

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

Vol.50 No.4 December 2011

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 50 卷 第 4 号 (Vol. 50, No. 4), 2011 年 12 月 (December 2011)

目 次 (CONTENTS)

1. 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震津波の特性
.....河合弘泰, 佐藤真, 川口浩二, 関克己 3
(Characteristics of the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake Tsunami
.....Hiroyasu KAWAI, Makoto SATOH, Koji KAWAGUCHI, Katsumi SEKI)

2. 土丹層に支持された鋼管杭の軸方向抵抗力の検討
.....水谷崇亮, 菊池喜昭, 杉本貴之, 小濱英司 65
(Study on Vertical Bearing Capacity of Steel Pipe Pile Driven into Mudstone
.....Taka-aki MIZUTANI, Yoshiaki KIKUCHI, Takayuki SUGIMOTO, Eiji KOHAMA)

3. 既存矢板壁に対する控え工増設の補強効果とその評価法の開発
.....森川嘉之, 菊池喜昭, 水谷崇亮 107
(Development of Design Method for Anchored Sheet Pile Wall Reinforced by Additional Anchorage Work
.....Yoshiyuki MORIKAWA, Yoshiaki KIKUCHI, Taka-aki MIZUTANI)

4. 内陸地殻内地震によるやや短周期地震動の再現に適した震源のモデル化手法
.....野津厚 133
(Modeling Semi-Short-Period Ground Motions from Crustal Earthquakes Using Characterized Source Models
.....Atsushi NOZU)

5. 下新川海岸における長周期うねりの越波発生機構とその対策
.....加島寛章, 平山克也 197
(Experimental Study on Mechanism and Countermeasures for Wave Overtopping of
Long-Period Swell in Shimonikawa Coast
.....Hiroaki KASHIMA, Katsuya HIRAYAMA)

土丹層に支持された鋼管杭の軸方向抵抗力の検討

水谷 崇亮*・菊池 喜昭**・杉本 貴之***・小濱 英司****

要 旨

横浜港の周辺では、表層の粘性土・砂質土の下部に、土丹と呼ばれる固結シルトの層が観察される。この層は、N 値 50 以上、非排水せん断強度 500kN/m^2 以上という固い地盤であり、層厚も厚いことから、しばしば杭の支持層として期待される。土丹は、非常に過圧密な粘性土であると考えることができ、せん断中の体積の変化傾向や乱された後の再圧密挙動などが正規圧密粘土や一般的な過圧密粘土とは異なる。従って、土丹に鋼管杭を打撃施工した場合、杭先端の閉塞状況や施工終了後のセットアップ（時間経過とともに杭の抵抗力が増加する現象）の発生状況を含め、杭の軸方向抵抗力が、砂地盤や正規圧密粘性土地盤に杭を打撃施工した場合と異なる特性を示す可能性がある。そのため、土丹に支持された杭について、これまでに多くの鉛直載荷試験が実施されてきた。しかしながら、これまでの研究では、載荷試験の結果と既存の支持力推定式との比較や、施工時の杭の打止め管理手法の適用性について検討が中心で、土丹で支持された杭の軸方向抵抗力が発揮されるメカニズムについては十分に議論されていないのが実状である。そこで、本報告では、土丹で支持された杭について、模型実験や要素試験、原位置における載荷試験の結果を整理し、杭の軸方向抵抗力が発揮される要因を調査して、土丹層における杭の軸方向抵抗力の考え方についてとりまとめた。その結果、土丹層に支持された杭の先端閉塞状況やセットアップのメカニズムを明らかにし、土丹で支持された杭の軸方向抵抗力が既存の推定値よりも相当大きな値を取り得ることを示した。杭径の影響の検討や、周面摩擦の検討の際の杭周面に対する垂直応力の推定など、施工条件にあわせて考慮すべき課題はあるものの、原位置載荷試験等を行うことなどにより、現行の設計法よりも大きな支持力を期待することが可能であると結論付けられた。

キーワード：杭，軸方向抵抗力，セットアップ，先端閉塞，土丹

* 地盤研究領域基礎工研究チームリーダー
** 特別研究官
*** 地盤研究領域基礎工研究チーム研究官
**** 前 関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所
電話：046-844-5057 Fax：046-844-0618 e-mail：mizutani-t@pari.go.jp

Study on Vertical Bearing Capacity of Steel Pipe Pile Driven into Mudstone

Taka-aki MIZUTANI*

Yoshiaki KIKUCHI**

Takayuki SUGIMOTO***

Eiji KOHAMA****

Synopsis

The mudstone layer has been often observed under subsurface ground around Yokohama port. SPT-N value of the layer is larger than 50, and undrained shear strength of the mudstone is greater than 500kN/m². This mudstone layer has been often selected as a support layer of foundation piles of port facilities. Mudstone could be thought to be a kind of heavily overconsolidated clay, and the tendency of volume change under shearing and the reconsolidation behavior after disturbance would be different from general clayey soils. Therefore, if a steel pipe pile were driven into the mudstone layer, vertical bearing capacity of the pile would be different from a pile driven into sand layer or normally consolidated clay layer. Also, the characteristics of the set-up and the plugging effect of the pile supported by mudstone layer would be different. A large number of in-situ loading tests have been conducted to study on vertical bearing capacity of piles supported by mudstone layers. However, the previous studies were focused on the compatibility of observed vertical bearing capacity with the existing prediction methods, and the management of pile driving for constructions. The characteristics of vertical bearing capacity of a pile supported by mudstone have not been clarified yet. The authors conducted a series of in-situ loading tests, model tests, and direct shear tests, and studied on the characteristics of vertical bearing capacity of a pile driven into a mudstone layer. From the result, the mechanism of the set-up and the condition of plugging of a pile supported by mudstone were revealed. It was clarified that vertical bearing capacity of a pile supported by mudstone exceeded the estimation by the existing prediction methods substantially. Therefore, with conducting in-situ loading tests, it would be possible to expect much larger vertical bearing capacity than calculated value by the prediction method

Key Words: pile, vertical bearing capacity, set-up, plugging effect, mudstone

* Head, Foundations Group, Geotechnical Engineering Division

** Director for Special Research

*** Researcher, Foundations Group, Geotechnical Engineering Division

**** Formerly Yokohama Port and Airport Technology Investigation Office, Kanto Regional Development Bureau
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone: +81-46-844-5057 Fax: +81-46-841-0618 e-mail: mizutani-t@pari.go.jp

目 次

要 旨	65
1. まえがき	69
2. 既往の研究ならびに現在の設計手法	69
2.1 既往の研究	69
2.2 現在の設計手法	70
2.3 本検討の実施内容	72
3. 土丹で支持された杭の原位置載荷試験	72
3.1 試験概要	72
3.2 試験結果	72
3.3 試験結果と種々の予測値との比較	74
4. 杭の鉛直抵抗力に関する模型実験	74
4.1 実験概要	74
4.2 実験方法	74
4.3 実験結果	76
4.4 模型実験の結果のまとめ	87
4.5 実験結果と杭の支持力推定式との比較	87
5. 杭の周面抵抗力に関するせん断試験	88
5.1 試験概要	88
5.2 試験方法	88
5.3 試験結果	89
5.4 繰返し～単調せん断による強度増加率の検討	100
5.5 一面せん断試験結果のまとめ	102
6. 土丹に支持された杭の軸方向抵抗力の考え方	102
7. あとがき	103
謝辞	103
参考文献	103

1. まえがき

横浜港の周辺では、表層の粘性土・砂質土の下部に、土丹と呼ばれる固結シルトの層が観察される。この層は、N値50以上、非排水せん断強度500kN/m²以上という固い地盤であり、層厚も厚いことから、しばしば杭の支持層として期待される。土丹は、非常に過圧密な粘性土であると考えことができ、せん断中の体積の変化傾向や乱された後の再圧密挙動などが正規圧密粘土や通常の過圧密粘土とは異なることが予想される。従って、土丹に鋼管杭を打撃施工した場合、杭先端の閉塞状況や施工終了後のセットアップ（時間経過とともに杭の抵抗力が増加する現象）の発生状況を含め、杭の軸方向抵抗力が、砂地盤や粘性土地盤に杭を打撃施工した場合と異なる特性を示す可能性がある。そのため、土丹に支持された杭について、これまでに多くの鉛直載荷試験が実施されてきた。しかしながら、これまでの研究では、載荷試験の結果と既存の支持力推定式との比較や、施工時の杭の打止め管理手法の適用性について検討が中心で、土丹で支持された杭の軸方向抵抗力が発揮されるメカニズムについては十分に議論されていないのが実状である。本報告は、土丹で支持された杭について、模型実験や要素試験、原位における載荷試験の結果を整理し、杭の軸方向抵抗力が発揮される要因を調査し、土丹層における杭の軸方向抵抗力の考え方についてとりまとめるものである。

2. 既往の研究ならびに現在の設計手法

2.1 既往の研究

土丹で支持された杭については、多数の鉛直載荷試験が実施され、結果が報告されている。宇都ら¹⁾は、大黒埠頭内で実施された鋼管杭の動的鉛直載荷試験と静的鉛直載荷試験について報告し、考察を加えている。この載荷試験では、杭先端の極限支持力は確認できなかったが、周面抵抗については、次式（記号・単位は原典のまま）で表される動的に低減した杭周面の摩擦力²⁾（周面抵抗から動的摩擦成分を除去した値）と良く一致した。

$$F = \bar{N}U/a \quad (1)$$

ここに、

F ：動的に低減した杭周面の摩擦力、

\bar{N} ：杭周面の平均N値、

U ：杭の周長、

l ：杭の長さ、

a ：補正係数（鋼杭では2.5）。

また、杭の打止め管理手法として、打撃時の杭のリバウ

ンド量を主体とし、杭の貫入量を補助的に利用する方法が示されている。

矢島ら³⁾は、大黒埠頭において土丹を支持層とする鋼管杭の施工にあたり、12本の試験杭に対して最終打止まりに至る約10mの区間の打撃時の貫入量・リバウンド量の推移を測定した。その結果、土丹層での杭打撃時のリバウンド量と貫入量の和は一定であること、支持層に達すると貫入量が非常に小さく、リバウンド量が大きくなること、貫入量やリバウンド量の推移は地盤のN値と良く対応することを報告している。

島尻泥岩層や砂層についても同様の検討が行われ^{4), 5)}、いずれも道路橋示方書・同解説⁶⁾に示されたリバウンド量に基づく動的管理式の適用性を確認している。この動的管理式は以下のようなものであり、1980年以来、現時点での最新版の道路橋示方書・同解説まで引き続き掲載されている。

$$R_a = (AEK/e_0 l + \bar{N}U/e_f)/3 \quad (2)$$

ここに、

R_a ：杭の許容支持力 (t)、

A ：杭の実断面積 (m²)、

E ：杭のヤング係数 (t/m²)、

K ：リバウンド量 (m)、

e_0 ：補正係数（鋼杭では1.5 W_H/W_P ）、

W_H/W_P ：ハンマと杭の重量比、

l ：杭の長さ (m)、

\bar{N} ：杭周面の平均N値、

U ：杭の周長 (m)、

e_f ：補正係数（鋼杭では2.5）。

その他、金川ら⁷⁾、毛利ら⁸⁾は、土丹で支持された杭について急速載荷試験・動的載荷試験を実施し、セットアップ率や地盤反力係数を求め、その結果を基にハイリー式を補正した支持力管理式を作成している。

以上の検討はいずれも施工時の打止め管理を主眼としたものである。

藤岡ら⁹⁾は、横浜市港北区で土丹に支持された拡底場所打ち杭の相反載荷試験を実施し、載荷試験で得られた支持力特性と一軸圧縮試験の結果を相関づけることを試みている。その結果、一軸圧縮試験で得られた応力～ひずみ関係と、杭の載荷試験で得られた応力～沈下量関係に、ある程度の対応関係があることを示している。また、日下部ら¹⁰⁾は、軟岩（砂岩・泥岩）に打ち込まれた鋼管杭の載荷試験を実施し、各種の支持力推定式との比較を行っている。それによると、打撃杭の杭先端抵抗力が、道路橋示方書・同解説¹¹⁾に示された場所打ち杭の推定式（硬質粘性土層における杭先端の極限支持力度を一軸圧縮強

さの3倍とする)と良い一致が見られたとしている。その理由として、試験杭が短く、先端閉塞が十分でなかったことを挙げている。

坂本ら¹²⁾は、砂質シルト岩中で試験体を回転させることにより極限摩擦力を調査した。その結果、周面摩擦力の深度方向の変化と一軸圧縮強さの変化が良く対応していることを示した。また、港湾の施設の技術上の基準・同解説¹³⁾等で示されている、杭周面の平均付着力 c_a を地盤の非排水せん断強さに等しい(ただし c_a の上限値は 100kN/m^2)として杭の周面抵抗を求める方法は、摩擦力を過大評価することなどが報告されている。

さらに、杭形式が異なるため直接参考にはならないが、岸下^{14), 15)}によると、高耐力マイクロパイルの土丹中における極限摩擦力度が、地盤のせん断強さと同程度であったと報告されている。

以上のように、土丹で支持された杭については、多数の鉛直載荷試験が行われ、その結果が整理されている。その中で、打止め管理の方法に関する提案がなされている他、杭の軸方向抵抗力を当該地盤のせん断強度等で整理する試みも行われている。あわせて既存の支持力推定式の適用性についても検討されている。しかしながら、いずれも各施工例毎の検討に留まっており、場所毎に従来法がうまく適用できる例、できない例が存在する。一方で、そもそも土丹中の杭の周面抵抗や先端抵抗がどのような特性を持つか、どのように発揮されるのかに関する検討は十分に行われていない。

土丹とは異なるが、珪藻泥岩についても載荷試験をはじめとする一連の研究^{16), 17)}が実施されている。これらによると、珪藻泥岩に打撃施工された杭の支持力の評価手法については、N値に基づく手法を用いると過小評価となる傾向があり、一軸圧縮強さに基づく手法を用いる方が推定結果が改善されるとされている。あわせて、珪藻泥岩中における杭の周面抵抗を評価する目的で、一面せん断試験機により鋼材と珪藻泥岩の摩擦を調査することが試みられている^{18), 19), 20)}。これらの研究は一定の成果を挙げているものの、室内試験結果と実杭の周面抵抗との関係を十分には評価しきれていないのが現状である。さらに、同じ珪藻泥岩と分類される地盤であっても、杭の支持力と地盤のN値の関係には一般性が見られず現場毎の評価が必要との報告²¹⁾もある。

その他、島尻層泥岩における杭の載荷試験では、先端抵抗力は道路橋示方書による推定値に近い値が得られたこと、周面抵抗については小さな値しか得られなかったことなどが報告されている^{22), 23), 24), 25), 26)}が、そのメカニズムについて十分に検討されているものではない。

このように、これまでの研究では、載荷試験の結果と既存の支持力推定式の比較を行ったり、施工時の杭の打止め管理手法の適用性について検討が中心で、土丹で支持された杭の軸方向抵抗力が発揮されるメカニズムについては十分に議論されていないのが実状である。本検討は、土丹に打撃施工された杭の軸方向抵抗力について、これまで実施してきた模型実験や要素試験、原位置における載荷試験の結果^{27), 28), 29), 30), 31), 32)}をとりまとめ、抵抗力が発揮される要因を調査し、土丹に支持された杭の軸方向抵抗力の考え方を整理するものである。

2.2 現在の設計手法

港湾の施設の技術上の基準・同解説³³⁾では、打撃施工された鋼管杭の軸方向押込み抵抗力に関して、土丹を対象とした場合の考え方は示されていない。従って、土丹に打撃施工された杭の軸方向抵抗力を推定するには、粘性土や軟岩を支持層とする場合の推定式を援用することになる。具体的には、以下のとおりである。

まず杭の先端抵抗力については、粘性土を支持層とする場合の推定式か、軟岩を支持層とする場合の式によることとなる。それぞれの方法に基づく推定式を式(3)、(4)に示す。

$$R_{pk}=6c_pA_p \quad (3)$$

$$R_{pk}=5q_uA_p \quad (4)$$

ここに、

- R_{pk} : 杭先端抵抗力の特性値 (kN),
- c_p : 杭先端位置での非排水せん断強さ (kN/m²),
- A_p : 杭先端の有効面積 (m²),
- q_u : 乱さない試料での一軸圧縮強さ (kN/m²).

式(3)においては、 c_p として一軸圧縮試験から求められる非排水せん断強さ $c_u (=q_u/2)$ を用いられることが多く、この場合、式(3)は式(5)のように表すことができる。

$$R_{pk}=3q_uA_p \quad (5)$$

一方、式(4)を用いる場合については、原地盤のひびわれの発達状況などの実状に応じて q_u を1/2~1/3に低減する。また、式(4)で用いる q_u の最大値は $2 \times 10^4 \text{kN/m}^2$ とされている。このようなことから、式(3)、(4)で求められる R_{pk} の値は、原地盤の状況によって多少の大小はあっても、根本的に大きく異なった値とはならないものと考えられる。

一方、周面抵抗については、粘性土地盤に対する推定方法が示されている。それによると、杭の周面抵抗は杭周面が接する各層における単位面積あたりの平均周面抵抗力(周面抵抗力度)に杭周面積を乗じた値の総和であ

り、粘性土地盤における周面抵抗力度は以下の式で求められる平均付着力に等しいとする。

$$c \leq 100 \text{ の場合 } c_a = c \quad (6)$$

$$c > 100 \text{ の場合 } c_a = 100 \quad (7)$$

ここに、

c_a : 平均付着力 (kN/m²),

c : 地盤の非排水せん断強さ (kN/m²).

ただし、付着力を非排水せん断強さから求めることには様々な問題点が含まれているため³⁴⁾、式(6)、(7)を適用する際には、十分な注意を払うことが求められている。

次に、港湾以外の分野として、道路橋、建築、鉄道構造物における考え方について説明する。

道路橋示方書・同解説³⁵⁾では、本文中では土丹に打撃施工された杭の軸方向押し込み抵抗力の推定式は示されていない。ただし、参考資料として、支持層が軟岩・土丹の場合を対象とした次のような式が示されている³⁶⁾。

$$P_u = 440 q_u^{1/2} A_t^{2/5} A_i^{1/3} \quad (8)$$

ここに、

P_u : 杭先端の極限支持力 (kN),

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²) ($\leq 10000 \text{ kN/m}^2$),

A_t : 鋼管杭の先端純断面積 (鋼管肉厚の断面積) (m²),

A_i : 鋼管杭の先端閉塞面積 (鋼管中空の断面積) (m²).

式(8)には、杭の先端支持力の他、支持層内の周面抵抗も含まれている。式(8)は支持岩盤内に少なくとも杭径以上根入れされている場合のみ適用でき、支持岩盤上が軟弱地盤である場合は適用外となる。対象とされる支持岩盤は、ボーリングコアがハンマーの強打で割れる(殆ど未風化、一部劣化)～ハンマーで容易に割れる(全体にやや風化)程度の性状のものとされている。

建築基礎構造設計指針³⁷⁾では、土丹などに支持される打込み杭の先端支持力度を表す式として次の2式を挙げている。

$$q_p = 0.7 q_c \quad (9)$$

$$q_p = 6 c_u \quad (10)$$

ここに、

q_p : 杭の極限先端支持力度 (kN/m²) ($\leq 18000 \text{ kN/m}^2$),

q_c : 杭先端付近の静的貫入抵抗の平均値 (kN/m²),

c_u : 地盤の非排水せん断強さ (kN/m²).

q_p に杭先端面積を乗じたものが先端支持力となる。粘性土においては、 q_c が $10c_u$ 程度であることから、式(9)と式(10)で得られる値は概ね対応している。さらに、土丹や軟岩の地層には、ひび割れが存在することも多いため、載荷試験など十分な調査を行うことが望ましいとされている。一方、周面抵抗については以下の式が示されている。

$$\tau_c = \beta c_u \quad (11)$$

ここに、

τ_c : 杭の極限周面摩擦力度 (kN/m²),

β : 低減係数.

各土層毎に、 τ_c に杭周面積を乗じることでその土層における周面抵抗を求めることができる。 β は、粘性土の過圧密比や杭の細長比によって決定される係数で、0.35から1.0の間の値をとる。また、 c_u については、上限を 100 kN/m^2 とする。

鉄道構造物等設計標準・同解説³⁸⁾では、硬質粘性土または軟岩に打込まれた杭の先端支持力度として、以下のような式が示されている。

$$q_p = 4.5 q_u \text{ または } 100 N \quad (12)$$

ここに、

q_p : 基準先端支持力度 (kN/m²) ($\leq 20000 \text{ kN/m}^2$),

q_u : 杭先端地盤における一軸圧縮強さ (kN/m²),

N : 杭先端地盤におけるN値.

式(12)で用いる q_u や N は支持力算定に用いる値であることに注意が必要である。これらの値は、地盤条件に応じてそれぞれ求め方が示されている。また、周面抵抗については、次式が示されている。

$$r = q_u / 2 \text{ または } 10 N \quad (13)$$

ここに、

r : 最大周面支持力度 (kN/m²) ($\leq 150 \text{ kN/m}^2$),

q_u : 土層の一軸圧縮強さ (kN/m²),

N : 土層のN値.

各土層毎に、 r に杭周面積を乗じることでその土層における周面抵抗を求める。

以上のように、道路橋指示方以外の各基準・指針は、地盤条件等による値の低減の考え方などを除けば、基本的な考え方は似通っている。先端抵抗、周面抵抗のいずれも、地盤の強さを定数倍して抵抗力度を求め、それに杭断面積または周面積を乗じて抵抗を求める。例えば、先端抵抗の場合、地盤の強さとして一軸圧縮強さ q_u を用いる場合には、 $3q_u \sim 5q_u$ に杭断面積を乗じて先端抵抗を求めることになる。また、周面抵抗の場合、地盤の強さとして非排水せん断強度 c_u を用いるのであれば、 c_u に杭周面積を掛けることで周面抵抗が計算できるというわけである。

先端抵抗や周面抵抗を求めるにあたって、何らかの上限値が設けられている点も各基準・指針に共通している。ただし、上限値の値については各基準・指針で多少の差が生じている。周面抵抗については、周面抵抗力度の上限が $100 \sim 150 \text{ kN/m}^2$ となっており各基準・指針間の差は少ないが、先端抵抗については、建築および鉄道構造物

における先端抵抗力の上限が18000~20000kN/m²であるのに対し、港湾構造物で軟岩に対する式(4)を用いる場合には100000kN/m²と非常に大きな値となる。このような上限値の差異は、対象としている地盤条件や、地盤条件毎の推定値の低減の考え方等の差異によるものと考えられ、各式を用いる際はその点に十分に注意を払う必要があると言える。

なお、本節の記述はすべて先端が閉塞された杭に関する推定式を対象としており、鋼管杭を開端杭として用いる場合は、先端閉塞に関する検討が別途必要となる。

2.3 本検討の実施内容

本検討は、土丹に打撃施工された杭の軸方向抵抗力について、模型実験や要素試験、原位置における載荷試験を実施してその結果をとりまとめ、抵抗力が発揮される要因を調査するものである。先述の設計基準等で示されているとおり、杭の軸方向抵抗力は先端抵抗と周面抵抗の合計として決定される。軸方向抵抗力に関しては、抵抗力そのものの推定方法の他、先端閉塞の考え方(杭内周面抵抗の問題でもある)やセットアップ(施工後、養生することで抵抗力が回復する現象)の推定等の問題がある。一方の周面抵抗に関しては、抵抗力の推定方法、セットアップの推定方法などが課題として挙げられる。

本検討では、まず横浜港で実施された原位置載荷試験の結果をレビューすることで実杭の挙動を把握する。その後、模型実験により先端抵抗に関する各種検討を、要素試験(一面せん断試験)により周面抵抗に関する各種検討を行う。以下、それぞれの内容について報告した後、総合的な検討を加える。

3. 土丹で支持された杭の原位置載荷試験

3.1 試験概要

横浜港では、本牧地区岸壁(-13m)の改良工事に関連して、平成20年度に土丹に打撃施工された杭の衝撃載荷試験が実施されている。試験は、関東地方整備局により横浜市中区本牧ふ頭(D突堤)地先において、2本の試験杭(No.1杭, No.2杭とよぶ)に対して実施された。試験実施位置を図-3.1に示す。また、各試験杭の試験実施位置付近における土質調査結果を図-3.2, 3.3に示す。

図-3.2, 3.3において、Kと表示されている層が固結シルト層であり、いわゆる土丹層に対応している。土質調査では、K層から採取した試料に対して一軸圧縮試験、針貫入試験が行われている。その結果、K層中で、N<50

の区間では一軸圧縮強さが500kN/m²程度、N=50を示す区間では600kN/m²程度と結論づけられている。

試験に使用した杭の諸元を表-3.1に示す。2本の試験杭はいずれも杭先端がC.D.L.-35.6mまで打ち込まれており、K層のN=50を示す区間に根入れされている。試験は、いずれの杭についても、施工時と施工翌日(1日養生後)の2回実施し、試験終了後に波形マッチング解析を行って、先端抵抗および周面抵抗を算出した。

3.2 試験結果

載荷試験により得られた結果を表-3.2に示す。表-3.2には、No.1杭, No.2杭それぞれの施工時および1日養生後の先端抵抗と周面抵抗が示されている。

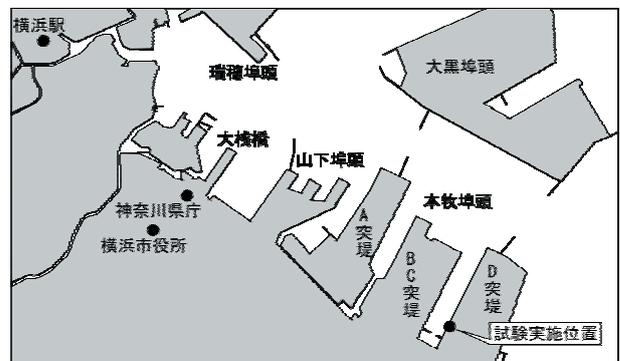


図-3.1 試験実施位置

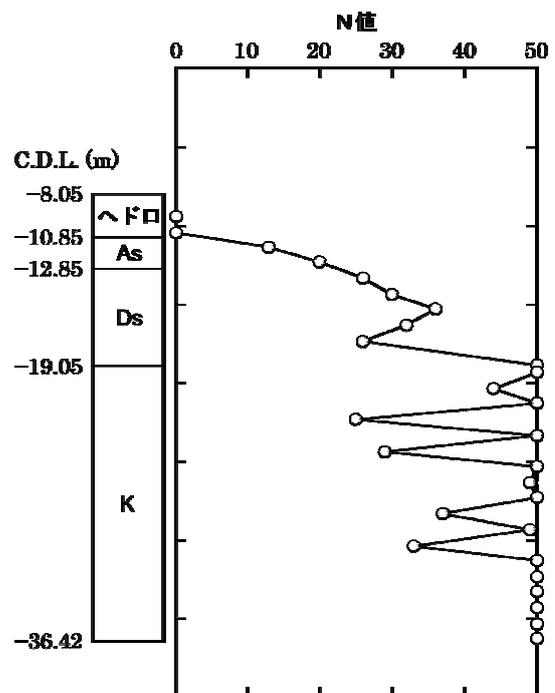


図-3.2 土質調査の結果 (No.1杭の地点)

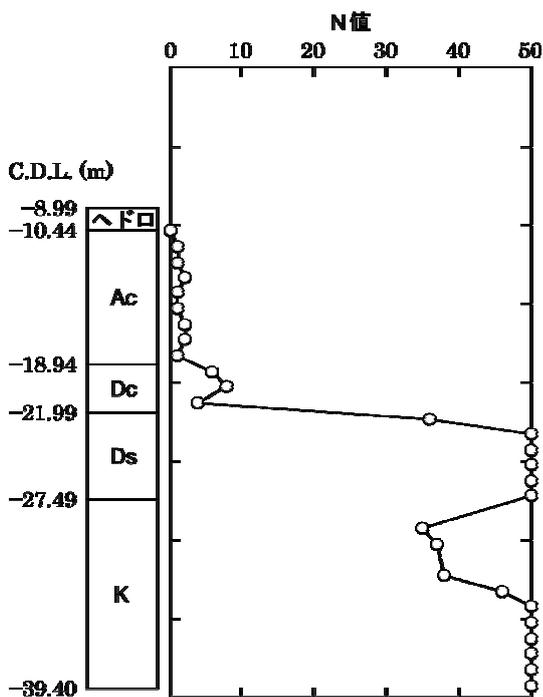


図-3.3 土質調査の結果 (No.2杭の地点)

表-3.1 試験杭の諸元

No.	杭径 (mm)	肉厚 (mm)	杭長 (m)	杭種
1	1300	15	40.5	SKK490
2	1300	15	46.0	SKK490

表-3.2 試験結果の概要

No.	施工時		1日養生後	
	先端抵抗 (kN)	周面抵抗 (kN)	先端抵抗 (kN)	周面抵抗 (kN)
1	1317.4	3514.4	2136.9	8716.8
2	955.5	4485.1	2134.1	8871.1

表-3.2より、No.1杭、No.2杭のいずれにおいても、先端抵抗、周面抵抗ともに、養生1日後の値が施工時の値より大きいことが確認できる。養生1日後の値は、施工時の値の1.6~2.5倍である。この結果は、土丹層に打撃された杭において、セットアップが養生1日で発生するというを示唆している。

図-3.4に、各試験杭の施工時および1日養生後の載荷試験で確認された周面抵抗力度の深度分布を示す。図-3.4より、No.1杭ではC.D.L.-20m以深、No.2杭ではC.D.L.-25m以深においてセットアップが発生していることが確認できる。図-3.2、3.3より、この深さは土丹の

上面深度とほぼ一致しており、周面抵抗のセットアップが、土丹層内で発生していることがわかる。

ところで、図-3.4によると、No.1杭、No.2杭のいずれにおいても、C.D.L.-28~30m以深で周面抵抗力度が低下する傾向が見られる。これは、載荷試験の際に杭頭に加えた載荷力が杭先端まで伝達されていない (C.D.L.-28~30m以浅の周面抵抗で支持されてしまっている) ためであると考えられる。試験終了後の波形マッチング解析の際にも、波形データの形状から同様のことが指摘されており、試験に用いたハンマーの能力不足であったことは間違いないと考えられる。従って、表-3.2に示されている各杭の1日養生後の抵抗力の値は、実際に杭が発揮しうる抵抗力を過小評価していると言える。

なお、衝撃載荷試験においては、一般的に施工に用いるハンマーを使用することから、特に養生後の試験においてハンマーの能力が不足することはやむを得ない。別途試験用のハンマーを調達したとしても、試験用の杭を特別に準備していない場合には、杭の許容応力の制限から十分なエネルギーを加えることができないことも多い。このようなことが予想される場合には、養生日数を短く設定するなどの工夫が必要である (今回の試験では、それを考慮した上で1日養生とした)。

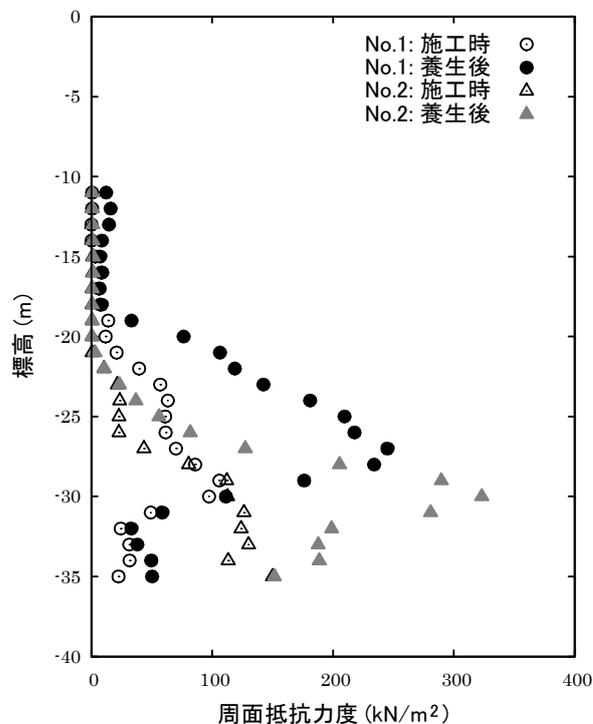


図-3.4 周面抵抗力度の深度分布

3.3 試験結果と種々の予測値との比較

前述のとおり、表-3.2に示した結果は実際の杭の抵抗力を過小評価していると思われるが、参考のためこの試験結果と2.2で述べた種々の予測値を簡単に比較する。

2.2で述べたとおり、多くの基準類において土丹層に支持された杭の先端抵抗力は $3q_u \sim 5q_u$ とされている。載荷試験を行った地盤では、土丹層の一軸圧縮強さ q_u が 600kN/m^2 であるから、先端抵抗力度は $1800 \sim 3000\text{kN/m}^2$ 、これに杭の断面積を乗じることで、杭の先端抵抗は $2390 \sim 3980\text{kN}$ と計算される。試験杭は開端杭であるから、閉塞効果を考慮する必要がある。過去の調査によると、開端杭の閉塞率と杭径の間に図-3.5に示すような関係がある。少々乱暴であるが、図-3.5より杭径が 1.3m の場合の閉塞率がおおよそ 0.5 であるとし、先に計算した先端抵抗力にこれに乗じると $1200 \sim 1990\text{kN}$ という推定値が得られる。

表-3.2に示した載荷試験により得られた先端抵抗の値は 2135kN であり、試験結果が実際の杭の抵抗力を過小評価していると思われるにもかかわらず、一軸圧縮強さ q_u を基にして推定される値より大きい。

次に周面抵抗について検討する。2.2で述べたように、周面抵抗は、非排水せん断強さを周面抵抗力度として推定する方法が一般的である。衝撃載荷試験を行った地盤では、土丹層の q_u が 600kN/m^2 であることから、非排水せん断強さを一軸圧縮強さの $1/2$ とすると、土丹層の周面抵抗力度は 300kN/m^2 となる。しかしながら、これは各基準等に示された周面抵抗力度の上限を超えているため、周面抵抗を推定する際は上限値 $100 \sim 150\text{kN/m}^2$ を採用することとなる。

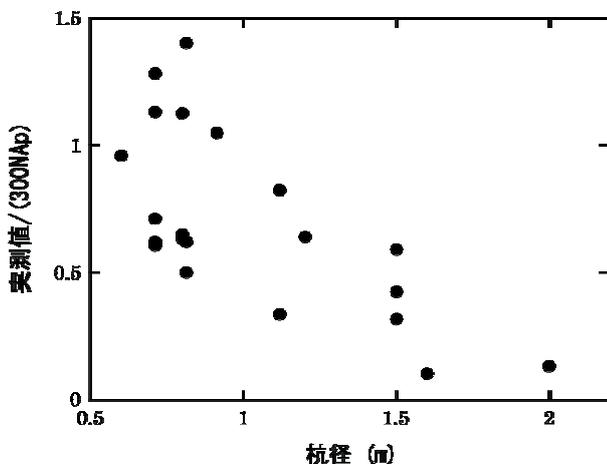


図-3.5 開端杭の杭径と閉塞率の関係³⁹⁾

そこで改めて図-3.4を見ると、載荷試験の結果得られた土丹層における周面抵抗力度は $100 \sim 300\text{kN/m}^2$ である。従って、本載荷試験においては、各種の推定式で用いられる周面抵抗力度と同程度か少し大きい値が確認されたと言える。

4. 杭の鉛直抵抗力に関する模型実験

4.1 実験概要

土丹層における杭の先端抵抗力について、特に先端閉塞の状況や先端抵抗力のセットアップ効果に関する検討を行うため、室内模型実験を実施した。模型実験では、土丹の模型地盤を準備することは困難であるため、セメント処理粘土により土丹を模擬した地盤を作製して実験を行った。セメント処理粘土は、強度や圧密降伏応力に関して、非常に過圧密な粘土と同様な挙動を示すと考えられ^{40),41)}、今回の検討目的で土丹層を模擬するのに適切な材料であると考えられる。なお、土丹と実験に用いたセメント処理土のせん断挙動は、5.3で比較する。

4.2 実験方法

(1) 模型地盤の作製

実験に用いたセメント処理粘土は、川崎粘土を母材として作製した。川崎粘土の物理特性を表-4.1に示す。

はじめに川崎粘土の含水比が液性限界の2倍となるよう加水し、十分に練り混ぜる。次に、水セメント比を1.0としたセメントペーストを添加し、ソイルミキサーで20～40分攪拌する。攪拌後、内寸 $30\text{cm} \times 30\text{cm}$ 、高さ 50cm の亚克力土槽に打設し、一定期間実験場で養生した後、杭の貫入実験を行った。模型地盤の高さは 40cm を標準とした。養生中の模型地盤を写真-4.1に示す。

表-4.1 川崎粘土の物理特性

土粒子密度	ρ_s (g/cm ³)	2.702
自然含水比	w_n (%)	73.5
粒度	2～75mm (%)	0.0
	75 μm ～2mm (%)	16.4
	5～75 μm (%)	49.7
	5 μm 未満 (%)	33.9
液性限界	w_L (%)	55.2
塑性限界	w_P (%)	24.4
塑性指数	I_p (%)	30.8



写真-4.1 養生中の模型地盤

表-4.2 セメント添加率30%の場合の配合条件

粘土 乾燥重量	セメント 乾燥重量	水	模型地盤の 湿潤密度
540kg	162kg	758kg	1.45g/cm ³ (1m ³ あたり)

セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。セメントの添加量は、セメントの乾燥重量が粘土の乾燥重量の30%となるよう定めたが、実験ケースによって20～40%の範囲で調整した。また、養生日数は7日を標準とした。セメント添加率が30%の場合の配合条件を表-4.2に示す。

模型地盤の強度を把握するため、模型地盤の打設と同時にテストピースを作製して一軸圧縮試験を行った。テストピースは、直径5cm、高さ10cmの円筒形のプラスチックモールドにセメント処理粘土を打設したもので、模型地盤と同じ環境下で保管し、模型実験を行う当日に一軸圧縮試験を実施した。テストピースは、模型地盤1体に対し2～6本作製した。また、一部の実験では、模型実験終了後に模型地盤から供試体をサンプリングし、一軸圧縮試験を行っている。

最も標準的な実験ケースであるセメント添加率30%、養生日数7日の場合に一軸圧縮試験で得られた一軸圧縮強さの頻度分布を図-4.1に示す。図-4.1より、一軸圧縮強さが非常に大きくばらつき、最大値と最小値で2～3倍の差が生じていることがわかる。また、一軸圧縮強さ180～200kN/m²と480～500kN/m²の2ヶ所に頻度のピークが見られる。

一軸圧縮強さが大きくばらついた原因として、模型地盤とテストピースを養生した実験場の温度変化が考えら

れる。そこで、養生中の実験場の平均的な気温と一軸圧縮強さの関係を、セメント添加率30%、養生日数7日の場合について整理すると図-4.2のようになる。ここで、実験場の平均的な気温とは、休日を除く毎日9時、12時、17時の3回記録した気温を単純平均した値である。図-4.2より、一軸圧縮強さは、養生中の実験場内の平均的な気温に大きく影響されていることがわかる。

実験場は空調設備が整っておらず、養生中の温度管理等を行うことができない。そのため、本実験では、同じ配合条件で模型地盤を作製しても、同じ強度を得ることはできなかった。模型地盤の強度が杭の貫入実験に与える影響については、4.3で確認する。

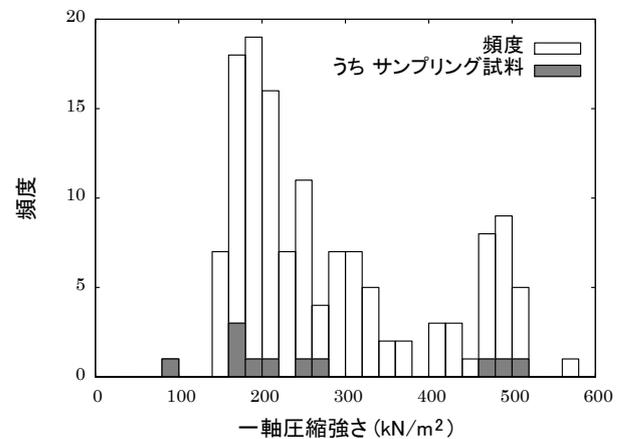


図-4.1 セメント添加率30%、養生日数7日のテストピースとサンプリング試料の一軸圧縮試験結果

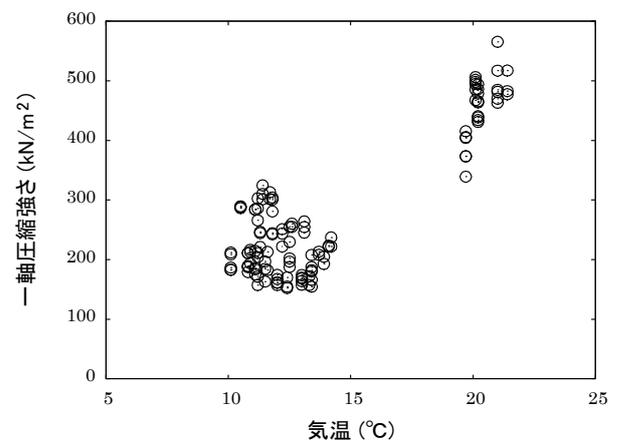


図-4.2 養生中の実験場の平均的な気温とテストピースの一軸圧縮強さの関係（セメント添加率30%、養生日数7日）

(2) 載荷試験

模型地盤を作製した後、土槽を載荷枠内に設置し、土槽の中心で杭の貫入実験を行った。実験の概念図を図-4.3に、実験の様子を写真-4.2に示す。ストロークジャッキを動作させると載荷盤が上下し、模型杭の貫入、引抜きを行うことができる。ストロークジャッキの容量は20kN、可動距離は50cmである。

模型杭はアルミニウム製で、中実のもの（閉端杭）とパイプ状のもの（開端杭）を使用した。模型杭を写真-4.3に示す。模型杭の直径は30mm、開端杭の肉厚は2mmを標準とし、実験条件に応じて変化させた。一部の実験では、杭の先端部のみ形状を変化させた変形杭を用いた。詳細は実験結果とあわせて説明する。

計測項目は杭の貫入量と杭頭における貫入抵抗であり、開端杭の実験では杭管内土高さも計測した。貫入速度は1mm/minとした。

実験条件の一覧を表-4.3に示す。

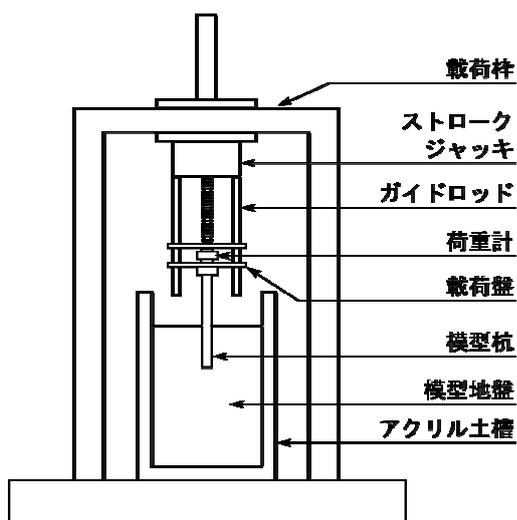


図-4.3 杭貫入実験の概念図

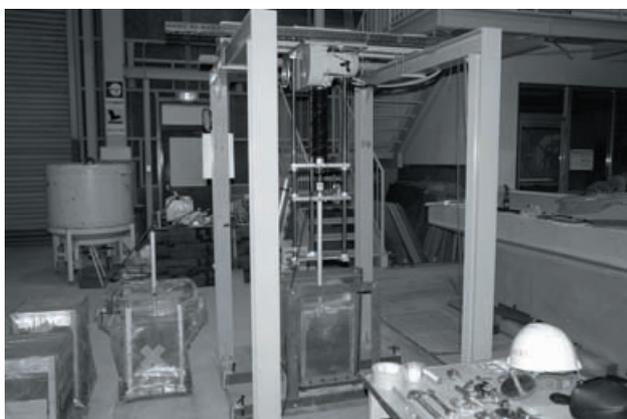


写真-4.2 杭の貫入実験の様子

4.3 実験結果

(1) 模型地盤の強度の影響

4.2で述べたとおり、本実験においては、模型地盤の強度が大きくばらついた。そこで、はじめに模型地盤の強度が杭の貫入抵抗に与える影響について検討する。

セメント添加量30%、養生日数7日の模型地盤で実施した杭の貫入実験の結果を図-4.4に示す。いずれも杭径30mm、肉厚2mmの開端杭の貫入実験結果である。実験b8, b13は、実験条件の都合で、地表面からの貫入量120mmまでの実験結果のみを示している。

図-4.4より、実験b7では貫入量180mm付近で、c2, c3では貫入量120mm付近で貫入抵抗が低下したことが確認できる。実験中の観察によると、丁度この時、模型地盤にクラックが発生しており、地盤が破壊されたことで杭の貫入抵抗が低下したと考えられる。



写真-4.3 模型杭（杭頭が右側）

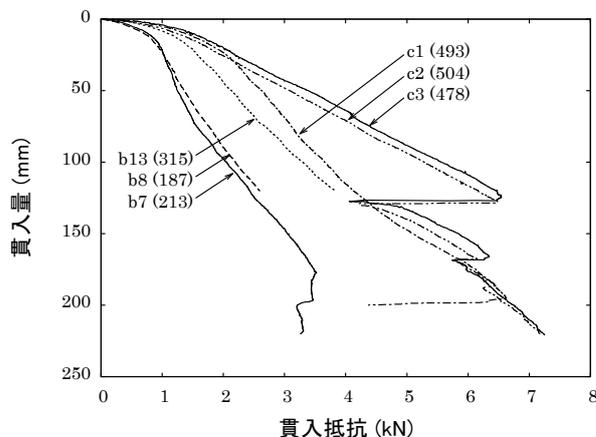


図-4.4 セメント添加量30%、養生日数7日の模型地盤における開端杭の貫入実験結果（番号は実験番号、括弧内の数字はテストピースの一軸圧縮強さ）

表-4.3 実験条件一覧

No.	杭種	杭径 (mm)	セメント 添加率 (%)	養生 日数 (day)	地盤強さ qu (kN/m ²)	実験条件
b1	開端杭	30	20	7	180	地表面から貫入.
b2	閉端杭	30	20	7	168	地表面から貫入.
b6	開端杭	30	30	7	210	あらかじめ220mm埋め込んだ状態から引抜き.
b7	開端杭	30	30	7	213	地表面から貫入.
b8	開端杭	30	30	7 8	187 226	地表面から120mmまで貫入. 1日養生後, 120mmから再貫入.
b9	開端杭	20	30	7	182	地表面から貫入.
b12	閉端杭	30	30	7	263	あらかじめ120mm埋め込んだ状態から貫入.
b13	開端杭	30	30	7 10	315 454	地表面から120mmまで貫入. 3日養生後, 120mmから再貫入.
b17	開端杭	75	30	7	291	地表面から貫入.
b18	開端杭	30	30	8	350	あらかじめ120mm埋め込んだ状態から貫入.
c1	開端杭	30	30	7	493	地表面から貫入.
c2	開端杭	30	30	7	504	地表面から貫入.
c3	開端杭	30	30	7	478	地表面から貫入.
c7	開端杭	30	30	7	438	型枠内で地盤を作製し, 型枠を外した後, 地表面から貫入.
c8	開端杭	30	20	7	373	地表面から貫入.
c12	閉端杭	30	20	7	202	地表面から貫入.
c14	開端杭	30	20	7	202	型枠内で地盤を作製し, 型枠を外した後, 地表面から貫入.
c20	開端杭	30	30	7	185	地盤高60cm. 地表面から貫入.
c21	開端杭	30	40	7	295	地表面から貫入.
c28	開端杭	30	30	7 8	230 266	地表面から30mmまで貫入. 1日養生後, 30mmから再貫入.
c29	閉端杭	30	30	7 8	233 244	地表面から30mmまで貫入. 1日養生後, 30mmから再貫入.
c37	閉端杭	30	30	7 10	208 264	地表面から30mmまで貫入. 3日養生後, 30mmから再貫入.
c37 -2	異径 閉端杭	20-30	30	7 10	208 264	c37と同一の地盤で実施. 杭の形状は本文図-4.16参照. 地表面 から30mmまで貫入. 3日養生後, 30mmから再貫入.
c39	閉端杭 閉端杭	30 10	30	8 9	185 223	サウンディング実験. 直径30mmの杭を地表面から30mmまで貫 入. 1日養生後, 杭を引き抜き, 直径10mmの杭を貫入.
c43	開端杭 閉端杭	30 10	30	7 8	327 346	サウンディング実験. 直径30mmの杭を地表面から30mmまで貫 入. 1日養生後, 杭を引き抜き, 直径10mmの杭を貫入.

図-4.4によると, 実験c1を除き, 杭の貫入抵抗は模型地盤のテストピースの一軸圧縮強さに対応して変化している. そこで, 実験c2, c3で地盤にクラックが発生する前で, なおかつb8, b13も含めた6つの実験のデータが揃う杭の貫入量120mmの時点に着目し, この時の杭の貫入

抵抗と, テストピースの一軸圧縮強さの関係を整理すると, 図-4.5ようになる. 図-4.5から, 貫入量120mm時の杭の貫入抵抗とテストピースの一軸圧縮強さは概ね比例関係にあることがわかる. ただし, 実験c1のみ, 他の実験と比較すると, テストピースの一軸圧縮強さに対し

杭の貫入抵抗が小さい。何らかの原因で、模型地盤の実際の強さがテストピースの一軸圧縮強さよりも小さくなってしまったことが考えられる。

次に、図-4.4に示した杭の貫入量～貫入抵抗関係の形状を比較するため、貫入抵抗を貫入量120mmの時の貫入抵抗で正規化したものが図-4.6である。

図-4.6を見ると、いずれの実験においても、貫入量10～20mm程度までの貫入初期は、貫入量の増加量に対する貫入抵抗の増加量（以後、貫入抵抗の増加率という）が大きい傾向がある。模型地盤の強度が大きい実験c2, c3の場合、この貫入初期の部分を除くと、貫入抵抗の増加率は地盤にクラックが入るまでほぼ一定値を保つ。これに対し、模型地盤の強度が小さめの実験b7, b8, b13では、貫入初期に貫入抵抗の増加率が大きく、その後、貫入量50mm程度まで貫入抵抗の増加率がやや小さくなる領域が見られる。貫入量が50mmを超えると、貫入抵抗の増加率は再びやや大きくなり、実験c2, c3と同様な傾向を示すようになる。ただし、図-4.4から確認できるとおり、増加率の絶対値は実験b7, b8, b13と比較して、地盤の強度が大きい実験c2, c3の方が常に大きいことに注意が必要である。なお、実験c1は、以上で述べた変化傾向から少し外れた挙動を示しており、実験に不具合があった可能性が考えられる。

次に、模型地盤の強度に特に影響を与える作製条件として、セメント添加量の違いが杭の貫入実験に与える影響を検討する。図-4.7に、セメント添加量20～40%で作製した模型地盤における杭の貫入実験結果を示す。図-4.7は、いずれも直径30mm、肉厚2mmの開端杭の貫入実験結果である。

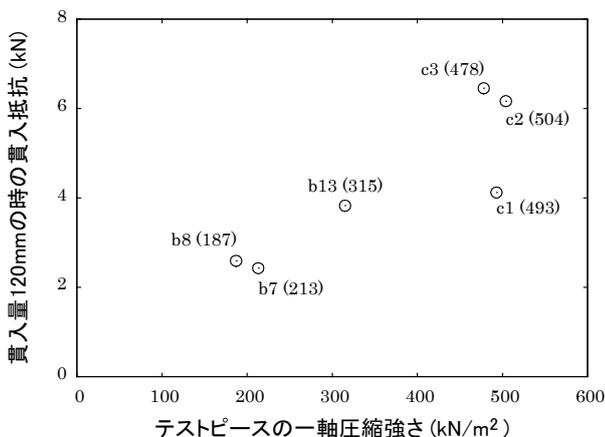


図-4.5 杭の貫入量120mm時の貫入抵抗とテストピースの一軸圧縮強さの関係

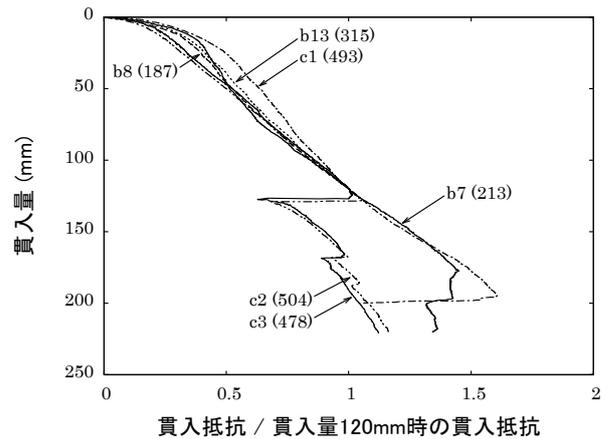


図-4.6 図-4.4の横軸を杭の貫入量120mm時の貫入抵抗で正規化した図

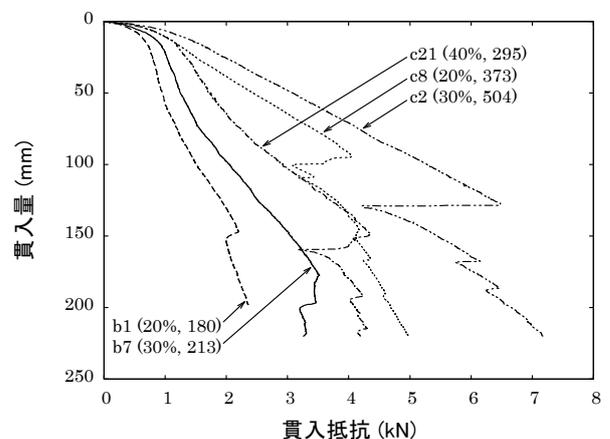


図-4.7 セメント添加量20～40%、養生日数7日の模型地盤における開端杭の貫入実験結果（番号は実験番号、括弧内の数字はセメント添加量とテストピースの一軸圧縮強さ）

図-4.7より、セメント添加量に関係なく、地盤の強さに応じて杭の貫入抵抗の値が変化していると考えられる。また、貫入量に対する貫入抵抗の変化傾向についても、セメント添加量30%の場合について図-4.4, 4.6を基に検討した結果と概ね一致している。

以上のとおり、模型地盤の強度が杭の貫入抵抗の大きさに影響を与え、同じ貫入量で比較すると地盤の強度に概ね比例して貫入抵抗の値が大きくなること、また、模型地盤の強度により、貫入抵抗の増加率の変化傾向に差が生じることが確認された。さらに、模型地盤作製時のセメント添加量が実験結果に与える影響は小さく、基本的に地盤の強度により杭の貫入実験の結果が支配されていると考えられる。

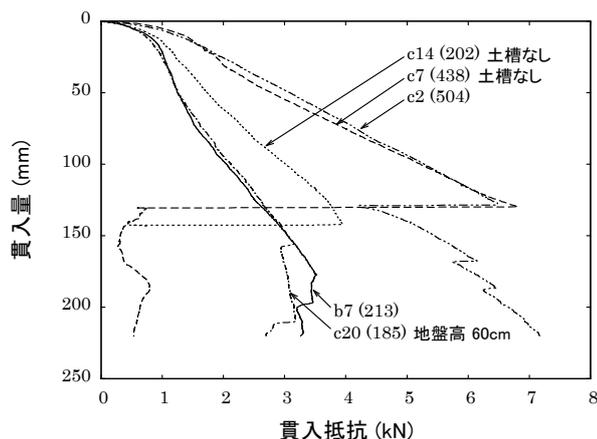


図-4.8 模型地盤の境界条件を変化させた場合の開端杭の貫入実験結果

(2) 土槽壁の影響

4.2で述べたとおり、本実験においては、模型地盤を作製するため、内寸30cm×30cm、高さ50cmの亚克力土槽を用いた。貫入実験で用いる模型杭に対し、土槽がやや小さく、実験結果に対する土槽壁の影響が懸念される。そこで、土槽壁面の影響を検討するため、亚克力土槽と同サイズの木製型枠を作製して模型地盤を打設し、養生後、型枠を外し、土槽壁の影響を排除した状態で杭を貫入させる実験(c7, c14)を行った(以下、土槽なしという)。また、土槽底面の影響について検討するため、土槽上部を延長し、地盤高を60cm(通常は40cm)とした模型地盤を作製し、杭の貫入実験(c20)を行った。実験結果を図-4.8に示す。図-4.8には通常どおり亚克力土槽を用いた場合の実験結果(b7, c2)もあわせて示している。いずれも直径30mm、肉厚2mmの開端杭の貫入実験結果である。

図-4.8において、土槽なしの実験c7, c14に着目すると、杭の貫入に伴って貫入抵抗が増加していき、貫入量が130mm付近に達したところで貫入抵抗が急減したことがわかる。その後は、貫入抵抗が低い状態で推移している。貫入抵抗が急減したのは、地盤にクラックが生じた時に一致している。

次に、土槽なしの場合と通常どおり土槽を用いて実験した場合について比較する。図-4.8で、地盤が比較的強い実験c2とc7、地盤が比較的弱い実験b7, c14を比較すると、いずれの場合も地盤にクラックが発生するまでの挙動は概ね一致していることがわかる。また、クラックが発生する時の杭の貫入抵抗も近い値となっている。一方、クラックの発生後は、土槽なしの場合には貫入抵抗が低い状態で推移するが、土槽を使用した実験では貫入抵抗

が再び増加する。以上より、今回の実験条件では、地盤の強さに関わらず、地盤にクラックが発生するまでは、土槽の有無が実験結果に与える影響は小さく、クラックの発生以降は土槽壁による拘束の影響を受けているものと考えられる。

さらに、図-4.8において、地盤高が本実験における標準的な値である40cmの実験b7と、地盤高を60cmとした実験c20の結果を比較すると、貫入抵抗の増加傾向、クラック発生時の杭の貫入抵抗の値とも良く一致している。従って、今回の実験においては、土槽底面の影響は受けていないと考えられる。

(3) 開端杭と閉端杭の挙動の比較

開端杭と閉端杭の挙動を比較するため、杭種以外の実験条件が同一な場合の実験結果を図-4.9に示す。図-4.9には、開端杭、閉端杭のそれぞれについて、地盤の強さが異なる数ケースの実験結果を示している。いずれも杭径30mmの模型杭を使用し、開端杭の肉厚は2mmである。実験c20のみ地盤高さが60mmであるが、前述のとおり地盤高の差異は実験結果には影響しないと考えられる。

図-4.9より、貫入のごく初期、貫入量10~20mm程度までの間は、開端杭と閉端杭の挙動に大きな差が無いことがわかる。開端杭の場合、地盤が比較的弱い実験c20, c21と比較的強い実験c2の間でその後の変化傾向が異なる。これについては、すでに(1)で述べたとおりである。

図-4.9において閉端杭の実験b2, c12に着目すると、貫入量と貫入抵抗の関係は、弱い地盤における開端杭の実験c20, c21と強い地盤における開端杭の実験c2の中間に位置している。特にクラックの発生に伴う貫入抵抗の急減が見られた貫入量50~70mm付近までについては、閉端杭の実験結果は、どちらかと言えば強い地盤における開端杭の実験結果に近い挙動を示しているようである。

次に、図-4.9においてクラックの発生に伴う貫入抵抗の急減が観察された時の杭の貫入抵抗、貫入量と、地盤の強さ(テストピースの一軸圧縮強さ)との関係を整理すると図-4.10のようになる。図-4.10から、杭種に関わらず、クラック発生時の杭の貫入抵抗と地盤の強さの間には一定の関係が成立していると思われる。しかしながら、クラック発生時の杭の貫入量については、杭種によって傾向が異なる。閉端杭の場合、クラックが発生する際の杭の貫入量は、開端杭の場合と比較して非常に小さいことが図-4.10から読み取れる。なお、開端杭の場合のみに着目すると、クラック発生時の杭の貫入量は、地盤の強さに応じて若干浅くなる傾向を示しているようである。

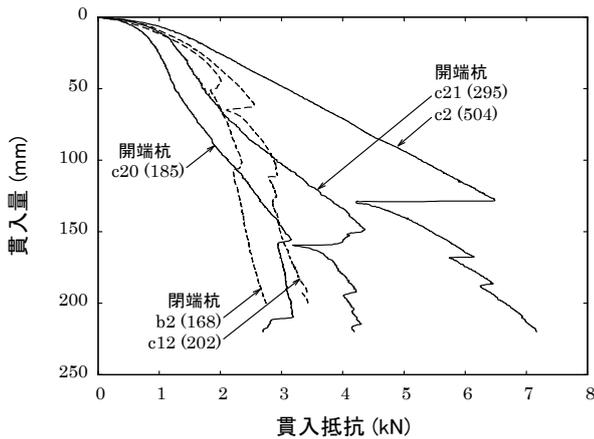


図-4.9 開端杭と閉端杭の実験結果の比較（番号は実験番号，括弧内の数字はテストピースの一軸圧縮強さ）

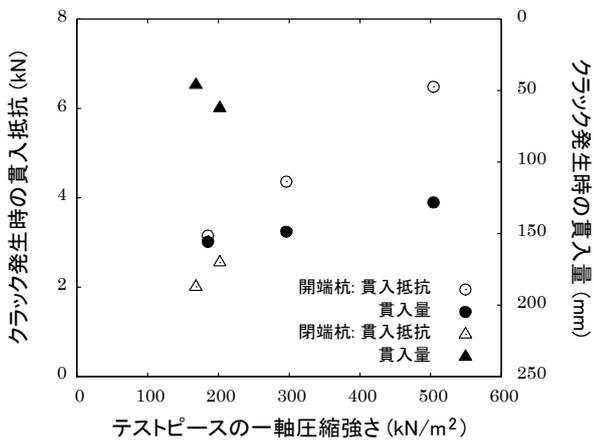


図-4.10 クラック発生時の杭の貫入抵抗，貫入量と地盤の強さとの関係

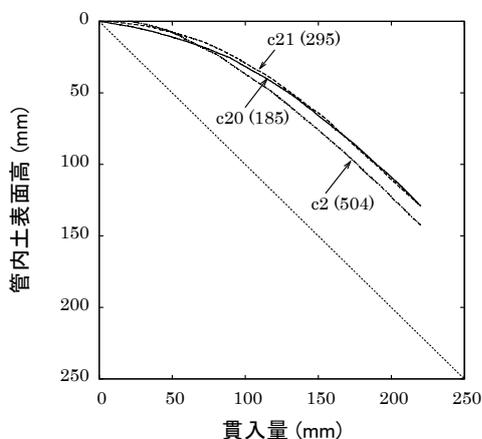


図-4.11 開端杭の貫入に伴う管内土の表面高さの変化（沈下を正とする）

今回の実験では，実験上の都合により，強い地盤における閉端杭の貫入実験が実施できなかったため，データが不足している面があるが，以上の実験結果をまとめると次のようなことが言える．まず，(1)の考察の繰返しになるが，開端杭の貫入時の挙動は地盤の強さにより傾向が異なることが確認できた．弱い地盤における開端杭の挙動の特徴は，貫入量30～50mmにかけて貫入抵抗の増加率の低下が見られる点である．強い地盤に開端杭を貫入した場合は，このような貫入抵抗の増加率の大きな低下は見られない．次に，開端杭と閉端杭の挙動を比較すると，閉端杭の挙動はどちらかと言えば強い地盤における開端杭の挙動に近いことがわかった．また，地盤にクラックが発生する時の杭の貫入量を比較すると，開端杭，閉端杭の間で大きな差が見られることから，地盤への荷重の伝達状況は杭種によって違いがあることが推測される．閉端杭と比較すると開端杭の排土量が小さいことなどが原因であると思われる．一方，クラック発生時の杭の貫入抵抗と地盤の強さとの間には，杭種によらず一定の関係が見られる．このことから，最終的な地盤の破壊形態は杭種によらないと考えられる．

(4) 開端杭の先端閉塞状況

次に，開端杭の先端閉塞状況について検討する．

図-4.11に開端杭の管内土の表面高さの変化状況を示す．図-4.11に示した実験の貫入量と貫入抵抗の関係については，すでに図-4.9に示したとおりである．図-4.11より，地盤の強さによらず，貫入初期から管内土の表面が下がり始め，その沈下速度は貫入に伴って除々に大きくなるのがわかる．貫入量が150mmを越えると，管内土の表面高の変化量が貫入量とほぼ一致しているようである．地盤が強い実験c2の場合，地盤が弱い実験c20，c21と比較して，管内土表面の沈下が早く進むように見受けられる．実験c2では，貫入量120mmを越えたところで地盤にクラックが発生している（図-4.9参照）が，その前後において管内土表面高の変化傾向に大きな変化は見られない．

以上のような関係をより明確にするため，貫入量1mmあたりの管内土表面の沈下量（図-4.11の曲線の傾きで，管内土表面の沈下速度に対応）を求め，その値を貫入量に対してプロットすると図-4.12のようになる．図-4.12より，管内土の沈下速度は貫入初期よりほぼ一定の割合で増加し，貫入量150mm以降はほぼ1.0となっていることが確認できる．

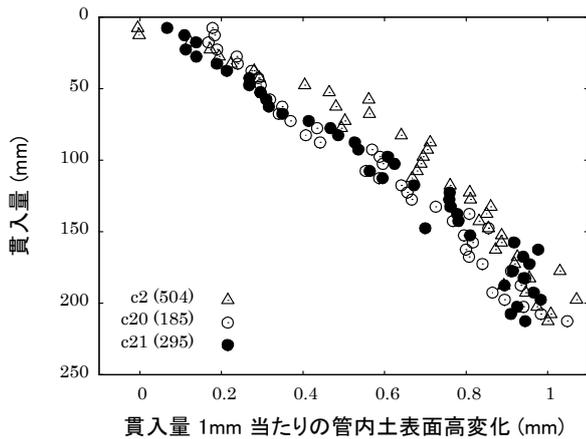


図-4.12 開端杭管内土の表面高さの変化率（図-4.10の曲線の傾き）と貫入量との関係

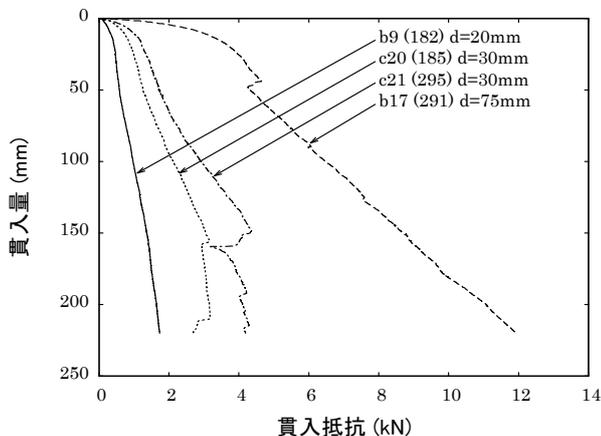


図-4.13 杭径が異なる開端杭の貫入量と貫入抵抗の関係

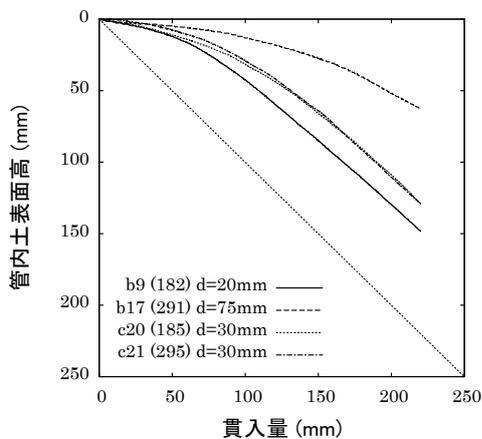


図-4.14 杭径が異なる開端杭の管内土表面高さ（沈下を正とする）と貫入量との関係

なお、図-4.12を見ると、(1)、(2)で述べた地盤の強さによる開端杭の挙動の差異が大きい範囲である貫入量50～100mmで、強い地盤における実験c2の管内土の下がり方が、弱い地盤における実験c20、c21よりも若干大きい。しかしながら、管内土の下がり方の差はそれほど大きなものではないことから、実験誤差と考えて良いと思われる。

次に杭径が異なる開端杭の貫入実験結果を図-4.13、4.14に示す。図-4.13、4.14には、直径20mm、肉厚1mmの杭を用いた実験b9、直径75mm、肉厚3.5mmの杭を用いた実験b17にあわせ、今回の実験で標準とした直径30mm、肉厚2mmの杭を用いた実験c20、c21の実験結果をあわせて示している。

図-4.13からわかるとおり、杭の貫入抵抗は、杭径とともに大きくなる。一方、図-4.14によると、管内土表面高は、杭径が大きくなると変化しにくくなる。とは言え、杭径75mmの実験b17の場合でも、管内土表面は杭の貫入とともに沈下し、貫入が進むに従って管内土表面高の沈下速度が徐々に早くなっていることがわかる。このように、模型杭の杭径に関わらず、貫入が進むと先端閉塞が発生し、貫入に伴って発達していくことが確認された。

以上のように、セメント処理土のような非常に過圧密な地盤においても、杭の貫入初期からある程度の先端閉塞が発生し、貫入が進むに伴って先端閉塞が発達していくことが確認された。また、地盤の強さや杭径が変化しても、程度は異なるものの、同様に先端閉塞が発生することがわかった。

(5) 閉端杭におけるセットアップの発生状況

次に、セットアップの発生状況を調査するため、閉端杭を地盤に一定量貫入した後、1日または3日間養生し、再び貫入を行う実験を実施した。閉端杭の場合、貫入量が小さい段階で地盤にクラックが発生することが懸念されるため、当初の貫入量は30mmとした。実験結果を図-4.15に示す。

図-4.15に示した実験のうち、c29では、ストロークジャッキを停止した後、杭頭を貫入試験機に接続したままの状態1日養生し再貫入を行った。そのため、この実験では、再貫入開始時、杭頭に2kN程度の力が保持されていた。一方、実験c37の場合は、ストロークジャッキを停止した後、模型杭から載荷装置を外し、杭頭を開放した状態で3日養生し再貫入を行った。図-4.15には、地表面から連続的に貫入を行った実験b2、c12の実験結果をあわせて示している。

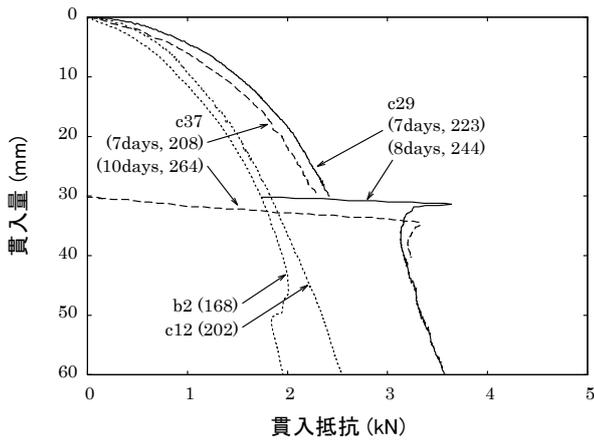


図-4.15 閉端杭を30mm貫入し、1日または3日間養生した後に再貫入した場合の実験結果

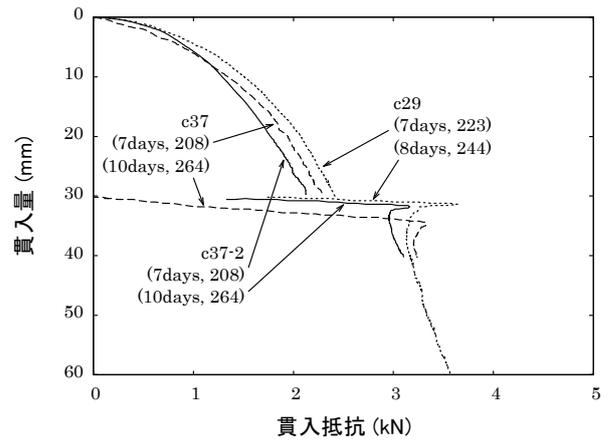


図-4.17 異径の閉端杭を30mm貫入後、3日間養生して再貫入した場合の実験結果

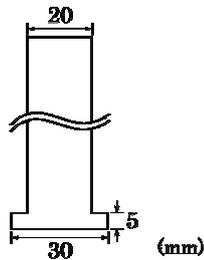


図-4.16 実験c37-2で用いた模型杭の形状

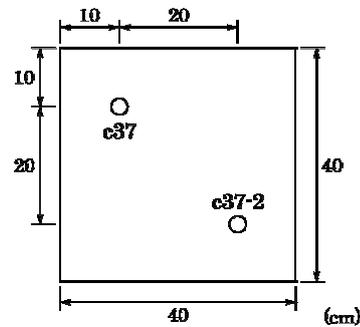


図-4.18 実験c37, c37-2の平面配置

図-4.15より明らかなとおり、実験c29, c37いずれの場合においても、再貫入開始直後に大きな貫入抵抗を示し、セットアップが発生していることが確認できた。初期の貫入時の最終的な貫入抵抗の値と、再貫入後に発生する貫入抵抗の極大値を比較すると、いずれの実験でも約1.5倍となっている。また、再貫入時に貫入抵抗の極大値が発現するまでの貫入量は、c29で1.2mm, c37で4.2mmであり、杭径(30mm)のわずか4~14%という小さい貫入量で大きな貫入抵抗が発揮されていることがわかる。

このような貫入抵抗のセットアップに寄与している要因を探るため、図-4.16に示すような異径杭を用いて、同様な実験を行った。実験結果を図-4.17に示す。図-4.17に示した実験37-2は、実験c37と同じ模型地盤を利用して実施した実験である。杭の貫入位置は、図-4.18に示したとおりである。

図-4.17によると、異径の杭を用いた実験c37-2においても、通常の閉端杭の場合とほぼ同様な実験結果が得られたことがわかる。異径の杭では、杭周面と地盤との間に隙間が生じることから、周面抵抗は発揮されないと考えられる。従って、杭のセットアップは杭周面で発生しているものではないということがわかる。

そこで、直径30mmの閉端杭を貫入し1日養生した後、杭を引き抜き、杭直下と杭周面の地盤に直径10mmのアルミ棒を貫入して地盤をサウンディングする実験を実施した。実験手順を図-4.19に示す。サウンディング位置は、杭直下の地点a、杭周面から30mmの地点b、60mmの地点cである。地点bとcについては、各2箇所(杭軸に対して対称な位置を選定)ずつサウンディングを実施した。試験結果を図-4.20に示す。図-4.20には、最初に貫入した直径30mmの杭の貫入量と貫入抵抗の関係をあわせて示している。

図-4.20より、杭周面の地点b, cについては地表面から緩やかに貫入抵抗が増加しており、計4本の貫入抵抗の計測結果はほぼ完全に一致している。このことから、地点b, cの貫入抵抗は、杭を貫入する前の地盤と同じ貫入抵抗特性を示していると考えられる。これに対し、杭直下の地点aにおいては、明らかに地盤の強さが増加している。地点b, cで計測された貫入抵抗に対し、地点aで計測された貫入抵抗は、最大で2倍以上の値となっている。杭直下地盤が、杭貫入に伴う圧縮や、その後の養生期間中の圧密により、強度増加したものと思われる。

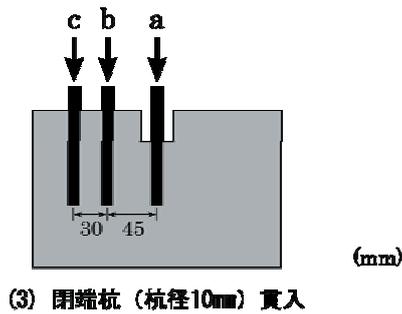
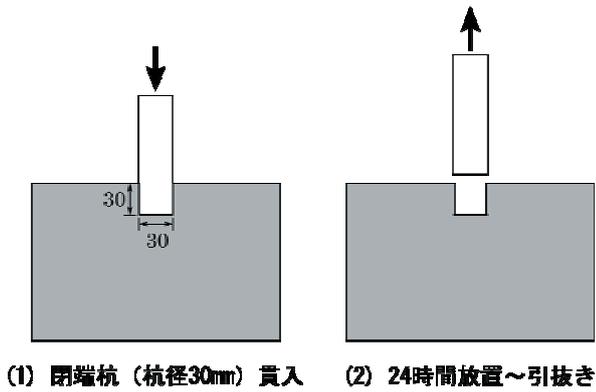


図-4.19 サウンディング実験c39の実験手順

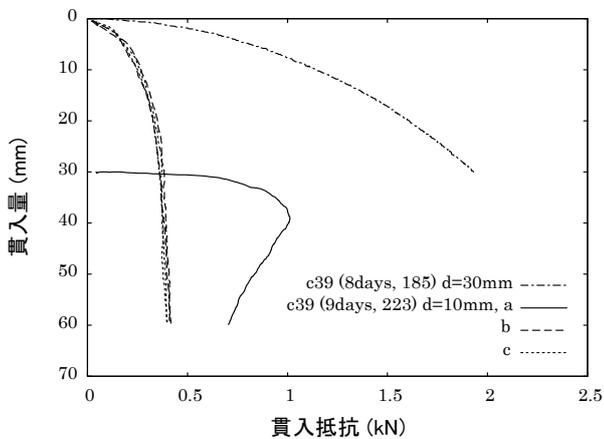


図-4.20 サウンディング実験c39の実験結果

さらに貫入抵抗のセットアップに寄与する要因を明確にするため、アクリル土槽にセメント処理粘土を打設して地盤を作製する際に、直径30mmの閉端杭を120mm埋め込んでおき、7日養生後に杭を貫入させる実験b12を実施した。実験の結果得られた杭の貫入量と貫入抵抗の関係を図-4.21に示す。図-4.21には、地表面から連続的に杭を貫入した実験c12, 30mm貫入後に1日養生し再貫入した実験c29の結果もあわせて示している。

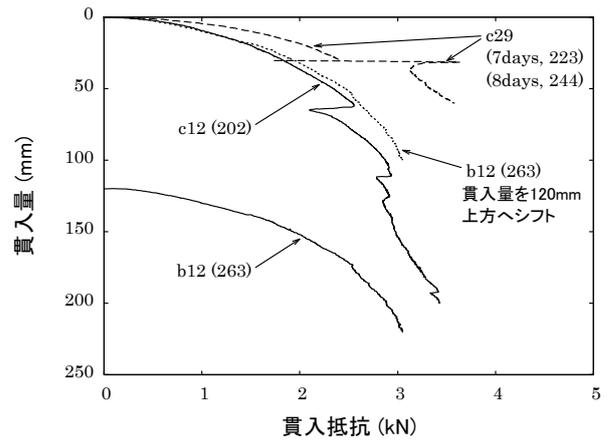


図-4.21 閉端杭をあらかじめ埋込んでおいた実験b12と他の実験結果との比較

図-4.21に示したとおり、あらかじめ杭を埋め込んでも、実験c29の再貫入時のような貫入抵抗の発現状況は再現できなかった。図-4.21には、あらかじめ杭を埋め込んだ実験b12の実験結果について、貫入量を120mm上方ヘシフトさせた曲線も合わせて示している。この曲線からわかるように、あらかじめ杭を埋め込んだ実験では、地表面から貫入した場合と同様な貫入量と貫入抵抗の関係が得られている。つまり土被りの影響も少ないと言える。

以上のようなことから、今回の実験で観察された閉端杭の貫入抵抗のセットアップは、主として杭貫入に伴う杭直下地盤の強度増加が要因であることが確認できた。

ところで、図-4.20で示したサウンディング実験は、直径10mmの閉端杭の貫入実験であることもできる。そこで、サウンディング実験の地点a, bで得られた直径10mmの杭の貫入抵抗と直径30mmの杭の貫入実験結果と比較するため、貫入抵抗を杭断面積と地盤の非排水せん断強さ（ここではテストピースの一軸圧縮強さの1/2とした）で正規化し、さらに貫入量を杭径で正規化して整理したものが図-4.22である。

図-4.22より、サウンディング実験c39の地点bで得られた直径10mmの杭の貫入抵抗と、直径30mmの杭を地表面から貫入した実験c12で得られた貫入抵抗は非常に良く一致していることが確認できる。これに対し、サウンディング実験c39の地点aで得られた10mmの杭の貫入抵抗は、地表面からの貫入実験c12やあらかじめ埋め込んだ杭の貫入実験b12と比較して明らかに大きく、また、貫入初期の貫入抵抗の増加率が非常に大きい。上述のとおり、閉端杭の貫入に伴って杭直下地盤の強度が大きく増加していることを示す結果となっている。

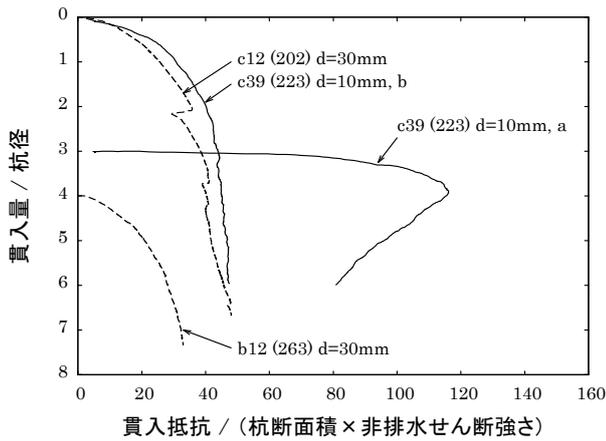


図-4.22 杭径、杭断面積、地盤強さなどで正規化した閉端杭の貫入量と貫入抵抗の関係

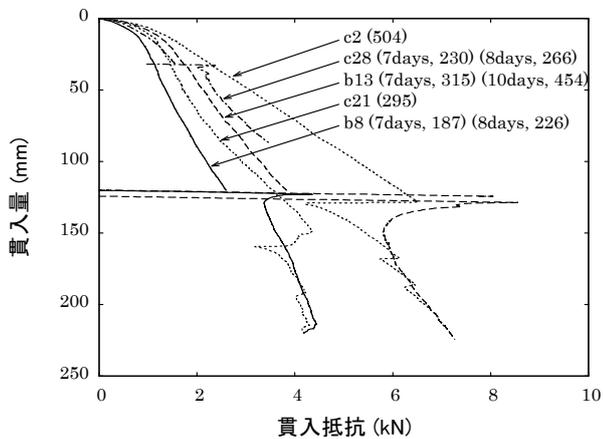


図-4.23 開端杭を30mmまたは120mm貫入し、1日または3日間養生した後再貫入した場合の実験結果

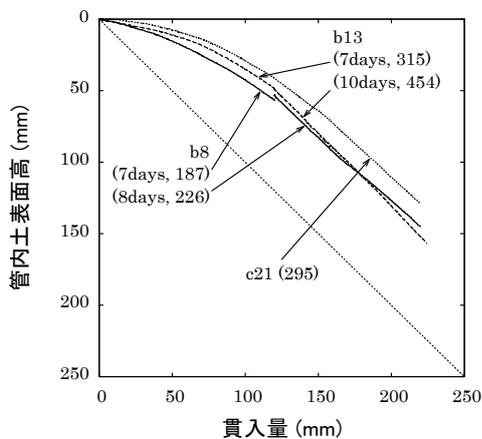


図-4.24 開端杭を120mm貫入し、1日または3日間養生した後再貫入した実験b8, b13で得られた管内土表面高の変化（沈下を正とする）

(6) 開端杭におけるセットアップの発生状況

次に、開端杭におけるセットアップの発生状況について検討するため、(5)で述べた閉端杭の場合と同様な実験を行った。開端杭の場合、閉端杭より深くまで貫入しても地盤にクラックが発生しないことから、初期の杭貫入量を30mmとした場合と120mmとした場合の2条件の実験を実施した。実験結果を図-4.23に示す。

図-4.23に示した実験のうち実験c28では、開端杭を30mm貫入した後、ストロークジャッキを停止し、荷重装置を杭に接続したまま1日養生した。そのため、再貫入開始時に1kN程度の杭頭荷重が残留していた。実験b8, b13の場合は、開端杭を120mm貫入した後、荷重装置を外し、杭頭を自由にして養生した。実験b13では、再貫入開始直後に荷重計に不具合が生じたため、一度除荷し、荷重装置を外して荷重計を交換した後、再度貫入を実施した。図-4.23には、地表面から連続的に開端杭を貫入した実験c2, c21の実験結果もあわせて示している。

図-4.23より、途中で養生期間を設けた実験c28, b8, b13のいずれの実験においても、閉端杭の場合と同様、再貫入時に大きな貫入抵抗が発揮され、セットアップが発生していることがわかる。再貫入時の貫入抵抗の極大値は、初期の貫入時の最終的な貫入抵抗の値に対し、c28, b8では1.5～1.6倍、b13では2.2倍に達している。また、再貫入時に貫入抵抗が極大となるまでの貫入量は、実験c28で1mm、b8, b13の場合は3～4.5mmと杭径（30mm）に対して非常に小さく、地盤が高い剛性を示していることがわかる。なお、b13の再貫入1回目については、荷重計の交換のため除荷を開始する時点で、初期貫入時の2.1倍の貫入抵抗を記録しており、それまでの貫入量は4.2mmである。このようなことから、セットアップした杭を再貫入する際、貫入抵抗が極大値に達する前までであれば、その挙動は弾性的であると解釈することができる。

次に、初期の貫入量が120mmの実験b8, b13で得られた管内土表面高の変化を図-4.24に、管内土表面高の変化率（管内土表面の沈下速度）を図-4.25に示す。

図-4.24を見ると、実験b8で除荷に伴う管内土表面の盛り上がり計測されている。また、b8, b13の両実験で、貫入量120mmでデータの不連続が見られ、管内土表面の変化傾向が養生前後で異なることがわかる。図-4.25を見ると、この現象はより明確に示されており、いずれの実験においても初期貫入の最終段階で管内土の高さ変化が貫入量1mmあたり0.7mm程度であるのに対し、再貫入時は貫入直後から1.0mm、つまり杭と管内土が一体となって地盤に貫入される状態となっていることがわかる。

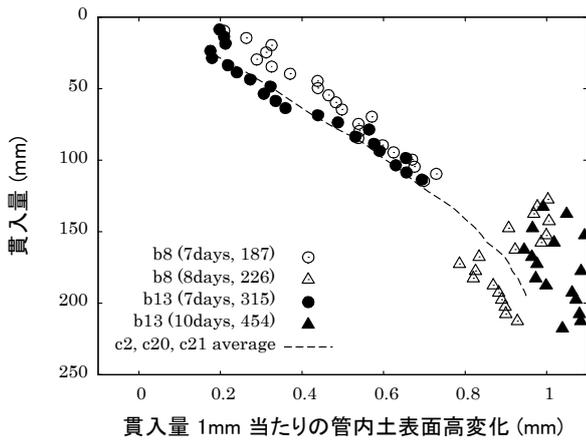


図-4.25 図-4.24に示した実験b8, b13の管内土表面高の変化率（破線は図-4.12に示した地表面から連続的に貫入した実験c2, c20, c21の平均値）

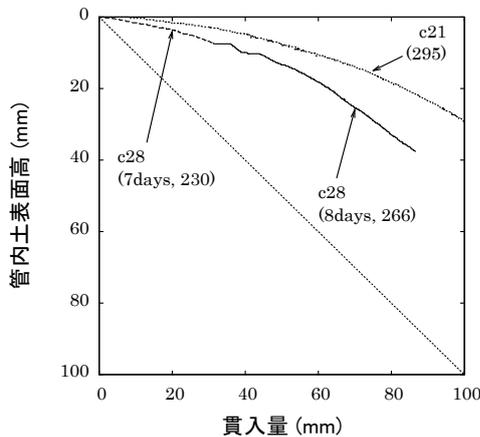


図-4.26 開端杭を30mm貫入し、1日養生した後再貫入した実験c28の管内土表面高の変化の比較

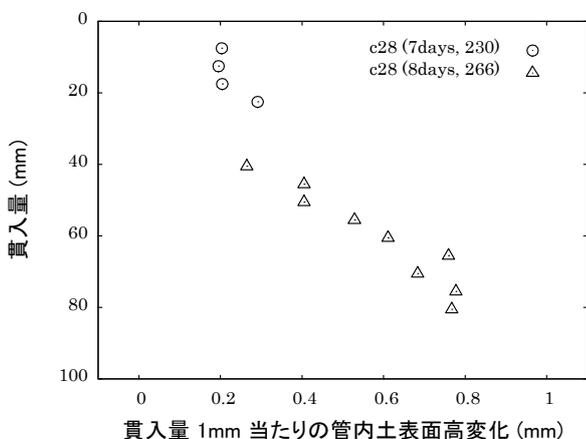


図-4.27 図-4.26に示した実験c28の管内土表面高の変化率

図-4.25には、地表面から連続的に貫入した場合の平均的な傾向（図-4.12に示した実験c2, c20, c21の平均値）を破線で示している。破線が貫入量とともに連続的に変化するのに対し、実験b8, b13では貫入量120mmを境に変化傾向が不連続であることが明確である。この様子から、実験b8, b13では、杭を養生することにより、完全閉塞した状態に変化したことが確認できる。なお、実験b8では、再貫入の進行に伴って管内土表面高の変化率が一度0.8mm程度まで落ち込むが、貫入を続けるうち再び増加する傾向を示している。この増加時の傾向は、地表面から連続的に貫入した場合の挙動を示す破線に近いものとなっている。

次に、開端杭を30mm貫入して1日養生した実験c28で得られた管内土表面高の変化を図-4.26に、管内土表面高の変化率を図-4.27に示す。

図-4.26によると、実験c28の場合、再貫入開始直後には管内土表面高の変化が見られず、杭だけが地盤に貫入されていることがわかる。図-4.27を見ても、実験b8, b13で見られた（図-4.25参照）ような養生前後での管内土表面高の変化率の不連続が実験c28では生じていないことが確認できる。このように、管内土の表面高の変化状況は、実験b8, b13と実験c28で全く異なる。再貫入を開始した時点で、実験b8, b13では先端閉塞が生じており、杭内周面の抵抗が貫入抵抗に寄与しているのに対し、実験c28では杭の実断面部分の先端抵抗のみで杭の貫入抵抗が発揮されているものと考えられる。

しかしながら、図-4.23に示したとおり、これらの実験の再貫入時の貫入抵抗は同じような挙動を示している。従って、図-4.23で見られるような開端杭のセットアップは、開端杭の管内土の挙動、ひいては開端杭の先端閉塞状況とはあまり関連していないことが推測される。

なお、図-4.26において、実験c28の再貫入開始時に管内土表面高が一定値を示しているが、図-4.27では、貫入量1mmあたりの管内土表面高の変化量が0mmになっていない。これは、貫入量1mmあたりの管内土表面高の変化量を、貫入量5mm毎に求めているためである。

次に、開端杭を貫入、養生した後に引き抜き、杭直下地盤と杭周辺地盤のサウンディング実験c43を行った。実験の手順は、図-4.19に示した実験c39と同様であるが、最初に貫入する直径30mmの開端杭を同じ直径の開端杭に変更した点が変わっている。開端杭の実験c39では、地点b, cに関して2本ずつのサウンディングを行ったが、結果にあまり差が無かったことから、開端杭の実験c43では、地点b, cに関しても1本ずつのサウンディングとした。また、c43では、記録装置の不具合により、直径30mmの開

端杭を30mmまで貫入した際のデータが収録できなかった。サウンディング実験で得られた結果を図-4.28に示す。

図-4.28からわかるとおり、開端杭の場合も、閉端杭の場合（図-4.20参照）と同様、杭直下の地点aで貫入抵抗の増加（地盤の強度増加）が観察され、杭周辺の地点b、cでは大きな変化は観察されなかった。従って、開端杭のセットアップも、閉端杭の場合と同様、杭の貫入に伴う杭直下地盤の強度増加が主要因であると考えられる。ただし、閉端杭の場合と比較すると、杭直下の地点aにおける貫入抵抗はかなり小さい。

先述のとおり、サウンディング実験c43で、当初、直径30mmの開端杭を貫入した際の貫入抵抗は計測されていないが、図-4.23に示した実験c28などから推測すると、貫入量30mmで1.5kN程度であったと思われる。これに対し、閉端杭のサウンディング実験c39では、直径30mmの開端杭貫入時の貫入抵抗は1.9kN程度であり、開端杭と閉端杭で貫入抵抗が極端に異なるわけではない。また、セットアップの発生状況に関しても、30mmまで貫入した杭を1日養生後再貫入した場合の貫入抵抗の増加率は、閉端杭、開端杭いずれの場合でも1.5倍程度で同等である（図-4.15の実験c29、図-4.23の実験c28を参照）。それにも関わらず、地点aの強度増加について、杭種により大きな差が出た原因は、現段階では不明である。

開端杭のセットアップの発生要因をさらに検討するため、模型地盤をアクリル土槽に打設する際にあらかじめ120mmの深さまで杭を埋め込んでおき（この時、杭の管内にはセメント処理粘土が入り込む）、地盤の養生後にこの杭を貫入する実験b18を実施した。実験結果を図-4.29に示す。また、この時の管内土表面高の変化の様子を図-4.30に示す。

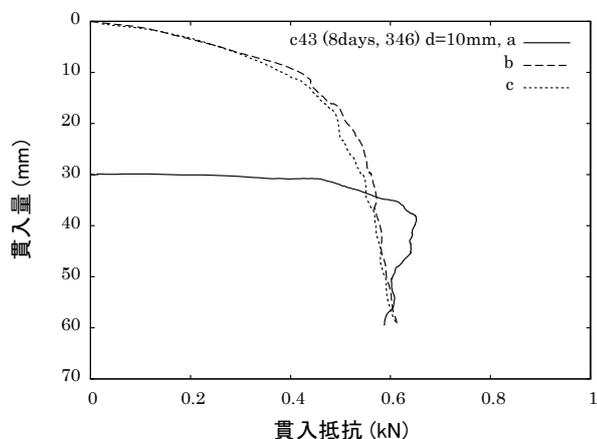


図-4.28 サウンディング実験c43の実験結果

図-4.29には、開端杭を地表面から連続的に貫入した実験b21と、開端杭を120mm貫入し1日養生後に再貫入した実験b8の実験結果をあわせて示している。また、実験b18の結果を上方へシフトした曲線も示している。

図-4.29より、あらかじめ開端杭を埋め込んでおいた実験b18の貫入抵抗の変化傾向は、地表面から連続的に開端杭を貫入した場合の挙動と類似していることがわかる。この傾向は、(5)で述べた閉端杭の場合と同様である。これは、開端杭の場合も、閉端杭の場合と同様、杭のセットアップは主として杭貫入に伴う杭直下地盤の強度増加によるものであるという先の考察に合致するものである。

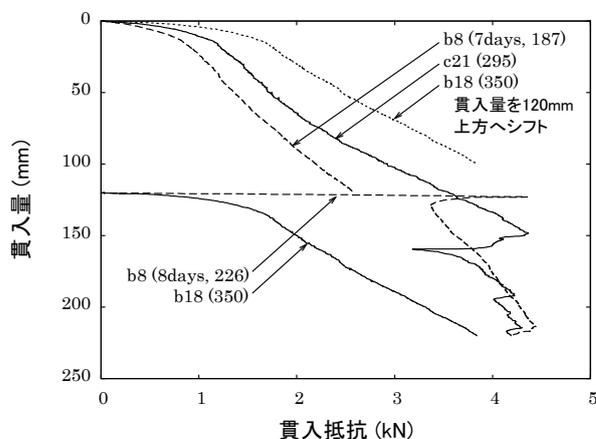


図-4.29 模型杭をあらかじめ120mm埋め込んでおいた場合b18の貫入実験結果

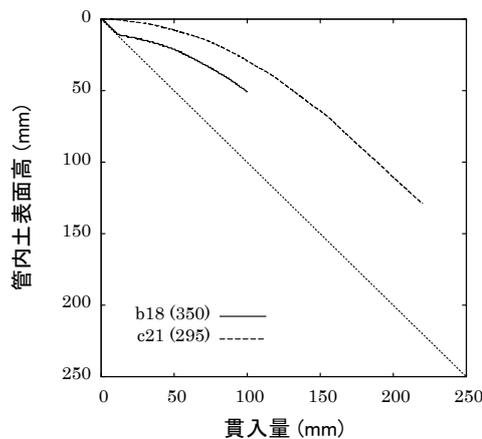


図-4.30 あらかじめ120mm埋め込んでおいた開端杭の貫入実験b18で得られた管内土表面高の変化

次に、図-4.30を見ると、実験b18では、貫入初期に管内土表面高さの変化量が杭の貫入量と一致し、杭先端が完全に閉塞していることがわかる。しかしながら、前述のとおり、実験b18で計測された杭の貫入抵抗の変化傾向は、地表面から連続的に貫入した場合と同様であり、杭がセットアップしている場合とは全く異なっている。このことから、杭の先端閉塞とセットアップが互いに関連していないことが確認できる。

4.4 模型実験の結果のまとめ

セメント処理粘土で作製した模型地盤に対し、様々な条件で杭の貫入実験を行い、次のような事項を確認した。

- ① 杭の貫入抵抗は地盤の強度に影響される。貫入中の貫入抵抗の変化の傾向も地盤の強度によって異なる。
- ② 地盤にクラックが発生する時の杭の貫入抵抗と地盤の強度は概ね比例関係にある。地盤強度が同程度の場合、クラックが発生する時の杭の貫入量は、閉端杭の場合よりも開端杭の場合の方が大きい。
- ③ セメント処理粘土地盤においても開端杭の先端閉塞が発生する。先端閉塞は、地盤の強さや貫入抵抗の大きさによらず発生する。また、杭径が大きい場合でも、程度の差はあれ先端閉塞が発生する。
- ④ 開端杭・閉端杭ともに、杭の貫入を停止し養生後に再貫入することでセットアップの発生を確認した。セットアップの発生は、養生前の杭貫入～養生期間中に生じる杭直下地盤の強度増加が主たる要因である。
- ⑤ 開端杭の先端閉塞の状況とセットアップの発生は相互に関連しない。

4.5 実験結果と杭の支持力推定式との比較

4.3で議論した杭の貫入抵抗は、杭頭において計測された値である。従って、この貫入抵抗には、杭の先端抵抗と周面抵抗の双方が含まれている。しかしながら、図-4.17で確認できるように、杭先端部以外を細い径とした異径の閉端杭を用いた実験c37-2の貫入抵抗は、通常の開端杭の実験結果と同様の値を示しており、杭の外周面抵抗の影響は少ないと考えられる。さらに、杭の外周面抵抗を評価するため、模型地盤打設時に直径30mmの開端杭をあらかじめ220mm埋め込み、7日養生後に引抜き実験b6を実施した。実験結果を図-4.31に示す。図-4.31より、杭の引抜き抵抗は杭の貫入抵抗（例えば図-4.4）と比較すると非常に小さいことがわかる。杭の引抜き抵抗は、杭の変形等により過小評価となる場合もあり得るものの、主として外周面抵抗に起因すると考えられる。従って、今回の実験条件では杭の外周面抵抗が非常に小さ

いと言える。

以上より、実験において杭頭で計測された杭の貫入抵抗は、主として杭の先端抵抗（開端杭の場合は杭の内周面抵抗を含む）に起因するものであり、外周面抵抗の影響は小さいと考えられる。そこで、実験の結果得られた杭の貫入抵抗と、2.2で述べた杭の先端抵抗の予測値を比較する。なお、実際に杭を施工し、利用するということを想定し、セットアップが発生した状態の杭の貫入実験で得られた抵抗と種々の推定式を比較する。

2.2で述べたとおり、多くの基準類において土丹層に支持された閉端杭の先端抵抗力度は、一軸圧縮強さ q_u を基に推定され、 $3q_u \sim 5q_u$ とされている。開端杭の場合は、これに閉塞率を乗じて値を低減することになる。

実験により杭頭で計測された貫入抵抗（先述のとおり先端抵抗に等しいと考えて良い）を、杭の断面積で除して先端抵抗力度とし、さらに模型地盤の一軸圧縮強さで除して正規化した結果を図-4.32に示す。これらの図では、杭の貫入量についても杭径で除して正規化している。図-4.32は、セットアップ後の杭の貫入実験（地表面から杭を貫入し、所定の深さで1日または3日養生した後、再貫入した実験の再貫入部分）について整理したものである。模型杭の杭径はいずれも30mmである。

図-4.32からわかるとおり、セットアップ後の杭では、貫入量が比較的小さい範囲で先端抵抗力度のピークが見られ、最も大きい場合でも杭径の15%程度の範囲で先端抵抗力度にピークが現れている。しかしながら、通常、杭の抵抗力は、杭頭の沈下量が杭径の10%以内の範囲で議論されることが多い。ここでもそれに習い、貫入量が杭径の10%までの範囲における先端抵抗力度の最大値をもって杭の先端抵抗力度とする。

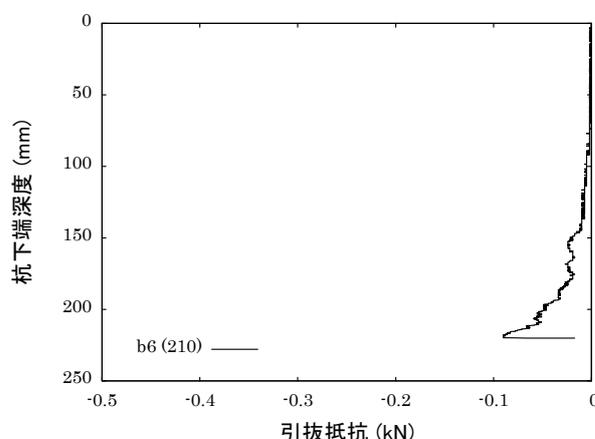


図-4.31 あらかじめ220mm埋め込んでおいた開端杭の引抜き実験b6の結果（引抜き力を負とする）

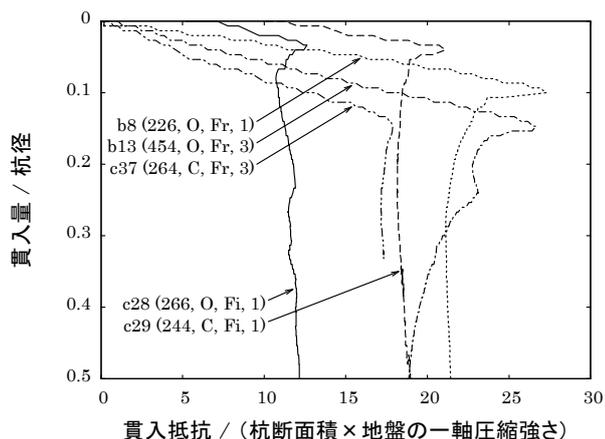


図-4.32 セットアップ後の杭の実験結果(括弧内は地盤の q_u , O: 開端杭, C: 閉端杭, Fi: 養生時杭頭固定, Fr: 養生時杭頭自由, 養生日数)

まず、閉端杭に着目して図-4.32を見ると、実験で得られた先端抵抗力度は、セットアップ後の杭では一軸圧縮強さの12~21倍である。一般に用いられている先端抵抗力度の推定値は一軸圧縮強さの3~5倍であるから、セットアップした杭の実験結果はこれよりも非常に大きな値を示していると言える。

次に開端杭と閉端杭の実験結果を比較する。図-4.32に示したセットアップした後の杭については、実験c28とc29の比較から、開端杭の先端抵抗力度の閉端杭の先端抵抗力度に対する比(閉塞率)は0.5~0.6であることがわかる。開端杭の実験b8, b13では非常に大きな先端抵抗力度が計測されているが、これらの実験は初期貫入量(養生時の杭の貫入量)が120mmであり、対応する閉端杭の実験が実施できなかったため閉塞率は不明である。閉塞率については、開端杭の杭径や肉厚の影響が大きいと思われるため、今後さらに原位置載荷試験等によるデータの収集が必要である。

5. 杭の周面抵抗に関するせん断試験

5.1 試験概要

模型実験では、杭の外周面抵抗が小さく、外周面抵抗に関する十分な検討ができなかったことから、一面せん断試験機を用いて鋼材と土丹の摩擦特性を把握することを試みた。試験は一面せん断試験機を用い、試験機の下箱部分を取り除いて鋼材に置き換えることで、試料と鋼材の間の摩擦を計測した(以下、「鋼材摩擦試験」という)。また、比較のため、通常的一面せん断試験(以下、「一面せん断試験」という)もあわせて実施した。両試験の模

式図を図-5.1に示す。

このような試験により杭の周面抵抗を評価する手法は古くから研究されており^{42), 43)}、粘性土については、原位置における杭の載荷試験結果とある程度対応づけられることが確認されている⁴⁴⁾。一方、2.1で述べたとおり、珪藻泥岩に対する研究例^{18), 19), 20)}もあるが、珪藻泥岩については杭の原位置載荷試験との対応関係は十分に検討されていない。本検討では、横浜港で採取された土丹試料とセメント処理粘土により作製した試料について試験を行い、土丹層中における杭の周面抵抗の発現特性を把握することを試みた。

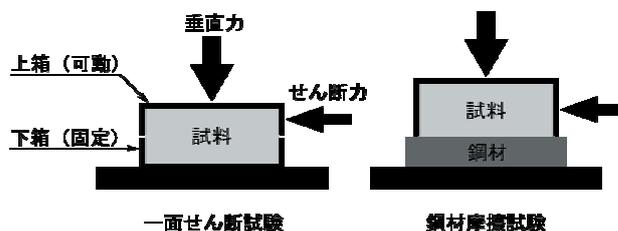


図-5.1 一面せん断試験と鋼材摩擦試験の概念図

5.2 試験方法

(1) 供試体作製

試験には、土丹の試料とセメント処理粘土で作製した試料の2種を用いた。土丹の試料は、横浜港本牧地区で採取された土丹(図-3.3に示した土質調査で採取されたもの)で、採取深度がC.D.L.-31.7~33.5mの範囲のものを用いた。採取した試料の直径が小さいため、直径35mm、高さ20mmの円盤状の供試体を成形し、試験を実施した。なお、別途実施した一軸圧縮試験によると、この深度における土丹の一軸圧縮強さは1247kN/m²であった。

セメント処理粘土の試料は、4.2で述べた模型実験の場合と同様、川崎粘土に普通ポルトランドセメントを添加することで作製した。川崎粘土の物理特性等は表-4.1に示したとおりである。まずはじめに川崎粘土の含水比が液性限界の1.5倍となるように調整し、水セメント比1.0のセメントペーストを添加してソイルミキサーで10分間混練する。混練後、モールドに打設し密閉した上、温度20±3°Cで7日間養生した後、試験を行った。供試体は、直径60mm、高さ20mmの円盤状である。

セメント処理粘土は、セメント添加量により強度を調整し、一軸圧縮強さ600kN/m²程度、1200kN/m²程度の2種を作製した。それぞれのセメント添加量は、添加するセメントの乾燥質量を、川崎粘土の乾燥質量の8.3%、15%とした。模型実験の場合と異なり、温度管理された状態で養生したことから、概ね安定した強度の供試体を

作製することができた。セメント処理粘土をモールドに打設する際に、別途、一軸圧縮試験用の供試体を作製し試験したところ、試料の一軸圧縮強さは目標値の±10%程度の範囲であった。

(2) せん断試験

5.1で述べたとおり、鋼材摩擦試験と一面せん断試験の2種のせん断試験を実施した。両試験の試験手順は、概ね共通している。まずはじめに、供試体を試験機にセットし、所定の垂直力を加えて圧密（初期圧密）する。垂直応力は、試験条件により、50～200kN/m²とした。圧密に要する時間は試験条件により異なるが、概ね15～60分程度であった。次に、供試体にせん断力を加え、定体積せん断試験を実施する。載荷パターンは、大きくわけて、「単調せん断」と「繰返し～単調せん断」の2パターンとした。載荷パターンの模式図を図-5.2に示す。

単調せん断は、文字通り単調にせん断を行う試験で、せん断速度0.1mm/minとして試験を行った。一方、繰返し～単調せん断は、最大せん断力を一定として所定の回数の繰返しせん断を行い、養生期間を設けて供試体を圧密（養生中の圧密）させた後、単調せん断を行う試験である。養生中の圧密の際は、初期圧密時と同じ大きさの垂直応力を保持した。養生開始時のせん断応力は、繰返し載荷終了時点の値を保持したが、変位制御による載荷であるため、養生中に徐々に低下した。この載荷パターンは、杭を打設し養生期間を設けてセットアップした後、載荷試験を実施するという載荷パターンを模擬したものである。繰返しの際の最大せん断応力は、単調せん断で得られた最大せん断応力の0.8倍とした。また、繰返し回数は2～20回、養生期間は1日または3日とした。せん断速度は、単調せん断の場合と同様0.1mm/minである。

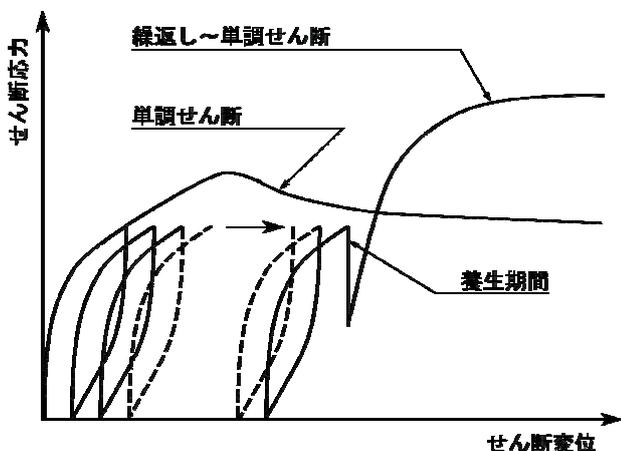


図-5.2 せん断試験の載荷パターン模式図

表-5.1 鋼材の表面粗さ

表面粗さ	I	II	III
平均粗さ R_a (μm)	0～8	1～2	5～11
最大高さ R_{max} (μm)	5～51	17～28	35～101
十点平均高さ R_z (μm)	4～14	23～24	20～61

いずれのせん断試験でも、せん断変位が7mmとなるまでせん断を行った。しかしながら、土丹については、供試体の直径が35mmと小さいため、せん断変位が大きい範囲でせん断面の面積が大きく減少し、試験誤差が生じることが懸念される。地盤材料試験の方法と解説⁴⁵⁾では、せん断に伴うせん断面の面積の減少について、直径60mmの標準寸法の供試体の場合にせん断変位7mmで減少率が15%であり、この範囲ではせん断面の面積の変化の影響を無視するとされている。同様な考え方で、直径35mmの供試体について、せん断面の面積の減少率が15%となるせん断変位を求めると約4mmとなる。そこで、本稿では、土丹についてはせん断変位4mmまで、セメント処理粘土についてはせん断変位7mmまでの試験結果を用いて検討を行う。

鋼材摩擦試験では、表面粗さが異なる3種の鋼材を用いた。鋼材の材質はSS400である。それぞれの表面粗さを表-5.1に示す。なお、鋼管杭の表面粗さを調査した例は少なく、特に地盤に打ち込んだ後の表面粗さについては十分な知見が無いが、砂質地盤に打撃施工された杭の表面粗さは $R_{\text{max}}=5\sim 20\mu\text{m}$ 程度であると言われている⁴⁶⁾。

せん断試験の試験条件の一覧を表-5.2に示す。表-5.2に示した条件のうち、No.1～11については、一面せん断試験と鋼材摩擦試験の両方を実施している。一方、No.12～19の条件では、鋼材摩擦試験のみ実施した。また、土丹については、試料の数量に限りがあるため、No.5、7の2条件のみについて一面せん断試験と鋼材摩擦試験を実施した。

5.3 試験結果

(1) 土丹とセメント処理粘土の単調せん断試験

まずはじめに、土丹とセメント処理土の単調せん断結果を比較する。一面せん断試験結果を図-5.3に、鋼材摩擦試験結果を図-5.4に示す。

図-5.3、5.4はいずれも条件No.5（試料の一軸圧縮強さ約1200kN/m²、初期圧密時の垂直応力100kN/m²、単調せん断、鋼材摩擦試験の鋼材表面粗さII）の試験結果を示している。

表-5.2 セン断試験条件一覧

No.	試料強さ q_u (kN/m ²)	圧密時の 垂直圧力 (kN/m ²)	繰返し回数	養生 期間 (day)	鋼材 表面 粗さ
1	600	100	単調せん断	-	II
2	600	100	10	1	II
3	1200	50	単調せん断	-	II
4	1200	50	10	1	II
5	1200	100	単調せん断	-	II
6	1200	100	2	1	II
7	1200	100	10	1	II
8	1200	100	10	3	II
9	1200	100	20	1	II
10	1200	200	単調せん断	-	II
11	1200	200	10	1	II
12	1200	100	単調せん断	-	III
13	1200	100	単調せん断	-	II
14	1200	100	単調せん断	-	I
15	1200	100	10	1	III
16	1200	100	10	1	II
17	1200	100	10	1	I
18	1200	200	単調せん断	-	III
19	1200	200	10	1	III

No.5とNo.13, No.7とNo.16はそれぞれ同一の試験を示しているが、結果整理の際の利便性から、重複して示している。

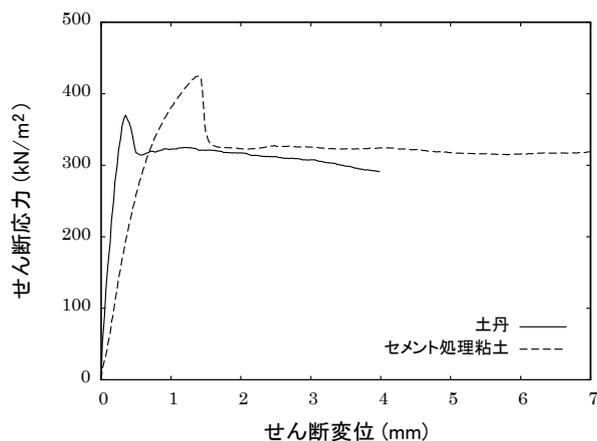


図-5.3 一面せん断試験・単調せん断 (条件No.5) の試験結果

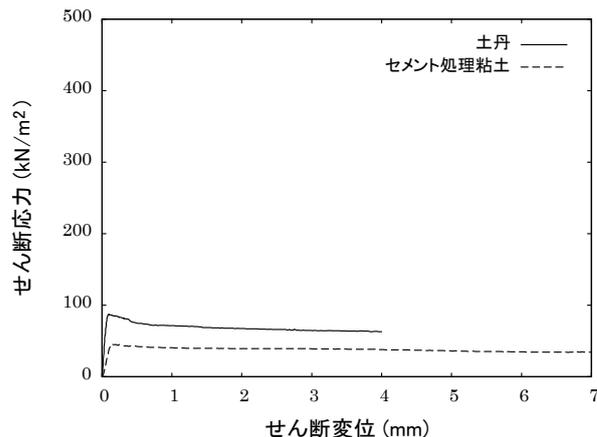


図-5.4 鋼材摩擦試験・単調せん断 (条件No.5) の試験結果

図-5.3より、一面せん断試験の場合、セメント処理粘土の剛性が土丹よりやや低いものの、せん断応力の変化傾向や最大値は土丹とセメント処理粘土の間で大きな差はないことがわかる。粘性土の原位置強度に関しては、一軸圧縮試験と定体積一面せん断試験により得られるせん断強度を実施した結果、両者が比較的良く一致すると報告されているが⁴⁷⁾、土丹やセメント処理粘土の場合、一軸圧縮強さから得られるせん断強さ ($q_u/2=600\text{kN/m}^2$) に対し、一面せん断試験により得られたせん断強度はやや小さいようである。

図-5.4より、鋼材摩擦試験では、土丹の最大せん断応力がセメント処理粘土の2倍程度となっているものの、せん断応力の変化傾向は良く一致している。

杭の周面抵抗は、鋼材と土の境界部でのせん断強度(摩擦力)、または杭周面に近い範囲における土のせん断強度のいずれかに支配されると考えられる。あらためて図-5.3, 5.4を比較すると、鋼材摩擦試験の最大せん断応力は、一面せん断試験の場合よりも大幅に小さい。従って、この実験条件においては、土丹やセメント処理粘土の場合は、杭の周面抵抗が鋼材と土の境界部の摩擦力により決定されると考えられる。なお、土丹については、試料数の不足のため初期圧密時の垂直応力を変化させた実験を実施できなかったため、拘束圧の影響については検討できなかった。セメント処理粘土の実験における初期圧密時の垂直応力の影響に関しては(3)で議論する。

次に、各試験で得られた応力径路を図-5.5, 5.6に示す。

図-5.5より、一面せん断試験の場合、土丹、セメント処理土のいずれについても、試験中に垂直応力が継続的に増加しており、試料がせん断に伴って膨張しようとする傾向にあることがわかる。また、土丹とセメント処理粘

土の応力径路は良く一致している。一方、図-5.6によると、鋼材摩擦試験の場合、土丹、セメント処理粘土のいずれについても、せん断応力が最大値に達するまで、垂直応力がほぼ一定かやや増加する傾向を示している。ところが、せん断応力が最大値に達した後、垂直応力は減少しはじめる。これは、一面せん断試験の場合と異なり、鋼材摩擦試験では、せん断が進むにつれて試料が収縮しようとする傾向にあることを示している。このように、一面せん断試験と鋼材摩擦試験との間で、試料の体積変化の傾向に違いがあることが確認できた。

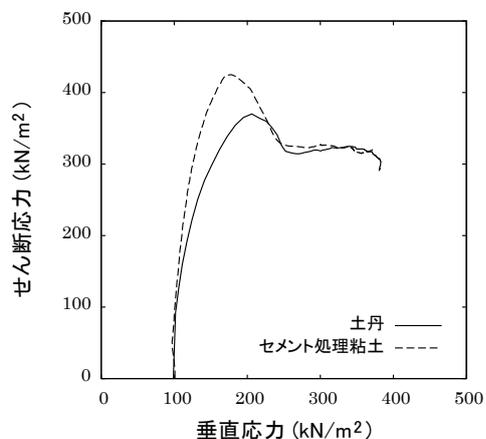


図-5.5 一面せん断試験・単調せん断 (条件No.5) の応力径路

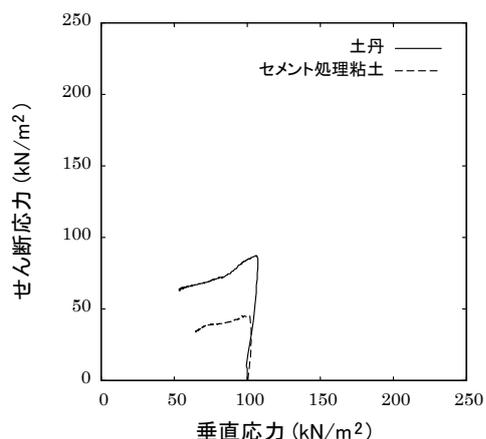


図-5.6 鋼材摩擦試験・単調せん断 (条件No.5) の応力径路

(2) 土丹とセメント処理粘土の繰返し～単調せん断
土丹の一面せん断試験について、繰返し～単調せん断の試験結果を図-5.7, 5.8に示す。図に示したものは、条件No.7 (試料の一軸圧縮強さ約1200kN/m², 初期圧密時の垂直応力100kN/m², 繰返し回数10回, 養生期間1日, 鋼材摩擦試験の鋼材表面粗さII) の場合の試験結果である。図-5.7, 5.8には、比較のため単調せん断の結果 (条件No.5) をあわせて示している。

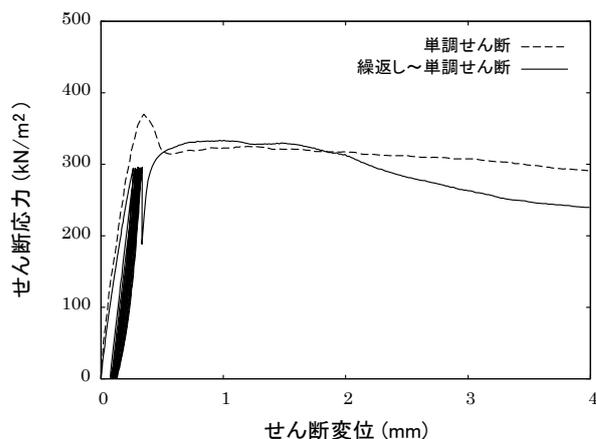


図-5.7 土丹の一面せん断試験のせん断応力とせん断変位の関係・単調せん断 (条件No.5) と繰返し～単調せん断 (条件No.7) の試験結果の比較

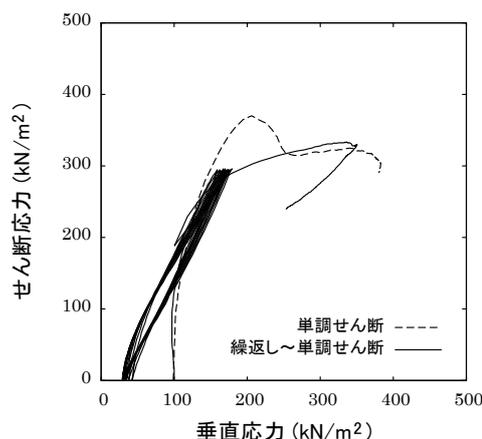


図-5.8 土丹の一面せん断試験の応力径路・単調せん断 (条件No.5) と繰返し～単調せん断 (条件No.7) の試験結果の比較

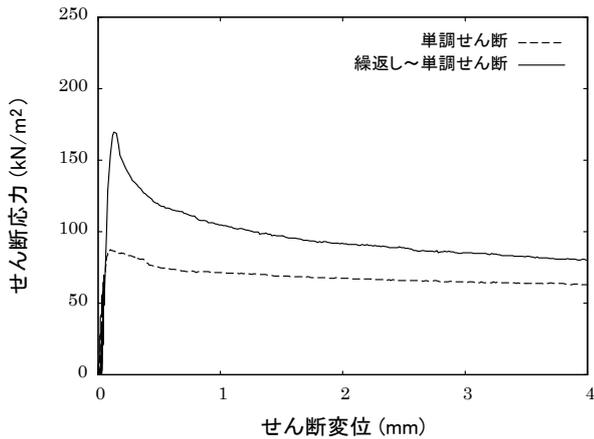


図-5.9 土丹の鋼材摩擦試験のせん断応力とせん断変位の関係・単調せん断(条件No.5)と繰返し～単調せん断(条件No.7)の試験結果の比較

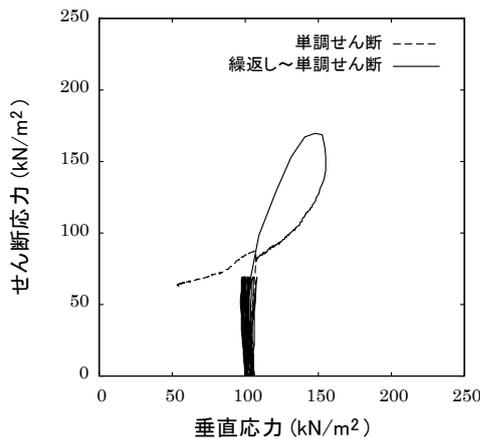


図-5.10 土丹の鋼材摩擦試験の応力径路・単調せん断(条件No.5)と繰返し～単調せん断(条件No.7)の試験結果の比較

図-5.7からわかるように、繰返し～単調せん断ではせん断応力に明確なピークが表れなかったものの、せん断応力の最大値は、単調せん断の場合と同程度である。また、図-5.8の応力径路を見ると、繰返し～単調せん断の最初のせん断中は垂直応力が増加しており、単調せん断の場合と同様である。その後の繰返し载荷中は、除荷時に垂直応力が減少し、载荷時には元の値まで回復する。養生後のせん断時は、垂直応力が増加傾向で、これも単調せん断の場合と同様である。

次に、土丹の鋼材摩擦試験で繰返し～単調せん断(条件No.7)を行った試験結果を図-5.9, 5.10に示す。図-5.9, 5.10には、比較のため単調せん断の結果(条件No.5)をあわせて示している。

図-5.9より、繰返し～単調せん断の最大せん断応力は単調せん断の場合の2倍近くに達しており、10回の繰返し载荷～1日養生という過程で、試料に強度増加が発生したことがわかる。ただし、せん断応力の変化傾向については、载荷パターンによる大きな違いはない。

一方、図-5.10によると、繰返し～単調せん断における繰返し载荷中は、垂直応力の変化が少ない。1日養生後の载荷過程では、せん断応力が最大値に達するまで、垂直応力が増加し、試料が膨張しようとする傾向があることがわかる。せん断応力が最大値から少し減少したところから垂直応力は低下をはじめ、試料が収縮しようとする傾向に変化する。せん断応力のピークまでに見られる膨張傾向の度合いが大きいものの、せん断応力のピークまで膨張傾向しその後は収縮傾向という全体的な変化傾向は、単調せん断の場合と同様である。

以上のように、土丹の場合、一面せん断試験においても鋼材摩擦試験においても、繰返し～単調せん断を行った場合の試料のせん断挙動は、単調せん断の場合と大きくは異なる。ただし、鋼材摩擦試験の場合に、繰返し～単調せん断を行うことで最大せん断応力が増加する点は特筆すべきである。

次に、セメント処理粘土の一面せん断試験において繰返し～単調せん断(条件No.7)を行った場合の試験結果を図-5.11, 5.12に示す。図-5.11, 5.12には、比較のため単調せん断の結果(条件No.5)をあわせて示している。

図-5.11より、繰返し～単調せん断においては、養生後の単調せん断の際に、大きな剛性が確認できる。せん断応力の最大値や変化傾向については、繰返し～単調せん断と単調せん断の間に大きな差は見られない。図-5.12の応力径路を見ても、繰返し载荷の過程を除くと、繰返し～単調せん断と単調せん断の応力径路はほぼ一致している。繰返し载荷過程においては、除荷時に垂直応力が減少し、载荷時に元の値まで回復するという挙動を示している。

図-5.11, 5.12に示したセメント処理粘土のせん断時の挙動は、図-5.7, 5.8に示した土丹の場合と同じ傾向を示していると言える。つまり、一面せん断試験に関しては、単調せん断、繰返し～単調せん断いずれについても、土丹とセメント処理粘土のせん断時の挙動は同様な傾向を示していると言って良い。

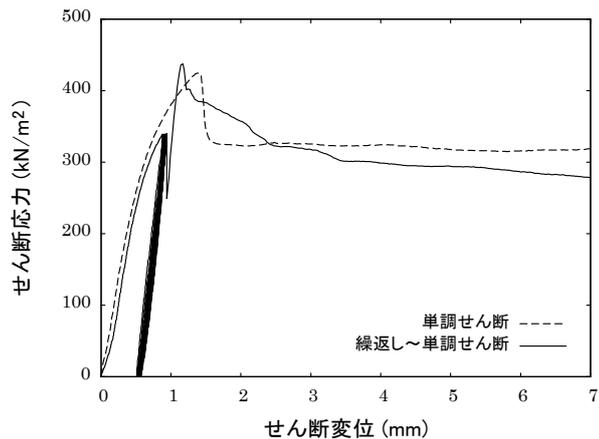


図-5.11 セメント処理粘土の一面せん断試験のせん断応力とせん断変位の関係・単調せん断 (条件No.5) と繰返し～単調せん断 (条件No.7) の試験結果の比較

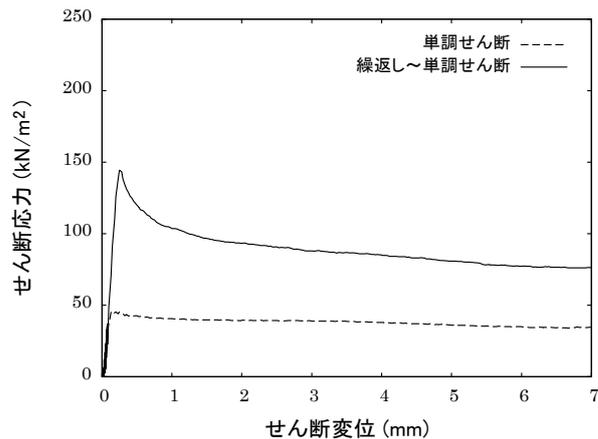


図-5.13 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験のせん断応力とせん断変位の関係・単調せん断 (条件No.5) と繰返し～単調せん断 (条件No.7) の試験結果の比較

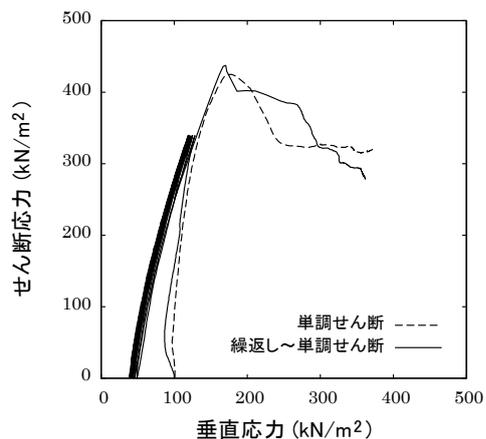


図-5.12 セメント処理粘土の一面せん断試験の応力径路・単調せん断 (条件No.5) と繰返し～単調せん断 (条件No.7) の試験結果の比較

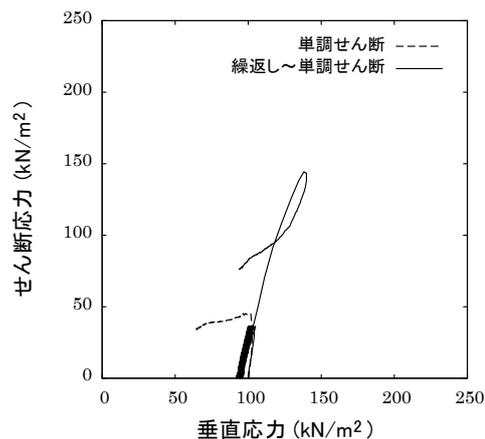


図-5.14 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験の応力径路・単調せん断 (条件No.5) と繰返し～単調せん断 (条件No.7) の試験結果の比較

最後に、セメント処理粘土の鋼材摩擦試験において、繰返し～単調せん断を行った結果を図-5.13、5.14に示す。試験条件はNo.7 (試料の一軸圧縮強さ約1200kN/m²、初期圧密時の垂直応力100kN/m²、繰返し回数10回、養生期間1日、鋼材摩擦試験の鋼材表面粗さII)である。図-5.13、5.14には、比較のため単調せん断の結果 (条件No.5) をあわせて示している。

図-5.13より、繰返し～単調せん断で得られるせん断応力の最大値は、単調せん断の場合の3倍に達していることが確認できる。ただし、繰返し～単調せん断におけるせん断応力の変化傾向そのものは、単調せん断の場合と大きくは異なる。図-5.14の応力径路については、単調せん断の場合と同様、繰返し～単調せん断においてもせん断応力が最大値に達するまでは垂直応力が増加 (つまり試料が膨張しようとする傾向)、その後は減少 (試料が

収縮しようとする傾向)を示している。繰返し载荷中については、除荷時に垂直応力が減少し、载荷時に元の値まで回復するという挙動を示しており、一面せん断試験の場合と同様である。

図-5.13, 5.14に示したセメント処理粘土の鋼材摩擦試験結果と、すでに図-5.9, 5.10に示した土丹の鋼材摩擦試験を比較すると、概ね同様な特徴を有していると考えられる。つまり、繰返し～単調せん断を行うことにより、せん断応力の最大値が単調せん断の場合より大きくなるが、せん断応力や垂直応力の変化傾向については、単調せん断と繰返し～単調せん断の間に大きな違いが見られない。

以上より、一面せん断の場合、载荷パターンの違いによる挙動の大きな変化は見られなかったが、鋼材摩擦試験においては、繰返し～単調せん断を行うことで、単調せん断の場合よりも大きなせん断強度を得られることが確認できた。また、一面せん断試験、鋼材摩擦試験ともに、土丹とセメント処理粘土は同様な挙動特性を示していることが確認できたと言える。土丹の試料は数に限りがあることから、以下、セメント処理粘土を用いて試験を行い、種々の試験条件が試験結果に与える影響について検討する。

(3) 圧密圧力の影響

初期圧密の際の垂直応力が50, 100, 200kN/m²の3条件の実験を行って、試験結果に与える影響を検討する。

まずはじめに、セメント処理粘土の一面せん断試験で単調せん断を行った試験結果を図-5.15, 5.16に示す。試験条件はNo.3, 5, 10に対応しており、試料の一軸圧縮強さ約1200kN/m²、初期圧密時の垂直応力100kN/m²、初期圧密の際の垂直応力のみが異なる試験条件である。

図-5.15からわかるとおり、最大せん断応力は初期圧密時の垂直応力に応じて大きくなるが、せん断応力の変化傾向については、大きな差は生じていないようである。また、図-5.16によると、各試験における最大せん断応力とその時の垂直応力の間には、直線的な関係があることがわかる。応力径路の包絡線から求められる粘着力は285kN/m²、内部摩擦角は40度である。

次に、鋼材摩擦試験で初期圧密時の垂直応力が異なる単調せん断 (No.3, 5, 10) を行った結果を図-5.17, 5.18に示す。鋼材は表面粗さIIのものを使用した。一面せん断試験の場合と同様、最大せん断応力は初期圧密時の垂直応力に応じて大きくなるが、せん断応力の変化傾向には大きな差が無いことが図-5.17からわかる。また、図-5.18の応力径路によると、各試験の最大せん断応力とそ

の時の垂直応力の間には比例関係があり、摩擦角は30度である。鋼材摩擦試験では、粘着力に対応する成分が無い点が一面せん断試験と異なる点である。

最後に、一面せん断試験と鋼材摩擦試験で、繰返し～単調せん断を行った時の応力径路を図-5.19, 5.20に示す。試験条件はNo.4, 7, 11 (いずれも、試料の一軸圧縮強さ約1200kN/m²、繰返し回数10回、養生期間1日、鋼材摩擦試験の鋼材表面粗さII) で、初期圧密時の垂直応力のみ異なる。

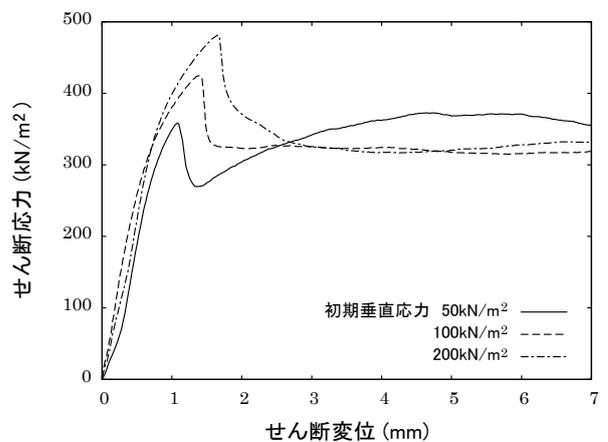


図-5.15 セメント処理粘土の一面せん断試験のせん断応力とせん断変位の関係・初期圧密時の垂直応力の影響 (条件No.3, 5, 10)

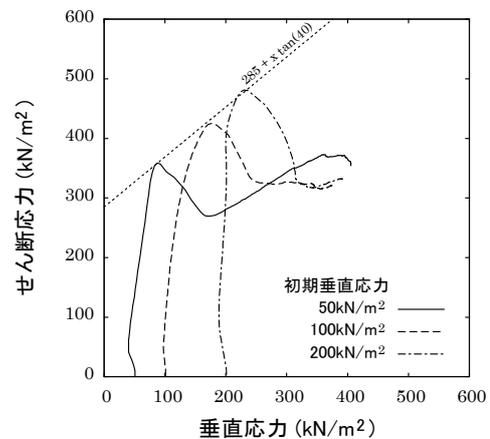


図-5.16 セメント処理粘土の一面せん断試験の有効応力径路・初期圧密時の垂直応力の影響 (条件No.3, 5, 10)

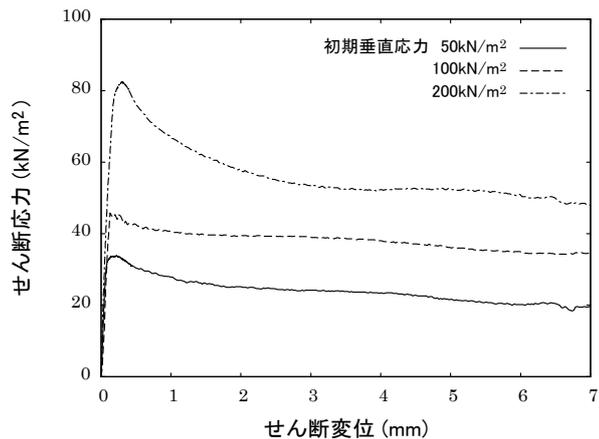


図-5.17 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験のせん断応力とせん断変位の関係・初期圧密時の垂直応力の影響 (条件No.3, 5, 10)

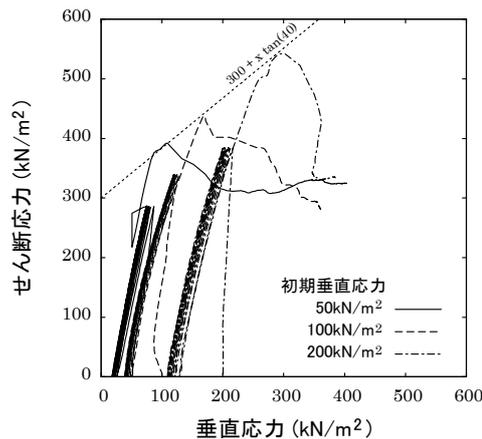


図-5.19 セメント処理粘土の一面せん断試験の応力径路・繰返し～単調せん断 (条件No.4, 7, 11) における初期圧密時の垂直応力の影響

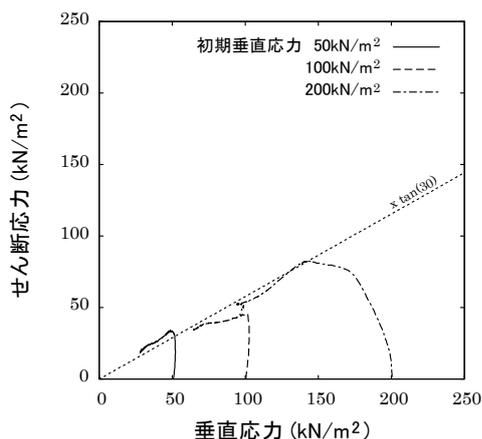


図-5.18 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験の有効応力径路・初期圧密時の垂直応力の影響 (条件No.3, 5, 10)

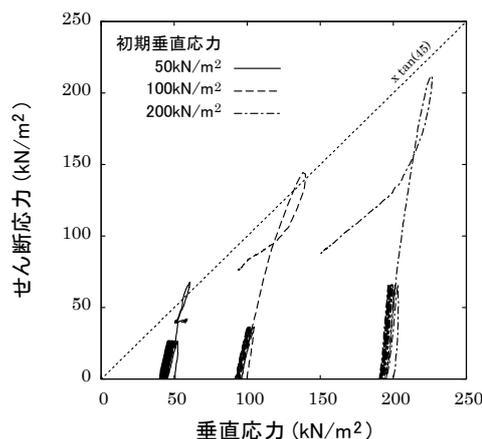


図-5.20 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験・繰返し～単調せん断の応力径路

図-5.19によると、一面せん断試験の繰返し～単調せん断の場合、各試験の最大せん断応力とその時の垂直応力に間に直線関係があり、その関係式は単調せん断の場合とほぼ同じである。つまり、繰返し～単調せん断のような複雑な荷重パターンによりせん断した場合でも、単調せん断と同程度の粘着力、内部摩擦角が得られる。一方、図-5.20より、鋼材摩擦試験においては、繰返し～単調せん断を行うことで、摩擦角が45度となり、単調せん断の場合の30度よりも大きくなる事が確認できる。

なお、繰返し～単調せん断によるせん断変位とせん断応力の関係はここでは図示しないが、初期圧密時の垂直応力によらず、図-5.11, 5.13により(2)で説明したものと同様であった。

(4) 繰返し回数の影響

セメント処理粘土を用いた繰返し～単調せん断において繰返し回数が2, 10, 20回の試験を行い、繰返し回数の影響を調査した。試験条件はそれぞれNo.6, 7, 9に対応しており、繰返し回数以外の条件は同一(試料の一軸圧

縮強さ約1200kN/m²，初期圧密時の垂直応力100kN/m²，養生期間1日，鋼材摩擦試験の鋼材表面粗さII）である。また，比較対象として，単調せん断（条件No.5）の試験結果をあわせて考察する。

はじめに，一面せん断試験で得られた試験結果を図-5.21，5.22に示す。図によると，繰返し回数が20回の場合には，他の場合よりも最大せん断応力が大きいものの，繰返し回数10回の場合の最大せん断応力は2回の場合よりも小さいなど，繰返し回数の増減と最大せん断応力の変化との対応は明確ではない。また，せん断応力の変化傾向や，応力径路は，繰返し回数によらないことが確認できる。

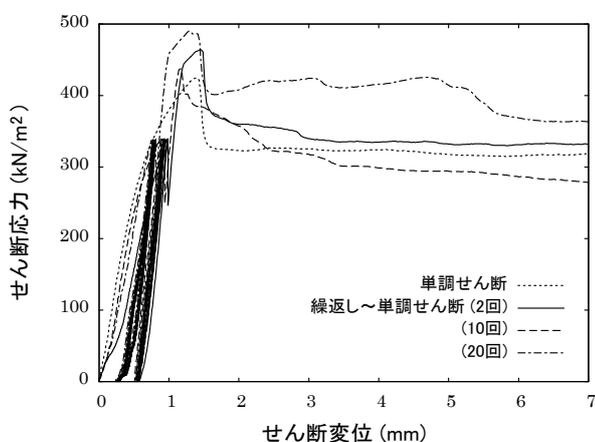


図-5.21 セメント処理粘土の一面せん断試験のせん断応力とせん断変位の関係・繰返し回数の影響（条件No.5, 6, 7, 9）

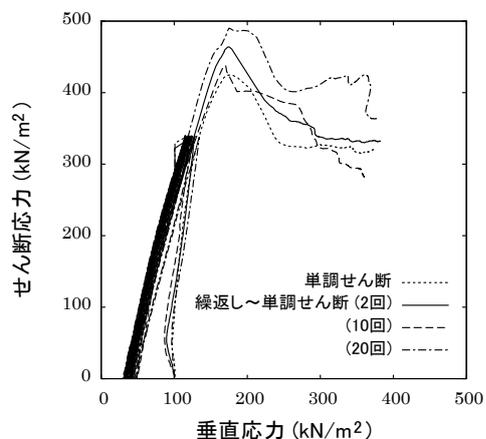


図-5.22 セメント処理粘土の一面せん断試験の応力径路・繰返し回数の影響（条件No.5, 6, 7, 9）

次に，鋼材摩擦試験で得られた試験結果を図-5.23，5.24に示す。単調せん断の場合と比較すると，繰返し～単調せん断により最大せん断応力が2～3倍となる。しかしながら，繰返し～単調せん断の場合の最大せん断応力の大きさは，繰返し回数10回，20回，2回の順になっており，繰返し回数と最大せん断応力の大きさとの対応は明確ではない。また，せん断応力の変化傾向や，応力径路についても，繰返し回数の影響は明確ではない。

以上より一面せん断試験，鋼材摩擦試験とも，繰返し回数の影響は少ないと言える。

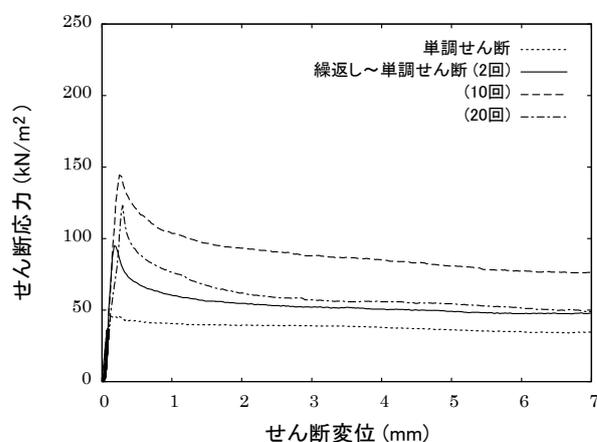


図-5.23 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験のせん断応力とせん断変位の関係・繰返し回数の影響（条件No.5, 6, 7, 9）

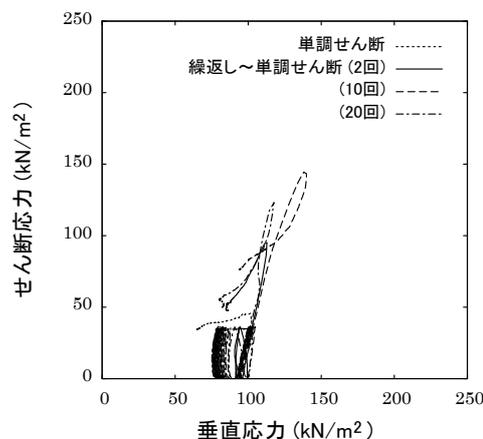


図-5.24 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験の応力径路・繰返し回数の影響（条件No.5, 6, 7, 9）

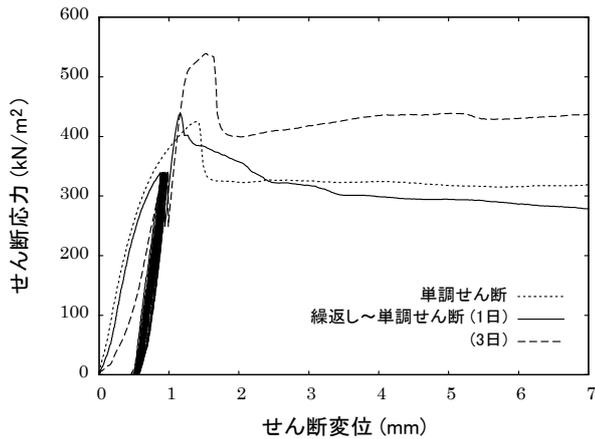


図-5.25 セメント処理粘土の一面せん断試験のせん断応力とせん断変位の関係・養生日数の影響 (条件No.5, 7, 8)

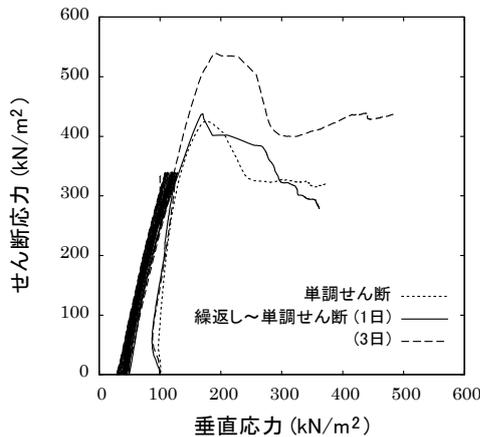


図-5.26 セメント処理粘土の一面せん断試験の応力径路・養生日数の影響 (条件No.5, 7, 8)

(5) 養生期間の影響

繰返し～単調せん断における養生期間を変化させた場合の試験結果を比較する。図-5.25, 5.26に一面せん断試験の繰返し～単調せん断において養生期間を1日 (条件No.7), 3日 (条件No.8) とした場合の結果を示す。条件No.7, 8では、養生日数以外の条件は同一であり、試料の一軸圧縮強さ約1200kN/m², 初期圧密時の垂直応力100kN/m², 繰返し回数10回, 鋼材摩擦試験の鋼材表面粗さはIIとした。図には、比較対象として単調せん断試験の結果 (条件No.5) をあわせて示す。

図-5.25によると、養生期間を3日とすることで、最大せん断応力が2～3割程度増加している。セメント処理粘土の材齢が延びることによる強度の増加などが原因として考えられる。なお、せん断応力の変化傾向や、図-5.26

に示した応力径路については、養生期間の違いによる大きな差異は見られない。

次に、鋼材摩擦試験の繰返し～単調せん断において、養生期間を変化させた場合の試験結果を図-5.27, 5.28に示す。

図-5.27, 5.28によると、鋼材摩擦試験の場合も、一面せん断試験の場合と同様、養生期間を3日とすることにより最大せん断応力がわずかに増加する。養生期間中にセメント処理粘土の材齢が進むことで、せん断強さが増加したものと推定される。しかしながら、繰返し～単調せん断を行うことにより発生する最大せん断応力の増加 (単調せん断の場合に対して2～3倍) と比較すると、養生期間による最大せん断応力の増加は、さほど大きなものではない。

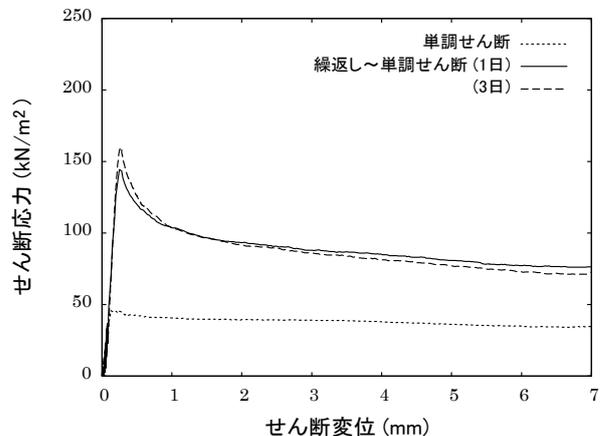


図-5.27 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験のせん断応力とせん断変位の関係・養生日数の影響 (条件No.5, 7, 8)

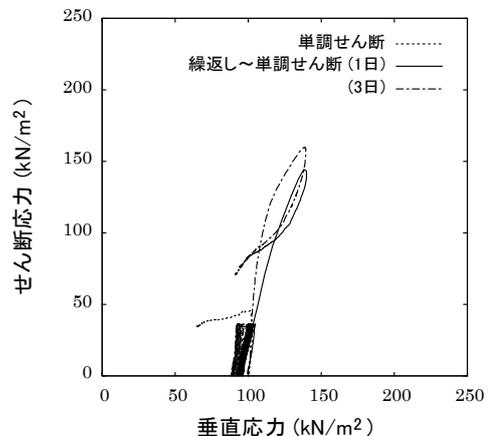


図-5.28 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験の応力径路・養生日数の影響 (条件No.5, 7, 8)

(6) 鋼材の表面粗さの影響

表-5.1に示した表面粗さの異なる3種の鋼材を用いて試験を行い、表面粗さが摩擦特性に与える影響を検討した。それぞれの鋼材を用いて、鋼材摩擦試験で単調せん断を行った試験結果を図-5.29, 5.30に示す。試験条件はNo.12 (表面粗さIII), 13 (表面粗さII), 14 (表面粗さI)であり、鋼材の表面粗さ以外の試験条件は同一(試料の一軸圧縮強さ約1200kN/m², 初期圧密時の垂直応力100kN/m²)である。

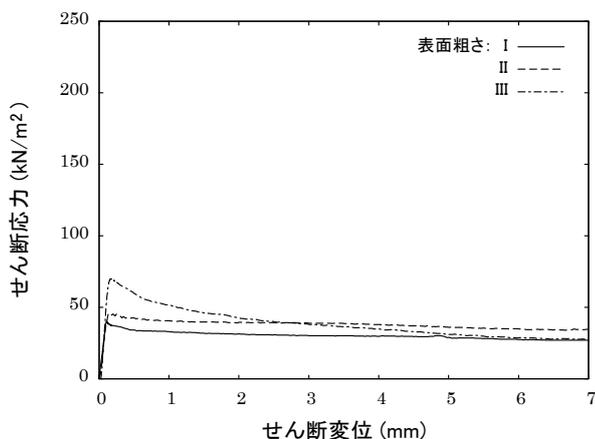


図-5.29 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験のせん断応力とせん断変位の関係・単調せん断時の鋼材の表面粗さの影響 (条件No.12, 13, 14)

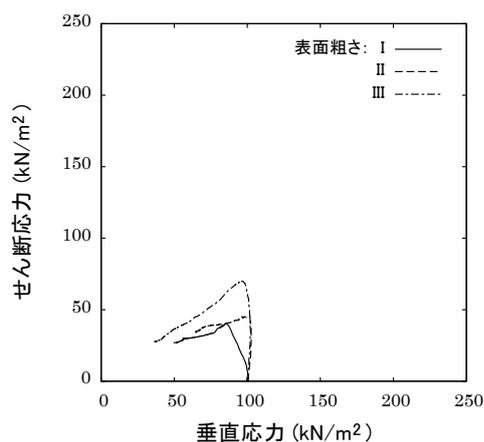


図-5.30 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験の応力径路・単調せん断時の鋼材の表面粗さの影響 (条件No.12, 13, 14)

図-5.29より、表面粗さが粗い鋼材IIIでせん断応力が最も大きく、比較的表面が滑らかな鋼材Iでせん断応力が小さくなっていることがわかる。また、図-5.30の応力径路によると、表面が滑らかな鋼材Iの場合、せん断応力が最大値に達するまでに垂直応力の減少が確認される、つまり試料が収縮しようとする傾向が観察されている。しかしながら、全体的な変化傾向には、鋼材の表面粗さに起因する大きな差は見られないようである。

さらに、表面粗さがIIIの鋼材を用いて、初期圧密時の垂直応力を変化させた試験を行った。試験条件はNo.12 (初期圧密時の垂直応力100kN/m²), 18 (初期圧密時の垂直応力200kN/m²)である。初期圧密時の垂直応力以外の試験条件は同一とした。得られた応力径路を図-5.31に示す。図-5.31からわかるとおり、各試験の最大せん断応力とその時の垂直応力の間には比例関係があり、包絡線から摩擦角は35度と読み取れる。この値は、表面粗さがIIの場合の試験結果(図-5.18参照)で得られた30度という値よりも大きく、鋼材の表面が粗くなることで摩擦角が大きくなることがわかる。

次に、表面粗さの異なる3種の鋼材を用いて、繰返し～単調せん断を行った結果を図-5.32, 5.33に示す。試験条件はNo.15 (表面粗さIII), 16 (表面粗さII), 17 (表面粗さI)であり、鋼材の表面粗さ以外の試験条件は同一(試料の一軸圧縮強さ約1200kN/m², 初期圧密時の垂直応力100kN/m², 繰返し回数10回, 養生期間1日)である。

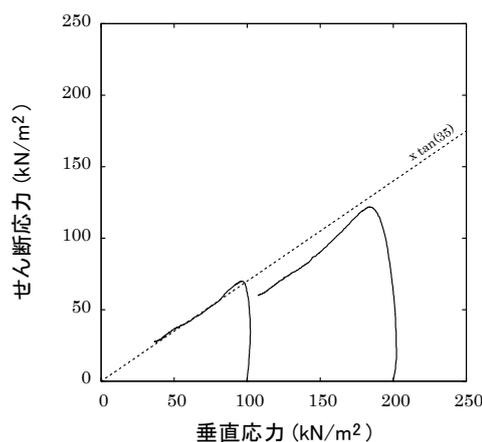


図-5.31 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験の応力径路・単調せん断において鋼材の表面粗さIIIで初期圧密時の垂直応力が異なる場合の実験結果の比較 (条件No.12, 18)

図-5.32より、単調せん断の場合と同様、鋼材の表面粗さが粗い場合の方が最大せん断応力が大きいことがわかる。単調せん断の試験結果である図-5.29と比較すると、鋼材の表面粗さにかかわらず、繰返し～単調せん断を行うことで最大せん断応力が単調せん断の場合の2倍程度に増加することが確認できる。また、図-5.33の応力径路を見ると、表面粗さがIIIの鋼材の場合、せん断応力が最大値に達するまでの間の垂直応力の変化が小さい。しかしながら、全体的な変化傾向については、鋼材の表面粗さは影響していないようである。

最後に、表面粗さがIIIの鋼材を用いた鋼材摩擦試験で、初期圧密時の垂直応力を変化させて行った繰返し～単調せん断で得られた応力径路を図-5.34に示す。試験条件はNo.15, 19である。初期圧密時の垂直応力以外の試験条件は同一とした。

図-5.34では、表面粗さがIIの場合（図-5.20参照）の時のように原点を通る包絡線を得ることがやや難しい結果となった。仮に包絡線が原点を通るとすると、摩擦角が50度程度となり、単調せん断の場合の35度よりもかなり大きな値となることがわかる。一方、包絡線が原点を通らないと仮定した場合、粘着力65kN/m²、内部摩擦角40度となるが、この場合でも、単調せん断の場合よりは摩擦角が大きい。

粘着力が発生するか否かについては、この試験結果からだけでは判断が難しいが、少なくとも、繰返し～単調せん断により単調せん断の場合よりも摩擦角が大きくなるということは確認できたと言える。

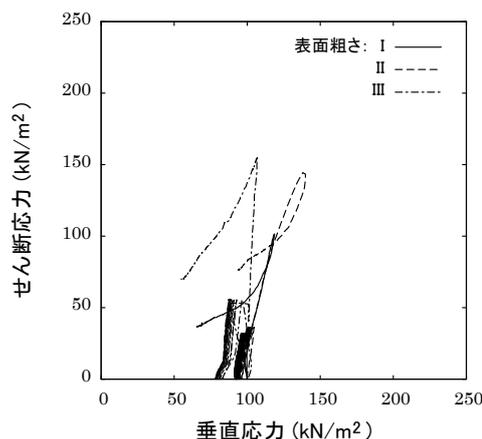


図-5.33 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験の応力径路・繰返し～単調せん断時の鋼材の表面粗さの影響（条件No.15, 16, 17）

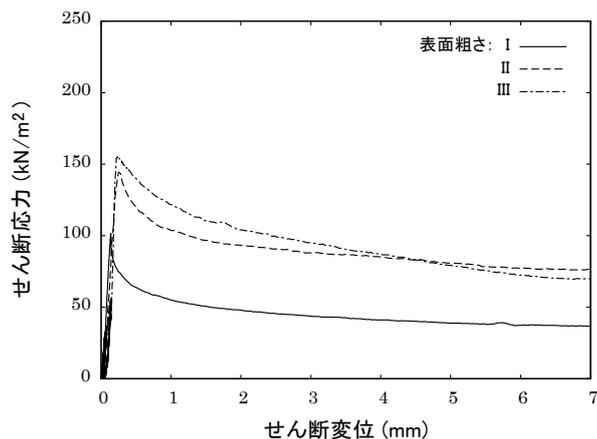


図-5.32 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験のせん断応力とせん断変位の関係・繰返し～単調せん断時の鋼材の表面粗さの影響（条件No.15, 16, 17）

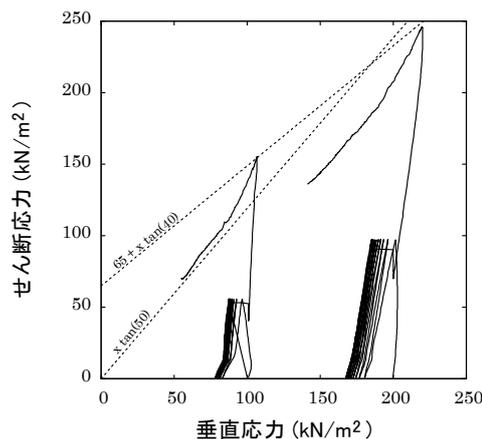


図-5.34 セメント処理粘土の鋼材摩擦試験の応力径路・繰返し～単調せん断において鋼材の表面粗さIIIで初期圧密時の垂直応力が異なる場合の実験結果の比較（条件No.15, 19）

5.4 繰返し～単調せん断による強度増加率の検討

5.3で述べたとおり、様々な試験条件でせん断試験を行い、その影響を調査した。その中で最も顕著な差が現れたのは、鋼材摩擦試験における载荷パターン（単調せん断と繰返し～単調せん断）の影響であり、初期圧密時の垂直応力や繰返し回数、養生日数等によらず最大せん断応力が大幅に増加した。ここでは、その増加率を改めて検証する。

まず、表-5.2に示した条件No.1～11の一面せん断試験、鋼材摩擦試験で得られた最大せん断応力を図-5.35に示す。図-5.35より、一面せん断試験の方が鋼材摩擦試験よりも大きな最大せん断応力を与えることが改めて確認できる。

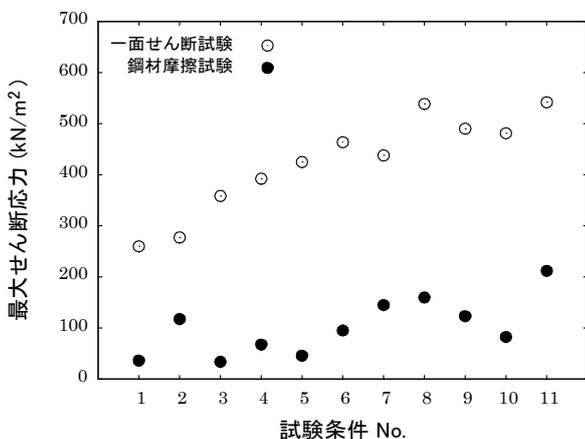


図-5.35 試験条件No.1～11の一面せん断試験及び鋼材摩擦試験で得られた最大せん断応力

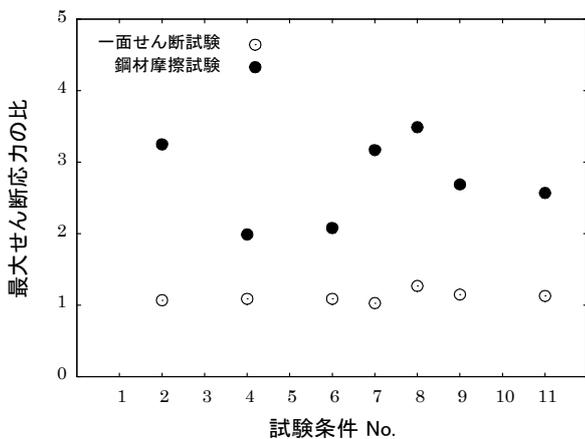


図-5.36 試験条件No.1～11の一面せん断試験及び鋼材摩擦試験で得られた繰返し～単調せん断と単調せん断の最大せん断応力の比

次に、条件No.1～11の一面せん断試験、鋼材摩擦試験について、载荷パターン以外が同一条件の試験結果を基に、繰返し～単調せん断で得られる最大せん断応力の単調せん断で得られる最大せん断応力に対する比を示したのが図-5.36である。例えば、試験条件No.2については、载荷パターン以外の条件が同じ試験条件No.1の試験結果を用い、No.2で得られた最大せん断応力をNo.1で得られた最大せん断応力で除して最大せん断応力の比を求めている。図-5.36より、一面せん断試験の場合、単調せん断と繰返し～単調せん断で得られる最大せん断応力の比は、どの条件においてもほぼ等しいことがわかる。これに対し、鋼材摩擦試験の場合、どの条件においても、繰返し～単調せん断を行うことで、最大せん断応力が単調せん断の場合よりも大きくなることを確認できる。繰返し～単調せん断で得られる最大せん断応力は、単調せん断の場合の2～3.5倍程度である。

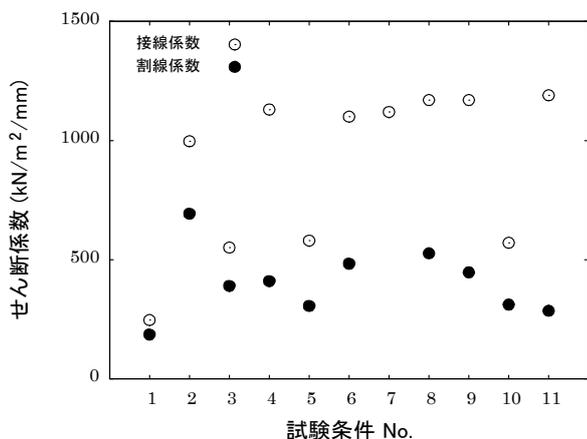
せん断試験では、繰返し～単調せん断を行うことで、試料の剛性が大きくなることも確認されている。まず、図-5.37に各試験で得られたせん断係数を示す。一面せん断試験機を用いた試験では、供試体のひずみが定義できないことから、正確にはせん断係数を求めることができない。そこで、せん断応力とせん断変位の曲線の傾きをもってせん断係数とした。具体的には、せん断開始時の接線勾配から求めた接線せん断係数と、最大せん断応力をその時のせん断変位で除して求めた割線せん断係数の2種を図-5.37に示している。図-5.37より、試験毎のばらつきは大きいものの、接線係数、割線係数ともに、一面せん断試験と鋼材摩擦試験のせん断係数は概ね同程度の値であることがわかる。

次に、繰返し～単調せん断で得られたせん断係数を、同条件の単調せん断で得られたせん断係数で除して、比を求めたものを図-5.38に示す。図-5.38によると、ばらつきが大きいものの、全体的に見れば、繰返し～単調せん断を行うことで、単調せん断の場合の2倍程度のせん断係数が得られることがわかる。この傾向は、一面せん断試験、鋼材摩擦試験に共通である。つまり、繰返し～単調せん断により、一面せん断試験ではせん断係数のみが増加し、鋼材摩擦試験では最大せん断応力とせん断係数がともに増加するということである。

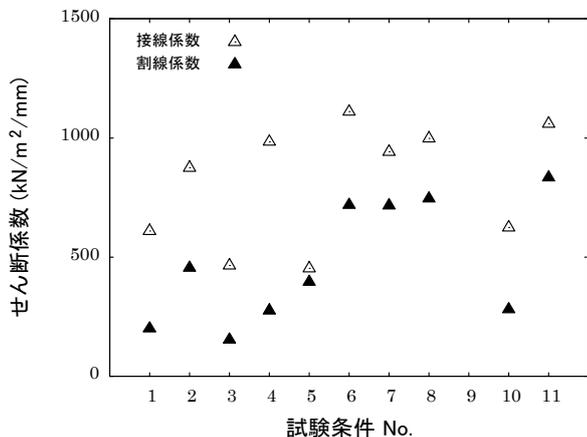
次に、鋼材の表面粗さが異なる試験条件No.12～17の試験結果を検討する。図-5.39に、No.12～17の試験条件で得られた鋼材摩擦試験の最大せん断応力を示す。図-5.39には、繰返し～単調せん断で得られる最大せん断応力の単調せん断で得られる最大せん断応力に対する比もあわせて示している。図-5.39より、鋼材の表面粗さが粗いも

の方が、最大せん断応力が大きいことが再確認できる。また、最大せん断応力の比に着目すると、鋼材の表面粗さに関わらず、繰返し～単調せん断することにより、最大せん断応力が単調せん断の場合の2～3倍となることが確認できる。

図-5.40に、No.12～17の鋼材摩擦試験で得られたせん断係数（接線・割線）とその比を示す。せん断係数の求め方ならびにせん断係数の比の求め方は、図-5.37, 5.38の場合と同様である。



(a) 一面せん断試験



(b) 鋼材摩擦試験

図-5.37 試験条件No.1～11の一面せん断試験及び鋼材摩擦試験で得られたせん断係数

図-5.40によると、せん断係数の値、特に割線せん断係数については、鋼材の表面粗さによる大きな差は見られないようである。また、せん断係数の比に着目すると、繰返し～単調せん断を行うことで、せん断係数が、単調せん断の場合の2～3倍に増加することがわかる。

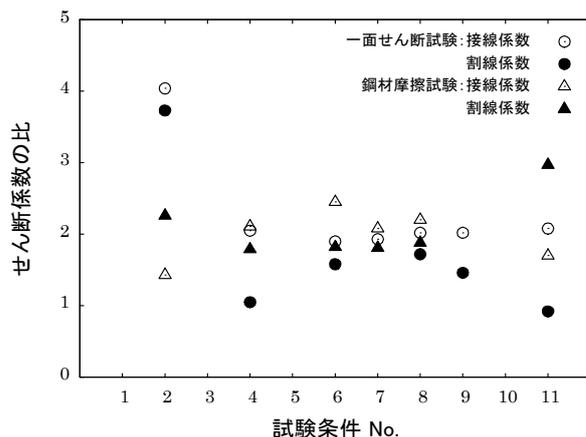


図-5.38 試験条件No.1～11の一面せん断試験及び鋼材摩擦試験で得られた繰返し～単調せん断と単調せん断のせん断係数の比

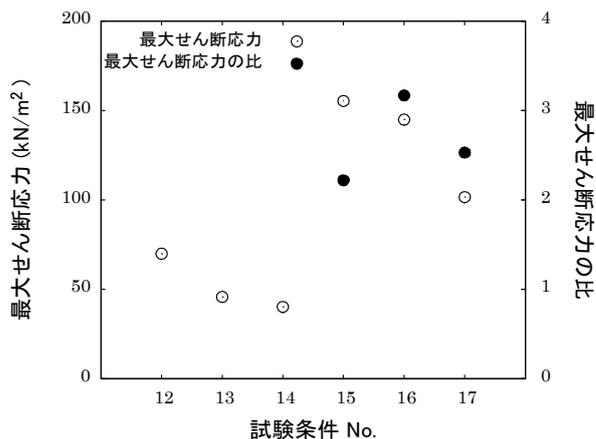


図-5.39 試験条件No.12～17の鋼材摩擦試験で得られた最大せん断応力と繰返し～単調せん断と単調せん断の最大せん断応力の比

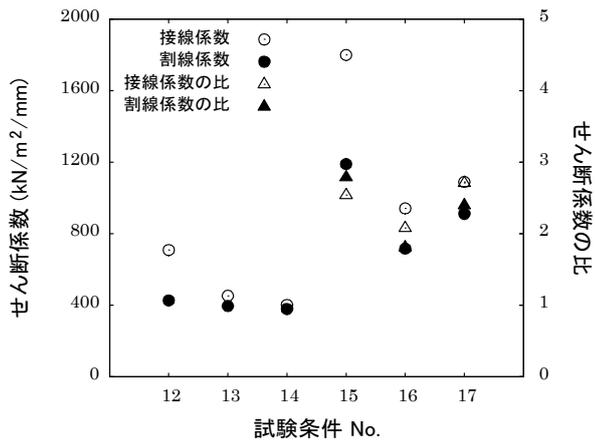


図-5.40 試験条件No.12～17の鋼材摩擦試験で得られたせん断係数とせん断係数の比

5.5 一面せん断試験結果のまとめ

様々な試験条件でせん断試験を行い、土丹における杭の周面抵抗の発現特性に関する検討を行った。その結果、以下のような事項が確認された。

- ① 土丹における杭の周面抵抗は、土丹のせん断強さではなく、土丹と鋼材の摩擦力によって決定される。
- ② 土丹とセメント処理粘土について試験結果を比較した結果、一面せん断試験・鋼材摩擦試験の双方について、せん断特性が概ね一致していることを確認した。
- ③ 鋼材摩擦試験において、杭の施工～荷重を模擬した繰返し～単調せん断を行うことにより、単調せん断の場合よりも2～3倍程度大きな最大せん断応力を得ることがわかった。
- ④ 鋼材摩擦試験において、繰返し～単調せん断による最大せん断応力の増加は、初期圧密時の垂直応力や繰返し荷重の回数、養生期間、鋼材の表面粗さなどに関わらず発生する。
- ⑤ 鋼材摩擦試験の場合、繰返し～単調せん断を行うことで、最大せん断応力と同時に、せん断係数も増加する。
- ⑥ 一面せん断試験の場合、繰返し～単調せん断を行っても最大せん断応力は変化しなかった。ただし、せん断係数については、鋼材摩擦試験の場合と同様に増加した。

6. 土丹に支持された杭の軸方向抵抗力の考え方

土丹に支持された杭の軸方向抵抗力を検討するため、原位置載荷試験の結果を検証するとともに、模型実験と一面せん断試験機による様々なせん断試験を実施し、先

端抵抗力と周面抵抗力の発現状況を調査した。その結果、土丹層においても、先端閉塞が発生することや、抵抗力のセットアップが見られることが確認された。さらに詳細な実験・試験の結果、先端抵抗力のセットアップは主として杭貫入に伴う直下地盤の強度増加が、周面抵抗のセットアップは主として繰返し荷重の後に養生されることによる摩擦力の増加が影響していることが確認できた。また、先端閉塞の発生と、先端抵抗力のセットアップは相互に関連しておらず、先端閉塞が不十分でも先端抵抗力のセットアップが発生することが確認された。

模型実験の結果によると、セットアップ後の杭の先端抵抗力度は $12q_u \sim 21q_u$ であり、閉塞率は0.5～0.6であった。一方、原位置載荷試験の結果から単純に先端支持力度を求めると、 $2.7q_u$ 程度となる。原位置載荷試験は開端杭であるため閉塞率を考慮する必要がある。またそもそも、ハンマーの荷重能力不足のため、原位置載荷試験結果は実際の先端支持力を過少評価していると考えられる。仮に閉塞率が0.5だとすると先端支持力度は $5.4q_u$ 以上はあったものと考えられる。以上のようなことから、土丹で支持された杭の先端抵抗力度は、種々の推定式で用いられる $3q_u \sim 5q_u$ よりも大きいと結論づけられる。

また、杭の周面抵抗力について、鋼材摩擦試験の結果より、杭周面との摩擦角は30～45度程度ではないかと推測される。しかしながら、杭周面に対する垂直応力、つまり地盤として考えた場合の水平応力の値を求めることが難しく、このまま周面抵抗力度を計算することはできない。一方、原位置試験の結果から、セットアップ後の周面抵抗力度を確認すると、例えば杭No.1の場合、C.D.L.-28m(土被り約20m)付近で 250kN/m^2 程度である。鋼材摩擦試験で得られた摩擦角を正とすると、地盤の土圧係数は1.0近いことになる。従って、杭の打撃施工に伴い、地盤内に圧縮力が働くなどして、地盤内応力が増加したことが考えられる。しかしながら、模型実験で実施したサウンディングの結果によると、杭周辺部(杭外周面から杭径分離れた地点)では杭貫入に伴う地盤強度の大きな変化は見られなかった。実際に地盤のどの範囲で応力が変化するのか、さらなる検討を要する。

なお、原位置載荷試験で得られた値を見ると、種々の予測式で設けられている周面抵抗力度の上限値 $100 \sim 150\text{kN/m}^2$ 程度の値は確認されている。鋼材摩擦試験で得られた摩擦角を考慮すると、原位置載荷試験でエネルギーが十分に伝達されなかった杭の下部においては、土被りの増加に伴いより大きな周面抵抗力度が発揮される可能性が高い。また、養生前後における周面抵抗力度の増加率(セットアップ率)は2～3倍程度であり、鋼材摩擦

試験で得られた最大せん断応力の増加率と良く一致している。これらを考えあわせると、土丹における杭の周面抵抗力度は、現在用いられている予測値の上限よりも大きくなる可能性が高いと考えられる。

このように、本検討の結果、土丹で支持された杭の軸方向抵抗力は、既存の推定方法で求められる値よりも相当程度大きいと考えられる。杭径の影響の検討や、周面摩擦の検討の際の杭周面に対する垂直応力の推定など、施工条件にあわせて考慮すべき課題はあるものの、原位置載荷試験等を行うことなどにより、現行の設計法よりも大きな支持力を期待することが可能であると結論付けられる。

7. あとがき

土丹層に支持された杭の軸方向抵抗力を、様々な手法により幅広く検討した。その結果、土丹層における杭の支持力特性や発生状況を明らかにすることができた。しかし、周面抵抗のセットアップの原理など、依然として不明な点も残されている。これらの解明に向け、今後さらなるデータの蓄積が望まれるところである。

(2011年8月12日受付)

謝辞

本研究の実施にあたっては、国土交通省関東地方整備局よりご支援、ご助言頂いた。特に、横浜港湾空港技術調査事務所、京浜港湾事務所の関係各位には、貴重な土質調査および原位置載荷試験のデータをご提供頂くなど多大なるご支援を頂いた。また、本研究の一部は、科研費(22360191)の助成により実施したものである。模型実験の実施にあたっては、長岡技術科学大学からの実務訓練生 吉田敬弘氏、阿部孝裕氏にご尽力頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 宇都一馬, 中藤誠一, 隈元幸治: 鋼管杭の動的載荷試験と静的支持力の関係について, 杭の貫入性・打撃性に関するシンポジウム発表論文集, 1984年, pp.49-52.
- 2) 宇都一馬, 冬木衛, 小山滋: 波動理論に基づいた杭の動的支持力算定式の提案, 第14回土質工学研究発表会発表講演集, 1979年, pp.901-904.
- 3) 矢島淳二, 青木雄二郎, 柴崎富士夫: 長尺鋼管杭の杭打ち工事における打止め管理例, 第28回土質工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 1993年, pp.1697-1700.
- 4) 前之原勉, 柴崎富士夫: 島尻泥岩における杭の打止め管理例, 第30回土質工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 1995年, pp.1527-1528.
- 5) 柴崎富士夫, 加藤千博: 長尺鋼管杭の打止め管理例, 第31回地盤工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 1996年, pp.1741-1742.
- 6) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 1980年, p.361.
- 7) 金川昌義, 毛利哲明, 中村洋一: 磯子火力発電所更新工事に伴う鋼管杭基礎の設計と施工について, 第33回地盤工学研究発表会発表講演集, 第1分冊, 1998年, pp.131-132.
- 8) 毛利哲明, 金川昌義, 中村洋一: 土丹に支持する大口径鋼管杭基礎の設計について, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部(B), 1998年, pp.114-115.
- 9) 藤岡豊一, 萩野幸男, 三反畑勇: 掘底場所打ち杭の相反載荷試験, 基礎工, Vol.24, No.5, 1996年, pp.72-77.
- 10) 日下部祐基, 西川純一: 軟岩を支持層とした鋼管杭の鉛直載荷試験, 第51回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部(B), 1996年, pp.56-57.
- 11) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 1990年, p.281.
- 12) 坂本登, 井下一郎, 中西啓二: 軟岩における鋼管杭の周面摩擦力の推定, 第32回地盤工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 1997年, pp.1281-1282.
- 13) 社団法人日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 上巻, 1989年, p.355.
- 14) 岸下崇裕, 齊藤悦郎, 三浦房紀, 畑野俊久, 浜塚政治: 高耐力マイクロパイルの原位置載荷試験とその支持力特性, 土木学会論文集, No.714, 2002年, pp.125-139.
- 15) 岸下崇裕, 池水富美矢, 齊藤悦郎, 畑野俊久: 高耐力マイクロパイル工法を用いた既設基礎の耐震補強, 土と基礎, Vol.51, No.3, 2003年, pp.25-27.
- 16) 西田義親, 関口秀雄, 松本樹典, 細川精仁, 広瀬富哉: 珪藻泥岩における鋼管杭の打込み性, 杭の貫入性・打撃性に関するシンポジウム発表論文集, 1984年, pp.9-12.
- 17) 松本樹典, 道勇治, 平野忠夫: 珪藻泥岩地盤における打込み開端鋼管杭の支持力原位置試験, 土木学会論文集, No.511, 1995年, pp.35-45.
- 18) 佐藤啓介, 五十嵐辰也, 松本樹典, 武居幸次郎, 笹尾光: 乾燥珪藻泥岩と鋼材の一面せん断試験, 第32回地盤工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 1997年,

- pp.1479-1480.
- 19) 五十嵐辰也, 佐藤啓介, 松本樹典, 武居幸次郎, 笹尾光: 飽和珪藻泥岩と鋼材の一面せん断試験, 第32回地盤工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 1997年, pp.1481-1482.
 - 20) 松本樹典, 蟬山奈紀, 五十嵐辰也, 武居幸次郎, 笹尾光: 珪藻泥岩と各種表面粗さを持つ鋼材との境界摩擦実験, 第33回地盤工学研究発表会発表講演集, 第1分冊, 1998年, pp.41-42.
 - 21) 浜口智洋, 高田雅樹, 松本樹典: 珪藻泥岩における鋼管杭の押込み試験および引抜き試験実施事例, 第37回地盤工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 2002年, pp.1419-1420.
 - 22) 金聲漢, 宮本宏一, 涌田充裕, 上原裕, 蔵元盛吉, 仲村守, 大城光聖, 小島健太郎: 伊良部大橋基礎工载荷試験に伴う地盤調査概要, 第63回土木学会年次学術講演会講演概要集CD-ROM, No.1, 3-134, 2008年.
 - 23) 宮本宏一, 金聲漢, 涌田充裕, 上原裕, 蔵元盛吉, 仲村守, 大城光聖, 小島健太郎: 伊良部大橋における打込み鋼管杭の鉛直载荷試験概要, 第63回土木学会年次学術講演会講演概要集CD-ROM, No.1, 3-135, 2008年.
 - 24) 金聲漢, 宮本宏一, 涌田充裕, 上原裕, 蔵元盛吉, 仲村守, 大城光聖, 小島健太郎: 島尻層群泥岩および砂岩に対する鋼管杭の押込み試験結果の報告, 第63回土木学会年次学術講演会講演概要集CD-ROM, No.1, 3-136, 2008年.
 - 25) 阿山泰久, 井上昭生: 泥岩に根入れする中掘り鋼管杭の鉛直支持力特性, 第45回地盤工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 2010年, pp.1159-1160.
 - 26) 阿山泰久, 井上昭生: 泥岩上の中掘り鋼管杭の周面摩擦力特性, 第65回土木学会年次学術講演会講演概要集CD-ROM, No.1, III-300, 2010年.
 - 27) 吉田敬弘, 大塚悟, 水谷崇亮, 菊池喜昭, 久保哲也: 硬質粘性土地盤における杭の鉛直支持力の発生メカニズムに関する模型実験, 第44回地盤工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 2009年, pp.1109-1110.
 - 28) 水谷崇亮, 菊池喜昭, 吉田敬弘, 大塚悟, 小濱英司: 硬質粘性土地盤における杭の周面抵抗の検討のための一面せん断試験, 第44回地盤工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 2009年, pp.1111-1112.
 - 29) 杉本貴之, 水谷崇亮, 菊池喜昭, 阿部孝裕, 大塚悟, 小島晃, 小林雄二: 硬質粘性土地盤に静的貫入された杭の軸方向抵抗力の特性に関する模型実験, 第45回地盤工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 2010年, pp.1223-1224.
 - 30) 阿部孝裕, 大塚悟, 杉本貴之, 菊池喜昭, 水谷崇亮, 小濱英司, 久保哲也: 硬質粘性土地盤に打撃貫入された開端杭の軸方向抵抗力の特性に関する模型実験, 第45回地盤工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 2010年, pp.1225-1226.
 - 31) Mizutani, T., Kikuchi, Y., Yoshida, T., Ohtsuka, S., Kohama, E. and Kubo, T.: Study on vertical bearing capacity of pile supported by mudstone, Proc. of 4th Japan-China Geotechnical Symp., 2010, pp.405-410.
 - 32) Mizutani, T., Sugimoto, T., Kikuchi, Y., Kohama, E. and Kubo, T.: Study on set-up effect of vertical bearing capacity of pile supported by mudstone, CD-ROM Proc. of Intl. Symp. on Recent and Future Technologies in Coastal Development, 2010.
 - 33) 社団法人日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 下巻, 2007年, pp.584-605.
 - 34) 高橋邦夫: 沈下地盤中の単杭の挙動に関する実験的研究, 港湾技術研究所資料, No.533, 1985年, p.17.
 - 35) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2002年, pp.353-363.
 - 36) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2002年, p.563.
 - 37) 社団法人日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 2001年, pp.203-222.
 - 38) 財団法人鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, 2000年, pp.222-232.
 - 39) 社団法人日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 下巻, 2007年, p.595.
 - 40) 田中洋行, 堀江泰夫, 寺師昌明: セメント処理土のクリープ特性, 第17回土質工学研究発表会発表講演集, 第2分冊, 1979年, pp.2697-2700.
 - 41) 笠間清伸, 善功企: 過圧密比に着目したセメント処理土の非排水せん断強度・変形特性, 第55回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部 (B), 2000年, pp.436-437.
 - 42) 椿原康則, 岸田英明, 上杉守道: 粘土-鋼材間の摩擦挙動, 第23回土質工学研究発表会発表講演集, 第1分冊, 1988年, pp.609-610.
 - 43) 椿原康則, 岸田英明, 秋永誠, 上杉守道: 粘土-鋼材間の摩擦抵抗に及ぼす鋼材の表面粗さ・载荷速度の影響, 第24回土質工学研究発表会発表講演集, 第1分冊, 1989年, pp.647-648.

- 44) 椿原康則，岸田英明：杭の周面摩擦力推定のための室内摩擦試験，第26回土質工学研究発表会発表講演集，第2分冊，1991年，pp.1397-1398.
- 45) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，第2分冊，2009年，p.676.
- 46) Uesugi, M. and Kishida, H.: Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel, Soils and Foundations, Vol.26, No.4, 1986, pp.139-149.
- 47) 平林弘，半澤秀郎，田中洋行：直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集，1995，pp.189-192.

港湾空港技術研究所報告 第50巻第4号

2011.12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2011) by PARI

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

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

CONTENTS

1. Characteristics of the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake TsunamiHiroyasu KAWAI, Makoto SATOH, Koji KAWAGUCHI, Katsumi SEKI	3
2. Study on Vertical Bearing Capacity of Steel Pipe Pile Driven into MudstoneTaka-aki MIZUTANI, Yoshiaki KIKUCHI, Takayuki SUGIMOTO, Eiji KOHAMA	65
3. Development of Design Method for Anchored Sheet Pile Wall Reinforced by Additional Anchorage WorkYoshiyuki MORIKAWA, Yoshiaki KIKUCHI, Taka-aki MIZUTANI	107
4. Modeling Semi-Short-Period Ground Motions from Crustal Earthquakes Using Characterized Source Models Atsushi NOZU	133
5. Experimental Study on Mechanism and Countermeasures for Wave Overtopping of Long-Period Swell in Shimoniikawa CoastHiroaki KASHIMA, Katsuya HIRAYAMA	197