

独立行政法人港湾空港技術研究所

# 港湾空港技術研究所 報告

---

REPORT OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH  
INSTITUTE

---

VOL.47    NO.4    December 2008

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,  
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

# 浅層を安定処理した岸壁背後地盤の 主働破壊特性に関する研究

高橋 英紀\*・北詰 昌樹\*\*・市川 栄徳\*

## 要 旨

近年、岸壁構造物に作用する背後地盤の土圧を低減することを目的として、裏埋材（埋立柱）の浅層をセメント安定処理する事例が増えている。安定処理土は大きなせん断強度を有しているため、常時および地震時において岸壁構造物に作用する土圧を大幅に軽減できると考えられている。一方で、脆性な材料である安定処理土を裏埋材（埋立柱）として用いた場合、安定処理土の下部や周辺地盤の変形に追従できずに安定処理土に脆性破壊が生じることが懸念されている。安定処理土が破壊するメカニズムや、その破壊が土圧低減効果に与える影響を調べた研究は少ない。そこで本研究では、準静的な水平地震力が作用する場合の安定処理土を含む地盤の主働破壊特性について、脆性破壊の発生過程とその影響を検討した。研究手法として、遠心模型実験および実験結果を反映した分割法による数値計算を採用している。実験の結果、背後地盤を支えている擁壁（岸壁構造物）の微小な主働側への変位によって、幅広く打設された安定処理土には引張クラックが安定処理土を鉛直に貫通するように発生した。このクラックは主働土圧を増大させる。また、クラックを防止することによって、無改良地盤に比べて主働土圧を大幅に低減できること等が分かった。さらに、実験で得られた主働破壊モードを考慮した分割法による土圧算定では、主働土圧分布の再現性にはいくらかの課題を残したが、土圧合力の計算精度は高いことが分かった。

**キーワード**：安定処理土，岸壁背後地盤，準静的荷重，主働破壊，遠心模型実験，分割法

---

\* 地盤・構造部 地盤研究領域 地盤改良研究チーム

\*\* 地盤・構造部長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1

電話：046-844-5055 Fax：046-841-8098 e-mail:takahashi-h@pari.go.jp

## Characteristics of Active Failure in Shallowly-stabilized Backfill Ground

**Hidenori TAKAHASHI\***

**Masaki KITAZUME\*\***

**Eitoku ICHIKAWA\***

### Synopsis

The application of cement-treated soil as a backfill material becomes more common in order to reduce the earth pressure on a quay wall. The large shear strength of treated soil can reduce the earth pressure acting on the wall under static and dynamic conditions. However, the treated soil is anticipated to fail with tensile crack due to its brittle characteristics, because the treated soil cannot follow large deformation of the surrounding soft ground. The failure mechanism of a quay wall backfilled with cement-treated soil and the effect on the reduction of the earth pressure have not been clarified yet. In the present study, the failure mechanism and active earth pressure of a quay wall backfilled with treated soil were investigated in quasi-static tilting model tests and numerical analyses using the method of slices. In the model test, a tensile crack occurred vertically in the middle of treated soil when the improved ground was subjected to a minute displacement of quay wall. This tensile crack increased the active earth pressure; meanwhile, the prevention of a crack had much effect on the reduction of earth pressure. In addition, the analytical method of slices after the failure modes observed in the model tests could simulate the total earth pressure and, however, could not quite the earth pressure distribution.

**Key Words:** stabilized soil, backfill ground of quay wall, quasi-static load, active failure, centrifuge model test, method of slices

---

\* Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

\*\* Head of Geotechnical and Structural Engineering Department

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-8445055 Fax : +81-46-8418098 e-mail:takahashi-h@pari.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	3
1. まえがき .....	7
2. 主働破壊をモデル化した遠心模型実験 .....	7
2.1 模型地盤および実験条件 .....	7
2.2 背後地盤の主働破壊モード .....	9
2.3 擁壁へ作用する主働土圧 .....	14
3. 分割法による主働土圧の算定 .....	17
3.1 分割法による土圧算定方法 .....	17
3.2 破壊モードの仮定および計算条件 .....	18
3.3 主働土圧の計算結果 .....	20
4. 結論 .....	24
5. あとがき .....	24
参考文献 .....	25





## 1. まえがき

近年、岸壁構造物へ作用する背後地盤の土圧を軽減することを目的として、裏埋材（埋立材）にセメント系安定処理土を用いる事例が増えている。安定処理土は大きなせん断強度を有しており、常時および地震時において岸壁へ作用する土圧を大幅に軽減できると考えられる。現場での施工方法としては、事前混合固化処理工法<sup>1)</sup>、管中混合固化処理工法<sup>2)</sup>、軽量混合固化処理工法<sup>3)</sup>などがよく用いられている。これらの工法では、セメント安定処理土がセメントによって固化する前の流動化した状態で土を岸壁背後に流し込み、岸壁背後地盤に安定処理土を打設する。例えば、管中混合固化処理工法では、パイプラインによって土砂の空気圧送中にセメントを混合することができ、連続的な処理が可能であるために土砂の処理能力が高く、大量の浚渫土砂などを有効利用することなどに用いられている<sup>4)</sup>。また、軽量混合固化処理工法では、気泡や発泡スチロールビーズなどの軽量化材を固化材と併せて添加・混合することによって、土の単位体積重量を大幅に低減することができ、埋め立てによって生じる沈下量の低減策としてのメリットが大きい。

一方で、脆性な材料である安定処理土を裏埋材（埋立材）として用いた場合、周辺地盤の変形に追従できずに安定処理土に脆性破壊が生じることが予想される。例えば、陸上工事での被災事例として、橋台背面に適用された軽量混合固化処理土が不同沈下に追従できずにクラックを生じたことが報告されている<sup>5) 6)</sup>。また、海上工事においても、岸壁背後に適用された事前混合固化処理土が地震力によるケーソンと裏込石の変位に追従できずにクラックが発生した可能性を示している報告もある<sup>7) 8)</sup>。このように周辺地盤の変形に追従できずに安定処理土が破壊するメカニズムや、生じた破壊が岸壁に作用する土圧に与える影響を調べた研究は少ない。特に、地震時において引張クラックの発生を考慮した主働破壊特性を調べた例はない。

そこで本研究では、地震力が作用する場合の安定処理土を含む地盤での主働破壊特性について、クラックの発生過程とその影響も含めて検討を行った。本研究では、地震慣性力を準静的な荷重に置き換え、主働破壊特性を調べる実験を行った。具体的には、模型地盤を傾斜させた台に設置することで地震慣性力を再現し、安定処理土の寸法や材質を変化させた一連の実験を実施した。また、模型実験では岸壁へ作用する土圧を計測し、地盤の破壊モードおよび水平地震慣性力が土圧特性に与える影響について調べた。さらに、模型実験によって観察された破

壊モードに基づいて港湾施設の現行設計法<sup>9)</sup>で仮定された破壊モードを拡張し、分割法による土圧の算定を行った。

## 2. 主働破壊をモデル化した遠心模型実験

### 2.1 模型地盤および実験条件

岸壁背後に安定処理土を適用した地盤の主働破壊特性を調べることを目的として、下端を中心点として擁壁を主働側へ変位させる破壊実験を実施した。また、準静的な地震慣性力をモデル化するために、模型地盤を傾斜させた状態で擁壁を倒す傾斜実験を実施している。代表的な実験ケースの模型概略図を図-2.1に示す。図中の括弧内には実物換算した寸法も示している。模型地盤を傾斜させない実験ケースには内寸法が幅50 cm×深さ35 cm×奥行20 cmの試料容器を、傾斜させる実験ケースには幅60 cm×深さ41 cm×奥行20 cmの試料容器を用いた。傾斜実験のケースでは、図-2.2に示すような試料容器底板を用いて地盤を傾斜させており、底板と砂地盤との境界条件が粗となるように底板に接着剤で相馬珪砂を貼り付けた。試料容器底板上にヒンジによって自由に傾斜できる擁壁を底板に対して垂直な方向に取り付けた（図-2.3参照）。擁壁の受圧面は上下方向に4分割されたステンレス板で構成されている。ステンレス板が受圧面に対してせん断

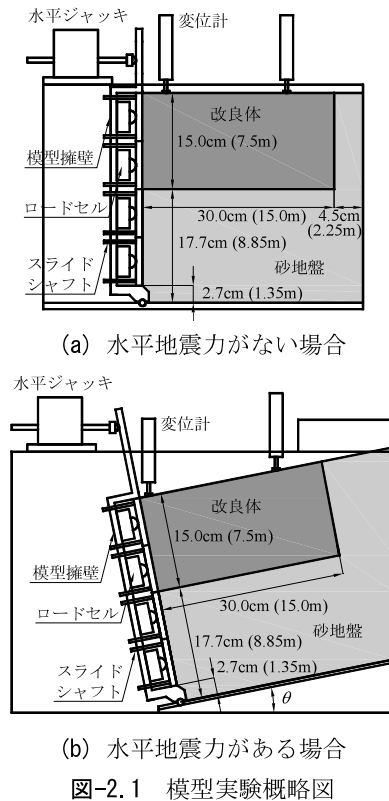


図-2.1 模型実験概略図

表-2.1 実験ケース一覧

ケース名	水平 震度	改良体種別	寸法 (cm) ※		一軸圧縮強さ (kN/m <sup>2</sup> )	相対密度 (%)		備考
			幅	高さ		下部	背後	
U000	0.0	無改良 (砂地盤)	—	—	—	86		
U010	0.1		—	—	—	90		
U020	0.2		—	—	—	89		
U025	0.25		—	—	—	89		
U025R			—	—	—	92		堆積方法が異なる
T000-15	0.0	安定処理土	30 (15m)	15 (7.5m)	159	93	93	
T000-15R			30 (15m)	15 (7.5m)	177	91	91	補足実験
T000-06			12 (6m)	15 (7.5m)	182	91	84	
T000-02			4 (2m)	15 (7.5m)	182	89	88	
T010-15	0.1		30 (15m)	15 (7.5m)	173	88	96	
T020-15	0.2		30 (15m)	15 (7.5m)	158	92	92	
T020-06			12 (6m)	15 (7.5m)	179	84	97	
T020-02			4 (2m)	15 (7.5m)	178	85	96	
T025-15	0.25		30 (15m)	15 (7.5m)	167	91	89	
B000	0.0		ベークライト安定処理土 模型	30 (15m)	15 (7.5m)	—	89	84
B010	0.1	30 (15m)		15 (7.5m)	—	93	90	
B020	0.2	30 (15m)		15 (7.5m)	—	93	89	
B025	0.25	30 (15m)		15 (7.5m)	—	92	86	
B025R		30 (15m)		15 (7.5m)	—	92	89	補足実験
G000	0.0	ジオグリッド安定処理土	30 (15m)	15 (7.5m)	148	86	82	
G010	0.1		30 (15m)	15 (7.5m)	134	89	81	
G020	0.2		30 (15m)	15 (7.5m)	135	90	84	

※括弧内は実物換算スケール

図-2.2 試料容器底板 ( $k_b = 0.25$  用)

図-2.3 土圧測定用擁壁

方向に変位しないようにスライドシャフトが各板に取り付けてあり、各々の板は接触しない。4分割された板には受圧面と反対側にロードセルを設置しており、受圧面に作用する垂直方向の土圧を計測することが可能である。なお、板とロードセルを剛結せず、モーメント力によってロードセルの計測値に影響のないようにした。

実験ケースの一覧を表-2.1に示す。安定処理土の寸法、材質、水平地震力の大きさをパラメータとして、計 22

ケースの主働破壊実験を実施した。模型地盤は以下の手順で作製した。試料容器内に地盤を作製する前に、シリコングリースを塗布したメンブレンを試料容器側面と擁壁の受圧面に貼り付け、地盤と容器・擁壁側面との摩擦を極力低減した。模型実験においてもメンブレンを用いることによって摩擦力を大幅に低減できることについては、豊澤ら<sup>10)</sup>が実験的に明らかにしている。メンブレンを容器・擁壁側面に貼り付けた後に、安定処理土の下部地盤として密な砂地盤(目標相対密度: 90%)を砂ふらし法で作製した。砂ふらし法とは、空中で砂を落下させて、試料容器内に堆積させて地盤を作製する方法である。本研究では、模型層厚内で密度がばらつかないように、模型地盤表面からサンドホッパーの下端までの距離を 2 m 以上とした。また、用いたサンドホッパーは円形であり、砂タンク下端に取り付けた開口部の直径を変えることによって地盤の密度を管理している。遠心模型実験における砂地盤の作製方法については過去に検討されているので、そちらを参照されたい<sup>11)</sup>。なお、実験準備の効率化を図るために、傾斜実験では試料容器を傾斜せずに砂を堆積させた。1 ケースのみ試料容器を傾斜して底板に水平な方向で砂を堆積させた実験 U025R を行ったが、試料容器を傾斜させなかった実験 U025 との滑り面および土圧における差は小さかった。すなわち、堆積面の角度 14°程度の違いが主働破壊特性に与える影響は小さい

表-2.2 相馬珪砂の物性

土粒子密度, $G_s$		2.65
最大間隙比, $e_{max}$		1.10
最小間隙比, $e_{min}$		0.69
粒 度	$D_{60}$ (mm)	0.36
	$D_{30}$ (mm)	0.29
	$D_{10}$ (mm)	0.21
	$D_{60} / D_{10}$	1.71

ことを確認した。実験に用いた砂は相馬珪砂 5 号(表-2.2 参照)であり, 各実験ケースで計測した砂地盤の相対密度を表-2.1 に示している。

砂地盤を作製した後に, 予め製作・養生しておいたセメント安定処理土あるいはベークライト安定処理土模型を砂地盤上に設置し, 擁壁の受圧面に密着させた。セメント安定処理土は, 含水比を 160 % になるように加水した川崎粘土に乾燥重量比で 10 % の普通ポルトランドセメントを混練して, 一軸圧縮強度がほぼ一定となる 20 日間以上養生したものである。養生後の湿潤単位体積重量は平均で  $13.3 \text{ kN/m}^3$  であった。同試料に対して実施した一軸圧縮試験結果も表-2.1 に併せて示している。全ての実験ケースを実施するのには長期間を要したために, 何度かに分けて安定処理土を作製・養生した。このため, 同じ配合・条件でセメントを混練したにもかかわらず, 一軸圧縮強さが  $134 \sim 182 \text{ kN/m}^2$  とばらついた。ただし, Kitazume *et al.*<sup>12)</sup> が提案した計算手法によって, 7.5 m の高さで安定処理土が自立するための一軸圧縮強さを求めると  $84.2 \text{ kN/m}^2$  であり, この強度は十分に満足できている。これから, 擁壁を傾斜させたり, 水平地震力を作用させることによって, 安定処理土が自立できずに内部で主働破壊することはなく, 一軸圧縮強さのばらつきが破壊特性に与える影響は小さいと考えられる。なお, Kitazume *et al.* が提案した方法とは, 安定処理土内での引張強度を考慮した地震時主働土圧の計算方法であり, 計算条件としては水平震度  $k_h = 0.25$ , 単位体積重量  $\gamma = 13.3 \text{ kN/m}^3$ ,  $\alpha = 0.15$ ,  $\beta = 1.0$  とした。また, 実験中の安定処理土の変形挙動を観察しやすいように, 安定処理土側面に白ペンキで格子状にマーキングしている。

実験結果の節で後述するが, 擁壁を変位させることによって安定処理土にクラックが発生するケースがあった。このため, クラックが発生しない場合の主働破壊特性を把握することを目的として, 安定処理土の代わりに密度がほぼ等しいベークライト製の模型を用いた実験も実施した。また, ベークライト安定処理土模型の底面および背面には砂地盤との境界条件が粗となるように接着剤で

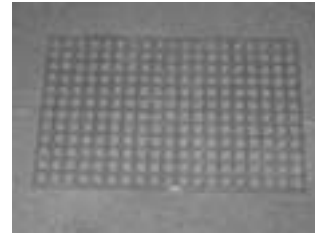


図-2.4 穴を開けたポリカーボネイト板

相馬珪砂を貼り付けた。さらに, クラックを抑制するという観点から, 安定処理土内にジオグリッドの模型を埋め込んだ実験も実施した。実物との引張剛性と地盤との摩擦角を合わせることに主眼を置き, 安定処理土内に用いるジオグリッド模型には肉厚 1 mm のポリカーボネイト板に 15 mm ピッチで直径  $\phi = 10 \text{ mm}$  の穴を正方形配置で開けたものを用いた (図-2.4 参照)。安定処理土内にはポリカーボネイト板を 20 mm 間隔で水平方向に埋め込んだ。なお, このジオグリッド模型の作製方法は Saito *et al.*<sup>13)</sup> が採用したものを引用しており, 引張剛性は  $391.3 \text{ kN/m}$ , 地盤との摩擦角は  $42.4^\circ$  であることが報告されている。

模型地盤を試料容器内に準備した後, 試料容器を遠心模型実験装置のプラットフォーム上に設置し, 遠心加速度を加えた。実験に用いた装置は当研究所が所有する PARI Mark II であり, 装置諸元は文献<sup>14)</sup> を参照されたい。試料容器底板に垂直な方向に 50G の遠心加速度が加わるように遠心加速度を設定した。実験では, 試料容器底板に垂直な方向に模型地盤が 50G の遠心力を受けた状態で, 平均  $0.56^\circ/\text{min}$  の速度で擁壁を主働側へ傾斜し, 地盤を主働破壊させた。擁壁は地盤から水平土圧を受けているために, 擁壁が倒れるのを水平ジャッキのロッドによって支えているだけであり, ロッドと擁壁は剛結していない。擁壁の傾斜中に受圧面に作用する水平土圧および地表面での鉛直変位を計測することに加えて, 模型地盤の側面から写真を撮影して地盤挙動を観察した。なお, 遠心力場で模型地盤の傾斜角度を徐々に変化させる傾斜実験とは異なって, 初めから模型が傾斜しているために, 地盤は水平地震力を受けた  $K_0$  状態から急激に地震時主働状態に変化することとなる。

## 2.2 背後地盤の主働破壊モード

### (1) 無改良の砂地盤

無改良の砂地盤における主働破壊モードを検討した。地盤の傾斜角度を変えて地震慣性力を変化させた 4 ケースに関して, 遠心力場で撮影した地盤側面の写真を図

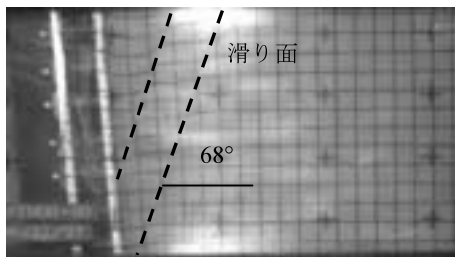
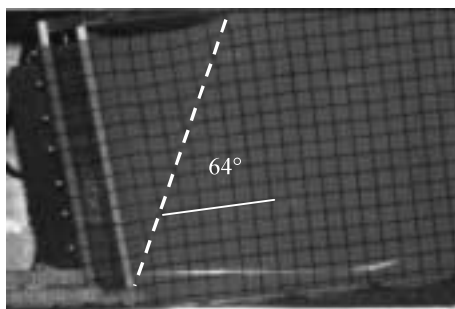
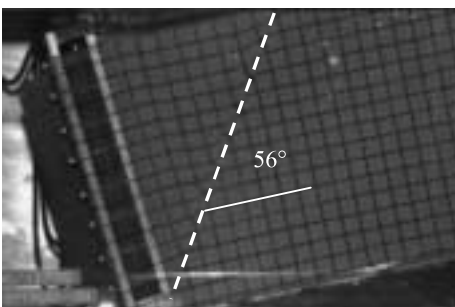
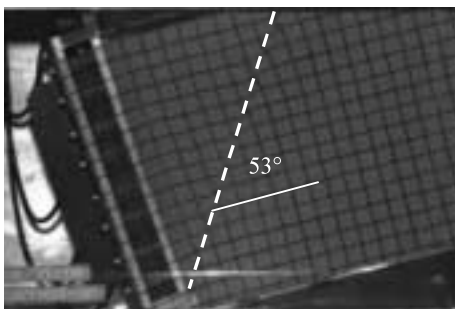
(a) Case U000 ( $k_h = 0.0$ )(b) Case U010 ( $k_h = 0.1$ )(c) Case U020 ( $k_h = 0.2$ )(d) Case U025 ( $k_h = 0.25$ )

図-2.5 地盤の変形状況 (砂地盤)

-2.5に示す。なお、図に示した写真は、擁壁を4.5°傾斜させた時点で撮影したものである。図に示すように、いずれの水平震度においても、砂地盤内に滑り面を確認できる。各ケースにおける滑り面の地盤底面との角度は68° ( $k_h=0.0$ )、64° ( $k_h=0.1$ )、56° ( $k_h=0.2$ )、53° ( $k_h=0.25$ )であり、地震力を増加するとその角度が緩くなっていた。

水平地震力がない場合、実験で得られた滑り面の角度からCoulombの土圧理論に従って地盤の内部摩擦角を逆

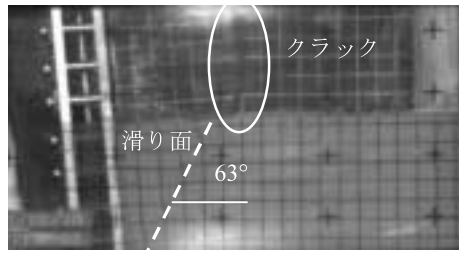
算すると46°に相当する。また、地盤に水平地震力が作用する場合、土圧の算定には物部・岡部式がよく用いられる。この方法では、地盤内に直線上の滑り面を仮定し、土楔に水平方向の慣性力が働く震度法が適用されている。滑り面の角度を変化させて、最大の土圧を与える場合を主働状態とする。港湾施設の現行設計法<sup>15)</sup>においても物部・岡部式によって地震時土圧を求めることが基本とされている。ここでは、水平地震力がないケースから逆算して求めた内部摩擦角46°を用いて、物部・岡部式に従って滑り面の角度を求めると、64° ( $k_h=0.1$ )、60° ( $k_h=0.2$ )、58° ( $k_h=0.25$ )となった。水平地震力を大きくすると滑り面の角度が緩くなる傾向や絶対量も比較的近い値である。傾斜実験において発生する滑り面の角度が物部・岡部式で得られるものと比較的近くなることは、過去の研究<sup>16) 17)</sup>で明らかにされており、整合性が取れている。

#### (2) 安定処理土を含む地盤 (水平震度 $k_h$ の影響)

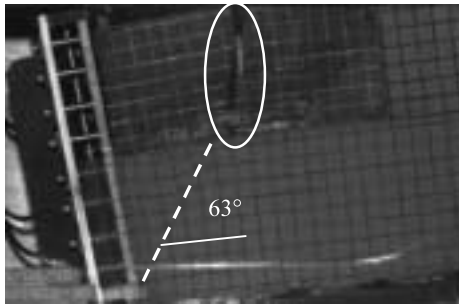
擁壁背後に幅 15 m (模型スケールで 30 cm) の安定処理土を設置した地盤における主働破壊モードを検討した。地盤の傾斜角度を変えて地震力を変化させた4ケースに関して、遠心力場で撮影した写真を図-2.6に示す。

図に示すように、全ての水平震度において安定処理土内に単一のクラックが発生し、安定処理土下部の砂地盤においてはクラック下端位置よりも擁壁側から滑り面が発現した。クラックの発生位置は安定処理土の中央部付近であり、クラック上端よりも下端が擁壁側となる特性があった。この下端が擁壁側になる傾向は水平地震力が大きいほど顕著である。また、クラックより擁壁側の安定処理土塊は反時計周りに傾斜し、発生したクラックの隙間が大きくなっていた。安定処理土下部の砂地盤に注目すると、水平震度にかかわらず安定処理土下端よりも1~1.5 m (模型スケールで2~3 cm) ほど擁壁側から擁壁下端に向けて滑り面が発現している。また、この滑り面と擁壁受圧面で囲まれる楔型の土塊が下方へ落ち込んでいる様子が確認できる。

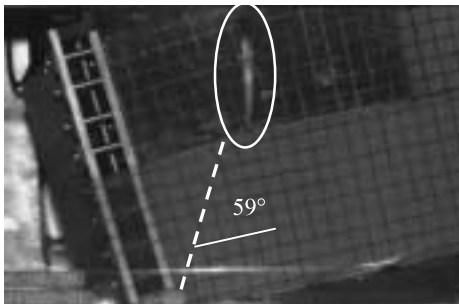
上記のように、水平震度にかかわらず安定処理土内にはクラックが発生し、安定処理土下部の砂地盤で滑り面が生じた。これらの発生過程を検討するために、図-2.6(a)に示した実験ケース T000-15R における擁壁の各傾斜角度での地盤側面写真を調べた。傾斜角度が 0°, 0.15°, 0.75°, 1.5°の時点で安定処理土天端を撮影した写真を図-2.7に、安定処理土天端の擁壁側での鉛直変位量を図-2.8に示す。擁壁を 0.15°とわずかに傾斜させた時に既に安定処理土天端写真から既にクラックが入っていることが分かる。図-2.8に示した安定処理土天端で計測した鉛直変位量においては擁壁傾斜角度が 0.11°の時に変位



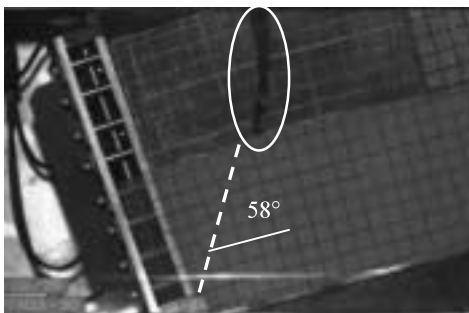
(a) Case T000-15R ( $k_h = 0.0$ )



(b) Case T010-15 ( $k_h = 0.1$ )



(c) Case T020-15 ( $k_h = 0.2$ )



(d) Case T025-15 ( $k_h = 0.25$ )

図-2.6 地盤の変形状況 (安定処理土地盤,  $k_h$  の影響)

が急増しており、この時点でクラックが発生した可能性が高いと考えられる。擁壁を主働側へ傾斜させると、安定処理土の擁壁側が沈下している実験結果から推測すると、擁壁の傾斜によって安定処理土下部の砂地盤が擁壁側で沈下し、安定処理土はその微小な変位に追随できなかったと考えられる。この時、低強度の安定処理土では片持ち梁のような状態になりクラックが発生する。その後、擁壁をさらに傾斜させると、安定処理土中のクラッ



図-2.7 安定処理土天端の状況 (T000-15R)

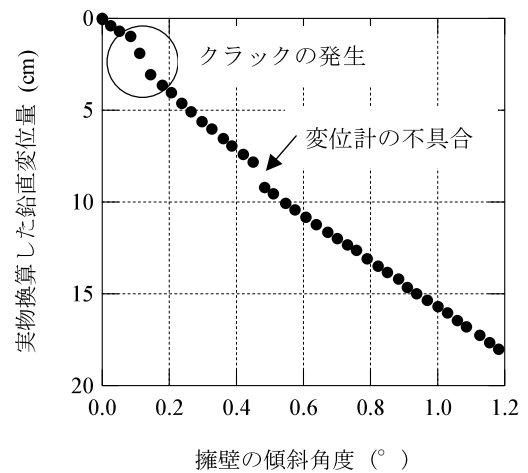


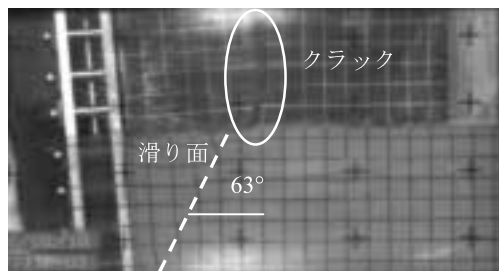
図-2.8 安定処理土天端の鉛直変位量 (T000-15R)

クは図-2.6 (a) に示すように大きく広がっていく。また、隙間の開いたクラックにおいてはせん断変形が拘束されないために、安定処理土下部の砂地盤ではクラックの位置に呼応してせん断歪みが局所化し、歪みが滑り面に発達したと考えられる。この時点で、地盤は主働破壊状態に達したと言える。

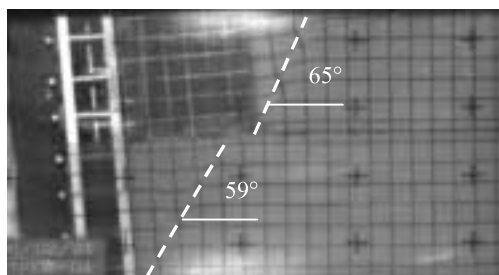
図-2.6 (b) ~ (d) に示した水平地震力が加わった場合でも、安定処理土がほぼ同様に主働破壊していた。すなわち、擁壁を傾斜させた直後に安定処理土内にクラックが発生し、擁壁をさらに傾斜させると安定処理土下部の砂地盤で滑り面が発現した。ただし、水平震度が大きい場合ほど、クラックが地盤の水平面となす角度は緩くなる傾向にあった。

(3) 安定処理土を含む地盤 (安定処理土幅の影響)

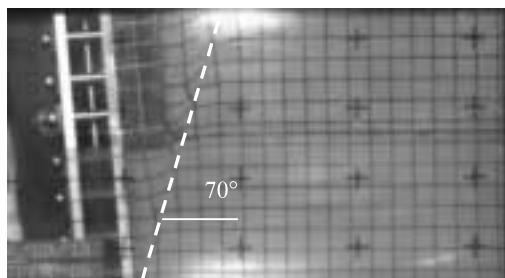
擁壁背後の安定処理土の幅を変化させた地盤における主働破壊モードを検討した。水平震度  $k_h = 0.0$  と  $k_h = 0.2$  の場合を対象に、安定処理土の幅を 6 m, 2 m と変化させた実験を行った。遠心力場で撮影した地盤側面の写真を図-2.9 ( $k_h = 0.0$ ) および図-2.10 ( $k_h = 0.2$ ) に示す。



(a) Case T000-15R ( $k_h = 0.0$ ) (再掲)



(b) Case T000-06 ( $k_h = 0.0$ )

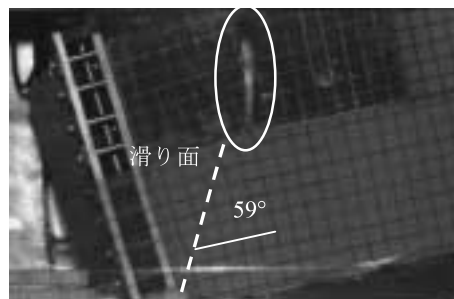


(c) Case T000-02 ( $k_h = 0.0$ )

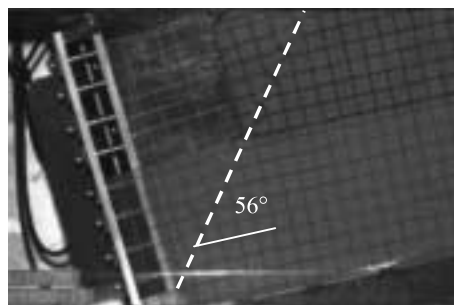
図-2.9 地盤の変形状況 (安定処理土地盤, 幅の影響)

水平地震力がない場合の地盤挙動を示した図-2.9 に注目すると, 安定処理土の幅を 6 m にしたケースでは安定処理土内にはクラックが発生していないことが分かる。ただし, 安定処理土の下部と背後の砂地盤において滑り面が発現している。それぞれの滑り面が水平面となす角度は 59°と 65°であり, 一直線ではなかった。安定処理土の主働側への変位に応じて砂地盤内のせん断歪みが局所化し, 滑り面に発達したものと考えられる。すなわち, 安定処理土の背後地盤にとっては, 安定処理土が擁壁の役目を果たしており, 安定処理土の主働側への変位は無改良地盤での擁壁に変位に相当する。これは, 安定処理土背後の滑り面の角度 (65°) が無改良での砂地盤 (U000) の滑り面の角度 (68°) と近いことから伺える。なお, 安定処理土の幅を狭くすることによって, 安定処理土が周辺地盤の変位に追随できるようになり, クラックの発生に至らなかったと考えられる。

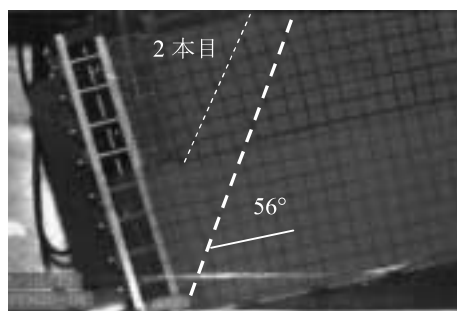
安定処理土の幅を 2 m と極端に狭めたケースでは, 安定処理土の下部と背後の砂地版内に滑り面が発現し, それらは一直線である。背後地盤に擁壁下端から地表面に



(a) Case T020-15 ( $k_h = 0.2$ ) (再掲)



(b) Case T020-06 ( $k_h = 0.2$ )



(c) Case T020-02 ( $k_h = 0.2$ )

図-2.10 地盤の変形状況 (安定処理土地盤, 幅の影響)

向かって直線的な滑り面が発達するという点から, 幅 2 m の安定処理土を含む地盤は無改良の砂地盤と等しい主働破壊モードになることが分かった。滑り面の角度 (70°) は無改良の砂地盤 (U000) の滑り面の角度 (68°) と比較的近い値であり, 極端に幅の狭い安定処理土が背後地盤の主働破壊モードに与える影響が小さいことを示している。

水平震度  $k_h = 0.2$  を地盤に加えた場合, 安定処理土幅が 6 m と 2 m のケースで安定処理土背後に直線的な滑り線が生じていた。幅 2 m のケースで安定処理土近傍に生じた滑り面は 2 本目のものである。1 本目の滑り面が地盤底面となす角度は両ケースで 56°であった。この角度は, 無改良の砂地盤 (U020) の滑り面の角度 (56°) と等しい。これらのことから, 水平地震力がある場合においては, 幅が 6 m や 2 m 程度の安定処理土が背後地盤の主働破壊モードに与える影響が小さいことが分かった。

(4) ベークライト安定処理土模型を含む地盤

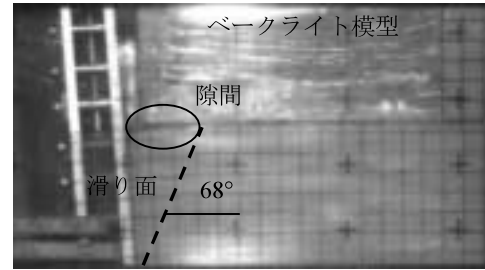
安定処理土に対して実施した主働破壊実験では、擁壁を傾斜させた直後に安定処理土内にクラックが発生した。このため、クラックが発生しない場合の主働破壊特性を調べることが目的として、安定処理土の代わりに強度が大きいベークライト安定処理土模型を用いた実験を行った。模型の幅は 15 m (模型スケールで 30 cm) である。地盤の傾斜角度を変えて地震力を変化させた 4 ケースに関して、遠心力場で撮影した写真を図-2.11 に示す。

水平地震力がない場合( $k_h = 0.0$ )と小さい場合( $k_h = 0.1$ )での地盤変形状況に注目すると、擁壁の傾斜に関係なくベークライト模型はほぼ主働側へ変位していなかった。このため、ベークライト模型背後の砂地盤においても歪みが局所化することなく滑り面が発現していない。ベークライト模型下部の砂地盤では滑り面が生じており、滑り面が水平面となす角度は B000 で  $68^\circ$  ( $k_h = 0.0$ ) と B010 で  $62^\circ$  ( $k_h = 0.1$ ) であった。これらの角度は、無改良の砂地盤のケースにおける滑り面の角度 ( $68^\circ$  ( $k_h = 0.0$ ),  $64^\circ$  ( $k_h = 0.1$ )) とそれぞれ近かった。また、滑り面と擁壁受圧面で囲まれる楔型土塊の地表面とベークライト模型下端の間には隙間を確認でき、ベークライト模型からの上載圧は土塊に作用していない。これらのことから、楔型の土塊が無改良地盤と同様に単純な主働破壊によって下方へ落ち込んでいることが分かる。

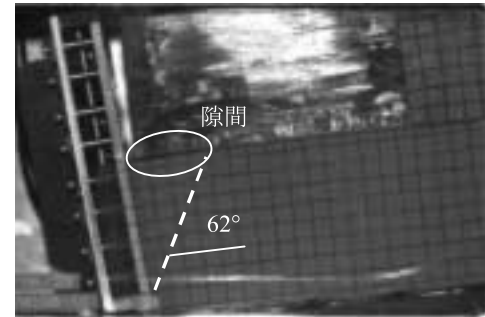
一方、水平地震力が比較的大きいケース( $k_h = 0.2, 0.25$ )での地盤変形状況に注目すると、ベークライト模型と擁壁の距離は Case B000 と B010 でのものよりも近く、ベークライト模型が主働側へ変位していた。このために、ベークライト模型背後の砂地盤で滑り面が発現し、滑り面の角度は  $60^\circ$  と  $56^\circ$  であった。また、ベークライト模型下部の砂地盤においては、比較的緩い角度の滑り面が発現していたが、それは直線的ではなく多少屈曲した滑り面であった。模型下部の滑り面の角度は B020 で  $25 \sim 41^\circ$  ( $k_h = 0.2$ ), B025 で  $19 \sim 44^\circ$  ( $k_h = 0.25$ ), B025R で  $33 \sim 40^\circ$  ( $k_h = 0.25$ ) であった。このように、クラックが発生しない材料で地盤改良を行って水平地震力を大きくする場合、模型の下部と背後に滑り面が生じ、模型自体は主働側へ変位することが分かった。

(5) ジオグリッド安定処理土を含む地盤

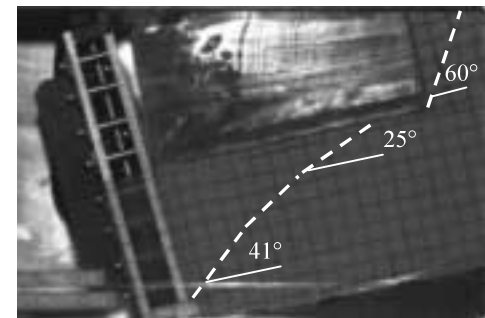
安定処理土に対して行った主働破壊実験では安定処理土内にクラックが発生した。これは、安定処理土下部の地盤が沈下して、安定処理土が片持ち状態になり、引張応力が発生してクラックの発生につながったと考えられた。安定処理土のせん断強度は大きいものの引張強度は比較的小さいことが知られており<sup>18)</sup>、引張強度を大きく



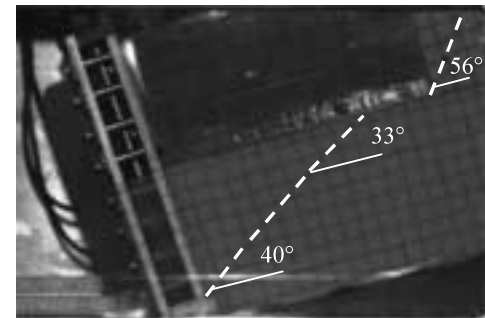
(a) Case B000 ( $k_h = 0.0$ )



(b) Case B010 ( $k_h = 0.1$ )



(c) Case B020 ( $k_h = 0.2$ )

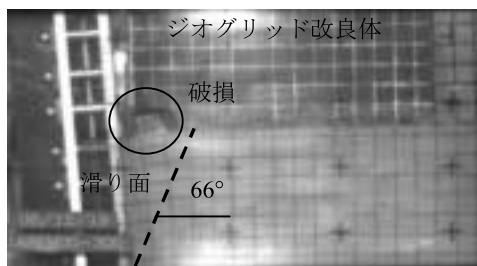
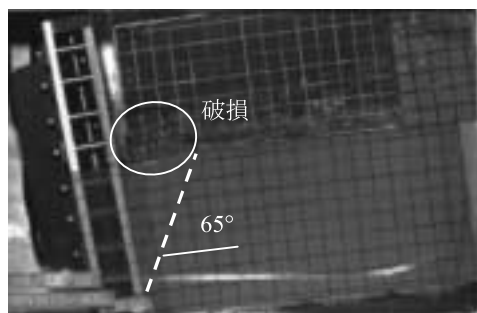
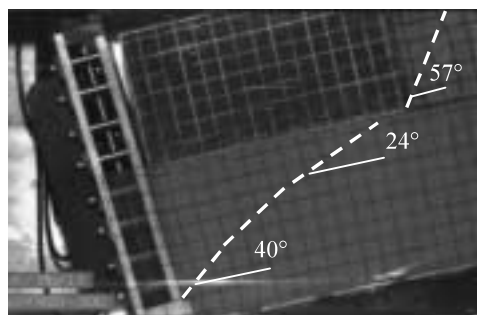


(d) Case B025R ( $k_h = 0.25$ )

図-2.11 地盤の変形状況 (ベークライト,  $k_h$  の影響)

することによってクラックの発生を防止できることが推測される。引張強度を大きくすることを目的に、安定処理土内にジオグリッドを敷設する方法が現場でも用いられている。そこで、安定処理土内にジオグリッドの模型を埋め込んだ実験を実施した。ジオグリッドを含んだ安定処理土の幅は 15 m (模型スケールで 30 cm) である。地盤の傾斜角度を変えて地震力を変化させた 3 ケースに関して、遠心力場で撮影した写真を図-2.12 に示す。



(a) Case G000 ( $k_h = 0.0$ )(b) Case G010 ( $k_h = 0.1$ )(c) Case G020 ( $k_h = 0.2$ )図-2.12 地盤の変形状況 (ジオグリッド,  $k_h$  の影響)

水平地震力がない場合( $k_h = 0.0$ )と小さい場合( $k_h = 0.1$ )では、ベークライトを用いた実験ケースと同様に安定処理土はほとんど主働側へ変位しておらず、安定処理土内にクラックは発生しなかった。このことから、安定処理土内にジオグリッド模型を埋め込むことによってクラックの発生を抑制できることが確認できた。安定処理土下部の砂地盤には滑り面が発現し、その滑り面の角度はG000で $66^\circ$ ( $k_h = 0.0$ )とG010で $65^\circ$ ( $k_h = 0.1$ )であった。これらの角度については、水平地震力が小さい時の無改良やベークライトのケースでの角度と近かった。ただし、水平震度 $k_h = 0.0$ と $0.1$ においては、安定処理土の擁壁側下端付近で安定処理土の一部が破損した。ベークライト模型のケースでは、擁壁側でベークライト下端と楔型の土塊表面には隙間が発生したことから考えると、擁壁側下端付近の安定処理土は下部地盤からの鉛直方向の反力がなく、下方への引張力に耐えられずに剥離したものと考えられる。これは、ジオグリッドと安定処理土の附着

力がそれほど大きくないために生じたためと考えられる。

一方、水平地震力が比較的大きいケース( $k_h = 0.2$ )での地盤変形状況に注目すると、ベークライト模型を用いた実験ケースと同様に安定処理土は主働側へ変位していた。また、ジオグリッドの効果によって安定処理土内にクラックが発生しなくなった。安定処理土背後および下部の砂地盤内に滑り面が発現し、それらの滑り面の角度は $57^\circ$ と $24 \sim 40^\circ$ であった。これらの角度は水平地震力が大きい場合のベークライト模型のケースでの角度と近かった。なお、この実験ケースでは、安定処理土の擁壁側下端付近で破損は見られなかった。このように、安定処理土内にジオグリッドを埋め込むことによってクラックの発生を防止でき、破壊モードに関してベークライト模型と同様の改良効果を期待できることが分かった。

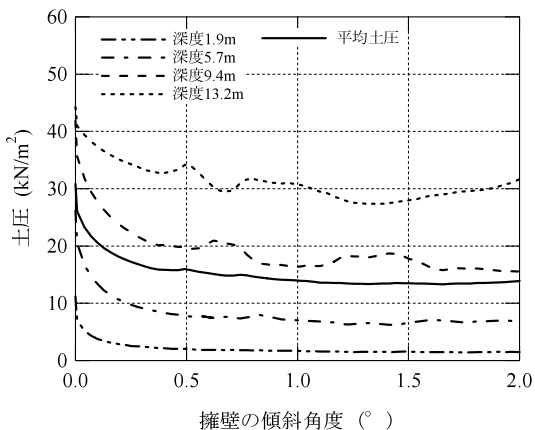
### 2.3 擁壁へ作用する主働土圧

#### (1) 土圧の経時変化

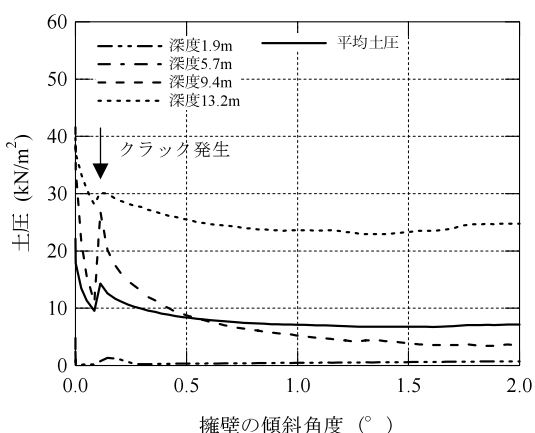
前節において各実験ケースの主働破壊モードについて観察したが、ここでは擁壁の受圧面で計測した主働土圧について述べる。擁壁を主働側へ傾斜させることによって、擁壁背後の地盤は $K_0$ 状態から主働状態へ変化する。その過程で、擁壁へ作用する土圧も静止土圧から主働土圧へと減少する。擁壁の傾斜角度と背後地盤からの土圧の関係を図-2.13に示す。なお、代表として無改良の砂地盤(U000)と幅が15mの安定処理土を含む改良地盤(T000-15R)で計測された土圧を図に示しており、4分割した受圧板別の土圧と平均的な土圧を示している。

無改良地盤(U000)での擁壁傾斜角度と土圧の関係を見ると、全深度において傾斜角度が $0.5^\circ$ になるまでに土圧が急激に減少している。その後の土圧の変化は小さかった。平均土圧についてもほぼ同様の傾向であり、傾斜角度が $0.5^\circ$ になると土圧の変化はほぼなくなった。このため傾斜角度が $0.5^\circ$ 付近で地盤は完全な主働状態にあると言える。ただし、擁壁の傾斜をさらに続けて傾斜角度が $2^\circ$ を超えると、深度1.9mを除いて土圧は緩やかに上昇した。これは、擁壁の傾斜が進み、地盤から水平土圧だけでなく鉛直土圧も擁壁へ作用したためと考えられる。本研究では、擁壁の傾斜角度に対する土圧の低減勾配がほぼ一定になった時点での土圧を主働土圧と定義した。

幅が15mの安定処理土を含む改良地盤(T000-15R)での擁壁傾斜角度と土圧の関係に注目すると、安定処理土下部の深度(9.4m, 13.2m)において擁壁の傾斜とともに土圧が減少し始めるが、傾斜角度が $0.11^\circ$ となった時に土圧が急増している。前述のように、擁壁の傾斜角が $0.11^\circ$ の時点で安定処理土内にクラックが発生したと考



(a) 無改良地盤 U000



(b) 改良地盤 T000-15R

図-2.13 擁壁傾斜角度と主働土圧

えられ、クラックの発生が要因で安定処理土下部の地盤からの主働土圧が急増したと推測される。その後、擁壁の傾斜とともに土圧は減少し、無改良地盤と同様に擁壁の傾斜角度が 0.5°程度となると土圧の変化は小さくなっていった。一方、安定処理土内の深度 (1.9 m, 5.7 m) では、主働土圧がほとんど発生しておらず、安定処理土が自立していることが考えられる。平均土圧については、擁壁の傾斜直後に土圧が急激に減少し、傾斜角度 0.11°でクラックが発生したと考えられるために急増している。傾斜を続けると、再び土圧は減少し始め、傾斜角度が 0.5°程度になるとほぼ一定となっていた。

(2) 水平震度と土圧合力の関係

水平地震力の大きさが主働土圧に与える影響について検討する。図-2.14 には、水平震度と主働土圧合力の関係を示す。なお、図中に示した土圧合力は、受圧面に作用する土圧合力を実物スケールに換算したものであり、単位奥行あたりの値である。また、擁壁の傾斜角度に対する土圧の低減勾配が一定になった時点での土圧である。

図に注目すると、改良の有無やクラックの有無によら

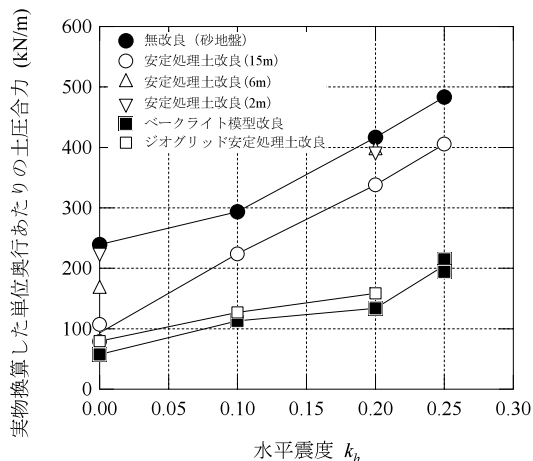


図-2.14 水平震度と土圧合力の関係

ず、水平震度を大きくするほど土圧合力も大きくなっていく。ただし、土圧合力の絶対量は改良形式の違いによって大きく異なっており、例えば、ベークライト安定処理土模型のケースやジオグリッドを埋め込んだ安定処理土で改良したケースでの土圧合力は、無改良での値よりも 56~76% ( $k_h = 0.0 \sim 0.25$ ) 小さくなっていった。この場合、水平震度に関係なく、大幅に改良効果を確認できた。

クラックが生じた安定処理土 (幅 15 m) で改良されたケースでの土圧合力は、水平地震力がない場合には無改良での値よりも 55~67% ( $k_h = 0.0$ ) 小さく、比較的大きな改良効果を見込めた。これに対して水平地震力が大きくなると、安定処理土 (幅 15 m) で改良したケースでの土圧合力は無改良での値に近づき、改良効果が薄れる。水平震度が  $k_h = 0.25$  の場合、安定処理土で改良したケースでの土圧合力は無改良での値よりも 16% ( $k_h = 0.25$ ) のみ小さく、土圧合力に関する改良効果はかなり減少した。これらのことから、擁壁の背後地盤に安定処理土を適用すると土圧を大幅に低減できるが、仮に安定処理土を分割するようなクラックが発生して水平地震力が加わると、主働土圧に対する改良効果は低いことが分かった。

安定処理土の幅を 6 m および 2 m に狭めたケースでの土圧合力に注目すると、 $k_h = 0.0$  における改良幅 6 m のケースでは無改良のケースに比べて土圧合力が多少小さいが、他のケースでは土圧合力は無改良に比べてほとんど小さくなかった。前述の主働破壊モードにおいても、 $k_h = 0.0$  における改良幅 6 m と無改良のケースでの破壊モードは異なっているのに対して、他のケースと無改良のケースでの破壊モードはほぼ等しかった。これらのことから、今回の実験条件においては改良幅が 6 m で水平地震力がない場合には多少の改良効果が見込めるが、改良幅を狭めた他のケースでは改良効果を期待できなかった。

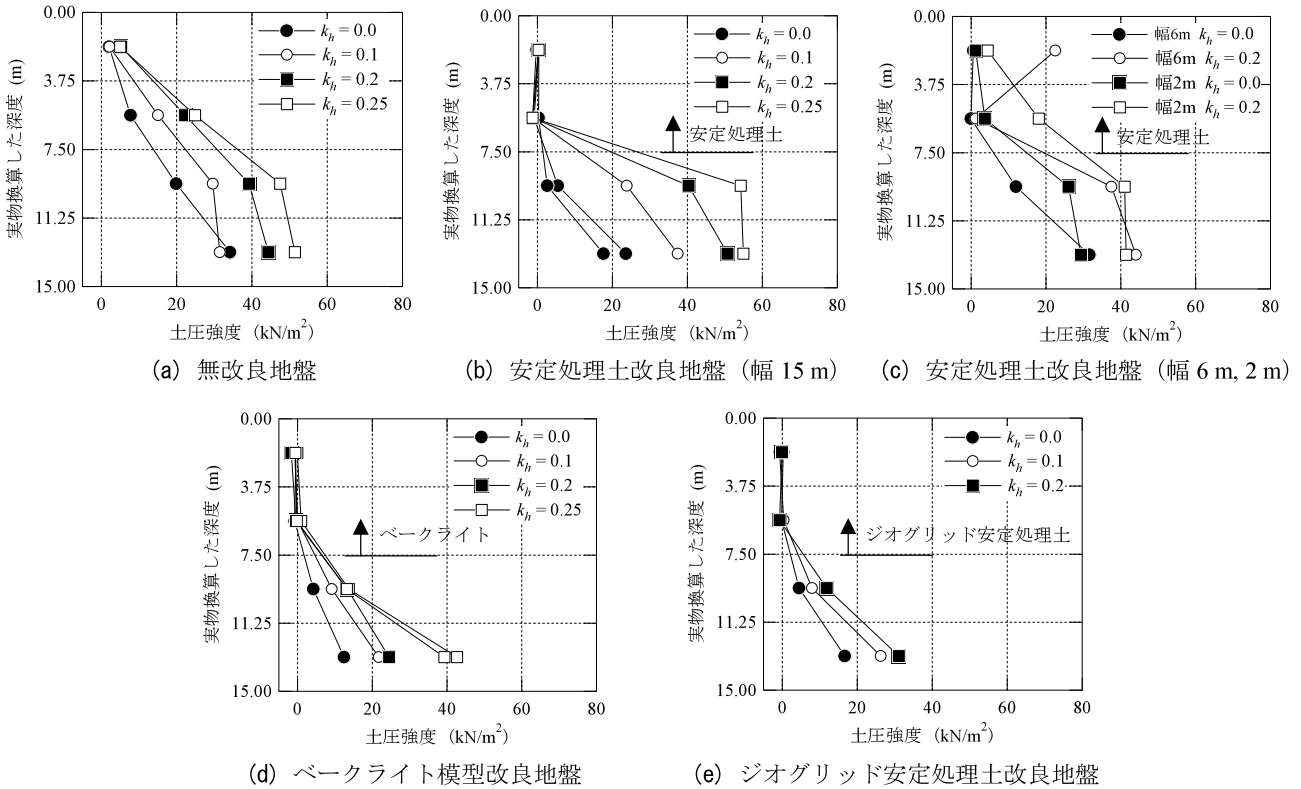


図-2.15 各実験ケースにおける主働土圧分布

(3) 主働土圧分布特性

実験では、擁壁での受圧面を4分割して、それぞれの受圧面で水平方向からの土圧を計測した。ここでは、その計測結果を基に主働土圧分布についての検討を行う。無改良地盤、安定処理土（幅15mと幅6m, 2m）による改良地盤、ベークライト安定処理土模型による改良地盤、ジオグリッドを含んだ安定処理土による改良地盤における主働土圧分布を図-2.15に示す。なお、分割された各受圧面の中心の深度において土圧をプロットしている。

図-2.15(a)に示した無改良地盤での主働土圧分布に注目すると、水平震度にかかわらず深度方向に土圧が単調に増加しており、ほぼ三角形分布となっている。水平震度を大きくするほど深度方向の増加勾配は大きくなっており、水平地震力は主働土圧を大きくすることが確認された。なお、本実験のように下端をヒンジとして擁壁を傾斜させた際には土圧の再分配が発生せず、分布形状が三角形になることはよく知られている<sup>10)19)</sup>。

図-2.15(b)に示した幅が15mの安定処理土を含む改良地盤での主働土圧分布を見ると、深度1.9mと5.7mの浅部では土圧がほとんど発生していない。これは、これらの深度での背後地盤は安定処理土であり、安定処理土が自立しているためである。この改良効果は、今回の実験のように安定処理土中央部にクラックが発生しても

発揮されることが分かる。一方、安定処理土下部の深度9.4mと13.2mでは土圧が発生し、水平震度を大きくするほど土圧は大きくなる。安定処理土下部での土圧に着目すると、水平震度が $k_h = 0.0$ の場合には改良地盤よりも無改良地盤での土圧が大きいが、 $k_h = 0.1$ 以上になると改良地盤と無改良地盤での土圧は同程度となっていた。

図-2.15(c)に示した幅が6m, 2mの安定処理土を含む改良地盤では、深度1.9mと5.7mの浅部において多少の土圧が発生していることが分かる。これは安定処理土が主働側へ変位・転倒したためである。安定処理土下部の深度9.4mと13.2mでは、安定処理土の幅が15mと広い場合と同様に水平震度が $k_h = 0.0$ の場合には無改良地盤での土圧よりも小さいが、水平震度が $k_h = 0.2$ の場合には無改良地盤での土圧と同程度まで大きかった。

図-2.15(d)に示したベークライト安定処理土模型を含む改良地盤においては、深度1.9mと5.7mの浅部では土圧がほとんど発生しておらず、自立による改良効果を確認できる。また、ベークライト模型下部では土圧が発生しているが、この土圧はクラックが発生した安定処理土による改良地盤での土圧よりもかなり小さかった。さらに、水平地震力を大きくするほど両者の差は大きくなっていった。このことから、背後の安定処理土のクラックを防止することによって、安定処理土下部での土圧も低

減することができ、水平地震力が大きいほど土圧低減効果が顕著に現れることが分かった。

図-2.15(e)に示したジオグリッドを含んだ安定処理土による改良地盤における主働土圧分布は、ベークライト模型を含む改良地盤での土圧分布とほぼ等しかった。すなわち、背後地盤が安定処理土である浅部では土圧は発生しておらず、安定処理土下部では土圧が発生しているが、その土圧はかなり小さかった。ベークライト模型あるいはジオグリッドを含んだ安定処理土による改良地盤での土圧分布がほぼ等しかったのは、両者の主働破壊モードが類似していることに起因している。

### 3. 分割法による主働土圧の算定

#### 3.1 分割法による土圧算定方法

従来、抗土圧構造物に作用する地震時の主働土圧の算定には、物部・岡部による算定式が港湾の設計基準<sup>15)</sup>を含めて広く用いられてきた。しかしながら、物部・岡部による土圧算定式では背後地盤の土性が一様な地盤や平行に堆積した地盤を対象としており、本研究で対象とするような有限長のセメント安定処理土を用いた改良地盤に対して土圧を算定することは困難であった。そこで、土田<sup>20)</sup>は、背後地盤に滑り面を仮定して、斜面安定解析に用いられる分割法を適用し土楔の釣り合いから土圧を算定する方法を提案した。現在の港湾の設計基準において、安定処理土が有限長の場合にはこの方法にしたがって土圧を算定することとなっている。本研究においても、土圧を算定する方法として分割法を適用した。以下に分割法による土圧の算定手順を示しておく。

図-3.1に示すような高さ  $H$  の鉛直壁背後地盤に直線上の滑り面を仮定し、滑り面によって形成される土楔を分割片に分けて、その1つの分割片における力の釣り合い式を求める。図中のパラメータの意味は以下のとおりである。

- $W_i$  : 分割片の全重量
- $l_i$  : 分割片下端の滑り面の長さ
- $W'_i$  : 分割片の有効重量 (浮力を引いた値)
- $T_i$  : 滑り面でのせん断力
- $N_i$  : 滑り面での鉛直力
- $V_i$  : 分割片右端での鉛直力
- $E_i$  : 分割片右端での水平力
- $k$  : 水平震度
- $\alpha$  : 水平面と滑り面がなす角
- $\delta$  : 壁面摩擦角

鉛直方向の釣り合い式は以下のように表せる。

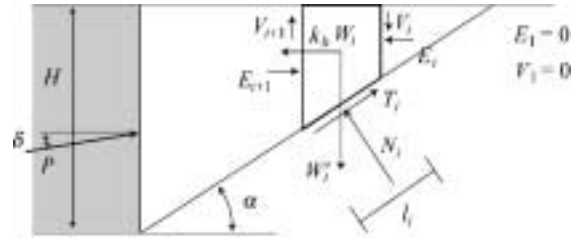


図-3.1 壁体背後地盤の分割 (文献<sup>20)</sup>に加筆修正)

$$W'_i + \Delta V_i = T_i \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i \quad (3.1)$$

また、水平方向の力の釣り合いから、

$$W'_i k + \Delta E_i = T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i \quad (3.2)$$

が得られる。ここに、

$$\Delta V_i = V_i - V_{i+1}, \quad \Delta E_i = E_i - E_{i+1}$$

である。式(3.1)と(3.2)から  $N_i$  を消去すると、次式が得られる。

$$T_i = (W'_i + \Delta V_i) \sin \alpha_i + (W'_i k + \Delta E_i) \cos \alpha_i \quad (3.3)$$

また、 $F_s$  を安全率、 $c_i$  と  $\phi_i$  をそれぞれ地盤の粘着力、摩擦角とすると、滑り面に関する次式が成り立つ。

$$T_i = (c_i l_i + N_i \tan \phi_i) / F_s \quad (3.4)$$

なお、分割片の下端が安定処理土と原地盤の境界面である場合は、式(3.4)における  $c_i$  と  $\phi_i$  には境界面でのせん断強度を用いる必要がある。式(3.1)と(3.4)から  $N_i$  を消去すると、

$$T_i = \frac{c_i l_i + (W'_i + \Delta V_i) \sec \alpha_i \tan \phi_i}{F_s (1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i)} \quad (3.5)$$

となる。式(3.5)は斜面安定問題における Bishop 式である。土圧の問題では地盤の崩壊時を想定するので安全率  $F_s$  を 1.0 とし、式(3.3)と(3.5)を用いて  $T_i$  を消去すると、分割片間の水平力  $\Delta E_i$  に関して次式が得られる。

$$\Delta E_i = \frac{c_i l_i \sec \alpha_i + (W'_i + \Delta V_i) (\tan \phi_i - \tan \alpha_i)}{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i} - W'_i k \quad (3.6)$$

次に、土楔全体の水平方向の力の釣り合い式は次のようになる。

$$-E_{n+1} = -P \cos \delta \quad (3.7)$$

ここに、 $P$  は壁面土圧、 $\delta$  は壁面の摩擦角であり、 $P \cos \delta$  は土圧の水平成分である。

分割法を用いる場合、問題の静定化のために各分割片間に働く力に関して仮定を設ける必要がある。ここでは、分割片間の合力の方向が土圧合力の方向と平行であるという条件を用いることとする。すなわち、すべての分割片において水平力  $E_i$  と鉛直力  $V_i$  が次式のような関係を仮定する<sup>21)22)</sup>。

$$V_i = E_i \tan \delta \quad (3.8)$$

この仮定を用いると、土楔全体の鉛直方向の力のつり合いも満足される。また、この仮定によって、均一な砂質土地盤において物部・岡部の地震時圧式と同等の土圧が分割法で算定できる。

式(3.6)と式(3.8)を式(3.7)に代入すると、土圧の水平成分を与える次式が得られる。

$$P \cos \delta = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{W_i k - \{c_i l_i \sec \alpha_i + W'(\tan \phi_i - \tan \alpha_i)\}_i / A}{1 - (\tan \phi_i - \tan \alpha_i) \tan \delta / A} \right] \quad (3.9)$$

ここに、 $A = 1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i$  である。

式(3.9)は分割法によって土圧を計算する式であり、任意の土層構成において図-3.1のように壁体下端を通る滑り面を仮定した場合の土圧を計算できる。実際の計算では、壁体下端を通る滑り面の角度を変化させて、各滑り面に対する土圧  $P$  を計算する。なお、本研究では、 $0.1^\circ$  刻みに角度を変化させて、土圧を計算した。Coulomb 土圧理論と同様に主働土圧は  $P$  の最大値であり、それを与える角度が崩壊角となる。

式(3.9)で求められる土圧は壁体に作用する全土圧であるが、壁体の下端の位置を仮想的に変化させて上部で土圧の再分配が生じないと仮定すると、壁体の各々の深さで最大土圧を算定することにより土圧分布を求めることができる。例えば、深度  $d_j$ 、 $d_{j+1}$  を壁体下端とする場合の全土圧をそれぞれ  $P_j$ 、 $P_{j+1}$  とすると、 $d_j$ 、 $d_{j+1}$  の間の平均土圧は  $p_j$  は次式で計算される。

$$p_j = \frac{P_{j+1} - P_j}{d_{j+1} - d_j} \quad (3.10)$$

$d_j$  と  $d_{j+1}$  の間隔を小さく設定すれば、式(3.10)によって壁体全体の土圧分布を求めることができる。この土圧分布の算定方法の適用性については、後で検討している。

### 3.2 破壊モードの仮定および計算条件

前節に分割法による土圧の算定方法を示したが、その中で背後地盤の滑り面をどのように仮定するかが問題となる。土田ら<sup>20)</sup>は、図-3.2に示す4種類の主働破壊モー

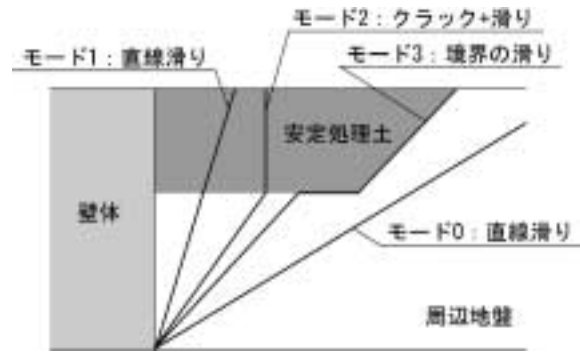


図-3.2 現行設計法の破壊モード (文献<sup>20)</sup>に加筆修正)

ドを仮定している。各モードの特徴は以下のとおりである。

- モード0：背後地盤に滑り面が1本の直線で表され、滑り面が安定処理土を通過しない。
- モード1：背後地盤に滑り面が1本の直線で表され、滑り面が安定処理土と下部地盤を通過する。
- モード2：安定処理土の下端までクラックが発生していると考えて、滑り面が壁体下端からクラック下端に生じる。(クラックの位置は土圧を最大にするように決定される)
- モード3：安定処理土の下部地盤と安定処理土・周辺地盤境界面を滑り面が通過する。

土田らの研究においても、モード2では安定処理土内にクラックが発生して、それを含んだ滑り面が想定されているが、このモードでは主働土圧が最大となるようにクラックの位置が決まる。しかしながら、前章に示した遠心模型実験結果によると下部地盤の沈下によって生じた安定処理土内の曲げを起因としてクラックが発生しており、安定処理土内のクラックは主働土圧を最大にする位置で発生するのではなく、曲げによる引張応力が集中する位置で発生すると考えられる。さらに、実験ではクラック位置に呼応して下部地盤において滑り面が発現していた。そのため本研究では、主働土圧の算定とは別の応力状態でクラックの位置は決まると仮定して、主働土圧の算定とは切り離してクラック位置を決めた。クラック発生の有無やその位置に関しての検討には有限要素法解析の利用が考えられ、著者ら<sup>23)</sup>はその方法について別報しているため、そちらの文献を参照されたい。

モード3では、安定処理土背面と背後地盤の境界を滑り面が通過することとなっているが、模型実験のように安定処理土背面の角度が大きい場合には安定処理土背後地盤での滑り面は境界面を通過していなかった。このため、本研究では、安定処理土背後地盤においても主働土



図-3.3 本研究で仮定した破壊モード

圧を最大にする角度で滑り面が生じるモードを仮定した。

さらに、安定処理土の代わりにベークライト安定処理土模型を用いた遠心模型実験によると、水平地震力が小さい場合にはベークライト模型はほぼ主働側へ変位せず、下部の砂地盤でのみ滑り面が発現した。この滑り面で形成される楔型土塊とベークライト模型下端は接しておらず、上載圧は土塊に作用していない。このため、土塊は擁壁が傾斜したことによる単純な主働破壊が下部地盤で起こったと考えられた。このモードを土田らは仮定しておらず、本研究では新たなモードとして加える。

上記の検討を踏まえ、本研究で仮定した主働破壊モードを図-3.3にまとめている。モードの数字は土田らの示したものを踏襲して付している。各モードの特徴は以下のとおりである。

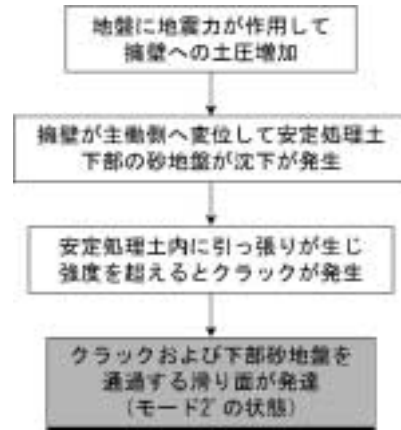


図-3.4 クラックの発生と主働状態への過程

- モード0：背後地盤にわたって滑り面が1本の直線で表され、滑り面が安定処理土を通過しない。
- モード1：背後地盤に滑り面が1本の直線で表され、滑り面が安定処理土と下部地盤を通過する。
- モード2'：安定処理土でクラックが既に発生していると考えて、滑り面はクラックと安定処理土の下部地盤、安定処理土・下部地盤境界を通過する(クラックの位置は別検討<sup>23)</sup>で仮定しておく)。このモードにおいてクラックが既に発生しているとするのは、図-3.4に示す過程のようにクラックが発生した後に、滑り面が発達して主働状態に達するようになるためである。
- モード3'：安定処理土の周辺地盤と安定処理土・下部地盤境界面を滑り面が通過する。安定処理土背後の滑り面についても、全体の土圧合力を最大にする角度で通過する。
- モード4：安定処理土の下部のみで滑り面が生じて、安定処理土と下部地盤に隙間が発生する。滑り面上端の位置が安定処理土の重心より背面側にくるとモード3'になると考え、擁壁から安定処理土の背面境界(あるいはクラック)までの中間点より背面側に滑り面は形成されないとした。

次節では、図-3.3に示したモードにしたがって模型実験をシミュレートした結果を示すが、計算に用いた土質パラメータは表-3.1に示すとおりである。各土質パラメータは模型実験での値を再現することを念頭においており、単位体積重量は実験での平均値を丸めた値、砂地盤の内部摩擦角は無改良地盤で観察された滑り面の角度からCoulombの土圧理論を利用して逆算した値である。安

表-3.1 計算に用いた土質パラメータ

	安定処理土	砂地盤
単位体積重量	13.3	15.0
粘着力, $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	85.0	0.0
内部摩擦角, $\phi$ (°)	0	46
摩擦係数, $\mu$	0.55	

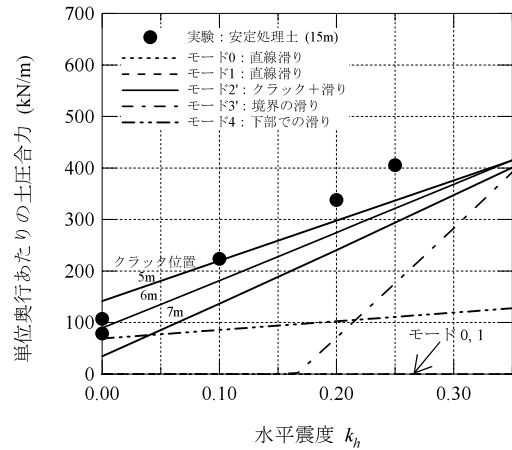
安定処理土の粘着力は一軸圧縮強さの平均値を2で除したものをを用いた。幅15mの安定処理土内で発生するクラックの位置は、擁壁から5, 6, 7mと変化させて計算した。なお、クラックの位置は、模型実験において上下端でずれていたクラック位置のばらつきを考慮して決めた。また、モード2'と3では、安定処理土と下部の砂地盤との摩擦係数 $\mu$ が重要な定数となるが、過去に実施されているセメント系安定処理土と砂礫層との摩擦係数の実験結果を参考にして $\mu=0.55$ とした<sup>24)</sup>。

### 3.3 主働土圧の計算結果

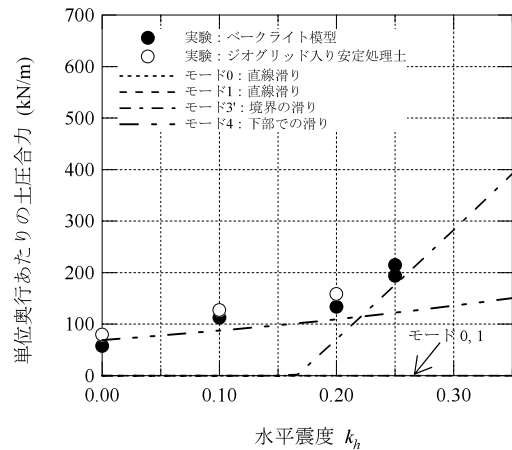
#### (1) 主働破壊モードと土圧合力の関係

幅が15mの安定処理土、ベークライト模型、ジオグリッド入り安定処理土による改良地盤を対象に、破壊モードと土圧合力の関係を調べた。図-3.5に、水平震度 $k_h$ を変化させた場合の各モードにおける土圧の計算結果を示す。図-3.5(a)には、安定処理土による改良を行ったケースについて計算結果を示しているが、モード0, 1, 3', 4に加えて擁壁から5, 6, 7mの位置にクラックが発生すると仮定したモード2'も含めている。図-3.5(b)には、クラックが入らないことを想定したベークライト模型あるいはジオグリッド入り安定処理土による改良を行ったケースについて計算結果を示しており、モード0, 1, 3', 4を想定して検討している。それぞれの図には、模型実験で得られた土圧も併せてプロットしている。また、 $k_h=0.0$ および $k_h=0.25$ の水平震度を加えた際の最大の主働土圧を与える破壊モード(滑り面)を図-3.6に示している。

安定処理土にクラックが入ることを想定して計算した図-3.5(a)に注目すると、モード0と1に関しては水平震度が $k_h=0.0\sim 0.35$ の間では土圧が0となる。一方、モード2', 3', 4では正の土圧が算定され、水平震度の増加にともなって土圧が増大している。また、ほぼ全ての水平震度においてモード3', 4よりもモード2'において土圧が大きく、クラックを想定したモード2'が支配的であった。モード2'の計算結果に注目すると、クラックの位置が擁壁に近いほど土圧が大きくなるが、水平震度が大きくなるとクラック位置の違いによる土圧の差は小さくなっている。実験と計算の結果を比較すると、特に水平震



(a) クラックの発生を想定する場合

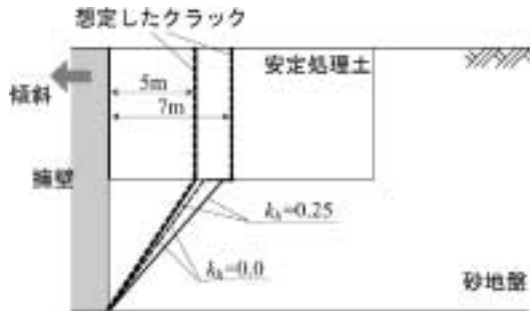


(b) クラックを想定しない場合

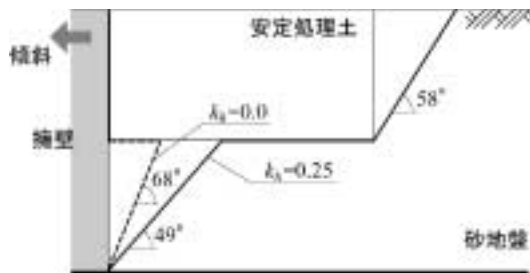
図-3.5 計算による水平震度と土圧合力の関係

度が小さい場合に支配的であったモード2'における計算結果と実験結果は近い。水平震度を大きくすると計算結果は実験結果よりも小さくなっているが、これは水平震度が大きい場合には実験においてクラックが傾き、計算ではこれを考慮していないためと考えられる。図-3.6(a)に示したモード2'における滑り面を見ると、クラック位置が擁壁から5mではクラックと下部地盤での滑り面が連続している。クラック位置が7mと離れると、クラックと下部地盤での滑り面の位置は不連続となっていた。

ベークライト安定処理土模型を用いたケースのように改良体にクラックが入らないと仮定した場合、モード2'を考慮する必要はなくなる。図-3.5(b)のようにモード0, 1, 3', 4での土圧合力を比較すると、 $k_h < 0.22$ ではモード4が、 $k_h > 0.22$ ではモード3'が支配的となっている。モード3'と4では水平震度の増加にともなって土圧が増大しているが、特にモード3'での水平震度に対する増加勾配は大きい。このため、モード3'が支配的となる $k_h >$



(a) クラックの発生を想定する場合



(b) クラックを想定しない場合

図-3.6 支配的な主働破壊モード

0.22 では土圧は急増している。実験結果と計算結果を比較すると、実験結果は計算結果に近く、 $k_h = 0.0 \sim 0.2$  での水平震度に対する増加勾配よりも  $k_h = 0.2 \sim 0.25$  での増加勾配が大きい点についても再現性が高いことが分かる。図-3.6(b)に示した滑り面を見ると、 $k_h = 0.0$  ではモード4が支配的であり、安定処理土の下部地盤での滑り面の角度は  $68^\circ$  と急である。これに対して、 $k_h = 0.25$  ではモード3が支配的となり、下部地盤での滑り面の角度は  $49^\circ$  と緩くなる。ベークライト模型を用いた模型実験では、水平震度が  $k_h = 0.0, 0.1$  の場合には下部地盤での滑り面は急であり、 $k_h = 0.2, 0.25$  の場合には緩くなっていた。計算結果はこの特性をよく表しており、滑り面の角度が  $k_h = 0.2$  付近で急変するのは、支配的な破壊モードが変化するためであることが分かった。

(2) 各実験断面での土圧合力の再現性

各実験断面での土圧合力を算定し、それらの再現性を確認する。また、現行設計法との比較も行う。図-3.7には、各実験断面での土圧合力に対する計算結果に加えて、模型実験結果も併せて示している。図には、各水平震度で最も大きくなる支配的なモードでの土圧のみを実線で示している。また、現行設計法で仮定されている主働破壊モードに基づいて求めた支配的なモードでの土圧を破線で示している。

図-3.7(a)に示した無改良地盤での土圧の計算結果を見ると、水平震度の増加とともに土圧も増加しているが、

提案計算法と現行設計法による結果は重なっている。これは、無改良地盤では砂地盤での滑り面を仮定したモード0でしか土圧を算定できず、モード0は提案計算法と現行設計法の両方で共通して仮定されているためである。実験結果と比較すると、水平震度  $k_h = 0.1$  で実験結果が多少小さいが、おおむね計算による土圧の再現性は高いことを確認できる。

図-3.7(b)に示した幅が15mの安定処理土による改良地盤での計算結果を見ると、現行設計法よりも提案計算法での土圧の増加勾配が大きく、水平震度が  $k_h = 0.33$  付近で両者の大小は入れ替わっている。実験結果と比較すると、水平地震力がない場合 ( $k_h = 0.0$ ) において提案計算法による結果と実験結果はほぼ一致しているのに対して、現行設計法は実験結果を2倍ほど大きく見積もっている。水平震度が大きくなると、提案計算法と現行設計法の両者とも実験結果より土圧を多少小さく見積もっていた。これは前述のように実験でのクラックの傾きを考慮していないためと考えられる。これらのことから、特に水平地震力がない場合において提案計算法は現行設計法に比して精度が高いことが分かった。

図-3.7(c)と図-3.7(d)に示した幅が6mと2mの安定処理土による改良地盤での計算結果を見ると、これらのケースにおいても提案計算法と現行設計法による結果はほぼ近い値となり、幅2mのケースでは両者の計算結果は重なっていた。これは、両者の計算において支配的な破壊モードは一部を除いて安定処理土の背後地盤に滑り面が生じるモード0であり、両者において共通で仮定しているモードが支配的となったためである。実験結果と比較すると、安定処理土の幅が6mの場合には実験結果と計算結果はほぼ重なっており、幅が2mの場合にもかなり近い値となっている。

図-3.7(e)に示した幅が15mのクラックが生じない改良体（ベークライト安定処理土模型およびジオグリッド入り安定処理土）による改良地盤での計算結果を見ると、現行設計法よりも提案計算法による土圧はかなり小さかった。なお、提案計算法による土圧は、水平震度が  $k_h = 0.22$  よりも大きくなると水平震度に対する増加勾配が急増し、 $k_h = 0.35$  程度になると提案計算法と現行設計法による土圧は近い値となる。 $k_h < 0.35$  で現行設計法による土圧が大きいのは、クラックが生じない改良体においても安定処理土内にクラックが発生するモードが支配的となっているためである。実験結果と比較すると、提案計算法による土圧に近い値であることが分かり、提案したモードにしたがって土圧を算定することによって土圧の算定精度が高くなることを確認できた。



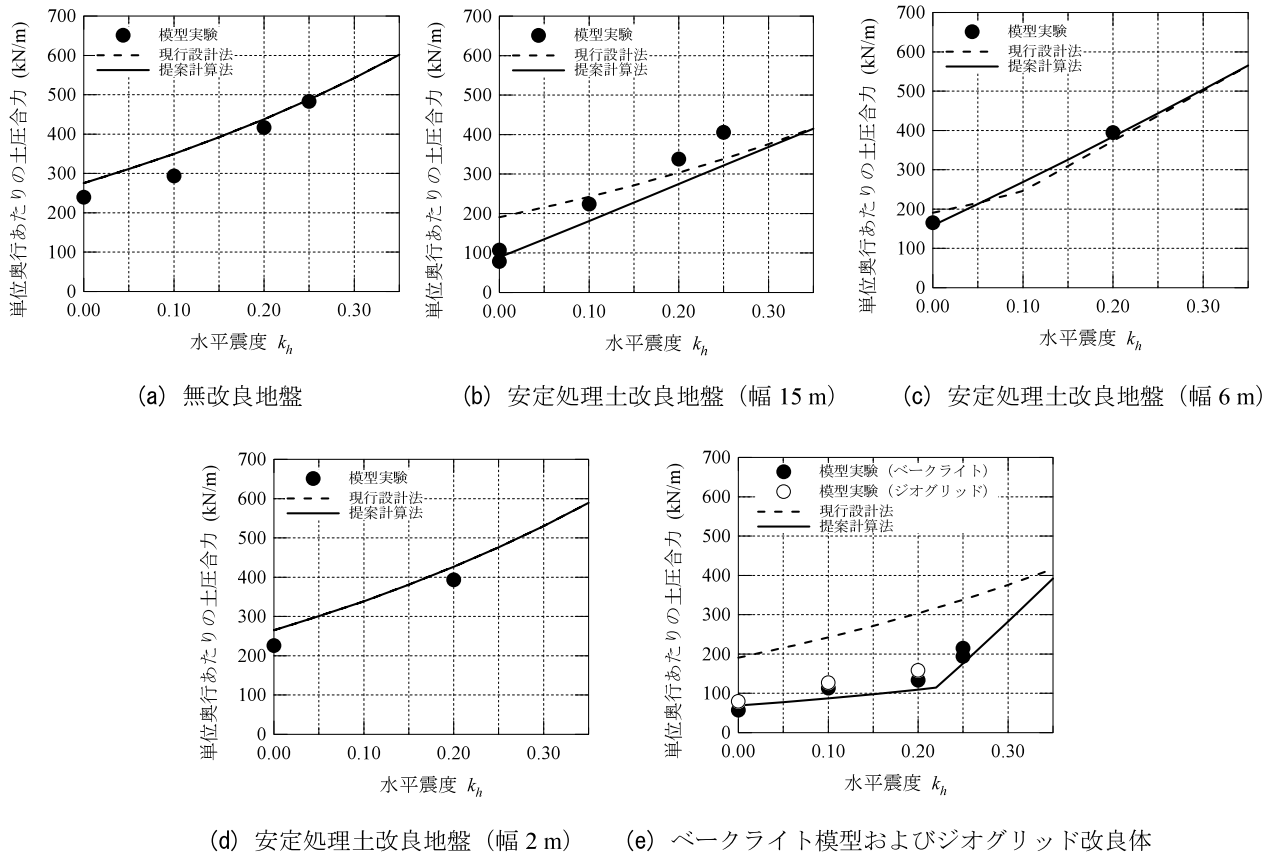


図-3.7 全実験断面における計算による水平震度と土圧合力の関係

(3) 土圧分布の再現性

土圧の再分配が起きないとすると、壁体の各々の深さでそれより上部の擁壁への土圧合力を算定することによって、その差分から土圧分布を求めることができる。そこで、提案した土圧の計算法と現行設計法にしたがって、擁壁へ作用する主動土圧分布を算定した。これが図-3.8であり、代表として無改良地盤、幅 15 m と 6 m の安定処理土による改良地盤、ベークライト模型による改良地盤での分布を水平震度別に示している。図には、提案計算法による分布を実線で、現行設計法による分布を破線で表し、実験結果も併せて示している。ただし、模型実験で用いた擁壁は 4 枚の受圧パネルで構成されており、図中に示した土圧はその深度での土圧ではなく、パネルの高さ 3.75 m 毎の平均値であることに留意されたい。また、提案計算法の計算結果において各深度で支配的であった破壊モードも併せて示している。

図-3.8(a)に示した無改良地盤での計算による土圧分布に注目すると、深度方向に土圧が増大する三角形分布となっている。模型実験での土圧分布も三角形分布であり、計算結果に近い。模型実験では下端をヒンジとして

擁壁の上部を傾斜させており、土圧の再分配が生じにくい条件である<sup>10)</sup>。このため、実験ではほぼ三角形分布となり、計算による土圧分布形状と一致したと考えられる。

図-3.8(b)に示した幅 15 m の安定処理土による改良地盤での計算による土圧分布に注目すると、安定処理土内ではほとんど土圧は発生しておらず、安定処理土下部の地盤では浅部でモード 4 が、深部でモード 2 が支配的となり、深部において大きな土圧が生じていた。現行設計法では、安定処理土下部において全ての深度でモード 2 が支配的となり、モード 2 とモード 4 の中間的な土圧強度となっていた。実験結果と比較すると、水平地震力がない場合 ( $k_h = 0.0$ ) には計算結果と実験結果は近い値となる。しかしながら、水平地震力がある場合には、安定処理土下部の浅部では実験結果が、深部では計算結果が大きな値となっており、計算精度は高くなかった。これは、背後地盤の一部は安定処理されていることに加えてクラックなども生じており、背後地盤は複雑な破壊形態を呈している。このため、無改良地盤のように一様には主動破壊できずに土圧の再分配が起こっている可能性が高いためと考えられる。現行設計法においても、水平震

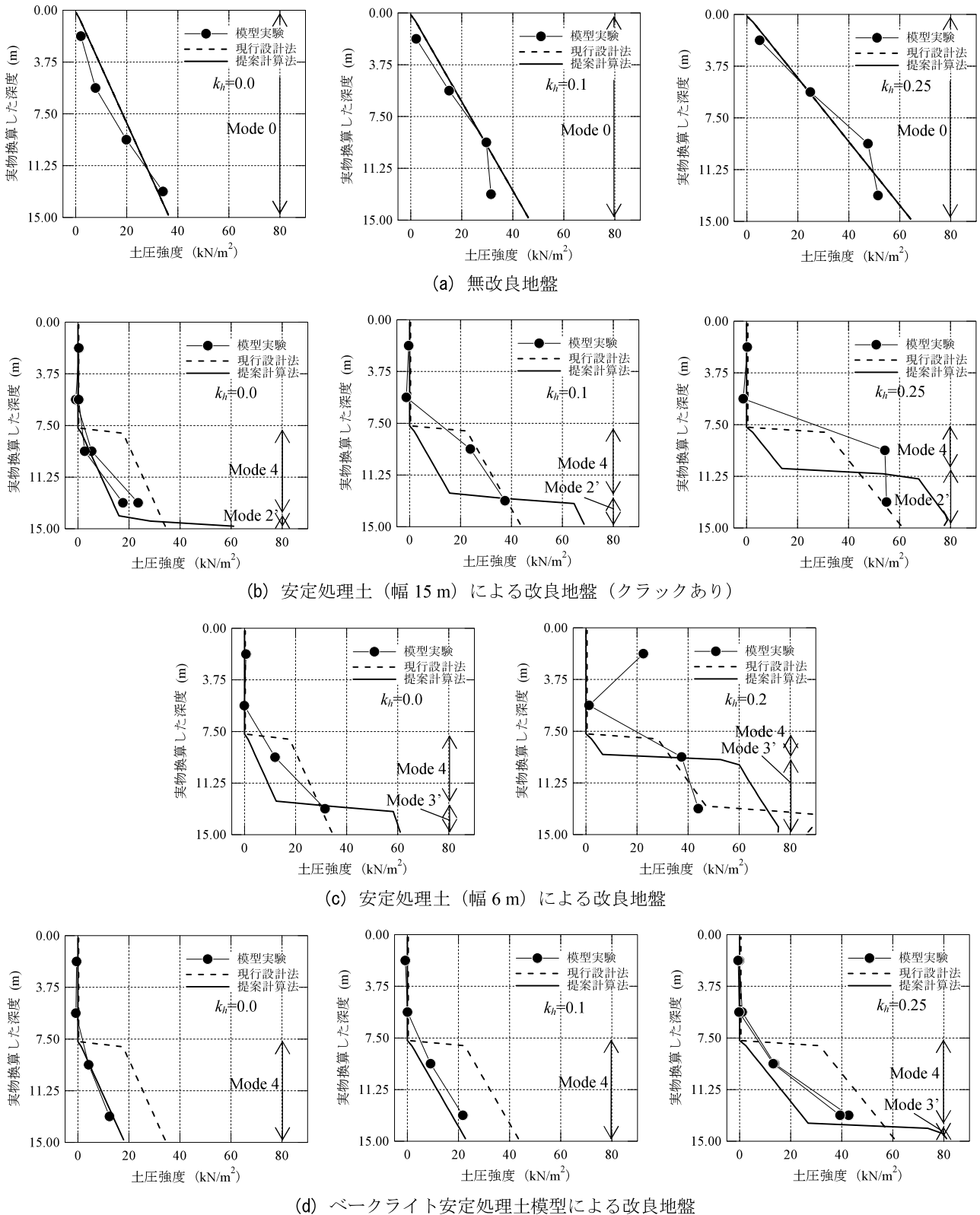


図-3.8 全実験断面における計算による主働土圧分布

度が  $k_h = 0.1$  の場合には、計算結果と実験結果が近いが、その他の水平震度では差異が生じていた。

図-3.8(c)に示した幅 6 m の安定処理土による改良地

盤での計算による土圧分布を見ると、やはり安定処理土内ではほとんど土圧は発生しておらず、安定処理土下部の地盤では浅部でモード 4 が、深部でモード 3' が支配的

となり、深部において大きな土圧が生じていた。現行設計法では、水平地震力がない場合には安定処理土下部では全ての深度でモード2が支配的となり、水平地震力がある場合には浅部でモード2、深部でモード0が支配的となっていた。実験結果と比較すると、安定処理土の幅15mと同様に水平地震力がない場合には計算結果と実験結果は近い値となるが、水平地震力がある場合にはそれほど計算精度は高くなかった。

図-3.8(d)に示した幅15mのベークライト安定処理土模型による改良地盤での計算による土圧分布を見ると、水平震度が $k_h=0.0$ と $k_h=0.1$ の場合にはベークライト模型下部の地盤ではモード4が支配的となっている。水平震度が $k_h=0.25$ と大きくなると、深部においてモード3'が支配的となり、土圧強度は大きくなっていった。現行設計法では、安定処理土下部において全ての深度でモード2が支配的となり、提案計算法による土圧強度よりも大きくなっていった。実験結果と比較すると、水平地震力がない場合には計算結果と実験結果は近い値となるが、水平地震力が大きくなるのにしたがって実験結果は計算結果より大きくなる傾向があった。

提案した破壊モードに基づいた計算による土圧分布特性についてまとめると、無改良地盤の場合や安定処理土による改良地盤で水平地震力がない場合、提案計算法による主働土圧分布の再現性は高いことが確認された。しかしながら、安定処理土を含む地盤で水平地震力が作用する場合、計算精度はそれほど高くなかった。より精度の高い土圧分布を算定するために、土圧の再分配も考慮した算定法が必要と考えられ、今後の検討課題である。

#### 4. 結論

本研究では、土圧低減を目的に裏埋材（埋立柱）として浅層にセメント系安定処理土を用いる工法について、準静的な水平地震力を作用させた場合の主働破壊特性を調べた。研究の検討手法としては、遠心力場における主働破壊実験および分割法による土圧算定法を採用した。以下に、得られた主要な結論をまとめて示す。

1) 擁壁背後の浅層のみ安定処理した改良地盤に対して遠心力場で主働破壊実験を実施したが、幅が広い改良地盤では安定処理土内にクラックが生じた後に安定処理土下部の地盤にクラック位置に呼応して滑り面が生じた。クラックが生じないように安定処理土の代わりにベークライト安定処理土模型やジオグリッドを敷設した安定処理土を用いた実験では、水平地震力

が小さい場合には改良体下部の地盤が改良体とは関係なく擁壁側で主働破壊し、水平地震力が大きい場合には改良体下部から背後にかけて滑り面が発現した。安定処理土の幅を狭めるとクラックが生じなくなるが、安定処理土の背後地盤においても滑り面が発現し、極端に幅が狭いと無改良地盤と同様に安定処理土の下部から背後にかけて直線状の滑り面が生じた。

2) 擁壁は土圧を計測できるように分割したパネルで構成されており、地盤の主働破壊時における土圧を計測した。その結果、擁壁傾斜直後に土圧は急激に低下し、その傾斜角度が $0.5^\circ$ 程度になるとほぼ一定の土圧となった。主働土圧を各実験ケース間で比較すると、水平地震力がない場合には無改良地盤と安定処理土の幅が極端に狭い改良地盤での主働土圧は大きく、幅の広い安定処理土やベークライト安定処理土模型などで改良した地盤の主働土圧は小さかった。水平地震力を大きくすると、全てのケースにおいて主働土圧は増したが、特に無改良地盤や幅の狭い安定処理土、クラックが生じた安定処理土で改良された改良地盤では主働土圧の増加率は大きかった。安定処理土にクラックが生じると土圧に対する改良効果が大幅に低下することが示された。

3) 模型実験結果に基づいて、現行設計法で仮定されている主働破壊モードを一部修正および追加して分割法によって土圧を算定した。その結果、最も土圧が大きくなる支配的な破壊モードにおける土圧合力は模型実験で計測された土圧を比較的精度よく再現できており、破壊モードについても再現性が高かった。特に、幅が広い安定処理土において、現行設計法と比較して提案した破壊モードに基づいて計算された土圧は実験結果をよく表せた。土圧分布については、無改良地盤や安定処理土による改良地盤で水平地震力がない場合には提案計算法による主働土圧分布の再現性は高いが、改良地盤に水平地震力が作用する場合には計算精度はそれほど高くなかった。計算による土圧分布の再現方法については、今後検討を行う余地がある。

#### 5. あとがき

本研究では、遠心力場での主働破壊実験および分割法による土圧算定を通して、背後地盤に安定処理土を含む改良地盤の主働破壊特性について調べた。模型実験では、分割法的前提である準静的な水平地震力を加えられる傾斜実験を採用している。多種の実験ケースによって詳細

に主働破壊現象を把握し、実験結果をモデル化した分割法によって計算の再現性を確認できた。なお、本論文は準静的な水平地震力の載荷による主働破壊をモデル化する立場を取っているため、実際の地震による動的な振動状態での主働破壊特性について議論したものではない。例えば、ケーソン式岸壁の場合には、振動中に背後地盤の主働時とケーソンが主働側へ慣性力を受ける時点には位相差があることが知られており、必ずしも今回の計算手法で求めた土圧によって岸壁の安定計算ができるわけではない。今後は、動的現象についても検討対象を広げて研究を進めていくことが重要である。

(平成20年9月12日受付)

#### 参考文献

- 1) 沿岸開発技術研究センター：事前混合処理工法技術マニュアル，沿岸開発技術研究センター，150p., 1999.
- 2) 沿岸開発技術研究センター：管中混合固化処理工法技術マニュアル，沿岸開発技術研究センター，130p., 2001.
- 3) 沿岸開発技術研究センター：港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル，沿岸開発技術研究センター，170p., 1999.
- 4) 佐藤恒夫：海上空港用地造成への管中混合固化処理工法の適用に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No. 1076, 81p., 2004.
- 5) 地盤工学会：軽量土工法，地盤工学会，pp.233-234, 2005.
- 6) 松田哲夫・大森晃治：FCB盛土の圧密沈下と健全度評価事例，基礎工，Vol. 34, No. 6, pp. 73-75, 2006.
- 7) 2003年十勝沖地震調査団：2003年十勝沖地震被害調査報告書（港湾の被害），土木学会，11p., 2003.
- 8) 熊田 靖・足立文玄・中内 勲：十勝沖地震による釧路港第4埠頭被災原因の検討について，第47回（平成15年度）北海道開発局技術研究発表会発表論文，8p., 2004.
- 9) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，pp.754-757, 2007.
- 10) 豊澤康男・市川貴之・末政直晃・三田地利之・伊藤和也：遠心場可動土留め装置を用いた壁面土圧の発生機構に関する基礎的研究，土木学会論文集，No. 806/III-73, pp. 129-141, 2004.
- 11) 寺師昌明・遠藤敏雄・北詰昌樹：遠心模型実験の計画と結果の信頼性—支持力に関する国際比較実験例一，港湾技術研究所報告，Vol. 28, No. 3, 1989.
- 12) Kitazume, M., Hayano, K. and Hashizume, H.: Seismic stability of cement treated ground by tilting and dynamic shaking table tests, Soils and Foundations, Vol. 43, No. 6, pp. 125-140, 2003.
- 13) Saito, T., Ito, H., Izawa, J. and Kuwano, J.: Seismic stability of the geogrid-reinforced soil wall combined with soil cement, Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, pp. 1511-1514, 2006.
- 14) 北詰昌樹：新遠心模型実験装置の開発と研究への適用，港湾技術研究所資料，No. 812, 35p., 1995.
- 15) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，pp. 375-376, 2007.
- 16) Munaf, Y., Koseki, J., Tatsuoka, F., Tateyama, M. and Kojima, K.: Tilting and shaking table tests of geosynthetic reinforced-soil retaining wall models, Proceedings of the 32<sup>nd</sup> annual conference of JGS, pp. 2387-2388, 1998.
- 17) 渡辺健治・ムナフユールマン・古関潤一・舘山 勝・小島謙一：擁壁模型の振動・傾斜実験による滑り面角度と物部岡部式の比較，第34回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1641-1642, 1999.
- 18) 寺師昌明・田中洋行・光本 司・新留雄二・本間定吉：石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究（第2報），港湾技術研究所報告，Vol. 19, No. 1, pp. 33-62, 1980.
- 19) 新井偉史・高田直俊・北村卓治：傾斜した剛な壁面に働く砂地盤の土圧とその分布，第38回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1635-1636, 2003.
- 20) 土田 孝・菊池喜昭・山村和弘・舟田邦雄・輪湖建雄：分割法による地震時土圧算定式と軽量混合処理土への適用，地盤工学会論文報告集，Vol. 41, No. 3, pp. 95-105, 2001.
- 21) 土田 孝：分割法による地震時土圧の算定と軽量裏込め材料への適用，第31回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1083-1084, 1996.
- 22) 土田 孝・輪湖建雄・福原哲夫：軽量固化体による地震時土圧低減効果と土圧分布について，第32回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1149-1150, 1997.
- 23) 高橋英紀・北詰昌樹・市川栄徳・浦上朋靖：裏埋めに固化処理土を用いた岸壁の主働破壊に関する有限要素法解析，土木学会第62回年次学術講演会講演概要集，pp. 743-744, 2007.
- 24) 巻内勝彦・峯岸邦夫：軽量盛土材EPSの圧縮および摩擦特性，第23回土質工学研究発表会講演集，pp. 1975-1978, 1988.

港湾空港技術研究所報告 第47巻 第4号

2008.12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発 行 所 独立行政法人港湾空港技術研究所

横須賀市長瀬3丁目1番1号

TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印 刷 所 株式会社 芳文社

Copyright © (2008) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事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。

## CONTENTS

<b>1. Characteristics of Active Failure in Shallowly-stabilized Backfill Ground</b> .....	<b>Hidenori TAKAHASHI, Masaki KITAZUME, Eitoku ICHIKAWA..... 3</b>
--	--