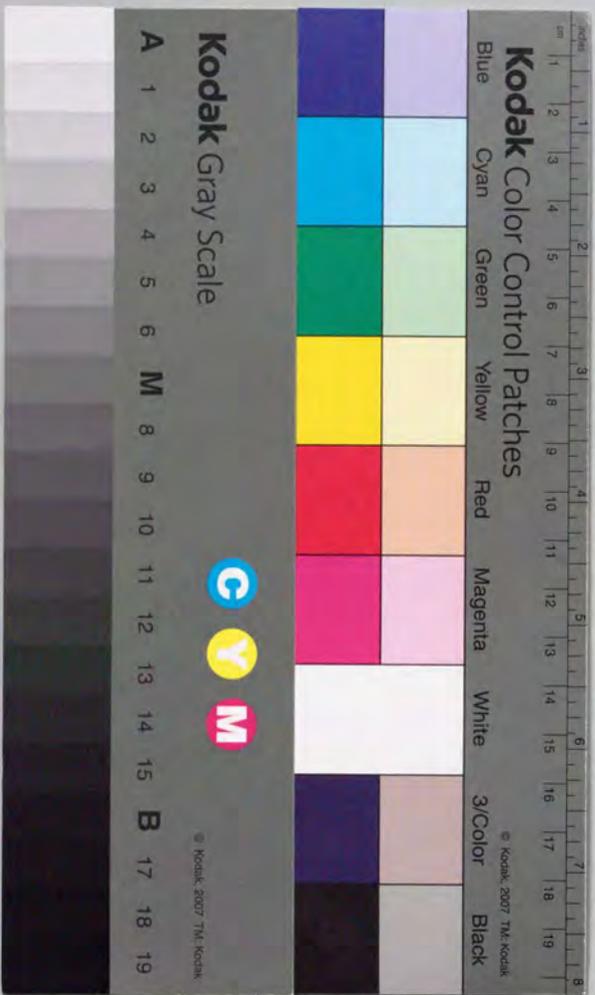


液状化地盤の側方流動模型実験と
動的予測手法の開発

豊田 浩史



①

博士論文

液状化地盤の側方流動模型実験と
動的予測手法の開発

Modeling Tests and Analytical Prediction
on Lateral Flow of Liquefied Ground

豊田 浩史

東京大学工学部

土木工学科

豊田 浩史

平成17年2月22日

博士論文

液状化地盤の側方流動模型実験と
動的予測手法の開発

Shaking Table Tests and Analytical Prediction
on Lateral Flow of Liquefied Ground

豊田 浩史

東京大学工学部

土木工学科

平成7年2月22日

概要

これまでに飽和したゆるい砂地盤は地震によって液状化を起こし、構造物に多大な被害を与えてきた。液状化時には構造物および地盤の沈下または軽量構造物の浮き上がりばかりでなく、近年側方流動によっても多くの被害が生じている。このような側方流動は、元々安定だった地盤が液状化することにより不安定になりわずかな荷重力で側方に大変形し、永久変位として残るものである。側方流動は地震動停止後も進行していたことが数多く報告されている。砂のような粒状材料は、ある程度密であればせん断変形とともにダイラタンシーにより強度が回復し、静的な荷重での変形は有限なものとなる。しかし非常にゆるい砂は、強度が回復せず静的な自重のみで大変形、いわゆる流動破壊を起こす。このような流動破壊を起こす地盤は稀ではあるが非常にゆるく堆積している地盤、例えば地盤改良をしていない埋立地、鉸さいダム、埋め戻し地盤などの人工地盤や水中で穏やかに堆積した地盤などでは流動破壊を起こした例が報告されている。このような側方流動について多くの研究成果が発表されているが、そのメカニズムの統一的な解明には至っていないのが現状である。本研究では、側方流動のメカニズムおよびその挙動特性を調べるため1Gのもとで模型振動台実験を行った。振動台実験では、従来から土の力学的変形特性を表すためによく用いられている応力-ひずみの関係を正確に求めるのは非常に困難であるが、ある微小要素としてでなく地盤全体の挙動をみられるという長所もある。そこでこのような長所を生かし、流動する地盤を簡潔に解析モデル化することを本研究の最終目的とする。

すでに様々な研究機関によって側方流動に関する振動台実験が試みられているが、振動停止後の流動の再現には至っていない。この理由として透水時間の問題が挙げられている。つまり模型地盤では、実地盤に比べサイズが小さいため上昇した間隙水圧

が瞬時に消散してしまうというわけである。そこで模型実験では、地盤が大変形を起こすまで加振を続ける必要があると考えられている。間隙水圧が低下する、つまりは地盤流動が止まる理由を考えてみると次の2つが挙げられる。まずせん断変形に伴うダイラタンシーの作用による間隙水圧の低下、次に液状化後砂粒子が沈下を起こし砂粒子間の骨格構造が回復することによる間隙水圧の低下(消散)である。前者をダイラタンシーによる間隙水圧低下、後者を時間による間隙水圧低下と呼ぶことにする。もし時間による間隙水圧低下で側方流動が止まるというのであれば、模型地盤といえども地盤上方では、数十秒程度の液状化継続は可能でありその間は流動も継続しなければならぬ。しかし実際は振動停止後瞬時に側方変位も止まるという矛盾が起こっている。従って流動が止まるのにはダイラタンシーによる間隙水圧低下が重要な要因であるということがわかる。

側方流動の重要な因子の1つであるダイラタンシー特性は応力レベルに依存することが知られている。それによると大きい拘束圧の方がダイラタンシー特性は圧縮的となりせん断変形とともに間隙水圧が発生しやすい、つまりは流動しやすいということである。これより実地盤より拘束圧の低い模型地盤でダイラタンシー特性を実地盤と似せるためには、実地盤よりゆるい地盤をつくる必要がある。そこで、非常にゆるい地盤の作製が可能である湿潤堆積法(Moist placement method)とその突固め(Moist tamping method)を用いて地盤を作製した。

まず定性的考察を行う目的で小型土槽を用いて実験を行った。この実験では液状化させるために衝撃加振を用い、振動停止後の変形を観測した。その結果湿潤堆積法は水中堆積法や乾燥堆積法と比べかなりゆるく堆積でき、流動しやすい地盤をつくるのに有効であることがわかった。さらに10%程度粘着力のない細粒分を混入することにより容易に大きな変位が得られるようになった。また間隙水圧の消散を押しさえるため間隙水として粘性流体を使用した実験も行ったが、粘性流体は間隙水圧の消散を押しさえるのには有効であるが、流動破壊を再現するには逆効果であり大変形は起こらなかった。

次に小型土槽実験で得た基礎知識をふまえ、流動現象を忠実に再現し定量的解析を行う目的で中型土槽での実験を実施した。ここでは静的な荷重で進行する流動(自由

流動)と動的繰り返し荷重のもとでの流動(振動流動)について挙動を調べるため、衝撃加振と繰り返し加振による実験を実施して次のようなことがわかった。自由流動は地盤の傾きによるせん断応力と残留強度が等しくなったところで止まる。また非常にゆるい地盤(初期間隙比 $e \geq 0.99$)においては、加振方法の影響を受けず流動している地盤は流体のような挙動をする。地盤が密になると加振の種類により流動地盤も影響を受け、自重のみによる流動は起こらなくなり振動が止まると流動も止まる。また強い加振を与えるほど地盤の軟化が進み、速い速度で流動するようになるが入力波の周波数の影響は受けない。

このような実験結果に忠実に基づいた数値計算モデルの開発を行った。まず変位量予測であるが、実験結果より水平変位は深さ方向に正弦曲線分布をすると仮定した。この仮定により流動地盤の解析がかなり簡潔に行えるようになった。次に地盤の全ポテンシャルエネルギー(ひずみエネルギーと位置エネルギー)を計算し、これが最小となる傾きで変形が止まるとした。入力データとしては、解析する地盤形状(境界条件を含む)とその地盤が液状化したときのせん断剛性 G 、残留強度 τ_r のみでよい。この方法により地盤のあらゆる場所に変位量が求められる。

次に地盤流動が時間とともに進展する様子を数値計算モデルで追跡することを試みた。すでに最終変位 $U(x, z)$ は上記の方法で計算可能になっているので、変位 u は $u(x, z, t) = \lambda(t)U(x, z)$ と時間の項を変数分離できると仮定した。ここで $\lambda(t)$ は時間とともに変動するパラメータであり $0 \sim 1$ の値をとる。流動する地盤の運動エネルギー、ポテンシャルエネルギーを計算し、Lagrange の運動方程式に代入すると、 $\lambda(t)$ に関する微分方程式が得られる。しかしこのままでは、流動が止まった釣合の位置を中心に振動が起こる。なるほど水のように粘性の小さなものは振動を起こすが、流動する地盤は振動は起こさずに止まることが実験結果より示されている。そこでこの微分方程式に散逸関数として粘性項を追加した。つまり砂粒子の衝突や摩擦でエネルギーが消費されることを粘性減衰を使って表現したわけである。実験結果にあうように粘性を求めると、自由流動(流動中に振動は作用していない)では減衰定数 $h = 0.63$ という値が得られた。この数値計算モデルにより自由流動についてはほぼ問題なく、振動流動についても地盤密度と振動の強さにより減衰定数を算定すればこのモデルの適用が可能であることがわかった。

実地盤への適用であるが、実験においてはサイズの違いによる力学的変形特性の差異(相似則)は考慮に入れており実地盤と同じ流動現象が再現できている。また数値モデル化の際、物理法則を用いているためこれもサイズに依存されない。ただし散逸関数はそのメカニズムがよくわからないため注意を要する。そこで本研究では実験結果との対応に基づき、減衰定数 h で整理することでサイズに影響されずにパラメータを決定でき、実験結果をうまく説明できるということを示す。

ABSTRACT

It has been established that during earthquakes saturated loose ground liquefies. Consequently, structures with shallow foundations and level ground subside, light or hollow structures buoy and sloping ground flows laterally, causing considerable damage to buried structures. Mechanism of lateral flow is such that with increase in pore water pressure, a previously stable inclined ground deforms and suffers permanent displacement. According to reports of damage due to lateral flow, this seems to continue even after the end of the seismic shaking.

A granular material, such as sand, recovers strength with shear deformation by dilatancy and under constant static loading its deformation is limited. However, very loose sand does not recover strength and undergoes large deformation, which may result in flow failure. Flow failure is rare, nevertheless there are examples of it reported to have occurred in very loose deposits such as artificial islands in which ground was not improved, tailing dams and in natural soils deposited under calm water.

A lot of research on lateral flow has been reported. But, it is felt that a consistent probing of the detail mechanism has not been achieved. In this research shaking table tests were conducted under normal gravity (1-G) conditions to examine the characteristics of lateral flow. The stress-strain relationship which is conventionally used to explain soil behavior was difficult to assess, but the advantage was that the overall behavior of

ground and not only a small element was checked. Making the best use of this merit, the final aim was to develop an analytical model of flowing ground.

Until now shaking table tests with liquefied ground have been tried by many researchers. As a rule, flow and deformation stopped just after the end of shaking. One reason for this was the short duration of liquefaction. Therefore, continuous shaking was considered important in model testing to avoid dissipation of pore water pressure, which was very fast compared with the prototype. However, there are two reasons for lateral flow to stop. One is the decrease in pore water pressure with shear deformation (dilatancy). The other is the decrease in pore water pressure with settlement of particles (dissipation). If only dissipation was the cause, lateral flow could possibly continue at the top of ground for about several tens of seconds. But lateral flow stopped as soon as shaking stopped in contradiction with that assumption. From this, it is clear that change of pore water pressure with shear deformation or dilatancy, is more important.

Dilatancy is an important characteristic of lateral flow and it is known to depend on stress level. Behavior of sandy soil is contractive at high stress level and is likely to suffer flow failure. It is necessary to construct a looser ground to achieve a similar behavior in models. This was possible when model grounds were made by moist placement and moist tamping methods that create very loose ground.

In the experimental program, firstly a small container was used to study the behavior qualitatively. In these experiments, an impulse was used to trigger liquefaction and to examine the deformation of model slopes after shaking. Flow occurred easily when ground was made by moist placement, compared with grounds made by water sedimentation or dry deposition. It was easier to achieve flow using sand with 10% fines (cohesionless) than

with clean sand. A viscous liquid instead of normal water was good to cause a slow dissipation of pressure but not good to attain flow.

Next, a larger container was tried to study the behavior quantitatively. In these experiments, impulse and continuous shaking were applied to examine the characteristics of flow advancing under static gravity force (free flow) and flow under shaking, respectively. Free flow stopped when the shear stress due to the inclination of ground became equal to its residual strength. The effect of shaking was negligible in looser condition ($e \geq 0.99$). In experiments with denser ground, flow velocity became higher as the amplitude of input acceleration increased, but the frequency of input acceleration did not affect flow velocity noticeably.

Based on these experimental results, an analytical model was developed. Firstly, the lateral displacement of flowing ground was assumed to follow a sinusoidal distribution with depth. Analysis was simplified after this assumption. Deformation was assumed to stop in the condition where strain energy plus potential energy became minimum. The model input data were the topography of ground, the boundary conditions, shear modulus G , residual strength τ_r . Using this analytical model, the ultimate displacement at any place on the ground could be estimated.

In addition, time domain analysis was done, knowing that the ultimate displacement $U(x, z)$ could be calculated by the previous method. Using separation of variables, the displacement u was assumed to be $u(x, z, t) = \lambda(t)U(x, z)$. Here, $\lambda(t)$ was a parameter which varies with time, taking values between 0 and 1. A differential equation was obtained by substituting kinetic energy and potential energy into the Lagrangean equation of motion. The solution obtained showed continuous oscillation around the point of equilibrium. Although a fluid of low viscosity, such as water, may oscillate around the point of equilibrium, flowing ground was considered to stop

without oscillation based on the experimental results. Hence, a term for dissipation of energy, that is, viscous damping, was incorporated in the equation. The mechanism of this damping was assumed to be the collision or friction between sand particles. Good agreement with experimental results was obtained with a damping constant h equal to 0.63 in free flow. It was possible to apply the same analysis to flow under continuous shaking using a damping constant estimated as a function of intensity of input motion and density.

Flow in the model tests was similar to real behavior because of the care taken to have similar stress-strain relationship in model as in prototype. Although the analytical model developed does not depend on size because of use of invariable law of physics, it is not clear if the mechanism of dissipation is also independent of size. Therefore, in this thesis it was shown that a damping constant h , which is a non-dimensional parameter, can easily model the behavior of sand during lateral flow.

目次

第1章 序論	1
1.1 はじめに	1
1.2 側方流動の被害例	2
1.2.1 海底地すべり	2
1.2.2 土構造物の崩壊	4
1.2.3 液状化による斜面の側方流動例	5
1.3 研究の筋道	11
1.3.1 研究の組立	11
1.3.2 振動台実験の問題点の克服	13
1.3.3 研究の目的	16
第2章 既往の研究	17
2.1 概説	17
2.2 被害調査による研究	18

2.3 要素試験による研究	20
2.3.1 限界間隙比	20
2.3.2 定常状態変形	20
2.3.3 流動破壊	23
2.3.4 繰り返しせん断による飽和砂の挙動	23
2.4 模型実験による研究	28
2.4.1 遠心力振動実験	28
2.4.2 1G 場振動台実験	29
2.4.3 静的流動実験	30
2.4.4 液状化地盤の粘性測定実験	31
2.5 流動地盤のモデル化	33
第3章 実験の意義と方法	35
3.1 実験の意義	35
3.1.1 実験の概説	35
3.1.2 実験の相似則	36
3.2 実験装置	39
3.2.1 実験器具	39
3.2.2 測定装置	41
3.3 模型地盤作製方法	44

3.4 実験試料および材料特性	45
3.4.1 使用試料および材料	45
3.4.2 試料および材料特性	46
3.5 実験方法	49
3.5.1 小型土槽実験	49
3.5.2 中型土槽実験	51
3.6 基本データ整理	53
第4章 小型土槽による実験結果	54
4.1 実験の種類と目的	54
4.2 実験結果と考察	55
4.2.1 細粒分の影響	55
4.2.2 模型地盤作製方法の影響	57
4.2.3 地盤密度の影響	70
4.2.4 粘性流体の影響	80
4.2.5 格子状のマーカの作製	80
4.3 結論	86
第5章 予備調査とデータ処理方法	90
5.1 中型土槽実験の予備調査	90
5.1.1 ゆる詰め模型地盤の密度分布	90

5.1.2	実験の再現性	93
5.2	中型土槽実験のデータ処理方法	95
5.2.1	実験の種類	95
5.2.2	振動台の特性	104
5.2.3	測定値の補正	104
第6章	中型土槽による実験結果	115
6.1	実験結果と考察	115
6.1.1	自由流動実験1	115
6.1.2	自由流動実験2	141
6.1.3	振動流動実験1	151
6.1.4	振動流動実験2	166
6.1.5	振動流動実験3	172
6.1.6	自由流動実験3	214
6.2	時刻歴記録および変位進行図より得られた結論	231
第7章	流動する地盤の特性	232
7.1	流動特性(小型土槽実験)	232
7.2	流動特性(中型土槽実験)	234
7.2.1	マーカーより読みとった変位	234
7.2.2	自由流動の時刻歴特性	279

7.2.3	振動流動の時刻歴特性	293
7.2.4	自由流動と振動流動の比較	294
7.2.5	流動特性に与える振動の影響	297
7.2.6	振動流動の応力-ひずみおよび応力径路	306
7.2.7	自由流動の応力径路	336
7.2.8	小型土槽実験と中型土槽実験の比較	339
7.3	結論	341
第8章	側方流動地盤の流動変位解析手法	342
8.1	はじめに	342
8.2	最終変位量の予測モデル	343
8.2.1	解析モデルの仮定	343
8.2.2	全ポテンシャルエネルギー	344
8.2.3	側方流動に対する最小ポテンシャルエネルギーの原理の適用	348
8.2.4	解析解	350
8.2.5	地盤モデル要素の結合	353
8.2.6	境界条件についての考察	355
8.3	変位の時刻歴の予測モデル	356
8.3.1	解析モデルの仮定	358
8.3.2	エネルギーの計算	359

8.3.3	Lagrangeの運動方程式	362
8.3.4	運動方程式の解	364
8.4	まとめ	366
第9章	流動変位予測手法による解析	367
9.1	概説	367
9.2	自由流動実験結果に対する数値モデルの適用	368
9.2.1	入力パラメータの決定	368
9.2.2	実験結果の解析	371
9.2.3	模型サイズの影響	376
9.2.4	流動している砂の粘性	379
9.2.5	粘性減衰についての一考察	385
9.3	振動流動実験に対する数値モデルの適用	388
9.3.1	適用方法の概説	388
9.4	解析の方法と流れ	396
9.5	結論	399
第10章	結論	401
10.1	概説	401
10.2	小型土槽実験	401
10.2.1	実験に関して	401

10.2.2	流動地盤の特性	402
10.3	中型土槽実験	402
10.3.1	実験に関して	402
10.3.2	流動地盤の特性	402
10.4	流動変位予測手法	404
付録A	板バネ振動台の設計	419
付録B	遠心力実験結果の予測	421
B.1	実験の概要	421
B.2	入力パラメータの決定	421
B.3	予測結果と考察	423
付録C	様々な方法による液状化砂の粘性係数	427

表 目 次

1.1 海底地すべりを起こした土の種類	3
1.2 海底地すべりを起こした斜面の勾配	3
1.3 流動した土砂の堆積	3
3.1 土の物理特性	46
4.1 実験の諸データ(細粒分の影響)	57
4.2 実験の諸データ(模型地盤作製方法の影響)	65
4.3 実験の諸データ(地盤密度の影響)	79
4.4 実験の諸データ(TEST S9, S10)	80
4.5 実験の諸データ(TEST S11)	86
5.1 サンプルング試験 1	92
5.2 サンプルング試験 2	92
5.3 サンプルング試験 3	92
5.4 サンプルング試験 4	93

表 目 次

xvii

6.1 実験の諸データ(自由流動実験 1)	118
6.2 実験の諸データ(自由流動実験 2)	141
6.3 実験の諸データ(振動流動実験 1)	152
6.4 実験の諸データ(振動流動実験 2)	166
6.5 実験の諸データ(振動流動実験 3)	173
6.6 実験の諸データ(自由流動実験 3)	214
7.1 実験後の地盤の傾き	307

目次

1.1 Lower San Fernando Dam の崩壊	6
1.2 信濃川沿岸地域の永久変位ベクトル分布	8
1.3 大形小学校付近の永久変位ベクトル分布	9
1.4 Juvenile Hall における地すべり	10
1.5 Upper Van Norman 湖西岸における永久変位ベクトル分布	10
1.6 能代市南部地域の永久変位ベクトル分布	12
1.7 非排水せん断挙動に与える拘束圧の影響	14
1.8 豊浦標準砂の Steady state line	14
2.1 永久変位量と被害率の関係	19
2.2 限界間隙比の概念図	21
2.3 非排水せん断挙動に与える供試体作製方法の影響	24
2.4 非排水せん断挙動に与える載荷装置の影響	25
2.5 State parameter ψ の定義	25
2.6 地盤の安定性の判定	26

目次

xix

2.7 非排水繰り返しせん断の応力径路	27
2.8 液状化強度に及ぼす初期せん断の影響	28
2.9 地表面での永久変位量と液状化層厚の関係	29
2.10 流動速度と液状化層の傾きの関係	30
2.11 変形継続時間と液状化継続時間の関係	31
2.12 水浸による斜面の破壊実験	32
2.13 液状化砂の粘性係数	33
2.14 液状化砂の粘性係数とひずみ速度の関係	34
3.1 板バネ振動台 (横揺れ)	42
3.2 板バネ振動台 (縦揺れ)	42
3.3 変位計の設置	43
3.4 豊浦砂と染色砂の粒径加積曲線	47
3.5 使用した細粒分の粒径加積曲線	48
3.6 増粘剤を混ぜた溶液の粘性と濃度との関係	48
4.1 測定器配置図	56
4.2 豊浦砂と豊浦砂+10%細粒分の粒径加積曲線の比較	58
4.3 時刻歴測定記録 (TEST S1)	59
4.4 地盤変形図 (TEST S1, その 1, 1/3 秒毎)	60
4.5 地盤変形図 (TEST S1, その 2, 1/3 秒毎)	61

4.6 時刻歴測定記録 (TEST S2)	62
4.7 地盤変形図 (TEST S2, その1, 1/3秒毎)	63
4.8 地盤変形図 (TEST S2, その2, 1/3秒毎)	64
4.9 時刻歴測定記録 (TEST S3)	66
4.10 地盤変形図 (TEST S3, 1/3秒毎)	67
4.11 時刻歴測定記録 (TEST S4)	68
4.12 地盤変形図 (TEST S4)	69
4.13 時刻歴測定記録 (TEST S5)	71
4.14 地盤変形図 (TEST S5, その1, 1/3秒毎)	72
4.15 地盤変形図 (TEST S5, その2, 1/3秒毎)	73
4.16 時刻歴測定記録 (TEST S6)	74
4.17 地盤変形図 (TEST S6, 1/3秒毎)	75
4.18 時刻歴測定記録 (TEST S7)	76
4.19 地盤変形図 (TEST S7, 1/3秒毎)	77
4.20 時刻歴測定記録 (TEST S8)	78
4.21 地盤変形図 (TEST S8)	79
4.22 時刻歴測定記録 (TEST S9)	81
4.23 地盤変形図 (TEST S9)	82
4.24 時刻歴測定記録 (TEST S10)	83

4.25 地盤変形図 (TEST S10, その1)	84
4.26 地盤変形図 (TEST S10, その2)	85
4.27 時刻歴測定記録 (TEST S11)	87
4.28 地盤変形図 (TEST S11, その1)	88
4.29 地盤変形図 (TEST S11, その2)	89
5.1 サンプリグ箇所	91
5.2 等方圧密による間隙比の変化	94
5.3 測定器の配置図 (加速度計と間隙水圧計)	96
5.4 測定器の配置図 (変位計)	97
5.5 時刻歴計測結果 (TEST 1, その1)	98
5.6 時刻歴計測結果 (TEST 1, その2)	99
5.7 時刻歴計測結果 (TEST 1, その3)	100
5.8 時刻歴計測結果 (TEST 2, その1)	101
5.9 時刻歴計測結果 (TEST 2, その2)	102
5.10 時刻歴計測結果 (TEST 2, その3)	103
5.11 入力加速度の時刻歴の詳細 (3, 4, 8, 16Hz)	105
5.12 入力加速度のフーリエスペクトル (3Hz)	106
5.13 入力加速度のフーリエスペクトル (4Hz)	106
5.14 入力加速度のフーリエスペクトル (8Hz)	107

5.15 入力加速度のフーリエスペクトル (16Hz)	107
5.16 加速度のハイパスフィルターによる補正例 (その1)	108
5.17 加速度のハイパスフィルターによる補正例 (その2)	109
5.18 間隙水圧のローパスフィルターによる補正例	109
5.19 加速度計の傾き	110
5.20 加速度計の傾きによる値の変化	111
5.21 加速度計補正方法の手順	112
5.22 スタビライザーの概略図	114
6.1 変位計と間隙水圧計 P10 の配置図	116
6.2 測定器配置図 (TEST 3, 5, 6, 7)	119
6.3 測定器配置図 (TEST 4)	120
6.4 時刻歴測定記録 (TEST 3, その1)	121
6.5 時刻歴測定記録 (TEST 3, その2)	122
6.6 時刻歴測定記録 (TEST 3, その3)	123
6.7 地盤の変形進行写真 (TEST 3)	124
6.8 時刻歴測定記録 (TEST 4, その1)	125
6.9 時刻歴測定記録 (TEST 4, その2)	126
6.10 時刻歴測定記録 (TEST 4, その3)	127
6.11 地盤の変形進行写真 (TEST 4)	128

6.12 時刻歴測定記録 (TEST 5, その1)	129
6.13 時刻歴測定記録 (TEST 5, その2)	130
6.14 時刻歴測定記録 (TEST 5, その3)	131
6.15 地盤の変形進行写真 (TEST 5)	132
6.16 時刻歴測定記録 (TEST 6, その1)	133
6.17 時刻歴測定記録 (TEST 6, その2)	134
6.18 時刻歴測定記録 (TEST 6, その3)	135
6.19 地盤の変形進行写真 (TEST 6)	136
6.20 時刻歴測定記録 (TEST 7, その1)	137
6.21 時刻歴測定記録 (TEST 7, その2)	138
6.22 時刻歴測定記録 (TEST 7, その3)	139
6.23 地盤の変形進行写真 (TEST 7)	140
6.24 測定器配置図 (自由流動実験 2)	142
6.25 時刻歴測定記録 (TEST 8, その1)	143
6.26 時刻歴測定記録 (TEST 8, その2)	144
6.27 時刻歴測定記録 (TEST 8, その3)	145
6.28 地盤の変形進行写真 (TEST 8)	146
6.29 時刻歴測定記録 (TEST 9, その1)	147
6.30 時刻歴測定記録 (TEST 9, その2)	148

6.31 時刻歴測定記録 (TEST 9, その3)	149
6.32 地盤の変形進行写真 (TEST 9)	150
6.33 測定器配置図 (振動流動実験 1)	153
6.34 時刻歴測定記録 (TEST 10, その1)	154
6.35 時刻歴測定記録 (TEST 10, その2)	155
6.36 時刻歴測定記録 (TEST 10, その3)	156
6.37 地盤の変形進行写真 (TEST 10)	157
6.38 時刻歴測定記録 (TEST 11, その1)	158
6.39 時刻歴測定記録 (TEST 11, その2)	159
6.40 時刻歴測定記録 (TEST 11, その3)	160
6.41 地盤の変形進行写真 (TEST 11)	161
6.42 時刻歴測定記録 (TEST 12, その1)	162
6.43 時刻歴測定記録 (TEST 12, その2)	163
6.44 時刻歴測定記録 (TEST 12, その3)	164
6.45 地盤の変形進行写真 (TEST 12)	165
6.46 測定器配置図 (振動流動実験, 2)	167
6.47 時刻歴測定記録 (TEST 13, その1)	168
6.48 時刻歴測定記録 (TEST 13, その2)	169
6.49 時刻歴測定記録 (TEST 13, その3)	170

6.50 地盤の変形進行写真 (TEST 13)	171
6.51 測定器配置図 (振動流動実験 3)	174
6.52 時刻歴測定記録 (TEST 14, その1)	175
6.53 時刻歴測定記録 (TEST 14, その2)	176
6.54 時刻歴測定記録 (TEST 14, その3)	177
6.55 地盤の変形進行写真 (TEST 14)	178
6.56 時刻歴測定記録 (TEST 15, その1)	179
6.57 時刻歴測定記録 (TEST 15, その2)	180
6.58 時刻歴測定記録 (TEST 15, その3)	181
6.59 地盤の変形進行写真 (TEST 15)	182
6.60 時刻歴測定記録 (TEST 16, その1)	183
6.61 時刻歴測定記録 (TEST 16, その2)	184
6.62 時刻歴測定記録 (TEST 16, その3)	185
6.63 時刻歴測定記録 (TEST 17, その1)	186
6.64 時刻歴測定記録 (TEST 17, その2)	187
6.65 時刻歴測定記録 (TEST 17, その3)	188
6.66 地盤の変形進行写真 (TEST 17)	189
6.67 時刻歴測定記録 (TEST 18, その1)	190
6.68 時刻歴測定記録 (TEST 18, その2)	191

6.69 時刻歴測定記録 (TEST 18, その 3)	192
6.70 地盤の変形進行写真 (TEST 18)	193
6.71 時刻歴測定記録 (TEST 19, その 1)	194
6.72 時刻歴測定記録 (TEST 19, その 2)	195
6.73 時刻歴測定記録 (TEST 19, その 3)	196
6.74 地盤の変形進行写真 (TEST 19)	197
6.75 時刻歴測定記録 (TEST 20, その 1)	198
6.76 時刻歴測定記録 (TEST 20, その 2)	199
6.77 時刻歴測定記録 (TEST 20, その 3)	200
6.78 地盤の変形進行写真 (TEST 20)	201
6.79 時刻歴測定記録 (TEST 21, その 1)	202
6.80 時刻歴測定記録 (TEST 21, その 2)	203
6.81 時刻歴測定記録 (TEST 21, その 3)	204
6.82 地盤の変形進行写真 (TEST 21)	205
6.83 時刻歴測定記録 (TEST 22, その 1)	206
6.84 時刻歴測定記録 (TEST 22, その 2)	207
6.85 時刻歴測定記録 (TEST 22, その 3)	208
6.86 地盤の変形進行写真 (TEST 22)	209
6.87 時刻歴測定記録 (TEST 23, その 1)	210

6.88 時刻歴測定記録 (TEST 23, その 2)	211
6.89 時刻歴測定記録 (TEST 23, その 3)	212
6.90 地盤の変形進行写真 (TEST 23)	213
6.91 測定器配置図 (自由流動実験 3)	215
6.92 時刻歴測定記録 (TEST 24, その 1)	216
6.93 時刻歴測定記録 (TEST 24, その 2)	217
6.94 時刻歴測定記録 (TEST 24, その 3)	218
6.95 地盤の変形進行写真 (TEST 24)	219
6.96 時刻歴測定記録 (TEST 25, その 1)	220
6.97 時刻歴測定記録 (TEST 25, その 2)	221
6.98 時刻歴測定記録 (TEST 25, その 3)	222
6.99 地盤の変形進行写真 (TEST 25)	223
6.100 時刻歴測定記録 (TEST 26, その 1)	224
6.101 時刻歴測定記録 (TEST 26, その 2)	225
6.102 地盤の変形進行写真 (TEST 26)	226
6.103 時刻歴測定記録 (TEST 27, その 1)	227
6.104 時刻歴測定記録 (TEST 27, その 2)	228
6.105 時刻歴測定記録 (TEST 27, その 3)	229
6.106 地盤の変形進行写真 (TEST 27)	230

7.1	模型地盤作製方法の違いが流動変位進展に与える影響	233
7.2	最終流動変位に与える間隙比の影響	234
7.3	変位計およびマーカーから読みとった流動変位の比較 (TEST 2)	236
7.4	変位計およびマーカーから読みとった流動変位の比較 (TEST 3)	237
7.5	変位計およびマーカーから読みとった流動変位の比較 (TEST 4)	238
7.6	変位計およびマーカーから読みとった流動変位の比較 (TEST 5)	239
7.7	変位計およびマーカーから読みとった流動変位の比較 (TEST 6)	240
7.8	変位計およびマーカーから読みとった流動変位の比較 (TEST 7)	241
7.9	変位計およびマーカーから読みとった流動変位の比較 (TEST 8)	242
7.10	変位計およびマーカーから読みとった流動変位の比較 (TEST 9)	243
7.11	補正值と地盤間隙比の関係	244
7.12	マーカー (格子点) の配置	244
7.13	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 2, その 1)	247
7.14	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 2, その 2)	248
7.15	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 2, その 1)	249
7.16	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 2, その 2)	250
7.17	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 3, その 1)	251
7.18	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 3, その 2)	252
7.19	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 3, その 1)	253

7.20	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 3, その 2)	254
7.21	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 4, その 1)	255
7.22	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 4, その 2)	256
7.23	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 4, その 1)	257
7.24	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 4, その 2)	258
7.25	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 5, その 1)	259
7.26	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 5, その 2)	260
7.27	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 5, その 1)	261
7.28	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 5, その 2)	262
7.29	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 6, その 1)	263
7.30	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 6, その 2)	264
7.31	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 6, その 1)	265
7.32	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 6, その 2)	266
7.33	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 7, その 1)	267
7.34	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 7, その 2)	268
7.35	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 7, その 1)	269
7.36	マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 7, その 2)	270
7.37	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 8, その 1)	271
7.38	マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 8, その 2)	272

7.39 マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 8, その1)	273
7.40 マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 8, その2)	274
7.41 マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 9, その1)	275
7.42 マーカーから読みとった水平変位の時刻歴 (TEST 9, その2)	276
7.43 マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 9, その1)	277
7.44 マーカーから読みとった鉛直変位の時刻歴 (TEST 9, その2)	278
7.45 マーカーから読みとった地盤の変形状態 (TEST 2)	280
7.46 マーカーから読みとった地盤の変形状態 (TEST 3)	281
7.47 マーカーから読みとった地盤の変形状態 (TEST 4)	282
7.48 マーカーから読みとった地盤の変形状態 (TEST 5)	283
7.49 マーカーから読みとった地盤の変形状態 (TEST 6)	284
7.50 マーカーから読みとった地盤の変形状態 (TEST 7)	285
7.51 マーカーから読みとった地盤の変形状態 (TEST 8)	286
7.52 マーカーから読みとった地盤の変形状態 (TEST 9)	287
7.53 流動変位の時刻歴比較 (自由流動実験 1)	288
7.54 流動速度の時刻歴比較 (自由流動実験 1)	289
7.55 流動加速度の時刻歴比較 (自由流動実験 1)	289
7.56 流動変位の時刻歴比較 (自由流動実験 2)	290
7.57 流動速度の時刻歴比較 (自由流動実験 2)	291

7.58 流動加速度の時刻歴比較 (自由流動実験 2)	291
7.59 流動変位の時刻歴比較 (自由流動実験 3)	292
7.60 流動速度の時刻歴比較 (自由流動実験 3)	292
7.61 流動加速度の時刻歴比較 (自由流動実験 3)	293
7.62 流動変位の時刻歴比較 (振動流動実験 1)	294
7.63 流動変位の時刻歴比較 (振動流動実験 3)	295
7.64 自由流動と振動流動における最終変位量と間隙比の関係	296
7.65 自由流動と振動流動における流動速度と間隙比の関係	297
7.66 流動速度に与える入力加速度の影響	298
7.67 流動速度に与える入力速度の影響	299
7.68 流動速度に与える入力変位の影響	299
7.69 流動速度と単位時間当たりの入力加速度の絶対値の積分との関係	301
7.70 流動速度と入力加速度のフーリエスペクトル強度の関係	301
7.71 入力加速度と流動変位の関係 (地盤間隙比の影響, その1)	303
7.72 入力加速度と流動変位の関係 (地盤間隙比の影響, その2)	304
7.73 入力加速度と流動変位の関係 (振動強さの影響, その1)	304
7.74 入力加速度と流動変位の関係 (振動強さの影響, その2)	305
7.75 地中加速度と変位の関係	305
7.76 最終変位量に与える入力波の影響	306

7.77 応力とひずみの計算のための多層地盤モデル	308
7.78 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 10, A4-A5)	310
7.79 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 10, A1-A4)	310
7.80 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 10, A3-A5)	311
7.81 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 11, A4-A5)	311
7.82 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 11, A1-A4)	312
7.83 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 11, A3-A5)	312
7.84 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 14, A4-A5)	313
7.85 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 14, A1-A4)	313
7.86 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 14, A3-A5)	314
7.87 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 15, A4-A5)	314
7.88 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 15, A1-A4)	315
7.89 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 15, A3-A5)	315
7.90 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 16, A4-A5)	316
7.91 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 16, A1-A4)	316
7.92 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 16, A3-A5)	317
7.93 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 18, A4-A5)	317
7.94 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 19, A4-A5)	318
7.95 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 20, A4-A5)	318

7.96 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 20, A1-A4)	319
7.97 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 20, A3-A5)	319
7.98 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 21, A4-A5)	320
7.99 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 21, A3-A5)	320
7.100 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 22, A4-A5)	321
7.101 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 23, A4-A5)	321
7.102 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 23, A1-A4)	322
7.103 流動地盤の応力-ひずみ関係 (TEST 23, A3-A5)	322
7.104 流動地盤の応力径路 (TEST 10, P1)	324
7.105 流動地盤の応力径路 (TEST 10, P2)	325
7.106 流動地盤の応力径路 (TEST 10, P5)	325
7.107 流動地盤の応力径路 (TEST 11, P1)	326
7.108 流動地盤の応力径路 (TEST 11, P2)	326
7.109 流動地盤の応力径路 (TEST 11, P5)	327
7.110 流動地盤の応力径路 (TEST 12, P1)	327
7.111 流動地盤の応力径路 (TEST 12, P2)	328
7.112 流動地盤の応力径路 (TEST 12, P5)	328
7.113 流動地盤の応力径路 (TEST 14, P2)	329
7.114 流動地盤の応力径路 (TEST 15, P1)	329

7.115流動地盤の応力径路 (TEST 15, P2)	330
7.116流動地盤の応力径路 (TEST 16, P1)	330
7.117流動地盤の応力径路 (TEST 16, P2)	331
7.118流動地盤の応力径路 (TEST 17, P1)	331
7.119流動地盤の応力径路 (TEST 17, P2)	332
7.120流動地盤の応力径路 (TEST 18, P1)	332
7.121流動地盤の応力径路 (TEST 18, P2)	333
7.122流動地盤の応力径路 (TEST 18, P5)	333
7.123流動地盤の応力径路 (TEST 21, P2)	334
7.124流動地盤の応力径路 (TEST 22, P1)	334
7.125流動地盤の応力径路 (TEST 22, P2)	335
7.126流動地盤の応力径路 (TEST 22, P5)	335
7.127流動地盤の応力径路 (TEST 4, P1)	337
7.128流動地盤の応力径路 (TEST 4, P2)	337
7.129流動地盤の応力径路 (TEST 4, P5)	338
7.130流動地盤の応力径路 (TEST 7, P1)	338
7.131流動地盤の応力径路 (TEST 7, P5)	339
7.132流動変形に与える模型サイズの影響	340
8.1 水平変位の鉛直方向分布	345

8.2 解析対象となるモデル地盤	345
8.3 側方流動による地盤の体積収支	346
8.4 流動地盤の境界での位置エネルギー	350
8.5 線形要素による解析モデルの分割	355
8.6 自由端で亀裂ができた場合の地盤状態	357
8.7 自由端での側方圧の状態	357
8.8 水平変位の進展	359
8.9 エネルギー減衰が小さい場合の地盤の振動	363
9.1 数値計算で用いた地盤モデル (斜面勾配 20%)	369
9.2 数値計算で用いた地盤モデル (斜面勾配 10%)	369
9.3 自由流動実験より求めた間隙比と残留強度の関係	372
9.4 振動台実験と三軸試験で求めた定常状態の比較	372
9.5 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 3)	373
9.6 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 4)	374
9.7 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 5)	374
9.8 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 6)	375
9.9 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 7)	375
9.10 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 8)	376
9.11 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 9)	377

9.12 実測と数値計算による流動変位の時刻歴比較 (TEST 12)	377
9.13 数値計算において慣性力が流動速度に与える影響	378
9.14 小型土槽実験における数値モデルの適用	379
9.15 流動している地盤の粘性係数と間隙比の関係	380
9.16 液状化地盤中でのパイプの牽引力と牽引速度の関係	381
9.17 解析に用いる地盤モデル	381
9.18 水平変位量に及ぼす液状化層厚の影響 (残留強度一定)	383
9.19 流動後の斜面傾きに及ぼす液状化層厚の影響 (残留強度一定)	383
9.20 水平変位量に及ぼす地盤サイズの影響 (流動後の地盤傾き一定)	384
9.21 残留強度に及ぼす地盤サイズの影響 (流動後の地盤傾き一定)	384
9.22 流動している砂の粘性係数に及ぼす液状化層厚の影響 (減衰定数一定)	386
9.23 流動している砂の粘性係数に及ぼす斜面長さの影響 (減衰定数一定)	386
9.24 流動している砂の粘性係数に及ぼす地盤サイズの影響 (減衰定数一定)	387
9.25 流動している砂の粘性係数に及ぼす液状化層傾きの影響 (減衰定数一定)	387
9.26 粘性流体の種類	389
9.27 流動地盤の粘性係数とせん断ひずみ速度の関係 (残留強度, 減衰定数一定)	389
9.28 流動地盤の粘性係数とせん断ひずみ速度の関係 (自由流動実験 1)	390
9.29 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 10)	391
9.30 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 11)	392

9.31 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 14)	392
9.32 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 15)	392
9.33 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 16)	393
9.34 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 17)	393
9.35 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 18)	393
9.36 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 19)	394
9.37 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 20)	394
9.38 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 21)	394
9.39 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 22)	395
9.40 実験と計算による変位の時刻歴の比較 (TEST 23)	395
9.41 入力加速度が減衰定数に与える影響	396
9.42 地盤間隙比が減衰定数に与える影響	397
9.43 入力加速度と間隙比で表した減衰定数	397
A.1 片持梁にかかる力	420
B.1 模型地盤 (Velacs Model 2)	422
B.2 入力加速度 (Velacs Model 2)	422
B.3 側方変位の実験結果 (Velacs Model 2)	425
B.4 側方変位のシミュレーション結果 (Velacs Model 2)	426
C.1 粘性抵抗とせん断ひずみ速度の関係	428

C.2 様々な方法によって求められた粘性係数	429
------------------------------	-----

第1章

序論

1.1 はじめに

ゆるい砂質土からなる地盤は地震により液状化を生じることがある。この液状化とは土がせん断強さを失って流体のようにふるまうことをいう。例えば飽和した水平地盤であれば、地震などによる繰り返しせん断により土粒子の接触がはずれ水の中に浮遊しているような状態になることである。1964年に発生した新潟地震とアラスカ地震により液状化により構造物が甚大な被害を受けることが認識され、それ以来研究が広く盛んに行われてきている。

液状化時には構造物の沈下や浮き上がりのみならず側方流動によっても多くの被害を生じている。この側方流動の中には地震による動的載荷なしに、自重等の静的な荷重のみで流動し続けるものもありこのような現象は流動破壊または静的液状化と呼ばれている。側方流動の研究も数多く行われておりいろいろな研究成果が得られているが、まだ実地盤の現象を説明づけられるようには至っておらず更なる研究が必要である。

この章ではまず側方流動の様々な種類の被害例(海底地すべり、土構造物の崩壊、斜面の流動)を挙げて研究の必要性を示し、次に本研究の位置づけおよび目的を明確に

する。

1.2 側方流動の被害例

1.2.1 海底地すべり

陸上のみならず海底においても多くの流動が起こっている。その中でも有名なものの例を挙げておく。海底での現象は実際に見ることができないため話題にのぼることは少ないが海底構造物や海底ケーブルに被害を与えることにより入念に調査されることが多い。まず世界で最も大きい海底地すべりの1つであるノルウェーの Storegga slide [47], [77] がある。これは数万年前の地すべりであるが、第1回目では $3.88 \times 10^{12} \text{m}^3$ の土砂が流動し、第2回目は $1.7 \times 10^{12} \text{m}^3$ もの土砂が流動したと報告されている。地盤の傾きは平均 0.3° と非常に緩やかであり、地震による液状化により起こったとみられている。

フィヨルドにおいても海底地すべりが起こっていることがよく報告されている。例えばノルウェーのフィヨルド [36], [60] やカナダのキチマト フィヨルド (Kitimat fjord) [95], [96], [104] が有名である。フィヨルドではシルト質の土が急速に堆積するため不安定で地震などで簡単に強度を失ってしまう。また米国のボルチモア (Baltimore) [64], [92], [93], [91], [111], [127] では斜面の傾きが不連続となっているところで海底地すべりが起こったことが報告されている。その他イスラエルでもナイル川より供給された土が流されてきて堆積し、それが地震により液状化して傾き $3^\circ \sim 8^\circ$ の地盤が流動したことが報告されている [38], [46], [108]。またミシシッピのデルタでも地盤の傾きが $0.2^\circ \sim 1.5^\circ$ という緩やかな傾きにもかかわらず波によるせん断で流動を起こしている [44], [45], [59], [105], [106], [120]。

このような流動が古くから海中のみならず沿岸部でも起こり沿岸地域が海中に没した記述もみられる。この中には原因のよくわからないものも多く存在するが、例えばオランダの Zeeland 地方での海岸では数多くの流動破壊が頻繁に起こっている。非常に細かい粒径の揃った砂が限界間隙比より緩く堆積しており、原因は波と潮の流れ

によると見られている [82]。また Alaska 地震 (1964) では Valdez 市の沿岸が幅 150m にわたり崩壊し、その流出土砂量は 8000万 m^3 に達したと報告されている [115]。

海底地すべりの特徴は非常に緩やかな斜面でありかつ大量の土砂が流動しているということである。この大量の土砂が動くというのは小さなスケールの海底地すべりでは我々の目に触れることがないからであろうが、緩やかな斜面でも流動することは驚異である。これらの例より水中で静かに堆積した地盤では非常に軟弱なものが存在するということがわかる。発生のメカニズムについては明確でないものも多いが、Lindenberg ら [88] は海底流動は土のダイレタンシー特性と強い関係があるとしており、つまりは液状化による流動ということである。その他の海底地すべりのデータもまとめ表 1.1, 1.2, 1.3 に海底地すべりを起こした土の種類、斜面の勾配、流動土砂体積についてまとめておく。

表 1.1 海底地すべりを起こした土の種類

土の種類	礫	砂	シルト	粘土
頻度	1	12	16	7

表 1.2 海底地すべりを起こした斜面の勾配

勾配	$\sim 1^\circ$	$1^\circ \sim 2^\circ$	$2^\circ \sim 5^\circ$	$5^\circ \sim 10^\circ$	$10^\circ \sim$
頻度	2	5	7	3	6

表 1.3 流動した土砂の堆積

体積 (m^3)	$\sim 10^7$	$10^7 \sim 10^8$	$10^8 \sim 10^{10}$	$10^{10} \sim 10^{12}$	$10^{12} \sim$
頻度	5	4	5	7	3

1.2.2 土構造物の崩壊

アースダム、鉱さいダム、堤防、鉄道盛土、道路など土構造物が地震時に崩壊した例は多数報告されている。改良を施さず造られた人工の地盤および土構造物の中には非常に軟弱なものが存在する。一例を挙げると砂鉄の混じった砂地盤を掘り砂鉄を採取した後無造作に埋め戻した地盤はN値が1以下という非常に軟弱な地盤であったという報告もある[97]。ここでは有名な土構造物の崩壊例を示す。

まず1938年米国で起こったFort Peck Damの崩壊である。この原因は地震ではなくダムがほぼ完成して、水がダムの中に幾分たまったときに崩れ、崩壊により土砂が激流のように流れだしたと報告されている[48]、[49]。これは繰り返せん断による液状化ではなく静的せん断力による流動化現象である。

最も有名な例として1971年サンフェルナンド地震で起こったLower San Fernando Damの崩壊がある。これは多くの論文で取り上げて議論されている[53]、[54]、[65]、[114]、[118]。図1.1に崩壊前と崩壊後のダムの断面を示す。崩壊後斜面先で噴砂が確認されており液状化を起こしたことがわかる。主なすべりは、主要動が終わった後30秒くらいして起こっており[54]、[114]、地震動による慣性力の影響ではなく、強度が低下したことによる静的せん断力による破壊である。この崩壊においても土砂は流体の如く流れたと記されている。この破壊のメカニズムは単純な流動現象ではなく、液状化によるひずみ軟化で応力の再分布が起こり、進行性破壊が生じて破壊した可能性もあると考えている[65]。その他液状化したときに起こる部分的な空隙比の偏りや非排水状態が保てなくなり不安定な状態になることも考えられるとした[131][116]。このような地盤の不均一性の影響は模型実験でも確かめられており[89]、層状に地盤が堆積しているときは地盤の層の間に水の層ができたり、ボイリングが起こったりする。またLade[84]によって、非排水状態では安定でも排水状態になると不安定になるところがあると指摘されている。

鉱さいダムの崩壊も数多く報告されている。例えば、1965年3月28日チリで起こった地震によりEl Cobre Damが崩壊し土砂が流れ出した[62]。液状化や流動破壊が考えられるが、詳細には破壊形態を決定することは難しいと述べられている。その

他日本で1978年1月14日に起きた伊豆大島近海地震により持越鉱山の鉱さいダムが崩壊した。この崩壊により毒性の強いシアン化合物を含む青灰色の鉱さいが持越川、狩野川に流出し、さらに駿河湾まで汚染させて問題となった。ダムは3つの沢をせき止めて3つ作られており、1つは本震で破壊しもう1つは1日後の余震で崩壊したようである[18]。

その他の有名な例としてNerlerk bermの破壊がある[41]、[78]、[119]。Beenら[41]は破壊の種類として、流動破壊、砂の堆積により発生した過剰間隙水圧による斜面の不安定破壊、軟弱粘土層の破壊が考えられるが、地盤の非排水強度を推定してみると流動破壊とは考えにくいとした。しかしSladenら[119]は破壊の形態をみるとやはり流動破壊であるとすべきで、実地盤の非排水強度を推定するのは非常に複雑で困難であるとした。地震国である日本でも数多くの盛土が崩壊しており被害を受けている。例えばIkehara[72]は十勝沖地震(1968)による盛土の破壊形態を整理しそのメカニズムについて説明している。

以上に示したように液状化による土構造物の流動破壊は、地震などによる動的荷重だけではなく静的荷重によっても引き起こされたり、また地震が止まった後も流動は継続して、劇的な破壊に至るようである。従ってこのような流動破壊を議論するとき静的せん断力(自重)のもとでも大変形できるメカニズムについて理解を深めることも重要である。次小節では斜面の側方流動例を示す。

1.2.3 液状化による斜面の側方流動例

地盤の液状化は新潟地震(1964)やアラスカ地震(1964)において注目されて以来、近年に至るまで構造物に多大な被害を与えてきている。その中でも比較的大きな永久変位が観測され詳しく報告されている新潟地震(1964)、San Fernando地震(1971)、日本海中部地震(1983)での側方流動例を示す。ここで紹介する永久変位の詳しい情報は地震前と地震後のものであり流動がいつ始まりどの様に進行していくのか、また液体のように大きい速度で移動するののかについてはよくわからない。しかし目撃者の証言によると、例えば新潟地震では昭和大桥は主要動が終わった0.5~1分後崩壊したり

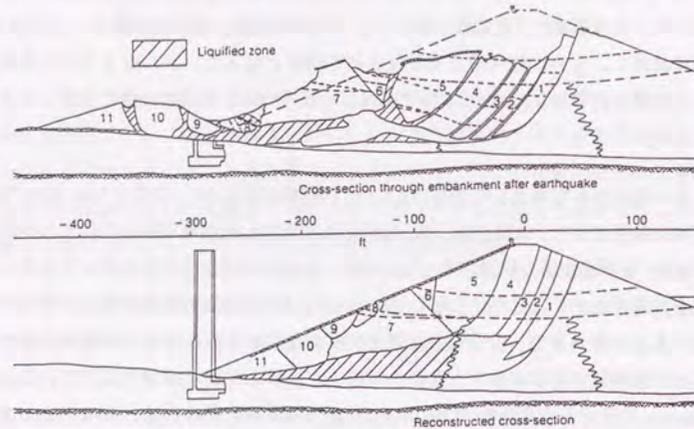


図 1.1 Lower San Fernando Dam の崩壊 [114]

[67]、亀裂の進展やボイリングが地震が終わった後も続いていたという証言が得られている。この証言から間接的ではあるが、地盤流動は地震後も続いていたと推定できる。また San Francisco 地震 (1906) で起こった流動は市街地では起こらなかったのが被害はほとんどなかったが、流動破壊した土砂はかなりのスピードで移動したと記されている [135]。

新潟地震 (1964)

この地震により新潟県をはじめ日本海沿岸地域で数多くの被害が発生した。特に新潟市では広範囲にわたり建築物、橋梁、ライフラインなどの地中構造物に多大の被害を与えた。これらの被害は地震動によるものではなく砂地盤の液状化に起因するものが多かった。

地震発生 2 年前と地震発生 4 時間後に撮影された航空写真を比較することにより永久変位を測定した結果を、図 1.2, 1.3 に示す [19]。図 1.2 は信濃川沿岸地域の永久変

位のベクトル図であるが、昭和大橋より川岸町にかけての左岸、万代橋から八千代橋にかけての両岸および新潟駅付近で変位が大きい。8m 以上という大きな永久変位が信濃川河心に向かって生じているのがわかる。

図 1.3 に大形小学校周辺の永久変位のベクトル図を示す。大形小学校を中心とし放射状に永久変位が広がっている。大きい変位は標高の高い小学校より低地の通船川に向かい生じており最大約 7m に達している。小学校の校庭には多くの亀裂が生じ、教室の床板が引き裂かれるなどの被害が生じた。

San Fernando 地震 (1971)

この地震で崩壊した San Fernando Dam は有名であるが、その他にも斜面に永久変位が生じ地中構造物にも多大の被害を与えた。図 1.4 にシルマー地区の Juvenile Hall における地すべりを示す。地すべりの大きさは長さ約 1200m、幅 270 ~ 390m であり平均勾配約 2.5% と緩やかであった。変位の形態や噴砂の存在から地表面近くの砂質シルト層が液状化し、その結果地表面層が緩い斜面をすべるという地すべりであるといわれている [20]。

図 1.5 は Upper Van Norman 湖に生じた永久変位ベクトル図である。これも航空写真に基づいて得られたものである。勾配は約 1 ~ 2% と緩く、約 10m の盛土の下にある数メートルの飽和土が液状化し永久変位が生じたと考えられている。液状化層の厚いところで大きい永久変位が生じていたと記されている [99]。

日本海中部地震 (1983)

この地震により東北地方の日本海沿岸で広範囲にわたって液状化が発生し構造物に被害を与えた。地形的には砂丘と低地の境界、砂丘間低地、埋立地、干拓地で多く発生した。特に永久変位の発生が著しかった能代市南部地域の永久変位の分布図を図 1.6 に示す。この結果も航空写真より計算されたものである。

前山の頂上を中心として放射状に変位が生じている。また永久変位が生じ始める

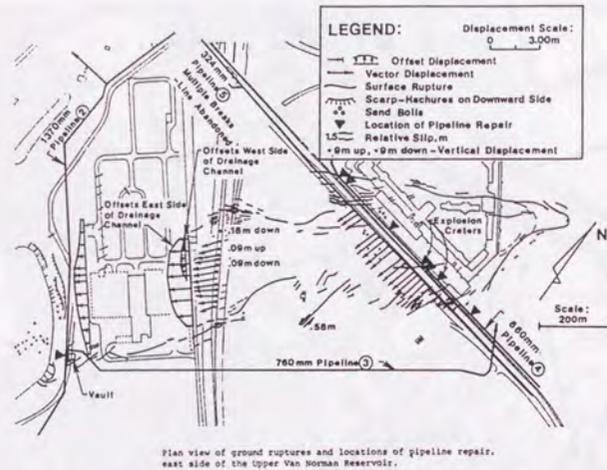


図 1.4 Juvenile Hall における地すべり [19]

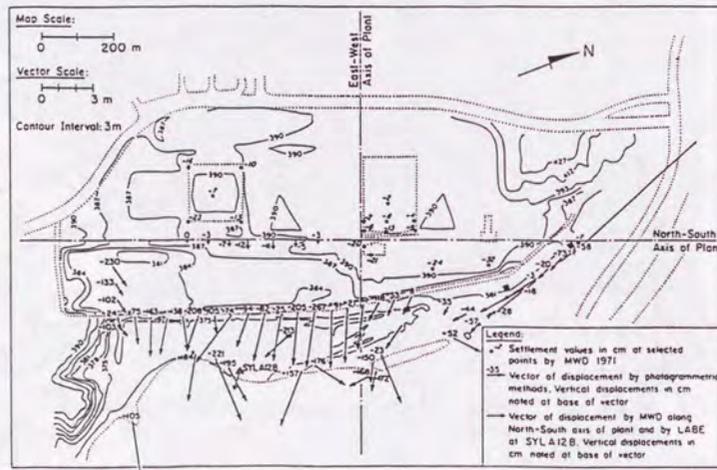


図 1.5 Upper Van Norman 湖西岸における永久変位ベクトル分布 [99]

あたりに亀裂が多くみられ、永久変位が収束するあたりに噴砂が多くみられる。斜面肩で変位は大きく斜面先では変位量が減少してきている。これは斜面肩では亀裂が入ることにより自由端のようにふるまうが、斜面先は非液状化地盤の存在により固定端のようになってしまったからであろう。また土質調査や液状化解析を行い詳しく調べたところ次のようなことがわかった [19]。まず地表面勾配 6% 以下の緩やかな斜面に沿って最大 5m にも達する永久変位が生じていた。そして緩やかな斜面に沿って厚さ 1 ~ 5m の液状化層が帯状に存在している。以上のことにより液状化により永久変位が生じたと推定できる。

1.3 研究の筋道

1.3.1 研究の組立

側方流動による被害例を述べてきたが、その被害は甚大であり研究および対策を練ることが急務とされる。側方流動に関する研究の組立として、

1. 現地調査により側方流動が、いつどの様なところでどの様に起こったか立証する。
2. 現地調査では判明できないことを様々な実験を行うことにより、その特性を調べメカニズムの解明をめざす。
3. 実験結果より実地盤の挙動を説明できる側方流動の予測手法の開発。
4. 側方流動の基礎的挙動をもとに構造物に与える影響(相互作用)を評価。
5. これまでの研究成果に基づいて側方流動に有効な(合理的)対策工法の研究。

という一連の研究が考えられよう。本論文では、2., 3. の研究成果について報告する。1. の研究成果なしに 2., 3. に進ことは難しいが、これは今までに報告されている文献から情報を得ることで補っている。



図 1.6 能代市南部地域の永久変位ベクトル分布 [19]

1.3.2 振動台実験の問題点の克服

実験として、模型振動台実験を行う。ここでは現地調査からも報告されている振動停止後の流動の再現をめざし、地盤流動に大きく影響を与えると考えられる地盤密度、地盤形状、入力振動の影響を調べ考察する。模型と実物の違いとして次の3つが考えられる。すなわち、サイズ、境界条件、材料である。サイズの違いを通して液状化した地盤挙動に大きく影響するのは、応力レベルと液状化継続時間である。ここでは簡単に問題点を説明するにとどめ、理論的背景は、3.1.2 小節に譲る。

• 応力レベルの問題

実地盤と模型地盤はサイズが全く違うために自重による拘束圧およびせん断力が違ってくる。しかし土の力学的挙動は応力レベルに大きく依存しているため、模型の挙動と実地盤の挙動は全く別物となってしまう。流動現象で最も重要かつ卓越する力学的挙動は、せん断変形にともなうダイレタンシー特性および残留強度である。よってこのダイレタンシー挙動および残留強度が相似となっていれば、模型地盤でも実地盤のような流動現象が得られる。まずダイレタンシー挙動であるが、図 1.7 に非排水三軸圧縮試験結果におよぼす拘束圧の影響¹⁾を示す。この結果によると、拘束圧が高い方が圧縮的な挙動(せん断変形とともに間隙水圧が発生しやすい)を示しており、拘束圧が小さいときより流動の可能性が大きい。そして残留強度は供試体の拘束圧によらず一定である。これは図 1.8 の Steady state line に示されている。つまりどの拘束圧から非排水せん断試験をはじめても最終的に至る強度は間隙比のみで決まってしまうというのだ。模型地盤では載荷されているせん断力が小さいので残留強度も小さくする必要がある。そこで、小さい拘束圧のもとで、拘束圧が大きいときと相似なダイレタンシー特性および残留強度を得るためには、砂の密度を小さくすればよい(図 1.7 参照)。本研究においてはできる限りゆるい状態をはじめに、何種類かの密度の地盤を作製した。等価な現象を得てはいるが、模型実験における地盤密度と実地盤の密度は同じ値になっていないことに注意する必要がある。

¹⁾この拘束圧の影響については 3.1.2 小節で詳しく述べる。

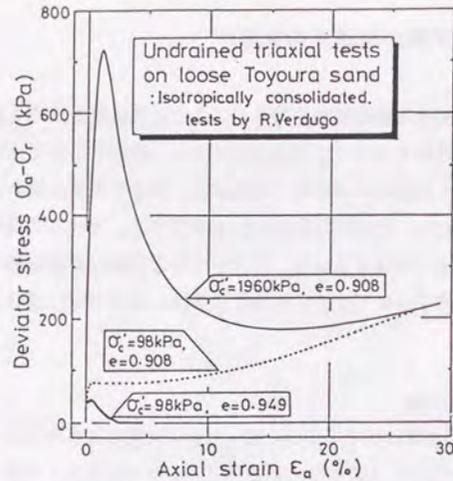


図 1.7 非排水せん断挙動に与える拘束圧の影響

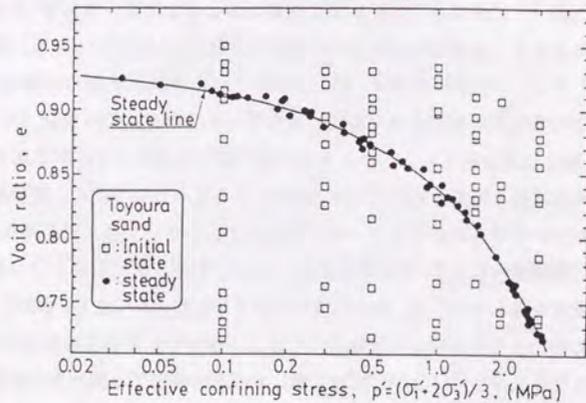


図 1.8 豊浦標準砂の Steady state line[73]

- 液状化継続時間の問題

Terzaghi の圧密理論では、圧密時間は圧密方向の地盤長さの自乗に比例する。これは、実地盤では模型地盤に比べて、十分に長い時間液状化が継続するということである。ただし圧密量が同じであるとすると、圧密時間は圧密応力に反比例するので²、液状化時間はほぼ地盤サイズに比例するといえる。しかし模型地盤と実地盤との流動時間の違いを詳しく論じるには相似則を考慮に入れなければならないが、本実験における流動時間は液状化継続時間に比べ十分に短く、流動が止まるメカニズムは残留強度が載荷せん断力より大きくなることであると結論できる。つまり間隙水圧の消散は、時間による砂粒子の沈降ではなくダイラタンスーによる間隙水圧の低下が重要ということである。

- 境界条件の問題

本実験において使用した土槽は側壁の悪影響を軽減するような措置はとられていない。振動問題に関しては、側壁にクッションを置くことによりある程度の改善が見込まれるが、液状化後の流動問題に対しては効果的とはいえない。そこで、土槽両端の壁については、解析時に境界条件を組み込むことにより考慮することにする。側面の壁については、液状化した地盤と側壁との摩擦は小さいと考えられるが、作用するせん断力および地盤のせん断強度も小さく影響を受ける可能性が十分考えられる。そこで測定は、この側壁から離れたところで行うようにする。何れにせよ側壁の影響を完全に排除することは不可能であるから、この影響を小さくするためにできるだけ大きな土槽で実験を行うのが好ましい。

- 材料の問題

模型の縮尺に応じて、地盤材料(砂粒子の粒径など)も縮尺すべきではないかという議論がある。しかしあくまでも材料の応力、ひずみ、時間特性が実物に近いことが期待される。そこで粒径が変わって力学特性が変化してしまうよりは、材料に関しては実物と同じものを使用すべきである。よって、液状化による流動現象は砂質土で起こるので、実験においても砂を用いた。ただし地盤改良による複合地盤などは同じ材料を使用するのではなく、力学的に等価な材料で置き換える必要がある。またせん断面などのように粒子サイズが問題となる場合には模型の縮

²液状化による圧密問題では体積圧縮係数 m_v が鉛直有効応力に反比例するため

尺と対象現象との縮尺に十分注意する必要がある。同じ材料が使われたとしても実地盤は長時間かけて形成された年代効果のようなものが存在する。この年代効果までまで模型地盤で忠実に再現するのは不可能である。よって模型実験の目的は実物の挙動の完全な再現ではなく、現象を理想化することで実験を行いその結果をもとに実物の挙動把握に迫ることにある。

1.3.3 研究の目的

現地調査より振動の作用していない静的な荷重のもとで変位が進行する現象が報告されているが、模型実験（遠心実験を含む）の研究ではこのような現象を説明するには至っていない。要素試験が非常に理想的な条件（完全非排水）で実施されれば、流動が起こるか否かの判定はできるが、流動中の挙動および地盤がどのような変形を起こすかなどへの適用は困難である。そこで1.3.2小節で述べた問題を克服しつつ模型実験を実施し、現象の定性的な理解から新しい予測方法の確立まで研究する。以下に研究目的を記す。

- 振動後の流動現象（自由流動）を再現し自由流動の特性を把握する。
- 地表面のみの変位でなく、地中の変位やひずみが測定できるように工夫する。
- 自由流動と振動流動の流動挙動を比較を行う。
- 流動地盤の応力-ひずみおよび応力径路の計測を試みる、流動発生メカニズムを探る。
- 実地盤挙動との対応付けを図り応用範囲を広げる。
- 流動現象の予測手法を開発し、その手法の有効性を検討する。

第2章

既往の研究

2.1 概説

1.2.3小節で述べたように地震によって発生した側方流動が地震前後の航空写真を比較することによって認識されるようになり、地震動のみが構造物に被害を与えるのではなく、側方流動によっても甚大な被害を被っていることが明らかにされてきた。そしてこれを契機にして側方流動のメカニズムや構造物に及ぼす影響が精力的に研究されるようになった。

そこで本章では側方流動についてどのような研究が行われてきたか、また今現在行われているかをまとめる。研究方法により、被害調査による研究、要素試験による研究、振動台試験による研究と分けることができる。よってこの順に興味深い研究成果をまとめ側方流動のメカニズムについての理解を深めることにする。これにより研究の不足点を明らかにし、本研究で行うべき研究内容を明らかにする。

2.2 被害調査による研究

被害調査を行い側方流動のメカニズムを解明する試みは、あらかじめ測定器を設置しているわけではないため、変位の定量的な値を求めることが難しく、地盤の状態が複雑であり詳細な地盤調査を行わなければならないなどの問題もある。しかし室内試験では完全に実地盤と同じ条件で実験は行うことができず、被害調査から得られた結果は興味深いものである。

浜田 [30],[29] らは地震前後に撮られた航空写真をもとに測量を行い地表面の永久変位を定量的に測定した。さらに詳細な地盤調査も行い永久変位に影響を与える要因を調べた。用いたデータは新潟地震(1984)の新潟市, 日本海中部地震(1983)の能代市, サンフェルナンド地震(1971)の Juvenile Hall の地すべりである。その結果、地表面勾配と液状化層下面の勾配の最大値および液状化層厚が永久変位との間に比較的強い相関があることがわかった。そこでこれらの要因が積の形として永久変位に影響すると仮定し、重回帰分析を行い次式を得た。

$$D = 0.75 \cdot \sqrt{H} \cdot \sqrt[3]{\theta} \quad (2.1)$$

ただし D は地盤の永久変位 (m), H は液状化層の厚さ (m), θ は地表面勾配および液状化層下面勾配のうち最大の勾配 (%) である。またこのように詳しく調査したデータをもとに、日本海中部地震における地盤の変形と構造物の被害についても相関関係を調べた。その結果、家屋および比較的口径の大きい鋼管の被害率と永久変位量の間には良好な相関が認められるが、口径の小さい鋼管あるいは鋳鉄管、石綿セメント管など強度が低い埋設管の被害率と永久変位量の間には、明瞭な相関性は見られなかった(図 2.1 参照)。

以上実地盤のデータから得た非常に興味深い結果であるが、実地盤は不確定な値も多いためさらにデータを蓄積させ改善していく必要もあろう。

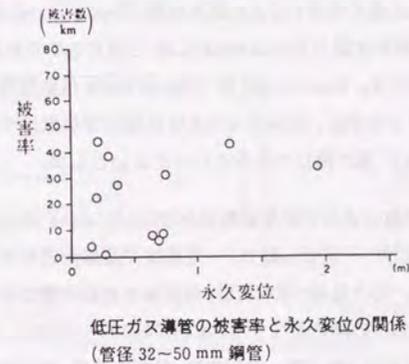
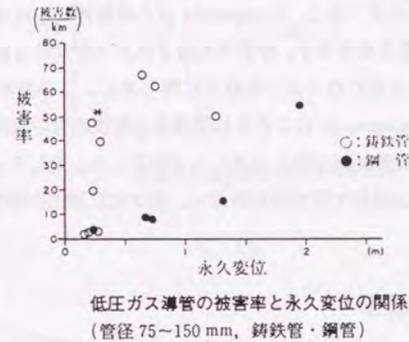
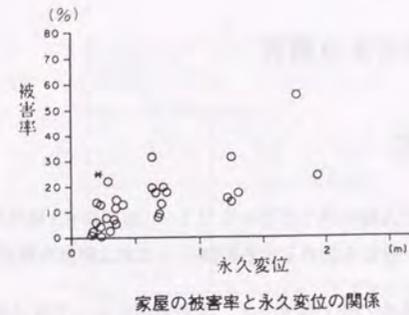


図 2.1 永久変位量と被害率の関係 [29]

2.3 要素試験による研究

2.3.1 限界間隙比

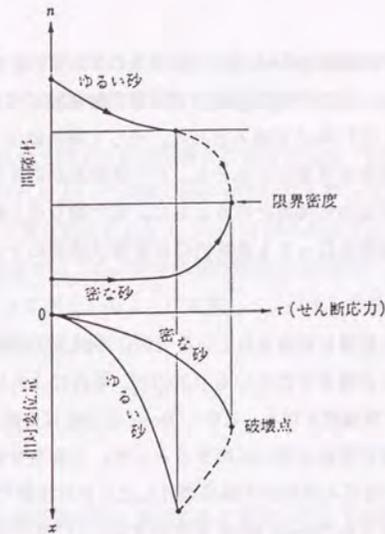
大変形挙動にはせん断に伴うダイラテンシー(体積変化)特性が重要となる。そこでこのダイラテンシー特性を決める状態関数の1である限界間隙比について説明する。

砂を一定拘束圧条件でせん断すると、初期密度によってせん断中にその体積が増大したり減少したりする。そしてこの中間の密度として、せん断中に全く体積変化のない状態が存在するはずである。Casagrandeはこの間隙比を限界間隙比と呼んだ。図2.2に限界間隙比の概念図を示す。砂がせん断されると密な砂は膨張し、ゆるい砂は圧縮される。そして最終的には一定の間隙比に落ち着く。この間隙比を限界間隙比と呼ぶのである。後にCasagrandeはこの限界間隙比は垂直応力の関数であり、鉛直応力が大きくなるほど限界間隙比は小さくなることも発見した。そして $e - \log \sigma'_v$ 面上で唯一の曲線となる。この曲線の上にある砂はせん断中に圧縮的な挙動を示すことになる。

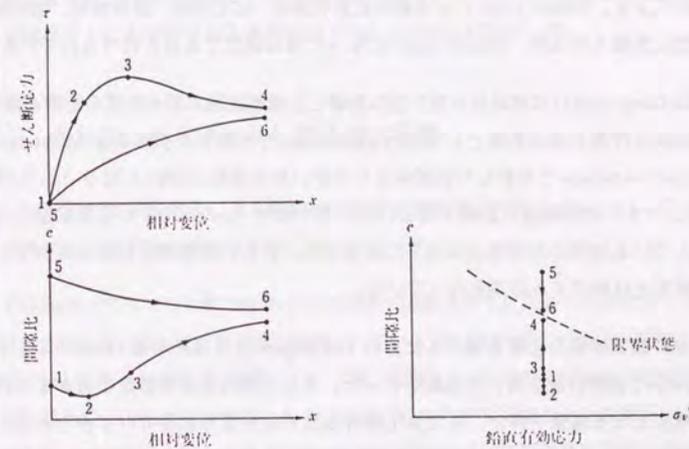
2.3.2 定常状態変形

砂質土の液化状態を判定するため定常状態(Steady state)の概念が考えられた。この基本概念は土の限界状態(Critical state)[110]と同じものであることがBeenら[43]によって指摘されている。Beenら[43]はCritical stateは膨脹的な供試体についてひずみ制御の排水試験より求め、Steady stateは圧縮的な供試体で非排水試験より求められ、両者は $e - \log P$ 面で同じであると言ってよいとした。

Poulos[101]の定義によると定常状態変形(Steady state of deformation)とは一定体積、一定有効垂直応力、一定せん断力、一定速度で変形が進行する状態をいう。この定常状態になる前は、応力径路、排水状態、供試体の初期状態に依存するが、定常状態になった後は間隙比のみの関数となり[51][52][101][103][102][55]、実験により初期有効拘束圧、初期ファブリック(異方性)、載荷方法、ひずみ速度、応力履歴によらないことが示されている。



直接せん断試験における限界密度
(Casagrandeによる)



Casagrandeによる直接せん断試験結果

図2.2 限界間隙比の概念図 [16]

しかし定常状態は間隙比のみによって決まるのではないとする研究結果 [37],[57],[58] もある。例えば Konrad[79][80][78][81] は非排水三軸試験で求められた定常状態には上限 (UF line) と下限 (LF line) があるとした。そして破壊線は一定であるが、定常状態は流動破壊が起こる応力状態によらず、ピーク強度がある値より小さいとき定常状態は間隙比とピーク応力の関数となるとした。また繰り返し载荷との関係も調べ、反転のない繰り返し载荷を行っても最終的には定常状態面の中にくるという結果が得られた。

また応力径路の影響も指摘されている [107]。例えば三軸圧縮と三軸伸張で違った定常状態になることが報告されている [129][66]。それによれば三軸圧縮の方が三軸伸張より大きな定常状態強度となる。しかし Been ら [43] は変形が十分に進行すると、応力径路によらず定常状態線は唯一に決まるとした。つまり定常状態とは強度が最小になった点をいうのではなく変形が十分に進行したときの状態であると述べられている。そしてどのような砂でも Steady state が存在するというのではない。Steady state は粒径が均一な純粋な砂で、非常に圧縮的な砂においてのみ存在する。また Steady state は応力制御でもひずみ制御でも同じになる。軟化は载荷方向と供試体のファブリックの方向による。Steady state になる前の変形状態は、応力径路、排水状態、供試体の初期状態に影響されるが、Steady state になった後は独立であると述べられている。

DeGregorio[61] は供試体作製方法の影響と三軸試験機の载荷装置の影響を調べた。まず供試体作製方法の影響として Dry pluviation で作製した供試体は Moist tamping や Moist vibration で作製した供試体より小さい定常状態 (強度) になるとした (図 2.3 参照)。つまり初期構造が影響するということであり Poulos[101] が定常状態において定義している初期の堆積構造は完全に破壊され、新しい流動構造が形成されているという仮定とは相反する結果となっている。

次に载荷装置の影響を調べるために DeGregorio[61] は死荷重 (dead-load) と油圧 (hydraulic) 载荷装置を用いて実験を行った。そして死荷重载荷装置の方が小さい定常状態強度となる結果を得た。また油圧载荷装置では大変形状態でひずみとともに強度が回復するが、死荷重载荷装置では一定の残留強度となる (図 2.4 参照)。これは三軸試験機の軸が応力増分により移動する速度によると考えられ、死荷重载荷装置の方が

速い速度で移動できるためであるとしている。これも Poulos[102] らの定常状態はひずみ速度の影響を受けないという報告とは違った結果である。

定常状態は粒度分布や土粒子の形に影響され非常に敏感で変動しやすい値であるが、間隙比のみに影響されるという非常に扱いやすい面も持っているため、状態変数 (State parameter) として定量的にとらえようとする試みが多く研究者によって成されている。土の挙動を表現するための定常状態の利用法を1例挙げる。例えば Been ら [42] は state parameter ψ を図 2.5 のように定義して、排水、非排水試験との関連を調べてられており、その有効性を検討している。

2.3.3 流動破壊

Ishihara ら [76] は流動破壊が起こる可能性を载荷応力と土の応力-ひずみの安定性より検討した。図 2.6 に示したように流動が起こるかどうかは、残留強度によって支配されるとした。ただし残留強度が载荷力より大きくても動的せん断力が大きければ変形はできるが、振動が止まると変形は進行しない。これを Limited deformation とし、振動がなくても変形できる流動破壊 (Flow failure) と区別した。

2.3.4 繰り返しせん断による飽和砂の挙動

2.3.2小節では単調载荷による飽和砂の非排水挙動を述べてきたが、ここでは繰り返し载荷による飽和砂の非排水挙動について述べる。

新潟地震とアラスカ地震で液状化の重要性が認識されて以来多くの研究者によって飽和砂の非排水繰り返しせん断挙動が調べられている (例えば文献 [21][85][86][100][128][75][50])。また繰り返し载荷と単調载荷の関係について調べた論文も多い (例えば文献 [69][68][117][94][37])。繰り返し载荷による液状化の特徴としては、砂がかなり密でも繰り返し振動が大きければ、繰り返しせん断応力が0になったときに過剰間隙水圧は初期有効拘束圧に等しくなるまで上昇する。そして密な砂ではせん断変形とともに即座に強度が回復するが、ゆるい砂ではかなり大きく変形するまで強度は回復しない。このような現象はサイクリッ

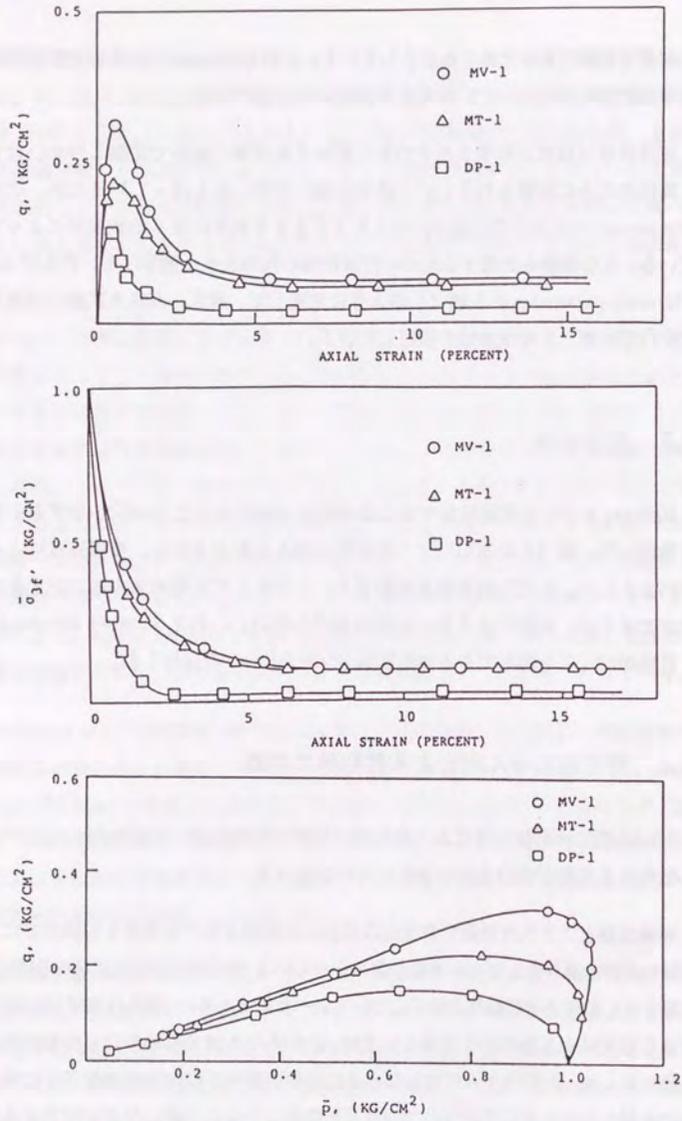


図 2.3 非排水せん断挙動に与える供試体作製方法の影響 [61]

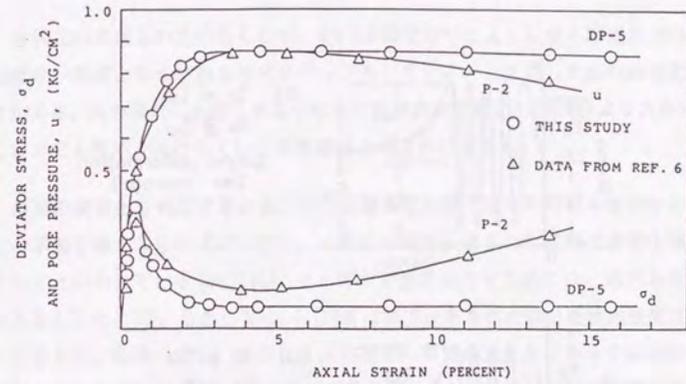


図 2.4 非排水せん断挙動に与える載荷装置の影響 [61]

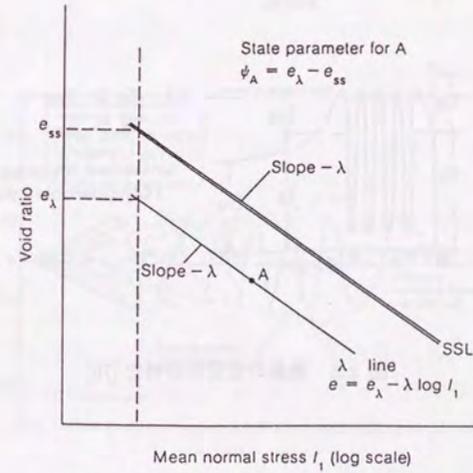


図 2.5 State parameter ψ の定義 [42]

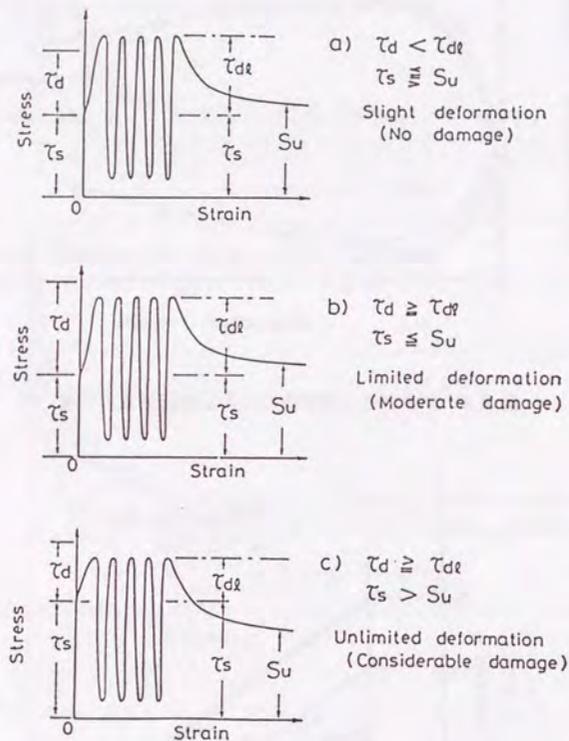


図 2.6 地盤の安定性の判定 [76]

クモビリティと呼ばれている。この強度が回復するところは、Phase transformation line[75] に接したときに起こることがわかっている [74](図 2.7 参照)。

液状化の定義もいろいろあるが、2.3.2小節で述べたようにせん断変形が進行しても強度が一定値となる挙動をサイクリックモビリティと区別して真の液状化と呼ぶことがある。真の液状化を起こすような土で載荷力が強度(定常状態)より大きければ、どこまででも変形が進行していく流動破壊となるわけである。

斜面の液状化を判定するとき、土の状態は等方圧でなく初期せん断がかかった状態での挙動を調べなければならない。一般的に異方圧密された試料は液状化強度が大きくなるといわれている [86][115]。そして大変形を起こすためには、応力の反転が重要であるとした [133]。しかし Vaid ら [128] は異方圧密された砂の液状化強度は砂の密度によらず、非常にゆるい砂のときは初期せん断力の大きさによっては液状化強度は下がるとした(図 2.8参照)。これらの実験結果からわかるように砂の密度が変わることによって、斜面と水平地盤の液状化強度の逆転もあり得るということである。そこで本研究では、地盤密度を変えて実験を行い、その流動特性の変化も調べることにする。

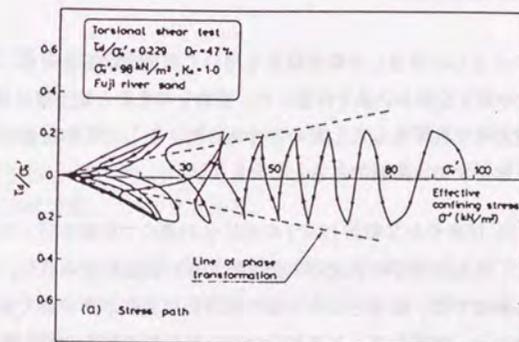


図 2.7 非排水繰り返しせん断の応力経路 [74]

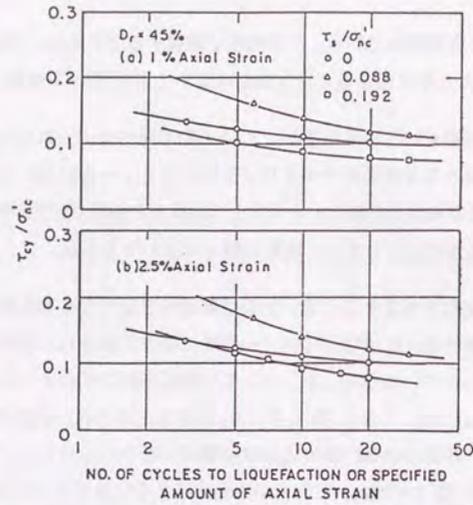


図 2.8 液状化強度に及ぼす初期せん断の影響 [128]

2.4 模型実験による研究

2.4.1 遠心力振動実験

Arulanandan ら [40] は遠心力載荷装置を用いて流動実験を行った。地表面が粘土層で被われた水中盛土を細かい砂で作製した。振動を与えると粘土層は流動したが、盛土層は大きく変形せず沈下を起こしたのみであった。そしてこの実験結果より均一な砂地盤で流動を起こすのは困難であるとした。

Kutter ら [83] は緩やかな斜面 (2.6°) の液状化の遠心力実験を行った。砂のみで模型を作製すると、地表ほどまた斜面の中央ほど大きい変位が見られた。また地表面にシルト層のある斜面では、砂層とシルト層の境界面に変位が集中しており、弱面ができていくのがわかる。実験結果より変位の大部分は振動中に起こり、振動中は定常状態より小さい強度でも流動できるとした。

永瀬ら [4] は遠心加速度や入力加速度を変化させて、せん断土槽に作製した斜面の

振動実験を行った。その結果、永久変位は砂層全体のせん断変形によって起こっていることがわかった。また砂地盤の相対密度と斜面勾配が一定であれば、永久変位量と液状化層厚の間には両対数紙上で直線関係があると結論づけた (図 2.9 参照)。

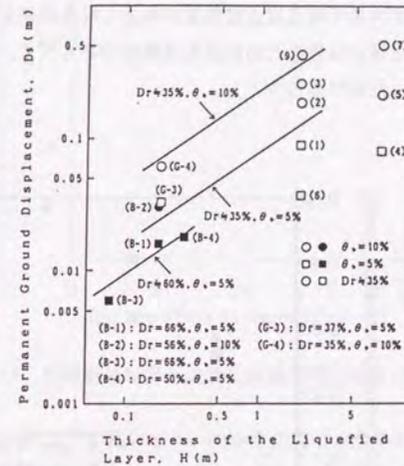


図 2.9 地表面での永久変位量と液状化層厚の関係 [4]

2.4.2 1G 場振動台実験

本研究で行った実験もここに属するわけであるが、本論文に関する文献目録としては文献 [33][31][32][34][126][124][125] を参照してもらいたい。ここでは本研究とは独立に行われた研究成果についてまとめる。

佐々木ら [13][112] は斜面の振動台実験を行い、地盤流動を支配する要因は液状化層の厚さ、液状化層に作用する力、初期せん断力であることがわかった。また地盤構成だけではなく地震動も重要であるとした。

宮島ら [10][9] は斜面の地盤構成を変えて数多くの実験を行った。そして永久変位量を支配する要因について検討する際に、変位量をさらに変形速度と変形時間に分解

して考える方が現象をうまく説明できるとした。変形速度は液状化層の傾斜と(図 2.10 参照)、変形時間は液状化の継続時間と(図 2.11参照)強い相関があるとした。

安田ら[2]は過剰間隙水圧の消散を防ぐためグリセリン溶液を用いて流動実験を行いグリセリン濃度が大きくなるほど変位量が小さくなる結果を得た。これはグリセリン濃度が大きくなるほど粘性のために変形速度が小さくなり、振動時間中に流動する変位量が小さくなったのであろう。

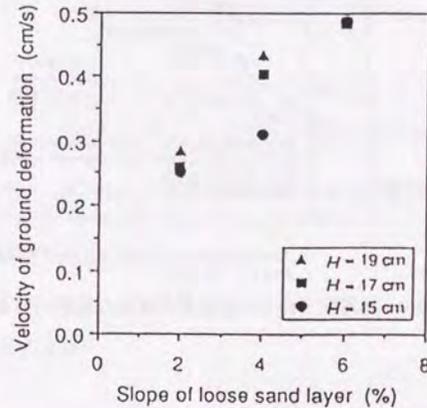


図 2.10 流動速度と液状化層の傾きの関係 [10]

2.4.3 静的流動実験

佐藤ら[15][26][27]は水平地盤を振動により液状化させ、その後振動を止め、土槽を傾けることにより側方流動を発生させた。この方法なら振動の無いもとでも流動できるという結果を示した。しかし実際の斜面では初期せん断がかかったもとの挙動であり、水平地盤の液状化とは違ったものである。初期せん断のかかった地盤でも水平地盤のように完全液状化に至るかどうかは疑問である。

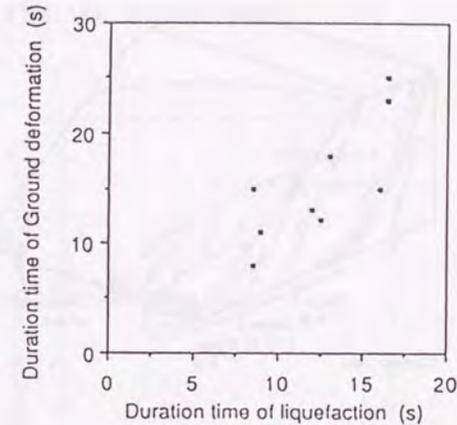


図 2.11 変形継続時間と液状化継続時間の関係 [10]

Eckersley[63]はコークスで密度の小さい斜面を作製し水浸中に流動破壊が起こることを報告している。破壊は急激な間隙水圧の上昇とともに起こり、変形が集中しているせん断層があり、すべり破壊のようである(図 2.12 参照)。これは Fort Peck dam の崩壊もダムに水を溜めているときに起こっており、同じ理由による崩壊と考えられる。しかし本研究では、動的載荷による間隙水圧の上昇が原因で発生する側方流動を取り扱う。

2.4.4 液状化地盤の粘性測定実験

宮島ら[8]は液状化地盤中に2種類の球を落下させることにより、液状化地盤の粘性係数を求めた。実験で使用した球は、球1(直径78mm, 重さ1160gf)と球2(直径36mm, 重さ150gf)の2種類である。その実験結果を図 2.13 に示す。球により若干の違いがあるが、平均粘性係数として $1.67 \text{ gf} \cdot \text{s} / \text{cm}^2$ を得た。

川上ら[17][22][23]は液状化砂の粘性係数の測定を球引き上げ法と回転式粘度計に

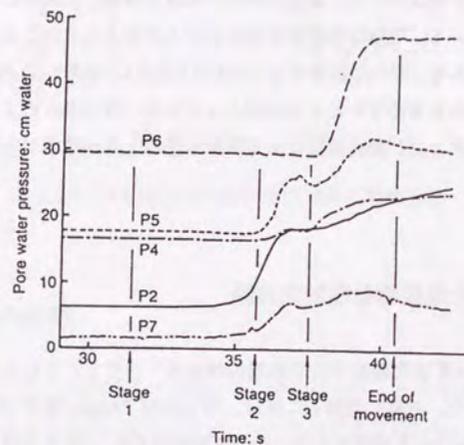
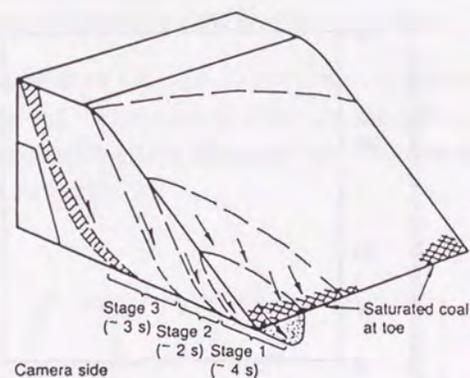


図 2.12 水浸による斜面の破壊実験 [63]

より測定した。この実験より粘性はひずみ速度に依存する結果が得られた(図 2.14 参照)。この図よりひずみ速度が大きくなるほど粘性係数は小さくなっていることがわかる。

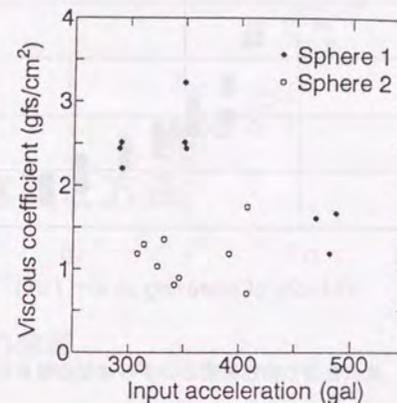


図 2.13 液状化砂の粘性係数 [8]

2.5 流動地盤のモデル化

流動地盤の解析的アプローチの可能性が多くの研究者によって試みられている。このうち興味深い主なものを挙げてみる。なお本論文で用いるモデル化については、第 8 章で詳しく説明することにし、ここでは取り扱わない。

まず最初に思い浮かぶ解析法は、地震中および地震後の土要素の応力-ひずみについてその変化を忠実に追跡し、有限要素法を用いて地盤全体の挙動を解析しようとするものである。この方法は最も基本的で多くの研究者により用いられている方法であるが、モデルが複雑になり、どの程度の大変形まで有限要素法の適用が可能であるかななどの問題点もあり今後の検討課題となっている。

安田ら [1][132][5] は液状化後のせん断剛性の低下を評価し、この値を有限要素法に

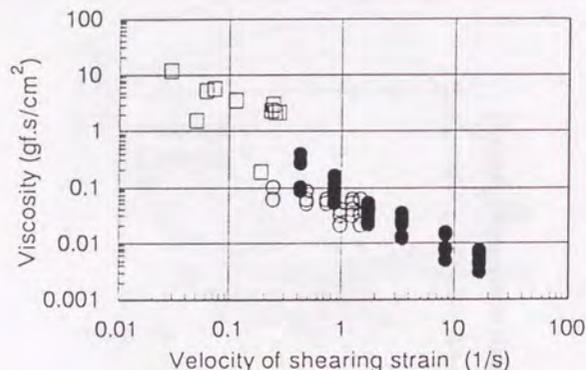


図 2.14 液状化砂の粘性係数とひずみ速度の関係 [17]

適用して、変形を求めた。簡単に計算できるため有効な方法であるが、この方法で最も重要なパラメータであるせん断剛性の低下を如何に信頼できる値として求めるかが問題となる。やはり斜面の解析を行うのであれば、初期せん断がかかったもとの剛性の変化に着目する必要がある。

斜面安定解析でよく用いられる方法であるが、剛体ブロックのすべりを仮定し剛体の運動方程式に基づいて永久変位を求めようとするものがある [71][90][87][39][56][3]。斜面安定解析ではかなりの実績をあげるが、液状化した地盤では明確なすべりが生じず、斜面全体が変形を起こすことや、斜面方向の振動だけでなく斜面直角方向の振動でも液状化を発生させることができ、変位が生じる事実を考えると適用し難いモデルである。

その他モデルとして、流動は噴砂により起こると考え、連続体における体積収支に着目して解析を行うものや、文献 [1][132][5] と同様に静的解析によるものであるが、せん断剛性の低下を非線形の応力ひずみ関係より求め解析するものなどもある。このように永久変位量を算定できる方法は未だ確立させておらずこれからの研究課題である。

第3章

実験の意義と方法

3.1 実験の意義

3.1.1 実験の概説

本研究では斜面の液状化模型振動台実験を実施した。土槽は小型と中型の2種類を使用した。小型土槽では定量的解析の準備段階として、流動する地盤作製の基礎知識を習得し、かつ流動地盤の定性的な特性を把握するため、試料、地盤密度、供試体作製方法、間隙水の粘性を変えて実験を行った。つぎに中型土槽を用いて側壁の悪影響を小さくし、地盤流動を定量的にも把握できるような実験を行った。そしてその結果を用いて変位予測モデルの開発にも取り組んだ。

振動台も板バネ振動台と電気油圧式振動台の2種類を使用した。板バネ振動台は衝撃波の入力で主に自由流動¹の再現を、電気油圧式振動台は正弦波の入力を行い振動流動²の実験を行っている。小型土槽では板バネ振動台のみを使用し、衝撃波の入力で再現できる自由流動についての特性を調べた。中型土槽では板バネ振動台を用いて自由流動に及ぼす地盤密度、地表面傾きの影響を調べた。また油圧式振動台では、振動

¹地盤に動的振動(動的慣性力)が作用していない条件での地盤流動、つまり自重のみによる流動

²地盤に動的振動(動的慣性力)が作用している状態での流動

流動において密度、入力波振幅および振動数を変化させその影響を調べた。

本実験の意図は、流動のメカニズムを解明し、数値モデルの開発に役立てることにある。液化した実地盤は、高い動水勾配で砂の粒子構造がかなり乱されて大変形を起こしうる。こうした事実は、液化した地盤に噴砂現象が多く観測できることから明白である。振動台模型実験を行うことにより、このような複雑な現象も再現でき、真の実地盤に近い状態で大変形挙動が観測できると考えている。しかし模型と実物の相違点も多数あり、1.3.2 小節でも実験の問題点とその解決法について簡単に説明したが、次小節ではその理論的側面であり模型と実物を対応させるために最も重要な相似則についての考察を行う。

3.1.2 実験の相似則

模型実験より得られた結果から実物の挙動を推定する場合、模型と実物の挙動を結びつける相似則が必要である。完全な相似模型とは、模型現象に含まれるすべての物理量が、実物と相似であることである。しかし土の力学的性質が応力状態によって著しく変化するため、1G場の実験において相似則を導きそれを満たすように実験するのは困難である。振動実験に関する相似則としては、香川 [11]、国生ら [12]、Iai[70] によって導かれたものがあるが、これらは比較的ひずみの小さい範囲で適用が可能であり、大変形にまで対応していないのが現状である。そこで本小節では、地盤の流動挙動に重要と考えられる物理量に着目し、その現象で最も卓越する代表値の相似について考察する。

● 幾何学的相似

幾何的相似比を λ とすると

$$L_m = \frac{1}{\lambda} L_p \quad (3.1)$$

ここで L は代表長、添字 p, m はそれぞれ実物、模型をあらわす。 λ はできるだけ小さい方がよいが、実験の目的にもよる。例えば、大型実験 1 回よりパラメトリックスタディを多く行ったり、模型の製作の細かい部分に手間暇かけたほうが研究成果が高い場合がある。この場合時間的制約上あまり大きな模型では行

えない。実験の目的と制約条件を知り最も研究成果を高める方向へ判断して λ を決定しなければならない。

● 応力-ひずみの相似

模型地盤と実地盤が受ける応力の違いを考慮して Rocha[109] は応力-ひずみを相似比 α, β を用いて次のような比例関係と仮定した。

$$\sigma_m = \frac{1}{\alpha} \sigma_p \quad (3.2)$$

$$\epsilon_m = \frac{1}{\beta} \epsilon_p \quad (3.3)$$

実験において卓越される成分においてこの相似関係が成立していなければ、模型の挙動は実物の挙動とかけ離れたものになってしまう。本実験のような液化化大変形挙動 (流動) で重要となるのは、非排水せん断時の応力-ひずみ関係³である。第1章の図 1.7 に非排水三軸圧縮せん断試験結果を示した。1.3.2 小節でも述べたように同じ密度であっても高拘束圧では非排水せん断挙動が低拘束圧のものよりひずみ軟化が起こり圧縮的である。式 (3.2), (3.3) を満たすためには双方の応力-ひずみ関係が同じような傾向 (例えば実物でひずみ軟化が起これば、模型でも起こる) でなければならない。本実験では模型の拘束圧は実地盤よりかなり低いので地盤密度を小さくすることによりこの相似を満たすようにする。どれくらい密度を小さくすればよいかは、非排水せん断特性は応力レベル、応力条件 (実験方法)、試料などによって大きく影響されるため確たる決定法がないが、ここではできる限りゆるい状態から密にしていってパラメトリックスタディを行い現象の把握および解釈に努めることにする。

● 振動加速度の相似

本実験では主に液化化後の挙動を対象とするが、振動の強さの影響も調べるため振動加速度の相似について考察しておく。地盤に発生するせん断応力を τ_d 、液化化に必要なせん断応力を τ_l とすると液化化発生の相似律として次式が満たされていることが望ましい。

$$\left(\frac{\tau_d}{\tau_l}\right)_m = \left(\frac{\tau_d}{\tau_l}\right)_p \quad (3.4)$$

³本研究においては大変形挙動を論じるためひずみの小さい領域は考えず、残留強度のみに着目する。

$\tau_d \propto a\sigma_v$, $\tau_l \propto \sigma'_v D_r$ [134]であることを考慮すると、振動加速度は地盤密度によって影響される。ここに a :加速度, σ_v :上載圧, σ'_v :有効上載圧, D_r :相対密度である。地盤密度が同じであれば模型と実物の式(3.4)の相似比は1、つまり模型の振動加速度がそのまま実地盤の加速度に対応する。本実験では応力-ひずみの相似を満たすため模型地盤は実地盤よりゆるくなっている。よって実地盤と同等な入力波を模型地盤に与えたいなら、実地盤より小さい入力波にしなければならない。

• 流動時間の相似

本研究では時刻歴も検討するため時間に対する相似も重要な要素となる。幾何的縮尺と加速度の縮尺が決められれば、基礎物理量を対応させることにより時間の縮尺も自然と導かれる。ただしこれは動的な問題(振動)に対してである。ここでは流動時間を論じているわけであるから、それに最も関与した代表値で相似を導かねばならない。そこで例えば間隙水圧の時間による消散が重要であるとする。間隙水圧消散に Terzaghi の圧密理論が適用できるとすると、

$$\left(\frac{kt}{m_v \gamma_w L^2}\right)_m = \left(\frac{kt}{m_v \gamma_w L^2}\right)_p \quad (3.5)$$

ここで k :透水係数, t :時間, m_v :体積圧縮係数, γ_w :水の単位体積重量である。 m_v が $\gamma_w L$ に代表される応力に反比例することを考えると、式(3.5)は次のように簡単にできる。

$$\left(\frac{kt}{L}\right)_m = \left(\frac{kt}{L}\right)_p \quad (3.6)$$

ここでもし模型と実物で時間スケールを同じにしたいなら、 k を変化させることになる。1.3.2小節に述べたように地盤密度や試料の種類は大きく変化させられないので、間隙水の粘性を変えるしかない。小型土槽では間隙水の粘性を変えた実験を行ったので、この影響については第4章で報告する。しかし流動現象の時間の相似を知りたいわけであるから、圧密による間隙水圧の消散時間と流動時間が関係づけられない限りこの相似則は無意味なものとなる。後に示す研究結果より、常に残留強度より大きい載荷力を保持でき、地盤の沈下圧密時間に比べ流動時間が長い場合⁴を除いて、流動は砂粒子の圧密沈降によって終了するのではな

⁴流動により地盤の傾きの変化速度が間隙水圧の圧密消散時間に比べてきわめて遅いときは、圧密消散によって地盤流動が止まることが考えられる。しかしこれはきわめて稀な例と考え、本論文では圧密消散による強度回復は論じていない。

く地盤の残留強度と載荷力が等しくなったとき止まると結論できる。つまり流動時間の相似を論じるとき圧密理論は適用できないということである。

そこで本研究においては数値モデル化を行うときスケールに影響されない物理法則(エネルギー理論を用いた運動方程式)を用いることにより実地盤の流動の時刻歴が論じられるようにした。

3.2 実験装置

3.2.1 実験器具

• 土槽

- 小型土槽

アクリル製、幅200mm×深さ400mm×長さ1000mm、下部の1点のみから二酸化炭素および水の供給を行う。

- 中型土槽

アクリル製、幅400mm×深さ600mm×長さ2000mm、下部底面全体に空洞を設けその上に75 μ m網目の金網を敷き底部全体から二酸化炭素および水の供給ができるようにした。

• 振動台

- 電気油圧振動台

電圧信号によりサーボ弁を作動させ、蓄圧器からの油圧をピストンに伝え振動させる。

- 板バネ振動台

筆者自身で作製した。自由振動の周期はステンレス板の強度を変え調節する。固有周期の計算方法は付録Aに示すとおりである。小型土槽用として振動方向は斜面と直角方向つまり土槽短辺方向(横揺れ)のもの、中型土槽

用として斜面と直角(横揺れ)、平行つまり土槽長辺方向(縦揺れ)のもの2種類を作成した。材料のサイズは、枚数、幅×厚さ×長さの順にmm単位で記しておく。

* 材料(小型土槽用)

- ・ ラワン合板(2枚, 450mm × 15mm × 1200mm)
- ・ ステンレス板(4枚, 450mm × 0.5mm × 1200mm)
- ・ 山形鋼(4本, 1辺30mm, 長さ1000mm)
- ・ ボルト, ナット

* 材料(中型土槽, 横揺れ用(図3.1参照))

- ・ ラワン合板(2枚, 600mm × 30mm × 2400mm)
- ・ ステンレス板(8枚, 200mm × 1mm × 1000mm)
- ・ 山形鋼(4本, 1辺40mm, 長さ2150mm)
- ・ 保護板(鋼製, 1辺100mm, 厚さ10mm)
入力波としてかけやの打撃を使う場合ラワン合板の損傷を防ぐ。
- ・ ボルト, ナット

* 材料(中型土槽用, 縦揺れ用(図3.2参照))

- ・ ラワン合板(2枚, 600mm × 30mm × 2400mm)
- ・ ステンレス板(7枚, 180mm × 1mm × 600mm)
- ・ 山形鋼(6本, 1辺40mm, 長さ600mm)
- ・ 保護板
- ・ 補強板(鋼製, 6個, 50mm × 10mm × 170mm)
これをステンレス板に固定することにより、ジャッキアップしたときの土槽重さによるステンレス板の曲がり防止する。
- ・ ボルト, ナット

● マーカー

変位計のように一点でのデータでなく、地盤全体の変形の様子(特に深さ方向)が目に見えるようにするもので、側壁面に模型地盤と同じ砂を染色して格子状に配置した。砂の染色方法は3.4.1小節で述べる。

● コの字型チャンネル(縦のマーカー作製)

コの字型チャンネル(電気コードを地にはわせるときに被せるもの)を土槽側面に固定し、その中に染色した砂をいれ地盤作製が終わったあとそのチャンネルを引き抜くことにより、縦のマーカーを作製する。

● ハンマーおよび掛矢

衝撃波を入力するときに振動台をたたくもので小型土槽の時はハンマーを中型土槽の時は掛矢を用いた。

● ジャッキ

地盤を水浸させるとき側方変位が発生しないよう、斜面が水平になるまで土槽を傾けるとき使用した。

● 注水用タンク

地盤作製後地盤を水浸させるときこのタンクより水頭差によって水を供給。

● 二酸化炭素

地盤の飽和度をあげるため地盤作製後土槽下部より供給。

● 照明用電球

カメラおよびビデオカメラで撮影するときの照明。

3.2.2 測定装置

● 加速度計

(株)共和電業の防水型加速度変換器 ASW-2A

● 間隙水圧計

(株)北斗理研 PC-3 小型圧力変換器

● 変位計

(株)東京測器研究所の巻取り式変位計 DP-500C

この変位計を用いて図3.3のように土槽に設置し流動変位を測定した。

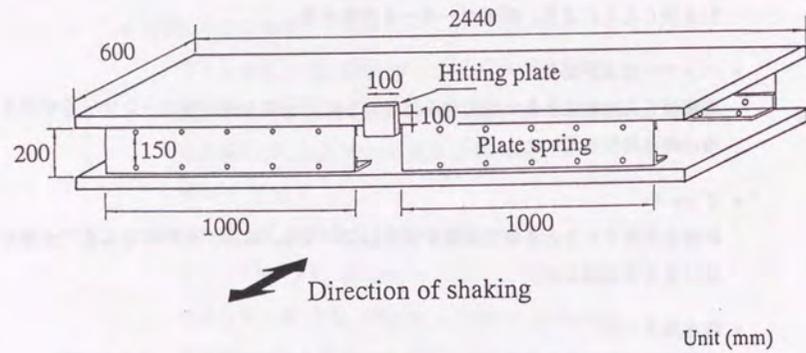


図 3.1 板バネ振動台 (横揺れ)

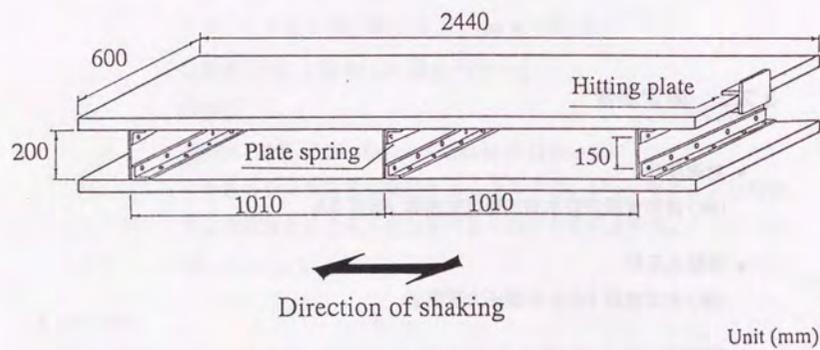


図 3.2 板バネ振動台 (縦揺れ)

- アンプ
(株) 日本電気三栄のストレインアンプ 6M81 (加速度計, 変位計)
(株) 豊田工機 AA4500 型直流増幅器 (間隙水圧計)
- データレコーダー
(株) TEAC のデジタルレコーダー DR-F1 を使用。
- カメラ
マーカーの動き記録するため地盤流動中連続撮影を行った。
- ストップウォッチ
写真に写るようにし、連続撮影の時間間隔をはかる。
- ビデオカメラ
流動地盤の撮影を行う。

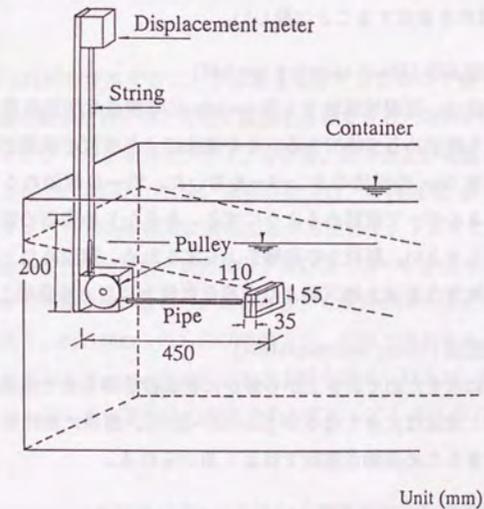


図 3.3 変位計の設置

3.3 模型地盤作製方法

ここでは本研究で用いた4種類の模型地盤作製方法を示す。

- 湿潤堆積法 (Moist placement method)
まず適当な含水比(本実験では約5%)になるように砂と水をよく混ぜかつ少し時間をおいてなじませる。砂を堆積させるときサクシヨンの影響で塊となることがあるので、手もしくはふるいを通過させてよく分散させながら堆積させる。本実験で使用したふるいは4段重ねで上から目の開きが38mm,19mm,16mm,5mmである。あまりふるいの目が小さい(ふるいの針金の直径にも影響される)と湿った砂は通り難いので大きめの目のふるいを重ねることにした。5mmのふるいはてぐす糸を格子状に張ることで自分で作製した。地盤作製後二酸化炭素、水の順で土槽下部より注入し飽和した地盤を作製する。このとき地盤は大きく沈下(collapse)を起こすので沈下量を予測して模型を作る必要がある。この方法により相対密度が負になるような非常にゆるい地盤を作製することが可能ではあるが、地盤の100%飽和を達成することは難しい。
- 湿潤締固め法 (Moist tamping method)
この方法は、湿潤堆積法で1層4~5cmに堆積させ所定の密度になるように突固めにより締固める方法である。この方法により密度の調節が可能である。本実験では直径6cmの平底のタンパーを用いた。均一に締固めるため必要があるため同じエネルギーで突固めるようにする。あらかじめ突固め数と密度との関係を調べておくといよい。層同士の接触をよくするため、突固めた上面に縦横に刻みをいれる。地盤作製後土槽下部より二酸化炭素および水を供給して飽和させる。
- 水中堆積法 (Water sedimentation)
土槽内に水をためておき上から静かに乾燥砂を降らせて堆積させる。湿潤堆積法に比べて密度は大きくなるが($D_r=20\sim30\%$)、簡単に飽和度の高いゆるい地盤が作製できるため振動台実験ではよく用いられる。
- 乾燥堆積法 (Dry deposition)
漏斗を通して乾燥砂を落下高さをほぼ0にして堆積させる。水中堆積法と同じか

もしくは少しゆるい地盤の作製が可能であるが、地盤作製後土槽下部から水を供給して飽和させるため水中堆積法に比べ飽和度は劣る。

3.4 実験試料および材料特性

3.4.1 使用試料および材料

実験で使用した試料および材料は次のとおりである。

- 豊浦標準砂
地盤試料に用いる。市販されているものをくり返し用いた。
- 色砂
マーカーに用いる。豊浦標準砂を黒色に染めた。
 - 作製方法
地盤と同じ試料を使用することで比重も地盤と同じなので勝手に浮き沈みせず、地盤の動きを妨げることなく変形を追跡できる。染料には藍熊染料株式会社のメタノールフワストブラックを使用。住所および電話番号は、台東区雷門1-5-1, Tel. 03-3841-5760。染色の仕方は、染料約5gをメタノールもしくはエタノール250ml程度に湯煎しながら溶かす。トレイに砂を10kg程度いれ、溶かした染料を加え染め残しがないようよくかき混ぜる。乾燥炉にいれ乾燥させた後水洗いを行う。この時砂から染料がほとんどおちなくなるまでよく洗う。洗い終わったら再び乾燥させ、実験で使用する。その他スプレー式のペイントマーカーで色付けする方法も考えられるが、砂粒子に厚めの塗料が付いてしまい砂粒子の粒径や形が変わってしまうのでよくない。
- 細粒分
豊浦標準砂をボールミル粉砕機で75 μm ふるいを重量比で半分程度通過するくらいまで砕いたものを使用。

- 粘性流体

ここでいう粘性流体とは水より粘性の大きいものを意味するが、簡単のため今後粘性流体と記述する。(株)信越工業のHPA-1(増粘剤)を水に溶かして作製。この特性については次小節で述べる。

3.4.2 試料および材料特性

使用した試料および材料の特性について述べる。

染色した砂

まず染色した砂であるが、3.4.1小節で述べたよう地盤試料と同じ物理特性を持っていることが望ましい。そこで土の物理的性質(土粒子の密度、粒度、最大密度・最小密度)の試験を行い両者を比較した。まず土粒子の密度 ρ_s と最大密度・最小密度であるが、土粒子の密度試験はJIS A 1202およびJSF T 111に準じて行い、最大密度・最小密度試験は、漏斗法および水平打撃法(土質試験法参照[28])に準じて行い、表3.1のような結果を得た。図3.4にはふるい分析を行って求めた粒径加積曲線を示す。表

表 3.1 土の物理特性

	豊浦標準砂	染色豊浦標準砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.648	2.648
最小間隙比 e_{min}	0.605	0.609
最大間隙比 e_{max}	0.974	0.977

3.1と図3.4の結果にほとんど違いがみられないことより、豊浦標準砂もそれを染めた砂も同じ物理特性を持っているといえる。

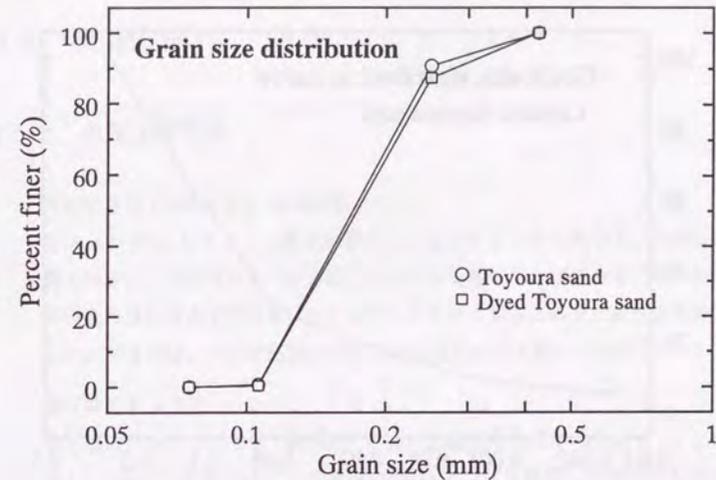


図 3.4 豊浦砂と染色砂の粒径加積曲線

細粒分

次に細粒分であるが、土粒子の密度 ρ_s は2.652 g/cm³であった。土粒子の密度はほぼ豊浦標準砂と同じといえる。また粒径加積曲線は図3.5のとおりである。

粘性流体

最後に粘性流体であるが、増粘剤を水に溶かす量によって粘性を調節できる。この液体の粘度の測定を、(株)東京計器のB型粘度計⁵を用いて行った。溶液の濃度と粘性の関係を図3.6に示しておく。

⁵液体中で円筒または円板を回転させたとき、円筒または円板に働く液の粘性抵抗トルクを測る。

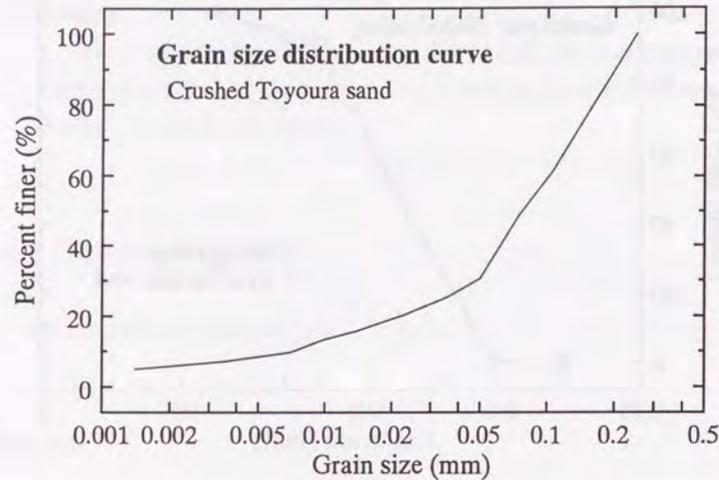


図 3.5 使用した細粒分の粒径加積曲線

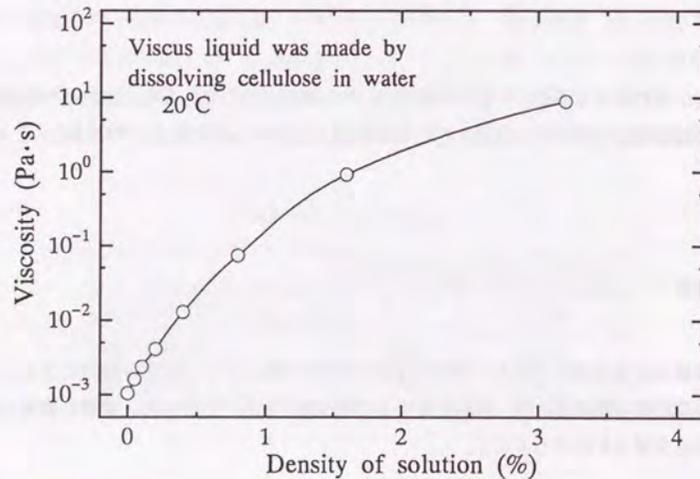


図 3.6 増粘剤を混ぜた溶液の粘性と濃度の関係

3.5 実験方法

3.5.1 小型土槽実験

1. 試料の準備 (湿潤堆積法, 湿潤締固め法)

含水比が5%になるように豊浦標準砂に水を混ぜよくかき混ぜる。1回に多くの量を作ると、かき混ぜるのが困難で含水比が均等にならないので、何回かに分けて所定の量になるまで作る。水とのなじみをよくするため少し寝かせるのが望ましい。できれば、水分が蒸発しないように蓋をして1晩くらいおく。

2. 測定器のキャリブレーション

測定器に作用している値 (強制的に計器に加速度や水圧を作用させる) と電圧の値 (デジボルに表示されている値) の関係をアンプを調節して所定のものに合わせる。

3. 土槽のセッティング

- 模型地盤を作りやすくするため土槽側面に模型地盤のラインを引く。地盤作製後このラインは消す。
- 間隙水圧計を固定する柱を所定の位置に設置する。
- 縦のマーカーを作るためのコの字型チャンネルを土槽側面に固定する。
- 間隙水圧計を柱に、加速度計 (入力波測定用) を土槽に固定する。
- 振動台と土槽の固定。

4. ジャッキアップ

ジャッキを用いて斜面が大体水平になるように土槽片端を持ち上げる。

5. 二酸化炭素注入

二酸化炭素を土槽内に充満させる。

6. 模型地盤作製

3.3節で述べた方法で模型地盤を作る。このとき使用した乾燥砂の質量がわかるようにしておく。

7. マーカーの作製

地盤が所定の高さになったら、染色した砂を堆積させて横のマーカーを作る。縦のマーカーは予め設置してあるコの字型チャンネルに乾燥した染色砂を流し込めばよい。

8. 測定器の設置

地盤が所定の高さになったら加速度計を地盤の中にも設置する。このとき加速度計が水平になるようデジボルの値を確認しながら注意深く設置する。

9. 模型地盤の水浸

土槽底部より水頭差で徐々に水を供給して飽和させる。地盤が乱れるのであまり水頭差を大きくしないようにする。小型土槽の場合は水の量も少ないので、脱気水を使用するのが好ましい。

10. ジャッキダウン

地盤が完全に水浸した後、斜面肩が水面と一致するように水面上昇にあわせ徐々にジャッキを下げていく。こうして今まで水平であった地盤表面が、所定の傾きを持つ。土槽が完全に水平になれば水の供給を止め地盤高さを測っておく。地盤完成後、安定させるためできれば1晩くらい静置するのがよい。

11. 撮影準備

撮影用の照明、ビデオカメラを設置する。

12. 測定準備

計器の0点の調節およびデータレコーダーの設定を行う。

13. 実験開始

データレコーダー、ビデオカメラをスタートさせハンマーで板バネ振動台を打撃して加振する。実験後の地盤高さを測っておく。

3.5.2 中型土槽実験

1. 試料の準備 (湿潤堆積法, 湿潤締め法)

含水比が5%になるように豊浦標準砂に水を混ぜよくかき混ぜる。1回に多くの量を作ると、かき混ぜるのが困難で含水比が均等にならないので、何回かに分けて所定の量になるまで作る。水とのなじみをよくするため少し寝かせるのが望ましい。できれば、水分が蒸発しないように蓋をして1晩くらいおく。

2. 測定器のキャリブレーション

測定器に作用している値 (強制的に計器に加速度や水圧を作用させる) と電圧の値 (デジボルに表示されている値) の関係をアンプを調節して所定のものに合わせる。

3. 土槽のセッティング

- (a) 模型地盤を作りやすくするため土槽側面に模型地盤のラインを引く。地盤作製後このラインは消す。
- (b) 間隙水圧計を固定する柱を所定の位置に設置する。
- (c) 縦のマーカーを作るためのコの字型チャンネルを土槽側面に固定する。
- (d) 間隙水圧計を柱に、加速度計 (入力波測定用) を土槽に固定する。
- (e) 振動台と土槽の固定。

4. 模型地盤作製

3.3節で述べた方法で模型地盤を作る。このとき使用した乾燥砂の質量がわかるようにしておく。

5. マーカーの作製

地盤が所定の高さになったら、染色した砂を堆積させて横のマーカーを作る。縦のマーカーは予め設置してあるコの字型チャンネルに乾燥した染色砂を流し込めばよい。

6. 測定器の設置

地盤が所定の高さになったら加速度計と変位計を地盤の中にも設置する。このと

き加速度計が水平になるようデジボルの値を確認しながら注意深く設置する。

7. ジャッキアップ

ジャッキを用いて斜面が大体水平になるように土槽片端を持ち上げる。

8. 二酸化炭素注入

土槽下部より二酸化炭素を土槽内に注入する。そのまま1.5時間程度静置し、二酸化炭素が完全に充満したのを、土槽内に入れた火が消えることで確かめ注入を終える。

9. 模型地盤の水浸

土槽底部より水頭差で徐々に水を供給して飽和させる。地盤が乱れるのであまり水頭差を大きくしないようにする。

10. ジャッキダウン

地盤が完全に水浸した後、斜面肩が水面と一致するように水面上昇にあわせ徐々にジャッキを下げていく。こうして今までで水平であった地盤表面が、所定の傾きを持つ。土槽が完全に水平になれば水の供給を止め地盤高さを測っておく。地盤完成後、安定させるためできれば1晩くらい静置するのがよい。

11. 撮影準備

撮影用の照明、ビデオカメラ、カメラを設置する。カメラはモータードライブによる連続撮影を行い、ストップウォッチの数字が確認できるように撮影する。モータードライブの回転は一定であるので、撮影間隔はシャッタースピードで調整する。

12. 測定準備

計器の0点の調節およびデータレコーダーの設定を行う。

13. 実験開始

データレコーダー、ビデオカメラ、カメラをスタートさせ所定の加振を与える。実験後地盤の高さを測っておく。

14. サンプルング

実験終了後正確な地盤密度および場所による密度の違いをみるため何度かサン

リングを実施した。土槽下部より完全に水を抜いた後、不飽和状態でサンプリングチューブを地盤にゆっくり押し込み、周りの砂を取り除きサンプリングチューブ中の試料を採取する。十分に水を抜いておかないとサンプリング時に地盤が液状化を起こしてしまい正確な密度が得られないので注意する。採取した試料は乾燥炉で乾燥させ、乾燥質量を測定して間隙比を求める。サンプリングチューブのサイズは、内径7.5cm、高さ10cmの円筒形である。

3.6 基本データ整理

● 地盤間隙比 e の計算

$$\begin{aligned} e &= \frac{V_v}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1 \\ &= \frac{V\rho_s}{M_s} - 1 \end{aligned} \quad (3.7)$$

ここで V_v : 模型地盤の間隙の体積, V_s : 模型地盤の砂の体積, V : 模型地盤の体積, ρ_s : 砂粒子の密度, M_s : 模型地盤の砂の質量である。

● 初期有効土被り圧 σ'_{v0} の計算

$$\begin{aligned} \sigma'_{v0} &= (\rho_{sat} - \rho_w)gH \\ &= \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e}gH \end{aligned} \quad (3.8)$$

ここで ρ_{sat} : 土の飽和密度, ρ_w : 水の密度, ρ_s : 土粒子の密度, g : 重力加速度, H : 土被り圧である。

● データレコーダーに記録された値より加速度, 間隙水圧, 変位の時刻歴の計算および作図

● 撮影された連続写真のマーカの格子点をデジタイザーにより読みとる。連続撮影間隔がわかっているので、マーカの格子点において変位の時刻歴や、砂の動きがわかる。小型土槽実験においては、ビデオをコマ送りしてテレビの画像を写しとる。1秒に30コマ分解でき、10コマごとの画像を写しとった。

第4章

小型土槽による実験結果

4.1 実験の種類と目的

実験の種類と目的をまとめると次のようである。

- 細粒分の影響 (TEST S1, TEST S2)

ここでいう細粒分とは粘着力を持たないものをいうことにする。実地盤は幾らかの細粒分を含んでいるものであり、純粋な砂地盤というのはほとんど存在しない。そしてこのような細粒分が混じることにより残留強度が落ちる報告がされている[137]。そこで試料として純粋な豊浦砂と、豊浦砂を砕いて作製した細粒分を重量比で10%混ぜた豊浦砂で実験を行ってみた。模型地盤は湿潤堆積法を用いて、両試料においてできる限りゆるい地盤を作製し、衝撃振動(斜面と直角方向)で液状化させ流動の進行を調べた。

- 模型地盤作製方法の影響 (TEST S3, TEST S4)

TEST S1, S2より細粒分が流動を起こしやすくなることがわかったのでこの試料を用いて水中堆積法(Water sedimentation)と乾燥堆積法(Dry deposition)で地盤を作製して流動が起こるかどうかなの実験を行った。水中堆積法では細粒分が混じっていると沈降速度の違いで試料が分離してしまうため水面をあまり高くせず

4.2 実験結果と考察

(地盤上約5cm)、試料を約1kg投入後2,3分待つ操作を繰り返し、なるだけ均質になるようにした。しかし完全に材料分離を防ぐことは不可能で、層状構造になってしまうがこの影響については考慮していない。

- 密度の影響 (TEST S5 ~ TEST S8)

湿潤締め法を用いて密度を調節し、流動に与える影響について調べた。どのくらいの密度で流動が起こり得るかななどを評価する。

- 粘性流体の影響 (TEST S9, TEST S10)

間隙水として粘性流体を使用した。粘性流体を用いることにより間隙水圧の消散を遅らせ、消散時間が流動に与える影響について調べた。

- 格子状のマーカの作製 (TEST S11)

さらに大きな土槽で実験を行い、地盤全体にわたった変形の情報を得られるようにするためマーカを格子状に作る予備実験を行った。マーカが流動を妨げたりしないか調査する。

4.2 実験結果と考察

図4.1に測定器の配置図を示す。すべての実験において同じ配置である。地盤の変形図はビデオ撮影された画像を1/3秒ごとに読みとったものである。

4.2.1 細粒分の影響

加振方法は4.1節に述べたとおりである。TEST S1は豊浦砂のみでTEST S2は細粒分のはいった豊浦砂で実験を行った。ただしこの細粒分に粘着力はない。図4.2に豊浦砂と豊浦砂に重量比で10%細粒分を混ぜた試料の粒径加積曲線の比較を示す。実験結果を図4.3~4.8に示す。初期の地盤の傾きはどちらも25%であるが実験後の地盤の傾きはTEST S1が17%、TEST S2が8%となっており両者の間にかかなりの違いがみられる。最もゆるく作ったときの地盤間隙比はほぼ同じであり、この状態で細粒分

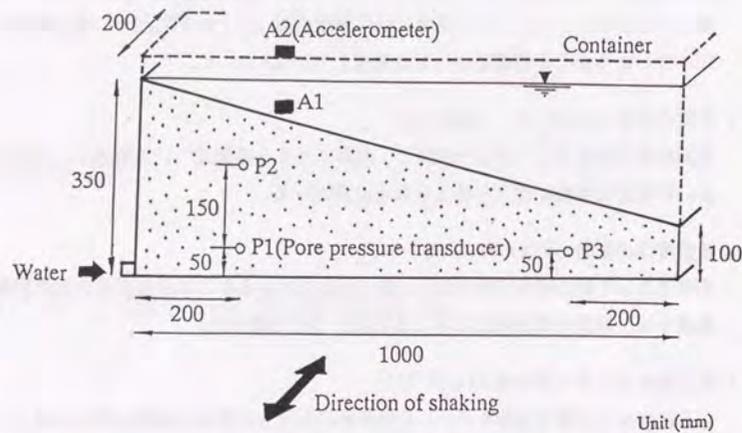


図 4.1 測定器配置図

を含んだ地盤は純粋な砂地盤より流動しやすいということになる。つまり 10% 程度細粒分を含んだ砂は流動する地盤を容易に作製できるということである。この理由として以下の 2 点が考えられる。まず細粒分が入ることにより、地盤のダイレタンシー特性がより圧縮的となりせん断変形による強度回復が抑えられ流動が促進されるということである。次に、細粒分が混じることにより透水係数が低下し、1 度上昇した間隙水圧はなかなか消散せず強度の低い状態をより長時間持続できるということである。その他細粒分がボールベアリングのような効果を示すことにより、流動しやすくなったことも考えられる。

間隙水圧の記録であるが、初期有効上載圧の値を記しておいたが間隙水圧計は固定されており地盤が流動すると土被り圧が変化し、有効上載圧も変化することを念頭に入れておく必要がある。間隙水圧 P1 の記録をみると上載圧の喪失は TEST S の方が大きいにもかかわらず、TEST S1 のほうが速く下降している。これは細粒分のはいつている方が間隙水圧の消散が遅いことを意味している。P2 であるが、振動直後に 1 度上昇した間隙水圧が下降して再上昇するような挙動がみられる。これは地盤の急激な変形によりダイレタンシーが発生したものと考えている。このような現象は地盤のす

べての場所でみられるというわけではなく地盤変位が大きいところである。このようなダイレタンシーにより地盤の動きが妨げられるが、まわりから水圧が伝達されて水圧が再上昇し大変形に至っている。流動による変形挙動は、両端が固定されていることより斜面肩で引っ張られ、斜面先で圧縮されている。間隙水圧の値がゆれているのは、地盤流動で水面に波(波高 2~3cm)が起こったことによる。この波は全応力を変化させるため地盤の有効応力の変化をみるときの波の影響を除かなければいけないが、小型土槽実験ではこの影響は取り除いていない。中型土槽においては波による水圧の変化を測定し補正してある。

このように細粒分が混じることによりかなり地盤流動特性に変化がみられたが、細粒分が混じると取り扱いや空気中に細粒分が舞って作業性が悪くなるためあまり多くの実験が行えず細粒分含有率の影響を調べるまでには至らなかった。この結果より細粒分の影響を詳しく研究するのも非常に有意義であると考えている。

表 4.1 実験の諸データ (細粒分の影響)

TEST No.	使用試料	地盤作製方法	間隙水	初期間隙比
S1	豊浦砂	湿潤堆積法	水	1.085
S2	豊浦砂+細粒分	湿潤堆積法	水	1.073

4.2.2 模型地盤作製方法の影響

4.2.1 小節より細粒分が流動する地盤を作製するのに有効であることがわかったので、同じ試料を用いて一般的な模型地盤作製方法である水中堆積法と乾燥堆積法で、できる限りゆるい地盤を作製して実験を行った。TEST S3 は水中堆積法で TEST S4 は乾燥堆積法で地盤を作製した実験結果である。

表 4.2 よりわかるように両実験とも間隙比はほぼ同じで、相対密度になおすと約 30% である。湿潤堆積法と比べるとかなり密になってしまっている。地盤の変形のスケッチより、地盤の変形はほとんど進行せず乾燥堆積法で作った地盤に関しては、地

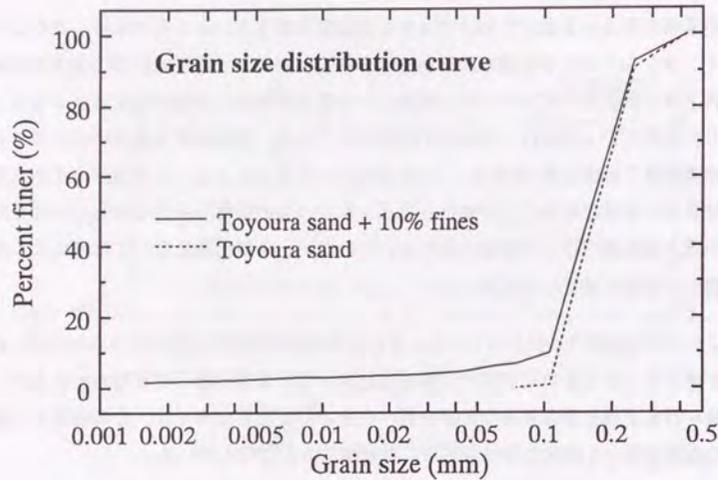


図 4.2 豊浦砂と豊浦砂+10%細粒分の粒径加積曲線の比較

盤変形は観測できなかった。水中堆積法を用いた地盤の間隙水圧の時刻歴の記録をみると加振後上昇した間隙水圧が、その後一時的に低下する現象がみられる。これはせん断変形によりダイランシーが発生したためである。せん断変形は湿潤堆積法で作製した場合に比べて大きくないが、密度が大きいため容易に正のダイランシーが発生するのである。乾燥堆積法の実験結果に関しては、上昇した間隙水圧がその値を維持できず、急激に低下してしまっている。ほぼ同じ間隙比であるのに水中堆積法と乾燥堆積法で作製した地盤にこのような違いが起こった理由は飽和度の違いである。水中堆積法を使うと飽和度が比較的高くなるのに対し乾燥堆積法は、実験後に水浸地盤を掘り返してみると気泡が現れ飽和度が低いことが伺える。飽和させるための水の注入は土槽側壁下部の1点から行っており、これでは水が下から空気を押し上げていくというのではなくサクションの影響でまず注入点のある側壁近くから水が地盤上でてきて回り込む形で地盤全体が水浸していく。これではよい飽和度の地盤は得られない。これは湿潤堆積法でもいえることであるが、湿潤堆積法はそれにもまして非常にゆるいため流動が起こるのである。飽和度の影響が絡んでくると問題がさらに複雑になってしまうため、中型土槽からは土槽下部全体から水および二酸化炭素注入ができ

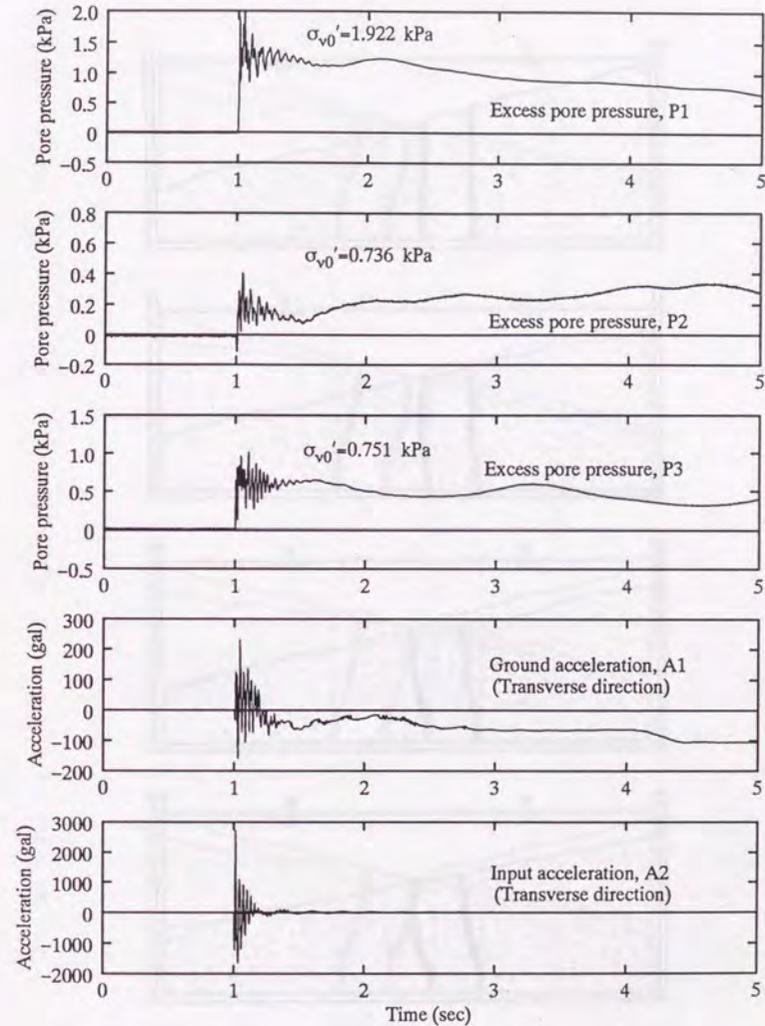


図 4.3 時刻歴測定記録 (TEST S1)

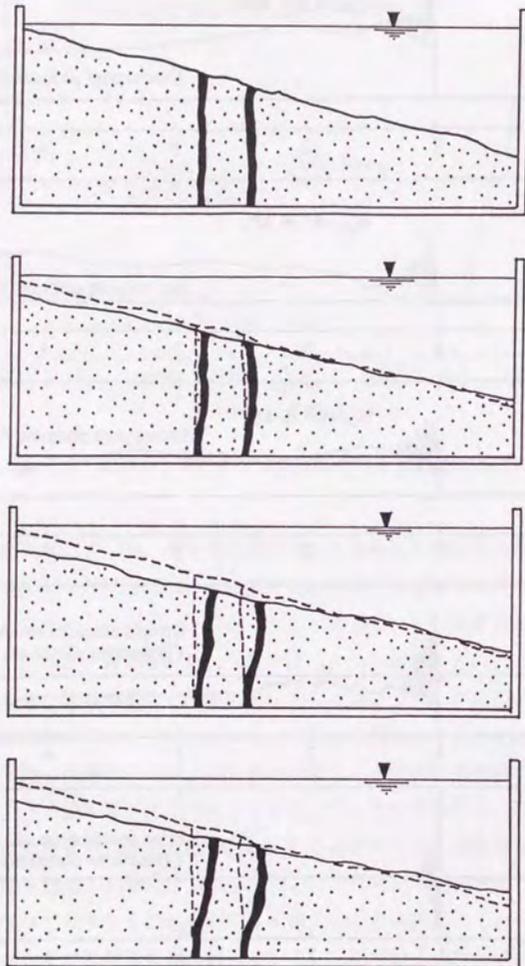


図 4.4 地盤変形図 (TEST S1, その 1, 1/3 秒毎)

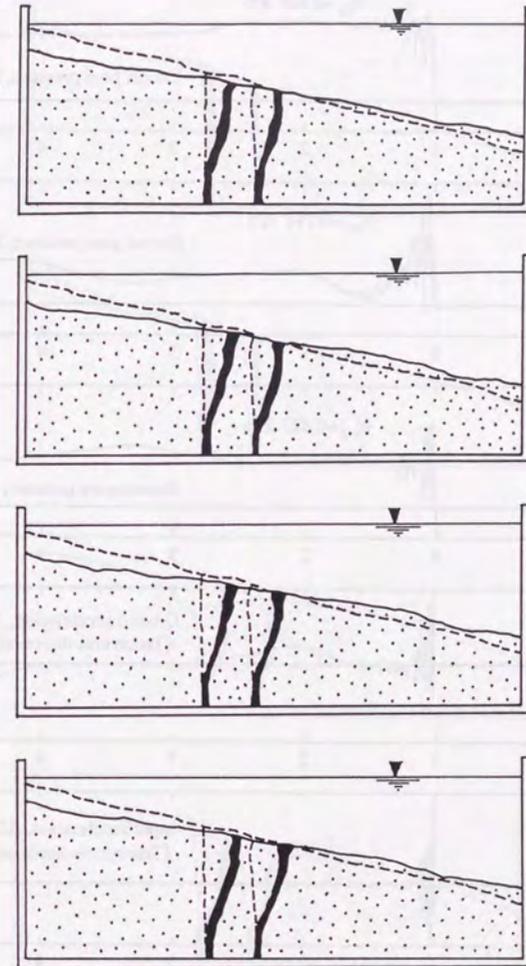


図 4.5 地盤変形図 (TEST S1, その 2, 1/3 秒毎)

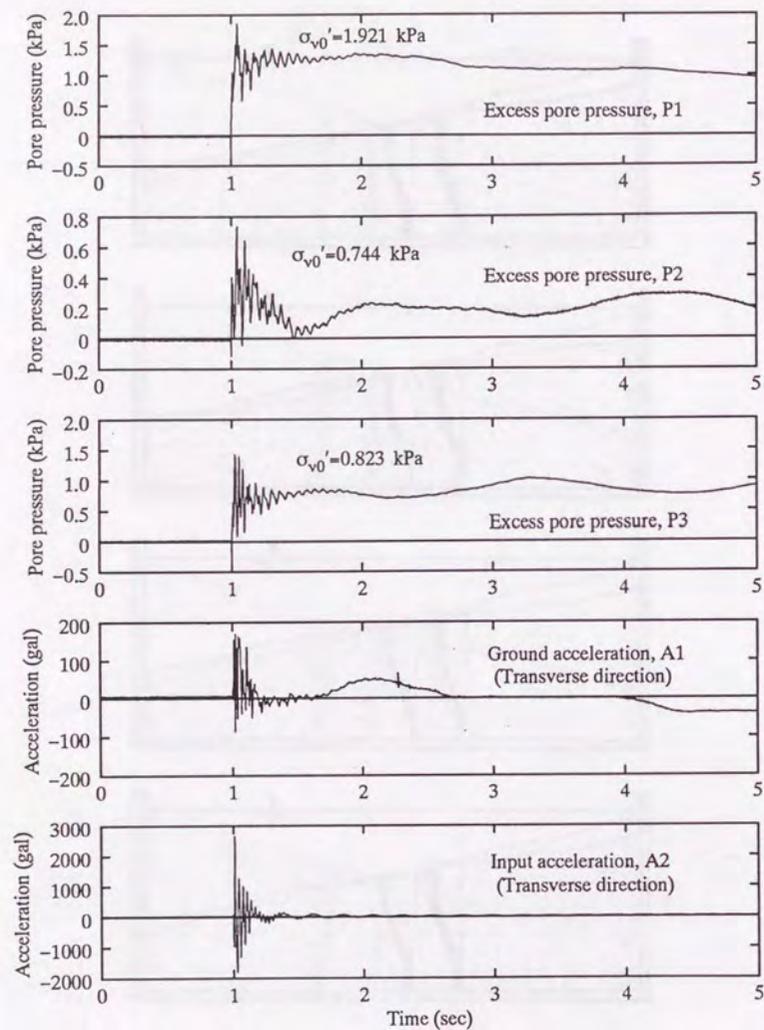


図 4.6 時刻歴測定記録 (TEST S2)

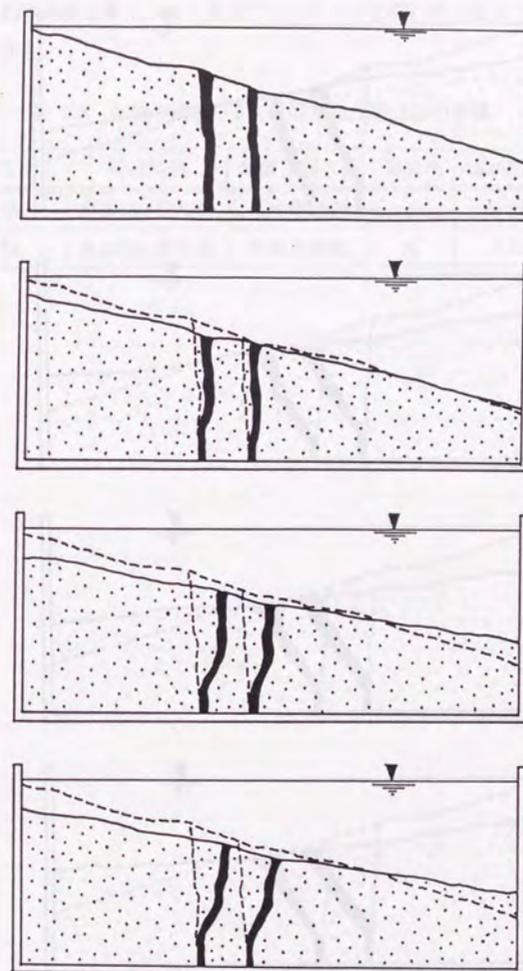


図 4.7 地盤変形図 (TEST S2, その 1, 1/3 秒毎)

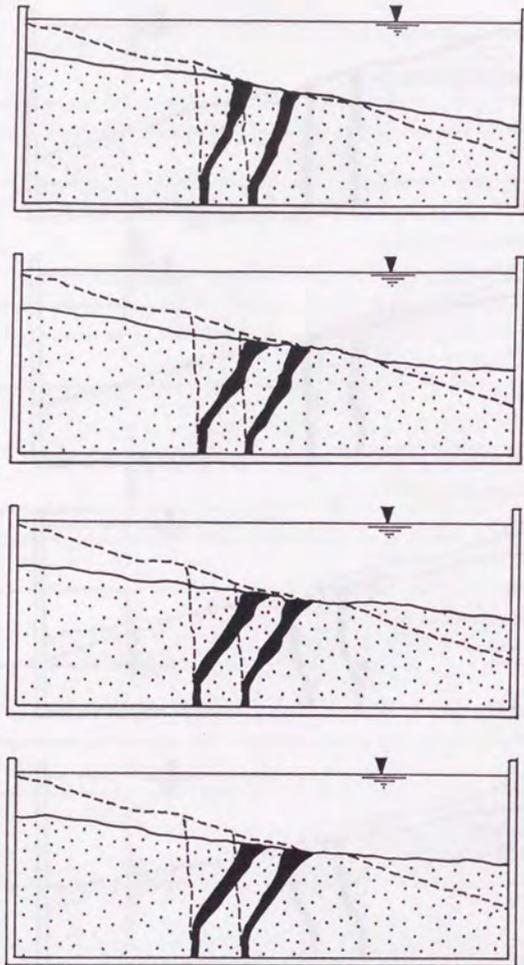


図 4.8 地盤変形図 (TEST S2, その 2, 1/3 秒毎)

るように工夫をした。この方法により飽和度がかなり改善できたが、まだ完全ではないため 100% 飽和地盤を得たいなら真空で引くなどの操作ができるようにさらに改良する事が望まれる。

表 4.2 実験の諸データ (模型地盤作製方法の影響)

TEST No.	使用試料	地盤作製方法	間隙水	初期間隙比
S3	豊浦砂+細粒分	水中堆積法	水	0.856
S4	豊浦砂+細粒分	乾燥堆積法	水	0.855

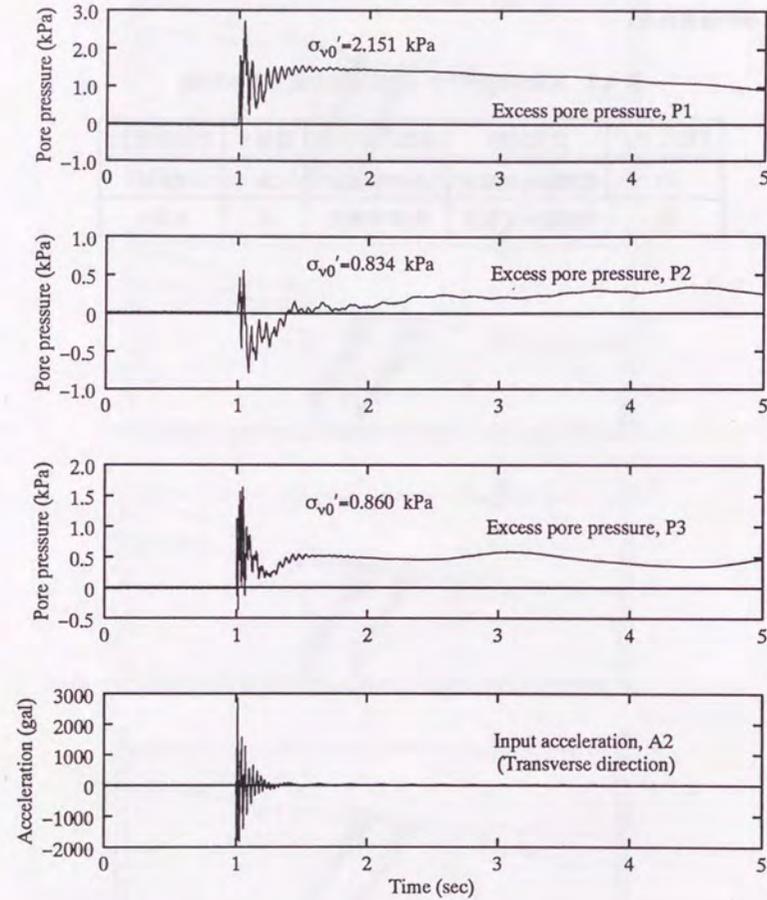


図 4.9 時刻歴測定記録 (TEST S3)

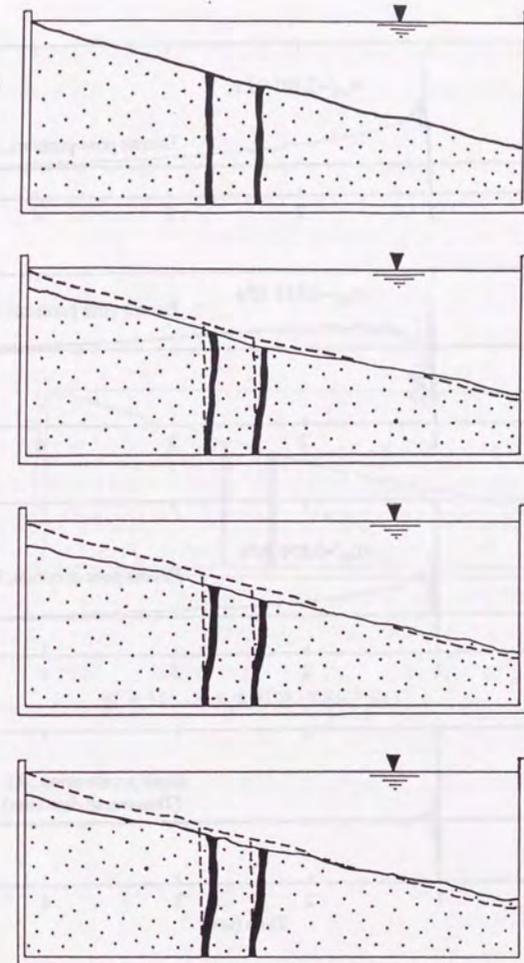


図 4.10 地盤変形図 (TEST S3, 1/3 秒毎)

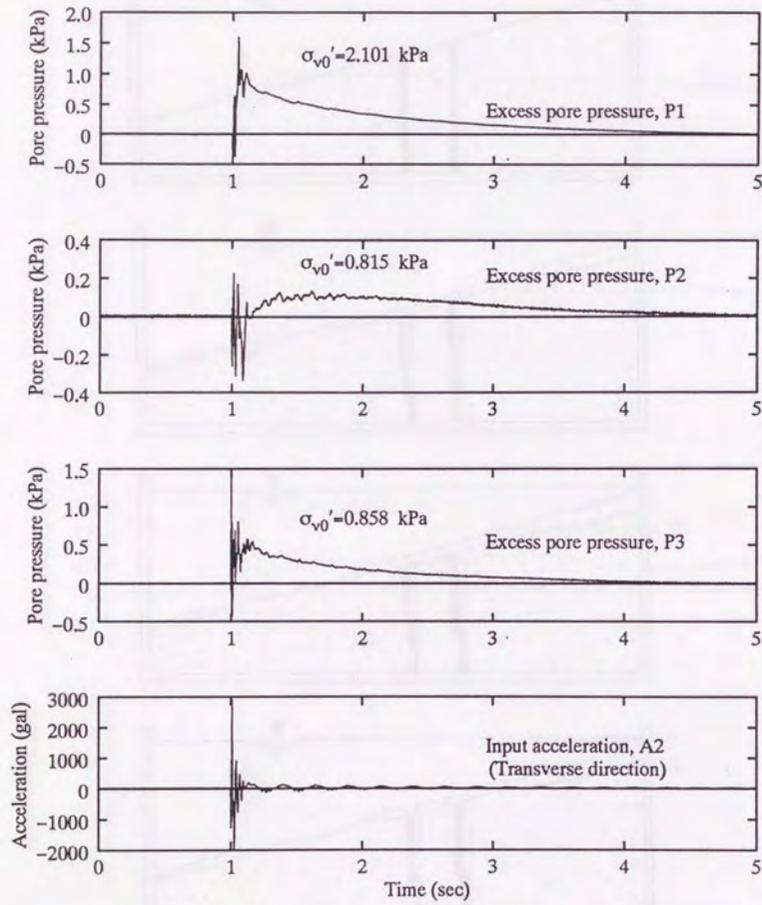


図 4.11 時刻歴測定記録 (TEST S4)

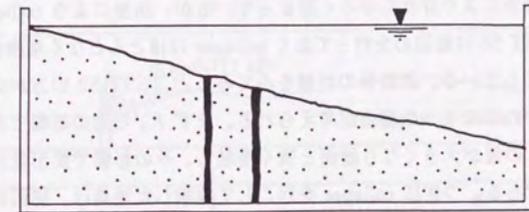


図 4.12 地盤変形図 (TEST S4)

4.2.3 地盤密度の影響

湿潤締め法を用いて地盤密度を変化させて実験を行った。図 4.13 ~ 4.21 より地盤が密であるほど (表 4.3 参照) 変形量は小さい。また TEST S5 のみが大変形に至っているのがわかる。このように小さな地盤であれば非常にゆるくないと流動は起こらないということである。間隙水圧の記録をみると最も密な場合である TEST S8 を除いて上昇した値を保っており¹、強度の低下は起こしているが自重のもとで変形できるほど不安定となったのは TEST S5 のみである。

つぎに TEST S2 と TEST S5 を比べてみる。ほぼ同じ間隙比であるが地盤製作方法が違う。TEST S2 は湿潤堆積法を用いており締め固めを行っておらず、堆積後はサクシオンの働きにより非常にゆるく詰まっているが、水浸により collapse を起こし密になる。TEST S5 は締め固めを行っており collapse はほとんどなく堆積後と水浸後でほぼ同じ密度をしている。流動後の状態をみると TEST S2 の方が少し大きく変形している。それには2つの理由が考えられる。まず K_0 の値の影響である。つまり締め固めると K_0 の値が大きくなり壁面と強く接触し、その影響で変形量が小さくなってしまふわけである。つぎに collapse を起こして堆積した地盤は、締め固めにより作製した地盤より強度が弱い可能性がある。非排水残留強度をあらわす Steady state は間隙比のみに影響されると報告されており [51][52][101][103][102][55]、作製方法の影響などは受けにくいようである。しかしそこに至るまでの挙動は土粒子構造のファブリックにも影響され非常に複雑であり、この挙動の違いが流動に与える影響も考慮しなければならない。本実験では突固めることによって締め固めを行っているので突固めは間隙比が同じでも collapse を起こした地盤より流動強度を高めるのかもしれない。

¹TEST S8 では間隙水圧はある程度上昇しても、急激に低下しており完全液化化には至らなかった。

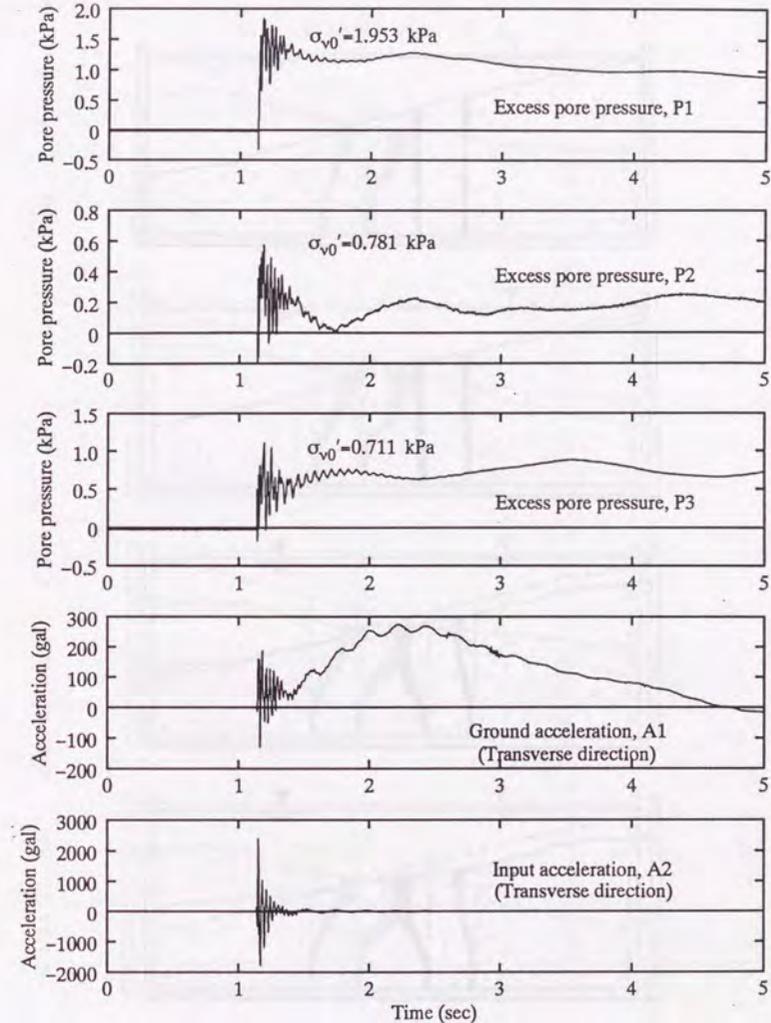


図 4.13 時刻歴測定記録 (TEST S5)

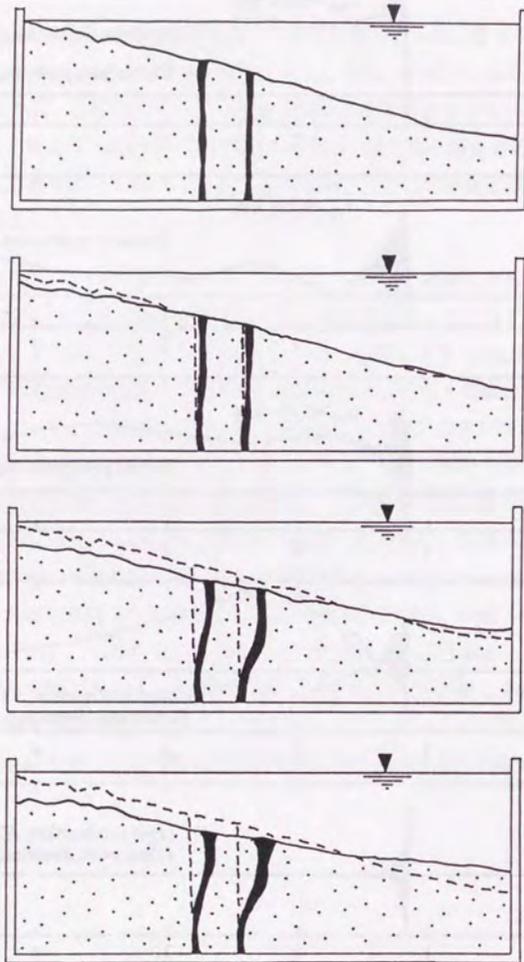


図 4.14 地盤変形図 (TEST S5, その1, 1/3 秒毎)

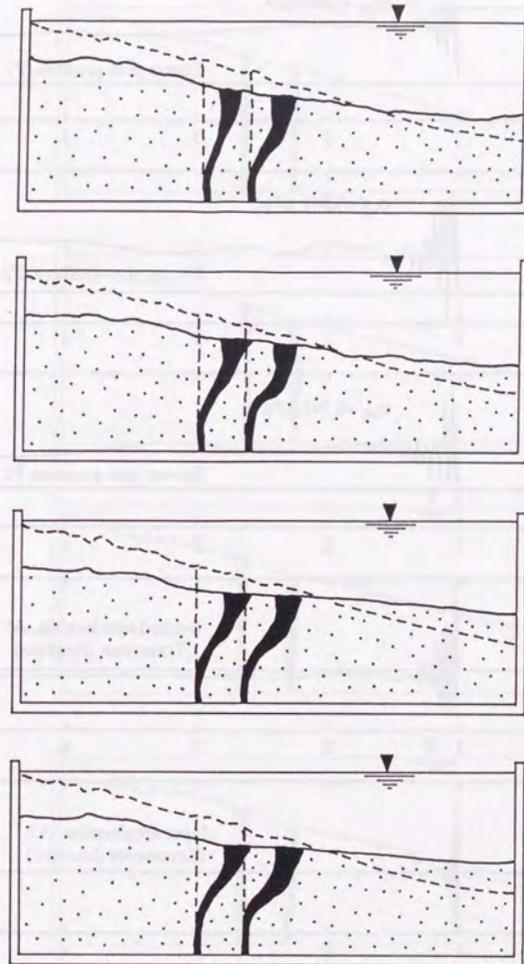


図 4.15 地盤変形図 (TEST S5, その2, 1/3 秒毎)

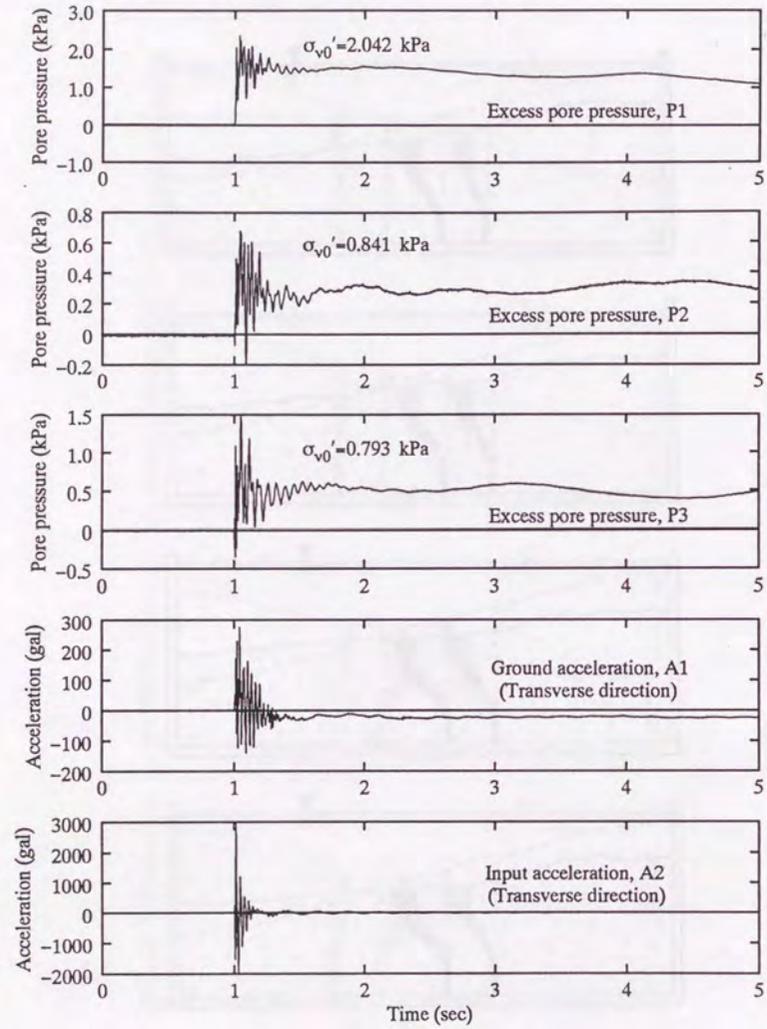


図 4.16 時刻歴測定記録 (TEST S6)

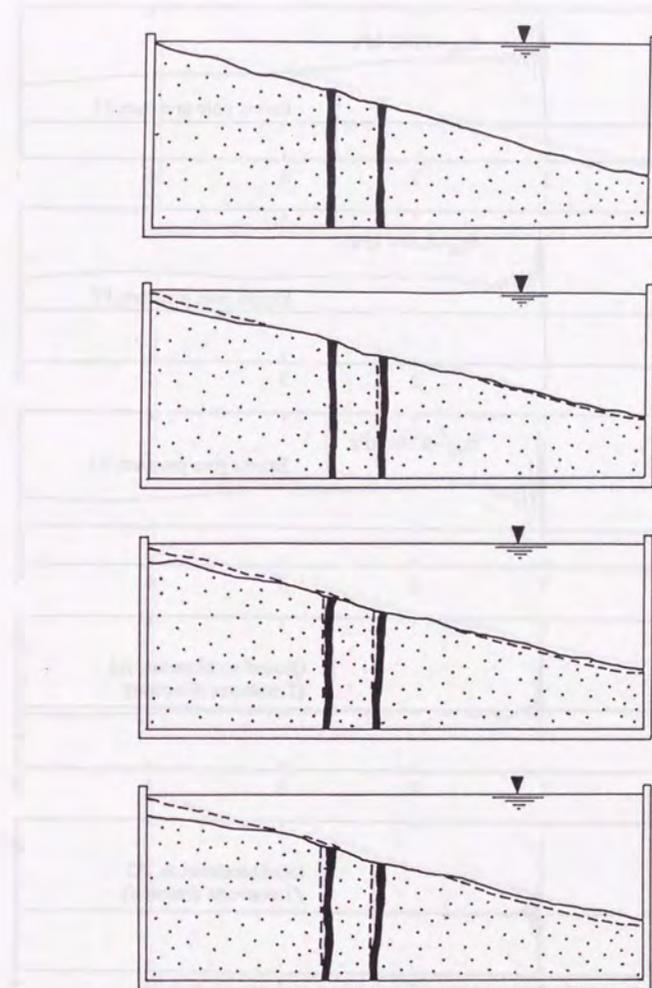


図 4.17 地盤変形図 (TEST S6, 1/3 秒毎)

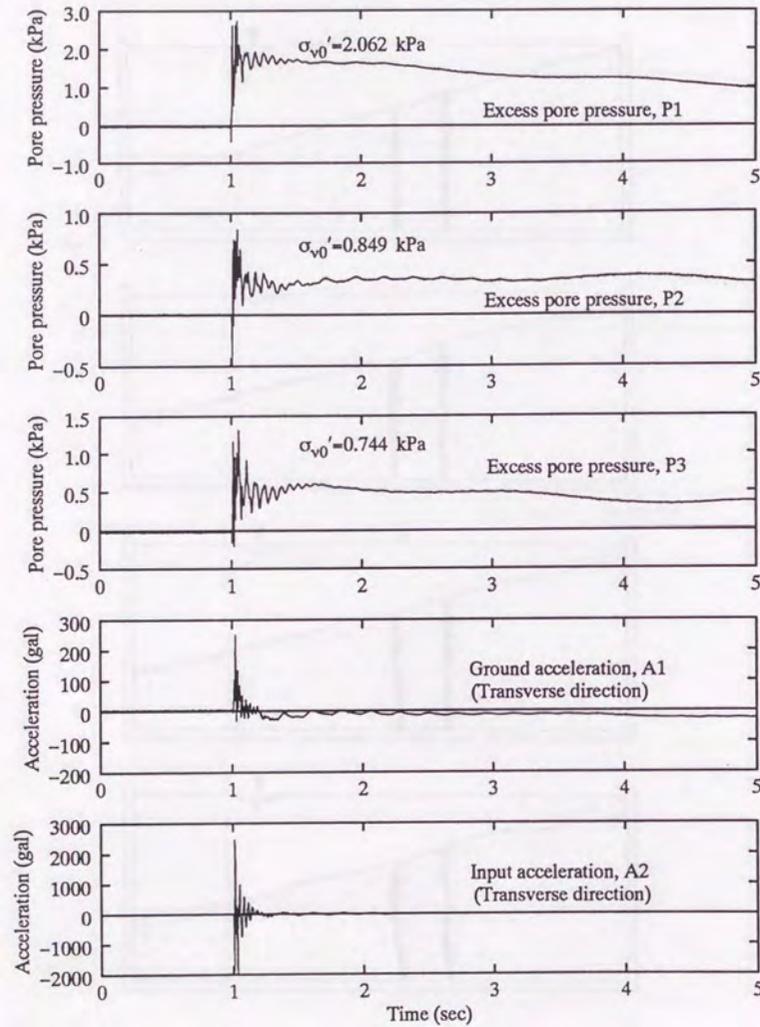


図 4.18 時刻歴測定記録 (TEST S7)

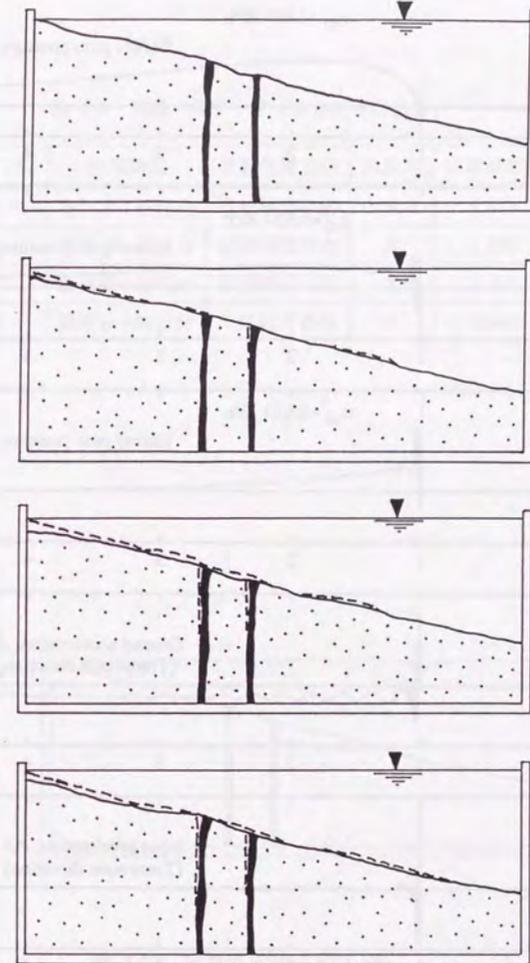


図 4.19 地盤変形図 (TEST S7, 1/3 秒毎)

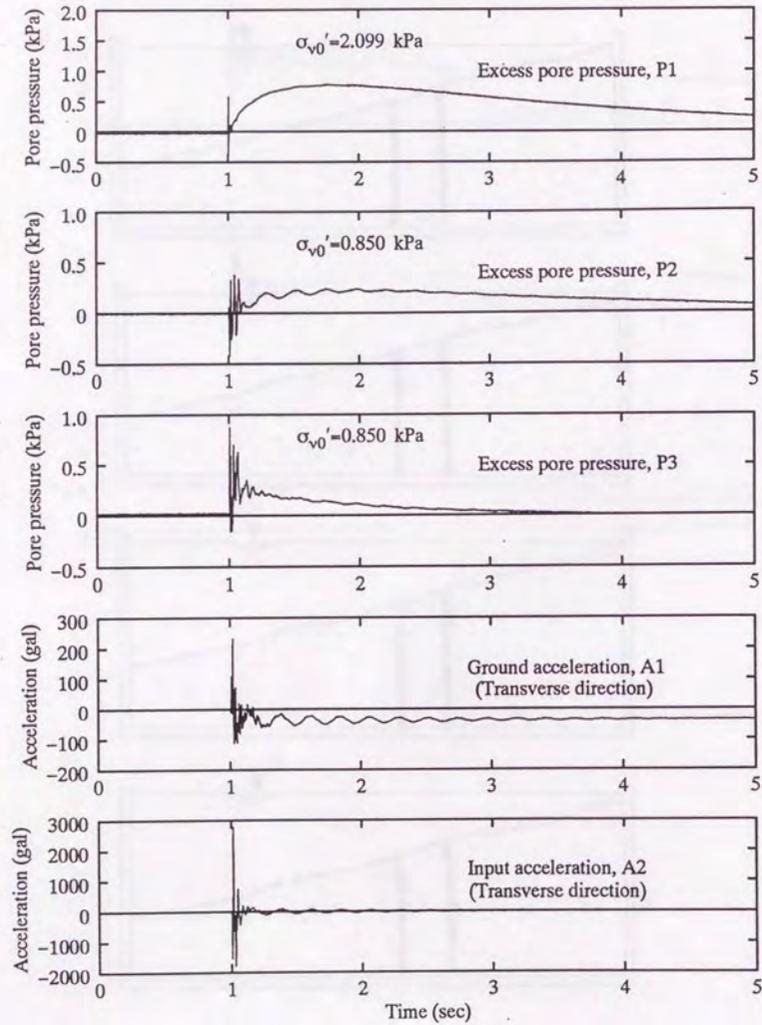


図 4.20 時刻歴測定記録 (TEST S8)

表 4.3 実験の諸データ (地盤密度の影響)

TEST No.	使用試料	地盤作製方法	間隙水	初期間隙比
S5	豊浦砂+細粒分	湿潤締め法	水	1.074
S6	豊浦砂+細粒分	湿潤締め法	水	1.020
S7	豊浦砂+細粒分	湿潤締め法	水	1.001
S8	豊浦砂+細粒分	湿潤締め法	水	0.940

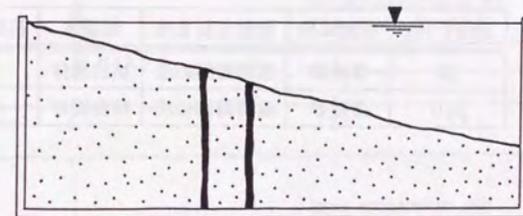


図 4.21 地盤変形図 (TEST S8)