

土 木 研 究 所 資 料

盛土と附帯構造物の不同沈下に伴う 相互変形に関する研究

平成2年3月

建設省土木研究所
機械施工部土質研究室

Copyright © (1990) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

盛土と附帯構造物の不同沈下に伴う 相互変形に関する研究

機械施工部 土質研究室 室長 久楽 勝行
研究員 竹内 辰典

建設省川崎国道工事事務所

調査一課 調査係長 護摩堂 満*

* 前土質研究室 研究員

要 旨

本報告書は、盛土と附帯構造物の不同沈下に伴う相互変形挙動に関して、小型・大型模型実験および有限要素法による解析を行なうことによって、その挙動を明らかにしたものである。さらに、盛土と附帯構造物の不同沈下に伴って生じる盛土内のゆるみ領域や空洞の対策工法として、附帯構造物の長手方向については摩擦杭工法を、また、断面方向については逆三角形の断面形状を有する附帯構造物の提案を行った。

キーワード：不同沈下，附帯構造物，盛土，相互変形，摩擦杭

目 次

第1章 ま え が き

1. ま え が き	1
------------------	---

第2章 模型実験による盛土と附帯構造物の相互変形挙動の検討

2. 模型実験による検討	2
2.1.1 附帯構造物上昇実験	2
2.1.2 実 験 結 果	5
2.2.1 盛土沈下実験	10
2.2.2 実 験 結 果	11
2.3.1 盛土と附帯構造物の不同沈下に対する小型模型実験	18
2.3.2 実 験 結 果	21
(1) 左右対称沈下の場合	21
(2) 左右非対称沈下の場合（埋戻し材料と盛土材料が同一の場合）	28
(3) 左右非対称沈下の場合（埋戻し材料と盛土材料が異なる場合）	34

第3章 地盤沈下発生装置

3. 地盤沈下発生装置の製作	37
3.1 地盤沈下発生装置の概要	37
3.2 実 験 方 法	40
3.3 実 験 結 果	43

第4章 有限要素法による解析

4. 有限要素法を用いた応力-変形解析	44
4.1 解 析 方 法	44
4.2 解 析 結 果	44

第5章 附帯構造物の長手方向に関する不同沈下対策

5. 附帯構造物の長手方向の不同沈下対策に関する実験	49
5.1 摩擦杭工法	49
5.2 実 験 方 法	49
5.3 実 験 結 果	50

第6章 附帯構造物の断面方向に関する不同沈下ならびに空洞対策

6. 附帯構造物の最適化形状に関する検討	57
----------------------------	----

6.1 附帯構造物の断面形状選定のための小型模型実験	57
6.1.1 実験方法	57
6.1.2 実験結果	58
6.2 逆三角形樋管における断面形状の検討	64
6.2.1 実験方法	64
6.2.2 実験結果	65
6.3 逆三角形樋管を用いた大型模型実験	70
6.3.1 実験方法	70
6.3.2 実験結果	71
6.4 逆三角形樋管を築造した場合の応力-変形解析	73
6.4.1 解析方法	73
6.4.2 解析結果	74
6.5 試験施工	75

第7章 まとめ

7. まとめ	78
--------------	----

第1章 ま え が き

1. ま え が き

我国の道路盛土や堤防等は、軟弱地盤上に築造されたものが数多くあり、盛土の沈下は避けられない問題である。その盛土内にカルバートや樋門、樋管などの附帯構造物を構築する場合には、附帯構造物の沈下を防止するために一般には支持杭による基礎が採用されている。この場合、盛土と附帯構造物とは剛性ならびに基礎の支持形態が異なることから、盛土の沈下が進むにつれて附帯構造物との間に不同沈下が生じ、附帯構造物の周辺に空洞が生じたり、盛土内に引張り応力によるゆるみやクラックなどが発生して防災構造物としての安全性が低下する場合がある。しかしながら現段階においては、地盤の沈下による附帯構造物と盛土の相互変形の挙動について十分な説明が加えられていないために、盛土にどの程度の悪影響を及ぼすのか判明していないのが現状である。したがって、現地の事例調査や模型実験、数値解析によって盛土と附帯構造物との相互変形挙動や土中の応力状態を説明するとともに、その対策についても検討を加えていく必要がある。

そこで本研究では、小型・大型模型実験により盛土と附帯構造物の不同沈下を再現し、附帯構造物の周辺にゆるみやクラック、空洞がどのように生じていくかを明らかにした。さらに、有限要素法を用いた数値解析を行い盛土内でのクラックの発生領域についての検討を加えた。その結果、ある程度、クラックの発生範囲とその発生角度について明らかとなった。また、これらの盛土内に生じる空洞やクラックの対策工法として摩擦杭を用いた不同沈下対策に関する模型実験、ならびに附帯構造物の最適な断面形状を見いだすための実験的検討を行った。その結果、摩擦杭と矢板の併用工法ならびに、附帯構造物の断面状を逆三角形にすることの有効性を確認した。

第2章 模型実験による盛土と附帯構造物の相互変形挙動の検討

2. 模型実験による検討

盛土と附帯構造物の不同沈下を模型実験で再現する場合、附帯構造物を固定し盛土を沈下させる方法と、盛土は沈下させずに附帯構造物のみを上昇させる相対的な2種類の方法が考えられる。今回は、この2つの方法についてそれぞれ模型実験を行なった。盛土を沈下させる実験（以下盛土沈下実験と呼ぶ）は、模型盛土の下に水溶性の硫安（硫酸アンモニウム）を敷き、この硫安に水を加えて溶かすことにより、盛土を強制的に沈下させ盛土と附帯構造物の不同沈下を再現した。また、附帯構造物を上昇させる実験（以下附帯構造物上昇実験と呼ぶ）は、附帯構造物を電動ジャッキで押し上げることによって、不同沈下の再現を試みた。

2.1.1 附帯構造物上昇実験

実験は、図2-1に示す二次元土槽（幅14m、高さ2.5m、奥行1.0m）を用いて行った。附帯構造物模型は、盛土の縦断方向でみた場合を想定して土槽のほぼ中央部に設置した。なお、附帯構造物の模型実験装置は、図2-1ならびに写真2-1に示すように内部に電動モータおよびスクリージャッキを内蔵し、遠隔操作によって上昇、下降が可能になっている。ここで、装置の主要諸元を表2-1に示す。

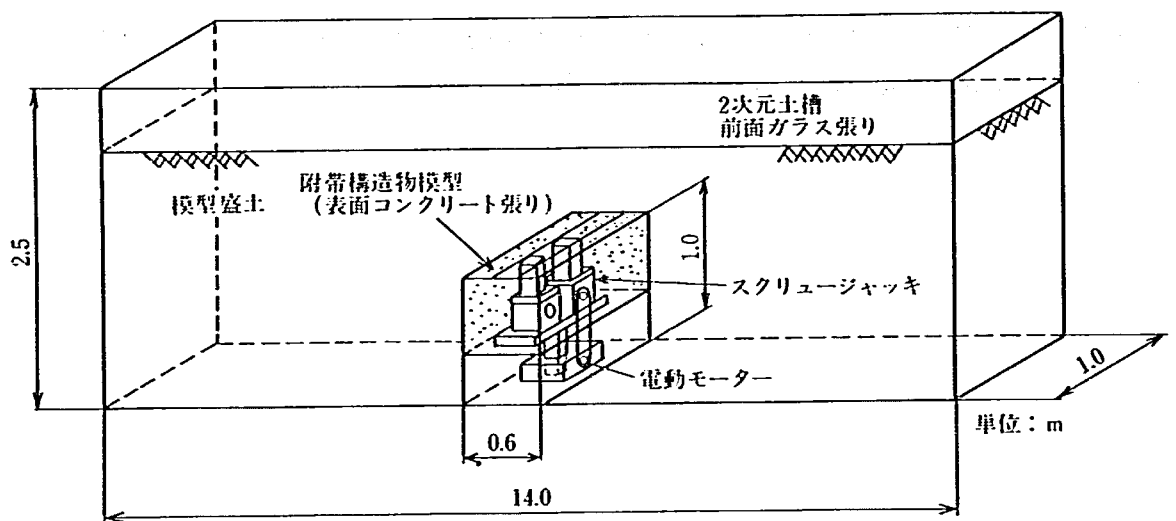
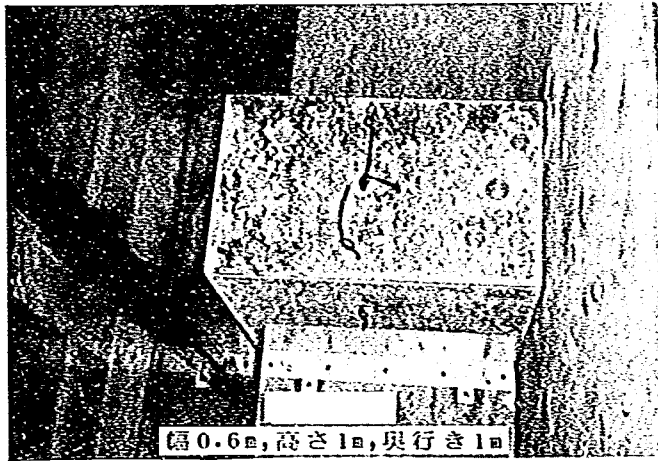
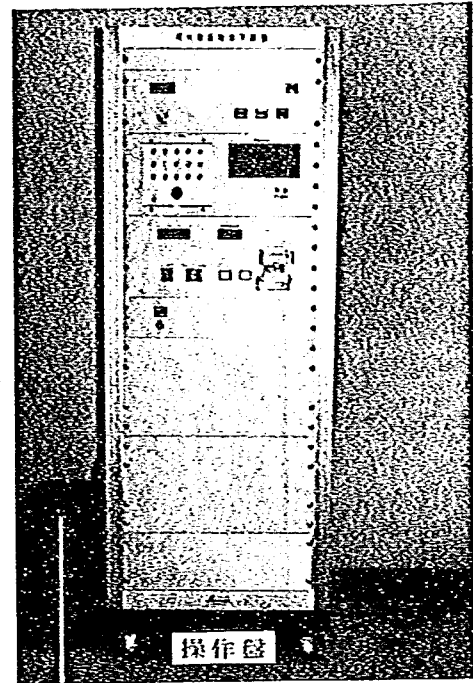


図2-1 実験装置

模型盛土は、図2-2ならびに写真2-2に示すように附帯構造物模型の側壁より50cm離れた位置から1割勾配で囲まれた範囲を、粘性土あるいは砂質土で2.2mの高さまで締固めを行いながら埋戻した。盛土部分も同様に所定の2.2mの高さまで締固めを行いながら築造した。なお、盛土材料の土質特性は表2-2に示すとおりである。計測は、盛土の変位を計測するために、図2-2に示す位置に沈下観測棒（直径1cm、長さ30cm）、沈下観測線（標準砂を使用）及び地表面変位観測点を設置した。さらに、土中の土圧を計測するために土圧計を附帯構造物模型とそ



(a) 附帯構造物模型



(b) 操作盤

写真2-1 附帯構造物模型実験装置

の周辺に埋設した。

実験は、埋戻し材料の土質として粘性土と砂質土の2種類を用い、それぞれ締固め密度を変化させて表2-3に示すように合計5ケースについて行ない、埋戻し土の種類や締固めの程度の違いによって、盛土と

表2-1 附帯構造物模型実験装置の主要諸元

昇降速度	0.4mm/h~60mm/h (連続可変速)		
最大ストローク	300 mm		
最大載荷重	50 tf		
外型寸法	幅	高さ	長さ
	0.6m	1.0m	1.0m

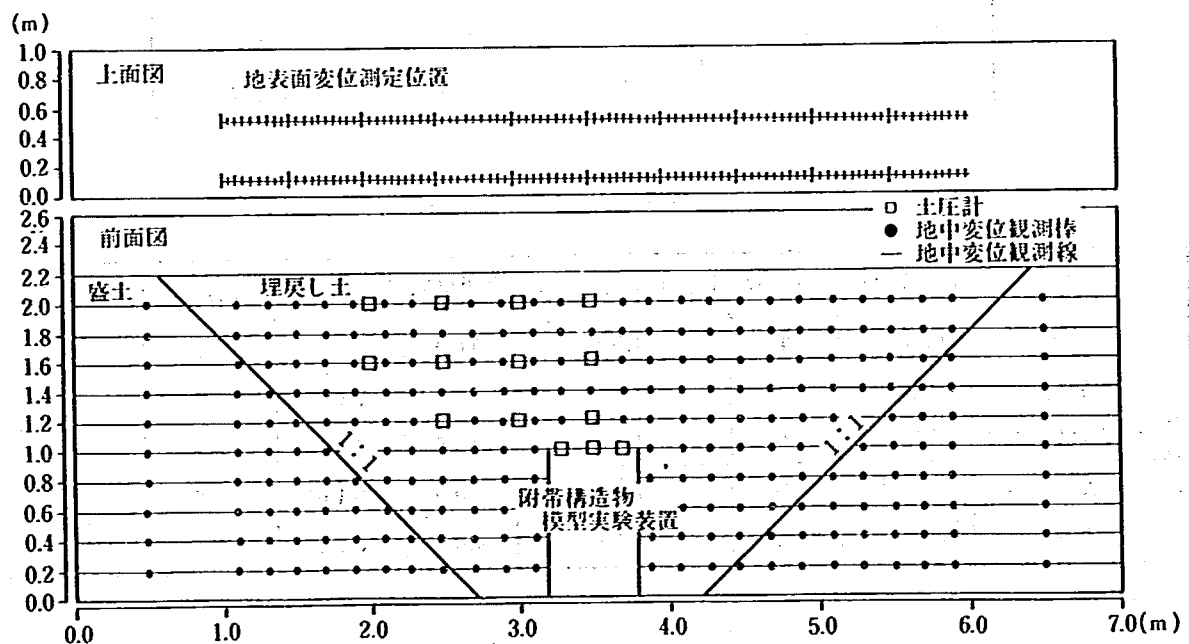


図2-2 計測器の設置状況

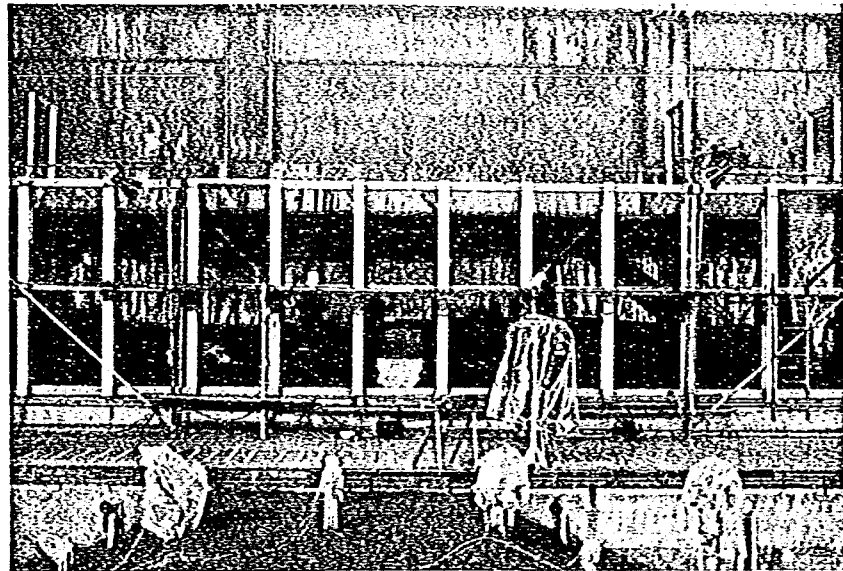


写真 2 - 2 実験用土槽

表 2 - 2 盛土材料の土質特性

		埋戻し材料		盛土材料
		粘性土	砂質土	
粒 度 組 成	レキ分(%)	0.0	10.8	0.0
	砂分(%)	42.9	85.3	50.1
	シルト分(%)	41.1	4.0	31.9
	粘土分(%)	16.0		18.0
日本統一分類		ML	SP	SM
最大乾燥密度		1.58	1.57	1.67

表 2 - 3 実験ケース一覧

	ケース	埋戻し材料	締固め度	湿潤単位 体積重量 (gf/cm ³)	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 φ (°)	弾性係数 E (tf/m ²)	沈下形状 及び沈下量
附 帯 構 上 造 昇 物 実 験	実験ケース 1	粘性土	小	1.30	0.04	23.8°	6.3	—
	実験ケース 2	粘性土	中	1.50	0.05	20.7°	8.8	—
	実験ケース 3	粘性土	大	1.70	0.06	20.1°	9.9	—
	実験ケース 4	砂質土	小	1.50	0.00	31.0°	5.3	—
	実験ケース 5	砂質土	大	1.60	0.00	36.1°	5.1	—

附帯構造物の不同沈下によるクラックの発生範囲がどのように変化するかを調べた。なお、附帯構造物模型の上昇速度は毎時1 cmとし、最終上昇量24 cmまで連続的に上昇させ、その時のクラックの発生状況とその進行状況、盛土の変位量、土中土圧の変化等を経時的に観測した。

2.1.2 実験結果

附帯構造物の上昇量が24 cmのときの地表面変位の状況と、盛土内のクラックの発生状況を示したものが、写真2-3～写真2-7ならびに図2-3から図2-7である。図2-3から図2-5は埋戻し材料を粘性土で行なった3ケースの結果であり、図2-6、図2-7は砂質土で埋戻しを行なった2ケースの結果である。これらの図から、図2-3～図2-5の埋戻しを粘性土で行なった結果では、3ケースの違いが明瞭に現われている。すなわち、締固め密度の大きさによって、クラックの発生範囲が異なっており、締固め密度の大きいものほどクラックの発生範囲が広がっている。附帯構造物模型の側壁に沿った鉛直面に対するクラックの発生範囲の傾斜角を計測すると、締固め密度が小さいとしたケース1では 5° 、ケース2では 25° 、締固め密度が大きいとしたケース3では 40° となる。

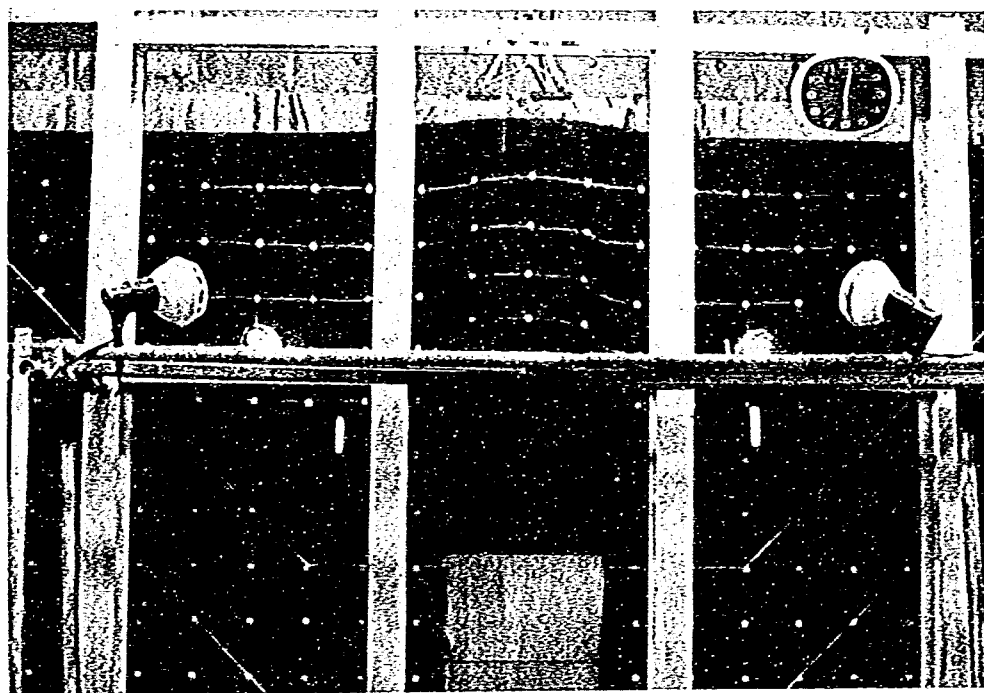


写真2-3 盛土内の変形状況（ケース1）

ここで、クラックの発生範囲だけでなく、クラックの大きさについてみると、それぞれのケースで特徴のある形が得られた。すなわち、ケース1では、附帯構造物上部の土全体が緩むような状態で押し上げられているため、埋戻し土内部に明瞭なクラックの発生は認められなかった。これに対して、ケース2では埋戻し土内部のクラックが明瞭に発達しており、大小無数のクラックが附帯構造物の上部に発生している。さらにケース3では、卓越したクラックが数本あり、これ

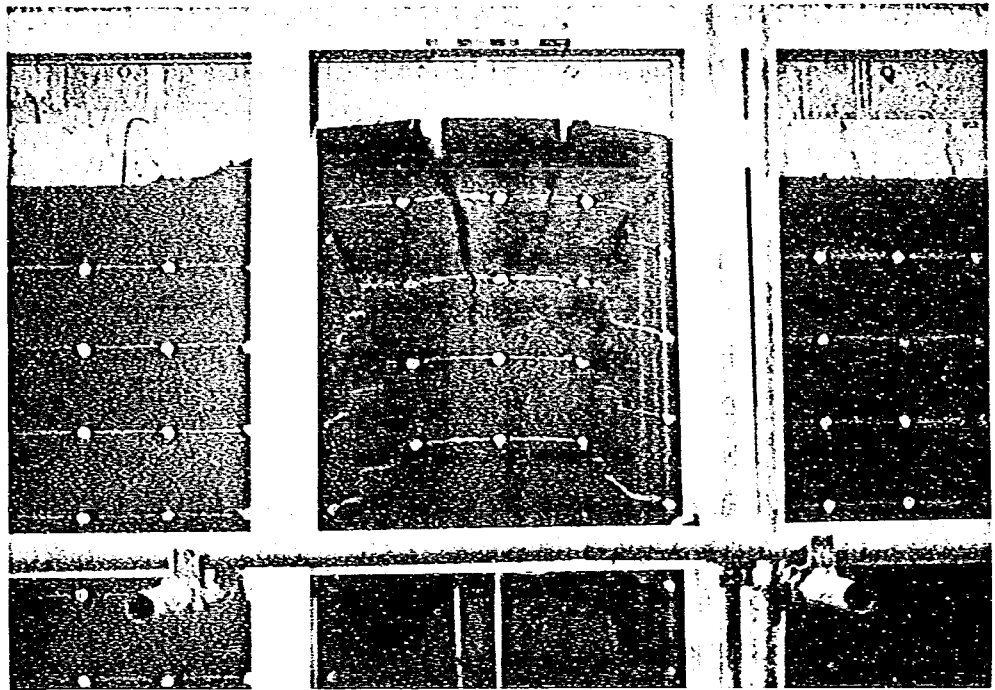


写真 2-4 盛土内の変形状況 (ケース 2)

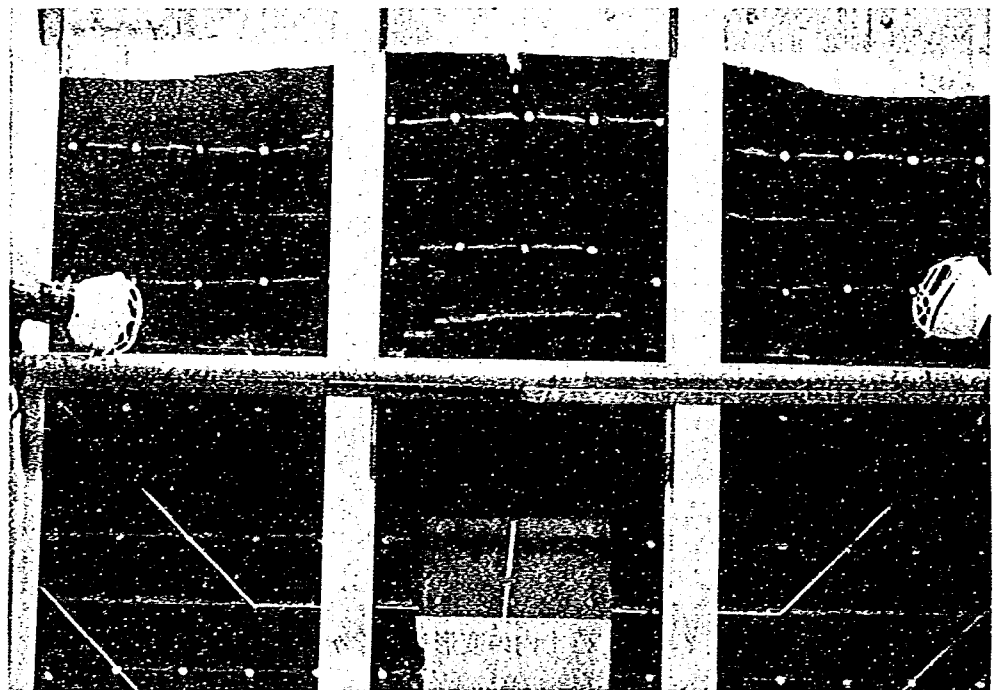


写真 2-5 盛土内の変形状況 (ケース 3)

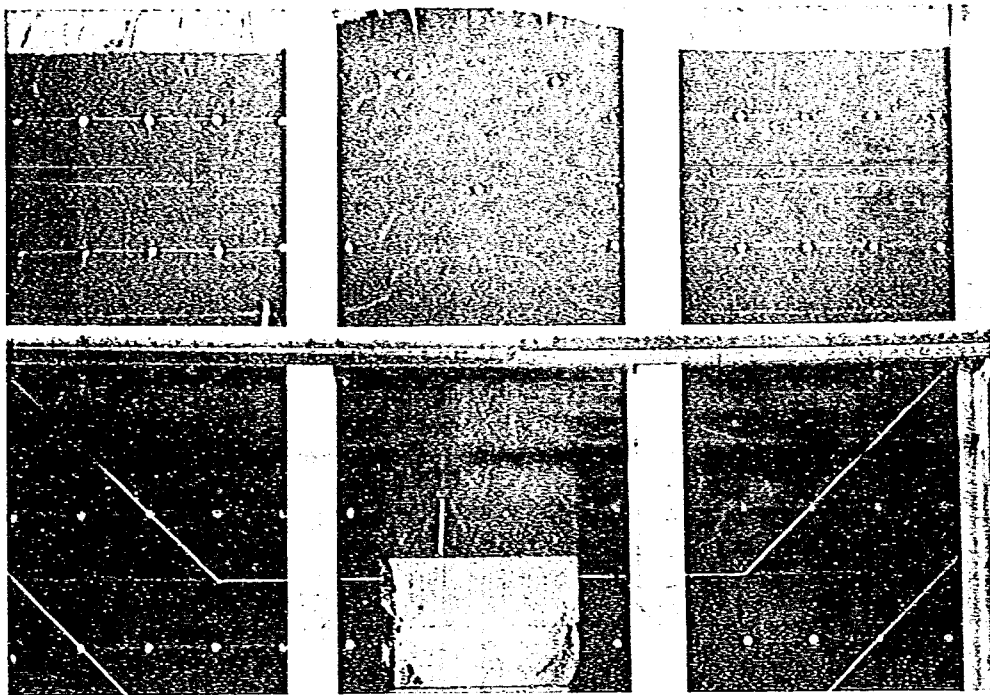


写真 2-6 盛土内の変形状況（ケース 4）

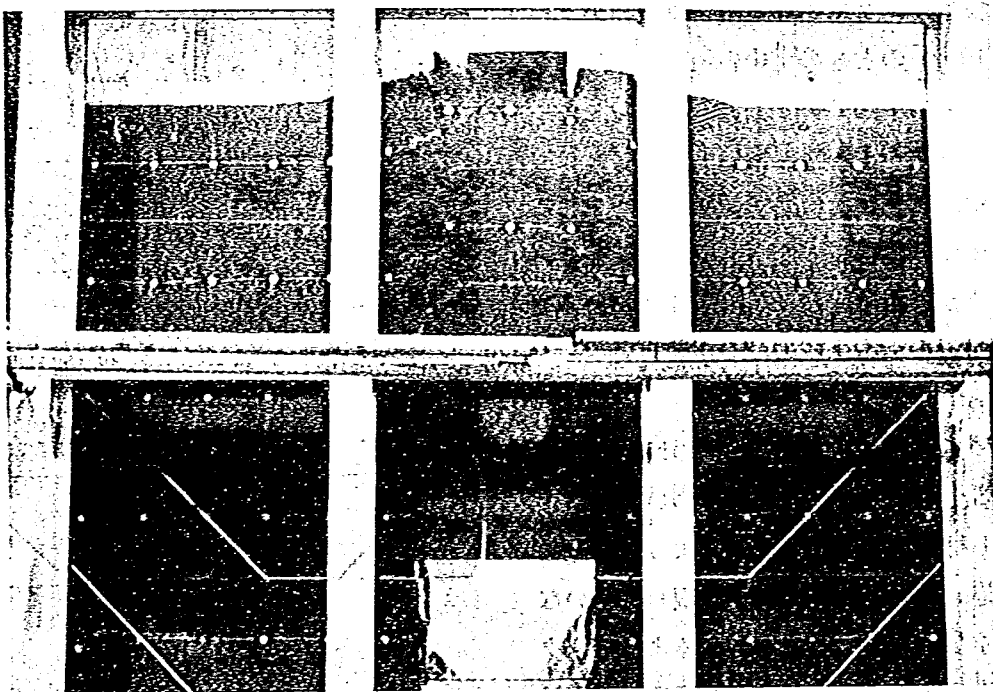


写真 2-7 盛土内の変形状況（ケース 5）

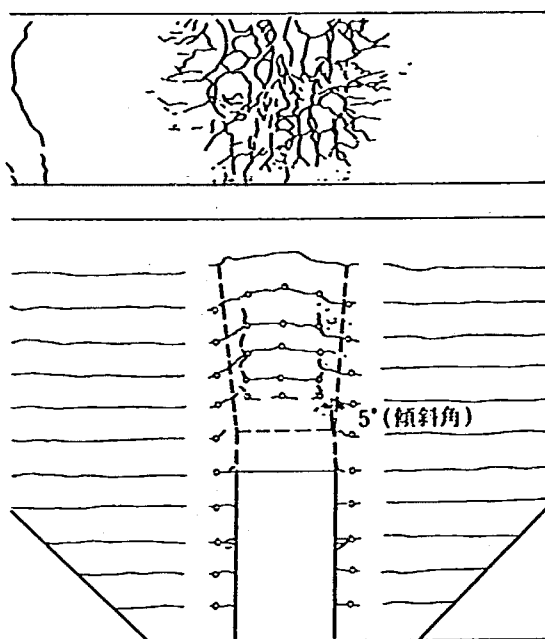


図2-3 クラックの発生状況
(ケース1)

によって附帯構造物上部の土塊がブロック分けされたような形となっている。

実験ケース2における附帯構造物の上昇量が10cmのときの土中の鉛直土圧分布を示したものが図2-8である。この図から、附帯構造物の上部では土中土圧が増大しているが、クラックの発生領域からはずれる部分については逆に土中土圧が減少していることがわかる。特に、附帯構造物の側壁上部付近の土中土圧の減少が著しいことが注目される。

次に、図2-6、図2-7の埋戻し材料が砂質土の場合の実験結果についてみると、埋戻し材料が粘性土の場合のような締固め度の違いによる影響が明瞭に現われていない。すなわち、図からもわかるように、クラックの発生範囲は両者ともほぼ附帯構造物と同じ範囲となっており、粘性土の場合と同様に傾斜角を測るとケース4は10°、ケース5は15°となる。また、土中のクラックにおいてはほとんど発生しておらず、粘性土で行なった締固め密度の小さいケース1に近い状態で、せん断面が確認できるだけとなっている。

以上の結果から、埋戻し材料の土質特性によって盛土と附帯構造物の不同沈下によって生じる

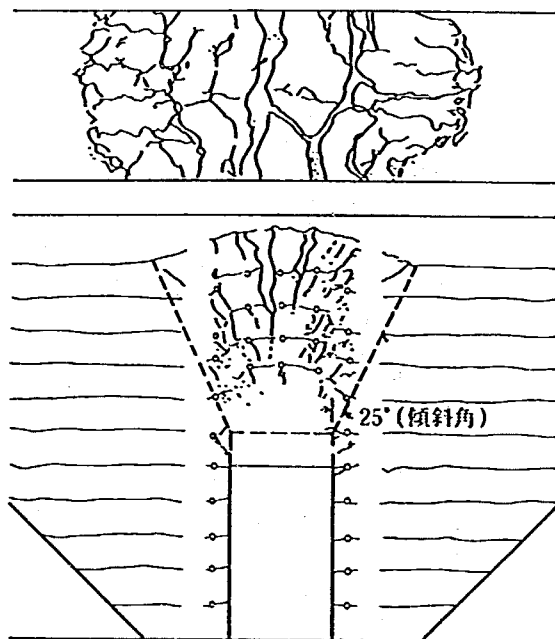


図2-4 クラックの発生状況
(ケース2)

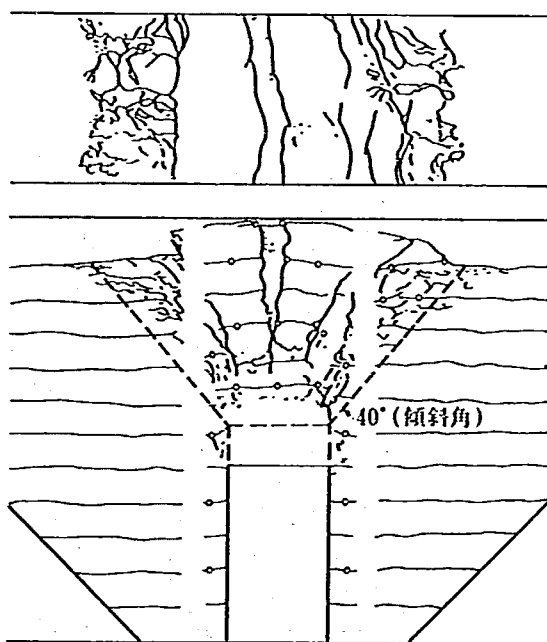


図2-5 クラックの発生状況
(ケース3)

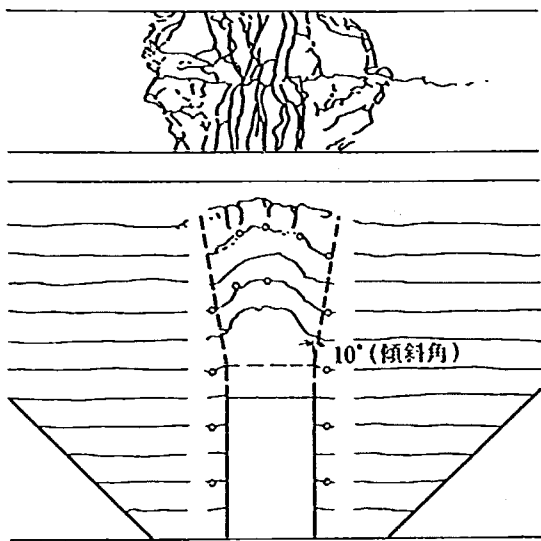


図 2-6 クラックの発生状況
(ケース 4)

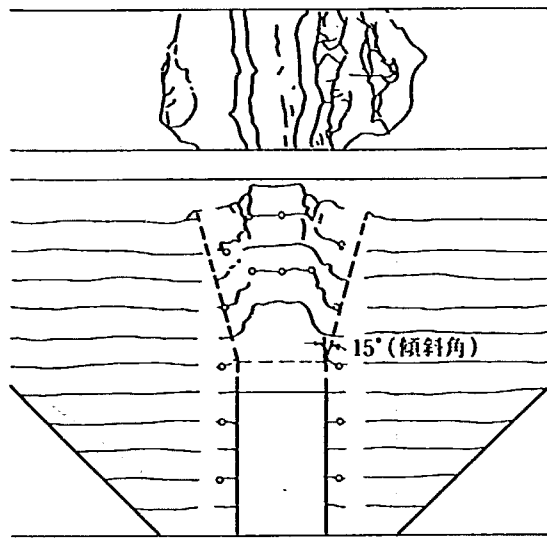


図 2-7 クラックの発生状況
(ケース 5)

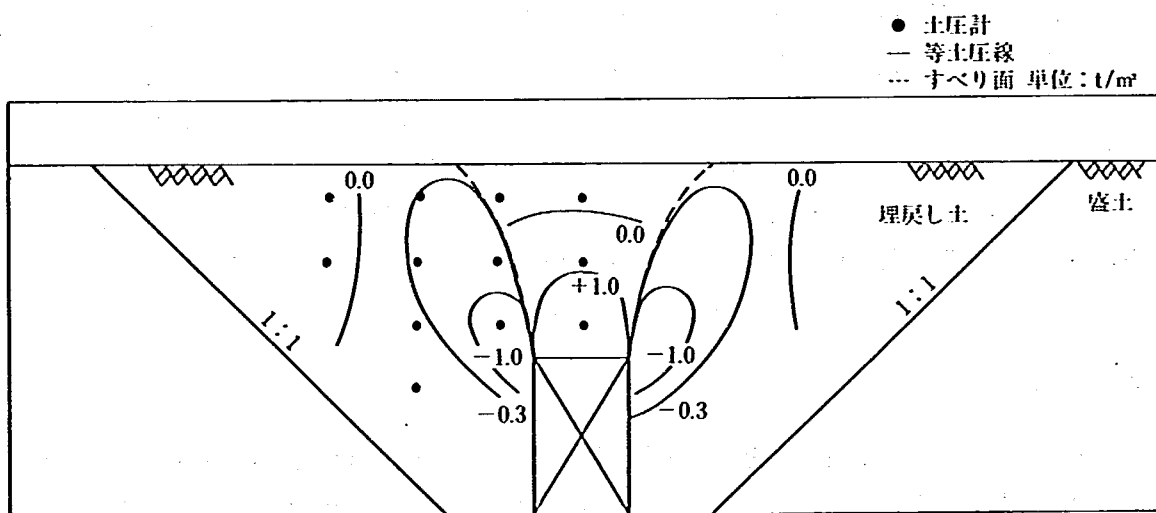


図 2-8 土中土圧の分布 (ケース 2 の場合)

クラックの発生状況が異なり、特に粘性土については締固めの程度の影響が大きく、砂質土については締固めの程度の影響が小さいといえる。このことは、埋戻し材料の土質特性が何らかの形で実験結果に影響を与えていることを示していると考えられる。

今回の実験結果では、埋戻し土に粘性土を用いた場合、表 2-3 に示したように締固め度の違いによって粘着力は変化しているが、内部摩擦角は変化していない。すなわち、クラック発生範囲や大きさに粘着力が大きな影響を与えていることを表している。また、砂質土の場合は 2 ケースとも粘着力は 0 で内部摩擦角が変化している。したがって、今回の模型実験の結果と考えあわ

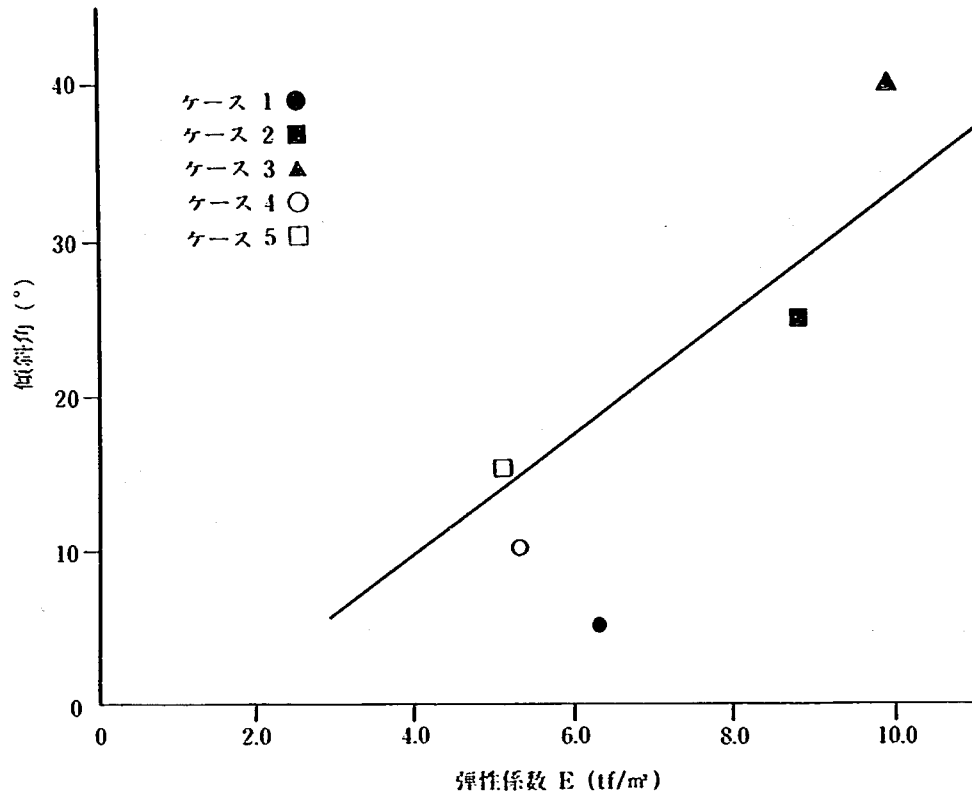


図 2-9 弾性係数と傾斜角の関係

すると、土の内部摩擦角はクラックの発生範囲に影響を与えていることが推測できる。ここで、埋戻し土の粘着力や内部摩擦角などの強度定数と関連する弾性係数とクラックの発生範囲を表す傾斜角との関係を示したものが図 2-9 である。この図から、埋戻し土の弾性係数とクラックの傾斜角とは良い相関を示しており、弾性係数の増加とともに傾斜角も増加している。

今回の実験では、埋戻し材料の弾性係数とクラックの発生範囲とは良い相関が得られたが、今後、さらに内部摩擦角や粘着力、弾性係数などの強度定数とクラックの発生範囲との関係について定量的な検討を加えていく必要があると考えられる。

2.2.1 盛土沈下実験

盛土沈下実験は、附帯構造物上昇実験と同様の二次元土槽（幅14m、高さ2.5m、奥行1.0m）を用いて行ない盛土の縦断方向でみた場合を想定して、土槽のほぼ中央部に附帯構造物の模型を設置した。なお、附帯構造物の模型は、写真 2-8 に示すように幅30cm、高さ45cm、奥行97cmのコンクリートボックスに鋼管杭（直径6cm、長さ75cm）を6本取り付けたものを用いた。

盛土の模型は、図 2-10 に示すように土槽の下部に5cm～30cmの厚さに水溶性の硫安を敷き均し、その上に盛土を築造した。盛土材料は先に述べた実験で用いたものと同様の材料、すなわち、盛土部に砂質土を用い、埋戻し部分にはシルトを用いた。実験は、3ケース行なったが、埋戻し部分の湿潤密度は 1.5 t/m^3 に、盛土部分の湿潤密度は 1.4 t/m^3 になるように締固めを行なった。観測項目は、盛土の変位量、土中土圧、クラックの発生状況などであり、図 2-10 に示した位置に計測器を設置した。実験では土槽の底部に設けた硫安層に水を浸透させ硫安を少しずつ溶解させ、硫安の体積の減少によって上部の模型盛土を強制的に沈下させた。実験条件とし

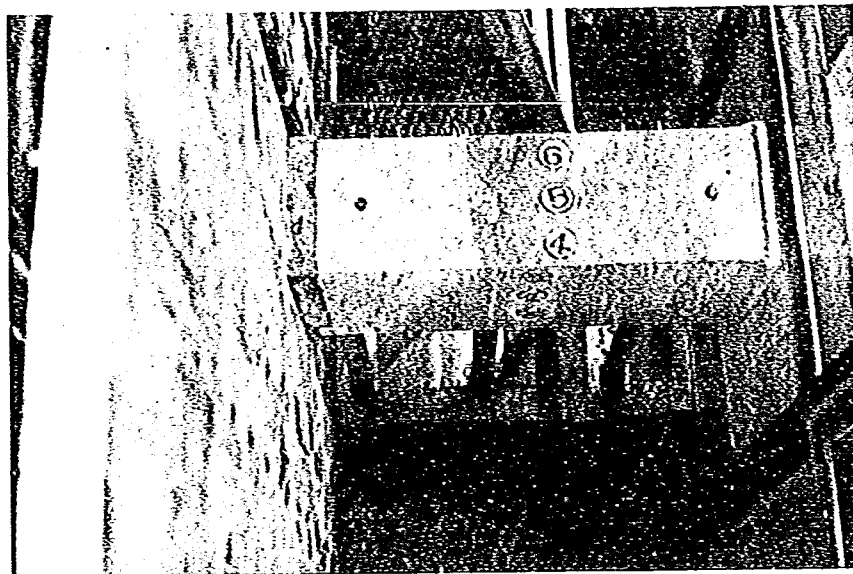


写真 2 - 8 附帯構造物模型の設置状況

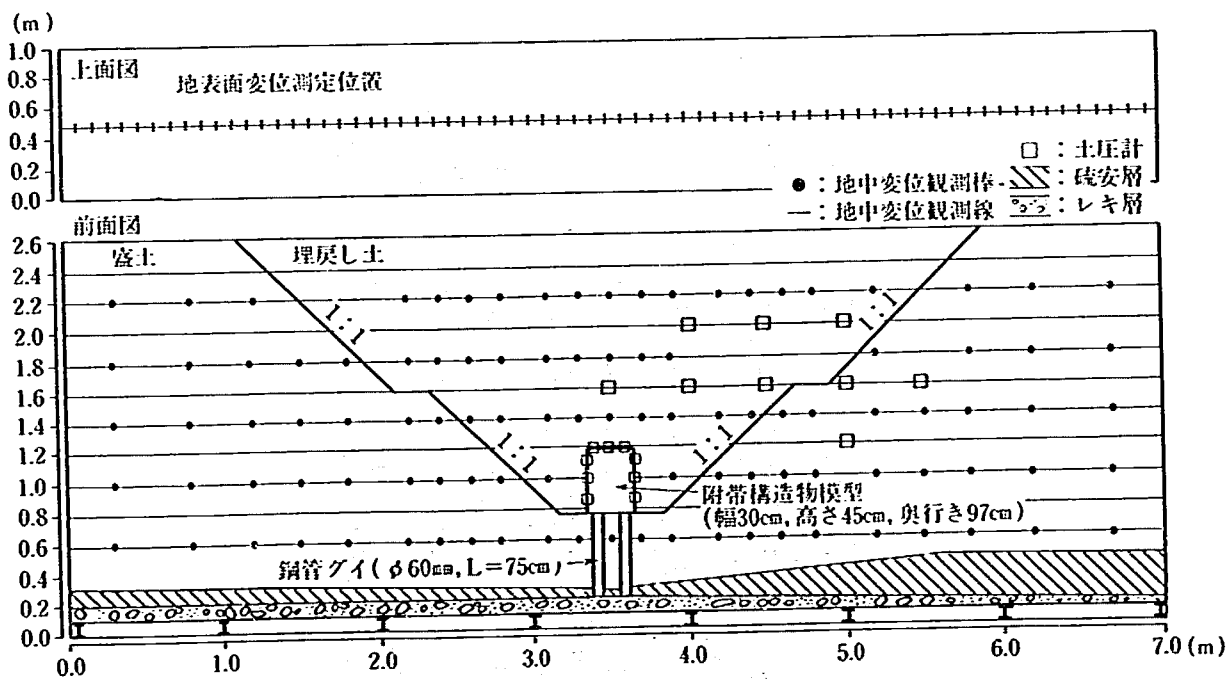


図 2 - 10 盛土沈下実験の概要

では、礎安層により附帯構造物模型をはさんで左右を対称に沈下した場合と、左右を非対称に沈下させた場合の3ケースについて行い、それぞれ条件の違いによるクラックの発生領域について調べた。

2.2.2 実験結果

盛土内のクラックの発生状況を示したものが、写真 2 - 9 ~ 写真 2 - 11 ならびに図 2 - 11 ~ 図

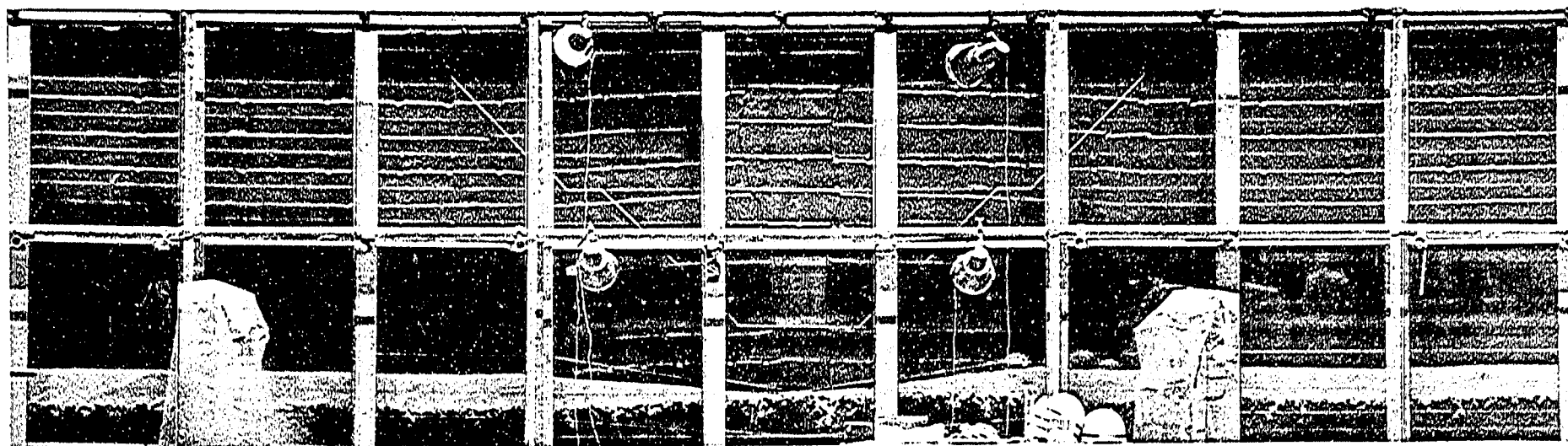


写真 2 - 9 盛土内のクラックの発生状況 (ケース 1)
(左右対称沈下 左 30 cm, 右 30 cm)

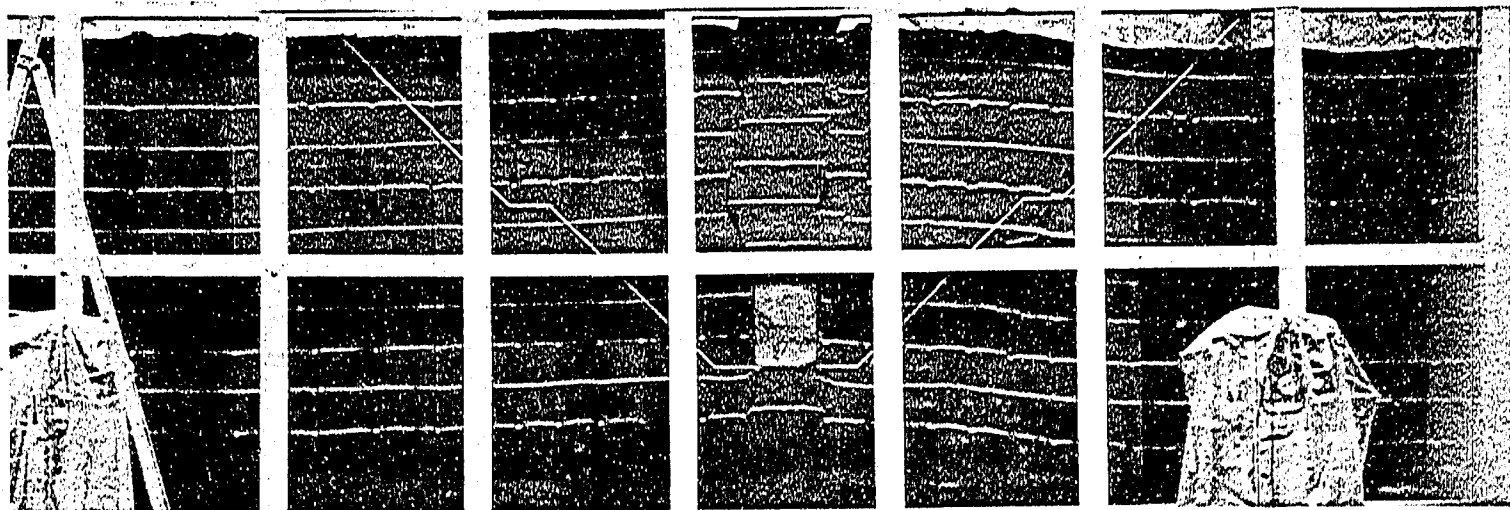


写真 2 - 10 盛土内のクラックの発生状況 (ケース 2)
(左右非対称沈下 左 10 cm, 右 30 cm)

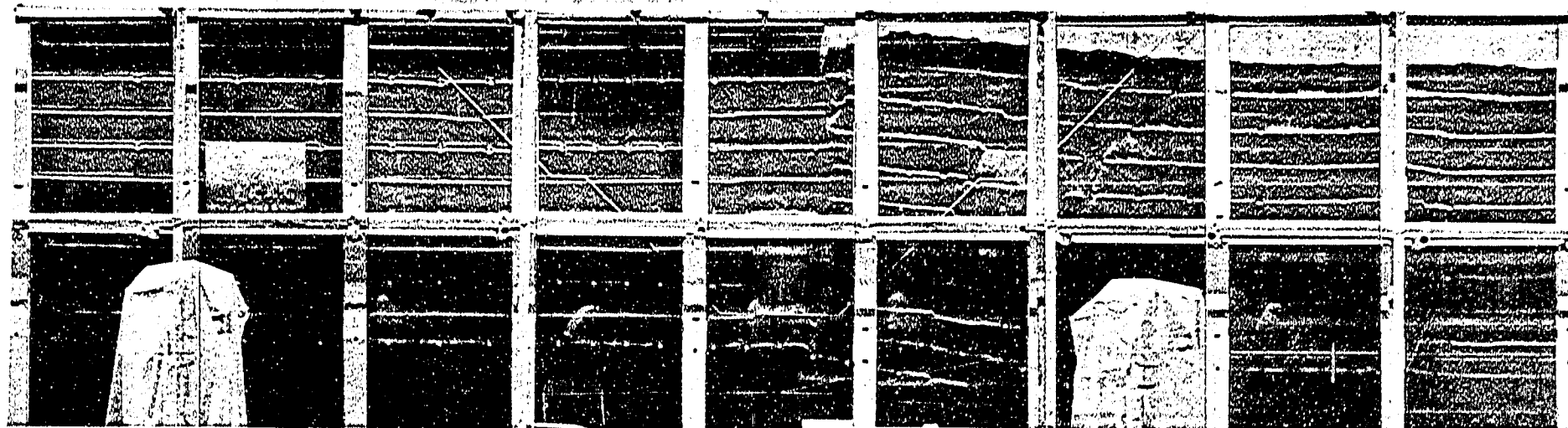


写真 2 - 11 盛土内のクラックの発生状況 (ケース 3)
(左右非対称沈下 左 0 cm, 右 30 cm)

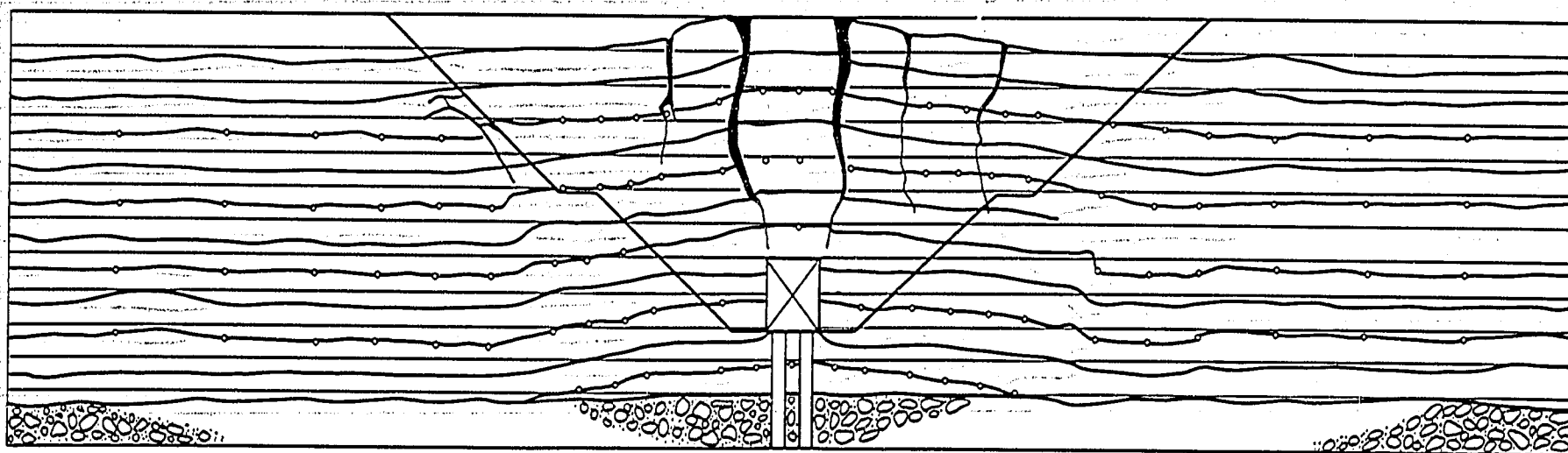


図2-11 盛土内のクラックの発生状況 ケース1
(左右対称沈下 左30 cm, 右30 cm)

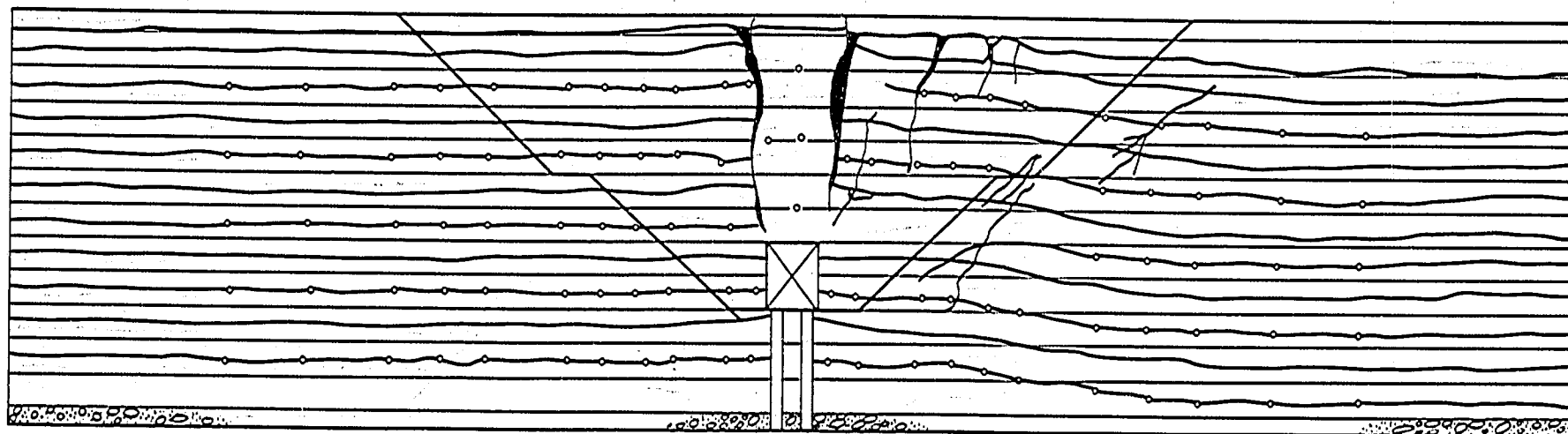


図 2 -12 盛土内のクラックの発生状況 ケース 2
(左右非対称沈下 左10 cm, 右30 cm)

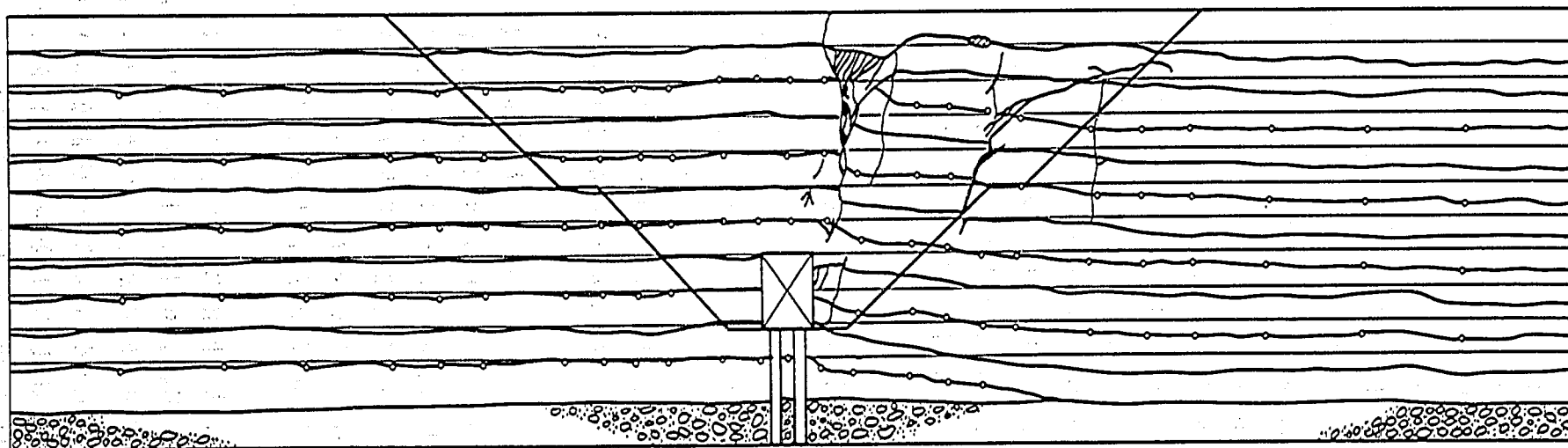


図 2 -13 盛土内のクラックの発生状況 ケース 3
(左右非対称沈下 左 0 cm, 右 30 cm)

13である。まず、左右対称に沈下させたケース1について示したものが、図2-11である。この図から、附帯構造物模型の側壁に沿った部分に大きなクラックが発生していることがわかる。また、小さなクラックを含めたクラックの発生範囲は、埋戻し部分に限られており、その状況は附帯構造物模型をはさんで左右ほぼ対称であるといえる。これに対して、左右非対称に沈下させたケース2について示したものが図2-12である。この図から、附帯構造物模型の側壁に沿ったクラックは、ケース1と同様のものが発生しているが、沈下量の小さい附帯構造物模型の左側の盛土部には、クラックがほとんど発生していない点がケース1とは異なる傾向を示す。さらに、附帯構造物模型の左側を全く沈下させなかったケース3について示したものが図2-13である。この図から、附帯構造物模型の左側の盛土部にはクラックが全く生じておらず、附帯構造物模型の右側における不同沈下の影響は、左側には及ばないことを示している。また、不同沈下を起こした附帯構造物模型の右側の盛土部においては、附帯構造物模型の側壁に沿った部分にケース1やケース2に比べて、やや大きめのクラックが発生している。しかし、クラックの発生範囲としては、ケース2とほぼ同程度の範囲となっている。

以上の結果から、附帯構造物模型と盛土との不同沈下が、附帯構造物模型を挟んで左右非対称に生じた場合には、不同沈下量の大きい方に左右対称沈下の場合よりも広範囲に大きいクラックが発生すると考えられる。また、附帯構造物模型の一方における不同沈下量の影響は、もう一方には及ばないと考えられる。

2.3.1 盛土と附帯構造物の不同沈下に対する小型模型実験

実験に用いた装置を図2-14ならびに写真2-12に示す。土槽の大きさは、高さ1.0 m、幅3.0 m、奥行0.5 m、であり前面は透明のアクリル張りとなっている。土槽の底板は8分割されており、それぞれの沈下板に取り付けられた手動のスクリュージャックによって、最大10 cm まで任意の速度で沈下させることができる。なお、沈下板とスクリュージャックとはヒンジ結合となっており、隣合う沈下板どうしの段差を、沈下板を傾斜させることによって緩和できる構造となっている。

附帯構造物の模型は、高さ15 cm、幅10 cm、奥行50 cmの大きさで、図2-14に示すように盛土を縦断方向で見た場合を想定して、土槽の中央部に設置し、4本の杭で固定する構造となっている。また、附帯構造物模型の表面には、サンドペーパーを貼付してコンクリート表面の粗度とほぼ等しくなるようにした。さらに、附帯構造物模型に作用する土圧を計測するための土圧計は、附帯構造物模型上面に3台、側面に左右3台ずつ、合計で9台の土圧計を設置した。また、せん断ひずみ計を附帯構造物模型の側壁部に左右1台ずつ設置して、側壁に作用する摩擦力の計測を行なった。

実験に用いた盛土模型は、まず土槽内に標準砂を十分締固めながら20 cm の深さまで埋戻し、基礎地盤を築造した。次に、基礎地盤の上に盛土を10 cm ごとに一定の密度となるように締固めながら埋戻し、所定の高さまで盛土を築造した。この際、図2-14に示すような位置に、10 cm ～20 cm 間隔で土中変位を観測するための地中変位観測線および地中変位観測棒を埋設するとともに、地表面に変位観測鉋を設置して、実験中の変位を経時的に観測できるようにした。また、土圧計を基礎地盤内に埋設して、実験中の土圧分布を明らかにし、その結果に基づいて沈下板の

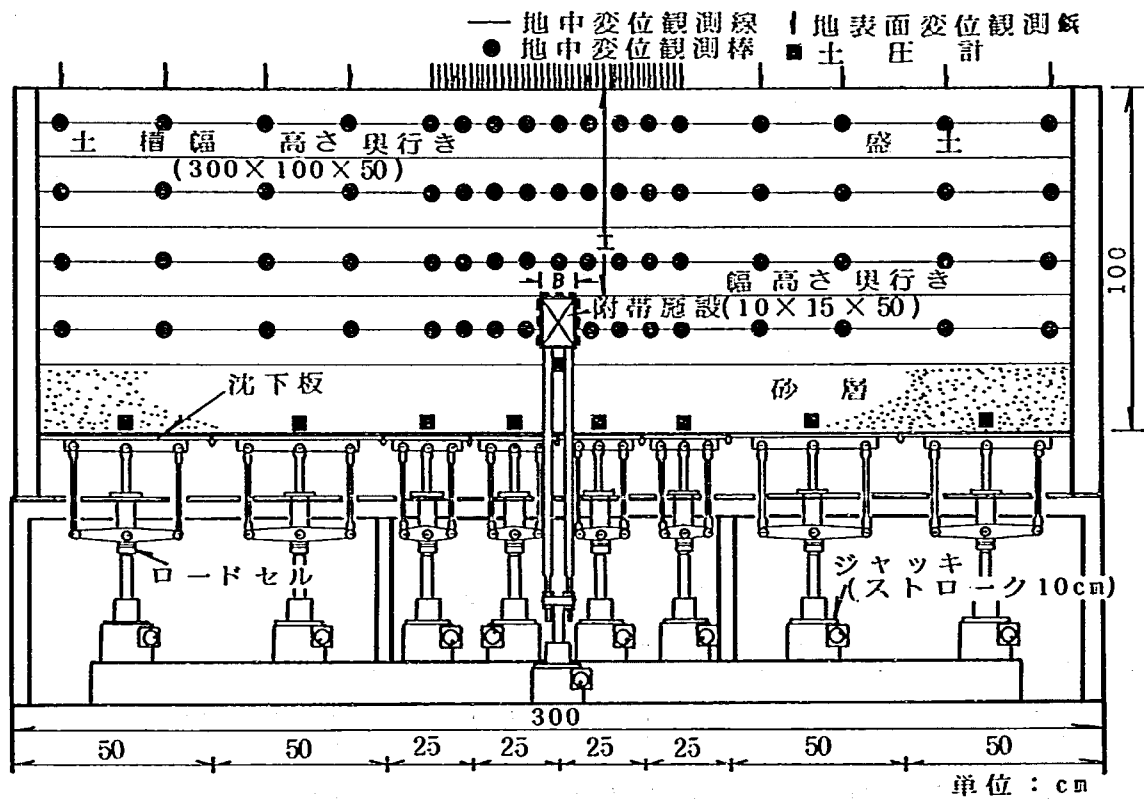


図 2 - 14 実験装置及び計測器の設置位置

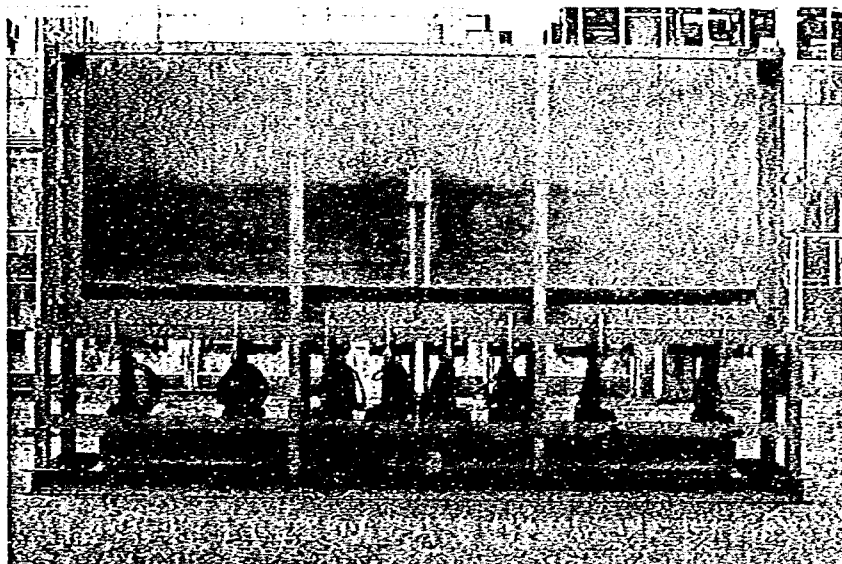


写真 2 - 12 実験装置

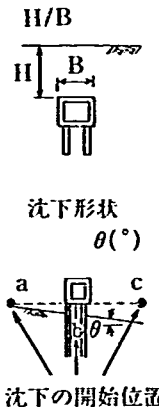
沈下量をコントロールした。

実験には、盛土材料として豊浦標準砂，砂，2種類のシルト，粘性土（クレーサンド）の合計5種類の材料を用いた。ここで、実験に用いた盛土材料の土質特性を表 2 - 4 に示した。盛土の

表2-4 盛土材料の土質特性

		盛 土 材 料				埋戻し材料
		豊浦標準砂	粘 性 土	砂	シルト	シルト
粒 度 組 成	レキ分 (%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	砂 分 (%)	95.0	13.0	64.0	45.0	42.9
	シルト分 (%)	4.0	43.0	23.0	32.0	41.1
	粘土分 (%)	1.0	44.0	13.0	23.0	16.0
日本統一分類		S-M	C L	S M	C L	M L
最大乾燥密度 (t/m^3)		1.516	1.676	1.592	1.691	1.580
C (tf/m^2)		0.0	0.6	0.15	0.5	0.6
ϕ ($^{\circ}$)		50	0	43	34	20

表2-5 実験ケース一覧

盛土材料	豊浦標準砂						粘性土	シルト		砂	埋戻し材料	
湿潤密度 (含水比)	1.6 t/m^3 (0.1%)				1.4 t/m^3 (0.1%)		1.8 t/m^3 (40%)	1.8 t/m^3 (23%)		1.4 t/m^3 (10%)	2.0 t/m^3 (20%)	
H/B及び 沈下形状 θ ($^{\circ}$)	H/B	沈下形状 θ	H/B	沈下形状 θ	H/B	沈下形状 θ	H/B	沈下形状 θ	H/B	沈下形状 θ	H/B	沈下形状 θ
	1	対 称 0.0	4	非対称 5.7	4	対 称 0.0	2	対 称 0.0	2	対 称 0.0	4	対 称 0.0
	2	対 称 0.0	5	対 称 0.0			4	対 称 0.0	4	対 称 0.0	6	対 称 0.0
	3	対 称 0.0	6	対 称 0.0			6	対 称 0.0	4	非対称 1・9, a		
	4	対 称 0.0							4	非対称 5・7, a		
	4	非対称 1.9							6	対 称 0.0		
									4	非対称 3・8, b		
									4	非対称 11・3, b		
									4	非対称 4・6, c		

締固めの管理は、標準砂を用いた実験では気乾状態の豊浦標準砂を用い、やや密に詰めた場合と、緩詰めの場合の2種類の盛土について行なった。そのときの湿潤密度は、それぞれ1.6 t/m^3 と1.4 t/m^3 であった。粘性土の実験では、含水比を40%に調整してモルタルミキサで混合したものを用い、湿潤密度が1.8 t/m^3 になるように盛土を築造した。また、シルトと砂の実験では、最大乾燥密度の80%前後の締固め度となるように、緩めに盛土を築造した。そのときの湿潤密度は、シルトが1.6 t/m^3 、砂が1.4 t/m^3 であった。なお、埋戻し材料として用いたシルトの湿潤密度は1.8 t/m^3 であった。

ここで、実験条件の一覧を表2-5に示す。実験条件は4種類の盛土材料について、土被り高さ H と附帯構造物模型の幅 B との比(H/B)を2~6種類に変化させた。また、標準砂とシルトについては、附帯構造物直下の沈下板の傾斜角度 θ を数種類に変化させた。さらに、シルトについては、附帯構造物模型の周辺部を異なる材料で埋戻し、沈下形状を数種類に変化させて実験を行なった。実験の総ケース数は24ケースである。附帯構造物模型と盛土の不同沈下量は、8組の沈下板を毎分1mmの速度で同時に沈下させることにより生じさせた。なお、附帯構造物模型と盛土との不同沈下量は、実験終了時で10cmとした。実験中は、先に述べた計測項目により、不同沈下量と盛土の変形状況および附帯構造物模型への作用土圧との関係を経時的に調べた。

2.3.2 実験結果

(1) 左右対称沈下の場合

写真2-13~写真2-16は、4種類の土について、($H/B=4$)の条件において附帯構造物模型と盛土との不同沈下量が左右とも約7cm生じた時点の盛土の変形状況を示したものである。これらの写真を比較すると、土の種類によって盛土内のクラックの発生状況に大きな違いのあることがわかる。すなわち、写真2-13の標準砂では、せん断面が附帯構造物模型の側壁にそって生じているが、クラックは確認できない。これに対して、砂、シルト、粘性土では、相当大きなクラックが附帯構造物模型の周辺に発生しており、特にシルトの場合にクラックが顕著に現われている。さらに、粘性土およびシルトと砂では、クラックの発生状況が若干異なっていることがわかる。すなわち、粘着力の大きい粘性土やシルトでは、不同沈下にもなっても最初に盛土の中央部にクラックが発生するのに対して、砂では、盛土の中央部のクラックが発生しておらず、附帯構造物模型の側壁に沿ったクラックのみが発生している。このことから、今回の実験のように、附帯構造物模型と盛土の不同沈下によって盛土内に発生するテンションクラックの場合、その発生状況には土の粘着力が大きく影響しているといえる。

以上の実験結果から、附帯構造物模型と盛土との不同沈下により発生した最も顕著なせん断面あるいはクラックの発生位置を示したものが、図2-15~図2-18である。なお、図中には、盛土と附帯構造物模型の不同沈下による影響を受けた領域についてもあわせて示した。まず、図2-15の標準砂の結果についてみると、 H/B の増加にもなるとせん断面の位置が内面に傾いてくる傾向を示し、土被り高の高いところでは鉛直面に近い形状を示しているといえる。しかし、せん断面あるいはクラック面の鉛直面に対する傾きの角度を傾斜角 α と定義すると、傾斜角 α は土の種類によって大きく異なり平均するとシルトが最も大きく、標準砂が最も小さくなっている。

次に、せん断面や大きなクラックの位置だけでなく、ヘアークラックや土の流動など、不同沈下による影響を受けているとみなされる領域(図中のスクリーン領域)に着目すると、標準砂と砂の砂質土系の盛土材料では、その範囲は附帯構造物模型の周辺部とせん断面に近い部分だけとなっている。一方、粘性土とシルトの粘性土系の盛土材料では図に示したスクリーン領域に小さなテンションクラックが数多く発生していることが確認されており、粘性土系の盛土材料の場合では不同沈下によって広範囲に影響がおよぶことを示している。

ここで、附帯構造物模型の底部の空洞について、その大きさと形状を各ケースで比較した結

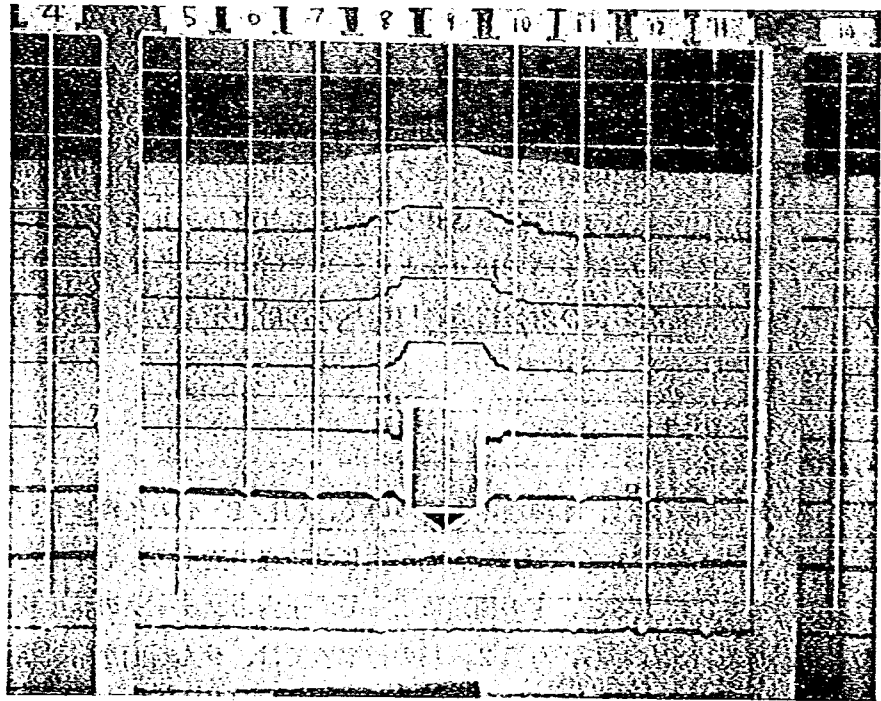


写真 2 -13 盛土の変形状況（標準砂の場合）

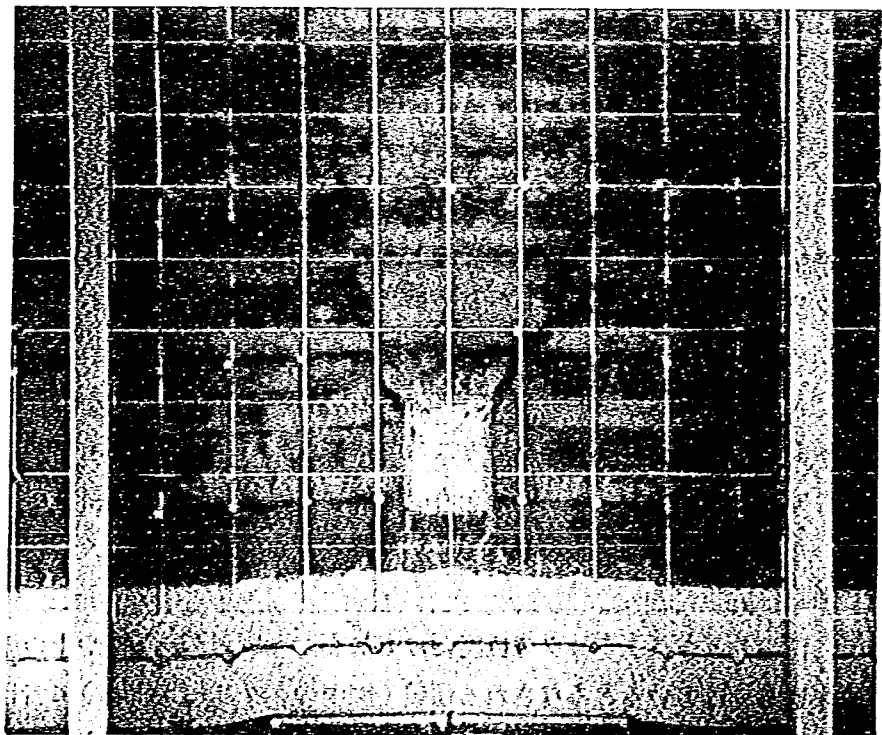


写真 2 -14 盛土の変形状況（砂の場合）

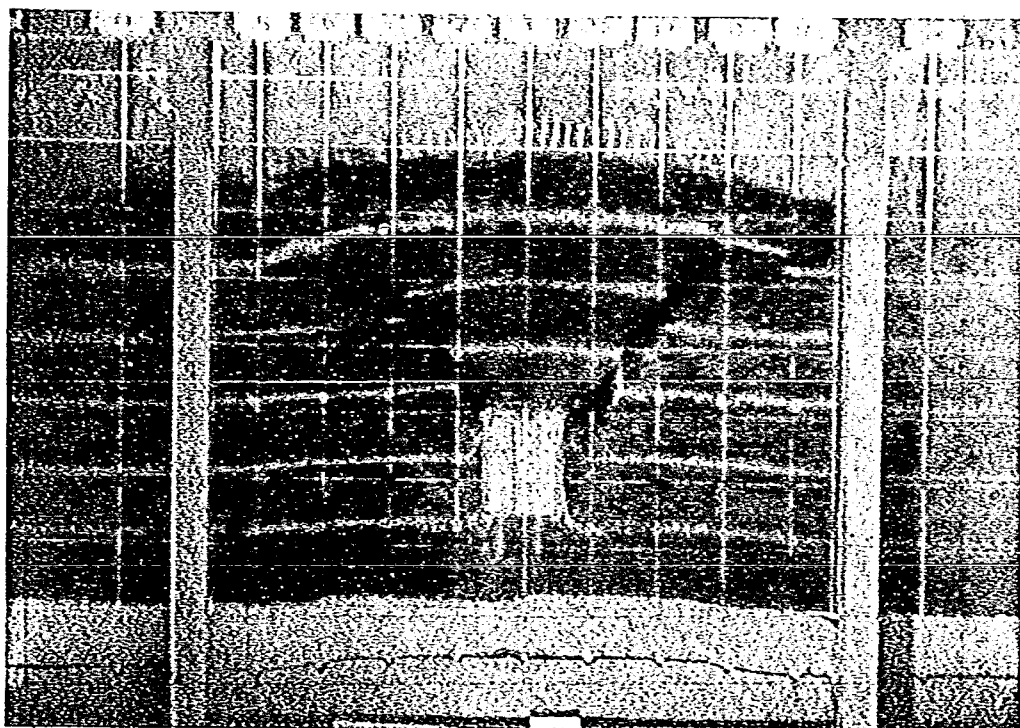


写真 2 -15 盛土の変形状況（シルトの場合）

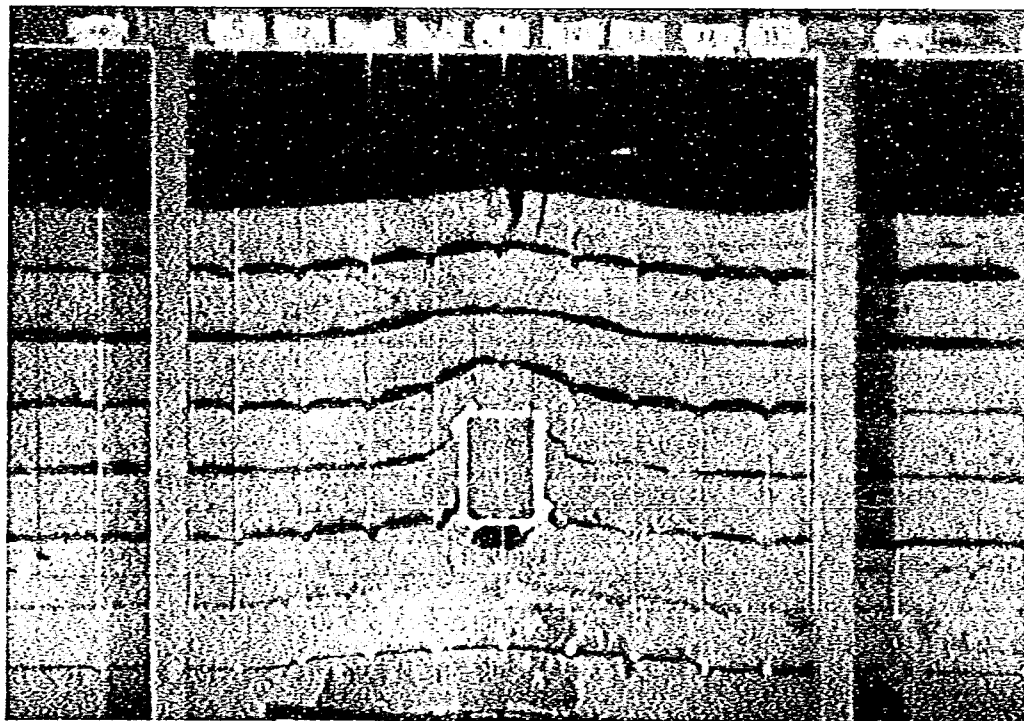


写真 2 -16 盛土の変形状況（粘性土の場合）

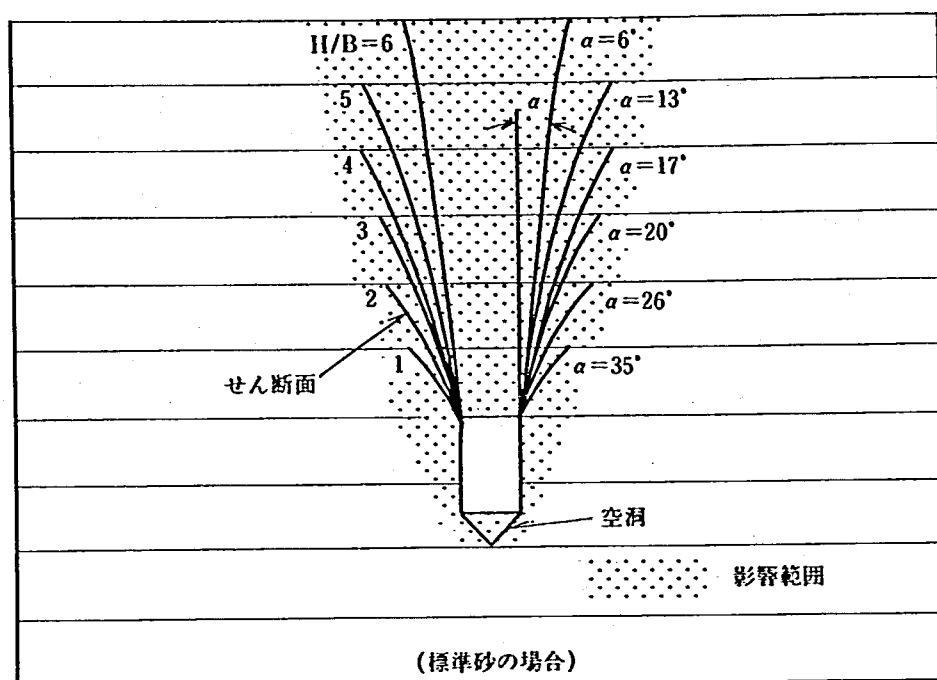


図2-15 盛土内のせん断面とクラックの発生位置

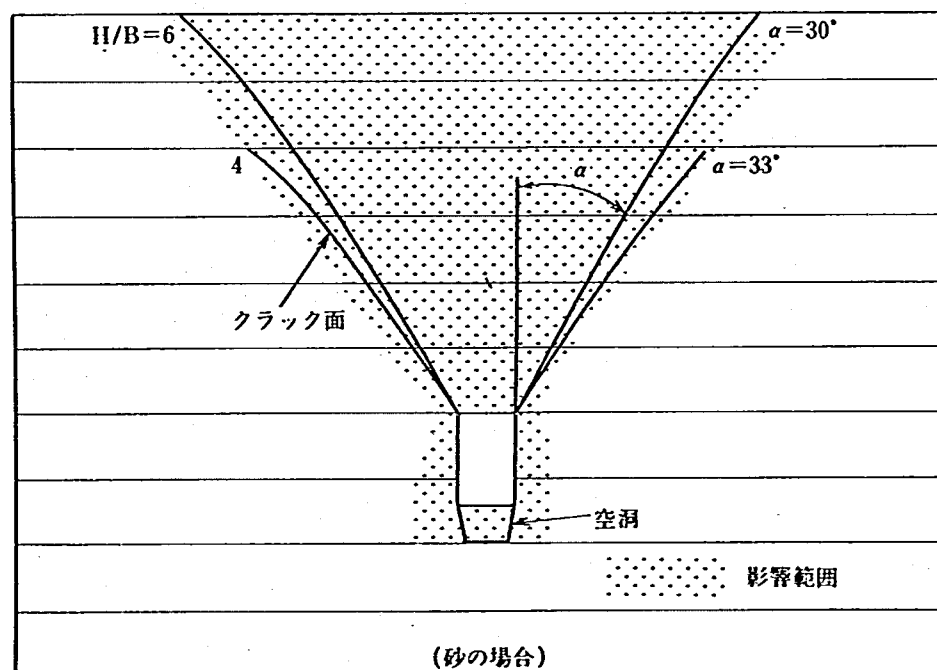


図2-16 盛土内のせん断面とクラックの発生位置

果，今回の実験に使用した材料のなかで，強度的に比較的強いシルトと砂は， H/B の大きさにかかわらず，空洞の形状がほぼ長方形に近い形を示している。これに対して，標準砂の方は，不同沈下の増加に伴い空洞に砂が流れ込んでおり，空洞は大きくならない。また，軟弱な粘性土（クレ－サンド）では， H/B の大きさによって空洞の形状が異なっており， H/B が高くなるにしたがって，盛土が空洞に押込まれた形で空洞範囲が狭くなっている。したがって，同一の不同沈下量のもとでの附帯構造物模型直下の空洞量には，盛土材料の強度が関係し，高い

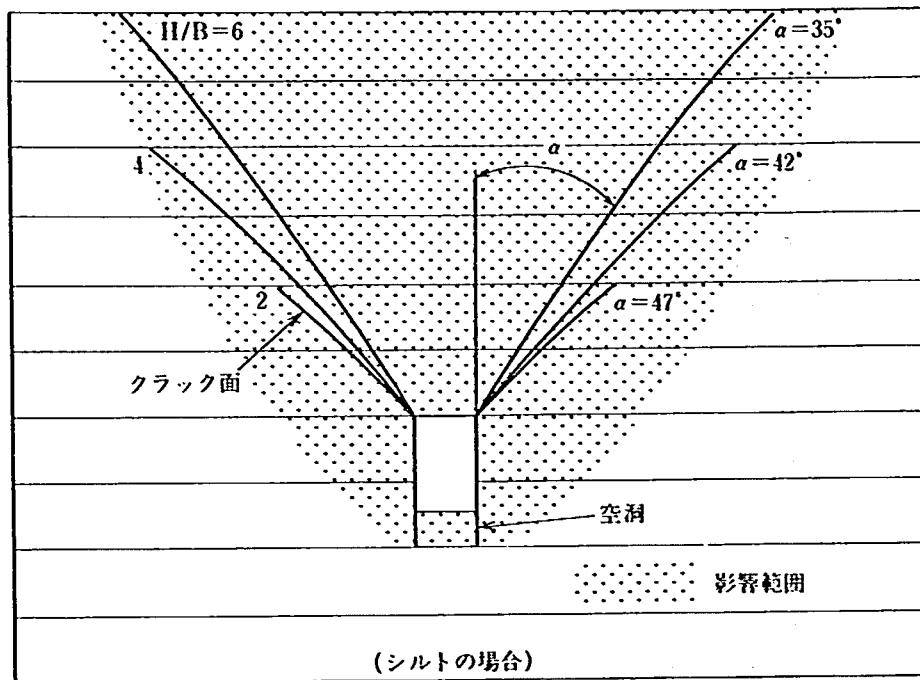


図2-17 盛土内のせん断面とクラックの発生位置

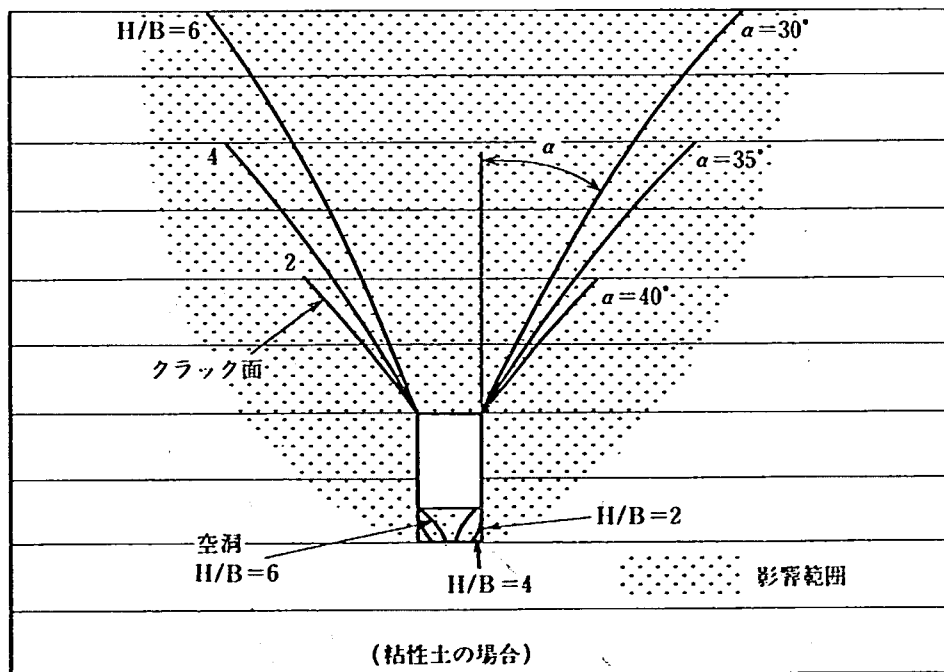


図2-18 盛土内のせん断面とクラックの発生位置

強度の盛土材料ほど空洞が大きくなると考えられる。

図2-19は、 H/B と傾斜角 α との関係を示したものである。この図から、各ケースとも H/B と α とは直線関係にあり、 H/B の増加に伴って α が小さくなっていることがわかる。特に、標準砂の場合にこの傾向が顕著にあらわれており、粘着力の小さい盛土材料の場合は、せん断面の位置が H/B の増加に伴って鉛直面に近くなることを示している。また、 α の上限値は今回の実験結果からすると、 45° 程度であると考えられる。

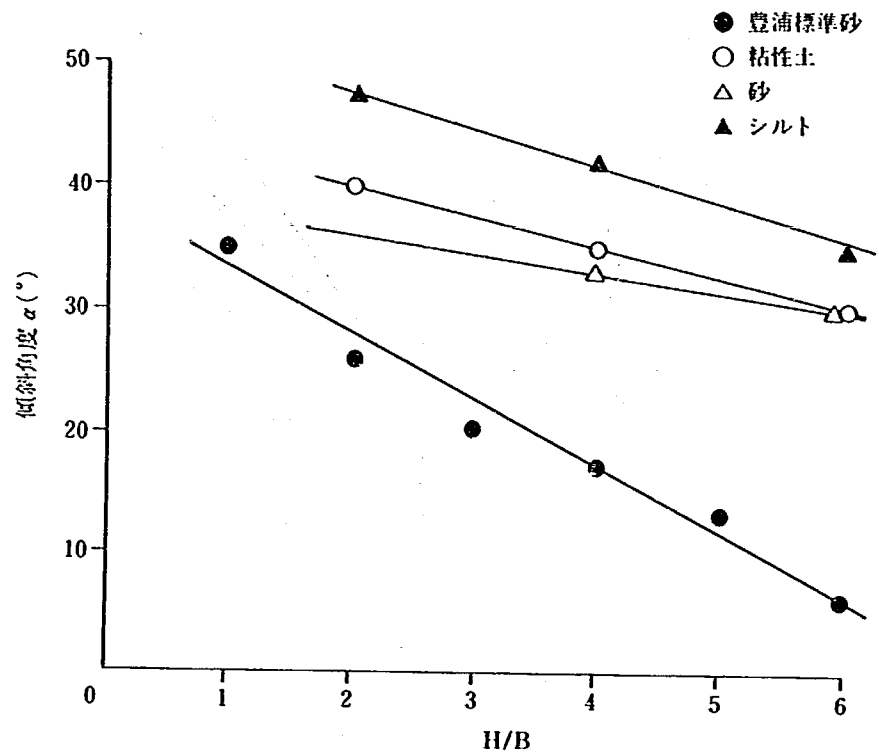


図 2-19 H/B と傾斜角 α との関係

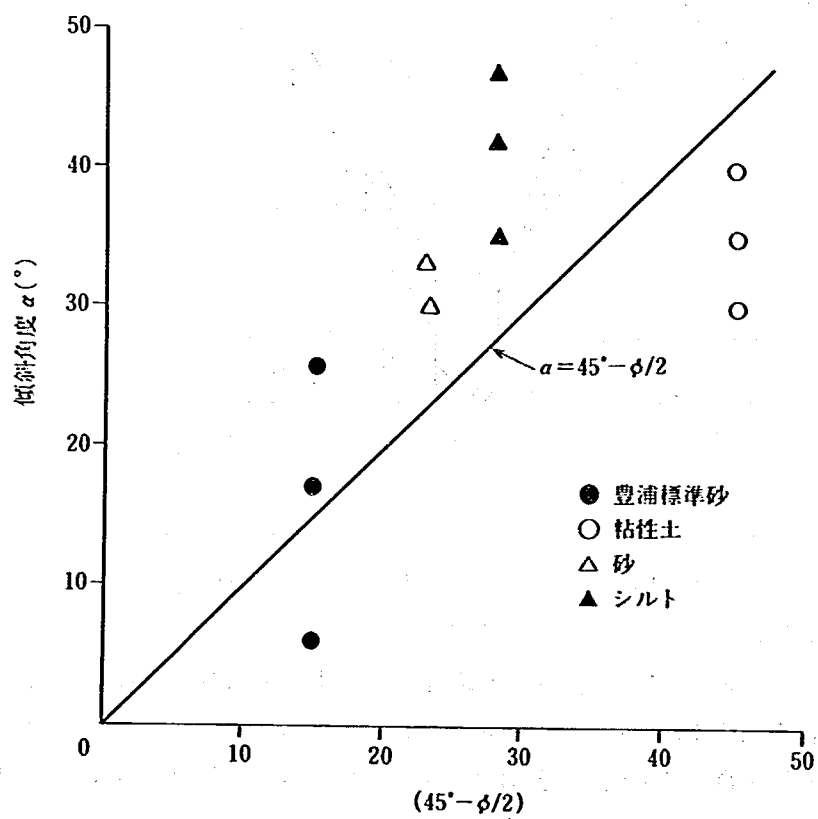


図 2-20 傾斜角 α と内部摩擦角 ϕ との関係

図2-20は、実験から求めた傾斜角 α と従来、一般的な傾斜角として用いられている $45^\circ - \phi/2$ (ϕ :土の内部摩擦角)との関係について示したものである。この図から、実測値は $45^\circ - \phi/2$ の線を境にして、上下に多少のばらつきを示しているが、ほぼ $45^\circ - \phi/2$ の線付近にプロットされていることがわかる。今回のばらつきについては、盛土材料の土質や締固め密度、土盛り高さの違いによる影響がでているものと考えられる。特に、先に述べた土の粘着力が、せん断面の傾斜角度の大きさにかなりの影響を及ぼしていることが考えられる。

以上の結果をまとめると、附帯構造物模型と盛土の不同沈下によって盛土が影響を受けると思われる最大の範囲は、図2-21のように表すことができる。すなわち、影響範囲は、土質や土盛り高さにかかわらず、附帯構造物模型の土盛り高さ H と附帯構造物模型の高さ h および、附帯構造物模型と盛土との不同沈下量 ΔS で定められる。よって、図中のスクリーンで示した領域内にあると考えてもよさそうであり、まとめると次のようになる。

- ① クラックの発生範囲やその大きさには、盛土材料の土質と締固め度および H/B 等が関係し、特に支配的な要因として土の粘着力があげられる。
- ② 土の粘着力が大きく、しかも強度の高いものほどクラックの発生範囲が広がり、クラックも大きく発達している。
- ③ 粘着力の小さい砂質系の土では、クラックは発達せず、せん断面が確認できるだけである。
- ④ H/B の増加にともなってクラックの発生範囲は、狭くなる傾向を示す。
- ⑤ クラックの鉛直面に対する傾斜角は、最大でも 45° 程度であり附帯構造物模型と盛土との不同沈下による影響範囲は、図2-21に示す範囲となる。
- ⑥ 附帯構造物模型の下部の空洞量には、盛土材料の強度が関係し、高い強度の盛土材料ほど空洞が大きくなる。

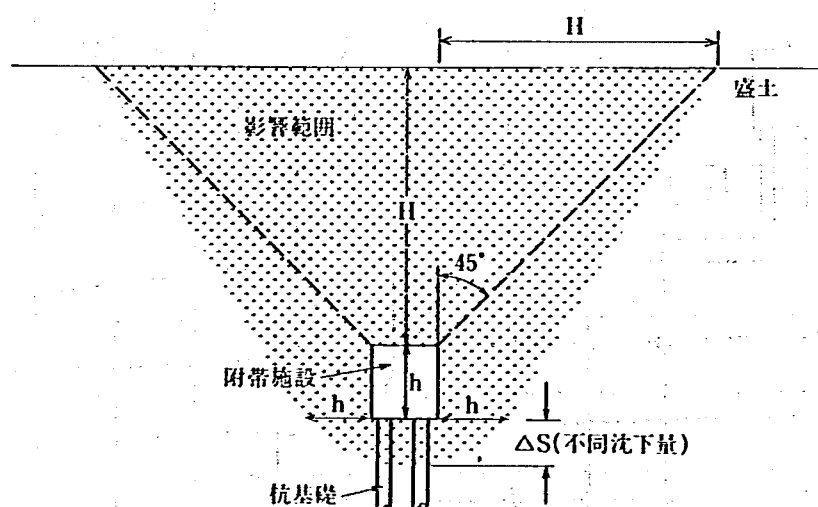


図2-21 附帯施設と盛土との不同沈下による影響範囲

(2) 左右非対称沈下における場合（埋戻し材料と盛土材料が同一の場合）

盛土材料にシルトを用いた場合、附帯構造物模型と盛土の不同沈下量を左右非対称に起こした場合の盛土の変形状況を示したものが、図2-22～図2-26ならびに写真2-17～写真2-21である。なお、参考のために同様な条件で左右対称に沈下させた実験の結果についても図2-27ならびに写真2-22に示した。

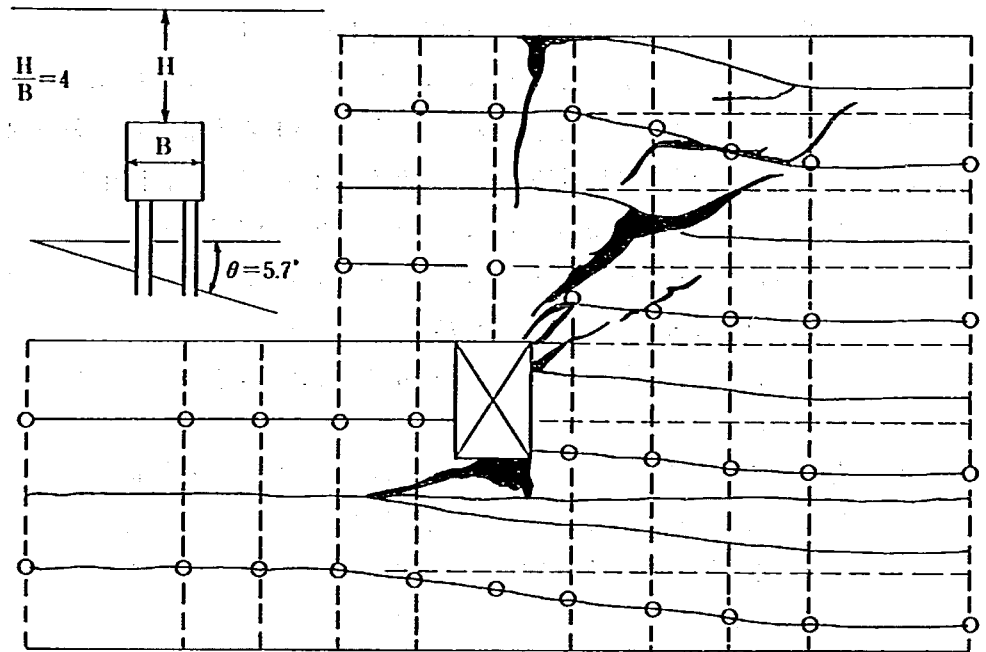


図2-22 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 5.7°)

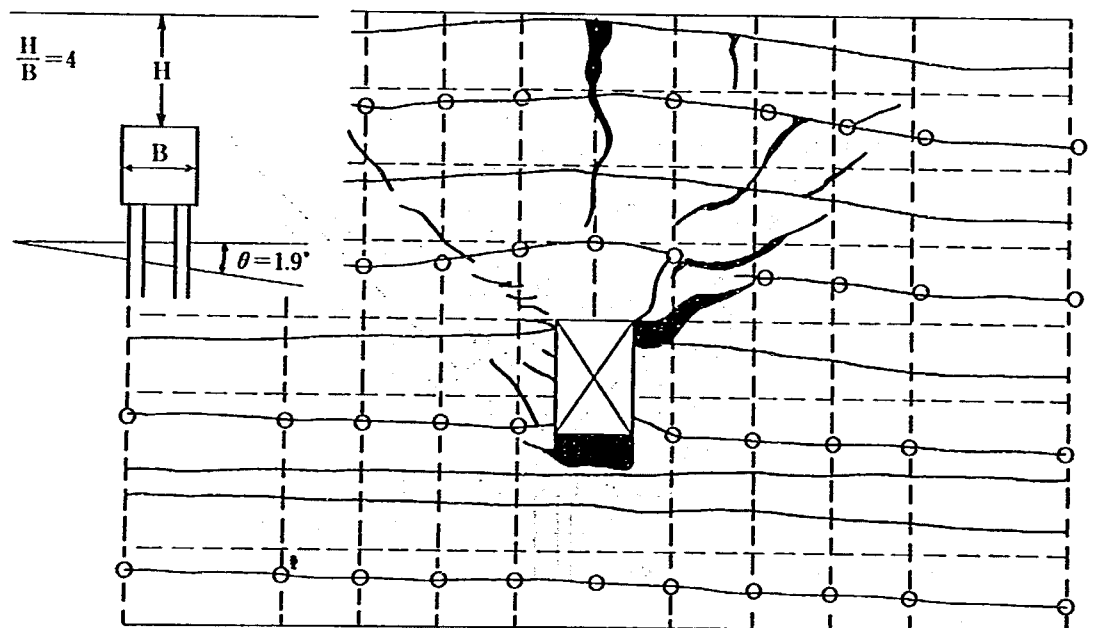


図2-23 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 1.9°)

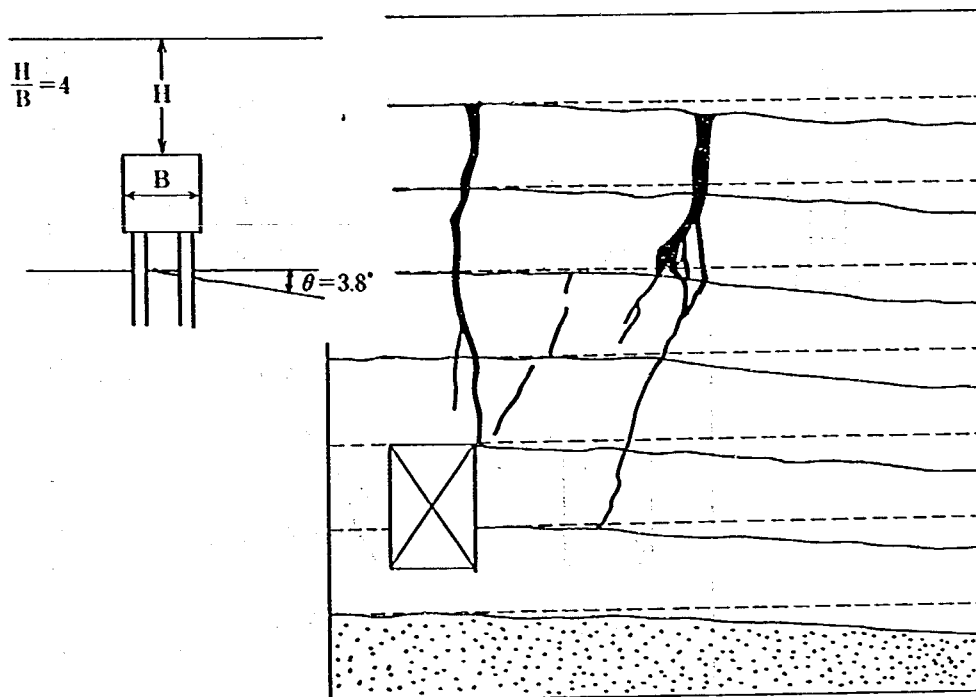


図 2-24 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 3.8°)

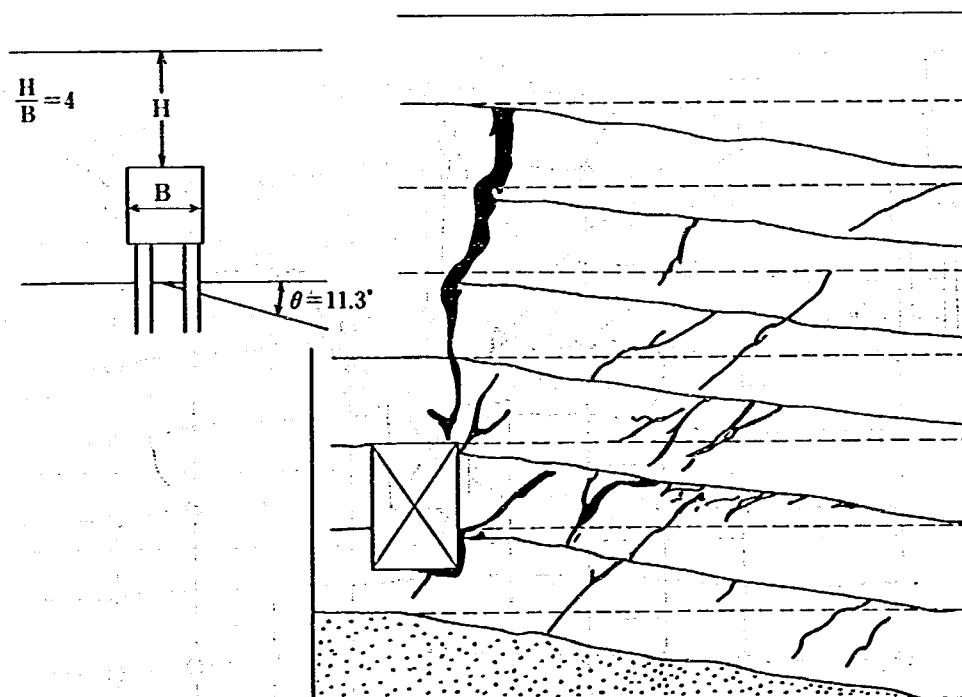


図 2-25 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 11.3°)

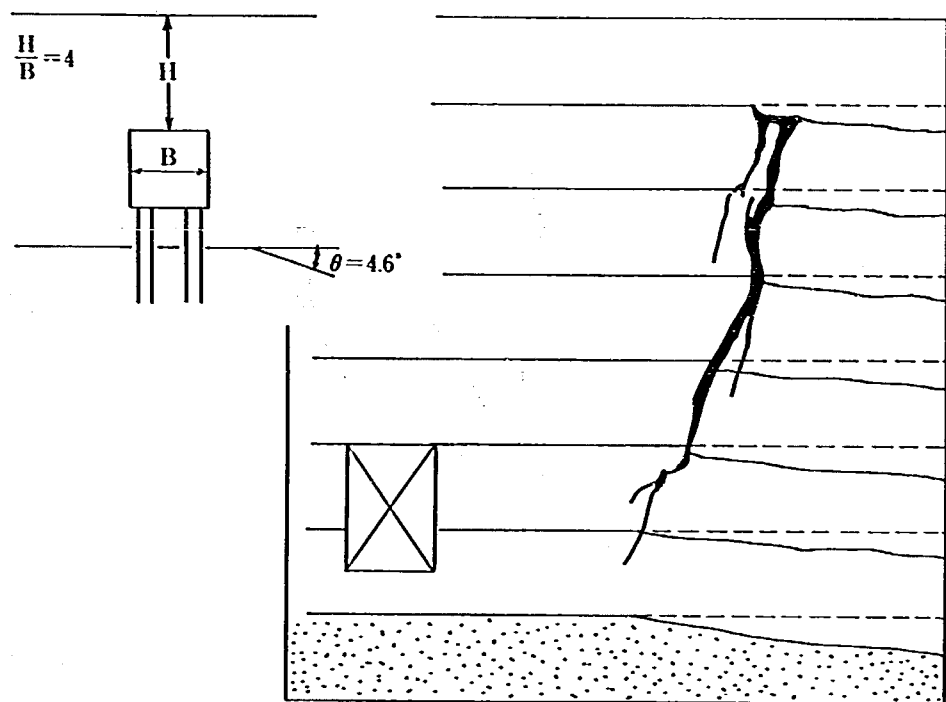


図2-26 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 4.6°)

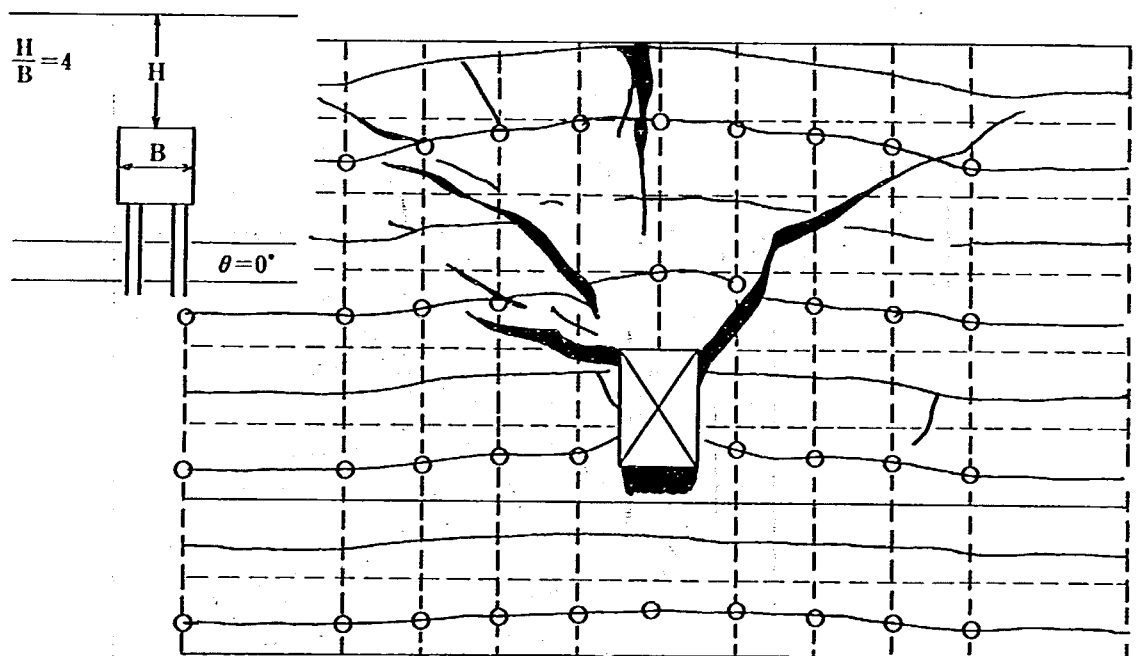


図2-27 盛土内のクラックの発生状況
(左右対称沈下 傾斜角 0°)

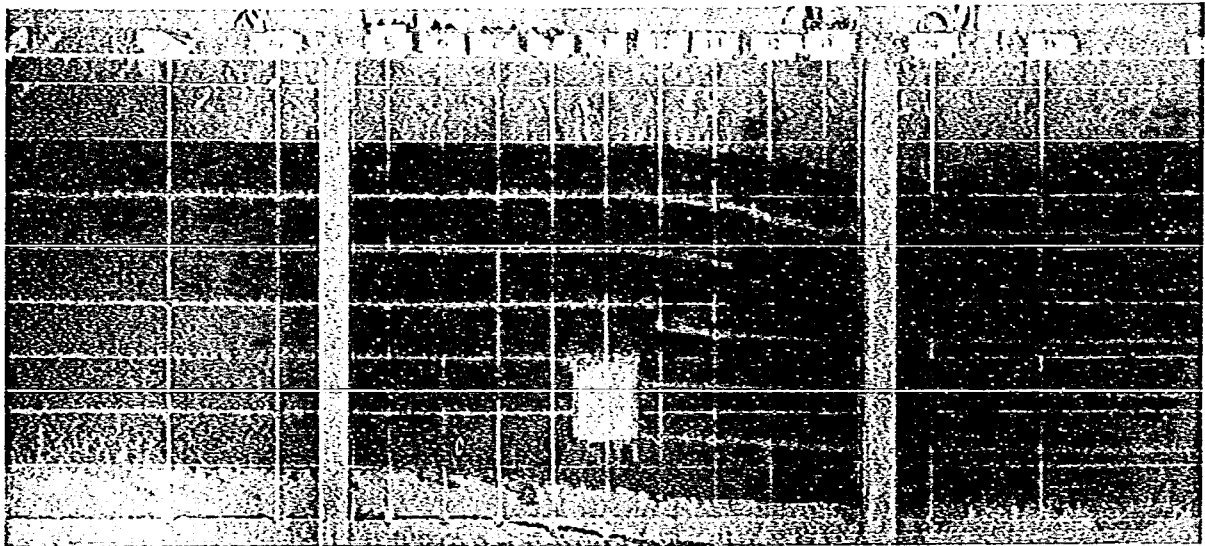


写真 2-17 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 5.7°)

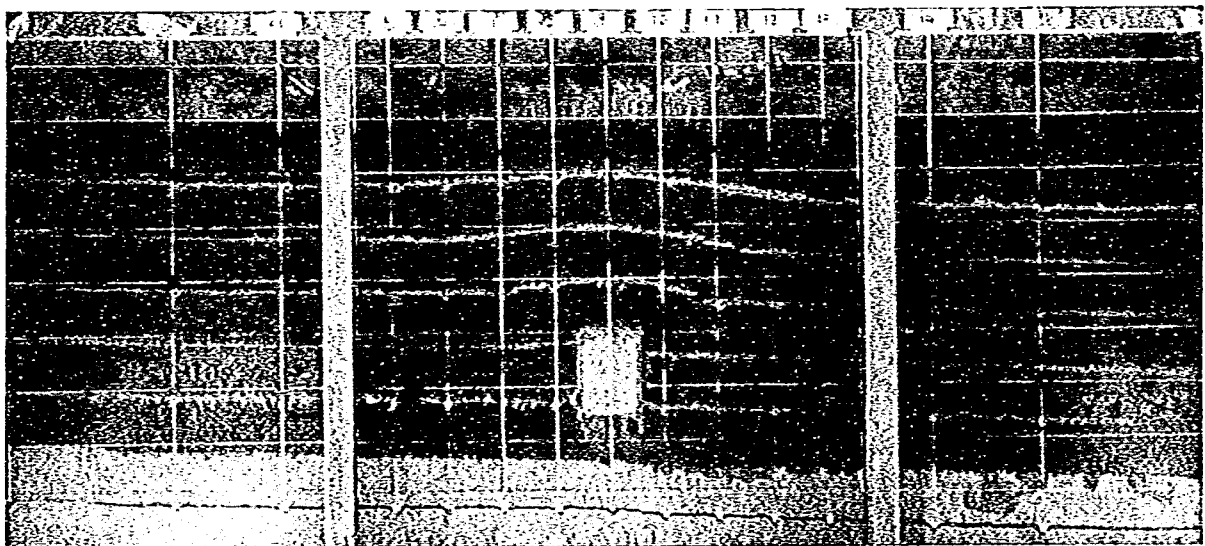


写真 2-18 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 1.9°)

まず、不同沈下の開始点が附帯構造物模型よりも左側にある場合を示したものが、図 2-22 および図 2-23 である。この図から、附帯構造物模型の左右における不同沈下量の違いが大きい場合（図 2-22：沈下板の傾斜角 5.7° ）では、沈下量の小さい附帯構造物模型の左側の盛土部には、クラックがほとんど発生していない。しかし、附帯構造物模型の右側には、図 2-27 に示した左右対称沈下の場合よりも、やや大きなクラックが附帯構造物模型の右上端部から地表面にかけて約 45° 程度の角度で生じている。また、附帯構造物模型の上部のクラックは、中心からやや右側にずれており、附帯構造物模型の下部の空洞も対称沈下の場合に比べて範囲が広がっているといえる。これらは、左右非対称の沈下により附帯構造物模型に偏心荷重が加わったことによる影響であると考えられる。また、附帯構造物模型の左右における不同沈下量の違いが小さい図 2-23 の沈下板の傾斜角 1.9° の結果では、わずかに附帯構造物模型の左側にも

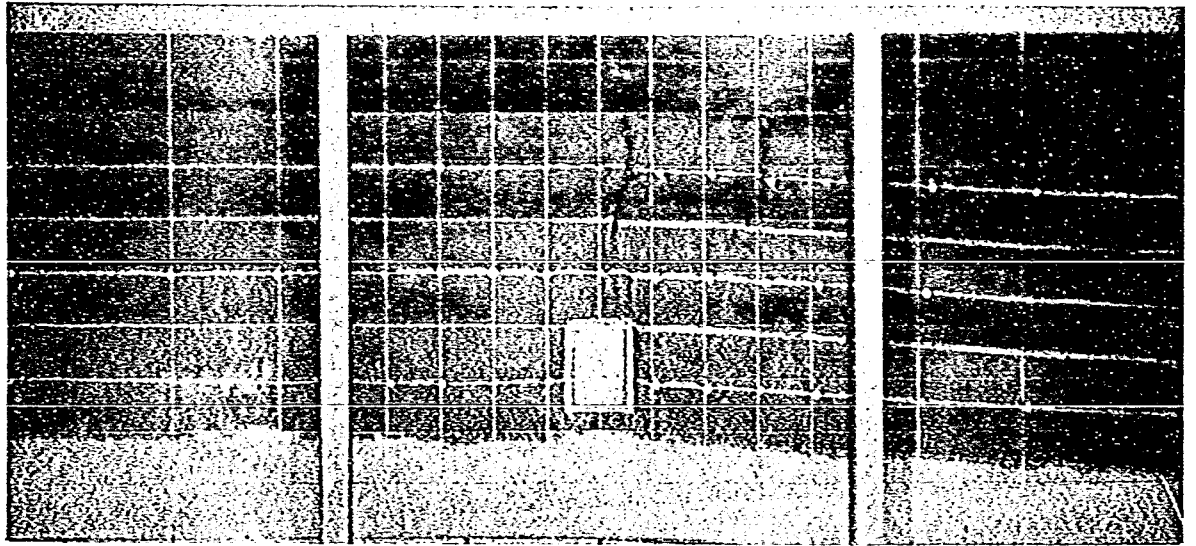


写真2-19 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 3.8°)

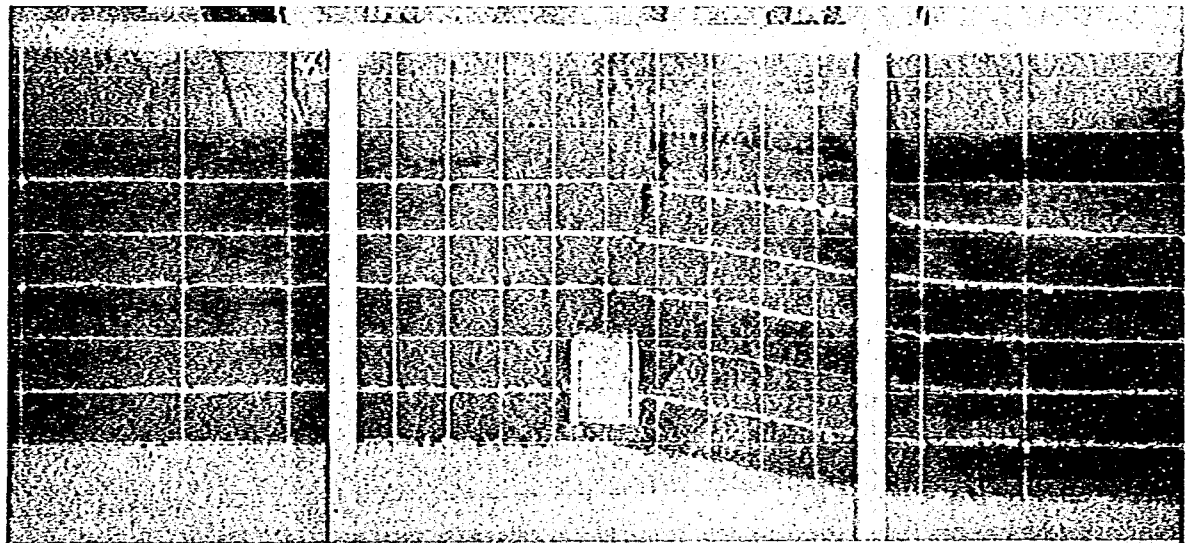


写真2-20 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 11.3°)

クラックが発生しているが、その大きさは右側に比べると非常に小さいと言える。すなわち、程度の違いはあるものの、クラックや空洞の発生状況としては図2-22の非対称沈下の場合とほぼ同様な傾向を示していると言える。

次に、附帯構造物模型直下から、やや緩やかな不同沈下を起こした場合（沈下板の傾斜角 3.8° ）の結果を、図2-24に示す。この図から、附帯構造物模型の側壁部から鉛直に地表面に向かって顕著なクラックが発生しており、さらに、附帯構造物模型からやや離れた位置に、それとほぼ平行なクラックが発生していることがわかる。これは、図2-22に示した不同沈下の開始点が附帯構造物模型よりも左側にある場合の結果と比べてもクラックの発生状況が異なり、附帯構造物模型の直下から不同沈下が発生した場合には、附帯構造物模型の上方だけでなく、附帯構造物模型の側方部にもクラックが発生することがありうることを示している。また、図2-25に示すように、附帯構造物模型の直下から急激に不同沈下を起こした場合（沈下板の傾

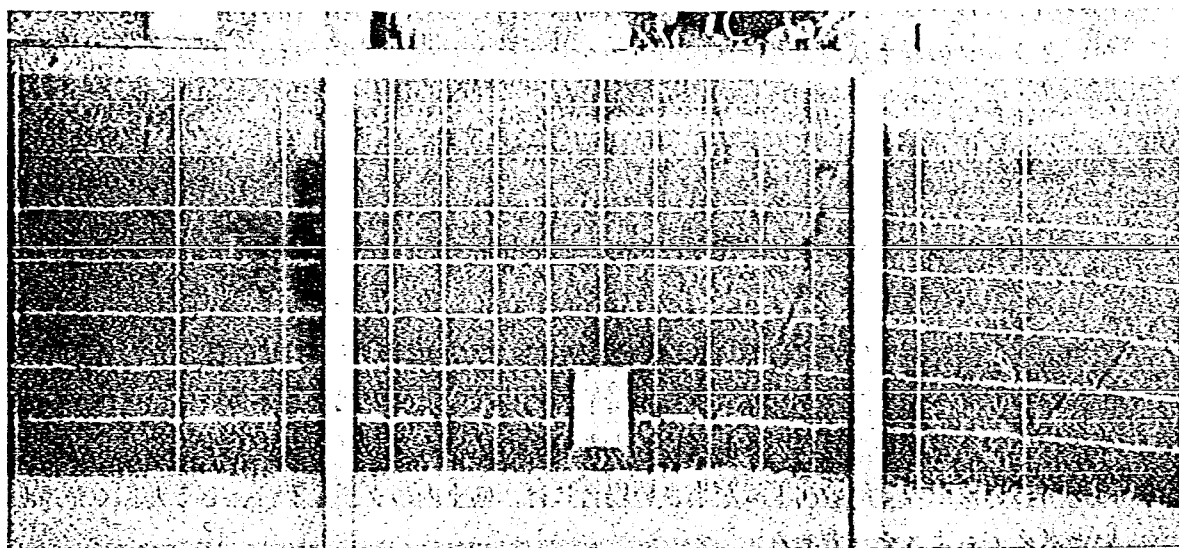


写真 2 -21 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 4.6°)

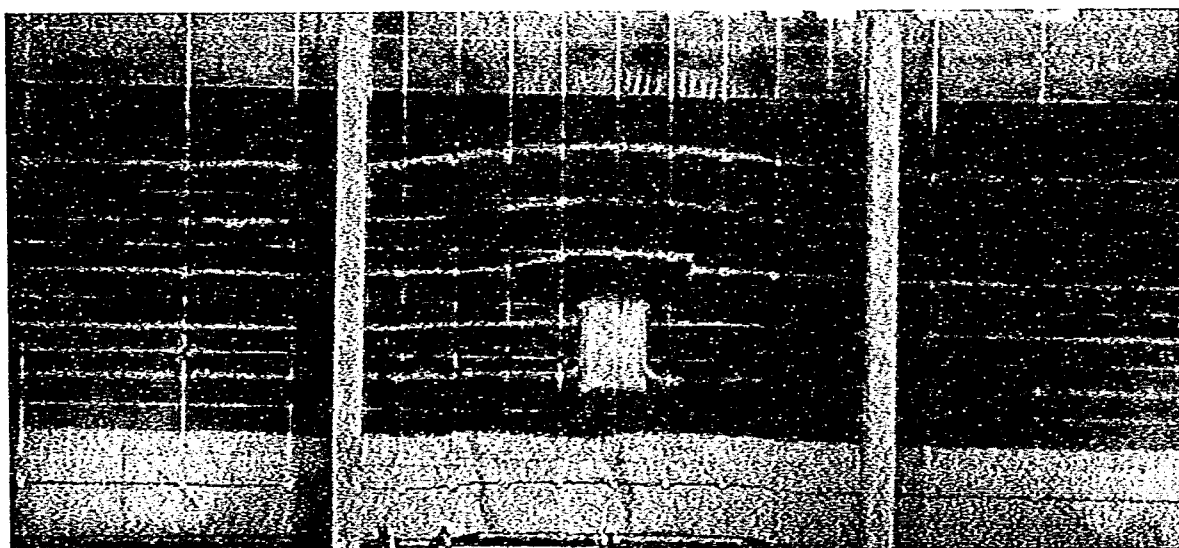


写真 2 -22 盛土内のクラックの発生状況
(左右対称沈下 傾斜角 0°)

斜角 11.3°)の結果では、顕著なクラックは附帯構造物模型の側壁部から1本しか生じていないが、図2-24に示した附帯構造物模型直下から、やや緩やかに不同沈下を起こした場合の結果よりもクラックの発生範囲が広範囲にわたっていることがわかる。

さらに、不同沈下の発生位置を附帯構造物模型から20 cm 程度離れた位置からとした場合の盛土内のクラックの発生状況を示したものが、図2-26である。(沈下板の傾斜角 4.6°)この図から、クラックは附帯構造物模型の周辺部には発生しておらず、不同沈下を起こした位置からやや斜め上方に向かって大きなクラックが発生しているといえる。ここで、図2-26の実験における沈下板の傾斜角度は、図2-24におけるものと同様であるが、附帯構造物模型の上方にはクラックが全く発生しておらず、附帯構造物模型の影響がでないことが、図2-

24の結果とは大きく異なる点である。予備的な検討として、さらに傾斜角度を大きくしてみたが、クラックの発生状況としては他の実験ケースに示したように、広範囲に広がる傾向を示した。ここで、これまでの実験結果をみると、不同沈下をさせなかった側の盛土内には、全くクラックが発生していない。したがって、附帯構造物模型を挟んで左右非対称の不同沈下が生じた場合、沈下が起きている側の影響は、もう一方の沈下が生じていない側には伝わらないと考えてもよさそうである。また、沈下板の傾斜角度が同じで、不同沈下の開始位置が異なる場合、クラックの大きさやその傾きなどが、大きく異なっていることがわかる。すなわち、附帯構造物模型の下部に大きな沈下が起こらない場合には、クラックは不同沈下の発生点付近からはほぼ鉛直に近い形で発生するのに対して、附帯構造物模型の下部の沈下が大きい場合には、附帯構造物模型の側壁部から斜め上方に傾きの大きい幅の広いクラックが発生している。したがって、附帯構造物模型の下部の沈下量が小さい場合には、盛土内のクラックは、そう大きく発達しないと考えてもよさそうである。

以上の結果から、附帯構造物模型の左右に非対称の沈下が生じた場合、クラックの発生位置および発生範囲は、不同沈下の発生位置と沈下板の傾斜角度が関係し、沈下板の傾斜角度が大きくなるにしたがって、クラックの発生範囲が広がることが判明した。また、附帯構造物模型の下部の沈下量が大きいほど、盛土内のクラックがよく発達するといえる。さらに、附帯構造物模型を挟んで沈下の大きい側の影響は、もう一方の側には伝わらないといえる。

(3) 左右非対称沈下の場合（埋戻し材料と盛土材料が異なる場合）

附帯構造物模型の周辺部に埋戻し部を設けた場合のクラックの発生状況を図2-28および図2-29に示した。また、その時の状況を写真2-23および写真2-24に示した。

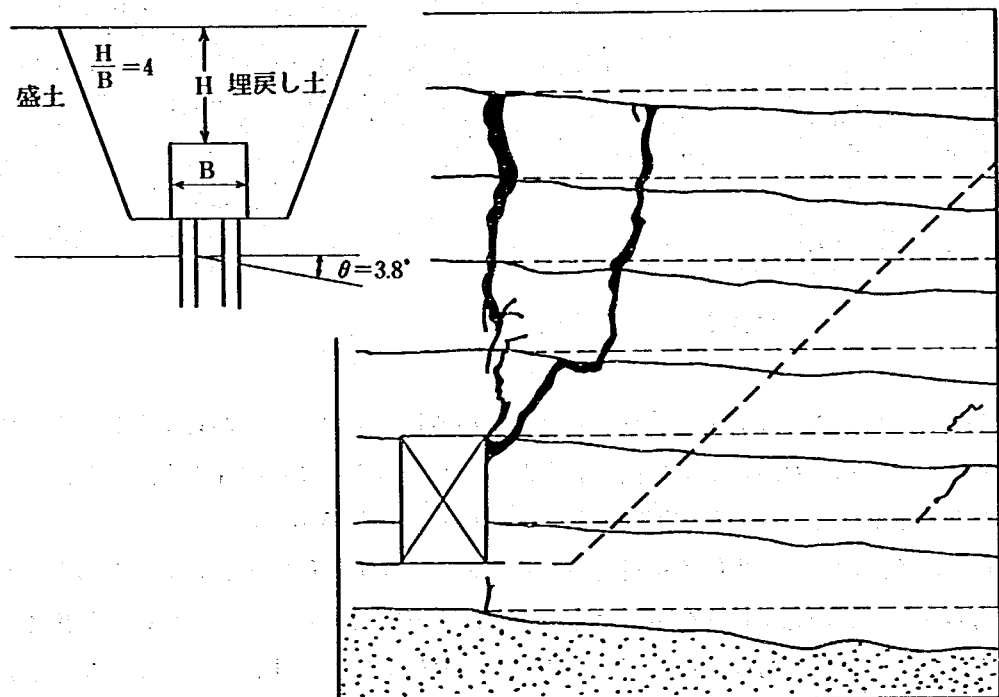


図2-28 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 3.8°埋戻し土と盛土材料が異なる場合)

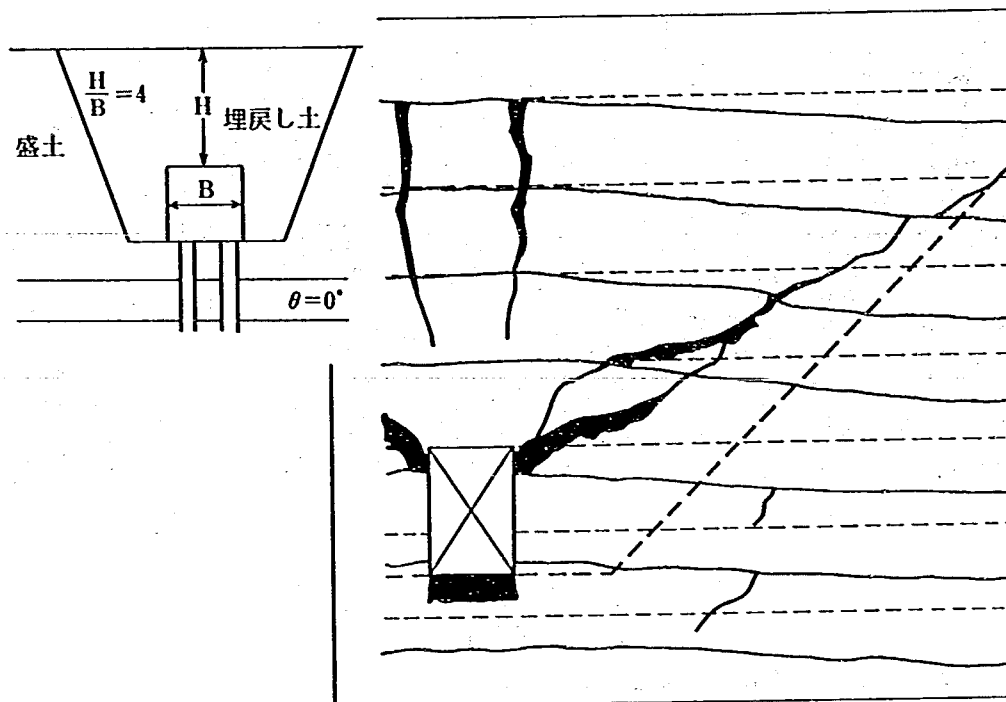


図2-29 盛土内のクラックの発生状況
(左右対称沈下 傾斜角 0.0° 埋戻し土と
盛土材料が異なる場合)

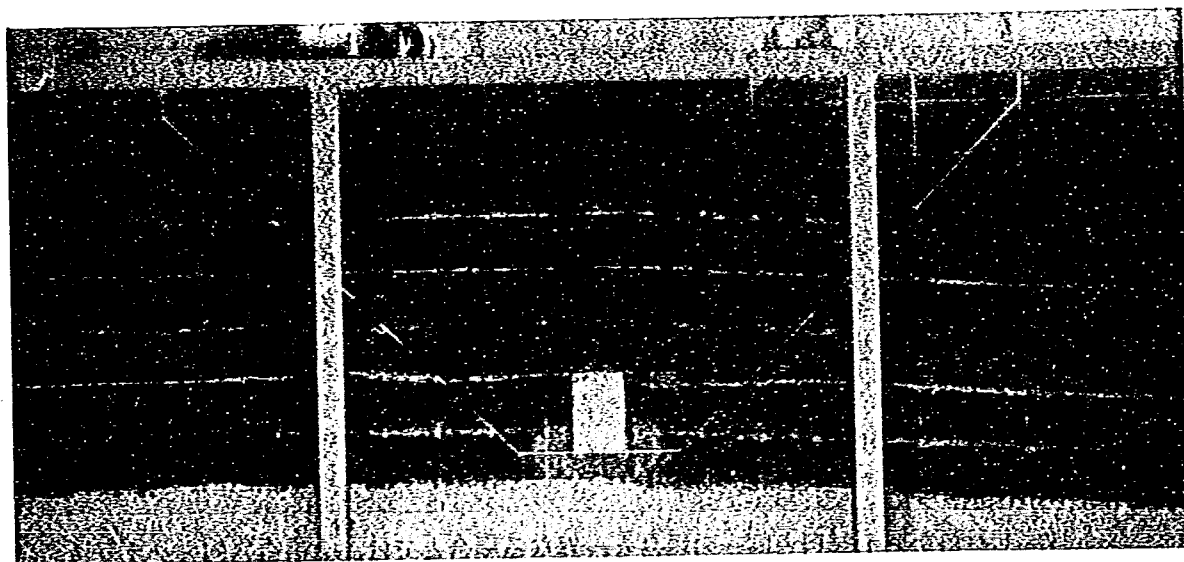


写真2-23 盛土内のクラックの発生状況
(左右非対称沈下 傾斜角 3.8° 埋戻し土と
盛土材料が異なる場合)

ここで、附帯構造物模型の直下から不同沈下を発生させた場合の図2-28において、ほぼ同一の実験条件で埋戻し材料と盛土材料が同じ場合の実験結果を示した図2-24とを比較すると、クラックの発生状況はほぼ同様な傾向を示しているといえる。すなわち、附帯構造物模型の右側壁部から鉛直上方と、やや斜め上方にほぼ平行な形で2本のクラックが発生している。したがって、左右非対称に沈下させた結果をみるかぎりでは、埋戻し材料と盛土材料が同一の場合と異なる場合での現象の違いはおきておらず、特に、注目していた埋戻し部と盛土部との境界

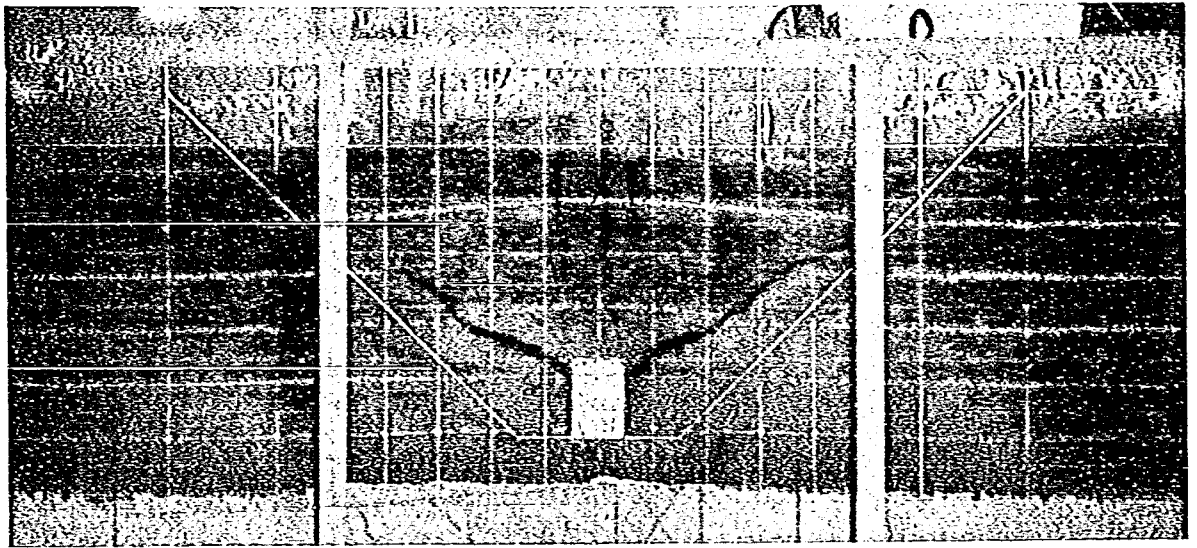


写真2-24 盛土内のクラックの発生状況
(左右対称沈下 傾斜角 0° 埋戻し土と
盛土材料が異なる場合)

面には、顕著なクラックは確認できなかった。

なお、左右対称に沈下させた結果については、図2-29に示すように埋戻し土と盛土材料が同一な場合とは若干異なっており、埋戻し材料の強度が大きいことによりクラックの発生範囲は広がる傾向を示した。

以上の埋戻し部分が盛土材料と同一の場合と異なる場合について、左右非対称沈下実験を行った結果、次のことが判明した。

- ① 左右非対称の場合には、左右対称沈下のクラックの発生状況と大きく異なり、附帯構造物模型を挟んで沈下の大きい側には顕著なクラックが発生し、その反対側にはほとんどクラックが発生しない。
- ② クラックの発生位置および大きさとその範囲には、不同沈下の発生位置と沈下板の傾斜角度が関係し、沈下板の傾斜角度（不同沈下による地盤の傾斜角度）が大きくなるにしたがって、クラックの大きさと発生範囲は広がり、さらに附帯構造物模型直下の沈下の大きいものほど、盛土内のクラックの大きさは増加する。すなわち、附帯構造物模型下部の沈下が小さい場合には、沈下が大きい場合に比べて、不同沈下による土構造物に対する影響は小さい。
- ③ 埋戻し材料が盛土材料と同一の場合と、異なる場合とでは、土構造物内のクラックの発生状況に大きな差は生じない。

第3章 地盤沈下発生装置

3. 地盤沈下発生装置の製作

第2章で述べた各種の模型実験の結果から、盛土材料の種類や附帯構造物の土被り高さ、不同沈下の形状にともない、盛土内の破壊領域がどのように変化するかを解明してきた。しかし、第2章で述べた大型模型実験では、不同沈下を再現するために硫酸を溶解させる方法を用いていたため、不同沈下の速度ならびに形状が精度良く再現できない欠点があった。そこで今回、さらに土構造物と附帯構造物の相互変形挙動を調査するうえで、実物大に近い規模で精度良く不同沈下の形状を再現することが可能な地盤沈下発生装置を製作した。また、この装置を用いることによって、これまで行なった模型実験の妥当性、すなわち、不同沈下の形状ならびに速度およびスケールファクタ等の影響についての検証を行なった。

3.1. 地盤沈下発生装置の概要

地盤沈下発生装置は、図3-1に示すように幅16m、高さ4.0m、奥行1.0mの土槽内に設置されており、駆動装置と沈下板および制御装置で構成されている。土槽は、浸透実験施設にある既設の二次元土槽を1.3mかさあげしたものであり、前面は硬質のガラス張りとなっている。装置は、20枚の沈下板をそれぞれ独自に任意の速度で沈下させることにより、軟弱地盤における不同沈下などを精度良く再現することが可能となる。以下にその詳細を示す。

(1) 土 槽

土槽として使用することのできる部分は、図3-1に示すように幅14m、高さ2.6m、奥行1.0mの部分である。土槽の下部には地盤沈下発生装置のジャッキが置かれ、左右には幅1.0mの給水槽が設置してある。土槽の前面には、厚さ15mmの硬質ガラスを2枚張合わせたガラスが張りつけてあり、土槽内部の埋戻し土による土圧に対して十分耐え得る強度を有しているとともに、土槽内部の盛土の変状が十分読み取れる構造となっている。

(2) 駆動装置

駆動部は、サーボ弁を利用した復動式の油圧ジャッキを21基使用しており、ジャッキに取り付けたポテンショメータによって、油圧ジャッキの移動量を計測できるようになっている。また、油圧ポンプは、定格圧力120kgf/cm²、定格吐出量20ℓ/minのものを使用している。

(3) 沈下板

沈下板は、図3-1に示すように奥行が95cm、厚さが3cm、幅が30cm、50cm、70cm、92.5cmの4種類の鋼板を20枚それぞれについてヒンジ結合させたものである。油圧ジャッキのロッドは、沈下板と沈下板との継手部に配置され、長穴ヒンジで沈下板を結合することにより、図3-2に示すような原理によって不同沈下を発生させたときの隣り合う沈下板どうしの折れ曲がりと伸びを吸収できる構造としている。また、沈下板と側壁部ならびに前面ガラス面との間隙は、pゴムで処理し土砂の漏れを防止している。なお、沈下板の中央部には直径10cmの土圧計が取り付けられてあり、沈下板に作用する土圧を計測できるようにしている。

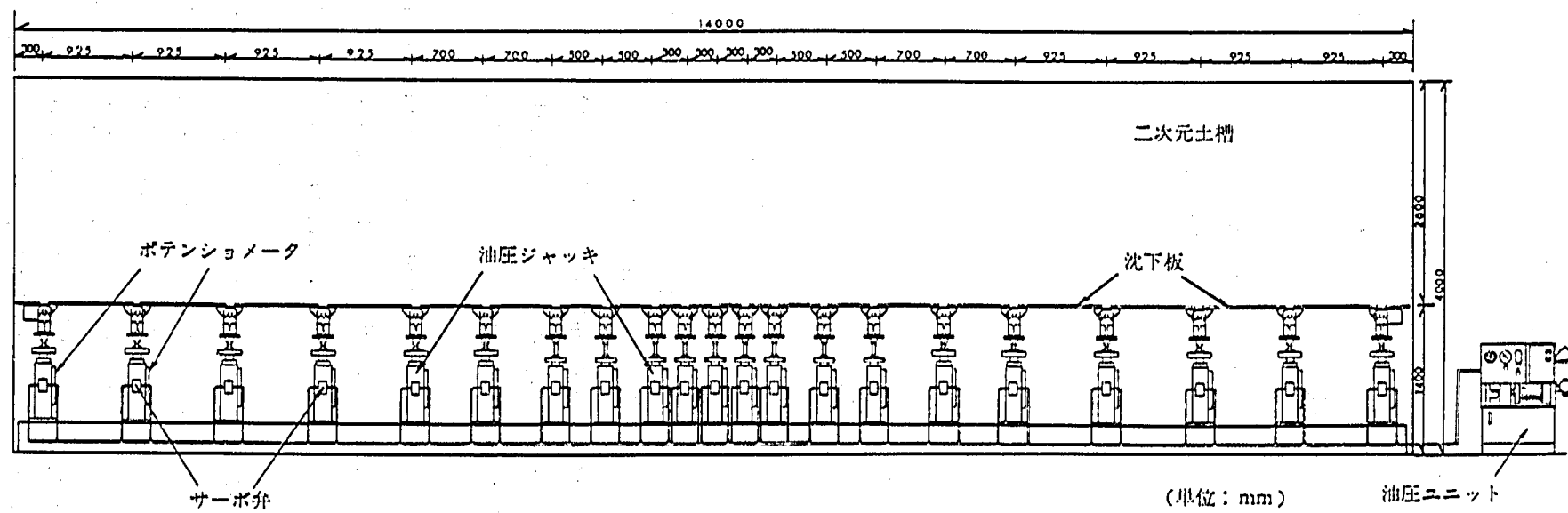


図 3 - 1 地盤沈下発生装置の概要

(4) 制御装置

沈下板の沈下速度の制御は、油圧サーボ制御方式で行なっている。すなわち、ポテンショメータからのフィードバック信号と、制御装置による指令信号との比較演算を行い、その結果に基づき電気-油圧サーボ弁を動かすことによって、沈下板の速度制御を行なっているものである。図3-3に沈下量の制御のフロー図を示す。すなわち、あらかじめ初期条件の設定を行なえば、後は自動的に装置が作動する構造となってい

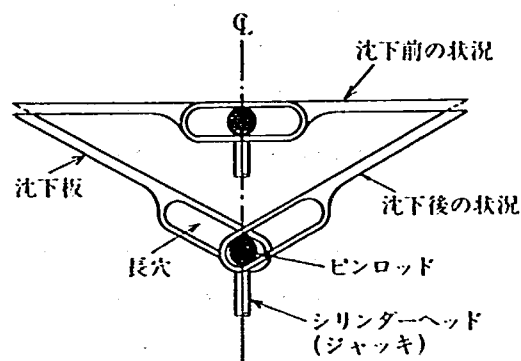


図3-2 沈下板の継手部の変形原理

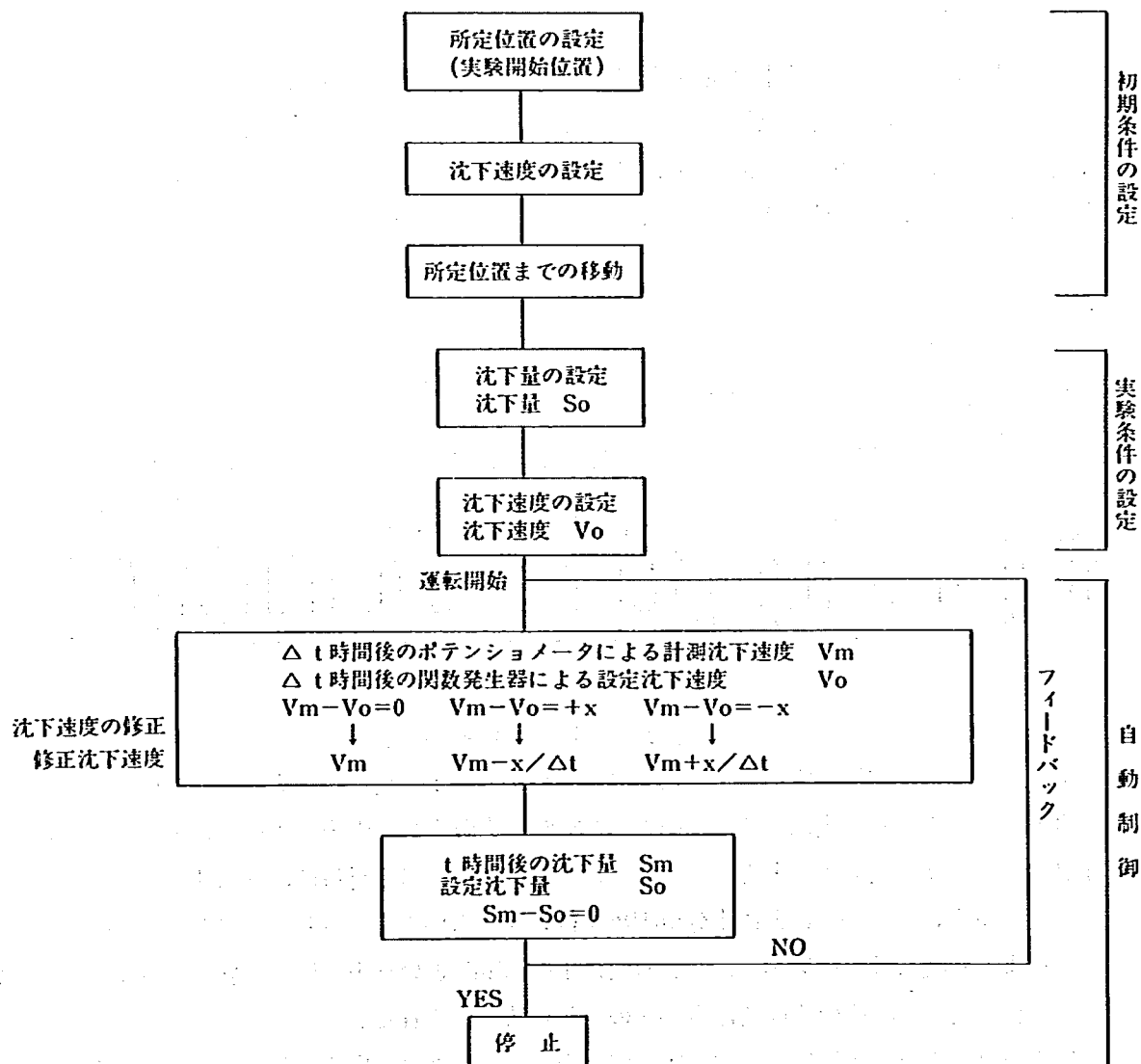


図3-3 地盤沈下発生装置による沈下量の制御フロー

る。なお、沈下量、沈下速度、土圧などは常時ディスプレイに表示されるとともに、任意の間隔でデジタルプリンタ、フロッピーディスクに出力することができる。

(5) 地盤沈下発生装置の仕様

地盤沈下発生装置の主な仕様を以下に示す。

- | | |
|--------------------|----------------------------|
| ① 沈下板の最大ストローク | 300 mm |
| ② 隣合う沈下板相互の許容不同沈下量 | 100 mm |
| ③ 沈下板の沈下および上昇速度 | 5～100 mm/hr
(連続可変) |
| ④ 沈下板の沈下量誤差 | ± 0.5 mm/hr |
| ⑤ 沈下板の許容荷重 | 0.8 kgf/cm ² |
| ⑥ 連続稼働保証時間 | 200 hr |
| ⑦ ポテンショメータの精度 | ± 0.3 mm |
| ⑧ 土圧計の精度 | ± 0.02 kgf/cm ² |

3.2 実験方法

実験は先に述べた地盤沈下発生装置を用いて行い、その概要を図3-4に示す。この図から、盛土は縦断方向の断面でみた場合を想定して、附帯構造物模型を土槽の中央部に設置した。附帯構造物模型は、幅30 cm、高さ30 cm、奥行97 cmの大きさで、附帯構造物模型に鋼杭を2本取り付けた構造とし、支持杭により支持された形式のものを用いた。

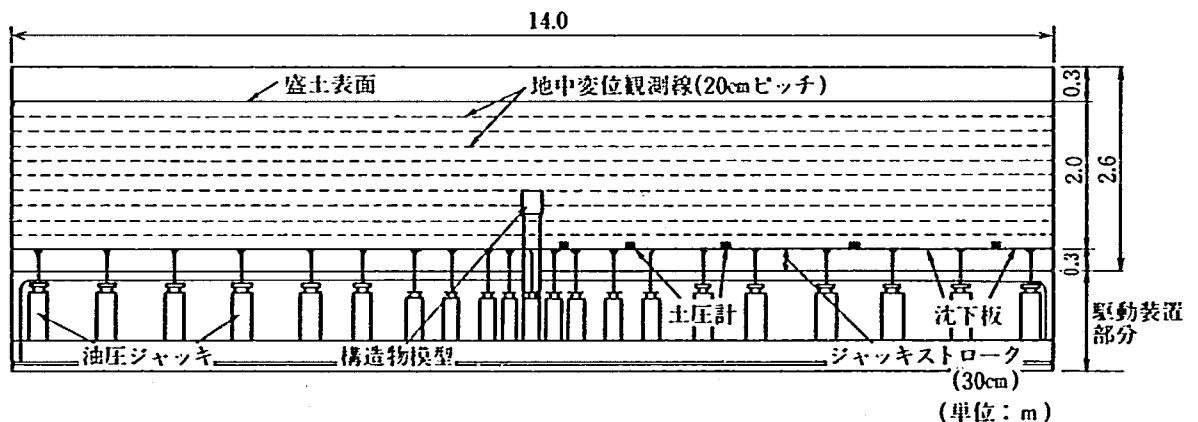


図 3 - 4 実験概要

盛土材料は、小型模型実験で用いたものと同様のシルトを用いた。まず、土槽内の沈下板に設置されている土圧計の表面に 5 cm の厚さに乾燥砂を敷均し、応力集中を避けることにより、土圧計の計測精度を高めることとした。次に、実験に用いた盛土材料は、含水比を20%程度に調整したものを用い、20 cm ごとに十分締固めを行いながら盛土を築造した。なお、施工時のコアカッタによる密度試験の結果から、湿潤密度は 1.6 t/m³ という小型模型実験ならびに硫安を用いた大型模型実験と同様の比較的ばらつきの少ない値が得られた。

観測項目は盛土の変形量、土中土圧、盛土内のクラックの発生状況などであり、観測に必要な計測器は、図3-4に示した位置に設置した。

附帯構造物模型と盛土の不同沈下量は、沈下板上面に取り付けた土圧計による鉛直土圧の計測結果に応じた沈下量を地盤沈下発生装置によって応力制御方式で発生させた。今回の実験におい

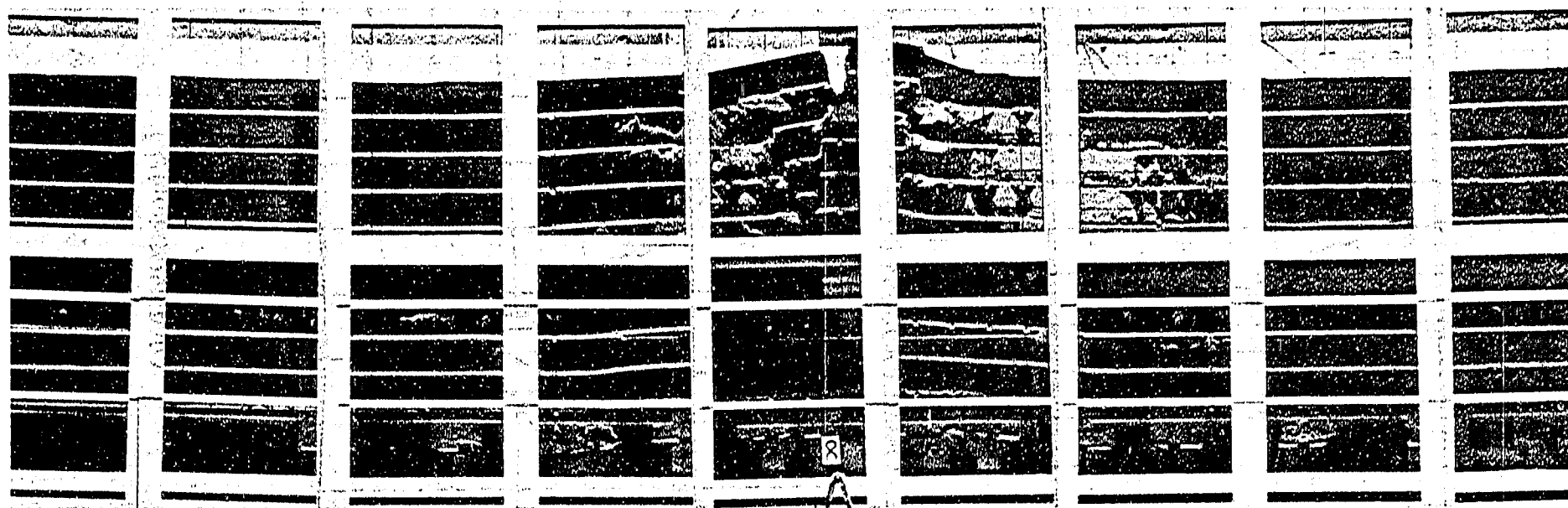


写真 3 - 1 盛土内の変形状況

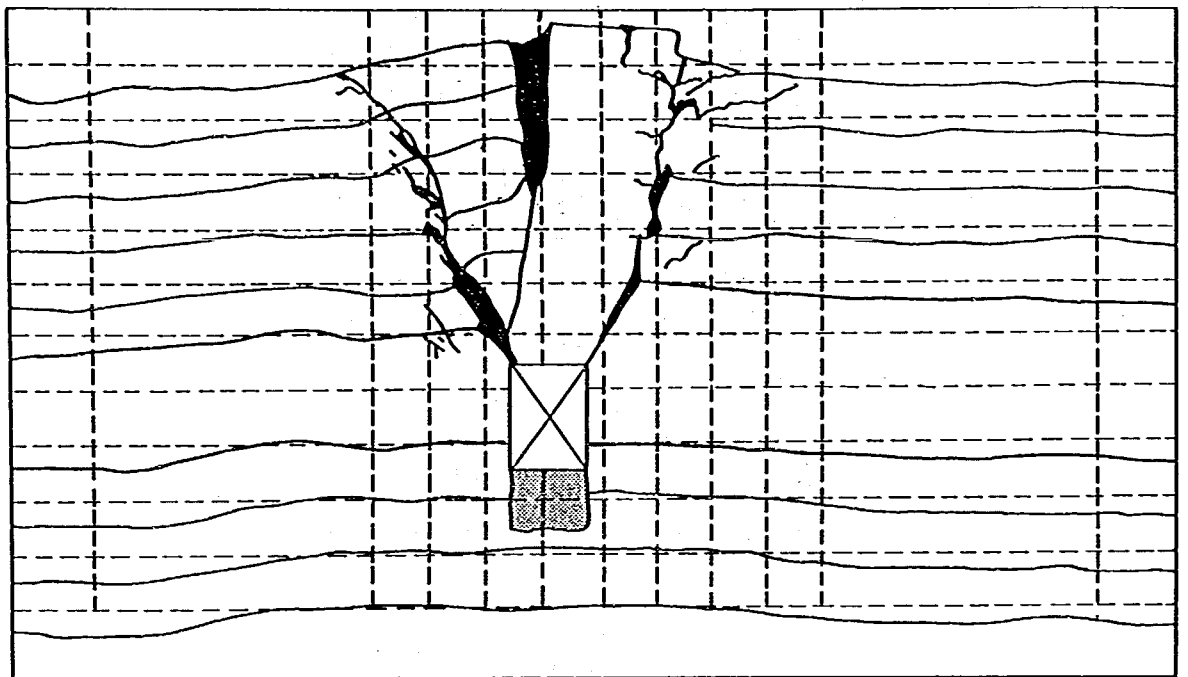


図 3-5 盛土内のクラックの発生状況
(地盤沈下発生装置を用いた大型模型実験の場合)

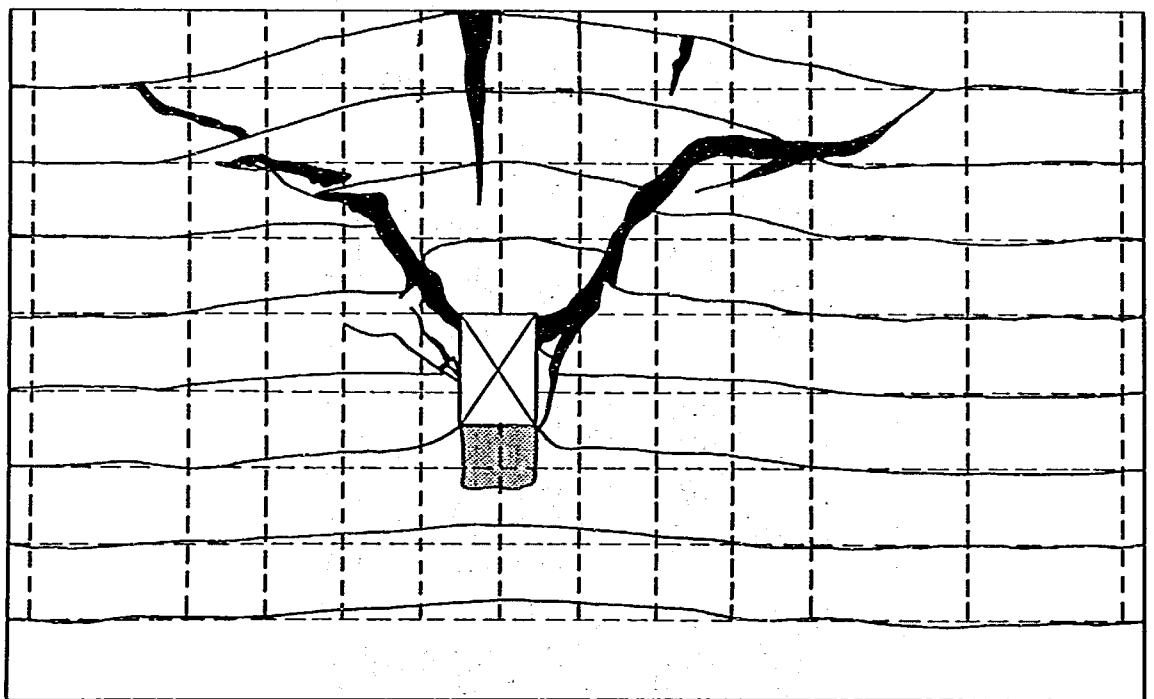


図 3-6 盛土内のクラックの発生状況
(小型模型実験の場合)

て、不同沈下量は附帯構造物模型の大きさの比から、小型模型実験の 3 倍として最大 30cm とした。

3.3 実験結果

附帯構造物模型と盛土の不同沈下量が30 cm発生した場合の盛土の変形とクラックの発生状況を示したものが写真3-1ならびに図3-5である。この図から、附帯構造物模型の上端部からやや斜め上方に幅6~8 cmの大きな引張りクラックが発生していることがわかる。若干の円弧を描いてクラックの発生面ができていますが、鉛直面との角度を計測すると、ほぼ30°である。一方、小型模型実験において、不同沈下量が10 cm生じた時点の盛土の変形とクラックの発生状況を示したものが図3-6である。大型模型実験と小型模型実験の結果を比較すると、盛土の変形状況とクラックの発生状況は、ほぼ同様な傾向を示しているといえる。しかし、クラックの鉛直面に対する角度についてみると、図3-6に示す小型模型実験の方が45°と大きくなっている。これは、土の強度が同じでも盛土の自重が支配的な要因となっている今回のような実験では、スケールファクタの影響が大きいためであると考えられる。すなわち、土の強度定数である粘着力とせん断抵抗角は2つの実験では同一であるが、大型模型実験では自重が小型模型実験の大きさ比の3乗倍、すなわち、27倍になっているために、2つの実験のクラックの発生角度に差がでたものと判断できる。

以上の結果から、盛土の変形状況などについては、ほぼ小型模型実験と大型模型実験は同様な傾向を示していることがわかる。しかし、クラックの発生位置については、盛土材料の自重の影響がでており、実際への適用にあたっては、土の強度と自重の関係について、今後さらに詳細な検討が必要であるが、附帯構造物から発生するクラックの角度は、概ね $45^\circ - \phi/2$ と考えて良いと思われる。

第4章 有限要素法による解析

4. 有限要素法を用いた応力 — 変形解析

附帯構造物周辺の埋戻し材料と盛土材料の剛性の違いが、盛土と附帯構造物の不同沈下による盛土内の破壊領域にどのような影響を及ぼすかを明らかにするために、次に示すような有限要素法による解析を試みた。

4.1 解析方法

盛土と附帯構造物の間に不同沈下が生じるような場合には、附帯構造物の上部の盛土内で引張り応力が発生し、実際にその部分では第2章ならびに第3章で示した模型実験の結果のように盛土内にクラックが発生し、緩みのような状態になっていると思われる。このような現象は、通常の線形弾性解析では十分説明できないと考えられる。そこで、土のような引張り力に抵抗しえない材料に対する有限要素法への適用方法として、no tension 解析による解析手法が提案されている。この解析手法は、引張りが生じた部材の tension（引張り応力）を他の部材へ再配分して引張り部材の tension をゼロに近付ける繰返し計算を行なうものである。今回の解析では、解の収束性が良い stress transfer 法によって、no tension 解析を実施した。さらに、盛土中の剛性の異なるもの、すなわち、本解析の場合、附帯構造物と盛土の境界面における相対的なすべりなどの相互変形作用を考慮することが必要となる。本解析では、この附帯構造物と盛土の境界面での摩擦力については、図4-1に示すようなロッド要素を設けることにより考慮した。なお、ロッド要素の弾性係数は附帯構造物の弾性係数と一致させ、その断面積は境界面でのせん断バネ定数に等しくなるように決定した。

解析には、盛土の一般例として図4-1に示す解析モデルを、また、材料定数としては表4-1に示すものをそれぞれ用いた。ここで、表4-1に示したせん断バネ定数については、コンクリートと土（埋戻し材料2）の供試体を用いた一面せん断試験を行い、せん断応力 τ と水平変位 ΔS との関係から $\tau/\Delta S$ を求めて決定したものである。

解析は、盛土内の破壊領域の発生範囲に影響を与えていると思われる附帯構造物周辺の埋戻し材料の剛性を2種類に変化させて行い、埋戻し材料の剛性の違いによる影響を調べた。

4.2 解析結果

解析結果として、埋戻し材料2の場合におけるケースAとケースBについて、附帯構造物周辺の最大・最小主応力及び最大せん断応力の分布を示したものが、図4-2と図4-3である。これらの図から、両者とも最大主応力の方向が附帯構造物の方向へ傾く傾向がみられる。これは、附帯構造物に作用する土圧が盛土と附帯構造物の不同沈下によって大きくなることを表している。また、附帯構造物の下部や埋戻し部分と盛土部の境界においては、同一の地盤高における最大主応力と比較して応力が小さくなっている。特に、附帯構造物の直下では応力がゼロに近い状態になっており、これらの部分にクラックや空洞などが生じる可能性があることを表していると思わ

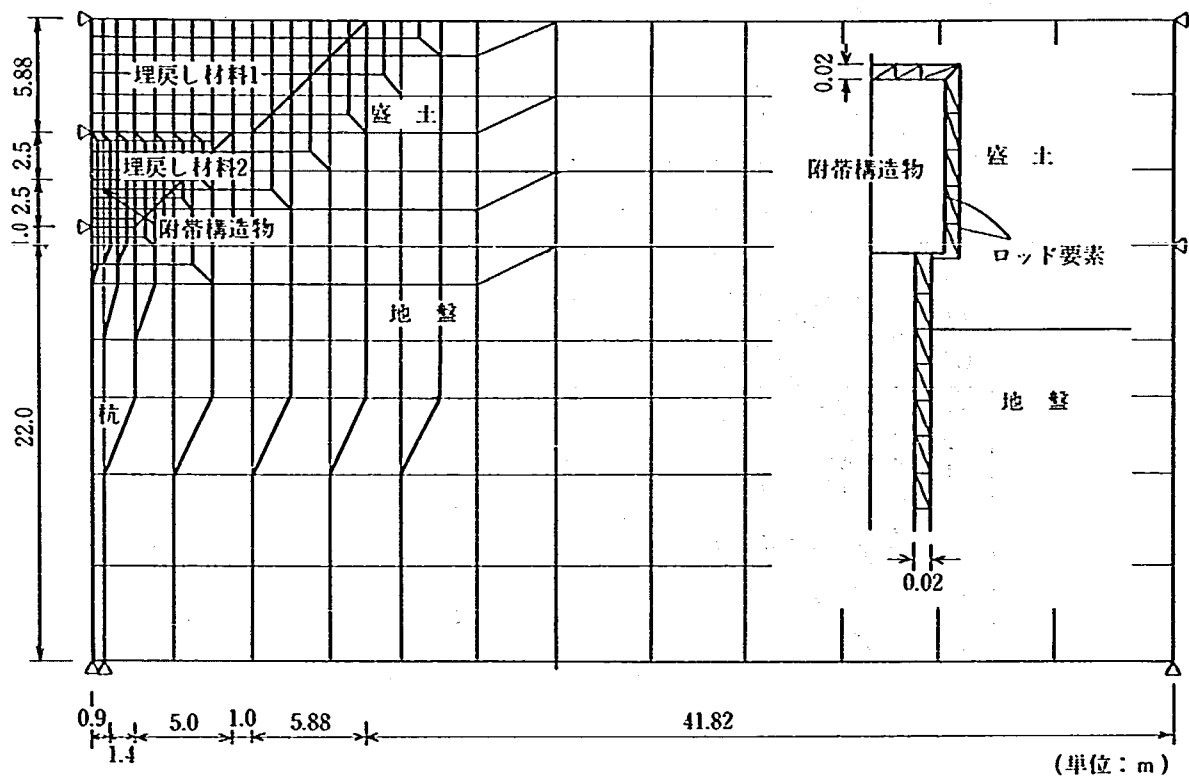


図4-1 解析モデル

表4-1 材料定数

	地 盤	盛 土	埋戻し材料1	埋戻し材料2
単位体積重量 (tf/m^3)	1.6	1.6	1.6	2.0
弾 性 係 数 (tf/m^2)	1000.0	350.0	500.0	ケースA 1000.0 ケースB 2000.0
ポアソン比	0.4	0.4	0.4	0.4
内 部 摩 擦 角 ($^{\circ}$)	15.0	30.0	35.0	35.0
粘 着 力 (tf/m^2)	1.0	1.0	0.5	1.0

せん断バネ定数 $15 \text{ kgf}/\text{m}^2$

附帯構造物の弾性係数 $500,000 \text{ tf}/\text{m}^2$

れる。

2つの計算結果による主応力図を比較すると、埋戻し材料の剛性が大きいとしたケースBの方が埋戻し部分への応力の集中が著しく、附帯構造物周辺部の最大せん断力もケースBの方が大きくなっている。ここで、最大せん断応力の分布に着目し、各盛土層ごとに最大せん断応力が生じている要素を結ぶと、ほぼ図中に示した実線のようになる。図から、両ケースとも附帯構造物の側壁に沿ってほぼ鉛直に想定せん断面が生じているといえるが、ケースBの方がケースAよりも若干外側に傾いて想定せん断面ができていることがわかる。すなわち、附帯構造物周辺の埋戻し材料の剛性の違いによって、盛土内の破壊領域が変化することを示しており、埋戻し材料の剛性

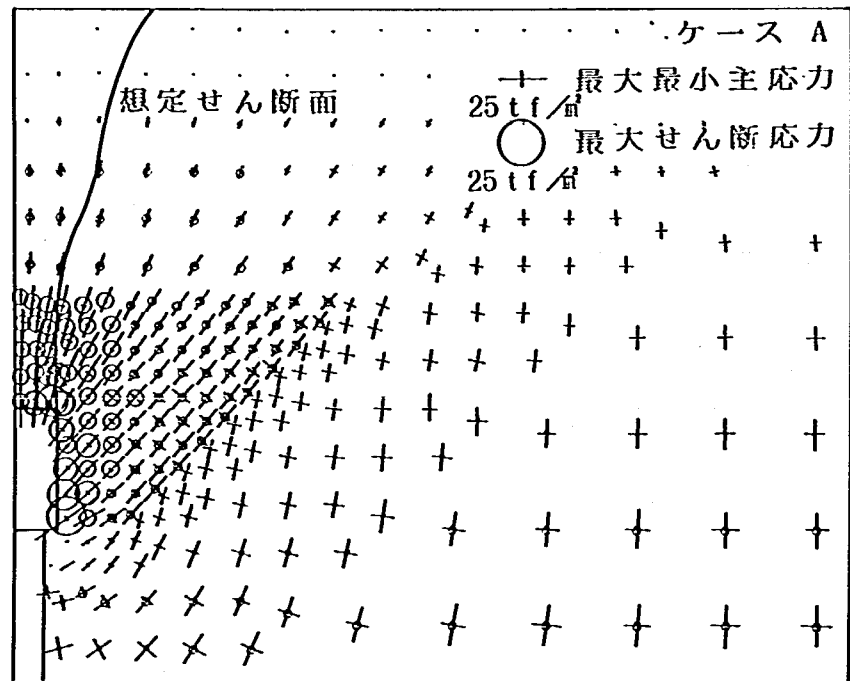


図4-2 主応力及び最大せん断応力の分布

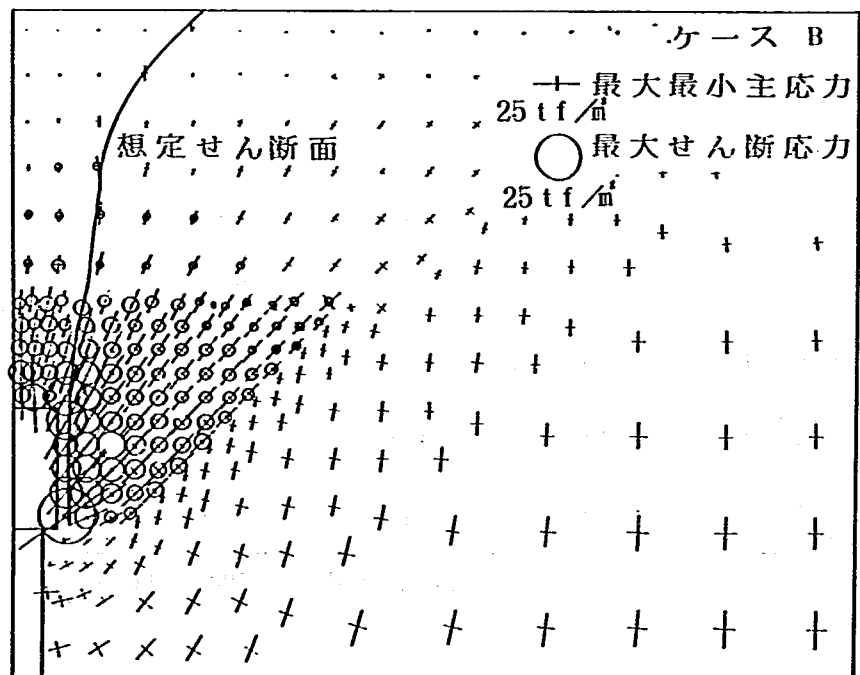


図4-3 主応力及び最大せん断応力の分布

が大きくなると破壊領域は広がる傾向があるといえる。これは、第2、3章で述べた模型実験で得られた盛土のクラックの発生状況と同様の結果が得られた。

次に、no tension解析を行なった場合の解析上の tension 領域の低減効果を示すために、ケースAおよびケースBにおける no tension 解析前と解析後の tension の発生領域の差を示したものが、図4-4と図4-5である。これらの図から、ケースAおよびケースBとも no tension

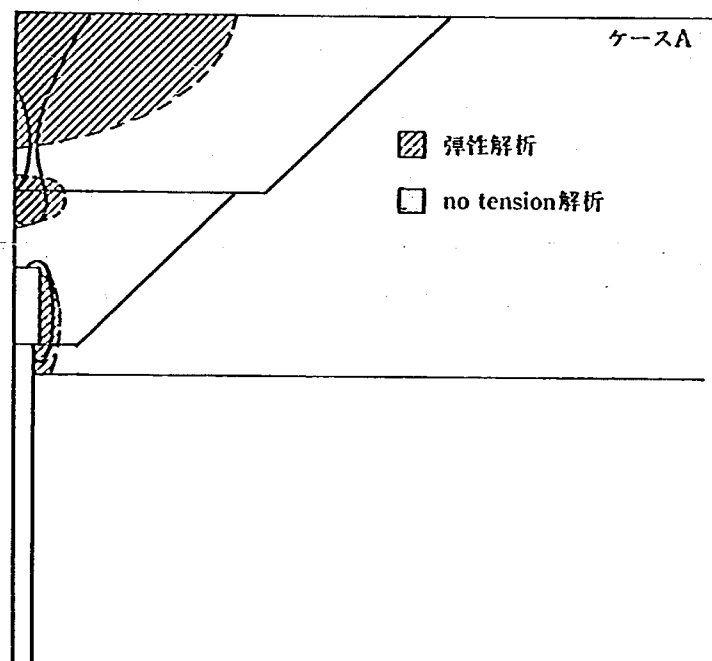


図4-4 盛土内の tension 発生領域

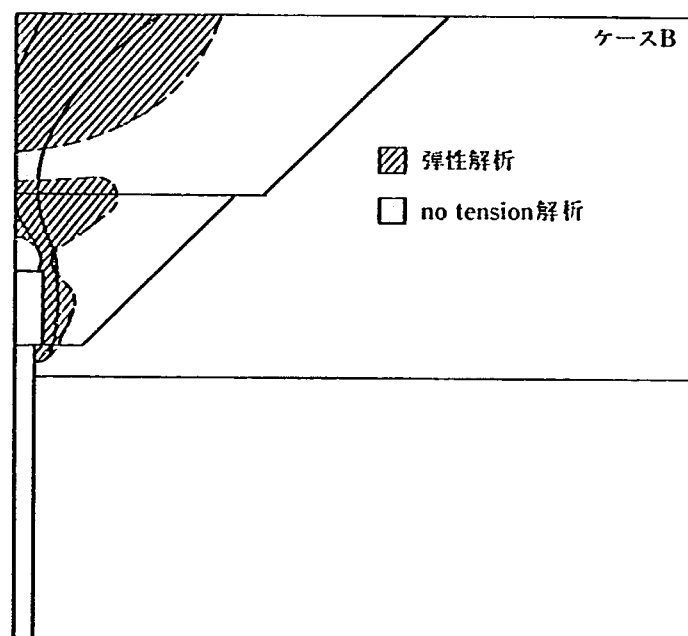


図4-5 盛土内の tension 発生領域

解析前（弾性解析値）では附帯構造物の周辺部のかなり広い範囲にわたって tension 領域が発生している。一方、no tension 解析後（収束計算回数20回）では、tension の発生領域は附帯構造物の下部、側壁部および上方に限られている。したがって、盛土と附帯構造物の不同沈下によって生じる附帯構造物周辺の引張り応力は、最終的には図4-4および図4-5に示された no tension 解析後の tension 発生領域で応力が開放され、大きなクラックが発生すると考えられる。今回実施した2つのケースで、no tension 解析後の tension 発生領域を比較すると、ケースBの

方がケース A よりも tension 領域が外側に開いたような形状になっている。これは、先に述べたせん断面の発生位置と同様の傾向であり、盛土と附帯構造物の不同沈下による盛土内の破壊領域は、埋戻し材の剛性が高くなると広がる傾向があると言える。

以上の結果から、盛土と附帯構造物の不同沈下によって、附帯構造物の周辺部で大きなクラックや空洞が発生する可能性のある部分は、附帯構造物の下部や側壁に沿った部分であり、その影響範囲は附帯構造物周辺の埋戻し材料の剛性が高くなると広がる傾向があると言える。この結果と、小型ならびに大型模型実験により得られた結果は同様な傾向を示していると言える。

第5章 附帯構造物の長手方向に関する不同沈下対策

5. 附帯構造物の長手方向の不同沈下対策に関する実験

これまで、附帯構造物の断面方向における不同沈下に対して、模型実験ならびに有限要素法による解析により検討を行なってきた。その結果、附帯構造物と盛土の不同沈下をある程度軽減することによって盛土内のクラック等の変状を軽減できることが判明した。しかし、附帯構造物自体の不同沈下を防止し、しかも附帯構造物と盛土との不同沈下を軽減する対策工法については、現在のところ有力な工法がないといえる。しかし、既存の対策工法のなかで利用できるものとして、基礎地盤の強度を増加させるプレロード工法や地盤改良工法、附帯構造物本体に対策を施す継手なしの一体構造化、あるいは基礎に摩擦杭を用いる方法などがあげられる。しかし、以上の対策工法は、工期、工費などにそれぞれ一長一短があり、対策工法の効果についてもよくわかっていないのが現状である。そこで上記の対策工法のうち、摩擦杭工法を取り上げ、不同沈下の軽減効果を模型実験により検討を行ったので、その結果を以下に示す。

5.1 摩擦杭工法

摩擦杭工法とは、ある程度の附帯構造物自体の等沈下を許容しながら、杭の周辺摩擦力による支持力と水平抵抗力によって、附帯構造物と盛土の不同沈下を軽減することを目的としている。摩擦杭は、一時期、長杭の施工技術が進歩していなかった時代に利用されていたが、附帯構造物自体の不同沈下を大幅に軽減できないことと、長杭の施工技術の発展から最近あまり使用されなくなっている。しかし、附帯構造物自体の不同沈下の発生原因である附帯構造物の傾斜および回転の防止効果は、摩擦杭の配置や長さの調節によって原理的に有効であると考えられる。そこで、地盤の変形に対する摩擦杭の効果をみるために、人工の軟弱地盤に摩擦杭を有する附帯構造物模型を設置し、その上に盛土荷重を加えた場合の附帯構造物模型の変形挙動を求める実験を行なった。さらに、地盤の側方流動による影響を小さくするための摩擦杭と矢板を組合わせた対策工法の効果についても検討を加えた。

5.2 実験方法

実験は、図5-1に示す幅3 m、高さ60 cm、奥行60 cmの前面がガラス張りの土槽を用いて行なった。まず、土槽内に人工の軟弱地盤として、含水比60%程度の粘性土（クレーサンド、液性限界31%）を用いて、厚さ40 cmの粘土層を築造した。この際、締固めは行なわなかったが、コアカット法による密度試験の結果から各実験ケースともに湿潤密度で、 1.5 t/m^3 程度のばらつきの少ない値が得られた。次に、粘土層上部に図5-1に示すような幅5 cm、高さ7 cm、長さ20 cmの亚克力製の附帯構造物模型を3個縦に隣接させて設置した。このとき、継手部は結合せずに自由端とした。附帯構造物模型に取付ける摩擦杭は、直径1 cmの亚克力製の棒を利用した。また、矢板は厚さ0.5 mmの剛性の低い亚克力製の板を用い、附帯構造物模型の側壁と平行に設置した。次に、附帯構造物模型の設置後、盛土を20 cmの高さまで5段階に分けて築造した。盛土

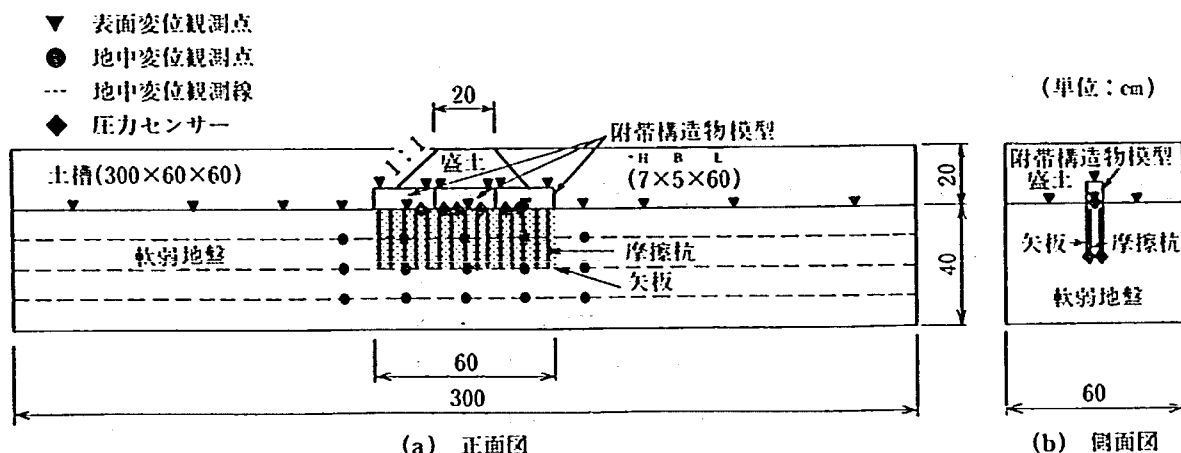


図 5 - 1 実験概要図

に用いた盛土材料は、附帯構造物模型に作用する荷重を大きくするために、砂鉄に直径 1 mm の鉛玉を混合したものを用いた。盛土築造時に各層の密度を測定した結果、密度は平均して約 2.9 t/m³ の値が得られた。

観測項目は、附帯構造物模型および地盤の変形量、附帯構造物模型と摩擦杭に作用する応力などである。それぞれの計測器の設置位置は、図 5 - 1 に示すとおりである。まず附帯構造物模型の沈下量は、目盛り付きの亚克力製の棒を附帯構造物模型の両端部に固定し、これをレベルで測定した。盛土底部の地盤の沈下、地表面の変位なども同様な方法で観測した。軟弱地盤の変位は、地盤作製中に 10 cm の層厚ごとに敷設した標準砂と地中変位観測棒によって土槽正面のガラス面より目視できるようにしている。実験終了後は、盛土を除去し附帯構造物模型および地盤の変形の状況を詳細に調べた。また、附帯構造物模型の底面と摩擦杭の側面に直径 5 mm の超小型圧力センサを取付けて、実験中に附帯構造物模型および摩擦杭に作用する応力の変化を経時的に計測した。

ここで、附帯構造物模型の設置状況を写真 5 - 1 に、さらに矢板模型を附帯構造物模型の側部に設置した場合の状況を写真 5 - 2 に示した。

実験条件としては、表 5 - 1 に示すように、摩擦杭の長さや配置、矢板の有無、矢板の長さなどを変化させた合計 13 ケースについて行なった。ここで、摩擦杭の長さは 10, 20, 30 cm の 3 種類とし、杭の本数は 12 本, 24 本, 36 本, 60 本の 4 種類に変化させた。この場合、杭の配置条件として長さ 20 cm の杭を 2 列平行に 24 本設置したものを標準 (ケース 2) とし、この標準モデルに対して条件を変えた場合に附帯構造物模型の変形挙動がどのように変化するかを調べた。

5.3 実験結果

今回実施した全ケースにおける盛土終了時の附帯構造物模型の変形状況を示したものが、図 5 - 2 である。ここで、ケース 1 が杭を設置しない無処理 (直接基礎) の場合であり、ケース 2 ~ 4 が摩擦杭を設置した場合、ケース 5 ~ 13 が摩擦杭と矢板を設置した場合である。なお、これらの図において、各実験ケースにおける附帯構造物模型の変形状況を同一条件で比較するために、附帯構造物模型の沈下量および水平変位量を地盤の最大沈下量に対する比で表した。これらの図から、ケース 1 ~ 4 を比較すると、摩擦杭を設置したことによる附帯構造物自体の不同沈下の低

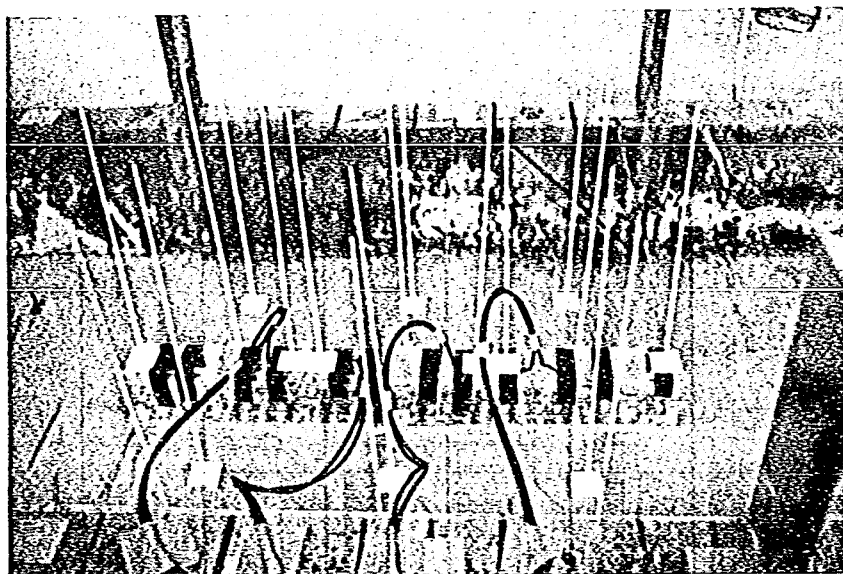


写真 5 - 1 附帯構造物模型の設置状況

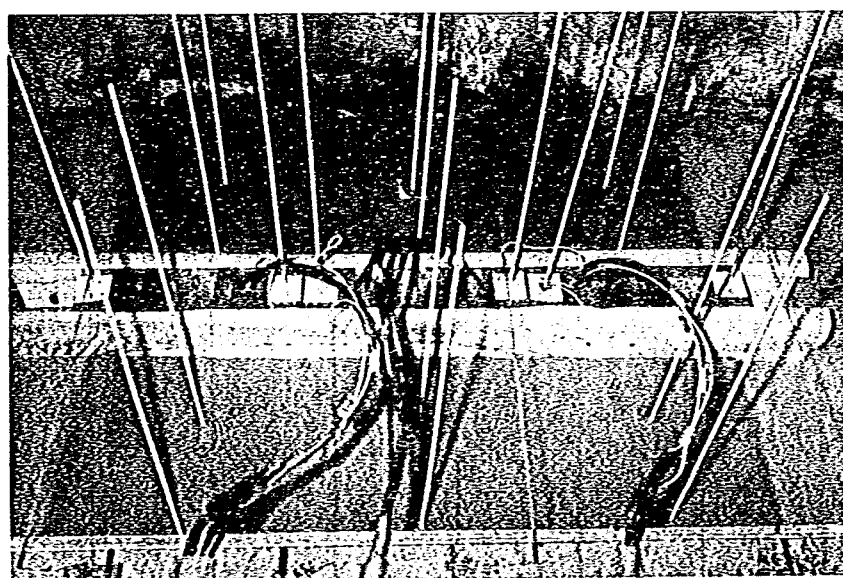
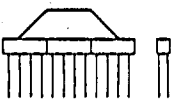
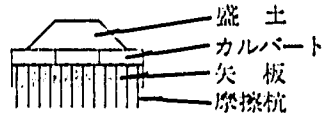


写真 5 - 2 附帯構造物模型と矢板の設置状況

減という効果が顕著に現われているとは言えない。まず、ケース 1 では附帯構造物模型が地盤の沈下の形状とはほぼ同様な形で沈下しており、大きな不同沈下が発生している。これに対してケース 2 ～ 4 では、摩擦杭を設置したために中央部の附帯構造物模型に比べ両端部の附帯構造物模型の沈下(回転)が小さくなり、継手部の段差と開きがケース 1 の直接基礎の場合に比べて大きいという傾向の違いが現われている。特に、摩擦杭の長さを 30 cm にした場合が最も継手部の変形が大きい。この場合、両端部の附帯構造物模型の沈下(回転)が小さくなったのは、摩擦杭の水平抵抗力によって、

表 5 - 1 実験条件一覧表

実験条件 実験ケース	実験条件概要	摩擦杭の 長さ 本数(配置)	矢板の 有無 長さ	実験条件 実験ケース	実験条件概要	摩擦杭の 長さ 本数(配置)	矢板の 有無 長さ
ケース①		なし	なし	ケース⑧		20cm 60本(均一)	あり 20cm
ケース②		20cm 24本(均一)	なし	ケース⑨		10cm 24本(均一)	あり 10cm
ケース③		20cm 60本(均一)	なし	ケース⑩		30cm 24本(均一)	あり 30cm
ケース④		30cm 24本(均一)	なし	ケース⑪		20cm 24本(盛土荷 重に対応)	あり 20cm
ケース⑤		なし	あり 20cm	ケース⑫		20cm 36本(中央部 が密)	あり 20cm
ケース⑥		20cm 24本(均一)	あり 20cm	ケース⑬		20cm 24本(均一)	あり 10cm
ケース⑦		20cm 12本(均一)	あり 20cm				

凡 例

S_{max} : カルバートの最大沈下量
 ΔS_{max} : カルバートの最大不同沈下量
 S : カルバートの沈下量
 h : カルバートの水平変位量
 S_{0max} : 地盤の最大沈下量

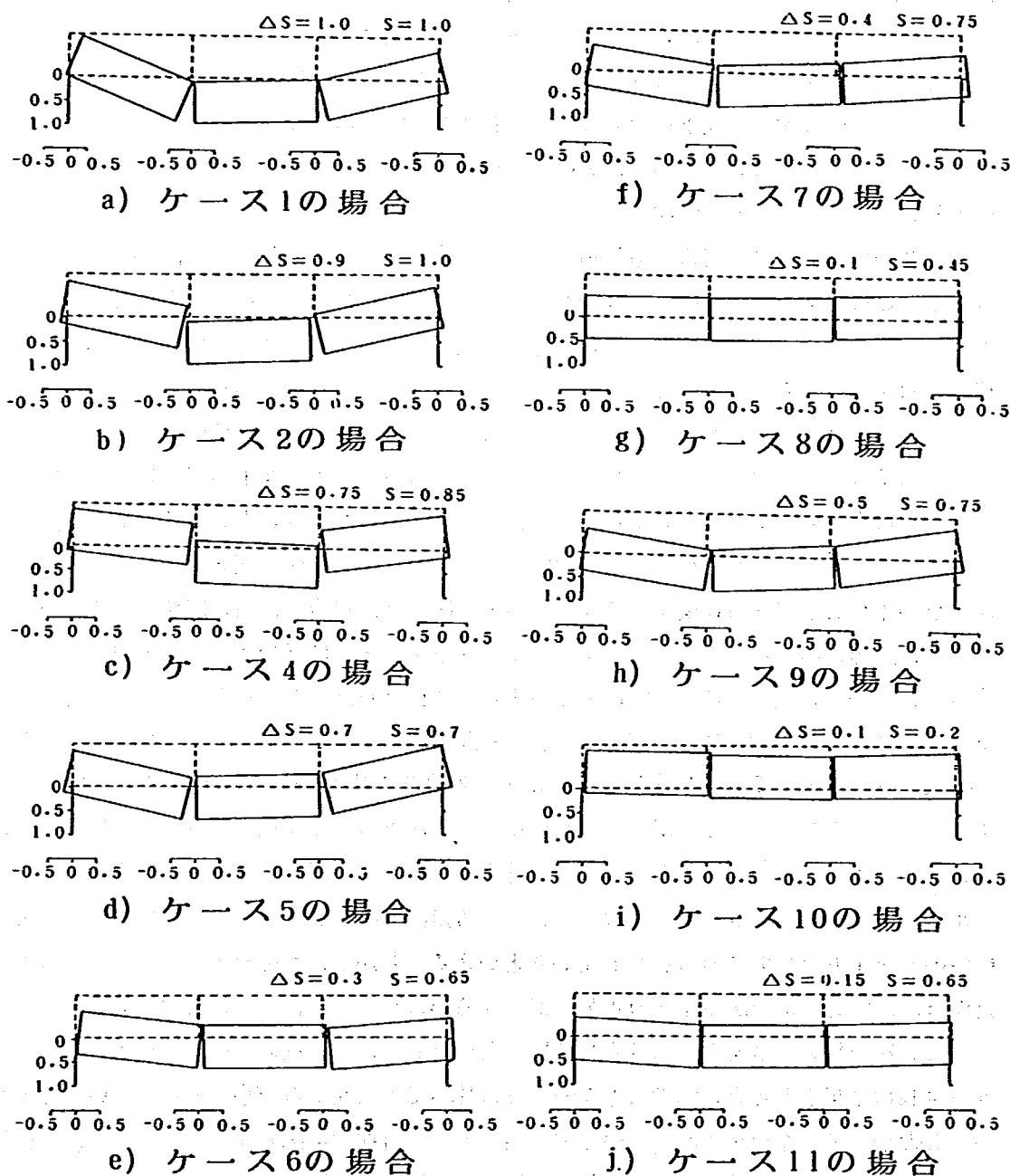
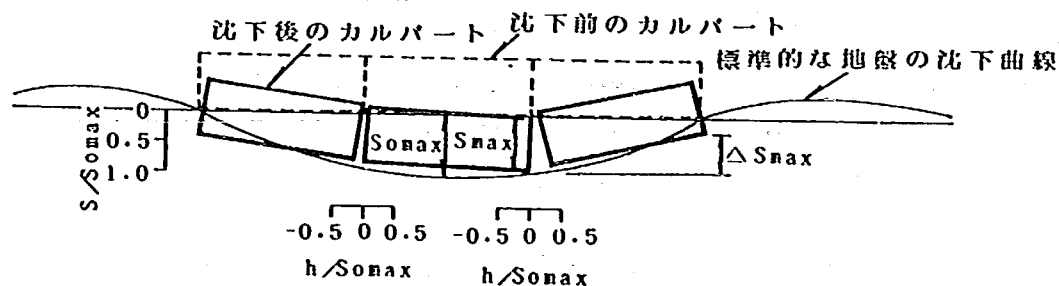


図5-2 附帯構造物模型の沈下形状

附帯構造物模型の回転がある程度おさえられたためと考えられる。しかし、中央部の附帯構造物模型の沈下量と、継手部の段差の開きの状況から判断すると、不同沈下は軽減されているとは言えない。このように、摩擦杭を用いても附帯構造物模型の不同沈下量を軽減できない原因として、盛土の自重による地盤の側方流動によって杭が引きずり込まれたことが考えられる。すなわち、地盤の側方流動を抑えない限り、杭の長さ、配置によって多少の不同沈下の形状に違いが生じるものの、不同沈下の軽減効果は期待できないといえる。しかし、今回の実験では地盤の即時沈下のみを扱ったものであることから、地盤の圧密沈下に対しての効果については、さらに検討が必要である。

一方、周辺地盤と附帯構造物模型直下の領域を矢板によって分離したケース5～13では、摩擦杭による附帯構造物模型の不同沈下の軽減効果が良く現われているものが多いといえる。そこで、矢板を用いた実験ケースにおいて、不同沈下の軽減効果について以下に詳細に述べる。

杭を設置せず無処理で矢板のみを設置した場合のケース5では、無処理のケース1に比べて附帯構造物模型の最大不同沈下量の減少がみられるが、附帯構造物模型の不同沈下量が大幅に軽減されているとはいえない。しかし、矢板と摩擦杭を併用したケース6と矢板のみのケース5を比較すると、摩擦杭による不同沈下の軽減効果がよくあらわれているといえる。すなわち、ケース6では3つに分割された附帯構造物模型がほぼ一体となって沈下しており、附帯構造物模型の最大沈下量と最小沈下量の差は、0.3程度となっている。これは、矢板で囲まれた領域が地盤の側方流動が起きている領域と切り離されて静止領域ができあがり、摩擦杭による鉛直支持力と水平移動に対する抵抗力が、十分発揮できたことによる効果であると思われる。

次に、ケース6を標準的な杭の配置条件と考え、これに対して摩擦杭の本数を半分とした場合（ケース7）と2倍程度とした場合（ケース8）について、不同沈下の軽減効果を比較するとケース8が最も不同沈下の軽減効果が大きく、ケース7が最も小さいといえる。そこで、附帯構造物模型の不同沈下量と摩擦杭の本数との関係を調べてみたものが、図5-3である。この図から、摩擦杭の本数と附帯構造物模型の不同沈下量との関係は、双曲線に似た関係があるといえる。すなわち、摩擦杭の本数を増すことによって不同沈下量を大幅に減少させることができるが、杭の本数がある程度以上になると不同沈下の減少量の変化は頭打ちとなり少なくなる傾向にあるといえる。さらに、摩擦杭の長さを10 cmとした場合（ケース9）と30 cmとした場合（ケース10）について、ケース6とその効果を比較するとケース10の摩擦杭の長さを30 cmとした場合が最も効果があるといえる。ここで、附帯構造物模型の不同沈下量と摩擦杭の長さとの関係を示したものが、図5-4である。この図から、両者は非常に良い相関を示しており、ほぼ直線関係にあるといえる。すなわち、摩擦杭が長くなることによる鉛直支持力と水平抵抗力の増加が、附帯構造物模型の不同沈下の減少に直接寄与しているといえる。しかし、摩擦杭の長さが30 cm以上になった場合においても不同沈下量が直線的に減少するかについては、さらに検討が必要である。

また、摩擦杭の本数をケース6とほぼ同一条件として、摩擦杭の配置を変化させたケース11とケース12の結果をみると、両者ともケース6に比べて不同沈下量が小さくなっていることがわかる。したがって、摩擦杭の配置を盛土の荷重に応じて合理的に配置することにより、摩擦杭の本数を増加させることなく効率的に附帯構造物の不同沈下を軽減できるといえる。

上記のケースとは別に注意を要するのは、ケース13のような場合で、摩擦杭の長さよりも矢板

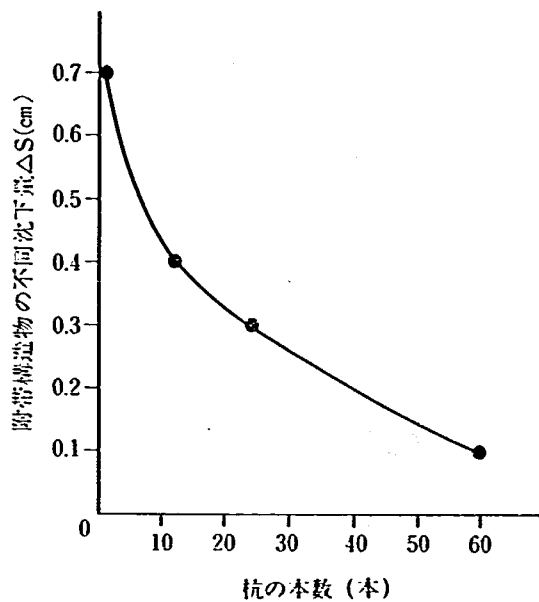


図 5-3 杭の本数と附帯構造物の
不同沈下量の関係

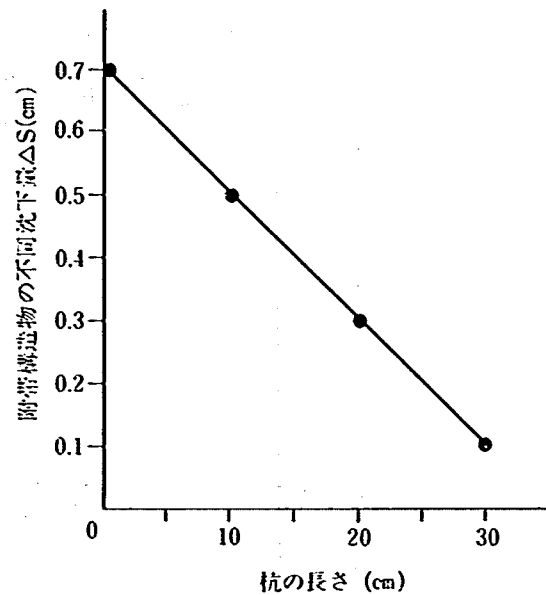


図 5-4 杭の長さとは附帯構造物の
不同沈下量の関係

の長さが短い場合である。この場合、周辺地盤の側方流動による影響がある程度摩擦杭に伝わり、図 5-2 に示した結果のように矢板の長さのみが異なるケース 6 の結果よりも大きな不同沈下が生じる。したがって、摩擦杭の長さよりも矢板が短い場合には附帯構造物の不同沈下を増加させるので、注意が必要である。

以上の実験ケースについて、それぞれ附帯構造物模型の不同沈下の軽減効果を比較したものが、図 5-5 である。この図において横軸と縦軸は、それぞれ附帯構造物模型の最大沈下量 S_{max} と附帯構造物模型の最大不同沈下量 ΔS_{max} を地盤の最大沈下量 S_{0max} に対する比で示している。この図から、摩擦杭のみの領域では無処理の場合よりも $\Delta S_{max}/S_{0max}$ と S_{max}/S_{0max} が若干減少している程度であり、不同沈下の軽減効果は小さいといえる。一方、摩擦杭と矢板を併用した場合の領域では、 $\Delta S_{max}/S_{0max}$ と S_{max}/S_{0max} がともに大きく減少しており、特に、摩擦杭の本数を多くした場合や摩擦杭の配置を盛土荷重に対応させた場合の効果が大きいといえる。

以上の結果から、摩擦杭と矢板を併用した対策工は、附帯構造物の等沈下をある程度許容した附帯構造物の不同沈下を軽減するという効果が十分期待できると考えられる。

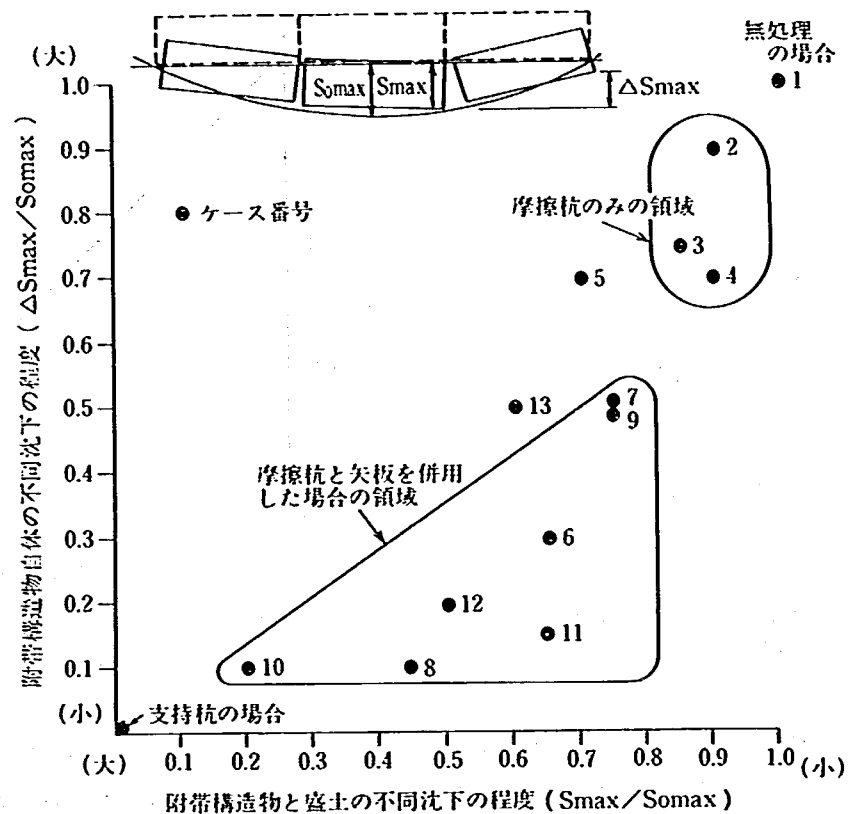


図 5-5 不同沈下の軽減効果の比較

第6章 附帯構造物の断面方向に関する不同沈下ならびに空洞対策

6. 附帯構造物の最適化形状に関する検討

軟弱地盤上に築造された杭基礎の附帯構造物等では、盛土による地盤の圧密沈下によって、盛土と管との間に不同沈下が発生し、管周辺部にゆるみ領域や管底部に空洞などが生ずることが先に述べた模型実験等から指摘されている。この対策として、種々の方法が挙げられるが、本章では附帯構造物の断面形状に着目した盛土との不同沈下対策について検討を行なった。

すなわち、附帯構造物の断面形状は水理学的な面から、従来より矩形や円形の断面のものが採用されてきた。しかしながら、軟弱地盤における矩形の附帯構造物等では、地盤の沈下に伴う盛土の変形が附帯構造物の動きと追従しないため、管周辺や底部にゆるみや空洞などが発生することが懸念される。

その対策のひとつとして、軟弱地盤の圧密沈下をプレロードなどによって促進させ、残留沈下に対しては、附帯構造物と盛土とができるだけ一体となって変形する構造のもので対処する方法が考えられる。そこで、附帯構造物の断面形状を変化させることにより、盛土と附帯構造物との不同沈下をできるだけ少なくして管底部の空洞等を軽減することを考案し、その効果を模型実験ならびに数値解析によって検討を加えた。

さらに逆三角形断面を有する附帯構造物の試験施工も合わせて実施し、その施工法についても検討を行った。

6.1 附帯構造物の断面形状選定のための小型模型実験

附帯構造物の最適な断面形状を見いだすために、樋管の断面形状を矩形、台形、円形、三角形、逆三角形と変化させることによって、盛土と樋管の不同沈下に伴う相互変形挙動ならびに管底部の空洞の発生状況について小型模型実験により求めた。

6.1.1 実験方法

実験に用いた装置を図6-1に示す。この装置は、高さ1.0m幅3.0m、奥行0.5mで、前面が透明の亚克力張りの土槽と、土槽の底部に取り付けた沈下装置とから構成される。盛土模型は、基礎地盤として川砂を20cmの深さまで埋戻した上に盛土を10cmごとに一定の密度となるように締固めながら築造した。盛土材料は、粘性土と乾燥砂を用いた場合について行なった。なお、盛土模型の湿潤密度および含水比の平均的な数値は表6-1に示す通りであった。計測は、盛土の変位およびせん断面、ならびに管底部の空洞の発生状況を計測するための着色砂を用いた地中変位観測線および観測棒を盛土中に埋設するとともに、地表面に変位観測鉋を設置して行なった。また、樋管に作用する土圧を計測するために樋管周面に土圧計を配置した。なお、計測器等の設置位置の詳細を図6-1にあわせて示した。実験ケースは、表6-1に示す4種類の樋管の断面形状について行なった。

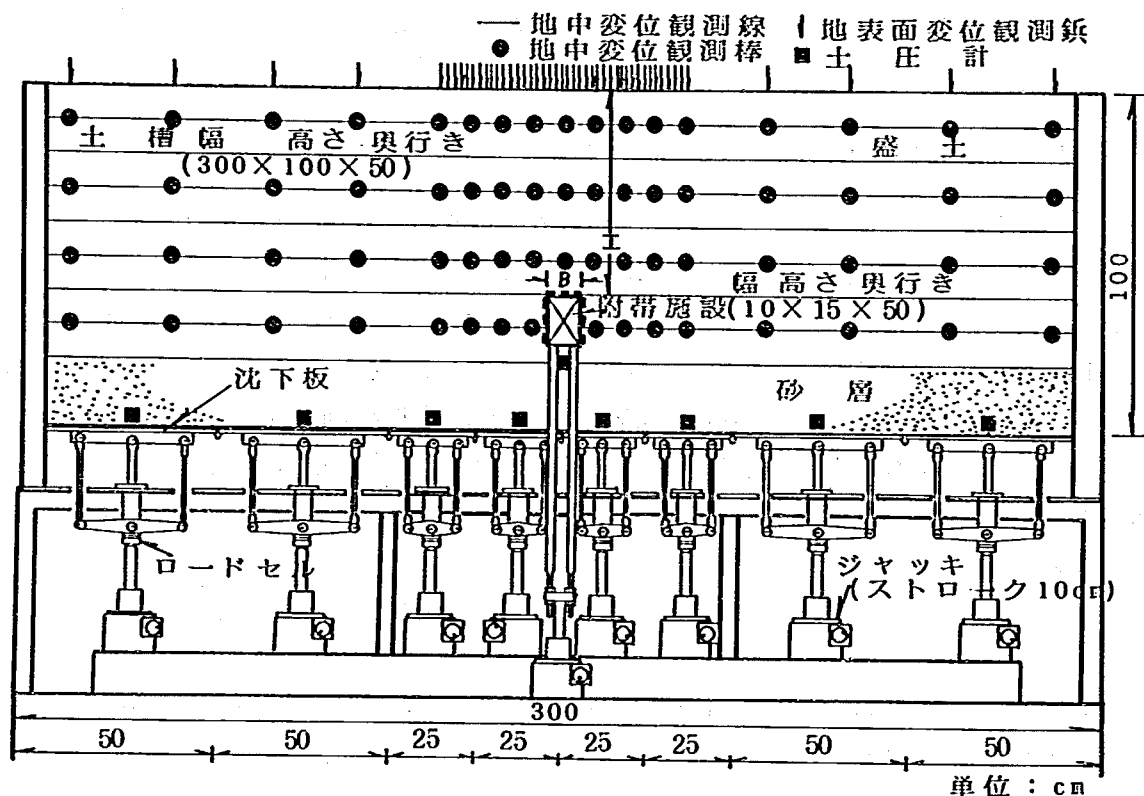


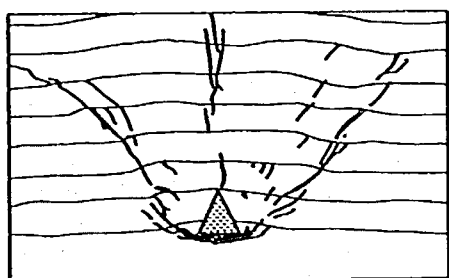
図 6 - 1 実験装置及び計測器の設置位置

表 6 - 1 実験ケース一覧表

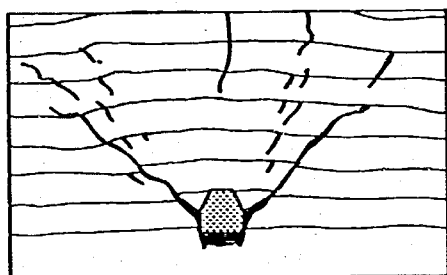
ケース	断面形状	盛土	湿潤密度	含水比
1	△	粘性土 $c_{uu}=0.2$ kgf/cm^2 $\phi_{uu}=28.7^\circ$	平均 1.6g/cm^3	平均 20.4%
2	◡			
3	○			
4	▽			
5	△	砂 $c_{uu}=0.007$ kgf/cm^2 $\phi_{uu}=36.5^\circ$	平均 1.5g/cm^3	平均 1.63%
6	◡			
7	○			
8	▽			

6.1.2 実験結果

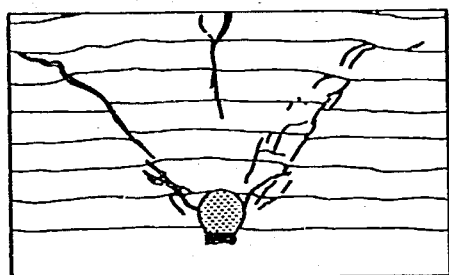
粘性土で盛土を築造した場合における管周辺に生ずるクラックの発生状況を示したものが、



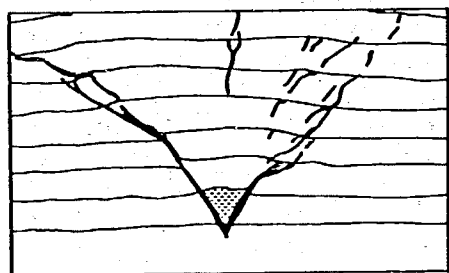
a) 三角形断面の場合



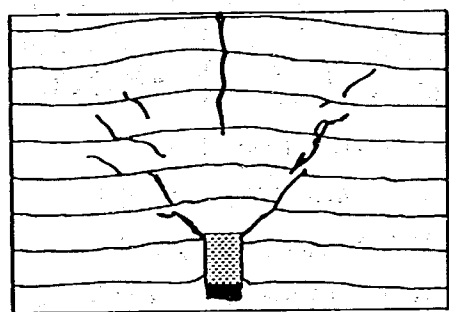
b) 台形断面の場合



c) 円形断面の場合

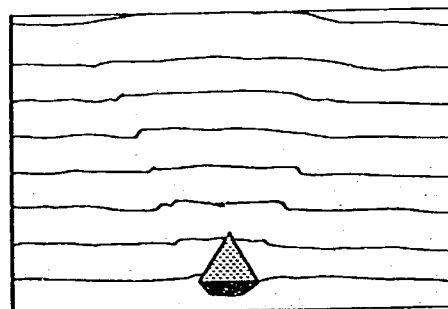


d) 逆三角形断面の場合

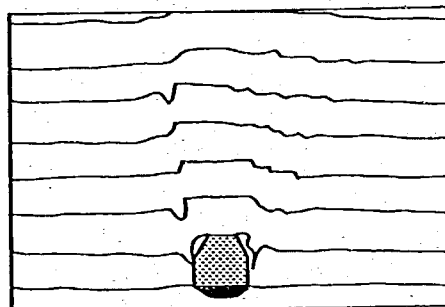


e) 矩形断面の場合

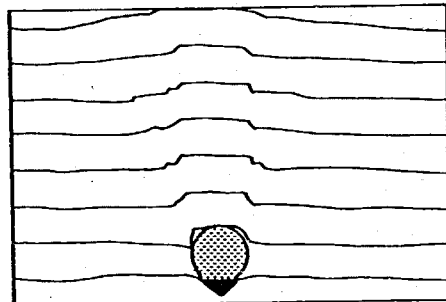
図6-2 クラックの発生状況図
(粘性土, 5 cm沈下時)



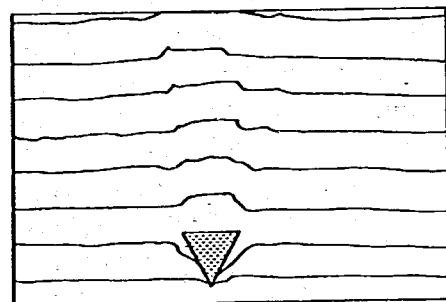
a) 三角形断面の場合



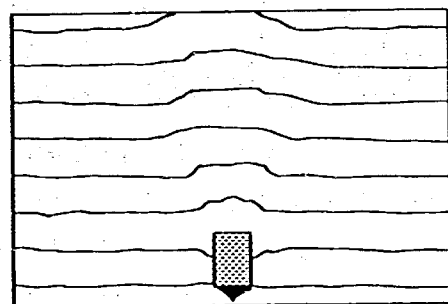
b) 台形断面の場合



c) 円形断面の場合



d) 逆三角形断面の場合



e) 矩形断面の場合

図6-3 クラックの発生状況図
(砂, 5 cm沈下時)

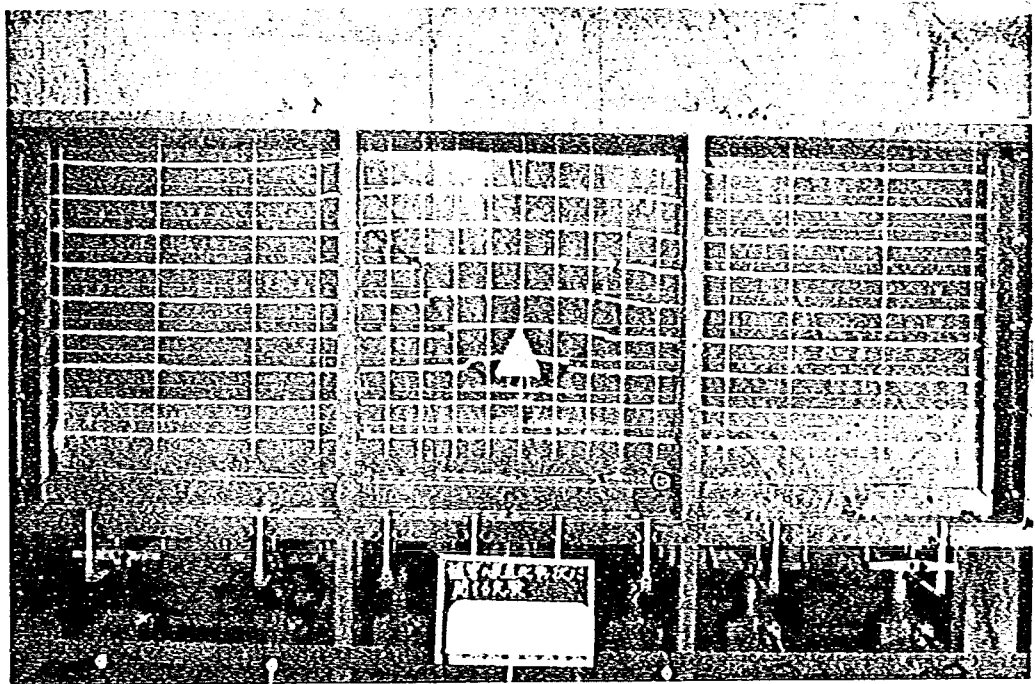


写真 6 - 1 三角形断面における 5 cm 沈下時の状況（粘性土）

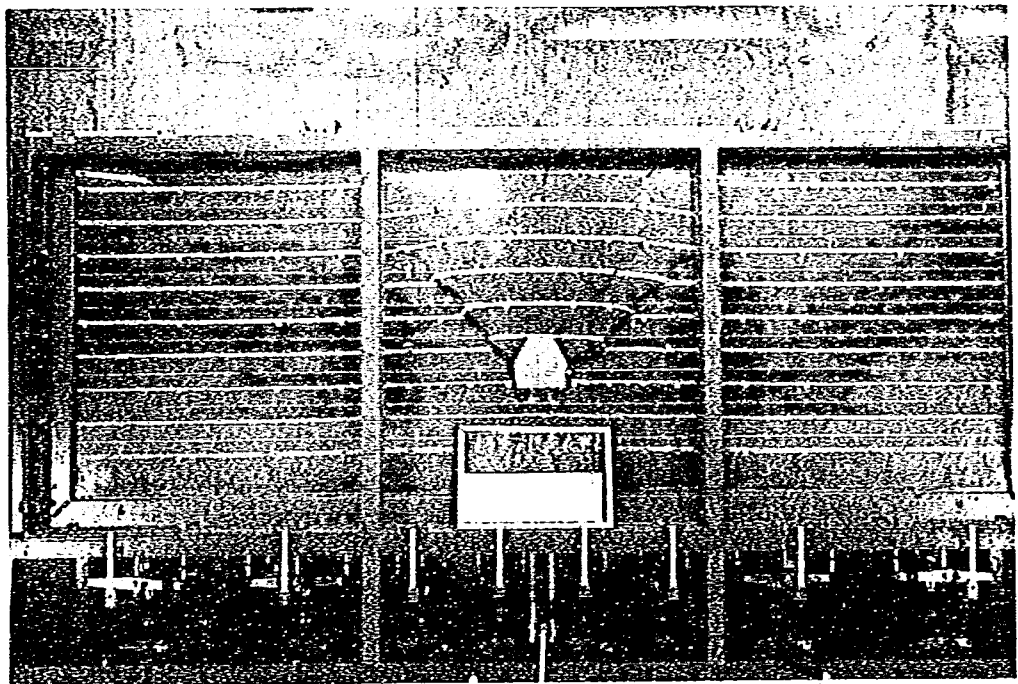


写真 6 - 2 台形断面における 5 cm 沈下時の状況（粘性土）

図 6 - 2(a) から (e) である。同様に実験時の状況を写真 6 - 1 から写真 6 - 4 に示した。

この図から特徴的な傾向として矩形断面の樋管は、樋管の上面の角の部分からクラックが発生しているのに対し、三角形、台形、円形については樋管の上面（頂部）からではなく樋管の側壁部およびその下端からクラックが生じていることが認められる。また、逆三角形については矩形断面の樋管と同様に樋管上面の角の部分からクラックが発生していることが分かる。次に、粘着力を有しない乾燥砂で盛土を築造した場合における樋管周辺の盛土の変形状況を示したものが図

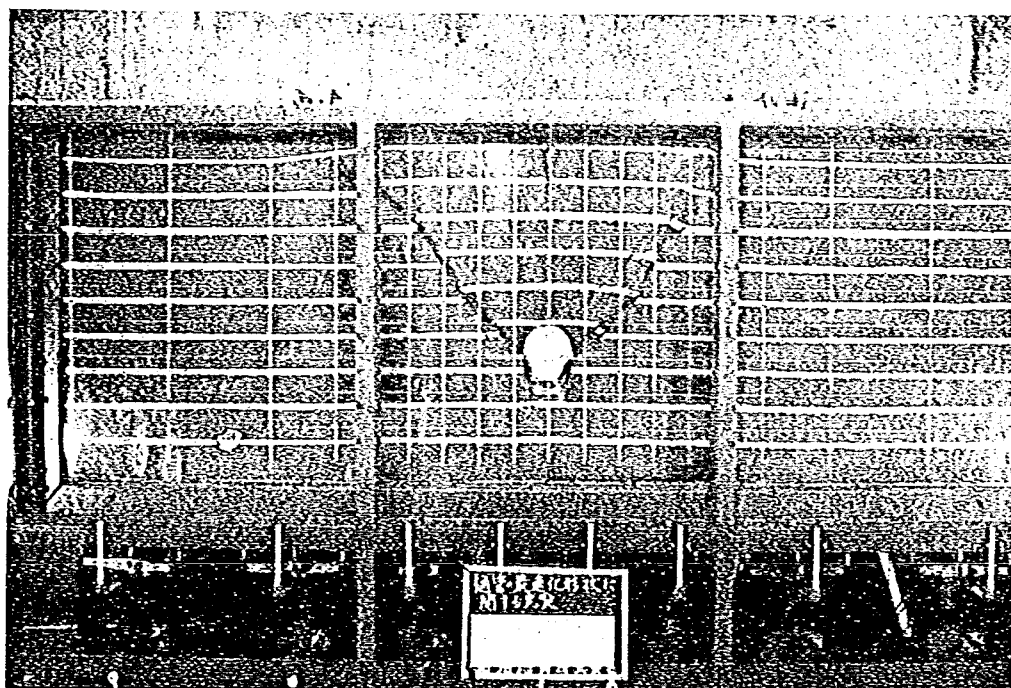


写真 6 - 3 丸形断面における 5 cm 沈下時の状況（粘性土）

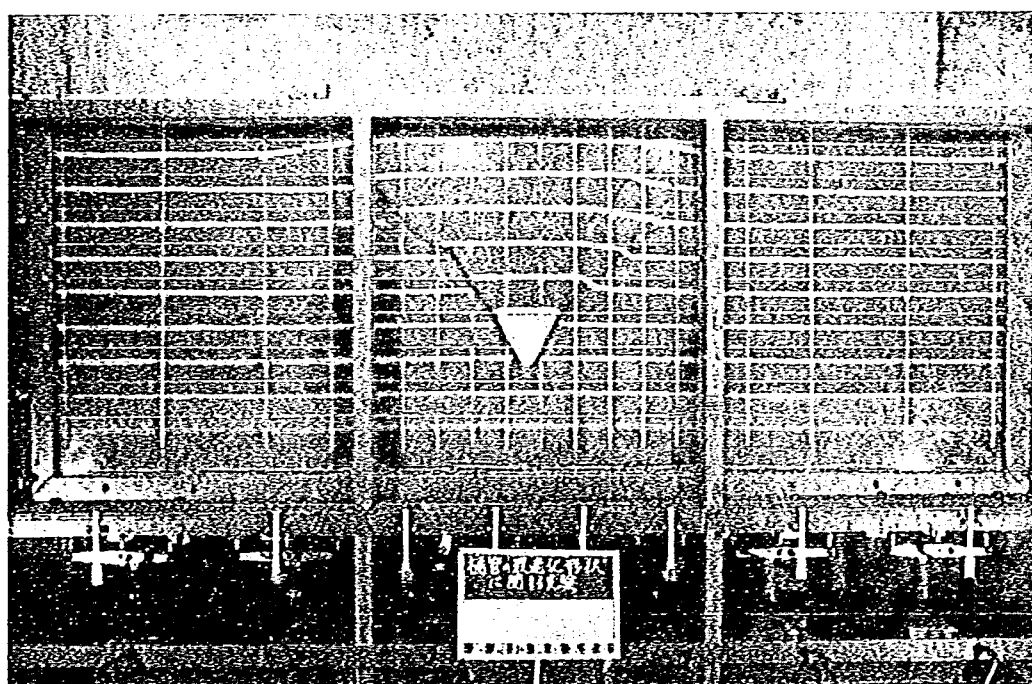


写真 6 - 4 逆三角形断面における 5 cm 沈下時の状況（粘性土）

6 - 3(a)から(e)である。また、同様に実験時の状況を写真 6 - 5 から写真 6 - 8 にあわせて示した。この図から、盛土材料は粘着力を有しないことから、樋管周面でのせん断抵抗力が小さく、樋管周辺の土塊は樋管の側面にそって滑る傾向が認められた。特に 逆三角形断面の場合は、他の断面形状の樋管に比べて、樋管底部に生ずる空洞へ盛土が流れ込むような形状となり、盛土材料の工学的特性との関係から、樋管の断面形状を工夫することによって樋管底部の空洞防止につながる事が明らかとなった。

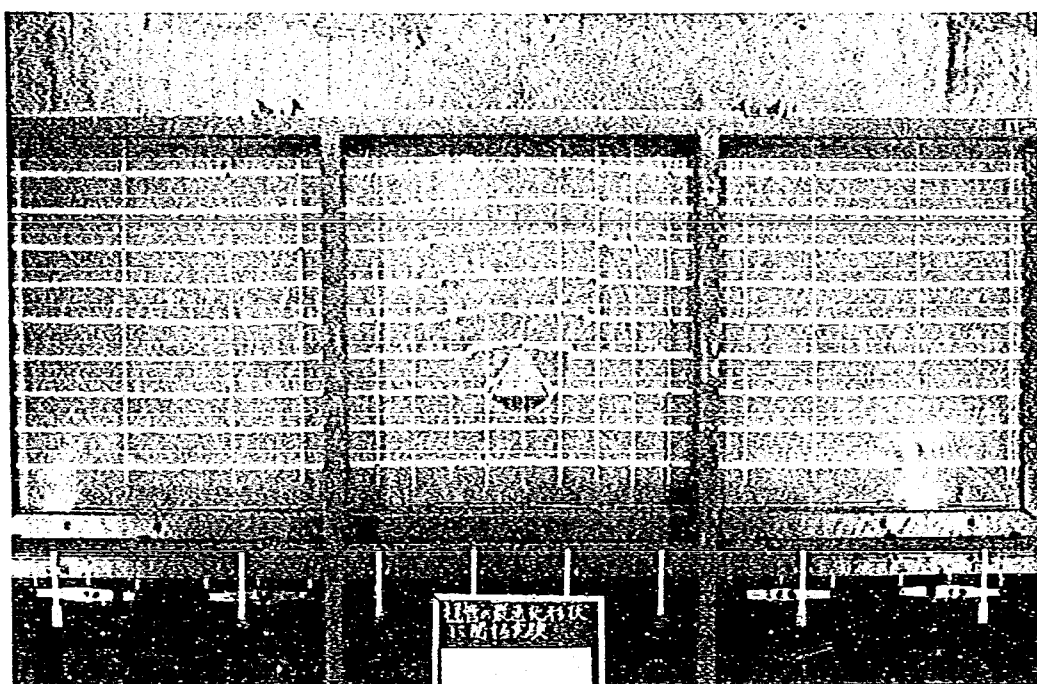


写真 6 - 5 三角形断面における 5 cm 沈下時の状況 (砂)

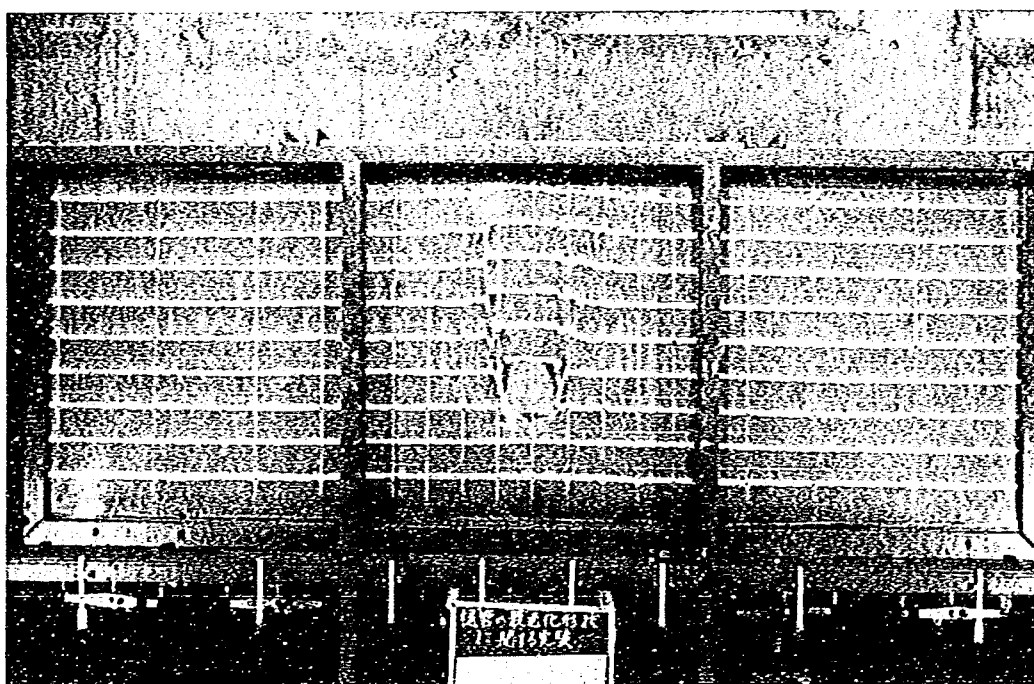


写真 6 - 6 台形断面における 5 cm 沈下時の状況 (砂)

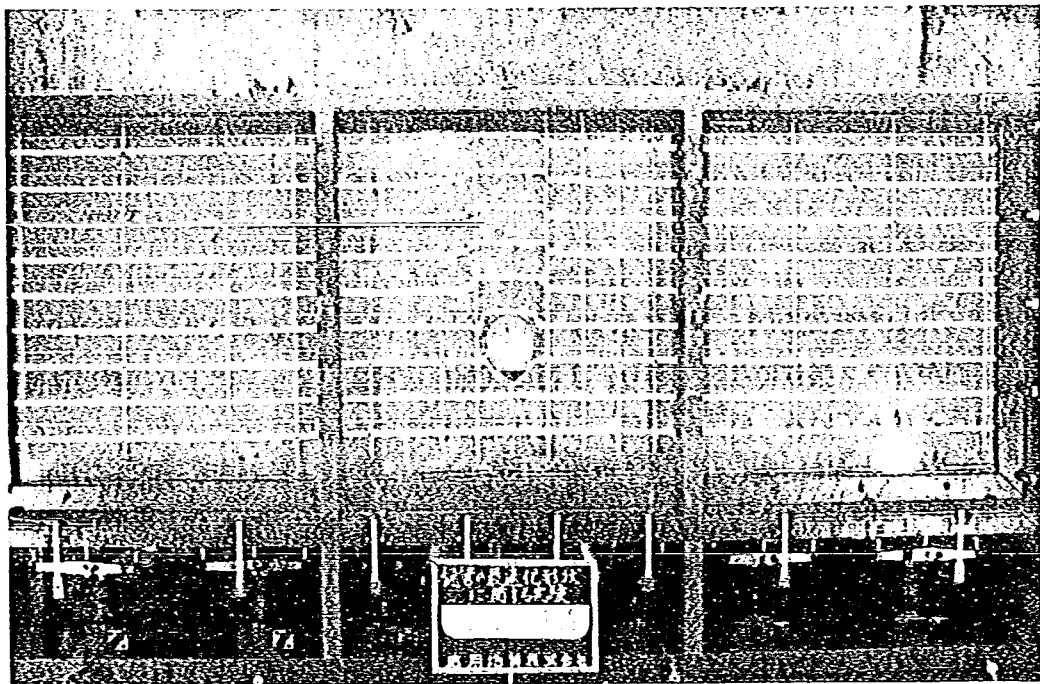


写真 6 - 7 丸形断面における 5 cm 沈下時の状況 (砂)

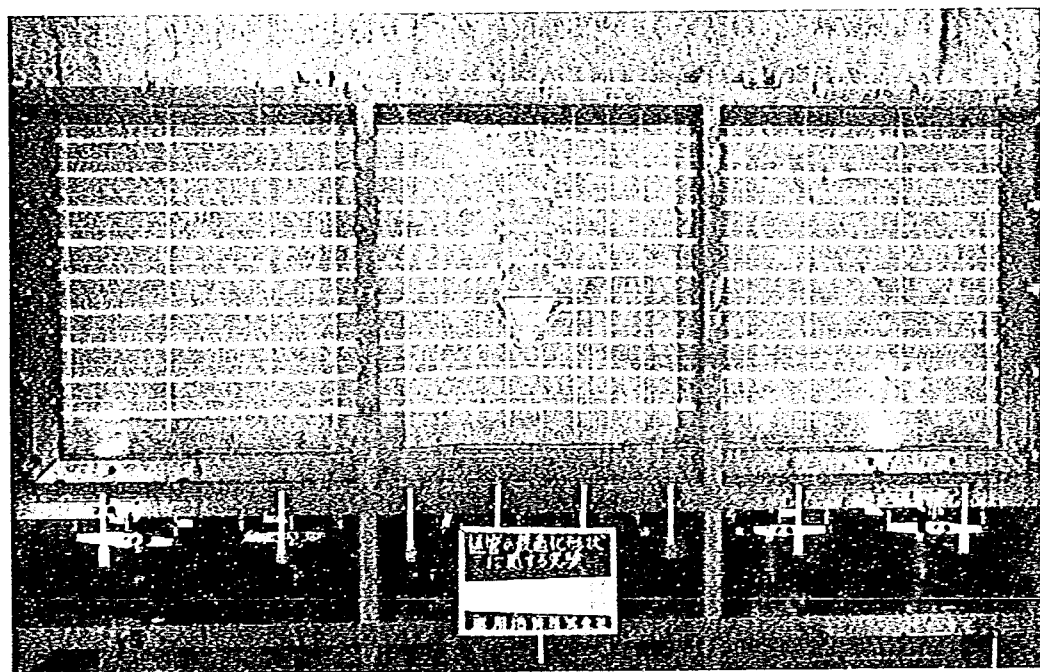


写真 6 - 8 逆三角形断面における 5 cm 沈下時の状況 (砂)

6.2 逆三角形樋管における断面形状の検討

逆三角形樋管を設計するにあたっては、樋管底部の角度をいくらにするかが問題となる。そこで、盛土材料との関係から逆三角形樋管の底部の角度を変化させた模型実験を実施し、底部の角度の違いによる盛土と樋管との相互の変形挙動について検討を加えた。

6.2.1 実験方法

実験に用いた装置を図6-4に示す。この装置は、高さ1.5 m幅0.4 m、奥行0.4 mの土槽で、前面がガラス張りになっており、土槽の底部は機械式ジャッキにより任意の速度で沈下できる構造となっている。盛土材料は、気乾状態の標準砂を用いて緩詰め状態で一定の密度(1.40 t/m^3)となるように築造した。盛土の変形状況の観測は、盛土の深さ方向に10 cm間隔で設置した地中変位観測線によって行い、一定の不同沈下量ごとに変位量とせん断面の観測を行った。実験モデルは樋管模型を固定板に設置した半断面により行い、逆三角形樋管上面の樋管幅 B_c と土かぶり高さ H を一定($H/B_c = 3$)として、図6-5に示す逆三角形樋管の底部の角度 θ_c を変化させることとした。なお、底板の沈下速度は、毎分1 mmとして行った。

実験ケースの一覧表を表6-2に示す。ここで、逆三角形樋管の底部の角度 θ_c は、以下の3項目を考慮に入れて設定した。

- ① 標準砂（気乾状態、緩詰め）の内部摩擦角 ϕ により樋管底部の角度 θ_c を設定する。ただし、樋管底部の角度 θ_c は鉛直線からの角度であるため $\theta_c = (90^\circ - \phi)$ とする。ここで、本実験に用いた標準砂の内部摩擦角 ϕ が 37° であることから、樋管底部の角度 θ_c は 53° となる。（ケース1）

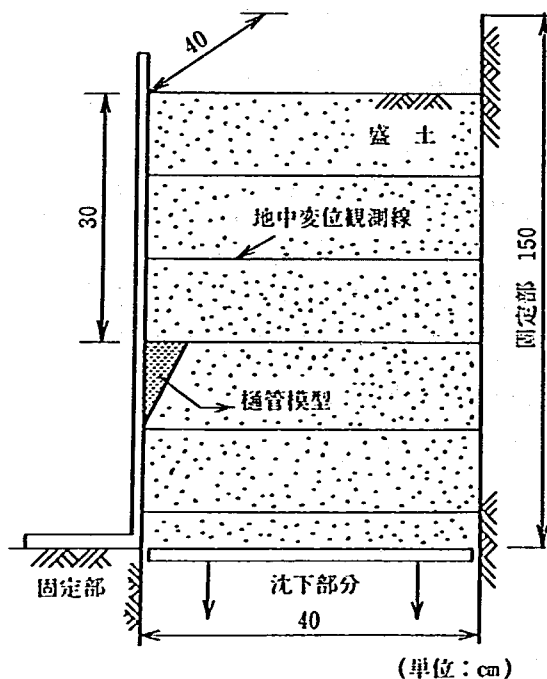


図6-4 実験装置の概要

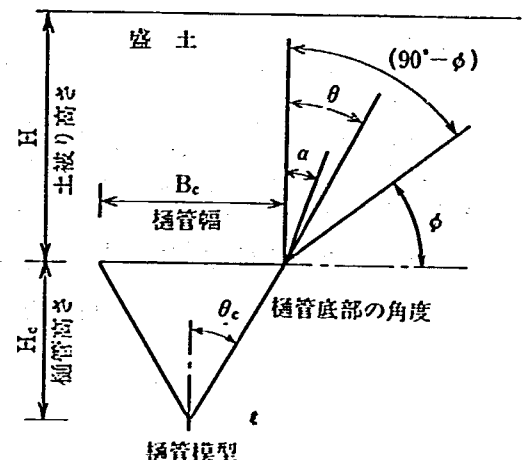


図6-5 実験モデルの概要

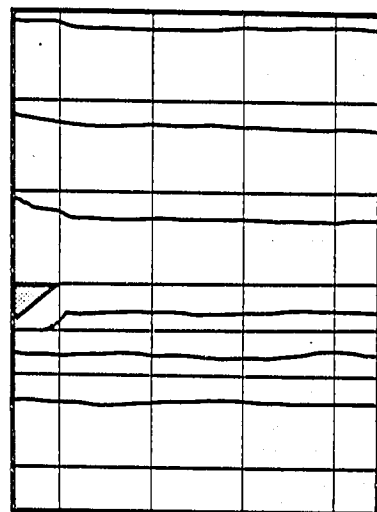
表 6 - 2 実験ケース一覧

ケース	樋管角度 θ_c	樋管高さ H_c	備 考
1	50° ($\doteq 53^\circ$)	4.2 cm	($90^\circ - \phi$) 内部摩擦角から
2	40°	5.9 cm	
3	30°	8.6 cm	
4	25° ($\doteq 26.5^\circ$)	10.7 cm	クーロンの主働土圧から θ
5	20°	13.7 cm	樋管からのせん断角度から α
6	15°	18.6 cm	

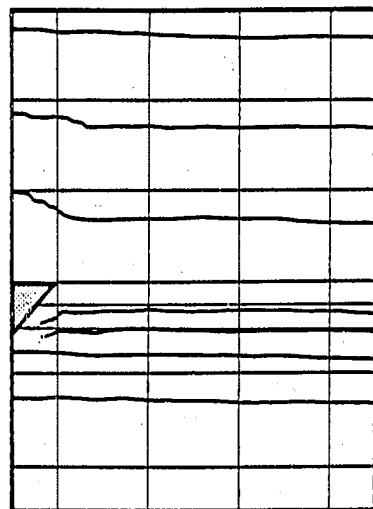
- ② クーロンの主働土圧の考え方から、盛土のすべり面の傾斜角度 $\theta = (45^\circ - \phi / 2)$ から、樋管底部の角度 θ_c を設定する。したがって、標準砂の内部摩擦角 $\phi = 37^\circ$ であるため、樋管底部の角度 θ_c は 26.5° となる。(ケース 4)
- ③ 過去に実施した矩形樋管と盛土の不同沈下に関する実験の結果から、不同沈下に伴って樋管上面の角部から発生する盛土内のせん断面の発生物度 α から、樋管底部の角度 θ_c を設定する。すなわち、過去に実施した実験結果から標準砂の場合、 α は約 20° ($H/B_c = 3$ の場合) となることから、樋管底部の角度 θ_c は 20° となる。(ケース 5)

6.2.2 実験結果

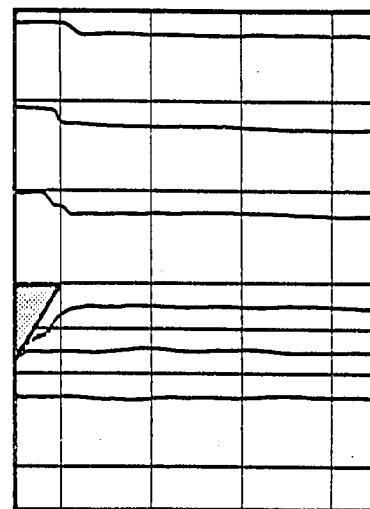
実験結果の 1 例を図 6 - 6 と写真 6 - 9 ~ 写真 6 - 15 に示す。この図は、盛土と樋管の不同沈下量が 3 cm 生じた時点における樋管周辺の盛土の変形状況を示したものである。この図から、すべての実験ケースにおいて樋管底部の空洞は認められなかった。しかし、ケース 1、ケース 2 及びケース 3 の場合においては、不同沈下に伴って樋管周辺に明瞭なせん断面が現れず、不同沈下によって生じた樋管底部の緩み領域へ土粒子が流動するような変状を示している。これらの変状に対して、ケース 4、ケース 5 及びケース 6 においては、樋管周辺の盛土が安定したくさび形状で樋管の底面に沿って移動していることが認められる。なお、このくさびの発生物度はクーロンの主働土圧から得られるすべり面の傾斜角度 $\theta = (45^\circ - \phi / 2)$ よりやや大きい角度が観測された。従って、逆三角形樋管において、その断面形状は樋管底部の角度 θ_c を $\theta = (45^\circ - \phi / 2)$ 以下に設定することが望ましいことがわかった。すなわち、 $\{\theta_c: \text{樋管底部の角度}\} < \{\theta: (45^\circ - \phi / 2)\}$ とすることによって、不同沈下に伴って樋管周辺の盛土にくさび状の移動領域が生じることから、樋管底部の空洞化防止の効果が期待できることが今回の小型模型実験から判明した。



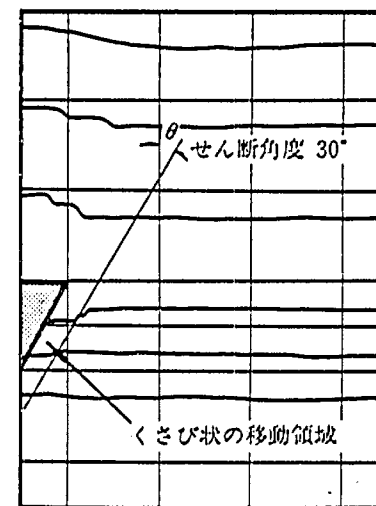
(a) ケース1 (3cm 沈下時)



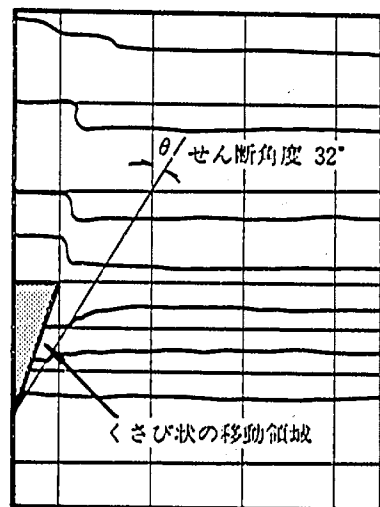
(b) ケース2 (3cm 沈下時)



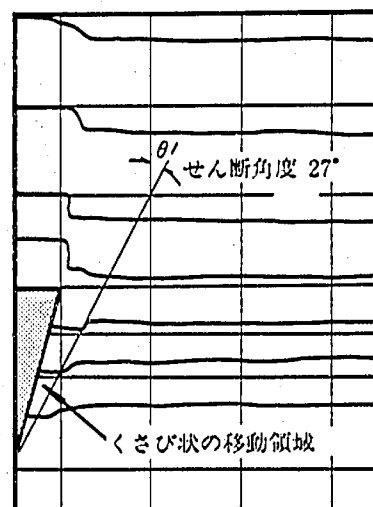
(c) ケース3 (3cm 沈下時)



(d) ケース4 (3cm 沈下時)

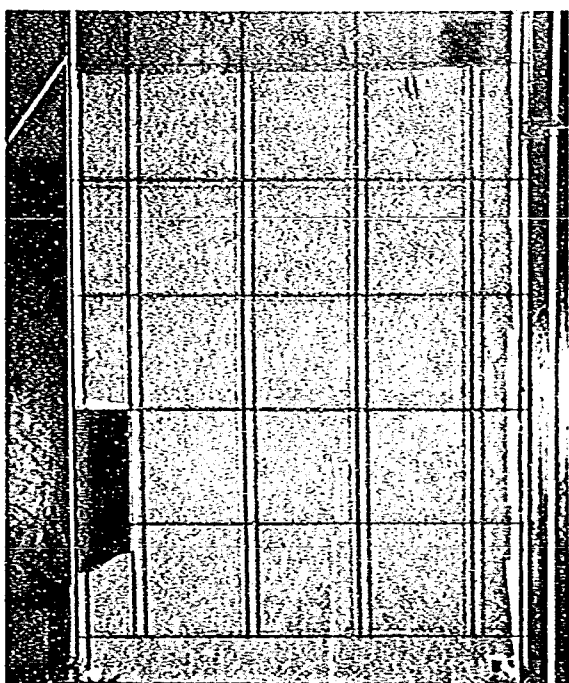


(e) ケース5 (3cm 沈下時)

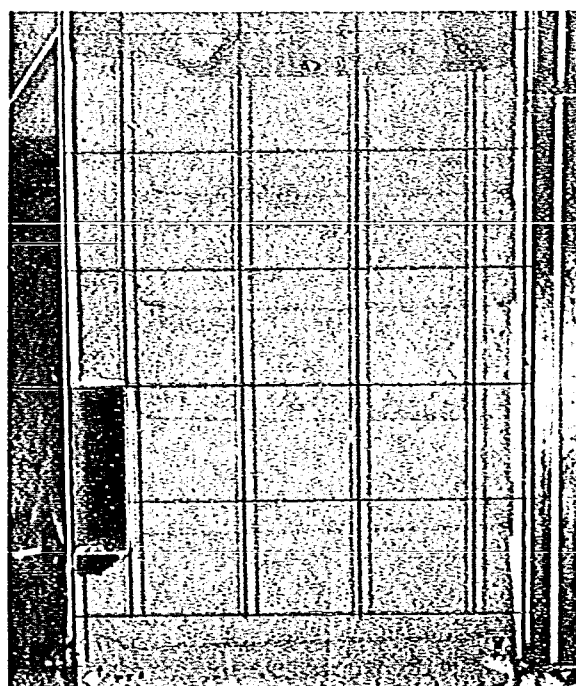


(f) ケース6 (3cm 沈下時)

図 6 - 6 樁管周辺の盛土の変形状況
(不同沈下量 = 3 cm)

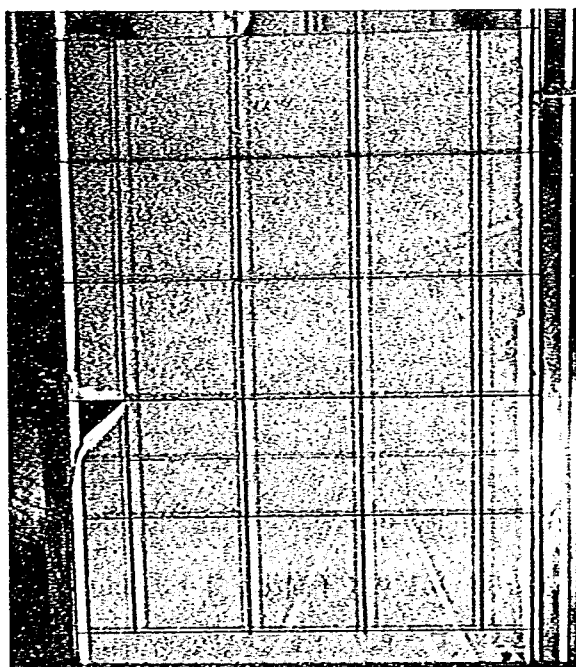


(a) 実験開始前 (不同沈下量 = 0 cm)

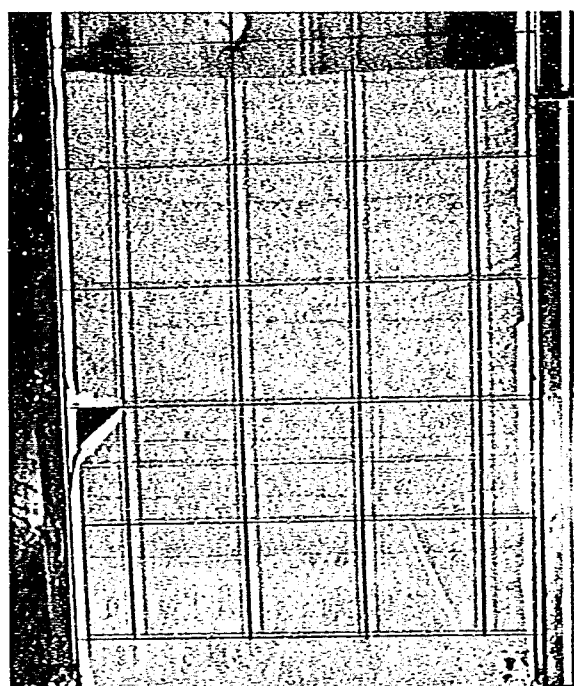


(b) 実験中 (不同沈下量 = 3 cm)

写真 6-9 盛土の変形状況 (矩形断面)

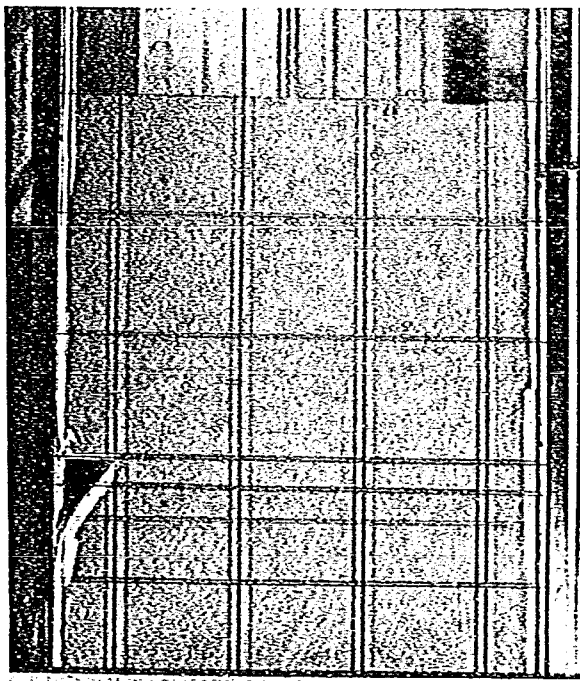


(a) 実験開始前 (不同沈下量 = 0 cm)

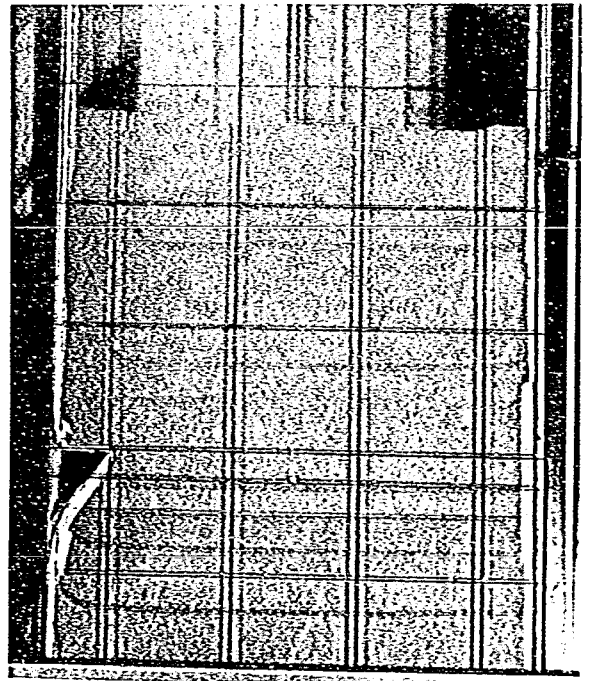


(b) 実験中 (不同沈下量 = 3 cm)

写真 6-10 盛土の変形状況 (ケース 1)

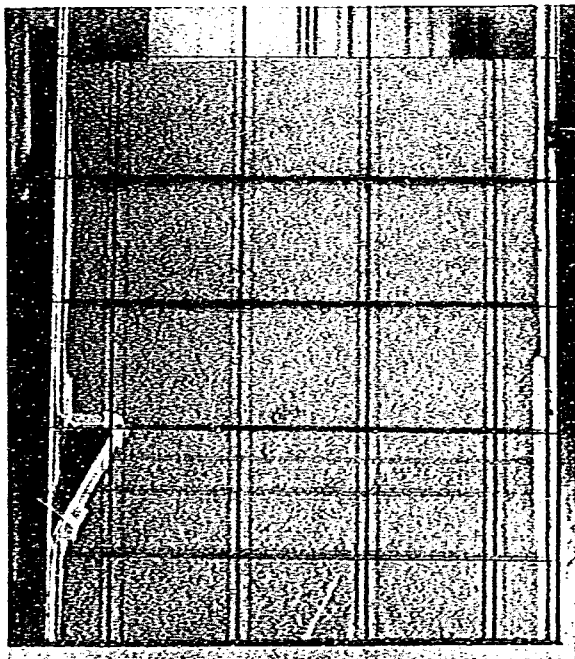


(a) 実験開始前 (不同沈下量 = 0 cm)

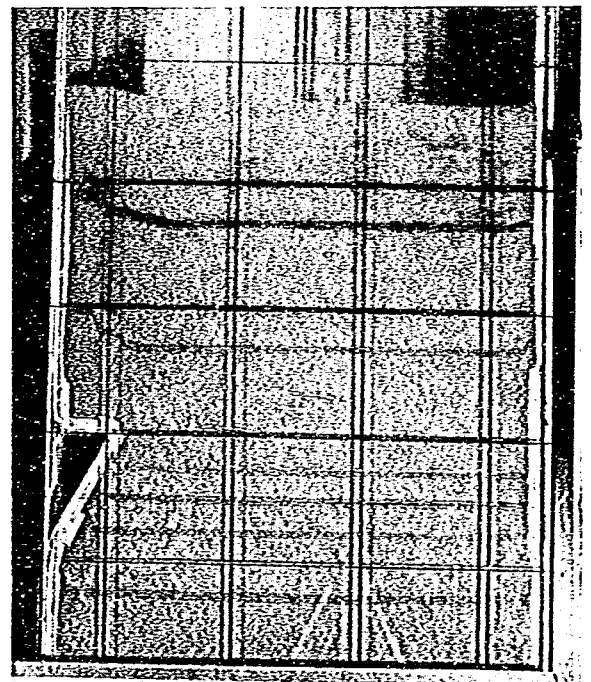


(b) 実験中 (不同沈下量 = 3 cm)

写真 6 - 11 盛土の変形状況 (ケース 2)

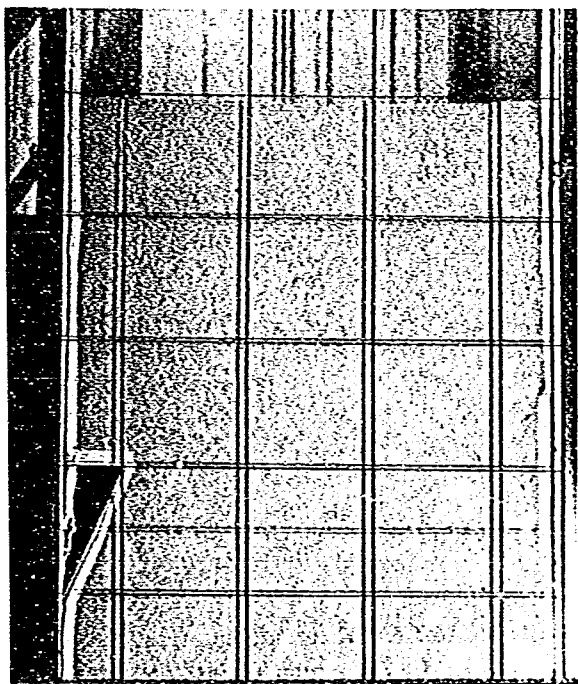


(a) 実験開始前 (不同沈下量 = 0 cm)

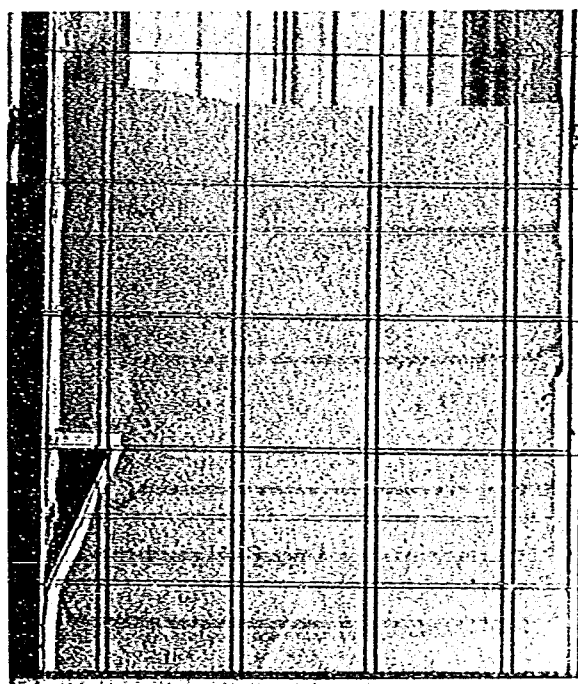


(b) 実験中 (不同沈下量 = 3 cm)

写真 6 - 12 盛土の変形状況 (ケース 3)

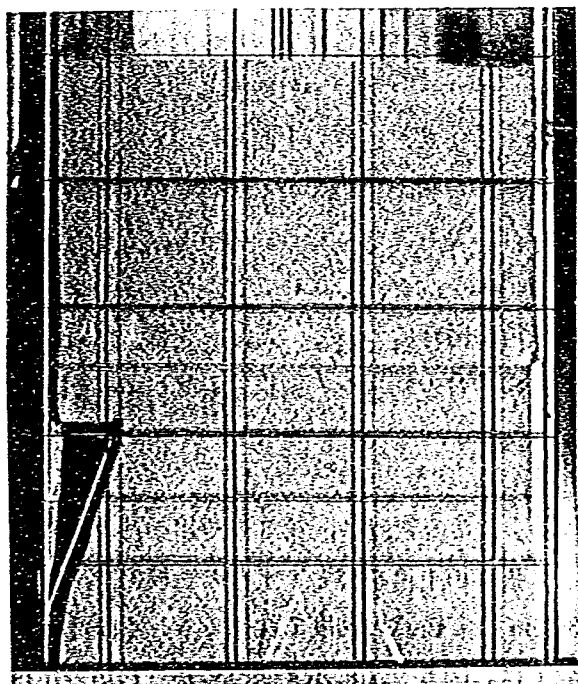


(a) 実験開始前 (不同沈下量 = 0 cm)

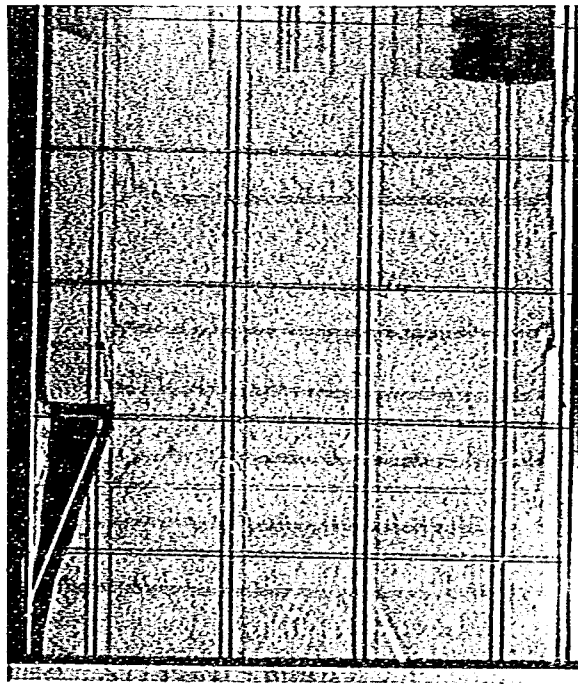


(b) 実験中 (不同沈下量 = 3 cm)

写真 6-13 盛土の変形状況 (ケース 4)

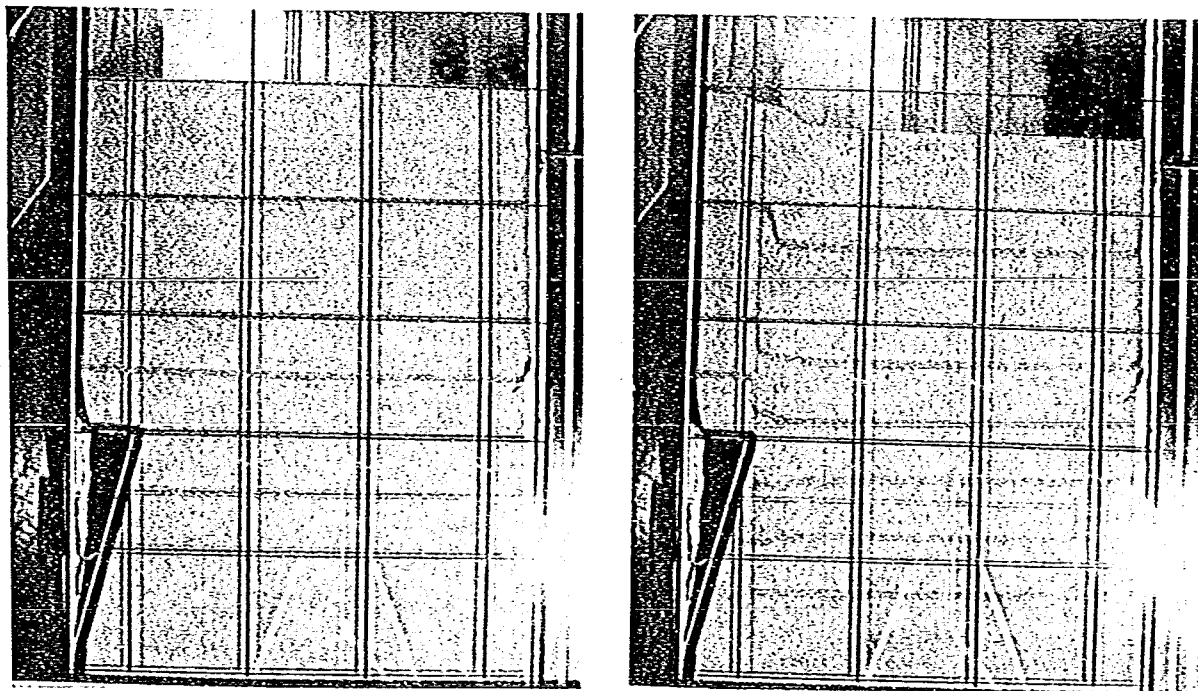


(a) 実験開始前 (不同沈下量 = 0 cm)



(b) 実験中 (不同沈下量 = 3 cm)

写真 6-14 盛土の変形状況 (ケース 5)



(a) 実験開始前 (不同沈下量 = 0 cm)

(b) 実験中 (不同沈下量 = 3 cm)

写真 6-15 盛土の変形状況 (ケース 6)

6.3 逆三角形樋管を用いた大型模型実験

逆三角形樋管は、軟弱地盤において、過圧密地盤等で盛土による沈下が比較的小さい場合や、プレロード等により地盤の圧密沈下を促進した後の残留沈下について対処することを考えている。この場合、樋管と盛土との間に不同沈下が発生したとしても、樋管の上面に作用する土圧は図 6-2 に示したように、盛土内のせん断面の発生によって付加土圧が加わるため¹⁾、静止状態の鉛直土圧 $\gamma \cdot h$ (γ : 土の単位体積重量, h : 土被り厚) よりも大きくなる。従って、その作用土圧によって樋管が押込まれるような形で沈下し、管底部に空洞が生じないことが期待される。そこで、管底部の角度を $\theta_c < (45^\circ - \phi/2)$ とした逆三角形樋管について、支持杭を有しない直接基礎とし、しかも盛土材として砂質土 (c, ϕ 材) を用いた場合の効果を大型模型実験によって調べた。

6.3.1 実験方法

実験に用いた地盤沈下発生装置を図 6-7 に示す。この装置は、第 3 章で述べたように高さ 2.5 m、長さ 14.0 m、奥行 1.0 m で前面がガラス張りの土槽を有し、土槽の底板 (沈下板) に設置された 21 台の油圧ジャッキにより、最大 30 cm まで任意の速度で沈下でき、不同沈下を自在に発生できる構造となっている。今回の実験では、図 6-7 に示すように長さ 14 m の土槽の内部に仕切り板を設け、土槽中央部の 6 m 部分を用いた。実験に用いた樋管模型の形状は、6.2 で示した $\{\theta_c: \text{樋管底部の角度}\} < \{\theta: (45^\circ - \phi/2)\}$ の条件に基づいて設定した。すなわち、盛土材料の三軸試験結果から、内部摩擦角 ϕ が約 16° ということから、この条件をあてはめると、 θ は 37° となる。よって、逆三角形樋管の断面形状を一辺の長さが 30 cm、底部の角度が 60° の正逆三角形とした。また、樋管の支持形式は、地盤上に直接樋管を設置する直接基礎とした。

実験に用いた盛土材料は土質分類でSFに属する砂質土で、20 cmごとに緩詰め状態で締固めを行い、所定の高さ（ $h=2.2$ m）まで盛土を築造した。なお、盛土築造に際して20 cm層厚ごとに密度試験を行った結果、湿潤密度 ρ_i で 1.3 t/m^3 程度の比較的ばらつきの少ない盛土が築造できた。観測項目としては、土中変位及びクラックの発生状況を観測するための観測線および観測棒を盛土内に埋設するとともに、地表面に変位観測鉤を設置して、実験中の盛土及び樋管の変位を経時的に観測できるようにした。

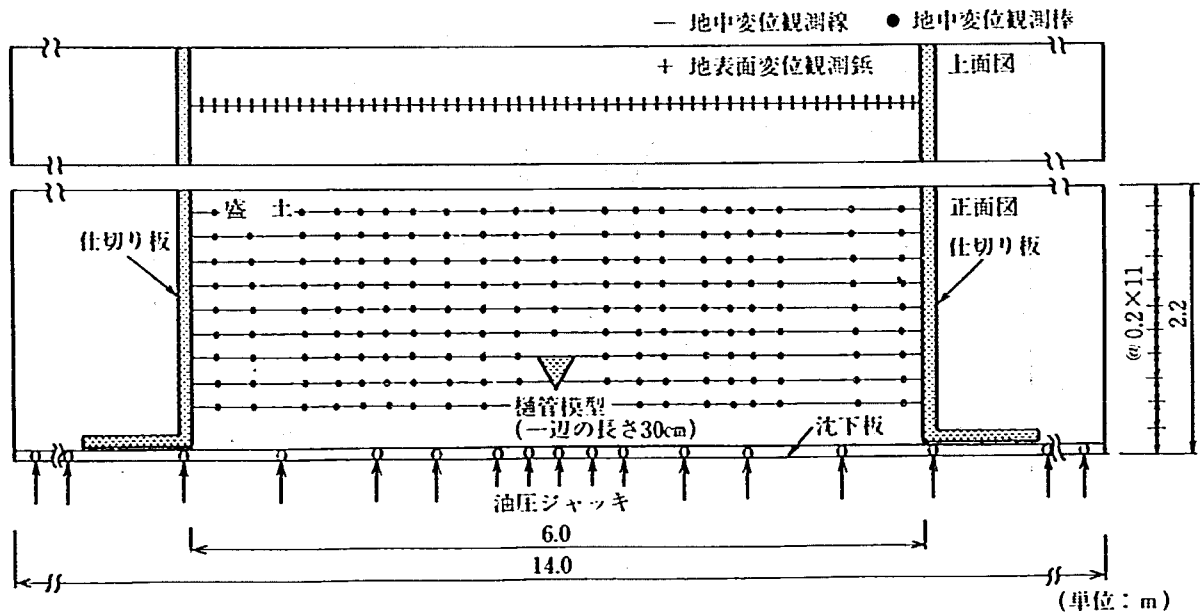


図 6 - 7 実験の概要

6.3.2 実験結果

樋管を直接基礎とし、盛土と樋管との間に不同沈下を生じるように模型地盤（沈下板）を沈下させたときの盛土と樋管の変形状態を示したものが、図6-8である。なお、この図は模型地盤（沈下板）の最大不同沈下量が7.8 cm生じた時点におけるものである。また、図6-8における樋管周辺の盛土の変形状況の詳細を地中変位観測棒の変位量から求めたものが、図6-9である。これらの結果から、樋管は一様にほぼ鉛直に沈下しており、不同沈下によって樋管が傾くような現象は認められなかった。これは樋管と盛土との不同沈下に伴い、逆三角形樋管の上面に作用する土被り圧が静止状態の土被り圧（ $\gamma \cdot h$ ）よりも大きな附加土圧として作用したため、樋管が押し込まれるような形で沈下することによるものと考えられる。従って、樋管の底面部に空洞が生じるといった現象は認められず、逆三角形の樋管が樋管底部の空洞化防止に効果的に働いていることが大型模型実験からも明らかとなった。

以上の結果から、逆三角形樋管を施工する場合には基礎の形式を直接基礎とし、地盤の沈下量に見合った余裕の断面を確保することが望ましいといえる。

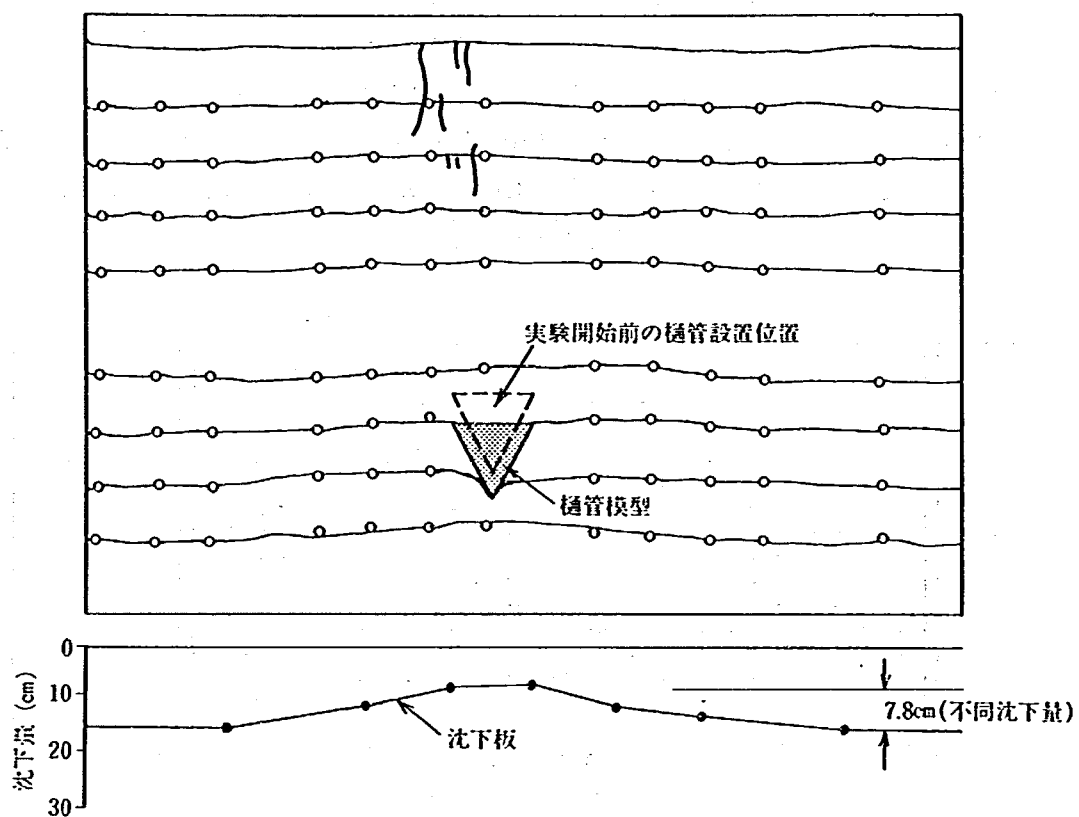


図6-8 樁管と盛土の変形状況

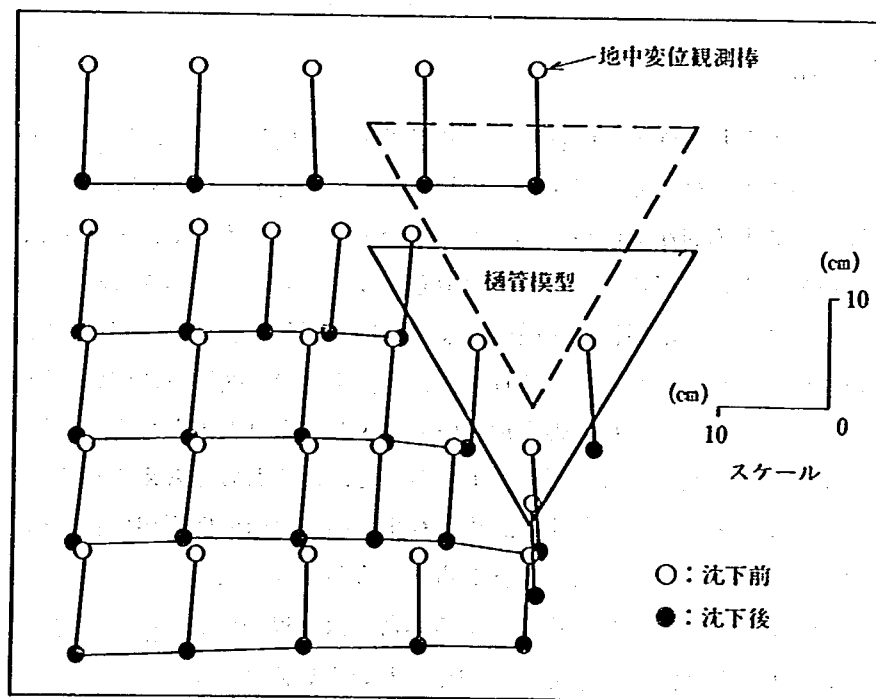


図6-9 樁管模型近傍の変位状況

6.4 逆三角形樋管を築造した場合の応力－変形解析

大型模型実験の結果から、逆三角形樋管の効果が認められたので、実際の現場への適用性を検討するために、実施工を想定した軟弱地盤上の逆三角形樋管のモデル化を行い、有限要素法を用いた応力－変形解析を実施した。また、矩形断面の樋管についても同様の解析を行い、両者の変形挙動の違いについても考察を加えた。

6.4.1 解析方法

解析は図6-10に示すように、一辺の長さが2mの正逆三角形形状を有する樋管を軟弱地盤上に直接基礎により設置した場合と、従来の矩形断面を有する樋管を想定した。なお、逆三角形樋管と矩形樋管が H/B で同一条件となるように、樋管幅 B と土被り高さ H を設定した。なお、

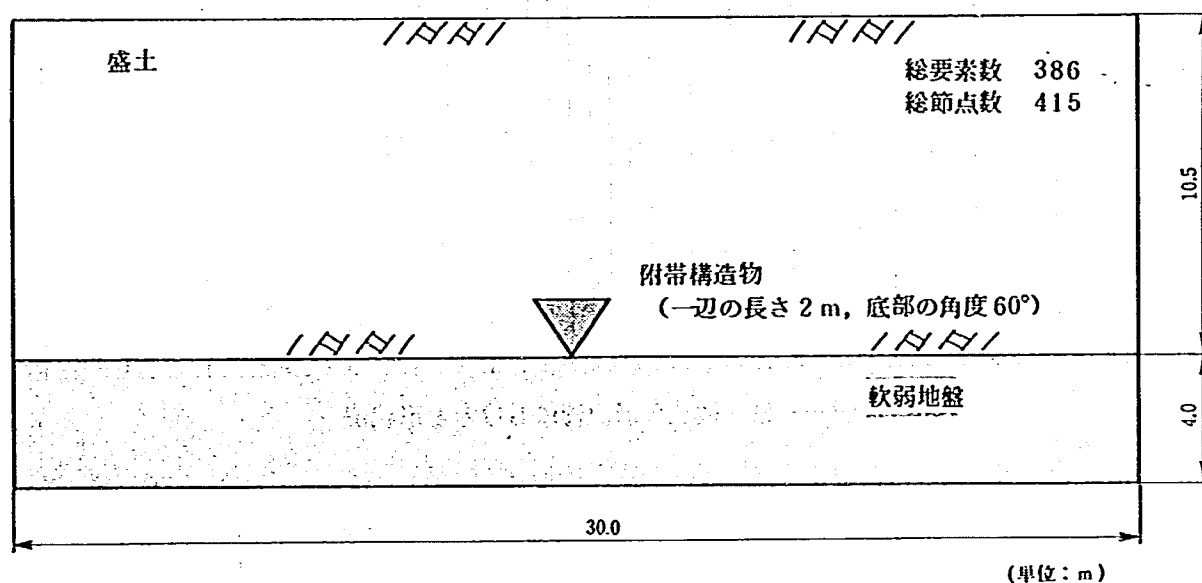


図6-10 解析モデル図

解析に用いたパラメータは、表6-3に示すように軟弱地盤と盛土材料と樋管と3種類の材料を仮定した。解析方法は、軟弱地盤内に初期応力を与えることにより、盛土荷重のみにより軟弱地盤が沈下するものとした。なお、解析は線形弾性解析により行なった。

表6-3 解析に用いた材料定数

	軟弱地盤	盛土	樋管
単位体積重量 (tf/m ³)	1.60	1.60	2.40
弾性係数 (tf/m ²)	200.0	500.0	500,000.0
ポアソン比	0.35	0.35	0.10

6.4.2 解析結果

解析結果として、逆三角形樋管と矩形樋管の沈下後における変位図を図6-11と図6-12にそれぞれ示した。これらの図から、大型模型実験と同様に樋管が軟弱地盤に押し込まれるような形で沈下していることがわかる。また、若干ではあるが、矩形樋管に比べて逆三角形樋管の方がその押込み量が多いことがわかる。

次に、樋管上面に作用する鉛直土圧の分布と、盛土と樋管の相対的な不同沈下形状について示したものが、図6-13である。この図から、盛土と樋管の相対的な不同沈下量は、矩形樋管

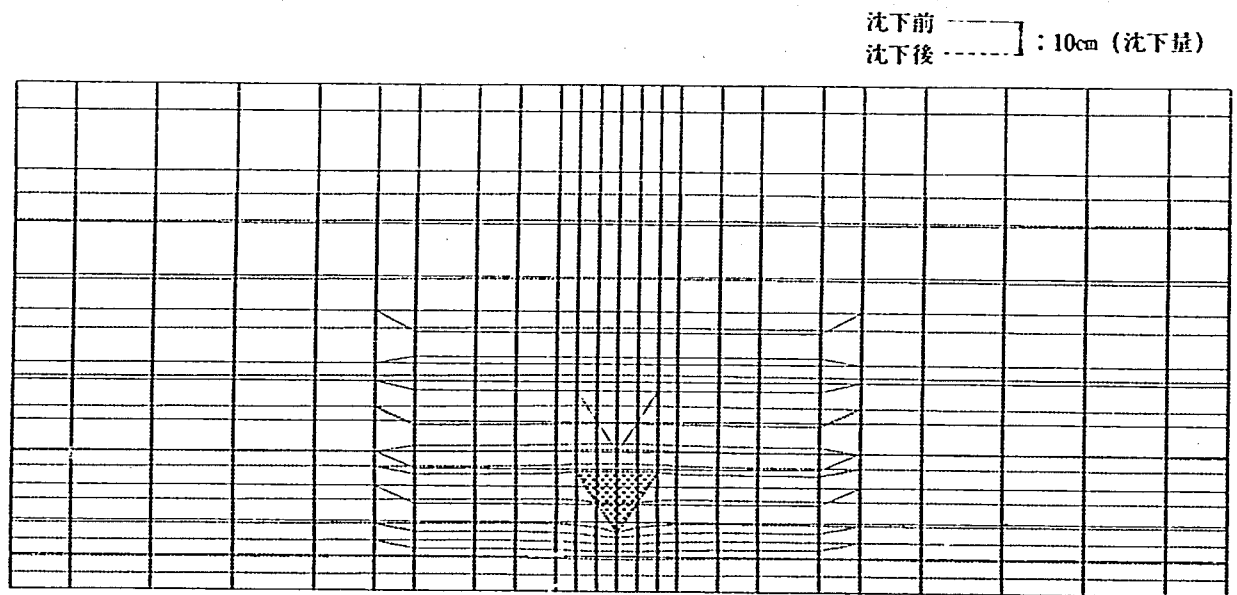


図6-11 逆三角形樋管における変形状況

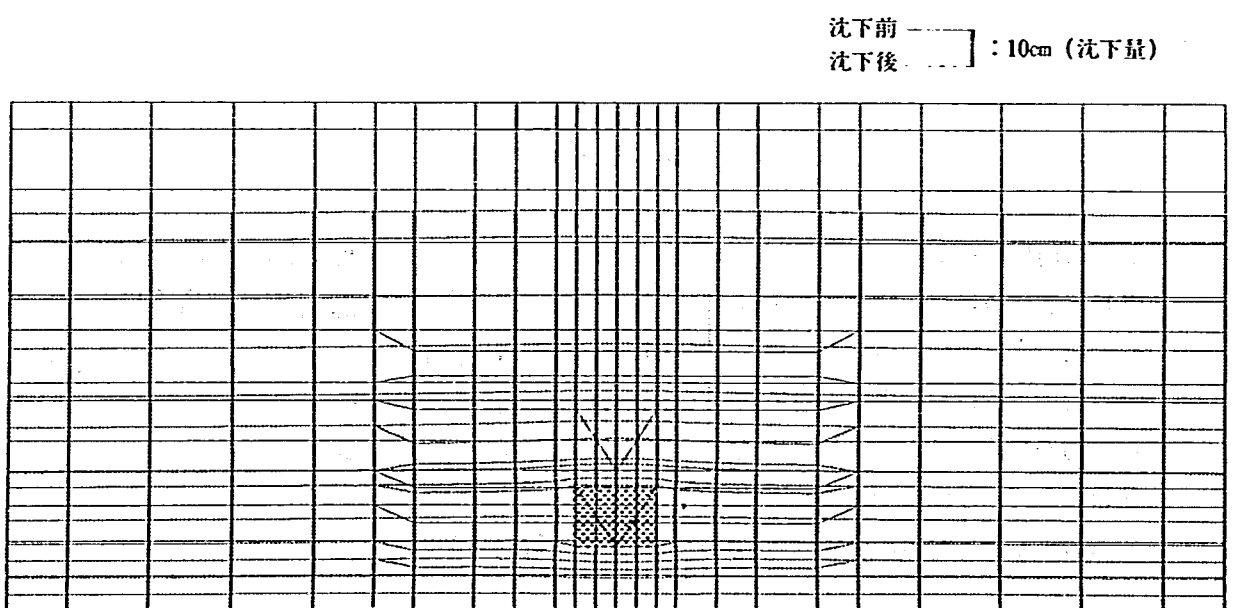


図6-12 矩形樋管における変形状況

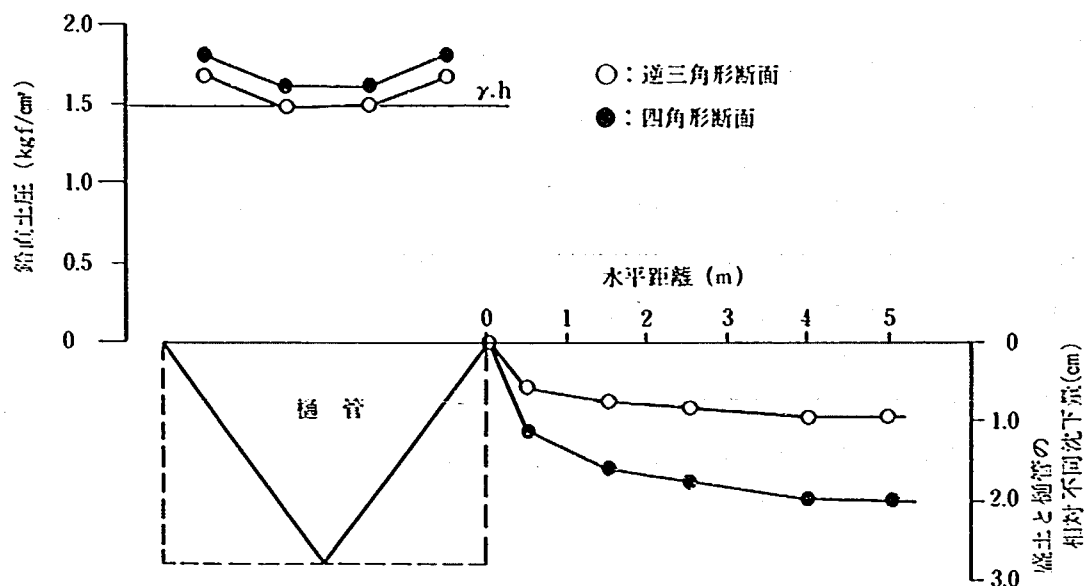


図6-13 樋管上面に作用する土圧分布と盛土と樋管の相対的な不同沈下の形状

に比べて逆三角形樋管が相対的な不同沈下量が少なくなっていることがわかる。これは、逆三角形樋管が矩形樋管に比べて軟弱地盤へ押し込まれる量が大きいため、相対的な盛土と樋管の不同沈下量が少なくなったものと考えられる。また、樋管上面に作用する土圧分布は、逆三角形樋管と矩形樋管は、それぞれ同様に樋管上面の両端部で大きく中央部で小さいという凹型の分布形状を示していることがわかる。ここで、解析により得られた鉛直土圧 σ_v を、土被り高さに応じた鉛直土圧 $r \cdot h$ との比を鉛直土圧の割増し係数 $\alpha (= \sigma_v / r \cdot h)$ で整理すると、逆三角形断面の樋管の場合は、 $\alpha = 1.11$ となり、矩形断面の樋管の場合は、 $\alpha = 1.21$ という値が得られ、樋管の断面形状を逆三角形にすることにより、樋管上面に作用する土圧が軽減されたようにみることができる。しかし、この解析結果は盛土荷重によってすべての沈下を終了した時点における結果であるため、盛土直後、すなわち、押し込み現象が生じ始める時点においては、上記の値よりも大きい作用土圧が働くことも考えられるので、樋管の設計にあたっては不同沈下量に応じた割増係数 α を設定するのが良いと思われる。

6.5 試験施工

ここで、実際に逆三角形樋管を施工した例について紹介する。現場は、渡良瀬川の支川（矢場川）で、建設省関東地方建設局渡良瀬川工事事務所の技術活用パイロット事業として昭和63年度に新設された排水樋管である。なお、樋管の形状、及び諸元について、それぞれ図6-14と表6-4に示した。

樋管は、数ブロックに分割した工場製作とし、これらを現場でPC鋼線により一体化し施工す

表6-4 樋管計画諸元

集水面積	0.032 km ²
計画排水流量	0.63 m ³ / s
樋管断面寸法	B 1.37 m × H 1.10 m
樋管敷高	Y.P. + 22.800 m
樋管長	17.805 m
門扉	スライドゲート B 1.60 m × H 1.15 m
推定沈下量	1.01 cm

る工法を採用している。これにより、工期の短縮と品質の向上を図っている。さらに、本現場においては、分割した樋管の継手部にCRゴムを採用し、このCRゴムを予めPC鋼線で緊張し縮めておくことによって、不同沈下に樋管が追従できる構造としている。ここで、逆三角形樋管の施工状況を写真6-16に示した。この写真からわかるように、樋管の設置に際しては、まず樋管の底面部に枕基礎を作製し、ここに樋管を設置する。さらに、樋管の設置後埋め戻しの時にこの枕基礎を撤去することによって、直接基礎により樋管を支持する基礎形式とした。なお、設置施工中は樋管の安定性を保つために、樋管の両端を一時的に支持して、所定の設置位置を保持するようにすることが大切である。

現在この樋管は、現場の地盤が比較的良好であったため、大きな沈下は生じていないが、引続き樋管の変状ならびに周辺の沈下状況を計測中である。

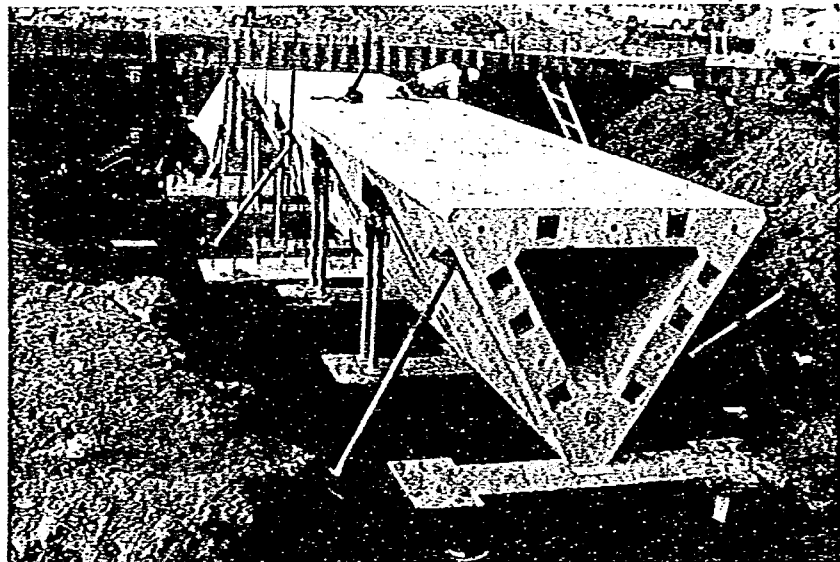


写真 6 - 16 逆三角形樋管の施工状況

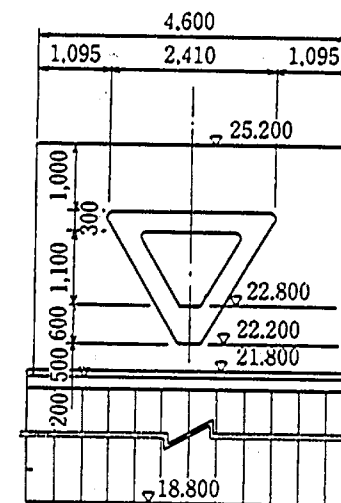
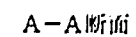


図 6-14 逆三角形樋管の形状図

第7章 ま と め

今回実施した一連の小型・大型模型実験および有限要素法を用いた解析結果から、得られた結果をまとめると次のようになる。

第1章では、本調査研究が着手されるに至った経緯、目的及び、その調査・研究方法について述べた。

第2章では、盛土と附帯構造物の不同沈下によって発生する盛土内のクラックの状況や空洞について、小型・大型模型実験によって求めた。その結果、附帯構造物周辺の埋戻し土の締固め度および土質特性の違い、すなわち、強度特性の違いにより盛土内のクラックの発生状況、発生範囲の異なることが判明し、埋戻し土の強度が大きくなるに従ってクラックの発生範囲が大きくなることが明らかとなった。また、附帯構造物を挟んだ左右の沈下量が異なる場合、クラックの発生範囲としては、左右対称に沈下させた場合に比べて沈下量の大きい方に広範囲に大きいクラックが発生することが明らかとなった。また、附帯構造物の規模にもよるが、附帯構造物の一方における不同沈下量の影響は、他端にまでには及ばないことが判明した。

第3章では、附帯構造物と盛土との不同沈下による相互変形挙動について大型模型実験により詳細に検討するための地盤沈下発生装置の開発について述べた。さらに、小型模型実験結果の妥当性について検証を行なった。その結果、盛土の変形状況については、ほぼ小型模型実験と地盤沈下発生装置を用いた大型模型実験は同様な結果を示すことが分かった。しかし、クラックの発生位置に関しては、盛土の自重の影響がでており、実際の適用にあたっては、土の強度と自重の関係について、さらに検討が必要があると考えられるものの、クラックの発生角度は鉛直面から概ね $(45^\circ - \phi/2)$ の角度と考えて良いことがわかった。

第4章では、有限要素法を用いて附帯構造物と盛土との不同沈下が盛土内の破壊領域にどのような影響を及ぼすかについて検討を行なった。この結果、盛土と附帯構造物の不同沈下によって、附帯構造物の周辺部で大きなクラックや空洞が発生する可能性のある部分は、附帯構造物の下部や側壁に沿った部分であり、その影響範囲は附帯構造物周辺の埋戻し材料の剛性が高くなるに従って広がる傾向があることが明らかとなった。

第5章では、附帯構造物の長手方向の不同沈下対策として、摩擦杭を用いることによりある程度の附帯構造物自体の等沈下を許容しながら、附帯構造物と盛土との不同沈下を軽減する工法について検討を行なった。その結果、摩擦杭のみで附帯構造物を支持した場合では、周辺地盤の沈下に伴って摩擦杭が地盤と同様に沈下し、附帯構造物自体の不同沈下の軽減効果が必ずしも期待できない場合もあることが判明した。したがって、摩擦杭の適用にあたっては摩擦杭の配置・長さを盛土の断面形状に合わせて、合理的に配置することが望ましい。一方、附帯構造物側部に矢板等を打設し、周辺地盤と

の縁切りを施すことによって摩擦杭自体が有する特徴を十分引き出すことが可能となり、附帯構造物自体の不同沈下がさらに軽減できることが明らかとなった。

第6章では、従来、附帯構造物の断面形状が矩形断面であったことに対して、この断面形状を種々変化させることにより、附帯構造物周辺の盛土内にクラックや空洞の発生を低減させることが可能な断面形状を見いだすことについて検討を行なった。この結果、次のことが判明した。

- ① 樋管底部の空洞を低減するためには、樋管の断面形状を逆三角形にすることが有効である。
- ② 樋管の断面形状を逆三角形にした場合、その形状は $\{\theta_c: \text{樋管底部の角度}\} < \{\theta: (45^\circ - \phi/2)\}$ となるように設定する。
- ③ 逆三角形断面の樋管を施工する場合には基礎を直接基礎とし、地盤の沈下量に見合った余裕の断面を確保することが望ましい。
- ④ 逆三角形断面の樋管の場合、矩形断面の樋管に比べて樋管が軟弱地盤へ押し込まれるように沈下する量が大きくなるため、樋管底部の空洞の発生を低減できるとともに、盛土と樋管の相対的な不同沈下量が小さくなることから、盛土上面の段差等を軽減する効果をも期待できると考えられる。

以上の結果から、盛土と附帯構造物の不同沈下に伴う相互変形挙動に関して、ある程度明らかにすることができた。また、盛土と附帯構造物の不同沈下に伴って生じるクラックや空洞の対策工法として、附帯構造物の長手方向については摩擦杭工法を、また、断面方向については逆三角形の断面形状を有する附帯構造物の提案を行った。

今後は、これらの対策工法について、実用面からの検討をさらに加える必要があると考えられる。

<参考文献>

- 1) 久楽, 護摩堂, 竹内 : 軟弱地盤上のカルバートに作用する土圧, 土木技術資料, vol. 26, No 1, pp.16 ~ 22, 1984.

盛土と附帯構造物の
不同沈下に伴う
相互変形に関する研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2830号
平成2年3月(1990)

機械施工部 土質研究室 室長 久楽 勝行
研究員 竹内 辰典

建設省川崎国道工事事務所

調査一課 調査係長 護摩堂 満*

*前土質研究室 研究員

要 旨

本報告書は、盛土と附帯構造物の不同沈下に伴う相互変形挙動に関して、小型・大型模型実験および有限要素法による解析を行なうことによって、その挙動を明らかにしたものである。さらに、盛土と附帯構造物の不同沈下に伴って生じる盛土内のゆるみ領域や空洞の対策工法として、附帯構造物の長手方向については摩擦杭工法を、また、断面方向については逆三角形の断面形状を有する附帯構造物の提案を行った。

キーワード：不同沈下、附帯構造物、盛土、相互変形、摩擦杭

郵便はがき

41円切手を
はって下さ

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
土質研究室 行

No. 12

No. 12

土木研究所資料第2830号

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2830号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

土木研究所資料第2830号