

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 32 NO. 2 JUNE 1993

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第32巻 第2号 (Vol. 32, No. 2) 1993年6月 (June, 1993)

目 次 (CONTENTS)

1. 三陸沿岸を対象とした津波数値計算システムの開発 後藤智明・佐藤一央 3
(Development of Tsunami Numerical Simulation System for Sanriku
Coast in Japan
..... Chiaki GOTO and Kazuo SATO)
2. 沖波の方向スペクトルの出現特性 (第1報) - いわき沖の観測結果 -
..... 永井紀彦・橋本典明・浅井 正 45
(On the Properties of the Directional Wave Spectra Observed in Deep Seas
- 1st Report: The Field Observation off Iwaki -
..... Toshihiko NAGAI, Noriaki HASHIMOTO and Tadashi ASAI)
3. 沿岸波浪の日変動特性と波浪の特異日 永井紀彦・菅原一晃・橋本典明・浅井 正 115
(Annual Fluctuation of the Observed Coastal Waves and Singularities of High
and Low Wave Condition
..... Toshihiko NAGAI, Kazuteru SUGAHARA, Noriaki HASHIMOTO and Tadashi ASAI)
4. 事前混合処理工法による処理土の静的土圧特性
..... 善 功企・山崎浩之・館下 徹・長沢啓介 153
(Static Earth Pressure Characteristics of Coment Treated Sand by
Premixing Method
... Kouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI, Toru TACHISHITA and Keisuke NAGASAWA)
5. 低置換率 SCP 改良地盤中の矢板式岸壁の挙動 北詰昌樹・村上喜代治 183
(Behavior of Sheet Pile Walls in the Improved Ground by Sand Compaction
Piles of Low Replacement Area Ratio
..... Masaki KITAZUME and Kiyohara MURAKAMI)
6. 費用便益分析による接岸ドルフィンの最適断面の評価 白石 悟・上田 茂 213
(Evaluation of the Optimal Cross Section of Breasting Dolphins by use of
Coast-benefit Analysis Satoru SHIRAISHI and Shigeru UEDA)
7. マスコンクリートとしての温度履歴を受けたコンクリートの材料特性
- 主に耐久性に着目したモルタルによる基礎実験 -
..... 福手 勤・守分敦郎・鈴木康範 247
(An Experimental Study on Mortars to Assess the Durability of Massive
Concrete
..... Tsutomu FUKUTE, Atsurou MORIWAKE and Yasunori SUZUKI)

4. 事前混合処理工法による処理土の静的土圧特性

善 功 企*
山 崎 浩之**
館 下 徹***
長 澤 啓介****

要 旨

本研究は、砂質土に少量のセメントを添加・混合して得られる処理土を用いて模型土圧実験を行い、処理土の静的土圧特性を調べたものである。新潟東港砂を用いて、セメント添加率が0%、1%、3%、5%の処理地盤を模型土槽中に作成し、可動壁面に作用する静止土圧および主動土圧を測定した。実測した土圧とランキンの土圧式から得られる理論値を比較し、ランキンの土圧式の処理土に対する適用性を明らかにした。得られた結論は以下のとおりである。

(1) 処理地盤作製直後は、粘着力が発現されていないため、処理地盤の静止土圧は、未処理の砂質地盤の静止土圧と等しくなる。この場合の静止土圧係数は、砂について提案されたヤーキーの式により求められる。

(2) 養生による粘着力の発現によって、処理地盤の静止土圧は減少するが、土圧の減少量は粘着力の大きさに比例する。このような場合の処理地盤の静止土圧は、処理土のせん断抵抗角と粘着力を用いて表される。

(3) 上載荷重載荷時の静止土圧は、処理地盤の一軸圧縮強度 q_u と上載荷重 q の比 (q_u/q) が1以下の場合に生じる。

(4) 処理地盤の主動土圧は、未処理地盤に比べて著しく小さくなり、付加された粘着力が大きくなるほど土圧合力は小さくなる。今回の実験で、壁体背後に処理土を用いることにより大幅な土圧低減が図られることが確認された。

(5) 処理地盤の主動土圧は、粘着力とせん断抵抗角の両者を考慮したランキンの土圧公式により算定される。この場合、算定式に用いる粘着力とせん断抵抗角は、圧密排水条件下での三軸圧縮試験により得られる値である。

(6) 処理地盤の強度が大きくなると、ランキンの土圧公式による主動土圧は、実測値よりもかなり大きくなる。今回の実験結果では、処理地盤の一軸圧縮強度 q_u と上載荷重 q の比 (q_u/q) が1程度で、主動土圧合力の理論値は、実測値の約2.5倍となった。

キーワード: 砂質土, セメント, 土質安定処理, 土圧

* 土質部 動土質研究室長
** 土質部 主任研究官
*** 土質部 動土質研究室
**** 土質部 動土質研究室 元研修生

4. Static Earth Pressure Characteristics of Cement Treated Sand by Premixng Method

Kouki ZEN*
Hiroyuki YAMAZAKI**
Toru TACHISHITA***
Keisuke NAGASAWA****

Synopsis

The characteristics of static earth pressure of cement treated sand were investigated by model experiment. Model grounds were constructed in the model tank by pouring the treated sand which were prepared by mixing 0 %, 1 %, 3 % and 5 % of cement, respectively, with Niigata East Port Sand. The earth pressures were measured with earth pressure gauges and load cells installed on the model wall. The applicability of Rankine's earth pressure theory was examined by comparing the measured earth pressures and theoretical ones. The main conclusions drawn from the study are as follows;

(1) The earth pressure at rest of treated sand before curing is identical with that of untreated sand. The earth pressure at rest can be estimated by introducing Jaky's equation for the coefficient of earth pressure at rest.

(2) The earth pressure at rest of treated ground decreases by curing in accordance with the generation of cohesive component of treated sand. It is represented by the internal friction angle and generated cohesion.

(3) The lateral earth pressure by surcharge is produced only when the ratio between the unconfined compressive strength q_u of treated ground and the surcharge q , q_u/q , is less than 1.

(4) It is confirmed that the active earth pressure of treated ground becomes remarkably small compared with the untreated ground.

(5) The active earth pressure of trated ground may be estimated by Rankine's earth pressure theory taking the internal friction angle and cohesion of treated ground into account.

(6) Rankine's theory overestimates the active earth pressure of treated ground by 2.5 times, when the ratio, q_u/q , becomes approximately equal to 1.

Key Words : Sandy Soil, Cement, Soil Stabilization, Earth Pressure

* Chief, Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division
** Senior Research Engineer, Ditto
*** Member of Soil Dynamics Laboratory, Ditto
**** Trainee of Soil Dynamics Laboratory, Ditto

目 次

要 旨

1. ま え が き	157
2. 事前混合処理工法	157
2.1 工法の定義	157
2.2 工法の原理	157
2.3 埋立土砂の処理	158
2.4 工法の適用	158
2.5 処理土の特性	158
3. 設計における土圧算定式	162
3.1 主働土圧	162
3.2 静止土圧	163
3.3 土圧算定式に用いられる強度定数	163
4. 実験概要	163
4.1 使用材料	163
4.2 模型土圧実験	164
4.3 せん断試験	165
5. 実験結果および考察	166
5.1 処理土の強度特性	166
5.2 静止土圧	167
5.3 主働土圧	171
6. 結 論	180
7. あとがき	182
参 考 文 献	182

1. まえがき

砂質土地盤の液状化防止対策を目的とした新しい工法として事前混合処理工法が開発されている^{1)~3)}。この工法は、埋立て、裏埋め、裏込め、中詰め土砂等に少量の安定材と分離防止剤を事前に添加・混合し、新材料に処理した後、所定の場所に運搬・投入して、そのまま安定した地盤を造成する工法である。工法の原理は、砂質土に安定材を加えて処理し、地盤造成後に発現される粘着力によって液状化を防止するものであるが、その後の研究の進展に伴って、粘着力成分が設計計算上、土圧低減に有効であることが明らかとなり、本工法の適用用途の拡大が期待されている。

砂質土を母材とする処理土の力学的特徴の一つは、せん断強さとして、母材の持っているせん断抵抗角成分に加えて、セメント添加により付加される粘着力成分が期待される点にある。しかも、処理土は比較的ポーラスで圧縮性の小さな材料となるため、粘性土に比べてせん断時の透水性が大きく排水条件が満たされる。普通、常時においては、砂質地盤の強度が問題となることは少ない。しかし、せん断抵抗角に加えて粘着力が期待されるとすれば、処理土によって造成された地盤は、より安定したものになると考えられる。実際に、処理土を用いて埋立地盤を造成した後、地盤を掘削したところ、掘削断面はほぼまっすぐに自立したという結果が得られている⁴⁾。この事実は、ある意味では砂質地盤にはみられない処理地盤の優れた特徴といえる。このように、セメント添加により付加される粘着力は、処理地盤の安定の観点からも、土圧の低減や支持力増大など、実際の工事において極めて有利な効果を与えるものと予想される。

現行の「港湾の施設の設計上の基準・同解説」⁵⁾によると、設計における土のせん断強さは、せん断抵抗角成分を持つ砂か、もしくは、粘着力成分のみを持つ粘土として取り扱うといった割り切った考え方が基本となっており、この考えに基づいて各種の設計計算式が提示されている。本研究で対象とする処理土のように、せん断抵抗角成分と粘着力成分の両者を有する人工的な土については、上述の基準には明確な規定がなく、土圧や支持力等の算定を行うにあたって、処理土の強度をどのように算定式に取られるかといった設計上の新たな課題が生じている。

このような背景から、本論文は、静止土圧および常時の主働土圧を対象として、既存の土圧算定式が処理地盤に対しても適用可能かどうかを調べたものである。既存の土圧算定式としては、一般に広く用いられているクー

ロンの土圧式とランキンの土圧式があげられるが、本研究では、粘着力成分とせん断抵抗角成分の両者が考慮されている土圧算定式としてランキンの土圧式を採用している。実験では模型土圧実験槽を用い、未処理土ならびに処理土による模型地盤を作成し、可動壁に作用する土圧強度および土圧合力を測定した。土圧の算定に必要な土質定数については、別途、三軸圧縮試験や一軸圧縮試験等を実施して決定し、それらを用いて土圧の理論値を求めた。理論値と実験で得られた実測値を互いに比較検討して、ランキンの土圧式の適用性を明らかにした。なお、処理土の動的特性等についての報告もいくつか行われており^{6)~8)}、地震時の土圧についても重要な課題であるが、今回の報告では取り扱わないことにする。

2. 事前混合処理工法

2.1 工法の定義

事前混合処理工法は、埋立・裏埋・中詰め土砂等に少量の安定材と分離防止剤を事前に添加・混合し、新材料に処理した後、所定の場所に運搬・投入して、そのまま安定した地盤を造成する工法である。事前に土を改良する工法は、土質安定処理工法としてかなり以前から行われており、例えば道路舗装工事におけるソイルセメントなどはその代表的な例である。ただし、これらはいわば施設全体に対する部分的適用であり、地盤全体として適用する場合には、設計における土圧、支持力、すべり破壊等の問題や、施工の方法、改良範囲など従来の工法とは異なる点も多い。また、既に、地盤全体を改良する工法として深層混合処理工法が実用化されているが、改良目的、適用土質、強度特性、適用地盤等において事前混合処理工法と大きな違いがある。したがって、ここでは、セメント等の安定材を事前に添加・混合し、新たな材料に処理した後地盤を造成する工法を、既存の工法と区別する意味で事前混合処理工法とよんでいる。この工法は、地盤改良の基本原則としては、化学的固化に分類され、各種の表層混合処理や深層混合処理工法と同じ範疇にいられる⁹⁾。

2.2 工法の原理

本工法の基本原理は、土粒子個々の接点間にセメントなどの安定材を付着させ、埋立後のセメンテーション効果(粘着力の付加)によって液状化防止、土圧低減、せん断抵抗増大等を図ろうとするものである。

一般に、モール・クーロンの破壊規準によると、土のせん断強さ τ_c は、粘着力を c' 、せん断抵抗角を ϕ' 、せん断面の垂直応力を σ 、過剰間隙水圧を u とすると、

$$\tau_t = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (1)$$

で与えられる。したがって、もともと粘着力のない砂に粘着力を付加することにより、せん断強さの増大が期待される。設計計算における粘着力の有効性をいくつかの簡単な例で示すと以下ようになる。

① 液状化防止効果

砂の場合、 $c' = 0$ であるから、地震により過剰間隙水圧が発生・上昇し、 $\sigma = u$ となると液状化が発生しせん断強さは0となる。しかし、セメンテーションにより c' が付加された場合には、 $\sigma = u$ となってもせん断強さは0とはならず液状化は発生しない。さらに、セメンテーション効果によって、土の骨格構造の体積圧縮（負のダイラテンシー）が抑制されるので過剰間隙水圧自体の上昇も抑えられる。

② 土圧低減効果

簡単のため、粘着力 c' （もしくは c_d ）とせん断抵抗角 ϕ' （もしくは ϕ_d ）を持つ土と、せん断抵抗角 ϕ' （もしくは ϕ_d ）だけの土の自立高さ H_c を比較する。自立高さ H_c は理論的には、

$$H_c = \frac{4c'}{\gamma} \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2)$$

で与えられるから、いま、 $c' = 5 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi' = 30^\circ$ 、 $\gamma = 2 \text{ tf/m}^3$ とすると、 $H_c = 17.3 \text{ m}$ となる。 $c' = 0$ の場合の $H_c = 0 \text{ m}$ であるから、 5 tf/m^2 の粘着力でも、大幅な主動土圧低減が期待できることになる。

③ すべり抵抗増大効果

円形すべり計算を行うにあたって、盛土の粘着力を考慮した場合（処理地盤）と考慮しない場合（未処理地盤）の安全率の試算が行われている¹⁰⁾。その結果によると、当然のことではあるが、粘着力の増加により安全率は増大する。計算例では、未処理土で埋め立てると十分な安全率を確保できないが、 5 tf/cm^2 の粘着力を持つ処理地盤であれば安全率は0.2程度増加し、必要な安全率が確保されることが示されている。このほか、支持力についても同様なことがいえる。

以上のように、本工法は粘着力の付加によるせん断強さの増大を、設計の上で有効に活用しようとするものである。

2.3 埋立土砂の処理

実際の埋立ては、ほとんどの場合、水面下の工事になることから、セメントの分離防止と水質への影響を抑制することが不可欠である。そのため、本工法では、自然含水比以下の状態の土砂に事前にセメントを添加・混合

し土粒子表面に十分付着させた後、分離防止剤をスプレー添加している。これは、セメントと分離防止剤の混合順序を明確に区別することによって、土粒子表面を二重に被覆する効果を期待し、セメントの効率を高めようとしたものである。また、セメントを分離防止剤で被覆することで、処理土が水中を落下するさいのセメントの分離や、pH および濁度の上昇が抑制されることを期待している。粘着力は土粒子個々の接触点に付着したセメントの埋立後の硬化によって付加されるが、セメントは土粒子の間隙をすべて満たす必要はなく、間隙に占める体積の割合は、処理土の密度にもよるが、およそ1割以下である。土砂とセメントの混合方法や分離防止剤の添加方法、混合処理後の埋立方法、水質管理等の施工法については、別途報告されている^{8),10),12)}ので参照されたい。

2.4 工法の適用

本工法では、従来から埋立等の工事に用いられている砂質材料を、事前に液状化しない新材料に処理した後で使用する。したがって、本工法は、基本的には、無処理のまま砂質材料が用いられてきた従来の工事箇所に適用することができる。参考までに考えられる適用例を図-1の斜線部で示す。ただし、図-1には、現在ではまだ実績のないものも含まれており、それぞれの工事によって要求される処理地盤の仕様や施工法などが異なるので、個別の課題を十分検討し解決した上で適用する必要がある。

2.5 処理土の特性¹³⁾

(1) 処理土の破壊規準

処理土の破壊規準として、2.2の式(2)ではモール・クーロンの破壊規準を仮定した。はたしてセメント処理された砂質土がこの規準に従うかどうか調べた結果が図-2である。試験には秋田外港砂（土粒子密度 2.682 g/cm^3 、平均粒径 0.17 mm 、均等係数 1.41 、細粒分 1.3% ）および六甲産まさ土（比重 2.620 、平均粒径 1.40 mm 、均等係数 19.2 、細粒分 9.0% ）が用いられた。図-2は三軸圧縮試験（CD試験および \overline{CU} 試験）における有効応力経路を描いたもので、CD試験では、応力～ひずみ曲線のピーク時（ピーク強度時）を○印で、軸ひずみが 15% 時（残留強度時）を●印で示している。いずれの場合も、それぞれの点を結んだ線はほぼ直線で表される。また、実線で示した \overline{CU} 試験における有効応力経路も、この直線に達した後は直線上を移動している。同時に、残留強度時においても、CD試験で得られる直線と一致している。これらのことは、有効応力で表示すれば、排水、非排水の条件にかかわらず処理土の強度がモール・クーロンの破壊規準で表されることを意味する。ここで

事前混合処理工法による処理土の静的土圧特性

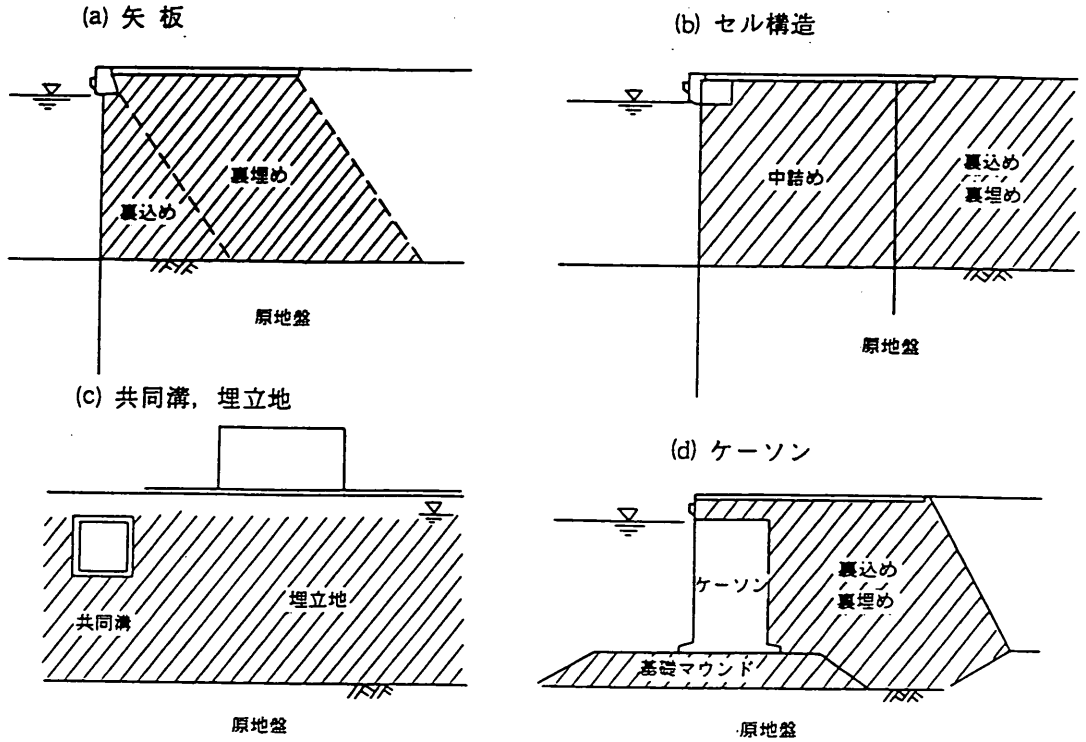


図-1 事前混合処理工法の適用

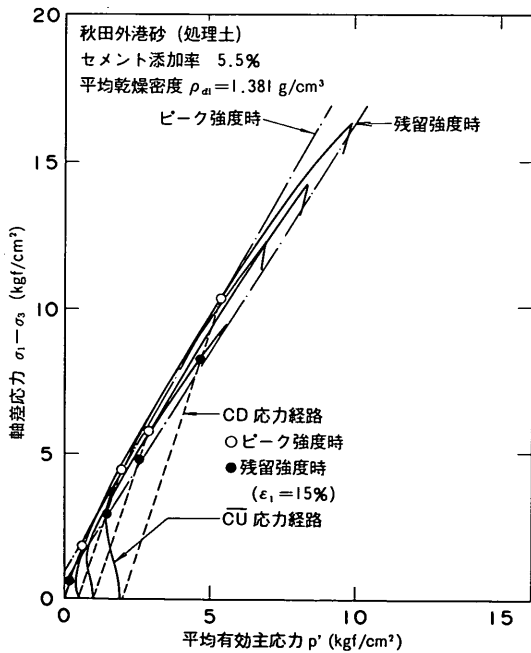


図-2 (a) CDおよび \overline{CU} 試験における有効応力経路 (秋田外港砂)

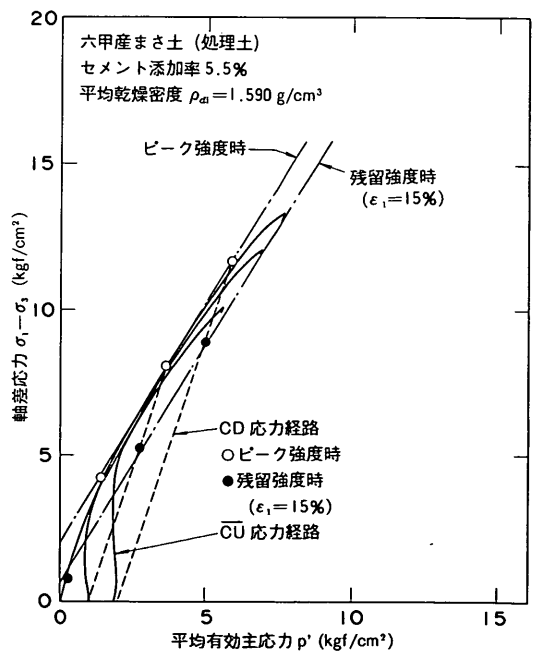


図-2 (b) CDおよび \overline{CU} 試験における有効応力経路 (六甲産まき土)

取り扱うような砂質土を母材とした貧配合の処理土では、一般の土と同様、実務上はモーロ・クーロンの破壊規準が適用され、せん断強度は式(1)で表される。

図-3は、CD および \overline{CU} 試験による強度定数を比較したものである。 \overline{CU} 試験の強度定数は、軸差応力のピーク時が明瞭でないことから、有効応力経路の破壊線から求めている。図-3によると、CD および \overline{CU} 試験から得られる粘着力 c_d 、 c' ならびにせん断抵抗角 ϕ_d 、 ϕ' は、

$$c_d = c', \quad \phi_d = \phi' \quad (3)$$

の関係で表される。

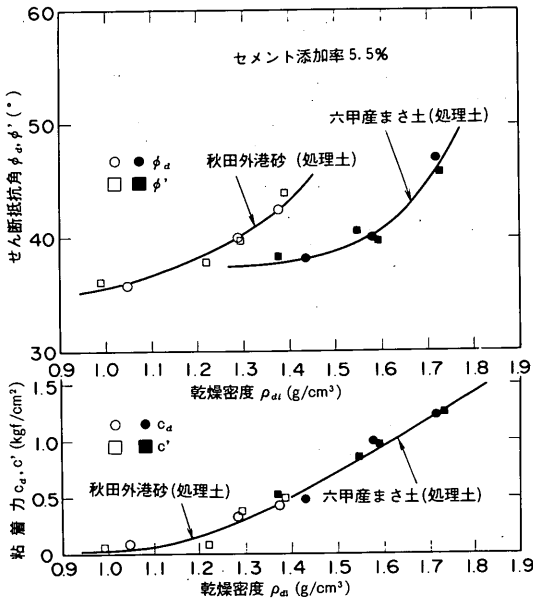


図-3 CD および \overline{CU} 試験における強度定数の比較

(2) せん断強度特性

砂質土を母材とした貧配合の処理土では、せん断抵抗角は未処理土のせん断抵抗角とほぼ同じかやや大きくなる。処理土と未処理土のCD試験における破壊包絡線を示したものが図-4であるが、処理土の破壊包絡線は、未処理土の包絡線を平行に上側に移動した形となっている。同様な結果は、図-5に示すように \overline{CU} 試験でも得られる。したがって、設計では、処理土のせん断抵抗角として、未処理土のせん断抵抗角を用いてもよい。未処理土と処理土のCD試験における強度定数を比較したものが図-6である。図-6によると、処理後のせん断抵抗角は、処理前に比較し数度程度大きいかほぼ等しいこと、付加される粘着力は、供試体の乾燥密度に比例

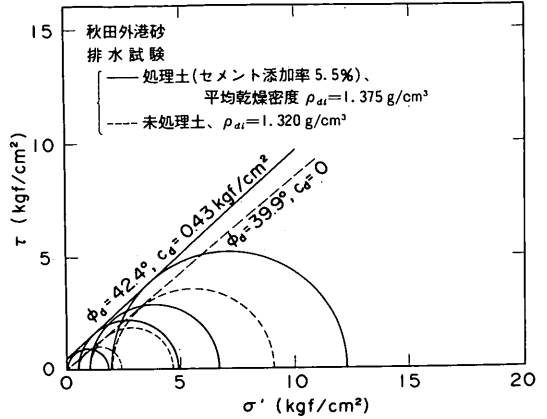


図-4(a) 処理土、未処理土の破壊包絡線 (CD試験：秋田外港砂)

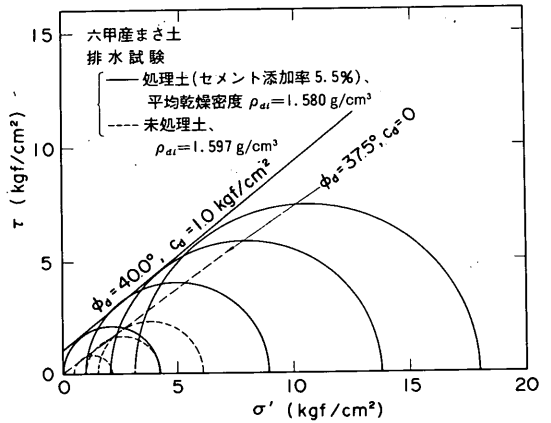


図-4(b) 処理土、未処理土の破壊包絡線 (CD試験：六甲産まさ土)

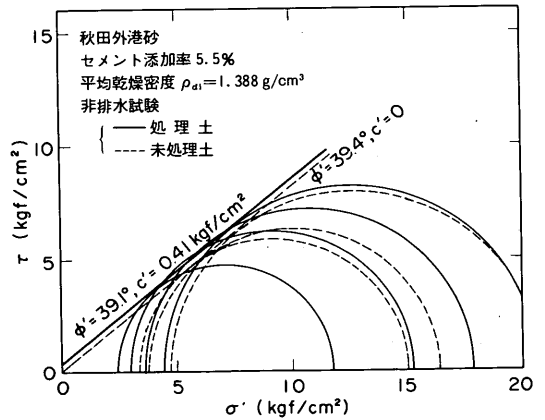


図-5(a) 処理土、未処理土の破壊包絡線 (\overline{CU} 試験：秋田外港砂)

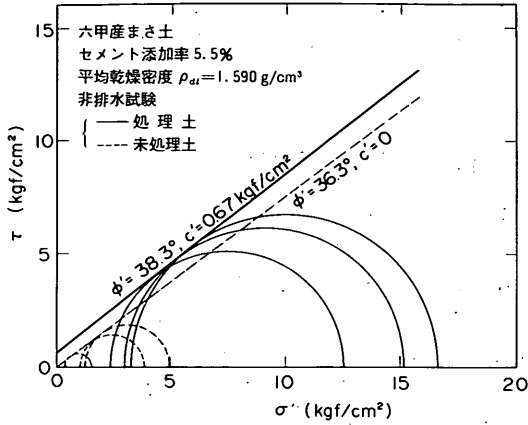


図-5(b) 処理土、未処理土の破壊包絡線 (CU試験：六甲産まさは土)

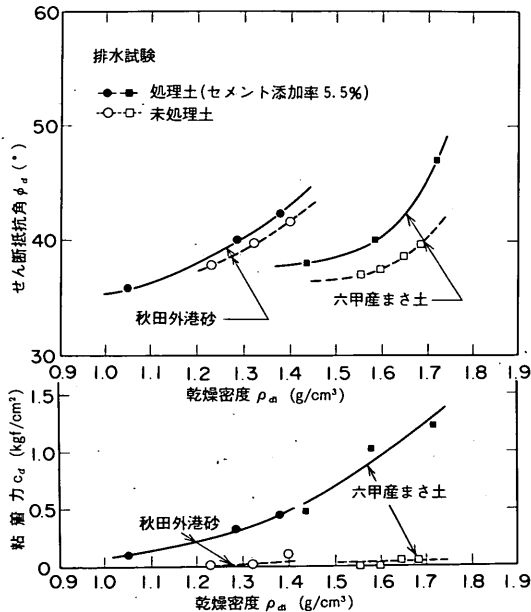


図-6 処理土と未処理土の強度定数の比較 (CD試験)

して増加することがわかる。図-7は、CD試験における残留強度時(軸ひずみが15%)における強度定数を示したもので、粘着力はピーク時に比べ著しく小さくなるのに対して、せん断抵抗角は残留状態でもピーク時とほぼ同じ値が保持されている。処理土を機械的に砕いて未処理土と同じ粒度分布にした場合でも、表-1に示すように、せん断抵抗角は未処理土と同程度となる。このように、砂質土を母材とした処理土は、ヘヤクラックの発生や劣化等によって粘着力が消失しても強度は0にならず、せん断抵抗角の存在によって、少なくとも未処

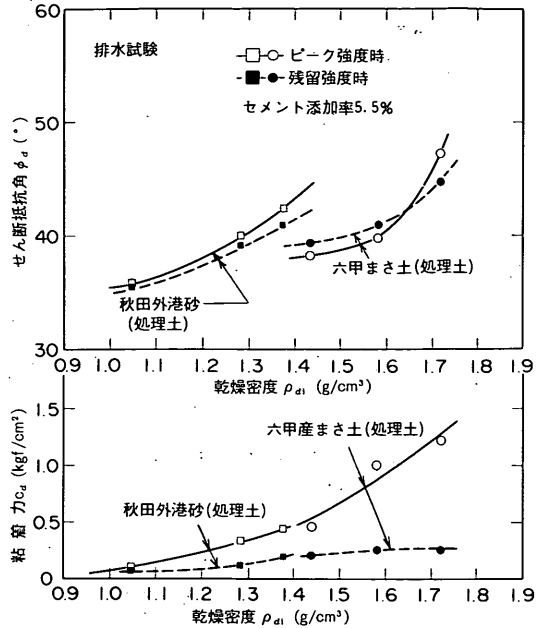


図-7 ピーク強度時および残留強度時の強度定数 (CD試験)

表-1 砕いた処理土の強度定数

		相対密度 \bar{D}_r (%)	ϕ_d (°)	c_d (kgf/cm ²)
処理土	ピーク強度時	59.4	41.5	2.05
	残留強度時		43.1	0.65
砕いた処理土 (ピーク強度時)		48.6	42.7	0.16
未処理土 (ピーク強度時)		52.9	39.9	0.00

*ただし、処理土のセメント添加率：12%

理土と同等の強度を有する点に特徴がある。

(3) 一軸圧縮強度の意味

砂質土を母材とする処理土の一軸圧縮強度は、排水条件下での強度と考えるべきである。図-8は、同一の条件で作成した供試体を用いて行った三軸圧縮試験(排水および非排水試験)と一軸圧縮試験の結果である。三軸圧縮試験は、供試体にゴムスリプをかぶせ、拘束圧 $\sigma'_3 = 0$ の状態でせん断したものである。図-8によると、一軸圧縮試験による応力~ひずみ曲線は、三軸圧縮排水試験の応力~ひずみ曲線とほぼ等しくなることから、一軸圧縮強度は排水条件下で得られたものと解釈される。したがって、処理土の一軸圧縮強度の1/2は粘着力を表すものではなく、粘着力を表すある種の指標と考えるべ

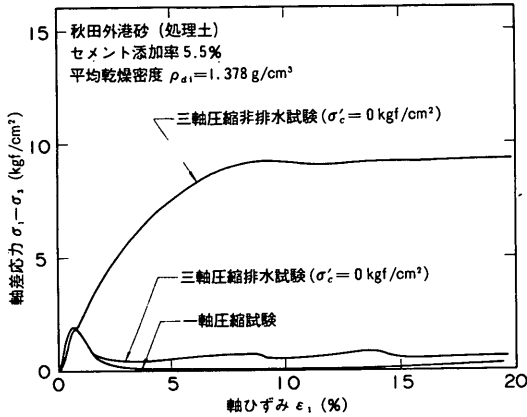


図-8(a) 軸差応力~軸ひずみ曲線の比較 (秋田外港砂)

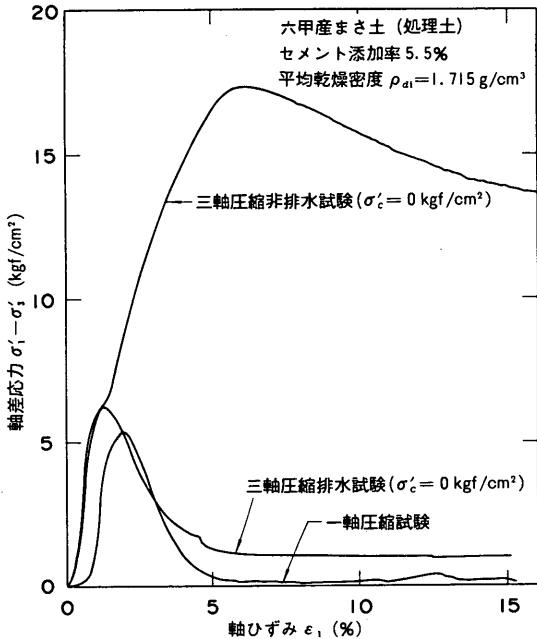


図-8(b) 軸差応力~軸ひずみ曲線の比較 (六甲産まさ土)

きである。処理土および未処理土のせん断抵抗角が等しいと仮定すると、処理土の一軸圧縮強度 q_u と粘着力 c_d の関係は、せん断抵抗角を ϕ_d として次式で表される。

$$c_d = \frac{q_u}{2} \cdot \frac{(1 - \sin \phi_d)}{\cos \phi_d} \quad (4)$$

処理土のおおよその粘着力は、一軸圧縮強度と未処理土のせん断抵抗角から式(4)により推定される。

以上のように、本工法で用いる処理土の特徴は、本来の砂質土の強度を保持しつつ、粘着力が付加される点にあり、これらの処理土の特徴を考慮して土圧等の算定を行う必要があると考えられる。

3. 設計における土圧算定式

3.1 主働土圧

一般によく用いられている土圧公式には、クーロンの土圧公式とランキンの土圧公式がある。「港湾の施設の設計上の基準・同解説」⁹⁾によると、常時の土圧は砂質土と粘性土に分けてそれぞれに主働土圧および受働土圧の算定式が示されている。砂質土の主働土圧はクーロンの土圧式に基づくもので式(5)~式(7)により与えられる。

$$p_a = K_a \left[\gamma h + \frac{q \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi \quad (5)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos^2 \phi \cos(\delta + \phi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \phi) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2} \quad (6)$$

$$\cot(\zeta - \beta) = -\tan(\phi + \delta + \psi - \beta)$$

$$+ \sec(\phi + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta) \sin(\phi + \delta)}{\cos(\phi + \beta) \sin(\phi - \beta)}} \quad (7)$$

ここに、 p_a ；主働土圧強度、 K_a ；主働土圧係数、 ϕ ；せん断抵抗角、 γ ；土の単位体積重量、 h ；地表面からの深さ、 q ；地表面単位面積当たり載荷重、 β ；地表面が水平となす角度、 δ ；壁面摩擦角、 ψ ；壁面が鉛直となす角度、 ζ ；崩壊面が水平となす角度である。クーロンの土圧理論は、元来、粘着力のない土を対象としたもので、土のくさびに作用する合力が一点で交わらないといった力学的に不合理な点を内包してはいるが、壁面の傾きや地表面の形状を問わないことや、比較的实际に近い値が得られることなどから広く用いられている。

一方、ランキンの主働土圧式は次式で与えられる。

$$p_a = (\gamma h + q) \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (8)$$

粘性土の主働土圧については、ランキンの土圧式が採用されており、壁面に作用する主働土圧強度は、式(8)で $\phi = 0$ とおいて式(9)によって算定される。また、圧密平衡係

数 K_c を導入して、式(10)により算定される場合もある。実際には、式(9)および式(10)の値のうち、構造物に危険となる土圧分布が採用される。

$$p_a = \gamma h + q - 2c \quad (9)$$

$$p_a = K_c (\gamma h + q) \quad (10)$$

ここに、 c ；粘着力で一軸圧縮強度の $1/2$ 、 K_c ；圧密平衡係数で $K_c = 0.5$ である。なお、粘性土の場合には、土と壁面との間に働く粘着力は無視し、また、式(9)で負の土圧が生じる場合にはこれ考えない。

クーロンの土圧公式とランキンの土圧公式は、ある限定された条件のもとでは同形となる。すなわち、クーロンの土圧公式において、地表面が水平となす角度、壁面摩擦角、壁面が鉛直となす角度が 0 の場合には、式(8)で表されるランキンの主動土圧公式において、粘着力 c を 0 とおいた式に等しくなる。また、粘性土の土圧は、式(8)において、せん断抵抗角 ϕ を 0 とおいたものである。本研究では、せん断抵抗角と粘着力の両方の成分を有する処理土を対象としていることから、これらを同時に評価できるランキンの土圧式を用いることにする。

土圧合力 P_a は、式(8)を深さ方向に積分して、

$$P_a = \left[\frac{1}{2} \gamma h^2 + qh \right] \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2ch \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (11)$$

で与えられる。

式(8)から土中のある深度まで引張応力が発生することが分るが、その限界の深さである粘着高 h_c は、 $p_a = 0$ とにおいて、

$$h_c = \frac{2c}{\gamma} \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (12)$$

となる。

3.2 静止土圧

壁体の変位が小さく、壁の近くの土に十分なせん断抵抗が働かない場合には、静止土圧が用いられることがある。静止土圧強度 p_0 は、静止土圧係数を K_0 とすると、

$$p_0 = K_0 \gamma h \quad (13)$$

で与えられるから、静止土圧合力 P_0 は、

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma h^2 \quad (14)$$

となる。静止土圧係数は、砂質土の場合 $0.4 \sim 1.0$ 、粘性土の場合は、普通 $0.5 \sim 1.0$ 程度であるが、過圧密粘土では、 $2 \sim 4$ に達する場合もある⁹⁾。静止土圧係数を他の土質定数により推定する方法として最も簡便な式に、砂を対象としたヤークーの式がある。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (15)$$

ここに、 ϕ' は有効応力に関するせん断抵抗角である。 $\phi' = 30^\circ \sim 40^\circ$ とすると、 $K_0 = 0.36 \sim 0.5$ となるが、砂の場合には通常 0.5 程度の値が用いられることが多い。

3.3 土圧算定式に用いられる強度定数

上述の土圧公式には、土の強度定数として、せん断抵抗角 ϕ と粘着力 c が含まれている。 ϕ と c は、試験条件によって異なり、特に、排水条件は大きな影響を与える。砂の場合には、基本的には、地盤を排水条件と仮定し、圧密排水条件下におけるせん断試験結果をもとにせん断抵抗角 ϕ_0 が決定されると考えておいてよい（ただし、実務上は試験により得られるせん断抵抗角よりも $5^\circ \sim 10^\circ$ 程度小さい値が用いられている）。土圧の計算では、通常、 30° 程度の値が用いられるが、特に良好な裏込めのある場合は 40° とすることもある。一方、粘土の場合には、地盤の非排水条件を仮定し、非圧密非排水せん断試験結果に基づき粘着力 c_0 が決定される。

処理土のように、せん断抵抗角と粘着力の両者を有する土の場合、せん断破壊時の排水条件が問題となるが、これまで行われた透水試験や圧縮試験、三軸せん断試験結果によると、セメント添加率が 10% 程度以下の貧配合の処理土では、透水係数はかなり低下するものの、体積圧縮係数も同程度のオーダーで低下することから、間隙水圧の消散に支配的な圧密係数は砂とほぼ等しくなり、排水条件が満たされることが明らかになっている¹⁾。また、2.で述べたように、圧密非排水(CU)条件と圧密排水(CD)条件における三軸せん断試験によると、それぞれから求まる強度定数 ϕ' 、 ϕ_0 および c' 、 c_0 は、ほぼ等しくなることが分っている。このようなことから、処理地盤の土圧の計算では、圧密排水条件下で得られる強度定数 ϕ_0 、 c_0 をもとに実際の設計計算に適用する強度定数を決定する。

4. 実験概要

4.1 使用材料

実験に使用した砂は、新潟市の新潟東港において採取された砂（新潟東港砂とよぶ）である。新潟東港砂は、細粒分が 1% 程度と少なく比較的きれいな砂である。新

新潟東港砂の物理的性質を表-2に、粒径加積曲線を図-9に示す。安定材としては、市販の普通ポルトランドセメントを用いた。また、分離防止剤としては、無公害の強アニオン性ポリアクリルアミド水溶液を用いた。これら3つの材料を所定の配合に添加・混合した後、土圧実験では、水中落下法により処理土を模型土槽内に詰めて地盤を作成した。処理土の要素試験（一軸圧縮試験，三軸圧縮試験）では、処理土を供試体作成用モールドに詰めて供試体を作成した。実験に用いた処理土の配合を表-3に示す。

表-2 新潟東港砂の物理的性質

土粒子密度 G_s (g/cm ³)	2.707
最大間隙比 e_{max}	1.094
最小間隙比 e_{min}	0.629
最大乾燥密度 ρ_{max} (g/cm ³)	1.662
最小乾燥密度 ρ_{min} (g/cm ³)	1.293
平均粒径 D_{50} (mm)	0.24
均等係数 U_c	2.15
細粒分 (%)	1.0

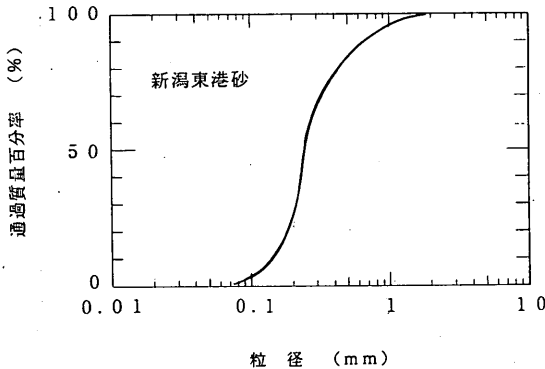


図-9 新潟東港砂の粒径加積曲線

表-3 使用材料および配合

構成要素	砂質土	安定材	分離防止剤	水
使用材料	新潟東港砂	普通ポルトランドセメント	強アニオン性ポリアクリルアミド	水道水
使用量	水中落下法により盛土高さ50cmになる量	砂質土の乾燥重量に対して1, 3, 5%	0.05 kgf/m ³	分離防止剤濃度0.005%の溶液として使用

4.2 模型土圧実験

4.2.1 模型土槽

模型土圧実験には、内寸法が横200cm×縦50cm×深さ50cmの鋼製の土槽を使用した。土槽の概要を図-10に示す。土圧実験では1.0kgf/cm²の上載荷重を載荷するため、土槽に有意のひずみが発生しないように、側壁はフランジにより補強されている。この土槽の横側面の一方が可動壁となっており、可動壁は下端のヒンジを中心に外側に移動するようになっている。土槽および可動壁の横幅を長くとした理由は、側壁面の摩擦の影響をできるだけ小さくするためである。土槽の外側のフレームには、2個の空圧式ペロフラムシリンダーが固定されており、模型地盤表面に設置した4枚の剛な載荷板を介して模型地盤に上載荷重が載荷される機構になっている。

可動壁内面には、中央部深さ方向に3個の土圧計E1~E3（容量；2kgf/cm²）が埋め込まれており、また、可動壁の外側には、2個の荷重計L1, L2（容量；1tf）が取り付けられている。計測機器の位置を図-11に示す。可動壁にかかる土圧強度ならびに水平荷重は、これらの計測機器により測定される。可動壁背面頂部中央には変位測定のための変位計が設置されている。

4.2.2 実験方法および手順

土槽内面にグリースを塗り、ゴムスリーブを貼り付ける。可動壁面では、さらに処理地盤との間にビニールシートを挟んでいる。これは土槽との壁面摩擦を軽減するためである。可動壁と縦側面の間の隙間をゴムスリーブで止水する。所定の量の乾燥した新潟東港砂と普通ポルトランドセメントをミキサで5分ほど混合し処理土を作成する。なお、未処理土としては新潟東港砂を乾燥させたものをそのまま使用した。土槽に分離防止剤水溶液をはり、処理土を水中落下させる。落下高さは水面より10cm程度とした。未処理土の場合は水道水を使用した。模型地盤作成終了後、可動壁を固定した状態で静止土圧を計測する。その後、7日間室温で養生する。養生終了後、再度静止土圧を計測する。計測後、模型地盤表面上にゴム板を置き、その上に載荷板を設置して空圧式ペロフラムシリンダーにより上載荷重を載荷する。上載荷重は、0.2kgf/cm²きざみで1.0kgf/cm²まで段階的に加える。その間、可動壁を固定したまま各段階で土圧を測定する。次に、可動壁を変位制御でゆっくりと主働側に倒しながら、土圧および水平荷重を連続的に計測、記録した。可動壁の変位速度は上端部で0.5mm/minとした。このとき、水位が常に模型地盤上面になるように水を供給した。可動壁上端の変位量が6cmに達したところで可動壁の作動を終了し、載荷板を取り除いて模型地盤の

事前混合処理工法による処理土の静的土圧特性

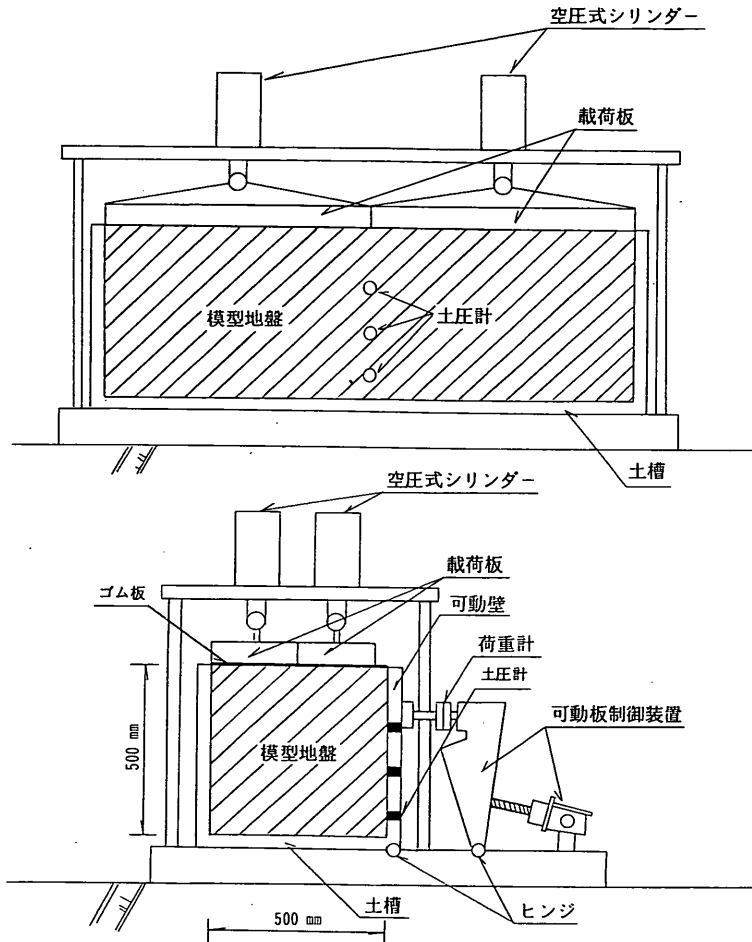


図-10 実験装置の概要

破壊状況を観察，記録した。

4.2.3 実験ケース

土圧実験は，セメント添加率（未処理土の乾燥重量に対するセメントの重量比）が0%（未処理地盤），1%，3%，5%の処理地盤の4ケースについて行った。これらの4ケースについて，模型地盤作成直後（地盤作成時），養生終了時，上載荷重載荷時の土圧強度ならびに荷重計に作用する水平荷重を測定した。その後，可動壁を移動させながら，主動状態における土圧強度と水平荷重および可動壁の変位を計測した。主動土圧実験時の処理地盤の材令はいずれも7日とした。

4.3 せん断試験

模型地盤の強度定数 ϕ_c ， c_d を求めるために，模型地盤とは別に作成した供試体を用いて圧密排水条件下で三

軸圧縮試験（CD試験）を実施した。同時に，処理土の一軸圧縮試験も実施した。

4.3.1 処理土の作成方法

せん断試験用の処理土の作成方法は次の手順で行った。乾燥させた新潟東港砂に普通ポルトランドセメントを添加し，ミキサで5分ほど混合する。アクリル製モールド（直径5cm，高さ12.5cm）に分離防止剤を溶かした水道水を入れ，その中にセメントを混合した新潟東港砂を落下させる。このとき，モールドの側面を軽く叩いて，供試体が設定した密度になるように調整する。設定密度は模型地盤の乾燥密度に合せた。モールドが一杯になったところで上面をラップで覆い輪ゴムでとめる。モールドごと水中に入れ，水温20℃で7日間養生する。養生後，供試体をモールドより押し出し，ストレートエッジ

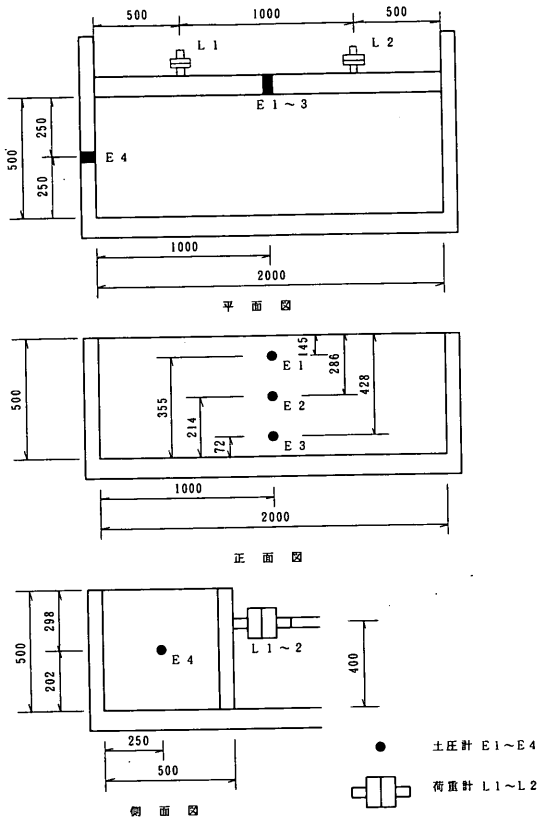


図-11 計測機器位置図

で端面を成形する。供試体の直径、高さおよび湿潤重量を測定し、せん断試験機にセットする。

4.3.2 三軸圧縮試験

供試体をベDESTALにセット後、セル室を組み立てセル室内に注水する。側圧 0.2kgf/cm^2 を加え、供試体内に脱気水を通水する。通水後、間隙水圧係数 B 値のチェックを行う。目標 B 値は 0.95 以上とした。有効拘束圧 0.2kgf/cm^2 を保ちながら、背圧 1.0kgf/cm^2 を加える。さらに、所定の拘束圧になるまでセル圧を上げる。このとき、さらに B 値のチェックを行う。所定の拘束圧は 0kgf/cm^2 , 0.5kgf/cm^2 , 1kgf/cm^2 , 2kgf/cm^2 とした。所定の拘束圧で等方圧密を行うが、圧密時間は、軸変位および排水量の変化が無くなるまで、おおむね 30 分を目途とした。圧密終了後、軸ひずみが 15% 以上に達するまで一定のひずみ速度で載荷を行う。載荷速度は過剰間隙水圧が発生しない速度 $0.06\%/min$ とした。

4.3.3 一軸圧縮試験

7日間の養生後、処理土をモールドから取り出して端面を成形し、三軸試験装置のベDESTALにセットした。供試体上下面にはグリースを塗ったアクリル板を挟み、ひずみ速度 $1\%/min$ でせん断を行った。各処理土について、3供試体について一軸圧縮試験を実施した。

5. 実験結果および考察

5.1 処理土の強度特性

5.1.1 一軸圧縮強度

砂質土を母材とした貧配合の処理土の一軸圧縮強度は、材令が同じであれば、セメント添加率と供試体の密度の影響を大きく受けることが知られている。本実験では、密度をほぼ一定に調整しているので、一軸圧縮強度には、セメント添加率の影響が大きく現れる。表-4に一軸圧

表-4 処理土の一軸圧縮試験結果

セメント添加率	試験材命	試料 No.	乾燥密度 (g/cm^3)	q_u (kgf/cm^2)	ϵ_f (%)	E_{50} (kgf/cm^2)
1 %	7 日	No. 1	1.386	0.14	1.19	20.4
		No. 2	1.386	0.13	1.56	13.0
		No. 3	1.319	0.11	1.49	13.1
		平均	1.364	0.13	1.41	15.5
3 %	"	No. 1	1.355	0.25	0.61	51.3
		No. 2	1.331	0.26	0.69	41.7
		No. 3	1.342	0.34	0.55	32.0
		平均	1.343	0.28	0.62	41.7
5 %	"	No. 1	1.383	1.09	0.57	115.2
		No. 2	1.375	0.87	0.63	64.5
		No. 3	1.369	0.86	0.51	127.4
		平均	1.375	0.94	0.57	102.4

縮強度 q_u 、破壊ひずみ ϵ_r 、変形係数 E_m 等の試験結果を、図-12には、表-4をもとに描いた一軸圧縮強度 q_u とセメント添加率 C の関係を示す。一軸圧縮強度はセメント添加率が多くなるほど大きくなっており、 $C = 5\%$ では $q_u = 1 \text{ kgf/cm}^2$ 程度となっている。また、表-4から明らかなように、破壊ひずみはセメント添加率が多くなるほど小さくなっており、 $\epsilon_r = 0.57\% \sim 1.41\%$ となっている。処理土の破壊ひずみは自然の土に比較してかなり小さい。

5.1.2 三軸圧縮強度

三軸圧縮試験（圧密排水（CD）条件）により得られ

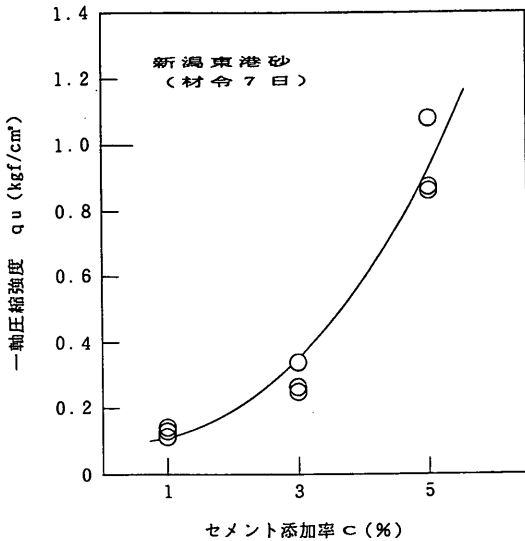


図-12 一軸圧縮強度とセメント添加率（材令7日）

た結果を表-5に示す。表-5には、ピーク強度時と残留強度時の強度定数 ϕ_c 、 c_d が示されている。また、図-13には、これらの強度定数とセメント添加率の関係が描かれている。せん断抵抗角は、セメント添加率には依存せず、また、ピーク強度時、残留強度時でもほぼ同じであり、2.で述べた既往の結果とも一致している。粘着力は、セメント添加が多くなると増加しており、 $C = 1\%$ で $c_d = 0.04 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $C = 3\%$ で $c_d = 0.08 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $C = 5\%$ で $c_d = 0.18 \text{ kgf/cm}^2$ となっている。

5.1.3 一軸圧縮強度と粘着力およびせん断抵抗角の関係

セメント安定処理土の強度特性を簡便に評価する場合、普通、一軸圧縮強度が用いられる。2.で述べたように、砂質土を母材とする処理土の一軸圧縮強度は、粘性土のような非排水せん断強度を表すものではなく、排水条件下におけるある種の強度に関する指標と考えられ、一軸圧縮強度と粘着力およびせん断抵抗角の関係は、式(4)により近似される。図-14は c_d の実測値と式(4)より求めた近似値を比較したもので、両者はほぼ一致するとみなされる。

5.1.4 土圧算定に用いる強度定数

以上のせん断試験結果から、それぞれのセメント添加率に対応する処理地盤の強度定数は表-6のように決定される。後で述べる土圧の理論値の算出にあたっては、模型地盤の強度定数として表-6の値を使用することにする。

5.2 静止土圧

5.2.1 地盤作成時の静止土圧

セメントの添加・混合直後の処理土は、まだ粘着力成

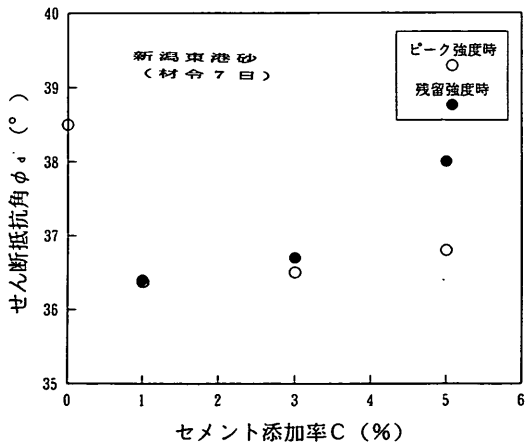


図-13(a) せん断抵抗角とセメント添加率（材令7日）

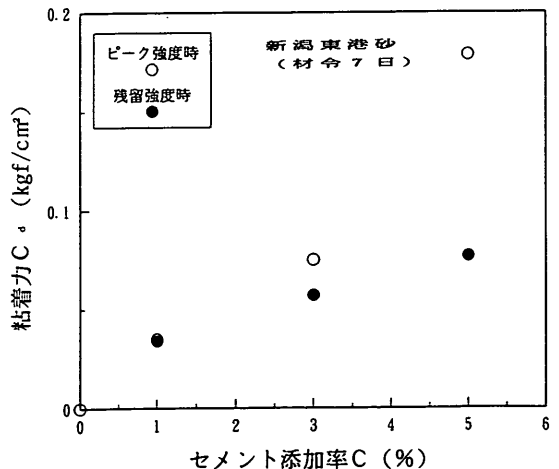


図-13(b) 粘着力とセメント添加率（材令7日）

表-5 粘着力とせん断抵抗角

土の種類	平均乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	平均相対密度 D_r (%)	土の状態	せん断抵抗角 ϕ_d (°)	粘着力 c_d (kgf/cm ²)
未処理地盤	1.398	33.9	ピーク強度時	38.5	0
			残留強度時	—	—
C = 1% 処理地盤	1.372	26.0	ピーク強度時	36.4	0.04
			残留強度時	36.4	0.03
C = 3% 処理地盤	1.358	21.6	ピーク強度時	36.5	0.08
			残留強度時	36.7	0.06
C = 5% 処理地盤	1.370	25.4	ピーク強度時	36.8	0.18
			残留強度時	38.0	0.08

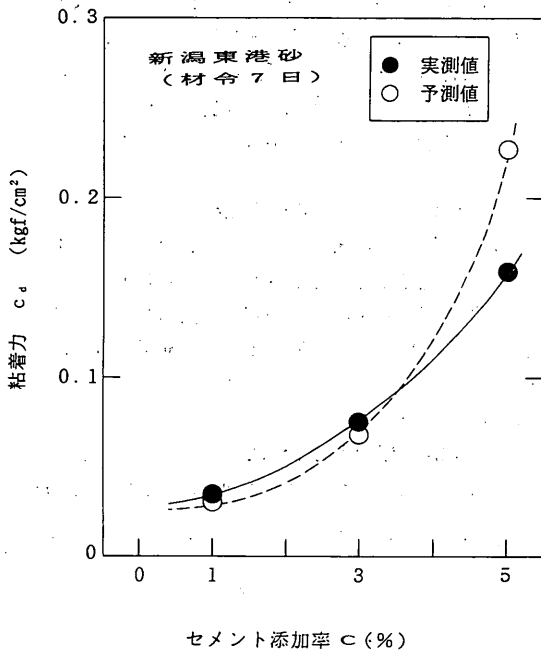


図-14 粘着力の実測値と予測値

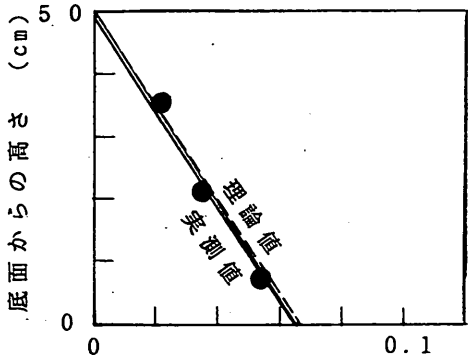
分が発現されていないので、強度定数としては、母材である砂質土のせん断抵抗角のみである。したがって、地盤作成時（作成直後）の静止土圧強度は、未処理土も処理土もほぼ等しくなることが予想される。図-15のプロット（●印）は、セメント添加率 C が0%、1%、3%、5%の場合の地盤作成時の静止土圧強度を示したものである。これらのプロットから、模型地盤表面にかかる土圧強度を0として、最小二乗法により平均の静止土圧強度分布を求めたものが実測値として実線で示してあ

表-6 理論値算出に使用した模型地盤の諸定数

土の種類	飽和単位体積重量 γ_{sat} (gf/cm ³)	せん断抵抗角 ϕ_d (°)	粘着力 C_d (kgf/cm ²)
未処理地盤	1.40	38.5	0
C = 1% 処理地盤	1.34	36.4	0.04
C = 3% 処理地盤	1.35	36.4	0.08
C = 5% 処理地盤	1.34	36.8	0.18

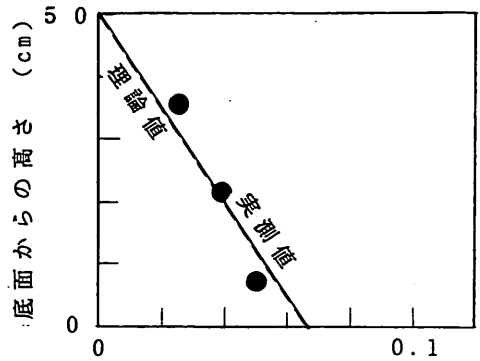
る。また、式(15)の静止土圧係数を用いて、分布形の理論値を描いたものが破線である。4ケースの実測値は、 $C = 5\%$ の処理地盤に若干の相違があるものの、ほぼ等しい分布を示しており、実線の実測値と破線の理論値もほぼ一致していると考えられる。このことは、図-16の実測値と理論値の比較結果をみるとより明確である。以上のように、粘着力が発現される前の段階では、処理土の静止土圧強度分布は、未処理土の静止土圧強度分布と等しいとみなされ、そのときの静止土圧係数としては、ヤ-

事前混合処理工法による処理土の静的土圧特性



擁壁にかかる土圧 (kgf/cm²)

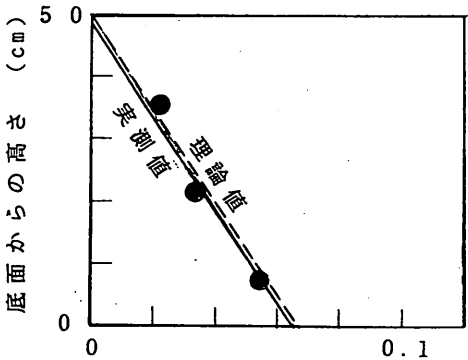
(a) 未処理地盤



擁壁にかかる土圧 (kgf/cm²)

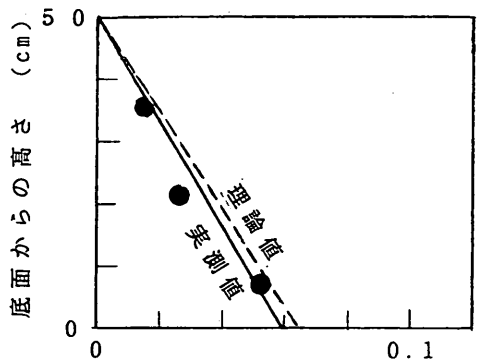
(b) C = 1% 処理地盤

静止状態 上載荷重なし



擁壁にかかる土圧 (kgf/cm²)

(c) C = 3% 処理地盤



擁壁にかかる土圧 (kgf/cm²)

(d) C = 5% 処理地盤

図-15 地盤作成時の土圧分布

キーによる式(15)が適用できると考えられる。

5.2.2 養生終了時の静止土圧

模型地盤作成後、そのままの状態で行って7日間養生を行っ

た。養生にともなって、セメンテーション効果が現れ処理土の強度は上昇する。このような場合の静止土圧強度の変化を測定した結果が図-17に示されている。図-

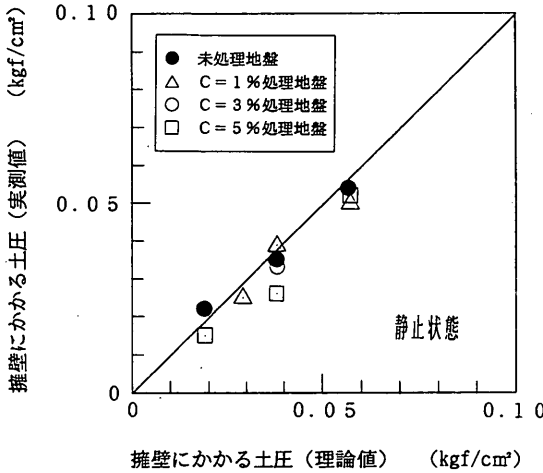


図-16 地盤作成時の土圧の実測値と理論値

17において、未処理地盤の静止土圧強度の変化はほとんど見られないが、C=3%処理地盤やC=5%処理地盤のように、セメント添加率の大きな地盤ほど変化が著しく土圧強度は小さくなっている。図-17中の破線は、式(5)を用いて求めた理論値であるが、粘着力を考慮していないこの式では、処理地盤の静止土圧強度を説明することは難しい。そこで、粘着力成分を考慮して求める静止土圧強度が、

$$p_{\infty} = (1 - \sin \phi_d) \gamma h - p_{\infty} \quad (16)$$

で表されると仮定して、 p_{∞} と粘着力 c_d の関係を調べたものが図-18である。ここに、 p_{∞} :粘着力により減少する静止土圧強度である。図-18の結果はかなりばらつきが大きい、

$$p_{\infty} = \alpha c_d$$

$$\alpha = 0.07 \sim 0.28, \text{ 平均値として } \alpha = 0.14 \quad (17)$$

という関係が得られる。

以上の土圧計の測定結果、すなわち土圧強度に基づく検討では、土圧強度の深度分布における勾配が、 $(1 - \sin \phi_d) \gamma$ となるという前提のもとに、実測値の分布形を最小二乗法により定めた。実験では土圧計による土圧強度に加え、荷重計による水平荷重も測定しているので、この両者による擁壁下端のヒンジ回りのモーメントを比較し、上述の前提条件の妥当性を調べた。図-19は、土圧計によって計測された土圧強度分布から求めた可動壁下端ヒンジ回りのモーメント M_B と荷重計により計測された水平荷重によるモーメント M_L を比較した結果で

ある。両者はよく一致しており、上記の前提の妥当性が確認される。

5.2.3 上載荷重載荷時の土圧

処理地盤は粘着力を有するため、ある意味ではコンクリートと同様、剛体的な挙動を示すことが考えられる。したがって、十分大きな粘着力を有する処理地盤では、ほとんど水平方向の土圧が作用しない可能性がある。そこで、未処理地盤および処理地盤に上載荷重が載荷された場合の擁壁に作用する土圧を測定した。上載荷重を5ステップに分けて段階的に載荷したときの、各上載荷重に対する土圧強度を図-20(a)~図-20(d)に示す。図-20(a)に示す未処理地盤の結果では、各段階載荷に対応して擁壁に作用する土圧は増大している。一方、処理地盤では、図-20(b)~図-20(d)に示すように、セメント添加率が大きくなるにつれて、すなわち、粘着力が大きくなるにつれて、擁壁に作用する土圧が減少する傾向にある。特に、この傾向は、セメント添加率が5%の処理地盤において顕著に見られ、上載荷重 1.0 kgf/cm^2 載荷時の処理地盤の土圧は、未処理地盤の土圧よりも著しく小さくなっている。

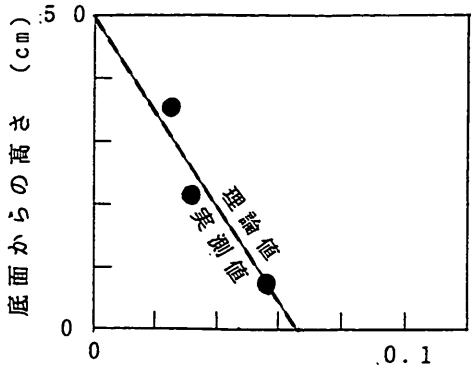
図-20(b)~図-20(d)中には、それぞれの処理地盤の平均の一軸圧縮強度 q_u と破壊ひずみ ϵ_r を示しているが、上載荷重が一軸圧縮強度を越えたあたりから土圧が増加しており、上載荷重が一軸圧縮強度以下では、ほとんど土圧は増加していない。そこで、上載荷重 q を載荷したときの土圧強度 p_q が、

$$p_q = (1 - \sin \phi_d) (\gamma h + \beta q) - \alpha c_d \quad (18)$$

で表されるとして、 β の値を各処理地盤の q_u 値に対して逆算したものが図-21である。 p_q は実測した土圧強度分布から求め、 α は式(17)を参照して0.14とした。 ϕ_d および c_d の値は、表-6に示した値を用いた。また、 q_u 値が上載荷重よりも大きな場合には、図-20(a)~図-20(d)に示した結果をもとに $\beta = 0$ としている。図-21によると、同じ q_u 値を持つ地盤における β の値は、上載荷重 q が大きいほど大きくなっており、上載荷重が大きいほど土圧が増大することを意味している。図-22は、一軸圧縮強度 q_u と上載荷重 q の比 q_u/q と β の関係を示したものである。両者の関係は、平均的には実線で表される。データにばらつきがあるので、安全側をとって、両者の関係を破線で示す直線で表すと、

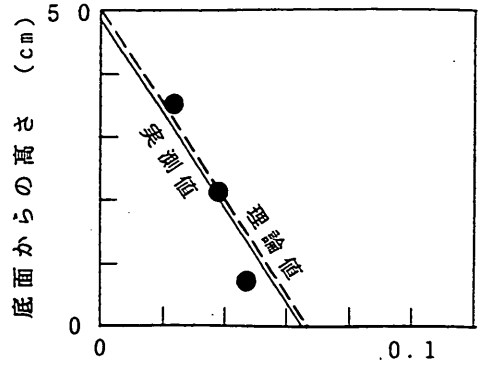
$$\beta = 1 - (q_u/q), \quad (0 \leq q_u/q \leq 1) \quad (19)$$

となる。ただし、 $1 < q_u/q$ のとき、 $\beta = 0$ である。式(19)を式(18)に代入し、式(4)の関係を考慮すると、 $0 \leq q_u/q$



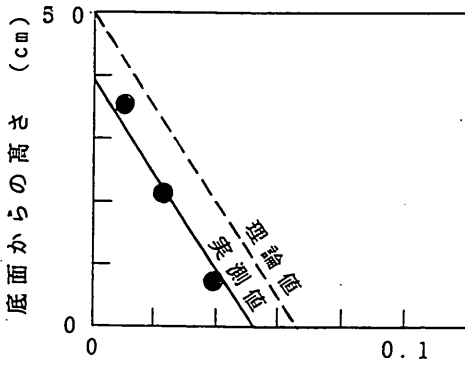
擁壁にかかる土圧 (kgf/cm²)

(a) 未処理地盤



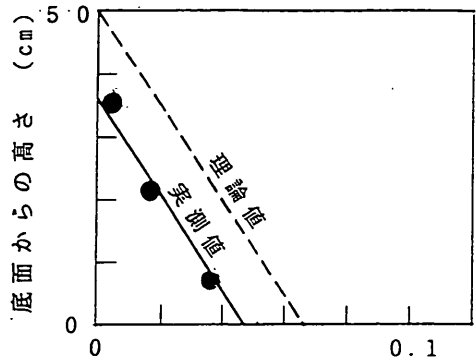
擁壁にかかる土圧 (kgf/cm²)

(b) C = 1% 処理地盤



擁壁にかかる土圧 (kgf/cm²)

(c) C = 3% 処理地盤



擁壁にかかる土圧 (kgf/cm²)

(d) C = 5% 処理地盤

図-17 養生終了時の土圧分布 (材令7日)

≤1では、

$$p_0 = (1 - \sin \phi_s) (\gamma h + q) - 2c_s (a/2 + \cos \phi_s) \quad (20)$$

が得られる。

図-23は、式(20)による土圧強度分布(破線)を実測値(実線)と比較して、式(20)がどの程度の誤差を含むか調べたものである。図-23には、図-22の実線を用いた場合(一点鎖線)も同時に示している。破線の結果は実測値に比べ大きめの土圧強度を与えるが、これは、

図-22において、 β と q_0/q の関係をプロット群の最大側の包絡線で表したことによる。式(20)の精度はあまりよくないが、上載荷重がある場合のおおよその土圧強度分布を求めるさいに適用されるものと考えられる。

5.3 主働土圧

5.3.1 壁体の変位と水平荷重

壁体の下端ヒンジを中心として壁体上端を移動させたときの壁体上端の変位と2個の荷重計(L1, L2)によって計測された水平荷重の変化を図-24(a)~図-24(d)に示す。ただし、荷重計の測定値は、壁体に作用する土圧合力からヒンジに作用する水平力を除いた値を表す

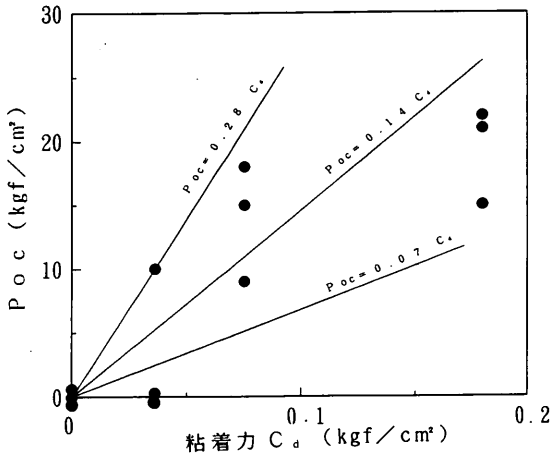


図-18 粘着力による静止土圧の減少

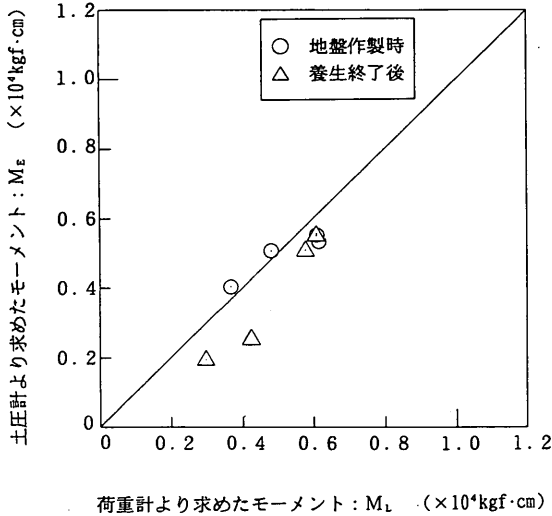


図-19 土圧計より求めたモーメント M_s と荷重計より求めたモーメント M_L の比較

ものである。荷重計の値は、 $C = 5\%$ 処理地盤を除き、初期のわずかな変位で急速に低下しており、変位が大きくなるとほぼ一定の荷重となっている。また、未処理地盤では、比較的なめらかな曲線が得られているが、処理地盤では、荷重が突然増減しているところが数箇所見られる。この理由は、処理地盤の脆性が大きいかことや処理地盤の若干の不均一性のため、壁体の変位に伴う地盤崩壊が急に発生したためと考えられる。 $C = 5\%$ 処理地盤については、他の結果と極めて異なる曲線となっている。この理由については後で考察する。

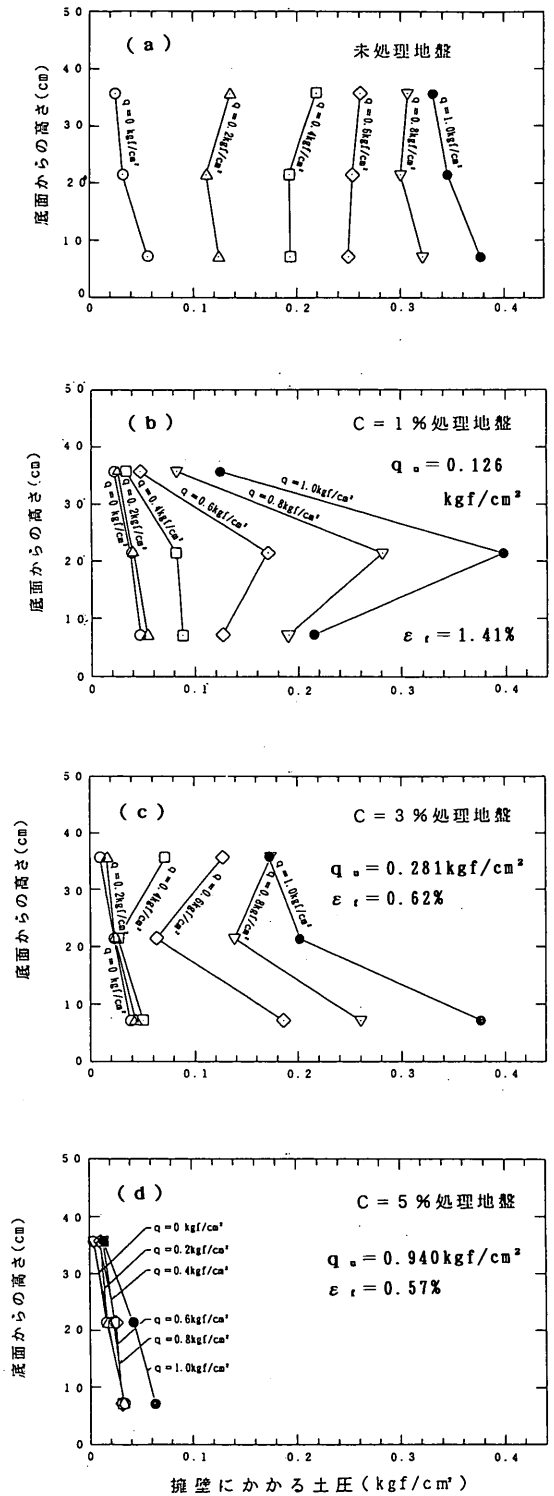


図-20 上載荷重載荷中の土圧分布の変化

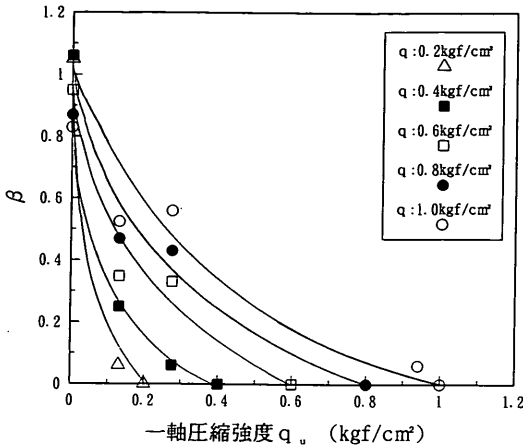


図-21 一軸圧縮強度と β の関係

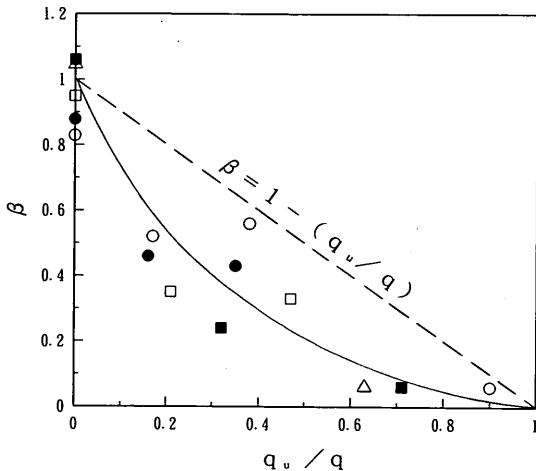


図-22 一軸圧縮強度/上載荷重 (q_u/q) と β の関係

図-25は、壁体の変位1 cmおよび6 cmのときの荷重を比較した結果である。壁体の変位が1 cmの場合、セメント添加率Cが大きくなると荷重は著しく低下していることが明らかである。一方、壁体の変位が6 cmの場合には、セメント添加による違いはわずかしか見られない。これは、既に、処理土の三軸試験結果において示したように、残留強度状態における処理土と未処理土の強度がほぼ等しくなる(粘着力成分がなくなる)ことから理解される。このような大变位の状態では、処理地盤および未処理地盤における土圧には、大きな違いがなくなると考えられる。ただし、処理地盤の土圧が未処理地盤の土圧を越えることはないように思われる。壁体

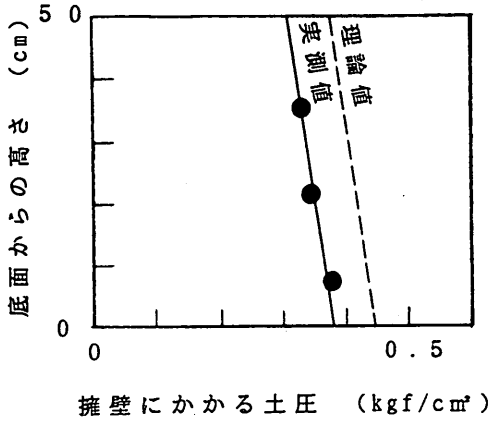
の変位が1 cmのときと6 cmのときの荷重を比較すると、C = 5%処理地盤では、変位が6 cmのときの方が土圧が大きくなっている。自然の土では、壁体の変位が大きくなると土圧は低下するのが普通であるので、このことは、処理土に特有の現象と考えられる。図-24(d)の曲線では、矢印で示す点で荷重が急に上昇し、その後、次の矢印までの間は、荷重はほぼ一定が若干低下した値を示している。実験では、矢印で示す変位において、壁体周辺の処理地盤の一部が土塊となって崩壊するのが観察されており、急激な荷重増加は、崩壊した土塊に対して上載荷重による応力集中が発生した結果と推定される。

図-24(a)~図-24(d)の曲線では、主動化した時点の変位がかならずしも明確ではない。そこで、図-24(a)~図-24(c)において、変位が小さいところでみられる初期の急勾配の曲線の接線と、変位が大きなところでみられる緩勾配の曲線の接線を引き、両直線が交わる変曲点の変位を求めた。この場合、得られた変位は5 cm~1 cmの間にあった。したがって、本研究では、便宜的に壁体の変位が0.5 cmおよび1.0 cmのときの土圧を主動土圧とみなして以後の整理を行っている。

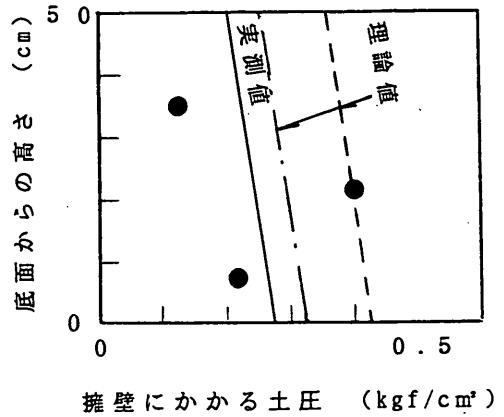
5.3.2 土圧分布

壁体に埋設した土圧計(E1~E3)により計測された土圧強度と壁体上端の変位の関係を図-26(a)~図-26(d)に示す。荷重計の結果と同様、初期のわずかな変位で、土圧強度は急に低下した後、ほぼ一定の値になっている。ただし、土圧計E1の結果は、変位が1 cm~2 cmになるまで単調に減少している。これは変位が増すにつれ、上部にある土圧計E1に上載荷重が伝達しにくくなったためと考えられる。処理地盤では可動壁作動時に、数回にわたって地盤の一部が土塊となって崩壊し、その時の土圧が大きくなる現象が生じたことは既に述べた。C = 1%処理地盤では、変位が0.4 cm, 1.2 cm, 4.2 cmの時、C = 3%処理地盤では、変位が0.2 cm, 1.1 cm, 5.2 cmの時、C = 5%処理地盤では、変位が0.2 cm, 0.7 cm, 1.5 cm, 2.0 cm, 3.5 cm, 5.3 cmの時がそれに相当する。特に、C = 5%処理地盤の変位2.0 cmのときは、崩壊した土塊が土圧計E2, E3付近に倒れかかった様子が観察された。

図-27(a)~図-27(d)は、変位1 cmごとの土圧分布の変化状況を示したものである。未処理地盤の場合、初期状態(上載荷重1.0 kgf/cm² 載荷時、変位d = 0 cm)から変位d = 1 cmに至る間で土圧は減少しているが、それ以後、壁体の変位に伴う土圧変化はほとんどみられていない。処理地盤の場合も、d = 1 cmまでは土圧は減少する傾向にあるが、C = 3%およびC = 5%処理

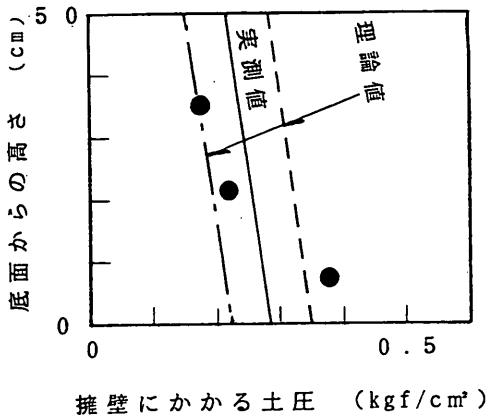


(a) 未処理地盤

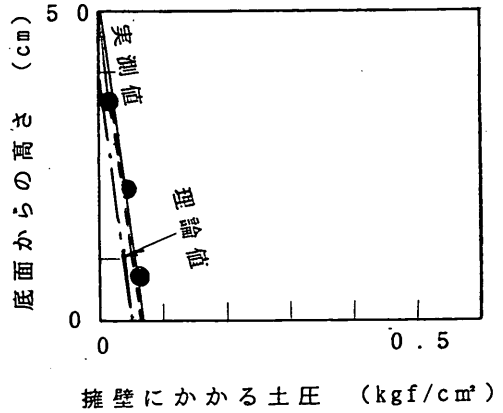


(b) C = 1% 処理地盤

静止状態 上載荷重 1.0 kgf/cm²



(c) C = 3% 処理地盤



(d) C = 5% 処理地盤

図-23 上載荷重載荷時の土圧分布

地盤では、 $d = 1\text{ cm} \sim 5\text{ cm}$ において、土圧が初期 ($d = 0\text{ cm}$) の状態よりも増加している点が見られる。C = 5% 処理地盤の場合、特に、この現象が顕著であり、この結果は荷重計による測定結果とも一致する。この理由は、既に述べたように、処理地盤の一部が脆性的な崩壊を繰り返すことによって、計測点に過度の応力集中が発生したことや、セメント添加率が高いほど脆性が大き

くなることから、わずかな変位によって局所的な破壊が生じて粘着力がほぼ0の残留強度状態になったためと考えられる。

5.3.3 処理土の主働土圧

一般の砂質土により壁体に作用する土圧は、壁体が主動側にわずかでも動くとき急激に低下し、その後、徐々に一定値に漸近する。通常は、一定値に達したときの値を

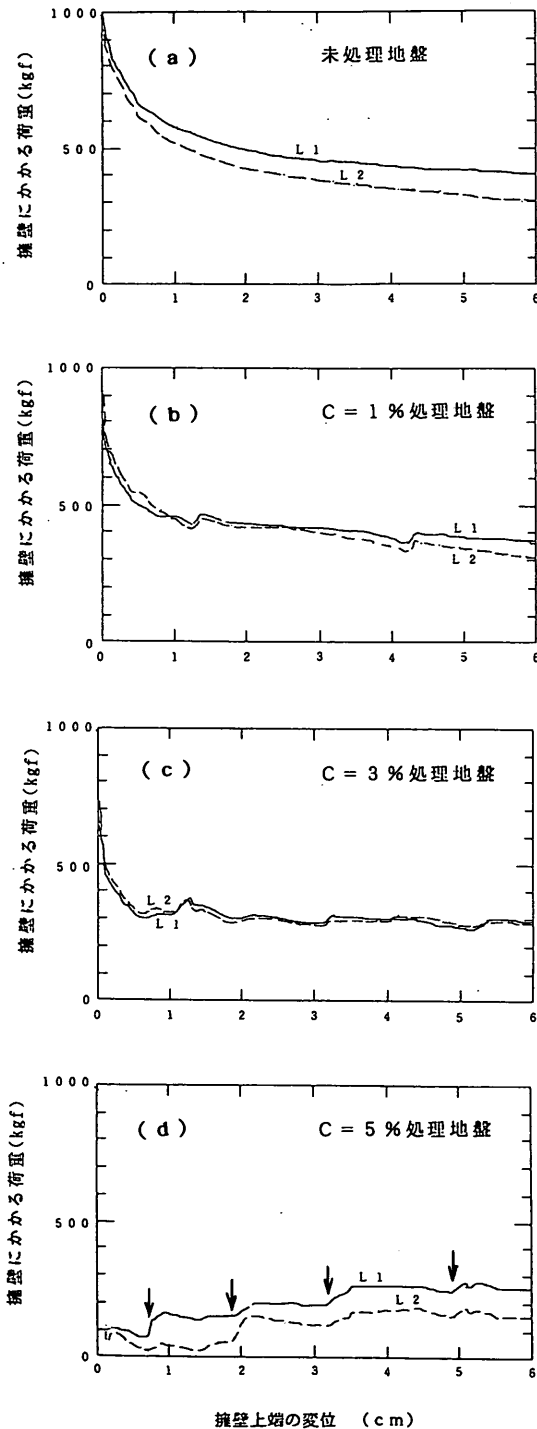


図-24 荷重と変位の関係

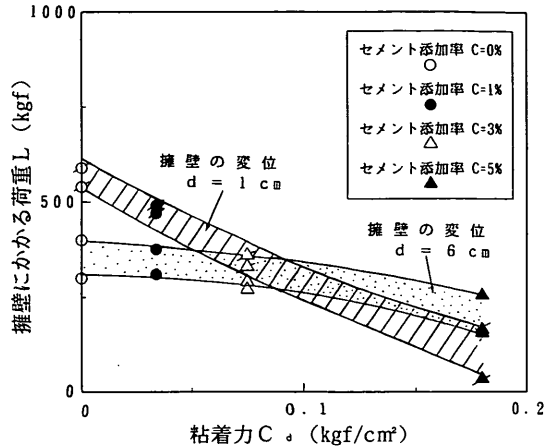


図-25 壁体の変位が大きい場合の水平荷重

主動土圧とみなすが、図-26、図-27に示した測定結果からは、このような方法で主動状態を確定することがかなり困難である。そこで、図-24でも述べたように、荷重～変位曲線の変曲点をもって主動状態とみなすことにするが、変曲点は壁体の変位が0.5cm～1.0cmの間に現れているので、 $d = 0.5$ cmおよび $d = 1.0$ cmの状態を主動状態とする。

土圧計による計測では、図-27に示したように深度方向に3点の土圧が得られている。これらの3点を機械的に最小二乗法により近似して分布形を求めると、 $C = 3\%$ ならびに $C = 5\%$ 処理地盤の表面で大きな引張応力が発生することになる。このことは、模型地盤表面に、上載荷重 $q = 1.0$ kgf/cm²が載荷されていることを考慮すると必ずしも現実的でない。そこで、測定点の平均土圧分布の算定方法として、分布形の深度方向の勾配を $\gamma \tan^2(45^\circ + \phi_s/2)$ と仮定して、最小二乗法による土圧分布を求めた。このようにして分布形が決まれば、土圧合力の作用点も計算することができるから、土圧計と荷重計による結果を用いて壁体下端ヒンジ回りのモーメントが求められる。図-28は、上載荷重載荷時、壁体の変位0.5cmおよび1.0cmのときのモーメントを比較したものである。図-28によると、両者はほぼ対応しており、土圧合力の観点からは、ここで用いた土圧分布の近似法はほぼ妥当であると考えられる。

図-29および図-30は、それぞれ、壁体の変位が0.5cmおよび1.0cmのときの土圧分布で、実測値(●と実線)とランキンの土圧式(8)により算定した理論値を示している。理論値に用いた強度定数は表-6に示した値を用いている。 $C = 1\%$ ならびに $C = 3\%$ 処理地盤の上

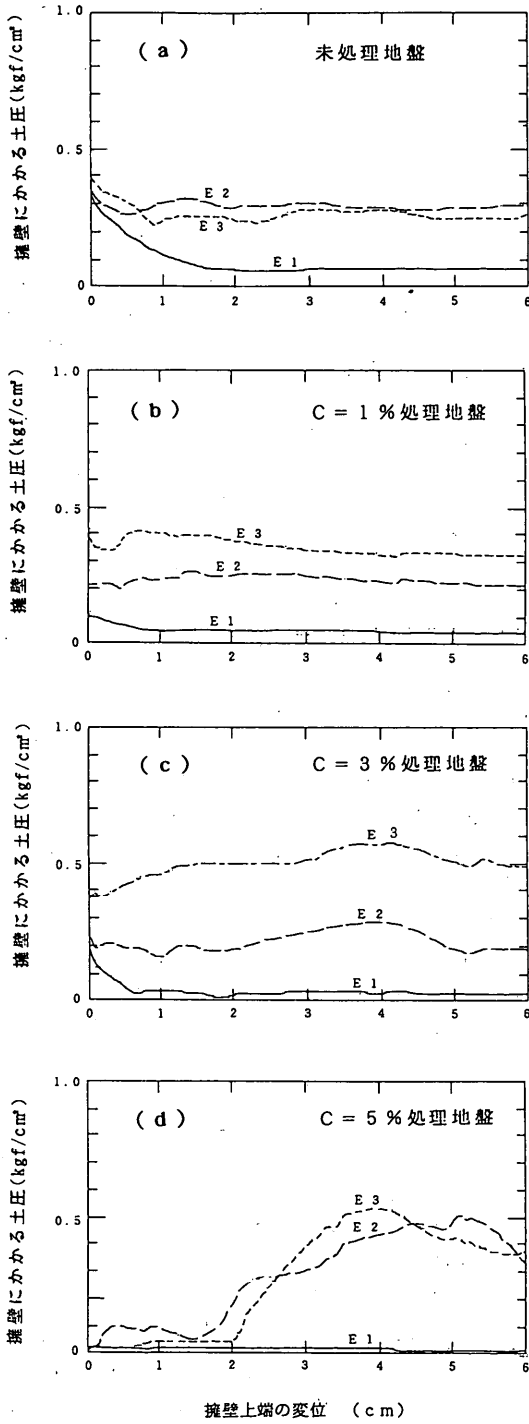


図-26 土圧と変位の関係

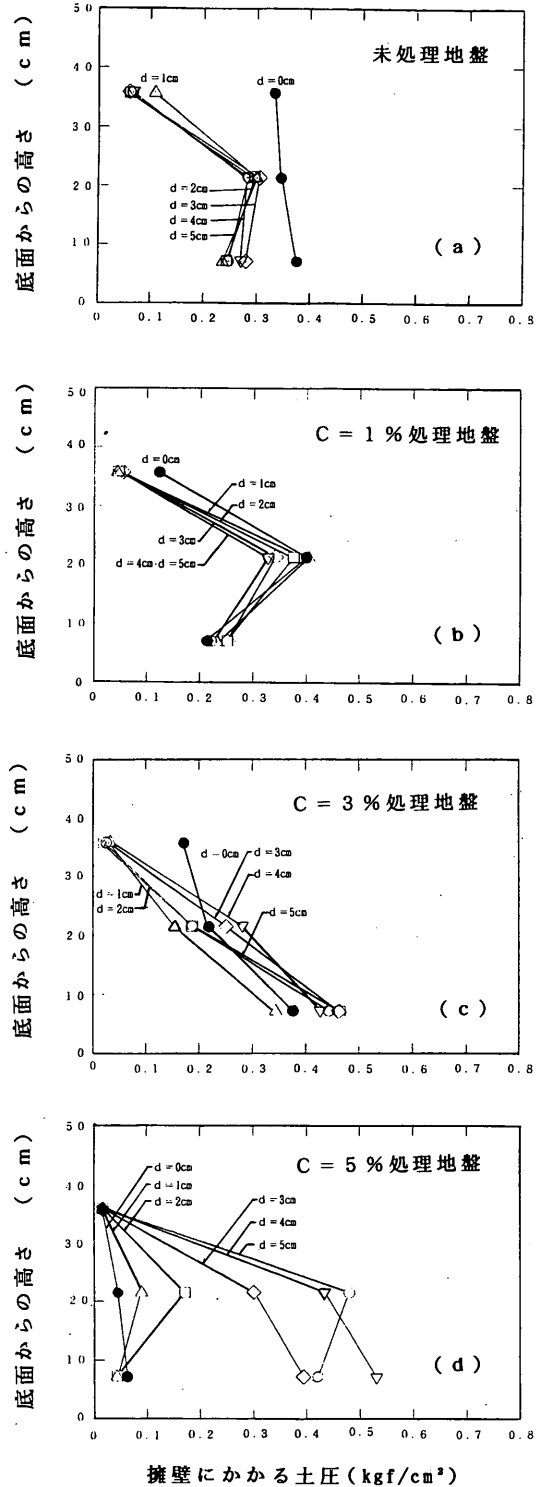


図-27 変位による土圧分布の変化

事前混合処理工法による処理土の静的土圧特性

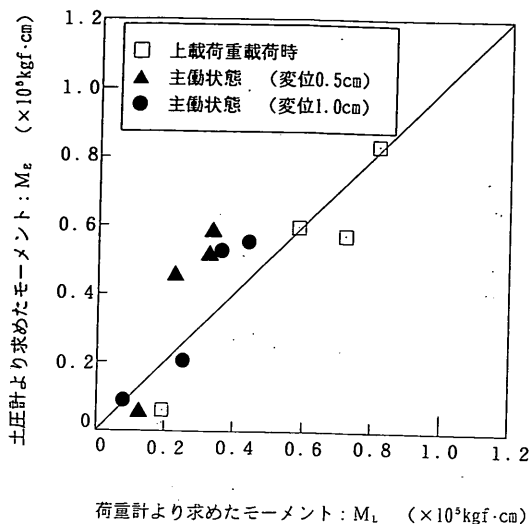
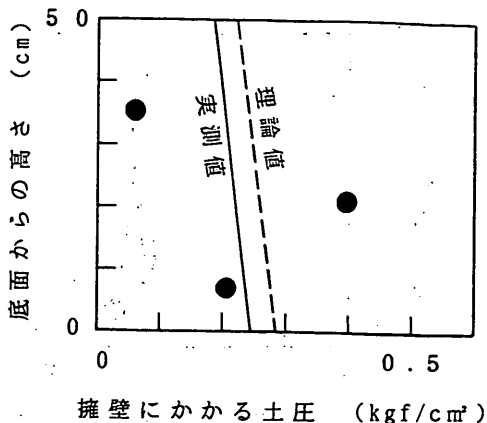


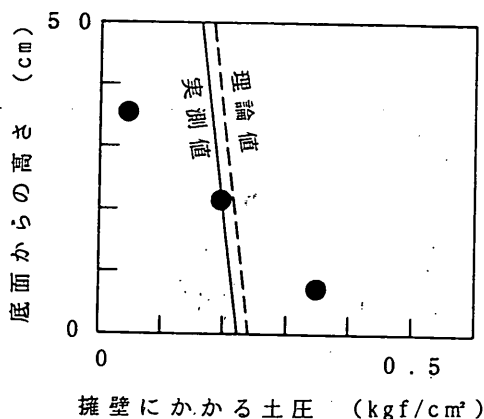
図-28 土圧計より求めたモーメント M_g と荷重計より求めたモーメント M_L の比較

下プロットは、実線からかなり離れており、分布形状の詳細についてはさらにデータの追加が必要と考えられる。ただし、実線で示した分布形をみると、セメント添加率が多くなるほど土圧は減少していることが明らかである。特に、 $C = 5\%$ 処理地盤では、未処理地盤に比較して土圧は著しく減少している。

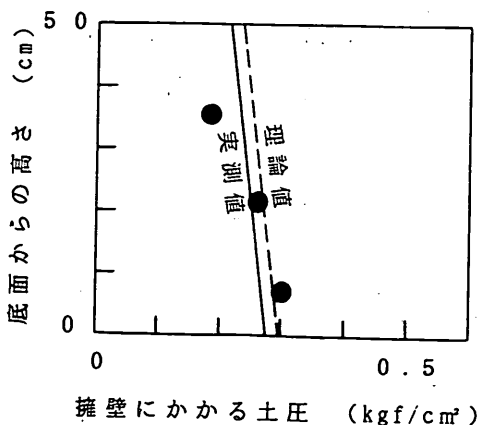
図-31と図-32は、擁壁に作用する土圧強度分布の実測値と理論値の比較を行った結果であるが、全体とし



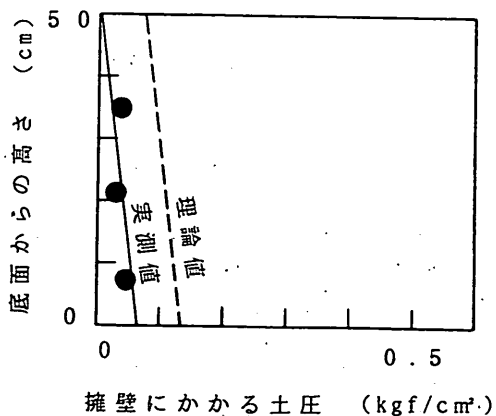
(b) $C = 1\%$ 処理地盤



(c) $C = 3\%$ 処理地盤

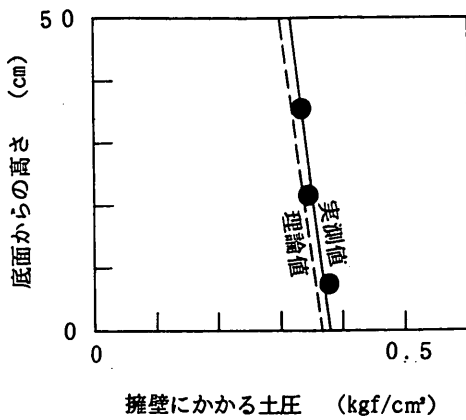


(a) 未処理地盤

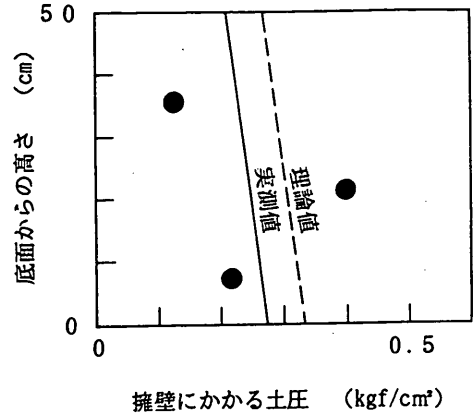


(d) $C = 5\%$ 処理地盤

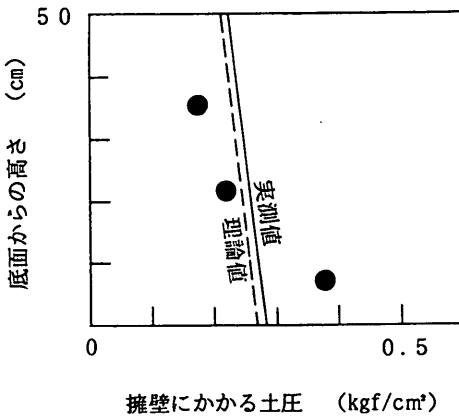
図-29 主働土圧状態の土圧分布 (上載荷重 1.0 kgf/cm^2 , 変位 0.5 cm)



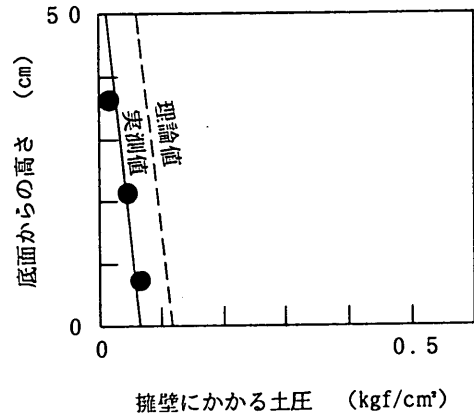
(a) 未処理地盤



(b) C = 1% 処理地盤



(c) C = 3% 処理地盤



(d) C = 5% 処理地盤

図-30 主働土圧状態の土圧分布 (上載荷重 1.0kgf/cm^2 , 変位 1.0cm)

てみると実測値は理論値よりもやや小さくなる傾向にある。また、図-33は、土圧合力について、実測値と理論値の比較を行った結果であるが、この場合にも、実測値は理論値よりもいくぶん小さくなっている。

図-34は、土圧合力の実測値と理論値の比と粘着力の関係を描いたものである。粘着力が小さいとき (c_a が 0.1kgf/cm^2 以下) には、土圧合力の実測値とランキンの土圧式(8)から算定した理論値は実用上一致すると考えられる。一方、粘着力が大きくなると実測値は理論値よ

りも著しく小さくなり、 $c_a = 0.18\text{kgf/cm}^2$ (C = 5% 処理地盤) では、主働土圧合力の理論値は実測値の約2.5倍となっており、ランキンの土圧式の適用性は低下している。なお、このときの処理地盤の一軸圧縮強度 q_u と上載荷重 q の比 (q_u/q) は1程度となっている。

図-35は、実験終了後の模型地盤のすべり面の状況を観察した結果である。C = 1% 処理地盤では、すべり面の水平となす角 θ は、 $\theta = (45^\circ + \phi_a/2) = 63^\circ$ ($\phi_a = 36.4^\circ$) に等しくなっているが、C = 3% および C = 5

事前混合処理工法による処理土の静的土圧特性

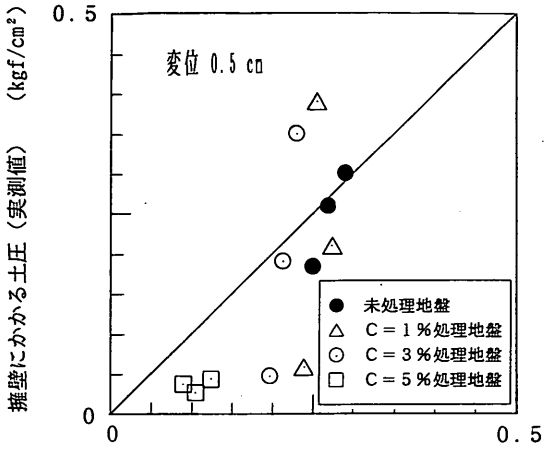


図-31 主動土圧状態 (変位0.5cm) の土圧の実測値と理論値

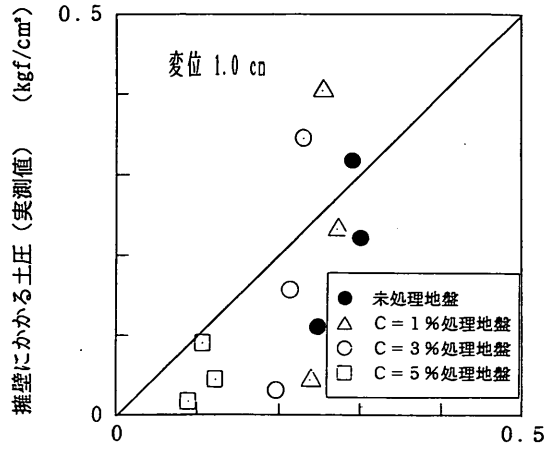


図-32 主動土圧状態 (変位1.0cm) の土圧の実測値と理論値

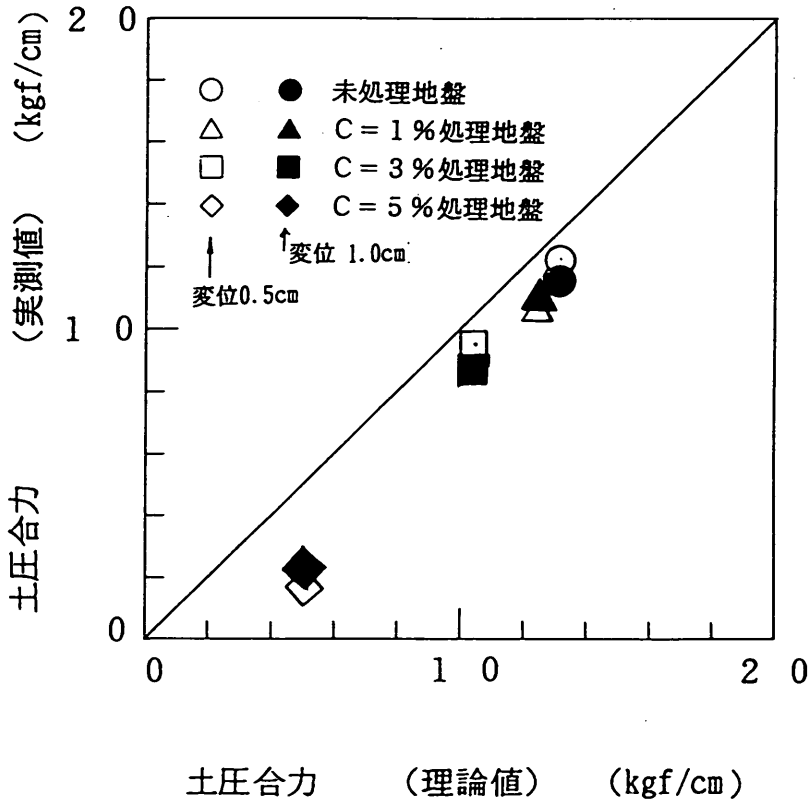


図-33 主動土圧状態の土圧合力の実測値と理論値

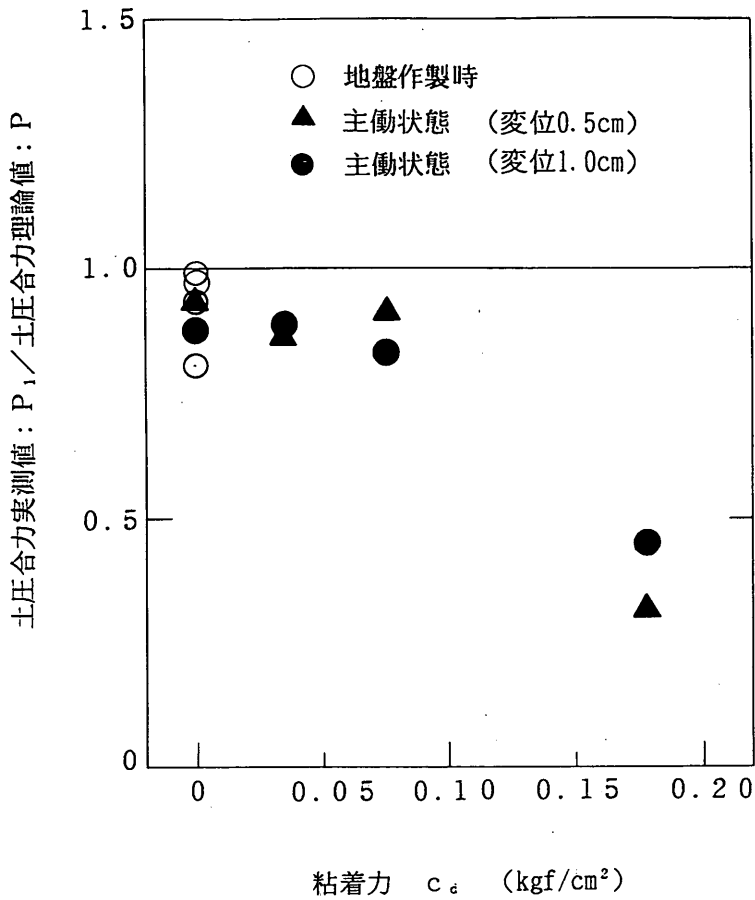


図-34 粘着力と土圧合力の比(実測値と理論値の比較)

%処理地盤では、 θ は $(45^\circ + \phi_d/2)$ よりも大きくなっている。特に、 $C = 5\%$ 処理地盤では、 θ の実測値は 79° となっており、壁体近傍の狭い範囲において地盤の破壊が発生している。このような破壊形態が発生する場合には、 $\theta = (45^\circ + \phi_d/2)$ と考えるランキンの土圧式の適用性が低下するのは当然のことと思われる。なお、 $C = 5\%$ 処理地盤の一軸圧縮強度 q_u は 0.94 kgf/cm^2 であり、上載荷重 $q = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ との比をとると $q_u/q = 0.94$ となる。図-21、図-22で述べたように、 $q_u/q \geq 1$ 、すなわち、処理地盤の一軸圧縮強度が上載荷重以上になると、上載荷重により発生する水平応力はほとんど無視しうる程度となる。このような場合には、主働土圧を算定するというよりも、むしろ処理地盤を斜面とみなした臨界高(自立高さ)や処理地盤中の局所的な内部応力の検討が重要と考えられる。

以上の結果をまとめると、①処理地盤の主働土圧の算定には、粘着力とせん断抵抗角の両者が考慮されているランキンの土圧公式が適用されること、②ランキンの土圧公式による理論値は実務上安全側の評価となっていること、③処理地盤の強度が大きくなると、ランキンの土圧公式は主働土圧をかなり大きく与えること、などである。

6. 結 論

今回の実験の結果、処理地盤の静的土圧について以下の結論が得られた。

- (1) 処理地盤作製直後は、粘着力が発現されていないため、処理地盤の静止土圧は、未処理の砂質地盤の静止土圧と等しくなる。この場合の静止土圧係数は、砂について提案されたヤークーの式により求められる。

事前混合処理工法による処理土の静的土圧特性

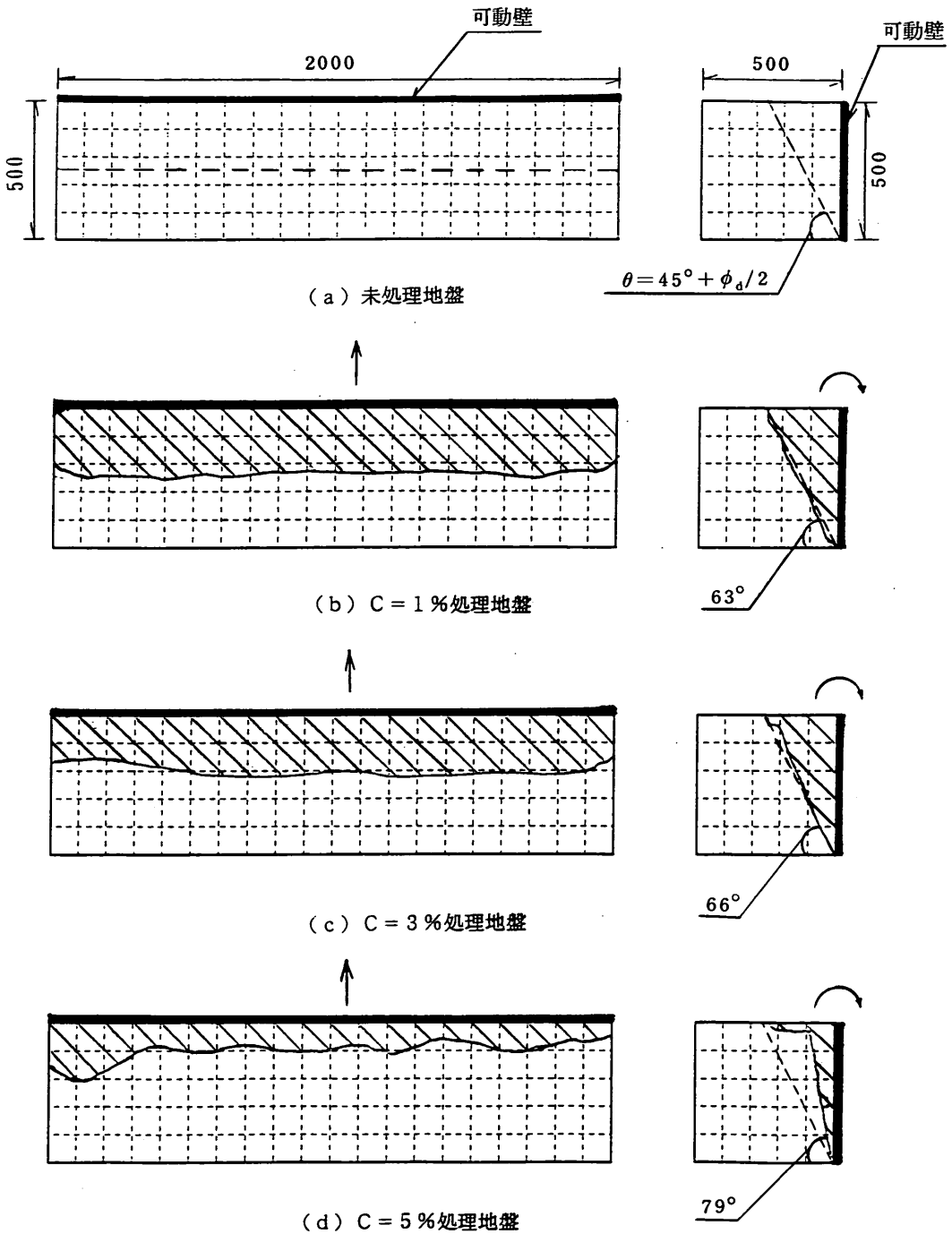


図-35 実験終了後の模型地盤のすべり面の状況

(2) 養生による粘着力の発現によって、処理地盤の静止土圧は減少するが、土圧の減少量は粘着力の大きさに比例する。このような場合の処理地盤の静止土圧は、処理土のせん断抵抗角と粘着力を用いて式(16)、式(17)で表される。

(3) 上載荷重による静止状態での土圧は、処理地盤の一軸圧縮強度 q_u と上載荷重 q の比 (q_u/q) が1以下の場合に生じる。そのときの土圧は、式(20)により推定される。

(4) 処理地盤の主働土圧は、未処理地盤に比べて著しく小さくなり、付加された粘着力が大きくなるほど土圧合力は小さくなる。今回の実験で、壁体背後に処理土を用いることにより大幅な土圧低減が図れることが確認された。

(5) 処理地盤の主働土圧は、粘着力とせん断抵抗角の両者を考慮したランキンの土圧公式により算定される。この場合、算定式に用いる粘着力とせん断抵抗角は、圧密排水条件下での三軸圧縮試験により得られる値である。

(6) 処理地盤の強度が大きくなると、ランキンの土圧公式による主働土圧は、実測値よりもかなり大きくなる。今回の実験結果では、処理地盤の一軸圧縮強度 q_u と上載荷重 q の比 (q_u/q) が1程度で、主働土圧合力の理論値は、実測値の約2.5倍となった。

7. あとがき

砂質土を母材とする処理土の土圧特性について実験的に調べた結果について報告した。

砂質土の静的強度は粘性土に比較すると十分大きく、わずかのセメント添加率でも大きな土圧低減効果があることが確認された。係船岸等で土圧が問題になるようなケースでは、処理土による裏込め、裏埋めを行うことによって、土圧の低減が期待され、その結果、ケーソンや矢板等の構造体のスリム化とコスト低下につながる可能性がある。また、砂質地盤で問題となる液状化対策費も不要となる。これらの点を考慮すると、事前混合処理工法による処理土を用いることによって、建設費の大幅な軽減が達成される可能性がある。

今回の実験は、処理土の基本的な土圧特性を調べたもので、地震時の土圧特性についてはふれられていない。この点については現在振動台実験を実施中であり、いずれ報告する予定である。

本研究にあたっては、土質部動土質研究室佐渡 篤史 研究員、同非常勤職員北川知広氏の協力を得た。ここに、深甚の謝意を表する次第である。最後に、本研究は、港

湾技術研究所と民間5社（日本国土開発㈱、五洋建設㈱、東亜建設㈱、東洋建設㈱、大林組㈱）との共同研究として実施しているもので、本報告は港湾技術研究所の担当分を取りまとめたものである。

(1993年3月31日受付)

参 考 文 献

- 1) 善 功企, 山崎浩之, 渡辺 篤, 芳沢秀明, 玉井章友: セメント混合した砂質土の埋立て工法に関する研究—改良土の基本的特性と混合・埋立て実験—, 港湾技研資料, No.579, 1987.
- 2) 善 功企: 液状化対策としての事前混合処理工法の開発, 土と基礎, 土質工学会, Vol.38, No.6, pp.27~32, 1990.
- 3) 善 功企: 事前混合処理工法を用いた新しい埋立法, フォーターフロント開発に関する土質工学上の諸問題, 平成4年度土質工学セミナー, 土質工学会中部支部, pp.1~27, 1992.
- 4) 芳沢秀明, 片野英雄: 事前混合処理工法の開発, 土木学会第43回年次学術講演会概要集, 第VI部門, pp.8~9, 1988.
- 5) 日本港湾協会編: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1991.
- 6) 善 功企, 山崎浩之, 加賀谷宏基, 長澤啓介: 事前混合処理土の液状化抵抗に関する振動台実験, 土木学会第46回年次学術講演会概要集, 第III部門, pp.216~217, 1991.
- 7) 善 功企, 山崎浩之, 長澤啓介: 事前混合処理土による岸壁裏埋め地盤の地震応答特性, 第26回土質工学研究発表会講演集, pp.1005~1006, 1991.
- 8) 善 功企, 山崎浩之, 長澤啓介: 事前混合処理土の動的強度・変形特性, 第27回土質工学研究発表会講演集, pp.933~934, 1992.
- 9) 寺師昌明: 地盤改良, 土と基礎, Vol.37, No.12, pp.74~77, 1989.
- 10) ㈱沿岸開発技術研究センター: 事前混合処理工法による処理地盤の設計について, 1989.
- 11) 片野英雄, 黒山英伸, 和田航一: 改良された砂質材料の埋立て工法に関する研究—ベルトコンベヤによる混合実験—, 土木学会第42回年次学術講演会概要集, 第III部門, pp.826~827, 1987.
- 12) 黒山英伸, 玉井章友, 芳沢秀明: 改良された砂質材料の埋立て工法に関する研究(その4)—水質への影響—, 第14回土木学会関東支部年次研究発表会概要集, pp.164~165, 1987.
- 13) 善 功企, 山崎浩之, 佐藤 泰: 事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性, 港湾技術研究所報告, Vol.29, No.2, pp.85~118, 1990.