

液状化に起因する盛土基礎の側方流動の矢板による軽減

水谷 崇亮



液状化に起因する盛土基礎の側方流動の矢板による軽減

水谷 崇亮

概要

河川堤防・鉄道盛土・道路盛土などの土構造物は、古くから地震による被害を受けてきた。しかしながら、これらの土構造物は被災後の復旧が容易であり、例えば河川堤防が地震で被災しても、復旧が早ければ河川氾濫などの二次災害は発生しにくいという考えから、従来、設計段階における耐震性の検討は比較的簡単に行われることが多かった。しかしながら近年の釧路沖地震（1993）・北海道南西沖地震（1993）・兵庫県南部地震（1995）などの地震で河川堤防に大規模な被害が相次いで発生した。幸いにもこれらの地震の際には浸水被害が発生するような事態には至らなかったものの、河川堤防が地震によって崩壊し、河川氾濫・浸水被害が生じることが改めて認識された。そのため、現在、河川堤防の耐震性に関する研究が非常に重要性を増してきている。

河川堤防の大規模な崩壊の一因として考えられているのが、堤防基礎地盤の液状化現象である。基礎地盤が液状化し強度を失うことによって堤体や堤防基礎地盤のすべり破壊・堤防の沈下などが発生するのである。これらの破壊形態のうち、堤体や基礎地盤のすべり破壊に関しては、従来からの円弧すべり面法への応用や液状化地盤の残留強度を用いたすべり解析など多くの研究事例があり、一定の研究成果をあげている。しかしながら、堤防の沈下現象に関しては、液状化した地盤の挙動が複雑であることもあり、未だ研究途上である。例えば、堤防沈下が堤防基礎地盤の圧縮沈下だけではなく、液状化した基礎地盤の側方への流動現象によっても引き起こされることがわかっている。しかしながら、どのようなパラメータ（地盤の密度・液状化層厚・地震により発生する地盤の最大加速度など）が地盤の流動挙動に影響を与えるかについては、まだ十分なデータが収集されているとは言い難い。また、沈下対策工法についての研究も行われているものの、実験結果に基づいた設計手法を示すにとどまっておき、堤防の沈下挙動・対策工の挙動やそれらに影響を与える要因については未解明な部分も多く残されている。

そこで、本研究では盛土の沈下挙動・対策工の挙動及びそれに対する各パラメータの影響について研究するため、振動台模型実験を行った。実験は主に幅 2m、奥行き 0.4m、深さ 0.6m の土槽を用いて行った。土槽の側壁面は透明アクリル板で作製されており、実験中に模型地盤の様子を観察できるようになっている。本研究では染色した砂を用いて模型地盤に格子模様を描いておき、その模様の変化から盛土支持地盤の流動の様子を観察できるように工夫した。その他に、地盤内の加速度・過剰間隙水圧・盛土の沈下量などを各種センサーで計測した。

堤防の沈下対策工法にはいろいろなものがあるが、本研究では矢板締切工法に着目して研究を進めた。矢板締切工法とは、盛土法尻部分の地盤内に矢板壁を設置することにより液状化した堤防支持地盤の側方への流動を抑制し、堤防の沈下を軽減しようという工法である。この工法では堤防の沈下を完全に食い止めることは出来ない。しかしながら、既設の堤防にも簡単に適用できるという利点があり、また、工事が容易で工費も比較的安価なので、河川堤防のように延長の長い盛土構造物には非常に有効な沈下対策工法であると考えられる。

本研究では実験条件として液状化層の相対密度 20%、層厚 40cm、入力波形は周波数 10Hz の正弦波で最大加速度 0.25g を基準とし、実験毎に各パラメータを変化させながら実験を進めた。また、各実験条件について、矢板締切対策が有る場合と無い場合についての実験を行い、これらの実験結果を比較することによ

り、矢板締切工法の効果の有無や各パラメータの影響などを検討した。さらに、矢板締切工法の派生的な工法として、矢板締切に押え盛土を併用した場合や法尻ではなく法肩で矢板締切を行った場合、締切矢板に排水機能付の矢板を用いた場合についても実験を行い、それぞれの効果を確認した。

無対策の場合の実験結果からは次のようなことがわかった。

1. 盛土の沈下量は液状化層の相対密度にそれほど影響されない。しかしながら、液状化層の相対密度が小さい場合、盛土の沈下のうち支持地盤の圧縮変形に起因する沈下量の割合が増加し、支持地盤の側方流動に起因する沈下量の占める割合は小さくなる。
2. 盛土の沈下量に対する入力加速度の周波数の影響は確認されなかった。
3. 入力加速度が小さい場合、盛土の沈下量は小さくなる。これは、盛土支持地盤内で液状化現象が短時間しか継続しないためである。
4. 液状化層の層厚が小さい場合も盛土の沈下量は小さくなる。液状化層厚が小さい場合、盛土が同じだけ沈下するのに液状化層が厚い場合よりも盛土支持地盤の側方流動・せん断変形が大きくなる必要があり、それに伴って正のダイレタンスが発生して過剰間隙水圧を下げってしまう。そのため、盛土支持地盤内で液状化状態が継続せず、盛土沈下量が小さくなる。

また、既存のエネルギー原理に基づく液状化地盤の流動量解析手法を応用して、実験における盛土の可能最大沈下量 δH （発生しうる最大の沈下量）を予測する次のような式を導いた。

$$\delta H = \left(\frac{N_2 + N_1 - 2L}{2L} \right) \frac{P_0}{\gamma} \quad (\text{地盤の隆起を正とする})$$

ここで、 N_1 は盛土の天端幅の1/2、 N_2 は盛土底面の幅の1/2、 L は実験に使用した土槽の幅、 P_0 は盛土中心部での単位面積あたりの盛土荷重、 γ は液状化層の単位体積重量である。この式から計算された盛土の沈下量 δH は、実験結果で計測された沈下量よりも大きい。しかしながら、盛土に生じうる可能最大沈下量を求める目的には有効に利用できると思われる。

矢板締切を行った実験では次のようなことがわかった。

1. 矢板締切を施した場合、盛土の沈下要因として基礎地盤の側方流動・圧縮沈下に加えて、矢板と盛土法尻からの砂の噴き出しが観察された。
2. 入力波の周波数によっては矢板・周辺地盤の共振が発生し、盛土法尻からの噴き出しで締切矢板の側方流動抑止による盛土沈下量軽減効果がほとんど相殺されてしまう場合がある。このことから、矢板締切を行った場合に盛土法尻部分の補強を考慮する必要があることがわかった。
3. 液状化層の相対密度が小さい場合、矢板締切の効果はやや小さくなる。これは無対策の場合の結果で述べたように、液状化層の相対密度が小さい場合、盛土の沈下に対して盛土基礎地盤の圧縮沈下の影響が大きくなるのが原因である。矢板締切工法は地盤の側方流動を抑止することにより間接的に盛土の沈下を軽減する工法であるから、このような条件の下では効果が発揮されにくくなるのであろう。
4. 盛土の法尻補強として、矢板締切と押え盛土を併用した工法について実験を行った。実験の結果、押え盛土によって法尻からの砂の噴出を抑制することができ、この工法が盛土の沈下軽減工法として有効であることが確認された。
5. 盛土の法尻での砂の噴き出しを発生が発生しない工法として、盛土法尻部分での締切工法についても実験を行った。この工法では盛土天端部分の沈下量は軽減することはできたが、盛土の法部分は矢板壁に乱されることによって無対策の場合以上に大きく崩壊するため、被災後の復旧作業等をあらかじめ検討する必要がある。
6. 矢板締切工法で排水機能付矢板を用いた実験では、矢板の近傍での水圧上昇の抑制は見られたものの、

その範囲は狭く模型全体の挙動に大きな影響を与えるほどではなかった。実際に排水機能付矢板を使用する際は、排水機能による間隙水圧の上昇抑制が可能な範囲についてよく検討する必要がある。

7. 盛土の沈下量と矢板抗頭変位との間には相関関係がある。この相関関係は盛土の沈下量全体に占める地盤の側方流動に起因する沈下量の割合に依存しており、工法の種類や実験条件などによって関係が変化する。

矢板締切対策を行った場合についても、最小エネルギー原理に基づく解析手法を用いて盛土の沈下量 δH と矢板に作用する土圧 ζ を次式のように導いた。

$$\delta H = \frac{\gamma H_0^2 (N_2 + N_1 - 2L) + 20 E_p I_p (N_2 - L) (N_2 - N_1) P_0}{2 \{ \gamma H_0^2 L - 20 E_p I_p (N_2 - L) N_2 \}} \frac{P_0}{\gamma}$$

$$\zeta = \frac{10 E_p I_p (N_2 + N_1) (N_2 - L) P_0}{\gamma H_0^2 L - 20 E_p I_p (N_2 - L) N_2}$$

ここで、 $E_p I_p$ は矢板の曲げ剛性を表す。盛土の沈下量、矢板に作用する土圧のいずれも計算結果は実験結果よりも大きな値を示すが、無対策の場合と同様、盛土に生じうる最大沈下量・矢板に作用しうる最大の土圧を求める手法として有効に利用できることがわかった。

目次

概要	iii
第1章 序論	1
1.1 はじめに	1
1.2 被害事例	3
1.3 盛土のすべり破壊・沈下とその対策	5
1.3.1 残留強度を用いた盛土の安定解析	5
1.3.2 盛土のすべり・沈下に関する模型実験	7
1.3.3 盛土の沈下対策工法に関する研究	8
1.3.4 数値解析	10
1.3.5 盛土の沈下量予測	10
1.3.6 盛土の耐震性の総合的な検討	12
1.3.7 現行設計法	13
1.4 本研究の目的	14
1.4.1 本研究の目的	14
1.4.2 本論文の構成	15
第2章 実験方法	17
2.1 模型地盤の相似則	17
2.1.1 土の応力-ひずみ関係	17
2.1.2 地盤の透水性	18
2.1.3 加振条件	18
2.1.4 矢板の曲げ剛性	19
2.2 実験装置	19
2.2.1 模型材料・実験器具	19
2.2.2 振動実験装置	24
2.2.3 測定装置	24
2.3 模型矢板の検定	27
2.3.1 模型矢板の曲げ剛性	27
2.3.2 ひずみゲージの校正係数	27
2.4 模型地盤の作製方法	29
2.4.1 支持層の作製	31
2.4.2 液状化層の作製	31
2.4.3 マーカの作製	32

2.4.4	地盤の飽和	32
2.4.5	盛土模型の作製	32
2.4.6	センサーの設置	32
2.4.7	加振	34
2.5	液状化層の作製精度	34
2.6	振動成分・漸増成分	35
第3章	実験結果（大型土槽）	37
3.1	実験条件	37
3.2	実験結果	39
3.2.1	盛土の最終沈下量	39
3.2.2	矢板の最終変位	40
3.2.3	矢板に発生する曲げモーメント・矢板の変形状況	42
3.2.4	地盤内の変位分布	43
3.2.5	排水機能付矢板による過剰間隙水圧の抑制効果	46
3.3	大型土槽実験で得られた知見	47
第4章	実験結果（小型土槽）	49
4.1	実験条件	49
4.2	実験結果	49
4.2.1	入力加速度の影響	49
4.2.2	液状化層の相対密度の影響	51
4.2.3	液状化層厚の影響	51
4.3	小型土槽実験のまとめ	56
第5章	実験結果（中型土槽）	59
5.1	実験条件	59
5.2	地盤の圧密沈下量	59
5.3	無対策の場合の盛土の典型的な沈下挙動・実験の再現性	62
5.4	各実験条件が盛土の沈下挙動に与える影響	83
5.4.1	無対策の地盤上の盛土の挙動	83
5.4.2	矢板締切工法による盛土の沈下軽減効果	101
5.4.3	その他の対策工法	120
5.5	中型土槽実験結果のまとめ	135
第6章	締切矢板の挙動	139
6.1	矢板抗頭変位と盛土の底面沈下量の関係	139
6.2	実験で計測された矢板の曲げモーメント	139
6.2.1	普通矢板による締切工法	139
6.2.2	液状化層厚の影響	144
6.2.3	排水機能付矢板を使用した場合	145
6.2.4	曲げモーメントの振動成分	150
6.2.5	入力加速度と矢板の曲げモーメント	152

6.3	矢板壁に作用する土圧の推定	153
6.4	実験条件・各種対策工法の土圧に与える影響	158
6.4.1	矢板下端固定条件の影響	158
6.4.2	液状化層厚の影響	158
6.4.3	入力最大加速度の影響	159
6.4.4	排水機能付矢板の効果	159
6.4.5	入力波の周波数・押え盛土の効果	161
6.5	締切矢板と地盤の挙動のまとめ	161
6.5.1	普通矢板による締切工法	161
6.5.2	矢板締切と押え盛土を併用した場合	166
6.5.3	排水機能付矢板による締切工法	167
第7章	盛土の沈下量予測手法	175
7.1	エネルギー原理に基づく液状化した斜面の流動量予測手法	175
7.1.1	ポテンシャルエネルギーの求め方	175
7.1.2	最大可能変位	180
7.1.3	不規則な地形への適用	181
7.1.4	各種の境界条件	182
7.2	無対策の液状化地盤上盛土の沈下量予測	183
7.2.1	エネルギー原理に基づく予測手法の模型実験への適用	183
7.2.2	実験結果との比較	186
第8章	鋼矢板締切工法の設計手法の検討	191
8.1	エネルギー原理に基づく予測手法の矢板壁を含んだ場合への拡張	191
8.2	矢板締切を施した盛土模型地盤の解析	193
8.2.1	エネルギー原理に基づく解析手法の矢板締切工法模型地盤への適用	193
8.2.2	実験結果との比較	195
第9章	結論	199
	参考文献	201
	付録 A 応力-ひずみ関係の計算	207
	A.1 せん断応力の推定	207
	A.2 せん断ひずみの推定	207
	付録 B 矢板締切・押え盛土を併用した工法についての追加実験	209
	付録 C 実験模型の写真	211
	謝辞	217

第1章 序論

1.1 はじめに

地震の際に河川堤防などの盛土構造物がしばしば大きな被害を受ける。安田(1988)にまとめられているものだけでも、新潟地震(1964)による鉄道盛土の被害や宮城県沖地震(1978)の際の名取川堤防の被害、日本海中部地震(1983)による八郎潟干拓堤防の被害など数多く報告されている。また、最近では、兵庫県南部地震(1995)により淀川の堤防が被災している。このような被害には様々な形態のものが含まれており、過去の研究でその被害形態の分類が行なわれている。

1968年の十勝沖地震では、軟弱地盤上の鉄道盛土(東北本線、大湊・大畑線)に大きな被害が発生した。池原(1972)はこの被害の調査を行ない、盛土の破壊形式をI型(のり面流失)・II型(盛土崩壊)・III型(盛土縦割れ)・IV型(盛土沈下)の4種に分類することを提案した。さらに、野澤(1986)はII型破壊をII(1)型(盛土本体内のすべり破壊)・II(2)型(地盤を含むすべり破壊)の2つに区分し、“盛土本体の液化化破壊”をV型破壊として付け加えた分類を提案している。図1.1に野澤による盛土の震害分類を示す。その他にも盛土の被害形態の調査・研究は行なわれているが、いずれも概ね同様な分類を示している。

野澤(1986)は被害形態別の発生件数や被害形態と地盤種別の関係についても調査している。図1.2に各被害形態の発生割合を示す。図1.2によると、II(1)、(2)型及びIV型破壊の破壊が盛土の震害の大部分を占めている。さらに、これらの被害の大半がいわゆる軟弱地盤上の盛土で発生していることも指摘されている。

上沢ら(1972a)は十勝沖地震の際の鉄道盛土の被害に関し大型振動台を用いて盛土の破壊機構解明実験を行なった。その結果、支持地盤の液化化とそれに伴う側方への流動が盛土沈下の主因となっていることを確認した。岩崎ら(1979)は宮城県沖地震(1978)で被害を受けた宮城県内の名取川の堤防について調査・解析を行ない、被害を受けた堤防の基礎地盤部が流動化しやすい地盤であったと結論づけている。兵庫県南部地震の際には堤防の被災地点付近で噴砂現象が見られたとの報告があるが(日経コンストラクション 編1995)、これは周辺地盤で液化化現象が発生したことを物語っている。

以上の調査報告・研究成果は、いずれも支持地盤地盤の液化化現象が河川堤防などの盛土の破壊や沈下の大きな原因であることを示唆している。しかしながら、現在まで盛土構造物の設計の際にはこのような被害に対する検討はあまり重要視されていなかった。これは、他の構造物に比べ盛土構造物は被災後の復旧が比較的容易であり、短時間に復旧することが可能であるからである。しかし、東京などが国の大都市では、沿岸部の低地などを中心に広い範囲で地震の際の液化化現象の発生が予想されており(東京国土技術研究所 編1987)、当然、大都市近郊で地震が発生した場合、地盤の液化化により河川堤防が被災する可能性も高い。平野部の大都市では一部ゼロメートル地帯なども存在するため、一たび浸水被害が発生すればその被害は甚大なものになる事が予想される。現実には、幸い浸水被害はなかったもの、近年、釧路沖地震(1993)や北海道南西沖地震(1993)・兵庫県南部地震(1994)などで河川堤防が甚大な被害を受けた。こういったことから、現在、河川堤防の耐震性を再検討し、対策をたてることが重要な課題となってきている。この章では、まず近年の河川堤防の被害事例について述べた後、現在までに行われてきた様々な研究について簡単にまとめる。そして現在研究が必要とされている課題を明確にし、本研究の研究目的・

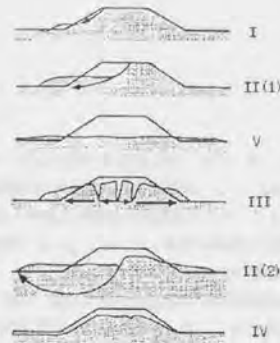


図 1.1: 盛土の震害分類 (野澤 1986)

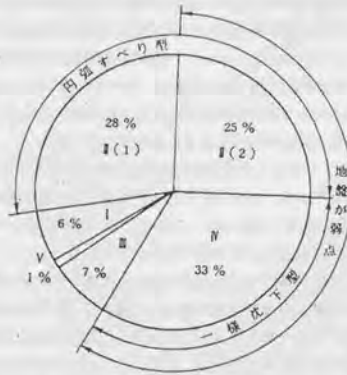


図 1.2: 各被害形態の発生割合 (野澤 1986)



図 1.3: 釧路川遊水池左岸堤防の変状 (西川・高橋 1993)

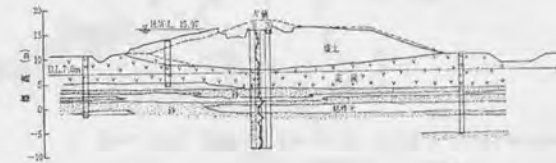


図 1.4: 十勝川右岸堤防の変状と地質断面 (西川・高橋 1993)

研究方法を説明する。

1.2 被害事例

釧路沖地震

釧路沖地震 (1993) では、釧路川・音別川・標津川・十勝川など多くの河川で堤防の被災が認められている。西川・高橋 (1993) の報告によると、被害形態は直線的な沈下・すべり・亀裂などである。亀裂発生箇所で噴砂跡が確認されており、液状化現象の発生が推定されている。図 1.3 に釧路川遊水池左岸堤防の変状を、図 1.4 に十勝川右岸堤防の変状と地質断面を示す。

金子ら (1994b) によると、被害箇所は震央距離約 100km 圏内に位置しており、震度 V~VI 程度の地震動を被ったものと推定されている。また、金子らは被災堤防の開削調査などの結果から、被災原因は軟弱地盤の圧密沈下のため盛土の一部が旧地面レベル以下にめり込み、その部分の液状化が主要因となって盛土が崩壊したものとしている。

北海道南西沖地震

1993 年の北海道南西沖地震では後志利別川 (図 1.5 の矢印の位置) が大きな被害を受けた。西川 (1993) らの報告によると、後志利別川の被災した堤防付近では、緩い砂層が地表部に堆積し、また地下水位は G.L. -1.0 ~ -1.5m 付近に位置している。地震後、堤体の周辺地盤では至るところで液状化による噴砂現象が見られ、堤内外では大きくクラックが広がり、クラック内にも噴砂の痕跡が見られた。被災箇所によっては堤体天端の陥没も見られ、下流ほど顕著であったと報告されている。金子ら (1994) によると、天端の陥没が 2m を越えたところもあった。図 1.6 に後志利別川の堤防被災の平面図・断面図を示す。



図 1.5: 後志利別川の位置と北海道南西沖地震の震央 (西川ら 1993)



図 1.6: 後志利別川の堤防被災状況の平面・断面図 (西川ら 1993)

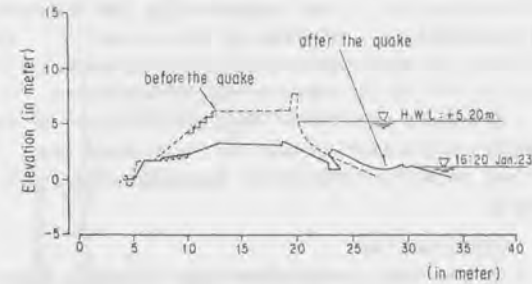


図 1.7: 西島の堤防被災状況・断面図 (Matsuo 1996)

被災原因としては盛土基盤の液状化現象が考えられている。後志利別川の被災地点は震央に比較的近い位置にあり、近辺での観測記録から 200gal に達する地震動を被ったと思われる。そのため、堤体下の砂層まで完全に液状化したと考えられ、堤体近傍が液状化したことによって生じたせん断変形により堤体にクラックが発生したことに加えて、基盤そのものの沈下も生じたため被災規模が大きかったものと推定されている。

兵庫県南部地震

兵庫県南部地震では非常に多くの河川で様々な形式の堤防・護岸が被害を受けた (Takada et al. 1996)。淀川の堤防では総延長 1.4km にわたって 2m を越える天端の沈下が発生し、その最大沈下量は 3m に達するなど甚大な被害が発生した。図 1.7 に、大きな被害の発生した淀川の左岸の西島堤防の被災状況を示す。

Matsuo (1996) は、淀川の堤防の被害について、不攪乱試料の繰返し三軸圧縮試験を含む調査を行なった。Matsuo は被災地域において噴砂跡が見られたこと、堤防支持地盤の上部に標準貫入試験の N 値が 10 以下であるような沖積砂層が存在することなどから、堤防支持地盤の液状化がこれらの堤防被害の大きな原因の一つと考えられるとしている。

1.3 盛土のすべり破壊・沈下とその対策

1.3.1 残留強度を用いた盛土の安定解析

盛土の被害の発生原因として支持地盤の液状化現象を考える場合、盛土被害の予測手順は、(1) 支持地盤が液状化する可能性・範囲の予測、(2) 液状化が発生した後の盛土の安定解析の二つに分けられる。(1) の液状化現象の発生可能性については、三軸圧縮試験や中空ねじりせん断試験などの要素実験を中心に非常に多くの研究が行われているが、本研究の主旨とは異なるのでここではふれない。1.4 節で述べるが、本研究は液状化が発生した場合の盛土の挙動に関するものであり、(2) の液状化が発生した場合の盛土の安定解析に類するものである。

液状化発生後の盛土の安定解析に関しては、液状化地盤の残留強度を用いた解析が多く行われてきた。

この手法の基本的な考え方は非常に簡潔である。つまり、原位置の液状化した地盤の残留強度が、盛土等の荷重によって生じるせん断力よりも小さい場合に大規模なすべり破壊・地盤の流動等が発生するというものである。液状化地盤の残留強度とは、土が定常状態に達した時のせん断抵抗であり、定常状態とは、吉瀧(1996)の定義によれば、「応力状態が変化せずに等体積(非排水)で変形が生じている状態」で、「応力増分はすべての成分についてゼロであるが、少なくとも一つのひずみ成分の増分がゼロではない」ことを意味している。また、定常状態において有効応力状態と間隙比は1対1に対応する。尚、定常状態理論に関しては数多くの研究が行われその成果がまとめられている(例えば、Ishihara 1993)。

Poulos et al. (1985) は、盛土などの構造物のための一般的な安定解析手法をまとめた。具体的には、次のような手順となる。

1. 原位置での土の間隙比を測定する。
2. 要素実験によってその土の間隙比と有効応力状態の対応関係(定常状態線)を調べる。
3. 原位置から採取した不攪乱試料について非排水残留強度を求める。
4. 要素実験で得られた残留強度から原位置での間隙比に対応する残留強度を推定する。
5. 構造物の荷重等によるせん断力を計算し、これと手順4で推定した残留強度から安全率を求める。

Poulos et al. は、土の間隙比の変化が残留強度に大きな影響を与える事を指摘し、試料の採取や実験にあたっては十分な注意が必要であるとしている。

Seed (1987) は、San Fernando 地震(1971)で被災した Lower San Fernando Dam や、伊豆大島近海地震(1979)による持越欽山堆積場の崩壊など、液状化現象に伴う大規模なすべり破壊の事例研究を行なった。その結果から、液状化した地盤の残留強度を推定し、この残留強度と標準貫入試験の $(N_1)_{60}$ 値^[1]との関係を図 1.8 のようにまとめた。各ケースごとに地盤を調査・評価する際の条件が一定しておらず、その影響から図 1.8 ではデータにばらつきがみられる。しかしながら、Seed は、この結果が標準貫入試験から地盤の残留強度を決める指標として十分に利用できるとしている。Poulos らが指摘したように、土の残留強度は間隙比の変化に大きな影響を受けるため、要素実験で原位置の強度を正確に測定するには困難である。従って、Seed が示したように標準貫入試験の結果から地盤の残留強度が求められるということは非常に有用である。

De Alba et al. (1988) は、Chilean 地震(1985)により被災した La Marquesa Dam と La Palma Dam の調査(主に標準貫入試験)を行なった。その結果、盛土底面にあったシルト質の砂層の液状化現象がこれらの盛土被害の原因であるとしている。併せて、液状化した層の残留強度と標準貫入試験結果の関係が、Seed の示した図 1.8 と良く一致することも示している。

しかしながら、Seed (1987) の示した方法に対しては、一般に値が大きすぎ、緩斜面の流動流動がうまく説明できないという問題点が指摘されている。また、Pillai and Salgado (1994) は、1.3.6 節で述べる Duncan Dam の耐震調査の一環として Seed の方法を用いた検討を行っている。その中で、Pillai and Salgado は、Seed の方法では拘束圧が非常に大きい場合でもその効果が残留強度にあらわれないため、残留強度が小さい値となり実際の盛土の安定性を過小評価するとしている。

Ishihara et al. (1990) は十勝沖地震(1968)や千葉東方沖地震(1987)などで被害を受けた盛土の調査を行ない、オランダ式二重管コーン貫入試験及びスウェーデン式サウンディング試験のコーン支持力と、液状化したシルト質砂地盤の残留強度との関係を求めた。これらの貫入試験は、試験法が比較的容易で、粘土やシルト分を含む砂の非排水強度の評価に関しては標準貫入試験よりも適している。Ishihara et al. は、調

[1] 標準貫入試験の N 値を試験装置の伝達エネルギーと地盤の上載圧に関して補正した値。

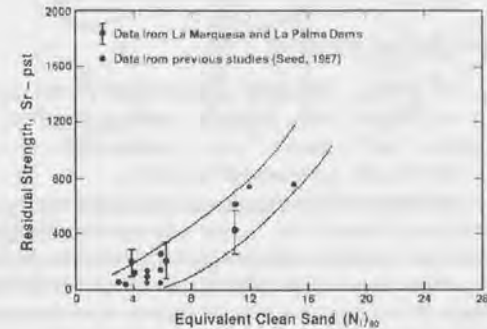


図 1.8: 液状化地盤の残留強度と N 値の関係 (Seed 1987 の図に DeAlba 1988 がデータを加えたもの)

査の結果、次のような関係式を導いた。

$$S_u = \frac{q_c}{30} \quad (1.1)$$

ここで、 S_u はシルト質砂の非排水せん断強度、 q_c はコーン支持力を表す。

一般に液状化現象は緩く堆積し飽和した砂地盤で発生するが、条件によっては礫や礫まじりの砂でも液状化するという研究成果も報告されている。例えば、Yegian et al. (1994) は、1988年の Armenia 地震の際の鉄道及び道路盛土の被害調査した。その結果、地表面の 30cm 程度の薄い不透水層が水圧の消散を妨げることでその下の礫層が液状化し、盛土が被災したとしている。また、礫の液状化時の残留強度が砂のそれと同程度であるとの結果も示している。

1.3.2 盛土のすべり・沈下に関する模型実験

振動模型実験を行なって盛土の被害要因・破壊機構を明らかにする試みも多く行なわれている。

Uwabe et al. (1986) は飽和砂地盤上の盛土の安定性に関して大型振動台による模型実験を行ない、その実験結果をもとに円弧すべり面法による安定解析を行なった。その結果、地震力及び盛土内・支持地盤内の過剰間隙水圧を考慮することで、飽和砂地盤上の盛土のすべり破壊に対する安全率がうまく評価できるとしている。Uwabe et al. の模型実験で見られた破壊形式は、野澤の分類では II (2) 型の“地盤を含むすべり破壊”に相当する。

1.1 節でも述べたが、上沢ら (1972a) は十勝沖地震の際の鉄道盛土の被害に関し大型振動台を用いて盛土の破壊機構を説明実験を行ない、その結果、支持地盤の液状化とそれに伴う側方への流動が盛土沈下の主因となっていることを確認した。また、上沢らは、間隙水圧を考慮した震度法によって破壊機構がほぼ説明できるとしている。

Kokusho (1999) は、液状化後の地盤の流動やすべり破壊に大きな影響を与える要因として地盤内での水膜現象に着目し、模型実験を行った。水膜現象とは、地盤内の各層の透水性の差異により、液状化に伴う間隙水の上昇流が透水性の低い層の直下に水膜を形成する現象である。実験結果から、この水膜によっ

てせん断面の抵抗力がなくなり、液状化後の地盤の流動やすべり破壊が大きくなることがわかった。また、水壓は振動終了後もしばらくは保持されるため、実際の地震被害で地震終了後も地盤の側方流動が継続する現象がうまく説明できるとしている。

1.3.3 盛土の沈下対策工法に関する研究

盛土の沈下対策としては、鋼矢板による地中連続壁を盛土法尻に設置する方法や、盛土の直下の地盤を締め固める方法などさまざまな方法が考えられる。本研究では、既存の盛土への施工性を考慮して、盛土の両法尻に鋼矢板壁を設置する方法¹²⁾を研究対象とするが、それ以外の方法についても現在までにさまざまな研究が行なわれ、対策効果の確認・設計手法の模索が進んでいる。

液状化対策としての地盤の締め固め工法に関しては、Ohsaki (1970) が新潟地震 (1964) の直後に開始された製紙工場の建設で用いられた例を挙げている。この製紙工場は 1968 年の十勝沖地震により被災したが、Ohsaki は地盤の締め固めを行なった範囲については液状化が発生せず被害を抑えることができたことを報告している。このことから、地盤の締め固めが液状化対策として有効であることがわかるが、新川ら (1998) はこれを盛土の沈下対策として用いた場合について振動台模型実験を行なった。その結果によると、盛土の沈下対策として締め固め工法を用いる場合、盛土の支持地盤全域を締め固めた場合だけでなく、盛土法尻下の地盤のみ締め固めた場合でも沈下量の抑制効果が認められた。また、新川らは、支持地盤全域を締め固めた場合、締め固め部分で加速度が増幅するため盛土そのものの崩壊が大きくなる可能性があることを指摘している。

上村ら (1972b) は、テンション材敷込工法・押え盛土工法・シートパイル締切工法など各種の対策工法について振動台模型実験を行なった。その結果、いずれの対策工法を用いても盛土の沈下を完全に防ぐことはできず、ある程度の沈下が生じてしまうことがわかった。しかしながら、盛土や地盤を不飽和にしたり排水層を設けたりして、振動が加わっても過剰間隙水圧が発生しにくくしておくことにより、沈下量を軽減できることが確認された。また、地盤が飽和しており地盤強度がかなり低い場合でも、盛土全体を補強したり (層状ネット敷込工法・テールアルメ工法)、盛土下の地盤を締め切って締切内の地盤の側方流動を防いだり (タイロッド使用のシートパイル締切工法)、あるいは盛土底部にテンション材を密に敷込むことにより (合成補強材の使用等)、盛土の沈下を抑制できることがわかった。この実験結果や既設盛土への施工性などを考慮し、東海道新幹線の軟弱地盤上の盛土の耐震補強方法として、シートパイルによる締切工法が選ばれ、実際に施工されている (大橋・那須 1980、野澤 1986)。

Yoshimi and Tokimatsu (1977) はビルなどの構造物の液状化による沈下について研究するため、振動台模型実験を行った。その一部として構造物の両脇の地盤内に剛な壁を設置した場合についても実験を行い、剛な壁によって地盤のせん断剛性が保たれ過剰間隙水圧の上昇が抑えられること、また、剛な壁が構造物直下地盤の側方流動を抑制することによって構造物の沈下量が軽減されることを確認している。

Matsuo et al. (1994) は矢板の杭頭をタイロッドで結ぶ形式の矢板締切工法の盛土沈下軽減効果について振動台模型実験を行った。Matsuo et al. は、この工法が盛土の沈下量を抑制する効果を持つことを確認し、その効果は盛土形状や矢板支持層の有無に影響されることを指摘した。また、矢板に作用する土圧増分は、Westergaard (1931) の動水圧に関する式を応用することによりうまく説明できるとしている。

布川ら (1997a, b) は、盛土の液状化対策工として矢板締切工法に着目して遠心模型振動実験を行い、矢板頭部の連結タイロッドの有無や入力加速度振幅の対策効果に与える影響について研究した。実験によると盛土直下の過剰間隙水圧比は無対策の場合よりも矢板締切を行った場合の方が大きいという結果となった。これは、無対策の場合、盛土が沈下すると同時に盛土直下地盤内で側方への大きなひずみが発生し、正の

¹²⁾以下、鋼矢板締切工法と呼ぶ。



図 1.9: 排水機能付矢板の例 (野田ら 1990)

ダイラテンシーが発生して過剰間隙水圧の上昇が抑えられるためである。さらに布川らは、盛土の沈下量を盛土直下地盤の水平変位に起因するものと圧縮変形によるものとに分けて整理し、矢板を打設した場合、盛土直下地盤の圧縮変形が増加し水平変位量が減少することを示した。また、矢板に発生する曲げひずみに関して、入力する加速度振幅を変化させた場合、矢板に発生する曲げひずみの経時変化に差が見られるが、その最大値は地盤の液状化の程度が同じであれば入力加速度にほとんど依存しないと報告している。

矢板を用いた締切工法などの対策で、通常の矢板の変わりに排水機能付の矢板を用いる方法も研究されている。排水機能付矢板とは、図 1.9 に示すように通常の鋼管矢板やシートパイルに排水用の穴あきチャンネルを取り付けたものである。この排水機能により矢板周辺の過剰間隙水圧の発生を抑制し周辺地盤の強度を保持することによって、通常の矢板以上の水平抵抗が期待できる。

野田ら (1990)、Kita et al. (1992) は、振動台模型実験によって排水機能付矢板の効果を検討している。その結果、排水機能付矢板によって周辺地盤の間隙水圧上昇を抑制できることが確認された。また、排水機能付矢板を用いることによって、ケーソン護岸の沈下や盛土のすべり破壊を効果的にくい止めることができたとしている。

西谷ら (1992)、才村ら (1992) は、排水機能付の鋼杭の実物を用いてその排水効果・水平抵抗性能について現場確認実験を行なっている。実験は、川崎市東扇島の埋立地に排水機能付鋼杭を打設し、パイロハンマーとロッドにより杭周辺地盤を強制的に加振して過剰間隙水圧を上昇させることにより実施された。その結果、排水機能付杭は過剰間隙水圧の上昇を抑制する効果・水圧を速やかに逸散させる効果があることが確認された。また、杭頭に水平荷重を加えて地盤を加振すると、排水機能付杭では水平変位増分が普通杭の半分程度に抑えられ、杭の曲げモーメントについても排水機能付杭では普通杭よりもその増分が小さく、排水機能付杭の水平抵抗保有性能が確認できた。

田中・喜田 (1995) は、支持地盤の液状化に起因する盛土沈下について自立式矢板による締切に加えて排水機能付矢板を用いた締切工法についても振動台模型実験を行ない、その効果を検討した。その結果、排水機能付矢板の水圧軽減効果が沈下防止に有効に機能することを確認した。しかしながら、排水機能付矢板の排水能力を越えて過剰間隙水圧の蓄積が進むような状態では、排水機能付矢板を用いることによる沈下軽減効果は少なく、地盤・加振条件に見合った適切な排水能力の設定が必要であるとしている。また、安田ら (1995) も同様な振動台模型実験を行ない、排水機能付矢板を用いることで普通矢板による締切の場合以上の対策効果が得られることを確認した。安田らの実験では、排水機能付矢板により地表に排水された水が地表付近の地盤を緩めてしまい、盛土の沈下が進む現象が観察された。安田らは、排水機能付矢板を用いた場合、地表面に排水される水の処理 (貯水チャンネルを設けるなど) に注意する必要があると指摘している。

Kimura et al. (1997) は、液状化に伴う共同溝の浮き上がりや石油備蓄タンクの沈下減少に関する遠心

振動模型実験を行なった。対策工法として、普通矢板による締切・排水機能付矢板による締切・グラベルドレーンの3種の工法を取り上げ、実験結果からその効果を検証した。それによると、共同溝の浮き上がり・タンクの沈下のいずれに対しても、排水機能付矢板が大きな対策効果を持つことが分かった。また、タンクの沈下の要因として、液状化に伴う地盤の圧密沈下とタンク支持地盤の側方流動に起因する沈下の2つがあることを改めて指摘している。

本研究で行った模型実験に関する文献としては、Towhata and Mizutani (1999)、小松(1999)、水谷他(1999)などがあるが、これらの内容は第5章などに含まれているので、ここでは説明しない。

1.3.4 数値解析

阿部・草野(1991a, b)、Abe(1996)は、振動模型実験を行ない有効応力解析プログラム“EFFCTD”についてその機能検証を行なった。プログラム“EFFCTD”は、せん断応力-せん断ひずみ関係に履歴型関数(修正Hardin-Drnevichモデルまたは修正Ramberg-Osgoodモデル)を用いた弾性解析法に基づく手法で、実験結果から得られた過剰間隙水圧上昇式を組み込んだ2次元有効応力解析プログラムである。振動模型実験は無対策の場合だけではなく二重矢板締切・グラベルドレーン・深層混合処理などの対策工法を行なった場合についても行われ、その結果を基にこのプログラムの有効性が検証されている。それによると、振動模型実験の際、水平地盤部は完全に液状化したが盛土直下の支持地盤内では過剰間隙水圧は初期有効上載圧に達せず、完全液状化に至らなかった。また、対策工法に関しては、状況が許せば盛土の支持地盤を締め固めるのが最も効果的であると指摘している。さらに、解析プログラム“EFFCTD”では、振動実験の加速度と水圧変化についてはうまく再現できたが、盛土の沈下量など残留変形量の評価に関してはさらに改良の必要があるとしている。

一方、Puebla et al.(1997)は実大模型及び遠心模型実験の解析を行なった。まず、三軸圧縮・伸長試験や単純せん断試験の結果から砂の弾塑性応力-ひずみ構成式を導き、コンピュータプログラム“FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua)”を用いて差分法により2次元解析を行なって実験結果と比較している。その結果、遠心模型実験・実大盛土の挙動と解析結果は変位・間隙水圧の変化とも良く一致した。また、地盤内の排水条件が盛土の挙動に大きな影響を与えることがわかった。

北・関口(1998)は、排水機能付の矢板を用いた盛土法尻での締切り工法による盛土の沈下対策に着目し、地盤内の過剰間隙水圧応答を土の繰返し塑性に起因した二次元圧密問題として定式化して、盛土の安定解析を行なった。その結果、排水機能付矢板による過剰間隙水圧の発生抑制効果の影響範囲は矢板近傍に限られており、系の大規模崩壊を対象とした安定性の改善は顕著ではないことがわかった。

1.3.5 盛土の沈下量予測

Lee and Albaisa(1974)は非排水繰返し三軸圧縮試験を行ない、液状化後の過剰間隙水圧の消散にともなって発生する体積ひずみについて検討した。Lee and Albaisaによると、再圧密時の体積ひずみは、砂の粒径の増加・相対密度の減少・繰返し載荷中に発生した過剰間隙水圧の増加とともに増加するが、過剰間隙水圧の発生原因(単調載荷か繰返し載荷かなど)にはよらないことがわかった。しかしながら、繰返し載荷中に供試体内部に発生するひずみの影響については調べられていない。

Tatsuoka et al.(1984)は繰返しねじりせん断試験の結果から、液状化後の再圧密時に発生する体積ひずみと最大せん断応力・砂の密度との関係を導いた。その結果を用いて、Tokimatsu and Seed(1987)は、繰返し応力比及び $(N_c)_{00}$ から体積ひずみを求める方法を示した。この方法により求められた沈下量と十勝沖地震・新潟地震・宮城県沖地震などで発生した地盤の沈下量とは比較的良く一致した。また、Ishihara and

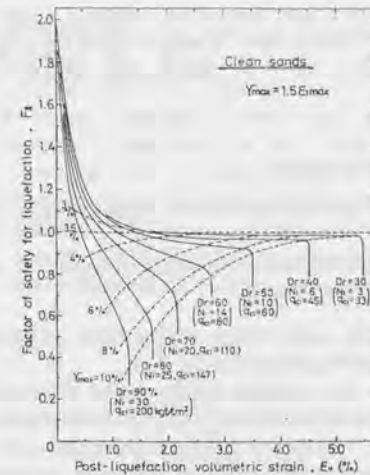


図 1.10: 液状化安全率と体積ひずみの関係 (Ishihara and Yoshimine 1992)

Yoshimine(1992)は、単純せん断試験(一方向、二方向)の結果を基にして、液状化に対する安全率 F_L と液状化後の再圧密時に発生する地盤の体積ひずみの関係を図1.10のように導いた。ここで、

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (1.2)$$

であり、 R は液状化強度比、 L は地震時に加わる繰返しせん断力比である。一般に $F_L \leq 1.0$ の時液状化現象が発生すると考えられる。図1.10より、地盤中で液状化すると予測される層の各層毎の沈下量を求め、その合計として地表面の沈下量を計算することができる。Ishihara and Yoshimineは、新潟地震(1964)の際に液状化した地盤について、標準貫入試験などの調査結果からこの方法を用いて計算した結果と、実際に観察された地表面の沈下量は、比較的良い一致を示したとしている。これらの研究で調べられている沈下は、いずれも液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下であり、液状化した地盤の流動に起因する沈下は含まれない。

盛土の沈下の大きな原因の一つとして盛土支持地盤の側方流動が挙げられるが、このような液状化地盤の流動に関しては多くの研究が行われ、その成果としていくつかの流動量の予測手法が考えられている。

浜田ら(1986a, b)は、新潟地震・日本海中部地震等によって生じた地盤の永久変位を、地震前後の航空測量写真により測定した。その結果から地盤の永久変位の要因を分析し、重回帰分析により次のような関係式を得た。

$$D = 0.74 \sqrt{H} \sqrt{\theta} \quad (1.3)$$

ここで、 D は地盤の永久変位(m)、 H は液状化層の厚さ(m)、 θ は地表面の勾配・液状化層の下面勾配のうち最大の勾配(%)をそれぞれ表している。

また、液状化した地盤の流動量予測手法としての一つとして、エネルギー原理に基づく解析方法がある (Sasaki et al. 1992, Towhata et al. 1992, Towhata 1997, Towhata et al. 1999)。これは、地盤のポテンシャルエネルギーが最小となる条件から液状化した地盤の最大変位を計算するものである。本論文ではこの解析手法を応用して盛土の最終沈下量を予測し実験結果との比較・検討を行う。解析手法の詳細については、第7章で説明する。

1.3.6 盛土の耐震性の総合的な検討

種々の要素実験や模型実験・数値解析等を組み合わせて、盛土の耐震性を総合的に検討した事例がいくつか報告されている。

佐々木ら (1987) は、青森県の高瀬川に新設する高潮堤防の耐震性について詳細な検討を行なった。耐震性の検討手順は、次のようなものである。

1. 原位置での一般的な土質調査・試験やPS検層、室内試験 (動的ねじりせん断試験・振動三軸試験) などを行い、地盤の液状化特性やせん断剛性を求める。
2. 一次元 (一部の地区では二次元) 地震応答解析を行い、地震時のせん断応力を求める。
3. 液状化抵抗率 F_L (液状化に対する安全率 F_L と同じもの) により砂地盤における液状化の可能性の判定を行う。 F_L は式 (1.2) で表され、Rとして手順1の室内要素試験から求められる動的せん断強度比を、Lには手順2の地震応答解析で得られた最大せん断応力を有効上載圧で除して求めたせん断応力比を用いる。
4. 高瀬川の高潮堤防の場合は、砂質土の液状化と粘性土の強度変化が予想されたので、これらを考慮した上で盛土の地震時安定解析を円弧すべり法により行う。

この手順に従って検討した結果、高瀬川高潮堤防の場合は対策工法として押さえ盛土工法 (敷幅6m程度)、もしくは動圧密工法により (1.8m程度の深さまでN値約15以上になるように) 地盤を締め固めるのが適当という判断が下された。この耐震性調査は一般的なものではなくあくまでも高瀬川高潮堤防のために行われたものであるが、検討手順など他の盛土の耐震性調査にも参考となる点が多い。

カナダでは、Duncan Damについて行なわれた一連の研究がある (Imrie 1994, Little et al. 1994, Plewes et al. 1994, Sego et al. 1994, Pillai and Stewart 1994, Pillai and Salgado 1994, Byrne et al. 1994)。Duncan Damは1960年代に構築されたもので、当時ダムの支持地盤が液状化する可能性は認識されていたものの設計には考慮されなかった。そこで、1988年から1992年にかけて現地調査・要素実験・解析などを含む包括的な耐震性の検討が行なわれた。

具体的な検討手順は次の通りである。まずはじめに、原位置での貫入試験結果からSeed (1987) の方法による検討を行なった結果、設計地震動に対する耐震性が乏しいという判断が下された。そのため、凍結サンプリングにより得られた不攪乱試料に対して三軸圧縮試験 (単調載荷・繰り返し載荷)・定体積単純せん断試験などが行なわれた。さらに、それらの結果を基に疑似動的な解析が行なわれ、液状化が発生した場合のダムの沈下量は0.5mから最大でも2.3mと予測された。仮に2.3mの沈下が発生しても越流の危険は少ないこと、また、液状化した支持地盤の変位・流動量もそれほど大きくないという結果が得られたことなどから、最終的にDuncan Damに補修の必要はないという判断が下された。

1.3.7 現行設計法

盛土の液状化対策工法に関する設計法としては、建設省耐震技術研究センター土質研究室により示された“液状化対策工法設計・施工マニュアル (案)”がある。この中で、一般に河川堤防においては、治水上所要の止水性を確保する必要があるため、タイロッド締切等堤体内に水みちを形成する可能性のある構造形式の適用には留意が必要とされており、排水機能付き矢板を用いる場合は排水部材が水みちとなることを避けるため、堤体側には取り付けないのが良いとされている。また、大規模地震 (L-2) における鋼材及び盛土構造物の挙動については不明な部分が多いことを指摘し、大規模あるいは重要性が高い構造物の設計においては、地震応答解析や永久変形解析による盛土構造物の挙動計算・弾塑性解析による鋼材の挙動計算・エネルギー原理に基づく地盤流動解析 (1.3.5節参照) などの詳細な検討を行うことが望ましいとしている。

このマニュアルでは、液状化層内の矢板の前面・背面に働く土圧を漸増成分荷重と振動成分荷重に (2.6節参照) 分けて考慮し、これらの荷重が矢板の根入れ層となる非液状化層の地盤反力によって支持されると考えて設計を行う。

漸増成分荷重

鋼矢板に作用する液状化層の漸増成分荷重 P_s は次式によって計算する。

$$P_s = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F(z) \quad (1.4)$$

ここで、 α_1 は盛土下の液状化程度に関する係数、 α_2 は矢板の相対剛性に対する補正係数、 α_3 は盛土形状に対する補正係数、 $F(z)$ は漸増成分荷重の基本分布関数である。さらに、 $F(z)$ は次式のように表される。

$$F(z) = \begin{cases} \gamma_t \cdot h \cdot (0.00054z^3 - 0.0149z^2 + 0.140z + 0.275) & (0 \leq z \leq 10 \text{ m}) \\ 0.725 \cdot \gamma_t \cdot h & (z > 10 \text{ m}) \end{cases} \quad (1.5)$$

z は地表面からの深さ (m)、 γ_t は盛土の湿潤体積重量 (tf/m^3)、 h は盛土高さ (m) である。式 (1.4) (1.5) は岡村ら (1998) の実験結果などをもとに導かれたものである。

排水機能付矢板を用いる場合の漸増成分荷重 P_{sd} は、

$$P_{sd} = P_s - \Delta P = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F(z) - \Delta P \quad (1.6)$$

として計算する。 ΔP は排水機能付矢板の過剰間隙水圧低減効果に対応する漸増成分荷重の低減量で、盛土側排水部材による作用荷重の低減量と受動側排水部材による抵抗土圧の増加量の和で表される。式 (1.6) で求められる荷重 P_{sd} が負となる場合は、 $P_{sd} = 0$ とする。

振動成分荷重

鋼矢板に作用する液状化層の振動成分荷重 P_d は次式により計算する。

$$P_d = \alpha_d \cdot P_{d \max} \\ P_{d \max} = k \cdot (\gamma_w + \gamma' \cdot R_u) \cdot \sqrt{H_d \cdot z} \quad (1.7)$$

ここで、 α_d : 使用矢板の剛性に応じた振動成分土圧に関わる係数、 k : 設計水平震度、 γ' : 土の水中単位体積重量、 R_u : 堤防盛土外側の平地盤部での過剰間隙水圧比、 H_d : 水位面から液状化層の下端までの距離、 γ_w : 水の単位体積重量、 z : 深度である。式 (1.7) は、Westergaard (1931) の導いたダムに作用する地震時の動水圧に関する式を拡張したものである (喜田ら 1991, 古関・古賀 1991)。

排水機能付矢板に対する振動成分荷重に関しては、模型実験によれば周辺地盤の過剰間隙水圧の低減効果によって矢板の応力の振動成分が低減される例も見られるが、現状ではそのメカニズムが必ずしも明解ではないため、普通矢板と同様の荷重を考慮することとされている。

1.4 本研究の目的

1.4.1 本研究の目的

ここまで述べてきたように、河川堤防など盛土構造物の地震被害の大きな原因のひとつが基礎地盤の液状化現象である。河川堤防の震災の大部分を占める堤体のすべり破壊・堤体及び基礎地盤を含むすべり破壊・盛土の沈下の被害例のかなりの部分が支持地盤の液状化現象によって発生している。堤体や堤体・支持地盤のすべり破壊に関しては、定常状態理論や従来からある円弧すべり解析などを応用した研究が進んでおり、そのメカニズムがかなり解明されている。しかしながら、支持地盤の液状化による盛土の沈下に関しては、液状化地盤の挙動が複雑であるため未だ解明されていない部分も多く残されている。特に、どのようなパラメータ（液状化層の密度・層厚・加振条件など）が盛土沈下に影響を与えるのかについては、収集されているデータが十分多いとは言いがたい。また、各種の対策工法に効果があることがわかっていても、どのような原理で効果が発揮されるのか、どの程度の効果が期待できるのか、さらにその効果はどのようなパラメータの影響を大きく受けるのかなど、個々の対策工法に関する詳細な検討はこれからの研究課題となっている。

そこで、本研究では支持地盤の液状化に伴う盛土の沈下挙動に関して、振動台模型実験を行ってより多くのデータを収集し、そのデータを基に各種のパラメータが盛土の沈下挙動に与える影響について詳しく検討する。また、対策工法を用いた場合の盛土の挙動についても同じく振動台模型実験を行い、対策工の挙動や対策効果に各パラメータがどのような影響を与えるのかを研究する。

河川堤防の沈下対策工法としては様々な工法が考えられているが、対策工法を用いる場合の基本的な方針として、被害を一切許さないとするものと軽微な被害は許容するが構造物の機能を大きく損うような大被害を防止し被災後の復旧を容易にするという二通りの考え方がある。被害を許さないような対策の基本は液状化現象の発生そのものを抑止することである。このような工法として、盛土基礎地盤の締め固めや注入固化工法などが挙げられる。しかしながら、密集市街地内のゼロメートル地帯では、騒音の問題などがあり盛土基礎の締め固めを行うことは難しい。また、河川堤防では盛土の延長が長いので、注入固化工法による盛土支持地盤の補強には経済的な困難を伴う。このように、河川堤防のような長大な構造物では、被害を全く許さないような対策を講じるのは非常に困難である。したがって、本研究では盛土の被害は許すがその被害を軽微なものにとどめ復旧を容易にすることを目標とし、自立鋼矢板による締切工法に着目した。鋼矢板締切工法では盛土の沈下を完全に防止することができないことがわかっているが、その反面、既存の盛土に手を加えることなく、他の工法と比較して容易に、また安価で対策を行うことが可能である。このことから、本研究では鋼矢板締切工法及びその派生的な工法について研究を行うことにする。

さらに、本研究では無対策地盤上の盛土の沈下量予測手法や矢板締切対策工法の効果の推定・矢板壁に作用する土圧の推定方法などについても検討を行う。これらの予測・推定手法として、Towhata et al. (1992, 1999) の提案した最小エネルギー原理に基づく液状化地盤の流動量解析手法を利用する。この解析手法はエネルギー原理を基礎としているので、地盤のスケールの効果を持に考慮することなく模型実験結果を利用でき、また、最終的に得られる式が非常に簡単で、有限要素法などのように複雑な数値計算を必要としないという利点がある。本研究では、この手法を盛土の沈下解析に応用し、実験結果と計算結果の比較からこの解析手法の有効性を検討する。

1.4.2 本論文の構成

本論文の構成は次の通りである。まず第2章では、振動台模型実験の使用機器や地盤作製方法について述べる。本研究では大きさの異なる3つの土槽を用いて実験を行なった。幅2m、奥行き2m、深さ0.6mの最も大型の土槽を使った実験では、実験機器・装置類の調整・動作確認を行うとともに、盛土の沈下の傾向や対策工法の効果の有無など基礎的な模型地盤挙動を確認した。その結果を第3章で述べる。次に、幅1m、奥行き20cm、深さ0.4mの小型の土槽を用いて、無対策の液状化地盤上の盛土の沈下挙動に対する液状化層厚・液状化層相対密度・入力最大加速度の影響などを調べた。その結果について第4章で述べる。さらに、第5章では、幅2m、奥行き0.4m、深さ0.6mの中型の土槽を用いて行った振動台模型実験の結果について述べる。中型土槽を用いた実験は本研究の中心的な実験シリーズで、無対策の場合に加えて矢板を用いた対策工法についても実験を行なった。続いて第6章では、中型土槽実験で得られたデータから対策工である矢板壁に発生する曲げモーメントや作用する土圧等について検討を加え、締切矢板や地盤の挙動について総合的な考察を行う。次の第7章では、エネルギー原理に基づく液状化斜面の解析手法を説明する。さらにこれを盛土に応用した解析を行い、結果を実験結果と比較する。無対策の場合だけでなく矢板締切による対策を行った場合についてもエネルギー原理に基づく解析手法を応用し、盛土の沈下量や矢板に作用する土圧に関する解析を行った。この結果について第8章で説明する。最後に第9章で本研究で得られた知見を結論としてまとめる。

第2章 実験方法

2.1 模型地盤の相似則

模型実験を行う際しばしば問題になるのが模型と現実の地盤との対応関係である。この対応関係が明確でないと、実験結果を現実の地盤に適用するのが困難であるし、場合によっては実験における模型地盤の挙動が非現実的ものになりかねない。現在までに、模型と実地盤の対応関係としてさまざまな形の相似則が提案されている。

香川 (1978) は、慣性力・弾性変形に伴う力・内部摩擦減衰力・自重・土が破壊時に示す力に着目し、模型と実地盤の間でこれらの力の比がすべて等しくなるようにすることによって模型振動実験の相似則を導いた。また、国生・岩橋 (1979) は Buckingham の π 定理から無次元量を求めることにより、地盤の非線形振動特性を考慮した相似則を導いている。しかしながら、香川や国生・岩橋の示した相似則は土のせん断変形のみ適用できるものであり、飽和した地盤の模型実験を行なうにはより一般化された相似則を考慮する必要がある。

模型実験で良く用いられる飽和した地盤-構造物系の相似則として、Iai (1989) の提案した相似則がある。Iai は地盤の支配方程式を基に相似則を導いている。この相似則は液化化現象を含むような模型振動実験にもある程度適用することができるが、土粒子間の接触が全く失われてしまうような完全液化化が発生する場合や、地盤が破壊あるいはそれに近いような大変形をする場合には適用できない。

本研究で行う実験では、地盤は完全液化化状態に達するとともに大規模な変形を生じる。したがって、上記のような現在までに導かれている相似則はいずれもそのままでは適用できない。そこで、統一的な相似則を考えるのではなく、個々の物理量・条件について相似則を検討しておく。また、解析モデルとしてはスケールの影響を受けない物理法則 (エネルギー原理に基づく解析手法) を用いる。

2.1.1 土の応力-ひずみ関係

Rocha (1957) は地盤の静的な問題に関し、模型と実物が同じ重力場にある時に成り立つべき相似則について検討し、模型地盤と実地盤での応力・ひずみの間にそれぞれ次のような比例関係を仮定した。

$$\sigma_m = \frac{1}{\alpha} \sigma_p \quad (2.1)$$

$$\epsilon_m = \frac{1}{\beta} \epsilon_p \quad (2.2)$$

ここで、 α, β がそれぞれ応力・ひずみの相似比を表わしており、添字 m は模型を、 p は実地盤を表わす。模型地盤と実地盤の間で式 (2.1), (2.2) のような関係が成立しなければ、模型地盤で観察される挙動は実地盤で発生するであろう挙動と大きく異なってしまうことになる。

模型実験の大きな問題点として、地盤の拘束圧が現実の地盤に比べて非常に小さいことが挙げられる。土の応力-ひずみ関係は拘束圧の影響を受ける。このため、模型地盤と原位置の地盤との間で土の応力-ひずみ関係が大きく異なり、式 (2.1), (2.2) のような関係が成り立たない。

東加・Vargas-Monge (1998) は、模型地盤の密度を小さくする（つまり模型地盤の間隙比を大きくする）ことで、模型と現実の地盤の応力-ひずみ関係を同様なものにできるとし、次のような関係式を提案している。

$$e_2 = e_1 + 0.052 \log_{10} \left(\frac{\sigma'_{c1}}{\sigma'_{c2}} \right) \quad (2.3)$$

ここで、 e_1 ：実地盤における間隙比、 e_2 ：模型地盤における間隙比、 σ'_{c1} ：実地盤における拘束圧、 σ'_{c2} ：模型地盤における拘束圧である。

式(2.3)に本実験の条件を当てはめて概算してみる。本研究で行う模型実験では、土槽サイズの制限により模型盛土の高さを10cmとした。そこで、仮に実地盤の盛土が3m、模型と実地盤の幾何学的な相似比を $\lambda = 30$ とする。模型地盤で層厚20cmの液状化層を作製した場合、実地盤の液状化層厚は6mとなる。単純に拘束圧が上載圧と等しいと考えれば、

$$e_2 = e_1 + 0.0768 \quad (2.4)$$

実地盤で液状化層の相対密度が40%（豊浦砂で間隙比0.826）とすれば、模型地盤の間隙比は0.903、これは相対密度約20%である。以上より、本実験では液状化層の相対密度を20%とした。

2.1.2 地盤の透水性

模型実験で間隙水として原地盤と同じ流体（水）を用いると、地盤の透水性が過大となる。これは、模型では原地盤よりもサイズが小さいため透水距離が小さくなるからである。そこで、原位置での透水性を模型で再現するために水よりも粘性の高い流体がしばしば用いられる。しかしながら、本実験のように1G場で行う実験で粘性の高い流体を用いると、地盤の流動・変形がおこりにくくなるという問題がある。また、液状化現象の継続時間が地盤の挙動に大きな影響を与える場合には特に問題があるが、本実験では加振継続時間を長くすることで盛土の沈下が大きく進むまで液状化現象を持続させた。このため、特に粘性の高い流体を用いることはせず、水で地盤を飽和した。

排水機能付き矢板の実験では、地盤の透水性が矢板の排水能力に大きな影響を与える。そのため、本来ならば地盤の透水性についてよく検討する必要がある。しかしながら、今回の実験では排水機能付き矢板の効果については定性的な検討だけにとどめ、矢板の排水能力や地盤の透水性に関して詳細な検討を行うことはしなかった。

2.1.3 加振条件

地震に含まれる周波数成分は5Hz以下であることが多い。通常、相似則を適用すると、模型実験では波長・継続時間もに現実の地震よりも短くしなければならない。例えば、卓越周期0.5秒（周波数2Hz）・加振継続時間20秒の地震動に対して幾何的相似比 $\lambda = 30$ としてIaiの相似則を用いると、周波数は10~20Hzに、加振継続時間は1.5~3.5秒程度となる¹⁾。

しかしながら、本実験では、すでに述べたように液状化現象を長い時間継続させる必要から、加振継続時間は通常の場合よりもかなり長く、10~30秒程度に設定した。

入力周波数については、低い周波数では振動台の制御が難しく入力波形の再現性が落ち、逆に高い周波数では実験に使用する機器類に共振が起こるなどの問題が発生する可能性のある。従って、本実験では基本的に10Hzで加振し、いくつか実験ケースで周波数を変えた加振を行った結果を比較することとした。

¹⁾Iaiの相似則ではひずみの相似比 λ 、の決め方によってパラメータの相似比が変動する。

2.1.4 矢板の曲げ剛性

模型矢板の作製にあたっては、模型実験でどの程度の変位が生じ得るかに着目して板厚を検討した。仮に何らかの相似則で模型矢板の曲げ剛性を定めたとしても、実験で生じる矢板の変位があまりに小さいと値の測定方法に問題が発生する。逆に、矢板が柔らかすぎてもあまりにも大きな変位が発生しても、実地盤での現象とうまく対応できなくなる。それ以外に市販されているアルミニウム板の規格なども考慮に入れて検討した結果、厚さ2mmのアルミニウム板を用いて模型矢板を作製した。

この模型矢板についてIaiの相似則を適用してみる。検定(2.3節で述べる)の結果そのせん断剛性は、矢板単位幅あたり44.1N・m²/mであった。Iaiの相似則を利用すると、計算結果のひらきが若干大きいものの、幾何学的な相似比 λ を30~40程度と考えれば通常用いられるIII型の鋼矢板相当の剛性となることから、模型矢板の比較的妥当な曲げ剛性となっていると考えられる。

2.2 実験装置

2.2.1 模型材料・実験器具

土槽

大きさの異なる3種の土槽を使用した。以後、容積の大きい順に大型土槽・中型土槽・小型土槽と呼ぶ。いずれの土槽も側壁は透明アクリル製で、実験中に土槽内部の模型地盤の様子を観察することができる。大型土槽は底面の9箇所、小型土槽は1箇所から水や二酸化炭素を注入できるようになっている。中型土槽では、土槽底面に金網を敷き底面全体から水などの注入を行なうことができるように工夫した。

- 大型土槽 幅2m、奥行き2m、深さ0.6m。
- 中型土槽 幅2m、奥行き0.4m、深さ0.6m。
- 小型土槽 幅1m、奥行き0.2m、深さ0.4m。

模型矢板

中型土槽・大型土槽による実験の際に用いた模型矢板の概略図をそれぞれ図2.1、2.2に示す²⁾。いずれの模型矢板も厚さ2mmのアルミニウム製である。矢板は3分割されており板と板の間は緩くビニールテープで固定してある。中央の幅20cmの部分が計測対象であり、両側はガミーの矢板である。中央の計測部分には、両面に高さ5cm間隔でひずみゲージを貼り付け、矢板の曲げモーメントを計測する。中型土槽用の模型矢板と大型土槽用の模型矢板の計測断面部分は同一の板を利用した。

中型土槽による模型実験では、矢板の固定方法は2種類を用いた。固定Aでは矢板の下端にアングルを取り付け、土槽の底面にガムテープで固定した。固定Bでは、矢板の下端部分10cmを厚さ1.5cmの木板で挟み込んで支持層内では矢板がたわまないようにし、土槽の底板に固定した。それぞれの固定方法を図2.3に示す。大型土槽による実験では矢板模型と土槽底板の間の固定は行なわず、支持層のみで矢板を支持した。

²⁾小型土槽では矢板を使用する実験は行なわなかった。

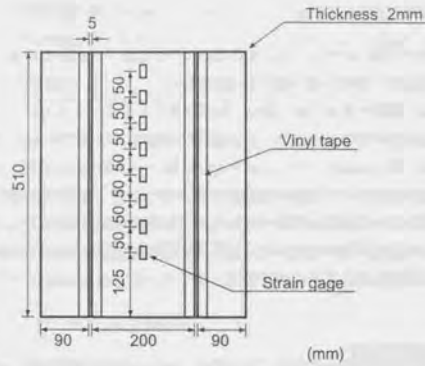


図 2.1: 中型土槽用模型矢板・ひずみゲージ貼付位置

排水機能付き矢板の模型

排水機能付き矢板は本来矢板に排水機能が付いたものであるが、実験では普通矢板模型の近くに排水材を独立して設置することによりモデル化した。図 2.4 に使用した排水材を示す。使用した排水材は矩形断面の樹脂製パイプで、一面のみネットをはり水が出入りできるようにしてある。排水材を矢板と別に用いることで、模型矢板の剛性に影響を与えずに、排水材の設置位置・排水能力を変化させることが可能である。

豊浦砂

支持層（密詰層）・液状化層（緩詰層）の材料として、市販されている豊浦標準砂（ $e_{max}=0.974$, $e_{min}=0.605$, $G_s=2.648$ ）を用いた。実験終了後に炉乾燥し、目の粗いふるいで実験中に混入した礫・異物を取り除いて繰り返し使用した。

染色砂

実験中に模型全体の地盤の流動状況を観察するために、あらかじめ地盤内に染色砂を使って格子状にマーカを作製した。染色砂は、豊浦砂を黒色の染料（メタノールファストブラック²³）で染色して作製した。染色砂の物理特性・粒径分布は、染色していない豊浦砂とほぼ同じであることが豊田（1995）によって確認されている。

碎石

盛土模型の材料として単粒度の碎石（7号）を使用した。最大間隙比 $e_{max}=0.947$ 、最小間隙比 $e_{min}=0.700$ 、比重 $G_s=2.55$ 、平均粒径 $D_{50}=3.5\text{mm}$ である。豊浦砂と同様に実験後は炉乾燥しふるいわけして繰り返し実験に用いた。

²³ 龍興染料株式会社 東京都台東区雷門 1-5-1 Tel.03(3841)5760

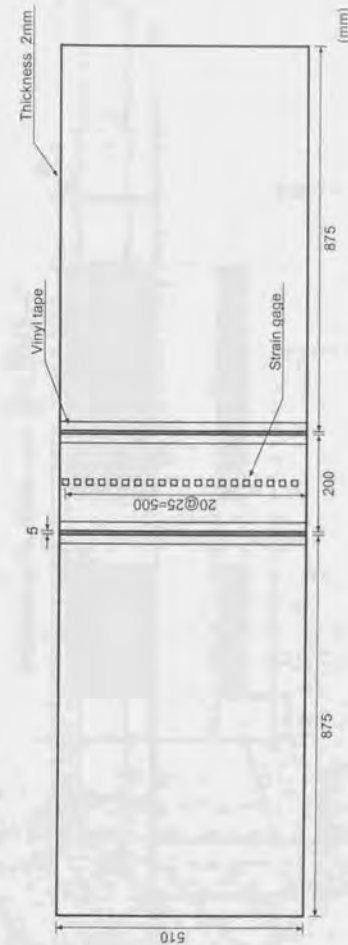
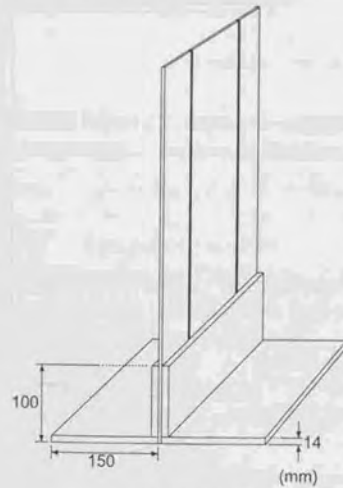


図 2.2: 大型土槽用の模型矢板



固定方法 : A



固定方法 : B

図 2.3: 中型土槽用模型矢板の固定方法

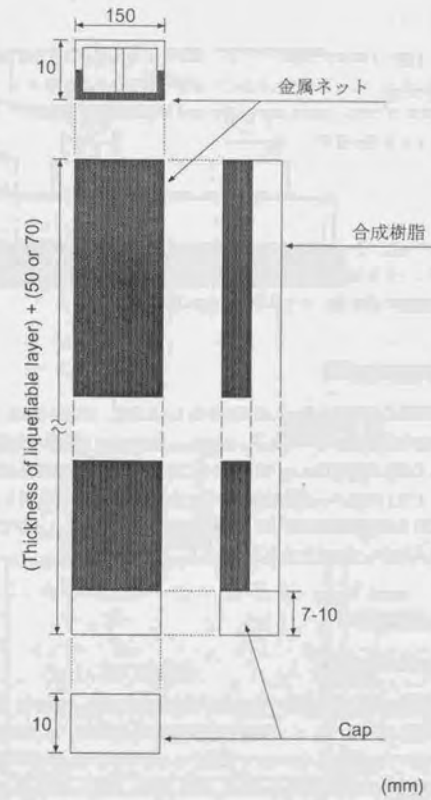


図 2.4: 排水材

チャンネル

鉛直方向のマーカーを製作するために、コの字型の断面を持つ金属製のチャンネルを使用した。断面の一边の長さは10mmである。このチャンネルは、本来は電気工事の際にケーブルに被せてこれを保護するためのものである。

金属製のメッシュ

本実験では盛土を砕石で作製したため、模型の支持時盤上にじかに盛土を作製すると礫がバラバラになって支持地盤に沈んでしまう。これを防ぐため盛土底面に金属性のメッシュを敷いた。メッシュは#100のかなり目の細かいもので、水は自由に通過するが豊浦砂は通過できない。また、実験結果に影響しないよう柔らかいメッシュを用いた¹⁴⁾。

スポンジ

土槽壁面の実験結果への影響や模型地盤の地表面に大きな波がたつのを防ぐため、土槽の両端に厚さ30mmのスポンジシートを貼りつけた。また、模型矢板の端面にはスポンジテープ¹⁵⁾を貼りつけ、模型矢板の端面と土槽側壁面の間を塞いで土及び水が洩れるのを防いだ。

2.2.2 振動実験装置

振動実験装置の概略図を図2.5に仕様を表2.1に示す。実験で使用した振動実験装置は、水平二方向の同時加振が可能な動電型のものである。3000mm×2000mmの振動台を備えており、最大7000kgの実験機器類を搭載して最大加速度約1.2gで加振することができる。静的重量を支えるための軸受けはすべて静圧油圧軸受けとしているため、摩擦部分が少なくきれいな入力波形を得ることができる。振動台はパソコンで制御されており任意の振動波形(実地震動も含む)を再現することができるほか、正弦波発振器などからの信号を外部入力として使用することもできる。

2.2.3 測定装置

デジタル動ひずみ測定器

(株)東京測器研究所製のデジタル動ひずみ測定器DRA-101A(1台)、DRA-101B(2台)、DRA-101C(3台)の合計6台を用いた。この動ひずみ計測器は1台あたり10点の測定点数を有しており、6台をGP-1Bインターフェースで接続しパソコンで制御することで合計60点の同時計測を行うことができる。アナログ→デジタル変換の分解能はDRA-101A、Bは12bit、DRA-101Cは16bitである。

各種センサ

・ひずみゲージ

(株)共和電業製 KFWS 小型防水箔ひずみゲージ (単軸)

¹⁴⁾予備実験により金網の有無による盛土沈下の変化(特に底面実形状況)を調べたが、大きな差が生じないことを確認している。
¹⁵⁾銅戸などのすき間を塞ぐための「すき間テープ」などとして市販されているものを用いた。

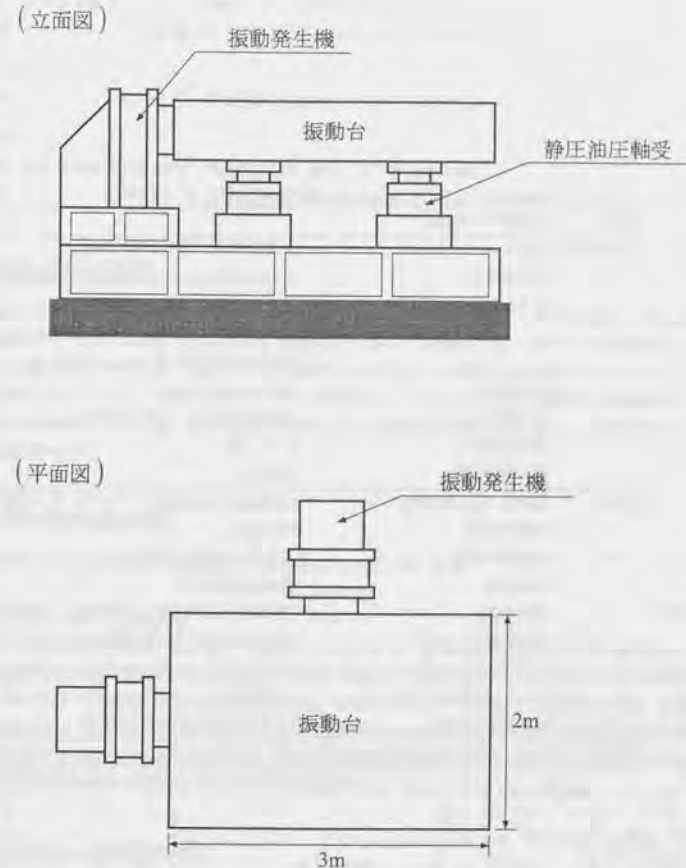


図2.5: 振動実験装置の概略図

表 2.1: 振動台総合仕様

方式	電動型水平振動台	
最大定格	振動方向	水平二方向 (同時加振可能)
	最大加振力	X軸 10000kgf, Y軸 6000kgf (正弦波の場合)
	最大加速度	無負荷時 X軸 6.6g, Y軸 4.0g 1500kg 負荷時 X軸 3.3g, Y軸 2.0g 4500kg 負荷時 X軸 1.6g, Y軸 1.0g
	最大速度	110 cm/sec
	最大変位	X軸 ±200mm, Y軸 ±100mm
	振動数範囲	0.2-50 Hz
	最大搭載重量	7000kg
諸元	振動台寸法及び材質	3000mm × 2000mm, アルミニウム構造
	可動部重量	約 1500kg
	加振波の種類	正弦波, 任意波, 衝撃波
	制御方式	加速度制御方式
	波形精度	5% 以下 (加速度波, 定格 70%, 2-30Hz)
	軸方向ガイド方式	静圧油圧軸受け方式 (圧力 70kg/cm ²)
	転倒モーメント	3000kgf·m
	ヨーイングモーメント	1000kgf·m
	電力増幅器出力	X軸 85kVA, Y軸 50kVA
所要電源	三相, 200V, 50Hz, 約 300kVA	

2.3. 模型矢板の検定

- 加速度計
(株) 共和電業製 ASW-2A 防水型加速度変換器 (定格負荷 ±2g)
- 間隙水圧計
(株) 共和電業製 BP-RS 小型間隙水圧計 (定格容量 1kgf/cm²)
(株) エス・エス・ケイ製 超小型間隙水圧計 P310AV 型 (定格容量 0.2kgf/cm²)
- 土圧計
(株) エス・エス・ケイ製 超小型土圧計 P306S 型 (定格容量 0.2kgf/cm²)
- 変位計
(株) 東京測器研究所製 巻取り式変位計 DP-500 (測定範囲 500mm)
(株) キーエンス製 可視光レーザー式変位センサ LB-1000/LB-300 (測定範囲 ±100mm)

2.3 模型矢板の検定

模型矢板には両面にひずみゲージを貼り付けて曲げモーメントの計測を行った。大型土槽用・中型土槽用の模型矢板のゲージ貼付位置はすでに図 2.1, 2.2 に示してある。本実験ではひずみゲージは模型矢板の両面の同じ位置に貼り付け、2 枚一組としてひとつのブリッジボックスに接続して計測を行った (2 ゲージ法)。ひずみゲージの出力から矢板の曲げモーメントを得るには、あらかじめその対応関係 (校正係数) を調べておく必要がある。ここでは、模型矢板を弾性体と考えて矢板の曲げ剛性 EI を求め、各ひずみゲージの校正係数を求めた¹⁸⁾。

2.3.1 模型矢板の曲げ剛性

図 2.6 に示すように単純支持された模型矢板を弾性梁であると考えると、

$$w = \frac{Pl^3}{48EI} \quad (2.5)$$

が成り立つ。ここで、 w は矢板のたわみ、 P は荷重、 l はスパン長、 EI は矢板の曲げ剛性をそれぞれ表す。そこで、単純支持された矢板模型の中心に段階的に荷重・除荷して矢板のたわみと各ひずみゲージの出力値を計測し、式 (2.5) より模型矢板の曲げ剛性を求める。計測する際は、一度荷重・除荷を行った後、矢板を裏返して再度荷重・除荷し、矢板両面についての計測結果を合せて矢板の剛性を計算した。図 2.7 に計測された模型矢板の中心でのたわみと矢板に加えた単位奥行きあたりの荷重との関係を示す。図 2.7 の直線の傾きから式 (2.5) を用いて模型矢板の曲げ剛性を計算すると、 $EI=44.1\text{N}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ となった。

2.3.2 ひずみゲージの校正係数

矢板を弾性梁と考えれば、矢板端から距離 x の位置での曲げモーメント M は次式のように表わされる。

$$\begin{cases} M = \frac{P}{2}x & (x < \frac{l}{2}) \\ M = \frac{P}{2}(l-x) & (x \geq \frac{l}{2}) \end{cases} \quad (2.6)$$

¹⁸⁾ 2.2.1 節で述べたように、大型土槽用の模型矢板と中型土槽用の模型矢板の計測断面部分は同一の板であり、検定結果は両方の模型に共通である。

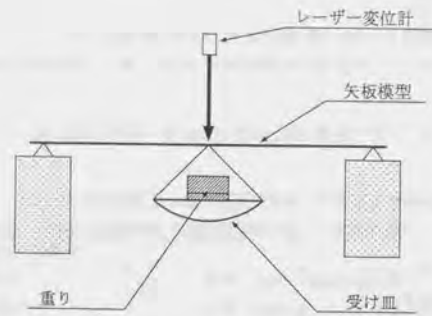


図 2.6: 矢板検定の方法

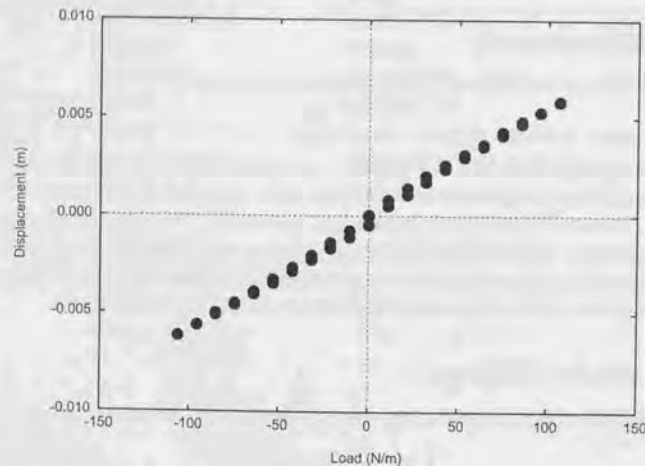


図 2.7: 矢板の検定・単位奥行きあたりの載荷重と矢板中心のたわみ量の関係

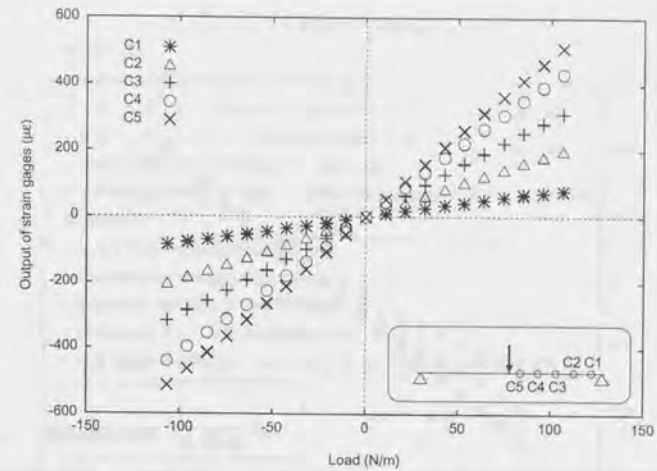


図 2.8: 矢板の検定・単位奥行きあたりの載荷重とひずみゲージ出力の関係 (1)

ここで、 P は載荷重、 l はスパン長をあらわす。式(2.6)から、載荷した荷重 P とその時のひずみゲージの出力の関係からひずみゲージの校正係数を求めることができる。図2.8, 2.9に荷重 P とひずみゲージの出力値の関係を示す。図から載荷重とひずみゲージの出力値の間には線型関係があることが確認できる。この直線の傾きと式(2.6)からひずみゲージの出力と矢板の曲げモーメントとの関係(校正係数)を計算し、実験で使用した。

2.4 模型地盤の作製方法

図2.10に中型土槽を用いた場合の模型地盤の例を示す。各層の層厚や密度・矢板(対策工法)の有無などは使用する土槽の大きさ・実験条件により異なる。

模型地盤は主に支持層・液状化層・盛土からなる。支持層とは、模型地盤の底部の相対密度は約80%の密な砂層で、実験中液状化しない層である。この層は土槽底板や各種実験機器の固定部分などを覆い隠して、土槽底板の摩擦などの影響を減少させる目的で作製した。

模型地盤の中心は液状化層である。この層は非常に緩い砂層として作製されており、加振にともないこの層内で液状化現象が発生する。これによって生じる盛土の沈下現象などが本研究の研究対象である。

盛土は碎石を用いて作製した。本研究では盛土本体内の破壊・変形等は研究対象外としている。したがって、模型盛土は液状化層に荷重を加える目的で作製した。

以下に各部分の作製方法について詳しく述べる。

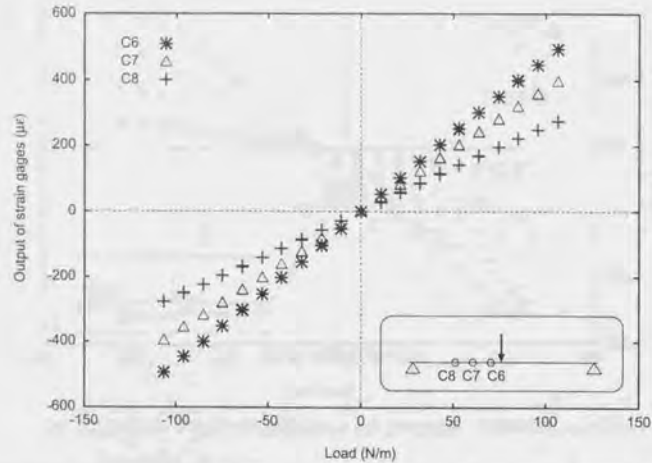


図 2.9: 矢板の検定・単位奥行きあたりの載荷重とひずみゲージ出力の関係 (2)

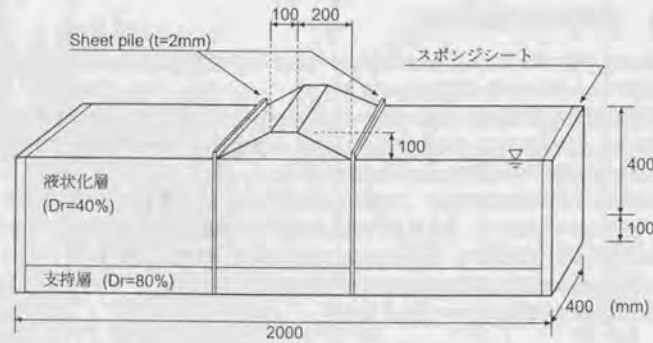


図 2.10: 模型地盤の例 (中型の土槽の場合)

表 2.2: 水中堆積法と湿潤締め法の特徴

水中堆積法
<ul style="list-style-type: none"> • 比較的飽和度の高い地盤を作製できる。 • 作業が容易であり、短時間で地盤が作製できる。 • 多重ふるいなどを用いて地盤密度の調整が可能。 • 複雑な地盤構造の模型地盤を作るのは困難。 • 土槽壁付近や地盤内に設置した構造物周辺で地盤が不均一になる可能性がある。
湿潤締め法
<ul style="list-style-type: none"> • 複雑な構造の模型地盤の作製も可能。 • 非常に緩詰め地盤を作製できる。 • 模型地盤の飽和度をあげるのが困難。 • 作業工程が多く、作業に時間がかかる。 • 模型地盤が目標間隙比になるように均一に締め固めるには熟練を要する。

2.4.1 支持層の作製

支持層は乾燥砂を振動で締め固める方法により作製した。まず、支持層の層厚と相対密度、必要な砂の質量を計算しておく。次に、炉乾燥した豊浦砂を計量し乾燥状態のまま土槽に投入する。次に振動台で振動を加え所定の層厚になるまで締め固める。支持層の層厚が大きい場合は、層厚 10cm 程度ごとに砂の計量・締め固めの作業を繰り返す。

2.4.2 液状化層の作製

液状化層の作製手法としてはさまざまな手法が考えられるが、大型土槽実験では水中堆積法、中型・小型土槽実験では湿潤締め法を用いた。これらの地盤作製方法の特徴を表 2.2 に示す。

水中堆積法による液状化層の作製

層厚・相対密度から必要な砂の量・水量を計算しておく。作製の終わった支持層の表面を痛めないようにシャワーを使って地表面からゆっくり水を注いでいく。必要量の水を入れた後、多重ふるいなどを使用して水面に均一に乾燥砂を降らせ、堆積させていく。途中で投入した砂の量と堆積高さを比較し、地盤密度が目標通りになっているか随時チェックする。矢板の周囲や土槽壁面の近くはふるいではうまく堆積させられないので、スコップを使って丁寧に砂を投入して堆積させる。

湿潤締め法による液状化層の作成

層厚・相対密度から必要な砂の量を計算しておく。炉乾燥した豊浦砂を計量する。計量した砂をバットに開け、重量の 5% の水を加えて良く混ぜる。全体が良く混ざったら手でほぐしながら土槽の中へ砂を入れていく。砂を入れる時は、全体にまんべんなく表面が平になるように注意する。次に、タンパーを用いて全体を均一に締め固めていく。あらかじめ土槽の側壁に高さの目安になるグリッド線を引いておき、このグリッドで地盤の高さを確認しながら地盤が目標密度になるように調整する。液状化層が厚い時は、5cm ごとに締

固めを行なう。締固め終了後は、地盤の表面を少しかき乱して次の層との間に不連続面ができないようにする。

2.4.3 マーカの作製

鉛直マーカの作製

支持層内に設置する場合、支持層作製後にマーカを設置する部分を濡らせ、コの字型断面のチャンネルを差し込んで穴を開け、乾燥状態の染色砂で埋め戻す。

液状化層内に設置するには、まず、支持層作製後にコの字型断面の金属チャンネルを土槽壁面に固定しておく。液状化層を湿潤締固め法により作製する場合は、液状化層の作製終了後に固定しておいたチャンネルを引きいて乾燥状態の染色砂を落とし入れて作製する。水中堆積法の場合は、液状化層作製終了後にコの字型チャンネル内に染色砂を入れてから注意深くチャンネルを引き抜く。水中堆積法の場合、鉛直マーカをきれいに設置するのは非常に難しい。

水平マーカの作製

あらかじめ染色砂をだんご状にまとめることができる程度に濡らせておく。概型地盤が水平マーカを設置する高さに達したら、濡らせておいた染色砂を地表面に置き、一定厚さになるように木片を使って形を整える。形を整え終わったらひき続き模型地盤を作製する。

2.4.4 地盤の飽和

水中堆積法により液状化層を作製した場合は、液状化作製前に土槽内に水を張ってあるので改めて地盤を飽和する必要はない。液状化層を湿潤締固め法で作製した場合は、液状化層を作製した後に地盤の飽和を行なった。まず、土槽底部から二酸化炭素を注入して模型地盤内の空気を二酸化炭素に置換する。次に同じく土槽の底部から2~3時間かけてゆっくりと注水していく。地表面まで水が入った後、さらに一晩静置して少しでも地盤の飽和度を高めるようにした。

2.4.5 盛土模型の作製

盛土模型は碎石を用いて作製した。盛土が沈下する際に、碎石が一粒ずつバラバラになってしまうのを防ぐため、盛土底面には2.2.1節で述べた軟らかい金属製のメッシュを敷いた。液状化層の飽和後に盛土を作製するので、盛土を締め固めるのは困難である。そのため、盛土は碎石を手作業で緩く盛り上げ、所定の形状に整えるだけで完成とした。

2.4.6 センサーの設置

間隙水圧計

あらかじめ地盤作製前に土槽内に立てておいた支持棒に固定する。これにより、実験中に水圧計の位置が変化することを防ぐことができる。支持棒としては、鉛直マーカの作製に用いたものと同じコの字型の金属チャンネルを使用した。チャンネルは土槽幅に比べて十分に細いので、模型地盤の挙動には大きな影響を

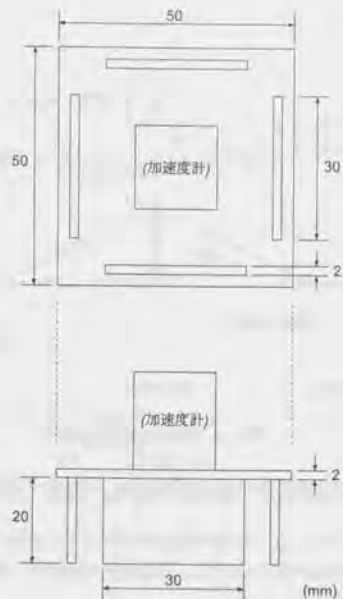


図 2.11: 加速度計の脚

与えないと考えられる。

加速度計

模型地盤が加速度計の設置高さまで達するごとに設置していく。加速度計を土中に設置する場合、実験中に傾いたり沈んだりするのをできるだけ防ぐために、図 2.11 に示すような脚を加速度計に取り付けて使用した。

変位計

盛土の天端沈下量・矢板杭頭の水平変位量を計測するためにレーザー変位計を使用した。いずれの場合も計測点にターゲットを設置し^{※7}、土槽のフレームに固定した梁にレーザー変位計を取り付けて計測を行なった。

盛土の底面沈下量は巻取り式の変位計を利用して計測した。盛土底面には、盛土材料である碎石がバラバラになって沈下して行くのを防ぐため、金属製のメッシュを敷いてあるが、図 2.12 に示すように、このメッシュに巻取り式変位計の糸を結びつけて沈下量の計測を行なった。盛土内で巻取り式変位計の糸が曲がるのを防ぐために、ストローを利用してシース管を作製した。使用したメッシュは 2.2.1 節で述べたように

^{※7} 盛土の天端沈下量に関しては、実験初期の段階ではターゲットを使用しなかったため問題が生じた。詳細は 3.3 節で述べる。

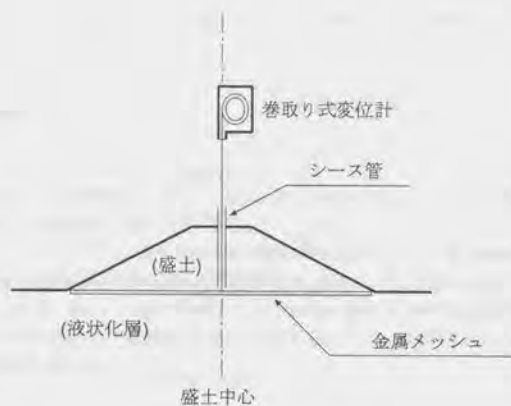


図 2.12: 盛土底面沈下量の計測

十分に軟らかいもので、盛土の底面形状の変化に追従する。計測される底面沈下量は、盛土中心線での底面沈下量である。

2.4.7 加振

振動実験装置はパソコンで制御されており、あらかじめ作成された加振プログラムにしたがって自動的に加振が行われる。本実験では入力波の波形はすべて正弦波である。入力波の最大加速度・周波数・加振継続時間は実験ケースによって異なる。また、一部の実験ケースでは、振動台に正弦波発振器を接続し、手動操作で加速度振幅を調整しながら加振した。

2.5 液状化層の作製精度

ここでは模型地盤の作製精度について述べる。模型実験そのものの精度（再現性）については、5.3節で詳しく述べる。

大型の土槽を用いた実験では液状化層の作製方法として水中堆積法を用いたが、この場合、部分的に手で砂を降らせたりするため、完成した地盤の密度は必ずしも目標とした密度にはならない。そこで本研究では、支持層や液状化層の作製終了後に地表面から土槽上端までの距離（以下、地表面深さ）を計測することにより、地盤作製後に模型地盤の密度を計算した。地表面深さは25cm間隔の格子点（合計81点）で計測し、支持層作製後の地盤深さと液状化層作製後の地盤深さの差をその地点での液状化層厚として、それらの平均値をもとに地盤密度を計算した。この方法では地盤作製後に地盤の密度を計算しているため、比較的正確な地盤密度を求めることができる。

中型土槽による実験では、湿潤締固め法により作製した。この方法ではあらかじめ土槽につけておいたマークにあわせて地盤を締め固めていくため、理論的には毎回同じ高さの模型地盤を作ることができる。ただし、地盤高さとマークを目視によりあわせる際に若干の誤差が生じる。仮に層厚40cm、目標相対密度

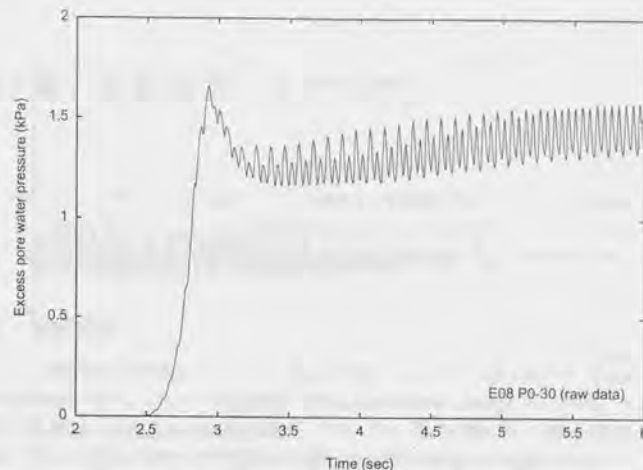


図 2.13: 実験データの例（実験 E08・過剰間隙水圧）

20%の地盤を作製する時に、誤差により層厚が40.1cmになってしまったとすると、この地盤の相対密度は18.8%となる。このことから、本稿記載の相対密度には、1~2%程度の誤差が含まれているものと考えられる。

2.6 振動成分・漸増成分

模型実験で計測されるデータは、通常、図 2.13 に示すように高周波の変動成分と低周波の変動成分が重なったものである。高周波の変動成分は、入力加速度に対する模型地盤の応答であり、低周波の成分は盛土の沈下などの様に疑似静的に進む現象や液状化現象（過剰間隙水圧の上昇）に起因するものであると考えられる。

このような実験データそのままではデータの傾向を掴みにくいため、本論文ではしばしば計測データを高周波成分と低周波成分に分けて処理した。一般に、高周波成分は“振動成分”、低周波成分は“漸増成分”と呼ばれることが多いので、本論文でも以下のように記す。

成分の分割には移動平均法を用いた。入力加速度の周波数が f (Hz) の場合、実験データから時間幅 $1/f$ (sec) として移動平均を求める操作を2度行い、得られた結果を漸増成分、実験データから漸増成分を引いたものを振動成分とした。成分分割の例として、図 2.13 のデータを振動成分（高周波成分）・漸増成分（低周波成分）に分けたものを図 2.14、2.15 に示す。

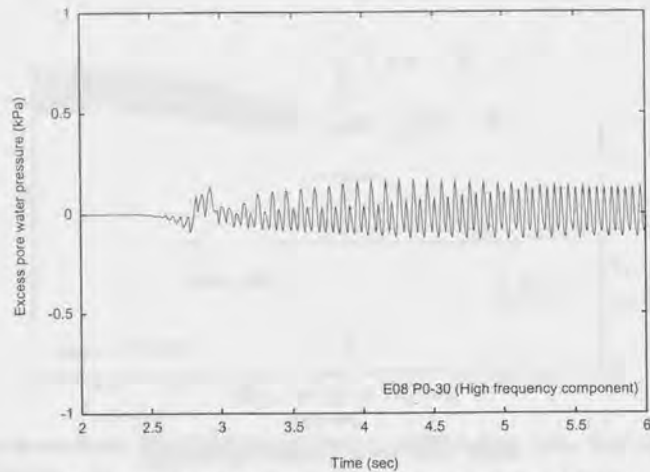


図 2.14: 実験データの例 (実験 E08・過剰間隙水圧) の高周波成分 (振動成分)

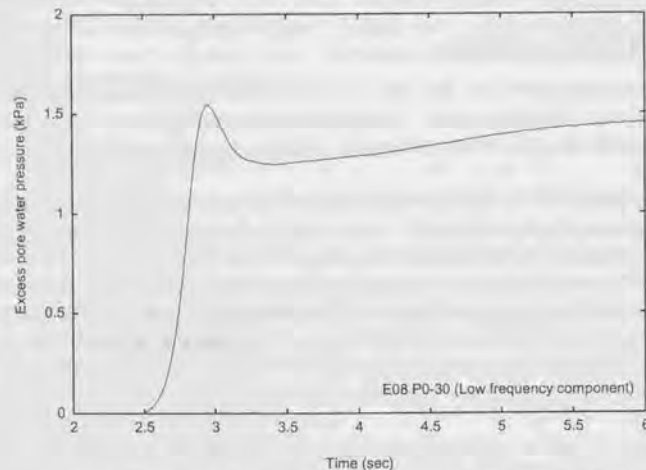


図 2.15: 実験データの例 (実験 E08・過剰間隙水圧) の低周波成分 (漸増成分)

第3章 実験結果 (大型土槽)

大型土槽を用いた実験は、実験の傾向をつかみ実験装置・機器類の調整を行うといった予備実験的な目的で行われた。実験は6ケース行われ、その結果についてはすでに一部発表済みである (水谷 他 1998)。ここでは、実験結果を再度まとめるとともに、実験中に発見された問題点について述べる。

3.1 実験条件

図 3.1 に模型地盤の概略図を示す。また、表 3.1 に実験条件を示す。大型土槽を用いた実験では、液状化層を水中堆積法で作製したため、液状化層・液状化層の相対密度は実験毎にばらつきが大きい。また、支持層は振動を加えて締め固める方法により作製したが、土槽・砂の質量が大きく振動を微調整するのが困難であったため、支持層の層厚・相対密度も実験毎のばらつきが大きくなってしまっている。

加振条件はすべての実験ケースで共通で、図 3.2 に示すような周波数 10Hz、最大加速度 0.23g、継続時間 12 秒 (最大加速度振幅で 10 秒間) の正弦波である。また、加振方向については図 3.1 に示したように、盛土及び矢板壁に直交する方向であるが、実験 T07 のみ盛土延長方向 (矢板壁に平行) に加振した。

矢板の下端は土槽に固定せず自由端とした。排水機能付矢板は普通矢板と排水材を並べて設置することでモデル化した。実験 T05 では、矢板の両面に矢板から 1cm 離して奥行き方向に 10cm 間隔で排水材を設置した。実験 T06 では、実験 T05 の場合と同様に矢板の両面に矢板から 1cm 離して排水材を設置したが、奥行き方向の設置間隔は 5cm とし、排水材の設置密度を実験 T05 の場合の倍にして、排水能力の高い矢板を用いた場合を想定した実験を行なった。

表 3.1: 実験条件

No.	支持層		液状化層		対策工法
	層厚 (cm)	相対密度 (%)	層厚 (cm)	相対密度 (%)	
T02	25.2	76.3	25.2	36.2	無対策
T03	25.1	77.8	25.2	34.2	普通矢板締切
T04	24.9	82.6	24.8	64.1	普通矢板締切
T05	24.7	85.8	25.5	30.1	排水矢板締切
T06	24.7	86.1	25.6	49.3	排水矢板締切 [†]
T07	24.8	84.0	25.1	59.4	普通矢板締切 [‡]

[†] 排水能力大 (排水材の本数が T05 の 2 倍)

[‡] このケースのみ矢板壁に並行な方向 (盛土延長方向) に加振した。

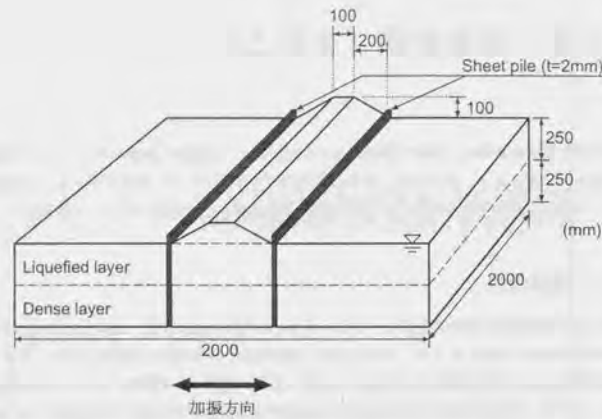


図 3.1: 模型地盤

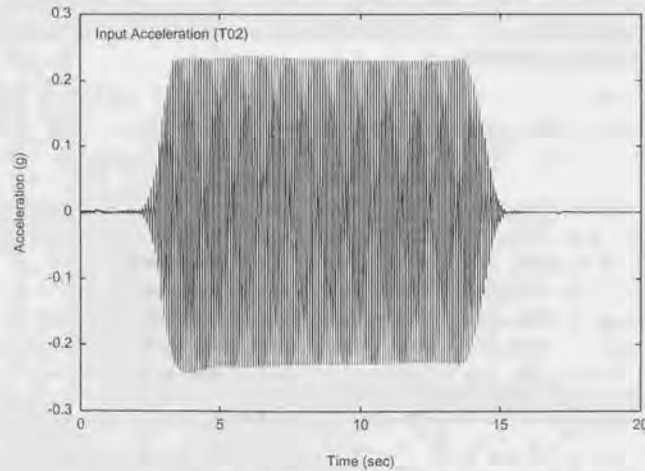


図 3.2: 入力加速度の時刻歴

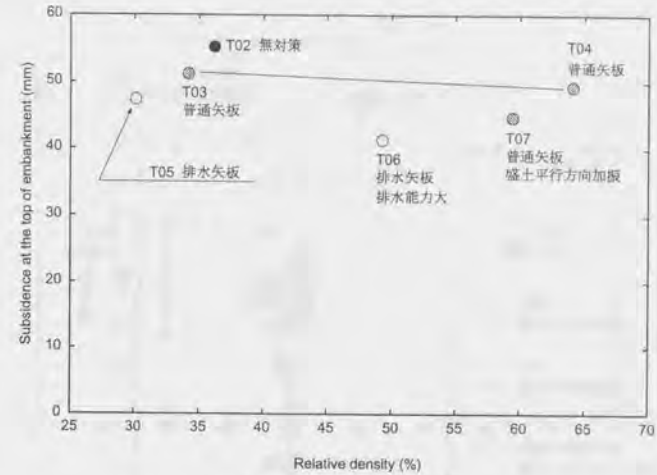


図 3.3: 盛土天端の最終沈下量

3.2 実験結果

3.2.1 盛土の最終沈下量

実験毎に液状化層の相対密度が異なるので、盛土天端の最終沈下量を液状化層の相対密度について整理した結果を図 3.3 に示す。また、同様に盛土の底面沈下量を液状化層の相対密度についてまとめたものを図 3.4 に示す。

図 3.3 に示した盛土の天端沈下量は、実験終了後に盛土の延長方向に 25cm 間隔で 9 点計測し、その平均値を求めたものである。図 3.3 より、盛土天端の最終沈下量は無対策 (T02)、普通矢板による締切 (T03, T04)、排水矢板による締切の順に小さくなっており、対策工法の効果が現れているようである。また、普通矢板を用いた場合でも、加振方向を盛土延長方向 (矢板壁に平行) にした場合 (T07) には天端沈下量は小さかった。これは、加振方向が盛土に平行である場合には盛土自身の崩壊が小さいためである。このように、盛土の天端沈下量には盛土自身の変形量が含まれる。従って、本研究のように盛土基礎地盤の挙動に着目し盛土そのものの変形を対象外としている場合には、盛土天端沈下量を盛土の沈下量の代表値として利用するには問題がある。

そこで、図 3.4 の盛土底面沈下量の最終値を見ると、排水機能付矢板による締切の場合 (T05, T06) は対策効果が見られるものの、普通矢板締切の場合 (T03, T04) と無対策のケース (T02) の間にはとくに差が見られない。これは、盛土の底面沈下量の計測が実験後に土槽側壁から見た計測値のみであり、その精度に問題があるためと思われる。特に、盛土延長方向 (矢板壁に平行) に加振した場合 (T07) では、土槽壁に接した部分で模型地盤が大きく乱れ、盛土を構成する砕石が一粒ずつばらばらになって液状化層に大きく沈み込んでしまい盛土底面を明確に判断することができなかった。そのため、土槽壁を通して観察した盛土の底面沈下量は大変大きくなったが、実際には土槽中央付近ではそれほど沈下していない。このことから、小型土槽・中型土槽を用いた実験では、巻き取り式変位計を用いて盛土の底面沈下量を精度良く計測す

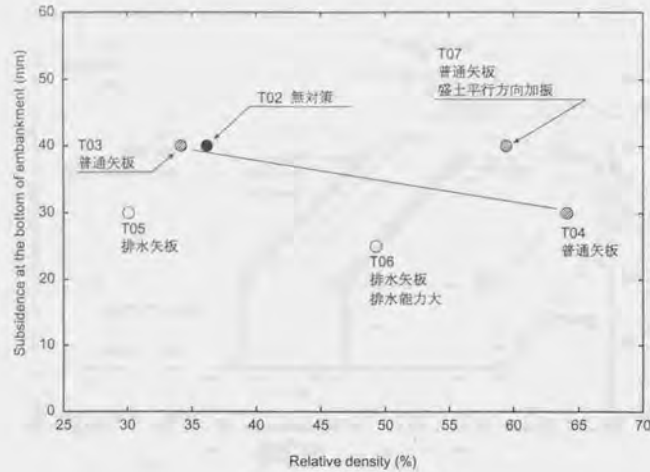


図 3.4: 盛土底面の最終沈下量

る工夫を行なった。また、砕石がばらばらになって沈み込むのを避けるため、中型土槽実験・小型土槽実験では盛土底面に軟らかい金網を敷くことによって、盛土底面が明確になる様に工夫した。

3.2.2 矢板の最終変位

実験終了後に土槽壁面に沿って部分的に模型地盤を掘削し、矢板の変形状況を観察した。図 3.5 に計測した矢板の最終変位形状を示す。図 3.5 では盛土の両法尻の矢板の変位量を同時に示した。盛土右側の矢板では支持層内での変位が抑えられており、矢板が支持層によって固定されているようである。しかしながら、盛土の左右で矢板の変形状況が大きく異なっており、盛土左側の矢板の変位は支持層内でも変位が発生しており、また実験条件による変位の差が小さい。このようなことから、図 3.5 の矢板の最終変形形状には地盤掘削の影響（掘削により矢板に作用していた土圧が解放される）・計測の際の誤差が大きく含まれているのではないかと推測される。ただし、図 3.5 から、矢板の変形形状が下端部を固定端・上端部を自由端とするような鉛直方向の片持ち梁のたわみ形状と良く似ているということが出来る。本実験では矢板は支持層で保持され、矢板下端は固定されていないが、以上のような結果から、支持層厚が十分にとれない場合でも矢板の下端部の固定条件を固定端として矢板を設置しても問題は無いと考えられる。

次に矢板杭頭の最終水平変位量を液状化層の相対密度についてまとめたものを図 3.6 に示す。図 3.6 に示した最終水平変位は左右の矢板の変位の平均値である。矢板の水平変位は図 3.5 から分かるように杭頭で最大となるが、色砂によるマーカから読み取った基礎地盤内の水平変位分布は、地表面から約 15cm 下の液状化層の中央付近で最大となる（図 3.9 参照）。したがって、矢板の杭頭変位量と無対策の場合の地盤の水平変位量を直接比較することは難しい。そこで、無対策の実験ケース（T02）で、矢板設置位置に相当する断面内での最大の水平変位量を参考値として図 3.6 に示した。矢板締切を行った場合、矢板の変位は無対策の場合の盛土法尻での水平変位と同程度であることがわかる。普通矢板の場合（T03, T04）に比べて

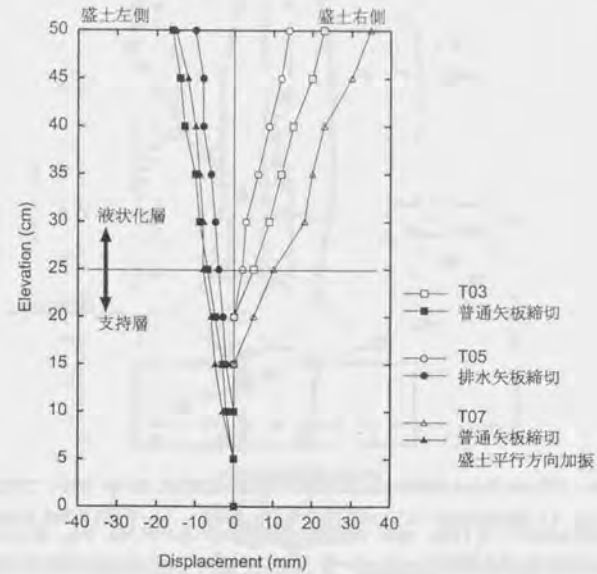


図 3.5: 矢板の最終変形形状

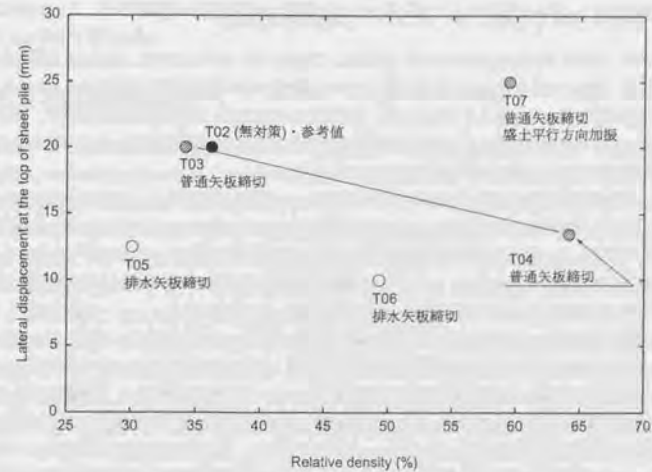


図 3.6: 矢板杭頭の最終変位量

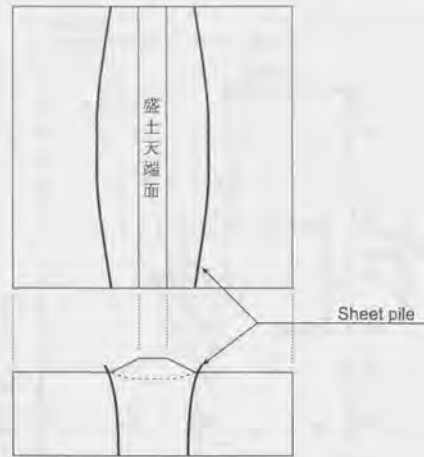


図 3.7: 実験 T03 における矢板の最終変形状況 (正確な実験結果ではなく誇張して表現したもの)

排水機能付矢板のケース (T05, T06) では杭頭の変位が小さくなっている。また、盛土に平行に加振したケース (T07) では変位量が大きくなっている。これらの結果は、盛土の底面沈下量と非常に良く対応しており、矢板の変位と盛土の沈下量との間に大きな相関関係があることを示唆している。

3.2.3 矢板に発生する曲げモーメント・矢板の変形状況

模型矢板は、当初は 1955mm×600mm の一枚板として作製した。しかしながら、加振後に模型地盤の様子を観察すると、図 3.7 に示したように模型地盤を上から見たときに土槽中央付近で矢板がはらみ出し、矢板の変形が三次元的になっていることがわかった。現実の河川堤防では、堤防延長が十分に長く、堤防・矢板壁の変形は平面ひずみ状態になっているものと考えられ、矢板壁は板ではなく梁のような挙動をする。従って、図 3.7 のような模型矢板の変形は現実的でない。

そこで、実験 T04 以降は矢板を三分割して中央幅 20cm の部分を計測面とし、両翼の 2 枚はダミーとした。ダミーの板と計測断面の間はビニールテープをゆるくたるませて貼っておくことで、砂・水が矢板を通り抜けるのを防止した。図 3.8 に矢板分割前の実験 T03、分割後の実験 T04 の矢板曲げモーメントの最終値の鉛直方向分布を示す。実験 T03, T04 では矢板幅が異なるため、図 3.8 では矢板の単位奥行き幅あたりの曲げモーメントを示した。矢板の下端はいずれの実験でも自由端である。

矢板分割前の実験 T03 では液状化層内でほとんど矢板の曲げモーメントが発生しておらず、また、本来曲げモーメントがゼロに近づくべき矢板下端でも曲げモーメントは大きいままである。それに対し、分割後の実験 T04 では液状化層から支持層上部にかけて曲げモーメントが徐々に増加し、支持層内で減少して矢板下端付近ではゼロに近くなっており、全体に見て実験 T03 よりは自然な結果が得られているようである。

模型地盤は支持層・液状化層併せて高さ 50cm であるのに対し、模型矢板の高さは当初 60cm であった。そのため、地表面に突出した部分の慣性力により地盤挙動になんらかの影響を及ぼすことが考えられるた

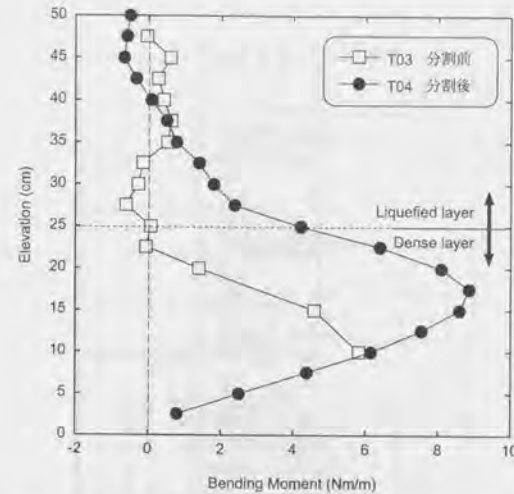


図 3.8: 矢板分割前 (T03)、分割後 (T04) の曲げモーメント最終値の鉛直方向分布

め、実験 T05 以降は矢板頭部を切断して高さ 51cm とした。実験条件の違いから矢板頭部を切断したことによる挙動の変化は詳しく検討できなかったが、それほど大きな挙動の変化は見られなかったようである。

大型土槽実験用の模型矢板の最終的な形状については、すでに、図 2.2 に示した通りである。このような経緯を踏まえて、中型土槽用の模型矢板の作製に当たっては当初から矢板を三分割し、矢板高さも模型地盤の高さに併せて設計した。

3.2.4 地盤内の変位分布

図 3.9、図 3.10 に無対策の場合 (T02) と普通矢板による対策を施した場合 (T03) の実験後の色砂による鉛直マーカーの変形状況を示す。無対策の実験実験 (図 3.9) に比べ、矢板による締切工法を用いた場合 (図 3.10) には、液状化地盤の側方変位が小さくなっている様子がわかるが、それほど大きな差が見られない。特に図 3.9 の無対策の場合 (T02) では、地表面付近の側方変位量がマイナス方向を記録したりプラス方向を記録したりと、地盤内変位の分布の様子があまり良く分からない部分がある。さらに、ビデオカメラによる観察では、加振終了後も色砂が動く様子が見られており、これは恐らく加振終了後の地盤の圧密沈下による再堆積が二次元 (あるいは三次元) 的に発生してしまうためではないかと考えられる。

このようなことから、盛土支持地盤の液状化による側方流動の状況を詳しく調べるためには、マーカーの設置密度を増すべきであると考え、小型土槽・中型土槽による実験では色砂のマーカーを格子状に配置することにした。また、より大きな流動を発生させ、無対策の場合と矢板締切を行った場合の違いを明確するために、液状化層の層厚を大きく (小型土槽では最大 30cm、中型土槽では最大 40cm) とした。

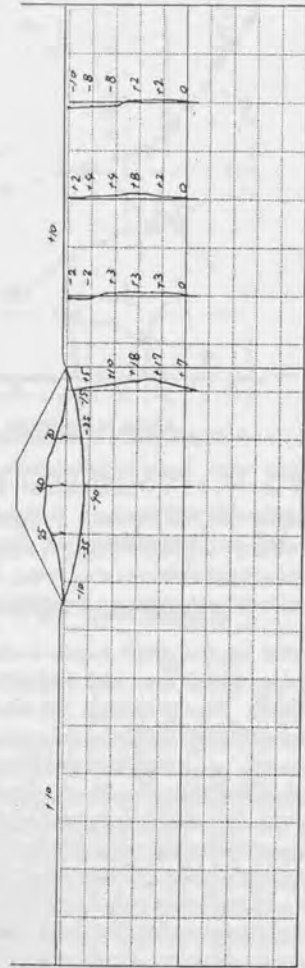


図 3.9: 無対策の場合 (T02) の実験終了後の色砂マーカの変形状況

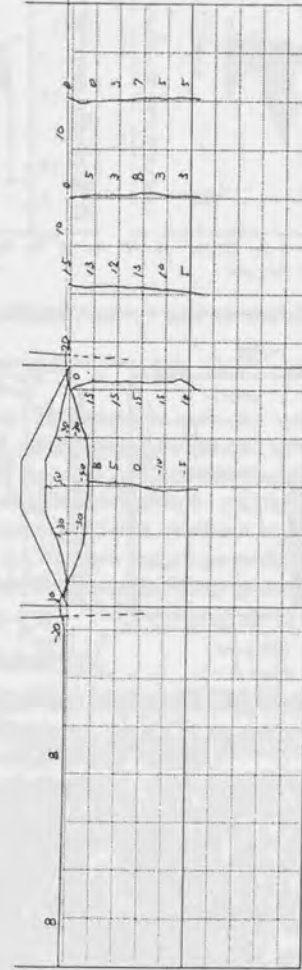


図 3.10: 矢板対策が有る場合 (T03) の実験終了後の色砂マーカの変形状況

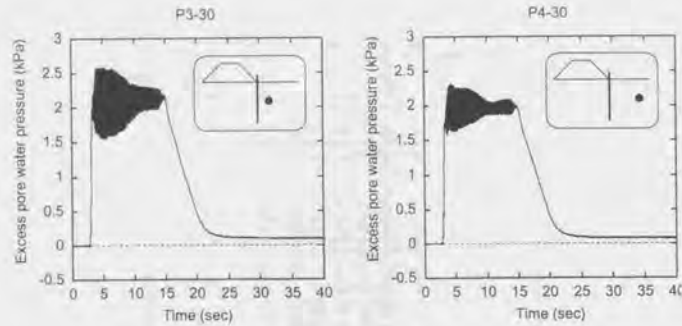


図 3.11: 普通矢板締切のケース T04 における過剰間隙水圧の時刻歴

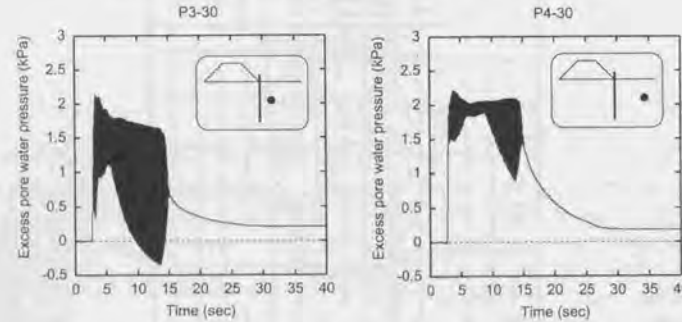


図 3.12: 排水機能付矢板締切のケース T05 における過剰間隙水圧の時刻歴

3.2.5 排水機能付矢板による過剰間隙水圧の抑制効果

図 3.11~3.13 に普通矢板で締切を行った場合と排水機能付矢板を用いた場合の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。それぞれの図の左側のグラフは締切外側で矢板から 5cm 離れた地点、右側のグラフはそこからさらに 10cm (つまり、矢板から 15cm) 離れた地点での過剰間隙水圧を表わしている。設置位置は模型地盤の地表面から 20cm 下の地点である。図 3.11 は普通矢板で締切工法を行った実験 T04、図 3.12 は排水機能付矢板で締切工法を行った実験 T05、図 3.13 は同じく排水機能付矢板で締切を行ったケースで排水能力を大きくした実験 T06 でそれぞれ計測された過剰間隙水圧の時刻歴である。

まず、図 3.11~3.13 の左側、矢板に近い地点を比較すると、排水機能付矢板を用いることにより過剰間隙水圧が全体的に低くなること、水圧の消散が非常に早く加振終了前にはじまっていることがわかる。しかしながら、矢板から 15cm 離れた地点(図 3.11~3.13 の右側)では、排水矢板を用いると水圧の消散は早まるものの、普通矢板でも排水矢板でも水圧の最大値にはそれほど大きな違いはない。さらに、加振直後の過剰間隙水圧の推移に着目すると、普通矢板の実験(T04)でも排水矢板を用いた場合(T05, T06)でも水圧上昇の状況にそれほど大きな違いはない。図 3.14 に実験 T04, T06 で計測した矢板から 5cm の地点での過

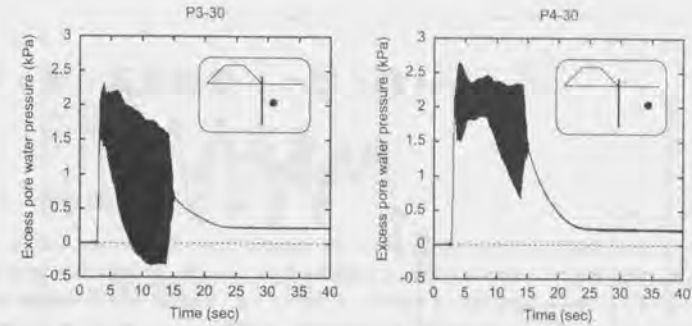


図 3.13: 排水矢板締切(排水能力大)のケース T06 における過剰間隙水圧の時刻歴

剰間隙水圧時刻歴の加振開始直後の部分を拡大して示したが、この図からも排水矢板を用いても加振直後の水圧上昇は抑制できないことがわかる。

以上のように、排水機能付矢板を用いて矢板締切を行った場合、矢板の近傍では過剰間隙水圧の最大値が減少するもののその影響範囲は狭く、また、過剰間隙水圧の消散は早まるが加振直後の過剰間隙水圧の上昇を遅らせる効果は確認できなかった。しかしながら、これらの実験では液状化層厚がわずか 25cm と非常に薄く、間隙水が一旦水平方向に流れ排水材を通して排出されるよりも、鉛直方向に流れて直接地表面に到達する方が距離的にも時間的にも近くなってしまっている可能性がある。現実の地盤では、液状化層厚が厚くまた地表面に不飽和層が存在するため、鉛直方向への透水よりも排水矢板による排水の方が早くなることも考えられる。そこで、中型土槽による実験では液状化の層厚を 40cm と厚くして実験を行った。

3.3 大型土槽実験で得られた知見

実験装置・機器の動作確認や盛土の沈下挙動・対策工法の挙動に関する予備的なデータの収集を目的として大型の土槽を用いた振動台模型実験を行ない、以下のような知見を得た。第 4 章、第 5 章の小型土槽・中型土槽を用いた振動実験ではこれらの事柄を考慮して実験を行う。

1. 盛土の天端沈下量には盛土そのものの変形が含まれるため、本研究のように基礎地盤の液状化による盛土の沈下を検討する場合には盛土の底面沈下量を精度良く計測する工夫が必要である。
2. 盛土の沈下対策工法として設置した矢板壁は、下端が固定端で上端が自由端の鉛直な片持ち梁のような形状にたわむ。したがって、実験上の制約により支持層厚が十分に大きくできない場合は、矢板下端を土槽底面に固定し、固定端条件として実験を行っても特に問題はないと思われる。
3. 矢板の抗頭の最終変位量と盛土底面沈下量の間には相関関係がある。
4. 模型矢板の幅が大きいと、模型矢板は三次元的な変形をしてしまい現実的ではない。これを防止するためには、矢板を三分割し中央を計測断面・両端の部分をダミーの矢板とすると良い。
5. 液状化層厚が 25cm では、液状化層内の地盤の流動量が小さく、流動状況を明瞭に把握することが難しかった。液状化層内の地盤の変位分布をより詳しく調べるには、液状化層厚を厚くして大きな流動が発生し得るようにすると同時に、鉛直方向のマーカに加えて水平方向のマーカも配置して、より密に地盤の流動状況を観察できるようにする必要がある。

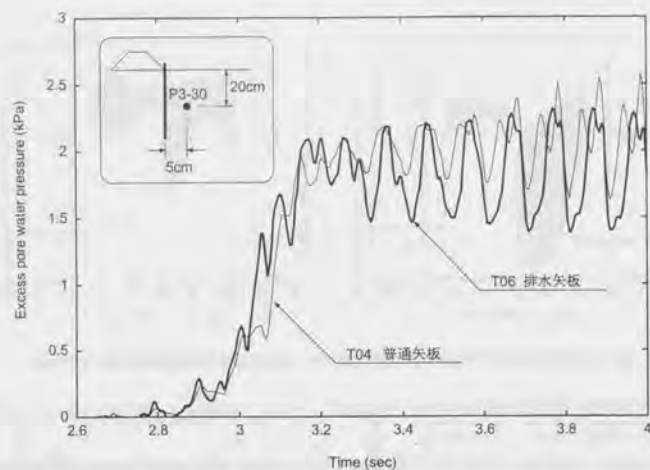


図3.14: 普通矢板締切の場合 (T04) と排水矢板締切の場合 (T06) の過剰間隙水圧の加振開始直後の状況

6. 排水機能付矢板を用いた矢板締切工法では、液状化層厚が薄いと間隙水が鉛直方向に直接地表面へ排出されてしまい、排水機能の効果が十分にあらわれなかった。液状化層厚が大きい場合の排水矢板の効果についてさらに検討する必要がある。

第4章 実験結果 (小型土槽)

4.1 実験条件

小型土槽では無対策の条件の実験のみを行なった。8回模型地盤を作成し、10回加振を行なった。図4.1に模型地盤の概略図を示す。図4.1に示したのは実験ES01の模型地盤である。支持層・液状化層の層厚、液状化層の相対密度などは実験ケースごとに異なる。各実験ケース毎の実験条件を表4.1に示す。

盛土底面の沈下量のほかに、入力加速度・地盤内の加速度・過剰間隙水圧を計測した。小型土槽を用いた実験では、全実験で全く同じ位置に計測器の配置を配置した。図4.2に計測器の設置位置を示す。

4.2 実験結果

4.2.1 入力加速度の影響

小型土槽の実験では、一定振幅で加振した場合と加速度を漸増させながら加振した場合の2種類の実験を行なった。さらに、一定振幅での加振については、最大加速度を0.080g、0.125g、0.160g、0.235gと4通りに変化させて実験を行い(それぞれ、ES03、ES04、ES01、ES02)、実験結果を比較した。図4.3に入力加速度の時刻歴を示す。

まず一定振幅で加振した場合について、図4.4に入力加速度と盛土の最終沈下量との関係を示す。図4.4から読み取れるように、入力加速度が0.15gよりも小さい場合には盛土は沈下せず、入力加速度が0.15gを超えると、入力加速度に関わらず盛土の最終沈下量は25~28mm程度になる。

次に、図4.5に加速度を漸増させながら加振した場合の入力加速度と盛土沈下量・盛土直下の過剰間隙水圧の関係を示す。図4.5では、入力加速度が約0.14gに達するまでは盛土の沈下が発生していないことが確認できる。また、盛土直下の過剰間隙水圧を見ると、入力加速度が0.05gを超えた辺りから緩やかに増加し、入力加速度が0.13g程度に達したところで急上昇してその後はほぼ一定値を保っている。このことから、入力加速度が0.13gに達したところで盛土直下の地盤内で急激な液状化が発生し、その後は完全に液状化した状態を保っていると言える。また、同じく図4.5から、盛土の沈下は盛土直下の地盤が完全に液状化するのとほぼ同時に始まっているということがわかる。

図4.6に入力加速度と盛土法尻下(P125-10)・水平地盤部(P30-10)での過剰間隙水圧の関係を示す。入力加速度が0.13gを超えるまで盛土直下の過剰間隙水圧が急増しなかったのに対し、法尻部分・水平地盤部分の過剰間隙水圧は入力加速度が0.75gに達した時点ですでに急上昇し最大値に達している。図4.5、4.6を併せて考えると、盛土の法尻から外側の水平地盤部が液状化しても、盛土直下の地盤が液状化しなければ盛土は沈下しないことが分かる。尚、盛土直下地盤が周辺の地盤に比べて液状化しにくいのは、盛土の荷重によって地盤の拘束圧が大きくなっているためであると考えられる。

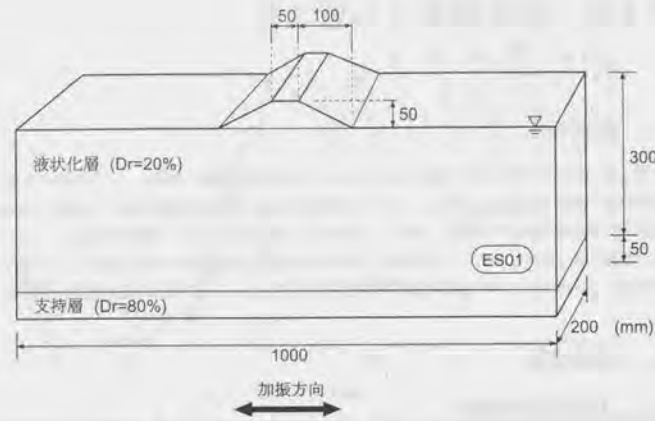


図 4.1: 模型地盤の概略図 (ES01)

表 4.1: 実験条件 (小型土槽)

No.	支持層		液化層		入力加速度		加振条件
	層厚 (cm)	相対密度 (%)	層厚 (cm)	相対密度 (%)	周波数 (Hz)	最大加速度 (g)	
ES01	5.0	80	30.0	20	10	0.160	振幅一定
ES02	5.0	80	30.0	20	10	0.235	振幅一定
ES03	5.0	80	30.0	20	10	0.080	振幅一定
ES04-1 [†]	—	—	—	—	10	0.125	振幅一定
ES04-2	—	—	—	—	10	0.170	振幅一定
ES05	15.0	80	20.0	20	10	0.235	振幅一定
ES06	20.0	80	10.0	20	10	0.235	振幅一定
ES07	5.0	80	30.0	0	10	0.235	振幅一定
ES08	5.0	80	30.0	20	10	0.250	加速度漸増加振
ES09	20.0	80	10.0	40	10	0.235	振幅一定

[†] ES03 終了後、同じ模型地盤にさらに2回の再加振 (ES04-1, 2) を行った。

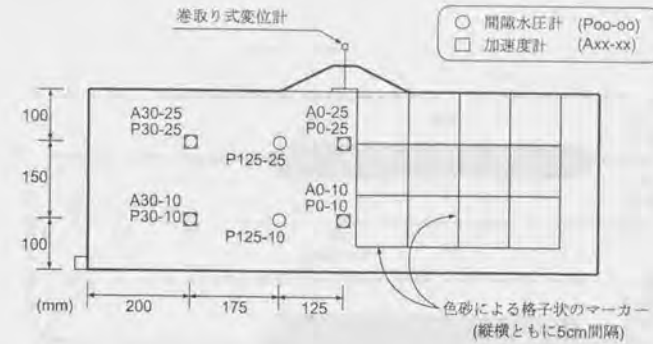


図 4.2: 計測器の配置

4.2.2 液化層の相対密度の影響

実験 ES02, ES07, ES09 では、液化層の相対密度のみを 0% (ES07), 20% (ES02), 40% (ES09) と変化させて実験を行った。

図 4.7 に盛土沈下量の時刻歴を示す。図 4.7 より液化層の相対密度が大きいほど盛土の最終沈下量は小さくなる。また、加振を開始してから盛土の沈下が始まるまでの時間は液化層の相対密度が大きいほど遅い。つまり、地盤が密であるほど盛土の沈下の開始が遅くなり、最終沈下量も小さくなる。

図 4.8 に盛土下地盤の加振直後の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。液化層の相対密度が 0%, 20%, 40% と大きくなるにつれて過剰間隙水圧の上昇が遅れている。特に液化層の相対密度が 40% と大きい場合は過剰間隙水圧の上昇はかなり遅くなっている。また、図 4.9 に同じ地点で計測された加振終了時までの過剰間隙水圧の時刻歴を示す。図 4.9 より、液化層の相対密度が 40% の実験 ES09 では、間隙水圧が最大値に達した後その値を維持できず、すぐに水圧の消散がはじまっている。

図 4.7, 4.8, 4.9 を比較することにより、支持地盤が密の場合には支持地盤内での液化現象の発生が遅れるため盛土沈下の開始も遅れるということがわかる。また、液化層の相対密度が 40% の場合 (ES09) では、加振中に過剰間隙水圧の消散が進むのに伴って、盛土沈下が緩やかになる。これらの結果は、支持地盤が液化しなければ盛土は沈下しないという 4.2.1 節で得られた結果と整合する。

4.2.3 液化層厚の影響

液化層厚を 30cm (ES02), 20cm (ES05), 10cm (ES06) と 3 通りに変化させて実験を行い、液化層厚が盛土の沈下にも与える影響を調べた。ES02, ES05, ES06 の 3 つの実験では、液化層厚以外の条件はすべて同じである。ただし、振動台の動作条件を同じにするために、液化層厚を薄くした実験ではその分だけ支持層厚を厚くし、模型地盤全体の層厚 (支持層と液化層をあわせた層厚) がどの実験でも同じになるようにした。図 4.10 に各実験ケースにおける盛土沈下量の時刻歴を示す。

最終沈下量に着目すると、液化層厚が大きいほど沈下量が多いことがわかる。また、液化層厚が 30cm と厚い場合 (ES02) では加振終了と同時に盛土の沈下が停止しているが、液化層が薄いケース (ES05, ES06) では加振終了以前に盛土の沈下がほぼ止まってしまっている。

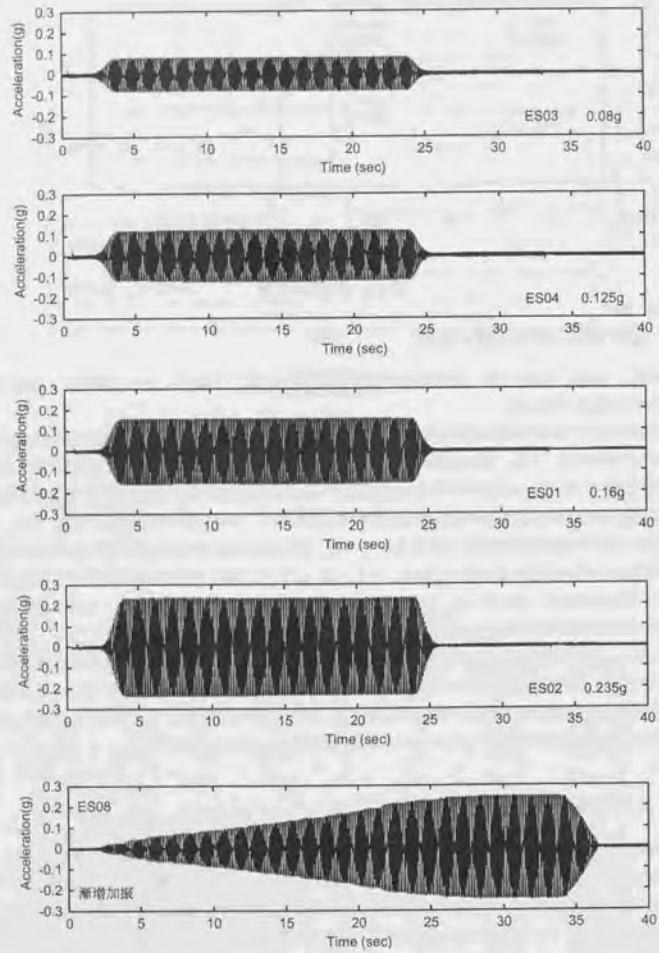


図 4.3: 入力加速度の時刻歴

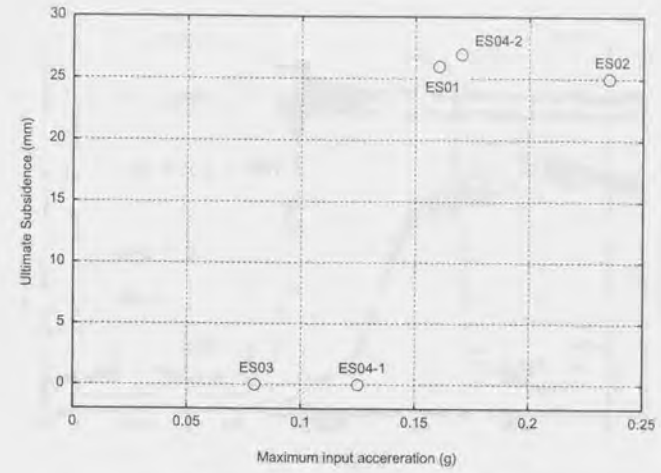


図 4.4: 入力加速度と盛土の最終沈下量の関係

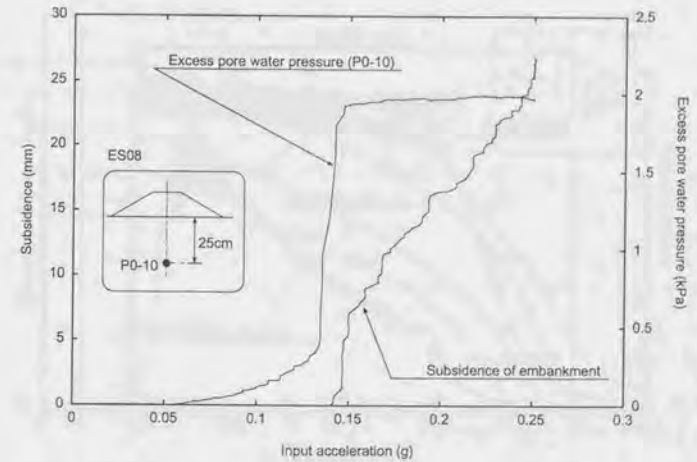


図 4.5: 入力加速度と盛土の沈下量・盛土直下の過剰間隙水圧の関係

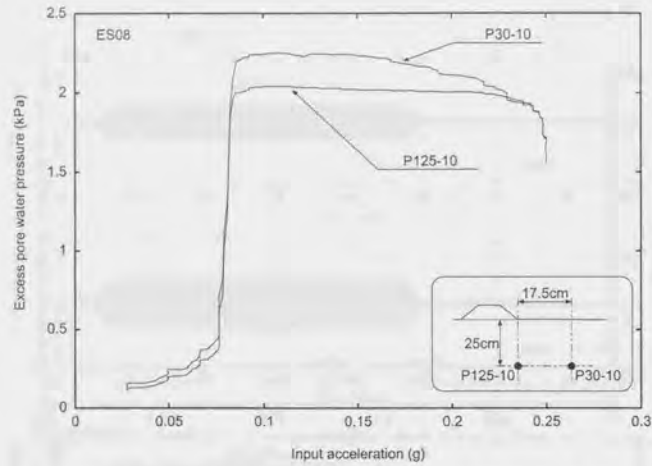


図 4.6: 入力加速度と法尻付近・水平地盤部での過剰間隙水圧の関係

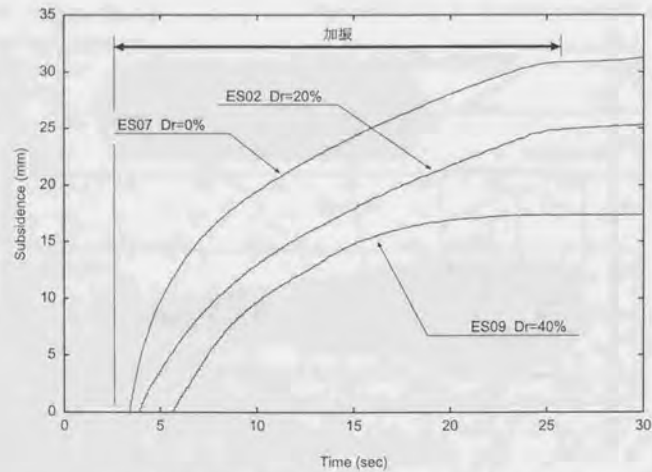


図 4.7: 盛土の最終沈下量の時刻歴 (液状化層の相対密度の影響)

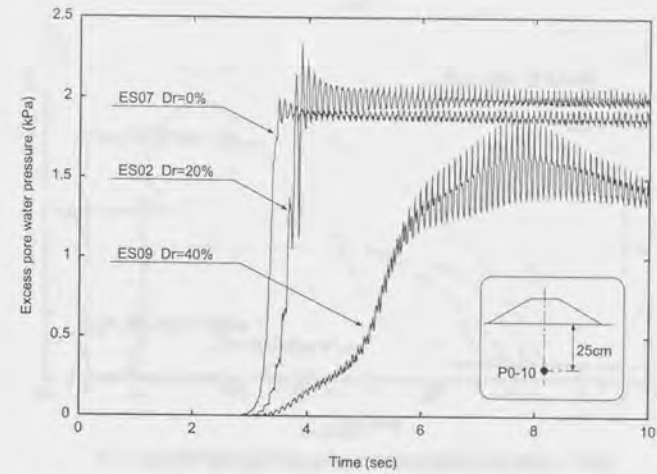


図 4.8: 盛土下の地盤内の過剰間隙水圧の加振直後の様子 (液状化層の相対密度の影響)

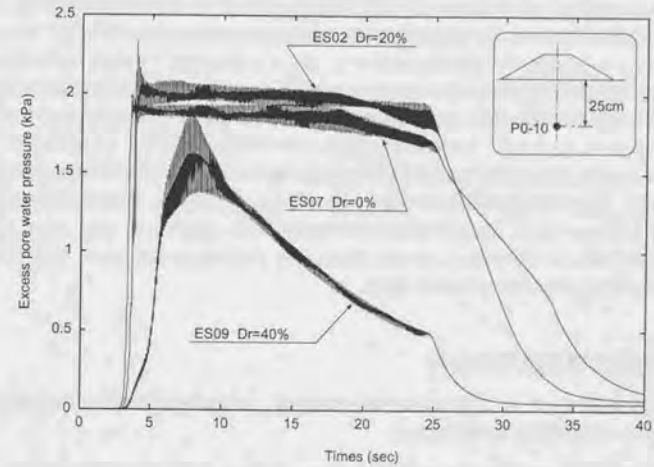


図 4.9: 盛土下の地盤内の過剰間隙水圧 (液状化層の相対密度の影響)

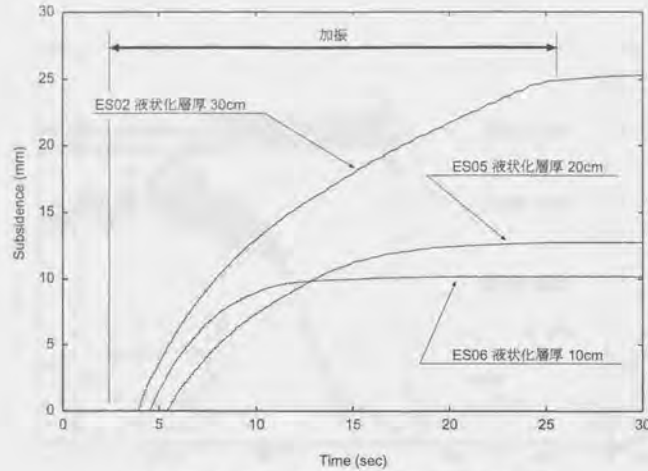


図 4.10: 盛土の最終沈下量の時刻歴 (液状化層厚の影響)

この原因として次の二つの理由が上げられる。まず、液状化層厚が大きいほど、過剰間隙水圧消散後の地盤の圧密沈下量も大きくなると考えられるので、それだけ盛土の最終沈下量も大きくなる。二つ目の理由としては、砂の大せん断に伴う正のダイレタンシーの影響が考えられる。盛土の沈下とともに盛土直下地盤は側方へと流動する。液状化層厚が小さければ、盛土が同じだけ沈下するのにより大きく側方へと流動しなければならない。従って、液状化層厚が小さい程、液状化層内のせん断変形は大きくなり、より大きな正のダイレタンシーが発揮されて間隙水圧が減少する。図 4.11 に盛土法尻直下で計測された過剰間隙水圧の漸増成分の時刻歴を示す。この記録から液状化層の層厚が小さいほど早く過剰間隙水圧の消散が始まっていることが確認できる。その結果、液状化層の層厚が小さい場合には盛土の沈下が早く収束するのではないかと思われる。

尚、図 4.10 に示した盛土底面沈下量を見ると、液状化層の層厚が 20cm の実験 ES05 の盛土沈下の開始が遅れているが、これは変位計の設置の際の不備によるものである。具体的には、巻取り式変位計 (図 2.12) の糸が少したるんでいたため、盛土沈下の開始が正確に捉えられなかったのである。また、糸のたるみの分だけ盛土の沈下量も小さく計測されているものと思われるが、誤差は数 mm 程度であり、上記の考察に影響を与えるほど大きなものではないと考えられる。

4.3 小型土槽実験のまとめ

無対策の地盤上の盛土について、液状化層の層厚や相対密度、入力加速度などを変化させて実験を行なった。その結果、次のようなことが確認できた。

1. 加振を開始すると、入力加速度がある程度大きくなったところで、水平地盤部が急激に液状化し、やや遅れて盛土直下が液状化する。これは、盛土直下では盛土の荷重により水平地盤部よりも拘束が大きくなっているためである。盛土直下地盤の液状化現象が発生するまで盛土は沈下しない。

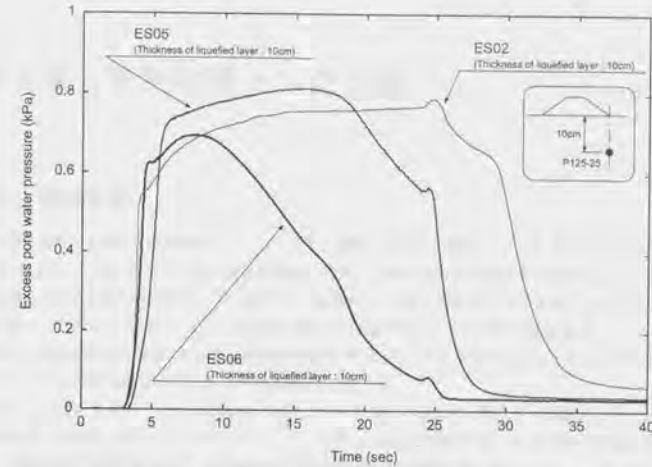


図 4.11: 法尻直下の過剰間隙水圧の漸増成分の変化 (液状化層厚の影響)

2. 入力加速度がある値以上 (0.13g) にならないと盛土直下地盤は液状化しない。従って盛土沈下も発生しない。また、盛土直下が液状化して盛土の沈下が発生すると、最終沈下量は入力加速度の大きさによらない。
3. 液状化層の相対密度が大きいほど盛土の最終沈下量は小さくなる。また、相対密度が大きいほど盛土の沈下開始が遅れる。これは、地盤の密度が大きいほど盛土直下での過剰間隙水圧の発生が遅れるためである。
4. 液状化層厚が大きいほど盛土の底面沈下量も大きくなる。また、液状化層厚が小さい場合には、盛土沈下が加振中に止まってしまふ。これは、液状化層の層厚が大きくなると液状化に伴う地盤の圧密沈下が大きくなること、逆に液状化層厚が小さいと地盤の側方流動に伴う正のダイレタンシーが発生しやすくなり、過剰間隙水圧の消散が早まることなどが原因と思われる。

第5章 実験結果（中型土槽）

5.1 実験条件

中型土槽による盛土の模型実験としては、まず、実験の再現性を検討するために同条件で3回の実験（E04, E06, E07）を行なった。その後、無対策地盤上の盛土の実験 E08 の実験条件を基準とし、その条件から液状化層厚・液状化層の相対密度・入力波の最大加速度・入力波の周波数を変化させながら実験を進めていった。また、それぞれの場合について無対策の場合と普通矢板による法尻での締切を施した場合の実験を行なった。それ以外に、対策工法に排水機能付矢板を用いたケースや普通矢板による締切に押え盛土を併用したケースなど対策工法の形式を変化させた実験も行なった。

表 5.1, 5.2 に各実験ごとの地盤条件・加振条件を示す。加振方向はすべて土槽長手方向（矢板壁と直交する方向）である。盛土はいずれのケースでも合計 17.11kg の碎石を用いて手作業で作製した。また、図 5.1 に模型地盤の概略図を示す。各実験毎の模型地盤形状や計器配置については、5.3, 5.4 節で実験結果と併せて示す。

5.2 地盤の圧密沈下量

実験 E18 では、剛性のきわめて高い鋼板を盛土の両法尻に設けて土槽を完全に三分割した実験を行なった。模型地盤の締切外側部分には土の流入が発生しないため、単なる水平な液状化地盤と考えることができる。実験終了後、実験 E18 の締切外側の水平地盤部分の地表面沈下量は 12~13mm であった（図 5.73 参照）。この沈下量が液状化現象に伴う圧密沈下量であると考えられる。実験 E18 では液状化層厚は 40cm であり、圧密沈下量はその約 3% である。Ishihara and Yoshimine (1992) の結果と比較しても、この沈下量は妥当な値と考えて良さそうである。

本実験では、加振を長時間続けることによって模型地盤が十分乱されて沈下していると考えられ、圧密沈下量に与える盛土荷重の影響は少ない。従って、盛土直下でも液状化層厚の 3% 程度の圧密沈下が発生すると思われる。以上より、液状化層の相対密度が 20% の実験ケースでは、液状化に伴う地盤の圧密沈下量は液状化層厚の約 3% と考えられる。

表 5.1: 各実験ケースの地盤条件

No.	支持層		液状化層		対策工法等
	層厚 (cm)	相対密度 (%)	層厚 (cm)	相対密度 (%)	
E04	10	80	40	20	無対策
E06	10	80	40	20	無対策
E07	10	80	40	20	無対策
E08	10	80	40	20	無対策
E09	30	80	20	20	無対策
E11	10	80	40	20	無対策
E14	10	80	40	20	普通矢板締切 (法尻・固定 A*)
E15	30	80	20	20	普通矢板締切 (法尻・固定 A)
E16	10	80	40	20	普通矢板締切 (法尻・固定 A)
E17 [†]	—	—	—	—	
E18	10	80	40	20	より完全な普通矢板締切 (法尻) [‡]
E19	10	80	40	0	無対策
E20	10	80	40	0	普通矢板締切 (法尻・固定 A)
E21	10	80	40	20	無対策
E22 [†]	10	80	40	20	無対策
E23*	10	80	40	20	無対策
E24	10	80	40	20	普通矢板締切 (法尻・固定 B**)
E25	10	80	40	20	普通矢板締切 (法尻・固定 B)
E26	10	80	40	20	排水矢板締切 (法尻・固定 B・排水材締切外 5cm 間隔)
E27	10	80	40	20	排水矢板締切 (法尻・固定 B・排水材締切内 5cm 間隔)
E28	10	80	40	20	普通矢板締切 (法尻・固定 B) + 押え盛土
E30	10	80	40	20	普通矢板締切 (法尻・固定 B)

[†] E16 終了後に同じ地盤に再加振した。

[‡] データロガーの設定ミスによりすべての加速度計・間隙水圧計のデータが無い。

* 地盤の特性を調べるため、加振前に微小加速度で周波数掃引加振を行った。

** 固定 A: 矢板の下端は土槽の底に軽く固定 (2.2.1 節参照)。

** 固定 B: 矢板の下端は土槽底板に強く固定し、さらに支持層内で矢板が曲がらないようにした (2.2.1 節参照)。

[‡] 2 枚の鋼板を盛土の両法尻に設置することで土槽を 3 分割して実験を行なった (5.4.2 節参照)。

表 5.2: 各実験ケースの加振条件

No.	周波数	最大加速度	加振継続時間 [†]		
	(Hz)	(g)	(sec)		
E04	10	0.25	14		正弦波・一定振幅加振
E06	10	0.25	14		正弦波・一定振幅加振
E07	10	0.25	14		正弦波・一定振幅加振
E08	10	0.25	24		正弦波・一定振幅加振
E09	10	0.25	24		正弦波・一定振幅加振
E11	10	0.12	24		正弦波・一定振幅加振
E14	10	0.25	24		正弦波・一定振幅加振
E15	10	0.25	24		正弦波・一定振幅加振
E16	10	0.12	24		正弦波・一定振幅加振
E17	10	0.25	24		正弦波・一定振幅加振
E18	10	0.25	24		正弦波・一定振幅加振
E19	10	0.25	24		正弦波・一定振幅加振
E20	10	0.25	24		正弦波・一定振幅加振
E21	10				正弦波・加速度漸増加振
E22	3	0.21	24		正弦波・一定振幅加振
E23	3	0.21	24		正弦波・一定振幅加振
E24	3	0.21	24		正弦波・一定振幅加振
E25	10	0.25	24		正弦波・一定振幅加振
E26	10	0.25	24		正弦波・一定振幅加振
E27	10	0.25	24		正弦波・一定振幅加振
E28	3	0.21	24		正弦波・一定振幅加振
E30	3	0.21	24		正弦波・一定振幅加振

[†] 加速度が最大値まで上昇するのに必要な 2 秒と停止までに必要な 2 秒を含む。

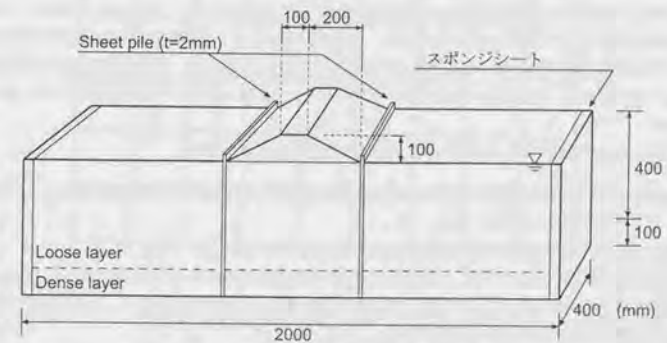


図 5.1: 模型地盤の概略図 (普通矢板締切を施した例)

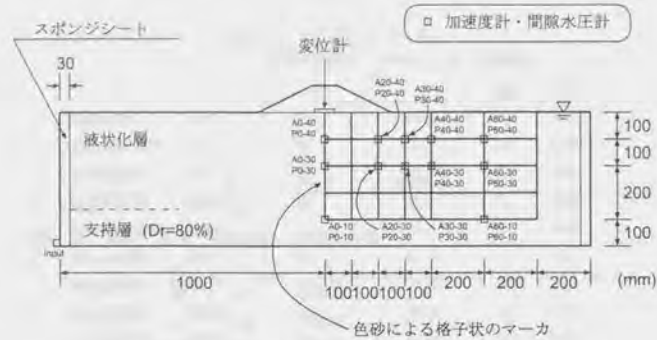


図 5.2: 模型地盤の概略・計器配置(無対策の場合)

5.3 無対策の場合の盛土の典型的な沈下挙動・実験の再現性

要素実験の場合と異なり、模型実験では過去に他の研究で同様な実験が行われていることはあまり無い。従って、実験結果の安定性・妥当性などについて、過去の実験結果をもとに比較・検討することは一般に難しい。そのため、今回の実験の結果が安定したものであるかどうかあらかじめよく検討しておく必要がある。そこで、一連の実験に先立ち、全く同じ実験条件・手順で3回の実験(E04, E06, E07)を繰り返し、振動台の動作や各種センサの計測結果を比較して、実験結果の再現性の検討と実験手順の確認を行った。また、これらの実験から、無対策の液状化地盤上の盛土の典型的な沈下挙動を読みとることができる。

図 5.2 に模型地盤形状・計器配置を示す。図 5.2 に示した地盤形状・計器配置は無対策地盤上の盛土の全実験ケースに共通である。

地盤の最終形状

図 5.3 に実験 E04 終了後に撮影した模型地盤の様子を、図 5.4 に同じく実験 E04 の色砂マーカの変位量を実験後に計測して描いたスケッチを示す。さらに、図 5.5, 5.6 に実験 E04 と全く同じ条件の実験 E06, E07 の実験終了後の色砂マーカの変位の様子を示す。これらの図から、水平地盤部の色砂の変位は実験によって差があるが、盛土に近い位置ではいずれのケースでも概ね似たような変位分布を示していることがわかる。

図 5.4~5.6 から読み取れる地盤内の変位分布の特徴は次の通りである。

1. 盛土に近い位置での変位の鉛直方向分布は、液状化層の中心よりやや低い位置で最大、液状化層の上面・下面でほとんどゼロとなる。
2. 水平方向の最大の変位は盛土の法尻の真下付近で記録する。
3. 盛土法尻付近の地表面では、地盤が盛土方向に引きずり込まれるような挙動が見られる。
4. 盛土直下の地盤は沈下し、外側の水平地盤内では隆起する傾向を見せるが、水平地盤部の地表面高さは実験前後でそれほど大きな差はない。
5. 水平地盤部では水平方向の変位分布にはばらつきがあるが、その絶対値は 10~20mm 以下である。
6. 盛土底面は円弧状に変形して沈下する。盛土底面沈下量は盛土中心で最大となり、法尻部分では沈下は

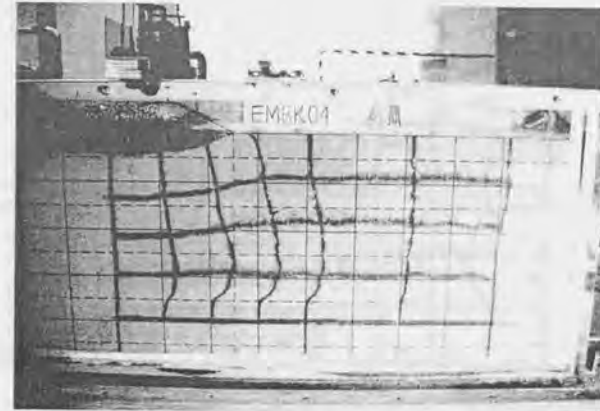


図 5.3: 実験 E04 の実験終了後の模型地盤の様子

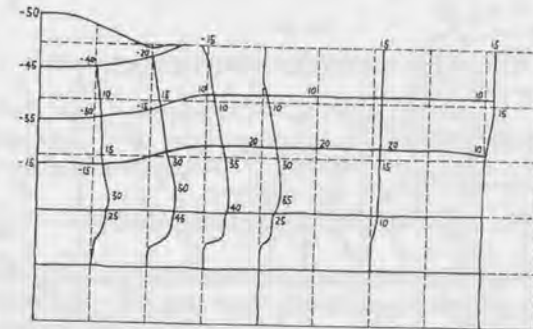


図 5.4: 実験 E04 終了後の色砂マーカの変形の様子

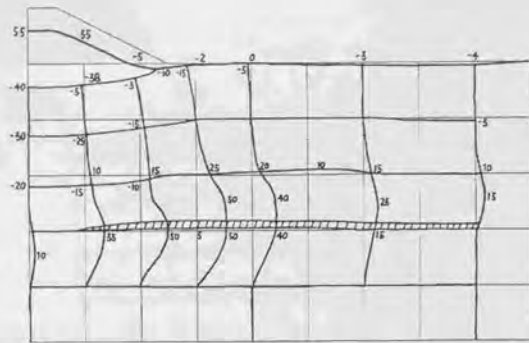


図 5.5: 実験 E06 終了後の色砂マーカの変形の様子 (図中の斜線部は色砂がにじんで不明瞭な部分)

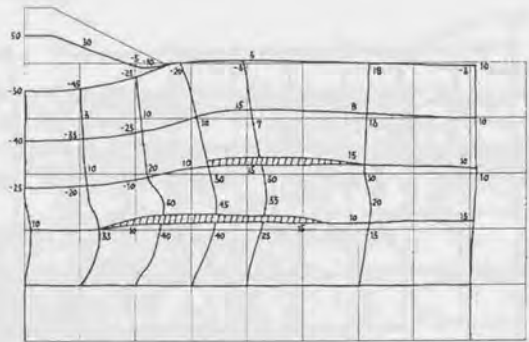


図 5.6: 実験 E07 終了後の色砂マーカの変形の様子 (図中の斜線部は色砂がにじんで不明瞭な部分)

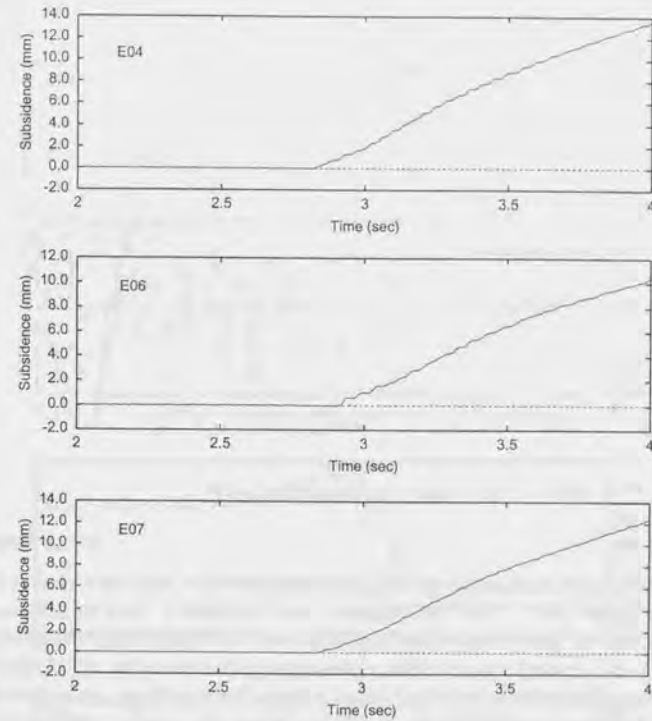


図 5.7: 実験 E04, E06, E07 の盛土底面沈下量の加振直後の様子

ほとんど発生しない。

7. 図には書き込まれていないが、実験前に水平地盤の地表面にあった水面は、実験終了後は水平地盤の地表面よりも 5mm 前後高い位置にあった。

盛土沈下の開始

図 5.7 に実験 E04, E06, E07 の加振開始直後の盛土底面沈下量を示す。実験 E06 で他の 2 つの実験よりも若干盛土の開始が遅れているが、おおよそ同じタイミングで盛土の沈下をはじめていることがわかる。

次に、実験 E04 の入力加速度・盛土直下の過剰間隙水圧・盛土の底面沈下量の加振直後の様子を図 5.8 に示す。図 5.8 によると、加振が始まり入力加速度が 0.1g に達したところで、過剰間隙水圧の上昇が始まる。その後さらに遅れて、過剰間隙水圧が 1.0kPa を越えるころようやく盛土の沈下が始まる。この現象は 4.2.1 節で小型土槽実験による実験結果と定性的には一致する。中型土槽でも小型土槽による実験の場合と同様に入力加速度を変化させた実験を行ったので、詳しい検討はその結果と合わせて 5.4.1 節で説明する。

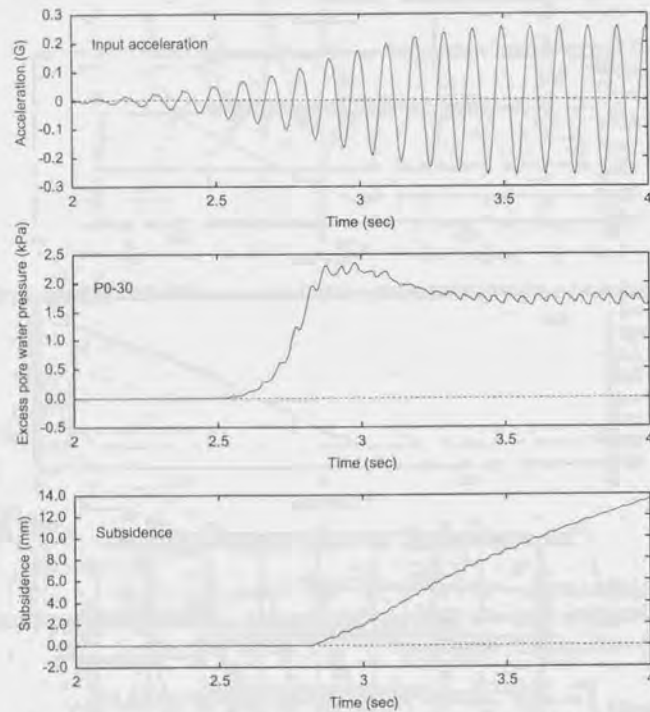


図 5.8: 実験 E04 の入力加速度・盛土直下の過剰間隙水圧・盛土底面沈下量の加振直後の様子

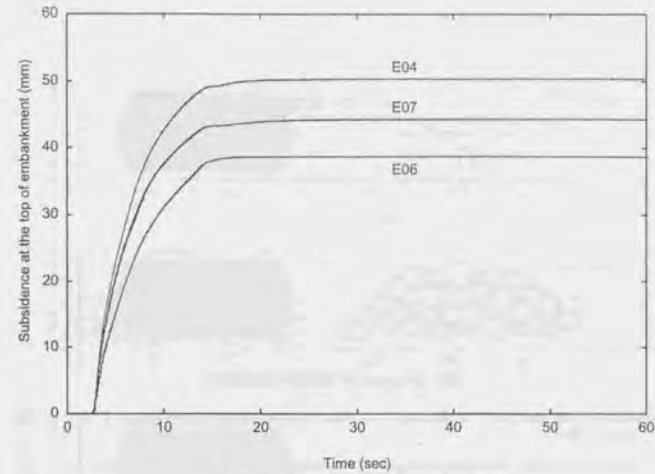


図 5.9: 再現性の確認・盛土天端の沈下量

盛土の天端沈下量

図 5.9 に盛土天端で計測した沈下量の時刻歴を示す。同じ条件で実験したにもかかわらず最終沈下量で 10mm 以上の差が生じた。この理由として次の二つの問題点が挙げられる。一つは、天端で計測した沈下量は盛土そのものの変形を含んでいるが、今回の実験では盛土は砕石を使って手作業で緩く盛り上げるようにして作製したため、盛土そのものの特性にばらつきが大きいと考えられることである。もう一つの理由として考えられるのは、盛土天端にレーザー変位計のターゲットを設けずに盛土天端に直接レーザーを照射して計測を行なったことである。図 5.10 に示したように、レーザー変位計はレーザーのポイントが当たっているごく小さな面の変位を計測するため、砕石のように粒径の大きい材料を用いる場合には計測結果が盛土天端面の平均的な沈下量と大きく異なる可能性がある。仮に粒径 1 つ分の差が生じると、 $\pm 3.5\text{mm}$ 程度の計測結果の変化が生じる。すでに述べたように本研究では盛土そのものの変形は研究対象外であり、盛土天端の沈下量は参考程度にとどめておくこととする。

盛土の底面沈下量

次に盛土底面で計測した沈下量の時刻歴を図 5.11 に示す。図 5.11 によると実験結果はかなり安定しており、最終沈下量の差は 5mm 以下である。また、沈下曲線の形状についてもそれほど大きな違いは見られない。最終沈下量が約 40~45mm であるから、盛土の底面沈下量の誤差は 11~13%程度と考えられる。図 5.11 から、盛土の沈下は加振直後にやや急激に進み、その後はほぼ一定の沈下速度で沈んでいくことがわかる。また、加振が停止すると盛土の沈下も止るが、実験 E04, E07 では加振停止後に若干の盛土沈下が記録されている。これは、過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下が遅れて発生したものである。

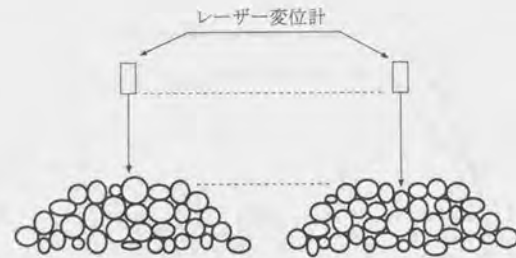


図 5.10: レーザー変位計の測定誤差

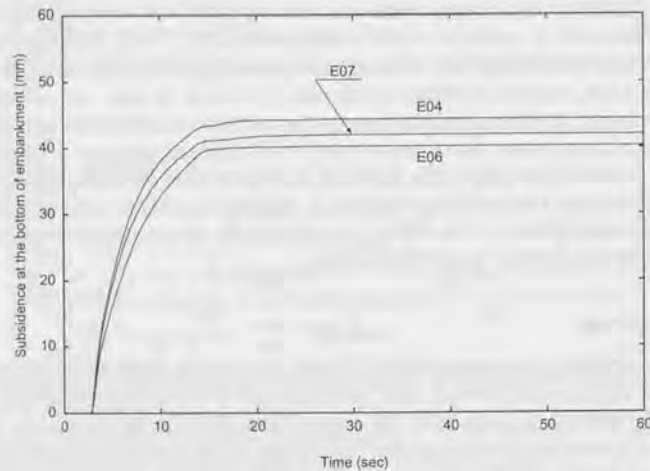


図 5.11: 再現性の確認・盛土底面の沈下量

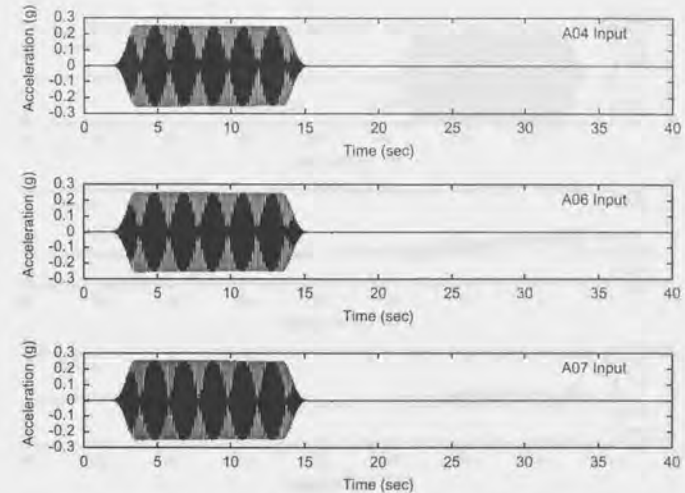


図 5.12: 実験 E04, E06, E07 の入力加速度時刻歴

地盤内の加速度・過剰間隙水圧

図 5.12~5.18 に実験 E04, E06, E07 で計測された全ての加速度記録を示す。いずれの実験でも、支持層上面に設置された加速度計 (A0-10, A60-10) ではほとんど入力加速度と同じ加速度が記録されている。また、それ以外の液状化層内に設置した加速度計では加振開始直後のみ入力加速度と同様な波形が計測されているが、その後地盤の液状化に伴って応答を失い、いくつかの加速度計は傾いて重力加速度成分が記録されている。

次に、図 5.19~5.24 に実験 E04, E06, E07 で計測された全ての過剰間隙水圧のデータを示す。間隙水圧計 P10-10, P40-40, P60-10, P60-30, P60-40 には (株) 共和電業製 BP-RS 小型間隙水圧計を利用したが、この水圧計は他の地点に用いた (株) エス・エス・ケイ製超小型間隙水圧計 P310AV 型と比較して反応が遅く¹⁾、加振直後の水圧の急上昇や過剰間隙水圧の振動成分がうまくとらえられていない²⁾。

各実験の過剰間隙水圧計 P0-40 の記録を比較すると、実験 E04 では加振前半では正の値を示し加振後半では値が負に転じているのに対し、実験 E06 では加振中つねに正の値を保っている。実験 E07 では加振開始直後負の値を示すがすぐに増加を始め、加振終了時まで正の値を保ち続ける。このように同条件の実験にもかかわらず計測結果が大きく異なる理由は次のように推測される。P10-40 の計測位置は盛土中心線下の液状化層上面から 10cm 下の地点である (図 5.2 参照)。盛土中心では底面沈下量が約 4.0~4.5cm であり、図 5.4 などからも分かるように P10-40 の設置位置付近でも液状化した砂が鉛直下向きに約 4.0cm 流動

¹⁾予備実験で両者を比較した。BP-RS 小型間隙水圧計で反応が悪いのは、受圧面の面積が大きいためである。

²⁾水圧計の台数が足りないため使用せざるを得なかった。実験 E23 以降ではすべての水圧計を (株) エス・エス・ケイ製超小型間隙水圧計 P310AV 型に交換した。

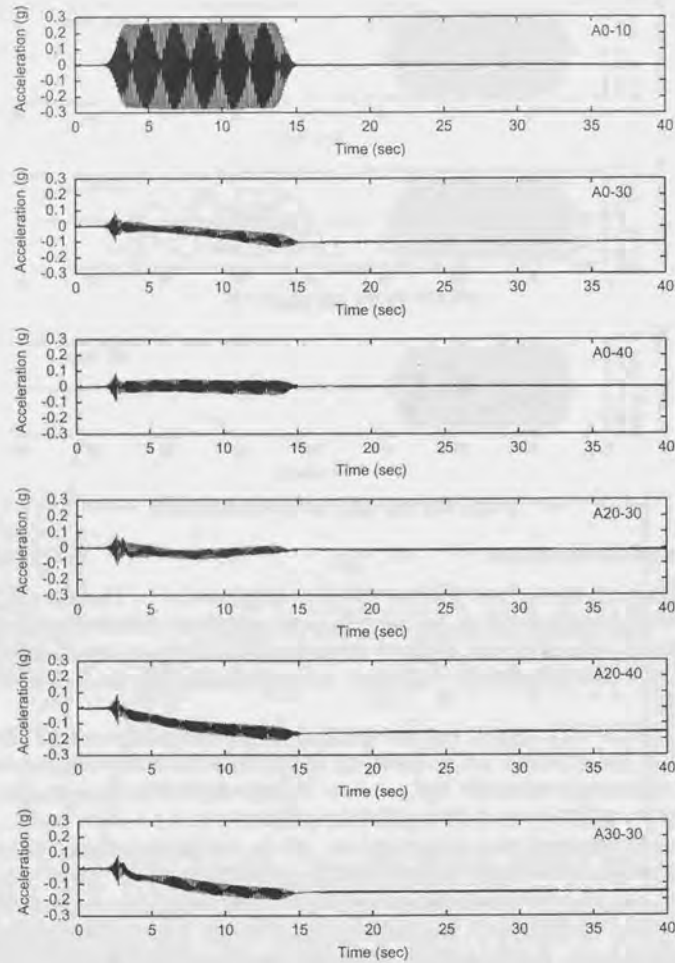


図 5.13: 実験 E04 で計測された地盤内の加速度時刻歴 (1)

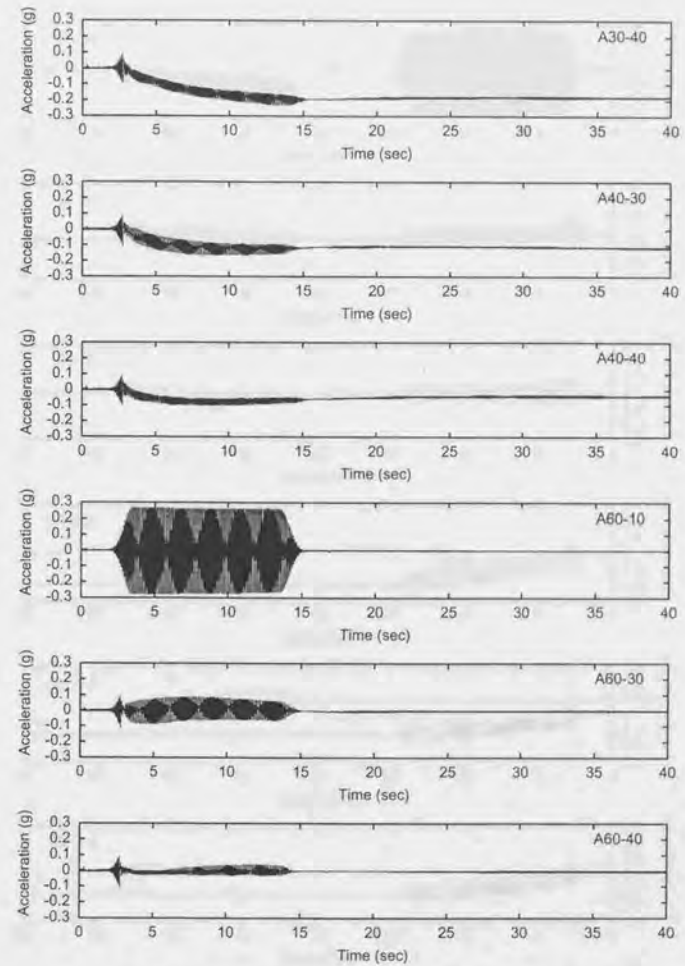


図 5.14: 実験 E04 で計測された地盤内の加速度時刻歴 (2)

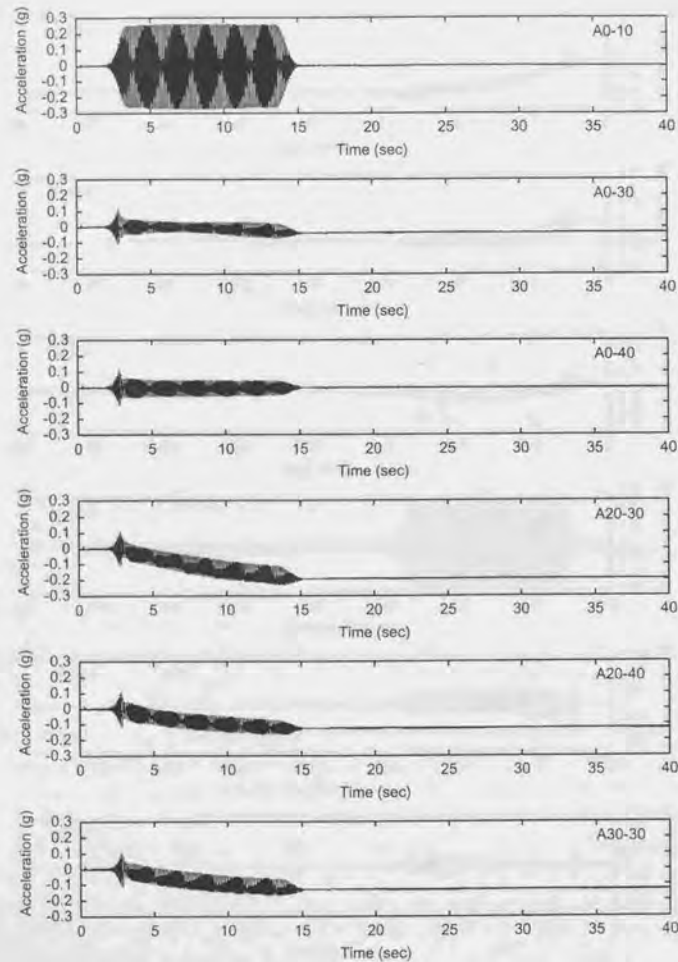


図 5.15: 実験 E06 で計測された地盤内の加速度時刻歴 (1)

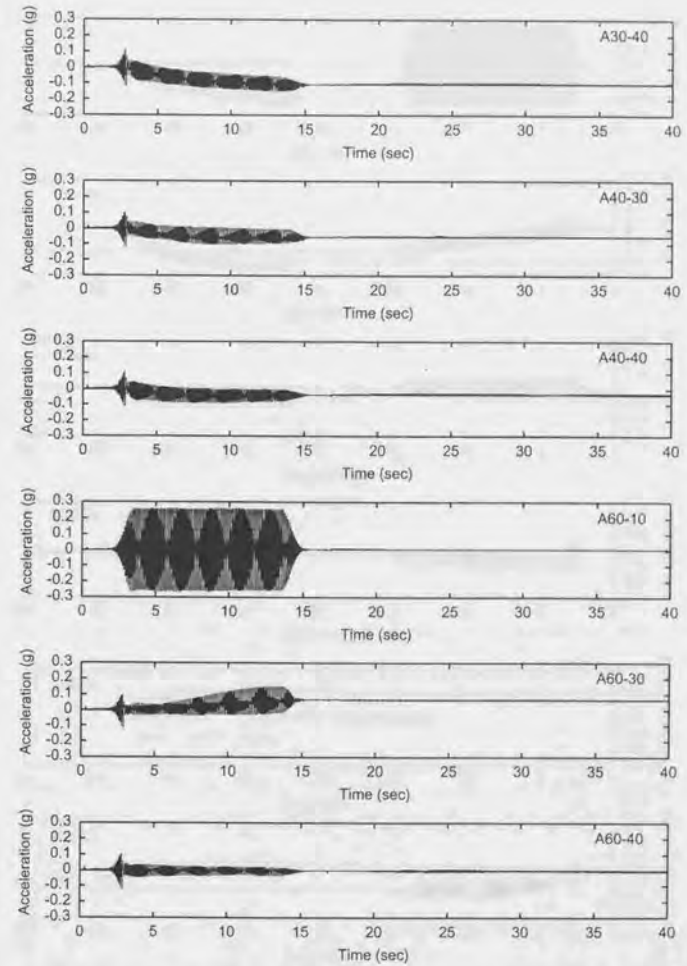


図 5.16: 実験 E06 で計測された地盤内の加速度時刻歴 (2)

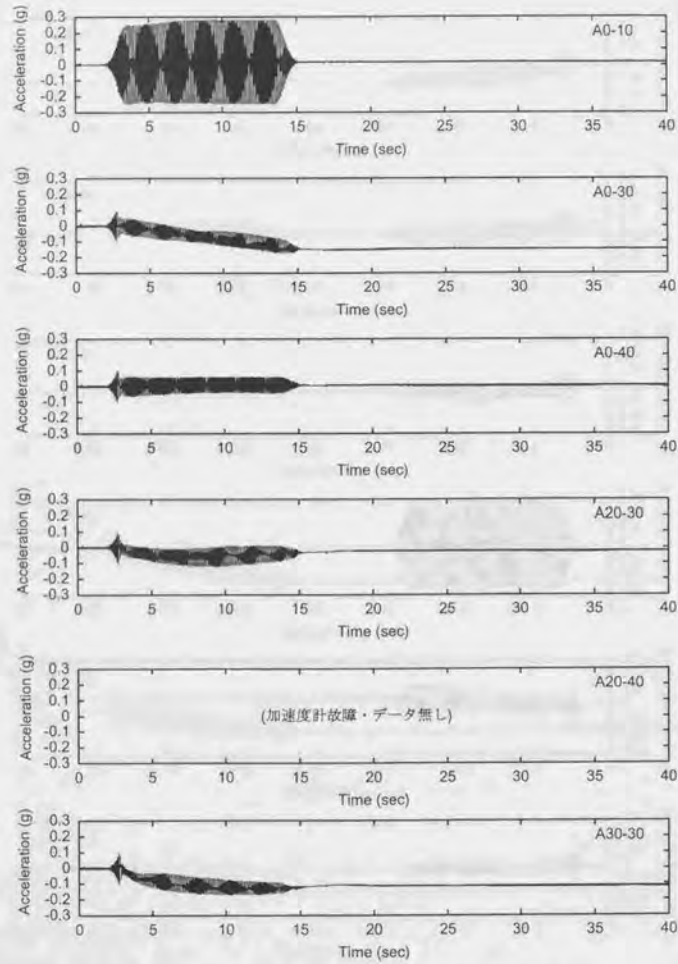


図 5.17: 実験 E07 で計測された地盤内の加速度時刻歴 (1)

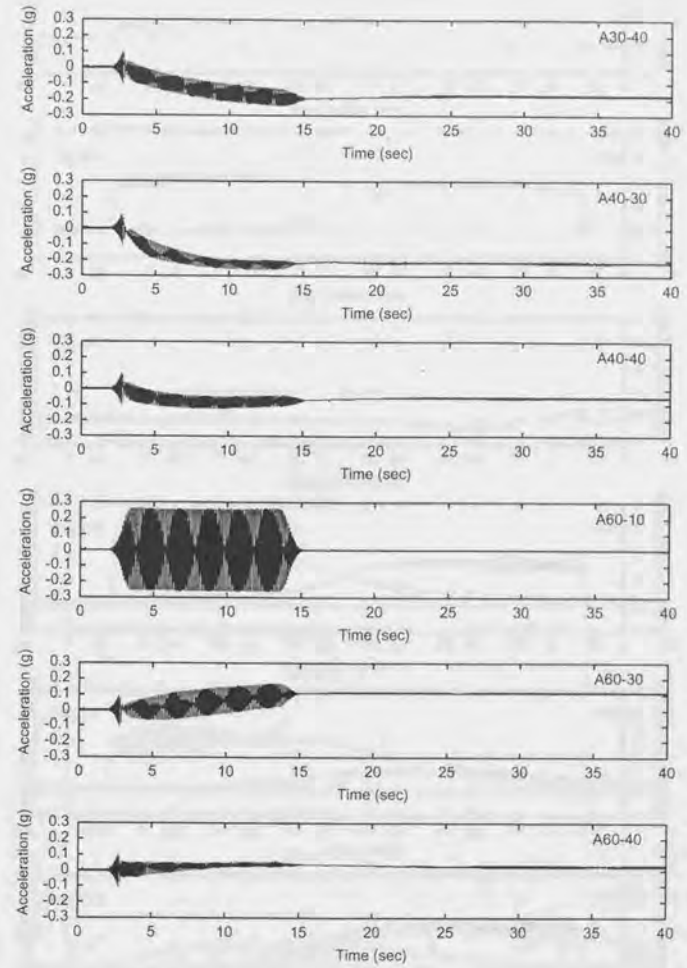


図 5.18: 実験 E07 で計測された地盤内の加速度時刻歴 (2)

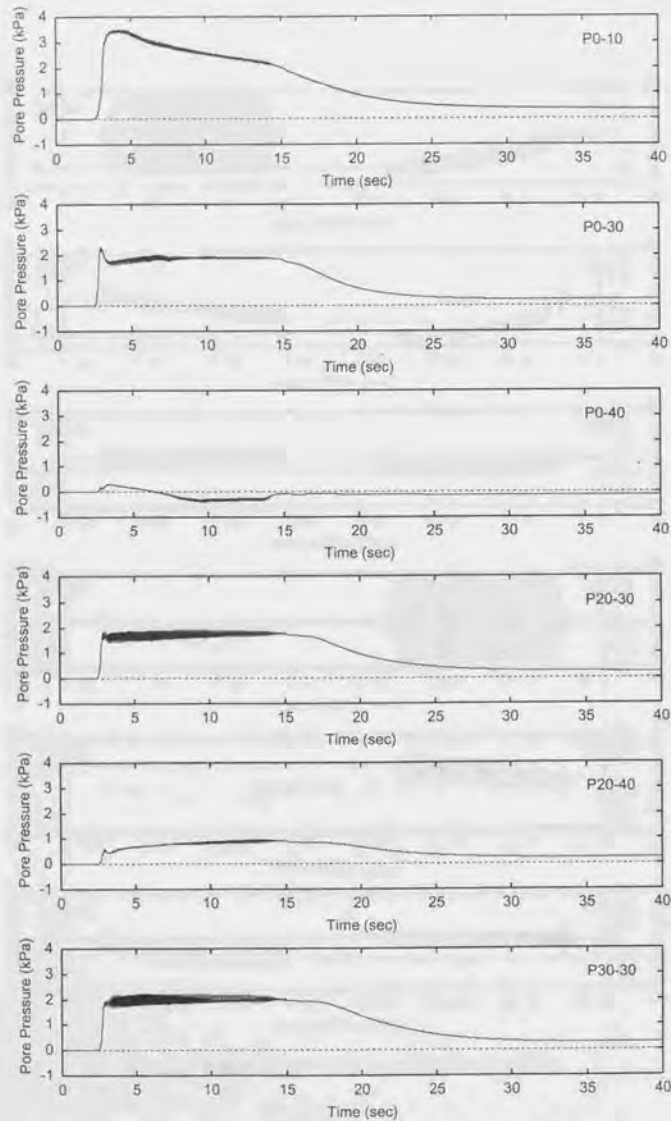


図 5.19: 実験 E04 で計測された地盤内の過剰間隙水圧 (1)

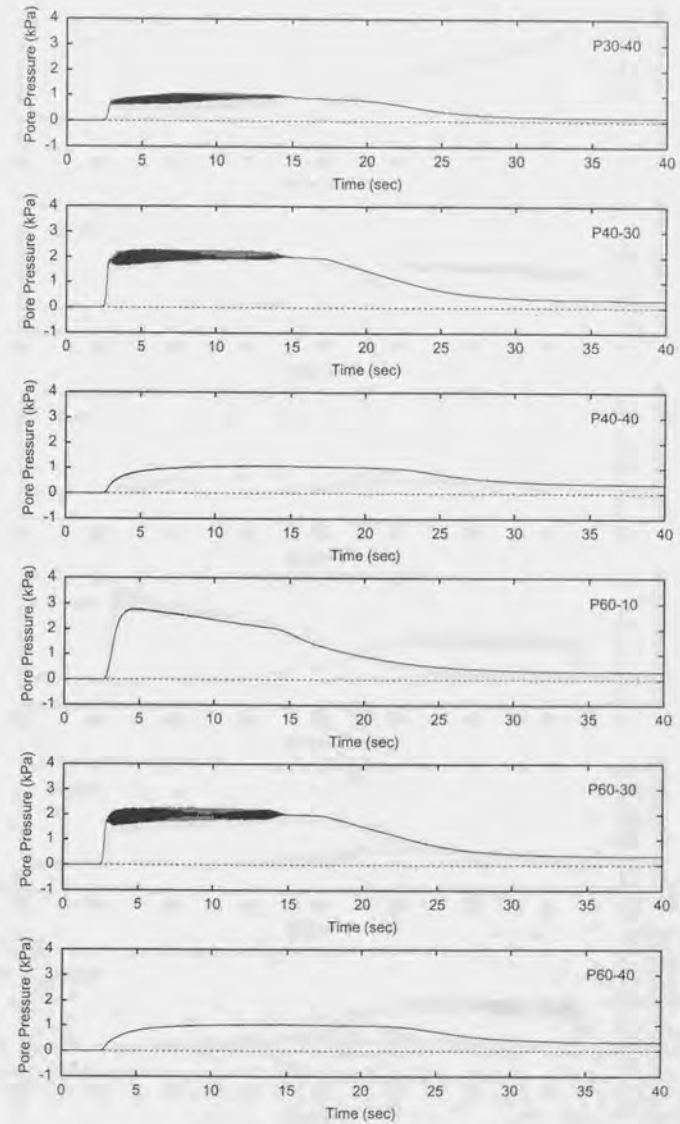


図 5.20: 実験 E04 で計測された地盤内の過剰間隙水圧 (2)

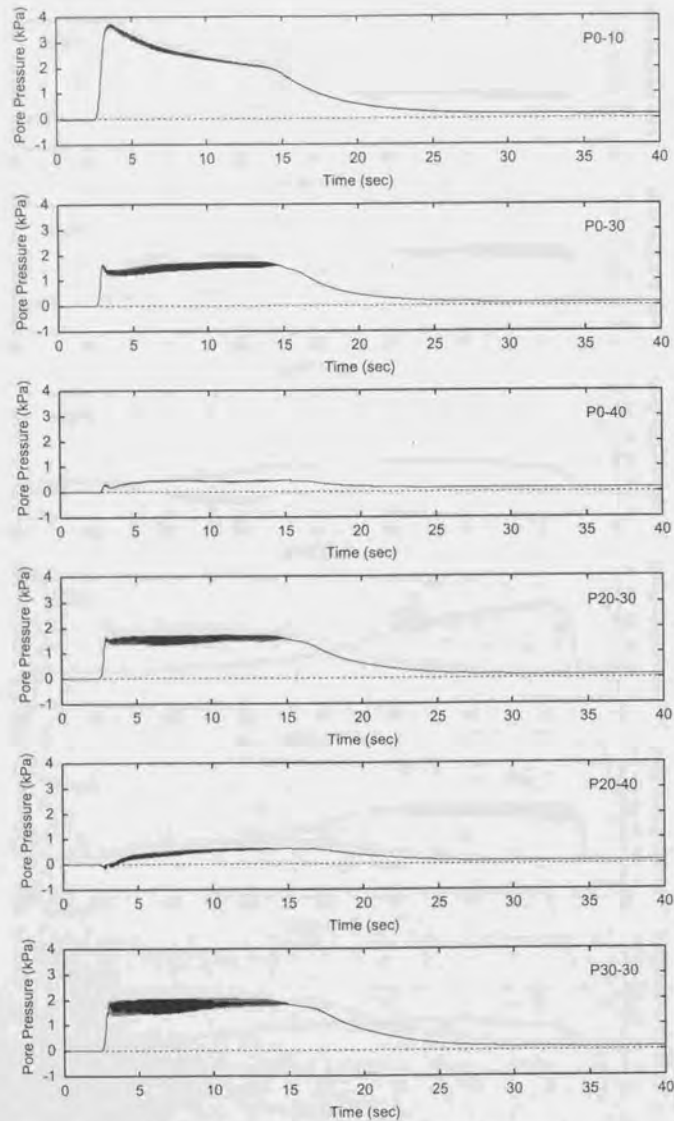


図 5.21: 実験 E06 で計測された地盤内の過剰間隙水圧 (1)

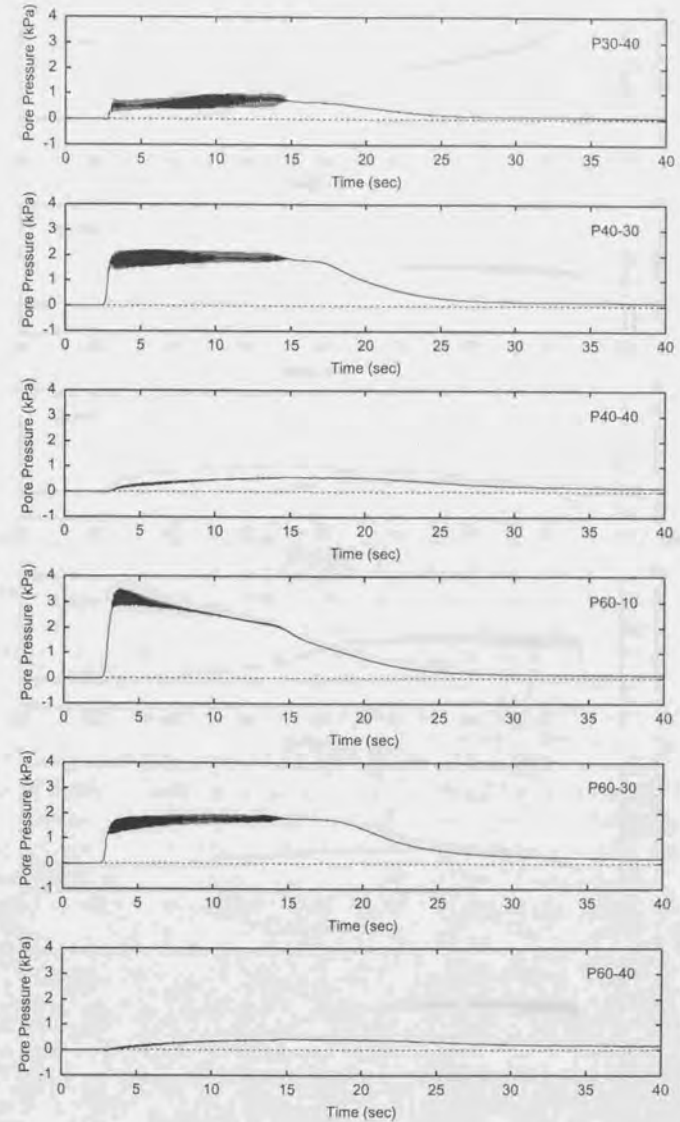


図 5.22: 実験 E06 で計測された地盤内の過剰間隙水圧 (2)

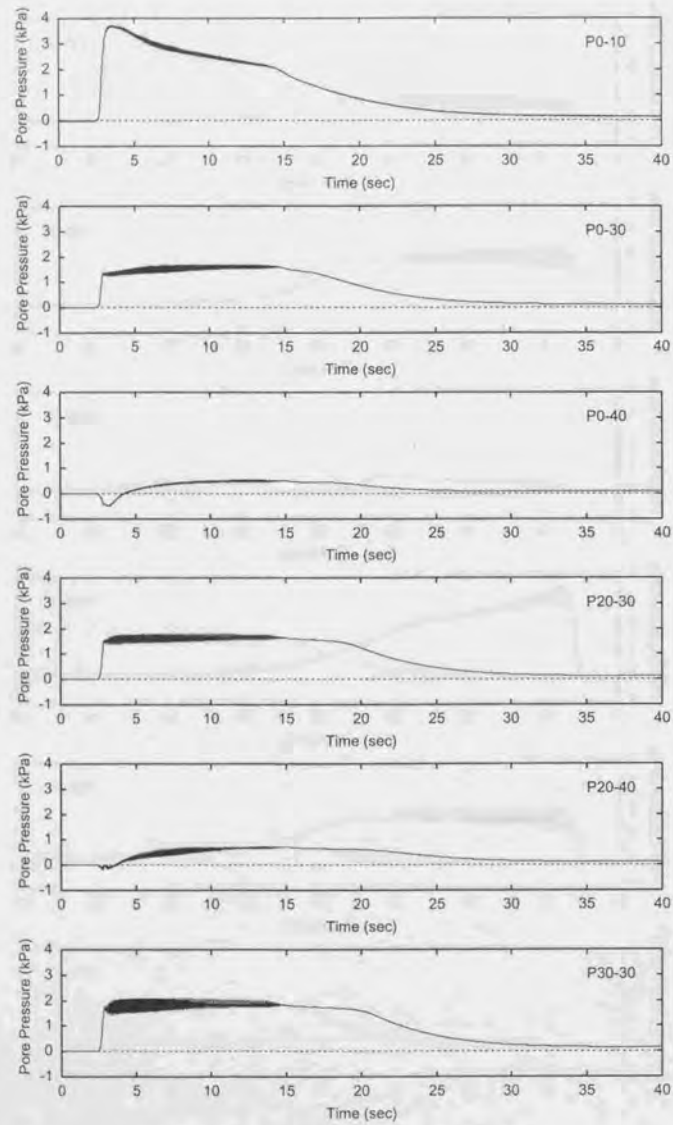


図 5.23: 実験 E07 で計測された地盤内の過剰間隙水圧 (1)

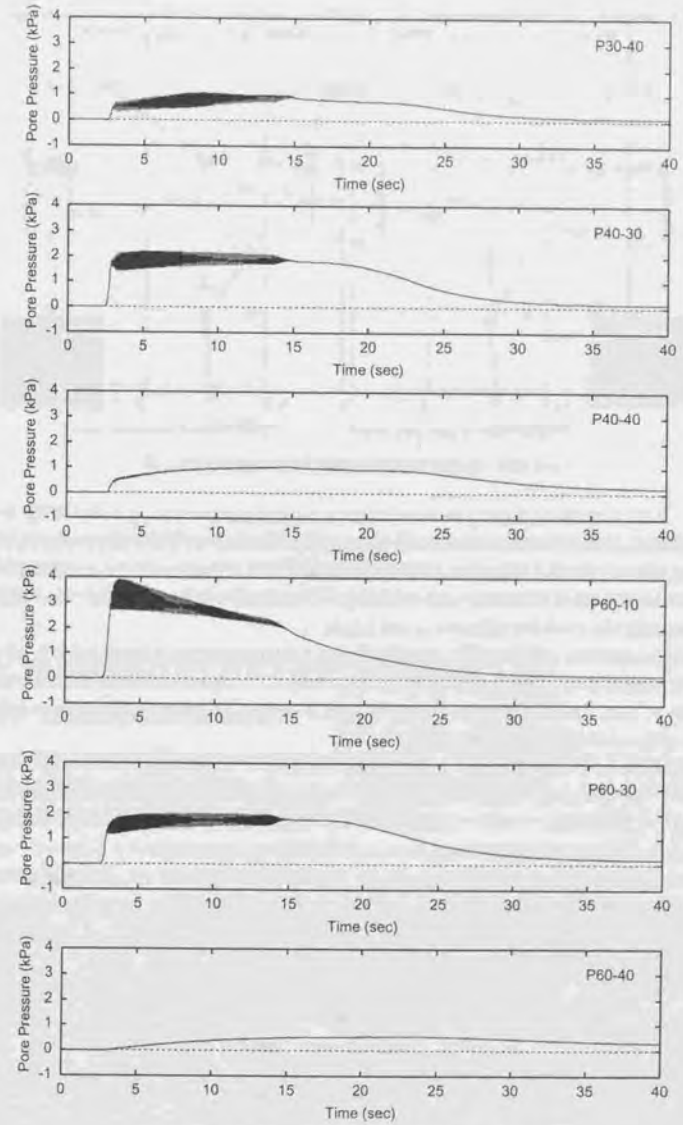


図 5.24: 実験 E07 で計測された地盤内の過剰間隙水圧 (2)

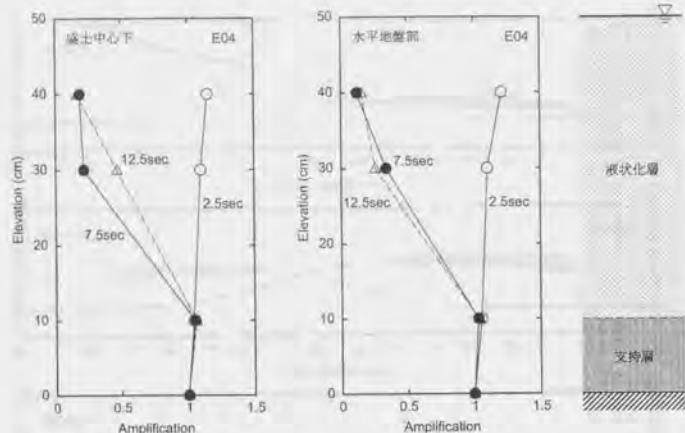


図 5.25: 地盤内の加速度応答 (実験 E04)

する。水圧計の周辺部分を流動する砂が水圧計を回り込む際に流動状態が大きく乱される。また、そのような状態では、間隙水圧計の周辺の地盤密度の局所的な不均一性の影響などが非常に大きく現れると思われる。こういったことから、水圧計 P0-40 の記録は実験毎に安定しないのではないか。以上を考慮して、本研究では水圧計 P0-40 の記録は参考値として取り扱う。その他の計測位置については、三回の実験で概ね同様な結果を示しており特に問題はないと考えられる。

図 5.25 に実験 E04 の盛土中心下と水平地盤部における地盤内加速度応答の鉛直分布を示す。図 5.25 に示した加速度応答は、位相差を無視して示されている時間近辺での最大加速度を振動台加速度で割ったものである。また、図 5.26 に実験 E04 の盛土中心下と水平地盤における過剰間隙水圧の鉛直分布を示す。図 5.26 に示したは過剰間隙水圧漸増成分である。

実験開始後 2.5 秒では、盛土直下・水平地盤部のいずれにおいても地盤の全域において地盤内加速度が増幅している様子がわかる。図 5.26 に示したように、実験開始後 2.5 秒では地盤内で過剰間隙水圧が発生しておらず、地盤が液状化していない。次に図 5.25 に示した実験開始後 7.5 秒、12.5 秒の地盤内の加速度応答を見ると、支持層内では加速度の増幅が見られるが液状化層内では地盤の振動が大きく減衰している様子がわかる。地表面から 20cm 下 (高さ 30cm の地点) の液状化層中心部分に着目すると、実験開始後 7.5 秒では盛土直下地盤の方が水平地盤部分よりもやや大きく減衰し、実験開始後 12.5 秒では逆に水平地盤の方が減衰が大きくなっている。一方、地表面近く (高さ 40cm の地点) では、盛土直下・水平地盤部のいずれにおいても実験開始後 7.5 秒、12.5 秒ともに加速度増幅は大きく減衰しており、それほど大きな差はない。

図 5.26 によると、前述のように実験開始後 2.5 秒では盛土直下・水平地盤部ともに過剰間隙水圧は発生していない。実験開始後 7.5、12.5 秒では、液状化層の下半分では水平地盤部でも盛土直下でもほぼ同様な水圧分布を示している。しかしながら、地表面に近い部分 (地盤高さ 40cm の地点) については、水平地盤部では過剰間隙水圧が発生して地盤の液状化を示しているのに対し、盛土直下部分では水圧が発生していない。しかしながら、図 5.25 で示したように、地盤内の加速度は盛土直下・水平地盤のいずれにおいても大きく減衰している。これは、液状化層の下半分が液状化しているため、振動が液状化層上部まで伝達され

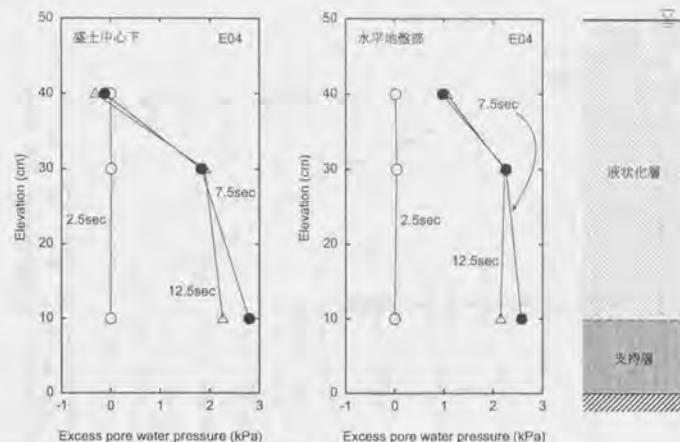


図 5.26: 地盤内の過剰間隙水圧の鉛直方向分布 (実験 E04)

ないためであろう。

図 5.27 に盛土の底面沈下量と入力加速度の関係を示す。図 5.27 からは、盛土の沈下と入力加速度との間に明瞭な関係はみられない。盛土の沈下は直下地盤の液状化現象によるものであり、沈下の方向と加振の方向が直交していることから、両者の間にそれほど大きな関係は見られないと思われる。

5.4 各実験条件が盛土の沈下挙動に与える影響

5.4.1 無対策の地盤上の盛土の挙動

無対策地盤上の盛土の実験における模型地盤形状・計器配置は、すでに、図 5.2 に示してある。また、典型的な無対策地盤上の盛土の沈下挙動に関しては、すでに 5.3 節で述べたので、ここでは、各種実験条件が盛土の沈下挙動にどのような影響を与えたかについて述べる。

加振継続時間の影響

実験 E04, E08 では加振継続時間の影響を調べた。実験 E04, E08 の入力加速度時刻歴を図 5.28 に、盛土底面沈下量の時刻歴を図 5.29 に示す。図 5.28 によると、実験 E04, E08 の盛土の沈下状況は加振開始直後から実験 E04 の加振が終了するまで非常に良く一致しており、実験の再現性の高さを裏付けている。いずれの実験でも加振中は沈下量が増加し続け、加振終了にあわせて盛土の沈下も停止する。

図 5.30 に実験終了後の模型地盤の様子を示す。加振時間が短い実験 E04 の最終形状はすでに図 5.4 に示した。図 5.4, 5.30 を比較すると、盛土直下の側方への変位量はそれほど差がないことがわかる。しかし、盛土の法尻よりやや外側の地点では、加振時間が長い実験 E08 の側方変位量が加振が短い実験 E04 の変位量を大きく上回っている。また、図中の斜線の部分は、色砂がにじんで不明瞭になってしまった部分を表わしているが、加振時間が長い場合 (E08) ではこのような部分が非常に多くなっている。

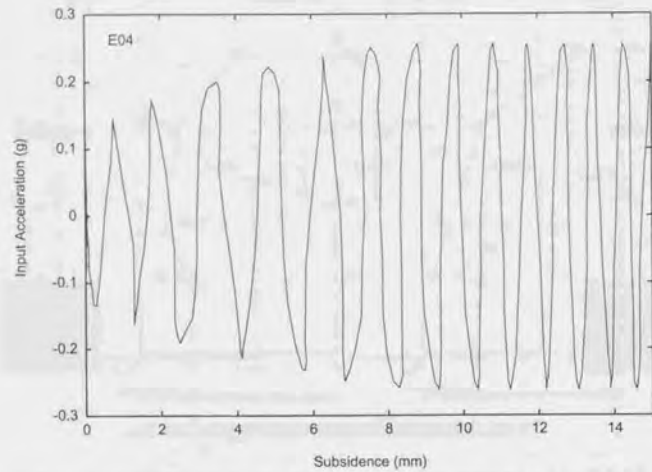


図 5.27: 盛土底面沈下量と入力加速度との関係 (実験 E04)

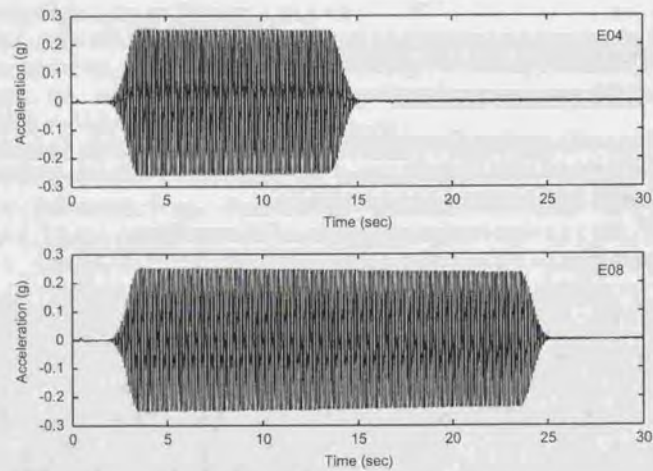


図 5.28: 実験 E04, E08 の入力加速度時刻歴

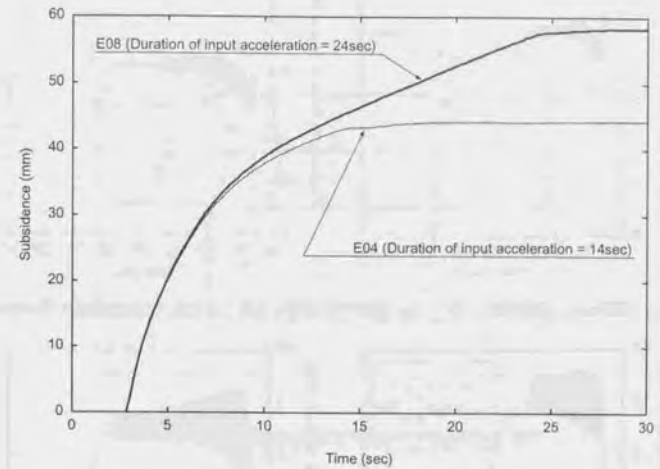


図 5.29: 加振継続時間の影響・盛土の底面沈下量の時刻歴

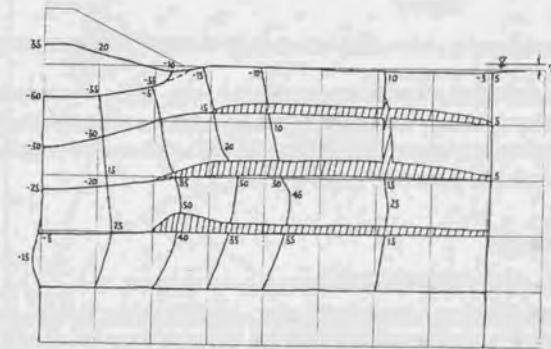


図 5.30: 実験 E08 (加振時間が長いケース) の実験終了後の模型地盤の様子

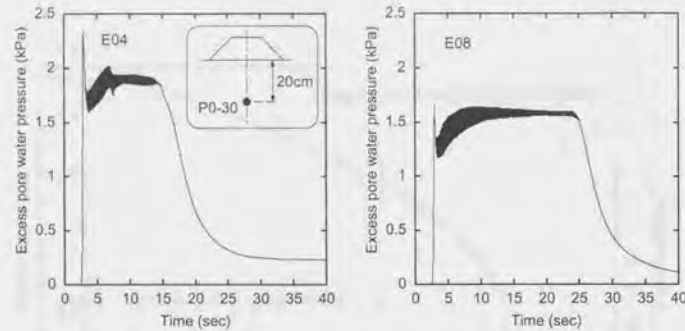


図 5.31: 実験 E04 (加振時間 14 秒)・E08 加振時間 24 秒における盛土直下の過剰間隙水圧の時刻歴

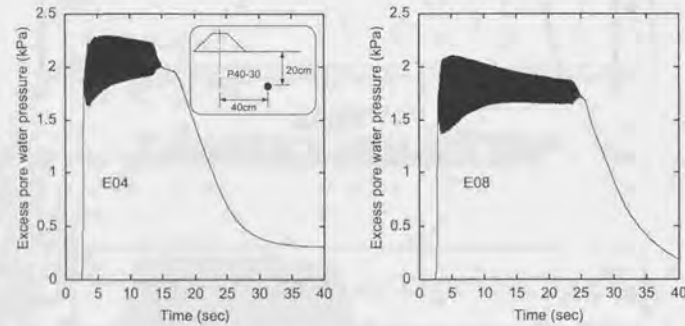


図 5.32: 実験 E04 (加振時間 14 秒)・E08 (加振時間 24 秒)における水平地盤部の過剰間隙水圧の時刻歴

図 5.31 に盛土直下で計測した過剰間隙水圧の時刻歴を示す。また、図 5.32 に水平地盤部で計測した過剰間隙水圧時刻歴を示す。盛土直下でも水平地盤でも実験 E04 と実験 E08 で間隙水圧の最大値が異なり、加振時間の短い実験 E04 の方が最大値がやや大きくなっているが、どちらの場合でも加振継続中はほぼ一定の過剰間隙水圧を保っている点は同様である。

液状化層厚の影響

実験 E08, E09 では液状化層の層厚が盛土の沈下挙動に与える影響を調べた。

図 5.33 に実験終了後の色砂マーカの変形の様子を示す。液状化層厚が小さくても、盛土支持地盤(液状化層)の変位の様子は液状化層が厚い場合(実験 E08, 図 5.30)とそれほど変化はない。

図 5.34 に盛土底面沈下量の時刻歴を示す。最終沈下量に着目すると、液状化層厚が 20cm の場合(E09)の沈下量は 40cm の場合(E08)の沈下量の約 35%と小さくなっている。また、盛土の沈下開始は液状化層厚が厚い場合のほうが若干ではあるが早い。これらの結果は小型土槽実験による結果(図 4.10)と一致するものである。

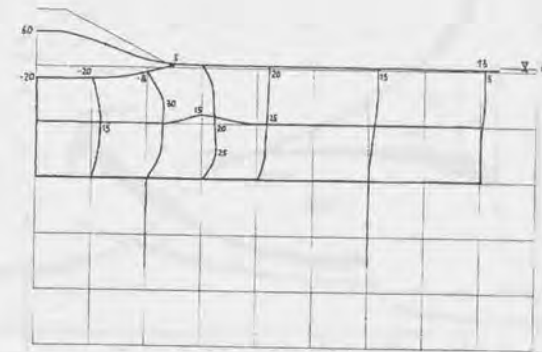


図 5.33: 実験 E09 終了後の色砂マーカの変形の様子

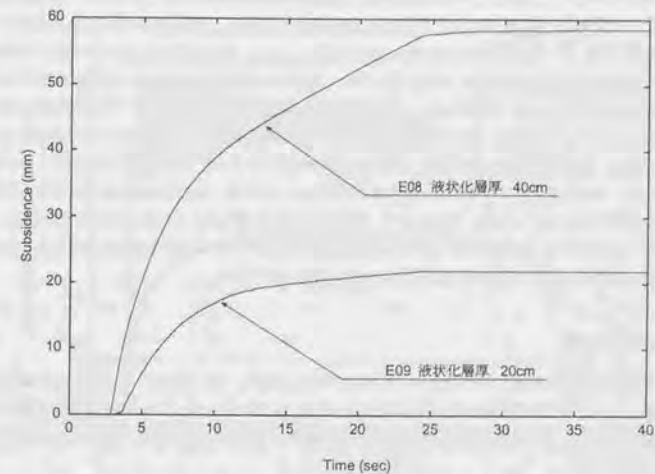


図 5.34: 液状化層厚の影響・盛土底面の沈下量

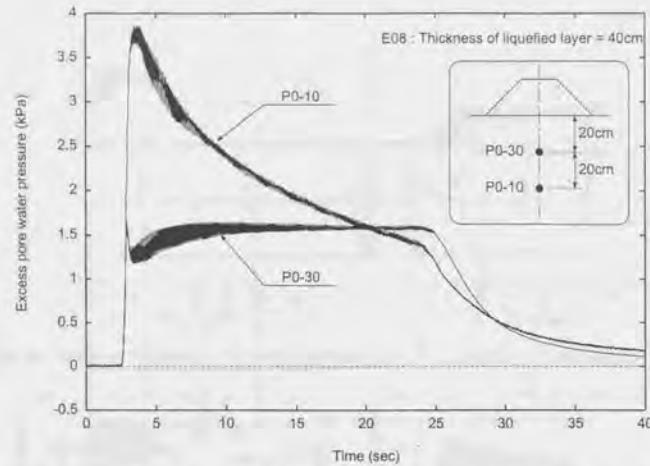


図 5.35: 液状化層厚の影響・盛土直下の過剰間隙水圧時刻歴 (E08: 液状化層厚が 40cm の場合)

図 5.35, 5.36 に盛土直下の地盤内, 図 5.37, 5.38 に水平地盤部の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。実験 E08, E09 いずれの場合にも水平地盤部の浅い地点水圧 (P40-40) では過剰間隙水圧の上昇・消散ともに他の位置よりも遅れているが, これは, この位置に設置した水圧計の感度が悪かったためである。図 5.35~5.38 から分かるようにすべての測定位置において液状化層厚が厚い (40cm) 実験 E08 の方が液状化層厚が 20cm の場合 (実験 E09) よりも過剰間隙水圧の最大値が大きい。また, 液状化層厚が 40cm の場合 (実験 E08) では, 盛土直下の深い位置 (P0-10) 以外の地点では, 加振中に過剰間隙水圧が高い状態が継続するのに対し, 液状化層厚を薄くすると (実験 E09), 過剰間隙水圧が最大値を記録した後すぐに消散を始める。

この原因の一つとして考えられるのは, 4.2.3 節でも述べたように砂の大せん断に伴う正のダイレタンシーである。つまり, 液状化層厚が小さい場合, 同じだけ盛土が沈下するのに液状化層はより大きくせん断されることになり, 発生する正のダイレタンシーも大きくなる。このため, 液状化層厚が小さい場合, 地盤の液状化状態を維持することができず, それにより, 盛土の底面沈下量も小さくなるものと考えられる。また, 液状化層厚が小さい場合, 液状化に伴って発生する地盤の鉛直方向への圧縮沈下量も小さくなる。このことも液状化層の層厚が小さい場合に盛土沈下量が小さくなる一因である。

液状化層の密度の影響

液状化層の相対密度の影響を調べるため, 相対密度 20% (E08), 0% (E19) の 2 通りの実験を行ない結果を比較した。盛土底面沈下量の時刻歴を図 5.39 に示す。5.3 節で述べたように盛土底面沈下量の実験誤差が 11~13% であることを考慮すれば, 液状化層の相対密度を 20% から 0% に緩くしても盛土の沈下量には変化は無いといえる。

図 5.40, 5.41 に盛土下の支持地盤内及び外側の水平地盤内における過剰間隙水圧の漸増成分の時刻歴を示す。図 5.40 において, 盛土直下に設置した水圧計 (P0-40) では, E08 と E19 の間で計測された水圧に非常に大きな差が見られるが, これは 5.3 節で述べた理由によるものと考えられる。また, 図 5.41 で, 水平

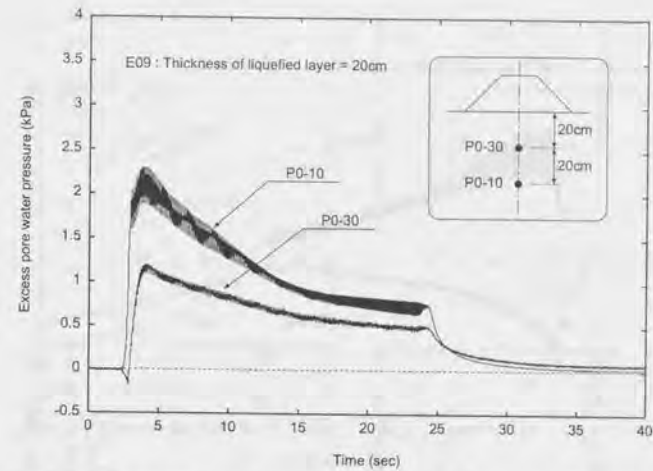


図 5.36: 液状化層厚の影響・盛土直下の過剰間隙水圧時刻歴 (E09: 液状化層厚が 20cm の場合)

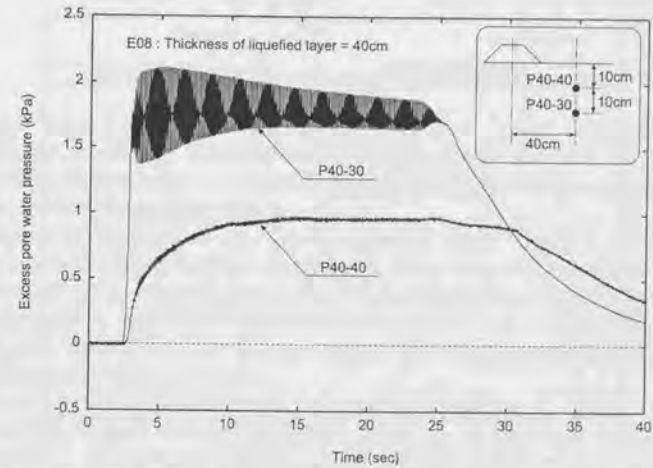


図 5.37: 液状化層厚の影響・水平地盤部の過剰間隙水圧時刻歴 (E08: 液状化層厚が 40cm の場合)

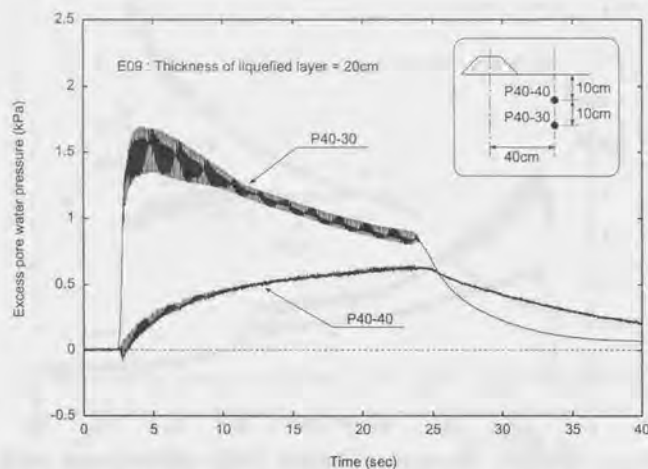


図 5.38: 液状化層厚の影響・水平地盤部の過剰間隙水圧時刻歴 (E09: 液状化層厚が 20cm の場合)

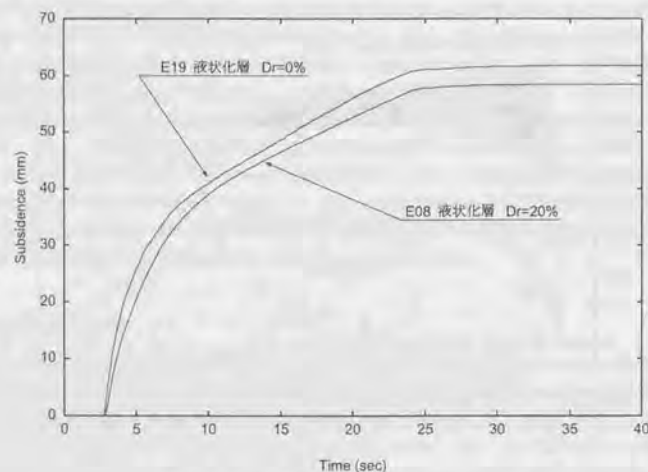


図 5.39: 液状化層の密度の影響・盛土底面の沈下量

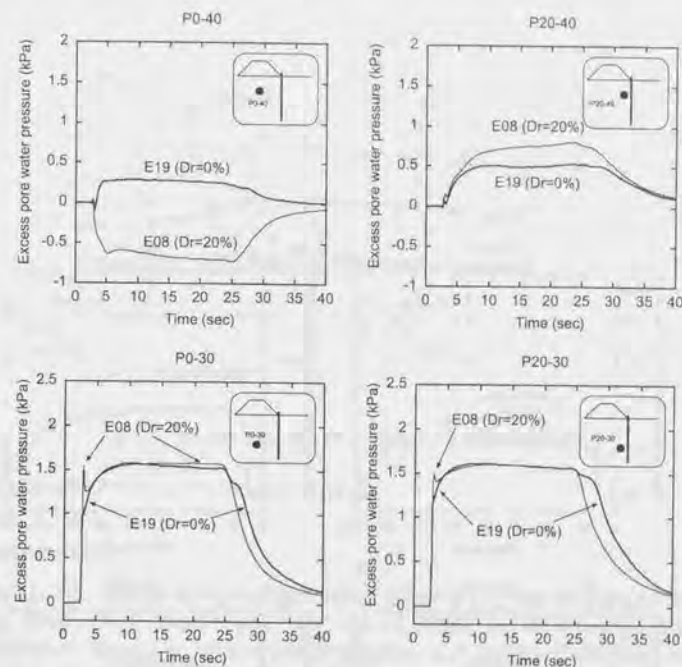


図 5.40: 液状化層相対密度の影響・盛土直下地盤の過剰間隙水圧の漸増成分

地盤部の P40-40 では実験 E08 の過剰間隙水圧の上昇が遅れているが、これはこの位置のみ感度の悪い水圧計を使用したためである。それ以外の位置では、液状化層の相対密度が 20% (E08) でも 0% (E19) でも間隙水圧の最大値にそれほど大きな違いはないが、全体的に液状化層の相対密度が 20% の場合の方が加振終了後の過剰間隙水圧の消散が早く進む。

図 5.40 に示した盛土直下の深いところに設置した間隙水圧計 (P0-30, P20-30) で、液状化層の相対密度が 20% (E08) の場合は、加振直後に一旦間隙水圧が急上昇しピークに達し直後に水圧が減少するという振舞いが見られるが、相対密度が 0% の E19 ではこのような挙動は見られない。実験 E08 で見られた過剰間隙水圧の現象は、盛土沈下に伴い砂が大きくせん断されて正のダイレイタンスが発生するためであると考えられ、地盤が緩いほど正のダイレイタンスは発生しにくくなるため、相対密度が 0% の実験 E19 で水圧の低下が見られなかったものであろう。

図 5.42 に液状化層の相対密度が 0% の実験 E19 の加振終了後の地盤状況のスケッチを示す。液状化層の相対密度が 20% の実験 E08 の最終状況はすでに図 5.30 に示してある。図 5.42 と図 5.30 を比較すると、わずかではあるが、液状化層の相対密度が 0% の実験 E19 の方が相対密度 20% の実験 E08 よりも盛土基礎地盤の側方への流動量が小さくなっている。実験 E19 では地盤が緩いため鉛直方向への圧縮性が大きく、その分側方への流動は小さくなったのだと思われる。つまり、盛土の全沈下量に対する側方流動に起因する沈

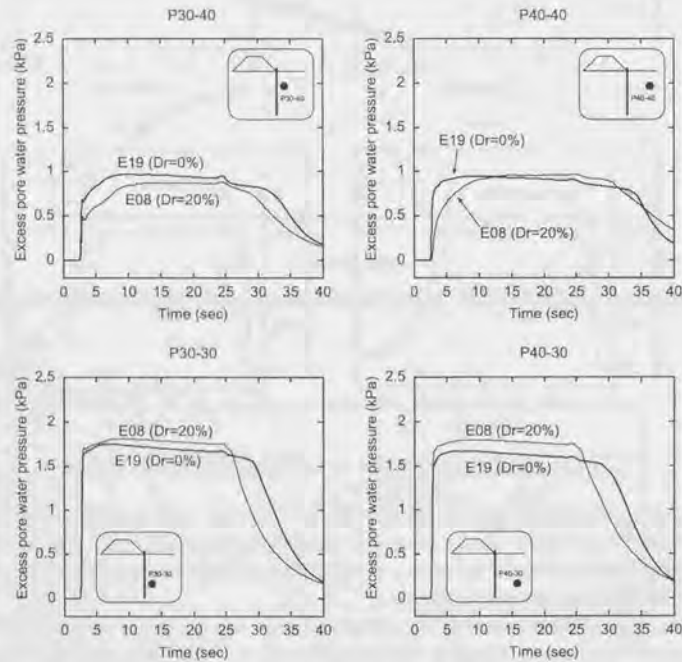


図 5.41: 液状化層相対密度の影響・水平地盤部の過剰間隙水圧の漸増成分

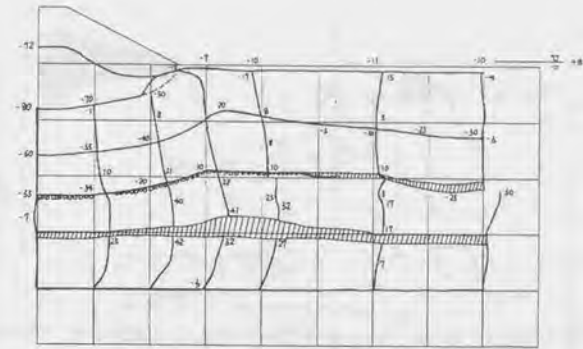


図 5.42: 実験 E19 (相対密度 0%) の実験終了後の模型地盤の様子

下量の占める割合が小さくなっているものと推定される。

入力加速度の影響

実験 E11 では、実験 E08 の約半分の加速度で加振して実験を行なった。実験 E08 の最大入力加速度は 0.25g、実験 E11 の最大入力加速度は 0.12g である。図 5.43 に実験 E08、E11 で計測された盛土底面沈下量の時刻歴を示す。図 5.43 より、入力波の最大加速度 0.12g 場合 (E11) には盛土の沈下は加振中に停止しており、また、最終沈下量は入力最大加速度が 0.25g の場合の約 40% に留まっている。この実験結果は、図 4.4 に示した小型土槽による実験結果と異なる。小型土槽では、入力最大加速度がある値を越えるまでは盛土の沈下は発生せず、その値を越えると盛土の沈下量は入力加速度の影響を受けないという結果であった。

図 5.44、5.45 に盛土直下地盤 (P0-30) と水平地盤 (P40-30) での過剰間隙水圧の時刻歴を示す。図 5.44 の盛土直下地盤では、加速度が小さい場合 (E11) の方が水圧の最大値が大きいとその差はそれほど大きいものではない。加速度が 0.25g の場合 (E08) では加振中過剰間隙水圧が高いレベルを保ち加振終了後に消散をはじめるとに対し、加速度が小さい実験 (E11) では加振後半にはもう水圧の消散が始まっている。一方、図 5.45 の水平地盤部では、加速度が小さい実験 E11 では過剰間隙水圧の最大値はかなり低い値にとどまっており、加速度の大きい実験 E08 の方が過剰間隙水圧の最大値が大きい。また、盛土直下地盤と同様に、入力加速度が小さい場合 (E11) に水圧の消散が加振中からはじまる。

実験 E21 では、入力波の加速度をゆっくりと増加させながら加振した。図 5.46 に実験 E21 の入力波形を示す。また、図 5.47 に入力加速度と盛土底面の沈下量・盛土直下の過剰間隙水圧の関係を示す。図 5.47 に示した過剰間隙水圧は、実験結果から高周波成分を取り除いた過剰間隙水圧の漸増成分である。図 5.47 によると、入力加速度が 0.03g を越えた辺りから過剰間隙水圧が発生し始め、0.06g 付近で水圧が急上昇を始める。そして、加速度が 0.08g に達し過剰間隙水圧が 1kPa を記録した付近で盛土の沈下が始まり、その後、加速度の増加とともに盛土の沈下量は増え続けるが、過剰間隙水圧はほぼ横ばいの状態となる。このような傾向は、小型土槽を用いて行なった同種の加振条件による実験結果 (図 4.5) と良く一致している。しかしながら、小型土槽の実験では、過剰間隙水圧の急上昇は加速度 0.13g、盛土の沈下の開始は加速度 0.15g

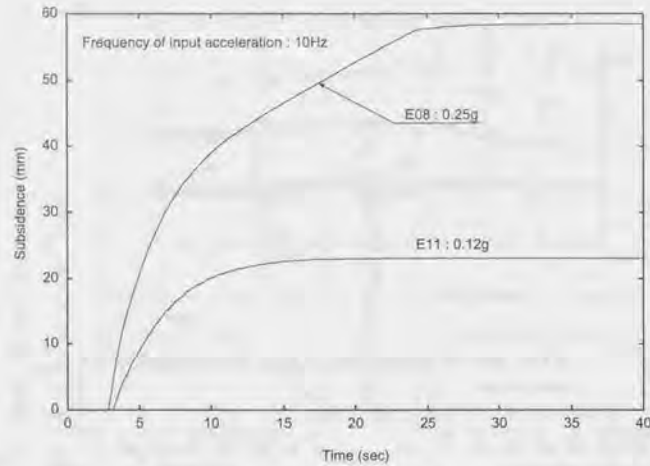


図 5.43: 入力波の最大加速度の影響・盛土底面沈下量の時刻歴

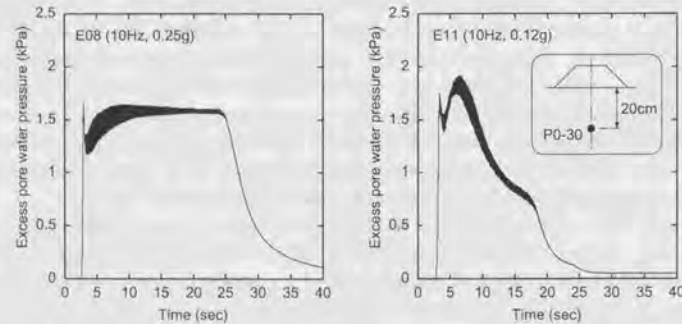


図 5.44: 実験 E08 (最大加速度 0.25g)・E11 (最大加速度 0.12g) における盛土直下の過剰間隙水圧の時刻歴

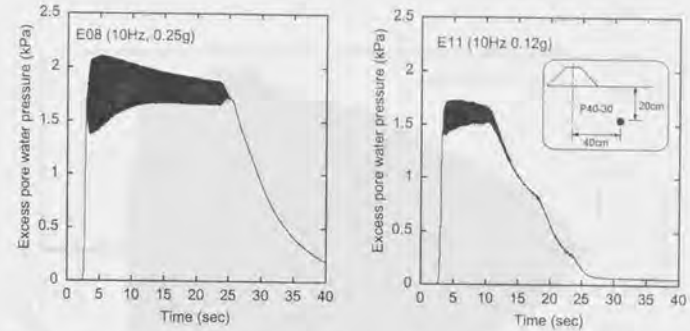


図 5.45: 実験 E08 (最大加速度 0.25g)・E11 (最大加速度 0.12g) における水平地盤部の過剰間隙水圧の時刻歴

であることに比べると、中型土槽による実験 E21 では地盤が液状化現象に対して弱くなっているように思える。しかしながら、過剰間隙水圧の上昇の仕方を見ると、中型土槽による実験の方が小型土槽の場合よりもやや緩やかである。

図 5.48 に、水平地盤部での過剰間隙水圧の漸増成分と振動台加速度との関係を示す。水平地盤部での過剰間隙水圧は盛土直下での過剰間隙水圧と非常に良く似た変化をする。小型土槽の実験では、水平地盤部の過剰間隙水圧の上昇は盛土直下地盤の水圧上昇よりも早く発生したが(図 4.5, 4.6 参照)、図 5.47, 5.48 を比較すると、中型土槽では水平地盤部の過剰間隙水圧と盛土直下の過剰間隙水圧はほぼ同時に上昇していることが分かる。

このように、入力波の最大加速度の影響が小型土槽実験と中型土槽による実験で異なる理由としては、土槽サイズ・模型のサイズの影響が考えられる。まず、小型土槽による実験では中型土槽の場合に比べ液状化層厚が薄く盛土荷重も小さい。さらに、土槽幅が小さいため土槽の摩擦によって砂が見かけ上強くなる。従って、盛土沈下の発生に要する入力加速度は、中型土槽の場合よりも小型土槽の場合の方が大きい。また、一旦模型地盤が流動を始め盛土沈下が発生すると、土槽の摩擦は地盤が静止している時よりも小さくなることが予想される。そのため、小型土槽実験では過剰間隙水圧の急上昇ははっきり見られ、盛土沈下も沈下のはじまるやいなや急激に進むのではないと思われる。小型土槽で盛土の最終沈下量が入力最大速度によらない結果となったことも、この土槽と模型地盤の摩擦が原因ではないかと考えられる。

入力波の周波数の影響

実験 E22, E23 では入力波の周波数を 3Hz として実験を行なった。E22 ではデータロガーの設定ミスによりデータの計測ができなかった。図 5.49 に入力波の周波数が 10Hz のケース E08 と 3Hz のケース E23 の盛土底面沈下量の時刻歴を示す。図 5.49 より入力波の周波数を 10Hz, 3Hz と変化させても盛土の沈下挙動には影響がないことがわかる。

図 5.50, 5.51 に盛土直下及び水平地盤部の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。まず、盛土直下では、図 5.50 より入力波の周波数が 3Hz の実験 E23 で過剰間隙水圧の上昇が小さいことがわかる。しかしながら、過剰間隙水圧の振動成分は入力周波数が 3Hz の場合の方が大きい。水平地盤部では入力加速度の周波数に関わ

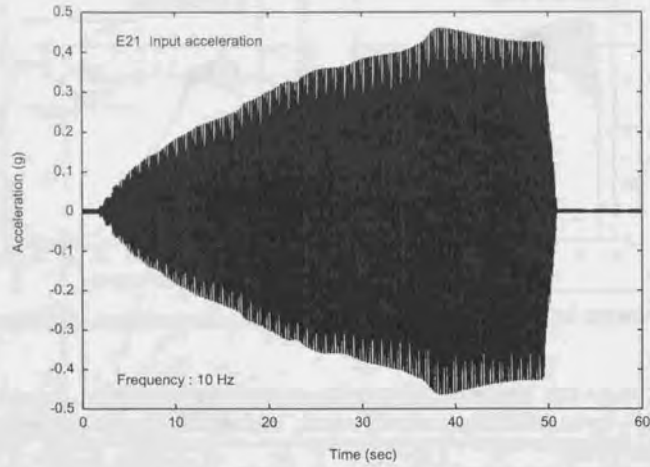


図 5.46: 実験 E21 の振動台加速度

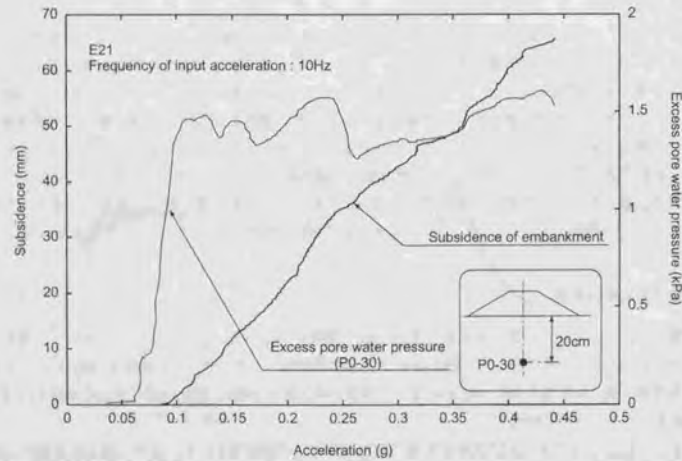


図 5.47: 実験 E21・振動台加速度と盛土底面沈下量・盛土直下の過剰間隙水圧漸増成分の関係

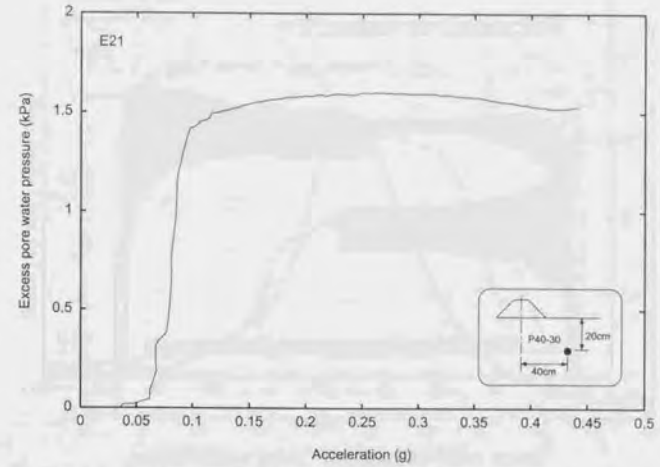


図 5.48: 実験 E21・振動台加速度と水平地盤部での過剰間隙水圧漸増成分の関係

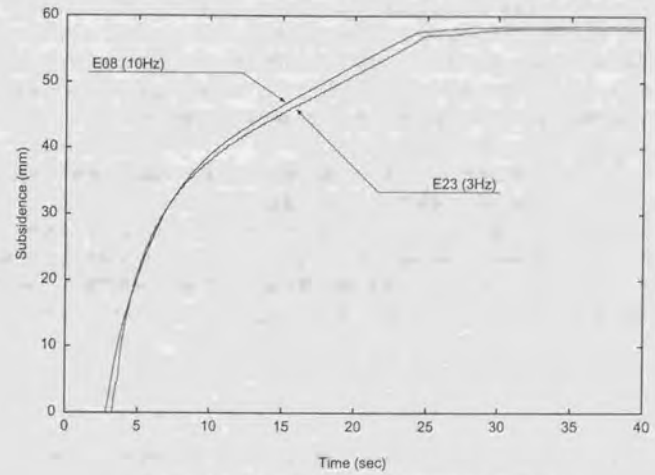


図 5.49: 入力波の周波数の影響・盛土底面沈下量の時刻歴

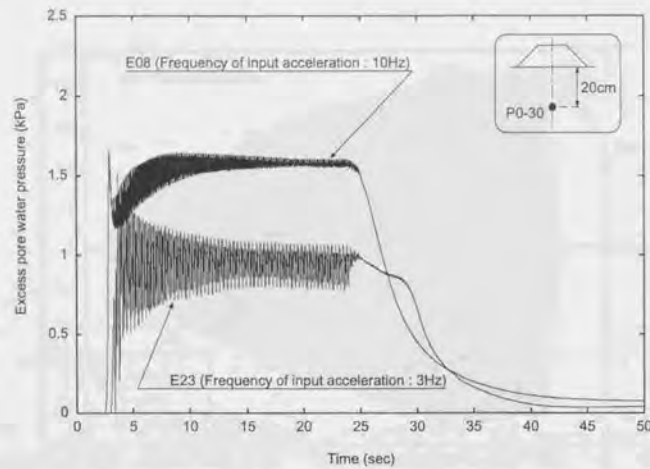


図 5.50: 入力波の周波数の影響・盛土直下の過剰間隙水圧

らず同程度の過剰間隙水圧が発生している。盛土直下・水平地盤部のいずれにおいても、過剰間隙水圧の上昇する早さは入力加速度周波数が 10Hz の場合の方が早く、水圧の消散も入力周波数 10Hz の場合の方が早い。

図 5.52 に実験 E23 の実験終了後の模型地盤の状況を示す。入力加速度の周波数が 10Hz の場合 (E25, 5.30) と比較すると、盛土直下の地盤の側方への流動量が非常に大きいことが分かる。水平地盤部においても入力加速度周波数が 3Hz の場合 (E23) の方が入力加速度周波数 10Hz (E08) の場合よりも色砂の側方への変位がやや大きくなっている様子が分かる。このことから、入力加速度周波数が 3Hz の実験 E23 で、盛土直下の過剰間隙水圧が小さかった原因は、地盤の側方流動に伴うせん断変形が大きかったため正のダイレタンシーが発揮されたことにあると考えられる。

図 5.53, 5.54 に入力波の周波数が 10Hz の場合と 3Hz の場合の盛土直下の地盤内加速度の時刻歴を示す。液状化後の地盤内の加速度は、入力加速度周波数が 3Hz の場合の方が若干大きくなっていることが分かる。これは、入力周波数が 3Hz の場合に盛土直下の過剰間隙水圧 (図 5.50) が小さかったことと整合しており、地盤の液状化の度が小さかったことを示唆している。それともなって、地盤の鉛直方向への圧縮沈下量も減少したことが予測される。そのため、入力加速度の周波数が 3Hz の場合、地盤の側方への流動量は周波数が 10Hz の場合よりも大きい、盛土底面沈下量はそれほど大きな差がなかったであろう。

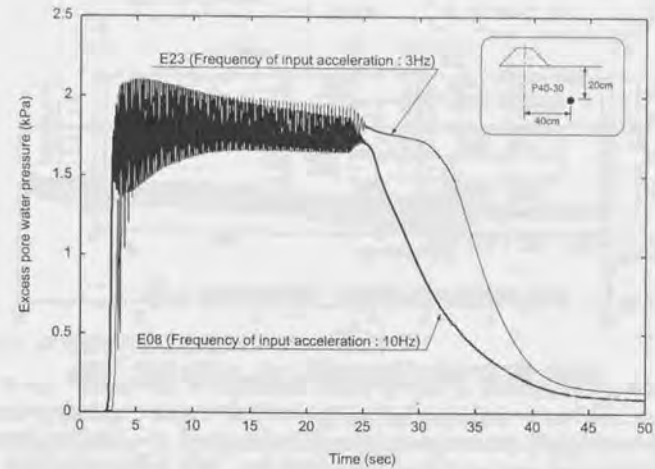


図 5.51: 入力波の周波数の影響・水平地盤の過剰間隙水圧

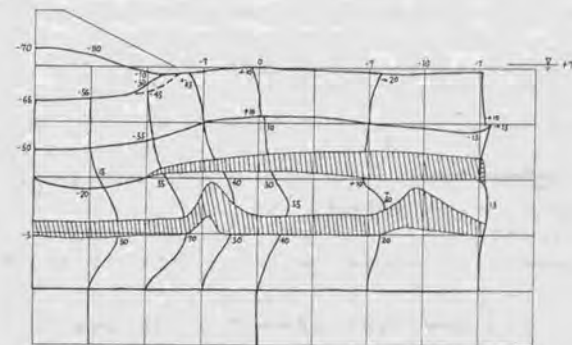


図 5.52: 実験 E23 の実験終了後の色砂マーカの状況 (斜線部は色砂マーカがにじんで不明瞭な部分を表している)

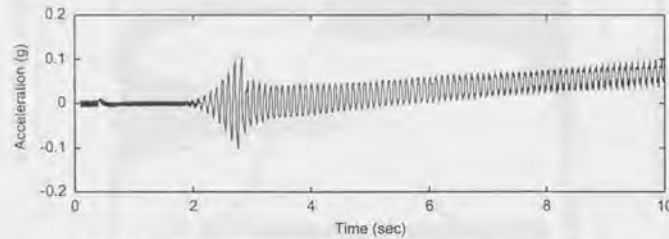


図 5.53: 盛土直下の地盤内加速度時刻歴 (E08, 入力波の周波数: 10Hz)

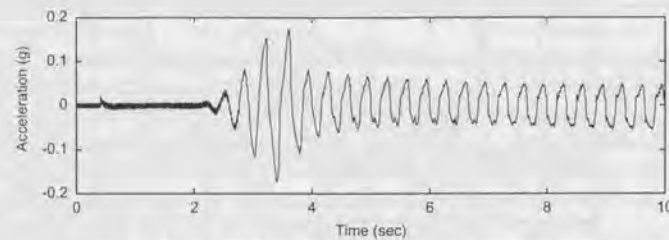


図 5.54: 盛土直下の地盤内加速度時刻歴 (E23, 入力波の周波数: 3Hz)

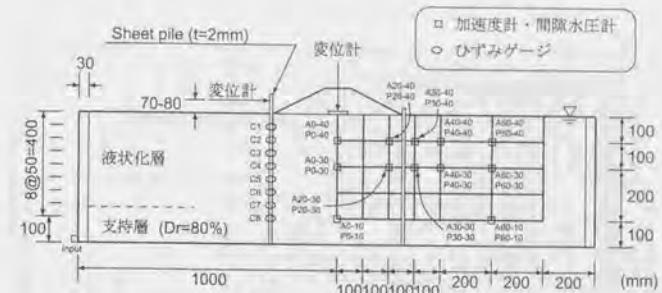


図 5.55: 模型地盤の概略・計器配置 (普通矢板締切の場合)

5.4.2 矢板締切工法による盛土の沈下軽減効果

ここでは、矢板締切工法についての模型実験の結果について述べる。矢板締切工法とは、盛土の両法尻に自立式の矢板壁を施工し盛土直下の地盤を締め切ることによって盛土沈下を軽減する工法である。図 5.55 に模型地盤形状・計器配置を示す。地盤形状及び計器配置は法尻での矢板締切工法に関する実験すべてに共通である。図 5.56 に無対策の場合 (E08) と普通矢板締切を施した場合 (E14, E25) の盛土底面沈下量の時刻歴を示す。図 5.56 より、盛土法尻で矢板締切を行なうことにより盛土の沈下に完全には抑えられないものの、沈下量を無対策の場合の約 60~70% に軽減できたことがわかる。図 5.57 に盛土沈下速度の変化の様子を示す。図 5.57 から、加振直後の底面沈下速度は矢板締切を行うことで無対策の場合 (E08) の約半分にするができるが、加振後半においては矢板締切の有無によらずほぼ同じ沈下傾向を示すことがわかる。

図 5.58 に矢板締切を行った場合 (実験 E25) の入力加速度と盛土沈下量の関係を示す。無対策の場合 (図 5.27) と同様に入力加速度と盛土の沈下量との間には特に明瞭な関係は無いようである。理由も図 5.27 で説明したのと同じで、盛土の沈下方向と加振方向が直交しているためだと思われる。

本実験では液状化現象を長時間維持し、模型地盤の最終変状状況を調べるために非常に長時間の加振を行っているが、実際の地震で強い揺れがそれほど長く続くことはない。そこで、加振初期の段階に着目すると、矢板壁を設置した場合の沈下量は無対策の場合の半分近くにまで軽減されており、矢板締切工法が盛土沈下の対策工法としてかなり有効であることが分かる。

図 5.59 に、加振開始直後の入力加速度・盛土直下で計測された過剰間隙水圧・盛土底面沈下量の変化の様子を示す。図 5.59 からわかるように、入力加速度・過剰間隙水圧・盛土底面沈下量の順に値が増加しはじめており、この傾向は無対策の場合 (図 5.8) と同様である。しかしながら、過剰間隙水圧の上昇の開始が無対策の場合よりもわずかながら遅れている。後で詳しく説明するが、この理由としては、矢板により締切内の砂のせん断変形が抑制され、砂の見かけ上のせん断強度が強くなっているということが考えられる。

矢板締切を行なったケース E14 と E25 の違いは矢板下端の固定方法である。いずれの実験でも矢板下端は土槽に固定されているが、E25 では矢板下端をより強固にし、支持層内で矢板が曲がらないように工夫した (2.2.1 節参照)。E14 と E25 の間では盛土の最終沈下量に約 4.5mm の差が生じている。しかしながら、盛土の底面沈下量の実験誤差 11~13% を考慮すれば、盛土底面沈下量に与える固定方法の影響はほとんどないものと考えられる。

図 5.60 に矢板締切を行った実験 E25 の実験終了後の色砂マーカのスケッチを示す。無対策の場合 (図 5.30) と比較すると、矢板締切により盛土直下部分の地盤の側方流動が大きく抑制されていることがわかる。

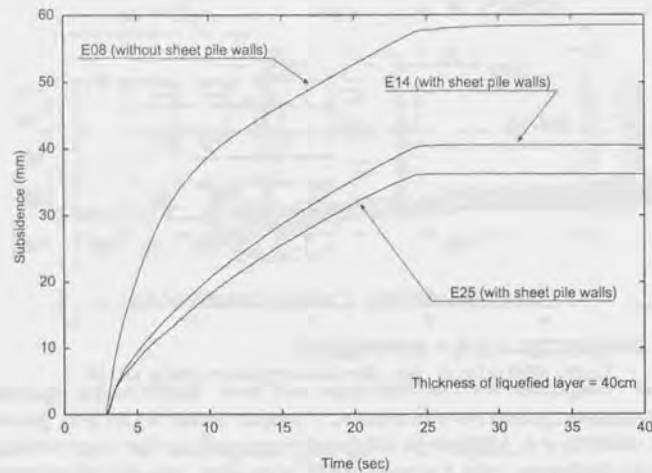


図 5.56: 矢板締切工法の効果・盛土底面沈下量の時刻歴

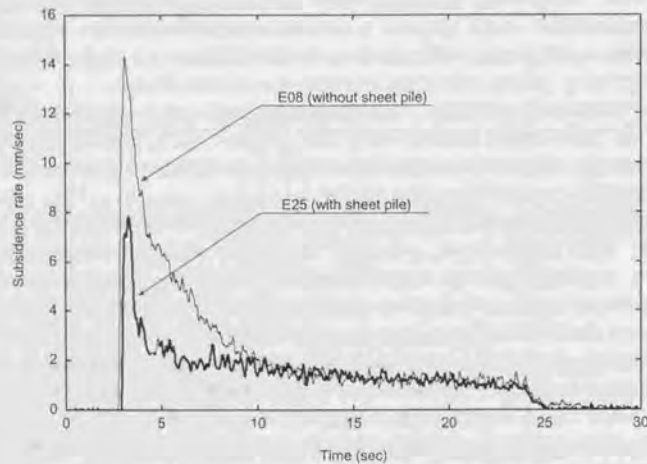


図 5.57: 矢板締切工法の効果・盛土底面沈下速度の時間変化

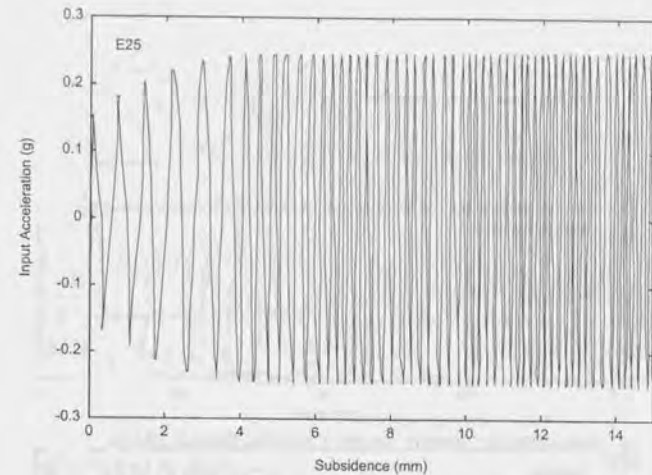


図 5.58: 矢板締切を行った場合の盛土沈下量と入力加速度の関係

図 5.61, 5.62 に無対策の実験ケース (E08) と矢板締切を行なったケース (E25) の盛土直下及び水平地盤部の過剰間隙水圧の漸増成分の時刻歴を示す。図 5.61 の左上 P0-40 では矢板締切の有無により実験結果に大きな差がでている。これは、設置位置が盛土直下であり、5.3 節で述べたように計測結果がばらつく影響と思われる。図 5.61 に示したその他の盛土直下 (矢板締切内部) の過剰間隙水圧の時刻歴を見ると、すべての位置で矢板締切を行なった場合 (E25) の方が無対策の場合 (E08) より大きな水圧を記録している。また、水圧の消散は矢板締切を行なった場合の方が早い。

矢板締切内で過剰間隙水圧が無対策の場合よりも大きくなる現象については、建設省土木研究所動土質研究室 (1998) の同種の模型実験でも報告されている。建設省土木研究所動土質研究室は、この現象の理由として、矢板による盛土直下地盤の側方変位の拘束を挙げている。つまり、加振中ある程度変形が進んだ時点で、矢板による盛土直下地盤の側方変位の拘束により地盤のせん断変形とそれに伴う正のダイヤランシーが抑制され、無対策の場合よりも矢板締切を行った場合のほうが液状化の程度が高くなるのである。

図 5.61 の左下に示した盛土中心下 (P0-30) の間隙水圧時刻歴の加振直後の部分を拡大して図 5.63 に示す。図 5.61 では過剰間隙水圧の漸増成分を示したが、図 5.63 では計測された過剰間隙水圧に手を加えていないため振動成分も含まれている。図 5.63 から、矢板締切を行なうと過剰間隙水圧の上昇が遅れることが分かる。これは、矢板を設置することにより盛土基礎地盤のせん断変形がある程度抑制され、見かけ上地盤の液状化抵抗が大きくなるためであると考えられる。しかしながら、最終的には矢板の有無に関わらず地盤は完全液状化に達しており、矢板壁には液状化現象をそのものを抑止する効果はないことが確認される。また、水圧の動的な変動成分は矢板壁を設置した場合の方が大きい。これは、模型実験で土槽壁近くに水圧計を設置した場合に良く見られる現象で、矢板壁により液状化した地盤の地表面 (水面に相当) の変動が大きくなる (つまり水面が波立つ) ことと地盤内での動水圧が大きくなることが原因と思われる。

図 5.63 を見ると、無対策の場合 (E08) は加振直後に過剰間隙水圧がピークに達した後低下する現象が見

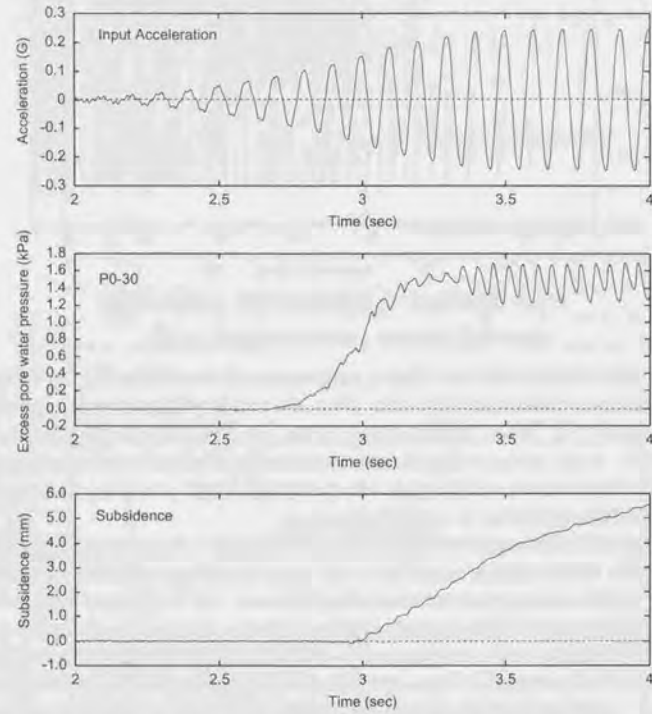


図 5.59: 実験 E25 (矢板締切有) の入力加速度・盛土直下の過剰間隙水圧・盛土底面沈下量の加振直後の様子

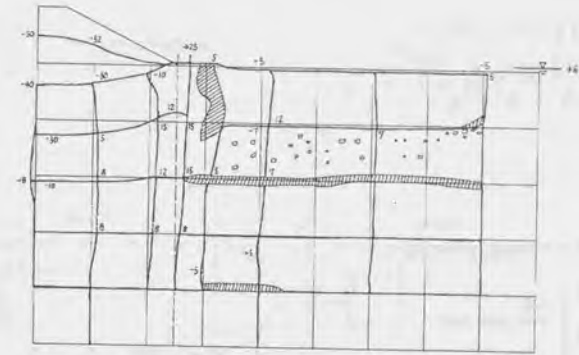


図 5.60: 矢板締切工法を用いた実験 E25 の実験終了後の地盤の状況

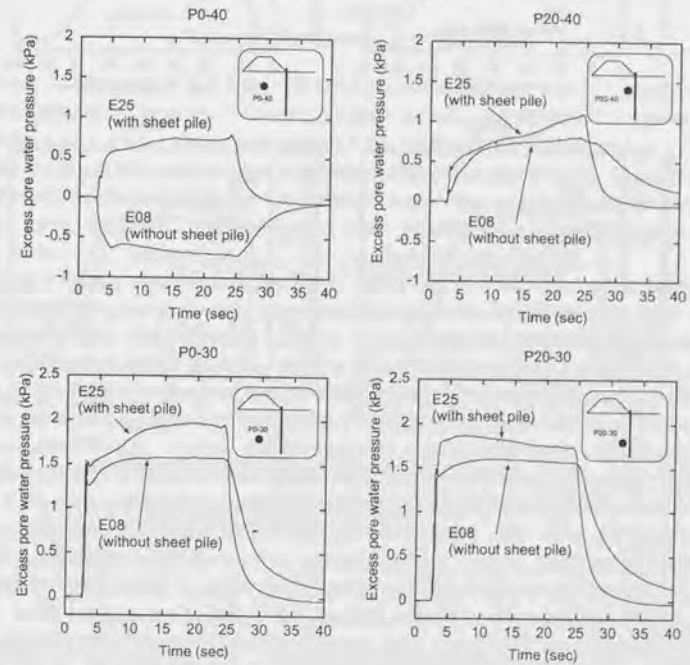


図 5.61: 矢板締切工法の効果・盛土直下地盤の過剰間隙水圧の漸増成分

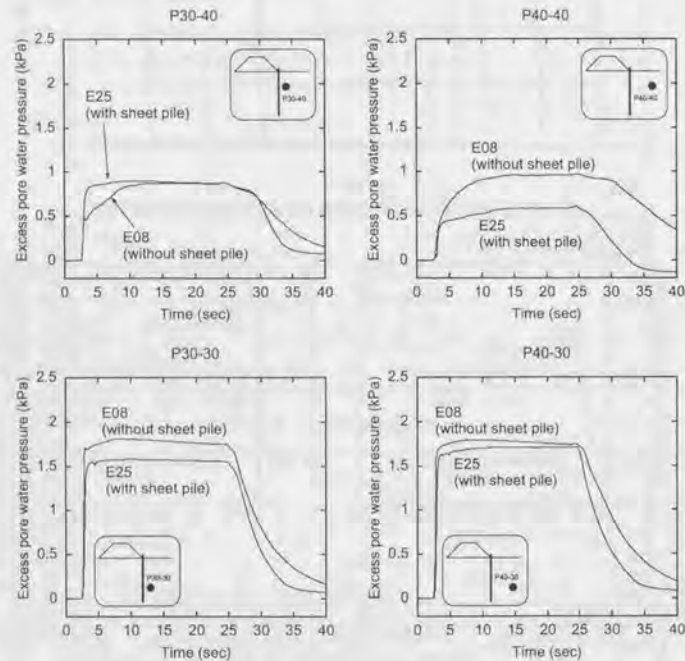


図 5.62: 矢板締切工法の効果・水平地盤部の過剰間隙水圧の漸増成分

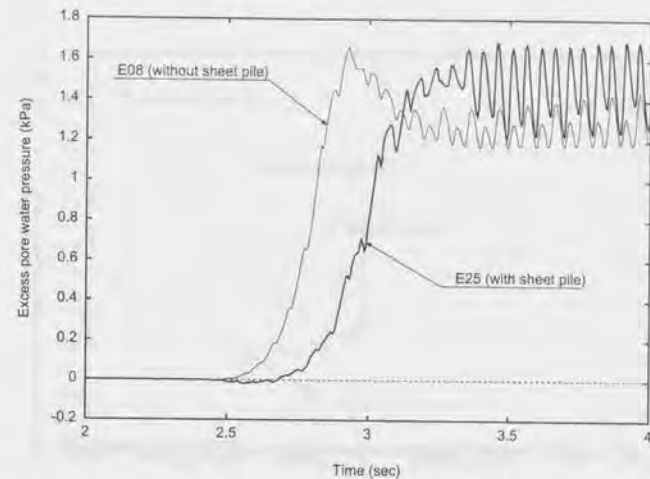


図 5.63: 加振開始直後の盛土直下の過剰間隙水圧

られるが、矢板壁を設置した場合 (E25) ではこのような水圧の低下は明瞭ではない。この水圧の低下は、砂のせん断変形に伴う正のダイラテンシーの発生が原因と考えられ、矢板締切を行うことで砂のせん断変形が抑制されることから、矢板締切を施した場合にこのような減少が観察されないであろう。

図 5.64 に図 5.56 に示した盛土の底面沈下量時刻歴の加振直後の部分の拡大図を示す。図 5.64 によれば、わずかながら無対策の場合 (E08) よりも矢板対策を施した場合 (E25) の方が盛土の沈下の開始が遅れている。これは、図 5.63 での、矢板対策のある場合 (E25) で過剰間隙水圧の上昇開始の遅れ時間とほぼ一致している。

図 5.65 に盛土直下の地盤内加速度時刻歴を示す。矢板締切を行ったケース (E25) のほうが若干地盤の応答加速度が大きくなっている。また、加振初期に加速度が減衰を始めるのが無対策の場合 (E08) よりも矢板締切が有る場合 (E25) の方が遅くなっている。これは、矢板締切がある場合には図 5.63 に示したように過剰間隙水圧の上昇が遅くなるため、液状化により地盤内の応答加速度が小さくなるのも遅れるためである。しかしながら、矢板を設置した場合でも地盤内の加速度が入力加速度を上まわることはない。

次に盛土中心線下の地盤内の応力-ひずみ関係を示す。模型実験では、地盤内の応力やひずみを直接計測することは不可能である。ここでは、地盤内の加速度記録と液状化した地盤の質量からせん断応力を、加速度記録を二階積分することによって求めた変位からせん断ひずみをそれぞれ推定した (付録 A)。したがって、これらの応力-ひずみ関係には、盛土の沈下に伴う擬似静的な地盤のせん断は考慮されていない。

図 5.66 は無対策の場合 (E08)、図 5.67 は矢板締切対策のある場合 (E25) の応力-ひずみ関係である。いずれも加振開始から 1 秒間 (10 サイクル) の変化を示している。図 5.66、5.67 によると、無対策の場合 (E08) でも矢板を設置した場合でも (E25)、初期のせん断定数の大きさはあまり差がない。しかしながら、無対策の実験 E08 ではせん断応力が約 0.4kPa に達したところでひずみが急激に増加を始めるのに対し、矢板対策を施した実験 E25 ではせん断応力が 0.6kPa に達しても、まだそれほど急激なひずみの増加は現れていない。この結果は、図 5.63 から推測された矢板締切による砂の見かけ上のせん断強度増加と整合

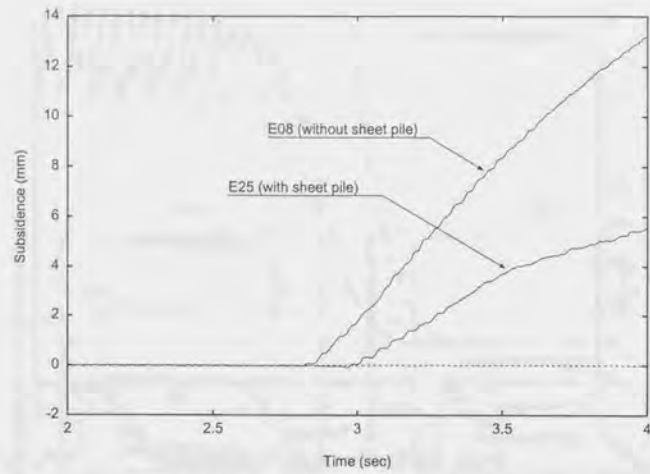


図 5.64: 加振開始直後の盛土底面沈下量の変化

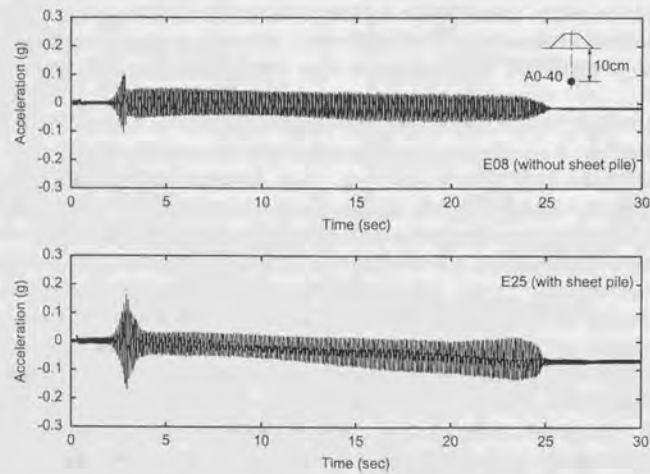


図 5.65: 矢板締切工法の影響・盛土直下での加速度時刻歴

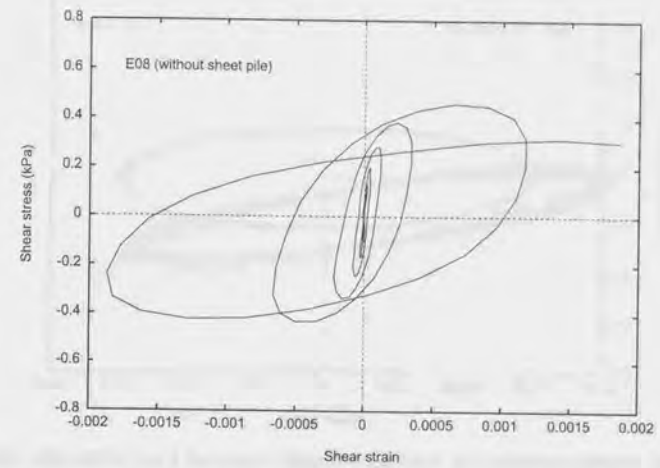


図 5.66: 加振開始から1秒間(10サイクル)の盛土直下地盤内の応力-ひずみ関係(E08・無対策)

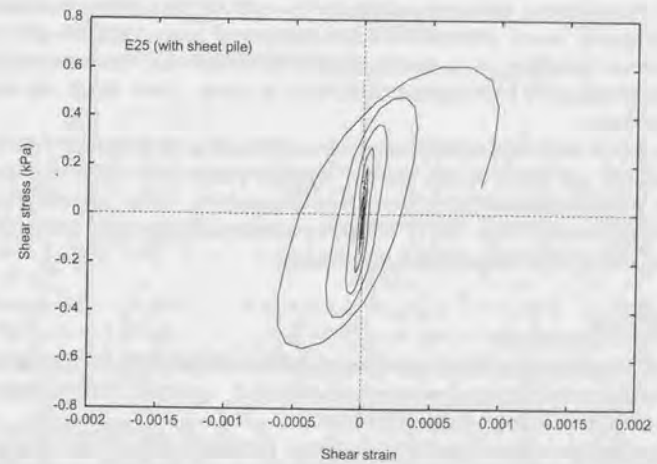


図 5.67: 加振開始から1秒間(10サイクル)の盛土直下地盤内の応力-ひずみ関係(E25・矢板締切)

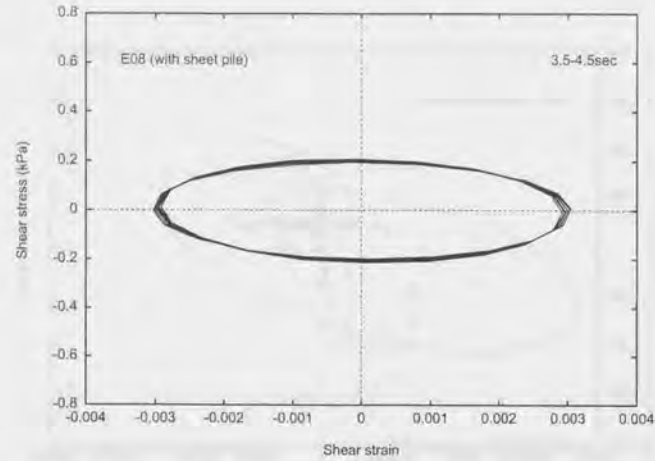


図 5.68: 過剰間隙水圧が安定した後 (3.5-4.5sec) の盛土直下地盤内の応力-ひずみ関係 (E08・無対策)

するものである。

図 5.68, 5.69 に実験開始後 3.5~4.5 秒の盛土直下の過剰間隙水圧が安定した状態時の応力-ひずみ関係を示す。図 5.68 の無対策の場合 (E08) では、応力-ひずみ関係のグラフの傾きが非常に小さく、せん断剛性がほぼゼロであるのに対し、図 5.69 に示した矢板対策を行った実験 E25 ではある程度のせん断剛性が残っている様子が分かる。これも、矢板で締切を行うことによる砂の見かけ上のせん断剛性増加によるものと思われる。図 5.63 で実験開始後 3.5~4.5 秒の盛土の底面沈下の様子を確認すると、矢板締切の有る実験 E25の方が無対策の実験 E08 よりも盛土沈下曲線の傾きが小さくなっている。これは、図 5.68, 5.69 の結果と符合するものである。

さらに、図 5.57 に示した盛土の底面沈下速度が安定する実験開始後 15~16 秒の盛土直下での応力-ひずみ関係を図 5.70, 5.71 に示す。図 5.70, 5.71 では、矢板締切が有る場合 (E25) でも無い場合 (E08) でも、応力-ひずみ関係の傾きが図 5.68, 5.69 の時よりも大きくなっている。つまり、この状態で若干のせん断剛性が存在しているようである。ただし、この場合でも矢板締切を行った場合 (E25) のほうが傾きは大きく、矢板締切によって砂の剛性が増していることが分かる。

矢板の剛性の影響

実験 E18 では、鋼板を盛土の両法尻に設けて土槽を完全に三分割した実験を行なった。この実験では、盛土直下の基礎地盤の側方流動が法尻の鋼板で完全にくい止められる。したがって、実験 E18 は非常に剛性の高い矢板で基礎地盤を締め切った場合に相当している。

図 5.72 に実験 E18 で得られた盛土底面沈下の時刻歴を、無対策の場合 (E08) 及び普通矢板で締め切った場合 (E25) とあわせて示す。図 5.72 より、最終沈下量を比較すると、実験 E18 では普通矢板締切を行なった実験 E25 よりも盛土の沈下量は小さい。このことから、矢板締切工法において矢板の剛性が大きくなれば、盛土の沈下量の軽減効果は大きくなるものと予想される。しかしながら、実験 E18 の結果から、盛

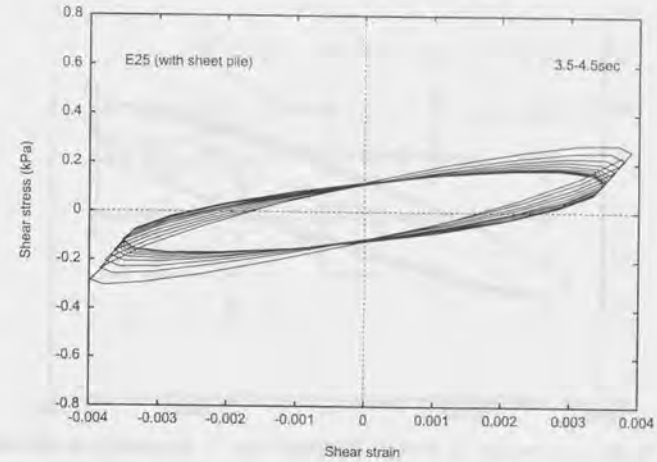


図 5.69: 過剰間隙水圧が安定した後 (3.5-4.5sec) の盛土直下地盤内の応力-ひずみ関係 (E25・矢板締切対策)

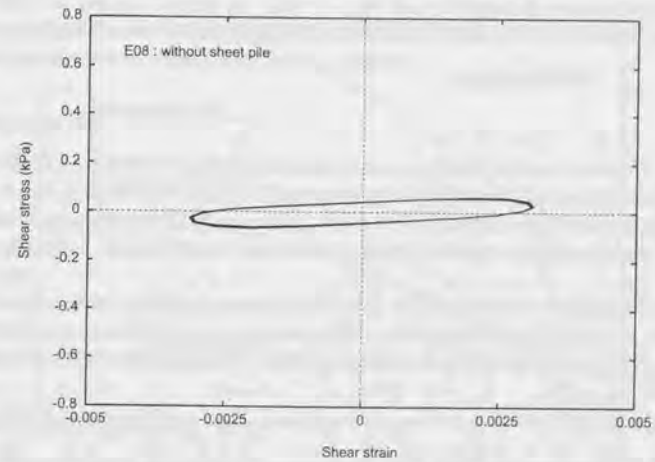


図 5.70: 盛土の沈下速度が安定した後の (15-16sec) の盛土直下地盤内の応力-ひずみ関係 (E08・無対策)

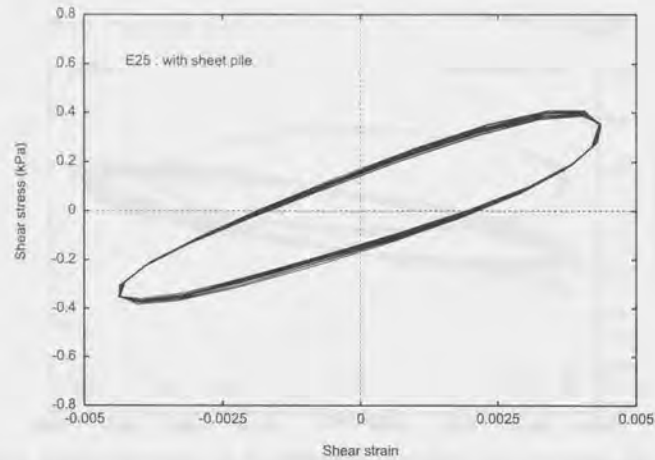


図 5.71: 盛土の沈下速度が安定した後の(15-16sec)の盛土直下地盤内の応力-ひずみ関係(E25・矢板締切対策)

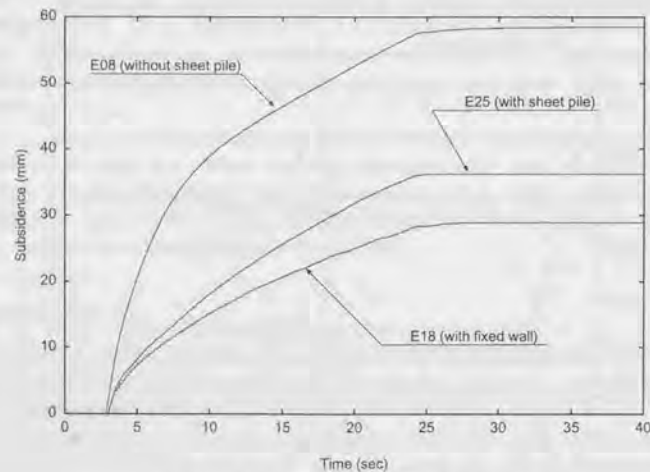


図 5.72: 盛土の底面沈下量時刻歴・矢板剛性の影響

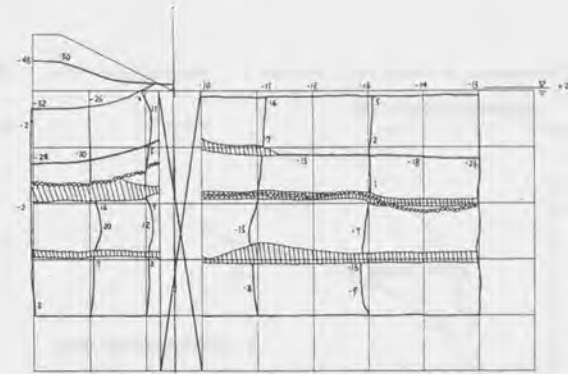


図 5.73: 実験 E18 終了後の色砂マーカの変形の様子

土基礎地盤の側方流動を完全にくい止めても盛土の沈下は発生することがわかる。この沈下は、液状化した土の盛土法尻と矢板とのすき間からの噴き出しと液状化に伴う圧密沈下に起因していると考えられる。

図 5.73 に実験 E18 終了後の地盤の様子を示す。法尻直下部分は矢板を固定しているため土槽の中の様子を観察できなかった。しかしながら、図 5.73 でも盛土法尻部分が大きく隆起している様子が観察できる。

5.2 ですでに述べたように、実験 E18 の締切外側水平地盤部分の沈下量から、地盤の圧密沈下量は液状化層厚の 3%、約 1.2cm と推定される。したがって、実験 E18 で計測された盛土の最終沈下量 2.89cm の約 60% は盛土法尻と締切矢板との間からの液状化した砂の噴き出しであると考えられ、盛土の沈下量に与える法尻からの砂の噴き出しの影響が非常に大きいことが分かる。

液状化層厚の影響

図 5.56 に示した矢板締切工法の効果は液状化層厚が 40cm と比較的厚い場合のものであったが、実験 E09、E15 では液状化層厚を半分の 20cm として実験を行なった。無対策の場合 (E09) と矢板締切を行なった場合 (E15) の盛土沈下量の時刻歴を図 5.74 に示す。図 5.74 から、液状化層厚が 20cm でも液状化層厚が 40cm の場合と同様に、矢板締切工法により盛土の最終沈下量が無対策の場合の 70% 程度に軽減されることが確認できる。

図 5.75 に実験終了後の色砂マーカの変形の様子を示す。支持層内では矢板の変位は観察されず、矢板が支持層でしっかりと保持されていることがわかる。また、液状化層厚が 40cm の場合 (図 5.60) よりも、矢板による側方流動の抑制が顕著であり、締切外側の水平地盤では水平変位はほとんど発生していない。

液状化層の相対密度の影響

液状化層の相対密度を 0% と小さくした場合についても、普通矢板締切工法を用いた模型実験を行なった。図 5.76 に液状化層相対密度が 0% で無対策の実験 E19 と矢板締切を行なった実験 E20 で計測された盛土の底面沈下量の時刻歴を示す。図 5.76 より、液状化層の相対密度 0% が小さい場合でも矢板締切により盛土の

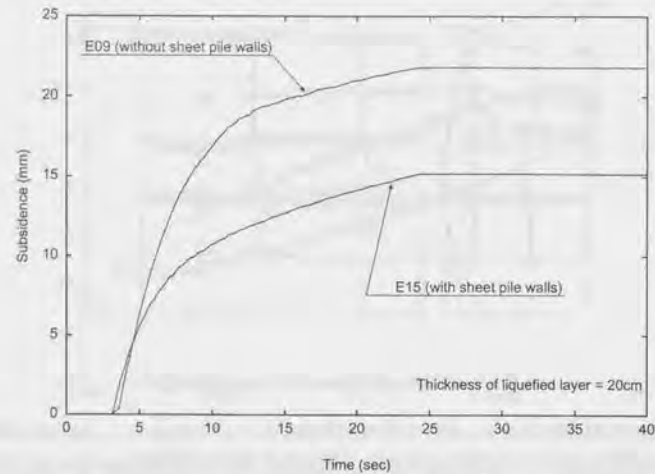


図 5.74: 盛土の底面沈下量・液状化層厚が小さい場合の矢板締切の効果

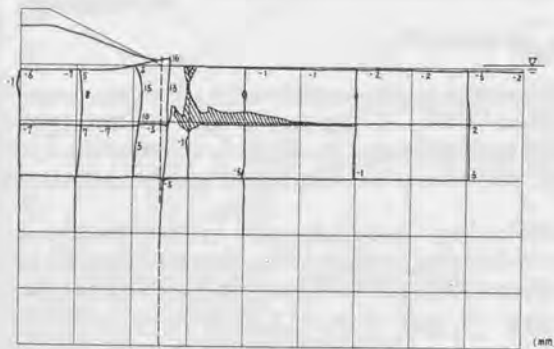


図 5.75: 実験 E15 終了後の色砂マーカの変形の様子

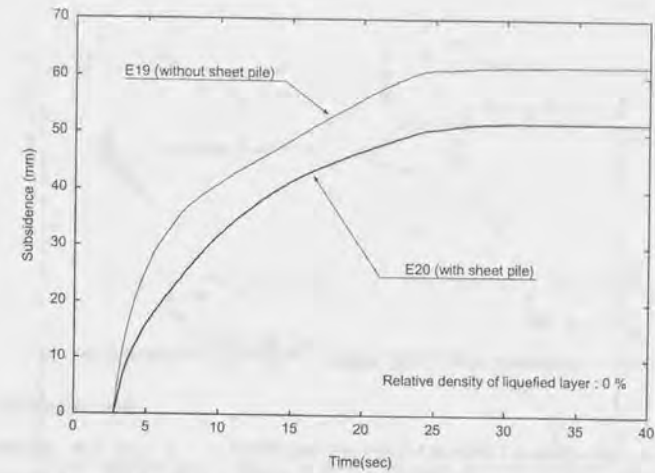


図 5.76: 盛土の底面沈下量・液状化層の相対密度が小さい場合の矢板締切の効果

沈下を軽減できることが分かる。しかしながら、矢板締切を行っても最終沈下量で無対策の場合の 84% 程度の沈下が発生しており、液状化層の相対密度が 20% の場合の矢板の効果 (図 5.56・最終沈下量は無対策の場合の 60~70% に軽減) と比べて矢板の効果が小さくなっている。

これは 5.4.1 節で述べたように、地盤が緩い場合は鉛直方向への圧縮性が大きくなるため、盛土の全沈下量に占める盛土基礎地盤の側方流動に起因する沈下量の割合が小さくなるためである。矢板締切工法は地盤の側方流動を抑制することによって間接的に盛土の沈下を軽減するものであるから、この場合当然矢板締切工法の効果は小さくなる。

入力加速度の影響

実験 E11, E16 では、入力波の最大加速度を $0.12g$ として加振した。実験 E11 は無対策、実験 E16 は矢板締切を行なった場合の実験である。図 5.77 に実験 E11, E16 で計測された盛土底面沈下量の時刻歴を示す。図 5.77 より、矢板締切を行なったことで盛土の最終沈下量は無対策の場合の 30% 程度にまで抑えられており、矢板締切工法が非常に有効であることが分かる。また、図 5.78 に示した実験 E16 終了後の色砂の様子から、地盤内で大きな変位は発生していないことが分かる。

図 5.79 に実験 E16 の矢板締切内及び締切外側の水平地盤部の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。無対策で同じ最大加速度の実験 E11 の過剰間隙水圧の時刻歴 (図 5.44, 5.45) と比べて、締切内・外ともに最大値が小さくなっていること、また、加振中の過剰間隙水圧の消散が早くはじまっていることがわかる。入力加速度が $0.12g$ の時、無対策の場合の方が盛土直下の過剰間隙水圧の最大値が大きいのは、過剰間隙水圧が最大値に達する前に水圧の消散が始まってしまうからであろう。これらは、図 5.63 などで説明した矢板締切により盛土直下地盤が拘束されて液状化強度が増すことが有効に働いたため結果であると考えられる。

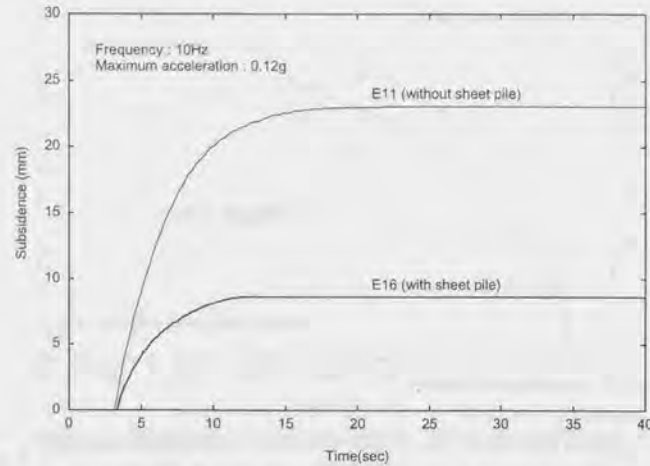


図 5.77: 盛土の底面沈下量・入力最大加速度が小さい場合の矢板締切の効果

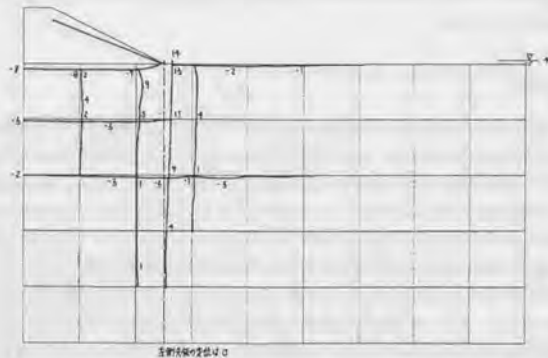


図 5.78: 実験 E16 の実験終了後の色砂マーカの状況

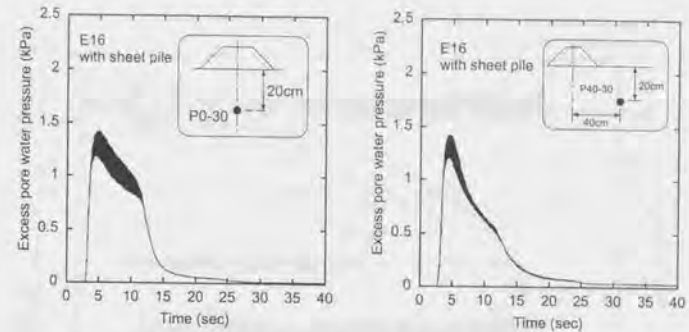


図 5.79: 実験 E16 (矢板締切工法・入力加速度 10Hz, 0.12g) の過剰間隙水圧の時刻歴

入力波の周波数の影響

実験 E22, E23, E24 では、入力波の周波数が 3Hz の場合の矢板締切工法の効果を検証した。実験 E22 ではデータロガーの設定ミスでデータが取れなかったため、実験 E23, E24 の結果について検討する。

図 5.80 に実験 E23, E24 の盛土底面沈下量の時刻歴を示す。図 5.80 によると、矢板締切を行なった場合 (E24) の方が無対策の場合 (E23) よりも沈下量が多いという結果になっている。盛土沈下量に関する実験誤差 11~13% を考慮すると、矢板締切により沈下量が増加したと言うよりは対策効果が得られなかったと考えるのが妥当であろう。

図 5.80 の盛土底面沈下量の時刻歴を良く見ると、矢板締切を行なった実験 E24 では、特に加振後半に盛土底面が上下に振動する様子が記録されている。無対策の実験 E23 ではこのような挙動は見られない。矢板締切を行なった場合の底面沈下量の実験開始後 8~10 秒の部分を拡大して図 5.81 に示す。図 5.81 より、盛土底面沈下量の振動は入力波の周波数と同じ 3Hz であることがわかる。また、図 5.82 に盛土直下の加速度の時刻歴を示す。この図から、矢板締切を行なった場合 (E24)、盛土直下の地盤の揺れが無対策の場合 (E23) より激しく、また、矢板のある場合 (E24) では加振後半において加速度波形が非常に乱れていることがわかる。入力波の周波数が 10Hz の場合でも、矢板締切を行うと盛土直下の地盤内加速度が大きくなる現象が見られたが (図 5.65)、地盤内の加速度が入力最大加速度を越えることはなかった。しかしながら、図 5.82 では、矢板締切を行なった実験 (E24) では、入力加速度の最大値 0.21g よりも大きな加速度が記録されており、盛土直下地盤で加速度増幅が起こっていることがわかる。これら現象の原因として、矢板が大きく振動して地盤を乱していることが考えられる。

そこで、入力加速度の周波数が 10Hz の場合 (E25) と 3Hz の場合 (E24) について、矢板杭頭の水平変位の時刻歴を図 5.84 で比較する。図 5.84 に示した矢板杭頭の水平変位量は、土槽に固定した変位計で計測したおり、矢板杭頭の土槽に対する相対的な変位量である。矢板の下端は土槽に固定されていることから、この変位量はそのまま矢板のたわみを表していると考えても良い。図 5.84 から、入力加速度の周波数が 10Hz の場合 (E25) に比べ、3Hz の場合 (E24) では、矢板の杭頭が激しく振動している様子が見てとれる。10Hz の場合 (E25) は振動幅が両振幅で 10mm 以内におさまっているのに対し、3Hz の場合 (E24) では振動幅は 30mm を超えている。また、ビデオカメラで撮影した模型実験の様子から、入力加速度の周波数が 10Hz の場合 (E25) に比べて入力加速度周波数が 3Hz の場合 (E24) には、地盤内での矢板の振動が激しく、矢板近傍の地盤が大きく乱されるとともに矢板に沿って地表面に噴き上がる様子が観察された。

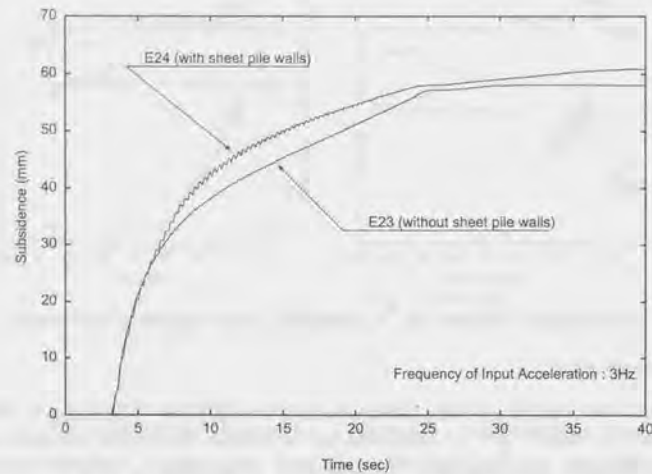


図 5.80: 盛土の底面沈下量・入力波の周波数が小さい場合の矢板締切の効果

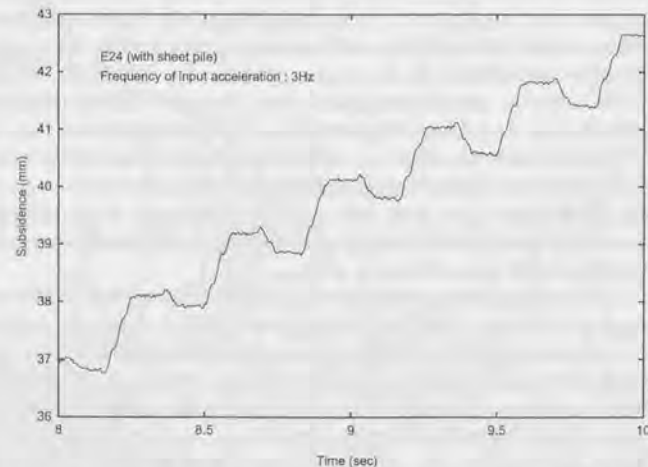


図 5.81: 盛土の底面沈下量拡大図・入力波周波数 3Hz で矢板締切を行なった場合 (E24)

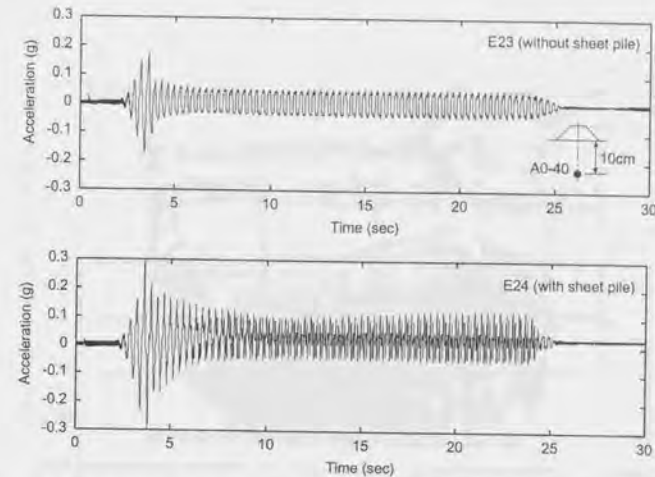


図 5.82: 入力波の周波数 3Hz で無対策の実験 E23・矢板締切有の実験 E24 の盛土直下での加速度時刻歴

図 5.83 に示した実験終了後の地盤状況を見ても、入力加速度周波数が 10Hz の場合 (E25, 図 5.60) と比較すると、盛土法尻部での地盤の隆起量が大きく、また、締切内の砂が矢板に沿って地表面に向かって流動している様子がわかる。さらに、矢板周辺で色砂が乱れてにじんだ部分 (図中の斜線部) の分布から、入力加速度周波数が 3Hz の場合に矢板周辺地盤が大きく乱されたことが推測される。しかしながら、盛土支持地盤の側方流動量に関しては、入力加速度周波数が 3Hz の場合でも、矢板締切を行なうことにより無対策の場合 (E23, 図 5.52) よりも小さくなっている。

以上のようなことから、入力加速度周波数 3Hz の実験で矢板締切を行うと、盛土支持地盤の側方への流動は抑制されるものの矢板の振動によって矢板周辺地盤が大きく乱され、盛土法尻と矢板のすき間から液化化した砂が多量に噴出して無対策の場合と同程度の盛土沈下が発生しするものと考えられる。

3Hz の場合 (E24) に矢板が大きく振動する理由としては、矢板の共振現象が考えられる。図 5.85 に、矢板下端部を水平床面に固定して矢板のみで自由振動させた場合のひずみゲージの出力値の時刻歴とその出力値のフーリエ振幅スペクトルを示す^{註3)}。

図 5.85 の下段のフーリエ振幅スペクトルを見ると、固有振動数は約 7Hz であることがわかる。図 5.85 に示したデータは、矢板単独で自由振動をさせた場合のものであるが、模型地盤内では矢板は近傍の液化化地盤と一体となって振動するものと考えられ、矢板の共振振動数は 7Hz より小さくなるが予測される。従って、入力加速度の周波数を 3Hz とした実験 (E24) で共振が発生し、矢板が激しく振動した可能性も十分に考えられる。

現実の地盤でこのような矢板の共振現象が見られるかどうかについては別途詳しく検討する必要がある。しかしながら、このような現象が発生した場合に備えて、矢板締切工法を用いた場合に盛土法尻部分の補強も同時に検討しておかなければならないと言える。本研究では盛土の法尻補強を行なうため、矢板締切工法に押え盛土を併用した場合と、矢板締切を行う位置を法尻から法肩に変更した場合の実験を行なった。

註3) フーリエスペクトルの計算には大崎 (1994) に掲載されている高速フーリエ変換ルーチンを利用した。

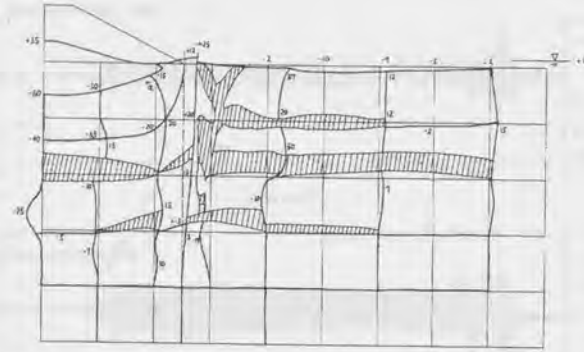


図 5.83: 実験 E24 の実験終了後の色砂マーカの状況

これらの結果については、次の 5.4.3 節で詳しく述べる。

5.4.3 その他の対策工法

矢板締切工法と押え盛土工法の併用

入力波の周波数が低い (3Hz) 場合、矢板締切工法のみでは効果が確認されなかった。その原因が、5.4.2 節で述べたように矢板が共振して激しく振動することにより、盛土法尻部分で基礎地盤からの土の噴出が激しくなるためであると考えられたので、この砂の噴出を防ぐため矢板締切に押え盛土を併用した場合について実験を行なった。従って、この実験では入力波の周波数を 3Hz に設定した。図 5.86 に矢板締切工法に押え盛土工法を併用した実験 (E28) の模型地盤形状・計器配置を示す。図 5.86 に示したように、押え盛土は碎石入りのバッグを矢板の外側にならべて作製した。碎石入りバッグは、ビニールネットに盛土模型の作製に用いたものと同じ碎石 800g を詰めたものである。碎石入りバッグと盛土本体との間にも碎石を詰めて隙間を埋めた。

図 5.87 に無対策の場合 (E23)、矢板締切のみの場合 (E24)、矢板締切と押え盛土併用の場合 (E28) の盛土底面沈下量の時刻歴を示す。図 5.87 から、矢板締切に押え盛土を併用することによって、盛土の底面沈下量を無対策の場合の約 76% に軽減できることがわかった。

図 5.88 に実験終了後の模型地盤の様子を、図 5.89 に色砂マーカの実験後のスケッチを示す。図 5.89 から、押え盛土を施した場合、締切外側の水平変位が非常に大きくなっていることがわかる。これは、通常の盛土荷重に加えて押え盛土分だけ余分な荷重が加わるためであると考えられる。特に盛土近くに重要な構造物・埋設物が存在する場合などは注意が必要である。

図 5.90 に矢板締切と押え盛土を併用した実験 (E28) の矢板杭頭の水平変位の時刻歴を示す。矢板締切のみの場合 (E24、図 5.84) と比較すると、ある程度矢板の振動が抑制されている。しかしながら、矢板の振動が押え盛土によってそれほど大きく減少するものではないことがわかる。このことから、押え盛土の併用によって盛土の沈下を軽減できたのは、押え盛土が矢板の振動を抑制したからではなく、押え盛土によ

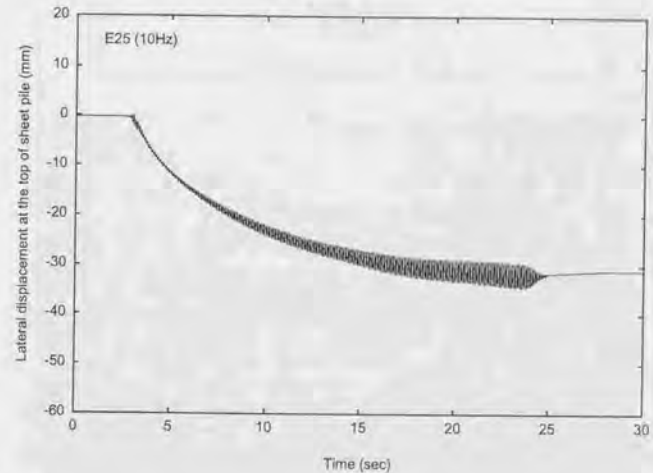
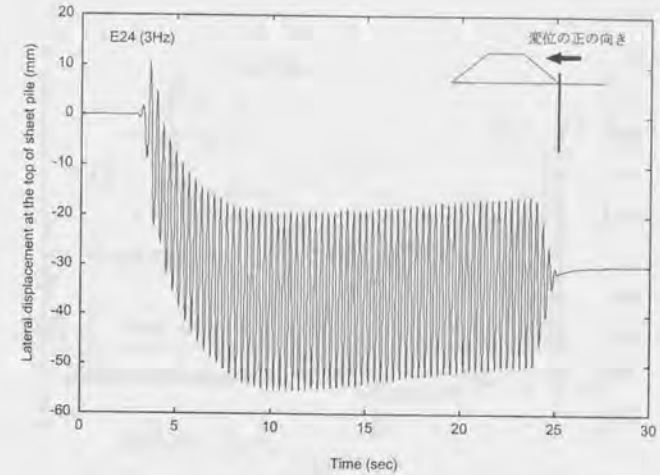


図 5.84: 矢板杭頭の水平変位の時刻歴

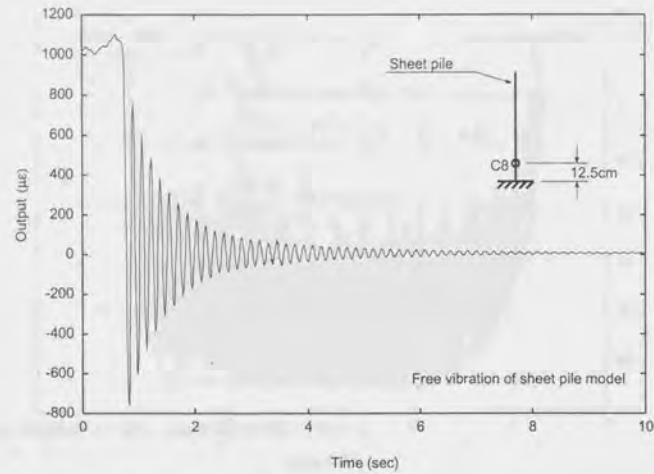


図 5.85: 矢板を自由振動させた時のひずみゲージの出力時刻歴とそのフーリエ振幅スペクトル

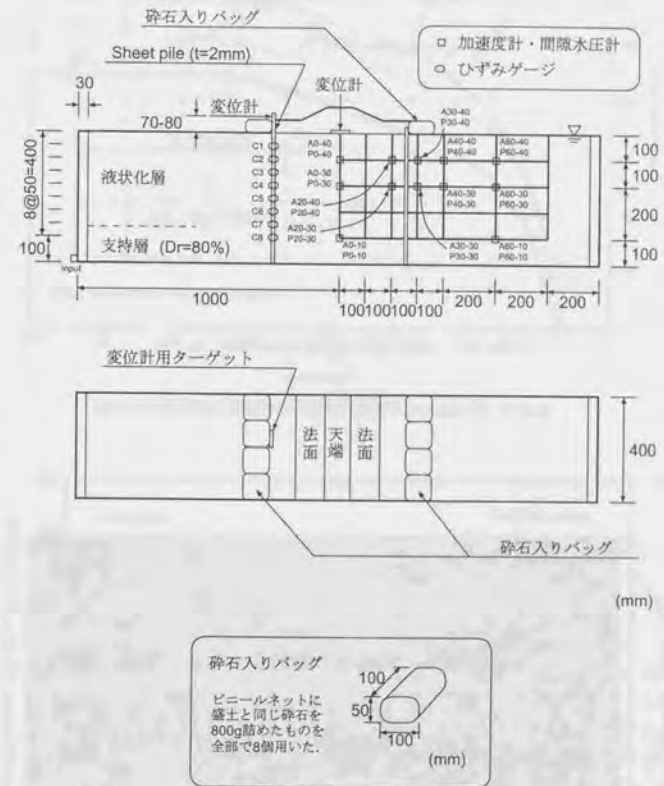


図 5.86: 矢板締切工法に押え盛土工法を併用した実験 (E28) の模型地盤の概略・計器配置

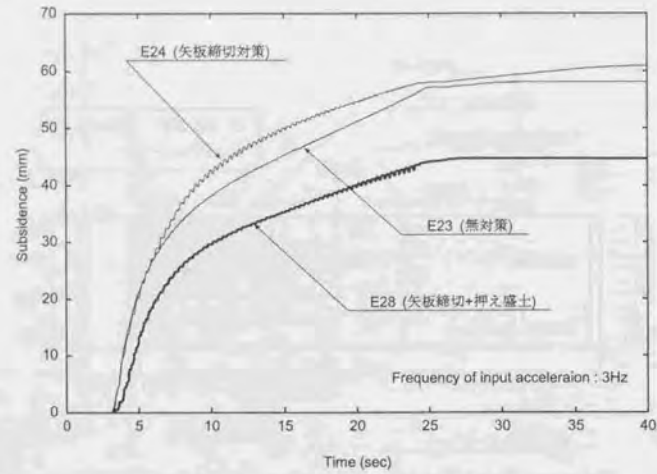


図 5.87: 盛土底面沈下量の時刻歴・矢板締切と押え盛土の併用

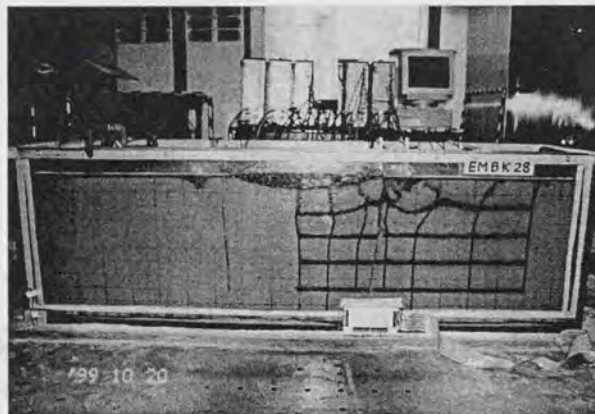


図 5.88: 矢板締切と押え盛土を併用した実験 E28 の実験終了後の状況

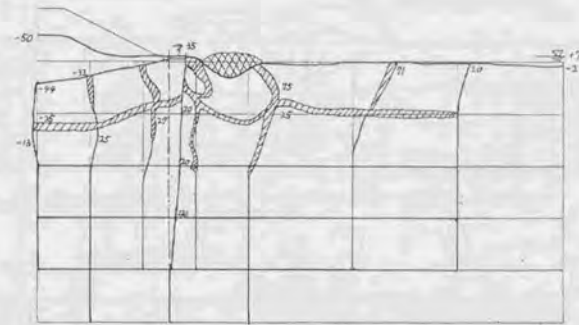


図 5.89: 実験 E28 の実験終了後の色砂マーカの状況

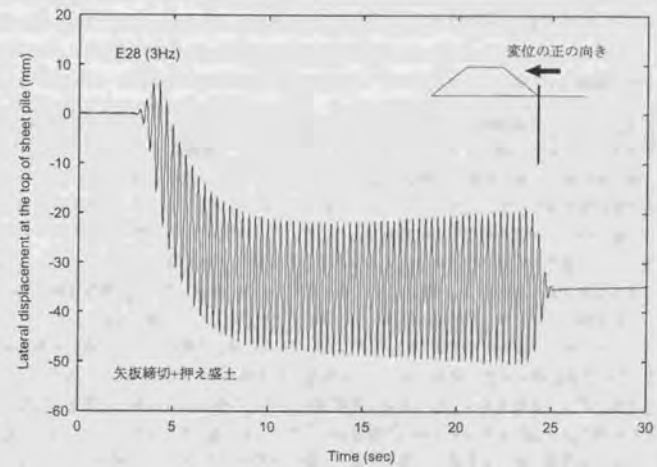


図 5.90: 矢板杭頭の水平変位・矢板締切と押え盛土の併用 (E28)

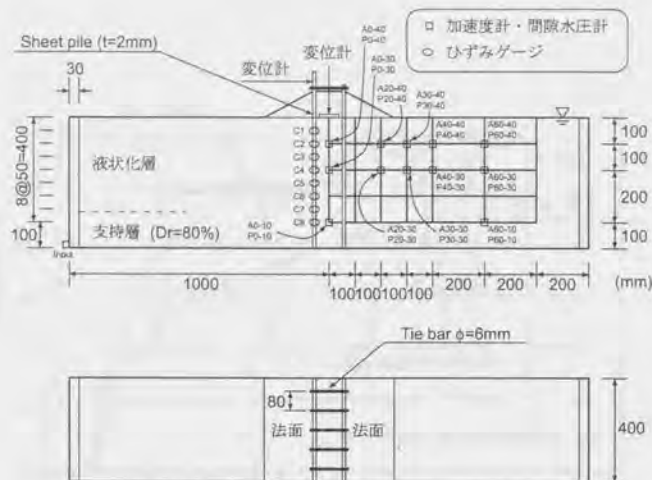


図 5.91: 法層で矢板締切を行った場合の模型地盤の概略・計器配置 (E30)

で盛土法尻部分での砂の噴出が抑制されたからであるといえる。

盛土法尻での矢板締切工法

盛土法尻部分における基礎地盤からの土の噴出は、矢板を法尻に設置することにより液状化した砂が矢板に沿って吹き上がるために発生するものと考えられる。そこで、矢板壁を盛土法尻に設置することをやめ、盛土の高法尻位置に矢板を設置して締切工法を行うことにした。この場合、盛土両側の矢板締切よりも外側の部分は無対策の場合と同じ状況となり、大きく沈下するものと考えられる。この工法に期待されるのは、盛土中心部の締切内の部分の沈下量の軽減である。

盛土法尻での土の噴出が問題になったのは入力加速度の周波数が 3Hz の場合であったので、この実験でも入力波の周波数を 3Hz に設定した。図 5.91 に法層矢板締切工法の実験 (E30) の模型地盤形状・計器配置を示す。この実験ケースでは、両法尻に設置した矢板の頭部をタイロッド (直径 6mm のボルト) で連結した。法尻での矢板締切の場合、矢板頭部をロッドで結ぶためには盛土内部にロッドを通す必要があり工事が複雑になるが、法層で締切を行う場合にはロッドは盛土の天端面上に設置することができるので、ロッドを設置して矢板の変位を抑制することができる。実験 E30 では、矢板ははらみ出しは押えられるが、矢板の間隔は自由に縮まることのできるように、矢板締切の外側のみナットを取り付けた。これは、実際の施工ではタイロッドは鋼線であり、引張には抵抗するが圧縮には抵抗できないことに対応させたものである。

図 5.92 に無対策の場合 (E23)、法層矢板締切を行った場合 (E30) の盛土底面沈下量の時刻歴を示す。また、法層での矢板締切に押え盛土工法を併用した実験 E28 の結果も図 5.92 にあわせて示してある。最終沈下量に着目すると、矢板締切と押え盛土を併用した実験 E28 よりも法層で締切だけを行った実験 E30 の

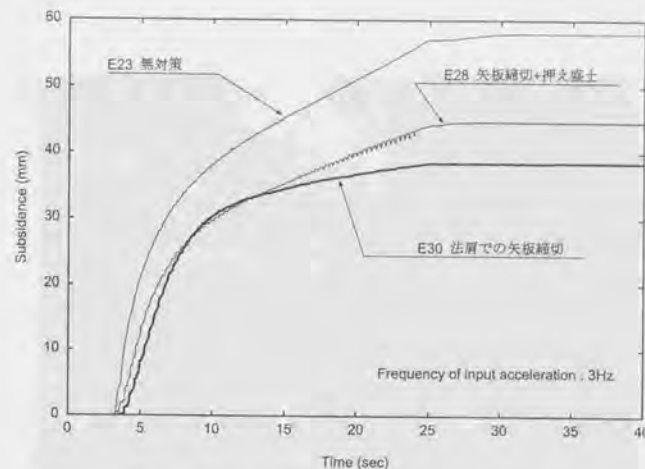


図 5.92: 盛土底面沈下量の時刻歴・盛土法層での矢板締切工法

方が沈下量は小さくなっているが、加振初期の段階では両者にそれほど差は無く、同程度の盛土沈下量軽減効果を持つと考えられる。

図 5.93 に実験 E30 終了後の地盤の状況を、図 5.94 に色砂の変形状況を示す。図 5.94 からわかるように、法層での矢板締切工法では盛土の左右の法部分は無対策の場合よりもむしろ激しく崩壊している。これは、法層に設置した矢板壁が盛土の法部分やその直下の地盤を激しく乱すためであると思われる。

以上のことから、盛土法層での締切は天端部分の沈下量のみに着目した場合には効果がある。しかしながら、盛土の近くに重要構造物が存在する場合、盛土法部分の崩壊により影響を受けることも考えられる。また、既存の盛土に適用するには、盛土の内部に手を加える必要があることや、法部分の被災後の復旧作業などを考慮すると、この工法には若干問題があるようである。

排水機能付矢板による締切工法の効果

排水矢板を用いた実験は、排水機能を締切外側 (水平地盤側) 地盤に持たせた場合 (E26) と締切内側 (盛土側) に持たせた場合 (E27) の二通りのケースについて行なった。2.2.1 節で述べたように排水機能付矢板は模型矢板と排水材を併用することによってモデル化した。実験 E26・E27 における排水材・計測器の配置をそれぞれ図 5.95, 5.96 に示す。

図 5.97 に盛土底面沈下量の時刻歴を示す。また、図 5.98, 5.99 に盛土の沈下速度の変化の様子を示す。盛土の最終沈下量に着目すると (図 5.97)、排水材を締切外側に配置した場合 (E26) では、普通矢板を用いた場合 (E25) とほぼ同じ沈下量を示しており、排水機能を持たせた効果は特に現れていない。一方、排水材を締切内側に配置した場合 (E27) の対策効果が最も大きく、盛土沈下量は無対策の場合 (E08) の半分・普通矢板の場合の 75~80% に抑えることができた。しかしながら、沈下曲線の形状を比較すると、排水矢板の場合、排水材の設置位置に関わらず沈下が早く進むことがわかった。

図 5.98, 5.99 の盛土沈下速度を見ると、実験開始後 7.5 秒までは、排水材の設置位置に関わらず、普通

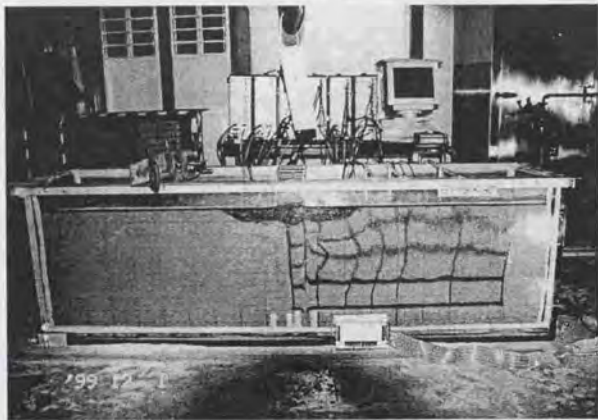


図 5.93: 実験 E30 (法肩での矢板締切) の実験終了後の状況

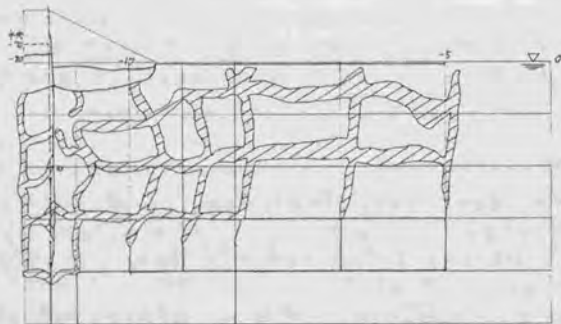


図 5.94: 実験 E30 の実験終了後の色砂マーカの状況

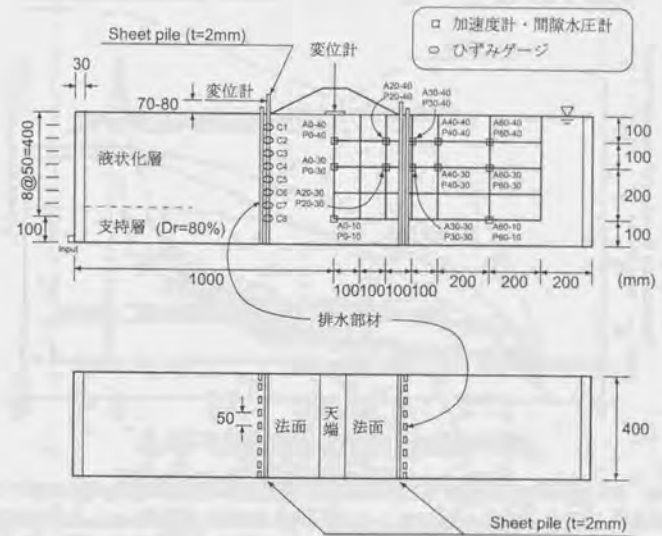


図 5.95: 排水材を締切外側に配置した場合の模型地盤の概略・計器配置 (E26)

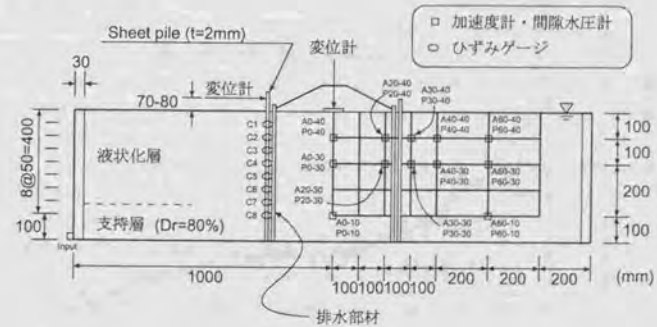


図 5.96: 排水材を締切内側に配置した場合の模型地盤の概略・計器配置 (E27)

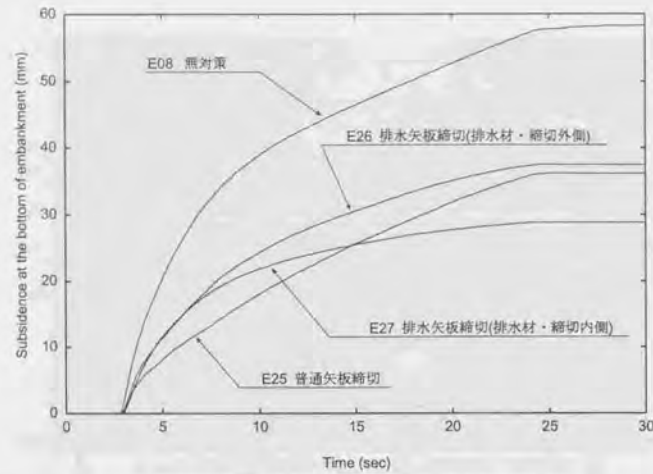


図 5.97: 盛土の底面沈下量の時刻歴 (排水矢板の効果)

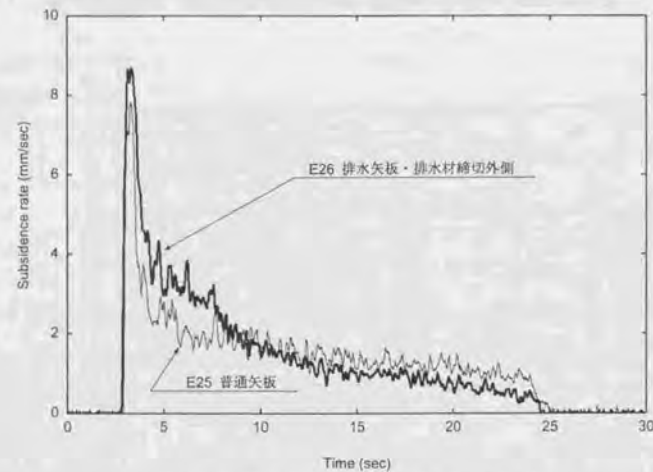


図 5.98: 盛土の沈下速度 (排水機能が締切外側の場合)

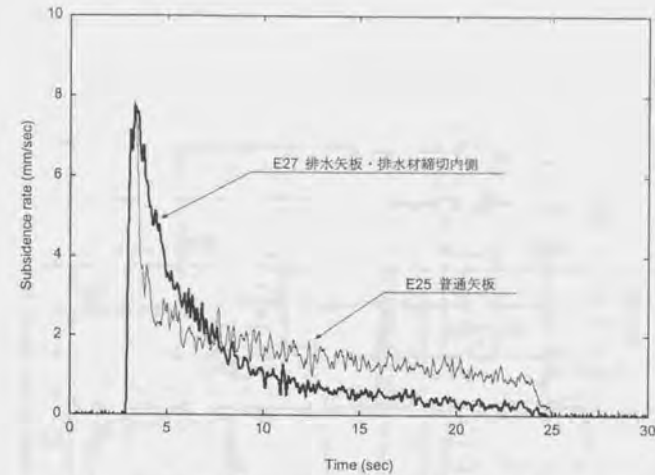


図 5.99: 盛土の沈下速度 (排水機能が締切内側の場合)

矢板よりも排水機能付矢板の方が沈下速度が早いことが分かる。沈下速度の最大値に関しては、排水矢板・普通矢板ともに 8mm/sec 程度で、それほど大きな差はない。実験開始後 7.5 秒を過ぎると、排水機能付矢板の場合は盛土の沈下速度が減少し続けるのに対し、普通矢板では沈下速度はほぼ一定となる。特に、排水矢板で排水機能を締切内側に持たせた場合 (E27) には、加振後半の沈下速度の減少が顕著である。排水材が締切外側の実験 E26 と内側の実験 E27 では、沈下速度の変化の様子は良くにているが、その値は排水材を内側に設置した場合 (E27) の方が沈下速度が全体的に小さい。

図 5.100, 5.101 にそれぞれ実験 E26, E27 終了後の地盤の変形状況を示す。図 5.100, 5.101 より、普通矢板により締切を行った場合 (E25) の最終地盤形状 (図 5.60) と比較すると、排水矢板を用いた場合、締切外側の水平地盤の側方変位が小さいことが分かる。特に、排水材を締切外側に設置した場合には、締切外側の水平地盤部で色砂のにじんだ部分は一切無く、地盤が非常に安定していたことを物語っている。このことから、堤防の周囲に重要な構造物がある場合には、地盤の側方流動を抑制するために排水機能付矢板を用いることが有効であると言える。ただし、排水機能付矢板を用いても水平地盤部の沈下量は普通矢板の場合とそれほど変化はない。

図 5.102, 5.103 は矢板締切内 (盛土側)・矢板締切外側 (水平地盤側) の地盤内の過剰間隙水圧の漸増成分の時刻歴である。各グラフには、水圧の計測位置もあわせて表示している。図 5.102, 5.103 によると、排水材を締切外側に設置した場合 (E26) は矢板締切の 5cm 外側 (P30-30, P30-40) で、排水材を締切内側に設置した場合 (E27) は矢板締切の 5cm 内側 (P20-30, P20-40) で一旦上昇した過剰間隙水圧の消散が非常に早く進んでいる。このことから、排水機能付矢板を用いた場合に盛土の沈下が早く進むのは、排水機能により加振開始直後から地盤内の間隙水の排出が行われることが一因であると考えられる。

排水材を締切内側に設置した実験 E27 の実験後の状況 (図 5.101) を排水材を締切外側に設置したケース (図 5.100) や普通矢板締切のケース (図 5.60) と比較すると、矢板杭頭と盛土法尻の間の地盤の隆起が小さくなっている。排水機能を締切内側に持たせた場合 (E27) には、排水材により間隙水の排出が促進され

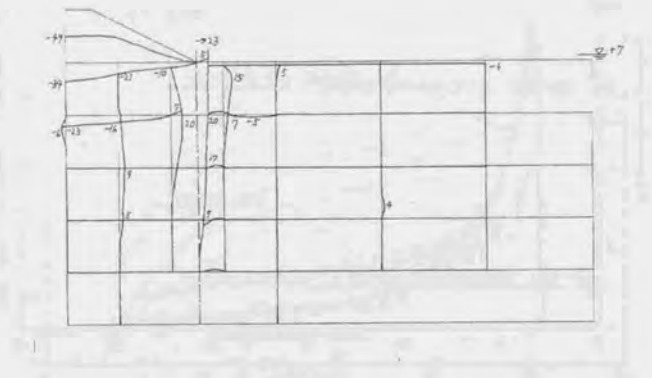


図 5.100: 実験 E26 の実験終了後の色砂マーカの状況

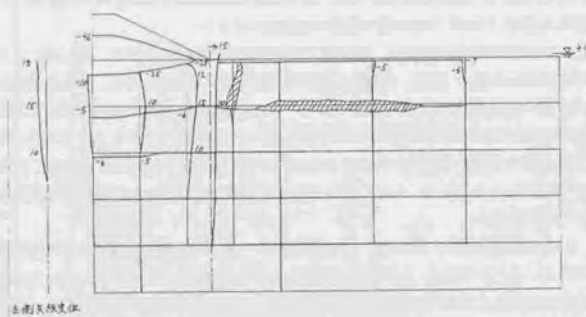


図 5.101: 実験 E27 の実験終了後の色砂マーカの状況

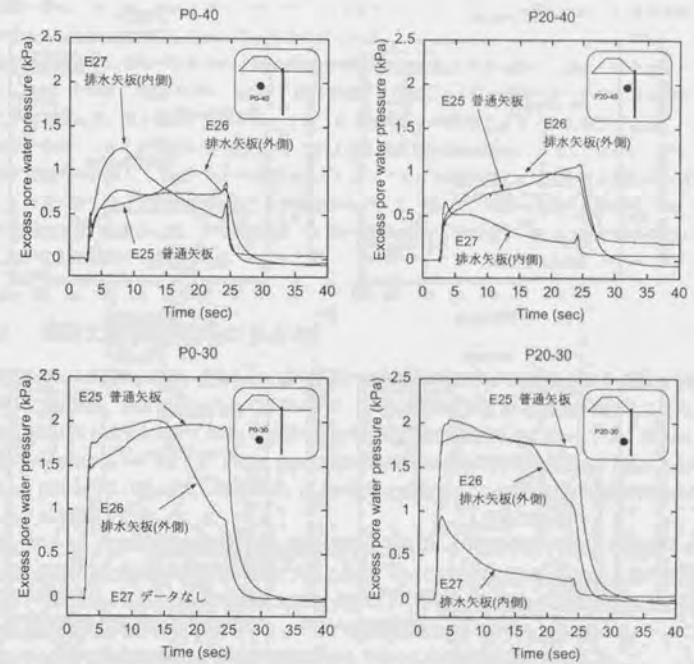


図 5.102: 矢板締切内の地盤の過剰間隙水圧の漸増成分 (排水矢板の効果)

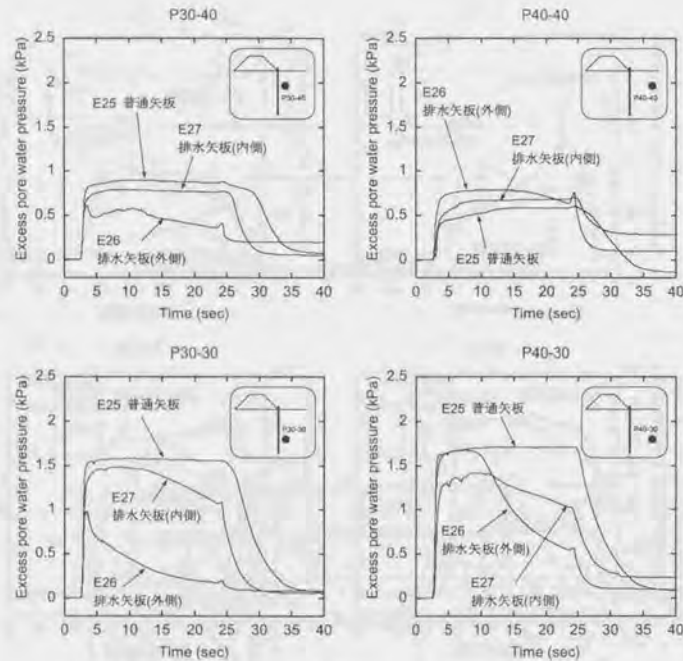


図 5.103: 矢板締切外側の地盤の過剰間隙水圧の漸増成分 (排水矢板の効果)

ることによって、盛土法尻からの液状化した砂の噴出が抑制される。つまり、排水機能が無い場合には液状化した砂が法尻から泥水のように噴出するが、排水機能を備えることによって間隙水だけが排出され支持地盤から矢われる砂の体積が抑えられる。さらに、排水材を締切内側に設置すると、排水材によって盛土の法尻からの砂の噴出が阻害され、盛土法尻補強を行なったような結果となることも考えられる。排水材を内側に設置したケース E27 で盛土の最終沈下量の軽減効果が見られたのはこのような原因によるものと思われる。

矢板から 15cm 離れた地点 (P0-30, P0-40, P40-30, P40-40) では、排水矢板を用いた場合、水圧の消散が若干早くなっているものの、加振初期に関しては大きな抑制効果は見られない。これは、大型土槽による実験の場合と全く同じ傾向であり、従って、3.2.5 節でも述べたように、現実の地盤では排水機能付矢板の効果のあらわれる範囲はもう少し広がる可能性もある。

排水機能付矢板に期待する効果は、周辺地盤の過剰間隙水圧の上昇を抑制して地盤の強度を保つことにある。しかしながら、実験の結果によると、排水機能により水圧の上昇を抑制できるのは矢板近傍のごく限られた範囲である。排水機能付矢板を用いても、ある程度以上の範囲で水圧上昇を抑制できなければ、地盤全体の挙動に大きな変化はなく、盛土の沈下が大きく抑制されることはないと考えられる。一方、田中・喜田 (1995) や安田ら (1995) などで報告されているように、実験条件によっては排水機能付矢板を用いることにより盛土の沈下を軽減できることが確認されている。従って、現実の地盤で矢板締切工法に排水機能付矢板を使用する場合には、その地盤条件・不透水層の有無などを考慮し、排水矢板の排水能力・影響範囲について十分検討する必要がある。

5.5 中型土槽実験結果のまとめ

中型土槽による実験の結果、計測された盛土底面の沈下量をまとめると図 5.104 のようになる。図 5.104 に示した沈下量は、加振 10 サイクル、20 サイクル、30 サイクルでの盛土の底面沈下量である。入力加速度周波数が 3Hz の場合に比べて 10Hz の場合では全体に沈下量が非常に小さくなっている。これは、盛土の沈下が加振によるものではなく、それによって引き起こされた地盤の液状化現象により発生するものであるからと考えられる。図 5.27, 5.58 など、盛土の沈下と加振サイクルの間に明瞭な関係が見られなかったこともこの推測を支持している。

図 5.104 から、入力加速度周波数が 10Hz の場合には矢板締切により盛土の沈下が大きく軽減できること、排水機能付矢板の使用は沈下軽減にそれほど大きく寄与しないことが確認できる。また、入力加速度周波数が 3Hz の場合には、普通矢板による締切工法では盛土沈下を軽減できないが、押え盛土を併用したり、締切を行う位置を法尻から法層に変更することで沈下軽減が可能であることがわかる。

さらに、実験の結果から各種の実験条件の影響として次のようなことが確認できた。

無対策の場合の実験結果

1. 加振時間を 14 秒から 24 秒に長くすると、盛土の沈下量、地盤の流動量が大きくなった。ただし、加振時間をさらに長くした場合にどうなるかは不明である。
2. 液状化層の層厚が小さい場合、盛土の沈下量は小さくなる。この原因のひとつは、液状化層の層厚が小さい場合、過剰間隙水圧の消散に伴う地盤の圧縮沈下が小さくなることである。他の原因としては、液状化層厚が小さいと盛土の沈下によって発生する地盤内のせん断変形が大きくなり、砂のダイレタンシーによって間隙水圧が減少するため加振中に液状化した状態が保てなくなることが挙げられる。

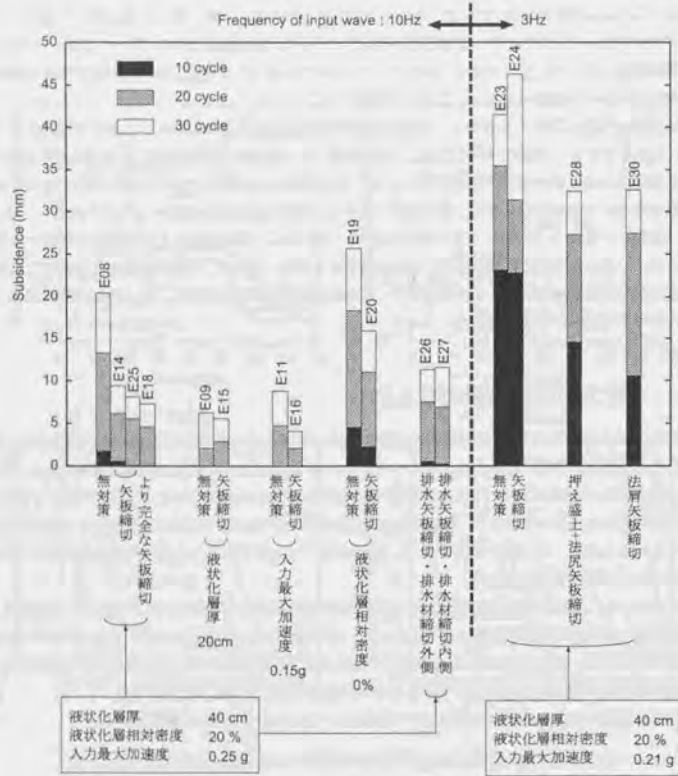


図5.104: 盛土の底面沈下量のまとめ

3. 液化化層の相対密度を20%から0%に変化させても、盛土の沈下量はあまり変化しなかった。ただし、色砂の観察結果から、相対密度が小さい場合は過剰間隙水圧の消散に伴う圧縮沈下が大きく、盛土の沈下量に占める支持地盤の流動によって発生する沈下の割合が小さくなるということが推測された。
4. 入力波の加速度が小さい場合には、盛土の沈下量は非常に小さくなった。これは、入力加速度が小さいと過剰間隙水圧の消散が早く進み、加振中に地盤が液化した状態を保てないためである。
5. 盛土沈下量に対する入力加速度の周波数の影響は確認されなかった。

矢板締切工法に関する実験結果

1. 矢板締切を行うことによって、盛土の沈下量は軽減できた。矢板締切の効果は加振前半には大きくあらわれるが、加振後半にはそれほどあらわれなかった。また、矢板締切によって見かけ上締切内(盛土直下地盤)の地盤の強度が増し、過剰間隙水圧の上昇が遅延できることが確認できた。
2. 液化化層厚が小さいでも矢板締切による盛土沈下の軽減効果が確認できた。
3. 液化化層の相対密度が0%の場合でも矢板締切による対策効果は確認できたが、その沈下軽減の割合は相対密度が20%の場合よりも小さいものであった。これは、液化化層の相対密度が小さい場合、盛土の沈下に対する地盤の圧密沈下の影響が大きく、地盤の側方流動を抑制することで間接的に盛土沈下を軽減する矢板締切工法の有効性が減少するためであると考えられる。
4. 入力加速度が小さい場合、矢板締切工法は大きな盛土沈下軽減効果を示した。これは、矢板締切により盛土直下地盤の拘束が大きくなり液化化強度が増すことが有効に働いたためである。
5. 入力加速度の周波数が3Hzの場合には矢板締切による対策効果は確認されなかった。この理由としては、入力波の周波数が小さい場合に矢板の振動が大きくなり、盛土法尻と矢板抗頭の隙間からの噴砂が激しくなることが挙げられる。矢板により地盤の側方流動による盛土沈下を防いでも、矢板に沿って大量の噴砂が発生して盛土沈下を促進するため、矢板による対策効果が打ち消されてしまうのである。

その他の対策工法

1. 押え盛土と矢板締切を併用することにより盛土の沈下量を効果的に軽減することができた。しかしながら、押え盛土の荷重によって水平地盤部(堤内地)の側方流動量が大きくなるため、重要構造物・埋設物が堤防の近くにある場合には注意が必要である。
2. 締切矢板を盛土の法肩部分に設置する工法では、盛土の天端部分の沈下は軽減できたが、盛土法部分は大きく沈下し、支持地盤内で側方流動が発生した。この工法には、既設の盛土の内部に手を加えなければならないことや被災後の盛土法部分の復旧作業などの問題が残されている。
3. 排水機能付矢板を用いた矢板締切工法については、矢板近傍の過剰間隙水圧の上昇を抑制する効果は確認できたものの、その影響範囲が小さく、盛土沈下量を大きく軽減するには至らなかった。しかしながら、水平地盤部の側方流動が小さくなることや矢板に沿って発生する噴砂を少なくするなど、副次的な効果も確認された。

第6章 締切矢板の挙動

6.1 矢板杭頭変位と盛土の底面沈下量の関係

大型土槽の実験結果で確認されたように(3.2.2節参照), 矢板杭頭の最終変位と盛土の底面沈下量の間には相関関係があると考えられる。そこで, 中型土槽実験で計測された盛土底面の最終沈下量と矢板杭頭の最終変位の関係を図6.1に示す。

まず, 入力波の周波数が10Hzの場合に着目する。液状化層の相対密度が0%の場合(E20)の場合に, 底面沈下量に対して矢板杭頭変位がやや小さくなっているものの, 盛土底面の最終沈下量と矢板杭頭の最終変位との間には直線関係があることがわかる。5.4.2節で述べたように, 液状化層の相対密度が0%と緩い場合には盛土の沈下量のうち地盤の側方流動に起因する沈下が少なく, 支持地盤の圧縮変形による沈下の割合が大きくなるものと考えられる。そのため, 相対密度20%の場合に比べて, 盛土底面沈下量に対して矢板杭頭の変位量が小さくなっているのである。図6.1から, 入力加速度の大小や液状化層厚の大小は盛土の沈下量-矢板の杭頭変位関係には影響を与えないこともわかる。また同様に, 排水機能付矢板を用いても盛土の沈下量-矢板の杭頭変位関係には特に大きな変化は見られないようである。

次に, 入力波の周波数が3Hzの場合について検討する。入力波の周波数が10Hzの実験と比較すると, 盛土法尻で締切を行った実験E24では矢板杭頭変位に対して盛土の沈下量が大きくなっている。5.4.2節で述べたように, 入力周波数が3Hzの実験E24では矢板と盛土法尻の隙間からの砂の噴き出しが発生する。その分だけ盛土沈下量のうち地盤の側方流動に起因する沈下が小さくなり, その結果盛土の底面沈下量に対して矢板の杭頭変位量が小さくなると考えられる。それに対し, 法尻での矢板締切に押え盛土を併用した実験E28では, 盛土法尻での砂の噴出が抑えられ, 入力波の周波数が10Hzの場合と同じような盛土沈下量-矢板杭頭変位関係となっている。法尻での締切を行った実験E30では, 盛土の底面沈下量に対して矢板の杭頭変位が非常に小さくなっている。これは, 法尻に締切矢板を設置した場合の矢板の変形が他の場合と異なるためである。法尻での矢板締切の場合, 矢板の最大変位は杭頭で発生するが, 法尻に矢板を設置すると液状化層中心付近で最も大きな変位が発生し矢板杭頭はほとんど変形しない。このため, 盛土沈下量と矢板杭頭変位との関係では, 図6.1のように他の実験に比べて矢板の変位が非常に小さい結果となる。

以上より, 盛土底面沈下量と矢板の杭頭変位の間には相関関係があるが, その関係は盛土沈下量のうち支持層の側方流動に起因する沈下の割合によって変化することがわかった。

6.2 実験で計測された矢板の曲げモーメント

6.2.1 普通矢板による締切工法

図6.2, 6.3に実験E14, E25で計測された矢板の曲げモーメント漸増成分の時刻歴を示す。また, 矢板の曲げモーメントの正の向きは図6.4に示した通りである。さらに, 図6.5, 6.6に実験開始後5, 10, 15, 20秒の矢板の曲げモーメント漸増成分の鉛直方向分布を示す。実験E14, E25はいずれも普通矢板による締切を行なった実験で, 下端部の固定条件のみ異なる。実験E14では矢板下端をアングルで簡単に土槽に

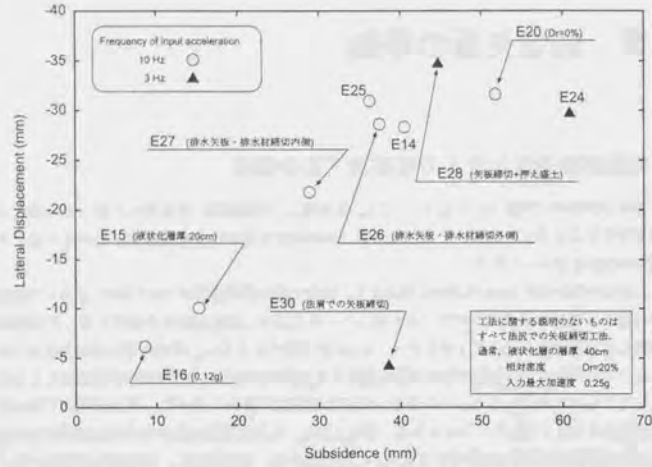


図 6.1: 矢板杭頭の最終変位と盛土底面の最終沈下量の関係

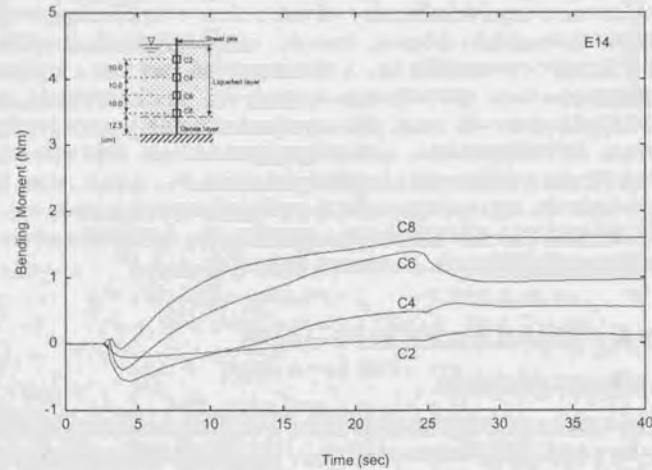


図 6.2: 矢板下端の固定が緩いケース (E14) の矢板曲げモーメント漸増成分の時刻歴

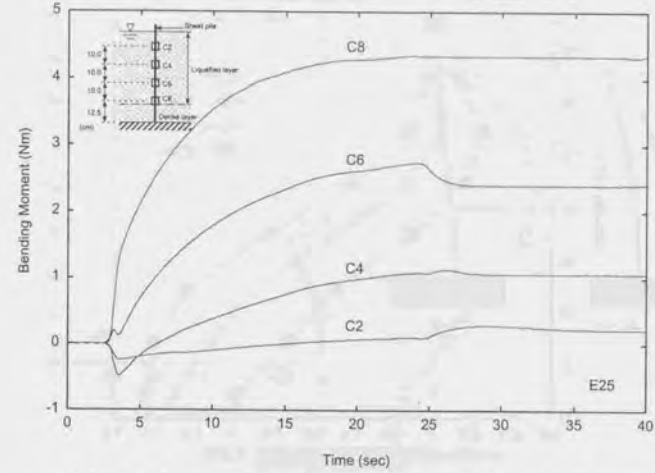


図 6.3: 矢板下端を固定端としたケース (E25) の矢板曲げモーメント漸増成分

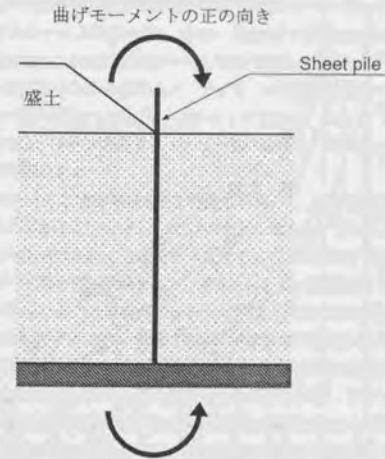


図 6.4: 矢板の曲げモーメントの正の向き

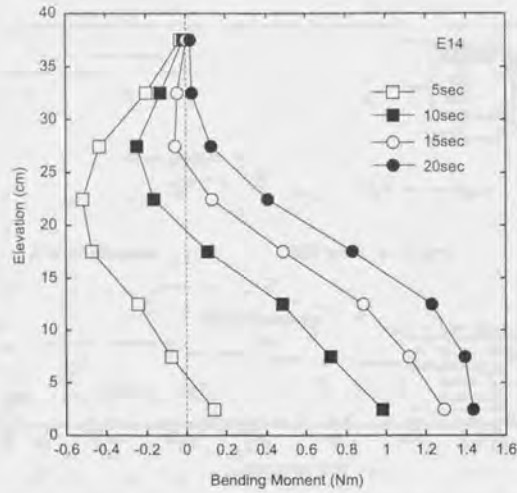


図 6.5: 矢板下端の固定が緩い場合 (E14) の曲げモーメント増成成分の鉛直方向分布

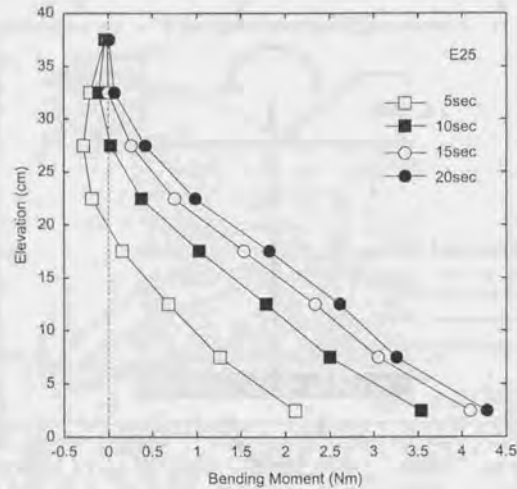


図 6.6: 矢板下端が固定端の場合 (E25) の曲げモーメント増成成分の鉛直方向分布

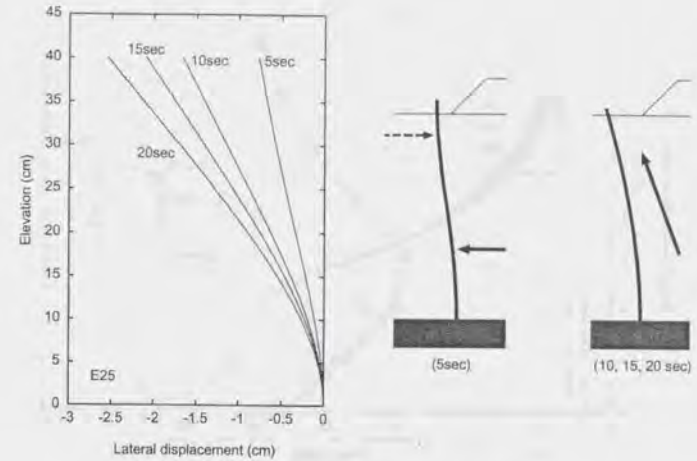


図 6.7: 実験 E25 の矢板変形状況の推定値

固定しただけなのに対し、実験 E25 では矢板下端から 10cm の部分 (支持層内に入る部分) を厚さ 14mm の板ではさみつけ、支持層内では矢板の曲げが発生しないようにすると同時に土槽底板への固定も強化し、矢板下端部が固定端条件となるように工夫した。

図 6.2, 6.3 より、全体的に見て矢板の下端を固定端とした実験 E25 よりも、矢板の下端の固定が緩い E14 の方が矢板の曲げモーメントが小さいことが分かる。これは、矢板の下端の固定条件が緩い実験 E14 では矢板下端部での回転がある程度許され、また、支持層内でも矢板の曲げモーメントが発生することによって矢板のたわみが深さ方向に平均化されるためと思われる。つまり、本実験で作製したような層厚 10cm、相対密度 80% の支持層では矢板を十分に固定しきれないということである。従って、模型の原型として十分に根入れされた矢板を考える場合は、矢板下端部をしっかりと土槽に固定し、支持層内でのたわみは許さないような固定条件で実験を行なう必要がある。

図 6.5, 6.6 から、いずれのケースでも加振開始直後に矢板の先端近く (地表面の浅い部分) で曲げモーメントが負の値を記録することがわかる。モーメントの正の向きは図 6.4 に示したとおりであるから、加振直後に矢板杭頭部分が盛土方向に曲げられているということである。図 6.7 に実験 E25 で計測した矢板の曲げモーメントから推定した^{註1}矢板の変形状況を示す。図 6.7 から、加振直後 (5sec) では矢板杭頭部がわずかながら盛土側に曲げられていることが確認できる。これは、矢板に作用する土圧が主に矢板の低い位置に働くためであると考えられる。つまり、矢板下部は水平地盤側へ押され矢板がたわもうとするが、矢板の先端部分では盛土側からはそれほど大きな力が働かず、むしろ水平地盤側の抵抗力が働くため、負の曲げモーメントが発生し、矢板杭頭が盛土方向へ曲げられるものと思われる。これは、図 5.30 に示した無対策の場合の地盤の流動状況とも整合する結果である。つまり、矢板締切を行った場合でも、加振開始直後には無対策の場合と同様な流動が発生しようとし、そのため矢板の下部が締切外側へ押されるが矢板杭頭付近では締切外側の地盤の抵抗が働くのであろう。

^{註1} 曲げモーメントの鉛直方向分布を放物線近似、二階積分することで変位を推定した。6.3 節の土圧の推定方法参照のこと。

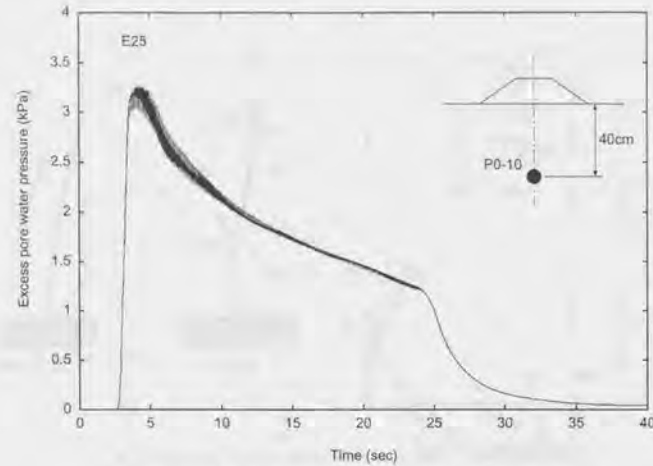


図 6.8: 実験 E25 の盛土直下の深い位置での過剰間隙水圧

図 6.7 を見ると、加振初期の段階 (5sec) では盛土側へ曲げられていた矢板の抗頭付近も、その後は水平地盤側に曲がる変形形状¹³⁾に変化することが分かる。以上より、次のような現象が推定される。まず、加振初期の段階では、矢板縮切を施した場合でも図 5.4 に示したような無対策地盤の水平方向の変位分布と同様な変位が生じようとするため、側方流動しようとする液状化地盤が矢板の下部を押し、これに対して矢板が抵抗するため、矢板による沈下軽減効果が大きく現れる (図 5.56, 5.57 参照)。しかしながら、ある程度矢板が変形した段階で、液状化した砂が矢板に沿って矢板抗頭と盛土法尻の間に噴き上げるようになる (図 6.7 参照)。また、液状化層の下部では、図 6.8 に示したように過剰間隙水圧が消散しはじめ、それに伴う盛土沈下が進む。この状態では矢板が地盤の流動を抑制することは難しく、矢板縮切の効果はそれほど現れない。

6.2.2 液状化層厚の影響

図 6.9 に液状化層厚を 20cm と小さくした実験 E15 で計測した矢板曲げモーメント漸増成分の鉛直方向分布を示す。図 6.9 によると、支持層と液状化層の境界よりわずかに低い位置で矢板の曲げモーメントが最大となっており、支持層と液状化層の境界で矢板が大きく曲がっていることがわかる。また、矢板下部端部では曲げモーメントが非常に小さくなっている。これは実験後に観察された矢板の変形形状 (図 5.75) と一致する。

図 6.10 に実験 E15 で計測した矢板の曲げモーメントの漸増成分時刻歴を示す。これを、図 6.3 の液状化層厚 40cm の場合 (実験 E25) と比較する。まず、液状化層の層厚が 40cm の実験 E25 では、加振直後に矢板抗頭付近の曲げモーメントが負の値を記録しているが、層厚が 20cm の実験 E15 ではそのような現象は見られない。また、その後、実験 E25 (液状化層厚 40cm) では加振中増加し続けていることが図 6.3 からわかるが、図 6.10 では実験 E15 (液状化層厚 20cm) では実験開始後 10 秒程度のうちに矢板の変形がおき

¹³⁾つまり、曲げモーメントが正となる。

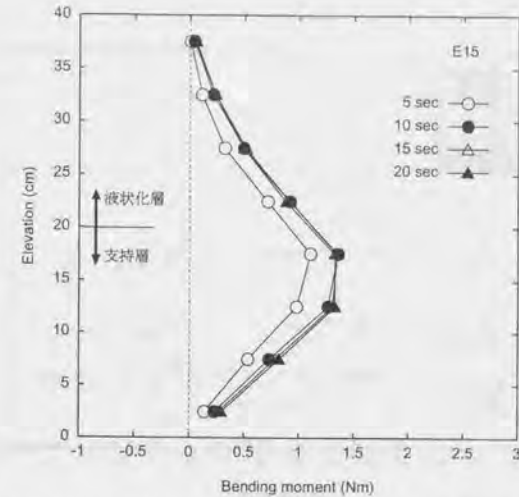


図 6.9: 液状化層厚が小さい場合 (実験 E15) の曲げモーメント漸増成分の鉛直方向分布

まっとなってしまっている。

一方、図 5.74 に実験 E15 の盛土底面沈下量の時刻歴を示したが、実験開始後 10sec を過ぎても盛土の沈下は継続している。しかしながら、沈下速度は実験開始から 10 秒をすぎるとほぼ一定を保っていることなどから、この沈下は過剰間隙水圧の消散による地盤の圧密沈下であると考えられ、矢板の変形とは関係ないことがわかる。

6.2.3 排水機能付矢板を使用した場合

図 6.11, 6.12 に排水機能付矢板を用いて縮切を行なった場合 (E26, E27) の矢板曲げモーメントの時刻歴を示す。図 6.11 に示した実験 E26 は、排水材を縮切外側に設置して、水平地盤側に排水機能を持たせたケース、図 6.12 の実験 E27 は縮切内側に排水材を設置したケースである。また、これらの実験 E26, E27 と普通矢板による縮切を行なった実験 E25 について、矢板の最も下部に取り付けたひずみゲージで計測された曲げモーメントの時刻歴を図 6.12 で比較する。

図 6.3, 6.13 などからわかるように、普通矢板による縮切の場合 (実験 E25) には加振中曲げモーメントが増加し続けるのに対し、排水機能付矢板を用いると実験 E26, E27 いずれの場合も、加振途中で曲げモーメントの変化が止まってしまう。また、図 6.13 によると、加振開始直後には曲げモーメントは土の実験でもほぼ同様に増加する。この間、盛土の沈下量も図 5.97 に示したように 3 つの実験の間でそれほど差が生じない。しかしながら、実験開始 4 秒後になると、普通矢板による縮切を行なった実験 E25 ではモーメントの増加率がわずかながら小さくなり始めるが、排水機能付矢板を用いたケース (実験 E26, E27) では、曲げモーメントはそのまま増加を続ける。特に排水材を縮切外側に設置した実験 E26 でその傾向が強く現れている。図 5.97 によると、この時間帯には普通矢板縮切の場合よりも排水機能付矢板縮切の場合の方が

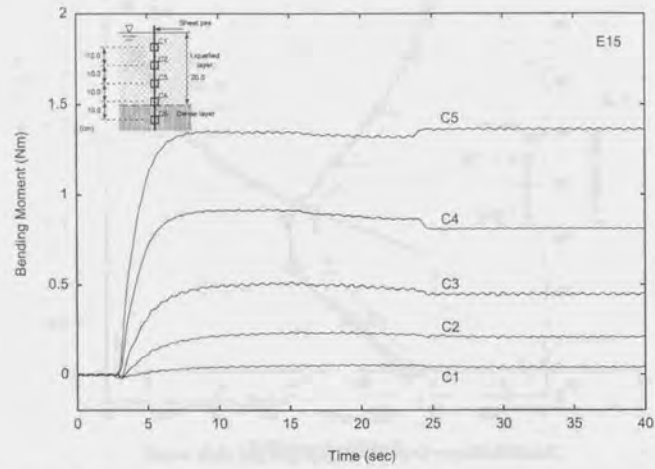


図 6.10: 液状化層厚が小さい場合 (実験 E15) の曲げモーメント漸増成分の時刻歴

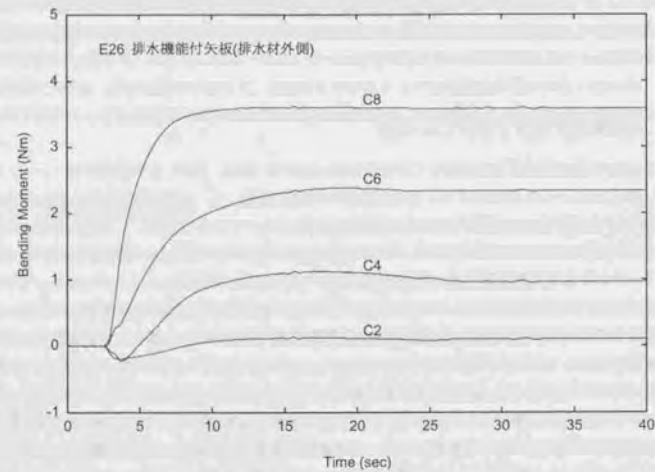


図 6.11: 排水矢板 (実験 E26・排水材締切外側) を用いた場合の矢板曲げモーメント漸増成分の時刻歴

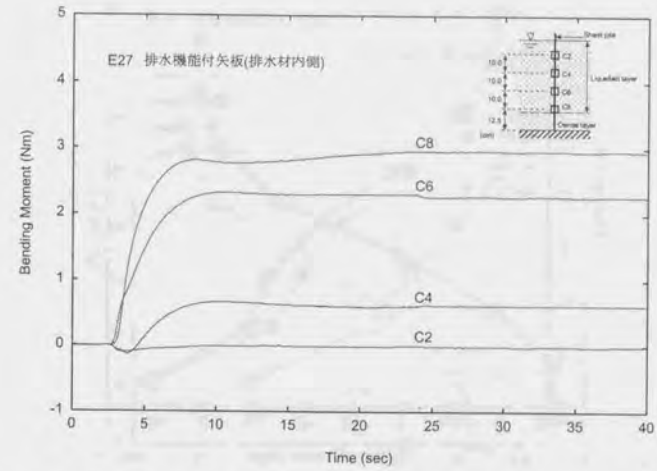


図 6.12: 排水矢板 (実験 E27・排水材締切内側) を用いた場合の矢板曲げモーメント漸増成分の時刻歴

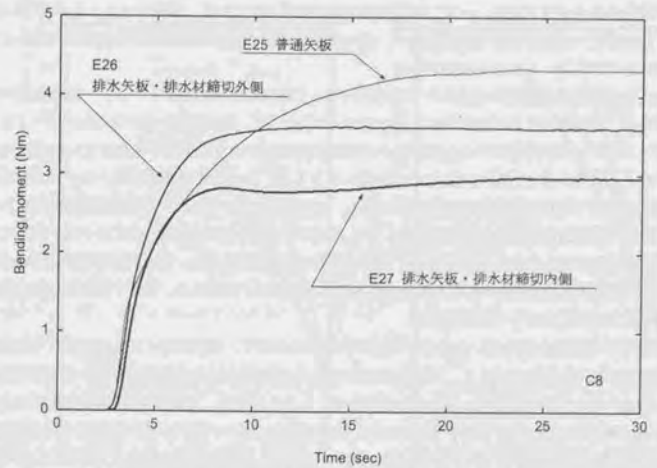


図 6.13: 普通矢板の場合と排水機能付矢板を用いた場合の矢板下端付近での曲げモーメント漸増成分の比較

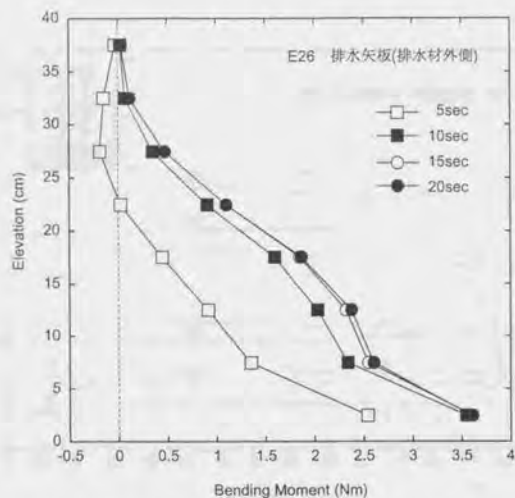


図 6.14: 排水矢板縮切の場合 (E26: 排水材外側) の曲げモーメント漸増成分の鉛直方向分布

盛土沈下量が大きくなっている。また、図 5.98, 5.99 に示したように、盛土の沈下速度も排水矢板縮切の場合の方が大きい。その後、実験開始後 10 秒程度経過すると、排水機能付矢板を用いた場合は曲げモーメントは増加をやめ一定値となる。一方、普通矢板縮切の場合 (E25) は、曲げモーメントが増加し続ける。この時、盛土の沈下速度が今までと逆転して、排水機能付矢板の場合の方が普通矢板縮切の場合よりも小さくなるのが図 5.98, 5.99 から確認できる。

図 6.14, 6.15 に排水機能付矢板を用いて縮切を行なった場合の矢板の曲げモーメント漸増成分の鉛直方向分布を示す。普通矢板による縮切の場合 (図 6.6) と比較して、矢板杭頭付近の負の曲げモーメントがあまり生じておらず、矢板に作用する土圧の重心が普通矢板の場合よりも矢板の杭頭に近い位置になっていることが考えられる。図 5.102, 5.103 などでも説明したように、排水機能付矢板を用いると排水材を設置した側の矢板の近辺で過剰間隙水圧の消散が早く進む。特に地盤の深い部分での水圧低減効果が大きいので、排水材を縮切外側に設置した場合 (実験 E26) では、矢板の下部を水平地盤部が押し返す力が大きくなり矢板に作用する土圧の重心は普通矢板の場合よりも矢板杭頭に近くなる。また、排水材が縮切内側の場合 (実験 E27) では、矢板下部で縮切内の液状化砂が矢板を押し返す力が小さくなるため、やはり作用土圧の重心は普通矢板の場合よりも高くなると考えられる。

図 6.16 に排水機能付矢板を用いた場合の矢板の変形状況を示す。普通矢板による縮切を行った実験 E25 の矢板変形状況図 6.7 と比較すると、加振開始直後 (5sec) には排水材の設置位置に関わらず普通矢板の場合よりも排水矢板の方が変形が早く進むことが分かる。しかしながら、加振開始後 10 秒を過ぎると、排水矢板の場合は変形が止まっているが、図 6.7 に示した普通矢板のケースでは矢板の変形は進み続ける。

すでに 6.2.1 節で説明したように、普通矢板の場合は加振後しばらくは矢板が盛土支持地盤の水平方向への側方流動を抑制して盛土の沈下が軽減されるが、ある程度矢板の変位が進んだ後、盛土支持地盤は盛土法尻と矢板杭頭の隙間の方に向かって流動をはじめ、また間隙水圧の消散に伴う地盤の沈下が進むため、矢

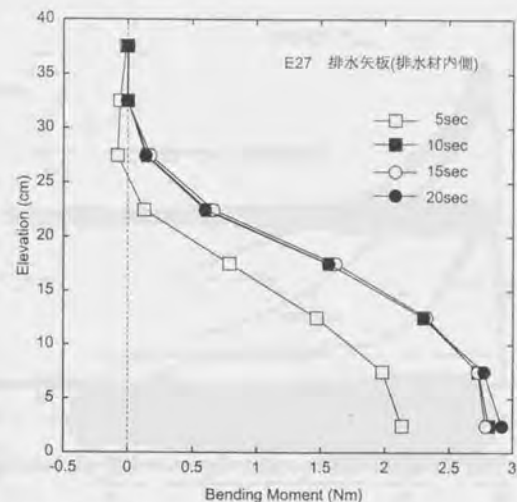


図 6.15: 排水矢板縮切の場合 (E27: 排水材内側) の曲げモーメント漸増成分の鉛直方向分布

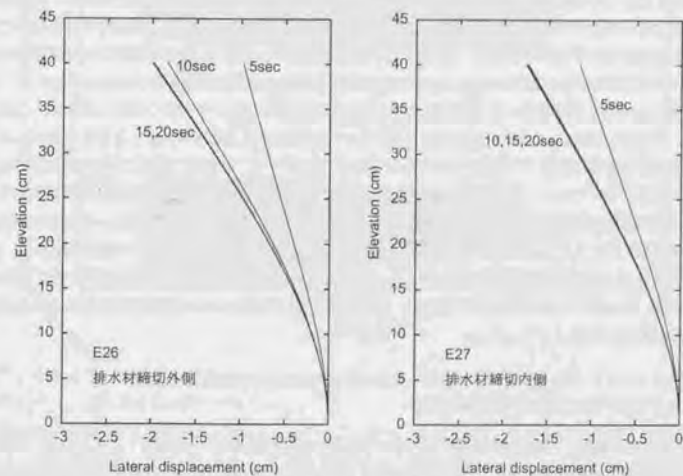


図 6.16: 排水機能付矢板を用いた場合の矢板変形状況の推定値

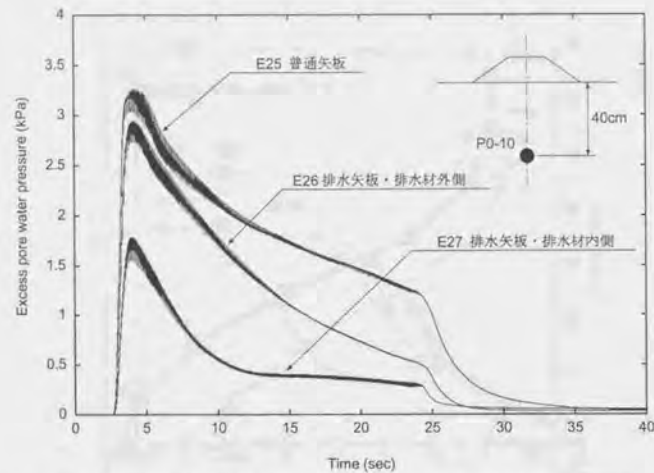


図 6.17: 普通矢板の場合と排水機能付矢板を用いた場合の盛土直下深い位置（液状化層下面）での過剰間隙水圧

板締切の効果があらわれなくなる。一方、排水機能付の矢板を用いた場合には、排水機能による過剰間隙水圧の上昇が抑制されることから矢板に作用する土圧の重心が比較的高く（地表面に近く）、矢板杭頭は加振直後から大きく外側に広がってしまう。その結果、矢板杭頭と盛土法尻の間が大きく開き、液状化した砂の噴き出しが発生しやすくなる。また、図 5.102, 5.103 に示したように、排水機能付矢板を用いた場合には過剰間隙水圧の消散が早く進む。図 6.17 には盛土直下の深い位置（液状化層の下面）で計測した過剰間隙水圧の時刻歴を示す。図 6.17 から排水矢板を用いた場合に水圧の消散が早まることわかる。つまり、排水矢板を用いると液状化に伴う地盤の圧縮沈下が普通矢板の場合よりも早く進むと言える。これらが原因で、図 5.97 に示したように、排水矢板を用いると加振直後の盛土沈下が大きくなると思われる。

普通矢板の場合（E25）でも排水矢板の場合（E26, E27）でも、その後、矢板に作用する土圧の重心はより地表面に近づいていく。普通矢板の場合、土圧の重心が地表に達するまで比較的時間が掛かり、その間、矢板の変位は進行し、盛土はある程度の底面沈下速度を保ったまま沈下を続ける。しかしながら、排水矢板の場合には、もともと土圧の重心が高い位置にあり、早い段階で土圧重心は地表面に達する。従って、実験開始後 10 秒程度経過すると矢板の側方への変位も止り、盛土底面の沈下速度が徐々に低下しはじめる。その結果、加振後半には盛土の沈下速度は、排水矢板を用いた場合の方が普通矢板の場合よりも小さくなるものと考えられる。

6.2.4 曲げモーメントの振動成分

図 6.18 に実験 E25 で計測された矢板曲げモーメントの振動成分の時刻歴を示す。図 6.3 に示した曲げモーメントの漸増成分と比較すると、矢板の杭頭部分（C2, C4）では漸増成分と振動成分は同程度の大きさとなっているが、矢板の下端部分（C8）では、漸増成分に対して振動成分は小さいことが分かる。

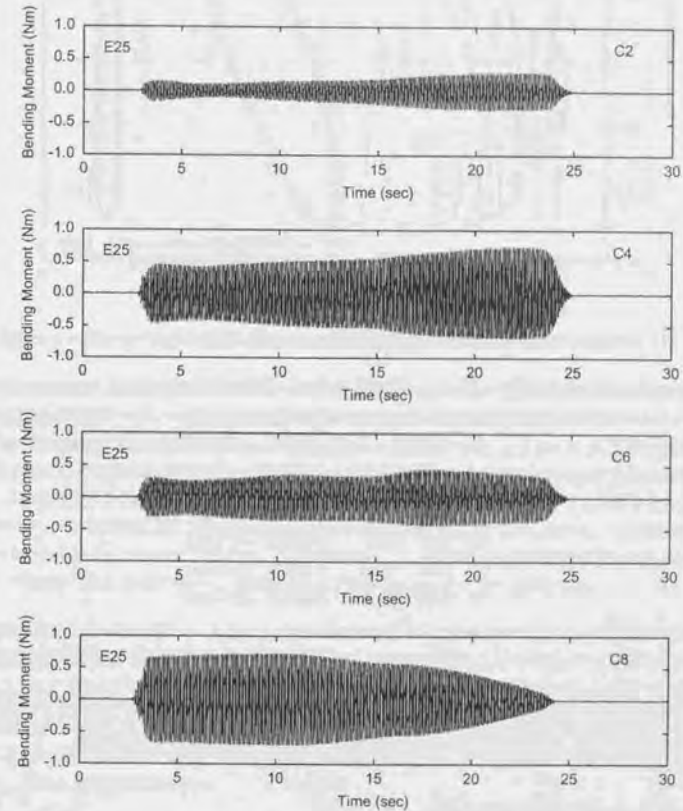


図 6.18: 実験 E25 の矢板曲げモーメントの時刻歴（振動成分）

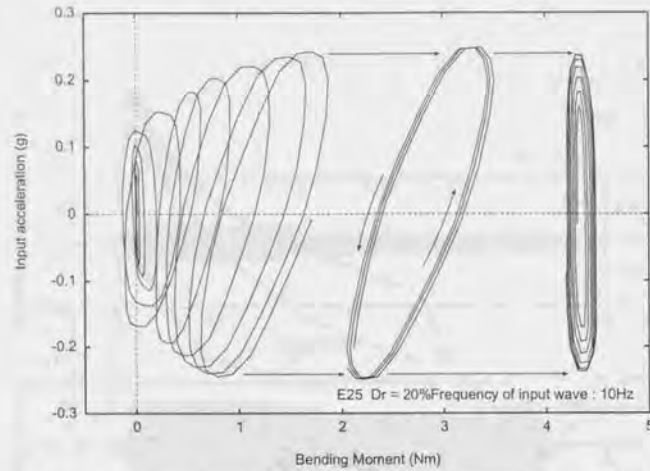


図 6.19: 普通矢板縮切 (E25) の入力加速度と矢板下端付近 (C8) の曲げモーメントとの関係

現行設計手法で示された最大の振動成分荷重 $P_{d,max}$ (式 1.7) が矢板に作用するとして矢板に発生する曲げモーメントを計算し、実験結果と比較・検討する。地盤が完全に液状化していると考え、水平地盤部での過剰間隙水圧比 R_u は 1.0 とし、設計水平震度 k は液状化層内の加速度から 0.1 として計算した。簡単のため、これらのパラメータは深さによらず鉛直方向に一定値とした。計算結果は次の通りである。

C2	2.84 (Nm)	(地表面 -7.5cm)
C4	6.06 (Nm)	(地表面 -17.5cm)
C6	8.30 (Nm)	(地表面 -27.5cm)
C8	9.34 (Nm)	(地表面 -37.5cm)

実際の設計では、さらに矢板の剛性に応じた低減係数がかかるのだが、本実験で用いた矢板模型は矢板の形状までは模擬していないので、これを計算することができない。しかしながら、図 6.18 と計算結果を比較すると、係数 α_d を 0.1 程度にすればすべての深さで実験結果を上まわることができる。ただし、C4 の実験結果を見れば、深さ方向の振動成分の分布が設計法から得られるものとは異なっていることがわかる。振動成分については、深さ方向の位相差など、今後、さらに詳しく検討を行う必要がある。

6.2.5 入力加速度と矢板の曲げモーメント

図 6.19 に振動台の加速度と矢板下端付近の曲げモーメント (C8) の関係を示す。図 6.19 によると、矢板の曲げモーメントは入力加速度の変化に対応してループを描くものの、漸増成分を考えれば入力加速度から大きな影響を受けずに増加していくように見える。一方、図 6.20 に示した入力加速度と矢板杭頭の水平変位の関係によると、入力加速度が負のピークから正のピークまで変化する間に矢板の変位が大きく増加し、逆に正のピークから負のピークに変化する時には矢板の変位はわずかに減少する様子がわかる。

図 6.21 に液状化層の相対密度が 0% の場合 (E20) の矢板下端の曲げモーメントと入力加速度との関係を

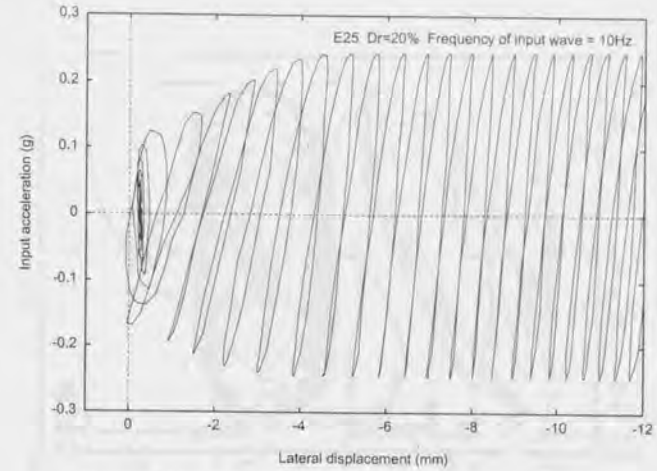


図 6.20: 普通矢板縮切 (E25) の入力加速度と矢板杭頭の水平変位との関係

示す。図 6.22 は、図 6.21 の曲線の一部をとりだしたものである。また、図 6.23 に矢板杭頭の水平変位と入力加速度との関係を示す。矢板の下端の固定条件の影響により曲げモーメントの値が小さくなっているが、変化の傾向は実験 E25 と同様である。

図 6.24 に入力加速度の周波数が 3Hz の実験 E24 の矢板下端の曲げモーメント (C8) と入力加速度を示す。入力加速度周波数が 3Hz の場合には、10Hz の場合に比べて、入力加速度のサイクルが少ないうちに曲げモーメントが最大値に達してしまうため、関係があまり明瞭でない。しかしながら、入力加速度が負のピークから正のピークにむかう時にモーメントが増加し、その増加量は入力加速度が正のピークから負のピークに向かうときの曲げモーメントの減少量よりもやや大きいということが言える。

6.3 矢板壁に作用する土圧の推定

矢板を弾性体と仮定し、図 6.25 に示すように、液状化層下面 ($z=0$) で固定端・液状化層の上面 ($z=H$) で自由端の鉛直な片持ち梁と考えると、曲げモーメントの深さ方向分布 $M(z)$ から作用土圧分布 $P_h(z)$ を推定する。 H は液状化層の層厚である。弾性梁 (矢板) の曲げモーメント $M(z)$ と荷重 (作用土圧) $P_h(z)$ との間には、次のような関係が成り立つ。

$$\frac{d^2 M}{dz^2} = -P_h \quad (6.1)$$

従って、実験結果から矢板の曲げモーメントの鉛直方向の分布 $M(z)$ を求めることができれば、式 (6.1) より矢板に作用した土圧 $P_h(z)$ を計算することができる。

実験 25 で計測された矢板の曲げモーメント鉛直方向分布は図 6.6 に示した通りである。ただし、すでに述べたように、図 6.6 に示した曲げモーメントは計測値から振動成分を取り除いた漸増成分である。この曲げモーメント分布の近似曲線を求める。近似曲線として高次の多項式を用いればよりうまく測定値を近似できるが、次数を大きくすると最終的に得られる土圧分布の計算結果が不安定になることがわかってい

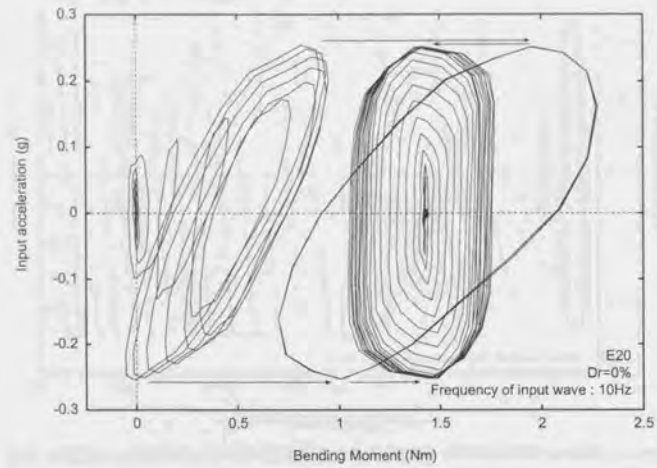


図 6.21: 普通矢板縮切 (E20) の入力加速度と矢板下端付近の曲げモーメントとの関係

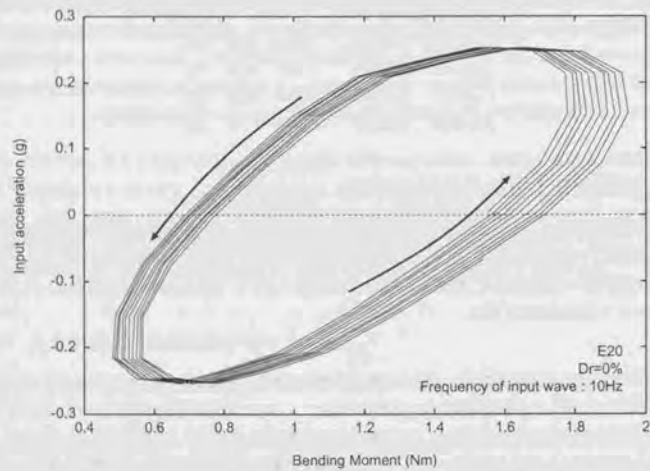


図 6.22: 普通矢板縮切 (E20) の入力加速度と矢板の曲げモーメント (2)

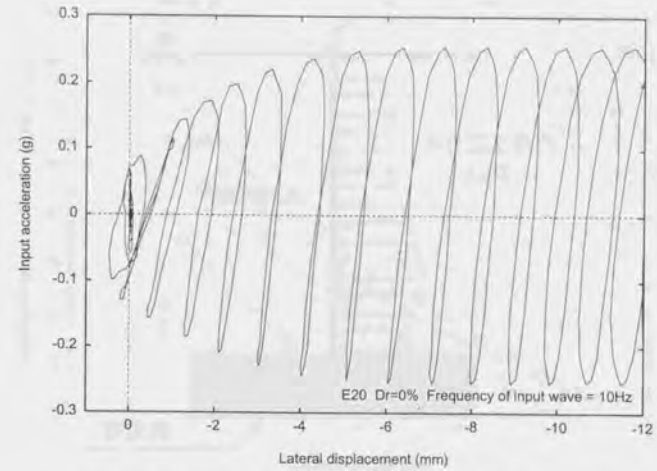


図 6.23: 普通矢板縮切 (E20) の入力加速度と矢板杭頭の水平変位との関係

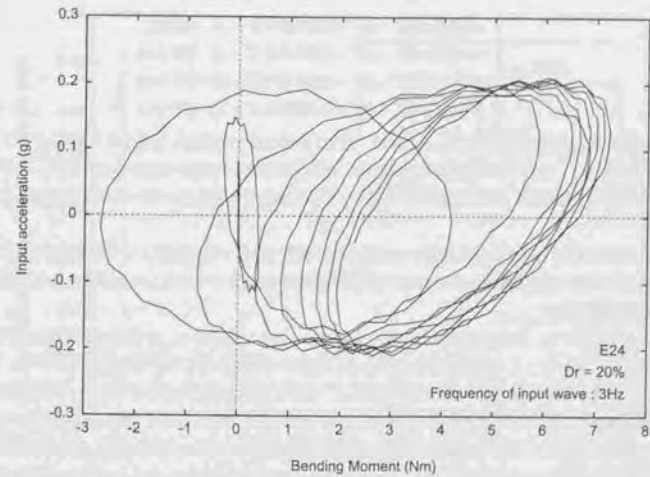


図 6.24: 普通矢板縮切 (E24) の入力加速度と矢板下端付近の曲げモーメントとの関係

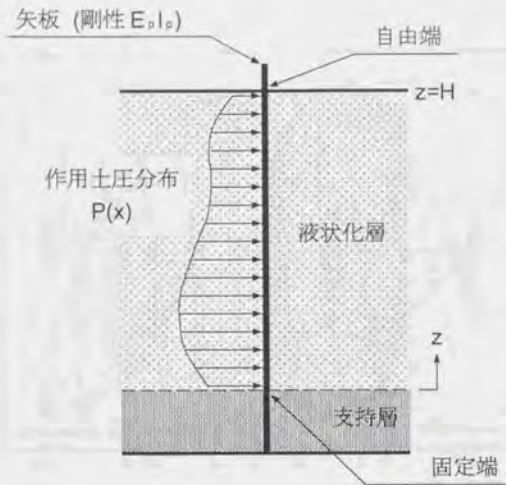


図 6.25: 矢板を鉛直な片持ち梁と仮定

(水谷・東畑 1998)。そこで、ここでは近似曲線として放物線を用いた。液状化層の上面で曲げモーメント M がゼロとなるように、最小自乗法により放物線の各係数を計算すると、

$$M = \begin{cases} 0.031917(H-z)^2 - 0.630890(H-z) & (5 \text{ sec}) \\ 0.035679(H-z)^2 - 0.364766(H-z) & (10 \text{ sec}) \\ 0.032951(H-z)^2 - 0.101404(H-z) & (15 \text{ sec}) \\ 0.029214(H-z)^2 + 0.093951(H-z) & (20 \text{ sec}) \end{cases} \quad (6.2)$$

液状化層の層厚 H は実験 E25 では 40cm である。式 6.2 の放物線を実験値と比較すると図 6.26 のようになる。図 6.26 によると、高さ 30~40cm の地表近くでは近似曲線と測定値の差がやや大きい。しかしながら、全体的に見れば実験値をうまく近似できており、近似曲線として放物線を用いるのは妥当であると考えられる。

式 (6.2) を二階微分すれば矢板に作用する土圧 P_h が計算できる。近似曲線として放物線を用いたので、求められる土圧 P_h は鉛直方向に一定となる。図 6.27 に実験 E25 について以上の手順で求めた矢板に作用する土圧の時刻歴を示す。

以上のような手法では、土圧の鉛直方向の変化を考慮していないことから、計算結果に作用土圧の重心位置の影響が含まれていることに注意する必要がある。実際に矢板に作用している土圧が同じでも、その作用点(重心)が異なれば矢板に発生する変形も異なる。同じ土圧を矢板に作用させる場合、作用点が矢板下端付近にある場合の方が矢板の杭頭付近にある場合よりも矢板のたわみが小さく(従って、曲げモーメントも小さく)なるのである。本稿で計算した作用土圧は矢板の曲げモーメントから逆算したものであるから、実際に矢板に作用している土圧が同じでも、その作用点が矢板下端付近にある場合の方が杭頭付近にある場合よりも計算結果として得られる土圧は大きくなる。以下の議論で、推定された土圧が一定なのにも関わらず矢板の変形が進むような現象がしばしば確認されるが、これは土圧の作用点(作用重心)が変化して

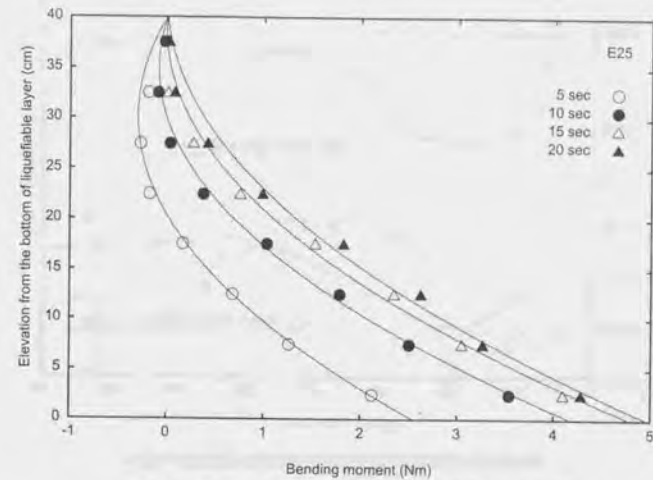


図 6.26: 曲げモーメント(漸増成分)分布の放物線による近似

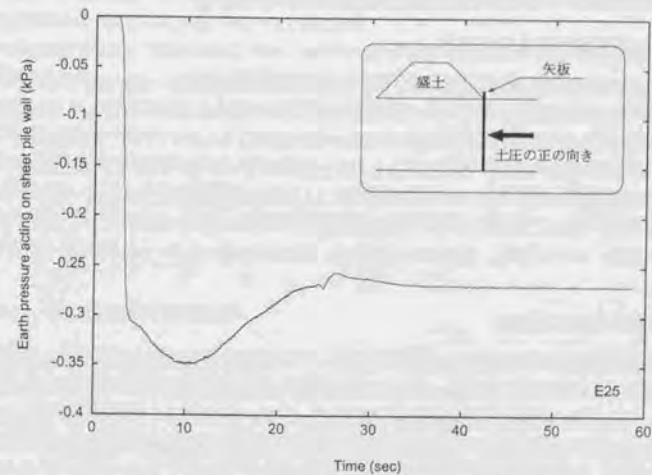


図 6.27: 曲げモーメントの実験値から推定した矢板に作用する土圧の時刻歴

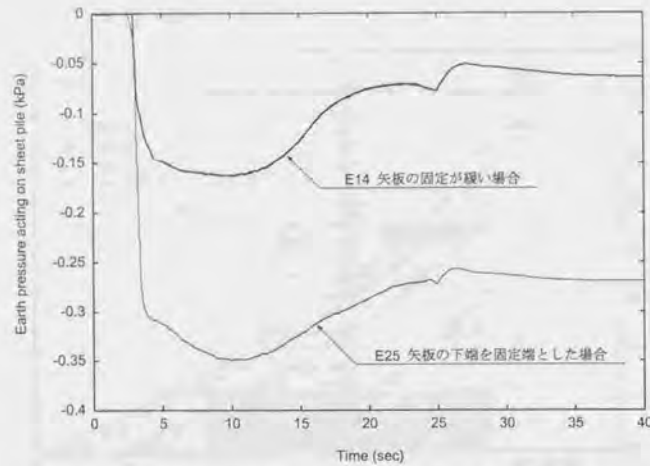


図 6.28: 矢板下端の固定条件の差異による作用土圧の変化

いるためであると考えられる。

6.4 実験条件・各種対策工法の土圧に与える影響

6.4.1 矢板下端固定条件の影響

図 6.28 に矢板下端の固定条件が異なる場合の作用土圧の推定時刻歴を示す。実験 E14 では矢板の下端はアングルを用いて土槽底板にガムテープで簡単に固定しただけであるのに対し、実験 E25 では矢板下端は土槽底板に完全に固定され、さらに支持層内で矢板がたわまないようになっている。図 6.28 より、矢板下端の固定条件が緩い場合 (E14) では推定される作用土圧はかなり小さくなっている。矢板の曲げモーメント分布から土圧を求める際に矢板下端で固定端であることを仮定しているが、実験 E14 では矢板下端での回転が許されているため、曲げモーメントから推定される土圧は実際に矢板に作用している土圧よりも小さくなるのである。しかしながら、実験 E14, E25 では、時刻歴の曲線の形そのものは非常に良く似ている。

6.4.2 液状化層厚の影響

図 6.29 に実験 E15 について推定した土圧の時刻歴を示す。実験 E15 は液状化層の層厚を 20cm と薄くした実験である。計算にあたっては、液状化層と支持層の境界で矢板が固定端となっているものと仮定した。

実験 E15 での矢板の固定条件は実験 E14 のものと同じで、やや固定がゆるくなっている。実験 E14 での土圧 (図 6.28) と図 6.29 を比較すると、矢板に作用する土圧は液状化層の層厚にそれほど影響されないことがわかる。

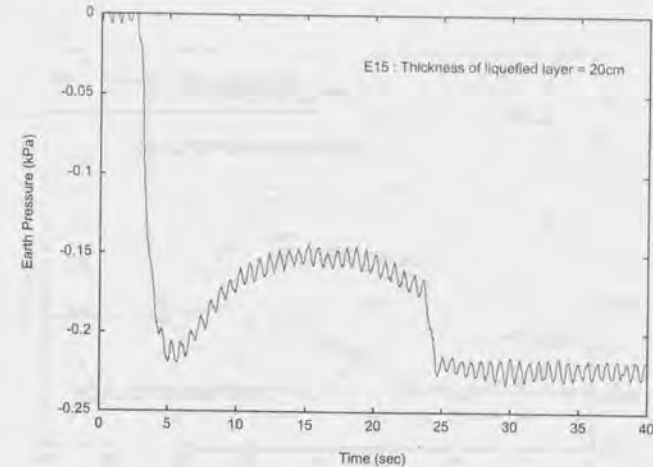


図 6.29: 液状化層厚が薄い場合の作用土圧時刻歴

6.4.3 入力最大加速度の影響

図 6.30 に実験 E16, E25 の推定作用土圧の時刻歴を示す。実験 E25 では入力波の最大加速度が $0.25g$ であるのに対し、実験 E16 では入力最大加速度は $0.12g$ である。図 6.30 から、入力加速度が小さい場合 (E16) では矢板に作用する土圧が非常に小さいことがわかる。

入力加速度が $0.25g$ の場合 (E25) では、地盤内の過剰間隙水圧は加振中は高い状態を保つが、入力加速度が小さい場合 (E16)、地盤内の過剰間隙水圧が加振中に消散を始めてしまうことがわかっている (図 5.79)。そこで、矢板に作用する土圧と矢板周辺の過剰間隙水圧との関係を調べてみる。加振開始後、過剰間隙水圧は最大値 (図中の点 A, A') まで上昇し、それと共に作用土圧も上昇する。この間、水圧と土圧の間に非常に良い相関関係があることがわかる。しかしながら、過剰間隙水圧が消散をはじめゼロに戻っても (図中の B, B' 点) 土圧は残留する。ただし、残留する土圧は A, A' 点付近で記録する土圧の最大値よりも多少減少した値となる。これは、間隙水圧消散時に土圧が減少するのに伴い、矢板が地盤を押し戻すためであると思われる。

6.4.4 排水機能付矢板の効果

図 6.32 に排水機能付矢板を用いた実験 (E26, E27) の結果から推定された土圧の時刻歴を示す。普通矢板を用いた実験 E25 の結果も同時に示してある。図 6.32 から、排水機能付の矢板を用いると、矢板に作用する土圧を低減できることが分かる。特に、排水材を締切内側に設置した場合 (E27) では、土圧の最大値・最終値ともに普通矢板の場合よりも大きく軽減されている。排水材を締切外側に設置したケース (E26) では、土圧の最終値は小さくなっているものの、最大値は普通矢板締切の場合 (E25) と変わらない。

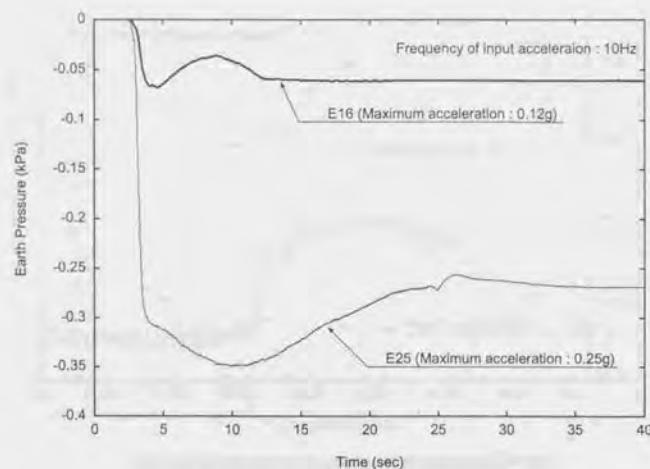


図 6.30: 入力最大加速度が作用土圧に与える影響

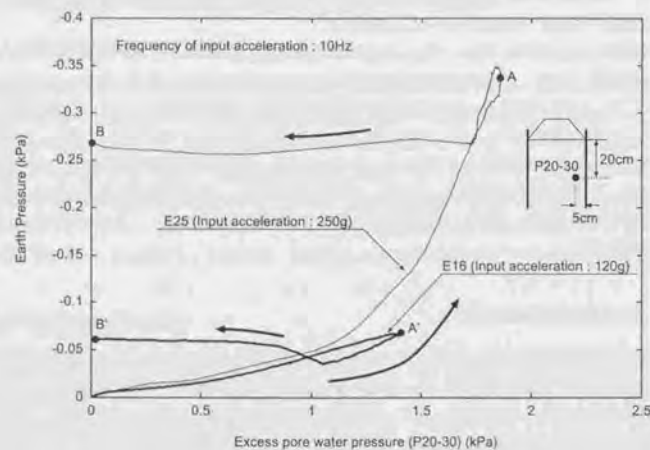


図 6.31: 入力最大加速度の影響・作用土圧と矢板付近の過剰間隙水圧の関係

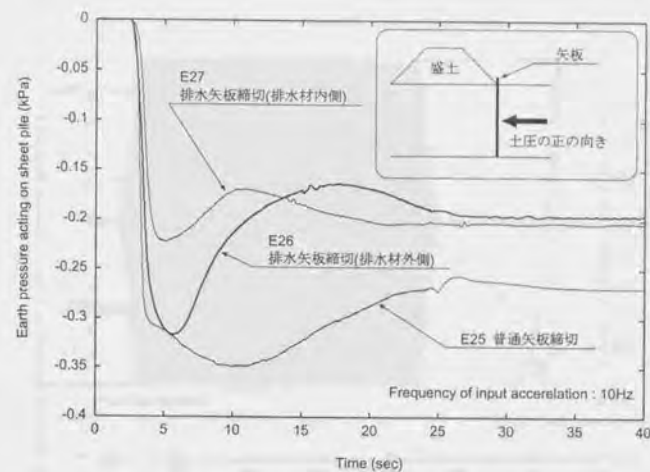


図 6.32: 排水機能付矢板による作用土圧の低減効果

6.4.5 入力波の周波数・押え盛土の効果

入力波の周波数が3Hzの実験ケース(E24, E28)について土圧を推定し図6.33に示す。実験E24は普通矢板締切を行ったケース、実験E28は普通矢板締切に押え盛土を併用したケースである。入力加速度周波数が3Hzの場合、周波数が10Hzの場合(図6.32)の2倍近くの大きな土圧が矢板に作用している、しかしながら、普通矢板による締切だけを行なったケース(E24)では、土圧は加振直後に最大値となった後急速に減少していく。これは、矢板と法尻の間から土砂が噴出することによって矢板締切内の土の圧力が解放されるからであると思われる。それに対して、矢板締切工法に押え盛土工法も併用した実験E28では、土圧は最大値に達した後そのままの値を維持しており、矢板が締切内の土圧を受け持っていることが分かる。

6.5 締切矢板と地盤の挙動のまとめ

ここまでの議論を総合して、締切矢板及び液状化した地盤が加振中の挙動を時系列的に説明する。また、普通矢板締切に押え盛土を併用した場合、排水機能付矢板を用いた場合について、普通矢板による締切の場合との挙動の違いを検討する。

6.5.1 普通矢板による締切工法

図6.34に矢板に作用する土圧の推定値と、矢板杭頭の側方変位の漸増成分の関係を示す。図6.34に示した土圧-変位関係は、普通矢板締切・入力波の周波数10Hzの場合(E25)のものである。加振直後からしばらくは矢板に作用する土圧と矢板の杭頭変位の間には比例関係が見られるが、その後、作用土圧は一定で矢板の変位のみが増加するようになる。このような現象が生じる原因として、作用土圧の重心の変化が考えられる。矢板の土圧を推定する際には、土圧の鉛直方向の変化は考慮せず、土圧は鉛直方向に一定として

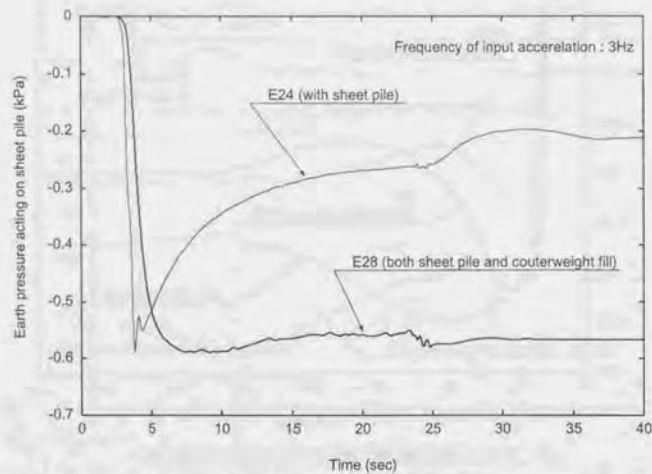


図 6.33: 入力波の周波数が 3Hz の場合の作用土圧の時刻歴

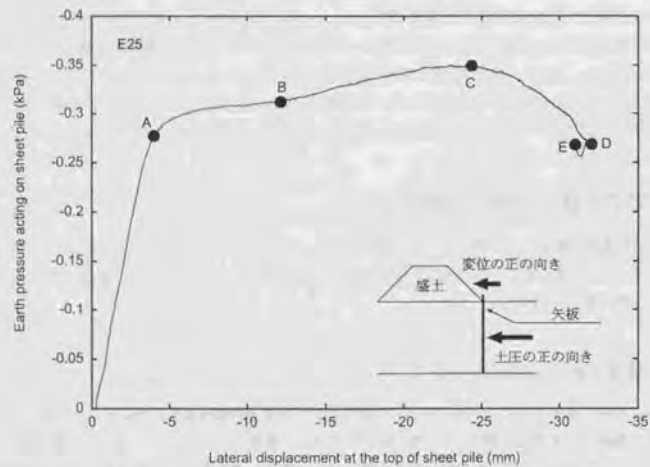


図 6.34: 矢板に作用する土圧と矢板杭頭の水平変位漸増成分の関係

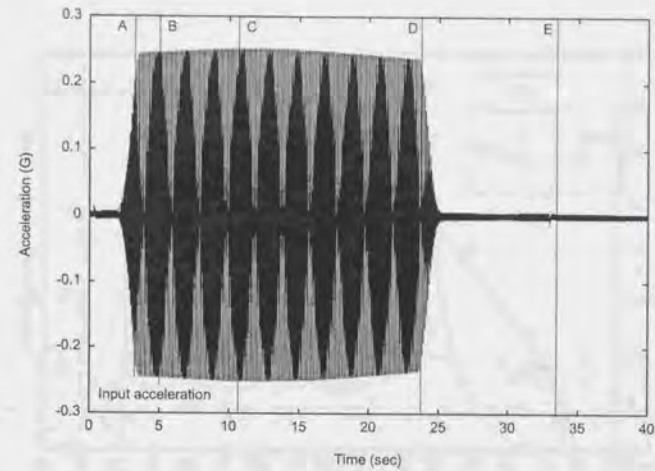


図 6.35: 入力加速度 (実験 E25)

計算を行った。したがって、計算された土圧は矢板単位面積あたりに働く平均的な土圧であると言ってもよい。しかしながら、実際には土圧分布は鉛直方向に変化するものと考えられ、分布形状自体も時々刻々変化すると思われる。そのため、推定された作用土圧が一定でも土圧の重心位置が変化している場合があり、その影響が変位の増加として表われる。

図 6.34 には作用土圧・矢板杭頭変位関係の特徴的な点をマークしてある。加振開始から点 A までの間は作用土圧と矢板の変位の間にはほぼ直線的な関係が見られる。点 A で土圧の増加率が減少しはじめ変位のみが進行するようになるが、点 B で土圧は再び増加をはじめ点 C で土圧は最大値を記録する。その後、土圧は減少を始めるが変位は増加し続け、点 D で矢板杭頭の変位が最大となる。その後変位は若干減少し、点 E に達したところで作用土圧・変位ともに一定となる。

これらの特徴点 A~E で、地盤挙動がどのように変化するかを調べるため、図 6.35~6.39 に入力加速度・盛土の底面沈下量の時刻歴・沈下速度の時刻歴・盛土直下地盤での過剰間隙水圧の時刻歴・矢板近くで計測された過剰間隙水圧の時刻歴を示す。それぞれの図中の点 A~E は図 6.34 の点 A~E に対応した点である。

加振開始から点 A

図 5.59 に示したように、加振がはじまり加速度が $0.1g$ 近くまで上昇したところで過剰間隙水圧の上昇がはじまり、急激に最大値まで上昇する。水圧の上昇開始から少し遅れて盛土が沈下を開始する。盛土の沈下速度は最大値を記録するが点 A に達するまでに最大値の 75% 程度にまで減少する。矢板に作用する土圧はこの間に最大値の 80% 程度にまで増加してしまう。加振開始から点 A までは、わずか 1~2 秒程度の短時間に起る現象である。この間、矢板に作用する土圧と矢板の変位は直線関係を持つ。点 A では入力加速度はまだ最大値に達していない。

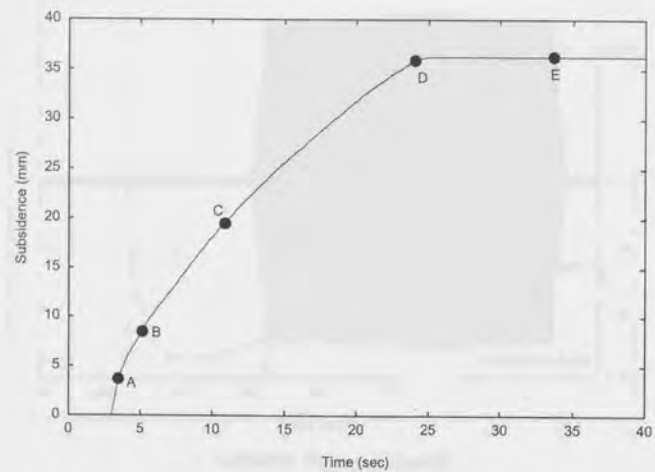


図 6.36: 盛土の底面沈下量時刻歴 (実験 E25)

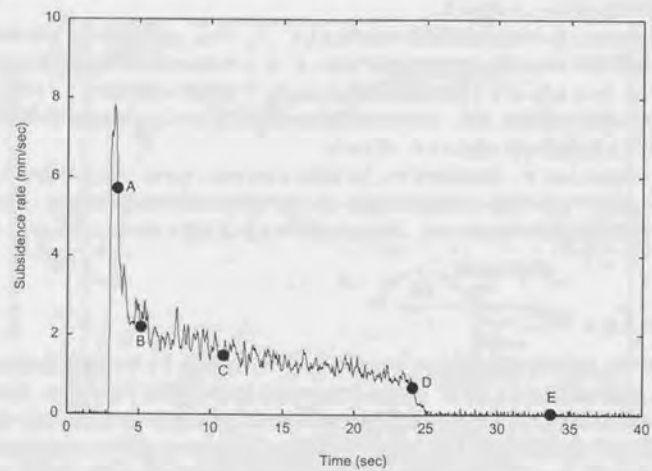


図 6.37: 盛土の底面沈下速度の時間変化 (実験 E25)

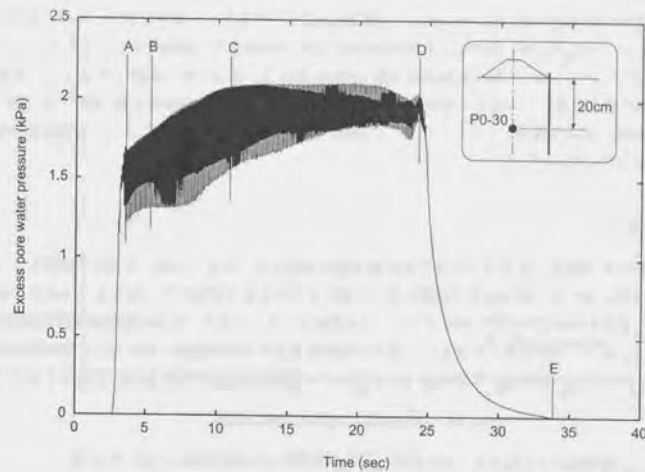


図 6.38: 盛土直下地盤の過剰間隙水圧の時刻歴 (実験 E25)

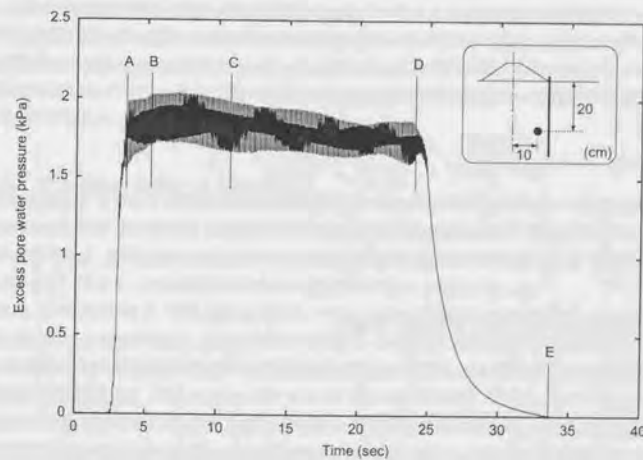


図 6.39: 矢板周辺 (締切内側) の過剰間隙水圧の時刻歴 (実験 E25)

点Aから点B

入力加速度が最大値に達して安定化する。過剰間隙水圧もやや落ち付く傾向を見せ、矢板に作用する土圧も安定化しはじめる。しかしながら、矢板杭頭の側方変位の増加量は、加振開始から点Aまでよりもむしろ大きくなっている。また、盛土の底面沈下量も増加し続ける。盛土の沈下速度は点Bまでは急激に低下する。矢板の変形状況は、矢板の下部が締切外側に向かって押され杭頭では盛土側に曲げられる形(図6.7の5secの状況と同様な変形)となっている。この間、図5.57などからわかるように、矢板締切の盛土沈下軽減効果が大きく現れている。

点Bから点C

過剰間隙水圧が微増し点Cまでの間にほぼ最大値に到達する。また、矢板に作用する土圧もゆっくりと増加し最大値に達する。盛土は沈下速度を徐々に落しながらも沈下を続ける。図6.3、6.6などで確認できるように、矢板杭頭付近での負の曲げモーメントが解消される。つまり、矢板の変形状況は杭頭が盛土側に曲げられているタイプから徐々に変化し、点Cでは矢板全体が水平地盤側に曲げられる様な変形状況(6.7の10sec以降の状況)になる。図5.57に示した様に、矢板締切の効果が見れるのはこの点Cまでであると考えて良い。

点Cから点D

入力加速度・過剰間隙水圧ともに安定した状態を保つ。盛土も比較的安定した沈下速度を保ちながらゆっくりと沈下を続ける。また、矢板の杭頭変位もゆっくりとではあるが増加を続ける。しかしながら、矢板に作用する土圧は点Cから徐々に減少を始める。この減少は、矢板に作用する土圧の重心が徐々に矢板の杭頭に近づいていることを意味している。つまり、盛土支持地盤の砂の流動方向が、盛土の締切外側へ向かう(その結果、矢板を押す)方向から矢板に沿って盛土法尻と矢板杭頭の間へと向かう(斜め上向き)方向に変化していくと考えられる。このため、矢板は地盤流動をそれほど抑止することができず、この時間帯には矢板締切を施しても盛土の沈下速度は無対策の場合と変わらない(図5.57参照)。

点Dから点E

入力加速度が減少し、振動台が停止すると同時に過剰間隙水圧は消散をはじめ点Eではほぼ完全に消散してしまう。盛土は若干沈下するが、振動台が止まったころには沈下も止まっている。また、矢板の杭頭変位はわずかに減少する。矢板に作用する土圧は一旦減少するがすぐに点Dの値に戻る。

6.5.2 矢板締切と押え盛土を併用した場合

盛土法尻での矢板締切と押え盛土を併用した実験E28について、矢板に作用する土圧と矢板の水平変位の関係を図6.40に示す。図6.40の曲線の傾きは徐々に小さくなってはいるが、矢板締切のみの場合(実験E25)の図6.34のように、土圧が一定のまま矢板の変位のみが急激に進んだり、土圧が減少するのに変位が進むといった挙動は見られない。図中の点Aは、土圧が最大となる点であるが、この時変位もほぼ最大となっていることがわかる。

図6.41、6.41に、実験E28の盛土底面沈下量の時刻歴・締切内の過剰間隙水圧を示す。図中の点Aは、図6.40の点Aに対応したものである。図6.41によると、点Aは盛土の沈下速度が変化する点であること

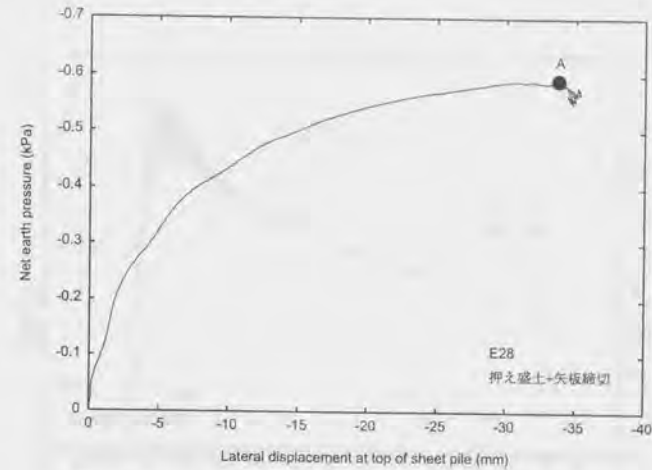


図6.40: 土圧と矢板杭頭の水平変位の関係・実験E28(押え盛土+矢板締切)

がわかる。この実験E28では、矢板締切と押え盛土を併用しているため、法尻での噴砂は発生しない。さらに、点Aは矢板の変位が最大になる点でもあるから、点Aまでの盛土の沈下は矢板が徐々に変形していくのに伴うものであると考えられる。

点A以降の沈下は矢板の変形とは別の原因によるものと考えられる。別の原因として考えられるのは、過剰間隙水圧の消散による地盤の圧密沈下・ゆり込み沈下などである。図6.42に示した矢板付近の過剰間隙水圧は点A以降も消散していないが、図6.43の盛土直下の深い地点での水圧計の記録では点A以降消散がはじまっており、液状化層の下面から徐々に液状化状態が解消されて地盤の圧密沈下が進んでいることが推測される。

6.5.3 排水機能付矢板による締切工法

図6.44には、入力波の周波数10Hzで排水機能付矢板を用いて締切を行なった場合の土圧と矢板の水平変位の関係を示す。図6.34の普通矢板の場合(E25)に比べて排水矢板の場合(E26, E27)にはグラフの傾きが小さい。つまり、排水矢板の方が見かけ上軟らかいという結果となった。

これは、すでに述べたように、図6.44に示している土圧の推定値には矢板に作用する土圧の重心位置の影響も含まれているためである。排水機能付の矢板を用いると地盤の深い位置での過剰間隙水圧の上昇が抑制され、矢板に作用する土圧の重心は矢板杭頭に近くなるため、図6.44では見かけ上矢板が軟らかくなっている。

普通矢板の場合と同じように、図6.44にもいくつかの特徴的な点を示した。点A、A'は土圧と矢板-水平変位曲線の傾きが急に小さくなる点。点B、B'は作用土圧が最大になる点。点C、C'は点Bを過ぎた後に土圧が最小となる点である。図6.45~6.52に、実験E26、27で計測された盛土の底面沈下量、沈下速度、締切内の過剰間隙水圧、締切外側の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。図中の点A~C、A'~C'は、図6.44の

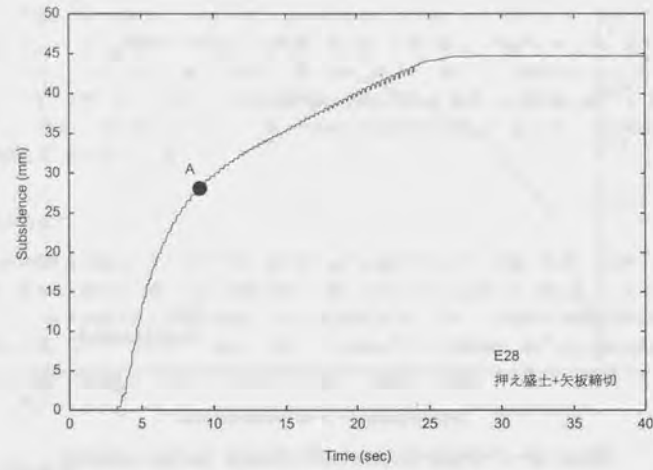


図 6.41: 盛土底面沈下量の時刻歴・実験 E28 (押え盛土+矢板縮切)

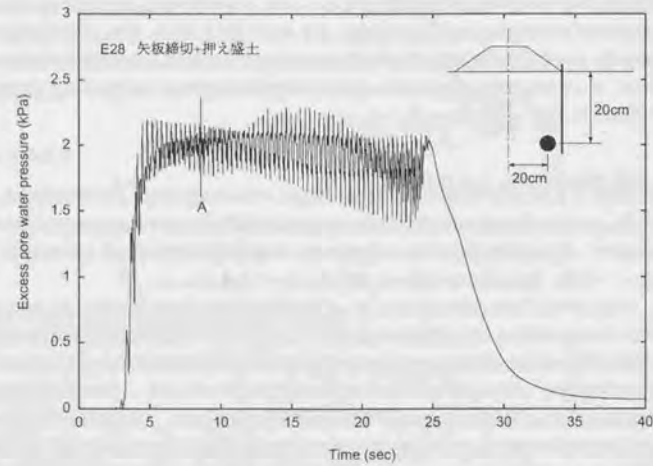


図 6.42: 締切内の過剰間隙水圧・実験 E28 (押え盛土+矢板縮切)

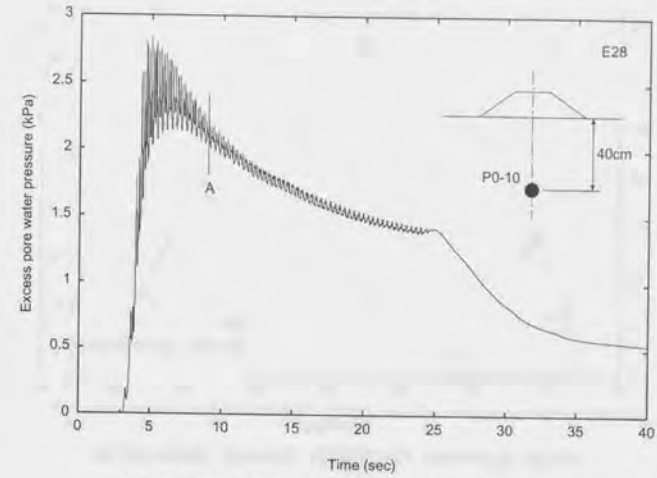


図 6.43: 締切内の過剰間隙水圧・実験 E28 (押え盛土+矢板縮切)

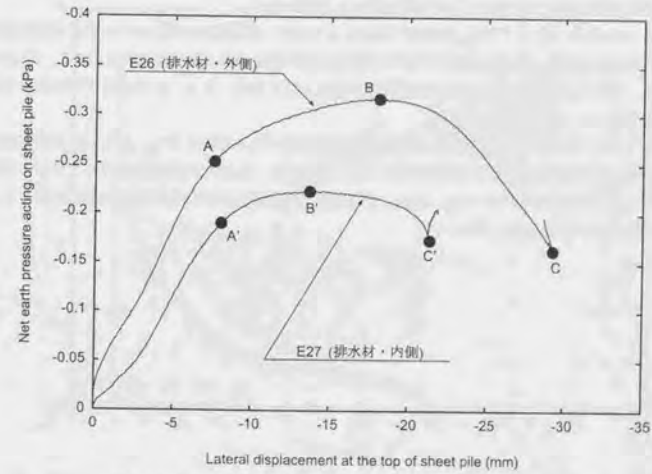


図 6.44: 土圧と矢板杭頭の水平変位の関係・排水機能付矢板の効果

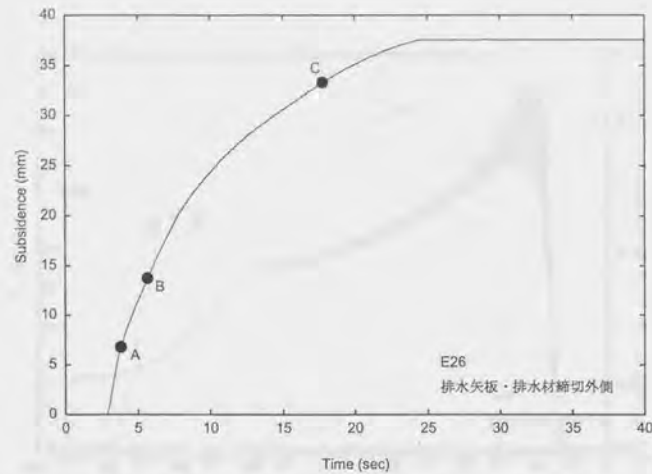


図 6.45: 盛土の底面沈下量: 実験 E26 (排水矢板・排水材締切外側)

それぞれの点に対応している。

加振開始から点 A, 点 A' までは, 過剰間隙水圧が上昇する過程である。この間の地盤の挙動は普通矢板の場合とそれほど大きな違いがない。図 5.98, 5.99 に示した盛土の沈下速度の比較でもこの間は普通矢板の場合と排水矢板の場合でそれほど大きな差が無いことがわかる。

点 A, A' から点 B, B' まででは, 短時間であることもあり, 過剰間隙水圧にはそれほど大きな変化は見られない。しかしながら, 矢板の変形が急激に進むのに伴い盛土の沈下量が増加する。また, 図 6.17 に示したように, 液状化層の下面から地盤の圧密沈下が発生しはじめる。点 B, B' の前後で盛土の沈下速度が普通矢板の場合よりも大きくなっている。

点 B, B' を過ぎると, 排水材を設置した側の過剰間隙水圧が徐々に始まり, 点 C, C' 以降は排水材を設置していない側の過剰間隙水圧の消散がはじまる。その結果, 盛土の沈下速度は低下していく。普通矢板の場合よりも水圧の消散がはやいので, 点 C, C' を過ぎた後は盛土の沈下速度は普通矢板の場合よりも排水矢板を用いた場合の方が遅くなる。

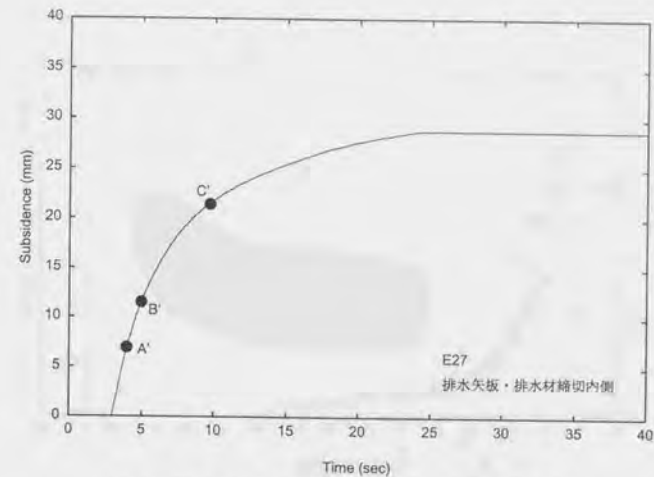


図 6.46: 盛土の底面沈下量: 実験 E27 (排水矢板・排水材締切内側)

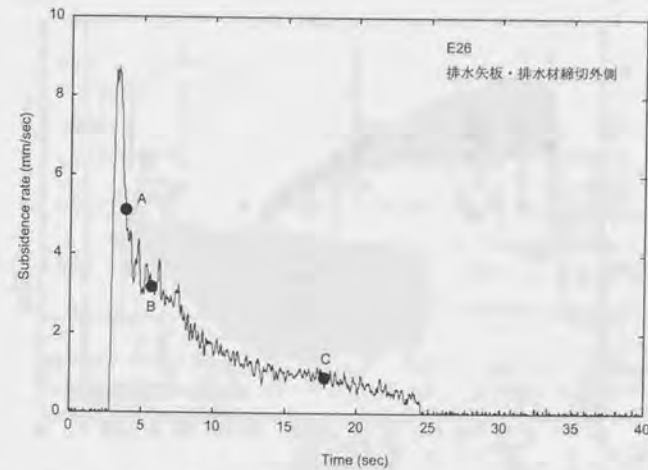


図 6.47: 盛土の沈下速度: 実験 E26 (排水矢板・排水材締切外側)

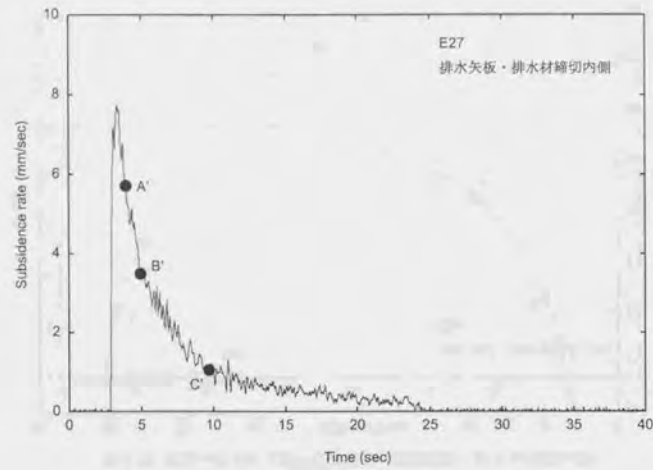


図 6.48: 盛土の沈下速度: 実験 E27 (排水矢板・排水材締切内側)

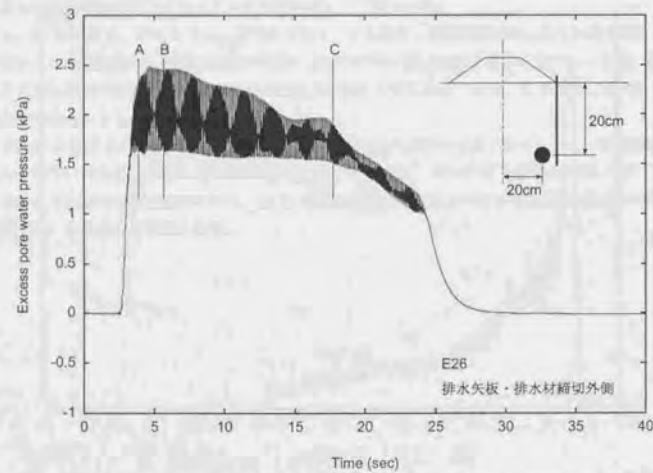


図 6.49: 矢板締切内の過剰間隙水圧: 実験 E26 (排水矢板・排水材締切外側)

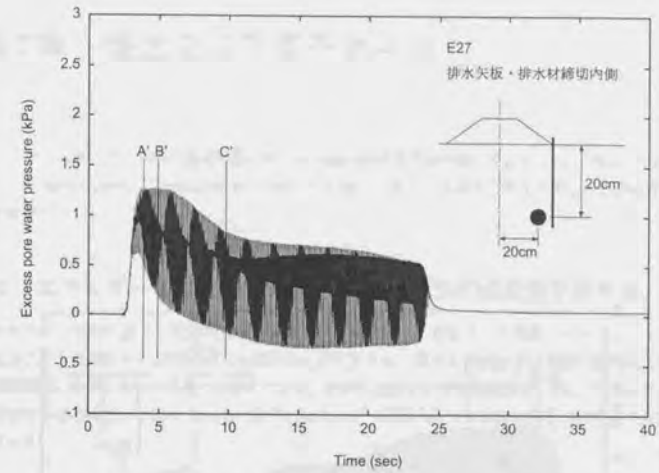


図 6.50: 矢板締切内の過剰間隙水圧: 実験 E27 (排水矢板・排水材締切内側)

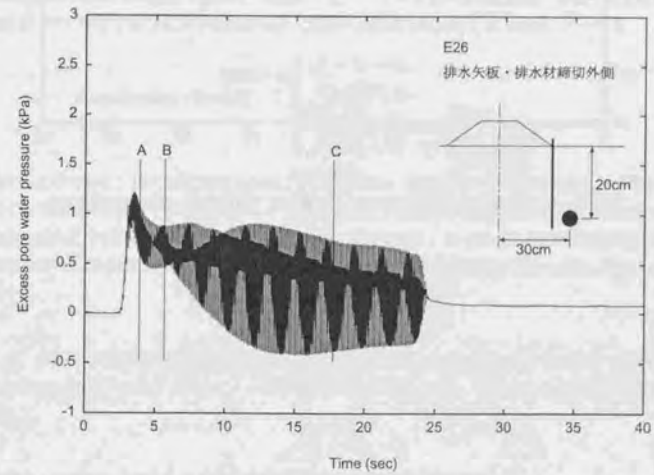


図 6.51: 矢板締切外側の過剰間隙水圧: 実験 E26 (排水矢板・排水材締切外側)

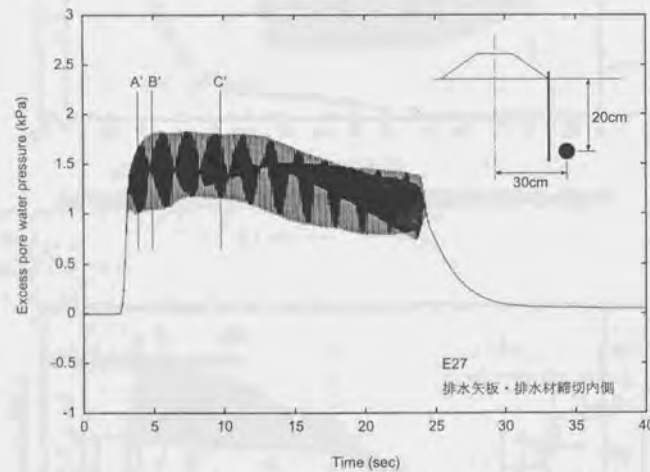


図 6.52: 矢板締切外側の過剰間隙水圧: 実験 E27 (排水矢板・排水材締切内側)

第7章 盛土の沈下量予測手法

ここでは、エネルギー原理に基づく液状化した地盤の流動量予測手法 (Sasaki et al. 1992, Towhata et al. 1992, Towhata 1997, Towhata et al. 1999) を応用して盛土の最終沈下量を予測し、実験結果との比較・検討を行う。

7.1 エネルギー原理に基づく液状化した斜面の流動量予測手法

エネルギー原理に基づく液状化地盤の流動量予測手法では、液状化した地盤のポテンシャルエネルギーが最小となる状態がその地盤の最大可能変位を表すとす。最大可能変位とは地盤の液状化現象が十分長い時間継続した際に生じうる最大の変位であり、実際の地震被害や模型実験などではこの値より大きな変位が発生することは無いと考えられる。以下にエネルギー原理の基づく液状化斜面の流動量予測手法の概略を述べる。

7.1.1 ポテンシャルエネルギーの求め方

図 7.1 のような斜面を考える。基盤面の高さ B 、液状化層の層厚 H 、地表面の不飽和層の層厚 T 、不飽和層の重量を含めた液状化層上面に働く上載圧 P は、いずれも水平方向に線形に変化するものと仮定する。 x 軸を図 7.1 に示したように水平方向右向き (斜面下流から上流向き) にとれば、

$$\begin{cases} B = B_0 + ax \\ H = H_0 + bx \\ T = T_0 + cx \\ P = P_0 + ex \end{cases} \quad (7.1)$$

と表すことができる。次に鉛直方向上向きに z 軸を設定し、液状化層内での鉛直方向のひずみ分布が図 7.2 に示すようにサインカーブで表現できるとする。このような変位の鉛直方向分布は、液状化する斜面地盤の模型実験などで実際に観察されている (例えば、豊田 1994)。さらに、地表面の不飽和層と液状化層上面の境界面では側方変位 u は連続であるとし、地表面不飽和層内では側方変位は高さ z によらないものと仮定する。

$$U(x, z) = F(x) \sin \frac{\pi(z-B)}{2H} \quad (7.2)$$

ここで、 $F(x)$ は地表面での水平変位であり、液状化した地盤は斜面上流から下流に向かって流れると考えられるので、斜面下流方向 (従って、 x 軸の負の方向) を正とする。液状化した砂が体積変化しないものとする。

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \quad (7.3)$$

が成立し、式 (7.2) (7.3) から、鉛直方向の変位 W が次式のように求められる。

$$W = -\frac{2}{\pi} \left\{ 1 - \cos \frac{\pi(z-B)}{2H} \right\} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) + \{ aH + b(z-B) \} \frac{F}{H} \sin \frac{\pi(z-B)}{2H} \quad (7.4)$$

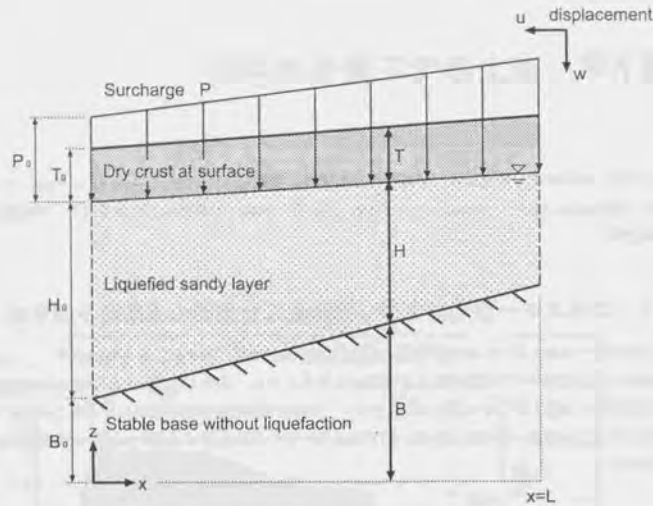


図 7.1: 解析対象とする液状化した斜面地盤

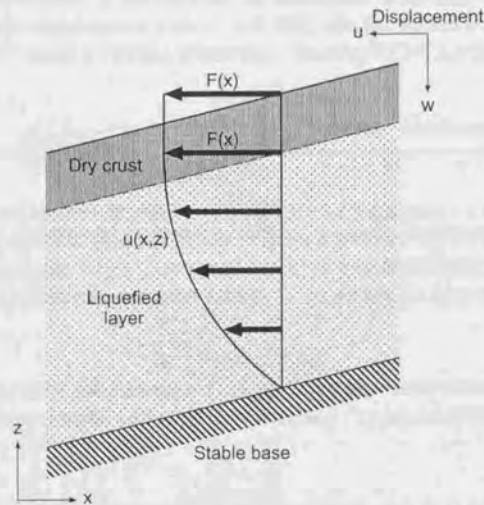


図 7.2: 仮定された地盤内の変位の鉛直方向分布

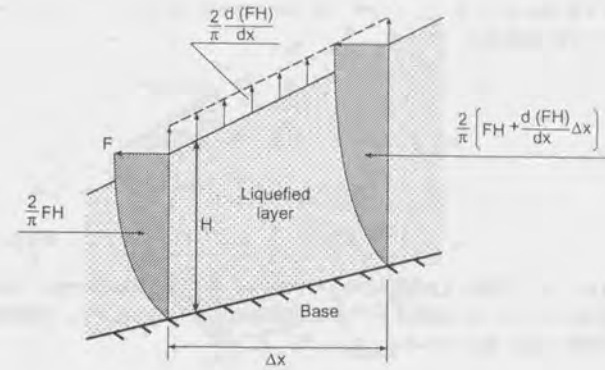


図 7.3: 液状化地盤の流動体積・地表面の隆起

この W には液状化した砂の圧密による鉛直変位は含まれていない。圧密による鉛直変位を考慮する必要がある場合は、一次元圧密などを仮定して別途求める必要がある。

地表面の不飽和層は軸方向に圧縮を受ける柱状のものとして考える。不飽和層は液状化層の上面と同様に変位し、液状化層と不飽和層の間ではすべりは発生しないものとする。この場合、地表面不飽和層の水平・鉛直変位はそれぞれ、 $U_{(z=B+H)}$ 、 $W_{(z=B+H)}$ として求められる。

液状化した地盤の流動体積は、式 (7.2) で表される水平方向変位 $U(x,z)$ を x 方向に積分することにより計算できる。

$$\int_B^{B+H} U(x,z) dz = F \int_B^{B+H} \sin \frac{\pi(z-B)}{2H} dz = \frac{2}{\pi} FH \quad (7.5)$$

液状化した地盤の体積変化はないものと仮定しているので、図 7.3 に示すように微小範囲 Δx に流入する砂の体積から地表面の隆起 δH が求められる。

$$\begin{aligned} \delta H &= \frac{\frac{2}{\pi} FH - \frac{2}{\pi} \left[FH + \frac{d(FH)}{dx} \Delta x \right]}{\Delta x} \\ &= \frac{2}{\pi} \frac{d(FH)}{dx} \\ &= \frac{2}{\pi} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) \end{aligned} \quad (7.6)$$

次に、モデル地盤における各ポテンシャルエネルギーを求める。ポテンシャルエネルギーは重力エネルギーとひずみエネルギーから成るので、その各々について計算する。考慮するエネルギーは、地表面不飽和層の重力エネルギーとひずみエネルギー・液状化層の重力エネルギーとひずみエネルギーの 4 種である。

まず、地表面不飽和層の重力エネルギー P_s は、不飽和層の重量 (= 液状化層上面に働く上載圧 P) と鉛直方向の変位 W の積として次式のように求められる。

$$\begin{aligned} P_s &= - \int_0^L P W_{(z=B+H)} dx \\ &= \int_0^L P \left\{ \frac{2}{\pi} \frac{d}{dx} (HF) - (a+b)F \right\} dx \end{aligned} \quad (7.7)$$

液状化層の重力エネルギー P_1 は、流動前後の解析領域全域の重力エネルギーの差から計算する。液状化した砂の単位体積重量を γ とすれば、

$$\begin{aligned} P_1 &= \int_0^L \left(\int_B^{B+H+\delta H} \gamma z dz - \int_B^{B+H} \gamma z dz \right) dx \\ &= \frac{\gamma}{2} \int_0^L \{ (B+H+\delta H)^2 - (B+H)^2 \} dx \\ &= \frac{\gamma}{2} \int_0^L \frac{4}{\pi} \left\{ B+H + \frac{1}{\pi} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) \right\} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) dx \\ &= \int_0^L \left\{ \frac{2\gamma}{\pi^2} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right)^2 + \frac{2\gamma}{\pi} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) (H+B) \right\} dx \end{aligned} \quad (7.8)$$

以上のようにして計算した液状化層の重力エネルギー P_1 には、解析領域両端で出入りする土のエネルギーが考慮されていないため、別途計算をしておく必要がある。図7.4に示したように、解析領域の下流端 ($x=0$) から流失する土の重力エネルギー $\Delta P_1(x=0)$ は、

$$\Delta P_1(x=0) = \int \int_{ABE-AA'E'E} \gamma z dx dz \quad (7.9)$$

と表される。液状化層の厚さに比べると地表面の沈下量は小さいので、面積 $A'BE'$ は面積 ABE で近似できる。従って、

$$\begin{aligned} \Delta P_1(x=0) &= \int_B^{B+H} \gamma z F(x=0) \sin \frac{\pi(z-B)}{2H} dz \\ &= \gamma \left(\frac{2HB}{\pi} + \frac{4H^2}{\pi^2} \right) F(x=0) \end{aligned} \quad (7.10)$$

解析領域の上流端から流入してくる土の重力エネルギー $\Delta P_1(x=L)$ も同様に計算することができるので、解析領域の両端で流失する土の重力エネルギーは次のようになる。

$$\Delta P_1(x=0) + \Delta P_1(x=L) = - \left[\gamma \left(\frac{2HB}{\pi} + \frac{4H^2}{\pi^2} \right) F \right]_0^L \quad (7.11)$$

ひずみエネルギーは卓越したひずみ成分についてのみ考慮する。まず、地表面不飽和層は軸方向に圧縮を受ける柱と考えているので、軸方向のひずみが他のひずみ成分に比べ卓越する。地表面の変位は F であるから、軸方向のひずみは dF/dx 、従って不飽和層のひずみエネルギー E_s は次式のようになる。

$$E_s = \int_0^L \frac{ET}{2} \left(\frac{dF}{dx} \right)^2 dx \quad (7.12)$$

ここで、 E は不飽和層の弾性係数、 T は不飽和層の厚さである。液状化層内で卓越するひずみ成分は、水平方向のせん断ひずみ $\partial U/\partial z$ である。今、液状化した砂の応力-ひずみ関係が、

$$\tau = G \frac{\partial U}{\partial z} + \tau_r \quad (7.13)$$

で与えられるとする。ここで、 τ はせん断応力、 G は液状化した砂のせん断弾性係数、 τ_r は大ひずみを受けた砂の残留強度である。式(7.13)に基づき液状化層のひずみエネルギー E_l を求める。

$$\begin{aligned} E_l &= \int_0^L \int_B^{B+H} \int_0^{\partial U/\partial z} \left(G \frac{\partial U}{\partial z} + \tau_r \right) d \left(\frac{\partial U}{\partial z} \right) dz dx \\ &= \int_0^L \int_B^{B+H} \left\{ \frac{G}{2} \left(\frac{\partial U}{\partial z} \right)^2 + \tau_r \frac{\partial U}{\partial z} \right\} dz dx \\ &= \int_0^L \left(\frac{G\pi^2 F^2}{16H} + \tau_r F \right) dx \end{aligned} \quad (7.14)$$

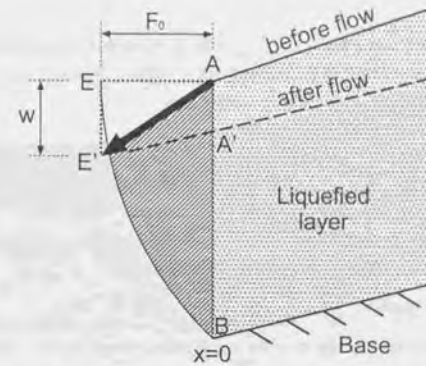


図7.4: 解析領域端部での重力エネルギー

以上の式(7.7)(7.8)(7.11)(7.12)(7.14)で得られた各ポテンシャルエネルギーをすべて加算することにより、地盤の総ポテンシャルエネルギー Q は次のように求められる。

$$Q = \int_0^L \bar{q} \left(F, \frac{dF}{dx}, x \right) dx + [r(F, x)]_0^L \quad (7.15)$$

ここで、 \bar{q}, r は次のとおりである。

$$\begin{aligned} \bar{q} &= \frac{2P}{\pi} \frac{d}{dx} (HF) - P(a+b)F + \frac{2\gamma}{\pi^2} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right)^2 + \frac{2\gamma}{\pi} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) (H+B) \\ &\quad + \frac{ET}{2} \left(\frac{dF}{dx} \right)^2 + \frac{G\pi^2 F^2}{16H} + \tau_r F \end{aligned} \quad (7.16)$$

$$r = -\gamma \left(\frac{2HB}{\pi} + \frac{4H^2}{\pi^2} \right) F \quad (7.17)$$

最大可能変位は、式(7.15)で表される地盤の総ポテンシャルエネルギー Q を最小にするような関数 F (地表面変位) を求めることによって得られる。式(7.16)の \bar{q} の第一項を部分積分して変形し q とおくと、この問題は次式のように書き換えられる。

$$Q = \int_0^L q \left(F, \frac{dF}{dx}, x \right) dx + [r(F, x)]_0^L \rightarrow \text{minimum} \quad (7.18)$$

ここで、 q, r は次のようなものである。

$$\begin{aligned} q &= -\frac{2}{\pi} aHF - P(a+b)F + \frac{2\gamma}{\pi^2} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right)^2 + \frac{2\gamma}{\pi} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) (H+B) \\ &\quad + \frac{ET}{2} \left(\frac{dF}{dx} \right)^2 + \frac{G\pi^2 F^2}{16H} + \tau_r F \end{aligned} \quad (7.19)$$

$$r = \frac{2}{\pi} PHF - \gamma \left(\frac{2HB}{\pi} + \frac{4H^2}{\pi^2} \right) F \quad (7.20)$$

7.1.2 最大可能変位

最大可能変位は地盤の総ポテンシャルエネルギー Q を最小にする関数 F (地表面変位) を求めることにより得られる。今、関数 F が $F + \delta F$ に変化した場合を考える。関数 $F, F + \delta F$ はともにある境界条件を満たすものとする。この関数 F の変化に対応する Q の変分 δQ は、

$$\begin{aligned} \delta Q &= \int_0^L \left\{ \frac{\partial q}{\partial F} \delta F + \frac{\partial q}{\partial (dF/dx)} \left(\frac{d\delta F}{dx} \right) \right\} dx + \left[\frac{\partial r}{\partial F} \delta F \right]_0^L \\ &= \int_0^L \left[\frac{\partial q}{\partial F} - \frac{d}{dx} \left\{ \frac{\partial q}{\partial (dF/dx)} \right\} \right] \delta F dx + \left[\left\{ \frac{\partial r}{\partial F} + \frac{\partial q}{\partial (dF/dx)} \right\} \delta F \right]_0^L \end{aligned} \quad (7.21)$$

と表される。変分法によると、任意の関数 δF に対して δQ がゼロとなるとき、関数 F は Q を最小にする。式 (7.21) より、 $\delta Q = 0$ が任意の関数 δF に対して成り立つためには、

$$\frac{\partial q}{\partial F} - \frac{d}{dx} \left\{ \frac{\partial q}{\partial (dF/dx)} \right\} = 0 \quad (7.22)$$

が成立する必要がある。式 (7.22) は一般にオイラーの微分方程式と呼ばれている。仮に、境界条件として $x=0, L$ での関数 F の値が与えられていれば、関数 $F + \delta F$ も $x=0, L$ で F と同じ値となるように $\delta F = 0$ でなくてはならない。この場合式 (7.21) の第二項はゼロとなり、式 (7.22) のオイラーの微分方程式が成立することが任意の δF に対して $\delta Q = 0$ となる必要十分条件である。しかしながら、境界での F の値が定められていない場合、 $\delta F \neq 0$ であるから、式 (7.21) の第二項がゼロになるためには式 (7.22) に加えて次式も成立する必要がある。

$$\frac{\partial r}{\partial F} + \frac{\partial q}{\partial (dF/dx)} = 0 \quad (7.23)$$

式 (7.19) (7.20) を代入すると、

$$\frac{2PH}{\pi} - \gamma \left(\frac{2HB}{\pi} + \frac{4H^2}{\pi^2} \right) + ET \frac{dF}{dx} + \frac{4\gamma H}{\pi^2} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) + \frac{2\gamma}{\pi} (B + H)H = 0 \quad (7.24)$$

となり、これが純粋に数学的に導かれる境界条件である。より現実的な境界条件を表現するには式 (7.24) について検討を加える必要があるが、これについては7.1.4節で詳しく述べる。

式 (7.22) のオイラーの微分方程式に式 (7.19) (7.20) を代入して、整理すると次のようになる。

$$\frac{d}{dx} \left\{ \left(\frac{4\gamma}{\pi^2} H^2 + ET \right) \frac{dF}{dx} \right\} - \frac{G\pi^2 F}{8H} = \tau_r - (a + b) \left(P + \frac{2\gamma}{\pi} H \right) - \frac{2e}{\pi} H \quad (7.25)$$

振動模型実験によると、液状化した地盤は液体のように振舞うことがわかっており (Sasaki et al. 1992)、従ってせん断定数 G はゼロであると考えることも差し支えない。すると、式 (7.25) は x について解析的に積分することができ、その結果次の式が得られる。

$$\frac{dF}{dx} = \frac{C_4 x^2 + C_5 x + A_1}{C_1 x^2 + C_2 x + C_3} \quad (7.26)$$

ここで、 $C_1 \sim C_5$ は以下の式 (7.27) ~ (7.31) のとおりである。また、 A_1 は積分定数であり境界条件によって定められる。

$$C_1 = \frac{4\gamma b^2}{\pi^2} \quad (7.27)$$

$$C_2 = \frac{8\gamma b H_0}{\pi^2} + Ec \quad (7.28)$$

$$C_3 = \frac{4\gamma H_0^2}{\pi^2} + ET_0 \quad (7.29)$$

$$C_4 = -\frac{1}{2} \left\{ (a + b) \left(e + \frac{2\gamma b}{\pi} \right) \frac{2be}{\pi} \right\} \quad (7.30)$$

$$C_5 = \tau_r - (a + b) \left(P_0 + \frac{2\gamma H_0}{\pi} \right) - \frac{2eH_0}{\pi} \quad (7.31)$$

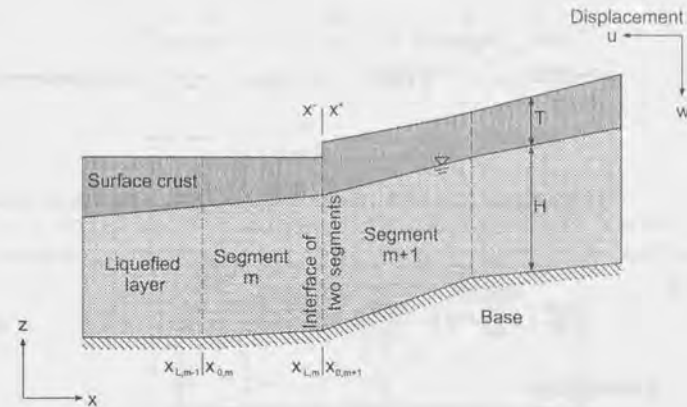


図 7.5: 不規則な地形の分割

式 (7.26) より関数 F (地表面変位) が求められ、この F を式 (7.2) (7.4) (7.6) に代入することによって、最大可能変位 U, W 及び地盤の隆起量 δH が計算できる。

7.1.3 不規則な地形への適用

現実の地盤では図 7.1 に示したような規則正しい単純な形状の斜面地形は稀である。従って、実際に解析する場合は例えば図 7.5 に示すような不規則な地形が対象となることが多い。不規則な地形の解析を行なう場合は、まず、解析対象地盤をいくつかの部分 (以下、地盤要素と呼ぶ) に分割することにより、それぞれが図 7.1 のような単純な形状の斜面となるようにする。図 7.5 には不規則な地形の分割例が示されている。まず地盤要素の境界面における第一の条件として、境界でクラックが発生したりしないように、境界面では地盤の変位量は連続である必要がある。

さて、最大可能変位を求めるには、各地盤要素についてそれぞれポテンシャルエネルギー Q を求めその合計 Q が最小となるように関数 F (地表面変位) を決めれば良い。各地盤要素のポテンシャルエネルギー Q の変分 δQ は式 (7.21) で与えられる。従って、解析領域全体のポテンシャルエネルギーの変分 δQ は、

$$\delta Q = \sum_{m=1}^M \left\{ \int_{x_{0,m}}^{x_{L,m}} \left[\frac{\partial q_m}{\partial F_m} - \frac{d}{dx} \left\{ \frac{\partial q_m}{\partial (dF_m/dx)} \right\} \right] \delta F_m dx + \left[\left\{ \frac{\partial r_m}{\partial F_m} + \frac{\partial q_m}{\partial (dF_m/dx)} \right\} \delta F_m \right]_{x_{0,m}}^{x_{L,m}} \right\} \quad (7.32)$$

ここで、 m は地盤要素の番号であり、 $x_{0,m}, x_{L,m}$ はそれぞれ地盤要素 m の下流端・上流端を表す。地盤要素番号は図 7.5 に示したように、解析領域の下流側から $1, 2, \dots, M$ というようにつけていくとする。従って、

$$\begin{cases} x_{0,1} = 0 \\ x_{L,M} = L \end{cases} \quad (7.33)$$

である。式 (7.32) の \sum 内の第一項については、各地盤要素内でオイラー方程式 (式 7.22) を解くことによってゼロとすることができる。そこで第二項から発生する部分のみ取り出し、整理して書き換えると、

$$\sum_{m=1}^M \left[\left\{ \frac{\partial r_m}{\partial F_m} + \frac{\partial q_m}{\partial (dF_m/dx)} \right\} \delta F_m \right]_{x_{0,m}}^{x_{L,m}}$$

$$= \left[\left\{ \frac{\partial r}{\partial F} + \frac{\partial q}{\partial (dF/dx)} \right\} \delta F \right]_0^L + \sum_{m=1}^{M-1} \left[\left\{ \frac{\partial r}{\partial F} + \frac{\partial q}{\partial (dF/dx)} \right\} \delta F \right]_{x_{q,m+1}}^{x_{q,m}} \quad (7.34)$$

式(7.34)は、解析領域両端($x=0, L$)での境界条件(式7.24)に加えて、すべての地盤要素境界で次式が成立することでゼロになることがわかる。

$$\left[\left\{ \frac{\partial r}{\partial F} + \frac{\partial q}{\partial (dF/dx)} \right\} \delta F \right]_{x^+}^{x^-} = 0 \quad (7.35)$$

ここで、 x^+, x^- は地盤要素境界面の正の面と負の面を表している。式(7.35)が地盤要素の境界における第二の条件である。地盤要素の境界では地表面変位 F は必ずしも与えられている訳ではないので、 δF はゼロとは限らない。従って、ポテンシャルエネルギーを最小にするには地盤要素間で次のような式が成り立つ必要がある。

$$\left[\frac{4\gamma H}{\pi^2} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) + \frac{2\gamma H^2}{\pi} + ET \frac{dF}{dx} + \frac{2PH}{\pi} - \frac{4\gamma H^2}{\pi^2} \right]_{x^+}^{x^-} = 0 \quad (7.36)$$

7.1.4 各種の境界条件

斜面の谷の部分では両方向からの斜面流動がぶつかりあうため、固定端と考えることができる(Sasaki et al. 1992)。固定端の境界条件は、

$$F = 0 \text{ at a fixed boundary} \quad (7.37)$$

他の境界条件として考えられるのは、斜面の最上部でクラックが発生する場合である。液状化した地盤は自立できないので、クラックが発生すると斜面の更に上流側の地盤がクラックに流れ込み斜面を押し、従って、この上流側の砂が斜面を押しことにより発生する仕事を、式(7.20)の境界で流出入する砂のポテンシャルエネルギーに併せて考慮する必要がある。液状化した砂は液体のように振舞うので、その土圧係数は1.0と考えて良い。そのため、上流側の液状化した地盤の水平方向の土圧は上載圧に等しく、 $\gamma(B+H-z)+P$ であらわされる。このことから、

$$\begin{aligned} (\text{Work done by lateral earth pressure}) &= \int_B^{B+H} \left[\gamma(B+H) + P - \gamma z \right] F \sin \frac{\pi(z-B)}{2H} dz \\ &= P \left\{ \frac{2\gamma H^2}{\pi} + \frac{2PH}{\pi} - \gamma \left(\frac{2H}{\pi} \right)^2 \right\} \end{aligned} \quad (7.38)$$

式(7.20)から式(7.37)を引き、その結果をあらためて r として式(7.21)の第二項に代入すると、

$$ET \frac{dF}{dx} + \frac{4\gamma H}{\pi^2} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) = 0 \quad (7.39)$$

これが、斜面上流でクラックが発生した場合の境界条件である。

もうひとつの境界条件として、斜面下流が無限に広がる水平地盤に接続している場合を考えておく必要がある。ここで言う水平地盤とは、地表面だけでなく液状化層厚や基礎面高さも変化しない地盤のことである。従って、式(7.1)より、

$$a = b = c = e = 0 \quad (7.40)$$

液状化した地盤の残留強度 r_r を無視すると、

$$r_r = C_1 = C_2 = C_4 = C_5 = 0 \quad (7.41)$$

であるから、式(7.26)より、

$$\frac{dF}{dx} = \text{constant} \quad (7.42)$$

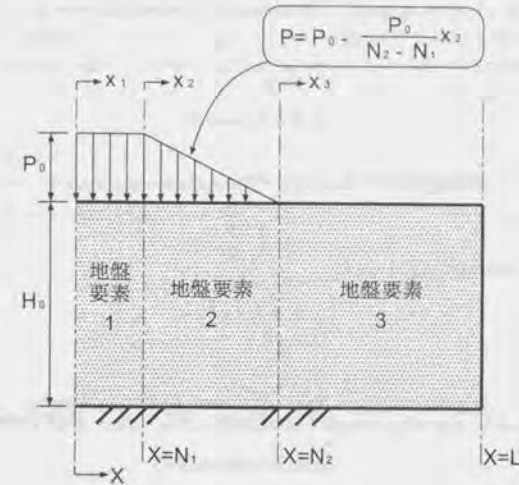


図 7.6: 模型地盤のモデル化

が成り立つ。しかしながら、仮に dF/dx が値を持った場合、水平地盤の無限遠の点で地表面変位 F が無限大になってしまう。したがって、式(7.42)の右辺はゼロでなくてはならない。式(7.36)を無限に続く水平地盤と斜面との境界面に適用する。境界面において液状化層厚 H 、液状化層上面に作用する上載圧 P 、液状化した土の単位体積重量 γ が変化しないとすれば、境界条件として次式が導かれる。

$$ET \frac{dF}{dx} + \frac{4\gamma H}{\pi^2} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) = 0 \text{ on the } x^+ \text{ side} \quad (7.43)$$

7.2 無対策の液状化地盤上盛土の沈下量予測

7.2.1 エネルギー原理に基づく予測手法の模型実験への適用

模型振動実験にエネルギー原理に基づく予測手法を適用し、盛土沈下量を計算する。模型地盤は左右対象で、盛土中心では地盤の流動は発生しないので、解析対象は模型地盤の片側半分とする。盛土の強度は考慮せず、荷重のみとして扱う。実験結果から明らかなように、盛土基礎地盤の変位分布はエネルギー原理に基づく解析手法で仮定しているものとは異なるが、地表面に不飽和層がなく、また、液状化した地盤のせん断定数 G ・残留強度 r_r ともゼロと仮定しているため、エネルギーの計算における問題はない。モデル化した模型地盤を図7.6に示す。 N_1, N_2 はそれぞれ盛土の天端幅・底面幅の1/2、 L は土槽幅の1/2である。盛土の荷重は台形分布になることから、7.1.4節で述べたように模型地盤を盛土の法面・法尻で区分し3つの地盤要素に分割して解析を行なう。計算手順は、(1)各地盤要素毎にポテンシャルエネルギーを最小とするような地表面変位 F を求め、(2)解析対象モデルの両端及び地盤要素間の境界条件から未知数である積分定数を決定する。解析対象モデルの両端での境界条件は、盛土中心($x=0$)・土槽端部($x=L$)で側方変位 $F=0$ である。また、液状化した地盤の残留強度 r_r はゼロと仮定する。

各地盤要素のポテンシャルエネルギーを最小にする関数(地表面変位) F は、7.1.2節で導いたように、式(7.26)で表される。従って、各地盤要素毎に $C_1 \sim C_5$ (式7.27~7.31)をもとめ、その値を式(7.26)に代入して地表面変位 F を求めることができる。式(7.1)を参照して、解析対象地盤では、液状化層の下面の勾配はゼロであるから、

$$\begin{cases} B = B_0 + aX = 0 \\ a = 0 \end{cases} \quad (7.44)$$

と考えられ、さらに液状化層の層厚の変化がないので、

$$b = 0 \quad (7.45)$$

また、地表面不飽和層は存在しないため、

$$\begin{cases} T = T_0 + cX = 0 \\ c = 0 \end{cases} \quad (7.46)$$

である。

地盤要素1では、荷重 P は長手方向に一定値を取るので式(7.1)から $e=0$ が成立し、式(7.27)~(7.31)より、

$$C_1 = C_2 = C_4 = C_5 = 0 \quad (7.47)$$

C_3 のみ値を持ち、

$$C_3 = \frac{4\gamma H_0^2}{\pi^2} \quad (7.48)$$

となる。従って、式(7.26)から地盤要素1での地盤の地表面変位 F_1 は次のように求められる。

$$\frac{dF_1}{dx_1} = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_1 \quad (7.49)$$

$$F_1 = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_1 x_1 + A_2 \quad (7.50)$$

ここで、 A_1, A_2 は積分定数であり未知数である。

地盤要素2では、荷重 P が線形に変化している。

$$P = P_0 - \frac{P_0}{N_2 - N_1} x_2 \quad (7.51)$$

従って、式(7.27)~(7.31)から、

$$C_1 = C_2 = C_4 = 0 \quad (7.52)$$

$$C_3 = \frac{4\gamma H_0^2}{\pi^2} \quad (7.53)$$

$$C_5 = -\frac{2eH_0}{\pi} = \frac{2P_0 H_0}{\pi(N_2 - N_1)} \quad (7.54)$$

であり、これらを式(7.26)に代入すると地盤要素2での地盤の地表面変位 F_2 は次のように求められる。

$$\frac{dF_2}{dx} = \frac{\pi P_0}{2\gamma H_0(N_2 - N_1)} x_2 + \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_3 \quad (7.55)$$

$$F_2 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0(N_2 - N_1)} x_2^2 + \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_3 x_2 + A_4 \quad (7.56)$$

A_1, A_2 と同様に、 A_3, A_4 も積分定数で未知数である。

地盤要素3では荷重 P は常にゼロであるから、地盤要素1と同様に $e=0$ である。従って、地表面変位 F_3 は次のように求められる。

$$\frac{dF_3}{dx_3} = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_5 \quad (7.57)$$

$$F_3 = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_5 x_3 + A_6 \quad (7.58)$$

A_5, A_6 は積分定数である。

次に、地盤要素間・解析領域端部の境界条件から、未知数となっている積分定数 $A_1 \sim A_6$ を計算する。解析領域の両端 $X=0, L$ で地盤の側方変位 F がゼロであることから、

$$\begin{cases} F_1(x_1=0) = 0 \\ F_3(x_3=L-N_2) = 0 \end{cases} \quad (7.59)$$

従って、

$$A_2 = 0 \quad (7.60)$$

$$A_6 = -\frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_5(L - N_2) \quad (7.61)$$

次に地盤要素間の境界条件を考える。まず、地盤要素の境界で変位が連続であることから、

$$\begin{cases} F_1(x_1=N_1) = F_2(x_2=0) \\ F_2(x_2=N_2-N_1) = F_3(x_3=0) \end{cases} \quad (7.62)$$

従って、

$$A_4 = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} N_1 A_1 + A_2 \quad (7.63)$$

$$A_6 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0} (N_2 - N_1) + \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_5 (N_2 - N_1) + A_4 \quad (7.64)$$

次に、式(7.36)であらわされる地盤要素間の境界条件から、

$$\left. \frac{dF_2}{dx_2} \right|_{x_2=0} - \left. \frac{dF_1}{dx_1} \right|_{x_1=N_1} = 0 \quad (7.65)$$

$$\left. \frac{dF_3}{dx_3} \right|_{x_3=0} - \left. \frac{dF_2}{dx_2} \right|_{x_2=N_2-N_1} = 0 \quad (7.66)$$

従って、

$$A_3 = A_1 \quad (7.67)$$

$$A_5 = A_3 + \frac{2H_0 P_0}{\pi} \quad (7.68)$$

以上の式(7.60) (7.61) (7.63) (7.64) (7.67) (7.68) から積分定数 $A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6$ が求められる。

$$A_1 = \frac{H_0 P_0}{\pi} \left(\frac{N_2 + N_1 - 2L}{L} \right) \quad (7.69)$$

$$A_2 = 0 \quad (7.70)$$

$$A_3 = \frac{H_0 P_0}{\pi} \left(\frac{N_2 + N_1 - 2L}{L} \right) \quad (7.71)$$

$$A_4 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0} \left\{ \frac{N_1(N_2 + N_1 - 2L)}{L} \right\} \quad (7.72)$$

$$A_5 = \frac{H_0 P_0}{\pi} \left(\frac{N_2 + N_1}{L} \right) \quad (7.73)$$

$$A_6 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0} \left\{ \frac{(N_2 + N_1)(N_2 - L)}{L} \right\} \quad (7.74)$$

これを式 (7.50) (7.56) (7.58) に代入する事により、各地盤要素での地表面変位 F_1, F_2, F_3 が次のように求められる。ここで、地表面変位量の正の向きは、 X 軸の正の向きと反対方向であることに注意が必要である。

$$F_1 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0} \left(\frac{N_2 + N_1 - 2L}{L} \right) x_1 \quad (7.75)$$

$$F_2 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0} \left\{ \frac{x_2^2}{N_2 - N_1} + \frac{N_2 + N_1 - 2L}{L} (x_2 + N_1) \right\} \quad (7.76)$$

$$F_3 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0} \left(\frac{N_2 + N_1}{L} \right) \{ x_3 + (N_2 - L) \} \quad (7.77)$$

式 (7.6) と式 (7.75) ~ (7.77) より各地盤要素での地盤の沈下量 $\delta H_1, \delta H_2, \delta H_3$ を計算できる。

$$\delta H_1 = \left(\frac{N_2 + N_1 - 2L}{2L} \right) \frac{P_0}{\gamma} \quad (7.78)$$

$$\delta H_2 = \left\{ \frac{x_2}{N_2 - N_1} + \frac{N_2 + N_1 - 2L}{2L} \right\} \frac{P_0}{\gamma} \quad (7.79)$$

$$\delta H_3 = \left(\frac{N_2 + N_1}{2L} \right) \frac{P_0}{\gamma} \quad (7.80)$$

$\delta H_1, \delta H_2, \delta H_3$ は式 (7.6) のように地盤の隆起を正としていることに注意する必要がある。式 (7.78) ~ (7.80) によると、盛土の沈下量 δH は土槽の寸法 (L)・盛土の形状 (天端幅 N_1 ・底面の幅 N_2)・液状化層の単位体積重量 γ 及び盛土中心部での盛土荷重 P_0 によって決まることがわかる。また、7.1.1 節で述べたように、式 (7.78) ~ (7.80) で表される地表面沈下量 $\delta H_1, \delta H_2, \delta H_3$ は盛土支持地盤の側方への流動に起因する沈下量で、液状化後の圧密による沈下量は含まれていない。圧密による沈下は別途考慮する必要がある。

式 (7.78) ~ (7.80) は模型地盤を対象とした解析結果で盛土の沈下量に土槽の寸法 (L) の影響が含まれている。そこで、原地盤での境界条件として、無限にひろがる水平地盤上に盛土がある場合を考えてみる。これは、式 (7.78) ~ (7.80) において土槽の寸法について $L \rightarrow \infty$ とすることにより、盛土の沈下量 $\delta H_1 \sim \delta H_3$ は次のように求められる。

$$\delta H_1 = -\frac{P_0}{\gamma} \quad (7.81)$$

$$\delta H_2 = \left(\frac{x_2}{N_2 - N_1} - 1 \right) \frac{P_0}{\gamma} \quad (7.82)$$

$$\delta H_3 = 0 \quad (7.83)$$

式 (7.81) によると、盛土底面沈下量 δH_1 は盛土中心部での荷重 P_0 と液状化層の単位体積重量 γ のみによって求まる。さらに、式の形から盛土の底面沈下量は盛土の荷重と盛土底面に働く液状化地盤の浮力が釣り合う位置で決まるといえる。また、(7.83) から水平地盤部では地盤の沈下・隆起は生じないことがわかる。

現実の河川堤防にこの解析手法を適用する場合、境界条件の設定に注意が必要である。堤防の堤内側側の境界条件が不明瞭な場合には、左右両岸の堤防を同時に解析すると良い。堤外側側については、図 7.7 に示したように、堤防付近に大規模な構造物が存在して地盤の流動を抑制することが期待できる場合は固定端条件、液状化地盤の流動を抑制するような構造物が無い場合には無限に広がる水平地盤に接続していると考えて解析して良いと思われる。

7.2.2 実験結果との比較

7.2.1 節で導いた液状化地盤上の盛土の沈下量と実験結果を比較して、エネルギー原理に基づく予測手法の適用性を検討する。

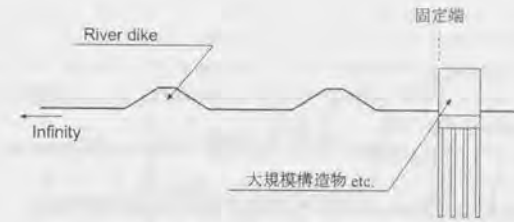


図 7.7: 現実の堤防の境界条件の例

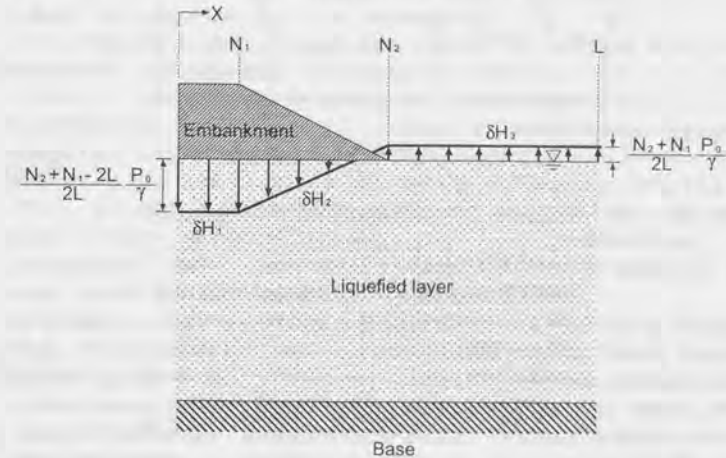


図 7.8: エネルギー原理に基づく解析手法により得られる盛土の沈下量

図 7.6 に示したような盛土では、通常、盛土の天端幅 (N_1)・底面の幅 (N_2) 及び土槽の幅 (L) の間には次のような関係が成り立つものと考えられる。

$$N_1 + N_2 \leq 2L \quad (7.84)$$

さらに、 N_1, N_2, L はいずれも正の数であることに注意すると、式 (7.78) ~ (7.80) であらわされる地盤の最終沈下量は図 7.8 のようになる。つまり、盛土天端部分 ($x < N_1$) では地盤の沈下、水平地盤部分 ($x \geq N_2$) では地盤の隆起が発生し、盛土の法下部分 ($N_1 \leq x < N_2$) で地盤の沈下量と隆起量が直線的に結ばれる。

まず、実験結果と解析によって得られた加振終了後の地盤形状を比較する。図 7.9 に無対策の場合の実験 E08 の実験終了後の地盤の様子をスケッチを示す。図 7.8 の解析結果と図 7.9 の実際の実験結果を比較すると、盛土の底面形状が解析結果では直線的なのに対し、実験結果では円弧状の底面形状をしている点異なる。それ以外にも、法尻付近から水平地盤部にかけて解析結果では地盤が隆起するのに対し、実験では地盤高はほぼ加振前と同じかやや沈下している。

模型実験で地盤の隆起が発生しないのは、模型実験では液状化後の圧密沈下が発生するためである。ま

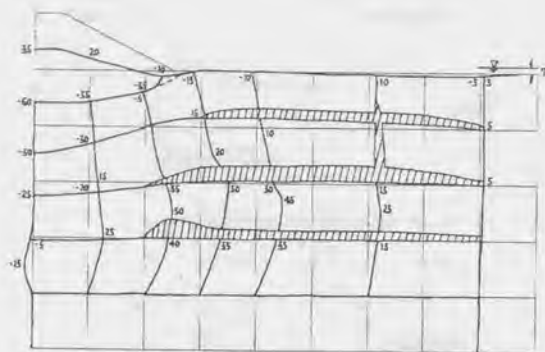


図 7.9: 無対策の実験 E08 の実験終了後の地盤のスケッチ

表 7.1: 実験 E08・E19 の実験条件

	E08	E19
液状化層 層厚 (H_0)	40 cm	40 cm
液状化層 単位体積重量 (γ)	1.87 g/cm ³	1.83 g/cm ³
盛土中心での盛土荷重 (P_0)	1.40 kPa	1.40 kPa
盛土の天端幅 ($2N_1$)	10 cm	10 cm
盛土底面の幅 ($2N_2$)	50 cm	50 cm
土槽幅 ($2L$)	194 cm	194 cm

た、盛土の底面形状が異なるのは、解析では盛土の強度などを無視し鉛直荷重のみを考慮したからであると思われる。模型実験では盛土内部で何らかの応力やひずみが発生しその影響が実験結果に表われるのではないだろうか。さらに、盛土底面に金網を敷いているため、金網による盛土底面の補強効果が表われている可能性もある。しかしながら、全体的に見て、図 7.8 の解析結果は実験で観察された盛土の沈下状況 (図 7.9) を良く表現していると言える。

次に、解析により得られた盛土の沈下量や水平地盤の隆起に関して、定量的な評価を行う。表 7.1 に実験 E08・E19 の実験条件を示す。実験 E08 と E19 の実験条件の違いは液状化層の相対密度 (E08 では 20%, E19 では 0%) だけであり、それ以外の条件はすべて同じである。従って、表 7.1 で値が異なるのは、液状化層の単位体積重量 γ のみということになる。表 7.1 に示した値を式 (7.78) に代入すると、

$$\delta H_1 = -6.47 \text{ cm} \quad (\text{実験 08}) \quad (7.85)$$

$$\delta H_1 = -6.62 \text{ cm} \quad (\text{実験 19}) \quad (7.86)$$

δH_1 の定義では地盤の隆起が正であるから、盛土は地盤の側方流動により盛土天端下で実験 E08 では約 6.47 cm、実験 E19 では 6.62 cm 沈下することになる。さらに、5.2 節で述べたように地盤の圧密沈下量を液状化層厚の 3% (1.2 cm) と考えると、盛土の沈下量の合計は実験 E08 で約 7.7 cm、実験 E19 で約

7.8 cm である。一方、実際の実験 E08 での盛土底面の最終沈下量は 5.8 cm、実験 E19 での沈下量は 6.2 cm であった。従って、エネルギー原理に基づく解析手法では、盛土の沈下量はやや過大に評価される。実験結果で得られた盛土の沈下量は解析結果の約 90~94%、圧密沈下を考慮すると 75~80% である。

さらに、実験 E09 は表 7.1 に示した実験 E08 と同じ条件で、液状化層厚のみを実験 E08 の半分の 20 cm とした実験である。すでに述べたように、式 (7.78) であらわされる盛土の沈下量は液状化層厚によらないので、エネルギー原理に基づく解析手法では実験 E09 の条件でも実験 E08 の場合と同じ盛土沈下量 6.47 cm が得られる。しかしながら、液状化層厚に関しては、実験結果によると図 4.10、5.34 など示したように、液状化層厚が小さくなると盛土の沈下量も小さくなるという結果が得られており、実験 E09 の盛土の最終沈下量は 2.18 cm であった。したがって、この場合、エネルギー原理に基づく解析では盛土の沈下量をかなり過大評価する。この問題を解決するには、地盤の粘性などを考慮し変位の時刻歴変化を求めるような解析 (例えば、Towhata et al. 1999) を行う必要があると考えられる。

このような問題が発生する原因としては幾つか考えられるが、まず第一に加振時間の影響が挙げられる。液状化層厚が小さい場合、地盤が最終変位状態に達するには液状化層内でより大きなせん断ひずみが発生する必要がある。したがって、液状化層厚が小さい場合の方が、地盤が最終変位状態に達するためにはより長い時間の加振が必要となると考えられる。もう一つの理由は、液状化層の単位体積重量と盛土荷重のバランス関係である。式 (7.78) では液状化層の単位体積重量に対し盛土荷重が大きければ沈下量はいくらでも大きくなりうる。しかしながら、実際には盛土底面が液状化層の下面に到達したところで沈下が止まるはずである。また、実験では、図 5.35~5.38 に示したように必ずしも液状化層全体が加振の最後まで液状化状態を保つわけではない。砂の大せん断に伴う正のダイラテンシーによって、過剰間隙水圧が減少してしまうことも考えられる。したがって、加振中の液状化している領域の変化が盛土の沈下に影響を与えると考えられるが、エネルギー原理に基づく解析手法ではこのような影響を考慮できない。

その他の実験についても、エネルギー原理に基づく解析手法から計算される盛土の沈下量と実験結果を比較した。その結果を図 7.10 に示す。横軸に示した計算結果は圧密沈下量を考慮しておらず、地盤の側方流動に起因する沈下量のみを表わしている。図 7.10 からわかるように、中型土槽による実験 E22 を除くすべての実験でエネルギー論に基づく計算結果は実験での実測値を上回っている。また、実験 E22 についても、液状化に伴う地盤の圧密沈下 (約 1.2 cm) を考慮すれば、エネルギー理論に基づく解析により計算された地盤の沈下量は実験結果よりも安全側にあると言える。さらに、前述のように、液状化層の層厚が小さい場合や加振時間が短い場合、入力加速度が小さい場合には、エネルギー理論に基づく解析手法による計算結果は実験結果よりもかなり大きくなることわかる。大型土槽による実験 T02 では、実験終了後に試みに盛土の沈下が止まるまで加振を繰り返してみたが、最終的に得られた沈下量と比較してもなお計算された沈下量の方が大きい。小型土槽実験では、表 4.1 に示したような様々な液状化層厚・入力加速度で実験したが、いずれの場合も計算結果が実験結果よりも大きくなっていることが確認できる。

以上のように、エネルギー原理に基づく解析手法では盛土の沈下量が過大に評価されることがわかった。エネルギー理論に基づく解析手法は、長時間にわたって地震動が継続するとともに、液状化層の層厚が十分に厚く、液状化した砂の強度 (残留強度・せん断強度) が非常に小さいという最悪の条件下で発生しうる盛土の沈下量を予測するものである。従って、模型実験にこの手法を適用した場合に盛土の沈下量が過大に評価されるのは自然な結果である。エネルギー原理に基づく解析では有限要素法のような複雑な計算を一切行うことなく、地盤の変位・盛土の沈下量を簡単に比較的うまく予測することができるという利点がある。このようなことから、エネルギー手法に基づく解析手法は盛土の沈下量予測手法として大変有効であると考えられる。

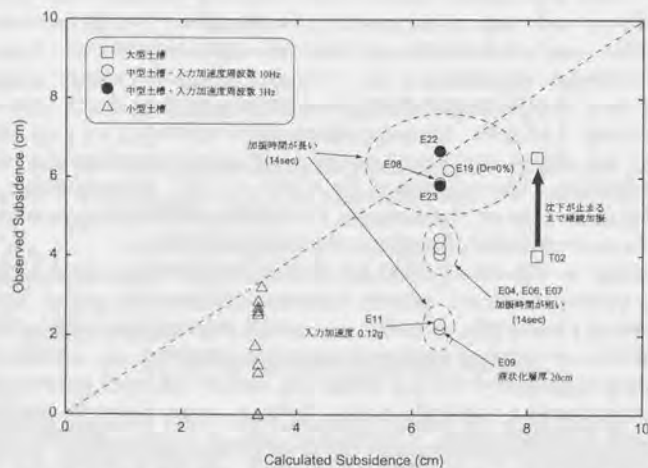


図 7.10: エネルギー原理に基づく解析手法により得られた盛土沈下量と実験結果との比較

第8章 鋼矢板締切工法の設計手法の検討

第7章で利用したエネルギー原理に基づく流動量予測手法をさらに応用し、鋼矢板壁を盛土法況に設置した場合について盛土沈下量及び矢板壁に働く土圧を予測する方法を示し、実験結果と比較・検討する。

8.1 エネルギー原理に基づく予測手法の矢板壁を含んだ場合への拡張

7.1節で説明したエネルギー原理に基づく予測手法は、そのままでは地盤内に矢板壁などが入っている場合に適用できない。そこで、地盤内の矢板のひずみエネルギーを考慮することによって、エネルギー原理に基づく予測手法を拡張し、矢板壁が存在する場合の地盤の流動量や沈下量を予測できるようにする。

図 8.1 のような、斜面内に矢板壁が設置されている地盤を考える。基底面の高さ B 、液状化層の層厚 H 、地表面の不飽和層の層厚 T 、不飽和層の重量を含めた液状化層上面に働く上載圧 P などはすべて 7.1 節の場合とで、図 7.1 に示した通りである。矢板は弾性体と仮定し、液状化層の底面 ($z=B$) で固定端、液状化層の上面 ($z=B+H$) で自由端の片持ち梁として考える。矢板のたわみを $\rho(z)$ とすると、境界条件として次の式が成り立つ。

$$\frac{d^2 \rho}{dz^2} = \frac{d^3 \rho}{dz^3} = 0 \text{ at } z = B + H \tag{8.1}$$

$$\rho = \frac{d\rho}{dz} = 0 \text{ at } z = B \tag{8.2}$$

矢板を弾性体と仮定しているため、矢板のひずみエネルギーは、

$$\text{(Strain energy of sheet pile wall)} = \int_B^{B+H} \frac{E_p I_p}{2} \left(\frac{d^2 \rho}{dz^2} \right)^2 dz \tag{8.3}$$

と表すことができる。ここで $E_p I_p$ は、矢板の曲げ剛性である。矢板と周辺地盤の間に空隙が生じず、また、土は矢板を通り抜けることはできないので、地盤の側方への変位量 U と矢板のたわみ ρ との間に次のような関係が成立する。

$$\int_B^{B+H} \rho dz = \int_B^{B+H} U(x, z) dz = F \int_B^{B+H} \sin \frac{\pi(z-B)}{2H} dz = \frac{2FH}{\pi} \tag{8.4}$$

矢板のひずみエネルギー (式 8.3) を地盤の総ポテンシャルエネルギー Q (式 7.18) に追加し、この Q を最小とするような関数 F, ρ を求めれば、その関数 F が地盤の最大地表面変位を関数 ρ が矢板のたわみをそれぞれ表すことになる。ただし、関数 F, ρ は式 (8.4) を満たさなければならない。これは条件付の極値問題であるから、Lagrange の未定乗数法により、

$$Q = \text{(Energy of subsoil)} + \text{(Contribution from boundary)} + \text{(Strain energy of sheet pile wall)} - \zeta \left(\int_B^{B+H} \rho dz - \frac{2FH}{\pi} \right) \rightarrow \text{Minimum} \tag{8.5}$$

と書き替えることができる。ここで、 ζ は Lagrange の乗数と呼ばれるものである。式 (8.5) から地表面変位 F 、矢板のたわみ ρ 、Lagrange の乗数 ζ の微小変化 $\delta F, \delta \rho, \delta \zeta$ に対する Q の変分 δQ を計算し、任意

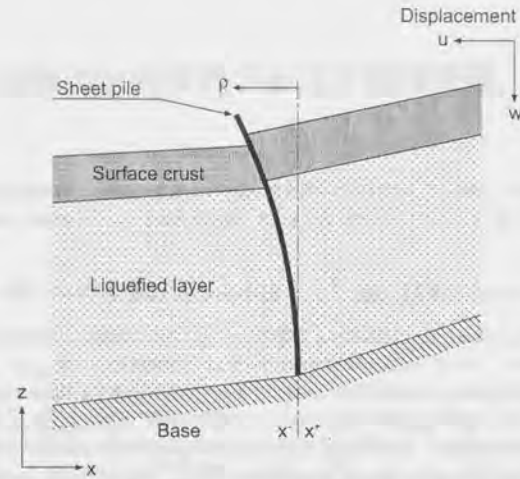


図 8.1: 解析対象のモデル地盤

の $\delta F, \delta \rho, \delta \zeta$ について $\delta Q=0$ となる関数 F, ρ を求めれば良い。 δQ のうち矢板壁に関わる項 (式 8.5 の第 3 項, 第 4 項から発生する項) のみを取り出す。

$$E_p I_p \left[\frac{d^2 \rho}{dz^2} \frac{d \delta \rho}{dz} \right]_B^{B+H} - E_p I_p \left[\frac{d^3 \rho}{dz^3} \delta \rho \right]_B^{B+H} + \int_B^{B+H} \left(E_p I_p \frac{d^4 \rho}{dz^4} - \zeta \right) \delta \rho dz - \delta \zeta \left(\int_B^{B+H} \rho dz - \frac{2FH}{\pi} \right) + \frac{2\zeta H}{\pi} \delta F - \left[ET \frac{dF}{dx} \delta F \right]_{x^-}^{x^+} - \left[\left\{ \frac{2PH}{\pi} + \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) \gamma H^2 + \frac{4\gamma H}{\pi^2} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) \right\} \delta F \right]_{x^-}^{x^+} = 0 \quad (8.6)$$

が任意の $\delta F, \delta \rho, \delta \zeta$ について成り立つ必要がある。式 (8.6) の第 1 項, 第 2 項は式 (8.1) (8.2) よりゼロとなる。従って, 式 (8.6) が任意の $\delta F, \delta \rho, \delta \zeta$ について成り立つ条件から次の式 (8.7) ~ (8.9) が導かれる。

$$\zeta = \frac{\pi}{2H} \left\{ \left[ET \frac{dF}{dx} \right]_{x^-}^{x^+} + \left[\frac{2PH}{\pi} + \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) \gamma H^2 + \frac{4\gamma H}{\pi^2} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) \right]_{x^-}^{x^+} \right\} \quad (8.7)$$

$$E_p I_p \frac{d^4 \rho}{dz^4} = \zeta \quad (8.8)$$

$$\int_B^{B+H} \rho dz - \frac{2FH}{\pi} = 0 \quad (8.9)$$

式 (8.8) から, Lagrange の乗数 ζ は矢板に作用する正味の土圧に等しいことがわかる。 ζ は鉛直方向座標 z によらず一定であるから, 矢板に作用する土圧も鉛直方向に一定である。

まず, 始めに式 (8.8) を境界条件 (式 8.1, 8.2) に注意して 4 回積分し, 得られた矢板のたわみ ρ を式 (8.9) に代入すると, 矢板に作用する正味の土圧 ζ は次のようになる。

$$\zeta = \frac{40 E_p I_p F}{\pi H^4} \quad (8.10)$$

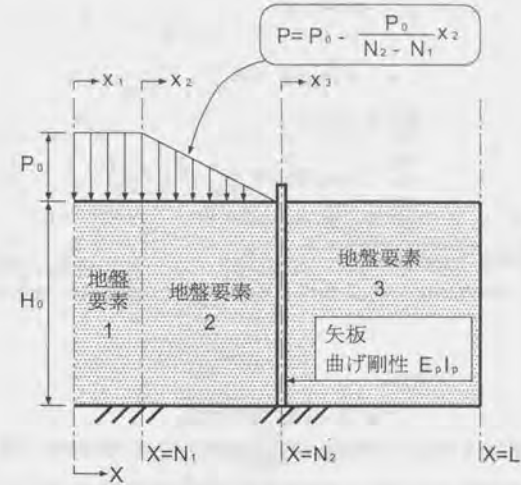


図 8.2: 解析対象地盤 (矢板締切を施した模型地盤)

式 (8.10) を式 (8.8) に戻し, 液状化層上面での矢板のたわみ $\rho(z=H)$ を計算すると,

$$\rho(z=H) = \frac{5}{\pi} F \quad (8.11)$$

このように, 液状化層上面では矢板のたわみ $\rho(z=H)$ は地表面変位 F よりも大きくなってしまいます。これは, 仮定している矢板の変形と地盤の鉛直方向の変位分布が一致しないためであり, 今後検討すべき課題である。しかしながら, 現時点では実用上それほど問題は無いと思われる。

式 (8.7), (8.10) から,

$$\left[ET \frac{dF}{dx} \right]_{x^-}^{x^+} + \left[\frac{2PH}{\pi} + \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) \gamma H^2 + \frac{4\gamma H}{\pi^2} \left(H \frac{dF}{dx} + bF \right) \right]_{x^-}^{x^+} - \frac{80 E_p I_p F}{\pi^2 H^3} = 0 \quad (8.12)$$

これが, 地盤要素の境界に矢板壁が存在する場合の条件式である。

8.2 矢板締切を施した盛土模型地盤の解析

8.2.1 エネルギー原理に基づく解析手法の矢板締切工法模型地盤への適用

8.1 節で導いた地盤内に矢板壁が存在する場合の地盤流動量の予測手法を利用して, 盛土沈下対策として法尻に設置した矢板壁に作用する土圧及び盛土の沈下量を計算する。矢板締切工法の模型実験で使用した模型地盤を図 8.2 のようにモデル化する。

7.2.1 節の無対策の液状化地盤上盛土の場合と同様に, 各地盤要素毎にオイラー方程式から地表面変位 F_1, F_2, F_3 とその一階微分 $dF_1/dx, dF_2/dx, dF_3/dx$ は次のように表される。

$$F_1 = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_1 x_1 + A_2 \quad (8.13)$$

$$F_2 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0(N_2 - N_1)} x_2^2 + \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_3 x_2 + A_4 \quad (8.14)$$

$$F_3 = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_5 x_3 + A_6 \quad (8.15)$$

$$\frac{dF_1}{dx_1} = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_1 \quad (8.16)$$

$$\frac{dF_2}{dx} = \frac{\pi P_0}{2\gamma H_0(N_2 - N_1)} x_2 + \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_3 \quad (8.17)$$

$$\frac{dF_3}{dx_3} = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_5 \quad (8.18)$$

次に、解析領域両端・地盤要素間での境界条件及び矢板壁のエネルギーを考慮した地盤要素間の境界条件(式8.12)から、積分定数 $A_1 \sim A_6$ を計算する。解析領域両端での地表面変位に関する境界条件は、

$$F(x=0) = F(x=L) = 0 \quad (8.19)$$

従って、

$$A_2 = 0 \quad (8.20)$$

$$A_6 = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_5(N_2 - L) \quad (8.21)$$

地盤要素1と地盤要素2、地盤要素2と地盤要素3の間で地表面変位が連続である条件 $F_1(x_1=N_1) = F_2(x_2=0)$ 、 $F_2(x_2=N_2-N_1) = F_3(x_3=0)$ より、

$$A_4 = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} N_1 A_1 + A_2 \quad (8.22)$$

$$A_6 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0} (N_2 - N_1) + \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_3(N_2 - N_1) + A_4 \quad (8.23)$$

次に、式(7.36)であらわされる地盤要素間の境界条件を地盤要素1と地盤要素2の境界に適用する。地盤要素1と地盤要素2の境界で液状化層の層厚 H_0 が変化しないこと、地表面の非液状化層が存在しないため $ET=0$ であること、基礎面の高さ B が一定であるため $h=0$ であることを考慮すると、

$$\left. \frac{dF_2}{dx_2} \right|_{x_2=0} - \left. \frac{dF_1}{dx_1} \right|_{x_1=N_1} = 0 \quad (8.24)$$

従って、

$$A_3 = A_1 \quad (8.25)$$

地盤要素2と地盤要素3の境界には矢板壁が存在するので境界条件として式(8.12)を用いる。

$$\frac{4\gamma H_0^2}{\pi^2} \left[\left. \frac{dF_3}{dx_3} \right|_{x_3=0} - \left. \frac{dF_2}{dx_2} \right|_{x_2=N_2-N_1} \right] = \frac{80E_p I_p}{\pi^2 H_0^3} F(x=N_2) \quad (8.26)$$

ここで、 $F(x=N_2) = F_2(x_2=N_2-N_1) = F_3(x_3=0)$ である。従って、

$$\frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} A_5 - \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} \left(\frac{2P_0 H_0}{\pi} + A_3 \right) = \frac{\pi^2}{4\gamma H_0^2} \frac{80E_p I_p}{\pi^2 H_0^3} A_6$$

整理すると、

$$A_5 - A_3 = \frac{80E_p I_p}{\pi^2 H_0^3} A_6 + \frac{2P_0 H_0}{\pi} \quad (8.27)$$

以上の式(8.20) (8.21) (8.22) (8.23) (8.25) (8.27) から、積分定数 $A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6$ を求め式(8.13) ~ (8.15) に代入する。

$$F_1 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0} \frac{\gamma H_0^2 (N_2 + N_1 - 2L) + 20E_p I_p (N_2 - L)(N_2 - N_1)}{\gamma H_0^2 L - 20E_p I_p (N_2 - L)N_2} x_1 \quad (8.28)$$

$$F_2 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0} \left\{ \frac{x_2^2}{N_2 - N_1} + \frac{\gamma H_0^2 (N_2 + N_1 - 2L) + 20E_p I_p (N_2 - L)(N_2 - N_1)}{\gamma H_0^2 L - 20E_p I_p (N_2 - L)N_2} (x_2 + N_1) \right\} \quad (8.29)$$

$$F_3 = \frac{\pi P_0}{4\gamma H_0} \frac{\gamma H_0^2 (N_2 + N_1)}{\gamma H_0^2 L - 20E_p I_p (N_2 - L)N_2} \{x_3 + (N_2 - L)\} \quad (8.30)$$

以上の F_1, F_2, F_3 が矢板締切対策を施した場合の盛土地盤の最大可能変位である。式(8.28) ~ (8.30) において、矢板の剛性 $E_p I_p$ をゼロとすると、7.1.2 節で導いた無対策の場合の最大可能変位の計算結果(式7.75 ~ 7.77)と一致する。式(8.10)より、矢板に作用する土圧は、

$$\begin{aligned} \zeta &= \frac{40E_p I_p}{\pi H_0^4} F(x=N_2) \\ &= \frac{40E_p I_p}{\pi H_0^4} F_2(x_2=0) \\ &= \frac{10E_p I_p (N_2 + N_1)(N_2 - L)}{\gamma H_0^2 L - 20E_p I_p (N_2 - L)N_2} P_0 \end{aligned} \quad (8.31)$$

また、式(7.6)より、各地盤要素における地表面の沈下量(地盤要素1では盛土の沈下量) $\delta H_1, \delta H_2, \delta H_3$ は、

$$\begin{aligned} \delta H_1 &= \frac{2}{\pi} H_0 \frac{dF_1}{dx_1} \\ &= \frac{\gamma H_0^2 (N_2 + N_1 - 2L) + 20E_p I_p (N_2 - L)(N_2 - N_1)}{2\{\gamma H_0^2 L - 20E_p I_p (N_2 - L)N_2\}} \frac{P_0}{\gamma} \end{aligned} \quad (8.32)$$

$$\delta H_2 = \frac{1}{2} \left\{ \frac{2x_2}{N_2 - N_1} + \frac{\gamma H_0^2 (N_2 + N_1 - 2L) + 20E_p I_p (N_2 - L)(N_2 - N_1)}{\gamma H_0^2 L - 20E_p I_p (N_2 - L)N_2} \right\} \frac{P_0}{\gamma} \quad (8.33)$$

$$\delta H_3 = \frac{\gamma H_0^2 (N_2 + N_1)}{2\{\gamma H_0^2 L - 20E_p I_p (N_2 - L)N_2\}} \frac{P_0}{\gamma} \quad (8.34)$$

と求められる。

式(8.32) ~ (8.34) において、矢板の剛性 $E_p I_p$ をゼロとすると無対策の場合の沈下量(式7.78 ~ 7.80)に一致することがわかる。逆に矢板の剛性 $E_p I_p$ が非常に大きい場合、締切外側では水平変位が生じず、矢板の部分に土槽壁があるのと同じ条件となる。その結果、図8.3に示したように、盛土の天端部分では沈下が、盛土法部分では地盤の隆起が発生する。

8.2.2 実験結果との比較

8.2.1 節で行なったエネルギー原理に基づく解析結果と振動台模型実験の結果を比較する。実験E25の実験条件を表8.1に示す。表8.1の各値を式(8.32)に代入すると、

$$\delta H_1 = -4.88 \text{ cm} \quad (\text{実験 E25}) \quad (8.35)$$

過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下量を1.2cmとすると、予測される沈下量は約6cmということになる。実験E25で計測された盛土底面の最終沈下量は3.6cmであったから、無対策の場合と同様、矢板締切対策に関してもエネルギー原理に基づく解析手法は盛土沈下量を過大評価することがわかる。次に同じ実験E25で矢板に作用する土圧を式(8.31)から計算する。

$$\zeta = -0.395 \text{ kPa} \quad (\text{実験 E25}) \quad (8.36)$$

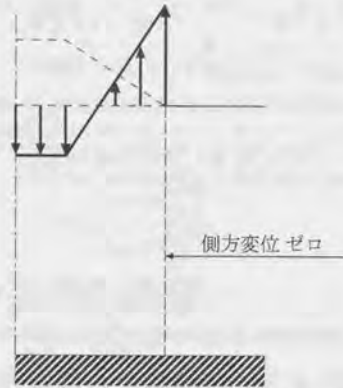


図 8.3: 非常に剛な矢板により締切った場合の盛土の沈下形状

表 8.1: 実験 E25, E15, E20 の実験条件

	E15	E20	E25
液状化層 層厚 (H_0)	40 cm	20 cm	40 cm
液状化層 単位体積重量 (γ)	1.87 g/cm ³	1.83 g/cm ³	1.87 g/cm ³
盛土中心での盛土荷重 (P_0)	1.40 kPa	1.40 kPa	1.40 kPa
盛土の天端幅 ($2N_1$)	10 cm	10 cm	10 cm
盛土底面の幅 ($2N_2$)	50 cm	50 cm	50 cm
土槽幅 ($2L$)	194 cm	194 cm	194 cm
矢板の剛性 ($E_p I_p$)	44.5 N·m	44.5 N·m	44.5 N·m

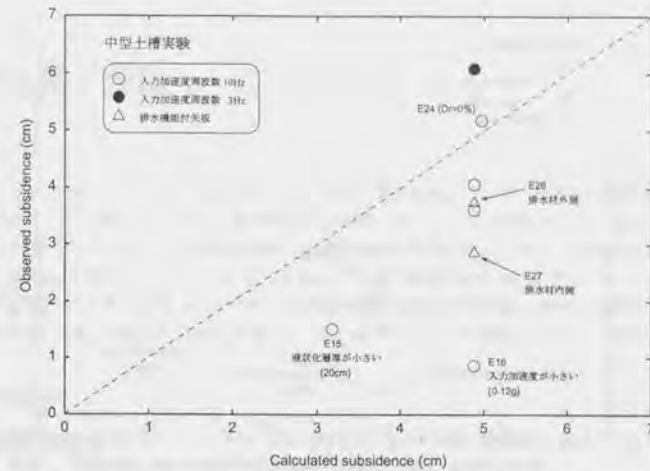


図 8.4: エネルギー原理に基づく解析手法により得られた盛土沈下量と実験結果との比較

6.3節で実験結果から推定した土圧の時系列は図 6.27 に示されているが、推定した土圧は最大でも -0.35kPa である。従って、エネルギー原理に基づく解析手法では、盛土の沈下量と同様に矢板に作用する土圧についても過大評価する。

液状化層厚の小さい実験 E15、液状化層の相対密度の小さい（つまり、液状化層の単位堆積重量が小さい）実験 E20 についても同様に計算を行なうと、次のような盛土底面沈下量 δH_1 ・作用土圧 ζ が求められる。実験 E15、E20 の実験条件は表 8.1 に示してある。

$$\begin{cases} \delta H_1 = -3.18\text{cm} \\ \zeta = -0.814\text{kPa} \end{cases} \quad (\text{実験 E15}) \quad (8.37)$$

$$\begin{cases} \delta H_1 = -4.97\text{cm} \\ \zeta = -0.399\text{kPa} \end{cases} \quad (\text{実験 E20}) \quad (8.38)$$

実験結果では実験 E15 の盛土底面沈下量は 1.52cm、実験 E20 での盛土底面沈下量は 5.18cm である。これらの実験では液状化層厚・液状化層相対密度が他の実験と異なるため、水圧消散に伴う圧密沈下が予測できない。しかしながら、実験 E15 では液状化層厚が小さいので圧密沈下は 1.2cm よりも小さく、実験 E20 では液状化層の相対密度が小さいので圧密沈下は 1.2cm よりも大きくなると考えられる。これらを考慮すると、いずれの実験でもエネルギー原理に基づく解析手法により計算された盛土の沈下量は過大に評価されている。また、矢板の曲げモーメントから推定された土圧は、実験 E15 で約 0.23kPa、実験 E20 では約 0.28kPa であったから、作用土圧についてもエネルギー原理に基づく解析手法では過大評価されることがわかる。

その他の実験ケースについても、エネルギー理論に基づいた解析手法を適用し、盛土の沈下量・矢板に作用する土圧を推定した。図 8.4、8.5 に計算結果と実験結果の関係を示す。図 8.4 の横軸に示した盛土沈下量の計算結果では、液状化現象に伴う地盤の圧密沈下が考慮されていない。また、図 8.5 の縦軸に示した矢板に作用する土圧の実験結果は、実験で計測した曲げモーメント分布から推定した値である（6.3節参照）。

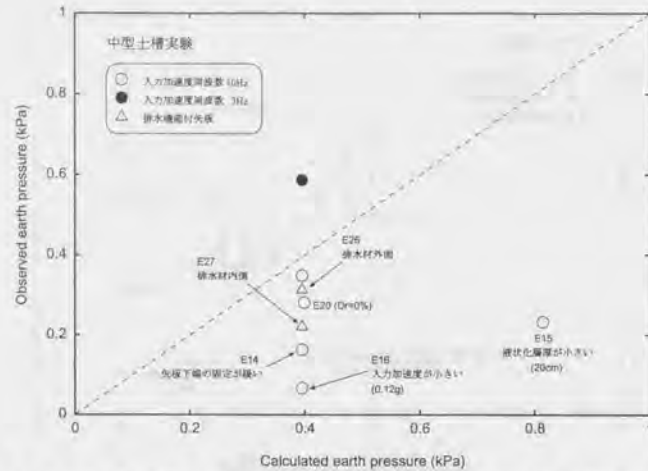


図 8.5: エネルギー原理に基づく解析手法により得られた矢板に作用する土圧と実験結果との比較

図 8.4 の盛土の沈下量に関しては、入力加速度の周波数が 3Hz の場合に実験結果がエネルギー原理を用いた計算結果を大きく上回っている。これは、5.4.2 節で述べたように、入力加速度周波数が 3Hz の場合には、矢板が大きく振動することにより矢板の杭頭と盛土法尻の隙間から液状化した砂が噴き出すためである。液状化層の相対密度が 0% と小さい実験 E20 でも、実験結果は計算結果を若干上回っている。しかしながら、すでに述べてきたように、液状化現象に伴う地盤の圧密沈下を考慮すれば、計算結果は実験結果よりも安全側にあると言えることができる。

次に、図 8.5 の矢板に作用する土圧を計算結果と実験結果と比較すると、入力加速度周波数が 3Hz の実験以外では、計算結果は実験結果を上回っている。

このように、矢板締切対策を施した場合の解析でもエネルギー原理を利用した解析では盛土の沈下量・矢板への作用土圧ともに大きい値を与えるが、第 7 章でも述べたように、複雑な計算の必要なしにこれらの値を計算できるという利点を考慮すれば、この手法は盛土の最大沈下量・矢板に作用する最大土圧を計算する目的に十分利用できるものと考えられる。

第9章 結論

支持地盤の液状化による盛土の沈下被害について振動台模型実験を行った。無対策の支持地盤上の盛土の沈下挙動について調べるとともに、鋼矢板を用いた対策工法についても実験を行った。また、実験で計測した矢板の曲げモーメントから矢板に作用した土圧を推定する方法を示し、対策工法の違いや液状化層の層厚・密度など各種パラメータが矢板に作用する土圧に与える影響について検討を行った。さらに、最小ポテンシャルエネルギー原理に基づく液状化斜面の流動量予測手法を模型地盤に適用し、模型実験結果と計算で求められる盛土の沈下量・矢板に作用する土圧とを比較した。その結果、以下のようなことが分かった。

無対策の場合

1. 液状化層の相対密度が小さい場合、盛土の沈下のうち支持地盤の圧縮変形に起因する沈下量の割合が増加し、支持地盤の側方流動に起因する沈下量の占める割合は小さくなる。
2. 相対密度が大きい場合には、地盤が液状化するまでに時間がかかる上、せん断を受けるとダイレタンシーによって過剰間隙水圧が下がりやすいこともあり、盛土の沈下量は小さくなる。
3. 盛土の沈下量に対する入力加速度の周波数の影響は確認されなかった。
4. 入力加速度が小さい場合、盛土の沈下量は小さくなる。これは、盛土支持地盤内で液状化現象が継続できないためである。
5. 液状化層の層厚が薄い場合も盛土の沈下量は小さくなる。液状化層厚が小さい場合、盛土が同じだけ沈下するのに、液状化層厚が大きい場合よりも大きい盛土支持地盤の側方流動・せん断変形が必要になり、それに伴って正のダイレタンシーが発生して過剰間隙水圧を下げてしまう。これによって、盛土支持地盤内で液状化状態が継続せず、盛土沈下量が小さくなる。

対策工法を用いた場合

1. 支持地盤の液状化現象による盛土の沈下原因として、液状化後の地盤の圧密沈下と液状化した支持地盤の側方への流動の 2 つが考えられる。この内、鋼矢板締切工法で抑制できるのは主に支持地盤の側方への流動に起因する盛土の沈下である。
2. 矢板壁を設置することにより盛土直下の地盤のせん断変形に対する拘束が高められ、加振開始直後の過剰間隙水圧の上昇が遅延する。
3. 加振開始後しばらくすると、矢板壁の盛土沈下軽減効果は現れなくなる。これは、矢板がある程度変形した状態で矢板杭頭と盛土法尻の間から液状化した砂が噴き出すことにより盛土の沈下が進むこと、過剰間隙水圧の消散に伴って地盤の圧密沈下が進むことが原因である。これは、非常に狭い土槽内で無対策の実験を行なっている状況と似ていると考えられる。
4. 実験条件によっては、矢板が大きく振動して矢板周辺の地盤が激しく乱され、矢板と盛土法尻からの砂の噴出が激しくなって盛土の沈下が進む場合がある。
5. 4 で述べた法尻からの液状化した砂の噴出は、矢板締切工法と押え盛土工法を併用し盛土法尻部分を補

強したり、矢板締切を行う位置を盛土の両法尻から両法肩に変更して矢板と盛土の間に隙間ができにくくすることで食い止めることができる。

6. 液状化層の相対密度が小さい場合、盛土の沈下に対し盛土基礎地盤の圧縮沈下の影響が大きくなるため、地盤の側方流動を抑制することで間接的に盛土の沈下を軽減する矢板締切工法では対策効果が発揮されにくくなる。
7. 排水機能付矢板を用いた矢板締切工法についても実験を行なった。しかしながら、排水機能付矢板の周辺地盤内の過剰間隙水圧の抑制効果は確認されたものの、盛土沈下量に関してはそれほど大きな軽減効果は現れなかった。これは、本実験の実験条件では、排水機能付矢板による過剰間隙水圧の抑制効果は矢板のごく近傍に限られていたため、模型全体の挙動に影響を与えるほどには地盤の強度が保持できなかったためである。
8. 排水機能を締切内側に持たせた場合には、盛土支持地盤の間隙水の排出が排水機能により促進されることによって、法尻からの液状化した砂の噴出量が減少し、盛土の沈下量が軽減される。
9. 盛土の最終沈下量と矢板杭頭の最終変位量の間には良い相関関係が見られた。この関係は盛土の沈下量全体に占める地盤の側方流動に起因する沈下量の割合に依存しており、工法の種類や実験条件などによって関係が変化する。

最小エネルギー原理に基づく解析手法の利用

1. 最小エネルギー原理に基づく解析手法を無対策の場合の模型実験に適用すると、盛土の沈下量を過大に評価することが分かった。これは、この解析手法では地盤の最終変位状態を求めているのに対し、模型実験ではある程度ところで加振を停止するため模型地盤が最終変形に達していないためであると思われる。
2. 最小エネルギー原理に基づく解析手法は鋼矢板締切工法を使用した場合にも適応できる。この場合にも、盛土の沈下量を過大評価する。また、矢板に作用する土圧に関しては、解析結果として得られる作用土圧は実験結果から推定された土圧よりも大きい。

参考文献

- 1) Abe, H. (1996): "Liquefaction shaking table tests for sandy ground with embankment." *Journal of Geotechnical Engineering, JSCE*, Vol. III-37, No. 554, pp. 1-17.
- 2) Byrne, P. M., Imrie, A. S. and Morgenstern, N. R. (1994): "Result and implications of seismic performance studies for Duncan Dam." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 6, pp. 979-988.
- 3) De Alba, P. A., Seed, H. B., Retamal, E. and Seed, R. B. (1988): "Analyses of dam failure in 1985 Chilean earthquake." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 12, pp. 1414-1435.
- 4) Iai, S. (1989): "Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field." *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp. 105-118.
- 5) Imrie, A. S. (1994): "Overview of the liquefaction assessment and seismic stability of Duncan Dam: Special session, 46th Annual Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon, Saskatchewan, September 27-29, 1993." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 6, p. 918.
- 6) Ishihara, K. (1993): "Liquefaction and flow failure during earthquake." *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3, pp. 351-415.
- 7) Ishihara, K., Yasuda, S. and Yoshida, Y. (1990): "Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands." *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 3, pp. 69-80.
- 8) Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992): "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquake." *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188.
- 9) Kimura, T., Takemura, J., Hiro-oka, A., Okamura, M. and Matsuda, T. (1997): "Countermeasures against liquefaction of sand deposits with structures." In Ishihara, K., editor, *Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol. 3, pp. 1203-1224.
- 10) Kita, H., Iida, T., Nishitani, M. and Noda, S. (1992): "Experimental study on countermeasures for liquefaction by steel piles with drain." In *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp. 1701-1706.
- 11) Kokusho, T. (1999): "Water film in liquefied sand and its effect on lateral spread." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 125, No. 10, pp. 817-826.
- 12) Lee, K. L. and Albaisa, A. (1974): "Earthquake induced settlements in saturated sands." *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT4, pp. 387-406.

- 13) Little, T. E., Imrie, A. S. and Psutka, J. F. (1994): "Geologic and seismic setting pertinent to dam safety review of Duncan Dam." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 6, pp. 919-926.
- 14) Matsuo, O. (1996): "Damage to river dikes." *Soils and Foundations, SPECIAL ISSUE on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, pp. 235-240.
- 15) Matsuo, O., Koga, Y., Koseki, J. and Washida, S. (1994): "Study on cut-off sheet pile method as a countermeasure against liquefaction of embankment foundation." In *Proceedings of the Fourth U.S.-Japan Workshop on Soil Liquefaction*, pp. 203-222.
- 16) Ohsaki, Y. (1970): "Effects of sand compaction on liquefaction during the Tokachioki earthquake." *Soils and Foundations*, Vol. 10, No. 2, pp. 112-128.
- 17) Pillai, V. S. and Salgado, F. M. (1994): "Post-liquefaction stability and deformation analysis of Duncan Dam." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 6, pp. 967-978.
- 18) Pillai, V. S. and Stewart, R. A. (1994): "Evaluation of liquefaction potential of foundation soils at Duncan Dam." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 6, pp. 951-966.
- 19) Plewes, H. D., Pillai, V. S., Morgan, M. R. and Kilpatrick, B. L. (1994): "In situ sampling, density measurements, and testing of foundation soils at Duncan Dam." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 6, pp. 927-938.
- 20) Poulos, S. J., Castro, G. and France, J. W. (1985): "Liquefaction evaluation procedure." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 6, pp. 772-792.
- 21) Puebla, H., Byrne, P. M. and Phillips, R. (1997): "Analysis of CANLEX liquefaction embankments: Prototype and centrifuge models." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, No. 5, pp. 641-657.
- 22) Rocha, M. (1957): "The possibility of solving soil mechanics problems by the use of models." In *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 183-188.
- 23) Sasaki, Y., Towhata, I., Tokida, K., Yamada, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Saya, S. (1992): "Mechanism of permanent displacement of ground caused by seismic liquefaction." *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 3, pp. 79-97.
- 24) Seed, H. B. (1987): "Design problems in soil liquefaction." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 113, No. 8, pp. 827-845.
- 25) Sego, D. C., Robertson, P. K. and Sasitharan, S. (1994): "Ground freezing and sampling of foundation soils at Duncan Dam." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 6, pp. 939-950.
- 26) Takada, N., Nishi, M. and Fukuda, M. (1996): "Damage to river levees and revetments." *Soils and Foundations, SPECIAL ISSUE on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, pp. 241-254.
- 27) Tatsuoka, F., Sasaki, T. and Yamada, S. (1984): "Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear." In *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 3, pp. 95-102.

- 28) Tokimatsu, K. and Seed, H. B. (1987): "Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 113, No. 8, pp. 861-878.
- 29) Towhata, I. (1997): "Liquefaction and associated phenomenon." In Ishihara, K., editor, *Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol. 3, pp. 1411-1434.
- 30) Towhata, I. and Mizutani, T. (1999): "Effect of subsurface liquefaction on stability of embankment resting upon surface." In Sêco e Pinto, P. S., editor, *Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol. 3, pp. 1045-1057.
- 31) Towhata, I., Orense, R. P. and Toyota, H. (1999): "Mathematical principles in prediction of lateral ground displacement induced by seismic liquefaction." *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 2, pp. 1-19.
- 32) Towhata, I., Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Yamada, K. (1992): "Prediction of permanent displacement of liquefied ground by means of minimum energy principle." *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 3, pp. 97-116.
- 33) Uwabe, T., Kitazawa, S. and Higaki, N. (1986): "Shaking table tests and circular arc analysis for large models of embankments on saturated sand layers." *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 4, pp. 1-15.
- 34) Westergaard, H. M. (1931): "Water pressures on dams during earthquakes." *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 57, No. 9, pp. 1303-1318.
- 35) Yegian, M. K., Ghahraman, V. G. and Harutiunyan, R. N. (1994): "Liquefaction and embankment failure case history, 1988 Armenia earthquake." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 120, No. 3, pp. 581-596.
- 36) Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. (1977): "Settlement of buildings on saturated sand during earthquake." *Soils and Foundations*, Vol. 17, No. 1, pp. 23-38.
- 37) 阿部博, 草野 征 (1991a): "砂地盤と盛土の振動実験". 東京都土木技術研究所年報, pp. 257-266.
- 38) 阿部博, 草野 征 (1991b): "盛土地盤の液状化解析". 東京都土木技術研究所年報, pp. 277-286.
- 39) 池原武一郎 (1972): "十勝沖地震による鉄道盛土の被害に関する研究". 鉄道技術研究報告 No.791 (施設編 第354号), 日本国有鉄道 鉄道技術研究所.
- 40) 井樋世一郎: 法尻の矢板締切による盛土の地震時沈下軽減工法の開発. 卒業論文, 東京大学 (2000).
- 41) 岩崎敏男, 常田賢一, 安田進 (1979): "1978年宮城県沖地震における地盤の耐震性に関する調査". 第14回土質工学研究発表会 昭和54年度発表講演集, pp. 1285-1288. 土質工学会.
- 42) 上沢弘, 那須誠, 小峰利夫, 安田祐作 (1972a): "大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究 (第1報)". 鉄道技術研究報告 No.822 (施設編 第372号), 日本国有鉄道 鉄道技術研究所.
- 43) 上沢弘, 那須誠, 小峰利夫, 安田祐作 (1972b): "大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究 (第2報)". 鉄道技術研究報告 No.823 (施設編 第373号), 日本国有鉄道 鉄道技術研究所.

- 44) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門. 鹿島出版会 (1994).
- 45) 大橋勝弘, 那須誠 (1980): “鉄道盛土の耐震補強対策”. 土と基礎 (土質工学会誌), Vol. 28, No. 8, pp. 37-44.
- 46) 岡村未対, 堤達也, 斉藤由紀子, 松尾修 (1998): “矢板締め切り工を施した盛土の模型振動台実験”. 第33回地盤工学研究発表会 平成10年度発表講演集, 第1分冊, pp. 1035-1036. 地盤工学会.
- 47) 香川崇章 (1978): “土構造物の模型振動実験における相似則”. 土木学会論文報告集, Vol. 275, pp. 69-77.
- 48) 金子正之, 田村圭司, 佐々木康, 勝山明雄, 佐藤謙司 (1994a): “平成5年北海道南西沖地震による河川堤防被害について”. 第29回土質工学研究発表会 平成6年度発表講演集, 第2分冊, pp. 971-972. 土質工学会.
- 49) 金子正之, 田村圭司, 佐々木康, 勝山明雄, 佐藤謙司 (1994b): “平成5年釧路沖地震による河川堤防被害について”. 第29回土質工学研究発表会 平成6年度発表講演集, 第2分冊, pp. 973-974. 土質工学会.
- 50) 北勝利, 関口秀雄 (1998): “排水機能付矢板による盛土-飽和砂地盤系の地震時液状化被害抑止効果に関する考察”. 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 第2分冊, pp. 1527-1532.
- 51) 喜田浩, 西谷道暢, 飯田毅 (1991): “模型液状化地盤の地震時土圧に関する振動台実験”. 第46回年次学術講演会 講演概要集第3部, pp. 222-223. 土木学会.
- 52) 建設省土木研究所 耐震技術研究センター 動土質研究室 (1998): “盛土液状化対策としての矢板締め切り工法に関する振動台実験報告書”. 土木研究所資料 第3539号, 建設省 土木研究所.
- 53) 建設省土木研究所 耐震技術研究センター 動土質研究室 (1999): “液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)”. 共同研究報告 第186号, 建設省 土木研究所.
- 54) 国生剛治, 岩橋敏広 (1979): “軟弱地盤の非線形振動特性についての模型振動実験と解析”. 土木学会論文報告集, Vol. 285, pp. 57-67.
- 55) 古関潤一, 古賀泰之 (1991): “液状化地盤の地震時土圧に関する模型振動実験”. 第46回年次学術講演会 講演概要集第3部, pp. 224-225. 土木学会.
- 56) 小松泰山: 液状化した盛土の沈下を軽減するための工法に関する振動模型実験. 卒業論文, 千葉工業大学 (1999).
- 57) 才村幸夫, 飯田毅, 喜田浩, 西谷道暢, 石原研而 (1992): “排水機能付鋼杭の液状化抑止効果に関する現場実験(その2)”. 第27回土質工学研究発表会 平成4年度発表講演集, 第1分冊, pp. 1169-1170. 土質工学会.
- 58) 佐々木康, 沢田善治, 安田進, 田上裕 (1987): “高瀬川高瀬堤防の耐震性調査”. 土と基礎 (土質工学会誌), Vol. 35, No. 8, pp. 19-24.
- 59) 新川直利, 水谷崇亮, 東畑郁生 (1998): “締め固め工法による盛土の液状化対策に関する模型振動実験”. 第33回地盤工学研究発表会 平成10年度発表講演集, 第1分冊, pp. 1039-1040. 地盤工学会.

- 60) 田中宏征, 喜田浩 (1995): “鋼矢板による盛土の液状化対策に関する振動台実験”. 第30回土質工学研究発表会 平成7年度発表講演集, 第2分冊, pp. 1077-1078. 土質工学会.
- 61) 東京都土木技術研究所 編: 東京低地の液状化予測. 神谷印刷株式会社 (1987).
- 62) 東畑郁生, Vargas-Monge, W. (1998): “地盤流動の模型実験のための材料相似則”. 第53回年次学術講演会 講演概要集第3部(A), pp. 348-349. 土木学会.
- 63) 豊田浩史: 液状化地盤の側方流動模型実験と動的予測手法の開発. 博士論文, 東京大学 (1995).
- 64) 永井貴志: 基礎の液状化に伴う盛土沈下を抑制するための矢板地中壁の実験. 卒業論文, 千葉工業大学 (2000).
- 65) 西川純一, 高橋光昭 (1993): “1993年釧路沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害”. 土と基礎 (土質工学会誌), Vol. 41, No. 6, pp. 11-16.
- 66) 西川純一, 高橋光昭, 山下彰司 (1993): “1993年北海道南西沖地震における道路・鉄道・河川堤防の被害”. 土と基礎 (土質工学会誌), Vol. 41, No. 11, pp. 11-16.
- 67) 西谷道暢, 才村幸夫, 喜田浩, 水田光臣, 石原研而 (1992): “排水機能付鋼杭の液状化抑止効果に関する現場実験(その1)”. 第27回土質工学研究発表会 平成4年度発表講演集, 第1分冊, pp. 1167-1168. 土質工学会.
- 68) 日経コンストラクション 編: 土木が遭遇した阪神大震災, pp. 58-63. 日経BP社 (1995).
- 69) 布川修, 高橋章浩, 神田政幸, 竹村次朗 (1997a): “液状化対策工としての締め切り矢板工法の効果”. 第32回地盤工学研究発表会 平成9年度発表講演集, 第1分冊, pp. 1013-1014. 地盤工学会.
- 70) 布川修, 大春宏一郎, 高橋章浩, 竹村次朗 (1997b): “地震時盛土締め切り鋼矢板の挙動”. 第32回地盤工学研究発表会 平成9年度発表講演集, 第1分冊, pp. 1015-1016. 地盤工学会.
- 71) 野澤太三 (1986): “新幹線盛土構造物の耐震強化に関する研究”. 鉄道技術研究報告 No.1304 (施設編 第572号), 日本国有鉄道 鉄道技術研究所.
- 72) 野田節男, 喜田浩, 飯田毅 (1990): “排水機能付鋼杭による液状化対策に関する実験的研究”. 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, 第1分冊, pp. 885-890.
- 73) 浜田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利 (1986a): “液状化による地盤の永久変位の測定と考察”. 土木学会論文集, Vol. III-6, No. 376, pp. 211-220.
- 74) 浜田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利 (1986b): “液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究”. 土木学会論文集, Vol. III-6, No. 376, pp. 221-230.
- 75) 水谷崇亮, 新川直利, 東畑郁生 (1998): “鋼矢板を用いた盛土の液状化対策工法に関する模型実験”. 第33回地盤工学研究発表会 平成10年度発表講演集, 第1分冊, pp. 1037-1038. 地盤工学会.
- 76) 水谷崇亮, 東畑郁生 (1998): “鋼矢板式護岸に作用する液状化土圧に関する模型実験”. 地震時の地盤・土構造物の流動性及び永久変形に関する研究委員会 編, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, 委員会主催シンポジウム No.109, pp. 355-358. 地盤工学会.

- 77) 水谷崇亮, 東畑郁生, 小松泰山, 野田武志 (1999): “基礎地盤の液状化による盛土沈下に関する振動模型実験”. 第34回地盤工学研究発表会 平成11年度発表講演集, 第1分冊, pp. 185-186. 地盤工学会.
- 78) 安田進: 液状化の調査から対策工まで, 第8章. 鹿島出版会 (1988).
- 79) 安田進, 喜田浩, 田中宏征, 加藤元, 野村博之 (1995): “液状化による盛土の沈下に対する排水機能付き矢板の対策効果”. 第30回土質工学研究発表会 平成7年度発表講演集, 第2分冊, pp. 1083-1084. 土質工学会.
- 80) 吉嶺充俊: 単調載荷による飽和砂の非排水流動変形に関する研究. 博士論文, 東京大学 (1996).

付録 A 応力-ひずみ関係の計算

本研究では, 模型地盤内のせん断応力-せん断ひずみ関係を地盤内に設置した加速度計の記録から推定した. 以下, せん断応力, せん断ひずみの推定方法について述べる.

A.1 せん断応力の推定

図 A.1 左側に示したように, 加速度計が鉛直方向に並べて配置されている. まず, 各層に加速度計が一個含まれる様に地盤をいくつかの土柱に分割する (図 A.1 右側). 地表面の土柱 3 に着目すると, 計測された加速度 a_3 及び土の質量 M_3 から, この土柱に働く慣性力 $M_3 a_3$ が求められる. 土柱の上面・下面に働くせん断応力をそれぞれ τ_3, τ_2 とすれば, 土柱に作用する力の釣合いから,

$$\tau_3 A - \tau_2 A = M_3 a_3 \quad (\text{A.1})$$

ここで, A は土柱の断面積である. 地表面に働くせん断応力 τ_3 をゼロと考えると, 式 A.1 から, 土柱の下面に働くせん断応力 τ_2 を求めることができる.

次の土柱 2 に着目すると, 上面に働くせん断応力 τ_2 はすでに求められているので, 土柱に作用する力の釣合いから下面に働くせん断応力 τ_1 を計算することができる. この τ_1 を点 A0-20 におけるせん断応力とした.

A.2 せん断ひずみの推定

まず, 図 A.2 に示したように, 鉛直方向に並べて配置された加速度計 A0-10, A0-30 で計測された加速度時刻歴を二階積分して地盤の変位 D_1, D_2 を計算する. 積分する際には, 計測値から漸増成分を取り除き振動成分だけを用いた. 求めた変位の差 (相対変位, $D_2 - D_1$) を二つの加速度計の間の距離 T で除したものを, 点 A0-20 におけるせん断ひずみとした.

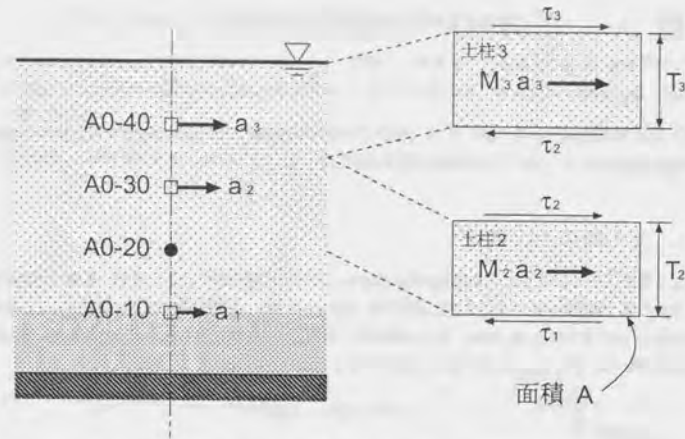


図 A.1: 地盤内のせん断応力の推定

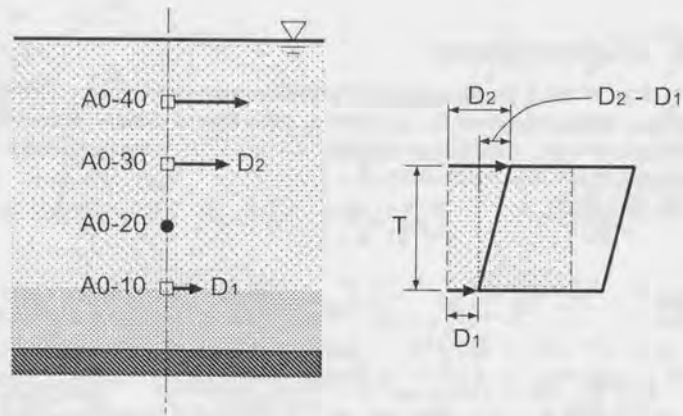


図 A.2: 地盤内のせん断ひずみの推定

付録 B 矢板締切・押え盛土を併用した工法についての追加実験

第5章で、 3Hz 、 $0.21g$ の加速条件で矢板締切と押え盛土を併用した工法についての実験結果を示した。同じ模型地盤に対し入力加速度を 10Hz 、 $0.25g$ とした実験が井嶋(2000)、永井(2000)によって行われた。

図B.1に盛土底面沈下量の時刻歴を示す。図B.1から、押え盛土と矢板締切を併用する(E32)と、矢板締切のみの場合(E25)と比較してわずかに盛土の沈下量が小さくなっているが、実験の精度を考慮すると押え盛土の有無は盛土の沈下量に影響しないと言って良い。

図B.2に実験終了後の色砂の様子を示す。図5.60に示した普通矢板による締切工法の場合と比較しても、それほど大きな地盤の変位は生じていない。

以上より、法尻での矢板締切に押え盛土を併用した場合、入力加速度の周波数が 10Hz であっても 3Hz であっても、問題なく盛土の沈下量を軽減できることが確認された。

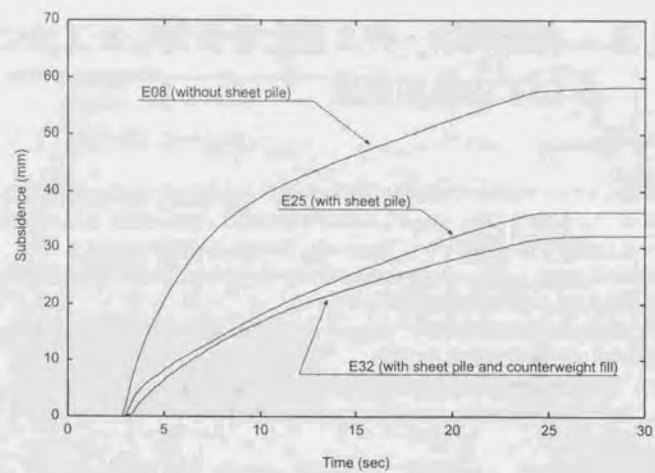


図 B.1: 盛土底面沈下量の時刻歴

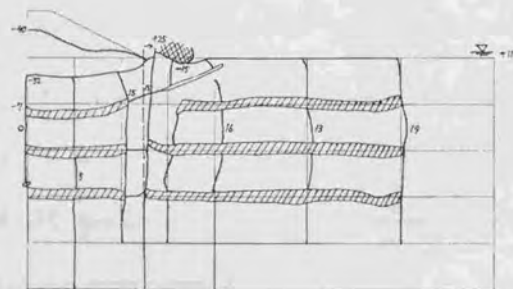


図 B.2: 実験終了後の色砂マーカの変形の様子

付録 C 実験模型の写真



図 C.1: 無対策の実験 E06 の加振前

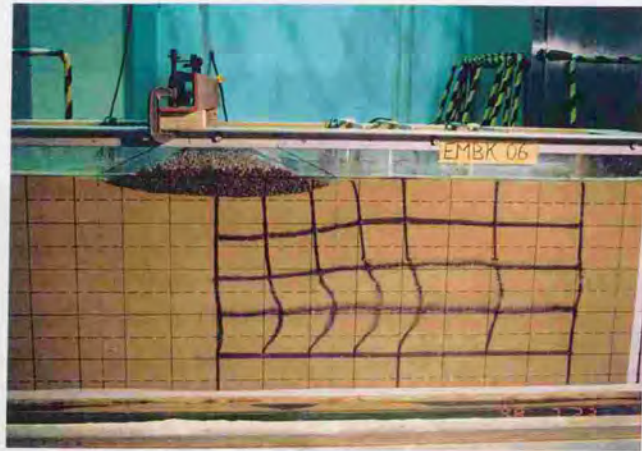


図 C.2: 無対策の実験 E06 の加振終了後

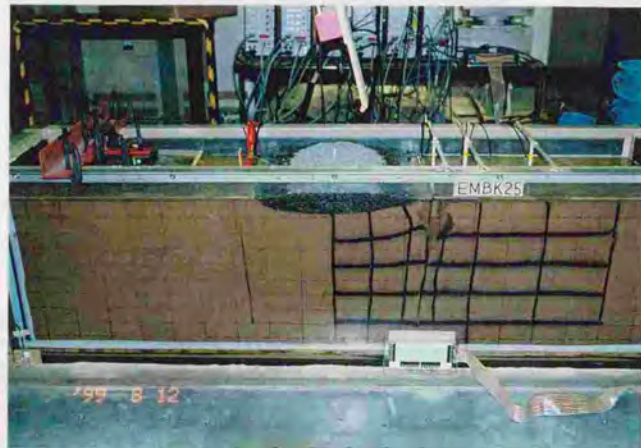


図 C.3: 矢板縮切を行った実験 E25 (入力波の周波数 10Hz) の加振終了後

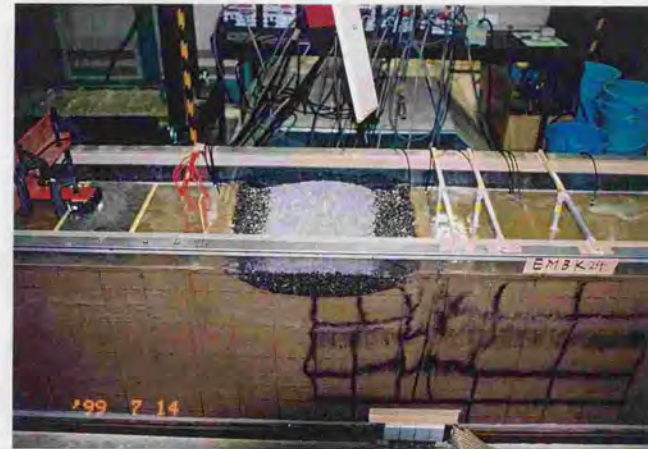


図 C.4: 矢板縮切を行った実験 E24 (入力波の周波数 3Hz) の加振終了後



図 C.5: 実験 E26 (排水矢板縮切・排水材縮切外側) の加振終了後



図 C.6: 実験 E27 (排水矢板締切・排水材締切内側) の加振終了後



図 C.7: 実験 E27 (排水矢板締切・排水材締切内側) の加振終了後

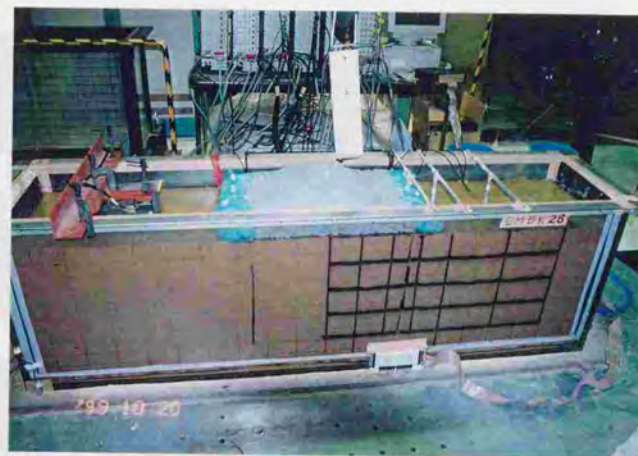


図 C.8: 矢板締切と押え盛土を併用した実験 E28 の加振前



図 C.9: 矢板締切と押え盛土を併用した実験 E28 の加振終了後



図 C.10: 実験 E30 (法肩矢板縮切) の加振前



図 C.11: 実験 E30 (法肩矢板縮切) の加振終了後

謝辞

この論文は、私が大学院の博士課程に進学した3年前から続けてきた模型実験の成果をまとめたものであります。主査の東畑郁生教授には、卒業論文・修士論文もあわせて合計6年間もの長い間に渡って御指導いただきました。これまでの御指導・御助言深く感謝致しております。本当にありがとうございました。また、副査を引き受けていただいた龍岡文夫教授、小長井一男教授、古関潤一助教授、目黒公郎助教授にも、お忙しい中、貴重な時間を割いて熱心に御指導いただきました。龍岡先生は、同じ研究室であることもあって、研究室セミナーなどの機会毎に大変有意義な御助言をいただきましたし、古関先生は以前同様な研究をなさったことがあるということで、研究開始当初から時おり相談にのっていただきました。また、小長井先生には模型実験の考え方について非常に重要な御意見をいただき、研究を考え直すきっかけを与えて頂きました。目黒先生には大変長い間話を聞いていただき、研究内容に関する直接的な御助言以外に他の先生方とは少し違った視点からのお話も伺うことができました。目黒先生には、話の途中でコーヒーまで入れていただきました^{※1}。先生方にあらためて深く感謝致します。

新日本製鐵株式会社の龍田昌毅氏には半分以上の実験を見に来ていただき、そのたびに様々な御意見をいただきました。深く感謝致します。また、住友金属工業株式会社の田中吹征氏からは、いろいろな御助言をいただいた上、排水機能付矢板模型のための排水材をわけていただきました。どうも有難うございました。

この論文で使用したデータは、多くの方々と共同で実験を行ない収集したものです。初年度は不動産建設株式会社の新川直利氏、二年目には千葉工業大学の卒業生であった小松泰山氏、最後の年には同じく千葉工業大学の卒業生の永井貴志君・土質研に配属された卒業生である井樋世一郎君とともに実験を行いました。新川さんは寡黙な方で、面倒なデータの処理などを静かに着々とこなしていけるのが非常に印象的でした。二年目の小松君はその言葉づかいも行動も全く体育会系で^{※2}、何事にも一生懸命に取り組んでおられました。現在は工業高校の先生をなさっていますが^{※3}、どんなふうに進業をされているのかのぞいてみたいところです。三年目は、夏休みくらいまでは永井君・井樋君と三人で実験を行ないましたが、私は論文を書くためにそれ以降実験をやめ、残りの半年は永井君・井樋君の二人だけで実験を続けてもらいました。二人とも良く頑張って実験・解析を進めてくれました。お二人の今後のご活躍をお祈り致します。

助手の桑野玲子様、内村太郎様には研究の進め方や論文の書き方についてしばしば教えて頂きましたし、技官の周郷啓一様には実験装置・道具などに関して大変お世話になりました。また、平野文子様をはじめとする秘書の方々、宮副美紀子様と社会基盤工学専攻事務室の皆様にも、様々な書類・手続き等で大変お世話になりました。深く感謝致します。特に、周郷さん、平野さんは私が配属された一年目から6年間ずっとお世話になった数少ない研究室スタッフです^{※4}。本当に有難うございました。

博士課程進学以前、学部生・修士課程学生の時にも多くの方にお世話になりました。卒業論文の副査をしていただいた石原研而教授、振動模型実験の手順・模型地盤作製の方法を伝授して頂いた Krishna Prasad 博士、Abbas Ghalandarzadeh 博士に深く感謝致します。William Vargas-Monge 博士、Jorge Fernando Meneses

※1 緊張していたためほとんど飲むことができませんでした。残念です。

※2 逆手をされていたそうです。

※3 空手部の顧問もしていると聞いています。

※4 このお二人以外で6年前からいらっしゃるのは東畑先生だけです。

博士にはよく英語の文書を添削して頂きました。また、卒論生として配属された土質研生活一年目には、豊田浩史博士に様々な御助言を頂きました。どうも有難うございました。豊田さんの博士論文は私が模型実験をする際のバイブルでありました。当時助手でいらっしやった吉嶺充俊博士には、土質力学の基本的な考え方からコンピュータの使い方まで非常に多くのことを教えて頂きました。しかし、吉嶺さんから学んだ最も重要なものはその研究姿勢であったかも知れません¹⁵⁾。同じく研究姿勢が印象的であったのは、労働省産業安全研究所の玉手聡氏であります。研究に真剣に取り組んでおられる様子が非常に良い刺激になり、私ももっと頑張らねばと思ったものです¹⁶⁾。それ以外にも、玉手さんにはいろいろなことを教わりました。吉嶺さん、玉手さんに深く感謝致します。修士論文の実験の際には、穴井啓二氏、中村滋氏のお二人に大変お世話になりました。このころは、面倒なことはすべてこのお二人にお願ひしてやって頂いたように思います。いろいろ御迷惑をおかけしました。本当に有難うございました。

不動産建設株式会社の荻島達也氏、小飼嘉弘氏、井戸口清孝氏、田邊重雄氏にも大変お世話になりました。特に小飼さんには私的な事柄についてもいろいろ相談にのって頂きました。本当に有難うございました。

同期で土質研に所属した古本一司君、松田康治君、松崎久倫君、宮田知也君、吉松勲君、梅藤拓磨君、篠崎哲也君、高田忍君にも感謝致します。皆さんのおかげで楽しい研究室生活を送ることができました。また飲み会に誘って下さい。博士課程に入ってからは、同じく同期の小林義和君にもいろいろ教えて頂きました。お蔭様で普通のコンピュータは使えない身体になってしまいました(笑)¹⁷⁾。来年、博士論文の執筆頑張ってください¹⁸⁾。

私が土質研究室に配属されて6年がたちました。その間、あちこちで大きな地震が何度もありました。研究室は建物の改装にともない二度引越しをしました。そして、私は三基の振動台を利用する機会を得ました。特に、修士論文・博士論文の際に使用した振動台は、阪神淡路大震災後に研究室に新規に導入されたものでした。始めはいろいろと不具合があったりして苦労しましたが、新規の振動台の立ち上げという滅多にない経験をできたことを嬉しく思っています。振動台導入初年度は、問題が発生するたびにメーカーである株式会社振研の技術者の方に大学まで来て頂き、親切に対応して頂きました。米田貞之様はじめお世話になった技術者の方々に感謝致します。

来年からは新しい職場で新しい課題に取り組むことになります。また何か新しい経験が待っているかと思うと非常に楽しみな毎日であります。今までに東畑先生をはじめ諸先生・諸先輩方にいただいた沢山の御指導・御助言を忘れることなく、また明日からも頑張っていきたいと思っております。

最後に、今まで私を自由にさせてくれた妻に感謝したいと思っております。いろいろ迷惑をかけたばなしでした。どうも有難うございました。

2006.2.21

水谷 崇亮

¹⁵⁾ 学んただけで実践できてませんが、

¹⁶⁾ 思っただけなのがちょっと問題ですね。

¹⁷⁾ 本研究のほとんどすべての解析・論文執筆は Linux 上で GNU のソフトウェア群及び TeX (p₁TeX₂ε) を利用して行ないました。Linux Torvalds 氏、Richard M. Stallman 氏及び Free Software Foundation, Inc., Donald E. Knuth 教授、開業に携わったすべての有志の方に感謝致します。

¹⁸⁾ 小林君は現在オランダに留学中。

