020
ISSN 0386－5878
土木研究所資料 第3807号

土 木 研 究 所 資 料

# 山岳盛土の地震時流動破壊現象に関する実験的研究報告書

平成13年３月

国 土 交 通 省 土 木 研 究 所
耐震技術研究センター動土質研究室

Copyright © (2001) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, not 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。

建設省は、平成13年1月6日付けで国土交通省に再編

土木研究所資料
第3807号2001年3月

# 山岳盛土の地震時流動破壊現象に関する実験的研究報告書

耐震技術研究センター　動土質研究室　室　　長　松尾　　修
研　究　員　斉藤由紀子
研　究　員　佐々木哲也
主任研究員　古関　潤一*
研　究　員　堤　　達也**
研　究　員　近藤　浩市***

要　旨

山岳盛土の地震時流動破壊の発生メカニズムを明らかにするため、片盛土および単純斜面を対象とした遠心模型実験、および盛土材の要素試験を実施した。その結果、流動破壊現象を実験的に再現することに成功し、盛土の締固め度、盛土内水位が、流動破壊の発生および残留変形量の大きさを支配する大きな要因であることを明らかにした。また、要素試験データに基づき、単純斜面の流動破壊発生条件を判別するチャートを作成して、模型実験への適用を試みた。傾斜が急な単純斜面について、流動破壊の有無を判別できたが、全体としては、模型実験結果を安全側に評価した。

さらに、1993年釧路沖地震で流動性の斜面崩壊を生じた道路盛土２現場について土質調査・試験および流動崩壊についての安定計算を行ったところ、緩い飽和砂質土に生じる残留強度が初期有効土被り圧に依存しないとした場合には崩壊の事実と整合する結果が得られず、比例すると仮定した場合に整合的な結果が得られた。

キーワード：片盛土、単純斜面、地震時流動破壊、中空ねじりせん断試験、遠心模型実験、流動破壊の予測

*現　東京大学　生産技術研究所　助教授
**現　大臣官房技術調査課
***現　中部地方整備局　長島ダム工事事務所

目　次


1．まえがき ---- 1
2．地震被害事例および既往の研究 ---- 2
2.1　地震被害事例 ---- 2
2.2　斜面の流動破壊現象に関する既往の研究 ---- 12
2.2.1　概要 ---- 12
2.2.2　被害事例から残留強度を推定する研究 ---- 14
2.2.3　残留強度特性に関する室内試験による研究 ---- 15
2.2.4　地震時流動破壊現象に関する実験的研究 ---- 18
2.2.5　まとめ ---- 19
3．中空ねじりせん断試験 ---- 24
3.1　試験内容 ---- 24
3.2　試料特性 ---- 24
3.3　試験方法 ---- 29
3.4　単調載荷試験（平成9年度） ---- 29
3.4.1　締固め密度の影響 ---- 29
3.4.2　初期せん断応力の影響 ---- 29
3.4.3　初期有効拘束圧の影響 ---- 31
3.5　単調載荷試験（平成11年度） ---- 31
3.5.1　締固め密度および初期せん断応力の影響 ---- 31
3.5.2　初期有効拘束圧の影響 ---- 31
3.5.3　異方圧密の影響 ---- 31
3.5.4　平成9年度と11年度の比較 ---- 37
3.6　繰返し載荷試験（平成9年度） ---- 37
3.7　まとめ ---- 40
4．山岳盛土の模型実験 ---- 42
4.1　実験の目的および概要 ---- 42
4.2　実験装置 ---- 42
4.3　実験ケースおよび条件 ---- 44
4.4　実験方法 ---- 44
4.4.1　盛土および地盤材料 ---- 44
4.4.2　模型の作成 ---- 44
4.4.3　模型の飽和・遠心力載荷・加振 ---- 49
4.4.4　加振条件 ---- 50
4.4.5　計測 ---- 50
4.5　実験結果および考察 ---- 51
4.5.1　平成6年度 ---- 51
4.5.2　平成7年度 ---- 55
4.5.3　平成8年度 ---- 61

4.5.4　平成9年度 ---- 66
5．単純斜面および片盛土の模型実験 ---- 74
5.1　実験内容 ---- 74
5.2　実験装置 ---- 75
5.3　実験方法 ---- 75
5.3.1　模型の作成 ---- 75
5.3.2　模型の飽和 ---- 76
5.3.3　加振および計測 ---- 76
5.4　実験結果および考察 ---- 106
5.4.1　浸透水位 ---- 106
5.4.2　加振前の模型の応力状態 ---- 106
5.4.3　加振後の模型の変形状況 ---- 124
5.4.4　締固め密度と残留変位量（単純斜面） ---- 143
5.4.5　加振加速度と残留沈下量（片盛土） ---- 143
5.4.6　応答加速度 ---- 146
5.4.7　間隙水圧 ---- 170
5.4.8　地盤の変位量とせん断ひずみ（単純斜面） ---- 194
5.4.9　応力経路（単純斜面） ---- 200
5.5　まとめ ---- 205
6．流動破壊の予測 ---- 206
6.1　検討内容 ---- 206
6.2　単調載荷試験から求めた流動破壊条件 ---- 208
6.3　遠心模型実験結果との比較 ---- 212
6.4　まとめ ---- 212
7．被災盛土の事例調査試験 ---- 214
7.1　調査対象 ---- 214
7.2　地震被害の概要 ---- 214
7.3　調査試験 ---- 218
7.3.1　調査試験の概要と方法 ---- 218
7.3.2　鳥通における現地調査試験・物理試験結果 ---- 219
7.3.3　東阿歴内における現地調査試験・物理試験結果 ---- 219
7.3.4　非排水中空ねじりせん断試験結果 ---- 222
7.4　流動破壊の可能性に関する安定計算および考察 ---- 226
7.5　まとめ ---- 233
8．まとめおよび今後の課題 ---- 234
謝辞 ---- 235

付録１　Case1-1～4-6の時刻歴 ---- 237
付録２　本研究に関連した発表論文リスト ---- 273

# 図表一覧


写真-2.1.1　1968年十勝沖地震における国道４号線目時での盛土被害箇所（建設省土木研究所、1970）
図-2.1.1　1968年十勝沖地震における国道４号線目時での盛土被害箇所平面図（建設省土木研究所、1970）
図-2.1.2　盛土材料の粒度分布
図-2.1.3　盛土材料の密度
写真-2.1.2　1993年釧路沖地震における国道44号糸魚沢の道路盛土の被害（北海道開発局釧路開発建設部による）
図-2.1.4　1993年釧路沖地震における国道44号糸魚沢の道路盛土の被害（建設省土木研究所、1994）
図-2.1.5　1993年北海道南西沖地震における奥尻島道道の被害（安田ら、1994）
写真-2.1.3　1995年兵庫県南部地震における三木市道福井線の被害（三木市より提供）
図-2.1.6　1995年兵庫県南部地震における三木市道福井線の被害
図-2.2.1　残留強度状態出現の模式図（Poulos et al, 1985）
図-2.2.2　残留強度とＮ値の関係（Seed and Harder, 1990）

表-3.1.1　試験条件
表-3.2.1　江戸崎砂の物理特性
図-3.2.1　粒径加積曲線
図-3.2.2　締固め試験結果
図-3.4.1　密度の影響（H9単調載荷試験）
図-3.4.2　初期せん断応力の影響（H9単調載荷試験）
図-3.4.3　初期有効拘束圧の影響（H9単調載荷試験）
図-3.5.1　密度の影響（H11単調載荷試験）
図-3.5.2　初期せん断応力の影響（H11単調載荷試験）
図-3.5.3　密度－ピーク強度比、密度－残留強度比の関係（H11単調載荷試験）
図-3.5.4　初期有効拘束圧の影響（H11単調載荷試験）
図-3.5.5　初期せん断応力載荷時の初期有効拘束圧の影響（H11単調載荷試験）
図-3.5.6　異方圧密の影響（H11単調載荷試験）
図-3.6.1　繰返し載荷試験結果
図-3.6.2　繰返し載荷回数とせん断応力比の関係
図-3.6.3　初期せん断応力比と繰返しせん断応力比の関係

表-4.1.1　山岳盛土の模型振動実験の目的と主な知見
表-4.3.1　山岳盛土の模型実験条件の一覧
図-4.3.1　模型形状・計測器配置図
図-4.4.1　Case2-3に用いた不規則波形
図-4.5.1　盛土の変形（Case1-1～1-5）
図-4.5.2　加振加速度と盛土の累積沈下量の関係（Case1-1～1-5）

図-4.5.3　時刻歴の一例（Case1-4，1回目加振時）
図-4.5.4　盛土の変形（Case2-1～2-10）
図-4.5.5　加振直前に湛水位を下げた実験ケースでの初期水圧分布
図-4.5.6　加振加速度と盛土の累積沈下量の関係（Case2-1～2-10）
図-4.5.7　遠心力載荷による盛土の沈下量
図-4.5.8　不規則波加振時の時刻歴の一例（Case2-3，1回目加振時）
図-4.5.9　盛土の変形の例（Case3-7-2及びCase3-8）
図-4.5.10　加振加速度と盛土の累積沈下量の関係（Case3-1～3-7-2）
図-4.5.11　締固め含水比と盛土の推定沈下量の関係（Case3-1～3-7-2）
図-4.5.12　加振による盛土のり面の水平変位量（Case3-1～3-7-2）
表-4.5.1　1回目加振時の加振加速度と沈下量（Case3-7-2及びCase3-8）
図-4.5.13　1回目加振時の時刻歴の比較（Case3-7-2及びCase3-8）
写真4.5.1　盛土の変形（Case4-1～4-6）
図-4.5.14　盛土の変形（Case4-1～4-6）
図-4.5.15　盛土の締固め度と天端沈下量の関係
図-4.5.16　加振加速度と天端沈下量の関係

図-5.1.1　実験模型
表-5.1.1　実験条件
図-5.2.1　実験土槽
表-5.3.1　センサーの仕様
図-5.3.1　給排水経路
図-5.3.2　センサー配置
写真-5.3.1　突固め棒
写真-5.3.2　地盤の作成状況①
写真-5.3.3　地盤の作成状況②
写真-5.3.4　センサーの設置状況
写真-5.3.5　ビーズ玉の設置状況
図-5.3.3　メッシュおよびビーズ玉の配置
図-5.4.1　間隙水の浸透状況
表-5.4.1　加振前の模型の応力状態
図-5.4.2　加振後の模型の変形状況
写真-5.4.1　加振後の模型の変形状況
図-5.4.3　ビーズ玉による地盤変位ベクトル
図-5.4.4　締固め度と残留変位量の関係（単純斜面）
表-5.4.2　最終加振後の残留変位量（単純斜面）
図-5.4.5　加振加速度と沈下量の関係（片盛土）
表-5.4.3　沈下量の増分値（片盛土）
図-5.4.6　応答加速度

図-5.4.7　間隙水圧
図-5.4.8　地盤の変位量（ケース7）
図-5.4.9　画像解析結果（ケース10、11、13）
図-5.4.10　有効上載圧とせん断応力の求め方
図-5.4.11　各水圧計位置での有効応力経路（ケース10）
図-5.4.12　斜面底部の有効応力経路

図-6.1.1　砂の非排水せん断時の応力－ひずみ曲線
図-6.1.2　単純斜面
図-6.2.1　残留強度と初期せん断応力の関係
図-6.2.2　流動破壊の予測図
図-6.2.3　有効拘束圧で正規化した応力－ひずみ曲線
図-6.2.4　平成9年度と平成11年度の予測図の比較
図-6.3.1　遠心模型実験結果との比較

図-7.1　調査地点位置図
写真-7.1　国道391号鳥通の盛土の崩壊状況（北海道開発局釧路開発建設部による）
図-7.2　国道391号鳥通の被災箇所周辺の平面図
（建設省土木研究所(1994）に今回の土質調査地点を加筆）
図-7.3　国道391号鳥通の被災箇所における地盤断面図（建設省土木研究所、1994）
写真-7.2　国道272号東阿歴内の盛土の崩壊状況（北海道開発局釧路開発建設部による）
図-7.4　国道272号東阿歴内の被災箇所周辺の平面図
（建設省土木研究所(1994）に今回の土質調査地点を加筆）
図-7.5　国道272号東阿歴内の被災箇所における地盤断面図（建設省土木研究所、1994）
表-7.1　調査試験項目
図-7.6　スウェーデン式サウンディング試験結果（釧路町鳥通）
表-7.2　物理特性一覧（釧路町鳥通）
図-7.7　粒径加積曲線（釧路町鳥通）
図-7.8　締固め曲線（釧路町鳥通）
表-7.3　物理特性一覧（標茶町東阿歴内）
図-7.9　粒径加積曲線（標茶町東阿歴内）
図-7.10　締固め曲線（標茶町東阿歴内）
図-7.11　非排水中空ねじりせん断試験結果（釧路町鳥通）
図-7.12　非排水中空ねじりせん断試験結果（標茶町東阿歴内）
図-7.13　締固め度と残留強度の関係（鳥通、東阿歴内（地点Ｂ））
図-7.14　安定計算用の道路横断面図（釧路町鳥通）
図-7.15　すべり安定計算結果（釧路町鳥通）
図-7.16　安定計算用の道路横断面図（標茶町東阿歴内）
図-7.17　すべり安定計算結果（標茶町東阿歴内（地点Ｂ））

## 1．まえがき

過去の地震における道路盛土の被害事例を概観すればおおよそ次のようである。まず、平地部に立地する道路盛土では、沖積平野において基礎地盤の液状化により著しい被害を生じることが多い。台地などの洪積地盤は地震時に液状化などの支持力低下が生じることはなく、基礎地盤に起因する崩壊事例は見当たらない。他方、山岳部に立地する道路盛土においては、急勾配の地山上に位置する長大のり面を有する盛土が主に地震時慣性力により滑動崩壊する事例、および沢部などを横断する盛土部分で滑動崩壊する事例が多い傾向にある。

沢部を横断する盛土の地震被害事例によれば、滑動する土塊の規模が大きく、しかも崩壊した土の含水比が極めて高いことが報告されているものが多い。この事実に対して、筆者らは以下のような仮説を考えた。

すなわち、沢部は本来、地表水ないしは地下水が集中するところであり、そこに位置する盛土には浸透水が存在しやすい。地震動が作用すると、浸透水で飽和した盛土下部で過剰間隙水圧が発生して、いわゆる液状化に近い状態になり、崩壊ないしは大変形に至るのではないか。

本研究は、上記の仮説を実験的に検証することを目的として実施したものである。具体的には、地震被害事例に見られるような大規模崩壊現象を実験的に再現すること、左記の崩壊現象が起こるメカニズムおよび発生条件を明らかにすることを目的とした。以上の成果により、地震時の大規模崩壊を防止するための方策を提案することが本研究の最終目的である。

なお、本研究は、研究課題「土構造物の耐震設計法に関する研究」（平成 6～10 年度、行政部費）、「浸透水の作用を受ける盛土の耐震性評価法に関する研究」（平成 10～12 年度、行政部費）において実施したものである。

## 2．地震被害事例および既往の研究

### 2.1　地震被害事例

ここでは、道路盛土およびのり面の一部が水浸している道路盛土の比較的大規模な地震被害事例を中心に、国内の事例に限って紹介する。ここに採り上げる事例は水の存在が影響している事例であり、流動破壊の可能性がありそうなものである。

#### （1）1968 年十勝沖地震

この地震は昭和 43 年 5 月 16 日に発生しているが、道路盛土のような土構造物にとっては、地震直前に集中豪雨に見舞われたことが被害の拡大に大きく影響している。土木研究所の調査報告書（1970）にはその冒頭において以下のように述べられている。

「震害は道路盛土、河川堤防などの土質構造物ならびに自然斜面などに集中しており、その様相は過去の地震災害の場合と共通している。ただ、今回特記すべき条件としては地震発生以前に相当の降雨量があったため、自然斜面、土質構造物、基礎地盤が飽和状態にあったと考えられることである。ゆるい砂質土層も含めて、飽和した軟弱地盤上の盛土、河川堤防および山地自然斜面に災害が多発している一因であろう。」

「道路・鉄道の盛土は青森県東部のほとんど全域にわたってなんらかの被害を受け」ており、「青森県東部では地震発生直前 3 日間に 100mm 以上、場所によっては 200mm 以上の降水があった。」としている。

また、同報告書の「道路の被害」の章において、「道路災害は大部分が道路盛土で、・・・・特に著しい特徴は山と山の中に沢がある開析谷に作られた盛土部」であり、盛土のり面および盛土本体の崩壊の特徴として、「㈠3～5m 以上の高盛土。　㈡周囲が沢、田んぼ、沼沢地など。　㈢切土、盛土の接続部より盛土部分にかけて多く発生している。　㈣崩壊した土砂は予想外に遠くまで流れている。特に田んぼの部分ではなはだしい。」と述べられている。

最後にあとがきとして、降雨によるのり面からの雨水の浸透と、地形的な特徴により沢から流出してきた水の浸透とによって盛土の含水量が増大し、盛土の強度低下が生じていた。そこへ地震動が作用したことにより、含水量の増大していた盛土材料の一部に流動化現象が生じて破壊するに至った、と推定している。また、このような被害を最小に食い止めるには、盛土材料の十分な締固めと、盛土への雨水の浸透を防ぐための排水に配慮しておくことが重要であることを指摘している。

この最後の指摘は、土工構造物においては原則的に重要であり、十分な締固めと排水への配慮は、豪雨災害の防止のみでなく地震災害の防止にとっても共通して有効であることは興味深い。

さて、道路盛土の中で最も被害程度の著しかった地点として、一般国道 4 号線、三戸町目時での崩壊がある。写真**-2.1.1**，図**-2.1.1** に示す。道路延長約 120m にわたって、中央車線を含む盛土のり面崩壊が生じた。盛土高さは 3～5m 程度である。開析谷地形であり、無被災である側（同図の下方）は堅硬な地盤であり、地盤高も高い。崩壊した側ののり先地盤はフラットな湿地（あるいは水田？）のようであるが、注目すべきは、崩壊した盛土土塊が最大で 40m も遠方まで流れていることである。



国道４号線三戸町目時、盛土路体のすべり崩壊
（建設省土木研究所、1970）



国道４号線三戸町目時（青森県土木部、1969）

**写真-2.1.1**　1968 年十勝沖地震における国道４号線目時での盛土被害箇所

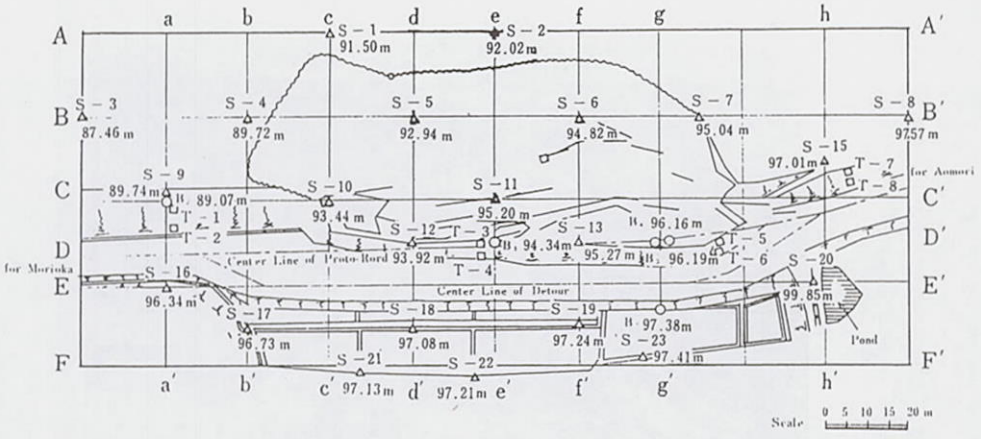



図-2.1.1　1968 年十勝沖地震における国道 4 号線目時での盛土被害箇所平面図
（建設省土木研究所、1970）

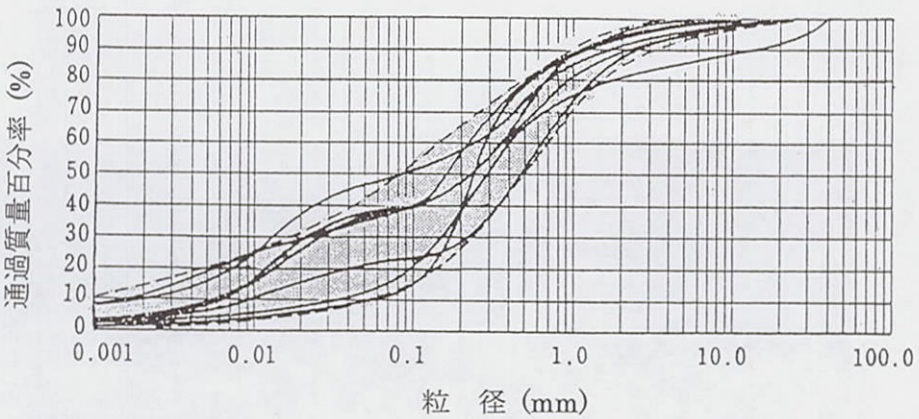



図-2.1.2　盛土材料の粒度分布（建設省土木研究所、1970）

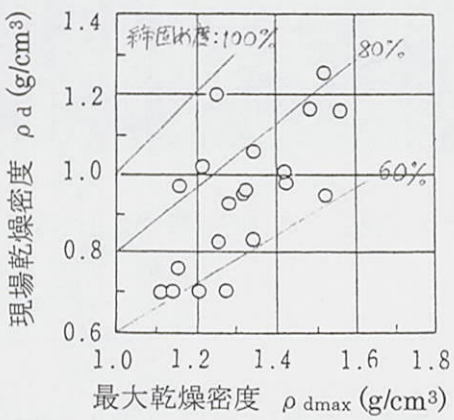



図-2.1.3　盛土材料の密度（建設省土木研究所、1970）

盛土材料は火山灰質の砂質土である。図-2.1.2 に粒度分布を示す。また、盛土の密度のデータを図-2.1.3 に示す。現場乾燥密度は 0.7～1.3g/cm$^3$ である。また、締固め度で見ると 60～80%であり、火山灰質砂質土である点を考慮しても低い値である。

（2）1993 年釧路沖地震

この地震では、沢部を通過する山岳部道路盛土の大被害が目立った（建設省土木研究所、1994）。また、このことが、本研究を立ち上げる契機ともなった。沢部を横断する道路盛土の主な被害箇所は、国道 44 号糸魚沢、国道 272 号東阿歴内、国道 391 号鳥通、国道 38 号馬主来、道道塘路厚岸線標茶町阿歴内である。このうち、糸魚沢の被害事例を写真-2.1.2、図-2.1.4 に示す。盛土の高さは 10m 程度であり、崩壊した盛土が平坦な湿地に滑り出し、40m の遠方まで及んだ。地震後の調査によれば、崩土の一部はきわめて含水比が高く、小段部の崩壊面や切土側に残された路面の下からも水が流れ出していたことが報告されている。写真からわかるように、崩壊部分の隣に沢が存在しており、また、崩壊部分は切盛境界部にも接している。いずれも地下水の湧出の可能性が高い。

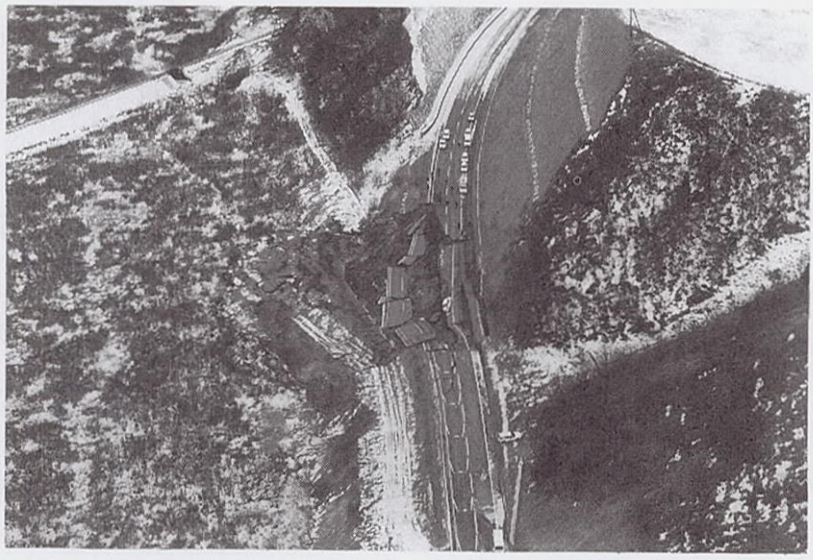
（3）1993 年北海道南西沖地震

道路盛土の目立った被害として、一般国道５号長万部において丘陵地の片盛土が大きく崩壊した事例があった（建設省土木研究所、1994）。しかし、ボーリング柱状図によれば、基礎地盤および盛土材料のいずれも液状化が関与しそうな土層は存在していない。ここで言う流動破壊とは別物のようである。

奥尻島内の道道奥尻島線で、基礎地盤の液状化と沢上部からの大規模な崩土の作用による道路盛土の流動破壊が発生した（安田ら、1994 ; Yasuda and Hosoda, 1995）。図-2.1.5 に平面図および断面図を示すが、山間の河川（幌内川）から 30m ほど離れて平行に走る山岳部盛土（両盛土）の延長 30m の部分が川側へ 20m ほど移動した。盛土と川の間はもともと水平に近い荒れ地であった。背後斜面でも大規模な崩壊が起こり、その崩土が盛土を押し出しているようである。盛土の基礎地盤は底部から、沖積の河床砂礫、礫混じり砂質土となっており、その上に崩積土層が存在していたようである。礫混じり砂質土層および崩積土層のＮ値は大変緩く、地震により液状化したと判断される。基礎地盤が液状化したところに崩土の衝撃作用が相乗して、盛土が 20m も川側に移動したのであろう、と推定されている（安田、1994）。筆者も、仮に基礎地盤が液状化せず健全であったとしたら、崩土の衝撃作用だけではこれほどの崩壊・移動には至らなかったであろうと考える。この事例は崩土の作用も加わった特殊な事例であるが、興味深いので紹介した次第である。

（4）1995 年兵庫県南部地震

この地震では直轄国道の盛土に目立った被害は見られなかった。兵庫県内の地方道について被害調査を行ったところ、比較的被害の大きいのが 11 地点あった。注目すべきは、そのうち３地点は沢部の盛土であり、６地点は谷側あるいは山側に池がある地点であったことである。いずれも地下水の関与が疑われるところである。このうちの１事例を図-2.1.6、写真-2.1.3 に示す。三木市の市道福井線の事

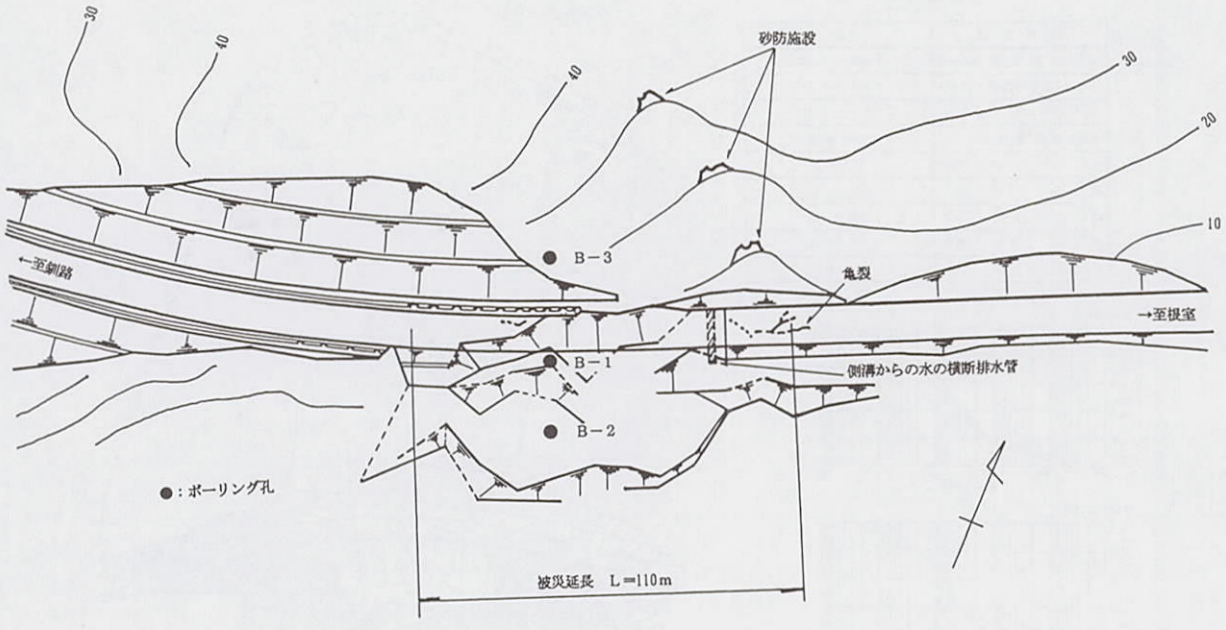


(a) 航空写真

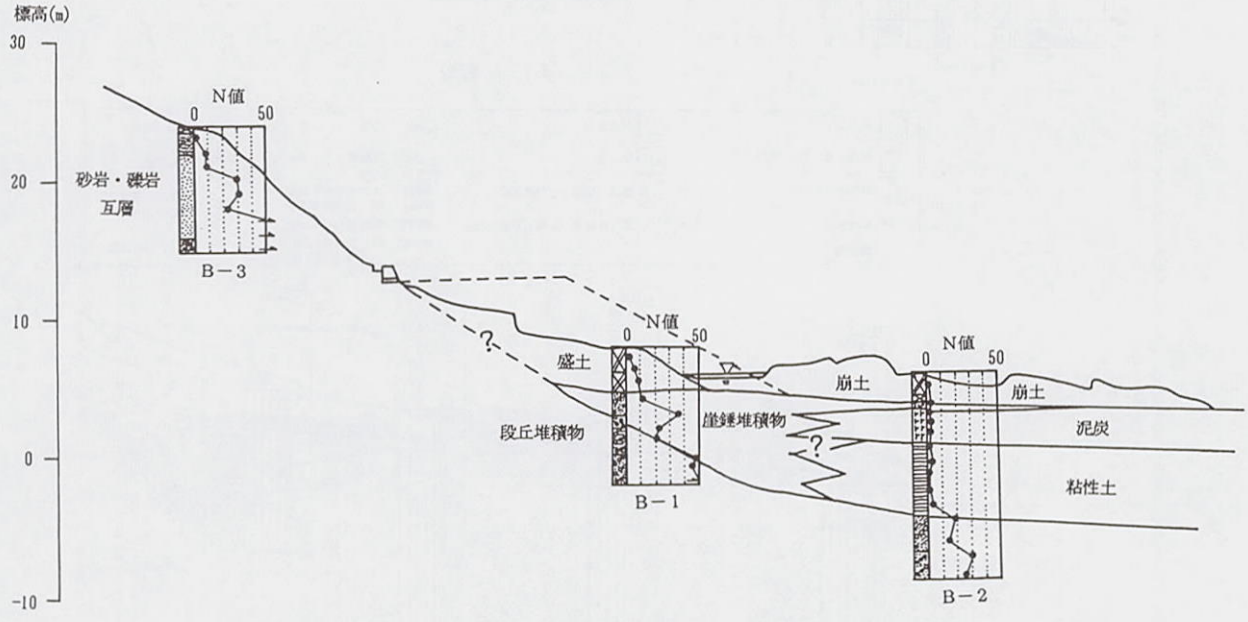


(b) 釧路側より根室側を望む

**写真-2.1.2**　1993 年釧路沖地震における国道 44 号糸魚沢の道路盛土の被害
（建設省土木研究所、1994）




(a) 平面図

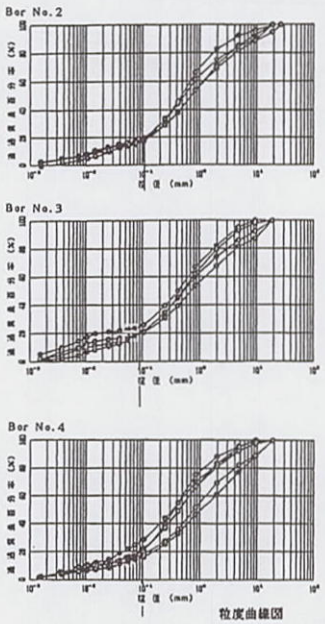



(b) 地盤断面図

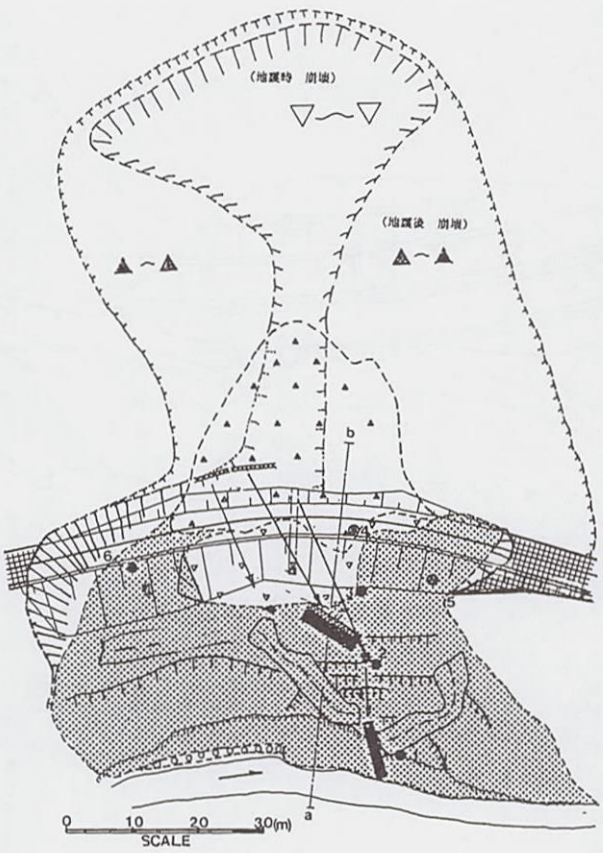
図-2.1.4　1993 年釧路沖地震における国道 44 号糸魚沢の道路盛土の被害
(建設省土木研究所、1994)

室内土質試験結果一覧表

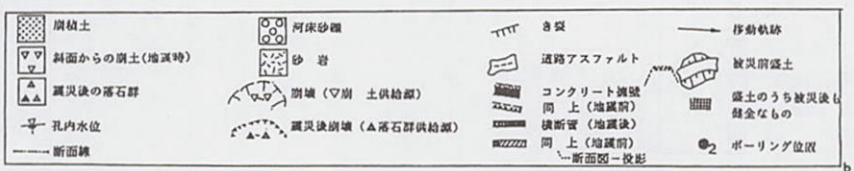
| 試験項目 | | 崩積土 |
|---|---|---|
| ρt：湿潤密度（g/cm³） | | 1.929 ～ 1.972 |
| ρs：土粒子の密度（g/cm³） | | 2.464 ～ 2.546 |
| e：間隙比 | | 0.409 ～ 0.616 |
| Wn：自然含水比 | | 17 ～ 24 |
| 粒度組成 | 礫分（%） | 11 ～ 39 |
| | 砂分（%） | 47 ～ 72 |
| | シルト分（%） | 5 ～ 18 |
| | 粘土分（%） | 2 ～ 12 |
| 分類 | | SM |

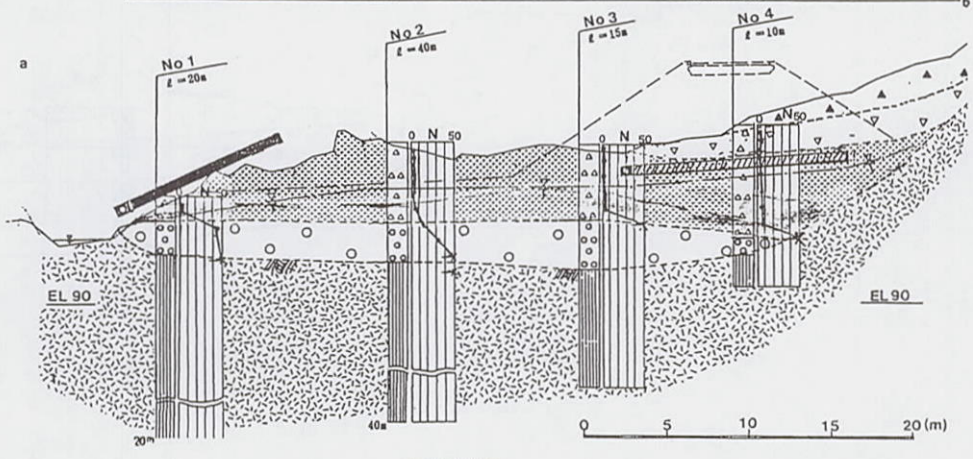



粒度曲線図




凡例




調査結果

図-2.1.5　1993 年北海道南西沖地震における奥尻島道道の被害（安田ら、1994）




(a) ため池（「奥池」）側から道路盛土を望む



(b) 盛土の崩壊状況

写真-2.1.3　1995 年兵庫県南部地震における三木市道福井線の被害
（建設省土木研究所、1996）

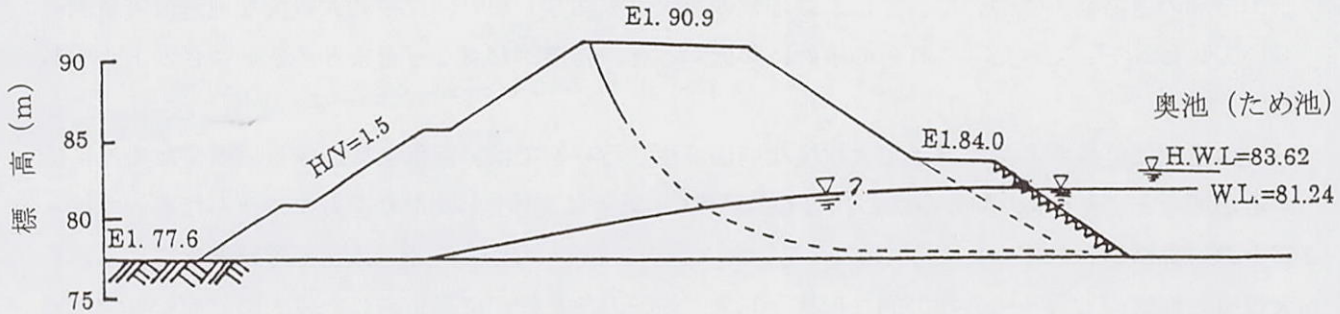



図-2.1.6　1995 年兵庫県南部地震における三木市道福井線の被害

例である。この地点は、図に示すように、古い農業用ため池の堰堤であったところに、昭和初期に嵩上げ盛土をして道路とした箇所にあたる（昭和28年から国道175号として利用）。写真の右手がため池側であり、ため池側に盛土がすべっている。そこに大型トレーラが突っ込んでいる。地震時のため池の水位から、地震時の盛土内の浸透水位は図に示すようであったろうと推定される。ため池側にすべっているのは、次節に後述する1971年サンフェルナンド地震におけるロワーサンフェルナンドダム（Lower San Fernando Dam）の場合と同じである。

この地点について、2000年に現地踏査および簡易貫入試験を実施した。復旧時に広範囲にわたって地盤が置き換えられており、当時の盛土材を採取することができなかったが、崩壊の原因として、盛土下の河床堆積物が弱点となった可能性が高いと考えられる。

（5）その他

道路盛土以外では、谷を埋土して造成された宅造盛土が大規模に崩壊する事例が多い。

1978年宮城県沖地震における緑が丘団地の被害、1993年釧路沖地震において台地周縁に発達した開析谷を埋立て造成された宅地盛土の被害、あるいは1995年兵庫県南部地震における宅造盛土の被害事例（佐々, 1996）などがある。この他、自然斜面が大規模に崩壊した事例として、1984年長野県西部地震における御岳崩れおよび松越地区の斜面崩壊などがある（建設省土木研究所, 1991）。これは未固結の軽石層が弱点となったことが指摘されている。なお、大規模崩壊盛土事例の中には火山灰質土が用いられているという記述が比較的多く現れるようである。火山灰質砂質土や上記の未固結軽石層などは粒子あるいは骨格構造が破砕しやすい性質をもっているため、飽和状態においては極端な強度低下を生じやすいということを示唆する研究がある（たとえばHyodo et al., 1998）。

余談であるが、筆者の一人（松尾）は1984年長野県西部地震の後に現地調査に参加した折、松越地区の崩壊地点で滑落崖から未固結の軽石層を採取した。ハンドスコップで採取したが、固くて苦労した。軽石は水を十分に保持していた。夕方であったので、採取した土をビニル袋に入れて100mほど同輩の待つ車まで走って戻った。そこでビニル袋の中を見るとどろどろになっていた。固かったものがこんなに変化しているのを見て驚いた。後から、走っている間に袋の中の土は繰返し載荷を受けて骨格構造が壊れ、ついには液状化してしまったのであろうと気付いた。

（6）まとめ

山岳部の道路盛土について、主に基礎地盤の液状化が関与しない、比較的大規模な地震被害事例についてレビューしてみた。これらの事例に共通する点、特徴的な点などをまとめるとつぎのようである。

1） 山岳部に位置する道路盛土で大規模な崩壊が生じる事例では、沢部を横断する場所やため池に接する場所など、地下水の関与が疑われるものが多い。とくに、崩土がかなり遠方まで及んだ事例では、盛土の一部が飽和していたようである。（なお、ここには述べなかったが、山岳部道路盛土に見られる大規模な崩壊のもう一つの典型的な形態として、勾配の急な地山に築造された長大のり面を有する盛土が地山面に沿ってすべり落ちるものがある。これは地山が急であること、段切りなど地山とのなじ

みをよくするための施工が十分になされていないことと、地震慣性力の作用により生じるものである。）

2) 地下排水施設が設置されていないことが多い。

3) 火山灰質砂質土は水で飽和していると、地震時に強度低下しやすいようである。

参考文献


建設省土木研究所：1968年十勝沖地震災害調査報告、土木研究所報告第141号、pp. 1-21およびpp. 66-77, 1970.

青森県土木部：十勝沖地震記録－公共土木施設及び建物－、1969.

建設省土木研究所：昭和 59 年(1984 年)長野県西部地震災害調査報告、土木研究所報告第 182 号、pp. 135-194, 1991.

建設省土木研究所：平成５年(1993 年)釧路沖地震災害調査報告、土木研究所報告第 193 号、pp. 153-178, 1994.

建設省土木研究所：平成５年(1993 年)北海道南西沖地震災害調査報告、土木研究所報告第 194 号、

建設省土木研究所：1995年兵庫県南部地震災害調査報告、土木研究所報告　第196号、pp. 227-270, 1996.

佐々恭二(1996)：西宮市仁川で発生した地震時高速地すべり、土と基礎、Vol. 44, No. 2, pp. 83-85.

安田匡、細田広範：北海道南西沖地震による道路盛土崩壊に関する一考察、北海道応用地学合同研究会論文集、No. 5, pp. 17-23, 1994.

Hyodo, M., A. F. L. Hyde and N. Aramaki: Liquefaction of crushable soils, *Geotechnique* 48, No. 4, pp. 527-543, 1998.

Yasuda, T. and H. Hosaka: A discussion on the mechanics of a fillbank failure caused by the Hokkaido-Nansei-Oki earthquake, *Proc. of IS-TOKYO'95/ The first International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering/* Tokyo/ 14-16 November 1995, A.A. Balkema, pp. 1063-1068, 1995.

## 2.2 斜面の流動破壊現象に関する既往の研究

ここでは、斜面の地震時流動破壊現象、および残留強度に関する研究の主なものを概観する。

### 2.2.1 概要

地震時流動破壊現象が土質工学的見地から調べられ始めたのは、1971 年サンフェルナンド(San Fernando)地震におけるローワ・サンフェルナンド・ダム(Lower San Fernando dam)の被災原因究明においてであろう。当ダムは、湛水のある上流側のり面が、堤体材料の液状化によりすべり崩壊を起こした。このすべり崩壊は、地震動が終了してしばらく後に始まったということが目撃されていたことから、そのメカニズムについて多くの議論・検討がなされた(Gu et al., 1993)。考えられる崩壊メカニズムについては NRC レポート(1985)にまとめられているが、その一つとして、非常に緩い飽和した砂質土は、液状化した後にせん断変形が進行してもせん断抵抗が回復しない（正のダイレタンシー効果が発現されない）ことがある、ということが指摘された。このときに発現されるせん断抵抗は残留強度(residual strength あるいは steady state strength)と呼ばれる。なお、飽和した砂質土の非排水単調載荷せん断試験における残留強度特性を最初に系統的に調べたのは Castro(1969)であるが、その研究によれば、任意の砂質土について、残留強度状態はある一定の間隙比より緩い範囲において発生し、その残留強度の大きさはもっぱら間隙比に依存するとされた。なお、Castro(1969)によれば、液状化(liquefaction)は、飽和した緩い砂質土が非排水せん断により間隙水圧が上昇して有効応力が低下し、ひずみ軟化を伴ってある一定のせん断抵抗を示す現象であると定義し、またその状態を「定常状態」(steady state)と呼んでいる。また、Poulos(1981)は、その状態で一定速度の変形運動をすることを「定常状態変形」(steady state of deformation)と定義している。

1980 年代以降、地震時流動破壊現象に関する研究がさかんに行われている。この現象は、盛土・斜面の一部が液状化して残留強度状態に至り、残留強度が土塊重量により生じる常時せん断応力を下回った場合にすべり崩壊を生じる現象であるとされている（図-**2.2.1**）。このため、土の残留強度を推定することが被害予測の上で最も重要であるが、この残留強度特性を室内試験から求めようとする研究と、被害事例からの逆算により推定しようとする研究が今日に至るまで継続されている。なお、筆者のみるところによれば、両者の研究は必ずしもうまく整合がとれているようには見えない(たとえば、Ishihara, 1994 ; 石原, 1993)。具体的には、被害事例から推定される残留強度と、室内試験から推定される残留強度がなかなか整合しないことである。その最大の理由の一つは、Castro(1969)の研究に見られるように、残留強度は間隙比に非常に敏感であり、かつかなり緩い（間隙比が大きい）状態で発生し得るものであるのに対し、原位置でこのように緩い砂質土の間隙比を変化させずに「不撹乱試料」を採取するのは実務上困難であることである。また、崩壊事例調査においては常に遭遇することであるが、地震前のすべり層の材料の採取、密度の把握が難しく、しかもこれらの空間的なばらつきの推定が難しいということも、実証的なアプローチを難しくしている。

なお、地震時流動破壊に関する研究を総括的に報告しているものとして、NRC レポート(1985)、Ishihara(1993)などがあり、有用である。

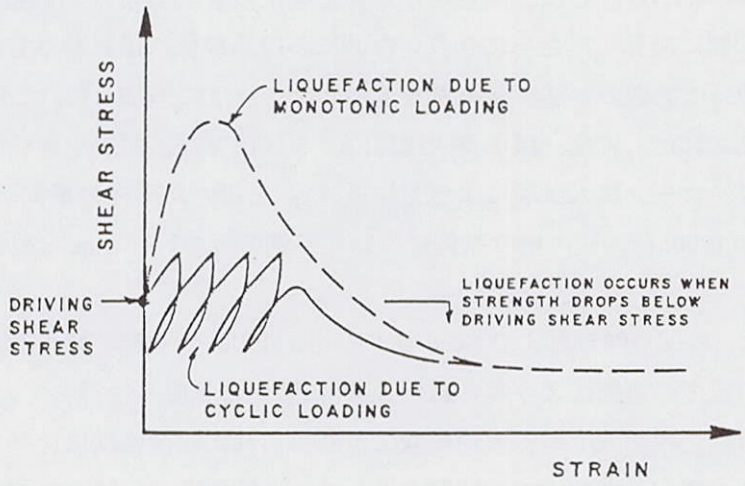



図-2.2.1　残留強度状態出現の模式図（Poulos et al., 1985）

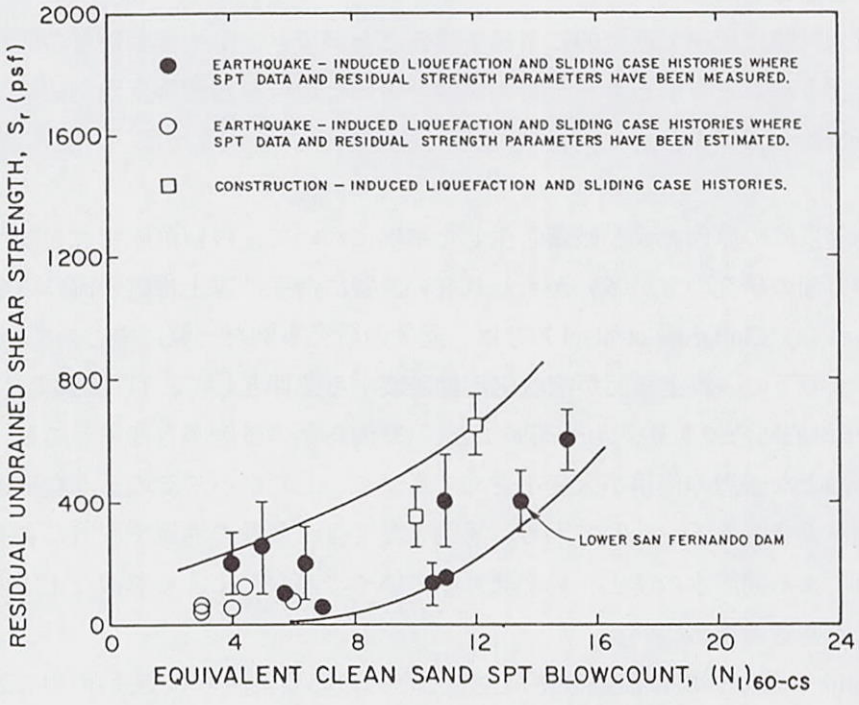



図-2.2.2　残留強度とN値の関係（Seed and Harder, 1990）

2.2.2　被害事例から残留強度を推定する研究

Seed(1987), Seed and Harder (1990)は、日本の５事例を含む17事例のケースヒストリーデータを集めて、すべり面計算から安全率 Fs＜1.0 として逆算される残留強度とＮ値の関係チャート（図-**2.2.2**）を提案した。図の横軸の$(N_1)_{60cs}$とは、測定されたＮ値を土被り圧 1kpf(約 1kgf/cm$^2$)相当、打撃エネルギー効率 60%相当の値に換算し、さらにきれいな砂におけるＮ値に換算したものである。

Stark and Mesri (1993)は同様の手法で数事例を追加しチャートに追加した。このような事例の追加はその後もいくつかなされた。また、標準貫入試験によるＮ値では、弱層を適切に捉えることができない欠点があるとして、コーン貫入試験による先端抵抗 qc を用いた同様の事例研究が行われている。たとえば Ishihara et al.(1990)は、国内の３事例について事例解析を行い、qc と残留強度の関係を示している。

Wride et al.(1999)は、Seed(1987)および Seed and Harder(1990)の研究に始まる、残留強度を被害事例から見積もる流儀の既往の研究により得られた Su-N 値関係の見直しを行っている。その背景には、事例の逆解析から得られた残留強度は、室内試験により得られた残留強度に比べてかなり小さいという不一致の問題がある。事例の逆解析での問題点として、残留強度 Su については下限値をとる傾向があるのに対して、Ｎ値については着目する土層の平均値をとっていることがある。このため、Ｎ値の低いシームが存在してそれが Flow liquefaction の原因となった場合には、Ｎ値に対する Su を過小評価する嫌いがある。また、事例の中には、Flow liquefaction ではなく、Cyclic liquefaction と見られる事例が含まれていることも問題である、としている。

他方、標準貫入試験に比べて連続的に情報を得ることができ、かつ流動破壊の弱点となり得る弱層を見逃さないと言う利点を有するコーン貫入試験を用いた原位置残留強度予測法に関する研究も多い（たとえば、Robertson, 1997)。

この他に、地震以外の原因で流動破壊を生じた事例について、残留強度特性を調べている研究がある。むしろこの方面の研究の方が多いかもしれない。特に海底砂質土地盤の流動破壊事例についての研究が多く見られる。Chillarige et al.(1997)は、過去の研究事例を一覧にまとめている。Silvis and de Groot(1995)は、水面下の砂質土斜面が液状化流動破壊する条件として、(1) 流動できるほど緩いこと、(2)斜面勾配が相対的に急であり、かつ高いこと、(3)何らかの誘因が存在すること、を挙げている。さらに、その誘因となる力の作用が大変小さくてもよく、したがってそのような誘因は常に存在し得ると想定するのが妥当である、としている。誘因としては、船舶の通過や波浪による水圧の変動、干潮時の水圧低下による間隙水の湧出、局部せん断破壊や浚渫などによる急激な土圧の変化、杭打ちによる振動、等々があると述べている。

また、Stoutjesdijk et al.(1998)は流動破壊が生じるための必要条件として、斜面中のどこがの場所が、不安定な状態（非排水条件の下でひずみ軟化を生じる直前の状態）に達する必要があることを大型模型実験の解析により示している。

### 2.2.3　残留強度特性に関する室内試験による研究

(1) 基本的特性に関する研究

Casagrande(1936)は、砂の排水せん断において、密な砂はせん断が進むと体積膨張し、逆に緩い砂は体積圧縮すること、そして両者は最終的にほぼ同じ密度に至ることを実験的に見出した。これを限界間隙比(critical void ratio)と呼び、拘束圧との間にある一意的な関係があることを示した。同様のことを非排水せん断において試みたのが Castro(1969)である。せん断を続けていくとある時点で一定の有効応力(間隙水圧)とせん断応力に達し、その後ひずみだけが進行していく「定常状態」(steady state)が存在することを実験的に示した。

1980 年代以降、いろいろな砂質土の残留強度を予測しようとする研究が行われるようになってきた。たとえば Been and Jefferies(1985)は、緩い砂質土の非排水せん断挙動を一意的に規定し得る実用的なパラメータとして、state parameter $\psi$ を提案した。これは、原位置の砂質土がある有効土被り圧、および間隙比の状態にあるとき、それと同じ土被り圧における限界間隙比と原位置の間隙比との差で定義される。また、Poulos et al.(1985)は原位置の密度測定結果と攪乱試料を用いた室内試験から得られる定常状態線を利用した残留強度の予測法を提案した。

以上は、単調載荷による定常状態、ならびに残留強度に関する研究であるが、地震動のような繰返し外力が作用することによっても、単調載荷におけるのと同じ定常状態が出現するかどうかについて調べた研究事例について見てみる。

Poulos et al.(1985)は、図-**2.2.1** の模式図を示し、単調載荷でも繰返し載荷でも同一の残留強度が出現すると考えた。Ishihara et al.(1993)、Konrad(1993)は、その論文の中で単調載荷および繰返し載荷による試験結果を示し、両者の残留強度が一致することを示している。しかし、繰返し載荷試験はいずれも片振りで行われている。両振り試験でも同じ結果が得られるのか興味が持たれる。

(2) 影響要因に関する研究

冒頭に述べたように、Castro(1969)に始まる「定常状態理論（仮説）」によれば、緩い砂質土が静的な作用あるいは（地震動のように）動的な作用により液状化した後に達成される定常状態あるいは残留強度は、その間隙比のみに依存する、とされている。この仮説が果たして正しいかどうかを追試するための実験的研究がさまざまな方面からなされている。以下では、影響要因別に概観する。

なお、そのような観点からの現状報告もいくつかなされている（たとえば、Vaid and Sivathayalan, 1999)。

・せん断モードの影響

Vaid et al.(1990)は、砂の非排水三軸圧縮試験および伸張試験を行い、応力ひずみ関係を比較した。その結果、三軸伸張試験では三軸圧縮試験に比べて土の挙動が圧縮的であること、またその結果としてひずみ軟化を示す限界の密度が高く、残留強度も小さいことを示した。その後も、残留強度はせん断モードの影響を受けることを示す実験結果が出された。

吉嶺(1996)は、せん断試験モードが残留強度の発現およびその大きさなどに与える影響を調べた。

その結果、残留強度の大きさは、三軸圧縮、単純せん断、三軸伸張の順に小さくなり、その差はきわめて大きいこと、また、初期粒子構造も非排水せん断挙動に影響を与えるようであることを示した。野中ら(1997)も同様に、三軸圧縮と三軸伸張で異なる残留強度が得られるという結果を示している。

ただし、三軸伸張試験においては、試験中に間隙比分布が非一様化することが実験的に示された例がある(Yamamuro and Lade, 1995; Ayoubian et al., 1998)。いわゆるネッキング現象である。この状態が発生すると、もはや「要素試験」とは言えない。Ayoubian(1998)は、伸張試験でひずみ軟化しやすく、また残留強度が小さいのはこのひずみの局所化によるものと述べている。Castro(1999)も同様の見解であり、伸張試験ではネッキングが生じるので適当ではないと述べている。

他方において、現実の盛土・斜面内部は土質およびその間隙比も一般に不均一である。この場合、間隙比が周囲よりも大きい部分は弱点となり得るが、せん断変形が進行しようとするときに、ひずみを局所化させようとふるまうのか、あるいは間隙比が一様になるようにふるまうのか、興味が持たれる。

・異方性の影響

Vaid et al.(1995), Uthayakumar and Vaid(1997)は、構造異方性の影響を中空ねじり試験により調べた。せん断試験中の主応力軸を一定として、それが土粒子構造の堆積軸となす角度をいくつか変化させて試験を行った。その結果、主応力軸が堆積軸に一致するときが最も膨張的(dilative)であり、それから離れるに従って収縮的(contractive)になり、残留強度の値も小さくなることを示した。

・間隙比の再分布の影響

Baziar and Dobry(1995)は、サンフェルナンドダムの破壊事例について残留強度を求める試験を行い、有効土被り圧と残留強度あるいは限界N値の関係を提示しているが、その論文の中で上記事例については必ずしも流動破壊に至るようなN値ではなかった、それにもかかわらず破壊に至ったのは、強い練り返しと微視的な土層構造の破壊が原因したのではないかと述べている。

・初期有効拘束圧の影響

Castro(1969)以来、残留強度は初期有効拘束圧の影響は受けないとされていた。その後の研究でも、準定常状態は影響を受けるが、少なくとも完全定常状態は影響を受けないというデータが数多く発表されている。しかし、Vaid and Sivathayalan(1999)は、三軸伸張試験および単純せん断試験において、準／完全定常状態における残留強度は初期有効拘束圧に全く比例的であるというデータを提示している。なお、具体的な応力ひずみ関係が示されていない、準定常状態と完全定常状態のデータが区別して示されていない、三軸圧縮試験においてはどのような結果であったのかが述べられていないことについて、やや疑問が残る。Yamamuro et al.(1999)は広い範囲の初期有効拘束圧の下で非排水単調載荷三軸圧縮試験を行い、残留強度が一定でないことを示している。また、カナダの液状化に関する共同研究プロジェクト(The CANLEX project)の総括報告(Robertson, et al., 2000)では、準定常状態および完全定

常状態における最小強度（残留強度）と相対密度との関係を調べるにあたって、残留強度を初期有効拘束圧で無次元化したものと相対密度との関係図を示し、よい相関があると述べている。残留強度と相対密度との関係図は示されておらず、また、なぜそのような比較をしなかったのかについても言及されていない。

このように、残留強度が初期有効拘束圧に依存しないという Castro(1969)以来の仮説は、近年、必ずしも統一した見解ではなくなってきているように見受けられる。

・初期せん断応力の影響

Vaid and Sivathayalan (1999) は、三軸圧縮試験において、初期せん断応力の大きさにより定常状態が変化するというデータを示している。そのデータによれば、初期せん断応力は軸圧縮側に作用させており、その大きさに伴い残留強度も大きくなっている。密度は一定とされているが、初期せん断応力を作用させた過程でわずかに体積圧縮が生じていたのかもしれない。

・細粒分含有率の影響

石原ら (1987) は、２種類の砂質土を用いて非排水三軸試験を行い、細粒分含有率により定常状態線の位置および勾配が変化することを示している。

Lade, Yamamuro ら (Lade and Yamamuro, 1997; Yamamuro and Lade, 1997, 1998) は、非塑性のシルトを7%含む Nevada 砂を用いて排水・非排水三軸圧縮試験を実施した。その結果として、以下の結論を述べている。

- ユニークな定常状態線（e-p'）はシルト混じり砂では存在しないと思われる。
- 密な供試体は低拘束圧の下で液状化し、緩い供試体は高い拘束圧の下で安定していた。
- シルト混じり砂は高い拘束圧の下でより dilative な挙動を示すという、(clean sands の試験結果から導かれた）従来の定説とは「逆の」傾向を示した。
- ひずみ速度の影響も見られた。
- 細粒分が多いと骨格構造の圧縮性が高くなり、このことが液状化しやすさに影響している。

Thevanayagam ら (Thevanayagam et al., 1997; Thevanayagam, 1998, Thevanayagam and Mohan, 2000) は、細粒分含有率を配合調整した砂質土の三軸試験および既往の試験結果をもとに、細粒分含有率および相対密度と残留強度の関係を調べた。その結果、細粒分含有率の影響が大きいことを示した。また、多数の試験データに基づき、残留強度の下限値を細粒分含有率と相対密度の関数として提案した。さらに、シルト混じり砂の非排水せん断変形特性を支配するパラメータとして、intergranular state parameters ($\phi$s, $\phi$f) を導入した。

この他にも細粒分含有率あるいは粒度分布により残留強度特性や定常状態線がどのように異なるかを調べた実験的研究は数多くある。

・土粒子構造の影響

任意の砂質土について、非排水せん断により達成される定常状態あるいは残留強度は間隙比のみに

支配されるという当初の仮説(Castro, 1969)が正しいとすれば、原位置における間隙比さえ正しく再現できれば再構成試料を用いて室内せん断試験を行うことにより、原位置でのそれを正しく評価することができることになる。このことが妥当であるか否かを追試するための研究がいくつか行われている。

Zlatovic and Ishihara(1997)は、4種類の砂質土を用いて、異なる供試体作成法により非常に緩い状態の供試体を作成し、非排水三軸圧縮試験を行い、土粒子構造(fabric)の影響を調べている。その結果、供試体作成法が異なる、すなわち土粒子構造が異なる供試体の試験結果を比べると、ピーク強度に至るまでは違いがなく、準定常状態での残留強度の大きさには違いが生じること、しかしその後の極限残留状態は一定であると述べている。ひずみが大きくなると、初期の土粒子構造の記憶がなくなるものと理解される。また、非常に緩い砂質土の有効応力径路および応力ひずみ関係を初期有効拘束圧で正規化したものは少なくとも準定常状態までは一致する、と述べている。ただし、データを見ると、非常に緩い供試体であるため、拘束圧に応じて間隙比も一定ではない。したがって、上の見解は、同一の間隙比で拘束圧が異なる供試体についても成立するとは限らない、と考えられる。

Vaid and Thomas(1995)も水中落下法、空中落下法および湿潤締固め法により作成した砂質土供試体について非排水単純せん断試験を行い、その試験結果には大きな違いがあることを示している。このうち最も強度が小さいのは湿潤締固め、最も強いのは水中落下であったが、Castro(1999)によれば、供試体内の間隙比のばらつきは湿潤締固めで最も大きく、水中落下で最も小さいことから、この間隙比のばらつきの影響によるものである可能性があることをも示唆している。

なお、1980年半ばより、定常状態理論（仮説）を用いた原位置砂質土の残留強度評価法についてのパイオニア的な研究を行ってきている実務家である Been は、定常状態仮説の有効性（任意の砂質土について定常状態線が一意的に存在するという仮説）に対するアンチテーゼを投げかけた上述の種々の実験的研究を再吟味し、結論として、少なくとも実務的には定常状態理論は有効であると述べている(Been, 1999)。一読に値する。

また、Castro(1999)は、室内試験により残留強度を評価しようとするときには、大ひずみまでの試験を行うこと、また、その間にネッキングのようなひずみの局所化（あるいは間隙比の再分布）が起こらないような試験法を選ぶこと、が大切であると述べている。また、原位置試験では弱層を見逃さないこと、不攪乱試料を用いた試験を行うにあたっては、わずかな間隙比の変化も許さない細心の注意が必要である旨述べている。

### 2.2.4　地震時流動破壊現象に関する実験的研究

盛土・斜面が地震動の作用により流動破壊する現象を模型実験により調べた事例はきわめて少ない。

Arulanandan et al.(1988)は、内部が緩い砂質土で構成され、表層を粘性土で覆ったアースダムの振動実験を完全水深の条件の下で行い、地震動終了直前に急激なすべり変形が進行する現象を捉えた。破壊形状から、主に表面の粘性土層のみが滑動していることが確認された。滑動崩壊の理由として、砂質盛土部と表層粘性土層の間に水膜が形成された可能性を指摘している。なお、この事例は、流動す

べり現象を実験的に再現した最初の事例であると思われる。

Pilgrim(1998)は、浸透水を有する単純斜面の振動実験を行っている。勾配は6度と18度の2種類である。地震動終了後に変形が進行する現象は生じなかった。連続的な変形にとどまった。変形量の大きさは、層厚80ないし100mmの斜面の表面での変位量が12mm程度であった。なお、Dobryら(1995)も類似の実験を行っているが、勾配は2,3度とかなり緩く、それは盛土・斜面を意図するものではなく、いわゆる液状化による「側方流動」における変形問題を意図しているようである。

Kokusho(1999)は、自然堆積した緩傾斜地盤で地盤流動が発生する要因の一つとして、不透水性の薄層（シーム）が存在して、これが下方の砂質土層で生じた過剰間隙水圧の上方への消散を阻害し、ついには水膜を形成する、という可能性について研究している。これも上と同様に、盛土を意図したものではない。

北海道開発局開発土木研究所（松田ら、1996；林ら、1997, 1998）は、筆者らとほぼ同じ目的、すなわち、盛土が地震時に崩壊する要因として盛土の締固め度、浸透水位、のり面勾配などの影響を模型実験により調べている。その結果、盛土の締固め度が低いほど、また、浸透水位が高いほど、盛土の地震時沈下量が大きくなることを示している。ただし、その沈下は地震動作用時にのみ発生しているようである。

ところで、1995兵庫県南部地震で人工埋立地がケーソン護岸の移動に伴い大きく側方流動を起こし、その後非常に多くの実験的研究がなされている。この中でも、側方流動は地震中に起こったものか、あるいは主に主要動が終わった後に生じたものか、という議論がなされ、現在も議論は続いているようである。しかし、少なくとも模型実験においては、地震動終了後に大きな変位が生じるという事例は見られていない。この点は、側方流動の影響を受ける基礎構造物の耐震設計に関わる重要な点であり、今後も議論・検討が続けられるものと思われる。

### 2.2.5 まとめ

以上、砂質土の流動破壊現象に関する既往の研究を概観した。大要を述べると以下のとおりである。

(1) 斜面・盛土の流動破壊現象(flow slide)は、飽和した砂質土が何らかの作用により非排水せん断強さが低下し、重力による滑動力を下回ることにより生じる現象であると定義される。

(2) このような強度低下は緩い砂質土で起こる。その誘因は、準静的な作用、あるいは地震動のように動的な作用のいずれでもよい。準静的な作用とは、堆積あるいは掘削による力のバランスの変化、波浪、地下水の上昇など、また動的な作用として地震動、杭打ち、交通荷重などが考えられる。

(3) 地震動の作用による流動破壊を実験的に再現した研究事例は、Arulanandan et al.(1988)によるもののみである。これは砂質土盛土を粘性土層で覆った特殊な条件で行われている。

(4) 緩い砂質土において非排水条件の下でせん断変形を進行させていくと、有効応力、せん断応力がある一定の値に収束し、この状態を保ったまま変形が続く状態が出現する。これを「定常状態」(steady state)と呼ぶ。このときのせん断抵抗を「残留強度」(residual strength)と呼ぶ。

(5) 定常状態および残留強度は、砂質土の種類と間隙比により一意的に決まり、かつ任意の砂質土について、間隙比と定常状態における有効応力（あるいは残留強度）の間には一意的な関係が存在す

る。これを「定常状態線」(steady state line)と呼ぶ。

(6) しかしながら、最近の研究では、両者の関係は必ずしも一意的ではなく、以下のような要因の影響を受けるというデータが提示されている。

・せん断モードの影響：

・構造異方性の影響

・土粒子構造の影響

(7) 地震動の作用により達成される定常状態が、単調載荷荷重により達成されるものと同じであるということを示す実証データは意外に少ない。

(8) 残留強度を初期有効拘束圧で正規化するのがよいというデータも一部に見られる。

(9) 原位置での残留強度を推定する方法として、N 値、あるいはコーン指数と粒度分布データによる方法と、「不撹乱」試料採取による方法とがある。いずれの方法も有効性の検証が十分とは言えない。

## 参考文献


石原研而(1993)：地震時の液状化と流動破壊－第 33 回 Rankine Lecture より－、土と基礎、Vol. 41, No. 8, pp. 6-12.

野中毅、秋葉孝公、関根昌弘、石原研而、金谷守(1997)：レキを含んだマサ土の非排水三軸圧縮・伸張せん断試験、第 32 回地盤工学研究発表会概要集、pp. 453-454.

林宏親、西川純一、谷口啓二郎(1997)：盛土の地震時挙動に関する遠心模型実験、第 32 回地盤工学研究発表会講演概要集、pp. 1025-1026.

林宏親、西川純一、谷口啓二郎(1997)：盛土の耐震性に関する遠心模型実験、第 33 回地盤工学研究発表会講演概要集、pp. 1031-1032.

松田泰明、西川純一、大江祐一(1996)：盛土の動的遠心力模型実験、第 31 回地盤工学研究発表会講演概要集、pp. 1217-1218.

吉嶺充俊(1996)：単調載荷による飽和砂の非排水流動変形に関する研究、東京大学工学部学位請求論文.

Arulanandan, K., C. Yogachandran, K.K. Muraleetharan, B.L. Kutter and G.S. chang (1988): Laboratory flow slide during earthquake simulation, *Proc. of Centrifuge 88*, Corte (ed.), A.A. Balkema, pp. 539-544.

Ayoubian, A. and P.K. Robertson (1998): Void ratio redistribution in undrained triaxial extension tests on Ottawa sand, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, pp. 351-359.

Baziar, H. and R. Dobry (1995): Residual strength and large-deformation potential of loose silty sands, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 12, pp. 896-906.

Been, K. and M.G. Jefferies (1985): A state parameter for sands, *Geotechnique*, Vol. 35, No. 2, pp. 99-112.

Been, K. (1999): The critical state line and its application to soil liquefaction, *Proc. of the International Workshop on the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*/ Baltimore/ Maryland/ USA/ 10-11 September 1998 (P.V. Lade and J.A. Yamamuro, eds.), A.A. Balkema, pp. 105-120.

Casagrande, A. (1936): Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, pp. 13-32.

Castro, G. (1969): Liquefaction of sands, *Harvard Soil Mechanics Series* No. 81, Harvard University, Cambridge, MA.

Castro, G. (1998): Personal communication.

Castro (1999): Comments on the determination of the undrained steady state strength of sandy soils, *Proc. of the International Workshop on the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*/ Baltimore/ Maryland/ USA/ 10-11 September 1998 (P.V. Lade and J.A. Yamamuro, eds.), A.A. Balkema, pp. 205-212.

Chillarige, A.V., P.K. Robertson, N.R. Morgenstein and H.A. Christian (1997): Evaluation of the insitu state of Fraser River sand, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, pp. 510-519.

Gu, W.H., N.R. Morgenstein and P.K. Robertson (1993): Progressive failure of Lower San Fernando Dam, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 2, pp. 333-349.

Dobry, R., V. Taboada and L. Liu (1995): Centrifuge modeling of liquefaction effects during earthquakes, *Proc. of IS-Tokyo '95/ The First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*/ Tokyo/ 14-16 November 1995, pp. 1291-1324.

Ishihara, K. (1993): Liquefaction and flow failure during earthquakes, *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3, pp. 351-415.

Ishihara, K. (1994): Evaluation of residual strength of sandy soils, *Proc. of XIII ICSMFE*/ New Delhi/ India, pp. 175-181.

Ishihara, K., S. Yasuda and Y. Yoshida (1990): Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands, *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 3, pp.69-80.

Kokusho, T.(1999) : Water film in liquefied sand and its effect on lateral spread, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 10, pp.817-826.

Konrad, J.-M. (1993): Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests, *Geotechnique*, Vol. 43, No. 1, pp. 69-89.

Lade, P.V. and J.A. Yamamuro (1997): Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, pp. 918-928.

National Research Council (1985): *Liquefaction of soils during earthquakes*, Committee on Earthquake Engineering, G.W. Housner (Chairman), National Academy Press.

Pilgrim, N.K. (1998): Earthquake-related deformation beneath gently inclined ground, *Geotechnique*, Vol. 48, No. 2, pp. 187-199.

Poulos, S.J., G. Castro and J. France (1985): Liquefaction evaluation procedure, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 111, No. 6, pp.772-792.

Robertson, P.K. and C.E. Fear (1997): Liquefaction of sands and its evaluation, *Proc. of IS-Tokyo '95/ The First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*/ Tokyo/ 14-16 November 1995, pp. 1253-1289.

Robertson, P.K., et al. (2000): The CANLEX project: summary and conclusions, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp. 563-591.

Seed, H.B. (1987): Design problems in soil liquefaction, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 113, No. 8, pp. 827-845.

Seed, R.B. and L.F. Harder (1990): SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength, *Proceedings of the H. Bolton Seed Memorial Symposium*, Vol. 2, pp. 351-376.

Silvis, F. and de Groot, M.B. (1995): Flow slides in the Netherlands: experience and engineering practice, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, pp. 1086-1092.

Stoutjesdijk, T.P., M.B. de Groot and J. Lindenberg (1998): Flow slide prediction method: influence of slope geometry, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, pp. 43-54.

Stark, T.D. and G. Mesri (1992): Undrained shear strength of liquefied sands for stability analysis, *Journal of Geotechnical Engineering*, Proc. ASCE, Vol. 118, No. 11, pp. 1727-1747.

Thevanayagam, S., K. Ravishankar and S. Mohan (1997): Effects of fines on monotonic undrained shear strength of sandy soils, *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 20, No. 4, December 1997, pp. 394-406.

Thevanayagam, S. (1998): Effects of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 6, June 1998, pp. 479-491.

Thevanayagam, S. and S. Mohan (2000): Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands, *Geotechnique*, Vol. 50, No. 1, pp. 1-23.

Uthayakumar, M. and Y.P. Vaid (1998): Static liquefaction of sands under multiaxial loading, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, pp. 273-283.

Vaid, Y.P., E.K.F. Chung and R.H. Kuerbis (1990a): Stress path and steady state, *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 27, No. 1, pp. 1-7.

Vaid, Y.P., A. Sayano, E. Hou and D. Negussey (1990b): Generalized stress-path-dependent soil behaviour with a new hollow cylinder torsional apparatus, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, No. 5, pp. 601-616.

Vaid, Y.P., S. Sivathayalan, M. Uthayakumar and A. Eliadorani (1995): Liquefaction potential of reconstituted Syncrude sand, *Proceedings of the 48th Canadian Geotechnical Conference*, pp. 319-330.

Vaid, Y.P. and J. Thomas (1995): Liquefaction and post liquefaction bahavior of sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 2, pp. 163-173.

Vaid, Y.P. and S. Sivathayalan (1999): Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands, *Proc. of the International Workshop on the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*/ Baltimore/ Maryland/ USA/ 10-11 September 1998 (P.V. Lade and J.A. Yamamuro, eds.), A.A. Balkema, pp. 105-120.

Verdugo, R. and K. Ishihara (1996): The steady state of sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 2, pp. 81-92.

Wride, C.E. (Fear), E.C. McRoberts and P.K. Robertson (1999): Reconsideration of case histories for estimating undrained shear strength in sandy soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, pp. 907-933.

Yamamuro, J.A. and P.V. Lade (1995): Strain localization in extension tests on granular materials, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 7, pp. 828-836.

Yamamuro, J.A. and P.V. Lade (1997): Static liquefaction of very loose sands, *Canadian Geotechnical Journal*, Vo. 34, pp. 905-917.

Yamamuro, J.A. and P.V. Lade (1998): Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 9, pp. 868-877.

Yamamuro, J.A., K.M. Covert and P.V. Lade (1999): Static and cyclic liquefaction of silty sands, *Proc. of the International Workshop on the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*/ Baltimore/ Maryland/ USA/ 10-11 September 1998 (P.V. Lade and J.A. Yamamuro, eds.), A.A. Balkema, pp. 55-65.

Zlatovic, S. and K. Ishihara (1997): Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 4, pp. 47-56.

## 3．中空ねじりせん断試験

### 3.1　試験内容

本章では、平成9年度と11年度に実施した、砂質試料の単調載荷および繰返し載荷中空ねじりせん断試験について報告する。試験に用いた砂質試料は山砂であり、その詳細は3.2で述べるが、これは第4，5章で報告する遠心模型実験にも用いられる。

第2章では、過去の地震により山岳盛土が大きく流動破壊した事例をいくつか紹介したが、ここでは、試験試料を対象に要素試験により得られる残留強度特性を整理した。試験の目的は、以下のとおりである。

(1) 単調載荷試験から、砂質試料の残留強度特性を求める。密度、初期せん断応力、有効拘束圧など、残留強度に及ぼす諸要因を明らかにする。
(2) 単調載荷と繰返し載荷試験を比べることにより、載荷方法が残留強度特性に与える影響を調べる。
(3) 繰返し載荷試験から、密度、初期せん断応力、片振り・両振り載荷などが繰返しせん断強度に及ぼす影響を明らかにする。

試験条件の一覧を表-**3.1.1** に示す。

平成9年度は、単調載荷試験を9ケース、繰返し載荷試験を12ケース実施した。単調載荷試験は、締固め密度、初期せん断応力、初期有効拘束圧が残留強度特性に与える影響に着目して行った。繰返し載荷試験は、初期せん断応力、繰返しせん断応力、締固め密度の影響を調べるとともに、単調載荷試験との比較を行った。

平成11年度は、単調載荷試験を30ケース実施した。詳細は3.2で述べるが、平成9年度と11年度の試料は、物理特性が若干異なる。平成11年度は、改めて締固め密度、初期せん断応力、初期有効拘束圧の影響を調べるとともに、両年度に用いた試料の違い、異方圧密の影響などを明らかにした。

なお、試験データの詳細は、動土質資料 No.81（平成 9 年度の試験）、動土質資料 No.85（平成 11 年度の試験）にとりまとめているので、参照されたい。

### 3.2　試料特性

試験に用いた試料は、茨城県稲敷郡江戸崎町から採取した山砂（以下、江戸崎砂と呼ぶ）である。平成9年度と11年度の試験は、ともに江戸崎砂を用いたが物理特性は若干異なった。両年度の物理特性を表-**3.2.1**、粒径加積曲線を図-**3.2.1**、突固めによる締固め試験（JIS A 1210-1990）の結果を図-**3.2.2** に示す。なお、これらの試験は、必ずしも同一の試験者によって行われたものではない。

粒径加積曲線結果から、両年度の試料とも細粒分を10%程度含んでおり、粒度分布にも大きな差は見られない。一方、締固め試験結果から、最適含水比および最大乾燥密度には大きな違いがあることが分かる。平成9年度の試料は、山から採取したものをときほぐして使用したのに対し、平成11年度の試料は、いったん転圧ローラーを用いた転圧試験に使用されたものを再度ときほぐして使用していることから、こうした違いが生じたと考えられる。なお、平成6～9年度の遠心模型実験では、平成9

表-3.1.1　試験条件（H9 年度）

(a)　単調載荷試験（H9 年度）

| 試験種別 | 供試体No. | 乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm$^3$) | 間隙比 e | 圧密後の締固め度 D(%) | 初期有効拘束圧 $\sigma_{m0}'$ (kPa) | 初期せん断応力比 $\tau_s/\sigma_{m0}'$ | ﾊﾞｯｸﾌﾟﾚｯｼｬｰ(kPa) | B値 | せん断ひずみ速度 (%/min) | 備考※ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 初期せん断なし | 1-1 | 1.274 | 1.110 | 80.2 | 98 | 0 | 196 | 97.2 | 1 | 971117 |
| | 1-2 | 1.336 | 1.012 | 84.1 | | | | 97.4 | | 971105 |
| | 1-3 | 1.398 | 0.923 | 88.0 | | | | 95.4 | | 971120 |
| | 1-4 | 1.435 | 0.873 | 90.4 | | | | 96.5 | | 971119 |
| | 2-1 | 1.297 | 1.072 | 81.7 | 49 | | | 98.3 | | 971222 |
| | 2-2 | 1.348 | 0.994 | 84.9 | 156.8 | | | 94.4 | | 971218 |
| あり | 3-1 | 1.327 | 1.026 | 83.6 | 98 | 0.05 | | 96.3 | | 971211 |
| | 3-2 | 1.317 | 1.041 | 83.0 | | 0.15 | | 99.8 | | 971205 |
| | 3-3 | 1.340 | 1.006 | 84.4 | | 0.4 | | 97.1 | | 971215 |

※試験ﾃﾞｰﾀﾌｧｲﾙ番号（試験日に対応）

(b)　繰返しせん断試験（H9 年度）

| 初期せん断応力比 $\tau_s/\sigma_{m0}'$ | 供試体No. | 乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm$^3$) | 間隙比 e | 圧密後の締固め度 D(%) | 初期有効拘束圧 $\sigma_{m0}'$ (kPa) | 繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma_m'$ | ﾊﾞｯｸﾌﾟﾚｯｼｬｰ(kPa) | B値 | せん断ひずみ速度 (%/min) | 備考※ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 4-1-1 | 1.321 | 1.035 | 83.2 | 98 | 0.075 | 196 | 96.7 | 1 | 971127 |
| | 4-1-2 | 1.347 | 0.996 | 84.8 | | 0.1 | | 96.8 | | 971126 |
| | 4-1-3 | 1.340 | 1.006 | 84.4 | | 0.15 | | 94.2 | | 971125 |
| | 4-1-4 | 1.326 | 1.027 | 83.5 | | 0.2 | | 98.2 | | 971107 |
| 0.05 | 4-2-1 | 1.326 | 1.027 | 83.5 | | 0.1 | | 95.6 | | 971202 |
| | 4-2-2 | 1.319 | 1.038 | 83.1 | | 0.125 | | 97.1 | | 971203 |
| | 4-2-3 | 1.332 | 1.018 | 83.9 | | 0.15 | | 95.7 | | 971201 |
| 0.15 | 4-3-1 | 1.321 | 1.035 | 83.2 | | 0.05 | | 97.4 | | 971209 |
| | 4-3-2 | 1.332 | 1.018 | 83.9 | | 0.075 | | 97.6 | | 971210 |
| | 4-3-3 | 1.320 | 1.036 | 83.1 | | 0.1 | | 91.8 | | 971208 |
| 0.4 | 4-4-1 | 1.337 | 1.01 | 84.2 | | 0.05 | | 96.5 | | 971216 |
| 0 | 5-1 | 1.427 | 0.884 | 89.9 | | 0.15 | | 95.4 | | 971217 |

※試験ﾃﾞｰﾀﾌｧｲﾙ番号（試験日に対応）

表-3.1.1　試験条件（H11 年度）

(c)　単調載荷試験（H11 年度）

| 試験項目 | 供試体No. | 乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm$^3$) | 間隙比 e | $K_0$圧密 $\sigma_r'/\sigma_a'$ | 初期有効拘束圧 $\sigma_{m0}'$(kPa) | 初期せん断応力比 $\tau_s/\sigma_{m0}'$ | バックプレッシャー(kPa) | B値 | ひずみ速度 (%/min) | 備考※ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 流動破壊発生条件 | 1-1 | 1.343 | 0.999 | 1 | 98 | 0 | 196 | 98.2 | 1 | 990927 |
| | 1-2 | 1.354 | 0.982 | | | | | 96.8 | | 990824 |
| | 1-3 | 1.381 | 0.944 | | | | | 98.1 | | 990914 |
| | 1-4 | 1.430 | 0.877 | | | | | 97.4 | | 990924 |
| | 1-5 | 1.335 | 1.010 | | | 0.2 | | 97.4 | | 991004 |
| | 1-6 | 1.354 | 0.982 | | | | | 98.2 | | 990802 |
| | 1-7 | 1.381 | 0.944 | | | | | 99.0 | | 990909 |
| | 1-8 | 1.433 | 0.873 | | | | | 97.1 | | 990910 |
| | 1-9 | 1.357 | 0.978 | | | 0.3 | | 97.9 | | 991005 |
| | 1-10 | 1.357 | 0.978 | | | | | 97.8 | | 990803 |
| | 1-11 | 1.390 | 0.931 | | | | | 98.1 | | 990930 |
| | 1-12 | 1.454 | 0.846 | | | | | 97.4 | | 991012 |
| | 1-13 | 1.373 | 0.955 | | | 0.4 | | 97.9 | | 990902 |
| | 1-14 | 1.372 | 0.956 | | | | | 99.5 | | 990805 |
| | 1-15 | 1.404 | 0.912 | | | | | 97.7 | | 990825 |
| | 1-16 | 1.451 | 0.850 | | | | | 96.4 | | 990826 |
| 砂の相違 | 2-1 | 1.422 | 0.887 | 1 | 98 | 0 | 196 | 98.5 | 1 | 991021 |
| | 2-2 | 1.356 | 0.979 | | | | | 97.3 | | 991028 |
| | 2-3 | 1.336 | 1.012 | | | | | 97.4 | | 971105 |
| 拘束圧 | 3-1 | 1.364 | 0.968 | 1 | 29.4 | 0.2 | 196 | 100.0 | 1 | 991116 |
| | 3-2 | 1.371 | 0.958 | | 49 | | | 99.7 | | 991117 |
| | 3-3 | 1.387 | 0.935 | | 147 | | | 97.7 | | 991122 |
| 異方圧密 | 4-1 | 1.385 | 0.938 | 0.5 | 98 | 0 | 196 | 98.5 | 1 | 991129 |
| | 4-2 | 1.383 | 0.941 | 0.7 | | | | 98.2 | | 991126 |
| | 4-3 | 1.392 | 0.928 | 0.5 | $\sigma_{v0}'$=98 | $\tau_s/\sigma_{v0}'$=0 | | 97.6 | | 991206 |
| | 4-4 | 1.379 | 0.946 | 0.7 | | | | 96.8 | | 991207 |
| | 4-5 | 1.384 | 0.939 | 0.5 | 98 | 0.2 | | 98.2 | | 991202 |
| | 4-6 | 1.383 | 0.941 | 0.7 | | | | 98.2 | | 991201 |
| | 4-7 | 1.393 | 0.927 | 0.5 | $\sigma_{v0}'$=98 | $\tau_s/\sigma_{v0}'$=0.2 | | 97.9 | | 991209 |
| | 4-8 | 1.393 | 0.927 | 0.7 | | | | 97.8 | | 991210 |

※試験データファイル番号（試験日に対応）

表-3.2.1　江戸崎砂の物理特性

| | H9年度 | H11年度 |
|---|---|---|
| 50%粒径 $D_{50}$ (mm) | 0.17 | 0.17 |
| 細粒分含有率 Fc (%) | 9.8 | 10.8 |
| 土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm$^3$) | 2.688 | 2.684 |
| 最大間隙比 $e_{max}$ * | 1.526 | - |
| 最小間隙比 $e_{min}$ * | 0.894 | - |
| 最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm$^3$) * * | 1.588 | 1.567 |
| 最適含水比 $w_{opt}$ (%) * * | 18.5 | 14.0 |

＊）砂の最大密度・最小密度試験方法（JGS T 0161-1990）による。
ただし、適用範囲外。
＊＊）突固めによる土の締固め試験方法（JGS T 0711-1990）による。

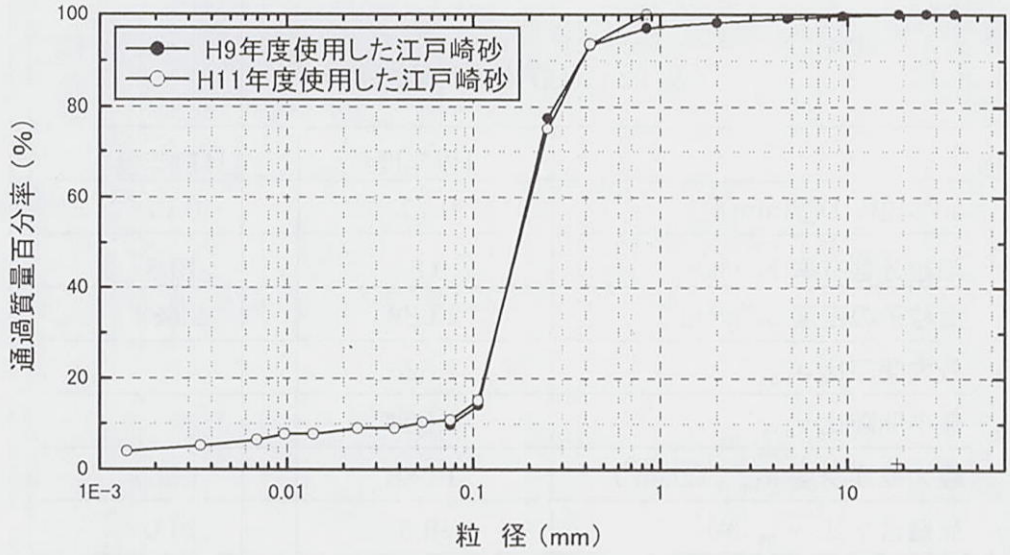



図-3.2.1　粒径加積曲線

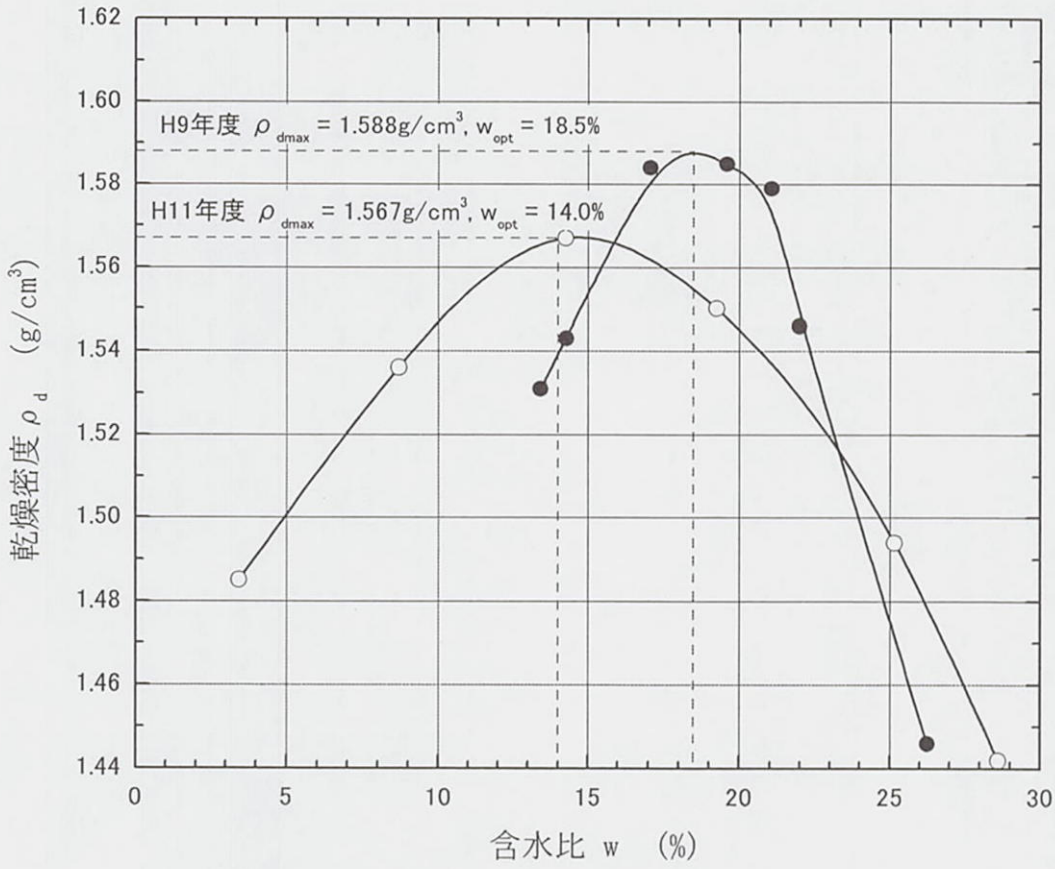



図-3.2.2　締固め試験結果

年度の最大乾燥密度（$\rho_{dmax}$=1.588g/cm$^3$）、平成 10 年度以降の遠心模型実験では、平成 11 年度の最大乾燥密度（$\rho_{dmax}$=1.567g/cm$^3$）を用いて締固め度 $D$（$D=\rho_d / \rho_{dmax}$）を算出している。

### 3.3 試験方法

試験は、土木研究所所有の動的ねじりせん断試験装置を用いて実施した。供試体は、外径 100mm、内径 60mm、高さ 200mm の中空円筒形である。試料を表-3.2.1 に示す最適含水比に調整後、層厚 20mm 毎に棒で突き固めて作成した。20kPa の拘束圧を加えた状態で、二酸化炭素を通し、二重負圧法により脱気水で飽和した。196kPa のバックプレッシャーをかけて、表-3.1.1 に示す圧密条件で等方圧密した後、試験条件によっては排水状態で初期せん断応力の載荷、または異方圧密を行った。その後、非排水条件の下でひずみ制御の単調載荷もしくは繰返し載荷試験を行った。載荷速度は、ともに 1%/min である。繰返し載荷試験は、ひずみ速度は一定で、所定のせん断応力に達したら、せん断方向を手動で反転させる方法で行った（したがって、繰返しせん断応力レベルが必ずしも一定していない）。なお、平成 9 年度と 11 年度では、供試体の上下端に取り付けるペデスタルに違いがある。平成 11 年度は、端面で供試体がすべるのを防ぐため、ステンレス製の刃を取り付けた。

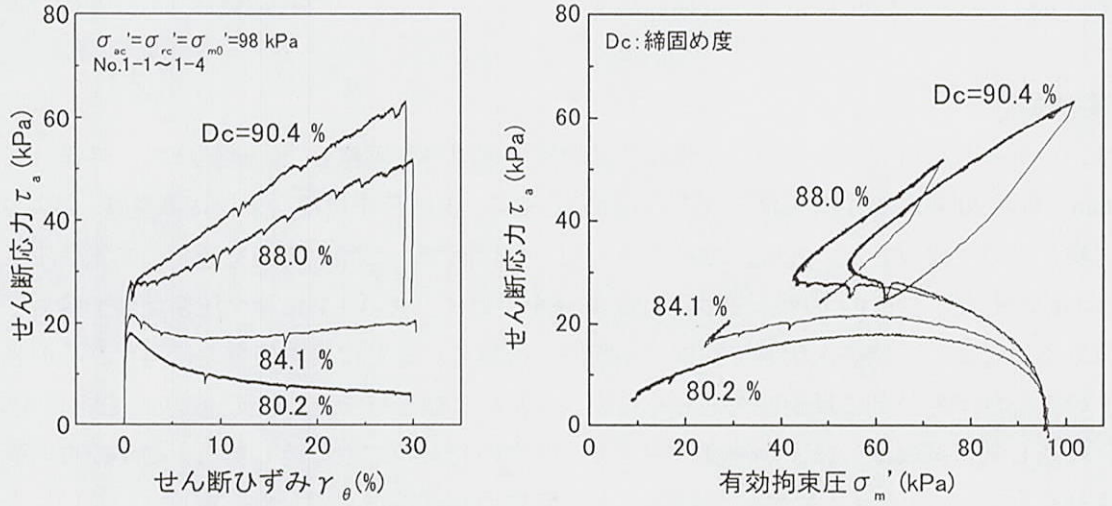
### 3.4 単調載荷試験（平成 9 年度）

#### 3.4.1 締固め密度の影響

圧密後の締固め度 $Dc$ が異なる 4 試料の試験結果を図-**3.4.1** に示す。密度が最も緩い $Dc$=80.2%の場合、応力－ひずみ曲線はピーク後、単調に低下している。密度がやや緩い $Dc$=84.1%では、せん断応力はピーク後いったん低下し、せん断ひずみが 7～8%に達すると再び上昇している。密度がこれより高い場合では、せん断応力のピークは現れず、せん断応力は単調に増加している。ここでは、やや緩いケースのように、応力-ひずみ曲線がピークに達した後、極小値を有する場合はその時点のせん断応力を、それ以外の場合はせん断ひずみが 30%になった時点のせん断応力を残留強度 $Sus$ と定義して、以下の整理に用いている。図-3.4.1 より、密なケースほど残留強度は大きく、密度は残留強度に大きく影響することが分かる。また、応力－ひずみ曲線において、ひずみ軟化を示す上限の締固め度は $Dc$=84～88%の間に、ひずみ軟化を示した後、せん断抵抗が回復するか否かの境界の密度は、$Dc$=80～84%の間にあることが読みとれる。

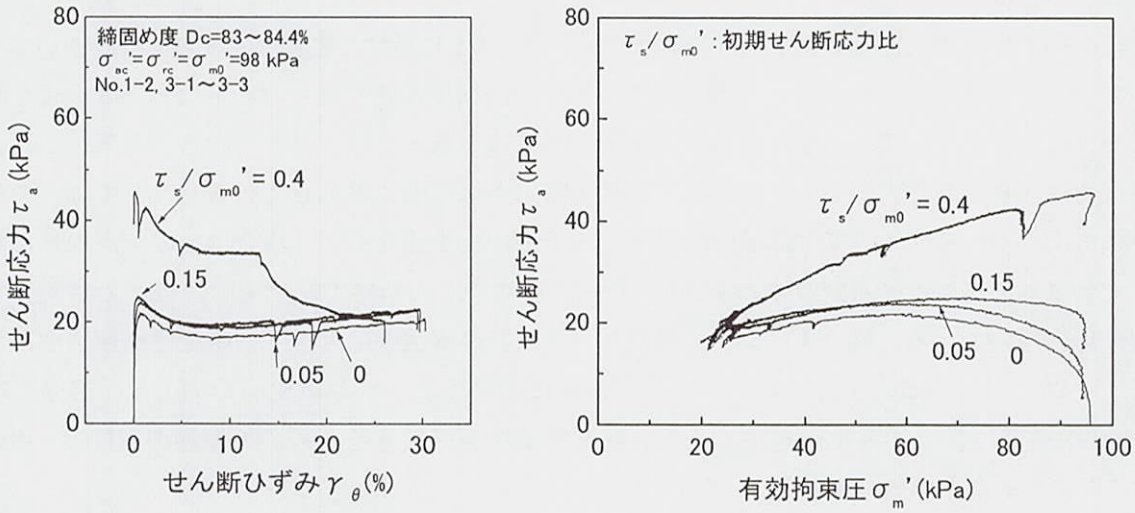
#### 3.4.2 初期せん断応力の影響

初期せん断応力比 $\tau_s/\sigma_{m0}'$の異なるの 4 試料の試験結果を図-**3.4.2** に示す。$\tau_s/\sigma_{m0}'$ =0.40 のケースはせん断ひずみが 13%の時点でせん断応力比が大きく減少しているが、これは試験供試体端面ですべりが生じたためと考えられる。したがって、このケースはせん断ひずみ 13%時点のせん断応力比を残留強度比とする。これによると、ピーク後の残留強度は必ずしも一定ではなく、初期せん断応力が大きくなるほど残留強度は大きくなっている。




(a) 応力－ひずみ曲線　　(b) 有効応力経路

図-3.4.1 密度の影響（H9 単調載荷試験）




(a) 応力－ひずみ曲線　　(b) 有効応力経路

図-3.4.2 初期せん断応力の影響（H9 単調載荷試験）

### 3.4.3　初期有効拘束圧の影響

初期有効拘束圧 $\sigma_{m0}'$=49、98、157 kPa の 3 試料の試験結果を図-**3.4.3** に示す。同図では、応力をそれぞれの初期有効拘束圧で除して正規化して示している。$\sigma_{m0}'$=49 kPa の結果は他に比べて強度が小さくなっているが、これは密度が他より低いことによるものと考えられる。応力－ひずみ曲線より、$\sigma_{m0}'$=157 kPa のケースは、せん断ひずみが 16%の時点で供試体端面ですべりが生じているようであるが、それまでは $\sigma_{m0}'$=98 kPa の結果とほぼ一致している。また、有効応力経路もほぼ一致した結果が得られており、密度が一定であれば残留強度は初期有効拘束圧に比例するといえる。

## 3.5　単調載荷試験（平成 11 年度）

### 3.5.1　締固め密度および初期せん断応力の影響

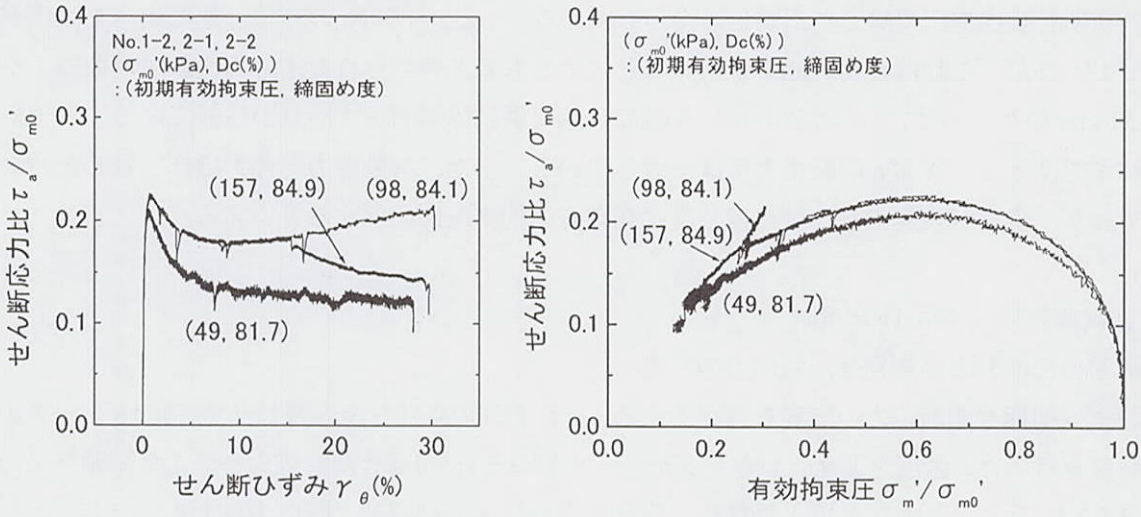
密度および初期せん断応力の影響を調べるため、それぞれの条件を組み合わせて、計 16 ケースの単調載荷試験を行った。密度を変えた試験結果の一例を図-**3.5.1**、初期せん断応力を変えた試験結果の一例を図-**3.5.2** に示す。平成 9 年度と同様に、密度が高いほど、初期せん断応力が大きいほど、ピーク強度および残留強度が大きくなっている。16 ケースそれぞれの応力比－ひずみ曲線において、ピーク強度比と残留強度比を読みとり、圧密後の密度との関係を図-**3.5.3(a),(b)**に整理した。初期せん断応力が大きくなるにしたがって、ピーク強度比は密度によらず一定になる傾向を示している。一方、今回試験を行った密度の範囲では、密度に対して残留強度比はほぼ比例している。つまり、ピーク強度 $\tau_p$ と残留強度 $S_{us}$ の差（$\tau_p - S_{us}$）は、初期せん断応力が大きいほど小さくなるといえる。

### 3.5.2　初期有効拘束圧の影響

初期有効拘束圧を変えて行った 4 試料の単調載荷試験結果を、図-**3.5.4** に示す。いずれも初期せん断応力比 0.2 で試験を行っている。図-3.5.4 の応力－ひずみ曲線からピーク強度と残留強度を読みとって、初期有効拘束圧に対してプロットしたのが、図-**3.5.5** である。図より、ピーク強度、残留強度ともに初期有効拘束圧に比例することが分かる。

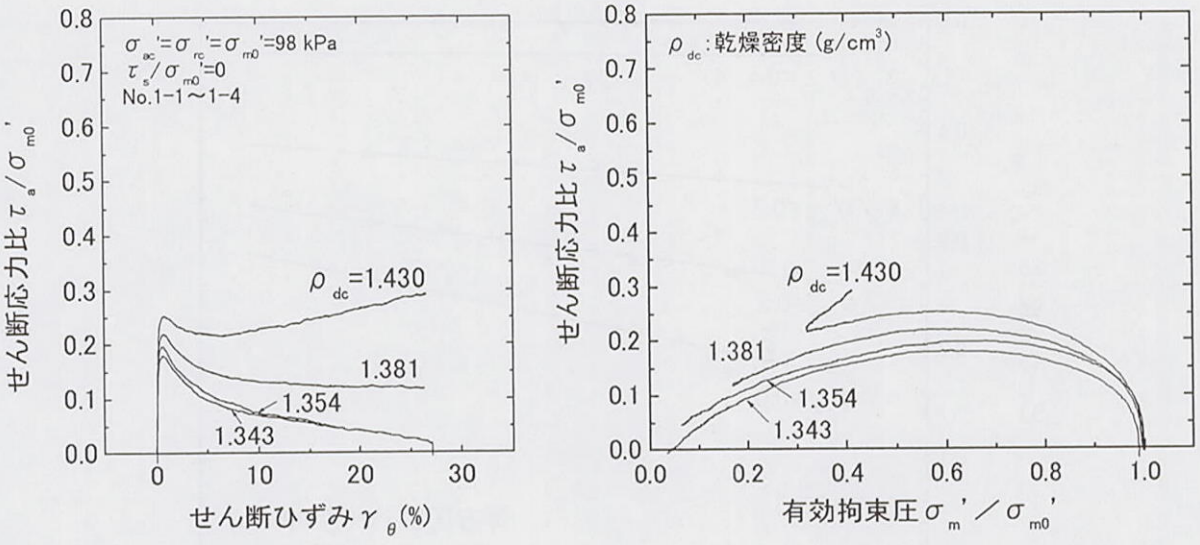
### 3.5.3　異方圧密の影響

異方圧密の影響を調べるため、側圧 $\sigma_{r0}'$と鉛直応力 $\sigma_{v0}'$の比 $K_0$（$K_0=\sigma_{r0}'/\sigma_{v0}'$）を変えて、表 3.1.1 に示す 8 ケースの単調載荷試験を行った。それぞれの応力－ひずみ曲線からピーク強度および残留強度を読みとって、$K_0$との関係を図 **3.5.6(a),(b)**に整理した。(a)は強度を初期平均拘束圧 $\sigma_{m0}'$で正規化し、(b)は初期鉛直応力 $\sigma_{v0}'$で正規化している。図より、残留強度は、初期鉛直応力 $\sigma_{v0}'$で正規化すると $K_0$ によらずほぼ一定となっており、$\sigma_{v0}'$に比例するという結果が得られた。また、ピーク強度比は、図-3.5.6(a),(b)の各 $K_0$ の値において一致することから、$K_0$ が一定であれば、初期平均拘束圧 $\sigma_{m0}'$と初期鉛直応力 $\sigma_{v0}'$のそれぞれに比例することが分かる。



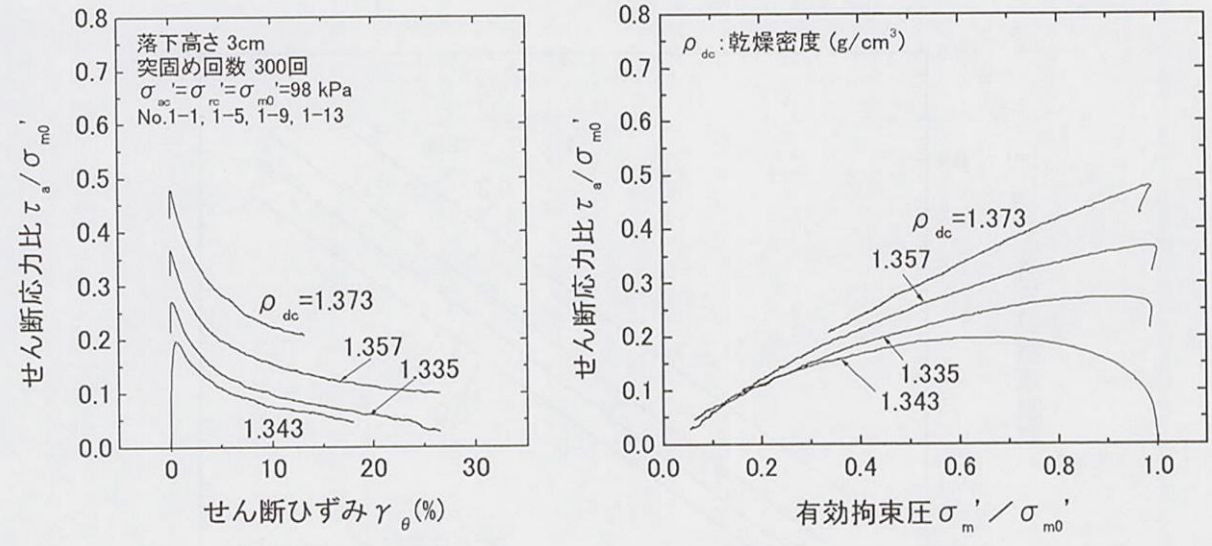

(a) 応力比ーひずみ曲線　　(b) 有効応力経路

図-3.4.3 初期有効拘束圧の影響（H9 単調載荷試験）



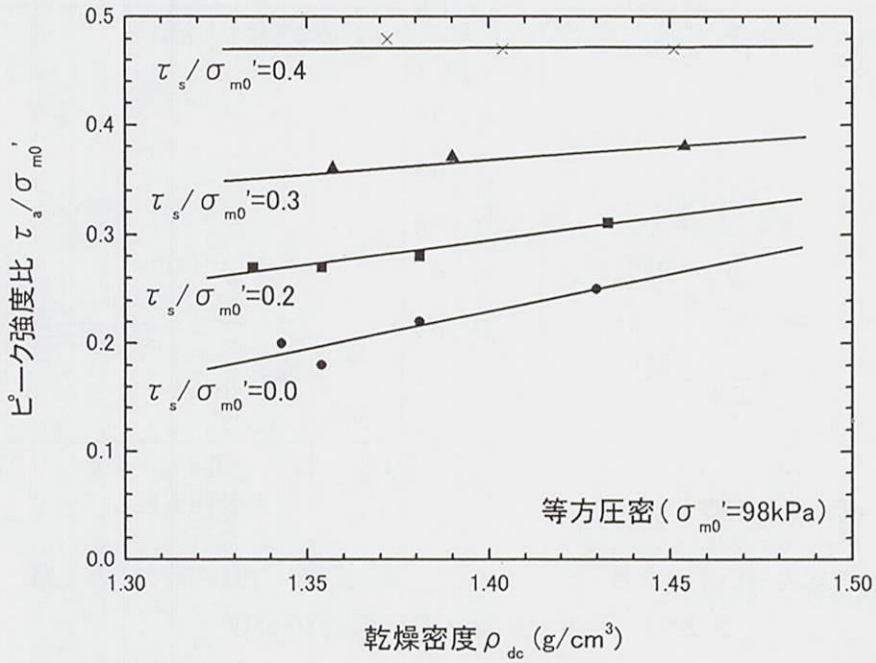

(a) 応力ーひずみ曲線　　(b) 有効応力経路

図-3.5.1 密度の影響（H11 単調載荷試験）

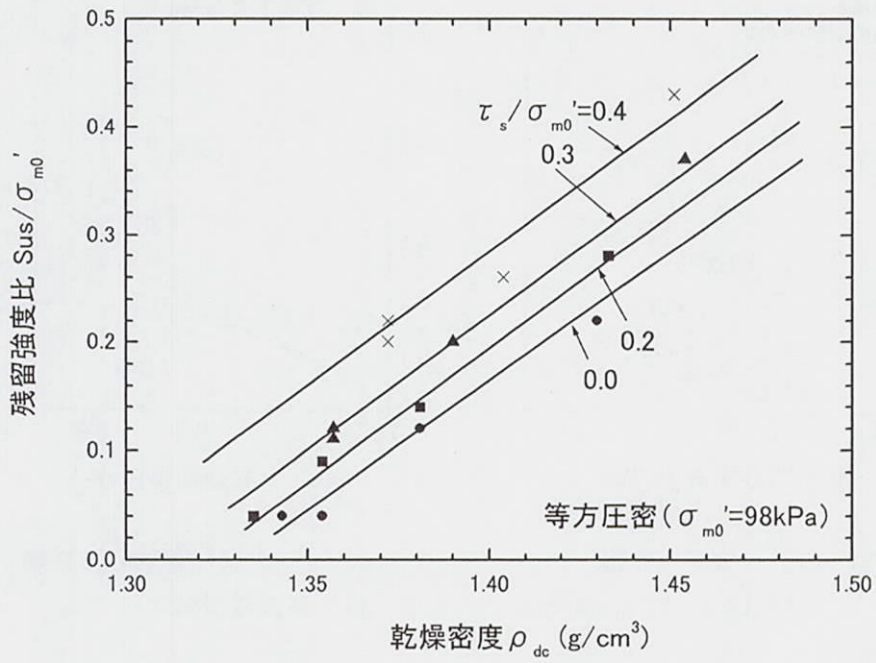



(a) 応力ーひずみ曲線　　(b) 有効応力経路

図-3.5.2 初期せん断応力の影響（H11 単調載荷試験）

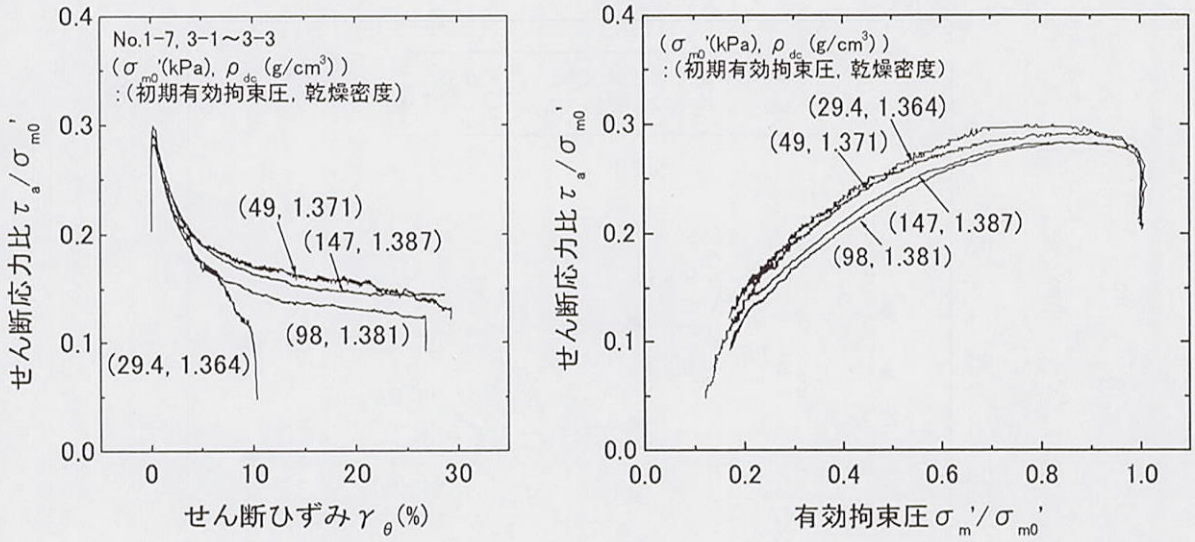



(a) 密度－ピーク強度比




(b) 密度－残留強度比

図-3.5.3　密度－ピーク強度比、密度－残留強度比の関係（H11 単調載荷試験）




(a) 応力ーひずみ曲線　　(b) 有効応力経路

図-3.5.4 初期有効拘束圧の影響（H11 単調載荷試験）

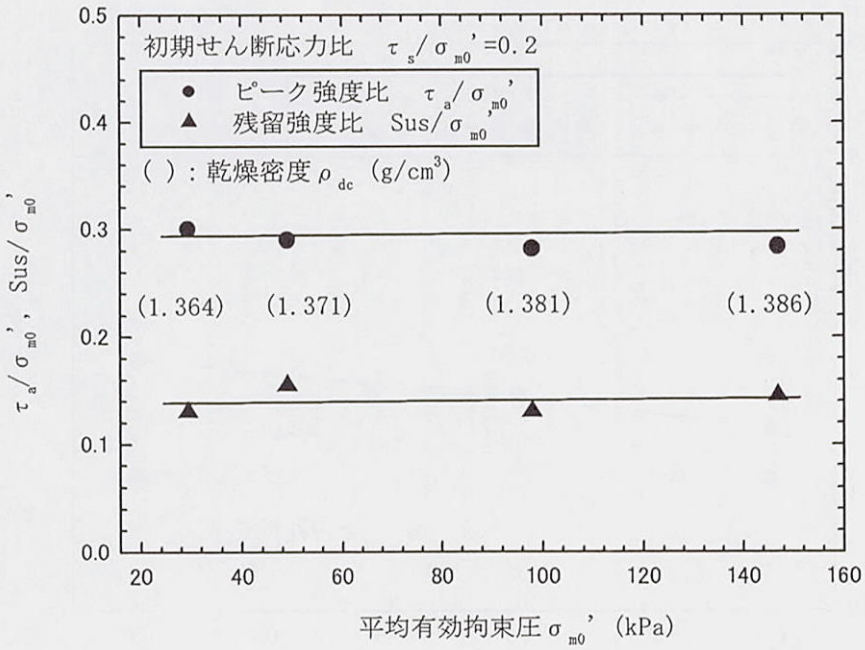
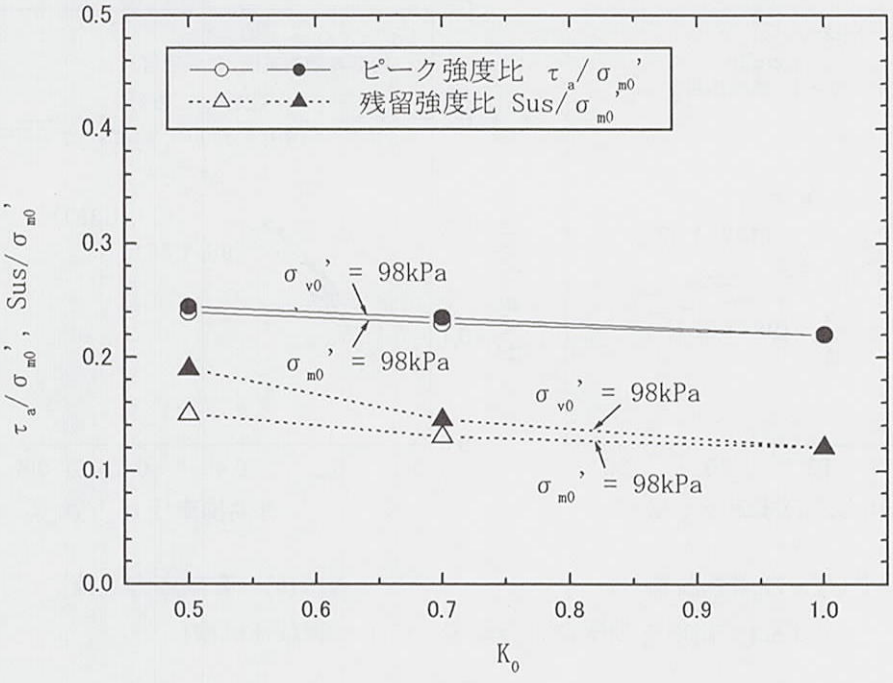
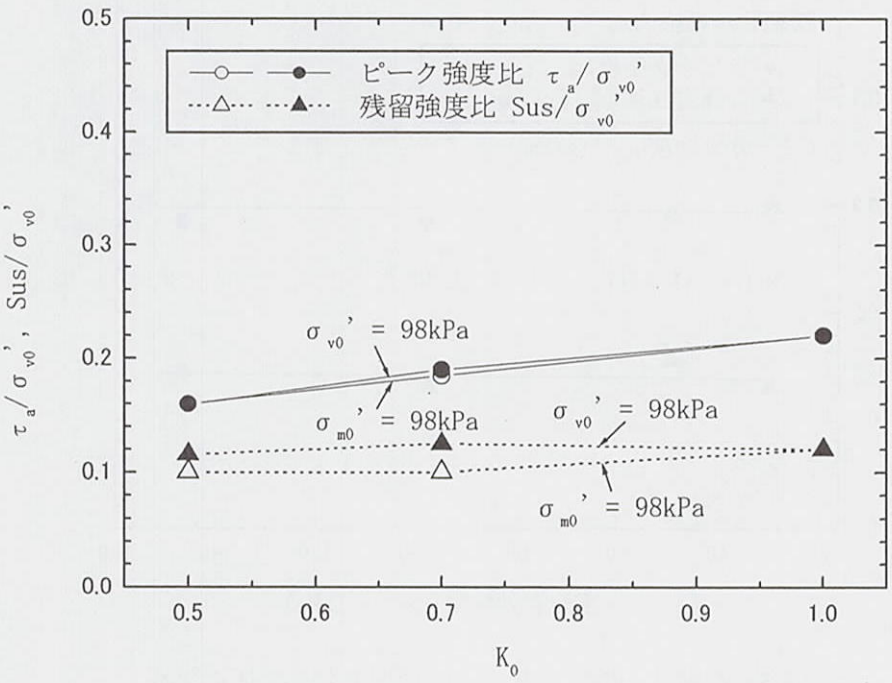



図-3.5.5 初期せん断応力載荷時の初期有効拘束圧の影響
（H11 単調載荷試験）




(a) 平均有効拘束圧 $\sigma_{m0}'$ で正規化




(b) 有効上載圧 $\sigma_{v0}'$ で正規化

図-3.5.6 異方圧密の影響（H11 単調載荷試験）

3.5.4　平成9年度と11年度の比較

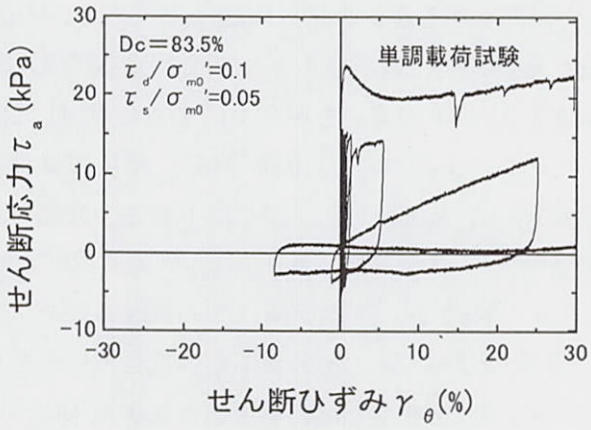
図-3.4.1(a)より、平成9年度は締固め度が90%を超える試験の応力ーひずみ曲線において、ひずみ軟化を示すことなく、ひずみの進行とともにせん断応力が増加する現象が見られた。しかし、図3.5.1(a)より、平成11年度は圧密後の乾燥密度$\rho_{dc}$=1.43g/cm$^3$、締固め度に換算すると91%を超える試験においてもひずみ軟化がみられた。以上のような平成9年度と11年度の違いを明らかにするため、①締固め含水比、②ペデスタルの刃の有無について、比較を行った。①について、同じ平成11年度の試料を用いて、締固め含水比w=18.8%のNo.2-1とw=13.1%のNo.1-2を比較した。同じ落下高さ、突固め回数で供試体を作成したにもかかわらず、得られた密度が大きく異なった（表-3.1.1(c)参照)。②において、同じ11年度の試料を用いて、ペデスタルに刃が有りのNo.2-2と無しのNo.2-3の試験結果を比較した。ペデスタルに刃がついている方が、試験結果の曲線はなめらかであったが、強度自体に大きな差は見られなかった（詳細は、動土質資料No.85、p30参照)。第6章では、単調載荷試験結果について、密度と初期せん断応力の関係で整理し直し、流動破壊の予測図（図-**6.2.2**）を作成しているが、それによると、同じ密度であっても平成9年度と11年度の試料では、得られる残留強度が異なる。したがって、両年度の試料を乾燥させて、顕微鏡による観察をおこなった。平成9年度の試料は、鉱物の周りに細粒分が付着している様子がみられた。細粒分含有率はほとんど変わらないが、平成9年度の結果の方が強度が大きいことから、細粒分が鉱物に付着していることによって高い強度が得られたのではないかと考えられる。

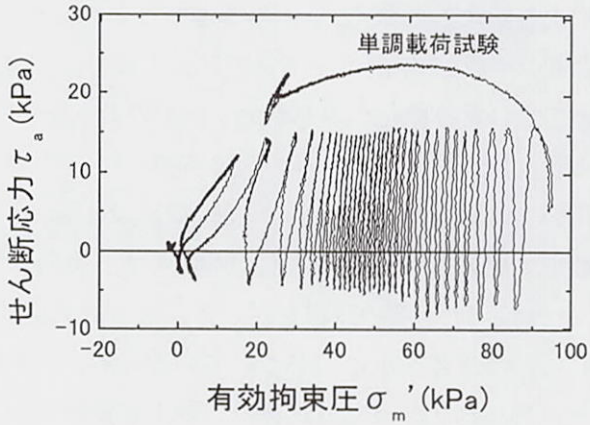
3.6　繰返し載荷試験（平成9年度）

繰返し載荷試験の一例として、初期せん断応力比$\tau_s/\sigma_{m0}'$=0.05及び0.15の下で、繰返し応力振幅比$\tau_d/\sigma_{m0}'$==0.1で行った試験の結果をそれぞれ図-**3.6.1(a),(b)**に示す。比較のため、同じ初期せん断応力比で行った単調載荷試験の結果も併せて示した。ここで、(a)のように、せん断応力の載荷方向が反転する場合を両振り載荷、(b)のように、一方向に載荷する場合を片振り載荷と呼ぶ。図-3.6.1(a)の両振りせん断の場合、過剰間隙水圧が初期拘束拘束圧と等しくなるまで上昇して液状化状態となり、せん断ひずみが30%に至ってもせん断応力はきわめて低く、単調載荷の残留強度と比較してもはるかに小さい値になった。一方、図-3.6.1(b)の片振りせん断の場合、繰返し載荷の応力ーひずみ曲線と有効応力経路は、単調載荷の結果に沿うように進み、残留強度は単調載荷の値とほぼ等しくなった。

せん断ひずみが片振幅7.5%、あるいは両振幅15%に至ったときの繰返し回数Nと繰返しせん断応力比の関係を図-**3.6.2**に示す。初期せん断応力比が大きくなるにしたがって、破壊に至る繰返し応力振幅は小さくなることがわかる。

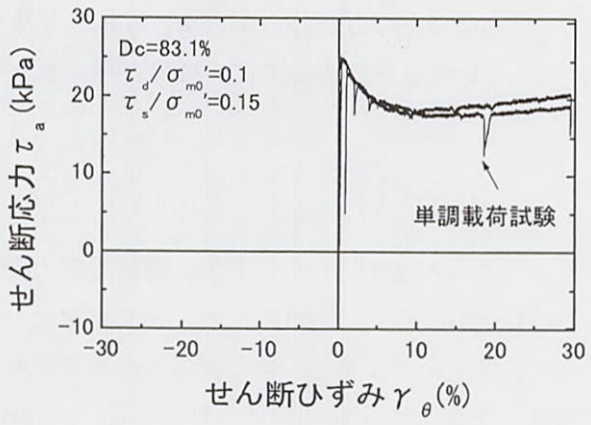
図-3.6.2の曲線から、繰返し回数20回のときの繰返しせん断応力比を読みとり、初期せん断応力比に対してプロットしなおしたものが、図-**3.6.3**である。締固め度80%を相対密度に換算すると$D_r$=65%であるので、比較のため、以前に行われた豊浦砂($D_r$=60%)の結果も図中に示している。初期せん断応力比$\tau_s/\sigma_{m0}'$=0.15のとき、豊浦砂では強度の低下がほとんどないのに対し、江戸崎砂はかなり強度が低下している。このことから、細粒分を含む砂で繰返し強度がもともと小さい場合には、初期せん断応力の影響が大きいことがわかる。

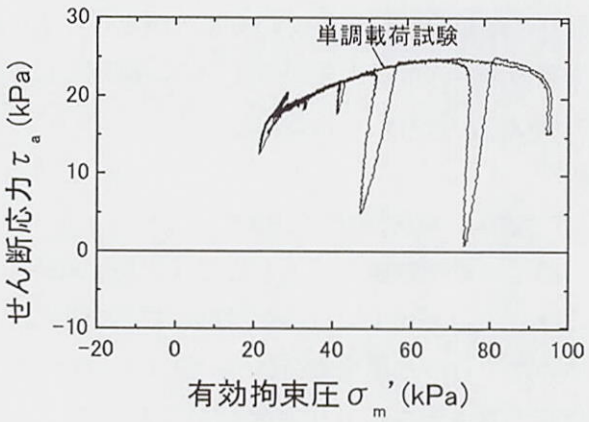



応力－ひずみ曲線　　有効応力経路

(a)　初期せん断応力比 0.05 の場合




応力－ひずみ曲線　　有効応力経路

(b)　初期せん断応力比 0.15 の場合

図-3.6.1　繰返し載荷試験結果

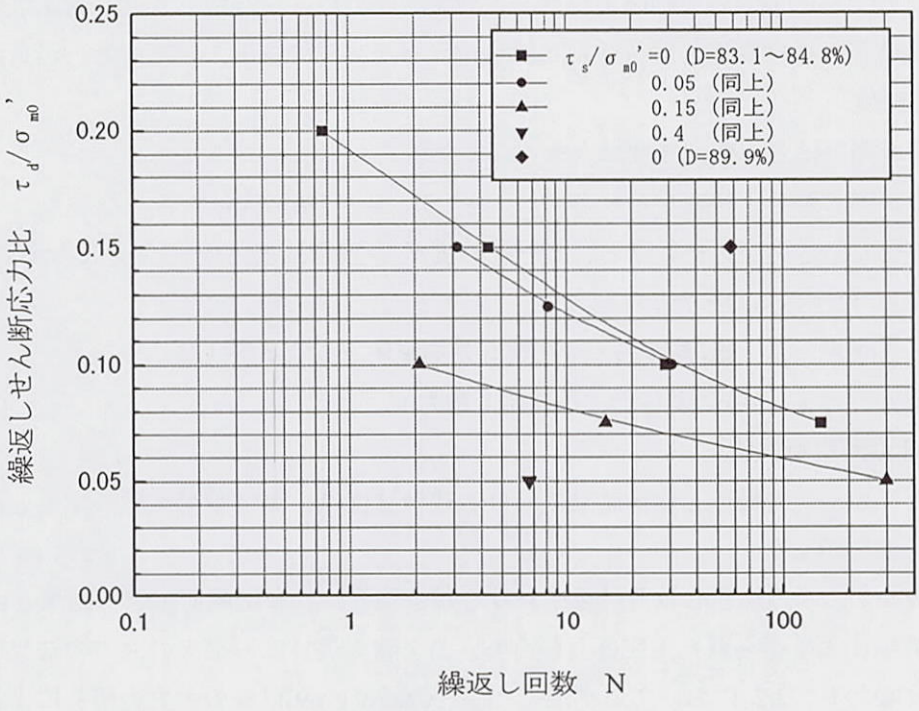



図-3.6.2　繰返し載荷回数とせん断応力比の関係

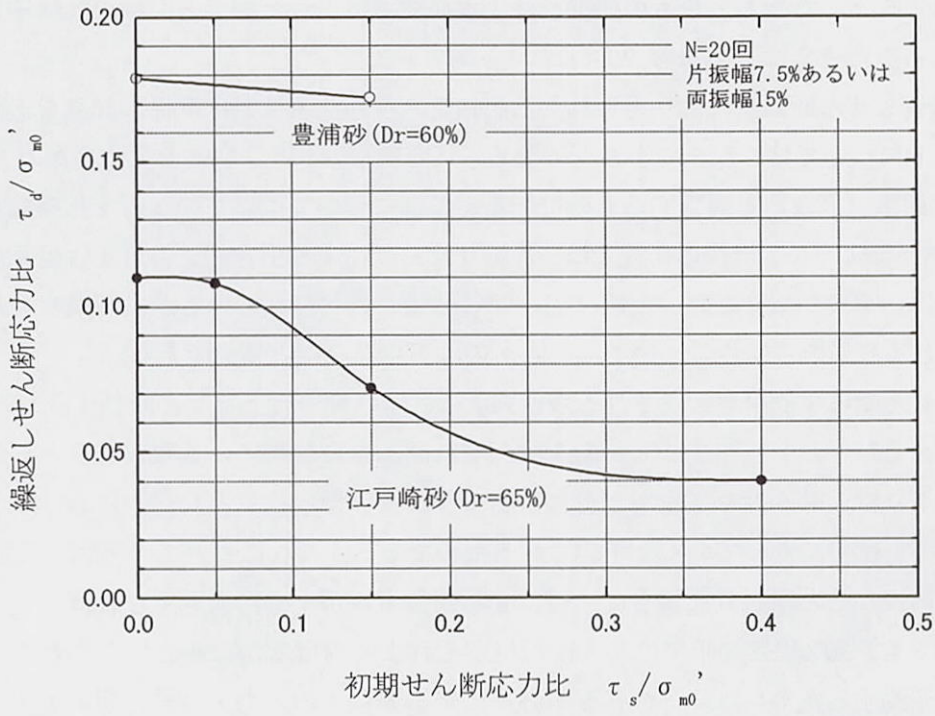



図-3.6.3　初期せん断応力比と繰返しせん断応力比の関係

3.7　まとめ

本章では、盛土材の地震時流動破壊特性を検討するために、中空ねじりせん断試験装置を用いて、盛土材の単調載荷および繰返し載荷せん断試験を行った。その結果、以下のことが分かった。

(1) 単調載荷試験

1) 密度が高いほど、残留強度は大きくなった。
2) 密度が同じ場合、初期せん断応力が大きいほど、残留強度は大きくなった。
3) 初期せん断応力が大きいほど、ピーク強度 $\tau_p$、残留強度 *Sus* も大きくなるが、その差（$\tau_p$ −*Sus*）は小さくなった。
4) ピーク強度 $\tau_p$、残留強度 *Sus* は初期有効拘束圧 $\sigma_{m0}'$に比例した。
5) 残留強度は $K_0$の値によらず、初期鉛直応力 $\sigma_{v0}'$に比例した。

(2) 繰返しせん断載荷試験

1) 両振りせん断の繰返し載荷試験における残留強度は、単調載荷試験の結果と比べてかなり小さい値を示した。
2) 片振りせん断の繰返し載荷試験における残留強度は、単調載荷試験の結果とほぼ一致した。

単調載荷試験により得られた上記知見のうち、1)を除く項目は、従来の大方の知見に整合しないものである。すなわち、2.2 において述べたように、Castro(1969)以来の大方の研究によれば、密度の緩い飽和砂質土が非排水せん断を受けたときに発現される残留（あるいは定常状態）せん断強度の大きさは、もっぱらその密度に依存し、土粒子構造や初期応力状態あるいはせん断モードなどには依存しないとされてきた。ただし、最近の研究では、本研究で得られた結果と同様の試験結果が提示されている例もある（たとえば、吉嶺ら, 2000）。

また、繰返しせん断試験により得られた上記知見のうち、項目 2)は既往の知見を追認するものであるが、項目 1)についてはこれまでまともに論じられていない。項目 1)は上に述べたのと同じく、Castro 以来の共通認識（仮説）と対立するものである。これについては以下の３点を指摘しておきたい。

- 2.2 で述べたように、既往の研究では、片振りせん断により引き起こされる残留強度特性に関するデータはいくつか紹介され、上記(2)2)と同じ結論が述べられているが、両振りせん断により引き起こされる残留強度特性について論じたものは不自然なほど皆無である。
- 両振りせん断により引き起こされる残留強度は、本研究で行ったせん断ひずみレベル 30%をはるかに超えるひずみレベルまでせん断を続行すれば、単調載荷による残留強度と一致する可能性がある。これは、せん断ひずみが十分に大きくなれば、低いひずみレベルにおける土粒子構造の記憶（影響）は無くなっていくと予想されるためである。これについての実験的検証が望まれる。
- 他方、両振りせん断された場合に、仮にせん断ひずみが十分に大きくなれば所定の残留強度に至るとしても、30%程度の下でのせん断抵抗がそれよりもはるかに小さいとすれば、盛土・斜面の変形を予測するためには、その後残留強度に至る過程での応力・ひずみ関係を予測することが重要となる。すなわち、盛土・斜面あるいはその基礎地盤が地震動の作用により液状化（厳密にはひずみ軟化）し、土のせん断抵抗が大きく低下したとすると、重力の作用による動員せん断応力と土のせん断抵抗が等しくなるまで盛土・斜面の変形が進行することになる。このように考えれ

ば、変形量を予測するためには、安田ら(1999)が行っているような液状化後の応力・ひずみ関係の予測が大切となる。

参考文献

安田進、吉田望、安達健司、規矩大蔵、五瀬伸吾、増田民夫(1999)：液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集、No.638／Ⅲ-49、pp. 71-89

## ４．山岳盛土の模型実験

### 4.1　実験の目的および概要

本実験の目的は以下のとおりである。

（１）山岳盛土が地震時に流動破壊する現象を再現すること。

（２）流動破壊あるいは変形の程度を支配する各種要因の影響を調べること。

（３）上記（２）の帰結として、山岳盛土が地震時に致命的な被害が生じないようにするための知見を得ること。

第１、２章に述べたように、山岳盛土が地震時に流動的に崩壊する事例が既往の地震で観察されているが、このような現象を実験的に再現することを試みた研究事例はない。

そこで、本研究の当初においては、まず第一に現象を再現してみることを主目的に模型実験計画を策定した。流動破壊的な現象を支配する主な要因として、①盛土の締固め密度、②盛土内の浸透水の存在、③盛土形状、④地震動の強さ、を想定し、それらのパラメータを変化させて実験を行い、流動破壊が生じる条件を見出し、さらにはそれらが盛土の破壊（変形）の程度に及ぼす影響を定量的に調べることを想定した。

模型実験は平成 6～9 年度の 4 年度にわたり実施した。各年度における模型実験の主目的、主な結果等をまとめて示すと表**-4.1.1** のとおりである。

なお、実験はすべて土木研究所が所有する遠心模型実験装置を用いて行ったが、平成 6～8 年度の実験では有効半径 2m の「中型遠心模型実験装置」を用い、平成 9 年度の実験では有効半径 6.6m の「大型遠心模型実験装置」を用いた。両者の違いは模型の大きさや加振能力等の違いがあるが、本研究にとって最大の相違は、前者では盛土内に定常浸透水を発生させることができなかったが、後者ではそれが可能になったことである。

### 4.2　実験装置

平成 6～8 年度は、土木研究所の掘削模型実験施設にある動的遠心載荷実験装置（以下、中型遠心力装置と呼ぶ）、平成 9 年度は、遠心力載荷実験施設にある大型動的遠心力載荷試験装置（以下、大型遠心力装置と呼ぶ）を用いて行った。中型遠心力装置は、昭和 62 年に導入された。主な仕様は、有効回転半径 2m、最大遠心加速度 90G（加振実験の場合）、最大加振容量 4ton･G である。大型遠心力装置は、平成 9 年に導入された。主な仕様は、有効回転半径 6.6m、最大遠心加速度 100G（加振実験の場合）、最大加振容量 40ton･G である。実験容器は、内寸法が長さ 1.5m×高さ 0.5m×奥行き 0.3m の箱形土槽を用いた。平成 6～8 年度に用いた土槽は、長手方向の片側面、平成 9 年度に用いた土槽は、両側面がガラス板でできており、模型の状況を観察できるようになっている。

表-4.1.1　山岳盛土の模型振動実験の目的と主な知見

| 年度 | 主な目的（着眼点） | 得られた主な知見 |
|---|---|---|
| H6 | ・流動破壊現象の再現<br>・締固め度の影響<br>・浸透水位の影響 | ・流動破壊現象は起こらなかった<br>・締固め度が低いほど地震による変形量が大きい<br>・浸透水位が高いほど地震による変形量が大きい |
| H7 | ・流動破壊現象の再現<br>・盛土のり面勾配の影響<br>・浸透水位の影響<br>・入力波形 | ・流動破壊現象は起こらなかった<br>・のり面勾配が急であるほど地震による変形量が大きいが、その影響度合いは小さい<br>・浸透水位が高いほど地震による変形量が大きい<br>・入力最大加速度が一定の場合、正弦波20波よりも地震波形の方が盛土の変形量は小さい |
| H8 | ・流動破壊現象の再現<br>・締固め含水比の影響<br>・湛水位の影響 | ・流動破壊現象は起こらなかった<br>・締固め含水比が高いほど地震による変形量が大きいが、その影響度合いは小さい<br>・湛水位が低いほど地震による変形量が大きい |
| H9 | ・流動破壊現象の再現<br>・締固め度の影響<br>・浸透水位の影響 | ・流動破壊現象は起こらなかった<br>・締固め度が高いほど地震による変形量が小さい<br>・浸透水位が高いほど地震による変形量が大きい |

## 4.3　実験ケースおよび条件

4 年度にわたり実施した模型実験ケースの実験条件をまとめて表-**4.3.1** に示す。また、実験模型の形状を図-**4.3.1** に示す。

平成 6～8 年度の実験には中型遠心力載荷実験装置を用いたが、この装置では外部から流体の供給を制御することが困難であったため、模型盛土の底部に定常浸透水が存在する状態を現出させることができなかった。このため、この 3 か年間の実験では、土槽の所定の深さまで流体を単に湛水させ、盛土内の地下水位も湛水位と同じという状態の下で加振する実験、あるいは加振直前に比較的急速に湛水を落としてしまってから加振するという実験を行った。

平成 9 年度の実験からは大型遠心力載荷実験装置を用いているが、これによれば外部からの流体の供給・制御ができるようになったので、地山上流側から浸透水を供給して定常浸透流を盛土内に現出させた状態の下で加振するという、本来の現地条件を模擬した状態での実験を行った。

このように、浸透水（流体）条件が年度により異なるので、年度毎の実験結果を相互に比較しがたい面がある。なお、現地の浸透水条件を模擬した平成 9 年度に比べれば、全体を湛水させた状態での実験では、湛水がのり面すべりに抵抗するので、地震による変形量がより小さくなるであろう。他方、いったん湛水させた後に湛水位を落としてから加振する実験では、盛土内の浸透水が非定常かつ過剰水圧が残存しているので、より大きめの変形量を生じさせることになる。

## 4.4　実験方法

### 4.4.1　盛土および地盤材料

地山は石膏で作成した。

盛土には江戸崎砂を用いた（第 3 章を参照）。

### 4.4.2　模型の作成

模型作成方法は実施年度毎に一部異なる部分があるが、ここでは共通的な作成手順を述べる。年度により異なる方法が用いられている場合には特記する。

(1) 地山の作成

（平成 6～8 年度）

土槽の中に木製型枠を据え付けて、石膏を流し込むことにより地山および支持層を作成した。石膏が十分に固結し、表面が乾燥した後、表面にサンドペーパを接着した。これはその上に盛り立てられる盛土との噛み合わせを確保するためである。

（平成 9 年度）

平成 9 年度の模型については、地山の背面に水位調整タンク、および地山の下部に直径 26mm の通水パイプを設けた。さらに、傾斜地山表面には、浸透水が一様に拡がるように縦溝を入れた。盛土と地山の間の噛み合わせを確保するために、地山表面に金網を埋め込んだ。

表-4.3.1　山岳盛土の模型実験条件の一覧

| 実施年度 | 主な目的（着眼点） | ケース番号 | 模型条件 | | | | | | | | 加振条件 | | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 模型形状 | 締固め度Dc(%) | 目標含水比(%) | 作成時含水比 | 浸透水位(mm) | 湛水位(mm) | 流体 | 遠心加速度(G) | 加振波形 | 加振加速度(G) | |
| H6年度 | ・締固め度の影響 | 1-1 | M1 | 85 | 19 | | 160 | | 水 | 50 | 正弦波 100Hz 20波 | 6.8, 13.3, 19.2, 19.8 | |
| | ・湛水位の影響 | 1-2 | | 75 | | | 160 | | | | | 7.4, 15.9, 21.0, 22.0 | |
| | | 1-3 | | 85 | | | 80 | | | | | 6.9, 14.5, 18.6, 20.1 | |
| | | 1-4 | | 79 | | | 160 | | | | | 6.8, 13.3, 19.2, 19.8 | |
| | | 1-5 | | 78 | | | 22 | | シリコンオイル | | | 5.9, 12.2, 18.9, 20.4 | |
| H7年度 | ・盛土形状の影響 | 2-1 | M2 | 78 | | | 160 | | シリコンオイル | 50 | 正弦波 100Hz 20波 2-3のみ 1回目は不規則波 | 10, 15, 20 | |
| | ・湛水位の影響 | 2-2 | | 80 | | | 160 | | | | | 15, 20 | |
| | ・入力波形の影響 | 2-3 | | 84 | | | 160 | | | | | 20, 20 | |
| | | 2-5 | | 79 | | | 160 | 0 | | 40 | | 15, 20 | |
| | | 2-6 | | 81 | | | 80 | 0 | | | | 15, 20 | |
| | | 2-7 | | 80 | | | 0 | | | | | 15, 20 | |
| | | 2-8 | M1 | 80 | | | 80 | 0 | | | | 15, 20 | |
| | | 2-9 | | 79 | | | 0 | | | | | 15, 20 | |
| | | 2-10 | | 80 | | | 160 | 160 | | | | 15, 20 | |
| H8年度 | ・締固め含水比の影響 | 3-1-1 | M3 | 80 | 22 | 23.3 | 160 | | シリコンオイル | 50 | 正弦波 100Hz 20波 | 10.0 , 15.1 | |
| | ・湛水位の影響 | 3-1-2 | | 78 | | 21.7 | | | | | | 10.1 , 19.5 | |
| | | 3-4 | | 81 | 19 | 18.7 | | | | | | 13.3, 19.6 | |
| | | 3-5-1 | | 79 | 26 | 26.4 | | | | | | 13.8, 18.9 | |
| | | 3-5-2 | | 80 | | 25.9 | | | | | | 12.2, 18.4 | |
| | | 3-5-3 | | 81 | | 26.4 | | | | | | 12.6, 16.3 | |
| | | 3-7-1 | | 79 | 28 | 28 | | | | | | 11.1, 18.1 | |
| | | 3-7-2 | | 78 | | 28.6 | | | | | | 13.0, 18.7 | |
| | | 3-8 | | 79 | | 27.8 | 160 | 80 | | | | 12.5 | |
| H9年度 | ・締固め度の影響 | 4-1 | M4 | 77 | 19 | | 95 | 0 | メチルセルロース 水溶液 | 50 | 正弦波 100Hz 20波 | 22 | |
| | ・浸透水位の影響 | 4-2 | | 77 | | | 39 | | | | | | |
| | | 4-3 | | 82 | | | 110 | | | | | | |
| | | 4-4 | | 78 | | | 104 | | | | | 1.2 , 4.1 , 10.0 | |
| | | 4-5 | | 78 | | | 0 | | | | | 21.5 | |
| | | 4-6 | | 91 | | | 102 | | | | | 22.5 | |

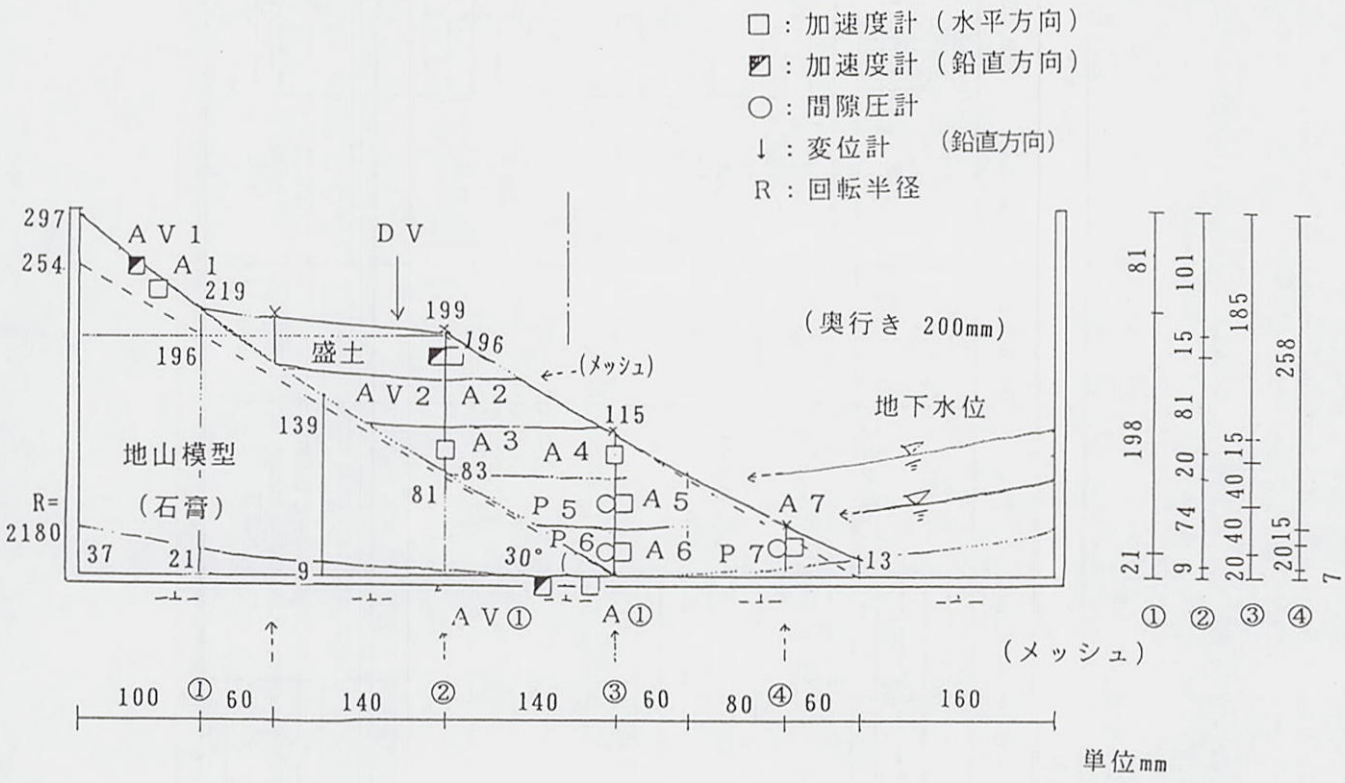



図-**4.3.1(a)**　模型形状・計測器配置図（ケース 1-1～1-5）

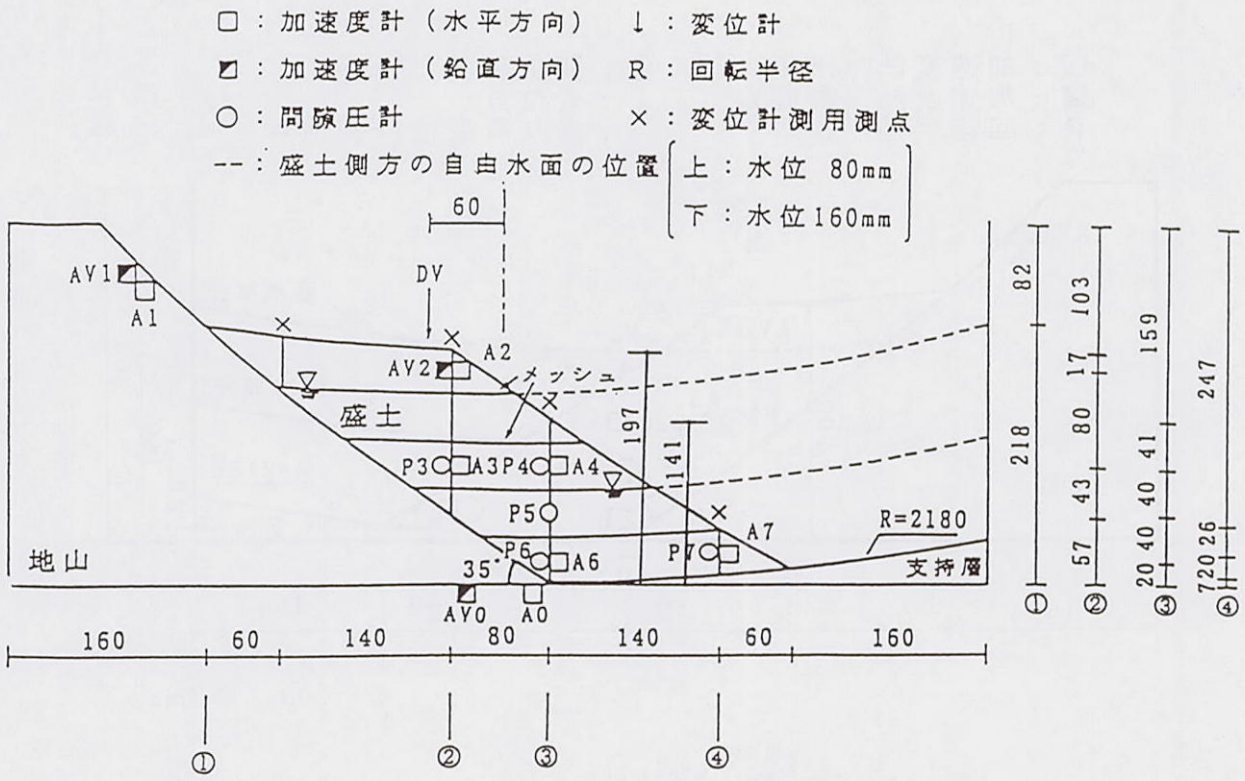
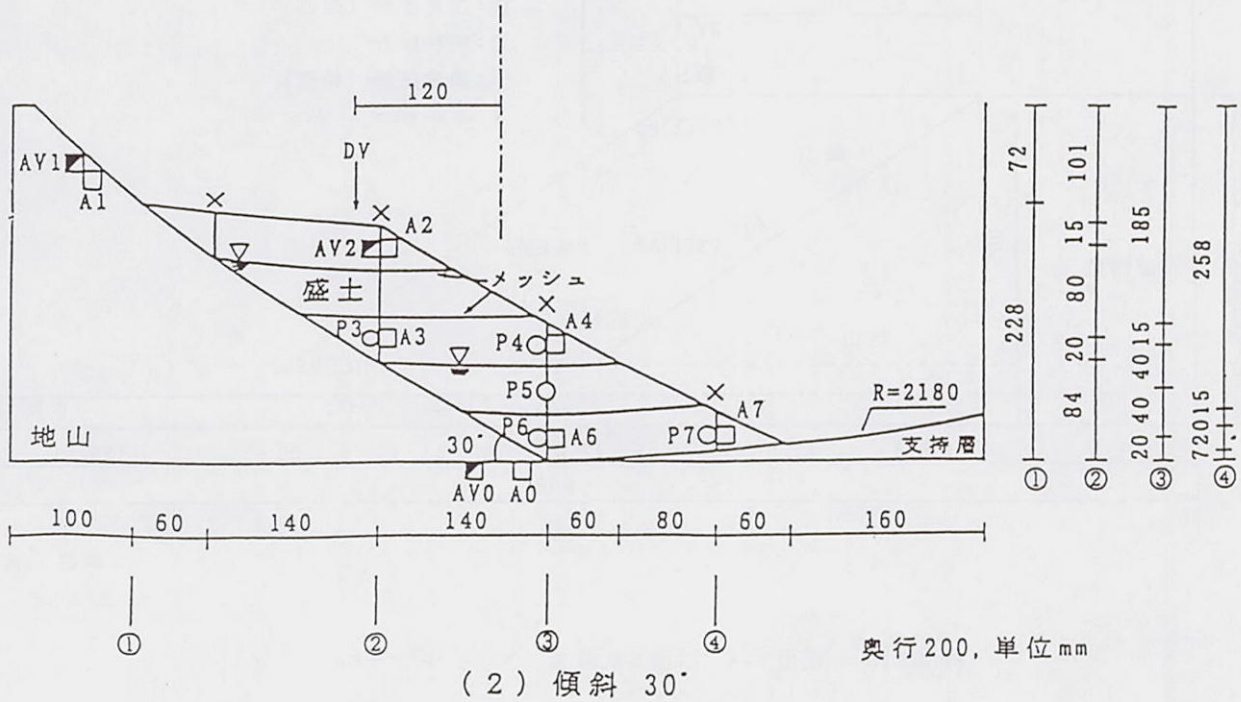



図-4.3.1(b)　模型形状・計測器配置図（ケース 2-1～2-7）




（２）傾斜 30°

図-4.3.1(c)　模型形状・計測器配置図（ケース 2-8～2-10）

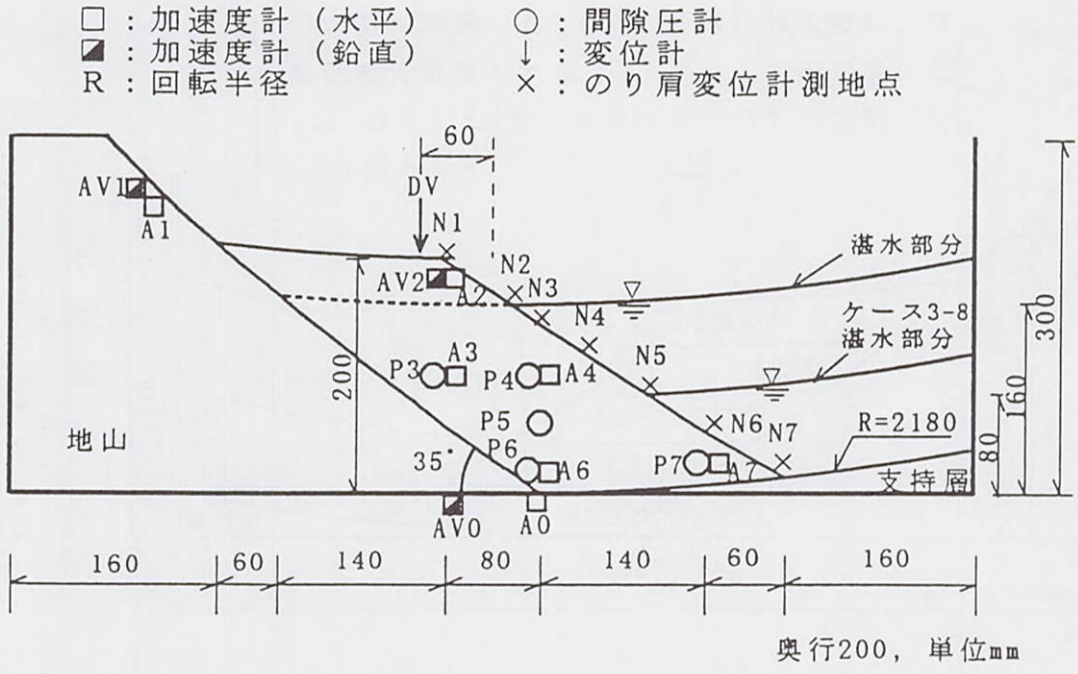



図-**4.3.1(d)**　模型形状・計測器配置図（ケース 3-1-1～3-8）

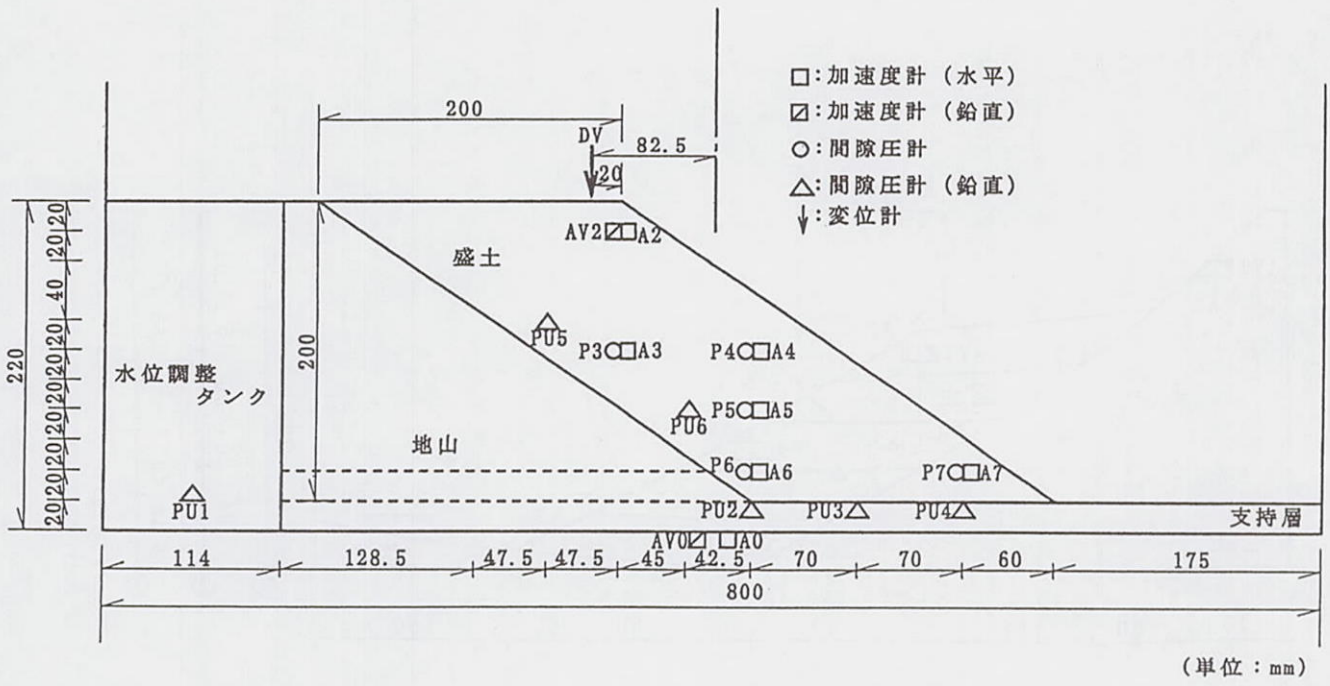



図-**4.3.1(e)**　模型形状・計測器配置図（ケース 4-1～4-6）

(2) 盛土の作成

所定の含水比に調整しておいた江戸崎砂を、1層の出来上がり厚さが約2cmになり、かつ所定の締固め度になるように、適量を撒き出し、締固め棒で締め固めた。盛土は所定の形状よりもやや大きめに作成し、その後斜面を削り取って整形した。

なお、遠心力模型実験では相似則を満たすために、間隙流体として粘性流体（平成6～8年度の実験ではシリコンオイル、平成9年度の実験ではメチルセルロース溶液をそれぞれ使用した。）を用いる必要がある。事前の含水比調整には水を、模型完成後に供給する浸透水にはシリコンオイルを用いると、両者は親和性がない（はじきあう）ため、スムーズな浸透、ひいては完全飽和を阻害する可能性も考えられる。そこで、一部の実験(Case1-5)では事前の含水比調整にシリコンオイルを用いている。
（ただし、Case 1-5 では炉乾燥させた砂を用いた。）

(3) メッシュの配置

上記(2)の過程において、土槽側面（ガラス面）の内側に、色砂を用いてメッシュを配置した。これは、加振による盛土の変形を観察・スケッチするためのものである。

(4) センサーの配置

上記(2)の過程において、盛土内の所定の位置に、加速度計および間隙水圧計を埋め込んだ。また、盛土が完成した後、盛土天端の鉛直変位を計測するための変位計を設置した。これら計測器の配置は図-4.3.1に示した。

4.4.3　模型の飽和・遠心力載荷・加振

（平成6年度）

模型完成後、土槽全体を脱気槽の中に入れ、高い負圧にした状態で、盛土底部からシリコンオイルをゆっくり注入した。水の粘性のn倍（遠心加速度nGに対応）の粘性を持つシリコンオイルを用いた。

その後土槽を遠心力載荷装置に据え付け、所定の遠心加速度にもっていき、加振した。

（平成7年度）

盛土完成後、盛土前面に所定の粘性を持つシリコンオイルを満たした後に、土槽を遠心力載荷装置に据え付け、所定の遠心加速度に立ち上げた状態で放置して、盛土前面から盛土内に十分に浸透させた。Case 2-1～2-3 ではその後加振した。

湛水の有無の影響を見るために、Case 2-5～2-10 では、遠心場で盛土前面から浸透させた後、いったん遠心力装置の回転を止めて、のり面が顕著に変形しない程度の速さでできるだけ急いで湛水を排水させて湛水をなくした後、盛土内の水位があまり低下しないように急いで遠心加速度を載荷し、直ちに加振に供した。なお、初期湛水位が160mmと最も高いCase 2-10では、再度遠心加速度を載荷する中途において、のり面にかなりの変形が進行してしまった。

（なお、浸透水を盛土底部からではなく、のり面側から浸透させているので、盛土内に空気が残存する可能性が高いように思われる。）

（平成 8 年度）

上に述べた Case 2-5～2-10 の場合と同じ手順で行った。

ただし、Case3-8 のみは例外であり、いったん 160mm まで湛水した後に、80mm まで湛水位を低下させてから加振に供した。前年度の Case 2-10 において湛水位をゼロまで落としたらのり面が変形してしまったことから、80mm にとどめたものである。

（平成 9 年度）

盛土完成後、土槽を遠心力載荷装置に据え付け、所定の遠心加速度（50G）にもっていき、浸透を行った。盛土内への浸透は、盛土模型の背面（地山側）に設けた水位調整タンクに装置外部からロータリージョイントを介してメチルセルロース溶液を流し込み、地山の下部にある通水パイプを通して盛土背面へ供給した。盛土背面に接する傾斜地山面には、浸透水が一様に拡がるように縦溝を設けるとともに、すべり防止のために金網を埋め込んだ。浸透中は、間隙圧計をモニターすることにより盛土内への浸透水の進行状況を把握し、外部からの溶液供給圧力を制御しつつ、浸透水位が所定の高さに達し、かつほぼ定常状態になるのを待った。浸透水が定常状態になったのを確認して、模型を加振した。

### 4.4.4　加振条件

表-4.3.1 に示したとおりである。

（平成 6～8 年度）

周波数 100Hz、20 波の正弦波加速度で水平加振した。例外的に、平成 7 年度の Case 2-3 の第 1 ステップ加振において、図-**4.4.1** に示す不規則波加速度で加振した。

（平成 9 年度）

周波数 75Hz、20 波の正弦波加速度で水平加振した。

### 4.4.5　計測

(1) 盛土の密度

盛土の密度は全重量を体積で除して求めた。盛土の築造に用いた試料の全重量は、予め含水比調整して用意しておいたバッチ重量と、盛土のり面を整形して発生した試料を含む残量との差として求めた。盛土の体積は、盛土築造に先立って土槽側面に描いておいた盛土形状の断面積に、土槽の平均内寸奥行きを掛けて求めた。さらに、バッチから抜き取った試料の含水比を測定し、盛土の平均乾燥密度を算出した。

(2) 盛土の挙動

図-4.3.1 に示したように、模型には間隙圧計、加速度計、変位計などを配した。これらは土槽を遠心力装置に搭載した時点で初期設定し、遠心載荷の過程、浸透水供給過程、加振実験終了の時点まで計測した。

(3) 盛土の変形

加振終了後に、遠心装置を止めて、盛土の変形を土槽のガラス側面からトレース用紙に描き写した。

また、盛土表面に配したターゲット（ピン）の鉛直・水平変位をスケールで読み取った。

### 4.5 実験結果および考察

ここでは年度別に実験結果を示す。

#### 4.5.1 平成 6 年度

ここでは盛土の締固め度、および湛水位（地下水位も同じ）が盛土の耐震性に及ぼす影響を調べた。

(1) 盛土の変形

最終加振後の盛土の変形状況を図-**4.5.1** に示す。盛土の下半分は土槽の鋼製枠にかくれて見えないため、ガラス面からスケッチできた上半分だけの変形図を示している。密度が最も緩く(D=75%)水位が高い(160mm)Case1-2 では、遠心加速度を載荷する過程で大きな自重圧密を生じ、盛土表面が 27mm 沈下した。締固め度が D≒75, 80%と低めであり、水位が高い Case1-2 及び 1-4 では、盛土の天端とのり面との区別がつかなくなってしまうほど変形した。これに対し、締固め度が D≒85%と高めである Case1-1 及び 1-3、さらには水位が 22mm と低い Case1-5 では、盛土天端が傾斜するような変形でとどまった。

地下水位が高め（160 ないし 80mm）である 4 ケースについては、盛土のせん断変形は地下水位面以深に集中する傾向にあった。間隙水圧の発生が変形抵抗を低下させたことによるものと考えられる。

(2) 沈下量

各ケースの加振加速度と盛土天端の累積沈下量の関係を図-**4.5.2** に示す。ただし、D≒75%の Case1-2 では 50G で自重圧密中に盛土が 27mm 程度沈下したので、その分も含めた参考値として示した。水位が高い場合には、D≒80%の Case1-4 では約 7G（140gal 相当）の 1 回目加振時から 10mm（50cm 相当）以上の沈下が生じたのに対し、D≒85%の Case1-1 では約 20G（400gal 相当）の 4 回目加振時まであまり沈下は生じなかった。また、水位の低い場合には、D≒80%の Case1-5, D≒85%の Case1-3 のいずれにおいても前述した Case1-1 と同様にあまり沈下は生じなかった。D≒80%の場合（Case1-4, 1-5）の模型作成法が異なるため直接的な比較はできないが、水位の変化が盛土の沈下特性に大きな影響を及ぼしている可能性が高いと考えられる。

同図を別の見方で見ると、締固め度が約 80%で、地下水位が大きく異なる Case1-4(160mm)と Case1-5(22mm)を比べると、沈下量に顕著な差が生じている。他方、締固め度が約 85%で地下水位が高めである Case1-1(160mm)と Case1-3(80mm)の沈下量は、地下水位がきわめて低い Case1-5(22mm)に比べて小さめである。締固め度が約 85%で地下水位が低い条件での実験を行っていないので直接的な比較はできないが、締固め度 85%の場合には地下水位がある程度高くても軟化の影響はさほどなさそうであることが推定できる。

(3) 間隙水圧・加速度などの応答挙動

測定データの時刻歴の例（Case1-4, 1 回目加振時）を図-**4.5.3** に示す。以下のような特徴が見られる。

1) 盛土の鉛直応答加速度(AV-2)が土槽の鉛直加速度(AV-0) と比較してかなり大きい。他のケースにも見られる共通的な傾向として、盛土天端が沈下し始めると AV-2 が大きくなった。

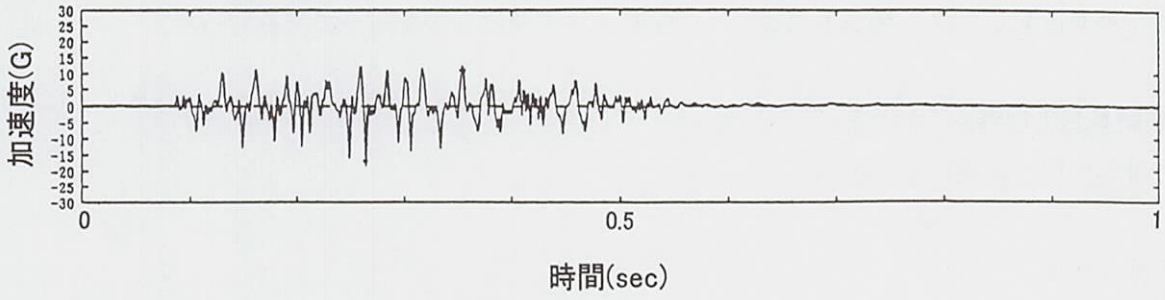
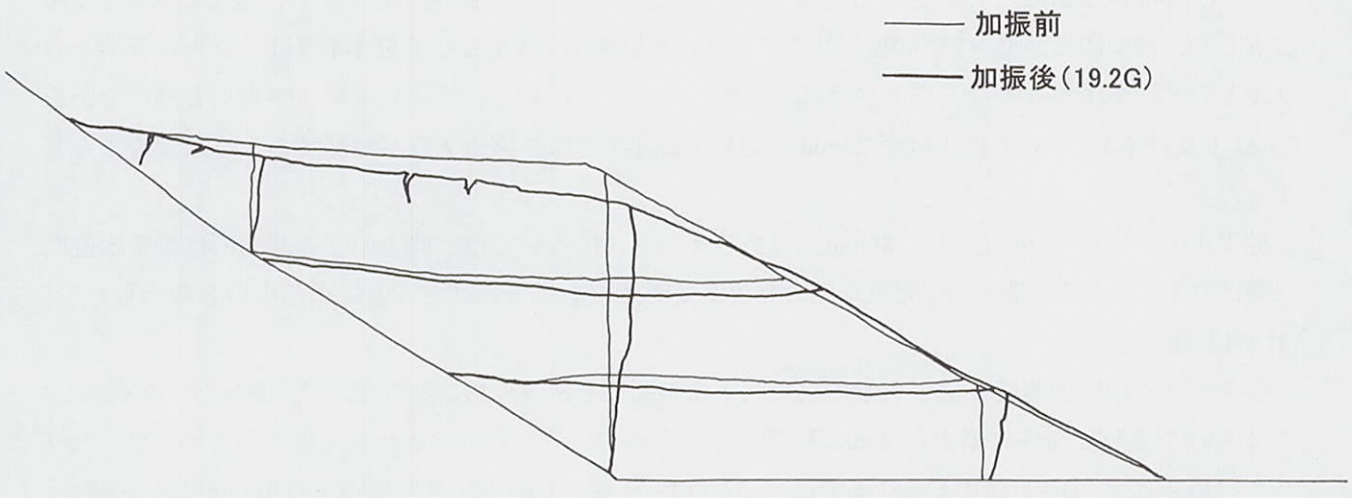
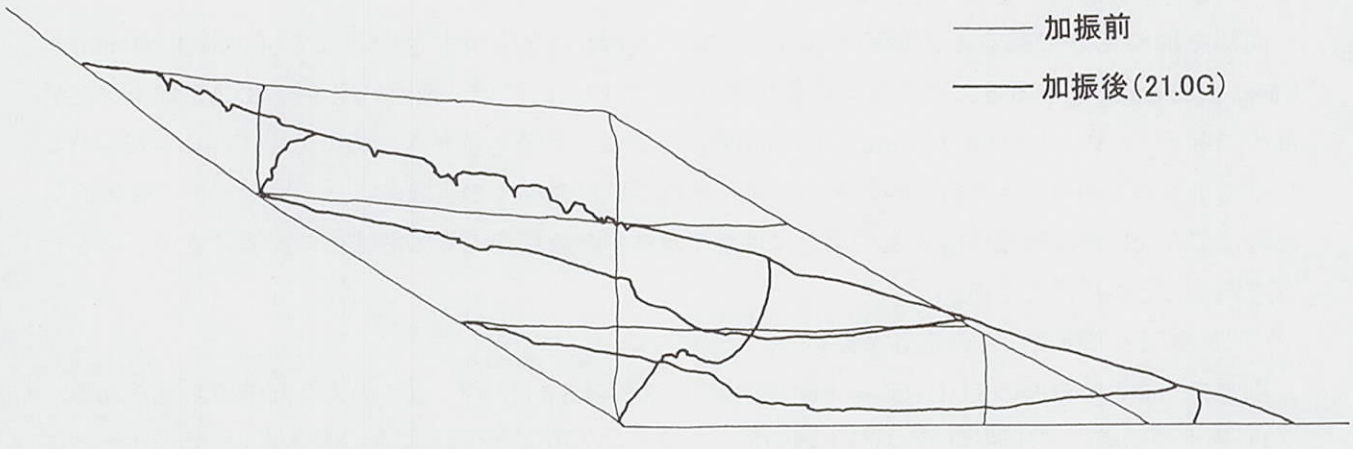



図-**4.4.1**　Case2-3に用いた不規則波形

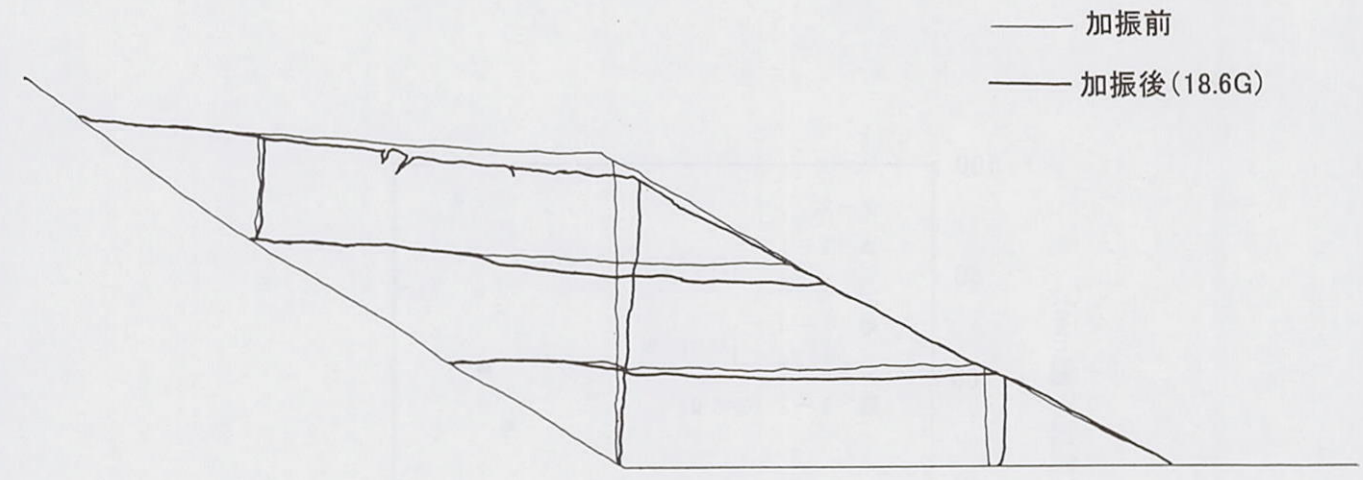



Case1-1

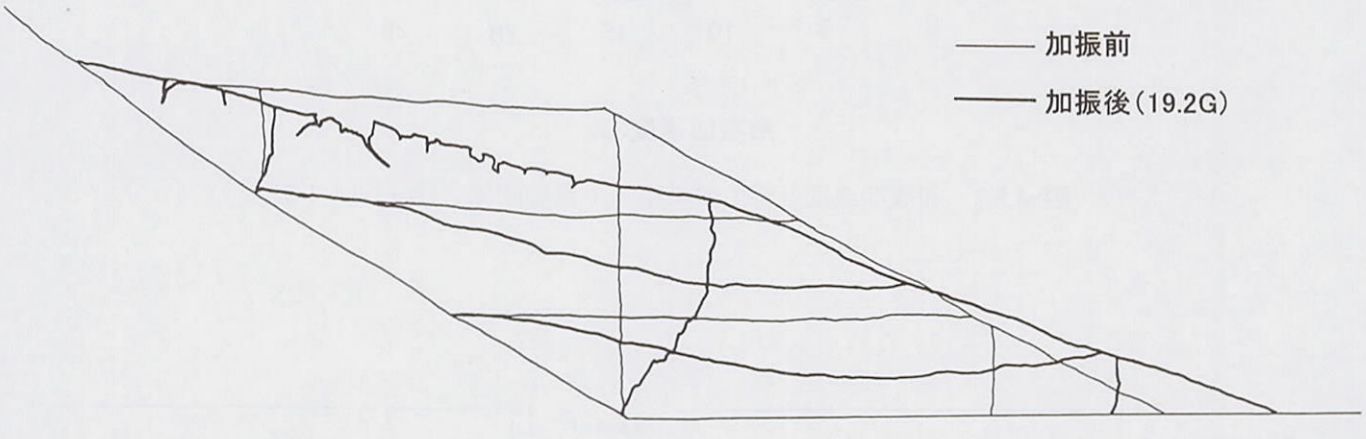



Case1-2

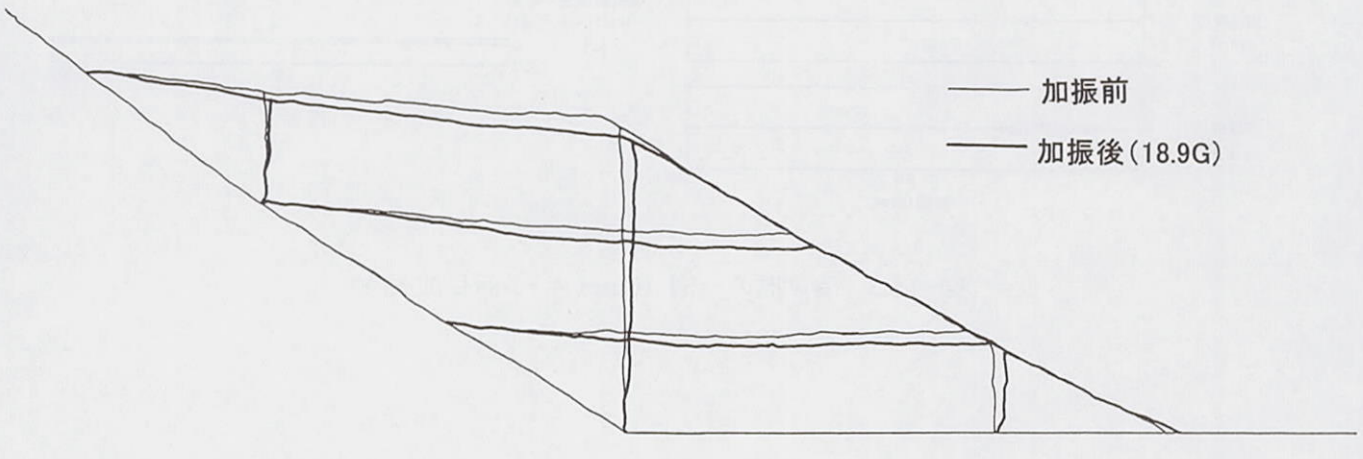
図-**4.5.1**　盛土の変形 (Case1-1,1-2)




Case1-3




Case1-4




Case1-5

図-**4.5.1**　盛土の変形 (Case1-3,1-4,1-5)

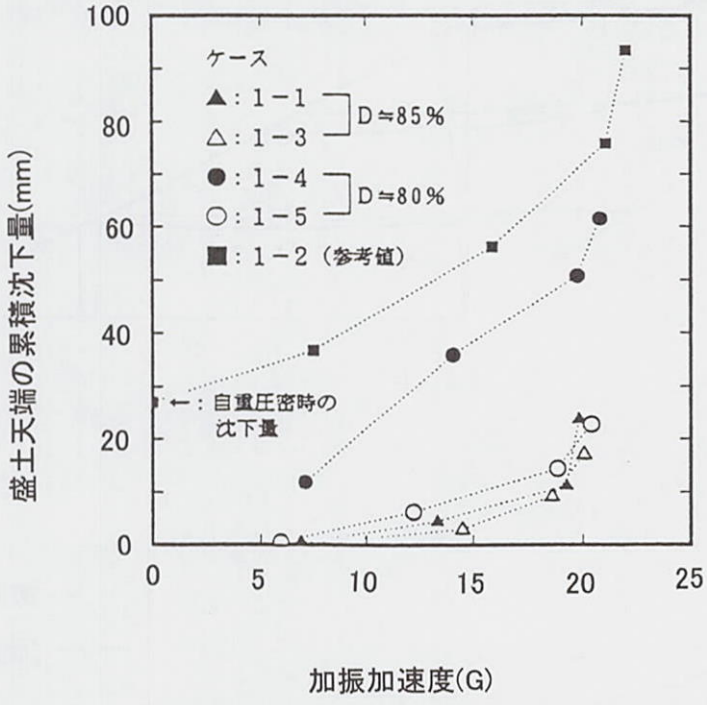



図-4.5.2　加振加速度と盛土の累積沈下量の関係（Case1-1～1-5）

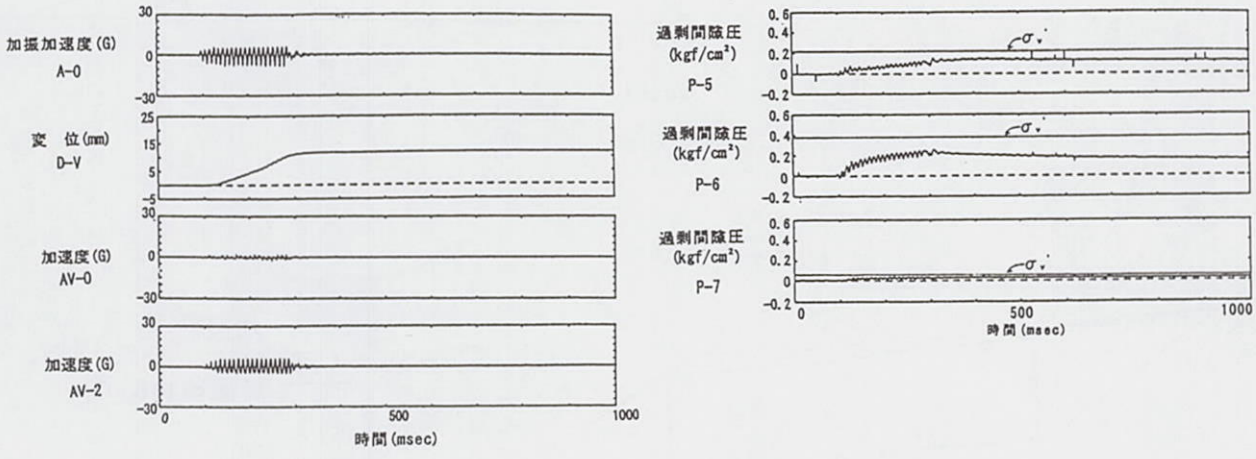



図-4.5.3　時刻歴の一例（Case1-4，１回目加振時）

2) 盛土天端の沈下量 D-V は、加振中のみ増大し加振終了後は変化しない。これより、盛土の変形は加振時の慣性力の影響を大きく受けていることが分かる。

3) 盛土の飽和部分では過剰間隙圧が発生し、その大きさは、P-6>P-5>P-7 の順になっている。これは、土被り圧と排水距離の違いによるものと考えられる。

なお、各ケースの 2 回目(12～16G あるいは 240～320gal)加振時のすべての時刻歴データを巻末資料に示す。加振終了後に盛土の変形が進行するという、流動破壊の兆候を示す結果は見出せなかった。

(4) まとめ

片盛土の下方が湛水により水浸しているという条件の下で、盛土の密度と地下水位（湛水位）が盛土の耐震性に及ぼす影響を調べた結果、以下のことがわかった。

1) 締固め度が 80%以下で水位が高いと、飽和した部分で過剰間隙水圧が発生して地震時の変形量が大きくなった。このとき、盛土のせん断変形は水位面以深で大きかった。

2) 締固め度が 85%とやや高めの場合には変形量ははるかに小さく、過剰間隙水圧の上昇はあったがそのことが著しい軟化を引き起こさなかった。

3) 水位が高いほど盛土の地震時変形量は大きい。しかし、締固め度が 85%の場合にはその違いは顕著ではない。

4)今回の実験の範囲では、加振終了後に変形が進行する流動変形の兆候は見られなかった。

### 4.5.2 平成 7 年度

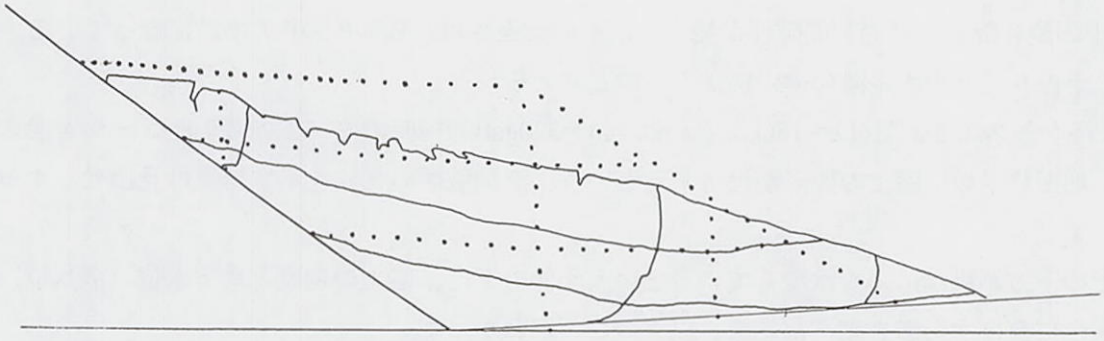
6 年度の実験では締固め度 75～80%というかなり緩めの密度の下でも流動破壊現象が観察されなかったが、可能性のある理由として、湛水が斜面のすべり破壊を抑えていること、及び斜面勾配が急であると初期せん断が大きくなり、強度低下を起こしにくくしていることが考えられた。

そこで、7 年度は盛土の締固め度は一定(D=80%)として、斜面勾配、水位および湛水の有無が盛土の耐震性に及ぼす影響を調べた。また、入力加速度を不規則波にしたケースを加え、入力波形の影響も調べた。

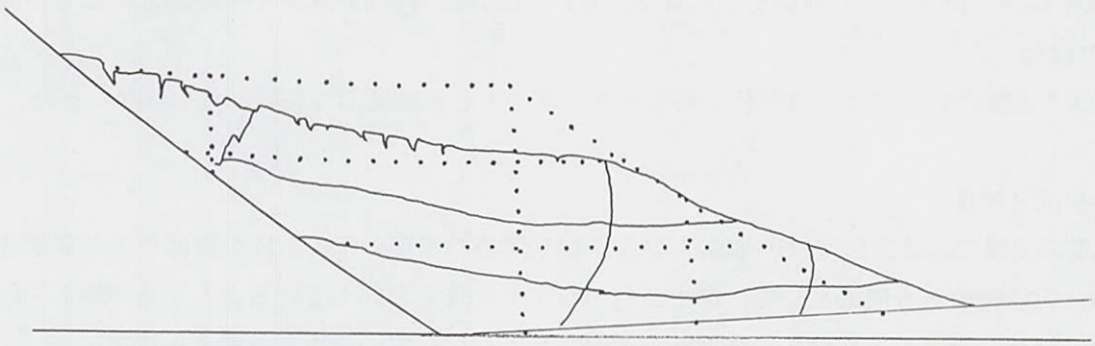
(1) 盛土の変形

加振後の盛土の変形を図-4.5.4 に示す。湛水位が 160mm の Case2-2 では、6 年度と同様に盛土の天端とのり面との区別がつかなくなってしまうほど変形した。一方、盛土内水位が Case2-2 とほぼ同じで湛水のない Case2-5 は、Case2-2 と比較して変形量が全体的に小さくなり、更にのり肩付近からのり尻にかけて浅いすべりが生じた。このようなすべりは、湛水位のない各ケースで生じ、水位のある Case2-3 でも比較的深いすべりが生じた。

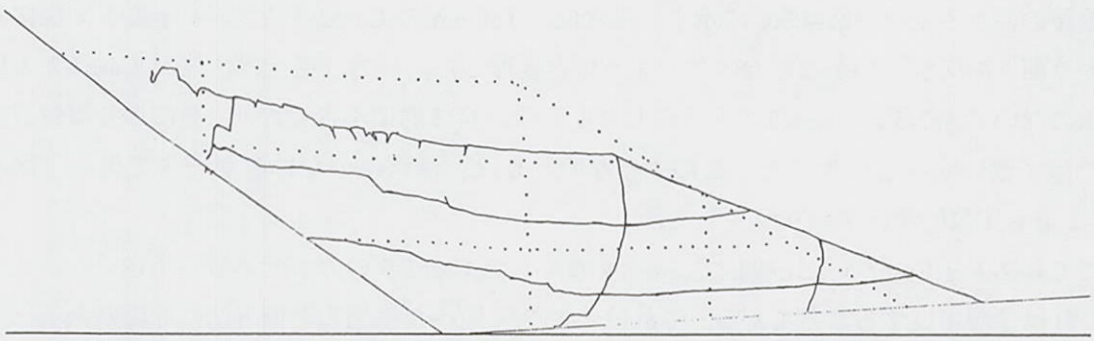
上で Case2-2 と Case2-5 を比較して、湛水をなくした Case2-5 の方が変形量が小さくなったと述べたが、これは予想に反することである。これは、4.3.3 で述べた模型の準備方法に原因があると考えられる。すなわち、Case 2-5～2-10 では、遠心場で盛土前面から浸透させた後、いったん遠心力装置の回転を止めて、のり面が顕著に変形しない程度の速さでできるだけ急いで湛水を排水させて湛水をなくした後、盛土内の水位があまり低下しないように急いで遠心加速度を載荷し、直ちに加振に供した。図-4.5.5 に加振直前の初期水圧分布を示すが、ここに示した 4 ケースのうち、Case2-5, 2-6, 2-8 では有



Case2-1（15G 加振後）

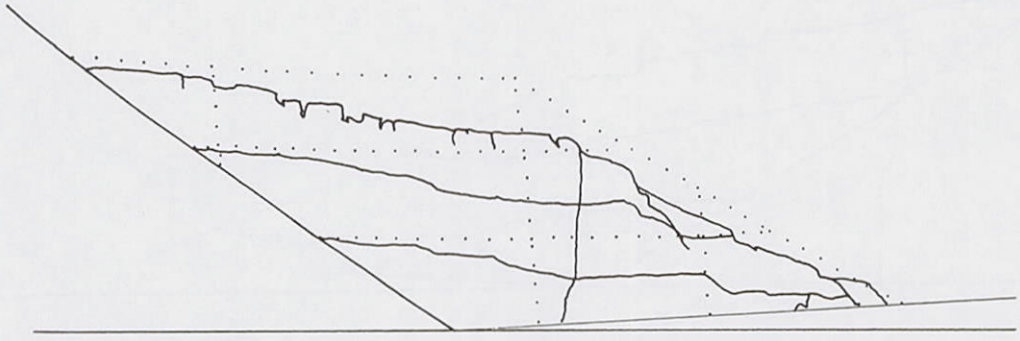


Case2-2（20G 加振後）

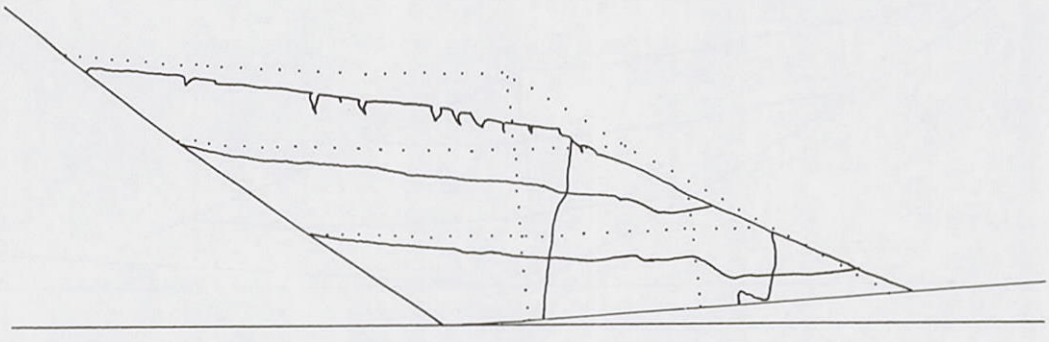


Case2-3（20G 加振後）

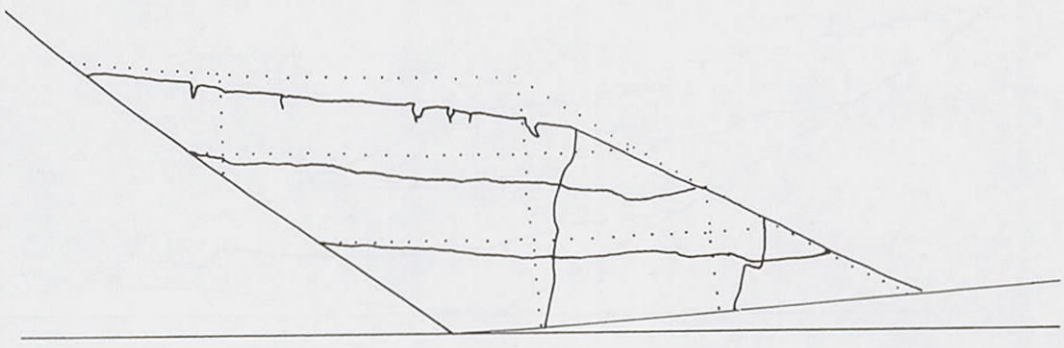
図-**4.5.4**　盛土の変形 (Case2-1～2-3)



Case2-5（20G 加振後）

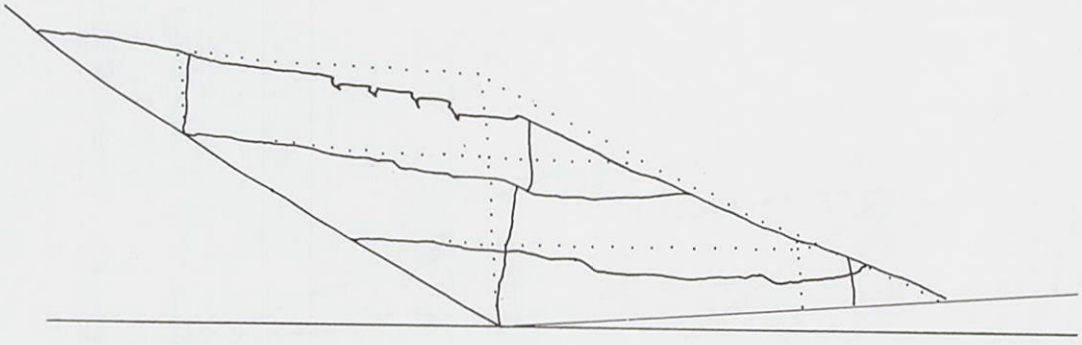


Case2-6（20G 加振後）

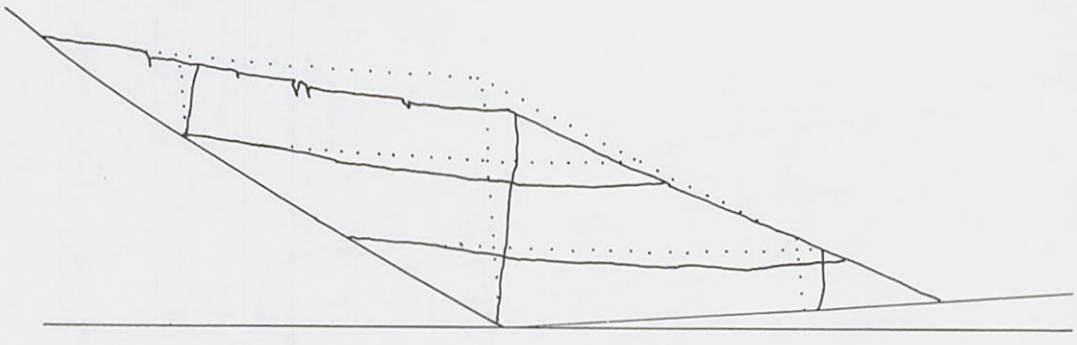


Case2-7（20G 加振後）

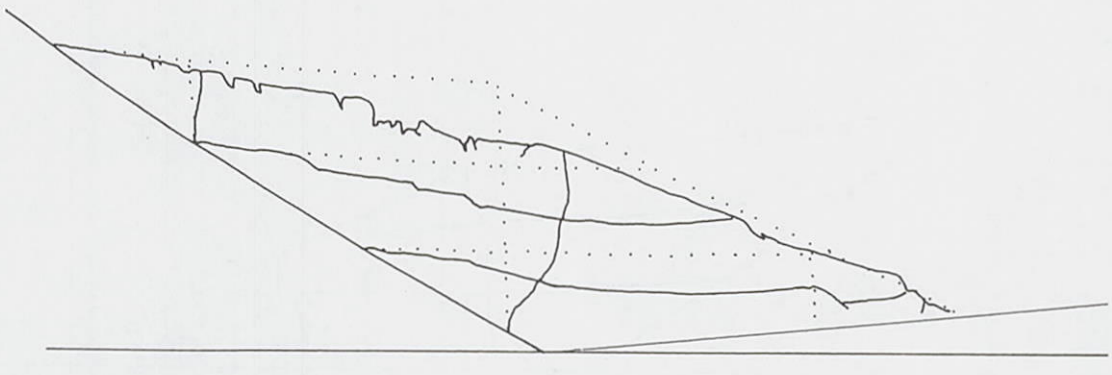
図-**4.5.4**　盛土の変形 (Case2-5～2-7)



Case2-8（20G 加振後）

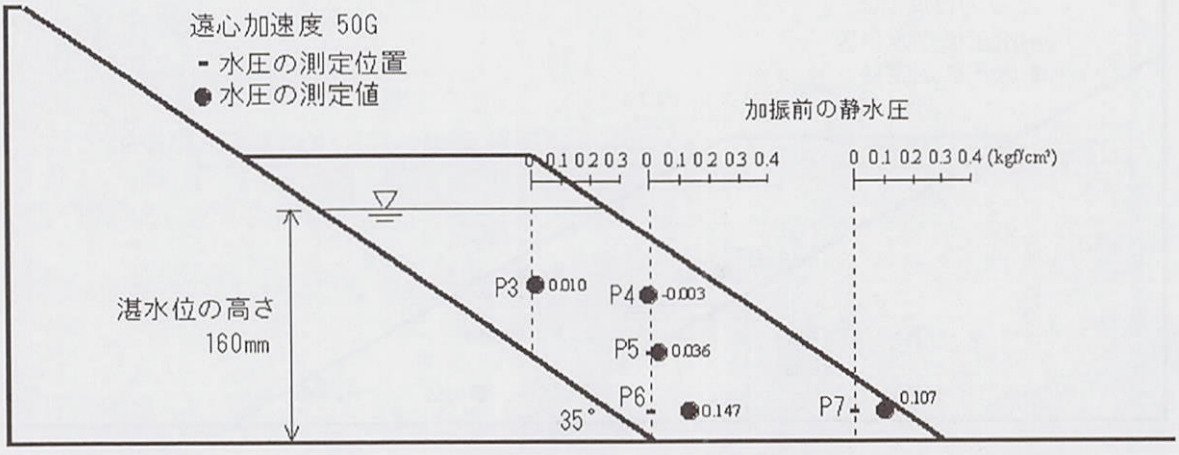


Case2-9（20G 加振後）

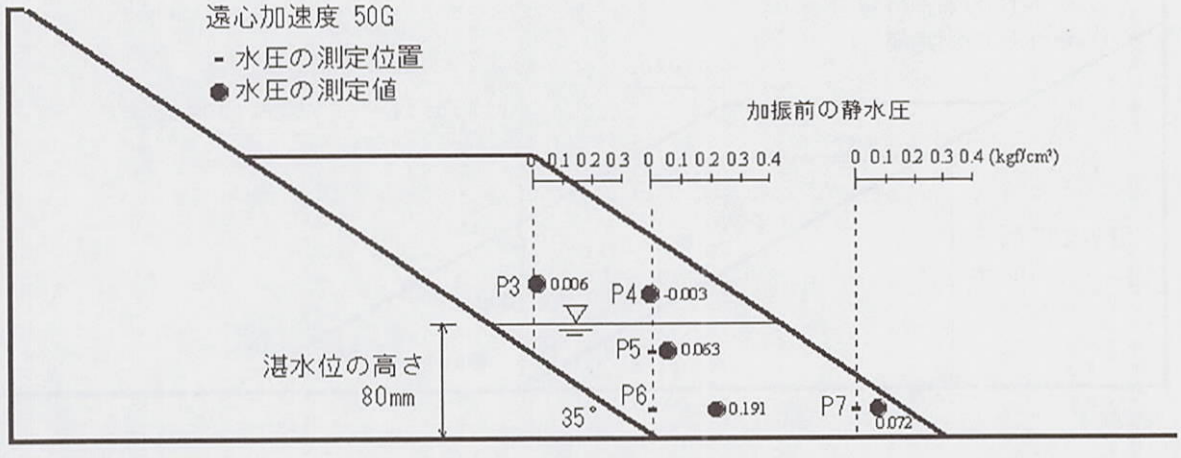


Case2-10（20G 加振後）

図-**4.5.4**　盛土の変形 (Case2-8～2-10)

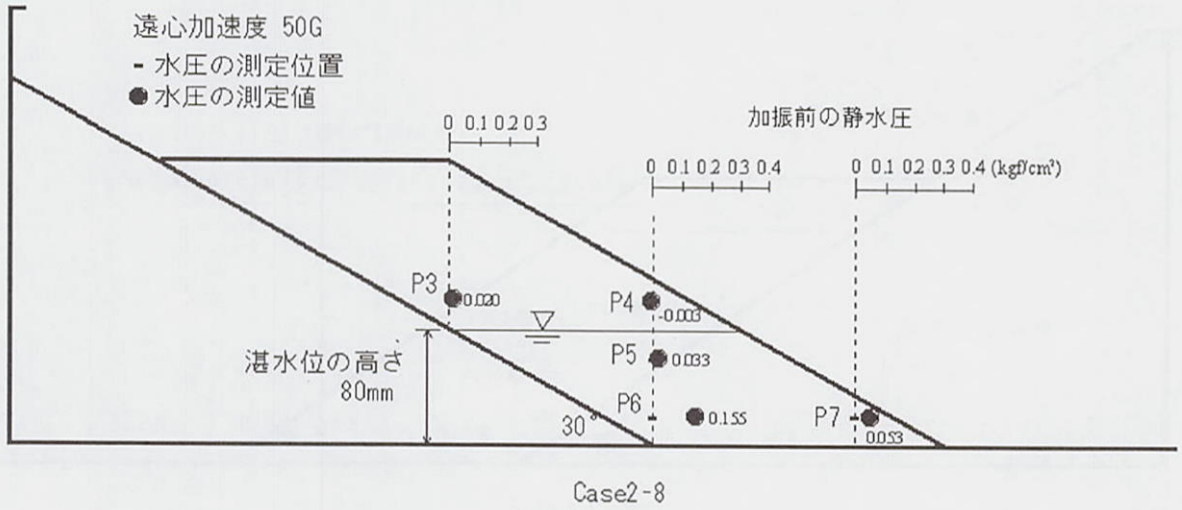



Case2-5

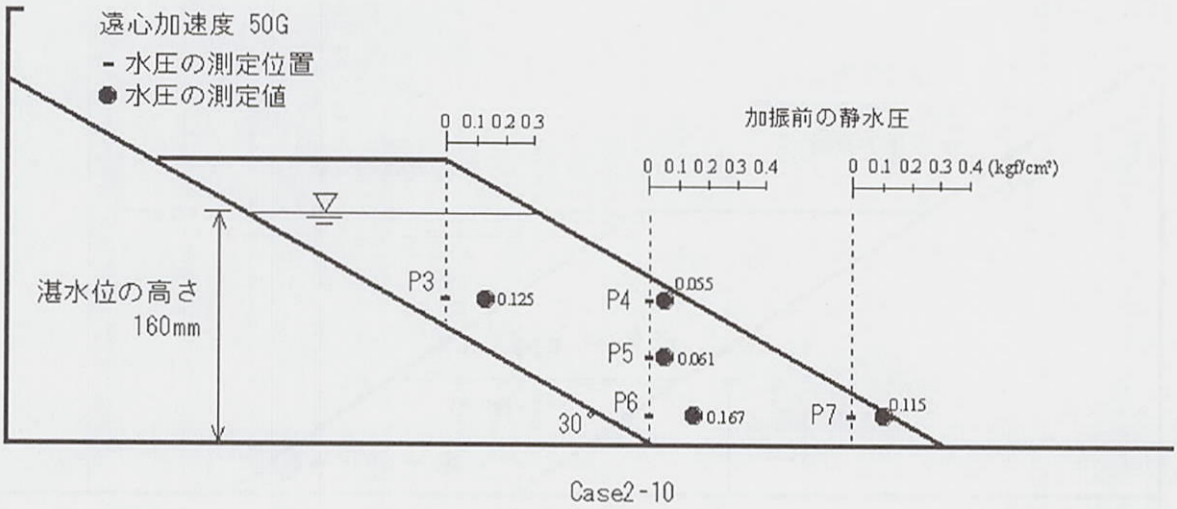



Case2-6

図-4.5.5　加振直前に湛水位を下げた実験ケースでの初期水圧分布 (Case2-5,2-6)




Case2-8




Case2-10

図-**4.5.5**　加振直前に湛水位を下げた実験ケースでの初期水圧分布 (Case2-8,2-10)

意な水圧を示しているのはP5, P6, P7のみである。Case2-10ではP3, P4にも水圧が残っている。加振直前の浸潤面の位置およびそれより上部の含水比がどの程度であったかをこれらから推定するのは困難であるが、Case2-5, 2-6, 2-8の浸潤面はP5あるいはそれよりやや浅い位置であったものと推測される。Case2-10の初期水圧分布は複雑であるが、飽和領域がやや広かったものと推測される。

したがって、湛水をなくしたケースは、湛水があるケースに比べて、湛水の抑えがない分安定性が低い反面、盛土内の浸潤面の位置が低い分安定性が高い面もあるため、両者を単純に比べるのは困難である。

(2) 沈下量

加振加速度と盛土天端の累積沈下量の関係を図-4.5.6に示す。

湛水がある場合は、加振加速度が大きくなるほど1回目加振時の沈下量が増えているのがわかる。また、Case2-3の最大加速度18.5Gの不規則波加振時は、平均加速度14.9Gの正弦波加振と同程度の沈下量であった。なお、盛土の傾斜角の影響については、1回目加振時の加速度レベルが異なるために明確な比較ができない。

一方、湛水がない場合は、盛土の傾斜角が小さいほど、あるいは盛土内水位（正しくは湛水を落とす前の初期湛水位）が低いほど沈下量が小さかった。湛水がある場合との比較は(1)に述べた理由によりできない。

湛水がある場合の各ケースについて遠心圧密時の盛土の沈下量を図-4.5.7に示す。盛土内水位が160mmの場合には約20G以上の遠心加速度で圧密沈下量が急増していることから、部分的な崩壊が生じたことが予想される。

(3) 間隙水圧・加速度などの応答挙動

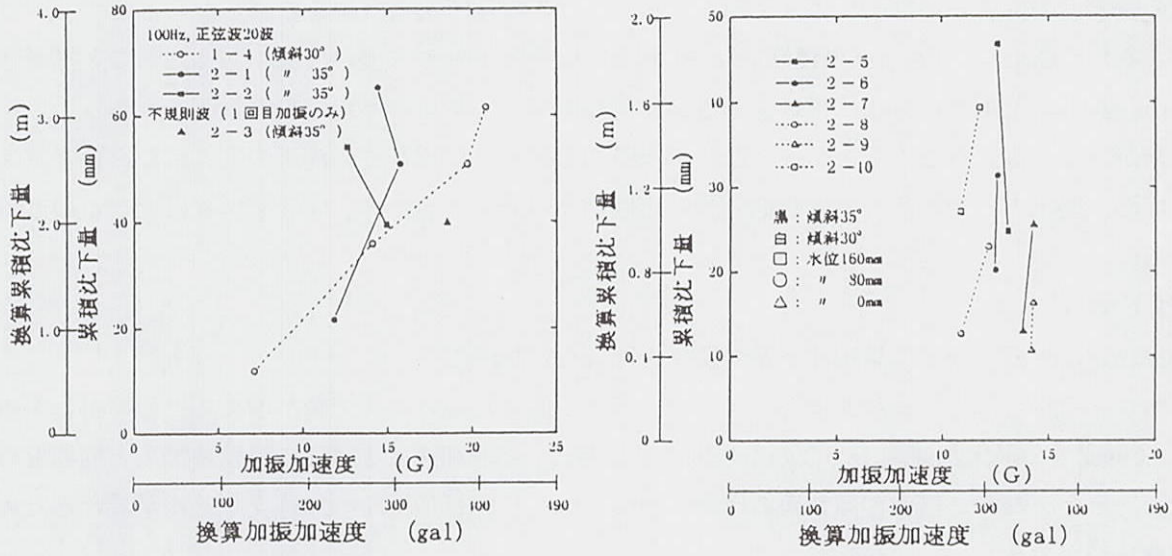
湛水位があるCase2-3の不規則波加振時の時刻歴の一部を図-4.5.8に示す。このように加振加速度が大きく、加振中の沈下量が著しい場合においても、加振終了と同時に盛土の沈下が止まってしまった。またこの時、水面下の盛土では過剰間隙圧が発生しているものの加速度応答はあまり乱れていない。なお、約470msec付近において沈下量が急増しているが、これはセンサーの校正値としての直線範囲を超えてしまったためと思われる。

(4) まとめ

片盛土の斜面勾配、水位および湛水の有無、さらには入力波形特性が盛土の耐震性に及ぼす影響を調べた。その結果は以下のとおりである。

1) 盛土のり面の勾配が急であるほど地震時変形量は大きいようであるが、その違いは必ずしも明瞭ではない。
2) 水位が高いほど盛土の地震時変形量は大きい。
3) 最大加速度18.5Gの不規則波形（図-4.4.1に示した）と加速度振幅14.9Gの正弦波加速度20波は、ほぼ同じ沈下量を引き起こした。
4) 今回の実験でも、加振終了後に変形が進行する流動変形の兆候は見られなかった。

### 4.5.3 平成8年度




(a)湛水のある場合　　(b)湛水のない場合

図-4.5.6　加振加速度と盛土の累積沈下量の関係（Case2-1～2-10）

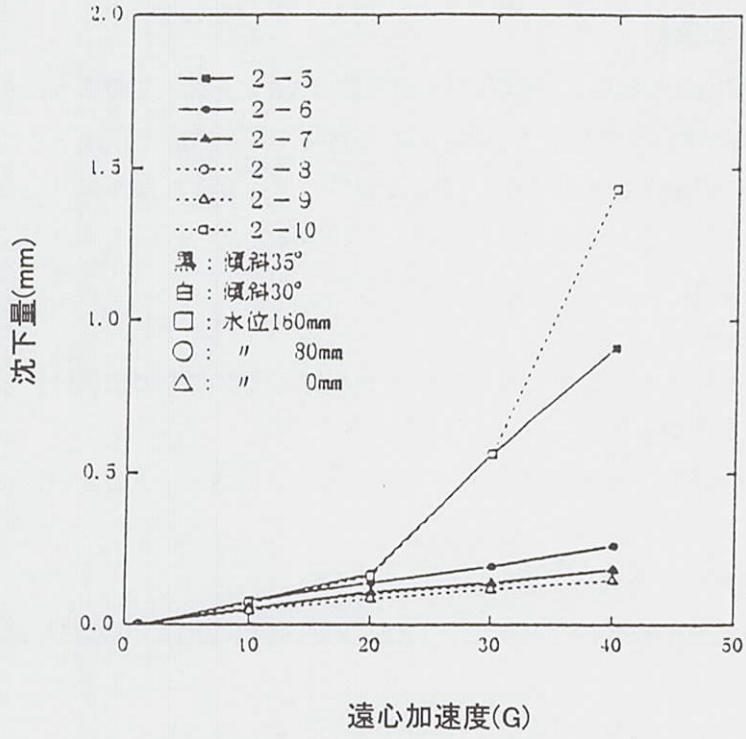



図-4.5.7　遠心力載荷による盛土の沈下量

平成 6, 7 年度の実験では締固め度、湛水位、湛水の有無、斜面勾配を変化させて実験を行ったが、いずれの場合にも、加振終了後に変形が進行する流動変形の兆候は見られなかった。

そこで、８年度は盛土の締固め度は一定(D=80%)として、締固め含水比が盛土の耐震性に及ぼす影響を調べた。なお、人工的に締め固められた砂質土については、その後浸透水などにより飽和した状態で地震動の作用を受けたときの抵抗（液状化抵抗）特性が、締固め含水比により無視できないほど異なることがあることが、既往の研究でわかっている（松尾他、1999)。

(1) 盛土の変形

締固め含水比が 28%で盛土前面に湛水位がある Case3-7-2 と加振直前に湛水位を低下させた Case3-8 の 1 回目加振時の盛土の変形状況を図-**4.5.9** に示す。盛土前面の湛水位が盛土内水位と等しい Case3-7-2 では、斜面中央部がはらみ出すように変形しているのに対し、湛水位が盛土内水位よりも低い位置にある Case3-8 では、盛土下部から変形していることがわかる。このことから、同じ盛土内水位（当初の盛土内水位は両者のケースで同じであったが、Case3-8 では湛水位を下げたために盛土内水位もある程度低下していたはずである。したがって、正しくは「同じ」水位ではない。）でも湛水位の影響により崩壊形態は大きく異なることがわかる。しかし、今回の実験で一番大きな変形が生じた Case3-8 であっても、釧路沖地震や兵庫県南部地震で完全に崩壊した盛土の流動破壊現象の再現はできなかった。

(2) 沈下量

湛水位 160mm で行った実験ケース（Case3-8 を除くすべて）について、1 回目加振（目標加振加速度 10G）時の加振加速度と盛土の沈下量との関係を図-**4.5.10** に示す。この図から、加振加速度にばらつきが見られ、これから締固め含水比の影響について直接読みとることは困難である。そこで、3 点の実験データを有する含水比 26%における加速度と沈下量との関係（図中の直線の変化勾配）が全てのケースにおいて同じであると仮定し、全てのデータを加振加速度 13G における沈下量に補正した(以下推定沈下量と呼ぶ)。このようにして得た推定沈下量と締固め含水比との関係を図-**4.5.11** に示す。この図によれば、同じ加振加速度の下では、締固め含水比が大きいほど沈下量が大きいようであることがわかる。しかしその影響度合いはさほど大きくない。

また、1 回目加振時における各ケースの盛土のり面の水平移動量を図-**4.5.12** に示す。この図からも、締固め含水比が大きいケースでは盛土のり面の水平移動量が大きいことがわかる。また、全体の傾向として、今回の実験では盛土のり面の変位量は同図中に示す測点 N3、N4 付近（湛水位よりも少し低い位置）で大きいことがわかる。また、①全てのケースについて盛土天端は湛水側が大きく沈下していた、②盛土下端部（N7）は Case3-7-2 を除いてほとんど動いていなかった、等のことから、湛水位を 160mm に固定した場合の実験では湛水位よりも少し低い位置において破壊が生じ、その影響で盛土天端が沈下したものと考えることができる。しかし、釧路沖地震や兵庫県南部地震で大きな被害にあった盛土は、盛土全体が滑るように変形していることから、盛土前面の湛水が盛土の変形を押さえてしまっているものと考えられる。そのため、今後の実験においては斜面内に定常浸透流があり、かつ湛水のない条件の下での実験を行う必要がある。

(3) 湛水の影響

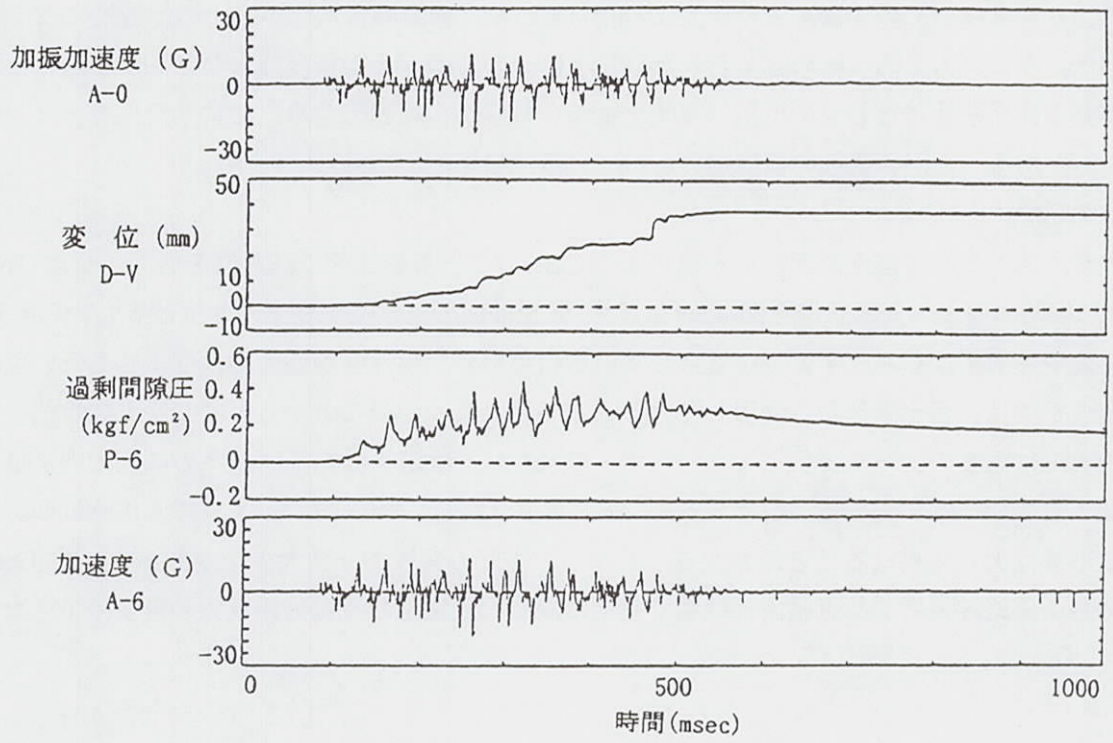



図-4.5.8　不規則波加振時の時刻歴の一例（Case2-3，1回目加振時）

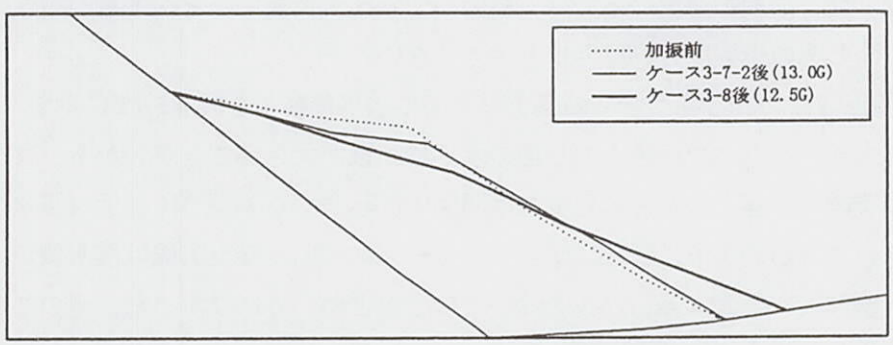



図-4.5.9　盛土の変形の例(Case3-7-2 及び Case3-8)

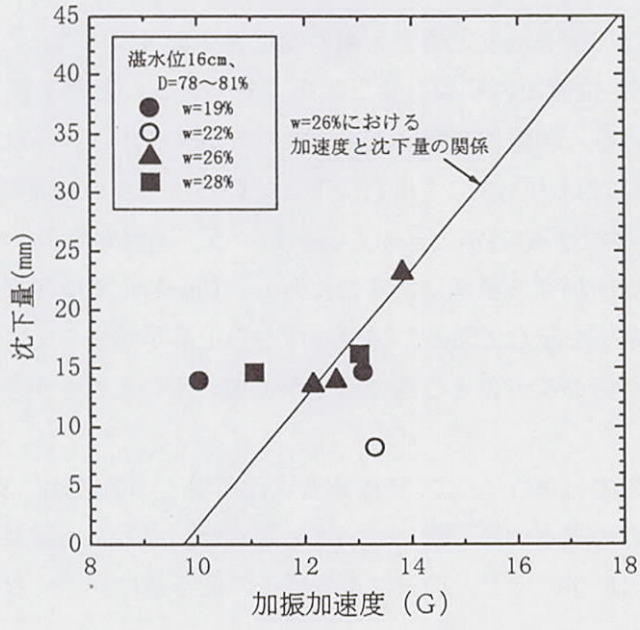



図-**4.5.10**　加振加速度と盛土の累積沈下量の関係（Case3-1～3-7-2）

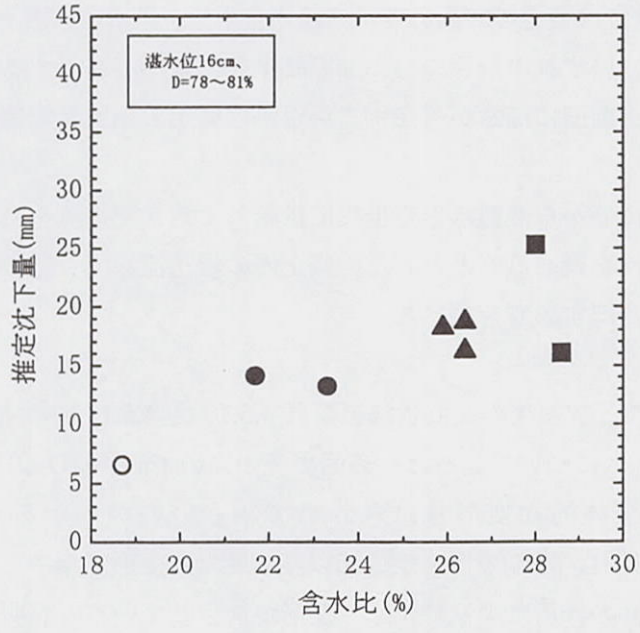



図-**4.5.11**　締固め含水比と盛土の推定沈下量の関係（Case3-1～3-7-2）

加振直前の湛水位が異なるが、その他の条件はほぼ同一である Case3-7-2 と Case3-8 の結果を比べてみる。

1 回目加振時における加振加速度と盛土天端の変位量を表-4.5.1 に、このときの時刻歴を図-4.5.13 に示す。図中の $\sigma_v'$ は測定位置での初期有効上載圧であり、このとき土被り厚としては便宜上地表面までの鉛直高さとしている。加振加速度は Case3-8 の方がやや小さい程度であるが、天端沈下量に関しては Case3-8 は Case3-7-2 よりも約 2.7 倍も沈下している。またのり肩に一番近い加速度計(A4)を見比べてみても、Case3-8 の方が応答が大きいことがわかる。過剰間隙圧(P5)については、Case3-7-2 では加振と共に値が徐々に増加する傾向にあるのに対し、Case3-8 では加振開始からしばらくの間は過剰間隙圧の値はほぼ一定値を示しており、加振途中から上昇が始まっていることがわかる。このことから、Case3-8 では P5 付近の深さのところで盛土が崩壊していることが予想される。

(4) まとめ

盛土の締固め度は一定(D=80%)として、締固め含水比が盛土の耐震性に及ぼす影響を調べた。また、前年度と同様、加振直前の湛水位の影響についても調べた。得られた結果は以下のとおりである。

1)盛土の締固め含水比が高いほど、加振による盛土の変形量は大きくなった。ただし、その影響度合いは大きくなかった。

2)加振直前の湛水位が盛土内水位に比べて低いほど、加振による盛土の変形量は著しく大きくなった。

### 4.5.4 平成 9 年度

平成 6～8 年度の実験では盛土の締固め度、締固め含水比、湛水位、湛水の有無、斜面勾配等を変化させて実験を行ったが、いずれの場合にも、加振終了後に変形が進行する流動変形の兆候は見られなかった。この中で、盛土前面に湛水が存在するか否かは盛土の地震時安定性に大きく影響するようであった。

そこで、9 年度は地山側から浸透水を盛土内に供給して定常浸透流を発生させ、盛土前面に湛水のない状態で地震時安定性を調べることとした。盛土内の浸透流水位、盛土の締固め度、および加振加速度が盛土の耐震性に及ぼす影響を調べた。

(1) 盛土の変形

すべての模型について、加振後の変形状況を写真-4.5.1、図-4.5.14 に示す。浸透水位高が盛土高さの半分（約 10cm）のケースについて見ると、締固め度の高い Case4-6(D=91%)では盛土表面付近に変形が集中しているが、全体的な変形量はきわめて小さいのがわかる。他方、締固め度が低い Case4-1(D=77%)、Case4-3(D=82%)では、水位面以深にせん断変形が集中しているのがわかる。浸透水で飽和した部分が地震動の作用により軟化し、変形が進行しているのが明らかである。この２つのケースでは飽和部でのせん断ひずみが 100%程度生じているが、これがいわゆる残留強度状態に至っているのかどうかはこれだけではわからない。

(2) 沈下量

加振加速度が同じ（約 22G）である実験ケースについて、盛土の締固め度と天端沈下量の関係をプ

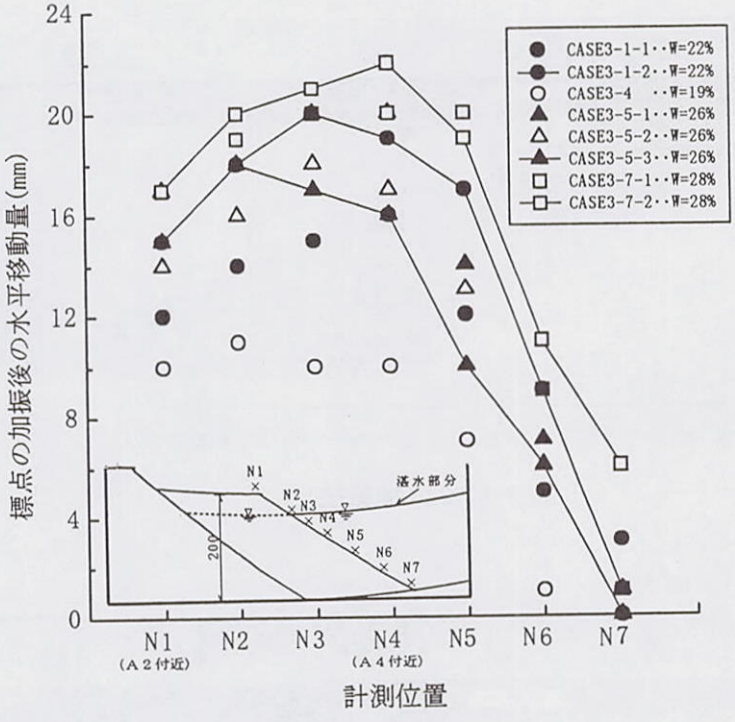
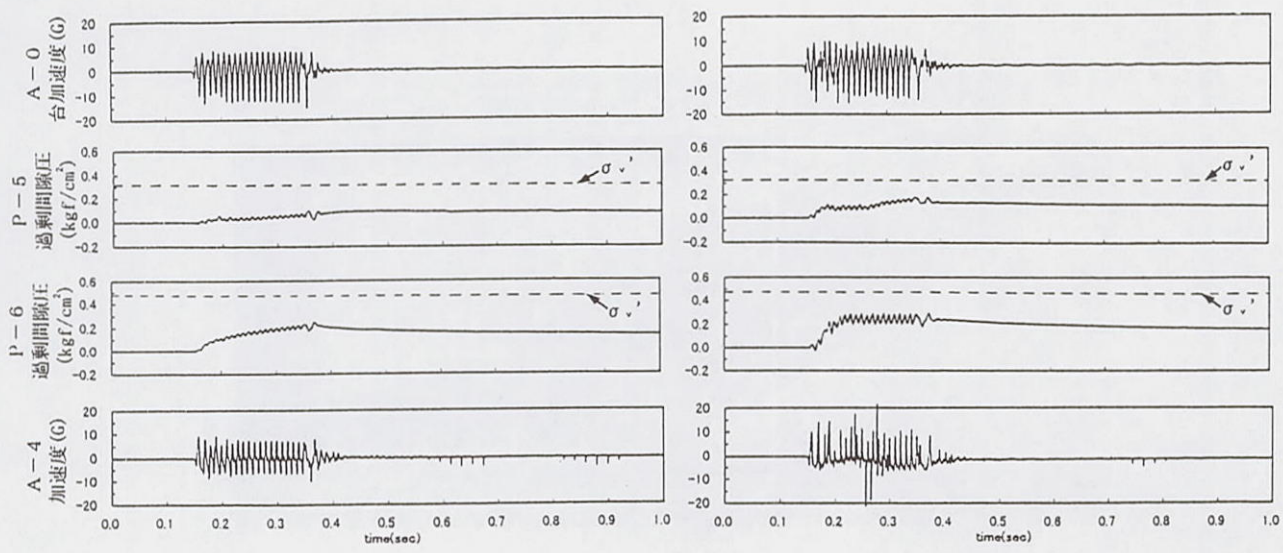



図-4.5.12　加振による盛土のり面の水平変位量（Case3-1～3-7-2）

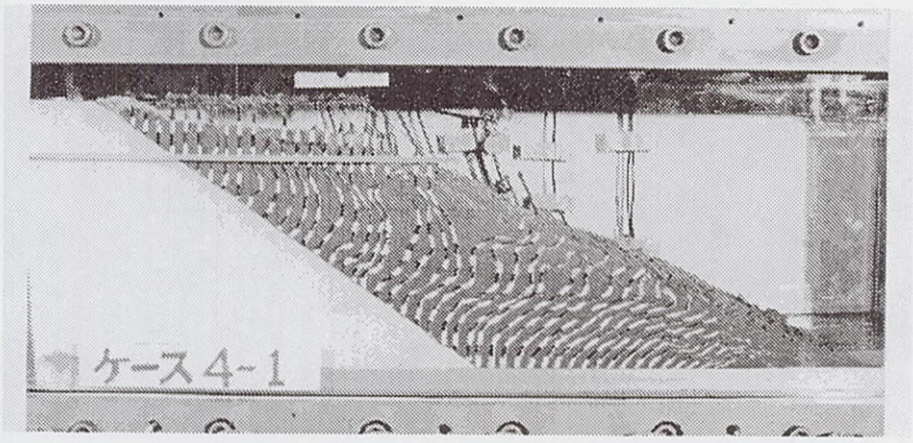
表-4.5.1　１回目加振時の加振加速度と沈下量(Case3-7-2及びCase3-8)

| ケース番号 | 加振加速度 | 盛土天端の沈下量 |
|---|---|---|
| 3-7-2 | 13.0G | 16.2mm |
| 3-8 | 12.5G | 44mm（手計測による値） |

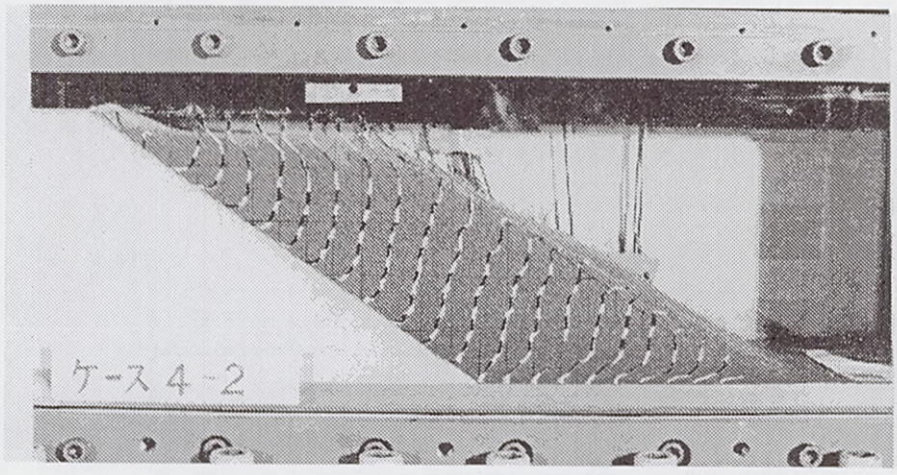



ケース３－７－２（湛水位160㎜）　　ケース３－８（湛水位80㎜）

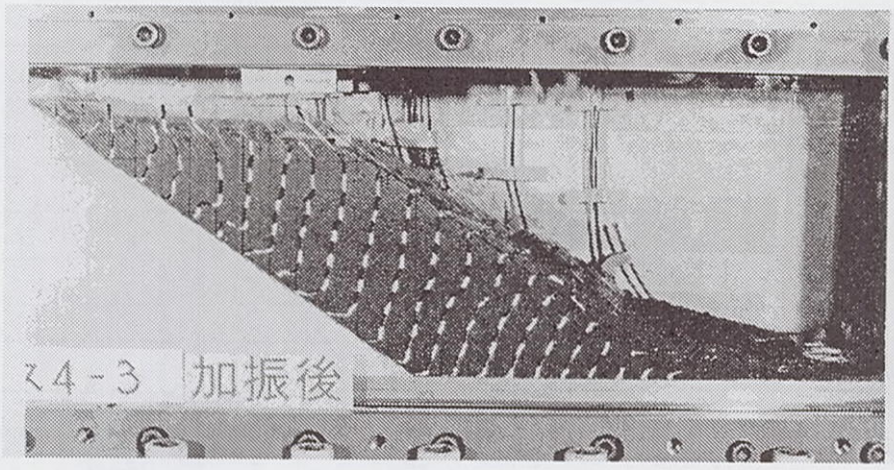
図-4.5.13　１回目加振時の時刻歴の比較（Case3-7-2及びCase3-8）




Case4-1（22G 加振後）

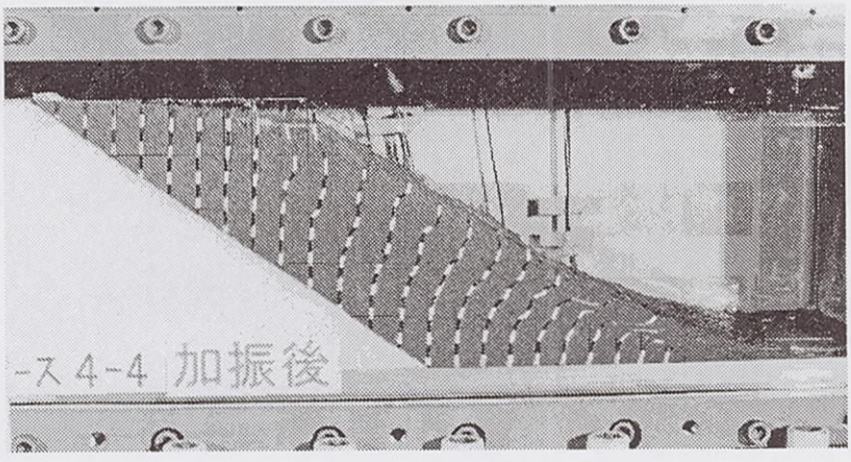



Case4-2（22G 加振後）

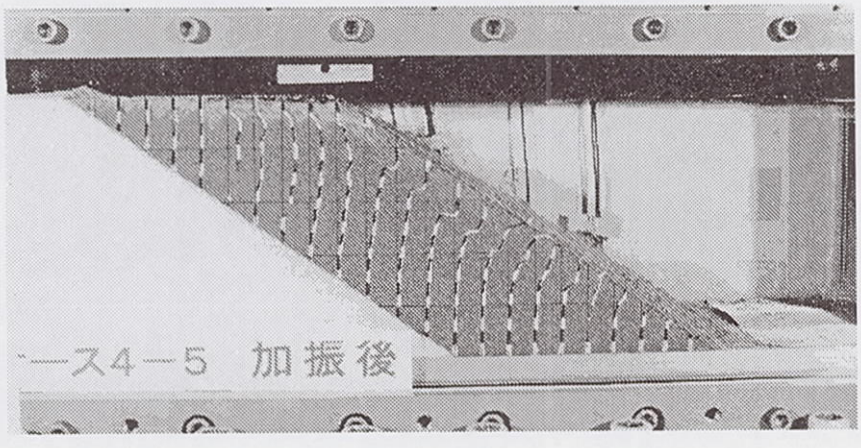



Case4-3（22G 加振後）

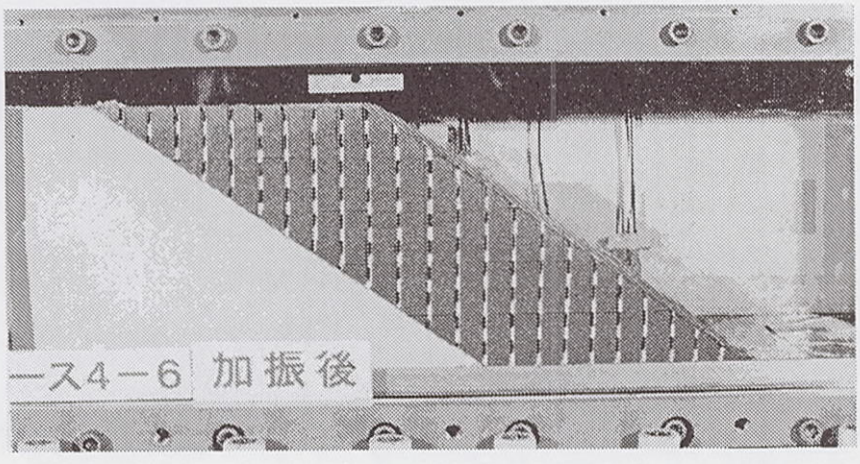
写真-**4.5.1**　盛土の変形 (Case4-1～4-3)




Case4-4（10G 加振後）

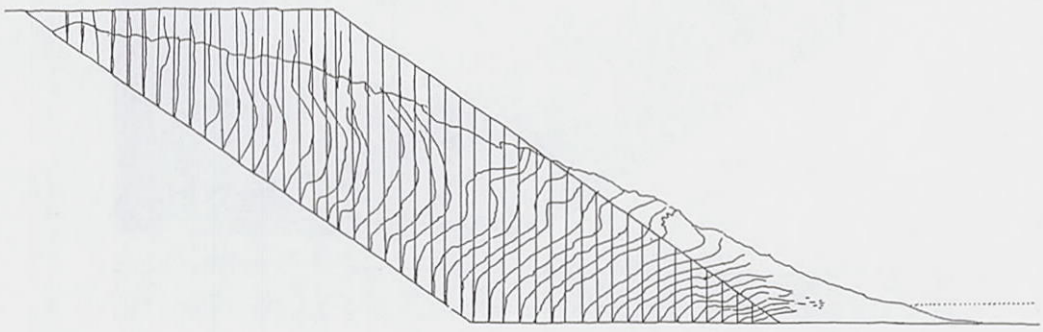



Case4-5（21.5G 加振後）

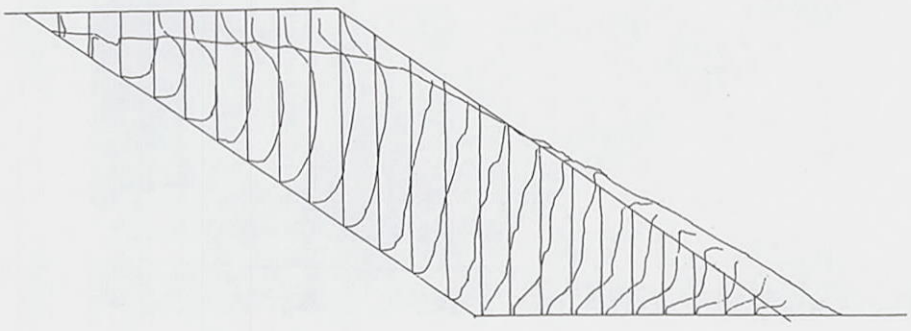



Case4-6（22.5G 加振後）

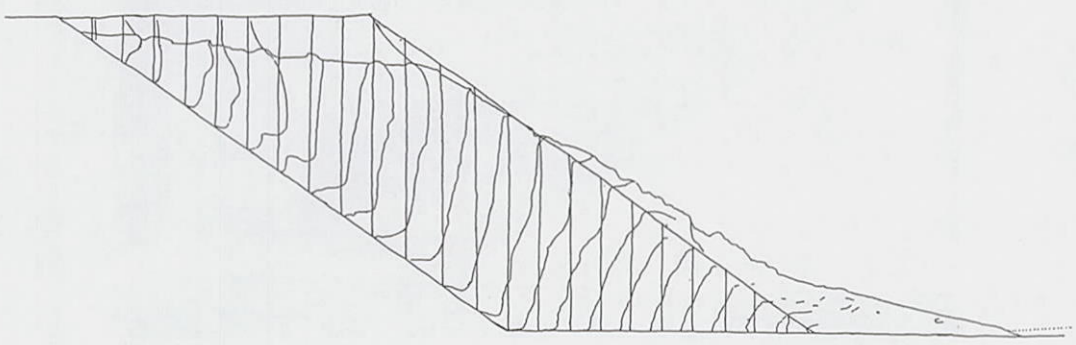
写真-**4.5.1**　盛土の変形 (Case4-4～4-6)



Case4-1（22G 加振後）

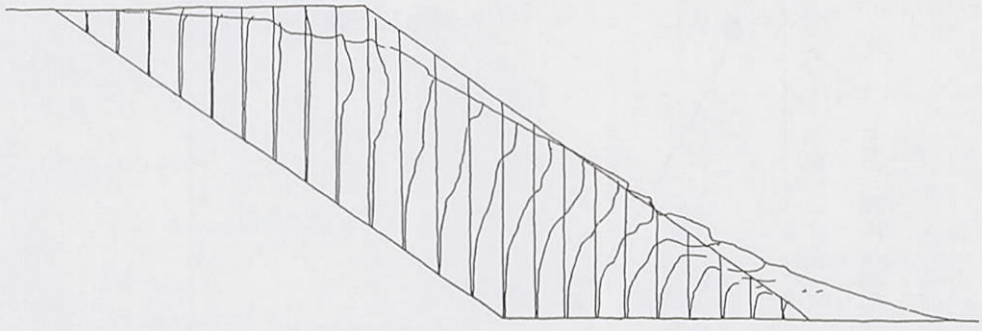


Case4-2（22G 加振後）

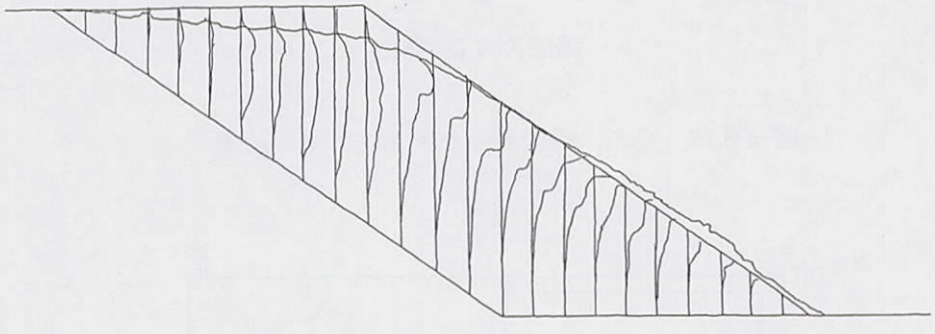


Case4-3（22G 加振後）

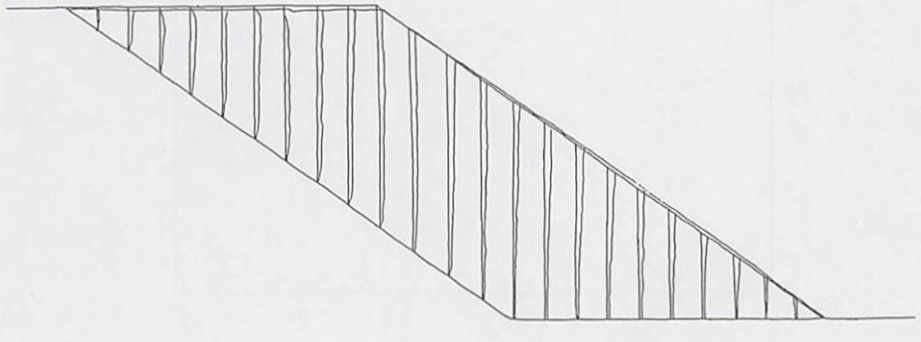
図-**4.5.14**　盛土の変形 (Case4-1～4-3)



Case4-4（10G 加振後）



Case4-5（21.5G 加振後）



Case4-6（22.5G 加振後）

図-**4.5.14**　盛土の変形 (Case4-4～4-6)

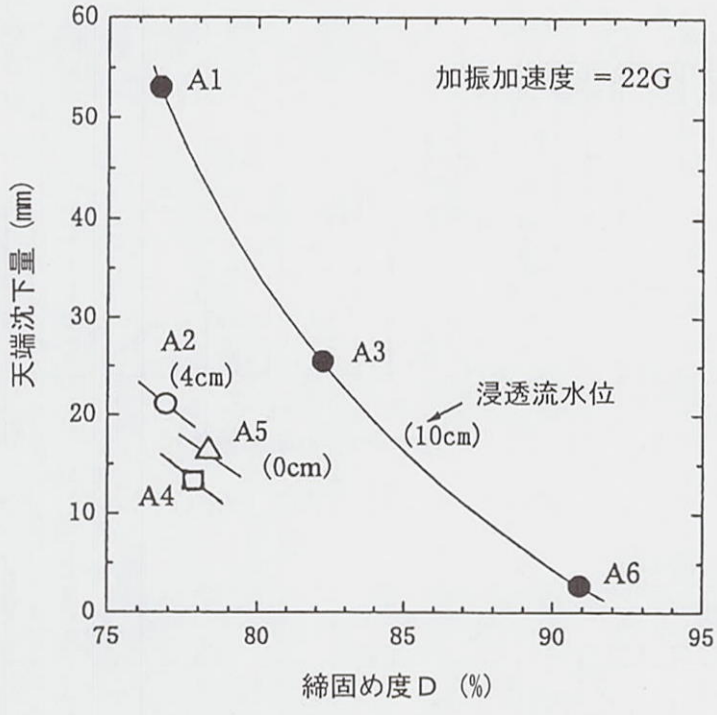



図-4.5.15　盛土の締固め度と天端沈下量の関係

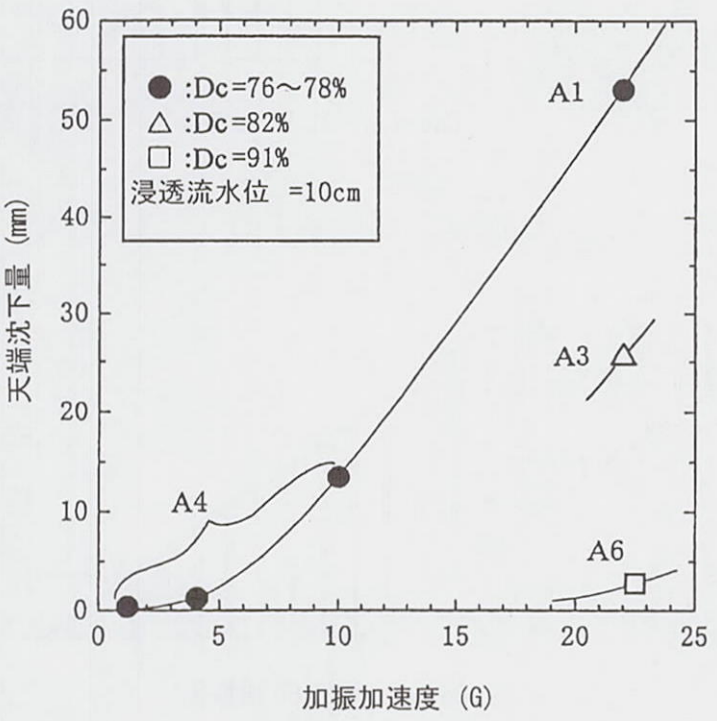



図-4.5.16　加振加速度と天端沈下量の関係

ロットしたものを図-4.5.15 に示す。浸透流水位が 10cm の実験結果から、盛土の締固め度は地震時安定性に大きく影響しており、締固め度が 90%を超える Case4-6（同図中の A6）では、加速度振幅が 440gal の正弦波 20 波という、土構造物にとっては阪神地震で記録されたよりも厳しい地震動の作用を受けても、高さ 10m の盛土がわずか 15cm (=3mm×50) 程度の沈下にとどまっていることがわかる。反対に、締固め度が 77%ときわめて緩い Case4-1（A1）では約 2.7m（=54mm×50）もの沈下が生じている。

同図で、浸透水位の影響について見ると、浸透水位が高いほど沈下量が大きくなっているのが明らかである。浸透水がない Case4-5（A5）は、浸透水位が 10cm である Case4-6（A6）よりも大きいのは興味深い。

つぎに、浸透流水位が 10cm である実験ケースについて、加振加速度と盛土沈下量の関係をプロットしたものを図-4.5.16 に示す。締固め度が 78%と低い Case4-4（A4）では、100gal 相当以上の加振加速度で盛土の沈下が急増しているのがわかる。締固め度が高くなると、高い浸透水が存在していても沈下量は小さい。これより、盛土の十分な締固めは地震時の変形防止には極めて有効であることがわかる。

(3) まとめ

9 年度は盛土内に定常浸透流を発生させ、盛土前面に湛水のない状態で地震時安定性を調べた。盛土内の浸透流水位、盛土の締固め度、および加振加速度が盛土の耐震性に及ぼす影響を調べた。得られた結果は以下のとおりである。

1) 盛土内に浸透水が存在するような状態の下では、盛土の締固め度は地震時安定性にきわめて大きな影響を及ぼす。
2) 盛土の締固め度が十分に高ければ、たとえ盛土内に浸透水が存在していても、地震時安定性は高く、地震による沈下量は小さい。
3) 浸透水位が高いほど盛土の地震時安定性は低くなる。
4) 盛土が比較的緩めで、かつ浸透水が存在している場合の地震による変形は、地下水位以深にせん断変形が集中した。

**参考文献**

建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室：アースダム材料の繰返し強度特性に関する実験報告書、土木研究所資料第 3630 号、1999.

## ５．単純斜面および片盛土の模型実験

### 5.1　実験内容

本章では、平成 10 年度から 12 年度にわたって実施した、計 19 ケースの遠心模型実験について報告する。

4 章で述べた遠心模型実験では、過去の地震において山岳盛土が大規模崩壊した事例を受けて、片盛土の地震時流動現象を再現することを試みた。しかし、明らかな流動破壊現象は再現できなかったので、模型形状をより単純化して流動破壊の発生メカニズムを観察することを考えた。このため、残留強度状態が生じた中空ねじり試験の応力状態に近い条件を再現できる単純斜面模型を用いることとした。本章では、主に単純斜面を対象に、流動破壊データを得ることを目的として行った遠心模型実験の結果を述べる。

模型形状および実験条件を図**-5.1.1**、表**-5.1.1** にそれぞれ示す。模型形状は、ケース 1～16 の単純斜面とケース 17～19 の片盛土に大きく分類できる。なお、単純斜面については、地山の形状がケース 1～7 とケース 8～16 で少し異なる。前者は、斜面下端に地山の平らな部分があるが、後者は、地山全体が傾斜している。

平成 10 年度に実施したケース 1～7 では、斜面の傾斜角、締固め密度、浸透水位、加振加速度の条件を変化させた。斜面の傾斜角で分類すると、ケース 1、2、5、6、7 は 15°、ケース 3、4 は 5° である。15° 斜面において、ケース 1 と 2 を比較することにより加振力の影響、ケース 1、5、7 を比較することにより締固め密度の影響、ケース 1、6 を比較することにより浸透水位の影響をそれぞれ観察することができる。また、ケース 3、4 は、5° 斜面において、加振力の大きさを変えて比較している。

平成 11 年度に実施したケース 8～13 では、斜面の傾斜角、加振波数、シルト層の有無を変えて、前年度の結果を補完および発展させる実験条件で行った。ただし、ケース 12 は加振前に浸透破壊が生じたため、有効なデータは得られなかった。ケース 8 は、前年度のケース 3、4 において十分に間隙水圧が上昇しなかったことから、その再現性を確かめるため、ケース 3 と同様の条件で行った。つづいてケース 9 は、ケース 3、8 と同じ模型条件で、加振波数を 10 波から 100 波に増やした。ケース 10 は斜面内にシルト層を敷いて、不透水層の影響を調べた。ケース 11、13 はそれぞれ 2.5°、10° 斜面とし、傾斜角の影響について、前年度のデータを補完する条件とした。

平成 12 年度に実施したケース 14～19 は、単純斜面のケース 14～16、片盛土のケース 17～19 に分けられる。単純斜面のケースは、いずれも 10° 斜面である。単純斜面、片盛土ともにドレーンの条件を変えて実験を行った。ケース 14 は、前年度のケース 13 において、水圧がほとんど上昇しなかったこと、および加振前にのり先の浸透破壊が生じたことから、ケース 13 と同じ模型形状で、密度を少し高くした。ケース 15 はのり先ドレーンを十分大きくし、ケース 16 は斜面内ではなく、地山にドレーン部を設けることにより、それぞれドレーンの影響を調べた。ケース 17～19 は、模型断面を実際の山岳盛土に近づけるため、単純斜面からやや複雑な片盛土に変えた。地山の傾斜は、平成 9 年度以前に実施した片盛土の実験と同じ 35° とし、実験結果が関連づけられるようにした。ただし、盛土の高さや幅などの模型条件および加振条件は異なるので、比較には注意が必要である。ケース 17～19 は、図

-5.1.1 に示すとおり、ドレーンの条件を変えて実験を行った。ケース 17 はのり先ドレーンが小さく、逆にケース 18 は十分大きくし、ケース 19 は盛土内ではなく、地山にドレーン部を設けた。

## 5.2 実験装置

実験は、土木研究所の遠心力載荷実験施設にある大型動的遠心力載荷試験装置を用いて行った。装置の主な仕様は、第４章ですでに紹介した。実験容器は、図**-5.2.1** に示すとおり、内寸法が長さ 1.5m ×高さ 0.5m×奥行き 0.3m の箱形土槽を用いた。長手方向の両側面はガラス板でできており、模型の状況を観察できるようになっている。

## 5.3 実験方法

### 5.3.1 模型の作成

(1)給排水経路の設置

給排水経路の概要図を図**-5.3.1** に示す。間隙水（シリコンオイル）は、空圧で加圧された貯水タンクからロータリージョイント、電気バルブを経由し、土槽の給水タンクに供給している。供給量はフロートで水位を感知し、電気バルブを開閉することにより調整できるようになっている。なお、各部品の詳細図は動土質資料 No.84、pp.287-296 を参照されたい。

(2)地山の作成

地山は、土槽内に給排水経路を設置後、石こう（吉野石膏Ｎ型・模型用硬質）を用いて２段階に分けて作成した。まず、土槽を水平に設置して下層を 2cm（ケース 17 は 3cm、ケース 18、19 は 7cm）作成し、石こうが固まったら土槽を傾けて傾斜部分を作成した。その後、最下層の水圧計を取り付けるために石こうを削って溝を作成し、半日ほど表面にライトを当てて石こうを乾かした。ただし、H11 年度に行ったケース 8～13 は、水圧計設置用の溝を設けなかった。地山表面には木工ボンドを用いてサンドペーパー（CC-60CW）を貼り付けた。

(3)地盤の作成

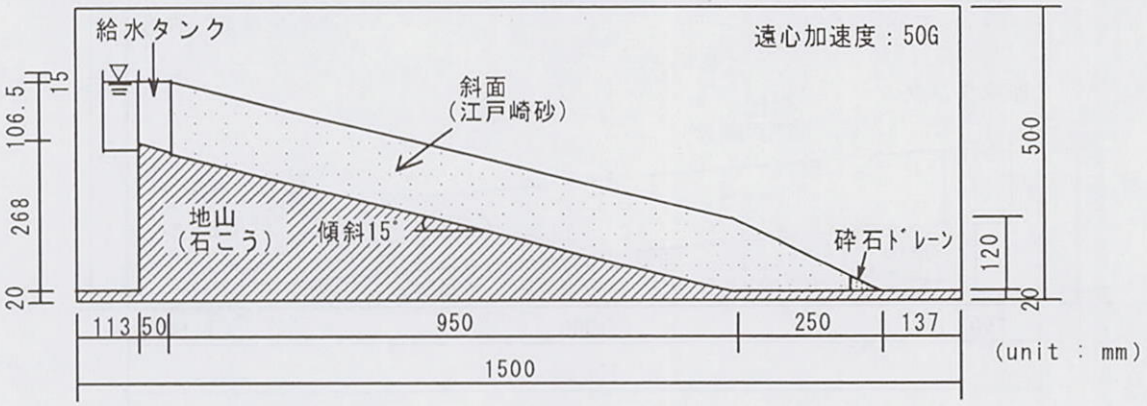
単純斜面のケース 1～16 では、土槽を傾けて地山を水平にし、江戸崎砂を用いて 1 層あたり 2cm で 6 層に分けて突き固めて作成した。片盛土のケース 17～19 は、土槽を水平にした状態で、1 層当たり 2cm で 15 層に分けて作成している。その際、所定の模型断面よりやや幅広く作成し、15 層まで盛り立てた後、表面をへらで削って仕上げを行っている。突固めに用いた棒および地盤の作成状況を写真**-5.3.1**～**5.3.3** に示す。江戸崎砂はあらかじめ 5mm ふるいに通して小石を取り除き、最適含水比（w＝14%）に調整している。加速度計、間隙水圧計は地盤の作成とともに図**-5.3.2** のように配置し、各層の表面には地盤の残留変位を見るためにビーズ玉を設置した。用いたセンサーの仕様を表**-5.3.1**、センサーおよびビーズ玉の設置状況を写真**-5.3.4,5.3.5** にそれぞれ示す。また、地盤側面には変形を観察するために江戸崎砂とは色の異なる東北硅砂を用いてメッシュを作成した。メッシュおよびビーズ玉の配置図を図**-5.3.3** に示す。

### 5.3.2　模型の飽和

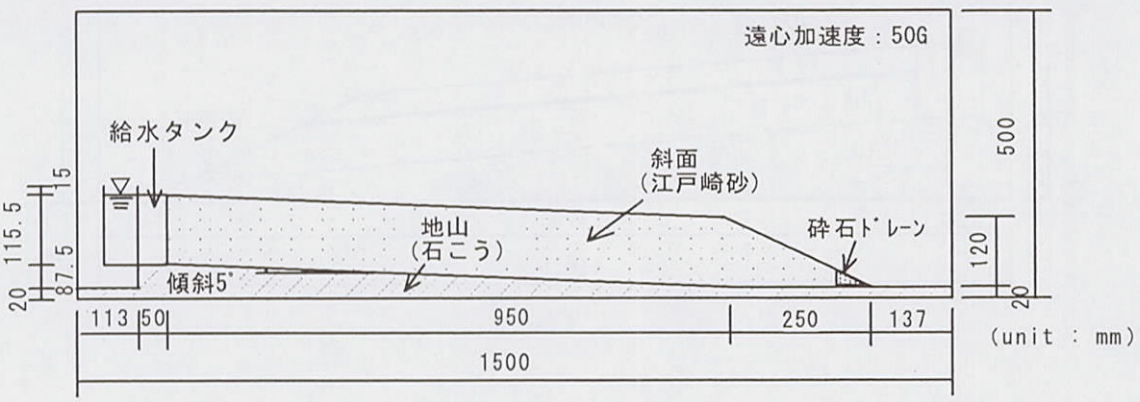
浸透水には、水の 50 倍の粘性を持つシリコンオイル（信越化学工業㈱；KF96 50cs）を用いた。ケース 1～7 は、地盤の作成後、遠心加速度 50G を作用させた状態で斜面上部の給水タンクから浸透水を供給した。ケース 8～11 は模型の飽和度を高めるため、遠心載荷前に重力場の真空土槽内でシリコンオイルをいったん浸透させた。その後、シリコンオイルを供給しながら、遠心載荷を行った。ケース 12～19 は、遠心載荷とともにシリコンオイルを浸透させた。給水タンクでの水位調整は、5.3.1(1)で述べたように、浮きと電気バルブを用いて行い、斜面内の水位は CCD カメラによる観察と間隙水圧計の値で把握した。

### 5.3.3　加振および計測

加振は、浸透水が目標水位でほぼ定常に達した時点で、表-5.1.1 に示す条件で行った。いずれのケースも正弦波 60Hz を用いている。なお、定常に達したかどうかは、CCD カメラによる目視観察と、地山に取り付けた間隙水圧計を数個モニターすることにより判断した。計測項目は、地盤の応答加速度、間隙水圧、水平・鉛直変位で、それらのセンサーの配置は図-5.3.2 に示すとおりである。データはセンサーから動ひずみアンプ、光電送装置、光ロータリージョイント、AD 変換器を経由して EWS で収録した。データは、①遠心力載荷と地盤の飽和、②加振、③遠心力除荷の 3 つの過程で収録した。サンプリング周波数は、それぞれ、①1Hz、②2000Hz、③1Hz である。

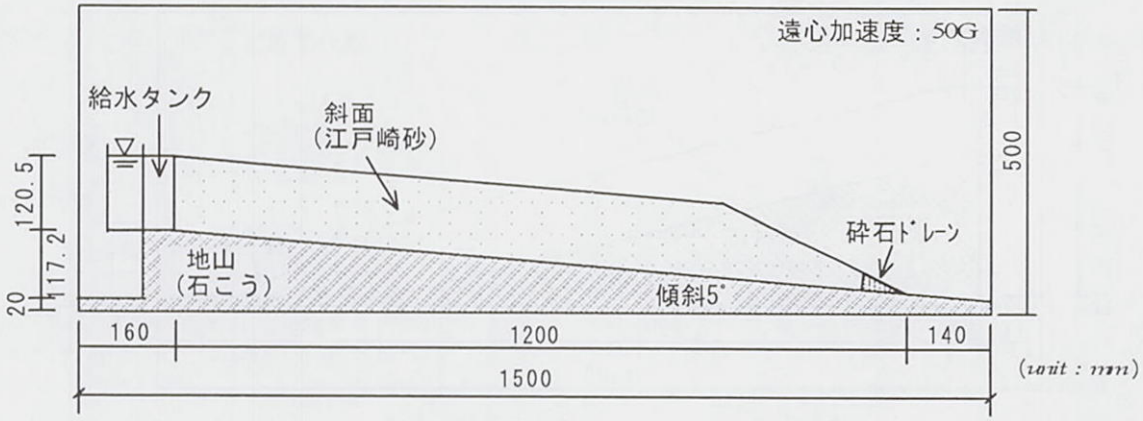



Case1, 2, 5, 6, 7

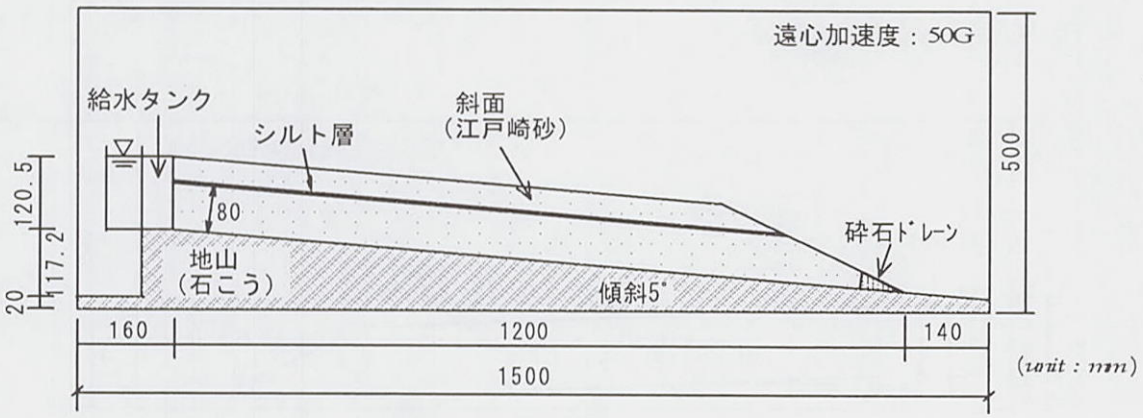



Case3, 4

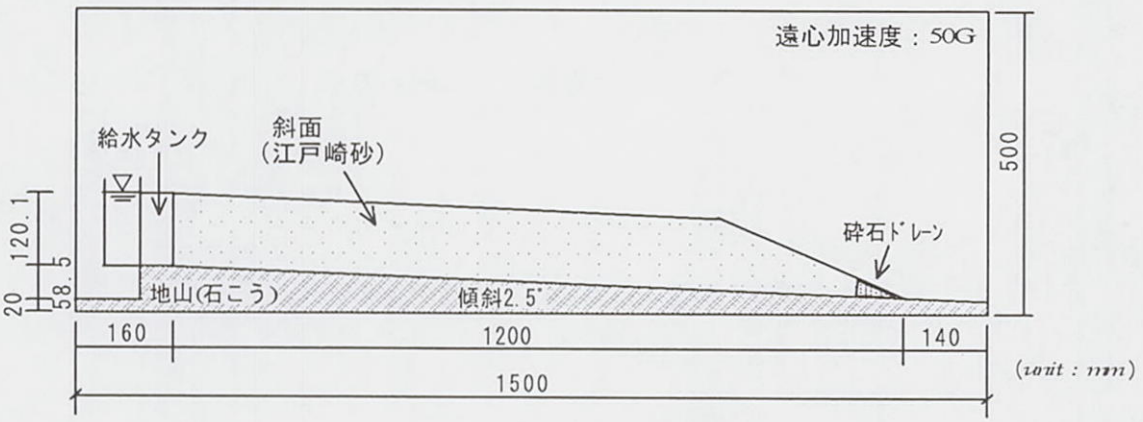
図-5.1.1　実験模型（Case1～7）




Case8, 9

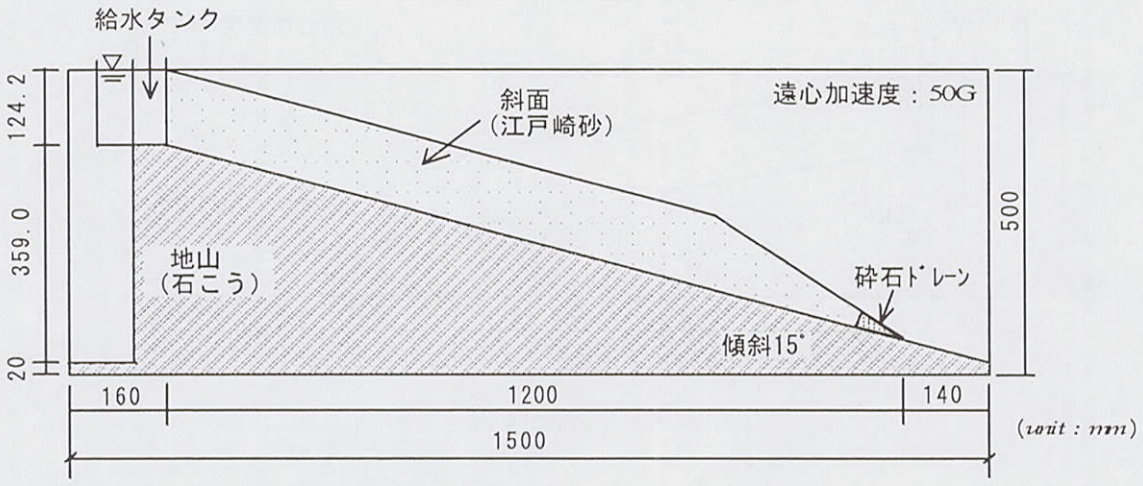



Case10

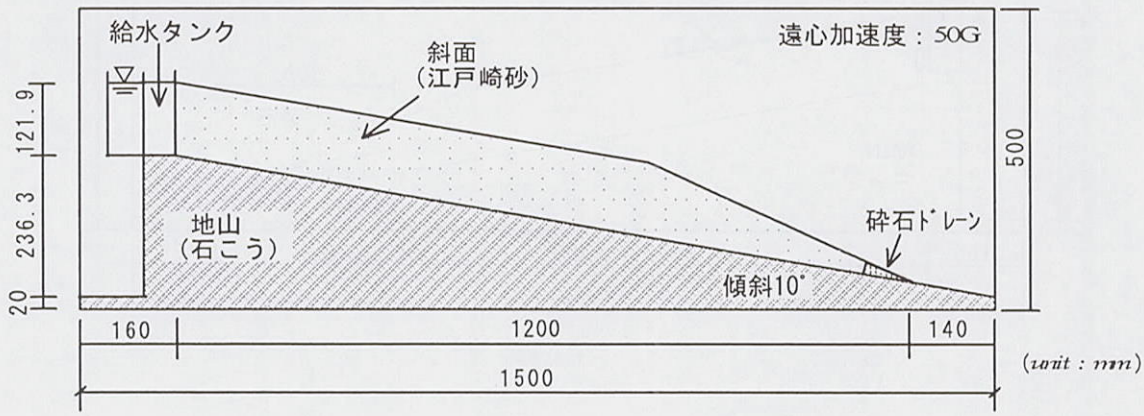



Case11

図-5.1.1　実験模型（Case8～11）

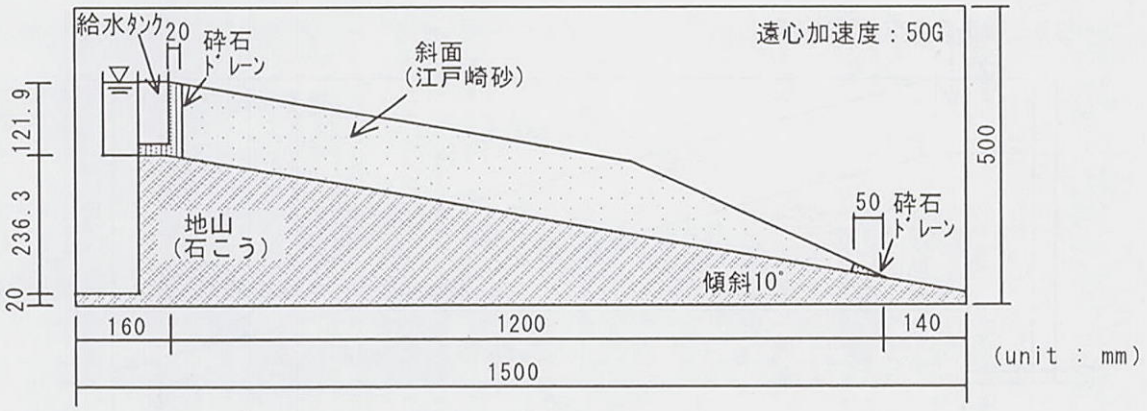



Case12

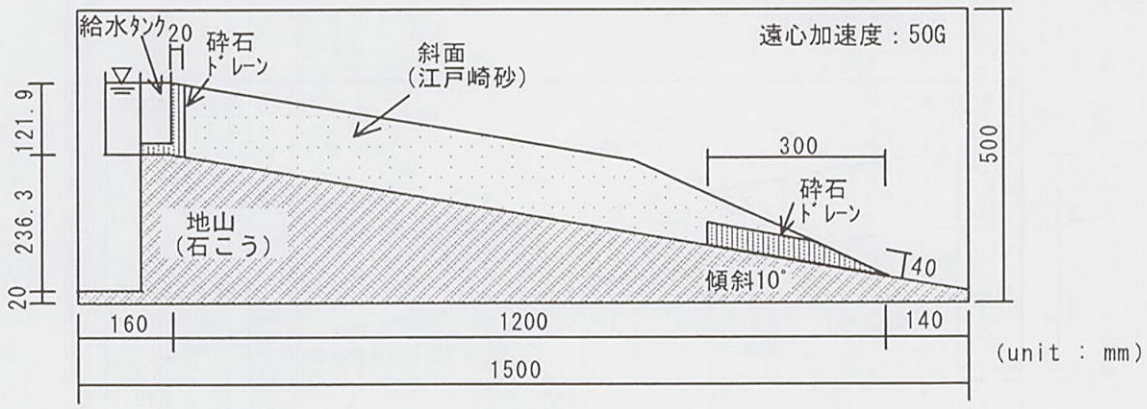



Case13

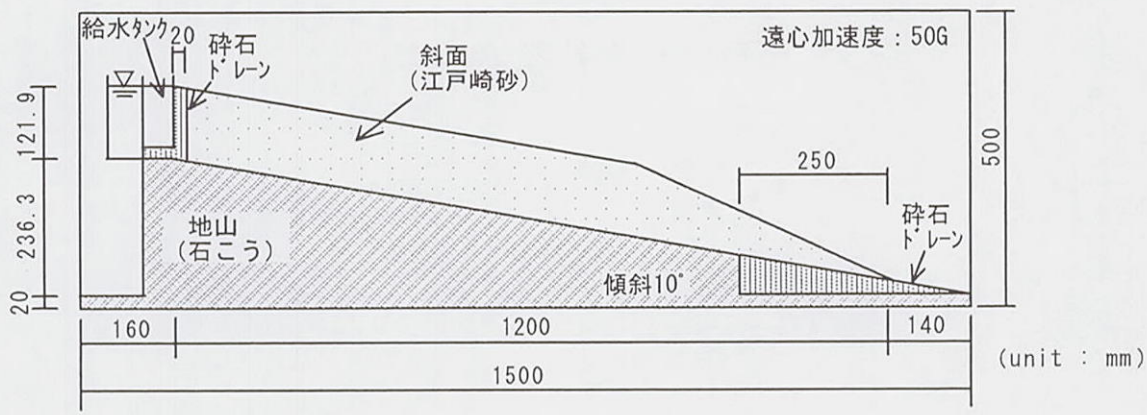
図-5.1.1　実験模型（Case12, 13）




Case14

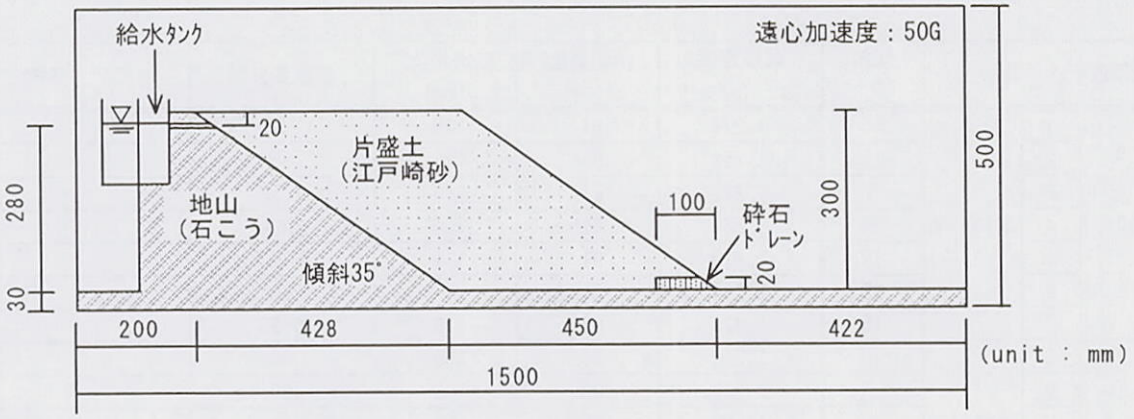



Case15

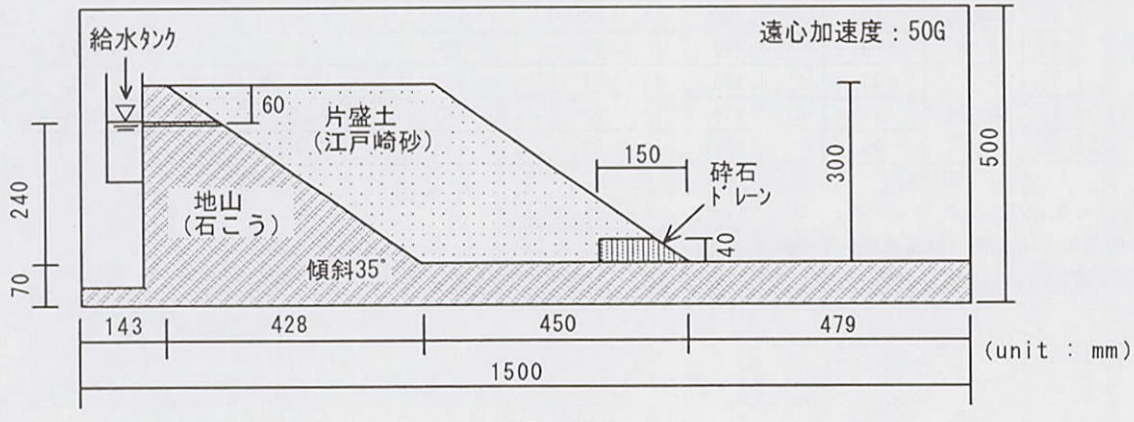



Case16

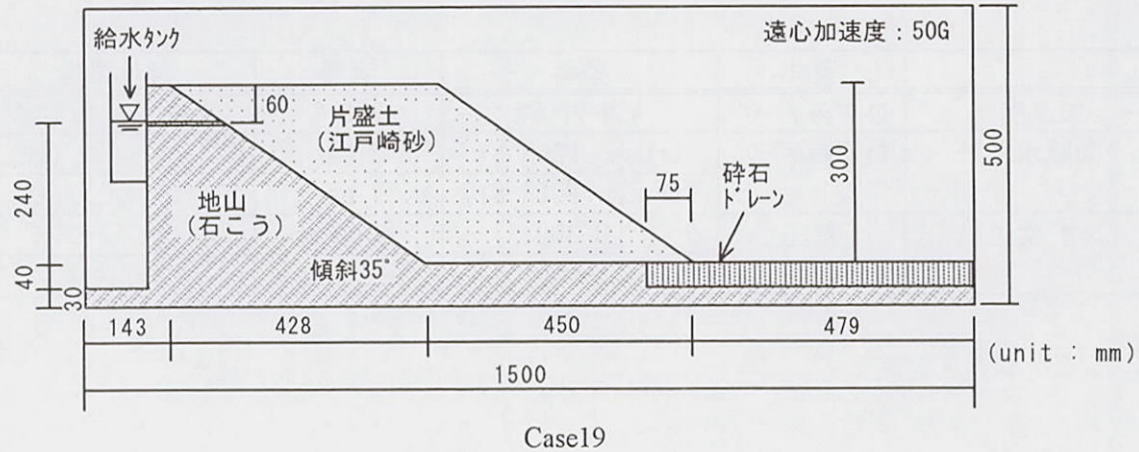
図-5.1.1　実験模型（Case14～16）




Case17




Case18




Case19

図-5.1.1　実験模型（Case17～19）

表-5.1.1　実験条件（Case1～19）

| 実施年度 | Case | | 傾斜 (°) | 乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm$^3$) | 締固め度* $D$ (%) | 平均水位** (mm) | 加振条件*** | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| H10 | 1 | 単純斜面 | 15 | 1.274 | 81 | 115 | 15G | |
| | 2 | | 15 | 1.262 | 81 | 110 | 8G | |
| | 3 | | 5 | 1.272 | 81 | 110 | 7.5G | |
| | 4 | | 5 | 1.264 | 81 | 104 | 16G | |
| | 5 | | 15 | 1.419 | 91 | 111 | 5G, 15G | |
| | 6 | | 15 | 1.264 | 81 | 74 | 9G | |
| | 7 | | 15 | 1.325 | 85 | 116 | 8.5G | |
| H11 | 8 | 単純斜面 | 5 | 1.256 | 80 | 109 | 9G | |
| | 9 | | 5 | 1.252 | 80 | 102 | 6G 100cyc. | |
| | 10 | | 5 | 1.255 | 80 | 109 | 8G | シルト層有り |
| | 11 | | 2.5 | 1.261 | 80 | 109 | 8G, 6G 100cyc. | |
| | 12 | | 15 | 1.245 | 79 | 105 | — | 浸透中に破壊 |
| | 13 | | 10 | 1.244 | 79 | 109 | 9G | |
| H12 | 14 | 単純斜面 | 10 | 1.303 | 83 | 88 | 7.5G, 15G, 20G | ドレーン小 |
| | 15 | | 10 | 1.286 | 82 | 109 | 7.5G, 15G | ドレーン大 |
| | 16 | | 10 | 1.272 | 81 | 92 | 7.5G | ドレーンを地山に敷設 |
| | 17 | 片盛土 | 35 | 1.263 | 81 | 169 | 7.5G | ドレーン小 |
| | 18 | | 35 | 1.279 | 82 | 160 | 7.5G, 15G | ドレーン大 |
| | 19 | | 35 | 1.289 | 82 | 163 | 7.5G | ドレーンを地山に敷設 |

* $D = \rho_d / \rho_{dmax} \times 100$ (%)

$\rho_{dmax}$ = 1.567 g/cm$^3$

** 斜面内の平均水位（詳細は図5.4.1参照）

*** 正弦波60Hz、10cyc.

表-5.3.1　センサーの仕様

| | 型式 | 型番 | 容量 | 製作業者 |
|---|---|---|---|---|
| 加速度計 | ひずみｹﾞｰｼﾞ | ASM-200BA | 200 G | (株) 共和電業 |
| 間隙水圧計 | ひずみｹﾞｰｼﾞ | Druck PDCR 81 | 3 bar | ﾄﾞﾗｯｸｼﾞｬﾊﾟﾝ (株) |
| | | Druck PDCR 81 | 7 bar | ﾄﾞﾗｯｸｼﾞｬﾊﾟﾝ (株) |
| ﾚｰｻﾞ変位計 | 電圧 | LB-300 | ±100 mm | (株) ｷｰｴﾝｽ |
| | | LB-080 | ±15 mm | (株) ｷｰｴﾝｽ |

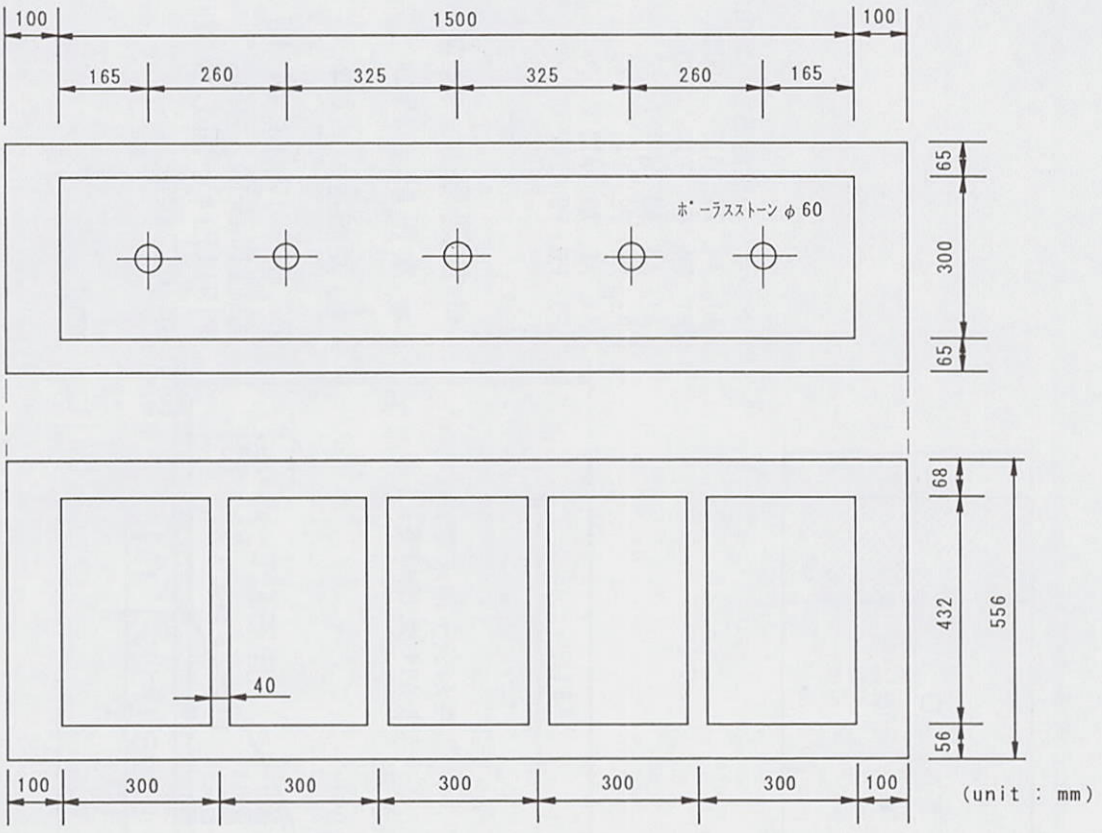



図-5.2.1　実験土槽

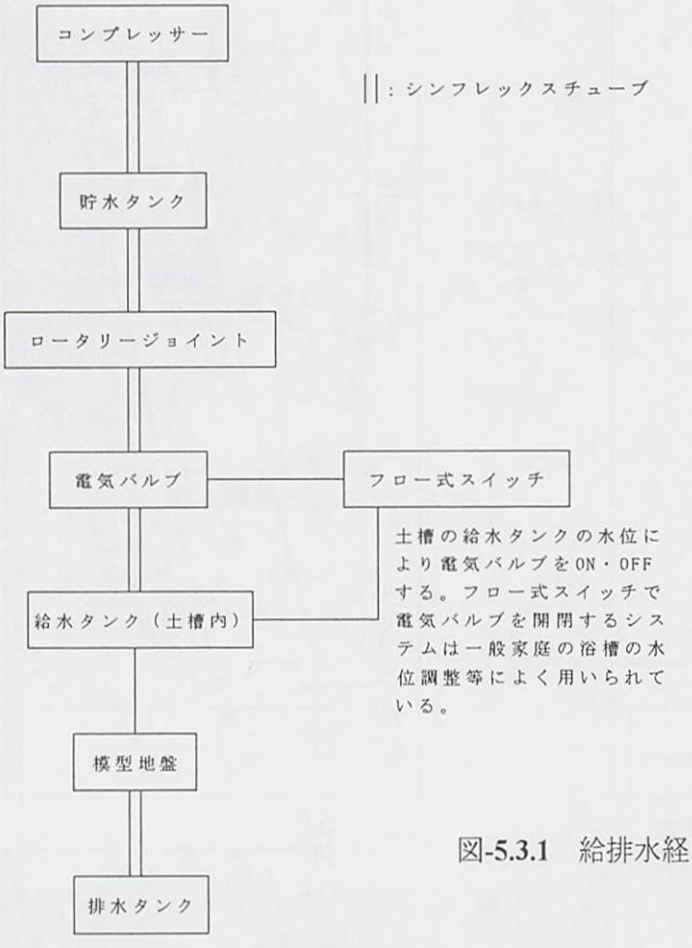



図-5.3.1　給排水経路

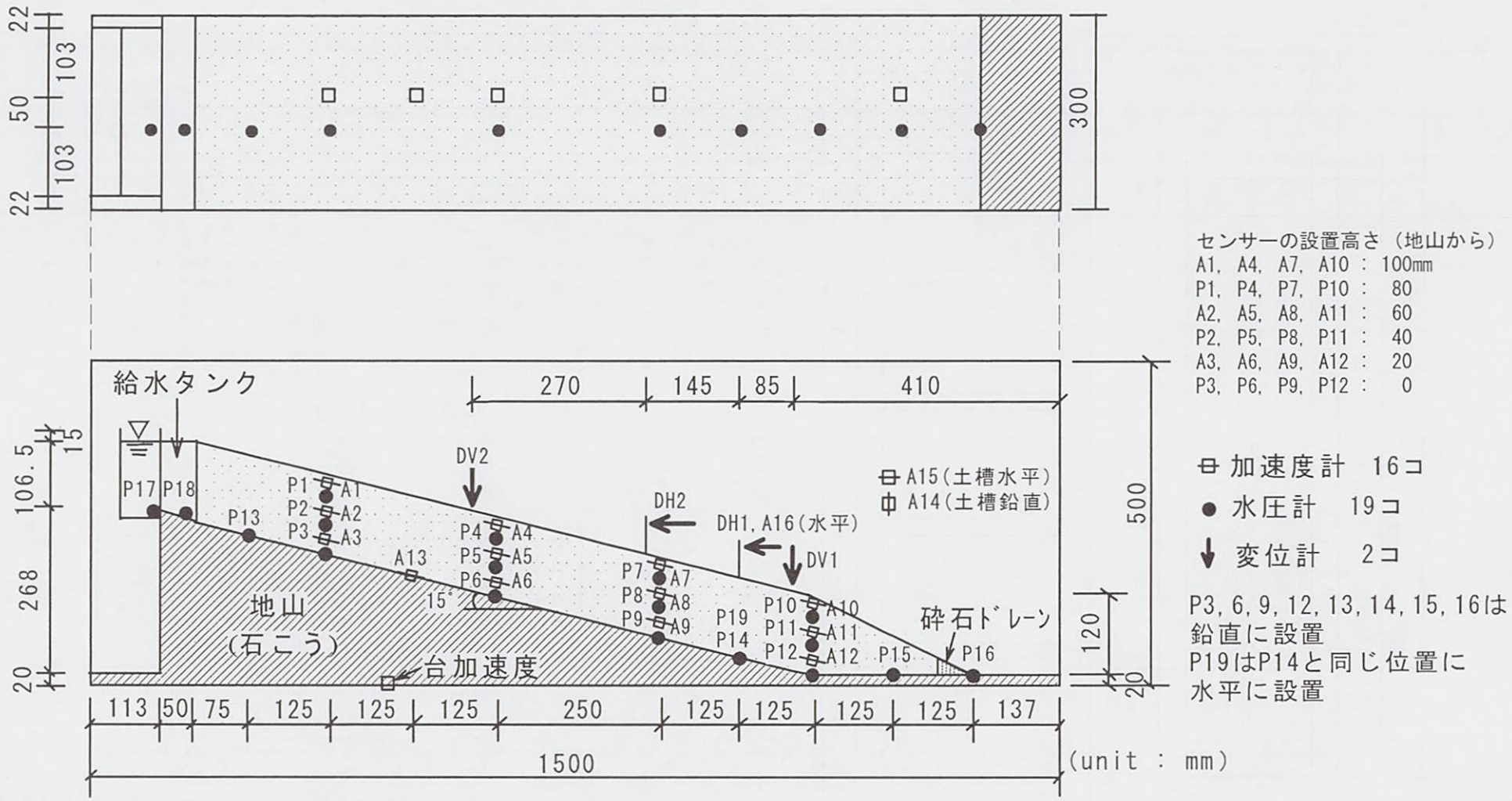



図-5.3.2 センサー配置（Case1）

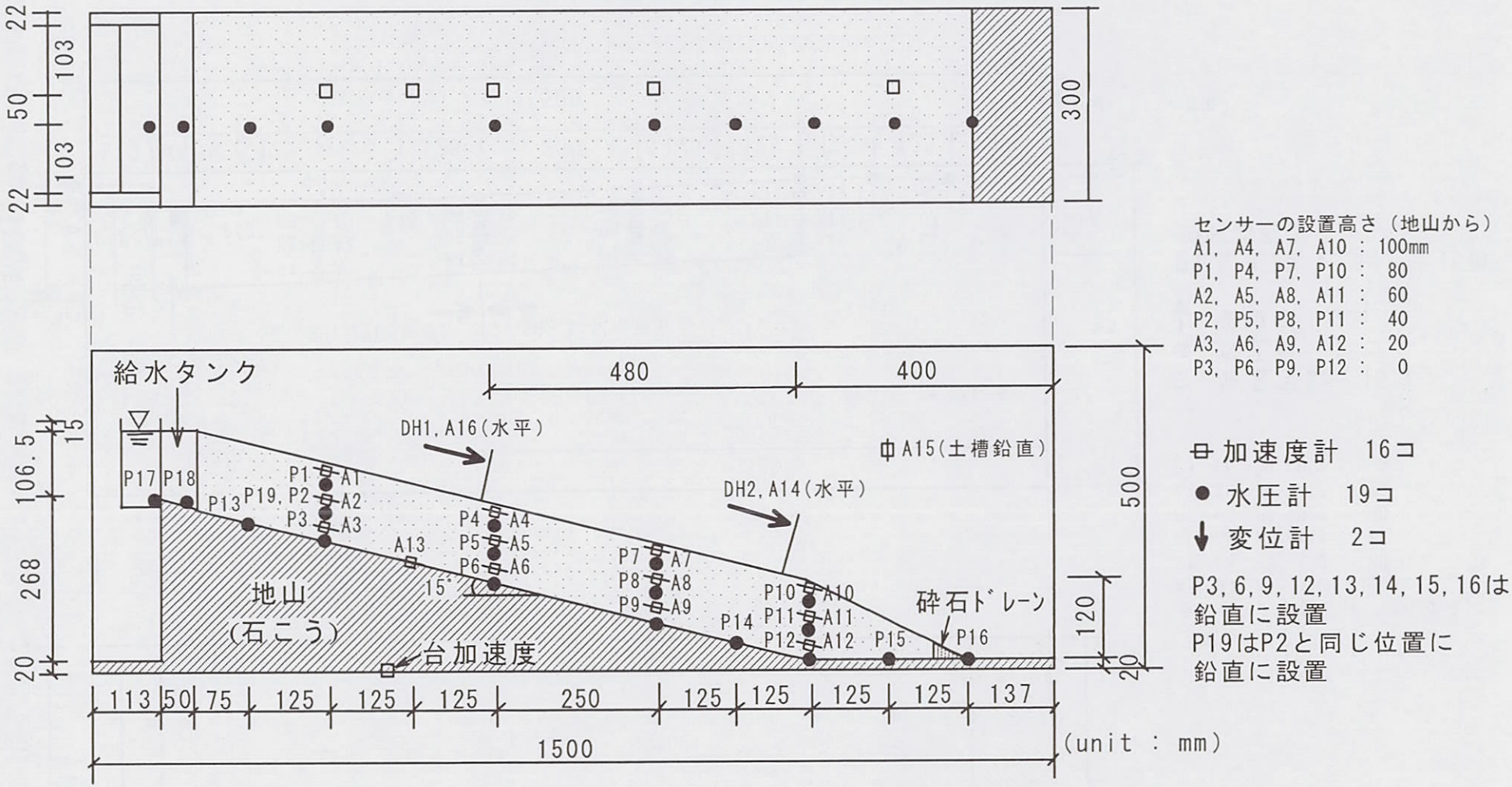



図-5.3.2 センサー配置（Case2）

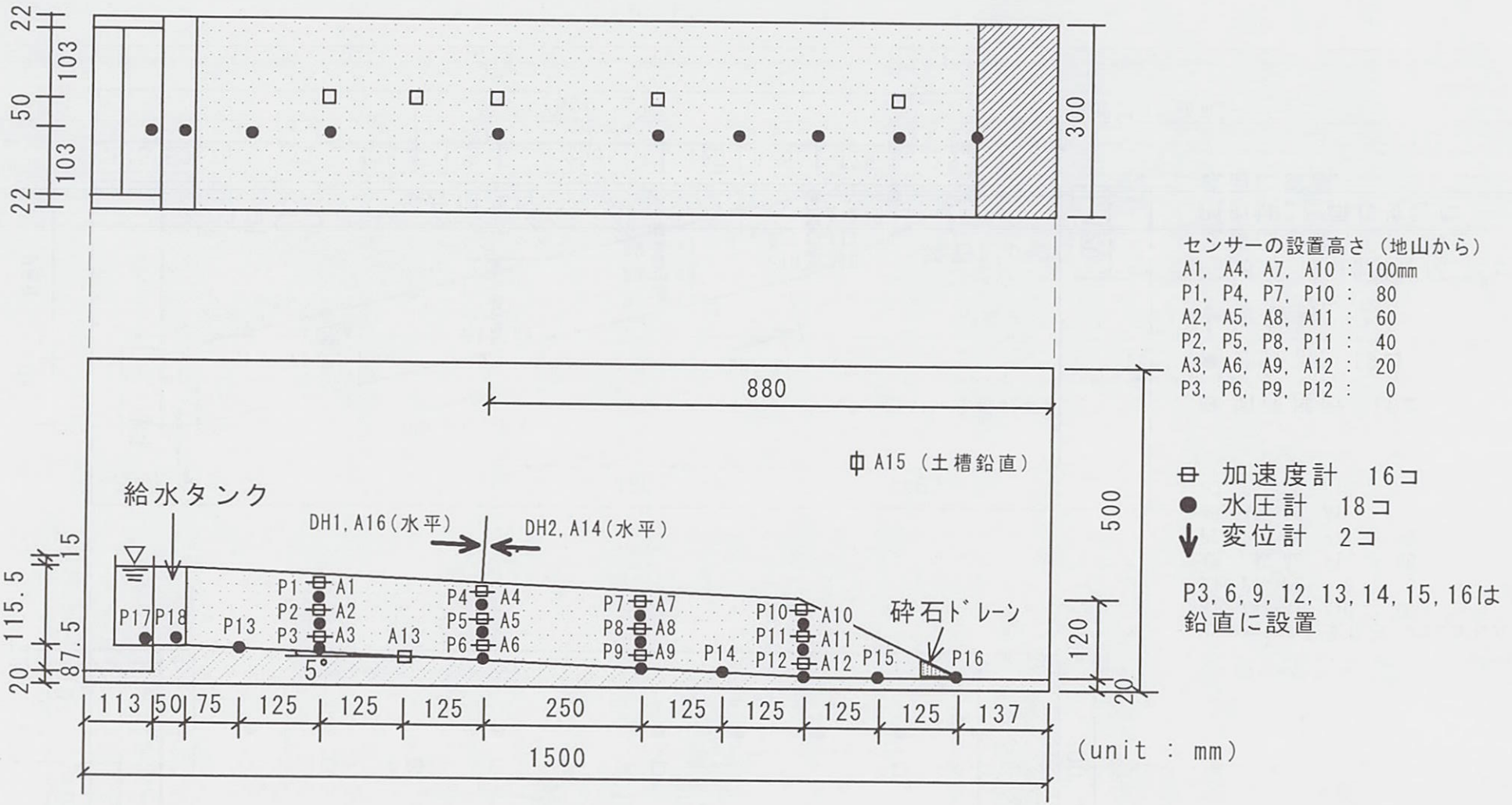



図-5.3.2　センサー配置（Case3、4）

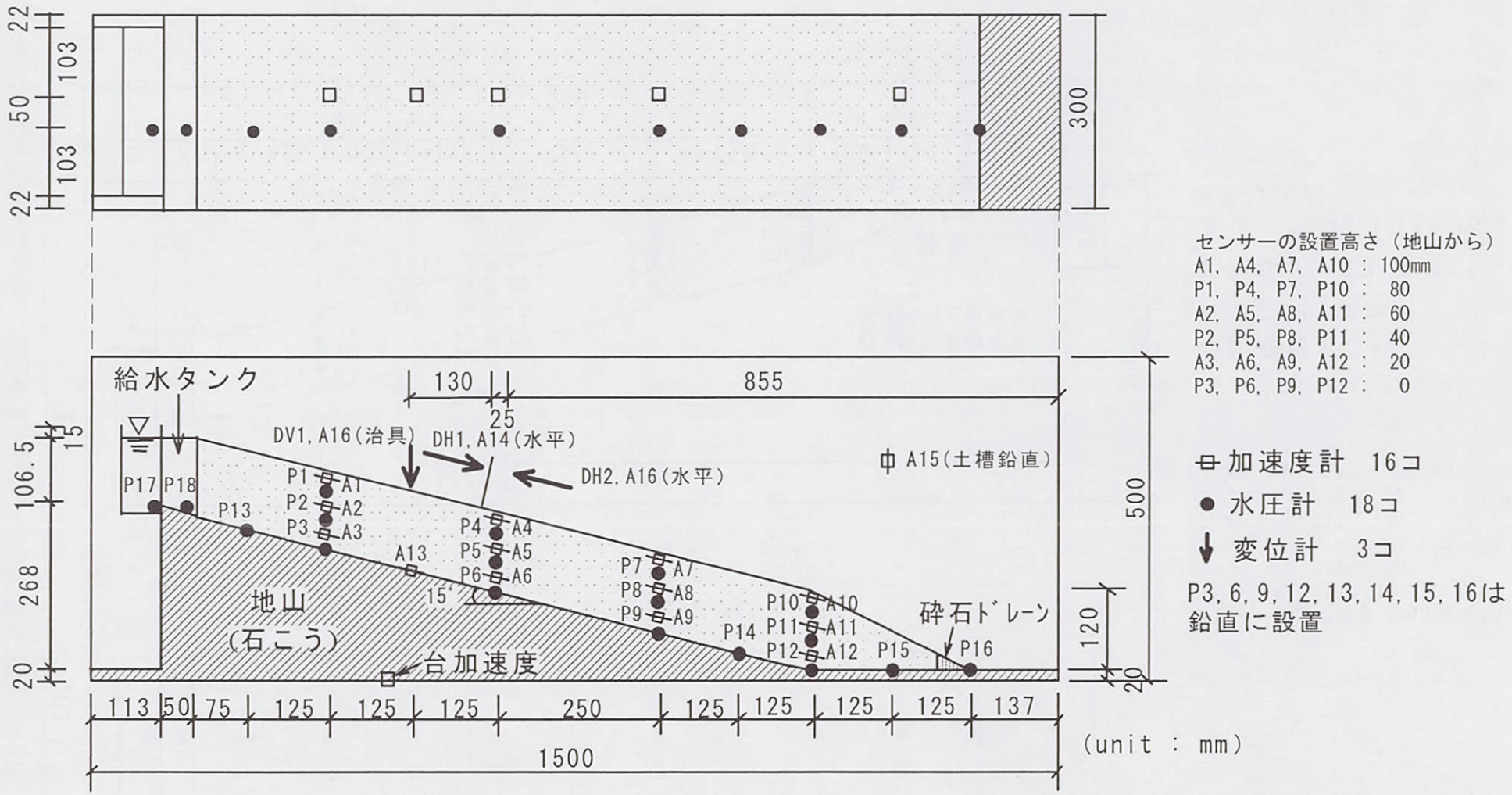



図-5.3.2　センサー配置（Case5）

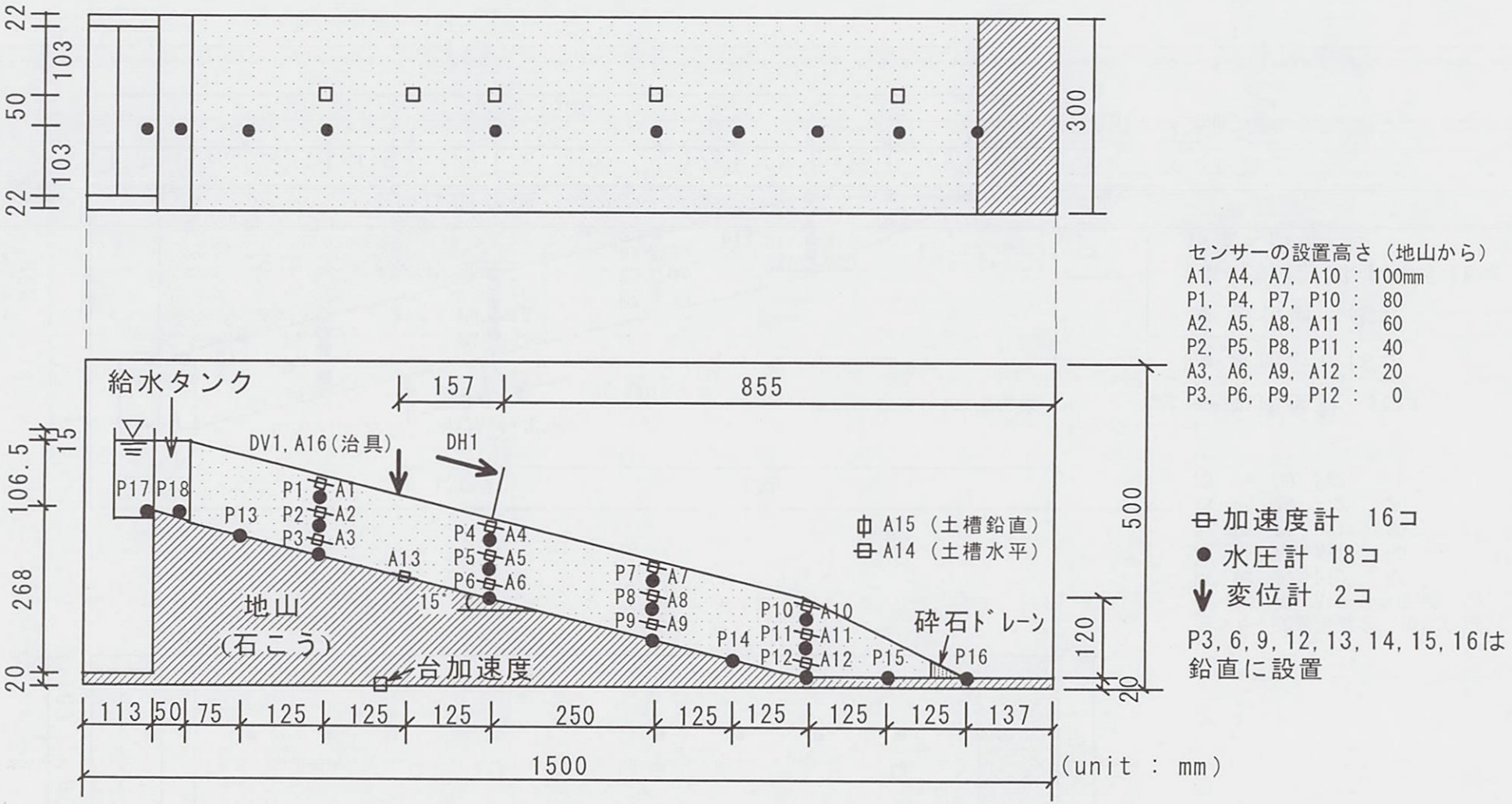



図-5.3.2 センサー配置 (Case6、7)

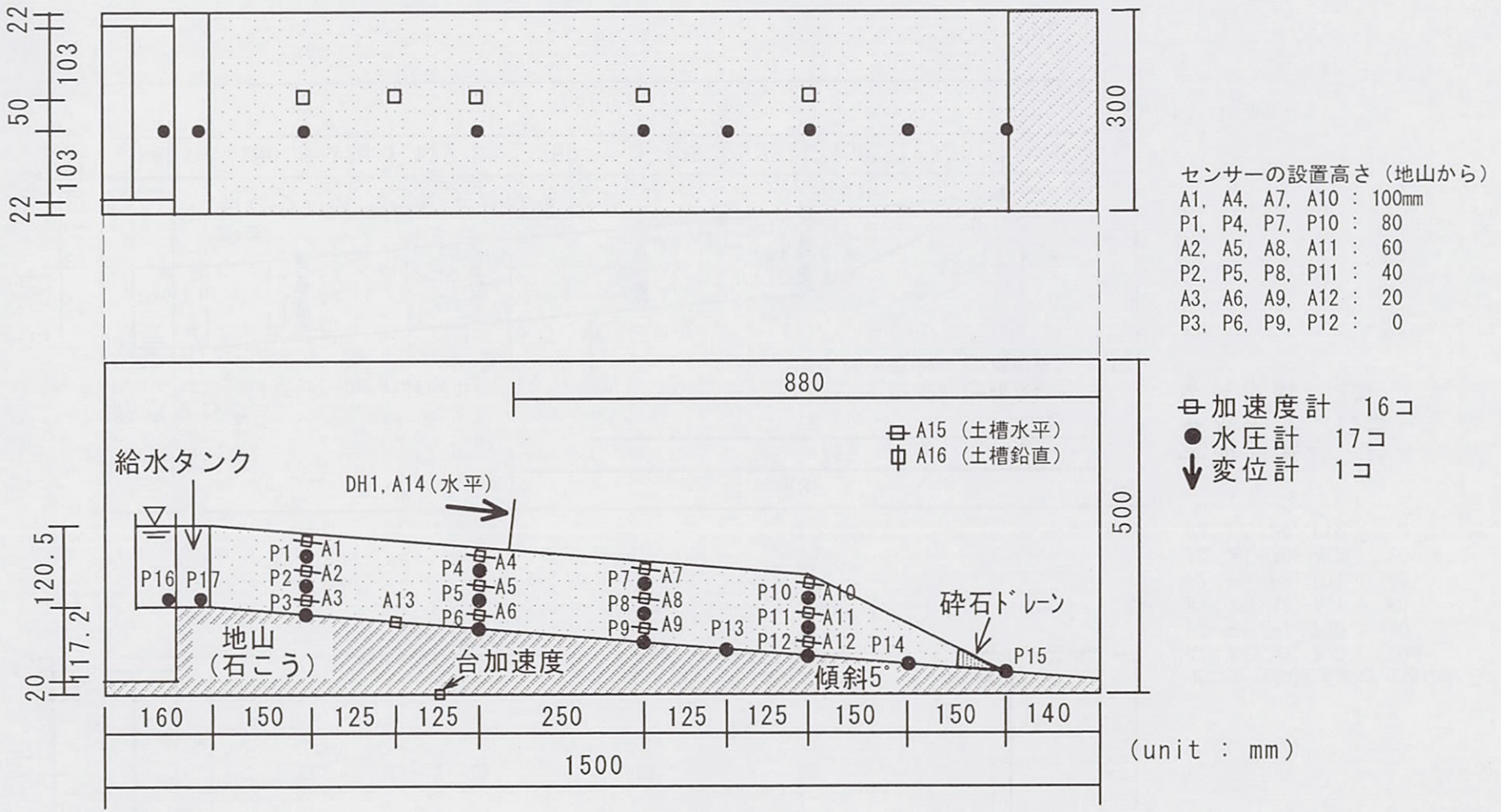



図-5.3.2　センサー配置（Case8）

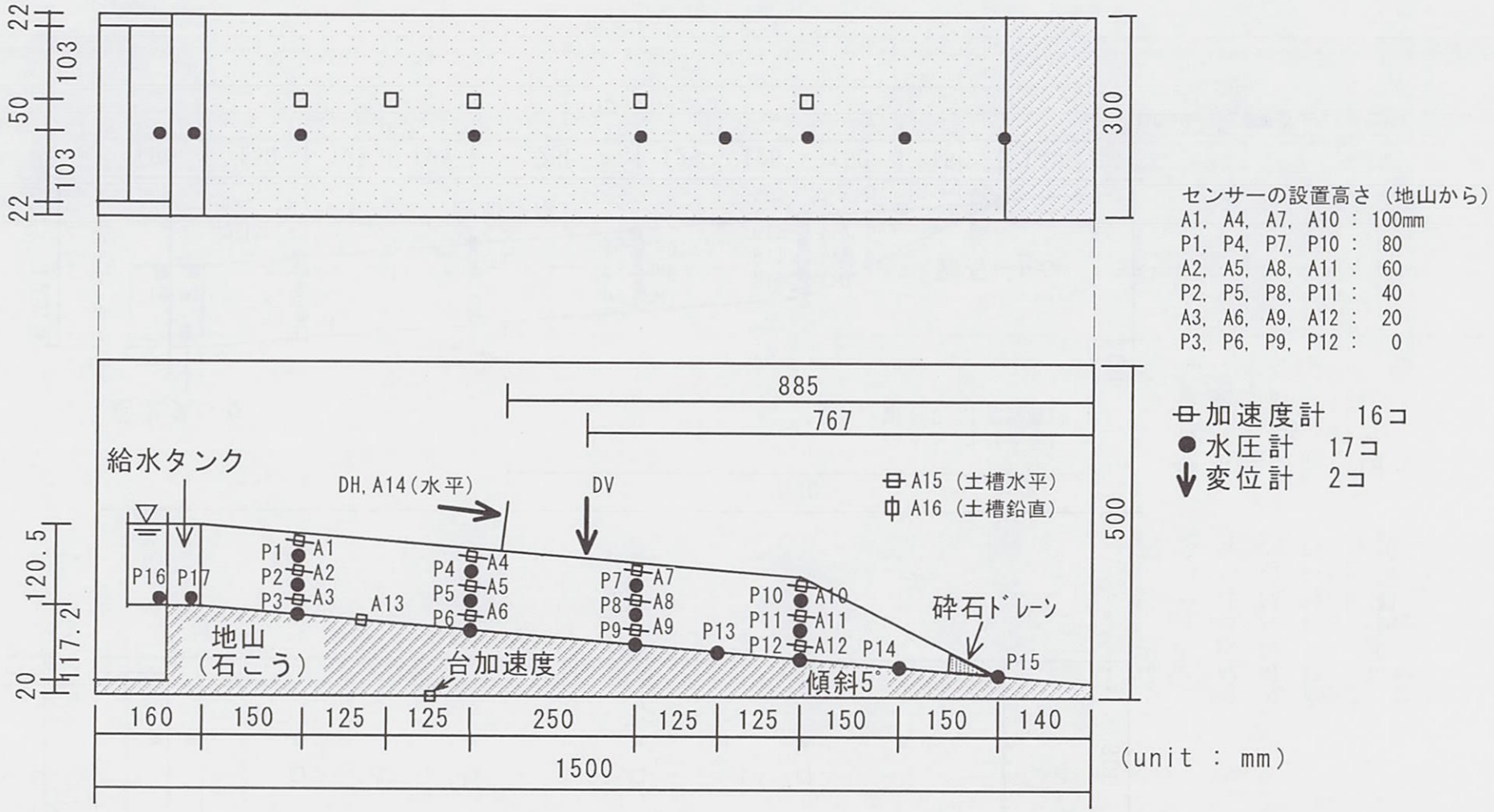



図-5.3.2　センサー配置（Case9）

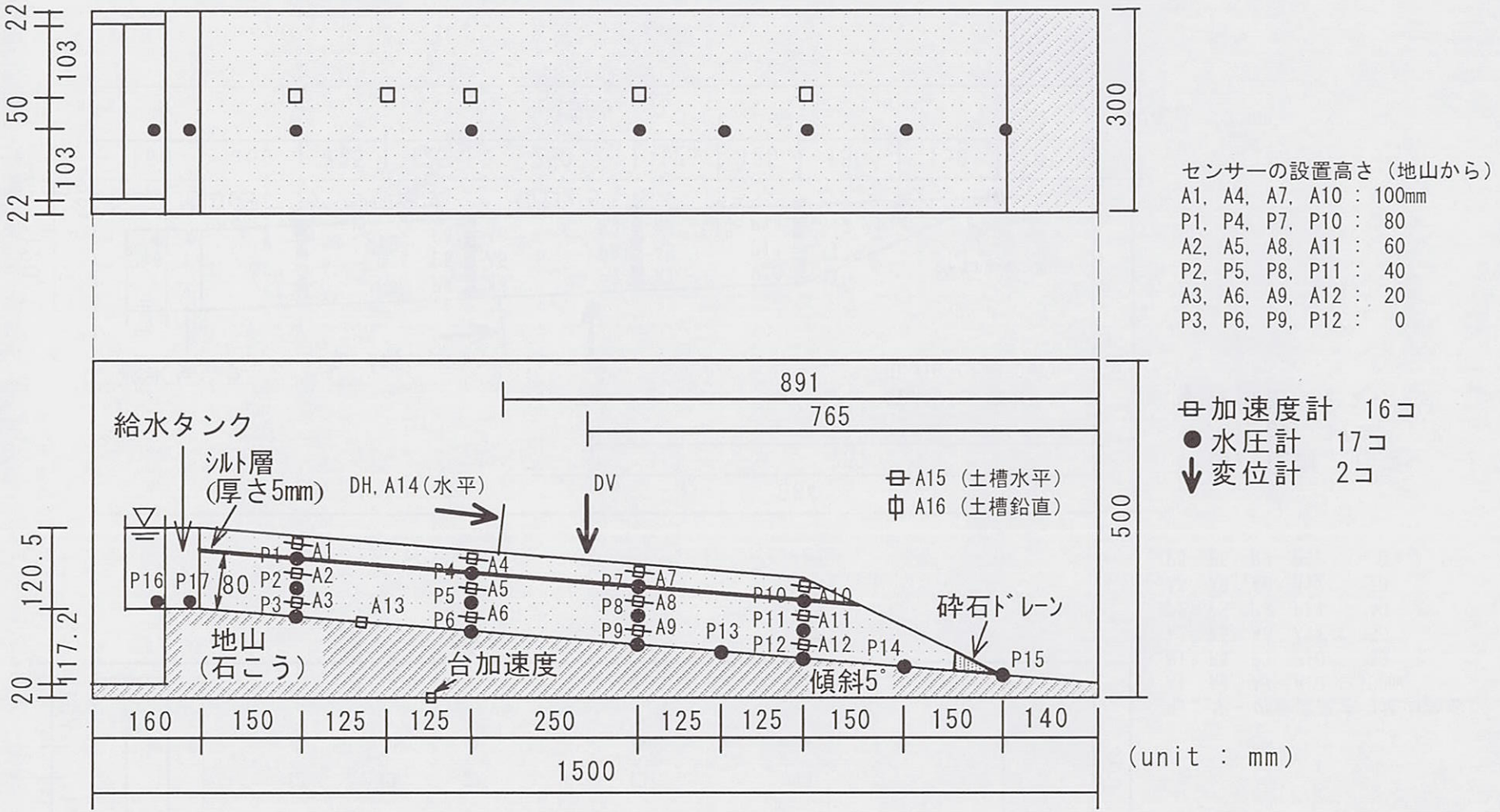



図-5.3.2　センサー配置（Case10）

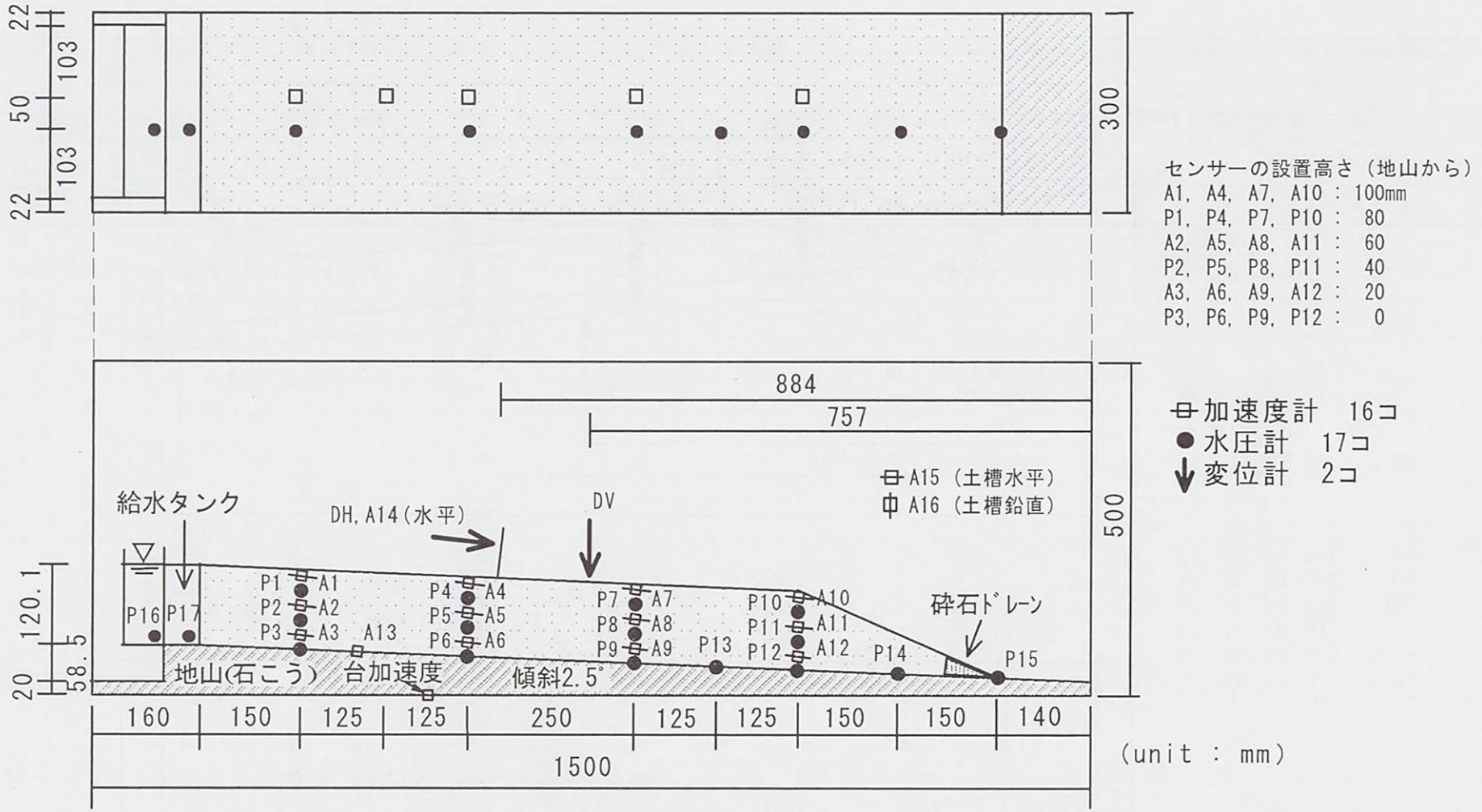



図-5.3.2 センサー配置（Case11）

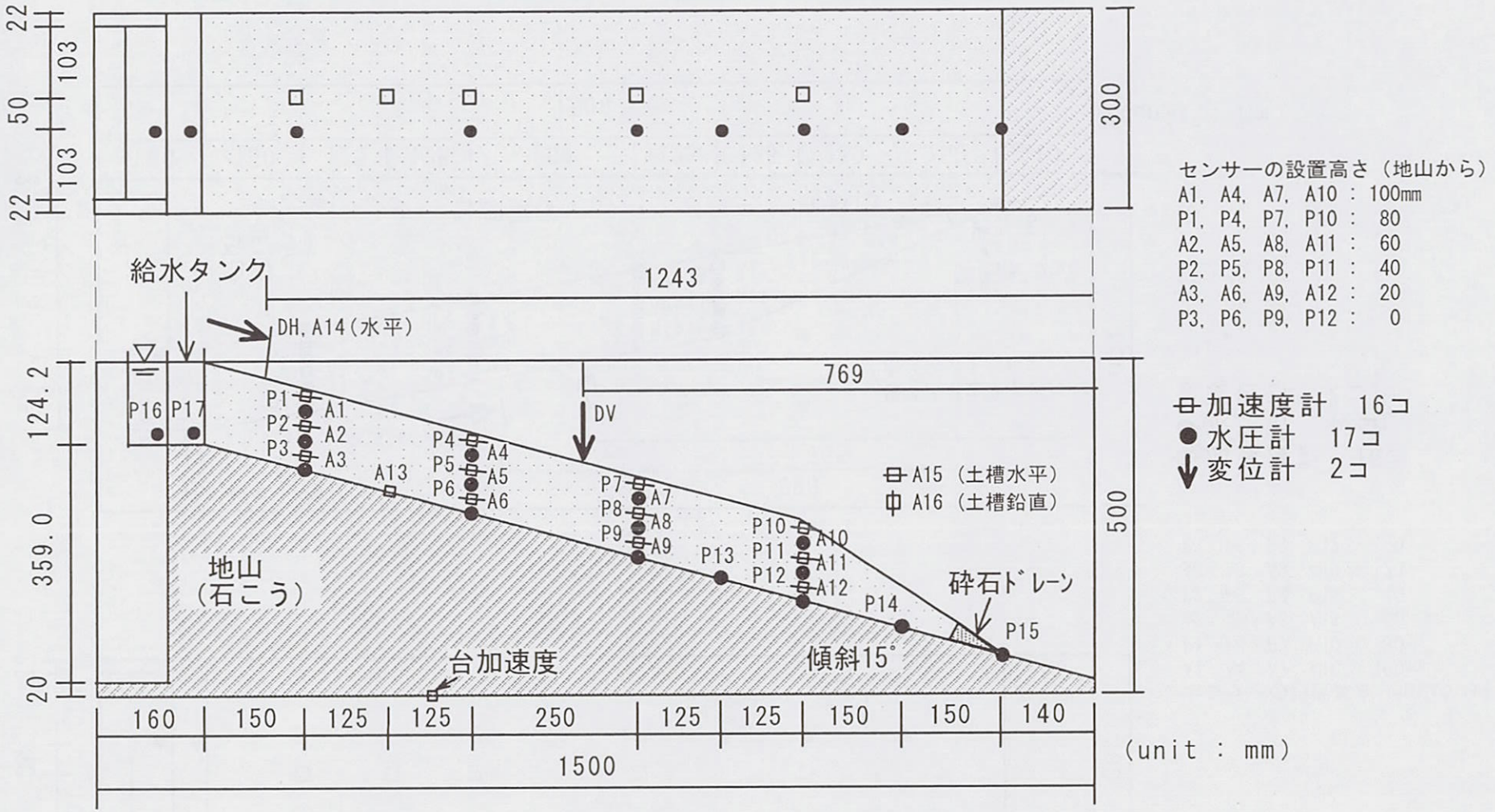



図-5.3.2 センサー配置（Case12）

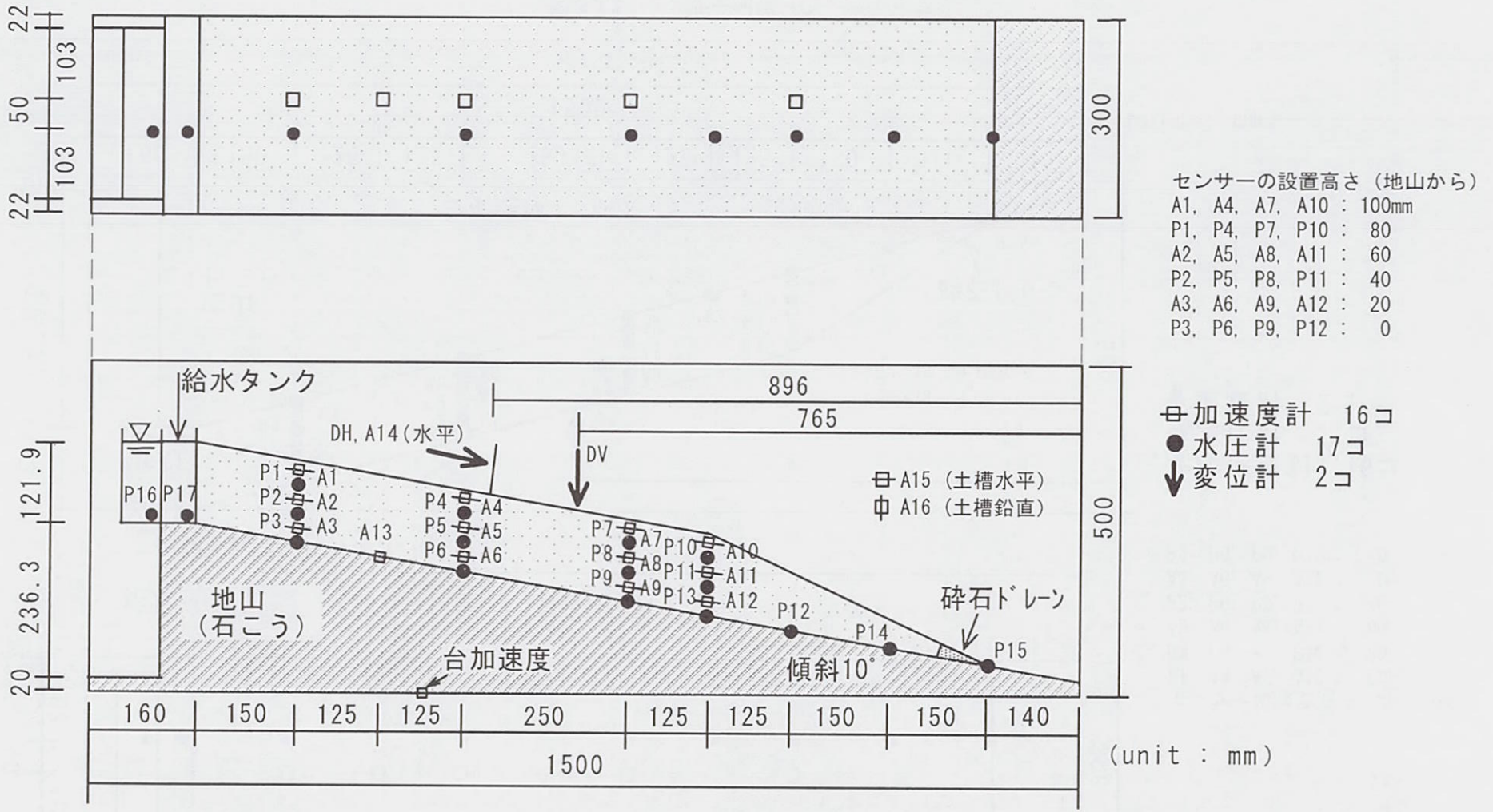



図-5.3.2 センサー配置（Case13）

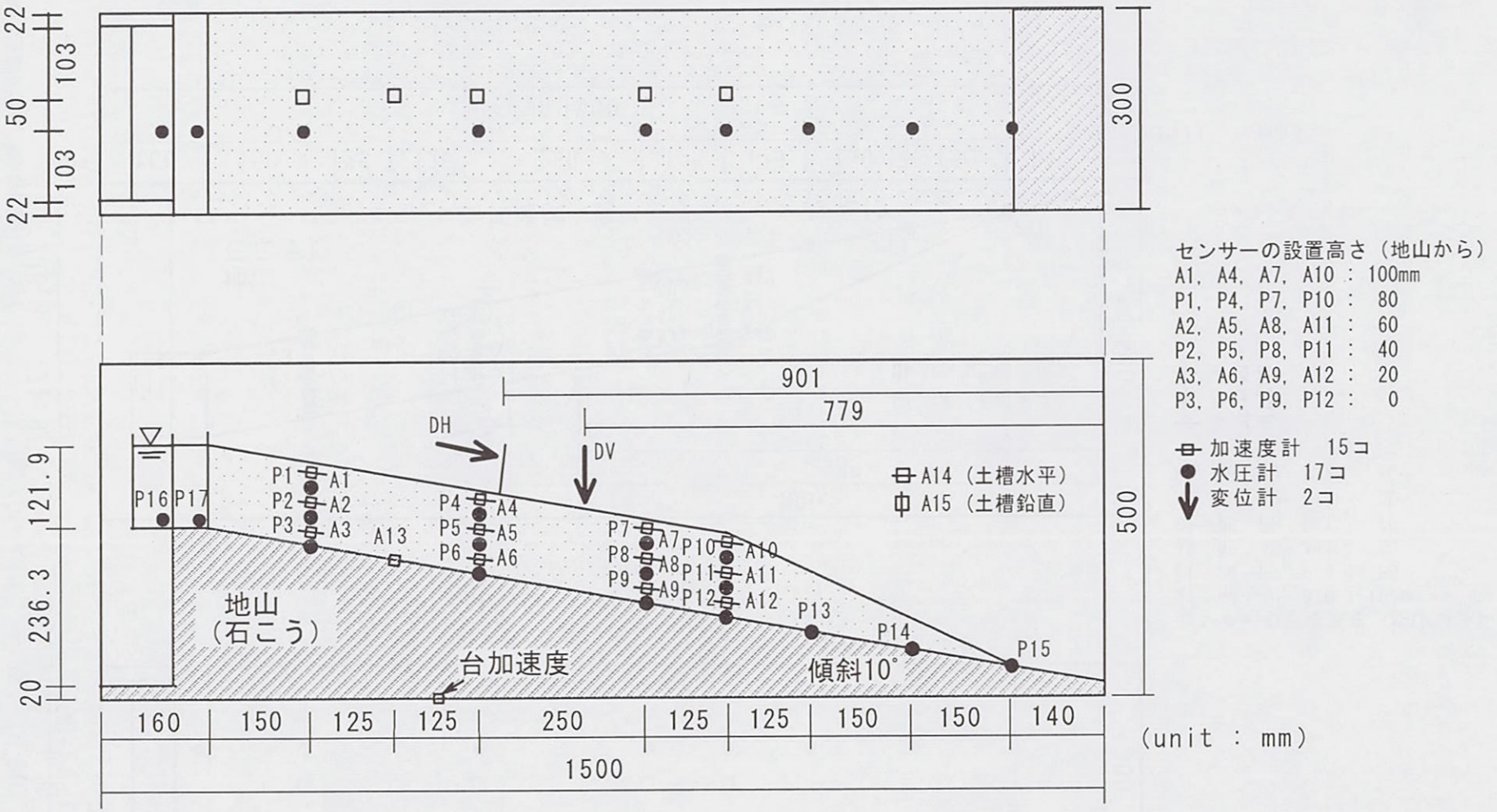



図-5.3.2 センサー配置（Case14）

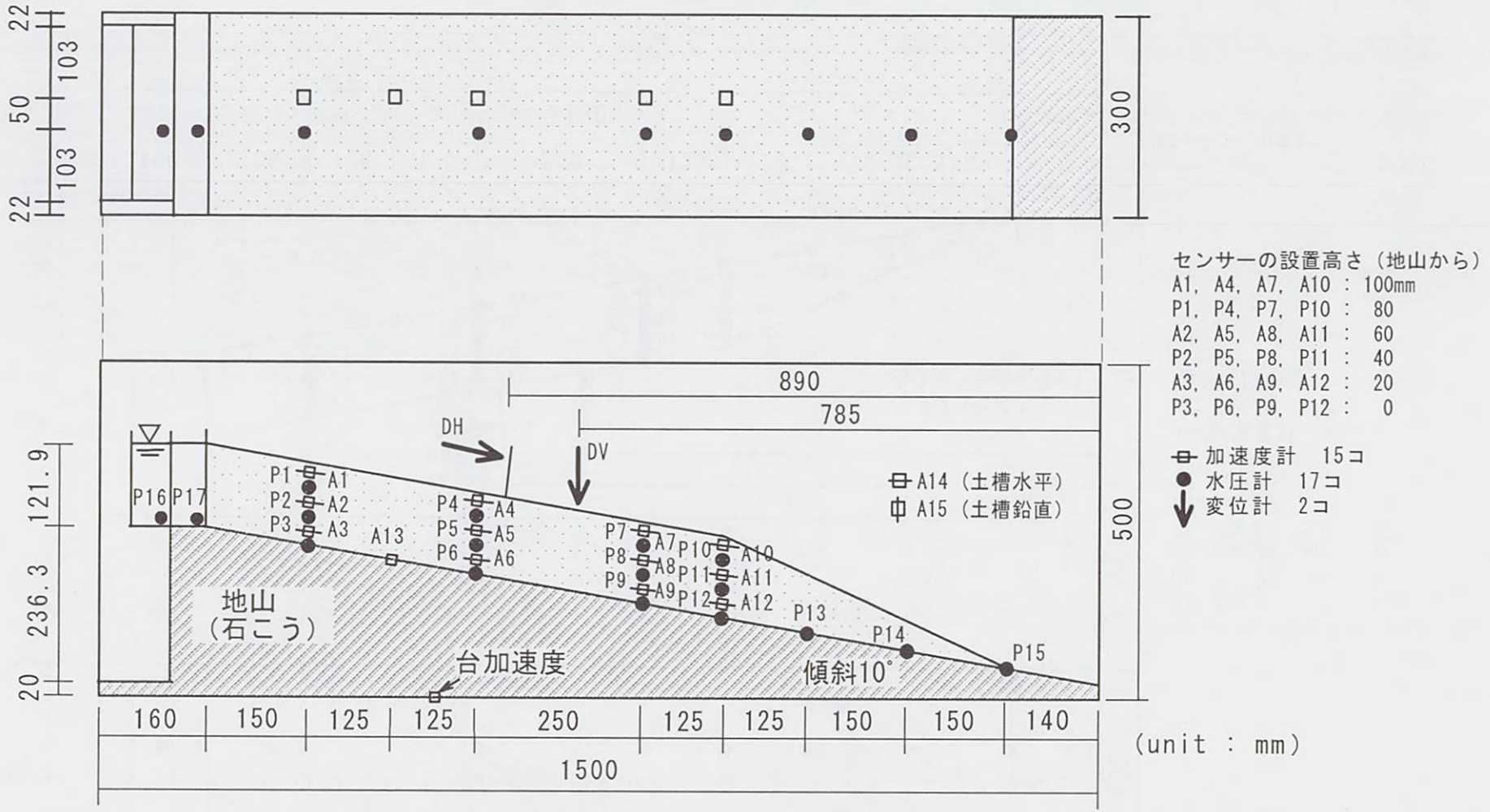



図-5.3.2　センサー配置（Case15）

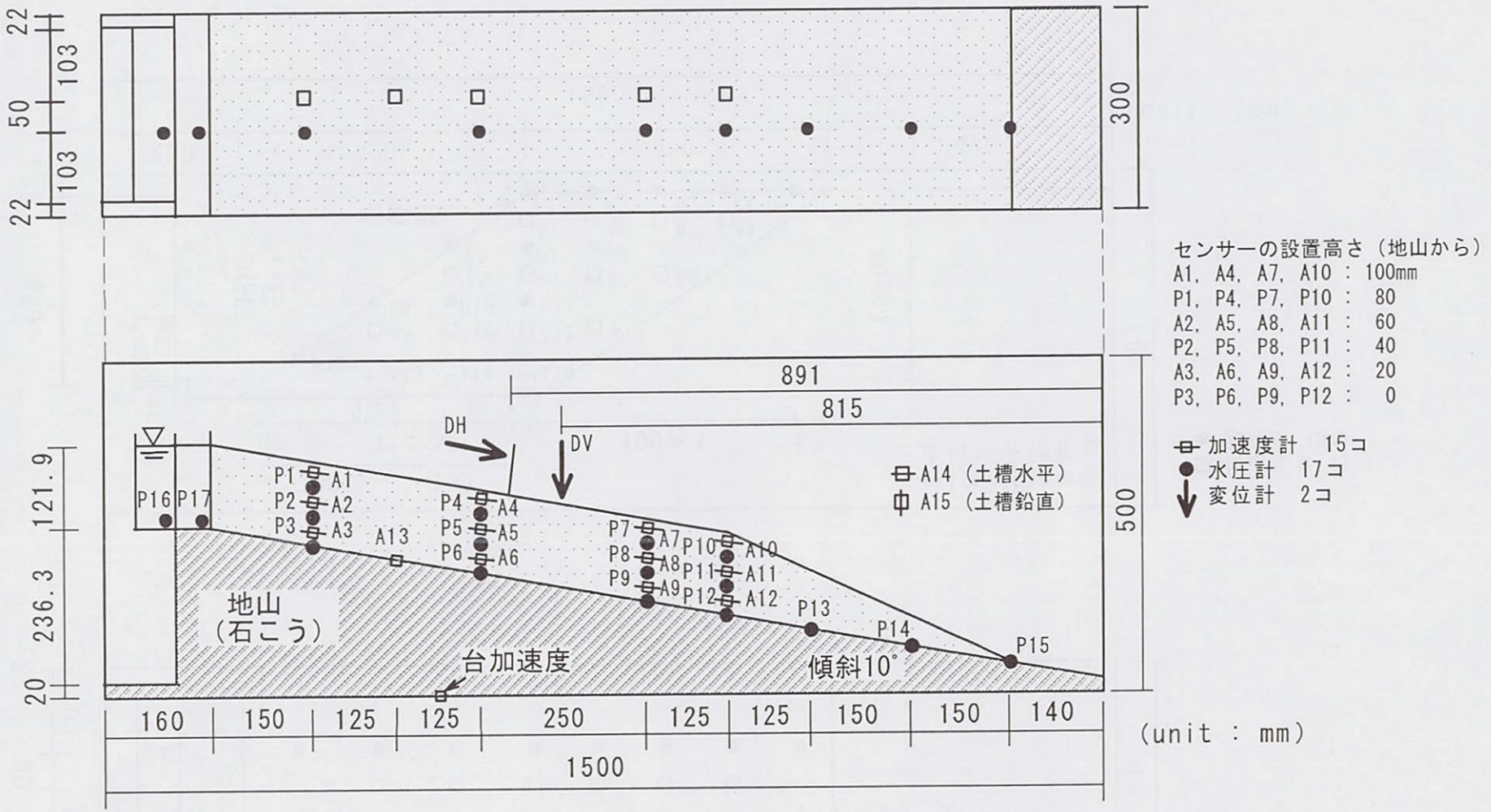



図-5.3.2　センサー配置（Case16）

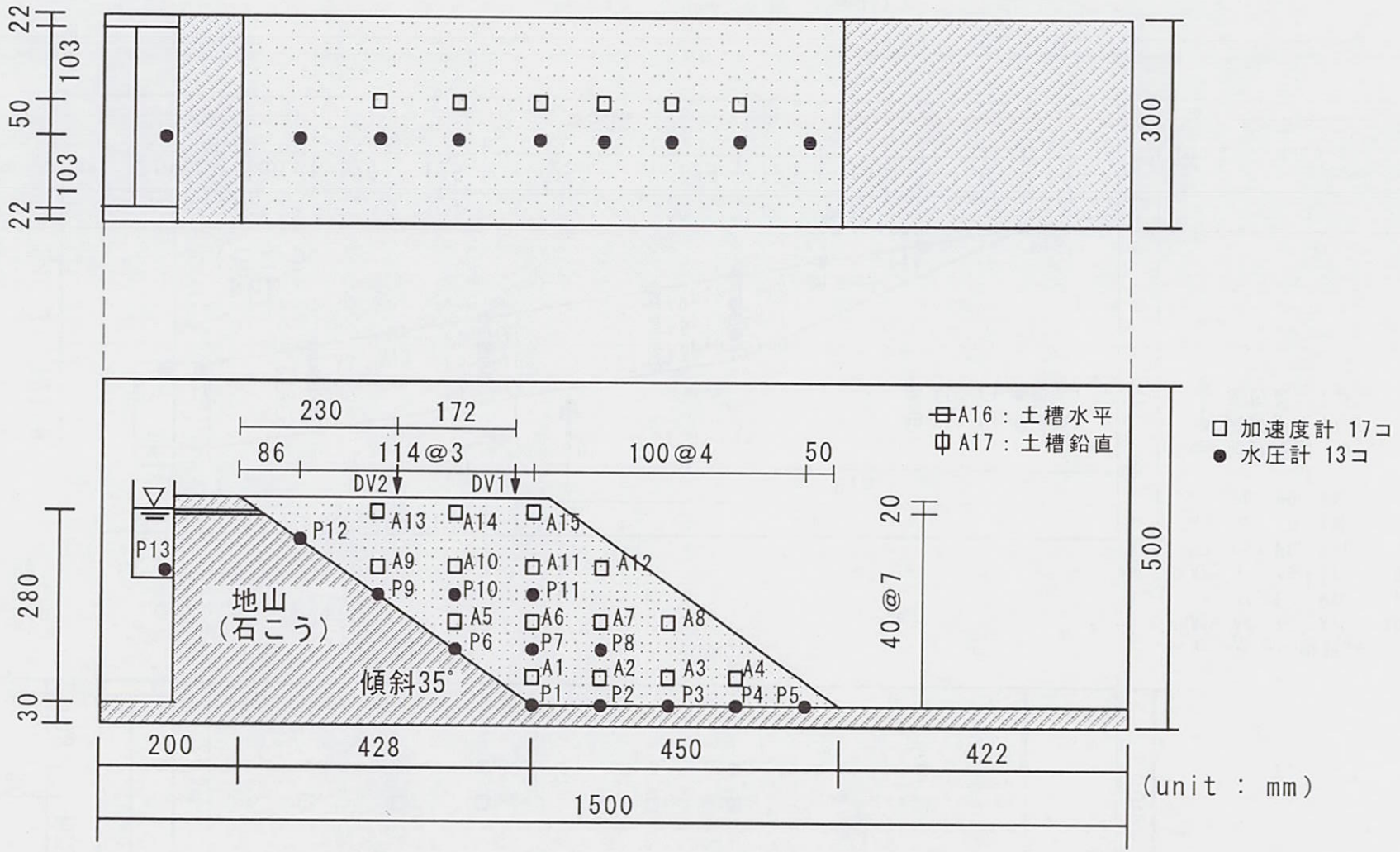



図-5.3.2　センサー配置（Case17）

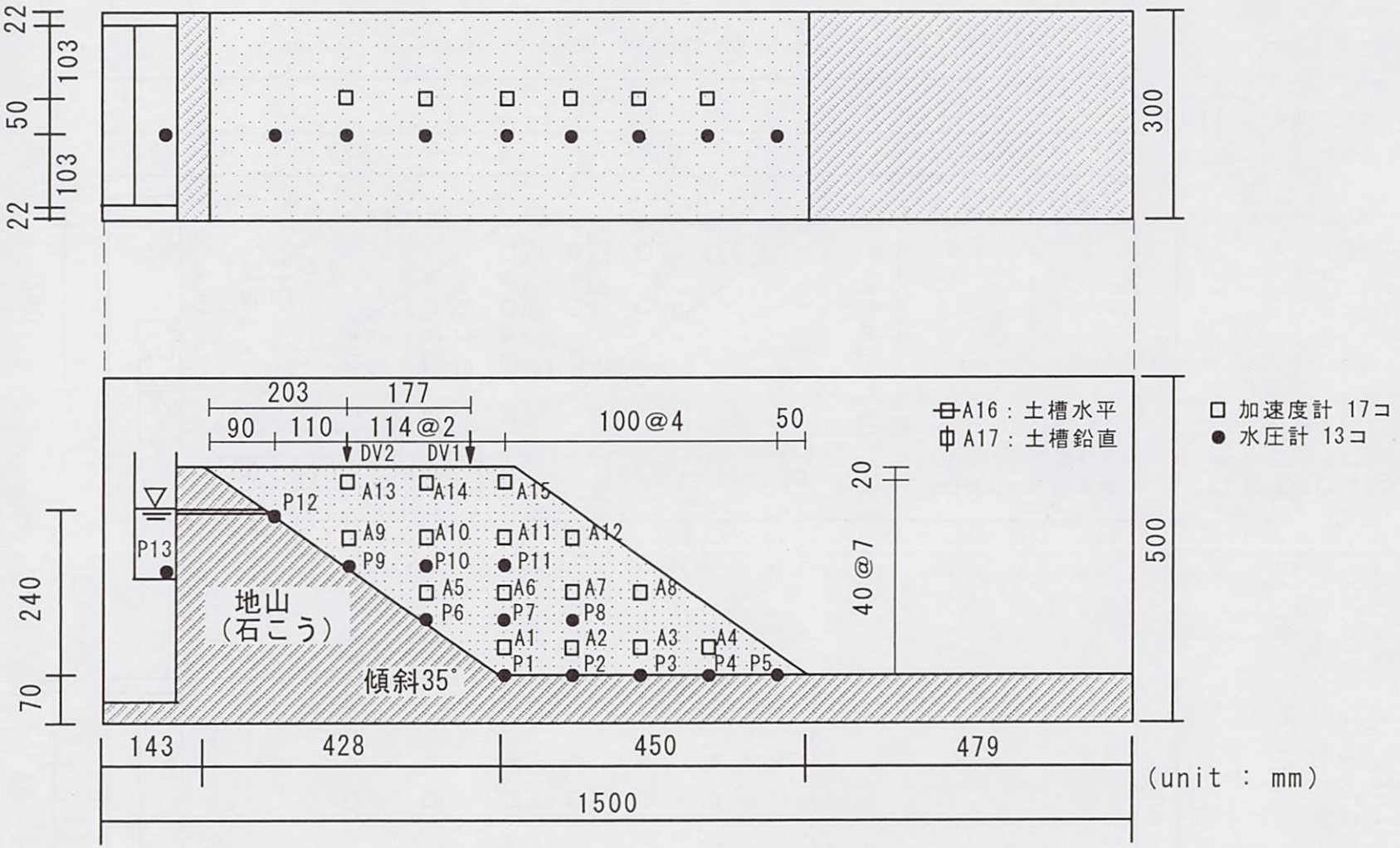



図-5.3.2　センサー配置（Case18）

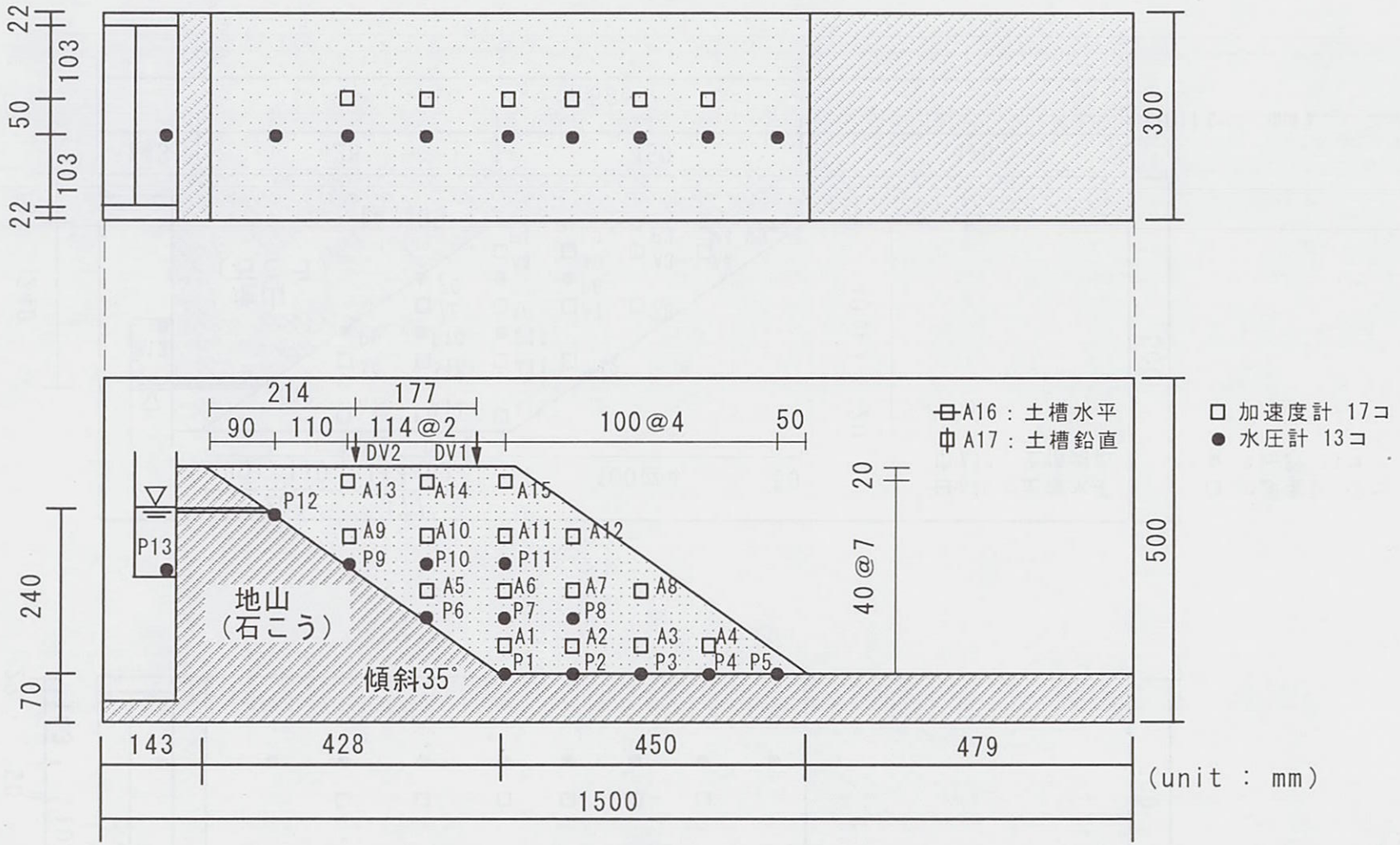



図-5.3.2　センサー配置（Case19）

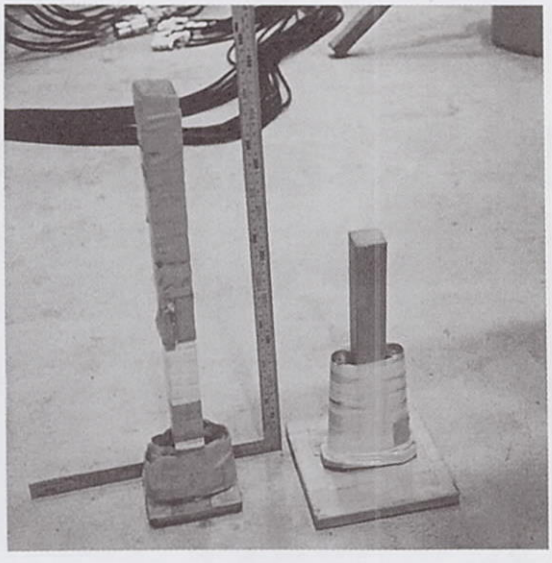


写真-5.3.1　突固め棒

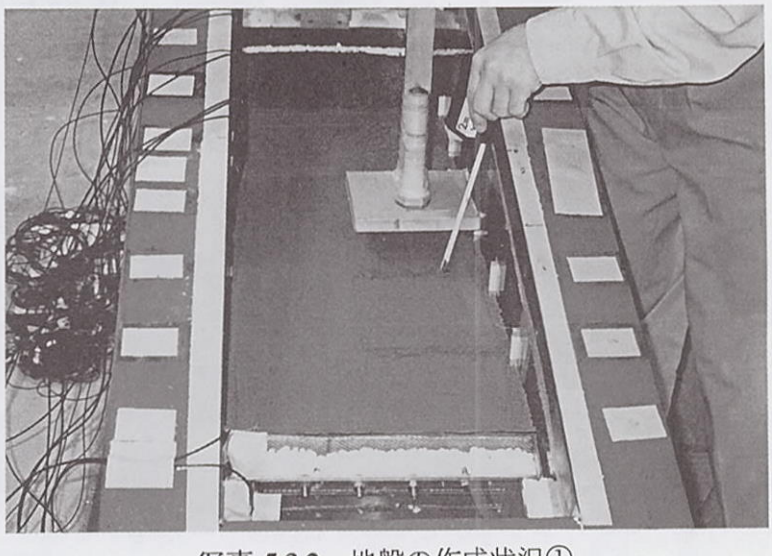


写真-5.3.2　地盤の作成状況①



写真-5.3.3　地盤の作成状況②

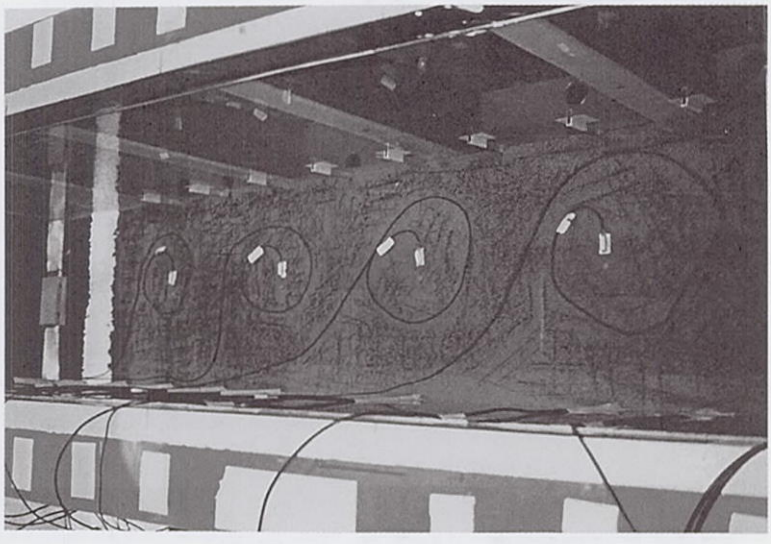


写真-5.3.4　センサーの設置状況

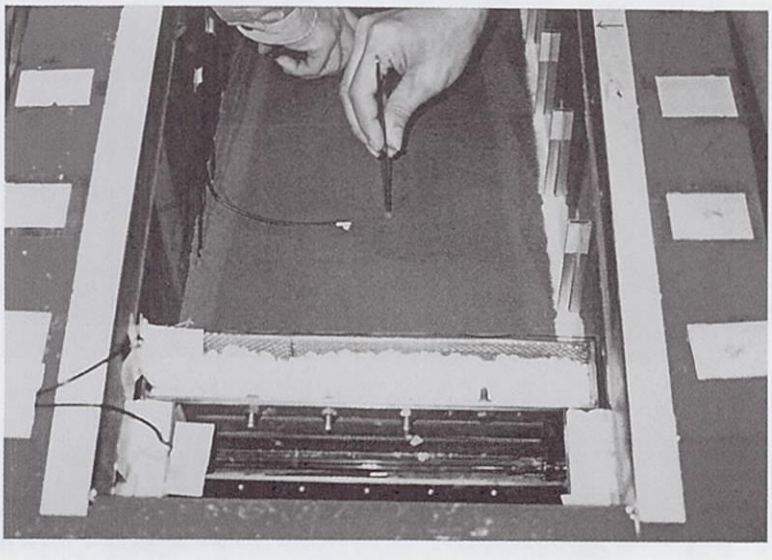
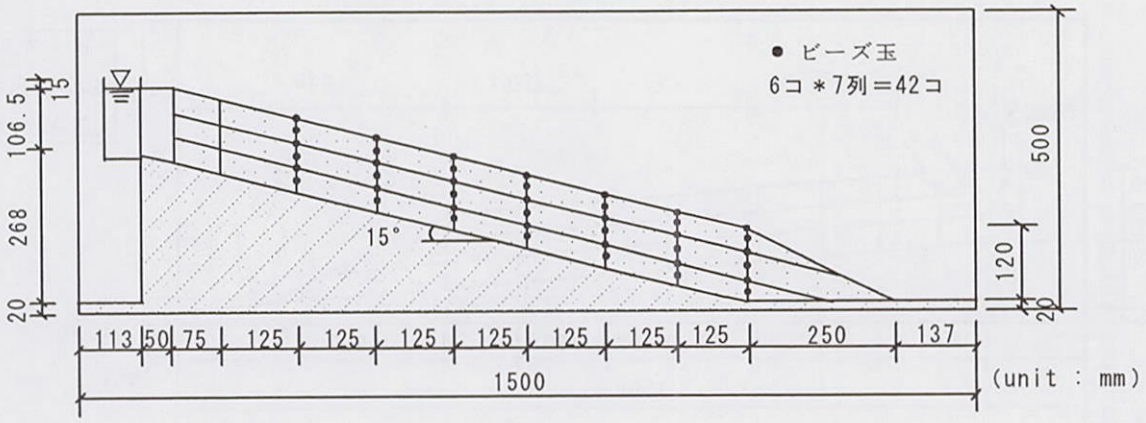
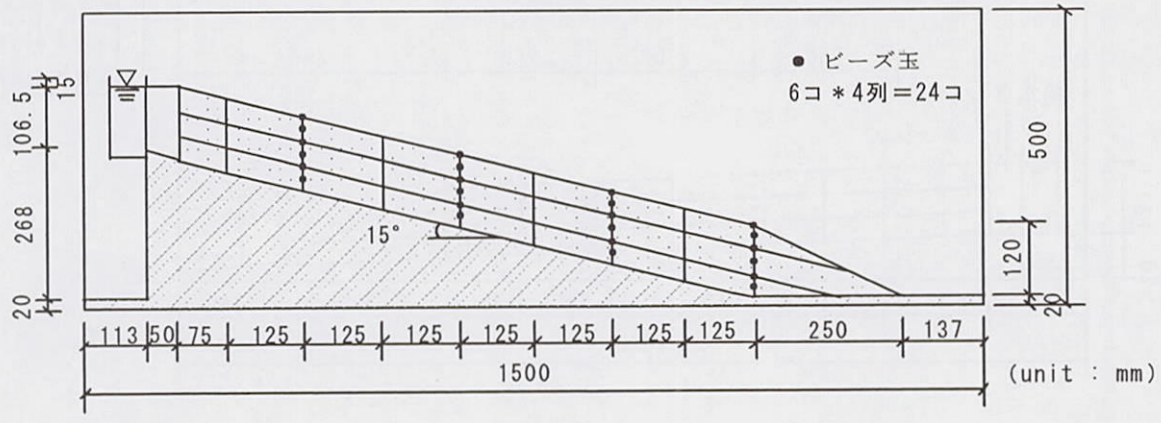


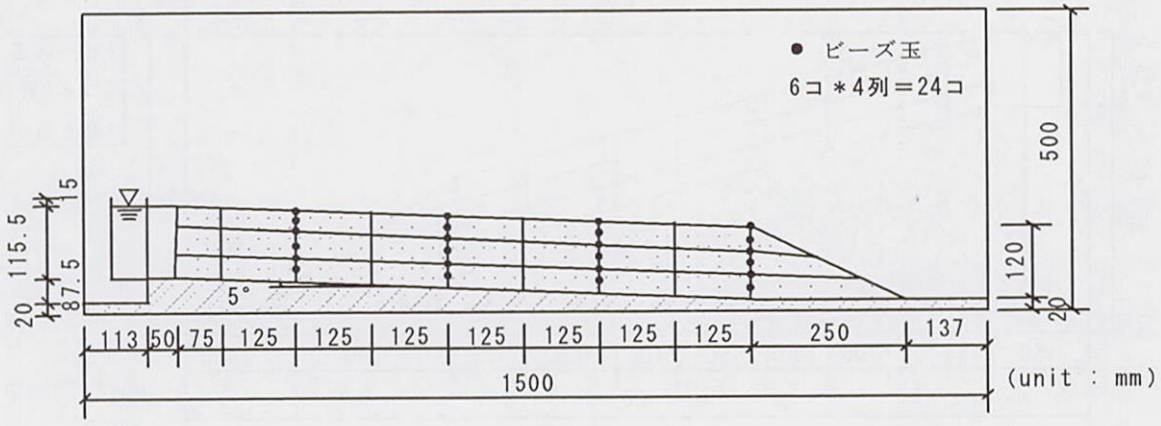
写真-5.3.5　ビーズ玉の設置状況




Case1

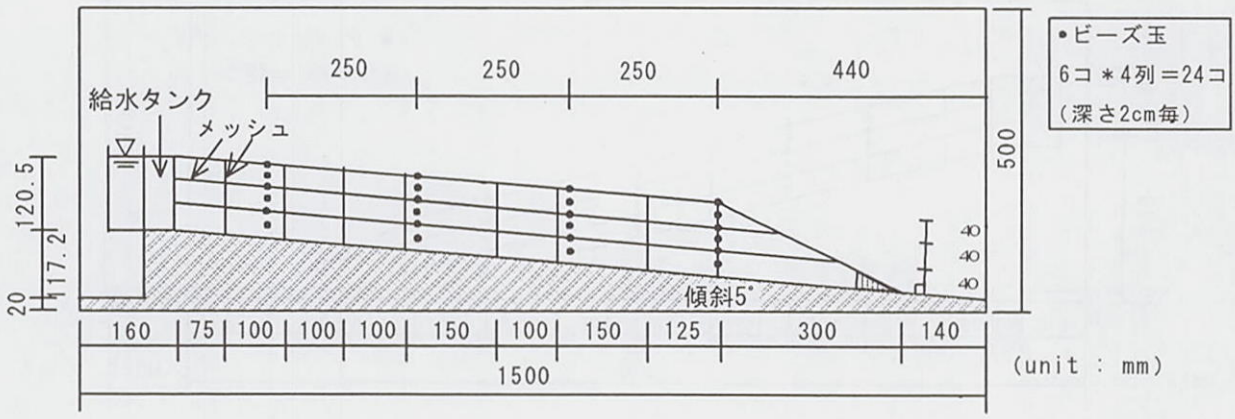



Case2、5、6、7

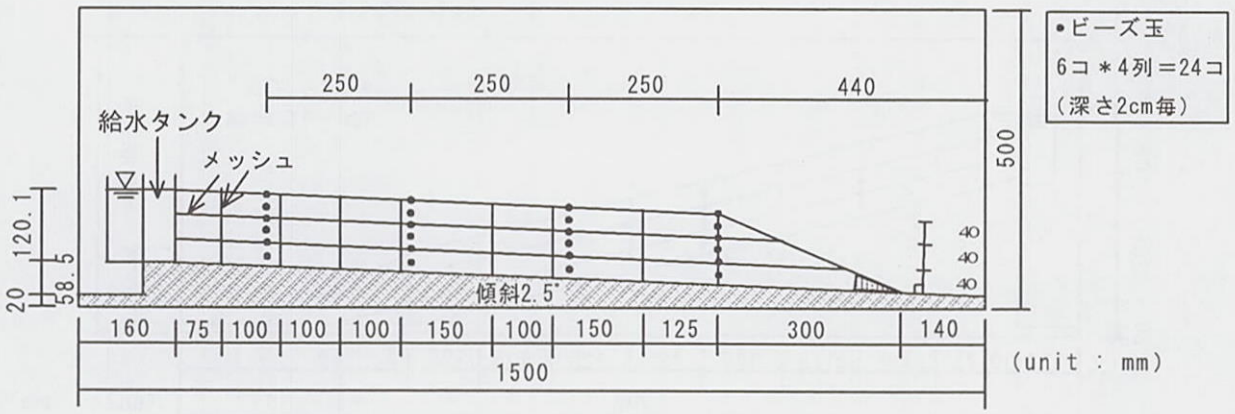



Case3、4

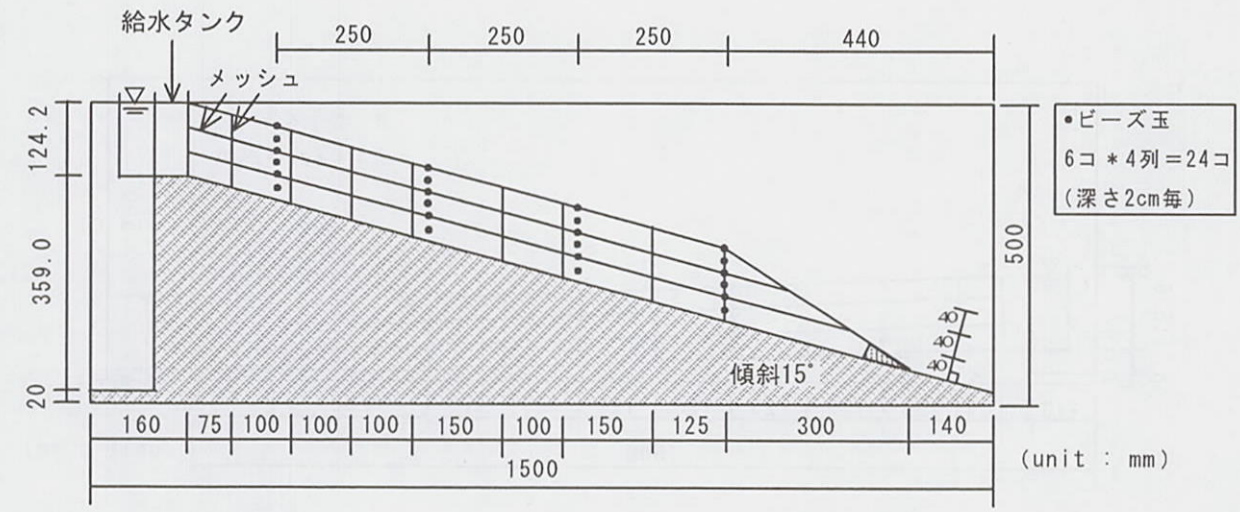
図-5.3.3　メッシュおよびビーズ玉の配置（Case1～7）




Case8、9、10

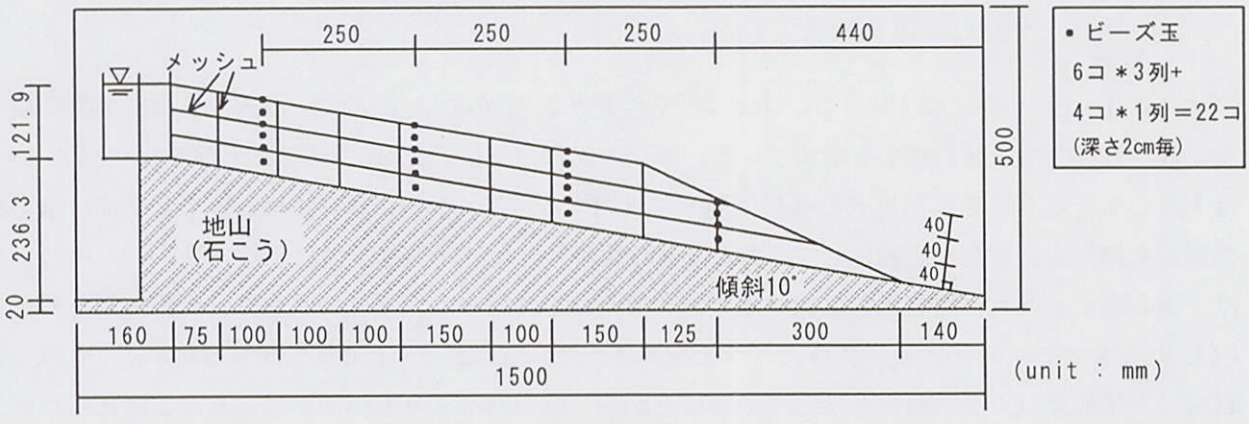



Case11

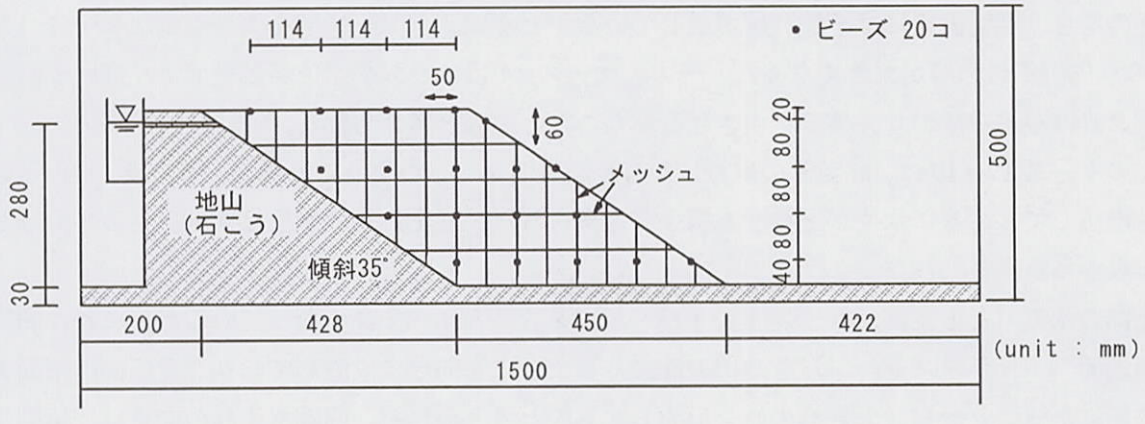



Case12

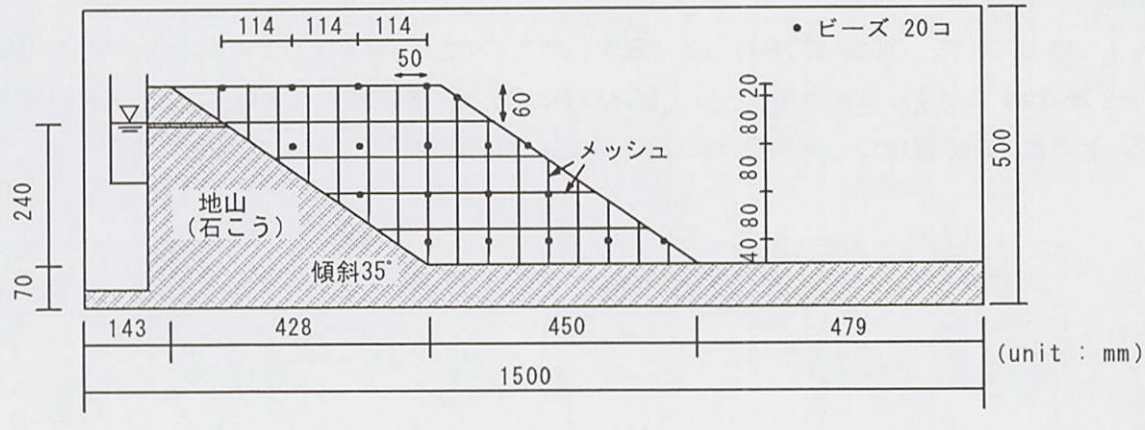
図-5.3.3　メッシュおよびビーズ玉の配置（Case8～12）




Case13、14、15、16




Case17




Case18、19

図-5.3.3　メッシュおよびビーズ玉の配置（Case13～19）

## 5.4 実験結果および考察

### 5.4.1 浸透水位

ケース 1～19 の間隙水（シリコンオイル）の浸透状況を図-**5.4.1** に示す。浸透水位は、地盤の最下端に取り付けた水圧計の値から求めている。模型の飽和方法は、5.3.2 で述べたとおり、ケース 1～7 は、遠心加速度 50G を作用させた後に間隙水を供給する方法、ケース 8～11 は、遠心載荷前に重力場の真空土槽内でいったん飽和させて、さらに遠心載荷とともに間隙水を供給する方法、ケース 12～19 は、遠心載荷とともに間隙水を供給する方法、でそれぞれ行った。水位の高さは、間隙水圧計の値と CCD カメラでモニターした。CCD カメラで観察された水位は図-5.4.1 よりも低かったが、これは、観察面は土槽側面（ガラス面）と接していることから、模型内部よりも隙間が多いためと考えられる。

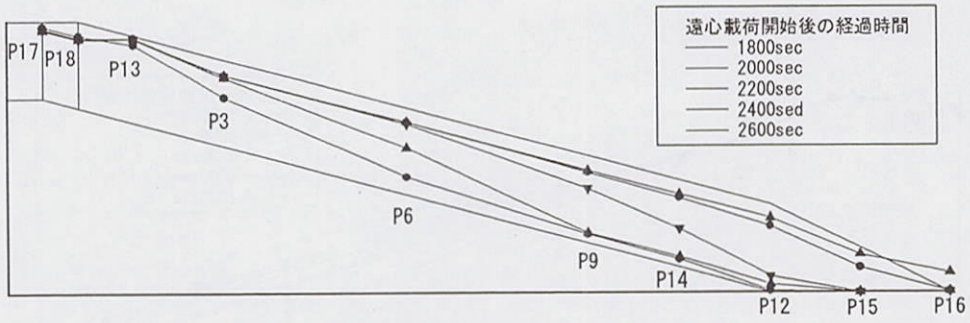
単純斜面のケース 1～16 は、いずれも定常水位になるまで間隙水を供給した。ケース 1～7 より、浸潤線は地山から徐々に上昇していくのがわかる。また、傾斜が急なほど、密度が小さいほど間隙水は速く浸透している。斜面下端には砕石を敷いたため、浸透水位は斜面下部で多少低くなったケースもあり、その場合、地盤表層には不飽和層が生じている。とくに、ドレーン部を大きくしたケース 15、18 は、のり先の不飽和層が大きくなった。一方、ケース 14 はのり先の水位が地表面より高い位置にあるが、これは浸透中にのり先破壊を引き起こしたことの原因と考えられる。

片盛土のケース 17～19 は、間隙水の供給口から浸潤線がふくらむように浸透し、その後、地山との境界にも浸透して、徐々に水位が上昇する様子が観察された。盛土内部の水位は盛土高さの半分ほどしか達しなかった。

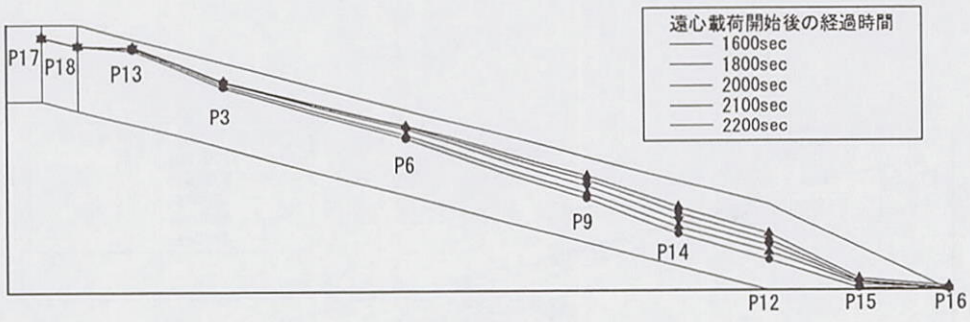
模型上部の水位（たとえば、ケース 1 の P13）が、タンクと比べて高くなっているが、これは間隙水圧計の端面（ポーラスストーン）を地山表面にくるように上向きに設置しており、受圧面は端面より深い位置にあることから、大きめの値を出力したものと考えられる。間隙水圧計の向きは、模型作成上の都合および実施年度によって変えていることから、図中にそれぞれの向きを書き加えた。

### 5.4.2 加振前の模型の応力状態

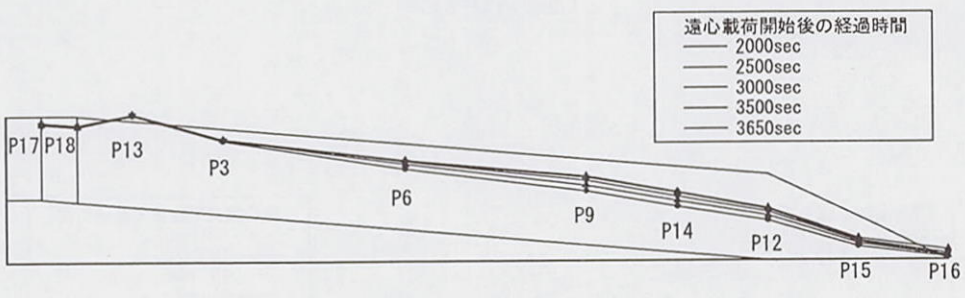
ケース 1～19 について、加振前における各水圧計位置での水位、初期有効上載圧 $\sigma_v'$、初期せん断応力 $\tau_s$ 等を表-**5.4.1** に示す。算出方法は、動土質資料 No.84、p28 を参照されたい。また、表には時刻歴から読みとった、加振直後の過剰間隙水圧 $\Delta u$ および過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ も載せている。



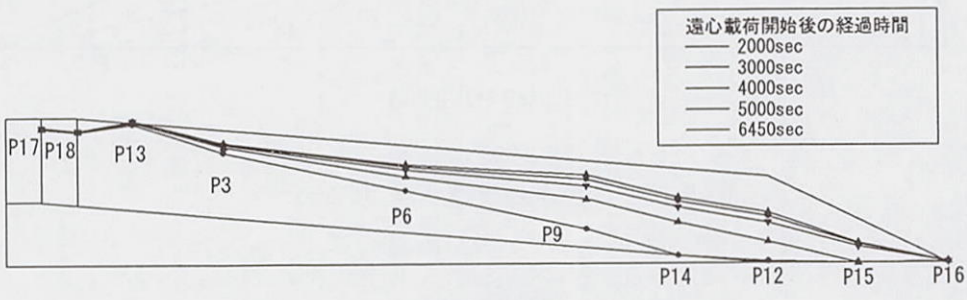

Case1 (D=81%)




Case2 (D=81%)

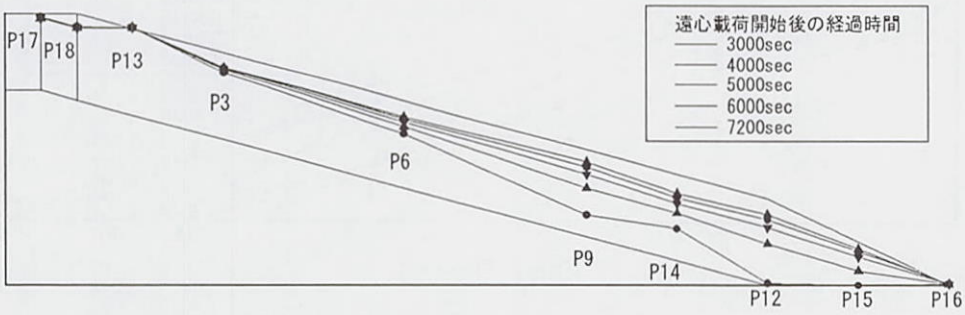



Case3 (D=82%)

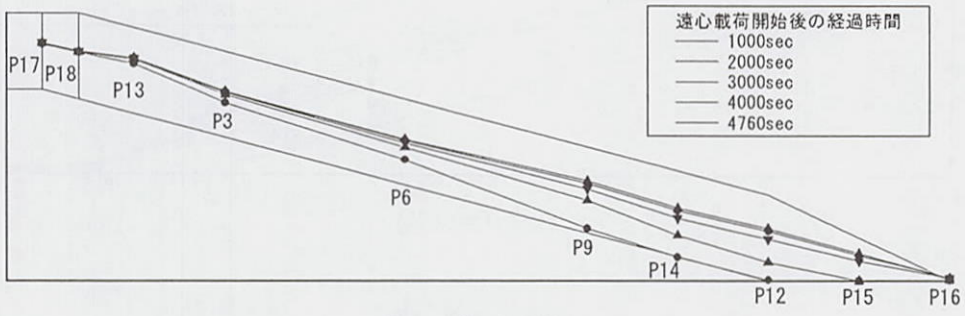



Case4 (D=81%)

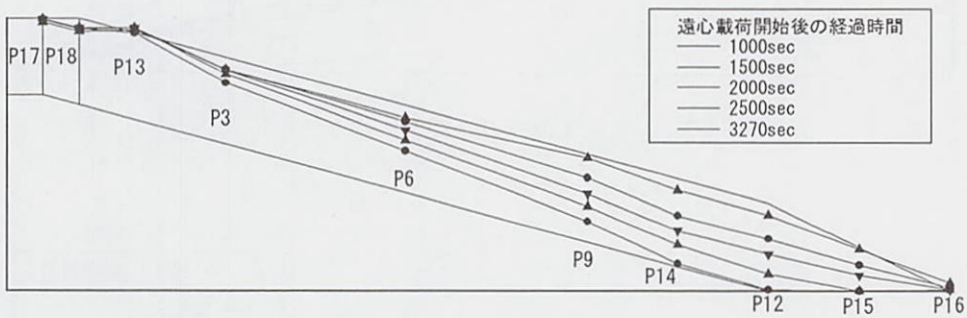
図-5.4.1　間隙水の浸透状況（Case1～4）




Case5 (D=91%)

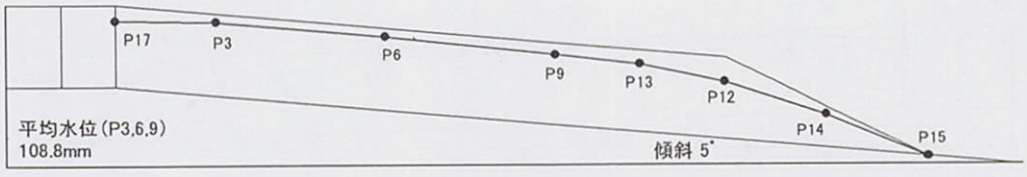



Case6 (D=81%)

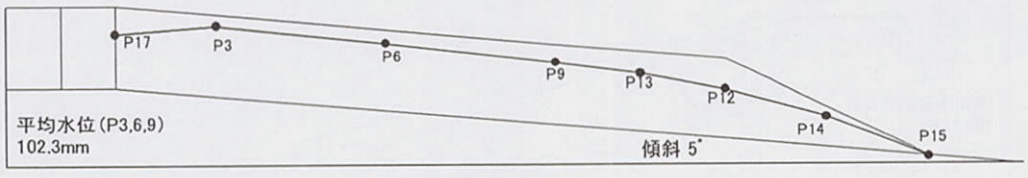



Case7 (D=85%)

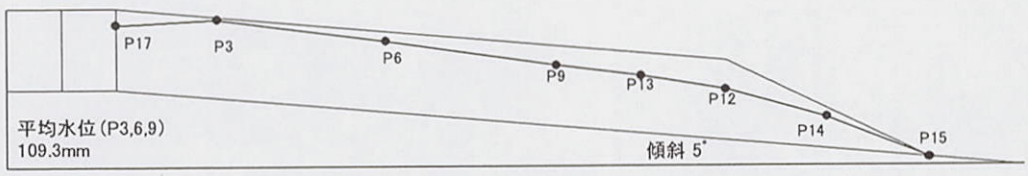
図-5.4.1　間隙水の浸透状況（Case5～7）




Case8 (D=80%)

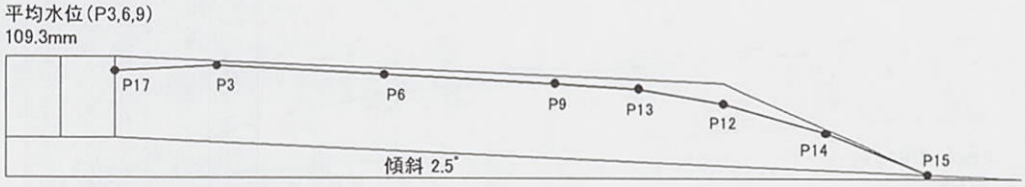



Case9 (D=80%)

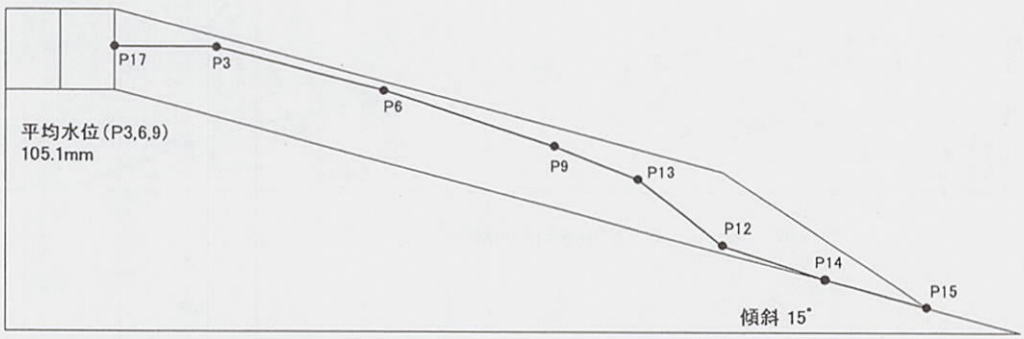



Case10 (D=80%)

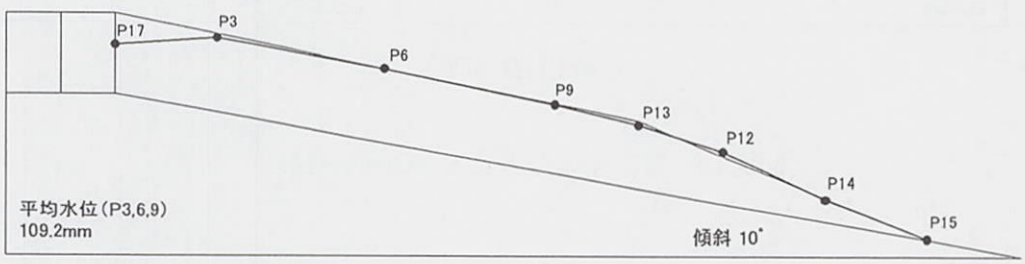
図-5.4.1　間隙水の浸透状況（Case8～10）




Case11 (D=80%)

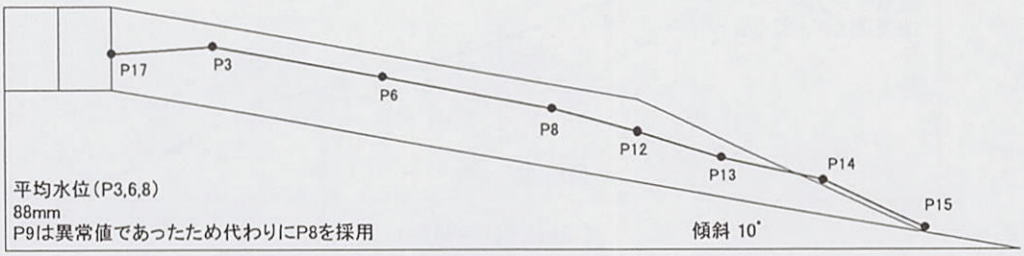



Case12 (D=79%)

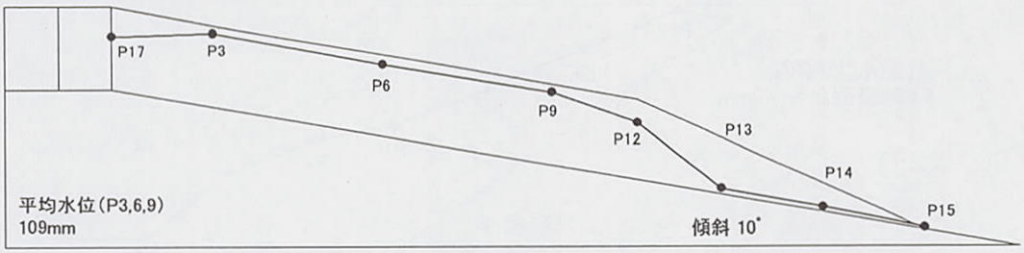



Case13 (D=79%)

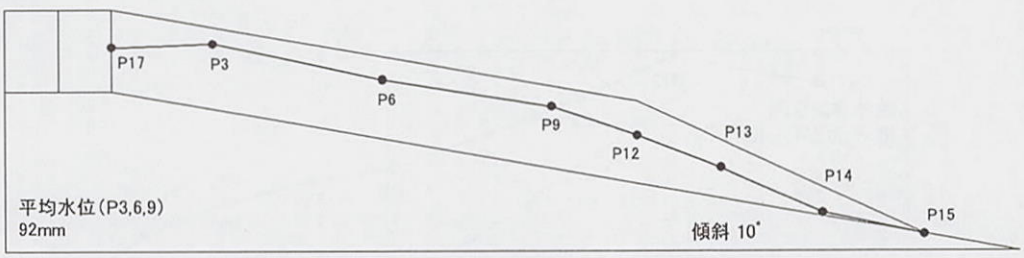
図-5.4.1　間隙水の浸透状況（Case11～13）




Case14 (D=83%)

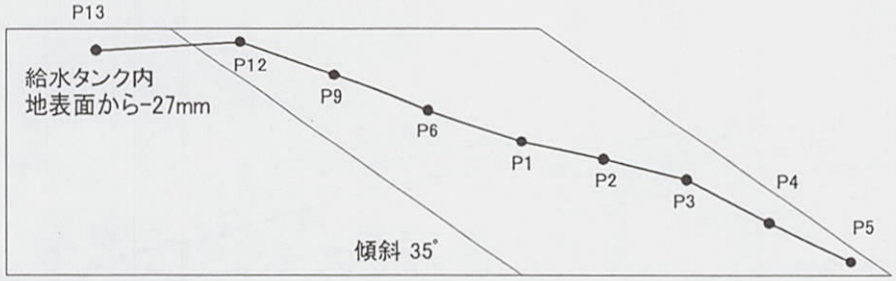



Case15 (D=82%)

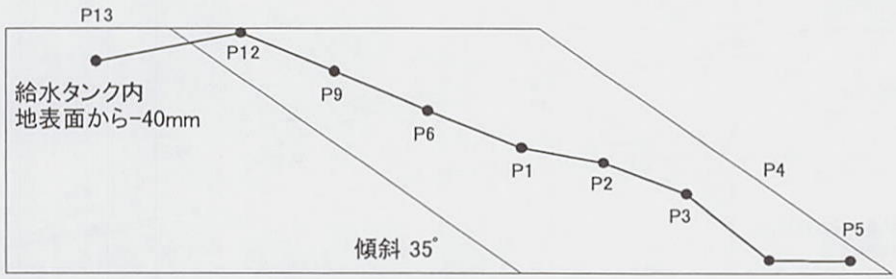



Case16 (D=81%)

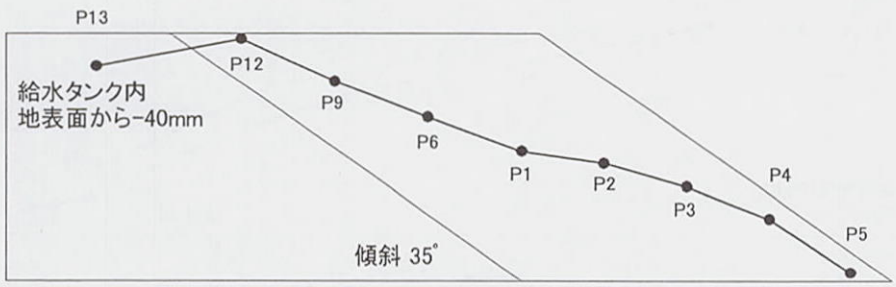
図-5.4.1　間隙水の浸透状況（Case14～16）




Case17 (D=81%)




Case18 (D=82%)




Case19 (D=82%)

図-5.4.1　間隙水の浸透状況（Case17～19）

## 表-5.4.1　加振前の模型の応力状態（Case1、2）

Case1

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 16.5 | 34.2 | 47.9 | 16.3 | 32.4 | 48.6 | 15.4 | 34.1 | 49.3 | 14.0 | 32.7 | 49.3 |
| センサーからの水位(cm) | 3.51 | 7.27 | 10.18 | 3.45 | 6.88 | 10.31 | 3.27 | 7.24 | 10.48 | 2.97 | 6.94 | 10.47 |
| センサーの位置(cm) | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 11.79 | 11.41 | 10.18 | 11.74 | 11.02 | 10.31 | 11.55 | 11.38 | 10.48 | 11.25 | 11.08 | 10.47 |
| 全上載圧σ(kPa) | 32.8 | 65.9 | 97.8 | 32.7 | 65.3 | 98.0 | 32.4 | 65.8 | 98.2 | 32.0 | 65.4 | 98.2 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 17.3 | 33.9 | 53.0 | 17.5 | 35.1 | 52.6 | 18.0 | 34.0 | 52.2 | 18.9 | 34.9 | 52.2 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 8.8 | 17.7 | 26.2 | 8.8 | 17.5 | 26.2 | 8.7 | 17.6 | 26.3 | 8.6 | 17.5 | 26.3 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.506 | 0.520 | 0.494 | 0.500 | 0.499 | 0.499 | 0.481 | 0.518 | 0.504 | 0.453 | 0.502 | 0.504 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | −6.5 | −4.9 | −3.4 | −5.0 | −2.9 | −3.9 | −9.6 | −7.4 | −4.9 | −2.5 | 9.8 | 26.0 |
| 過剰間隙水圧比 | −0.373 | −0.144 | −0.065 | −0.286 | −0.084 | −0.075 | −0.533 | −0.216 | −0.094 | −0.130 | 0.281 | 0.498 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 15 |
| 層厚(cm) | 12.42 |
| 含水比(%) | 14.00 |
| シリコンオイルの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.274 |
| γt(gf/cm3) | 1.452 |
| γsat(gf/cm3) | 1.778 |
| γsub(gf/cm3) | 0.818 |

Case2

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 14.6 | 32.1 | 46.4 | 20.9 | 32.1 | 47.5 | 13.7 | 31.5 | 48.8 | 9.3 | 26.7 | 42.9 |
| センサーからの水位(cm) | 3.09 | 6.82 | 9.85 | 4.44 | 6.82 | 10.08 | 2.92 | 6.69 | 10.35 | 1.98 | 5.67 | 9.12 |
| センサーの位置(cm) | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 11.37 | 10.96 | 9.85 | 12.42 | 10.96 | 10.08 | 11.20 | 10.83 | 10.35 | 10.26 | 9.81 | 9.12 |
| 全上載圧σ(kPa) | 32.0 | 64.9 | 96.8 | 33.6 | 64.9 | 97.1 | 31.7 | 64.7 | 97.5 | 30.3 | 63.2 | 95.7 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 18.4 | 34.9 | 53.5 | 15.4 | 34.9 | 52.8 | 18.9 | 35.3 | 52.1 | 21.6 | 38.3 | 55.6 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 8.6 | 17.4 | 25.9 | 9.0 | 17.4 | 26.0 | 8.5 | 17.3 | 26.1 | 8.1 | 16.9 | 25.6 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.466 | 0.498 | 0.485 | 0.585 | 0.498 | 0.493 | 0.450 | 0.491 | 0.502 | 0.376 | 0.442 | 0.461 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 0.7 | 4.9 | 5.4 | −0.2 | 7.5 | 11.8 | 5.4 | 19.6 | 14.7 | 1.0 | 12.8 | 29.4 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.037 | 0.140 | 0.101 | −0.015 | 0.213 | 0.223 | 0.286 | 0.555 | 0.283 | 0.045 | 0.333 | 0.529 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 15 |
| 層厚(cm) | 12.42 |
| 含水比(%) | 14.15 |
| シリコンオイルの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.262 |
| γt(gf/cm3) | 1.441 |
| γsat(gf/cm3) | 1.771 |
| γsub(gf/cm3) | 0.811 |

## 表-5.4.1　加振前の模型の応力状態（Case3、4）

Case3

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 16.5 | 37.3 | 51.5 | 14.1 | 34.0 | 49.2 | 10.4 | 29.6 | 46.3 | 0.3 | 17.1 | 34.4 |
| センサーからの水位(cm) | 3.50 | 7.92 | 10.93 | 3.00 | 7.23 | 10.46 | 2.21 | 6.29 | 9.83 | 0.06 | 3.63 | 7.31 |
| センサーの位置(cm) | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 11.53 | 11.93 | 10.93 | 11.03 | 11.24 | 10.46 | 10.24 | 10.31 | 9.83 | 8.09 | 7.64 | 7.31 |
| 全上載圧σ(kPa) | 34.0 | 69.5 | 102.7 | 33.2 | 68.4 | 102.0 | 32.0 | 66.9 | 101.0 | 28.7 | 62.8 | 97.1 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 17.7 | 32.5 | 51.7 | 19.2 | 34.6 | 53.1 | 21.7 | 37.5 | 55.1 | 28.4 | 45.8 | 62.9 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 3.0 | 6.1 | 9.0 | 2.9 | 6.0 | 8.9 | 2.8 | 5.9 | 8.8 | 2.5 | 5.5 | 8.5 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.169 | 0.187 | 0.174 | 0.151 | 0.173 | 0.168 | 0.129 | 0.156 | 0.160 | 0.088 | 0.120 | 0.135 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 6.2 | 17.7 | 23.5 | 0.3 | 17.1 | 25.5 | 7.2 | 23.6 | 14.7 | 0.0 | 19.6 | 23.5 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.350 | 0.544 | 0.456 | 0.016 | 0.493 | 0.480 | 0.330 | 0.630 | 0.267 | 0.000 | 0.428 | 0.374 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 5 |
| 層厚(cm) | 12.05 |
| 含水比(%) | 14.23 |
| シリコンオイルの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.279 |
| γt(gf/cm3) | 1.461 |
| γsat(gf/cm3) | 1.782 |
| γsub(gf/cm3) | 0.822 |

Case4

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 13.3 | 33.2 | 49.6 | 10.6 | 32.4 | 46.4 | 6.7 | 26.7 | 46.9 | 0.2 | 16.4 | 33.2 |
| センサーからの水位(cm) | 2.83 | 7.06 | 10.53 | 2.26 | 6.89 | 9.84 | 1.43 | 5.67 | 9.97 | 0.04 | 3.48 | 7.04 |
| センサーの位置(cm) | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 10.86 | 11.07 | 10.53 | 10.29 | 10.90 | 9.84 | 9.46 | 9.68 | 9.97 | 8.07 | 7.50 | 7.04 |
| 全上載圧σ(kPa) | 32.7 | 67.7 | 101.4 | 31.8 | 67.4 | 100.4 | 30.5 | 65.5 | 100.6 | 28.2 | 61.9 | 95.8 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 19.5 | 34.7 | 52.3 | 21.3 | 35.2 | 54.3 | 23.8 | 39.0 | 54.0 | 28.0 | 45.7 | 62.9 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 2.9 | 5.9 | 8.9 | 2.8 | 5.9 | 8.8 | 2.7 | 5.7 | 8.8 | 2.5 | 5.4 | 8.4 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.147 | 0.171 | 0.170 | 0.131 | 0.167 | 0.162 | 0.112 | 0.147 | 0.163 | 0.088 | 0.119 | 0.133 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 4.9 | 9.8 | 29.4 | 0.3 | 27.0 | 32.4 | 9.1 | 20.6 | 24.5 | 0.0 | 24.5 | 24.5 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.252 | 0.283 | 0.563 | 0.014 | 0.766 | 0.596 | 0.383 | 0.529 | 0.454 | 0.000 | 0.537 | 0.390 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 5 |
| 層厚(cm) | 12.05 |
| 含水比(%) | 14.02 |
| シリコンオイルの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.264 |
| γt(gf/cm3) | 1.441 |
| γsat(gf/cm3) | 1.772 |
| γsub(gf/cm3) | 0.812 |

## 表-5.4.1　加振前の模型の応力状態（Case5）

Case5 Step1

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 15.2 | 32.6 | 48.2 | 16.5 | 33.1 | 47.9 | 12.1 | 31.0 | 49.9 | 10.7 | 29.6 | 47.6 |
| センサーからの水位(cm) | 3.22 | 6.93 | 10.23 | 3.51 | 7.02 | 10.18 | 2.56 | 6.57 | 10.59 | 2.27 | 6.28 | 10.12 |
| センサーの位置(cm) | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 11.50 | 11.07 | 10.23 | 11.79 | 11.16 | 10.18 | 10.84 | 10.72 | 10.59 | 10.55 | 10.42 | 10.12 |
| 全上載圧σ(kPa) | 34.4 | 69.4 | 103.8 | 34.7 | 69.5 | 103.8 | 33.6 | 68.9 | 104.3 | 33.3 | 68.6 | 103.7 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 20.3 | 38.9 | 58.9 | 19.3 | 38.6 | 59.1 | 22.4 | 40.1 | 57.7 | 23.3 | 41.0 | 59.3 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 9.2 | 18.6 | 27.8 | 9.3 | 18.6 | 27.8 | 9.0 | 18.5 | 27.9 | 8.9 | 18.4 | 27.8 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.455 | 0.477 | 0.472 | 0.482 | 0.482 | 0.471 | 0.403 | 0.461 | 0.484 | 0.382 | 0.448 | 0.469 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 0.5 | −8.8 | −9.8 | −0.7 | −2.9 | 0.0 | −0.1 | 12.3 | 2.9 | 3.7 | −4.9 | 0.0 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.024 | −0.227 | −0.167 | −0.036 | −0.076 | 0.000 | −0.004 | 0.306 | 0.051 | 0.160 | −0.120 | 0.000 |

Case5 Step2

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 14.0 | 31.4 | 47.0 | 16.3 | 33.0 | 47.8 | 12.2 | 31.3 | 50.1 | 10.9 | 29.8 | 47.9 |
| センサーからの水位(cm) | 2.97 | 6.68 | 9.99 | 3.47 | 7.01 | 10.14 | 2.60 | 6.65 | 10.64 | 2.32 | 6.34 | 10.18 |
| センサーの位置(cm) | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 11.25 | 10.82 | 9.99 | 11.75 | 11.15 | 10.14 | 10.88 | 10.79 | 10.64 | 10.60 | 10.48 | 10.18 |
| 全上載圧σ(kPa) | 34.1 | 69.1 | 103.6 | 34.7 | 69.5 | 103.7 | 33.7 | 69.0 | 104.3 | 33.3 | 68.7 | 103.8 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 21.0 | 39.7 | 59.7 | 19.4 | 38.7 | 59.2 | 22.3 | 39.8 | 57.6 | 23.2 | 40.8 | 59.1 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 9.1 | 18.5 | 27.8 | 9.3 | 18.6 | 27.8 | 9.0 | 18.5 | 28.0 | 8.9 | 18.4 | 27.8 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.434 | 0.466 | 0.465 | 0.478 | 0.481 | 0.470 | 0.405 | 0.465 | 0.486 | 0.386 | 0.451 | 0.471 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | −2.5 | −7.4 | 0.0 | 0.6 | −4.9 | 0.0 | −12.3 | 29.4 | 17.7 | 8.8 | −15.7 | 1.0 |
| 過剰間隙水圧比 | −0.117 | −0.185 | 0.000 | 0.033 | −0.127 | 0.000 | −0.551 | 0.739 | 0.307 | 0.381 | −0.384 | 0.017 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 15 |
| 層厚(cm) | 12.42 |
| 含水比(%) | 13.94 |
| シリコンオイルの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.419 |
| γt(gf/cm3) | 1.617 |
| γsat(gf/cm3) | 1.871 |
| γsub(gf/cm3) | 0.911 |

## 表-5.4.1　加振前の模型の応力状態（Case6、7）

Case6

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | -0.4 | 15.0 | 31.0 | -1.0 | 13.9 | 31.2 | 0.8 | 17.1 | 35.0 | -0.3 | 19.4 | 35.8 |
| センサーからの水位(cm) | -0.08 | 3.19 | 6.59 | -0.21 | 2.95 | 6.63 | 0.17 | 3.63 | 7.43 | -0.06 | 4.13 | 7.60 |
| センサーの位置(cm) | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 8.20 | 7.33 | 6.59 | 8.07 | 7.09 | 6.63 | 8.45 | 7.77 | 7.43 | 8.22 | 8.27 | 7.60 |
| 全上載圧σ(kPa) | 27.3 | 59.5 | 92.0 | 27.1 | 59.2 | 92.1 | 27.6 | 60.2 | 93.3 | 27.3 | 61.0 | 93.5 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 27.6 | 45.5 | 63.1 | 28.0 | 46.2 | 62.9 | 26.9 | 44.3 | 60.6 | 27.6 | 42.8 | 60.1 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 7.3 | 16.0 | 24.7 | 7.3 | 15.9 | 24.7 | 7.4 | 16.1 | 25.0 | 7.3 | 16.3 | 25.1 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.264 | 0.350 | 0.391 | 0.259 | 0.343 | 0.392 | 0.275 | 0.365 | 0.412 | 0.265 | 0.381 | 0.417 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | -0.2 | -1.5 | -5.9 | 0.0 | 16.6 | 24.5 | 0.0 | 37.3 | 31.9 | 0.0 | 22.1 | 47.1 |
| 過剰間隙水圧比 | -0.007 | -0.032 | -0.093 | 0.000 | 0.359 | 0.390 | 0.000 | 0.842 | 0.526 | 0.000 | 0.516 | 0.783 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 15 |
| 層厚(cm) | 12.42 |
| 含水比(%) | 14.35 |
| シリコンオイルの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.264 |
| γt(gf/cm3) | 1.445 |
| γsat(gf/cm3) | 1.772 |
| γsub(gf/cm3) | 0.812 |

Case7

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 16.3 | 33.9 | 49.0 | 16.2 | 34.6 | 49.9 | 16.2 | 36.2 | 54.9 | 15.0 | 32.2 | 50.0 |
| センサーからの水位(cm) | 3.46 | 7.20 | 10.41 | 3.44 | 7.34 | 10.60 | 3.43 | 7.69 | 11.67 | 3.18 | 6.83 | 10.62 |
| センサーの位置(cm) | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 11.74 | 11.34 | 10.41 | 11.72 | 11.48 | 10.60 | 11.72 | 11.83 | 11.67 | 11.47 | 10.97 | 10.62 |
| 全上載圧σ(kPa) | 33.4 | 67.2 | 100.2 | 33.4 | 67.4 | 100.5 | 33.4 | 67.8 | 101.9 | 33.0 | 66.7 | 100.5 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 18.2 | 35.5 | 54.5 | 18.2 | 35.1 | 53.9 | 18.3 | 34.0 | 50.7 | 19.0 | 36.6 | 53.8 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 8.9 | 18.0 | 26.9 | 8.9 | 18.0 | 26.9 | 8.9 | 18.2 | 27.3 | 8.8 | 17.9 | 26.9 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.492 | 0.507 | 0.493 | 0.490 | 0.514 | 0.500 | 0.489 | 0.534 | 0.539 | 0.465 | 0.487 | 0.500 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | -6.9 | -8.8 | -4.9 | -0.1 | -9.0 | -1.2 | -4.2 | 2.7 | 11.8 | -1.5 | -2.5 | 12.8 |
| 過剰間隙水圧比 | -0.378 | -0.249 | -0.090 | -0.005 | -0.257 | -0.022 | -0.231 | 0.081 | 0.232 | -0.077 | -0.067 | 0.237 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 15 |
| 層厚(cm) | 12.42 |
| 含水比(%) | 14.11 |
| シリコンオイルの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.325 |
| γt(gf/cm3) | 1.512 |
| γsat(gf/cm3) | 1.811 |
| γsub(gf/cm3) | 0.851 |

## 表-5.4.1　加振前の模型の応力状態（Case8、9）

Case8

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 15.7 | 35.2 | 52.2 | 16.6 | 34.1 | 52.3 | 13.1 | 33.5 | 49.2 | 6.0 | 22.8 | 39.2 |
| センサーからの水位(cm) | 3.34 | 7.48 | 11.08 | 3.52 | 7.23 | 11.11 | 2.78 | 7.12 | 10.45 | 1.27 | 4.83 | 8.33 |
| センサーの位置(cm) | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 11.37 | 11.49 | 11.08 | 11.55 | 11.25 | 11.11 | 10.81 | 11.13 | 10.45 | 9.30 | 8.85 | 8.33 |
| 全上載圧σ(kPa) | 33.4 | 68.2 | 102.0 | 33.7 | 67.7 | 102.1 | 32.5 | 67.6 | 101.0 | 30.0 | 63.8 | 97.5 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 17.8 | 33.2 | 50.2 | 17.3 | 34.0 | 50.1 | 19.5 | 34.3 | 52.1 | 24.1 | 41.2 | 58.5 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 2.9 | 6.0 | 8.9 | 2.9 | 5.9 | 8.9 | 2.8 | 5.9 | 8.8 | 2.6 | 5.6 | 8.5 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.164 | 0.180 | 0.178 | 0.171 | 0.175 | 0.178 | 0.146 | 0.172 | 0.169 | 0.109 | 0.135 | 0.146 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 5.4 | 24.8 | 30.6 | 8.6 | 17.9 | 26.9 | −5.5 | 10.3 | 20.8 | −4.8 | −2.4 | 12.2 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.301 | 0.747 | 0.609 | 0.498 | 0.527 | 0.536 | −0.280 | 0.300 | 0.398 | −0.199 | −0.057 | 0.209 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 5 |
| 層厚(cm) | 12.05 |
| 含水比(%) | 13.74 |
| シリコンオイルの密度(g/cm$^3$) | 0.960 |
| ρs(g/cm$^3$) | 2.684 |
| ρd(g/cm$^3$) | 1.256 |

Case9

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 16.8 | 35.1 | 50.6 | 14.3 | 32.6 | 48.9 | 10.9 | 29.9 | 45.0 | 2.5 | 21.7 | 35.8 |
| センサーからの水位(cm) | 3.56 | 7.46 | 10.75 | 3.04 | 6.92 | 10.38 | 2.31 | 6.36 | 9.56 | 0.53 | 4.60 | 7.61 |
| センサーの位置(cm) | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 11.59 | 11.47 | 10.75 | 11.07 | 10.94 | 10.38 | 10.34 | 10.37 | 9.56 | 8.56 | 8.61 | 7.61 |
| 全上載圧σ(kPa) | 33.7 | 68.0 | 101.3 | 32.9 | 67.1 | 100.7 | 31.7 | 66.2 | 99.4 | 28.8 | 63.4 | 96.2 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 17.1 | 33.2 | 51.1 | 18.7 | 34.8 | 52.2 | 20.9 | 36.5 | 54.7 | 26.3 | 41.9 | 60.6 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 3.0 | 6.0 | 8.9 | 2.9 | 5.9 | 8.8 | 2.8 | 5.8 | 8.7 | 2.5 | 5.5 | 8.4 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.173 | 0.179 | 0.174 | 0.154 | 0.169 | 0.169 | 0.133 | 0.159 | 0.159 | 0.096 | 0.132 | 0.139 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 10.9 | 9.6 | 11.3 | 10.0 | 21.0 | 20.2 | 10.3 | 16.5 | 25.5 | 11.6 | 29.2 | 27.4 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.637 | 0.289 | 0.221 | 0.534 | 0.602 | 0.386 | 0.492 | 0.452 | 0.466 | 0.441 | 0.697 | 0.451 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 5 |
| 層厚(cm) | 12.05 |
| 含水比(%) | 14.07 |
| シリコンオイルの密度(g/cm$^3$) | 0.960 |
| ρs(g/cm$^3$) | 2.684 |
| ρd(g/cm$^3$) | 1.252 |
| ρt(g/cm$^3$) | 1.428 |
| ρsat(g/cm$^3$) | 1.764 |
| ρsub(g/cm$^3$) | 0.804 |

## 表-5.4.1　加振前の模型の応力状態（Case10、11）

Case10

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 22.6 | 43.0 | 57.7 | 17.9 | 34.9 | 52.0 | 11.4 | 29.1 | 44.7 | 4.6 | 21.9 | 37.1 |
| センサーからの水位(cm) | 4.80 | 9.12 | 12.25 | 3.79 | 7.40 | 11.03 | 2.42 | 6.19 | 9.50 | 0.98 | 4.66 | 7.89 |
| センサーの位置(cm) | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 | 8.03 | 4.02 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 12.05 | 12.05 | 12.05 | 11.83 | 11.42 | 11.03 | 10.45 | 10.20 | 9.50 | 9.01 | 8.67 | 7.89 |
| 全上載圧σ(kPa) | 34.5 | 69.0 | 103.6 | 34.2 | 68.0 | 101.9 | 31.9 | 66.0 | 99.3 | 29.5 | 63.5 | 96.7 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 15.8 | 31.5 | 47.3 | 16.4 | 33.4 | 50.3 | 20.6 | 37.1 | 55.0 | 24.9 | 41.7 | 59.8 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 3.0 | 6.0 | 9.1 | 3.0 | 5.9 | 8.9 | 2.8 | 5.8 | 8.7 | 2.6 | 5.6 | 8.5 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.192 | 0.192 | 0.192 | 0.182 | 0.178 | 0.177 | 0.136 | 0.156 | 0.158 | 0.103 | 0.133 | 0.141 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 11.2 | 17.5 | 21.3 | 9.8 | 17.3 | 22.3 | −1.6 | 24.0 | 31.3 | −5.0 | 5.8 | 15.0 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.709 | 0.554 | 0.450 | 0.598 | 0.518 | 0.444 | −0.076 | 0.647 | 0.570 | −0.200 | 0.140 | 0.251 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 5 |
| 層厚 (cm) | 12.05 |
| 含水比 (%) | 13.66 |
| シリコンオイルの密度 (g/cm$^3$) | 0.960 |
| ρ s (g/cm$^3$) | 2.684 |
| ρ d (g/cm$^3$) | 1.255 |
| ρ t (g/cm$^3$) | 1.426 |
| ρ sat (g/cm$^3$) | 1.766 |

Case11 Step1

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 22.6 | 43.0 | 57.7 | 17.9 | 34.9 | 52.0 | 11.4 | 29.1 | 44.7 | 4.6 | 21.9 | 37.1 |
| センサーからの水位(cm) | 4.80 | 9.12 | 12.25 | 3.79 | 7.40 | 11.03 | 2.42 | 6.19 | 9.50 | 0.98 | 4.66 | 7.89 |
| センサーの位置(cm) | 8.01 | 4.00 | 0.00 | 8.01 | 4.00 | 0.00 | 8.01 | 4.00 | 0.00 | 8.01 | 4.00 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 12.01 | 12.01 | 12.01 | 11.80 | 11.41 | 11.03 | 10.43 | 10.19 | 9.50 | 8.98 | 8.66 | 7.89 |
| 全上載圧σ(kPa) | 34.7 | 69.4 | 104.1 | 34.4 | 68.4 | 102.5 | 32.1 | 66.4 | 100.0 | 29.8 | 63.9 | 97.4 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 15.9 | 31.8 | 47.6 | 16.5 | 33.6 | 50.6 | 20.7 | 37.4 | 55.4 | 25.2 | 42.1 | 60.3 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 1.5 | 3.0 | 4.5 | 1.5 | 3.0 | 4.5 | 1.4 | 2.9 | 4.4 | 1.3 | 2.8 | 4.3 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.095 | 0.095 | 0.095 | 0.091 | 0.089 | 0.088 | 0.068 | 0.078 | 0.079 | 0.052 | 0.066 | 0.070 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 12.2 | 22.6 | 28.2 | 13.3 | 22.5 | 28.4 | 9.6 | 21.0 | 26.1 | 3.7 | 15.0 | 20.4 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.770 | 0.710 | 0.592 | 0.804 | 0.669 | 0.560 | 0.461 | 0.562 | 0.471 | 0.146 | 0.357 | 0.339 |

Case11 Step2

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 18.0 | 36.4 | 52.9 | 17.7 | 35.8 | 52.4 | 13.9 | 34.0 | 49.6 | 3.6 | 25.1 | 39.7 |
| センサーからの水位(cm) | 3.83 | 7.74 | 11.23 | 3.76 | 7.60 | 11.13 | 2.95 | 7.22 | 10.54 | 0.77 | 5.34 | 8.42 |
| センサーの位置(cm) | 8.01 | 4.00 | 0.00 | 8.01 | 4.00 | 0.00 | 8.01 | 4.00 | 0.00 | 8.01 | 4.00 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 11.84 | 11.74 | 11.23 | 11.76 | 11.60 | 11.13 | 10.96 | 11.22 | 10.54 | 8.78 | 9.34 | 8.42 |
| 全上載圧σ(kPa) | 34.4 | 68.9 | 102.8 | 34.3 | 68.7 | 102.6 | 33.0 | 68.1 | 101.7 | 29.4 | 65.0 | 98.2 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 16.4 | 32.6 | 50.0 | 16.6 | 33.0 | 50.3 | 19.1 | 34.2 | 52.2 | 25.8 | 40.0 | 58.7 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 1.5 | 3.0 | 4.5 | 1.5 | 3.0 | 4.5 | 1.4 | 3.0 | 4.4 | 1.3 | 2.8 | 4.3 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.092 | 0.092 | 0.090 | 0.090 | 0.091 | 0.089 | 0.075 | 0.087 | 0.085 | 0.050 | 0.071 | 0.073 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 11.2 | 18.0 | 19.8 | 11.8 | 18.6 | 21.1 | 7.7 | 18.0 | 22.7 | 4.5 | 19.8 | 22.3 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.685 | 0.552 | 0.395 | 0.708 | 0.564 | 0.420 | 0.402 | 0.527 | 0.434 | 0.174 | 0.495 | 0.381 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 2.5 |
| 層厚 (cm) | 12.01 |
| 含水比 (%) | 14.02 |
| シリコンオイルの密度 (g/cm$^3$) | 0.960 |
| ρ s (g/cm$^3$) | 2.684 |
| ρ d (g/cm$^3$) | 1.261 |
| ρ t (g/cm$^3$) | 1.438 |
| ρ sat (g/cm$^3$) | 1.770 |
| ρ sub (g/cm$^3$) | 0.810 |

## 表-5.4.1　加振前の模型の応力状態（Case12、13）

Case12

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 18.6 | 35.7 | 51.1 | 18.6 | 37.2 | 52.5 | 14.7 | 33.8 | 44.9 | 0.6 | −0.1 | 5.4 |
| センサーからの水位(cm) | 3.95 | 7.59 | 10.84 | 3.95 | 7.90 | 11.16 | 3.11 | 7.18 | 9.54 | 0.14 | −0.02 | 1.14 |
| センサーの位置(cm) | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 | 8.28 | 4.14 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 12.23 | 11.73 | 10.84 | 12.23 | 12.04 | 11.16 | 11.39 | 11.32 | 9.54 | 8.42 | 4.12 | 1.14 |
| 全上載圧σ(kPa) | 33.1 | 65.6 | 97.6 | 33.1 | 66.1 | 98.1 | 31.8 | 65.0 | 95.6 | 27.1 | 53.8 | 82.6 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 15.7 | 32.3 | 50.0 | 15.7 | 31.4 | 49.1 | 18.1 | 33.4 | 53.7 | 26.6 | 53.9 | 77.6 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 8.9 | 17.6 | 26.2 | 8.9 | 17.7 | 26.3 | 8.5 | 17.4 | 25.6 | 7.3 | 14.4 | 22.1 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.564 | 0.545 | 0.523 | 0.564 | 0.564 | 0.536 | 0.471 | 0.521 | 0.477 | 0.274 | 0.268 | 0.285 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 15 |
| 層厚(cm) | 12.42 |
| 含水比(%) | 14.17 |
| シリコンオイルの密度(g/cm$^3$) | 0.960 |
| ρs(g/cm$^3$) | 2.684 |
| ρd(g/cm$^3$) | 1.245 |
| ρt(g/cm$^3$) | 1.421 |
| ρsat(g/cm$^3$) | 1.760 |
| ρsub(g/cm$^3$) | 0.800 |

Case13

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 19.4 | 36.3 | 53.4 | 19.8 | 37.2 | 53.0 | 17.6 | 34.9 | 47.9 | 3.0 | 21.0 | 36.2 |
| センサーからの水位(cm) | 4.11 | 7.72 | 11.33 | 4.21 | 7.90 | 11.26 | 3.75 | 7.40 | 10.18 | 0.63 | 4.46 | 7.68 |
| センサーの位置(cm) | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 12.19 | 11.78 | 11.33 | 12.19 | 11.96 | 11.26 | 11.87 | 11.46 | 10.18 | 8.76 | 8.52 | 7.68 |
| 全上載圧σ(kPa) | 34.0 | 67.3 | 100.6 | 34.0 | 67.6 | 100.5 | 33.5 | 66.8 | 98.7 | 28.4 | 62.0 | 94.7 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 15.4 | 32.1 | 48.8 | 15.4 | 31.5 | 49.0 | 16.4 | 33.0 | 52.2 | 25.5 | 41.7 | 59.6 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 6.0 | 11.9 | 17.7 | 6.0 | 11.9 | 17.7 | 5.9 | 11.8 | 17.4 | 5.0 | 10.9 | 16.7 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.388 | 0.370 | 0.363 | 0.388 | 0.378 | 0.361 | 0.361 | 0.357 | 0.333 | 0.196 | 0.263 | 0.280 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | −1.9 | −0.9 | 1.0 | 2.4 | 0.8 | 5.4 | 1.7 | 1.4 | 3.4 | −1.0 | 1.5 | 5.1 |
| 過剰間隙水圧比 | −0.122 | −0.030 | 0.021 | 0.157 | 0.025 | 0.111 | 0.104 | 0.043 | 0.065 | −0.040 | 0.035 | 0.086 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 10 |
| 層厚(cm) | 12.19 |
| 含水比(%) | 13.97 |
| シリコンオイルの密度(g/cm$^3$) | 0.960 |
| ρs(g/cm$^3$) | 2.684 |
| ρd(g/cm$^3$) | 1.244 |
| ρt(g/cm$^3$) | 1.418 |
| ρsat(g/cm$^3$) | 1.759 |
| ρsub(g/cm$^3$) | 0.799 |

## 表-5.4.1　加振前の模型の応力状態（Case14）

Case14 Step1

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 9.2 | 24.2 | 43.8 | 9.7 | 27.9 | 43.9 | 7.4 | 22.0 | −15.3 | 17.9 | 1.8 | 36.4 |
| センサーからの水位(cm) | 1.94 | 5.13 | 9.30 | 2.05 | 5.92 | 9.31 | 1.56 | 4.66 | −3.24 | 3.79 | 0.38 | 7.72 |
| センサーの位置(cm) | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 10.07 | 9.19 | 9.30 | 10.18 | 9.98 | 9.31 | 9.68 | 8.72 | −3.24 | 11.92 | 4.44 | 7.72 |
| 全上載圧 σ(kPa) | 31.6 | 65.0 | 99.9 | 31.8 | 66.2 | 99.9 | 31.0 | 64.3 | 81.4 | 34.3 | 58.0 | 97.6 |
| 有効上載圧 σ'(kPa) | 22.7 | 41.6 | 57.4 | 22.4 | 39.2 | 57.4 | 23.9 | 43.0 | 96.2 | 17.0 | 56.3 | 62.3 |
| 初期せん断応力 τs(kPa) | 5.6 | 11.5 | 17.6 | 5.6 | 11.7 | 17.6 | 5.5 | 11.3 | 14.4 | 6.1 | 10.2 | 17.2 |
| せん断応力比 τs/σ' | 0.245 | 0.276 | 0.307 | 0.250 | 0.298 | 0.307 | 0.229 | 0.264 | 0.149 | 0.356 | 0.182 | 0.276 |
| 過剰間隙水圧 Δu(kPa) | 0.5 | 5.4 | 14.6 | −0.5 | 6.0 | 13.2 | 0.7 | 3.9 | 22.7 | 6.8 | 0.0 | 11.2 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.022 | 0.129 | 0.254 | −0.022 | 0.152 | 0.231 | 0.028 | 0.092 | 0.236 | 0.400 | 0.000 | 0.181 |

Case14 Step2

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | −0.9 | 14.3 | 33.5 | 3.2 | 21.5 | 37.1 | 4.7 | 19.6 | −16.2 | 19.7 | 1.8 | 34.1 |
| センサーからの水位(cm) | −0.19 | 3.04 | 7.11 | 0.68 | 4.57 | 7.88 | 1.00 | 4.16 | −3.44 | 4.18 | 0.38 | 7.24 |
| センサーの位置(cm) | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 7.93 | 7.10 | 7.11 | 8.80 | 8.63 | 7.88 | 9.12 | 8.22 | −3.44 | 12.19 | 4.44 | 7.24 |
| 全上載圧 σ(kPa) | 28.4 | 61.9 | 96.7 | 29.7 | 64.2 | 97.8 | 30.2 | 63.6 | 81.1 | 34.7 | 58.0 | 96.9 |
| 有効上載圧 σ'(kPa) | 29.3 | 48.1 | 64.2 | 26.6 | 43.3 | 61.8 | 25.6 | 44.6 | 96.8 | 16.2 | 56.3 | 63.8 |
| 初期せん断応力 τs(kPa) | 5.0 | 10.9 | 17.0 | 5.2 | 11.3 | 17.2 | 5.3 | 11.2 | 14.3 | 6.1 | 10.2 | 17.1 |
| せん断応力比 τs/σ' | 0.171 | 0.227 | 0.266 | 0.197 | 0.261 | 0.279 | 0.208 | 0.251 | 0.148 | 0.379 | 0.182 | 0.268 |
| 過剰間隙水圧 Δu(kPa) | 0.0 | 17.4 | 33.1 | 2.8 | 19.3 | 26.3 | −0.8 | 8.8 | 27.4 | 13.7 | 0.0 | 17.2 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.000 | 0.362 | 0.516 | 0.105 | 0.445 | 0.425 | −0.031 | 0.197 | 0.283 | 0.847 | 0.000 | 0.270 |

Case14 Step3

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 16.4 | 30.9 | 49.9 | 17.2 | 34.9 | 49.9 | 13.4 | 28.8 | 1.6 | 19.0 | 1.7 | 36.7 |
| センサーからの水位(cm) | 3.48 | 6.56 | 10.60 | 3.65 | 7.41 | 10.60 | 2.85 | 6.12 | 0.34 | 4.03 | 0.36 | 7.79 |
| センサーの位置(cm) | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 11.61 | 10.62 | 10.60 | 11.78 | 11.47 | 10.60 | 10.97 | 10.18 | 0.34 | 12.16 | 4.42 | 7.79 |
| 全上載圧 σ(kPa) | 33.9 | 67.1 | 101.8 | 34.1 | 68.4 | 101.8 | 32.9 | 66.5 | 86.7 | 34.7 | 58.0 | 97.7 |
| 有効上載圧 σ'(kPa) | 18.0 | 37.2 | 53.4 | 17.4 | 34.5 | 53.4 | 19.9 | 38.5 | 85.1 | 16.3 | 56.3 | 62.1 |
| 初期せん断応力 τs(kPa) | 6.0 | 11.8 | 18.0 | 6.0 | 12.1 | 18.0 | 5.8 | 11.7 | 15.3 | 6.1 | 10.2 | 17.2 |
| せん断応力比 τs/σ' | 0.332 | 0.318 | 0.336 | 0.345 | 0.349 | 0.336 | 0.291 | 0.304 | 0.180 | 0.376 | 0.181 | 0.277 |
| 過剰間隙水圧 Δu(kPa) | −6.7 | 9.5 | 18.6 | −4.1 | 10.9 | 14.2 | −1.5 | −0.1 | 11.4 | 10.4 | 0.0 | 18.0 |
| 過剰間隙水圧比 | −0.373 | 0.256 | 0.348 | −0.235 | 0.316 | 0.266 | −0.075 | −0.003 | 0.134 | 0.640 | 0.000 | 0.290 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 10 |
| 層厚(cm) | 12.19 |
| 含水比(%) | 14.11 |
| シリコンオイルの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.303 |
| γt(gf/cm3) | 1.487 |
| γsat(gf/cm3) | 1.797 |
| γsub(gf/cm3) | 0.837 |

## 表-5.4.1　加振前の模型の応力状態（Case15）

Case15 Step1

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 18.8 | 34.9 | 54.2 | 17.6 | 36.5 | 52.2 | 19.7 | 33.3 | 54.2 | 11.3 | 1.9 | 42.4 |
| センサーからの水位(cm) | 3.99 | 7.40 | 11.52 | 3.73 | 7.75 | 11.08 | 4.17 | 7.07 | 11.52 | 2.39 | 0.40 | 9.01 |
| センサーの位置(cm) | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 12.12 | 11.46 | 11.52 | 11.86 | 11.81 | 11.08 | 12.19 | 11.13 | 11.52 | 10.51 | 4.46 | 9.01 |
| 全上載圧σ(kPa) | 34.4 | 67.9 | 102.5 | 34.0 | 68.4 | 101.8 | 34.5 | 67.4 | 102.5 | 32.0 | 57.2 | 98.7 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 16.2 | 34.1 | 49.9 | 17.0 | 33.1 | 51.2 | 16.0 | 35.1 | 49.9 | 21.0 | 55.4 | 57.5 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 6.1 | 12.0 | 18.1 | 6.0 | 12.1 | 18.0 | 6.1 | 11.9 | 18.1 | 5.6 | 10.1 | 17.4 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.375 | 0.351 | 0.362 | 0.354 | 0.365 | 0.351 | 0.381 | 0.338 | 0.362 | 0.268 | 0.182 | 0.302 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 4.3 | 4.1 | 3.7 | 2.8 | 7.9 | 16.6 | 4.7 | 12.3 | 4.7 | 1.2 | 0.0 | 21.9 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.269 | 0.120 | 0.074 | 0.164 | 0.238 | 0.324 | 0.295 | 0.350 | 0.094 | 0.058 | 0.000 | 0.380 |

Case15 Step2

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 12.1 | 28.2 | 46.6 | 11.0 | 29.5 | 44.7 | 15.1 | 29.0 | 49.9 | 8.3 | 1.9 | 41.8 |
| センサーからの水位(cm) | 2.58 | 6.00 | 9.90 | 2.34 | 6.27 | 9.50 | 3.20 | 6.15 | 10.60 | 1.77 | 0.39 | 8.88 |
| センサーの位置(cm) | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 10.70 | 10.06 | 9.90 | 10.47 | 10.33 | 9.50 | 11.33 | 10.21 | 10.60 | 9.89 | 4.46 | 8.88 |
| 全上載圧σ(kPa) | 32.2 | 65.8 | 100.0 | 31.9 | 66.2 | 99.4 | 33.2 | 66.0 | 101.1 | 31.0 | 57.2 | 98.5 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 20.5 | 38.4 | 54.8 | 21.2 | 37.6 | 56.0 | 18.6 | 37.9 | 52.7 | 22.9 | 55.4 | 57.9 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 5.7 | 11.6 | 17.6 | 5.6 | 11.7 | 17.5 | 5.9 | 11.6 | 17.8 | 5.5 | 10.1 | 17.4 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.278 | 0.302 | 0.322 | 0.265 | 0.311 | 0.313 | 0.315 | 0.307 | 0.338 | 0.238 | 0.182 | 0.300 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 8.3 | 13.9 | 6.6 | 16.7 | 18.4 | 20.1 | 7.3 | 16.2 | 9.8 | 2.2 | 0.0 | 25.1 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.408 | 0.362 | 0.120 | 0.789 | 0.490 | 0.359 | 0.394 | 0.427 | 0.186 | 0.096 | 0.000 | 0.433 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 10 |
| 層厚(cm) | 12.19 |
| 含水比(%) | 13.92 |
| ｼﾘｺﾝｵｲﾙの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.286 |
| γt(gf/cm3) | 1.465 |
| γsat(gf/cm3) | 1.786 |
| γsub(gf/cm3) | 0.826 |

## 表-5.4.1　加振前の模型の応力状態（Case16、17）

Case16

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 12.6 | 28.2 | 47.7 | 9.8 | 27.9 | 43.2 | 9.1 | 24.6 | 45.1 | 3.7 | 18.1 | 34.8 |
| センサーからの水位(cm) | 2.67 | 6.00 | 10.13 | 2.08 | 5.92 | 9.17 | 1.93 | 5.22 | 9.58 | 0.79 | 3.84 | 7.40 |
| センサーの位置(cm) | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 | 8.12 | 4.06 | 0.00 |
| 地山からの水位(cm) | 10.79 | 10.06 | 10.13 | 10.20 | 9.99 | 9.17 | 10.05 | 9.28 | 9.58 | 8.91 | 7.90 | 7.40 |
| 全上載圧σ(kPa) | 32.3 | 65.5 | 100.0 | 31.4 | 65.4 | 98.5 | 31.2 | 64.4 | 99.1 | 29.5 | 62.3 | 95.9 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 20.1 | 38.1 | 53.7 | 21.9 | 38.4 | 56.7 | 22.4 | 40.5 | 55.4 | 25.9 | 44.8 | 62.1 |
| 初期せん断応力τs(kPa) | 5.7 | 11.6 | 17.6 | 5.5 | 11.5 | 17.4 | 5.5 | 11.3 | 17.5 | 5.2 | 11.0 | 16.9 |
| せん断応力比τs/σ' | 0.283 | 0.303 | 0.328 | 0.253 | 0.301 | 0.307 | 0.246 | 0.280 | 0.316 | 0.201 | 0.245 | 0.272 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | −6.5 | 9.4 | 4.2 | −3.3 | 2.5 | 9.2 | 2.2 | 17.1 | 7.7 | 0.0 | 13.7 | 25.0 |
| 過剰間隙水圧比 | −0.321 | 0.248 | 0.077 | −0.150 | 0.065 | 0.163 | 0.099 | 0.423 | 0.140 | 0.002 | 0.305 | 0.402 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 10 |
| 層厚(cm) | 12.19 |
| 含水比(%) | 15.17 |
| シリコンオイルの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.272 |
| γt(gf/cm3) | 1.465 |
| γsat(gf/cm3) | 1.777 |
| γsub(gf/cm3) | 0.817 |

Case17

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 79.5 | 69.1 | 57.3 | 31.2 | 7.8 | 59.0 | 43.5 | 38.1 | 40.5 | 28.3 | 17.2 | 21.3 |
| センサーからの水位(cm) | 16.88 | 14.68 | 12.16 | 6.62 | 1.67 | 12.54 | 9.25 | 8.09 | 8.61 | 6.01 | 3.65 | 4.51 |
| センサーの位置(cm) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 8.00 | 8.00 | 8.00 | 16.00 | 16.00 | 16.00 | 24.00 |
| 盛土下端からの水位(cm) | 16.88 | 14.68 | 12.16 | 6.62 | 1.67 | 20.54 | 17.25 | 16.09 | 24.61 | 22.01 | 19.65 | 28.51 |
| 上載土の厚さ(cm) | 30.00 | 24.51 | 17.51 | 10.50 | 3.50 | 22.00 | 22.00 | 16.51 | 14.00 | 14.00 | 14.00 | 6.00 |
| 全上載圧σ(kPa) | 239.3 | 196.9 | 143.4 | 84.9 | 27.4 | 175.8 | 170.4 | 129.7 | 112.9 | 108.7 | 104.8 | 49.7 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 159.8 | 127.8 | 86.1 | 53.8 | 19.6 | 116.7 | 126.9 | 91.7 | 72.3 | 80.3 | 87.6 | 28.5 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 56.3 | 10.4 | 48.9 | 40.3 | −1.3 | 38.6 | 0.0 | 15.0 | 8.2 | 30.1 | 14.1 | −4.8 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.352 | 0.081 | 0.568 | 0.749 | −0.064 | 0.331 | 0.000 | 0.164 | 0.113 | 0.375 | 0.161 | −0.169 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 35 |
| 盛土高(cm) | 30.00 |
| 含水比(%) | 14.01 |
| シリコンオイルの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.263 |
| γt(gf/cm3) | 1.440 |
| γsat(gf/cm3) | 1.771 |
| γsub(gf/cm3) | 0.811 |

## 表-5.4.1　加振前の模型の応力状態（Case18、19）

Case18 Step1

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 75.6 | 66.6 | 48.0 | 7.8 | 7.6 | 58.3 | 49.5 | 35.0 | 43.0 | 28.6 | 15.4 | 26.8 |
| センサーからの水位(cm) | 16.04 | 14.15 | 10.20 | 1.66 | 1.62 | 12.38 | 10.51 | 7.44 | 9.14 | 6.08 | 3.26 | 5.69 |
| センサーの位置(cm) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 8.00 | 8.00 | 8.00 | 16.00 | 16.00 | 16.00 | 24.00 |
| 盛土下端からの水位(cm) | 16.04 | 14.15 | 10.20 | 1.66 | 1.62 | 20.38 | 18.51 | 15.44 | 25.14 | 22.08 | 19.26 | 29.69 |
| 上載土の厚さ(cm) | 30.00 | 24.51 | 17.51 | 10.50 | 3.50 | 22.00 | 22.00 | 16.51 | 14.00 | 14.00 | 14.00 | 6.00 |
| 全上載圧σ(kPa) | 240.1 | 197.8 | 141.4 | 77.8 | 27.6 | 177.1 | 174.1 | 129.9 | 114.7 | 109.8 | 105.4 | 51.9 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 164.6 | 131.2 | 93.4 | 70.0 | 20.0 | 118.8 | 124.6 | 94.9 | 71.6 | 81.2 | 90.0 | 25.2 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 45.7 | 19.0 | 57.3 | 2.0 | 0.3 | 46.5 | 46.5 | 38.3 | 7.5 | 34.8 | 19.8 | −3.4 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.278 | 0.145 | 0.613 | 0.028 | 0.013 | 0.391 | 0.373 | 0.403 | 0.105 | 0.429 | 0.220 | −0.137 |

Case18 Step2

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 75.3 | 67.0 | 48.9 | 8.4 | 7.6 | 57.4 | 49.9 | 34.7 | 39.5 | 29.9 | 17.0 | 25.5 |
| センサーからの水位(cm) | 15.99 | 14.23 | 10.38 | 1.78 | 1.62 | 12.18 | 10.60 | 7.37 | 8.39 | 6.35 | 3.60 | 5.42 |
| センサーの位置(cm) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 8.00 | 8.00 | 8.00 | 16.00 | 16.00 | 16.00 | 24.00 |
| 盛土下端からの水位(cm) | 15.99 | 14.23 | 10.38 | 1.78 | 1.62 | 20.18 | 18.60 | 15.37 | 24.39 | 22.35 | 19.60 | 29.42 |
| 上載土の厚さ(cm) | 30.00 | 24.51 | 17.51 | 10.50 | 3.50 | 22.00 | 22.00 | 16.51 | 14.00 | 14.00 | 14.00 | 6.00 |
| 全上載圧σ(kPa) | 240.1 | 197.9 | 141.7 | 78.0 | 27.6 | 176.8 | 174.3 | 129.8 | 113.5 | 110.3 | 105.9 | 51.5 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 164.7 | 130.9 | 92.9 | 69.6 | 20.0 | 119.4 | 124.3 | 95.1 | 74.0 | 80.4 | 89.0 | 26.0 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 67.3 | 33.0 | 62.4 | 3.9 | −0.5 | 50.9 | 61.2 | 55.1 | 21.3 | 50.1 | 41.7 | −2.1 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.408 | 0.252 | 0.672 | 0.056 | −0.027 | 0.427 | 0.492 | 0.579 | 0.288 | 0.623 | 0.468 | −0.081 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 35 |
| 盛土高(cm) | 30.00 |
| 含水比(%) | 14.14 |
| ｼﾘｺﾝｵｲﾙの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.279 |
| γt(gf/cm3) | 1.460 |
| γsat(gf/cm3) | 1.782 |
| γsub(gf/cm3) | 0.822 |

Case19

| | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 | P10 | P11 | P12 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 加振前の静水圧(kPa) | 76.6 | 69.4 | 55.6 | 36.7 | 4.7 | 57.6 | 50.2 | 36.1 | 39.7 | 28.0 | 13.4 | 25.7 |
| センサーからの水位(cm) | 16.26 | 14.74 | 11.82 | 7.78 | 1.01 | 12.23 | 10.65 | 7.66 | 8.44 | 5.95 | 2.85 | 5.46 |
| センサーの位置(cm) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 8.00 | 8.00 | 8.00 | 16.00 | 16.00 | 16.00 | 24.00 |
| 盛土下端からの水位(cm) | 16.26 | 14.74 | 11.82 | 7.78 | 1.01 | 20.23 | 18.65 | 15.66 | 24.44 | 21.95 | 18.85 | 29.46 |
| 上載土の厚さ(cm) | 30.00 | 24.51 | 17.51 | 10.50 | 3.50 | 22.00 | 22.00 | 16.51 | 14.00 | 14.00 | 14.00 | 6.00 |
| 全上載圧σ(kPa) | 241.9 | 199.9 | 144.8 | 87.9 | 26.9 | 177.9 | 175.4 | 131.1 | 114.2 | 110.4 | 105.6 | 51.8 |
| 有効上載圧σ'(kPa) | 165.3 | 130.5 | 89.1 | 51.3 | 22.1 | 120.3 | 125.3 | 95.0 | 74.5 | 82.3 | 92.2 | 26.1 |
| 過剰間隙水圧Δu(kPa) | 49.0 | 20.3 | 48.3 | 57.0 | 1.2 | 21.6 | 52.0 | 31.3 | 0.2 | 30.1 | 33.3 | −11.8 |
| 過剰間隙水圧比 | 0.297 | 0.156 | 0.542 | 1.112 | 0.053 | 0.180 | 0.415 | 0.329 | 0.003 | 0.365 | 0.361 | −0.453 |

| | |
|---|---|
| 斜面の傾斜(°) | 35 |
| 盛土高(cm) | 30.00 |
| 含水比(%) | 14.22 |
| ｼﾘｺﾝｵｲﾙの密度(g/cm3) | 0.960 |
| ρs(g/cm3) | 2.684 |
| γd(gf/cm3) | 1.290 |
| γt(gf/cm3) | 1.473 |
| γsat(gf/cm3) | 1.788 |
| γsub(gf/cm3) | 0.828 |

5.4.3　加振後の模型の変形状況

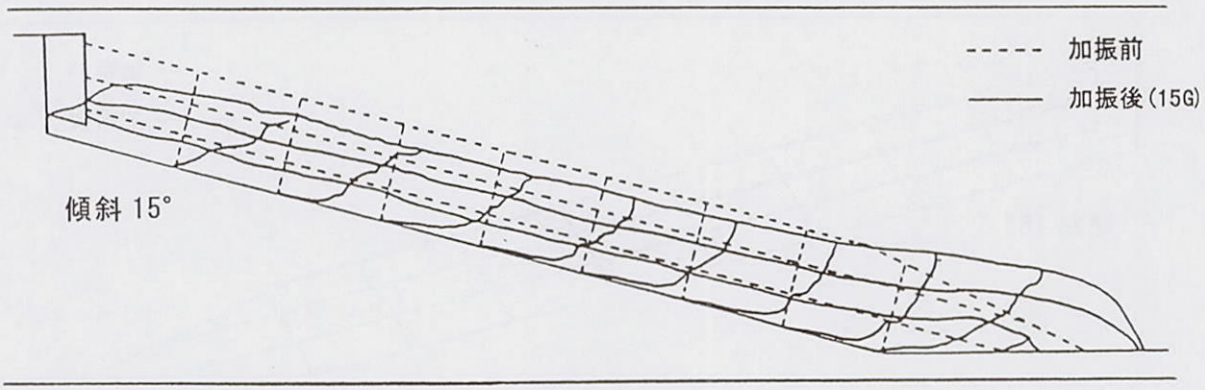
ケース 1～19 の最終加振後の変形状況を図-**5.4.2**、写真-**5.4.1** に、また、地盤内に設置したビーズ玉の変位ベクトルを図-**5.4.3** に示す。変位ベクトルは、地盤作成時および解体時にビーズ玉の位置をメジャーで手計測して求めた。

単純斜面では、傾斜が急で密度の緩いケース 1、2、6、7（傾斜 15°）、13（傾斜 10°）が大きく変形した。これらいずれのケースにおいても、最下層の層厚 1～2cm の範囲においてすべり層が生じている。傾斜が 15°のケースは、初期せん断応力比を単純斜面として求めると、飽和前の状態で 0.27、全層飽和した状態で 0.60 であり、常時であってもかなり大きなせん断力が作用している状態にある。傾斜が 15°の場合、他の条件は同じで加振加速度を変化させたケース 1 と 2、水位（初期せん断応力比）を変化させたケース 2 と 6 をそれぞれ比べると、いずれも変形が大きく、変位量に有意な差が見られなかった。一方、傾斜が 15°と急であっても、締固め度が高いケース 5 は変形が小さく、せん断変形は深さ方向にほぼ一様に生じた。

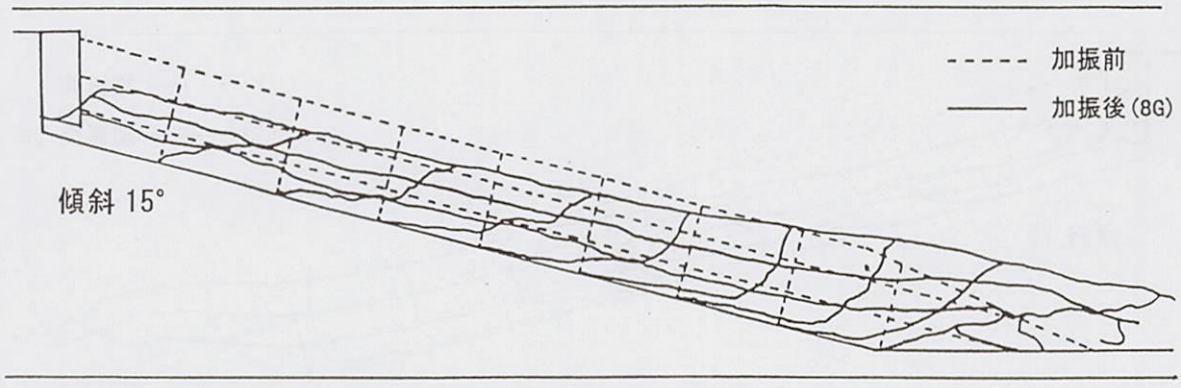
同じく単純斜面で、傾斜が緩いケース 3、4、8～10（傾斜 5°）、11（傾斜 2.5°）では、加振波数の多いケース 9 を除いて変形は小さかった。ケース 8～11 の斜面下端は、模型の制約上、傾斜が急になっているため、斜面中段と比べて変形は大きかった。一方、ケース 3、4 は、斜面下端の地山が水平であるため、せん断変形は土槽の長手方向にほぼ同量程度生じた。傾斜が緩いケースは、密度が低かったにもかかわらず変形量が小さかったが、地山と斜面の境界に近い層に相対的に大きく生じている。ケース 10 は、地表面から深さ 40mm の位置に厚さ 5mm 程度のシルト層を敷いたが、シルト層付近に変形が集中する様子は観察されなかった。

ケース 14～16 は、傾斜 10° の単純斜面で、斜面下端のドレーンの大きさを変えて実験を行った。ドレーン部の小さいケース 14 では、浸透中にのり先破壊が生じ、加振による変形は小さかった。ビーズ玉のベクトル図（図-5.4.3）を見るとよくわかるように、変位量は斜面下流側ほど大きく生じている。ドレーン部を大きくしたケース 15 は、斜面の下端がせき止められるように変形が生じた。ドレーン部はほとんど変形しなかったため、他のケースのような地山に近い部分の変形集中は見られなかった。ドレーンを地山部に設けたケース 16 は、地山との境界付近に、せん断変形が集中するすべり層が観察された。ただし、斜面下端に不飽和層が残ったため、その部分の変形は小さかった。斜面下端は、不飽和部の上に飽和した上部の地盤が盛り上がるように変形している。ケース 14～16 の結果から、排水ドレーンを十分に大きくしていれば、加振時にドレーンの剛性が発揮されて、斜面の全体変形は足元で抑えられることが分かった。

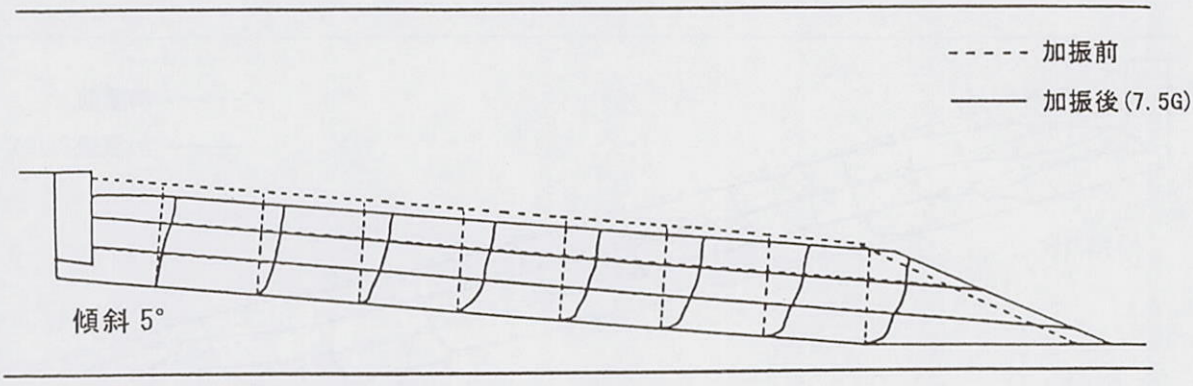
片盛土のケース 17～19 は、ケース 14～16 と同じく、のり先の排水ドレーンの大きさを変えて実験を行った。いずれのケースも変形は水位線付近で大きく生じており、全体として大きな円弧を描くように変形している。ドレーンの小さいケース 17 は、のり先付近の水位が高く、浸透中も多少変形し、また、加振後も変形が継続する様子が見られた。ドレーンの大きいケース 18 は変形が小さく、のり先で抑えられていることがわかる。ケース 19 は、盛土本体にドレーンがないため、もっとも大きく、深く変形が生じた。ケース 17～19 の結果は、ケース 14～16 と同様に、のり先ドレーンが地震時の変形抑制に効果的であることを示している。



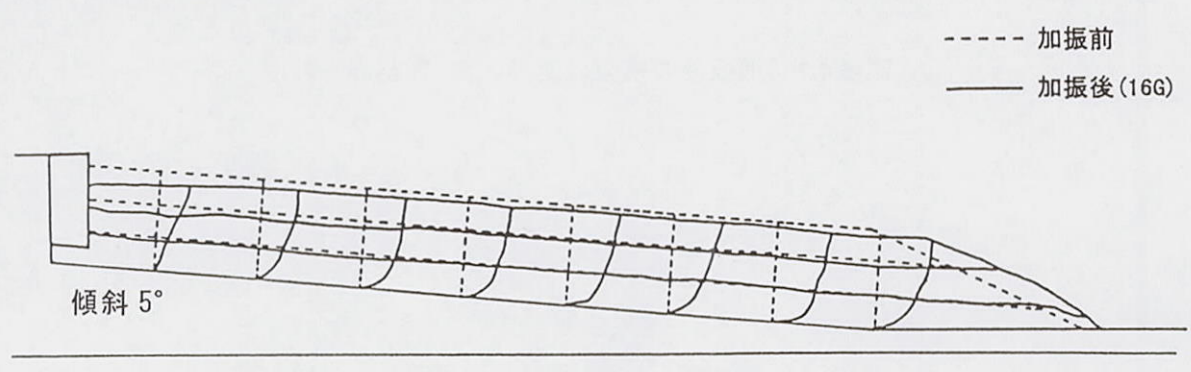

Case1




Case2

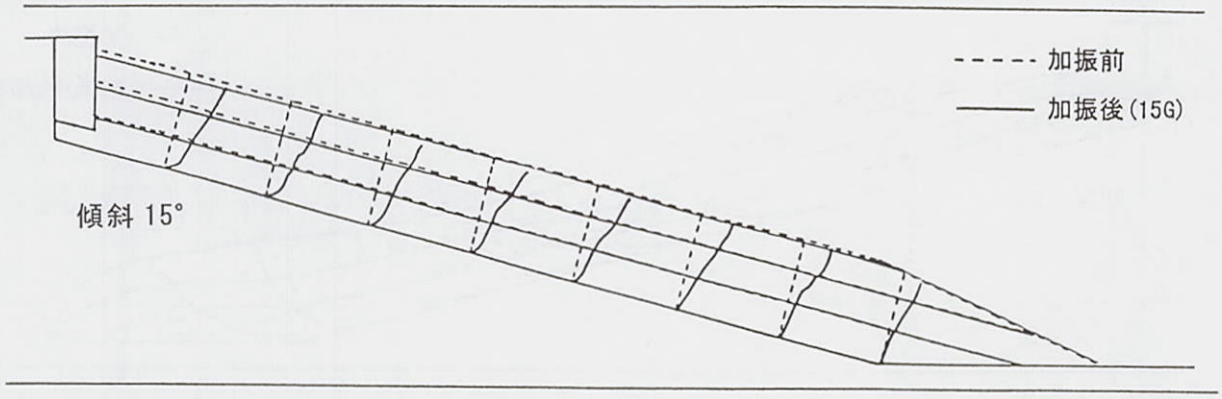



Case3

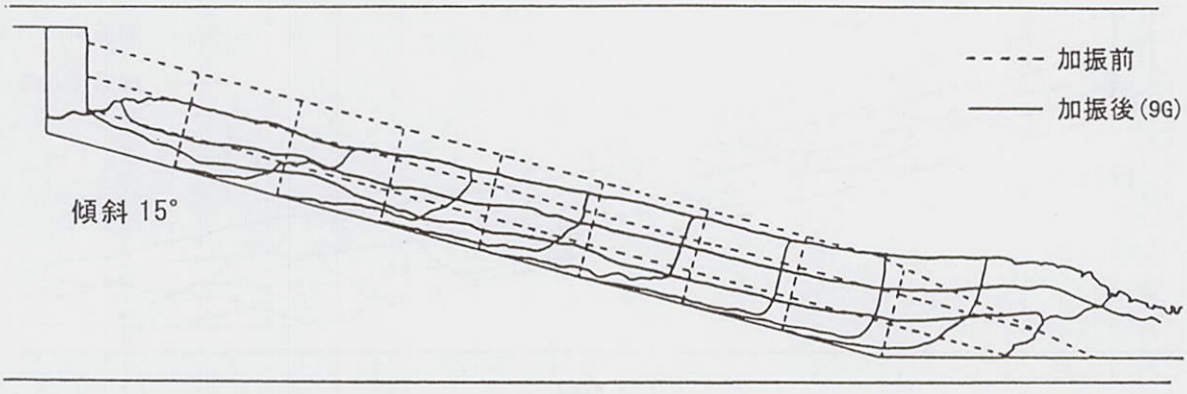



Case4

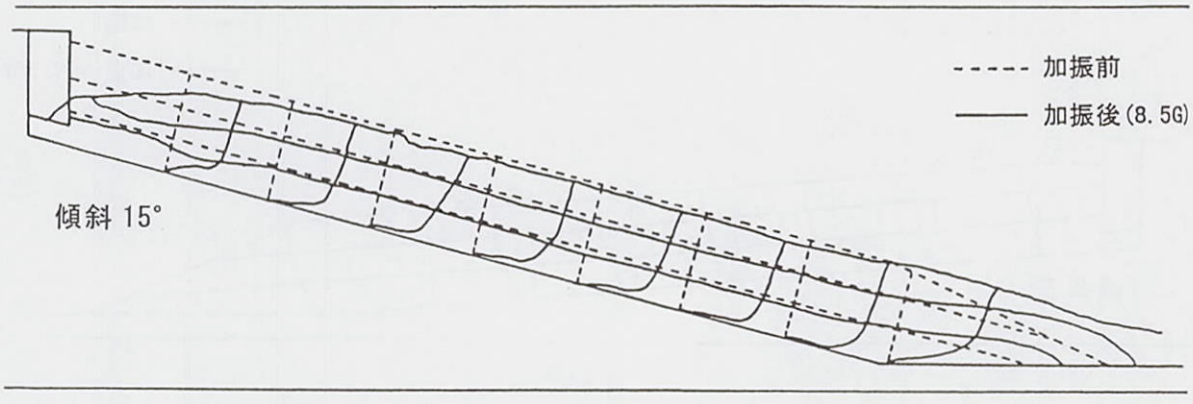
図-5.4.2　加振後の模型の変形状況（Case1～4）




Case5

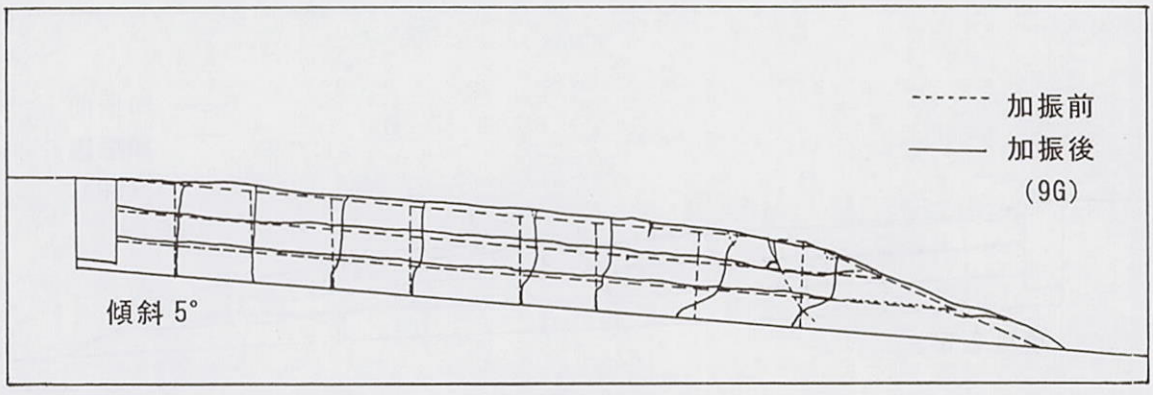



Case6

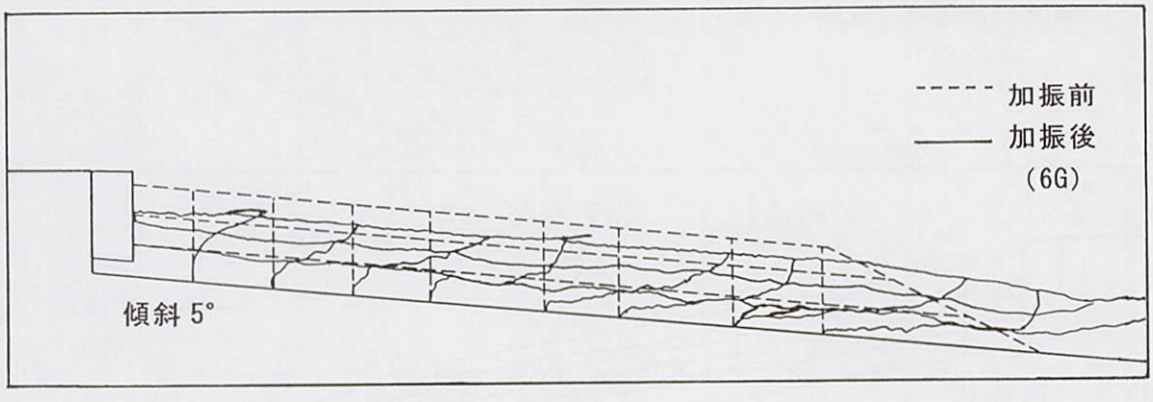



Case7

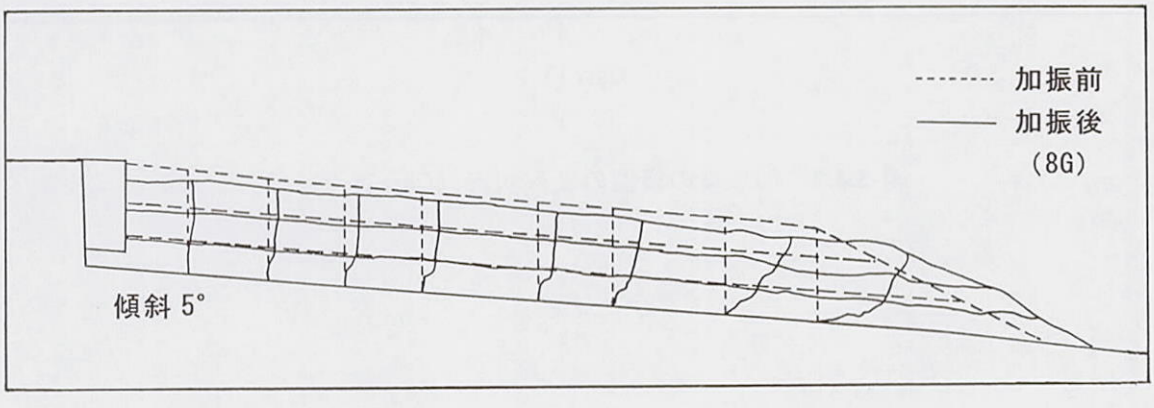
図-5.4.2　加振後の模型の変形状況（Case5～7）




Case8

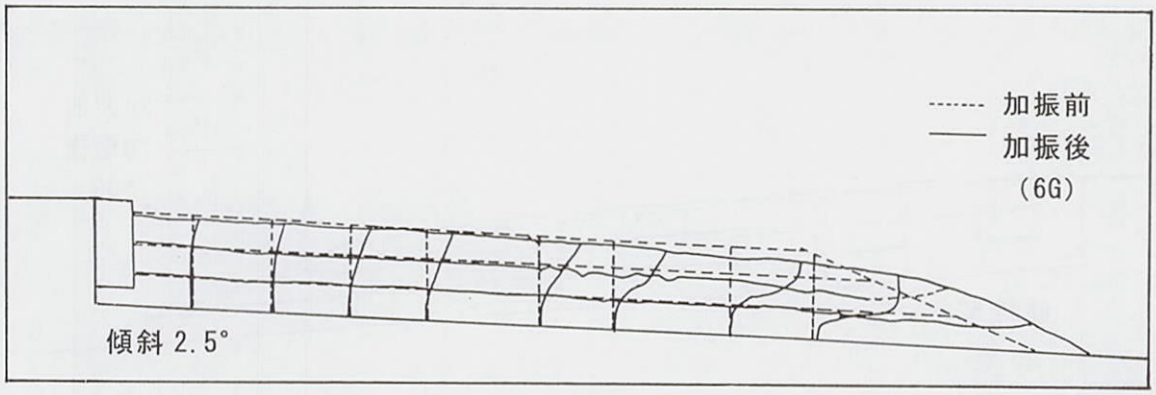



Case9



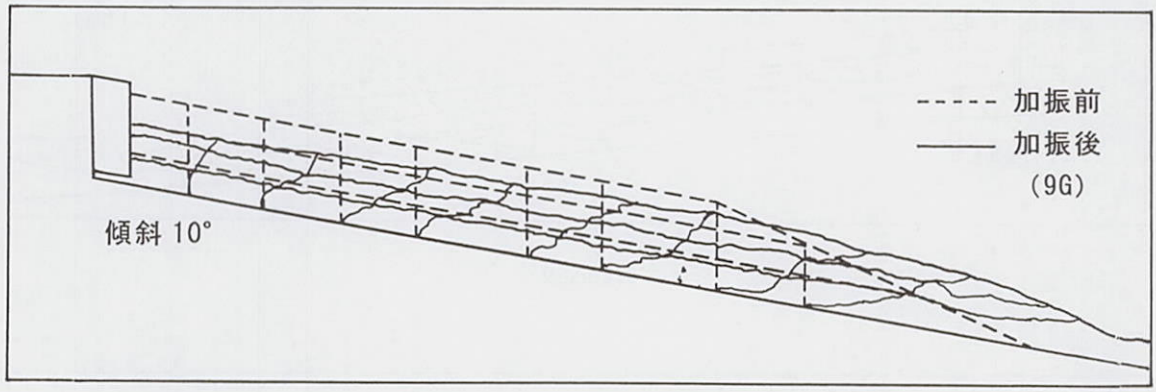

Case10

図-5.4.2　加振後の模型の変形状況（Case8～10）



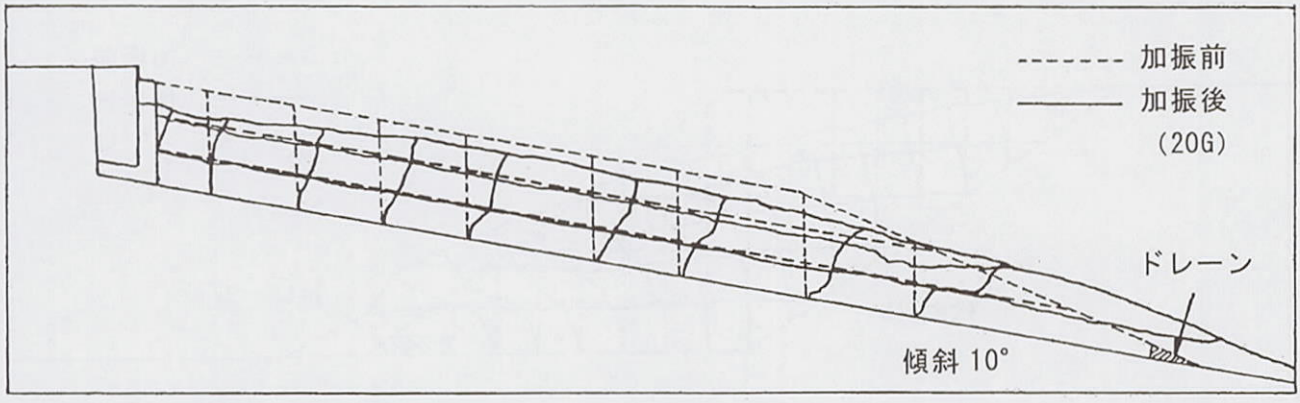

Case11

・Case12 は浸透中に破壊

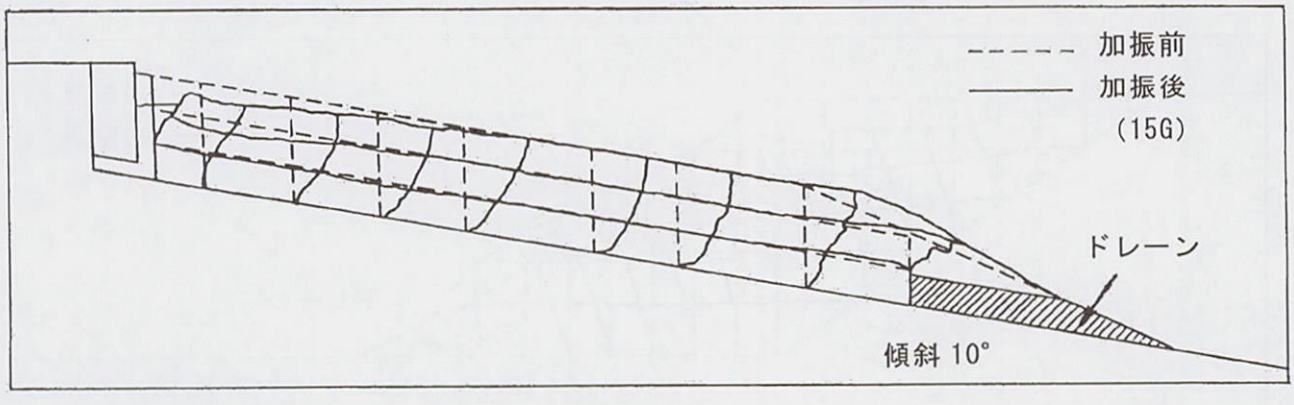



Case13

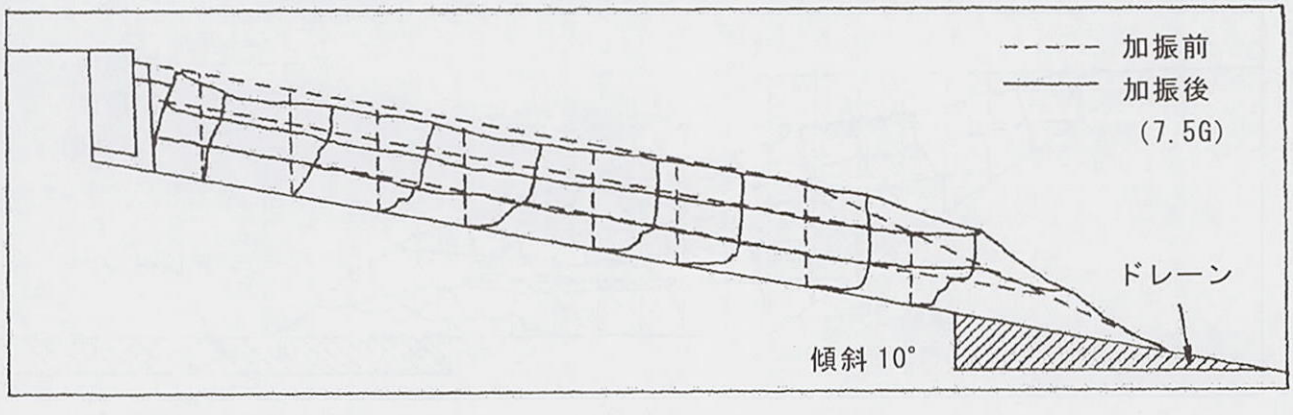
図-5.4.2　加振後の模型の変形状況（Case11～13）




Case14

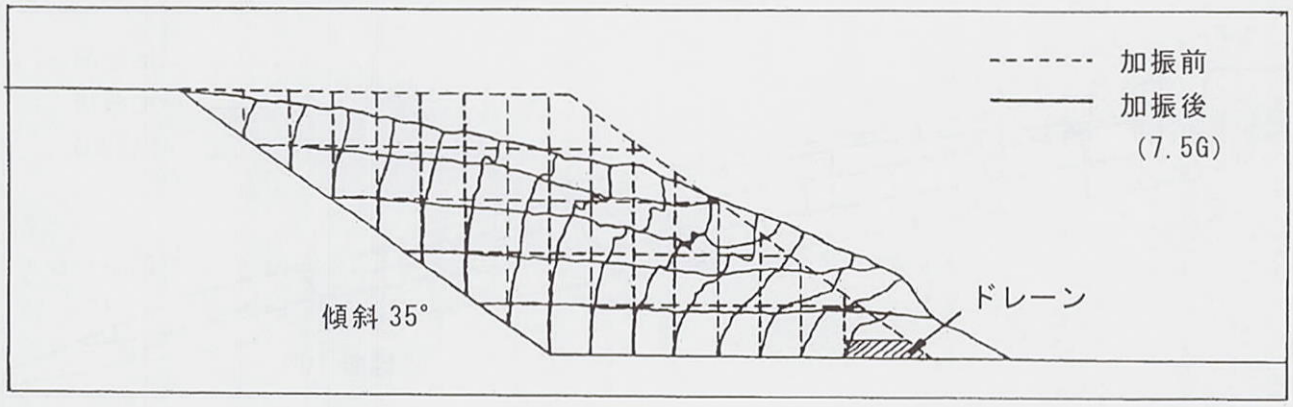



Case15

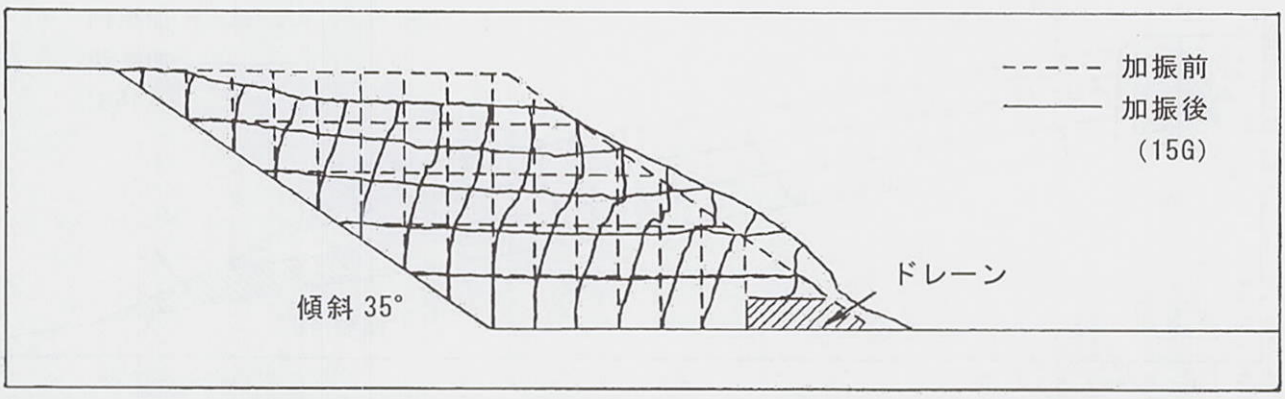



Case16

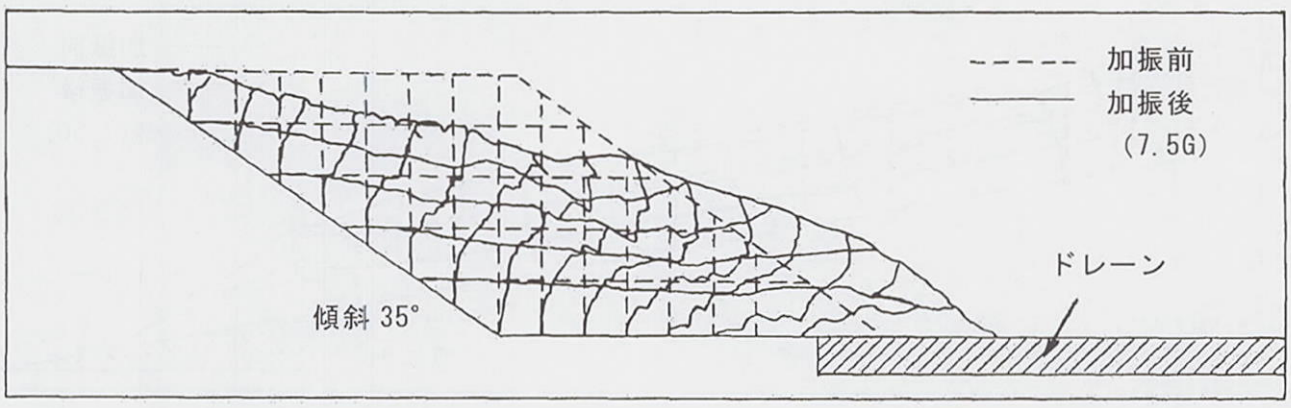
図-5.4.2　加振後の模型の変形状況（Case14～16）




Case17

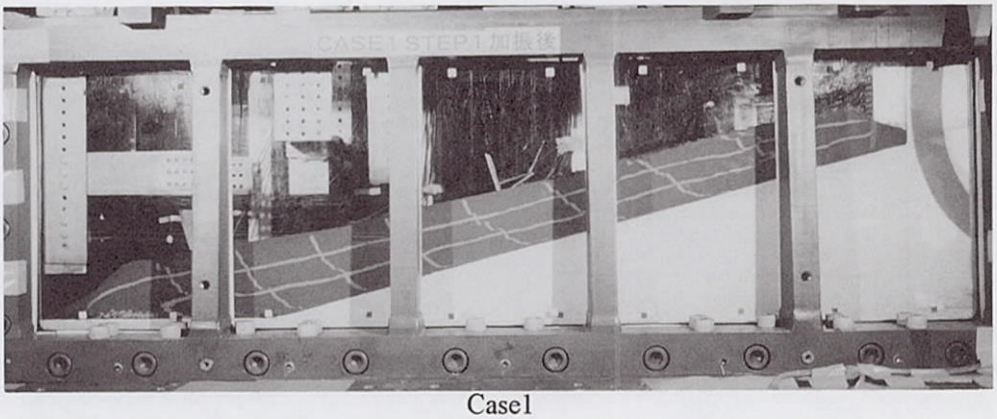



Case18

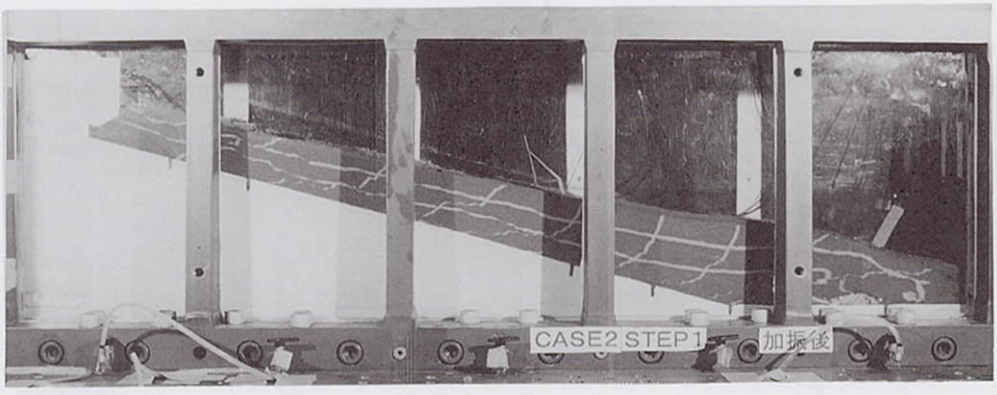



Case19

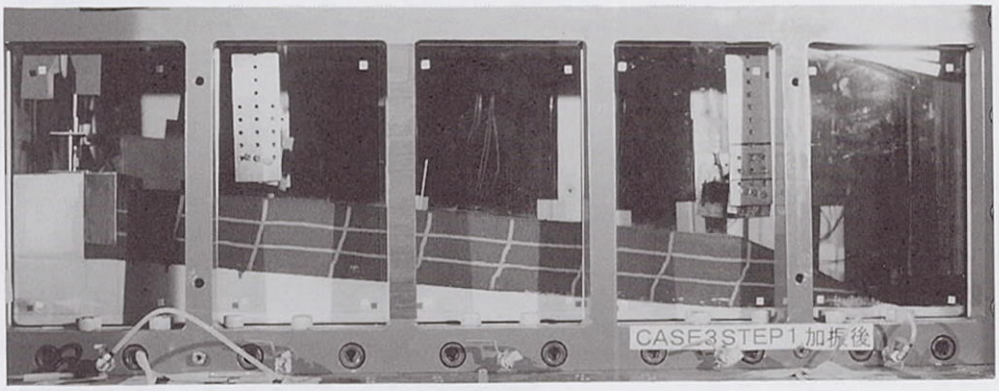
図-5.4.2　加振後の模型の変形状況（Case17～19）



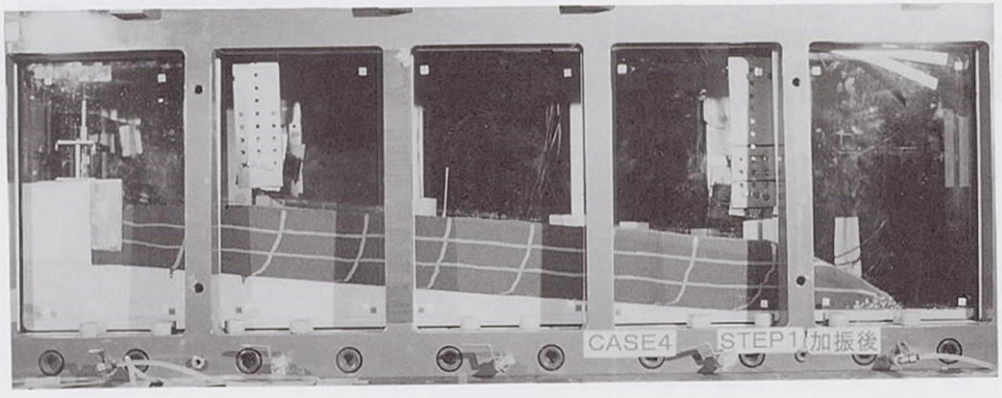

Case1




Case2

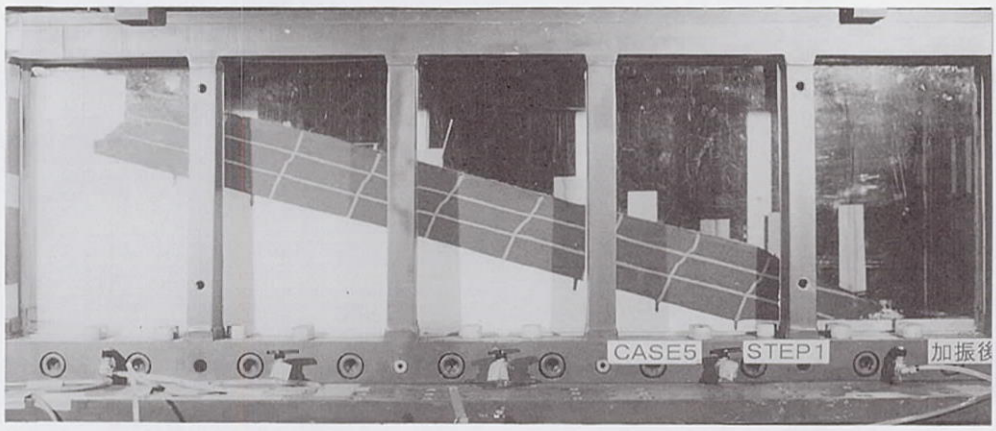



Case3

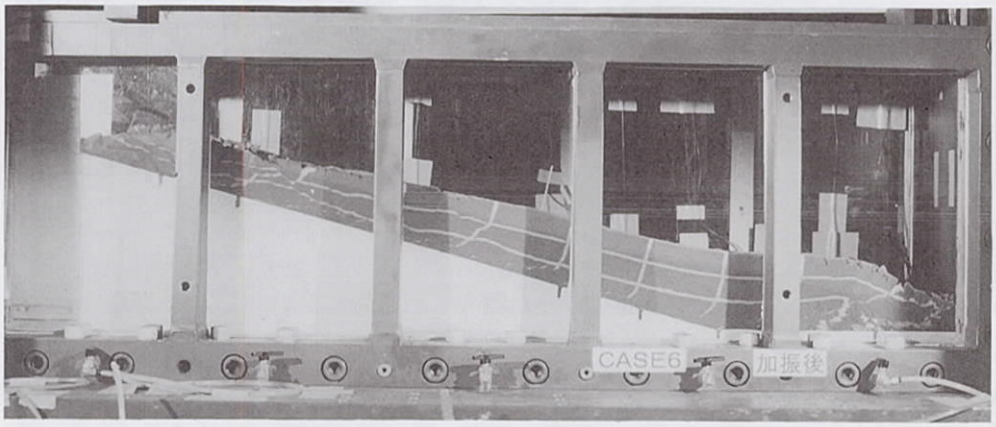



Case4

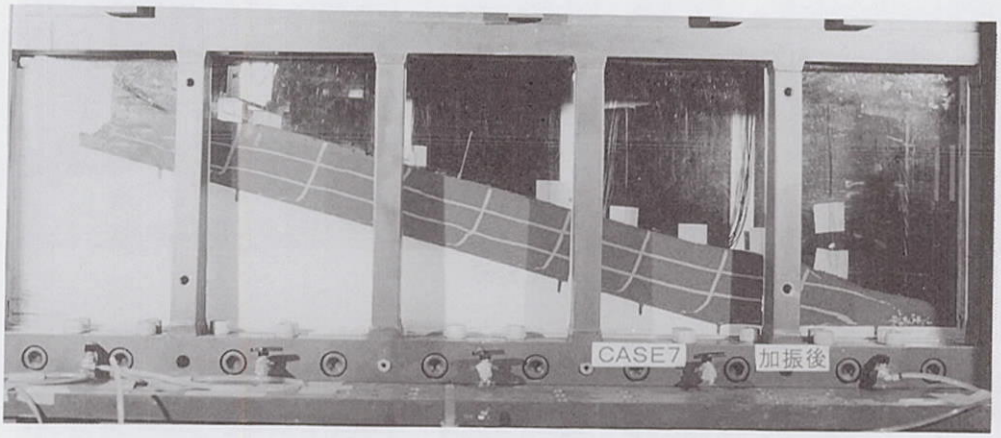
写真-**5.4.1**　加振後の模型の変形状況（Case1～4）




Case5

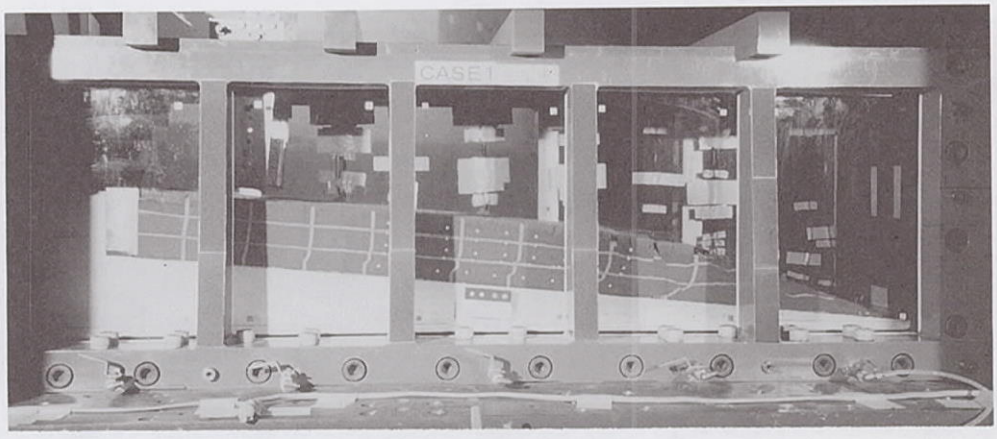



Case6

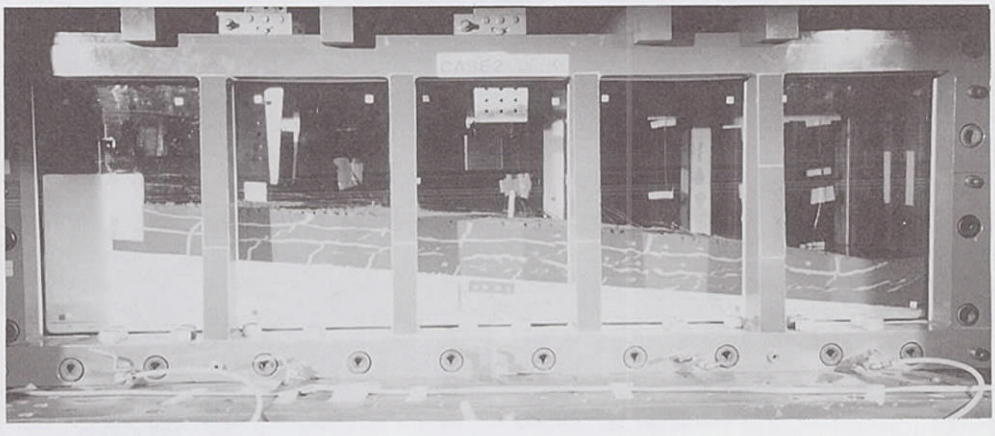



Case7

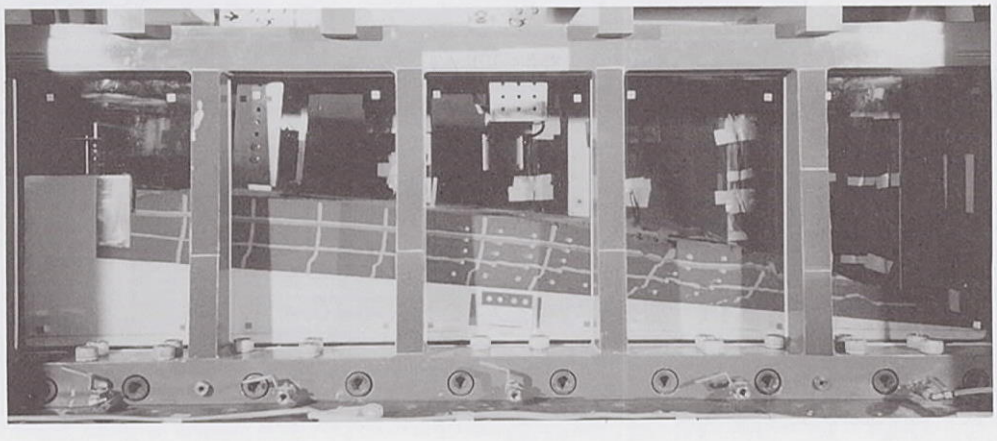
写真-5.4.1　加振後の模型の変形状況（Case5～7）



Case8

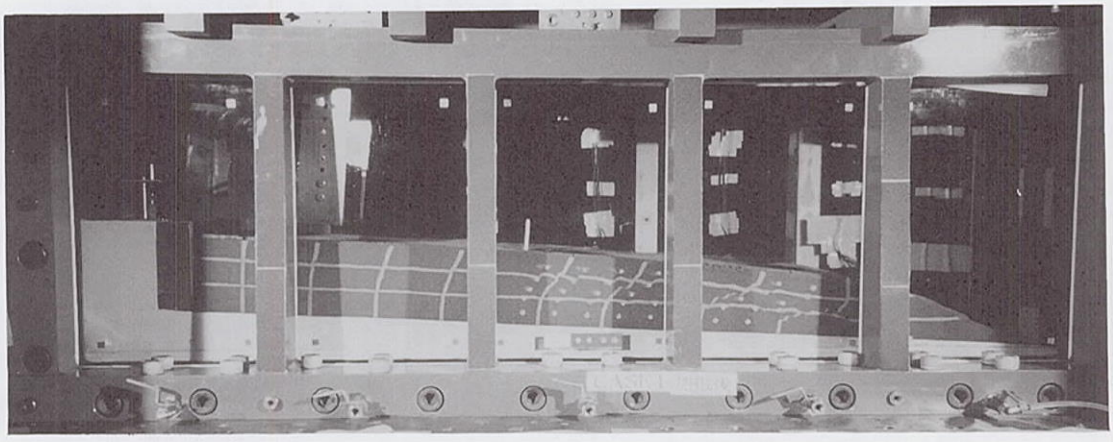


Case9



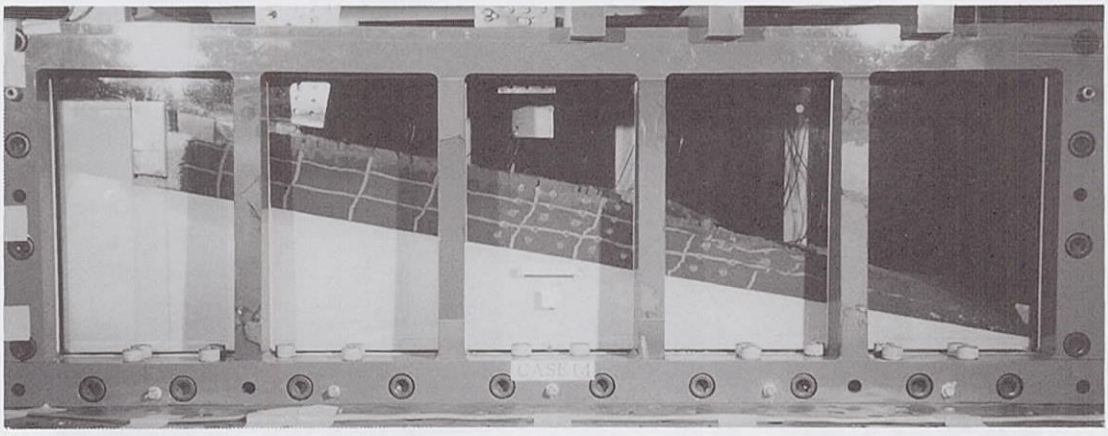
Case10

写真-5.4.1　加振後の模型の変形状況（Case8～10）



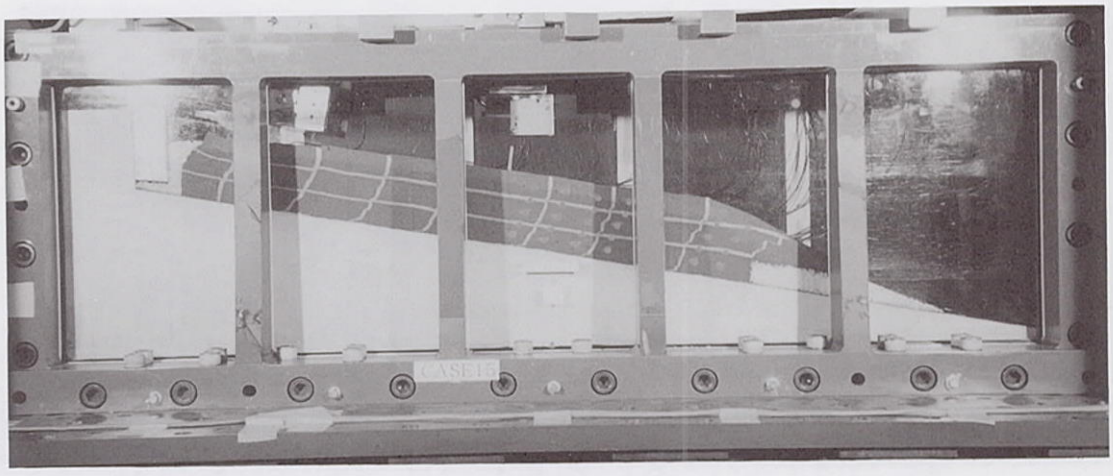
Case11

- Case12 は浸透中に破壊
- Case13 は写真なし

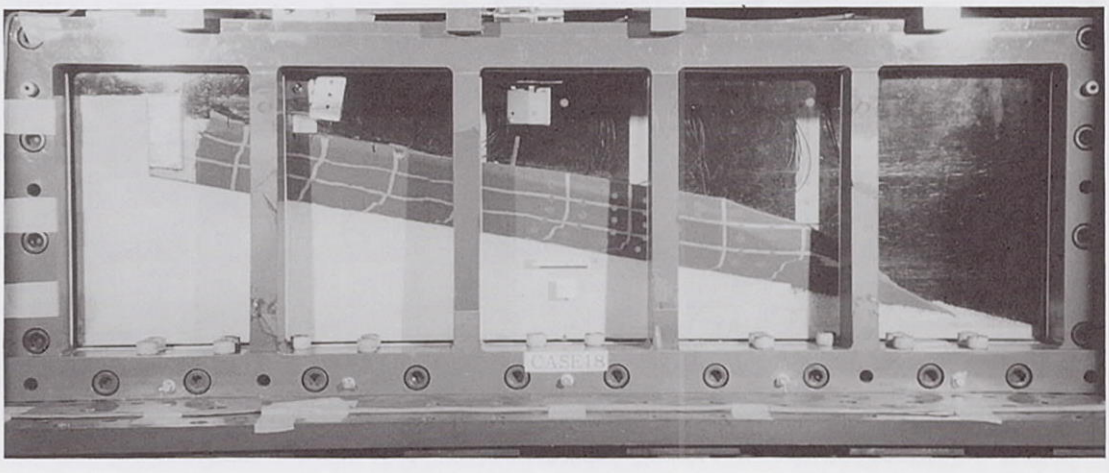


Case14

写真-5.4.1　加振後の模型の変形状況（Case11, 14）

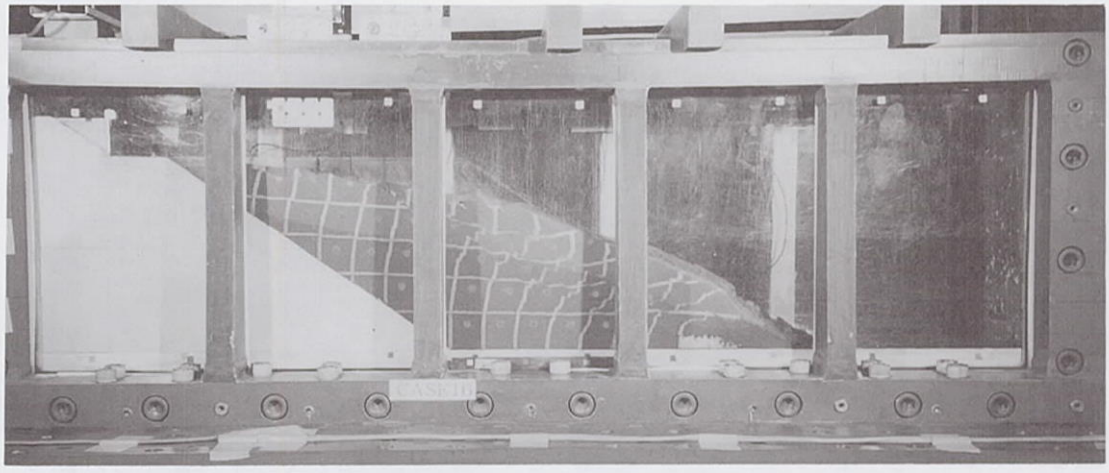


Case15

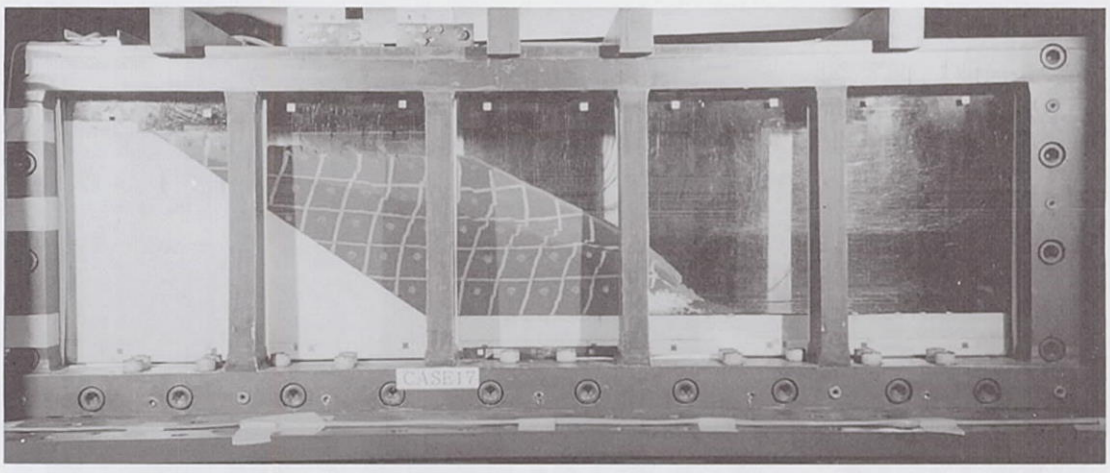


Case16

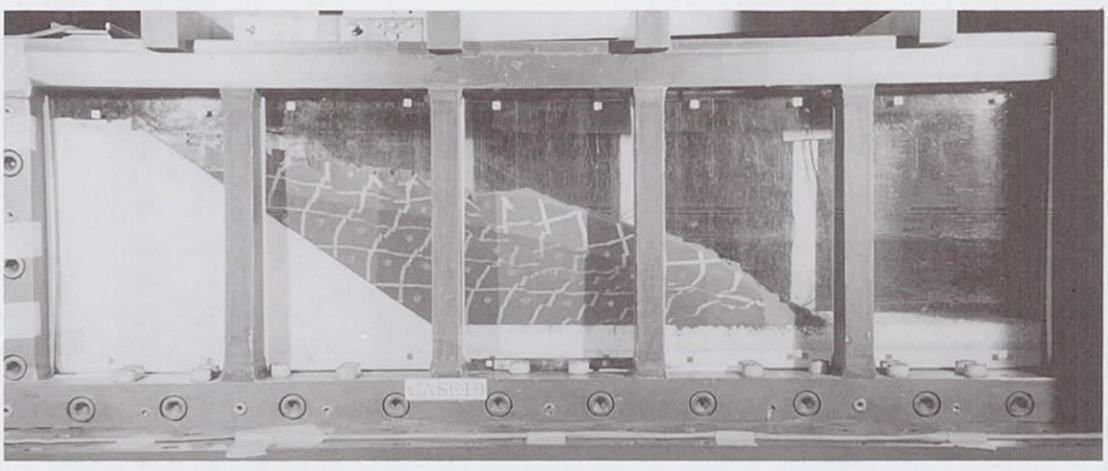
写真-**5.4.1**　加振後の模型の変形状況（Case15, 16）



Case17

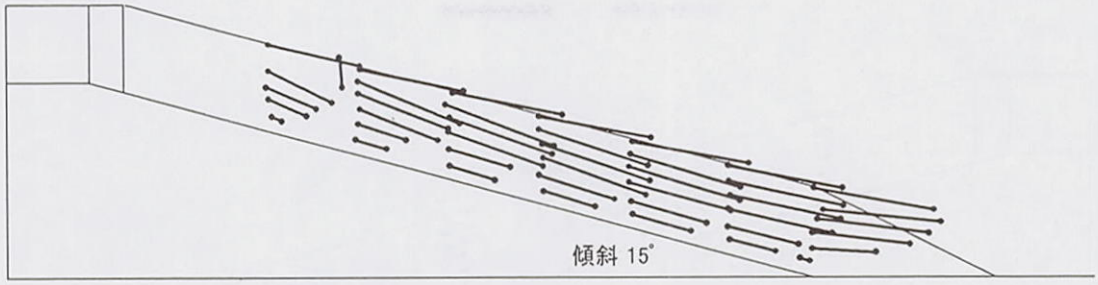


Case18

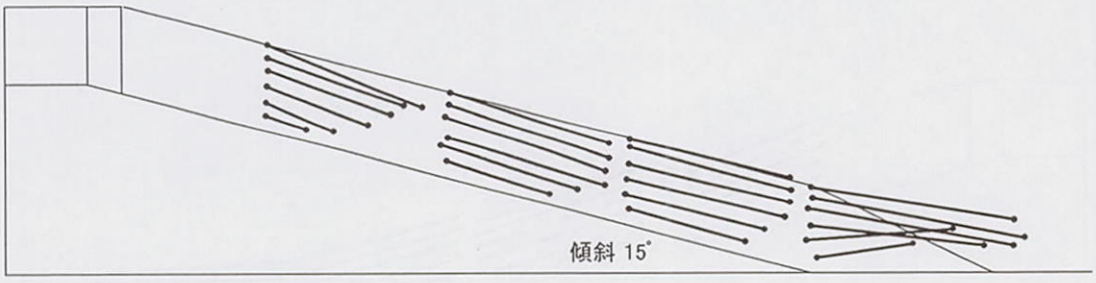


Case19

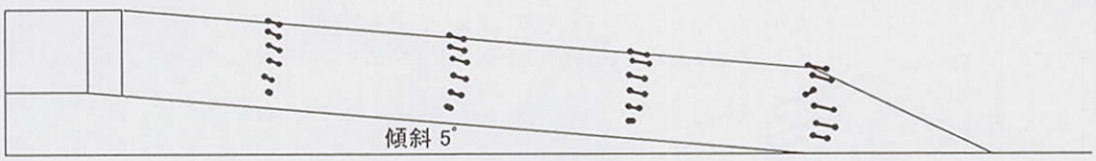
写真-5.4.1　加振後の模型の変形状況（Case17～19）



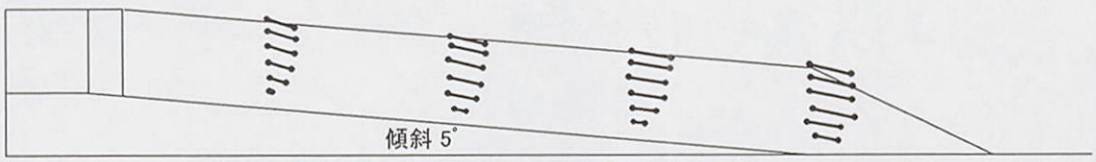

Case1




Case2

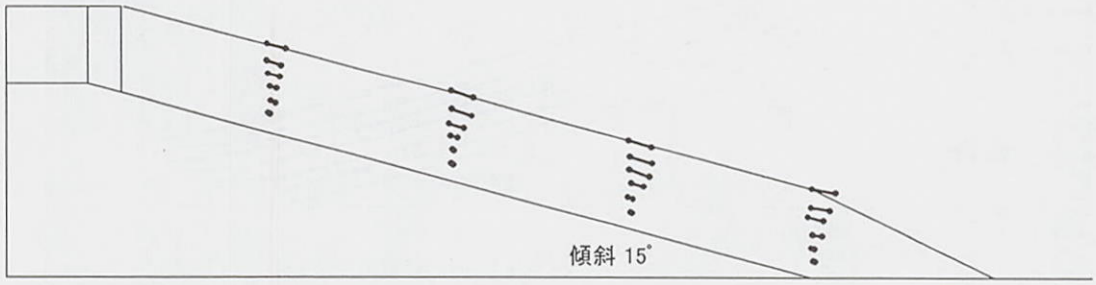



Case3

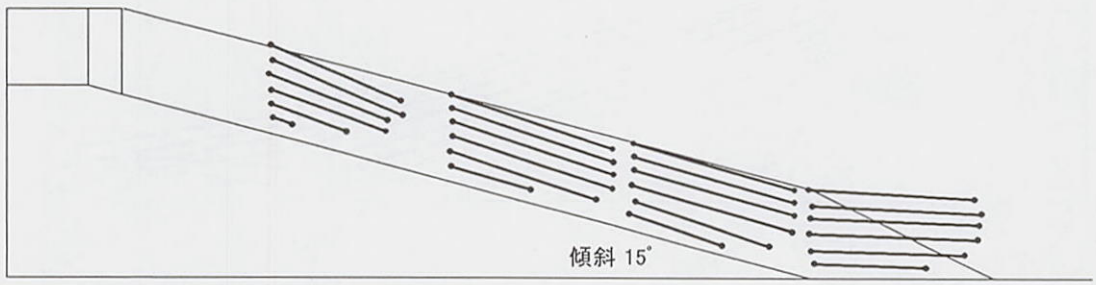



Case4

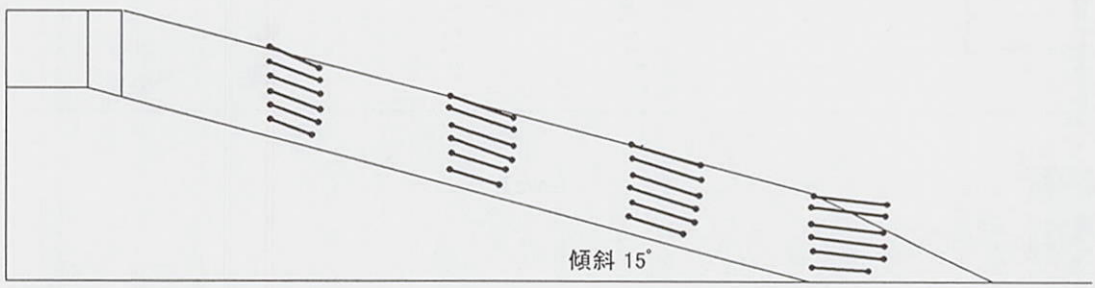
図-5.4.3　ビーズ玉による地盤変位ベクトル（Case1～4）




Case5

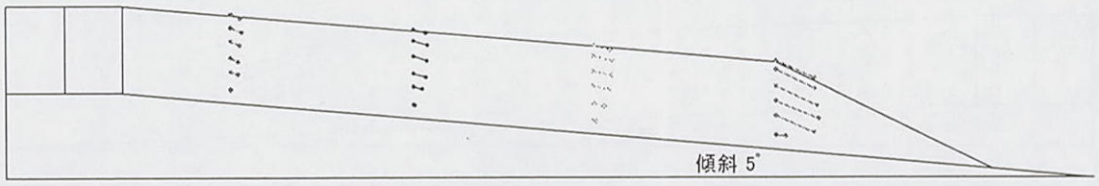



Case6

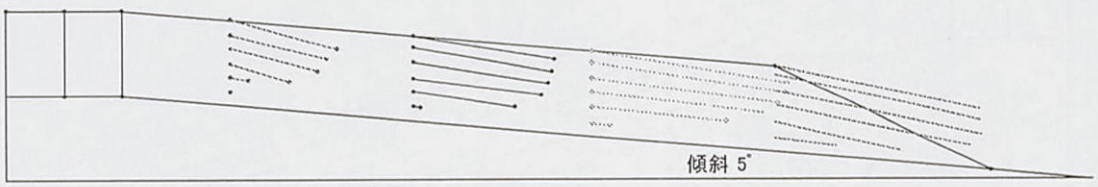



Case7

図-5.4.3　ビーズ玉による地盤変位ベクトル（Case5～7）




Case8

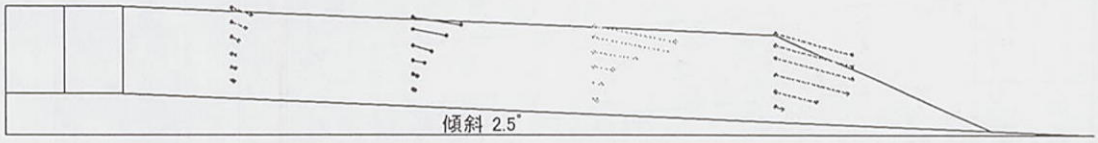



Case9

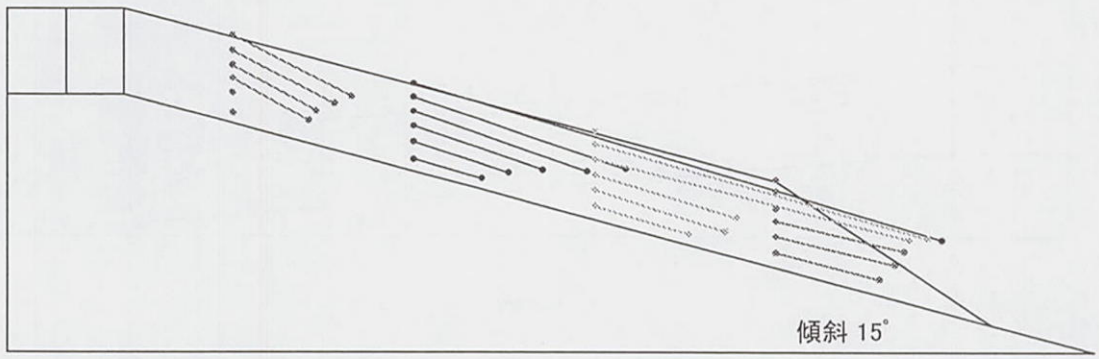



Case10

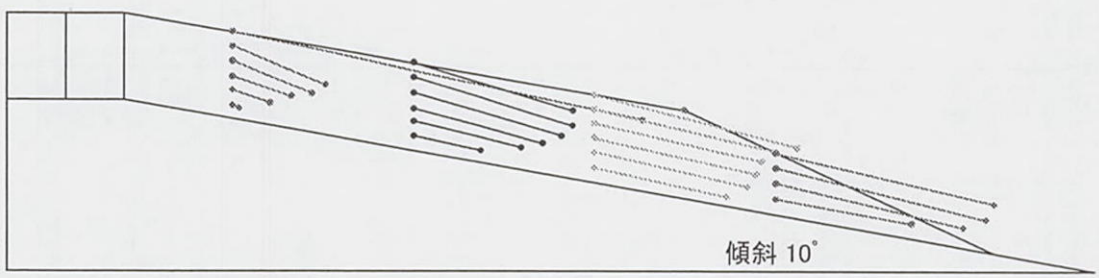
図-5.4.3　ビーズ玉による地盤変位ベクトル（Case8～10）




Case11

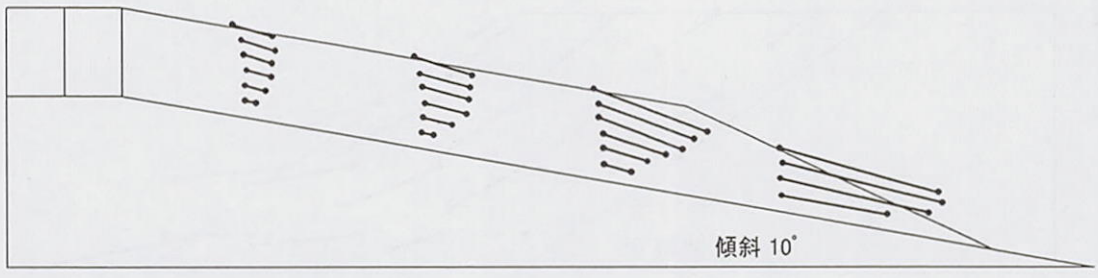



Case12

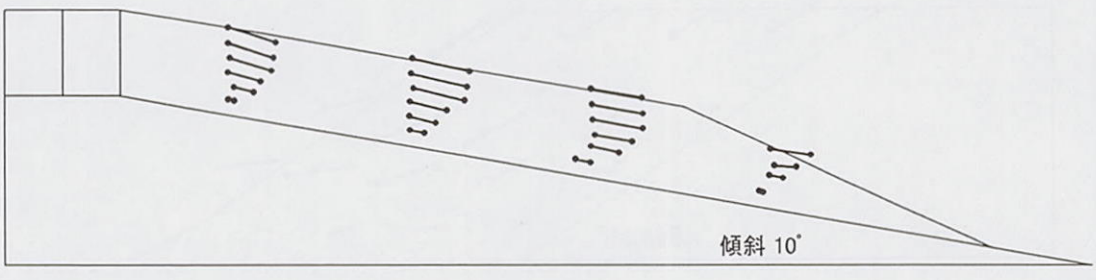



Case13

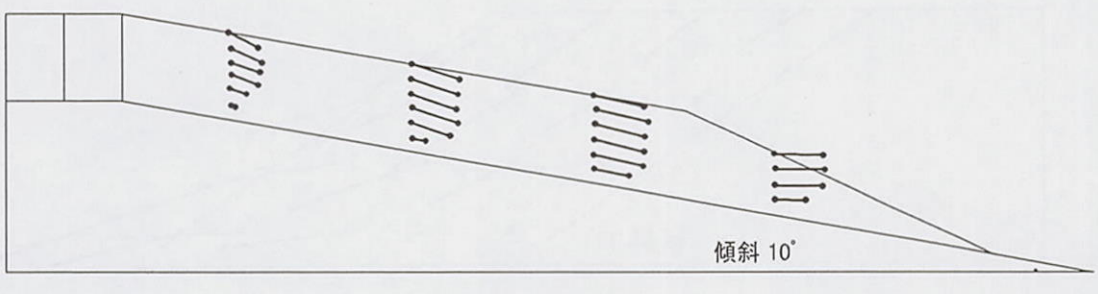
図-5.4.3　ビーズ玉による地盤変位ベクトル（Case11～13）




Case14

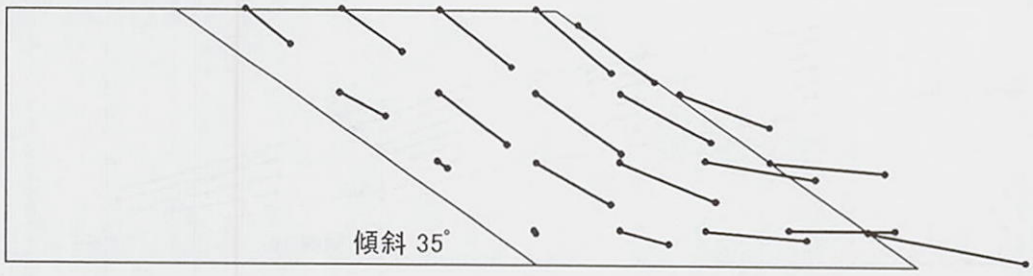



Case15

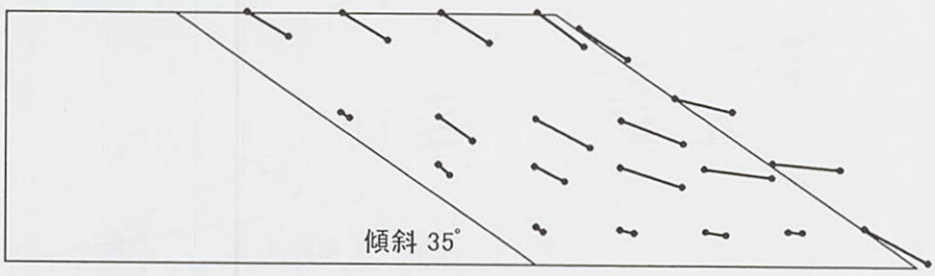



Case16

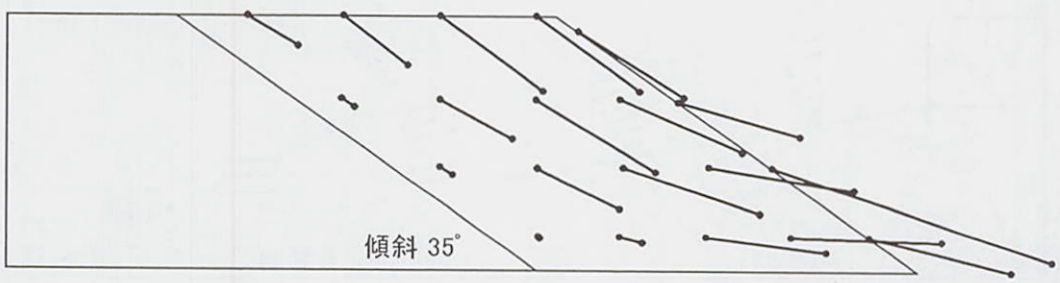
図-5.4.3　ビーズ玉による地盤変位ベクトル（Case14～16）




Case17




Case18




Case19

図-5.4.3　ビーズ玉による地盤変位ベクトル（Case17～19）

### 5.4.4　締固め密度と残留変位量（単純斜面）

単純斜面のケース 1～16 について、締固め度と最終加振後の残留変位量の関係を図**-5.4.4**、その数値データを表**-5.4.2** に示す。ここで、残留変位量は、模型作成時および解体時に、図中に（×）で示す箇所のビーズ玉位置をメジャーで手計測した値である。ただし、ケース 14、15 については、1 ステップ目の 7.5G 加振後の残留変位量をプロットした。また、ケース 14 は、加振前にのり先が浸透破壊したため、参考値とした。

傾斜が 10°、15°のケースに着目すると、斜面が密なほど残留変位量が小さいことがわかる。また、かっこ内に示した加振加速度は 8～15G の幅があるにもかかわらず、密度と残留変位量には良い相関が見られることから、傾斜が急なケースに関しては、残留変位量は加振力の大きさよりもむしろ斜面密度に大きく影響されるという結果が得られた。また、ドレーンを大きくしたケース 15 は、5.4.3 で述べたとおり、ドレーンが変形を抑制したことから残留変位量は小さかった。ドレーンを地山に設けたケース 16 は、加振後も変形が続いていたが、のり先に不飽和部が残っていたことから、大変形には至らなかった。

傾斜が 2.5°、 5°のケースは、密度が低い場合でも変位量は小さかった。傾斜が緩いケースは初期せん断応力が小さく、大きな変形は生じなかったと考えられる。単純斜面が全層飽和した状態におけるせん断応力比は、締固め度 $D$ が 80%の場合、2.5°、 5°、10°、 15°斜面でそれぞれ 0.10、0.19、0.39、0.59 である。このことから、密度と同じく初期せん断応力の大きさも斜面の残留変位量に影響することがわかった。なお、ケース 9 は加振波数が多いことから、他のケースと同じ 10 波目の変位量を読みとってプロットしている。

### 5.4.5　加振加速度と残留沈下量（片盛土）

片盛土のケース 17～19 について、加振加速度と残留沈下量の関係を図**-5.4.5**、その数値データを表**-5.4.3** に示す。図表にはケース 4-1～4-6（第 4 章参照）の結果も載せている。ただし、ケース 17～19 とケース 4-1～4-6 の実験シリーズは、盛土形状・大きさ、加振条件等が異なるため、注意して比較する必要がある。残留沈下量は、レーザ変位計を用いて、のり肩付近の沈下量を測定した値である。詳細は、表-5.4.3 中に記載した。

ケース 17～19 は、5.4.1 で述べたとおり、のり先ドレーンの形状がそれぞれ異なる。ケース 18 は、盛土の足元の変形をドレーンが抑えていることから、加振加速度を 16G と大きくしても沈下量は盛土高さの 6%程度であった。沈下量は、浸透水が存在しないケース 4-5 の結果と比較的よく合っている。一方、ドレーンの小さいケース 17、ドレーンをのり先下の地山に敷いたケース 19 は加振加速度 7.5G で大きく崩壊した。ケース 17 は、遠心力を載荷して浸透水を供給している間に、盛土高さの 5%沈下している。水位がもっと高い状態にあれば、浸透破壊した可能性もある。同じように、ケース 4-1 も加振前には盛土高さの 6%の沈下が生じており、大きく崩壊したケースは浸透中にある程度沈下が生じていることが分かる。ケース 19 は、のり先下のドレーンの幅が大きかったため、浸透中に大きな変形が生じることはなかった。しかし、盛土本体にドレーンがないため、加振時ののり先部の変形は抑えらず、大きな沈下が生じた。

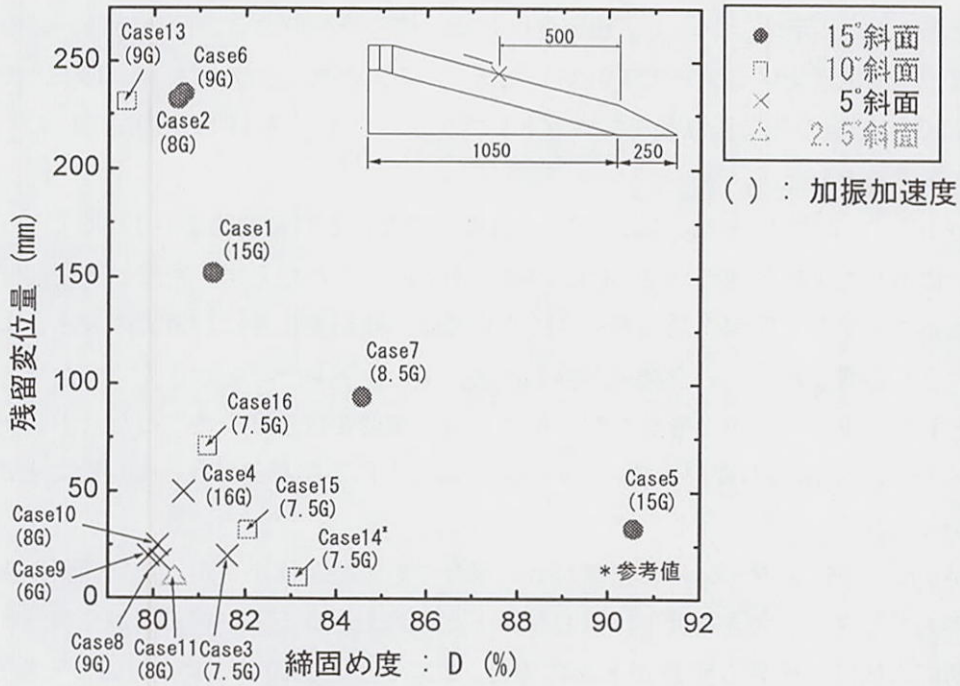



図-5.4.4　締固め度と残留変位量の関係（単純斜面）

表-5.4.2　最終加振後の残留変位量（単純斜面）

| Case | 傾斜 (°) | 平均水位 (mm) | 乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm$^3$) | 締固め度* D (%) | 残留変位量 (mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 15 | 115 | 1.274 | 81.3 | 152 |
| 2 | 15 | 110 | 1.262 | 80.5 | 232 |
| 3 | 5 | 110 | 1.279 | 81.6 | 20 |
| 4 | 5 | 104 | 1.264 | 80.7 | 50 |
| 5 | 15 | 111 | 1.419 | 90.6 | 33 |
| 6 | 15 | 74 | 1.264 | 80.7 | 235 |
| 7 | 15 | 116 | 1.325 | 84.6 | 94 |
| 8 | 5 | 109 | 1.256 | 80.2 | 18 |
| 9 | 5 | 102 | 1.252 | 79.9 | 201 |
| 10 | 5 | 109 | 1.255 | 80.1 | 25 |
| 11 | 2.5 | 109 | 1.261 | 80.5 | 67 |
| 12 | 15 | 105 | 1.245 | 79.5 | 浸透中に崩壊 |
| 13 | 10 | 109 | 1.244 | 79.4 | 231 |
| 14 | 10 | 88 | 1.303 | 83.2 | 10 |
| 15 | 10 | 109 | 1.286 | 82.1 | 32 |
| 16 | 10 | 92 | 1.272 | 81.2 | 71 |

* $D = \rho_d / \rho_{dmax} \times 100$ (%)

$\rho_{dmax} = 1.567$ g/cm$^3$

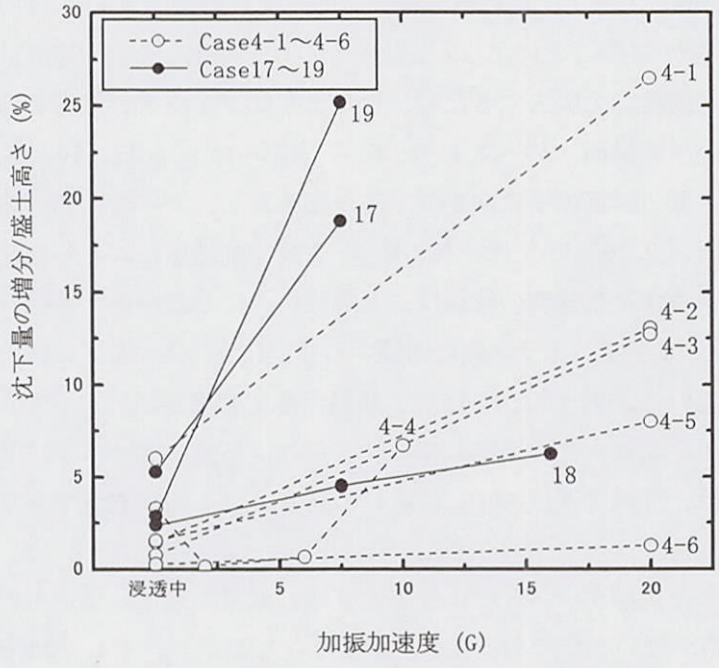



図-5.4.5　加振加速度と沈下量の関係（片盛土）

表-5.4.3　沈下量の増分値（片盛土）

| Case | 盛土高さ (mm) | 平均水位 (mm) | 乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm$^3$) | 締固め度* D (%) | 沈下量(増分)** (mm) | | 沈下量/盛土高さ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4-1 | 200 | 100 | 1.218 | 77.7 | 遠心載荷中 | 12.0 | 6.0 |
| | | | | | 20G加振 | 53.0 | 26.5 |
| 4-2 | 200 | 40 | 1.221 | 77.9 | 遠心載荷中 | 2.9 | 1.5 |
| | | | | | 20G加振 | 26.1 | 13.1 |
| 4-3 | 200 | 100 | 1.306 | 83.3 | 遠心載荷中 | 1.5 | 0.8 |
| | | | | | 20G加振 | 25.4 | 12.7 |
| 4-4 | 200 | 100 | 1.236 | 78.9 | 遠心載荷中 | 6.7 | 3.3 |
| | | | | | 2G加振 | 0.3 | 0.2 |
| | | | | | 6G加振 | 1.3 | 0.7 |
| | | | | | 10G加振 | 13.4 | 6.7 |
| 4-5 | 200 | 0 | 1.244 | 79.4 | 遠心載荷中 | 3.1 | 1.6 |
| | | | | | 20G加振 | 16.1 | 8.0 |
| 4-6 | 200 | 100 | 1.443 | 92.1 | 遠心載荷中 | 0.6 | 0.3 |
| | | | | | 20G加振 | 2.5 | 1.3 |
| 17 | 300 | 169 | 1.263 | 80.6 | 遠心載荷中 | 15.8 | 5.3 |
| | | | | | 7.5G加振 | 56.5 | 18.8 |
| 18 | 300 | 160 | 1.279 | 81.6 | 遠心載荷中 | 7.2 | 2.4 |
| | | | | | 7.5G加振 | 13.6 | 4.5 |
| | | | | | 16G加振 | 18.8 | 6.3 |
| 19 | 300 | 163 | 1.289 | 82.3 | 遠心載荷中 | 8.7 | 2.9 |
| | | | | | 7.5G加振 | 75.6 | 25.2 |

＊ $D = \rho_d / \rho_{dmax} \times 100$ (%)

$\rho_{dmax} = 1.567$ g/cm$^3$

**Case4-1～4-6はDV、Case17～19はDV1の測定値

＜加振波形＞

Case4-1～4-6はsin75Hz20cyc.

Case17～19はsin60Hz10cyc.

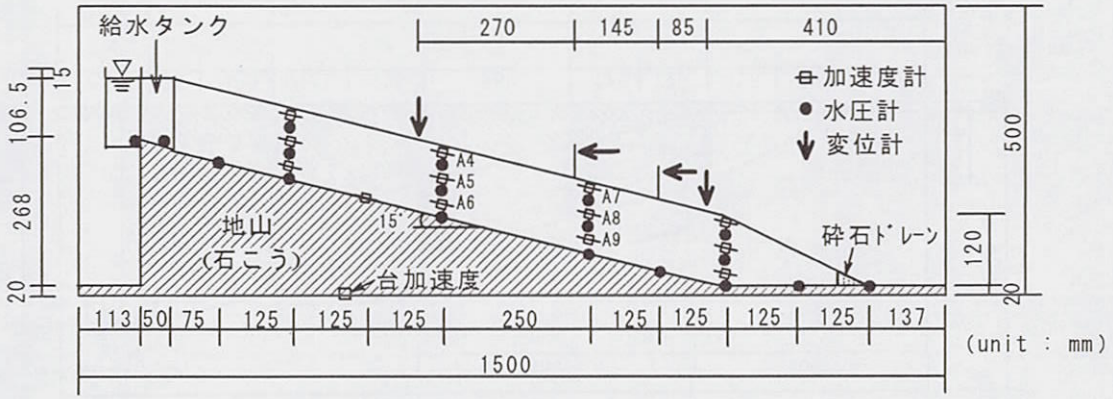
### 5.4.6　応答加速度

ケース 1〜19 の、最終加振ステップにおける応答加速度の代表値を図-**5.4.6** に示す。加速度波形は、ハイパスフィルター10Hz をかけることにより、振動成分のみを抽出した。加速度計が傾くことによる感度方向に作用する遠心加速度分を除去するため、このようなフィルター処理を施した。

傾斜が急で、密度の緩い単純斜面、ケース 1、2、6、7（傾斜 15°）、13、16（傾斜 10°）の応答加速度は、全体的にはプラス側（斜面の下に向かう方向）は減衰し、マイナス側はスパイク状に増幅していることがわかる。ケース 2、6、13 では、始めの 2、3 波で加速度が大きく減衰した。とくに、斜面上層ほど減衰は著しい。また、加速度の位相は、上層にいくにしたがって、徐々に遅れている。一方、密度の高いケース 5 は、加速度がプラス側に増幅する傾向にあった。密度の緩いケースとは逆に、上層ほど加速度は増幅している。ケース 14、15 は、傾斜が急で密度が緩いにもかかわらす、一部の加速度計がプラス側にスパイク状に大きく増幅しており、これは、他のケースでは見られない傾向であった。スパイク状の部分は、加振加速度 60Hz に対し、360Hz 以上の高周波であり、加振加速度の小さい段階では見られなかった。

傾斜が緩い単純斜面、たとえばケース 3 の応答加速度は、減衰は見られないものの深さ方向に少しずつ位相差が生じた。傾斜が緩い場合であっても、加振力の大きいケース 4、加振波数の多いケース 9 は、加速度の減衰が見られる。傾斜が 2.5° とごく緩いケース 11 はプラス側にスパイク状に増幅しており、斜面の上層ほどその程度が大きい。また、マイナス側は、波形の先端がつぶれるような形状をしている。

片盛土のケースは、大きく変形したケース 17、19 と変形が小さかったケース 18 で応答加速度の特徴がはっきり分かれている。ケース 17、19 は、地山に近く変形のもっとも小さい加速度計 A1 以外は、加振開始後数波で加速度が大きく減衰している。一方、ケース 18 はプラス側で加速度の減衰は見られるものの、他の 2 ケースほど極端ではない。ドレーンを大きくしたことで、盛土全体の応答低下が抑えられたといえる。




センサー配置図（ケース1）

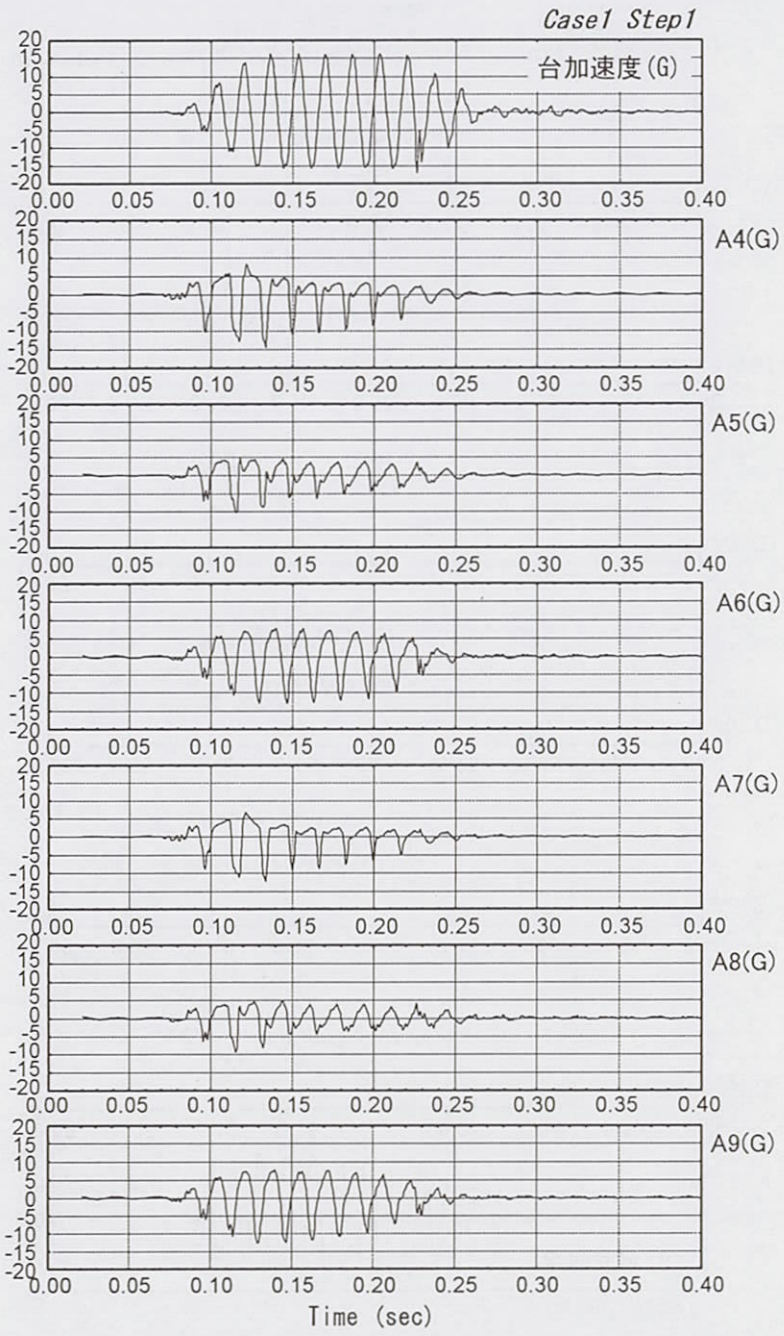
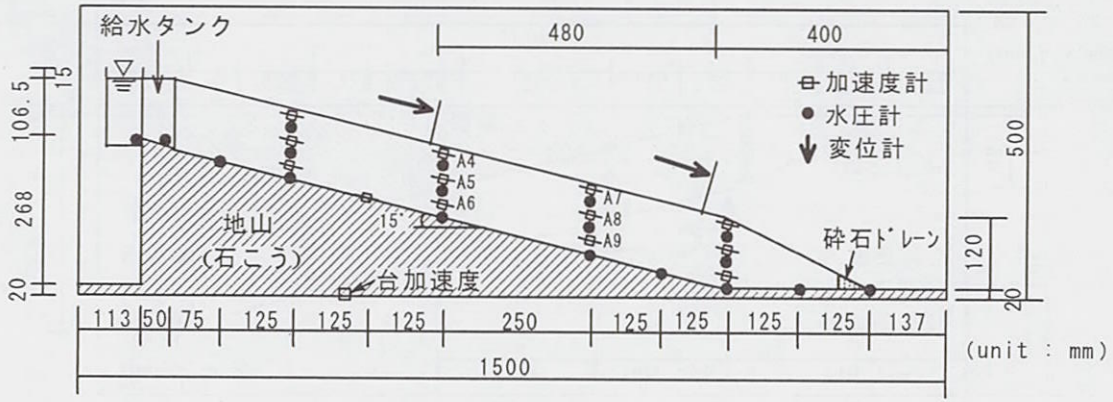



図-5.4.6　応答加速度（Case1）




センサー配置図（ケース2）

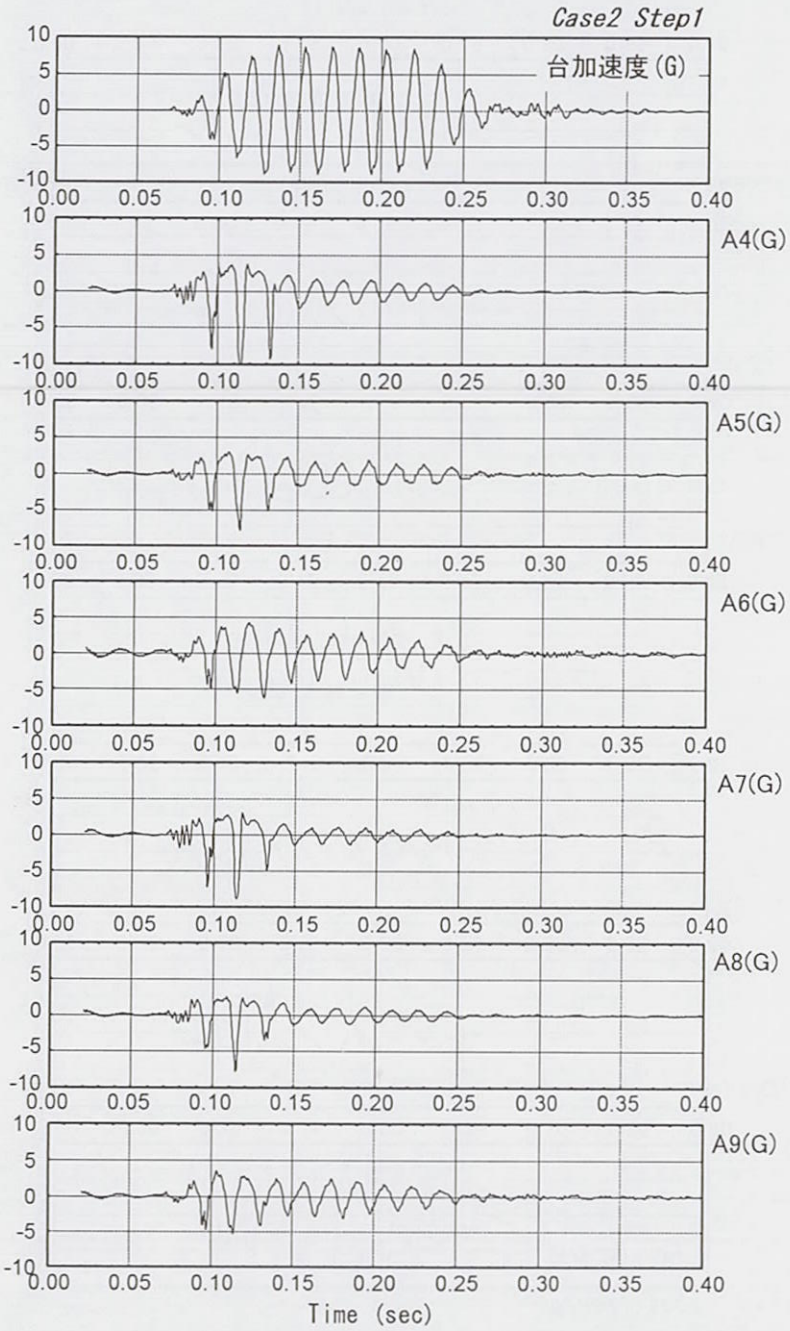
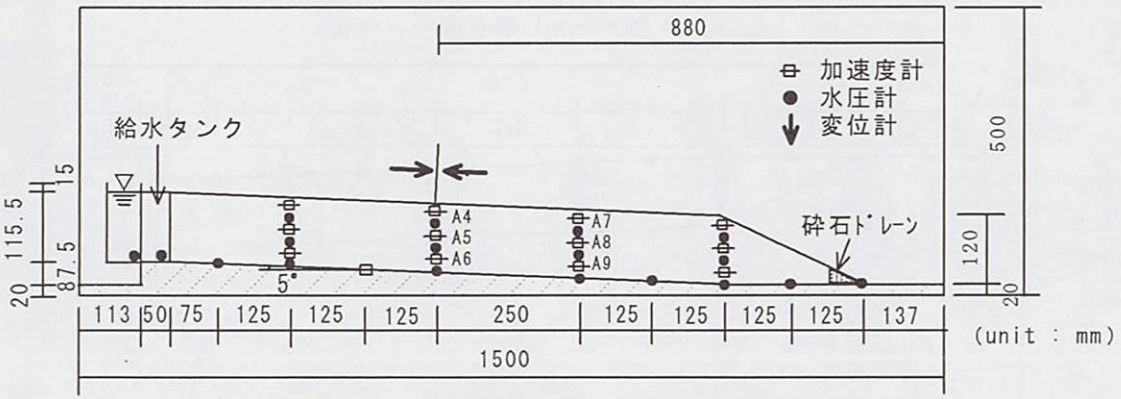



図-5.4.6　応答加速度（Case2）




センサー配置図（ケース3）

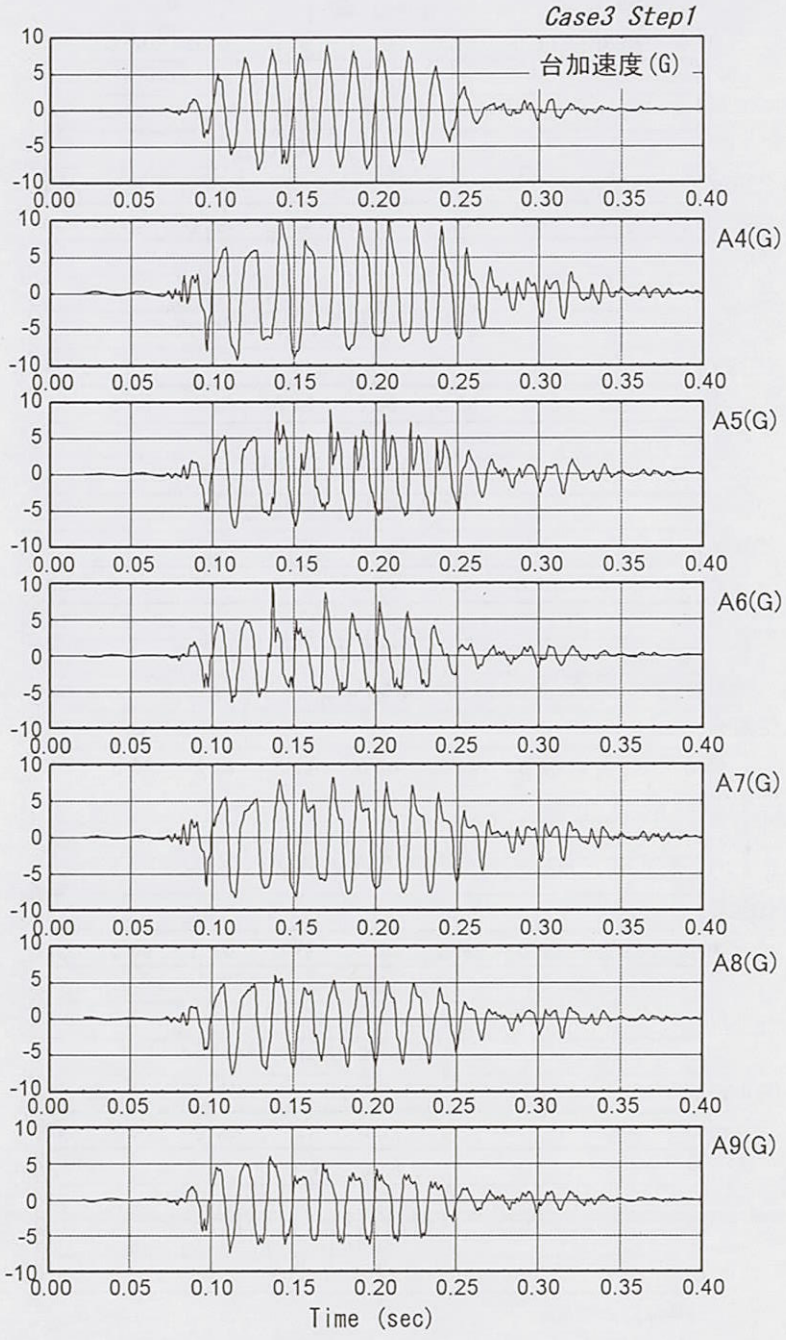
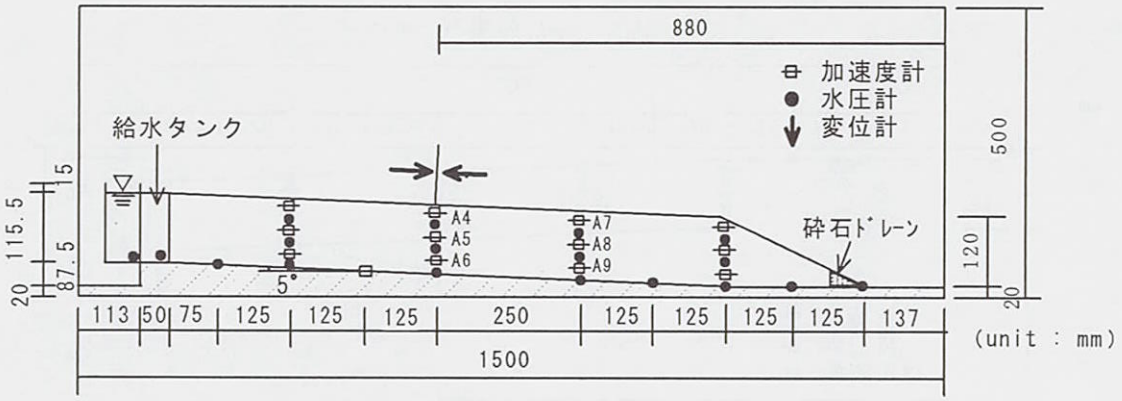



図-5.4.6　応答加速度（Case3）




センサー配置図（ケース4）

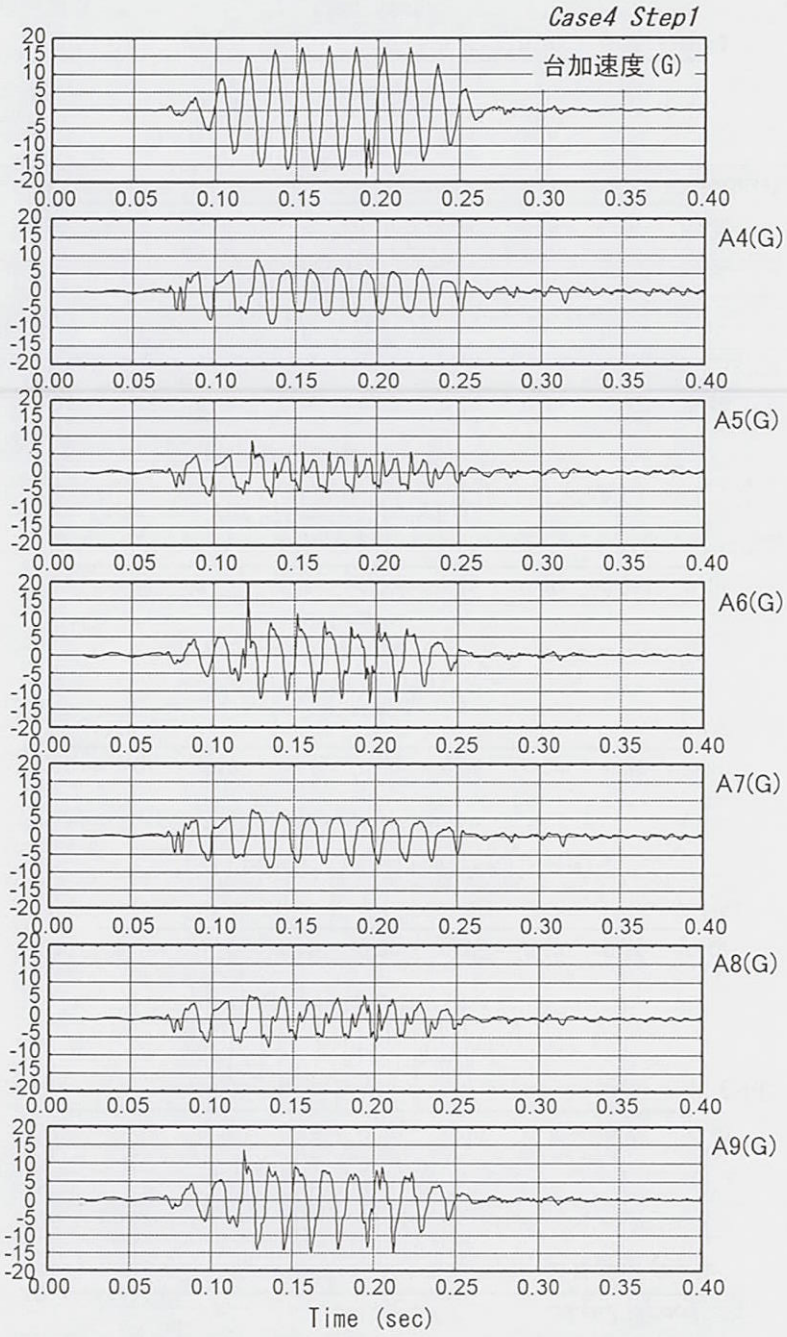
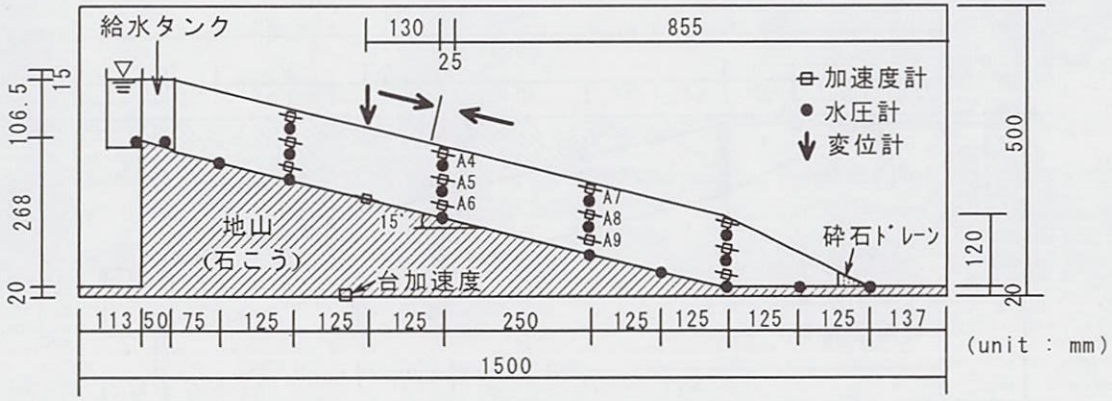



図-5.4.6　応答加速度（Case4）




センサー配置図（ケース5）

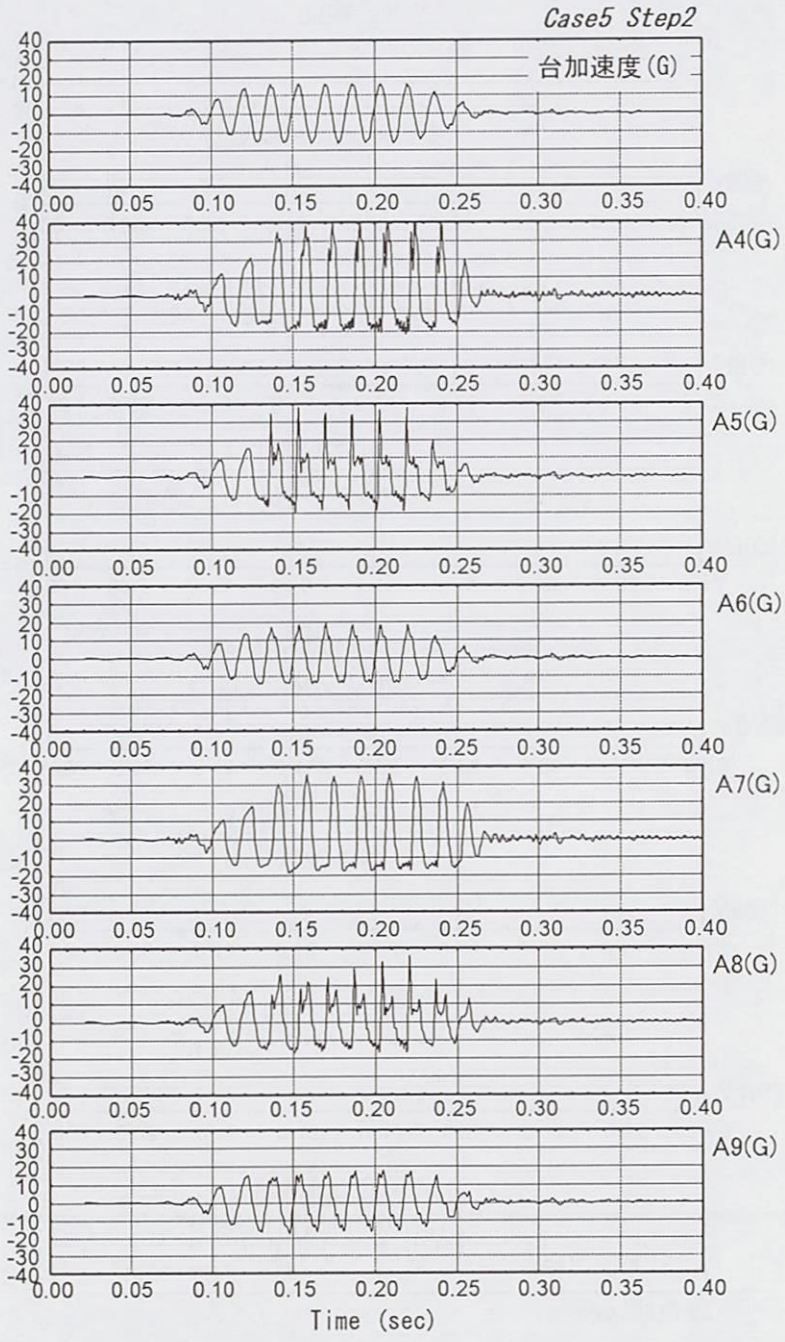
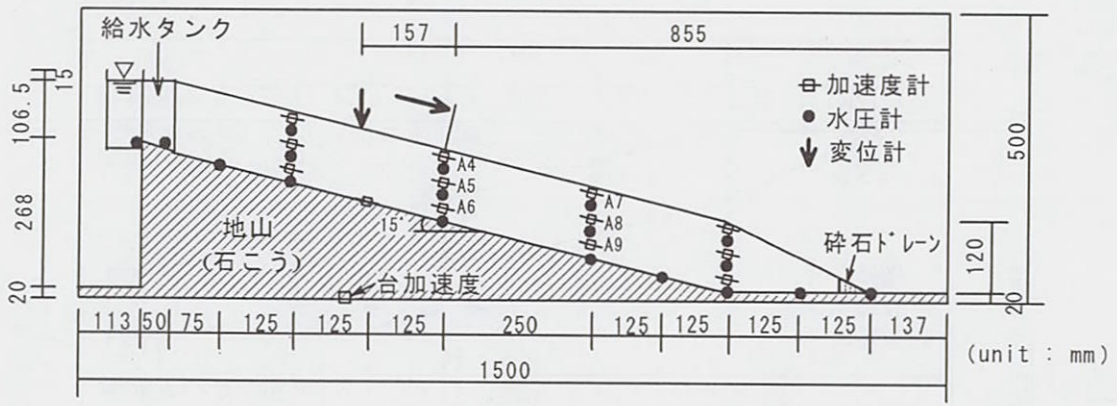



図-5.4.6　応答加速度（Case5）




センサー配置図（ケース6）

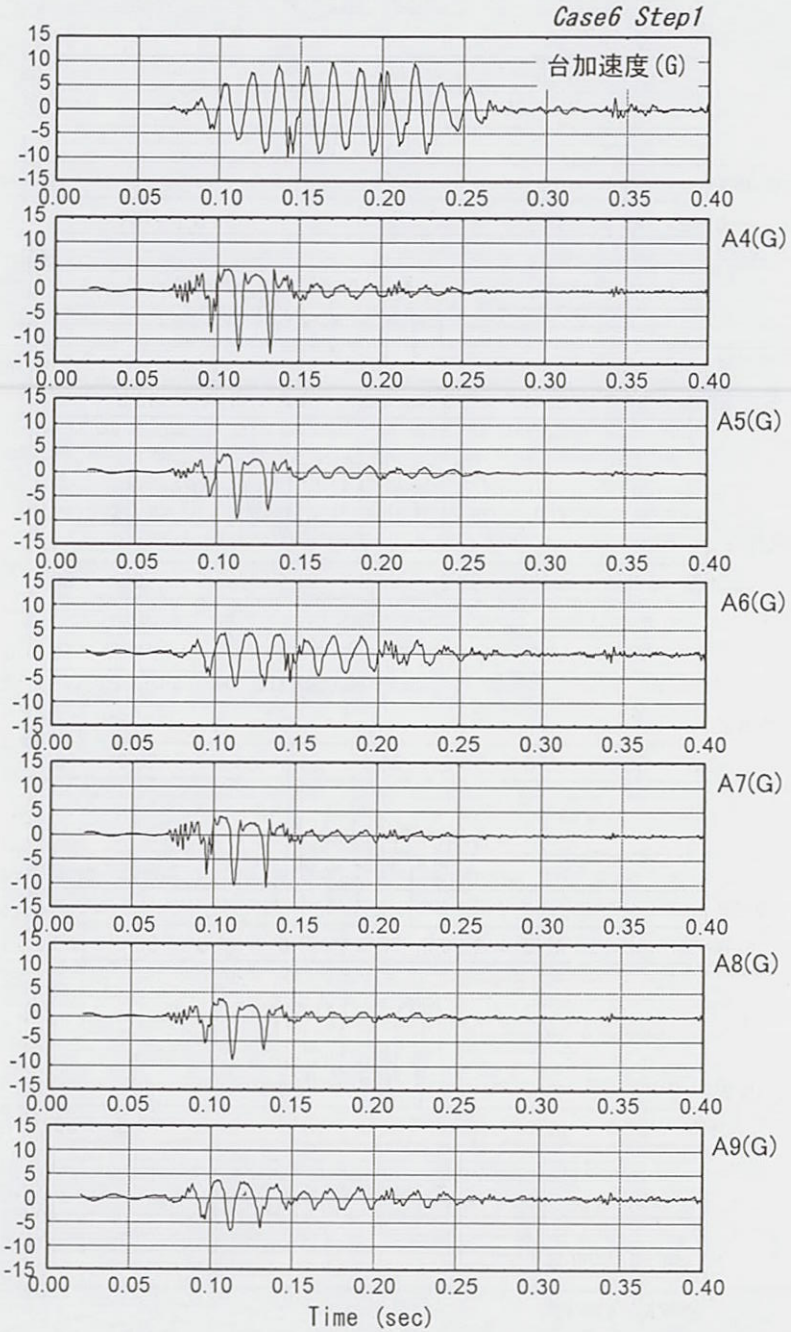
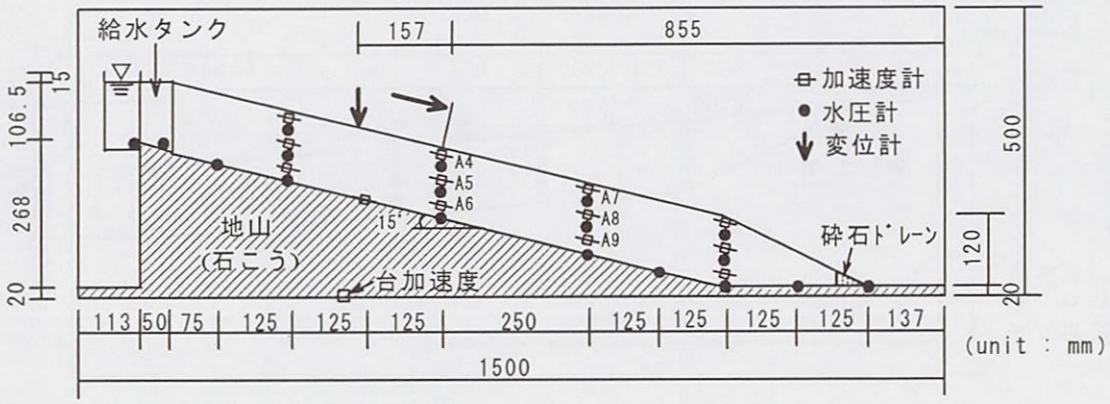



図-5.4.6　応答加速度（Case6）




センサー配置図（ケース7）

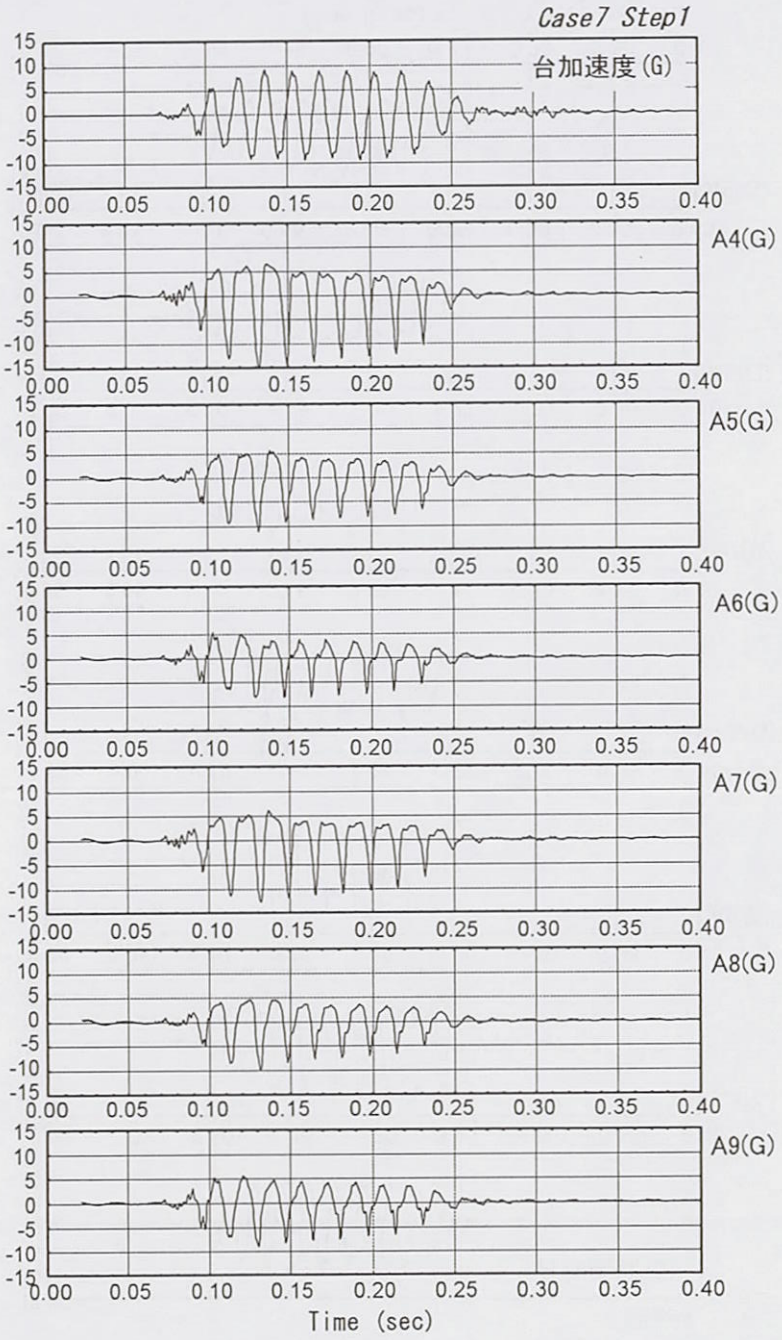
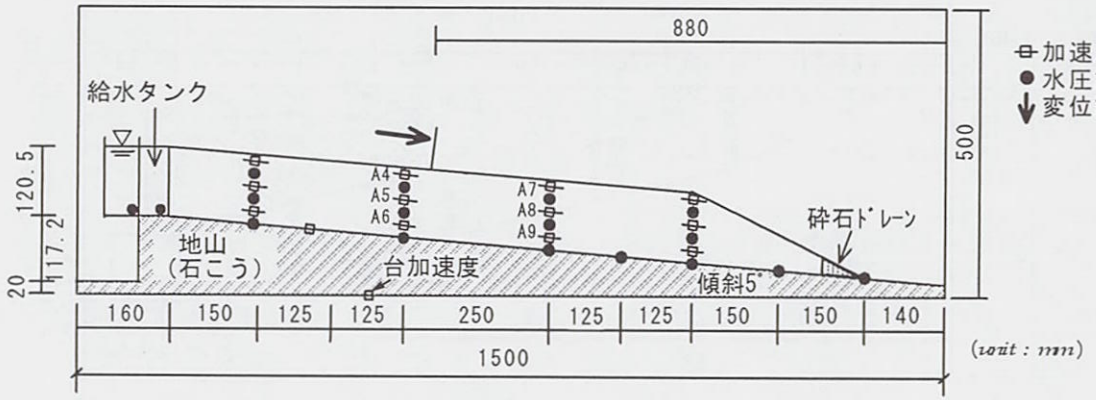



図-5.4.6　応答加速度（Case7）




センサー配置図（ケース８）

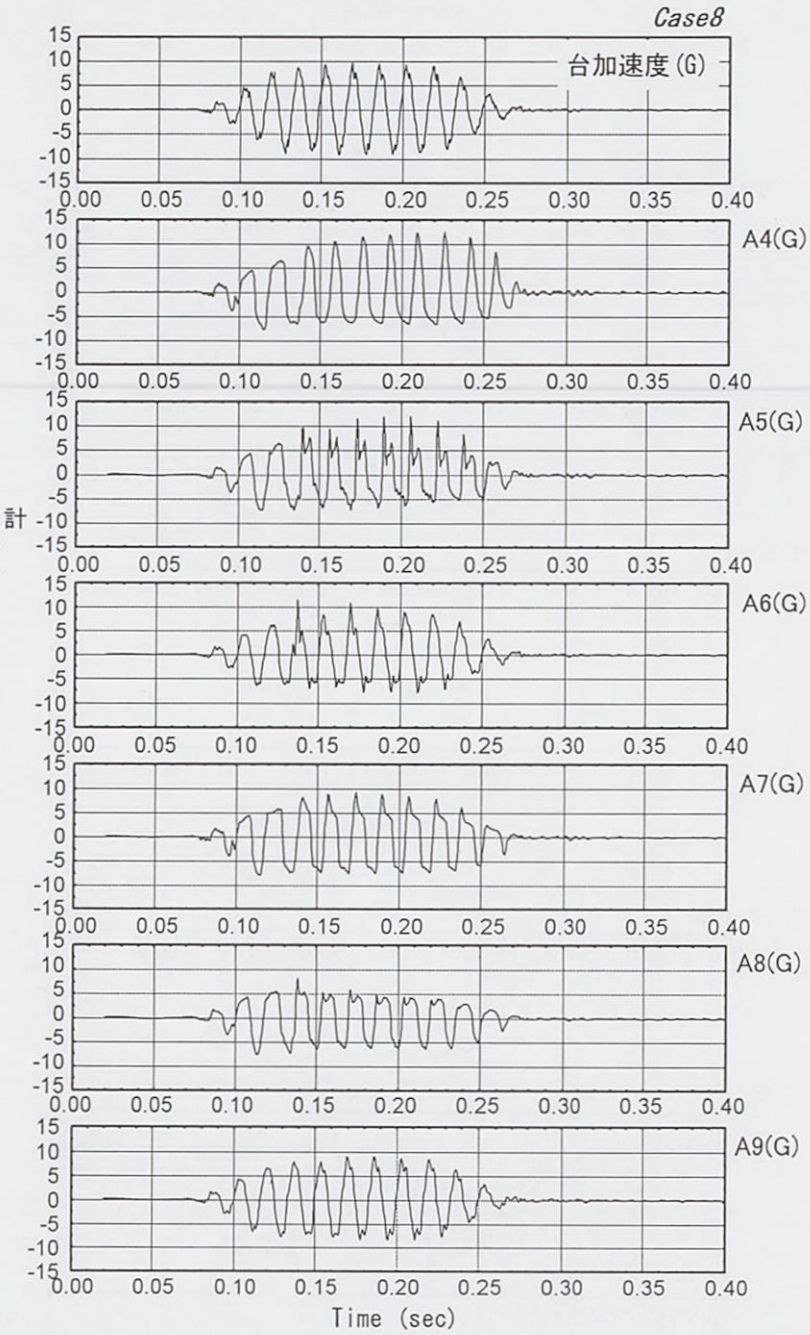
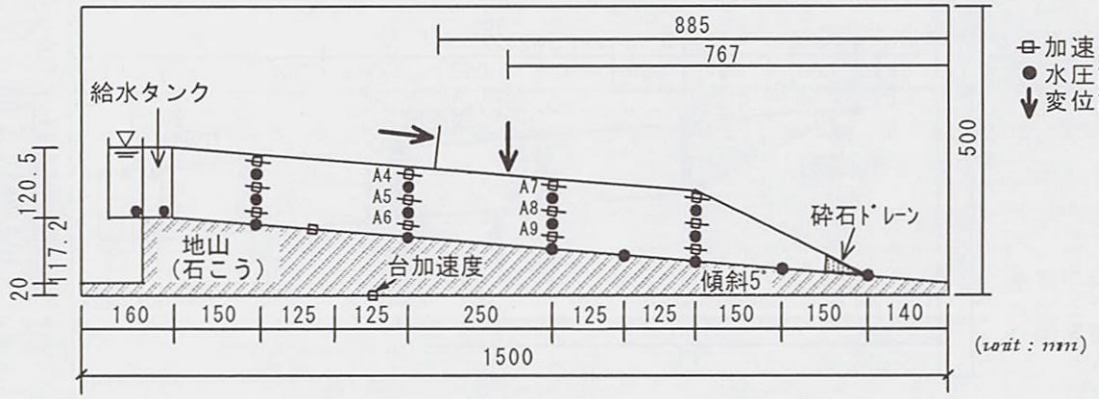



図-5.4.6　応答加速度（Case8）




センサー配置図（ケース９）

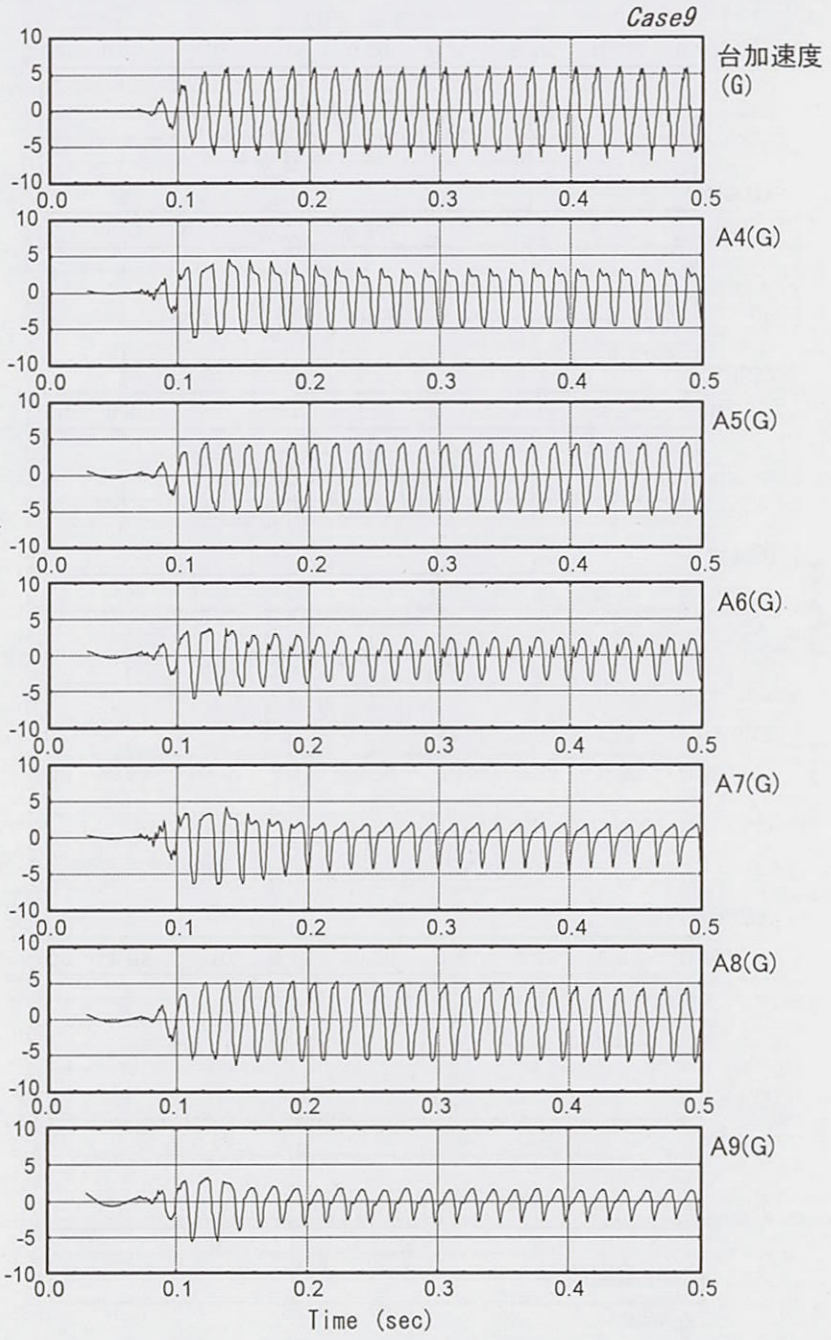
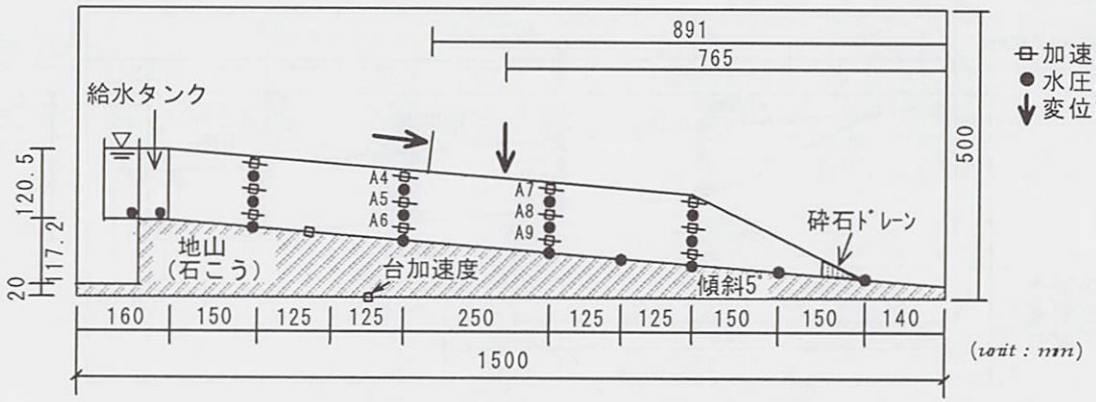



図-5.4.6　応答加速度（Case9）




センサー配置図（ケース10）

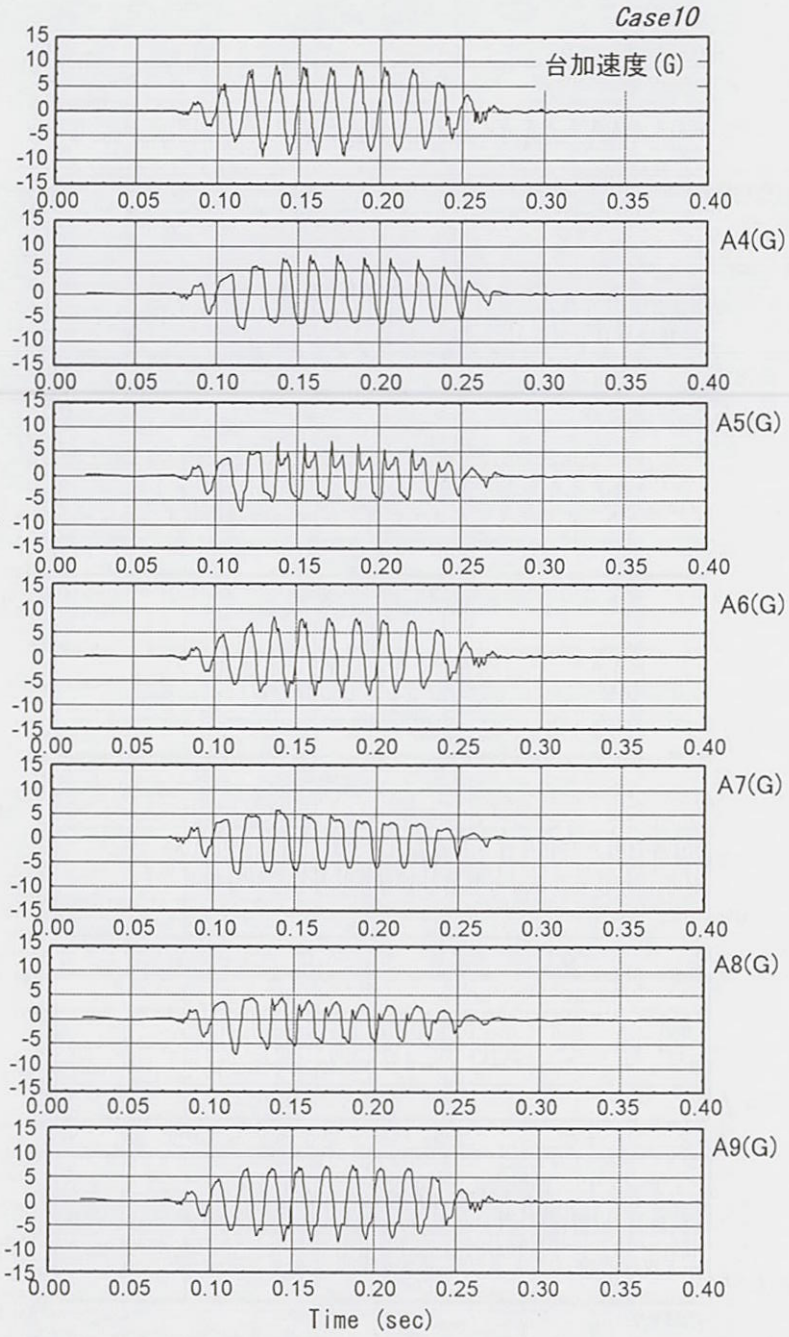
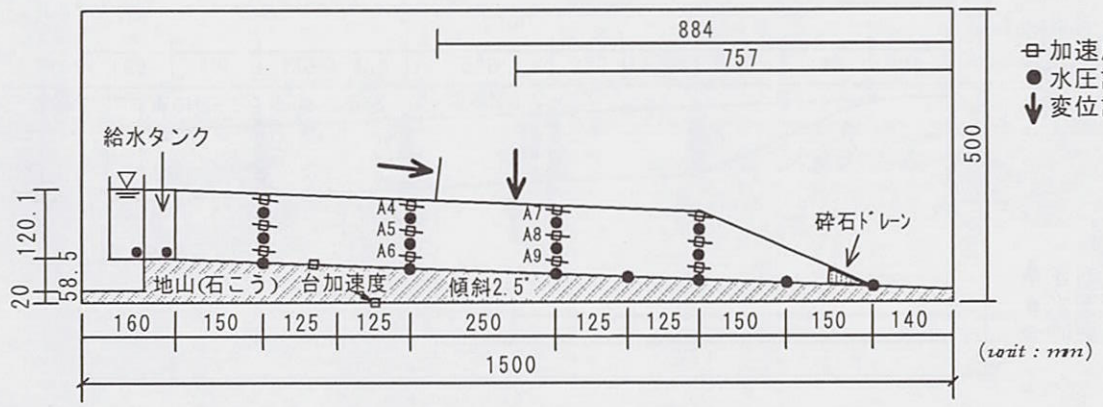



図-5.4.6　応答加速度（Case10）




センサー配置図（ケース11）

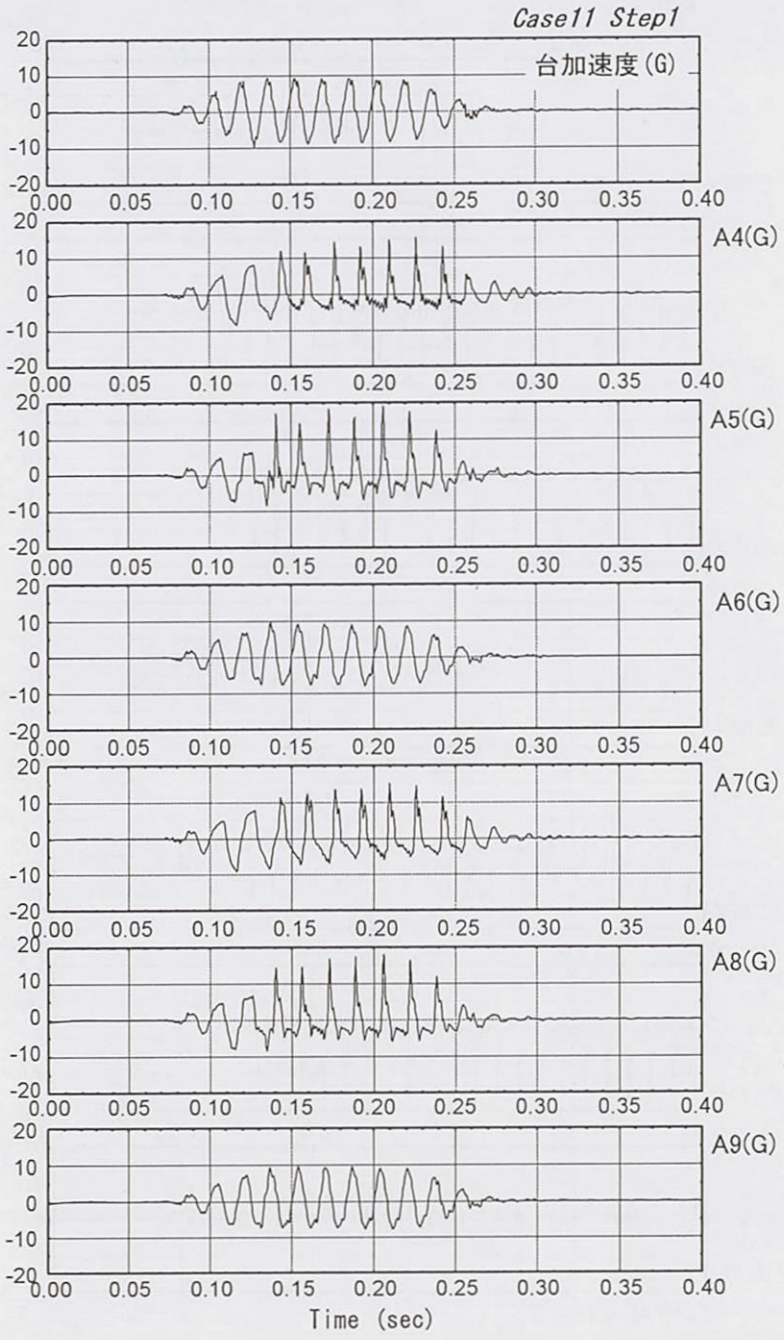
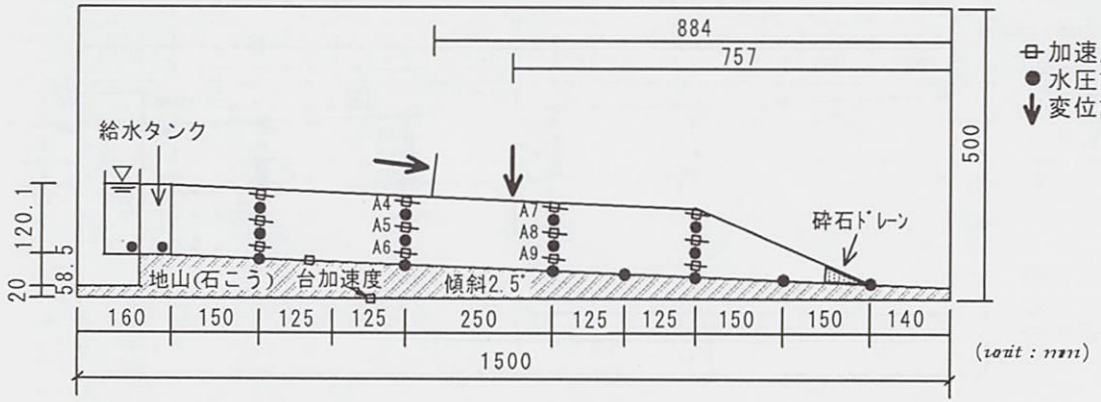



図-5.4.6　応答加速度（Case11）




センサー配置図（ケース11）

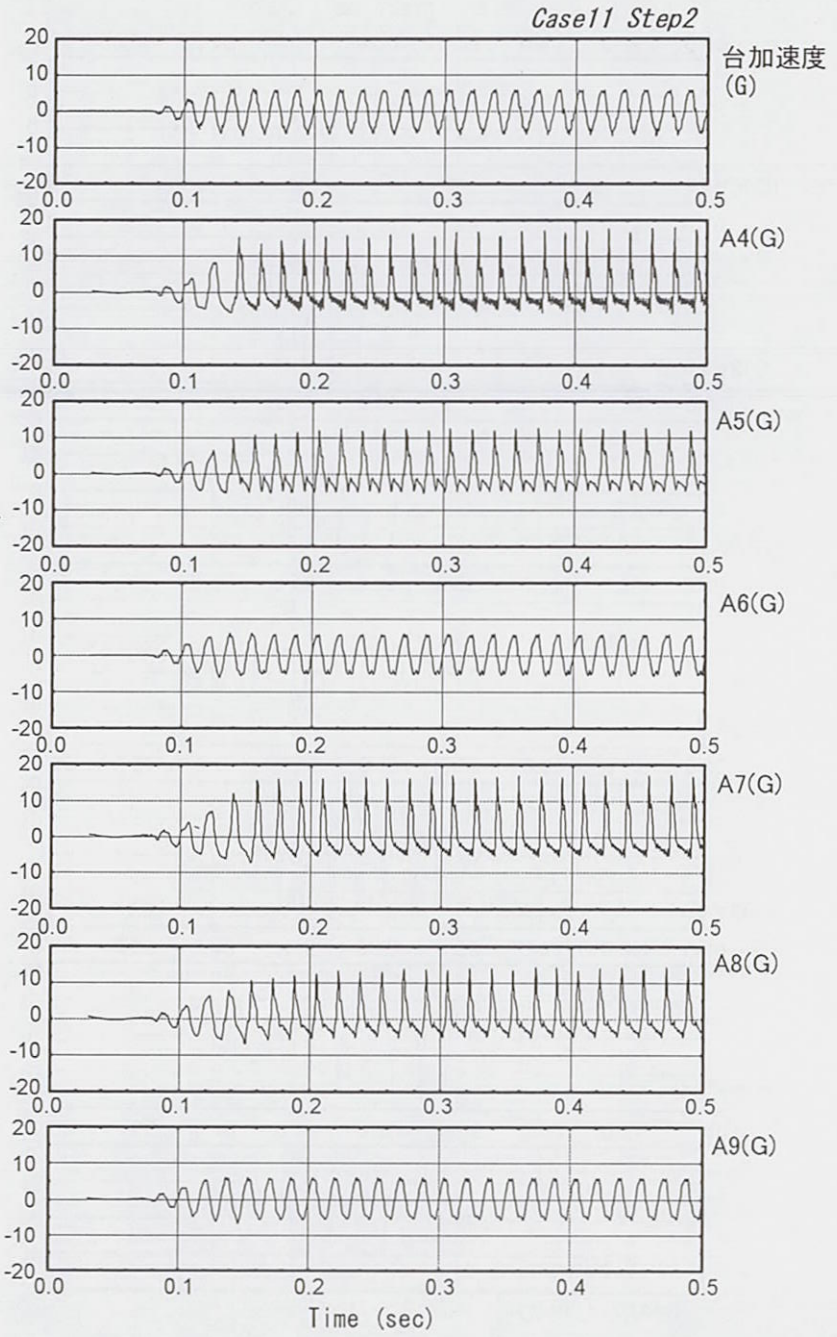
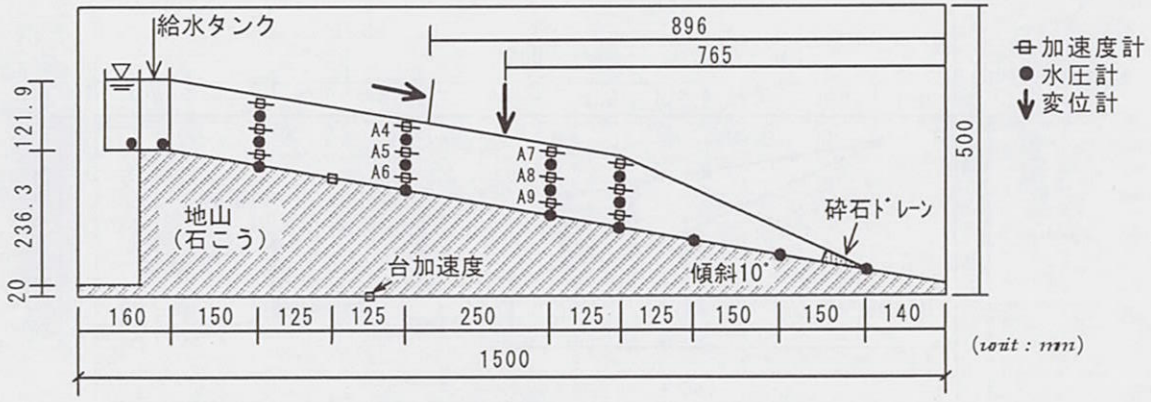



図-5.4.6　応答加速度（Case11）




センサー配置図（ケース13）

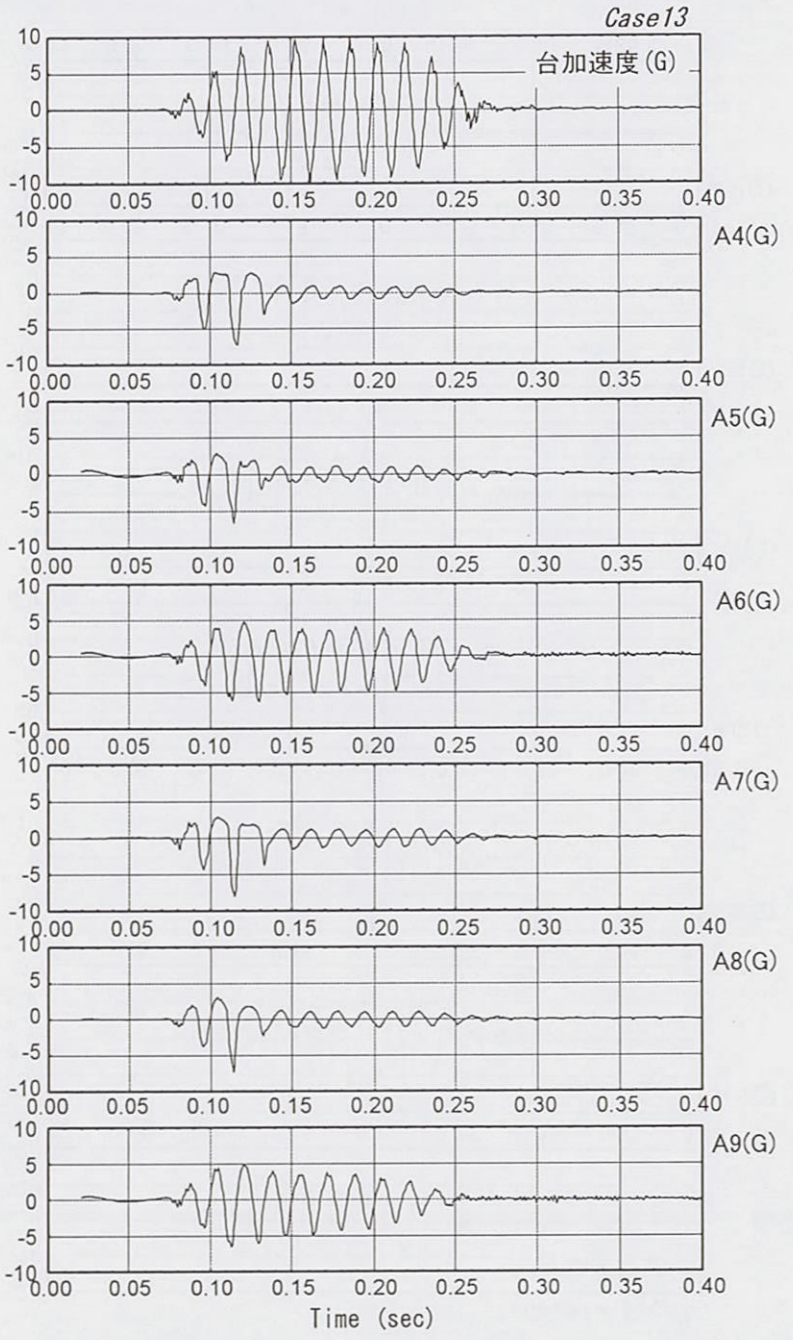
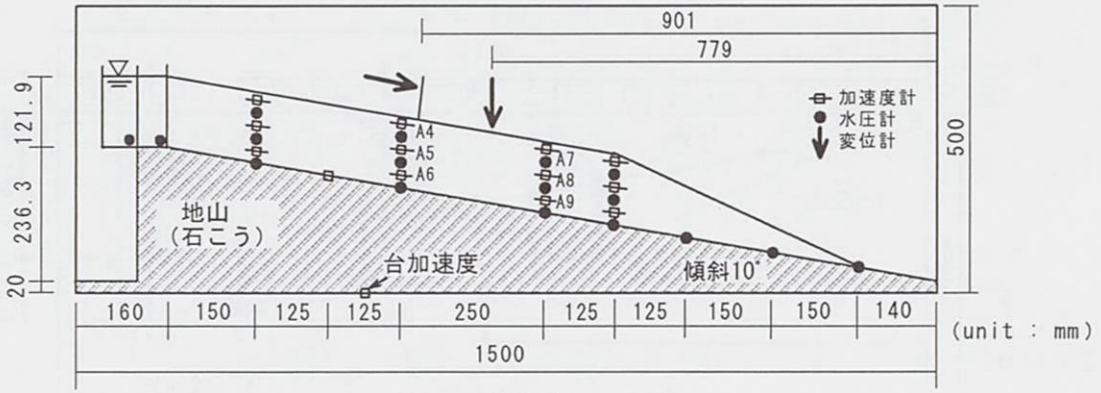



図-5.4.6　応答加速度（Case13）




センサー配置図（ケース14）

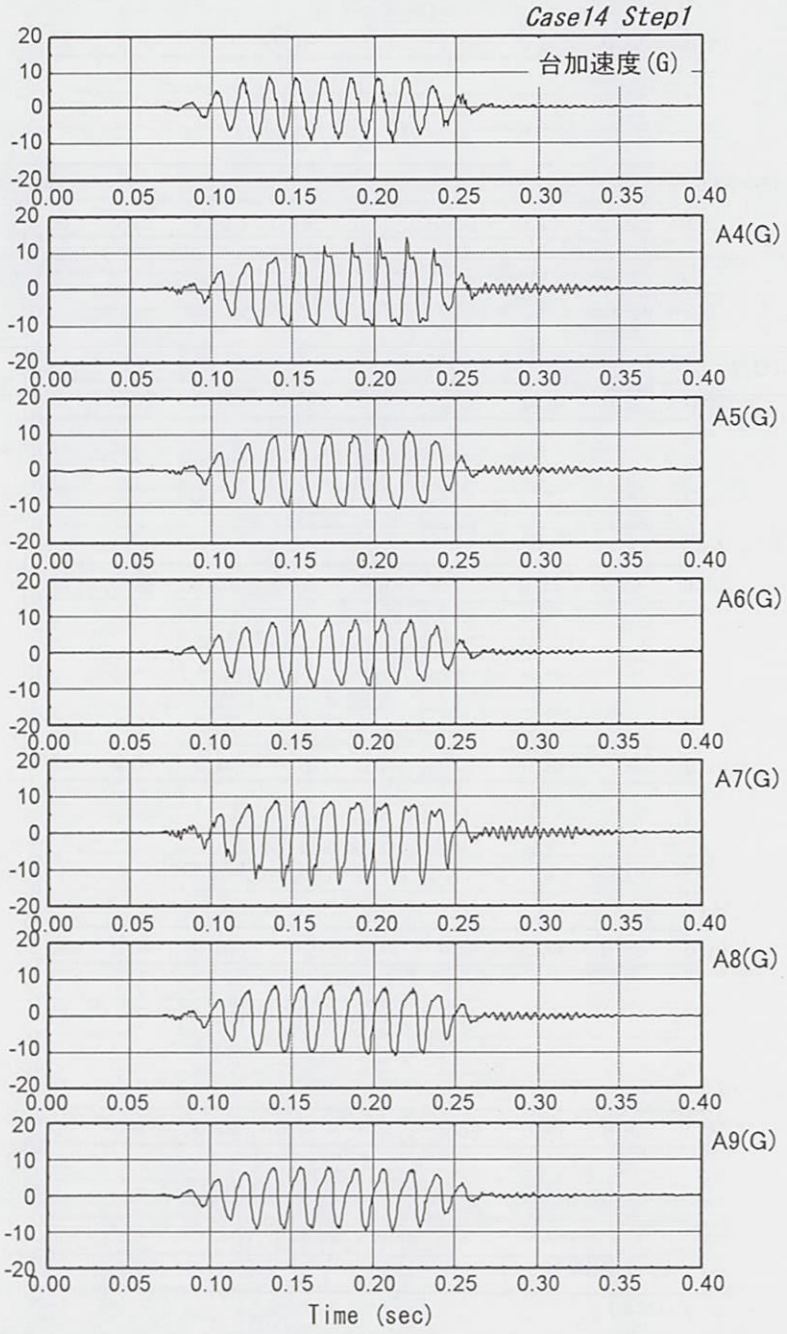
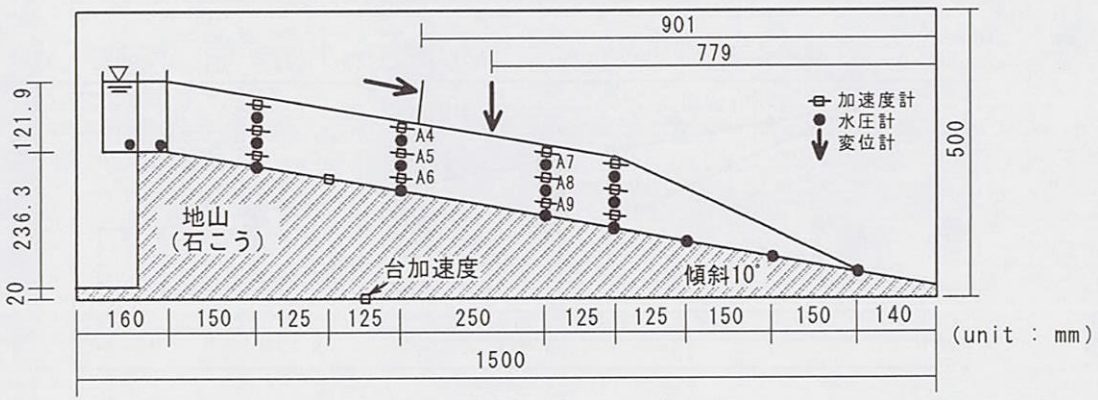



図-5.4.6　応答加速度（Case14）




センサー配置図（ケース14）

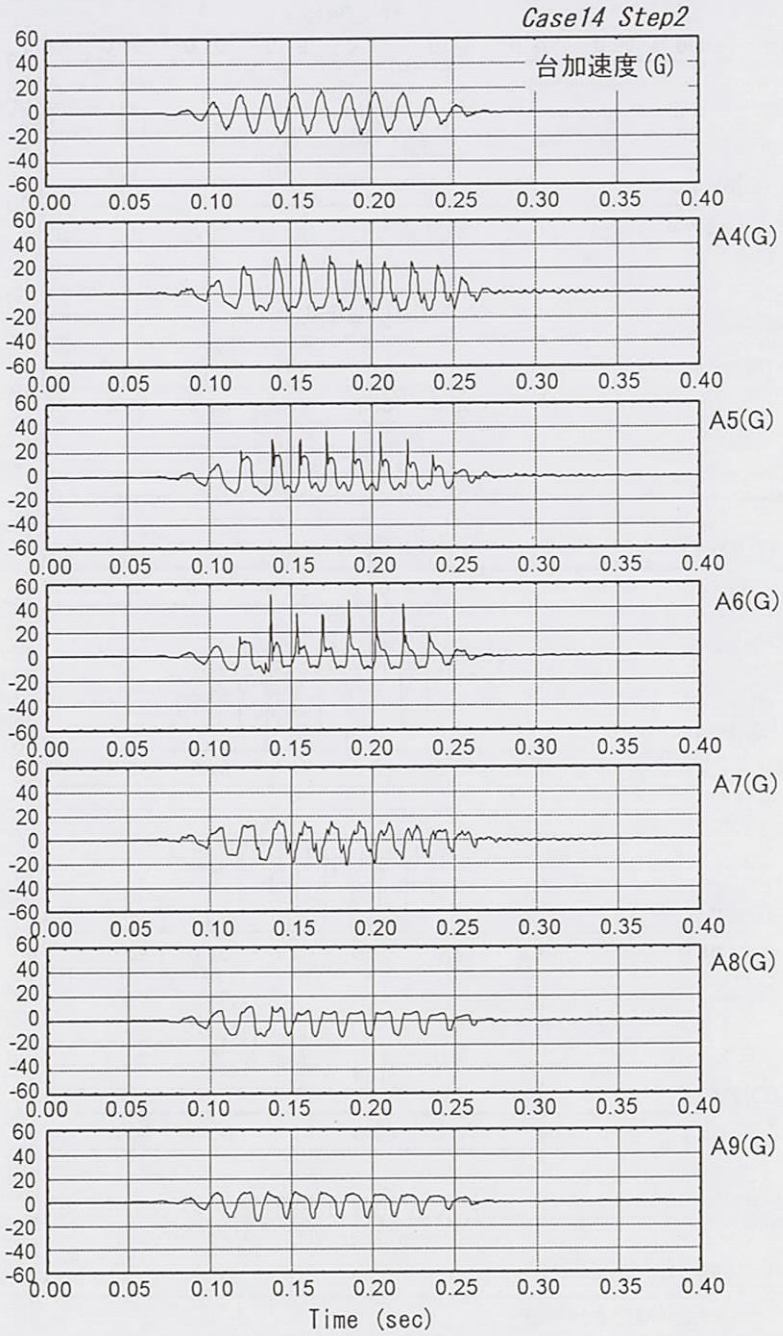
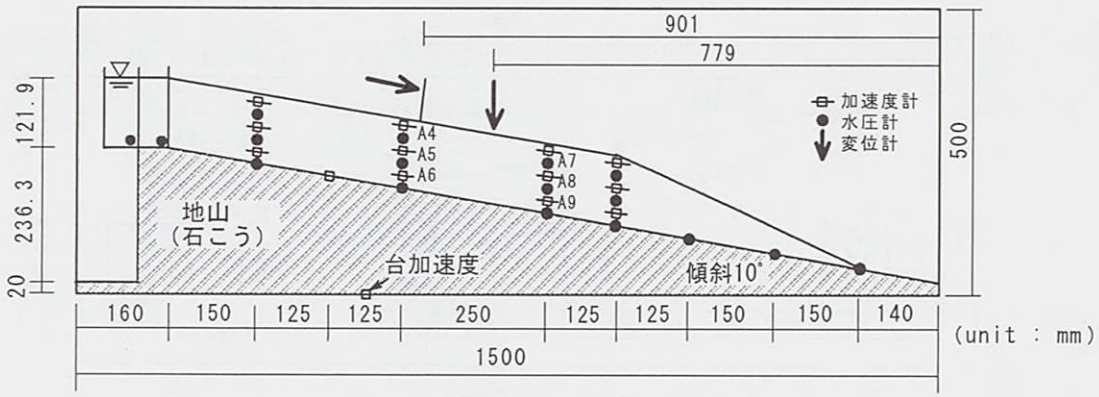



図-5.4.6　応答加速度（Case14）




センサー配置図（ケース14）

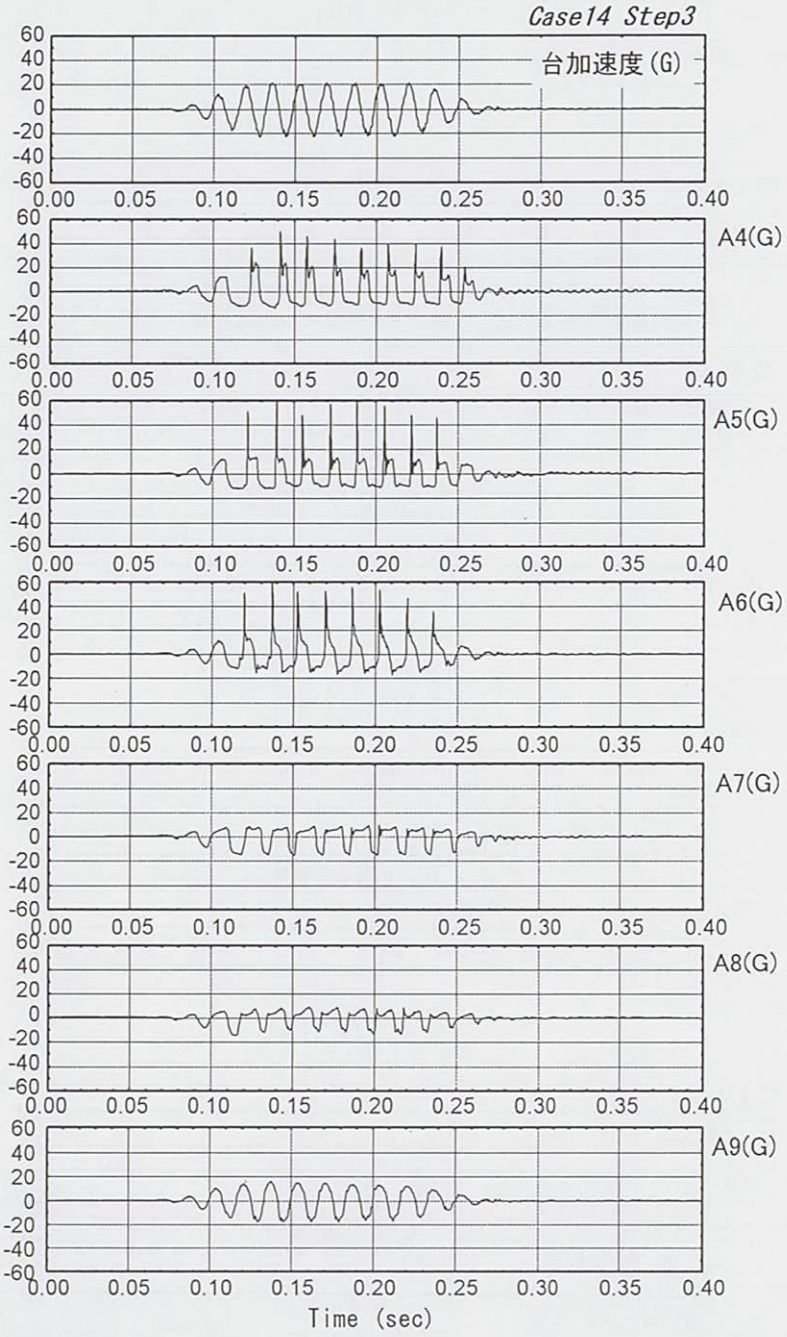
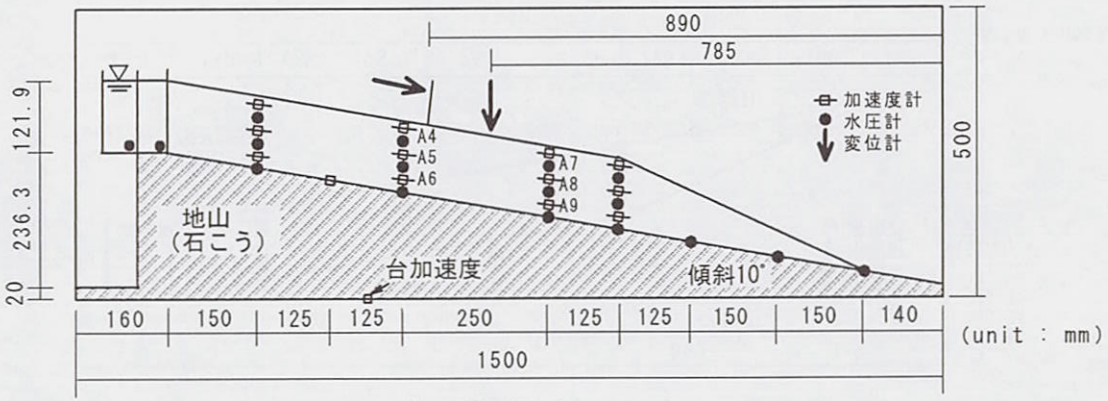



図-5.4.6　応答加速度（Case14）




センサー配置図（ケース15）

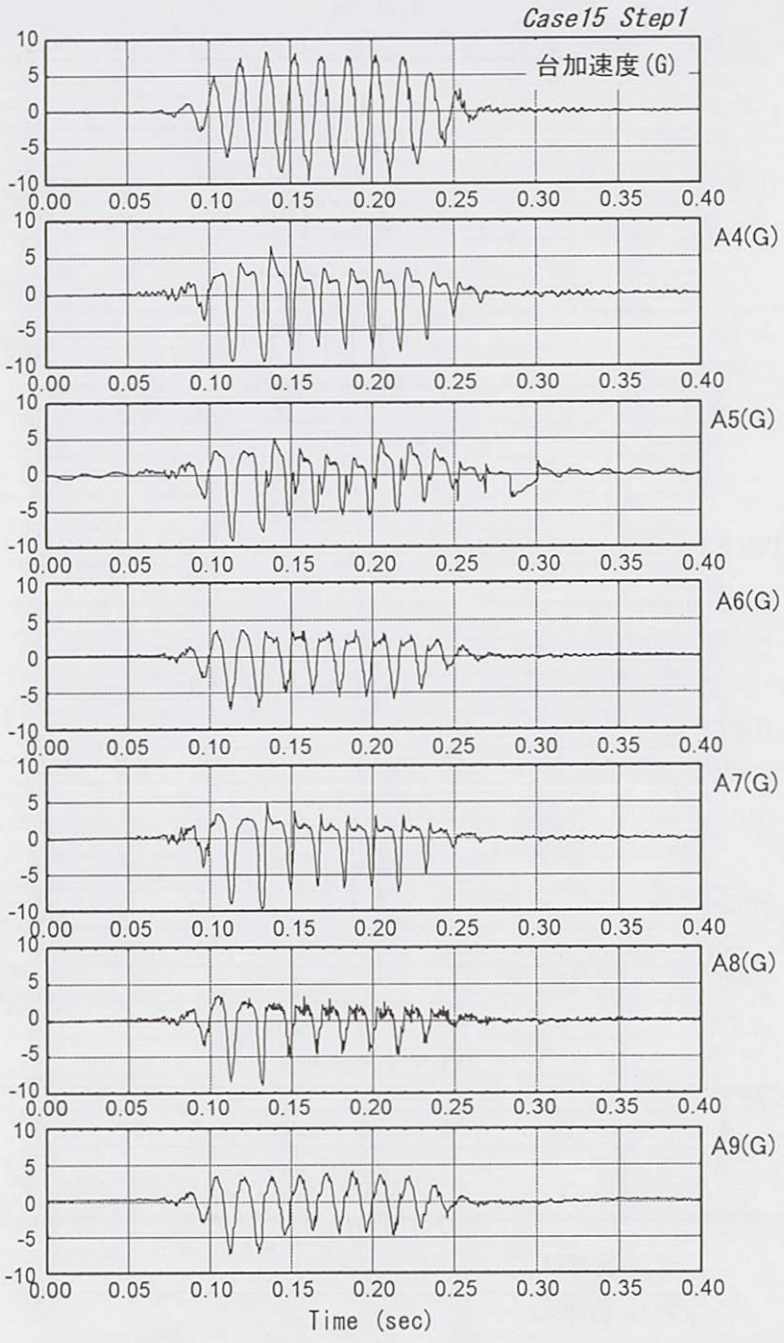
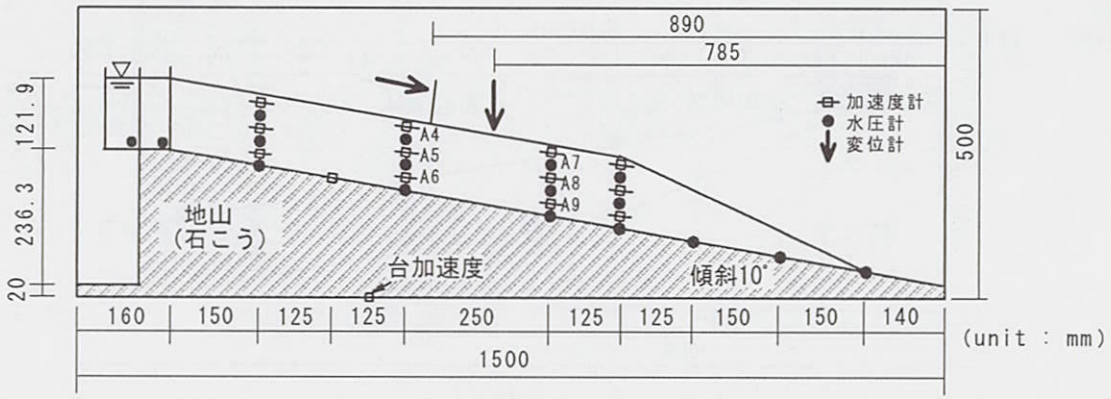



図-5.4.6　応答加速度（Case15）




センサー配置図（ケース15）

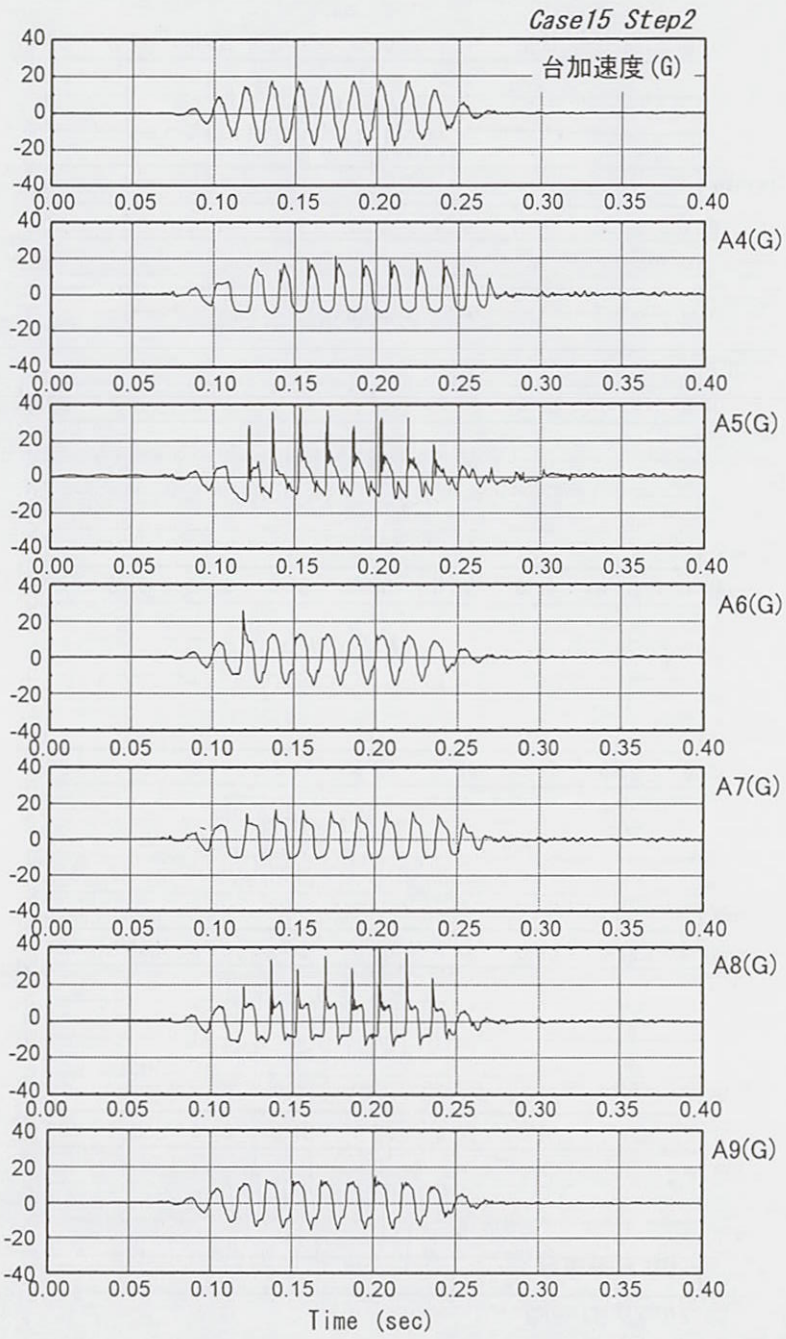
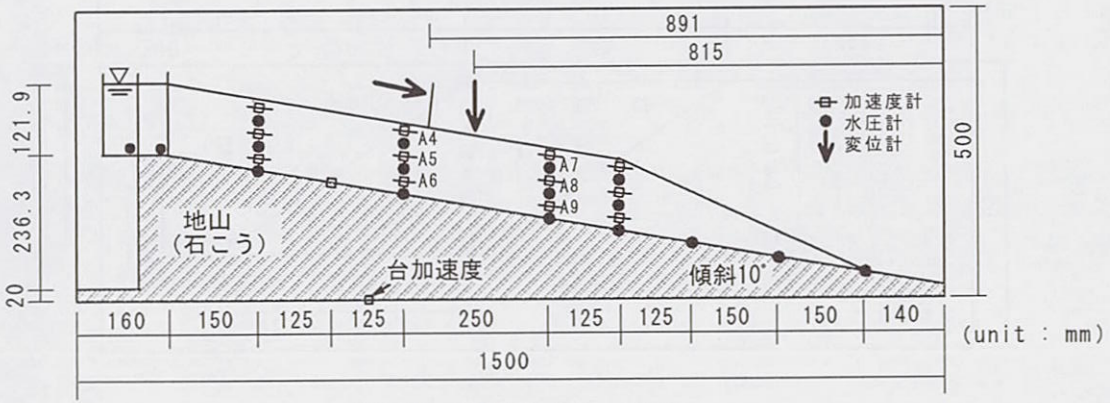



図-5.4.6　応答加速度（Case15）




センサー配置図（ケース16）

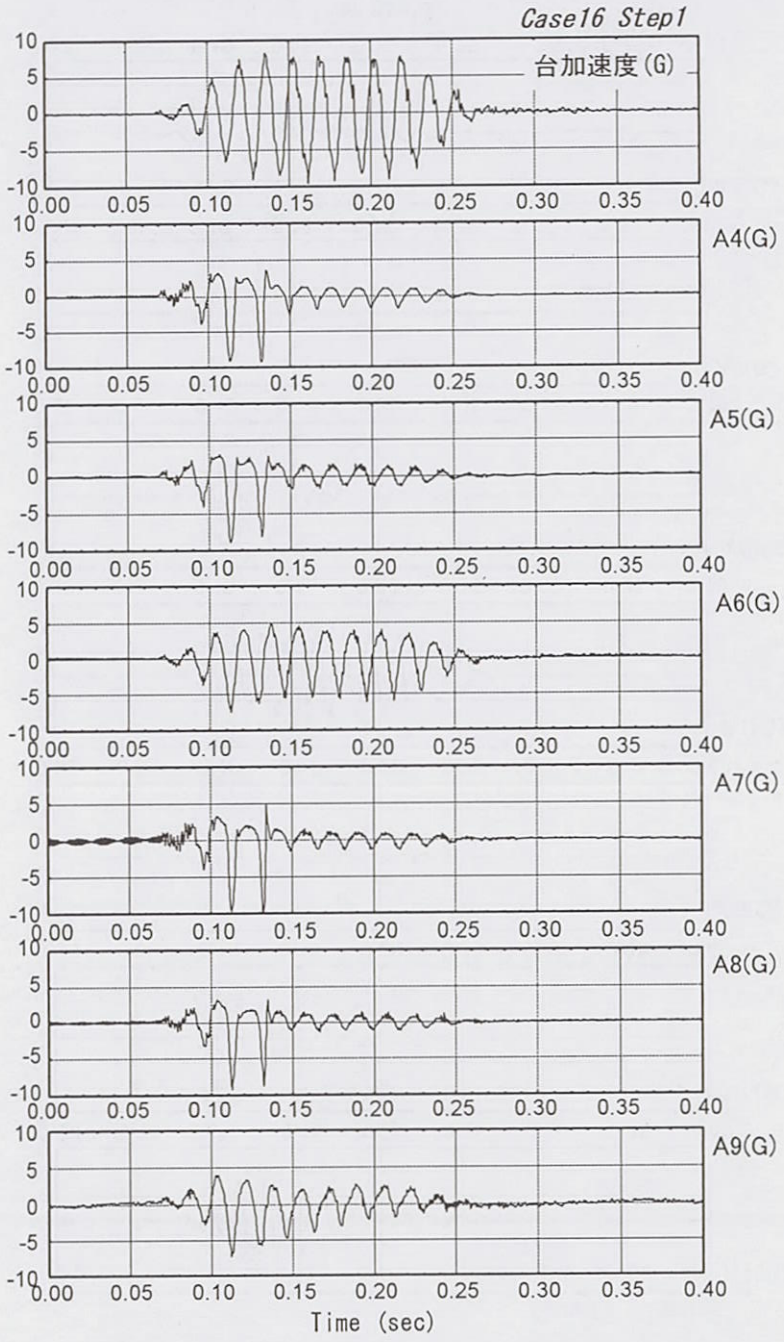
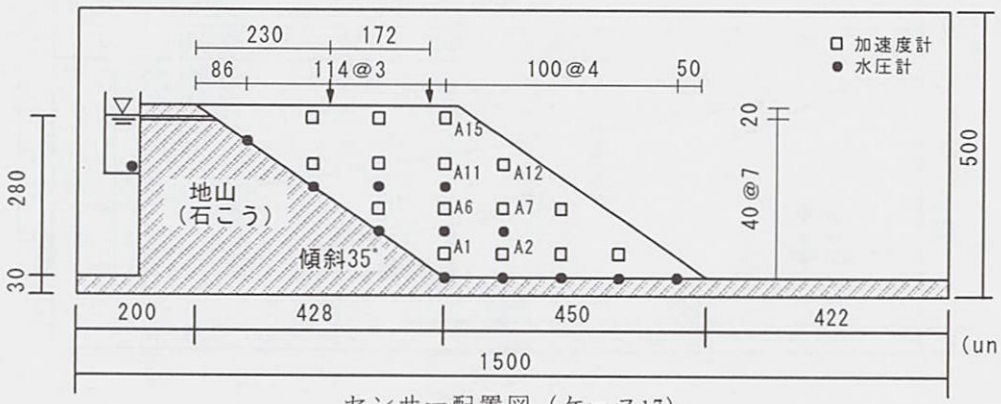


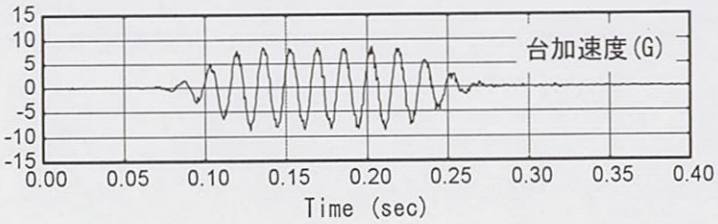

図-5.4.6　応答加速度（Case16）

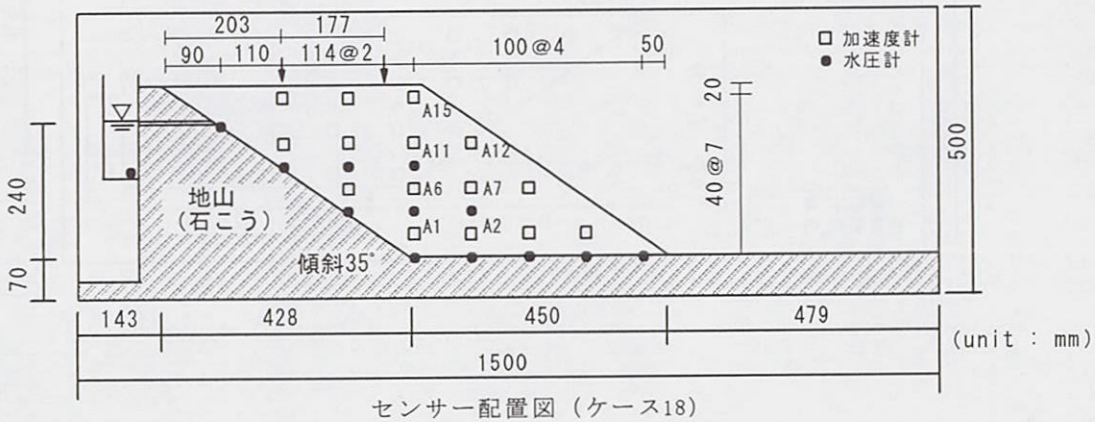



センサー配置図（ケース17）




図-5.4.6　応答加速度（Case17）




センサー配置図（ケース18）

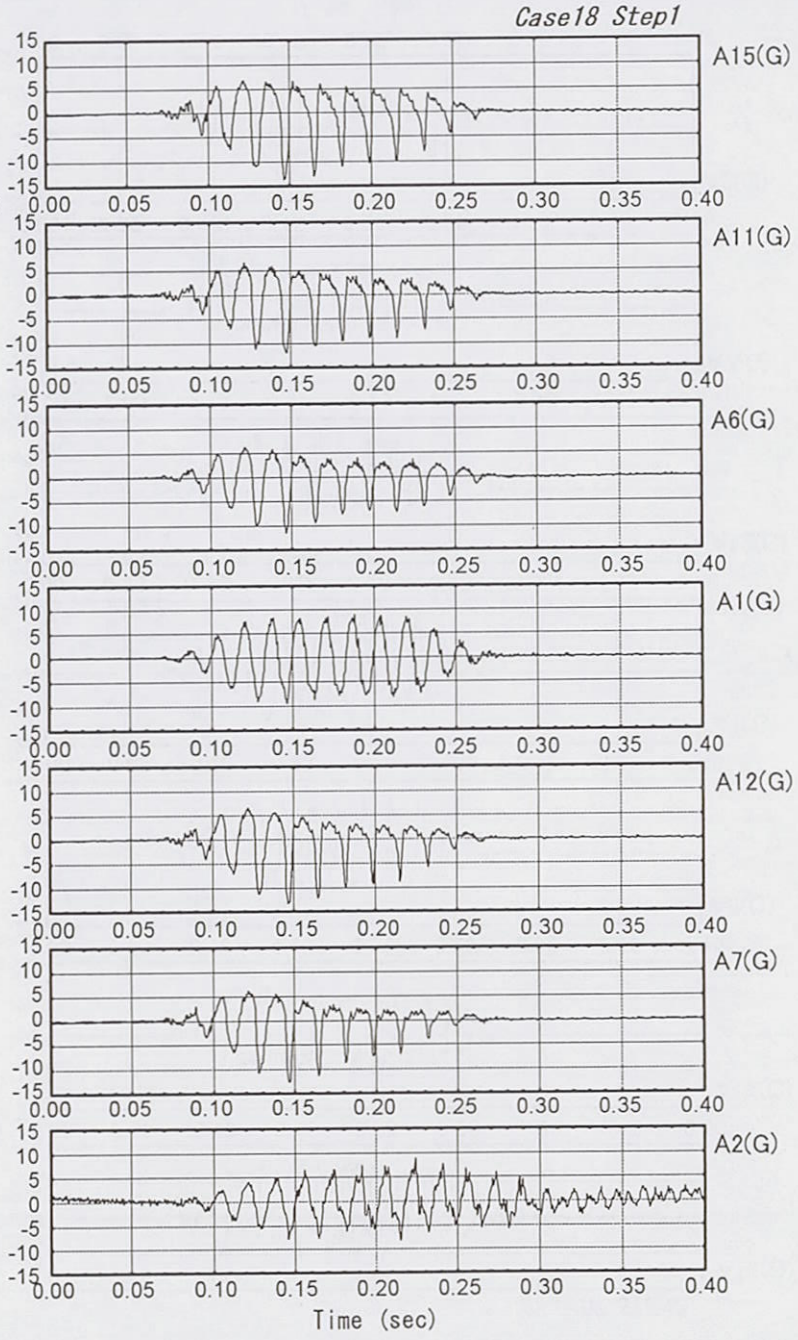
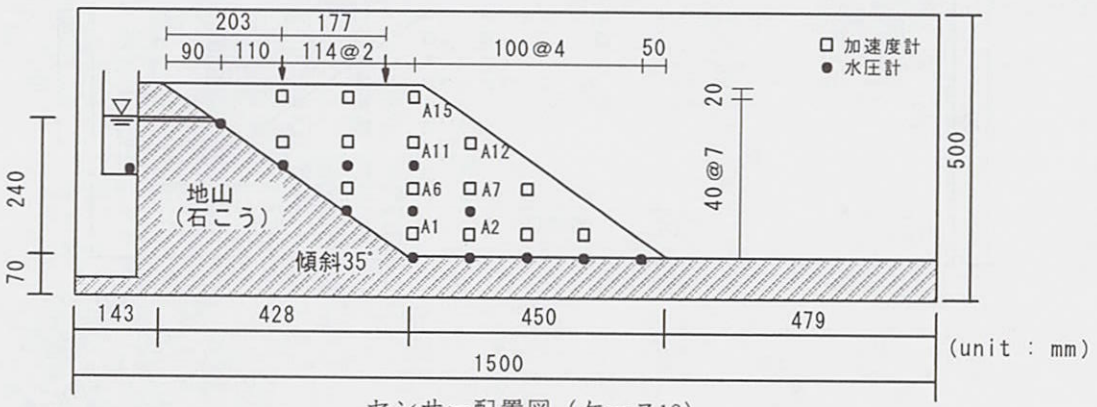
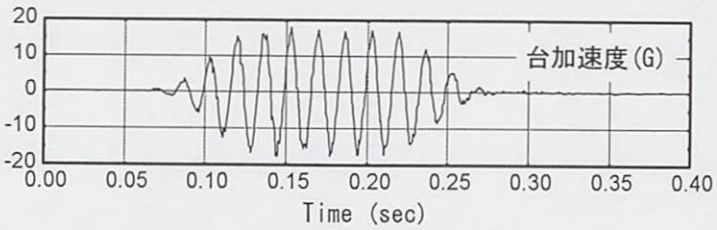



図-5.4.6　応答加速度（Case18）




センサー配置図（ケース18）



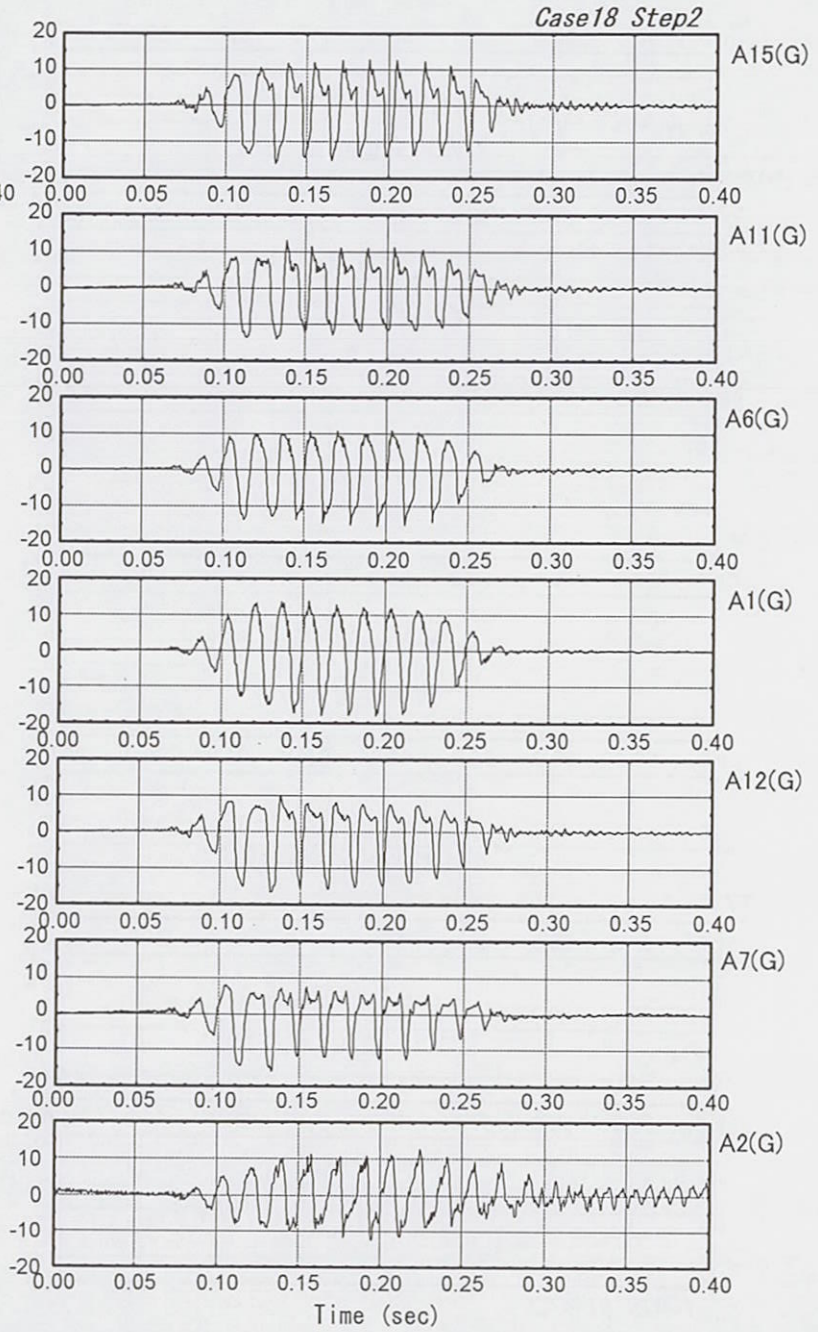
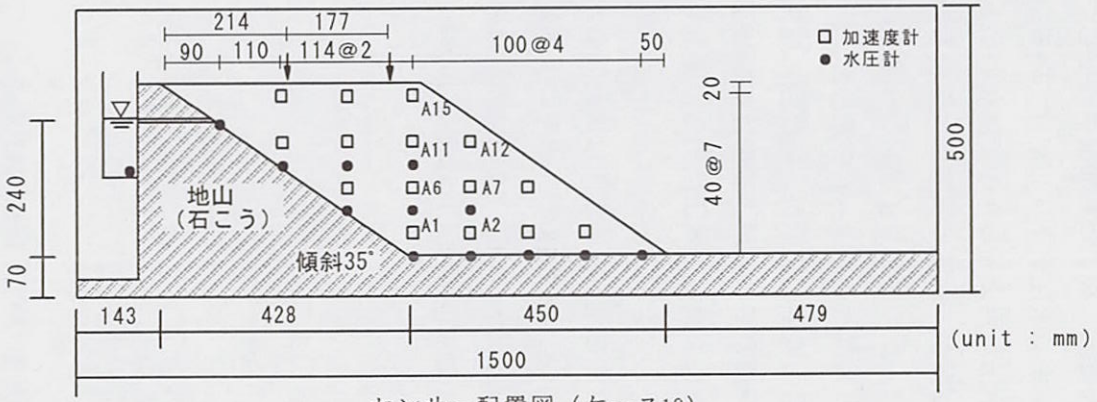




図-5.4.6　応答加速度（Case18）




センサー配置図（ケース19）




図-5.4.6　応答加速度（Case19）

5.4.7　間隙水圧

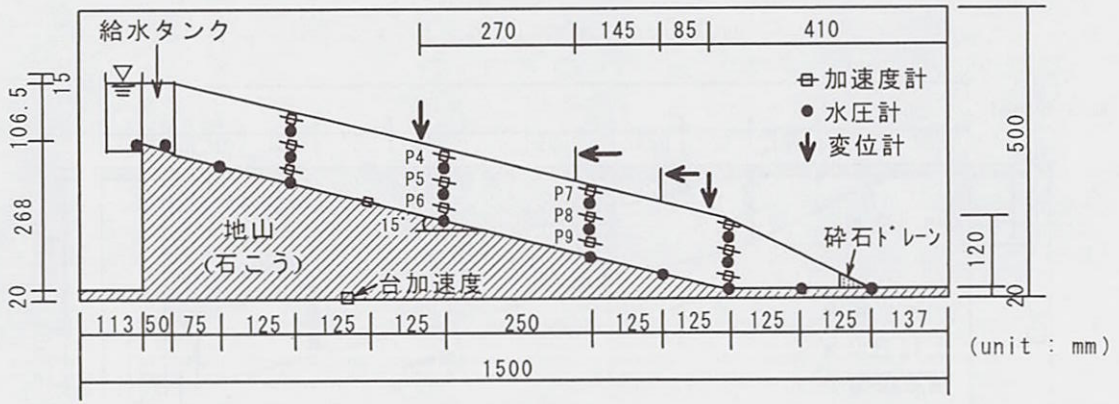
ケース 1～19 の、最終加振ステップにおける間隙水圧の代表値を図-5.4.7 に示す。図中には、静水圧に有効上載圧を加えた値（過剰間隙水圧比が 100%となる値）を点線で示した。なお、ケース 1 は、水圧計のケーブルを十分にたるませなかったため、地盤の変形にセンサーが追随できなかった。そのため、一部のセンサー（たとえば、P5）で不自然な値の変動が生じた。ケース 2 以降は、模型の変形を十分考慮して水圧計を設置している。

傾斜が急で、密度の緩い単純斜面、ケース 1、2、6、7（傾斜 15°）、13、16（傾斜 10°）は、変形量が大きく、加振後も変形が継続する様子が見られたものの、水圧はあまり上昇しなかった。傾斜が急なケースは、初期せん断応力が大きく、わずかな間隙水圧の上昇によって応力状態が破壊線に達し得る。たとえば、傾斜が 15° の斜面は、過剰間隙水圧が初期有効上載圧の 30%程度生じれば、応力状態は破壊線に到達する。5.4.9 で掲載する斜面底部の応力経路によると、ケース 1、2、6 は、破壊線に達するほど水圧が上昇していることがわかる。しかし、ケース 7、10、13、16 の水圧上昇量は十分ではなく、とくに、ケース 13 は水圧の上昇量、振幅ともに小さい。このように、水圧の反応が極端に鈍い原因は、地盤の飽和度が低いこと、もしくは水圧計が正しく検出しなかったことなどが考えられる。流動変形は、加振力の作用により間隙水圧が上昇し、有効応力が低下することにより生じると考えられるが、図より、水圧の最大値は、必ずしも加振中に生じていない。ケース 16 の P4～6 では、加振が 0.28s に終了した後、0.52s まで水圧が上昇し続けている。地盤の変形が停止することにより、水圧の消散が妨げられた結果、水圧が再上昇したのではないかと考えられる。

密度の高いケース 5 は、加振中の水圧の振幅は大きいものの、斜面全体を見ると過剰間隙水圧はあまり発生していない。これは、正のダイレイタンシー効果によるものと考えられる。

傾斜が緩い単純斜面、たとえばケース 3、4 を見ると、斜面下層の水圧は過剰間隙水圧比で 50%程度上昇している。しかし、斜面の応力状態が、破壊線に達するほどの上昇量ではない。また、加振後もしばらく水圧の高い状態が続いているが、変形は加振終了とともに停止している。加振波数を十分に多くしたケース 9、11 では、加振中の水圧はある程度上昇した後、その漸増成分が横ばいとなっている。

片盛土のケースは、盛土全体を見ると、水圧は過剰間隙水圧比で 30～60%程度の上昇が見られる。変形の大きかった 17、19 と小さかった 18 で、水圧の上昇量に大きな差は見られないが、盛土内部の水圧、たとえば P8 を比べると、ケース 17、19 では加振後再び上昇する傾向が見られる。また、ケース 17 の P4 より、のり先部の過剰間隙水圧比はほぼ 100%に達しており、盛土の足元が強度低下すると大変形が生じることがわかる。




センサー配置図（ケース1）

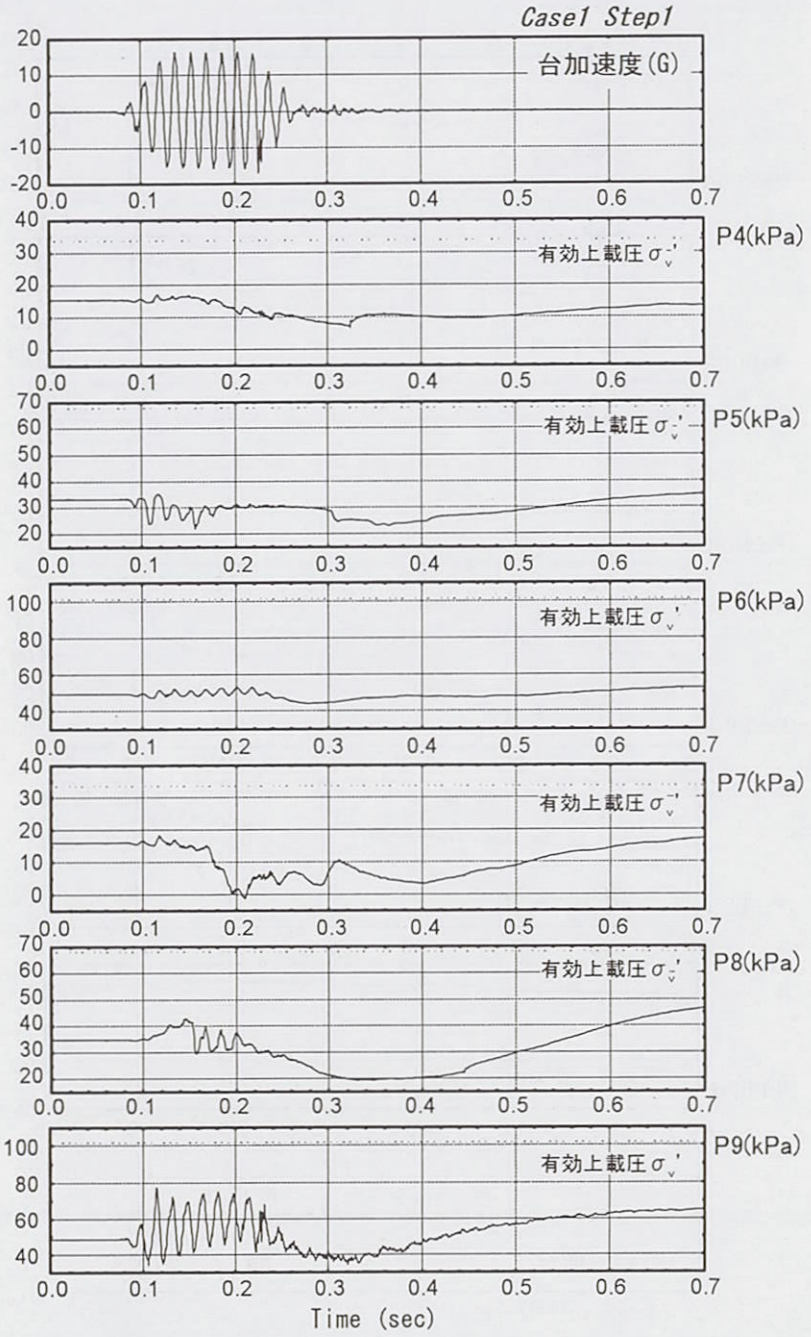
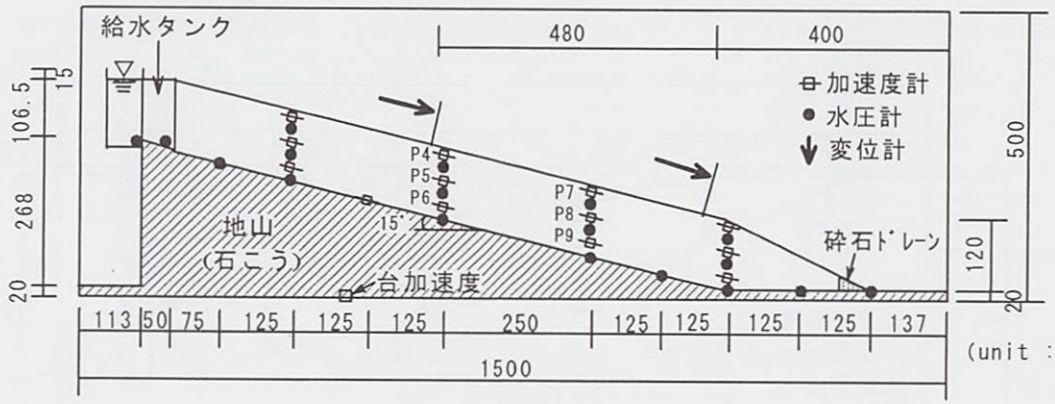



図-5.4.7　間隙水圧（Case1）




センサー配置図（ケース2）

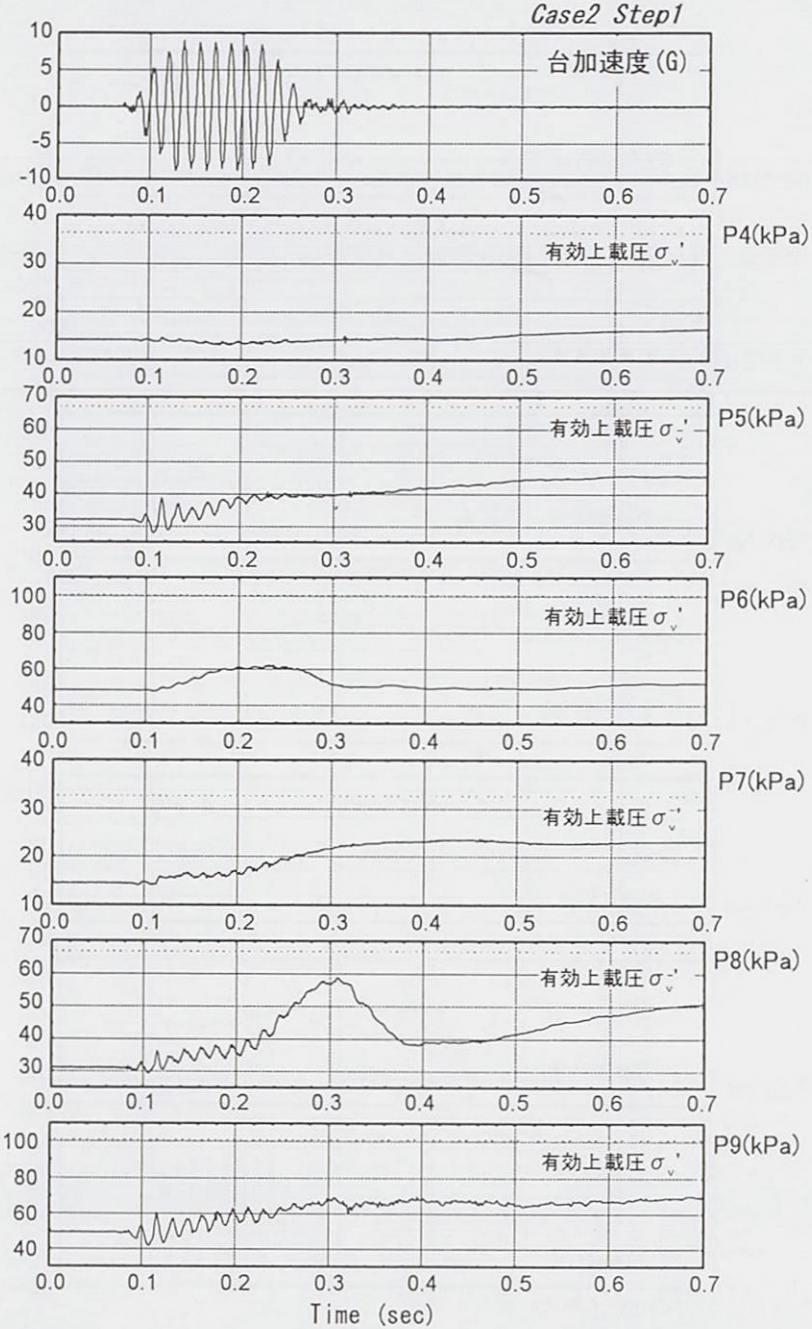
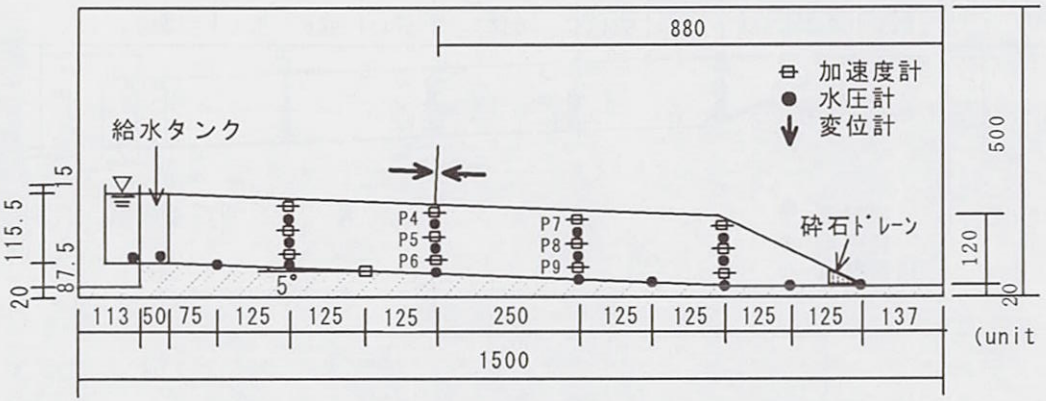



図-5.4.7　間隙水圧（Case2）




センサー配置図（ケース3）

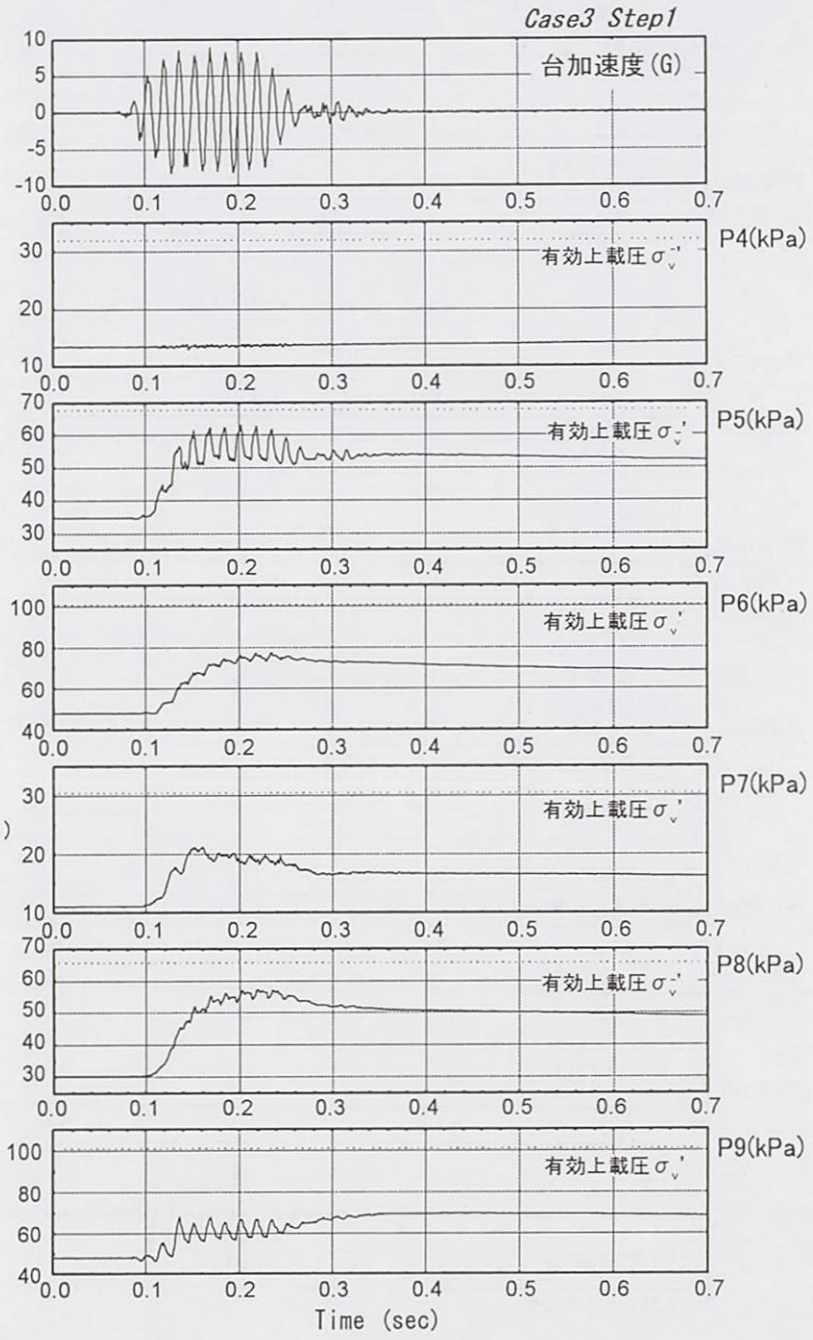
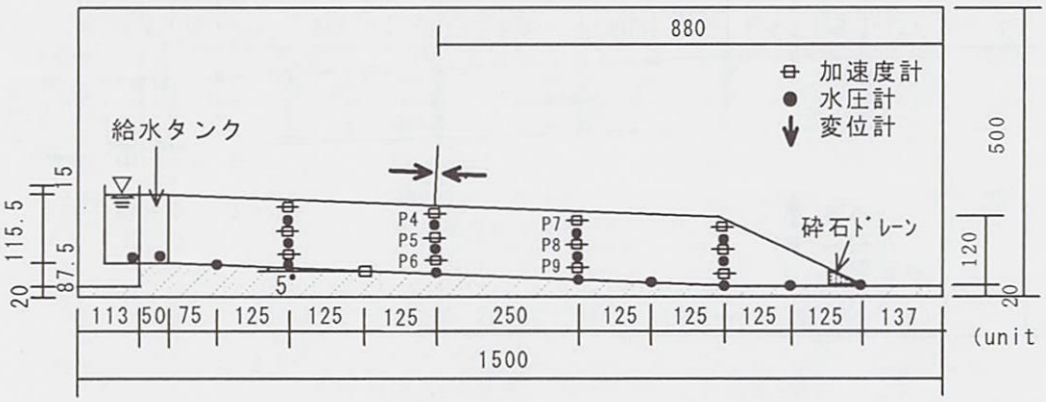



図-5.4.7　間隙水圧（Case3）




センサー配置図（ケース4）

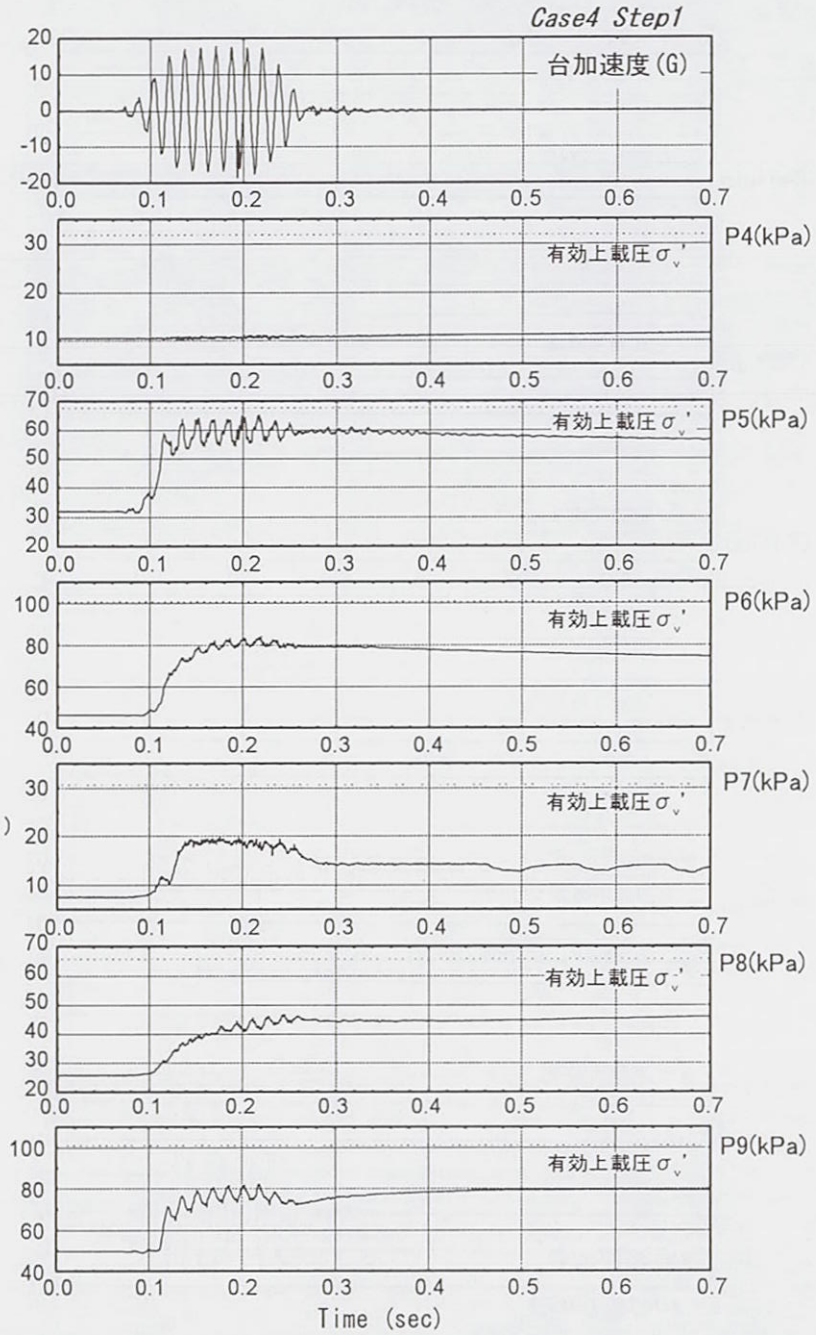
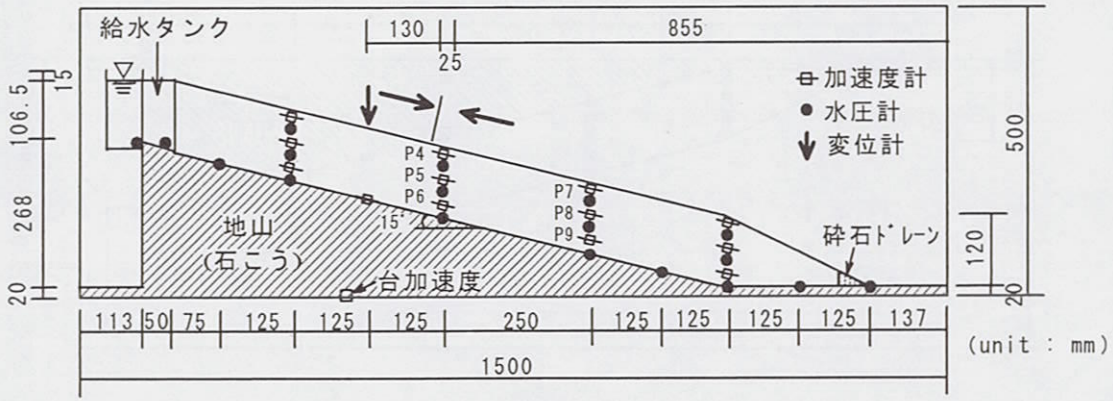



図-5.4.7　間隙水圧（Case4）




センサー配置図（ケース5）

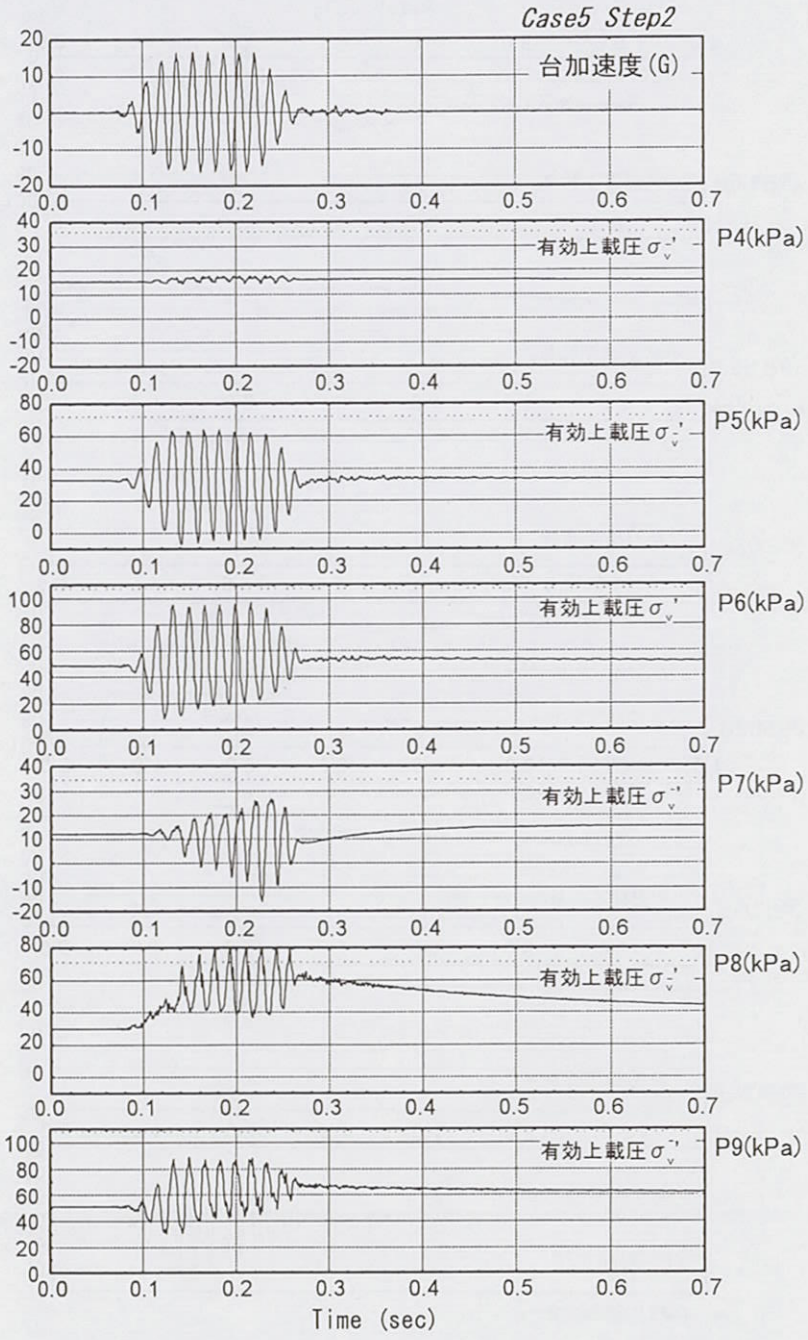
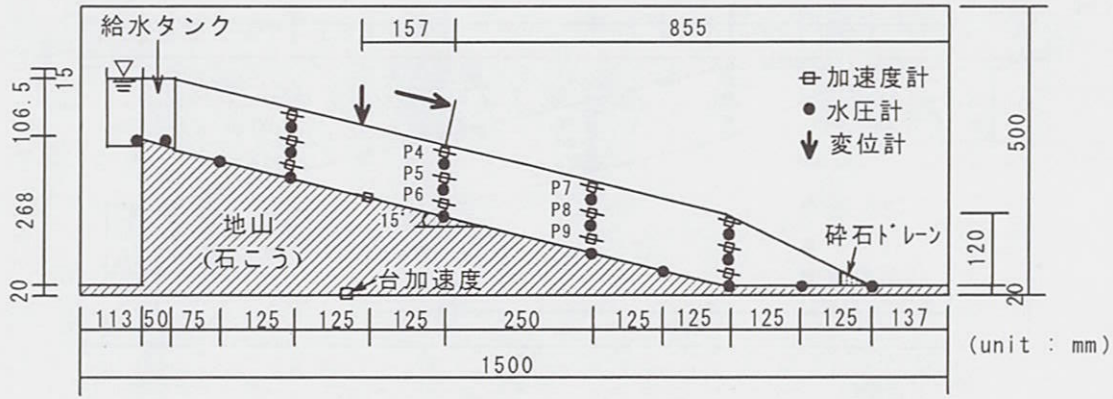



図-5.4.7　間隙水圧（Case5）




センサー配置図（ケース6）

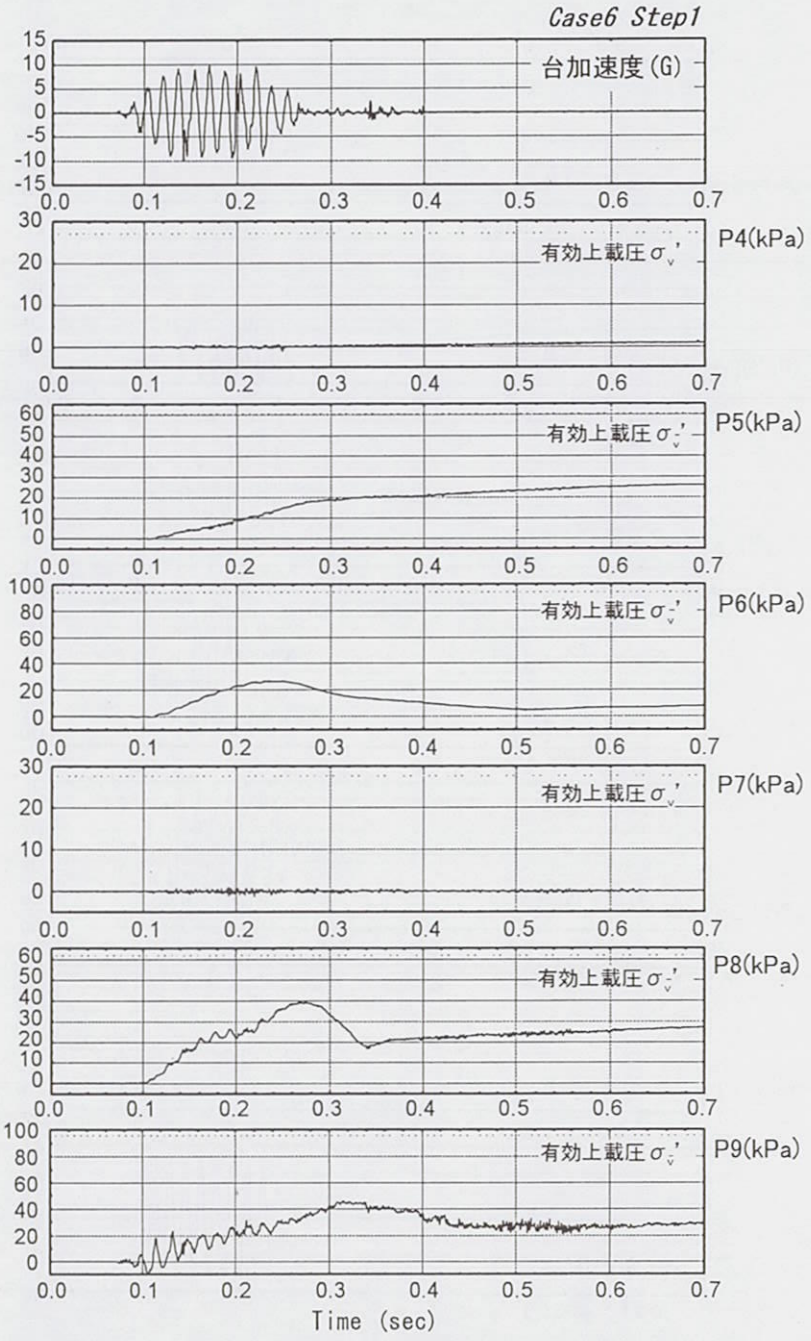
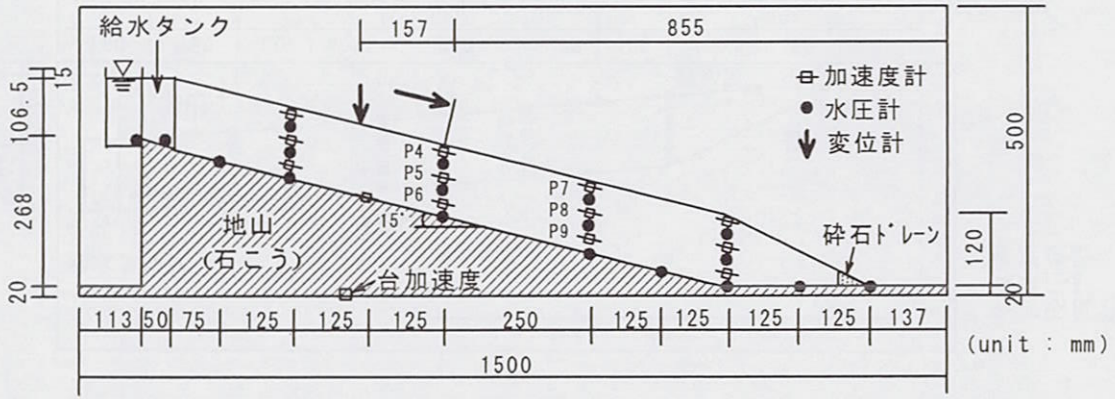



図-5.4.7　間隙水圧（Case6）




センサー配置図（ケース7）

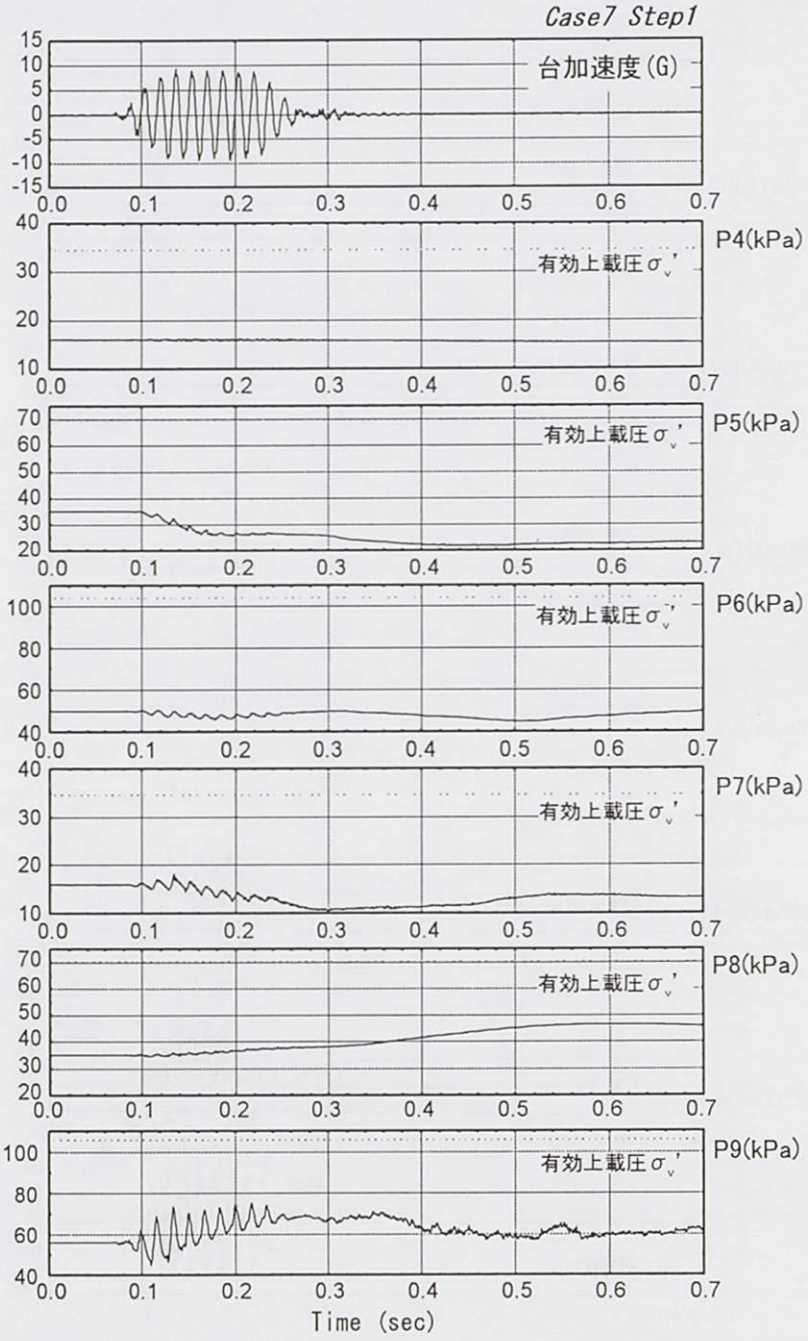
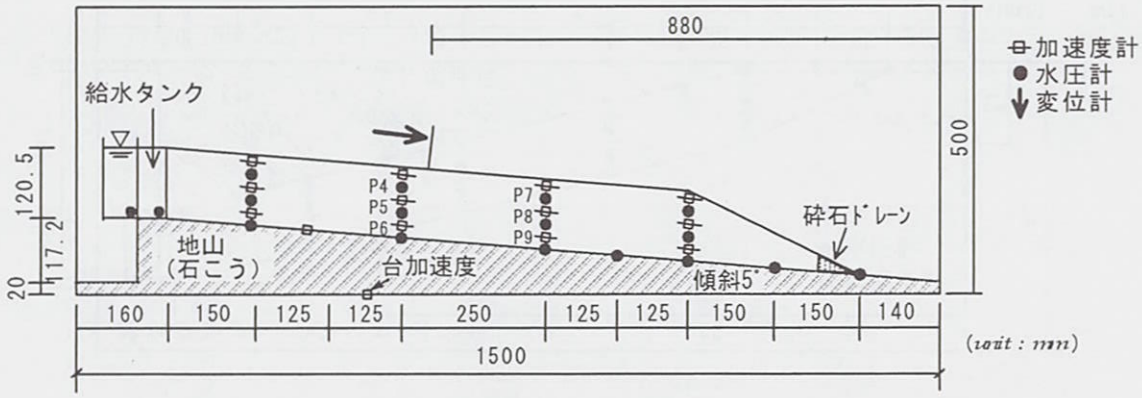



図-5.4.7　間隙水圧（Case7）




センサー配置図（ケース８）

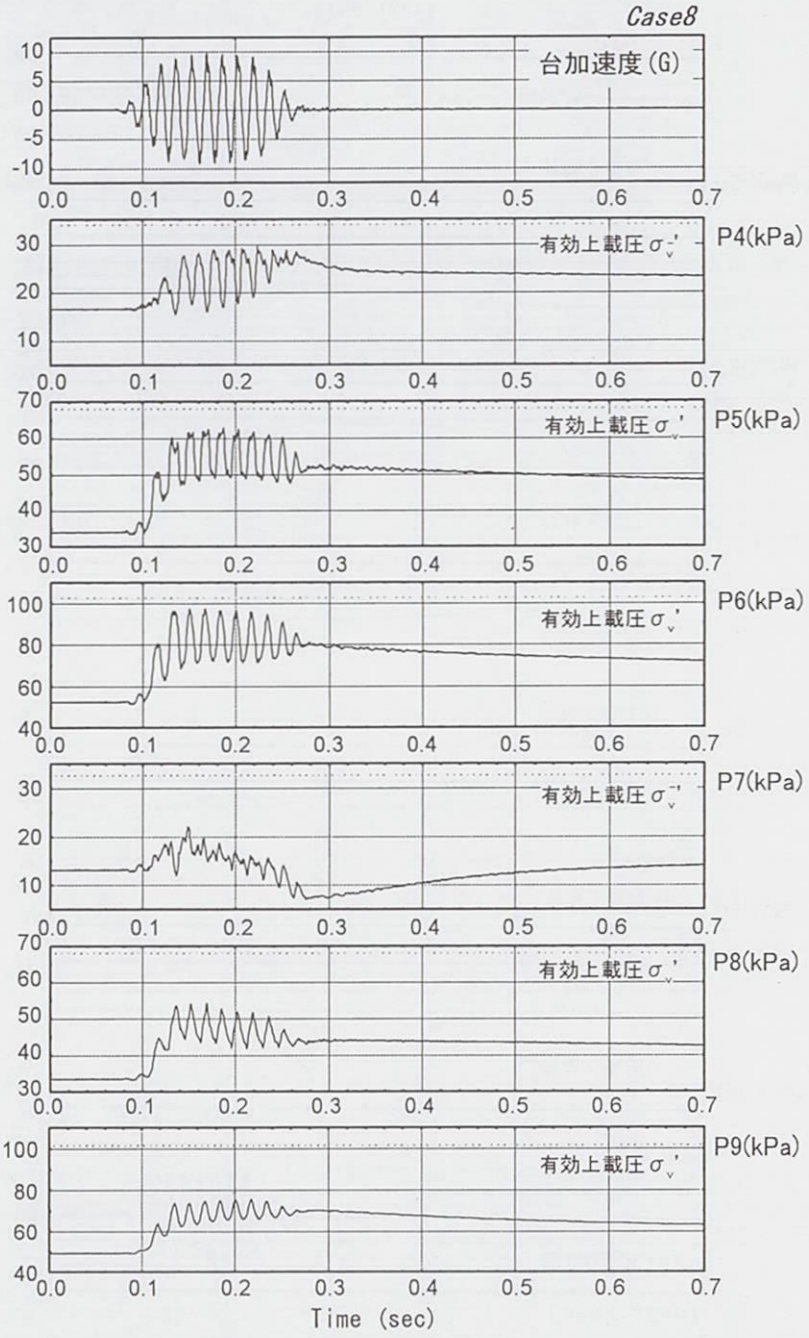
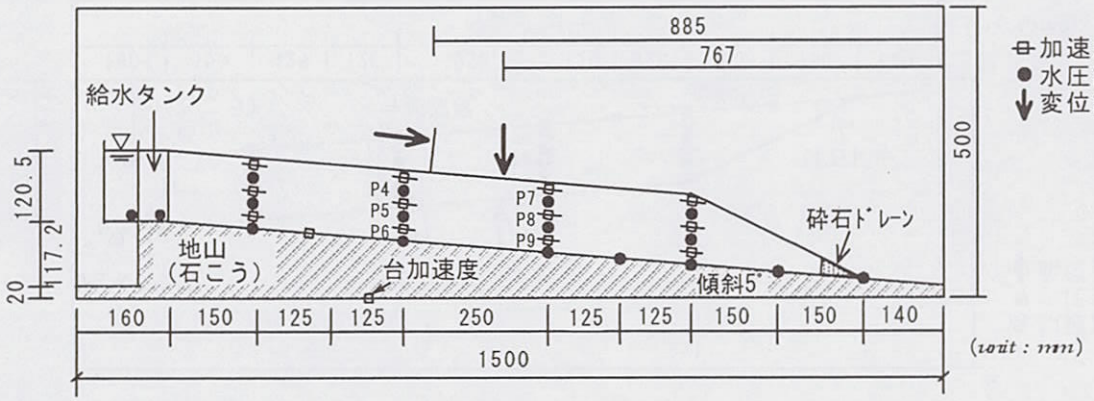



図-5.4.7　間隙水圧（Case8）




センサー配置図（ケース９）

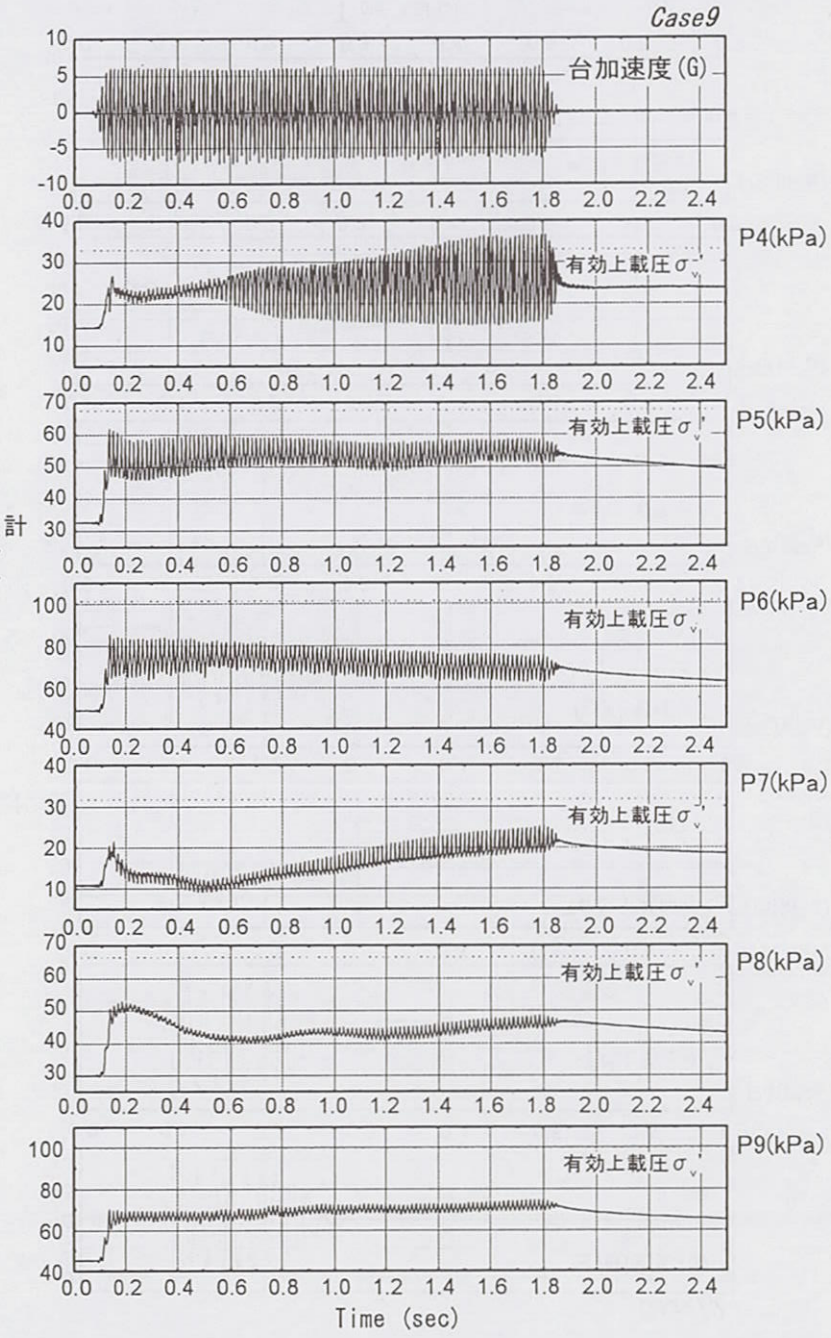
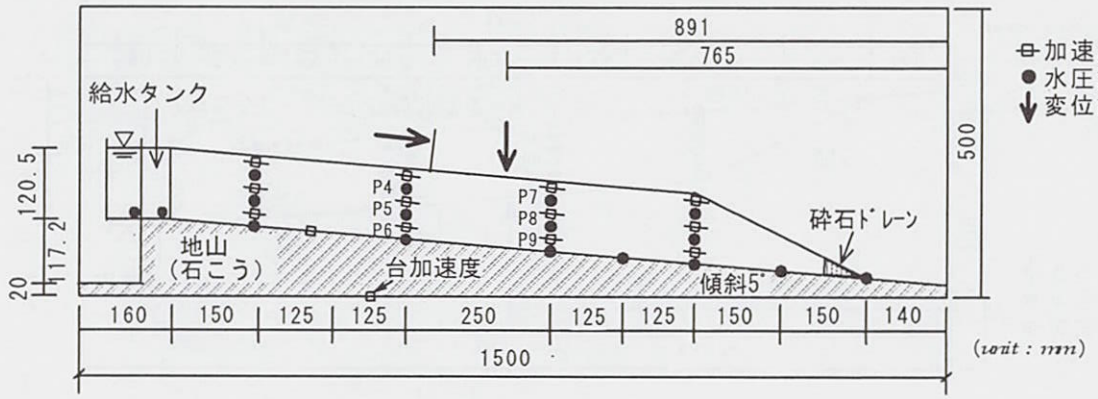



図-5.4.7　間隙水圧（Case9）




センサー配置図（ケース10）

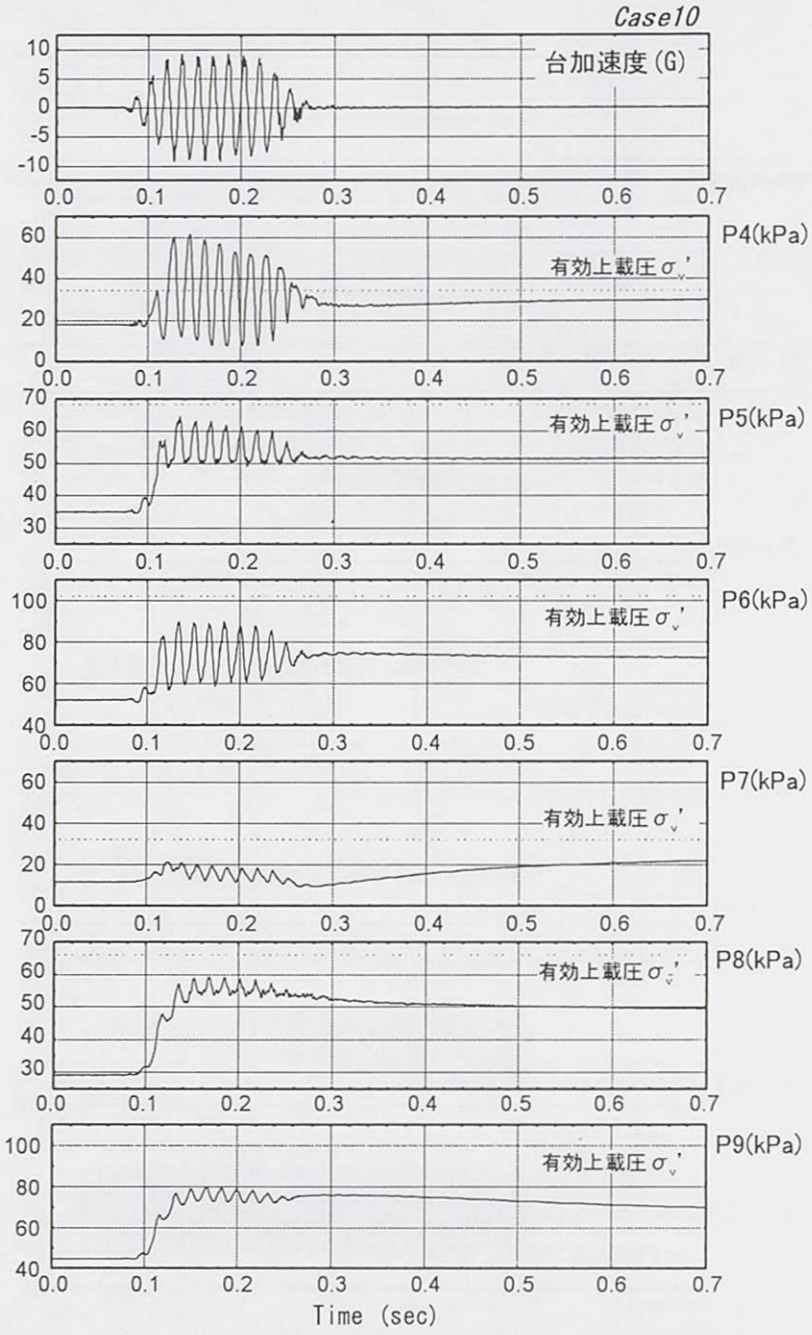
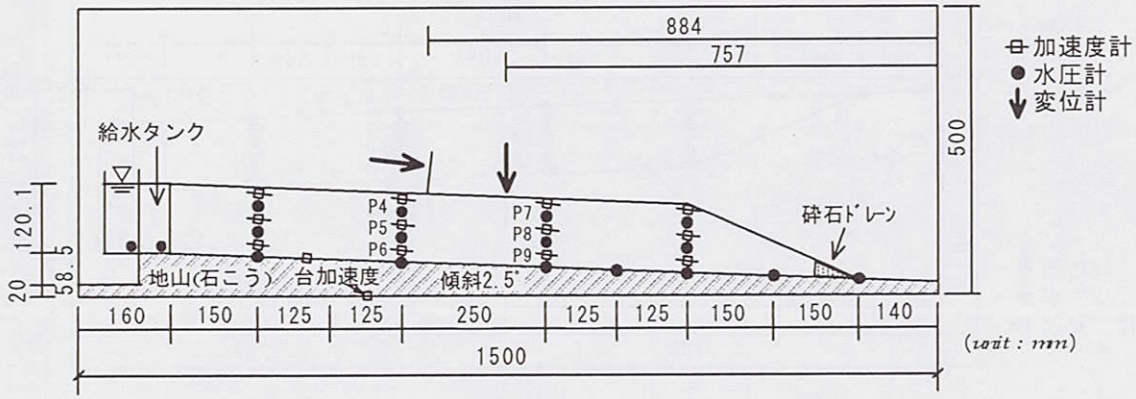



図-5.4.7　間隙水圧（Case10）




センサー配置図（ケース11）

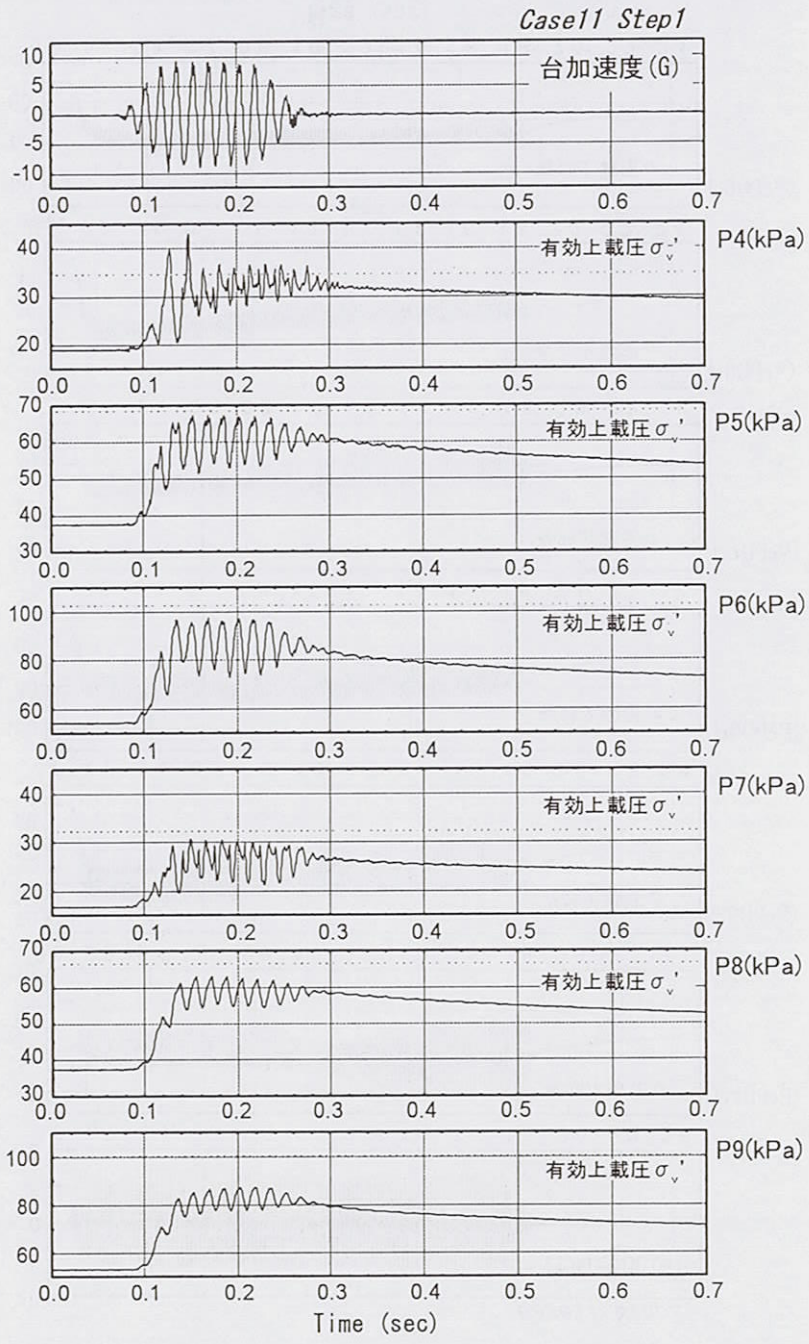
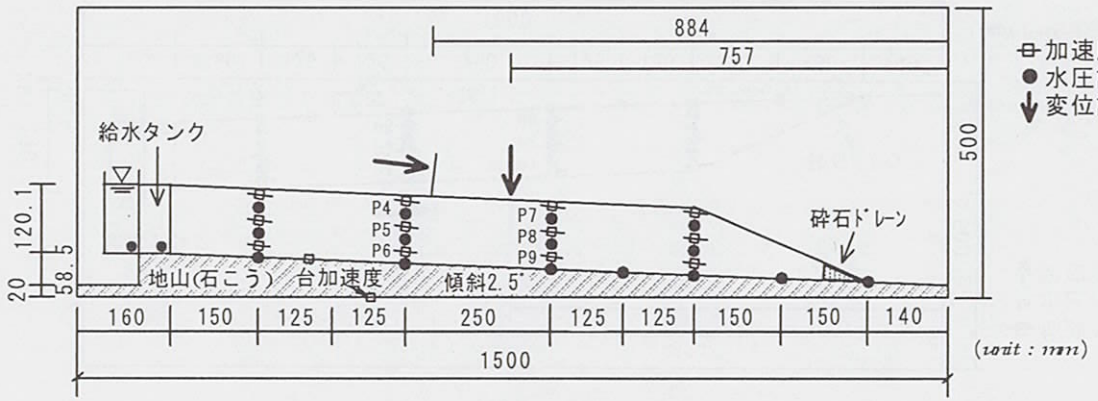



図-5.4.7　間隙水圧（Case11）




センサー配置図（ケース11）

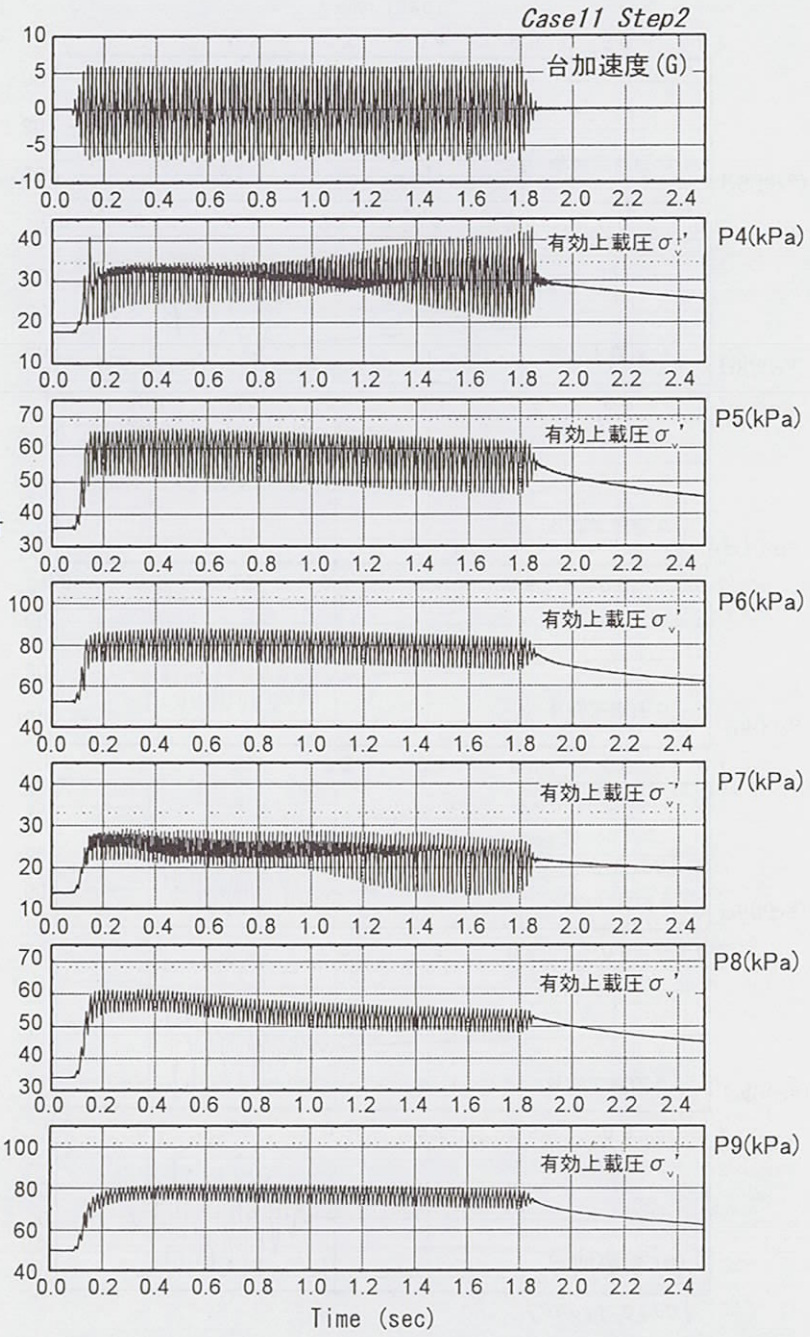
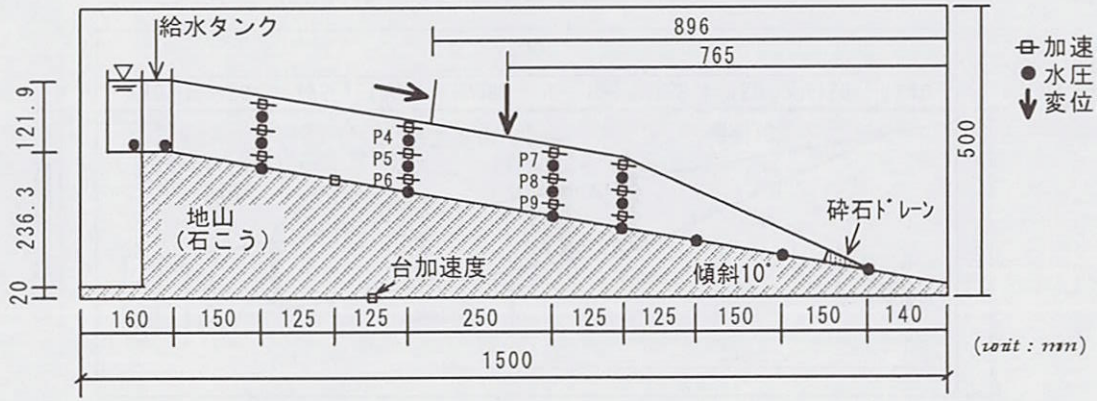



図-5.4.7　間隙水圧（Case11）




センサー配置図（ケース13）

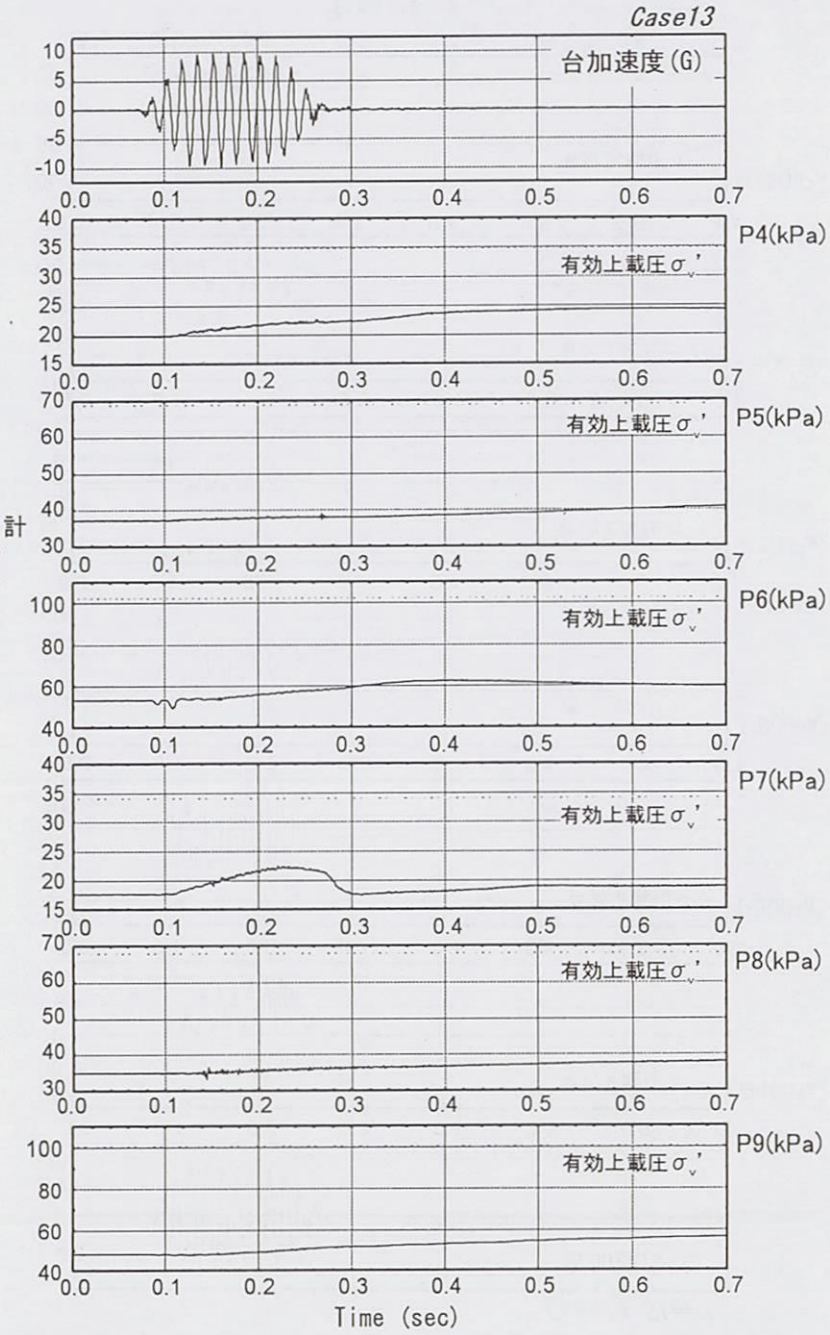
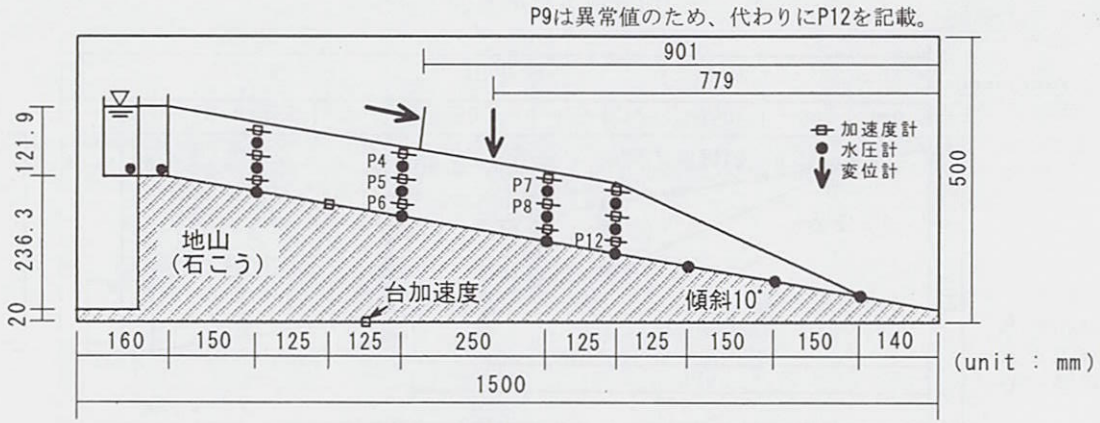



図-5.4.7　間隙水圧（Case13）




センサー配置図（ケース14）

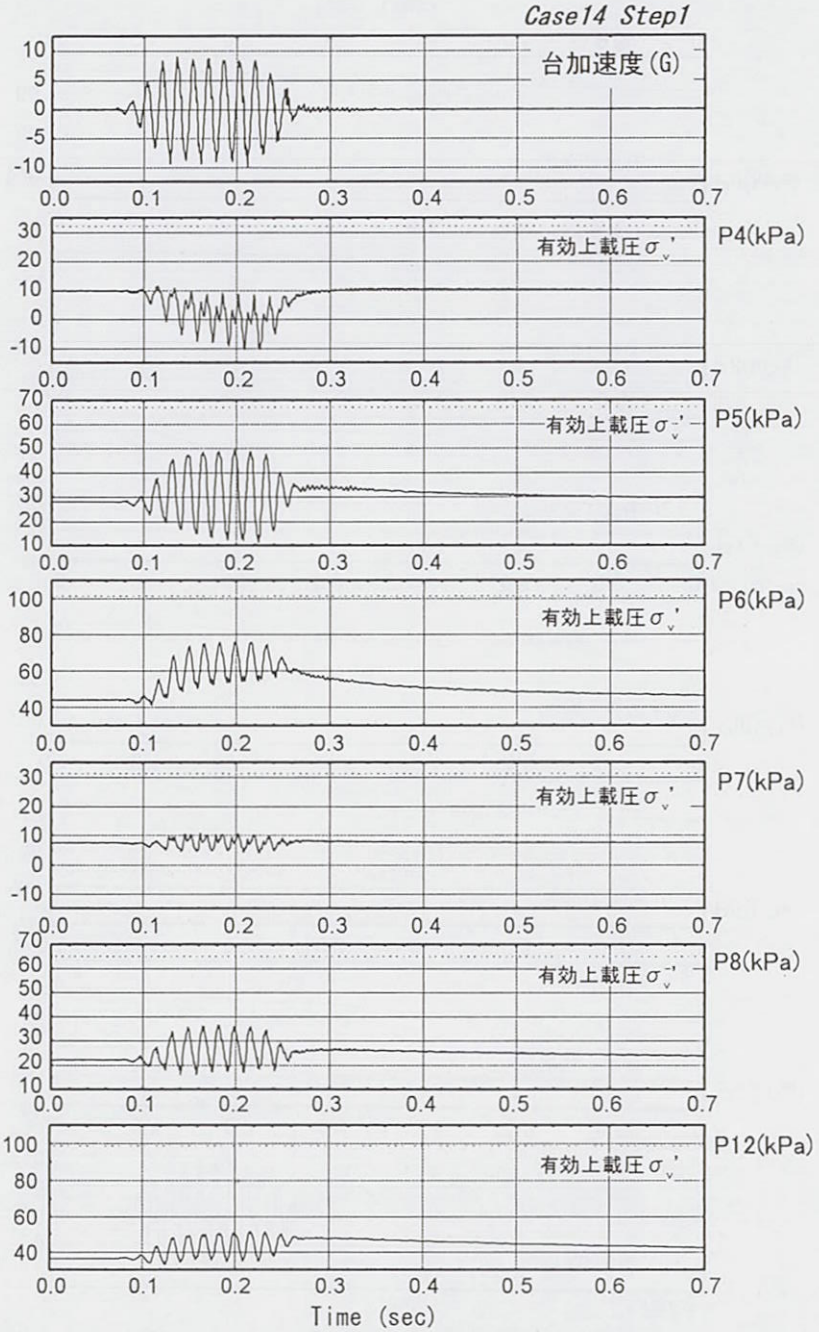
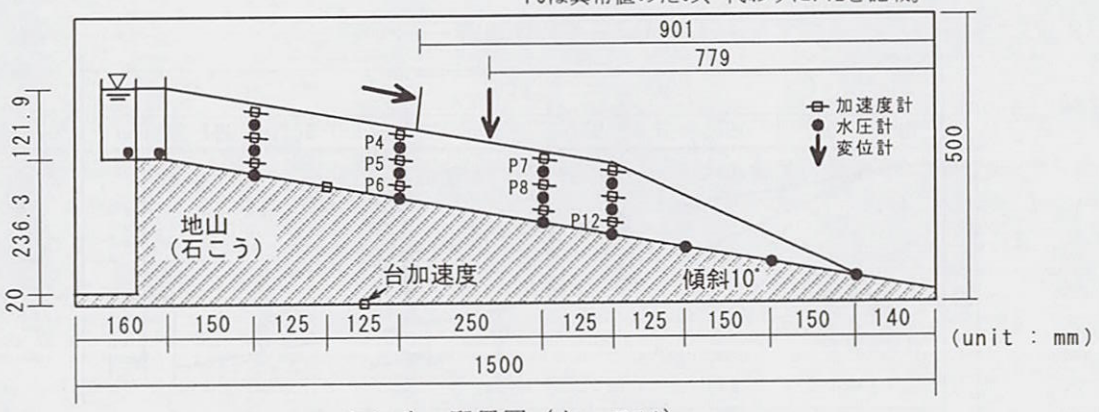



図-5.4.7　間隙水圧（Case14）




センサー配置図（ケース14）

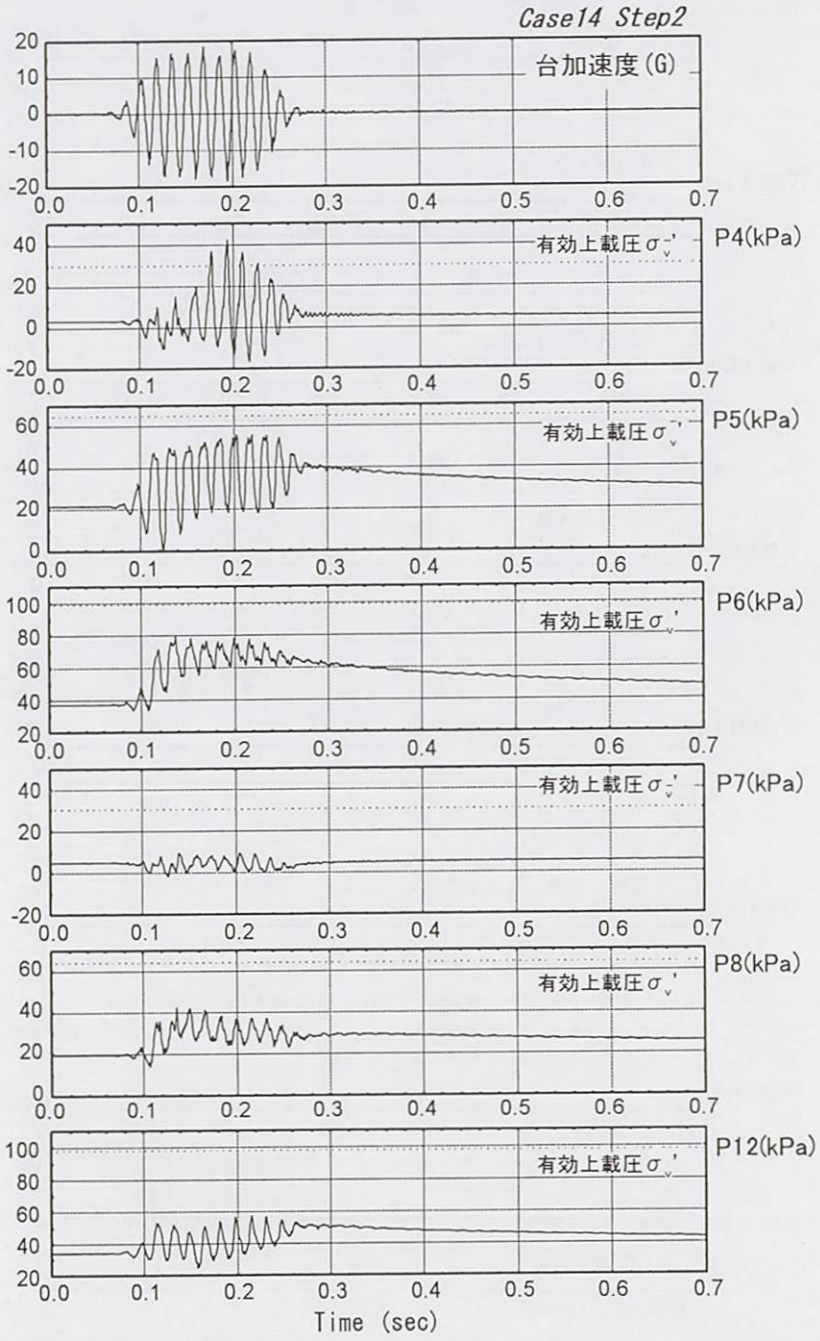
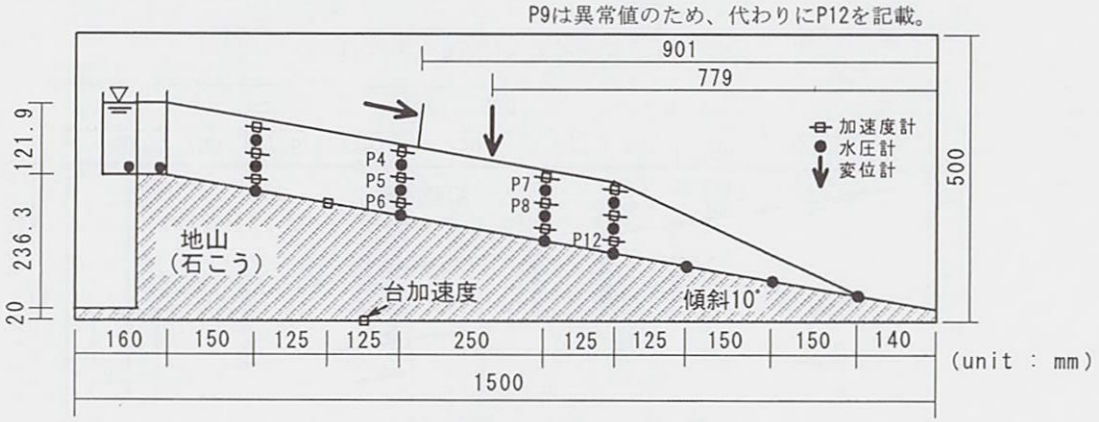



図-5.4.7　間隙水圧（Case14）




センサー配置図（ケース14）

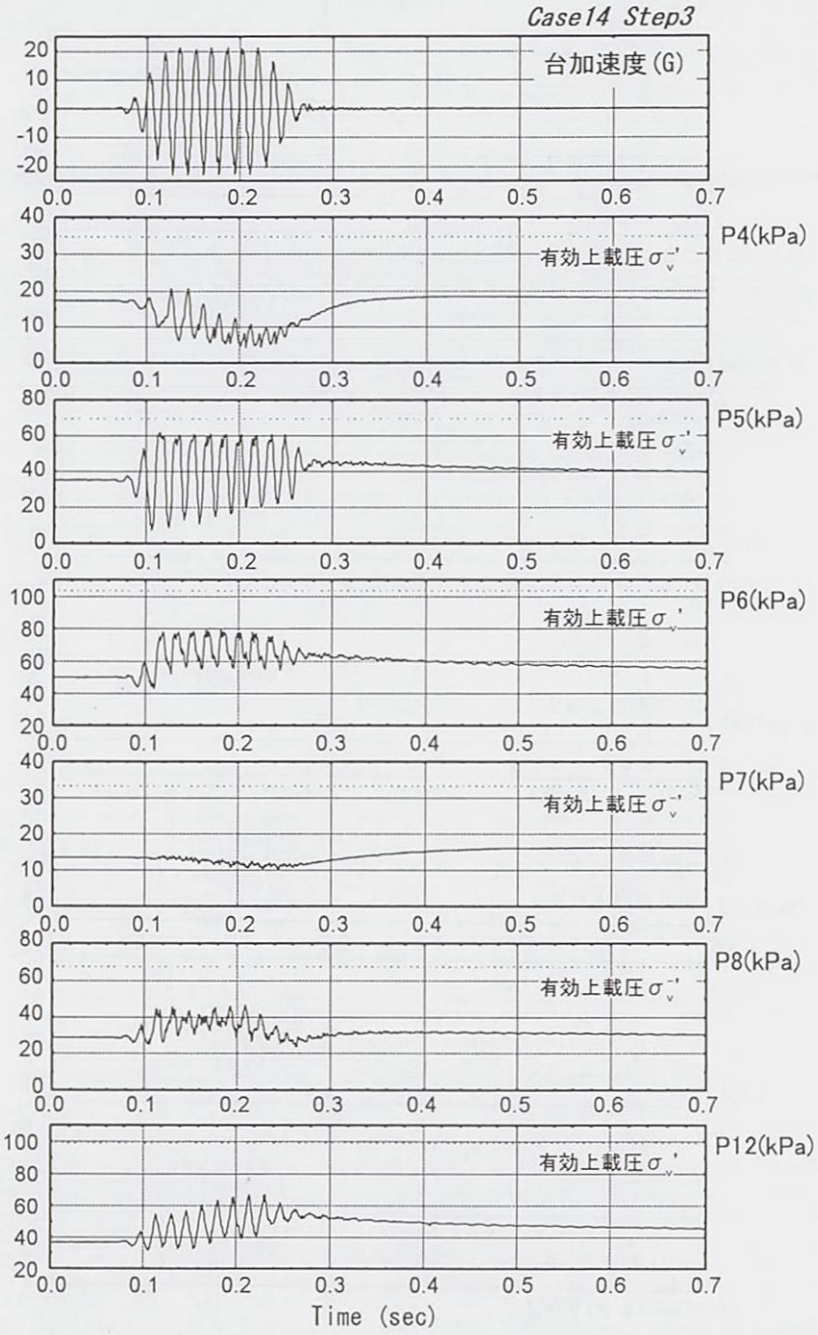
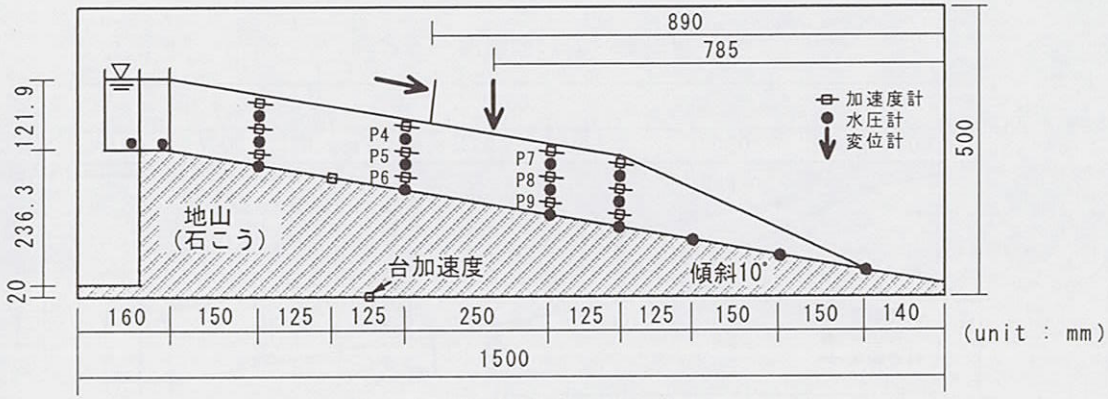



図-5.4.7　間隙水圧（Case14）




センサー配置図（ケース15）

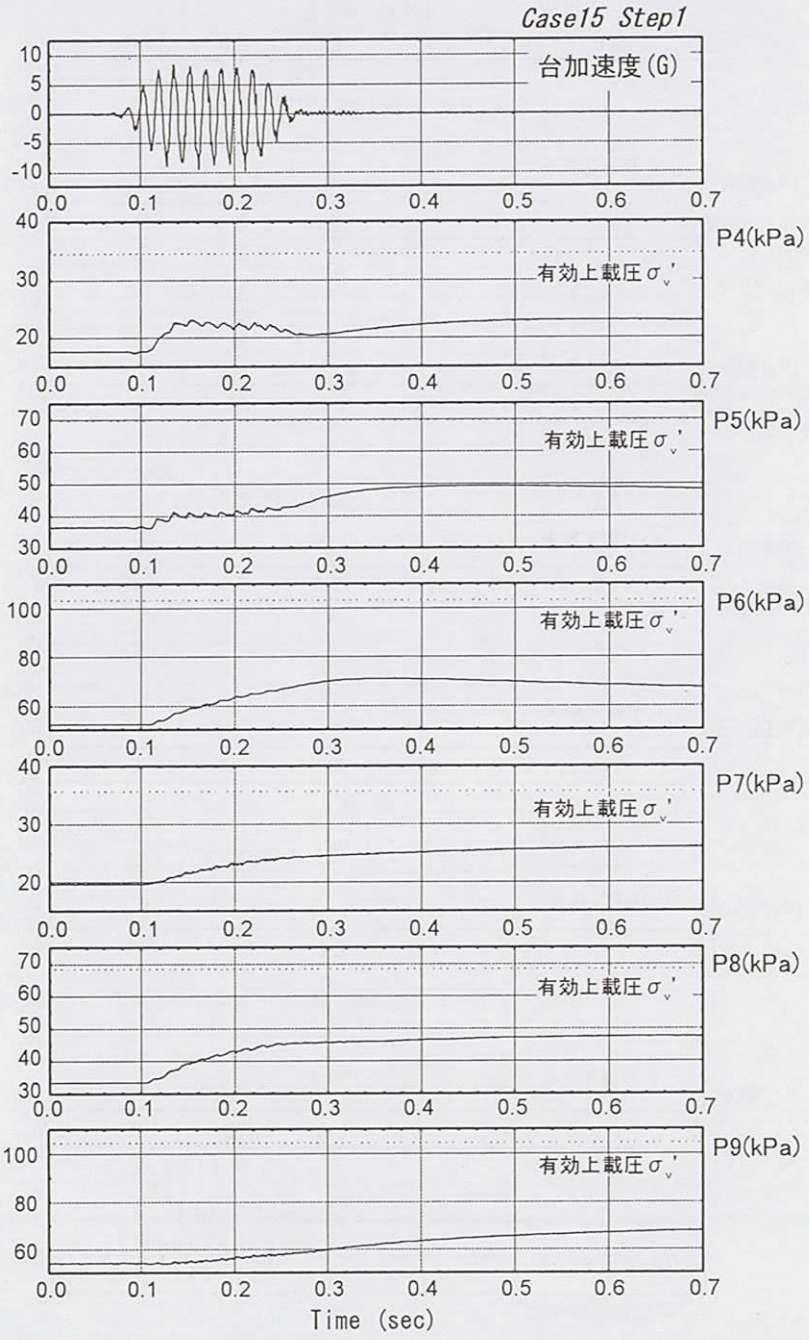
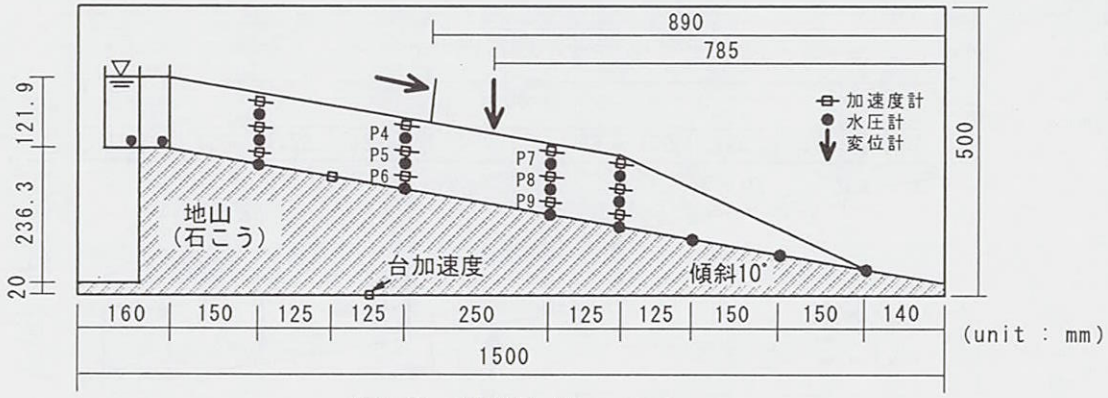



図-5.4.7　間隙水圧（Case15）




センサー配置図（ケース15）

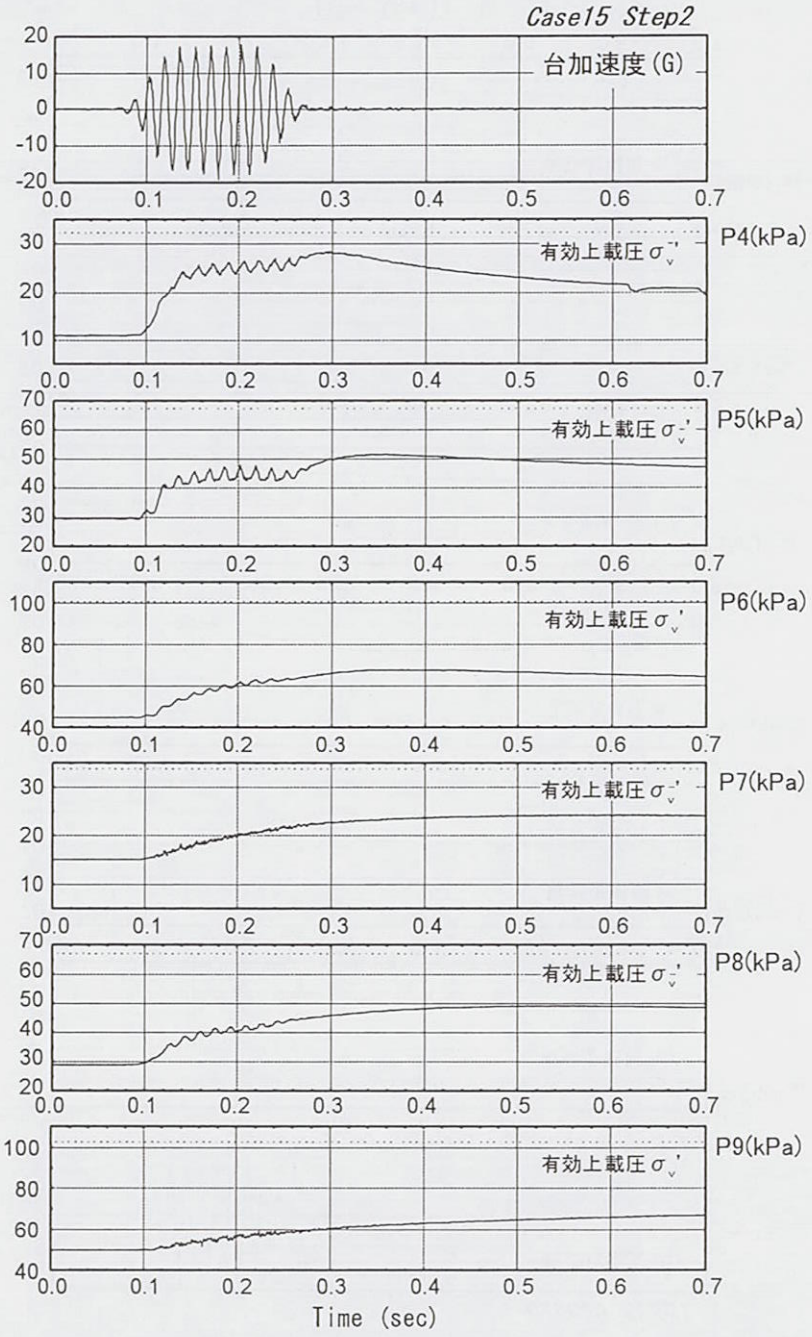
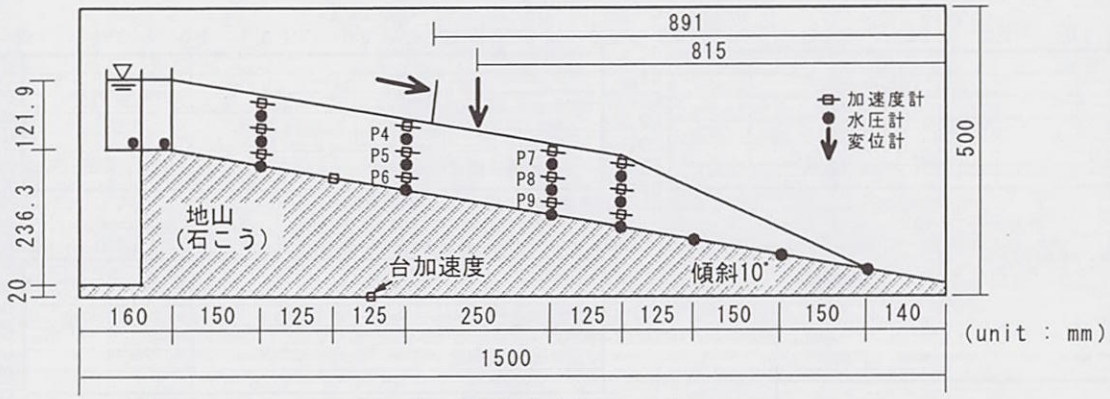



図-5.4.7　間隙水圧（Case15）




センサー配置図（ケース16）

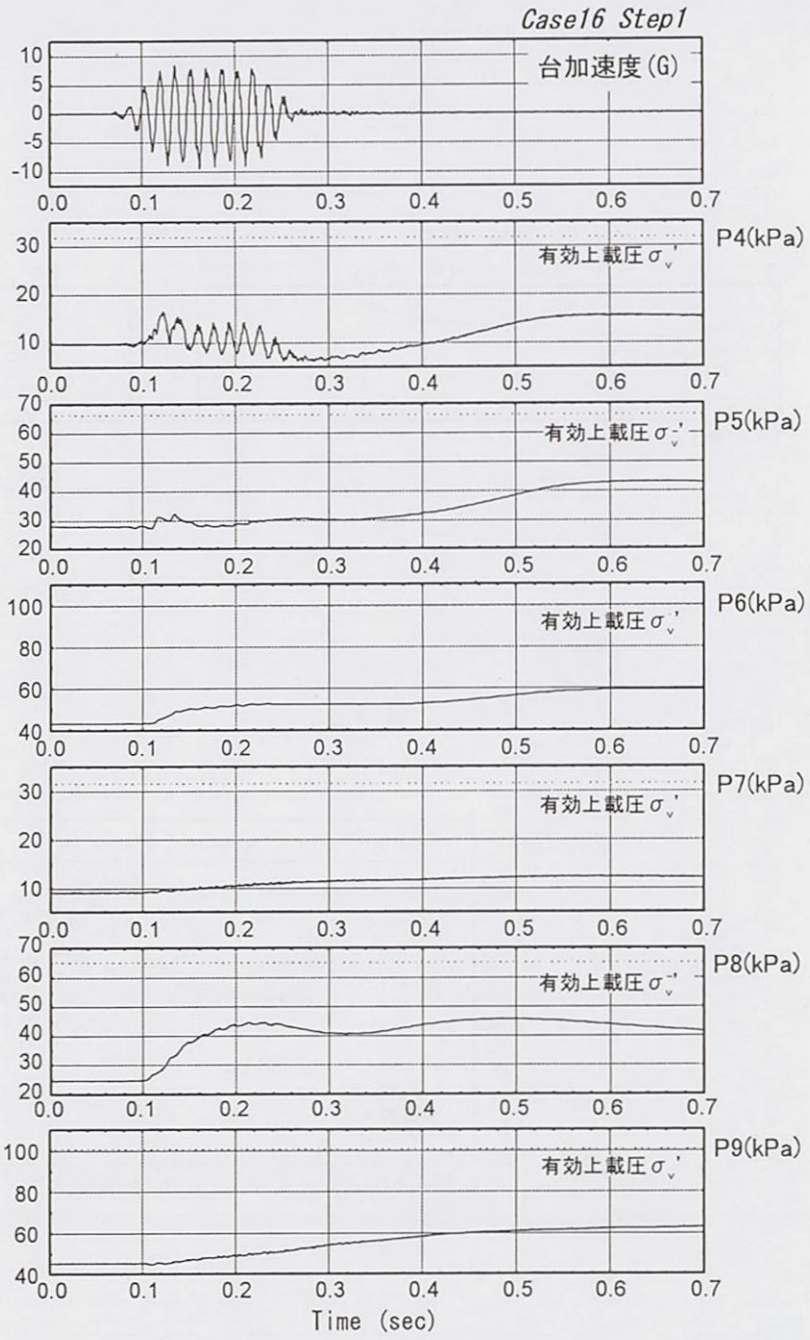



図-5.4.7　間隙水圧（Case16）

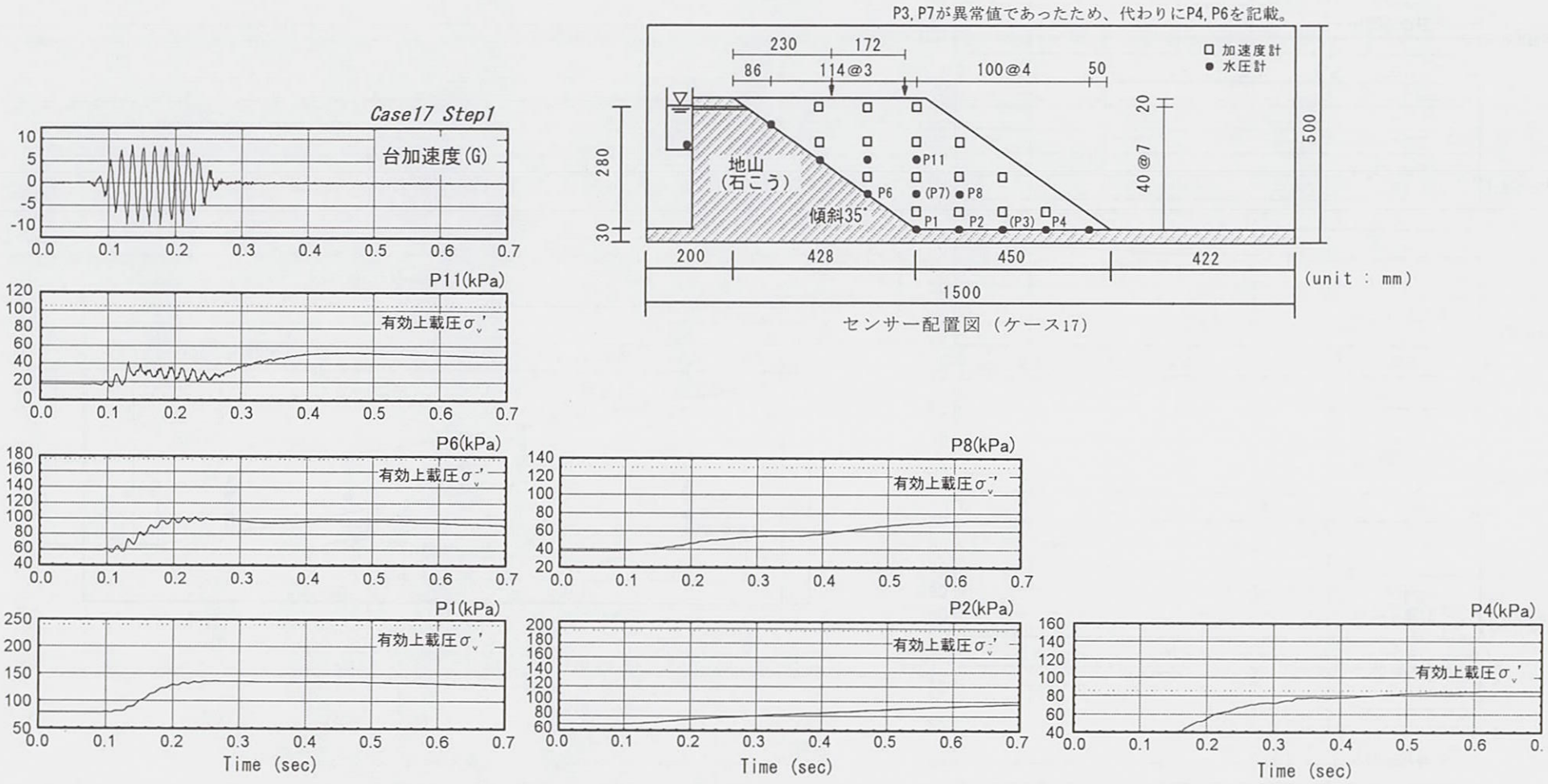
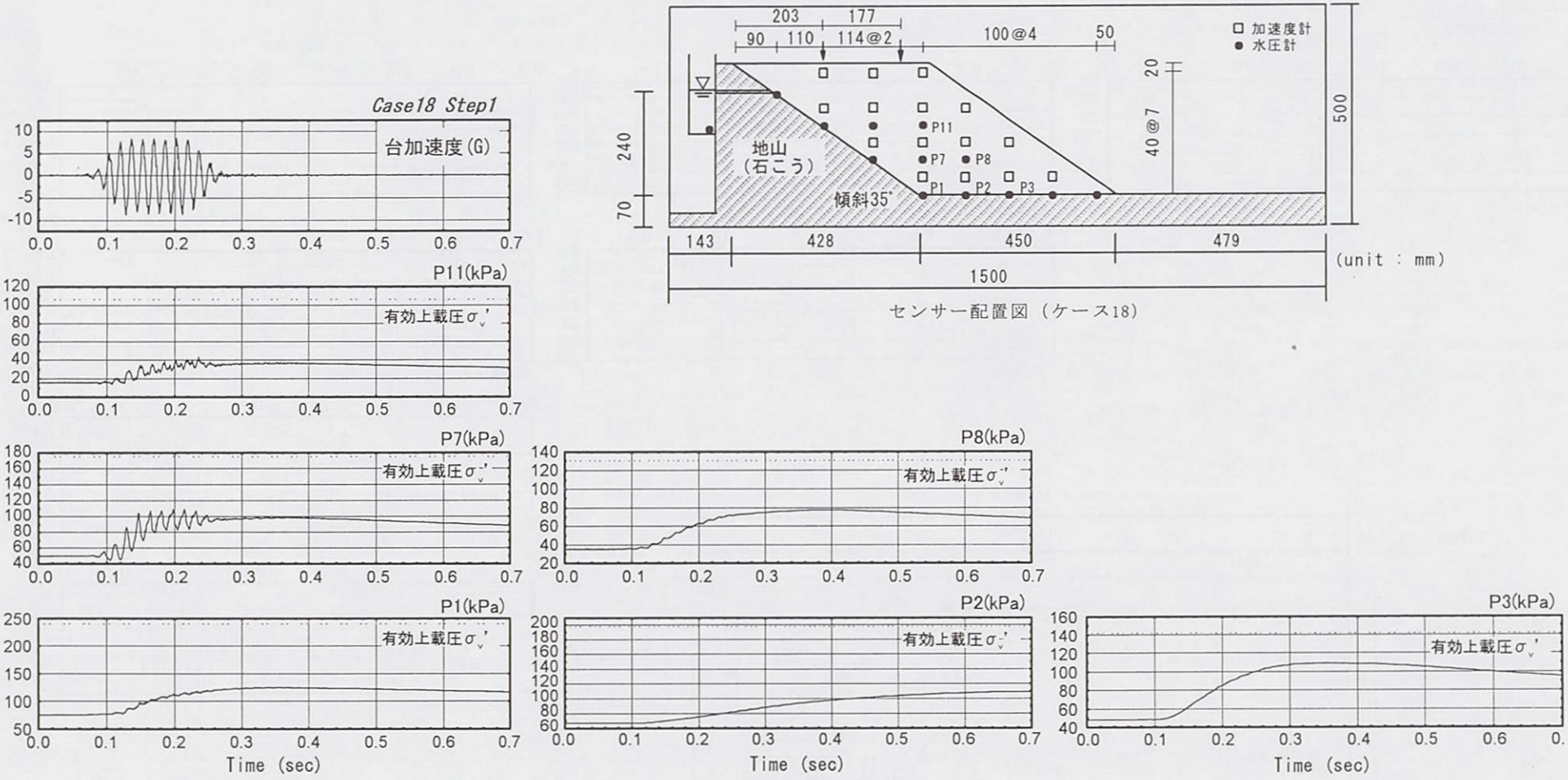
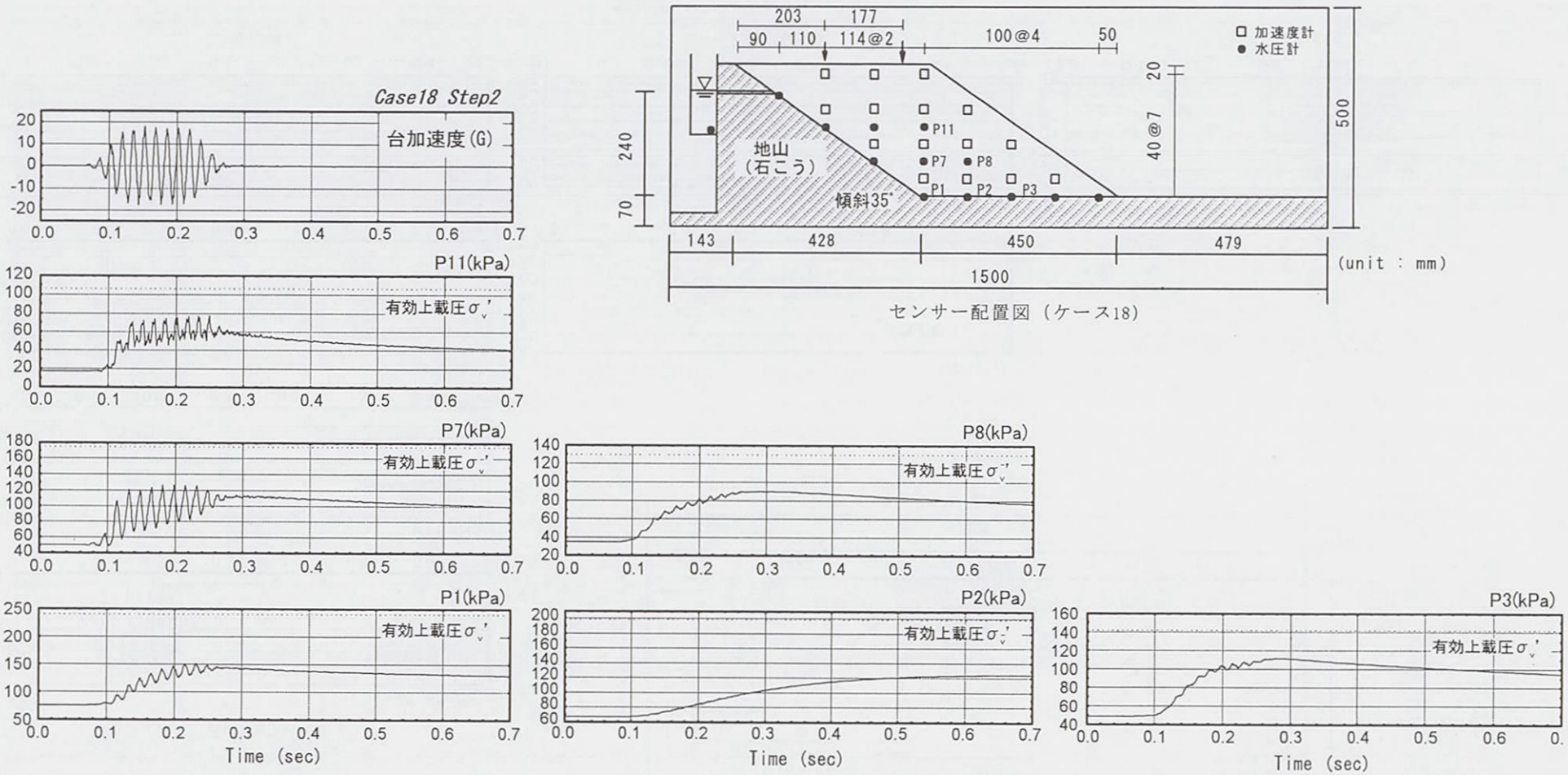



図-5.4.7　間隙水圧（Case17）




センサー配置図（ケース18）

図-5.4.7　間隙水圧（Case18）

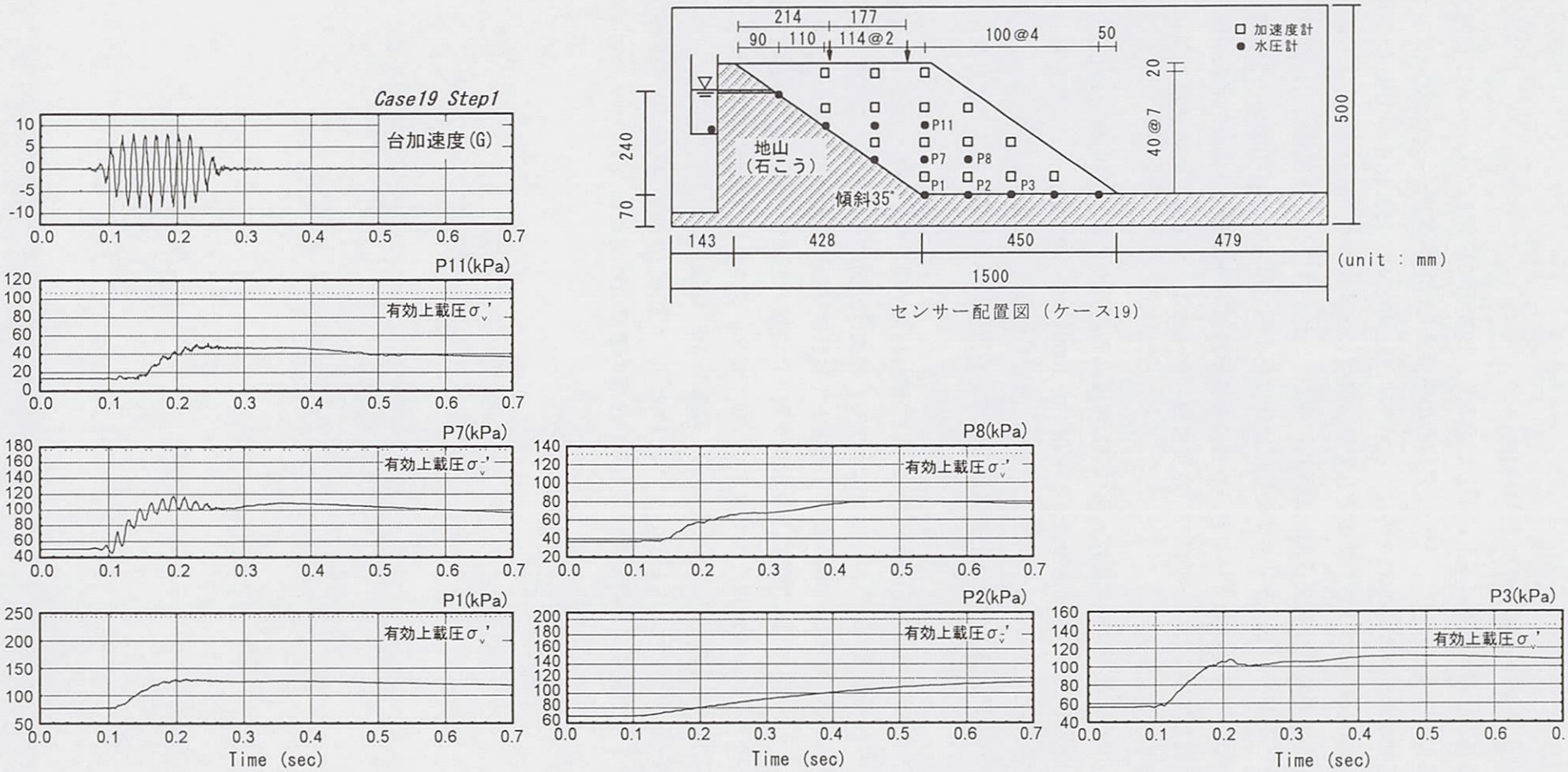






センサー配置図（ケース18）

図-5.4.7　間隙水圧（Case18）




センサー配置図（ケース19）

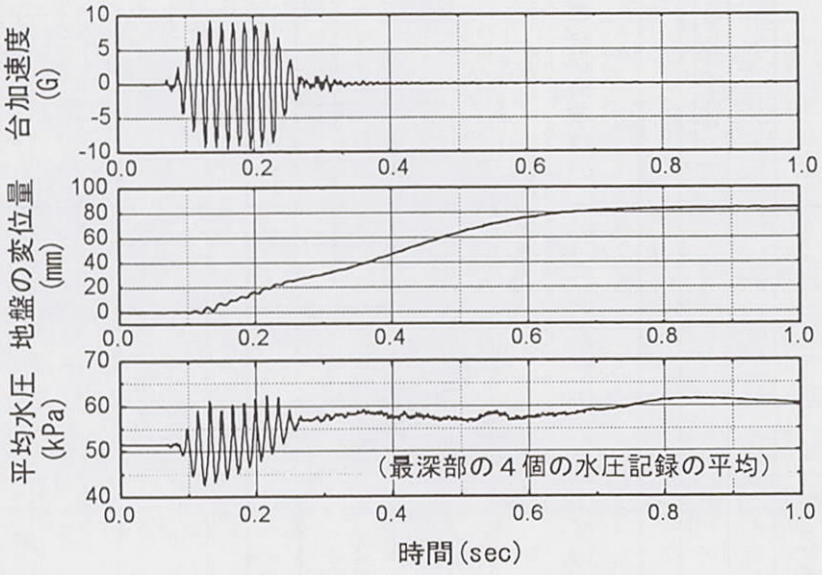
図-5.4.7　間隙水圧（Case19）

5.4.8　地盤の変位量とせん断ひずみ（単純斜面）

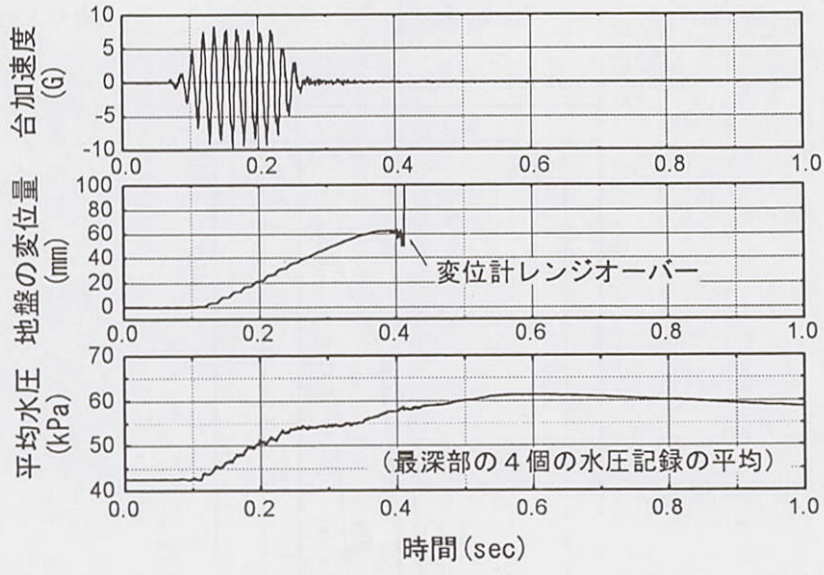
単純斜面の地盤変位量は、図-5.3.2 に示したとおり、地表面に設置したターゲットの移動量をレーザ変位計で測定している。しかし、レーザ変位計の干渉またはレンジオーバー、ターゲットの転倒などが原因で、有効なデータが得られたのは、ケース 7、8、10、11、15、16 のみである。（ただし、ケース 16 は、0～0.4sec）そのうち、加振後も変形が継続したケース 7、16 について、地盤の変位量と斜面全体の平均水圧の時刻歴を図**-5.4.8** に示す。図より、ケース 7 は、加振後にも加振中の 2 倍近い変位が出ていることが分かる。ケース 7 の変位は加振終了後しばらくの間（0.25～0.35sec）、正の加速度で進行しているが、これは最下部のすべり層における残留抵抗が重力による斜面の滑動力を下回っていることを示唆している。傾斜が急で、密度の緩いケース 1、2、6、13、16 では、同じように加振後に流動する様子が見られた。

土木研究所の遠心力載荷実験装置は、平成 11 年度に高速度カメラ（Kodak㈱；Ektapro HG Imager Model 2000）を導入した。この高速度カメラを用いて 1000 コマ／秒で撮影し、画像解析ソフト（㈱ライブラリー；Move-tr32/2D）により、ガラス面側に設置した標点（φ6mm のリベット）の軌跡を数値化した。ケース 10、11、13 について、画像解析結果から得られた地盤変位量、およびせん断ひずみを図**-5.4.9** に示す。

ケース 10 は、(a)斜面中段と(b)斜面下段について解析結果が得られている。加振中の変位量を見ると、斜面中段より斜面下段のほうが変位量は大きく、地盤は斜面の下へ向かってのびるような変形をしていることがわかる。また、加振が終了するとともに斜面中段の変形はほぼ停止し、斜面下段は変形が進行した。ケース 10 では、加振によりシルト層下に弱層が形成されることを期待したが、せん断ひずみはシルト層下ではなく地山近傍で大きくなっており、シルト層は変形に影響を与えなかった。ケース 11 では正弦波を 100 波入力したものの、傾斜が 2.5°と緩く斜面中段の変形は加振中のみ進行した。一方、傾斜が 10°のケース 13 は、ケース 10 と同じ正弦波 10 波（0.17 秒間）の加振後、地山との境界付近で約 1 秒間変形が進行した。最も深い位置の標点 ID5 と地山の間のせん断ひずみは 300%を超えている。

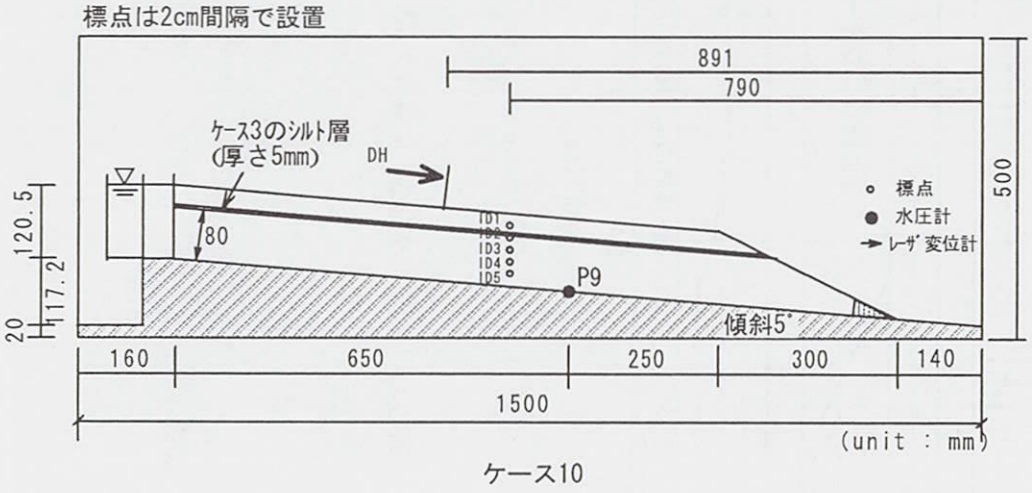



(a) case7




(b) case16

図-5.4.8　地盤の変位量（Case7、16）




ケース10

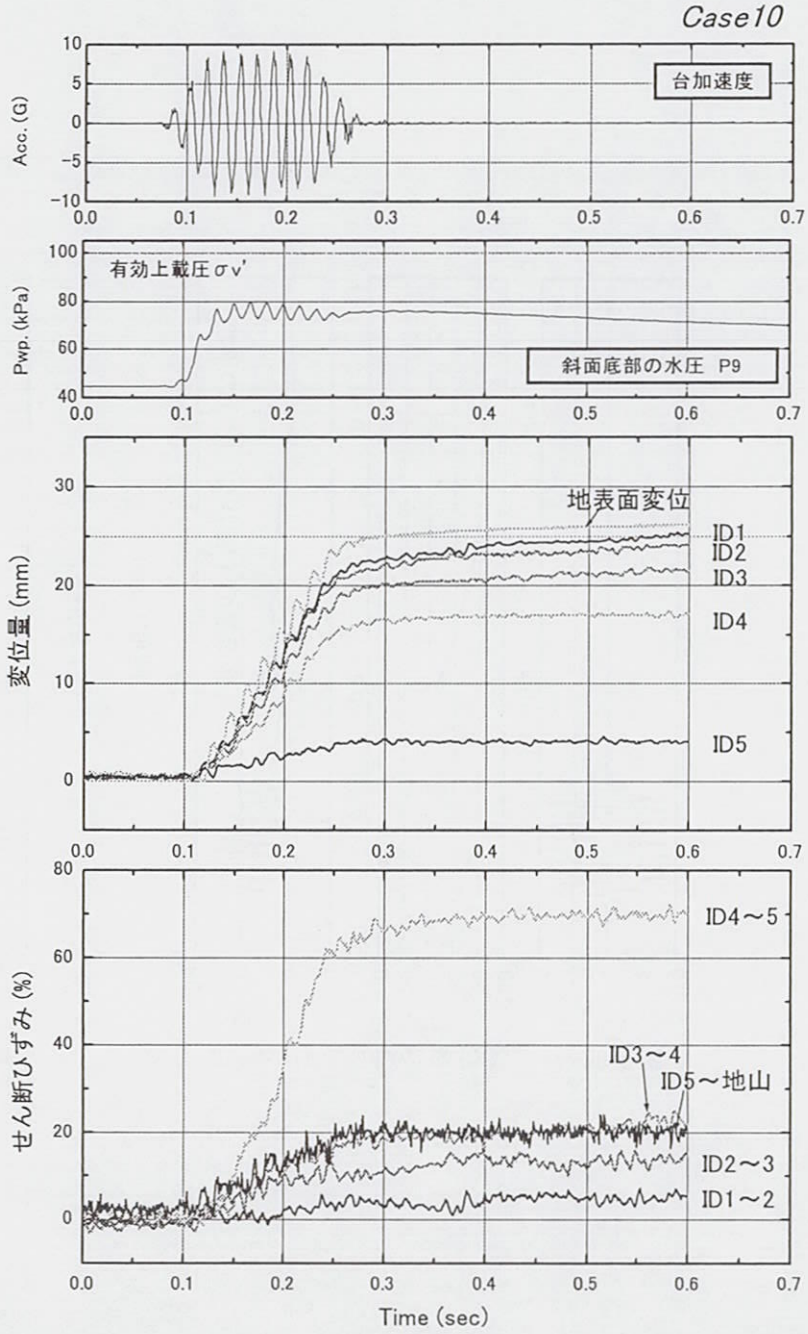
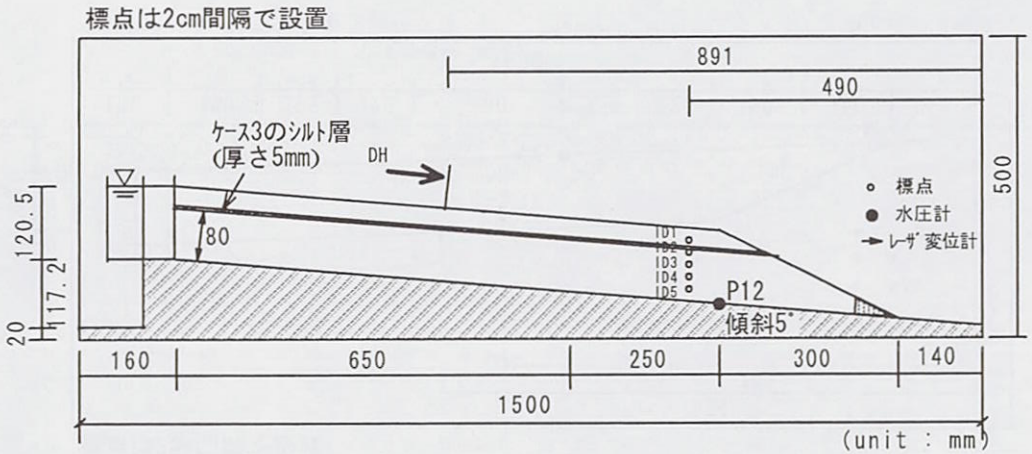



図-5.4.9　画像解析結果（Case10；斜面中段）




ケース10

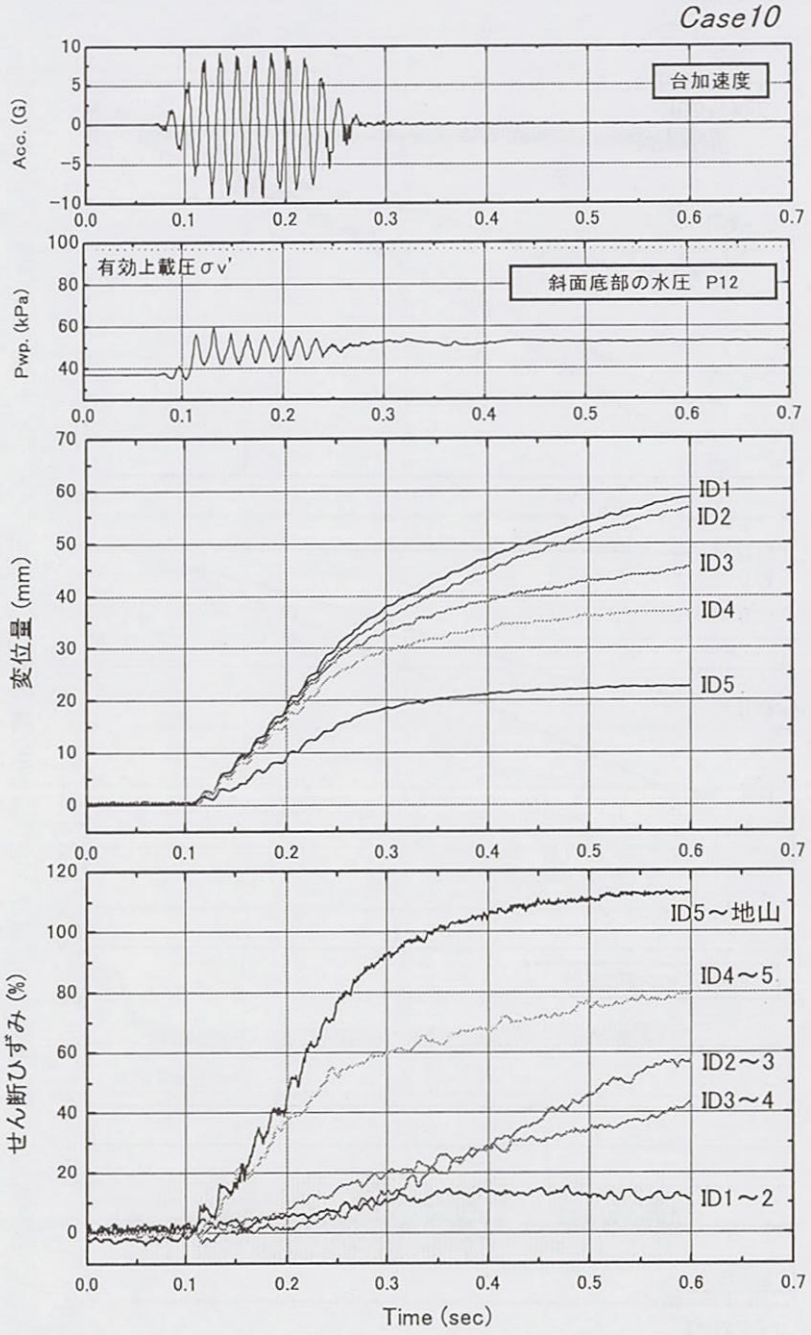
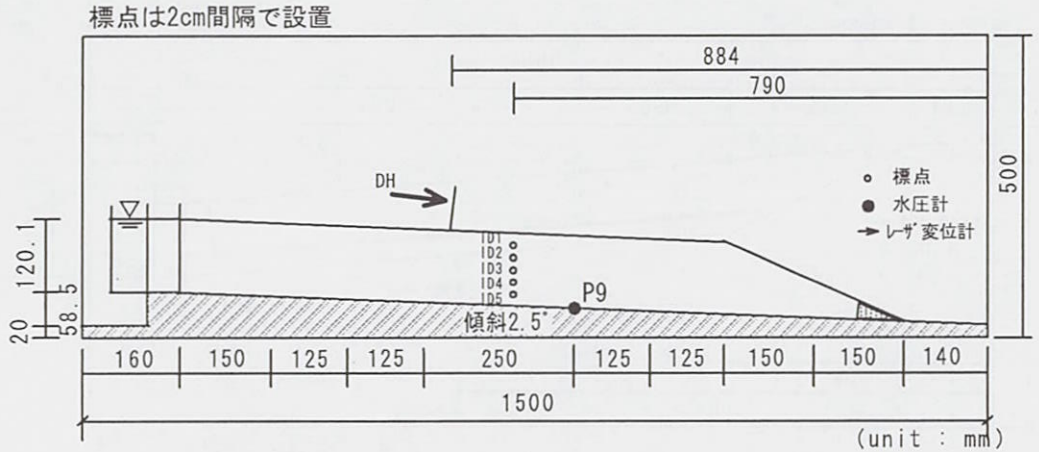



図-5.4.9　画像解析結果（Case10；斜面下段）




ケースl1

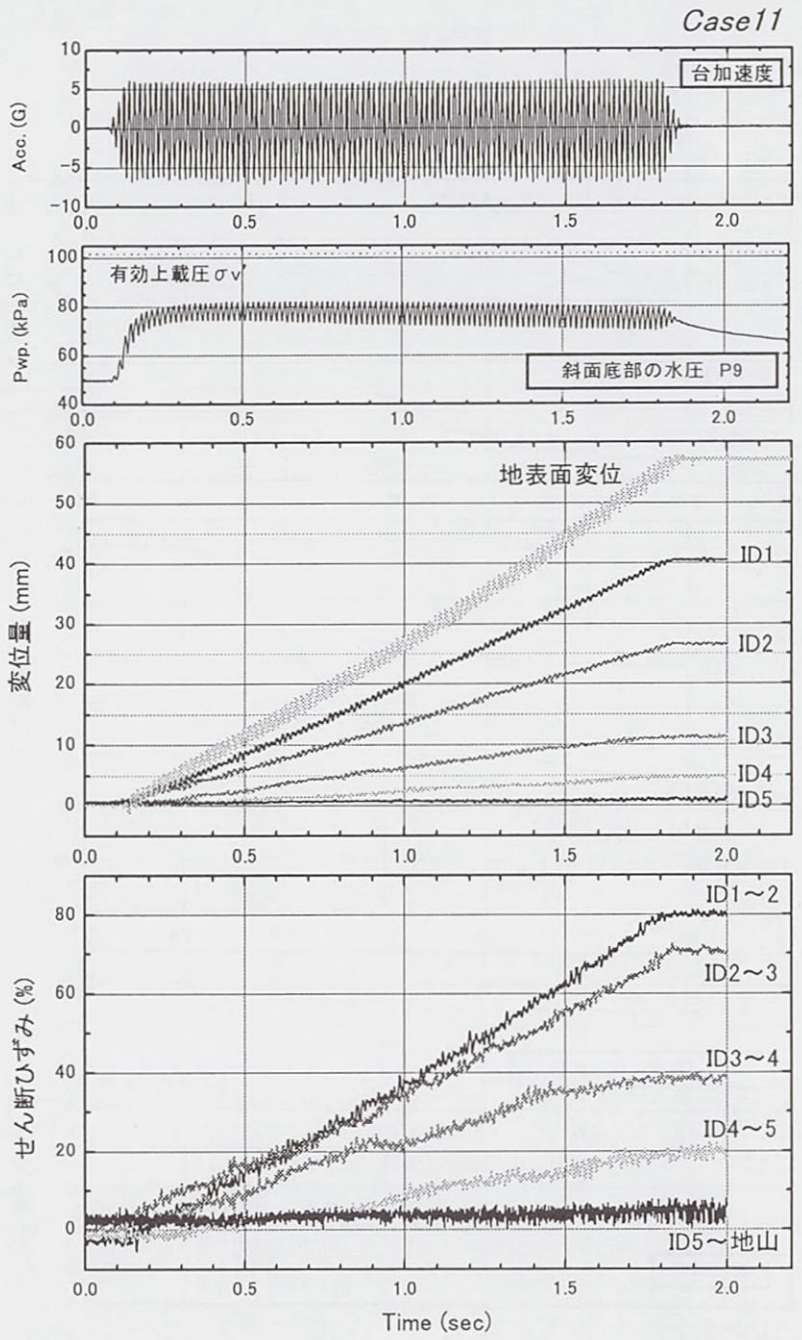
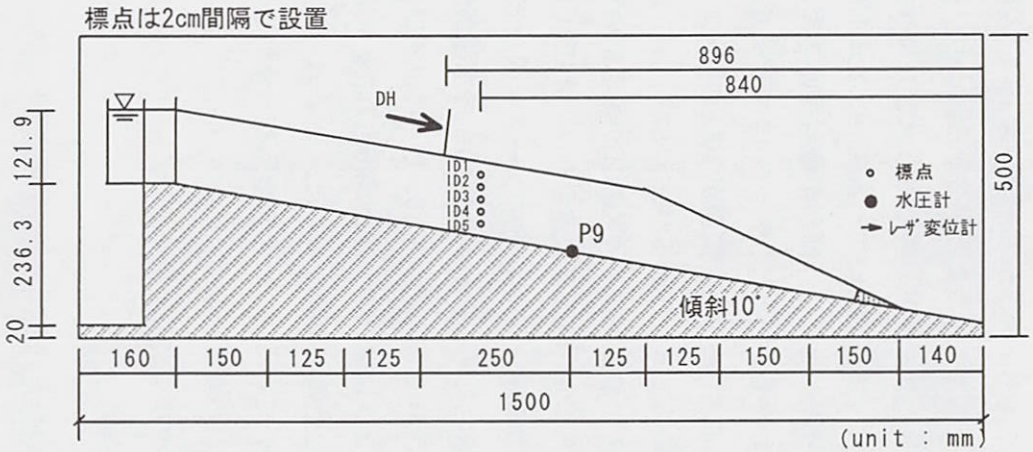



図-5.4.9　画像解析結果（Case11）




ケース13

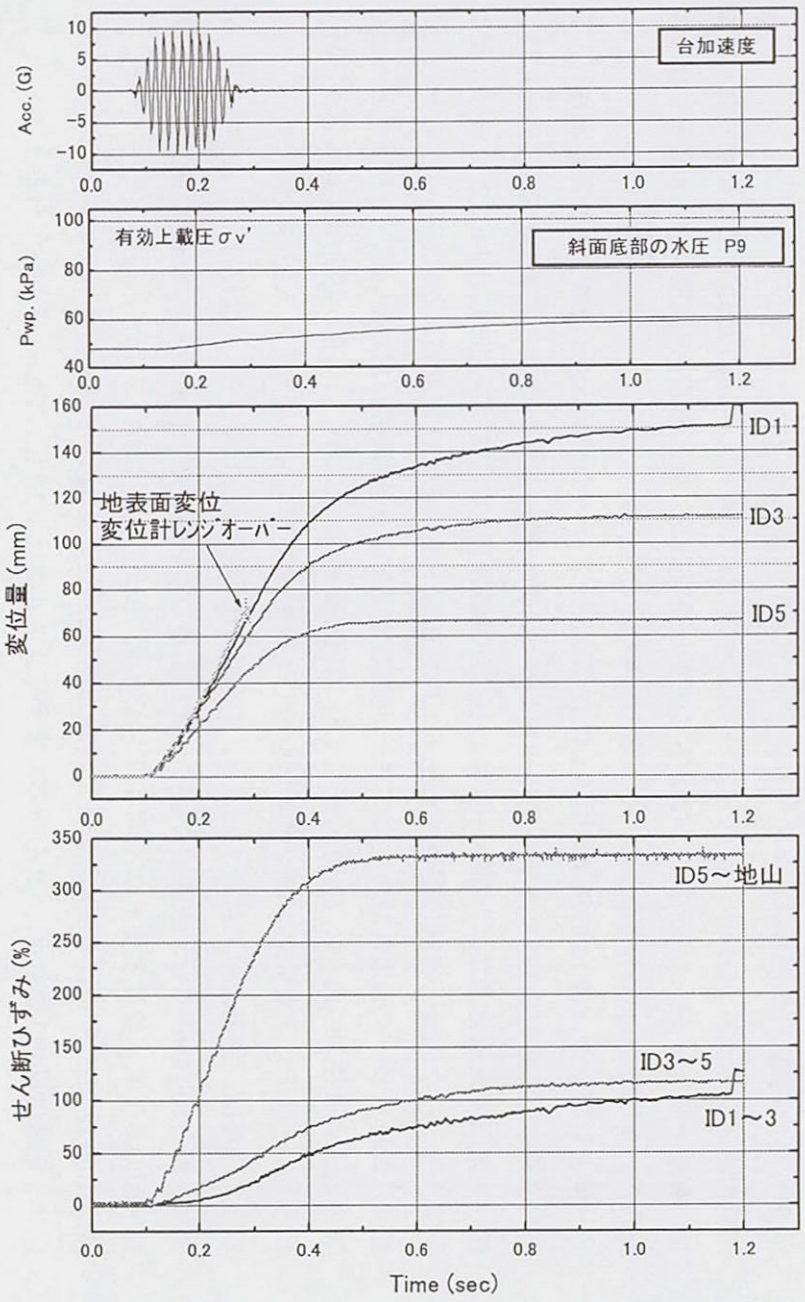


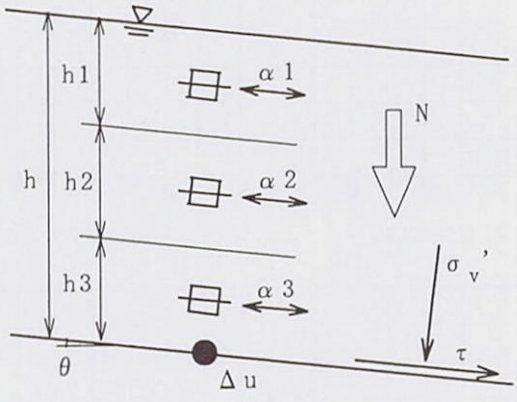

図-5.4.9　画像解析結果（Case13）

5.4.9　応力経路（単純斜面）

単純斜面のケース 1～16 については、各水圧計の位置において、加振中の応力経路を求めた。ここで、有効上載圧 $\sigma_v'$とせん断応力 $\tau$ は応答加速度と間隙水圧の測定値を用いて図**-5.4.10** に示すように求めた。$\tau$ は斜面の下へ向かう方向を正としている。

一例として、ケース 10 の結果を図**-5.4.11** に示す。センサーの配置は、図-5.3.2 を参照されたい。図中の直線は、第 3 章で述べた単調載荷中空ねじりせん断試験から求めた排水強度である。具体的には、有効拘束圧で正規化した、非排水中空ねじりせん断試験の応力－ひずみ曲線（図**-6.2.2** に後述）において、①ピーク強度と密度の関係から図**-6.2.3** の B 線（排水せん断強度線）を求める、②各ケースの密度におけるピーク強度を読みとってモールの応力円を描き、破壊線を求める、という方法をとった。深さ 4cm の水圧計（P1、4、7、10）は、シルト層直下に位置しており、水圧の変動が大きかった。P1、4 では負圧が生じ、有効応力はマイナスを示している。深さ 8cm に位置する水圧計（P2、5、8、11）の応力経路は、斜面上段に位置するほど、有効応力の減少が著しく、P2 ではほぼゼロに達している。また、P5、8 においても、破壊線に接するほど上昇している。地山に設置した水圧計（P3、6、9、12）も斜面の最下端に位置する P12 を除けば、破壊線に接近もしくは達するほど水圧が上昇している。なお、P10～12 は他と同じく単純斜面として計算しているが、斜面の下端は三角形断面となっており（センサー配置は図-5.3.2 参照）、せん断応力を実際より小さく見積もっている可能性がある。

つぎに、各ケースにおける斜面底部全体の有効応力経路を図**-5.4.12** に示す。図中の直線は、図**-5.4.11** と同じ方法で求めた。密度が緩く変形が大きかったケース 1，2，6 は、加振とともに地盤の応力状態が破壊線の方に移動し、破壊線を越えていることが分かる。一方、密度が高く変形が小さかったケース 5 では、応答加速度の増幅に伴いせん断応力の応答も大きくなったが、正のダイレイタンシー効果により破壊状態には至らなかった。傾斜が緩いケース 3，4、8～11 も間隙水圧があまり上昇しなかったため、破壊状態には至らなかった。とくに、傾斜が最も緩い 2.5° のケース 11 は、加振終了とともに有効応力が回復しているのがわかる。ただし、ケース 10 で示したように、各水圧計位置で応力経路を描くと、破壊線に達している部分もあった。傾斜が 10° のケース 13、16 は、応答加速度の減衰が著しく、明らかに強度低下していると考えられるが、水圧が十分に上昇しなかった。ケース 16 は加振後もしばらく水圧が上昇しており、斜面底部の平均水圧が最も高い時点の応力状態は、図の（○）より破壊線に近い位置にあった。ただし、破壊線に達するほど水圧は上がっていない。ケース 14 は、密度の緩い 10° 斜面であるが、応力経路の形状が他のケースと異なる。斜面底部の水圧計 4 個のうち、静水圧が異常値であった P9 を除いて平均をとったが、P3 の水圧が他と異なる位相を示したことが原因と考えられる。斜面中層の水圧計 3 個（P2、5、8、P11 は浸透崩壊した部分なので除く）で描いた応力経路では、密度の高いケース 5 に似た応力経路が得られた。密度は締固め度 83%で、やや緩かったが、応力経路を見る限り、密な地盤の挙動を示した。ドレーンを大きくしたケース 15 は、応力経路の傾きが急なまま破壊線に近づいている。図-5.4.7 を見ると分かるように、間隙水圧は上昇しているが、振動成分は小さい。ドレーンが変形を抑えたことによって、応答加速度は増幅したにもかかわらず、間隙水圧の振動幅は小さかったことが分かる。




地盤の密度　$\rho$
ｼﾘｺﾝｵｲﾙの密度　$\rho_w$
加速度　$\alpha 1$, $\alpha 2$, $\alpha 3$
過剰間隙水圧　$\Delta u$
層厚 h, h1, h2, h3
傾斜角　$\theta$
遠心加速度 N

有効上載圧　$\sigma_v'$

$$\sigma_v' = N(\rho - \rho_w) \cdot h \cdot \cos^2\theta - \Delta u$$

せん断応力　$\tau$

$$\tau = N \cdot \rho \cdot h \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta + \rho(h1 \cdot \alpha 1 + h2 \cdot \alpha 2 + h3 \cdot \alpha 3) \cdot \cos\theta$$

**図-5.4.10**　有効上載圧とせん断応力の求め方

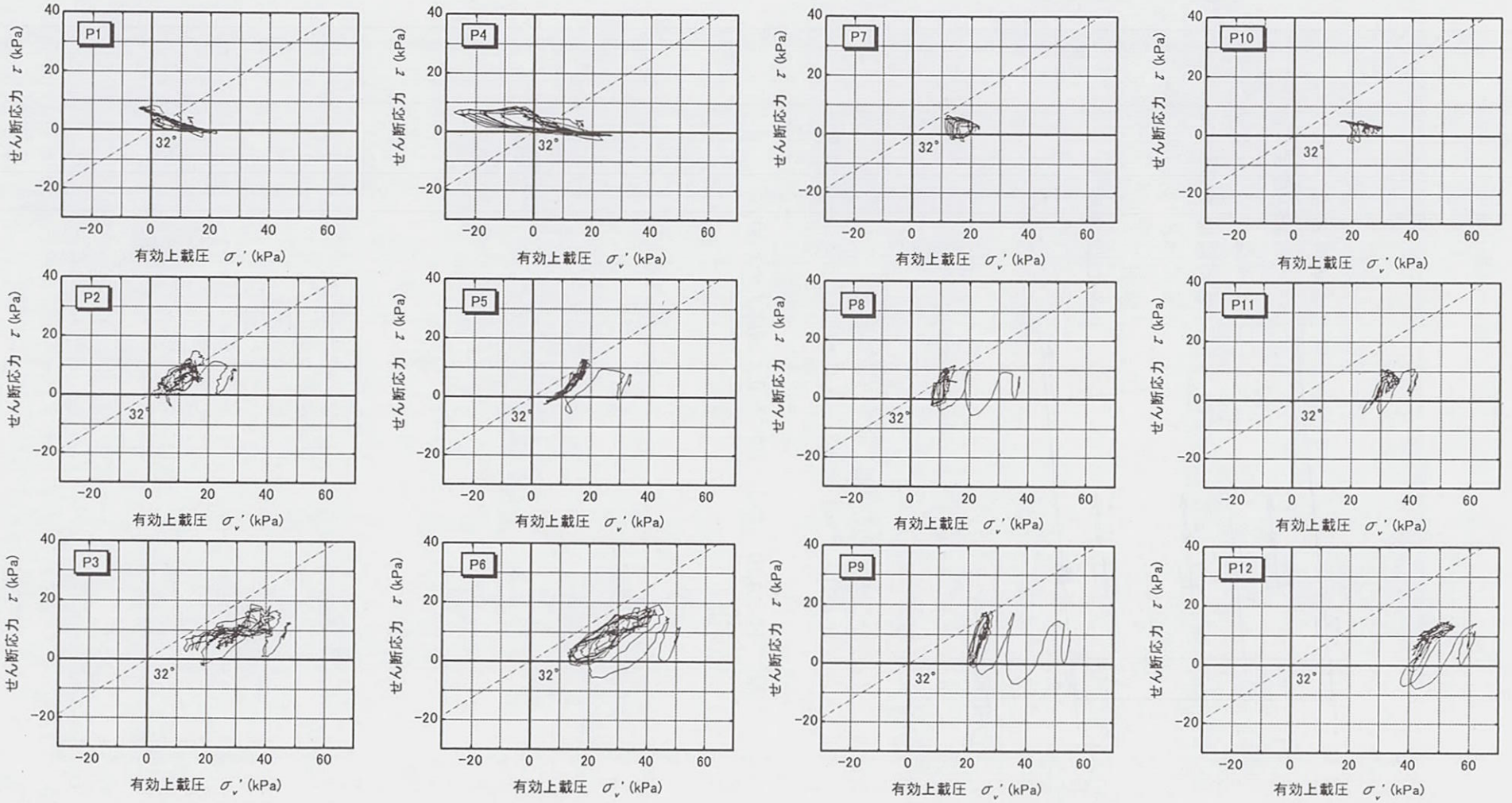



図-5.4.11　各水圧計位置での有効応力経路（Case10）

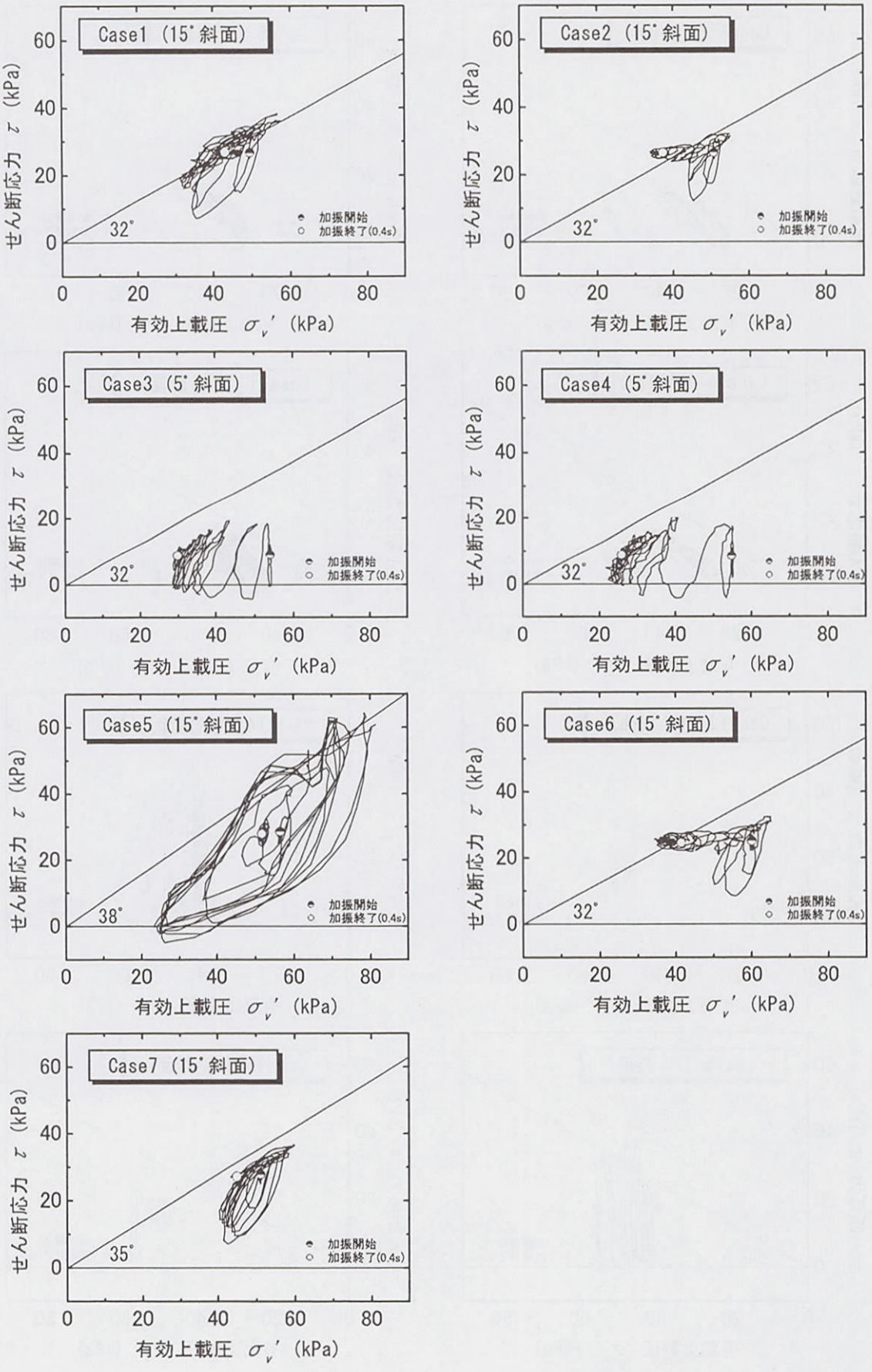



図-5.4.12　斜面底部の有効応力経路（Case1～7）

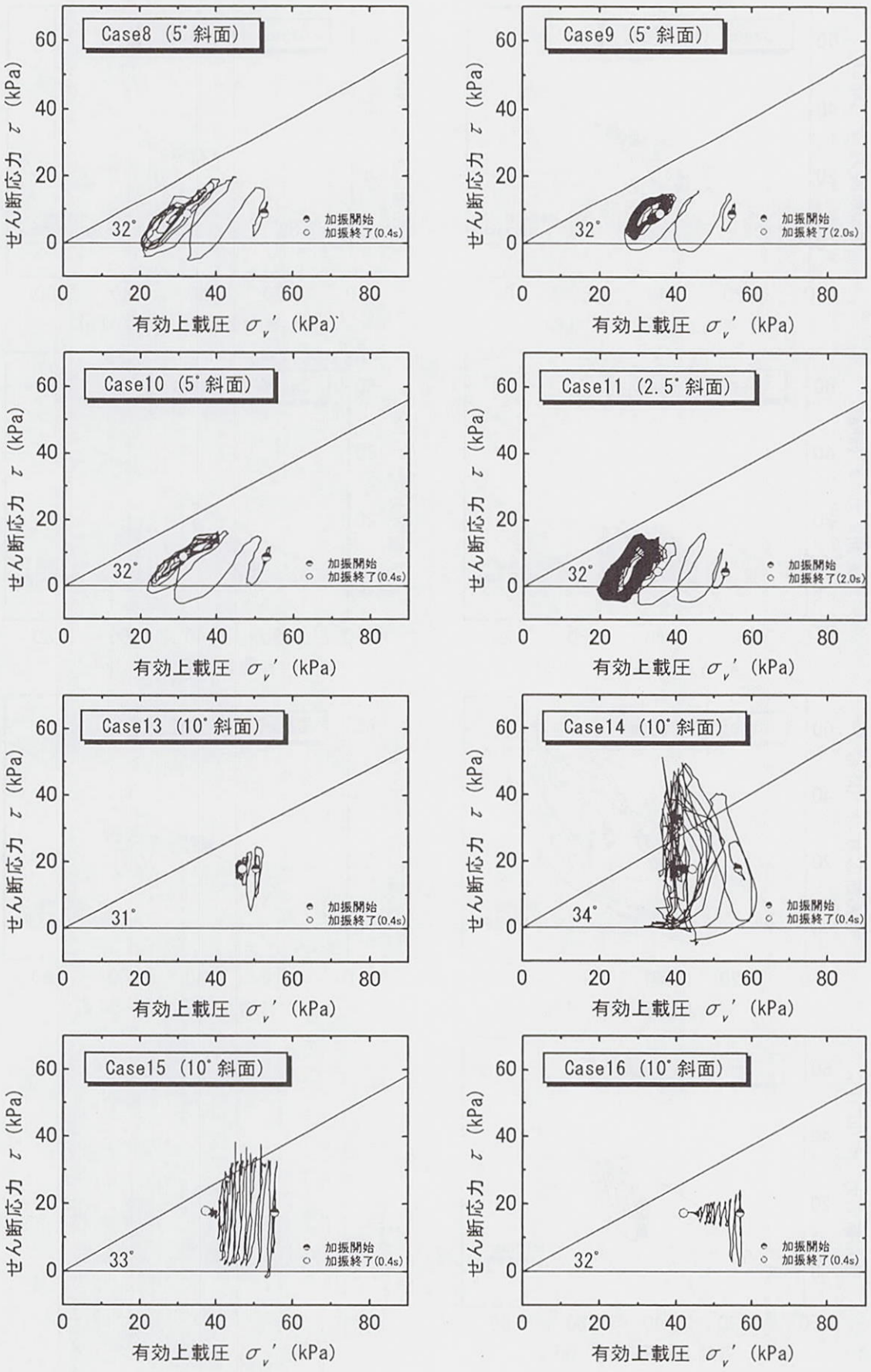



図-5.4.12　斜面底部の有効応力経路（Case8～16）

## 5.5 まとめ

山岳盛土の地震時流動破壊を調べるため、主に単純斜面を対象に遠心模型実験を行った結果、以下のことが分かった。

1) 斜面の変形に対して、地盤の締固め度が最も支配的であった。斜面が十分締固められていれば、流動破壊は発生せず、加振中の変形量も小さかった。
2) 密度が緩く、傾斜が急な斜面では、加振後も変形が継続する流動破壊が生じた。加振後の変位量が加振中の2倍以上発生するケースもあった。
3) 傾斜が緩い斜面では、密度が低い場合でも流動破壊は生じなかった。
4) 大きく流動した斜面は、地山との境界付近にひずみが集中する様子が観察された。
5) 傾斜が急で、流動破壊したケースは、地盤の応力状態が破壊線に達していたが、傾斜が緩いケースは、間隙水圧が十分に上がらず、破壊線に到達しなかった。
6) 単純斜面および片盛土模型において、のり先の排水ドレーンは地震時の変形を抑制する効果があることがわかった。

# 6．流動破壊の予測

## 6.1　検討内容

本章では、第３章で報告した単調載荷中空ねじりせん断試験結果から、単純斜面の流動破壊発生条件を整理した。また、第５章の単純斜面の遠心模型実験に対して、その適用性を検討した。

以下に、既往の研究（たとえば、石原研而、1993）を基に、流動破壊のメカニズムについてごく簡単に述べる。

飽和砂を単調（せん断方向一定）に非排水せん断した時の応力ーひずみ曲線は、図-**6.1.1** に示すようなタイプに分類できる。非常に緩い砂では、ピーク後一定応力のもとでひずみが進行する変形特性（曲線①）が現れ、少し密度が増すとせん断応力がピーク後極小値を示した後、再び回復する変形特性（曲線②、③）を示す。曲線①、②、③のように、せん断応力がピークに達した後、応力が減少する状態をひずみ軟化という。密な砂になるとせん断応力は常に増大する変形特性（曲線④）を示し、この状態をひずみ硬化という。応力ーひずみ曲線において、せん断応力がピークを過ぎた後に示す極小のせん断抵抗（図-6.1.1 の点 A, B, C）は、一般に残留強度 *Sus* と呼ばれる。十分に密なケースである曲線④はひずみ軟化せず、したがって極小値が存在しないため、残留強度は定義しない。

図-**6.1.2** のような飽和した単純斜面を想定した場合、斜面内の土要素には、重力の作用による静的なせん断荷重（初期せん断応力 $\tau_s$）が常に加わっている。斜面の密度が緩いと、地震力の作用により地震後、抵抗力が作用力より小さい状態（$Sus < \tau_s$）となる可能性がある。その場合、斜面の変形はせん断抵抗が回復するか、あるいは初期せん断応力が残留強度より小さくなるまで継続し得る。ここでは、この現象を流動と定義する。図-6.1.1 でいえば、曲線①、②は流動、曲線③、④は非流動と区別できる。また、一時的に $Sus < \tau_s$ となる曲線②を限定流動と呼ぶこともある。

6.2 では、平成９年度と 11 年度の単調載荷中空ねじりせん断試験結果から、単純斜面が流動破壊を生じる条件を整理する。

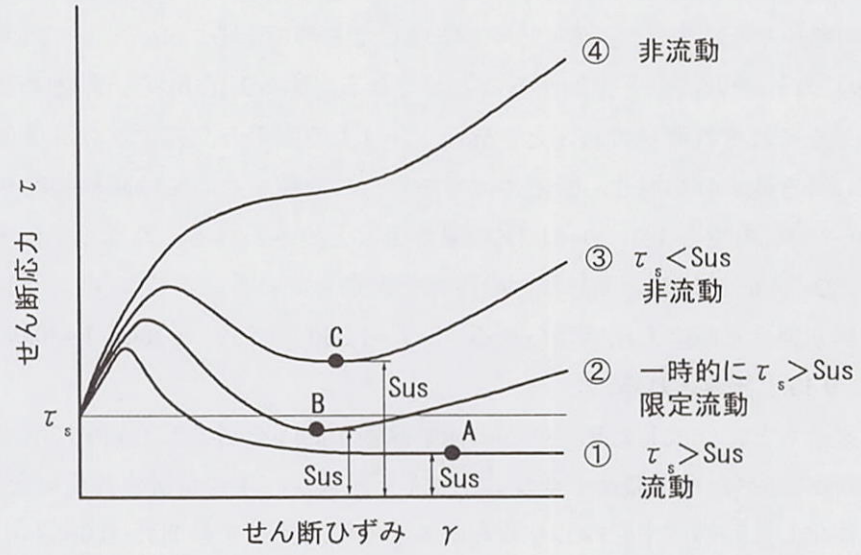



図-6.1.1　砂の非排水せん断時の応力ーひずみ曲線

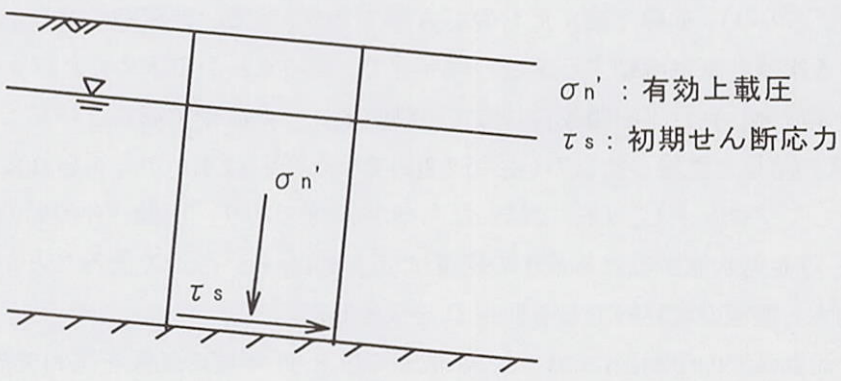



図-6.1.2　単純斜面

6.2　単調載荷試験から求めた流動破壊条件

平成9年度と11年度の単調載荷中空ねじりせん断試験の結果を、残留強度 *Sus* と初期せん断応力 $\tau_s$ の関係で整理し直し、図-**6.2.1(a),(b)**に示す。図中のプロットは、図-3.4.1,3.4.2 および図-3.5.3(b)から残留強度 *Sus* と初期せん断応力 $\tau_s$ を読みとって整理したものである。*Sus* : $\tau_s$ = 1:1 の直線を境に *Sus* > $\tau_s$ を流動、*Sus* > $\tau_s$ を非流動と区別することができる。図-6.2.1(a)から、締固め度 D=84.0～85.5% と D=81.3%の結果をそれぞれ直線で結ぶと、*Sus* : $\tau_s$ = 1:1 の直線と交差する点が得られる。この点は流動破壊が発生し得る最小の初期せん断応力比であり、この値をここでは限界初期せん断応力比と定義する。D=84.0～85.5%の場合 0.3、D=81.3%の場合 0.1 と読みとれる。ただし、D=81.3%の実験データは1点のみで、D=84.0～85.5%と同じ傾きの直線を仮定している。同じように、図-6.2.1(b)から、各密度における限界初期せん断応力比が得られる。$\rho_{dc}$ =1.330、1.350、1.380、1.430g/cm$^3$ で、それぞれ 0.0、0.05、0.14、0.30 と読みとれる。

以上の整理結果をもとに作成した単純斜面の流動破壊予測図を図-**6.2.2(a),(b)**に示す。図 6.2.2(a)において、B 線は第3章で述べた単調載荷中空ねじりせん断試験から求めた排水強度比を示す直線である。有効拘束圧で正規化した非排水中空ねじりせん断試験の応力－ひずみ曲線（図-**6.2.3**）において、ピーク強度と密度の関係を読みとって描いた。常時において、盛土・斜面が安定を保つためには、発生するせん断応力はその土の排水および非排水強度以下でなければならない。したがって、これより上の領域に斜面は存在し得ない。C 線は、図-3.4.2 の応力－ひずみ関係においてひずみ軟化が生じるか否かの境界線である。つぎに、図-6.2.1(a)から得られた限界初期せん断応力比を締固め度に対してプロットし（図中の２点のみ）、曲線で結んだものが A 線であり、流動、非流動の境界を示す。最後に D 線は、完全流動する領域と限定流動する領域の境界線で、図-3.4.2 から求めた。以上の境界線により形成される3つの領域を「完全流動領域」、「限定流動領域」、「非流動領域」と呼ぶこととする。同じように平成11年度の結果を整理したものが図-6.2.2(b)である。図-6.2.1(b)から得られた限界初期せん断応力比を密度に対してプロットし、曲線で結んだものが A 線であり、流動、非流動の境界を示す。また、図-3.5.1 から、準定常状態が現れる最小の密度は $\rho_{dc}$=1.40g/cm$^3$ 付近であることから、完全流動する領域と限定流動する領域の境界線である曲線 D を仮定した。

ここで、流動破壊の予測図について、平成9年度と11年度の結果を重ねて描いたのが図-**6.2.4** である。3.5 でも述べたように、平成11年度の試料の方が強度は小さく、流動破壊に対して、安全側の評価を与えている。

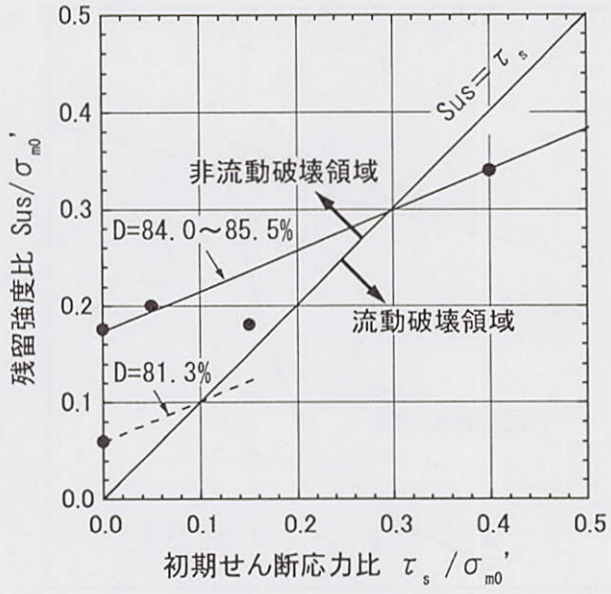



図-6.2.1(a)　残留強度と初期せん断応力の関係（H9 年度）

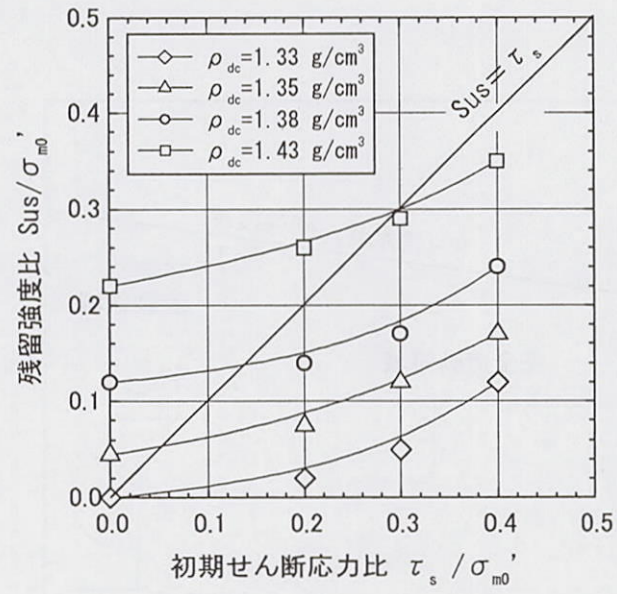



図-6.2.1(b)　残留強度と初期せん断応力の関係（H11 年度）

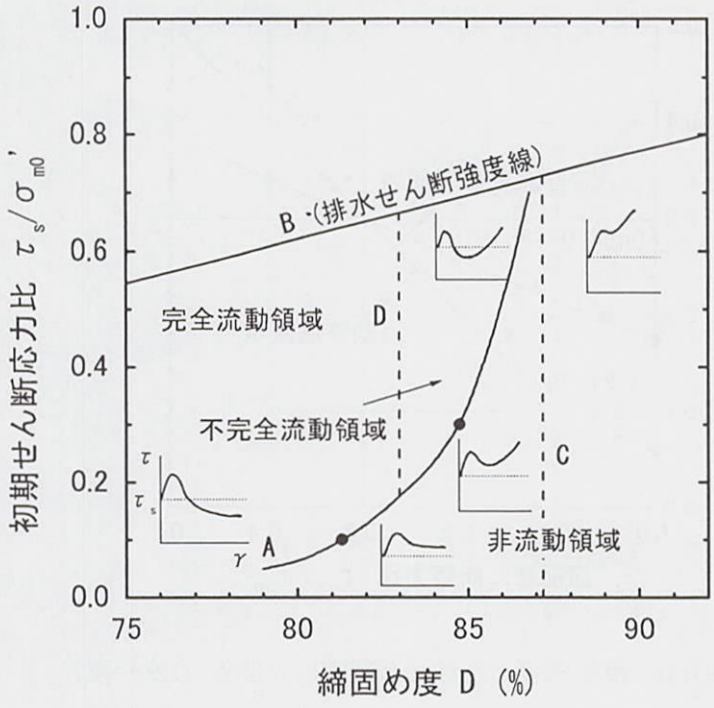



図-6.2.2(a)　流動破壊の予測図（H9 年度）

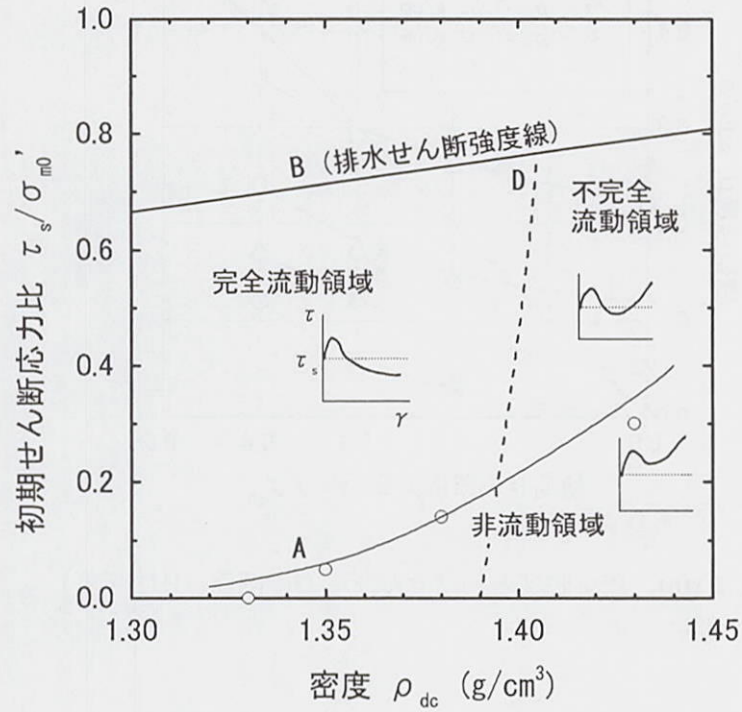



図-6.2.2(b)　流動破壊の予測図（H11 年度）

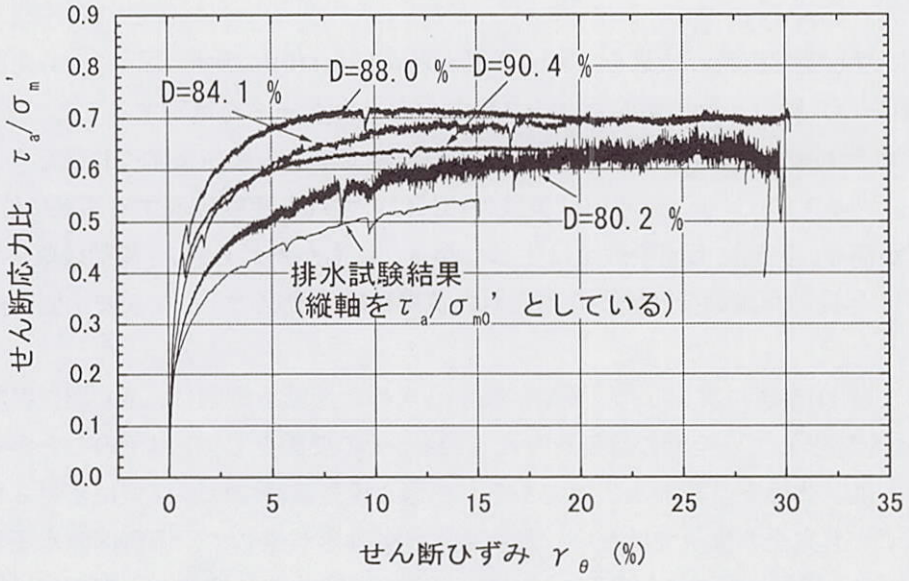



図-6.2.3　有効拘束圧で正規化した応力ーひずみ曲線

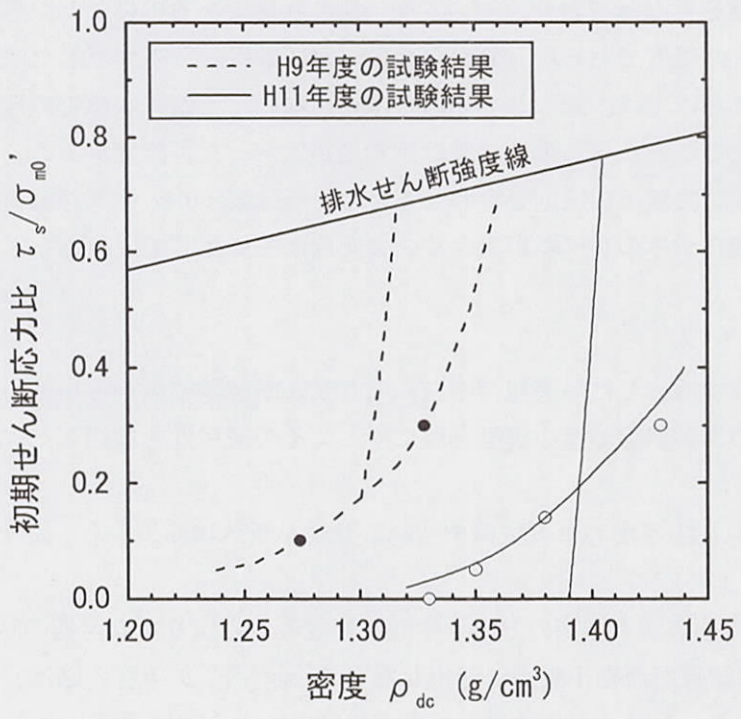



図-6.2.4　平成9年度と平成11年度の予測図の比較

6.3　遠心模型実験結果との比較

6.2 で得られた流動破壊の予測図に、単純斜面の遠心模型実験データを適用した結果について、以下に報告する。

図-6.2.2(a),(b)に遠心模型実験の結果をプロットし、図-**6.3.1(a),(b)**に示す。図-6.3.1(a)より、10°、15°斜面について、図中のA線は流動破壊したケースとしなかったケースを区別することができた。2.5°、5°斜面については流動破壊領域に位置しているものの実験では加振終了後すぐに変形が止まり、流動破壊しなかった。図-6.3.1(b)より、遠心模型実験の結果はいずれも流動破壊する領域に位置している。ケース 5 は密度が高く、実際には流動破壊は生じなかったにもかかわらず、「流動破壊」と判定されることから、平成 11 年度の単調載荷試験から得られた流動破壊予測図は、かなり安全側の評価をしていることが分かる。

平成 9 年度および 11 年度に実施した、要素試験から求めた流動予測図は、遠心模型実験結果と一部整合するものの、全体として安全側の評価を与えている。その要因として、以下のことが考えられる。要素試験の場合、供試体は完全非排水状態であるが、遠心模型実験では、模型は密封されている訳ではないので、必ずしも完全非排水ではない。加振中に多少排水が生じて、過剰間隙水圧が消散している可能性がある。遠心模型実験の 5°斜面において、流動破壊しなかったのは、加振中に排水が生じて破壊線に達するほど過剰間隙水圧が上昇しなかったことが考えられる。一方、15°斜面の場合、勾配が急であり初期状態が破壊線の近くに位置しているため、水圧はあまり上昇しなくても流動破壊する状態にあったといえる。つぎに、飽和度の違いが挙げられる。中空ねじりせん断試験では圧密後の B 値が 95%以上で実験を行なっており，極めて高い飽和状態であるのに対し，遠心模型実験では、実際のところ飽和度がどの程度であるか、分からない。水圧計は、目視観察した浸透水位に相当する値を示しているが、それだけでは、飽和しているとはいえない。不飽和状態での液状化強度は、飽和状態よりもかなり強くなることから、模型地盤は飽和度が低かった可能性がある。そのほかに考えられる要因として、遠心模型実験は相似則を合わせるため、正弦波 60Hz の高速載荷を行っていること、遠心模型実験はせん断ひずみのレベルが大きく、また局所的に生じていること、などが挙げられる。

6.4　まとめ

本章では、第３章で報告した単調載荷中空ねじりせん断試験結果から単純斜面の流動破壊発生条件を整理し、第５章の単純斜面の遠心模型実験に対してその適用性を検討した。その結果、以下のことが分かった。

1) 平成 9 年度および 11 年度の単調載荷中空ねじりせん断試験結果から、流動破壊の予測図がそれぞれ得られた。
2) 平成 11 年度の流動破壊予測図の方が、平成 9 年度のものよりも安全側の結果であった。
3) 遠心模型実験の結果を流動予測図に適用したところ、平成 9 年度の図は、傾斜が急なケースについては整合的であったが、全体的には模型実験結果を安全側に評価した。

**参考文献**

石原研而(1993)：地震時の液状化と流動破壊－第 33 回 Rankine Lecture より－、土と基礎、Vol. 41, No. 8, pp. 6-12.

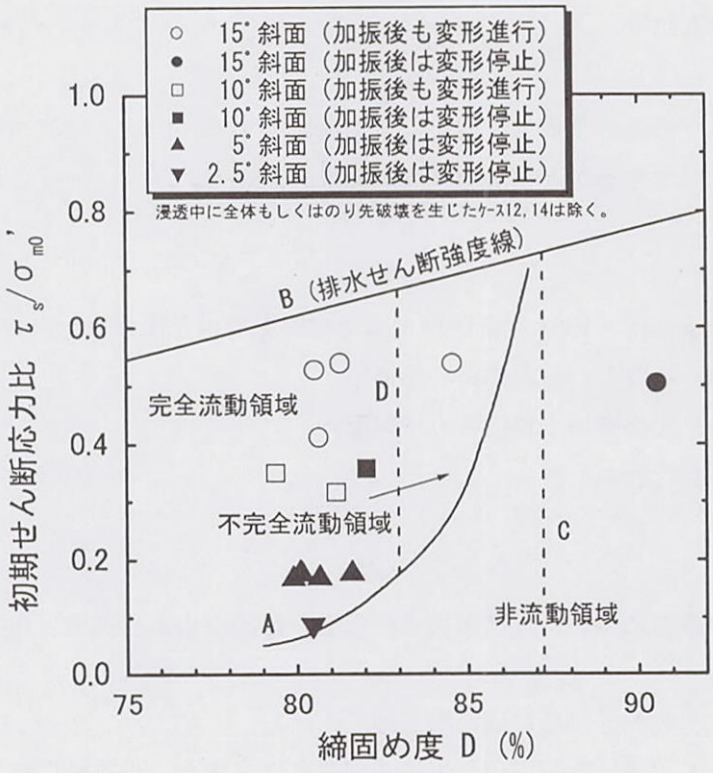



図-6.3.1(a)　遠心模型実験結果との比較（H9 年度）

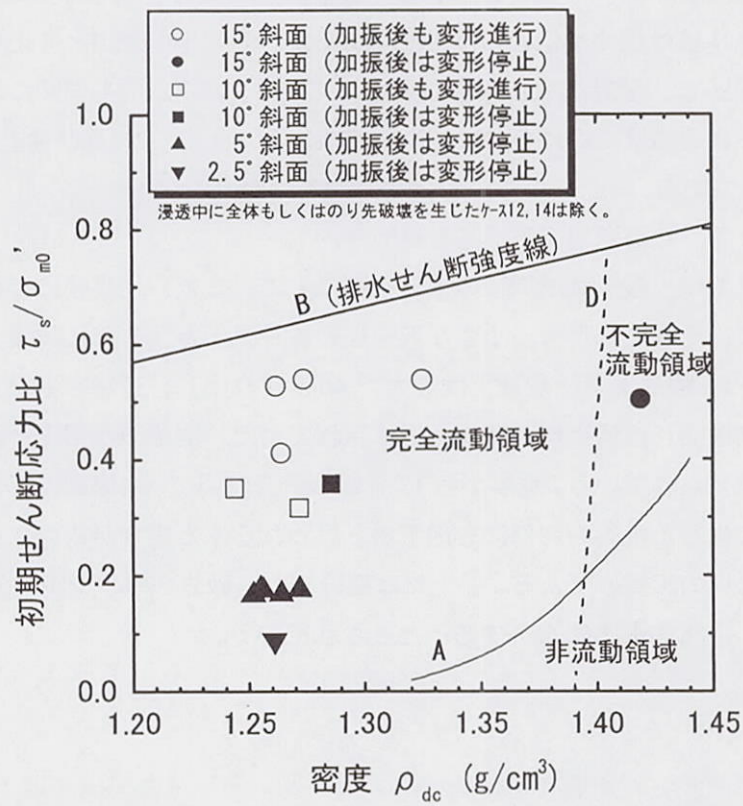



図-6.3.1(b)　遠心模型実験結果との比較（H11 年度）

## 7．被災盛土の事例調査試験

本章では、地震により流動的な被害形態を呈した道路盛土について、前章までに検討した残留強度により被害の発生を説明できるかどうかを調べた結果を述べる。

### 7.1　調査対象

調査対象とした道路盛土は、1993 年釧路沖地震で被害を受けた次の２地点である。

(a) 一般国道 391 号、北海道釧路郡釧路町鳥通

(b) 一般国道 272 号、北海道川上郡標茶町東阿歴内

これらの位置を図-7.1 に示す。

### 7.2　地震被害の概要

上記２地点の被害の概要について、地震災害報告書（建設省土木研究所、1994）より要点を抜粋して述べる。

（１）一般国道 391 号、北海道釧路郡釧路町鳥通

崩壊状況を写真-7.1 に、被災箇所周辺の地形を図-7.2 に、また、地震後に行われた調査に基づく地質断面図を図-7.3 に、それぞれ示す。前後を両切土で挟まれた沢地形状の片盛土区間ののり面全体が延長 50m にわたり崩れ落ち、崩壊土が沢に沿って樹木を巻き込みながら 100m 以上の距離を流れ出た。崩壊前の地山の平均勾配は 15° ～20° 程度、のり尻から路面までの高さは 10m 程度であった。図-7.3 で、崩壊土の部分のＮ値は極めて低いのは当然であるが、その下の地山と考えられる部分の浅い所でもＮ値が 10 程度と低い。未固結の火山灰質砂とされている。地下水位も同図に示されているように高い。盛土材と考えられる崩壊土は礫分 2%、砂分 62%、シルト分 32%及び粘土分 4%、自然含水比は 61%であったとされている。

（２）一般国道 272 号、北海道川上郡標茶町東阿歴内

崩壊状況を写真-7.2 に、被災箇所周辺の地形を図-7.4 に、また、地震後に行われた調査に基づく地質断面図を図-7.5 に、それぞれ示す。小さな沢を埋める片盛土と、それに隣接する片切片盛土が、延長 70m 程度にわたって崩壊した。崩壊土は最大で 40m 流れ出し、道路と平行して流れていた川を閉塞した。滑落崖（崩壊面）は切土側の路肩付近に現れていた。崩壊面は切土と盛土の境界面とほぼ一致しているものと考えられている。地震から 13 日後の調査時点で、崩壊面の下側から地下水が流れ出しており、沢の奥に生じた亀裂の内部にも地下水と思われる水たまりが観察されている。盛土下の地山はかなり締まった火山灰質砂である。盛土材は礫分 37%、砂分 57%、シルト分 2%及び粘土分 4%の火山灰混じり砂で、自然含水比は 55%であったとされている。




図-7.1　調査地点位置図

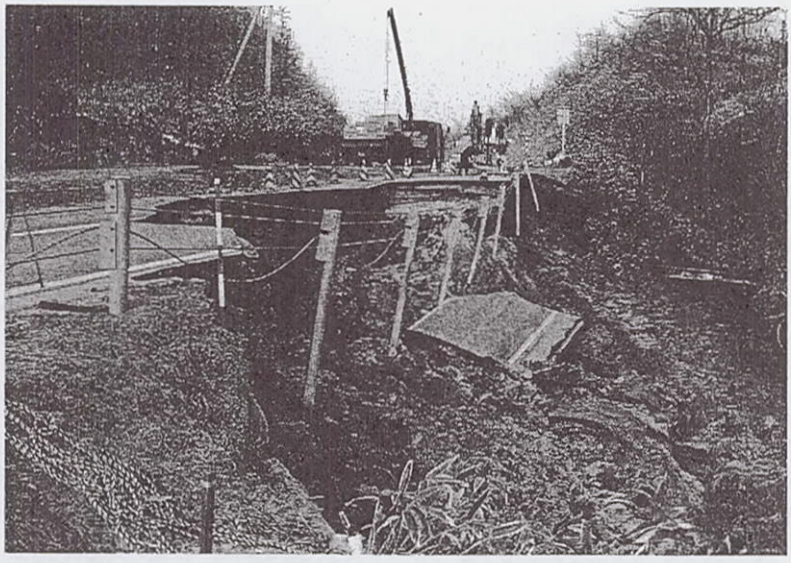


写真-7.1　国道391号鳥通の盛土の崩壊状況（北海道開発局釧路開発建設部による）

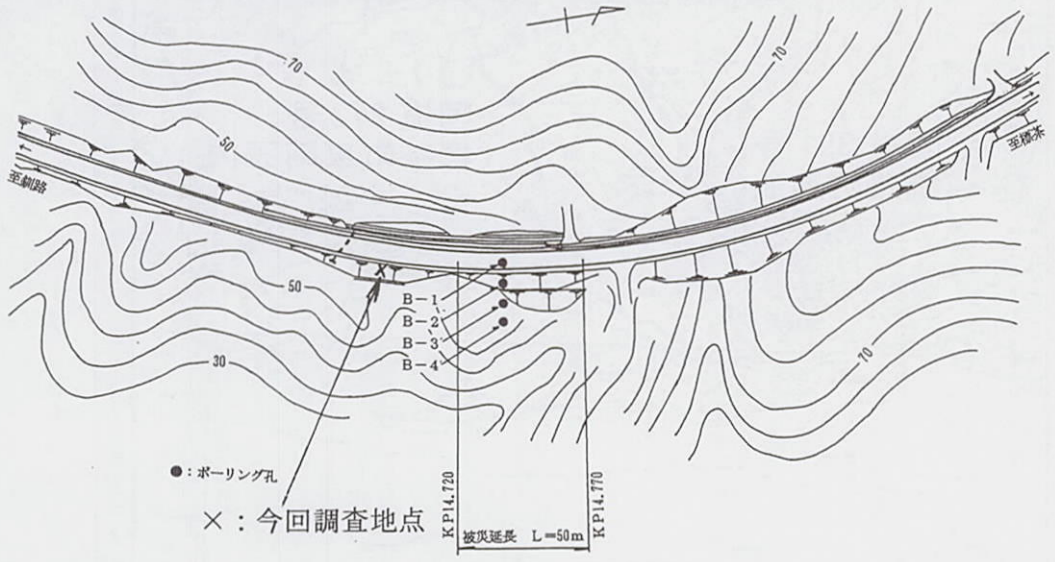



図-7.2　国道391号鳥通の被災箇所周辺の平面図（建設省土木研究所(1994）に今回の土質調査地点を加筆）

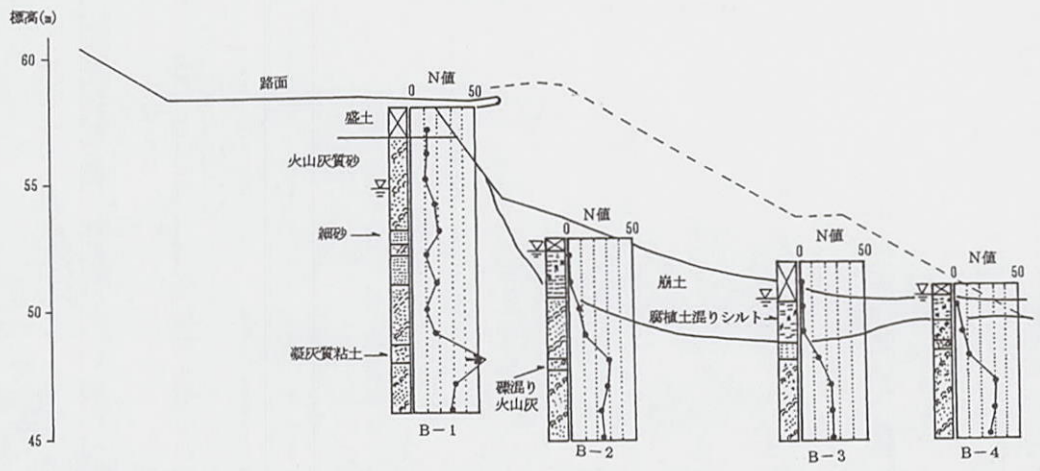



図-7.3　国道391号鳥通の被災箇所における地盤断面図（建設省土木研究所、1994）

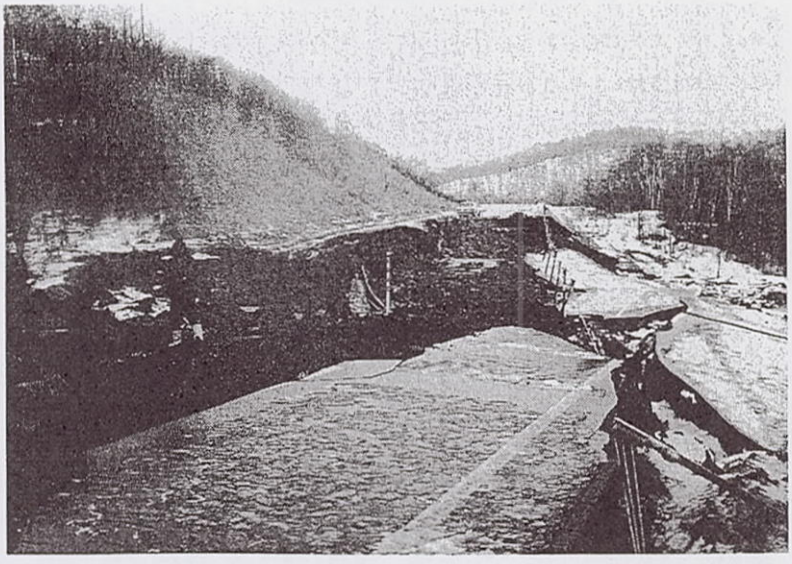


写真-7.2　国道272号東阿歴内の盛土の崩壊状況（北海道開発局釧路開発建設部による）

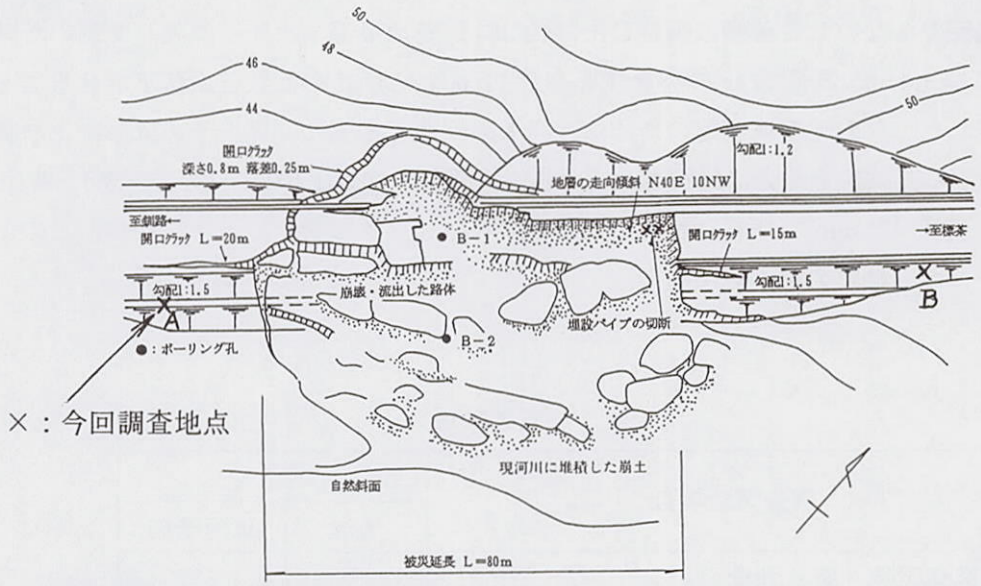



図-7.4　国道272号東阿歴内の被災箇所周辺の平面図（建設省土木研究所(1994）に今回の土質調査地点を加筆）

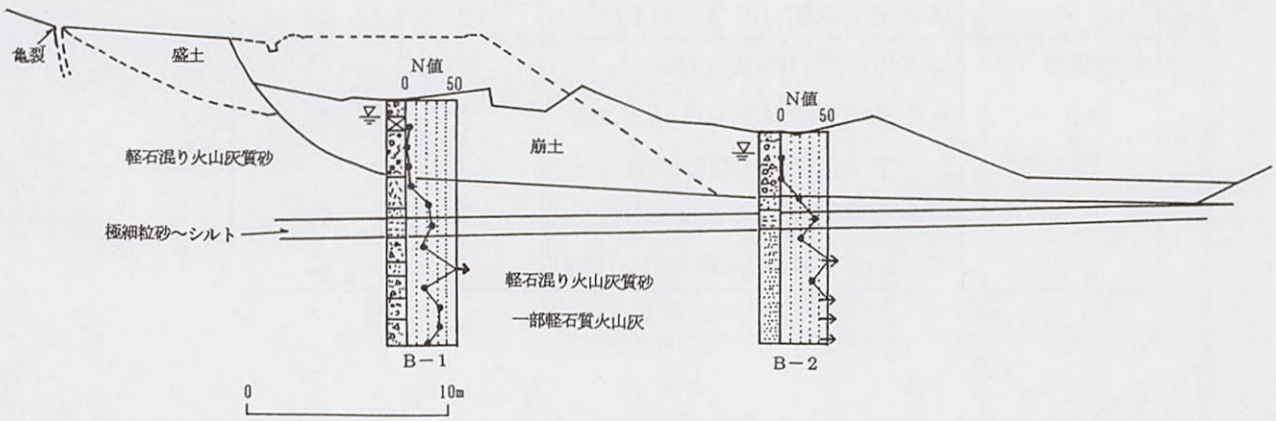



図-7.5　国道272号東阿歴内の被災箇所における地盤断面図（建設省土木研究所、1994）

## 7.3　調査試験

### 7.3.1　調査試験の概要と方法

それぞれの地点について、表-7.1 に示す調査試験を実施した。

現場試験の実施位置は次のような考えにもとづき、被災区間に隣接する地点に設定した。すなわち、たとえば図-7.2 で鳥通の被災区間が図中に示されているが、この区間は災害復旧により再構築されており、土質材料および締固め度が被災前と異なっている。しかるにそれに隣接する無被災の区間では地震前の状態を保っている。道路建設時には一連する区間で同様の土質材料を用い、同様の施工がなされている筈であるから、隣接する区間の材料および締固め具合は、被災区間の被災前のそれと同様とみなすことができる。

現場密度試験は、数カ所でのり面を深さ 50cm ほど掘り下げて、砂置換法により行った。室内試験に用いる試料は現場密度試験を行った場所から採取した。

室内試験のうち、締固め試験は A-c 法（湿潤法、非繰返し法）で行った。

中空ねじりせん断試験は、北海道の２現場の試料について実施した。圧密非排水単調ねじりせん断試験である。供試体寸法は外径 10cm、内径 6cm、高さ 10cm である。供試体の密度は、現場密度を包含する密度の範囲で４ないし５種類に調整した。供試体は、予め最適含水比に調整しておいた試料を、層厚 2cm 毎に直径 1.4cm、質量 124g の突き棒を高さ 14cm から所定の回数自由落下させることにより突き固めて作成した。なお、密度調整のために、突固め回数と密度の関係を予め試験により調べておいた。その後通水して試料を十分に飽和させてから、初期有効拘束圧 98kPa（等方圧密）、背圧 196kPa の下で、ひずみ速度 1%/min.でひずみ制御により非排水ねじりせん断を行った。なお、このとき軸変位は拘束しなかった（軸応力を一定に制御）。

表-7.1　調査試験項目

| 調査試験項目 | | 地点名 | |
|---|---|---|---|
| | | 鳥通 | 東阿歴内 |
| 現地調査試験 | 簡易測量 | ○ | ○ |
| | ｽｳｪｰﾃﾞﾝ式ｻｳﾝﾃﾞｨﾝｸﾞ | ○ | ○ |
| | 現場密度試験(JIS A 1214) | ○ | ○ |
| 室内試験 | 締固め試験(JIS A 1210) | ○ | ○ |
| | 土粒子の密度試験(JIS A 1202) | ○ | ○ |
| | 土の含水比試験(JIS A 1203) | ○ | ○ |
| | 土の粒度試験(JIS A 1204) | ○ | ○ |
| | 中空ねじり試験(JGS 0551-1998) | ○ | ○ |

### 7.3.2　鳥通における現地調査試験・物理試験結果

(1) 現地調査試験結果

図-7.2 に示す調査位置（のり肩より水平距離で約 2m 谷側の斜面上）で行ったスウェーデン式サウンディング試験の結果を図-**7.6** に示す。深さ 2m までは荷重 1kN でそのまま貫入し、その後回転貫入により深さ 6.5 ないし 7.0m まで貫入した。これ以深は基礎地盤とみられる。深さ 2.0～6.5m の平均貫入抵抗 $N_{SW}$（1m 当たりの半回転数）は 17 であり、N値に換算すると５以下であり、緩い締まり具合である。

また、同じ位置で現場密度試験を行うとともに、物理試験用の試料を採取した。

(2) 物理試験結果

物理試験結果をまとめて表-**7.2** に示す。また、粒径加積曲線を図-**7.7** に、締固め曲線を図-**7.8** にそれぞれ示す。盛土材料は「礫混じり細粒分質砂」に分類され、平均粒径 0.2mm、細粒分含有率 22%、均等係数 25 となっている。

現場乾燥密度は 1.30g/cm$^3$、締固め度は 84.0～87.3%（平均 86%）であった。

### 7.3.3　東阿歴内における現地調査試験・物理試験結果

(1) 現地調査試験結果

図-7.4 に示すように、被災区間の両隣でスウェーデン式サウンディングを実施した。２地点ともものり面小段から貫入したが、深度 2.0～2.5m で貫入抵抗が大きくなった。盛土と思われる区間の平均貫入抵抗は $N_{SW}$=9 であり、N値に換算すると３程度であり、緩い。

(2) 物理試験結果

物理試験結果をまとめて表-**7.3** に示す。また、粒径加積曲線を図-**7.9** に、締固め曲線を図-**7.10** にそれぞれ示す。盛土材料は「礫混じり細粒分質砂」に分類されるが、物理特性は２地点で差がある。それぞれ、平均粒径 0.2 及び 1.1mm、細粒分含有率 39 及び 6%、均等係数 61 及び 9 となっている。

締固め度は地点Ａで 82.3～85.0%（平均 84%）、地点Ｂで 88.1～92.5%（平均 91%）であった。

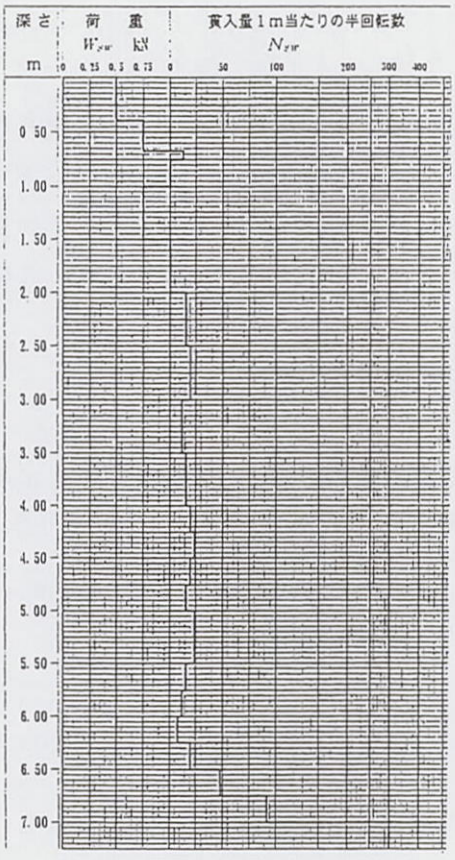



図-7.6　スウェーデン式サウンディング試験結果（釧路町鳥通）
（鳥通 KP10.764 地点。のり肩より水平距離で約 2m 外側の斜面上で実施）

| 調査場所 | | 釧路町鳥通 |
|---|---|---|
| 調査位置 | | KP10.764 |
| 土粒子の密度 $\rho_s$(g/cm³) | | 2.70<br>(2.703, 2.699, 2.699) |
| 自然含水比 Wn (%) | | 28.1<br>(28.9, 27.0, 28.3) |
| 粒度構成 | 礫　分　(%) | 8.9 |
| | 砂　分　(%) | 69.1 |
| | シルト分　(%) | 14.6 |
| | 粘土分　(%) | 7.4 |
| | 均等係数　Uc | 24.8 |
| | 曲率係数　Uc' | 5.4 |
| | 最大粒径　(mm) | 19.0 |
| 分類名<br>(分類記号) | | 礫混り細粒分質砂<br>(SF-G) |
| 締固め特性 | 最大乾燥密度<br>$\rho_{dmax}$ (g/cm³) | 1.512 |
| | 最適含水比　$w_{opt}$ (%) | 24 |
| 現場密度 | 乾燥密度　$\rho_d$ (g/cm³) | 1.30<br>(1.32, 1.31, 1.27) |
| | 締固め度 Dc (%) | 86<br>(84.0, 86.6, 87.3) |

表-7.2　物理特性一覧（釧路町鳥通）

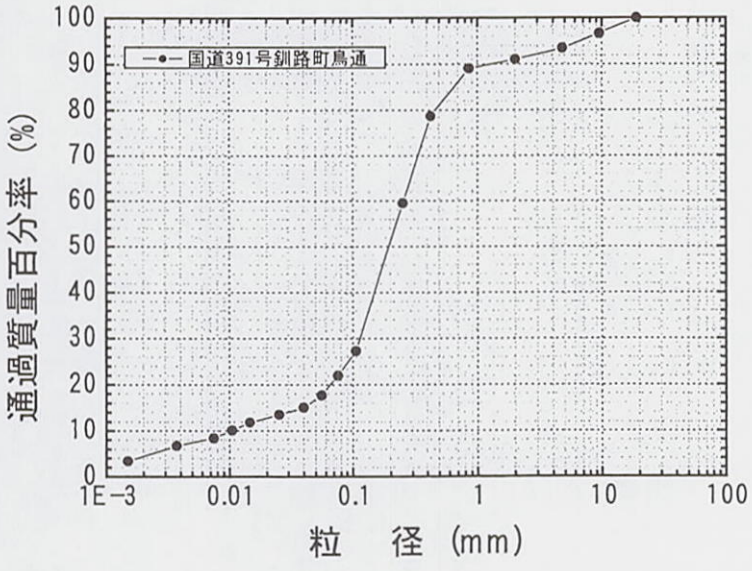



図-7.7　粒径加積曲線（釧路町鳥通）

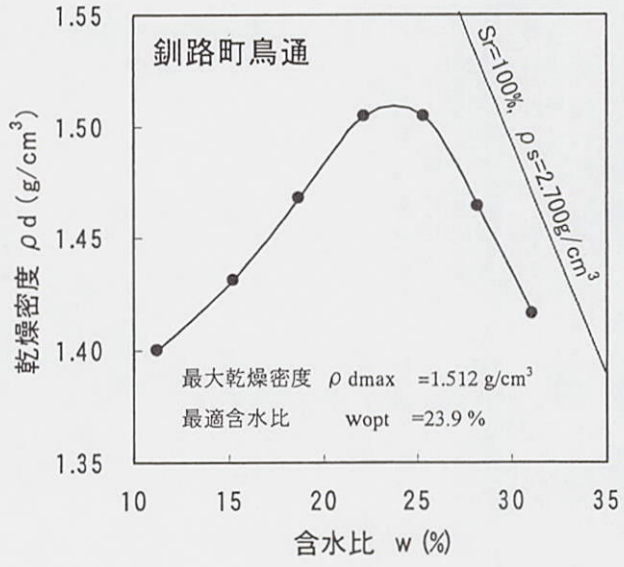



図-7.8　締固め曲線（釧路町鳥通）

表-7.3　物理特性一覧（標茶町東阿歴内）

| 調査場所 | | 標茶町東阿歴内 | |
|---|---|---|---|
| | | 地点 A | 地点 B |
| 調査位置 | | KP20.546 | KP20.695 |
| 土粒子の密度 $\rho s$(g/cm³) | | 2.68<br>(2.671, 2.684, 2.670) | 2.57<br>(2.565, 2.579, 2.569) |
| 自然含水比 Wn (%) | | 38.00<br>(38.4, 37.7, 37.9) | 18.1<br>(17.4, 18.8, 18.2) |
| 粒度構成 | 礫　分　(%) | 13.1 | 35.2 |
| | 砂　分　(%) | 47.5 | 59.1 |
| | シルト分　(%) | 31.3 | 3.8 |
| | 粘土分　(%) | 8.1 | 1.9 |
| | 均等係数　Uc | 61 | 9.1 |
| | 曲率係数 Uc' | 0.69 | 1.01 |
| | 最大粒径　(mm) | 19.0 | 37.5 |
| 分類名<br>(分類記号) | | 礫混り細粒分質砂<br>(SF-G) | 礫混り細粒分質砂<br>(SF-G) |
| 締固め特性 | 最大乾燥密度<br>$\rho$ dmax (g/cm³) | 1.380 | 1.401 |
| | 最適含水比　wopt (%) | 31 | 24 |
| 現場密度 | 乾燥密度　$\rho$ d (g/cm³) | 1.16<br>(1.136, 1.173, 1.160) | 1.27<br>(1.234, 1.296, 1.280) |
| | 締固め度 Dc (%) | 84<br>(82.3, 85.0, 84.0) | 91<br>(88.1, 91.4, 92.5) |

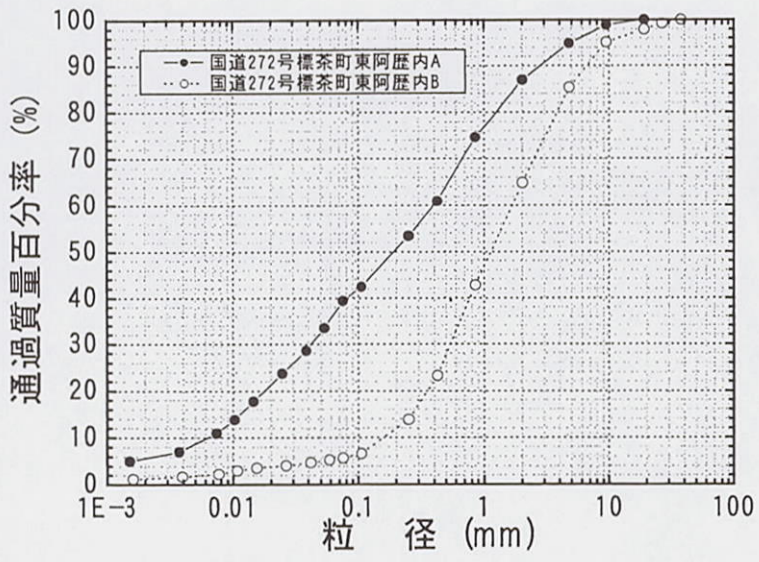



図-7.9　粒径加積曲線（標茶町東阿歴内）

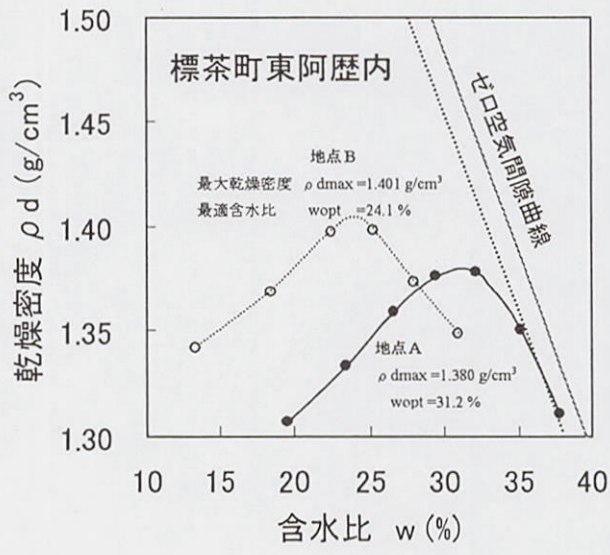



図-7.10　締固め曲線（標茶町東阿歴内）

7.3.4　非排水中空ねじりせん断試験結果

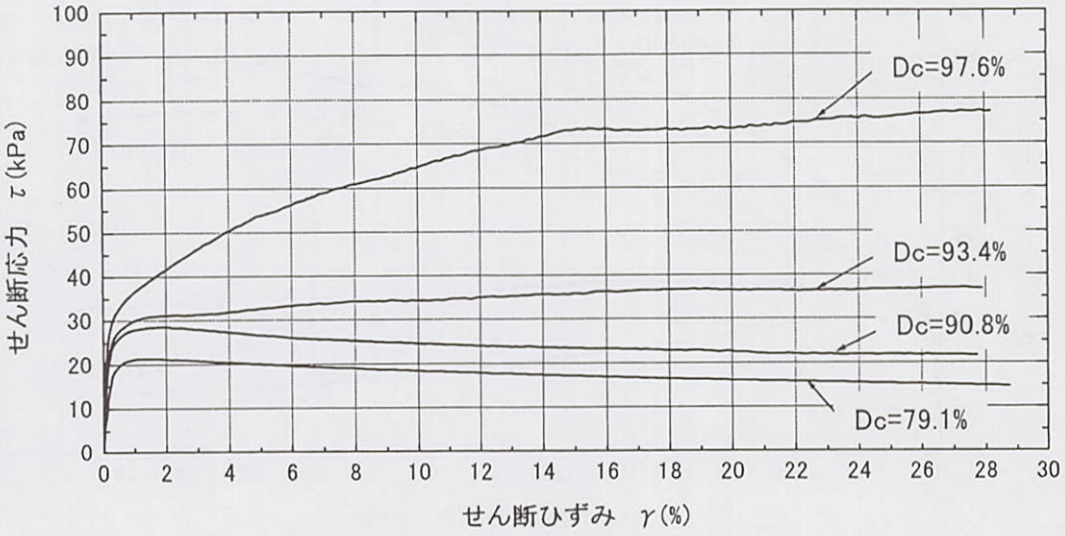
北海道の２地点（鳥通、東阿歴内の地点Ｂ）の試料についての試験結果として、応力－ひずみ関係、間隙水圧－ひずみ関係、および有効応力経路を地点別にまとめて図-**7.11, 7.12** に示す。

まず鳥通については、図-7.11 より、締固め度 93.4%以上ではせん断応力がひずみの進行とともに増大するいわゆる膨張的(dilative)な挙動を示し、逆に締固め度 90.8%以下では収縮的(contractive)な挙動を示し、せん断ひずみが進行してもせん断応力がほぼ一定、すなわち残留強度状態に至ることがわかる。ちなみに現場密度は締固め度 Dc＝86%であり、道路盛土の底部が地下水で飽和していたとすれば残留強度状態で滑った可能性があり得る密度である。

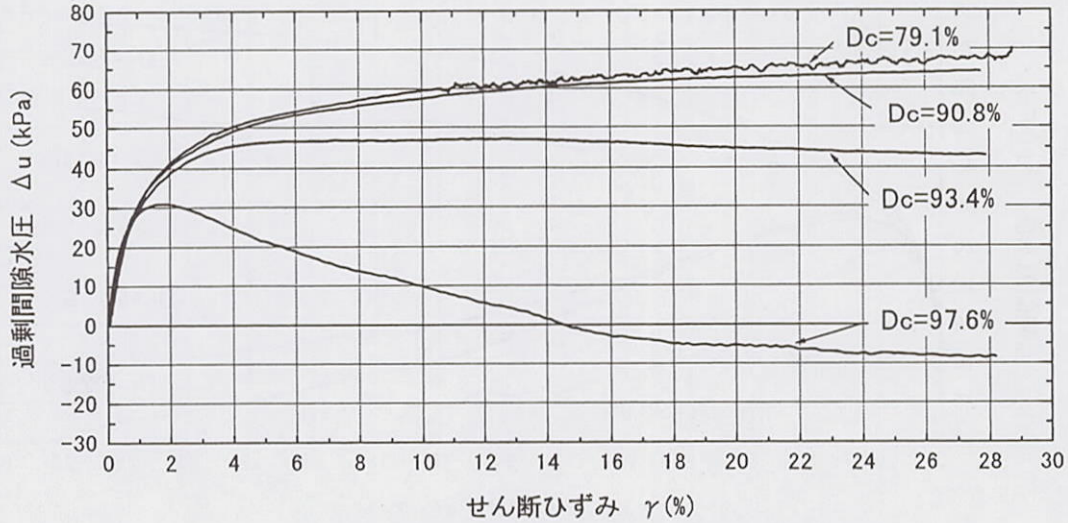
つぎに東阿歴内については、図-7.12 より、締固め度 90.1%以上では膨張的(dilative)な挙動を示し、逆に締固め度 87.5%以下では残留強度状態に至るようであることがわかる。ちなみに現場密度は締固め度 *Dc*＝91%であり、道路盛土の底部が地下水で飽和していたとしても、残留強度状態にはなり得ないことになる。

これらの試験結果から、残留強度を締固め度に対してプロットした図を作ると図-**7.13** のようになる。ここで、残留強度は、第６章図-6.2.2 において行ったのと同様に、便宜上、せん断ひずみ 30%におけるせん断応力を読みとってプロットしている。なお、同図で記号にカッコを付けたものは、実際には残留強度状態になっていない、すなわち膨張的な挙動を示したデータである。図-7.11, 7.12 と見比べながら図-7.13 を観察すれば、試料が収縮的な挙動から膨張的な挙動に遷移する締固め密度を超えると残留強度（ここでは便宜上そのように呼んでいるだけであり、実際には残留強度ではないが）が急激に増大しているのがわかる。

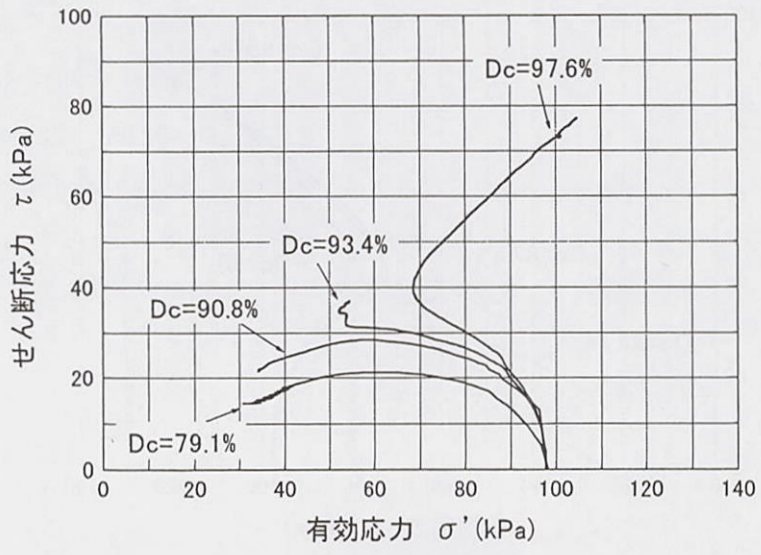
また、試料の内部摩擦角をφとすると、等方圧密の下での単純せん断試験における排水せん断強さはτ＝σ･sinφで与えられるが、圧密圧力σ＝98kPa、内部摩擦角を仮にφ＝30～40 度とすれば、排水せん断強さはτ＝50～65kPa と得られる。すなわち、非排水せん断において収縮的な挙動により生じる残留強度は排水せん断強さに比べてはるかに小さいことがわかる。




(a)応力ーひずみ曲線

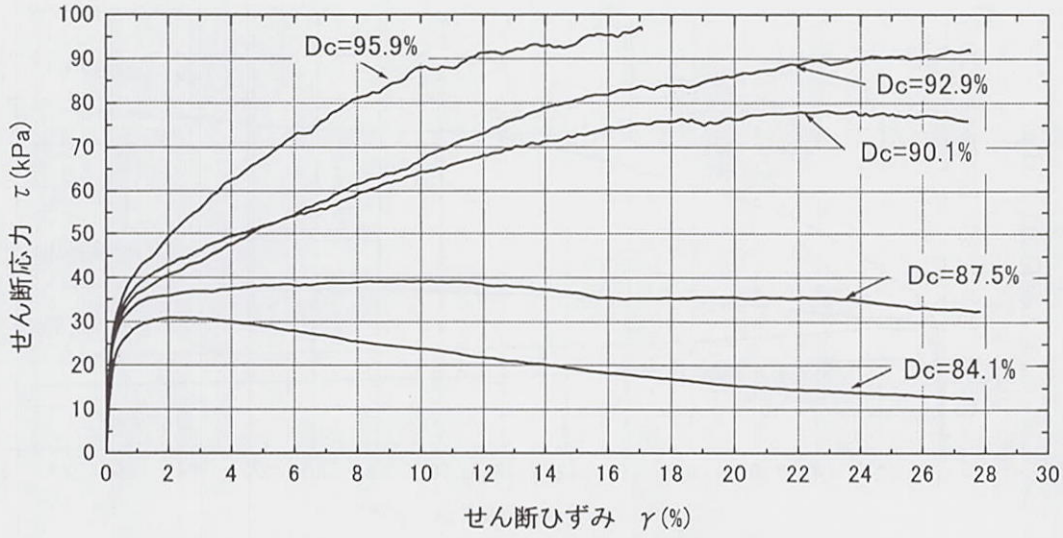



(b)過剰間隙水圧とせん断ひずみの関係

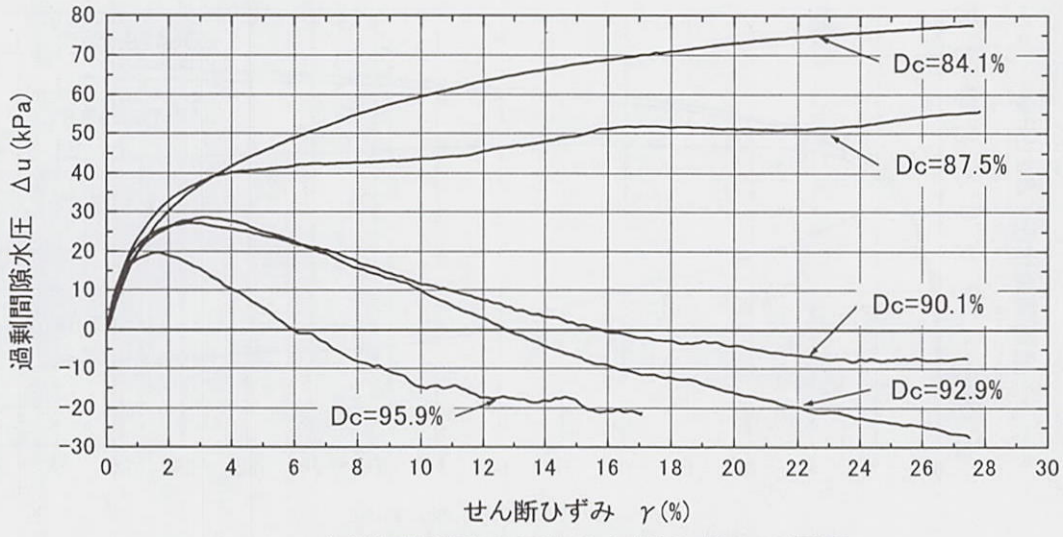



(c)有効応力経路

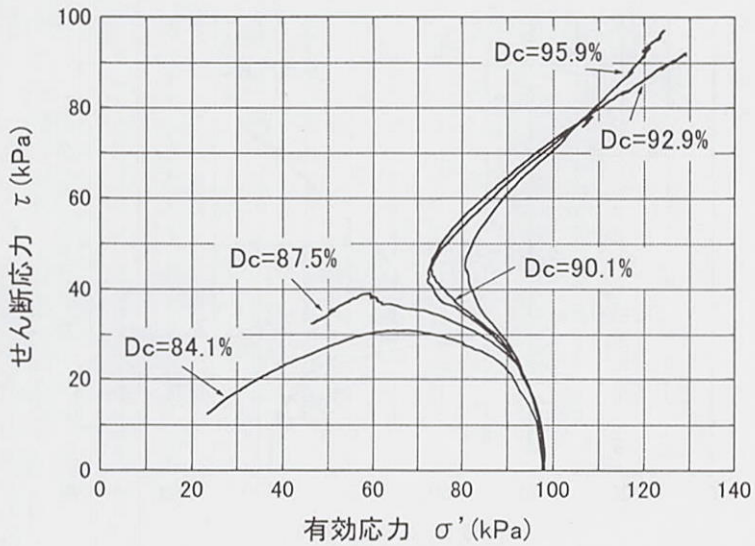
図-7.11　非排水中空ねじりせん断試験結果（釧路町鳥通）




(a)応力ーひずみ曲線




(b)過剰間隙水圧とせん断ひずみの関係




(c)有効応力経路

図-**7.12**　非排水中空ねじりせん断試験結果（標茶町東阿歴内（地点Ｂ））

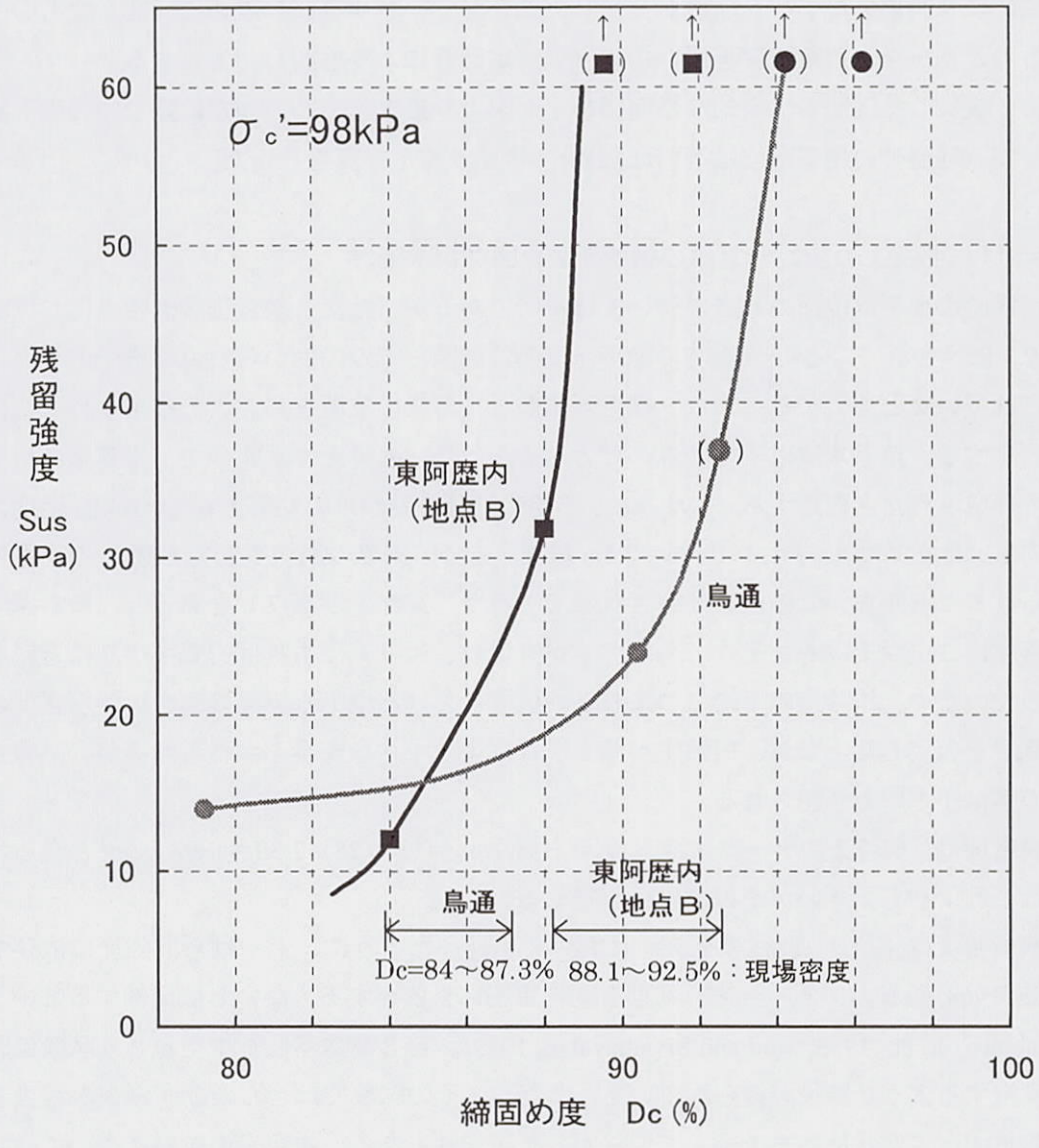



図-7.13　締固め度と残留強度の関係（鳥通、東阿歴内（地点Ｂ））

7.4　流動破壊の可能性に関する安定計算および考察

ここでは、前節に述べた盛土の土質調査試験を用いて、北海道の２地点（鳥通、東阿歴内）で1993年釧路沖地震により大規模なすべり崩壊が発生したことが、いわゆる流動破壊に起因したものである可能性があるかどうかを、残留強度を用いたすべり安定計算により検討し、考察する。

このために、被災した区間の代表的な断面図を平面図より描き起こし、つぎに盛土内の地下水位を数種類設定して（地震時の地下水位は不明なため）、すべり安定計算を行った。

(1) 鳥通

図-7.3 を参照して設定した安定計算用の横断面図を図-**7.14** に示す。

ここで、地震時の地下水位面の高さについては不明であるが（ただし地震後調査時点における地下水位高は図-7.3 に示されている）、地震時の地下水位面は同図左方の山側から右方の盛土のり面下端にわたり形成されていたと想定する。また、被害写真から滑落崖の位置をおおよそ推定し、ここに滑落崖の位置を固定する。地下水位以下ではみかけの粘着力はないと考えてよいので、滑落崖は地下水位面の深さまで形成されたと仮定する。ちなみに、不飽和部分のみかけの粘着力を c＝10kPa 程度と少なめに見込んでも、自立高は $4c/\gamma = 4 \cdot 10/16 = 2.5$m 程度となる。実際の崩壊事例でも数 m の高さの滑落崖は多く見られることから、この仮定は許されるであろう。実際、写真-7.1 を見ると、最も深い位置における滑落崖は 3m 以上はありそうである。すべり面は、図-7.3 によれば円弧すべりに近いが、ここでは計算の便のため、滑落崖の下端（つまりこの位置における地下水位面の高さ）から盛土のり面下端を結ぶ直線を仮定した。なお、円弧すべりとすればより小さな安全率が得られるが、直線すべりとしてもその差は小さいと予想される。

盛土の湿潤密度は、表-7.2 のデータより、$\rho_t = (1+w)\ \rho_d = (1+0.28) \cdot 1.30 = 1.66$ g/cm$^3$ と得られる。飽和部分ではこれよりも大きいがその違いは無視する。

ここで、残留強度は、「2.2　既往の研究」においても述べたように、もっぱら間隙比に依存するという説（Castro, 1969）が有力である一方、初期有効拘束圧にも依存する、ないしは比例するという反証もある（Yamamuro, et. al., 1999; Vaid and Sivathayalan, 1999）。第３章に示した中空ねじり試験においても、後者を支持するような結果が得られている。ただし、その試験ではせん断ひずみ 30%程度までしか実施しておらず、定常状態にまで達していなかった可能性もある。本現場の試料については、この拘束圧依存性の有無を確認する試験を残念ながら実施していないが、以上に述べたように拘束圧依存性については２つの説があるので、ここではその２つの説それぞれに従った計算を行った。

滑落崖の位置における地下水位の深さおよび残留強度を変えてすべり安全率を計算すると図-**7.15** が得られる。図の左（A）が、残留強度が初期拘束圧に依存しないとした場合の結果、右（B）が、残留強度が拘束圧に比例するとした場合の結果である。また、上段は、残留強度とすべり安全率の関係であり、両者は比例関係にある。中段は締固め度と残留強度の関係であり、図-7.13 のデータを再掲したものである。ただし、（B）では横軸を残留強度比 $Sus/\sigma c'$ としている。下段は、上段と中段の図から作成したものであり、締固め度と滑落崖の位置における地下水位深（ここではすべり面の位置も同じ）によりすべり安全率がどのように変化するかを示したものである。

（A）の場合には、地下水位をどんなに高くしても、残留強度が 10kPa 程度を下回らない限り、すべ

り安全率は 1.0 を下回らないことがわかる。なお、この場合、地下水位（すべり面）が深くなるとすべり安全率が単調に大きくなってはいないが、これはすべり面が深くなるとすべり土塊重量は大きくなる一方、すべり面の勾配は緩くなるため、すべり面に沿った滑動力が単調に増大する訳ではないことによる。

他方、(B)の場合には、地下水位深（すべり面）が浅いほどすべり安全率は小さくなる。下段の図より、現場密度（$Dc$＝84.0～87.3%）の範囲においては、地下水位が 5m より浅い位置に存在していれば、すべり安全率が 1.0 を下回ることがわかる。地震発生後 13 日目の調査時点での地下水位が図-7.3 に示されているが、これによれば滑落崖付近で路面下約 3m である。滑落崖が剥き出しの状態では地下水は浸出しやすくなることを考え合わせれば、地震時における地下水位は 3m より浅かったと推定される。この水位はすべり安全率が 1.0 を下回るための地下水位条件に符合する。したがって、(B)の計算結果は、この現場が流動的なすべり崩壊を起こした事実と整合的である。

なお、図-7.3 に示された推定すべり面は円弧状であり、かつ深い位置にあるが、これら定性的な点も含めてうまく説明できるかどうかを検討するためには、より詳細な円弧すべり計算を行う必要があるが、現実には土質材料および密度の空間的なばらつきの方がよほど支配的であり、これらのデータについて知り得ないために、ここではいわゆる詳細な検討には立ち入らないこととする。

(2) 東阿歴内

図-7.4、 図-7.5 を参照して設定した安定計算用の横断面図を図-7.16 に示す。ここで、図-7.4 によれば、滑落崖は最も深いところでは山側の盛土部分にまで及んでいるが、大半の部分は山側路肩付近に位置しているため、計算上の滑落崖の位置をここに設定した。その他の計算上の仮定等は上記(1)鳥通の場合と同様なので、ここでは省略する。

滑落崖の位置における地下水位の深さおよび残留強度を変えてすべり安全率を計算した結果を図-7.17 に示す。それぞれの図の説明は図-7.15 の場合と同様である。

(A)の場合には、地下水位をどんなに高くしても、残留強度が 10kPa を下回らない限り、すべり安全率は 1.0 を下回らないことがわかる。下段の図より、すべり安全率が 1.0 を下回るのは、締固め度が 83%程度以下の場合であり、現場密度（締固め度 $Dc$＝88～92.5%）の範囲においては安全率は 3 以上となる。したがって、この現場が大規模なすべり崩壊を起こした事実とは整合しない。

他方、(B)の場合には、下段の図より、すべり安全率が 1.0 を下回るのは締固め度が 85～88%程度以下の場合である。現場密度（Dc＝88～92.5%）の範囲においては、わずかにすべり安全率は 1.0 を上回っていることがわかる。したがって、この場合にも、この現場が大規模なすべり崩壊を起こした事実とはわずかに整合しない。

なお、この東阿歴内の現場では、図-7.4 にも示したように、崩壊した区間の両側（地点 A 及び B）で物理試験を行ったが、図-7.9 に示すように粒度特性が大きく異なり、また、表-7.3 に示すように、現場乾燥密度もそれぞれ 1.16、1.27g/cm$^3$ と有意な差がある。締固め度で見てもそれぞれ 84%、91%である。今回、現場における観察から、地点 B の土質材料の方がこの現場を代表する土質に近いのではないかと考え、残留強度に関する試験を行い、安定計算に用いた。

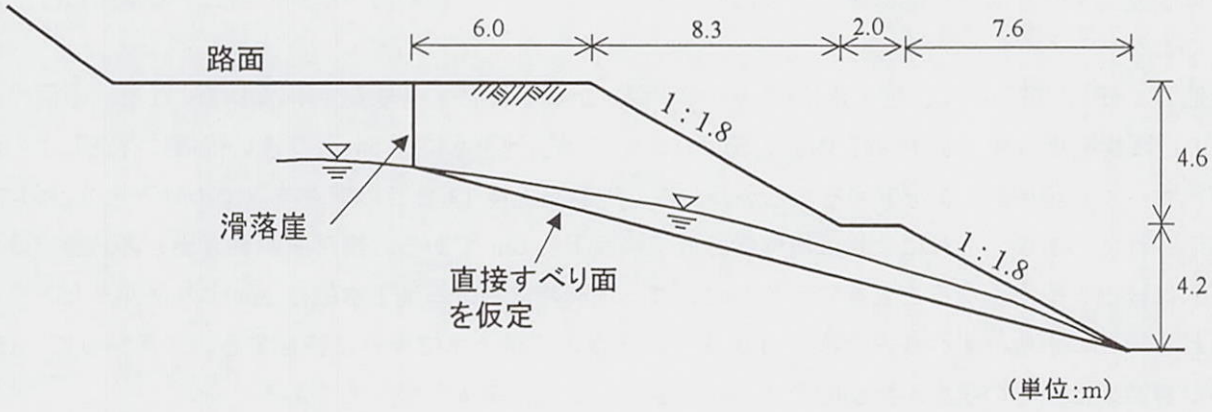



図-7.14　安定計算用の道路横断面図（釧路町鳥通）

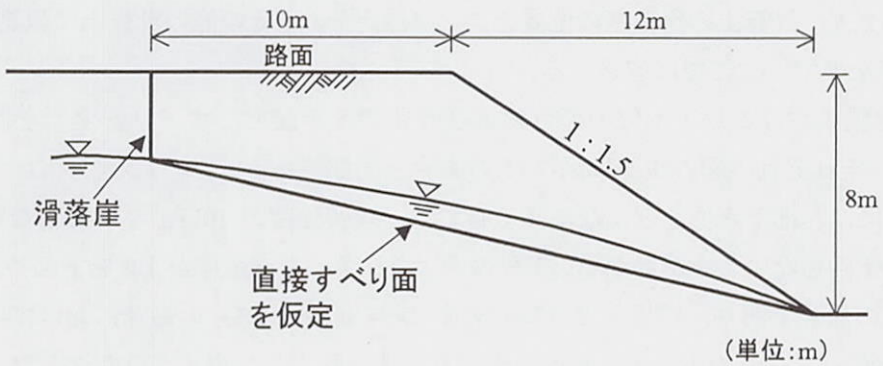



図-7.16　安定計算用の道路横断面図（標茶町東阿歴内）

(A)残留強度Susが拘束圧に依存しない場合　(B)残留強度Susが拘束圧に比例する場合

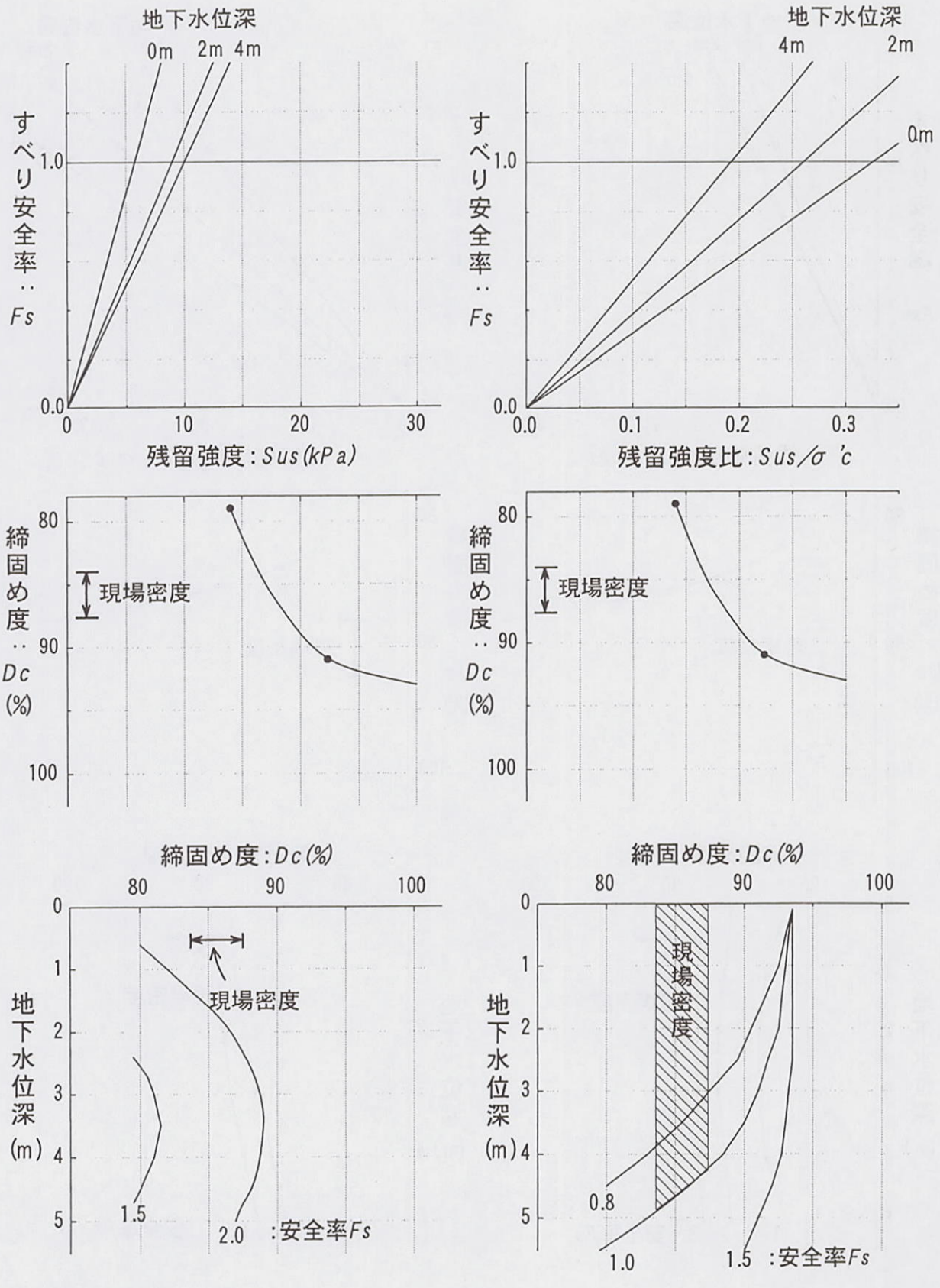



図-7.15　すべり安定計算結果（釧路町鳥通）

(A)残留強度Susが拘束圧に依存しない場合　(B)残留強度Susが拘束圧に比例する場合

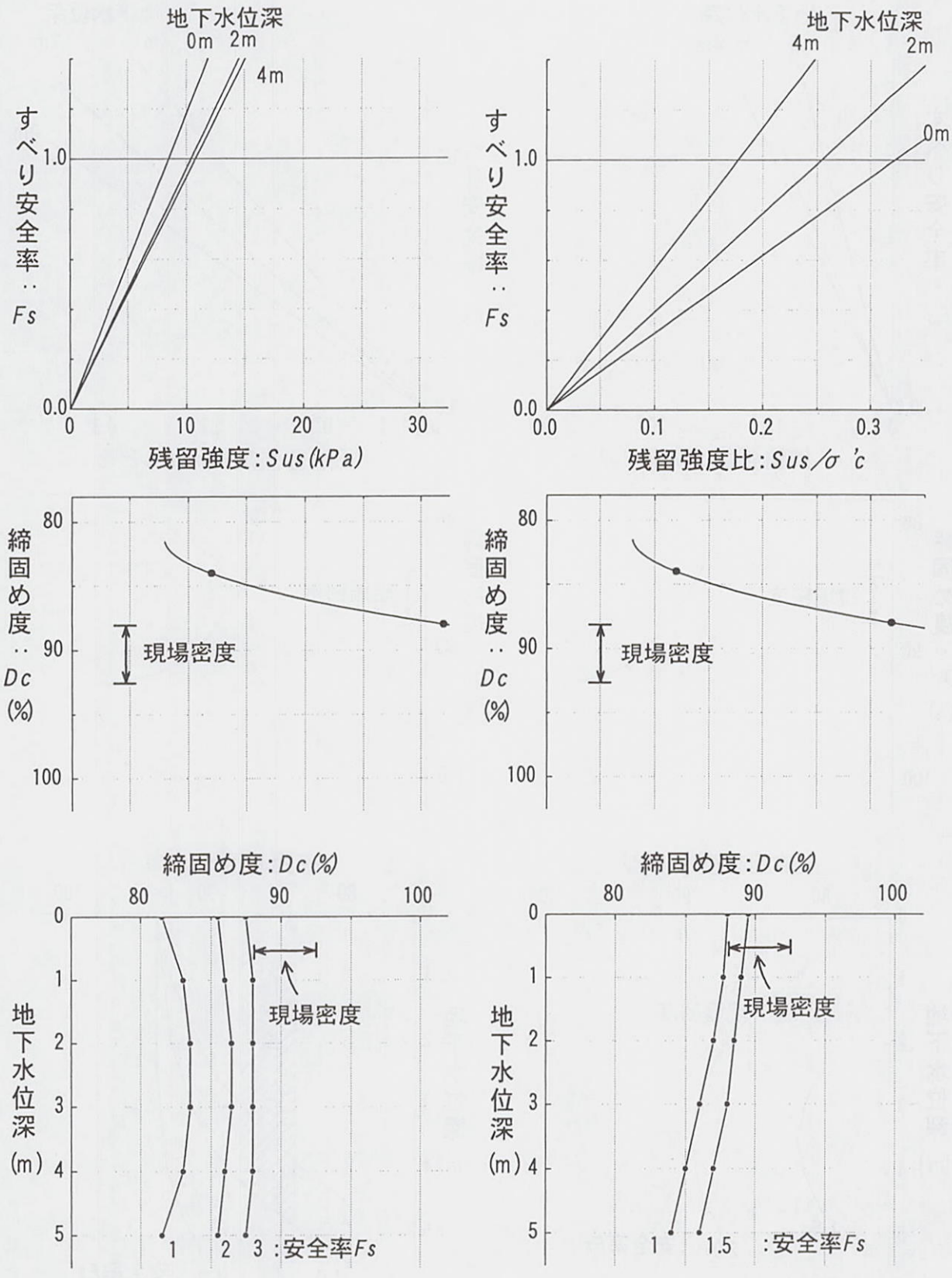



図-7.17　すべり安定計算結果（標茶町東阿歴内（地点B））

仮に、締固め度の低い地点Aの土質材料を対象に一連の試験及び安定計算を行っていたら、少なくとも、残留強度が拘束圧に比例するという条件（計算条件B）の下では、安全率が 1.0 を下回るという結果が得られた可能性が大きいと予想される。

(3) 検討結果に対する考察

1993 年釧路沖地震で流動的な斜面崩壊を起こした道路盛土２現場（鳥通、東阿歴内）について、残留強度を用いたすべり安定計算を行った結果を上に述べた。まとめるとつぎのようになる。

1) 鳥通では、残留強度が拘束圧に依存しないものとして得られるすべり安全率は1.0を大きく上回り、崩壊した事実と整合しない。他方、残留強度が拘束圧に比例するものとして得られるすべり安全率は1.0 を下回り、崩壊した事実と整合する。

2) 東阿歴内では、残留強度が拘束圧に依存しないものとして得られるすべり安全率は 1.0 を大きく上回り、崩壊した事実と整合しない。また、残留強度が拘束圧に比例するものとして得られるすべり安全率は 1.0 をわずかに上回り、やはり崩壊した事実と整合しない。

3) ただし、東阿歴内では、土質調査した２地点で土質材料及び締固め密度に有意な違いがあり、仮に、密度の緩い方の地点で土質試験及び安定計算を行っておれば、少なくとも残留強度が拘束圧に比例するという仮説の下では、崩壊の事実と整合的な結果が得られると推定される。

以上に述べた結果において特に注意を喚起すべき第１の点は、Castro(1969)以来、現在に至るまで有力な仮説である、「ある砂質土の残留強度はその間隙比（密度）のみに依存する」、に対して否定的であり、むしろ「残留強度は拘束圧に比例する」を支持するような結果であることである。先述したように、土質材料は異なるが、第３章に示した一連の非排水単調ねじりせん断試験結果においても、残留強度（より正確にはせん断ひずみ 30%までの範囲において定常状態に近い状態におけるせん断強度）は初期有効拘束圧に依存するという結果が得られている。また、少数であるが、これを支持するような実験結果が筆者ら以外でも得られている。

このことに対して、まず結果の妥当性を吟味する立場からは以下の点を指摘すべきである。

1) 現場密度や残留強度特性を調べた盛土表面近く（50cm 掘り下げた）の土質材料・状態が、盛土底部のすべり層の土質特性・状態に近いと言えるか？

この問に対しては、必要なデータを入手できていないので何とも言えない。なお、現場一帯は火山灰質砂質土が広く分布する地域のようであり、土質材料も火山灰質砂質土であることは間違いないと思われる。ただし、粒度特性については図-7.9 にも示したように、同じ現場であっても幅がある。

2) 当該現場の土質材料の残留強度が初期有効拘束圧に依存するという実証データがない。

この点も今回の事例検討における大きな弱点の一つである。第３章において示した試験（当該現場とは関係ない土質材料を使用）において、残留強度が拘束圧に比例するという結果が得られたことを参考にして適用したものであり、当該現場の土質材料がこのような特性を示すという根拠はない。

他方、残留強度は拘束圧に依存しないという仮説の下で行った安定計算結果が崩壊の事実と整合しなかったが、整合的な結果を得るためには、図-7.15 および図-7.17 下段の結果を見る限り、鳥通では締固め度で 80%未満、東阿歴内で 83%未満とかなり緩い密度である必要があるが、現場密度の不確かさに原因を求めるのは無理があるように思える。上の仮説の下でここに示した２つの崩壊事例を整合的に説明できるためには、すべり層付近にはやや異なる材料が用いられていたということでもない限り難しいように思われる。

もう一点特記しておきたい点は、この２事例を含め既往の崩壊事例の中には火山灰質砂質土の盛土が多いということである。火山灰質砂質土は粒子が脆いという特性がある。粒子が脆いということは、せん断ひずみの進行に伴って生じる正のダイレタンシーが発揮されにくいことにつながる。火山灰質砂質土の残留強度特性についての実証的研究はほとんどない。

残留強度特性について調べられた既往の研究で用いられた土質材料には、比較的古くは粒子破砕しにくい、きれいな砂が用いられ、最近 10 年近くはシルト混じり砂が用いられている。きれいな砂ではかなり緩い状態でないと定常状態が現出せず、しかも残留強度が数 100kPa 程度と大きいデータが多い。したがって、現実にはきれいな砂からなる砂層で流動破壊が起こることは少ないのではないかと思われる。このような観点からシルト混じり砂に関心が移ってきているが、これはきれいな砂に比べて、密度の緩い状態が存在しやすく、しかも 100kPa 未満の残留強度が得られている。火山灰質砂質土は粒子形状が角張っているために密度の緩い状態が存在しやすく、しかも粒子破砕性が高いので、残留強度はさらに小さくなる傾向にあると予想される。高さが 10m 内外の盛土が流動性の崩壊を生じるためには、上に述べた事例計算からも推察されるように、残留強度は 20～30kPa 程度の小ささになる必要がある。この意味からも、火山灰質砂質土は流動性斜面崩壊を生じる可能性が相対的に高いことが想定される。さらに、拘束圧依存性など、基本的特性も異なる可能性が十分に考えられる。火山灰質砂質土の残留強度特性についての実証的研究が今後望まれる所以である。

蛇足ながら、前記 2.1（５）に述べたように、火山灰質土から構成される自然斜面で、空隙量のきわめて大きい半固結のパミス（軽石）層が存在する場合には、地震の作用により骨格構造が壊れて急激な液状化を起こすことがあると考えられるが、そのような現象が生じる可能性を診断する技術を開発するためにはさらに特殊な検討が必要であろう。

最後に、残留強度の一意性についても触れておきたい。

残留強度の大きさは、定常状態が準静的な作用により引き起こされたか、あるいは地震のような動的な作用により引き起こされたかに依らないというのが従来からの有力な説である。今回の事例検討では、この説を前提に置き、したがって単調載荷せん断試験により残留強度特性を調べたものである。

第３章に示した要素試験では、片振り繰返しせん断により引き起こされる残留強度は、単調載荷により生じる残留強度とほぼ一致していた。他方、両振り繰返しせん断により引き起こされる残留強度が、単調載荷により生じる残留強度とほぼ一致するかどうかまでは確認できていない。斜面を考える場合、地震時に斜面内の土に両振り繰返しせん断応力が生じることは考えにくいが、基本的特性とし

て、残留強度が、その状態を引き起こす応力過程に依存しないかどうかを追試により確認することが望まれる。

## 7.5 まとめ

1993 年釧路沖地震において流動的な斜面崩壊を生じた道路盛土２現場について、土質調査試験および安定計算を行い、流動性崩壊(flow slide)であることを説明できるかどうかを調べた。

その結果、残留強度（定常状態強度）が拘束圧に依存しないものとして行った安定計算結果は崩壊した事実と整合しなかった。他方、残留強度が拘束圧に比例するものとして行った安定計算結果は１現場では崩壊した事実と整合し、他の１現場ではわずかに整合しなかった。

つぎに以上の検討結果に対して考察を加え、以下の点を指摘した。

(1) 上記結果は限られた土質データを用いて得たものであり、地震で崩壊する前の盛土におけるすべり層付近の土質材料の物理・力学特性とはかけ離れている可能性があるので、上記の結果はそのような留保を付けなければならない。

(2) しかし、残留強度が拘束圧に依存しないという仮説の下で、崩壊の事実と整合するような結果を得られる可能性は、少なくともここに示した事例では低そうである。

(3) 粒子破砕性の高い火山灰質砂質土については、残留強度特性に関する追試が今後必要である。

## 参考文献


建設省土木研究所(1994)：平成５年(1993 年)釧路沖地震災害調査報告、土木研究所報告第 193 号。

Castro, G.(1969): Liquefaction of sands, Harvard Soil Mechanics Series No. 81, Harvard University, Cambridge, M.A.

Vaid, Y.P. and S. Sivathayalan (1999): Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands, *Proc. of the International Workshop on the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*/ Baltimore/ Maryland/ USA/ 10-11 September 1998 (P.V. Lade and J.A. Yamamuro, eds.), A.A. Balkema, pp. 105-120.

Yamamuro, J.A., K.M. Covert and P.V. Lade (1999): Static and cyclic liquefaction of silty sands, *Proc. of the International Workshop on the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*/ Baltimore/ Maryland/ USA/ 10-11 September 1998 (P.V. Lade and J.A. Yamamuro, eds.), A.A. Balkema, pp. 55-65.

## 8．まとめおよび今度の課題

山岳盛土が地震時に流動的な崩壊現象を起こすメカニズムを解明することを目的に、遠心模型実験による流動破壊現象の再現、および盛土材の要素試験結果に基づいた単純斜面の流動破壊発生予測を行った。さらに、山岳盛土の崩壊事例を対象に流動破壊したことを説明できるかどうかの検討を行った。得られた知見は、以下のとおりである。

（要素試験から得られた知見）

(1) 単調載荷中空ねじりせん断試験から、実験に用いた砂質試料では、密度が高いほど、初期せん断応力が大きいほど、せん断ひずみ 30%でのせん断応力で定義した残留強度は大きいという結果が得られた。

(2) ピーク強度、残留強度は初期有効拘束圧に比例した。このことは、残留強度が初期有効拘束圧に依存しないとする従来の通説とは相反する結果である。

（模型振動実験から得られた知見）

(3) 片盛土の遠心模型実験から、内部に浸透水が存在するような盛土は、締固め密度が地震時安定性に大きな影響を及ぼすこと、盛土が十分締め固められていれば、地震時安定性は高く、地震による変形量は小さいことがわかった。

(4) 浸透水位が高いほど、盛土の地震時安定性は低く、盛土前面の湛水位が盛土内水位に比べて低いほど、加振による変形量は著しく大きくなった。また、盛土内に定常浸透流が発生している場合、地震による変形は、地下水位以深に集中した。

(5) 単純斜面の遠心模型実験から、密度が緩く、傾斜が急な斜面において、加振後も変形が継続する流動破壊現象が生じた。なかには、加振後の変位量が、加振中の 2 倍以上も生じるケースもあった。

(6) 単純斜面の実験においても、片盛土と同様に、変形量に対して地盤の締固め密度が最も支配的であった。

(7) 大きく流動破壊した単純斜面は、地山との境界付近にすべり層が形成され、変形が集中する様子が見られた。他方、流動破壊しなかった場合にはすべり層は形成されず、連続体として変形した。

(8) 流動破壊が生じたケースでは、地震動の大きさはすべり量の大きさにほとんど影響しなかった。

(9) 単純斜面および片盛土ののり先部に、十分に大きなドレーンを敷設した場合、加振時にドレーンの剛性が発揮されて、全体変形が抑制される効果があった。

(10) 要素試験に基づき提案した、単純斜面の流動破壊の発生条件を判別するチャートは、斜面が急なケースについては、整合的であった。全体としては、模型実験結果を安全側に評価した。

(山岳盛土の流動的な崩壊事例に対する安定検討から得られた知見)

(11) 残留強度が拘束圧に依存しないという前提の下に行った安定計算結果は崩壊した事実と整合的でなく、他方、残留強度が拘束圧に比例するという前提の下に行った安定計算結果は整合的であった。

(12) 粒子破砕性の高い火山灰質砂質土については、残留強度特性に関する追試が今後必要であることを指摘した。

(実務上の観点からの示唆)

(13) 以上の結果を実務上の観点からまとめると、山岳盛土の地震時流動破壊を防止するためには、1)盛土を十分に締め固めること、2)盛土内にできるだけ水を入れないように、かつ盛土内の浸透水位を下げるために、排水施設を適切に設置すること、が重要である。

所要の締固め度としては、一般的な砂質土については、暫定的な結論としては、現行の 90% 程度で適当であろうと考えられる。

(14) 火山灰質土を盛土材として用いる場合には注意が必要であり、適宜土質試験を行うことが望ましい。

今後の主な課題は次のようである。

(1) 各種砂質土の基本的な残留強度特性について明らかにすること。

特に残留強度の大きさが、拘束圧、初期せん断応力、定常状態を引き起こす荷重モード（繰返し載荷あるいは単調載荷）等に依存するのか否かを明らかにすること。

(2) 流動破壊防止に必要な盛土の締固め度についてさらに検証を行うこと。この成果は、新設山岳盛土の締固め基準に反映されるべきものである。

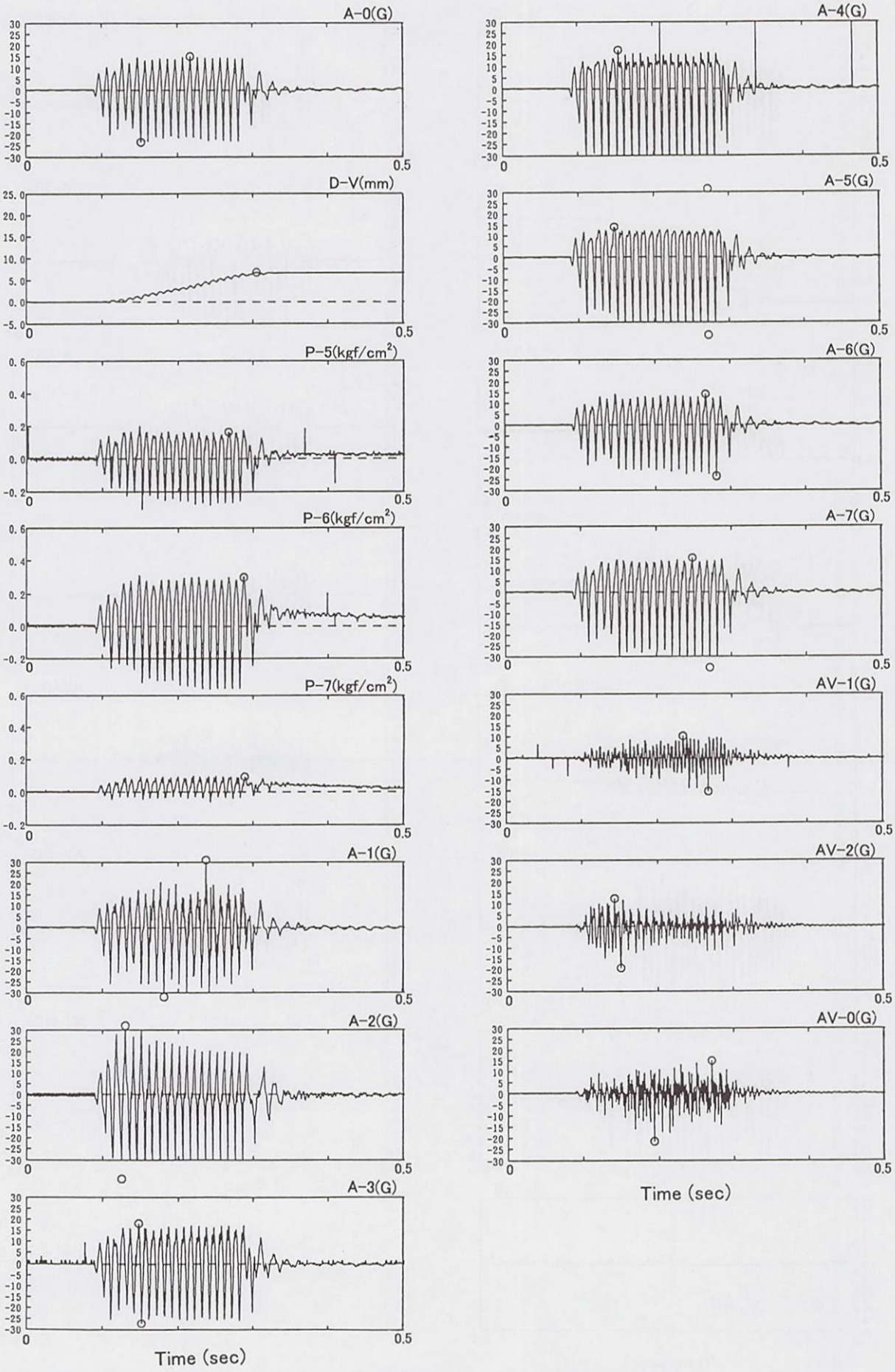
(3) 既設の盛土が流動破壊を生じる可能性があるかどうかを診断する実務的（簡易かつ安価）な方法を開発すること。

謝辞

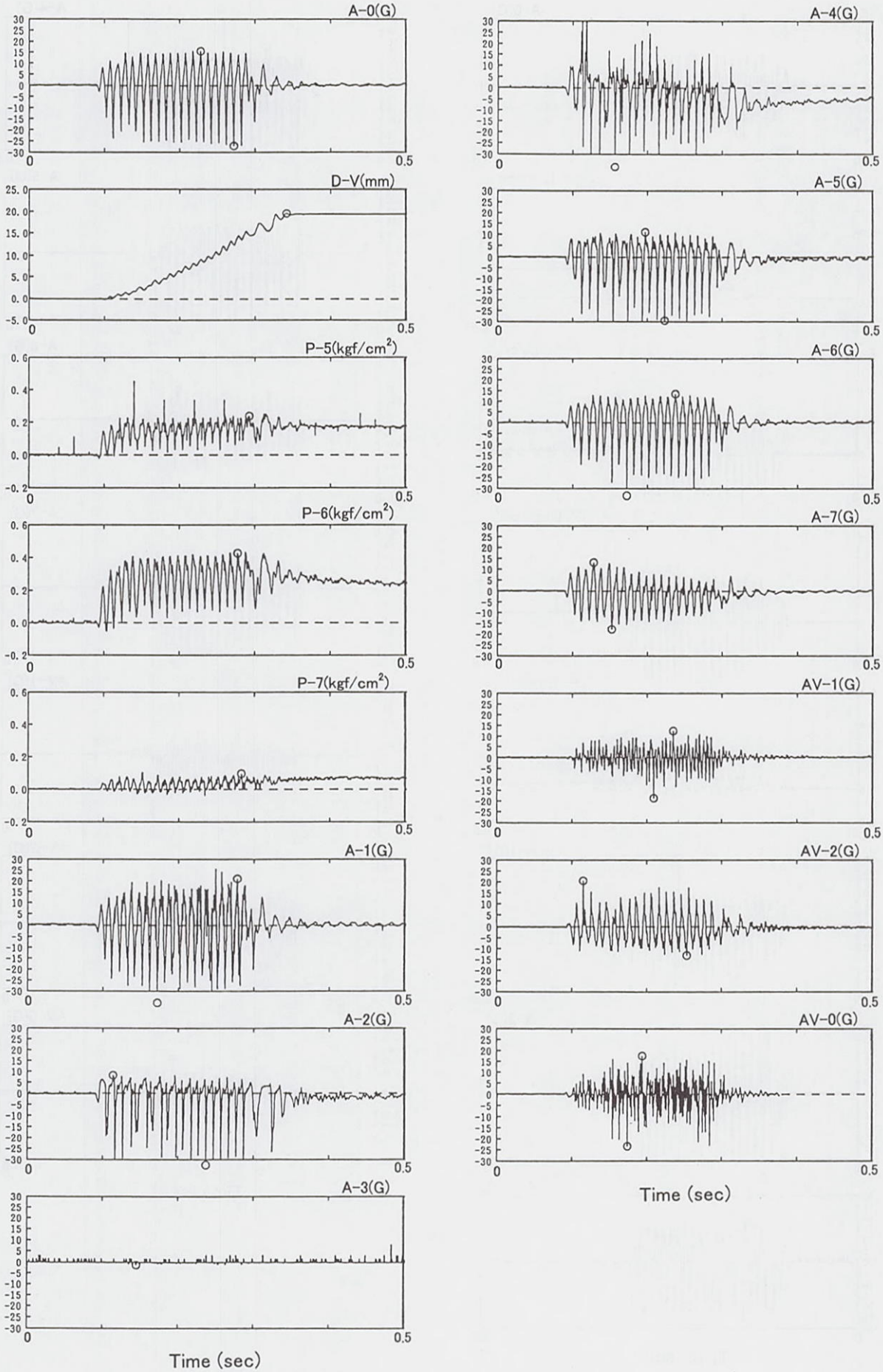
第７章に述べた道路盛土の被災事例調査にあたって、北海道開発局釧路開発建設部道路第二課より、現場調査実施の許可および関連する資料提供の便宜を図っていただきました。また、３章の中空ねじりせん断試験は、筑波大学学生（当時）の佐藤貴史君が当所で実施したものです。ここに記して謝意を表します。

# 付録１

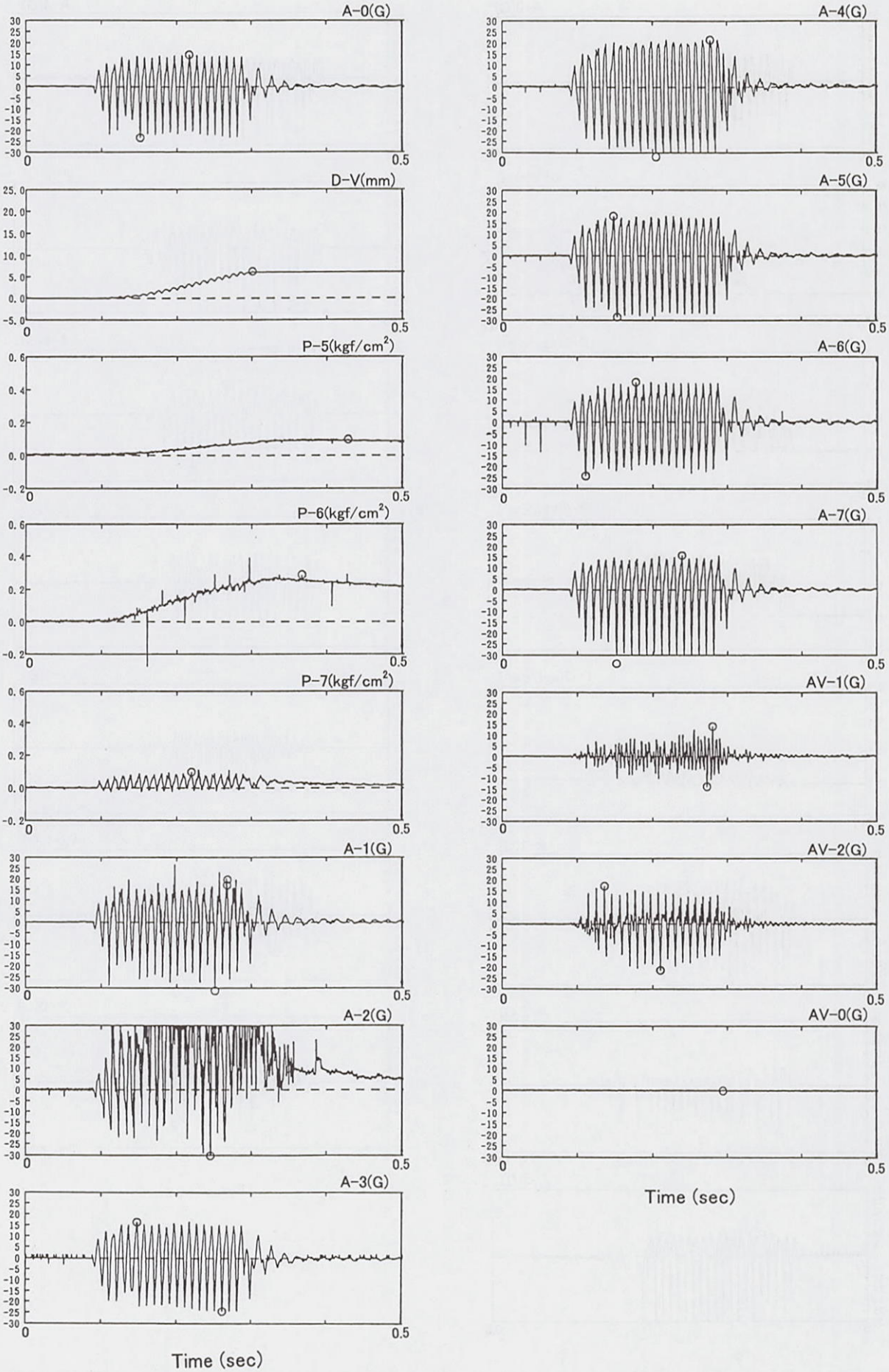
（Case1-1～4-6の時刻歴）



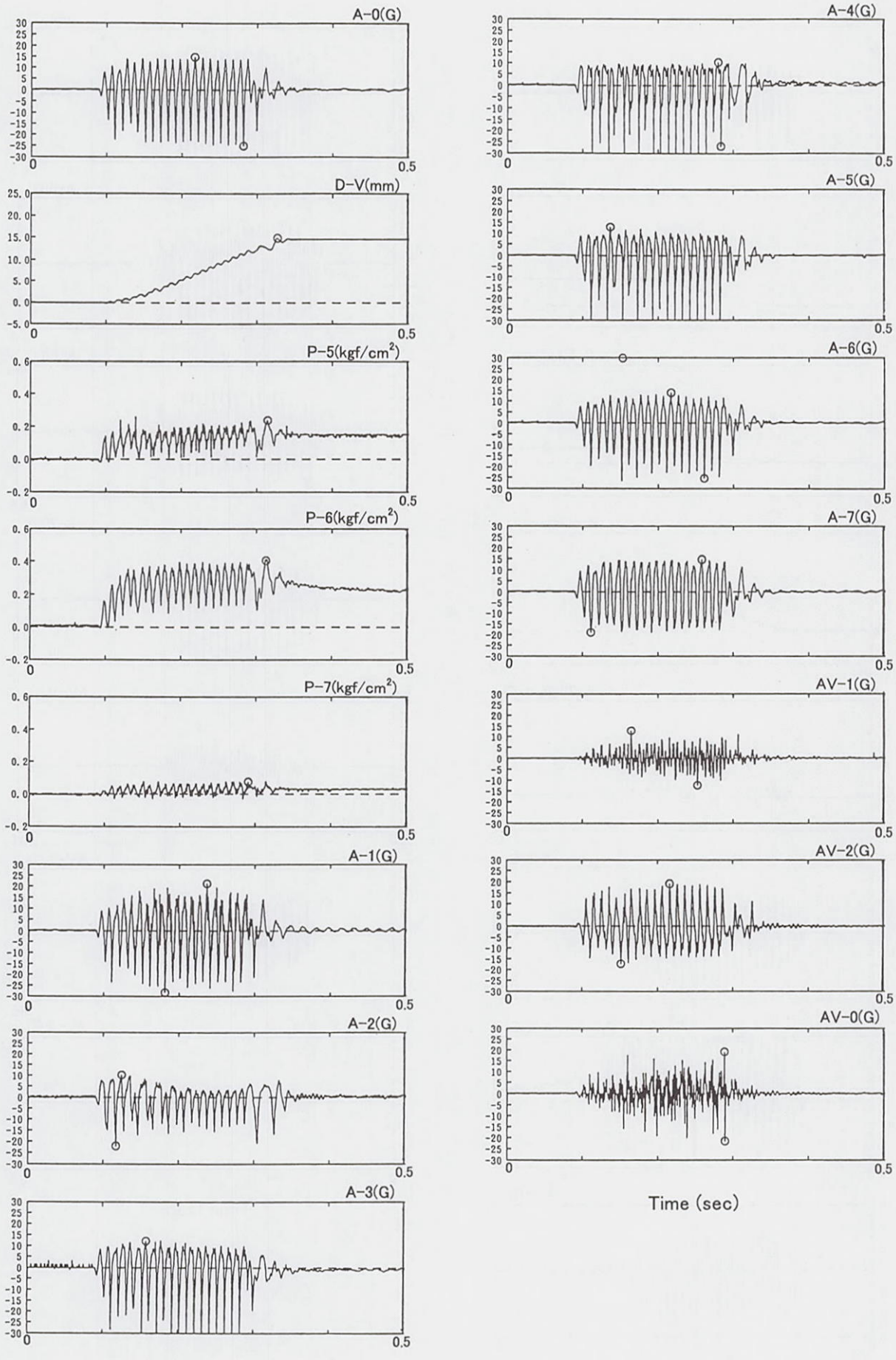

ケース1-1 ステップ3 （19.2G加振）



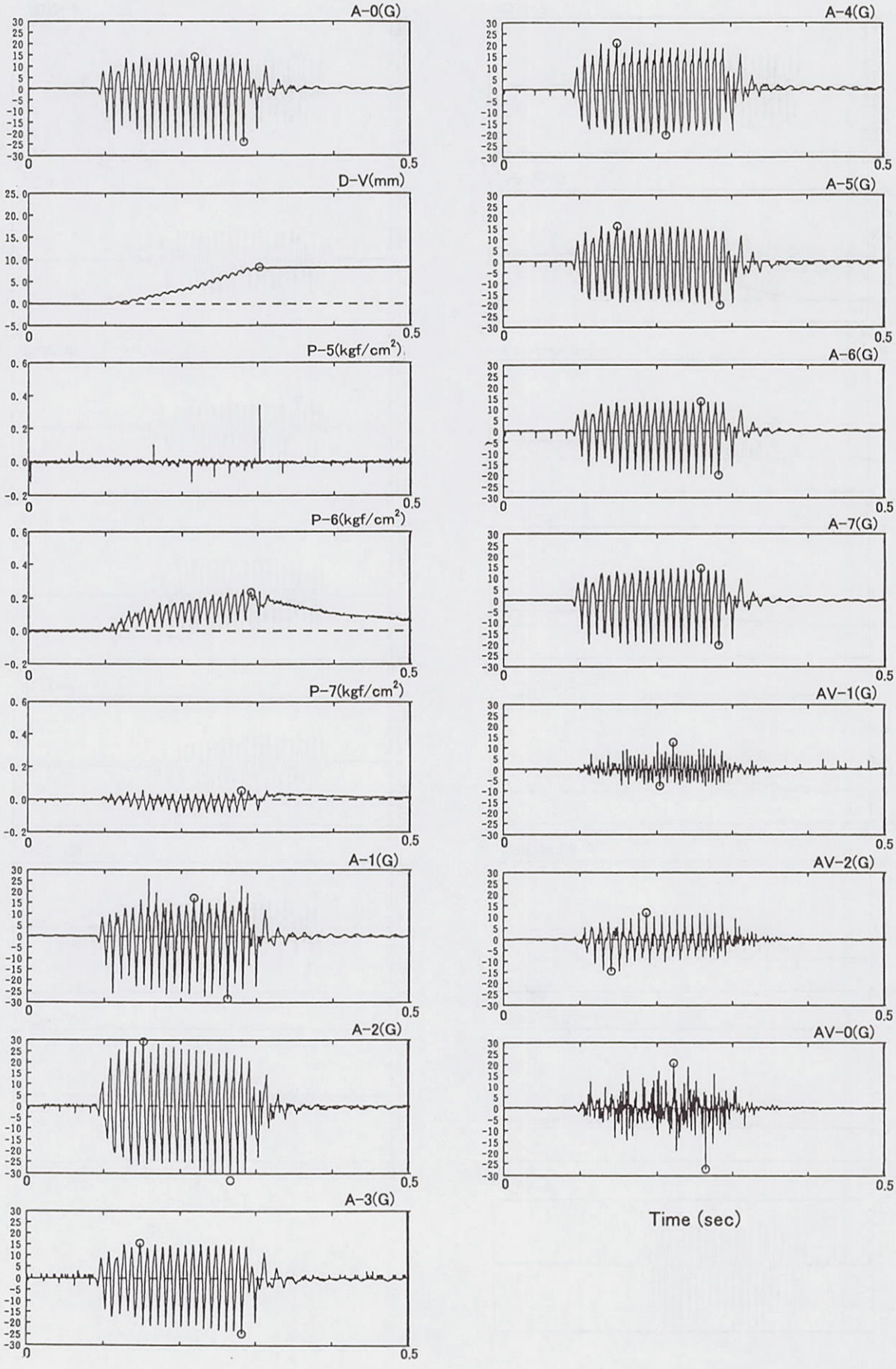

ケース1-2 ステップ3 （21.0G加振）



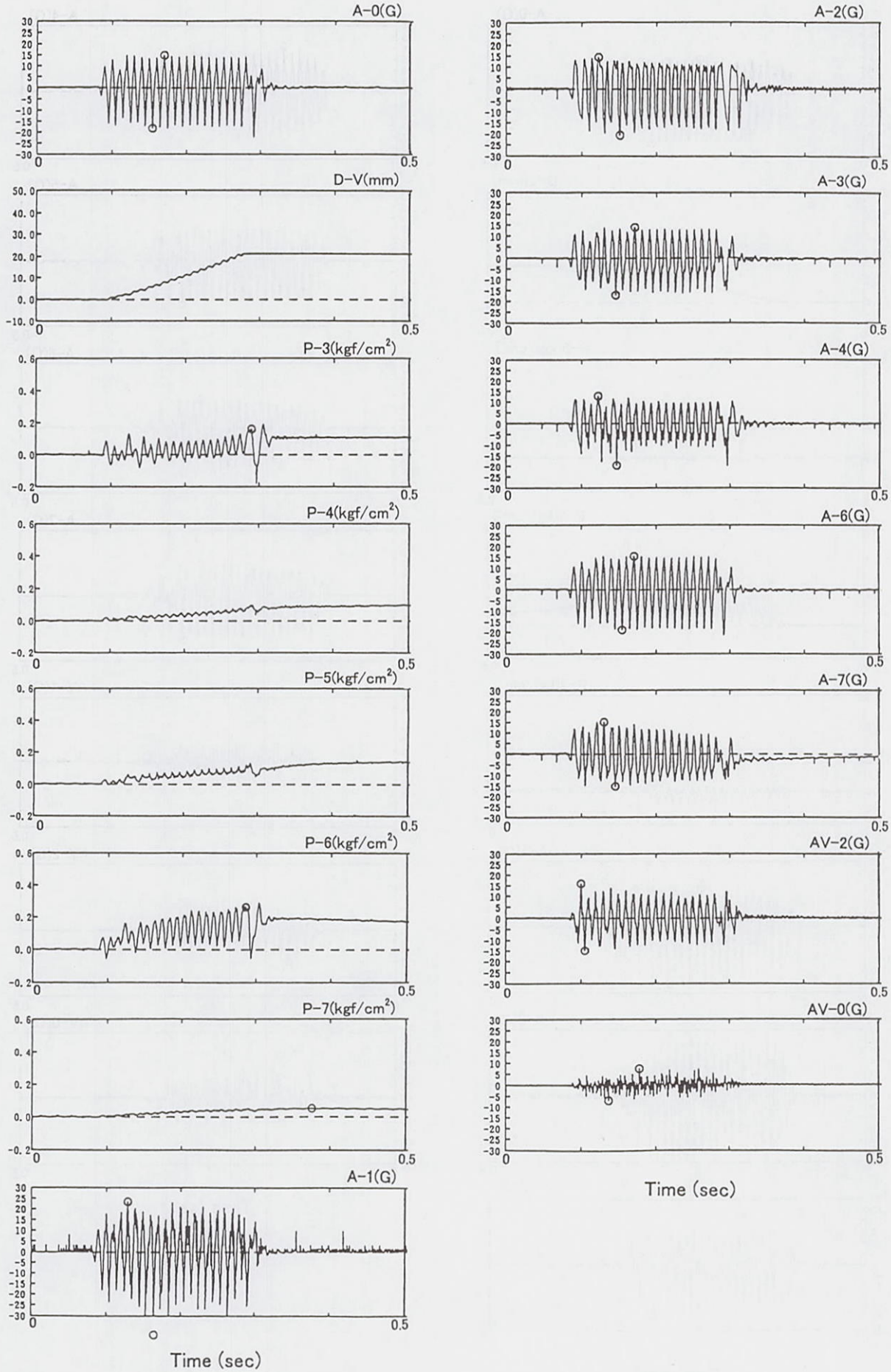

ケース1-3 ステップ3 （18.6G加振）



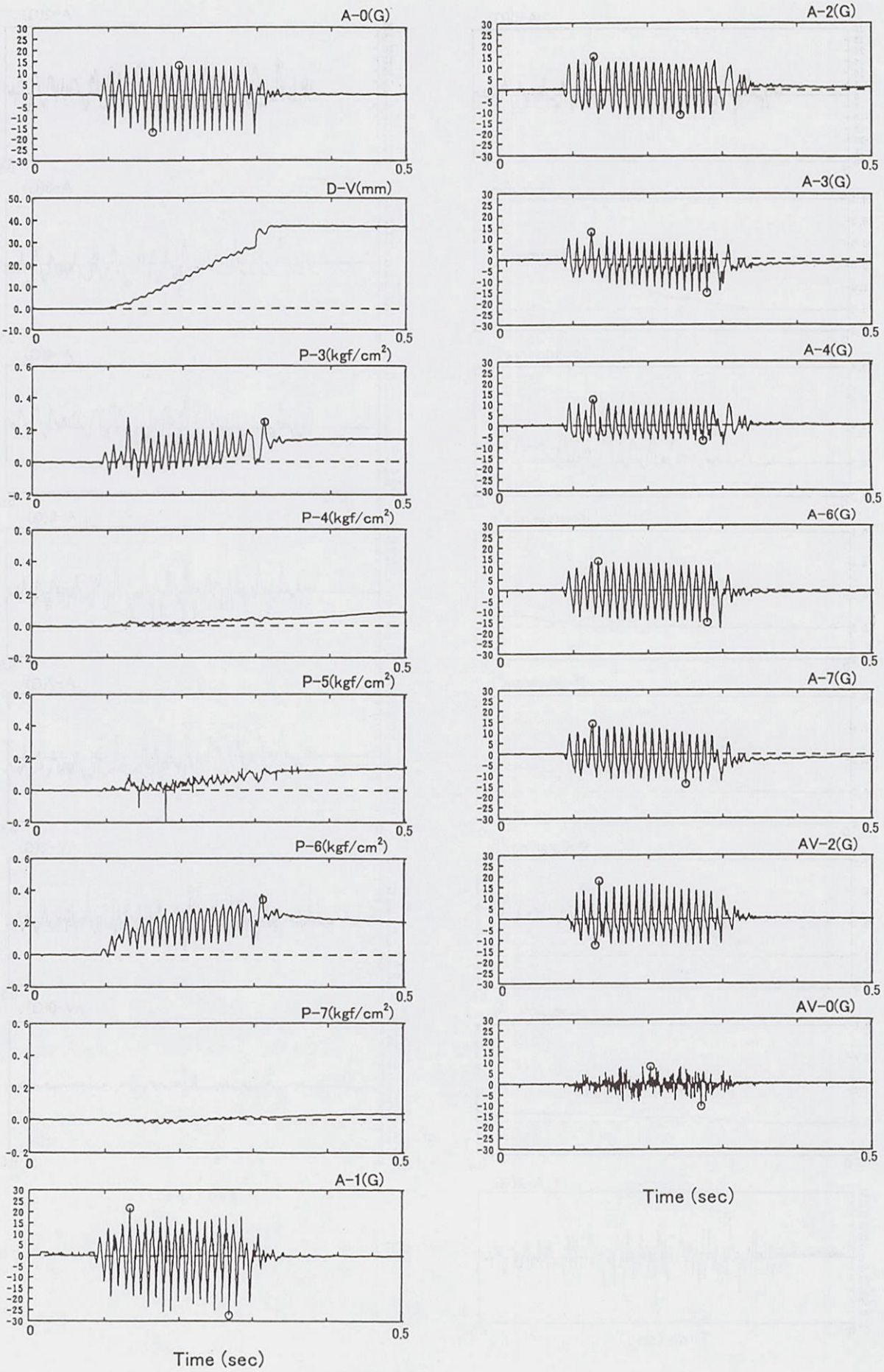

ケース1-4 ステップ3 （19.2G加振）



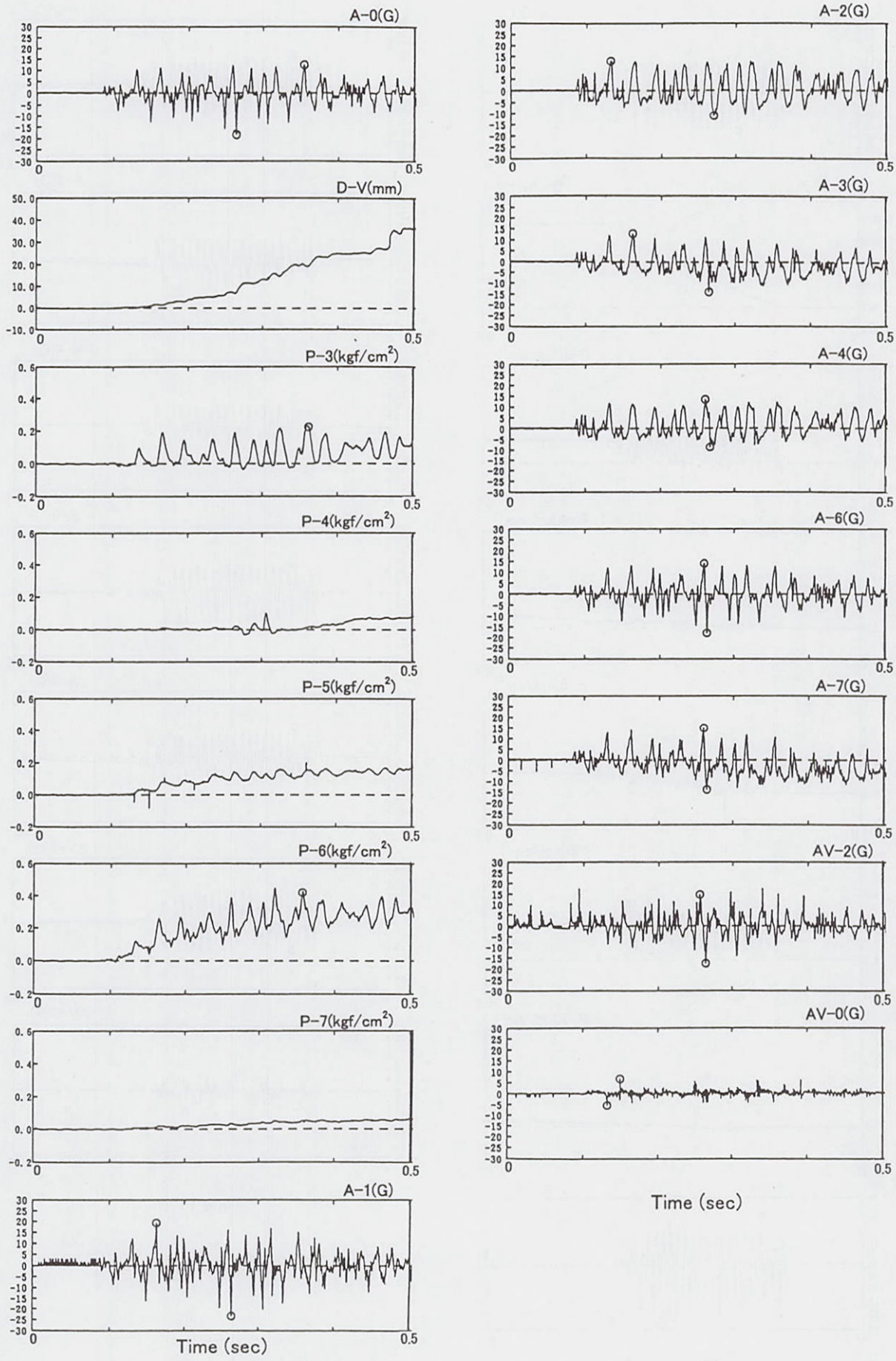

ケース1-5 ステップ3 （18.9G加振）



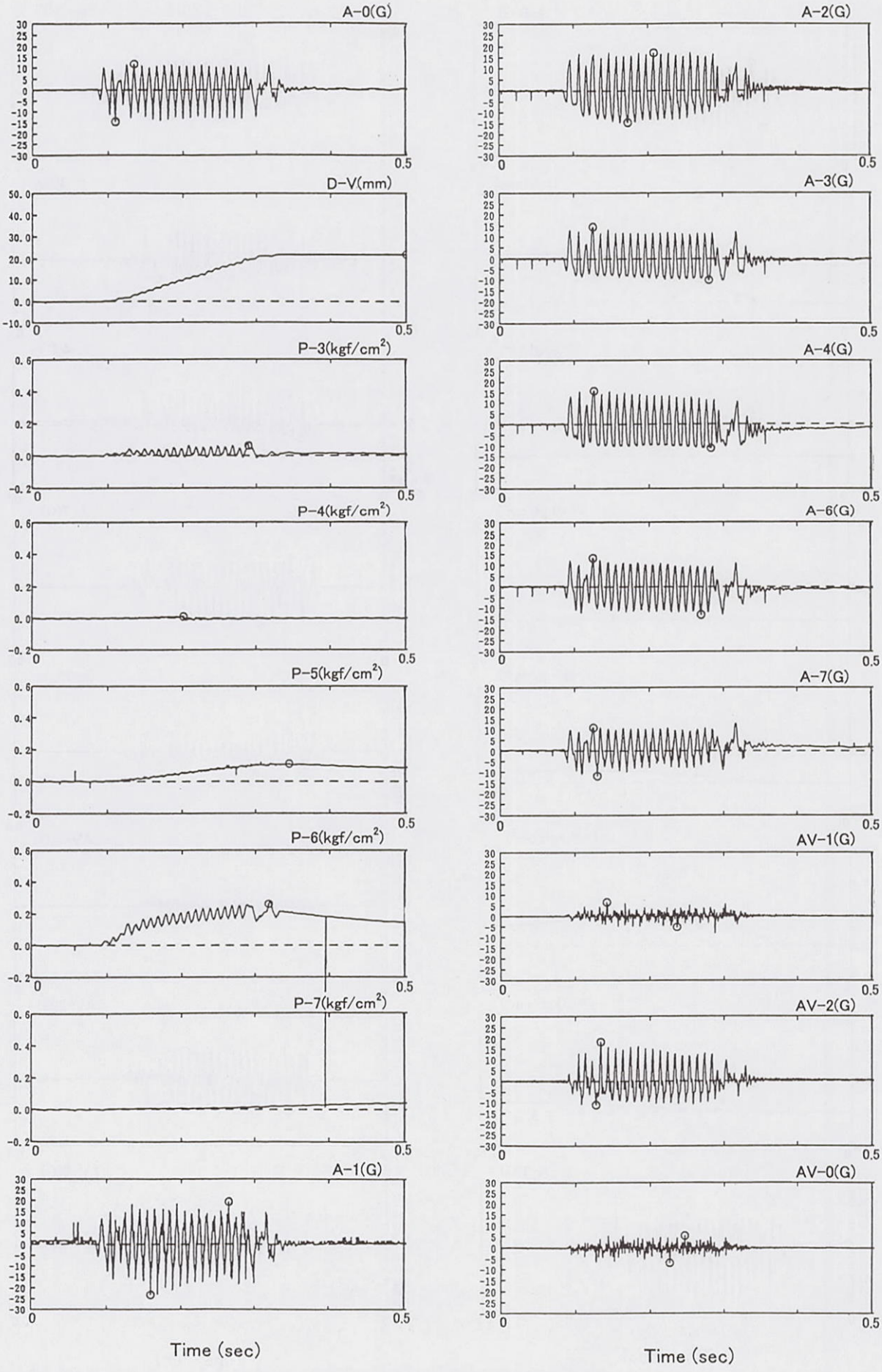

ケース2-2 ステップ2 （15G加振）



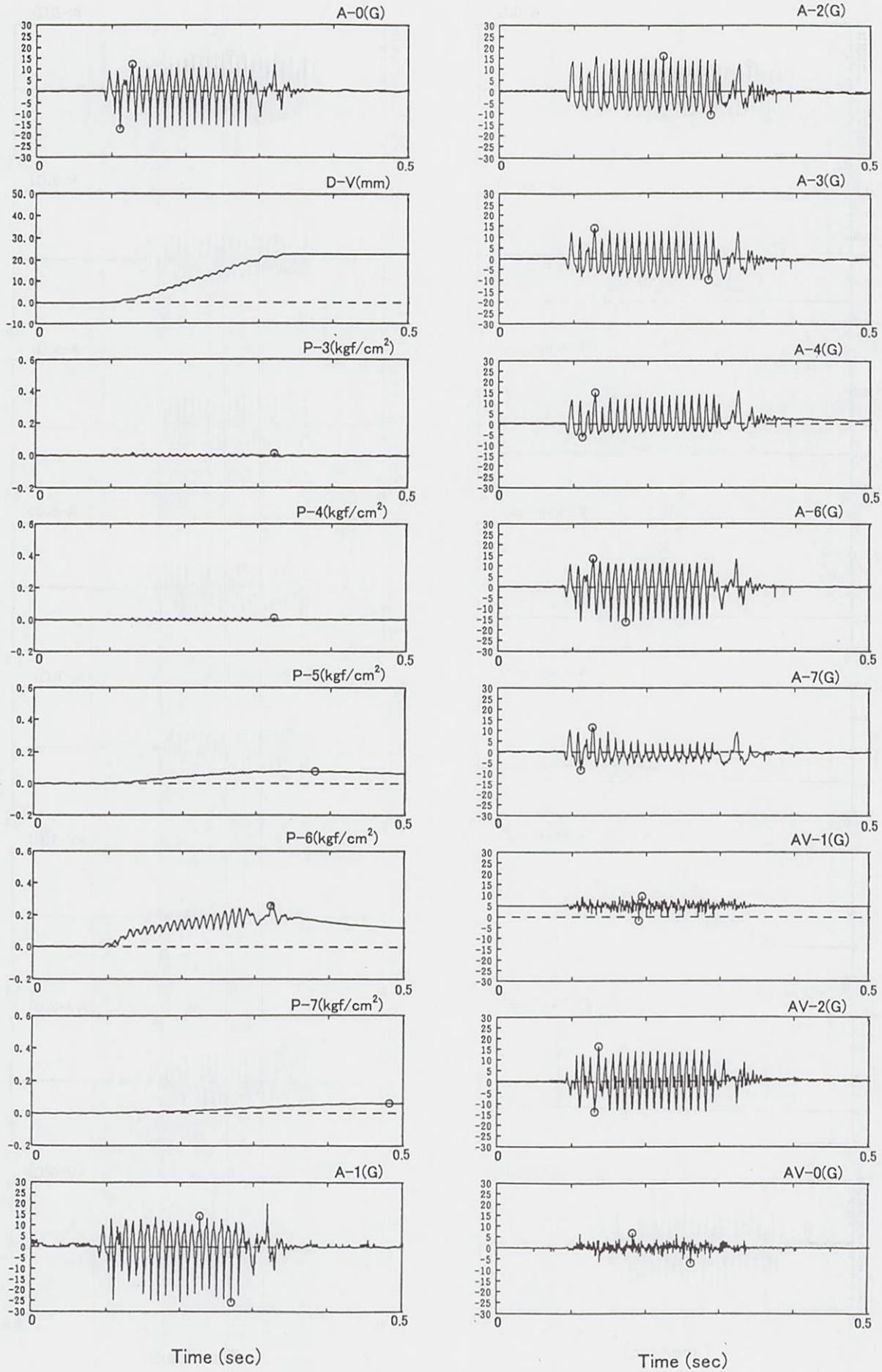

ケース2-2 ステップ1 （15G加振）



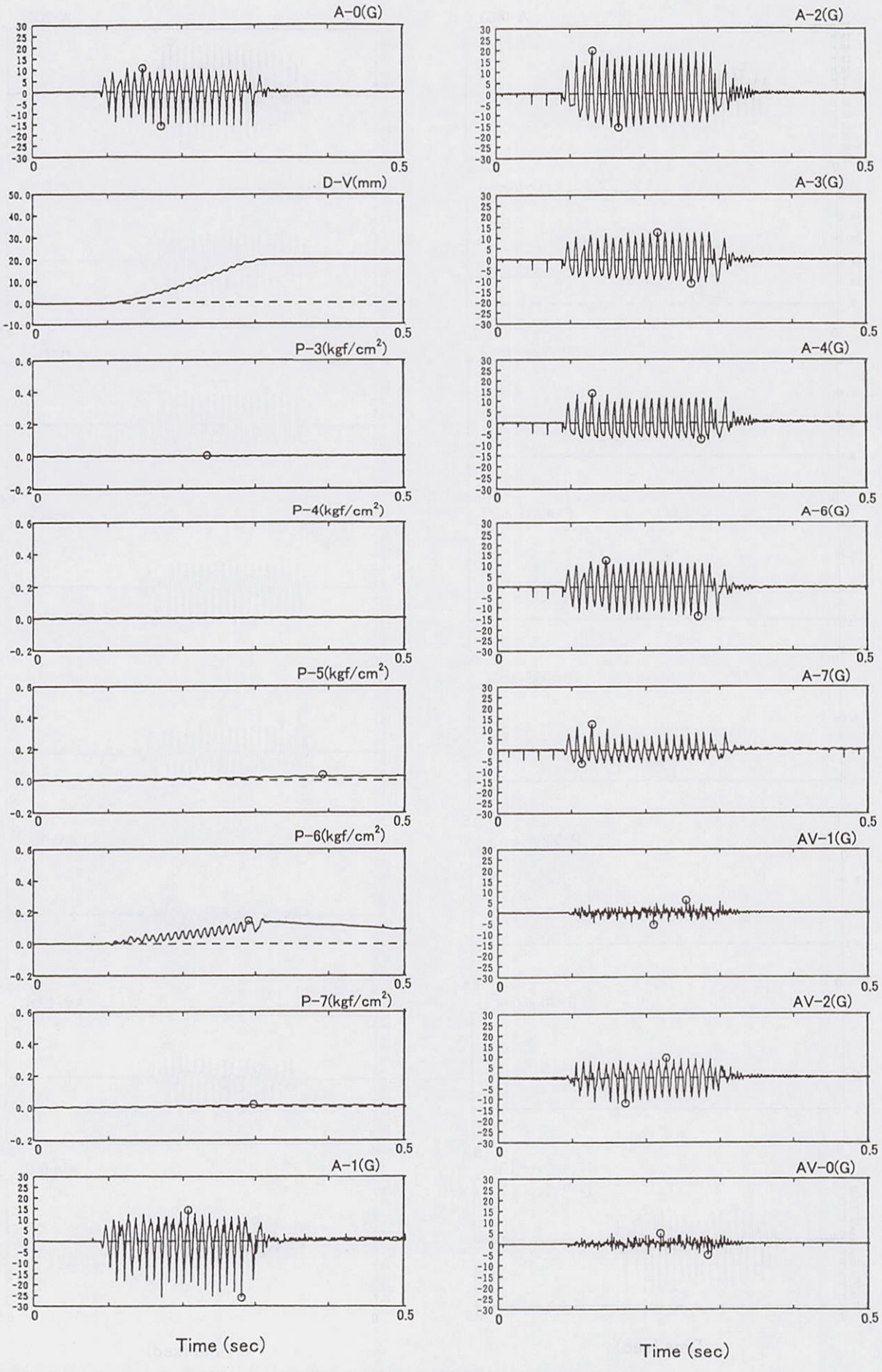

ケース2-3 ステップ1 （15G加振）



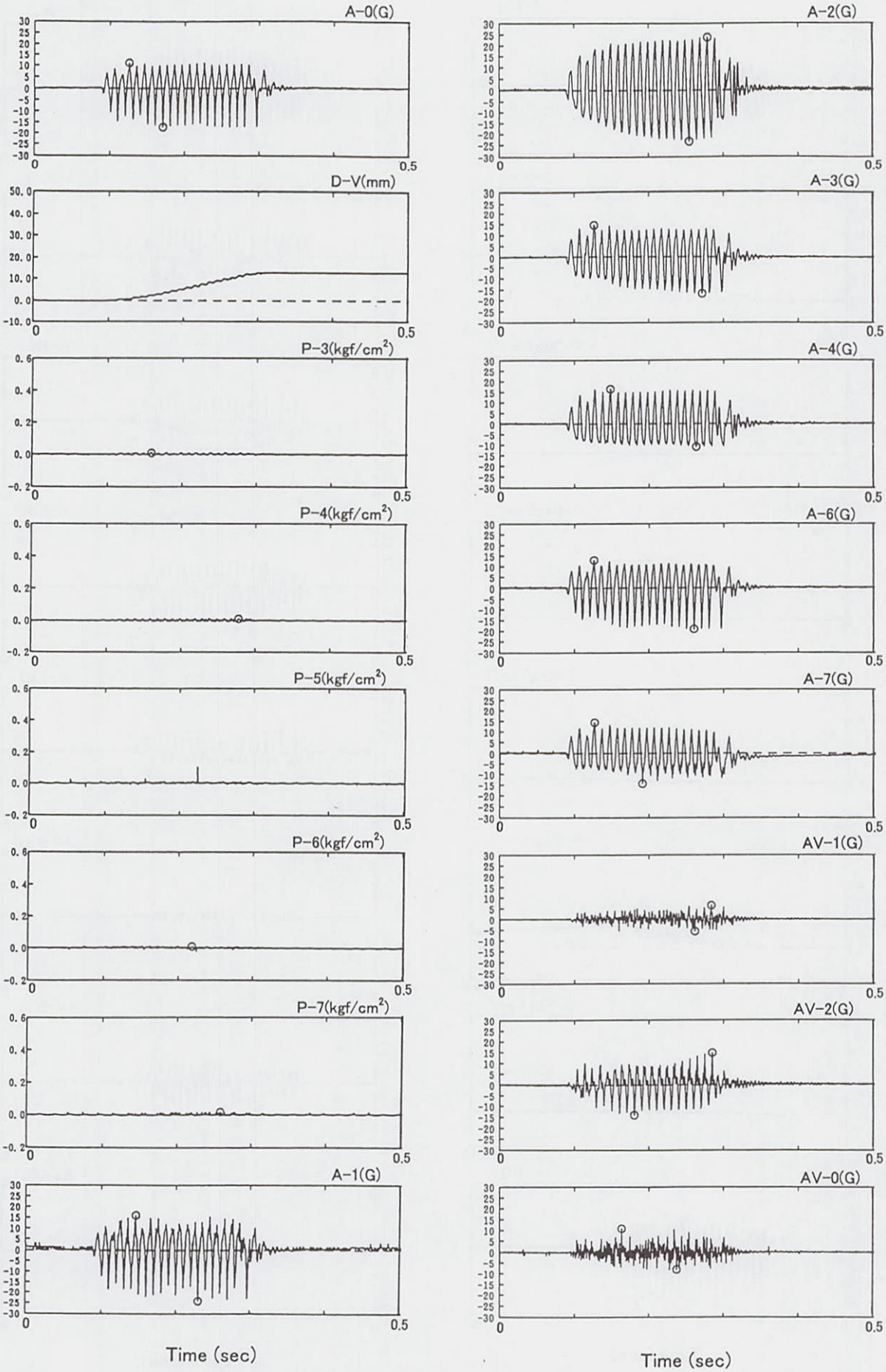

ケース2-4 ステップ1 （15G加振）



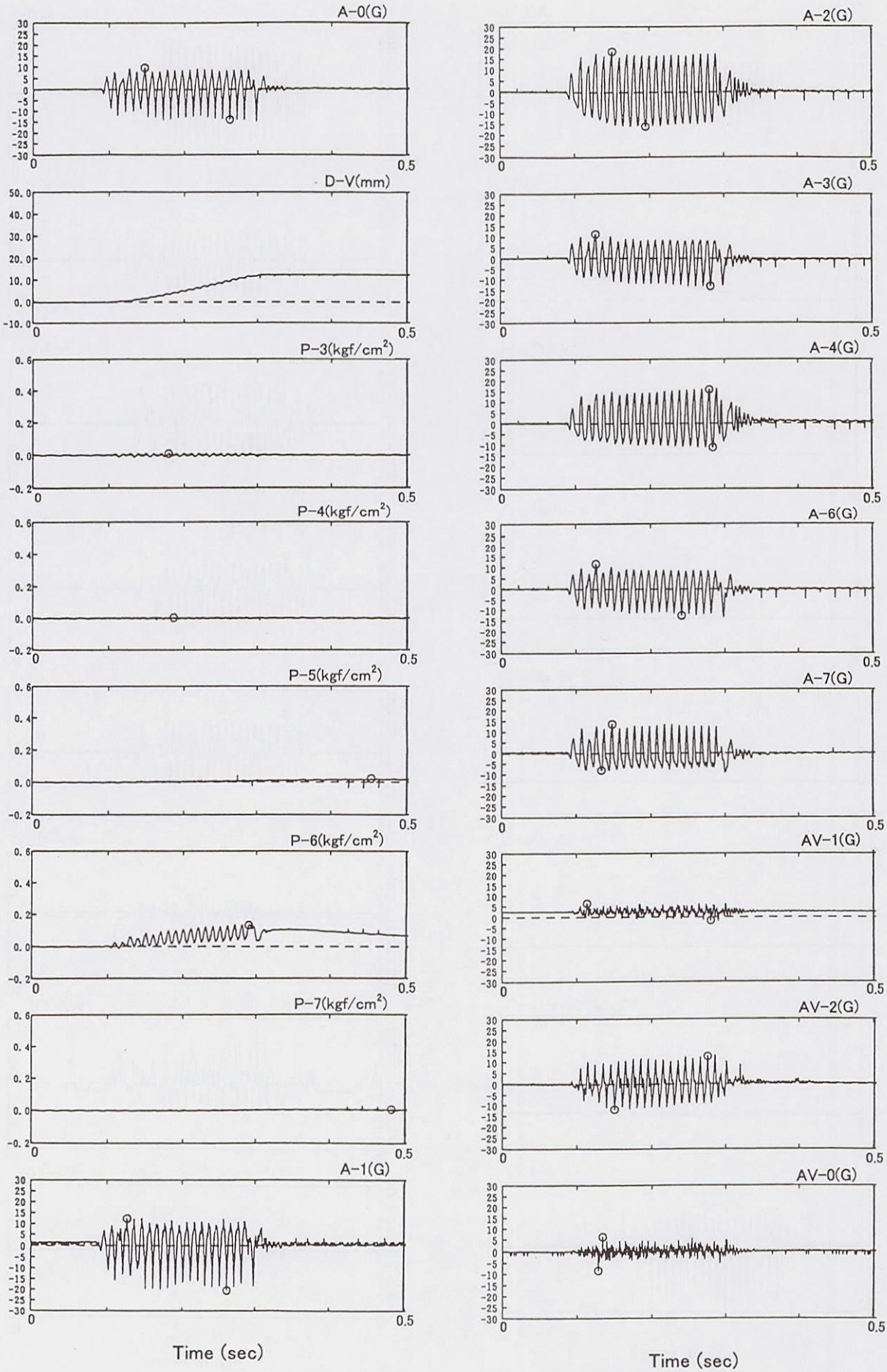

ケース2-5 ステップ1 （15G加振）



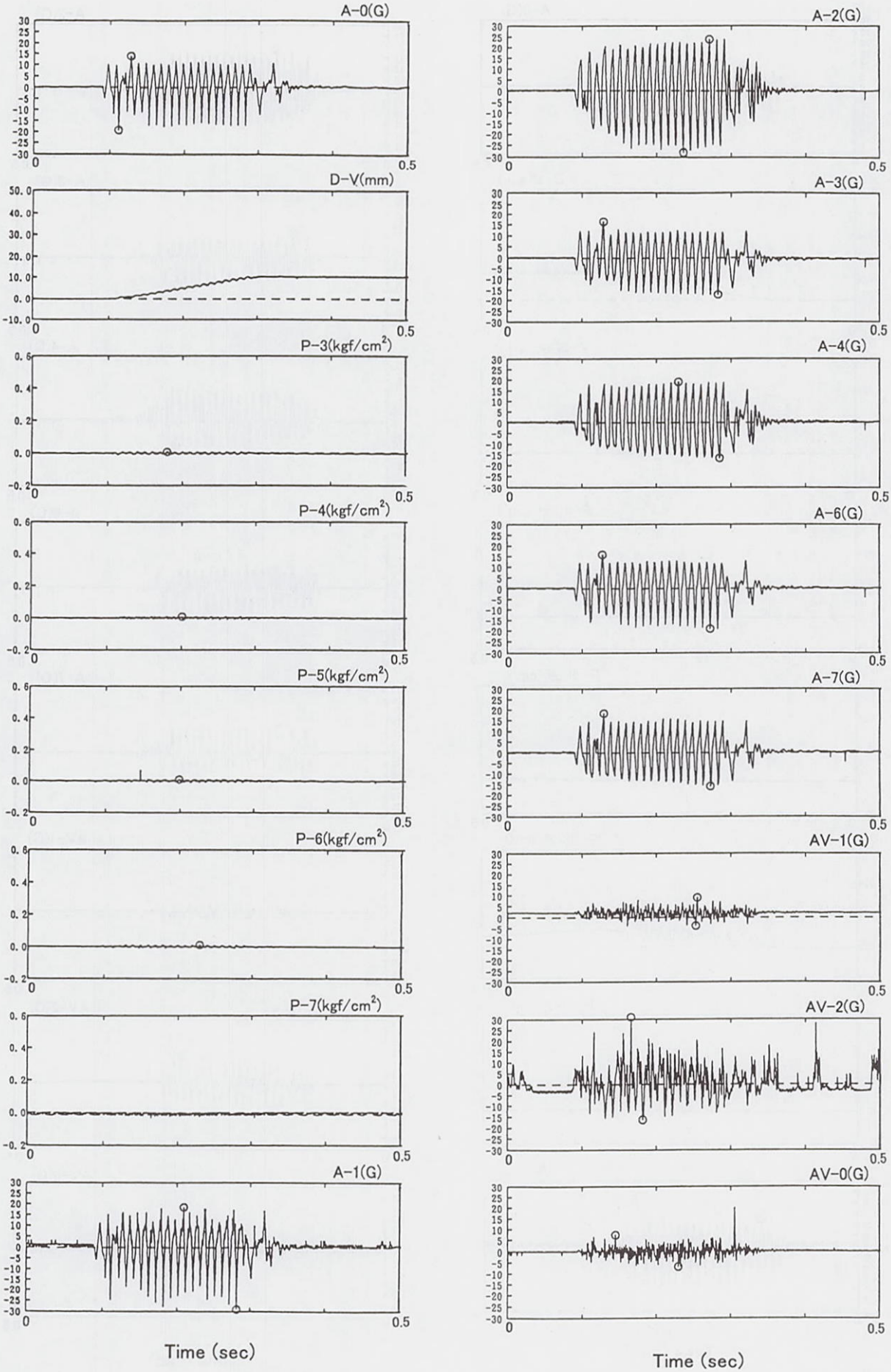

ケース2-6 ステップ1 （15G加振）



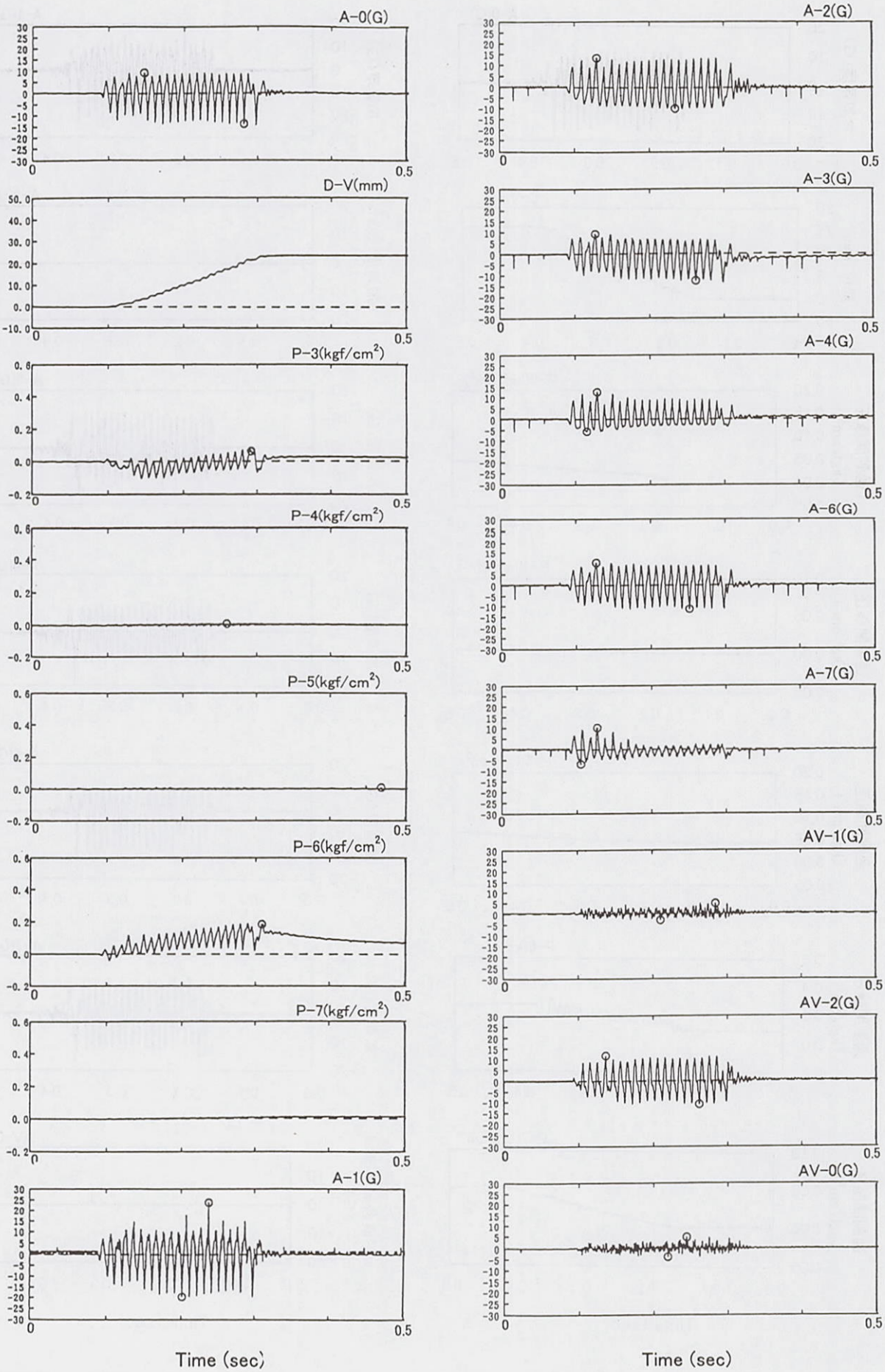

ケース2-7 ステップ1 （15G加振）



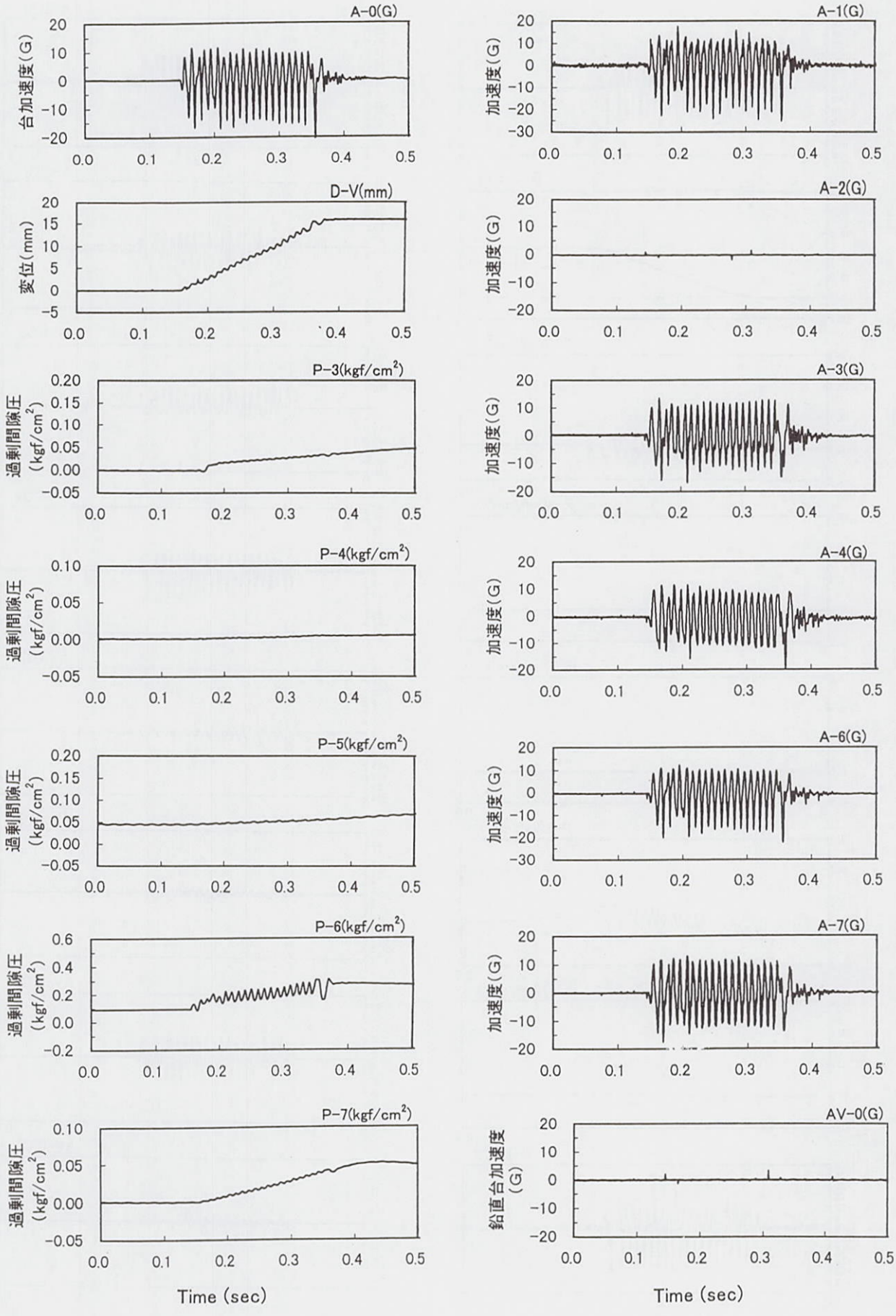

ケース2-8 ステップ1 （15G加振）



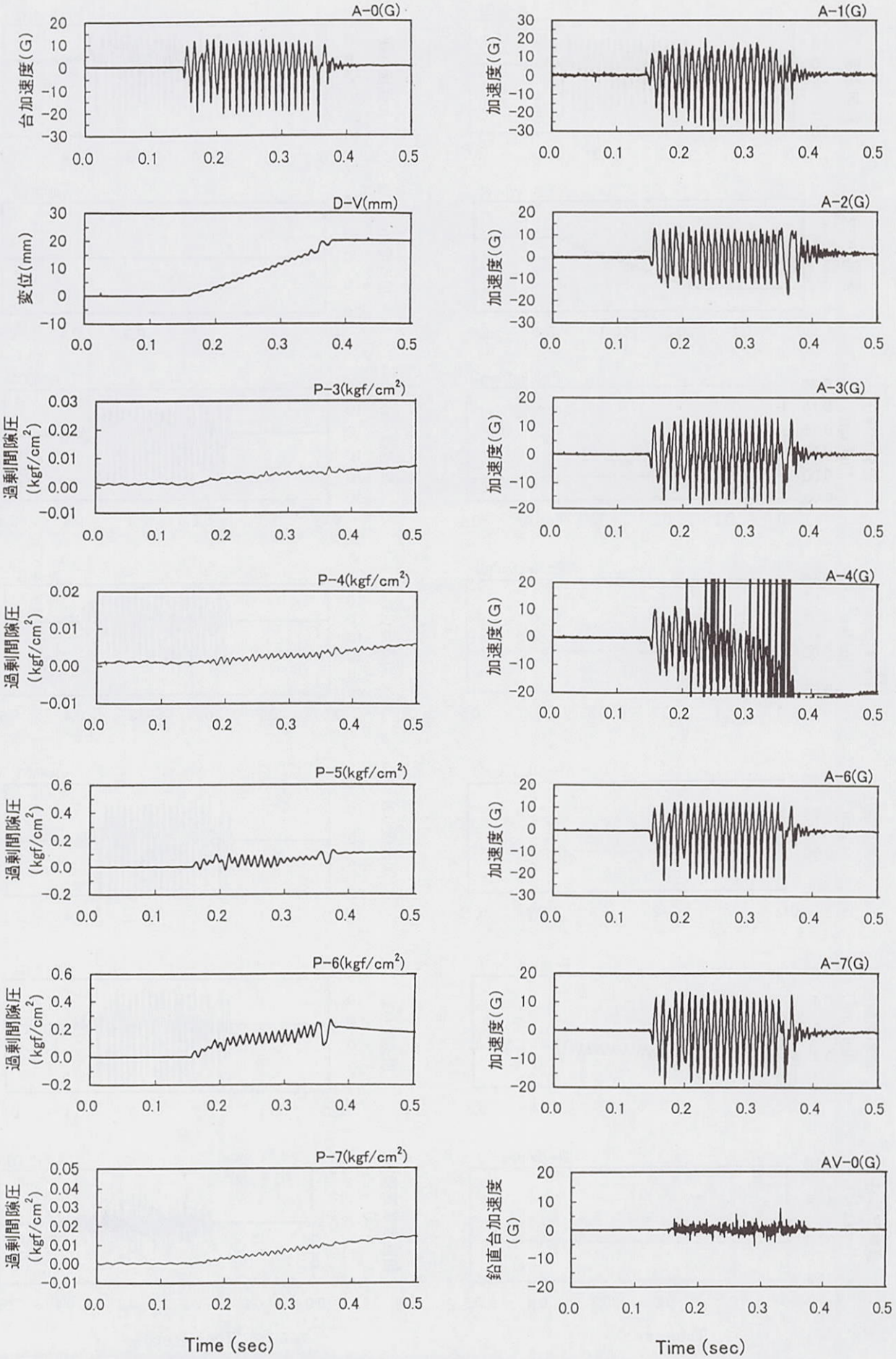

ケース2-9 ステップ1 （15G加振）



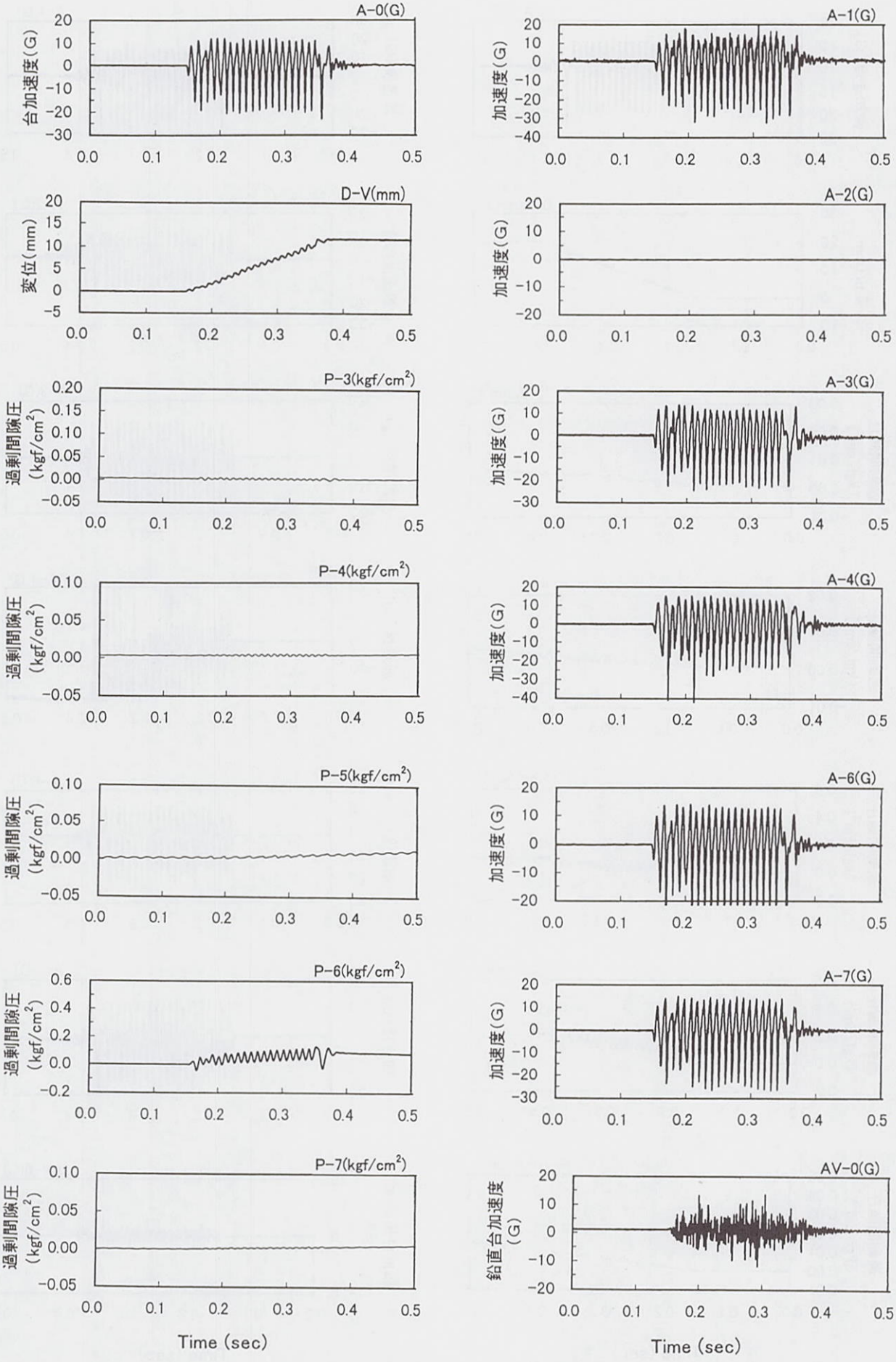

ケース2-10 ステップ1 （15G加振）



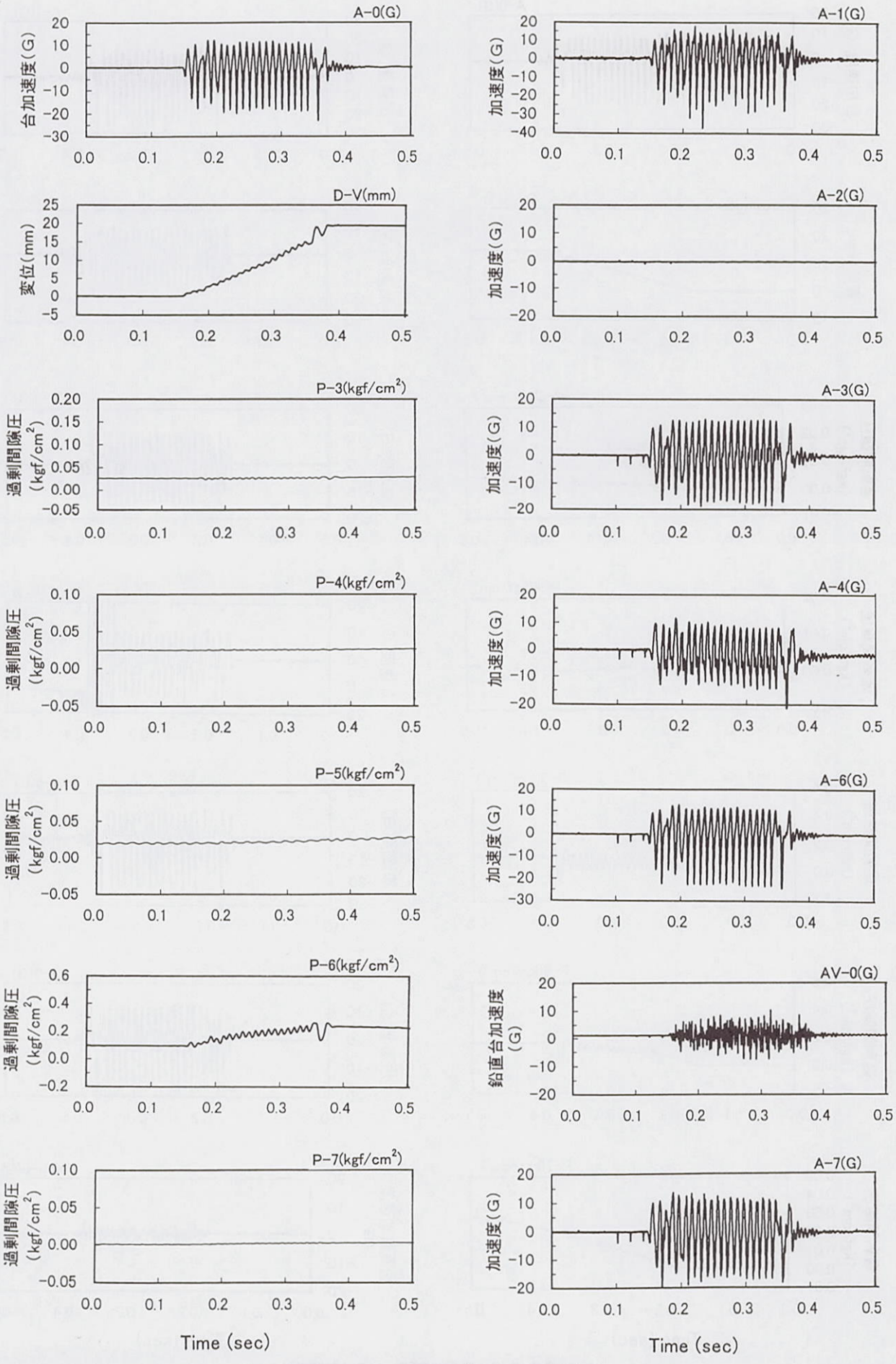

ケース3-3-1 ステップ2 （15.1G加振）



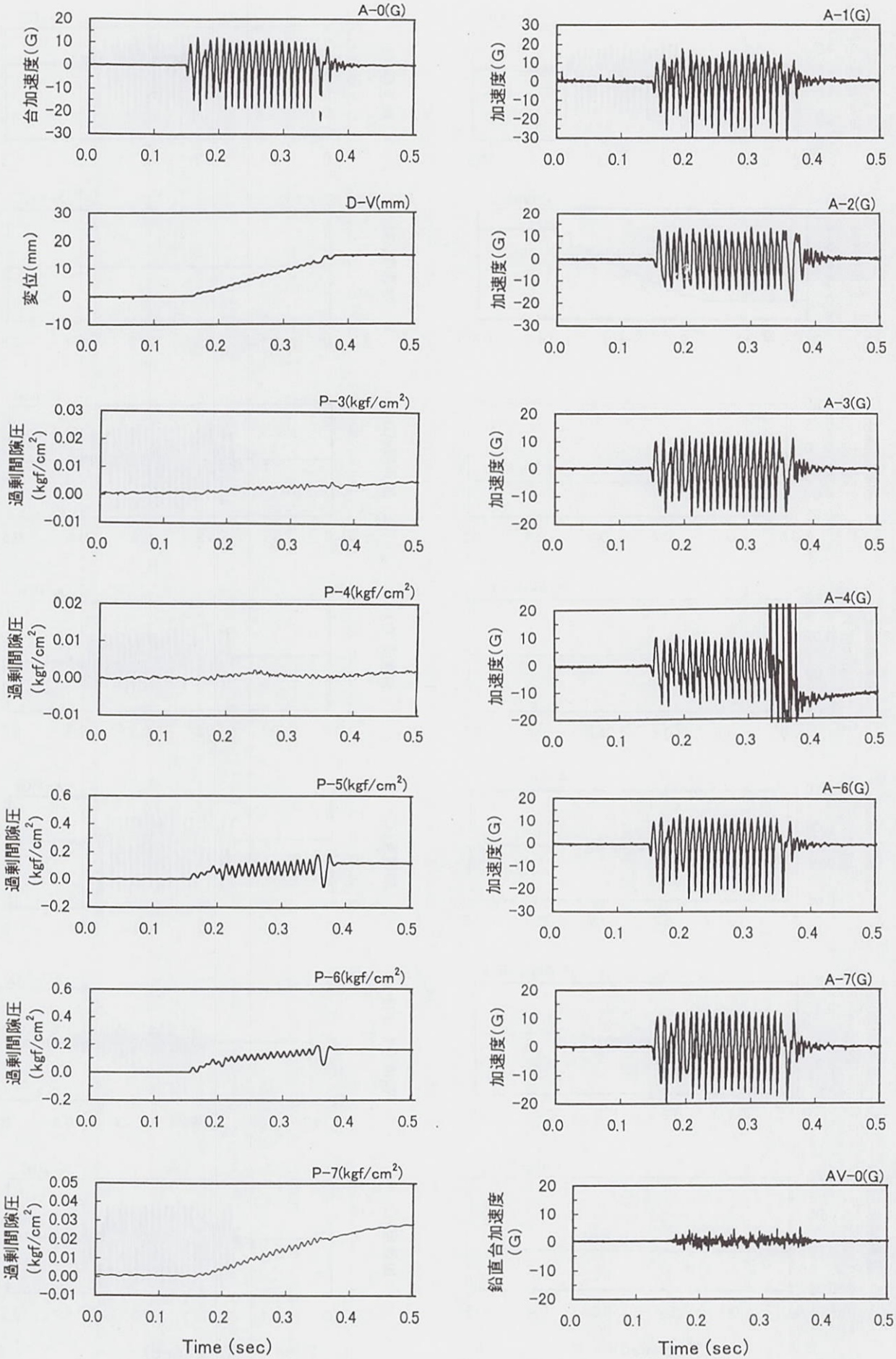

ケース3-1-2 ステップ2 （19.5G加振）



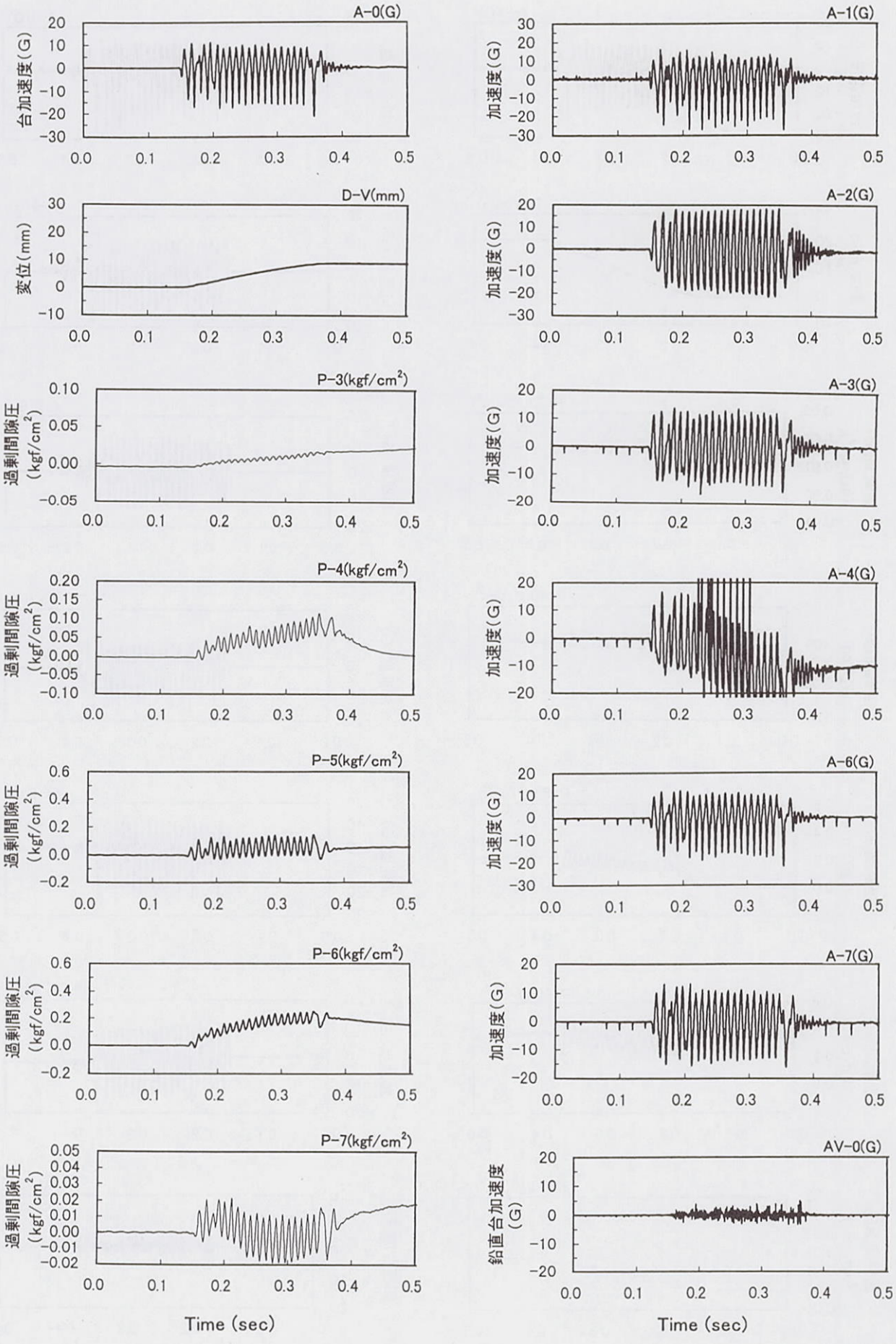

ケース3-4 ステップ2 （19.6G加振）



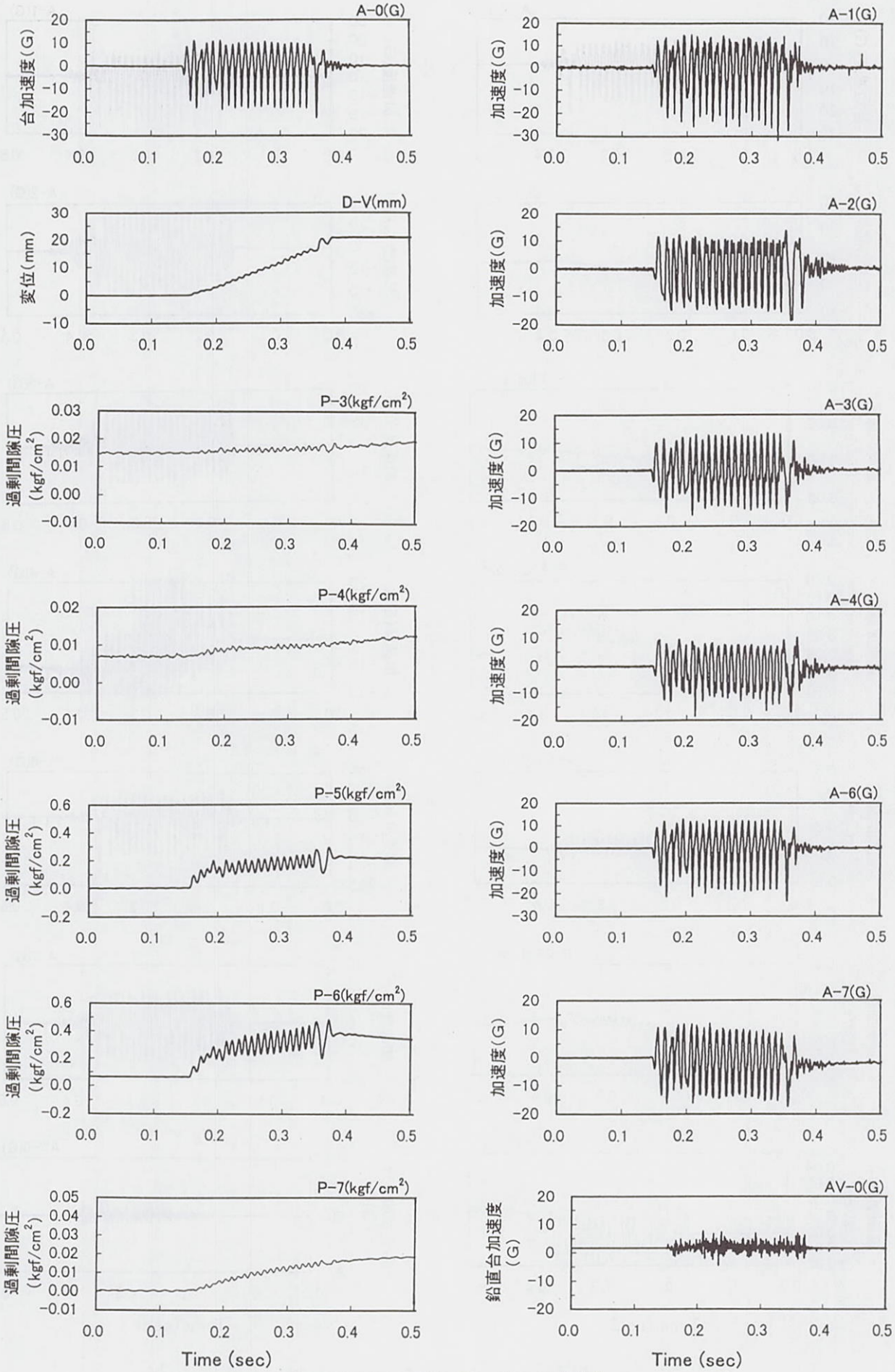

ケース3-5-1 ステップ2 （18.9G加振）



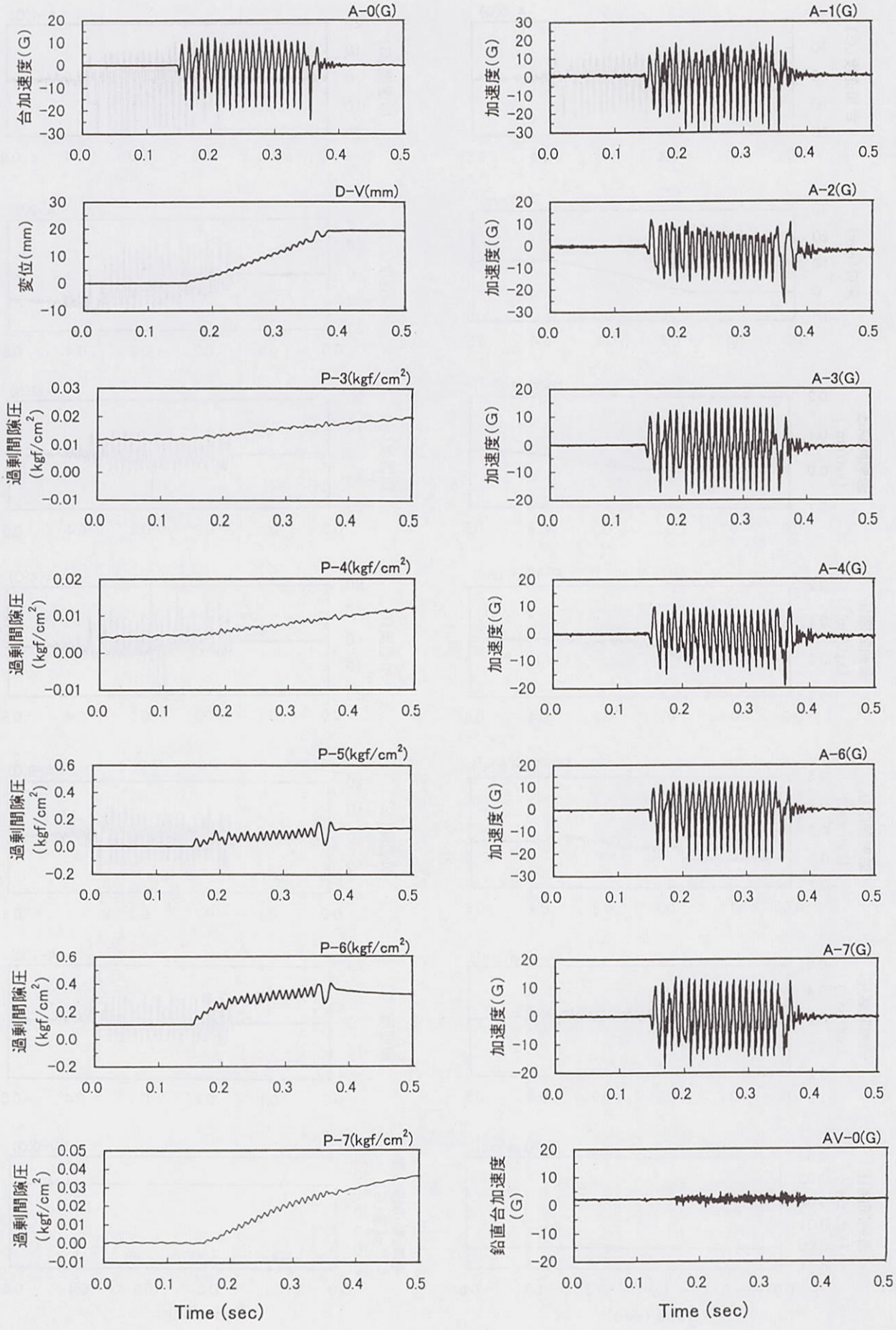

ケース3-5-2 ステップ2 （18.4G加振）



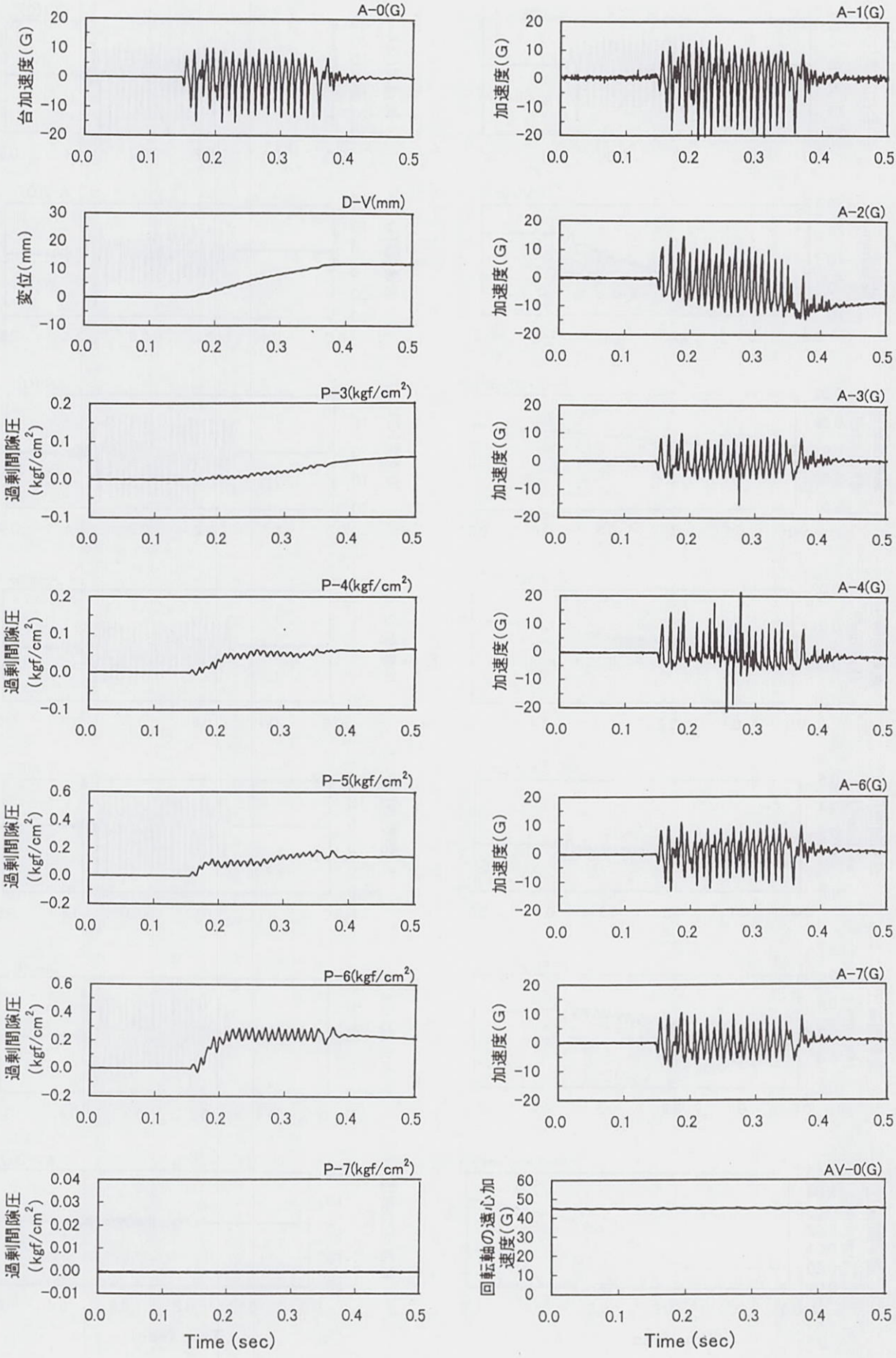

ケース3-5-3 ステップ2 （16.3G加振）



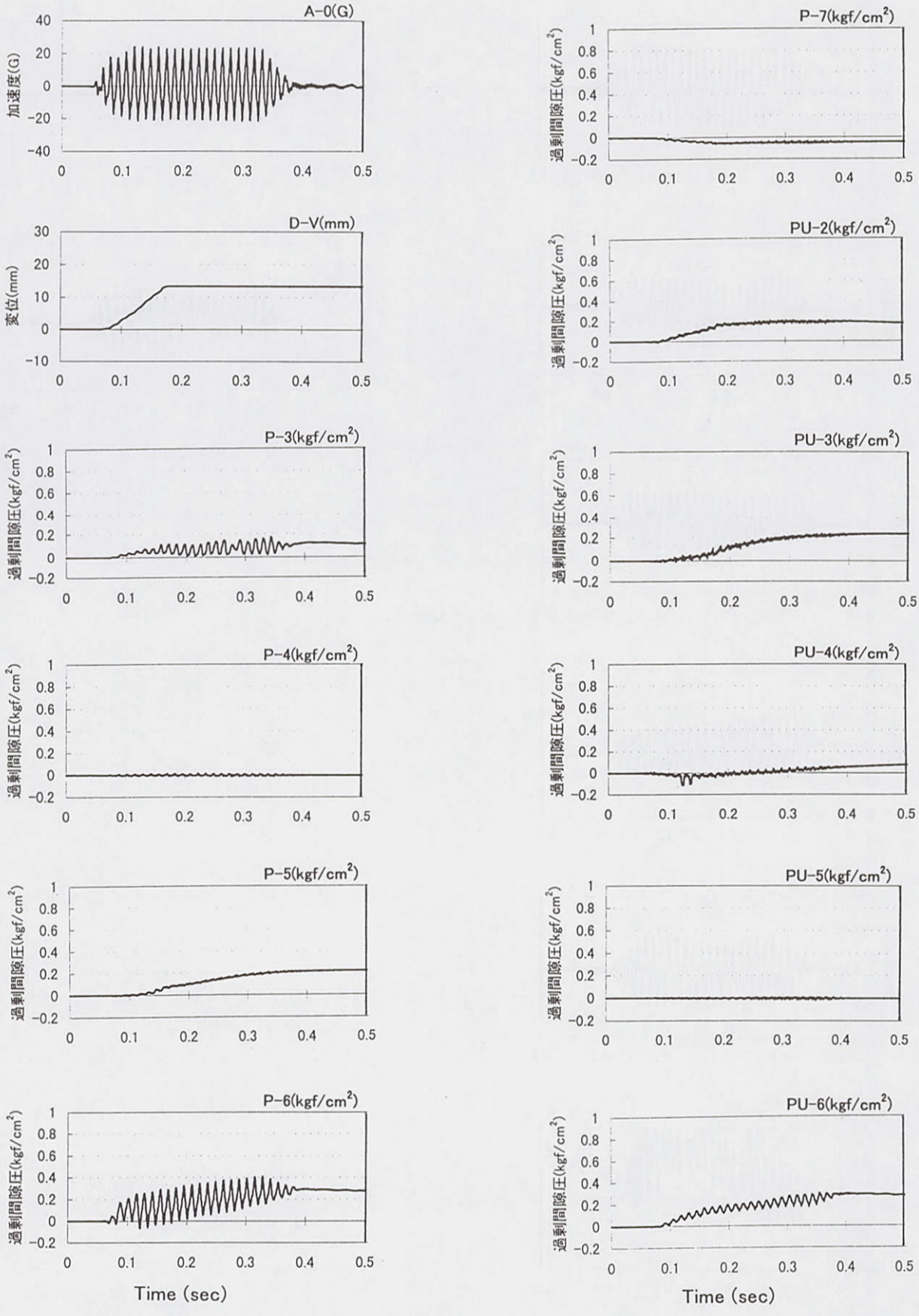

ケース3-7-1 ステップ2 （18.1G加振）



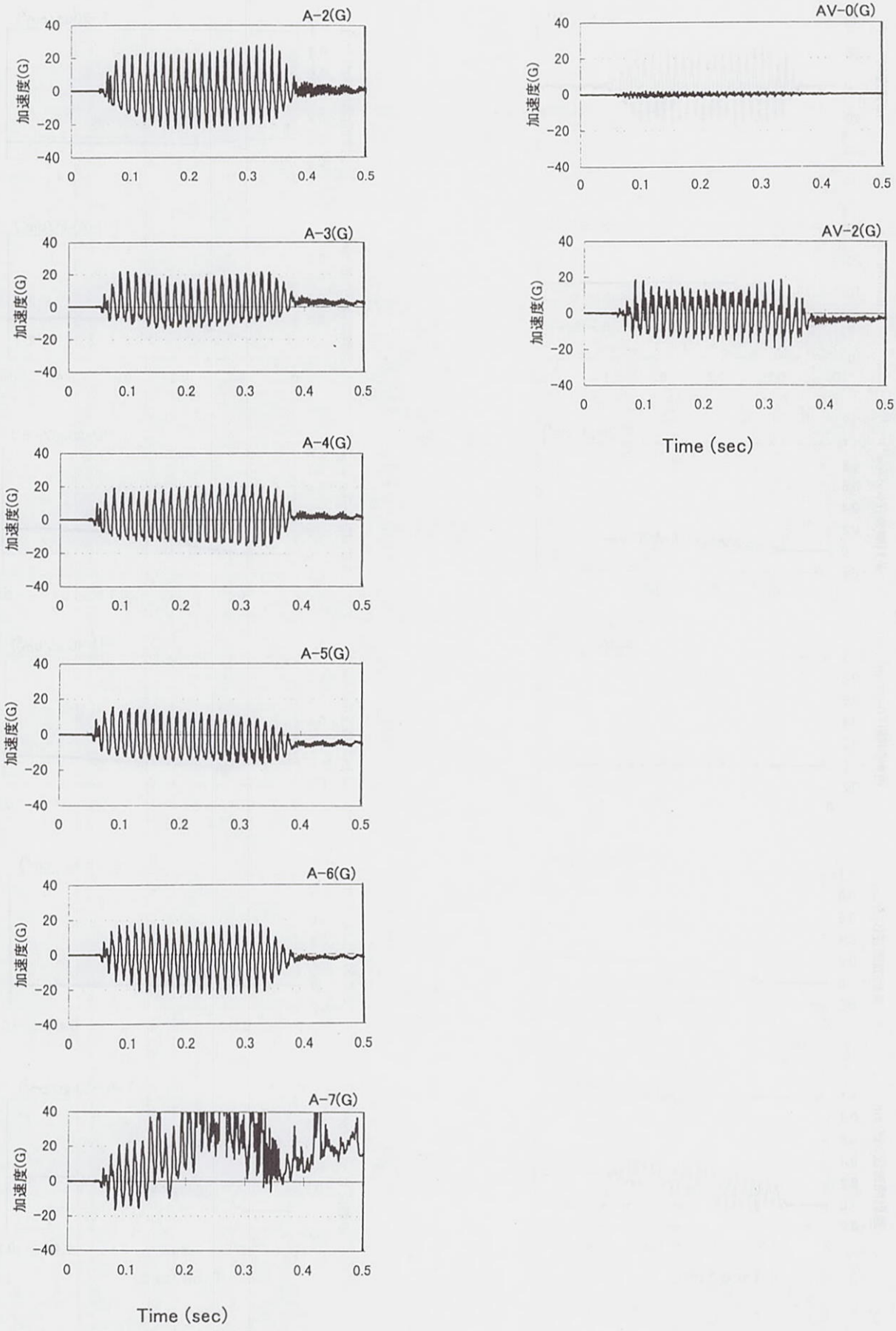

ケース3-7-2 ステップ2 （18.7G加振）



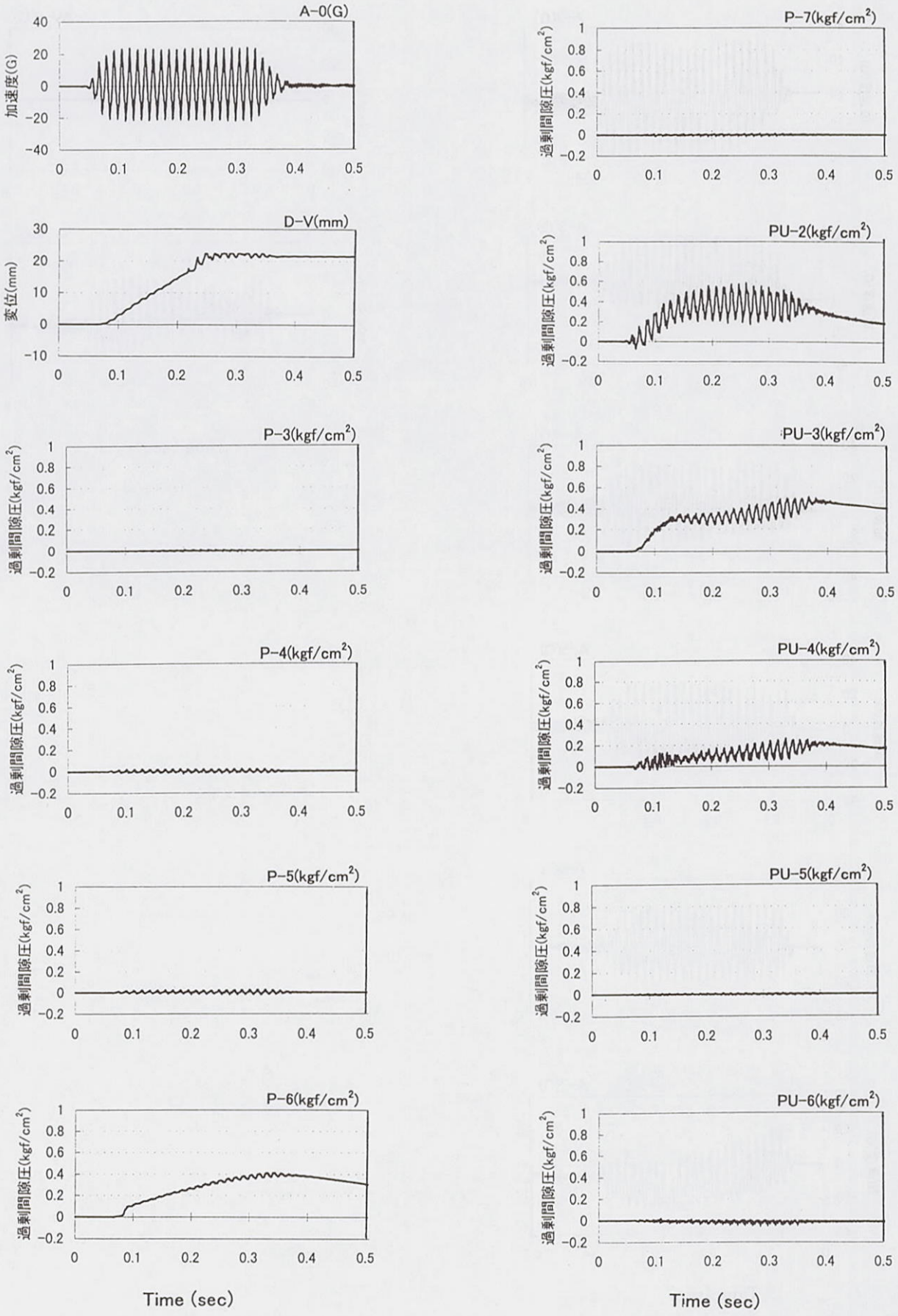

ケース3-8 ステップ1 （12.5G加振）



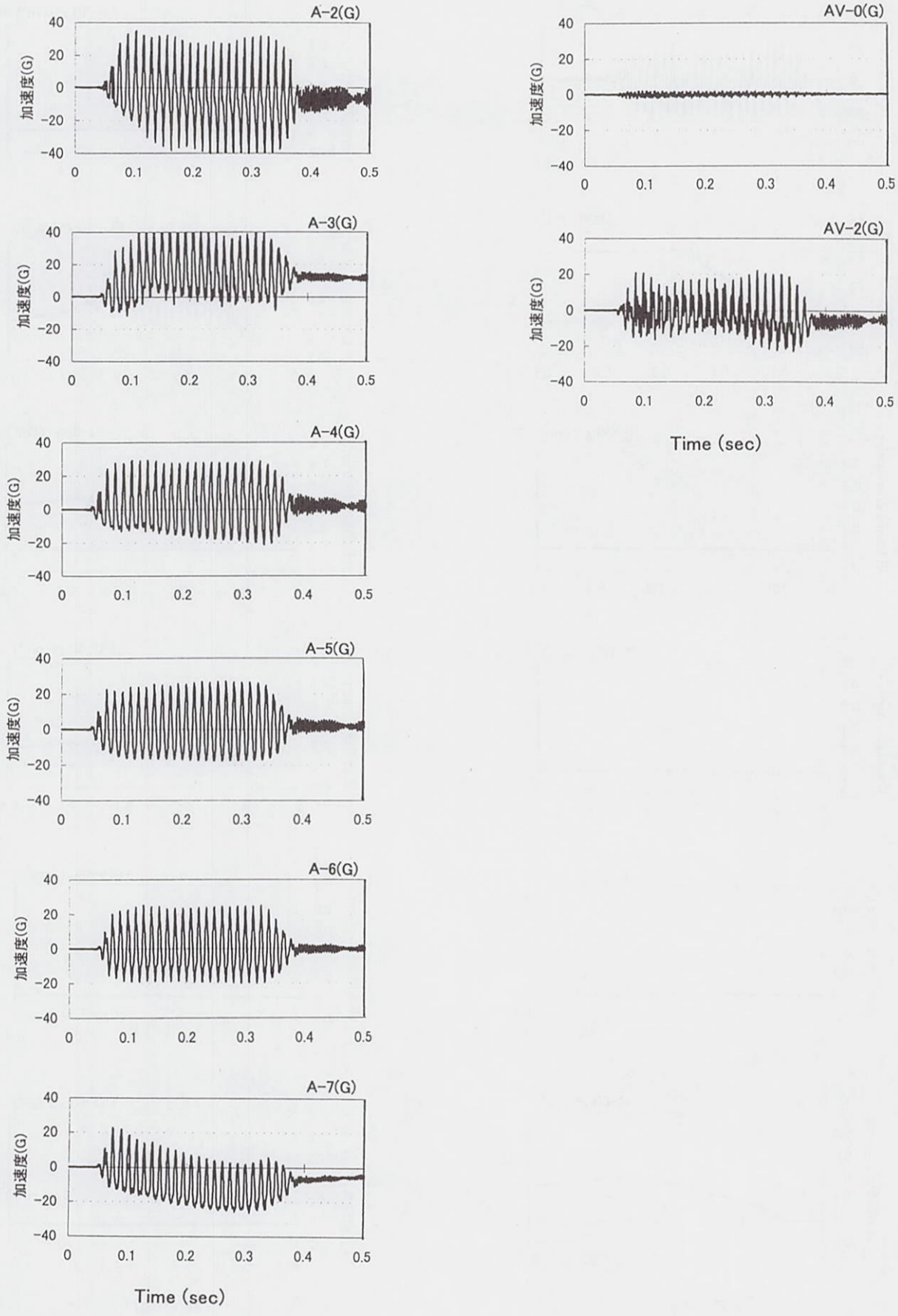

ケース4-1　ステップ1　（22G加振）



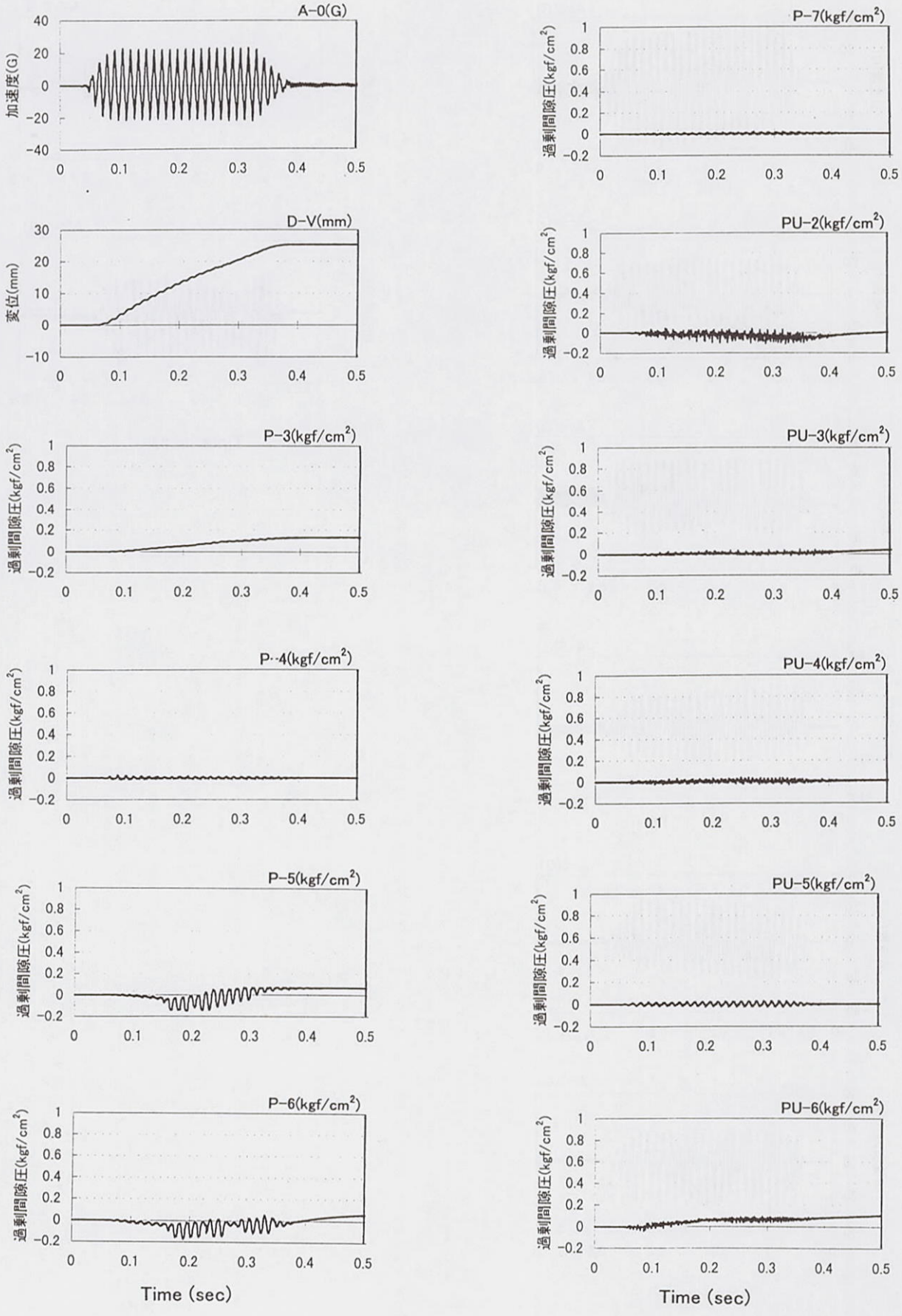

ケース4-1　ステップ1　（22G加振）



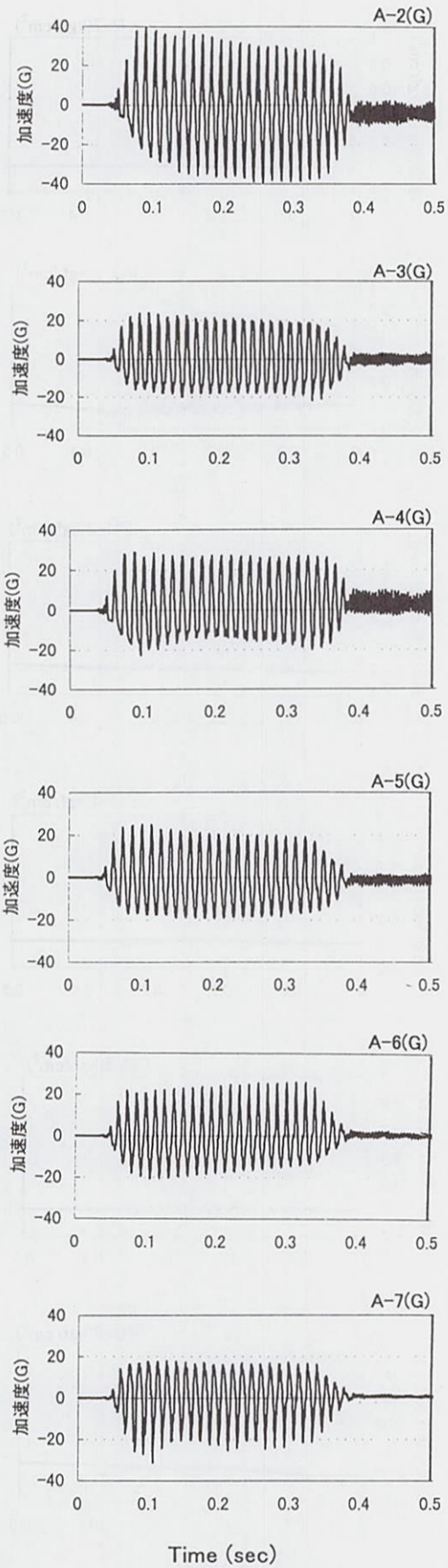

ケース4-2 ステップ1 （22G加振）

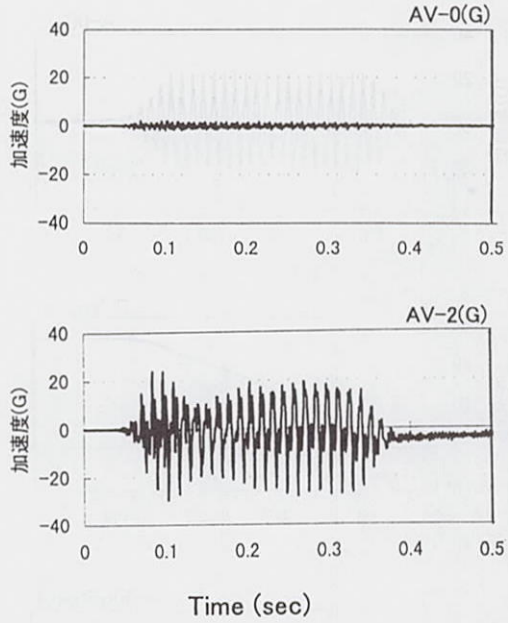



ケース4-2 ステップ1 （22G加振）

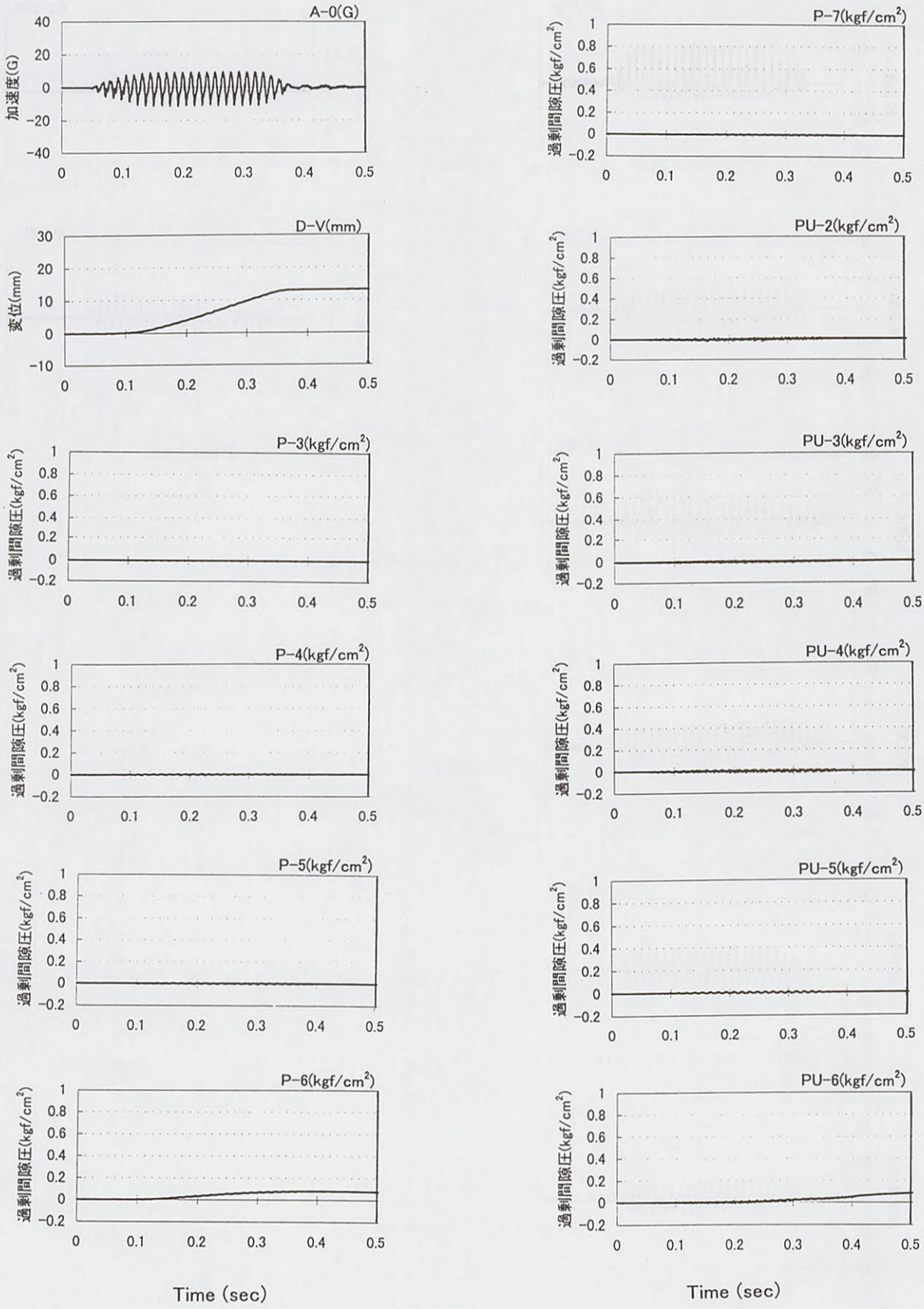



ケース4-3 ステップ1 （22G加振）

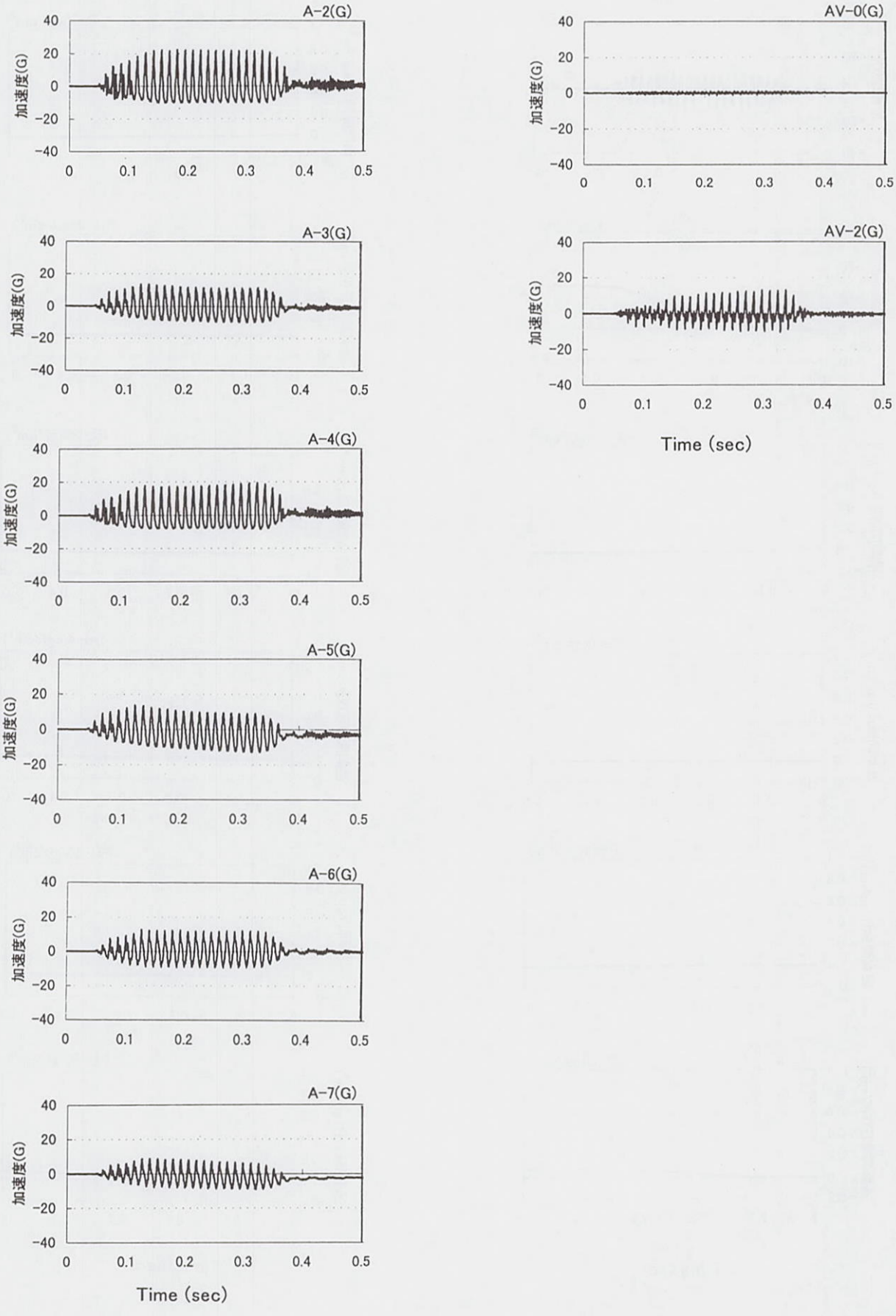


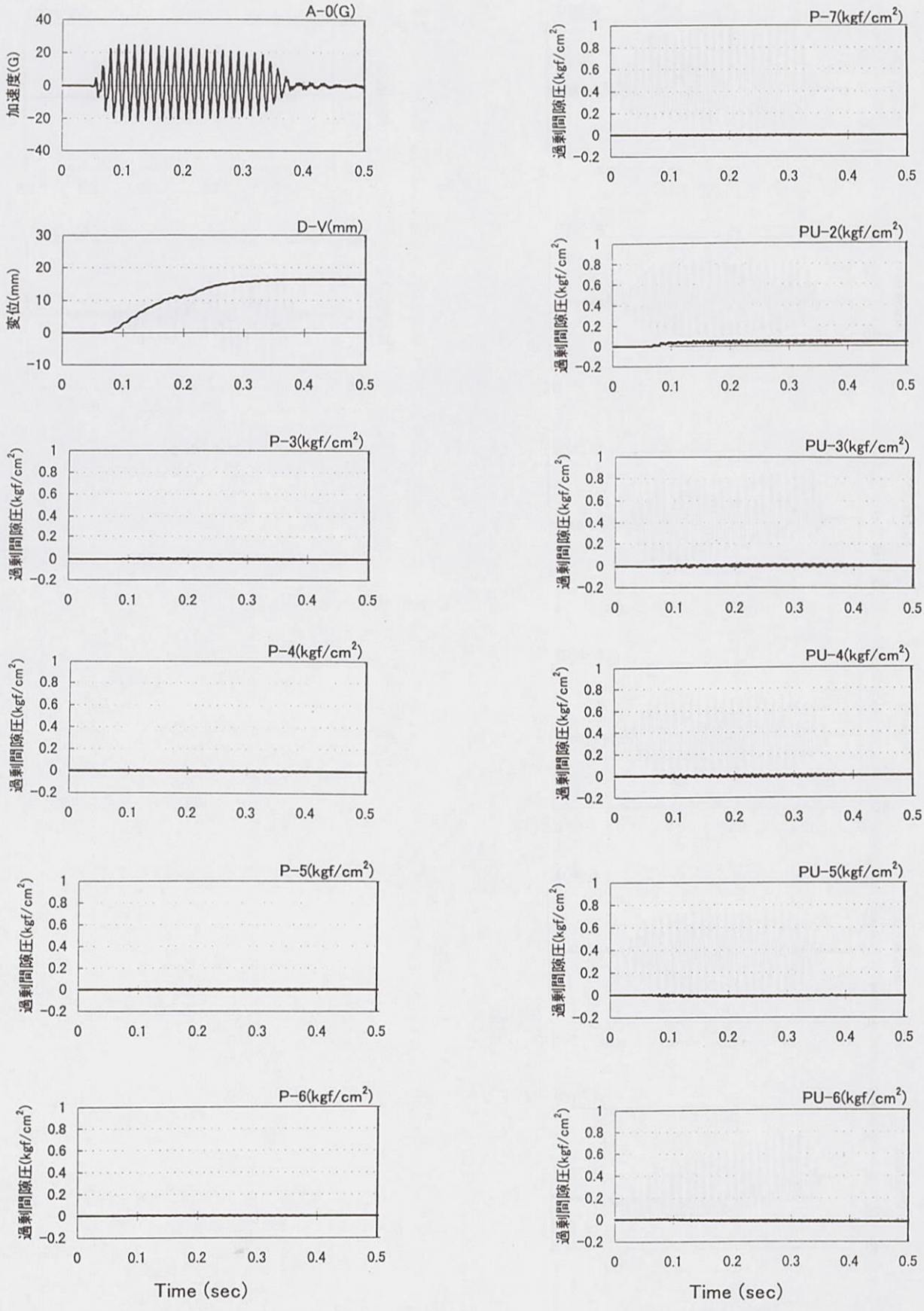

ケース4-3 ステップ1 （22G加振）



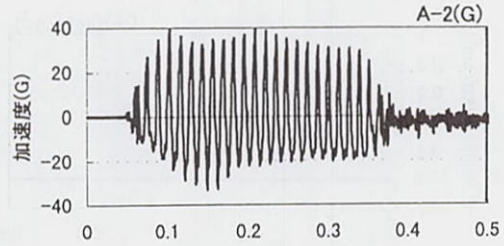

ケース4-4 ステップ3 （10.0G加振）

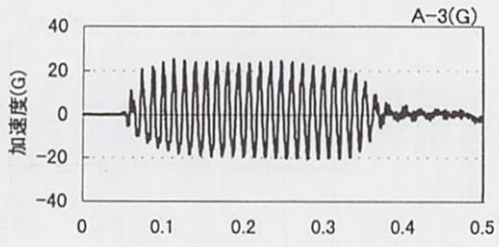


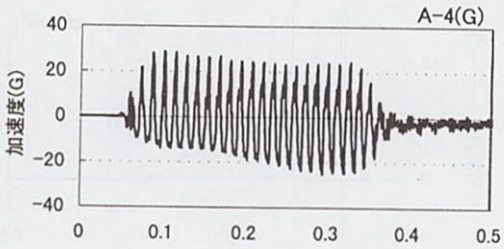

ケース4-4 ステップ3 （10.0G加振）

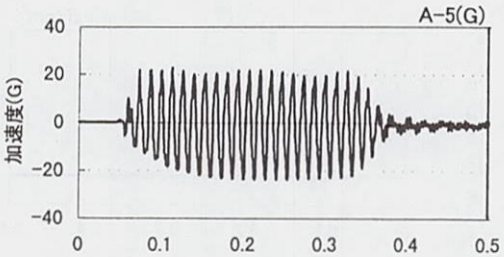


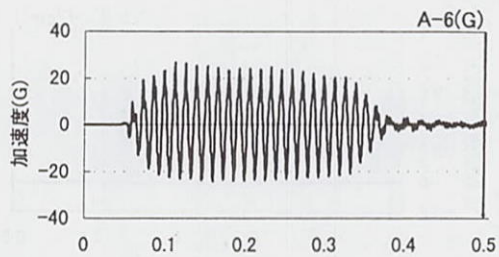

ケース4-5 ステップ1 （21.5G加振）

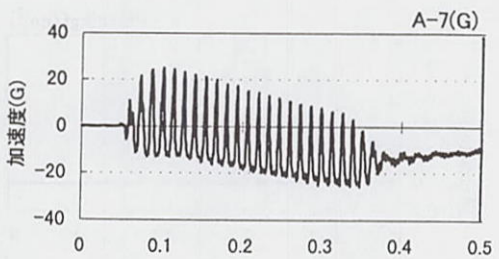


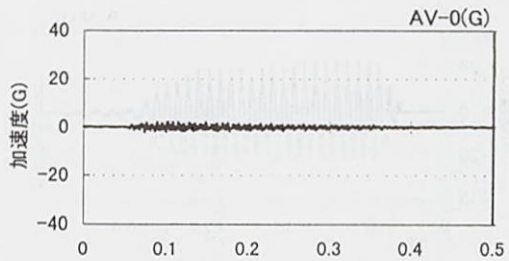



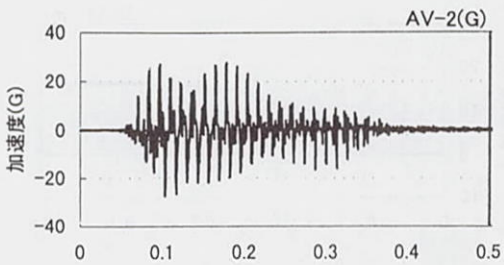



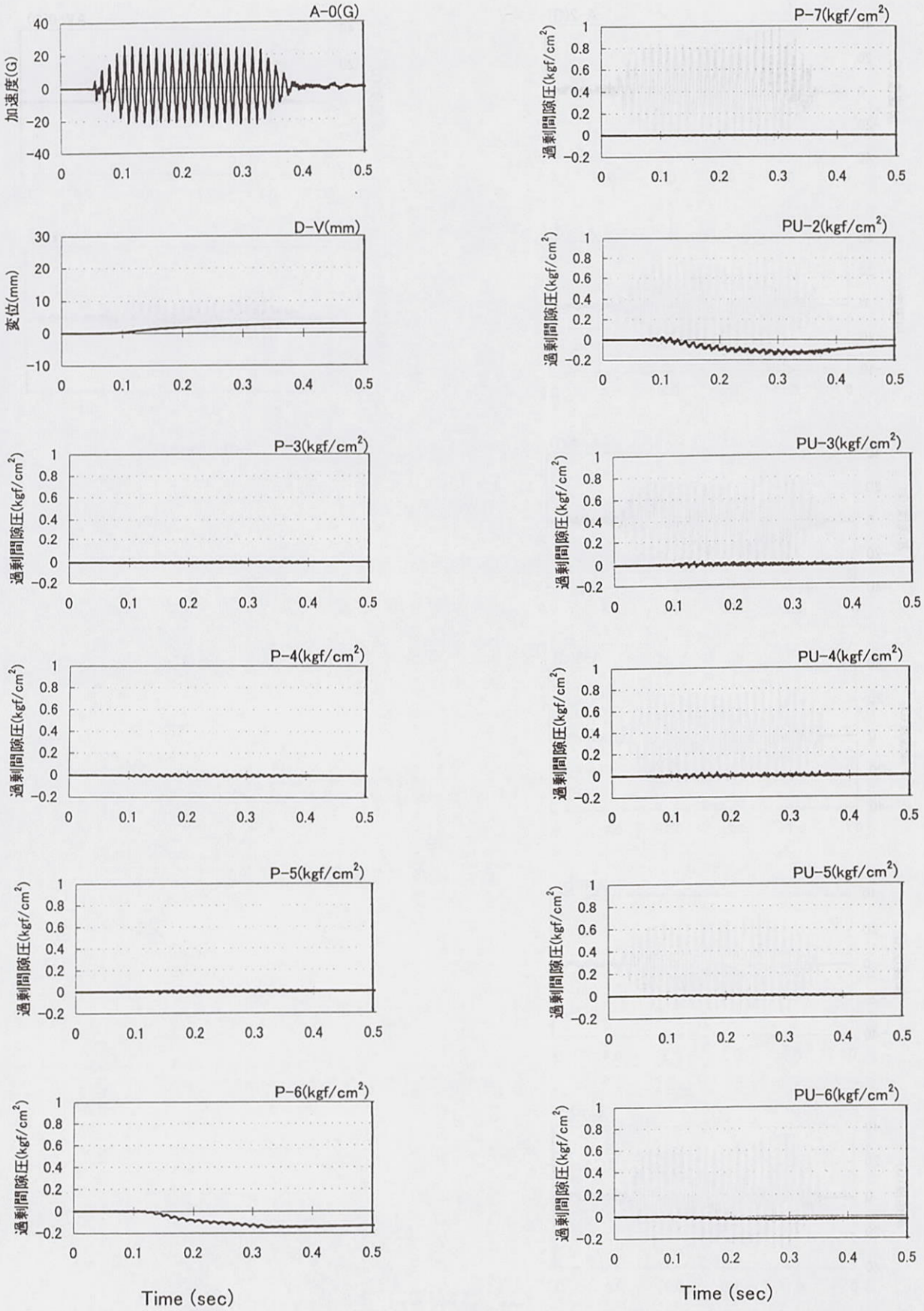



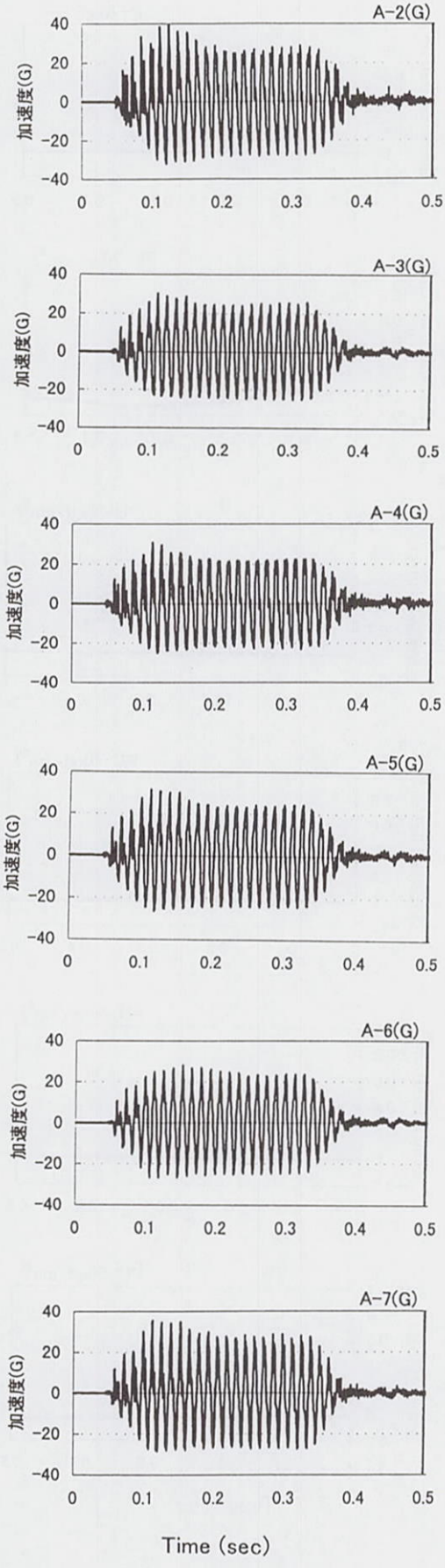



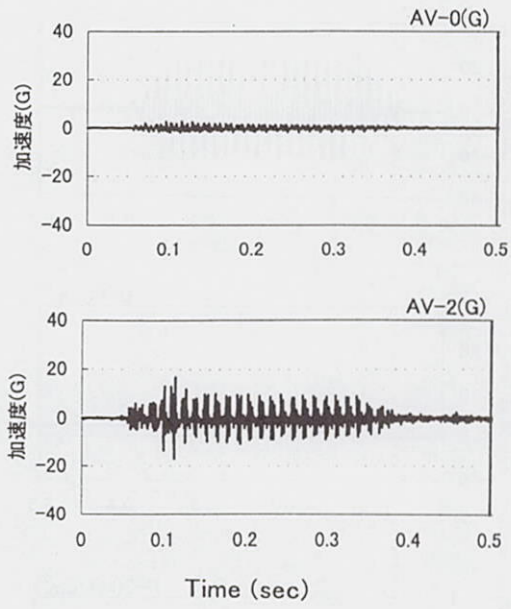




ケース4-5 ステップ1 （21.5G加振）




ケース4-6 ステップ1 （22.5G加振）




ケース4-6 ステップ1 （22.5G加振）

# 付録２
# 本研究に関連した発表論文リスト
# (時系列順)

近藤浩市、松尾修、古関潤一：片盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験、土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集、pp.550-551、1995.9

堤達也、松尾修、近藤浩市：兵庫県南部地震における道路盛土の被害、第 31 回地盤工学研究発表会、pp.1237-1238、1996.7

近藤浩市、松尾修、古関潤一：片盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験（その２）、土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集第３部、pp.264-265、1996.9

古関潤一、近藤浩市：傾斜地盤上盛土の耐震性評価手法に関する検討、自然災害における地盤の防災及び構造物の復旧と補強シンポジウム論文集, pp. - 1997.11

佐藤貴史、山田恭央、松尾修、近藤浩市、佐々木哲也：ある砂質土の残留強度特性に関するねじり単純せん断試験、第 33 回地盤工学研究発表会、pp.767-768、1998.7

松尾修、佐々木哲也、近藤浩市、佐藤貴史：砂質土の残留強度の適用法に関する考察、第 33 回地盤工学研究発表会、pp.769-770、1998.7

近藤浩市、松尾修、佐々木哲也：片盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験（その３）、第 53 回土木学会年次学術講演会、pp.352-353、1998.10

松尾修：液状化・流動による構造物被害現象の分析（土木構造物）、液状化・流動に関する講習会、地盤工学会, pp. - 1998.10.

Matsuo, O., Y. Saito, T. Sasaki and T. Sato: Dynamic centrifuge tests on flow failure of fills and infinite slopes, *Proc.U.S.-Japan Workshop on Dam Engineering*, May, 1999.

斉藤由紀子、松尾修、佐々木哲也：傾斜地盤の地震時流動に関する動的遠心模型実験、第 34 回地盤工学研究発表会、pp. 2083-2084, 1999.7.

斎藤由紀子、松尾修、佐々木哲也：単純斜面の地震時流動破壊に関する動的遠心模型実験、第 25 回地震工学研究発表会、pp. 349-350, 1999.7.

斉藤由紀子、佐々木哲也：山岳盛土の流動破壊現象の解明、土木技術資料、Vol. 41, No 10, pp. 10-11, 1999.

Koseki, J., O.Matsuo, K.Kondo and S.Nishihara : Dynamic centrifuge tests of embankment on sloped ground and their stability analyses, *Proc. Intl. Symp. on Slope Stability Engineering* - IS-SHIKOKU'99/ Matsuyama/ Shikoku/ 8-11 Nov. 1999, pp. 613-618, 1999.

斉藤由紀子、佐々木哲也、松尾修：傾斜地盤の地震時流動に関する動的遠心模型実験（その２）、第 35 回地盤工学研究発表会、2000.6.

佐藤貴史、佐々木哲也、斉藤由紀子、松尾修：砂質土の残留強度特性に関するねじり単純せん断試験、第 35 回地盤工学研究発表会、2000.6.

Matsuo, O., Y. Saito and T. Sasaki: Dynamic centrifuge tests on flow failure of infinite slopes, *Proc. of An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering (GeoEng 2000)*, Melbourne/ Australia/19-24 Nov. 2000, Vol. 2, Paper No. 628, pp. 19-24.

Soil Dynamics Division: Centrifuge tests on earthquake-induced flow failure of embankments, *PWRI Newsletter*, No. 83, pp. 5-6, January 2001.

松尾修、斉藤由紀子、佐々木哲也：斜面の地震時流動破壊現象の解明とその予測、土木技術資料、Vol. 43, No. 2, pp. 58-63.

斉藤由紀子、松尾修、佐々木哲也：傾斜地盤の地震時流動に関する動的遠心模型実験（その３）、第36回地盤工学研究発表会、2001.6

Matsuo, O., Y. Saito, T. Sasaki, K. Kondoh and T. Sato: Earthquake-induced flow slides of fills and infinite slopes, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 1, pp. 89-104, Feb. 2002.