

国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

# 港湾空港技術研究所 報告

---

REPORT OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH  
INSTITUTE

---

Vol.59 No.2 Sep 2020

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL INSTITUTE OF MARITIME,  
PORT AND AVIATION TECHNOLOGY

## 総目次

1. 珊瑚骨材を用いたコンクリートの海洋構造物への適用可能性に関する検討  
西田 孝弘, 山路 徹, 与那嶺 一秀, 谷口 修, 田中 亮一, 竹中 寛, 清宮 理…………… 3
2. 波による地盤を含む護岸の不安定化に関する遠心模型実験  
高橋 英紀……………31
3. カルシア改質土と異種材料との境界における摩擦特性  
松村 聡, 水谷 崇亮, 森川 嘉之, 赤司 有三, 本田 秀樹, 清水 雅浩……………51
4. 非負制約最小二乗法による高精度な方向スペクトル推定手法および情報量規準に基づく  
Spectral partitioning 手法の提案  
藤木 峻, 川口 浩二…………… 84

## カルシア改質土と異種材料との境界における摩擦特性

松村 聡\*・水谷 崇亮\*\*・森川 嘉之\*\*\*  
赤司 有三\*\*\*\*・本田 秀樹\*\*\*\*\*・清水 雅浩\*\*\*\*\*

### 要 旨

本研究は、製鋼スラグと浚渫土を混合、固化したカルシア改質土を、岸壁の裏込め材や裏埋め材などとして用いることを想定して、カルシア改質土とそれに接する異種材料との材料境界で発揮される摩擦特性を実験的に調べたものである。本研究では、カルシア改質土と 4 種類の異種材料（礫材、砂材、コンクリート材および粘土材）に対して、供試体サイズの異なる一面せん断試験およびせん断模型実験を実施した。供試体サイズの小さい一面せん断試験では、全種類の異種材料を対象として、上載圧やカルシア改質土の養生期間など複数の試験条件について試験を実施した。一方、供試体サイズの大きいせん断模型実験では、粘土材を除く 3 種類の異種材料を対象として、一面せん断試験と共通する代表的な実験条件についてせん断載荷実験を実施した。また、カルシア改質土を裏込め材として用いたモデル岸壁を例として、分割法による地震時土圧の計算を行い、材料境界の摩擦係数が地震時土圧に与える影響について調べた。本報告では、これら一連の結果に基づいて、設計において参考となる摩擦係数およびその設定方法を示した。

キーワード：カルシア改質土，礫，砂，粘土，コンクリート，摩擦試験，摩擦係数，材料境界

---

\* 地盤研究領域・基礎工研究グループ・主任研究官  
\*\* 地盤研究領域・基礎工研究グループ長  
\*\*\* 地盤研究領域長兼土質研究グループ長  
\*\*\*\* 日本製鉄（株）スラグ事業・資源化推進部 主幹  
\*\*\*\*\* JFEスチール株式会社 スラグ事業推進センター スラグ企画部 主任部員  
\*\*\*\*\* 日本製鉄（株）瀬戸内製鉄所 生産技術部 主幹  
〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1  
国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所  
電話：046-844-5057 Fax：046-844-0618 E-mail：matsumura-s@p.mpat.go.jp

## Interface shear properties between steel-slag-mixed dredged soils and different materials

**Satoshi MATSUMURA\***

**Takaaki MIZUTANI \*\***

**Yoshiyuki MORIKAWA \*\*\***

**Yuzo AKASHI\*\*\*\***

**Hideki HONDA\*\*\*\*\***

**Masahiro SHIMIZU\*\*\*\*\***

### Synopsis

A steel-slag-mixed dredged soil is used to improve a backfilling soil of quay walls. In that case, interface shear properties between the steel-slag-mixed dredged soil and different materials contacting with it such as an originally deposited soil or an existing concrete wall can be an important issue in a design. Therefore, the authors experimentally investigated the interface shear properties between the steel-slag-mixed dredged soil and some different materials. In this study, a small-scale box shear test and a large-scale model shear test were conducted using the steel-slag-mixed dredged soils with four different materials, which are gravel, sand, clay and concrete. The box shear tests were conducted under various testing conditions in terms of vertical stress, curing time of the steel-slag-mixed dredged soil etc. using all kinds of materials. The model shear tests were conducted under a single testing condition for three kinds of materials excluding the clay. This study also describes an influence of interface friction coefficient on earth pressure at earthquake acting on a model quay wall calculated by the slice method. Based on results of the above, this study proposed the interface friction coefficient under various testing conditions and a methodology to choose it in a design.

**Key Words:** Steel-slag-mixed dredged soil, gravel, sand, clay, concrete, shear test, friction coefficient, interface of different materials

---

\* Senior researcher, Foundations Group, Geotechnical Engineering Department  
\*\* Head of Foundations Group, Geotechnical Engineering Department  
\*\*\* Director of Geotechnical Engineering Department, Head of Soil-Mechanics and Geo-Environment Group  
\*\*\*\* Senior Manager, Slag, Cement & Recycling DIV., NIPPON STEEL CORPORATION  
\*\*\*\*\* Staff Deputy General Manager, Planning & Marketing Dept., Slag Business Planning Division, JFE STEEL CORPORATION  
\*\*\*\*\* Senior Manager, Production & Technical Control DIV., SETOUCHI WORKS, NIPPON STEEL CORPORATION  
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan National Research and Development Agency,  
National Institute of Maritime, Port and Aviation Technology, Port and Airport Research Institute  
Phone: +81-46-844-5057 Fax: +81-46-844-0618 E-mail: matsumura-s@p.mpat.go.jp

## 目 次

要 旨 .....	51
1. はじめに .....	54
2. 事前の調査および検討 .....	54
2.1 既往の研究 .....	54
2.2 設計における摩擦係数の影響 .....	55
2.3 本研究で実施する試験の概要 .....	58
3. 試験に用いた材料 .....	59
3.1 カルシア改質土 .....	59
3.2 異種材料 .....	59
4. 一面せん断試験 .....	60
4.1 試験方法 .....	60
4.2 試験結果 .....	63
5. 模型実験 .....	71
5.1 実験方法 .....	71
5.2 実験結果 .....	76
6. 結果の考察 .....	79
6.1 最大／残留せん断応力時の摩擦係数 .....	79
6.2 摩擦係数の設定に関する考察 .....	81
7. おわりに .....	82
謝辞 .....	82
参考文献 .....	82

## 1. はじめに

浚渫土および製鋼過程で副生される転炉系製鋼スラグ（以下、製鋼スラグという）を有効活用するために、これらを混合した製鋼スラグ混合土（以下、カルシア改質土という）が、港湾施設の地盤材料として近年利用されつつある（篠崎・赤司, 2017）。カルシア改質土は、浚渫土に含まれるシリカ分やアルミナ分と製鋼スラグに含まれる遊離石灰が水和固化することによって、浚渫土の強度が改善された改質土の一種である。カルシア改質土は、浚渫土や製鋼スラグといったいずれもリサイクル材を用いるという点で、これらの処分量の削減にとって有効である。

カルシア改質土の力学特性は、浚渫土の物理化学的性質（例えば、自然含水比、細粒分含有率、有機分含有率など）や製鋼スラグの物理化学的性質（遊離石灰含有率、粒径分布など）の影響を受けることが知られている。浚渫土の物理化学的性質は、浚渫土を採取する港湾や同一港湾であってもその採取地点によって変化する。また、製鋼スラグの物理化学的性質は、製鋼スラグを産出する製鉄所や産出工程によっても大きく異なる場合がある。そのため、カルシア改質土を現地で利用する際には、材料特性の詳細な把握と緻密な品質管理が不可欠である。

上述のような特徴から、既往の研究では主としてカルシア改質土単材の力学特性やそれに与える浚渫土および製鋼スラグの物理化学的性質の影響、利用環境の影響（乾湿繰返しなど）などが調べられてきた。また、現地利用に向けた施工法の開発も盛んに行われている。このような研究成果を背景として、近年では浅場や干潟の造成用材、窪地の埋戻し材、潜堤用材または埋立て材などとして利用が進められている（一般社団法人日本鉄鋼連盟, 2008；一般財団法人沿岸技術研究センター, 2017；国土交通省, 2017）。

図-1.1 は、裏埋め材としてカルシア改質土を用いた例を示している。本例のように、カルシア改質土を岸壁背後の裏込めや裏埋めなど埋立て材として幅広く利用するために、カルシア改質土単材の力学特性だけでなく、カルシア改質土と異種材料（例えば、裏込め材である捨石や、陸側の地山など）との材料境界で発揮されるせん断特性の解明が課題となっている。特に、カルシア改質土と異種材料の力学特性が異なることから、地震時などに両者が追従して変形せず、材料境界で剥離やすべりを生じることが考えられる。また、材料境界で発揮されるせん断抵抗力の大きさによっては、前面のケーソンへの作用土圧が変化し、ケーソンの安定性に影響を及ぼすこと

も想定される。このように複数の材料が混在する港湾構造物では、材料境界で発揮されるせん断特性を把握することが重要であるが、カルシア改質土を対象としたそのような研究はこれまで行われていない。

本研究では、カルシア改質土と異種材料との境界におけるせん断特性を解明するために、一面せん断試験およびせん断模型実験（以下、模型実験という）を実施した。異種材料には、裏込め材を想定した礫材、その他の地山を想定した砂材および粘土材に加えて、擁壁などを想定したコンクリート材の4種類を用いた。また、礫材については、材料境界に防砂シートを設置した場合のせん断特性についても併せて調べた。本報告では、各条件下での詳細なせん断特性と設計に用いる摩擦係数の考え方を示す。

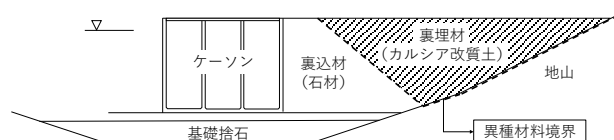


図-1.1 裏埋め材としてカルシア改質土を適用した例

## 2. 事前の調査および検討

### 2.1 既往の研究

カルシア改質土に関する既往の研究には、カルシア改質土の力学特性や周辺環境に与える影響、実海域利用に向けた設計・施工法や品質管理に関する研究などが多く見られる。

木曾ら (2008) は、数種類の製鋼スラグおよび浚渫土を用いて、各々に含まれる化学成分の分析を行うとともに、様々な組合せで混合、固化されたカルシア改質土について一軸圧縮試験を実施した。そして、配合条件、養生期間が強度特性に与える影響や、製鋼スラグ中の遊離石灰や浚渫土中の可溶性シリカの含有量が強度発現にとって重要なパラメータであることを示した。また、カルシア改質土のこのような強度発現メカニズムは、Toda et al. (2018) によっても確認されている。平井ら (2012) および Hirai et al. (2012) は、X線CTスキャナや電子顕微鏡を使用して、固化範囲の広がりや試料内部の粒子配置などカルシア改質土の微視的な内部構造を観察し、針貫入抵抗や一軸圧縮強度といった巨視的な強度特性や破壊形態との関係を調べた。その他、混合直後の発現強度特性 (Toda et

al., 2018; Weerakoon et al., 2020), 透水性 (Kang et al., 2018), 膨張特性 (Chikmit et al., 2019a) や, 骨材 (製鋼スラグ) の粒度が強度特性に与える影響 (Chikmit et al., 2019b) に着目した研究が見られる. また, 靱性を持たせるために短繊維を混合したカルシア改質土の研究開発も進められている (柳橋ら, 2017).

カルシア改質土の施工法には, 土運船に載せられた浚渫土に対して所定量の製鋼スラグを投入し, バックホウなどで十分に混合した後, トレミー船から投入する, あるいはグラブなどで投入する方法などがある (和田ら, 2008). その他の混合方法として, 管中混合方式 (田中ら, 2012; 山越ら, 2013), 落下混合方式 (田中ら, 2014), 改良した密閉式バケット内で混合を行う原位置混合方式 (本田ら, 2018) などが提案, 実施されている. いずれの施工法においても, 投入されたスラリー状のカルシア改質土は, 一般的に打設途中で締固めや均し作業といった処理が行われなため, 自然に流下した状態で固化する. そのため, 固化後のカルシア改質土と地山など異種材料との境界における接触状況は, スラリーの流動性や異種材料の粒度特性などに依存するものと考えられる. これに対して, 所定の法面勾配を形成するためにスラリーの流動性を調べた研究 (赤司ら, 2019) があるものの, 材料境界の接触状況に関する知見はない. 実施工において, カルシア改質土と地山など異種材料が材料境界においてどのような接触状況となっているかは, 今後の重要な研究課題と言える.

異種材料境界のせん断特性に関する研究には, 軽量混合処理土を対象とした研究事例がある. 三嶋ら (1995) および土田ら (2002) は, 気泡混合処理土と種々の異種材料を用いたせん断模型実験を行い, 各材料に対する摩擦係数を示した. 軽量混合処理土工法技術マニュアル (財団法人沿岸開発技術研究センター, 1999) では, 三嶋ら (1995) の結果を参考として, 軽量混合処理土と砂との摩擦係数に 0.55~0.60, 捨石との摩擦係数に 0.75~0.80 を用いることができるとされている. 池野ら (2011) は, 薬液注入によって固化された改良体と砂層とのせん断模型実験を行い, 摩擦係数が 0.61 であったことを報告している. 港湾基準 (公益社団法人日本港湾協会, 2018) では, 経験的な値として, 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いるために, 各種材料間の摩擦係数を示している. その他, 地山補強に用いられる Soil nailing 技術に関する研究として, 地山材とセメント系固化体とのせん断特性が引抜き試験や一面せん断試験によって調べられている (Chu et al., 2005; Sharma et al., 2020).

## 2.2 設計における摩擦係数の影響

岸壁の埋立て材としてカルシア改質土を用いた場合に, 異種材料境界の摩擦係数が設計 (例えば, ケーソンや前面矢板など壁面への作用力など) に与える影響を把握しておくことは重要である. そこで, 例として岸壁背後から壁面に作用する地震時の主働土圧 (以下, 地震時土圧という) に及ぼす材料境界の摩擦係数の影響を調べた. 地震時土圧の計算には, 土田ら (2001) に示された分割法による土圧算定法を参考にした. 本方法では, 図-2.1 に示されるように, 土圧を受ける鉛直壁 AB の背後地盤にすべり面を仮定し, すべり面上にある土楔 ABC を鉛直方向に分割する.  $n$  個に分割された各分割片について力のつり合い式を求める. これにより, 壁面に作用する全土圧の水平方向成分  $P \cos \delta$  に関する一般式 (1) が導かれる. 詳細な式の導出過程は, 土田ら (2001) を参照されたい.

$$P \cos \delta = \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{w_i k h + \frac{-c_i l_i \sec \alpha_i + W'_i B}{A}}{1 + \frac{B \tan \delta}{A}} \right\} \quad (1)$$

ここで,  $A = 1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i$ ,  $B = \tan \alpha_i - \tan \phi_i$  である. また,  $c_i$ ,  $\phi_i$  および  $\alpha_i$  は, 各分割片の粘着力, 内部摩擦角およびすべり面角度である. その他のパラメータは, 図中に示される通りである.

本方法は, 当初軽量混合処理土によって改良された岸壁の土圧算定に適用された. これに対して, 土田ら (2019) は本方法を高重量固化体を用いた岸壁の土圧算定に応用した. 高重量固化体には, カルシア改質土 (文献では製鋼スラグ混合土と表記されている) が想定されている. ここで, 高重量固化体について特に明確な定義はないが, 本報告では軽量混合処理土と比較して高い重量を持つカルシア改質土のような固化体を指すものとする. なお, 一般的な軽量混合固化処理土の単位体積重量が 6~15 kN/m<sup>3</sup> (財団法人沿岸開発技術研究センター, 1999) であるのに対して, 一般的なカルシア改質土の単位体積重量は埋立て材として用いる場合で 15~23 kN/m<sup>3</sup> (一般財団法人沿岸技術研究センター, 2017) である.

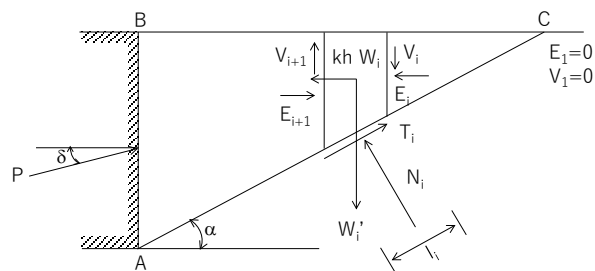
図-2.2 は, 土田ら (2019) が検討に用いたモデル岸壁の断面図を示している. 本岸壁は, 図のように背後地盤の下部がカルシア改質土を想定した高重量固化体, 上部が軽量な高炉水砕スラグで置換, 改良されている. 改良範囲が逆台形型となっているのは, 既存岸壁の改良を想定して, 掘削や埋め立てなどの施工のし易さを考慮したためと考えられる. また, 改良範囲の一部に軽量な高炉水砕スラグを用いたのは, 改良範囲に働く慣性力を抑えることによって

土圧低減効果を期待したためと考えられる。カルシア改質土の底面以深や陸側には砂質土が堆積している。ここでは、**図-2.2** の岸壁を対象として、地震時土圧を計算し、それに及ぼすカルシア改質土と砂質土間の摩擦係数の影響を調べた。

上述の通り、分割法による土圧算定では、はじめにすべり面を仮定する必要がある。**図-2.2** の壁面の場合には、**図-2.3** のような4つの破壊モードに関するすべり面が想定される(土田ら, 2019)。Mode 1は、岸壁の下端を通過する直線のすべり面である。Mode 2は、カルシア改質土の底面および陸側下端を通過する直線のすべり面である。Mode 2では、さらにカルシア改質土の陸側下端から固化体内または背後の砂質土内を通過する2種類のすべり面が考えられる。Mode 3では、カルシア改質土の底面および陸側下端を通過し、カルシア改質土内を通る直線と高炉水砕スラグ内に発生する鉛直クラックがすべり面となる。Mode 4では、それぞれの固化体と砂質土との境界部がすべり面となる。

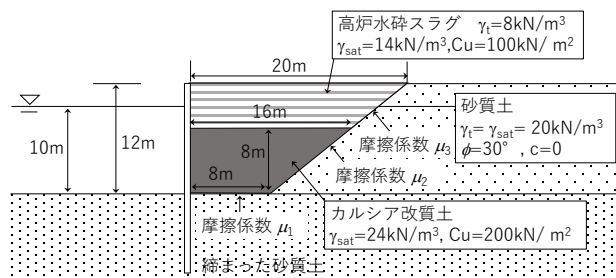
ここで、固化体が十分な強度を持つ場合には、Mode 2のうち背後の砂質土中を通過するすべり面あるいはMode 4によるすべり面のいずれかが形成され、このときに地震時土圧が最大になると考えられる。本研究では固化体が十分な強度を持つものとして、これら2つのケースについて地震時土圧を計算した。また、比較のため、無対策すなわち岸壁背後に砂質土のみが堆積する場合に、Mode 1のすべり面が発生するケースについて地震時土圧を計算した。

**表-2.1** は、計算に用いた主なパラメータを示している。高炉水砕スラグと砂質土の摩擦係数 $\mu_B$ を一定として、カルシア改質土の底面、陸側側面のそれぞれと砂質土との摩擦係数 $\mu_1$ 、 $\mu_2$ が地震時土圧に与える影響を調べた。 $\mu_1$ 、 $\mu_2$ に関して、砂質土の締め具合に応じてこれらの値が異なり得るが(土田ら, 2019)、ここでは単純化のため $\mu_1$ と $\mu_2$ は等しいものとした(以下、 $\mu_1 = \mu_2 = \mu_{calc}$ とおく)。 $\mu_B$ は軽量混合固化処理土工法技術マニュアル(財団法人沿岸開発技術研究センター, 1999)を参考として0.55で一定とした。カルシア改質土の飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ は24kN/m<sup>3</sup>である。その他計算に必要なパラメータは、**図-2.2**に示された通りである。

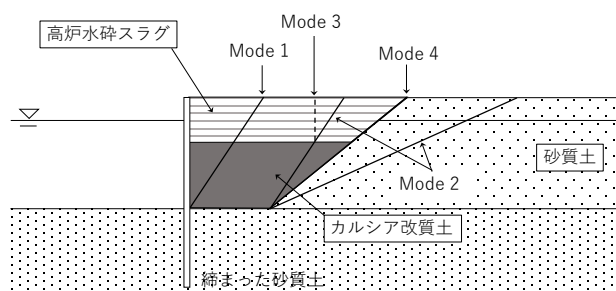


(**図中**,  $W_i$ : 分割片の全重量,  $l_i$ : 分割片のすべり面長さ,  $W_i'$ : 分割片の有効重量(浮力を引いた値),  $T_i$ : 分割片のすべり面に作用するせん断力,  $N_i$ : 分割片のすべり面に作用する垂直力,  $V_i$ および  $V_{i+1}$ : 分割片の側面に作用する鉛直力,  $E_i$ および  $E_{i+1}$ : 分割片の側面に作用する水平力,  $kh$ : 水平震度,  $\alpha$ : 水平方向からのすべり面角度,  $\delta$ : 壁面摩擦角,  $P$ : 壁面に作用する全土圧)

**図-2.1** 壁体背後の土層の分割(土田ら, 2001を加筆修正)



**図-2.2** カルシア改質土を用いたモデル岸壁(土田ら, 2019を加筆修正)



**図-2.3** 想定されるすべり面(土田ら, 2019)



表-2.1 計算パラメータの一覧

水平震度, kh	0.25
壁面摩擦角, $\delta$ (度)	0, 15 <sup>**</sup>
水の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	10
カルシア改質土と砂質土の摩擦係数, $\mu_1$ (底面) = $\mu_2$ (陸側側面) = $\mu_{calc}$	—
高炉水砕スラグと砂質土の摩擦係数, $\mu_3$	0.55

<sup>\*\*</sup>壁面と接触する材料が固化体（カルシア改質土および高炉水砕スラグ）の場合は0度、砂質土の場合は15度とした（財団法人沿岸開発技術研究センター, 1999）。

はじめに、無対策を想定して Mode 1 のすべり面が発生するケースについて地震時土圧を計算した結果、すべり面の角度が水平面に対して35度のときに最大の地震時土圧が発生し、その値は629kNであった。

図-2.4 は、Mode 4 のすべり面を仮定したときの地震時土圧と摩擦係数 $\mu_{calc}$ の関係を示している。図より、 $\mu_{calc}$ が大きくなると、地震時土圧が直線的に減少する傾向が確認できる。ここで、上述の通り無改良時の地震時土圧が629kNであるのに対して、図-2.4より改良時には $\mu_{calc}$ がおおよそ0.4を超えると地震時土圧が629kNを下回ることがわかる。このことから、今回の地盤条件では、 $\mu_{calc}$ が0.4より大きくなると、無改良時より地震時土圧が減少し、カルシア改質土の利用による土圧低減効果が期待できると言える。さらに、軽量混合処理土と砂質土との摩擦係数0.55~0.6（財団法人沿岸開発技術研究センター, 1999）を参考に、図中の当該範囲に着目すると、地震時土圧は375~294kNまで減少する。また、摩擦係数0.55~0.6のわずかな0.05の違いであっても、地震時土圧が375kNと294kNでは、その値が20%以上異なる。このように、異種材料境界の摩擦係数は地震時土圧に対して非常に敏感なパラメータであると言える。

ここで、図-2.4において $\mu_{calc}$ が約0.8の時に地震時土圧は0を示していることがわかる。これは、 $\mu_{calc}$ が約0.8以上となった場合に、地震時土圧が負値となるわけではなく、想定したすべり面で発揮できる摩擦抵抗が背後地盤の作用力を上回るために、壁面に作用する地震時土圧が0となることを意味する。一方、実地盤では、固化体、固化体周辺の地盤、岸壁前面の壁体など材料によって固有振動数が異なるために、地震時の揺れ方も各材料で異なるものと考えられる。このことから、異種材料間の摩擦係数が十分に大きい場合であっても、必ずしも地震時土圧が0になるとは言えない。本計算結果は、あくまで静的計算によ

って導かれた地震時土圧であり、実際に作用する地震時土圧とは異なる場合があることに注意が必要である。

上述の計算ではカルシア改質土の $\gamma_{sat}$ が24kN/m<sup>3</sup>一定であったのに対して、図-2.5は $\gamma_{sat}$ を16, 20kN/m<sup>3</sup>に変えて計算した結果を併せて示している。図より、いずれのケースも地震時土圧と摩擦係数 $\mu_{calc}$ はほぼ線形関係にあるが、 $\gamma_{sat}$ が小さいほどその傾きは小さくなることがわかる。すなわち、 $\gamma_{sat}$ が小さいほど、 $\mu_{calc}$ が地震時土圧に及ぼす影響が小さい。また、その結果として、 $\mu_{calc}$ がおおよそ0.52以下では $\gamma_{sat}$ が大きいほど地震時土圧が大きく、0.52以上では $\gamma_{sat}$ が小さいほど地震時土圧が大きい結果となっている。これは、 $\gamma_{sat}$ が抵抗側である材料境界の摩擦抵抗と作用側である慣性力（ここでは水平震度×土楔の重量に相当）の両方に影響し、それらのバランスによって地震時土圧が決まるためである。今回のモデル岸壁の場合には、 $\gamma_{sat}$ が大きくなるにつれて作用の増加より抵抗の増加が卓越した結果、上述のように $\mu_{calc}$ が0.52前後で $\gamma_{sat}$ による地震時土圧の大小関係が逆転したものと考えられる。このようにカルシア改質土のような高重量固化体に対して土圧低減効果を期待する場合には、異種材料境界の摩擦係数の設定に特に注意が必要である。

図-2.6 は、Mode 4 とすべり面が砂質土を通過する Mode 2 について計算された地震時土圧と摩擦係数 $\mu_{calc}$ の関係を示している。図には、Mode 2 において砂質土の内部摩擦角を35度に変更した結果も併せて示した。なお、Mode 2 の計算では、すべり面角度を水平面に対して20度から45度まで1度ずつ変えたときに現れた最大の地震時土圧を示している。また、Mode 2 では、 $\mu_2$ がすべり面上の土楔の内部に位置することになるため地震時土圧の計算には無関係である。よって、Mode 2 における $\mu_{calc}$ とは、すなわち $\mu_1$ に等しい。ここで、砂質土の内部摩擦角が変わると異種材料間の摩擦係数が変わることも考えられるが、ここでは砂質土の内部摩擦角と $\mu_1$ が互いに依存しないものとして検討を行った。図-2.6より、Mode 4 と Mode 2 を比較すると、Mode 2の方が $\mu_{calc}$ に対する地震時土圧の変化が小さい。砂質土の内部摩擦角が30度のMode 2の場合には、 $\mu_{calc}$ がおおよそ0.43を超えると、Mode 2の地震時土圧がMode 4より大きくなることがわかる。これは $\mu_{calc}$ が0.43を超えると、カルシア改質土と砂質土の境界ではなく、砂質土内にすべり面を仮定したときの地震時土圧が設計上問題となることを意味する。一方、Mode 2で砂質土の内部摩擦角を35度とした場合には、30度の場合と比較して地震時土圧が全体的に小さくなり、Mode 4と交わる点の $\mu_{calc}$ もおおよそ0.64となり大きくなることがわかる。この場合には、 $\mu_{calc}$ が0.64以下ではカルシア改質土と砂質土

の境界において、0.64 以上では砂質土内部にすべり面を仮定したときの地震時土圧が設計上問題となる。このように、どこにすべり面を仮定し、いくら地震時土圧が作用するかは、異種材料境界の摩擦係数と地山の内部摩擦角との大小関係によって決定されることがわかる。

### 2.3 本研究で実施する試験の概要

2.2 で示したように、異種材料境界の摩擦係数は岸壁に作用する地震時土圧に大きな影響を与えることから、設計において極めて重要なパラメータと言える。さらに、カルシア改質土のように固化体の重量が高いほど、摩擦係数の影響が大きくなることを鑑みれば、これを実験的に調べておくことは、今後設計において摩擦係数を適切に設定するためにも有用である。

試験方法には、三嶋ら (1995) および土田ら (2002) のように、異種材料を剛な土槽に充填した後、その地表面上に固化体を設置し、固化体を水平に載荷することで異種材料境界で作用する摩擦力を直接的に計測する方法が考えられる。三嶋ら (1995) は、対象とした地盤材料の粒径が小さく、供試体サイズも比較的小さかったため、多くの実験ケースについて実験を行った。一方、土田ら (2002) は、粒径の大きい捨石を用いたため、供試体サイズが大きく、実スケールに近い実験であるものの、実験ケースが限られている。本研究ではこれらの先行研究を参考として、カルシア改質土と 4 種類の異種材料 (礫材、砂材、コンクリート材および粘土材) に対して、供試体サイズの異なる一面せん断試験および模型実験を実施した。供試体サイズの小さい一面せん断試験では、全種類の異種材料を対象として、上載圧やカルシア改質土の養生期間など複数の試験条件について試験を実施した。一方、供試体サイズの大きい模型実験では、粘土材を除く 3 種類の異種材料を対象として、一面せん断試験と共通する代表的な実験条件についてせん断試験を実施した。

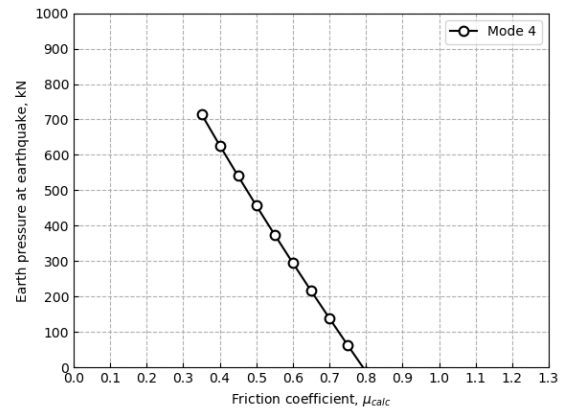


図-2.4 地震時土圧と摩擦係数 $\mu_{calc}$ の関係

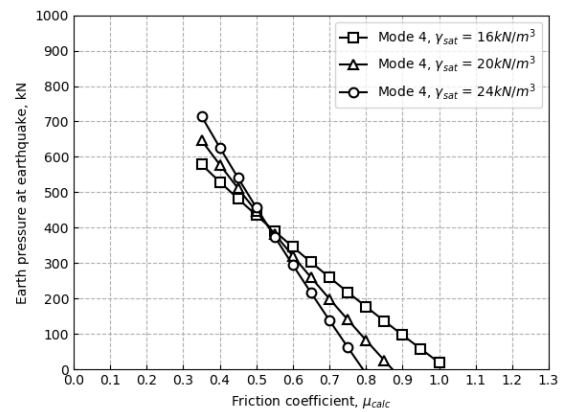


図-2.5 地震時土圧と摩擦係数 $\mu_{calc}$ の関係に及ぼす固化体重量の影響

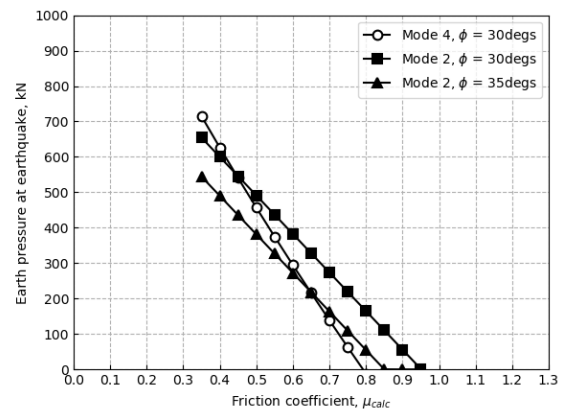


図-2.6 地震時土圧と摩擦係数 $\mu_{calc}$ の関係に及ぼす破壊モードの影響

### 3. 試験に用いた材料

#### 3.1 カルシア改質土

表-3.1 および表-3.2 は、カルシア改質土の作製に用いた浚渫土および製鋼スラグの物理特性を示している。本研究では、東予港で採取された浚渫土および八幡製鉄所で副生された製鋼スラグを体積混合率 7 : 3 で混合した。このとき、自然含水状態の浚渫土を用いた。なお、実際に各材料の体積を計測することは作業が煩雑で実験上困難であるため、各材料の物性値（土粒子密度および表乾密度）を用いて必要な体積を重量に換算し、重量に基づいて各材料の必要量を管理した。

図-3.1 は、配合設計を行うために事前に実施した一軸圧縮試験結果を示している。一軸供試体は、寸法が直径 100mm、高さ 200mm で、気中養生されたものを用いた。養生中は、乾燥を防ぐためラップフィルムで供試体を覆ったが、供試体を設置した室内の温度調整は行っていない。養生日数毎に 3 個の供試体について試験を行った。図より、養生期間 7~28 日では一軸圧縮強度  $q_u$  が 60~140kPa 程度になっていることがわかる。一般的に、埋立て材としてカルシア改質土を用いる場合には、 $q_u=50\sim150\text{kPa}$  程度が求められることから（一般財団法人沿岸技術研究センター，2017）、本研究で用いたカルシア改質土もそれに準じる強度特性をもつものと言える。本研究で実施した一面せん断試験では、カルシア改質土の発現強度の影響を調べるために、養生日数を 7 日、14 日および 28 日としたケースについて試験を行った。また、模型実験では、養生日数 28 日として試験を行った。

表-3.1 浚渫土の物理特性

使用材料	東予港浚渫土
土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.755
自然含水比 (%)	32.6
粒度	
礫分 (2 - 75mm) (%)	0.6
砂分 (0.075 - 2mm) (%)	72.6
シルト分 (0.005 - 0.075mm) (%)	12.8
粘土分 (0.005mm 未満) (%)	14.0
最大粒径 (mm)	4.75
液性限界 (%)	NP

表-3.2 製鋼スラグの物理特性

使用材料	八幡製鋼スラグ
粗骨材 (5mm<)	
表乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	3.23
絶乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	3.10
吸水率 (%)	3.97
粒度割合 (%)	26.1
細骨材 (<5mm)	
表乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	3.16
絶乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	3.01
吸水率 (%)	4.77
粒度割合 (%)	73.9
全体	
表乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	3.18
絶乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	3.03
吸水率 (%)	4.56

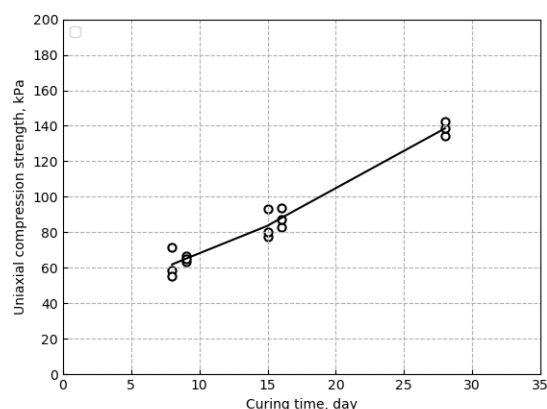


図-3.1 養生日数と一軸圧縮強度の関係

#### 3.2 異種材料

表-3.3~表-3.6 は異種材料として用いた 4 種類の材料（礫材、砂材、粘土材、コンクリート材）の主な特性および後述の各試験における供試体作製条件を示している。

礫材について、一面せん断試験および模型実験ではせん断箱寸法が異なるため、粒径とせん断箱寸法の比が概ね等しくなるように各試験で異なる粒径の碎石を用いた。ここで、碎石粒径に対してせん断箱のせん断方向の幅が一面せん断試験で 10~15 倍、模型実験で 12.5~16.7 倍となる。

砂材およびコンクリート材については、一面せん断試験および模型実験の両方で同じ材料を用いた。粘土材については、一面せん断試験のみ実施した。

礫材を対象とした試験では、材料境界に防砂シートを設置した場合のせん断特性についても併せて調べた。表-3.7 は使用した防砂シートの主な特性を示している。

表-3.3 礫材の特性

使用材料	単粒度砕石 4号 (一面せん断試験) 単粒度砕石 3号 (模型実験)
粒径範囲 (mm)	20~30 (一面せん断試験) 30~40 (模型実験)
湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.60

表-3.4 砂材の特性

使用材料	東北珪砂 6号
粒径範囲 (mm)	0.25~0.45
土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.633~2.645
最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.731
最小乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.401
相対密度 (%)	80

表-3.5 粘土材の特性

使用材料	大阪湾粘土
土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.680
粒度	
礫分 (2 - 75mm) (%)	0
砂分 (0.075 - 2mm) (%)	2.1
シルト分 (0.005 - 0.075mm) (%)	27.1
粘土分 (0.005mm 未満) (%)	70.8
液性限界 (%)	121.6
塑性限界 (%)	43.0

表-3.6 コンクリート材の特性

使用材料とその割合	セメント* : 砂 : 砂利 : 水 = 1 : 2.4 : 3.2 : 0.5 (重量比)
一軸圧縮強度 (MPa)	25.1

\*普通ポルトランドセメント

表-3.7 防砂シートの特性

使用材料	防砂シートドレインマット AF ポリエステル長繊維不織布 (メーカー: 株式会社アケボノ, 品番: AF-500S)
厚さ (mm)	4.2
質量 (g/m <sup>2</sup> )	500
引張強度 (N/5cm)	縦: 1765, 横: 1470
伸度 (%)	縦: 60, 横: 60

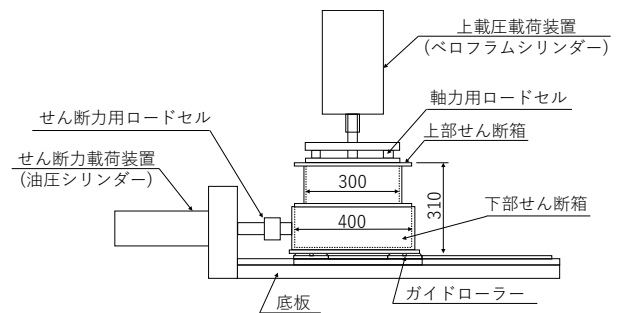
## 4. 一面せん断試験

### 4.1 試験方法

#### (1) 試験装置

図-4.1 は、一面せん断試験装置の模式図および外観を示している。本試験装置は、上部せん断箱の水平変位が拘束され、下部せん断箱が水平に載荷される仕組みとなっている。なお、図-4.1aには示されないが、上部せん断箱は反力柱 (図-4.1b) を介して底板に固定されている。本研究では、養生が必要なカルシア改質土を用いる試験を複数実施する必要があるため、カルシア改質土が充填される鋼製の下部せん断箱を試験ケース分製作した。下部せん断箱の寸法は、縦 400mm、横 360mm、高さ 150mm である。異種材料が充填される上部せん断箱の寸法は、直径 300mm、高さ 150mm である。

試験装置の載荷性能は、鉛直方向 20kN、せん断方向 (水平方向) 50kN である。せん断方向の最大変位は 50mm である。



a) 模式図



b) 外観

図-4.1 一面せん断試験装置

## (2) 供試体作製方法

カルシア改質土作製のために、3.1に示された自然含水状態の浚渫土と製鋼スラグを体積混合率7:3の割合で混合、攪拌した。はじめに、浚渫土は、事前にハンドミキサーで攪拌し、含水比と湿潤密度を測定したうえで混合重量を算出した。その後、浚渫土と製鋼スラグを混合し、ハンドミキサーで攪拌した(写真-4.1a)。このとき、十分に均質と見られる程度まで攪拌を行い、攪拌時間の制御は行っていない。攪拌したこれらの材料を下部せん断箱に充填した。このとき、ハンドバイブレーターを用いて試料を転圧しながらカルシア改質土を充填した(写真-4.1b)。充填後、下部せん断箱の上端面位置でカルシア改質土を端面整形した(写真-4.1c)。

異種材料とカルシア改質土の固着を再現するために、端面整形直後のカルシア改質土上部に直径290mmのプラスチック製円筒容器を置き、その中に礫材および砂材を充填した(写真-4.2および写真-4.3)。礫材では高さ100mm、砂材では高さ50mmのプラスチック製円筒容器を用いた。このとき、礫材は湿潤密度で $1.60\text{g/cm}^3$ 、砂材は相対密度で80%である。防砂シートを設置する試験ケースでは、カルシア改質土上部に防砂シートを載せた後、上述と同様の方法で礫材を充填した(写真-4.4)。コンクリート材の場合には、予め作製、養生しておいた円盤状のコンクリートをカルシア改質土上部に設置した(写真-4.5)。異種材料を設置した後、乾燥を防止するためにラップフィルムで供試体を覆い、所定の日数気中養生した。なお、養生中は実験室内の温度調整を行っていない。

養生終了後、試験装置に下部せん断箱を設置し、上部せん断箱を被せる。礫材および砂材の場合には、プラスチック容器を引き抜き、上部せん断箱との隙間に同じ礫材または砂材を充填して、供試体を作製した。コンクリート材の場合には、上部せん断箱との隙間に石膏を充填し、試料とせん断箱との密着を良くした。このとき、石膏を一晩養生させた。

粘土材の場合には、カルシア改質土の打設直後には粘土材を設置せず、カルシア改質土のみ気中養生を行った。養生後、上下部せん断箱を試験装置に設置した状態で、上部せん断箱内に含水調整した粘土材を充填した(写真-4.6)。その後、上載圧10kPaで1000分間(16.7時間)1次元圧密を行った。



a) 混合、攪拌時



b) 充填、転圧時



c) 端面整形後

写真-4.1 カルシア改質土の作製状況



写真-4.2 礫材の設置状況

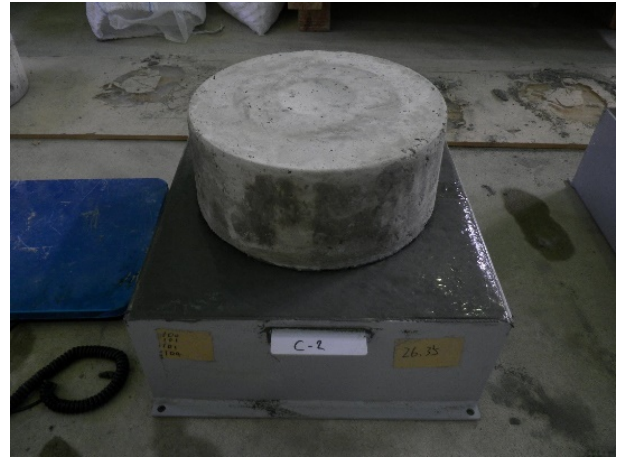


写真-4.5 コンクリート材の設置状況

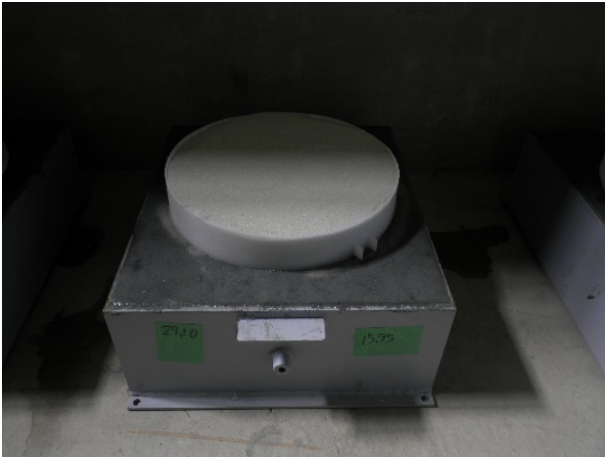


写真-4.3 砂材の設置状況

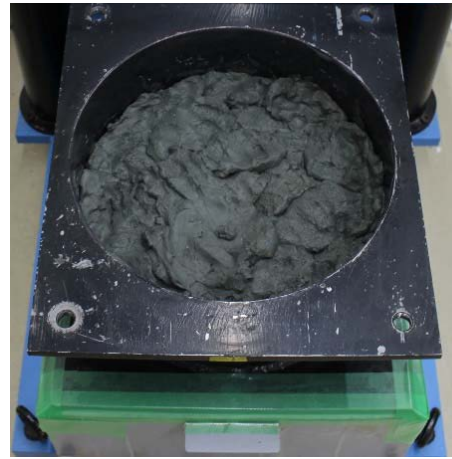


写真-4.6 粘土材の設置状況



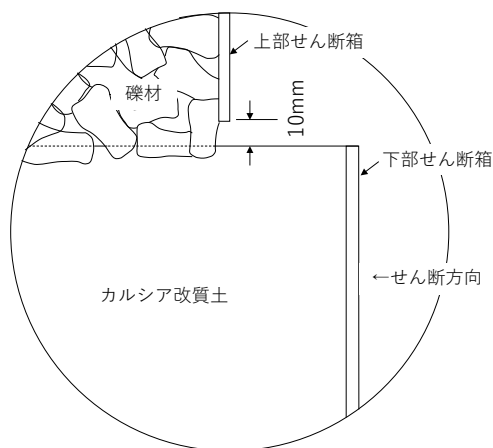
写真-4.4 防砂シートおよび礫材の設置状況

### (3) 試験条件

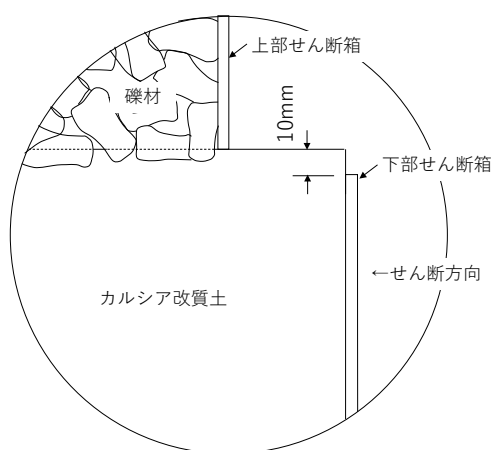
上述の方法により試験装置に供試体を設置した後、所定の上載圧を载荷した。上載圧によって発生する鉛直変位が収束したことを確認して、下部せん断箱を水平に载荷した。水平载荷は、载荷速度 1mm/min のもと、水平変位が 40mm に達するまで行った。

本試験におけるせん断面の開口幅は全ケース一律に 10mm とした。ここで、開口幅とは上部せん断箱の下端と下部せん断箱の上端との隙間の距離を指す。開口幅が同じ場合であっても、せん断面の位置がせん断抵抗力に影響を与える場合があるため、比較として礫材を用いた試験では開口部の位置を変更した試験ケースを 1 ケース実施した。具体的には、開口部が境界面に位置するケース(図-4. 2a)と、開口部がカルシア改質土中に位置するケース(図-4. 2b)である。開口部の位置を変更したケース(後述の表-4. 1 中で試験ケース G-6 に該当)を除く全てのケースでは、開口部の位置が図-4. 2a のようになっている。

表-4.1 は、試験ケースの一覧を示している。本研究では、カルシア改質土と4種類の異種材料との材料境界で発揮されるせん断抵抗に対して、主に上載圧およびカルシア改質土の養生日数の影響について調べた。これに加えて、礫材を対象とした試験では、防砂シートの有無による影響、せん断面の位置の影響を調べた。また、比較のため、礫材および砂材については、単材での試験も併せて行った。このとき、下部せん断箱には、上部せん断箱と同じ作製方法、同じ密度で各材料を充填した。コンクリート材を対象とした試験では、カルシア改質土の養生中にコンクリート材を載せず、せん断载荷直前にコンクリート材を設置する試験も併せて実施した。先述の供試体作製方法ではカルシア改質土の養生に伴って、コンクリート材とカルシア改質土が固着するのに対して、本供試体作製方法では固着していない場合のせん断挙動を確認できるものと考えられる。



a) 開口部が境界面に位置するケース



b) 開口部がカルシア改質土中に位置するケース (後述の表-4.1 中で試験ケース G-6 に該当)

図-4.2 開口部の位置に関する模式図

表-4.1 一面せん断試験ケースの一覧

Case	異種材料	養生日数 (日)※	上載圧 (kPa)	その他
G-0	礫材	n/a	10	礫単材
G-1		14	10	
G-2		14	20	
G-3		14	50	
G-4		7	10	
G-5		28	10	
G-6		14	10	開口部の位置を変更
G-7		14	10	防砂シート
S-0	砂材	n/a	10	砂単材
S-1		14	10	
S-2		14	20	
S-3		14	50	
S-4		7	10	
S-5		28	10	
C-1	コンクリート材	14	10	
C-2		14	20	
C-3		7	10	
C-4		28	10	
C-5		14	10	コンクリート材を载荷直前に設置
CI-1	粘土材	14	10	
CI-2		7	10	

※カルシア改質土の養生日数を意味する。

## 4.2 試験結果

### (1) 礫材とカルシア改質土のせん断特性

図-4.3 は、礫材とカルシア改質土の一面せん断試験で得られたせん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係を示している。なお、鉛直変位は正が圧縮、負が膨張を示しており、これ以降他ケースの鉛直変位も全て同様に整理した。

図-4.3a は、礫単材 (G-0) と礫材を用いた異種材料境界 (G-1) のせん断特性を比較した結果である。いずれも上載圧は 10kPa である。図より、G-0 では、せん断応力が 40kPa に達すると、その後減少傾向に転じるものの、周期的にせん断応力の増減を繰返して、やがて G-1 に近いせん断応力まで減少することがわかる。これは、G-0 では礫粒子の噛み合わせによってせん断に抵抗しているためと

考えられる。すなわち、せん断に伴って個々の礫粒子が隣り合う粒子を乗り越えたり、間隙に落ち込んだりすることによって、せん断応力は増減を繰り返しながら、やがて一定値に収束する。G-0の鉛直変位を見ると、載荷終了時点では引き続き膨張傾向を示すものの、その傾向は載荷途中から徐々に緩やかになっており、やがて体積変化を起こさない残留状態に達するものと推察される。

一方、G-1では、せん断応力が30kPa程度でピークを示すと、その後緩やかな減少傾向に転じる。せん断変位30mmではせん断応力がほぼ一定値に収束しており、残留状態に達している。G-1の鉛直変位を見ると、同じく膨張傾向を示すものの、G-0に比べて小さい値を推移している。これは、G-1では礫粒子がカルシア改質土表面を引きずられながらせん断されるため、G-0のように礫粒子の噛み合わせに起因する大きな鉛直変位が発生しなかったためと考えられる。

写真-4.7は、G-1の試験後に境界面を撮影したものであるが、カルシア改質土表面に礫の粒子形状跡が残っていることがわかる。これは、図-4.2aで図示されたように、礫粒子がカルシア改質土に食い込んだ状態で養生されているためである。このように養生されたことから、載荷初期には礫粒子とカルシア改質土の固着や礫粒子前面に受働抵抗が働くため、せん断応力のピークが現れる。しかし、せん断が進み、固着や礫粒子前面のカルシア改質土が破壊すると、礫粒子はカルシア改質土内に形成されたすべり面を引きずられながら水平移動する。やがて、せん断応力は一定値に収束し、残留状態となる。これがG-1における礫材とカルシア改質土の境界で発揮されるせん断抵抗メカニズムと考えられる。また、後述の試験結果や他ケースの境界面の観察結果によれば、礫材を用いたいずれのケースでも概ねこのようなメカニズムでせん断抵抗が発揮されたものと推察される。

図-4.3bは、上載圧の異なるG-1、G-2およびG-3の結果を比較している。カルシア改質土の養生日数はいずれも14日である。図より、いずれのケースにおいても載荷初期にせん断応力のピークが現れることや、上載圧が高いほどそのピーク値が高いことがわかる。しかし、上載圧が低いG-1と比較して、G-2およびG-3ではピーク形状がやや緩やかで、ピーク後のせん断応力は穏やかな減少傾向を示している。一方、鉛直変位に着目すると、上載圧が高いほど膨張傾向が小さい。ここで、G-3では、載荷途中からせん断応力が再び増加し、載荷終了時点で最も高いせん断応力が現れることがわかる。これは、せん断が進むとともに、下部せん断箱の側壁の拘束効果の影響が現れたためと考えられる。すなわち、図-4.2aのように、礫粒子がカルシ

ア改質土に食い込んだ状態でせん断が進むため、最も上載圧が高く、膨張傾向が小さかったG-3では、せん断が進むにつれて、側壁の拘束効果を受け易いため、載荷途中からせん断応力が増加したと推察される。

図-4.3cは、養生日数の異なるG-1、G-4およびG-5の結果を示している。上載圧はいずれも10kPaである。図より、養生日数が28日で最も長いG-5では、載荷初期に現れるせん断応力のピーク値が最も高く、またピーク後の減少傾向が最も顕著である。一方、養生日数が7日で最も短いG-4は、せん断応力のピーク形状が緩やかで、ピーク後のせん断応力の減少傾向も比較的穏やかである。これらの結果として、載荷終了時のせん断応力を比較すると、G-1でやや低い値を示すものの、養生日数の違いによらずいずれのケースも同程度の値に収束する。養生日数の増加とともにカルシア改質土の発現強度が増加すること(図-3.1)、そして固着や礫粒子前面の受働抵抗が大きい載荷初期において、G-5が最も高いせん断応力を示すことから、固着の強さや受働抵抗の大きさは、養生日数、すなわちカルシア改質土の発現強度に依存すると言える。しかし、せん断が進行して、固着や礫粒子前面にあるカルシア改質土が一旦破壊されると、今回対象とした養生日数ではその違いがせん断応力に与える影響は小さい。

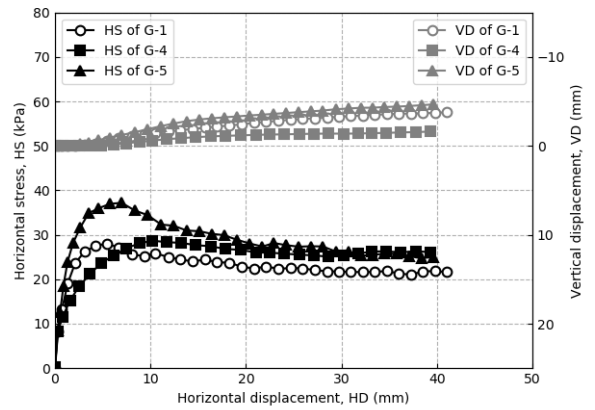
図-4.3dは、開口幅が同じで、その位置が異なるG-1およびG-6を比較した結果である。開口部の位置は、図-4.2に示した通りである。図より、G-6において載荷初期に現れるせん断応力のピーク値が高いが、せん断が進み、残留状態に近づくと、両者のせん断応力はほぼ同程度になっている。これは、図-4.2bから推測すると、G-6では上部せん断箱によって礫粒子の動きが拘束されるため、礫粒子下面に明確なすべり面が形成されるまで、その拘束効果によって高いせん断応力を示したことが原因であると考えられる。しかし、一旦すべり面が形成されると、すべり面で発揮される摩擦抵抗が支配的になるため、上部せん断箱の拘束効果による影響が小さくなり、両ケースのせん断応力の違いが小さくなったと推察される。

図-4.3eは、異種材料境界に防砂シートを設置した結果を示している。図より、防砂シートを設置したG-7では、G-1に見られるような載荷初期のせん断応力のピークは確認されず、載荷開始から徐々にせん断応力が増加すると、やがてG-1と同程度のせん断応力に達することがわかる。防砂シートが存在することで、礫粒子とカルシア改質土は固着しないものの、すべり面で発揮される摩擦抵抗は防砂シートの有無に依らず同程度であると言える。

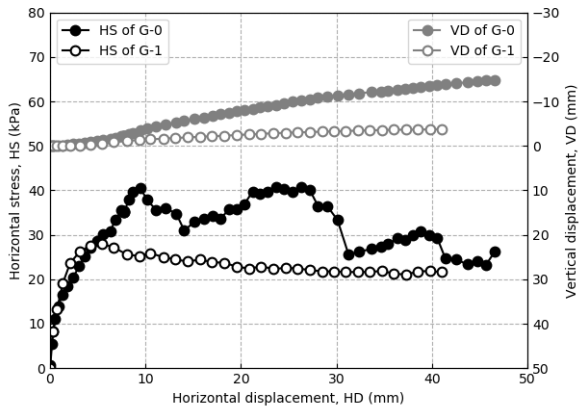
写真-4.8は、G-7の試験後の境界面を撮影したものである。防砂シートに破れなどの破損箇所は見当たらないが、



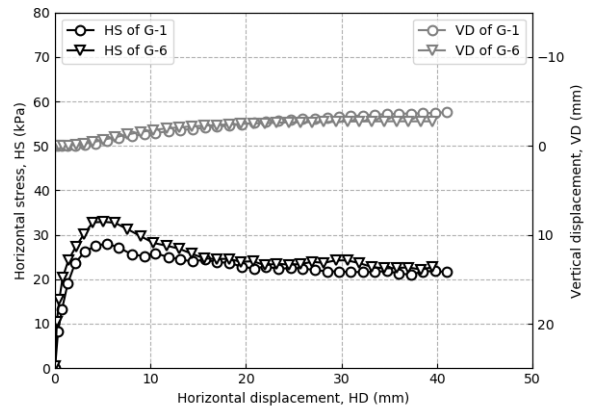
礫粒子が防砂シートに押さえつけられながらせん断されたことを示す凹凸が防砂シート全面およびカルシア改質土表面に確認される。今回の試験条件では、防砂シートの存在により礫粒子とカルシア改質土は固着しない。しかし、防砂シートは柔らかく薄いため、礫粒子と一緒にカルシア改質土に折り込まれるような状態でせん断された結果、上述のようなカルシア改質土の表面形状となった。そして、これによって、防砂シートの有無によらず、同じような残留状態を示したものと推察される。



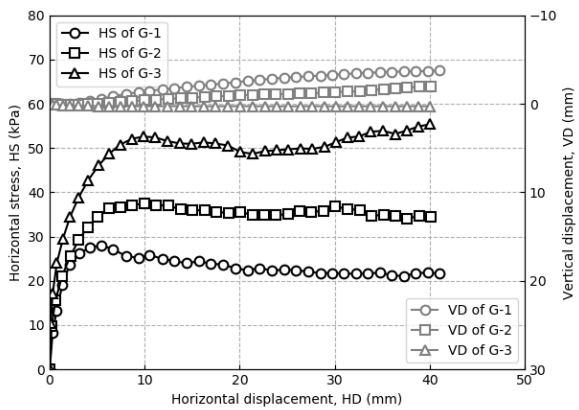
c) 養生日数の影響 (G-1, G-4, G-5)



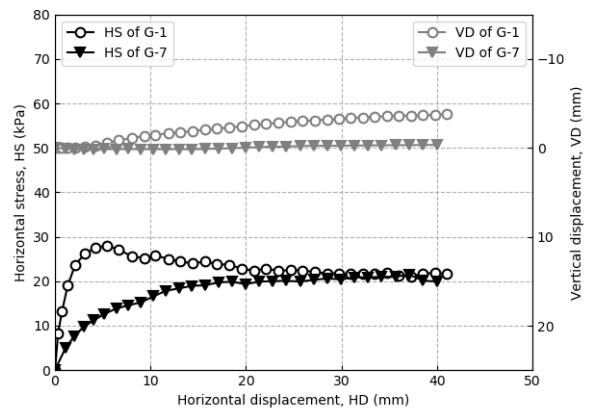
a) 礫単材との比較 (G-0, G-1)



d) 開口部の位置の影響 (G-1, G-6)



b) 上載圧の影響 (G-1, G-2, G-3)

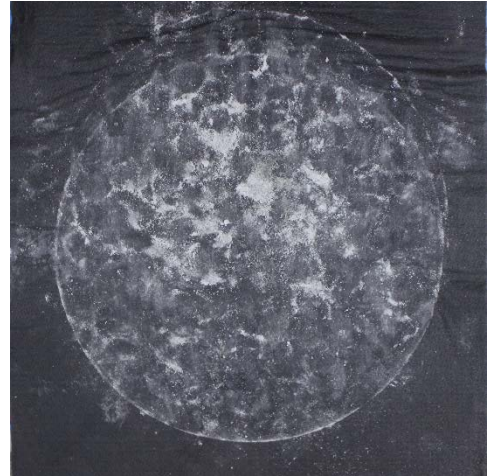


e) 防砂シートの影響 (G-1, G-7)

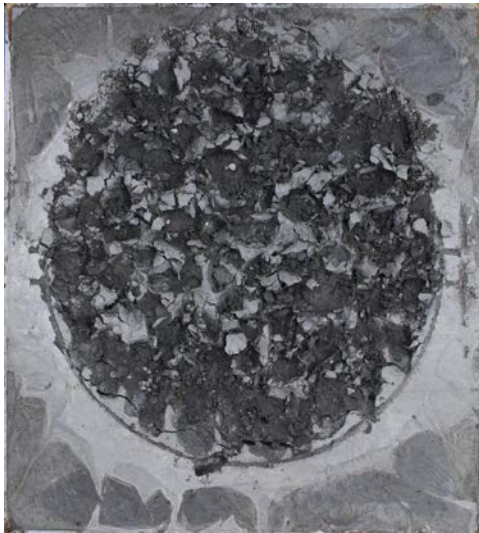
図-4.3 せん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係



a) 上方からの観察（礫材撤去前）



a) 上方からの観察（防砂シート撤去前）



b) 上方からの観察（礫材撤去後）

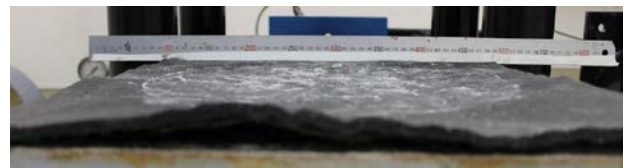


b) 上方からの観察（防砂シート撤去後）



c) 側方からの観察（礫材撤去後）

写真-4.7 試験後の境界面（G-1）



c) 側方からの観察（防砂シート撤去前）



d) 側方からの観察（防砂シート撤去後）

写真-4.8 試験後の境界面（G-7）

(2) 砂材とカルシア改質土のせん断特性

図-4.4 は、砂材とカルシア改質土の一面せん断試験で得られたせん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係を示している。

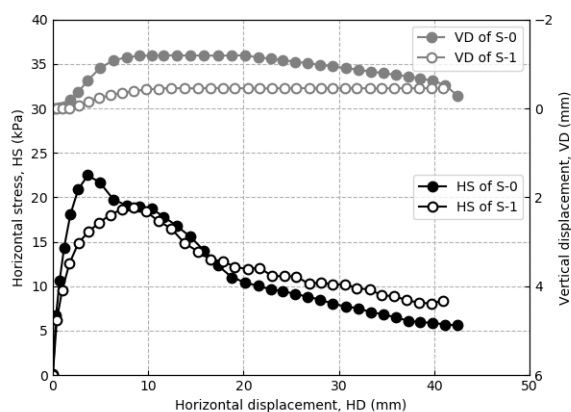
図-4.4a は、砂単材 (S-0) と砂材を用いた異種材料境界 (S-1) のせん断特性を比較した結果である。いずれも上載圧は 10kPa である。図より、いずれのケースでも荷重初期にせん断応力の明確なピークが現れ、その後減少傾向に転じると、両ケースでほぼ同程度のせん断応力まで減少を続ける。このとき、荷重初期のピーク値は、砂単材の S-0の方がやや高いようである。これは、S-1 では上部せん断箱内の砂のみ膨張するのに対して、S-0 では下部せん断箱内の砂も膨張するため、正のダイラタンシーが強く、その結果、ピーク値が高くなったと推察される。

写真-4.9 は、S-1 の試験後の境界面を撮影したものである。写真より、すべり面が、異種材料境界ではなく、砂材内部に形成されたことが明らかである。そのため、せん断応力のピークを過ぎて残留状態になると、S-0 および S-1 で同程度のせん断応力を示したものと推察される。なお、S-1 の他いずれのケースにおいても、材料境界ではなく、砂材内部にすべり面が発生していたことを確認している。

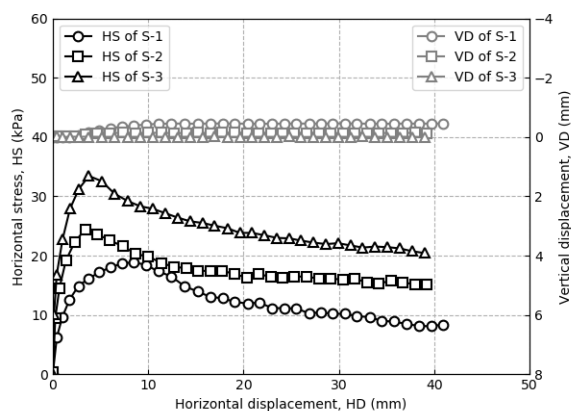
図-4.4b は、上載圧の異なる S-1, S-2 および S-3 の結果を比較している。カルシア改質土の養生日数はいずれも 14 日である。図より、いずれのケースでも荷重初期のせん断応力のピークが現れること、上載圧が高いほどせん断応力が高く、膨張傾向が小さいことがわかる。これらはいずれも礫材を用いたケースに見られた傾向と同様である。

図-4.4c は、養生日数の異なる S-1, S-4 および S-5 の結果を示している。上載圧はいずれも 10kPa である。図より、礫材を用いたケースと同じく、養生日数が長くなると、荷重初期に現れるせん断応力のピーク値がやや高くなるが、せん断が進み、残留状態になると同程度のせん断応力に収束する。

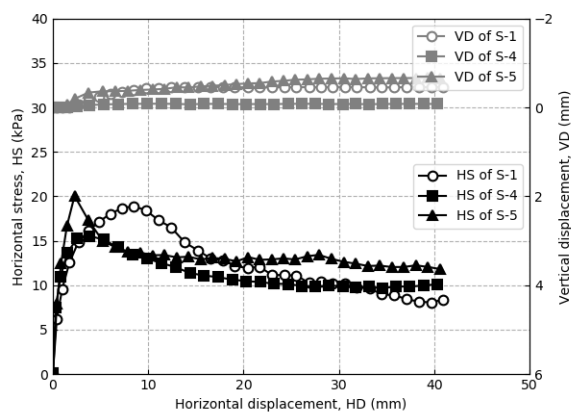
上述の結果より、砂材とカルシア改質土のせん断抵抗メカニズムは以下のように推察される。すなわち、明確なすべり面が現れていない荷重初期には、礫材と同様に、砂材とカルシア改質土の固着やカルシア改質土内の受働抵抗が働くため、養生日数、すなわちカルシア改質土の発現強度がせん断応力のピーク値に影響を及ぼす。しかし、固着やカルシア改質土が破壊に至るほど、砂単材のせん断抵抗が強くないため、せん断が進むとともに、やがて砂材内部にすべり面が形成される。そのため、残留状態では砂単材のせん断挙動と同様な挙動を示したものと考えられる。



a) 砂単材との比較 (S-0, S-1)



b) 上載圧の影響 (S-1, S-2, S-3)



c) 養生日数の影響 (S-1, S-4, S-5)

図-4.4 せん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係



a) 上方からの観察



b) 側方からの観察

写真-4.9 試験後の境界面 (S-1)

### (3) コンクリート材とカルシア改質土のせん断特性

図-4.5 は、コンクリート材とカルシア改質土の一面せん断試験で得られたせん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係を示している。

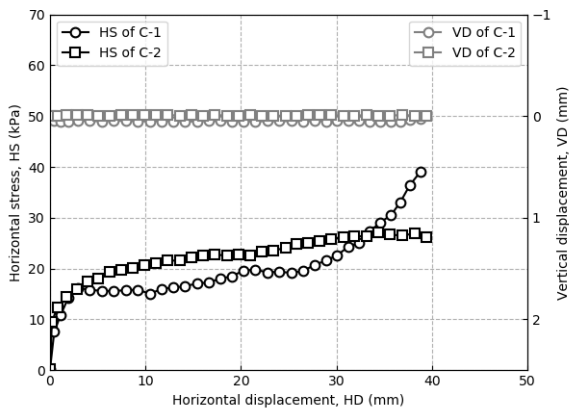
図-4.5a は、上載圧の異なる C-1 および C-2 の結果を示している。カルシア改質土の養生日数はいずれも 14 日である。図より、上載圧が 10kPa である C-1 では、荷重初期にせん断応力のピーク形状が緩やかであるが、その後せん断応力が横ばいと微増を繰り返したあと、せん断変位 25mm 付近から急激に増加する傾向が見られる。一方、上載圧が 20kPa の C-2 では、荷重初期にせん断応力の明確なピークは現れないが、せん断変位 5mm を超えるとせん断応力の増加が緩やかとなり、荷重終了までほぼ直線的にせん断応力が増加している。このとき、荷重後半に見られたせん断応力の急増部分を除けば、上載圧が高い C-2 において、せん断応力が高い結果となっている。なお、せん断応力が急増した理由は、後述の通りである。

図-4.5b は、養生日数の異なる C-1、C-3 および C-4 の結果を示している。上載圧はいずれも 10kPa である。図より、礫材および砂材の試験結果と同様に、いずれのケース

でも荷重初期にせん断応力のピークが現れ、その後減少傾向に転じる。しかし、礫材および砂材とは異なって、せん断が進んでも、同程度のせん断応力までは減少せず、荷重後半にはせん断応力の急激な増加が見られる。

上述のように、特に荷重後半において特異なせん断挙動が現れた要因を以下のように推察した。写真-4.10 は、C-1 の試験後の境界面を撮影したものである。写真より、せん断によってコンクリート材が破壊した様子はなく、コンクリート材とカルシア改質土の境界面は非常になめらかであることから、材料境界がすべり面になったと考えられる。一方、写真-4.10b から明らかなように、コンクリート材の前面(写真中、右側)でカルシア改質土が隆起していることがわかる。これは、養生中自重によってコンクリート材がカルシア改質土にやや沈み込んだ状態でカルシア改質土が固化していたことを鑑みると、コンクリート材の前面下端にあるカルシア改質土が荷重に伴って受働崩壊とみられる破壊を起こしたためであり(図-4.6)、その反力としてコンクリート材は受働抵抗を受けたものと考えられる。一旦コンクリート材の前面下端で受働抵抗を受けて、いわゆる「躓く」ような挙動になっても、礫材のような粒状材と違って、コンクリート材では割れや欠損を起こさない限り応力の再配分(粒状体であれば、粒子の再配置に相当)が起こらない。そのため、健全な状態のコンクリート材は躓いたまま、カルシア改質土を破壊しながら水平移動することとなる。そして、せん断変位が大きくなると、下部せん断箱側壁の拘束効果による影響が徐々に顕在化し、コンクリート材と側壁に挟まれたカルシア改質土が圧縮破壊されるようになる。荷重後半では、そのようなカルシア改質土の圧縮破壊強度が加わるため、荷重後半においてせん断応力が急激に増加したと考えられる。

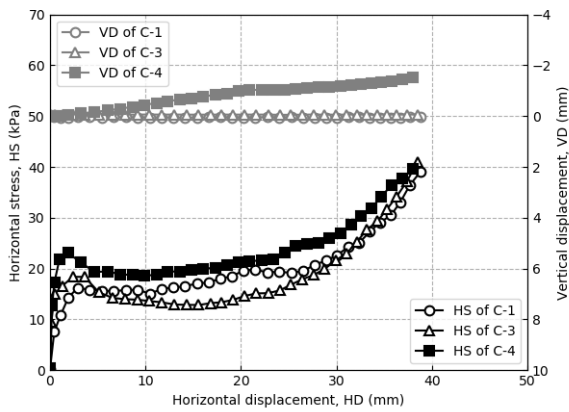
上述のような挙動を引き起こした原因として、コンクリート材を設置した状態でカルシア改質土を養生したため、コンクリート材がカルシア改質土内にやや沈み込んだ状態でカルシア改質土が固化したことが考えられる。そこで、カルシア改質土の養生後、せん断荷重直前にコンクリート材を設置したケース C-5 の試験を実施した。図-4.5c は、C-1 および C-5 の結果を示している。図より、せん断変位 10mm まで同程度のせん断応力を示すが、10mm を超えると、C-5 では一定のせん断応力を保持するのに対して、C-1 ではせん断応力が急増する。このことから、C-1 ケースでは、せん断変位が 10mm を超えると、カルシア改質土からの受働抵抗や下部せん断箱の拘束効果の影響が顕在化してきたと言える。



a) 上載圧の影響 (C-1, C-2)



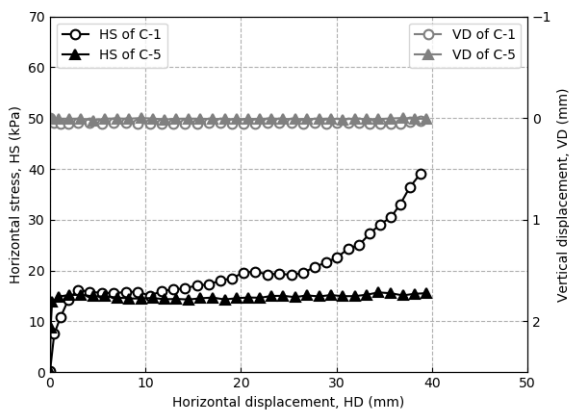
a) 上方からの観察 (コンクリート材除去後)



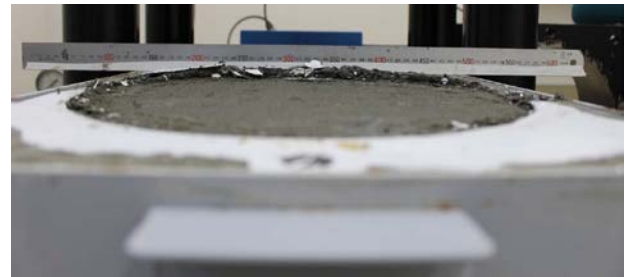
b) 養生日数の影響 (C-1, C-3, C-4)



b) 側方からの観察 (コンクリート材除去前)



c) コンクリート材の設置タイミングの違いによる影響 (C-1, C-5)



c) 後方からの観察 (コンクリート材除去後)  
写真-4.10 試験後の境界面 (C-1)

図-4.5 せん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係

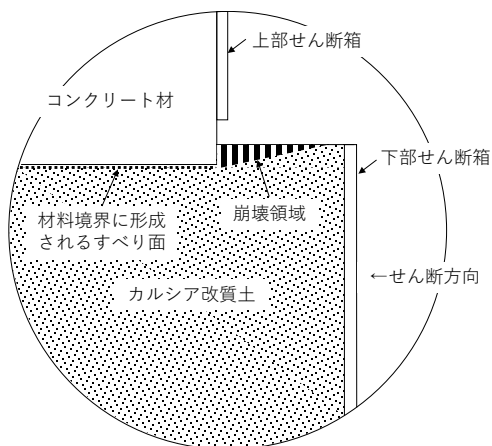


図-4.6 すべり面とカルシア改質土内の崩壊領域

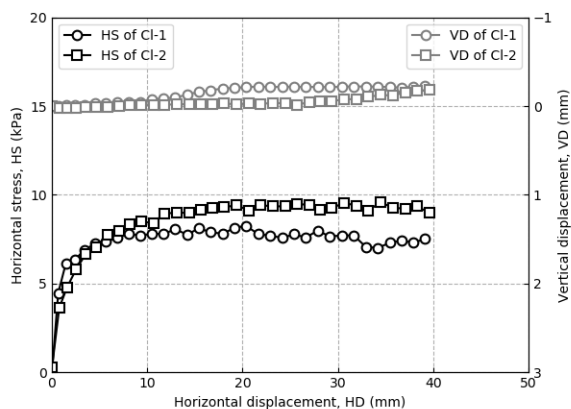


図-4.7 せん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係 (CI-1, CI-2)

(4) 粘土材とカルシア改質土のせん断特性

図-4.7 は、粘土材とカルシア改質土の一面せん断試験で得られたせん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係を示している。図中の 2 ケースはカルシア改質土の養生日数が異なり、CI-1 は 14 日、CI-2 は 7 日となっている。上載圧はいずれも 10kPa である。図より、载荷初期のせん断応力の立ち上がりはほぼ同じであるが、せん断変位がおよそ 10mm を超えると、CI-2 においてやや高いせん断応力を推移している。

写真-4.11 は、CI-1 の試験後の境界面を撮影したものである。側方から観察すると、粘土材の内部にすべり面が形成されていたことが明らかである。また、ここには示さないが、CI-2 でも全く同様に粘土材内部にすべり面が形成されていた。両ケースいずれのせん断応力もカルシア改質土ではなく粘土材の特性に由来するものであり、両ケースの粘土材は同じ条件で作製されたことから、ここで現れたせん断応力の違いは試験誤差によるものと考えられる。



a) 上方からの観察



b) 側方からの観察

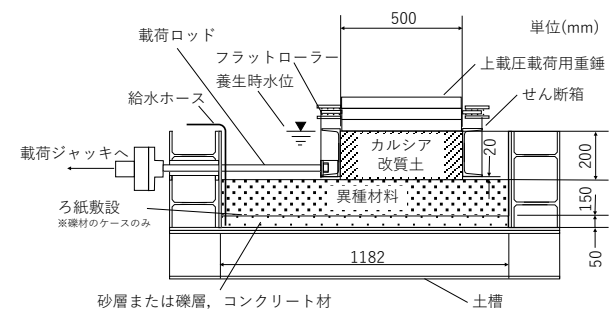
写真-4.11 試験後の境界面 (CI-1)

## 5. 模型実験

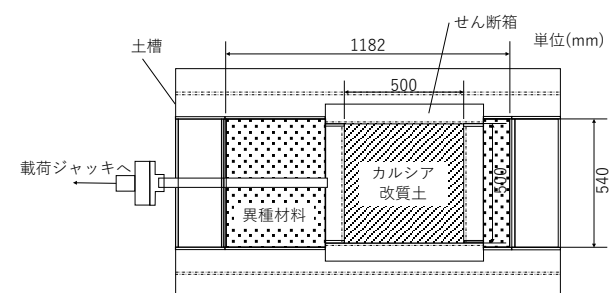
### 5.1 実験方法

#### (1) 実験装置

図-5.1 および写真-5.1 は、模型実験装置の模式図および各部の外観を示している。土槽（写真-5.1b）は、寸法が幅 1182mm、奥行き 540mm、高さ 400mm である。せん断箱（写真-5.1c）は、寸法が幅 500mm、奥行き 500mm、高さ 200mm である。せん断箱は、フラットローラーを挟んで土槽天端付近の軌道に設置され（写真-5.1d, e）、摩擦がほぼ働かない状態で軌道上を水平方向に移動することができる。カルシア改質土の養生時やせん断時に必要な上載圧荷には、重錘（幅 490mm、奥行き 490mm、高さ 50mm、1 枚当たり 94.2kg 他、微調整用の小さい重錘）を必要数用いた（写真-5.1f）。写真-5.1g は、せん断時に用いた荷重ジャッキを示している。荷重ジャッキは、図-5.1 中の荷重ロッドを介してせん断箱に接続され、その荷重能力は押し、引きとも最大 100kN である。本実験では、4 章で述べた一面せん断試験と異なり、下部の土槽内に異種材料、上部のせん断箱内にカルシア改質土が充填される。



a) 断面図



b) 平面図

図-5.1 模型実験装置



a) 全景

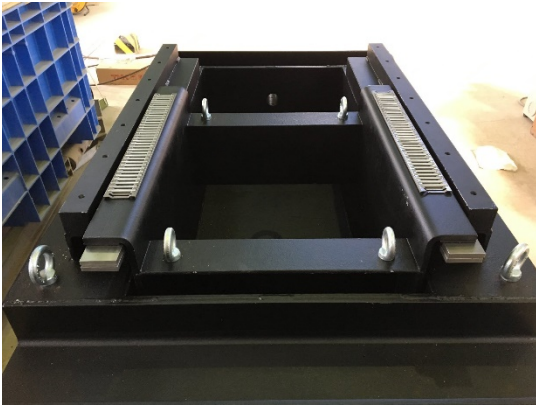


b) 土槽

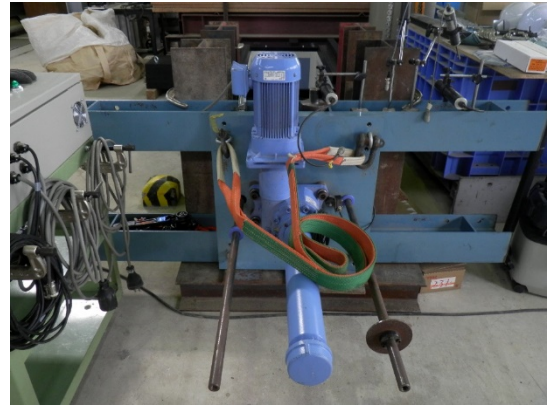


c) せん断箱

写真-5.1 実験装置の全景および各部



d) せん断箱の設置状況



g) 载荷ジャッキ

写真-5.1 (続き) 実験装置の全景および各部



e) フラットローラーの設置状況



f) 上載圧載荷用重錘

## (2) 模型地盤作製方法

表-5.1は、実験ケースの一覧を示している。ここでは、異種材料として礫材、砂材およびコンクリート材を用いた実験を行った。礫材については、単材での実験も併せて実施した。以下に、各実験ケースにおける模型地盤作製方法を示す。

礫材を用いた GF-0 および GF-1 では、はじめに土槽内に厚さ 50mm の敷き砂層を作製した。ここでは、2mm ふるいを用いて、拡散するように砂を撒き出した後、ハンドバイブレーターを用いた転圧およびコテによる敷き均しを行い、相対密度 80% の砂層を作製した(写真-5.2a)。その後、礫材を撒き出し、ハンマーやハンドバイブレーターを用いて転圧し、湿潤密度  $1.60\text{g/cm}^3$  の礫層を作製した(写真-5.2b)。

砂材を用いた SF-1 では、はじめに土槽下部から注水するための透水層として湿潤密度  $1.60\text{g/cm}^3$  の礫層 50mm を作製した(写真-5.3a)。砂の吸出しを防止するために礫層上の全面に濾紙を敷いた後、相対密度 80% の砂層 150mm を作製した(写真-5.3b)。このとき、各層の撒き出し方法、転圧方法は GF-0 および GF-1 に等しい。

コンクリート材を用いた CF-1 では、以下のように模型地盤を作製した。はじめに、セメント、砂、砂利および水を所定の配合(表-3.6)で混練した。ここでは、攪拌にミキサーを使用し、はじめにセメントと砂を投入して 5 分間の空練りした後、砂利と水を投入してさらに 5 分間攪拌した(写真-5.4a)。攪拌後の材料を、層厚が 200mm となるように高さを確認しながら土槽内に投入し、表面をコテで均した(写真-5.4b)。その後、コンクリート層上にカルシア改質土を作製するまでの 14 日間、室温調整されていない実験室内において気中養生を行った。養生中は乾燥



を防ぐためにコンクリート層上面をラップフィルムで覆い、その上から湿らせたタオルを全面に敷いた。

上述の手順で各異種材料地盤が完成した後、土槽にせん断箱を設置し、カルシア改質土を作製した。事前にせん断箱の内壁には摩擦を軽減するためにテフロンシートを貼り付け、その上からビニールシートを重ね合わせた(写真-5.5a)。3.1に示された浚渫土と製鋼スラグを体積混合率7:3の割合で混合、攪拌した。スラリー状のカルシア改質土をせん断箱に投入した後、ハンドバイブレーターで転圧し、上端面を整形した(写真-5.5b, c)。カルシア改質土を打設した後、せん断箱の天端面まで注水し、カルシア改質土の上に上載圧荷用重錘を1枚(94.2kg)設置した。その後、室温調整されていない実験室内において28日間の水中養生を行った(写真-5.5d)。写真-5.5では、GF-1の例を示したが、SF-1およびCF-1も同様の方法でカルシア改質土を作製した。

表-5.1 模型実験ケースの一覧

Case	異種材料	養生日数 (日) ※1	上載圧 (kPa) ※2	その他
GF-0	礫材	n/a	10, 20	礫単材
GF-1		28	10, 20	
SF-0	砂材	28	10, 20	
CF-1	コンクリート材	28	10, 20	

※1 カルシア改質土の養生日数を指す。

※2 カルシア改質土の自重を含まない。

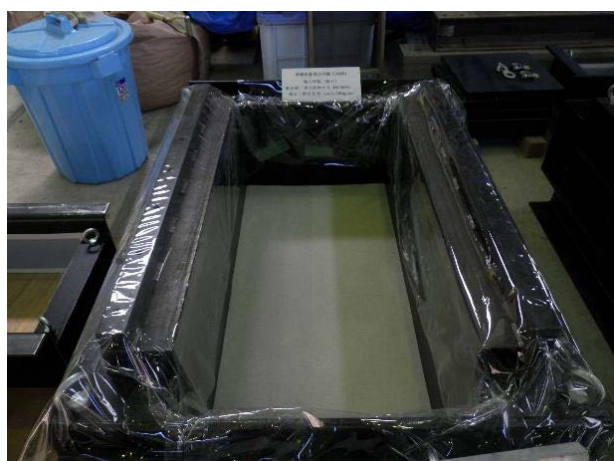


b) 礫層作製後

写真-5.2 GF-0およびGF-1の地盤作製状況



a) 礫層作製後



a) 砂層作製後



b) 砂層作製後

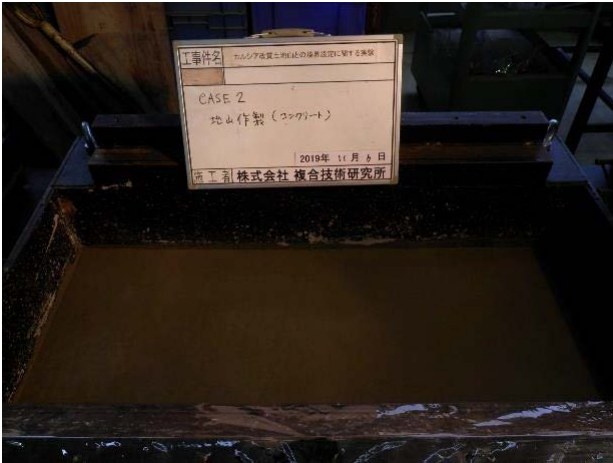
写真-5.3 SF-1の地盤作製状況



a) 攪拌状況 (使用したミキサー: 愛工舎製作所 AM-90)

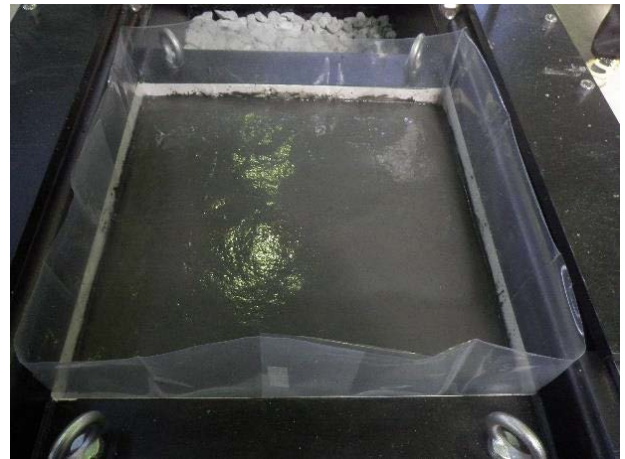


b) カルシア改質土の投入および転圧



b) コンクリート層の作製状況

写真-5.4 CF-1 の地盤作製状況



c) カルシア改質土の作製後



a) カルシア改質土の投入前



d) 上載圧荷および水中養生

写真-5.5 カルシア改質土の作製状況 (GF-1 の例)

(3) 実験条件

カルシア改質土を養生した後、上載圧載荷用重錘、載荷ジャッキ、せん断力測定用ロードセルおよび変位計を所定の位置に設置した(写真-5.6)。載荷中は載荷ジャッキの水平変位、せん断箱の水平変位 2 か所および上載圧載荷用重錘の鉛直変位 4 か所を測定した(図-5.2)。ここで、上載圧載荷用重錘の鉛直変位は、カルシア改質土の鉛直変位に等しいものと考えた。

せん断載荷は、載荷速度 1mm/min、せん断面の開口幅 20mm 一定として行った。また、載荷中の水位は、異種材料の地表面、すなわち土槽底面より 200mm の高さとした。表-5.2 は、各ケースにおける載荷条件を示している。全ケースにおいて、上載圧 10kPa (重錘約 250kg を使用) のもとせん断載荷を開始した。その後、せん断荷重が増加して一定となるか、最大値を記録後一定程度まで低下したことを確認して、載荷を一旦停止し、上載圧を 20kPa (重錘約 507kg を使用) に増加させて再載荷を行った。そのため、再載荷を開始する変位が異種材料によって異なっている。その後、せん断荷重が再び一定となったことを確認して、載荷を終了した。載荷後には、除荷を行った。

なお、表中括弧内に示した値は、重錘に加えて、カルシア改質土の重量を考慮した上載圧を示している。ただし、GF-0 では、せん断箱内に投入された礫材の重量を考慮した上載圧である。本実験では、カルシア改質土下端にせん断面が形成されるため、せん断面付近にはカルシア改質土の重量を考慮した値にほぼ等しい上載圧が作用しているものと考えられる。



写真-5.6 せん断載荷実験の状況 (GF-1 の例)

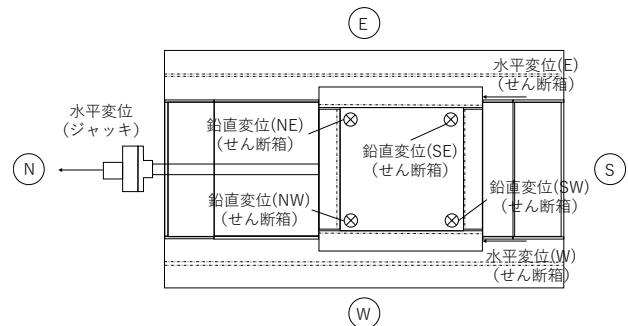


図-5.2 変位計の配置図

表-5.2 載荷条件の一覧

実験ケース	上載圧載荷の条件
GF-0	水平変位 30mm まで 10kPa (12.9kPa)
	水平変位 60mm まで 20kPa (23.0kPa)
GF-1	水平変位 45mm まで 10kPa (14.3kPa)
	水平変位 70mm まで 20kPa (24.4kPa)
SF-1	水平変位 20mm まで 10kPa (14.2kPa)
	水平変位 40mm まで 20kPa (24.3kPa)
CF-1	水平変位 10mm まで 10kPa (14.3kPa)
	水平変位 20mm まで 20kPa (24.3kPa)

## 5.2 実験結果

### (1) 礫材とカルシア改質土のせん断特性

図-5.3 は、礫単材 (GF-0) および礫材とカルシア改質土 (GF-1) による模型実験で得られたせん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係を示している。なお、鉛直変位は、重錘上面 4 隅 (図-5.2) で測定された値の平均値を示しており、正が圧縮、負が膨張を示している。図より、GF-0 ではせん断変位の増大とともにせん断応力が徐々に増加し、やがて一定値に収束している。これに対して、GF-1 では荷重初期にせん断応力の明確なピークが現れたあと、せん断変位の増大とともにせん断応力が徐々に低下し、やがて GF-0 と同程度のせん断応力に達している。荷重途中で上載圧 10kPa を増加させる前後のせん断応力を比較すると、GF-0 で 1.5 倍程度、GF-1 で 1.4 倍程度のせん断応力増加となる。一方、鉛直変位に着目すると、いずれのケースでも膨張傾向を示すものの、GF-1 では GF-0 と比較して膨張量が小さく、荷重途中で膨張傾向が停滞している。これは、GF-0 ではせん断に伴って礫粒子が隣接する礫粒子を乗り越えて体積膨張するのに対して、GF-1 では礫粒子同士の乗り越えだけでなく、境界面付近で礫粒子がカルシア改質土に沈み込んだり、引きずるように水平変位した結果、体積膨張が抑えられたためと推察される。

写真-5.7 は、GF-1 の荷重後、上部のせん断箱を撤去し、カルシア改質土を反転させて、すべり面の様子を観察したものである。写真-5.7b より、すべり面の上面を見ると、下半分 (荷重方向側) にカルシア改質土に固着したままの礫粒子が残っている様子がわかる。また、写真-5.7c より、すべり面の下面を見ると、下半分 (荷重方向と反対側) にカルシア改質土が残っている様子がわかる。

これらの結果より、GF-1 におけるせん断抵抗メカニズムを推察すると以下ようになる。まず、異種材料境界付近では礫粒子が食い込んだ状態でカルシア改質土が固化しているため、礫粒子の移動が拘束されている。そのとき、荷重初期には両材料が固着しているため、高いせん断抵抗が発揮される。これは前述の一面せん断試験と同様である。しかし、荷重を継続すると、写真で観察されたように、一部でその固着が破壊するが、一部では固着したままとなっている。そのため、固着したままの領域では礫粒子同士のせん断抵抗が発揮され、固着が破壊した領域では礫材とカルシア改質土の摩擦抵抗が発揮される。そして、それらを合わせたものが全体のせん断応力として計測されたと推察される。

せん断抵抗メカニズムのこのような違いを生じた原因の一つとして、一面せん断試験と模型実験における礫材の拘束状態の違いが挙げられる。すなわち、一面せん断試験

では、上部せん断箱によって礫材の側面が完全拘束され、且つ上面には上載圧が載荷されていることに加えて、せん断面の開口幅が礫材粒径より小さいため、必ず礫材下面とカルシア改質土の境界にすべり面が形成される (図-5.4a)。一方、模型実験では、礫材表面のうち、カルシア改質土が設置されていない領域は上載圧がゼロに近い状態となっている (図-5.4b)。そのため、カルシア改質土は、礫粒子が固着したまま、荷重方向側前面にある無拘束状態の礫粒子を押しつけながら水平移動することが可能であり、一部礫材内にすべり面が形成されたと考えられる (図-5.4b)。このように、礫材を用いた実験では、礫材の拘束条件の違いに起因して、せん断抵抗メカニズムがやや異なっていたことが推察される。そのため、異種材料が礫材の場合には、このような拘束条件や固着の状態を十分に考慮して材料境界の摩擦係数を決定する必要がある。

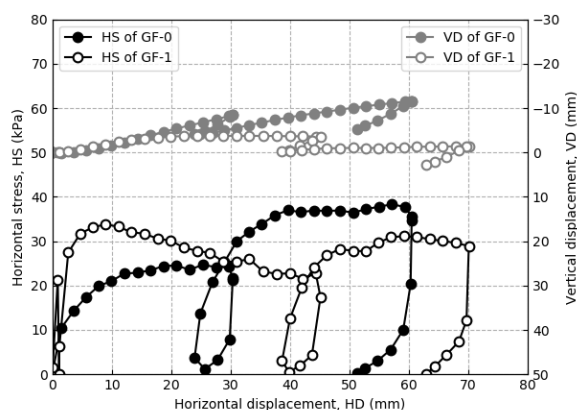
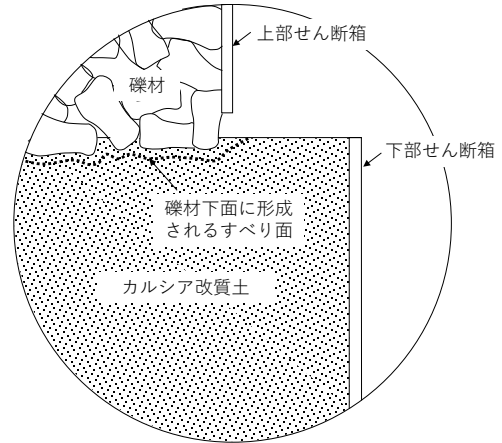


図-5.3 せん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係 (GF-0, GF-1)



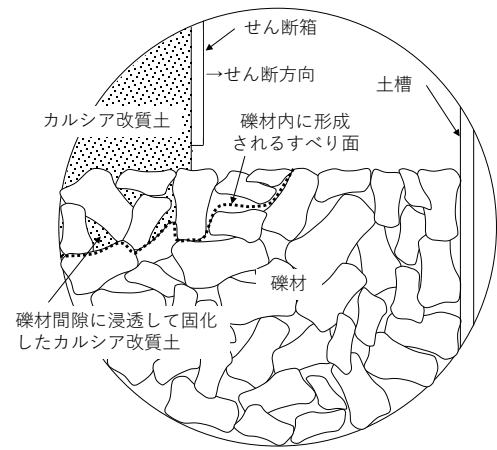
a) 载荷後、上部のカルシア改質土を反転させた様子



a) 一面せん断試験



b) すべり面の上面



b) 模型実験

図-5.4 礫材を用いた各試験で想定されるすべり面



c) すべり面の下面

写真-5.7 実験後のすべり面 (GF-1)

## (2) 砂材とカルシア改質土のせん断特性

図-5.5は、砂材とカルシア改質土 (SF-1) の試験結果を示している。図より、砂材の場合にも、礫材 (GF-1) と同様に、载荷初期にせん断応力のピークが現れ、せん断変位の増大とともにせん断応力が減少する傾向が見られる。また、上載圧を増すことによって、せん断応力が増加する傾向も確認される。これは、カルシア改質土側の境界面の大部分に砂が付着していたこと (写真-5.8)、砂単材が明確なひずみ軟化挙動を示すこと (図-4.4a) から、SF-1では砂材の内部にすべり面が発生し、砂単材のせん断抵抗が發揮されていたものと考えられる。一方、鉛直変位に着目すると、せん断応力がピークを超えるまで体積変化を起こさないが、せん断変位 10mm 付近からやや圧縮傾向を示し、上載圧の増加とともにさらに強い圧縮傾向を示すようになる。载荷の途中から砂地盤前面 (载荷方向側) において地盤の隆起が観察されたことから類推すると、図-5.6に示されるように砂材内にすべり面が発生する支持力破壊

のような破壊モードが現れたことが原因と考えられる。つまり、ここで確認された圧縮傾向は、実際に砂地盤が圧縮したのではなく、砂地盤の支持力破壊とともにカルシア改質土が沈下したためと考えられる。

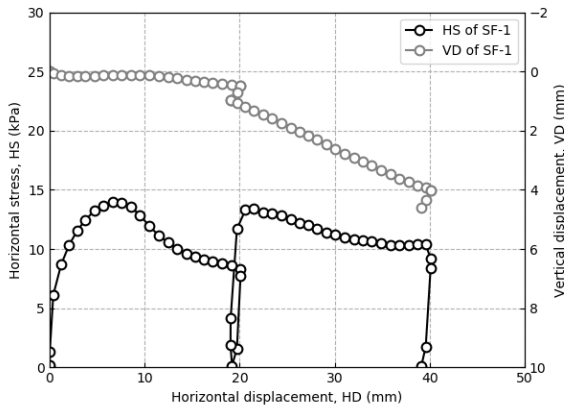


図-5.5 せん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係 (SF-1)



a) すべり面の上面



b) すべり面の下面

写真-5.8 実験後のすべり面 (SF-1)

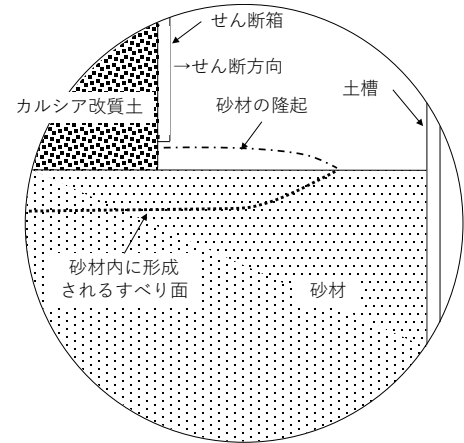


図-5.6 砂材を用いた模型実験で想定されるすべり面

(3) コンクリート材とカルシア改質土のせん断特性

図-5.7 は、コンクリート材とカルシア改質土 (CF-1) の試験結果を示している。コンクリート材の場合には、荷重初期にせん断応力がピークを示すと、その後急激に低下し、一定のせん断応力を保持する。また、上載圧の増加に伴って、せん断応力が増加すると、その後も一定のせん断応力を保持するようである。鉛直変位に着目すると、やや膨張傾向が見られるものの、その膨張量は非常に小さく、荷重中にわたってほぼ体積変化しない。荷重後に境界面を観察すると (写真-5.9)、カルシア改質土とコンクリートの境界が剥離したような表面の状態であった。そのため、荷重初期に境界面で固着が破壊した後には、境界面に沿って水平方向に滑動するようなすべり挙動に移行したものと考えられる。

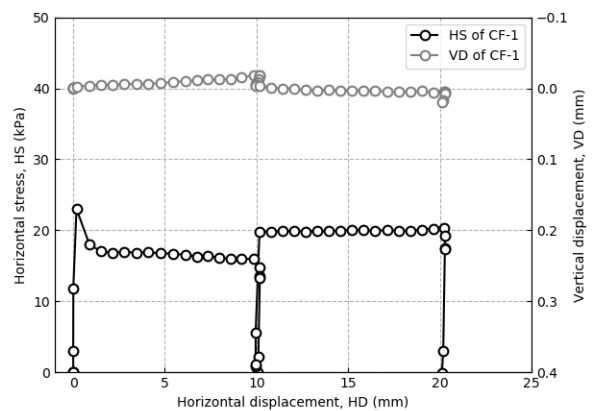


図-5.7 せん断変位とせん断応力および鉛直変位の関係 (CF-1)



a) すべり面の上面



b) すべり面の下面

写真-5.9 実験後のすべり面 (CF-1)

## 6. 結果の考察

### 6.1 最大／残留せん断応力時の摩擦係数

各種試験の結果を比較するために、最大せん断応力、残留せん断応力および摩擦係数に着目した。礫材およびコンクリート材を用いた一部のケースでは、せん断箱の拘束効果によって、載荷途中からせん断応力が再び増加する傾向が見られた。そのため、ここでは載荷を開始してから初めて現れたせん断応力のピークを最大せん断応力とした。そして、最大せん断応力以降に現れたせん断応力の最小値を残留せん断応力として定義した。ただし、載荷終了までせん断応力が増加し続けた C-2 について、本一面せん断試験装置および試験条件のもとでは、せん断変位が 10mm を超えるとせん断箱の拘束効果による影響が顕在化する場合があることから (図-4.5c)、せん断変位 10mm 時点のせん断応力を残留せん断応力とみなした。また、せん断応力が明確なピークを持たず、横ばいになる G-7、CI-1 および CI-2 については、横ばいになる区間で現れたせん断応力の最小値を残留せん断応力とみなした。

模型実験では、上載圧を増加させたタイミングがケース毎に異なる。そこで、上載圧増加前に現れたせん断応力のピークを最大せん断応力とした。また、上載圧増加前後でせん断応力が横ばいになった区間から各上載圧下での残留せん断応力を求めた。ここで、上載圧増加時点では、異種材料とカルシウム改質土の固着が既に破壊されていたと考えられるため、上載圧増加後の最大せん断応力は求めていない。

表-6.1 および表-6.2 は、上述の方法で求めた全ケースの最大せん断応力、残留せん断応力と、これらの各せん断応力時の摩擦係数  $\mu_{test}$  を示している。 $\mu_{test}$  は式 (2) によって求められる。

$$\mu_{test} = \frac{\tau}{\sigma_v} \quad (2)$$

ここで、 $\tau$  は最大せん断応力または残留せん断応力、 $\sigma_v$  は上載圧である。このとき、模型実験の  $\sigma_v$  には、カルシウム改質土の自重が含まれている。また、図-6.1 は、異種材料とカルシウム改質土を用いたケースについて、最大せん断応力および残留せん断応力と上載圧の関係を示している。図には、一面せん断試験結果 (塗りつぶしマーカー、Filled) および模型実験結果 (白抜きマーカー、Unfilled) を併せて示している。また、原点を通る各点線は、摩擦係数一定を示す直線である。なお、砂材や粘土材のように、明らかに異種材料内部にすべり面が発生した試験ケースでは、上

述の摩擦係数が厳密には材料境界の摩擦係数であるとは言えず、あくまで見かけの摩擦係数であるということに留意されたい。

表および図より、全ケースを対象として見ると、摩擦係数 $\mu_{test}$ の最小値は最大せん断応力時で0.67、残留せん断応力時で0.40となっている。いずれの値も砂材、且つ上載圧50kPaの実験ケースで得られた値である。このように砂材を用いたケースでは、他の異種材料と比較して、 $\mu_{test}$ が全体的に低い。一方、上載圧の影響に着目すると、図-6.1より砂材に限らず礫材やコンクリート材においても、上載圧が高くなると $\mu_{test}$ が低くなる傾向が確認される。このとき、表-6.1より、例えば、養生日数が同じで、上載圧が10kPaと50kPaのケースについて、残留せん断応力時の $\mu_{test}$ を比較すると、礫材では2.07(G-1)と0.97(G-3)、砂材では0.79(S-1)と0.40(S-3)となり、上載圧の違いによって $\mu_{test}$ が大きく異なる。

異種材料別に見ると、礫材を用いたケースでは、 $\mu_{test}$ の最小値が1.0程度、最大値が最大せん断応力時で3.75、残留せん断応力時でも2.50となっている。これは、軽量混合処理土と捨石の場合に設定されている摩擦係数0.75~0.80(財団法人沿岸開発技術研究センター, 1999)より高い摩擦係数である。また、コンクリート材を用いたケースでも、 $\mu_{test}$ が比較的高く、最小値は0.82(CF-1)となっている。これらの異種材料は、いずれもカルシア改質土との境界付近ですべり面が確認されたものである。言い換えれば、異種材料とカルシア改質土がそれぞれ単材として持つせん断抵抗力が、すべり面での摩擦抵抗力を上回ったため、材料境界付近が弱面、すなわちすべり面となったと考えることができる。

他方、砂材および粘土材では、 $\mu_{test}$ が比較的低い値を示しており、その最小値は砂材で0.40(S-3)、粘土材で0.70(CI-1)である。これらは、いずれも異種材料内部ですべり面が確認されたものであり、異種材料境界の摩擦抵抗に比べて、異種材料単材のせん断抵抗が小さかったと推察される。土田ら(2002)は、実験によって軽量混合処理土と砂材の摩擦係数について比較的低い値(0.46~0.55)が得られたこと、実験後の周辺地盤の観察結果から砂材内部にすべり面が発生したことを報告している。そして、この原因について、砂材に対して締固めを行わなかったため、砂材が非常に緩い状態であった可能性があることを挙げている。このように、異種材料の強度が低い場合には、異種材料内部にすべり面が発生し、そのときのせん断抵抗力は異種材料単材のせん断抵抗力に依存するものと考えられる。

表-6.1 一面せん断試験結果の一覧

Case	上載圧 $\sigma_v$ (kPa)	せん断応力 $\tau$ (kPa)		摩擦係数 $\mu_{test}$	
		最大	残留	最大	残留
G-0	10	40.3	21.2	4.03	2.12
G-1	10	28.1	20.7	2.81	2.07
G-2	20	37.6	33.7	1.88	1.68
G-3	50	52.6	48.5	1.05	0.97
G-4	10	28.9	25.0	2.89	2.50
G-5	10	37.5	24.3	3.75	2.43
G-6	10	33.4	22.1	3.34	2.21
G-7	10	n/a	19.4	n/a	1.94
S-0	10	22.5	5.5	2.25	0.55
S-1	10	18.8	7.9	1.88	0.79
S-2	20	24.3	14.8	1.21	0.74
S-3	50	33.4	20.1	0.67	0.40
S-4	10	15.6	9.7	1.56	0.97
S-5	10	20.2	11.7	2.02	1.17
C-1	10	16.3	14.9	1.63	1.49
C-2	20	n/a	20.9	n/a	1.04
C-3	10	18.7	12.6	1.87	1.26
C-4	10	22.9	18.5	2.29	1.85
C-5	10	15.4	14.2	1.54	1.42
CI-1	10	n/a	7.0	n/a	0.70
CI-2	10	n/a	8.4	n/a	0.84

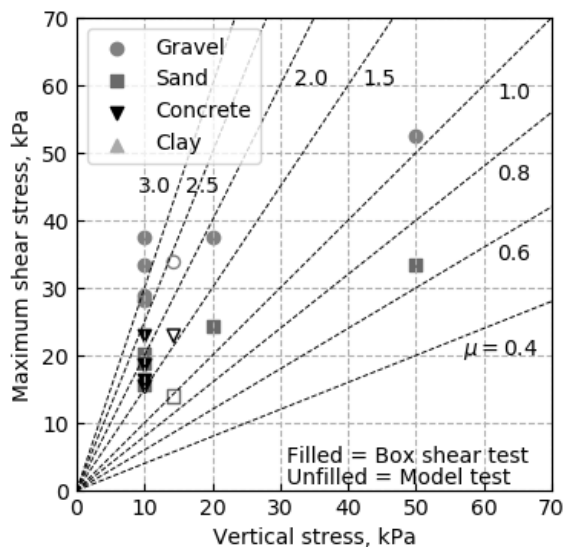
n/a: 載荷終了までせん断応力が増加傾向を示したため、該当なし。

表-6.2 模型実験結果の一覧(各ケースの上段は上載圧増加前、下段は上載圧増加後の値を示す)

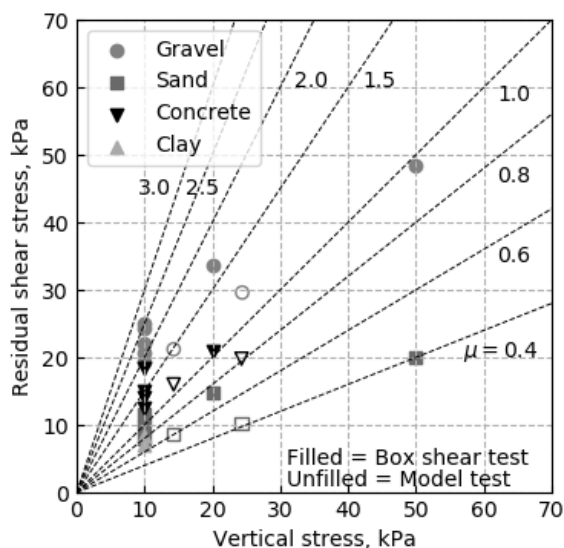
Case	上載圧 $\sigma_v$ (kPa)	せん断応力 (kPa)		摩擦係数 $\mu_{test}$	
		最大	残留	最大	残留
GF-0	12.9	n/a	23.5	n/a	1.82
	23.0	n/a	36.1	n/a	1.57
GF-1	14.3	33.8	21.2	2.36	1.48
	24.4	n/a	29.6	n/a	1.21
SF-1	14.2	14	8.6	0.98	0.61
	24.3	n/a	10.3	n/a	0.42
CF-1	14.3	22.9	16	1.6	1.12
	24.3	n/a	19.8	n/a	0.82

n/a: 載荷終了までせん断応力が増加傾向を示した、あるいは異種材料とカルシア改質土の固着が既に破壊されていたため、該当なし。





a) 最大せん断応力



b) 残留せん断応力

図-6.1 各種せん断応力と上載圧の関係

### 6.2 摩擦係数の設定に関する考察

上述のように、材料境界の摩擦係数は、異種材料の種類や強度特性、あるいは上載圧によって大きく異なる。一方、2.2で示されたように、その摩擦係数のわずかな違いでも、壁面に作用する土圧は大きく異なる。そのため、設計において摩擦係数を適切に設定することは非常に重要である。設計に用いる摩擦係数の設定方法について、本研究で得られた結果に基づき、以下の通りに考察した。

コンクリート材の場合には、カルシア改質土との境界で発揮される摩擦抵抗力に比べて、コンクリート単材のせん断強度が非常に高い。また、地盤材料と比べても、コンクリート材の材料強度のばらつきは一般的に小さいものと考えられる。そのため、カルシア改質土の強度が十分に高い場合には、常に材料境界ですべり面が発生するものと考えてよい。このとき、本研究の実験結果に基づき、材料境界の摩擦係数として0.8という値を参考とできる。

これに対して、礫材、砂材および粘土材のような地盤材料の場合には、現場毎に強度特性が異なり、またそのばらつきも比較的大きいものと考えられる。そのため、材料境界の摩擦係数をパラメータとした繰返しの検討を行い、安全側となるような摩擦係数の設定が必要である。具体的には、本研究で得られた摩擦係数の最小値と、異種材料単材のせん断抵抗力に相当する摩擦係数を含む範囲で材料境界の摩擦係数を仮設定する。そして、その範囲の中で最も安全側となる材料境界の摩擦係数を決定する。

図-2.2の壁面に作用する地震時土圧を例にとると、図-2.6で示されたように、材料境界の摩擦係数が低いほど、材料境界をすべり面とするMode4の地震時土圧は大きくなる。これに対して、材料境界の摩擦係数が高くなると、Mode4で発生する地震時土圧が小さくなる一方、摩擦係数がある値以上になると、背後地盤内部のすべり面を仮定するMode2の地震時土圧が大きくなる。これは、材料境界の摩擦係数を低く設定することが、必ずしも安全側の検討とは言えないことを意味する。そのため、図-2.2の例の場合には、材料境界の摩擦係数を低く設定した場合に発生するMode4の地震時土圧と、高く設定した場合に発生するMode2の地震時土圧を比べて、地震時土圧がより大きくなるような材料境界の摩擦係数を探す必要がある。このように、地震時土圧のような設計における所定の課題に対して、材料境界の摩擦係数をパラメータとした繰返しの検討を行い、安全側となる材料境界の摩擦係数を決定することが望ましい。このとき、材料境界の摩擦係数の下限値について、実験結果で得られた礫材で0.95、砂材で0.40、粘土材で0.70という値を参考とできる。

なお、上述で示した摩擦係数は、裏埋め材などとして用いたカルシア改質土が、異種材料との材料境界において滑動するような場合に、摩擦抵抗力の算定に用いることができる値である。その値は、岸壁の安定解析や地震時の動的解析などにおいて、材料境界の摩擦係数の設定に参考になるものと期待される。

## 7. おわりに

本研究では、カルシア改質土を岸壁の裏込め材や裏埋め材として利用することを想定して、異種材料との境界で発揮されるせん断抵抗を、一面せん断試験および模型実験によって実験的に調べた。また、カルシア改質土を裏込め材として用いた場合に、材料境界の摩擦係数が地震時土圧に与える影響を分割法による計算によって調べた。これらの検討に基づいて、各種異種材料とカルシア改質土の材料境界の摩擦係数について、設計での設定方法を考察した。主な結論は以下の通りである。

礫材またはコンクリート材とカルシア改質土を用いた各種試験結果より、異種材料の強度が十分に高い場合には、せん断によって材料境界付近にすべり面が発生する。このときに比較的高い摩擦係数が得られ、礫材で 0.95 以上、コンクリート材で 0.8 以上となった。

砂材または粘土材とカルシア改質土を用いた各種試験では、異種材料の強度が低いために、材料境界ではなく、異種材料内部にすべり面が確認された。このとき、比較的低い摩擦係数が得られ、砂材で 0.4 以上、粘土材で 0.7 以上となった。

粘土材を除いた礫材、砂材およびコンクリート材を用いた試験では、載荷初期にせん断応力のピークが確認された。これは、材料境界で異種材料とカルシア改質土が固着していることや、カルシア改質土の養生日数による影響と考えられる。そのため、カルシア改質土の養生日数が長いほど、すなわちカルシア改質土の発現強度が高いほど、せん断応力のピークが大きい。しかし、載荷が進行して、固着や受働領域が破壊された状態と考えられる残留せん断応力は、本試験で対象とした養生日数の範囲では、養生日数によらず同程度の値となった。

材料境界の摩擦係数をパラメータとして、岸壁に作用する地震時土圧を計算した。材料境界にすべり面を仮定した場合、材料境界の摩擦係数が高いほど地震時土圧が小さくなるが、摩擦係数がある程度高くなると、材料境界ではなく、背後地盤内部にすべり面を仮定した場合の地震時土圧が大きくなる結果となった。これは、材料境界の摩擦係数を低く設定することが必ずしも安全側の検討とはならないことを示している。そのため、異種材料が地盤材料（礫材、砂材または粘土材）のように強度のばらつきが大きい材料の場合には、材料境界の摩擦係数をパラメータとした繰返し検討を行うことが必要であると考えられる。

今回の各種試験では、異種材料とカルシア改質土の固着を再現するために、異種材料を接触させた状態でカルシア改質土を養生した。一方、2.2 の岸壁例のように、カルシ

ア改質土の上部に異種材料（本例の場合、高炉スラグに相当）が施工される場合には、カルシア改質土がある程度固化した後に本材料が投入される場合も考えられる。このような場合には、異種材料とカルシア改質土との固着が働かないなど、本試験条件とは異なるものと考えられる。このように、施工方法や施工手順によっても材料境界の状態が異なることが考えられる。そのため、所定の施工を行った際に、カルシア改質土と異種材料が想定するような接触状況となっているか現地において確認することが望ましく、今後の検討課題である。

（受付年月日：2020年9月11日）

## 謝辞

本実験を実施するにあたって、基礎地盤コンサルタンツ（株）・宮下氏、（株）複合技術研究所・木内氏の御協力を賜った。また、本研究を進めるにあたって、四国地方整備局高松港湾空港技術調査事務所、（一財）沿岸技術研究センター、（株）日本港湾コンサルタントより御助言を頂いた。末筆ながら記して謝意を表します。

## 参考文献

- 赤司有三，根木貴史，樋口晃，春日井康夫，片桐雅明，谷山健二，田中睦，平松敏和（2019）：カルシア改質土の法面勾配制御技術，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol. 75, No. 2, pp. I-893 - I-898.
- 池野勝哉，三藤正明，善功企，菅野高弘，中澤博志（2011）：滑走路地盤の側方流動対策に関する研究，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol. 67, No. 1, pp. 130 - 144.
- 一般財団法人沿岸技術研究センター（2017）：港湾・空港・海岸等におけるカルシア改質土利用技術マニュアル.
- 一般社団法人日本鉄鋼連盟（2008）：転炉系製鋼スラグ海域利用の手引き.
- 木曾英磁，辻井正人，伊藤公夫，中川雅夫，五明美智男，永留健（2008）転炉系製鋼スラグの混合による浚渫土の固化改良技術，海洋開発論文集，第 24 巻，pp. 327 - 332.
- 公益社団法人日本港湾協会（2018），港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp. 522.
- 国土交通省（2017），浚渫土と転炉系製鋼スラグの混合材の海域利用のための技術マニュアル（案）.
- 財団法人沿岸開発技術研究センター（1999）：港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル，pp. 3-6.
- 篠崎晴彦，赤司有三（2017）：鉄鋼スラグの利活用の現状と課題，基礎工，9月号，pp. 022 - 026.

- 田中裕一, 高将真, 今村正, 渋谷貴志, 山越陽介, 赤司有三, 北野吉幸, 菅野浩樹 (2014): カルシア改質土による海面埋立, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 70, No. 2, pp. I\_888 – I\_893.
- 田中裕一, 山田耕一, 大久保泰宏, 渋谷貴志, 中川雅夫, 赤司有三, 一村政弘, 山越陽介 (2012): カルシア改質土を用いた海面埋立と地盤の評価, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 68, No. 2, pp. I\_486 – I\_491.
- 土田孝, 菊池喜昭, 山村和弘, 舟田邦雄, 輪湖建雄 (2001): 分割法による地震時土圧算定法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.
- 土田孝, 佐藤孝夫, 箕昨幸治, 橋本文男 (2002) 地盤上に打設された軽量混合処理土の摩擦特性と捨石層への浸透特性に関する実験と考察, 港湾空港技術研究所試料, No. 1024.
- 土田孝, 鶴ヶ崎和博, Chikmit, A. A. (2019): 重力式岸壁・護岸の設計における高重量固化体の活用に関する研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 75, No. 2, pp. I\_444 – I\_449.
- 平井壯, 水谷崇亮, 菊池喜昭, 川端雄一郎 (2012) 製鋼スラグ混合土の配合・混合条件がその力学特性に与える影響について, 港湾空港技術研究所報告, 第 51 巻, 第 3 号.
- 本田秀樹, 山本佳知, 山口裕章, 谷敷多穂, 宮本一之, 溝口栄二郎 (2018): カルシア改質土の原位置混合工法の開発, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 74, No. 2, pp. I\_904 – I\_909.
- 三嶋信雄, 別井智之, 新舎博, 白上勝章, 井上茂 (1995): 気泡混合軽量土の摩擦特性, 第 30 回土質工学研究発表会, pp. 2535 – 2536.
- 柳橋寛一, 田中裕一, 堤彩人, 松村聡, 水谷崇亮, 森川嘉之 (2017): 短繊維・製鋼スラグ混合土の配合条件が一軸圧縮による変形挙動に及ぼす影響, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 73, No. 2, pp. I\_336 – I\_341.
- 山越陽介, 赤司有三, 中川雅夫, 菅野浩樹, 田中裕一, 辻匠, 今村正, 渋谷貴志 (2013): カルシア改質土の管中混合工法による海面埋立, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 69, No. 2, pp. I\_952 – I\_957.
- 和田真郷, 鶴ヶ崎和博, 赤野博, 中川雅夫, 辻井正人, 木曾英滋 (2008): 浚渫泥土と転炉系製鋼スラグの攪乱混合土砂を用いた実海域試験施工-バッチ式混合投入施工, 海洋開発論文集, 第 24 巻.
- Chikmit, A. A., Tsuchida, T., Hashimoto, R., Honda, H., Kang, G. and Sogawa, K. (2019a): Expansion characteristic of steel slag mixed with soft clay, *Construction and Building Materials*, 227.
- Chikmit, A. A., Tsuchida, T., Kang, G., Hashimoto, R. and Honda, H. (2019b): Particle-size effect of basic oxygen furnace steel slag in stabilization of dredged marine clay, *Soils and Foundations*, Vol. 59, Issue 5, pp. 1385 – 1398.
- Chu, L. and Yin, J. (2005): Comparison of Interface Shear Strength of Soil Nails Measured by Both Direct Shear Box Tests and Pullout Tests, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 9, pp. 1097 – 1107, September 1.
- Hirai, S., Mizutani, T., Kikuchi, Y., Nakashima, S. and Iguchi, K. (2012): Study on effect of mixing condition on strength of mixture of dredged soil and steel slag, *Proceedings of Advances in Transportation Geotechnics II*, Hokkaido, pp. 302 – 308.
- Kang, G., Tsuchida, T., Chikmit, A. A., Honda, H. Tang, X. Y., Kim, Y. and Do, M. T. (2018): Strength behavior and hydraulic resistance properties of dredged marine clay stabilized with basic oxygen furnace steel slag, *Proceedings of 28<sup>th</sup> International Ocean and Polar Engineering Conference*, Sapporo, Japan, pp. 739 – 746, June 10 – 15.
- Sharma, M., Samanta, M. and Sarkar, S. (2020): A study on interface shear behaviour of soil nails from pullout and direct shear tests, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 20(1), pp. 24–37.
- Toda, K., Sato, H. Weerakoon, N., Otake, T., Nishimura, S. and Sato, T. (2018): Key Factors Affecting Strength Development of Steel Slag-Dredged Soil Mixtures, *Minerals*, 8(5), 174.
- Weerakoon, R. N., Nishimura, S., Sato, H., Toda, K., Sato, T. and Arai, Y. (2020): Stiffness and strength mobilization in steel-slag-mixed dredged clays in early curing, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, Volume 173 Issue 2, pp. 65-81.

港湾空港技術研究所報告 第59巻 第2号

2020.9

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 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/>

Copyright © (2020) by MPAT

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

この資料は、海上・港湾・航空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、複写は海上・港湾・航空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

1. Investigation of Applicability of Coral Based Aggregate on Marine Concrete Structures Takahiro NISHIDA, Toru YAMAJI, Kazuhide YONAMINE, Osamu TANIGUCHI, Ryoichi TANAKA, Hiroshi TAKENAKA, Osamu KIYOMIYA.....	3
2. Centrifuge Model Tests for Investigation of Instability of Seawall Ground Due to Ocean Waves Hidenori TAKAHASHI.....	31
3. Interface shear properties between steel-slag-mixed dredged soils and different materials Satoshi MATSUMURA, Takaaki MIZUTANI, Yoshiyuki MORIKAWA, Yuzo AKASHI, Hideki HONDA, Masahiro SHIMIZU.....	51
4. Advanced Method for Identification of Windsea and Swell on the Multi-modal Directional Wave Spectrum Takashi FUJIKI, Koji KAWAGUCHI.....	84