土壁との対比、現行設計法との対比が望まれる。さらに坂口ら(1994)は、同様の模型について動的遠心模型実験を行っている。ここでは、補強材張力が遠心加速度に比例して増加していること、補強材長さが盛

土高さの 2/3 以上であれば振動による残留変位が小さくなること、盛土の締固めも残留変位を抑えるのに有効であること等の結果を示している。これらの結果はまとめられて Sakaguchi(1996)に報告されている。さらに、Sakaguchi et al.(1994)において、模型実験結果から補強土壁の残留変位を予測する簡単なチャートを示している。ただし、このチャートは彼らの実験条件の下においてのみ成立するものと思われる。一般化が望まれる。

2. 1. 8 補強盛土に関する清水建設での研究

佐藤ら (佐藤, 1993, 1994, 佐藤ら, 1995, Sato et al., 1998) は、のり面勾配 1:0.3 の補強土壁について、のり面工の種類 (土のう、ソイルセメント、紙)、補強材の敷設密度、裏込め盛土の密度などの影響を遠心模型実験により調べた。その結果、土研の設計法で常時設計 (震度 $k_h = 0$ で $F_s = 1.2$) されていれば中規模地震には十分耐えられること、壁面を剛にし、補強材敷設密度を高くすることにより耐震性を著しく高めることができること、等を述べている。

2. 1. 9 補強盛土に関する長岡技術科学大学での研究

Sugimoto et al.(1994)は、土のうを有する補強盛土について、のり勾配、盛土高、補強材の有無、入力波形を変化させた 7 種類の模型について振動台実験を行っている。のり面勾配が急 (1:0.2) なケースでは、上部の引き抜け破壊が先行したと述べられている。

2. 1. 10 ブロック積み補強土壁に関する Royal Military College of Canada での研究

Bathurst et al.(1997)は、北米で用いられている空石ブロック積み補強土壁 (Segmental retaining wall; SRW) について振動台実験を行っている。その結果、ブロック間の噛み合わせ、さらにはブロックと補強材の噛み合わせがよいほど耐震性が高まることを示している。

2. 1. 11 液状化性地盤上のアースダムの補強に関する農業工学研究所での研究

谷ら (1997) は、基礎地盤の液状化によるアースダムの地震被害を軽減することを目的として、振動台実験により、堤体内に 3 層のジオグリッドを敷設してその効果を調べた。その結果、無対策の場合に比べて沈下量の低減はできなかったこと、堤体に発生する亀裂を低減する効果はあったことを報告している。

2. 1. 12 液状化性地盤上の盛土の補強に関する福井大学での研究

小島ら (1998) は、基礎地盤の液状化による盛土の被害を補強材を敷設することにより軽減する効果を模型振動台実験により調べた。その結果、盛土に補強材を敷設しても被害軽減効果はほとんど見られないこと、基礎地盤に敷設すればやや効果が見られることを示した。

2. 1. 13 補強盛土に関する鹿島技術研究所の研究

北本ら (1998) は、補強盛土について動的遠心模型実験を行っている。のり面勾配 V1:H1.5 および

VI:HI において、補強材敷設間隔・長さを変化させている。補強材が長いほど補強効果が大きいが、ある長さ以上では効果が頭打ちになったと述べている。

2. 1. 14 補強盛土に関する U.C. Davis の研究

Nova-Roessig et al. (1998)は、巻き込み式の補強盛土について動的遠心力模型実験を行っている。のり面勾配は 1H:2V、盛土高さは 7.3m、補強材敷設長さは盛土高さの 70%、巻き込み長さは 1.2m であり、盛土の相対密度、入力加速度を変えて 4 ケース実施している。結果として、最上層部の巻き込みが抜け出して変形しやすいこと、このため最上部の巻き込み長だけ長くした実験においても地震動レベルが大きくなると同様の变形モードが生じること、盛土の地震動増幅は入力加速度レベルが小さいときに 2 倍以上になり、入力が大きくなると逆に増幅率は 1 未満になること、明瞭なすべり面は観察されずのり面のはらみだしおよび盛土の沈下が見られたことを報告している。さらに実験で得られた盛土の残留水平変位量を、Franklin & Chang (1977)によるチャートにプロットしたところ、チャートに提案された変形量予測式は本実験結果に対しても安全側であることを確かめている。

Howard et al. (1998)は、分割型壁面工を有する直立補強土壁 6 ケースについて遠心力模型実験を行った。盛土高さは 7.3m、分割壁は 8 層、補強材長さは盛土高さの 0.5 ～ 0.7 倍（1 ケースのみ上部 4 層を 1.4 倍）、補強材は針金で組んだ格子網およびリブ付きストリップである。これらの模型に対してスウィープ試験、神戸地震波などによる強震試験を行っている。主な結果は以下のとおりである。最大水平変位は中段よりやや上に生じ、盛土の沈下量は補強土壁の背後に生じる。くさび型の落ち込みが生じる。補強材は長いほど安定である。また、壁面の水平変位に関する実験結果をもとに、滑動モードに対して Newmark のすべりブロック法を適用し、限界加速度を逆算しているが、限界加速度と入力加速度は比例関係がなく、入力加速度が大きくなると限界加速度の増加が緩やかになる点が興味深い。

2. 1. 15 補強盛土に関する東京工業大学での研究

高橋ら(1998)は、斜面勾配 60 度の盛土のり面にジオグリッドを敷設した模型で動的遠心実験を行っている。補強材の巻き込み等ののり面保護はなされていない。結論の一つとして、補強材の総敷設長が一定のとき、敷設長さを長く疎にするよりも敷設長さを短く密に配した方が変形抑止効果が高いと述べている。この点については、巻き込みを行えば異なる結果が得られる可能性があるように思われる。

2. 1. 16 補強盛土に関する Univ. of Arizona での研究

Ramakrishnan et al.(1998)は、巻き込み式およびモデュラーブロック積みの直立補強土壁について振動台実験を行っている。いずれの模型においても、盛土高さは 0.9m、敷設長は 0.5m、間隔は 0.15m である。これらを周波数 3Hz の正弦波加速度で加振している。結果として、模型に残留変位の生じ始める加速度レベルは巻き込み式で 0.25g、ブロック積みで 0.45g であり、ブロック積みの方が耐震性が高いと結論している。

2. 1. 17 補強盛土に関する東京大学・鉄道総合技術研究所での研究

古関・龍岡ら(Koseki et al., 1998)は、一体壁を有する補強土壁について、静的震度を模擬した傾斜実験と通常の振動台実験を行っている。比較実験として、通常のコンクリート擁壁(逆L、重力式、もたれ式)についても同様の条件の下での実験を行っている。結果として、以下を述べている。

- ・現行設計法(補強土壁については2重くさび法(JRの方法);コンクリート擁壁については物部・岡部土圧を用いる方法)によりある設計震度で設計された擁壁を比べると、コンクリート擁壁よりも補強土壁の方が耐震性が高い。さらに上層の補強材の長さを長くすると耐震性はさらに高まる。

- ・傾斜実験と振動実験との対比から、静的に地震力を作用させる震度法は、 $kh = a_{max}/g$ とみなす限りにおいては安全側である。

- ・補強土壁には無視できない残留単純せん断変形が生じる。補強土の部分に剛体とみなす設計法ではこのことが無視されており、変形にもとづく設計法の場合にはこれを適切に考慮すべきである。

- ・裏込め土に生じる崩壊角は物部・岡部法により算定されるよりも急である。

2. 2 事例研究

2. 2. 1 1983年日本海中部地震

秋田市の淀川～河辺有料道路(秋田県企業局)において、ジオテキスタイルを用いて築造された高さ30m、盛土勾配1:1.8の道路盛土が、その完成直後に日本海中部地震に遭遇したが、全く異状が生じなかったことが報告されている(土木研究所、1988)。

2. 2. 2 1989年ロマブリエタ地震

Collin et al.(1992)は、米国西海岸では震度法による耐震設計がなされた補強土が10年来建設されていることを述べ、さらに、1989年ロマブリエタ地震の影響を受けた5事例を紹介し、これらは耐震設計がなされていなかったかあるいはなされていても設計震度は高々0.2であったが、いずれも無被害であったと述べている。

2. 2. 3 1994年ノースリッジ地震

White and Holtz(1995)は、1994年ノースリッジ地震の際の補強土の耐震性について報告している。いずれも概ね健全であったこと、そしてその理由として設計法が安全側過ぎること、および設計定数も控えめな値を用いていることが考えられる、と述べている。

2. 2. 4 1993年釧路沖地震

福田ら(1993a, 1993b)、Fujii et al.(1996)は、1993年釧路沖地震の影響を受けたが無被害であった高さ6.7mのジオグリッド急勾配補強盛土(農道)について、既往の耐震設計法(ジオグリッド研究会、1990;建設省土木研究所、1992)による事後解析を行っている。ちなみに、当初設計は二直線すべりモードを仮定したJewell et al.(1984)の方法により行われており、地震力は考慮されていない。まず、地震時の地表面最大加速度が約310galであったと推定し、この最大加速度の値から震度を $kh = 0.31$ と

設定して、上記設計法により安定計算を行った結果、内的・外的安定のいずれも安全率は 1.0 を下回った。そこで、盛土に粘着力を考慮し、さらに山内ら(1991)による、補強領域への地震慣性力と地震時土圧は同位相で生じず、設計においては地震慣性力と常時土圧を用いればよいという仮説を援用すれば、安定という結果が得られたと報告している。

これから、上記耐震設計法は、震度 k_h を地表面最大加速度相当 ($= \alpha_{\max}/g$) と考える限りにおいてはかなりの安全余裕が含まれていることが指摘できる。そして、その安全余裕には、設計計算モデル、土質定数の設定、震度 k_h の考え方、等が関係していることが推測される。

2. 2. 5 1995 年兵庫県南部地震

(1) 龍岡ら(Tatsuoka et al., 1996, 1998)は、兵庫県南部地震において何らかの変状のあったコンクリート擁壁 6 事例と表面にコンクリートパネルを有する補強土壁(RRR 工法) 1 事例を対象に詳細な土質調査および J R の設計方法にもとづく逆解析を実施した。その結果、補強土壁、擁壁のいずれにおいても逆算震度は地表面最大加速度を重力の加速度で除した値よりもかなり小さいこと、神戸クラスの地震動を設計で考慮するのであれば、現行の震度 ($k_h = 0.15$) は引き上げるべきであることを指摘している。

震度と地表面最大加速度の不一致の要因として、安定計算手法、設計で用いる土質定数、壁面工の効果の考慮の方法、動的効果、許容安全率などを指摘している。また、動的効果の中でも、地震動の不規則性、周波数特性は重要な要素であると述べている。

さらに、先に述べた模型振動実験の結果も合わせた結論として、レベル 2 地震動対応の設計震度は、上記補強土壁においては $k_h = 0.1 \sim 0.2$ では不足であり、暫定的に $k_h = 0.30$ を提案している。なお、この震度の値は、J R の設計方法によることを前提としており、設計計算方法が異なれば値も異なるものであることは言うまでもない。

(2) Kobayashi et al.(1996)は、兵庫県南部地震後に 120 箇所余りの補強土壁を調査し、被害が軽微であったことを報告している。コンクリートパネルに亀裂が見られたのが 8 %、変位が見られたのが 2 %、倒壊はなかったとしている。また、この事実から現行の震度法にもとづく設計法はかなり安全側であろうと結論している。

(3) Nishimura et al.(1996)も同じくジオグリッド補強盛土を対象に震後調査を実施し、崩壊などの大規模な変状は一切みられなかったことを報告している。さらに、10 事例を抽出して、土研及び J R の設計法により逆解析を行い、逆算震度(設計基準を満たす最小の震度)は、土研の方法において 0.1 ~ 0.4 (円弧すべり安定で概ね決まっている)、J R の方法において 0.1 ~ 0.3 であり、このことと被害が軽微であったことから、現行設計法による補強盛土は、設計震度と重力の加速度の積で与えられる加速度以上の最大加速度を有する地震動にも耐えられると結論している。

(4) Otani et al.(1996)も兵庫県南部地震後にテールアルメ補強土擁壁を主体に事例調査を行っている。あわせて、地山補強土 2 事例、直立の補強土壁 2 事例について土研の設計法により逆解析を行い、逆算震度がおおよそ 0.3 であることを得、震度 0.3 は概ね最大加速度 500 ~ 600gal の地震動に対応すると推定されるとしている。

2. 2. 6 その他

Nova-Roessig et al. (1998)は、震災事例を表にまとめている。

2. 3 数値解析的研究

ここでは、震度法と極限釣り合い法を用いた設計法以外の、主に残留変位を予測する方法ないしは有限要素法等に関する研究事例を要約する。

(1) 村田ら(1990)は、彼らが実施した振動台実験(村田ら、1989)を対象に、地震動による補強土壁の残留変形量を累積損傷度法により求めることを試みている。すなわち、正弦波加振における実験結果(変形量)を加速度振幅-加振回数のグラフ上にプロットして、変形量をパラメータとする疲労曲線群を作成し、これを用いて累積損傷度法により不規則な加振の下での残留変位量を予測しようとするものである。なお、後述するが、筆者らもこの方法を応用してみたが、周波数の影響が考慮されないために、必ずしもよい結果を与えるものではないと考えられる。

(2) Kawamura et al.(1991)は、Mohr-Coulombの破壊基準を用いた弾完全塑性モデルで土をモデル化し、仮想の直立補強土壁に対して地震応答解析を行い、入力加速度、壁の応答変位、土圧、張力等の位相関係などについての定性的知見を与えている。この中で興味深いのは、補強土壁に外向き慣性力(すなわち応答加速度は内向き)が作用するとき、壁面は外側に変位し、土圧は減少し、そして補強材張力は増加すると述べている。このことは、通常想定される地震時慣性力が外側に作用するときに土圧も常時より増加するということに反しており、震度法を用いた静的設計において地震時慣性力と地震時土圧をどのように組み合わせるかが単純ではないことを示している。

(3) 龍岡らの実物大補強土壁の載荷実験に対するシミュレーション

これは静的載荷実験に対する数値解析事例であるが、解析手法の妥当性に関する参考とするために、最近の一研究事例として掲げておく。

Ling et al.(1994)は、J Rにより行われた実物大補強土壁に対する載荷実験(Murata et al., 1991)に対して有限要素解析を行っている。構成モデルとして、割線剛性と体積ひずみ特性を定式化した非線形弾性モデルを用いている。土と補強材の間にジョイント要素は用いられていない。比較的よく実験結果を再現できたことを述べるとともに、パラメトリックスタディの結果として、補強材を載荷領域まで敷設するのが安定に大きく寄与することを述べている。

また、Helwany et al.(1996)は、Tatsuoka et al.(1992)による実物大模型を用いた上部載荷実験の結果に対して逐次非線形有限要素解析を行っている。土のモデルには、Duncan & Chang(1970)モデルにダイレイタンシ特性を組み合わせたモデルを用いている。ただし、インターフェイスにジョイント要素は用いられていない。非破壊レベルにおいて、実験結果を概ね再現したと報告している。また、壁面工の剛性および補強材の長さの影響を調べている。

(4) 松尾ら(藤井ら、1994; 松尾ら、1995)は、古賀ら(1989)が行った液状化性地盤上のジオテキス

タイル補強盛土に関する振動台実験に対して見かけの剛性低下を考慮した有限要素法による変形解析（使用プログラム：SADAP）を行ったが、補強材の効果は定性的にもよく再現できなかった。

(5) Bathurst ら (Yogendrakumar et al., 1993; Cai et al., 1995) は、非線形有限要素法により、空石積みモデュラーブロックで壁面を構成する補強盛土の地震応答解析を行っている。用いたプログラムは、Finn et al. (1986) による TARA-3 であり、土と補強材を双曲線型応力ひずみモデルと Masing 則を組み合わせたものでモデル化しており、土と補強材の間にはジョイント要素を配している。主な結果として、残留変形および補強材張力は加速度レベルの増大ないしは継続時間とともに大きくなること、地震時補強材張力は物部・岡部による地震時土圧を用いて計算される値よりも小さいこと、地震動の増幅はほとんど見られず、位相も深さ方向にさほど変わらないこと、モデュラーブロック間の摩擦係数の値は結果に大きく影響すること、等を述べている。

Karpurapu et al. (1995) は、Cai et al. (1995) と同じ解析手法を用いて高さ 3m の模型について行われた等分布載荷実験の結果をシミュレートしている。要素試験の結果を忠実にモデル化することにより模型実験結果をよく再現できたとしている。なお、解析手法の詳細が記述されている。

Cai et al. (1996) は、ブロック積み補強土擁壁 (SRW: Segmental retaining wall) の地震時変形量を簡易に求める方法を提示している。手法は震度法と Newmark のすべりブロック法に基づいている。ここでは滑動モードのみを取り扱っており、既往の実験の視察により、全体滑動、ブロック滑動（補強材を挟み込んだ層で滑動するモード）およびブロック間（ブロックの間に滑動するモード）の 3 つを考慮している。作用土圧については、常時土圧と地震時土圧増分とに分離して考え、地震時土圧増分は Bathurst and Cai (1995) に準じて、上部ほど大きくなる分布形状を与えている。この他、特記すべき点として、全体滑動を検討する際に補強土に作用させる慣性力を低減させている。これは裏込め土圧との位相差があるであろうことを考慮したものである。また、補強材と土の間の摩擦係数として $0.9 \tan \phi$ を用いている。全体変形量については、各層での最もクリティカルなモード（変形量の大きい方）を底面から積分して求めることとしている。

Bathurst & Hatami (1998a, b) は、弾塑性有限差分解法（プログラム：FLAC）を用いて、剛な壁面を有する直立補強土擁壁について解析を行い、壁面下端の固定条件、補強材の長さ、伸び剛性が地震応答特性や残留変形量、補強材張力などに及ぼす影響を調べている。これによれば、擁壁の残留変形、地震時張力など有益な情報が得られている。この中で、補強材張力については、AASHTO (1996) による設計値よりもはるかに大きい値が得られているが、解析の妥当性については今後模型振動台実験との対比により検討するとしている。全体的に、彼らの数値解析結果は、従来の他の解析手法によるものに比べて定性的により妥当な結果を与えているように思われる。なお、Bathurst et al. (1997) は、先に述べた TARA-3 を用いた解析から、補強材張力は物部・岡部土圧から推定される値よりも小さくなると述べている。

ただし、有限要素法や有限差分法等においては、壁と土、あるいは補強材と土の間の相互作用（インターフェイス）をどのようなジョイント要素で表現するか、壁下端と支持地盤との間をどのようにモデル化するか、さらには変形が進行していくと補強材が連結された壁にぶらさがりようなモードが

発生し、きわめて大きな張力が生じる可能性も考えられるが、このことを調べるためには微小変形理論ではなく有限変形理論を導入すべきではないか、等、少なくとも研究的には、あるいは数値実験手法として用いるためにはなお難しい課題が残されているように思われる。

(6) 液状化地盤上の盛土補強の実験に対するシミュレーション

松尾ら(1995)は、盛土の基礎地盤が液状化しやすい場合、および締固め改良された場合に、盛土全幅にわたり補強材を敷設することの耐震効果を、擬似永久変形解析により調べている。その結果、沈下抑制の効果は期待しがたいこと、ただし盛土体の側方変形は抑制されること、がわかったとしている。

Uzuoka et al.(1996)は、土研で行った液状化地盤上の補強盛土の振動台実験(古賀ら、1989)を対象にプログラム LIQCA を用いて弾塑性有効応力動的解析を行っている。その結果、解析では、補強材の有無による盛土の沈下量の違いを、実験結果ほどには表現できなかったこと、補強材張力の増加とそれに連動する盛土引張応力の抑制を定性的には表現できたことを報告している。解析手法が微小ひずみ理論に基づいていることが、不一致の原因の一つではないかと推測される。

(7) 河邑ら(1998b)は、比較的剛な壁面工を有する直立補強土壁の遠心力载荷模型実験(河邑ら、1998a)による自重载荷試験を対象に、Drucker-Prager モデルを用いた弾塑性有限要素解析を実施し、壁面土圧、補強材張力、変形量等について実験値と比較している。

2. 4 設計法に関する研究

(1) White & Holtz(1992)は、当時における補強土の耐震設計法のレビューを行っている。いずれも震度法に基づくものであり、Murray(1982), Leshchinsky and Reinshmidt(1985), Schneider and Holtz(1986), Schmertmann et al.(1987), Verduin and Holtz(1989), Jewell(1990, 1991)等があることを紹介し、Christopher and Leshchinski(1991)が現行設計法を整理していることを述べている。設計震度について、Bonaparte et al.(1986)は $kh = 0.85a_{max}/g$ とし、許容安全率として $F_s = 1.1 \sim 1.5$ をとることを提案しているが、その時点での実証的研究としては Koga et al.(1992)が唯一のものであるとして、今後の研究の必要性を強調している。

(2) Koga et al.(1992)は、修正フェレニウス法と震度法を組み合わせた安定計算式に補強材引張力を導入した簡易式を提案し、振動台実験との対比により安全側の設計法であることを示している。この成果は、「ジオテキスタイルを補強土の設計・施工マニュアル」(土木研究所、1992; 土木研究センター、1993)に反映されている。

(3) Bathurst et al.(1996)は、ジオテキスタイル補強土の各種耐震設計法を総括した上で、ブロック積み補強土壁の残留変形量にもとづく耐震性評価手法を提示している。

(4) Ling et al.(1996, 1997)は、震度法及びNewmarkのすべりブロック法に基づく設計手法を提案している。すべりモードとして対数らせんすべりと水平すべりの2つを考慮している。そして、盛土の高さ、勾配、土の摩擦角、震度に応じて必要補強材張力および長さを求めるチャートを示している。また、ノースリッジ地震及び兵庫県南部地震の影響を受けた補強盛土4事例に対して同手法を適用して、概ね妥当な結果を得たとしている。

(5) 堀井ら(1998)は、剛な一体壁を有する補強土壁の大規模地震動に対する安定解析・変形解析手法を提案している。ここでは、壁体と補強領域の一体化したマスが剛体として滑動あるいは転倒するモードについて安定計算式を組み立て、これをもとにNewmarkのすべりブロック法により残留変形を両者のモードそれぞれについて計算する方法を示している。また、実験によれば、補強領域には一様な単純せん断変形が見られることから、このせん断変形量についても別途検討している。まず、震度に対応する外力による仕事が補強領域内の土に弾性せん断変形仕事に置き換えられるという仮説より、震度と変形量の関係式を求め、これに模型実験結果にあてはめて補正係数を経験的に求めている。以上の方法をタナタ補強土壁に適用し、兵庫県南部地震時に生じた変形量を実用レベルで再現できたとしている。

(6) なお、震度法における震度についてはこれまで以下のような提案がある。

- ・テールアルメ補強土壁工法について、2.1.2, 2.1.3に述べたように、補強材が受け持つべき土圧増分を上部にいくほど大きくなる分布として与えている。

- ・Whitman(1990)は、土留め構造物に從來から慣用されている0.05から0.15の水平震度は最大加速度の1/3から1/2に相当するとしている。

- ・Bonaparte et al.(1986)は、最大加速度の0.85倍を震度としている。

- ・FHWA(Christopher et al., 1989)は、分割壁を有する補強土壁(テールアルメやReinforced Earth)について、Segrestin and Bastic(1988)が等価線形解析(Super FLUSH)を行って得た以下の関係を採用している。ちなみに、下式は $a_{max} < 0.45g$ では $kh > a_{max}/g$ となる。

$$kh = (1.45 - a_{max}/g) a_{max}/g$$

これは補強土壁において地震動の増幅があることを直接モデル化したものである。なお、Segrestin and Bastic(1988)の論文においては、この震度を用いて地震時補強材張力増分を求めるための式および分布形状を与えている。上記震度は物部・岡部の土圧式に用いられるものではないことに注意する必要がある。

- ・Bathurst and Cai(1995)は、補強土壁の外的・内的安定に用いる地震時土圧を次式のように提案している。なおこれはもともとEbling and Morrison(1993)が控えタイロッド式鋼矢板壁に対して提案されたものと同じとされている。

すなわち、

$$\Delta K_{dyn} = (1 \pm kv) KAE - KA$$

(ここに、KAE：地震時土圧係数、KA：常時主働土圧係数、 ΔK_{dyn} ：地震時土圧増分係数)により

定義される ΔK_{dyn} (これは Seed and Whitman(1970)の定義によるもの) を用いて、地震時土圧増分を上部で $0.8 \Delta K_{dyn} \gamma H$ 、底部で $0.2 \Delta K_{dyn} \gamma H$ とする直線分布で与えた。

2. 5 まとめ

以上、補強土工法の耐震性に関する既往の研究事例を研究方法別にレビューしたが、ここでは改めて総括的にまとめてみたい。

2. 5. 1 実験的研究 (表 2.1 参照)

- (1) 実験的研究の多くはジオテキスタイルを念頭に置いたものであり、テールアルメ工法に関するものは 2.1.2 U.C. Berkeley、2.1.3 土研、及び 2.1.14 U.C. Davis での研究事例がある。多数アンカー工法に関する研究事例は見当たらない。
- (2) ジオテキスタイル補強土工法に関する実験については、壁面工の種類が多様であり、巻き込み式、土のう、分割パネル、一体型パネル、ブロック積みなどがある。
- (3) 基礎地盤が液状化する際のジオテキスタイル補強土工法の効果を調べる実験が行われている (2.1.1 鉄道技研、2.1.4 土研、2.1.6 鉄道総研、2.1.11 農工研、2.1.12 福井大学)。2.1.6 を除く事例はいずれも補強盛土工法であり、補強材を盛土幅全体に敷設しているが、いずれにおいても盛土の沈下低減効果はさほど見られていない。ただし、すべり破壊のような不連続な変形は抑えられる傾向にある。
- (4) 補強材の張力を測定した事例は意外に少ない (2.1.2 U.C. Berkeley、2.1.3 土研、2.1.4 土研、2.1.5 土研、2.1.6 鉄道総研、2.1.7 大成建設)。さらに、測定された補強材張力を設計法により得られる値と対比することにより設計法の妥当性を検証した事例はほとんど見当たらない。
- (5) 土圧を測定した事例は 2.1.17 東大・鉄道総研の事例のみである。
- (6) ほとんどすべての研究事例が、補強土工法は高い耐震性を示したと結論付けているが、設計法との対比で耐震性の高さを定量的に評価したものはきわめて少ない (2.1.5 土研、2.1.8 清水建設、2.1.17 東大・鉄道総研)。
- (7) 地震による変形量を Newmark のすべりブロック法で評価した事例がある (U.C. Davis)。

2. 5. 2 事例研究

- (1) 地震により大きな変状が生じたという報告は 1 件もない。いずれも無被害が軽微な変状であったとされており、すべての論文で高い耐震性を示したと結論付けている。
- (2) 現行設計法により事後解析された事例 (2.2.4(2), 2.2.5(1), (3), (4)) によれば、ある設計震度 kh で設計された補強土は、 $kh \cdot g$ よりもかなり大きな最大加速度を有する地震動に対して安定である。
- (3) 事後解析がなされていない事例が多くあり、現行設計法の合理化のためには可能な限り多くの事例解析を行うことが望まれる。

2. 5. 3 数値解析的研究

- (1) Kawamura et al.(1991)の解析によれば、補強土壁に作用する慣性力と土圧とは逆位相であるとい

う結果が得られているが、これは現行設計法の仮定とは相反するものである。深く検討する必要がある。

(2) 地震による残留変形を求める方法として Newmark のすべりブロック法があるが、限界加速度を如何に適切に求めるかにより結果が大きく異なるようである。また、この方法においては、補強部分を剛体と仮定されることが多いが、Cai et al.(1996)は、補強部分の変形をも考慮した計算法を提案している。計算のみにとどまっており、実験との対比が望まれる。

(3) Bathurst & Hatami(1998a,b)は、弾塑性有限要素法により地震時残留変形を求めている。定性的には妥当な結果を与えているように思われ、有望な手法と考えられる。今後、実験との対比が望まれる。また、補強材張力が設計法により得られる値よりもはるかに大きいという結果が示されている。今後、検討の余地がある。

2. 6 検討課題

既往の研究を総括した結果から、補強土工法の耐震性について今後の検討課題として残されている点をまとめると以下ようになる。

(1) 常時・地震時の補強メカニズムを明らかにすること。

(2) 震度法に基づく現行設計法について、実現象との対応関係を整理すること。

特に、以下の点が重要である。

- ・震度と破壊加速度の関係
- ・破壊モード
- ・土圧と慣性力の同時性とそれぞれの値の求め方の妥当性
- ・地震動増幅の有無
- ・基礎地盤の影響
- ・補強材張力

(3) 地震時変形量や補強材張力などをより合理的に予測できる有限要素解析法（あるいはその他の手法）の開発・確立

表 2.1 補強土工法の耐震性に関する既往の模型振動実験の実績一覧

盛土の種類	補強材	壁面	盛土高さ	地盤条件	実験実施場所	参考文献
緩勾配(1:1.5)	ネット	—	1.5 m	飽和砂 (液状化)	鉄道技術研究所	上沢ら(1972)
急勾配(1:0.0)	ストリップ (テールアルメ)	金属スキン	0.3 m	土槽	University of California, Berkeley	Richardson et al. (1975)
急勾配(1:0.0)	金属ストリップ (テールアルメ)	金属スキン	8.0 m	土槽	建設省土木研究所	千田ら(1980)
緩勾配(1:2)	ジオグリッド	—	0.5 m	砂(液状化)	建設省土木研究所	佐々木ら(1983)
急勾配(1:0.0)	不織布 グリッド ティッシュペーパー	巻き込み式	0.3 m	土槽	建設省土木研究所	古賀ら(1986)
緩勾配(1:1.0, 1.5)	不織布 ネット 鉄筋	土のう 巻き込み	1.0 m	湿潤砂	建設省土木研究所	古賀ら(1987, 1988, 1992) Koga et al. (1988)
緩勾配(1:1.5)	不織布 ネット ピアノ線	—	0.5 m	砂(液状化)	建設省土木研究所	古賀ら(1989)
急勾配(1:0.0, 0.1)	繊維ネット	一体壁 分割壁	1.0 m	土槽	鉄道総合技術研究所	村田ら(1989, 1990) Murata et al. (1991)
急勾配(1:0.0, 0.1)	繊維ネット	一体壁・土のう	2.5 m	湿潤砂 砂(液状化)	鉄道総合技術研究所	館山ら(1990)
急勾配(1:0.0, 0.3, 0.5, 1.0)	不織布	土のう・巻き込み	1.0, 1.8 m	湿潤砂	建設省土木研究所	古賀ら(1992)
急勾配(1:0.0)	ジオグリッド	軽量ブロック	1.5 m	乾燥砂	大成建設技術研究所	Sakaguchi et al. (1992) 坂口ら(1993)
急勾配(1:0.0)	不織布	軽量ブロック	4.5 m (0.15 × 30)	乾燥砂	大成建設技術研究所	坂口ら(1994) Sakaguchi (1996)
急勾配(1:0.3)	土のう ソイルセメント 紙	土のう	10 m (0.40 × 25)	土槽	清水建設技術研究所	佐藤(1993, 1994) 佐藤ら(1995) Sato et al. (1998)
急勾配(1:0.2) 緩勾配(1:1.5)	ジオグリッド	土のう	0.7 m, 1.05 m 0.7 m	乾燥砂	長岡技術科学大学	Sugimoto et al. (1994)
急勾配(1:0.0, 0.14)	ジオグリッド	ブロック積み	1.02 m	土槽	Royal Military College of Canada	Bathurst et al. (1997)
緩勾配(1:2)	ジオグリッド	—	0.5 m	砂(液状化)	農業工学研究所	谷ら(1997)
緩勾配(1:1.0)	ジオグリッド	— 盛土巻き込み	0.1 m	砂(液状化)	福井大学	小嶋ら(1998)
緩勾配(1:1.0, 1.5)	アルミ箔	—	8.5 m (0.17 × 50)	乾燥砂	鹿島技術研究所	北本ら(1998)
急勾配(1:0.5)	織布	巻き込み	7.3 m (0.1525 × 48)	乾燥砂	Univ. of California, Davis	Nova-Roessig et al. (1998)
急勾配(1:0.0)	グリッド(針金) リップ付きストリップ	分割パネル	7.3 m (0.305 × 24)	乾燥砂	Univ. of California, Davis	Howard et al. (1998)
急勾配(1:0.6)	ジオグリッド (グラスファイバー)	—	7.5 m (0.15 × 50)	湿潤砂	東京工業大学	高橋ら(1998)
急勾配(1:0.0)	織布	巻き込み モデュラーブロック	0.9 m	乾燥砂	Univ. of Arizona	Ramakrishnan et al. (1998)
急勾配(1:0.0)	ジオグリッド	一体壁	0.5 m	乾燥砂	東京大学	Koseki et al. (1998)

(注1)「盛土の種類」において、のり面勾配(V:H)が1:1より急なものを「急勾配」、1:1より緩いものを「緩勾配」としている。

(注2)「盛土高さ」において、()付きのものは遠心力模型実験、その他は1g揺動実験である。遠心力模型実験でたとえば10 m (0.40 × 25)とあるのは、実物換算の盛土高さが10 mであり、模型の盛土高さは0.40 m、遠心加速度は25 gということである。

(注3)「地盤条件」において「土槽」とあるのは、支持地盤がなく、土槽に直接盛土模型を築造しているものである。

第3章 実験方法

3. 1 実験内容

実験は、平成7年度から9年度の3年間にわたり計9ケースを実施した。模型形状および実験条件を図3.1.1、表3.1.1にそれぞれ示す。実験条件のうち、入力加速度波形、壁面剛性（壁面のタイプ）、補強材敷設長 L （以下、補強材長）、盛土高さ H 、壁面勾配に着目し、基本ケース（ケース1）から各条件を変化させて実験を行った。

基本ケースであるケース1は、鉛直の分割型壁面（以下、分割壁）と盛土高比 $L/H=0.4$ の補強材を有する高さ1mの補強土壁模型である。このモデルは、土木研究所の設計法（土木研究センター、1992）によれば、設計震度0.15で滑動モードが最もクリティカルであり、その安全率は1.8（許容安全率1.2）である。加振は5Hz、20波の正弦波を用いて、段階的に加速度を大きくして行った。

ケース4、7、9は入力加速度波形に着目し、それぞれ入力波形として実地震波を用いている。ケース4は、1995年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測されたNS成分（以下、神戸波）を原波形のまま用いた。卓越周波数は1.5Hzである。ケース7は、神戸波を卓越周波数が正弦波のケースと同じ5Hzになるように時間軸を調整して用いた。ケース9は、1968年十勝沖地震余震の際に青森港で観測されたEW成分（以下、青森波）を卓越周波数が5Hzになるようにケース7と同様に時間軸を調整して用いた。

ケース5、8は壁面剛性に着目し、壁面のタイプを剛な一体型壁面（以下、一体壁）にした。分割壁は木製壁面工（高さ20cm、厚さ4cm）を盛土の作成とともに組み合わせていったが、一体壁は壁面工を剛な補強板で固定することにより一体化した。ケース8は一体壁を用いるとともに補強材長を0.7mと長くした。

ケース2、8は補強材長に着目し、他のケースにおける補強材長は盛土高比 $L/H=0.4$ であるのに対し、 $L/H=0.7$ と長くした。したがって、壁面剛性による補強土の挙動の違いは、ケース1と5、ケース2と8を対比することにより観察することができる。

ケース3は盛土高さに着目し、盛土高さを1.4mと高くした。補強材長は基本ケースと同じ $L/H=0.4$ に合わせたが、壁面工は同じものを用いたため補強材の敷設間隔は他のケースと同じ20cmである。

ケース6は壁面勾配に着目し、壁面勾配を1:0.2と緩くした。

計測項目は、模型の応答加速度、壁面の水平変位量、盛土の沈下量、補強材のひずみ、壁面補強板のひずみ（一体壁のみ）、壁面・盛土内の水平土圧および支持地盤内の鉛直土圧である。また、土槽前面側（ガラス面側）に色砂を用いたメッシュを作成して加振後の模型の変形状況を観察した。

3. 2 実験装置

3. 2. 1 振動台

本実験は、土木研究所のダム耐震実験施設にある4m×4mの振動台を用いて行った。この振動台の主な諸元を表3.2.1に示す。

3. 2. 2 土槽

本実験においては、内寸法が長さ4 m×高さ2 m×奥行き1 mの鋼製箱形土槽を用いた。長手方向の一面（正面）は透明アクリル板でできており、模型の状況を観察できる。土槽の概要図を図3.2.1に示す。

3. 3 実験模型

3. 3. 1 実験模型図（センサー配置）

各ケースの実験模型図を図3.3.1に示す。図中には加速度計、土圧計、変位計、ひずみゲージの配置および色砂メッシュの位置を示している。なお、ひずみゲージは補強材の中央部に貼り付けた。

3. 3. 2 計測

各計測項目および実験に使用したセンサーを以下に説明する。また、センサーの仕様を表3.3.1に示す。

（1）加速度

加速度計はひずみゲージ式であり、容量は2 Gである。検定ではセンサーを（+）方向および（-）方向に90度傾けて重力加速度（1 G）を作用させ、その時のひずみを測定した。加速度計の良否は検定から求めた校正係数と公称校正係数を比較して判断し、比較的良好なもの（誤差10%以内）を実験で使用した。なお、データ整理には公称校正係数を用いている。

実験ではすべて水平加速度を測定しており、土槽に2個、壁面に3個取り付け、そのほかは支持地盤および盛土中に埋設した。なお、支持地盤および盛土中に埋設した加速度計については、アクリル製の十文字の羽根（約4 cm×4 cm）に取り付けることにより、地盤への追随性を確保するようにした。

（2）土圧

土圧計はひずみゲージ式であり、容量は0.5、1.0、2.0および5.0kgf/cm²の4種類である（各年度で異なる）。検定では土圧計を水槽に沈めて静水圧を作用させ、その時のひずみを測定した。容量が0.5、1.0、2.0kgf/cm²の土圧計は深さ20、40、80cmの水圧を作用させ、容量が5.0kgf/cm²の土圧計は深さ150cmの水圧を作用させて検定を行った。土圧計には公称校正係数が既知なもの（容量0.5、1.0kgf/cm²）と不明なもの（容量2.0、5.0kgf/cm²）があったため、前者については誤差が10%以内であったもののみを抽出して公称校正係数を、後者については今回の検定から求めた校正係数をそれぞれデータ整理に用いた。

実験では、支持地盤中の鉛直土圧、壁面に作用する水平土圧および補強土仮想背面に作用する水平土圧を測定した。なお、支持地盤および仮想背面においては単に埋め込み、壁面においては直接貼り付けた。したがって、いずれにおいても土中の異物により測定していることの影響が計測値に含まれている。

（3）変位

変位計は差動トランス式で容量は60mmおよび100mmである。検定では変位計の軸を所定の位置に

合わせて、その時の出力電圧を測定した。容量60mmでは30、60mm、容量100mmでは50、100mmの位置にそれぞれ合わせて検定を行った。データ整理には今回の検定から求めた校正係数を用いた。

実験では、壁面の水平変位と盛土の鉛直変位を測定した。変位計は、土槽から張り出したフレームに固定した。

(4) ひずみ

補強材の伸びひずみおよび一体壁（ケース5，8）における壁の曲げひずみ（実際には補強板の曲げひずみ）を測定した。

補強材には表裏両面に1枚ずつひずみゲージを貼ってブリッジを組み、曲げひずみをキャンセルして引張ひずみのみを測定した。しかし、実際には補強材を曲げるといくらかはひずみが検出される。そこで、図3.3.2(a)に示すように補強材を台の上に固定し、ひずみゲージを貼り付けている部分で5、10、15、20度曲げて、曲げに対する感度を測定した。測定はケース1のひずみゲージS1～4について行った。その結果を図3.3.2(b)、(c)に示す。ひずみは曲げる角度を大きくするにつれて直線的に増加している。ひずみの出方は各ゲージによって異なるが、補強材を10度曲げた場合、250～1000 μ のひずみが検出されている。ただし、今回の方法ではひずみゲージの貼り付け位置に生じる曲げひずみを計算上求めることができない。したがって、ひずみゲージが曲げに反応することは確認できたが、補強材に生じる曲げひずみとひずみゲージの出力値の関係を定量的に評価することはできなかった。曲げに対する感度の測定は、ひずみゲージを貼り付けている部分で曲げるのではなく、補強材をたわませるなどして既知の曲げひずみを生じさせ、そのときのひずみ量を測定する方法が適当と思われる。加振実験で測定された引張ひずみは最大で7000 μ 程度であり、曲げの影響は小さくない。しかし、今回の曲げに対する感度測定は非常に厳しい条件で行っていること、模型地盤内で補強材がどの程度曲がっているのか確認できないことから測定値には曲げに関する補正は行っていない。なお、補強材の幅およびひずみゲージの幅はそれぞれ3～3.5mm、0.65mmである。ひずみゲージの貼付位置は補強材の中央部とした。ただし、ケース1、2では測定値の信頼性を見るために、補強材中央部の奥行方向の2測線（間隔は40mm）に沿って貼り付けた。壁面補強板には表側のみに1枚ひずみゲージを貼り、曲げひずみを測定した。今回用いたひずみゲージのゲージ率は2.1であるが静ひずみ計および動ひずみ計では2.0で処理されているため、測定結果には $2.0/2.1=0.952$ を乗じてゲージ率の補正を行っている。

(5) 模型の変位・変形

加振前後の模型表面の水平・鉛直変位をスケールで読み取った。また、変位観測用色砂メッシュを土槽の亚克力窓を介してトレースした。

3. 3. 3 実験材料

(1) 盛土・支持地盤材料

いずれのケースも支持地盤には砂質シルト、盛土には豊浦砂を用いている。それぞれの材料特性を表3.3.2、3.3.3に示す。豊浦砂については圧密排水三軸圧縮試験（CD試験）を実施しており、その結果から得られたモールの応力円を図3.3.3に示す。図3.3.3より、強度定数は結果のばらつきを考慮してせん断抵抗角 ϕ_v を $42^\circ \sim 47^\circ$ の範囲とし、粘着力 c_v を 0 kgf/cm^2 とした。

(2) 補強材

補強材にはジオグリッドに分類される三井石化産資株式会社製のテンサー (SS2) を用いた。補強材の概略図および仕様をそれぞれ図3.3.4、表3.3.4に示す。

補強材の張力は、補強材の引張ひずみに引張剛性を乗じて求めることができる。そこで、実験に用いた補強材を使って引張試験を実施した。試験概要図を図3.3.5に示す。試験は平成7年度と8年度に試験条件を変えて2回行っている。試験供試体は、平成7年度はジオグリッドを長方形に切り出したもの (図3.3.5(a))、平成8年度は縦リブ1本を切り出したもの (図3.3.5(b)) をそれぞれ用いた。

平成7年度はJIS規格に基づいて温度 $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ の下でひずみ速度を1, 20, 40, 60%/minと変化させて行った。試験は補強材の引張ひずみが1%程度発生するまで載荷し、その後除荷させ、それを3回繰り返した。補強材の引張ひずみと引張力の関係を図3.3.6に示す。ひずみ速度が20%/minを超える場合は除荷した時にひずみが残留する傾向が見られた。ひずみ速度と引張剛性の関係を図3.3.7に示す。加振時の補強材の引張ひずみは後述する図4.4.5に示すように最大で 7000μ (0.7%) 程度であり、引張剛性は補強材の引張ひずみが0.7%程度までの平均的な傾きをとった。ひずみ速度が大きいとひずみは残留する傾向が見られたが、図3.3.7より、引張剛性はひずみ速度によらず50~60tf/m程度であることが分かる。

平成8年度はひずみ速度を一定にし、温度を0, 10, 20, 30, 40°C と変化させて行った。試験はひずみ速度1%/minで補強材が破断するまで載荷し、各温度条件で3回ずつ行った。補強材の引張ひずみと引張力の関係を図3.3.8に、温度と引張剛性の関係を図3.3.9に示す。引張剛性は補強材の引張ひずみが1%程度までの平均的な傾きをとった。補強材の引張剛性は、温度が高いほど小さくなっている。実験は平成7年度は12~1月 (気温 5°C) に、平成8、9年度は7~8月 (気温 28°C) に実施している。したがって、図3.3.9より引張剛性はそれぞれ92, 48tf/mであり、この値を実験結果の整理に用いた。なお、気温は平成7年度は測定しなかったため土浦市の1月の平均気温 (アメダス気温府県月表)、平成8年度はケース6終了後の実験室の気温の実測値、平成9年度は模型地盤内の温度の実測値をそれぞれ採用している。

なお、実験に用いたジオグリッドの提供および引張試験の実施については、製造元の三井石化産資株式会社に御協力を賜った。記して謝意を表する。

(3) 壁面工

壁面工の形状および寸法を図3.3.10に示す。壁面工は寸法が高さ20cm、幅99cm、厚さ4cmの木製パネルで、その上端と下端は図3.3.10に示すように上下の壁面工とかみ合わせができるように段をつけている。それぞれの壁面工の中央にはボルト用の孔を開けており、補強材を壁面工に固定できるようにしている。補強材はそれ自体はL型鋼と平板に挟むことにより固定しており、L型鋼を壁面工にボルト締めできる構造になっている。また、壁面工の側面には土槽壁との摩擦を軽減し、盛土材の流出を防ぐために厚さ1cm程度のスポンジを挟んでいる。

(4) 壁面補強板

壁面補強板は一体壁のケース5, 8で壁面工を一体化するために用いたものである。壁面補強板の取付状況を図3.3.11に示す。補強板には平板とL型鋼 (9年度は凹型鋼) を使用し、壁面工を挟み込

むようにボルト締めした。壁面前面のL型鋼（凹型鋼）には20cmごとにひずみゲージを貼り付けており、盛土作成時および加振時の曲げひずみを測定した。ケース5は壁面補強板に発生するひずみが数十 μ と小さかったため、次年度に行ったケース8では壁面工間に1cmのすき間を開けて壁面の剛性を小さくした。また、ひずみゲージの貼り付け位置も図3.3.11に示すように壁面中央から壁面間にかえている。

壁面曲げ剛性試験では、壁面を組み立てた状態（一体壁）と、L型鋼（9年度は凹型鋼）のみの状態とでそれぞれの曲げ剛性を求めている。なお、ケース5と8は実施年度が異なるため、試験は2度行っている。試験の概要図を図3.3.12に示す。一体壁についてはL型鋼（凹型鋼）を取り付けた側と壁面側の両面について試験を行った。実験模型では、壁面側に盛土が接することになる。平成8年度、9年度それぞれの曲げひずみと曲げモーメントの関係を図3.3.13、3.3.14に示す。曲げモーメントは壁面を単純ばりと仮定して求めた。式3.3.1より図3.3.13、3.3.14のグラフの傾きは曲げ剛性を表していることが分かる。図3.3.13より8年度（ケース5）は各ゲージ位置で曲げ剛性がばらついている。また、平板側に載荷した場合は最も端に位置するひずみゲージ（B1,2）にマイナスの値が出ている。これらの原因として、一体壁は木製の壁面工と鉄製の補強板という剛性の異なるものを組み合わせていること、その連結は数本のボルト締めで行っていることなどが考えられる。また、図3.3.11に示すようにひずみゲージは壁面の中央に位置しており、ひずみゲージを挟むようにボルト締めされている。このようにひずみゲージの測定環境が悪かったことも大きな原因と考えられる。一方、図3.3.14より9年度（ケース8）は、壁面間にすき間をあけて壁面のかみ合わせを少なくしたため曲げ剛性は小さいが、各ゲージ位置でのばらつきも小さかった。一体壁の曲げ剛性は、8年度は各ゲージ位置でばらつきはあるものの $9 \times 10^7 \sim 4 \times 10^8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ の範囲にあり、平均すると約 $2 \times 10^8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ であった。9年度は約 $1.6 \times 10^7 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ であった。L型鋼（凹型鋼）のみの曲げ剛性も測定したが、その結果は8年度（L型鋼）は $2.2 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ 、9年度（凹型鋼）は $3.3 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ であり、一体壁の方が曲げ剛性は大きかった。これは、一体壁の場合、上下にかみ合わせた壁面工が、曲げに抵抗したためと考えられる。

$$M = EI \epsilon / y \quad \dots \dots (3.3.1)$$

M : 曲げモーメントの計算値 (kgf・cm)

E I : 曲げ剛性 (kgf・cm²)

ϵ : 補強板の曲げひずみ

y : 中立位置からひずみゲージまでの距離 (cm)

3. 4 実験方法

図3.4.1に実験の手順を示す。本実験に先立ち、模型の固有振動数試験を実施している。

3. 4. 1 模型作成および静的計測

支持地盤は砂質シルトを最適含水比（w=15.7%）になるように調整した後、土槽内に敷き均して十分に締め固めた。盛土は壁面工を支保工で固定した状態で気乾状態の豊浦砂を乾燥密度 $\rho_d \approx 1.50 \text{ g/cm}^3$ （相対密度 $Dr \approx 60\%$ ）になるように層厚10cmごとに締め固めて作成した。壁面を1:0.2に傾

斜させたケース6では支保工を傾斜させた状態で固定し、盛土を作成した。支持地盤および盛土の実験時の密度を表3.4.1に示す。補強材は20cm間隔で敷設し、壁面工に金具で固定した。支持地盤および盛土内の加速度計と土圧計は地盤の作成とともに所定の位置に配置した。壁面の加速度計および土圧計は壁面工に直接貼り付けた。土圧計とひずみゲージの値は地盤の作成とともに変化するため、各作成段階で静ひずみ計による計測を行った。また、ガラス面側の色砂メッシュは地盤の作成とともに所定の位置に作成した。

3. 4. 2 模型の固有振動数試験

模型の振動特性を調べるため、実験模型が完成し支保工を撤去した後、本加振の前に20gal程度の正弦波入力加速度を用いて周波数を変化させて固有振動数試験（スウィープ試験）を行った。対象とした模型は基本ケースと同じ分割壁で $L/H=0.4$ のケース7と一体壁で $L/H=0.7$ のケース8である。周波数は2～50Hzの範囲で変化させた。なお、加振中はペンレコーダーで模型に設置した加速度計の値をモニターし、模型の振動特性が落ち着くのを待って周波数を変化させた。また、模型に過大な応答加速度が発生し、模型が変形していないか注意しながら試験を行った。

3. 4. 3 加振および計測

ケース1～3、5、6、8では5Hz20波の正弦波加速度波形、ケース4、7、9では実地震波を用い、最大加振加速度を段階的に大きくして加振を行った。各ケースの加振条件を表3.4.2に示す。表中の値は各ステップにおける最大加振加速度であり、最大加振加速度とは、正弦波の場合は正負の平均的な振幅、地震波の場合は壁面から盛土へ向かう方向の最大値を示している。地震波を用いたケース4、7、9の入力加速度波形を図3.4.2に示す。なお、石原ら（Ishihara et al., 1975）は、最大加振加速度 A_{max} が出現する以前に、 $0.6A_{max}$ 以上の振幅を持つ波が A_{max} と同じ向きに作用する頻度が2以下の波形を衝撃型、その頻度が3以上のものを振動型とそれぞれ名付けた。これに従えば、ケース4、9で用いた神戸波は衝撃型地震波、ケース9で用いた青森波は振動型地震波に分類される。

加振中はペンレコーダーでセンサーの動作およびおおよその測定値を確認した。実験データはデジタルデータレコーダ（DR2000）を用いてサンプリング周波数200Hzで磁気テープ（MT）に収録した。加振後はガラス面側の模型の変形を透明なビニールシートにトレースするとともに、壁面の変形量および盛土の沈下量をメジャーで実測した。

3. 4. 4 データ整理方法

データ整理においては、加速度計、土圧計、変位計、ひずみゲージの符号の向きを図3.4.3に示すように定義した。

支持地盤および盛土の作成時には土圧計、補強材のひずみ、壁面補強板のひずみを計測している。これらの計測値は模型作成時の変化を整理するとともに計算値との比較を行った。

加振時には加速度計、土圧計、変位計、補強材のひずみ、壁面補強板のひずみを計測している。加速度計の値は、正弦波を用いたケースでは時刻歴から壁面方向の最大加速度、盛土方向の最大加速度

を図3.4.4のように読みとった。また、地震波形を用いたケースでは同様に時刻歴からその最大値（壁面方向）、最小値（盛土方向）を読みとった。土圧計、変位計、補強材のひずみおよび壁面補強板のひずみは図3.4.5に示すとおり加振ごとの最大値、加振ごとの残留値、最大値および残留値を読みとった。

表3.1.1 実験条件

ケース	入力波形	壁面剛性	補強材長L	盛土高さH	L/H	壁面勾配	実施年度
1 (基本ケース)	正弦波 (5Hz, 4sec)	分割型	0.4m	1.0m	0.4	鉛直	7年度
2	正弦波 (5Hz, 4sec)	分割型	0.7m	1.0m	0.7	鉛直	7年度
3	正弦波 (5Hz, 4sec)	分割型	0.55m	1.4m	0.4	鉛直	7年度
4	神戸波(実測値) (卓越周波数1.5Hz)	分割型	0.4m	1.0m	0.4	鉛直	8年度
5	正弦波 (5Hz, 4sec)	一体型	0.4m	1.0m	0.4	鉛直	8年度
6	正弦波 (5Hz, 4sec)	分割型	0.4m	1.0m	0.4	1:0.2	8年度
7	神戸波* (卓越周波数5Hz)	分割型	0.4m	1.0m	0.4	鉛直	9年度
8	正弦波 (5Hz, 4sec)	一体型	0.7m	1.0m	0.7	鉛直	9年度
9	青森波 (卓越周波数5Hz)	分割型	0.4m	1.0m	0.4	鉛直	9年度

*) ケース4の入力波形の時間軸を5/1.5倍に縮めたもの。

表3.2.1 振動台の仕様

諸 元	仕 様
振動台寸法	4mX4m (自重13.5tf、鋼板溶接箱構造)
最大載荷重量	40tf
最大変位振幅	水平方向±100mm、鉛直方向±50mm
最大加速度	水平方向±980cm/sec ² 、鉛直方向±980cm/sec ²
駆動方式	電気油圧サーボ方式
加振波形	正弦波、三角波、矩形波、任意波形
加振方向	水平一軸、鉛直一軸
最大転倒モーメント	ピッチング 70tf・m (18tf載荷時) ローリング 70tf・m (23tf載荷時)
最大回転モーメント	ヨーイング 20tf・m (23tf載荷時)
加振器	水平方向 59tf (29.5tfX2台) 鉛直方向 109.2tf (27.3tfX4台)
振動数範囲	加振可能周波数 100 Hz 追従可能周波数 水平 0.1~20 Hz 鉛直 0.1~25 Hz 正弦波制御可能周波数 水平 0.1~35 Hz 鉛直 0.1~50 Hz

表3.3.1 センサー一覧

センサー名	測定形式	型 式	容 量	製作者	備 考
加速度計	ひずみゲージ式	AS-2GA	2G	共和電業	
	ひずみゲージ式	ASW-2AZ20	2G	共和電業	
土圧計	ひずみゲージ式	BE-500GHS46198	0.5kgf/cm ²	共和電業	
	ひずみゲージ式	BE-1KUS46180	1.0kgf/cm ²	共和電業	
	ひずみゲージ式	不明	2.0kgf/cm ²	不明	H8, 9年度
	ひずみゲージ式	不明	5.0kgf/cm ²	不明	H8, 9年度
変位計	差動トランス式	DLT-30AS	±30mm	共和電業	
	差動トランス式	DLT-30BS	±30mm	共和電業	
	差動トランス式	DLT-50BS	±50mm	共和電業	
補強材のひずみゲージ		KFG-1N-120-C1-11L5M2R		共和電業	H7, 8年度
		KFG-1N-120-C1-11L10M3R		共和電業	H9年度
壁面補強板のひずみゲージ		KFG-2-120-C1-11L10M3R		共和電業	一体壁のみ

表3.3.2 砂質シルトの材料特性

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.682
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)		1.678
最適含水量 ω_{opt} (%)		15.7
小 分 類		きれいな砂
三軸圧縮試験 (CD)	c' (kgf/cm ²)	0.2
	ϕ' (°)	40.7

表3.3.3 豊浦砂の材料特性

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.645
粒 度	礫分2mm~75mm (%)	0
	砂分75 μ m~2mm (%)	100
	シルト分5~75 μ m (%)	0
	粘土分5 μ m未満 (%)	0
細 分 類		粒度のわるい砂
50%粒径 D_{50} (mm)		0.2
最小間隙比 e_{min}		0.623
最大間隙比 e_{max}		0.981
三軸圧縮試験 (CD)	c' (kgf/cm ²)	0.0
	ϕ' (°)	42~47

* 三軸圧縮試験は、低拘束圧領域 ($\sigma'_3 = 0.1 \sim 0.7$ kgf/cm²) の乾燥状態で実施している。

表3.3.4 補強材 (SS2) の仕様*

原 料		ポリプロピレン
製 法		二方向延伸
規 格	製品幅 (m)	4.0
	製品長さ (mm)	50
	目合寸法 (m)	28×40
	品質管理強度 ¹⁾ (tf/m)	1.98×3.5
	製品基準強度 ²⁾ (tf/m)	1.7×3.0

1) 品質管理強度：標準状態における試験環境の下で、製品（「テンサー」）製造時に品質をチェックするために行う品質管理試験において基準となる強度

2) 製品基準強度：「テンサー」が適用される盛土・地盤補強工法の設計において基礎となる強度で、性能確認試験における基準として設定した強度

* (財) 土木研究センター：土木系材料技術・技術審査証明報告書 第0304号、1992

表3.4.1 支持地盤および盛土の密度

		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7	CASE8	CASE9
盛土 (豊浦砂)	体積 V (m^3)	1.607	1.750	2.450	1.750	1.750	1.590	1.750	1.820	1.750
	重量 W (t)	2.427	2.622	3.695	2.616	2.619	2.383	2.620	2.717	2.617
	含水比 w (%)	0.11	0.11	0.11	0.22	0.22	0.22	0.08	0.08	0.08
	湿潤密度 ρ_s (g/cm^3)	1.510	1.498	1.508	1.495	1.497	1.499	1.497	1.493	1.495
	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	1.508	1.496	1.506	1.492	1.494	1.496	1.496	1.492	1.494
	間隙比 e	0.754	0.768	0.756	0.773	0.770	0.768	0.768	0.773	0.770
	相対密度 D_r (%)	63.4	59.5	62.8	58.1	58.9	59.5	59.5	58.0	58.9
支持地盤 (砂質シルト)	体積 V (m^3)	0.80			0.80			0.80		
	重量 W (t)	1.48			1.46			1.51		
	含水比 w (%)	15.7			15.7			15.7		
	湿潤密度 ρ_s (g/cm^3)	1.850			1.825			1.888		
	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	1.599			1.577			1.631		

※ $e_{max}=0.981$ 、 $e_{min}=0.623$ (表3.3.3参照)

表3.4.2 各ケースの加振条件

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7	CASE8	CASE9
STEP1	55	110	54	96	98	96	88	120	88
STEP2	110	220	110	170	200	194	160	221	199
STEP3	165	325	165	249	295	290	195	263	300
STEP4	220	375	210	336	338	339	228	320	352
STEP5	280	425	270	406	397	385	264	377	404
STEP6	330	465	320	464	440	430	294	421	448
STEP7	370	525	375	506			326	461	497
STEP8	440	575	425				361	500	551
STEP9		625					394	565	595
STEP10							428		632
STEP11							457		678
STEP12							495		736
STEP13							522		777
STEP14							556		821
STEP15							589		872
STEP16							626		
STEP17							659		
STEP18							692		

(gal)

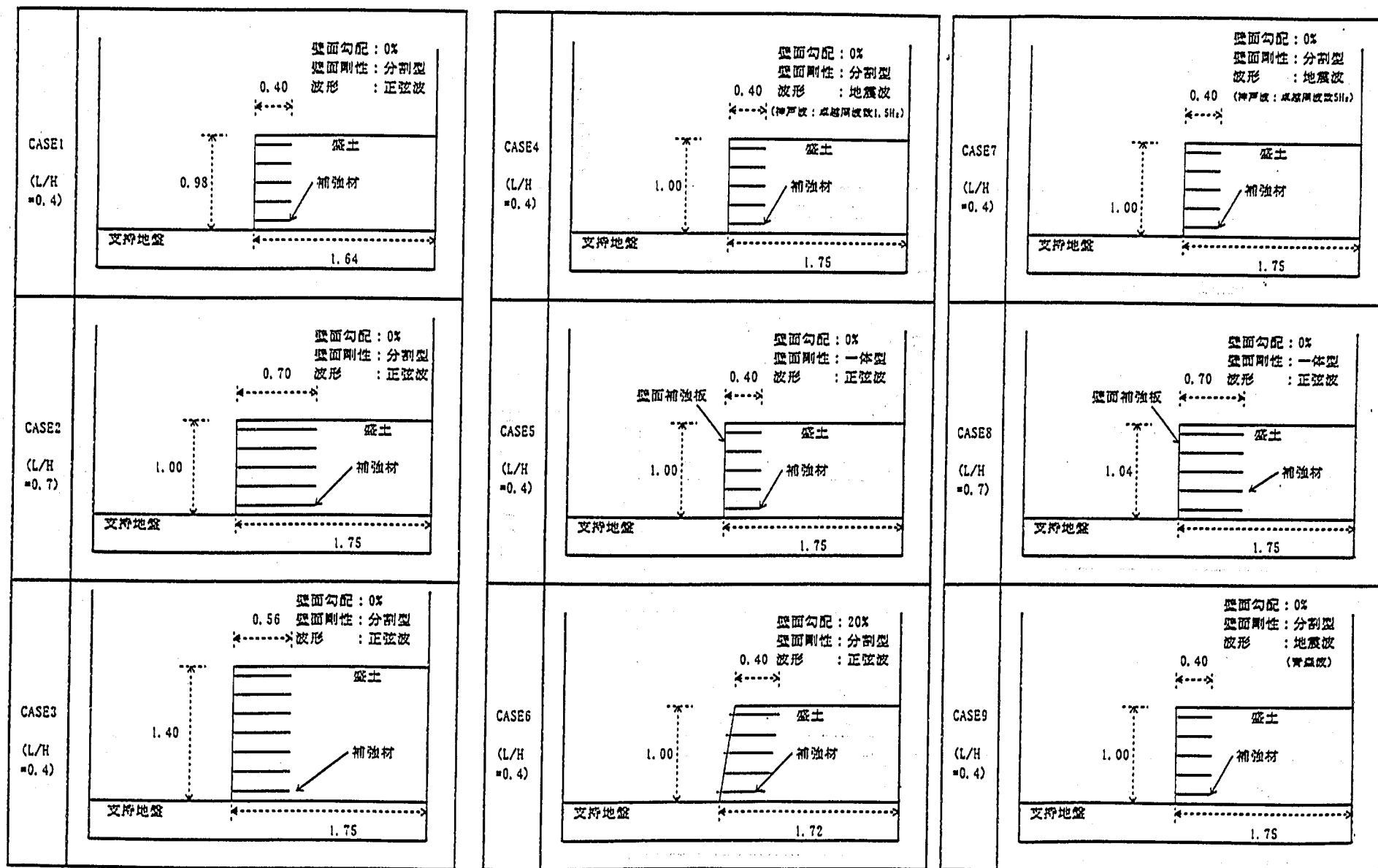


図3.1.1 模型形状

(単位: m)

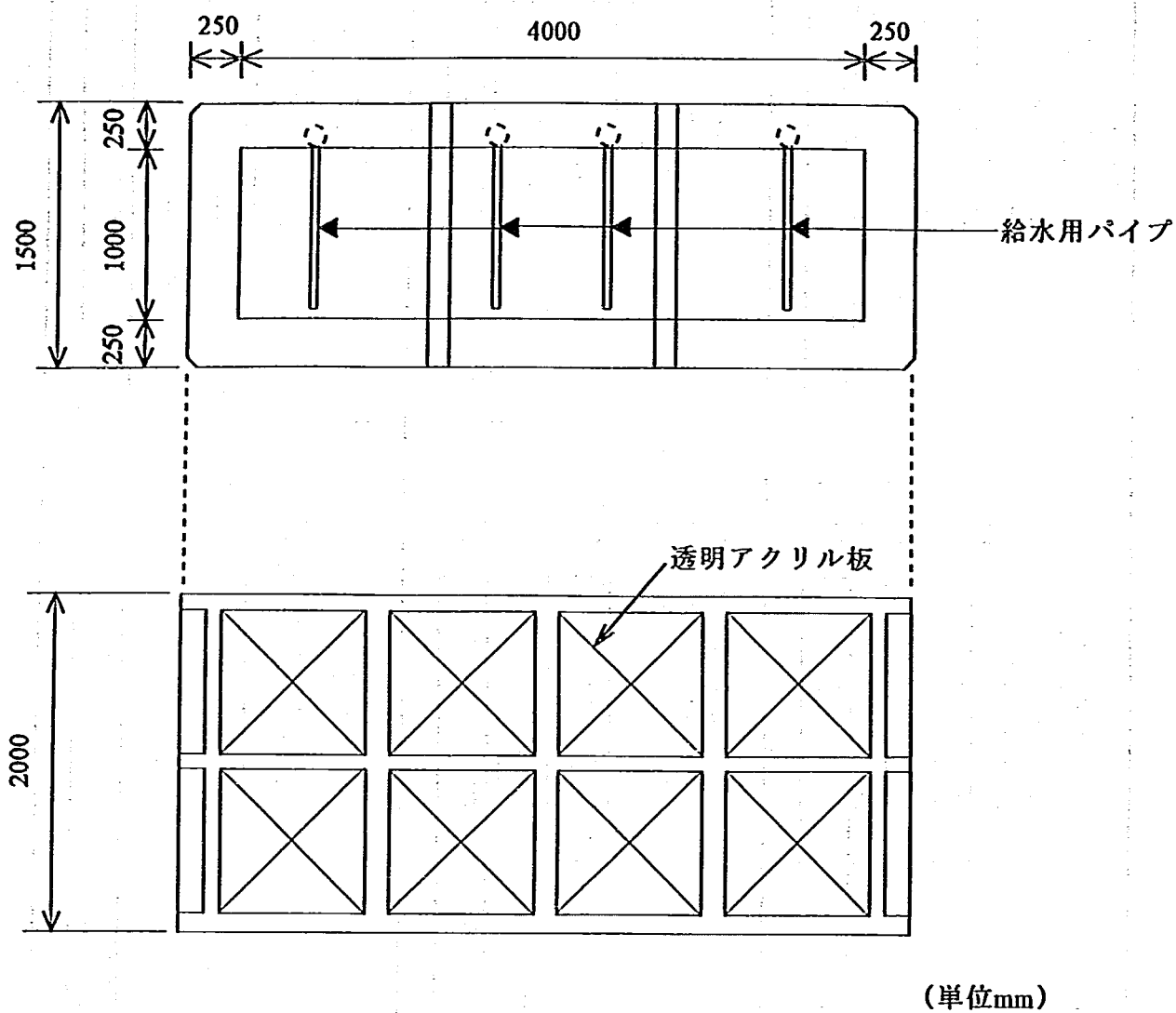


図3.2.1 土槽の概要図

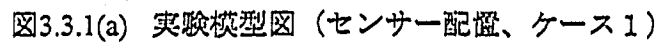


図3.3.1(a) 実験模型図 (センサー配置、ケース1)

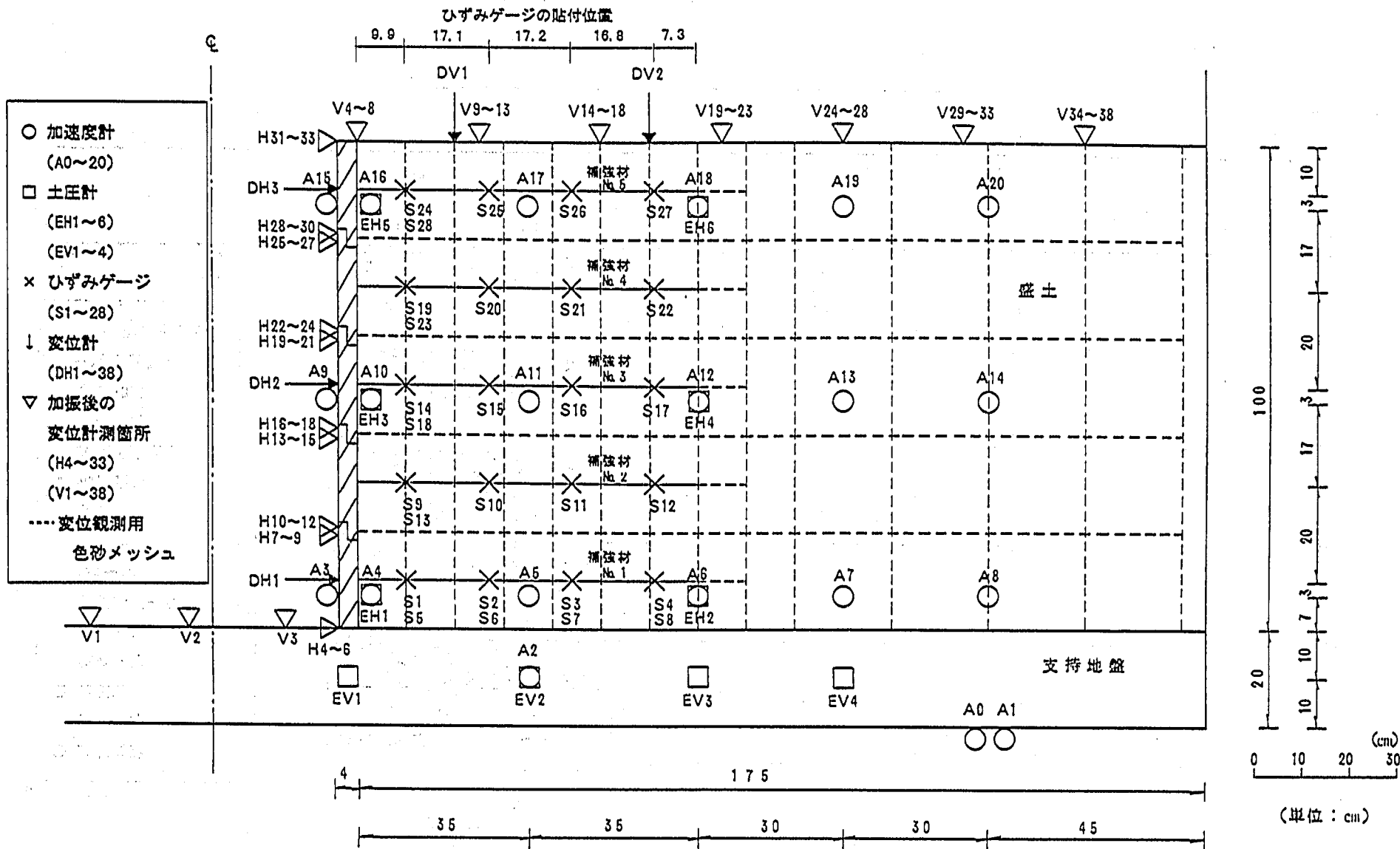


図3.3.1(b) 実験模型図 (センサー配置、ケース2)

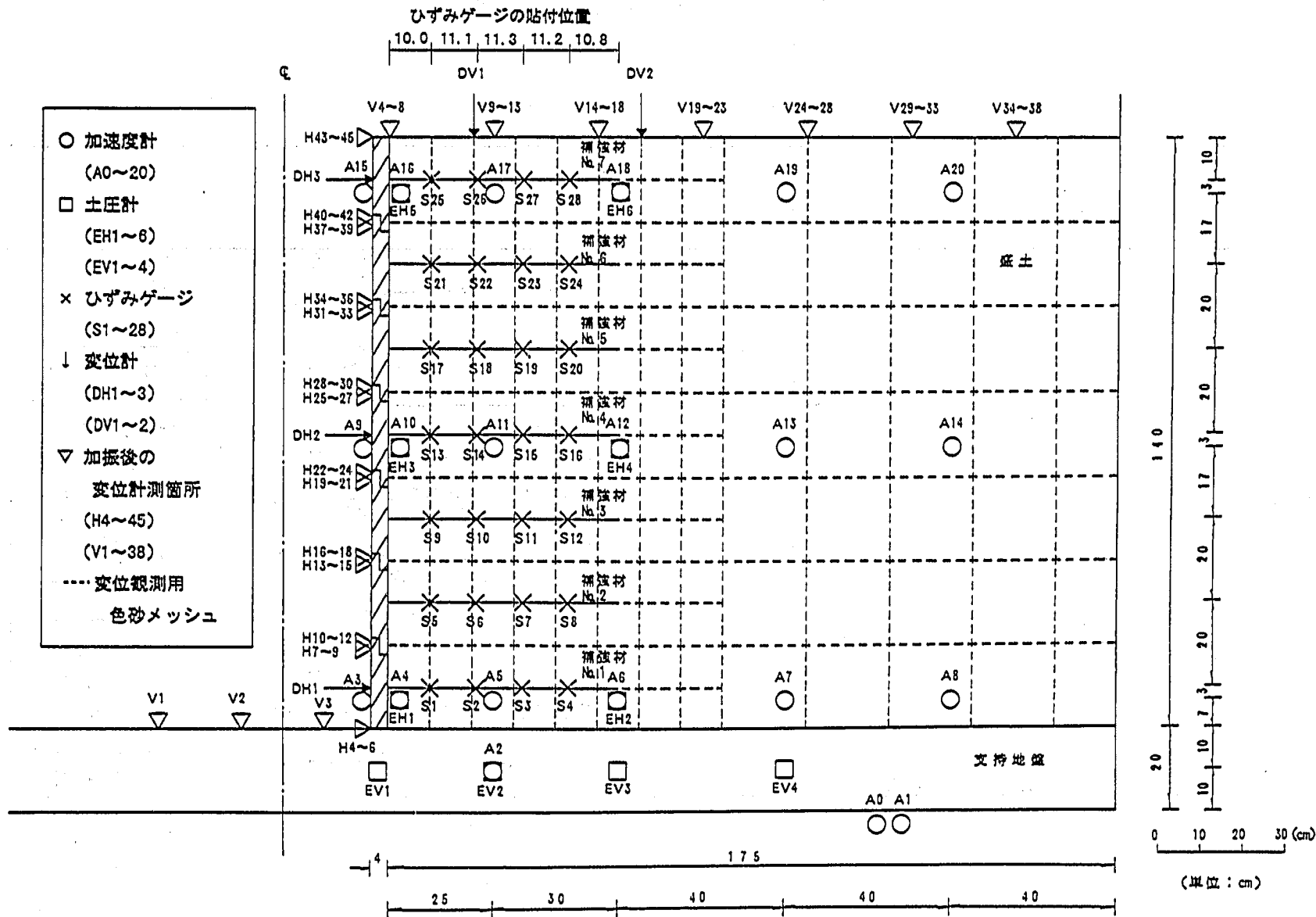


図3.3.1(c) 実験模型図 (センサー配置、ケース3)

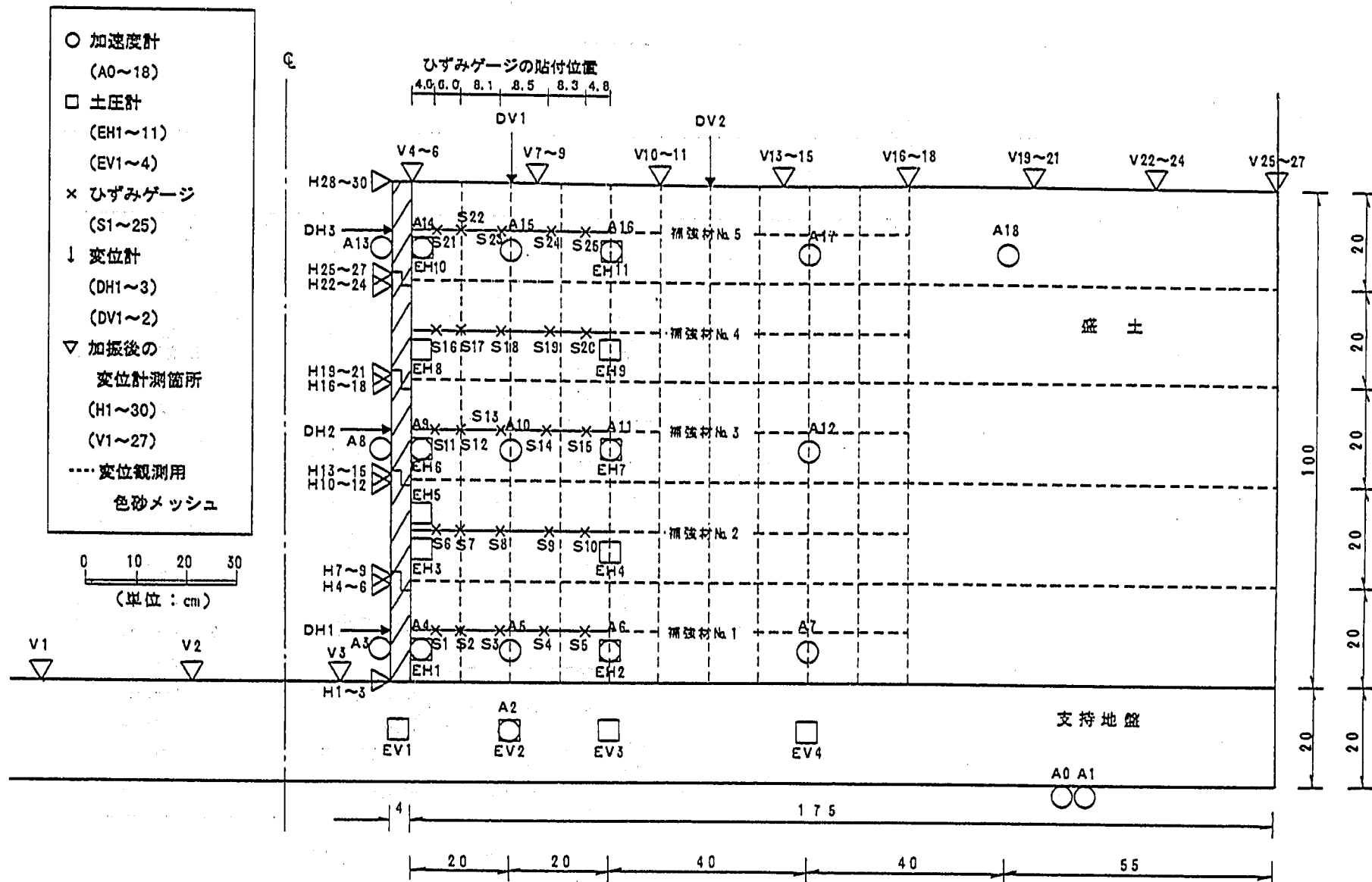


図3.3.1(d) 実験模型図 (センサー配置、ケース4)

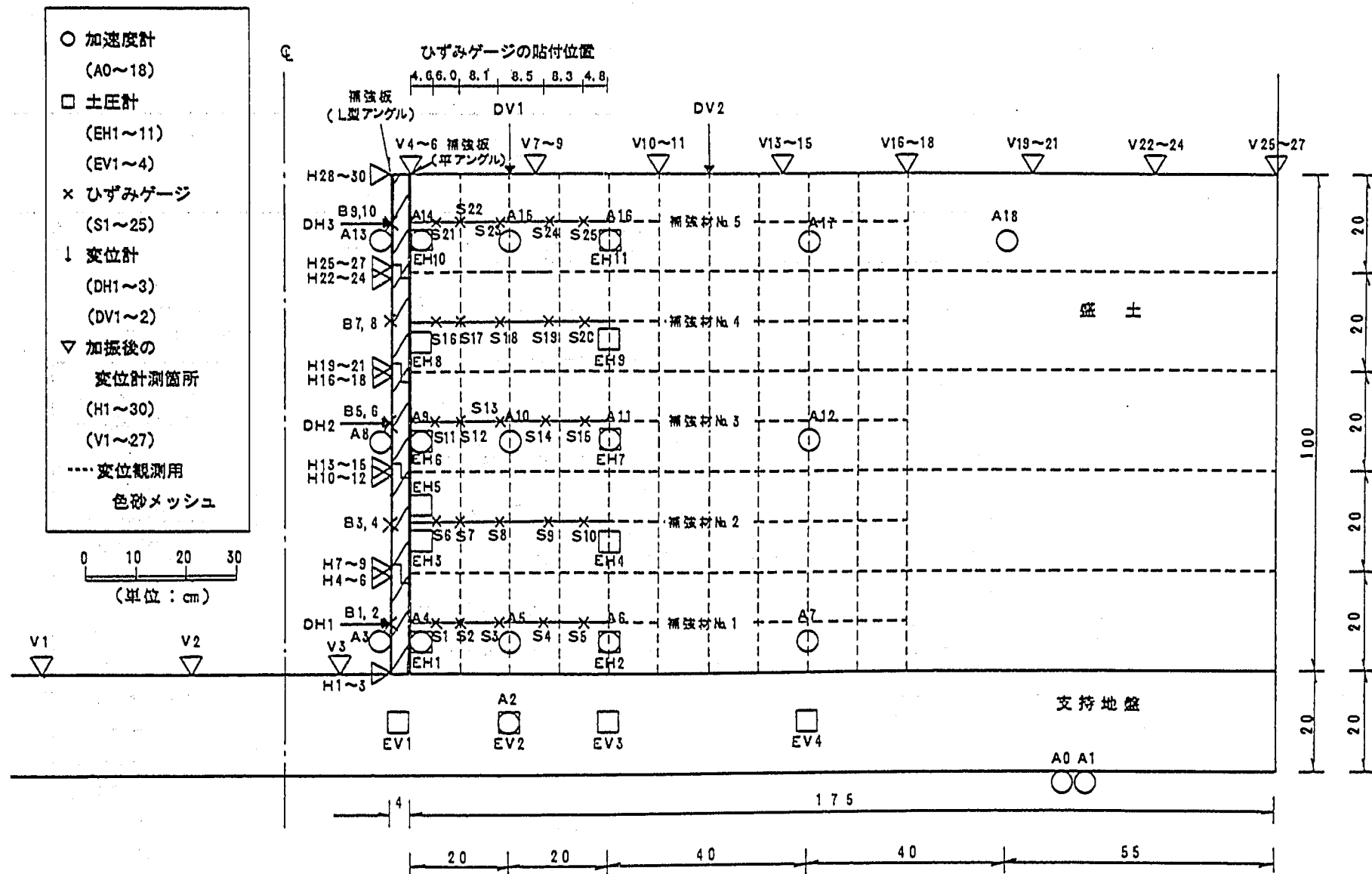


図3.3.1(e) 実験模型図 (センサー配置、ケース5)

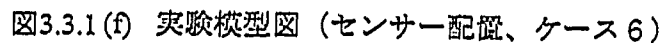


図3.3.1 (f) 実験模型図 (センサー配置、ケース6)

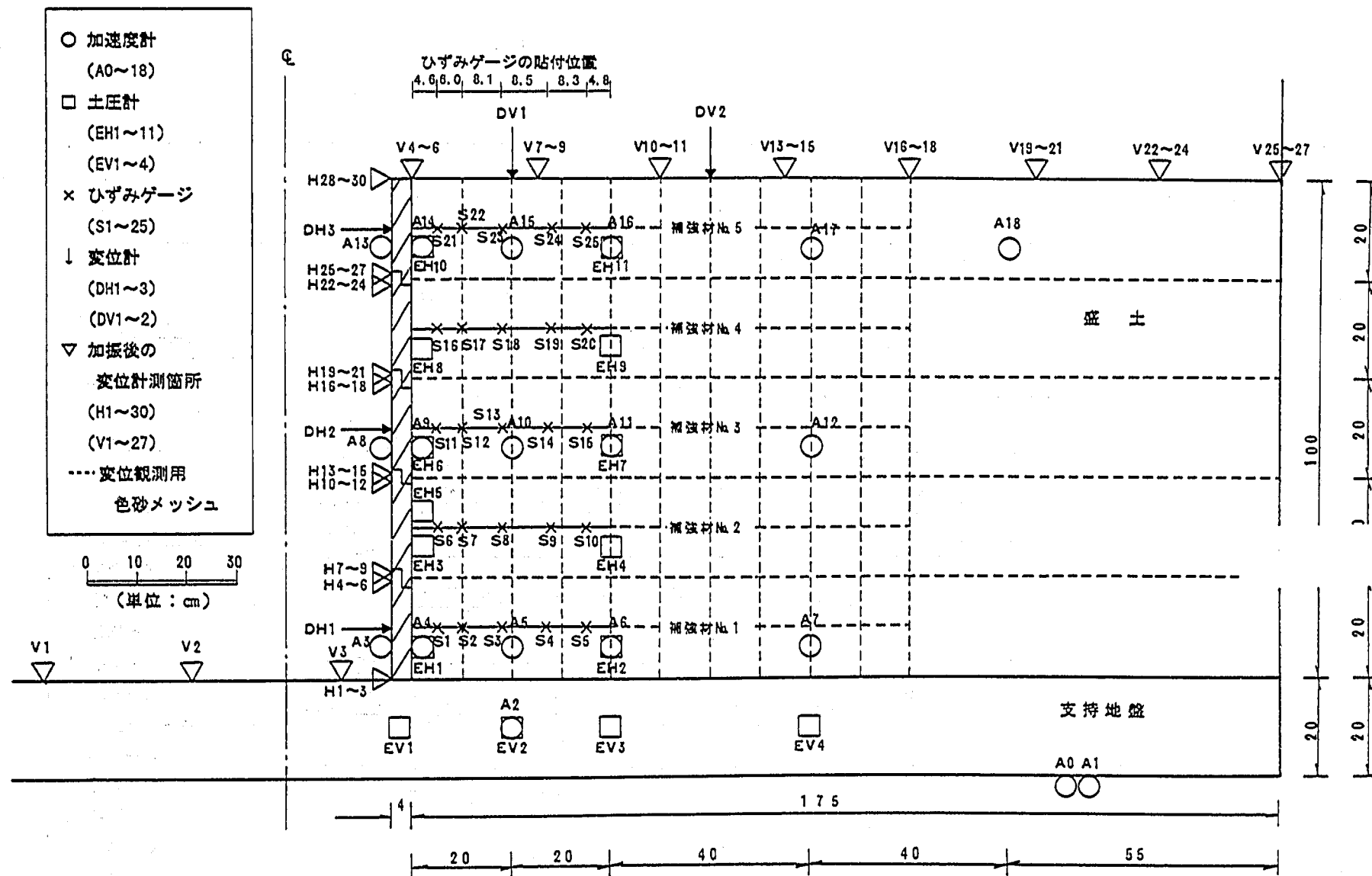


図3.3.1(g) 実験模型図 (センサー配置、ケース7)

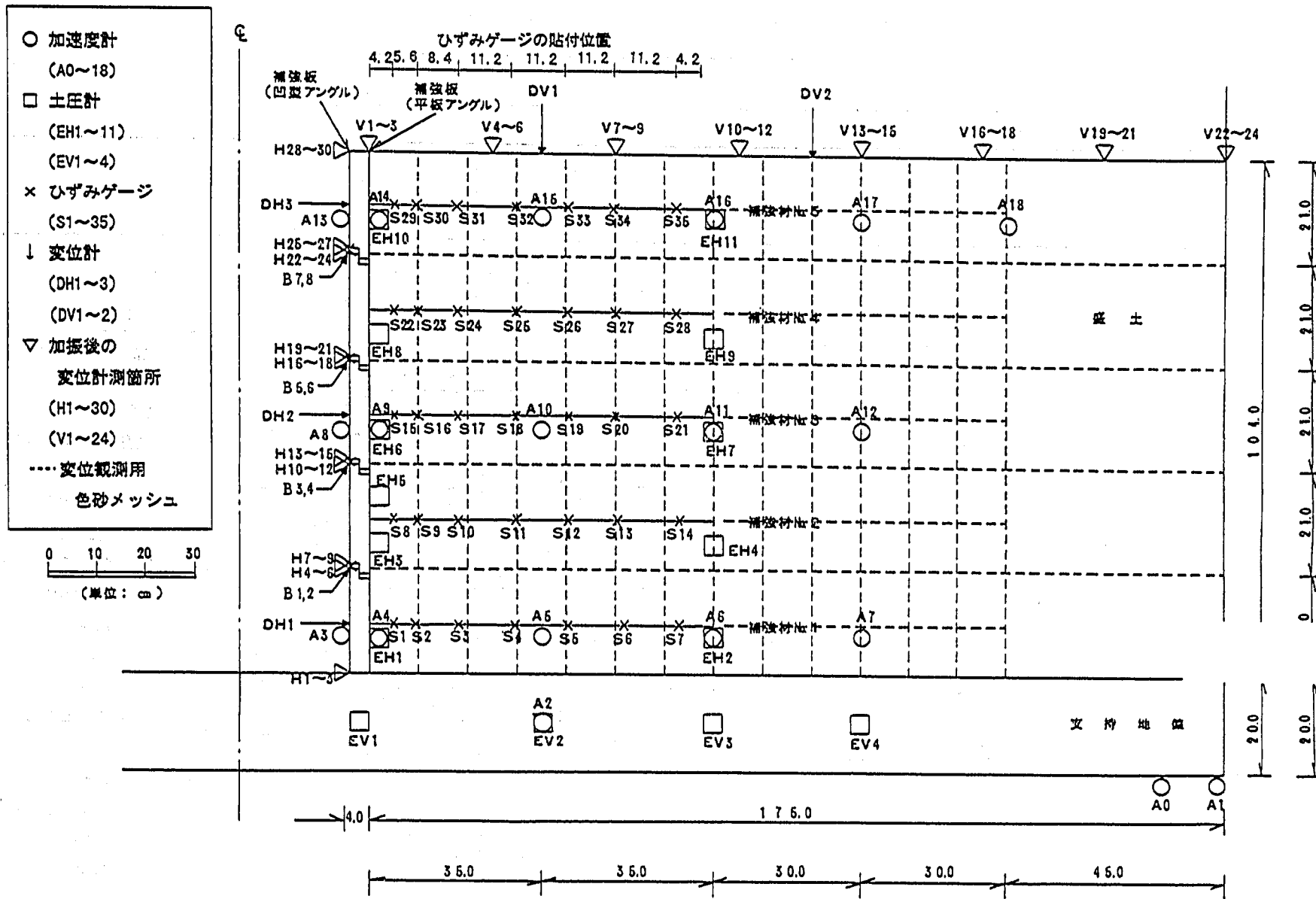


図3.3.1(h) 実験模型図 (センサー配置、ケース8)

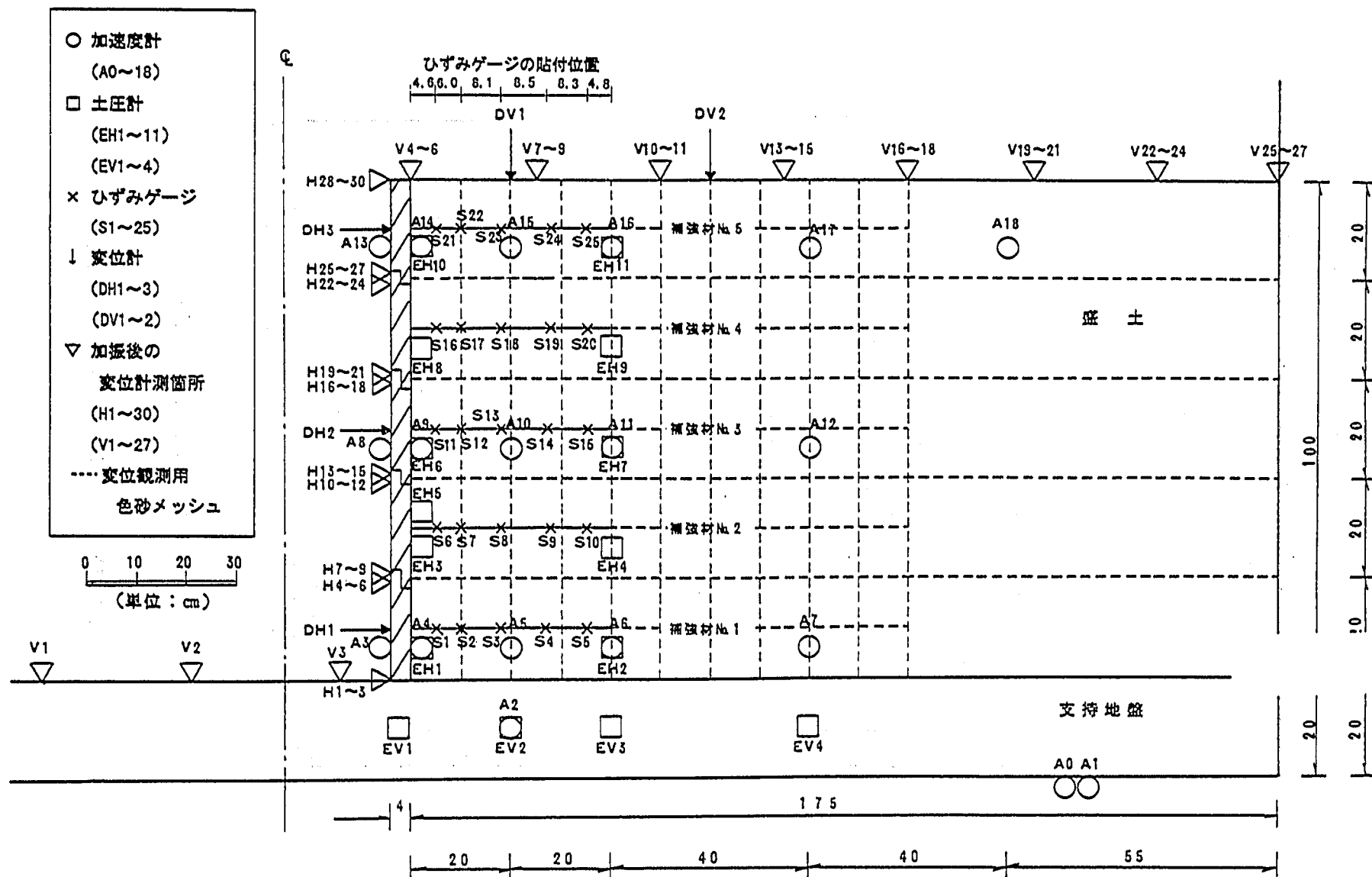
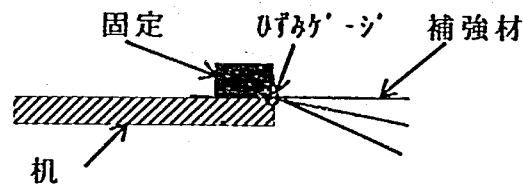
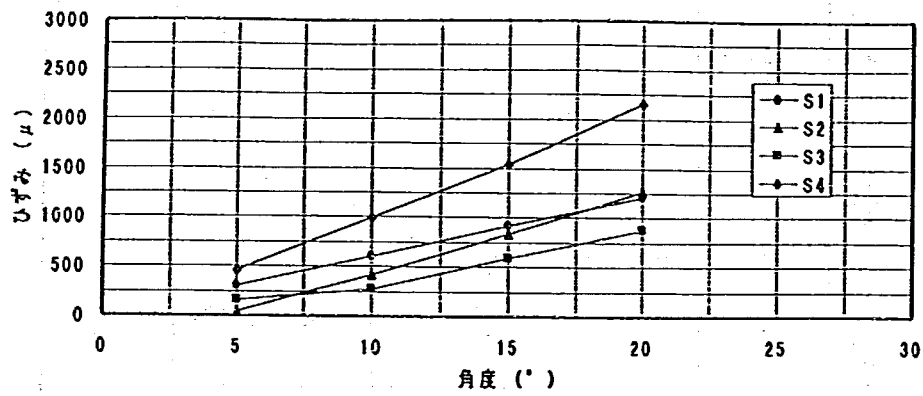


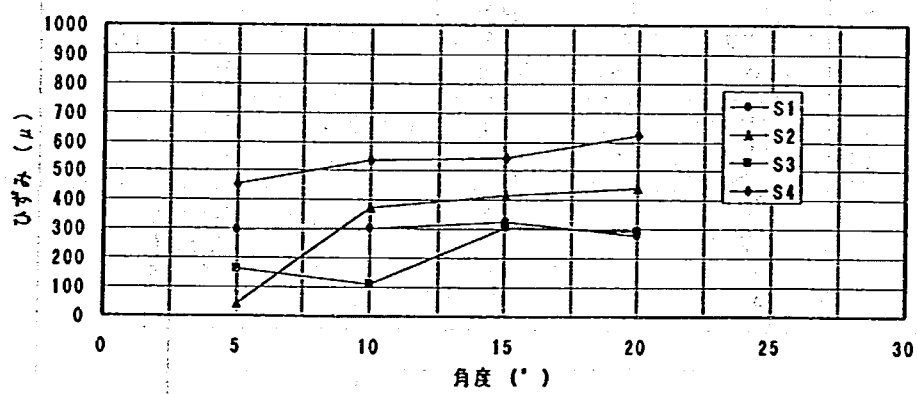
図3.3.1(i) 実験模型図 (センサー配置、ケース9)



(a) 感度測定方法



(b) 曲げに対する感度 (累積)



(c) 曲げに対する感度 (増分)

図3.3.2 ひずみゲージの曲げに対する感度

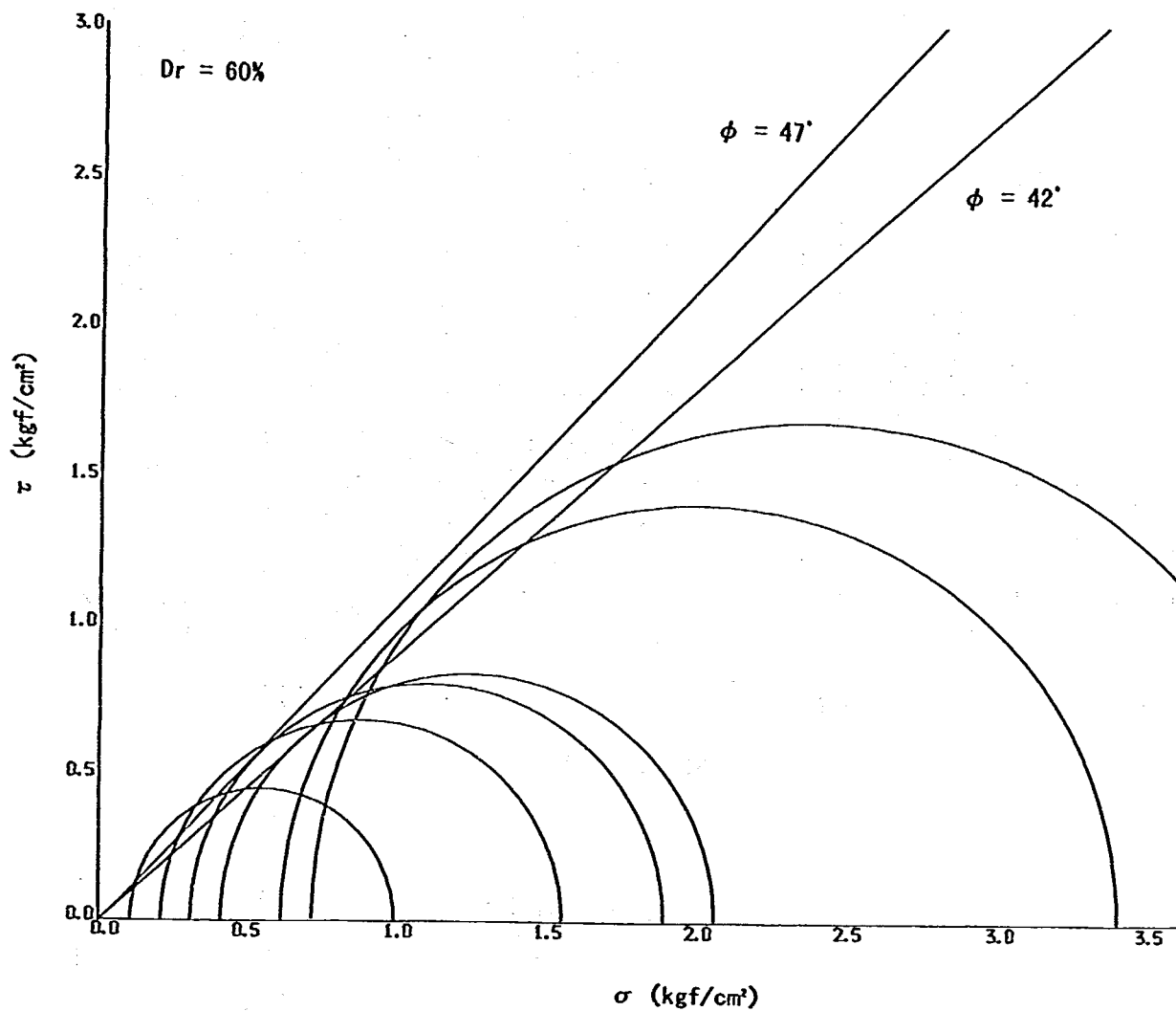
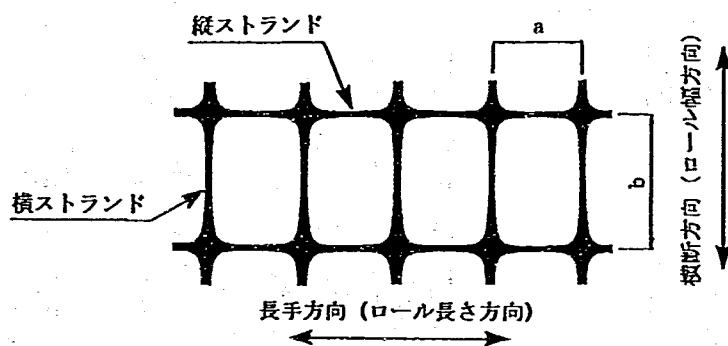


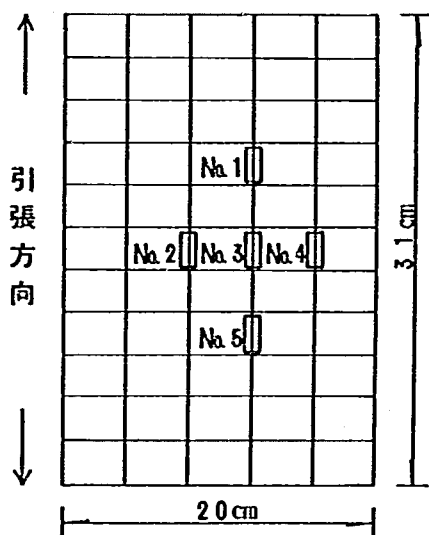
図3.3.3 モールの応力円（豊浦砂）



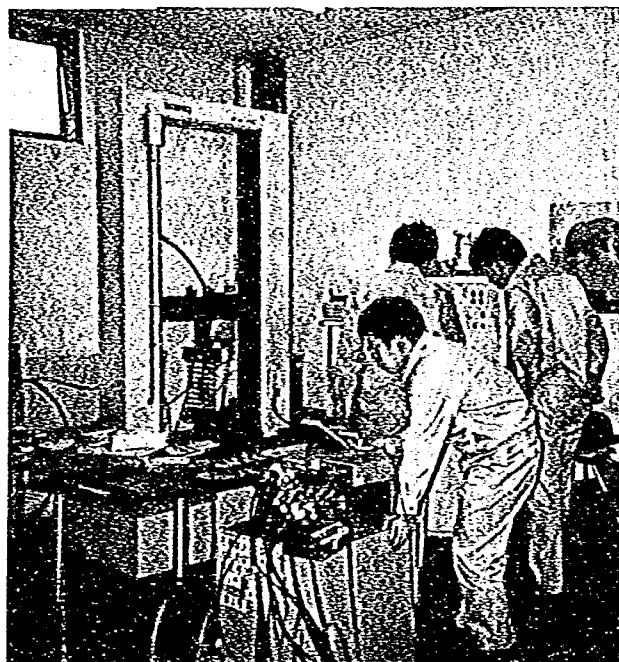
	a(mm)	b(mm)
SS2	28	40

(財) 土木研究センター：土木系材料技術・技術審査証明報告書
第0304号、1992

図3.3.4 補強材の概要図

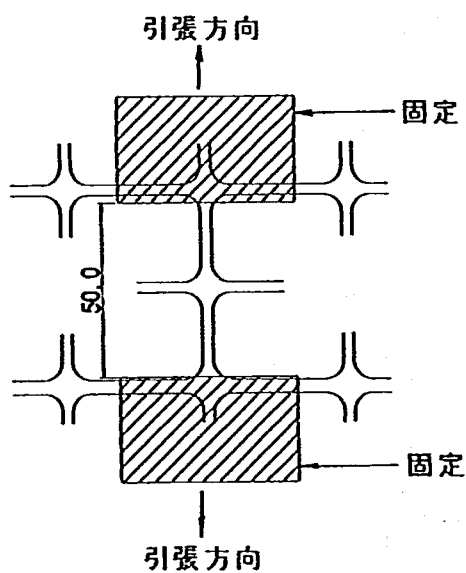


ひずみゲージの配置図

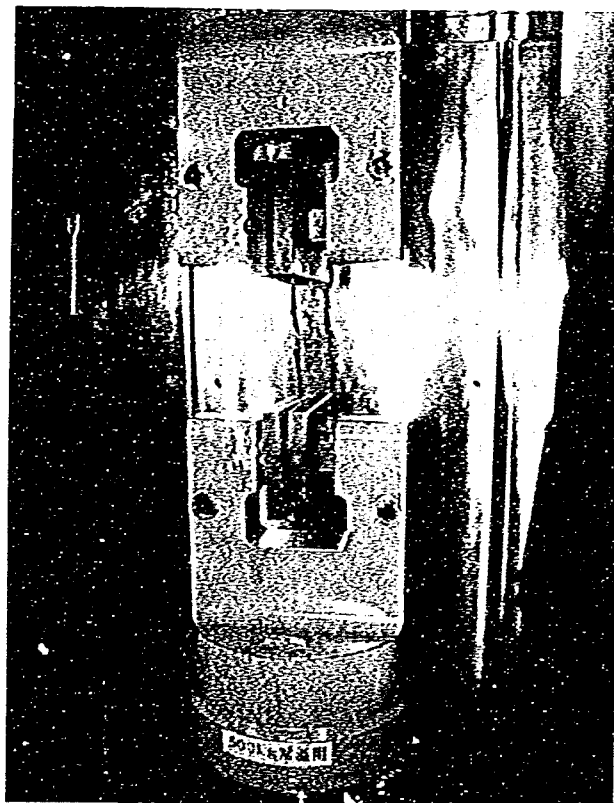


引張試験状況

(a) 平成7年度



試験供試体概略図



引張試験状況

(b) 平成8年度

図3.3.5 補強材引張試験の概要

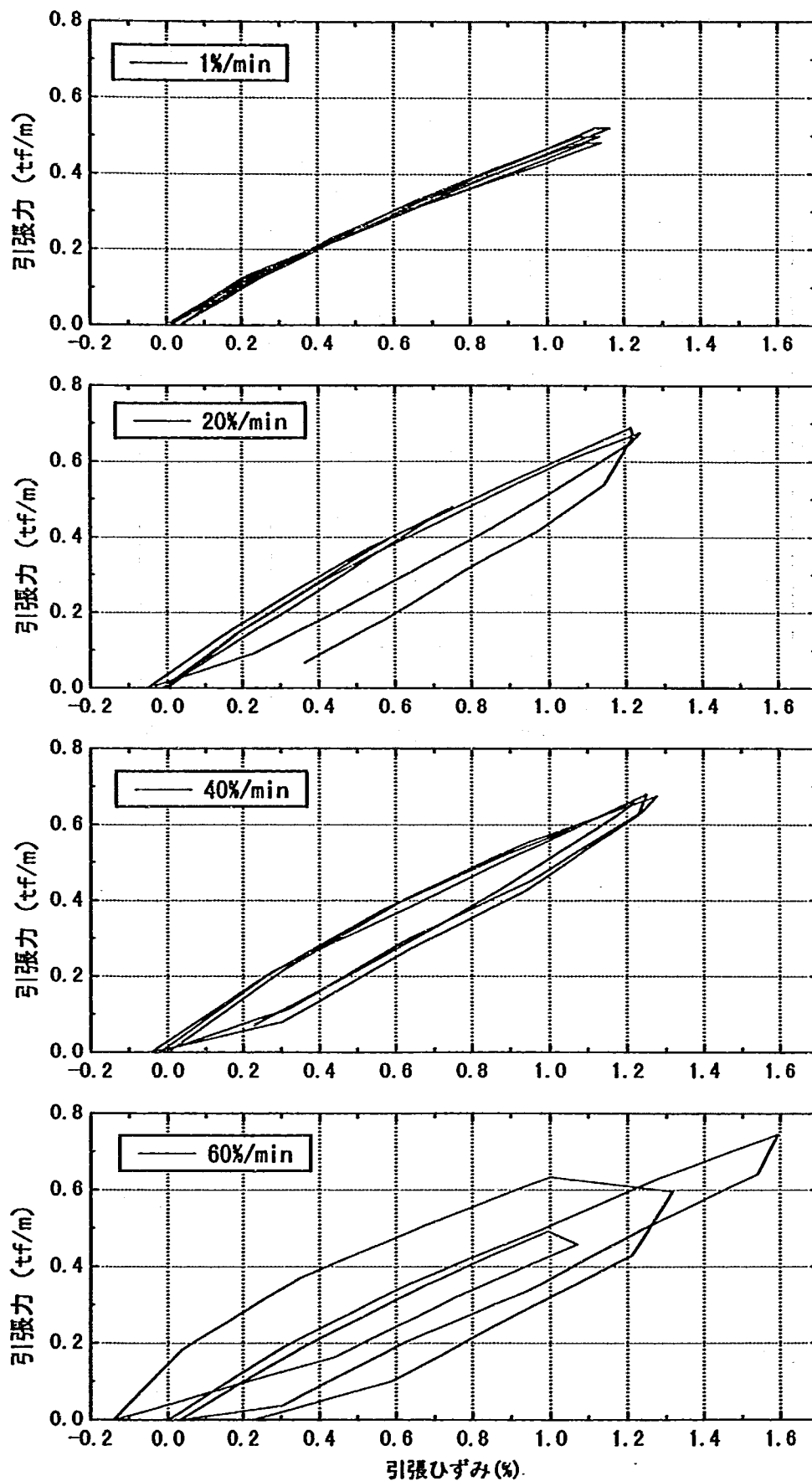


図3.3.6 補強材引張試験 (引張力と引張ひずみの関係、平成7年度)

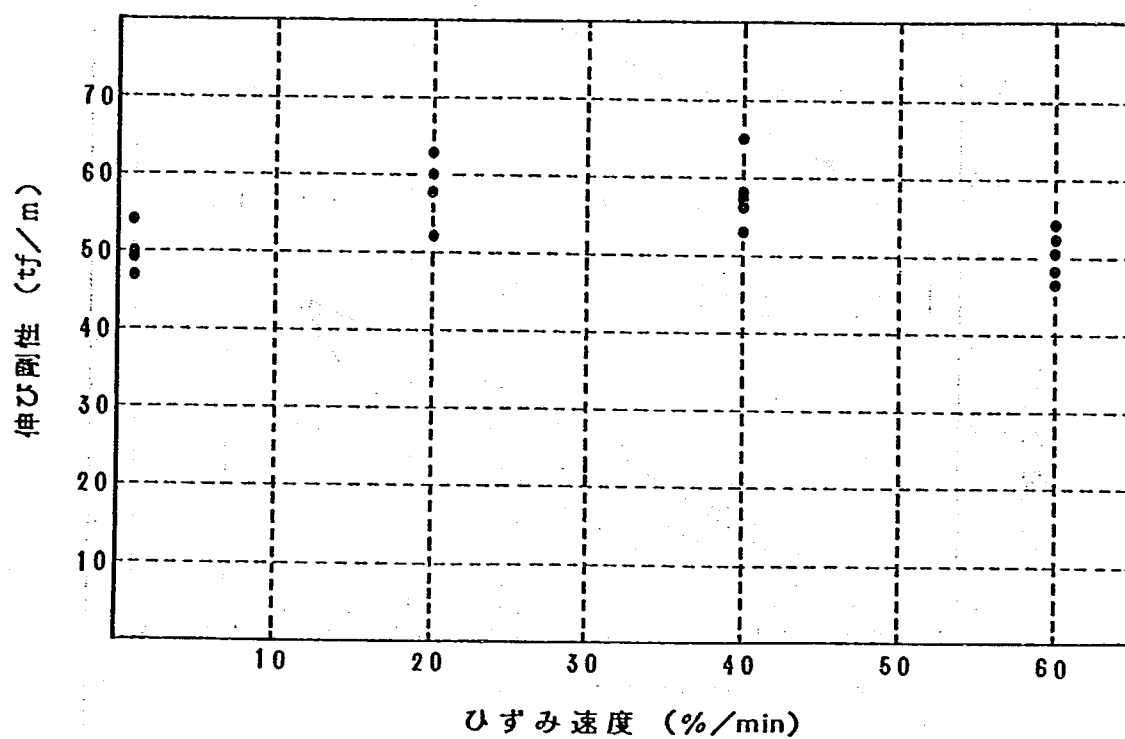


図3.3.7 補強材引張試験 (ひずみ速度と引張剛性の関係、平成7年度)

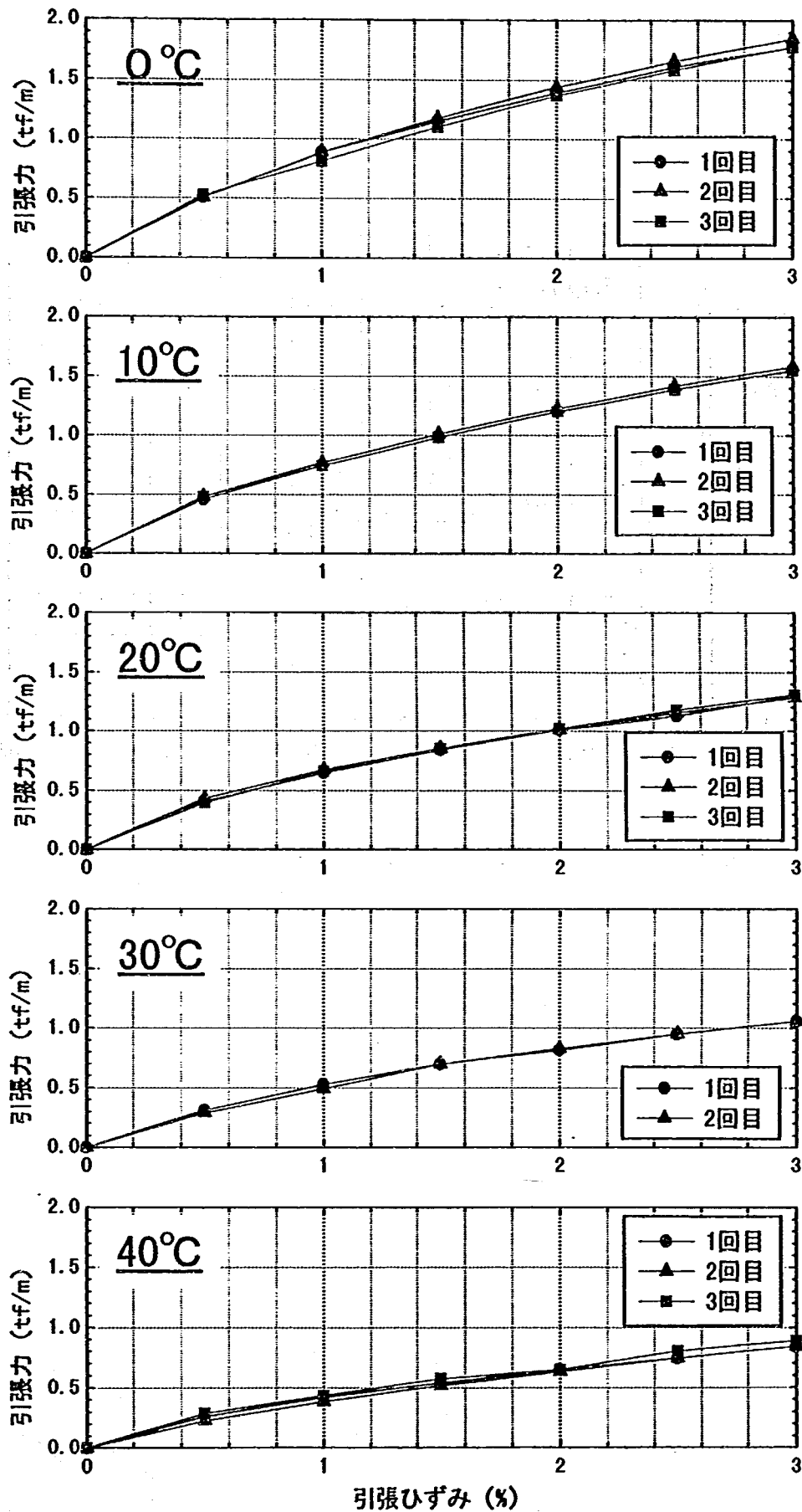


図3.3.8 補強材引張試験 (引張力と引張ひずみの関係、平成8年度)

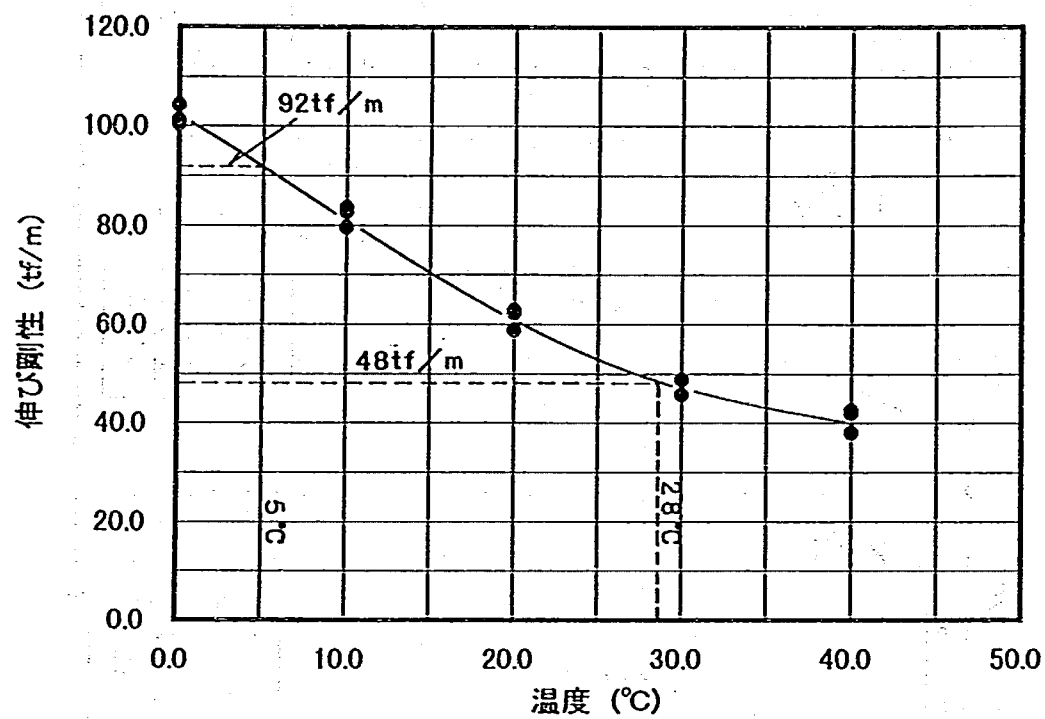
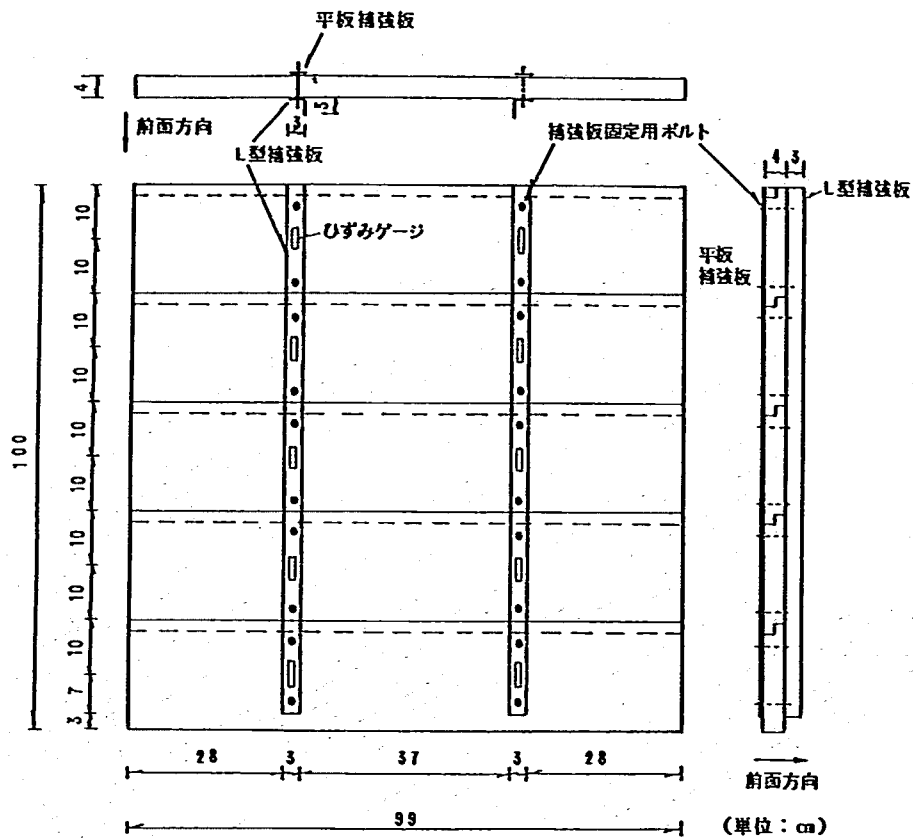
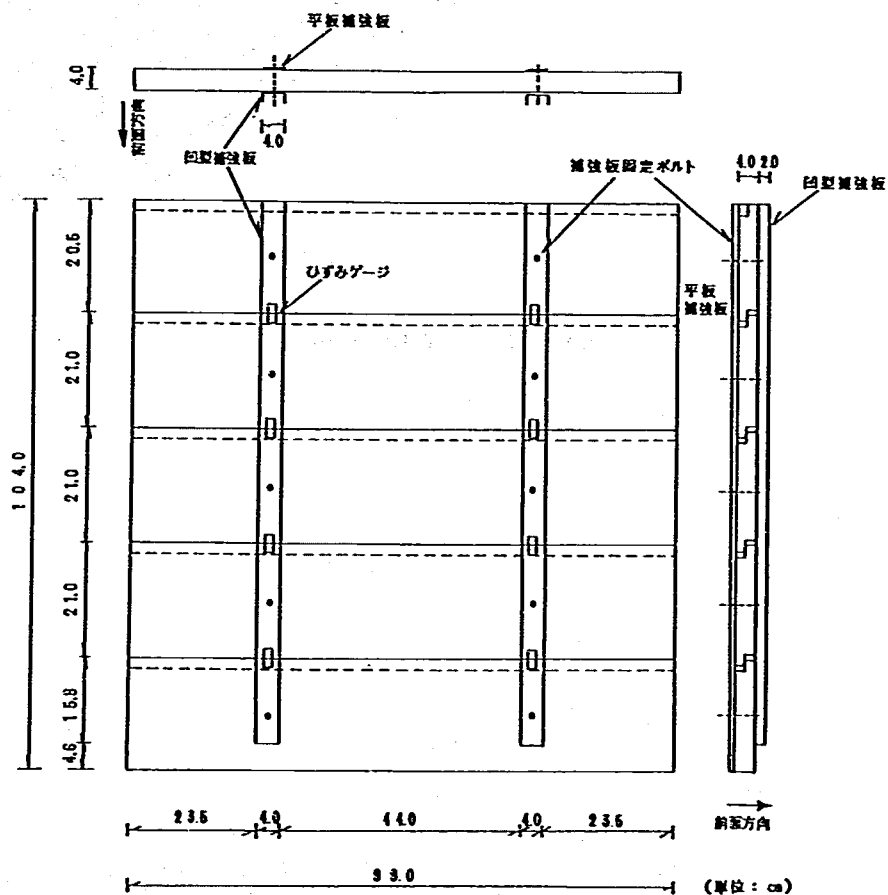


図3.3.9 補強材引張試験 (温度と引張剛性の関係、平成8年度)



(a) ケース 5 (平成 8 年度)



(b) ケース 8 (平成 9 年度)

図3.3.11 壁面補強板取り付け状況

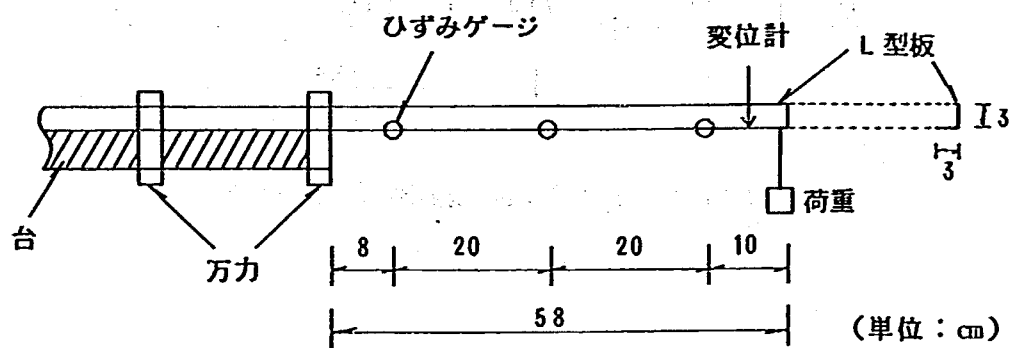
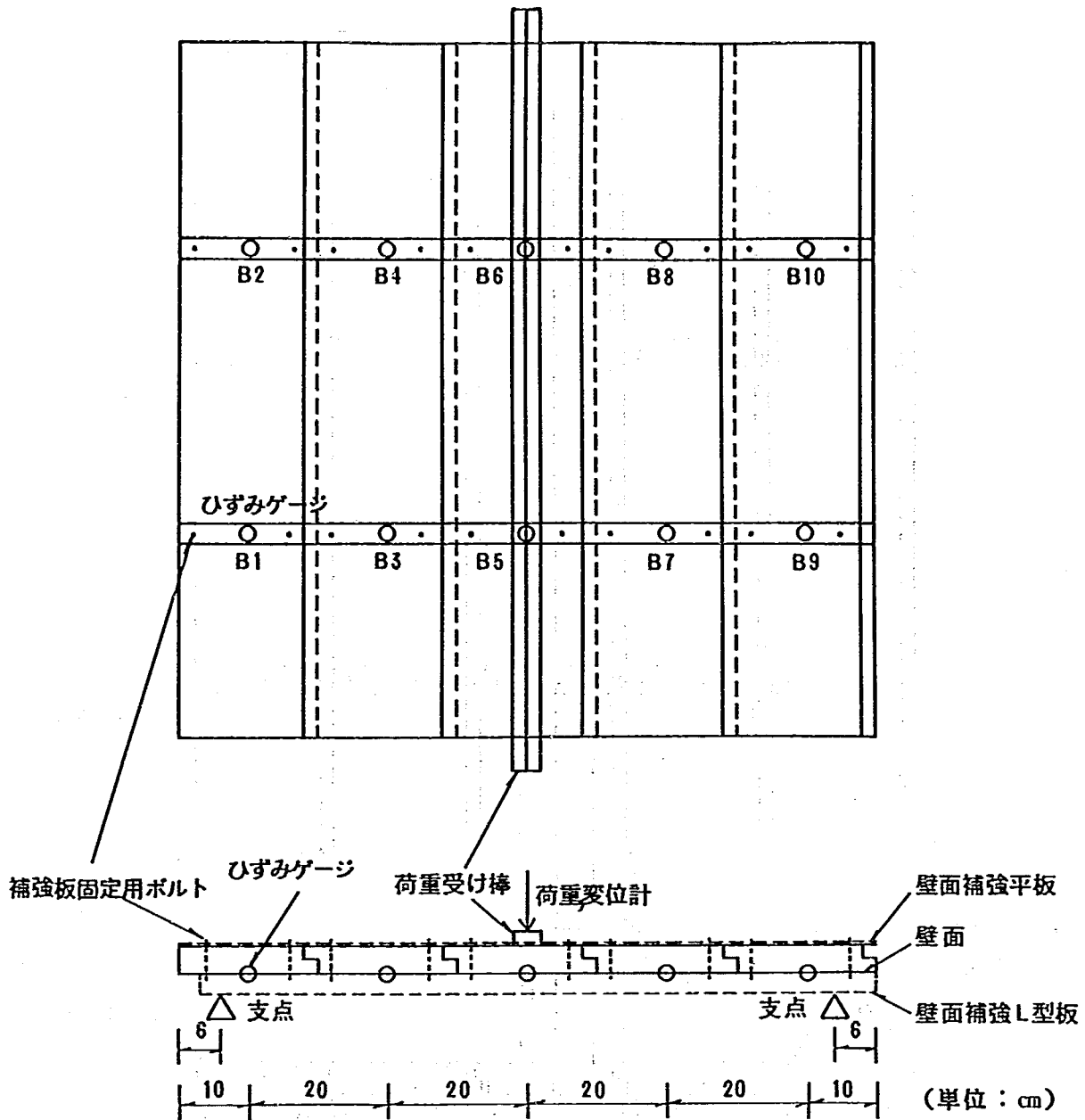


図3.3.12(a) 壁面剛性試験の概要図 (平成8年度)

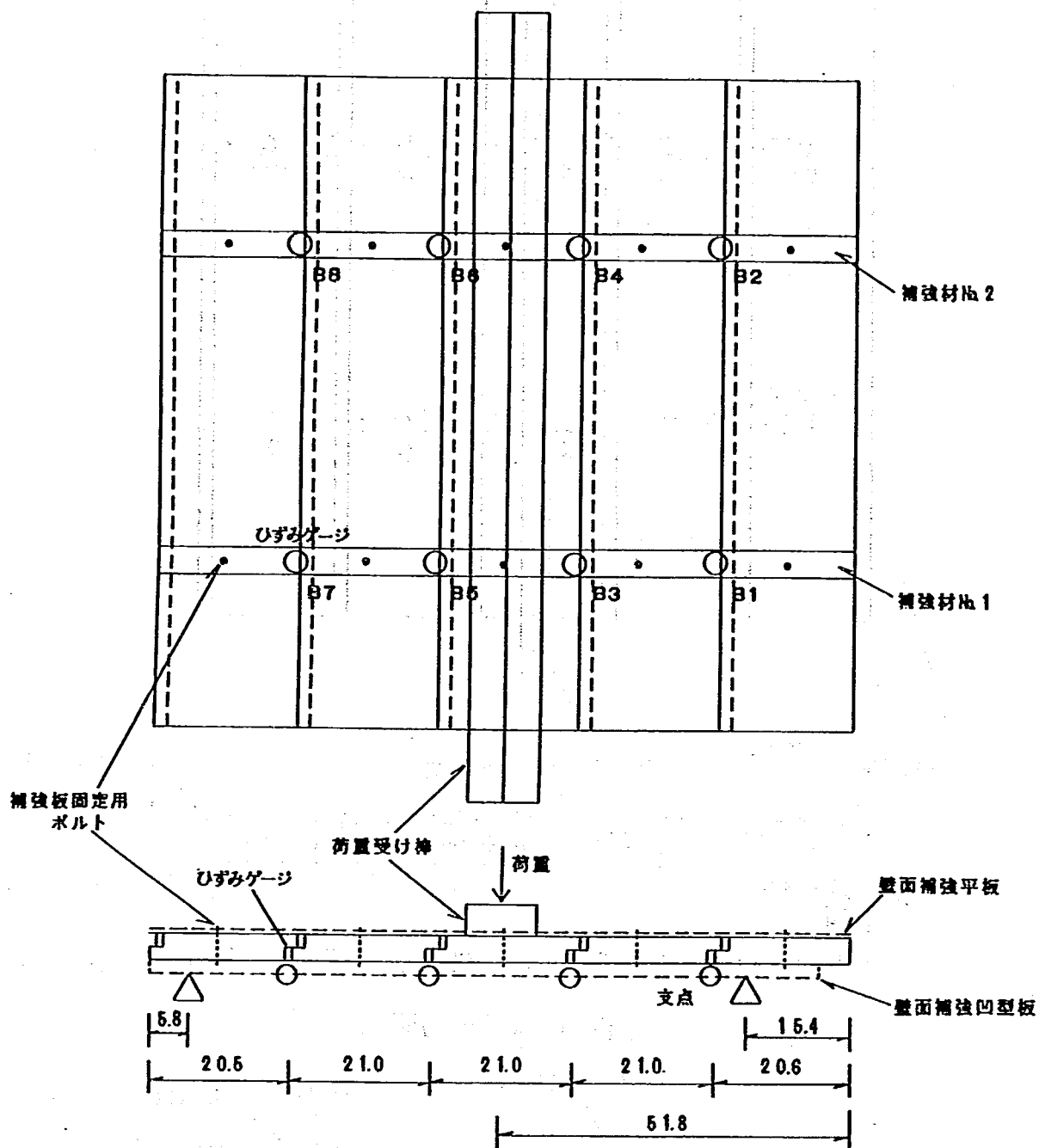
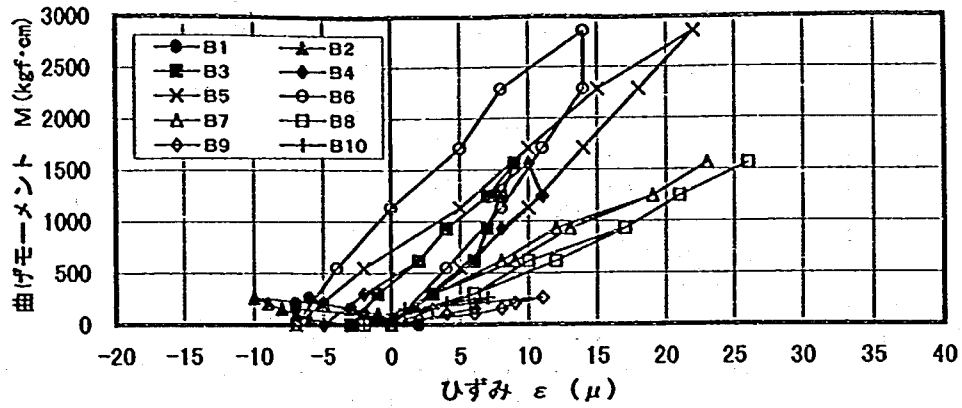
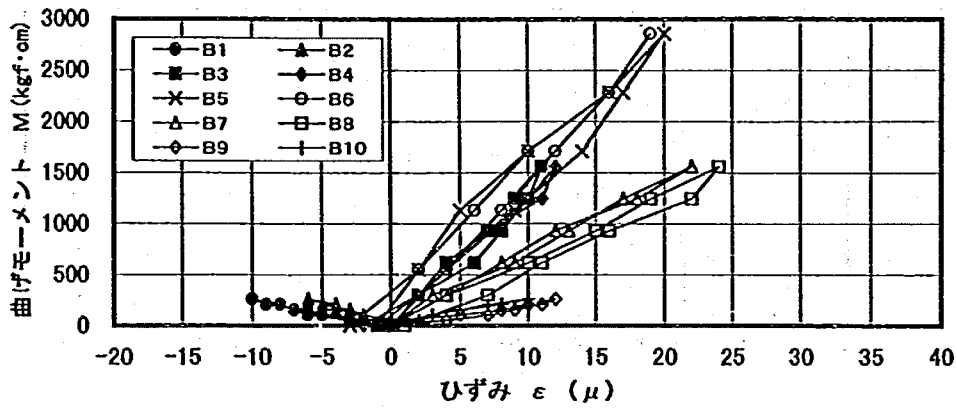


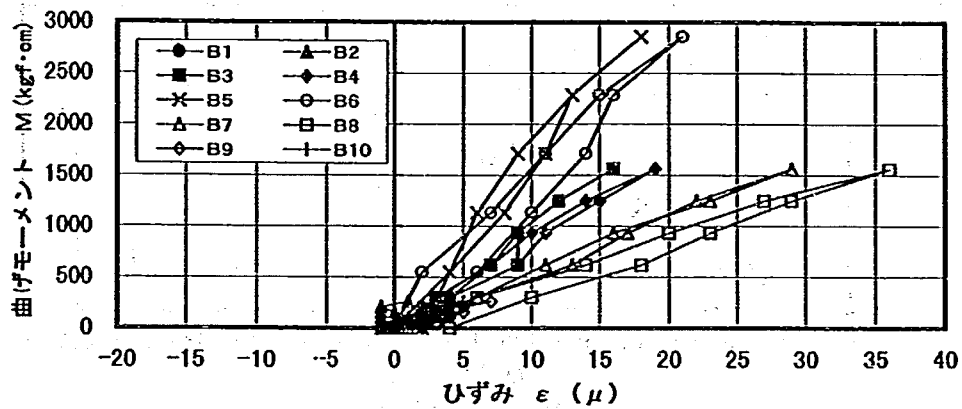
図3.3.12(b) 壁面剛性試験の概要図 (平成9年度)



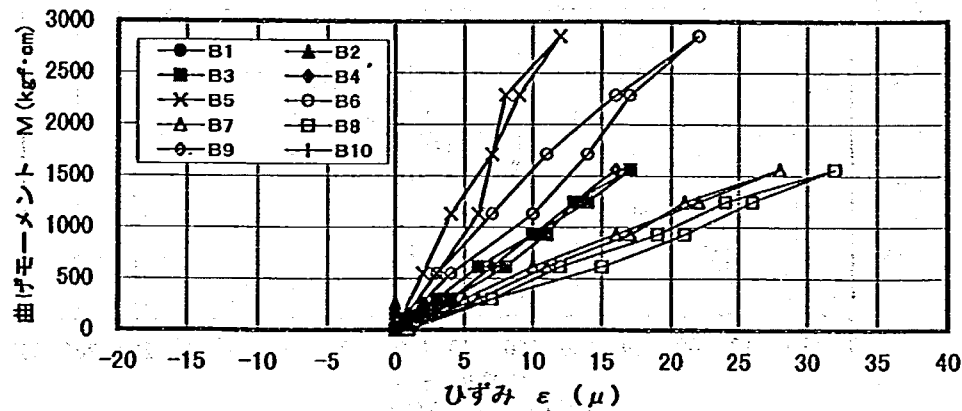
(a) 平板側載荷(1回目)



(b) 平板側載荷(2回目)

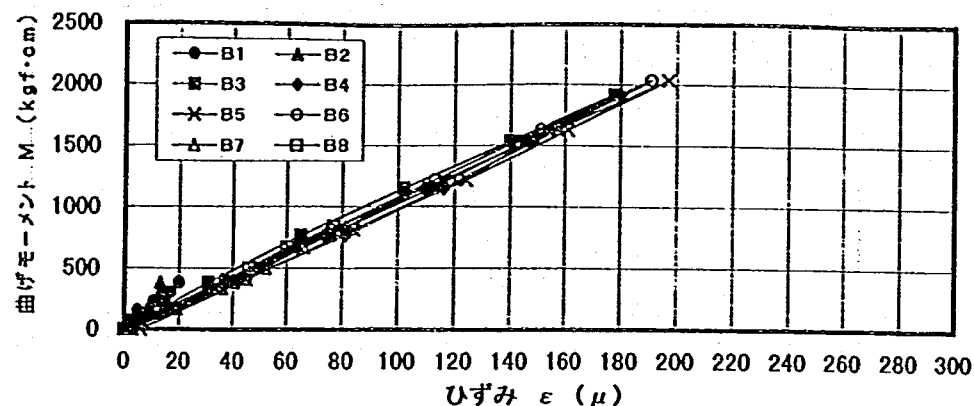


(c) L型側載荷(1回目)

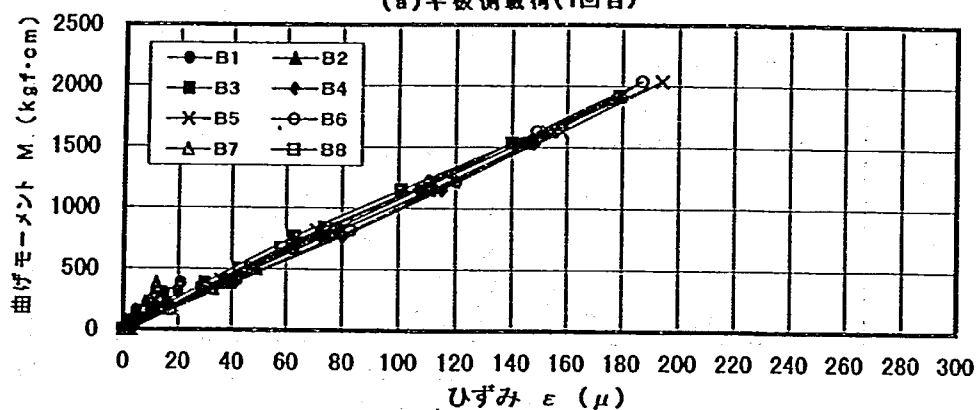


(d) L型側載荷(2回目)

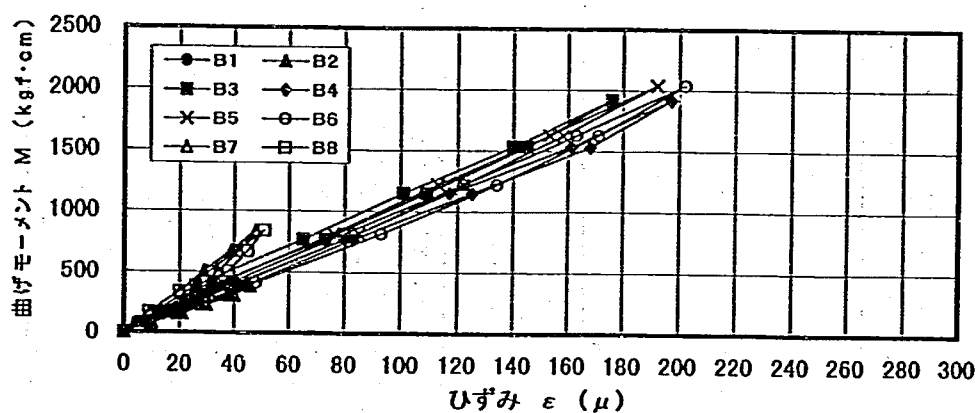
図3.3.13 壁面曲げ剛性試験 (平成8年度)



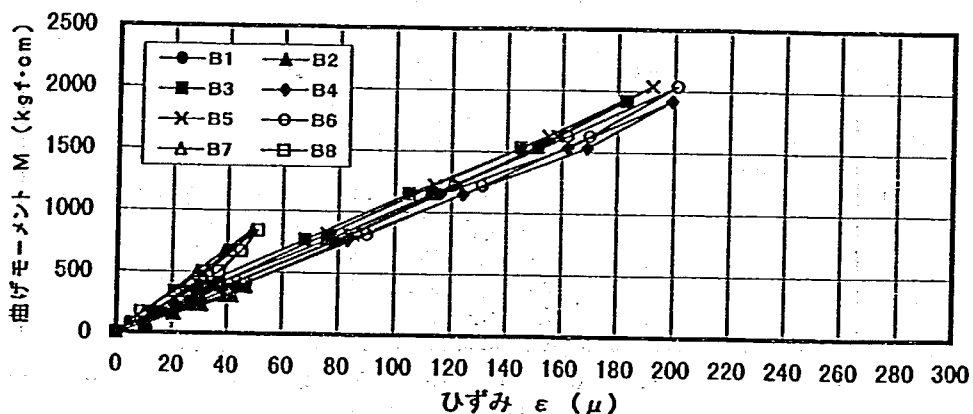
(a) 平板側載荷(1回目)



(b) 平板側載荷(2回目)



(c) 凹型側載荷(1回目)



(d) 凹型側載荷(2回目)

図3.3.14 壁面曲げ剛性試験 (平成9年度)

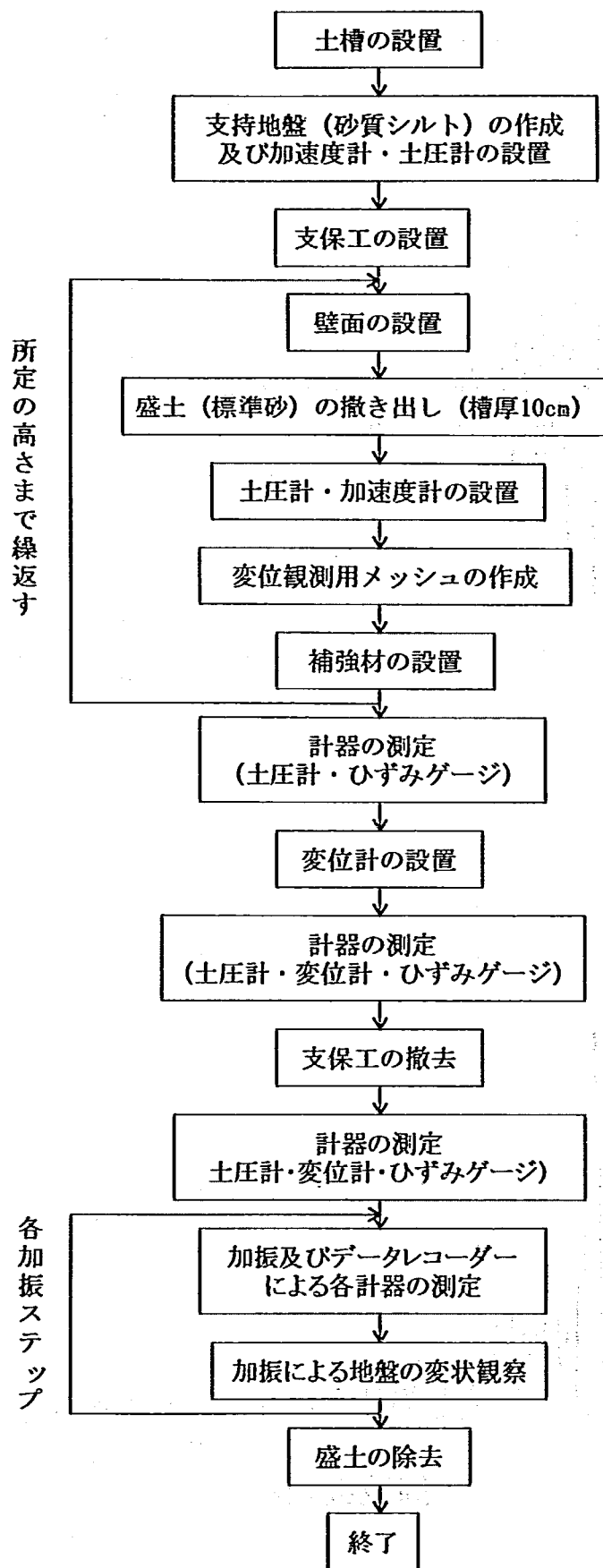


図3.4.1 実験の手順

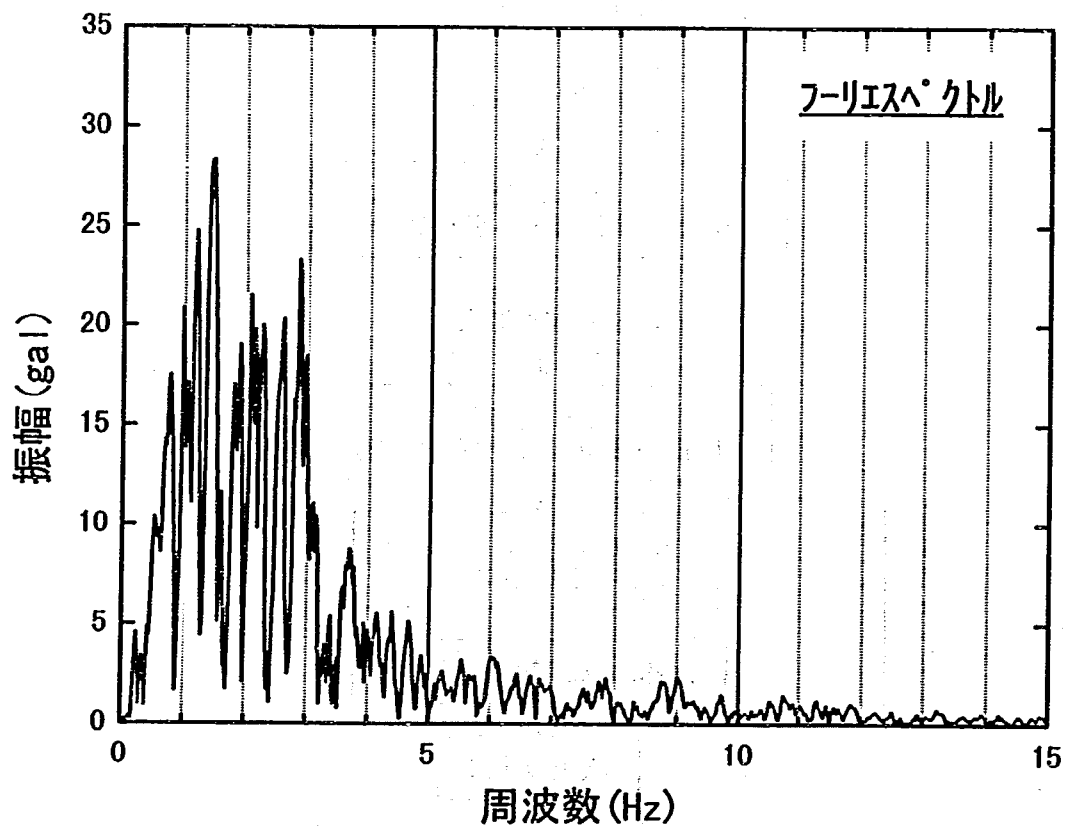
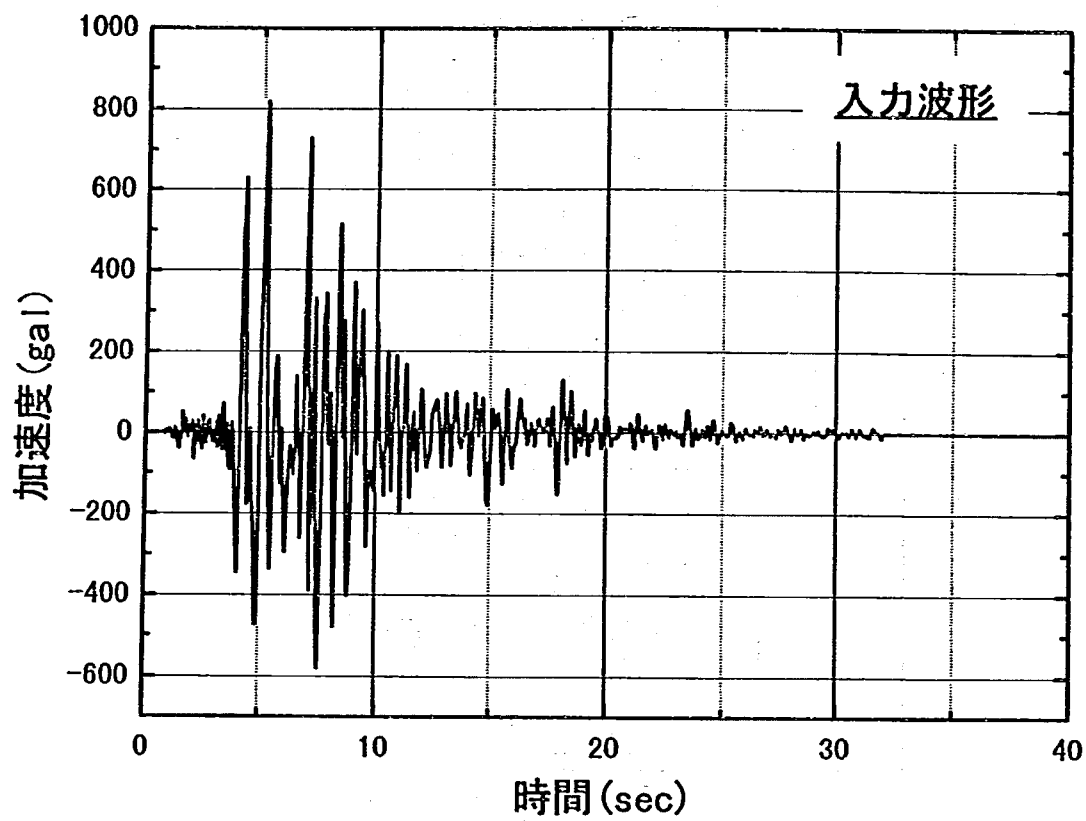


図3.4.2(a) 入力加速度波形 (ケース4)

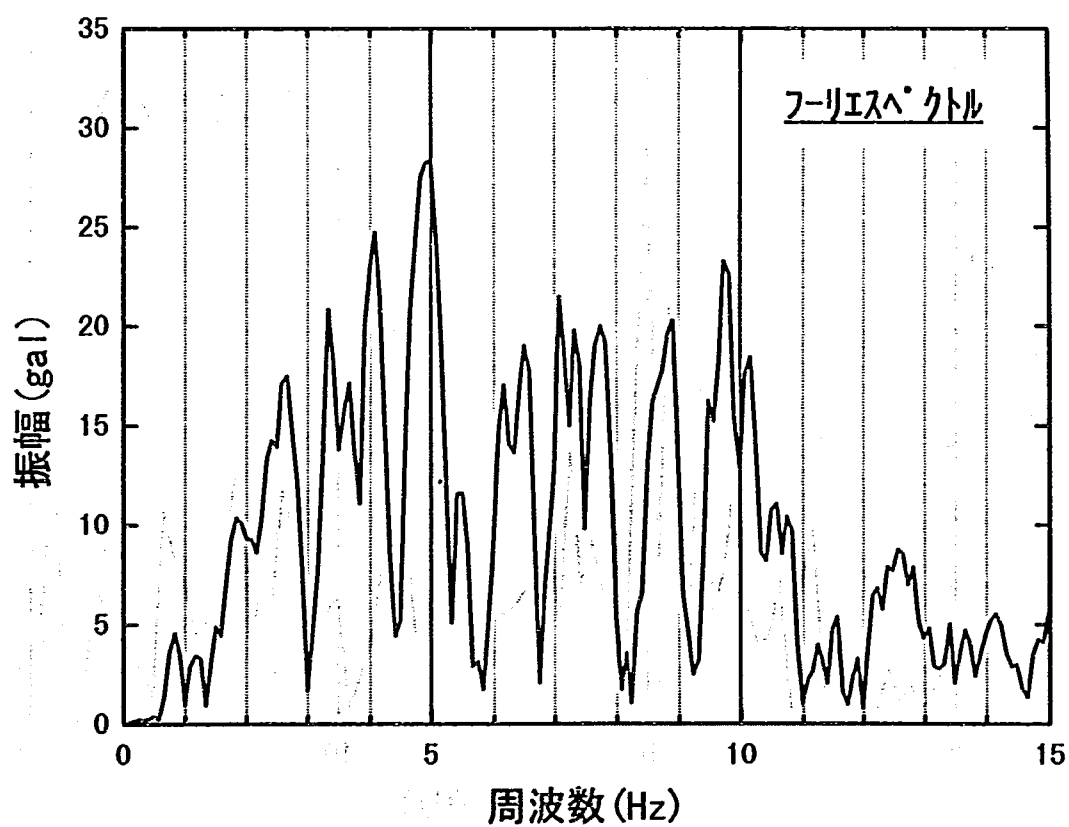
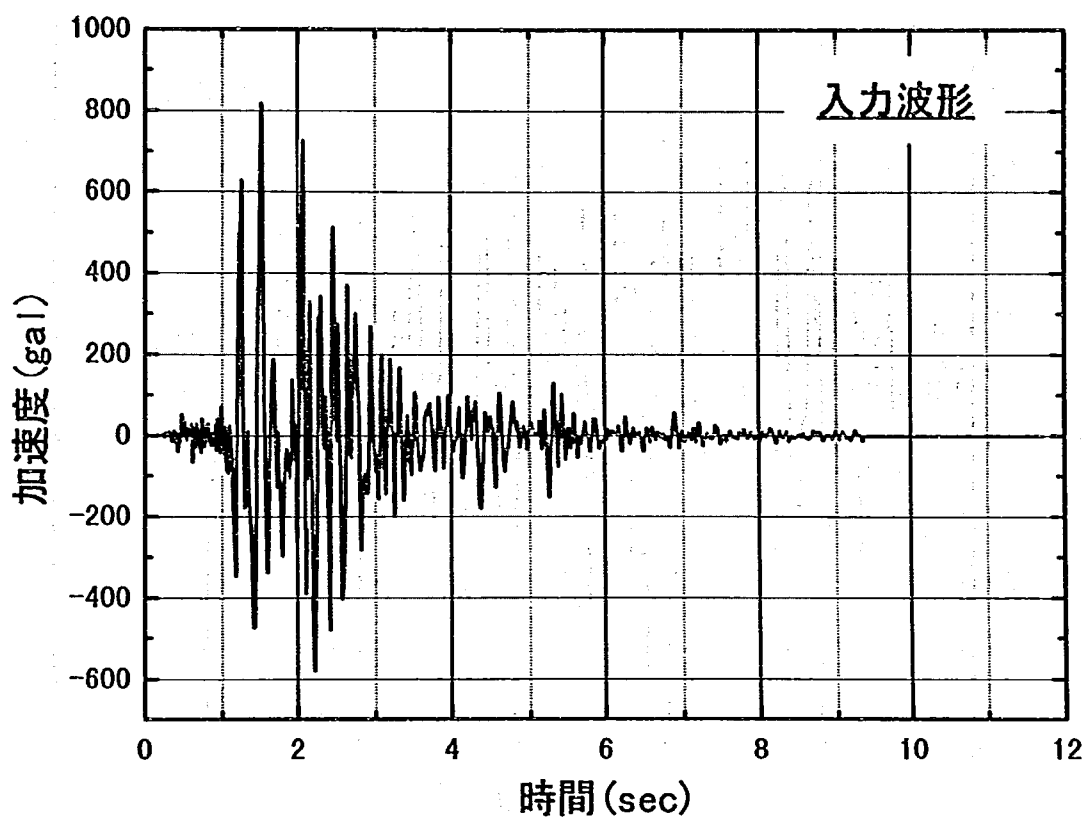


図3.4.2(b) 入力加速度波形 (ケース7)

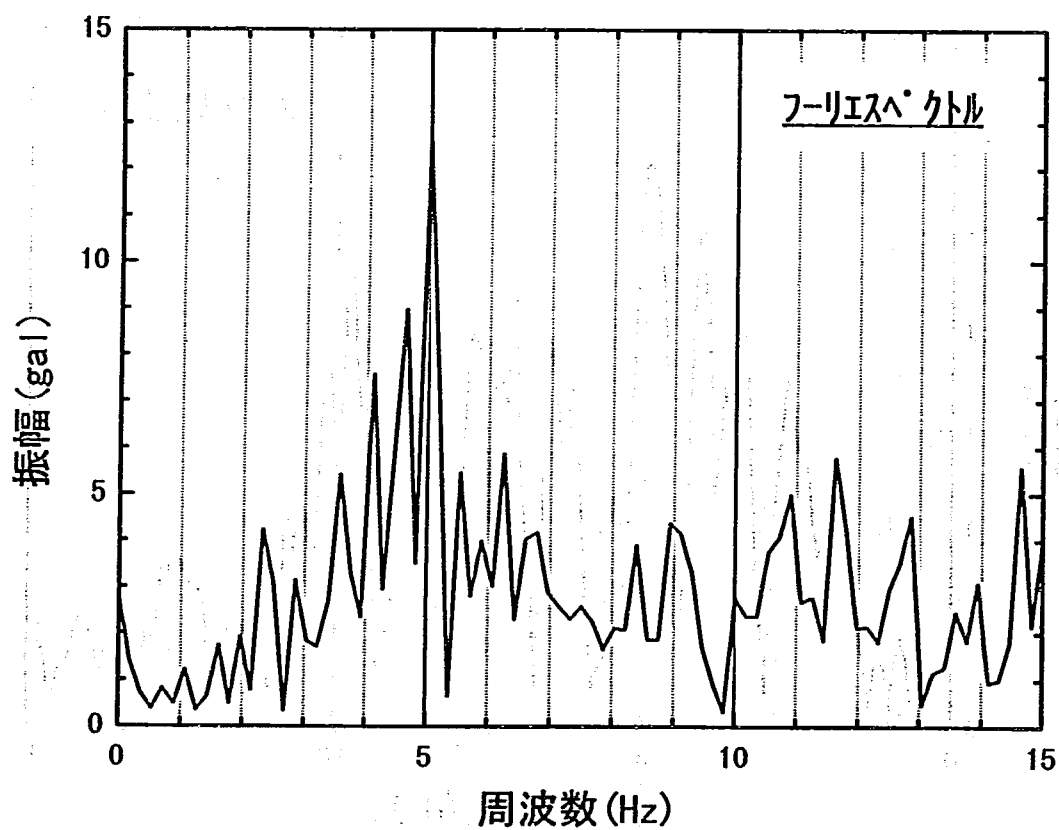
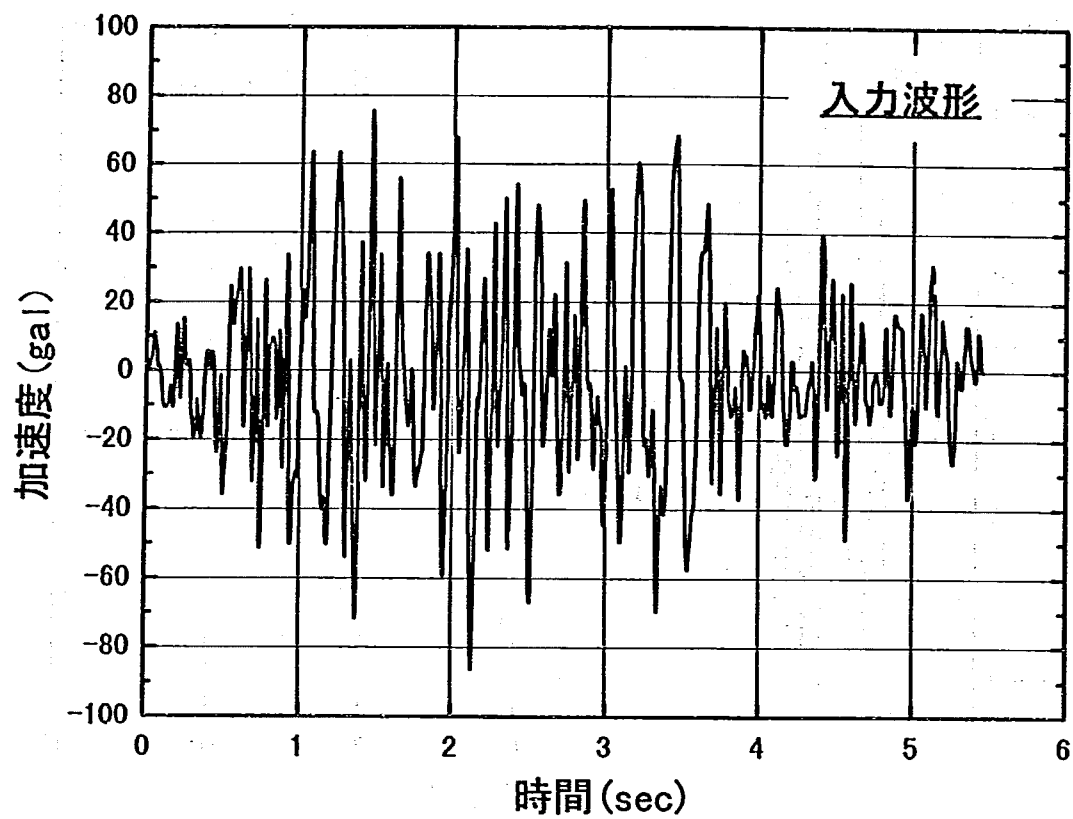
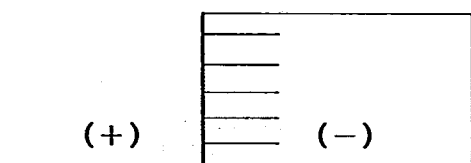
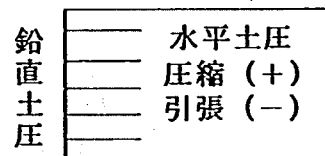


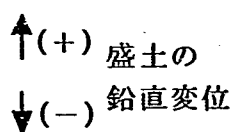
図3.4.2(c) 入力加速度波形 (ケース9)



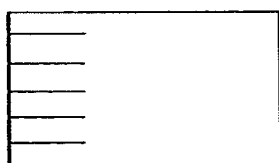
加速度計の符号の向き



土圧計の符号の向き

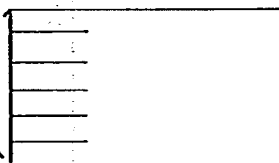


壁面の
水平変位
(+) (-)
← →

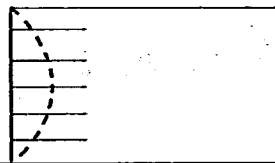


補強材のひずみゲージの
符号の向き

はらみ出す
ように変形
(-)



盛土側に
変形
(+)



壁面補強板の曲げひずみの符号の向き

図3.4.3 センサーの符号の向き

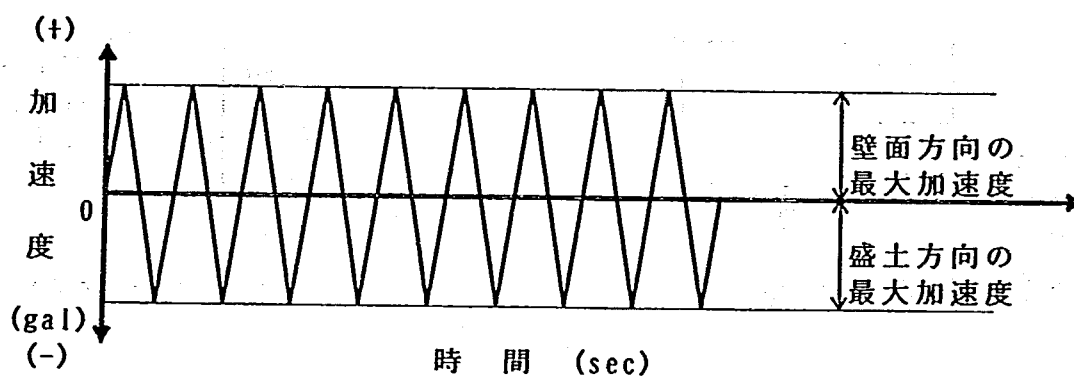


図3.4.4 最大加速度の整理方法

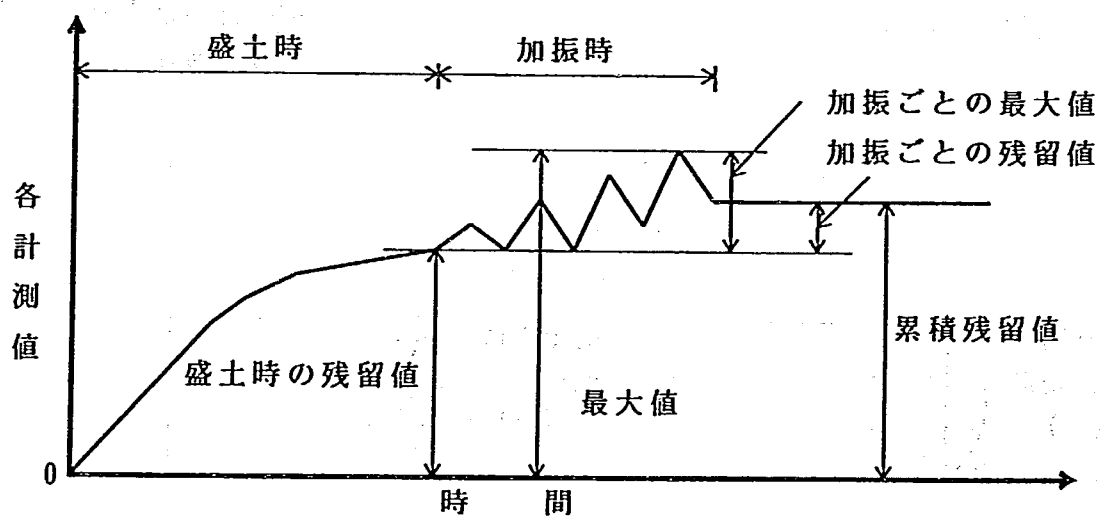


図3.4.5 土圧・変位・ひずみの整理方法

第4章 実験結果および考察

4.1 静的計測

(1) 土圧

模型地盤作成時の土圧を図4.1.1に示す。図中にはそれぞれの計算値も示している。計算値は以下による。

$$\text{鉛直土圧} : \sigma_v = \gamma \cdot h \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\text{水平土圧} : \sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

ここに、 $K_0 = 1 - \sin \phi$

γ : 土の単位体積重量 (kgf/cm^3) (表3.4.1参照)

h : 地盤の高さ (cm)

ϕ : 内部摩擦角 $= 42^\circ$ (表3.3.3参照)

鉛直土圧はいずれのケースもEV1は計算値より小さめの値を、EV2～4は計算値に近い値を示している。EV1は壁面直下、つまり盛土荷重の载荷端直下に位置しているため、鉛直土圧が外側に多少分散していることによるのではないかと考えられる。また、壁面が傾斜しているケース6ではEV1上には盛土が存在しないが、実際には土被り50cm相当の土圧が作用している。これも盛土荷重が分散しているためと考えられる。一方、ケース4は他のケースと比べて鉛直土圧が全体的に小さい。これは、鉛直方向の土圧計を木製の板に貼り付けて設置したことが何らかの影響を及ぼしていると考えられる。ケース4を除き、鉛直方向の土圧計に板等は貼り付けていない。

水平土圧は盛土の深い位置ほど大きな値を示している。全体的には計算値と同程度かやや大きい値を示しているが、ばらつきもあり一定の傾向は見られなかった。また、壁面の水平土圧と盛土内の水平土圧を比べると同程度か盛土内の方がやや大きい値を示している。

加振前には壁面を支えていた支保工を取り外したが、その際の鉛直土圧および水平土圧は多少増減したものの、その変化に一定の傾向は見られなかった。

(2) 補強材の張力

各ケースの盛土作成時の補強材張力を図4.1.2に示す。補強材張力は壁面に作用する水平土圧に対応しており、盛土下層に敷設したものほど、また壁面に近いほど大きくなっている。鉛直の分割壁を用いたケースはほぼ同程度の張力が発生した。一体壁のケース5と分割壁のケース4を比べると張力は同程度発生しており、盛土作成時には壁面剛性の違いによる差は見られなかった。一方、壁面勾配を1:0.2と緩くしたケース6は鉛直壁のケース4と比べて補強材張力は0.3～0.5倍程度に小さくなっている。壁面を傾斜させることにより補強材への負担は小さくなっていることが分かる。また、加振前に支保工を取り外した際には、壁面を傾斜させたケース6を除いた各ケースにおいて、補強材張力は0.01～0.03tf/m程度一様に増加している。支保工の支えがなくなったことにより、補強材に張力が発生したことが分かる。一方、壁面を傾斜させたケース6はほとんど変化しなかった。支保工を取り外しても補強材にほとんど負担がかからなかったことが分かる。なお、補強材の剛性は、実施年度で気温が

異なるためケース1, 2, 3は92tf/m、ケース4～9は48tf/mであり倍近く異なっている。

(3) 壁面補強板のひずみ

盛土作成時の壁面補強板のひずみを図4.1.3に示す。図よりケース5, 8はともに $\pm 30\mu$ 程度の範囲でばらついていることが分かる。盛土作成時は壁面は支保工により固定されているため、補強板に大きな荷重はかからなかったものと思われる。また、加振前に支保工を取り外した際もほとんど変化は見られなかった。

4. 2 加振

4. 2. 1 模型の固有振動数

スウィープ試験を実施したケース7と8について、加振周波数と応答加速度の関係を図4.2.1、加振周波数と加速度応答倍率の関係を図4.2.2に示す。ここでの応答加速度とは、振動台の加速度が盛土方向に最大値を示したときの各加速度計の値であり、加速度応答倍率は応答加速度を振動台の加速度で除した値である。ケース7, 8は模型条件が異なるが、いずれもはじめのピークが周波数28Hz付近で、次のピークが周波数40Hz付近で出ている。各計測位置で比較すると、加速度応答は模型の高い位置ほど、壁面に近い位置ほど大きかった。

参考までに、以下の式(Wu, 1994)より水平成層地盤としての固有振動数を求めると $G_0=3530 \text{ tf/m}^2$ 、 $V_s=152 \text{ m/s}$ 、 $f=38\text{Hz}$ となる。この計算値は、加振して得られた2回目のピーク40Hzと比較的近い値である。

$$G_0 = 900(2.17 - e)^2 / (1 + e) \cdot p^{0.4} \quad (\text{ひずみレベル } 10^{-6}) \quad \dots \dots (4.4.1)$$

$$V_s = \sqrt{G_0 / \rho} \quad \dots \dots (4.4.2)$$

$$f = V_s / (4 \cdot H) \quad \dots \dots (4.4.3)$$

ここに、 G_0 : 初期せん断剛性係数 (kgf/cm^2)

e : 間隙比=0.77

p : 拘束圧 (模型中央の土被り圧= 0.075kgf/cm^2)

V_s : せん断波速度 (m/s)

ρ : 地盤の密度= 1.5g/cm^3

f : 固有振動数 (Hz)

H : 層厚= 1.0m

また、水平地盤とは異なり、2つの剛な鉛直の境界と剛な底面を有する地盤の固有振動数を以下の式(Bathurst, 1998b)で求めた。本実験の場合、壁面と土槽、堅い支持地盤を有しており、この式が適用できると思われる。その結果 $f=53\text{Hz}$ となり、加振して得られた2回目のピーク40Hzよりも大きくなった。

$$f = \frac{1}{4H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \sqrt{1 + \left(\frac{2}{1-\nu}\right) \left(\frac{H}{B}\right)^2}$$

ここに、 ν : ポアソン比 (ここでは、0.33とした)

B : 地盤の幅=1.75m

4. 2. 2 模型の変形状況および変位量

最終加振終了後の模型の変形状況を図4.2.3、写真4.2.1に示す。ケース6～9は盛土内部にターゲットを埋め込んだので、その変位分布も示している。ターゲットの変位より盛土内部のすべり面はアクリル面側で観察されたものより10cm程度深いところに位置していることが分かる。これは、アクリル面での摩擦が影響しているためと考えられる。また、補強材のすぐ上に位置するターゲットの中に、大きく落ち込んでいるものが見られる。これは、ターゲット付近の補強材が、大きくたわんでいることを示している。また、ターゲットの鉛直変位は仮想背面とすべり面で囲まれたくさび状の土塊で最も大きく発生しており、加振によりくさび土塊が落ち込んだことが分かる。

最大加振加速度と補強領域 (DV1) および補強領域背後 (DV2) の沈下量の関係、最大加振加速度と壁面中央部 (DH2) および上部 (DH3) の水平変位量の関係を図4.2.4にそれぞれ示す。各変位量はいずれも累積残留値を盛土高さで除して示している。なお、図4.2.4のデータを表4.2.1に示した。

補強土壁の変形モードおよびその変位量は、実験条件により異なった。以下にそれぞれの条件における変形モードおよび変位量について述べる。

(1) 壁面剛性の影響 (ケース5, 8)

分割壁のケースでは、すべり面は補強領域外側から補強領域内の下層の補強材間を通るか、あるいは補強材に沿う形状であり、正弦波で加振したケース1では370galですべり面が生じ始めた。さらに加速度を大きくして加振を行うと、補強領域が前面側にはらみだし、その背後がくさび状に落ち込む様子を確認できた。壁面の変位は最下段が支持地盤にめり込みつつ前傾し、盛土中央付近の壁面で変位が最大になるようにはらみ出す形状であった。一方、一体壁の場合には、すべり面は分割壁と同様な形状であるが、壁面が一体型であるために変形が拘束され、その上端が大きく前傾するような形態であった。すべり面が生じ始める加速度は $L/H=0.4$ のケース5は397gal、 $L/H=0.7$ のケース8は500galであり、分割壁とほぼ同程度であるが、壁面の水平変位量は上部(DH3)において一体型の方が分割型に比べて約3倍大きな値を示した。

(2) 盛土高の影響 (ケース3)

ケース1 ($H=1.0\text{m}$) とケース3 ($H=1.4\text{m}$) は、両者とも分割壁であり同様な変形モードを示した。しかし、 $L/H=0.4$ は同じではあるが、ケース1より盛土高を高くしたケース3の方が変形 (DH/H) はいくぶん小さかった。これは両者が完全に相似ではなく、ケース3の方が補強材の敷設枚数が多いことが要因として考えられる。図4.2.4は変位量を盛土高さで除して示しているが、絶対変位量 (DH) でケース1と3を比べると壁面上部の水平変位量 (DH3) はケース3の方が大きく、壁面中央部の水平変位量 (DH2) は同程度であった。

(3) 補強材長の影響 (ケース2, 8)

補強材長を0.7m ($L/H=0.7$) にしたケース2, 8はそれぞれ分割壁、一体壁であり、変形モードは同様の壁面を有する $L/H=0.4$ のケースと同じであった。しかし、すべり面が生じ始めた加速度はケー

ス2は575gal程度、ケース8は500galであり $L/H=0.4$ のケースより大きかった。図4.2.4において、同程度の変形が生じる加振加速度に着目すると、分割壁と一体壁はいずれも補強材長を0.7mと長くした方が2～3割程度加速度が小さかった。補強材を長くすることにより変形が抑えられていることが分かる。

(4) 入力波形の影響 (ケース4, 7, 9)

地震波を用いて加振したケース4, 7, 9も変形モードは他の分割壁のケースと同様であった。ただし、壁面の変形は同一加速度で比べると正弦波の場合より小さい。これは正弦波の場合には同一振幅の加速度が20波作用するのに対して、地震波の場合には図3.4.2に示したように壁面の変形に寄与する大きい加速度の波数が少ないためである。壁面の水平変位量(DH2)が高さ比5%に達する加振加速度を比較すると、正弦波の場合は350gal程度であるのに対し、地震波の原波形(卓越周波数1.5Hz)を用いたケース4では450gal程度、卓越周波数を5Hzに調整した波形を用いたケース7, 9は600～800程度と大きくなった。周波数の低い方が変形に寄与する大きい加速度が作用している時間が長いため、変形が大きいことが分かる。ただし、今回の実験では実物の $\lambda=1/5$ 程度の縮尺模型を想定しているため、相似則(Iai, 1989)に従えば時間軸を $\lambda_t=\lambda^{0.75}=0.3$ 倍程度に縮尺する必要がある。したがって、模型実験上では卓越周波数を5Hzに調整した波形を用いて加振したケースが実現象に対応していると考えられる。

(5) 壁面勾配の影響 (ケース6)

壁面勾配を1:0.2とゆるくしたケース6も鉛直な場合と同様にすべり面は補強領域外側から補強領域内の下層の補強材に沿う形状で発生し、そのときの加速度は350gal程度であった。しかし、変形モードは補強領域が前出しするような形状とは異なり、むしろ壁面上端部付近を中心とした円弧状のすべりを生じた。図4.2.4より、壁面の水平変位について壁面が傾斜しているケース6と鉛直のケース1を比較すると、壁面上部はケース6の方が小さいが、壁面中央部は同程度だった。

4. 2. 3 時刻歴

加振時の時刻歴の例として、分割壁を用いたケース3の320gal加振時および一体壁を用いたケース5の338gal加振時を図4.2.5に示す。壁面の水平変位はケース3, 5ともに、台加速度が盛土側へ向かっているときに前面側に増加していることが分かる。土圧は盛土中段の壁面の水平土圧と補強領域背後の水平土圧を示している。壁面の水平土圧は2ケースとも台加速度が壁面側に向かうときに増加している。補強領域背後の水平土圧は分割壁のケース3は台加速度が壁面側、盛土側に最大値を示すときにそれぞれ大小のピークを示している。つまり、入力正弦波1波あたり2回のピークを示していることになる。この傾向は、分割壁を用いた他のケースでも壁面が大きく変位するような加振段階になると同じように見られた。一方、一体壁のケースでは補強領域背後の水平土圧に必ずしも2回のピークが出るとはいえず、また壁面の水平土圧も分割壁と比べれば波形に乱れが大きかった。補強材のひずみは盛土中段の補強材に貼り付けたひずみゲージのうち、最も壁面に近いものと補強材端部に近いものを示している。いずれも台加速度が盛土側に向かっているときにひずみが増加している。また、壁面部に着目すると、加振中壁面の土圧が増加しているとき補強材のひずみも増加している。つまり、

土圧の増分は補強材の張力が負担していることが分かる。ただし、その大きさを比べると、補強材張力は壁面土圧の半分程度しか発生しなかった。

なお、4章の最後にケース3の110、425gal加振時（すべり面発生前、後）、ケース5の440gal加振時（すべり面発生後）、ケース6の430gal加振時（すべり面発生後）の時刻歴を示した。

4. 2. 4 応答加速度

各ケースの加速度応答倍率分布を図4.2.6に示す。ここでの加速度応答倍率とは、振動台の加速度が盛土方向に最大値を示したときの各加速度計の応答最大値を振動台の加速度で除したものである。加振加速度が小さい段階では振動台の加速度と各加速度計の値はほぼ同位相であったが、加振段階が大きくなると模型の上部では $\pi/4 \sim \pi/2$ 程度の位相差が生じた。同図より、変形が生じていない加振段階では模型の応答加速度はほぼ台加速度と等しい。加振段階が進み、変形が大きくなるとすべり面上のくさび土塊の応答加速度は下がる傾向にあることが分かる。一方、一体壁のケース5、8では、変形が発生して加振加速度が大きくなると壁面の応答加速度は増幅している。この傾向は壁面上部ほど大きい。また、壁面付近の地盤の応答加速度も増幅しており、分割壁とは異なる傾向を示した。分割壁のケース2、3、一体壁のケース5、8の加振加速度と補強領域中央付近の応答加速度の関係を図4.2.7に示す。ケース2、8はそれぞれ補強材長が $L/H=0.7$ と長いケースである。振動台の加速度が■は盛土方向、○は壁面方向に最大値を示したときの補強領域中央の応答加速度をそれぞれ示している。補強材長 $L/H=0.4$ のケース3、5はそれぞれ375gal、397galですべり面が観察されたが、同図より加振加速度が300galを超えると盛土方向の応答加速度は頭打ちになり、壁面方向の応答加速度は対照的に大きくなっている。また、補強材長 $L/H=0.7$ のケース2、8はそれぞれ575gal、500galですべり面が観察されたが、同図より加振加速度が500galを超えると盛土方向の応答加速度は頭打ちになっている。ただし、壁面方向の応答加速度についてはケース2では最終加振段階まで盛土方向の応答加速度と同程度であり、ケース8については300galを超えると大きくなった。なお、盛土方向の応答加速度が頭打ちになるのは、盛土内に潜在的なすべり層が発生し、盛土方向の力が土塊に伝わらなくなることによると考えられる。

4. 2. 5 土圧

各ケースの加振中の最大土圧分布および各加振終了後の残留土圧分布を図4.2.8に示す。図中には計算値も示しているが、水平土圧は補強領域を擬似重力式擁壁と仮定し、物部・岡部式で求めたものである³⁾。なお、補強領域背面の摩擦角 δ は土の内部摩擦角 ϕ と等しくしている。鉛直土圧も水平土圧と同様に補強領域を擬似重力式擁壁と仮定して、補強領域底面に作用する土圧を求めている。

水平土圧： $\sigma_{EH} = \gamma \cdot h \cdot K_E \cdot \cos(\delta - \beta)$ (kgf/cm²)

鉛直土圧： $e \leq \frac{L}{3}$ のとき、 $q_l = \frac{P_{Ev} + W}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$ (kgf/cm²)

$\frac{L}{6} \leq e \leq \frac{L}{3}$ のとき、 $q_l = \frac{2(P_{Ev} + W)}{3d}$ (kgf/cm²)

$$\text{ここに、} K_e = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

γ : 土の単位体積重量 (kgf/cm³) (表3.4.1参照)

h : 地盤の高さ (cm)

ϕ : 内部摩擦角=42° (表3.3.3参照)

δ : 壁面摩擦角= ϕ

α : 壁面勾配= 0°

β : 地表面勾配= 0°

θ : 地震合成角= $\tan^{-1} k_h$, k_h は水平震度

e : 偏心距離= $L/2 - d$ (cm)

L : 補強材敷設長 (cm)

d : のり先から合力 R までの距離 (cm)

P_{EH} : 水平土圧合力= $1/2 \gamma \cdot h^2 \cdot K_e \cdot \cos(\delta - \beta)$ (kgf/cm)

P_{EV} : 鉛直土圧合力= $1/2 \gamma \cdot h^2 \cdot K_e \cdot \sin(\delta - \beta)$ (kgf/cm)

W : 補強領域の重量= $\gamma \cdot h \cdot L$ (kgf/cm)

同図より以下のことが分かる。

- (1) 土圧分布は壁面剛性により大きく傾向が異なった。
- (2) 分割壁のケースでは盛土地盤内の水平土圧は天端から深度が深くなるほど大きく発生し、同一深さでは、補強領域の背面側より壁面側の土圧の方が大きく発生した。特に、壁面下端では応力が集中し、大きな土圧が発生した。
- (3) 分割壁の場合、加振加速度が大きい段階では、壁面下端の水平土圧は計算値の数倍にも及んでいる。壁面下端を除く水平土圧は計算値と比べると同程度か2倍くらいの値を示した。
- (4) 分割壁の場合、支持地盤内の鉛直土圧は壁面直下部において他の位置より大きく発生した。これらは補強領域の変形の進行に伴って盛土荷重が補強材、壁面工を介して最下段の壁面に集中したこと、および背面土のせん断変形の進行さらには補強領域内へのすべり面の発生に伴いせん断抵抗が低下したこと等によるものであると考えられる。
- (5) 計算では補強領域を剛な擬似擁壁と仮定しており、加振加速度が大きくなるとつま先部に擬似擁壁の自重が過度に集中するため計算値の方が実測値より大きくなった。
- (6) 壁面が傾斜しているケース6では、つま先部での鉛直土圧の応力集中は比較的小さかった。
- (7) 一体壁のケースでは分割壁の場合と比較して全体の水平土圧は小さく、また、壁面下端の水平土圧およびつま先部の鉛直土圧の大きな応力集中は発生しなかった。計算値と比べても水平土圧は同程度か2倍くらいの値を示し、鉛直土圧は加振前の値とほとんど変わらなかった。

4. 2. 6 補強材の張力

各ケースの加振中の補強材に発生した最大張力分布および残留張力分布を図4.2.9に示す。分割壁のケースの張力分布は壁面土圧の分布に対応して上層の補強材では小さく、下層の補強材ほど大きく発生した。また、各々の補強材においては壁面に近いほど大きくなる傾向があった。これらのことは、壁面に近い補強材の張力は壁面への土圧に比例し、背面側にいくにつれて補強材と盛土材との摩擦により張力が減少していくためと考えられる。一方、一体壁のケース5、8では壁面に作用する土圧に対応して深さ方向にはほぼ均等に張力が発生している。各ケースの補強材張力と壁面土圧合力を比較したものを図4.2.10に示す。補強材張力、壁面土圧合力は各加振段階の最大値を図4.2.11に示すようにして求めた。土圧は壁面に貼り付けた土圧計の値、補強材張力は最も壁面に近いひずみゲージの値を採用した。図4.2.10の横軸は補強材張力が壁面土圧合力の何%発生したかを表しており、縦軸は土圧計とひずみゲージの設置高さを示している。同図より、加振加速度が小さい段階では補強材張力と壁面土圧合力は同程度であったが、加振加速度が大きくなると土圧のほうが大きくなることが分かった。壁面下段において、最終加振段階の補強材の最大張力は最大土圧の30~40%程度の大きさであった。ただし、例外として、盛土が高いケース3は75%、一体壁で補強材が長いケース8は130%であった。ケース3は盛土が高いことから土被り圧が大きく、引き抜けにくかったため、加振加速度が大きい段階でも張力が発揮されたと考えられる。一方、ケース8は壁面土圧が非常に小さかったため、補強材張力の方が大きい結果となった。また、壁面中段では各ケースでばらつきはあるものの、最終加振段階の補強材の最大張力は最大土圧の50%前後であった。壁面上段では張力、土圧はともに値が小さく、両者の関係に一定の傾向は見られなかった。図4.2.11に示すとおり、壁面上下のかみ合わせを無視すれば、補強材張力と壁面土圧合力はつり合うはずであるが、両者の関係はかなりばらついている。原因として考えられるのは主にデータの信頼性の問題と、壁面土圧合力の求め方である。壁面土圧合力は土圧計によって検出された土圧が壁面全体に一樣に作用していると仮定して求めており、実際に作用している土圧合力と多少差が生じる可能性があると考えられる。

つぎに、補強材張力の大きさが何に支配されているのかを分析してみた。

壁面の水平変位量と補強材張力の関係を図4.2.12(a)、(b)に示す。横軸は壁面中段(DH2)と下段(DH1)の水平変位量、縦軸は横軸の水平変位量(DH1,2)を測定した位置に敷設している補強材張力をとった。同図の(a)は補強材張力を漸増成分、(b)は振動成分で整理している。ここで、漸増成分は各加振後の残留値、振動成分は加振中の振幅としている。補強材の張力は壁面の水平変位量が大きくなるにつれて増加していくと考えられるが、図4.2.12より、壁面中央部ではある程度の変位量で補強材張力は頭打ちになった。これは、補強材が引き抜けを起こしていることが原因として考えられる。また、壁面下部では各ケースの張力のばらつきが大きかったが、加振段階が進むと下部の壁面は前面に大きく傾くことから、補強材が曲がり、大きなひずみが出た可能性はある。(ひずみゲージの曲げに対する感度については3.3.2参照)

加振加速度と補強材張力の関係を図4.2.13(a)、(b)に示す。横軸は各加振段階での最大加振加速度、縦軸は図4.2.12と同じである。同図より、補強材張力は加振加速度が大きくなるにつれて増加している。この傾向は加振波形が異なっても同様であり、最大加振加速度が同じなら同程度の補強材張力が

発生することが分かる。

補強領域の沈下量と補強材張力の関係を図4.2.14に示す。横軸は各加振後の盛土の残留沈下(DH1/H)、縦軸は図4.2.12、4.2.13と同じである。同図より、補強材張力は盛土の沈下が大きくなると盛土中央部では頭打ちに、盛土下部では増加する傾向が見られた。ただし、各ケースのばらつきは大きい。

4. 2. 7 壁面補強板のひずみ

壁面補強板のひずみの加振ごとの最小値および累積残留値を図4.2.15(ケース5)、図4.2.16(ケース8)に示す。ここで、最小値はマイナス方向(壁面の前面方向)のひずみの最大値を示している。ケース5、8ともに加振ステップが進むにつれて大きなひずみが発生しているが、ケース5ではケース8に比べて値が小さく、また分布形が異なる。これは、ひずみゲージの貼り付け位置の影響によると思われる。ケース5の壁面剛性試験結果(図3.3.13)によると、曲げ剛性(計算上の曲げモーメントと曲げひずみの関係)は各ゲージでばらついている。したがって、図4.2.15(a)、(b)に示すケース5の加振中の曲げひずみ分布はやや信頼性が低いと思われる。一方、ケース8は壁面剛性試験結果(図3.3.14)より、曲げ剛性は壁面全体でほぼ一様に得られており、加振中の曲げひずみは信頼性が高いと思われる。図4.2.16(a)、(b)より、ケース8の曲げひずみの分布形は滑らかであり、分割壁の変形のように前面にはらみ出すような形状であった。一体壁の場合、その上端が大きく前傾する変形モードであったが、最も大きな曲げモーメントが加わったのは分割壁と同じ壁面中段付近だといえる。

4. 3 まとめ

実験結果をまとめると、以下のことが分かった。

(1) 模型作成時の鉛直・水平土圧は、ばらつきは大きいものの全体的には計算値と同程度かやや大きい値を示した。ただし、壁面直下の鉛直土圧は小さめであった。

(2) 模型作成時の補強材張力は壁面に作用する水平土圧に対応して発生した。壁面を傾斜させたケースは鉛直壁のケースより補強材張力は小さかった。

(3) 分割壁のケース1では、正弦波370galですべり面が生じ始めた。さらに大きい加速度で加振すると補強領域が前面にはらみだし、その背後がくさび状に落ち込む様子が見られた。一方、一体壁のケース5は正弦波397galですべり面が生じ始め、壁面の上端が大きく前傾するような変形を示した。

(4) 加振後の壁面上部の水平変位量を比べると、一体壁は壁面の上端が前傾する変形形態であったため、分割壁より約3倍大きな値を示した。入力波形に地震波を用いたケースは、正弦波のケースより変形が小さく、また、補強材を長くすることにより、変形を抑えることができた。

(5) 補強領域の応答加速度は、すべり面発生後、盛土方向は頭打ちに、壁面方向は対照的に大きくなった。また、変形が大きくなるとすべり面上のくさび土塊の応答加速度は下がる傾向にあった。

(6) 加振中の土圧分布は、壁面剛性により傾向が異なった。分割壁のケースでは盛土内の水平土圧は深度が大きいほど、補強領域の背面側より壁面側ほど大きく、特に壁面下端に集中して発生した。支持地盤の鉛直土圧は壁面直下部において大きく発生した。一方、一体壁のケースでは分割壁と比較

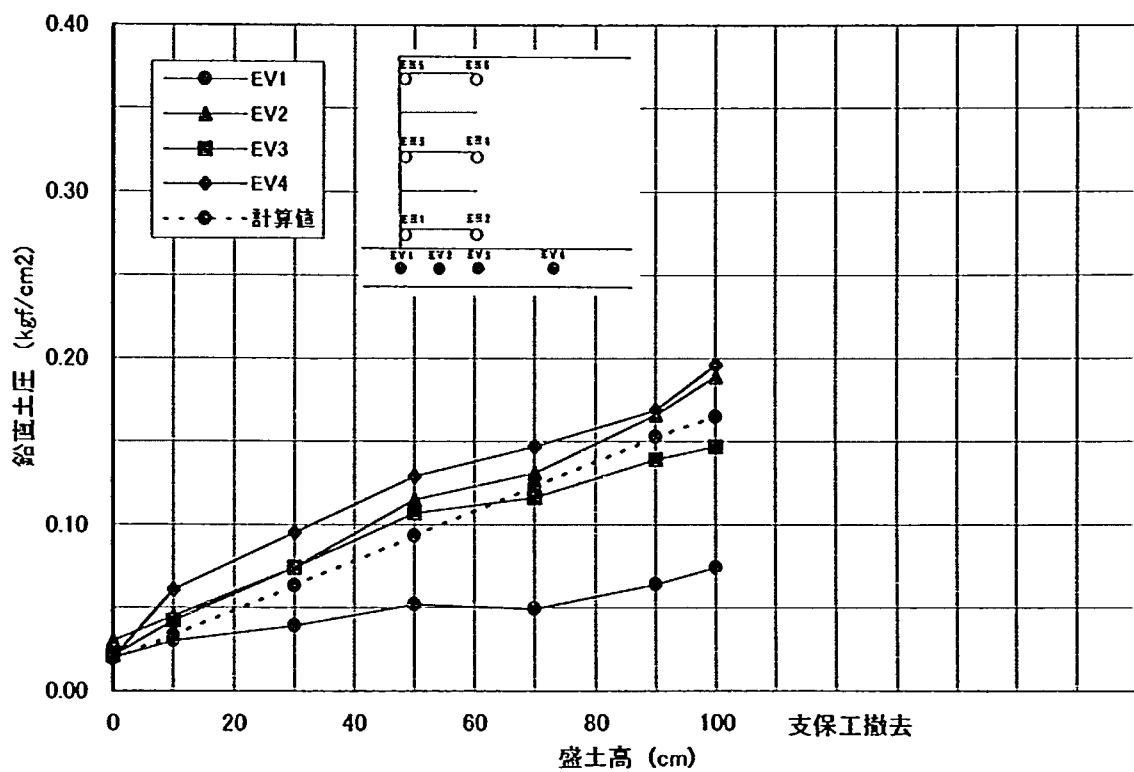
して全体の水平土圧は小さく、また水平・鉛直土圧の過度な集中も見られなかった。

(7) 加振中の補強材張力は壁面に作用する水平土圧に対応して、盛土の深い位置ほど、壁面に近いほど大きく発生した。変形が大きい加振段階では、補強材張力より壁面土圧のほうが大きかった。また、最大加振加速度が大きいほど補強材張力は大きく発生し、ある程度の壁面の水平変位、盛土の沈下が生じると補強材張力は頭打ちになった。

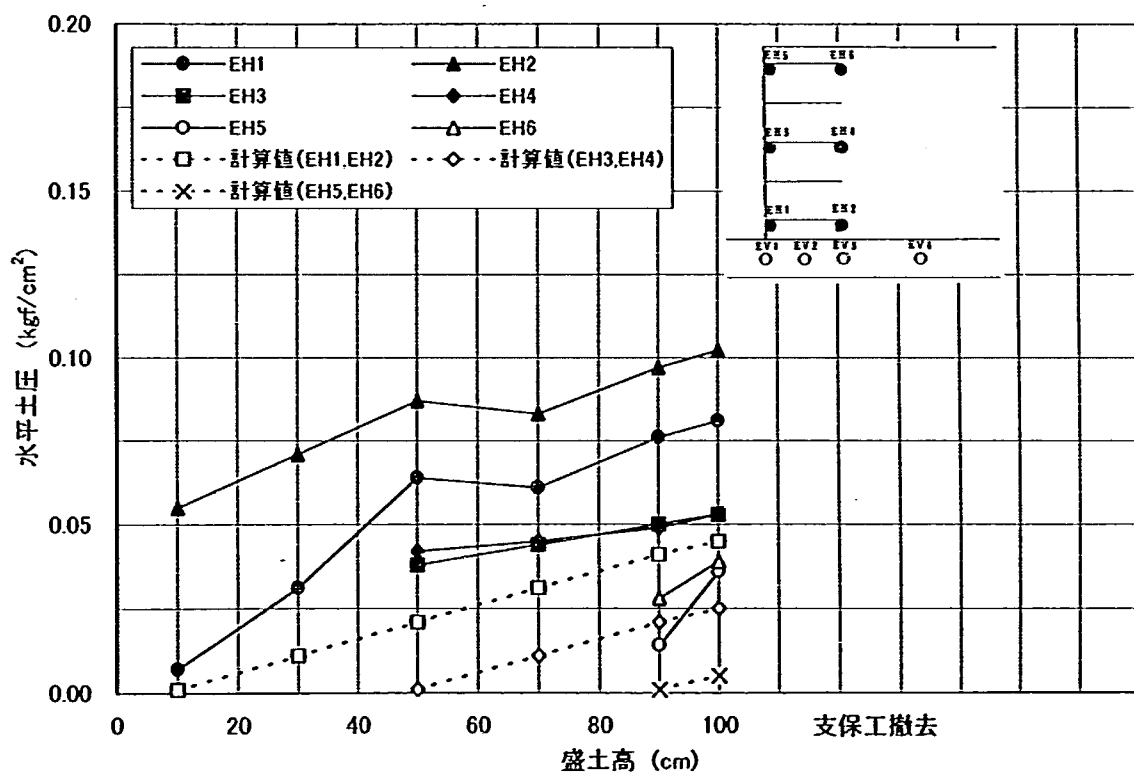
(8) 加振中の一体壁の壁面補強板のひずみは、壁面中段付近で大きく発生した。変形は壁面上端が前傾する形態を示したが、曲げモーメントは壁面中段が最も大きかったことが分かった。

表4.2.1 各加振後の壁面の変位量および盛土の沈下量

Case1	Acc(gal)	55	110	165	220	280	330	370	440										
	DV1/H	0.0000	-0.0005	-0.0012	-0.0030	-0.0053	-0.0105	-0.0235	-0.0705										
	DV2/H	0.0000	-0.0007	-0.0020	-0.0044	-0.0094	-0.0186	-0.0536	-0.1206										
	DH3/H	0.0001	0.0007	0.0017	0.0034	0.0066	0.0136	0.0301	0.0851										
	DH2/H	0.0000	0.0009	0.0023	0.0049	0.0099	0.0214	0.0519	0.1249										
Case2	Acc(gal)	110	220	325	375	425	465	525	575	625									
	DV1/H	0.0002	-0.0002	-0.0021	-0.0044	-0.0093	-0.0163	-0.0223	-0.0270	-0.0521									
	DV2/H	-0.0003	-0.0008	-0.0035	-0.0070	-0.0126	-0.0222	-0.0357	-0.0549	-0.1024									
	DH3/H	-0.0003	0.0007	0.0057	0.0111	0.0187	0.0284	0.0432	0.0669	0.1372									
	DH2/H	-0.0003	0.0008	0.0055	0.0108	0.0179	0.0302	0.0478	0.0776	0.1491									
Case3	Acc(gal)	54	110	165	210	270	320	375	425										
	DV1/H	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0005	-0.0018	-0.0045	-0.0108	-0.0358										
	DV2/H	0.0000	-0.0004	-0.0014	-0.0034	-0.0079	-0.0146	-0.0281	-0.1067										
	DH3/H	0.0000	0.0010	0.0020	0.0040	0.0070	0.0120	0.0240	0.0770										
	DH2/H	0.0000	0.0010	0.0020	0.0040	0.0080	0.0160	0.0340	0.0840										
Case4	Acc(gal)	96	170	249	336	406	464	506											
	DV1/H	-0.0001	-0.0004	-0.0013	-0.0033	-0.0086	-0.0198	-0.0355											
	DV2/H	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0030	-0.0150	-0.0413	-0.0783											
	DH3/H	0.0001	0.0011	0.0043	0.0105	0.0200	0.0389	0.0699											
	DH2/H	0.0001	0.0014	0.0055	0.0139	0.0295	0.0587	0.0953											
Case5	Acc(gal)	98	200	295	338	397	440												
	DV1/H	-0.0005	-0.0010	-0.0059	-0.0259	-0.0629	-0.1269												
	DV2/H	-0.0001	-0.0022	-0.0143	-0.0390	-0.0870	-0.1485												
	DH3/H	0.0001	0.0032	0.0248	0.0718	0.1393	0.2993												
	DH2/H	0.0000	0.0000	0.0124	0.0405	0.0825	0.1500												
Case6	Acc(gal)	96	194	290	339	385	430												
	DV1/H	0.0000	-0.0007	-0.0038	-0.0123	-0.0468	-0.0958												
	DV2/H	0.0000	-0.0010	-0.0058	-0.0147	-0.0467	-0.1077												
	DH3/H	0.0000	0.0008	0.0057	0.0143	0.0283	0.0533												
	DH2/H	0.0000	0.0014	0.0086	0.0226	0.0708	0.1323												
Case7	Acc(gal)	88	160	195	228	264	294	326	361	394	428	457	495	522	556	589	626	659	692
	DV1/H	0.0000	-0.0001	-0.0002	-0.0005	-0.0008	-0.0013	-0.0020	-0.0028	-0.0038	-0.0050	-0.0064	-0.0082	-0.0104	-0.0134	-0.0176	-0.0233	-0.0301	-0.0372
	DV2/H	-0.0002	-0.0005	-0.0009	-0.0016	-0.0025	-0.0038	-0.0054	-0.0073	-0.0097	-0.0123	-0.0151	-0.0183	-0.0221	-0.0264	-0.0325	-0.0411	-0.0517	-0.0626
	DH3/H	0.0001	0.0003	0.0007	0.0013	0.0022	0.0033	0.0049	0.0066	0.0084	0.0103	0.0122	0.0142	0.0163	0.0185	0.0210	0.0244	0.0288	0.0350
	DH2/H	0.0000	0.0003	0.0008	0.0014	0.0024	0.0039	0.0056	0.0077	0.0102	0.0130	0.0161	0.0197	0.0241	0.0298	0.0378	0.0486	0.0614	0.0744
Case8	Acc(gal)	120	221	263	320	377	421	461	500	565									
	DV1/H	-0.0002	-0.0015	-0.0017	-0.0040	-0.0089	-0.0194	-0.0328	-0.0504	-0.0712									
	DV2/H	-0.0005	-0.0028	-0.0050	-0.0088	-0.0158	-0.0285	-0.0432	-0.0612	-0.0892									
	DH3/H	0.0006	0.0007	0.0065	0.0122	0.0213	0.0416	0.0693	0.1112	0.1780									
	DH2/H	0.0005	0.0005	0.0042	0.0073	0.0122	0.0235	0.0393	0.0623	0.1006									
Case9	Acc(gal)	88	199	300	352	404	448	497	551	595	632	678	736	777	821	872			
	DV1/H	0.0000	-0.0003	-0.0011	-0.0021	-0.0031	-0.0045	-0.0061	-0.0078	-0.0099	-0.0124	-0.0158	-0.0225	-0.0304	-0.0400	-0.0483			
	DV2/H	-0.0003	-0.0012	-0.0027	-0.0050	-0.0074	-0.0100	-0.0130	-0.0163	-0.0201	-0.0242	-0.0296	-0.0374	-0.0478	-0.0604	-0.0731			
	DH3/H	0.0020	0.0011	0.0030	0.0048	0.0066	0.0086	0.0107	0.0131	0.0154	0.0177	0.0206	0.0233	0.0277	0.0349	0.0427			
	DH2/H	0.0003	0.0007	0.0023	0.0038	0.0054	0.0075	0.0099	0.0129	0.0165	0.0212	0.0277	0.0370	0.0487	0.0638	0.0762			

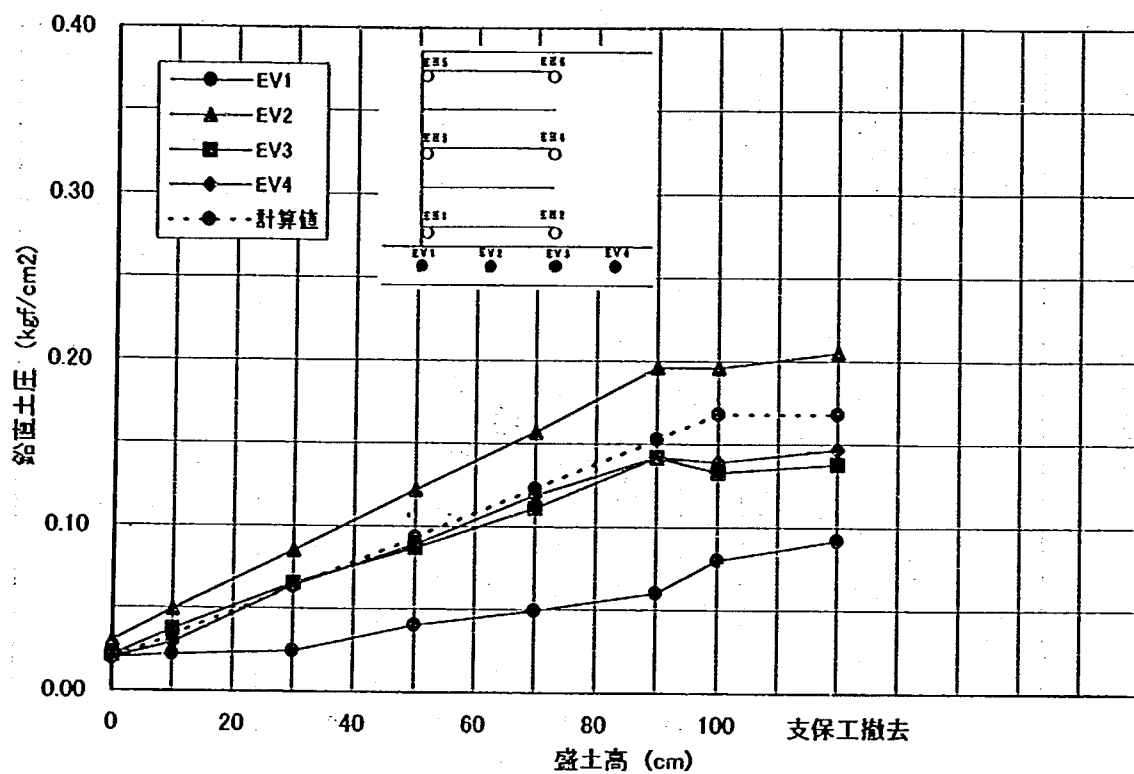


(a) 鉛直土圧

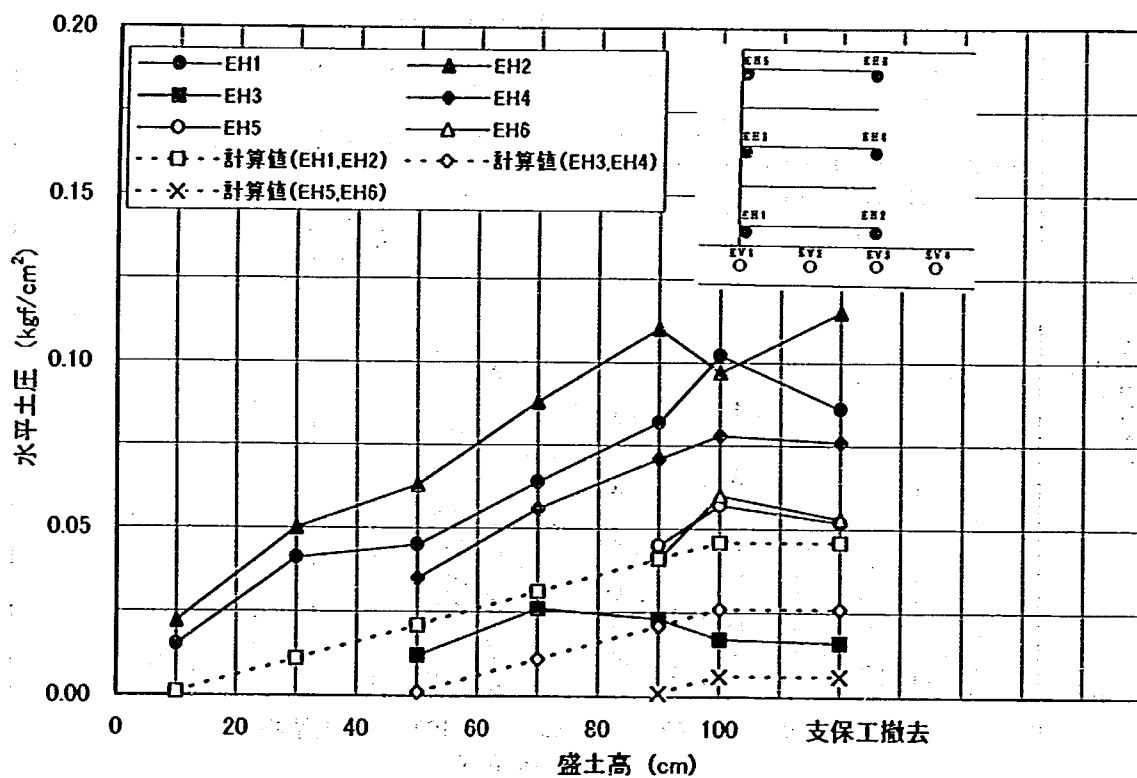


(b) 水平土圧

図4.1.1(a) 模型地盤作成時の土圧 (ケース1)

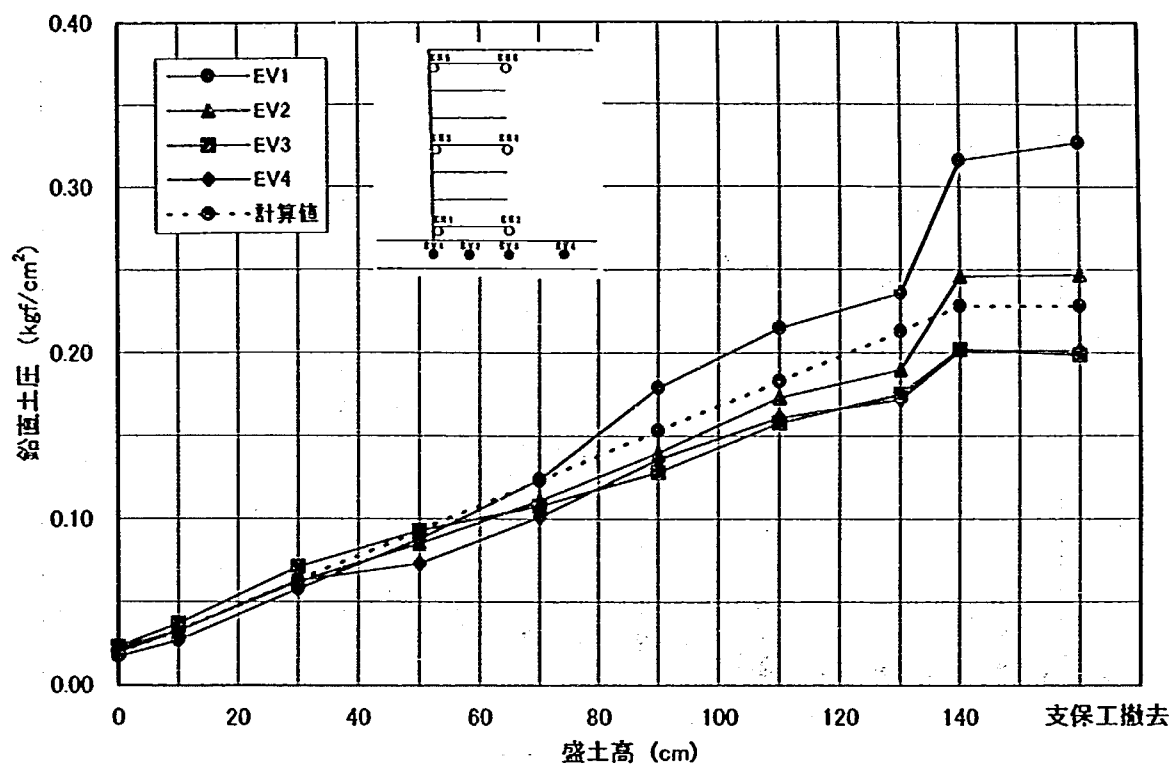


(a) 鉛直土圧

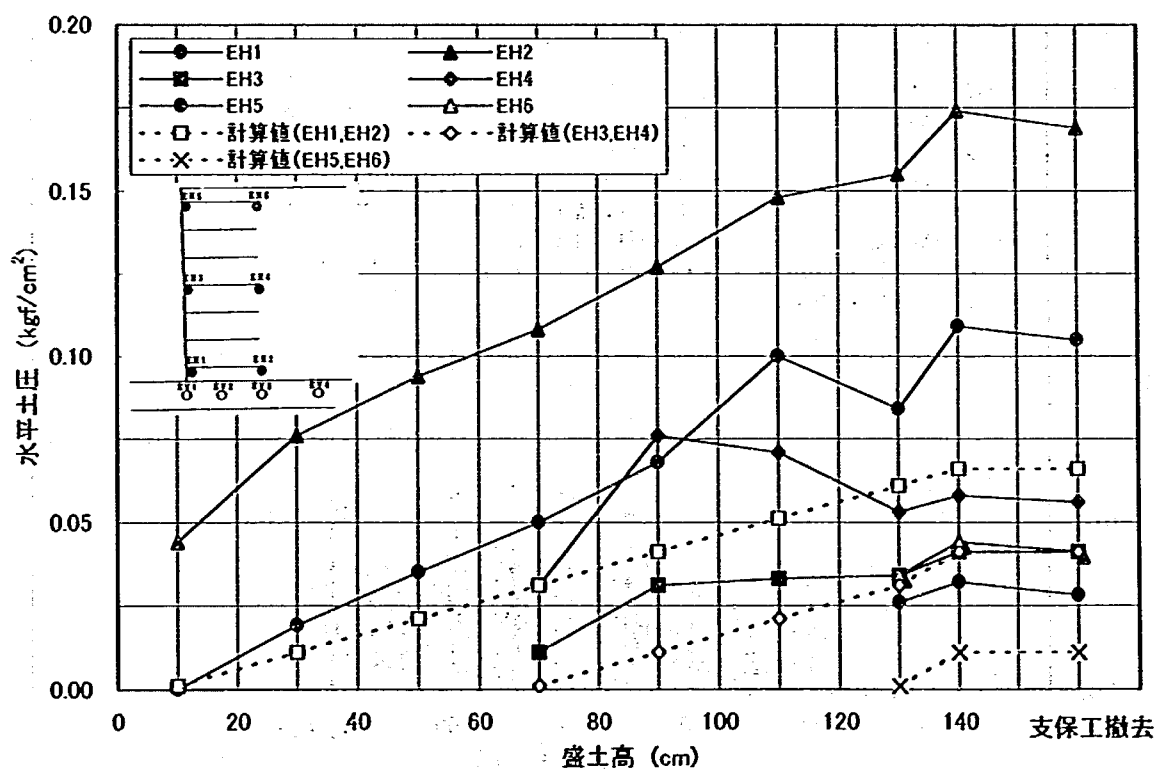


(b) 水平土圧

図4.1.1(b) 模型地盤作成時の土圧 (ケース2)

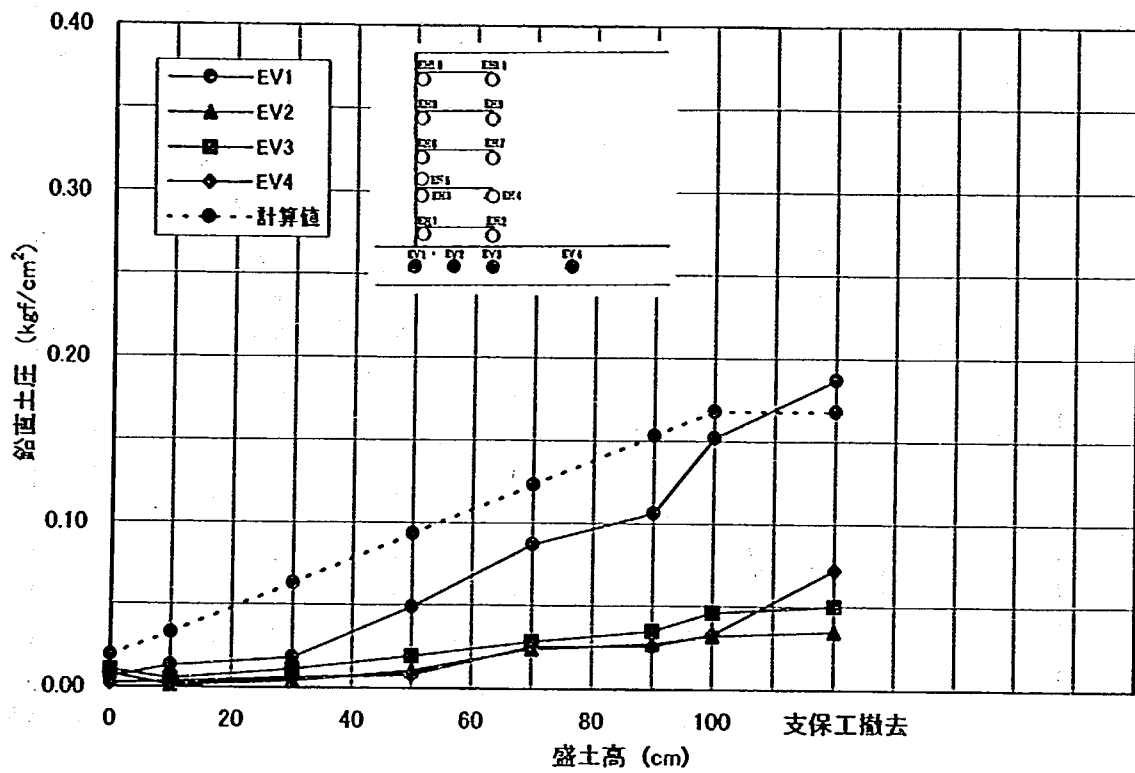


(a) 鉛直土圧

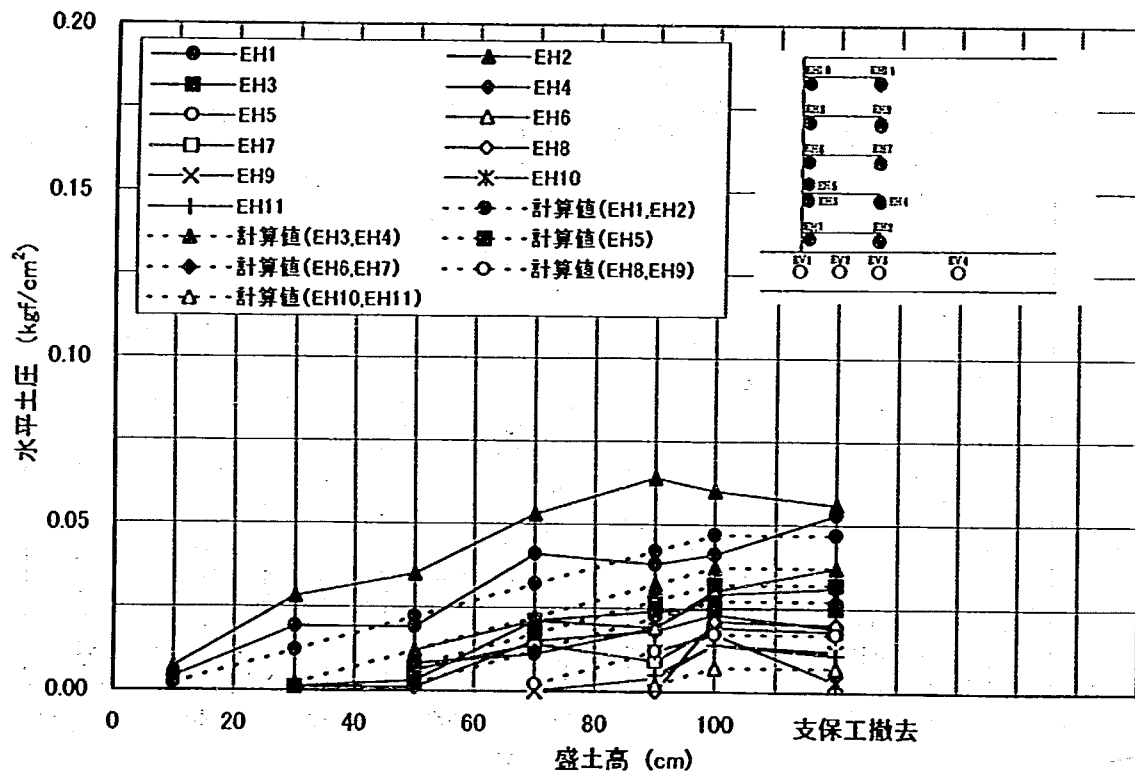


(b) 水平土圧

図4.1.1(c) 模型地盤作成時の土圧 (ケース3)

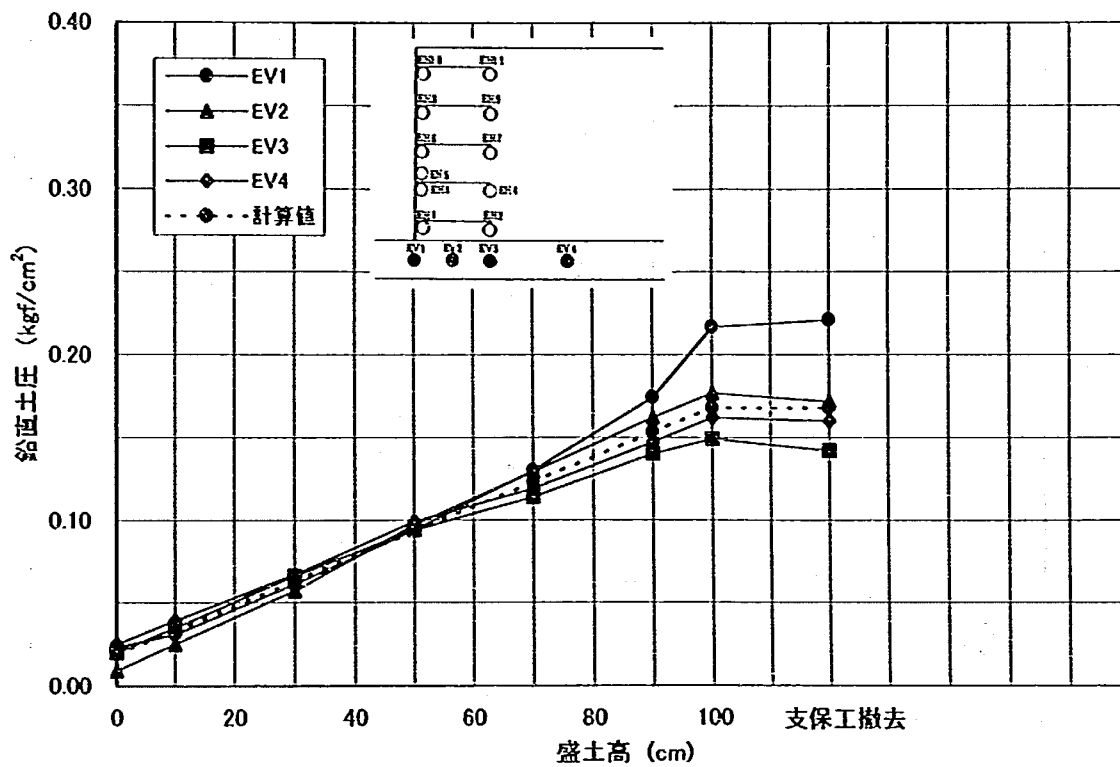


(a) 鉛直土圧

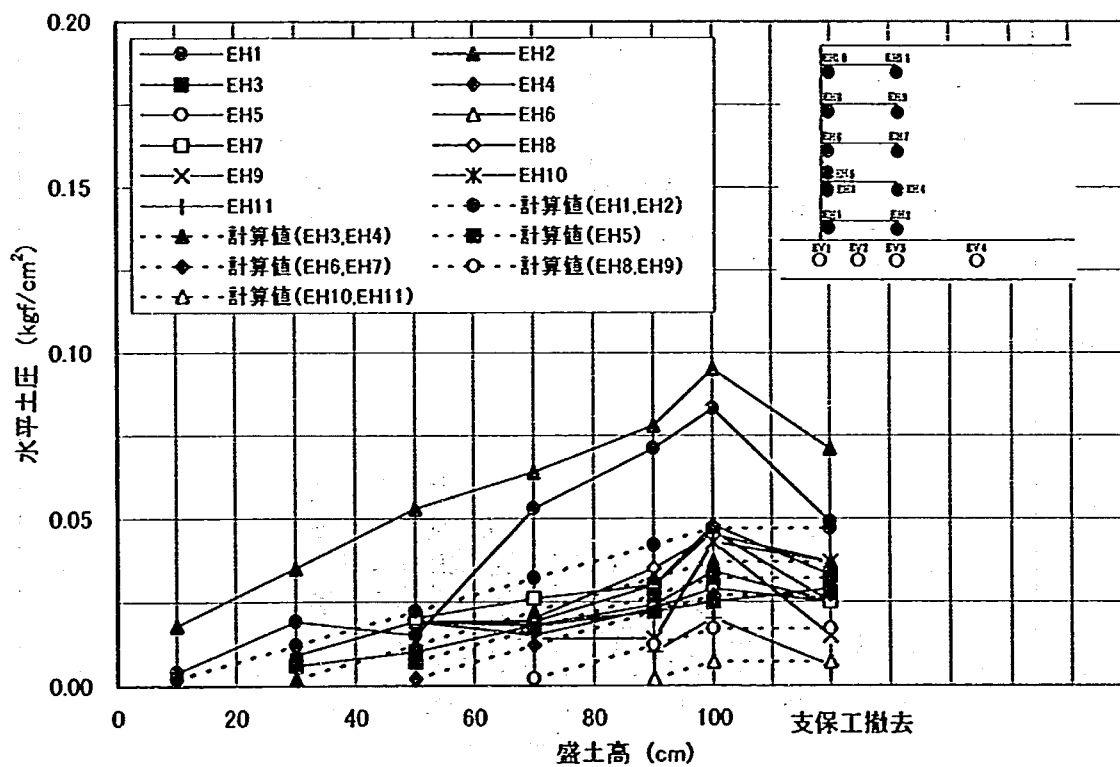


(b) 水平土圧

図4.1.1(d) 模型地盤作成時の土圧 (ケース4)

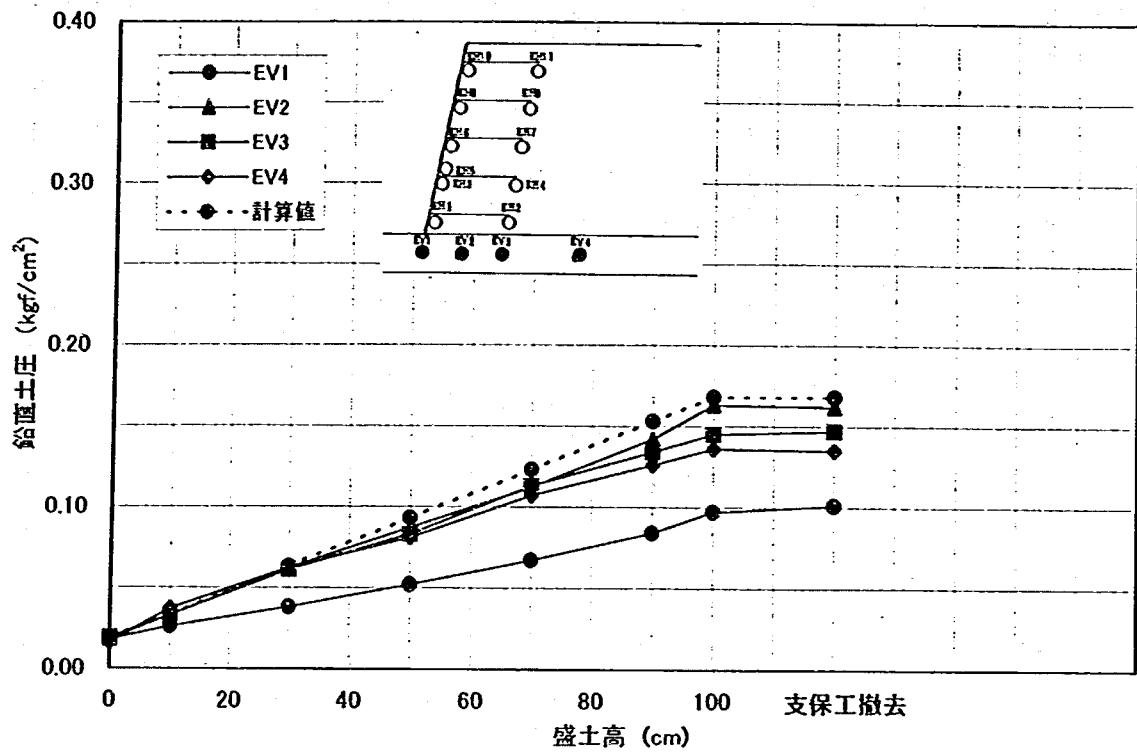


(a) 鉛直土圧

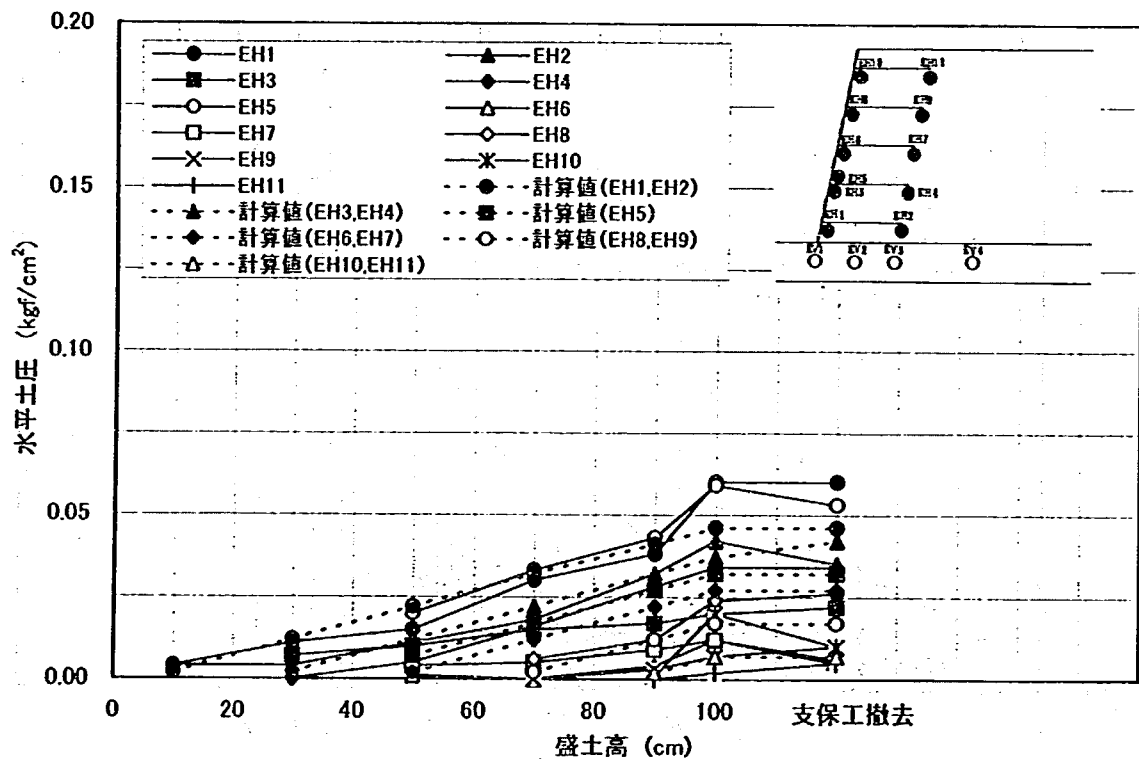


(b) 水平土圧

図4.1.1(e) 模型地盤作成時の土圧 (ケース5)

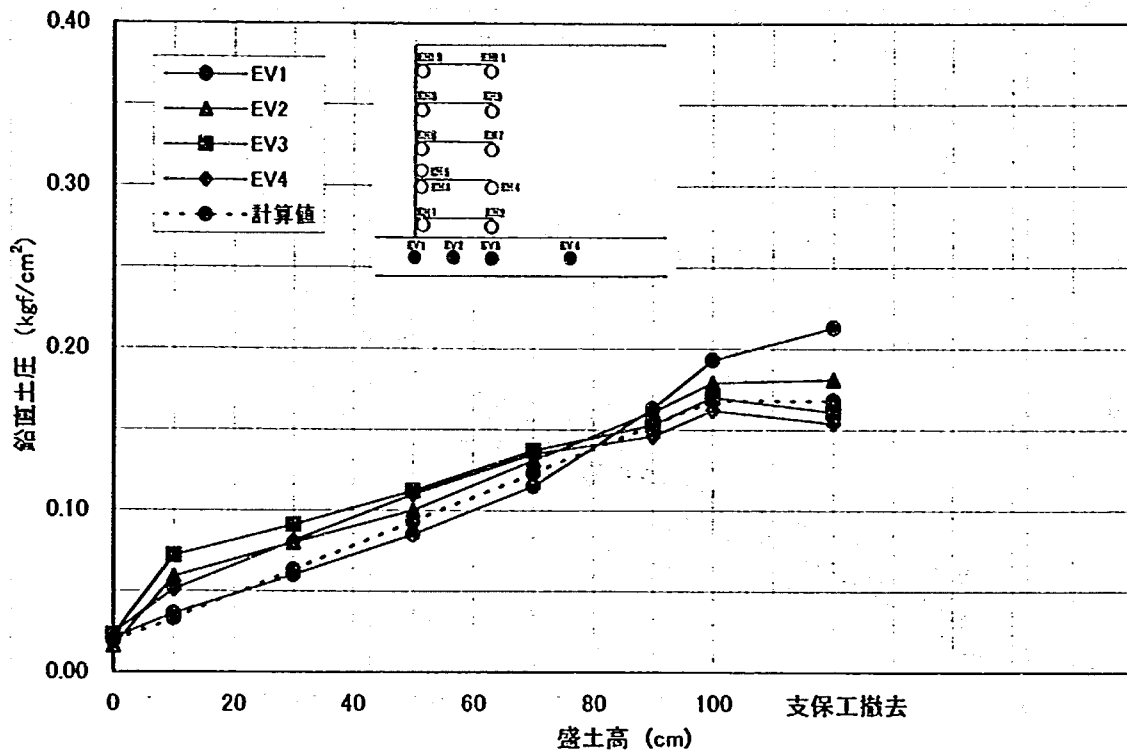


(a) 鉛直土圧

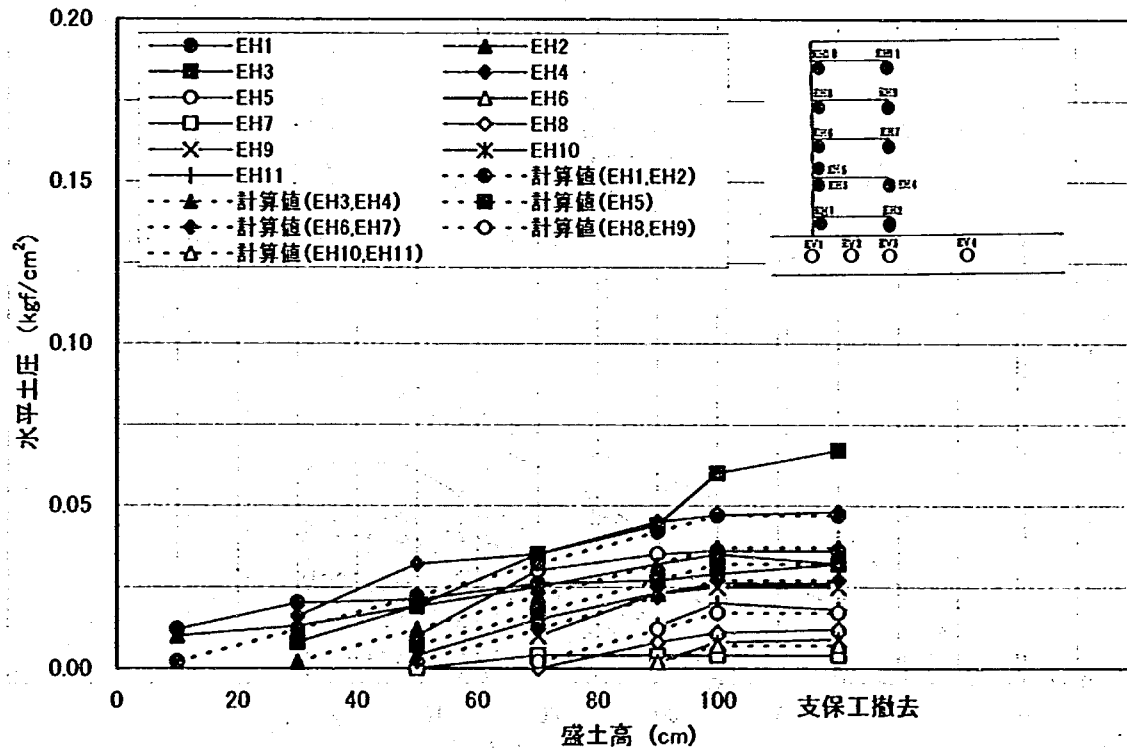


(b) 水平土圧

図4.1.1(f) 模型地盤作成時の土圧 (ケース6)

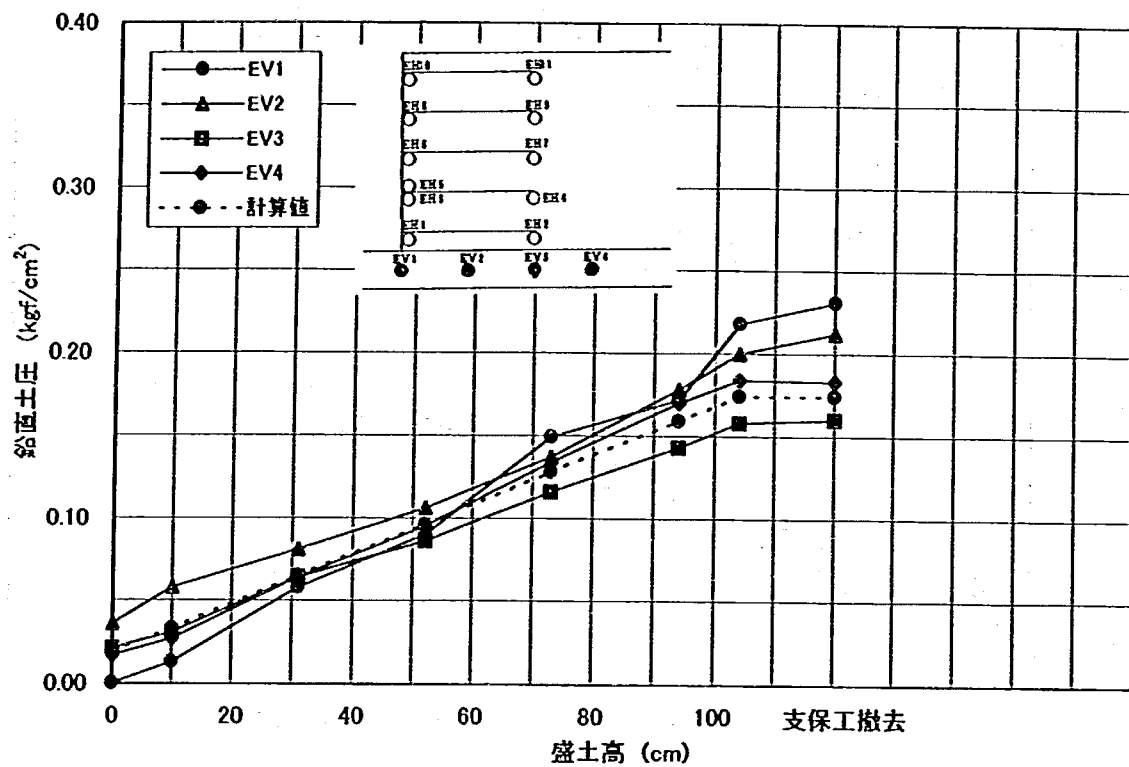


(a) 鉛直土圧

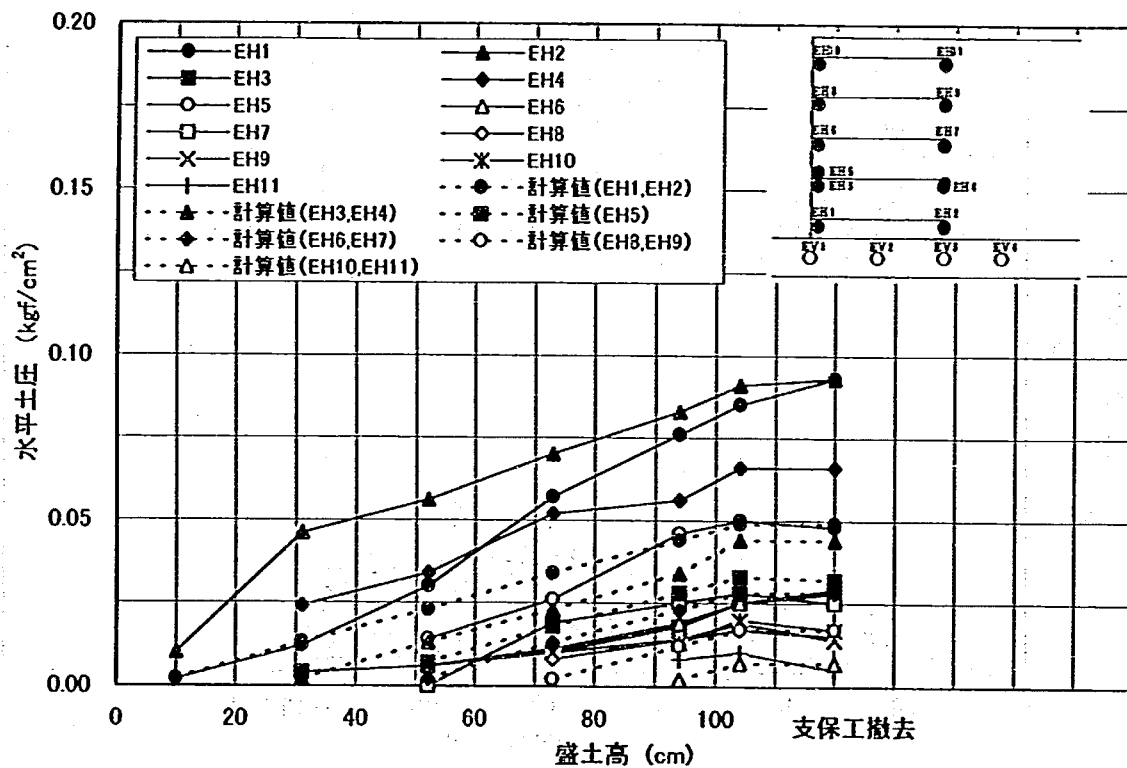


(b) 水平土圧

図4.1.1(g) 模型地盤作成時の土圧 (ケース7)

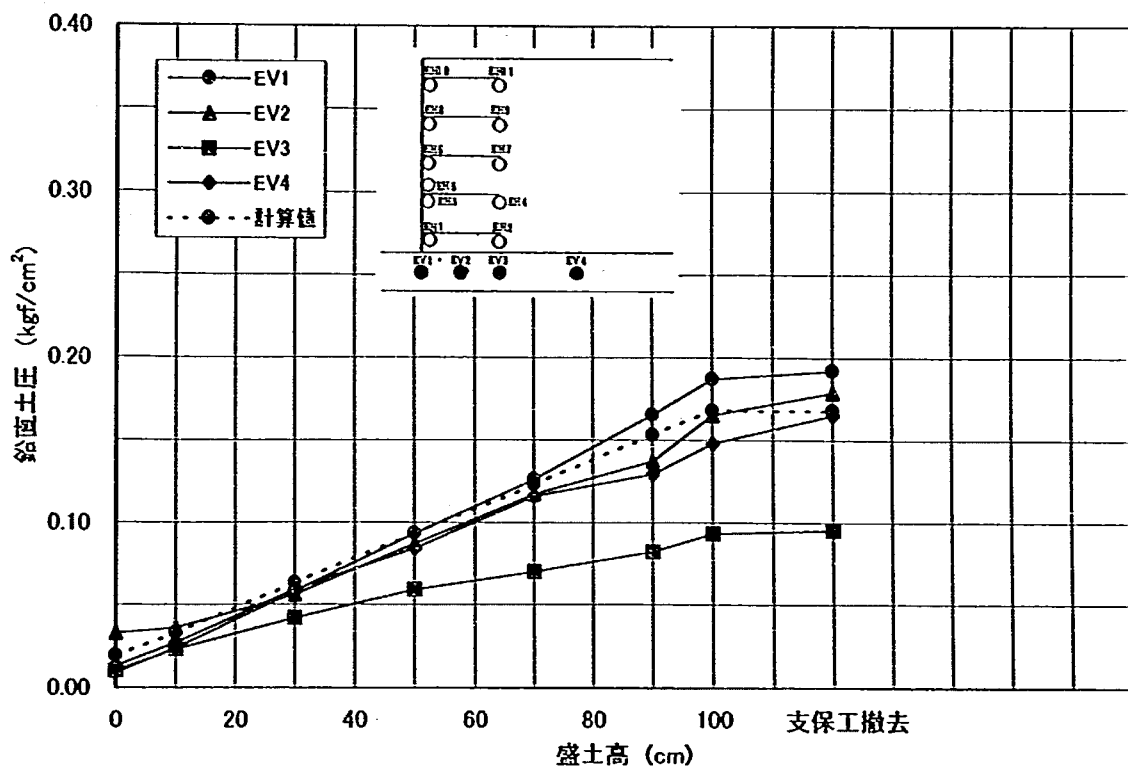


(a) 鉛直土圧

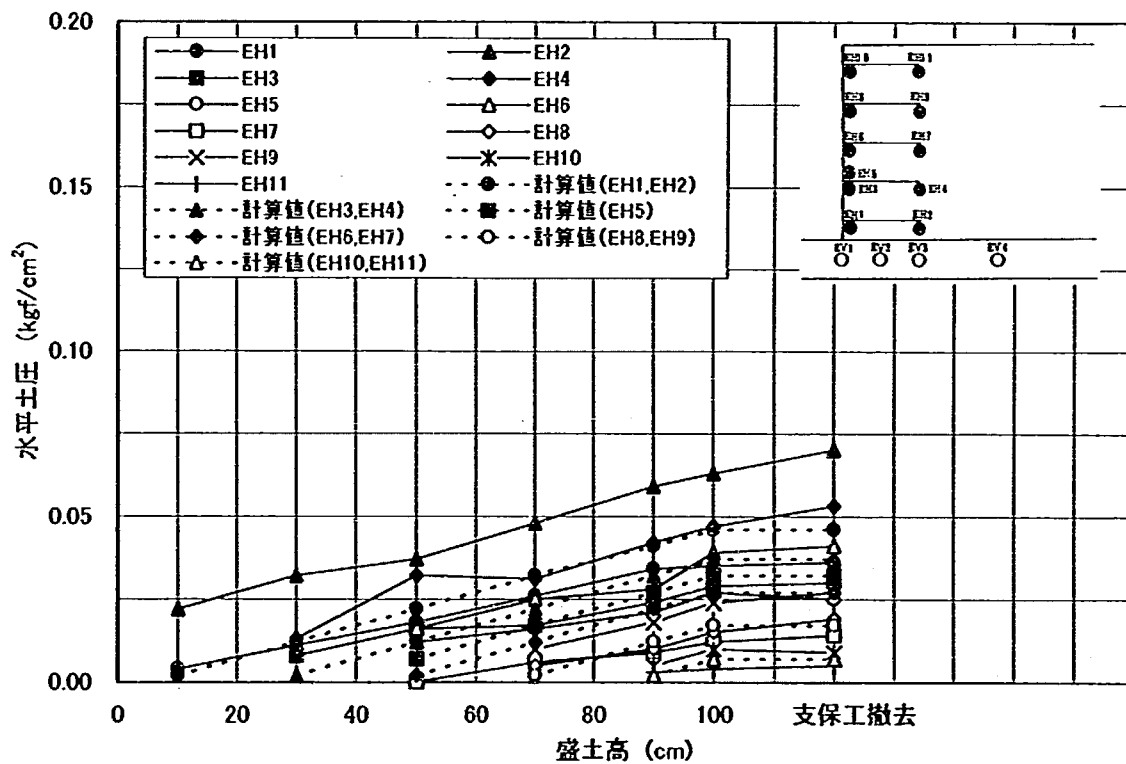


(b) 水平土圧

図4.1.1(h) 模型地盤作成時の土圧 (ケース8)

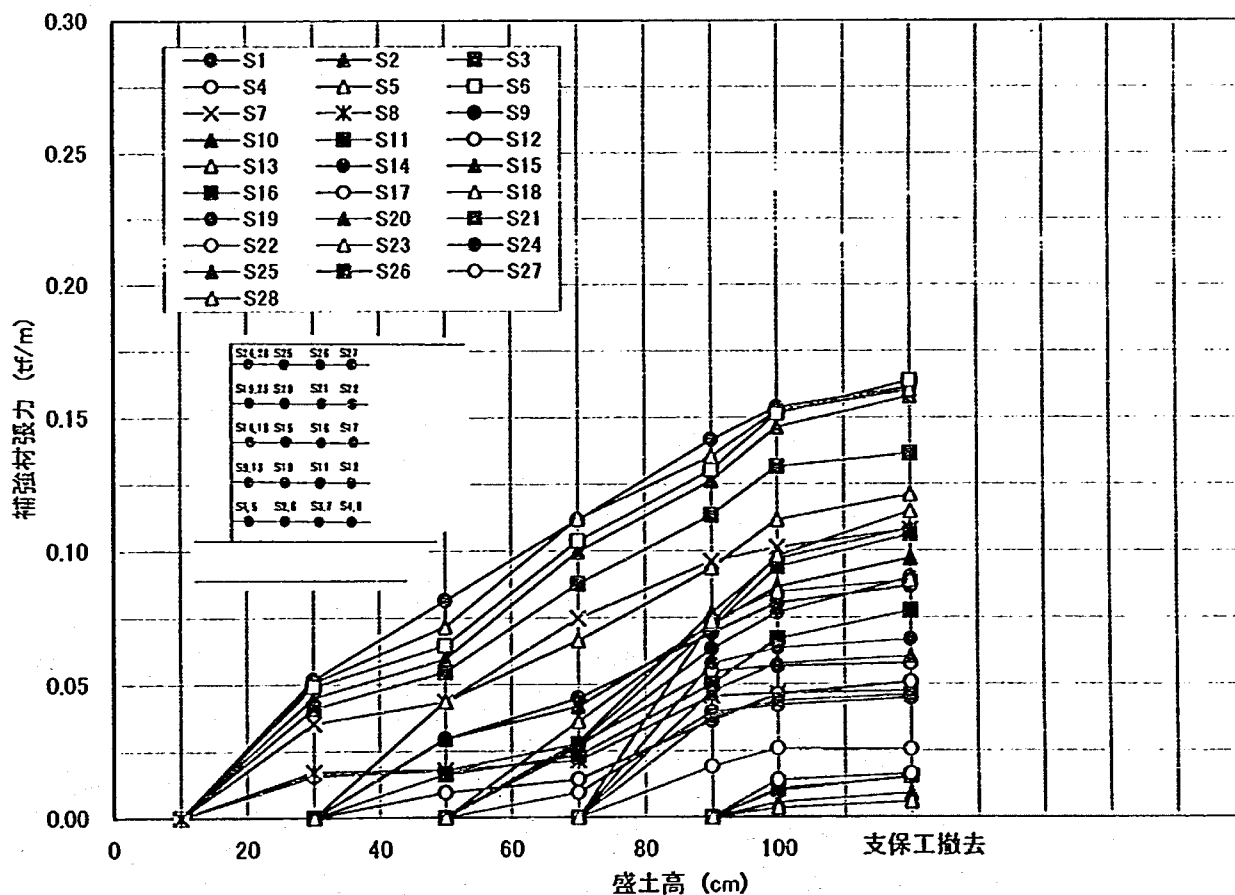
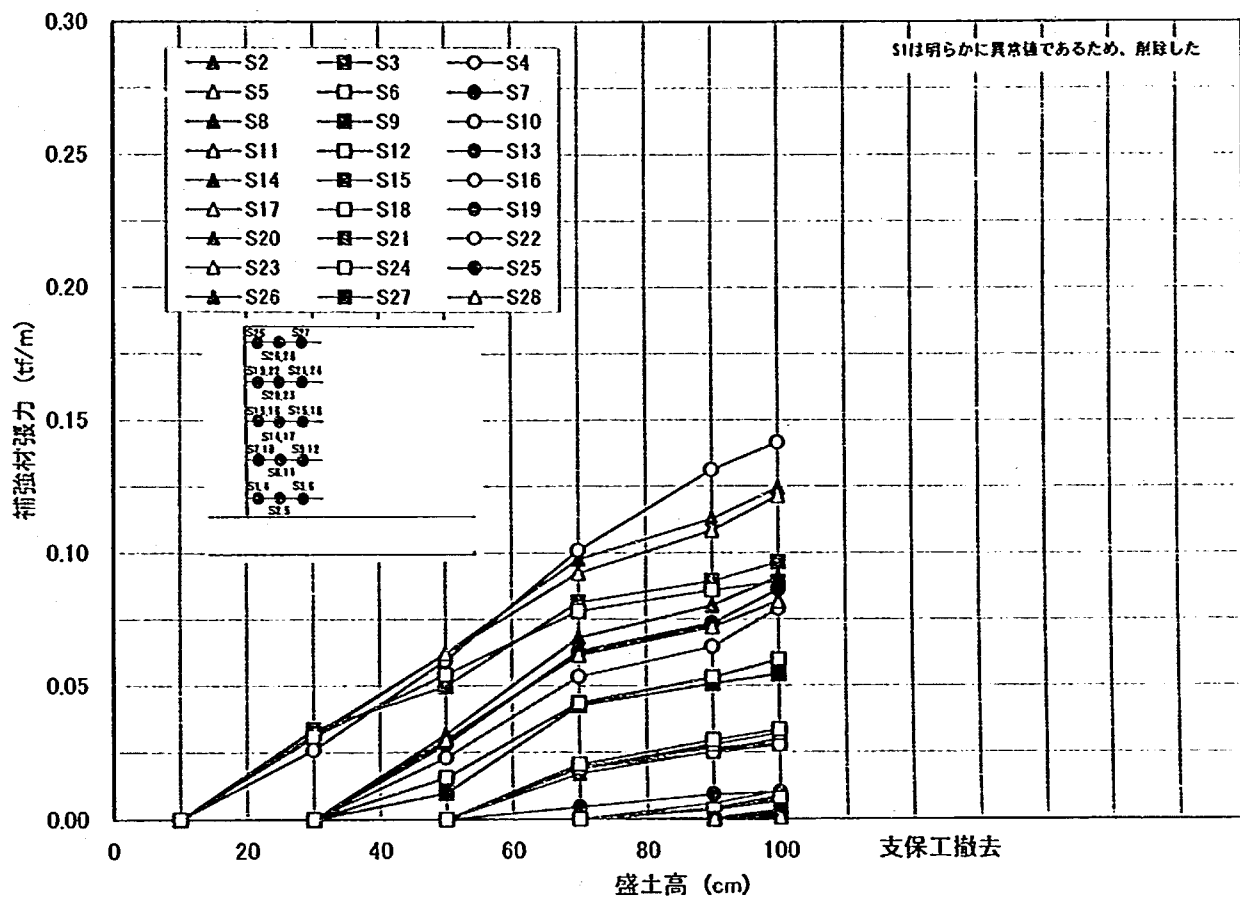


(a) 鉛直土圧



(b) 水平土圧

図4.1.1(i) 模型地盤作成時の土圧 (ケース9)



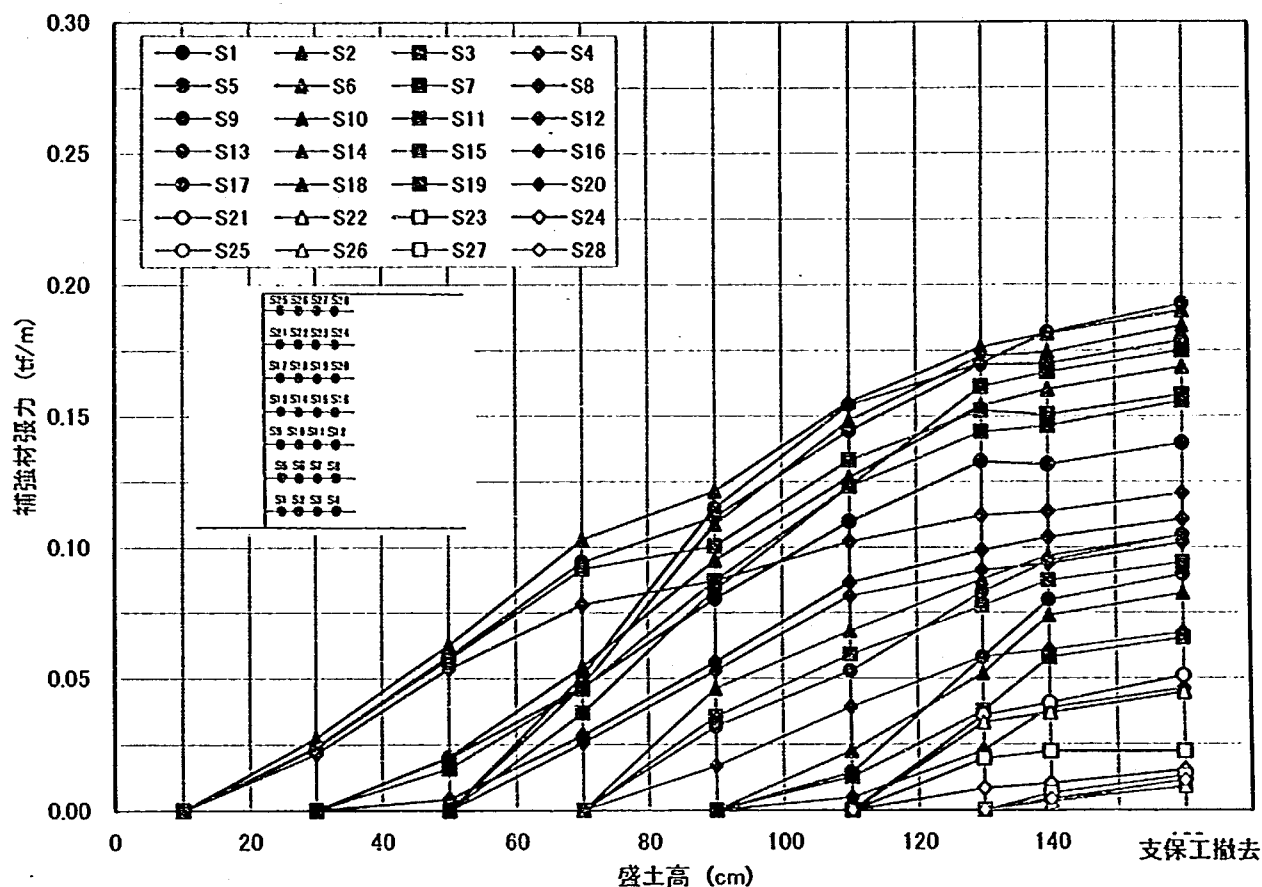


図4.1.2(c) 模型地盤作成時の補強材のひずみ (ケース 3)

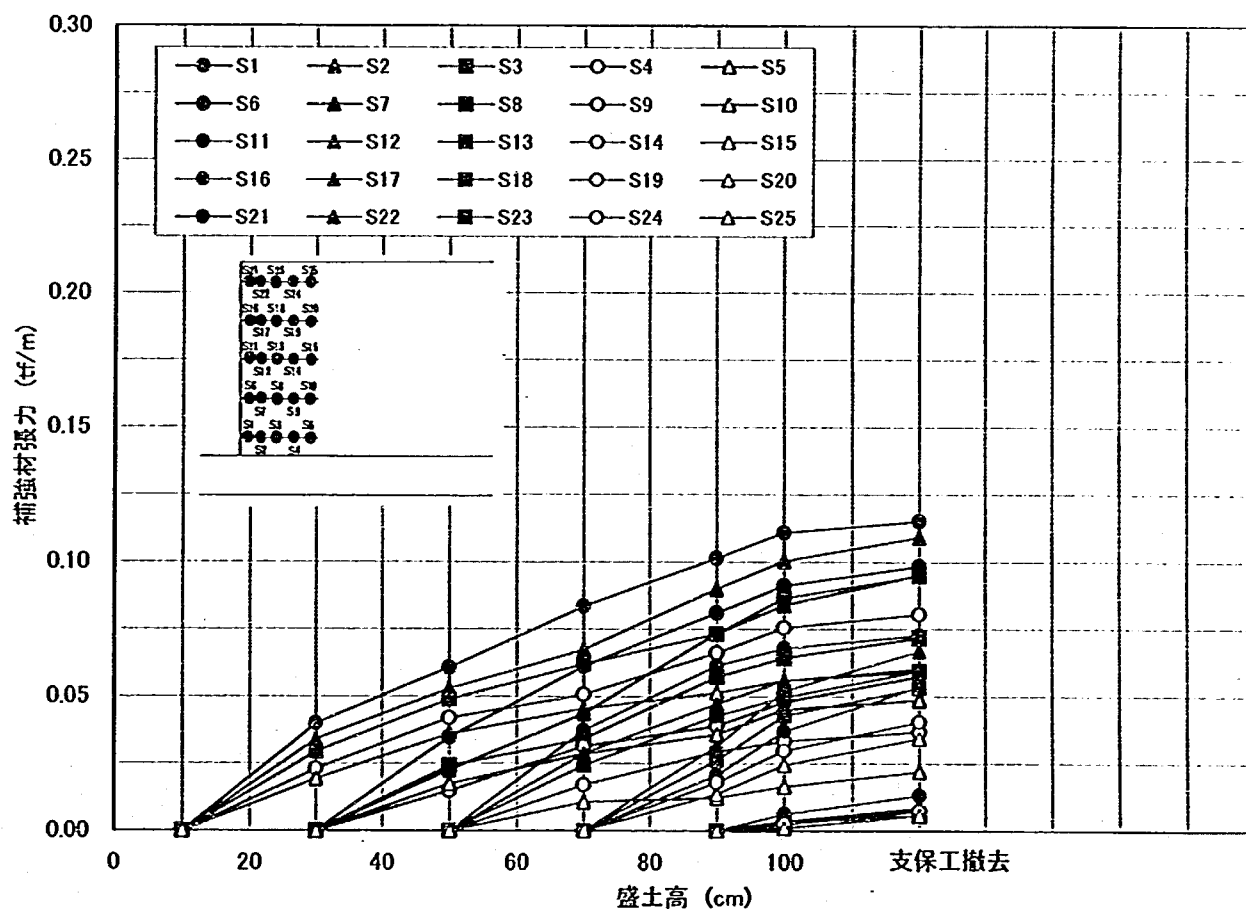


図4.1.2(d) 模型地盤作成時の補強材のひずみ (ケース 4)

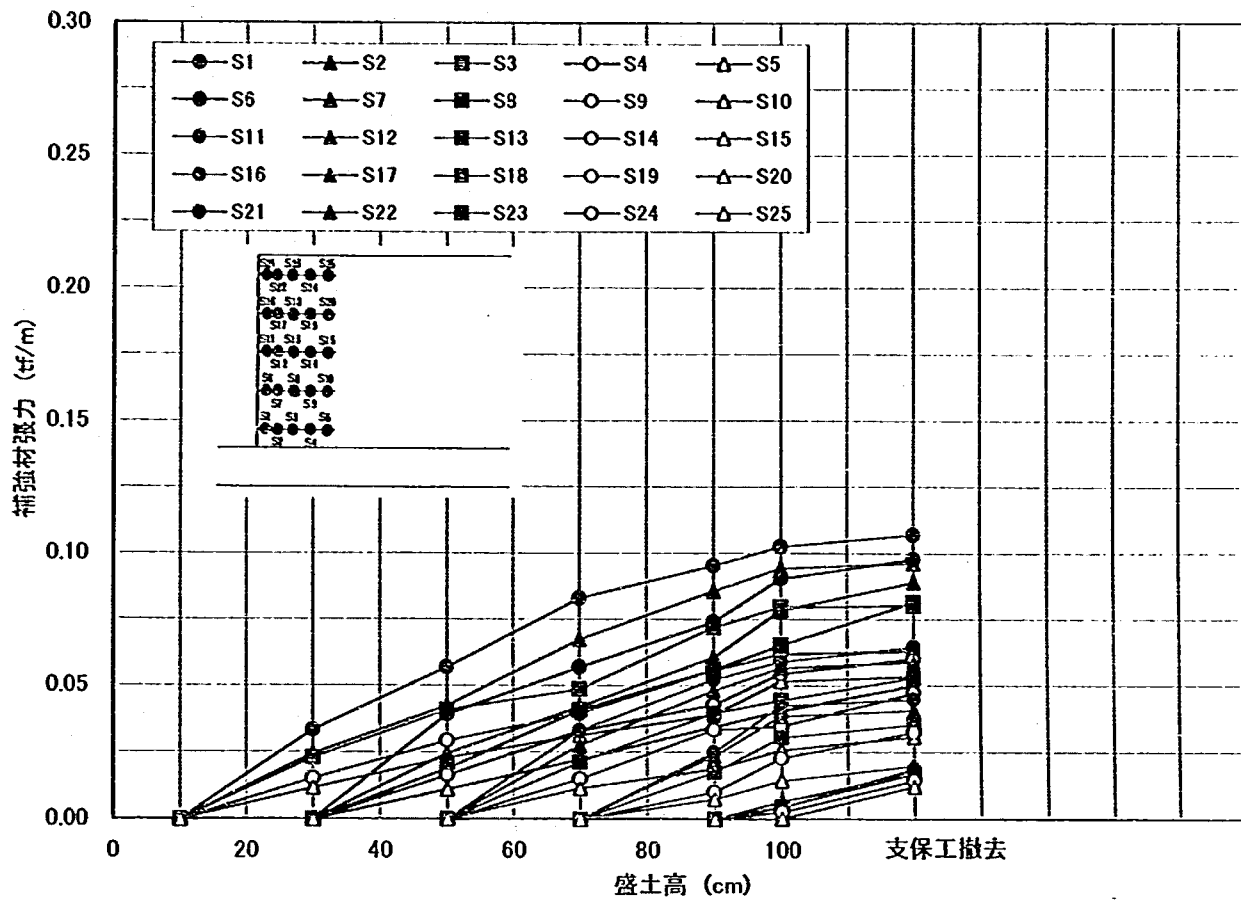


図4.1.2(e) 模型地盤作成時の補強材のひずみ (ケース 5)

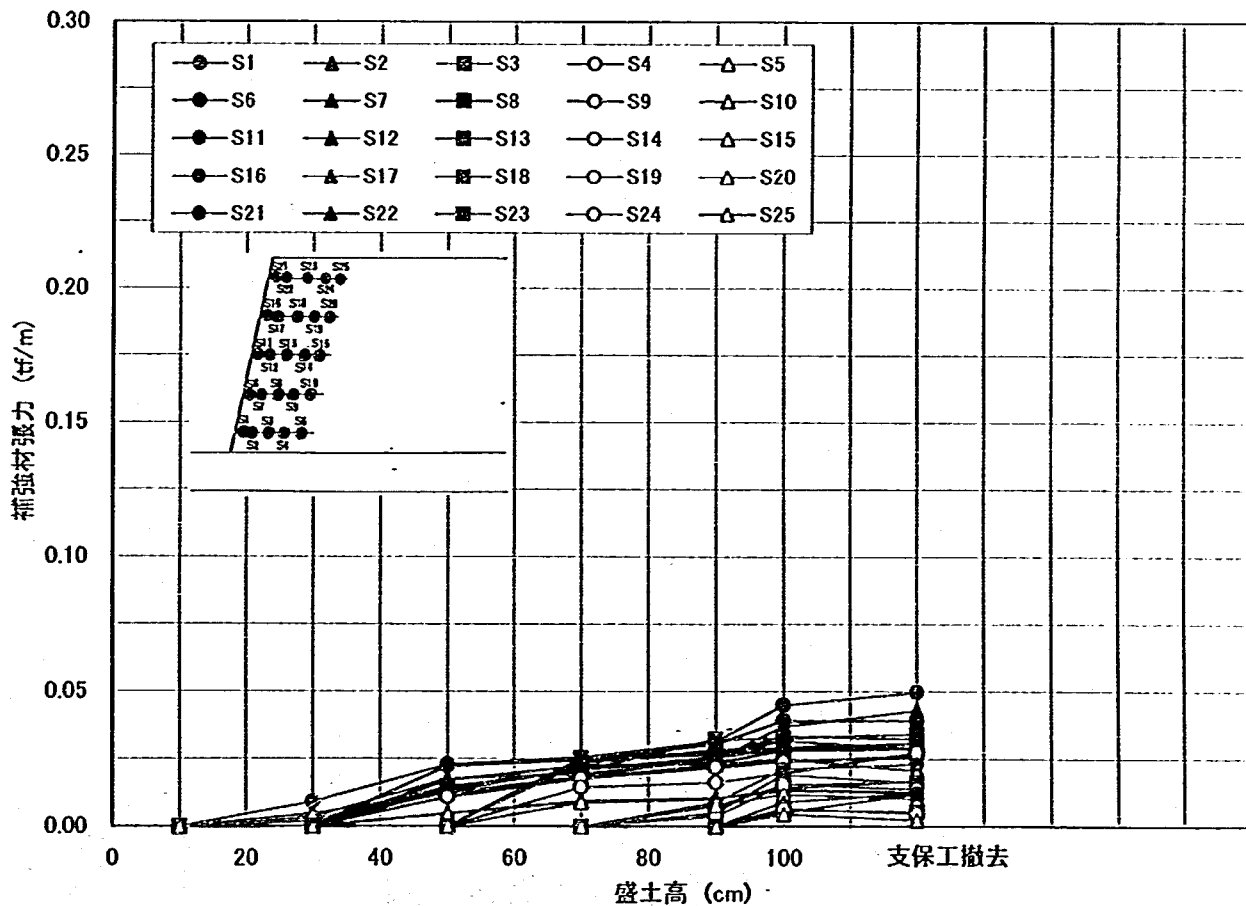


図4.1.2(f) 模型地盤作成時の補強材のひずみ (ケース 6)

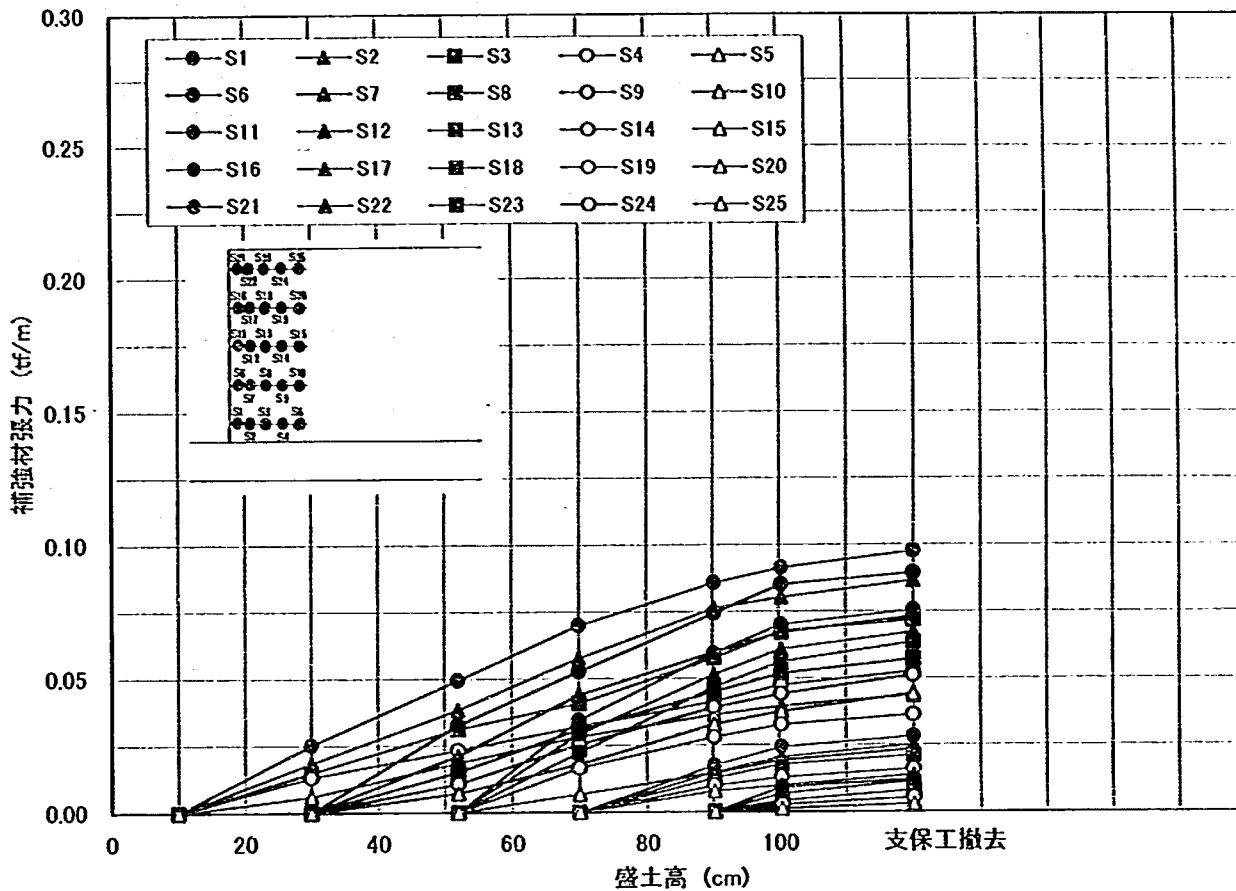


図4.1.2(g) 模型地盤作成時の補強材のひずみ (ケース7)

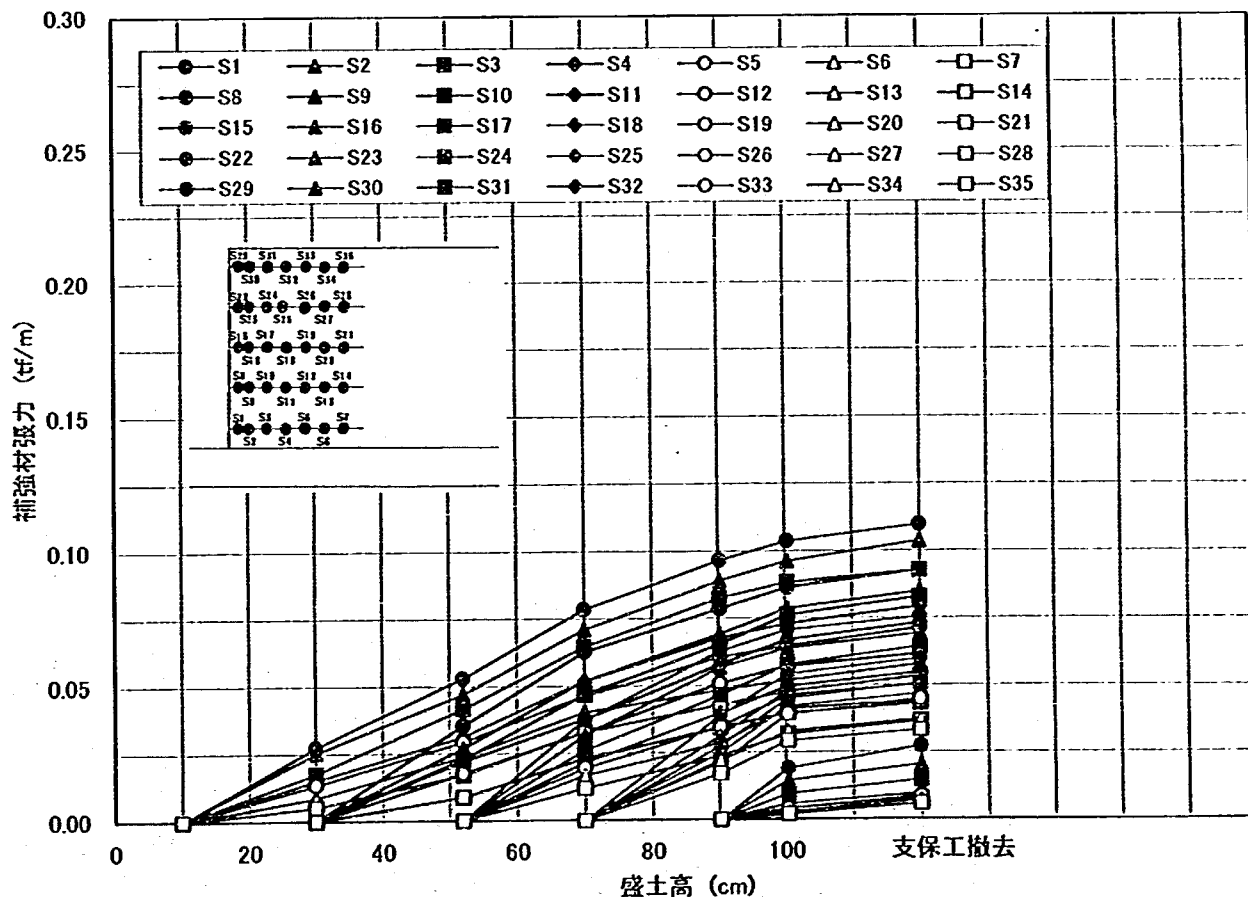


図4.1.2(h) 模型地盤作成時の補強材のひずみ (ケース8)

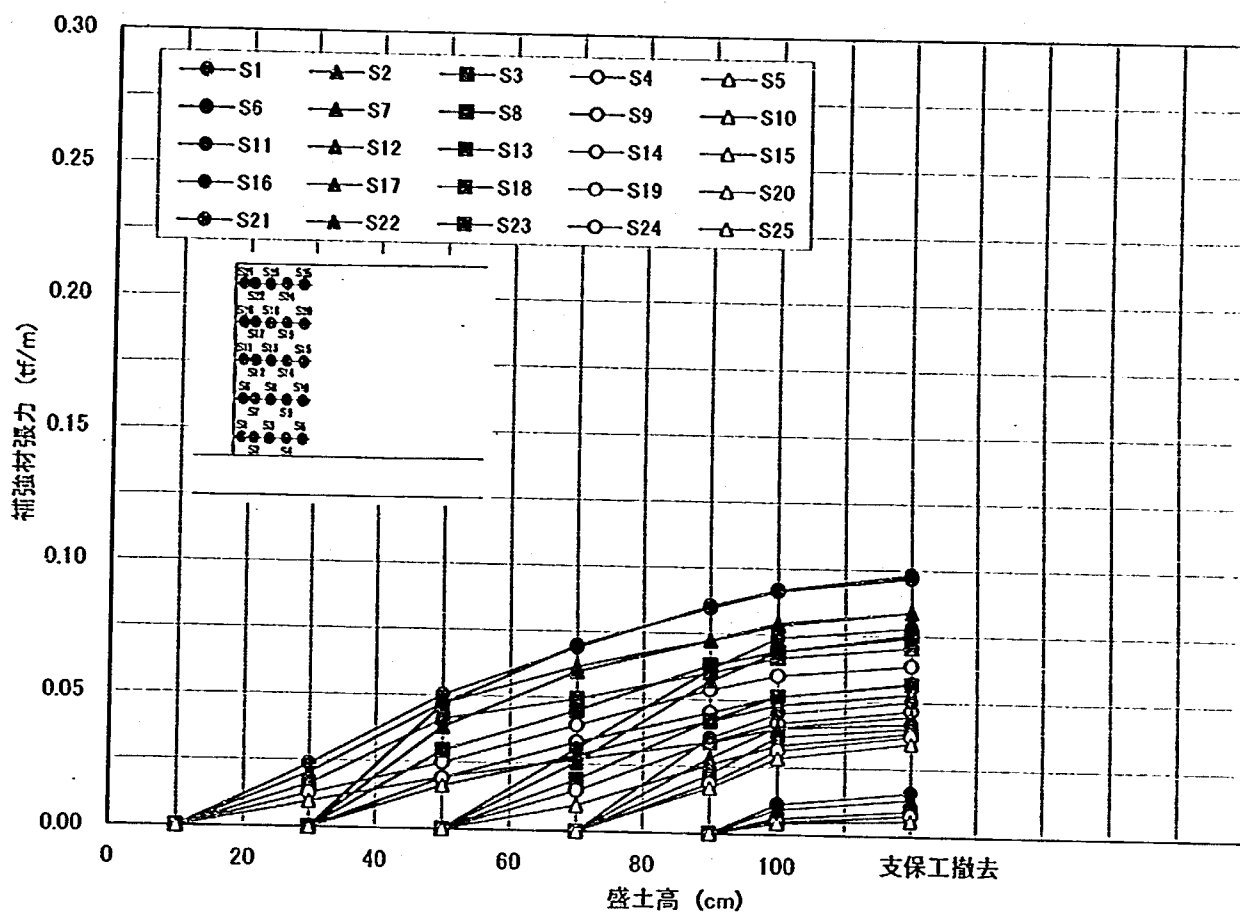


図4.1.2(i) 模型地盤作成時の補強材のひずみ (ケース 9)

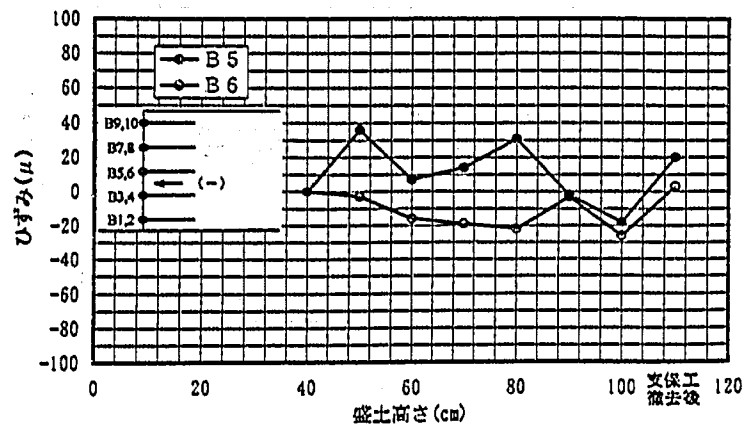
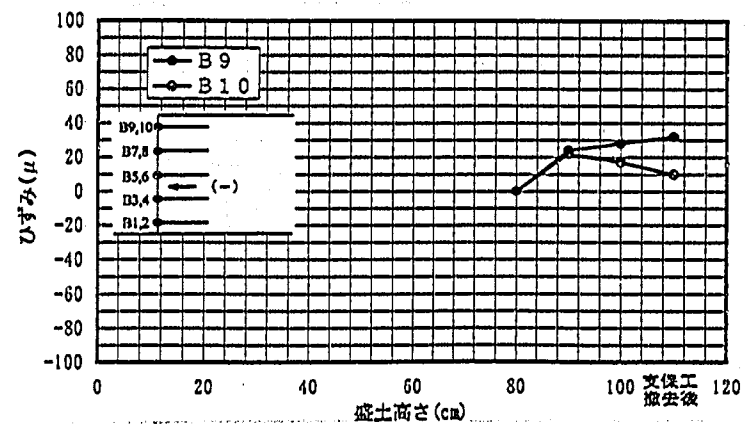
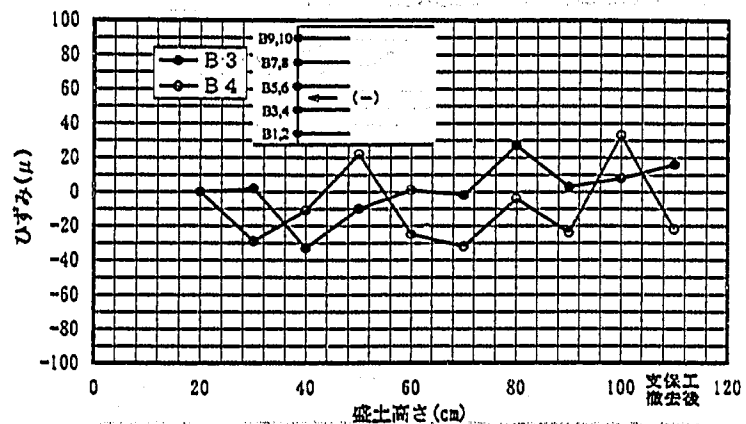
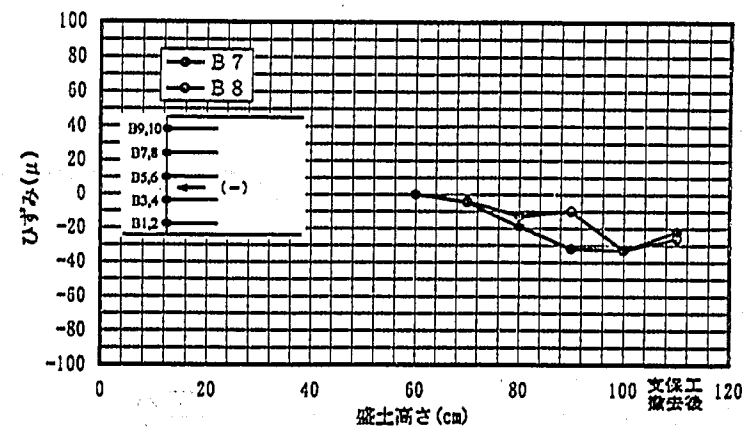
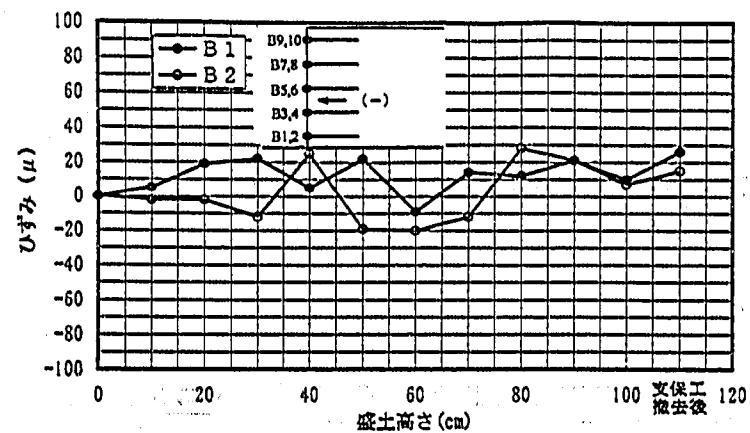


図4.1.3(a) 模型地盤作成時の壁面補強板のひずみ (ケース 5)

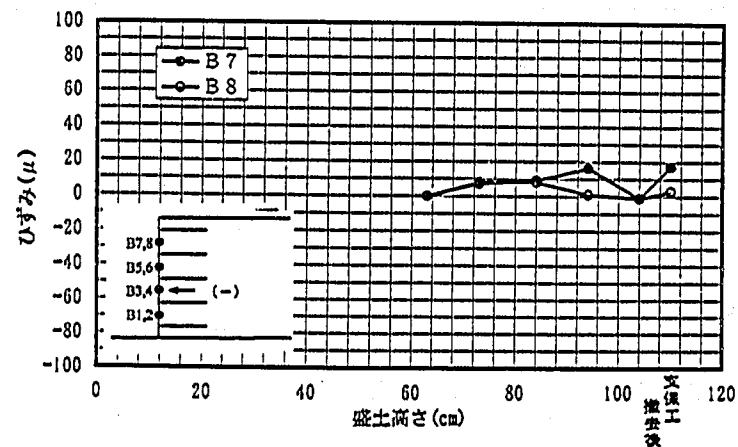
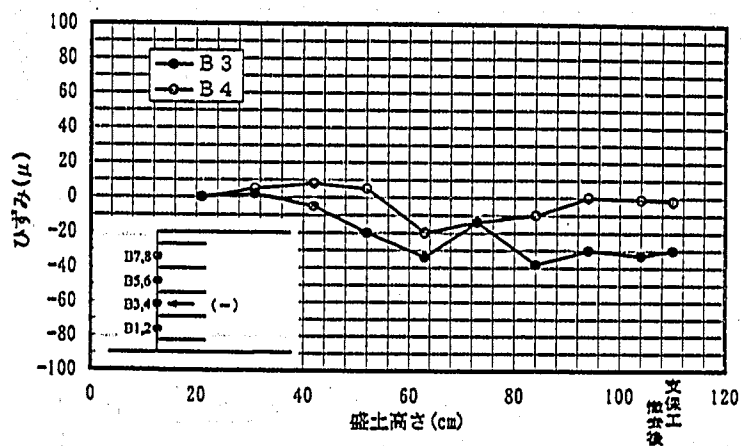
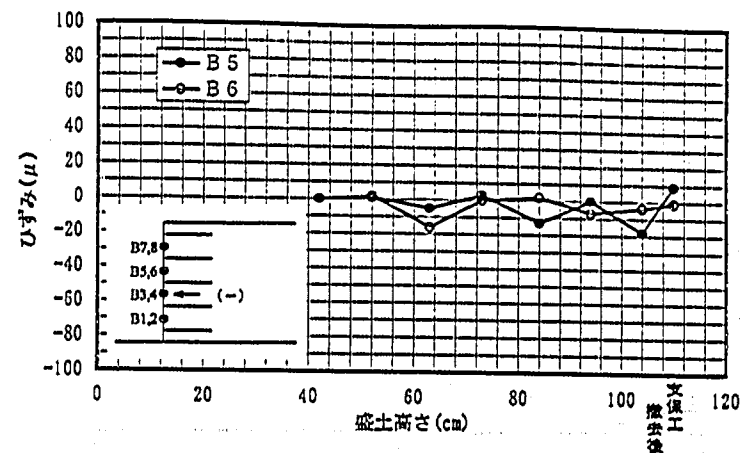
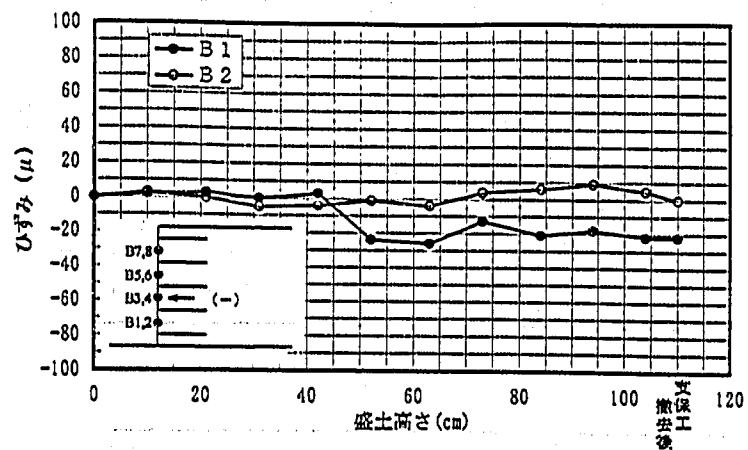
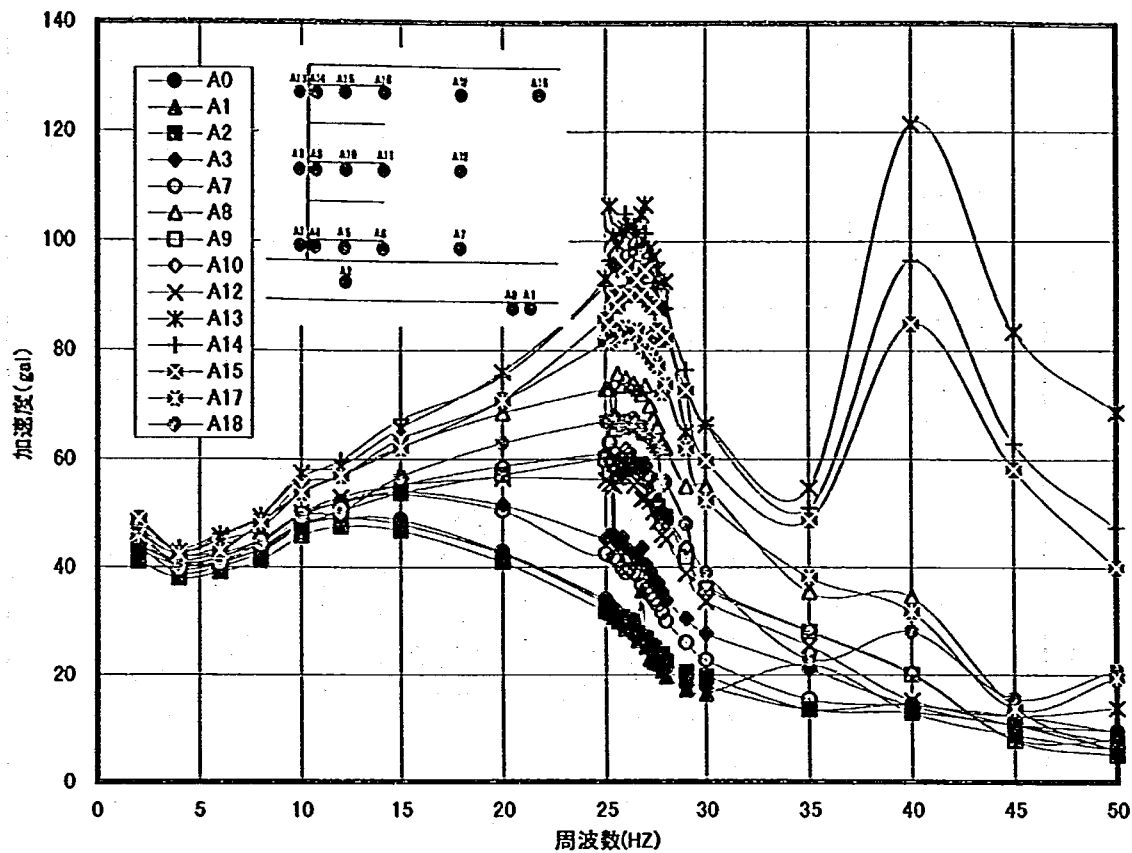
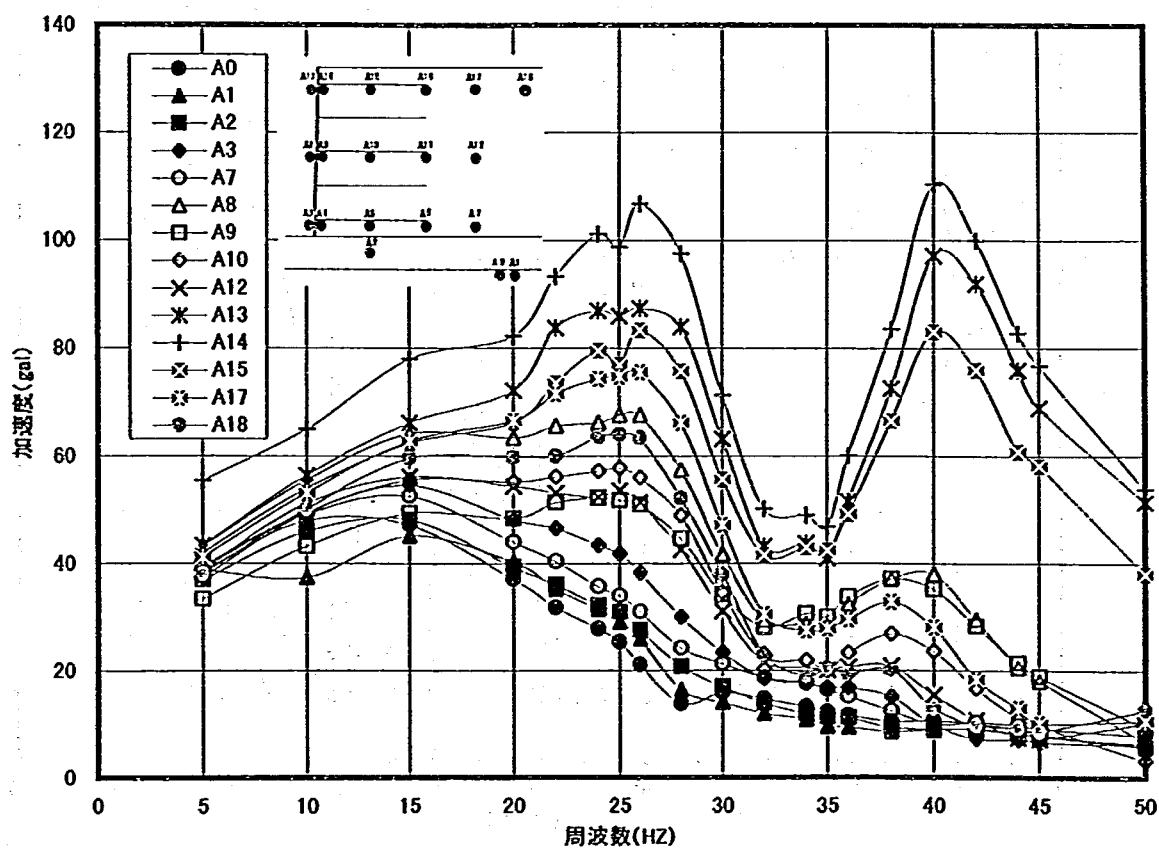


図4.1.3(b) 模型地盤作成時の壁面補強板のひずみ (ケース8)

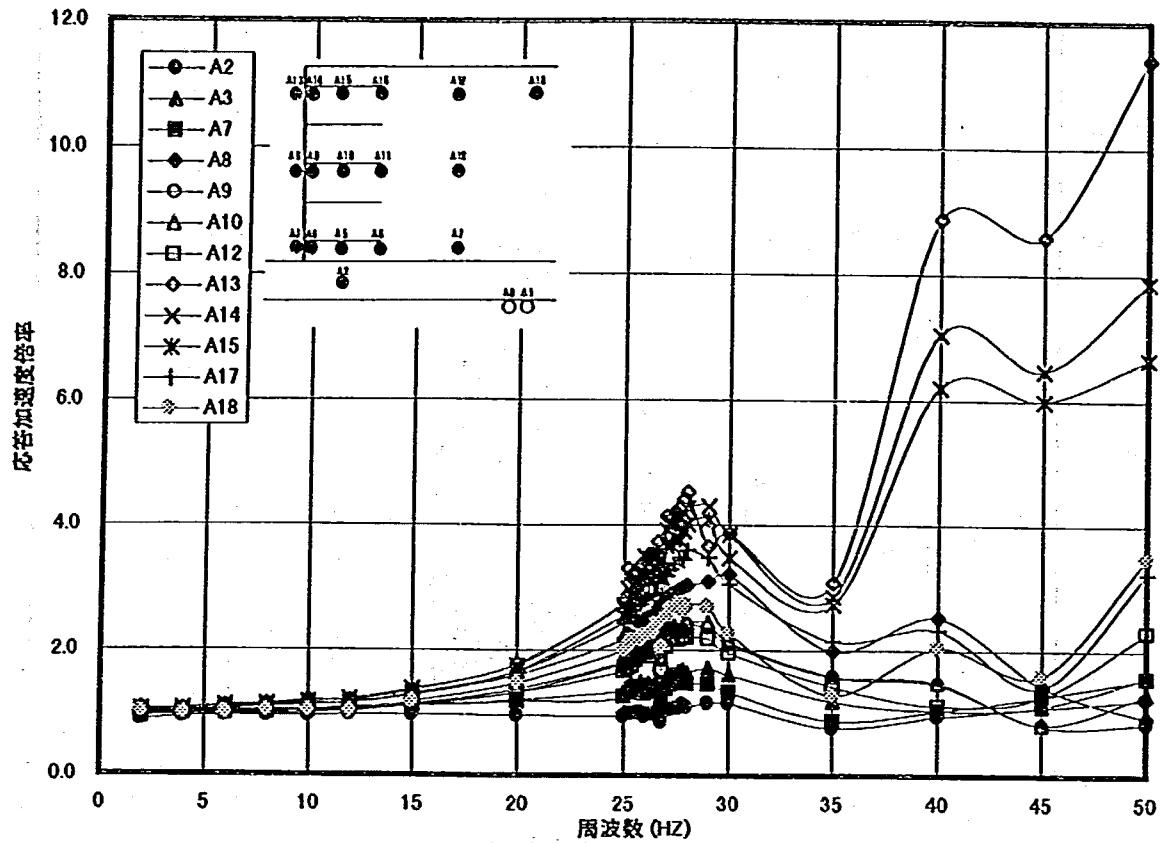


(a) CASE 7 (デジタルデータ出力値)

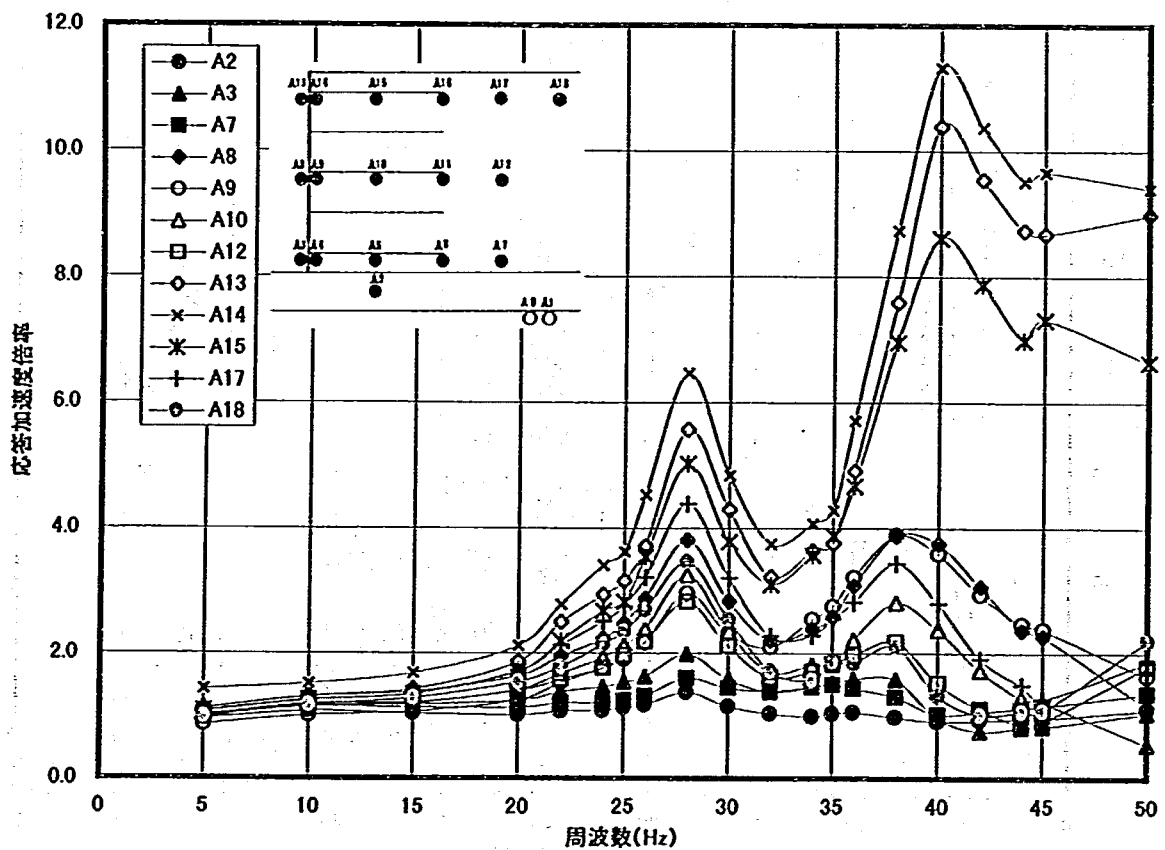


(b) CASE 8 (デジタルデータ出力値)

図4.2.1 模型の固有振動数試験 (周波数と応答加速度の関係)

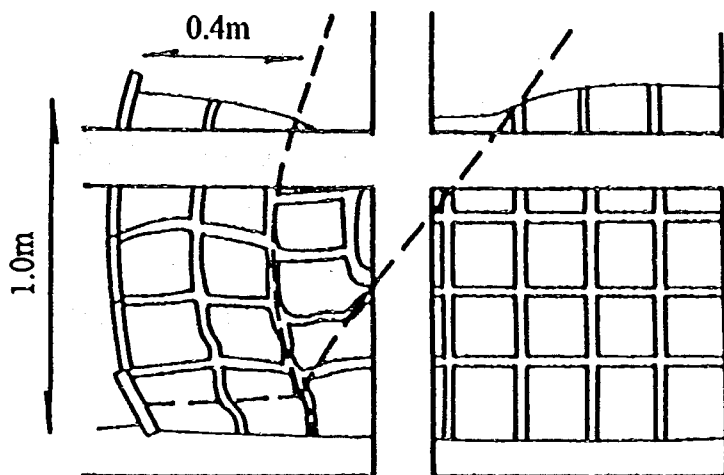


(a) CASE7 (デジタルデータ出力値)

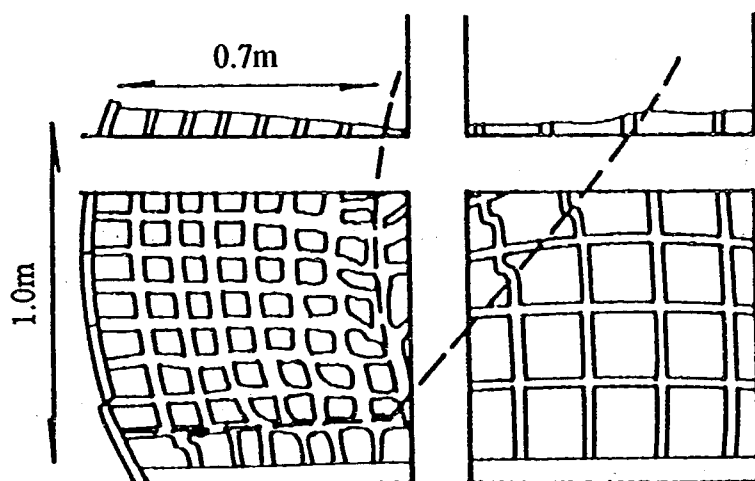


(b) CASE8 (デジタルデータ出力値)

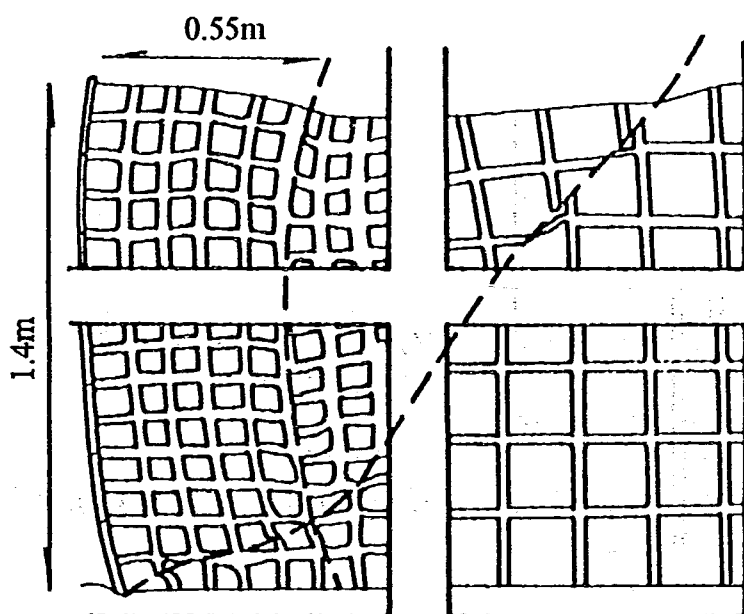
図4.2.2 模型の固有振動数試験 (周波数と加速度応答倍率の関係)



ケース 1 (440gal加振後)
基本ケース
370gal加振時にすべり面発生

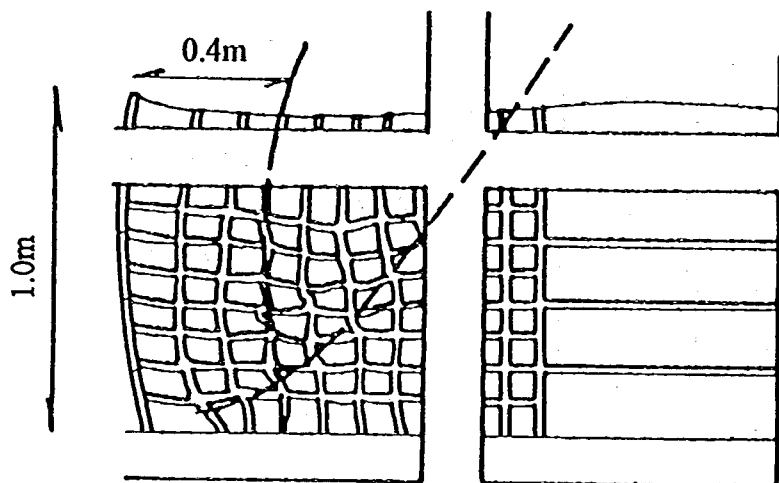


ケース 2 (625gal加振後)
補強材長 L が長い
($L=0.7\text{m}$ 、 $L/H=0.7$)
575gal加振時にすべり面発生



ケース 3 (425gal加振後)
盛土高さ H が高い
($H=1.4\text{m}$ 、 $L/H=0.4$)
375gal加振時にすべり面発生

図4.2.3(a) 模型の変形状況 (ケース 1 ~ 3)

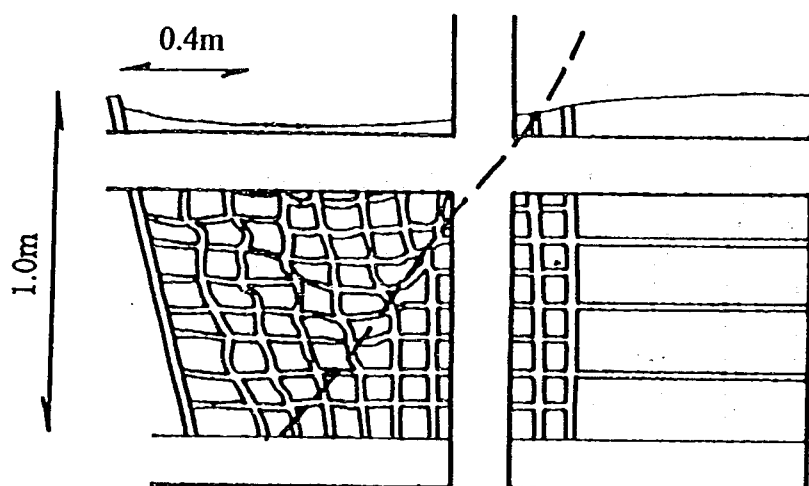


ケース4 (506gal加振後)

神戸波

(卓越周波数1.5Hz)

464gal加振時にすべり面発生

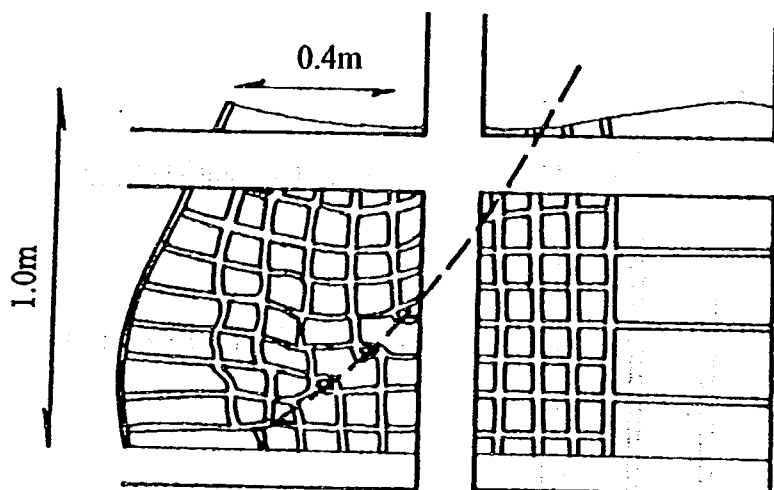


ケース5 (440gal加振後)

一体壁

($L=0.4\text{m}$ 、 $L/H=0.4$)

397gal加振時にすべり面発生



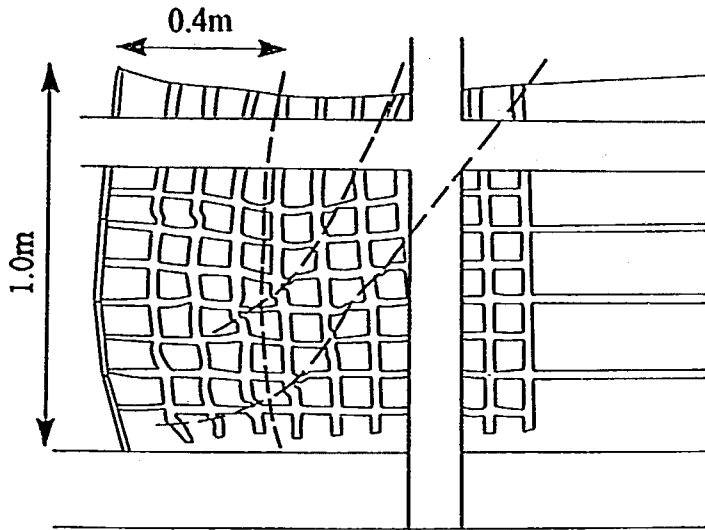
ケース6 (430gal加振後)

壁面が傾斜

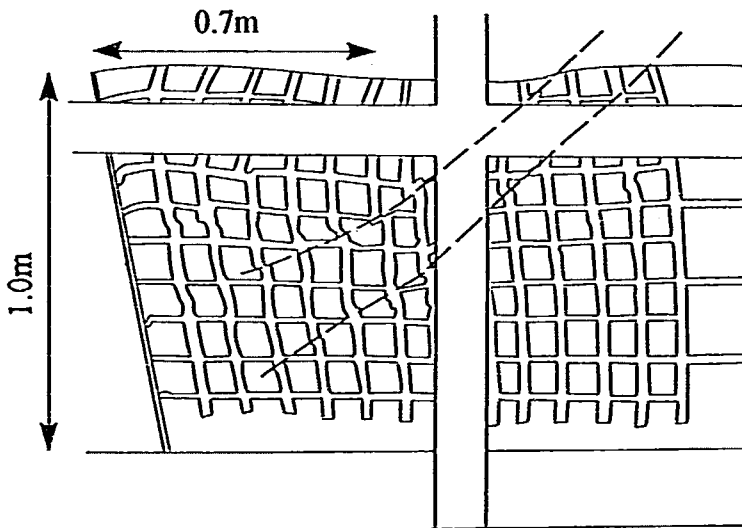
(壁面勾配1:0.2)

385gal加振時にすべり面発生

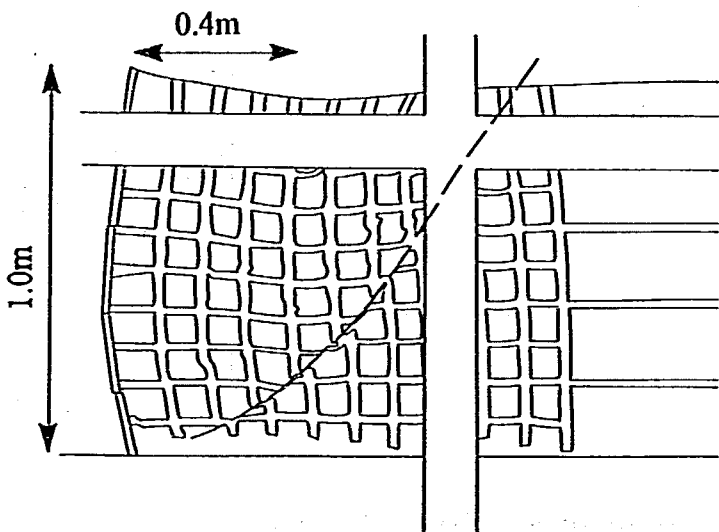
図4.2.3(b) 模型の変形状況 (ケース4～6)



ケース 7 (692gal加振後)
神戸波
(卓越周波数 5 Hz)
659gal加振時にすべり面発生



ケース 8 (565gal加振後)
一体壁で補強材長が長い
($L=0.7\text{m}$ 、 $L/H=0.7$)
500gal加振時にすべり面発生



ケース 9 (872gal加振後)
青森波
(卓越周波数 5 Hz)
777gal加振時にすべり面発生

図4.2.3(c) 模型の変形状況 (ケース 7～9)

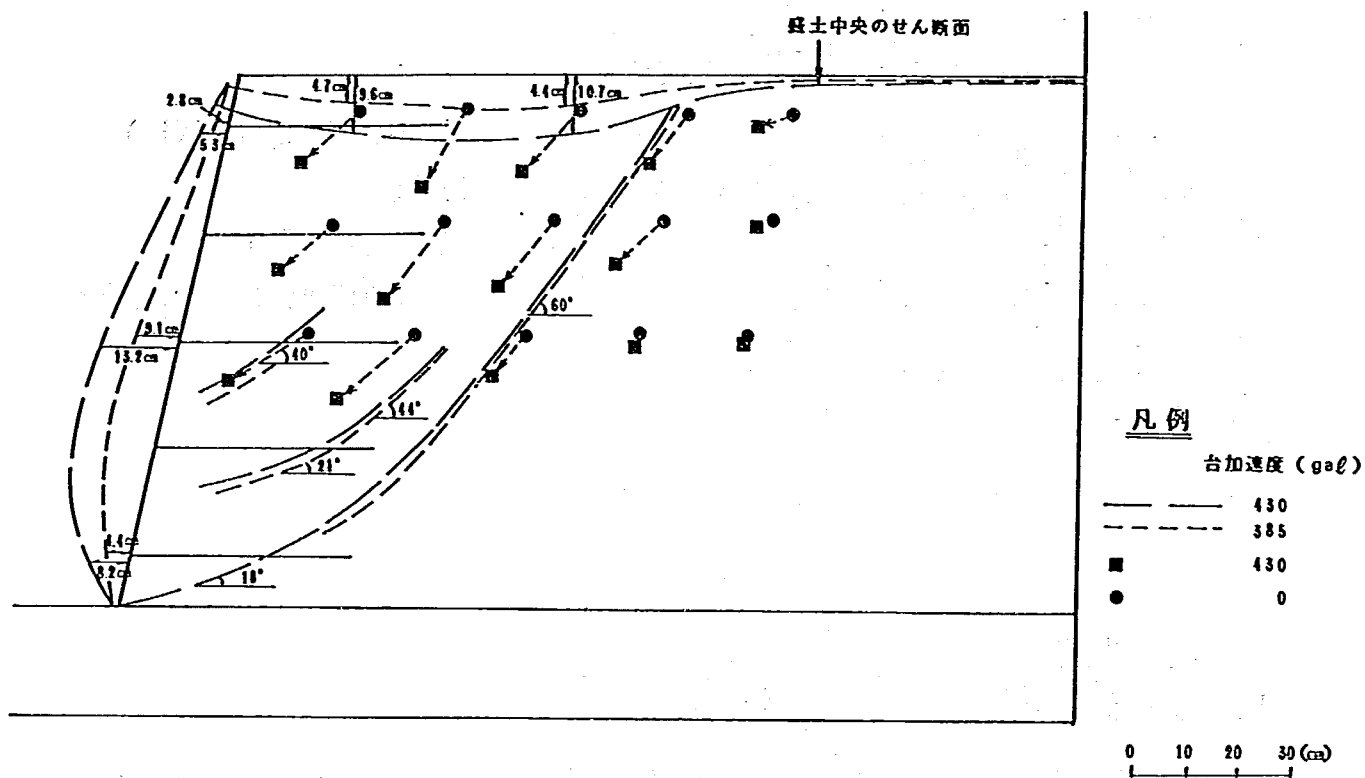


図4.2.3(d) 模型の変形状況 (模型内のターゲット：ケース6)

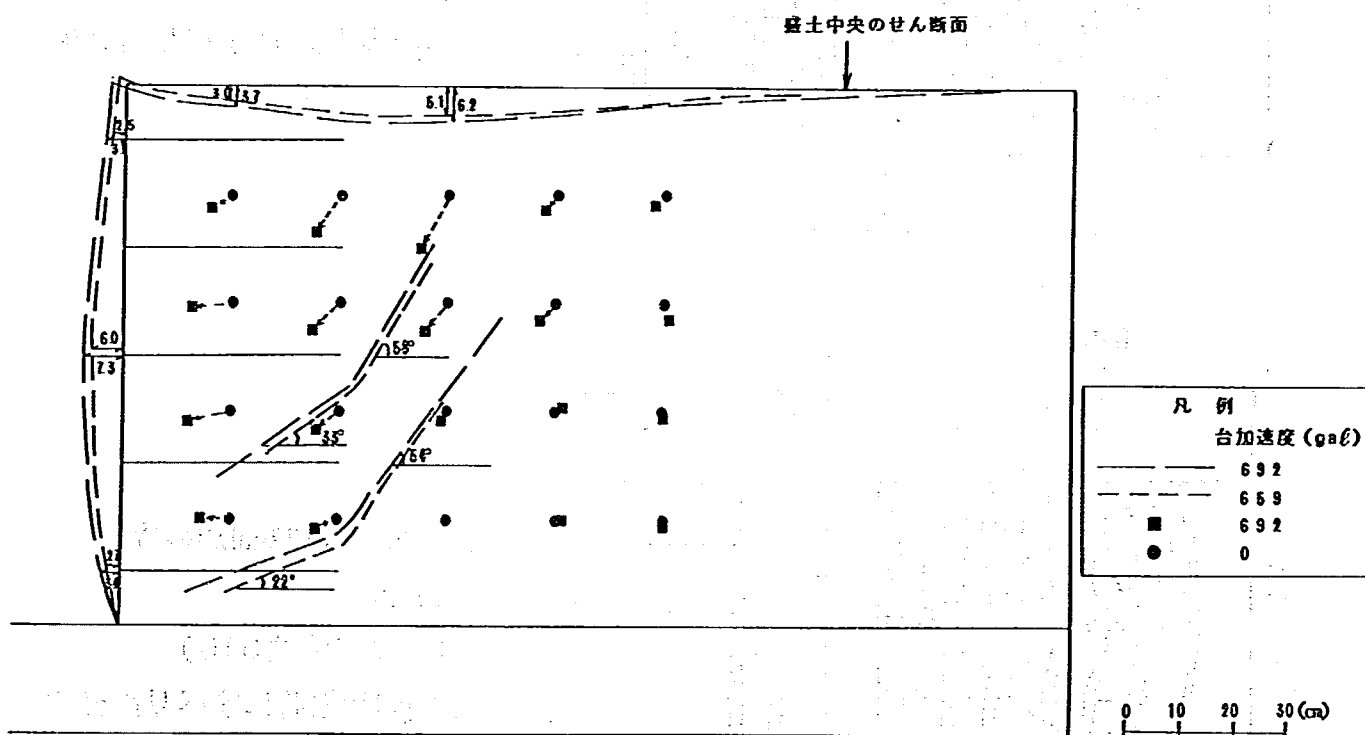


図4.2.3(e) 模型の変形状況 (模型内のターゲット：ケース7)

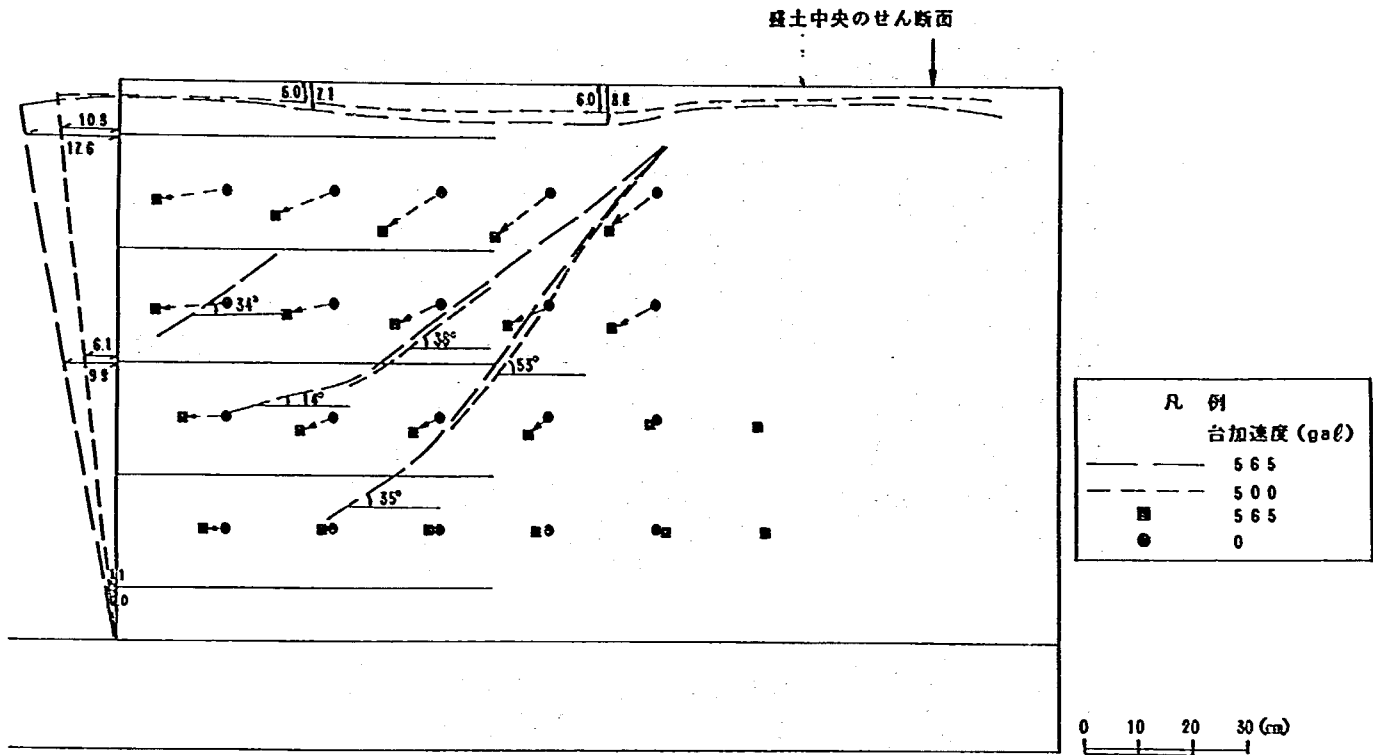


図4.2.3(f) 模型の変形状況 (模型内のターゲット：ケース 8)

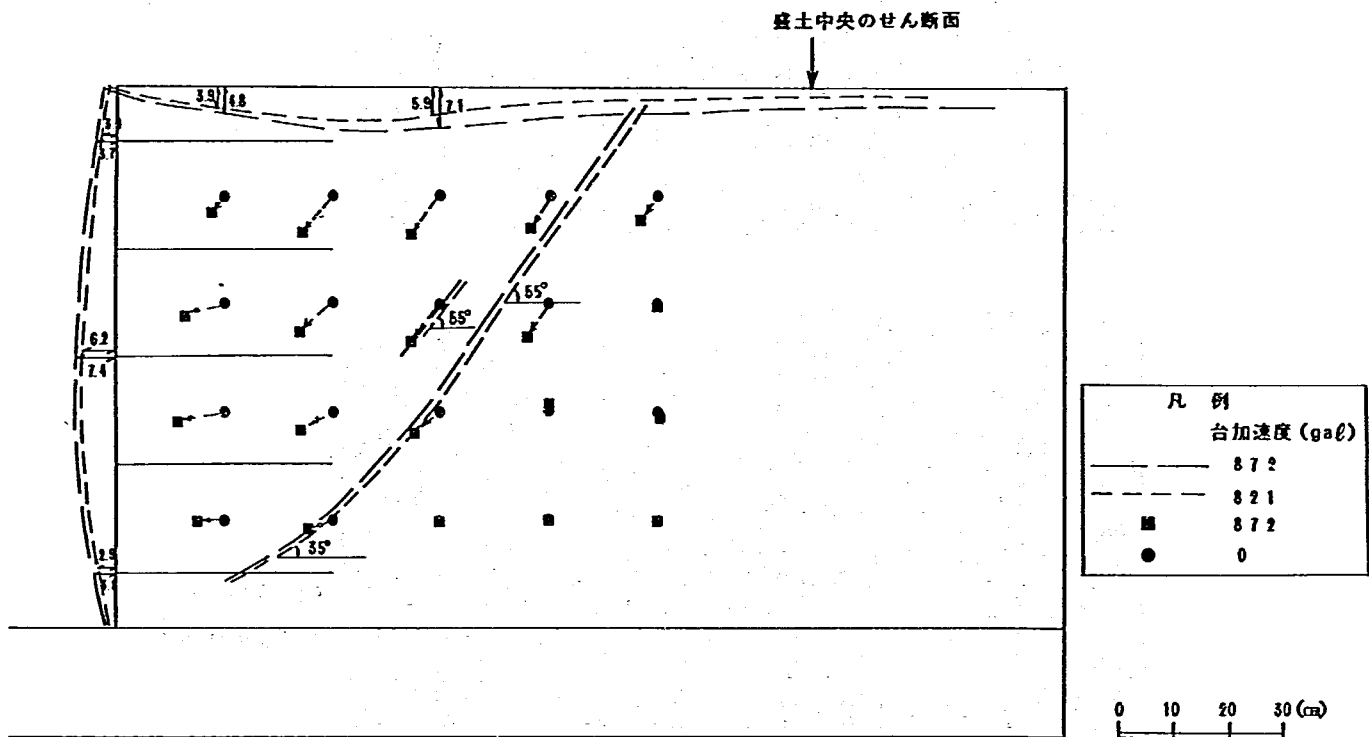
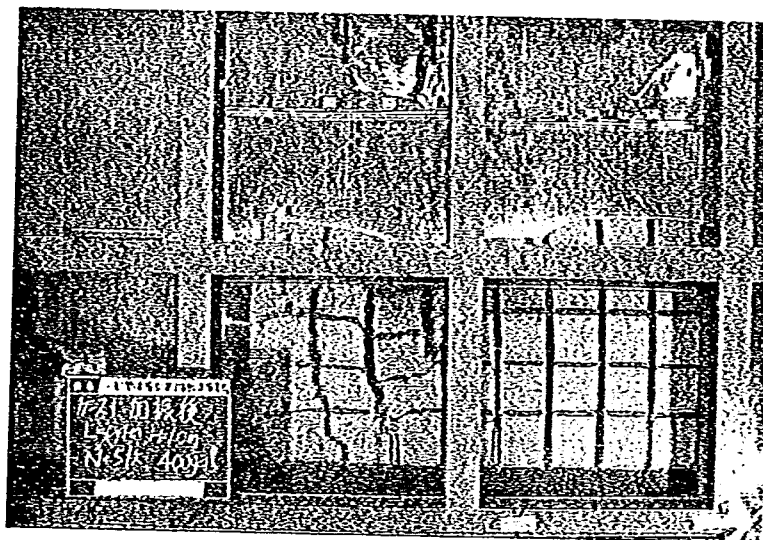
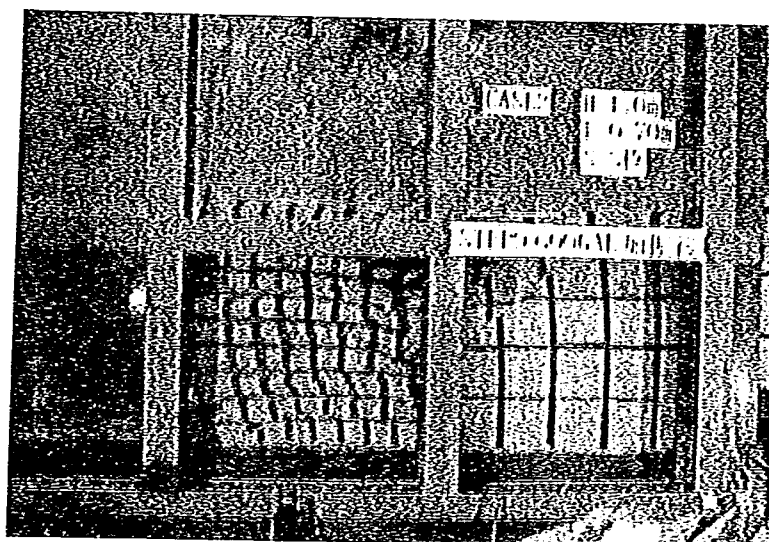


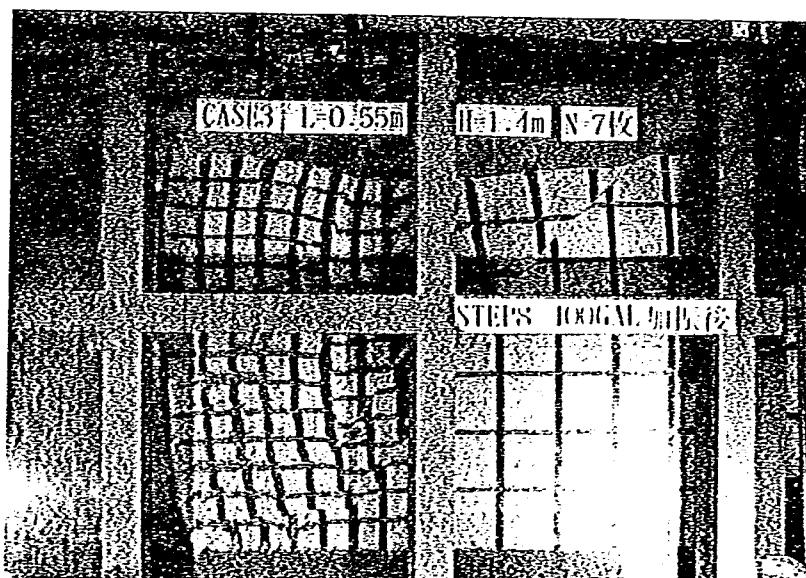
図4.2.3(g) 模型の変形状況 (模型内のターゲット：ケース 9)



Case1 Step8
(440gal 加振後)

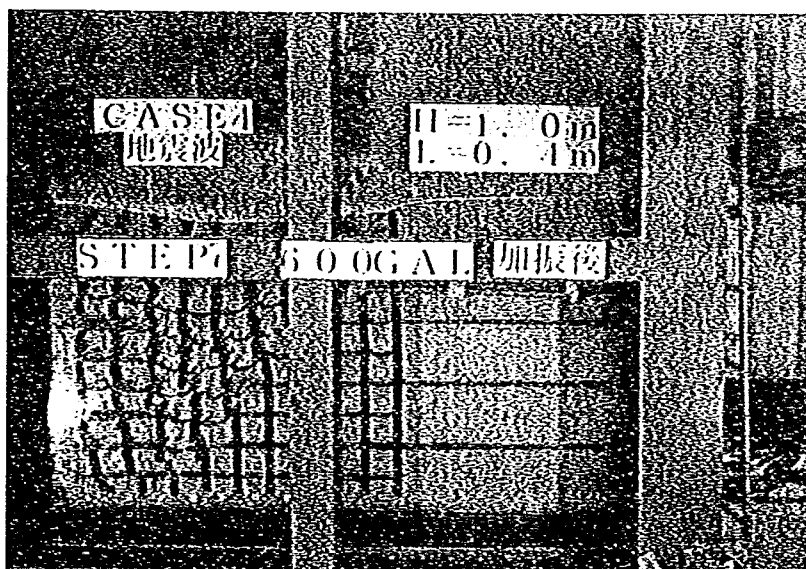


Case2 Step9
(625gal 加振後)

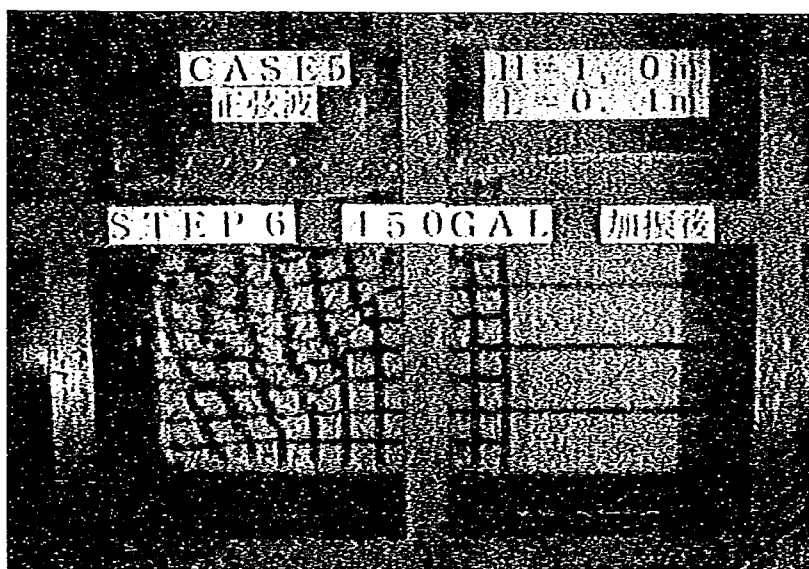


Case3 Step8
(425gal 加振後)

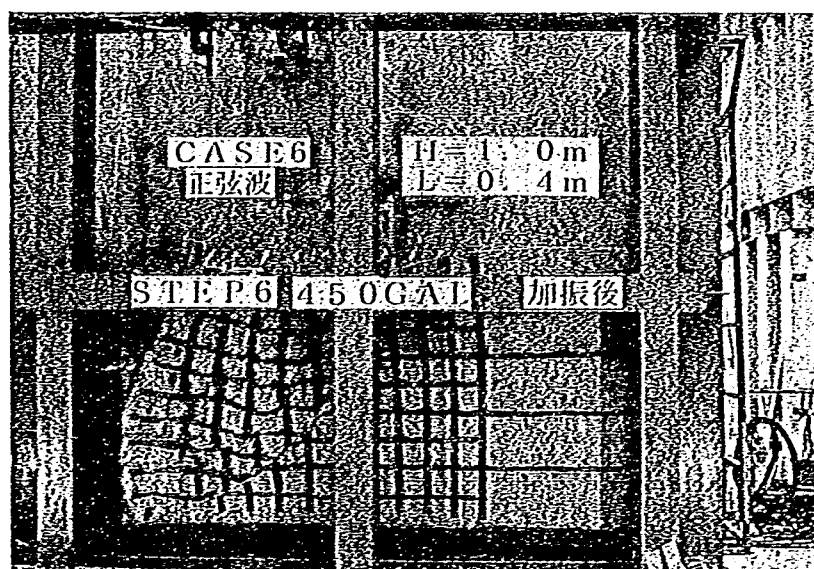
写真4.2.1 模型の変形状況 (その1)



Case4 Step7
(506gal 加振後)

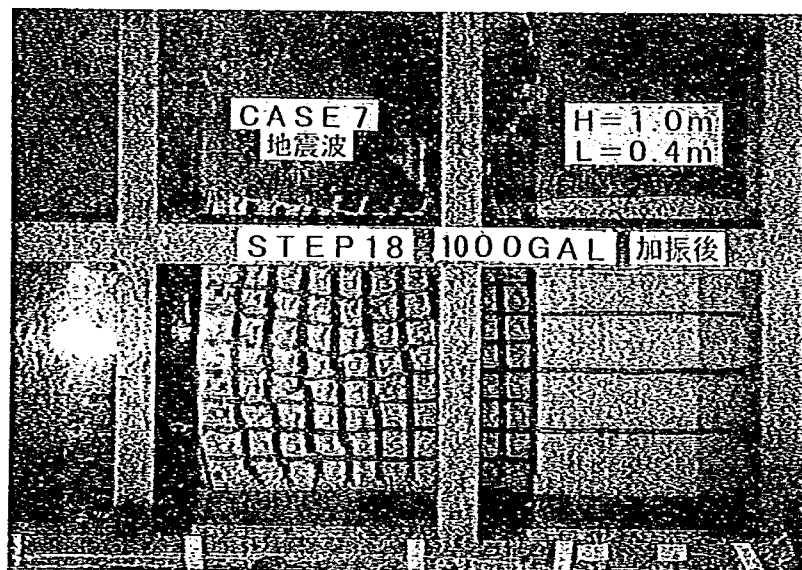


Case5 Step6
(440gal 加振後)

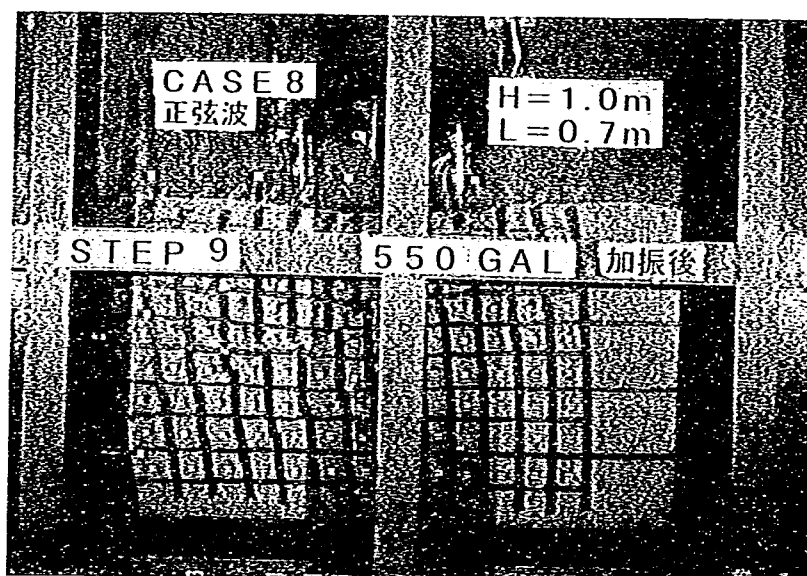


Case6 Step6
(430gal 加振後)

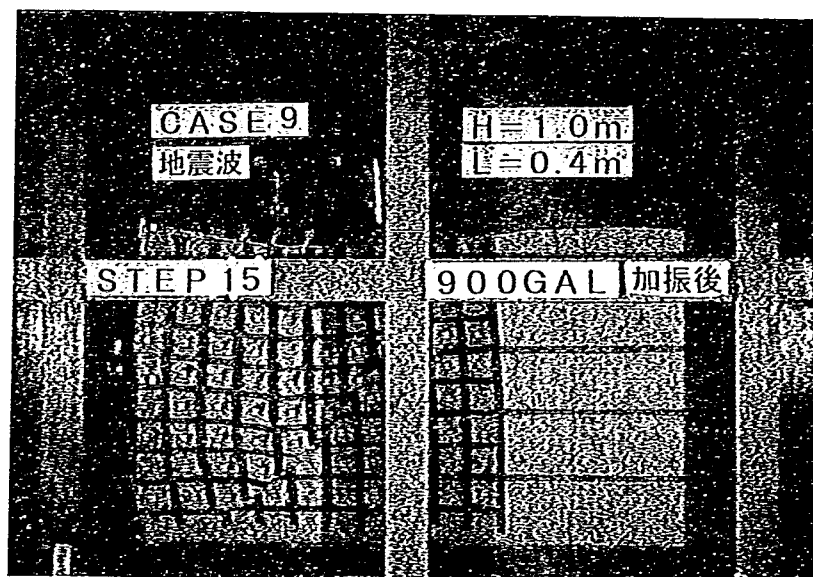
写真4.2.1 模型の変形状況（その2）



Case7 Step18
(692gal 加振後)



Case8 Step9
(565gal 加振後)



Case9 Step15
(872gal 加振後)

写真4.2.1 模型の変形状況 (その3)

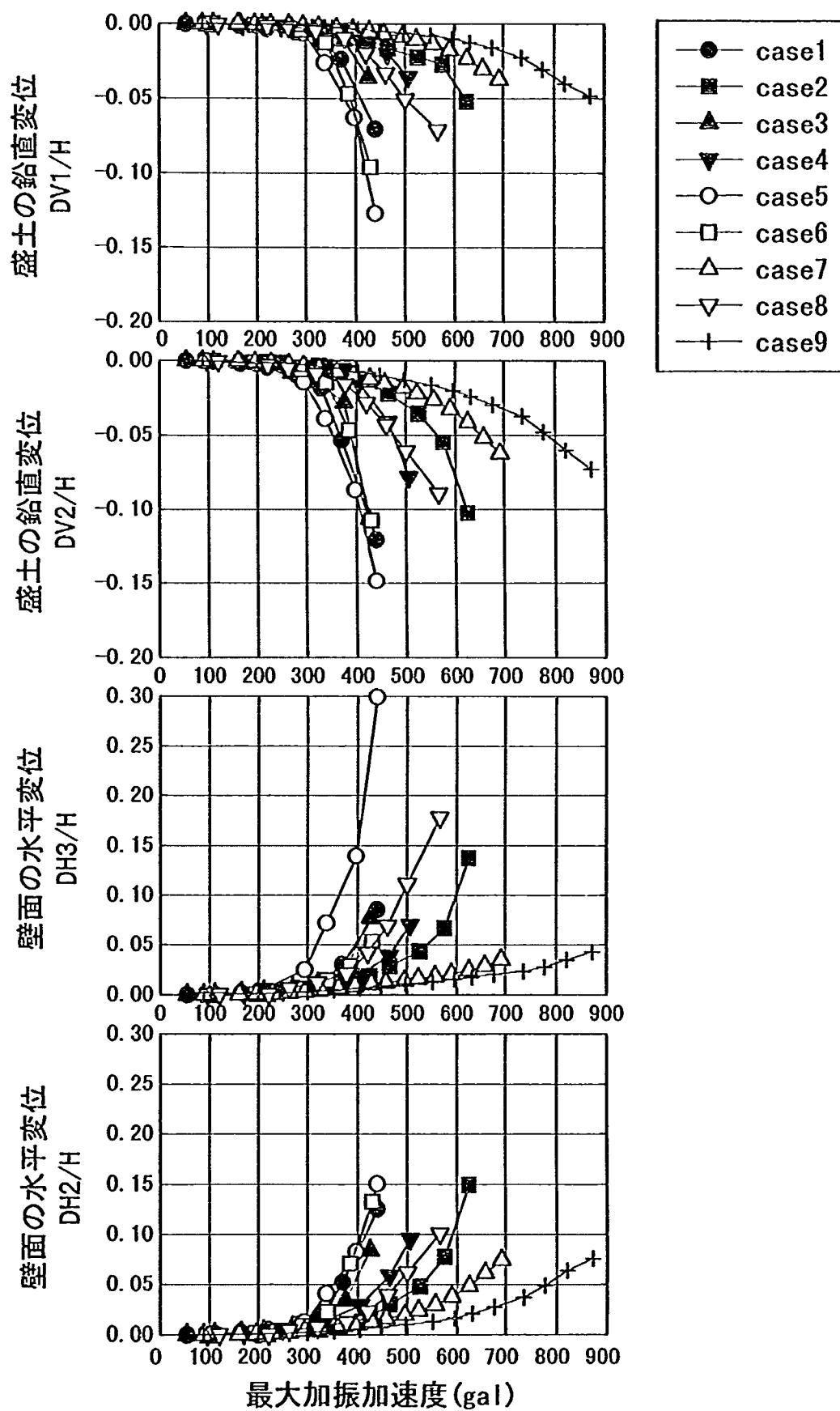


図4.2.4 最大加振加速度と壁面の変位量、盛土の沈下量の関係

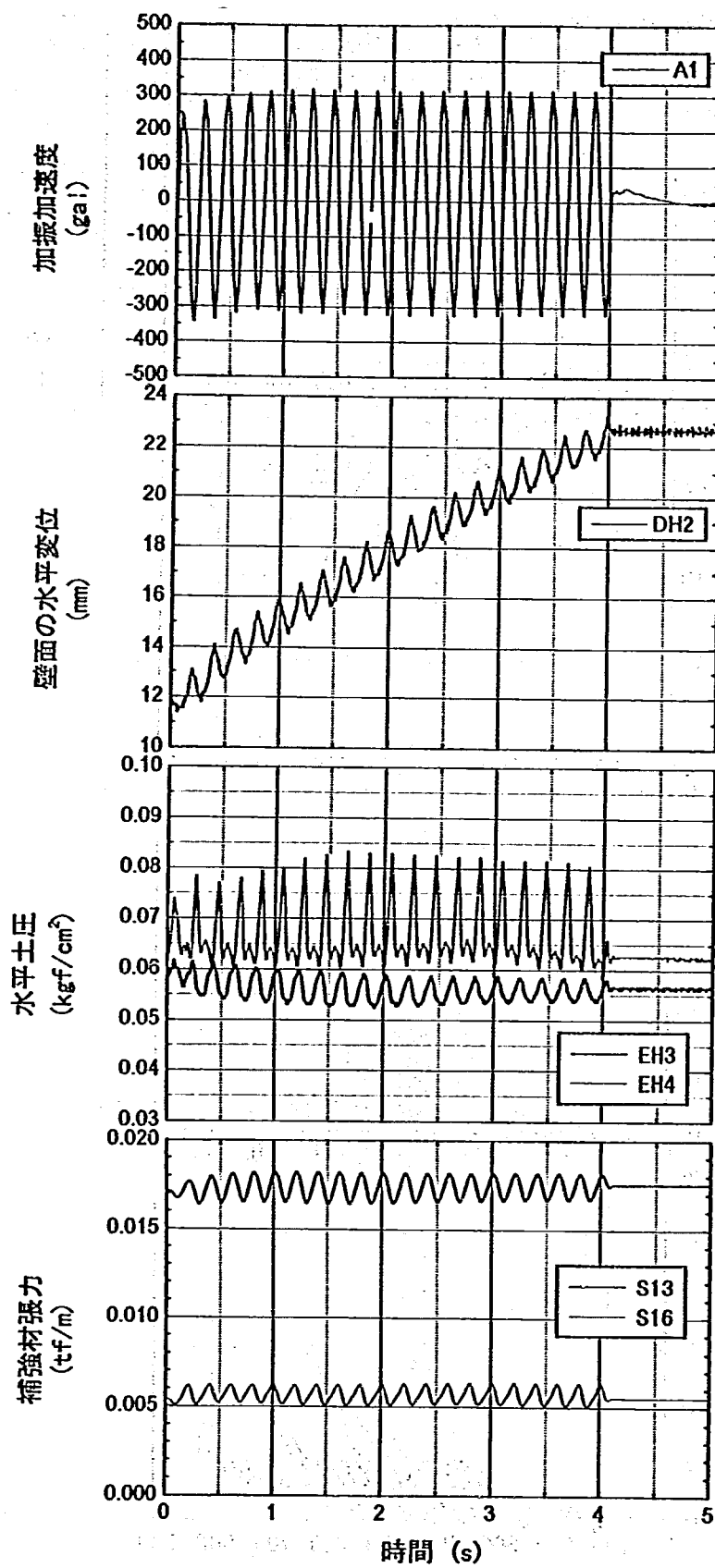


図4.2.5(a) 時刻歴例 (ケース 3、320gal加振時)

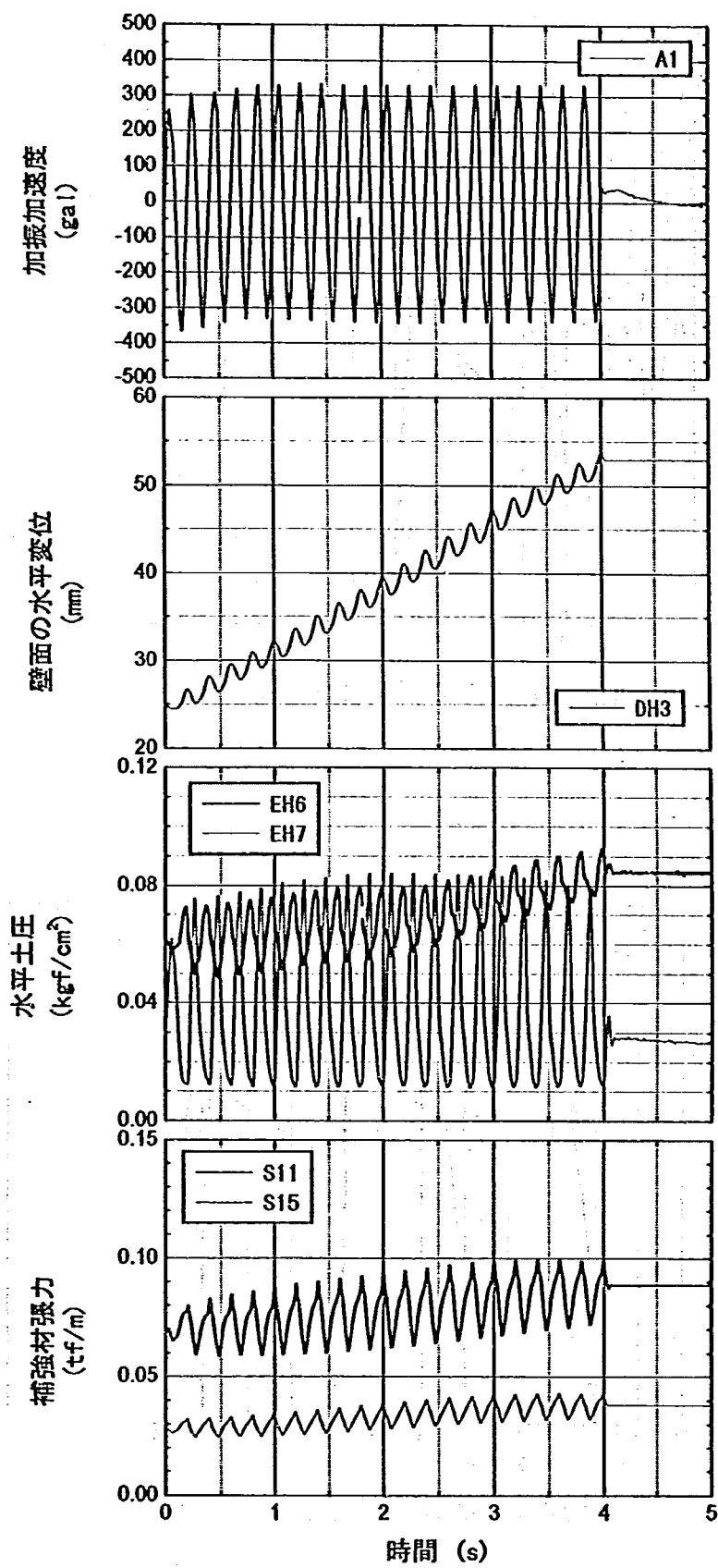


図4.2.5(b) 時刻歴例 (ケース5、338gal加振時)

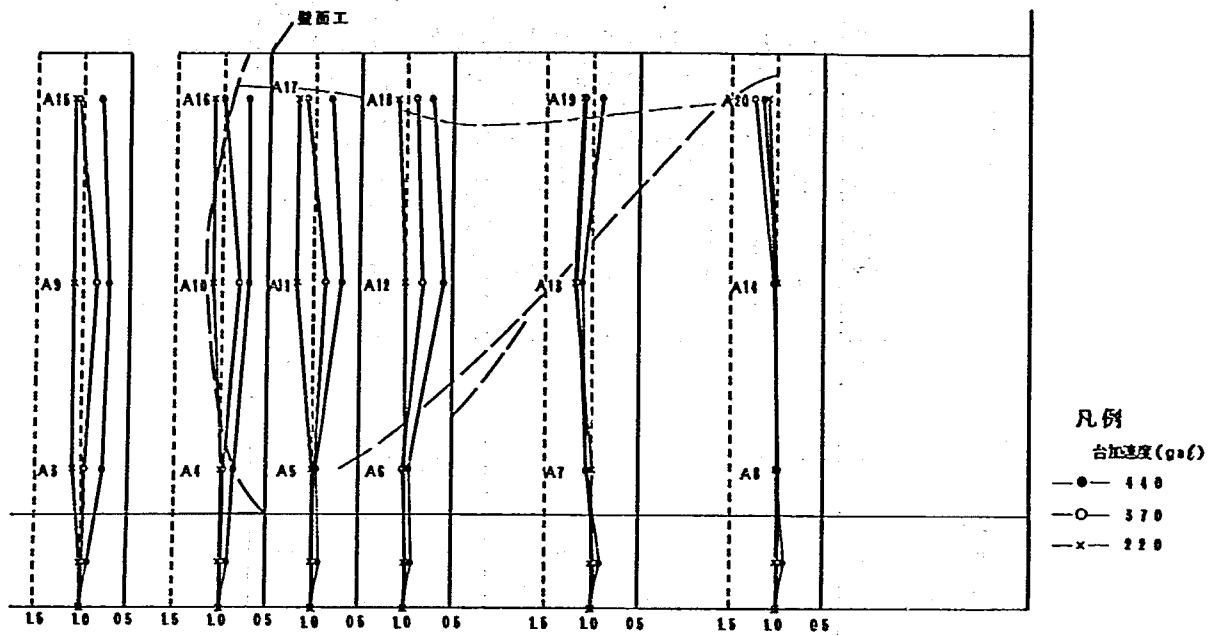


図4.2.6(a) 応答加速度分布 (ケース 1)

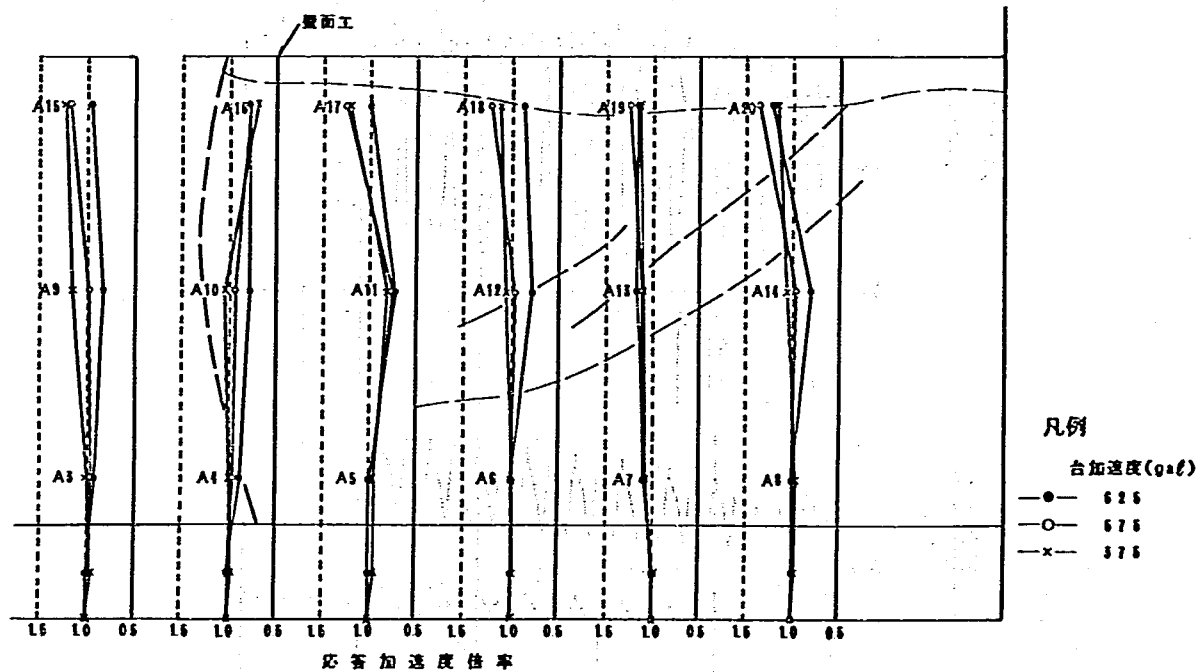


図4.2.6(b) 応答加速度分布 (ケース 2)

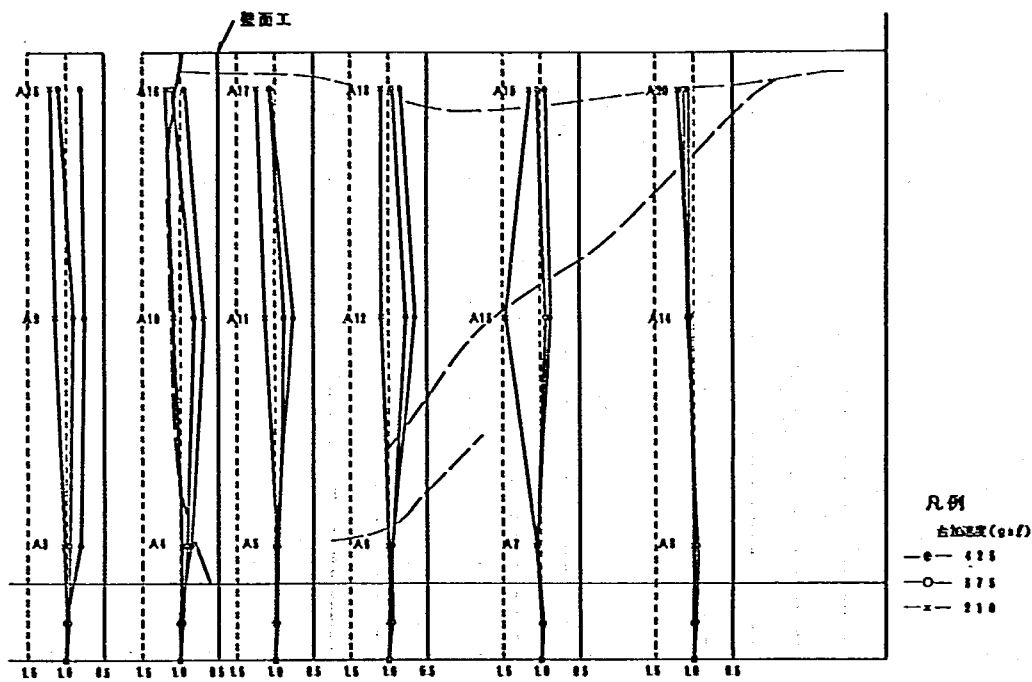


図4.2.6(c) 応答加速度分布 (ケース3)

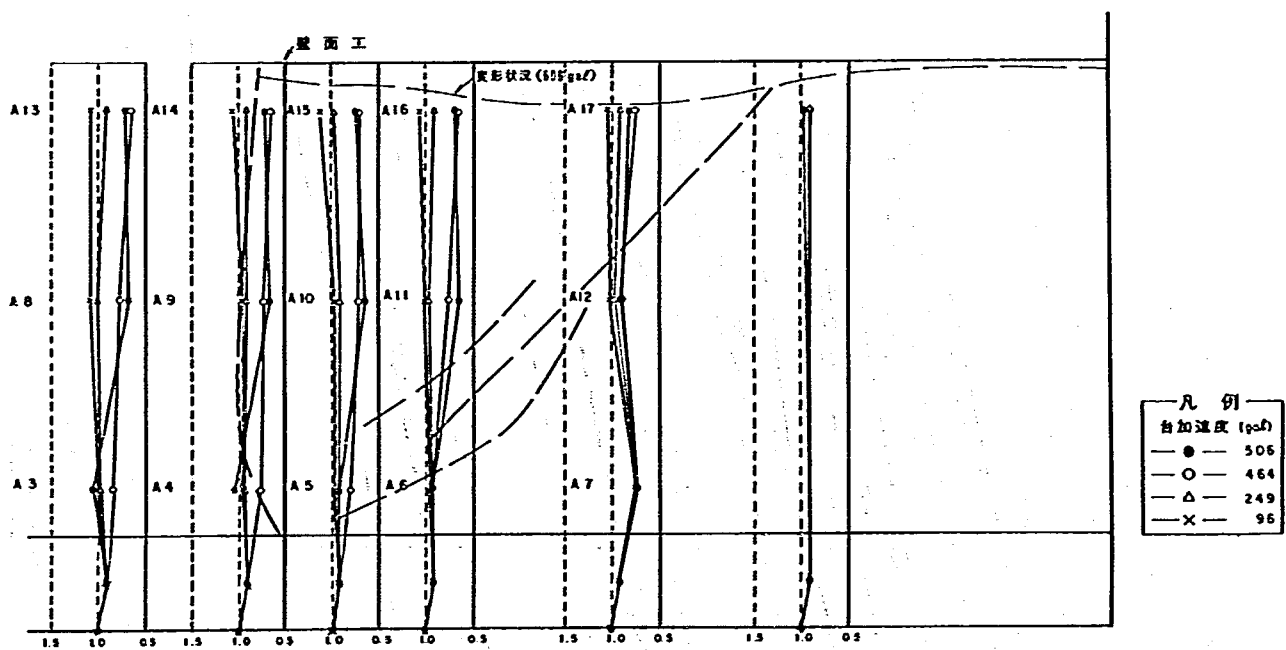


図4.2.6(d) 応答加速度分布 (ケース4)

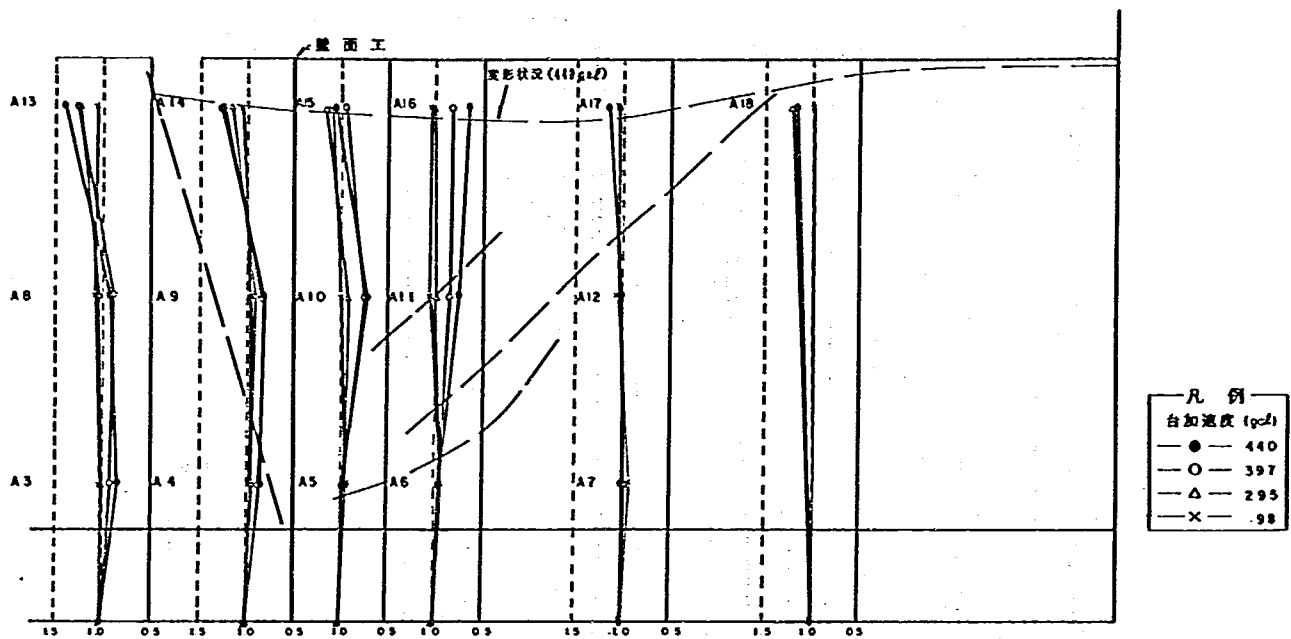


図4.2.6(e) 応答加速度分布 (ケース 5)

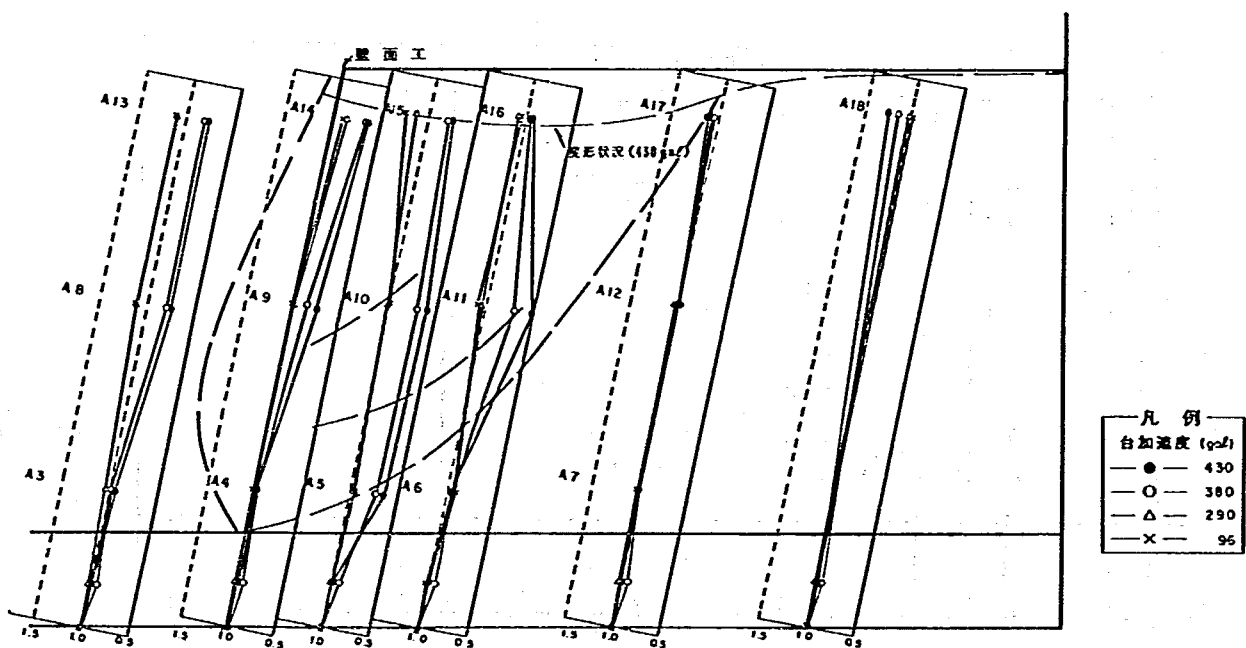


図4.2.6(f) 応答加速度分布 (ケース 6)

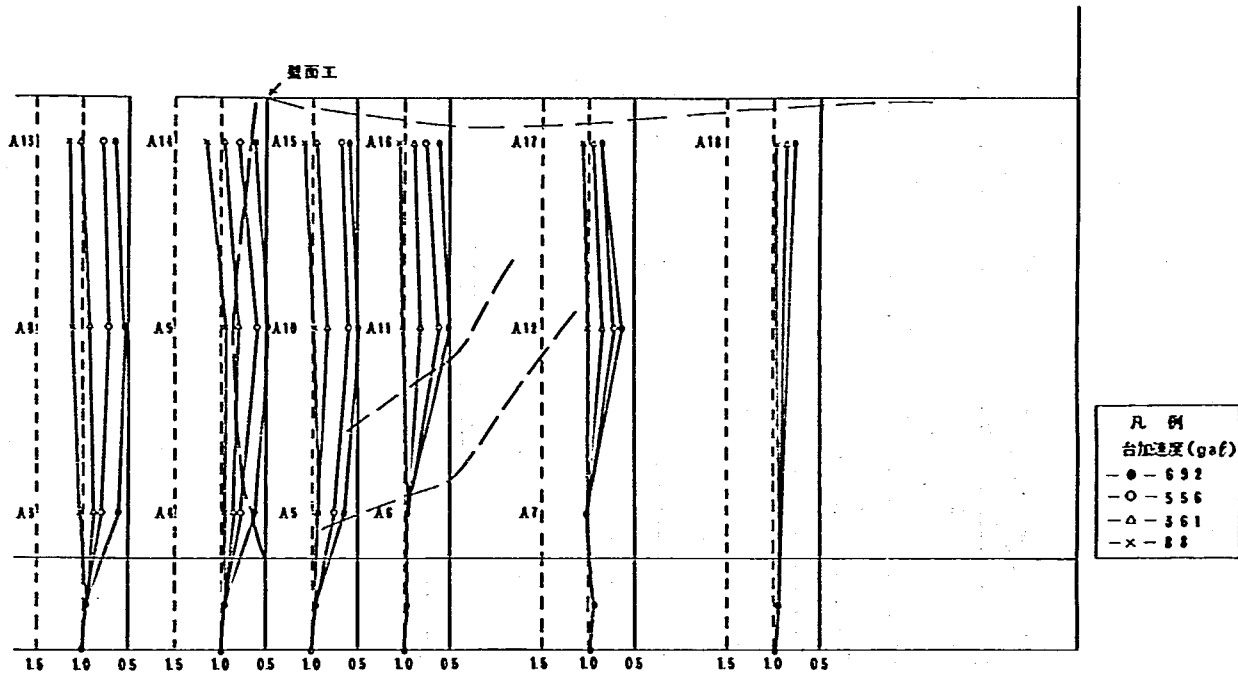


図4.2.6(g) 応答加速度分布 (ケース7)

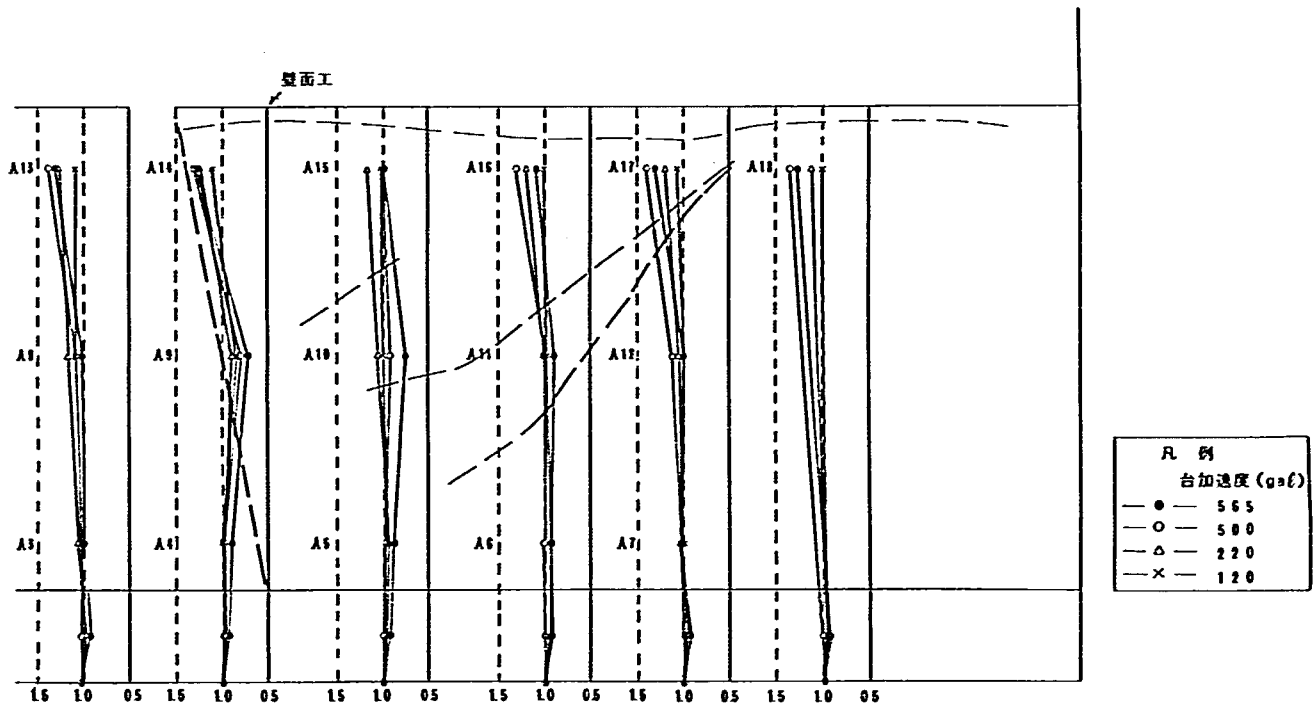


図4.2.6(h) 応答加速度分布 (ケース8)

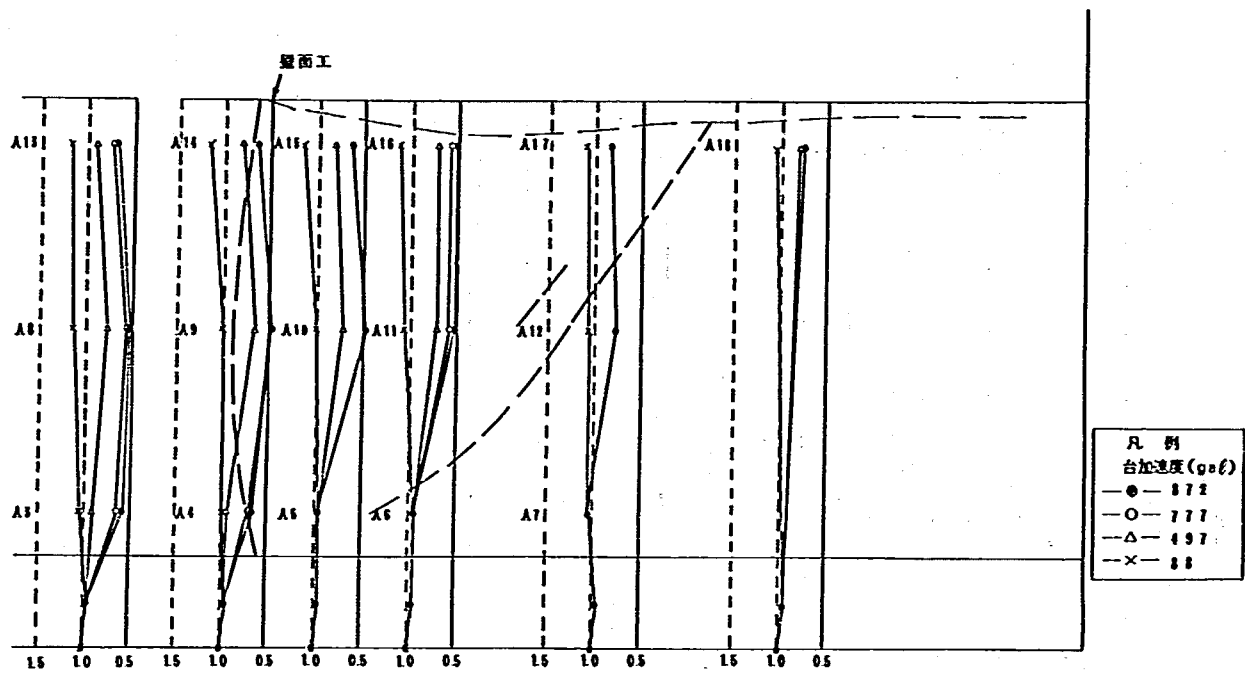
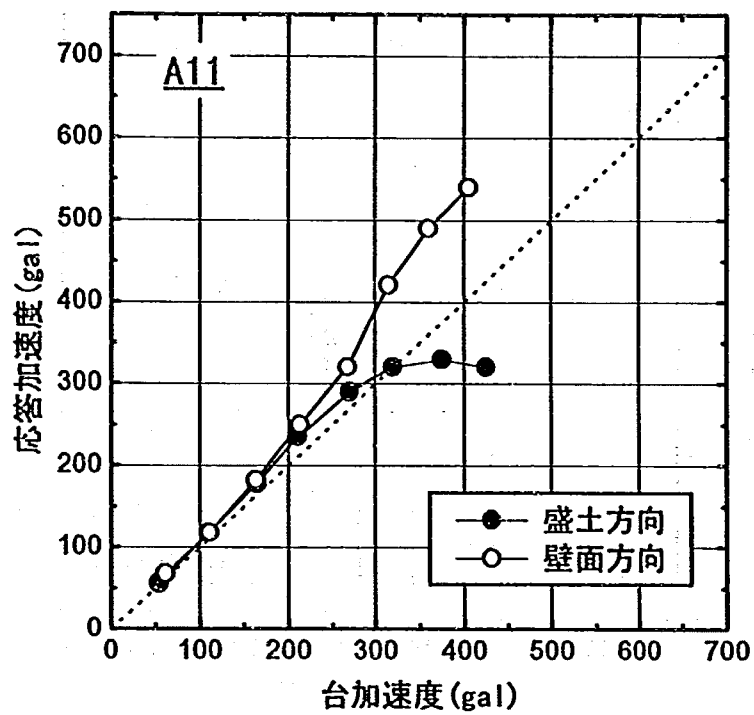
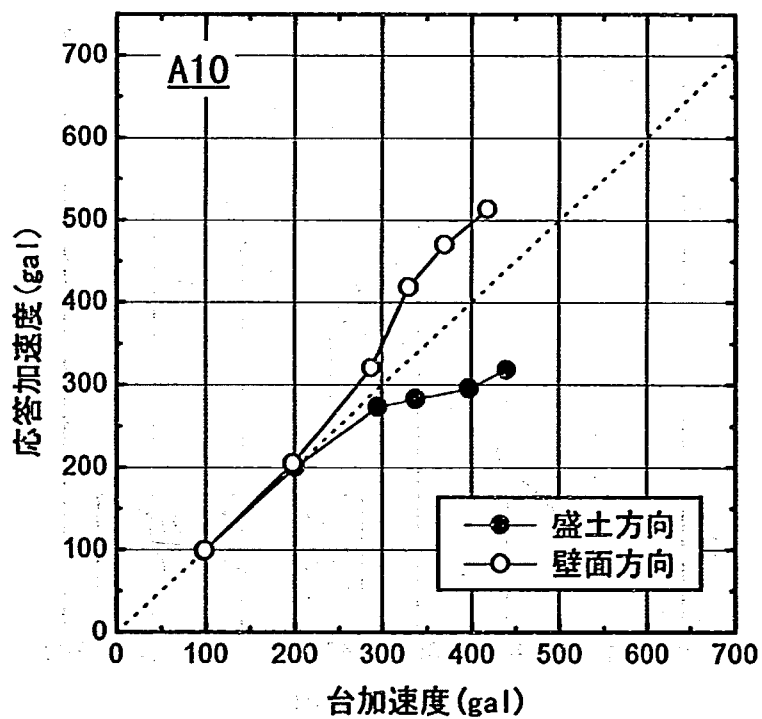


図4.2.6(i) 応答加速度分布 (ケース9)

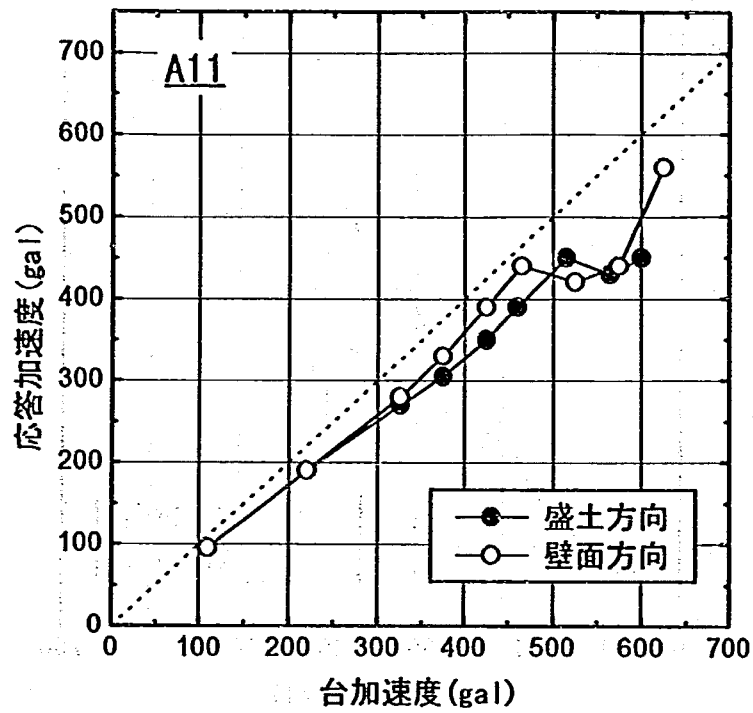


Case3 (L/H=0.4, 分割壁)

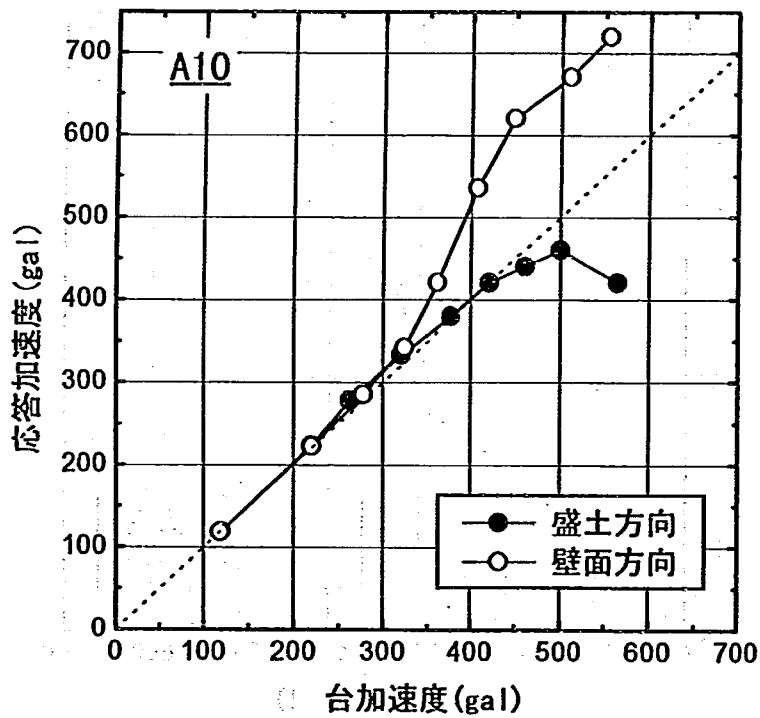


Case5 (L/H=0.4, 一体壁)

図4.2.7(a) 加振加速度と応答加速度の関係 (ケース3, 5)

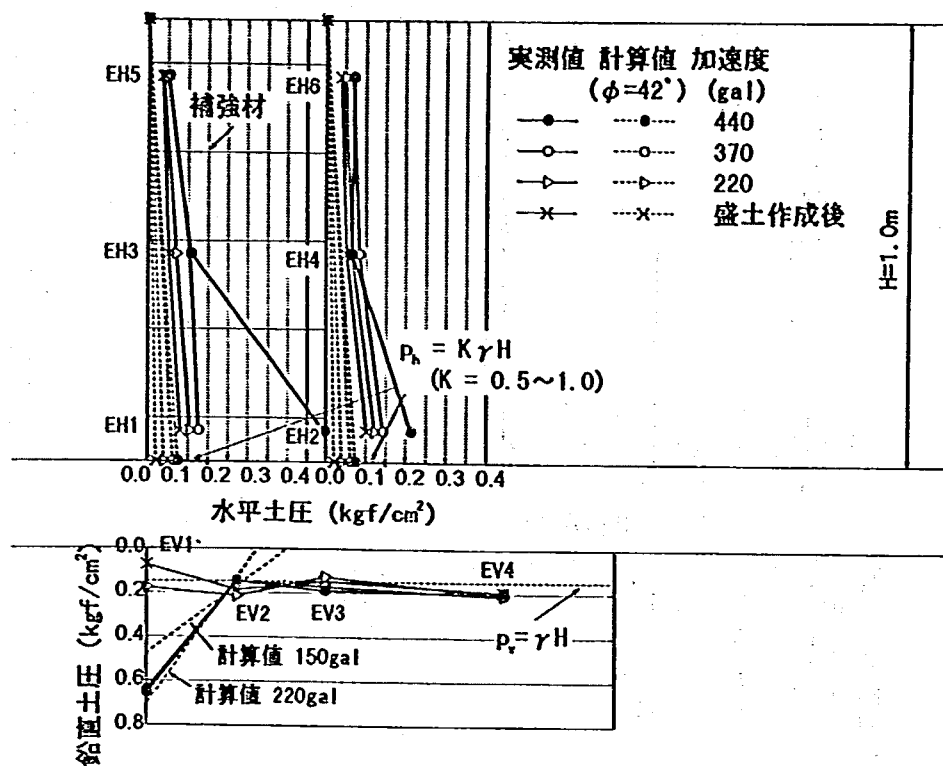


Case2 (L/H=0.7, 分割壁)

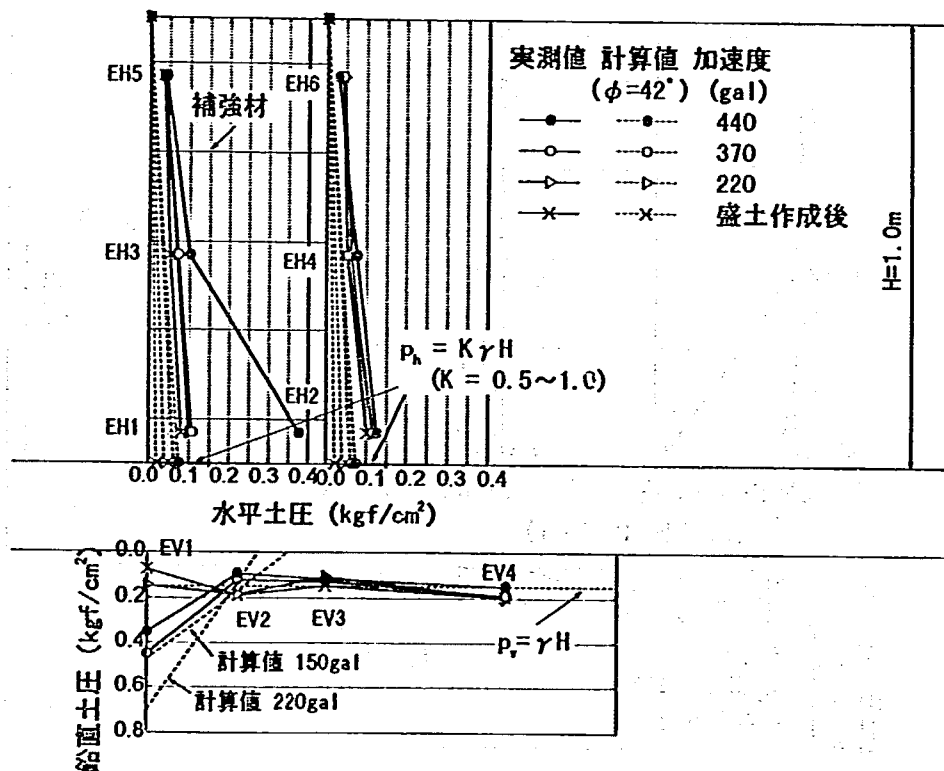


Case8 (L/H=0.7, 一体壁)

図4.2.7(b) 加振加速度と応答加速度の関係 (ケース 2, 8)

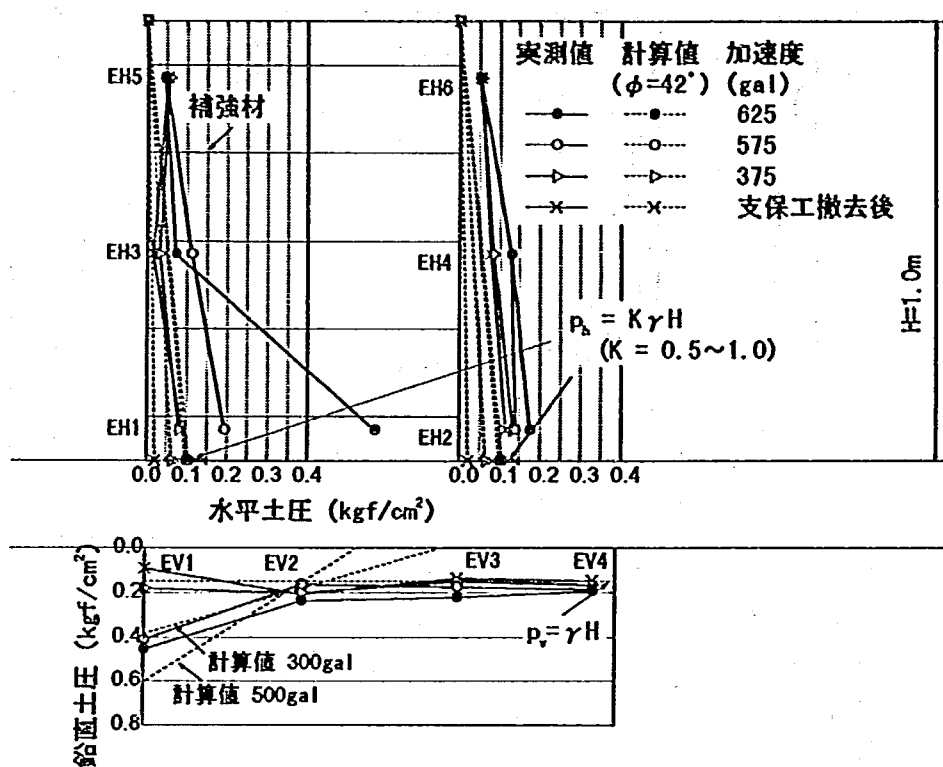


最大土圧分布 (case1)

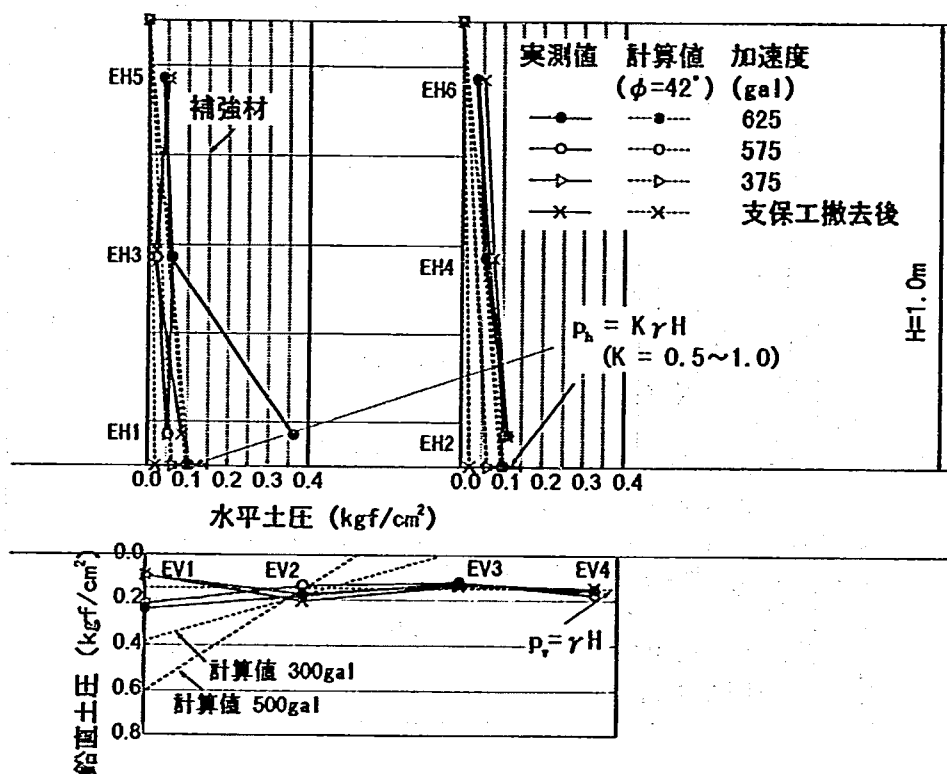


残留土圧分布 (case1)

図4.2.8(a) 加振中の土圧分布 (ケース1)

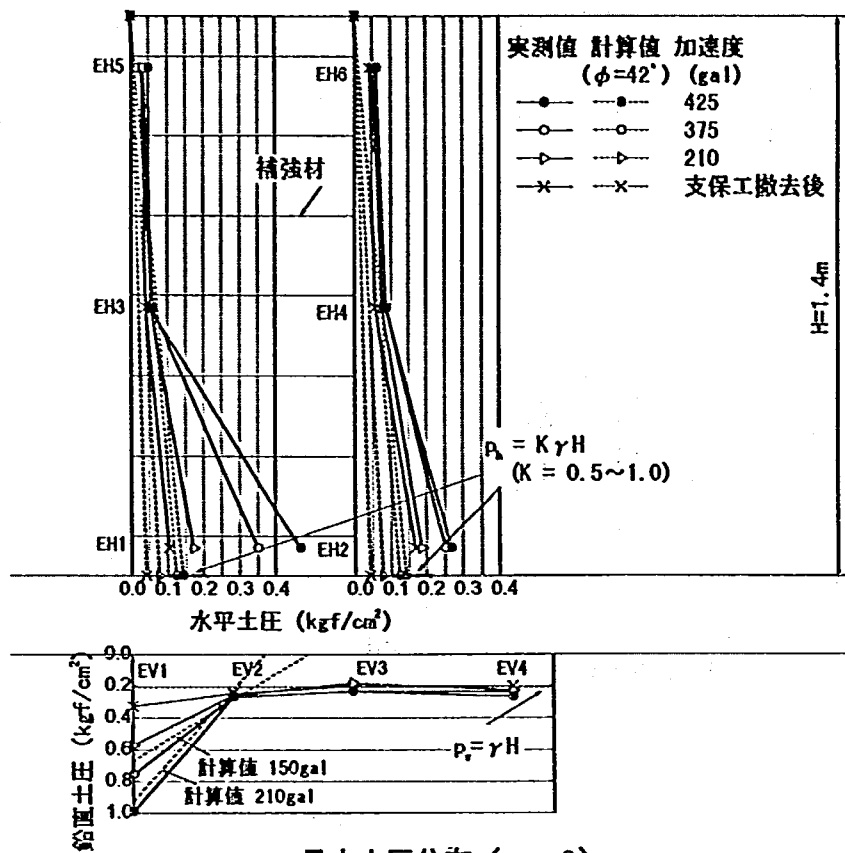


最大土圧分布 (case2)

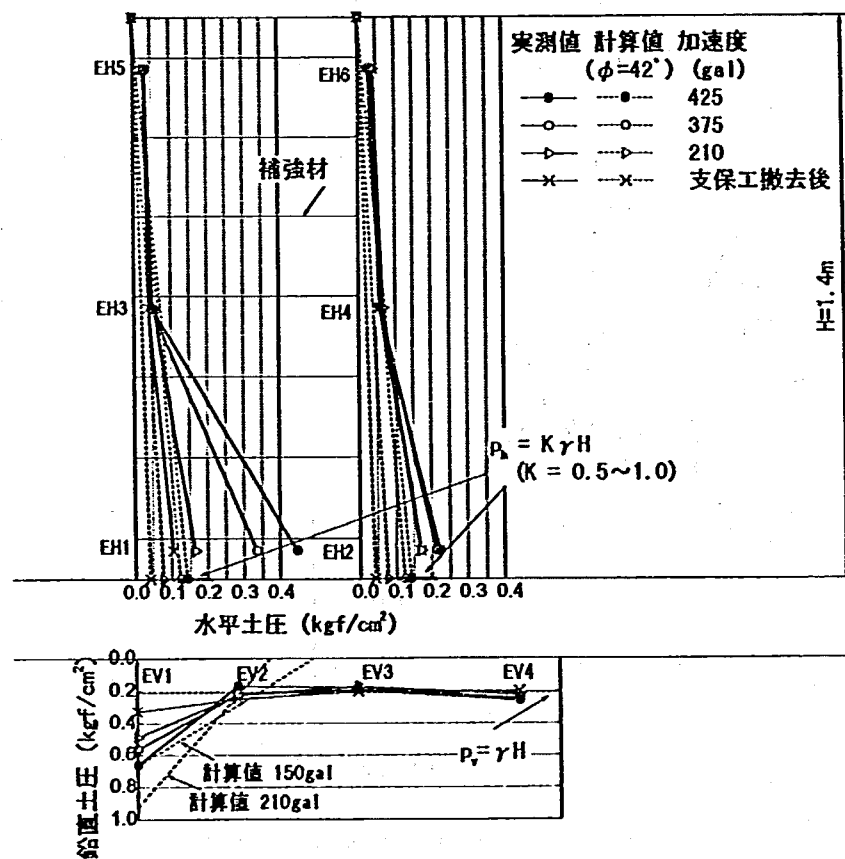


残留土圧分布 (case2)

図4.2.8(b) 加振中の土圧分布 (ケース2)

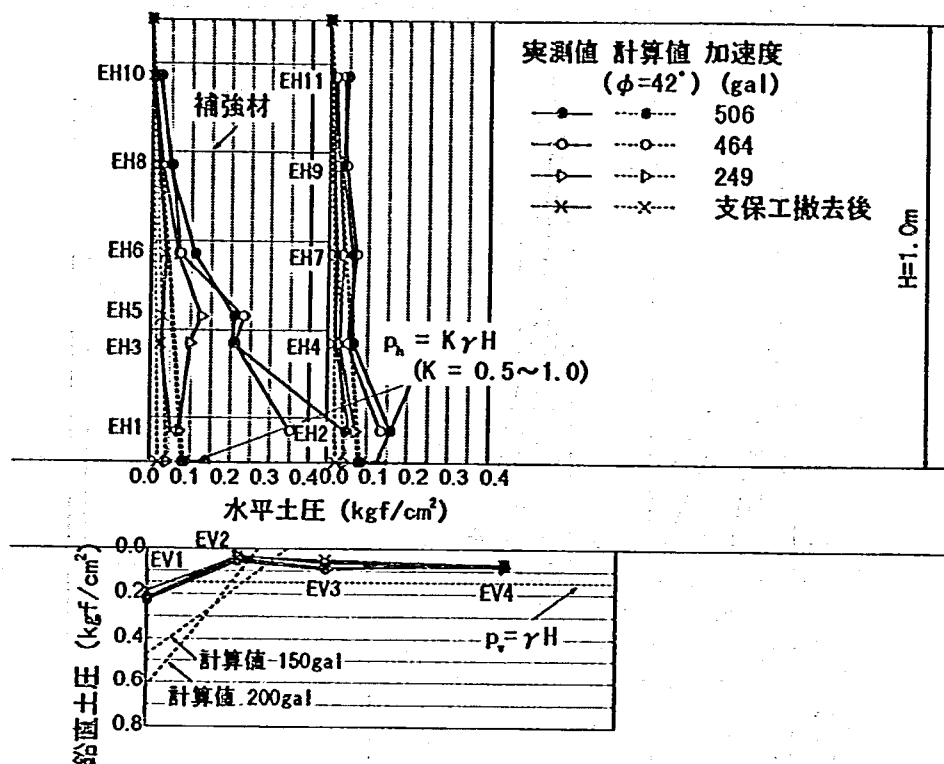


最大土圧分布 (case3)

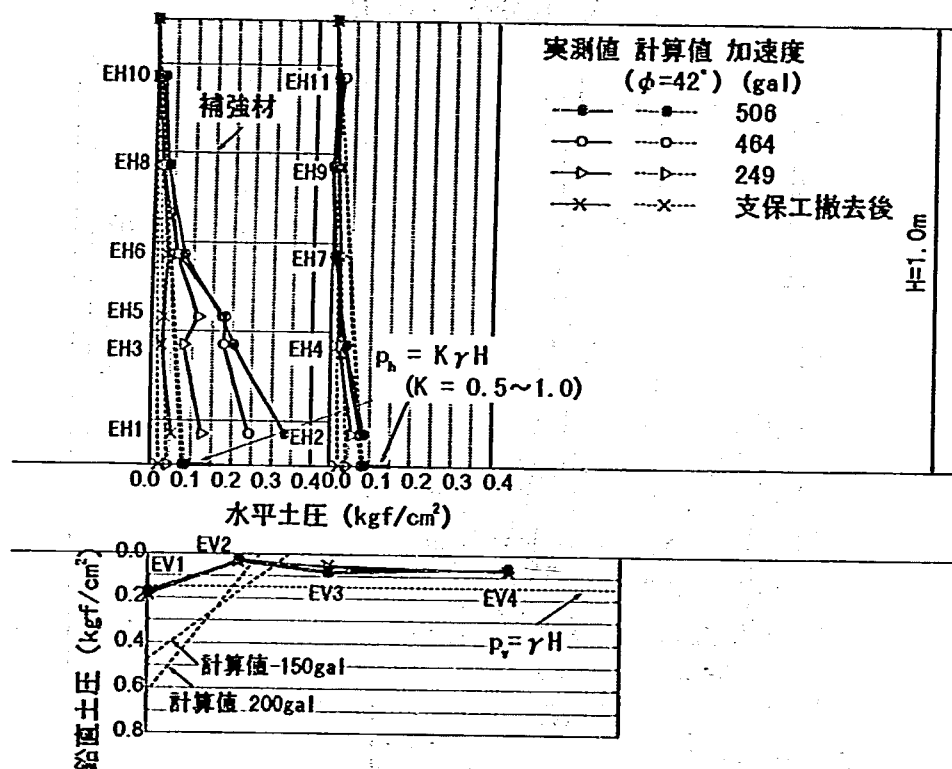


残留土圧分布 (case3)

図4.2.8(c) 加振中の土圧分布 (ケース 3)

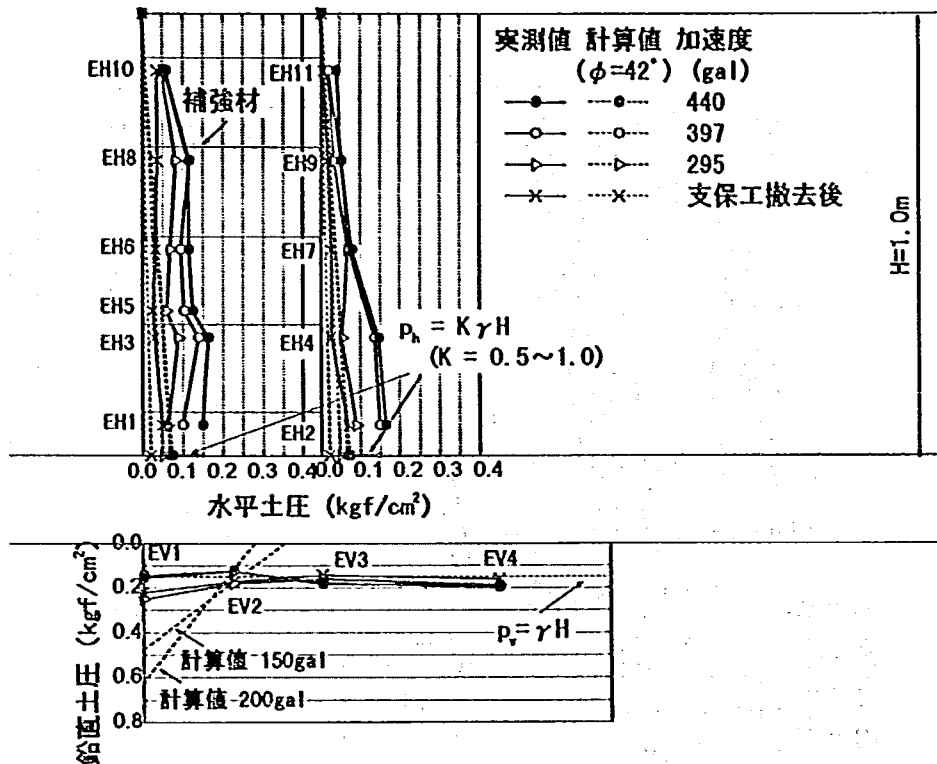


最大土圧分布 (case4)

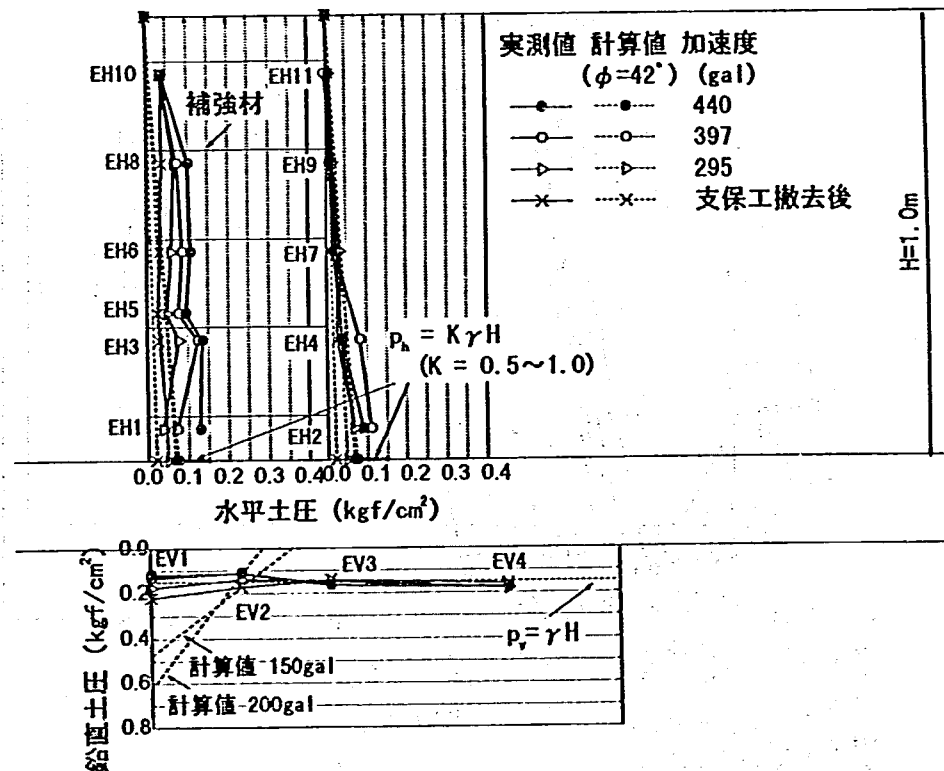


残留土圧分布 (case4)

図4.2.8(d) 加振中の土圧分布 (ケース4)

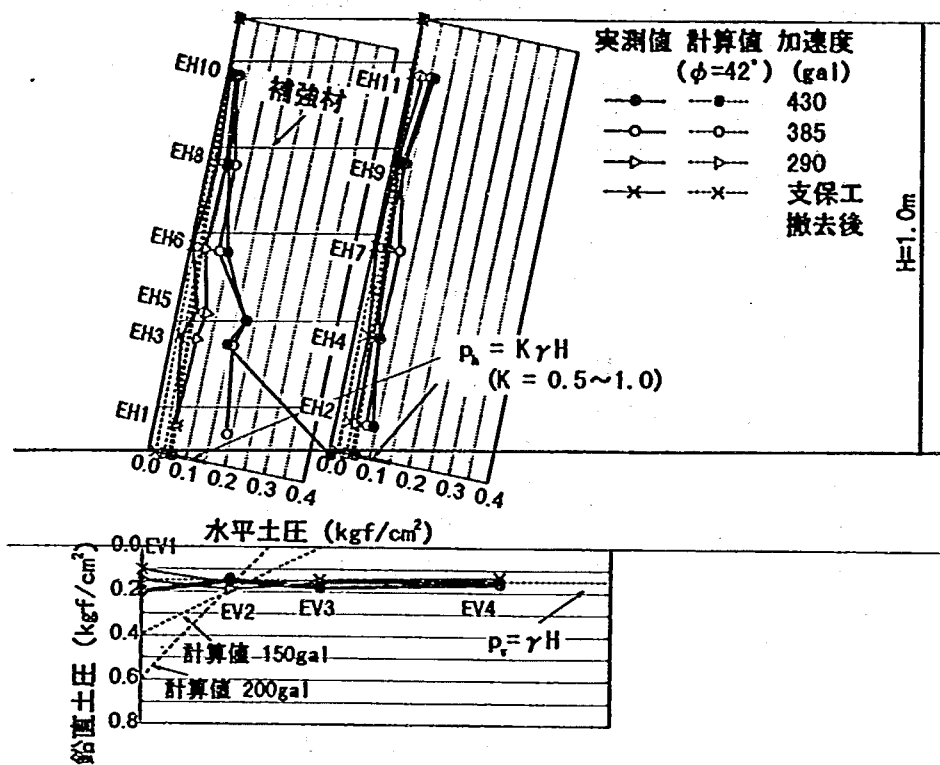


最大土圧分布 (case5)

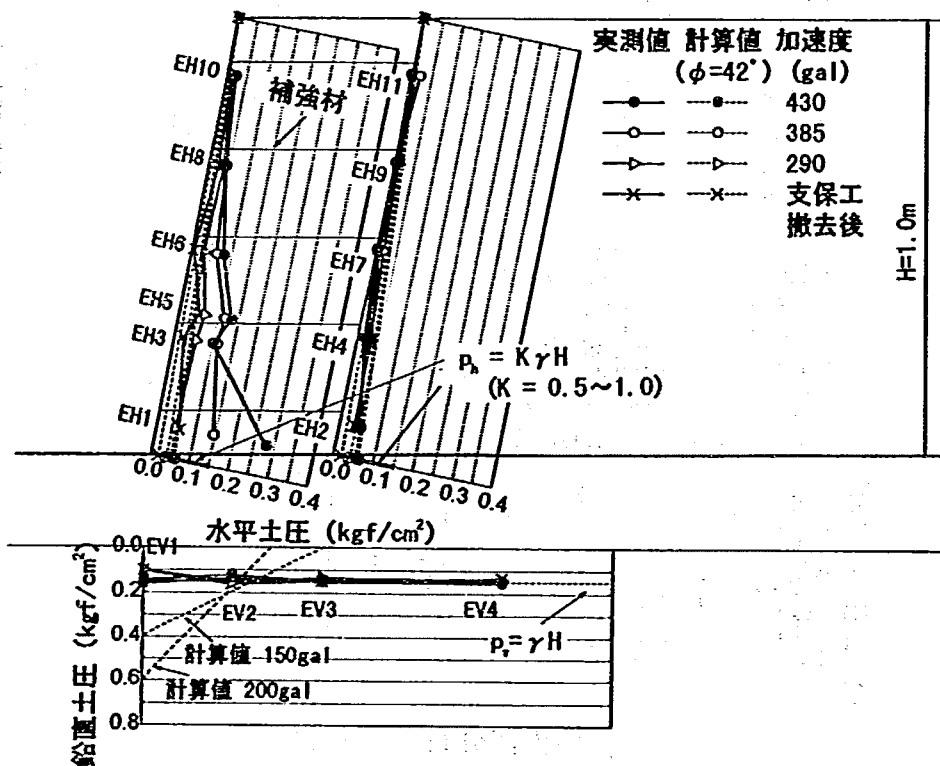


残留土圧分布 (case5)

図4.2.8(e) 加振中の土圧分布 (ケース5)

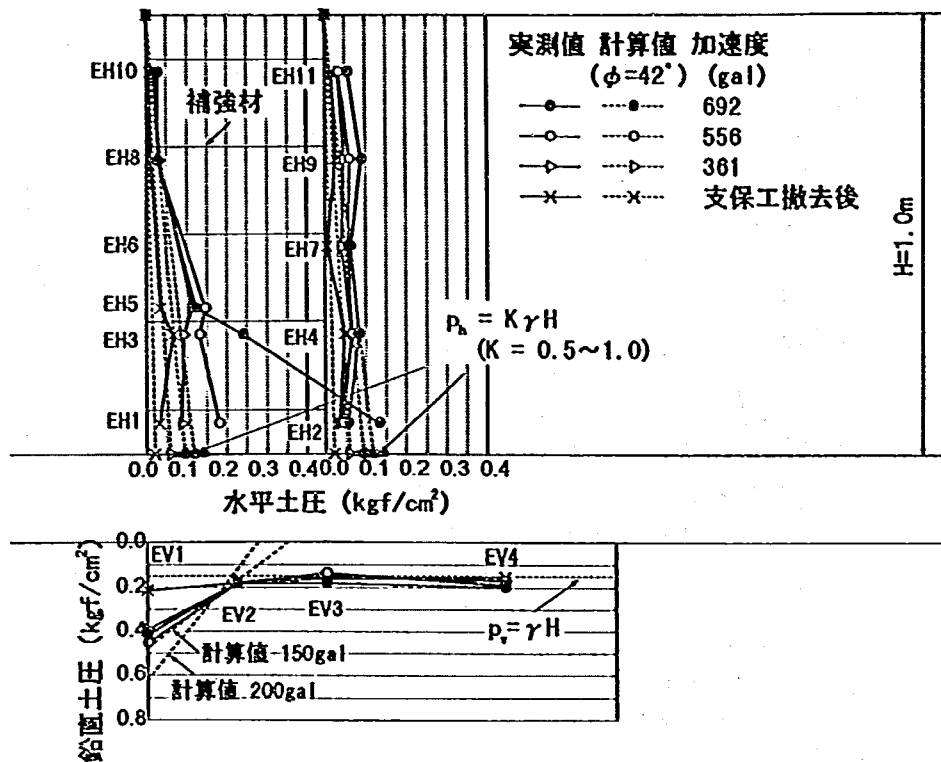


最大土圧分布 (case6)

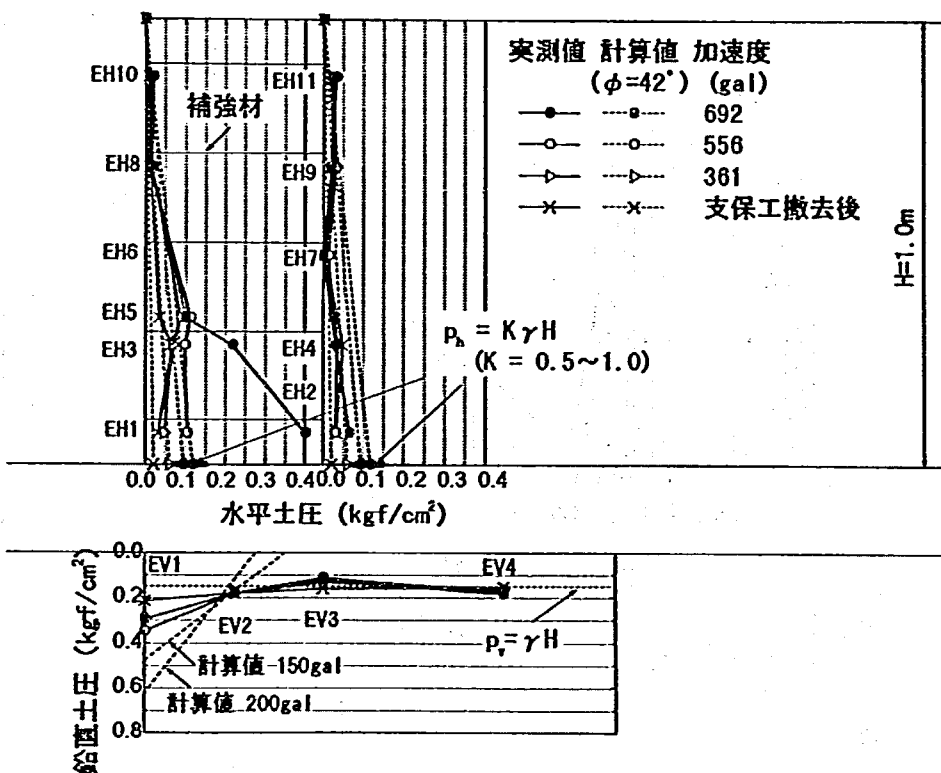


残留土圧分布 (case6)

図4.2.8(f) 加振中の土圧分布 (ケース 6)

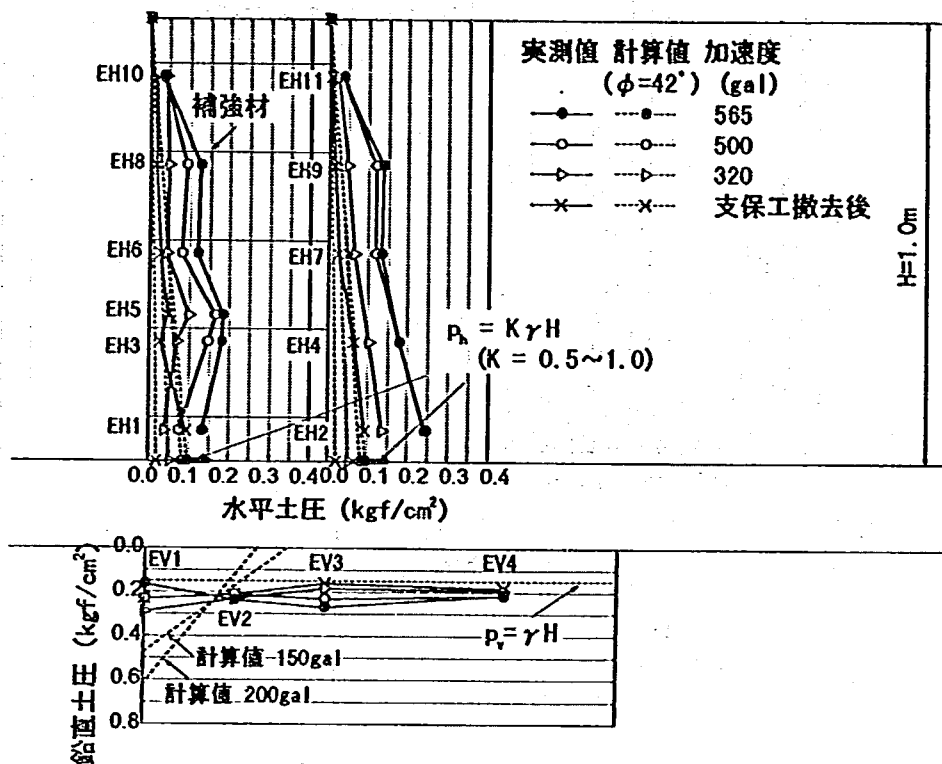


最大土圧分布 (case7)

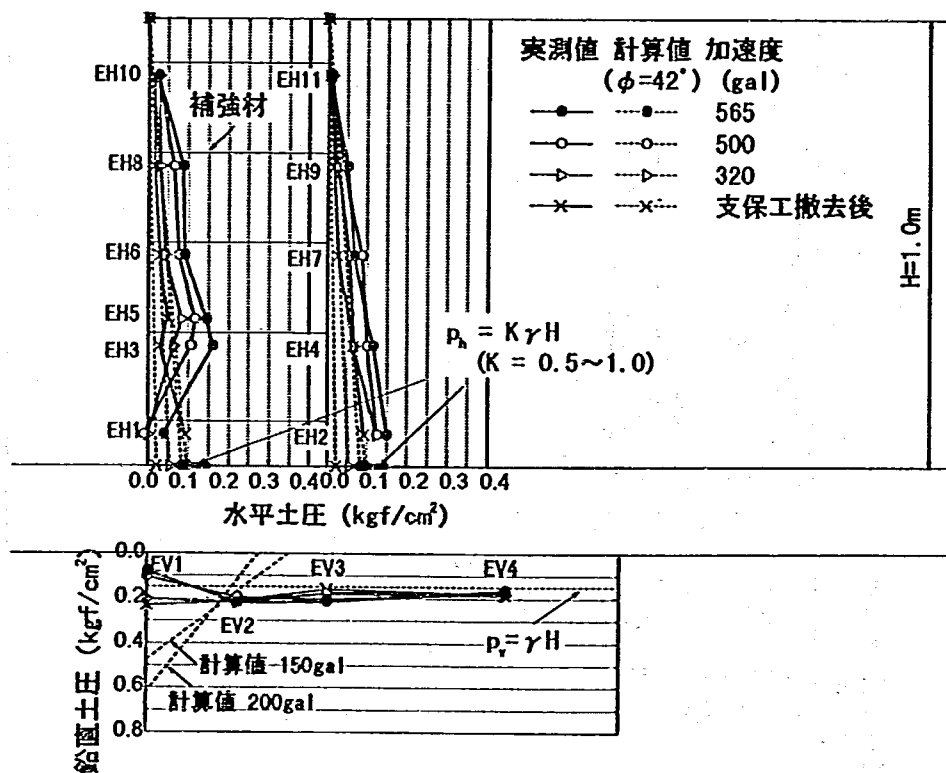


残留土圧分布 (case7)

図4.2.8(g) 加振中の土圧分布 (ケース7)

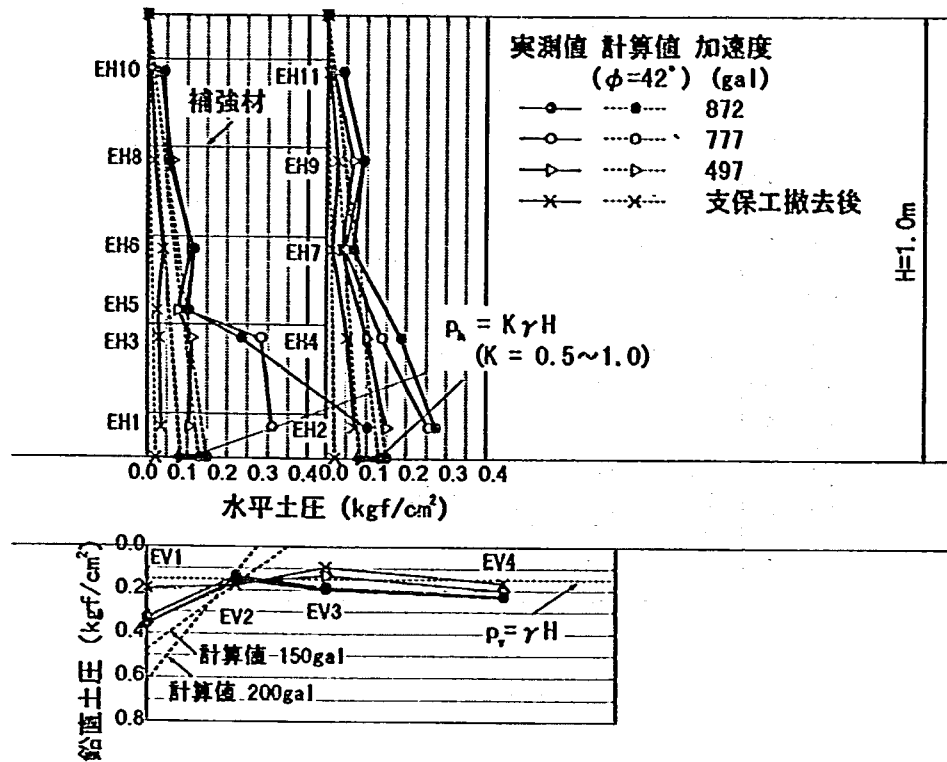


最大土圧分布 (case 8)

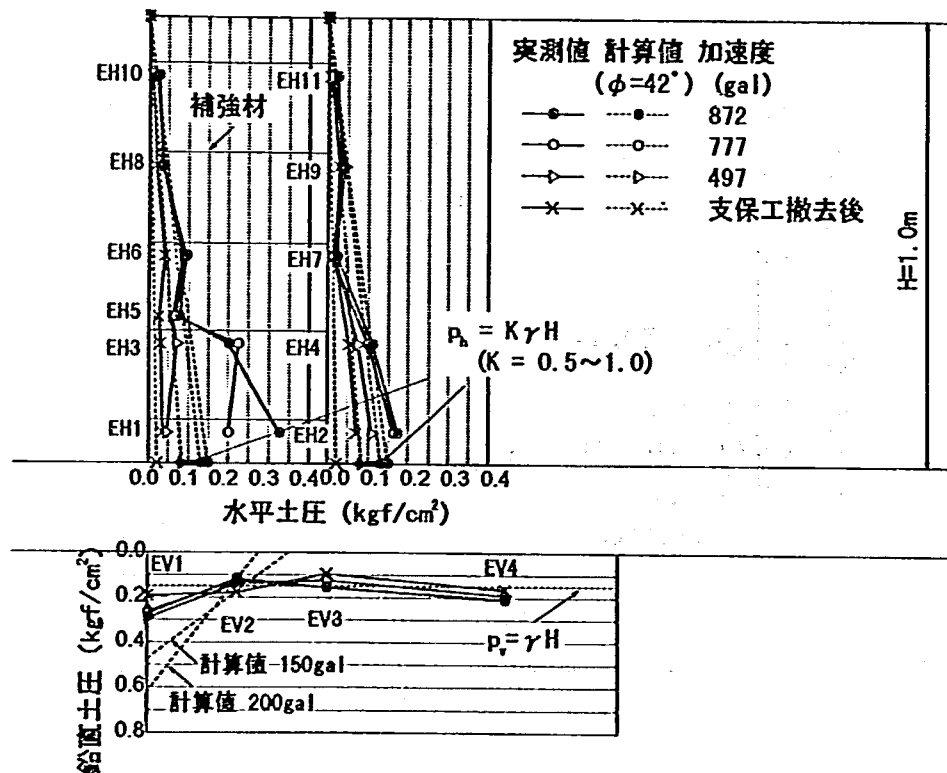


残留土圧分布 (case 8)

図4.2.8(h) 加振中の土圧分布 (ケース 8)

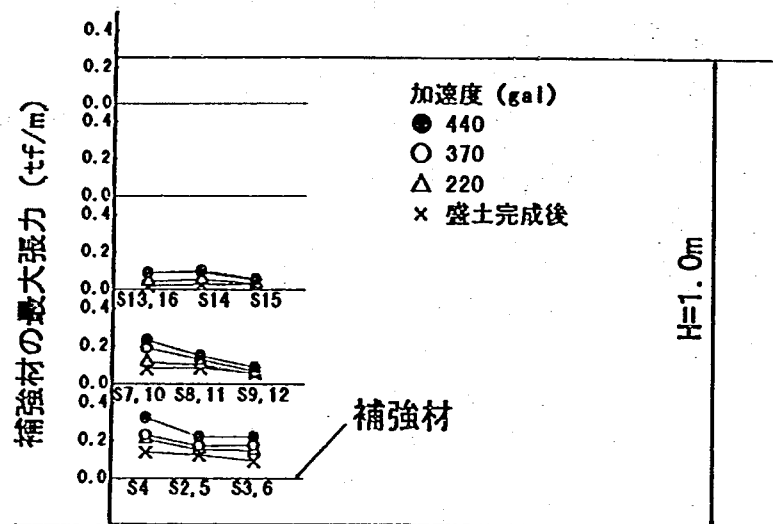


最大土圧分布 (case9)

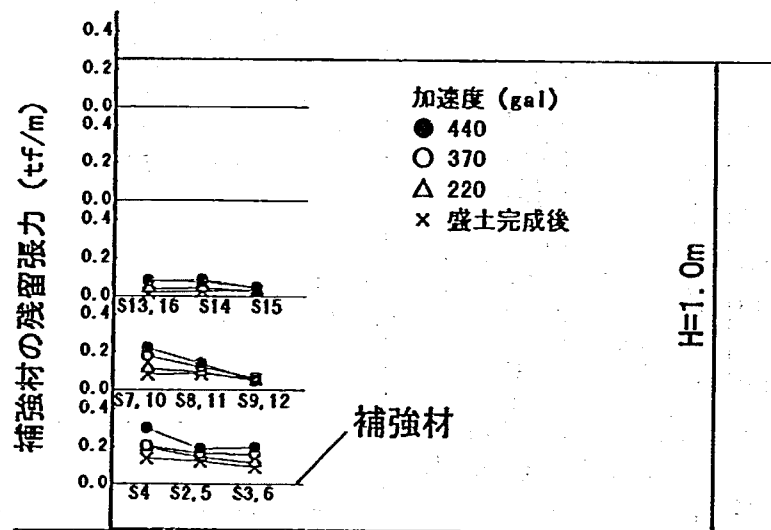


残留土圧分布 (case9)

図4.2.8(i) 加振中の土圧分布 (ケース 9)

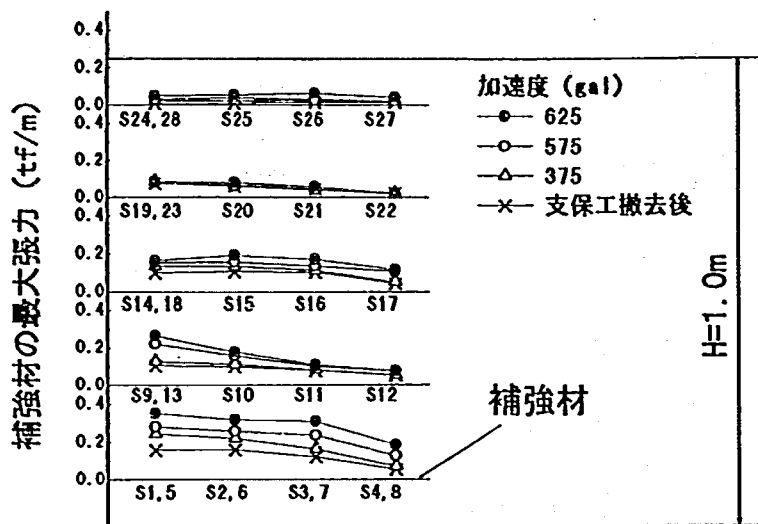


加振中の補強材の最大張力分布 (case1)

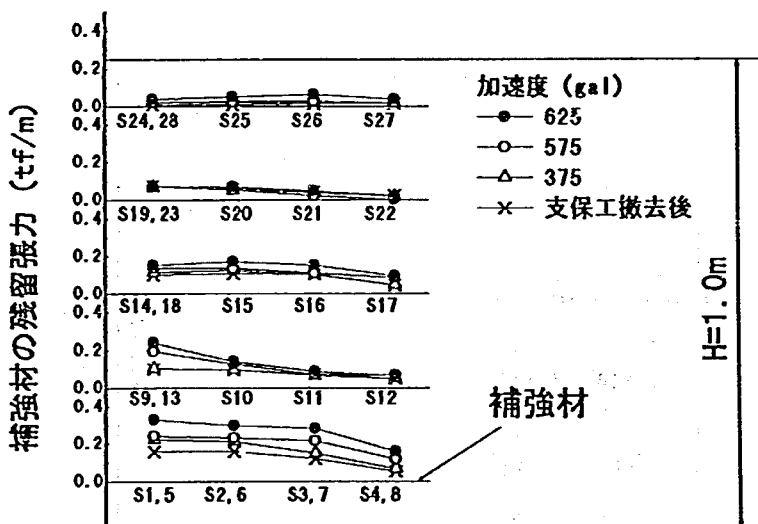


加振中の補強材の残留張力分布 (case1)

図4.2.9(a) 加振中の補強材の張力分布 (ケース1)

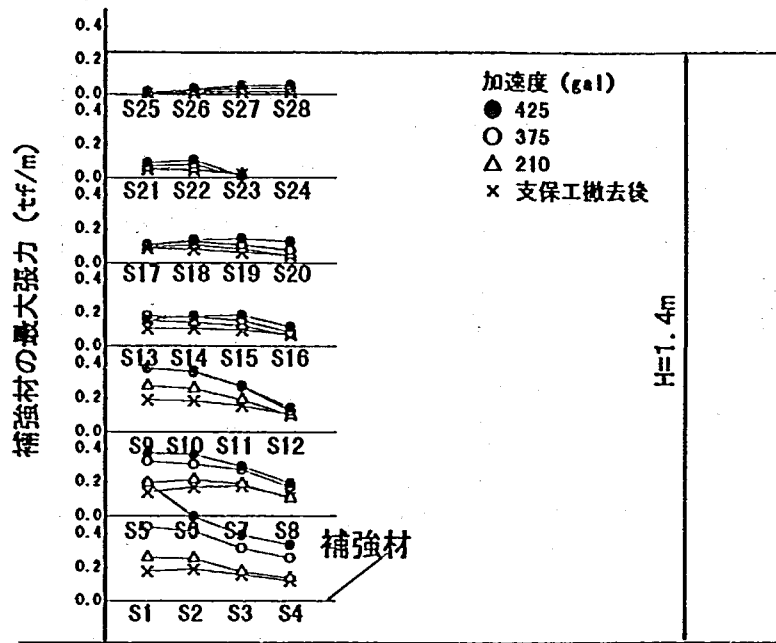


加振中の補強材の最大張力分布 (case2)

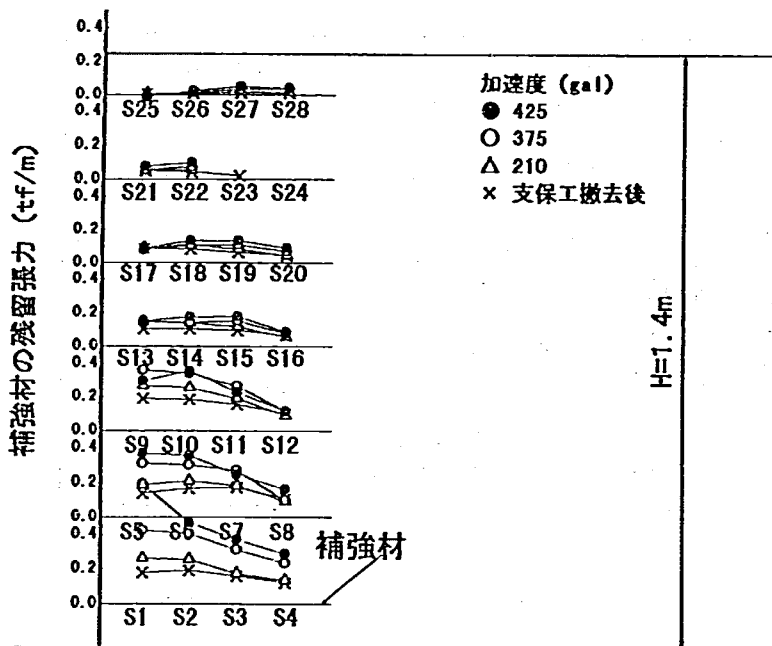


加振中の補強材の残留張力分布 (case2)

図4.2.9(b) 加振中の補強材の張力分布 (ケース2)

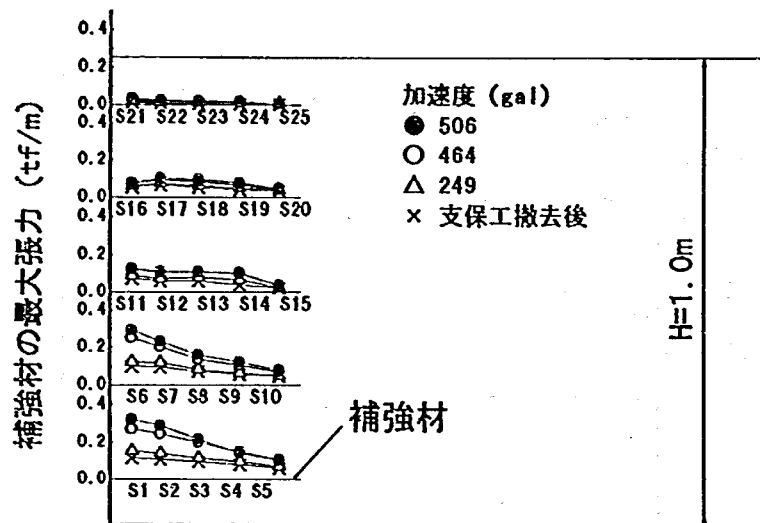


加振中の補強材の最大張力分布 (case3)

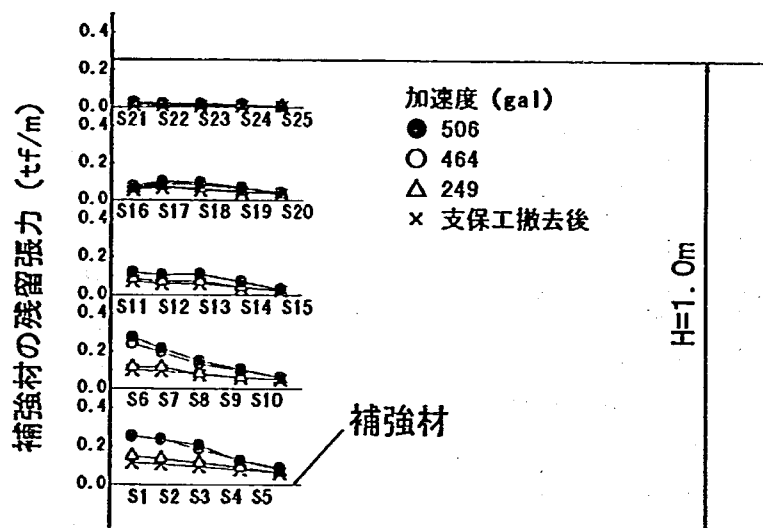


加振中の補強材の残留張力分布 (case3)

図4.2.9(c) 加振中の補強材の張力分布 (ケース3)

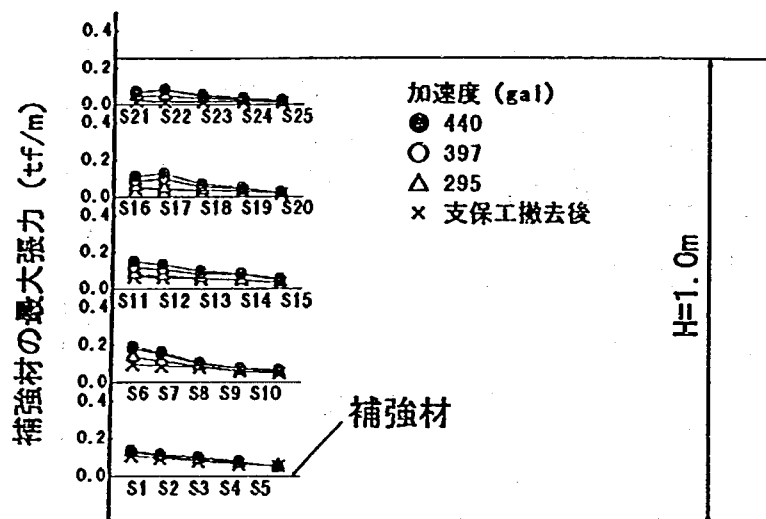


加振中の補強材の最大張力分布 (case4)

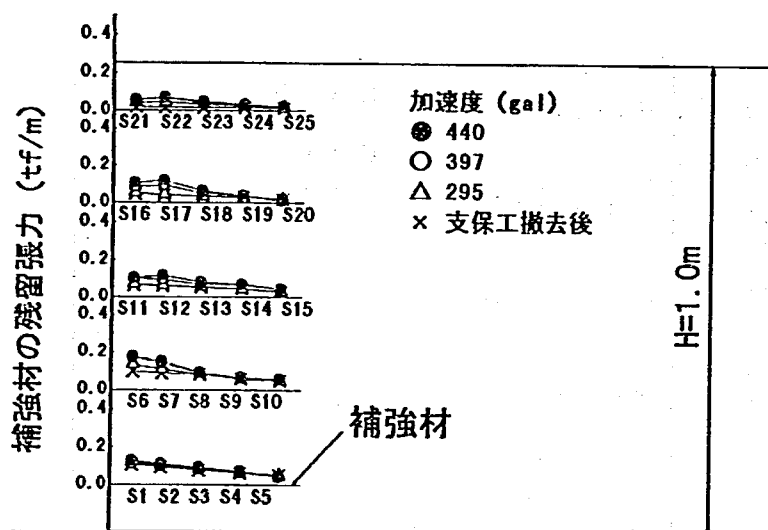


加振中の補強材の残留張力分布 (case4)

図4.2.9(d) 加振中の補強材の張力分布 (ケース4)

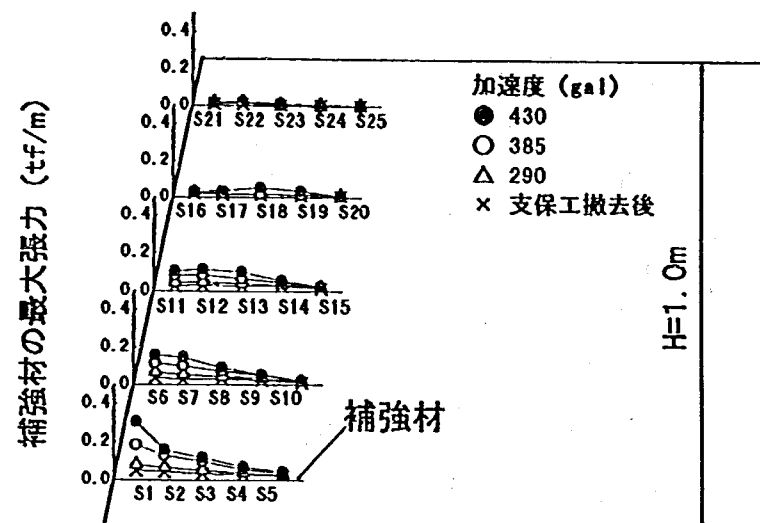


加振中の補強材の最大張力分布 (case5)

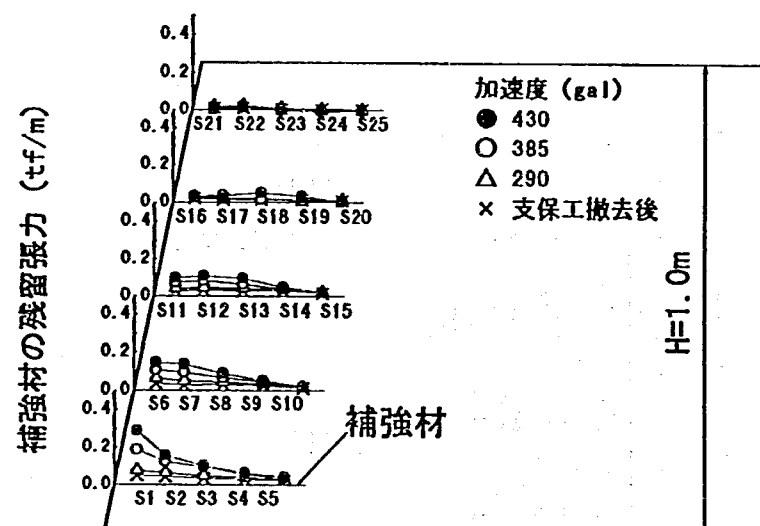


加振中の補強材の残留張力分布 (case5)

図4.2.9(e) 加振中の補強材の張力分布 (ケース 5)

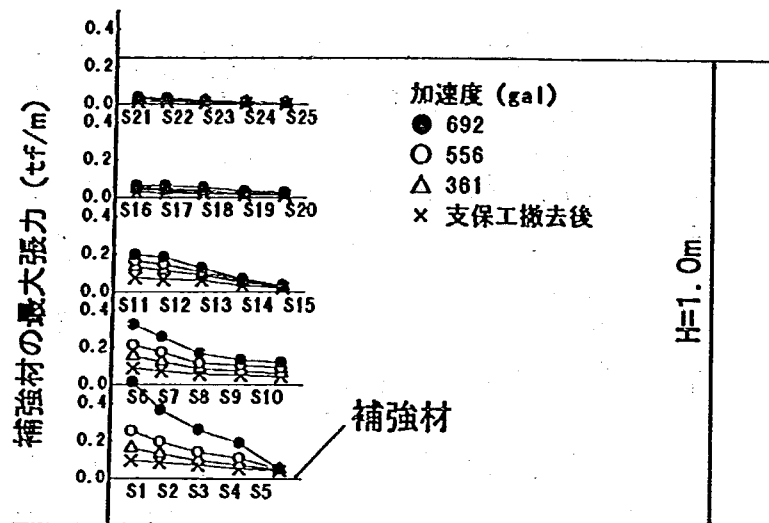


加振中の補強材の最大張力分布 (case6)

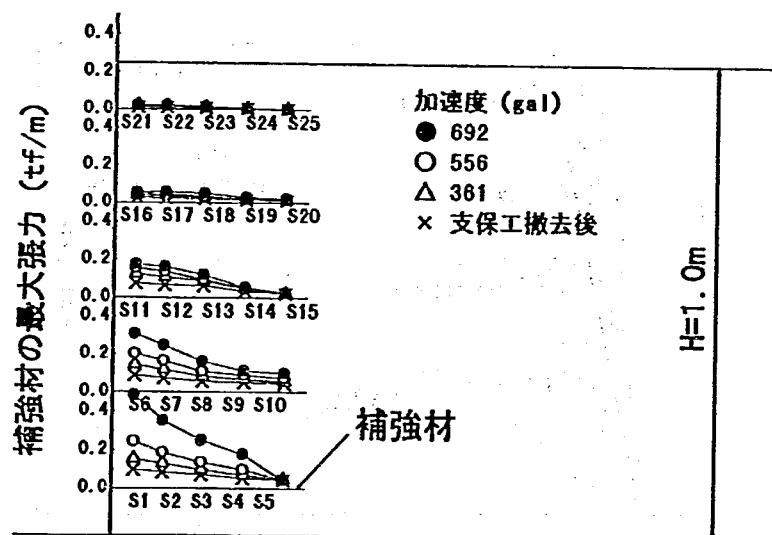


加振中の補強材の残留張力分布 (case6)

図4.2.9(f) 加振中の補強材の張力分布 (ケース6)

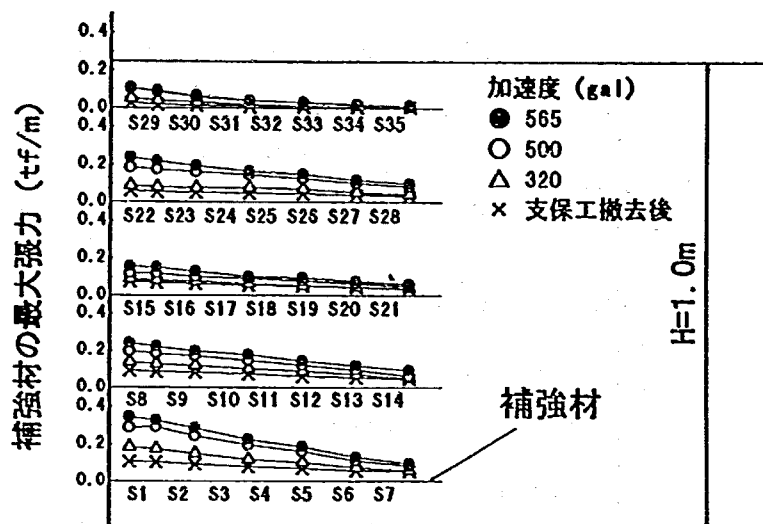


加振中の補強材の最大張力分布 (case7)

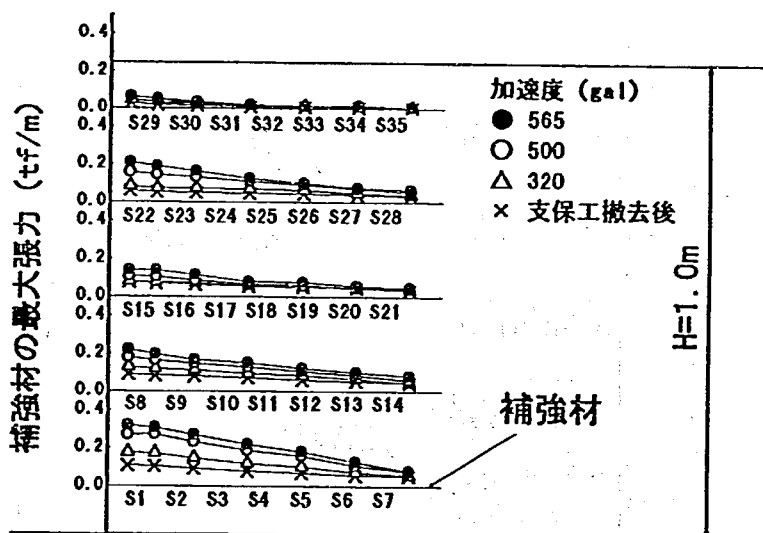


加振中の補強材の残留張力分布 (case7)

図4.2.9(g) 加振中の補強材の張力分布 (ケース7)

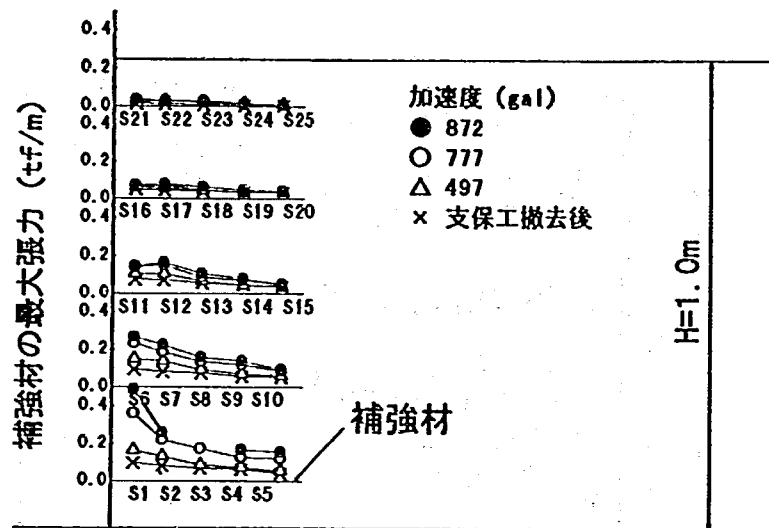


加振中の補強材の最大張力分布 (case8)

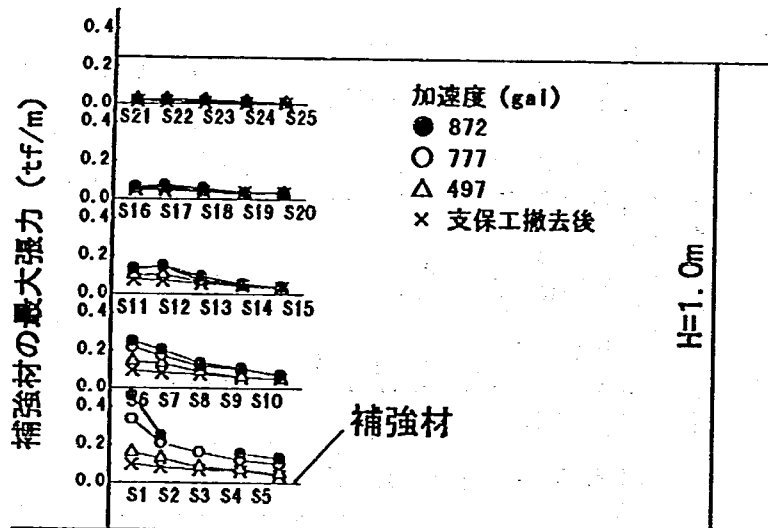


加振中の補強材の残留張力分布 (case8)

図4.2.9(h) 加振中の補強材の張力分布 (ケース 8)



加振中の補強材の最大張力分布 (case9)



加振中の補強材の残留張力分布 (case9)

図4.2.9(i) 加振中の補強材の張力分布 (ケース 9)

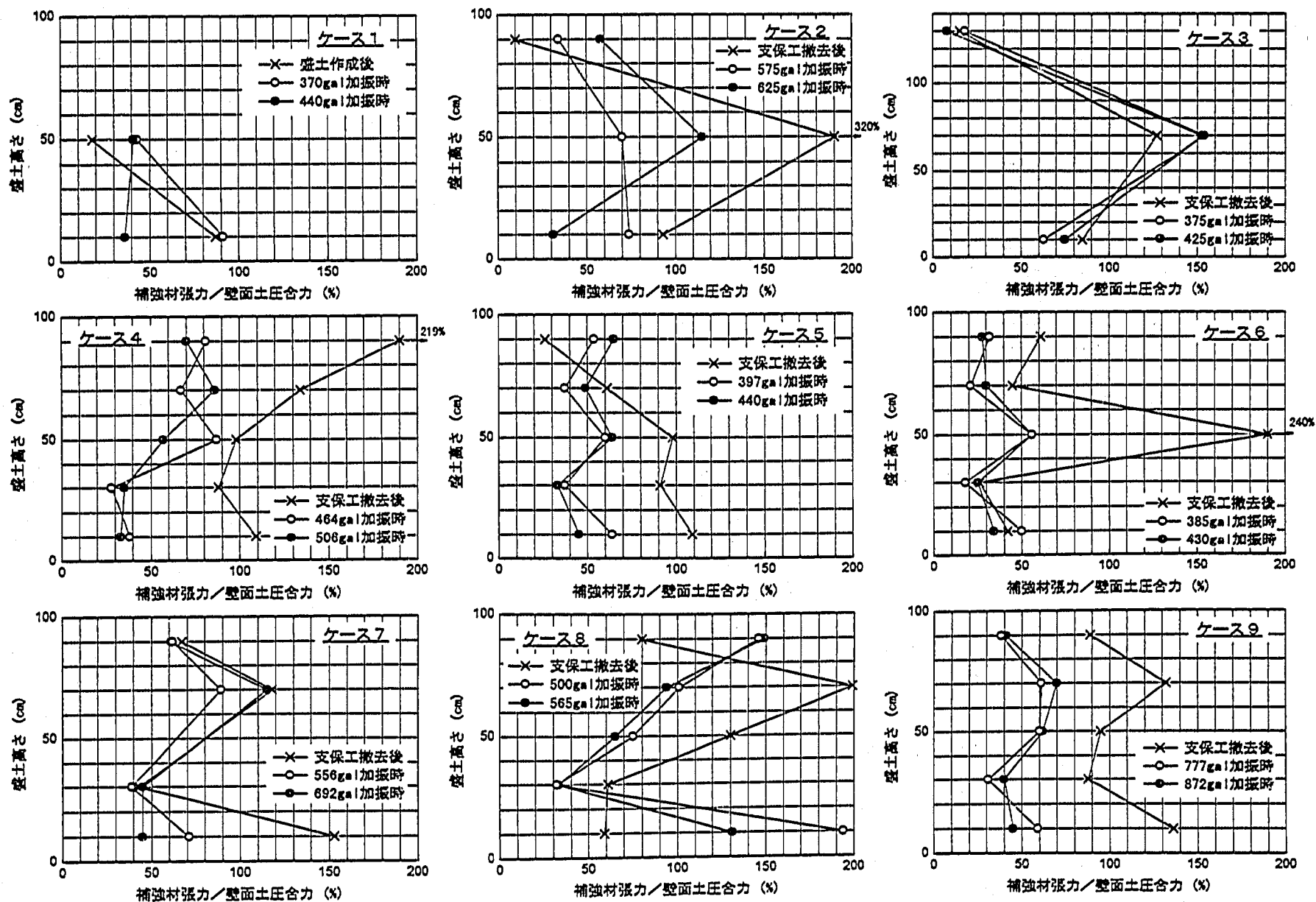
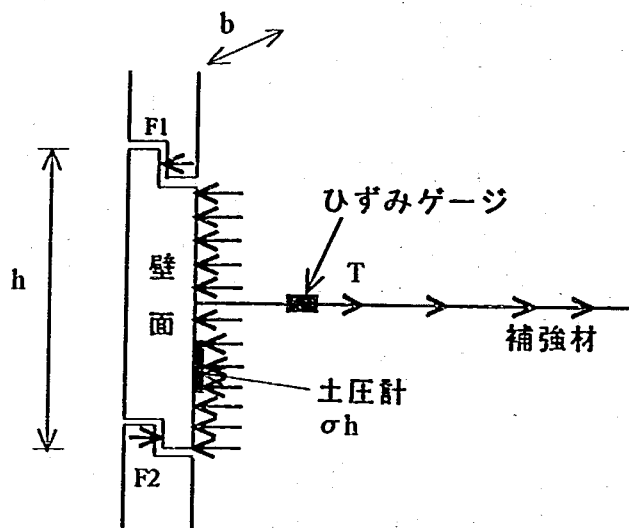


図4.2.10 補強材張力と壁面土圧合力の関係



T : 単位幅当たりの補強材張力
[kgf/cm]

σ_h : 水平土圧 [kgf/cm²]

$F1$, $F2$: 壁面の上下のかみ合わせに
よって作用する力 [kgf]

h : 壁面の高さ = 20 [cm]

b : 壁面の幅 = 100 [cm]

A : 壁面の面積 = $b \cdot h = 2000$ [cm²]

力のつり合い

$$\sigma_h \cdot A + F1 = T \cdot b + F2$$

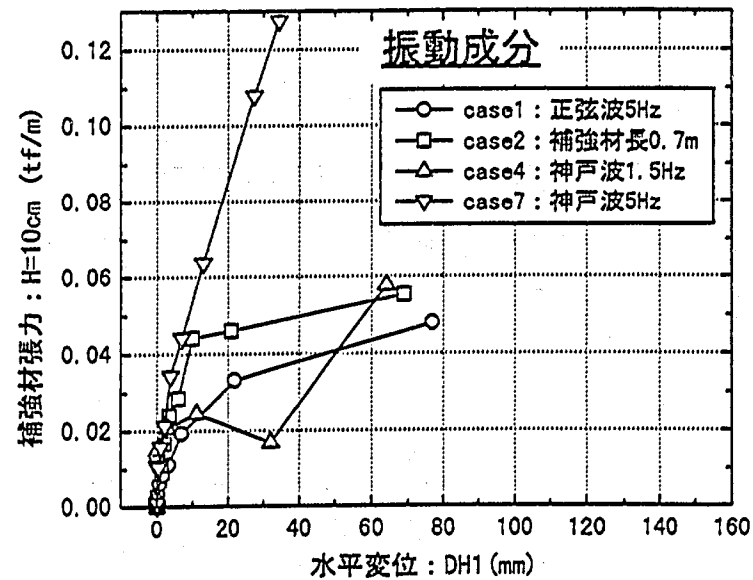
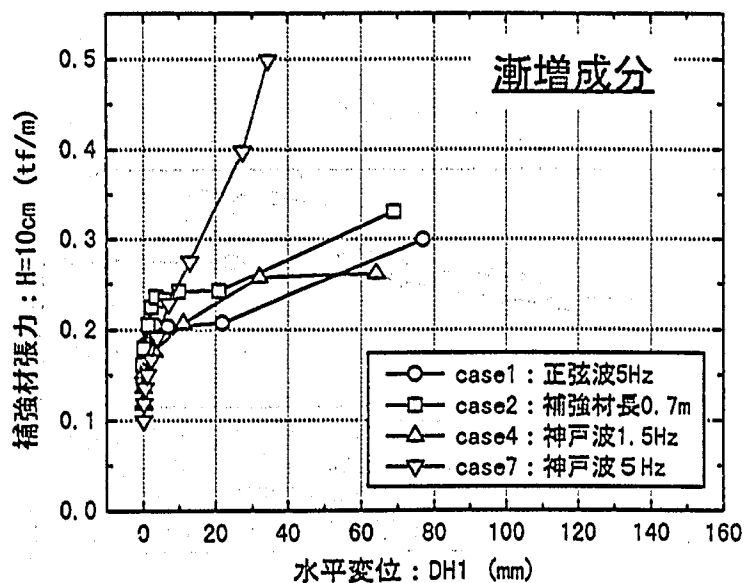
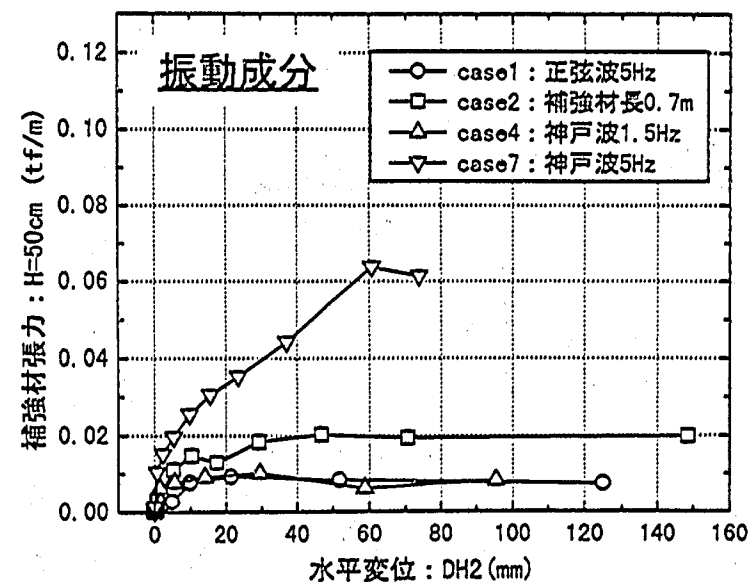
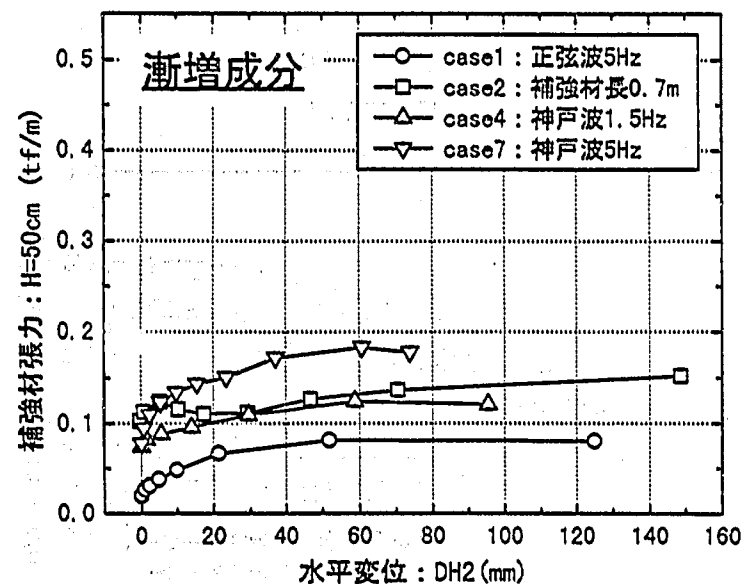
$F1$ と $F2$ を無視すると

$$\sigma_h \cdot A = T \cdot b$$

壁面土圧合力

補強材張力

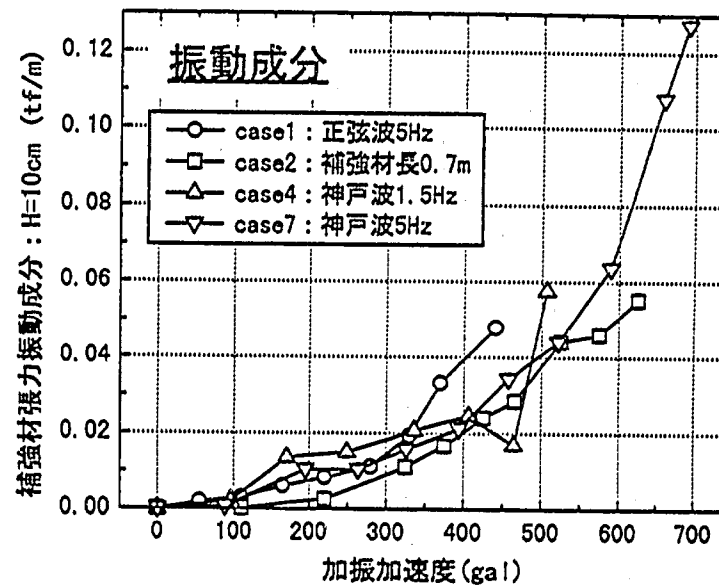
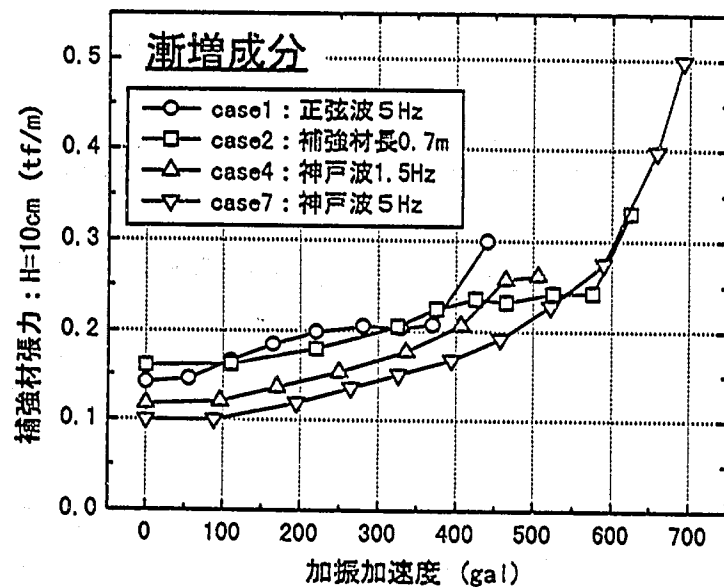
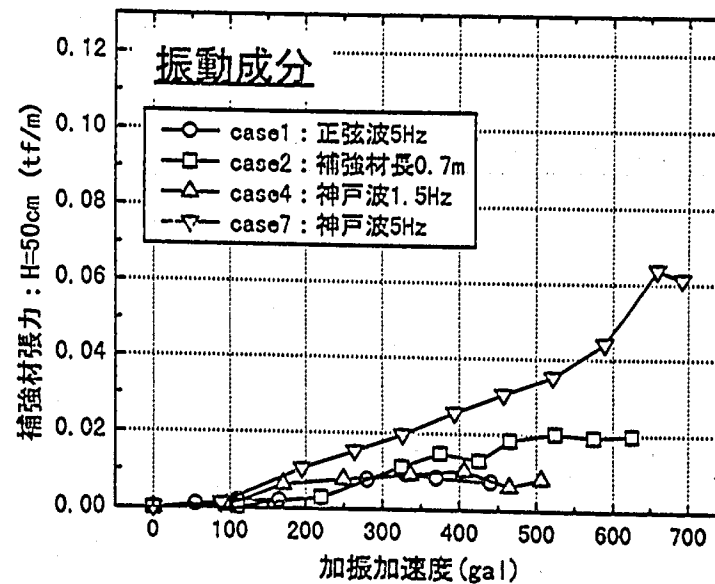
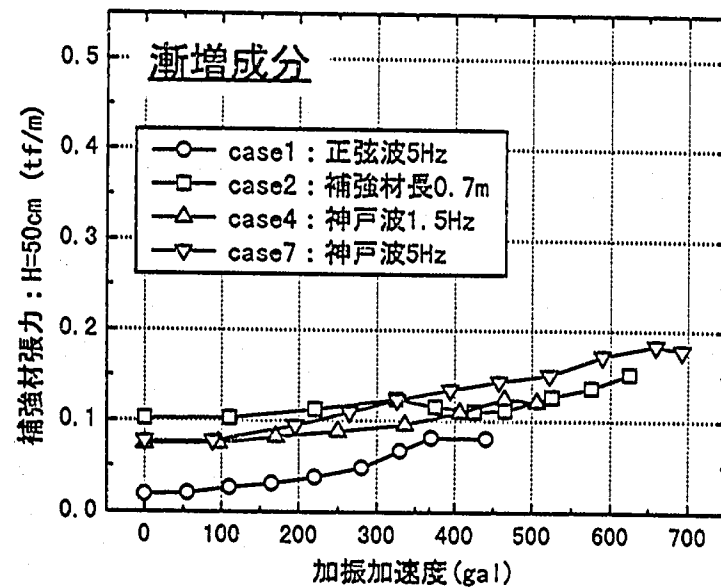
図4.2.11 壁面に作用する力のつり合い



(a) 漸増成分

(b) 振動成分

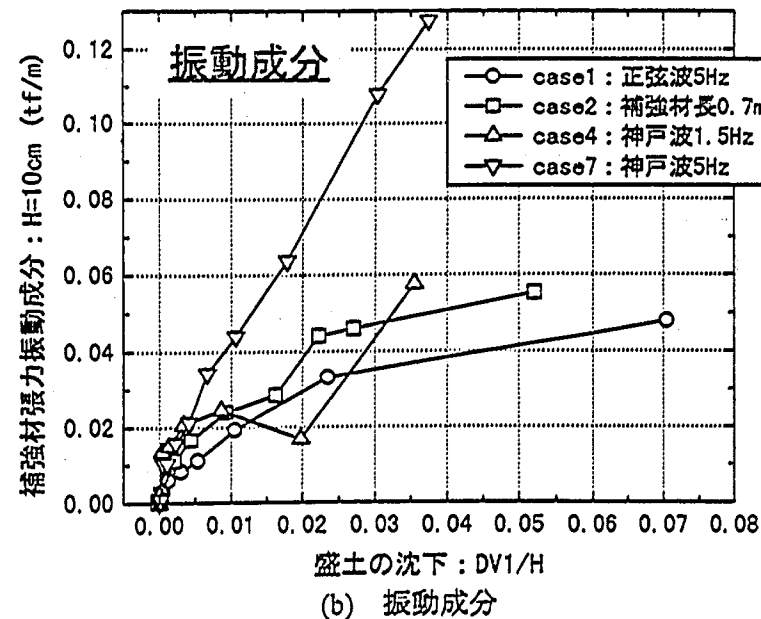
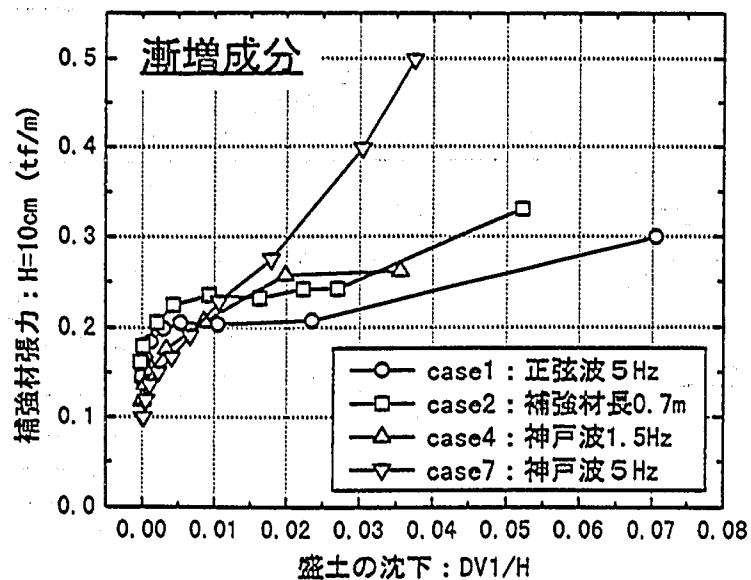
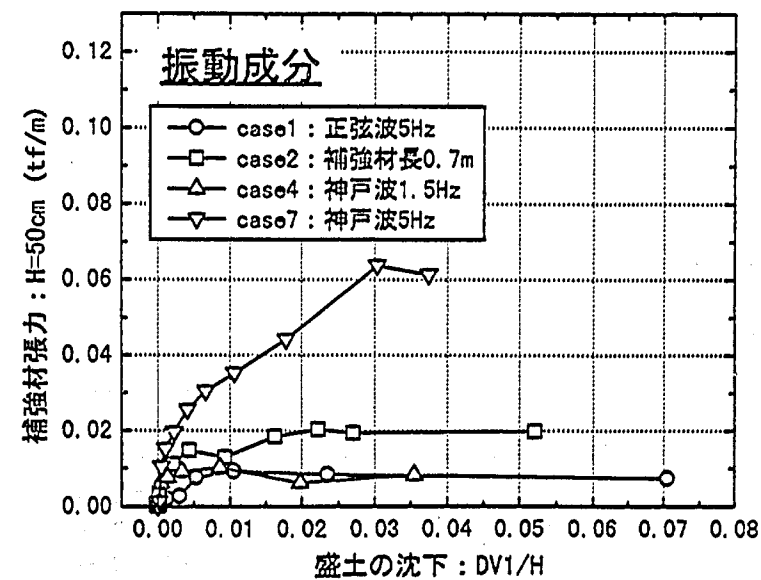
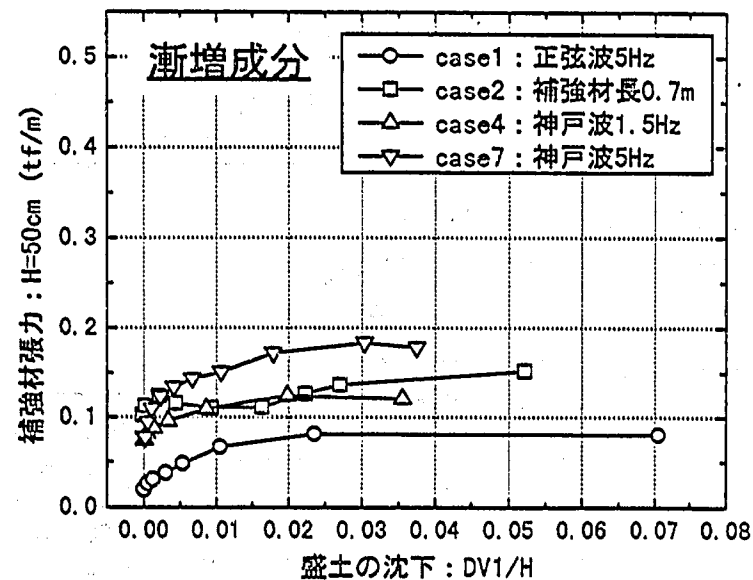
図4.2.12 壁面の水平変位量と補強材張力の関係



(a) 漸増成分

(b) 振動成分

図4.2.13 加振加速度と補強材張力の関係



(a) 漸増成分

(b) 振動成分

図4.2.14 盛土の沈下量と補強材張力の関係

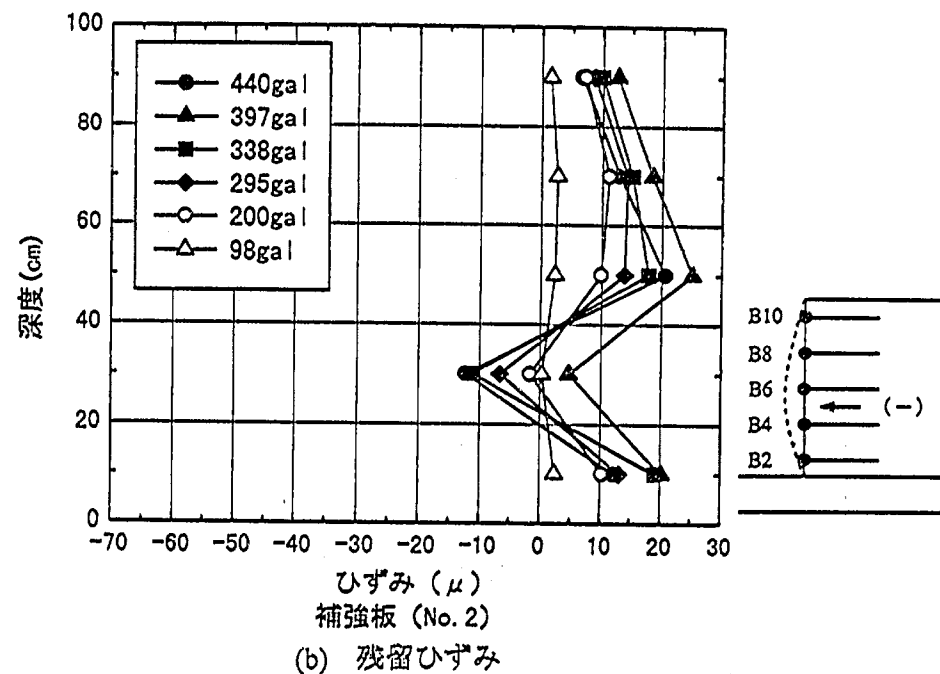
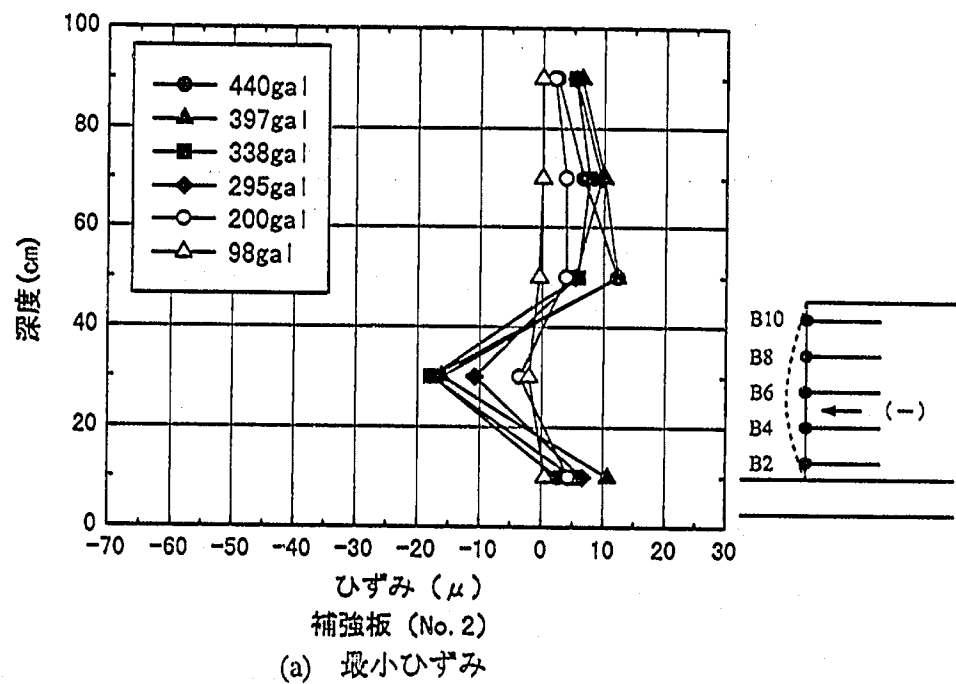
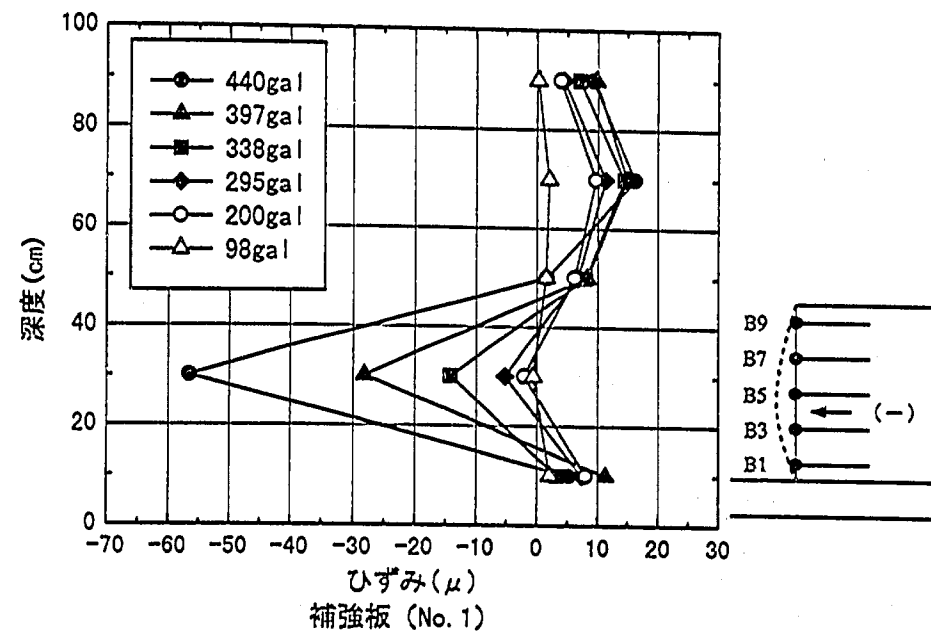
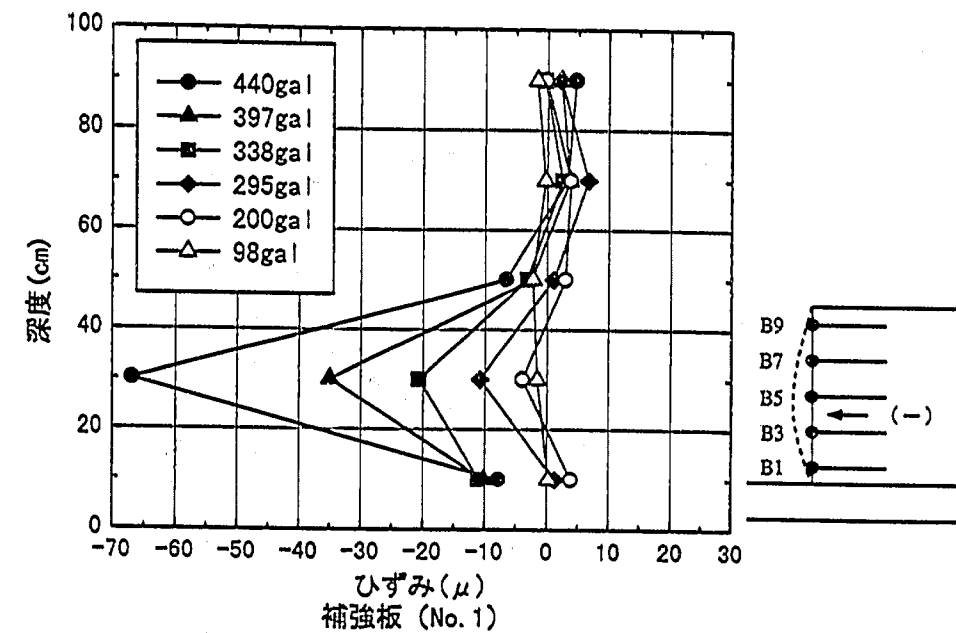


図4.2.15 加振中の壁面補強板のひずみ (ケース5)

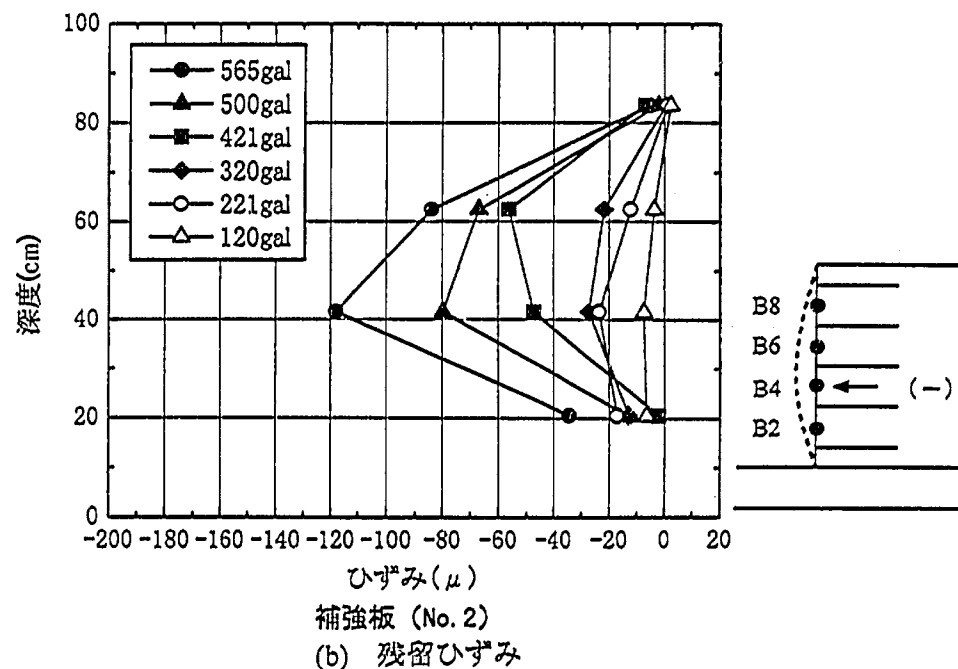
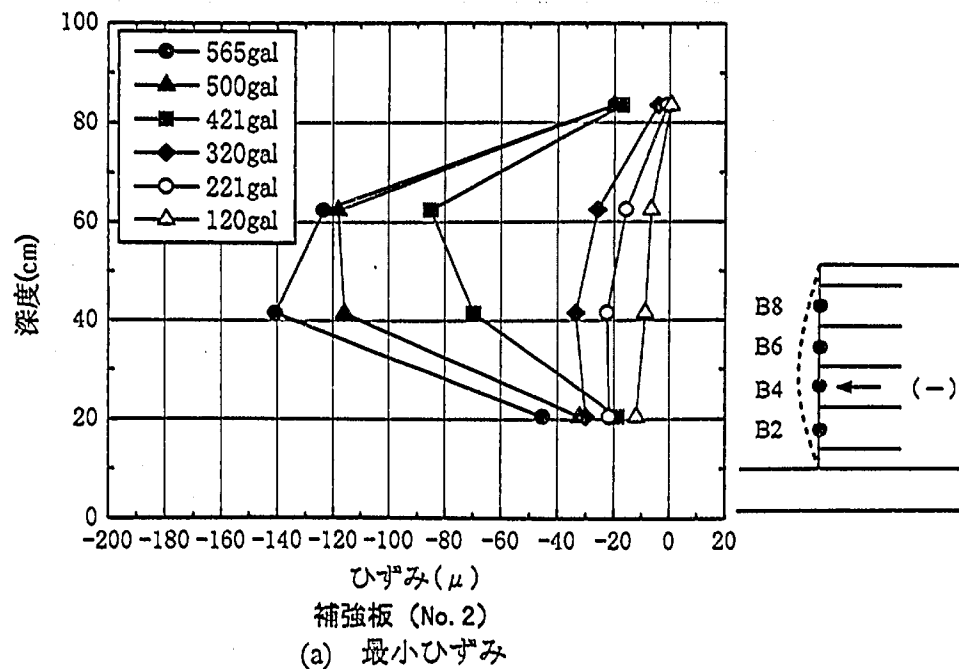
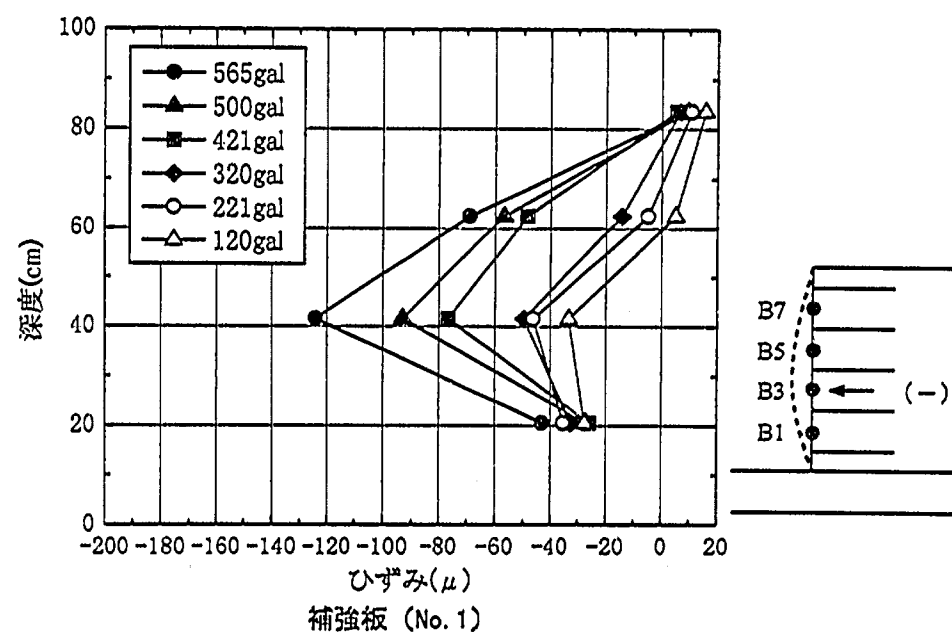
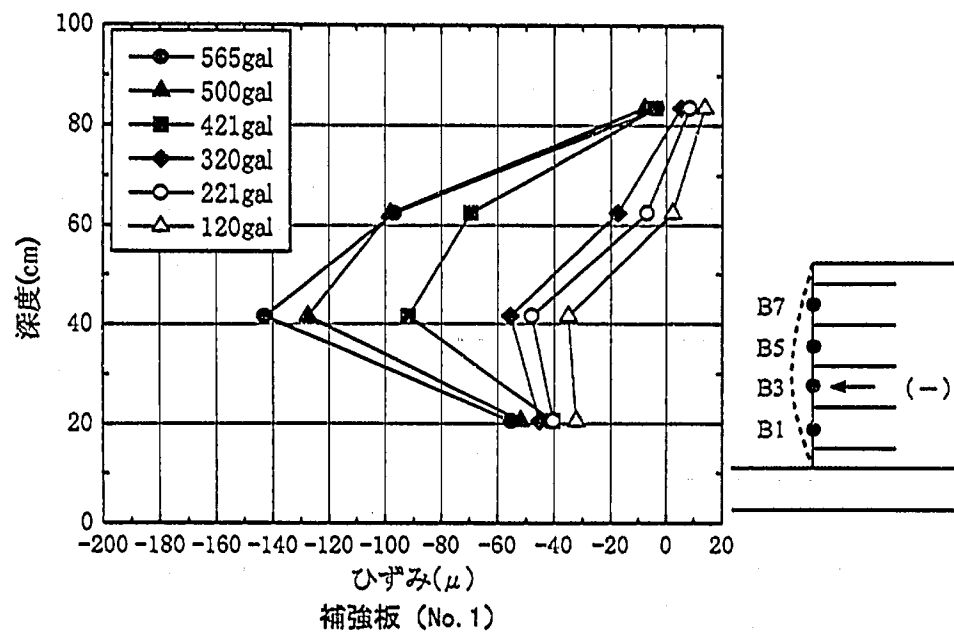
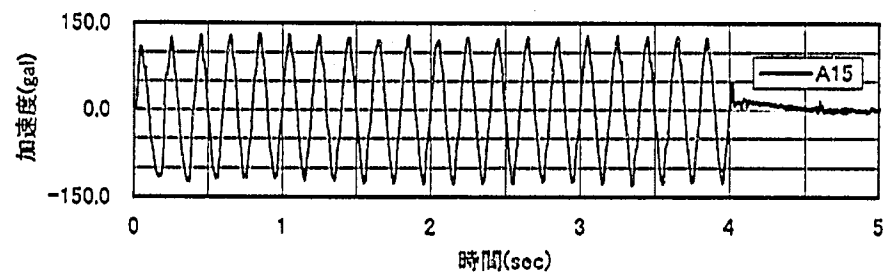
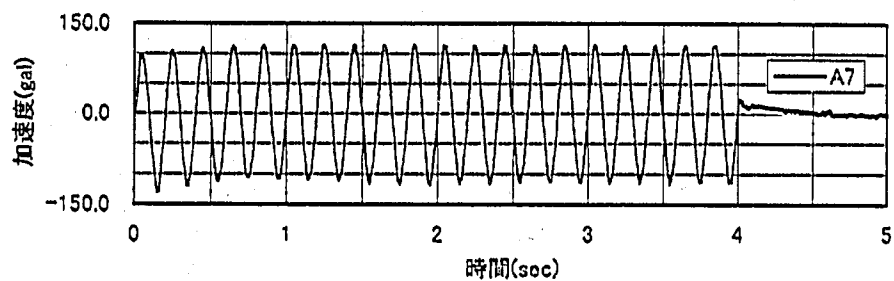
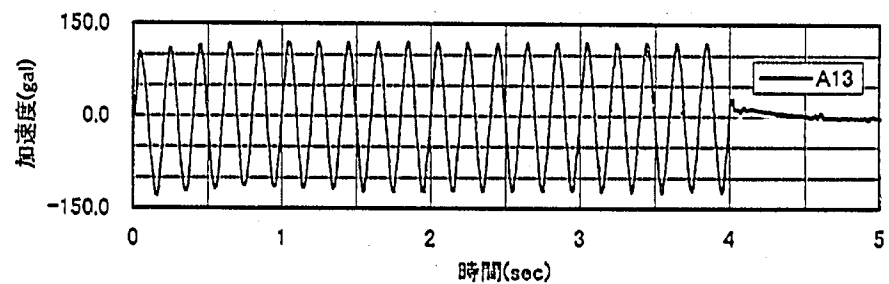
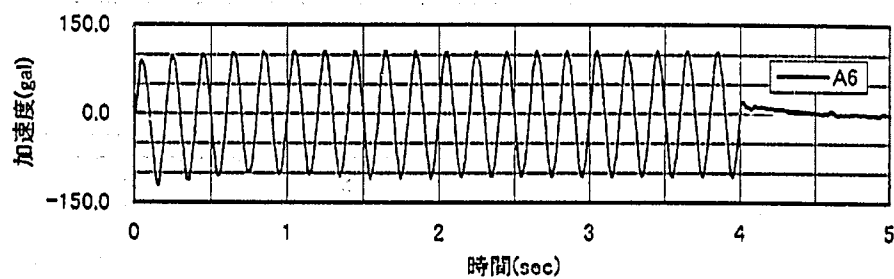
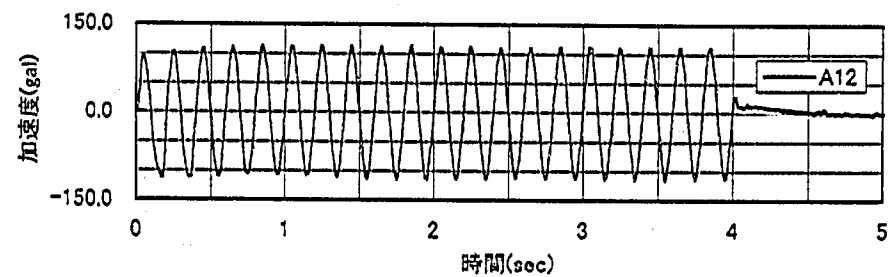
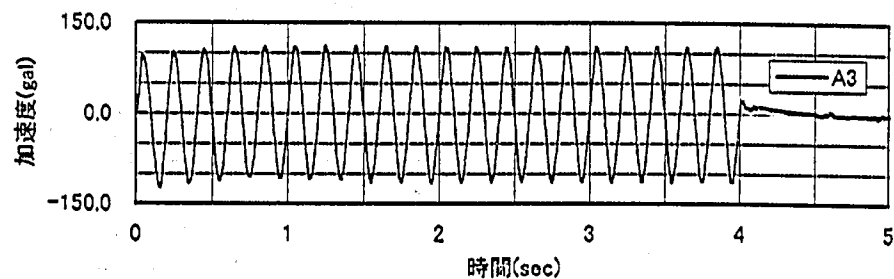
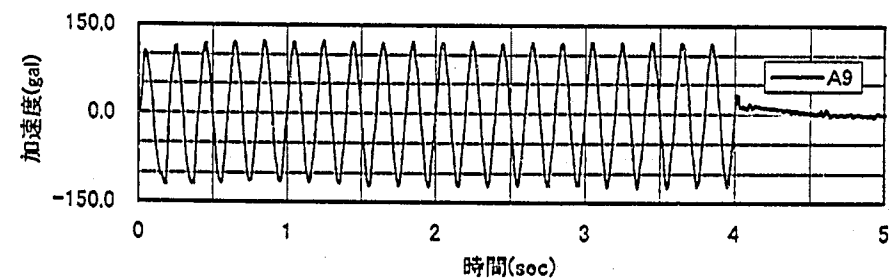
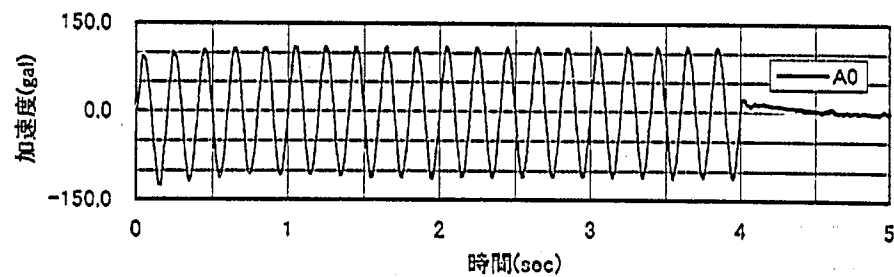
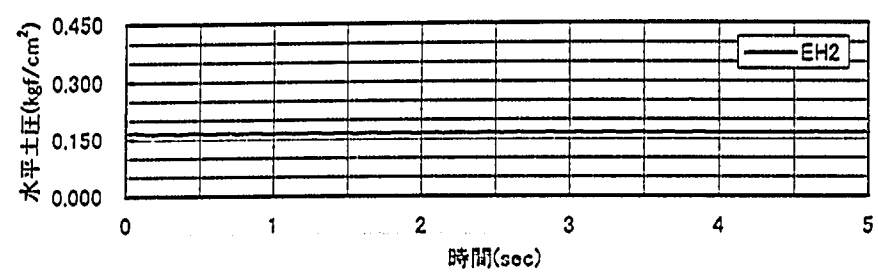
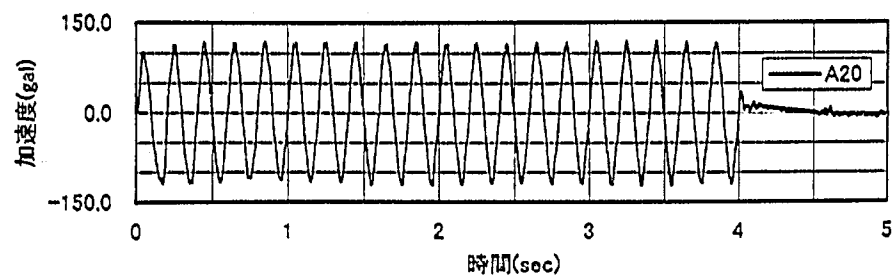
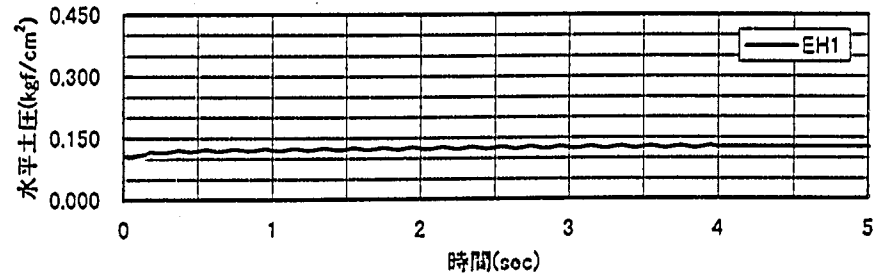
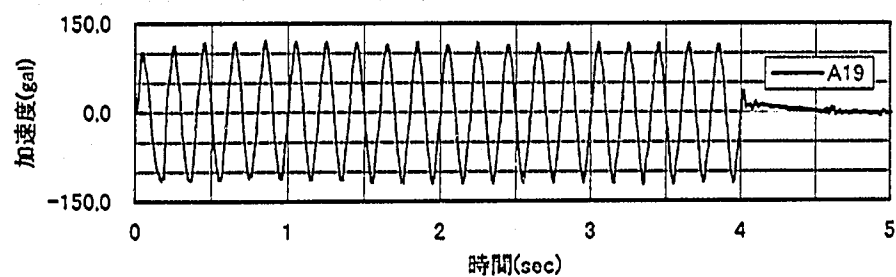
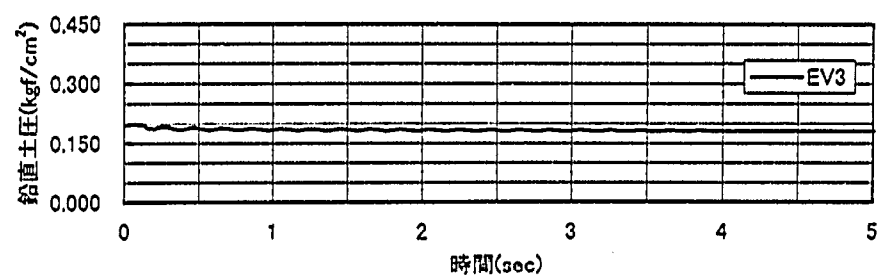
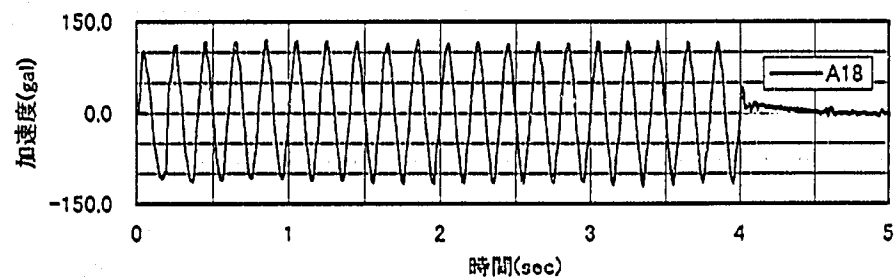
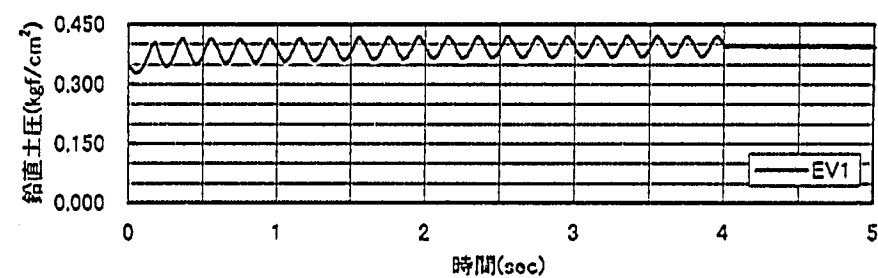
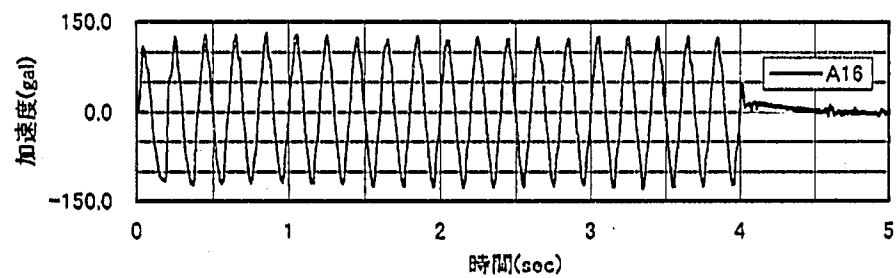


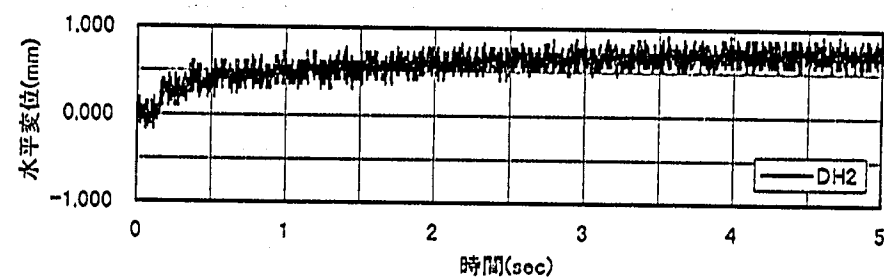
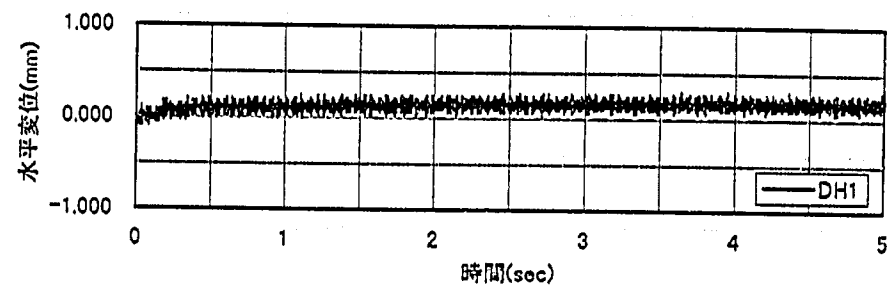
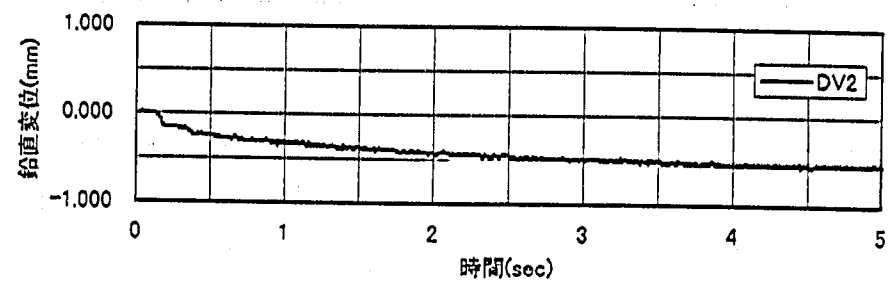
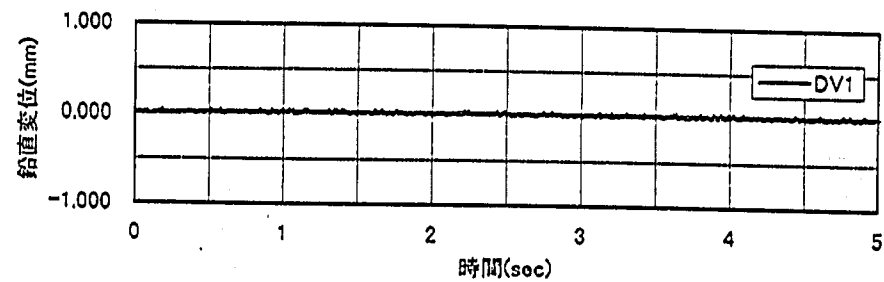
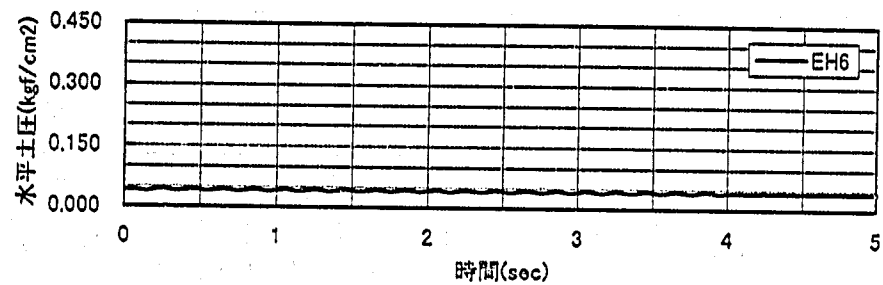
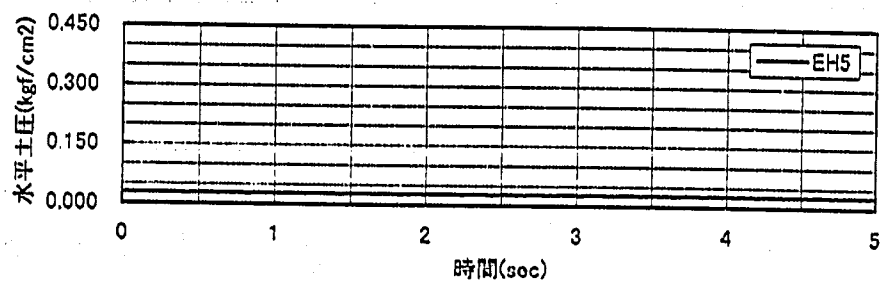
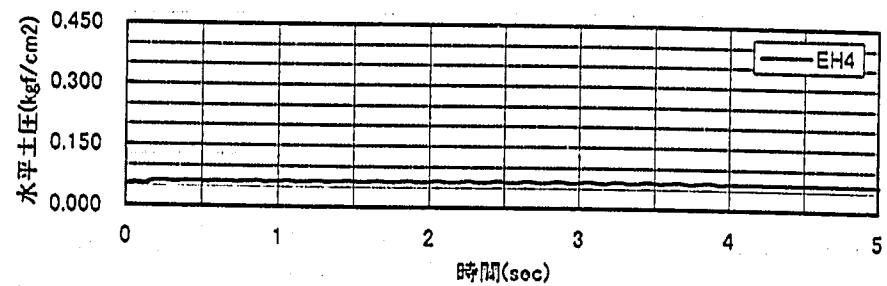
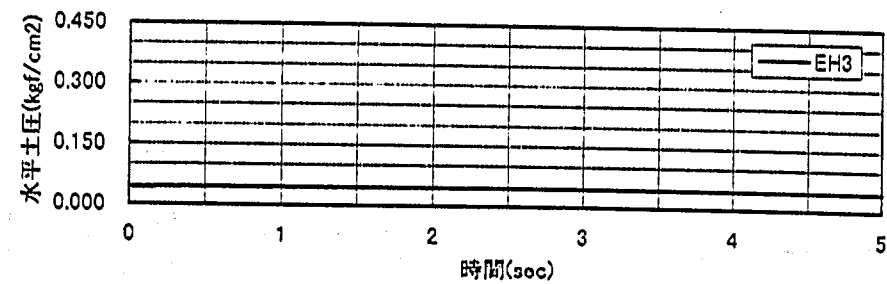
図4.2.16 加振中の壁面補強板のひずみ(ケース8)



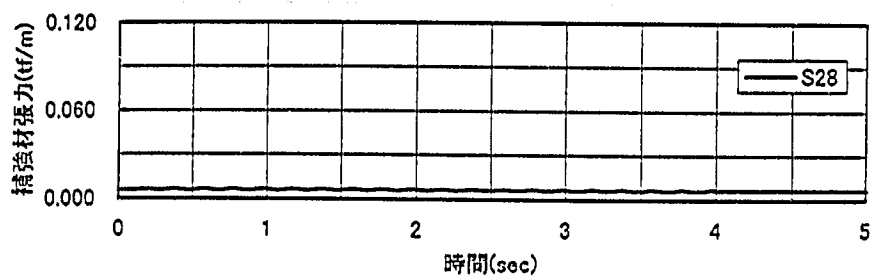
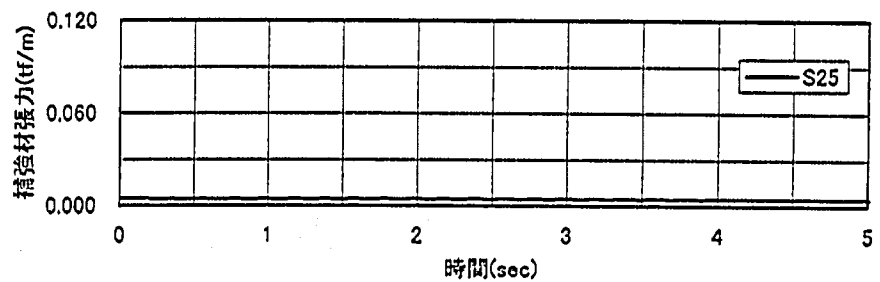
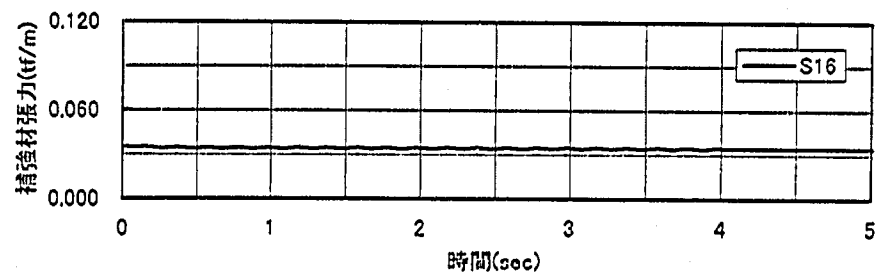
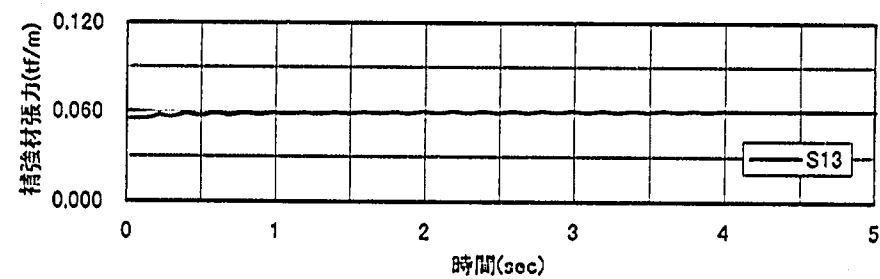
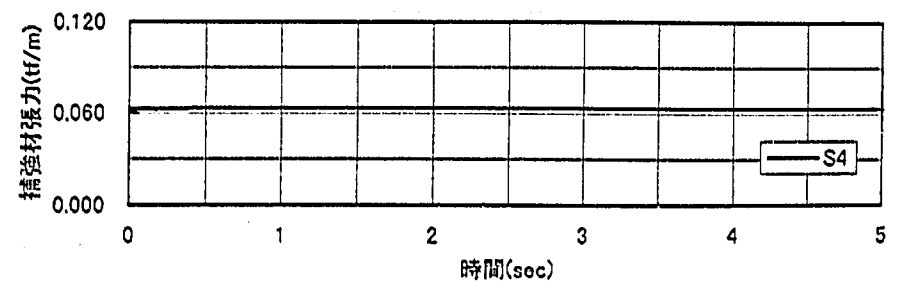
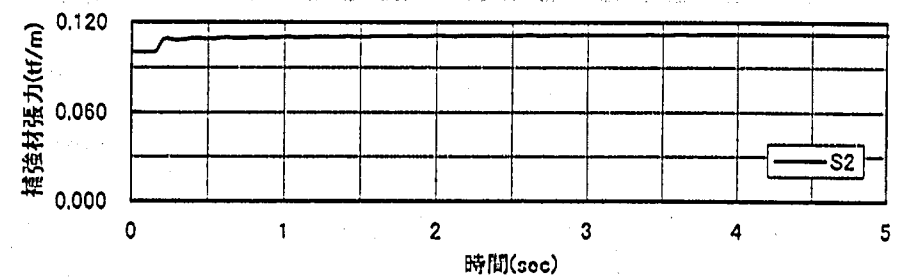
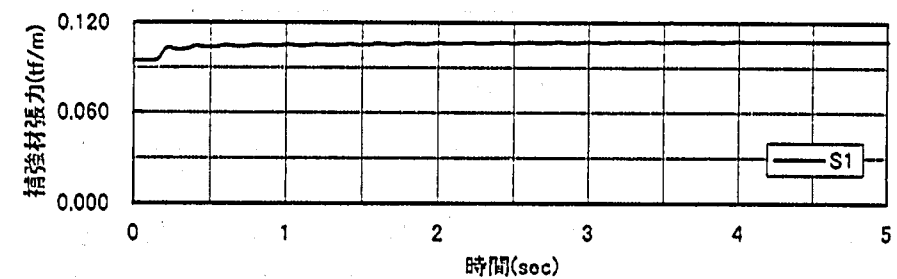
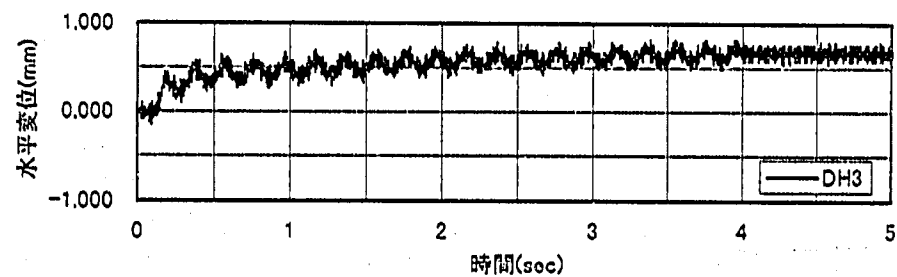
時刻歴 1 (ケース 3, 110gal加振時) ①



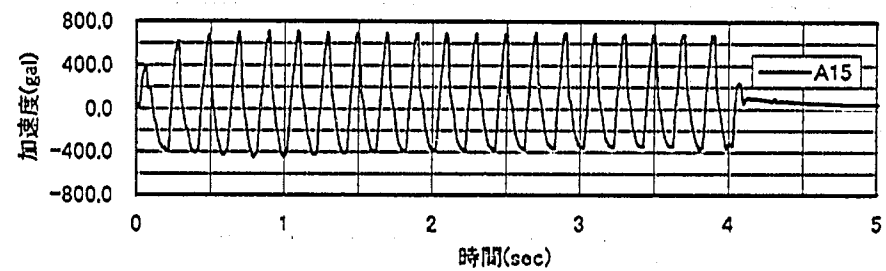
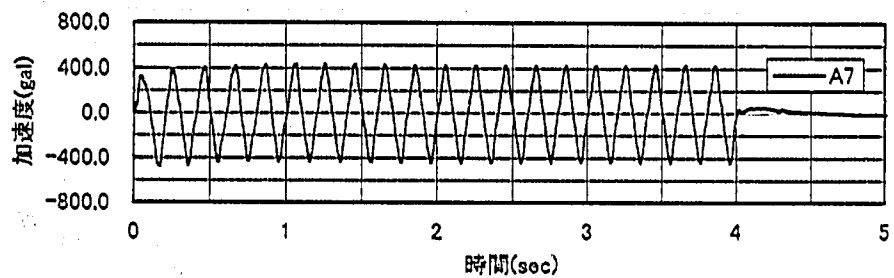
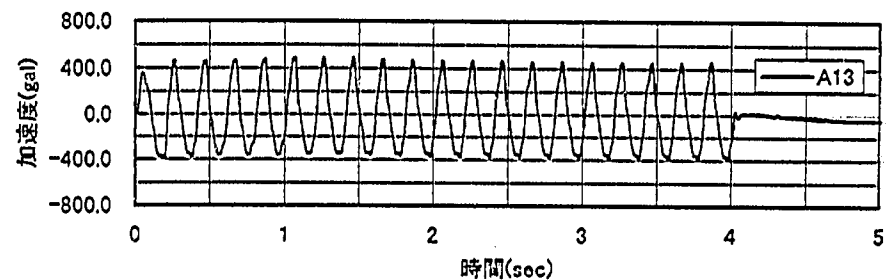
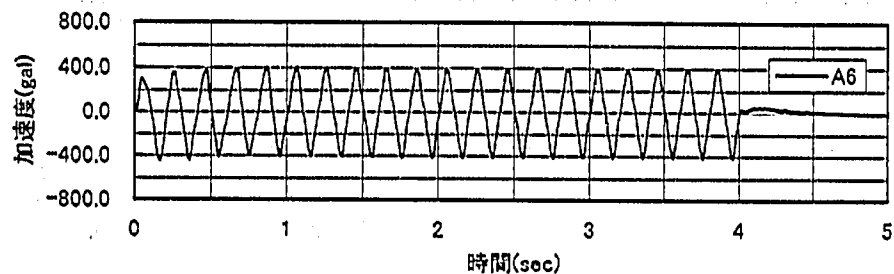
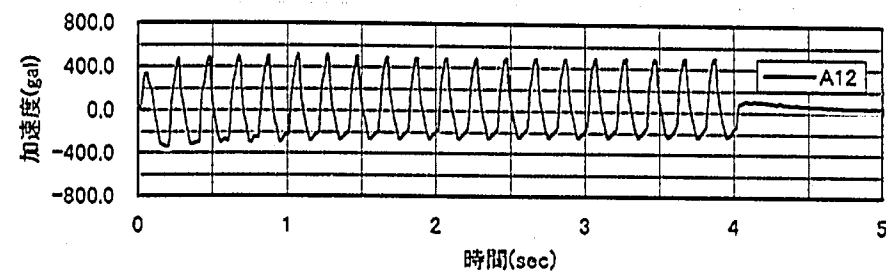
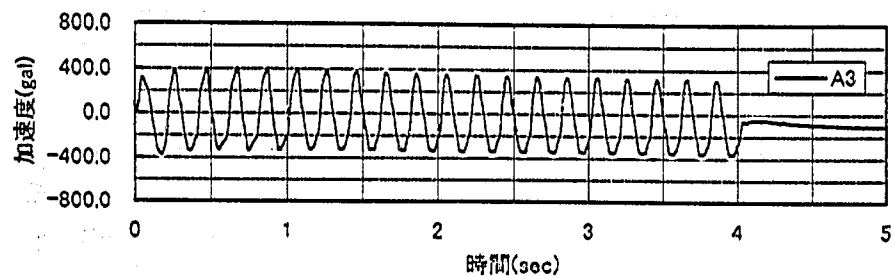
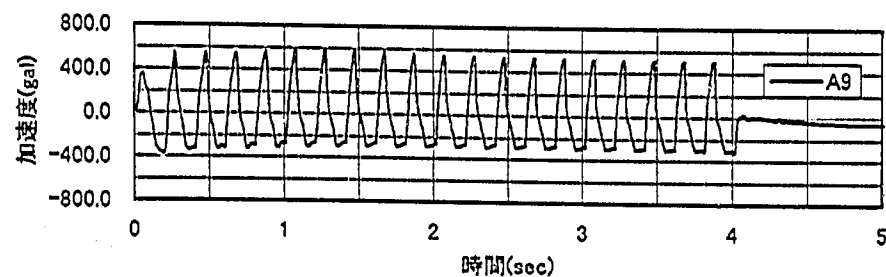
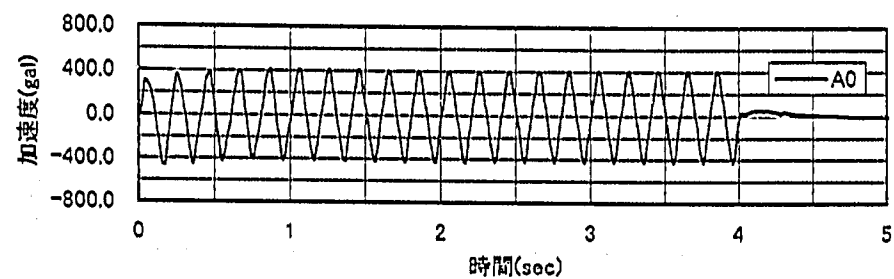
時刻歴 1 (ケース 3, 110gal加振時) ②



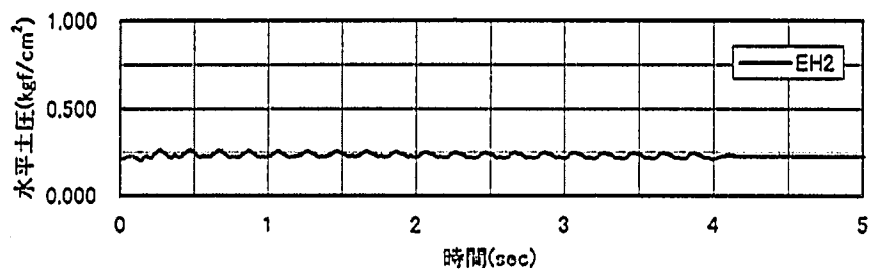
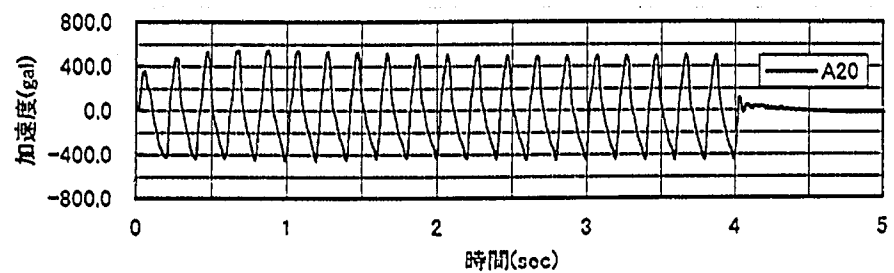
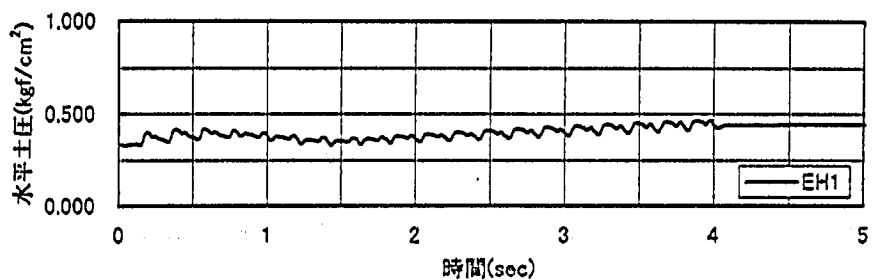
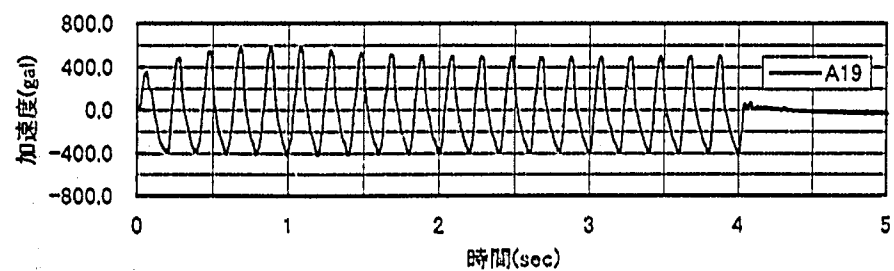
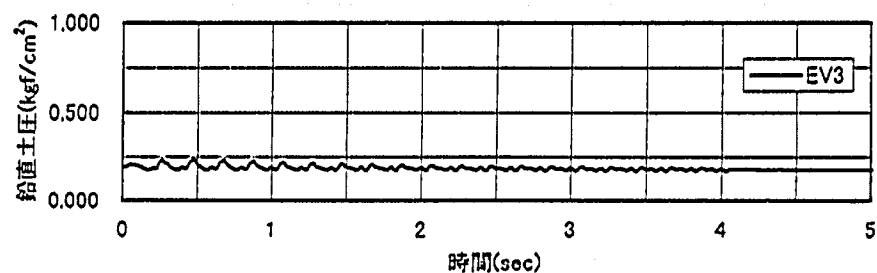
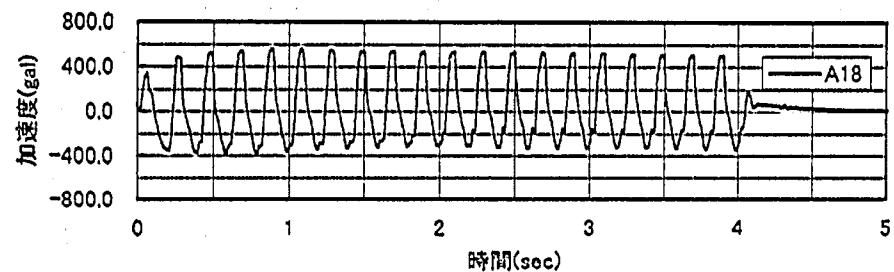
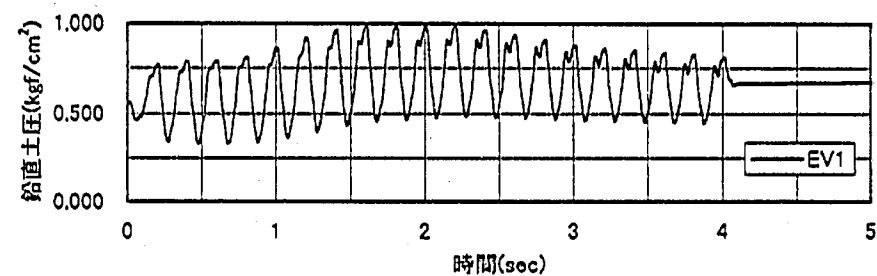
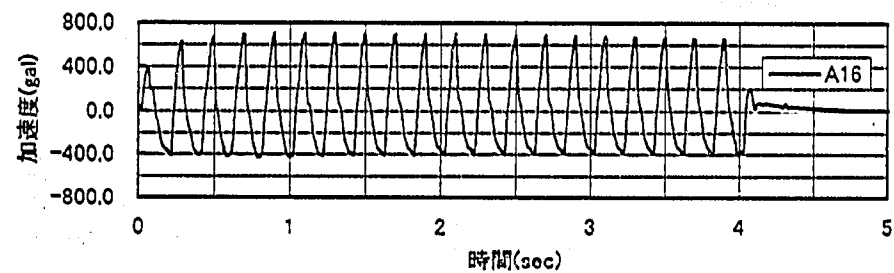
時刻歴 1 (ケース 3, 110gal加振時) ③



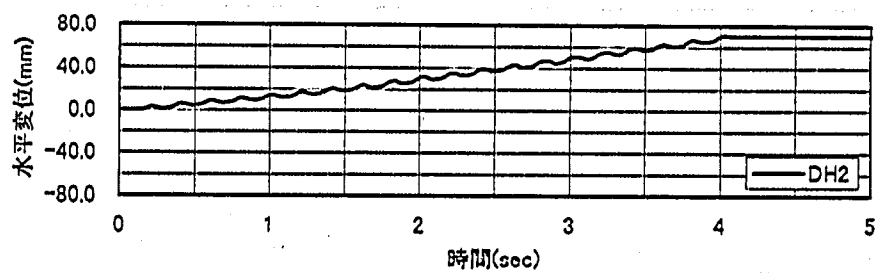
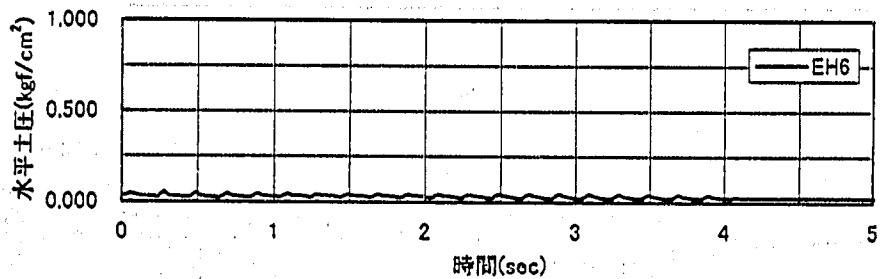
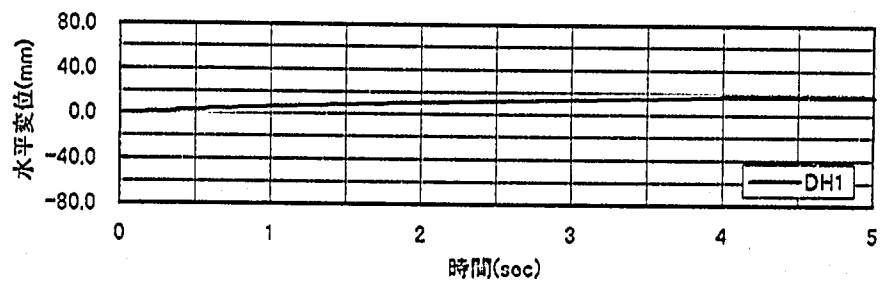
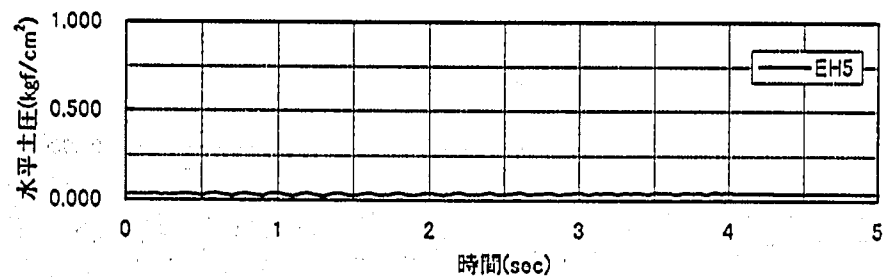
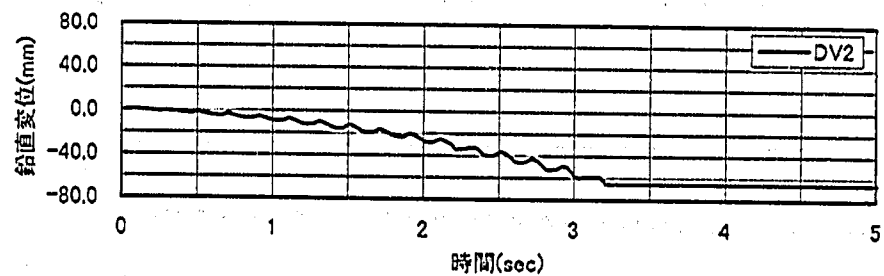
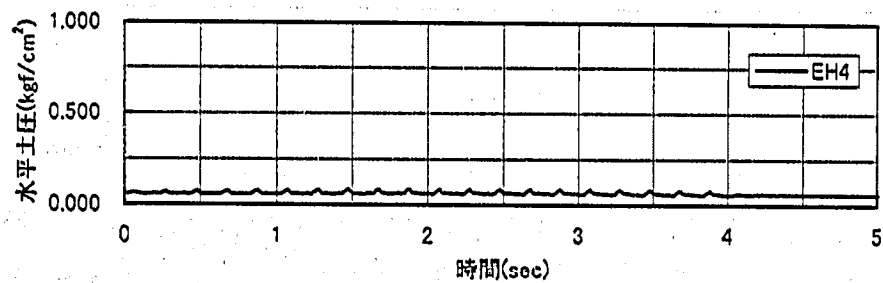
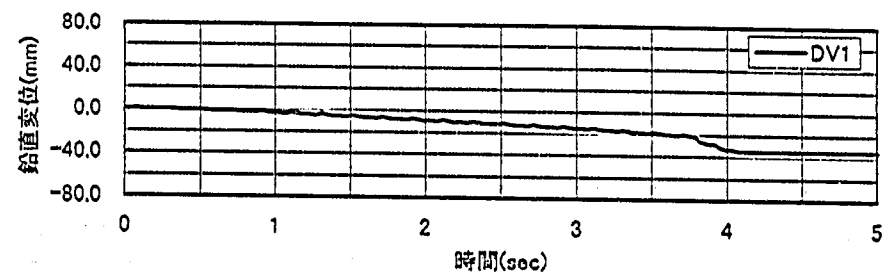
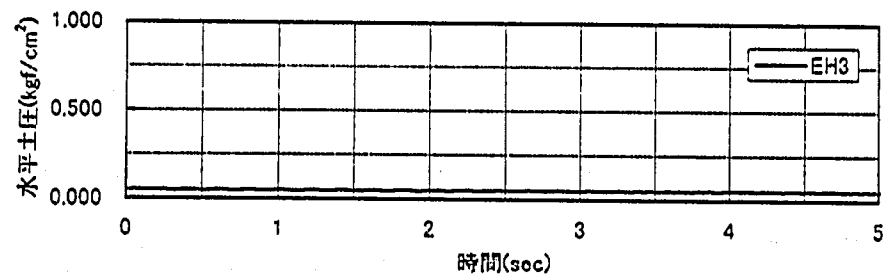
時刻歴 1 (ケース 3, 110gal加振時) ④



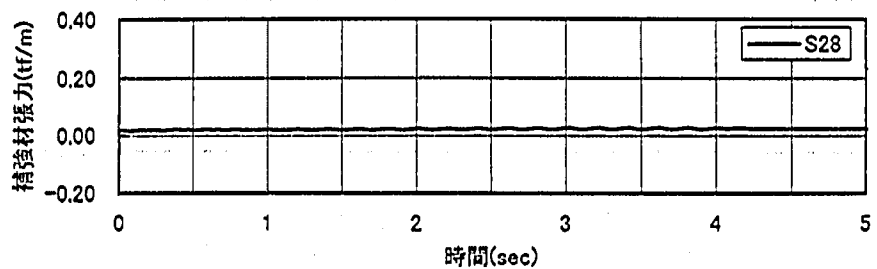
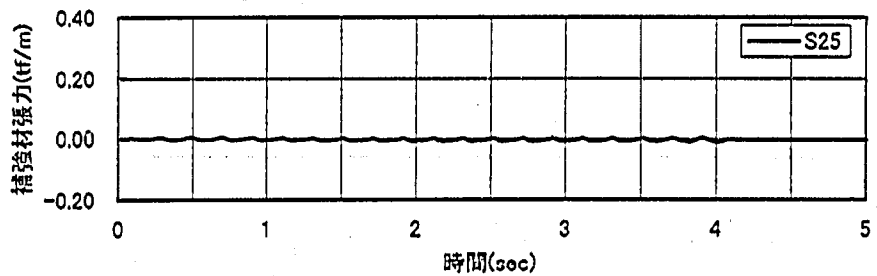
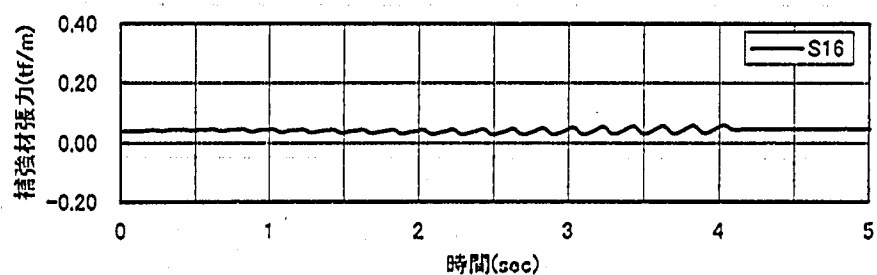
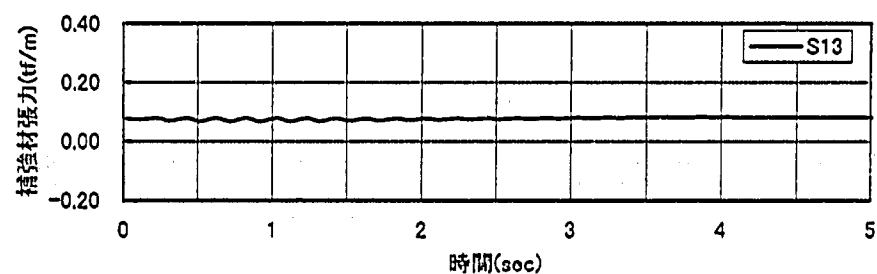
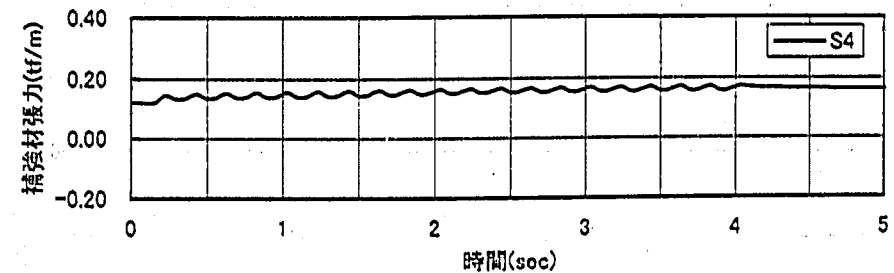
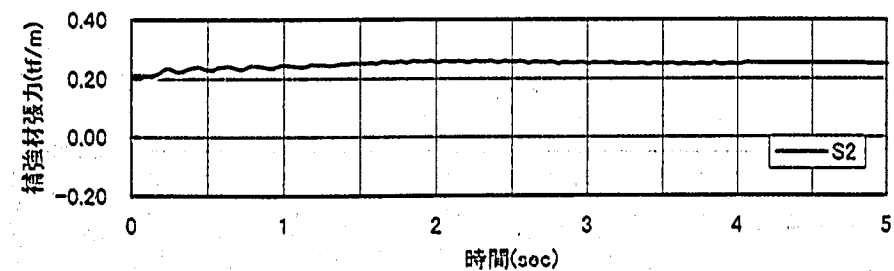
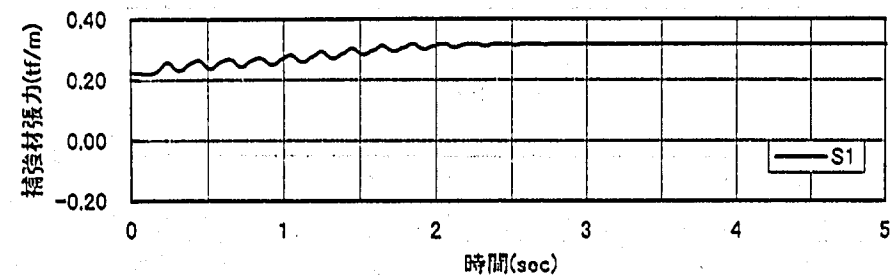
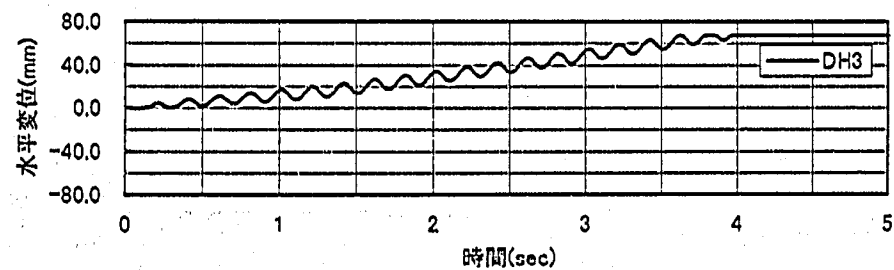
時刻歴 2 (ケース 3, 425gal加振時) ①



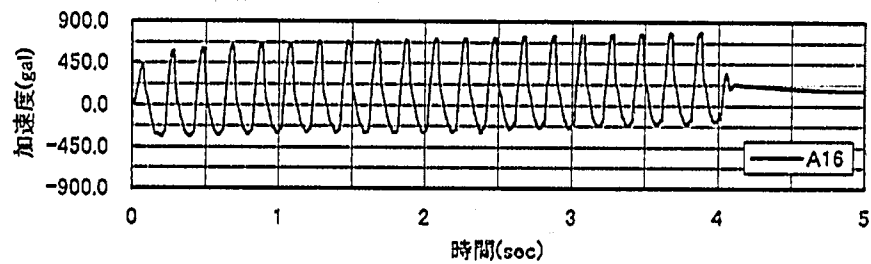
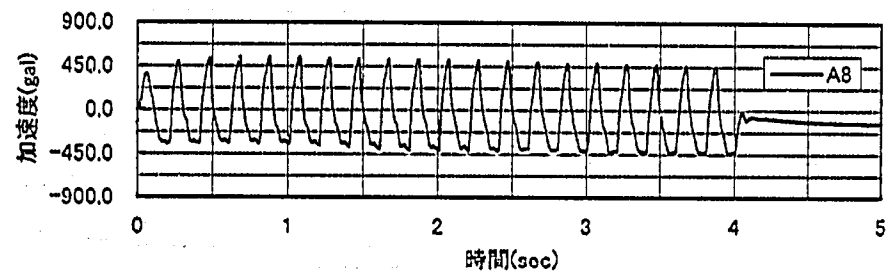
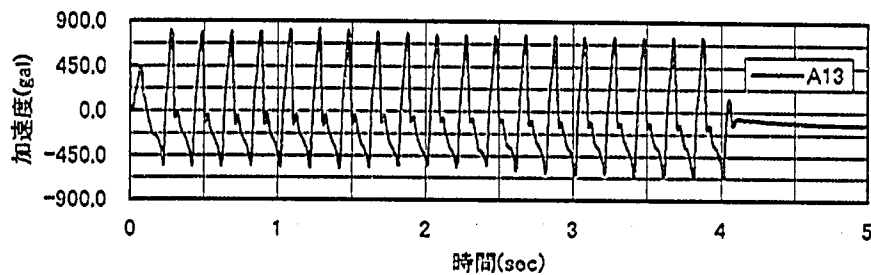
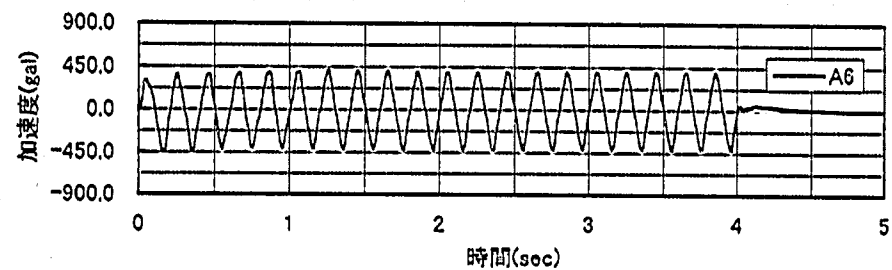
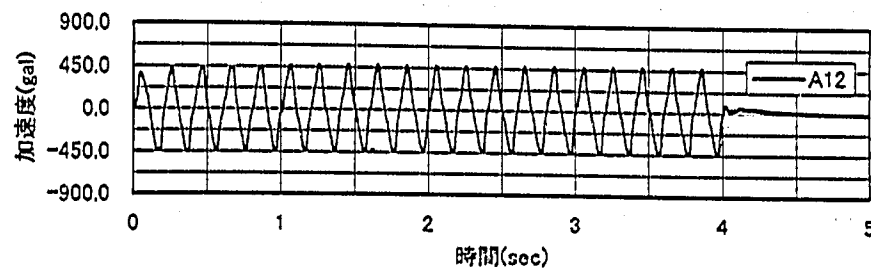
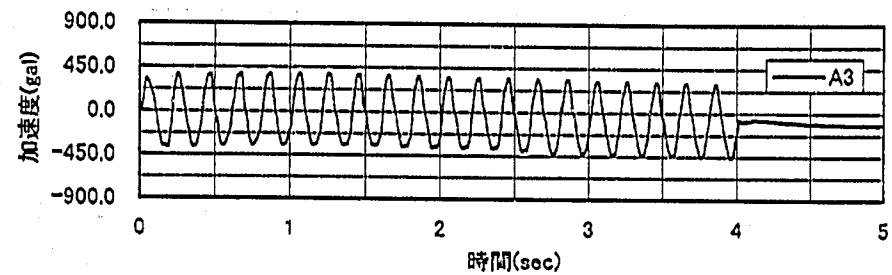
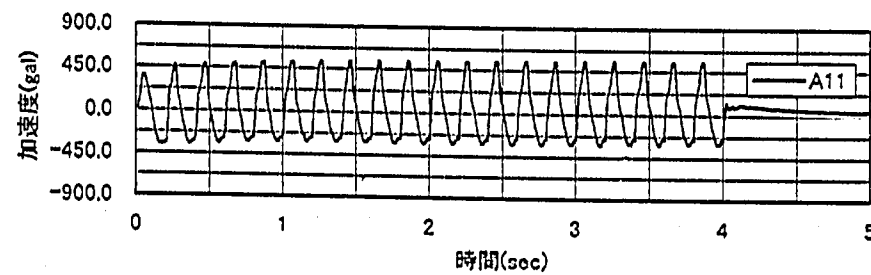
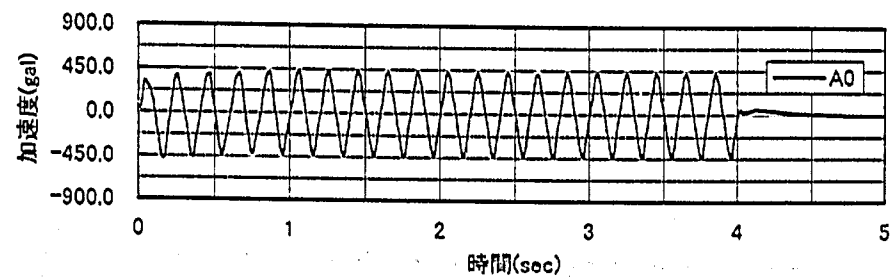
時刻歴 2 (ケース 3, 425gal加振時) ②



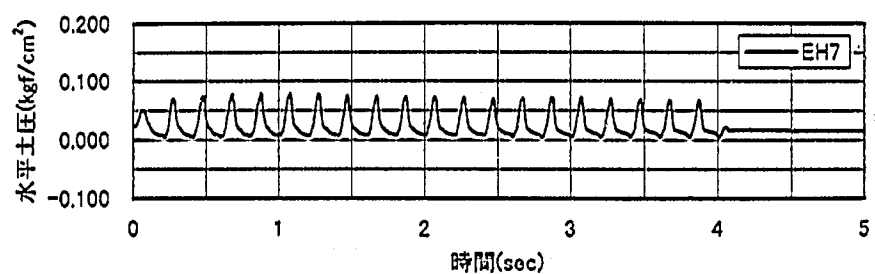
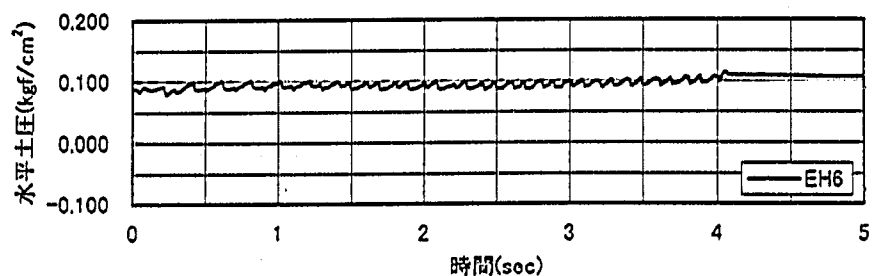
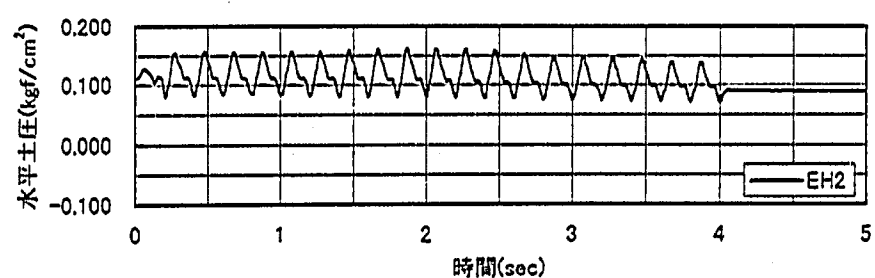
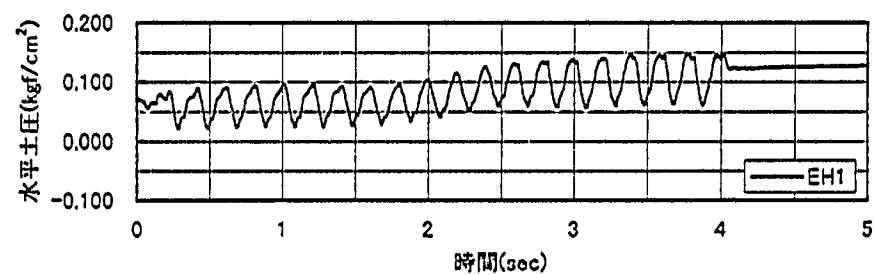
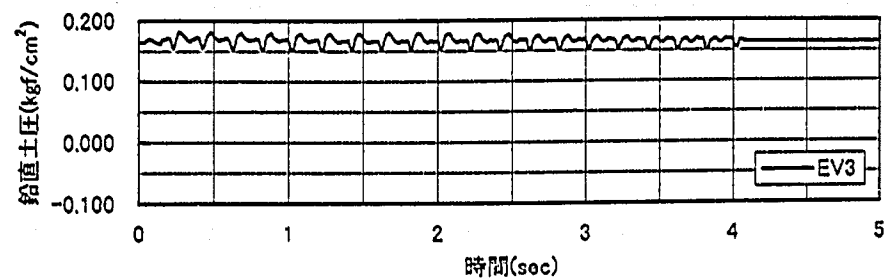
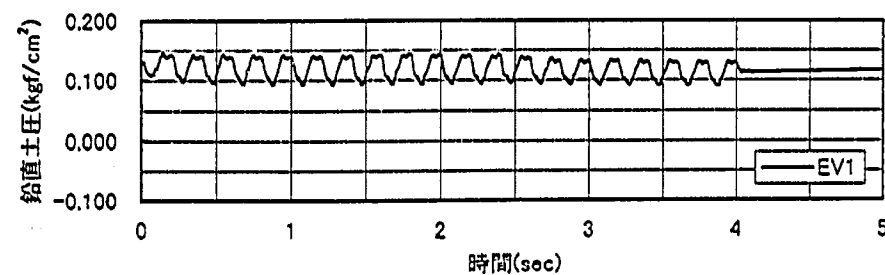
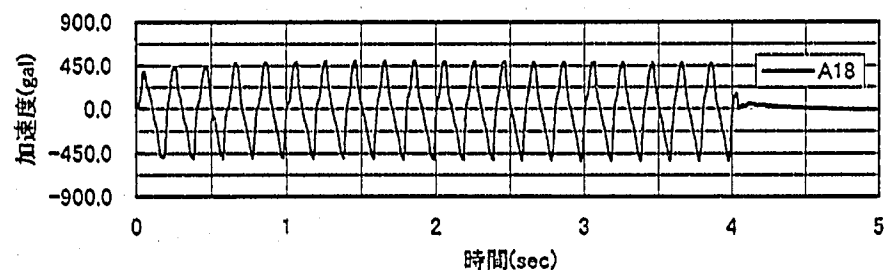
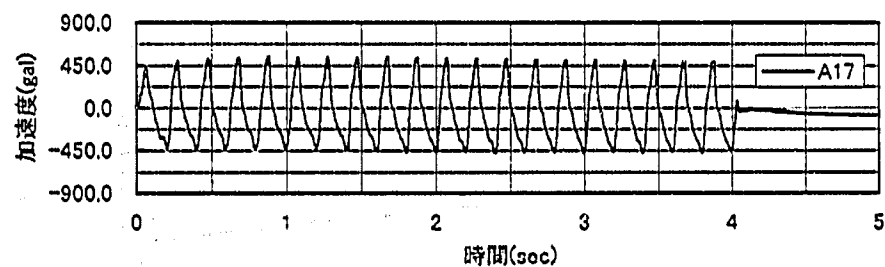
時刻歴 2 (ケース 3, 425gal加振時) ③



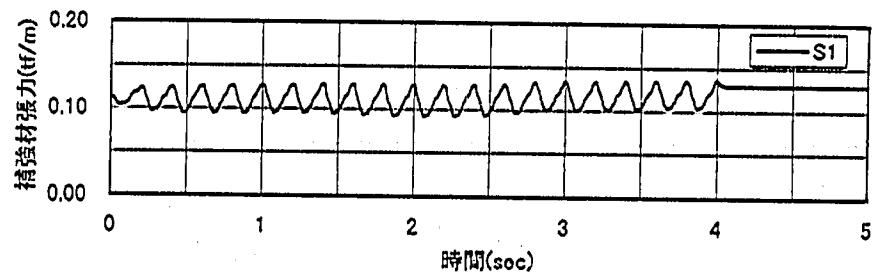
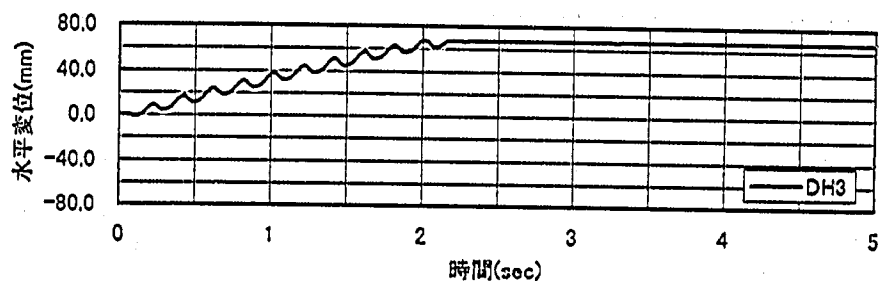
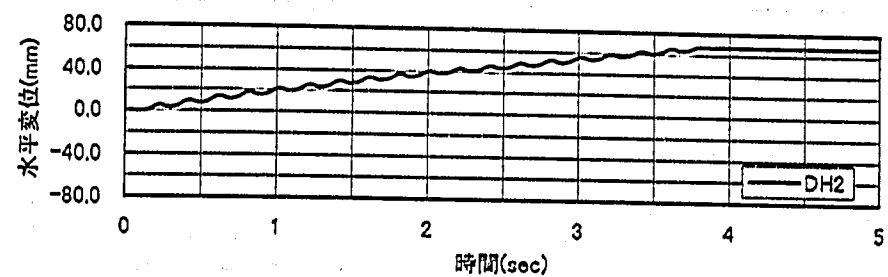
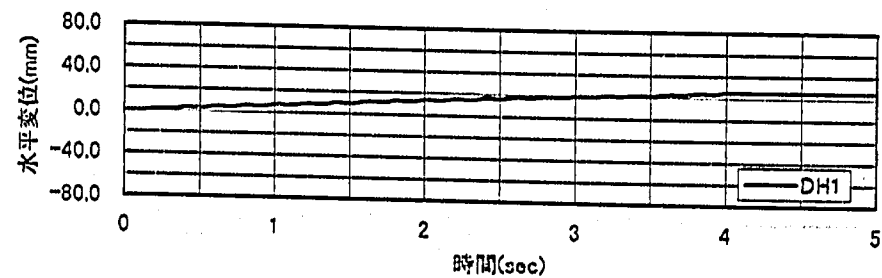
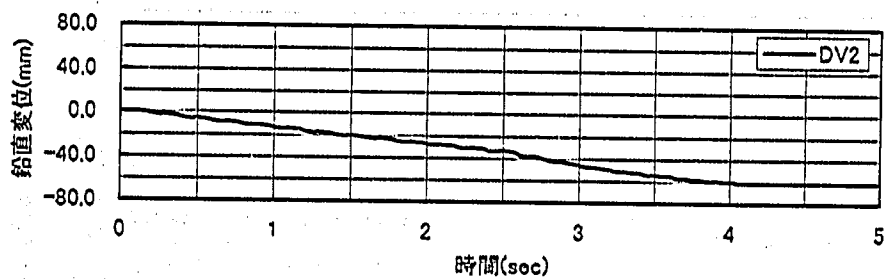
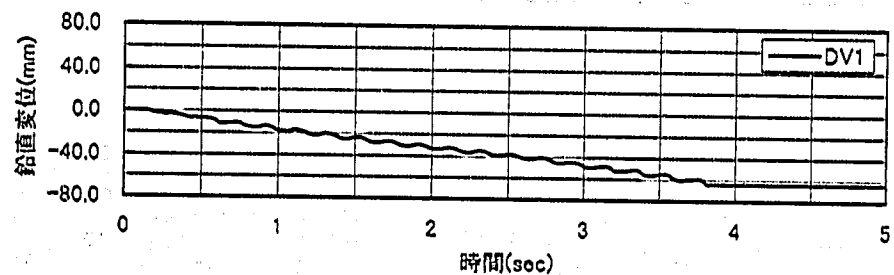
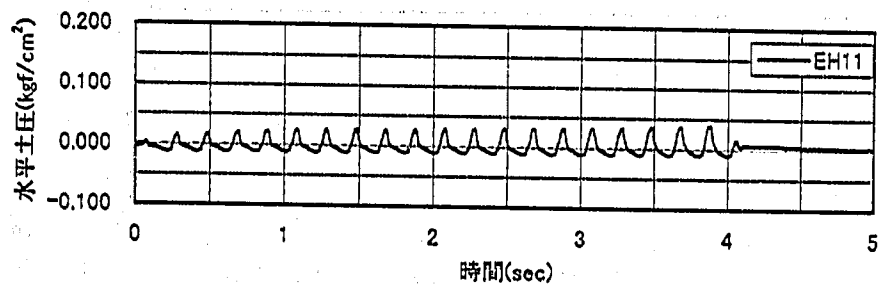
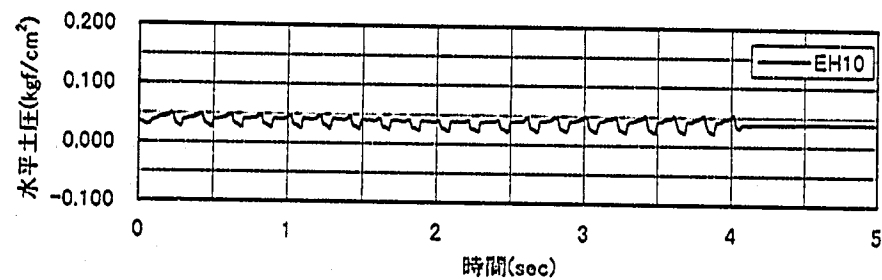
時刻歴 2 (ケース 3, 425gal加振時) ④



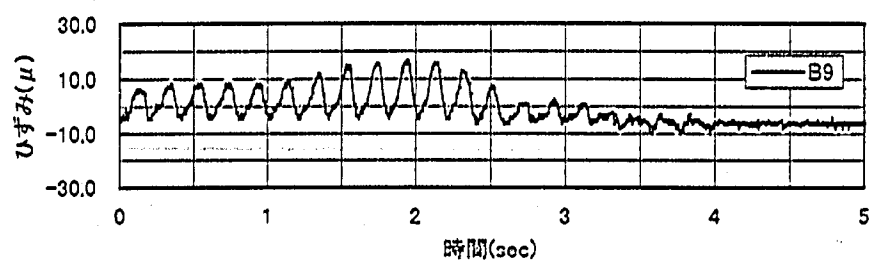
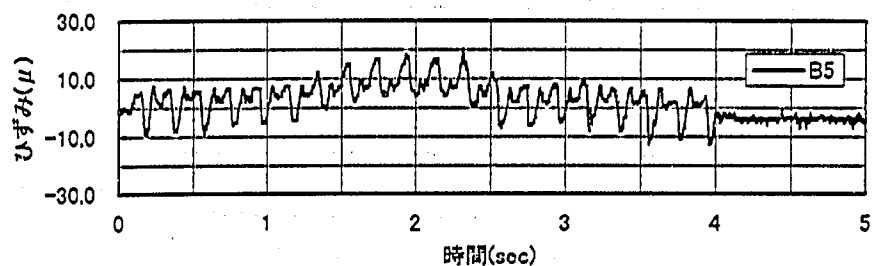
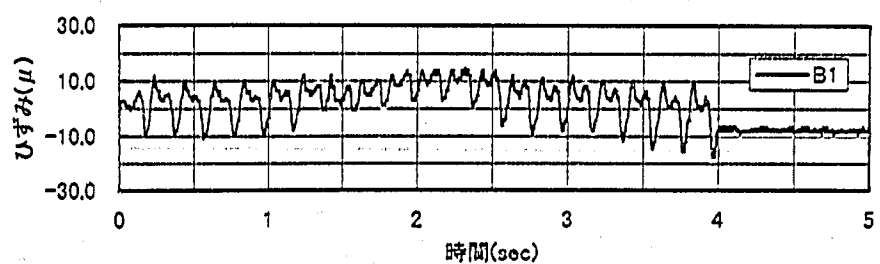
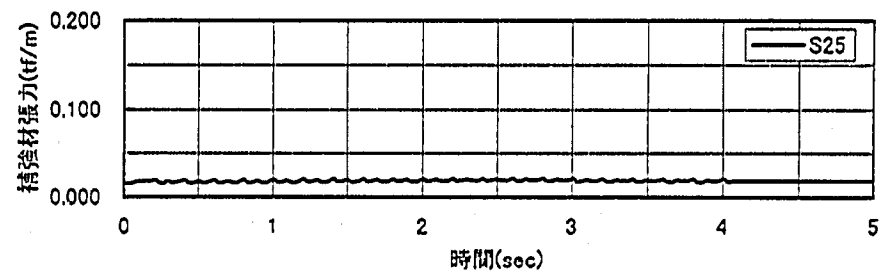
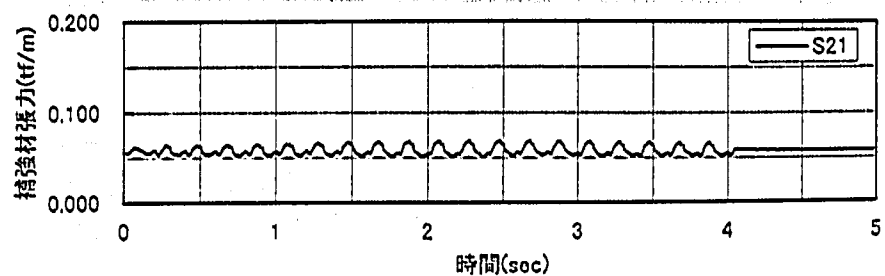
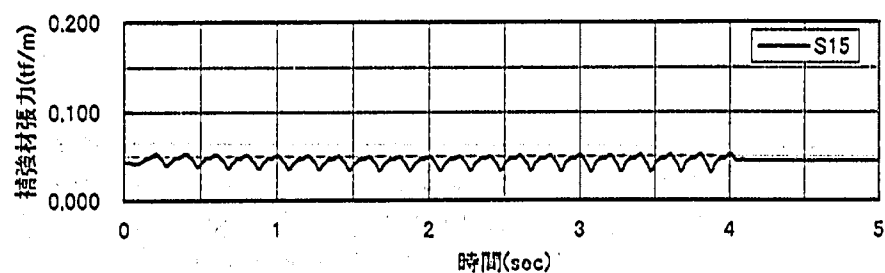
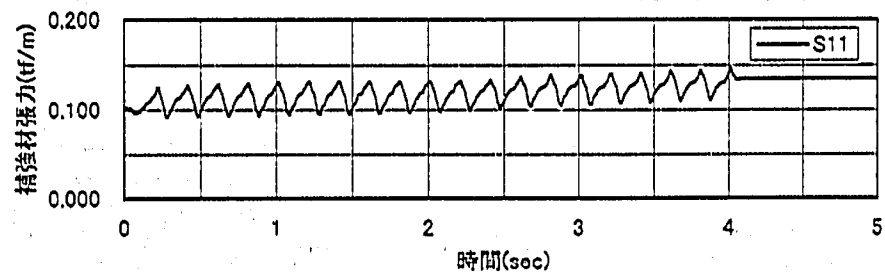
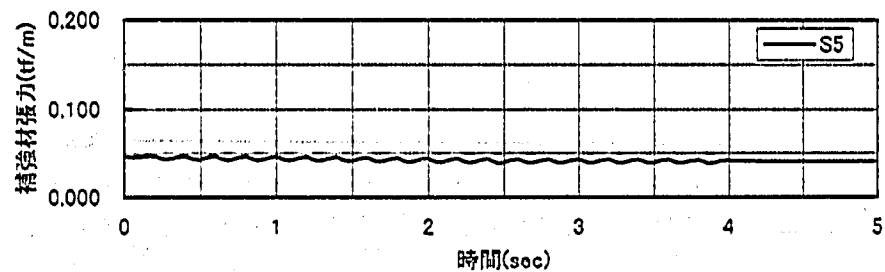
時刻歴3 (ケース5, 440gal加振時) ①



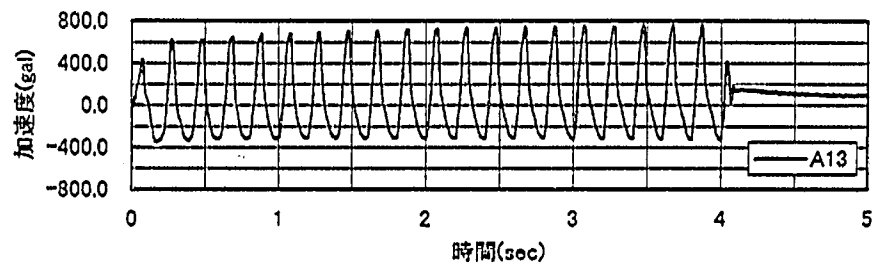
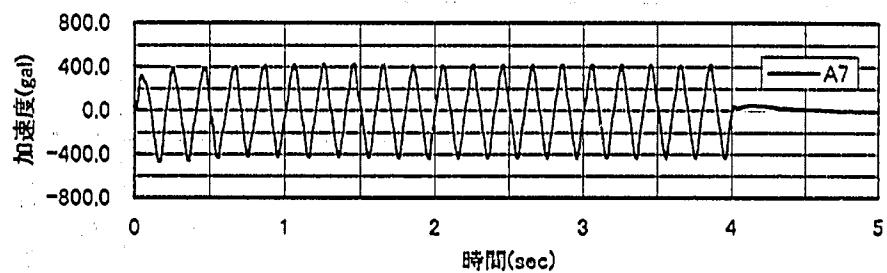
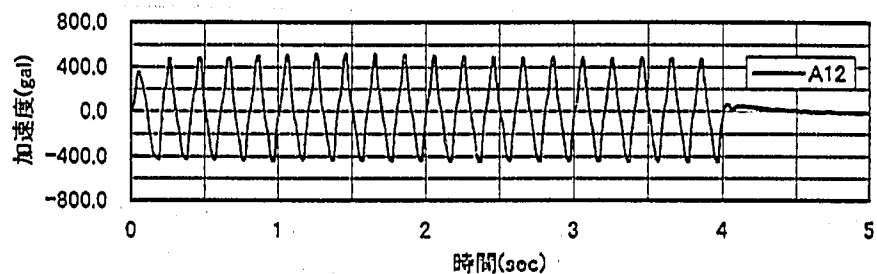
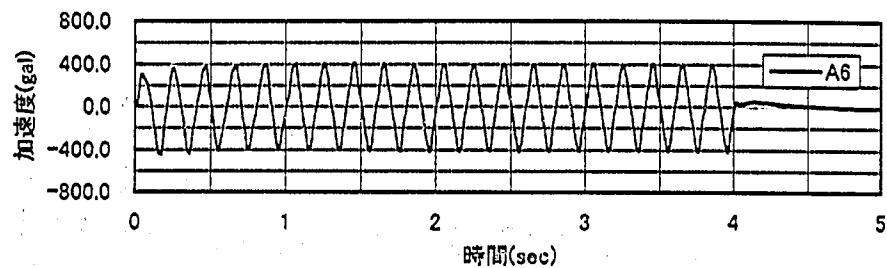
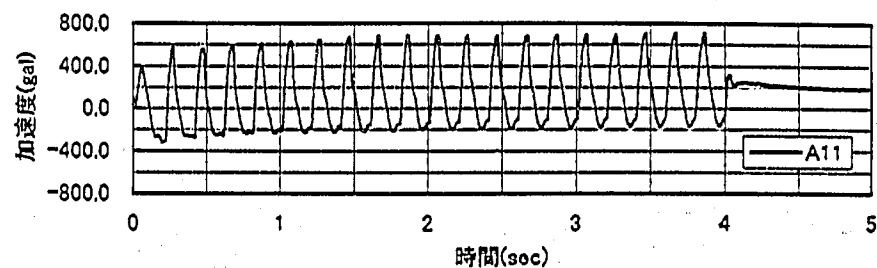
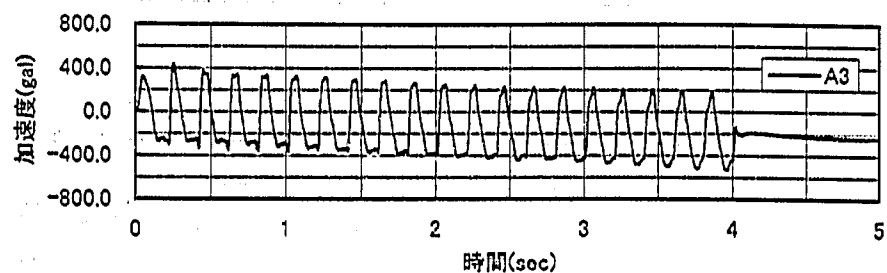
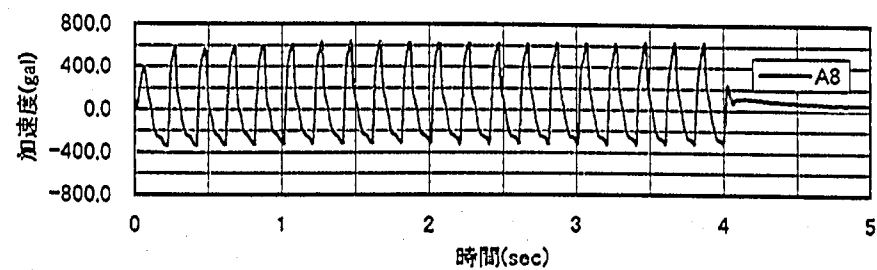
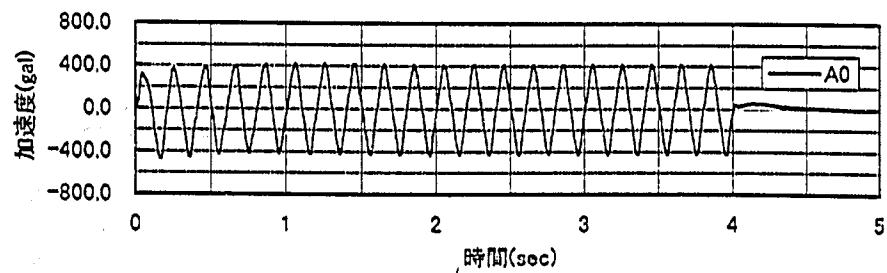
時刻歴 3 (ケース 5, 440gal加振時) ②



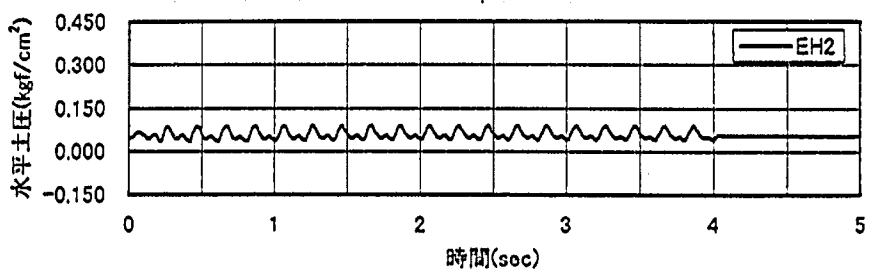
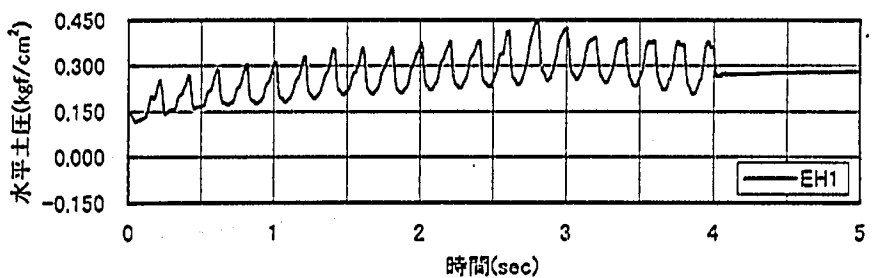
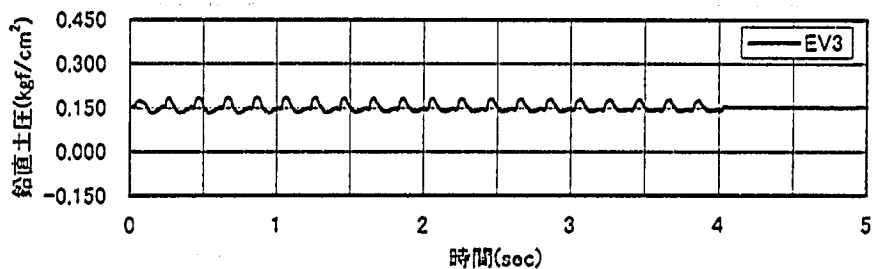
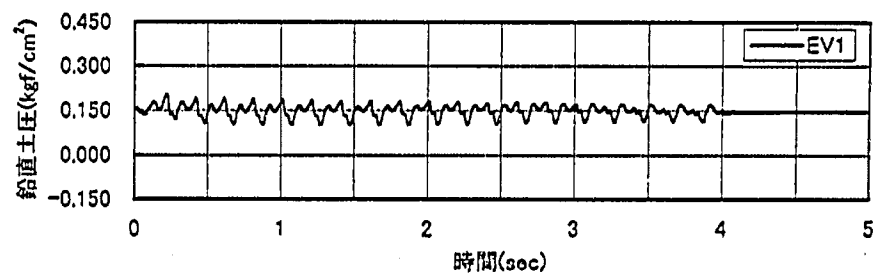
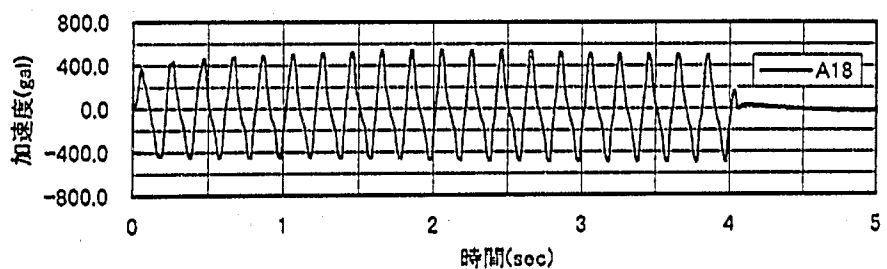
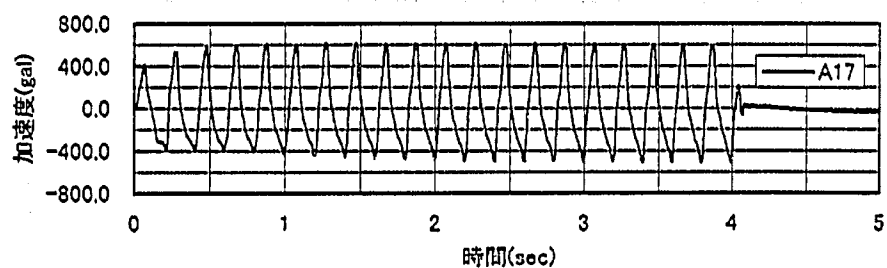
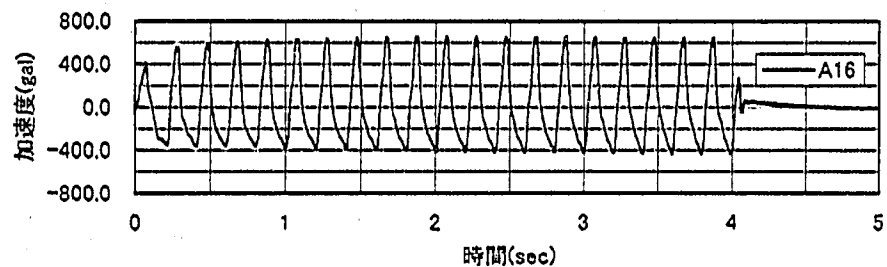
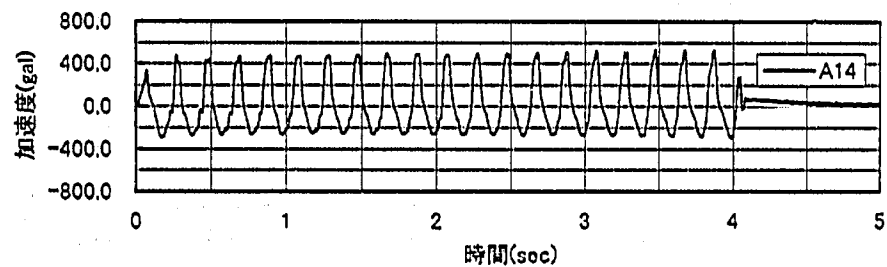
時刻歴 3 (ケース 5, 440gal加振時) ③



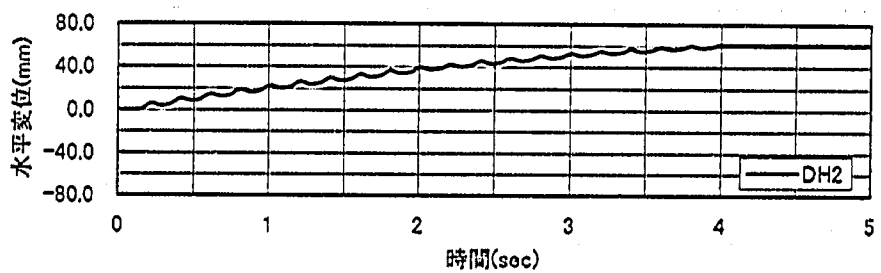
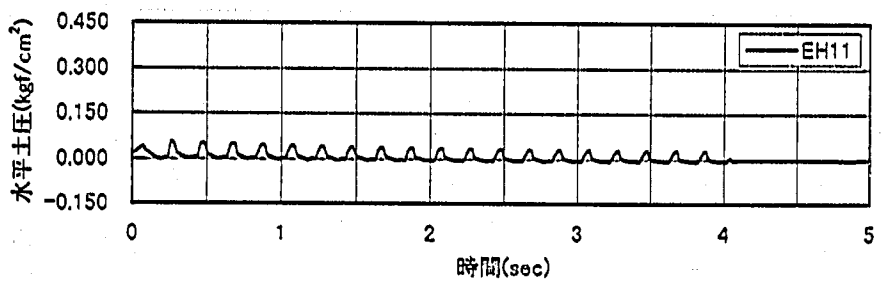
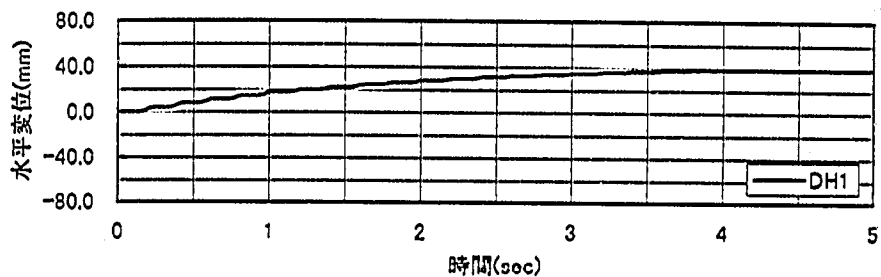
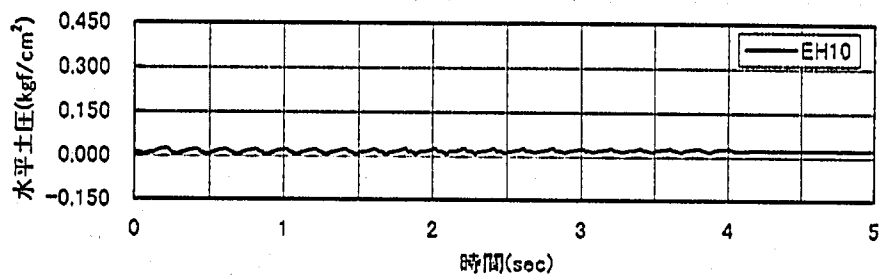
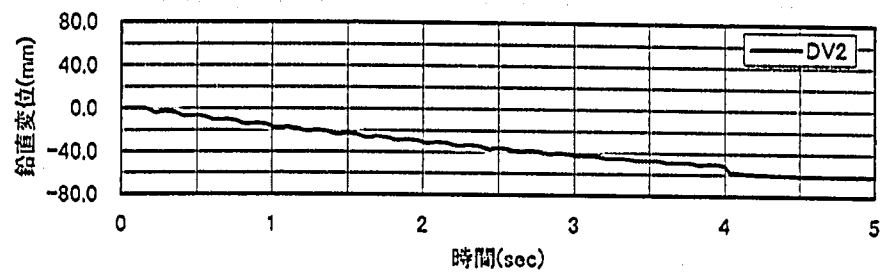
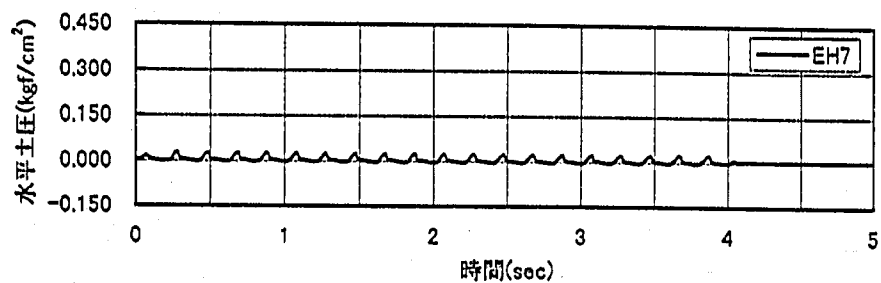
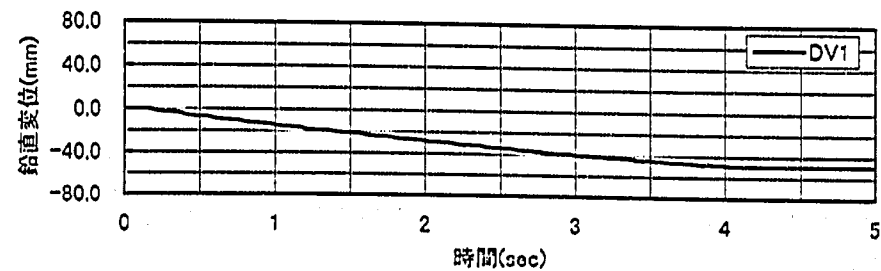
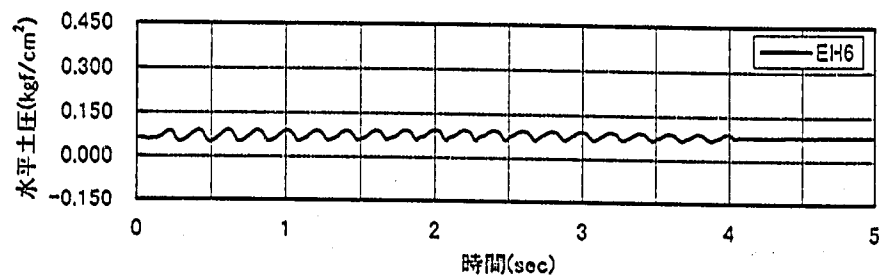
時刻歴 3 (ケース 5, 440gal加振時) ④



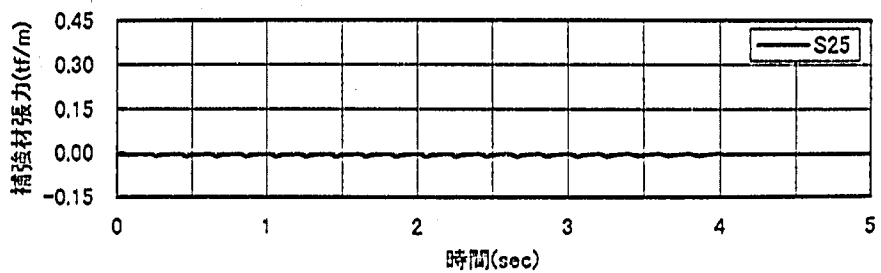
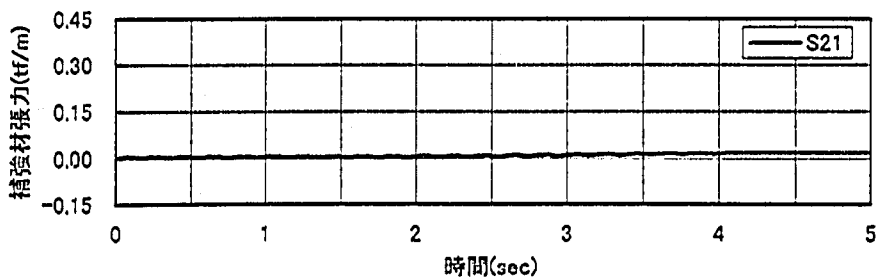
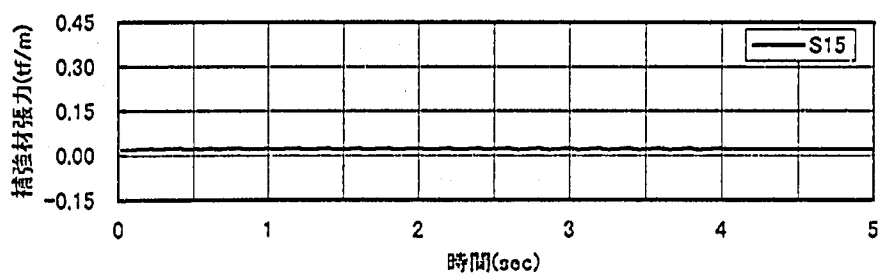
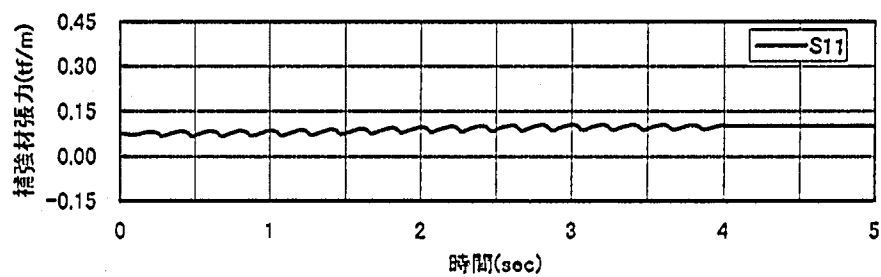
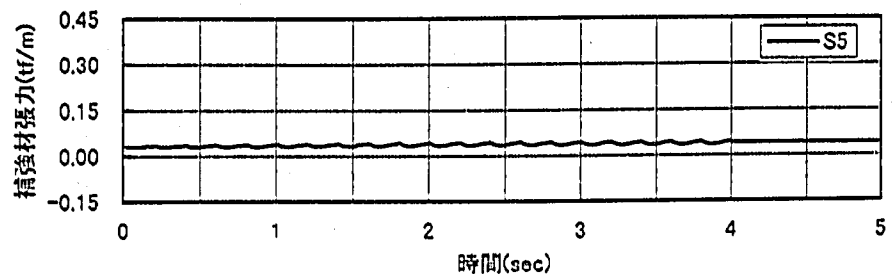
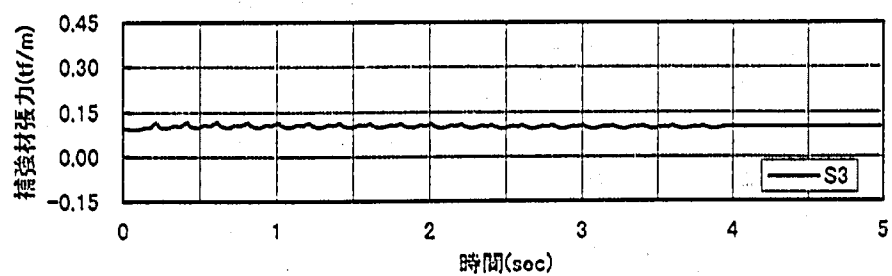
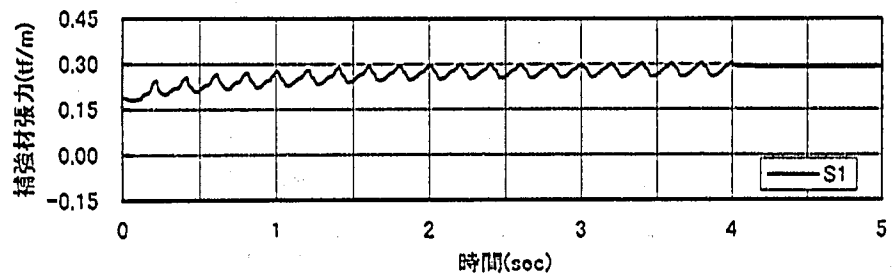
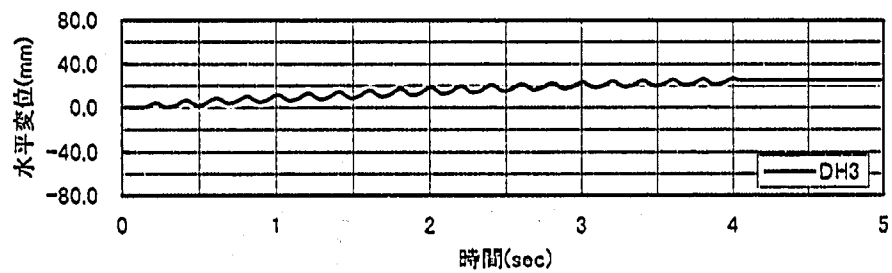
時刻歴4 (ケース6, 430gal加振時) ①



時刻歴 4 (ケース 6, 430gal加振時) ②



時刻歴 4 (ケース 6, 430gal加振時) ③



時刻歴 4 (ケース 6, 430gal加振時) ④

第5章 実験結果と現行設計法との比較

5.1 現行設計法の概要

補強土壁の耐震設計法は「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」（土木研究センター，1992、以下、マニュアル）に規定されている。一般的な震度法にもとづく極限つり合い設計法である。耐震設計の基本手順のフローを図5.1.1に示す。

マニュアルの安定検討の考え方では、まず補強材に関する内的安定として補強材の破断、引き抜けが生じないように補強材の強度、配置（敷設間隔、敷設長）を設定する。次に図5.1.2に示すように外的安定として補強領域を擬似的な重力式擁壁と考えた滑動、転倒、支持力破壊の検討および支持地盤を含むすべりの検討の計4つの破壊モードについて照査を行う。さらに内的安定（補強材の敷設長のチェック）として円弧すべりの照査、部分安定として壁面工と補強材の結合部の照査を行う。各照査に用いる許容安全率を表5.1.1に示す。

5.2 全体安定（外的安定および内的安定）

5.2.1 計算方法

5.1の考え方に従い、実験模型を対象に安定計算を行った。補強材の配置は実験条件を既定値として与えた。今回の実験では支持地盤を十分に締め固めているため、支持力破壊および支持地盤を含むすべりの照査を省略した。また、壁面工と補強材の接合部は十分に強く破壊は起こらないと考え、部分安定の照査も省略した。したがって、今回は滑動、転倒、円弧すべりの3つの破壊モードに対して安定計算を実施した。

なお、安定計算に使用した土質定数は「3.3.2 実験材料」で示した三軸圧縮試験結果より安全側の数値を採用し、内部摩擦角 $\phi=42^\circ$ 、 $c=0\text{ tf/m}^2$ とした。また、マニュアルでは土質定数は土質試験により決定するのが望ましいが、道路土工指針において採用されている表5.2.1の値を用いてもよい、としている。したがって、今回の実験で使用した豊浦砂は砂質土に分類されるため、内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ 、 $c=0\text{ tf/m}^2$ を用いた安定計算もあわせて行った。

安定計算の条件を整理したものを表5.2.2に示す。マニュアルでは壁面剛性および入力波形の違いは考慮されていないため、模型の断面寸法が同じであるケース1、4、5、7、9およびケース2、8については計算条件および結果は同様になる。

（1）滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式より算出される（図5.2.1参照）。なお、補強領域背面の摩擦角 δ は裏込め砂の内部摩擦角 ϕ 、補強領域底面と支持地盤の摩擦係数 μ は $\tan \phi$ とした。ただし、マニュアルでは摩擦係数 μ の上限値は0.6とされているため、実測の内部摩擦角 $\phi=42^\circ$ を用いた場合には $\mu=\tan \phi=0.900$ 、 $\mu=0.6$ の2種類で計算を行った。

$$F_s = \frac{\mu (W_i + P_v)}{k_h W_i + P_h}$$

ここに、 P_v ：補強領域に作用する地震時土圧 P の鉛直方向成分($=P \cdot \sin(\delta - \beta)$) (tf/m)
 P_h ：補強領域に作用する地震時土圧 P の水平方向成分($=P \cdot \cos(\delta - \beta)$) (tf/m)
 P ：補強領域に作用する地震時土圧（試行くさび法による。） (tf/m)
 k_h ：水平震度
 δ ：補強領域背面の摩擦角($=\phi$) (°)
 β ：補強領域背面と鉛直線のなす角度 (°)
 μ ：補強領域底面と支持地盤の摩擦係数
 W_1 ：補強領域の重量 (tf/m)

(2) 転倒に対する検討

のり先から合力 R の作用点までの距離 d を次式より計算する。

$$d = \frac{W_1 a_1 + P_v a_2 - k_h W_1 H_1 - P_h H_2}{W_1 + P_v}$$

ここに、 a_1 ：のり先から補強領域の重心位置までの水平距離 (m)
 a_2 ：のり先から補強領域に作用する地震時土圧 P の作用位置までの水平距離 (m)
 H_1 ：補強領域の重心の高さ ($=H/2$) (m)
 H_2 ：補強領域に作用する地震時土圧 P の作用高さ ($=H/3$) (m)

合力 R の作用点の補強領域の底面中央からの偏心距離 e は次式より算出される。

$$e = \frac{L}{2} - d$$

ここに、 L ：補強領域の幅 (=補強材長) (m)

(3) 円弧すべりに対する検討

円弧すべりに対する安全率は次式より算出される（図5.2.2参照）。

$$F_s = \frac{R \sum \{c_l + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum T (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \alpha)}{\sum (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h W \cdot y)}$$

$$= \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D}$$

ここに、 R ：すべり円弧の半径 (m)

c ：土の粘着力 (tf/m²)

ϕ ：土の内部摩擦角 (°)

l ：分割片のすべり線の長さ (m)

W ：分割片の重量 (tf/m)

α ：分割片のすべり面が水平となす角度 (°)

y ：円弧中心から分割片重心までの距離 (m)

T ：補強材による張力 (tf/m)（設定されたすべり面に対して地震時許容安全率 (=1.0) を満足するのに必要な補強材張力)

M_R ：土塊による抵抗モーメント (tf・m/m)

ΔM_k : 補強材による抵抗モーメントの増加 (tf・m/m)

M_b : 土塊による滑動モーメント (tf・m/m)

5. 2. 2 計算結果

(1) 水平震度と安全率の関係

図5.2.3に水平震度と滑動に対する安全率の関係を示す。(a)は実測の土質定数を用い、内部摩擦角 $\phi=42^\circ$ 、底面の摩擦係数 $\mu=\tan\phi=0.900$ とした場合であり、(b)はマニュアルの規定に従った土質定数を用い、 $\phi=42^\circ$ 、 $\mu=0.6$ あるいは $\phi=30^\circ$ 、 $\mu=\tan\phi=0.577$ とした場合の結果を示している。図中の点線は設計許容安全率 $F_s=1.2$ を表している。

図5.2.4に水平震度と偏心距離の関係、図5.2.5に水平震度と円弧すべりに対する安全率の関係をそれぞれ示す。滑動に対する検討と同様に内部摩擦角 $\phi=42^\circ$ および $\phi=30^\circ$ の2通りの結果を示す。図中の点線はそれぞれの設計許容安全率、許容偏心距離を表している。

いずれも同一水平震度では当然ながら土質定数が小さい方が安全率が小さく、また偏心距離が大きくなっていることがわかる。

(2) 設計震度と実験における破壊加速度との比較

安定計算結果と実験結果を整理、比較したものが図5.2.6である。同図には各破壊モードに対応する限界震度、実験における破壊加速度および壁面の変形量を示している。実験における破壊加速度は、盛土に明瞭なすべり面を生じさせる加速度レベルのことであり、ここではすべり面が発生した加振ステップとその1つ前の加振ステップの間として横線で示した。図中の点線は実験における壁面の最大水平変位/盛土高を表す(分割型: DH2、一体型: DH3)。限界震度とは図5.2.6に示す所定の安全率を与える水平震度であり、各破壊モードごとに図5.2.3～図5.2.5より決まる。なお、震度 k は加振加速度 α を重力加速度 g で除した値と対応させている($k=\alpha/g$)。それらの限界震度のうち最小値が実験模型の設計震度(逆算震度)を意味する。ここでは図5.2.6に示したように土質定数に実測値($\phi=42^\circ$)を用いた場合(白)とマニュアルに規定された安全側の土質定数(砂質土: $\phi=30^\circ$)を用いた場合(黒)の両者について、それぞれマニュアルに規定された安全率を満足する場合と極限状態の安全率(滑動、円弧すべりは $F_s=1.0$ 、転倒は偏心距離 $e=B/2$)を満足する場合を示した。なお、円弧すべりに対する安全率は両者とも同じである。以下ではマニュアルに規定された安全率を満足する水平震度を「設計震度」、極限状態の安全率を満足する水平震度を単に「逆算震度」と呼ぶ。各ケースの設計震度およびクリティカルになる破壊モードの一覧表を表5.2.3に示す。

土質定数に $\phi=30^\circ$ を用いた場合にはすべてのケースにおいて円弧すべりによる破壊モード(図5.2.6中の●)が最小の限界震度を与える。ケース1、4、5、7、9の設計震度(逆算震度)は $k=0.07$ 、ケース2、8は $k=0.24$ 、ケース3は $k=0.12$ である。なお、ケース6では $k=0$ でも安全率が1.0を下回った。これは壁面が傾斜していることにより円弧が補強材を通らなかったためである。

土質定数に $\phi=42^\circ$ を用い、マニュアルに規定された安全率を用いた場合には、ケース1、3、4、5、7、9では転倒(□)、ケース2、6、8では滑動(△)が最小の限界震度を与える。ケース1、4、5、7、9の設計震度は $k=0.27$ 、ケース2、8は $k=0.35$ 、ケース3は $k=0.23$ 、ケース6は

$k=0.28$ となる。一方、極限状態の安全率を用いた場合にはすべてのケースにおいて円弧すべりによる破壊モード (O) が最小の限界震度を与える。

設計震度と実験における破壊加速度を比較するといずれのケースにおいても設計震度が破壊加速度を下回っており、現行設計法は少なくともすべり面を生じるような変形状態に対しては安全側の評価を与えることがわかる。特に土質定数にマニュアルに規定された標準値 ($\phi=30^\circ$) を用いる場合には実測値 ($\phi=42^\circ$) を用いる場合に比べてはるかに安全代が大きいことがわかる。ただし、安全率の余裕を取り除いた極限状態の安全率を満足する逆算震度を破壊加速度と比較すると一部のケースで破壊加速度を上回っており、設計上ある程度の安全率の余裕が必要であることを示唆する。

(3) 安全率と壁面変位量の関係

図5.2.7に安全率と実験における壁面水平変位量の関係を示す。安全率は各ケースにおいて最小の限界震度 (設計震度) を与える破壊モード (最もクリティカルな破壊モード) に着目している。転倒についての安定性は偏心距離 e で与えられるが、ここでは $F_s=L/2e$ としてプロットしている。壁面水平変位量は各ケースで最も変位量の大きかった位置での値を用いた。すなわち分割型壁面のケースでは盛土中央高さでの変位量 (DH2)、一体型壁面のケースでは壁面上端部での変位量 (DH3) である。いずれも各加振ステップでの増分値を用いた。

図5.2.7(a)は $\phi=30^\circ$ を用いた場合であり、いずれのケースにおいても安全率 $F_s=1.0$ においてほとんど変位が生じていない。変位量が盛土高の1% (=10mm) に達するのは $F_s=0.8$ 以下となっており、土質定数に標準値を用いることは安全側の設計になっていることがこの点からもわかる。

同図(b)は $\phi=42^\circ$ を用いた場合であり、安全率 $F_s=1.0$ において盛土高の最大10%以上の変位量が生じている。このことから設計上ある程度の安全率の余裕が必要であることがわかる。

(4) 設計震度と最大加振加速度の関係

今回の実験では入力加速度波形として正弦波のほかに実地震波を用いている。補強土壁のような土構造物は最大加振加速度が同じレベルでも入力波形の種類、周波数、継続時間等により変形量が大きく異なるため、変形量を最大加振加速度のみから推定することは困難である。また、現行設計法として用いられている震度法にもとづいた極限釣り合い法では構造物の変形量を考慮することはできないが、ここでは変形量を考慮した場合に設計震度と最大加振加速度がどのような対応関係にあるかを整理した。

図5.2.8に盛土高で正規化した壁面の最大水平変位量と低減係数の関係を示す。ここで、低減係数とは入力波の最大加速度を設計震度 (加速度に換算した値) で除したものである。壁面の最大水平変位量として同図(a)、(b)では各加振ステップの累積値、(c)、(d)では各加振ステップの増分値を用いている。横軸は入力地震波の最大加速度を設計で用いる水平震度に換算するための低減係数を表している。正弦波で加振したケース1 (図5.2.8中の●) に比べ、神戸波、青森波の実地震波で加振したケース4 (◆)、7 (△)、9 (◇)の方が同じ変位量を生じさせるために大きな加速度を要する、すなわち低減係数が小さい。低減係数は入力波の種類および許容される変位量に応じて変化することがわかる。

兵庫県南部地震以降、従来から設計で考慮してきた中規模地震動 (L1) に対しては軽微な被害に

とどめ、兵庫県南部地震のような大規模地震動（L2）に対してはある程度の変形を許容し、壊滅的な被害を防止するという考え方が示されている（土木学会，1996）。以下ではこの考え方に従い、相似則（Iai, 1989）を満足させるために卓越周波数を調整したケース7、9について $\phi=42^\circ$ の計算結果にもとづき議論を進める。

図5.2.8(b)より、設計震度と同等の加速度レベル（低減係数=1）における壁面の変形量は正弦波で加振を行ったケースを含めても分割型のケースで盛土高比1%以下、一体型のケースで盛土高比1.5%程度と軽微な被害にとどまっている。この程度の被害は現場においても許容できるものと考えられる。したがって、中規模地震動に対しては、想定する地震の最大加速度値を震度換算した数値と同程度の値を設計震度として採用できることがわかる。また、大規模地震動に対しては仮に盛土高さの3%程度の変形を許容するならば低減係数は0.35~0.5程度となる。すなわち想定する地震の最大加速度値を震度換算した数値の0.35~0.5倍程度の値を設計震度として採用できることがわかる。すなわち最大加速度800gal程度の地震動に対して設計水平震度 $k_h=0.3\sim0.4$ で設計すればよいことになる。ただし、この値は各加振ステップにおける累積変位量をもとにしているため、変形量を過大評価していると考えられる。図5.2.8(d)の増分変位量を見ると今回の実地震波を用いて加振を行ったケースでは盛土高の3%の変位量に達していない。変位曲線を延長すると低減係数は0.25~0.3程度になると予想されるが、その場合には最大加速度800gal程度の地震動に対して設計水平震度 $k_h=0.2\sim0.25$ で設計すればよいことになる。壁面の水平変位が盛土高さの3%程度を超えると変位が急増する傾向にあるため、壁面の変位は最大でも3%程度にとどめる必要があると考えられる。なお、実現場においては土質定数にマニュアルに示された安全側の値（砂質土： $\phi=30^\circ$ ）を使用することが多い。その場合には図5.2.8(a)、(c)に示すように低減係数はより小さい値を採用することができると考えられる。

5.3 補強材の張力（補強材に関する内的安定）

マニュアルでは、まず無補強の状態で地震力を作用させて円弧すべり安全率を算定する。所定の安全率 $F_s \geq 1.0$ を満足できない場合には、補強材に発生する張力の深さ方向の分布を仮定し、安全率を満足するために必要な補強材張力の合計の最大値を算定する。その際に、補強材張力の深度分布を図5.3.1に示すように常時は三角形分布、地震時の増分は等分布になると仮定している。次に補強材の配置（間隔）に応じて各補強材に張力を分担させる。ただし、想定されるすべり面より後ろ（盛土側）の補強材の引き抜け抵抗力が張力以上となるように定着長を確保することとしている。（図5.1.1参照）

計算上の補強材張力の深度分布は基本的には常時は三角形分布、地震時の増分は等分布となる。各ケースにおける補強材の張力の深度分布について実測値とマニュアルによる計算値とを比較した結果を図5.3.2に示す。実測値は各補強材の長さ方向に数点測定したうちの最大張力を採用している。なお、その大部分は壁面に最も近い測定点のデータである。計算値は裏込め砂の内部摩擦角 $\phi=42^\circ$ として算出している。点線が計算値、実線が実測値を表す。全般的に計算値より実測値の方が大きい、分割型壁面の場合には盛土下部に行くほど両者の差が大きくなる傾向が見られる。一方、一体型壁面の場合には深さ方向に平均的に実測値の方が大きい。地震時の増分のみに着目した場合を図5.3.3に示すが

同様の傾向である。なお、最大張力、地震時の増分の定義は図5.3.4に示すとおりである。

図5.3.5に各加振ステップにおいてマニュアルによる必要補強材張力の最大値が求まる円弧を示す。なお、同図は内部摩擦角 $\phi=42^\circ$ として計算している。加振加速度が大きくなるほど想定するすべり円弧が深くなることわかる。上述したように設計計算上は補強材の長さは必要補強材張力に応じてすべり面の背後に定着長を確保するように設定されるが、今回の実験においては補強材長が既定値のため、加振加速度が大きくなると盛土上部においては必要補強材張力の最大値が求まる円弧が補強材を通らなくなる。したがって、今回の実験に限っては実験で発生する補強材張力の分布と計算上想定している分布は異なったものとなり、単純に両者を比較することはできないと考えられる。

マニュアルの考え方に従えば、今回の実験については以下の手順で補強材に発生する張力を算出することができると考えられる。

(1) 図5.3.6(a)に示すようにまず浅いすべり円弧①を考える。所定の安全率を満足するために必要な補強材張力分布を求め、5枚の補強材に分担させる（図5.3.6(b)参照）。

(2) 各補強材について必要補強材張力と定着長の引き抜け抵抗力を比べ、小さい方が補強材に発生しう張力である。この際、引き抜け抵抗力の方が小さい場合には、補強材張力の合力が小さくなり所定の安全率を満足できなくなるため、(1)に戻り、引き抜け抵抗力の方が小さい補強材については補強材張力を引き抜け抵抗力に固定し、再計算を行う。

(3) すべり円弧を深くして、同様に(1)、(2)を繰り返す。

(4) すべり円弧③の場合にはすべり円弧が盛土上部の2枚の補強材を通らないため、必要補強材張力は図5.3.6(c)に示すような分布となる。すなわち盛土上部の2枚の補強材張力は0である。

(5) 以下、同様にすべり円弧⑤まで計算を繰り返す。

(6) 以上の計算において、各補強材ごとに最大の必要張力を与えるすべり面が異なる。それぞれの補強材における最大張力が実験で発生しう張力である。

今回の実験のように補強材が等長の場合、一般的に定着長は盛土上部ほど短い（図5.3.6(a)中のすべり円弧①、②参照）。引き抜け抵抗力は定着長と上載荷重に比例し、必要補強材張力は深さ方向（＝上載荷重）に比例して増加するため、盛土上部の補強材ほど引き抜けやすいことになる。計算上引き抜けが生じる場合には、上記(2)に従い盛土下部の補強材への負担が増加する。引き抜けが生じない場合にも図5.3.5に示したように加振加速度が大きくなると明らかに必要補強材張力の最大値を与えるすべり円弧が補強領域の背後にあり、図5.3.6(a)中のすべり円弧①、②の場合に所定の安全率を満足するために必要な補強材張力の方が小さい。また、上記(4)の場合には盛土上部の補強材が円弧すべりに対して抵抗しないため、盛土下部の補強材への負担が大きくなる。

以上より、図5.3.2中に示したマニュアルにより計算値より、実際には盛土上部では補強材張力が小さく、盛土下部では補強材張力が大きくなることが予想される。実験では全体的に計算値より大きくなっているが、盛土下部ほど計算値との差が大きくなる傾向が見られ、この点については予想通りといえる。全体的に実測値が計算値より大きいのは、実験では壁面に近いほど補強材の張力が大きくなっていることから、加振により補強領域全体が沈下し、壁面と補強材の接合部において、補強材が鉛直下向きの盛土荷重を受けるためと考えられる。計算では沈下の影響は全く考慮されていない。実務

において剛な壁面工を用いる場合には、壁面工と補強材の接合部をフレキシブルにすることが重要であるといえる。実測値が計算値より大きいのは、現行設計法における補強材張力計算法が危険側であることを示唆するが、補強材の設計強度には材料安全率が見込まれており、地震時の補強材強度の設定等を含めて全体的な安定性に問題があるかどうかは、さらに検討の必要性がある。

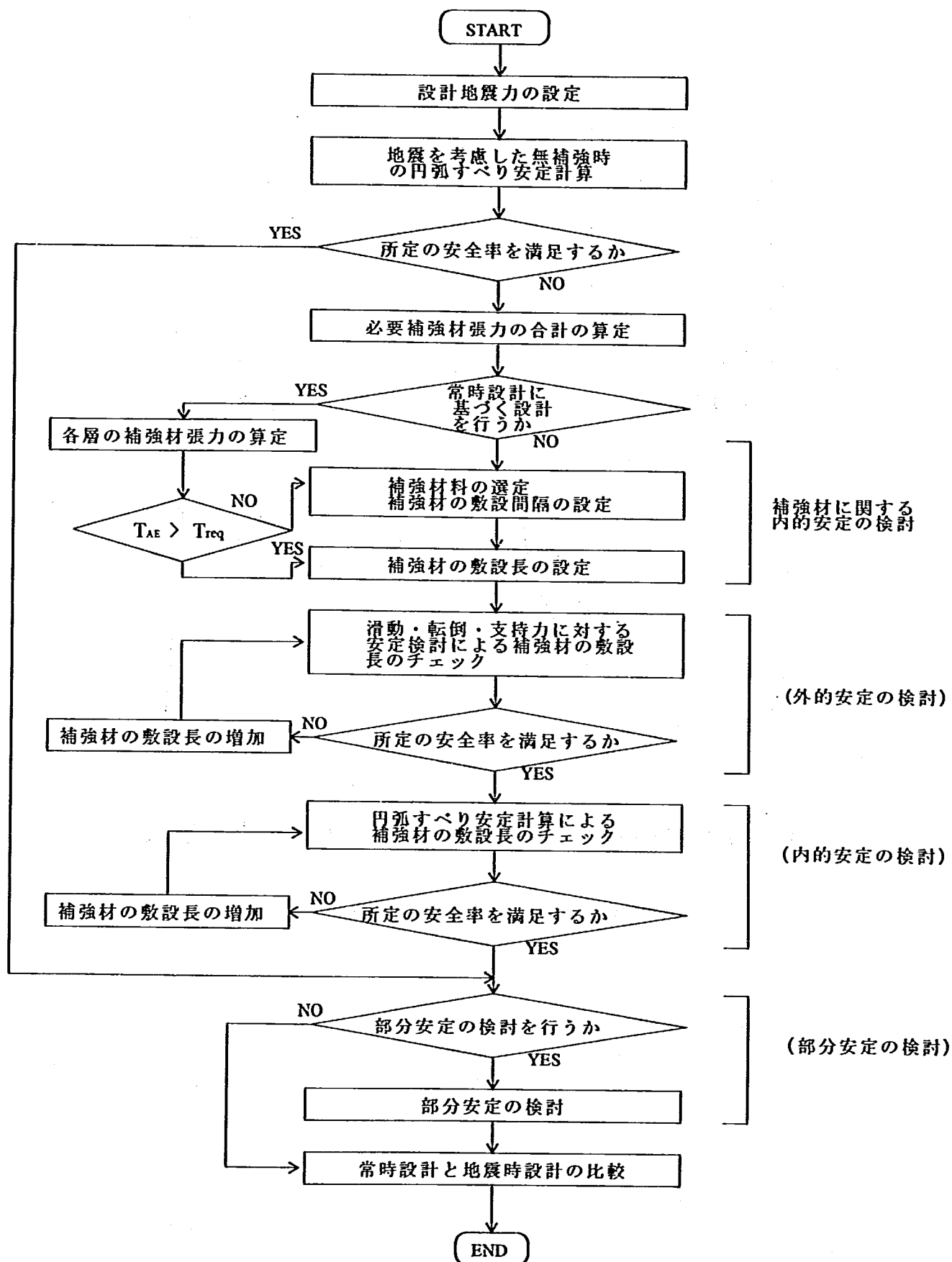
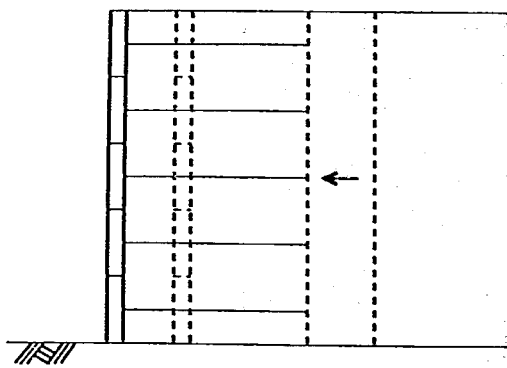
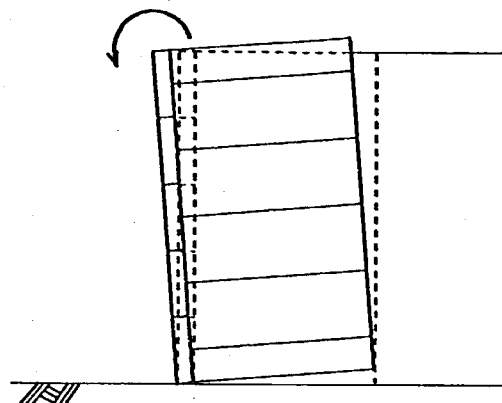


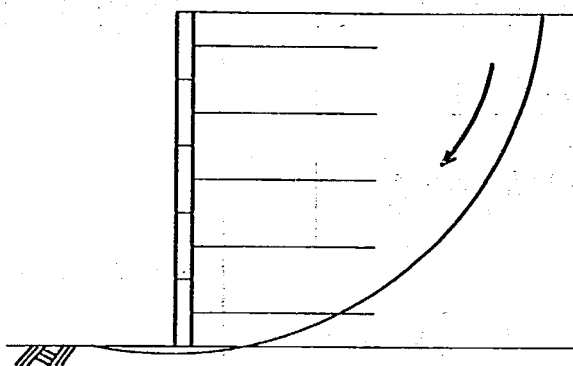
図5.1.1 補強土壁の耐震設計の手順 (土木研究センター, 1996)



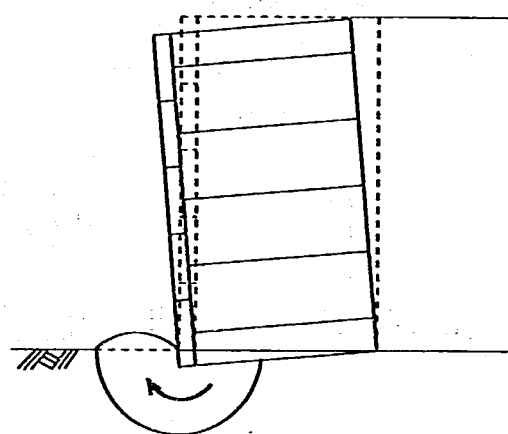
(a) 滑動



(b) 転倒



(c) 円弧すべり



(d) 支持力破壊

図5.1.2 外的安定における破壊モード

表5.1.1 補強土壁の耐震設計に用いる許容安全率

安全率の種類		許 容 安 全 率	
		常 時	地 震 時
内的安定	円弧すべりに対する安全率 補強材の設計引張強さ 補強材の引き抜き	1.2 低減率 μ 2.0	1.0 割増率 λ 1.2
外的安定	滑 動 転 倒 支持力 基礎地盤を含むすべり	1.5 $e \leq B/6$ 3.0 1.2	1.2 $e \leq B/3$ 2.0 1.0

注) 低減率 μ は補強材の破断強さ T_{max} に対する値 ($\mu = 0.6$ 程度を用いることが多い。)
割増率 λ は補強材の常時設計引張強さ T_A に対する値 (当面は $\lambda = 1.0$ とする。)
 e : 偏心距離
 B : 補強領域の幅 (=補強材長)

表5.2.1 設計に用いる土質定数 (道路土工指針より)

盛土材の種類	内部摩擦角 (ϕ)	粘着力 (c)
礫質土 ¹⁾	35°	——
砂質土	30°	——
シルト・粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	25°	——

注) 1) きれいな砂は礫質土の値を用いてよい。

表5.2.2 安定検討条件と設計許容値

CASE	盛土高 (m)	補強材長 (m)	敷設枚数 (枚)	壁面勾配	単位体 積重量 (gf/cm^3)	設計許容値		
						円弧すべり 安全率 F_{Sl}	滑動 安全率 F_{SlS}	転倒 偏心距離 e (m)
1, 4, 5, 7, 9	1.0	0.4	5	0.0%	1.5	1.0	1.2	0.133
2, 8	1.0	0.7	5	0.0%	1.5	1.0	1.2	0.233
3	1.4	0.56	7	0.0%	1.5	1.0	1.2	0.187
6	1.0	0.4	5	1:0.2	1.5	1.0	1.2	0.133

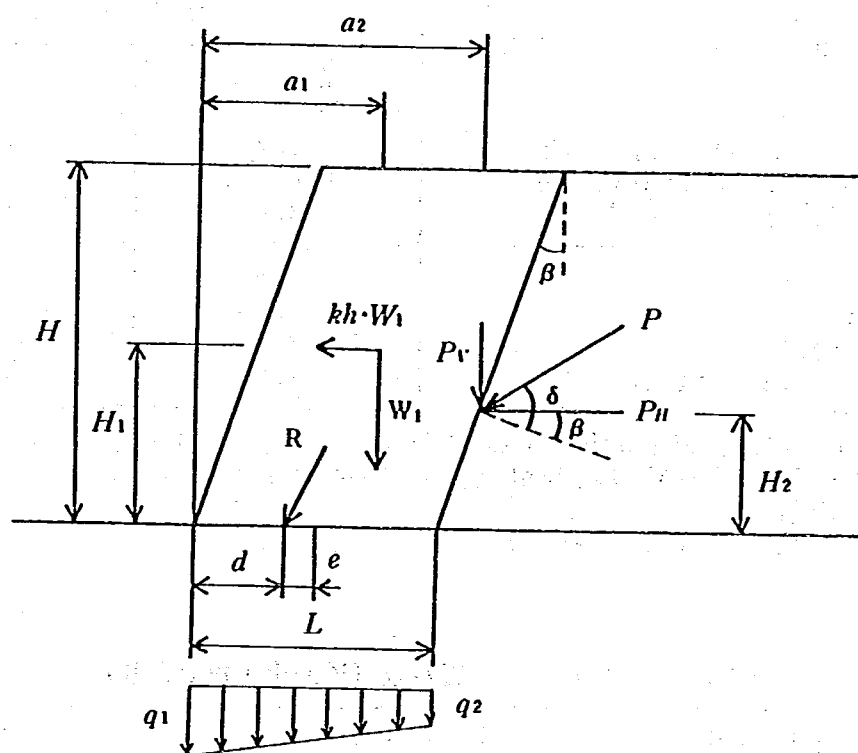


図5.2.1 滑動・転倒・支持力に関する検討（土木研究センター，1996）

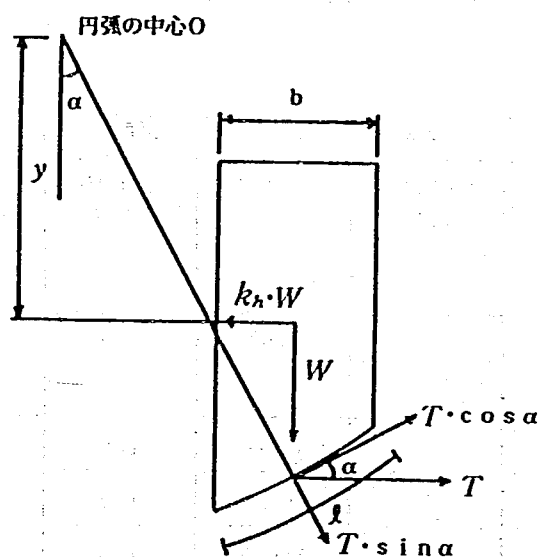
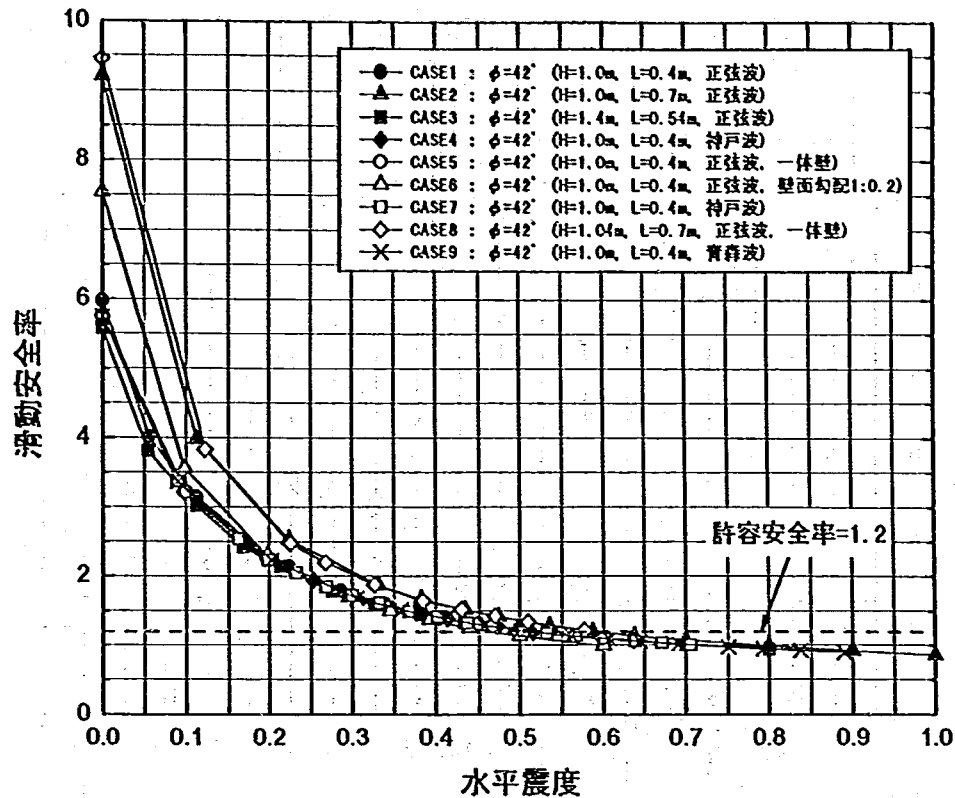
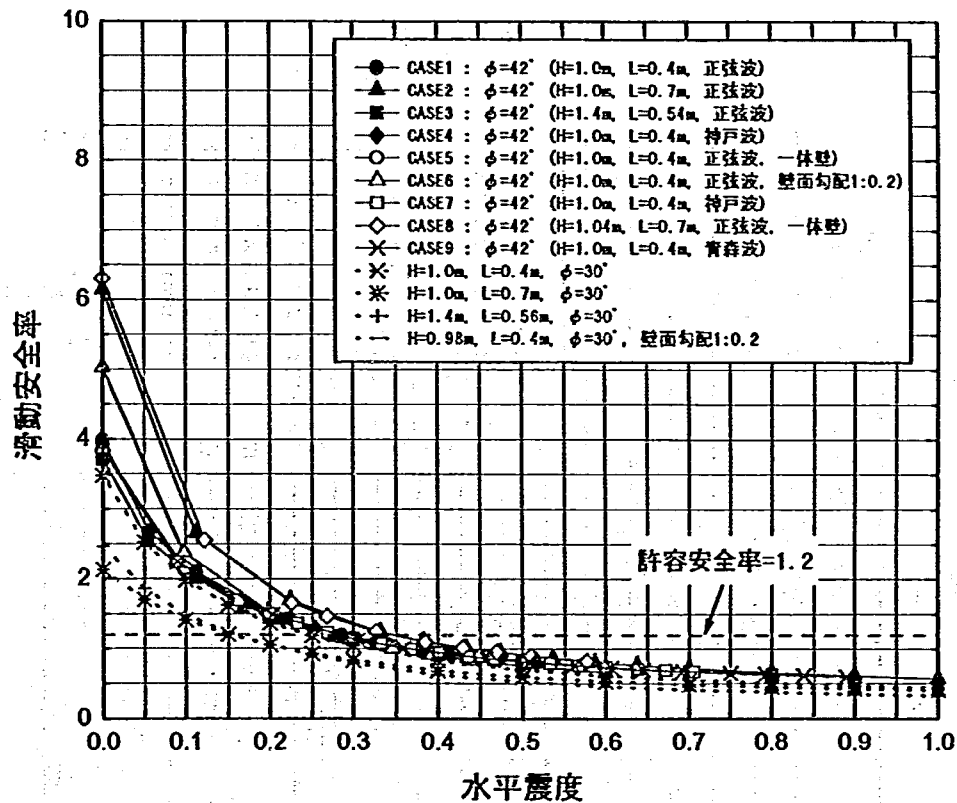


図5.2.2 円弧すべり計算のためのスライス



(a) 実測値 ($\phi=42^\circ$, $\mu=0.900$)



(b) マニュアルによる標準値 ($\phi=42^\circ$, $\mu=0.600$ および $\phi=30^\circ$, $\mu=0.577$)

図5.2.3 水平震度と滑動安全率の関係

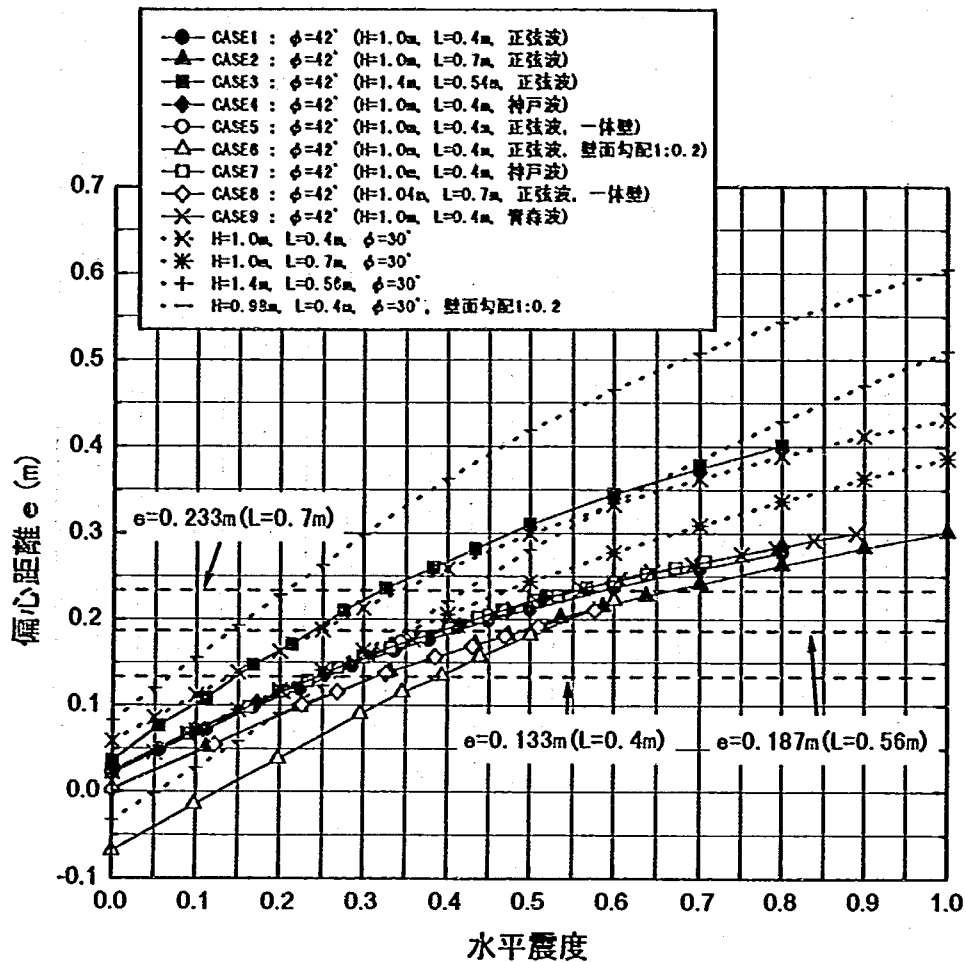


図5.2.4 水平震度と偏心距離の関係

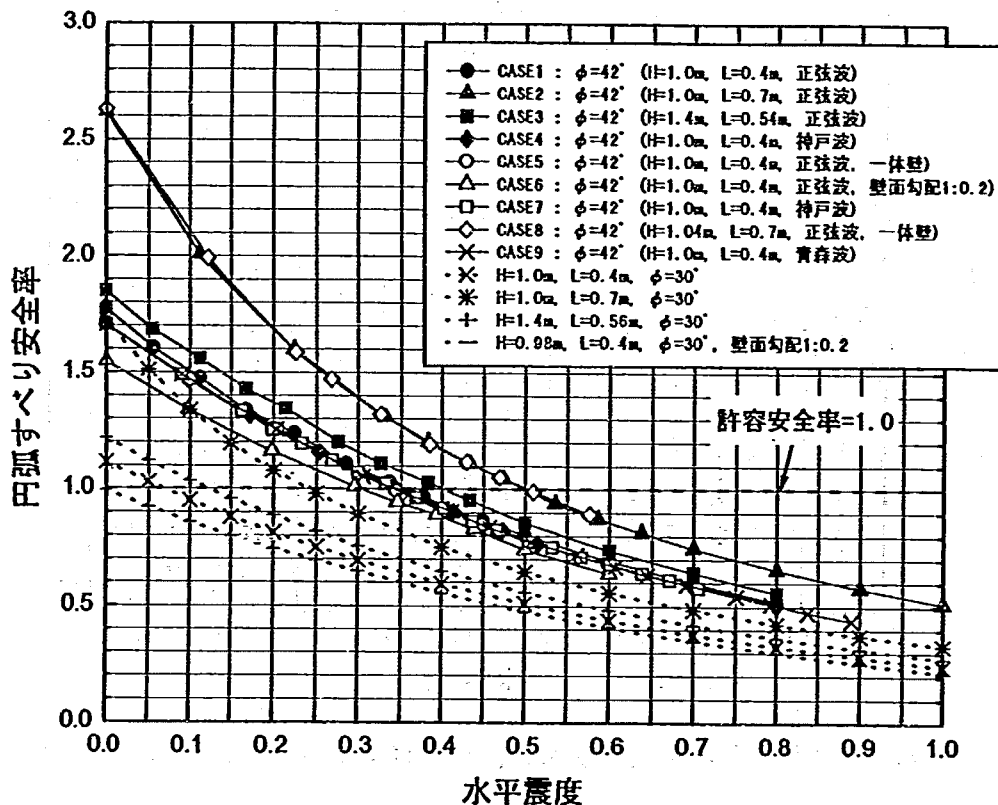
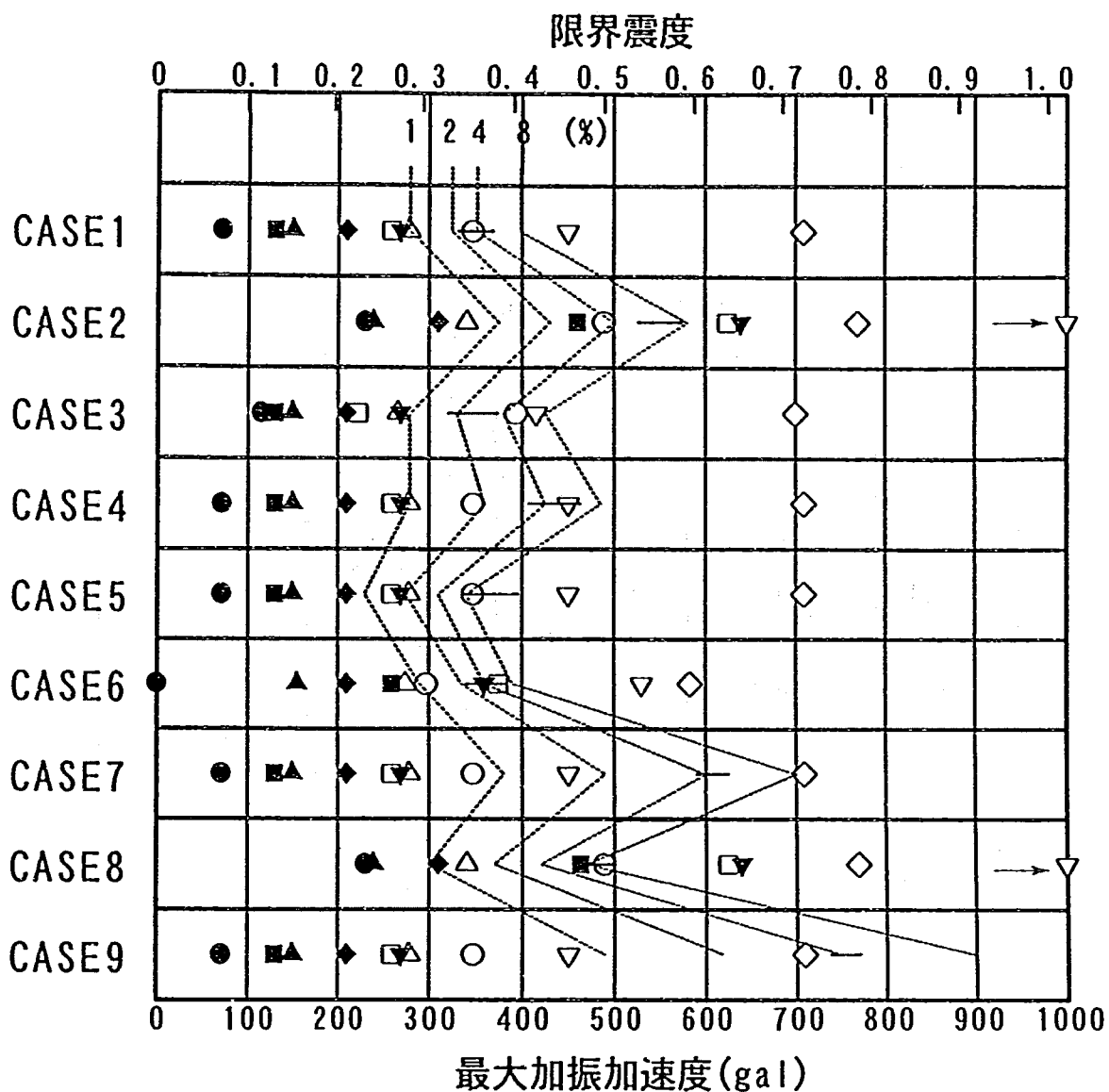


図5.2.5 水平震度と円弧すべり安全率の関係



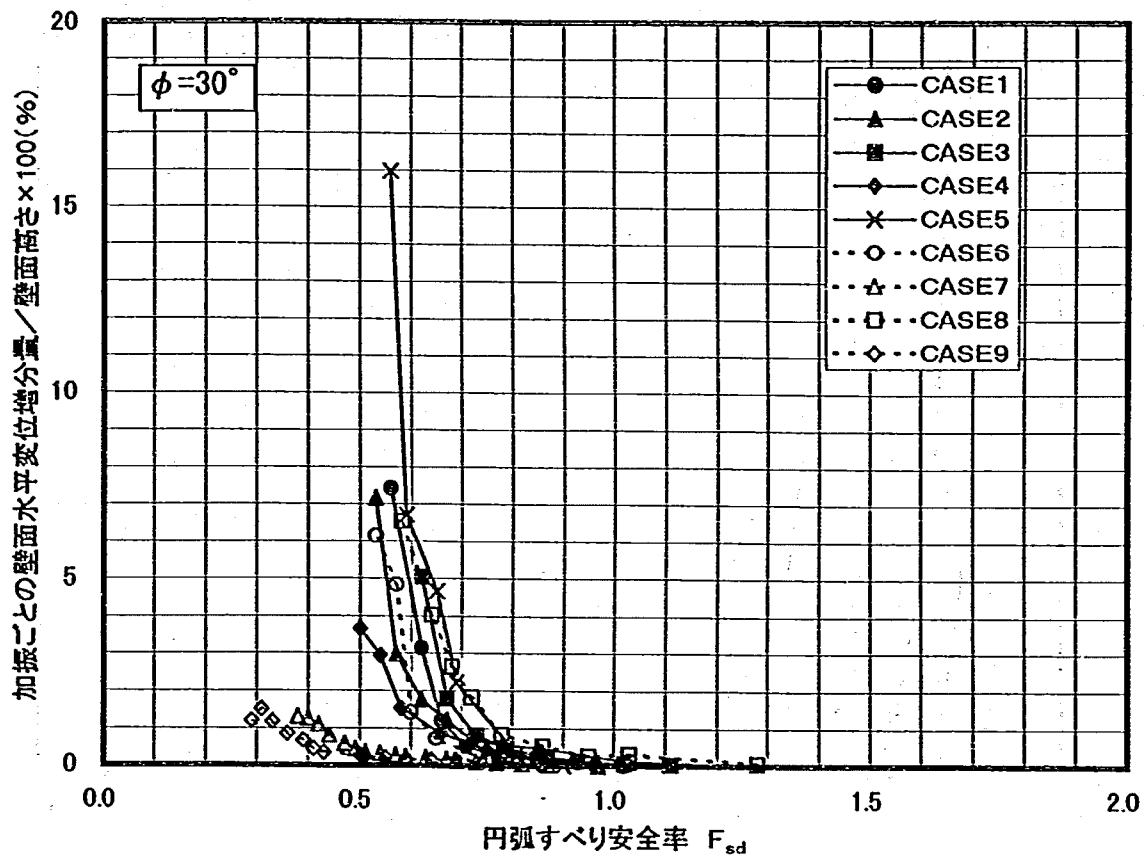
内部摩擦角(ϕ)	破壊モード	マニュアルによる安全率	限界状態の安全率
42	円弧すべり	1.0 : ○	1.0 : ○
	滑動	1.2 ($\mu=0.6$) : △	1.0 ($\mu=0.9$) : ◇
	転倒	$e \leq L/3$: □	$e \leq L/2$: ▽
30	円弧すべり	1.0 : ●	1.0 : ●
	滑動	1.2 ($\mu=0.577$) : ▲	1.0 ($\mu=0.577$) : ◆
	転倒	$e \leq L/3$: ■	$e \leq L/2$: ▼
実験における破壊加速度		—————	
壁面最大水平変位/盛土高		-----	
1000gal 以上の値		—————→	

図5.2.6 安定検討結果と実験結果との比較

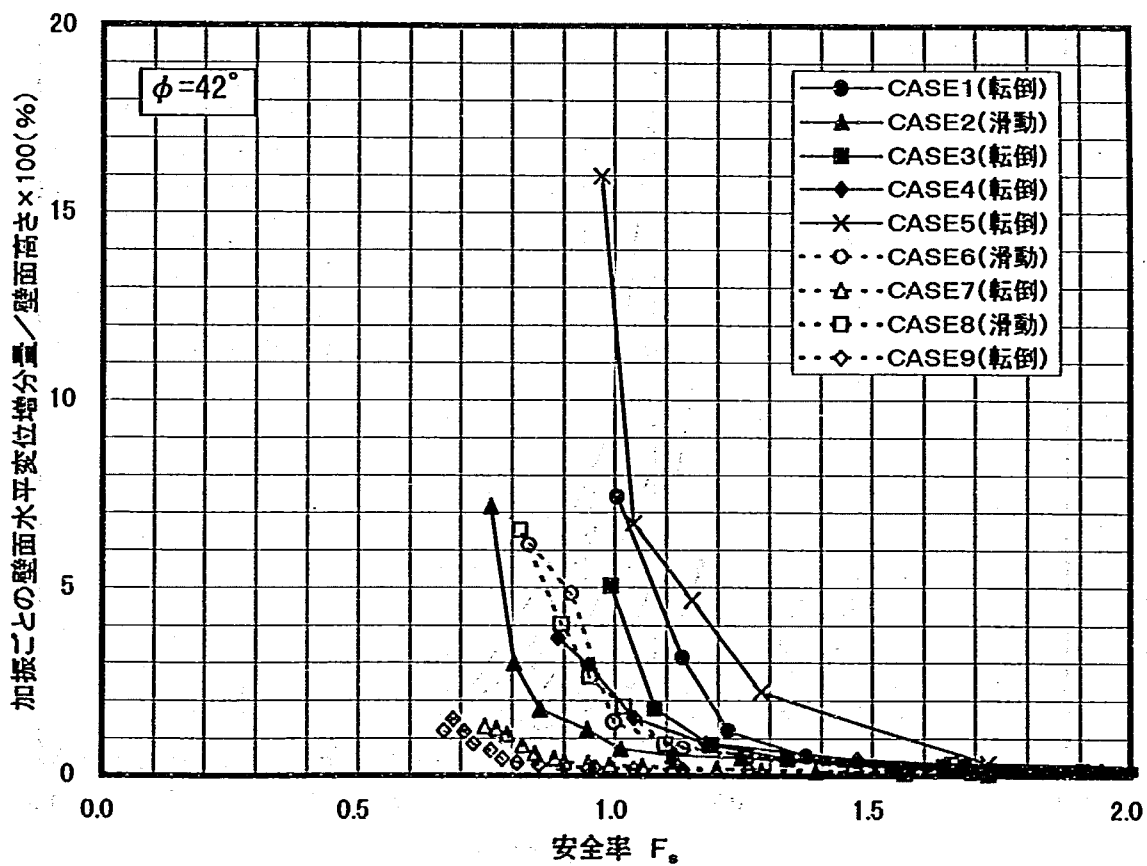
表5.2.3 各ケースの設計水平震度

	$\phi = 30^\circ$ の場合		$\phi = 42^\circ$ の場合	
	設計震度	破壊モード	設計震度	破壊モード
CASE1	0.072	円弧すべり	0.265	転倒
CASE2	0.236	円弧すべり	0.348	滑動
CASE3	0.117	円弧すべり	0.228	転倒
CASE4	0.072	円弧すべり	0.265	転倒
CASE5	0.072	円弧すべり	0.265	転倒
CASE6	0.000	円弧すべり	0.281	滑動
CASE7	0.072	円弧すべり	0.265	転倒
CASE8	0.236	円弧すべり	0.348	滑動
CASE9	0.072	円弧すべり	0.265	転倒

*破壊モードはクリティカルなモードを示している。

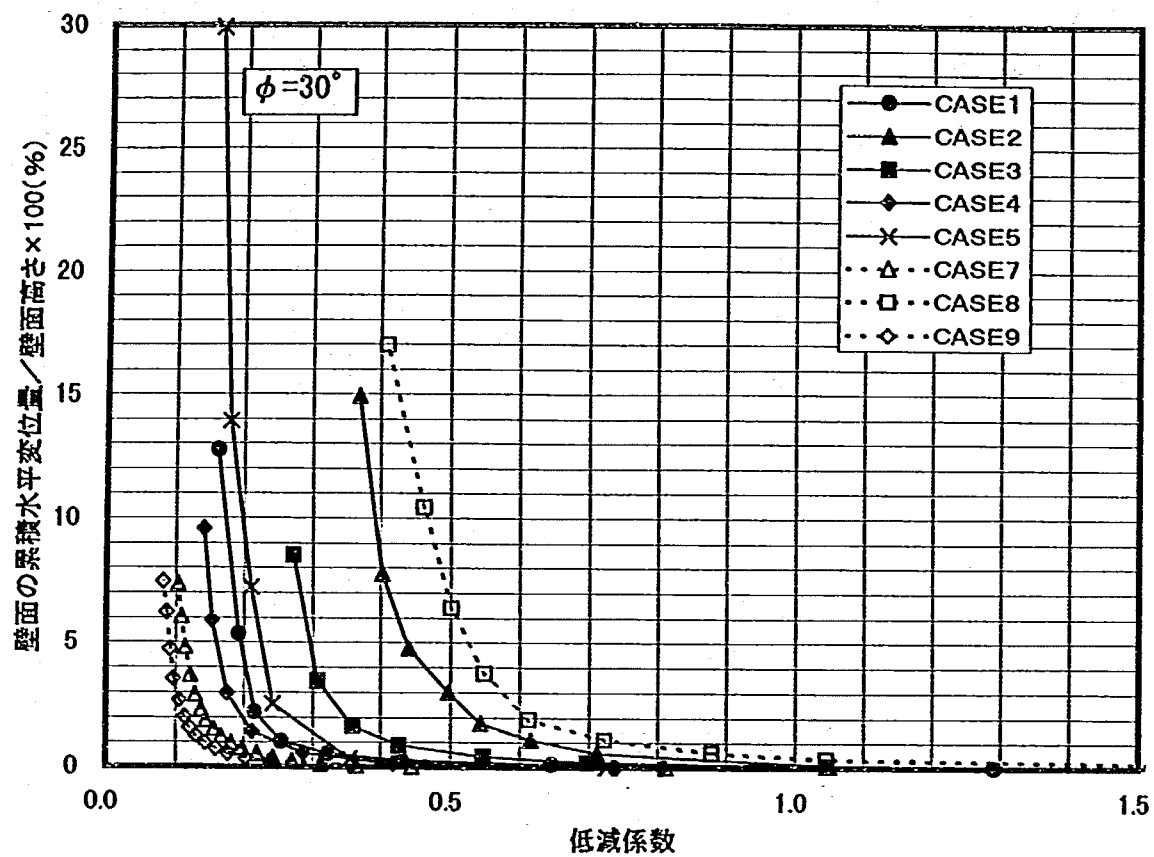


(a) $\phi = 30^\circ$

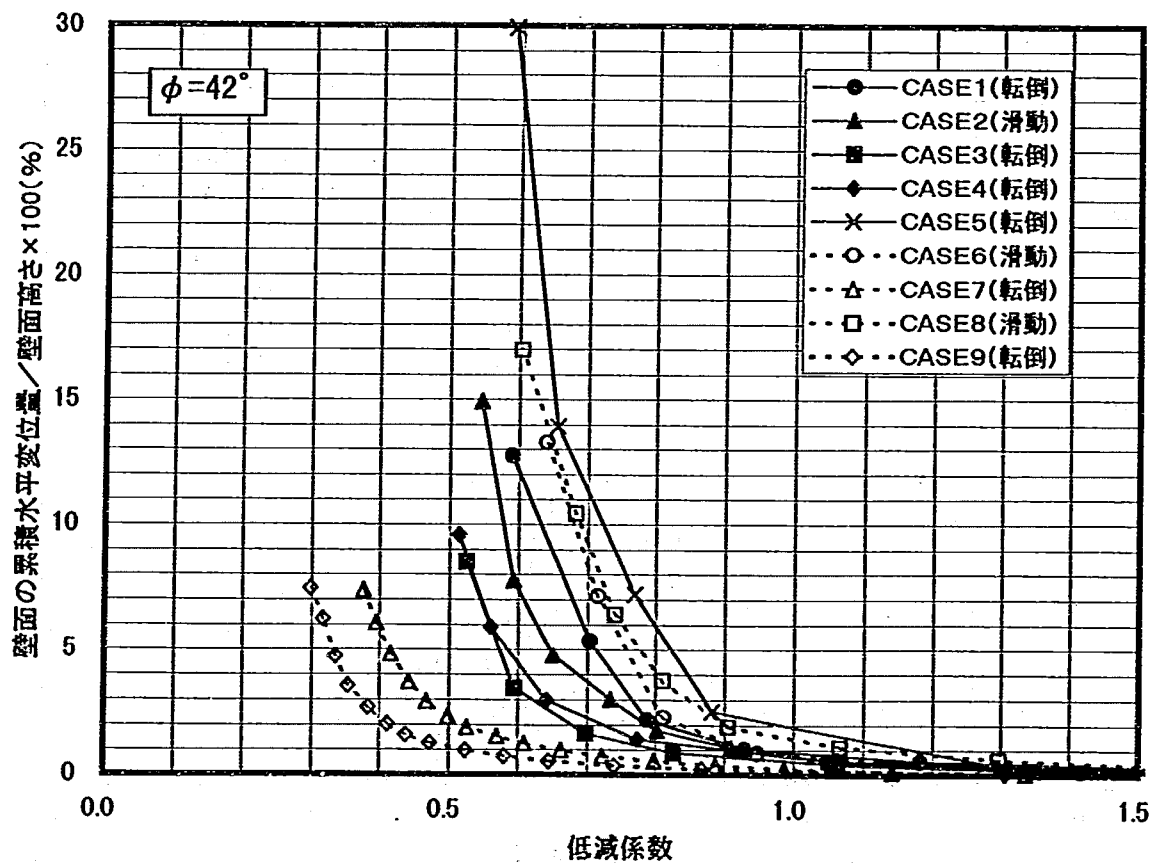


(b) $\phi = 42^\circ$

図5.2.7 安全率と壁面水平変位量の関係

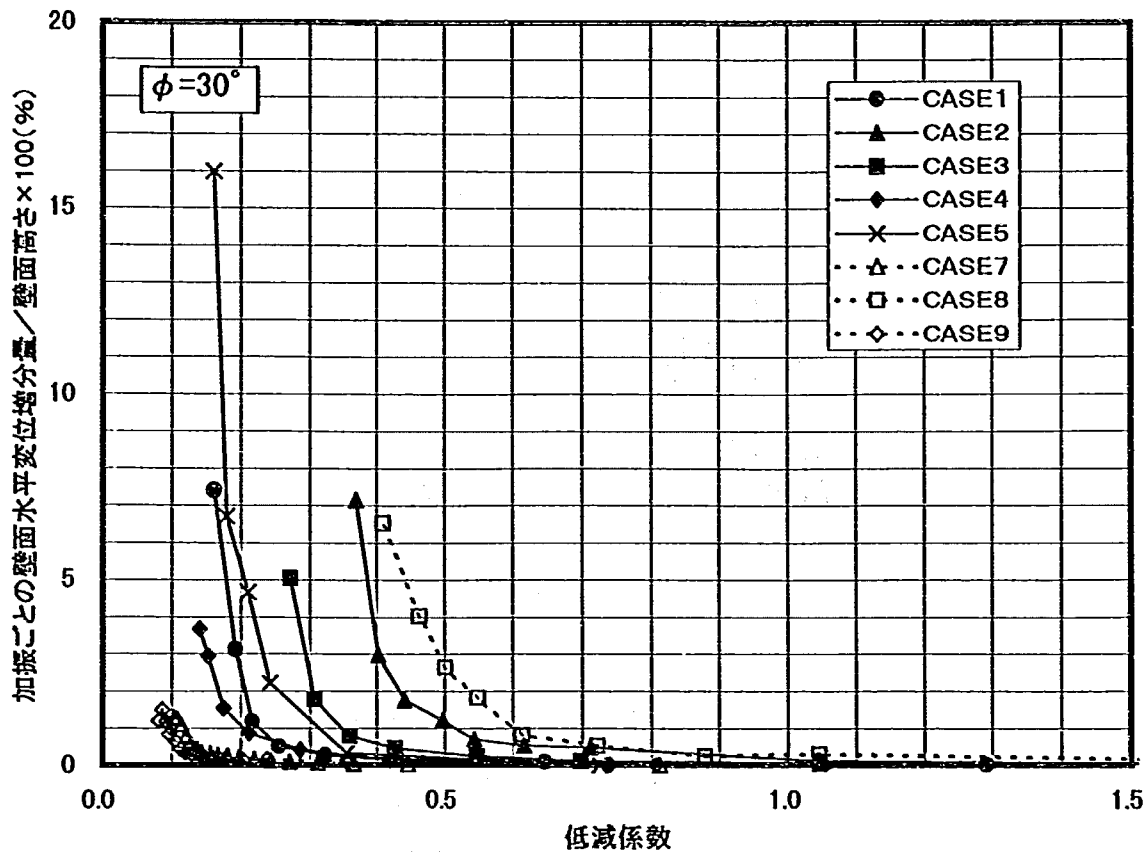


(a) 累積値 ($\phi = 30^\circ$)

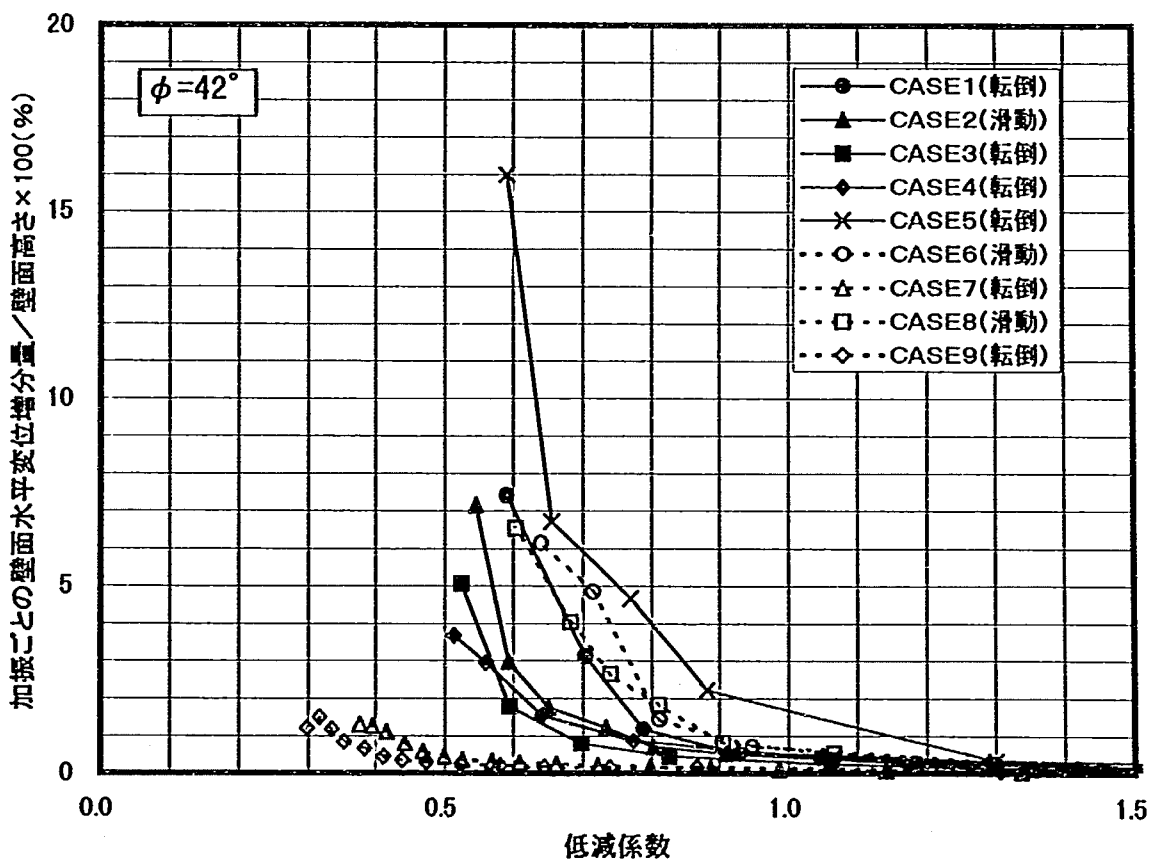


(b) 累積値 ($\phi = 42^\circ$)

図5.2.8 低減係数と壁面水平量の関係①



(c) 増分値 ($\phi=30^\circ$)



(d) 増分値 ($\phi=42^\circ$)

図5.2.8 低減係数と壁面水平量の関係②

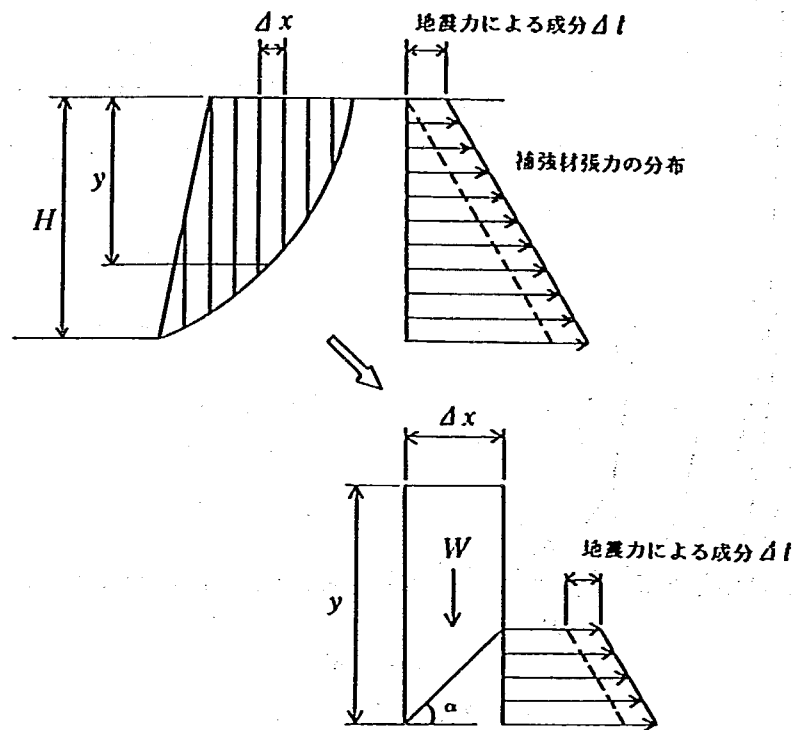
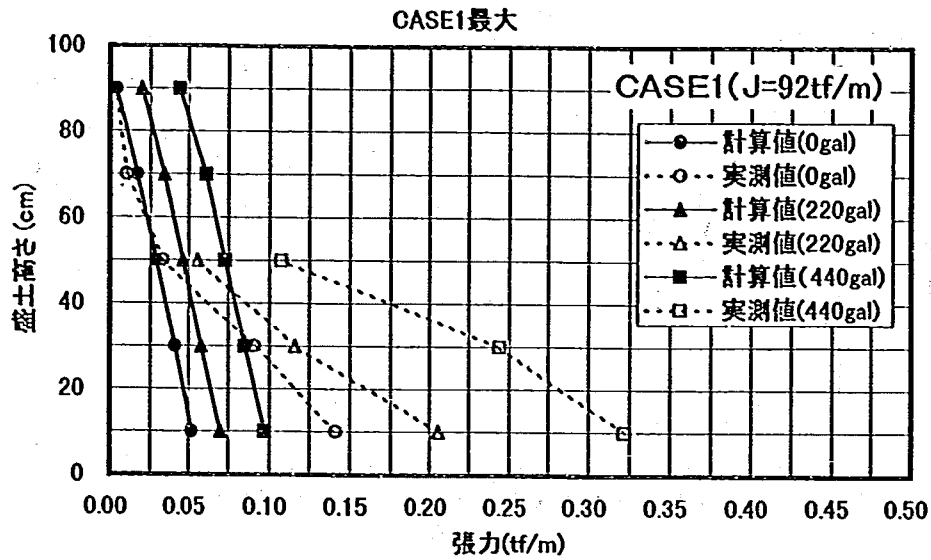
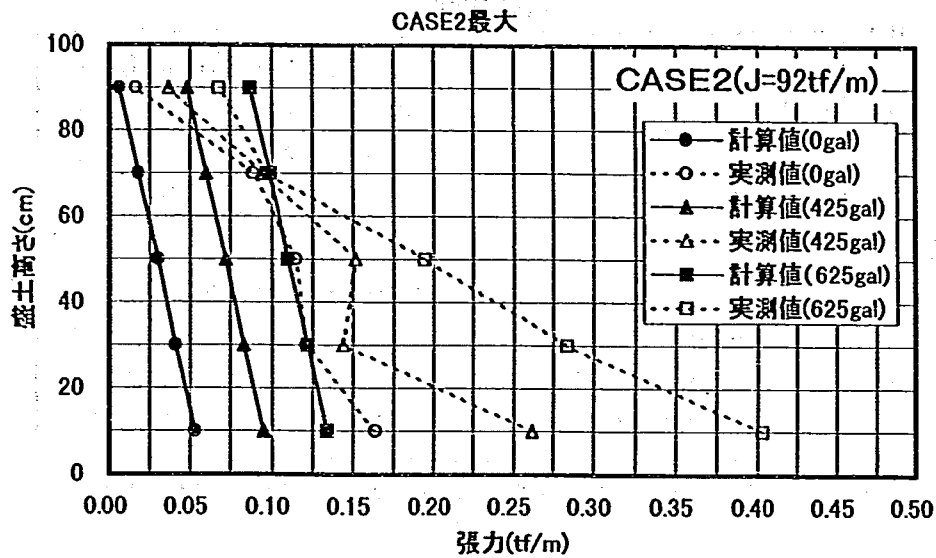


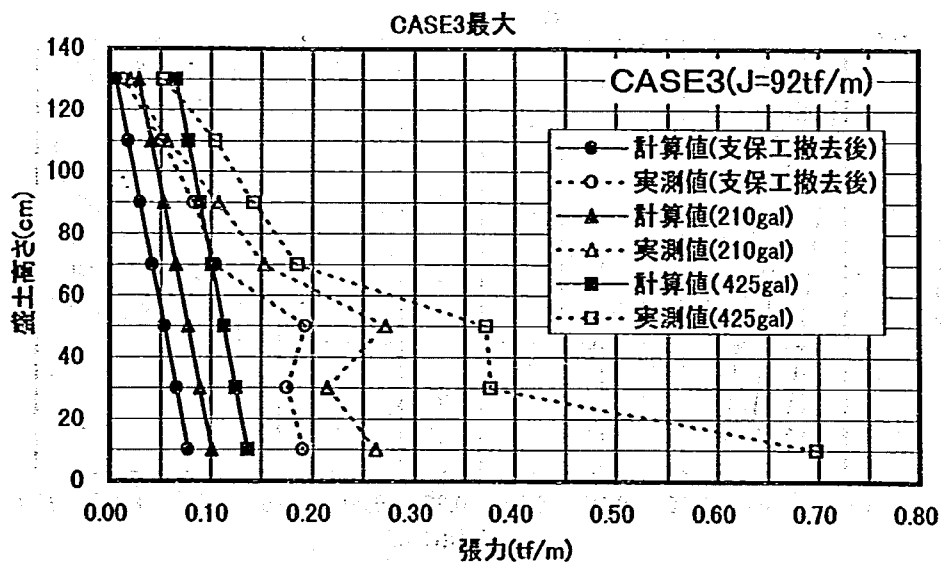
図5.3.1 補強材張力の分布の仮定



(a) ケース 1



(b) ケース 2



(c) ケース 3

図5.3.2 最大張力の深度分布図①

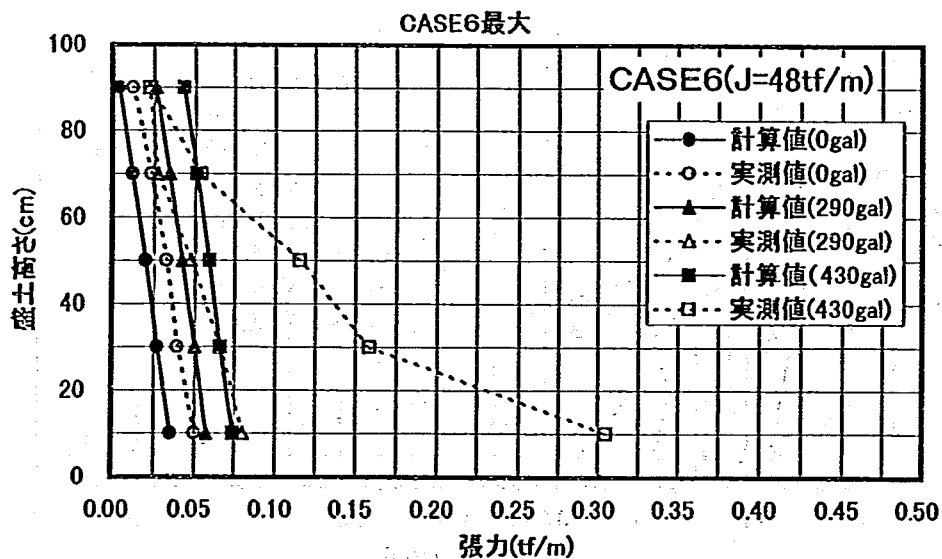
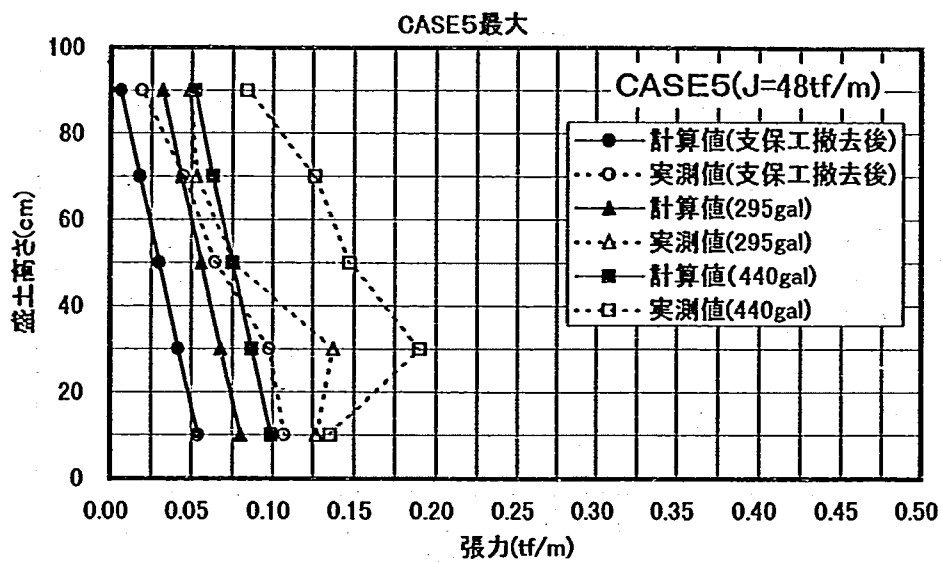
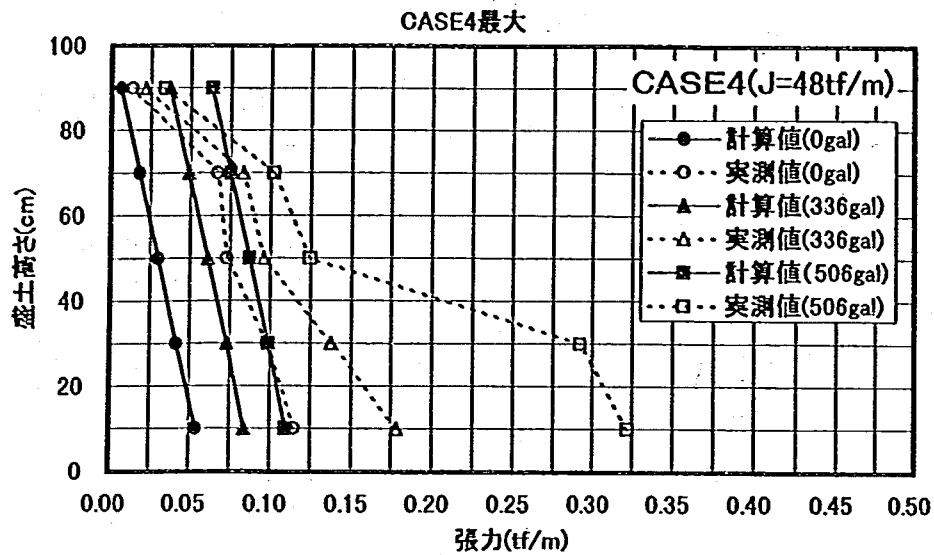
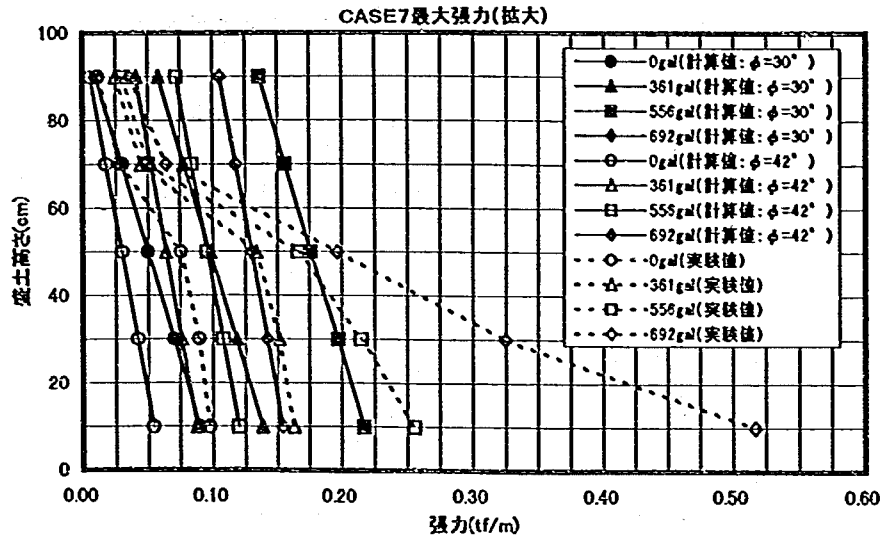
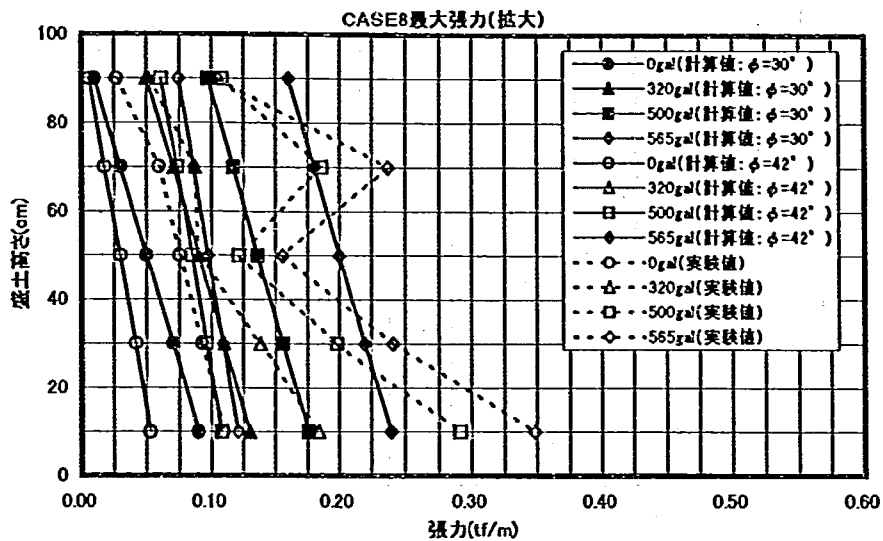


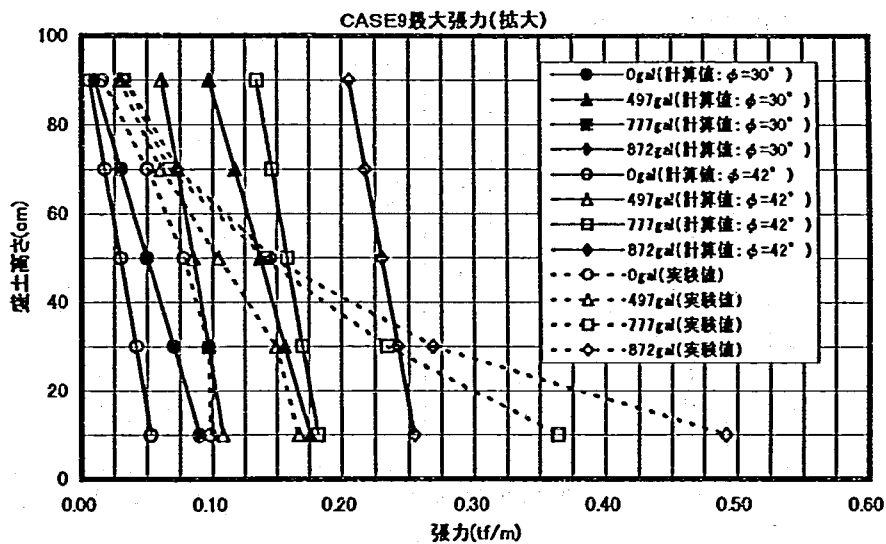
図5.3.2 最大張力の深度分布図②



(g) ケース 7

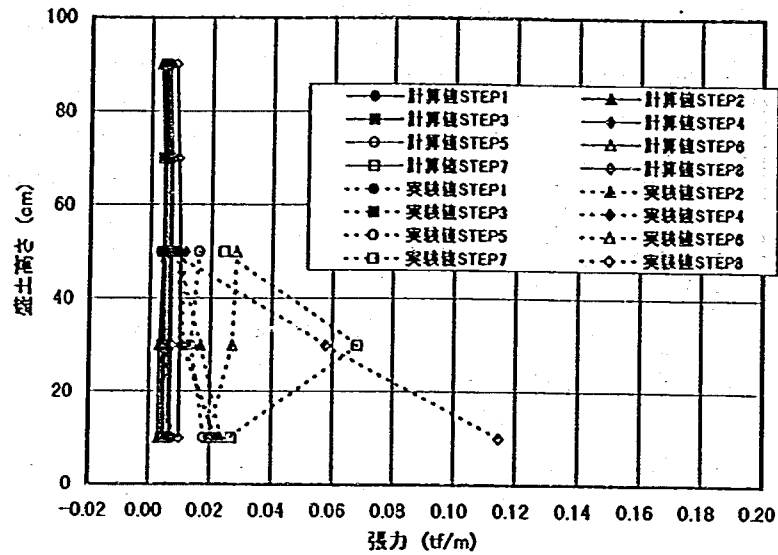


(h) ケース 8

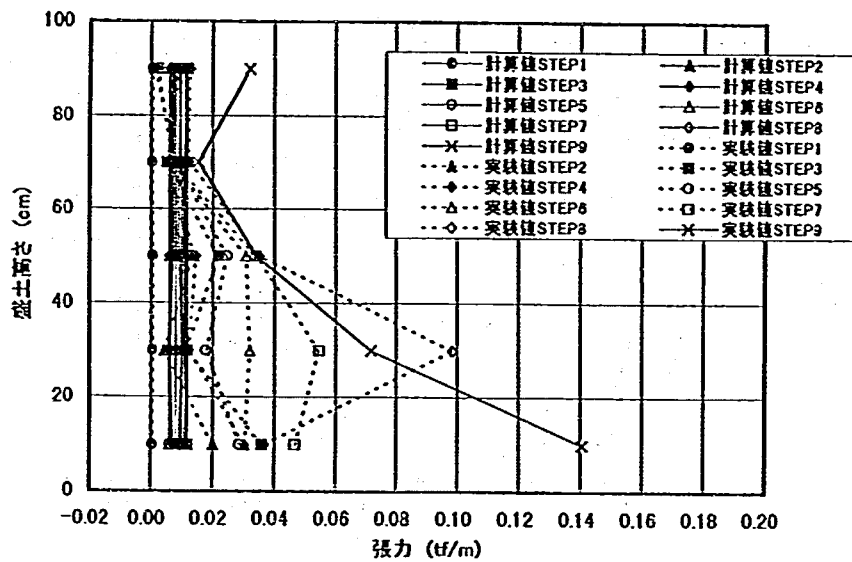


(i) ケース 9

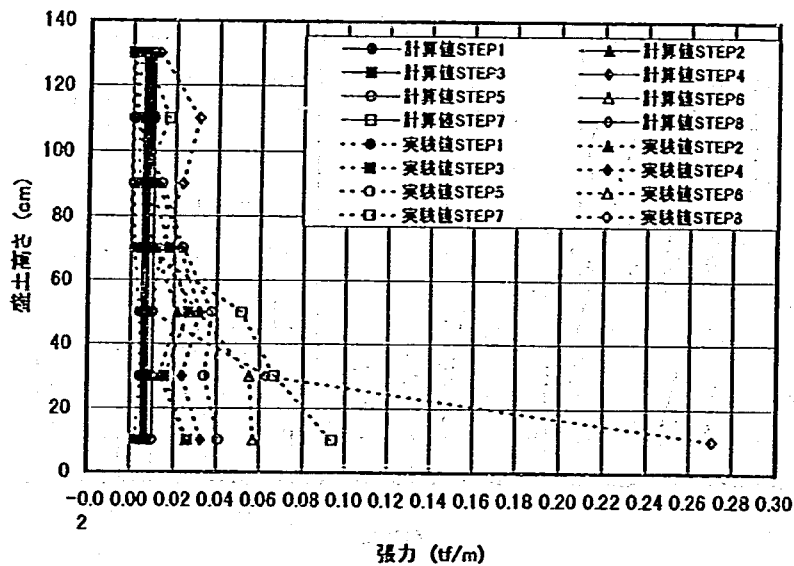
図5.3.2 最大張力の深度分布図③



(a) ケース 1

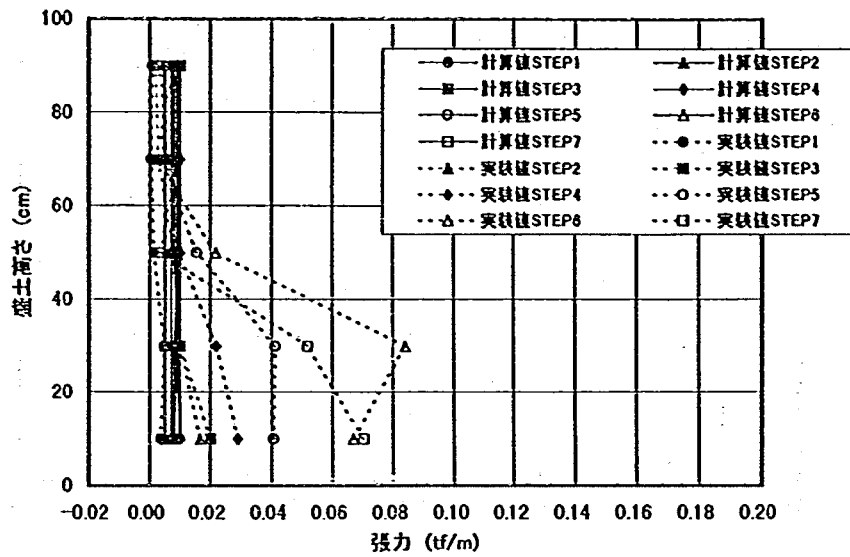


(b) ケース 2

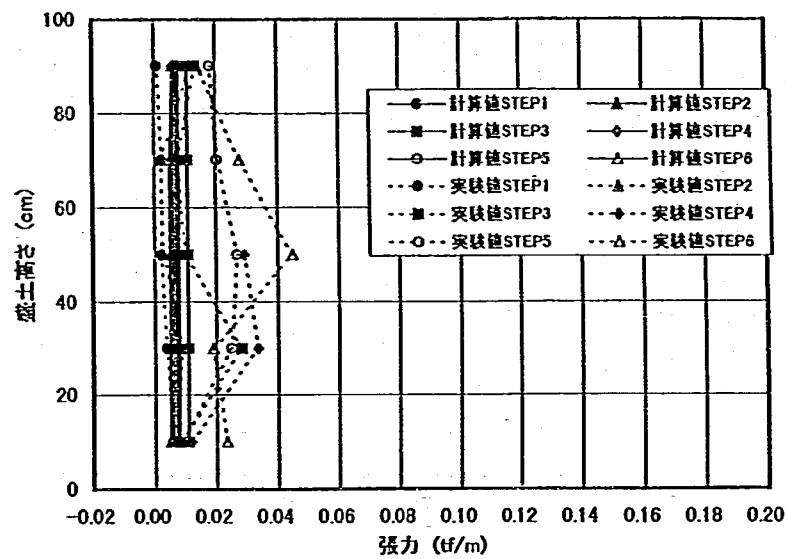


(c) ケース 3

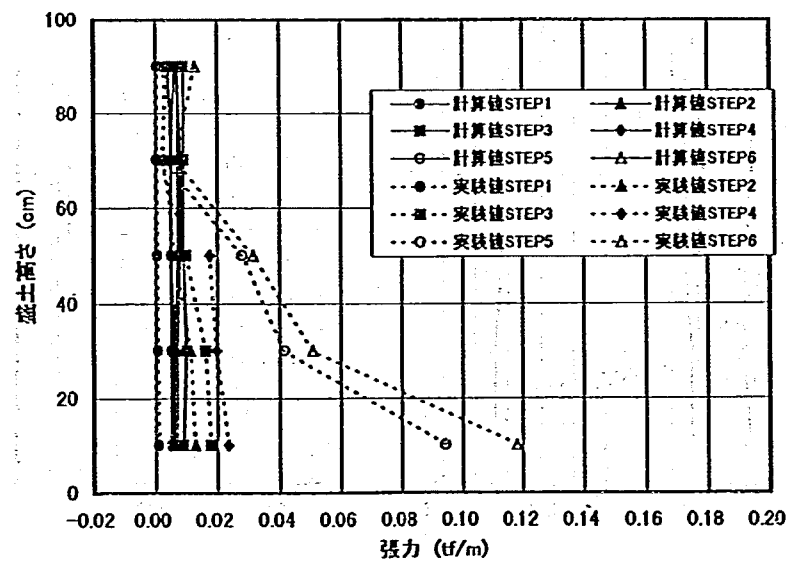
図5.3.3 地震時の増分張力の深度分布図①



(d) ケース 4



(e) ケース 5



(f) ケース 6

図5.3.3 地震時の増分張力の深度分布図②

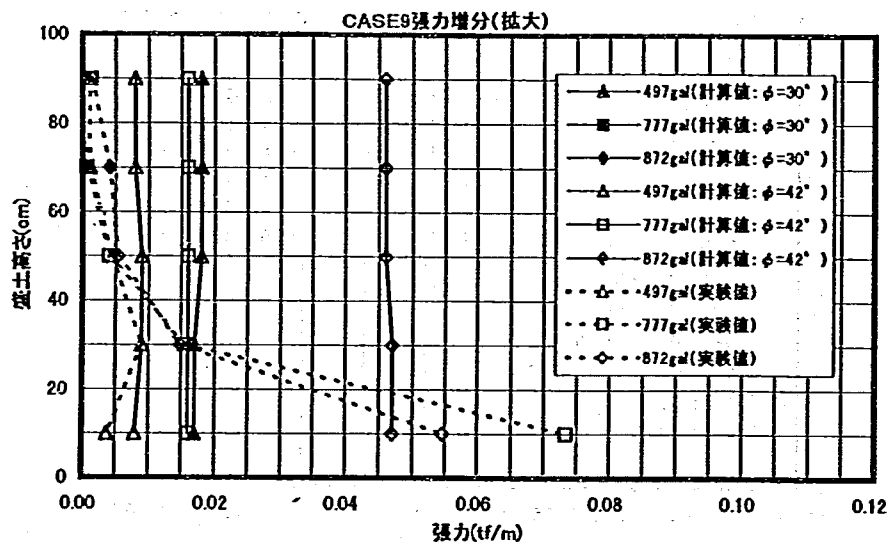
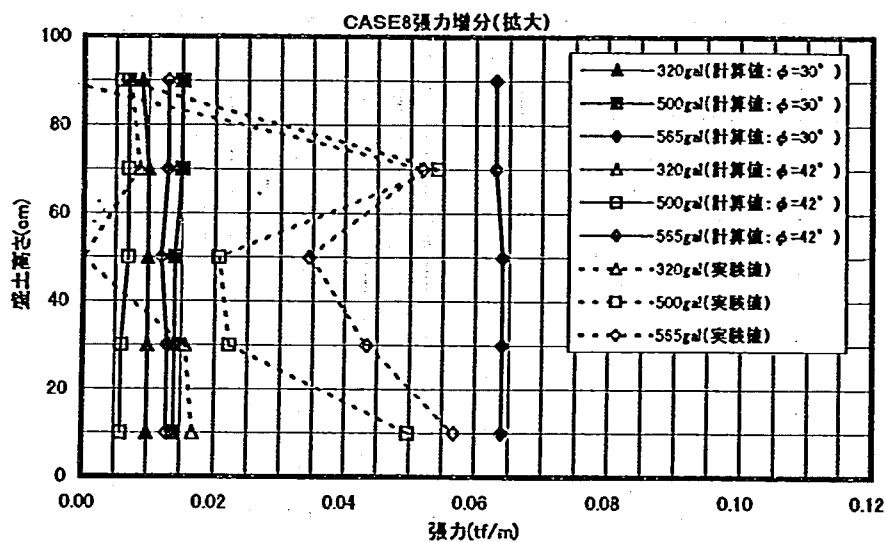
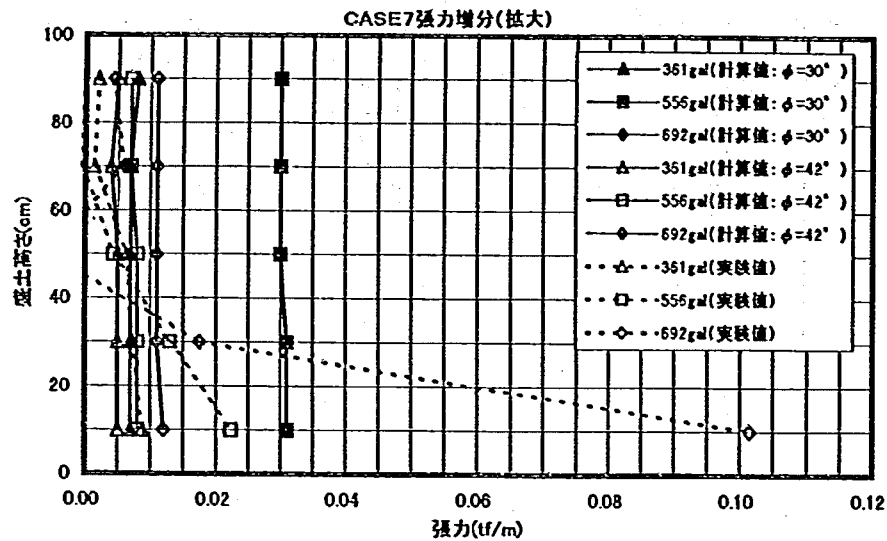
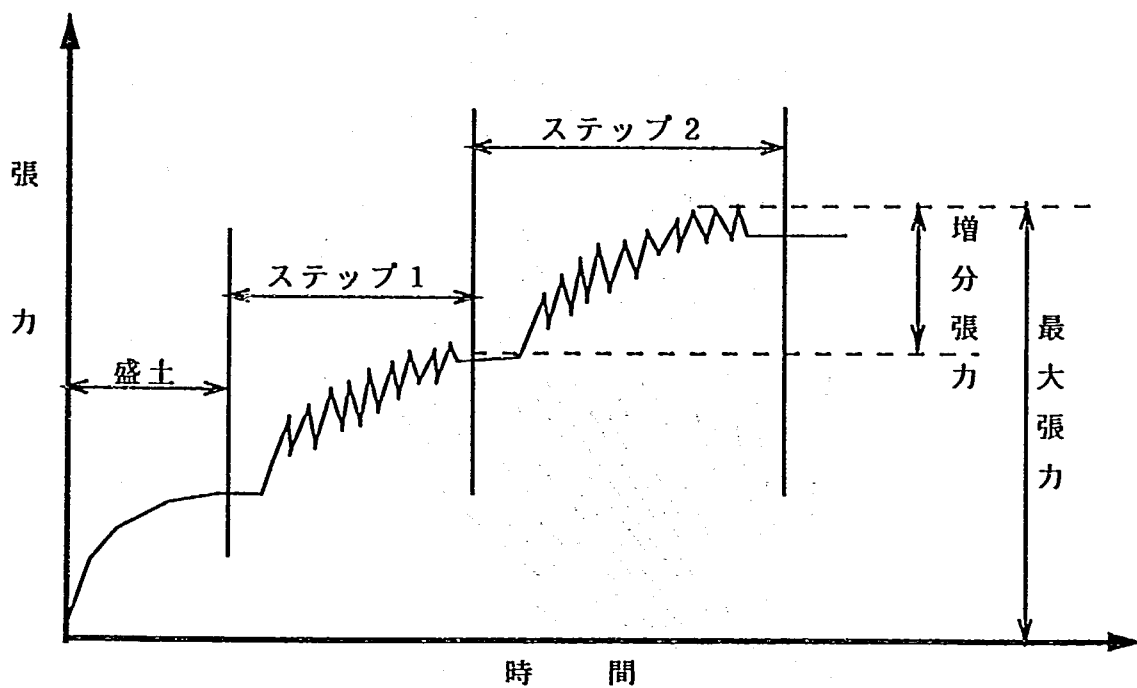
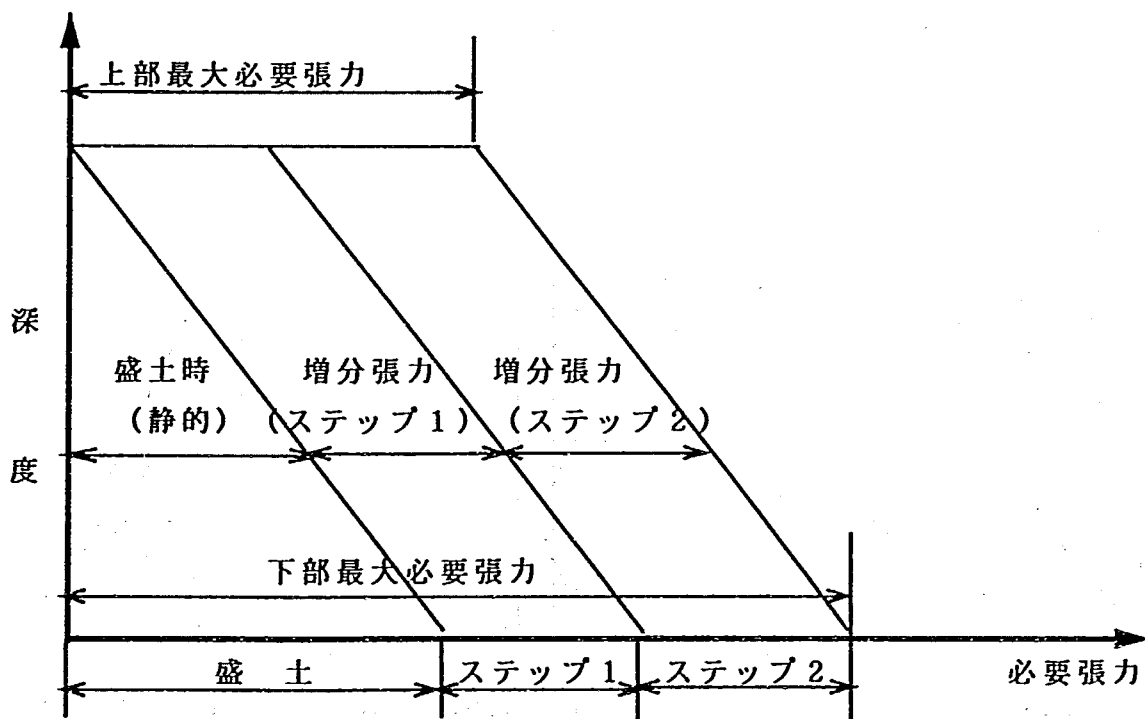


図5.3.3 地震時の増分張力の深度分布図③



(a) 実験時の張力



(b) 安定計算による張力

図5.3.4 最大張力、増分張力の定義

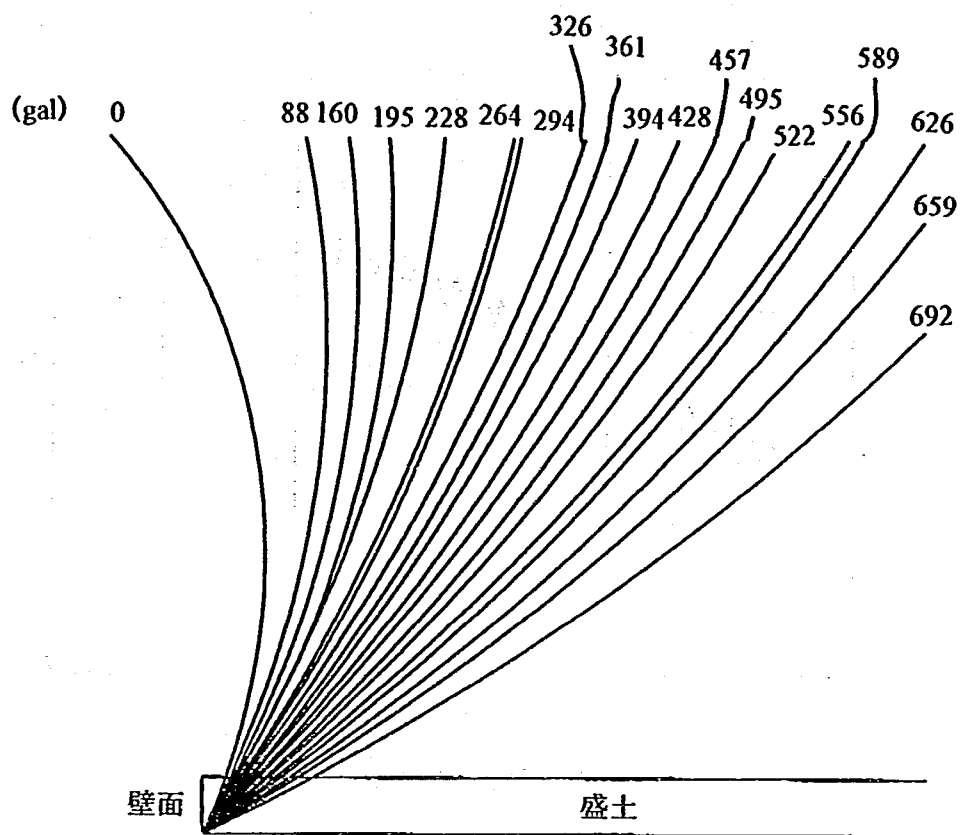


図 5.3.5 マニュアルによる必要補強材張力の最大値が求まる円弧

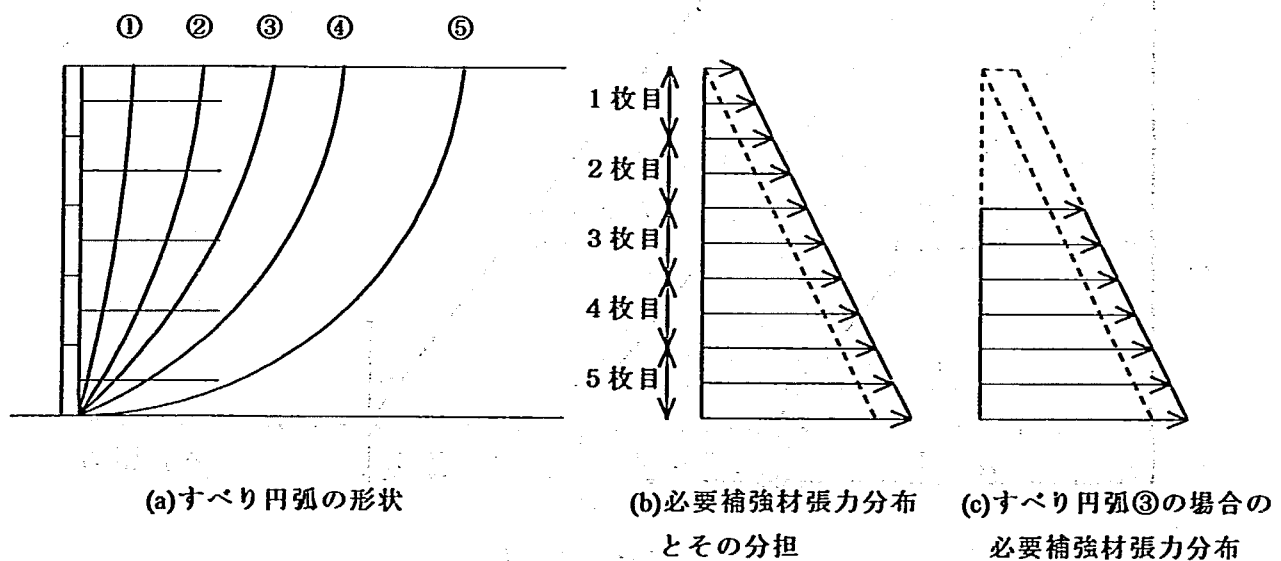


図5.3.6 補強材に発生する張力

第6章 変形量予測手法の適用性に関する検討

現行の震度法にもとづく極限つり合い設計法は地震による変形量を直接的に考慮できない。兵庫県南部地震のような大規模地震動に対してはある程度の変形を許容することにより合理的な設計とすることが望ましく、将来的には大規模地震動に対しては変形量にもとづく設計法に移行する必要がある。そのためには簡易的な変形量予測手法の開発が必要である。

第2章に述べたように、補強土壁の地震時変形量予測に関する研究はきわめて少ない。村田ら(1990)は累積損傷度理論(Donovan, 1972)の適用を試みている。また、Caiら(1996)、Lingら(1996)はNewmarkのすべりブロック法(Newmark, 1965)の適用を提案している。本章では実験模型を対象に上記2手法を用いて変形量を予測し、実験結果と比較検討した。

6.1 累積損傷度理論

6.1.1 計算方法

ここでは模型条件が同一で入力加速度波形が異なるケース1、4、7を検討対象とする。ケース1は正弦波5Hz 20波、ケース4は兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測されたN-S成分の原波形(以下、神戸波、卓越周波数1.5Hz)、ケース7は神戸波の卓越周波数が5Hzになるように時間軸を調整した波形をそれぞれ用いて段階的に加速度を大きくすることにより加振を行っている。いずれのケースにおいても加振加速度が大きくなるにつれて、補強材により補強された領域が盛土前面にはらみだし、最終的には補強領域の背後がくさび状に落ち込むような変形が生じた。壁面の変形は盛土中央高さにおいて最大となったため、この点における水平変位量DH2に着目して検討を行った。以下では、ケース1の実験結果を用いてケース4およびケース7の水平変位量を予測する。

まず、正弦波で加振したケース1について、各加振ステップごとに所定の壁面変位(DH2/H=0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 5.0%)に達する波数(繰返し回数)を時刻歴から読みとり、加振加速度との関係をプロットする。図6.1.1に正弦波で加振したケース1の入力加速度と水平変位量DH2の時刻歴の例を示す。入力加速度が盛土背面方向に作用しているときに壁面の変形は盛土前面方向に進行し、加速度が反対向きになるときに盛土背面方向に戻る様子が確認できる。したがって、ここでは盛土前面方向の変形と背面方向の変形との差を正弦波1波による変形とする。なお、変形は各加振ステップで残留していくが、各加振ステップごとの増分変形に着目して整理した。図6.1.2にケース4の334gal加振における入力加速度と水平変位量DH2の時刻歴を示す。この図から図6.1.1と同様に入力加速度が盛土背面方向に作用しているときに壁面の変形が進行するという傾向が読みとれる。また、加速度が小さい場合には壁面の変形にほとんど寄与しないことがわかる。

次に、繰返し回数と加振加速度との関係を用いて、累積損傷度理論により実地震波で加振したケース4およびケース7について変形の予測を行った。累積損傷度D(d)は、以下の式で与えられる。

$$D(d) = \sum \frac{N_i}{N_r}$$

ここに、 N_i ：任意の加振加速度 a の繰返し回数

N_d ：任意の加振加速度 a により所定の壁面変位 d に達する繰返し回数

上述の繰返し回数と加振加速度との関係は正弦波 1 波による変形にもとづいていることから、図6.1.2に示すように盛土前面方向と背面方向の加速度波形を地震波 1 波と考え、任意の加振加速度の繰返し回数 $N=1$ とする。そのときの加振加速度は、壁面の変形が盛土前面方向に進行する、盛土背面方向に作用するときの加速度とする。一般に、地震波 1 波の加速度のピークは正負で一致しないが、地震波全体では平均化されるものと仮定する。

地震波の最大加速度を変化させて、所定の壁面変位 d に対する累積損傷度 $D(d)$ を計算する。累積損傷度 $D(d)=1$ となるとときに所定の壁面変位 d に達すると判断できる。

6. 1. 2 計算結果

図6.1.3にケース 1 の実験結果から得られる繰返し回数と加振加速度の関係を示す。なお、各加振ステップにおいて波数と壁面変位はほぼ直線関係にあるため、繰返し回数20回以上の変位は推定してプロットした。図中の曲線がそれぞれ所定の壁面変位 d に対して求める関係を表している。なお、ここでは壁面変位 d を水平変位量 $DH2$ ／盛土高としている。この図から今回の実験模型については150gal程度以下の加振加速度は壁面の変形に寄与しないことがわかる。

この曲線を用いて、各地震波に対して累積損傷度 $D(d)$ を計算した結果を図6.1.4に示す。累積損傷度 $D(d)$ が 1 以下のときは、壁面変位が所定の値に達していないことを表している。この図から地震波で加振したケース 4 およびケース 7 の壁面変位を予測し、実験結果と比較した結果を図6.1.5に示す。実験結果には各加振ステップにおける変形量の増分を用いた。同図からケース 4 では計算値が実測値に比べて1/5倍程度小さいが、ケース 7 では計算値と実測値がほぼ一致していることがわかる。この差異の原因の 1 つには、実験に用いた周波数の違いが考えられる。正弦波の周波数は 5 Hz である。地震波についてはケース 7 は卓越周波数を正弦波の周波数 5 Hz に合わせたがケース 4 の卓越周波数が 1.5 Hz と低い。つまり、同じ加振加速度でも卓越周波数の低い地震波の方がより変形に寄与する時間が長いため、ケース 4 では正弦波で加振した結果にもとづいた計算値が実験値に比べて小さくなったと考えられる。同様の結果は液状化性地盤上の盛土においても確かめられている (Koga et al., 1990)。したがって、変形量を予測する手法としては時間の効果を直接考慮できる方法の方が望ましいと考えられる。

6. 2 Newmark法

6. 2. 1 計算方法

Newmark法は累積損傷度理論とは異なり、時間の効果を考慮することができる。この方法はNewmark (1965) によって提案されたモデルであり、潜在的なすべりブロック (すべり土塊) を平面上の剛体と見なしてすべりブロックの変形量を計算するものである。すなわち入力加速度が剛体底面の摩擦係数から定まるある限界加速度を超えると剛体が動き始めるものとして計算を行う。したがって、入力加速度の時刻歴波形と限界加速度が与えられれば、入力加速度の時刻歴を限界加速度を上回

った時間帯において時間で2回積分することによりすべりブロックの変形量を予測することができる。

6. 1と同様に模型条件が同一である正弦波で加振したケース1、神戸波で加振したケース4およびケース7の計3ケースを対象に変形量を予測した。なお、すべりブロックは盛土背面方向には動かないものと仮定した。限界加速度は以下の3種類を用いた。

- ①現行設計法にもとづく安定計算において滑動に対する安全率が $F_s=1.0$ となる加速度：709gal
- ②現行設計法にもとづく安定計算において円弧すべりに対する安全率が $F_s=1.0$ となる加速度：348gal
- ③模型実験において潜在的すべりブロックに伝わる応答加速度が頭打ちとなった加速度：300gal

6. 2. 2 計算結果

まず始めに、限界加速度の変位量に及ぼす感度を調べるために限界加速度を100～400galに変化させてすべりブロックの変形量を計算した。図6.2.1に限界加速度と予測変位量の関係を示す。変位量は各ステップの変位量を累積している。いずれのケースにおいても当然ながら限界加速度が小さいほどすべりブロックの変位量は増加しており、限界加速度に非常に敏感であるといえる。したがって、Newmark法においては限界加速度の決定方法が非常に重要であることがわかる。

図6.2.2に計算結果の一例として、ケース4の最大加振加速度464galの加振ステップにおける入力加速度（実測値）、計算されたすべりブロックの速度、変位量の計算値および実測値の時刻歴を示す。変位量の実測値は盛土中央高さの水平変位量DH2を示している。同図(a)中の点線は上記③の限界加速度である300galのレベルを表す。同図(c)より定量的な変位量は一致しないが、大きな変形が生じている時刻は一致している。

図6.2.3に3種類の限界加速度を用いて計算した変位量と実測値（DH2）の比較図を示す。横軸は最大加振加速度、縦軸は各加振ステップの累積変位量である。いずれのケースにおいても計算値は実測値よりも小さい。計算値の中では実験における限界加速度（300gal）を用いた場合が最大であるが、実測値の1/4～1/2程度である。この原因として主に以下の2点が考えられる。

- ①計算の簡素化のためすべりブロックを剛体と仮定しているが、実際には補強領域は盛土中央部がはらみ出すような変形を生じている。計算上はすべりブロック内における変形が考慮されていないため、変形量が小さく評価されている。
- ②実験における限界加速度を300galに設定したが、模型実験における最大加振加速度と壁面の水平変位量の関係図を見ると加振加速度250gal程度を超えると変形が生じ始めている。仮に限界加速度を250galに設定すると図6.2.1よりケース1は90mm、ケース4は80mm、ケース7は76mmとなる。一方、実測値はケース1は125mm、ケース4は95mm、ケース7は74mmであるため、両者の差はかなり小さくなる。

以上より、限界加速度を適切に評価できれば、Newmark法を補強土壁の変形量予測手法として用いることができると考えられる。

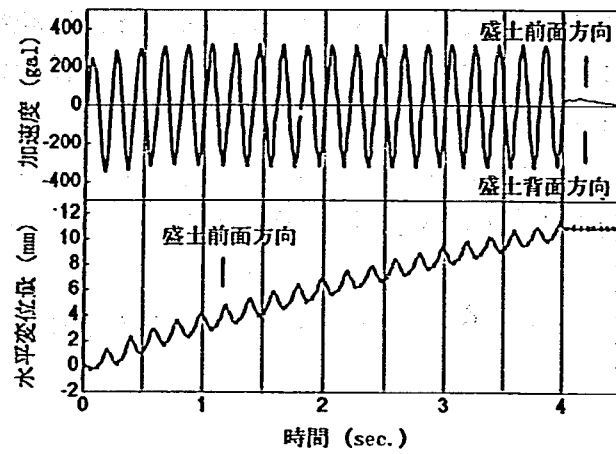


図6.1.1 正弦波加振時の時刻歴

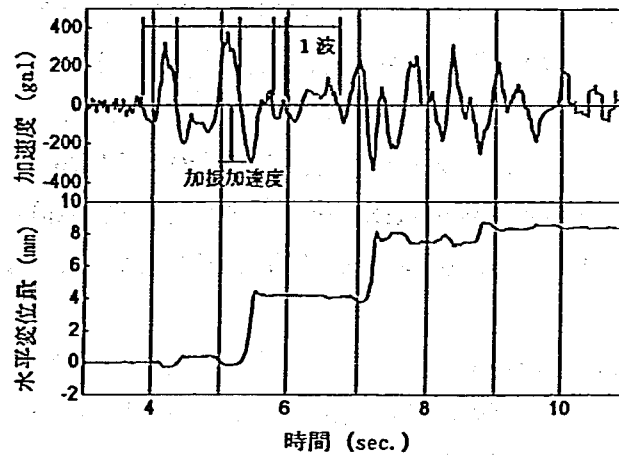


図6.1.2 地震波加振時の時刻歴

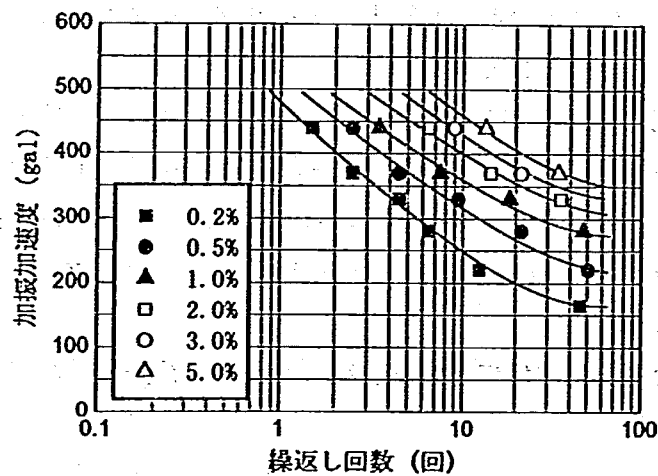
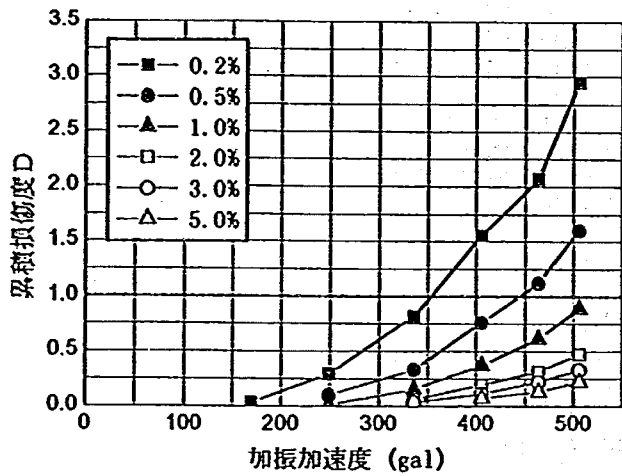
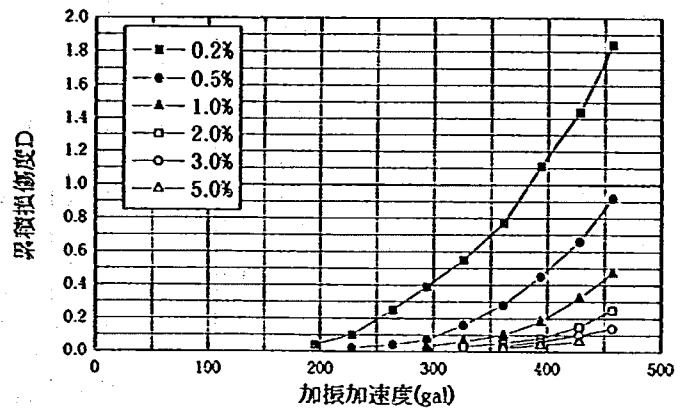


図6.1.3 繰返し回数と加振加速度との関係

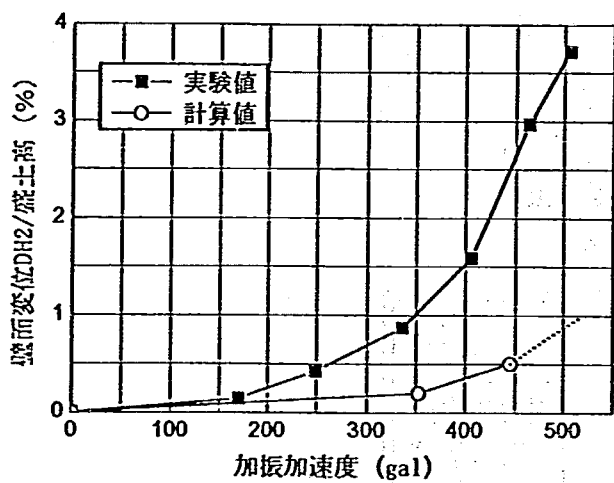


(a) ケース 4

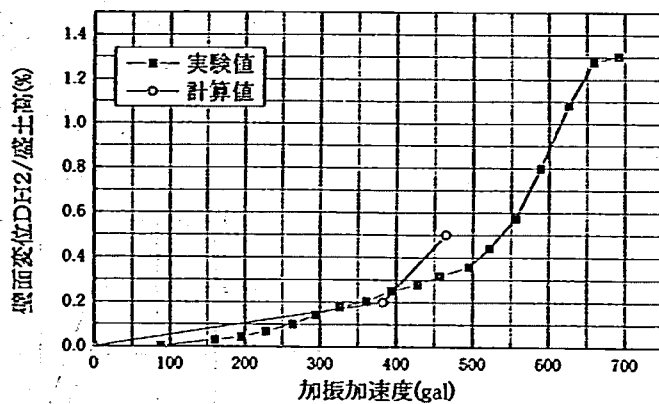


(b) ケース 7

図6.1.4 加振加速度と累積損傷度との関係

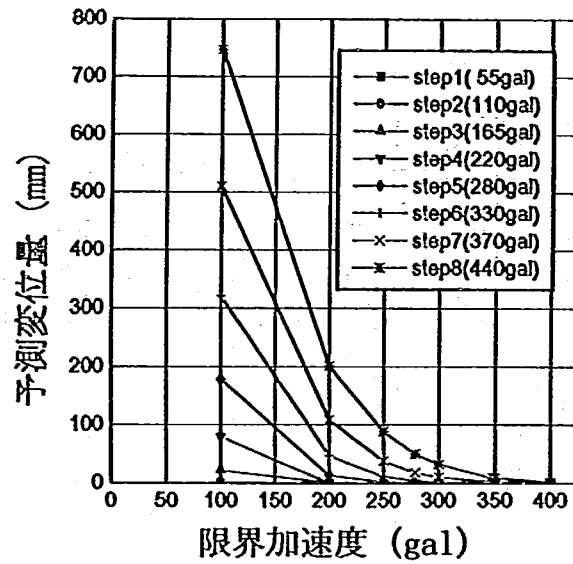


(a) ケース 4

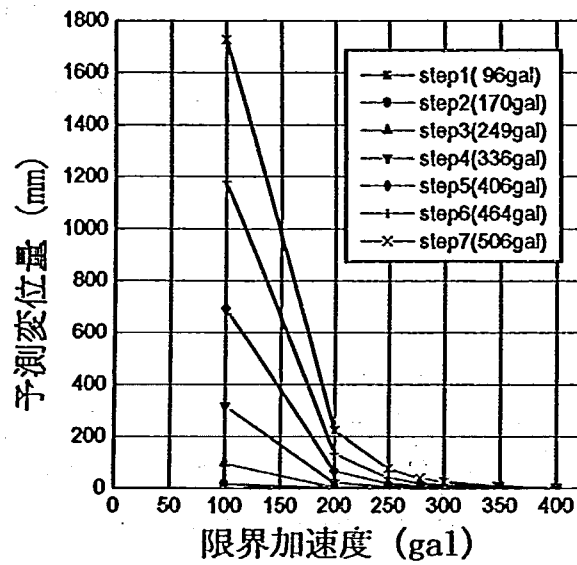


(b) ケース 7

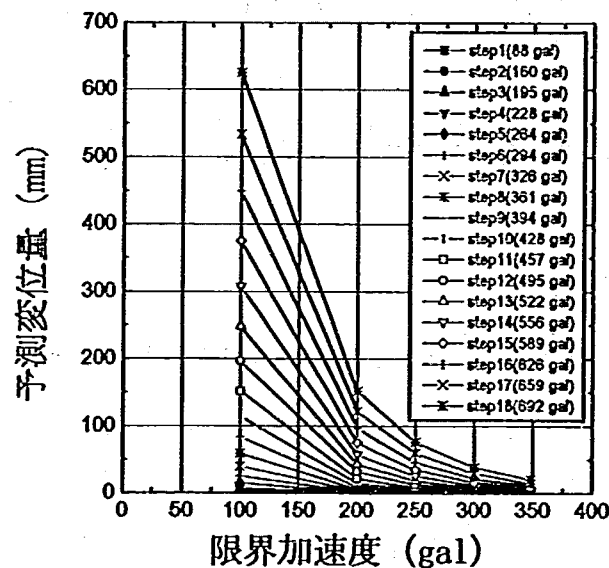
図6.1.5 加振加速度と壁面変位量との関係



(a) ケース 1



(b) ケース 4



(c) ケース 7

図6.2.1 限界加速度と予測変位量の関係

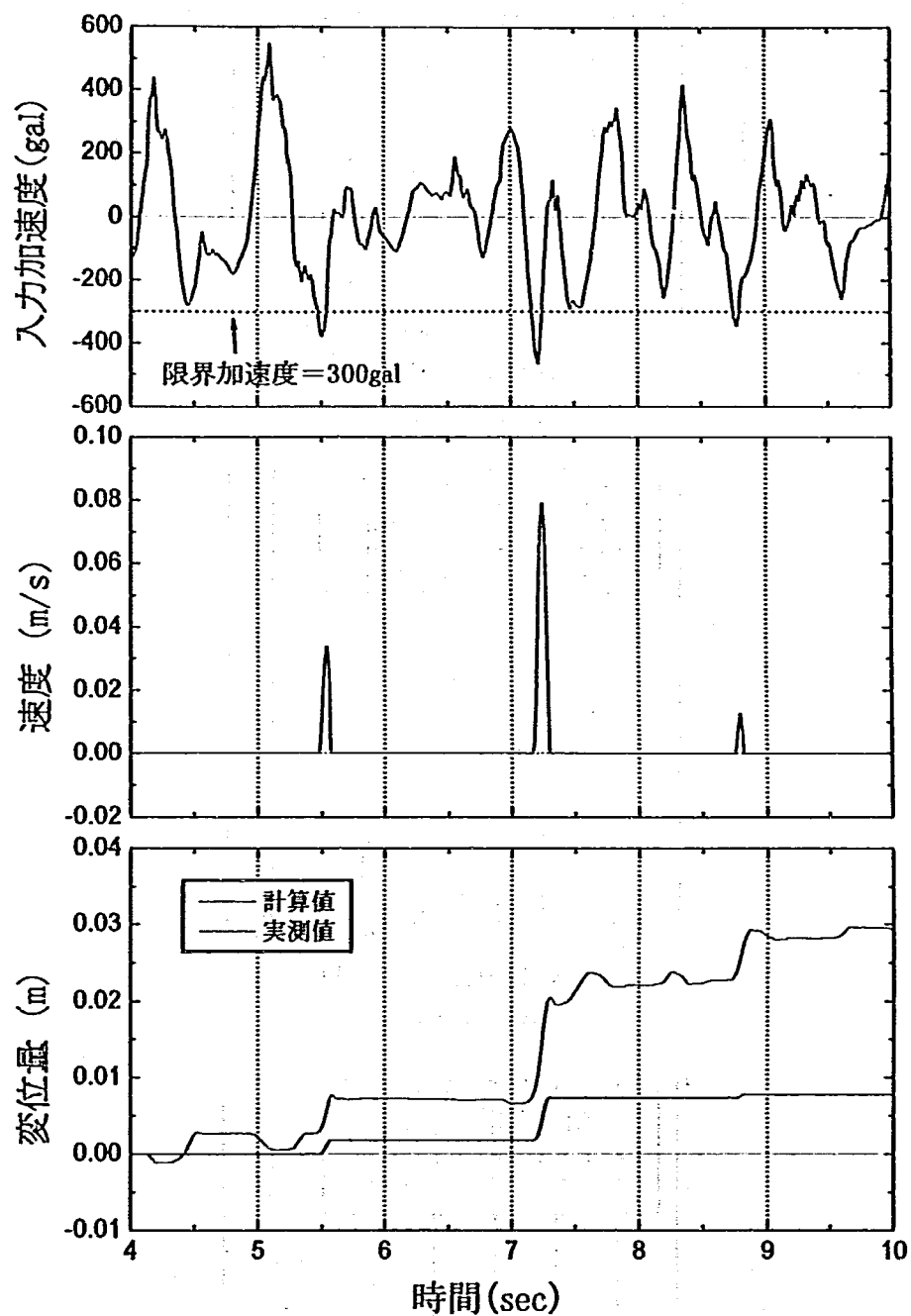
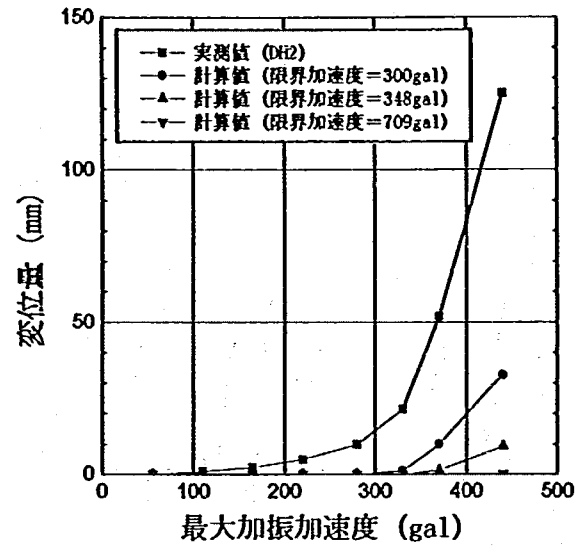
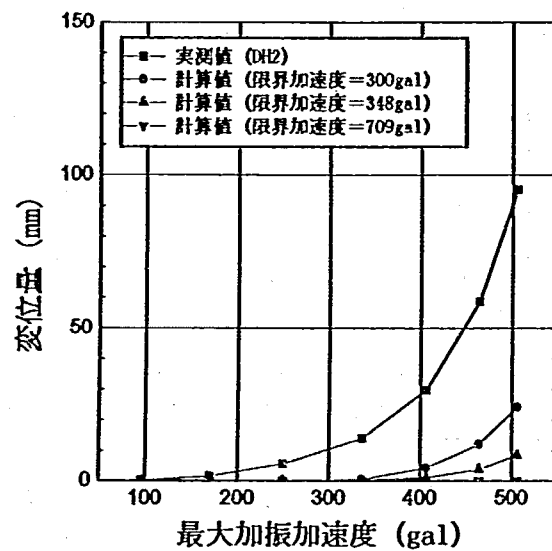


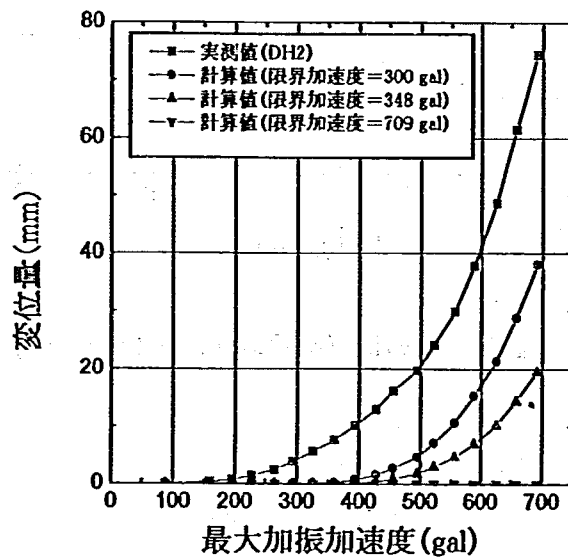
図6.2.2 計算結果の例 (ケース4、464gal加振時)



(a) ケース 1



(b) ケース 4



(c) ケース 7

図6.2.3 最大加振加速度と変位量の関係

第7章 まとめおよび今後の課題

壁面工を有する垂直なジオテキスタイル補強土壁の模型振動台実験を実施し、この実験を対象に現行設計法を用いた安定検討および変形量予測手法の適用性に関する検討を実施した。これらの実験および数値計算で得られた知見をまとめると以下のとおりである。

(1) 分割型壁面と一体型壁面を比較すると変形モードが大きく異なり、分割型では中段部がはらみ出すような変形であり、一体型では下端を中心とした単純せん断変形モードであった。なお、背面盛土には、いずれの場合にも、補強領域と無補強領域の境界面に沿って楔状のすべりモードが生じた。

(2) 壁面の最大水平変位量は、分割型よりも一体型の方が大きくなった。

(3) 分割型壁面を用いた実験で、補強材が長いほど、盛土高は低いほど、壁面勾配をやや寝かせるほど、地震による最大変位量は小さくなった、すなわち耐震性が高くなった。

(4) 補強土壁の残留変形量は、入力加速度の最大値が同じでも、その特性により大きく異なった。すなわち、正弦波20波よりも実地震動波形入力の方がはるかに小さかった。また、地震動の卓越周波数が高いほど残留変形量は小さかった。

(5) 壁面に作用する土圧分布、補強材に発生する張力分布は壁面の変形モードに影響され、分割型の場合にはともに壁面最下部に局所的に大きな値が発生したが、一体型の場合には深さ方向にほぼ均等に発生した。

(6) 壁面に作用する土圧、補強材張力のいずれも、加振により増加した。その増分を振動成分と漸増成分に分けると、漸増成分の方が一般にかなり大きかった。漸増成分は加振の継続により単調に増加した。このことは、地震動による土圧、張力増分が地震動の大きさに比例すると仮定している現行設計法とは定性的に一致しない。

(7) 土質定数に実測値を用いた場合には、現行設計法にもとづく模型の設計震度は模型の破壊加速度に比べてはるかに小さく、設計震度と同等の加速度レベルにおける変形は最大でも盛土高比1.5%程度にとどまっている。また、実地震動波形を入力した実験結果に限定すれば、その変形量はより小さい。L1地震動に対しては軽微な被害にとどめることを目標とすれば、設計震度は想定される地震の最大加速度を震度換算した数値と高々同程度、より一般にはそれよりも小さめに設定してよいと考えられる。

さらに、L2地震に対しては盛土高の3%程度（便宜上の値）の変位量を許容し、壊滅的な被害を防止することを目標とすれば、設計震度は想定される地震の最大加速度を震度換算した数値の0.25～0.3倍程度に設定することができると考えられる。

(8) 補強材に発生する張力について現行設計法による計算値と実験値を比較すると、全般的に実験値の方が大きくなる傾向にあった。

(9) 変形量予測手法として累積損傷度法およびNewmark法の2手法の適用性を検討した結果、累積損傷度法は上記(4)に述べた入力地震動の周波数の影響を考慮できないため適用性は低いこと、Newmark法についてはすべりブロックの限界加速度を適切に評価することができれば補強土壁の変形

量予測手法として適用できる可能性があることを示した。

今後の課題として以下のことが挙げられる。

(1) 補強盛土の補強メカニズムを正しく理解すること。

これは、設計法の合理化のために不可欠である。有限要素解析を実施し、実験データと突き合わせることを試みる必要がある。

(2) 補強材張力の予測

上記(8)に、実測の補強材張力は現行設計法で評価される値より大きかったという結果を述べたが、これが正しいとすれば、現行設計法は危険側ということになる。このようなデータが得られた理由として、測定誤差の他に、補強土壁の前面への変位の進行とともに、補強材が剛な壁面工にぶらさがるといった状態になることが原因した可能性が考えられる。上記(1)と併せて究明する必要がある。

また、仮に測定値が正しかったとして、実務設計法の観点からは、補強材の設計強度には材料安全率が見込まれていることなども考慮しておく必要がある。

(3) 変形量予測法の開発

耐震設計では地震動による変形量の大きさを予測することが望ましい。このことは、大規模地震動を考慮する場合、性能設計を志向する場合には、特に必要性が高い。

変形量予測法には、大別して、上記(9)に述べたような簡易な手法と、実現象をより忠実に再現しようとする有限要素解析手法とがある。簡易手法の代表的なものはNewmarkのすべりブロック法であるが、これは剛体1自由度モデルである。しかし、補強土壁はそれ自身の変形が大きいため、これを剛体に置き換えるのはやや無理がある。この点の工夫が必要である。

有限要素解析手法は、第2章にも述べたように、補強土壁の耐震問題にも応用された事例があるが、有効性の検証はこれからの課題である。補強材、壁面工と土のインターフェースのモデル化が重要と考えられる。

参考文献

- 上沢弘、那須誠、小峰利夫、安田祐作：大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究、鉄道技術研究所報告、1972.
- 河邑眞、岡林宏二郎：補強土擁壁の壁面土圧と補強材張力の相互関係に関する遠心力模型実験、土木学会論文集 No. 589/III-42, pp. 263-273, 1998a.
- 河邑眞、岡林宏二郎：補強土擁壁の壁面土圧と補強材張力の相互関係に関する有限要素解析、土木学会論文集 No. 596/III-43, pp. 239-247, 1998b.
- 北本幸義、吉田輝、鬼木剛一、藤崎勝利：補強盛土の動的変形抑制効果、第 13 回ジオシンセティックスシンポジウム論文集、pp. 252-259, 1998.
- 建設省土木研究所他：ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書（その 1）、共同研究報告書 第 5 号、建設省土木研究所、pp. 14-15, 1988.
- 建設省土木研究所：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、土木研究所資料、第 3117 号、1992.
- 古賀泰之、谷口栄一、伊藤良弘、坂口昌彦、中西章、酒見卓也：ジオテキスタイル補強盛土の模型振動実験、第 1 回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集、pp. 57-60, 1986.
- 古賀泰之、伊藤良弘、鷺田修三、島津多賀夫：傾斜地盤上の補強盛土の振動台実験および安定計算法、第 2 回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集、pp. 1-8, 1987.
- 古賀泰之、伊藤良弘、鷺田修三、島津多賀夫：傾斜地盤上のジオテキスタイル補強盛土の耐震性、土木技術資料 30-4, pp. 21-27, 1988.
- 古賀泰之、伊藤良弘、古関潤一、森下義、鷺田修三、谷口栄一：取付盛土の地震時沈下及びその対策に関する調査報告書、土木研究所資料、第 2769 号、1989.
- 古賀泰之、鷺田修三、伊藤良弘：補強盛土の耐震性に関する実験報告書（その 2）、土木研究所資料、第 3066 号、1992.
- 小嶋啓介、山下修平、笠原清磨、横田善弘、丸尾晋一：補強材の敷設による盛土構造物の液状化被害軽減効果に関する検討、第 13 回ジオシンセティックスシンポジウム発表論文集、pp. 237-243, 1998.
- 坂口昌彦、山田清臣、名倉克博、村松正重：ジオテキスタイル補強盛土の補強材の動的ひずみ測定結果について、第 28 回土質工学研究発表会、pp. 2777-2778, 1993.
- 坂口昌彦、山田清臣、田中満：補強盛土のジオテキスタイルと動的変位の関係について、第 49 回土木学会年次学術講演会、pp. 1638-1639, 1994.
- 佐々木康、松尾修、舘山悟：シラス堤防の耐震性に関する検討（その 2）、土木研究所資料 第 1919 号、1983.
- 佐藤正義：遠心力場における補強土壁の振動台実験、土木学会第 48 回年次学術講演会、pp. 1134-1135, 1993.
- 佐藤正義：遠心力場における補強土壁の振動台実験（その 2）、土木学会第 49 回年次学術講演会、pp. 1642-1643, 1994.

- 佐藤正義、社本康広、張建民：遠心力場の振動台実験による補強土壁の耐震性評価、土木学会論文集 No. 523/III-32, pp. 151-161, 1995.
- ジオグリッド研究会：ジオグリッド工法ガイドライン, 1990.
- 斜面・盛土補強土工法技術総覧編集委員会編：斜面・盛土補強土工法技術総覧、(株)産業技術サービスセンター、1995.
- 高橋章浩、竹村次朗、堤史尚、W. Sae-Tia：ジオグリッドで補強された盛土の地震時挙動に関する遠心模型実験、第10回日本地震工学シンポジウム、pp. 1551-1556, 1998.
- 龍岡文夫：ジオテキスタイルを用いた補強土工法 1. 講座をはじめるにあたって、土と基礎 41-3, pp. 74-75, 1993.
- 館山勝、村田修、龍岡文夫：短い面状補強材と剛な壁面を有する盛土の大型耐震実験、第25回土質工学研究発表会、pp. 2023-2026, 1990.
- 谷茂、中島正憲、鈴木博、岡部吉一：ジオグリッド及び地盤改良による補強盛土の振動台実験、第32回地盤工学研究発表会、pp. 1039-1040, 1997.
- 千田昌平、見波潔、足立賢一(1980)：補強土工法による盛土の安定性に関する実験、第34回建設省技術研究会報告、pp. 118-124.
- 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物設計標準・同解説、土構造物、丸善、1992.10
- 土質工学会編：補強土工法、土質基礎工学ライブラリー 29、土質工学会、1986.
- 土質工学会編：ジオテキスタイル、土質基礎工学ライブラリー 40、土質工学会、1994)
- 土質工学会：ジオテキスタイルを用いた補強土工法、土と基礎、講座、1993.3～1994.4.
- 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」、土木学会誌、第81巻、第2号、pp.1-10、1996.2.
- 土木研究センター(1985)：補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル(第1回改訂版)、pp. 122-126.
- 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、1993.
- 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル(第5版)、1996.
- (社)日本鉄道施設協会：鉄道路土木構造物耐震強化の研究報告書、1981.
- 藤井照久、福田直三、田尻宣夫、松尾修、古関潤一、島津多賀夫：液状化発生時のジオテキスタイル補強盛土の沈下低減効果に関する地震応答解析、第9回ジオテキスタイルシンポジウム論文集、pp. 38-46, 1994.
- 福田直三、石川重則：実地震を受けたジオテキスタイル補強盛土に対する耐震設計法の適用性、第28回土質工学研究発表会、pp. 2743-2746, 1993a.
- 福田直三、田尻宣夫、山内豊聡、坂井直人、新谷秀人：実地震を受けた道路補強盛土における提案設計法の適用性について、第8回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集、国際ジオテキスタイル学会日本支部、pp. 111-120, 1993b.
- 堀井克己、館山勝、古関潤一、龍岡文夫：剛壁面補強土壁の大規模地震時の安定・変形解析、第13回ジオシンセティックスシンポジウム論文集、pp. 260-269, 1998.
- 松尾修、藤井照久、福田直三、田尻宣夫、渦岡良介：締固め改良地盤上におけるジオシンセティック

- ス補強盛土の地震時挙動と効果の解析、第 10 回ジオシンセティックシンポジウム論文集、pp. 83-92, 1995.
- 村田修、舘山勝、龍岡文夫：短い面状補強材と壁面を有する盛土の中型耐震実験、第 44 回土木学会年次学術講演会、pp. 56-57, 1989.
- 村田修、舘山勝、龍岡文夫：短い面状補強材と壁面を有する盛土の中型耐震実験、第 25 回土質工学研究発表会、pp. 2019-2022, 1990.
- 村田修、舘山勝：鉄道における急勾配盛土（補強盛土）工法の考え方、基礎工、Vol. 19, No. 11, pp. 19-29, 1991.
- 山内豊聡、落合英俊、福田直三、高岡恭三：急勾配補強盛土の耐震設計に関する一考察、第 26 回土質工学研究発表会、pp. 2117-2119, 1991.
- AASHTO (1996): *Standard Specifications of Highway Bridges*, 16th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA.
- Bathurst, R.J. and M.C. Alfaro (1996): Review of seismic design, analysis and performance of geosynthetic reinforced walls, slopes and embankments, *Proc. Intl. Symp. on Earth Reinforcement/IS Kyushu'96* (Ochiai, H., Yasufuku, N. and Omine, K., eds.) /November 1996, Vol. 2, Keynote Lecture, pp. 887-918.
- Bathurst, R.J. and Z. Cai (1995): Pseudo-static seismic analysis of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls, *Geosynthetics International*, Vol. 2, No. 5, pp. 787-830.
- Bathurst, R.J., Z. Cai, M. Alfaro and M. Pelletier (1997): Seismic design issues for geosynthetic reinforced segmental retaining walls, *Proc. of the Intl. Symp. on Mechanically Stabilized Backfill/Denver/Colorado/6-8 February 1997*, pp. 79-97.
- Bathurst, R.J. and K. Hatami (1998a): Influence of reinforcement stiffness, length and base condition on seismic response of geosynthetic reinforced retaining walls, *Proc. 6th Intl. Conf. on Geosynthetics/25-29 March 1998/Atlanta*, International Geosynthetics Society, pp. 613-616.
- Bathurst, R.J. and K. Hatami (1998b): Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced retaining wall, *Geosynthetics International*, Vol. 5, Nos. 1-2, pp. 127-166.
- Bonaparte, R., G.R. Schmertmann and N.D. Williams (1986): Seismic design of slopes reinforced with geogrids and geotextiles, *Proc. of 3rd Intl. Conf. on Geotextiles*, Vienna, Austria, Vol. 2, pp. 273-278.
- Cai, Z. and R.J. Bathurst (1995): Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method, *Computers and Geotechnics* 17, pp. 523-546.
- Cai, Z. and R.J. Bathurst (1996): Seismic-induced permanent displacement of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, pp. 937-955.
- Christopher, B., S.A. Gill, J.-P. Giroud, I. Juran, J.K. Mitchell, F. Schlosser and J. Dunncliff (1989): *Reinforced soil structures*, Vol. 1, *Design and construction guidelines*, Report No. FHWA-RD-89-043, US Dept. of Transportation, Washington, D.C...
- Collin, J.G., V.E. Chouery-Curtis and R.R. Berg (1992): Field observation of reinforced soil structures under seismic loading, *Proc. Intl. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Fukuoka, Japan, A.A.Balkema, Vol. 1,

pp. 223-228.

- Donovan, N.C. (1972): A stochastic approach to the seismic liquefaction problem, *Statistics and Probability in Civil Engineering*, Lumb, P., Editor, Hong Kong University Press, Proceedings of the First International Conference on Applications of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering, Hong Kong, September 1971, pp.513-535, 1972.
- Finn, W.D.L., M. Yogendrakumar and N. Yoshida (1986): TARA-3: a program to compute the response of 2-D embankment and soil-structure interaction systems to seismic loading, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Fujii, T., N. Fukuda and N. Tajiri (1996): Dynamic response analysis of geogrid reinforced steep embankment subjected to an earthquake, *Proc. Intl. Symp. on Earth Reinforcement/Fukuoka /12- 14 November 1996*, A.A.Balkema, pp. 197-202.
- Franklin, A.G. and F.K. Chang (1977): Earthquake resistance of earth and rockfill dams, Report 5: Permanent displacements of earth embankments by Newmark Sliding Block Analysis, Waterways Experiment Station.
- Helwany, M.B., F. Tatsuoka, M. Tateyama and K. Kojima (1996): Effects of facing rigidity on the performance of geosynthetic-reinforced soil retaining walls, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 1, pp.27-38.
- Howard, R.W.A., B.L. Kutter and R. Siddharthan (1998): Seismic performance of reinforced soil centrifuge models, *Proc. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication No. 75*, ASCE, pp. 446-457.
- Iai, S (1989): Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, *Soils and Foundations*, Vol.29, No1, pp.105-118, 1989.3.
- Ishihara, K. and S. Yasuda (1975): Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation, *土質工學論文報告集*, Vol. 15, No. 1, pp.45-59, 1975.
- Jewell, R.A., N. Paine and R.I. Woods: Design method for steep reinforced embankments, *Polymer Grid Reinforcement*, Thomas Telford, pp. 70-81, 1984.
- Karpurapu, R. and R.J. Bathurst (1995): Behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls using the finite element method, *Computers and Geotechnics* 17, pp. 279-299.
- Kawamura, M., K. Sano and K. Okabayashi (1991): Deformation of reinforced earth retaining walls due to the seismic force, *Proc. 10th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 733-736.
- Kobayashi, K., H. Tabata and M. Boyd (1996): The performance of reinforced earth structures in the vicinity of Kobe during the Great Hanshin Earthquake, *Proc. Intl. Symp. on Earth Reinforcement/Fukuoka /12- 14 November 1996*, A.A.Balkema, pp. 395-400.
- Koga, Y., Y. Itoh, S. Washida and T. Shimazu (1988): Seismic resistance of reinforced embankment by model shaking table tests, *Proc. Intl. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement/IS-Kyushu/Fukuoka, Japan*, A.A.Balkema, pp. 413-418.
- Koga, Y., Matsuo, O. (1990): Shaking Table Tests of Embankments Resisting on Liquefiable Sandy Ground, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, pp.162-174, 1990.

- Koga, Y. and S. Washida (1992): Earthquake resistant design method of geotextile reinforced embankments, *Proc. Intl. Symp. on Earth Reinforcement Practice/IS-Kyushu/Fukuoka, Japan*, A.A.Balkema, pp. 255-260.
- Koseki, J., Y. Munaf, F. Tatsuoka, M. Tateyama, K. Kojima and T. Sato (1998): Shaking and tilt table tests of geosynthetic-reinforced and conventional-type retaining walls, *Geosynthetics International*, Vol. 5, Nos. 1-2, pp. 73-96.
- Ling, H.I., F. Tatsuoka and M. Tateyama (1994): Simulating performance of GRS-RW by finite-element procedure, *Jour. of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 4, ASCE, pp. 330-340.
- Ling, H.I., F. Tatsuoka and M. Tateyama (1995): Simulating performance of GRS-RW by finite-element procedure, *Jour. of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 4, ASCE, pp. 330-340.
- Ling, H.I., D. Leshchinsky and E.B. Perry (1996): A new concept of seismic design of geosynthetic-reinforced soil structures: Permanent-displacement limit, *Proc. Intl. Symp. on Earth Reinforcement /Fukuoka /12- 14 November 1996*, A.A.Balkema, pp. 797-802.
- Ling, H.I., D. Leshchinsky and E.B. Perry (1997): Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures, *Geotechnique* 47, No. 5, pp. 933-952.
- Murata, O., M. Tateyama and F. Tatsuoka (1991): A reinforcing method for earth retaining walls using short reinforcing members and a continuous rigid facing, *Proc. ASCE Geotechnical Engineering Congress, ASCE*, pp. 935-946.
- Murata, O., M. Tateyama and F. Tatsuoka (1994): Shaking table tests on a large geosynthetic-reinforced soil retaining wall model, *Proc. Recent Case Histories of Permanent Geosynthetics-reinforced Soil retaining Walls, Tatsuoka & Leshchinski (eds.)*, pp. 259-264.
- Newmark, N.M.(1965): Effect of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-159, 1965.
- Nishimura, J., T. Hirai, K. Iwasaki, Y. Saitoh, M. Morishima, H. Shintani, S. Yoshikawa and H. Yamamoto (1996): Earthquake resistance of geogrid-reinforced soil walls based on a study conducted following the southern Hyogo earthquake, *Proc. Intl. Symp. on Earth Reinforcement/Fukuoka /12- 14 November 1996*, A.A.Balkema, pp. 439-444.
- Nova-Roessig, L. and N. Sitar (1998): Centrifugal studies of the seismic response of reinforced soil slopes, *Proc. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication No. 75*, ASCE, pp. 458-468.
- Otani, Y., M. Mega and T. Matsui (1996): Damage performance of steel-reinforced earth structures in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, *Proc. Intl. Symp. on Earth Reinforcement /Fukuoka /12- 14 November 1996*, A.A.Balkema, pp. 451-456.
- Ramakrishnan, K., M. Budhu and A. Britto (1998): Laboratory seismic tests on geotextile wrap-faced and geotextile-reinforced segmental retaining walls, *Geosynthetics International*, Vol. 5, Nos. 1-2, pp. 55-71.
- Richardson, G.N. and K.L. Lee (1975): Seismic design of reinforced earth, *Proc. ASCE*, Vol. 101, No. GT2, pp. 167-188.

- Richardson, G.N., D. Feger, A. Fong and K.L. Lee (1977): Seismic testing of reinforced earth walls, *Proc. ASCE, Jour. of Geotech. Engrg. Div.*, Vol. 103, No. GT1, pp. 1-17.
- Sakaguchi, M., M. Muramatsu and K. Nagura (1992): A discussion on reinforced embankment structures having high earthquake resistance, *Proc. Intl. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, Fukuoka, pp. 287-292.
- Sakaguchi, M., K. Yamada and M. Tanaka (1994): Prediction of deformation of geotextile reinforced walls subjected to earthquakes, *Proc. 5th Intl. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products/Singapore/5-9 September 1994*, pp. 521-524.
- Sakaguchi, M. (1996): A study of the seismic behavior of geosynthetic reinforced walls in Japan, *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 1, pp. 13-30.
- Sato, M., Y. Shamoto and J.-M. Zhang (1998): Aseismic evaluation of steep geogrid-reinforced embankments, *Proc. Intl. Conf. CENTRIFUGE 98/Tokyo/Japan/23-25 September 1998*, A.A. Balkema, pp. 761-766.
- Segrestin, P. and M.J. Bastic (1988): Seismic design of Reinforced Earth' retaining walls - The contribution of finite elements analysis, *Proc. Intl. Geotech. Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement/Fukuoka Japan/5-7 October 1988*, A.A. Balkema, pp. 577-582.
- Sugimoto, M., S. Ogawa and M. Moriyama (1994): Dynamic characteristics of reinforced embankments with steep slope by shaking model tests, *Proc. Recent Case Histories of Permanent Geosynthetics-reinforced Soil retaining Walls*, Tatsuoka & Leshchinski (eds.), pp. 271-275.
- Tatsuoka, F. (1993): Roles of facing rigidity in soil reinforcing, *Proc. Intl. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Kyushu*, pp. 831-870.
- Tatsuoka, F., J. Koseki and M. Tateyama (1995a): Performance of geogrid-reinforced soil retaining walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, January 17, 1995, *Proc. 1st Intl. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, pp. 55-62.
- Tatsuoka, F., M. Tateyama and J. Koseki (1995b): Behavior of geogrid-reinforced soil retaining walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, *Proc. 1st Intl. Symp. on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, (ed. Ishihara), pp. 55-60.
- Tatsuoka, F., M. Tateyama and J. Koseki (1996): Performance of soil retaining walls for railway embankments, in *Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995, Hyogoken-Nambu Earthquake, Soils and Foundations*, pp. 311-324.
- Tatsuoka, F., J. Koseki, M. Tateyama, Y. Munaf and K. Horii (1998): Seismic stability against high seismic loads of geosynthetic-reinforced soil retaining structures, *Proc. 6th Intl. Conf. on Geosynthetics/25-29 March 1998/Atlanta*, International Geosynthetics Society, pp. 103-142.
- Uzuoka, R., M. Mihara, F. Oka and A. Yashima (1996): Behavior of reinforced earth embankments on liquefiable sandy ground, *Proc. Intl. Symp. on Earth Reinforcement/Fukuoka /12- 14 November 1996*, A.A. Balkema, pp. 273-278.
- White, D.M. and R.D. Holtz (1992): Seismic analysis of reinforced slopes - A review, *Proc. Intl. Conf. on Earth Reinforcement Practice*, Fukuoka, pp. 311-316.

- White, D.M. and R.D. Holtz (1996): Performance of geosynthetic-reinforced slopes and walls during the Northridge, California earthquake of January 17, 1994, *Preprints, Intl. Symp. on Earth Reinforcement/IS Kyushu'96*, pp. 97-104.
- Whitman, R.V. (1990): Seismic design and behavior of gravity retaining walls, *ASCE Specialty Conference: Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Ithaca, N.Y., ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, pp. 817-842.
- Wu, G. (1994): Dynamic Soil-Structure Interaction, Pile Foundations and Retaining Structures, p.213.
- Yogendrakumar, M., R.J. Bathurst and W.D.L. Finn (1993): Dynamic response analysis of reinforced-soil retaining wall, *Jour. of Geotech. Engrg.*, Vol. 118, No. 8, pp. 1158-1167.

本研究による対外発表論文

- 松尾修、堤達也、斉藤由紀子、福田直三、若槻好孝：ジオシンセティックス補強土壁の耐震性に関する振動台実験および安定検討、第 11 回ジオシンセティックスシンポジウム発表論文集、国際ジオシンセティックス学会日本支部、pp. 101-110, 1996.
- 林裕士、松尾修、堤達也：補強土壁の耐震性に関する振動台実験（その 1）、土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集第 3 部、pp.664-665、1996.9
- 松尾修、堤達也、林裕士、福田直三、若槻好孝：補強土壁の耐震性に関する振動台実験（その 2）－安定解析による検討－、土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集第 3 部、pp.666-667、1996.9
- 堤達也、松尾修、林裕士：補強土壁の耐震性に関する振動台実験（その 3）－補強材の張力に関する検討－、土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集第 3 部、pp.668-669、1996.9
- 松尾修、堤達也、斉藤由紀子、福田直三、若槻好孝：ジオシンセティックス補強土壁の耐震性に関する振動台実験および安定検討、第 11 回ジオシンセティックスシンポジウム、pp.80-89, 1996.12.
- 古賀泰之、松尾修、堤達也：ジオシンセティック補強土工法における耐震設計、基礎工 24-2、pp.48-53, 1996.12.
- Matsuo, O., T. Tsutsumi, Y. Saitoh, N. Fukuda and Y. Wakatsuki: Shaking table tests on geosynthetic-reinforced soil retaining walls, Proc. Intl. Symp. on Mechanically Stabilized Backfill/Denver/Colorado/6-8 February 1997, A.A. Balkema, pp. 315-326, 1997.2.
- 斉藤由紀子、松尾修、堤達也：補強土壁の耐震性に関する振動台実験（その 4）－壁面剛性、地震動、壁面傾斜の影響－、第 32 回地盤工学研究発表会、pp.2521-2522、1997.7
- 堤達也、松尾修、斉藤由紀子：補強土壁の耐震性に関する振動台実験（その 5）－累積損傷度理論による変形予測－、第 32 回地盤工学研究発表会、pp.2523-2524、1997.7
- 斉藤由紀子、松尾修、堤達也：補強土壁の耐震性に関する振動台実験、第 22 回日本道路会議一般課題論文集、pp.18-19, 1997.12
- Matsuo, O., T. Tsutsumi, K. Yokoyama and Y. Saito: Shaking table tests and analyses of geosynthetics-reinforced soil retaining walls, Geosynthetics International, Special Issue on Geosynthetics in Earthquake Engineering (Vol.5, Nos.1-2), pp. 97-126, International Geosynthetics Society, 1998.5
- 斉藤由紀子、松尾修、堤達也：補強土壁の耐震性に関する振動台実験（その 6）－周波数、壁面剛性と補強材敷設長、地震動タイプの影響－、第 33 回地盤工学研究発表会、pp. 2389-2390, 1998.7