

大型動的コーン貫入試験の周面摩擦力を考慮  
した実用的な打撃回数の補正方法に関する研究

2023 年 3 月

大阪市立大学大学院  
工学研究科

(たかはし しゅういち)

高橋 秀一

# 目次

## 第1章 序論

1.1 研究の背景 .....	1
1.2 既往の研究 .....	5
1.2.1 大型動的コーン貫入試験の結果に与える要因の研究 .....	5
(1) 試験機の影響	
(2) 打撃装置の総質量の影響	
(3) 緩衝材と硬度の影響	
(4) コーン先端角, コーンとロッドとの固定形式の影響	
1.2.2 大型動的コーン貫入試験による液状化予測の研究 .....	12
1.2.3 動的コーン貫入試験の打撃効率の研究 .....	13
1.3 研究の目的 .....	16
1.4 本論文の構成 .....	17
参考文献 .....	18

## 第2章 調査方法及び調査地点

2.1 ボーリング・標準貫入試験 (SPT) .....	19
2.2 大型動的コーン貫入試験 (H-DCPT) .....	21
2.2.1 試験概要 .....	21
2.2.2 試験方法 .....	22
2.2.3 全自動式試験機 .....	23
2.2.4 手動式, 半自動式試験機 .....	25
2.2.5 結果の整理方法 .....	26
(1) 動的コーン貫入試験でのトルクによる打撃回数の補正方法 ( $\beta$ 値の決定)	
(2) 打撃エネルギーによる打撃回数の補正方法 ( $\alpha$ 値の決定)	
(3) H-DCPT と SPT との対応の整理方法	
(4) H-DCPT と室内せん断試験との対応の整理方法	
2.3 室内せん断試験の方法 .....	30
2.3.1 一軸圧縮試験 .....	30
2.3.2 一面定体積せん断試験 .....	31
2.4 調査地点と地盤性状 .....	32
2.5 まとめ .....	46
参考文献 .....	46

## 第3章 各地点の H-DCPT 結果

3.1 H-DCPT 結果と $N$ 値, $s_u$ 値との関係 .....	49
3.1.1 試験結果 .....	49
3.1.2 $N_d$ 値と $N$ 値との関係 .....	63
3.1.3 粘性土の $N_d$ 値と $s_u$ 値との関係 .....	64



(1) $N_d$ 値と室内せん断試験結果の深度分布の比較	
(2) $N_d$ 値と $q_u/2$ 値, $s_{ub}$ 値の関係	
3.2 ロッドの傾斜角の測定 .....	67
3.2.1 傾斜角の測定方法 .....	67
3.2.2 傾斜角測定コーンの概要 .....	68
3.2.3 試験結果 .....	69
(1) 傾斜角と $M_v$ , $N_d$ 値との関係	
(2) ロッド先端の軌跡	
3.2.4 試験結果の考察 .....	79
3.3 まとめ .....	80
参考文献 .....	81

## 第4章 H-DCPTの周面摩擦力の測定

4.1 H-DCPTの打撃時の動的挙動の測定 .....	82
4.1.1 測定方法 .....	82
4.1.2 測定器 .....	84
(1) 上荷重計・上加速度計	
(2) 先端荷重計, 先端加速度計	
4.1.3 測定結果の整理方法 .....	86
(1) 荷重の補正	
(2) 加速度の補正	
(3) 速度の補正	
(4) 変位の補正	
(5) 打撃エネルギーの補正	
4.1.4 各調査地点の動的挙動の測定結果 .....	90
(1) 東大阪市西岩田	
(2) 大阪市大正区三軒家	
(3) 越谷市新川町	
(4) 稲敷市浮島	
(5) 大阪市此花区夢洲	
(6) 大阪市港区弁天6	
4.2 打撃効率による周面摩擦力 .....	102
4.2.1 打撃効率の定義 .....	102
4.2.2 打撃効率による補正打撃回数, 周面摩擦力の算出方法 .....	103
4.2.3 打撃効率, 補正打撃回数及び周面摩擦力の算出結果 .....	103
4.3 一次元波動理論による動的周面摩擦力 .....	108
4.3.1 一次元波動理論による周面摩擦力の算出方法 .....	108
(1) 一次元波動理論	
(2) 一次元波動理論に基づく打撃力分離	
(3) 一次元波動理論に基づく周面摩擦力・平均 $F_s$ の求め方	

4.3.2 周面摩擦力の算出結果 .....	111
(1) 周面摩擦力の測定結果	
(2) 平均 $F_s$ の算出結果	
4.4 静的, 動的周面摩擦力の比較 .....	121
4.4.1 静的摩擦力の測定例 .....	121
4.4.2 静的, 動的摩擦力の比較 .....	122
4.5 まとめ .....	125
参考文献 .....	126

## 第5章 H-DCPT の実用的な打撃回数の補正方法の提案と $N$ 値, $s_u$ 値との関係

5.1 実用的な補正打撃回数 $N_{dF}$ の提案 .....	127
5.1.1 打撃効率に基づく周面摩擦力による補正打撃回数 $N_{dE}'$ .....	127
5.1.2 一次元波動理論に基づく周面摩擦力による補正打撃回数 $N_{dF}$ .....	128
5.1.3 $N_{dE}'$ と $N_{dF}$ の比較 .....	128
5.2 補正打撃回数 $N_{dF}$ と $N$ 値との関係 .....	131
5.2.1 $N_{dF}$ 値 $N$ 値の深度分布の比較 .....	131
5.2.2 $N_{dF}$ 値と $N$ 値との相関 .....	138
5.3 粘性土における補正打撃回数 $N_{dF}$ 値と $s_u$ 値との関係 .....	140
5.3.1 $N_{dF}$ 値と $s_u$ 値の深度分布の比較 .....	140
5.3.2 $N_d$ 値, $N_{dF}$ 値と $s_u$ 値との相関 .....	141
5.3.3 H-DCPT の換算 $s_u$ 値と $s_u$ 値の深度分布の比較 .....	143
5.4 まとめ .....	145
参考文献 .....	146

第6章 結論 .....	147
関係発表論文 .....	150
謝辞 .....	151

付録 (調査地点の位置図と調査配置図) .....	付 1~27
---------------------------	--------

## 本論文で用いた主な記号一覧

$\alpha$	: H-DCPT に基づくエネルギー補正係数
$A$	: コーン断面積 ( $\text{mm}^2$ )
$\beta$	: トルクによる周面摩擦補正係数
$D_r$	: 相対密度
$d$	: コーン直径 ( $\text{mm}$ )
$d_a$	: アンビル直径 ( $\text{mm}$ )
$d_h$	: ハンマー外径 ( $\text{mm}$ )
$d_r$	: ロッド直径 ( $\text{mm}$ )
$E_{\text{blow}}$	: 1 打撃当たりのエネルギー ( $\text{kJ/m}^2$ )
$E_n$	: 動的コーン貫入試験における 1 打撃当たりの単位面積エネルギー ( $\text{kJ/m}^2$ )
$E_{\text{skin}}$	: 土とロッドに費やされるエネルギー ( $\text{kJ/m}^2$ )
$H$	: ハンマー落下高 ( $\text{mm}$ )
$\theta_1$	: 試験孔の前後方向の傾斜角 ( $^\circ$ )
$\theta_2$	: 試験孔の左右方向の傾斜角 ( $^\circ$ )
$\theta$	: $\theta_1$ , $\theta_2$ の合成傾斜角 ( $^\circ$ )
$q_u$	: 一軸圧縮強さ ( $\text{kN/m}^2$ )
$L$	: 地中のロッド長さ ( $\text{m}$ )
$M_v$	: ロッドを回転させたときのトルク ( $\text{N} \cdot \text{m}$ )
$m$	: ハンマー質量 ( $\text{kg}$ )
$N_d$	: 補正打撃回数
$N_{\text{dm}}$	: 測定打撃回数
$N_{\text{dE}}$	: 打撃効率により直接補正した打撃回数
$N_{\text{dE}'}$	: 打撃効率により補正した打撃回数
$N_{\text{dF}}$	: 一次元波動理論により補正した打撃回数
$N_{\text{skin}}$	: 周面摩擦力による打撃回数の補正量
$N$ 値	: 標準貫入試験によって求められる試験値
$P$	: 打撃回数測定 of 貫入量 ( $\text{m}$ )
$s_u$	: 非排水せん断強さ ( $\text{kN/m}^2$ )
$s_{\text{ub}}$	: 一面定体積せん断強さ ( $\text{kN/m}^2$ )
換算 $s_u$ 値	: H-DCPT 結果から換算する $s_u$ 値 ( $\text{kN/m}^2$ )
$F_c$	: 細粒分含有率
$F_s$	: 周面摩擦力 ( $\text{kN}$ )
$F_{\text{sE}}$	: 打撃効率による周面摩擦力 ( $\text{kN}$ )
$F_{\text{sMv}}$	: トルクによる周面摩擦力 ( $\text{kN}$ )
$F_{\text{ss}}$	: 静止摩擦力 ( $\text{kN}$ )
平均 $F_s$	: 一次元波動理論による周面摩擦力 ( $\text{kN}$ )
$f_s$	: ロッドと土の周面摩擦応力 ( $\text{N/m}^2$ )

# 第1章 序論

## 1.1 研究の背景

大型動的コーン貫入試験（Heavy-Dynamic Cone Penetration Test, 以下 H-DCPT と称す）は、標準貫入試験（Standard Penetration Test, SPT）と同じ 63.5kg のハンマーを高さ 500mm から自由落下させ、先端に直径 45mm のコーンをつけた直径 32mm のロッドを地盤に打ち込み、貫入量 200mm 毎の打撃回数から地盤の硬軟及び締まり具合を調べる試験である。ただし、地表面からロッドを連続して貫入させるため、ロッドと地盤との間に発生する摩擦力の影響が避けられないため、一般に 200mm 貫入後にロッドを水平方向（鉛直軸回り）に回転させた時のトルクから想定される摩擦力によって打撃回数を補正している（詳細は 2.2.5 参照）。

H-DCPT は一般に「オートマチックラムサウンディング」（商品名）と呼ばれるもので、スウェーデンで開発された試験（Swedish Ram Sounding, SRS）<sup>1)</sup>であり、1974 年に日本に導入された<sup>2)</sup>。2005 年には ISO 規格<sup>3)</sup>が制定され、2014 年には地盤工学会基準 JGS 1437<sup>4)</sup>、2018 年には日本工業規格 JIS A 1230<sup>5)</sup>の制定に至っている。ISO 規格では表-1.1 に示す 1 打撃当たりの単位面積エネルギー  $E_n$  によって、DPL (Light), DPM (Medium), DPH (Heavy), DPSH (Super Heavy) の 4 種類に分類されて試験方法が規定されている。H-DCPT は表-1.1 の DPSH-A (Super Heavy-A) に対応するもので、全ての仕様が合致している。

H-DCPT の試験機には手動式、半自動式及び全自動式があるが、現在では全自動式の試験機が普及している。全自動式は、ハンマーの打撃とトルクの測定、調査深度、打撃回数及びトルクの記録を自動で行い、ロッドの継足しのみが手動である。作業効率が良いため、人手不足や高齢化問題、働き方改革など建設業界全体の課題解決も期待できる。全自動式試験機の例を写真-1.1 に示す。

戸建て住宅をはじめとした小規模建築物の地盤調査は、スクリーウエイト貫入試験（Screw Weight Sounding, SWS）が標準的に採用されているが、硬質土層や転石が存在する場合、杭状地盤補強の支持層（層厚、強度）を確認する場合など、SWS 試験では貫入力不足となる地盤で H-DCPT を実施することが増えてきた。図-1.1 は小規模建築物を対象とした鋼管の先端に翼を有した杭状地盤補強工法の例<sup>6)</sup>であるが、支持力設計には SWS 試験又は H-DCPT の結果を用いる。通常は SWS 試験を実施し、その結果で設計するが、SWS 試験で所定の支持層厚を確認できない場合は追加で H-DCPT を実施することがある。H-DCPT で所定の支持層厚を確認できれば、そのまま SWS 試験の設計となるが、想定した支持層を貫通した場合は H-DCPT の結果で設計することになる。杭状地盤補強工法の多くは、第 3 者機関の認証を得るために建築技術性能証明を取得している。小規模建築物を対象とした工法であるため基本的には SWS 試験の結果で支持力設計するが、最近では H-DCPT でも設計できるように併せて取得する工法が増えている。

一方、マンションやビルなどの一般建築では、SPT が広く採用されているが、費用と工期の面から H-DCPT で SPT を補間すること、杭基礎の支持層が傾斜している場合に全数の杭位置で事前に H-DCPT により支持層を確認することがある。図-1.2 に全数の杭位置で H-DCPT を実施した例を示す。当初、SPT を 3ヶ所（○Bor.1～3）実施したが、支持層の傾斜が疑われたため追加で H-DCPT を 23ヶ所（○No.1～23）で実施した。図-1.2 (2)は⑧-⑧'通りの断面であるが、東側から西側に向かって傾斜している。さらに支持層の等深線を描いた結果、建物南東側の支持層が最も浅く、北西側に向かって傾斜していることがわかった。

以上のように H-DCPT は、貫入力、費用及び工期の面で SWS と SPT の中間的な地盤調査方法であり、今後建築業界及び土木業界で積極的な採用が期待される。

表-1.1 ISO 22476-2 における試験方法の分類

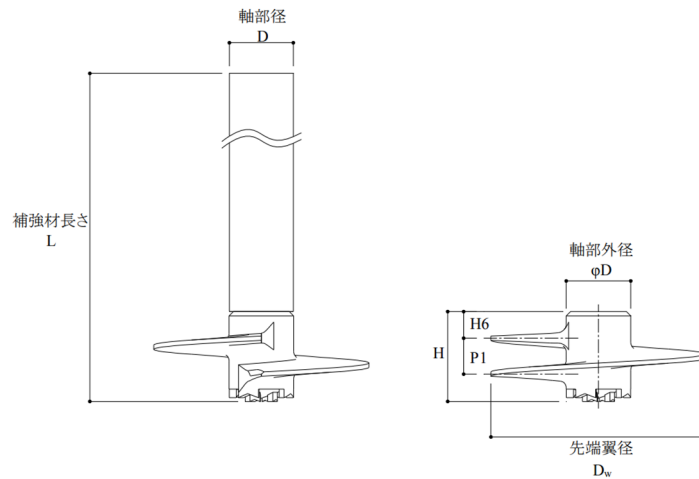
仕様		記号	単位	DPL (light)	DPM (medium)	DPH (heavy)	DPSH (super heavy)	
							DPSH-A	DPSH-B
打撃装置	ハンマー質量	$m$	kg	$10 \pm 0.1$	$30 \pm 0.3$	$50 \pm 0.5$	$63.5 \pm 0.5$	$63.5 \pm 0.5$
	落下高	$H$	mm	$500 \pm 10$	$500 \pm 10$	$500 \pm 10$	$500 \pm 10$	$750 \pm 20$
コーン	先端角		°	90	90	90	90	90
	直径	$D$	mm	$35.7 \pm 0.3$	$43.7 \pm 0.3$	$43.7 \pm 0.3$	$45.0 \pm 0.3$	$50.5 \pm 0.5$
	マントル長さ	$L$	mm	$35.7 \pm 1$	$43.7 \pm 1$	$43.7 \pm 1$	$90.0 \pm 2^{**}$	$51 \pm 2$
ロッド	最大質量	$m$	kg/m	3	6	6	6	8
	最大外径	$d_r$	mm	22	32	32	32	35
1 打撃当たりの単位面積 エネルギー		$mgH/A$ $E_n$	$\text{kJ/m}^2$	50	100	167	194	238

※：捨て型のコーンのみ

H-DCPT の採用が徐々に増え、建設業界に認知されてきているのは、地盤工学会で基準化、及び JIS 規格化されたことが少なからず影響しているが、建築業界でさらに普及させるためには平成 13 年国土交通省告示第 1113 号に記載される必要がある。建築に携わる者（特に設計者）が実務で最も重要視するのは建築基準法（以下、基準法）である。基準法に抵触しないか、基準法に記載があるかなどは重要なチェック項目である。基準法施行令 93 条には「地盤の許容応力度及び基礎ぐいの許容支持力は、国土交通大臣が定める方法によって、地盤調査を行い、その結果に基づいて・・・」とあり、その方法（地盤調査）が記載されているのが平 13 国交告第 1113 号であるが、現在のところ H-DCPT を含め動的コーン貫入試験は記載されていない。住宅生産団体連合会を通じて働きかけも行っているところであり、近い将来記載されることが期待されている。



写真-1.1 大型動的コーン貫入試験の全自動式試験機の例（YBM 社製）



(1)補強材の形状

(1)補強材先端地盤の鉛直支持力

補強材の鉛直支持力は、補強材先端支持力のみを考慮することとし、下記のスウェーデン式サウンディング試験（以下、“SWS 試験”と称す）または大型動的コーン貫入試験（以下、“SRS 試験”と称す）の結果を用いる支持力算定式としてまとめられており、支持力係数は、先端地盤が砂質地盤については5現場において8本、先端地盤が礫質地盤の場合で2現場において2本の補強材で実施した载荷試験の結果に基づいて設定されている。

$$R_d = \frac{1}{F_s} \alpha' \bar{N}' A_p$$

ここに、 $R_d$  : 許容鉛直支持力 (kN)

$F_s$  : 安全率 (長期荷重時 3、短期荷重時 1.5)

$\bar{N}'$  : 補強材先端より下  $1D_w$ 、上  $1D_w$  間の地盤の平均  $N'$  値 ( $D_w$  : 先端翼外径)

$A_p$  : 補強材先端有効断面積 ( $m^2$ )

SWS 試験に基づいて設計する場合

$\alpha'$  : 先端支持力係数 : 150

$N'$  : SWS 試験の結果から求める地盤の換算  $N$  値で下式による。

$$N' = 2W_{SW} + 0.067N_{SW}$$

ここに、 $W_{SW}$  : SWS 試験における荷重 (kN)

$N_{SW}$  : SWS 試験における貫入量 1m あたりの半回転数 (回)

SRS 試験に基づいて設計する場合

$\alpha'$  : 先端支持力係数 : 115

$N'$  : SRS 試験の結果から求める補正打撃回数  $N_d$  値で下式による。

$$N' = N_d = N_{dm} - N_{mantle} = N_{dm} - \alpha M_v$$

ここに、 $N_{dm}$  : SRS 試験における測定された打撃回数 (回)

$N_{mantle}$  : SRS 試験における周面摩擦相当の打撃回数 (回)

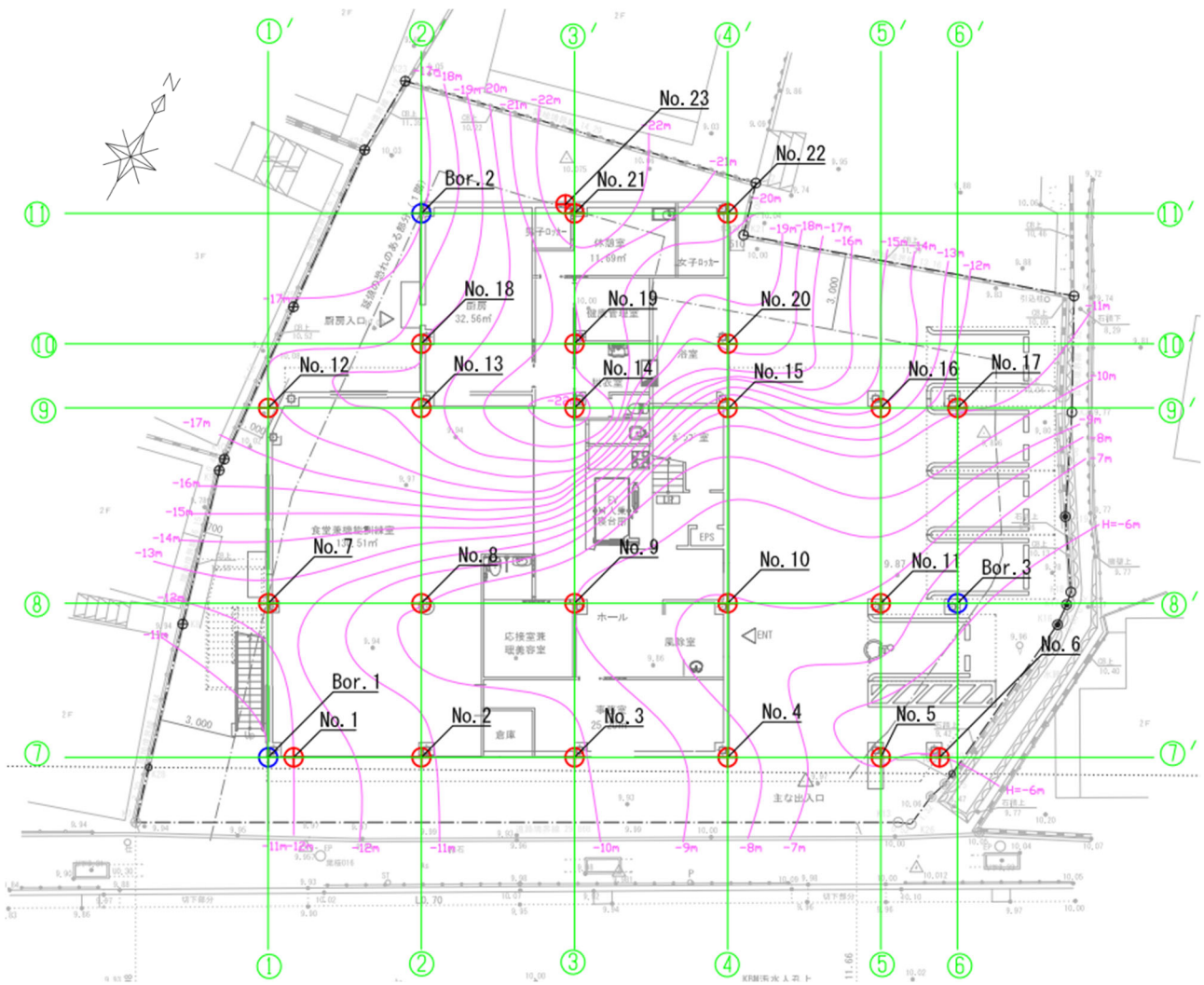
$\alpha$  : SRS 試験におけるトルク係数 : 0.040

$M_v$  : SRS 試験における回転トルク (N·m)

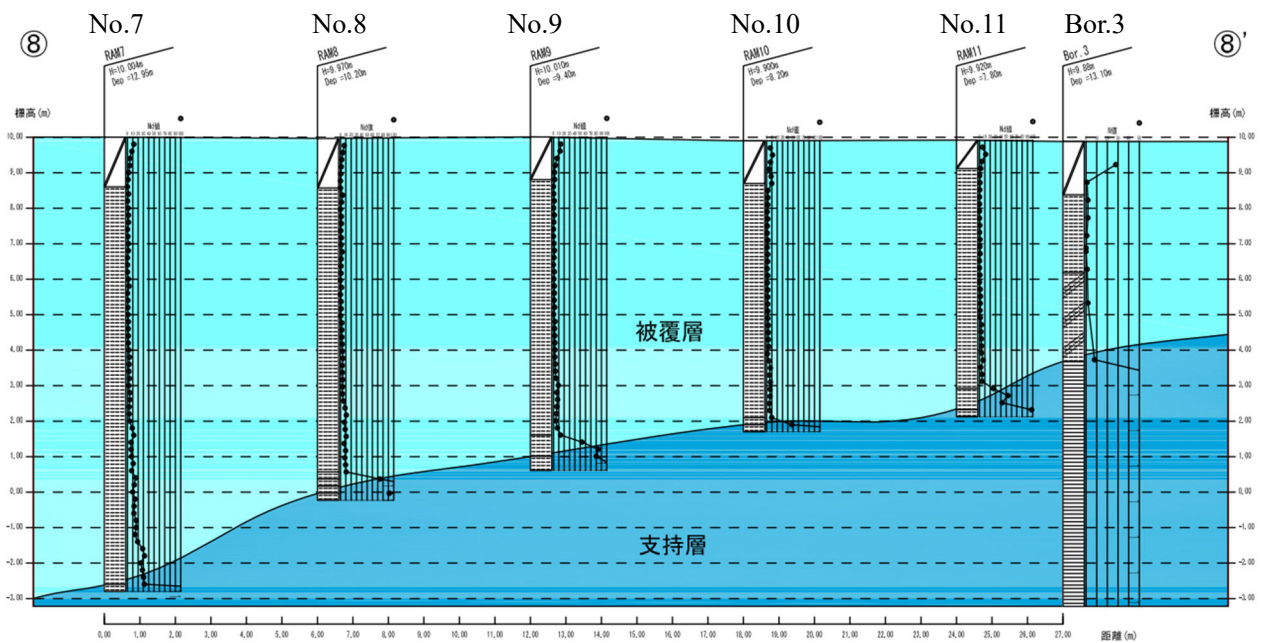
(2) 補強材の支持力設計

図-1.1 H-DCPT で支持力設計する地盤補強工法の例<sup>6)</sup>





(1) H-DCPT の調査位置○ (SPT は○)



(2) ⑧-⑧'の断面

図-1.2 全数の杭位置で H-DCPT を実施した例

## 1.2 既往の研究

### 1.2.1 大型動的コーン貫入試験の結果に与える要因の研究

H-DCPTには全自動式、半自動式、手動式の試験機がある。ハンマー質量  $m$  や落下高  $H$ , コーン形状、ロッド直径等は共通であるが、ハンマーガイド径、ハンマー直径、アンビル直径などが異なる（後述の表-2.2 参照）。また、全自動式試験機の旧型機は打撃装置の総質量が 177.5 kg で過大であったが、現在では 80.5 kg に低減した新型機となっている。さらに、ハンマーの打撃音の低減や装置の損傷を抑えるためにアンビルの上に設置する緩衝材の有無や硬度、コーン先端の角度やコーンとロッドの固定形式など、H-DCPT の結果に影響する可能性のある要因については、地盤工学会基準の解説<sup>4)</sup>にまとめられているので、以下に引用してまとめる。

#### (1) 試験機の影響

図-1.3 に 6 地点において全自動式（旧型機、新型機）、半自動式、手動式を比較した結果を柱状図とともに示す<sup>7),8)</sup>。各試験の概要は 2.2.3, 2.2.4 に示す。それぞれ図(1)は測定打撃回数  $N_{dm}$ , 図(2)は測定トルク  $M_v$ , 図(3)は補正打撃回数  $N_d$  を示す。 $N_d$  値の求め方（トルクによる打撃回数の補正方法）については、2.2.5(1)で示す。さらに、図(3)には SPT の  $N$  値も示している。図の背景の灰色は砂質土、水色は粘性土であることを示す（以下、同様）。なお、現場実験を行った各敷地の情報は文献 9) に詳しく記載されている。

図-1.3 (a) の守山市今浜は粘性土主体の地盤である。深度 4.6 m 以深の粘土部では旧型機の  $N_{dm}$  が他よりも小さい。これは軟弱な沖積粘土層では打撃装置の総質量が大きい旧型機は自沈傾向が強まり、 $N_{dm}$  が過小に得られるためである。 $M_v$  は手動式でやや大きい（手動式では 11 m 以深でのみ  $M_v$  を測定している）。補正後の  $N_d$  値も旧型機で小さいが、新型機と手動式はほぼ一致している。深度 5~18m の粘性土で  $N$  値が未測定である。

図-1.3 (b) の守山市水保は砂質土主体の互層地盤である。全自動式の旧型機と新型機、半自動式及び手動式の  $N_{dm}$  はほぼ一致している。 $M_v$  は深度 12m 以浅で新型機がやや小さい傾向がみられる。補正後の  $N_d$  値も各試験機による違いは小さく、 $N$  値とほぼ一致している。

図-1.3 (c) の大阪市大正区鶴町の 8.5m 以深は沖積粘土である。守山市今浜と同様に粘性土では旧型機のほうが  $N_{dm}$  は小さい。これも打撃装置の総質量が大きいためである。 $M_v$  は新型機の方が大きい。補正後の  $N_d$  値も旧型機で小さいが、粘性土の  $N$  値は旧型機よりもさらに小さい。

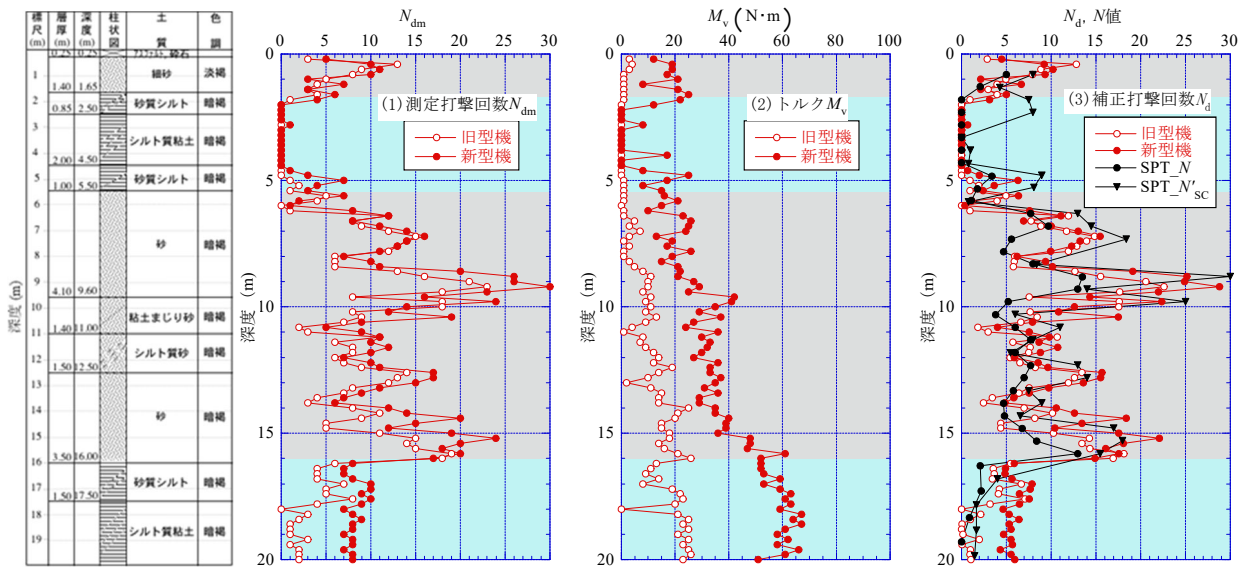
図-1.3 (d) の浦安市港の深度 5.5~16.0m は沖積砂質土、16m 以深が沖積粘土である。 $N_{dm}$ ,  $N_d$  値は砂質土では旧型機、新型機の違いはあまりないが、16m 以深の沖積粘土ではやはり旧型機の方が小さい。 $M_v$  は新型機の方がかなり大きい。さらに、この地点では SPT サンプラーのシューを中実のソリッドコーンに変えた試験も行ったが、エネルギー補正をした  $N'_{sc}$  は  $N_d$  値とほぼ整合している。

図-1.3 (e) の香取市佐原地点 1 は全体に砂質土地盤である。 $N_{dm}$ ,  $N_d$  値ともに 3 試験機による違いはあまりないが、深度 14m 以深では新型機の方が少し大きい。 $M_v$  は新型機と手動式でやや大きい。

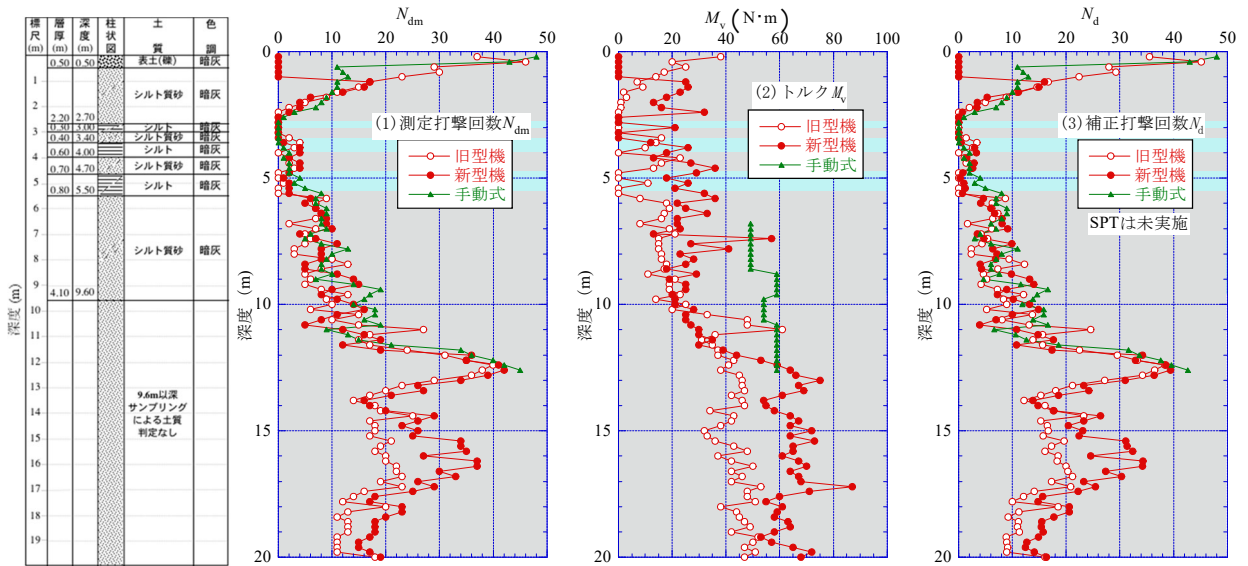
図-1.3 (f) の香取市佐原地点 2 も全体に砂質土地盤である。 $N_{dm}$ ,  $N_d$  値ともに 4 試験機による違いはあまりなく、 $N$  値とほぼ一致している。ただし、深度 13m 以深で手動式がかなり大きい。これは本地点の調査範囲が広がったため、地盤の不均一性の影響が現れたと考えられる。また、 $M_v$  は手動式でかなり大きい。



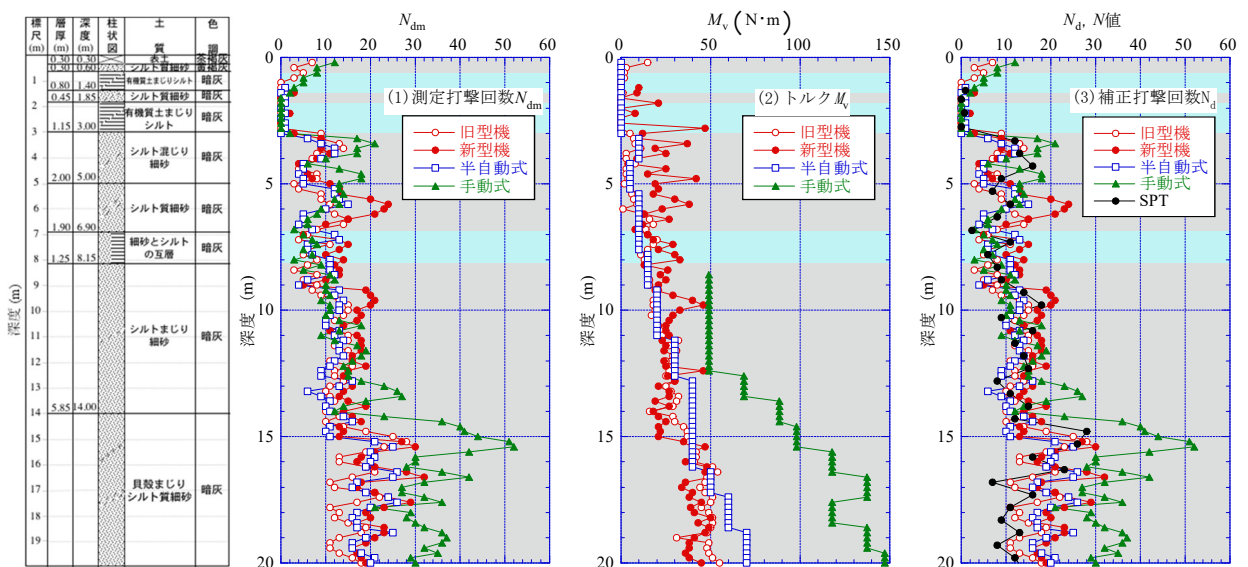




(d) 浦安市港



(e) 香取市佐原地点 1



(f) 香取市佐原地点 2

図-1.3 大型動的コーン貫入試験の試験機による違いの例<sup>7),8)</sup> (つづき)

## (2) 打撃装置の総質量の影響

先に述べたように H-DCPT の全自動式には旧型機と新型機がある。旧型機は 2002 年から販売された試験機であるが、打撃前にロッドに作用する打撃装置の総質量が 177.5kg と過大であった。これはハンマー吊上げ機構を含むバケットの自重が直接ロッドに作用するためである。そこで、新型機（2012 年に開発）では、バケット部を常に支えるリフタ機構（2.2.3 参照）を導入し、ロッドに作用する質量を 80.5kg（ハンマーとアンビルの質量）に低減した。さらに、アンビル/ハンマー径比を ISO 規格の 0.5 に合わせるためにハンマーガイド径を細くし、アンビル径を小さくした。なお、新型機の詳細は文献 10) を参照されたい。両試験機による  $N_d$  値の深度分布の比較例は図-1.3 に示したとおりである。

図-1.4 (1), (2)に両試験機の比較を行った 8 地点のそれぞれ砂質土、粘性土の  $N_d$  値の関係を示す<sup>8)</sup>。旧型機の  $N_d$  値は過小で、砂質土、粘性土ともに新型機の  $N_d$  値は全体的に 2~3 回程度大きい。しかし、砂質土に比べて粘性土の  $N_d$  値は小さいので、相対的に自重低減による  $N_d$  値増加の割合は粘性土の方が大きいと言える。特に旧型機の  $N_d=0$  (自沈) 付近で新型機の  $N_d$  値が大きい。これは先に述べたように、軟弱な沖積粘土層では打撃装置の総質量が大きい旧型機は自沈傾向が強まり、 $N_d$  値が過小に得られるためである。

以上より、H-DCPT における打撃装置の総重量の影響は砂質土地盤では小さいが、粘性土地盤で大きく、特に軟弱な沖積粘性土層に対する旧型機による調査では地盤強度を過小評価する可能性が高い。このことから、地盤工学会 JGS 基準や JIS 規格では、H-DCPT の打撃装置の最大総質量は 115kg に規定されている（表-2.1 参照）。

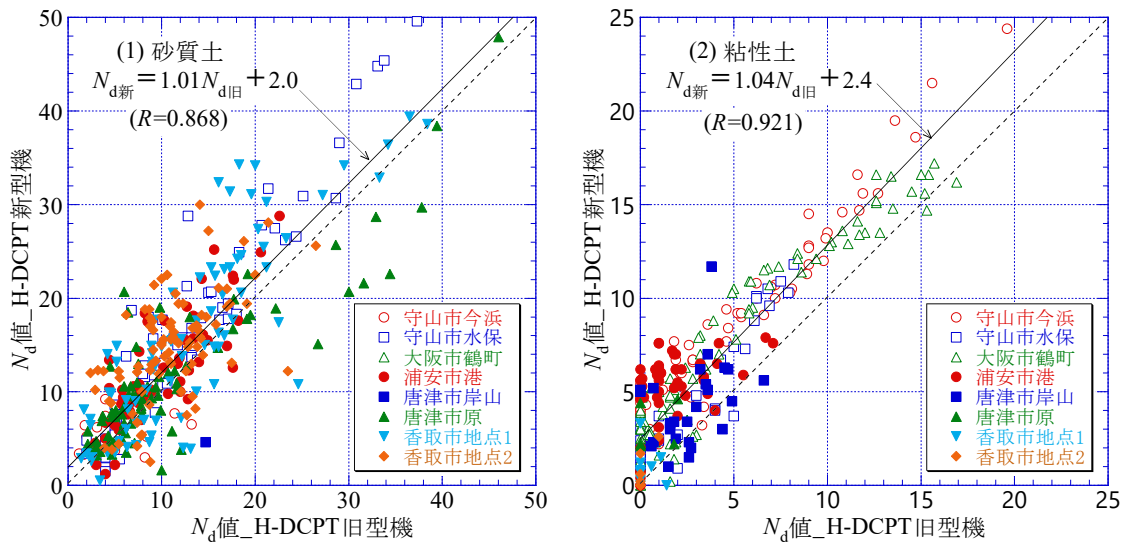


図-1.4 大型動的コーン貫入試験の旧型機と新型機の  $N_d$  値の関係<sup>8)</sup>

## (3) 緩衝材と硬度の影響

アンビルの上面にはハンマーの衝撃音の低減及び装置損傷の軽減を目的に、一般に厚さ 8mm の硬質ウレタンの緩衝材が設置されている。緩衝材の有無による試験結果への影響を調べるために、3 地点で実施した H-DCPT（全自動式・旧型機）の測定結果<sup>9)</sup>を柱状図とともに図-1.5 に示す。3 地点ともに緩衝材の有無によらず  $N_d$  値は概ね一致している。図-1.5 (b) の東中浜の深度 15m 付近において、緩衝材無しの  $N_d$  値が急増しているが、これについてはシルト質粘土層中に砂まじり粘土が部分的に存在することが確認されており、測点による地盤のばらつきと考えられる。

以上より、緩衝材の有無による  $N_d$  値への影響はないといえる。



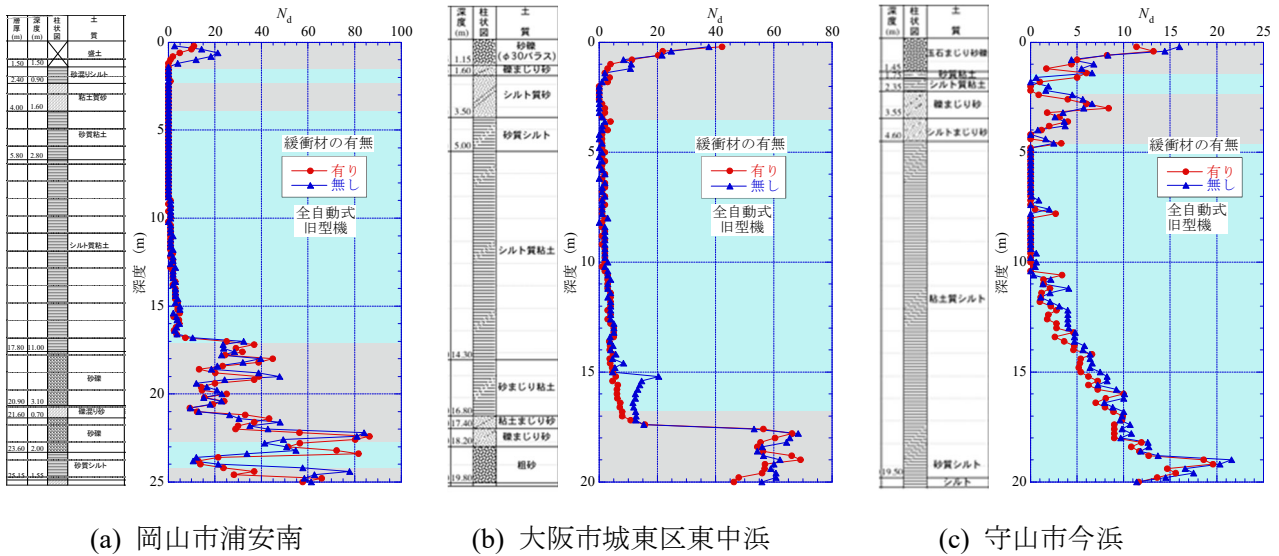


図-1.5 大型動的コーン貫入試験における緩衝材有無の測定例<sup>9)</sup>

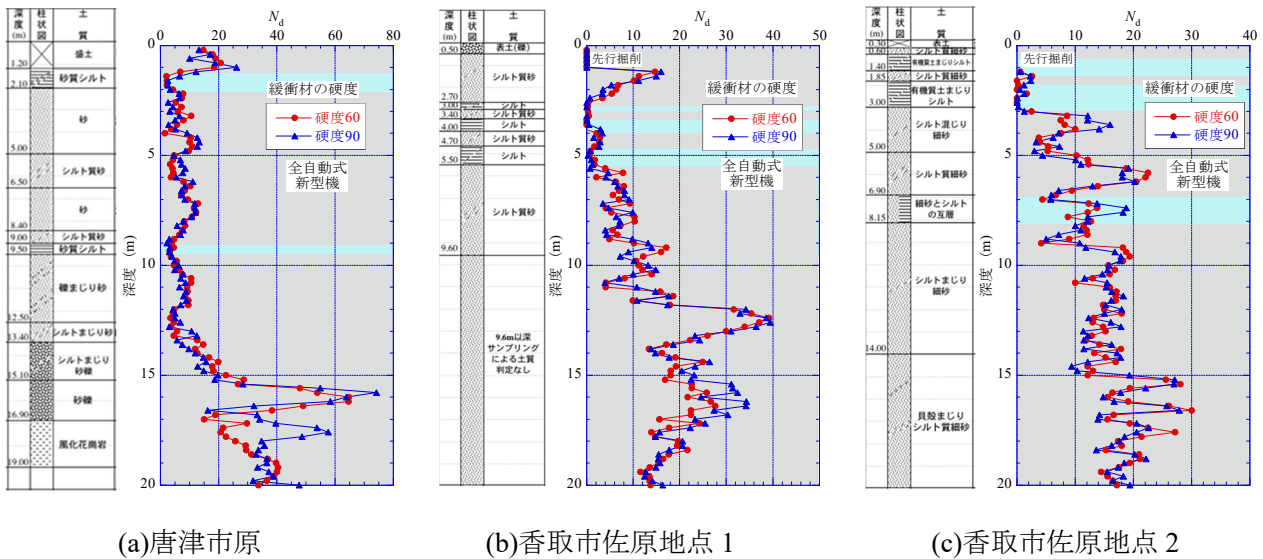


図-1.6 大型動的コーン貫入試験における緩衝材硬度の測定例<sup>9),10)</sup>

一方、図-1.6は緩衝材の硬度（90：硬球程度，60：軟球とプラスチック消しゴムの間程度）の影響を調べるために、3地点で実施したH-DCPT（全自動式・新型機）の測定結果<sup>9),10)</sup>を柱状図とともに示したものである。硬度90と60の $N_d$ 値は、3地点とも概ね一致しており、緩衝材の硬度による $N_d$ 値への影響はないといえる。現在は硬度90の緩衝材が一般に用いられている。

#### (4) コーン先端角，コーンとロッドとの固定形式の影響

コーン先端角（90°と60°）の影響を調べるために、4地点で実施したH-DCPT（全自動式・旧型機）の測定例<sup>9),11)</sup>を図-1.7に示す。先端角90°と60°の $N_d$ 値は、4地点とも概ね一致している。60°から90°の範囲の先端角による $N_d$ 値への影響はないといえる。なお、地盤工学会JGS基準やJIS規格におけるH-DCPTのコーン先端角の規定は90°である。

一方、杉浦ら<sup>12)</sup>は、杭（コーン）先端形状が貫入抵抗に及ぼす影響を調べるため、先端形状を開端（open-ended）、閉塞（flat）、先端角60°のコーンとした3種類の模型杭の砂地盤における貫入実験を実施した。杭は、外径32.0mm、内径29.3mmのアルミ管である。模型地盤には珪砂6号を使用し、乾燥密度 $\rho_d=1.45\text{g/cm}^3$

(相対密度  $D_r=70\%$ ) の均一地盤とした。図-1.8 は、押し込み力（貫入抵抗）と先端深さの関係である。押し込み力には、先端抵抗に加えて、杭（ロッド）周面摩擦も含まれている。閉塞（flat）と  $60^\circ$  コーンの結果を比較すると、両者にはほとんど差がみられなかった。すなわち、乾燥砂地盤における静的貫入ではコーン先端角による先端抵抗への影響はないと判断できる。開端杭の実験結果は、他の実験結果とほぼ同様であった。これは、開端杭であっても、貫入の初期の段階で完全閉塞状態に達したことを示唆している。

一方、コーンには回収型（コーンがロッドに固定されているもの）と捨て型（コーンがロッドに固定されず、試験後に地中に残るもの）があるが、トルク測定時にコーン部の周面摩擦が影響しないために、JIS 規格では「コーンは回転せず、ロッドだけが回転する機構になっていることが望ましい」としている。このコーンとロッドの結合形式の影響を調べるために、通常回転型と剛結させた固定型を用いて3地点で実施した H-DCPT（全自動式・旧型機）の測定結果<sup>9),11)</sup>を柱状図とともに図-1.9 に示す。図は、測定打撃回数  $N_{dm}$ 、トルク  $M_v$ 、補正打撃回数  $N_d$  値で比較している。結合形式を固定型としたものは、やはり砂質土層ではマンテル周面で余分に摩擦抵抗が生じるため、 $M_v$  が大きくなる傾向がみられる。しかし、 $N_d$  値については、3 地点とも概ね一致していることから、コーンとロッドの結合形式による影響はあまり大きくないといえる。

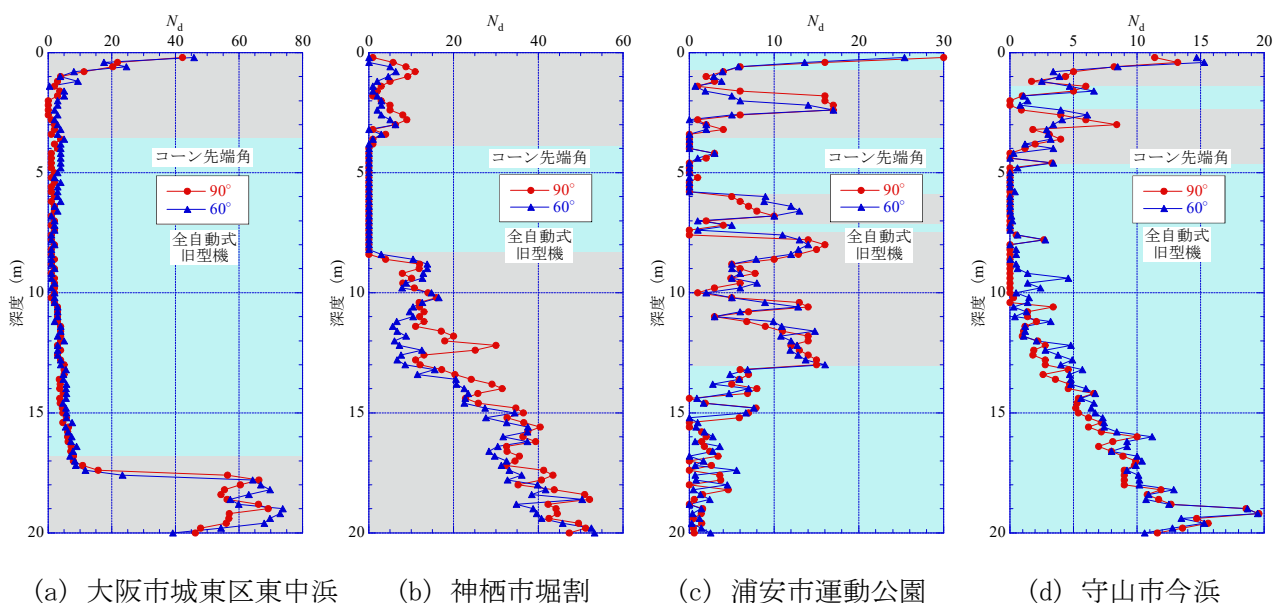


図-1.7 大型動的コーン貫入試験におけるコーン先端角の測定例<sup>9),11)</sup>

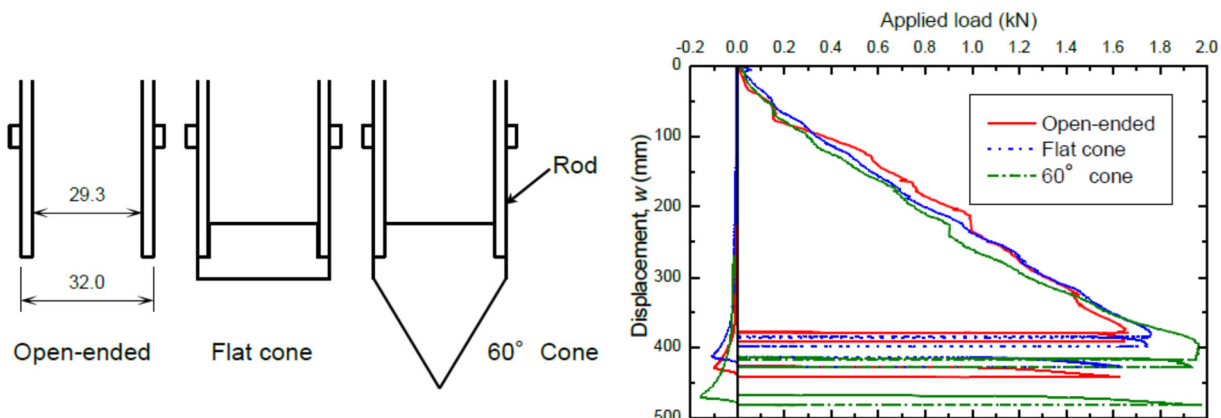
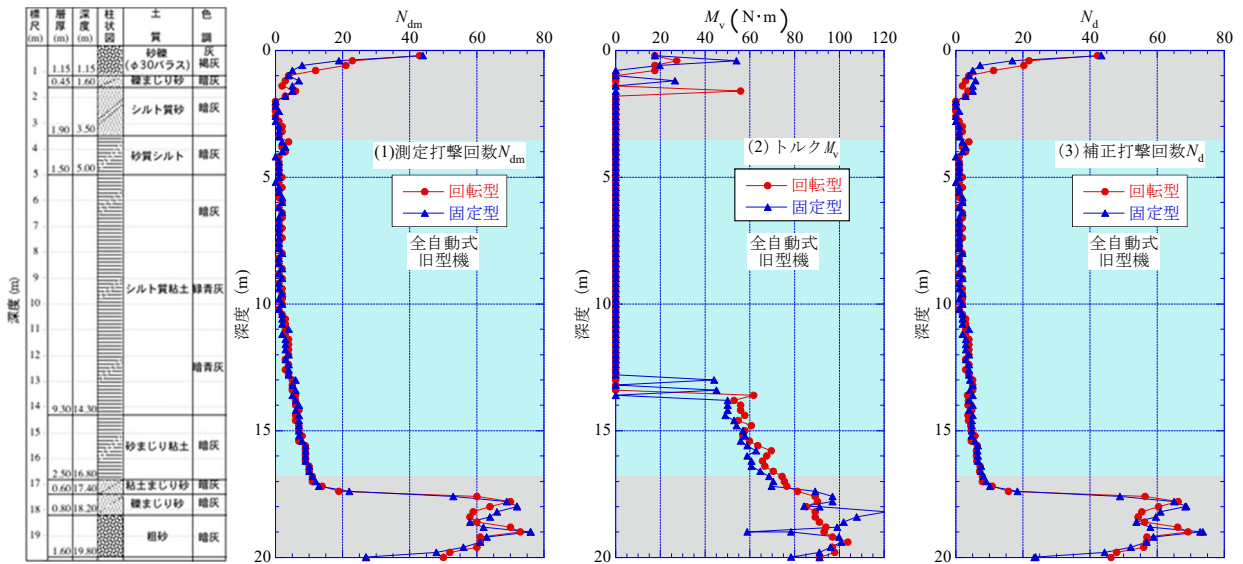
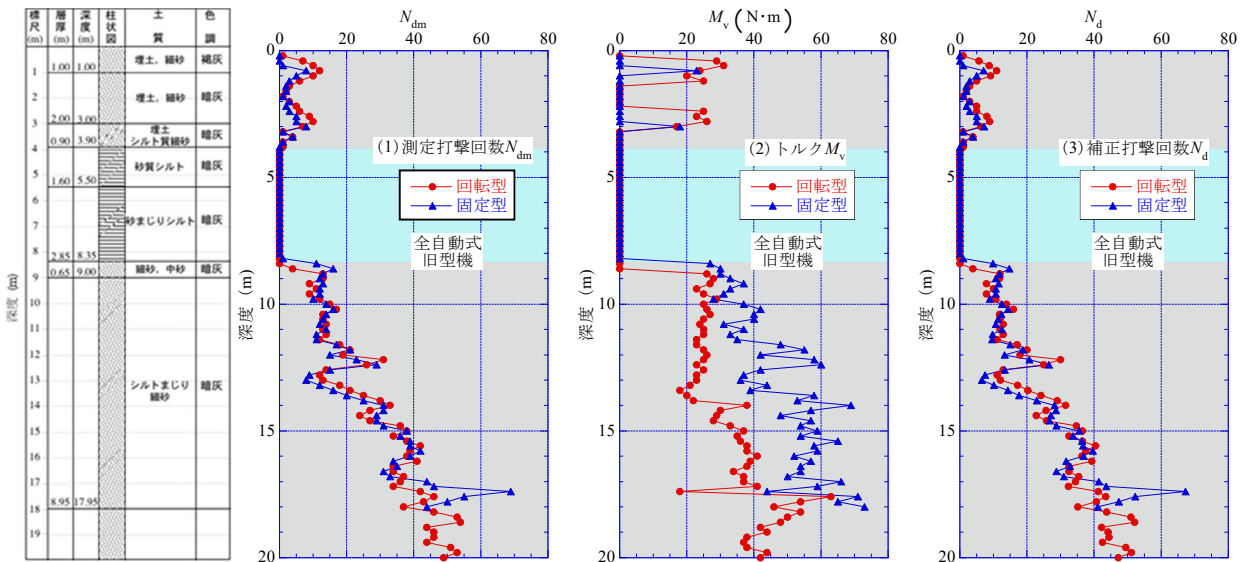


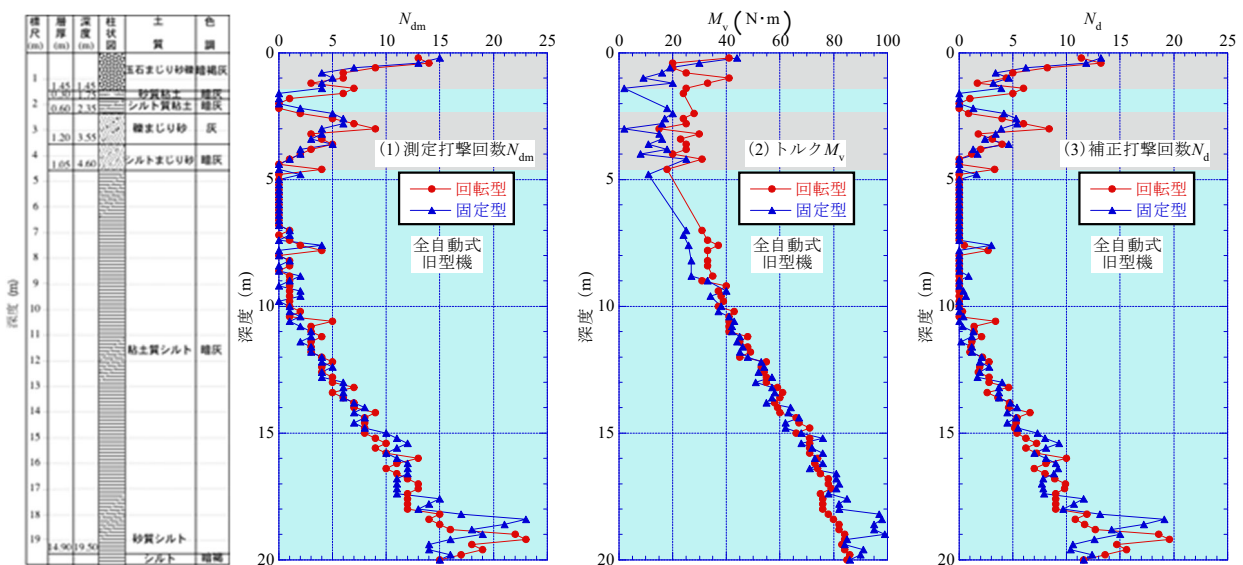
図-1.8 先端形状を変えた模型杭（コーン）の貫入試験結果<sup>12)</sup>



(a) 大阪市城東区東中浜



(b) 神戸市堀割



(c) 守山市今浜

図-1.9 大型動的コーン貫入試験におけるコーンとロッドの結合形式の測定例<sup>9),11)</sup>

### 1.2.2 大型動的コーン貫入試験による液状化予測の研究

建築基礎構造設計指針<sup>13)</sup>では、SPT から求まる  $N$  値とボーリングによる土の細粒分含有率  $F_c$  の結果をもって液状化安全率  $F_L$  を求める。H-DCPT では、 $N_d$  値  $\approx N$  値とし、簡易サンプリングにより  $F_c$  値を求めている。H-DCPT での簡易サンプラーの概要と採取手順を図-1.10<sup>14)</sup>に示す。おおむね採取手順は以下のとおりである。

- ① ロッドの先端にサンプラーを設置し、採取深度まで打撃貫入する。
- ② 所定深度まで貫入させた後、シャフト（ロッド）を引き上げる。
- ③ ロッドを右回転させる。（試料室が開き終わると同時に試料採取がはじまる）
- ④ ロッドを左回転させ試料室を閉じ、ロッドを引き上げる。

このサンプラーは、従来機構のもの（シャフトがないもの、土壌すくいと呼ばれていた）を改善改良したものである。このサンプラーの特徴は試料室にシャフトがあるため打撃貫入が可能であること、シャフトが試料室への土砂の流入を抑制することである。また、シャフトにより装置の変形の抑制や耐久性の向上なども期待できる。

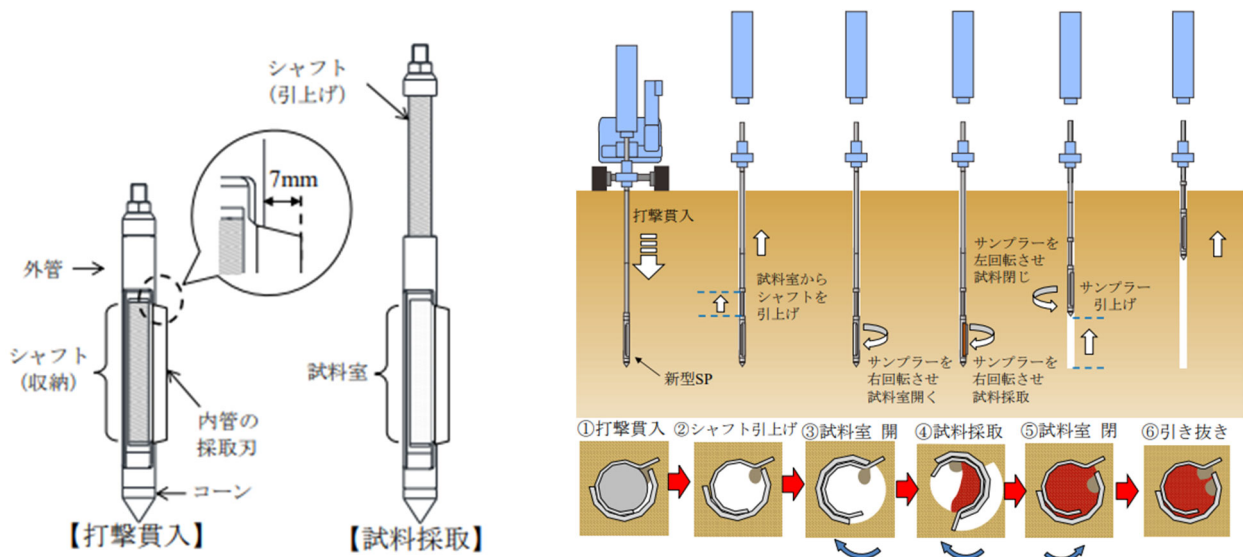


図-1.10 H-DCPT 用の簡易サンプラーの概要と採取手順<sup>14)</sup>

大島ら<sup>15)</sup>は、表-1.2 に示すように H-DCPT（表には SRS として表記）をはじめ、他のサウンディング調査とそのサンプリング試料から液状化指数  $P_L$  値を算出し、SPT により求めた  $P_L$  値と比較している。各種地盤調査から得られる換算  $N$  値と簡易サンプラーで採取した試料で測定した  $F_c$  を併用すれば、低コストのままで液状化判定することは十分可能としている。ただし、簡易サンプラーの機構にはまだ改良の余地があること、液状化判定のためには深度 10m まで少なくとも 1m 間隔で採取する必要があることを指摘している。



表-1.2 5地点の建築基礎構造設計指針に基づく  $P_L$  値 (対象深度 10m) <sup>15)</sup>

地点	$\alpha_{max}$ (gal)	SRS (自重低減機)	MRS	SWS			SPT	地下水位 WL (m)
	簡易 SP			N 社 (Y)	S 社 (N)	H 社 (H,N)		
大阪市 鶴町	200	0.0	0.1	1.7	-	-	1.0	-1.62
	350	2.2	5.8	7.6	-	-	7.5	
	簡易 SP	SRS 従来型	手動 Vibro	(手動 Vibro)	-	-	SPT SP	孔内水位
浦安市港	200	9.8	7.8	6.0	1.5	2.5	7.9	-0.92
	350	27.0	28.1	19.1	19.5	17.8	24.6	
	簡易 SP	SRS 新型	手動 Vibro	SWS 開閉式	(手動 Vibro)	(手動 Vibro)	SPT SP	孔内水位
唐津市原	200	1.7	-	1.1	-	-	2.4	-2.10
	350	17.6	-	8.3	-	-	16.6	
	簡易 SP	SRS 新型	-	SWS 開閉式	-	-	SPT SP	孔内水位
香取市 地点 1	200	4.5	6.6	-	7.2	5.2	-	-1.00
	350	16.9	19.6	-	14.6	19.2	-	
	簡易 SP	SRS 新型	手動 Vibro	-	SWS 貫入式	自動 Vibro	-	SWS H 社
香取市 地点 2	200	0.2	1.8	3.2	1.5	1.0	4.7	-1.30
	350	7.9	8.4	13.1	5.4	5.6	16.2	
	簡易 SP	SRS 新型	手動 Vibro	SWS 開閉式	SWS 貫入式	自動 Vibro	SPT SP	孔内水位

SRS : 大型動的コーン貫入試験, MRS : 中型動的コーン貫入試験

### 1.2.3 動的コーン貫入試験の打撃効率の研究

2011年の東北地方太平洋沖地震後、宅地の液状化判定と対策のための地盤調査法の開発を目的に、2012年に「低コスト・高精度な地盤調査法に基づく宅地の液状化被害予測手法研究委員会」<sup>9)</sup> (委員長: 大島昭彦)が発足した。2012年、2013年の間に全国9地点で、SPT, SWS, 各種DCPT, 簡易サンプリングなどの様々な調査を実施するとともに、宅地地盤情報データベースを活用して、低コスト、高精度な宅地の液状化被害予測手法を開発している。同研究委員会の活動の中で、松本ら<sup>16)</sup>は、滋賀県守山市水保の液状化危険度が高いと想定される砂質土地盤で、表-1.3に示すSPTを含めた各種DCPTにおいて、打撃エネルギーの測定を行い、打撃効率を求めている。表-1.3のTest3 (SRS-Y1a)及びTest8 (SRS-Y1b)はH-DCPTであり、Test3は中実ロッドを、Test8は中空ロッドを使用している。また、Test9がSPTである。

表-1.3に示す各試験において、アンビルから150~200mm下方の位置で、ロッドにひずみゲージと加速度計を対称位置に取り付け、サンプリング周波数1000kHzで、ひずみ $\varepsilon$ と加速度 $\alpha$ を測定している。ひずみ $\varepsilon$ にロッドのヤング率と断面積を乗じて力 $F$ を求め、加速度 $\alpha$ を時間積分することで速度 $v$ を求めている。打撃エネルギー $E_{drv}(t)$ は、次式のとおりである。

$$E_{drv}(t) = \int_0^t F(t) \cdot v(t) \cdot dt \quad (1.1)$$

図-1.11は、SPT (Test9)における測定動的シグナルと伝達エネルギーの計算結果の例 (サンプラー先端深さ: 6.4m) である。図(d)の変位 $w$ は速度 $v$ の時間積分から求めている。計算による1打撃当たりの貫入量 $S$ は19mmであったが、これは実測値18mmとほぼ同様な結果であった。図(e)は打撃エネルギー $E_{drv}(t)$ の算定結果である。打撃エネルギーの大半は、打撃応力が先端で反射され測定レベルに戻ってくる時刻 $t=t_r$ までにロッドに伝達されているが、それ以降も時間とともに少しずつ増加し、一定値に到達している。この一定値 (最終値) を、最終伝達エネルギー $E_{meas}$ と定義し、打撃効率 $e_f$ を次式のとおり $E_{meas}$ とハンマーのポテンシャルエネルギー $mgH$ の比で表している。なお、この $e_f$ は第4章で述べる上打撃効率 $e_{12}$ と同じものである。

$$e_f = E_{meas} / (mgH) \quad (1.2)$$



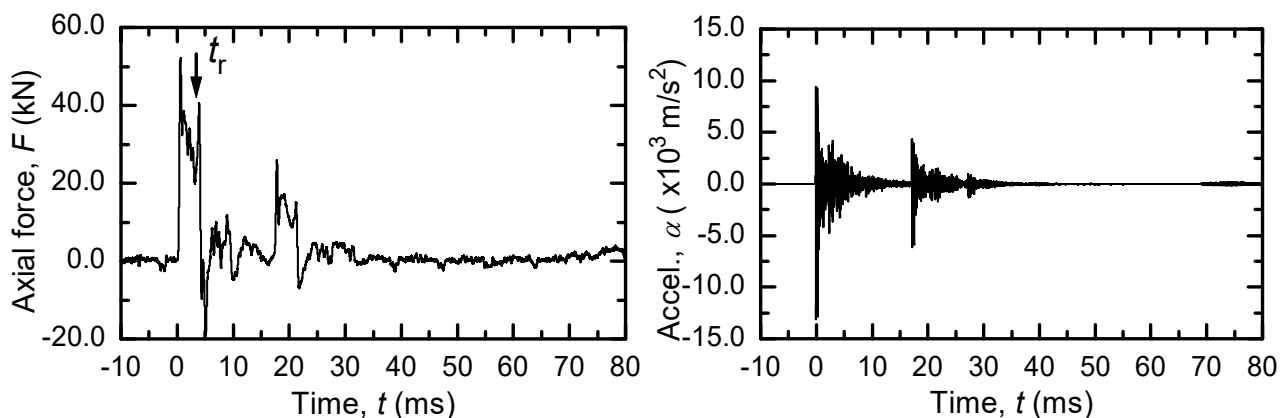
図-1.12は、H-DCPTの深さ $z$ と打撃効率 $e_f$ の関係である。また、表-1.3には各試験の打撃効率 $e_f$ の平均値及び変動係数COV (Coefficient of Variance)を示している。H-DCPTの打撃効率 $e_f$ の平均値は、Test3では67.5%、Test8では62.1%であった。Test8では、図-1.12(2)より $e_f$ が非常に小さい値が2つあり、これらを除くと $e_f$ の平均値は64.5% (COV = 0.125)となる。SPT (Test9)の $e_f$ の平均値は、63.0%であった。打撃効率の詳細については、第4章を参照されたい。

表-1.3 標準貫入試験と動的コーン貫入試験装置の仕様、及び打撃エネルギー測定結果<sup>16)</sup>

Test No.	Device name	Rod						Cushion	Hammer		Ratio of dia. of anvil to hammer $D_a/D_h$	Driving efficiency	
		O.D. (mm)	I.D. (mm)	Area (mm <sup>2</sup> )	Density (ton/m <sup>3</sup> )	Young's mod. (kPa)	Wave veloc. (m/s)		Mass (kg)	Fall height (mm)		Mean $e_f$ (%)	COV of $e_f$
1	Ramda	32.0	-	804.2	7.647	$2.06 \times 10^8$	5190	Yes	63.5	500	0.54	59.4	0.234
2	MRS	28.0	-	615.8	7.665	$2.06 \times 10^8$	5184	Yes	30.0	350	0.56	74.7 (8 blows)	0.056
3	SRS-Y1a	32.0	-	804.2	7.925	$1.93 \times 10^8$	4935	Yes	63.5	500	0.71	67.5	0.059
4	Penny	20.0	-	314.2	7.671	$2.00 \times 10^8$	5106	Yes	30.0	200	0.29	51.6	0.247
5	PDC ( $\mu$ RS)	19.0	7.0	245.0	7.590	$2.06 \times 10^8$	5210	No	5.0	500	0.26	59.8	0.265
6a	SRS-O	32.0	-	804.2	7.647	$2.06 \times 10^8$	5190	No	63.5	500	0.71	78.7 (16 blows)	0.051
6b	SRS-O	32.0	-	804.2	7.647	$2.06 \times 10^8$	5190	1 sheet	63.5	500	0.71	72.7 (5 blows)	0.024
6c	SRS-O	32.0	-	804.2	7.647	$2.06 \times 10^8$	5190	2 sheets	63.5	500	0.71	60.7 (16 blows)	0.134
7	PDC (MRS)	28.6	18.6	370.7	8.201	$2.06 \times 10^8$	5012	Yes	30.0	350	0.56	76.2	0.126
8	SRS-Y1b	32.0	16.0	603.2	7.930	$1.93 \times 10^8$	4934	Yes	63.5	500	0.71	62.1	0.186
9	SPT	40.5	31.0	533.5	8.529	$2.00 \times 10^8$	4843	No	63.5	750	0.39	63.0	0.090
10	DPM-HT	28.0	-	615.8	7.600	$2.06 \times 10^8$	5206	Yes	30.0	350	0.42	61.2	0.058
11	DSPT	19.0	-	283.5	7.724	$2.06 \times 10^8$	5164	No	10.0	500	0.53	58.1	0.113
12	PDCPT	16.0	-	201.1	7.809	$2.06 \times 10^8$	5136	No	5.0	500	0.83	74.0	0.037
13a	SH	16.0	-	201.1	7.858	$1.93 \times 10^8$	4956	No	3.0	500	1.0	56.1	0.037
13b	SH	16.0	-	201.1	7.858	$1.93 \times 10^8$	4956	No	5.0	500	1.0	68.4	0.067

Note: O.D. = Outer diameter, I.D. = Inner diameter

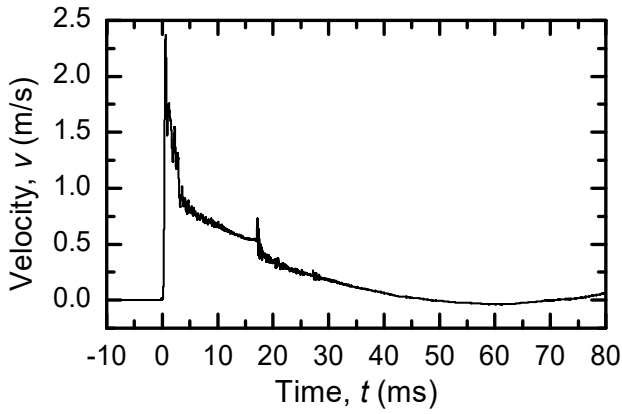
SRS = Swedish Ram Sounding, MRS = Mini Ram Sounding



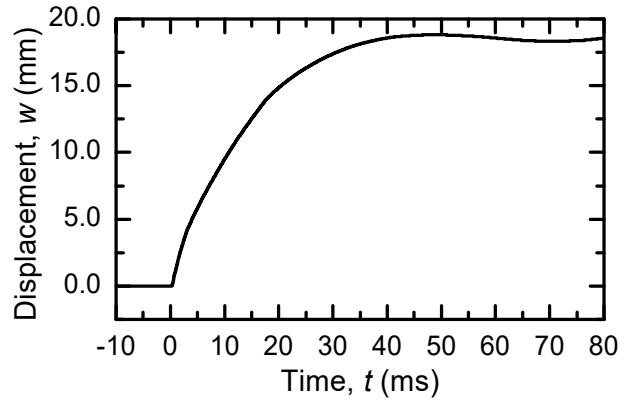
(a) 測定したロッドの力

(b) 測定したロッドの加速度

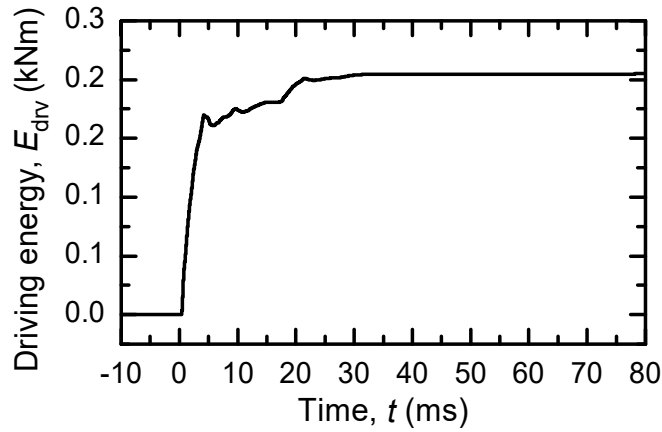
図-1.11 SPT (Test9)における測定動的シグナルと計算結果の例 (つづく)<sup>16)</sup>



(c) 速度の計算結果

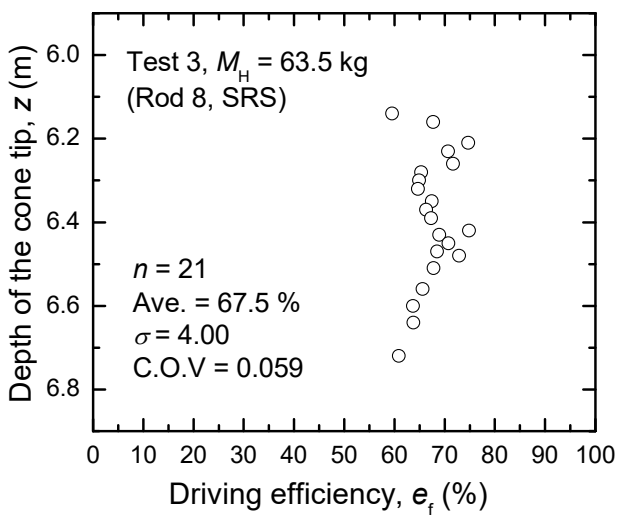


(d) 変位の計算結果

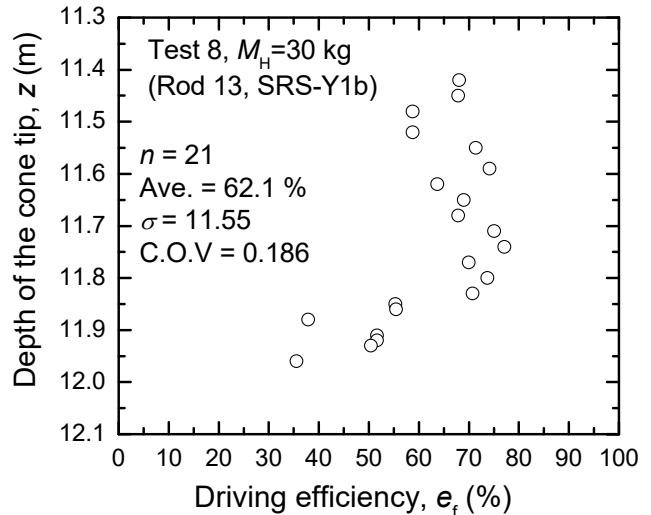


(e) 打撃エネルギーの計算結果

図-1.11 SPT (Test9) における測定動的シグナルと計算結果の例 (つづき) <sup>16)</sup>



(a) Test3 (SRS-Y1a)



(b) Test8 (SRS-Y1b)

図-1.12 深さ  $z$  と打撃効率  $e_f$  の関係 <sup>9)</sup>

### 1.3 研究の目的

本研究は、約 10 年前から実施された地盤調査一斉試験（大阪市立大学大島教授が主催）での、H-DCPT の結果をまとめたものである。当初から H-DCPT の結果に与える要因の検討、簡易サンプラーによる土試料の採取や液状化予測、SPT をはじめとした各種サウンディングとの比較検討などを行ってきた。一斉試験により蓄積された H-DCPT の  $N_d$  値と SPT の  $N$  値を比較すると、砂質土では  $N_d$  値と  $N$  値は比較的一致するが、粘性土の場合で、かつ調査深度が 10~15m を超えると  $N_d$  値の方が大きくなることがわかってきた。SPT の  $N$  値で、地盤の許容応力度算定、杭の支持力算定、液状化危険度判定などが可能なため、一般建築物の地盤調査のほとんどの場合は SPT を実施する。しかし、戸建て住宅のような小規模建築物ではコストの面から SPT を実施することは少ない。その代わりに H-DCPT を実施する場合には、 $N_d$  値の適用性や位置づけを明確にし、まずは  $N$  値との関係を明らかにする必要がある。

土質によって  $N_d$  値と  $N$  値の関係が異なるのは、両者の貫入メカニズムの違いによると考えられるが、地表面からロッドを連続的に貫入する H-DCPT では、SPT に比べてロッドと地盤との間に発生する周面摩擦力の影響が大きいのは事実である。現状では H-DCPT の 200mm 貫入毎にロッドを水平方向に回転させた時のトルクによって打撃回数を補正しているが、打撃貫入中の周面摩擦力は鉛直方向の動的摩擦力であり、従来のトルクによる補正が正しいかは不明であった。

そこで、本研究では、まず、日本全国の 32 地点で H-DCPT と SPT の比較を行い、現状の  $N_d$  値と  $N$  値の関係、及び粘性土での  $N_d$  値と非排水せん断強さ  $s_u$  値との関係を調べる。次に、後半の 6 地点では、ロッドの上部と先端に荷重計と加速度計を設置し、H-DCPT の打撃貫入時の動的挙動を測定し、測定した荷重と加速度から打撃効率を算出し、打撃効率に基づく動的周面摩擦力を求める。また、動的測定結果に一次元波動理論を適用して理論的な動的周面摩擦力を求める。これら 2 種類の動的周面摩擦力と通常トルクによる周面摩擦力を比較し、後者の位置付けを検討する。また、一次元波動理論に基づく周面摩擦力とトルクによる周面摩擦力は比例関係にあったため、正しい周面摩擦力を基にして通常トルクによる補正量をさらに補正する実用的な補正打撃回数を提案する。さらに、提案した補正打撃回数と  $N$  値、 $s_u$  値との相関性を検討する。

以上から、H-DCPT を用いた評価結果の高精度化をはかり、住宅・建築業界における適用性を高めることが本研究の目的である。

## 1.4 本論文の構成

以下に本論文の各章の概要を述べる。

**第1章**では、まず、研究の背景として大型動的コーン貫入試験（H-DCPT）の建築業界における位置づけや有効性、採用事例を紹介する。次に、H-DCPTの試験結果に与える各種要因、液状化予測、打撃効率に関する既往の研究を紹介する。そして、本研究の目的を示し、論文の構成を述べる。

**第2章**では、本研究で使用したサウンディング調査方法（SPT, H-DCPT）、室内せん断試験方法を述べ、H-DCPT結果の整理方法を示す。さらに、本研究で過去10年間に行った日本全国の32調査地点とその地盤性状を示す。各地点の詳細な調査位置は付録にまとめる。

**第3章**では、まず、日本全国32地点のH-DCPTの試験結果を示し、H-DCPTの $N_d$ 値とSPTの $N$ 値との関係を示す。次に、粘性土地盤を対象に非排水せん断強さ（ $q_u/2$ ,  $s_{ub}$ ）と $N_d$ 値との関係を示す。最後に、試験後の試験孔の傾斜角を測定し、試験結果に与える傾斜の影響を考察する。

**第4章**では、H-DCPTのロッドの上部と先端に荷重計と加速度計を設置し、6地点で打撃時の動的計測を行い、ロッド上部と先端の打撃効率を算出するとともにそれに基づく打撃回数の補正と動的な周面摩擦力の算定を試みる。また、試験結果に一次元波動理論を適用して動的な周面摩擦力を算定し、通常のトルク測定から想定される静的な周面摩擦力と比較する。

**第5章**では、H-DCPTのトルク測定により想定される静的周面摩擦力と打撃効率及び一次元波動理論に基づく動的周面摩擦力との関係から、新たに実用的な補正打撃回数 $N_{dE}$ 、 $N_{dF}$ を提案する。さらに、補正打撃回数 $N_{dF}$ の妥当性を確認するため、過去に実施したH-DCPTの結果に適用し、SPTの $N$ 値との相関を示す。また、補正打撃回数 $N_d$ 値、 $N_{dF}$ 値と非排水せん断強さ $s_u$ 値との関係を示し、その相関性を示す。

**第6章**では、各章で得られた結果を要約し、本論文の結論をまとめる。

## 参考文献

- 1) R. Dahlberg and U. Bergdahl : Investigations on the Swedish Ram-Sounding Method, European Symposium on Penetration Testing, 93-102, 1974.
- 2) 佐藤勝英・岩崎恒明：オートマチックラムサウンドの試験装置と結果の一例について，サウンドイングシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.213～222，1980.
- 3) ISO 22476-2 Geotechnical investigation and testing - Field testing- Part 2: Dynamic probing, 2005.
- 4) 地盤工学会：新規制定地盤工学会基準・同解説 動的コーン貫入試験方法（JGS 1437-2014），2016.
- 5) 日本工業規格 動的コーン貫入試験方法 Method for dynamic cone penetration test, JIS A 1230 : 2018.
- 6) 一般財団法人 日本建築総合試験所：建築技術性能証明 評価概要報告書 D-TEC PILE 工法Ⅱ-小口径鋼管を用いた杭状地盤補強工法-（改定1），GBRC 性能証明 第14-29号 改1，2017.
- 7) 平田茂良，山本明弘，西田功，伊藤義行，佐藤博，大島昭彦：滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その3：大型動的コーン貫入試験），第48回地盤工学研究発表会，No.88，pp.175-176，2013.
- 8) 平田茂良，山本明弘，市村仁志，大島昭彦，山田卓，平田拓也，西田功：大型動的コーン貫入試験における打撃装置自重の影響，第49回地盤工学研究発表会，No.37，pp.73-74，2014.
- 9) 地盤工学会「低コスト・高精度な地盤調査法に基づく宅地の液状化被害予測手法研究委員会」：建設技術研究開発費補助金総合研究報告書，低コスト・高精度な地盤調査法に基づく宅地の液状化被害予測手法の開発，2014.
- 10) 丸尾史郎，榎田智之，武藤真幸，大島昭彦，平田茂良，柴田芳彦，西田功：大型動的コーン貫入試験装置の改良，第49回地盤工学研究発表会，No.98，pp.195-196，2014.
- 11) 山本明弘，平田茂良，市村仁志，大島昭彦，山田卓，柴田芳彦：大型動的コーン貫入試験の調査方法に関する考察，第49回地盤工学研究発表会，No.97，pp.193-194，2014.
- 12) 杉浦沙紀，Le Ta PHAN，松本樹典，小林俊一，下野慎也：乾燥砂地盤における静的・動的コーン貫入試験に関する基礎的実験（その1：実験概要），第48回地盤工学研究発表会，No.173，pp.345-346，2013.
- 13) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.61-65，2001.
- 14) 榎田智之・武藤真幸・丸尾史郎・大島昭彦・平田茂良・柴田芳彦・西田功：動的コーン貫入試験用の簡易サンプラーの適用性，第49回地盤工学研究発表会，No.44，pp.87-88，2014.
- 15) 大島昭彦・平田拓也・山田卓・平田茂良・深井公・下平祐司・金哲鎬：宅地の各種地盤調査法を用いた液状化判定の比較，日本材料学会第11回地盤改良シンポジウム，pp.195-202，2014.
- 16) T. Matsumoto, Le Ta Phan, Akihiko Oshima, Shinya Shimono : Measurements of driving energy in SPT and various dynamic cone penetration tests, Soil and Foundations, Vol. 55, pp.201-212, 2015.

## 第2章 調査方法及び調査地点

### 2.1 ボーリング・標準貫入試験(SPT)

ボーリング (Boring) は、掘削機を用いて地盤内に孔を掘る方法・作業をいう。土木・建築の建設工事では、サウンディング (地盤強度を求める)、サンプリング (試料採取を行う)、調査機器設置などで地盤を削孔する目的で使われている。

標準貫入試験 (Standard Penetration Test, SPT) は、ボーリングロッドの先端に取り付けたSPTサンプラーをハンマー打撃で動的貫入することによって地盤の硬軟、締まり具合の判定及び土層構成を把握するための試料を採取する方法としてJIS A 1219に規定されている<sup>1)</sup>。SPTは、質量63.5kgのハンマーを高さ760mmから自由落下させ、ボーリングロッド頭部に取り付けたアンビル (ノッキングブロック) を打撃し、ボーリングロッド先端に取り付けた中空円筒のSPTサンプラー (外径51mm, 内径35mm) を300mm貫入させるのに要する打撃回数をN値として計測する。一般には深さ1.0m毎に実施するが、本研究のように、深さ0.5m毎に連続的に行う場合もある。SPTはボーリング作業と並行して行い、ロッドよりも径の大きなボーリング孔を事前に削孔するため、他のサウンディング試験とは異なり、地盤とロッドとの間に周面摩擦力が働かない。そのため、N値は任意の深度の正確な地盤強度を測定することができ、かつSPTサンプラーにより試料採取も同時に行うことができるので、地盤構造の複雑な日本で多用されている。ボーリングマシンの例を図-2.1, SPTの概要図を図-2.2に示す。また、ボーリング・SPTの状況を写真-2.1に示す。

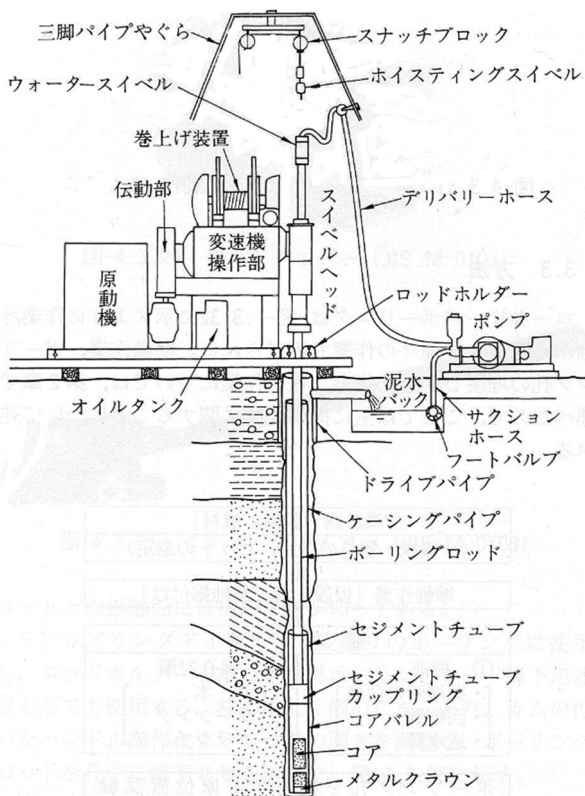


図-2.1 ボーリングマシンの例<sup>2)</sup>

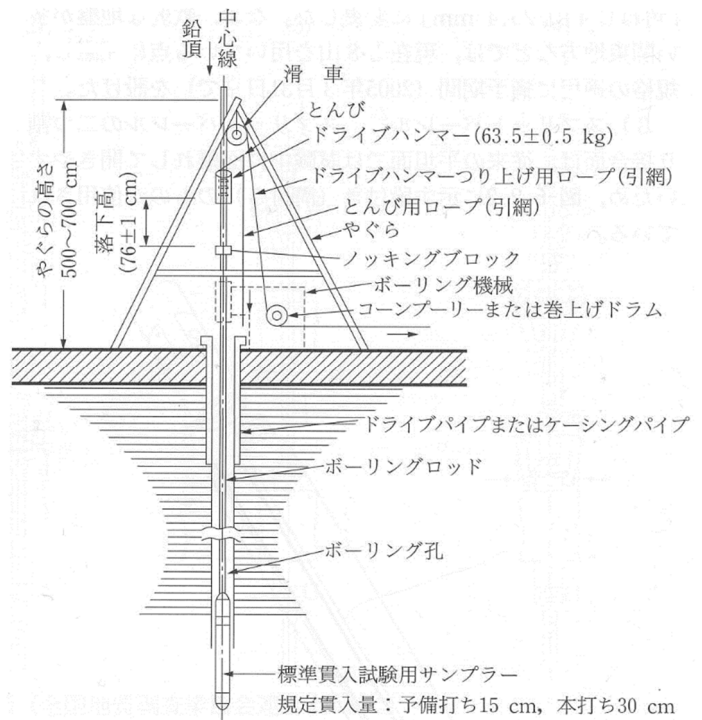


図-2.2 標準貫入試験 (SPT)<sup>3)</sup>





(1) ボーリング・SPT 実施の風景



(2) ボーリング孔



(3) ボーリング・SPT で用いる中空ロッド



(4) SPT サンプラーによる試料採取状況

写真-2.1 ボーリング・SPT の状況

## 2.2 大型動的コーン貫入試験 (H-DCPT)

### 2.2.1 試験概要

大型動的コーン貫入試験 (Heavy-Dynamic Cone Penetration Test, H-DCPT) は、先端にコーンをつけたロッドをハンマーの打撃によって地盤に連続的に打ち込み、貫入量と打撃回数から地盤の硬軟、締まり具合を調べる試験として JIS A 1230 に規定されている<sup>4)</sup>。JIS A 1230:2018 では、中型動的コーン貫入試験 (1 打撃当たりの単位面積エネルギーが、 $98\text{kJ/m}^2$  となるもの) と大型動的コーン貫入試験 (1 打撃当たりの単位面積エネルギーが、 $196\text{kJ/m}^2$  となるもの) が規定され、中型の打撃エネルギーは大型の 1/2 倍になっている。表-2.1 に試験装置の寸法及び質量を、図-2.3 に試験に用いるコーンの形状を、図-2.4 に動的コーン貫入試験装置の例を示す。

表-2.1 中型及び大型動的コーン貫入試験装置の寸法及び質量<sup>4)</sup>

動的コーン貫入試験装置		記号	単位	寸法及び質量	
種類	仕様			中型	大型
打撃装置	ハンマー質量	$m$	kg	$30.0 \pm 0.3$	$63.5 \pm 0.5$
	落下高さ	$h$	mm	$350 \pm 10$	$500 \pm 10$
	最大総質量 <sup>a)</sup>	—	kg	70	115
アンビル	直径 <sup>b)</sup>	$d_a$	mm	$50 < d < d_h$	$50 < d < 0.5 d_h$
	最大質量 <sup>c)</sup>	$m_a$	kg	18	18
コーン	公称断面積	$A$	$\text{mm}^2$	1 052	1 590
	底部直径	$d$	mm	$36.6 \pm 2.0$	$45.0 \pm 2.0$
	マントル長さ	$L$	mm	$69.0 \pm 3.0$	$90.0 \pm 2.0$
	円すい形部分長さ	$L_c$	mm	$18.3 \pm 2.0$	$22.5 \pm 2.0$
ロッド	最大質量	$m_r$	kg/m	5.0	6.7
	外径	$d_r$	mm	$28.0 \pm 0.4$	$32.0 \pm 0.4$
	長さ当たりのたわみの割合	—	%	0.1	0.1

注<sup>a)</sup> 打撃終了後にロッドに作用する質量

注<sup>b)</sup>  $d_h$  はハンマー外径

注<sup>c)</sup> ハンマーガイドを含む最大質量

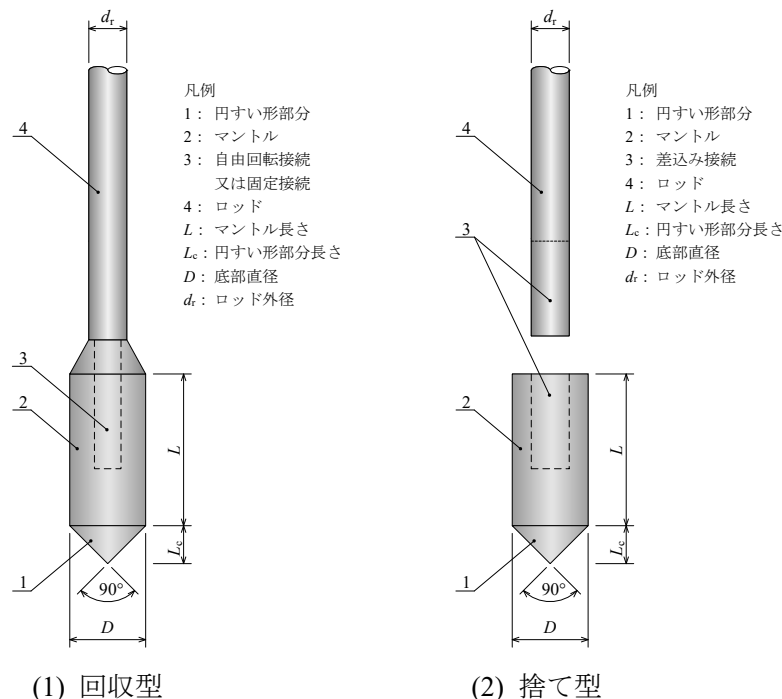


図-2.3 動的コーン貫入試験に用いるコーン<sup>4)</sup>



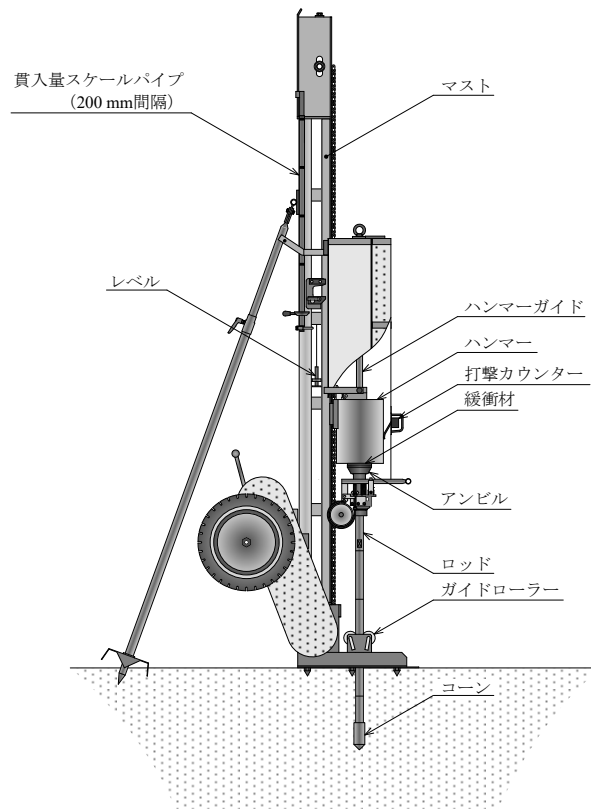


図-2.4 動的コーン貫入試験装置の例<sup>4)</sup>

## 2.2.2 試験方法

H-DCPT は、63.5kg のハンマーを高さ 500mm から自由落下させ、先端にコーンをつけたロッドを地盤に打ち込み、貫入量 200mm 毎の打撃回数  $N_{dm}$  を測定する。ただし、ロッドを地表面から連続的に貫入するため、地盤とロッドの間に周面摩擦力が働き、打撃回数が過大となる。そのため、打撃後にロッドを円周方向に回転させた時の最大トルク  $M_v$  を測定し、打撃回数の補正を行っている。なお、打撃時のハンマーの衝突音の低減及び装置の損傷を最小限とするため、アンビルの上に緩衝材を設置している。緩衝材は、一般に厚さ 8mm の硬質ウレタン（硬度 90）を用いている。

以下は、JIS A 1230 : 2018 での試験方法を加筆修正したものである。

- 1) 試験装置は、試験中に水平方向に変位しないように設置し、ロッドの鉛直性が 2%以下となるよう打撃装置を据え付ける。
- 2) コーンを 1 分間に 15~30 回の打撃で、地盤に連続的に打ち込み、200mm の貫入毎の打撃回数を  $N_d$  値として記録する。なお、5 分間以上の試験の中断は、全て記録する。
- 3) ハンマーの上昇中にアンビル及びロッドに荷重を加えない。
- 4) ロッドは、ロッドに不適切な曲げが生じないように、鉛直に打ち込む。ロッドを継ぎ足したとき、そのロッドの鉛直性が 2%以下とする。鉛直性が 5%を超えた場合には、報告する。
- 5) 軟弱粘土の場合は、必要に応じて 1 打撃当たりの貫入量を記録する。打撃前に自沈が生じた場合は、自沈量を記録する。打撃中に自沈が生じるような場合には、1 打撃後の自沈がほぼ収まったことを確認した上で、次の打撃を行う。
- 6) ロッドのトルク測定は、少なくとも 1m の貫入毎にロッドを 1.5 回以上回転させるか、又は最大トルクに達するまで回転させて行う（本研究では全て 0.2m 貫入毎にトルクを測定する）。トルクは、ト

ルクレンチ又はこれと同等以上の精度をもつ装置（全自動式試験機では油圧センサーによる）で計測し、記録する。ただし、トルク測定後、ロッド間の緩みが生じないように、50回の打撃毎にロッドを1.5回以上回転させる。

- 7) 中型で200回、大型で100回の打撃を行っても、貫入量が200mmに達しない場合は、その貫入量を記録して、試験を終了する。また、200mmの貫入に対して中型で100回以上、大型で50回以上の打撃回数が5回連続した場合、試験を終了する。
- 8) 試験終了後、打撃装置を外し、引抜き装置（全自動式試験機ではスイベルヘッドの油圧）によってロッドを引き抜き、ロッドの直線性及び状態を目視によって点検する。

### 2.2.3 全自動式試験機

本研究では、写真-1.1に示した全自動式試験機（YBM社製）を使用した。全自動式は、ハンマーの打撃とトルクの測定、調査時間、調査深度、打撃回数及び測定トルクの記録を自動で行い、ロッドの継足しのみが手動である。

図-2.5に全自動式試験機の概要<sup>5),6)</sup>を示す。この試験機は従来型試験機を改良した打撃装置自重低減型の新型機である（両者の違いは表-2.2に示す）。打撃装置は①ハンマーフィールドシリンダ、②クロー、③ハンマー、④アンビル、⑤バケット及び⑥アンビル検出用近接センサーで構成され、総質量は177.5kgである。従来型は、打撃中及び自沈中に打撃装置の総質量がロッドに加わっていた。新型機では、新たに追加した⑥アンビル検出用近接センサー及び⑬深度検出用リニアエンコーダーの情報をもとに⑮リフト制御用切替バルブを制御することによって、⑦リフトで常に打撃装置を支持しながら試験を行う。改良によって、自沈時にアンビルを通じてロッドに加わる荷重は177.5kgから80.5kg（③ハンマー+④アンビルの質量）に、打撃時に加わる荷重は177.5kgから17kg（④アンビルの質量）に軽減された。従来機と新型機の試験結果の比較は、1.2.1(1),(2)に示した。

現場でのH-DCPTの試験時の様子を写真-2.2に示す。

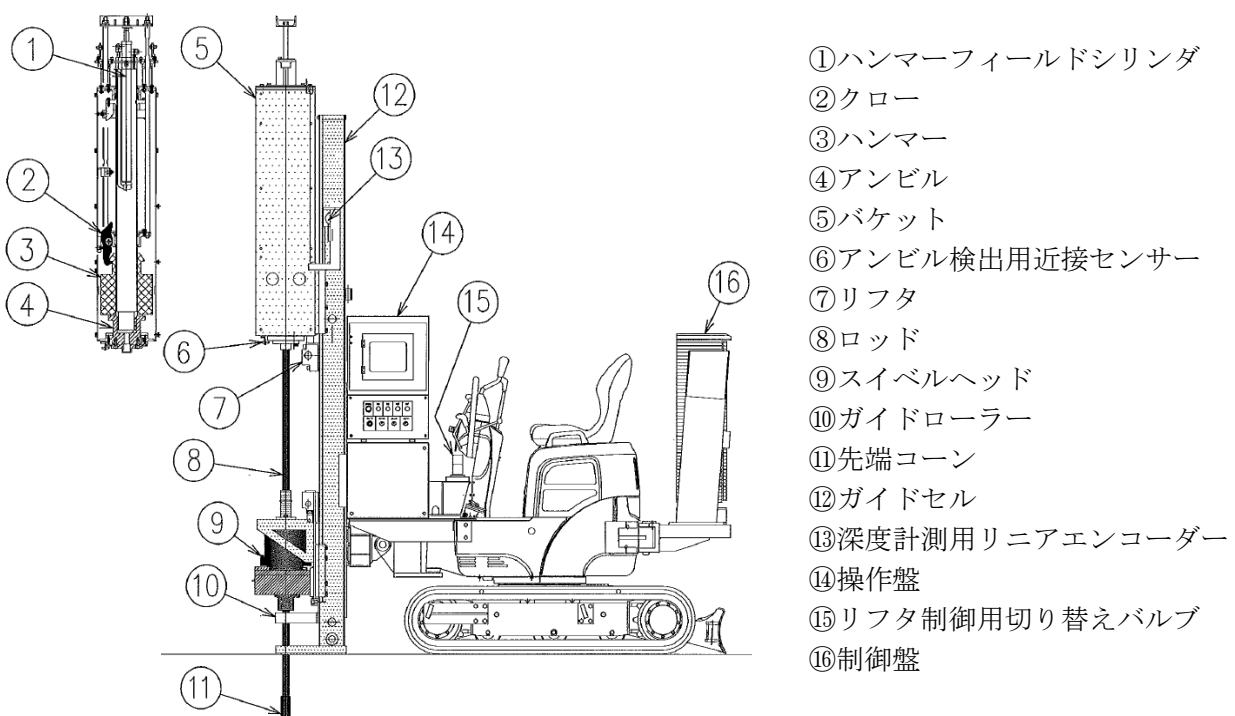
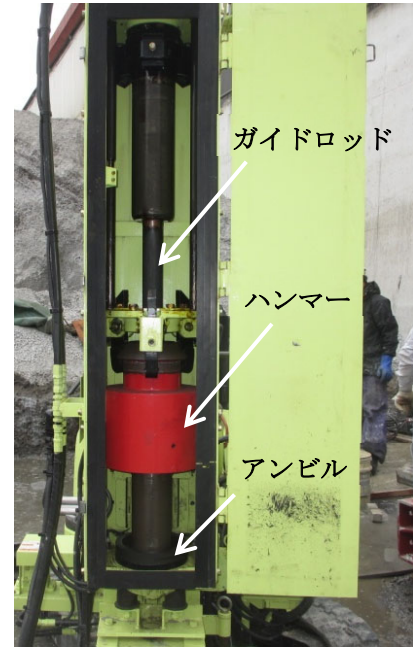


図-2.5 全自動式 H-DCPT 試験機の概要<sup>5)</sup>



(1) H-DCPT 機の全体像



(2) H-DCPT の打撃部



(3) 中空ロッド



(4) 先端コーン部

注意 \* USBメモリは、USB2.0規格でメーカー推奨のものをご使用ください。(容量2GB以下)  
\* USBメモリは、衝撃や振動、湿気等により破損する場合があります。  
大切な施工データは、プリンタにも記録されることをお勧めします。 Z401-1033

メニュー	ラム(1)	砂質(1)	粘性(2)
残データ数 1984	現場No 28		
	測点No 1		
深度 (m)	打撃数 (Nd <sub>m</sub> )	トルク (N·m)	貫入速度 補正値 Nd mm/秒
2.40	7	65	2.6 4.4
2.60	12	69	2.8 9.2
2.80	36	193	7.7 28.3
3.00	67	168	6.7 60.3
3.20	105	162	6.5 98.5
3.40	0	0	0.0 154

(5) 試験モニターの表示

写真-2.2 H-DCPT の試験時の様子



## 2.2.4 手動式，半自動式試験機

H-DCPT の試験機には，全自動式以外に，半自動式及び手動式がある。半自動式は，ハンマーの引き上げと落下を自動化しており，トルク測定，データ収録，ロッドの継足しは手動で行う。手動式は全ての操作が手動であるが，コンパクトに分解でき，人力で運搬できるため，狭小地での調査も可能である。H-DCPT の試験機の種類と仕様を表-2.2 に示す。ハンマー質量，落下高，コーン形状，ロッド直径等は共通であるが，ハンマーガイド径，ハンマー直径，アンビル直径等が異なる。写真-2.3 に半自動式，写真-2.4 に手動式の試験機の例を示す。なお，全自動式，半自動式，手動式の試験結果の比較は，1.2.1 (1) に示した。

第3章以降の H-DCPT の試験結果は全自動式の新型機によるものである。

表-2.2 H-DCPT の試験機の種類と仕様

試験機の種類	全自動式 Y社		半自動式		手動式
	旧型機	新型機	O社	T社	
ハンマーガイド径(mm)	101.6	48.6	25	40.5	40.5
ハンマー直径 $d_h$ (mm)	246	246	198	178	180
アンビル直径 $d_a$ (mm)	155	120	100	88	97
アンビル径/ハンマー径 $d_a/d_h$	0.63	0.49	0.51	0.49	0.54
打撃装置総質量(kg)	177.5	80.5	90	84.7	93
ハンマー質量 $m$ (kg)			63.5		
落下高 $H$ (mm)			500		



写真-2.3 H-DCPT の半自動式試験機の例  
(トラバース社製)



写真-2.4 H-DCPT の手動式試験機の例  
(JDF 社製)

## 2.2.5 結果の整理方法

### (1) 動的コーン貫入試験でのトルクによる打撃回数の補正方法（ $\beta$ 値の決定）

図-2.6に動的コーン貫入試験の概要を示す。ある測定貫入量毎に、ロッドを回転させた時のトルク  $M_v$  を測定し、それによる周面摩擦分の打撃回数の補正量は一般に以下に示す方法<sup>7),8)</sup>で行われる。

$f_s$ をロッドと土の周面摩擦応力(N/m<sup>2</sup>),  $L$ を地中のロッド長さ(m),  $d_r$ をロッド直径(m)とすれば、ロッドに働く上向きの周面摩擦力  $F_s$ (N)は、次式となる。

$$F_s = f_s(\pi \cdot d_r \cdot L) \quad (2.1)$$

打撃回数測定 of 貫入量  $P$  (m) 当たりの土とロッドの周面摩擦に費やされるエネルギー  $E_{skin}$  は次式で示される。

$$E_{skin} = F_s \times P = f_s(\pi \cdot d_r \cdot L) \times P \quad (2.2)$$

次に、測定されるトルク  $M_v$ (N・m)は  $F_s$  から式(2.3)で求められ、式(2.2)に式(2.3)を代入すると、 $E_{skin}$  は式(2.4)で求められる。

$$M_v = F_s \times \frac{d_r}{2} = f_s(\pi \cdot d_r \cdot L) \times \frac{d_r}{2} \quad (2.3)$$

$$E_{skin} = \frac{2P}{d_r} \times M_v \quad (2.4)$$

一方、重力加速度  $g = 9.81$ (m/s<sup>2</sup>)とすると、質量  $m$ (kg)のハンマーの落下高  $H$ (m)による1打撃当たりのエネルギー  $E_{blow}$  は次式のようになる。

$$E_{blow} = mgH \quad (2.5)$$

よって、貫入量  $P$  (m) 当たりの周面摩擦力による打撃回数の補正量は式(2.6)で求められ、周面摩擦を補正した打撃回数  $N_d$  値は測定打撃回数  $N_{dm}$  値より式(2.7)で求められる。

$$N_{skin} = \frac{E_{skin}}{E_{blow}} = \frac{2P}{d_r \cdot mgH} \times M_v \quad (2.6)$$

$$N_d = N_{dm} - N_{skin} = N_{dm} - \beta \cdot M_v \quad (2.7)$$

$$\beta = \frac{2P}{d_r \cdot mgH} \quad (2.8)$$

式(2.8)の $\beta$ がトルクによる周面摩擦補正係数となり、動的コーン貫入試験の打撃仕様によって決定される。H-DCPTでは  $m=63.5$ kg,  $H=0.5$ m,  $d_r=0.032$ m,  $P=0.2$ m であるため、 $\beta$ 値は0.040となる(表-2.3<sup>8)</sup>参照)。

ここで本来、打撃貫入に対する上向きの動的な摩擦力を補正すべきであるが、トルク  $M_v$  で推定しているのは円周方向の静的な摩擦力であり、実際とは摩擦力の質の違い及び摩擦力の向きが異なるため、トルク補正を用いることが適切か懸念されているが、これについては第4章で述べる。なお、 $M_v$  から求められる周面摩擦力  $F_{sMv}$  は式(2.3)より、次式で示される。

$$F_{sMv} = \frac{2M_v}{d_r} \quad (2.9)$$

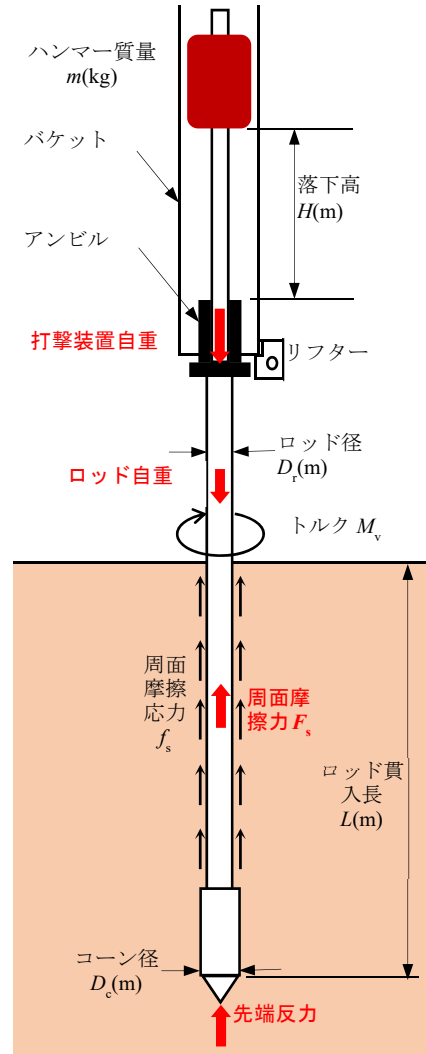


図-2.6 動的コーン貫入試験の概要

表-2.3 各種動的貫入試験の打撃仕様と補正係数<sup>8)</sup>

試験名	SPT		大型	中型	小型
			H-DCPT 全自動	H-DCPT	PDCPT
メーカー	JIS 仕様		YBM	OYO	JGS 仕様
ハンマーガイド径 (mm)	40.5		48.6	20	16
ハンマー直径 $d_h$ (mm)	180		246	160	60
アンビル直径 $d_a$ (mm)	71		120	90	50
アンビル径/ハンマー径 $d_a/d_h$	0.39		0.49	0.56	0.83
打撃装置総質量 (kg)	63.5		81.4	62	5
ハンマー質量 $m$ (kg)	63.5		63.5	30	5
落下高 $H$ (mm)	750		500	350	500
コーン先端角(°)	非閉塞*1	閉塞*2	90	90	60
コーンマントル長さ $L$ (mm)	791 (810-19)		90	69	0
コーン直径 $d$ (mm)	外径 51 内径 35	外径 51	45	36.6	25
コーン断面積 $A$ ( $\times 10^{-4} \text{m}^2$ )	10.8	20.4	15.9	10.5	4.9
ロッド直径 $d_r$ (mm)	40.5		32	28	16
コーン直径/ロッド直径 $d/d_r$	1.26		1.41	1.31	1.56
トルクによる周面摩擦補正係数 $\beta$	-		<b>0.040</b>	<b>0.139</b>	<b>0.510</b>
単位面積当たりのハンマー質量 $m/A$ (kg/cm <sup>2</sup> )	5.88	3.11	3.99	2.85	1.02
単位面積当たりのエネルギー $E=mg_nH/A$ (kJ/m <sup>2</sup> )	432.6	229.0	195.8	97.9	50.0
H-DCPT 基準のエネルギー比	2.21	1.17	1.00	0.500	0.255
打撃回数測定 of 貫入量 $P$ (m)	0.30	0.30	0.20	0.20	0.10
単位面積単位貫入量当たりのエネルギー $E=mg_nH/A/P$ (kJ/m <sup>2</sup> /m)	1442.0	763.4	979.2	489.5	499.6
H-DCPT 基準のエネルギー補正係数 $\alpha$	<b>1.47</b>	<b>0.780</b>	<b>1.000</b>	<b>0.500</b>	<b>0.510</b>

\*1 : SPT サンプラー先端シューが閉塞せずに土が内部に入る状態

\*2 : SPT サンプラー先端シューが完全に閉塞した状態

## (2) 打撃エネルギーによる打撃回数の補正方法 ( $\alpha$ 値の決定)

表-2.3 に示したように、各種動的貫入試験では打撃エネルギー  $mgH$ 、コーン断面積  $A$ 、打撃回数測定 of 貫入量  $P$  がそれぞれ異なる。そのためエネルギーの補正も必要となる。エネルギー補正方法は単位面積・単位貫入量当たりのエネルギーで換算することで補正が可能となる。ここで、H-DCPT の単位面積・単位貫入量当たりのエネルギーを基準とすれば、各試験の  $N_d$  値から次式でエネルギー補正した打撃回数  $N_d'$  値を次式で表すことができる。

$$N_d' = \left( \frac{m \cdot g \cdot H}{A \cdot P} \right) \bigg/ \left( \frac{m \cdot g \cdot H}{A \cdot P} \right)_{\text{H-DCPT}} \times N_d \quad (2.10)$$

ここで、式(2.10)の  $N_d$  の前の係数は H-DCPT に基づくエネルギー補正係数となり、次のように表される。

$$\alpha = \left( \frac{m \cdot g \cdot H}{A \cdot P} \right) \bigg/ \left( \frac{m \cdot g \cdot H}{A \cdot P} \right)_{\text{H-DCPT}} \quad (2.11)$$

式(2.11)の  $\alpha$  値も動的コーン貫入試験の打撃仕様によって決定される (表-2.3 参照)。

最後に、エネルギー補正した打撃回数  $N_d'$  値は  $N_d$  値から次式のように求めることができる。

$$N_d' = \alpha \times N_d \quad (2.12)$$

以上より、各種の動的コーン貫入試験では (1) トルク補正と (2) エネルギー補正を合わせることで一般に次式のように補正することができる。

$$N_d' = \alpha (N_{dm} - \beta \cdot M_v) \quad (2.13)$$

式(2.13)によって打撃仕様の異なる動的コーン貫入試験の打撃回数を補正すれば、比較的同様な結果を得ることができることが報告されている<sup>9)10)</sup>。

したがって、大型 (H-DCPT)、中型 (M-DCPT) の  $N_d$  値の補正式は以下となる。

$$\text{大型: } N_d = N_{dm} - 0.040M_v \quad (2.14)$$

$$\text{中型 (理論補正): } N_d' = 0.5(N_{dm} - 0.139M_v) \quad (2.15)$$

後述の第3章、第5章での H-DCPT の  $N_d$  値、 $N_{df}$  値と SPT の  $N$  値との比較では、表-2.3 の  $\alpha$  を考慮して考察している。

### (3) H-DCPT と SPT との対応の整理方法

H-DCPT の  $N_d$  値と SPT の  $N$  値との関係を示す場合の試験結果の整理方法は、以下の 1)~5) とする。

- 1) H-DCPT の  $N_d$  値の深度分布は、通常、図-2.7(1)のように示すが、SPT の  $N$  値との関係に対応させる場合は図-2.7(2)のとおりとする。SPT の  $N$  値は、通常、深度 1.0m まで試験孔を掘削後、1.15m まで予備打ちし、1.15~1.45m で本打ちを行う。 $N$  値の測定深度は 1.3m (以後 1.0m 間隔) であるため、対応する H-DCPT の  $N_d$  値は図-2.7(2)の○の値とする。なお、0.5m 間隔で  $N$  値を測定し、測定深度が 1.8m となる場合は図-2.7(2)の 1.7m と 1.9m の○の値の平均値を対応させる (以後同様)。
- 2) H-DCPT を複数回実施している場合は、1 回の試験データを採用し、複数の試験からデータを抽出しない。通常は No.1 (1 回目) の試験データを採用する。
- 3) 通常測定 (0.2m ピッチでトルク測定、回転型の 90°コーン) を採用し、相関性の対象は深度 25m と深度 20m の両方で示す。
- 4)  $0 \leq N \text{ 値} \leq 50$ ,  $0 \leq N_d \text{ 値} \leq 50$  の範囲で相関性を整理する。また、砂質土に対する相関は  $1/3 \leq N_d / N \leq 3$  の範囲のデータを採用し、粘性土に対する相関は全データを採用する。
- 5) 砂質土・粘性土の判断基準

SPT の物理試料の試験結果から測定深度毎に次の 4 パターンで判断する。(例: SPT の中央深度が 1.3m (1.25m) の時はその深度における SPT 深度範囲 (1.15~1.45m) の物理試料の結果から判断する。予備打ちや前打ちも含めた採取深度 (1.00~1.50m) は用いない。

- ① SPT 深度範囲で物理試料結果が全て同じ名称である時: 最も含有率が高いもの (名称の最後が

礫か砂ならば砂質土，シルトか粘土なら粘性土）で分類する。

- ② SPT 深度範囲で物理試料結果が異なる名称である時：最後の名称が全て砂質土，または粘性土で分類できる場合，その群の塊として分類する。最後の名称が砂質土と粘性土で混在する場合は除外する。
- ③ SPT 深度範囲で物理試料結果が不足している場合：満たされている部分のみで①，②と同様の判断を行う。
- ④ SPT 深度範囲で物理試料結果が全くない場合：分類せずに，除外する。

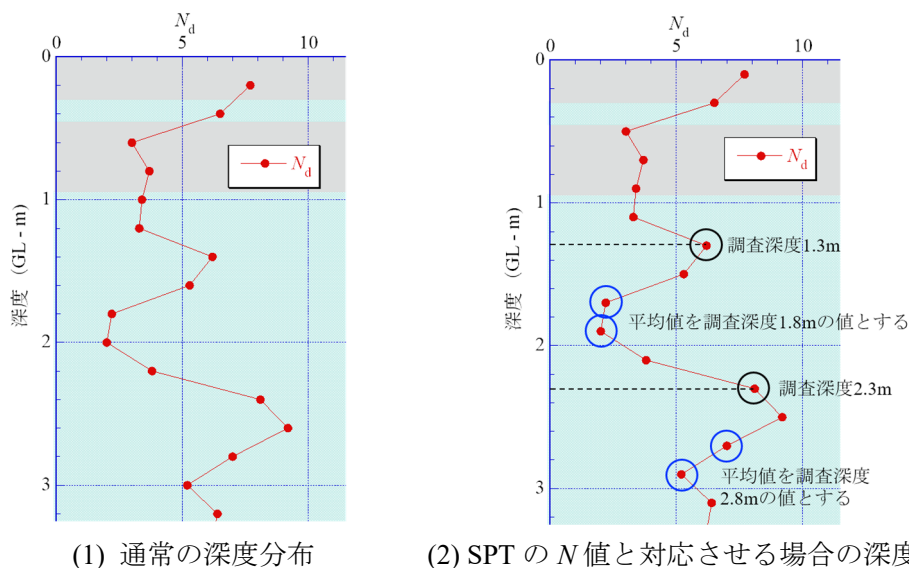


図-2.7 H-DCPT の  $N_d$  値の深度分布

#### (4) H-DCPT と室内せん断試験との対応の整理方法

H-DCPT の  $N_d$  値と室内せん断試験の  $s_u$  値との関係を示す場合の試験結果の整理方法は，以下の 1)～5)とする。

- 1) H-DCPT の測定深度は図-2.7(2)とする。
- 2) H-DCPT を複数回実施している場合は，1回の試験データを採用し，複数の試験からデータを抽出しない。通常は No.1 (1回目) の試験データを採用する。
- 3) 非排水せん断強さ  $s_u$  値は一面定体積せん断試験  $s_{ub}$  値，一軸圧縮試験  $q_u/2$  値の両方で整理する。
- 4) 深度 20m までを相関対象とし， $s_u$  値の深度に対応する H-DCPT の  $N_d$  値で相関を整理する。
- 5)  $s_u$  値の深度分布にばらつきがある場合は，異常値と見なしてデータを除外する（砂質土など）。ただし，基本的に室内力学試験の深度分布図の異常値は前もって除外されているため，全データを用いた。



## 2.3 室内せん断試験の方法

### 2.3.1 一軸圧縮試験

本試験は、JIS A 1216 で規定されている方法で実施した。この試験は、原則として直径 3.5cm、高さ 8cm に成形した円柱供試体を一軸圧縮試験機（写真-2.5）にセットし、毎分 1%の圧縮ひずみが生じる速度で側方変位を許す形で連続的に圧縮を行う。圧縮中は、変位計で圧縮量 $\Delta H$ と荷重計 $P$ を測定する（写真-2.6）。その結果から圧縮応力 $\sigma$ と圧縮ひずみ $\varepsilon$ を算定して応力-ひずみ曲線を書き、最大圧縮応力から一軸圧縮強さ $q_u$ を得る。飽和粘性土の一軸圧縮試験は圧密をさせず、比較的速い速度で圧縮するため、非圧密非排水（UU）試験と見なすことができる（三軸 UU 条件でのせん断強さは、側方応力の大きさにかかわらず一定になる）。これより、図-2.8 に示すようにモールの応力円の半径から、式(2.15)の関係が成り立つため<sup>11)</sup>、一軸圧縮強さ $q_u$ から非排水せん断強さ $s_u$ を求めることができる。

$$s_u = c_u = q_u/2 \quad (2.16)$$



写真-2.5 一軸圧縮試験機



写真-2.6 変位計（左）、荷重計（右）

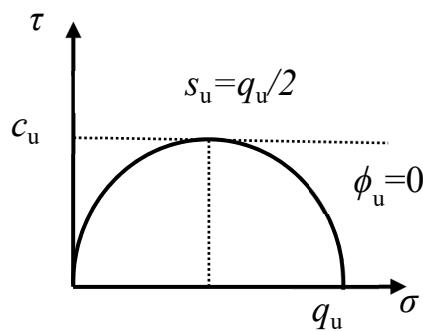


図-2.8 粘性土の一軸圧縮強さとモールの応力円<sup>11)</sup>

### 2.3.2 一面定体積せん断試験

本試験は、地盤工学会基準 JGS 0560 で規定されている方法で実施した（写真-2.7～2.11）。上下に分かれたせん断箱に土供試体（直径 6cm，高さ 2cm）を納め、供試体が原位置で受けていた有効応力（有効土被り圧  $p_0$ ）と同じ大きさの垂直応力  $\sigma$  で圧密した状態（再圧縮法）でせん断応力  $\tau$  を与え、供試体の体積を一定に保って、可動箱を水平に移動させてせん断し、一面定体積せん断強さ  $s_{ub}$  を計測する試験である。一面定体積せん断試験は乱さない飽和粘土の塊状試料を対象とし、非排水せん断と等価となるため、この試験からも非排水せん断強さ  $s_u$  を求めることができる。



写真-2.7 一面せん断試験機



写真-2.8 せん断箱（下）

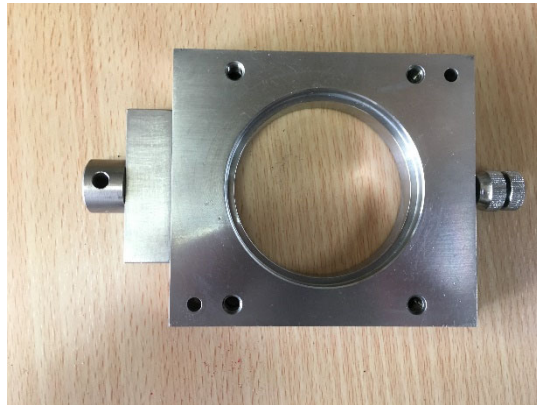


写真-2.9 せん断箱（上）

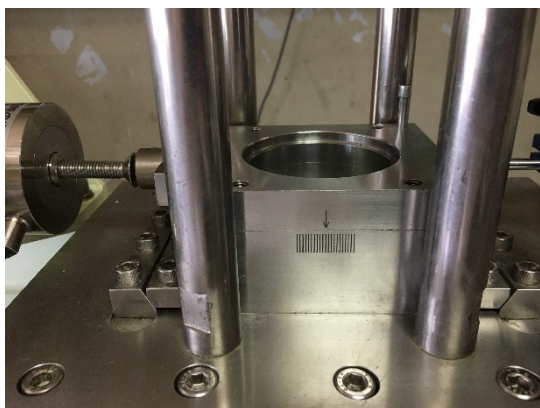


写真-2.10 せん断箱上下設置



写真-2.11 せん断箱組立

## 2.4 調査地点と地盤性状

H-DCPT は、2012 年～2021 年の 10 年間にわたり全国 32 地点で行ってきた地盤調査一斉試験の中で実施している<sup>12)~43)</sup>。図-2.9 に全国の調査地点の位置図を示す。調査地点の多い大阪近郊の調査地点位置図を図-2.10 に示す。なお、調査地点の詳細な位置図と調査配置図は巻末の付録-1～26 にまとめた。

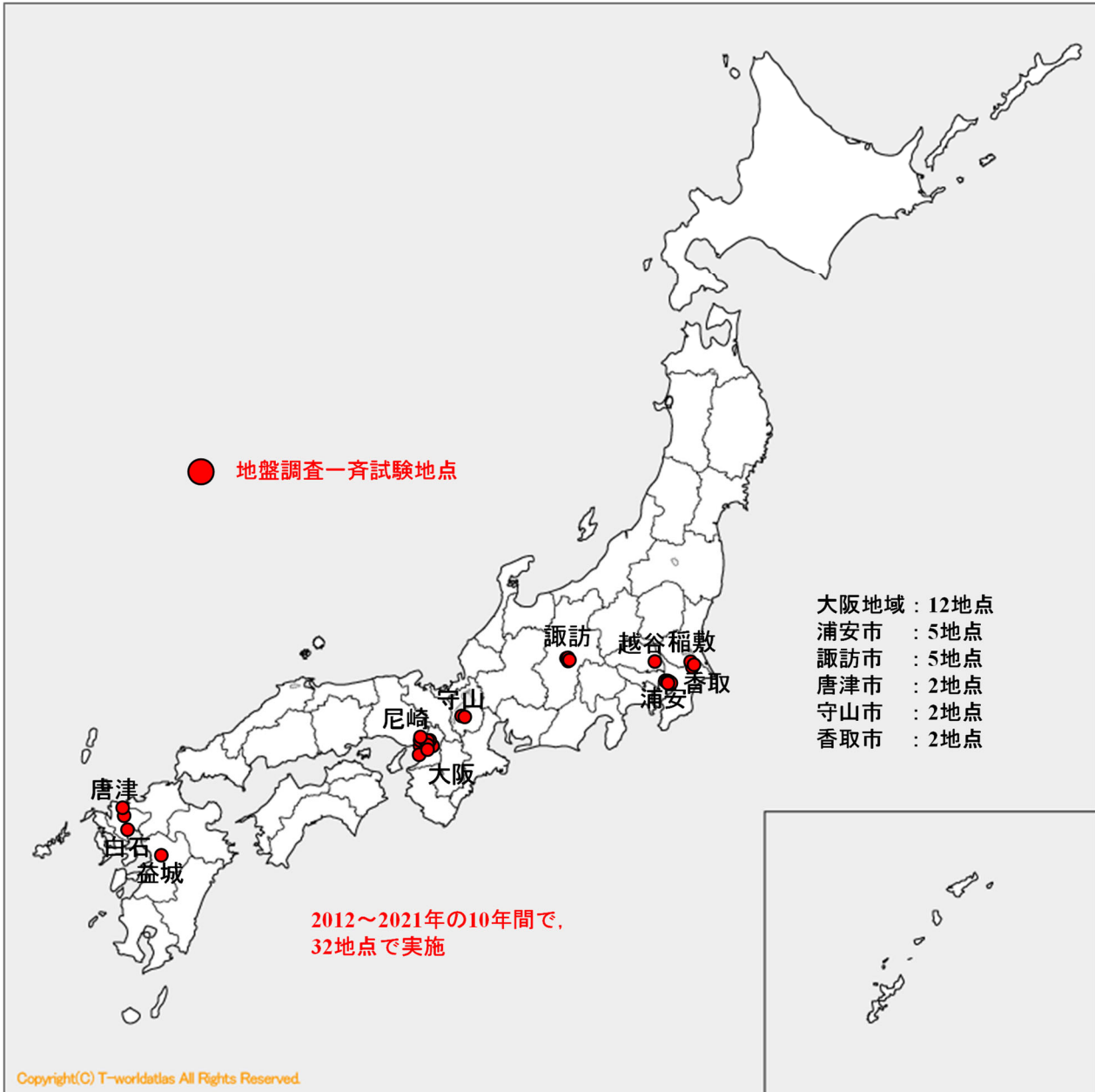


図-2.9 全国の調査地点の位置図





表-2.4 調査地点と試験状況

地点名	実施年	地形条件	サウンディング 最大深度(m)		一軸圧縮 試験の数	一面定体 積せん断 試験の数
			H-DCPT	SPT		
① 守山市今浜町	2012	湖岸平野	20	24.5	16	16
② 守山市水保	2012	湖岸平野	20	27.4	-	-
③ 大阪市大正区鶴町	2013	高い盛土地	27.6	27.3	12	10
④ 浦安市港	2013	埋立地	20	20	3	4
⑤ 唐津市岸山	2013	氾濫平野	10	9.09	-	-
⑥ 唐津市原	2013	氾濫平野	20	19.23	-	-
⑦ 香取市佐原地点 1	2013	旧河道	20	-	-	-
⑧ 香取市佐原地点 2	2013	旧河道	20	20.4	-	-
⑨ 大阪市住之江区泉	2014	干拓地	24	25	-	2
⑩ 浦安市千鳥	2014	埋立地	25	25	2	5
⑪ 大阪市西淀川区中島	2015	高い盛土地	25	54.23	11	10
⑫ 諏訪市湖南	2015	氾濫平野	25	33.5	-	19
⑬ 浦安市高洲 6	2015	埋立地	25	54.7	1	4
⑭ 浦安市運動公園 2	2015	埋立地	25	35	4	7
⑮ 大阪市北区うめきた	2016	氾濫平野	25	112.1	12	12
⑯ 諏訪市上川	2016	氾濫平野	25	46	9	8
⑰ 諏訪市四賀	2016	後背低地	25	25.5	8	10
⑱ 熊本県益城町	2016	盛土地	25	32.5	8	7
⑲ 尼崎市築地	2017	氾濫平野	22.54	26.5	9	7
⑳ 浦安市高洲 8	2017	埋立地	32	45.4	5	5
㉑ 諏訪市豊田	2017	氾濫平野	25	55.4	7	8
㉒ 諏訪市湖南 2	2017	旧河道	30	25.5	14	17
㉓ 大阪市港区波除	2018	埋立地	25	58.3	8	8
㉔ 越谷市新川町*	2018	後背低地	30	35.5	15	18
㉕ 稲敷市浮島*	2018	砂州	25	34.5	-	-
㉖ 大阪市此花区舞洲	2018	埋立地	25	155	-	-
㉗ 東大阪市西岩田*	2019	氾濫平野	25	44.5	12	12
㉘ 佐賀県白石町	2019	干拓地	25	27.5	14	15
㉙ 大阪市此花区桜島	2019	埋立地	25	56.5	8	7
㉚ 大阪市大正区三軒家*	2020	盛土地	25	53.5	9	8
㉛ 大阪市此花区夢洲*	2021	埋立地	30	26.3	11	9
㉜ 大阪市港区弁天 6*	2021	埋立地	25	54.3	14	9

\* 第4章で周面摩擦力を測定するために動的計測を行った地点

ただし、東大阪市西岩田、越谷市新川町、稲敷市浮島の動的計測は2020年に実施

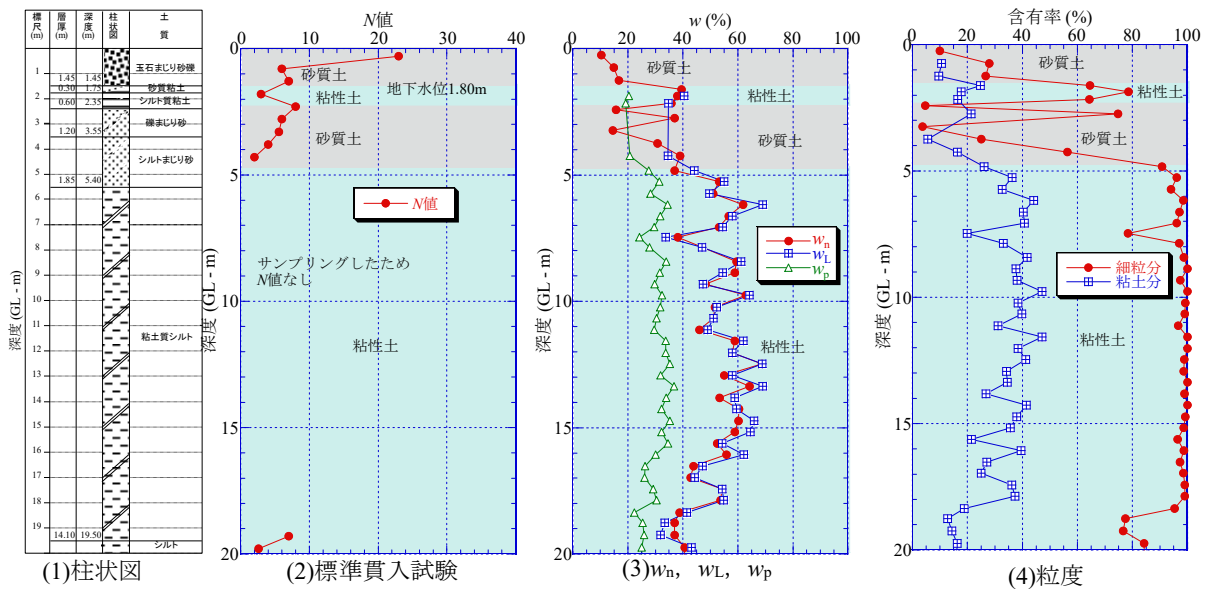


図-2.11 守山市今浜町のボーリング調査と土質試験結果

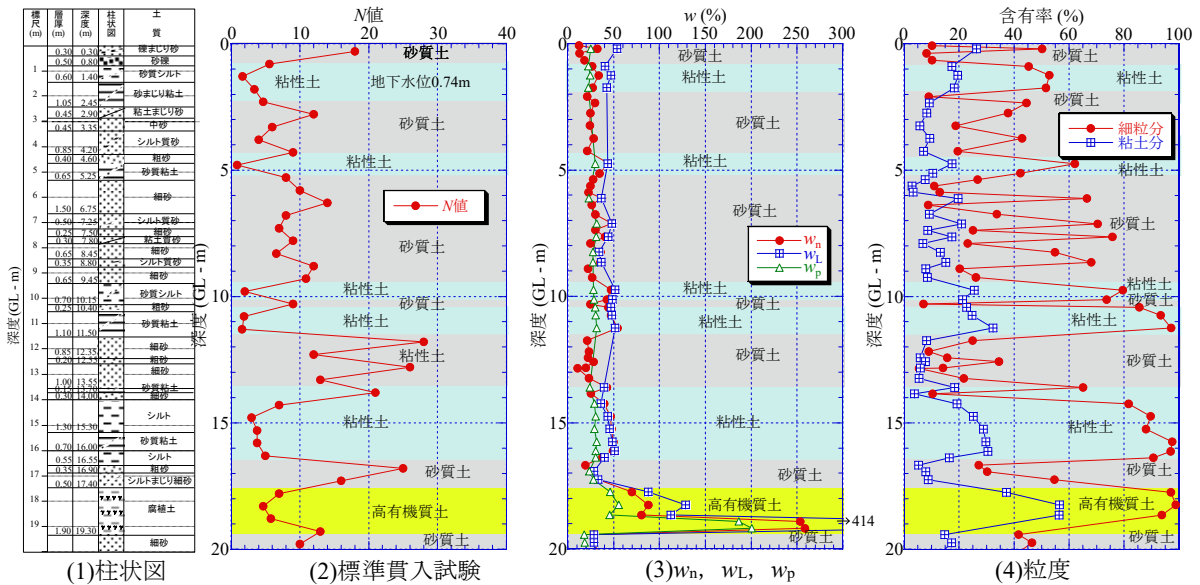


図-2.12 守山市水保町のボーリング調査と土質試験結果

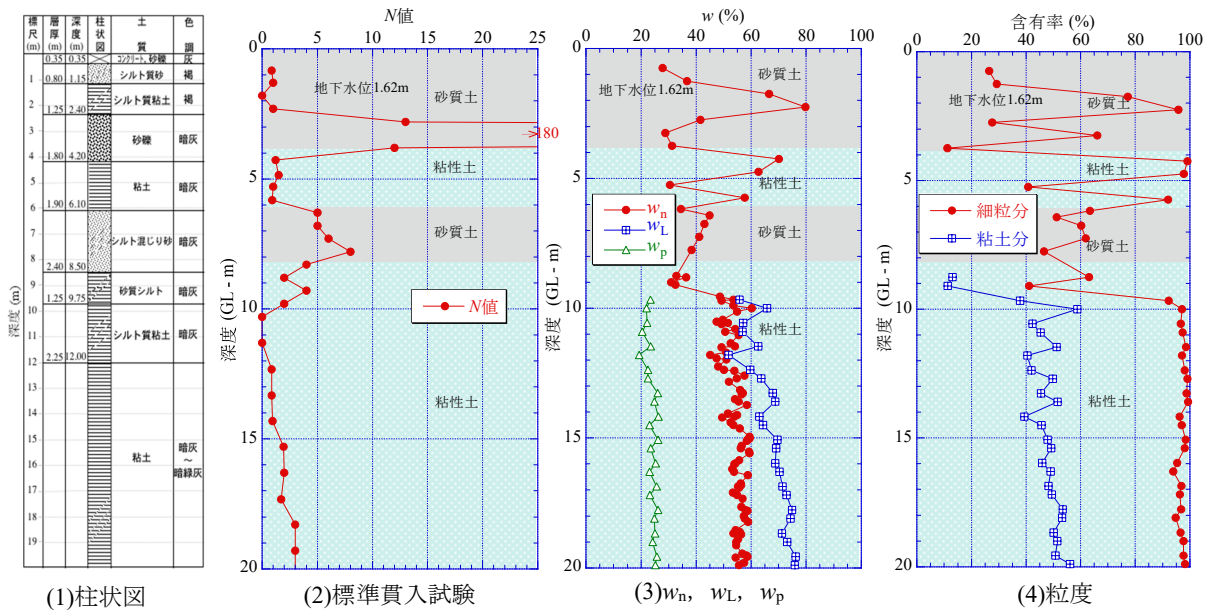


図-2.13 大阪市大正区鶴町のボーリング調査と土質試験結果



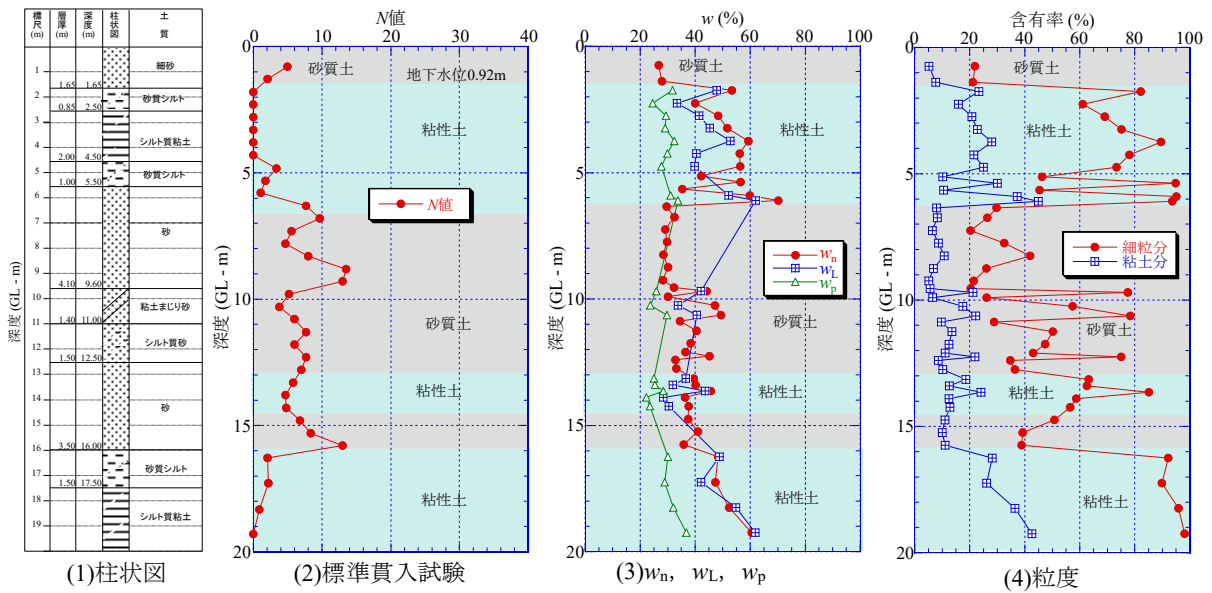


図-2.14 浦安市港のボーリング調査と土質試験結果

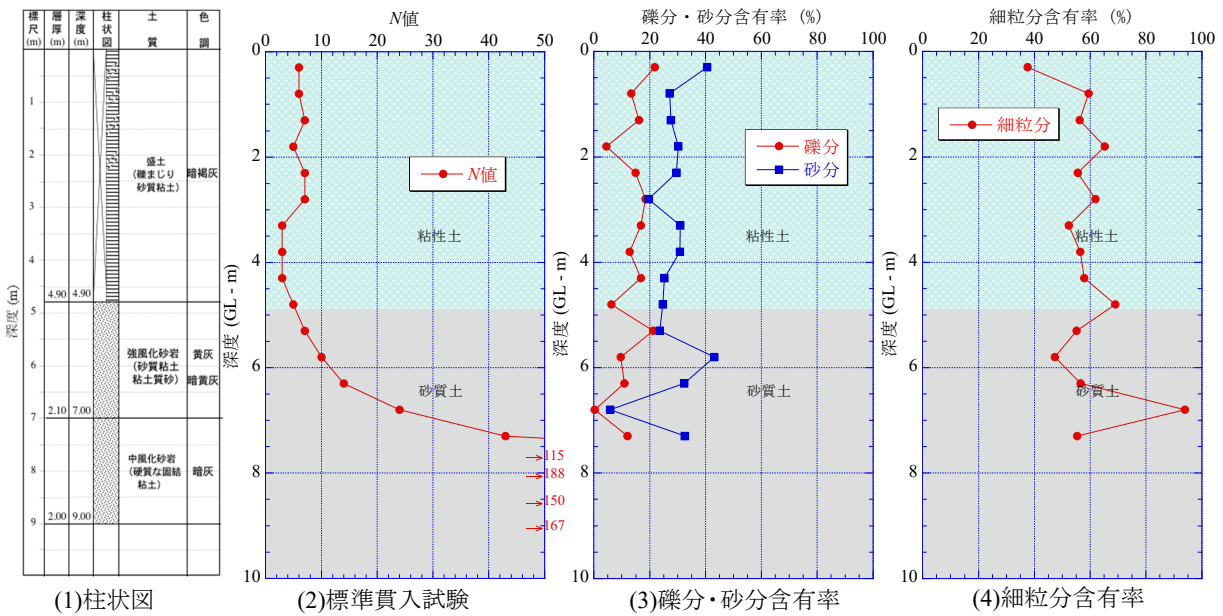


図-2.15 唐津市岸山のボーリング調査と土質試験結果

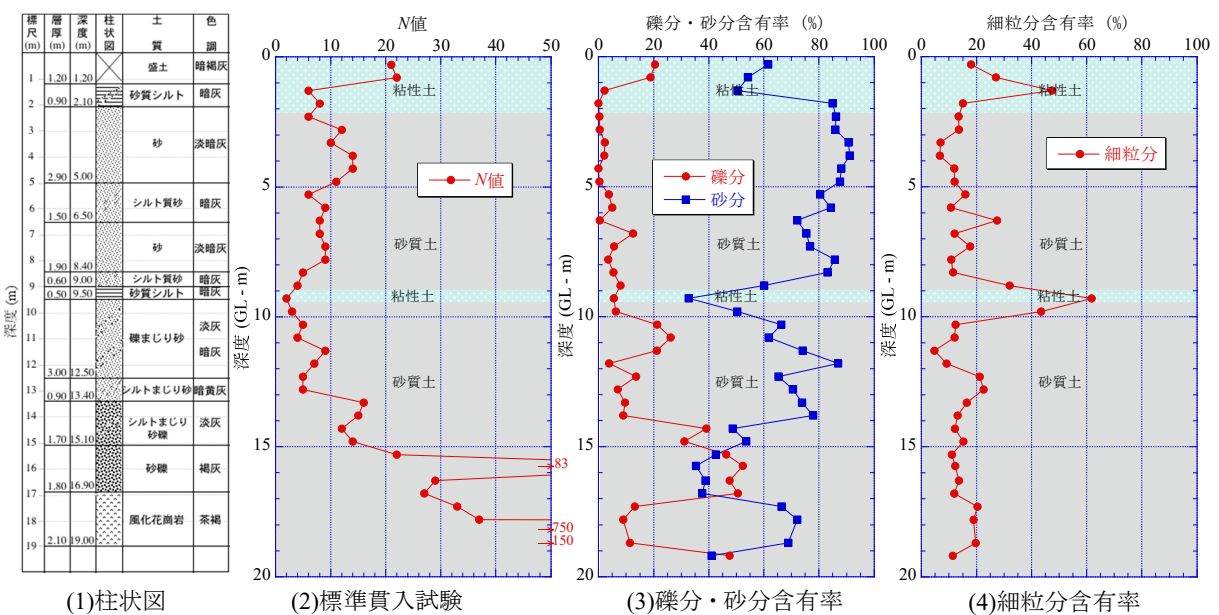


図-2.16 唐津市原のボーリング調査と土質試験結果

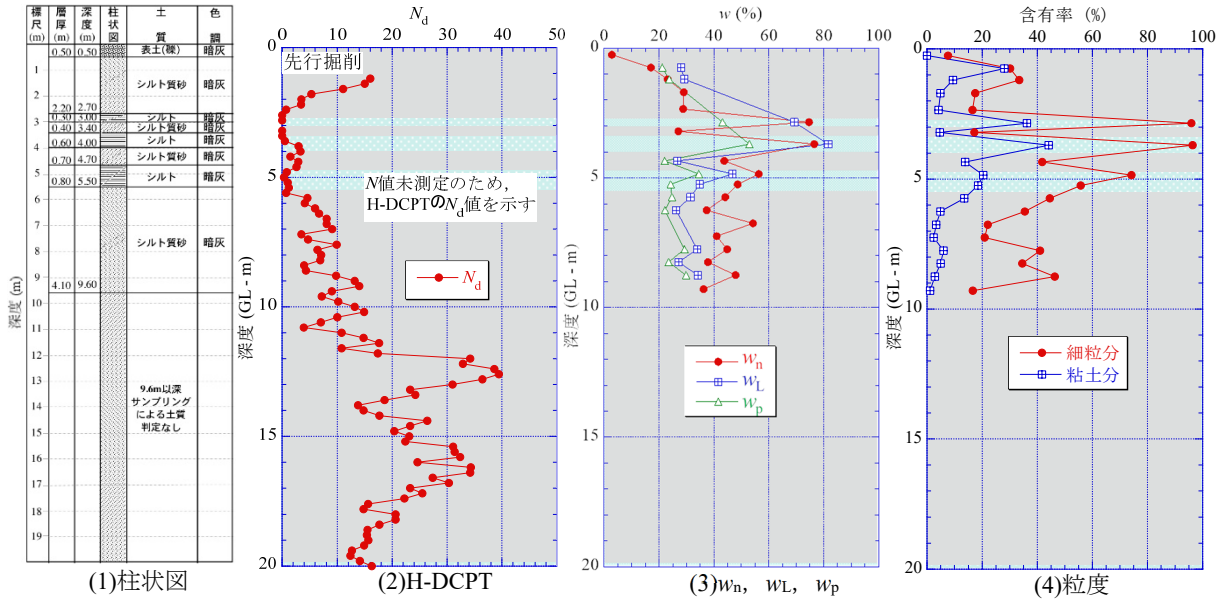


図-2.17 香取市佐原地点1のボーリング調査と土質試験結果

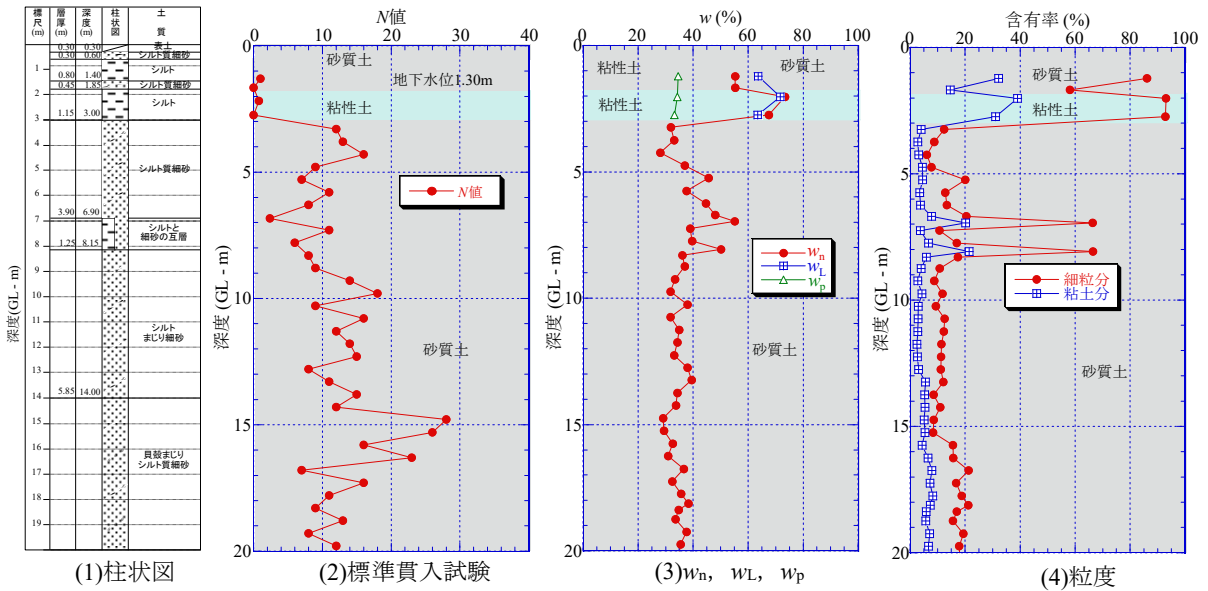


図-2.18 香取市佐原地点2のボーリング調査と土質試験結果

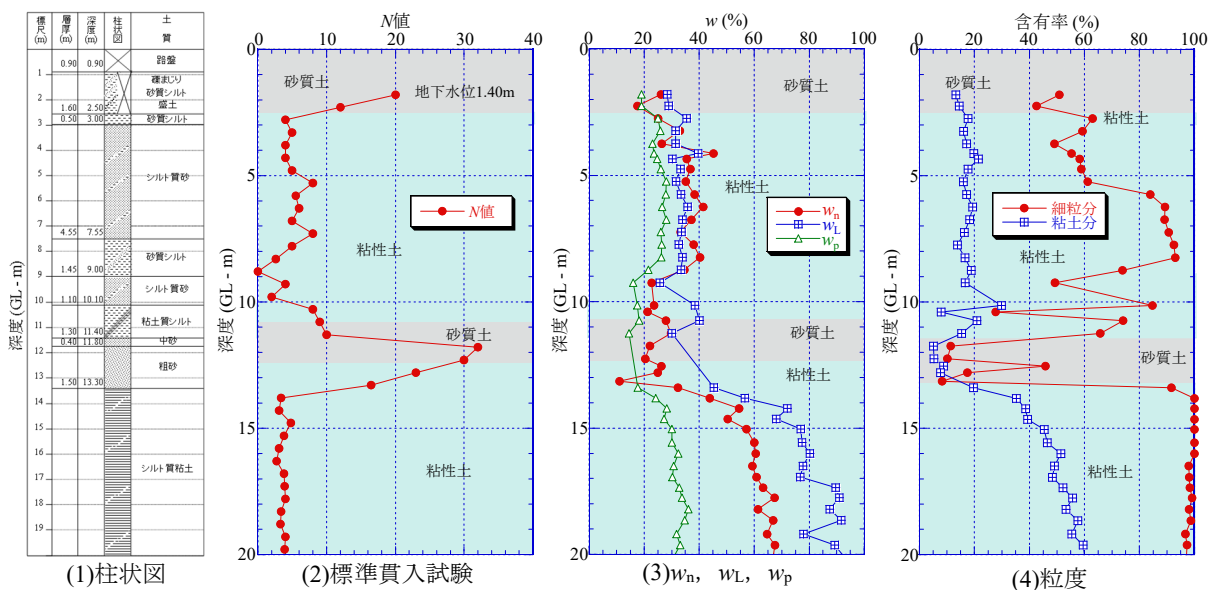


図-2.19 大阪市住之江区泉のボーリング調査と土質試験結果

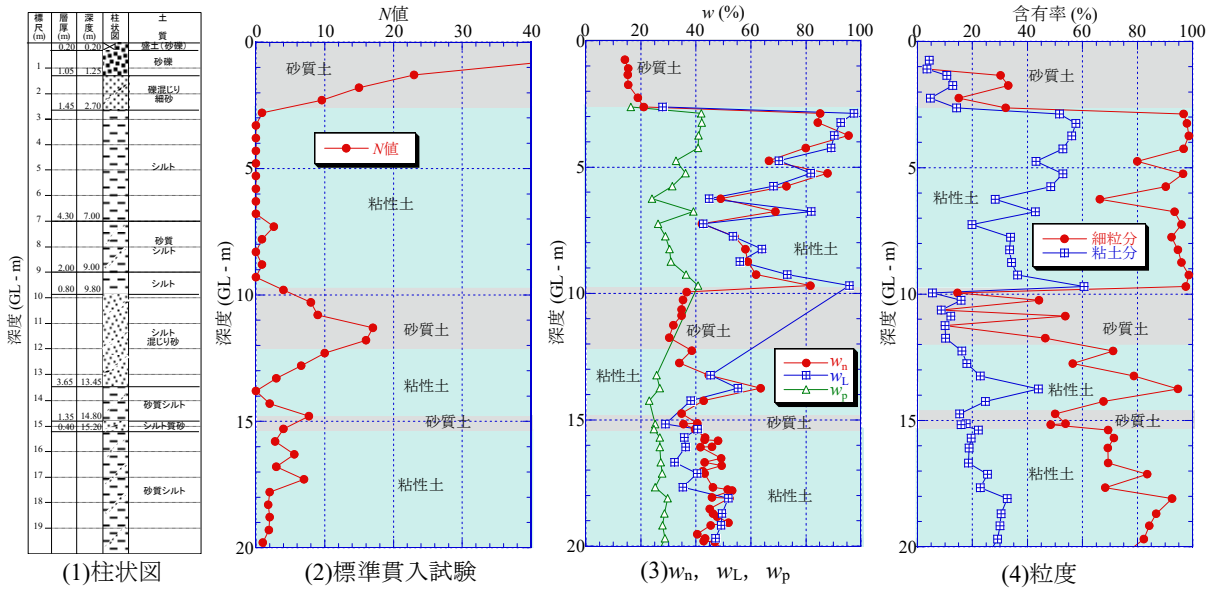


図-2.20 浦安市千鳥のボーリング調査と土質試験結果

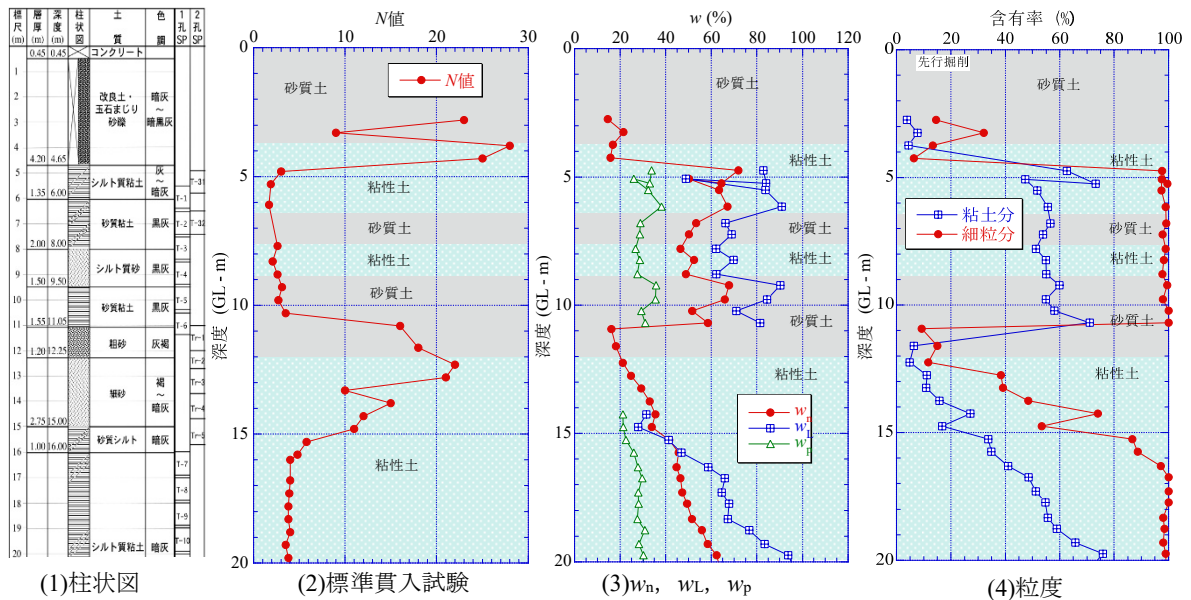


図-2.21 大阪市西淀川区中島のボーリング調査と土質試験結果

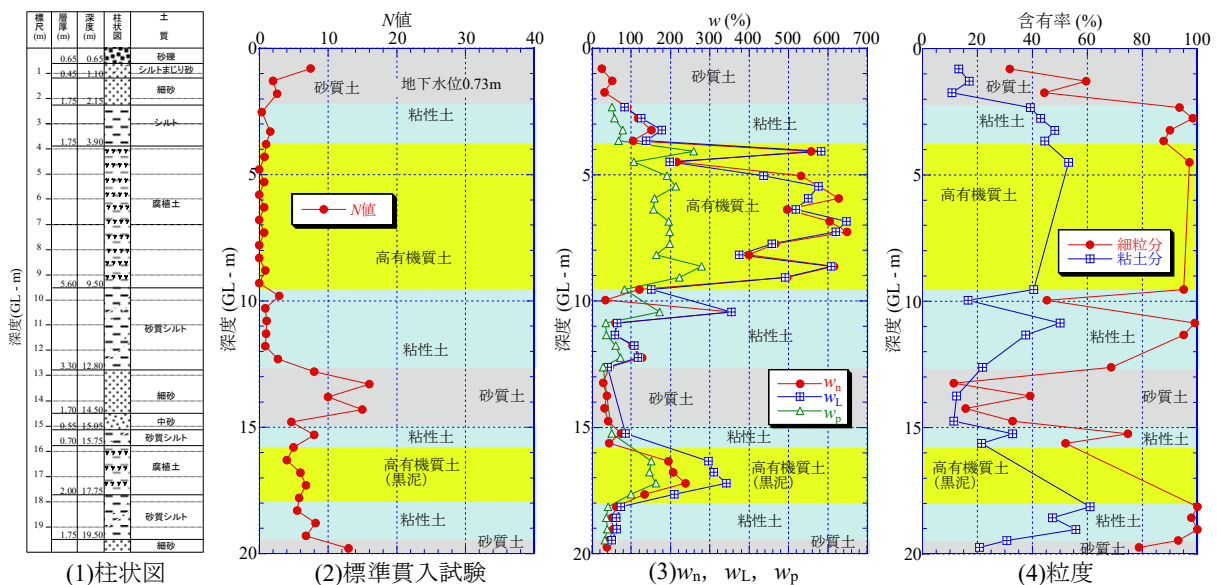


図-2.22 諏訪市湖南1のボーリング調査と土質試験結果

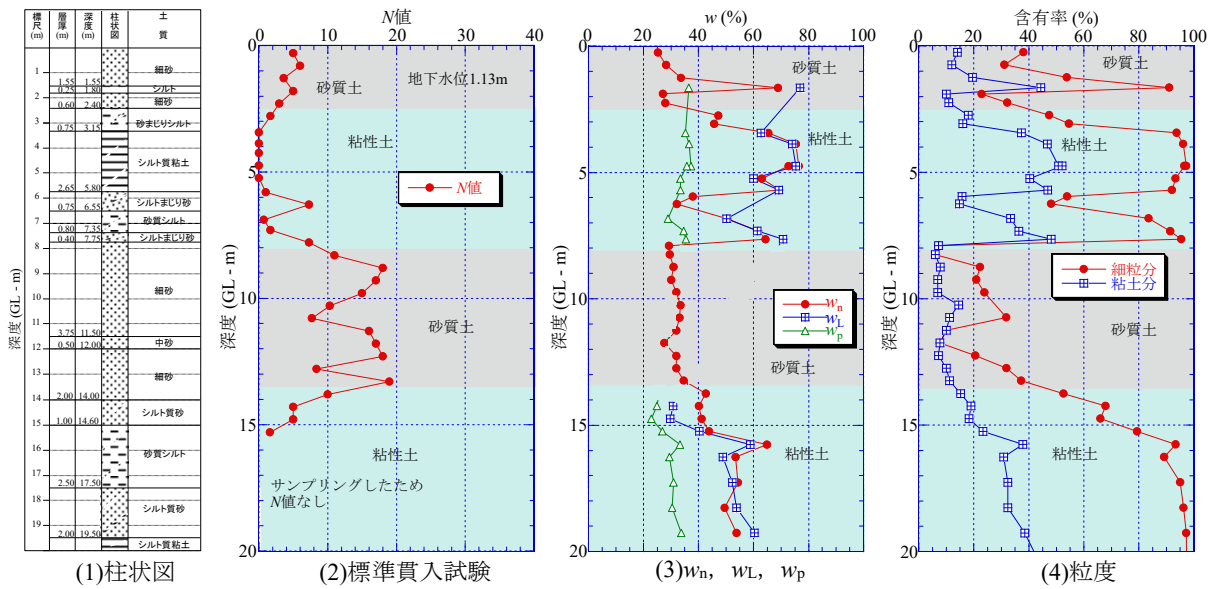


図-2.23 浦安市高須6のボーリング調査と土質試験結果

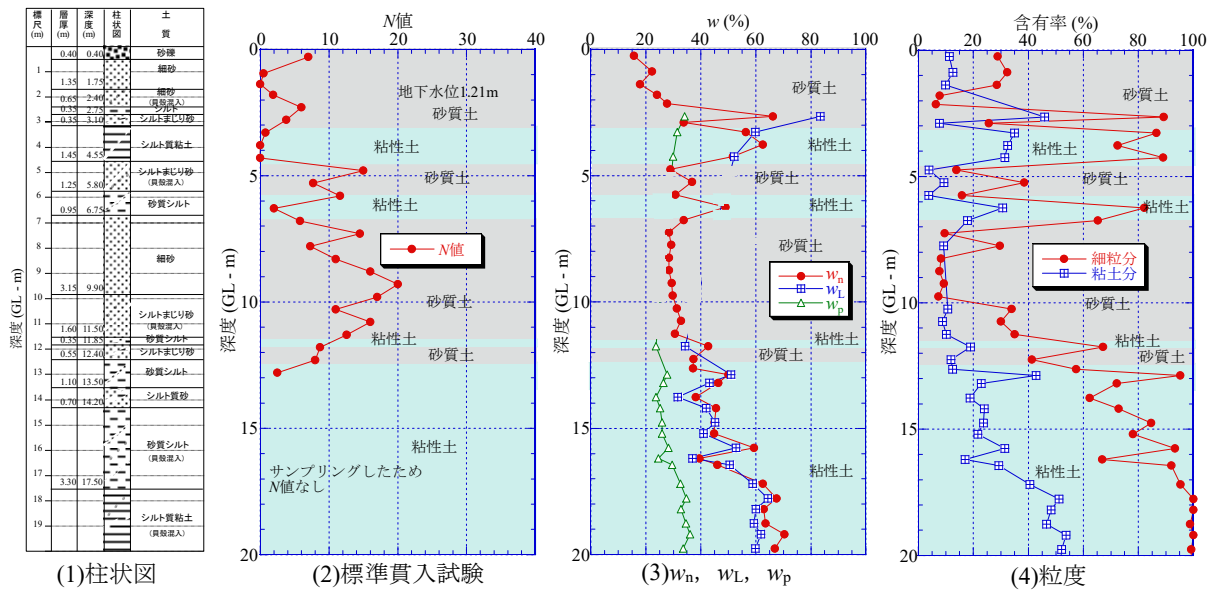


図-2.24 浦安市運動公園2のボーリング調査と土質試験結果

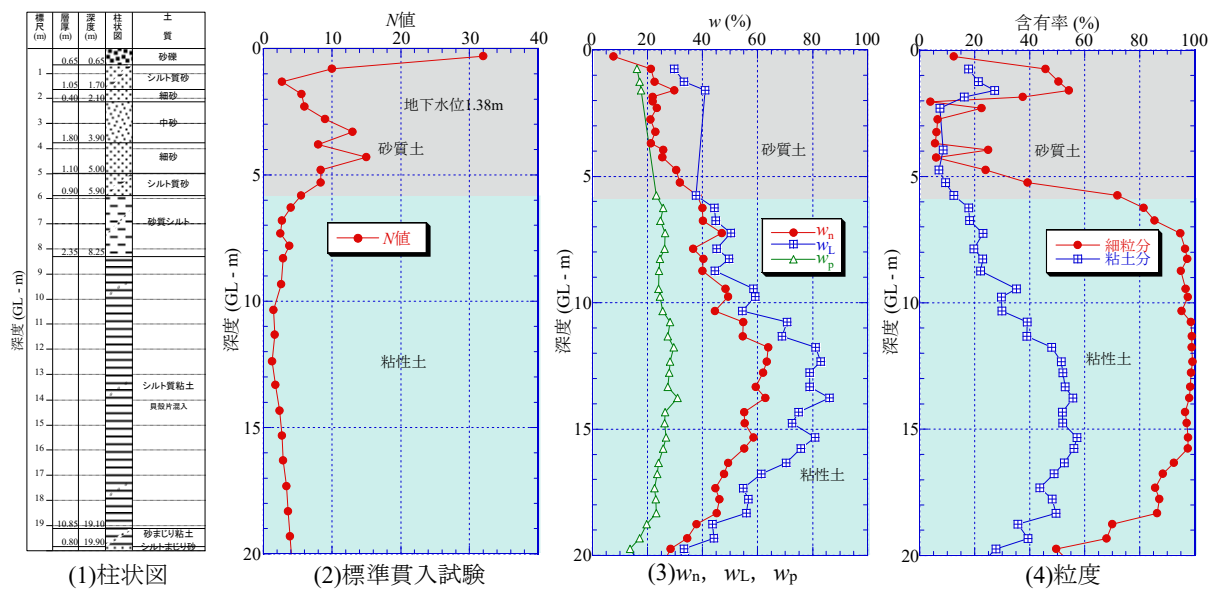


図-2.25 大阪市北区うめきたのボーリング調査と土質試験結果



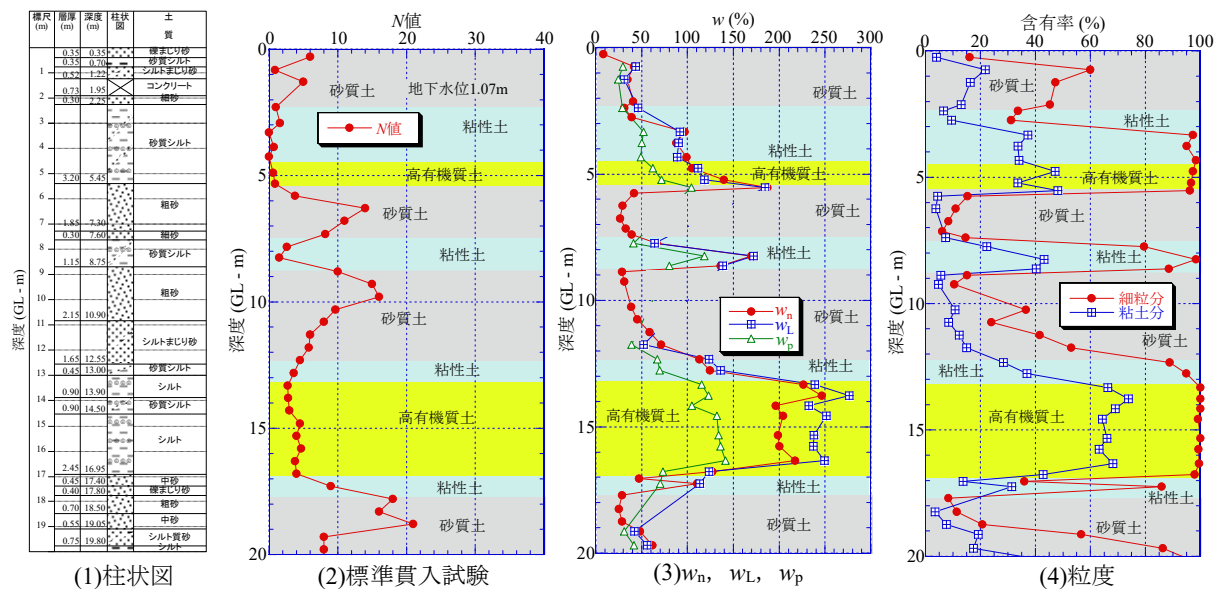


図-2.26 諏訪市上川のボーリング調査と土質試験結果

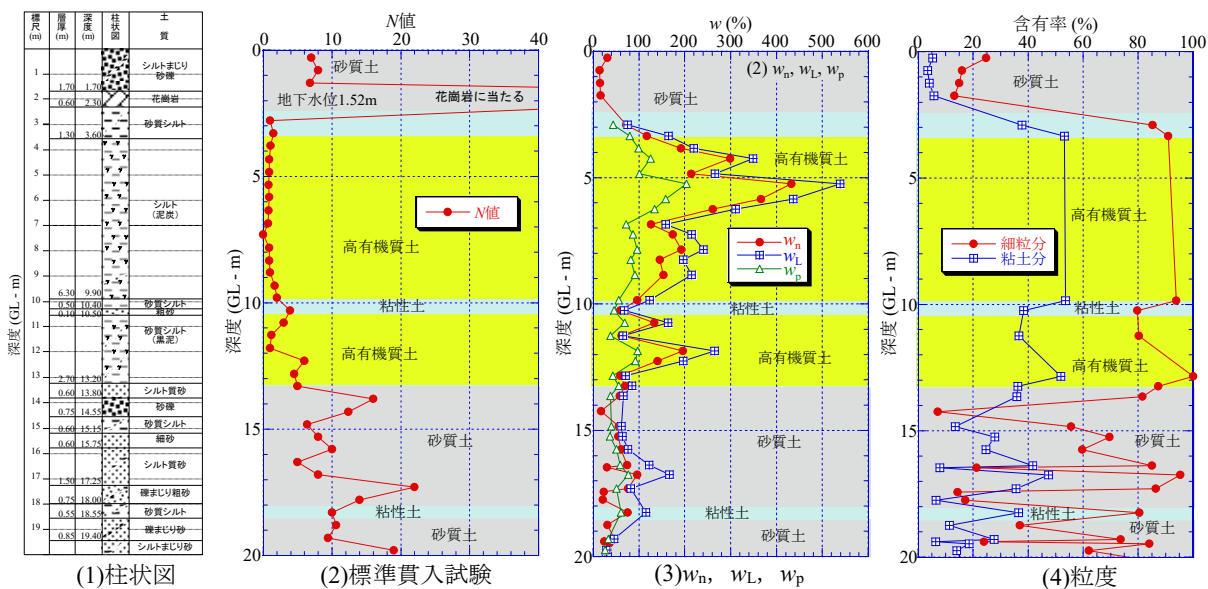


図-2.27 諏訪市四賀のボーリング調査と土質試験結果

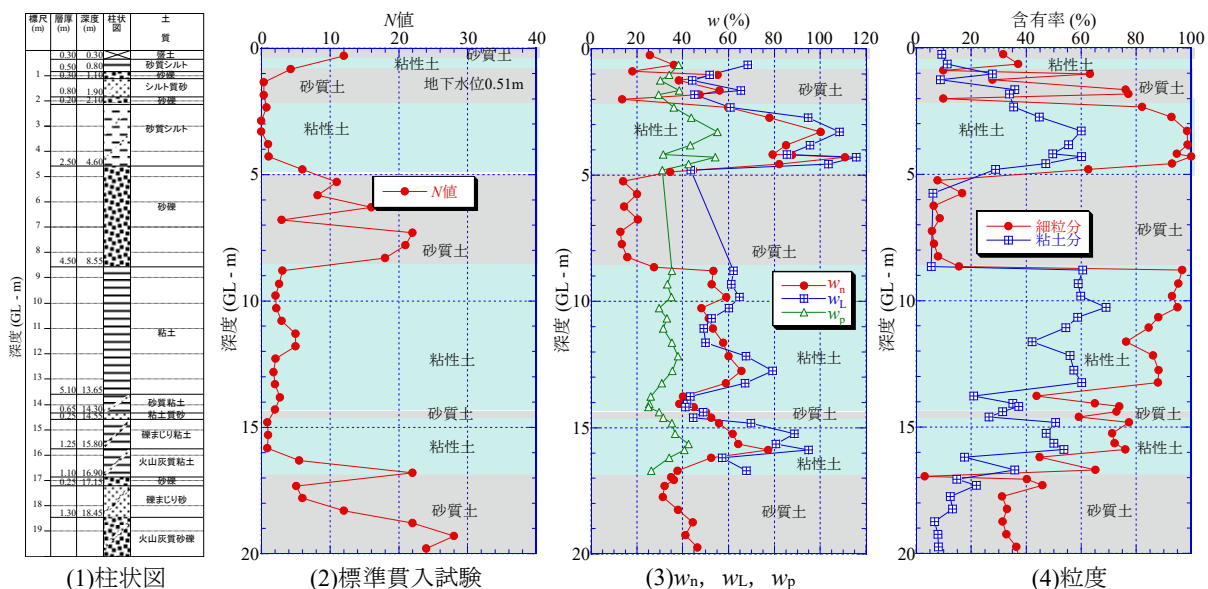


図-2.28 熊本県益城町のボーリング調査と土質試験結果



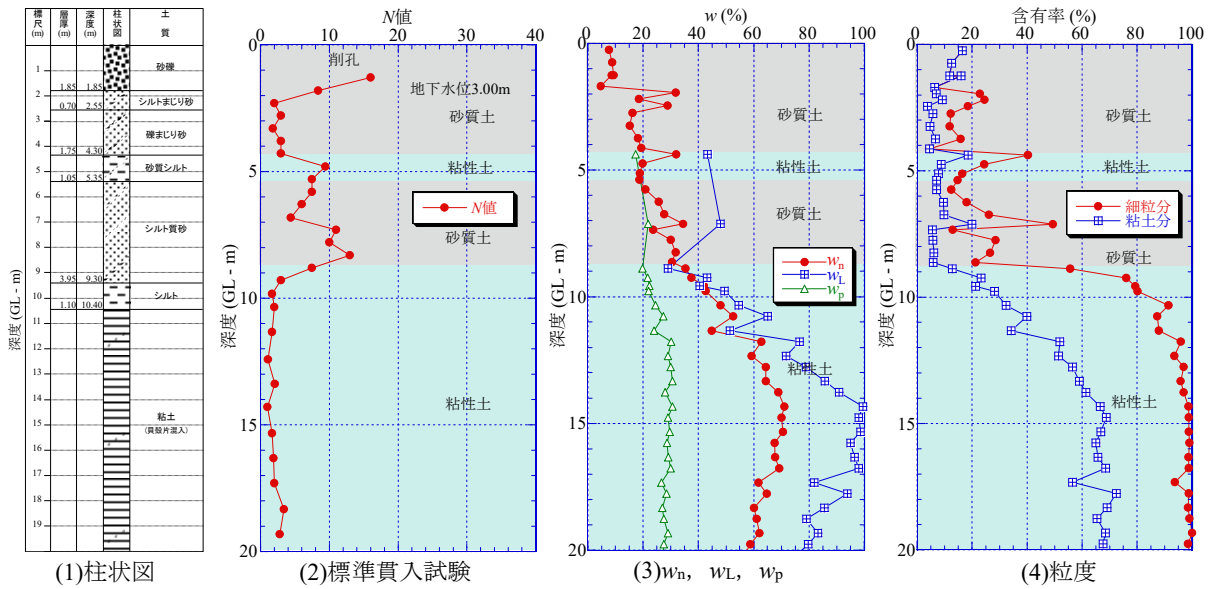


図-2.29 尼崎市築地のボーリング調査と土質試験結果

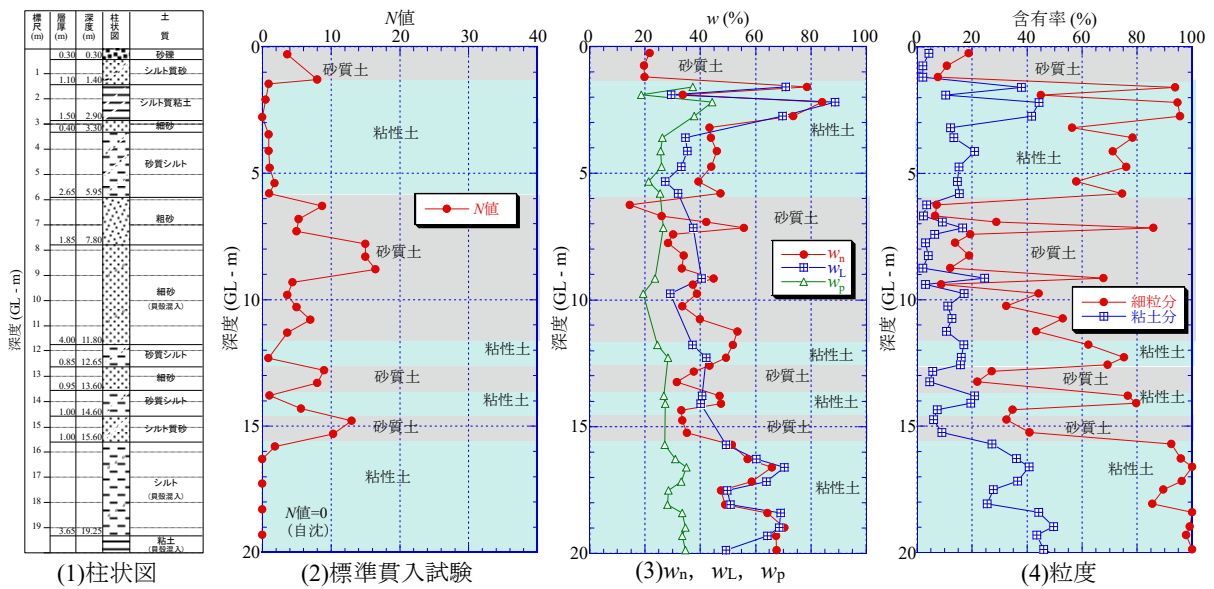


図-2.30 浦安市高須8のボーリング調査と土質試験結果

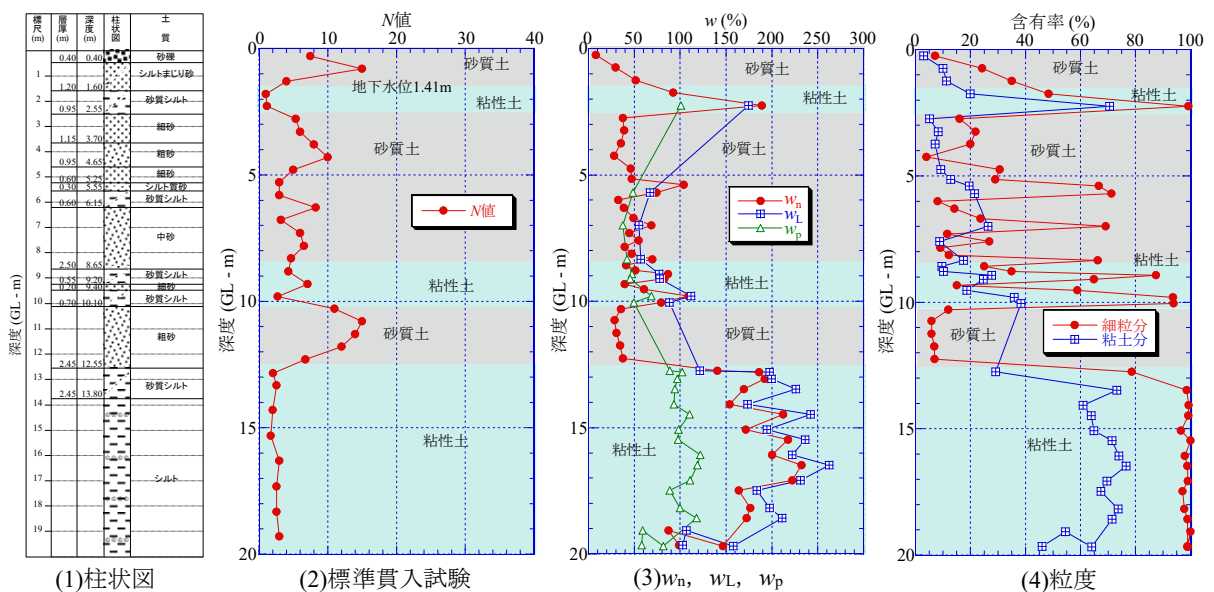


図-2.31 諏訪市豊田のボーリング調査と土質試験結果

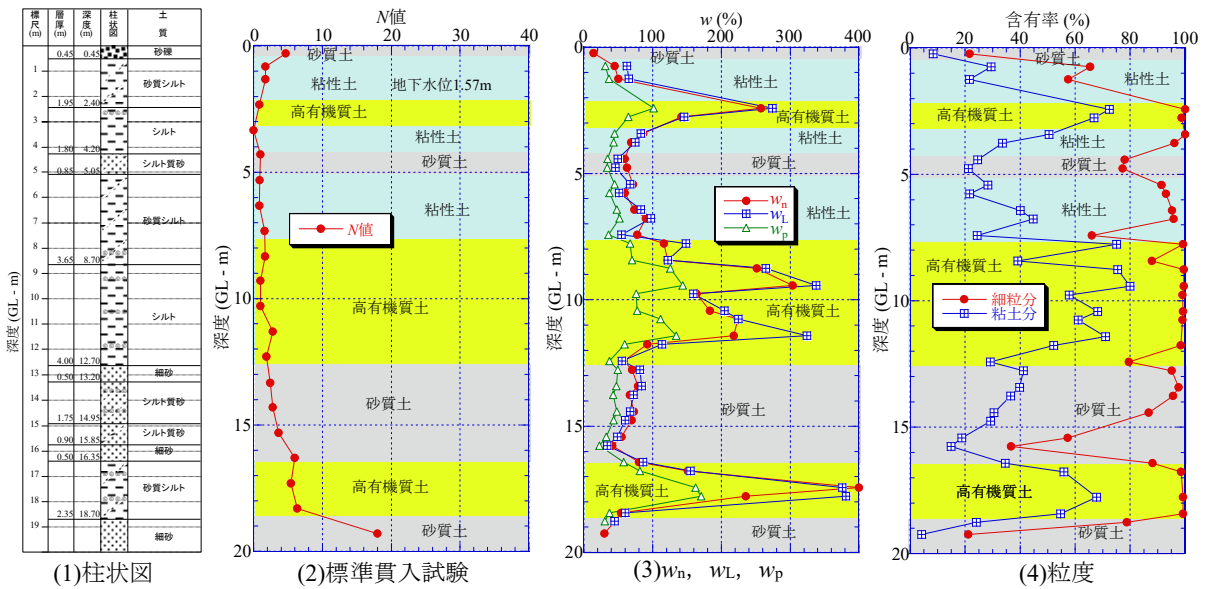


図-2.32 諏訪市湖南2のボーリング調査と土質試験結果

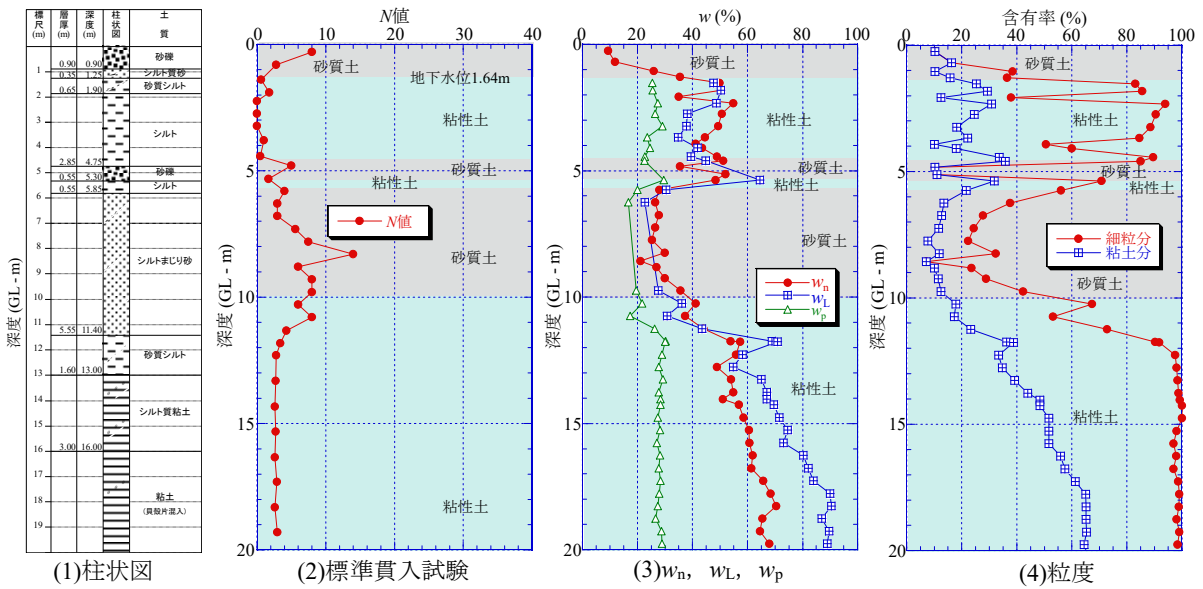


図-2.33 大阪市港区波除のボーリング調査と土質試験結果

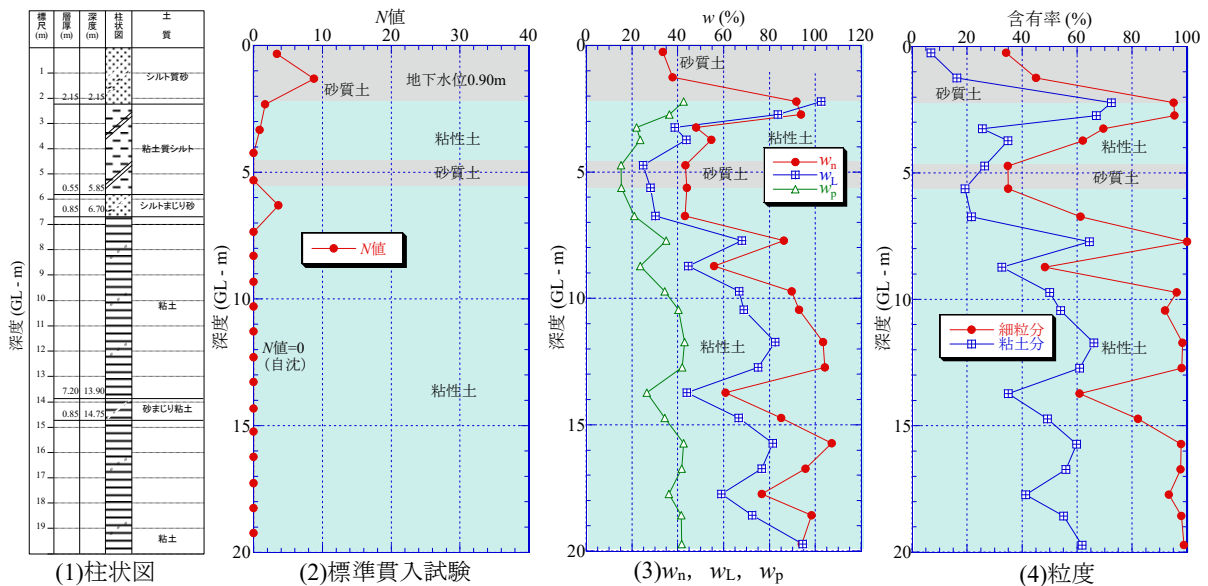


図-2.34 越谷市新川町のボーリング調査と土質試験結果

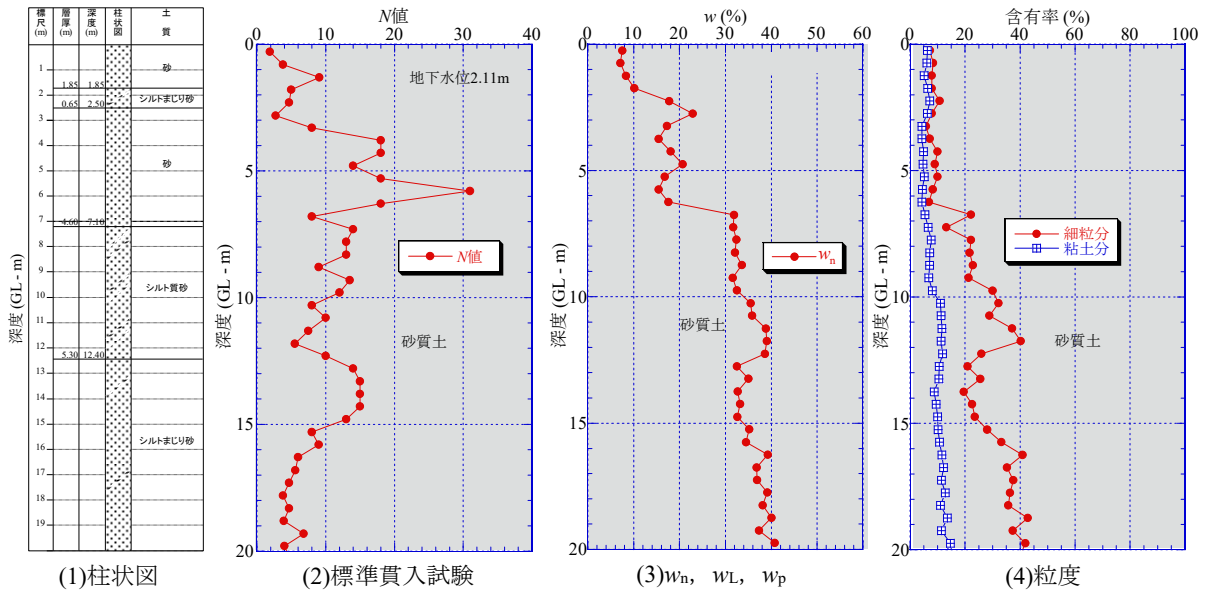


図-2.35 稲敷市浮島のボーリング調査と土質試験結果

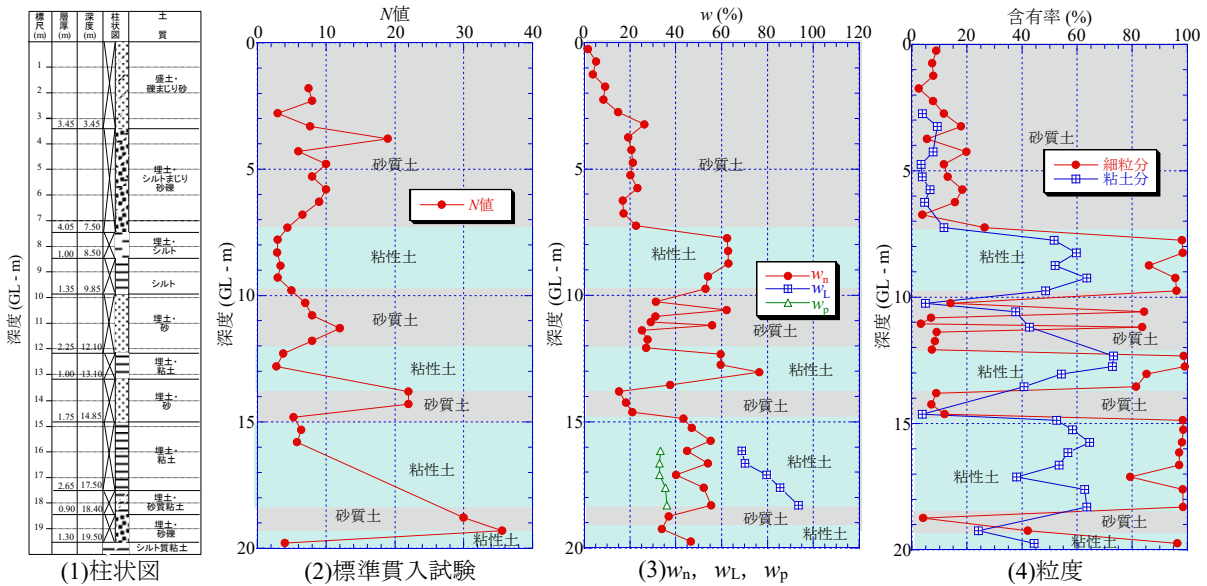


図-2.36 大阪市此花区舞洲のボーリング調査と土質試験結果

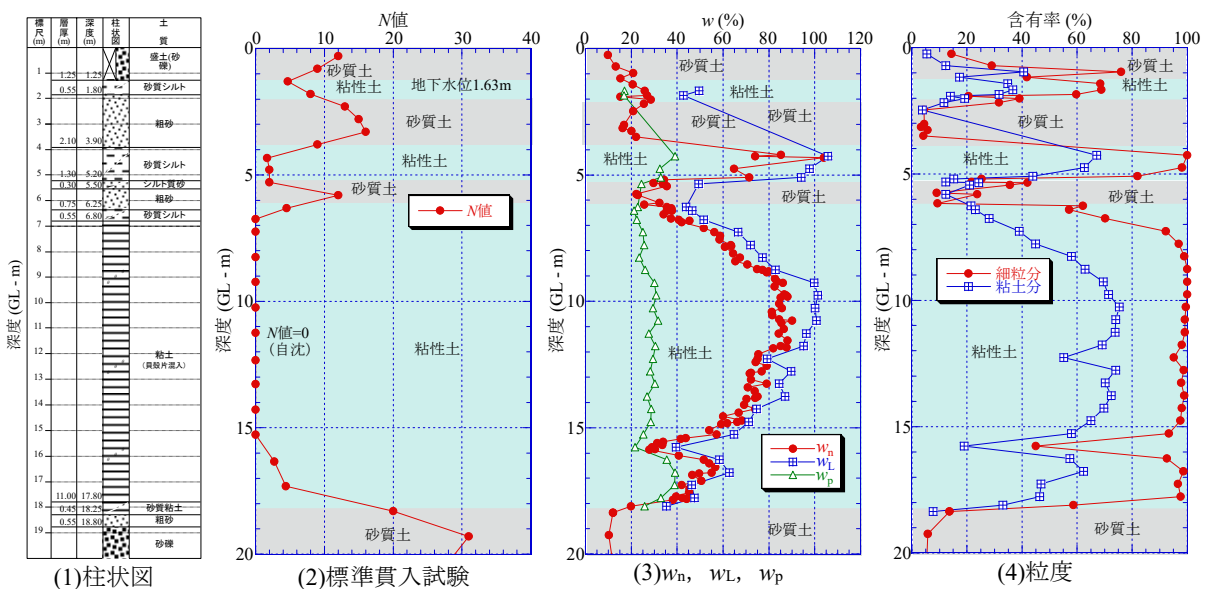


図-2.37 東大阪市西야田のボーリング調査と土質試験結果

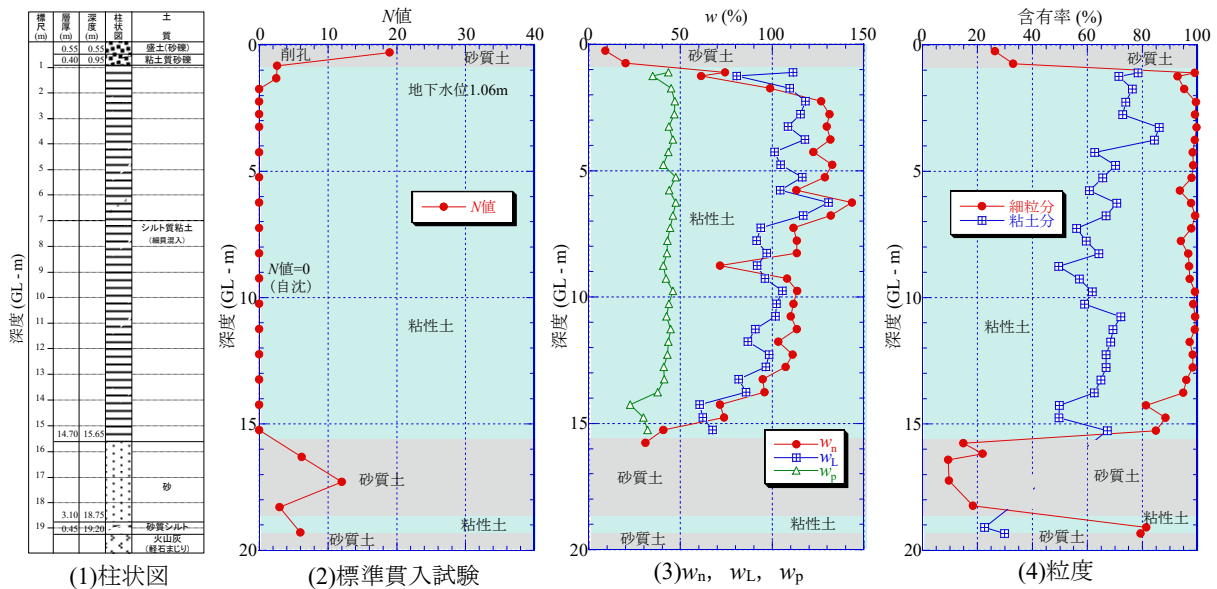


図-2.38 佐賀県白石町のボーリング調査と土質試験結果

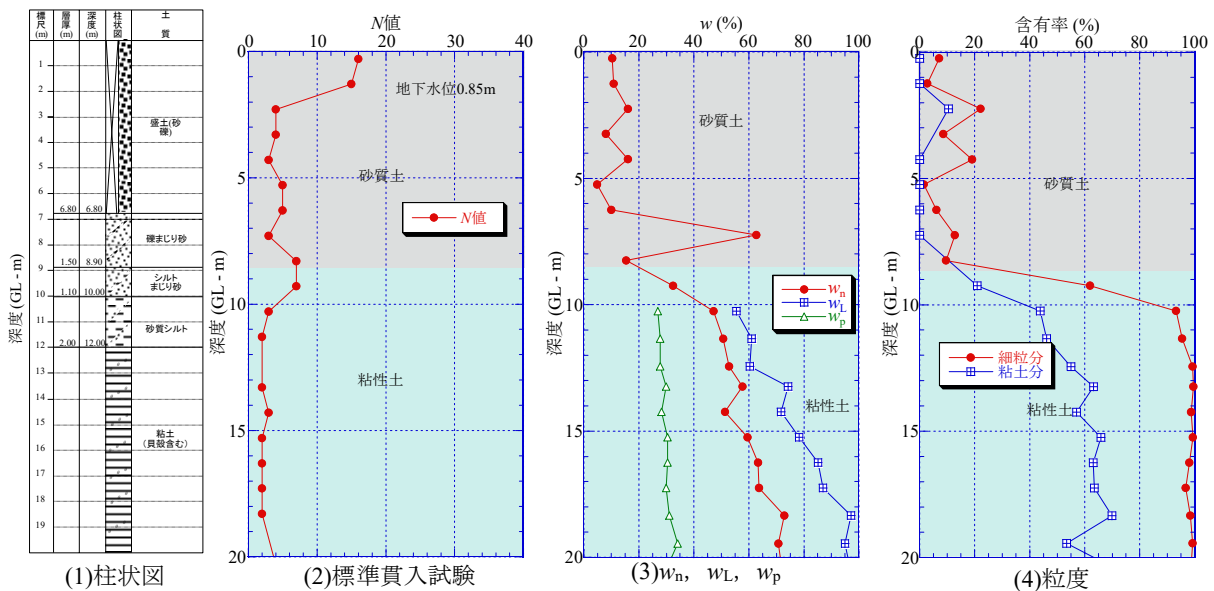


図-2.39 大阪市此花区桜島のボーリング調査と土質試験結果

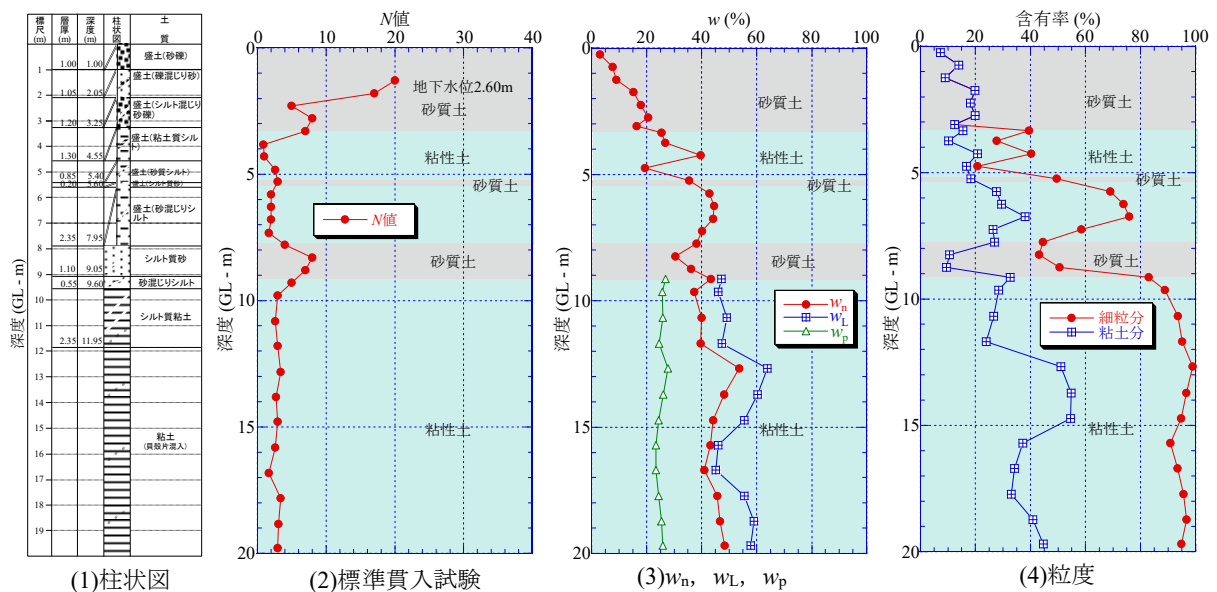


図-2.40 大阪市大正区三軒家のボーリング調査と土質試験結果

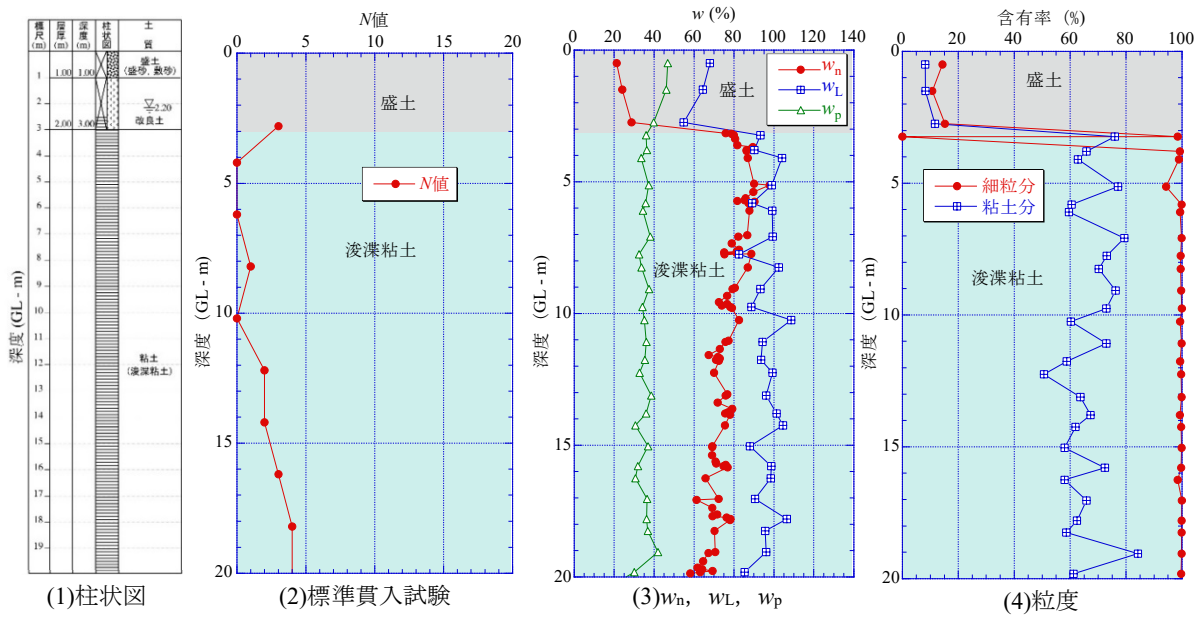


図-2.41 大阪市此花区夢洲のボーリング調査と土質試験結果

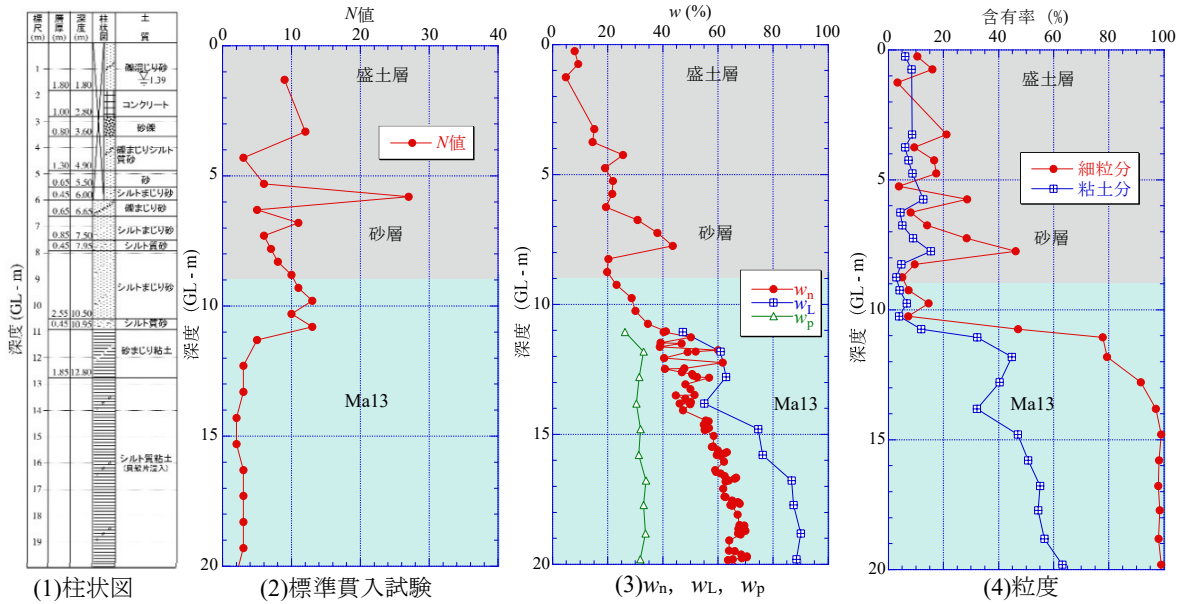


図-2.42 大阪市港区弁天6のボーリング調査と土質試験結果



## 2.5 まとめ

本研究で使用したサウンディング調査方法 (SPT, H-DCPT), 室内せん断試験方法を述べ, H-DCPT 結果の整理方法を示した。さらに, 本研究で過去 10 年間に行った日本全国の 32 調査地点とその地盤性状を示した。各地点の詳細な調査位置は付録にまとめた。

## 参考文献

- 1) 日本工業規格「標準貫入試験方法」Method for standard penetration test (JIS A 1219:2013), 2013.
- 2) 地盤工学会:地盤調査の方法と解説 一二分冊の1一, p.193, 2013.
- 3) 地盤工学会:地盤調査 基本と手引き, p.106, 2005.
- 4) 日本産業規格「動的コーン貫入試験方法」Method for dynamic cone penetration test (JIS A 1230:2018), 2018.
- 5) 武藤真幸・丸尾史郎・奈須徹夫・西田功・柴田芳彦・平田茂良・大島昭彦:滋賀県守山市における大型動的コーン貫入試験装置の自重低減効果について, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.365-366, 2013.
- 6) 丸尾史郎・檜田智之・武藤真幸・大島昭彦・平田茂良・柴田芳彦・西田功:大型動的コーン貫入試験装置の改良, 第 49 回地盤工学研究発表会, pp.195-196, 2014.
- 7) R.Dahlberg et al.:Investigations on the Swedish Ram-Sounding Method,European Symposium on Penetration Testing, pp.93-102, 1974.
- 8) 地盤工学会(2016):『新規制定地盤工学会基準・同解説 動的コーン貫入試験方法(JGS 1437-2014)』, 丸善出版, pp.15-17.
- 9) 平田拓也・大島昭彦・村田芳信・片山浩明・篠川俊夫・奈須徹夫・西田功:滋賀県守山市における地盤調査一斉試験(その6:その他コーン), 第 48 回地盤工学研究発表会, No.91, pp.181-182, 2013.
- 10) 張林松・大島昭彦・平田拓也・山路雅之・片山浩明・佐藤博:千葉県香取市佐原における小型動的コーン貫入試験の比較, 第 49 回地盤工学研究発表会, No.117, pp.233-234, 2014.
- 11) 地盤工学会:土質試験 基本と手引き(第三回改訂版), p.127, 2012.
- 12) 大島昭彦・鈴木達也・和田昌大・田中洋行・松岡達也・平田茂良:東大阪での各種サウンディング試験の比較(その1:調査概要), 第 46 回地盤工学研究発表会, pp.71-72, 2011.
- 13) 大島昭彦・田中洋行・三村衛・吉村貢・浅尾一巳・和田昌大:浦安市における各種動的サウンディング試験の比較(その1:調査概要), 第 47 回地盤工学研究発表会, pp.131-132, 2012.
- 14) 平田拓也・大島昭彦・平田茂良・深井公:大型・中型動的コーン貫入試験[SRS・MRS]の比較例(第2報), 土木学会第 68 回年次学術講演会, III-229, pp.457~458, 2013.
- 15) 大島昭彦・山田卓・鈴木達也・峯翔太郎・久保田耕司・深井晴夫・山本浩司・濱田晃之:滋賀県守山市における地盤調査一斉試験(その1:調査概要とSPT), 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.171-172, 2013.
- 16) 規矩大義・利藤房男・信本実:千葉県佐原市香取河川敷におけるサウンディング現地実験, 第 49 回地盤工学研究発表会, pp.225-226, 2014.
- 17) 新井瞬・大島昭彦・久保田耕司・深井晴夫・笹尾憲一・栗津和也:千葉県浦安市沖積粘土層の土質特性と液性限界の経時変化の測定例(第2報), 土木学会第 69 回年次学術講演会, pp.87-88, 2014.

- 18) 大島昭彦・山田卓・鈴木達也・久保田耕司・平田茂良・深井公・下平祐司・山口伸治：大阪市住之江区における地盤調査（その1：サウンディング試験結果），第50回地盤工学研究発表会，pp.169-170，2015.
- 19) 張林松・大島昭彦・峯翔太郎・久保田耕司・平田茂良・深井公・山口伸治：浦安市千鳥における地盤調査（その1：サウンディング試験結果），第50回地盤工学研究発表会，pp.173-174，2015.
- 20) 京矢侑樹・大島昭彦・峯翔太郎・新井瞬・張林松・小坂慎一・久保田耕司：浦安市千鳥における地盤調査（その2：室内土質試験との比較），第50回地盤工学研究発表会，pp.175-176，2015.
- 21) 大島昭彦・平田茂良・高橋秀一・深井公・渡辺佳勝・下平祐司・小川正宏：長野県諏訪市湖南の地盤調査一斉試験による地盤性状と沈下予測，日本材料学会，材料，Vol. 67, No.1, pp.34-41，2018.
- 22) 大島昭彦・深井公・高橋秀一：長野県諏訪市の地盤調査による地盤性状と地盤沈下リスクの検討，日本材料学会，第13回地盤改良シンポジウム論文集，pp.27-34，2018
- 23) 久保田耕司・大島昭彦・張林松・京矢侑樹・小坂慎一：浦安市高洲・舞浜における地盤調査（その1：調査概要とボーリング結果），土木学会第71回年次学術講演会，pp.291-292，2016.
- 24) 京矢侑樹・大島昭彦・野山優一・安田賢吾・久保田耕司：うめきた2期地区での地盤調査結果（その1：調査概要とボーリング結果），第52回地盤工学研究発表会，pp.113-114，2017.
- 25) 京矢侑樹・大島昭彦・小坂慎一・山田卓・深井晴夫：諏訪市上川・四賀での地盤調査結果（その1：調査概要とボーリング結果），土木学会第72回年次学術講演会，pp.629-630，2017.
- 26) 高橋秀一・平田茂良・大島昭彦・京矢侑樹・久保田耕司：熊本県益城町での地盤調査結果（その1：調査概要とボーリング結果），第52回地盤工学研究発表会，pp.153-154，2017.
- 27) 高橋秀一・平田茂良・大島昭彦・平井俊之：2016年熊本地震における益城町の宅地被害の原因究明のための地盤調査結果，Kansai Geo-Symposium 2017，地盤工学会関西支部・地下水地盤環境に関する研究協議会，pp.168-173，2017.
- 28) 大島昭彦・安田賢吾・山田卓・諏訪靖二・高橋秀一・深井公：尼崎市築地地区の地盤調査結果と地下水水位低下工法による液状化対策効果の検証，日本材料学会，材料，Vol. 69, No.1, pp.97-104，2020.
- 29) 野山優一・大島昭彦・山田卓・新大樹・中村優孝・久保田耕司：浦安市高洲8での地盤調査結果（その1：調査概要とボーリング結果），第53回地盤工学研究発表会，pp.175-176，2018.
- 30) 久保田耕司・大島昭彦・新大樹・安田賢吾・末吉拳一：諏訪市豊田・湖南での地盤調査結果（その1：調査概要とボーリング結果），土木学会第73回年次学術講演会，pp.307-308，2018.
- 31) 久保田耕司・中井健博・大島昭彦・安田賢吾・近藤政弘・坂本寛章：大阪市港区弁天町地区での地盤調査結果（その1：調査概要とボーリング結果），第54回地盤工学研究発表会，pp.115-116，2019.
- 32) 大島昭彦・近藤政弘・坂本寛章・阪東聖人・中井健博・深井晴夫・久保田耕司：大阪市港区弁天町地区での地盤調査結果，Kansai Geo-Symposium 2019，地盤工学会関西支部・地下水地盤環境に関する研究協議会，pp.50-55，2019.
- 33) 中井健博・大島昭彦・安田賢吾・菊池康明・大浦和香子：埼玉県越谷市新川町での地盤調査結果（その1：調査概要とボーリング結果），第54回地盤工学研究発表会，pp.109-110，2019.
- 34) 田中さち・大島昭彦・安田賢吾・亀井秀一・中井健博・島田徹也：茨城県稲敷市浮島での地盤調査結果（調査概要とボーリング結果），第54回地盤工学研究発表会，pp.223-224，2019.
- 35) 大島昭彦・安田賢吾・前田直也・杉原晋作・佐藤達哉・山口徹・河合祐蔵・中村茂行・中曾康壽・中尾正喜：大阪市舞洲における地盤調査結果（その1：調査概要とボーリング結果），土木学会第74回年次学術講演会，III-533，2019.

- 36) 段志嘉・大島昭彦・田中さち・糟谷祐多・中井健博・高原範博・久保昌紀：東大阪市西岩田地区での地盤調査結果（その1：調査概要とボーリング結果），第55回地盤工学研究発表会，No.21-6-1-01，2020.
- 37) 武野航大・大島昭彦・糟谷祐多・高橋秀一・深井公・久保昌紀：東大阪市西岩田での地盤調査結果と粘土層の土質特性，日本材料学会，第14回地盤改良シンポジウム，pp.563-570，2020.
- 38) 武野航大・大島昭彦・田中さち・天満脩平・中井健博：佐賀県白石町での地盤調査結果（その1：調査概要とボーリング結果），第55回地盤工学研究発表会，No.21-6-5-03，2020.
- 39) 大島昭彦・田中さち・武野航大・段志嘉・高橋秀一・深井公：佐賀県白石町での地盤調査結果と有明粘土層の土質特性，日本材料学会，第14回地盤改良シンポジウム，pp.571-576，2020.
- 40) 武野航大・大島昭彦・田中さち・天満脩平・糟谷祐多・段志嘉・安岡政光・面屋菜波：大阪市此花区桜島での地盤調査結果（ボーリング・サウンディング結果），土木学会第75回年次学術講演会，III-464，2020.
- 41) 坂口達也・大島昭彦・武野航大・糟谷祐多・中井健博・安岡政光：大阪市大正区三軒家での地盤調査一斉試験（その1：調査概要とボーリング結果），第56回地盤工学研究発表会，No.12-2-1-03，2021.
- 42) 大島昭彦・一谷浩史・萩原侑大・林口美木・岡田広久：夢洲2区（万博用地）の浚渫粘土層の土質特性，第57回地盤工学研究発表会，No.20-8-2-03，2022.
- 43) 坂口雄人・大島昭彦・萩原侑大・坂口達哉・今田清重・辻内健：大阪市港区弁天6での地盤調査一斉試験（その1：調査概要とボーリング結果），第57回地盤工学研究発表会，No.22-2-2-04，2022.

## 第3章 各地点のH-DCPT結果

### 3.1 H-DCPT結果と $N$ 値、 $s_u$ 値との関係

#### 3.1.1 試験結果

表-2.4に示した32地点で実施したH-DCPTの結果を図-3.1～図3.32に示す。各図の(1)は柱状図、(2)は測定打撃回数 $N_{dm}$ 、(3)はトルク $M_v$ 、(4)は補正打撃回数 $N_d$ である。(4)にはSPTの $N$ 値も併記した。各図は土質を区別するために、砂質土は灰色、粘性土は水色、高有機質土は黄色の背景色で表している。各地点の土質特性は図-2.11～2.42に示した。使用した試験機は、YBM社製の全自動式の新型機（打撃装置の自重低減機）で、各地点とも複数回試験を実施している場合は、多少のばらつきはあるがほぼ結果が一致しており、試験の再現性が高いといえる。ただし、図-3.11～3.25では、トルク測定時の先端コーンの音を測定したH-DCPTの結果<sup>1)</sup>も示している。音測定ではコーンと地盤の摩擦音を測定するためコーンとロッドを固定しているが、1.2.1(4)で述べたように、コーンとロッドの結合形式による影響はあまりないので、通常測定と同等とみなした。

図-3.1の守山市今浜では、図(2)、(3)よりNo.1、2ともに $N_{dm}$ 、 $M_v$ はほぼ一致している。図(4)より $N_d$ 値は5m以深の粘土部で漸増している。なお、深度5～18mでは粘土のサンプリングを実施したため、 $N$ 値の測定はしていない。

図-3.2の守山市水保では、図(3)の $M_v$ は深度0～10mでNo.1の方が若干大きい。図(4)よりNo.1、2の $N_d$ はほぼ一致している。 $N_d$ と $N$ 値は、傾向はほぼ一致している。砂質土部で増減が見られるが、 $N_d$ の方がやや大きく、また、深度24～25mの高有機質土でも、 $N_d$ の方が若干大きくなった。

図-3.3の大阪市大正区鶴町では、図(3)よりNo.1の $M_v$ は若干大きい。図(4)の $N_d$ はほぼ一致している。これは、 $M_v$ が小さく補正打撃回数 $N_d$ にあまり影響しないためである。図(4)より $N_d$ と $N$ 値は、深度0～8m程度までは整合しているが、10～25mの粘性土部では $N$ 値が0→4と微増であるのに対し、 $N_d$ 値は4→17（No.2：深度23m）と増加が大きくなった。

図-3.4の浦安市港では、図(4)より $N_d$ と $N$ 値は、深度0～16mでは同様の傾向にあるが、 $N_d$ の方が大きい。深度16m以深の粘土部で明らかに $N_d$ の方が大きくなった。

図-3.5の唐津市岸山（調査深度10m）では、図(2)よりNo.1の $N_{dm}$ が深度3mで大きくなったが、盛土部で礫、石などに当たったと考えられる。図(3)よりNo.1、2の $M_v$ は、深度0～7mではNo.2が大きく、7～10mではNo.1が大きくなった。図(4)より $N_d$ は深度7mから急激に大きくなったが、 $N$ 値は深度5mから徐々に大きくなり、深度7.3mで43、7.7m以深では100を超えた。

図-3.6の唐津市原では、図(2)よりNo.1、2の $N_{dm}$ は同様の傾向にあるが、深度15m以深の砂礫層ではNo.1の方がおおきくなった。図(3)より $M_v$ は、若干No.2の方が大きい。図(4)より $N_d$ と $N$ 値は、同様の傾向を示した。

図-3.7の香取市佐原地点1では、緩衝材の硬度を変えてH-DCPTを実施した。No.1は硬度90、No.2は硬度60である（緩衝材の影響については1.2.1(3)を参照されたい）。図(2)よりNo.1、2の $N_{dm}$ は同様の傾向を示した。図(3)よりNo.1、2の $M_v$ も同様の傾向にあるが、深度12～17mで若干No.1の方が大きかった。なお、香取市佐原地点1ではSPTを実施していない。

図-3.8の香取市佐原地点2では、図-3.7と同様に、緩衝材の硬度を変えてH-DCPTを実施した。図(2)よりNo.1、2の $N_{dm}$ は同様の傾向を示した。図(3)よりNo.1、2の $M_v$ も同様の傾向にあるが、深度10～20mでNo.1の方が大きかった。図(4)より $N_d$ と $N$ 値は、同様の傾向を示したが、深度17～20mで $N_d$ の方が大きくなった。

図-3.9 の大阪市住之江区泉では、1回の測定のみであるが、図(2)より深度 13.2m の粗砂層で  $N_{dm}$  が 112 に達した。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~12m では同様の傾向を示したが、 $N_d$  の方が若干大きい。深度 14m 以深では、 $N$  値は 4 程度で一定なのに対し、 $N_d$  は漸増し、深度 20m で 22 に達した。

図-3.10 の浦安市千鳥では、図(2)より No.1, 2 の  $N_{dm}$  は同様の傾向にあるが、No.1 は深度 12m の砂層でかなり大きくなった。図(3)より No.1, 2 の  $M_v$  は、若干ばらつきはあるが同様の傾向が見られた。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~13m では同様の傾向にあり、深度 12m の大きくなる傾向も一致した。深度 14m 以深の粘性土では  $N_d$  のほうが大きく、特に 18m 以深で顕著であった。

図-3.11 の大阪市西淀川区中島では、図(3)より No.1, 2 の  $M_v$  は深度が深くなるほど大きくなった。深度 5~11m では No.1 の方が若干大きく、14~15m の砂質土で No.2 で大きくなった。深度 15m 以深は、No.2 が若干大きく双方の  $M_v$  は深度が深くなるほど大きくなった。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値では明らかに  $N_d$  の方が大きくなった。 $N_d$  は深度 11~15m の砂質土で増減が激しく生じたが、深度 5~11m, 15~25m の粘性土では深度が深くなるほど大きくなった。 $N$  値は、深度 11~15m の砂質土で  $N_d$  と同様に大きくなるが  $N_d$  よりも小さく、深度 5~11m, 15~25m の粘性土では  $N=2\sim5$  程度であり変化がなかった。

図-3.12 の諏訪市湖南 1 では、図(2), (3)より  $N_{dm}$ ,  $M_v$  は深度 4m からの高有機質土で漸増し、12~15m の砂質土で大きくなり、15m 以深で再度漸増した。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は明らかに  $N_d$  の方が大きくなった。 $N_d$  は  $N_{dm}$  と同様に深度 5m から漸増し、12~15m の砂質土で大きくなり、15m から再度漸増した。 $N$  値は、表層を除く深度 2~12m では  $N=0\sim2$  で、12~15m の砂質土でやはり大きくなり、15~25m で  $N=4$  から 10 前後まで上下しながらゆるやかに漸増した。

図-3.13 の浦安市高洲 6 では、図(2)より深度 15m 以深で No.2 の方が若干大きくなった。図(3)より  $M_v$  は 5m 以深では No.2 の方が明らかに大きくなった（音測定のためのコーン固定の影響が少し現れている）。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~14m でばらつきはあるがほぼ同様の傾向を示した。なお、深度 16m 以深はサンプリングを実施したため  $N$  値の測定はしていない。

図-3.14 の浦安市運動公園 2 では、図(2)より No.2 は 14.2m で試験を終了している。図(3)より No.1, 2 の  $M_v$  はばらついているが、深度 0~5m では No.1 が、深度 10~14m では No.2 が若干大きくなった。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~13m でばらつきはあるがほぼ同様の傾向を示した。なお、深度 13m 以深はサンプリングを実施したため  $N$  値の測定はしていない。

図-3.15 の大阪市北区うめきたでは、図(2)より深度 0~5m では No.1 の  $N_{dm}$  が若干大きく、9~20m では逆に No.2 が若干大きくなった。 $N_{dm}$  は、深度 7m 以深の粘土部で漸増した。図(3)より No.1 の  $M_v$  が表層部で大きくなったのは、障害物の可能性がある。深度 5m 以深では、No.2 の  $M_v$  の方が明らかに大きくなった（これもコーン固定の影響が現れている）。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~6m ではばらつきはあるが同様の傾向を示している。深度 6m 以深では、あきらかに  $N_d$  の方が大きくなった。 $N_d$  は深度とともに漸増したが、 $N$  値は深度 6~23m で  $N<8$  であった。

図-3.16 の諏訪市上川では、図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~9m では一致した。深度 9m 以深では、深度 10, 18m の砂層で大きくなる傾向は同様であるが、全体的に  $N_d$  の方が大きくなった。特に深度 13~17m の高有機質土で  $N$  値は  $N=3\sim4$  で一定であるのに対し、 $N_d$  は深度とともに漸増した。

図-3.17 の諏訪市四賀では、図(2), (3)より  $N_{dm}$ ,  $M_v$  は、高有機質土、砂質土を含み深度とともに漸増した。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度とともに漸増したが、 $N$  値の方がより大きくなった。

図-3.18 の熊本県益城町では、図(3)より  $M_v$  は No.2 の方が若干大きくなった。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、同様の傾向を示したが、深度 12~16m 及び 20m 以深では  $N_d$  の方が大きくなった。

図-3.19 の尼崎市築地では、図(2), (3)より  $N_{dm}$ ,  $M_v$  は深度 10~22m の粘土部で深度とともに漸増し



た。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、表層の砂礫を除き、深度 2~10m では同様の傾向が見られたが、深度 10~22m の粘土部では、 $N_d$  は深度とともに漸増し  $N$  値よりも大きくなった。

図-3.20 の浦安市高洲 8 では、図(2)より図(3)より  $N_{dm}$ 、 $M_v$  は深度方向に漸増があるが、No.2 の方が若干大きくなった。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~10m では同様の傾向が見られた。深度 10~15m は細砂とシルトの互層になっているが、 $N_d$  の方が若干大きくなった。深度 15m 以深の鋭敏粘土（図-2.30 参照）では、 $N=0$  であるのに対し、No.1 は  $N_d=5$ 、No.2 は  $N_d=5\sim 9$  程度となり、 $N_d$  の方が大きくなった。

図-3.21 の諏訪市豊田では、図(2)、図(3)より  $N_{dm}$ 、 $M_v$  は No.1 の方が大きくなった。 $N_{dm}$ 、 $M_v$  は、深度 14m 以深の粘性土で深度方向に漸増した。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~13m では同様の傾向が見られるが、深度 13m 以降の粘土部では、 $N$  値は  $N=1\sim 2$  で変化が見られないが、 $N_d$  は深度とともに大きくなった。

図-3.22 の諏訪市湖南 2 では、図(3)より  $M_v$  は深度 14~16m、19~20m の砂質土で No.2 の方が若干大きくなった。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度とともに漸増したが、 $N_d$  の方が大きくなった。

図-3.23 の大阪市港区波除では、図(3)より  $M_v$  は通常測定である No.1、2 では一致しているが、音測定である No.3 は少し大きくなった。 $N_{dm}$ 、 $M_v$  は、深度 12m 以深の粘土部で深度とともに漸増した。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~12m では同様の傾向にあったが、12m 以深の粘土部では  $N$  値は 3 程度で一定であるのに対し、 $N_d$  は深度とともに漸増し、 $N$  値よりもかなり大きくなった。

図-3.24 の越谷市新川町では、図(3)より  $M_v$  は通常測定の No.1 の方がやや大きくなった。図(4)より  $N_d$  は  $N$  値より全体に大きくなった。越谷は超鋭敏粘土であり（図-2.34 参照） $N$  値は表層部を除いて深度 25m まで  $N=0$ （自沈）が連続した。それに対し  $N_d$  は、3~4 程度になった。

図-3.25 の稲敷市浮島（全体に砂質土地盤）では、図(3)より  $M_v$  は音測定の No.2 の方が明らかに大きくなった。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は深度 0~15m では同様の傾向を示したが、15m 以深では  $N_d$  の方が大きくなった。

図-3.26 の大阪市此花区舞洲（測定 1 回のみ）では、図(2)、(3)より  $N_{dm}$ 、 $M_v$  は、深度とともに漸増した。この地点は深度 6~18.5m までは浚渫粘土である。図(4)より、深度 6~18m の浚渫粘土は軟弱なため  $N$  値がほぼ 0（自沈）であるのに対し、 $N_d$  は 4→17 に漸増した。

図-3.27 の東大阪市西岩田では、図(3)より  $M_v$  は、深度 0~10m では No.2 が、10m 以深では No.1 の方が大きくなった。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~5m では同様の傾向を示したが、6~15m の粘性土では  $N$  値はほぼ 0（自沈）である（鋭敏粘土のため、図-2.37 参照）のに対し、 $N_d$  は 3~5 程度で大きくなった。深度 19m 以深の砂質土では、ばらつきはあるが  $N_d$  の方が大きくなった。

図-3.28 の佐賀県白石町では、図(2)より深度 1.5~14m の  $N_{dm}$  は自沈のため 0 となった。これは超鋭敏な有明粘土のためである（図-2.38 参照）。図(3)より  $M_v$  は、自沈時は 0 に対してロッド継足し時の測定値がひげ状に現れている。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、ほぼ同様の傾向を示した。

図-3.29 の大阪市此花区桜島では、図(2)、(3)より  $N_{dm}$ 、 $M_v$  は、深度 10m 以深の粘性土では、深度とともに漸増したが、No.1 の方が若干大きくなった。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~10m では同様の傾向を示したが、10m 以深の粘性土では、 $N$  値は 2~4 であまり変化がなかったが、 $N_d$  は深度とともに漸増し、わずかに  $N$  値より大きくなった。

図-3.30 の大阪市大正区三軒家では、図(3)より  $M_v$  は、深度 0~16m では No.2 の方が若干大きい、16m 以深では No.1 と一致した。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 0~9m では同様の傾向を示したが、10m 以深の粘性土では、 $N$  値は 2~4 であまり変化がなかったが、 $N_d$  は深度とともに漸増し、明らかに  $N$  値より大きくなった。

図-3.31 の大阪市此花区夢洲（測定は1回のみ）では、図(2), (3)より  $N_{dm}$ ,  $M_v$  は深度 5~23m まで深度とともに漸増した。この地点も深度 23.6m まで浚渫粘土である。図(4)より浚渫粘土部の  $N$  値は 0~4 であるが、 $N_d$  は深度とともに漸増し、明らかに  $N$  値よりも大きくなった。

図-3.32 の大阪市港区弁天 6 では、図(2), (3)より  $N_{dm}$ ,  $M_v$  は深度 11m 以深の粘土部で深度とともに漸増した。図(4)より  $N_d$  と  $N$  値は、深度 3~11m の砂質土では同じ傾向を示したが、11m 以深の粘性土では  $N$  値は 2~3 で変化がなかったが、 $N_d$  は深度とともに漸増し、明らかに  $N$  値よりも大きくなった。

以上の全 32 地点での H-DCPT の結果を以下にまとめる。

- ・同一地点で H-DCPT を複数回実施した場合、 $N_{dm}$ ,  $M_v$  はほぼ同じ結果となり試験の再現性は高い。
- ・砂質土での  $N_d$  と  $N$  値は比較的近い値を示す。
- ・深度 10~15m 以深で粘性土が連続する場合、 $N$  値は 0~5 程度でありあまり変化しないが、微増であるのに対し、 $N_d$  は深度方向に漸増し、明らかに  $N$  値よりも大きい。
- ・全体に深度が深くなるほど、 $N_d$  は  $N$  値に比べて大きくなる傾向があり、周面摩擦力の影響がまだ現れていると考えられる。

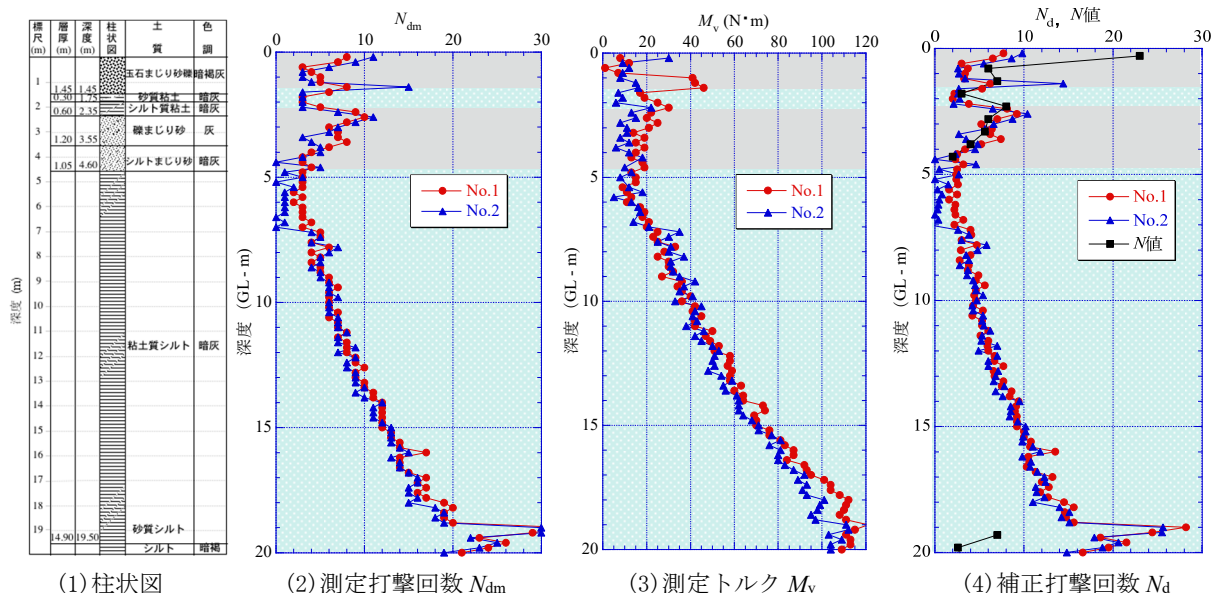


図-3.1 守山市今浜の H-DCPT の結果

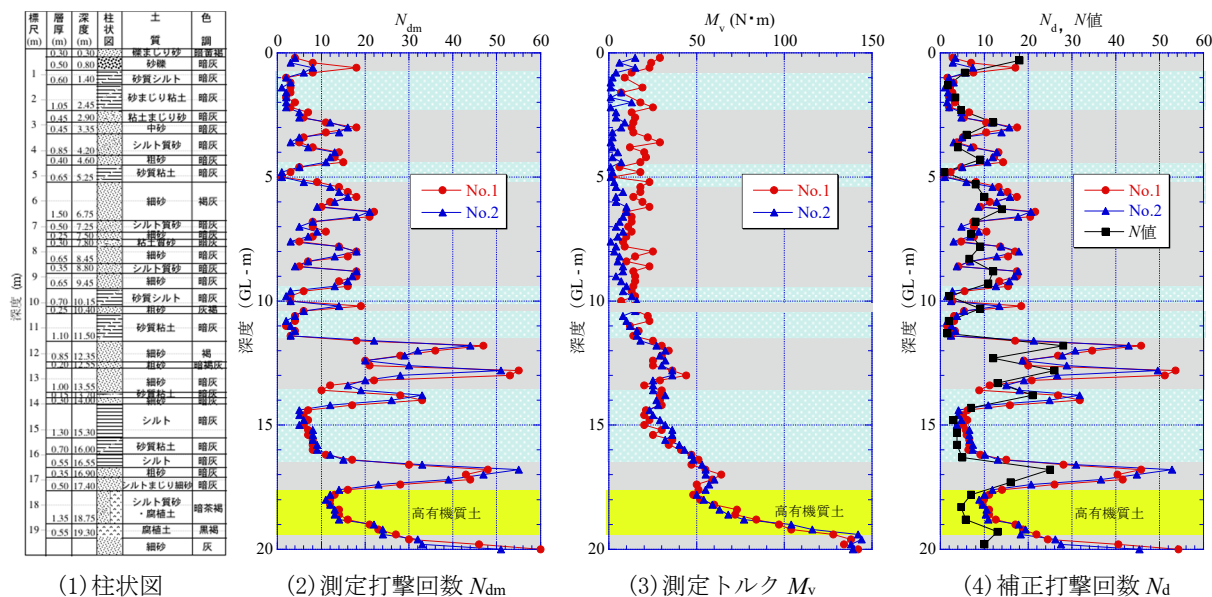


図-3.2 守山市水保の H-DCPT の結果

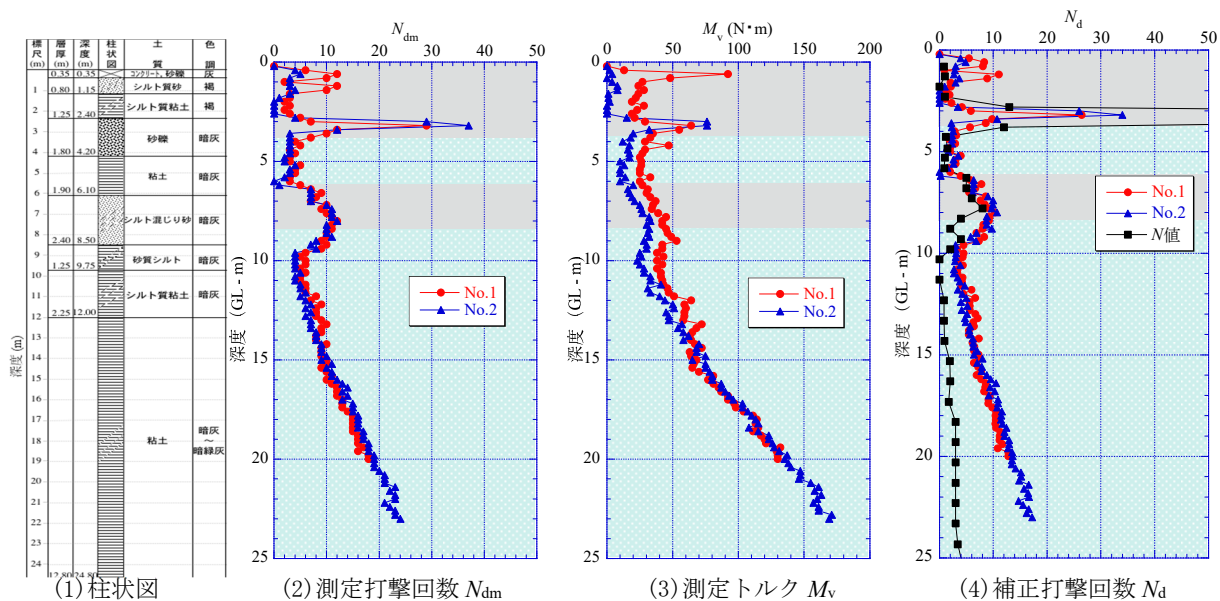


図-3.3 大阪市大正区鶴町の H-DCPT の結果

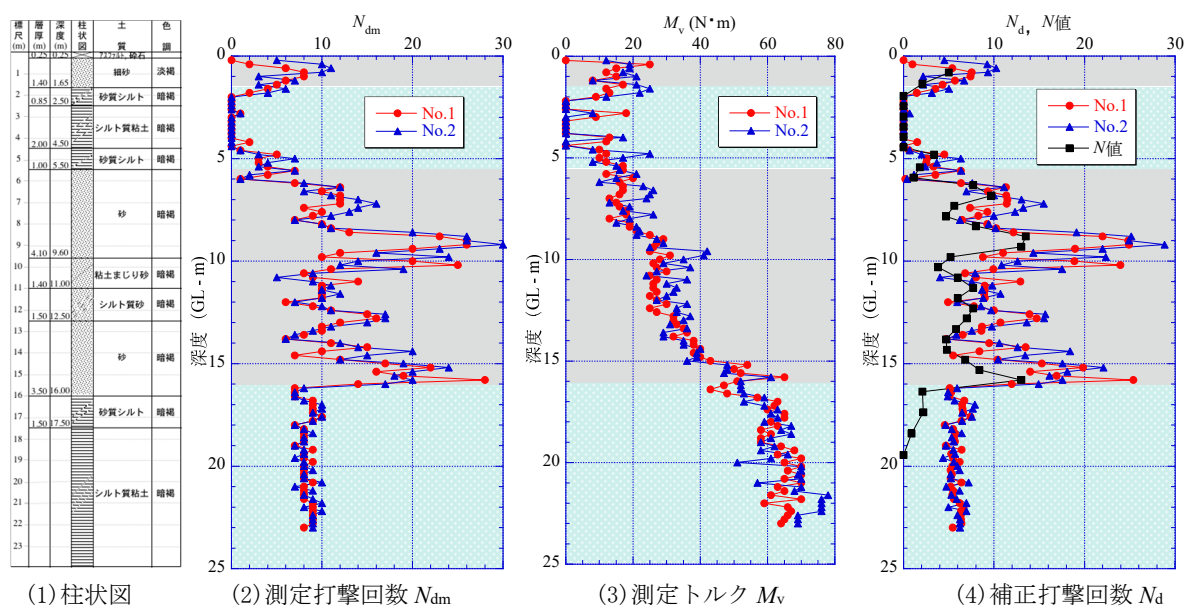


図-3.4 浦安市港の H-DCPT の結果

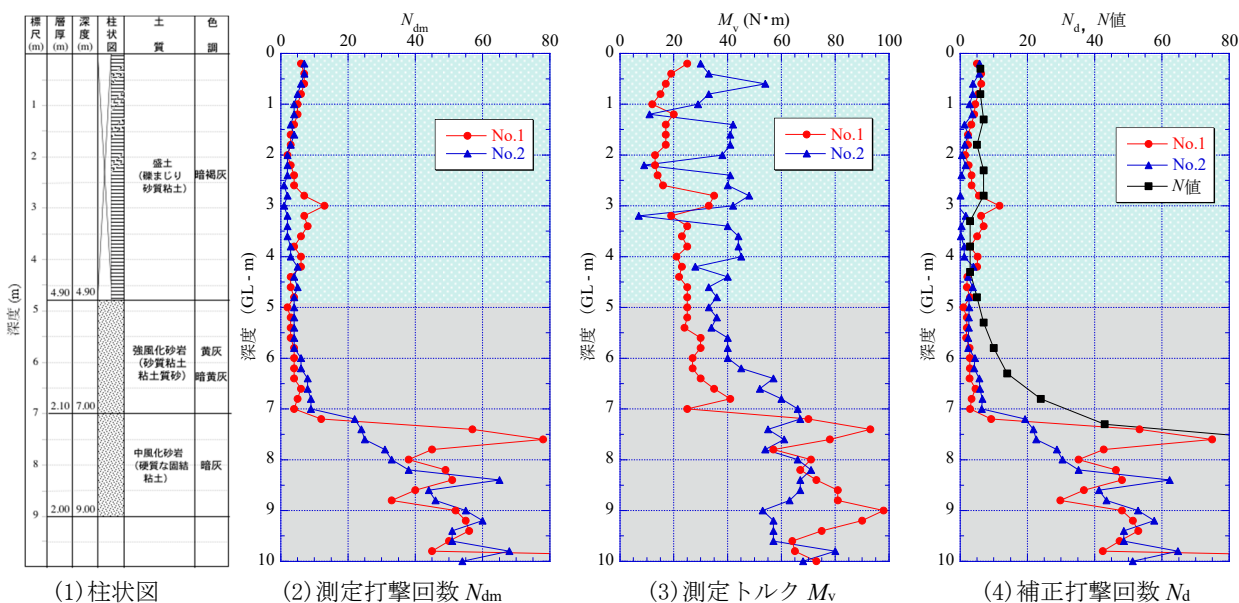


図-3.5 唐津市岸山の H-DCPT の結果

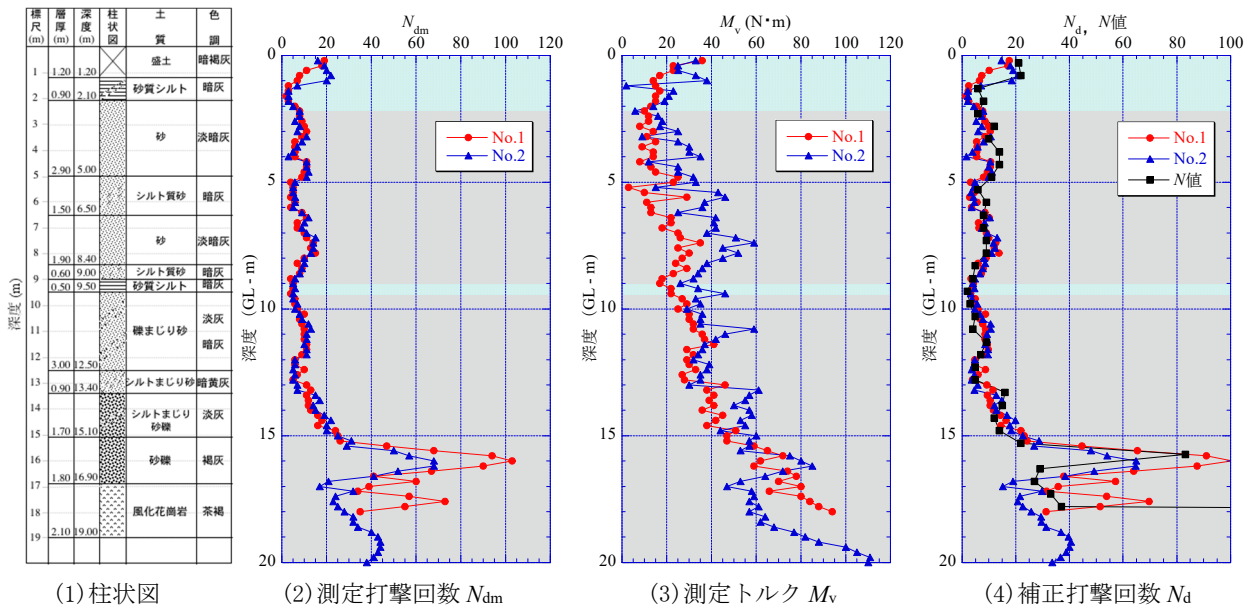


図-3.6 唐津市原の H-DCPT の結果

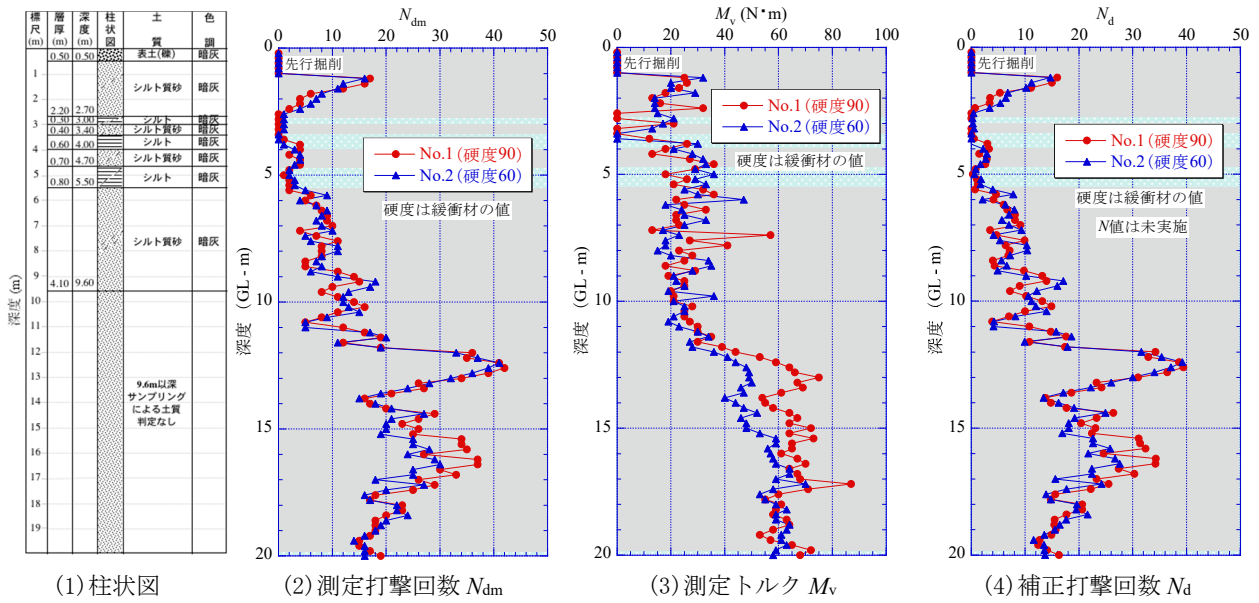


図-3.7 香取市佐原地点1の H-DCPT の結果

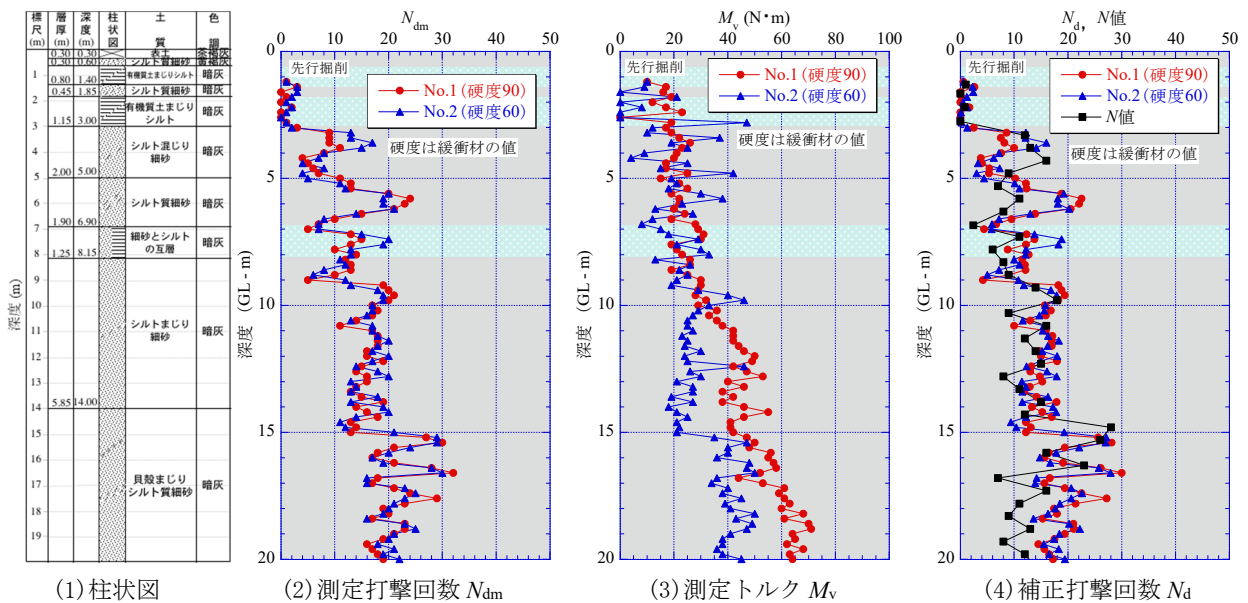


図-3.8 香取市佐原地点2の H-DCPT の結果



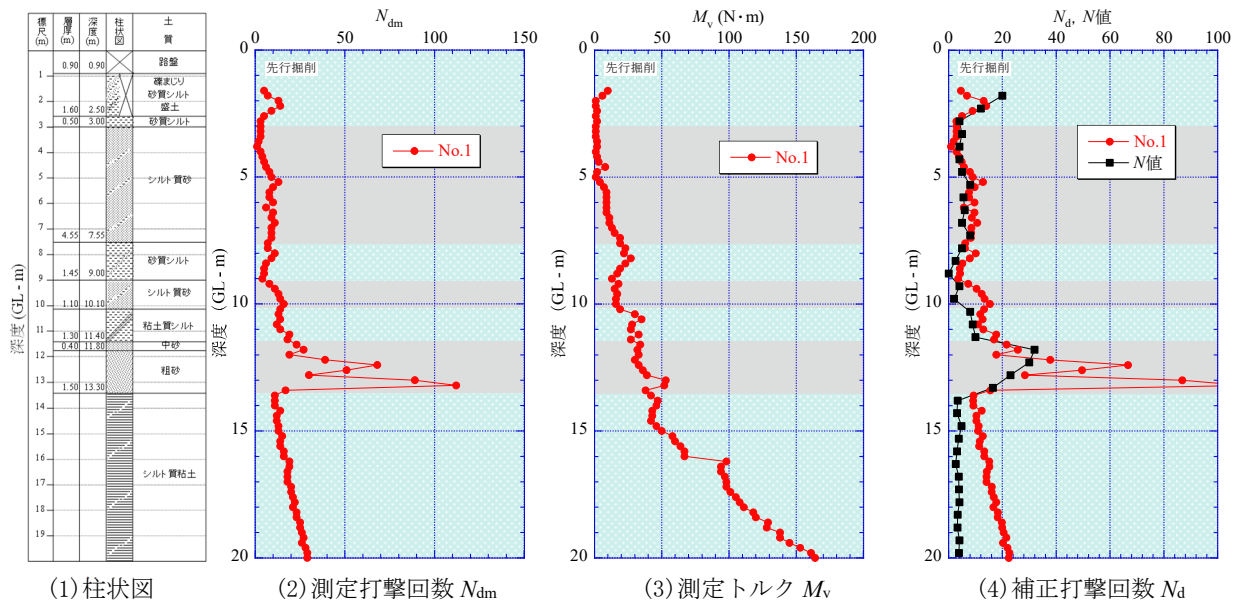


図-3.9 大阪市住之江区泉の H-DCPT の結果

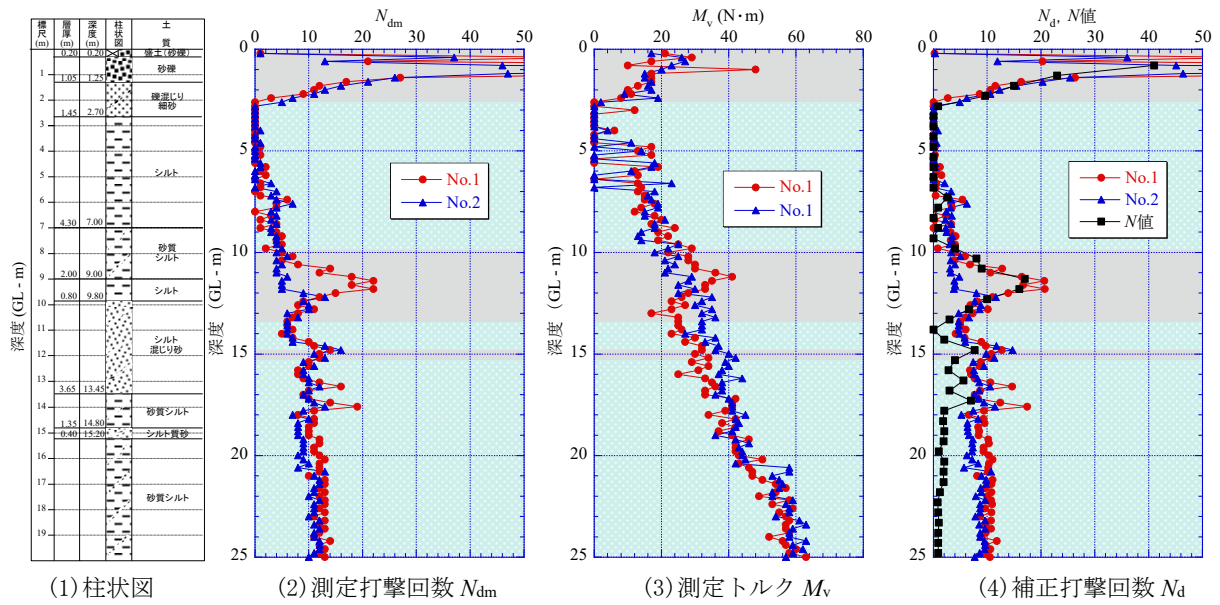


図-3.10 浦安市千鳥の H-DCPT の結果

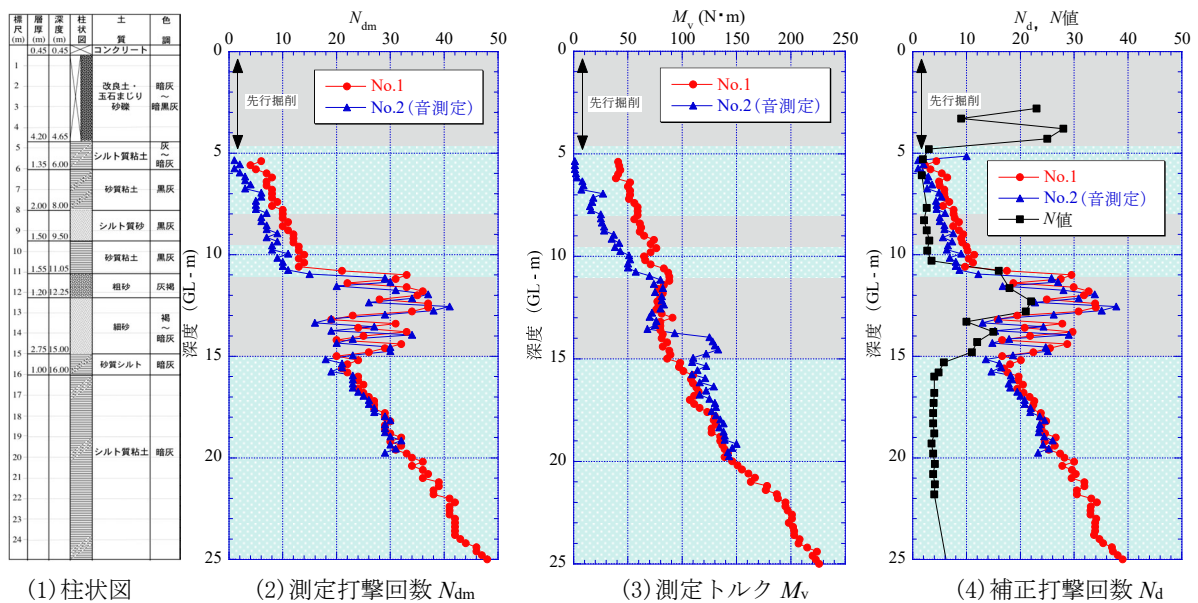


図-3.11 大阪市西淀川区中島の H-DCPT の結果



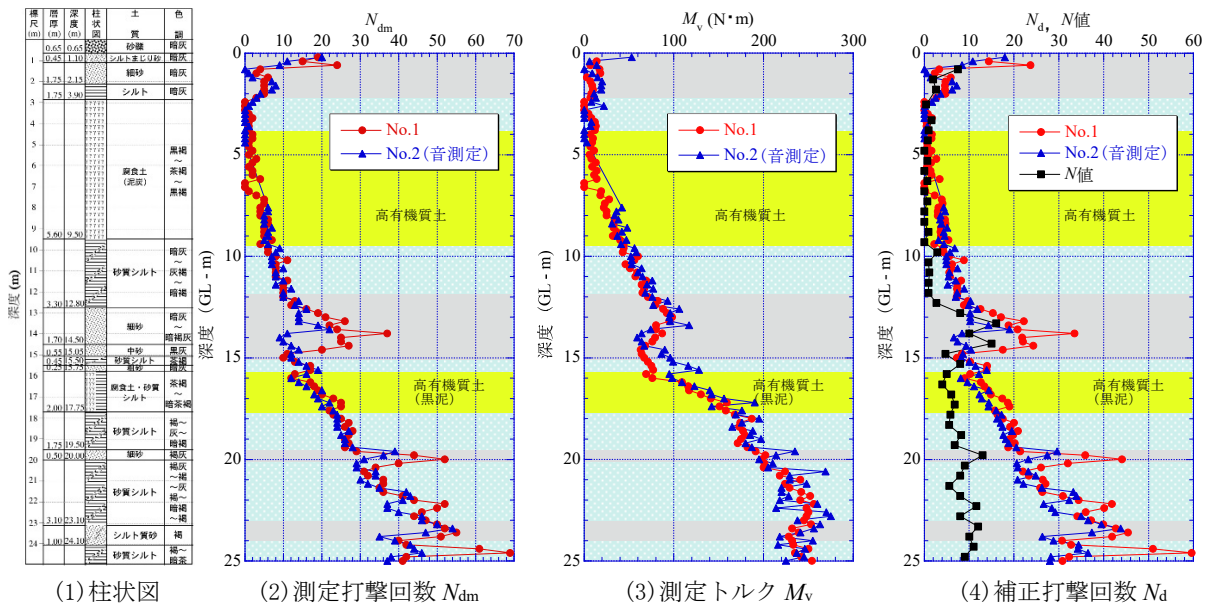


図-3.12 諏訪市湖南1のH-DCPTの結果

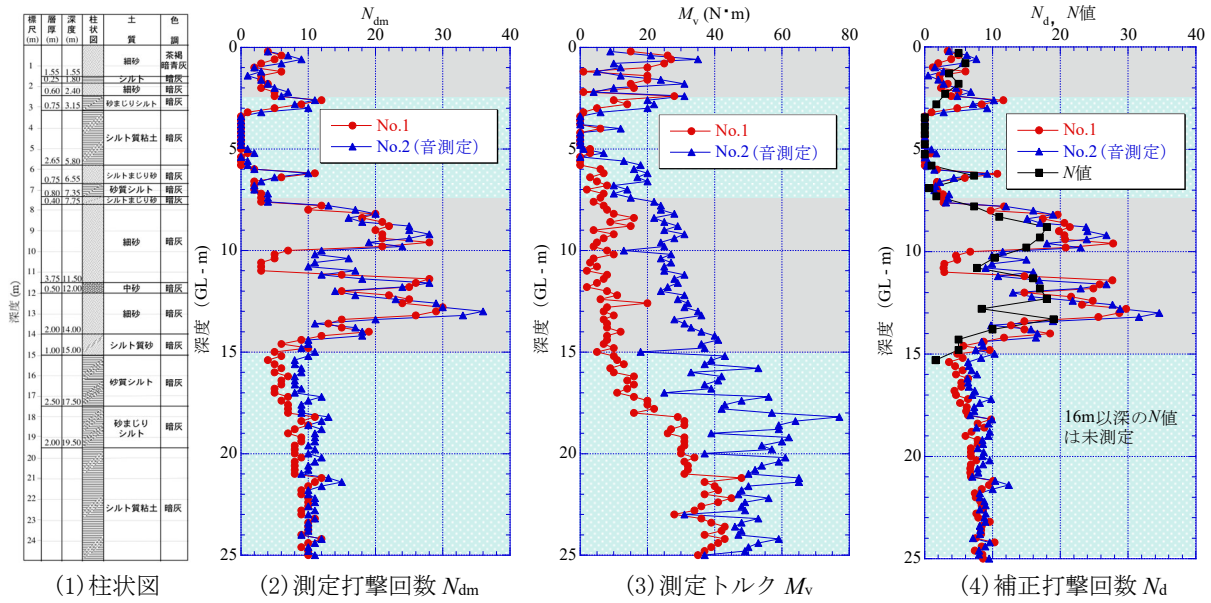


図-3.13 浦安市高洲6のH-DCPTの結果

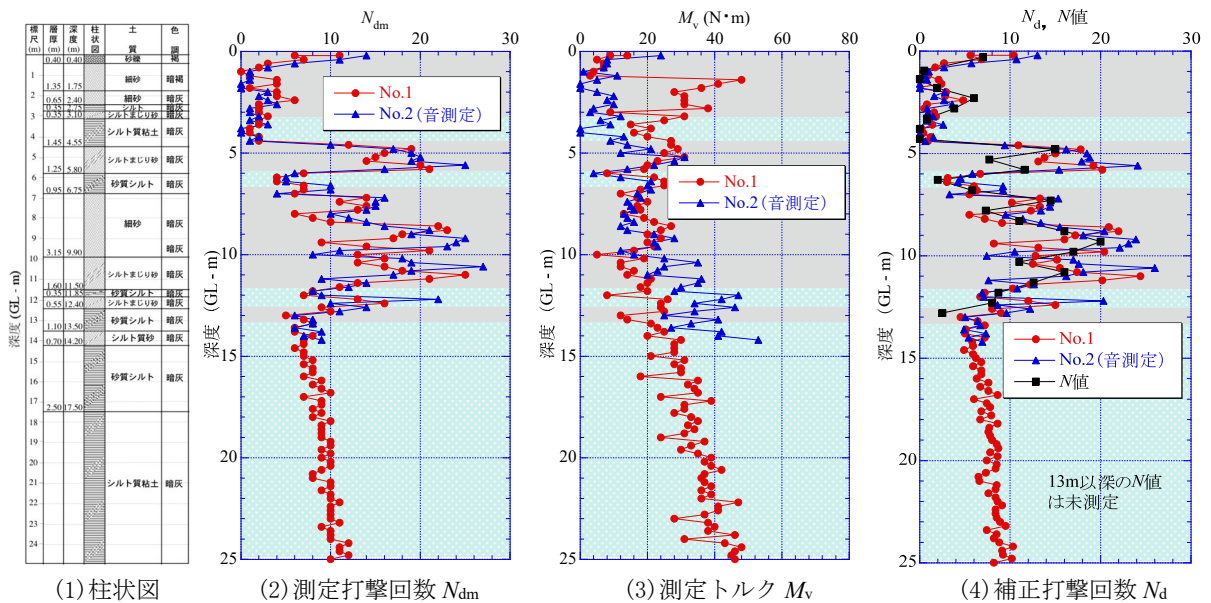


図-3.14 浦安市運動公園2のH-DCPTの結果

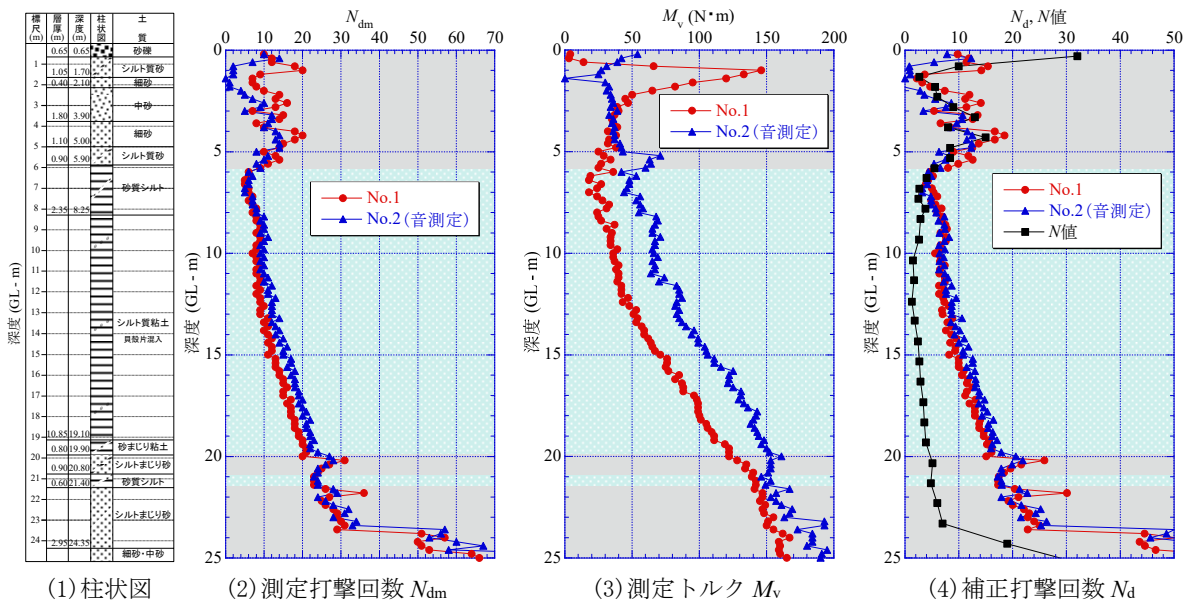


図-3.15 大阪市北区うめきたの H-DCPT の結果

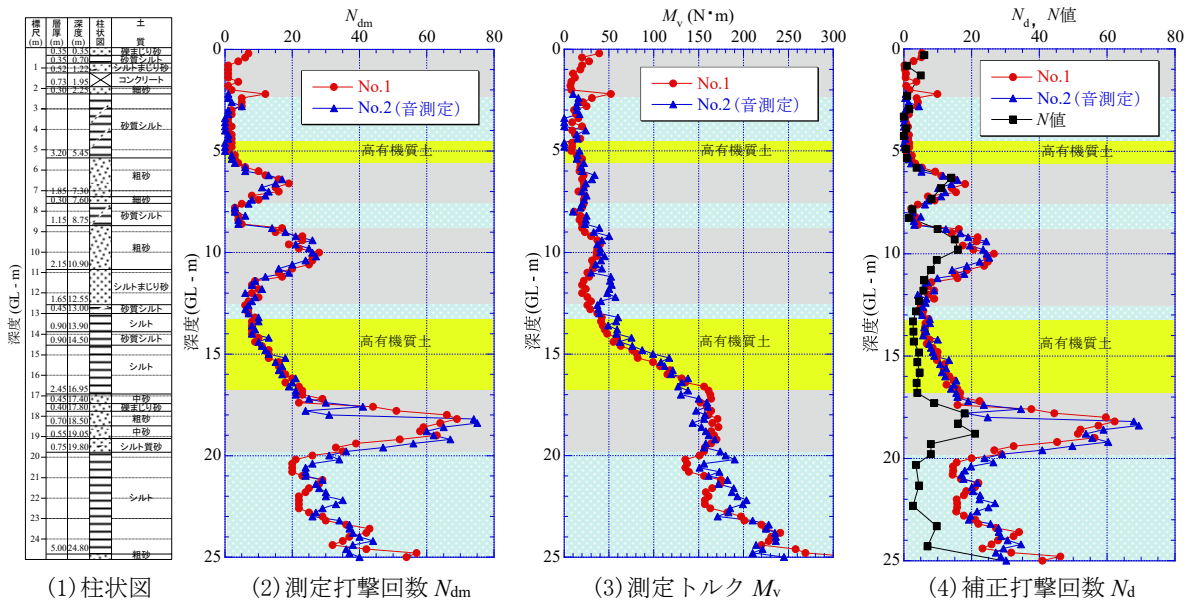


図-3.16 諏訪市上川の H-DCPT の結果

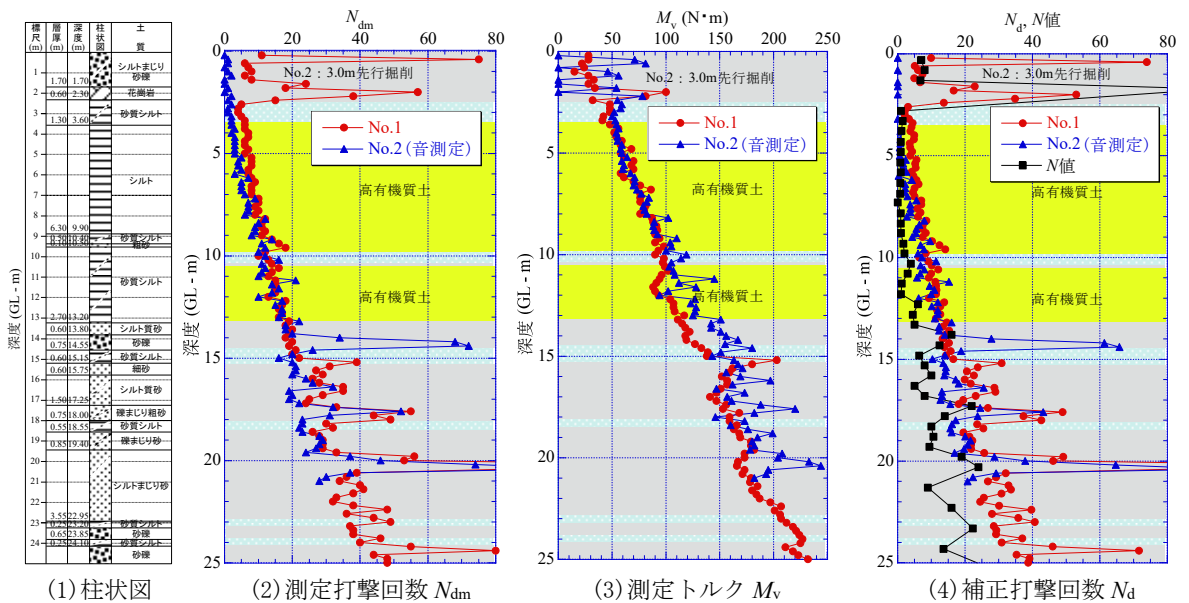


図-3.17 諏訪市四賀の H-DCPT の結果

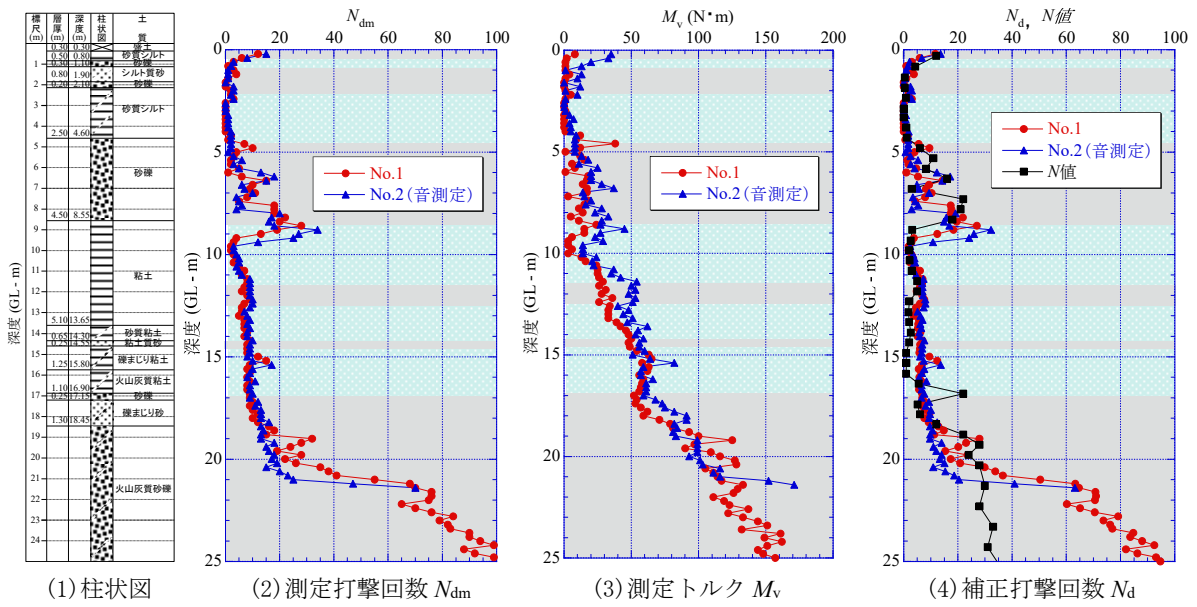


図-3.18 熊本県益城町の H-DCPT の結果

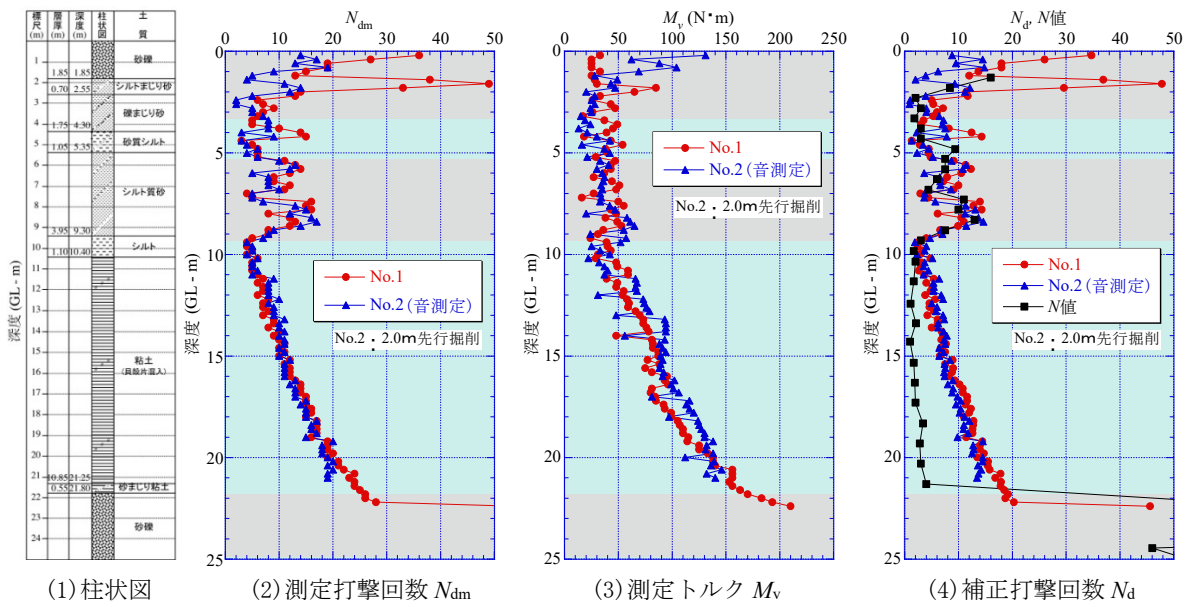


図-3.19 尼崎市築地の H-DCPT の結果

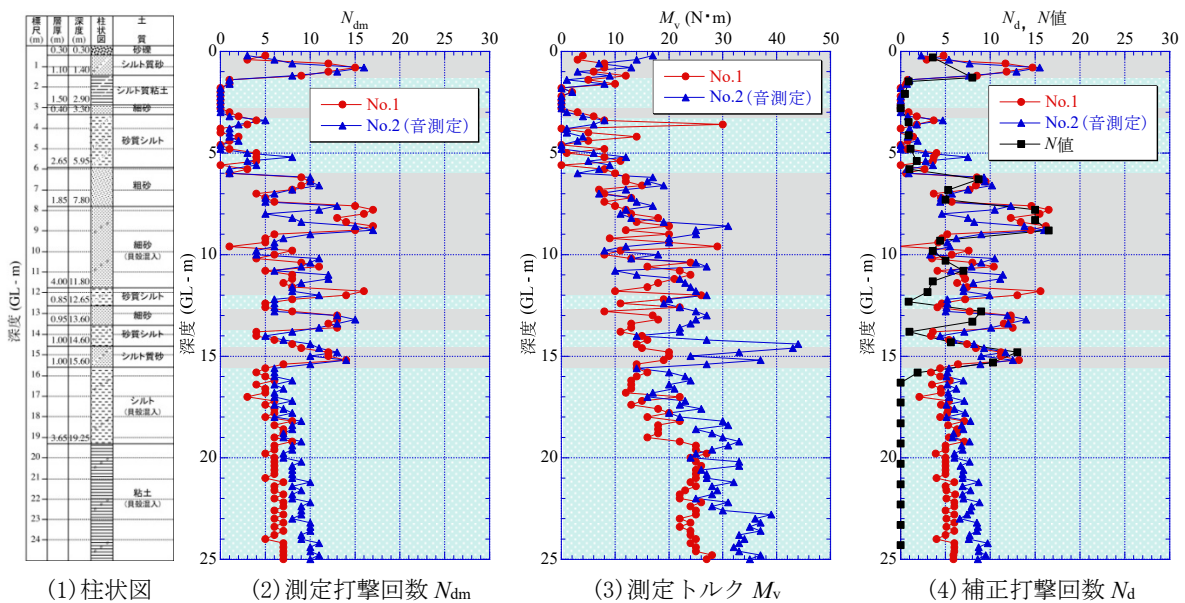


図-3.20 浦安市高洲 8 の H-DCPT の結果



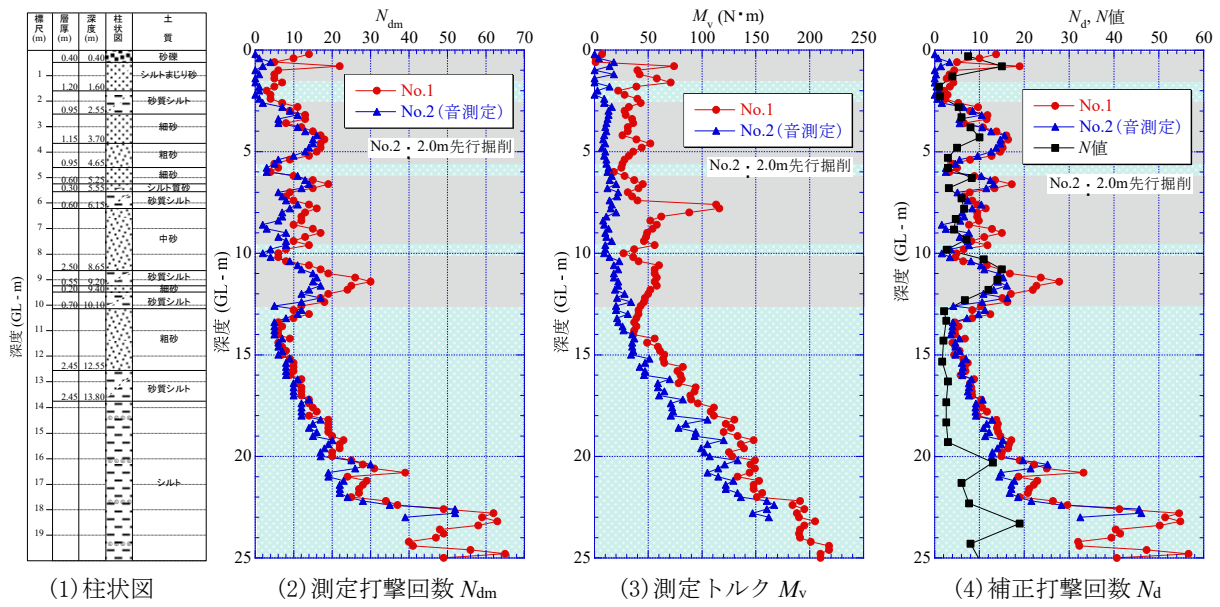


図-3.21 諏訪市豊田のH-DCPTの結果

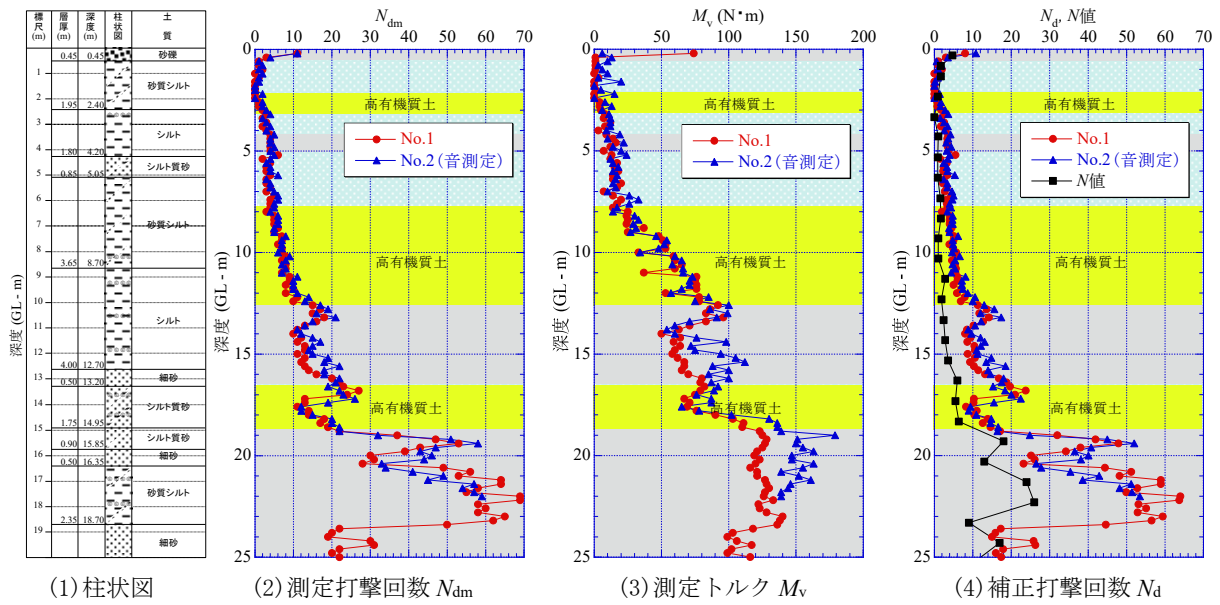


図-3.22 諏訪市湖南2のH-DCPTの結果

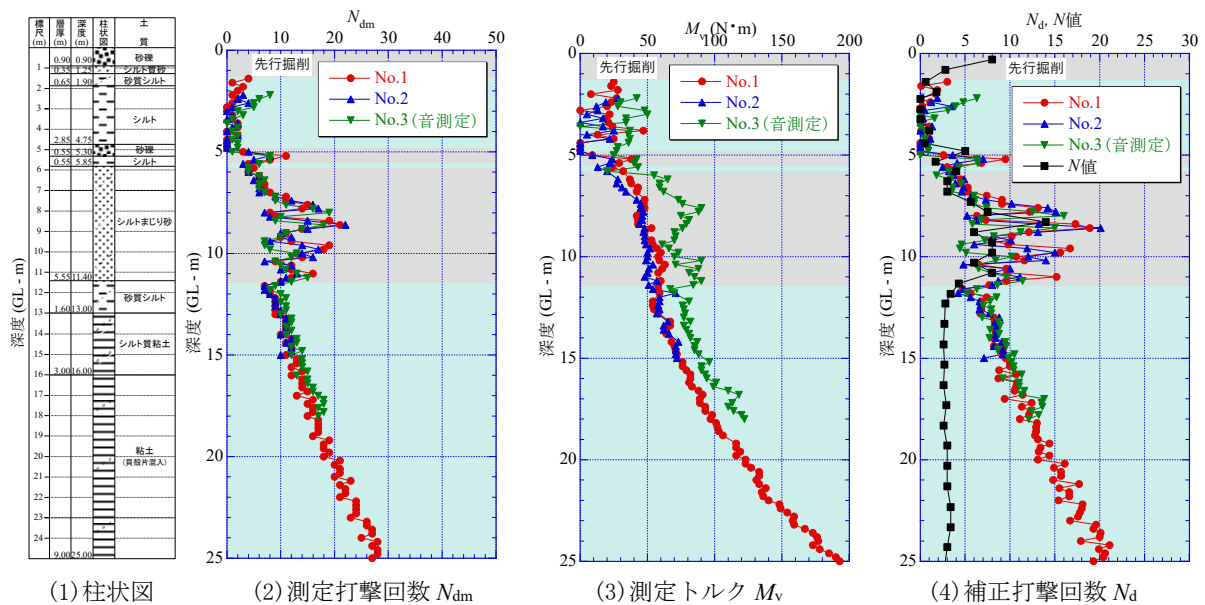


図-3.23 大阪市港区波除のH-DCPTの結果

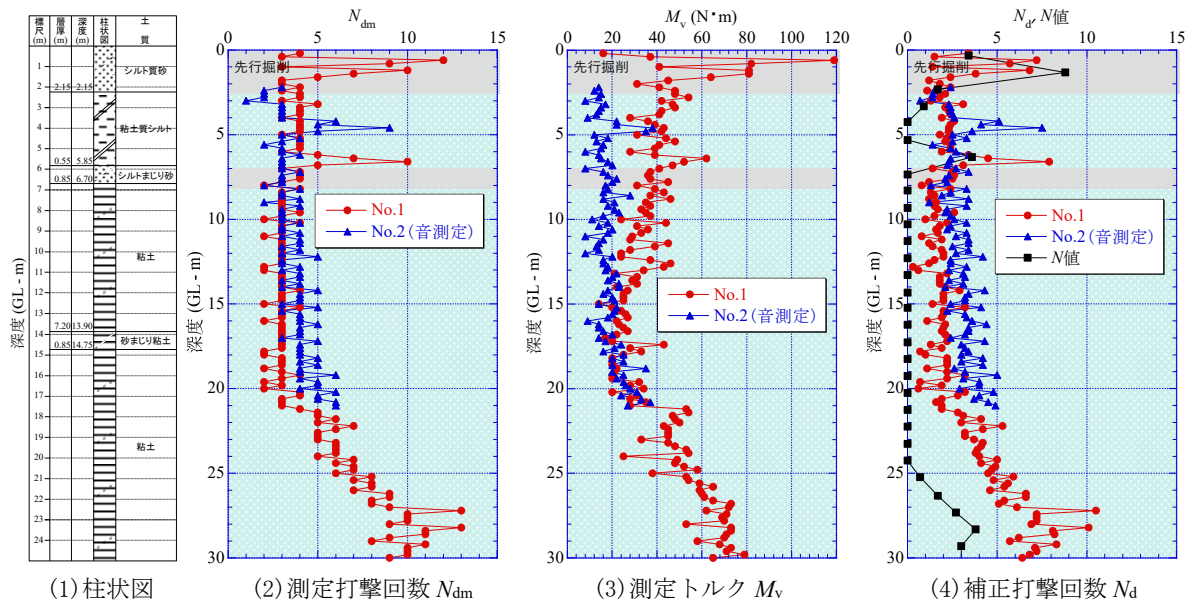


図-3.24 越谷市新川町の H-DCPT の結果

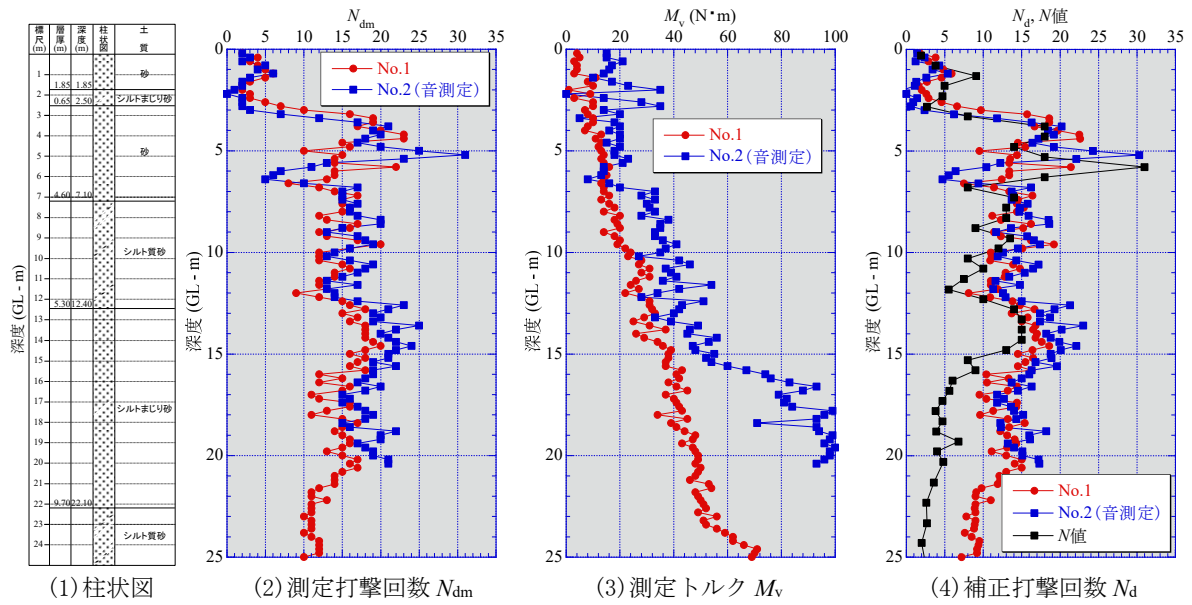


図-3.25 稲敷市浮島の H-DCPT の結果

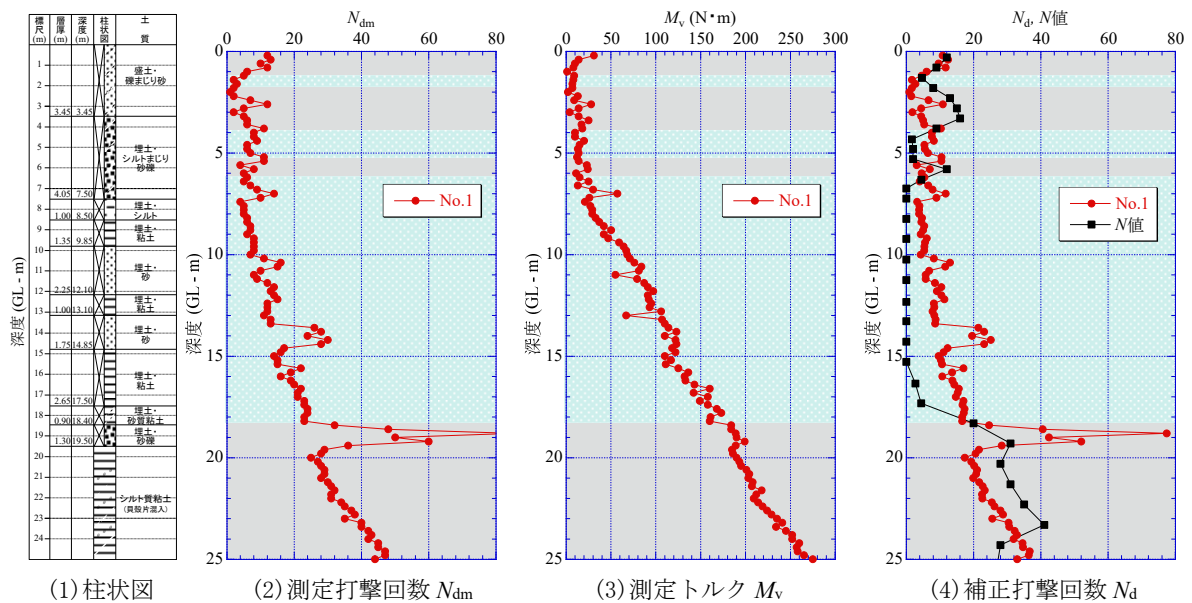


図-3.26 大阪市此花区舞洲の H-DCPT の結果



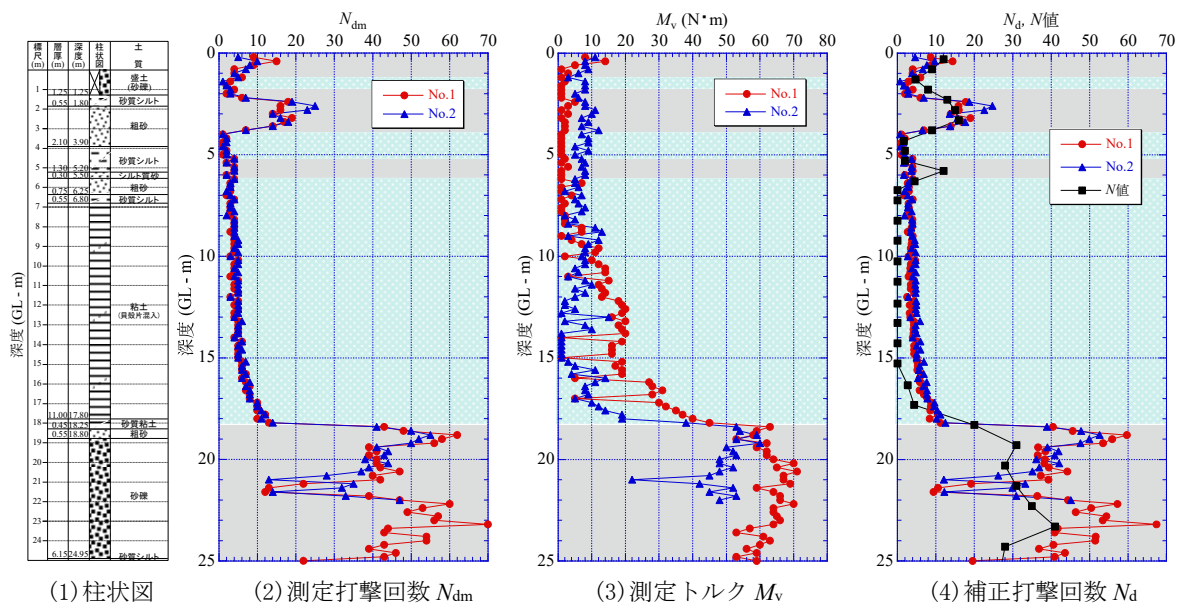


図-3.27 東大阪市西岩田の H-DCPT の結果

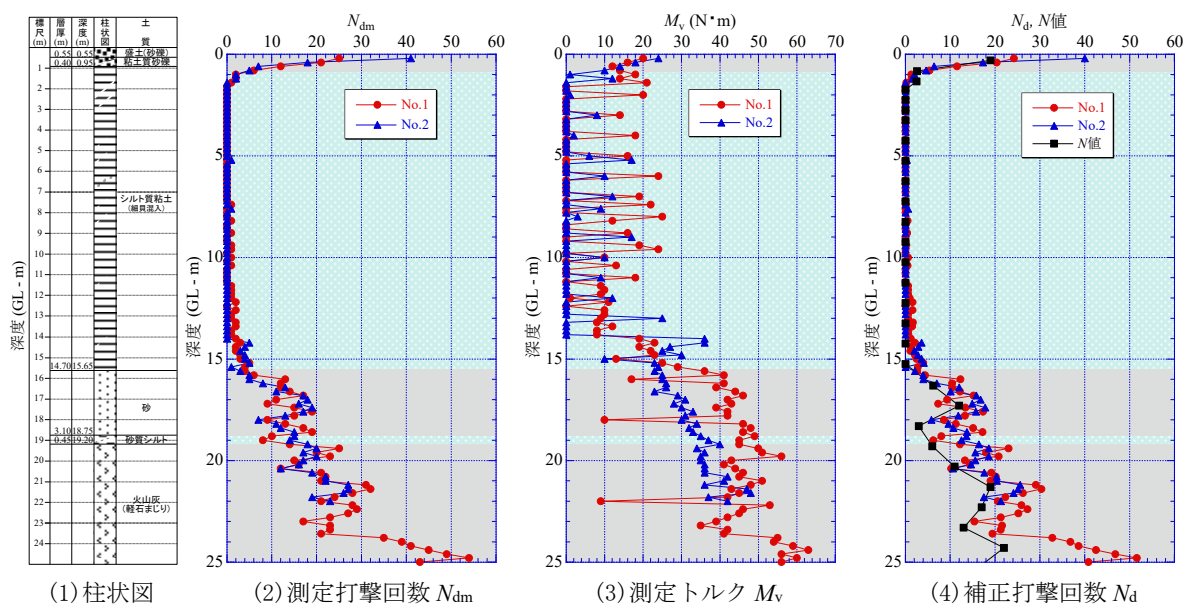


図-3.28 佐賀県白石町の H-DCPT の結果

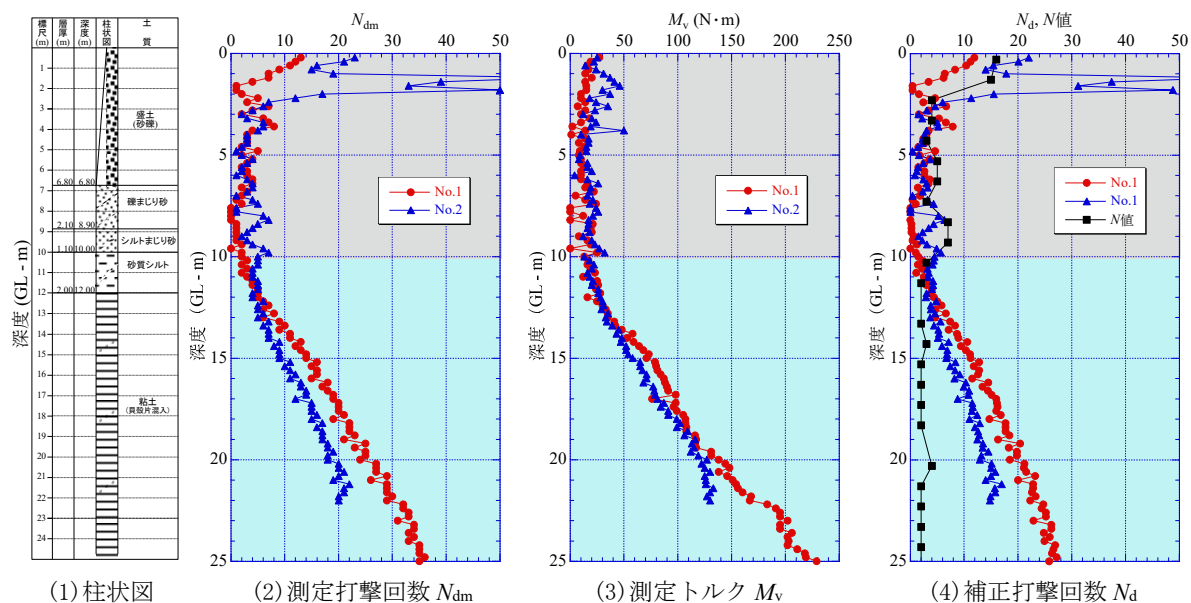


図-3.29 大阪市此花区桜島の H-DCPT の結果

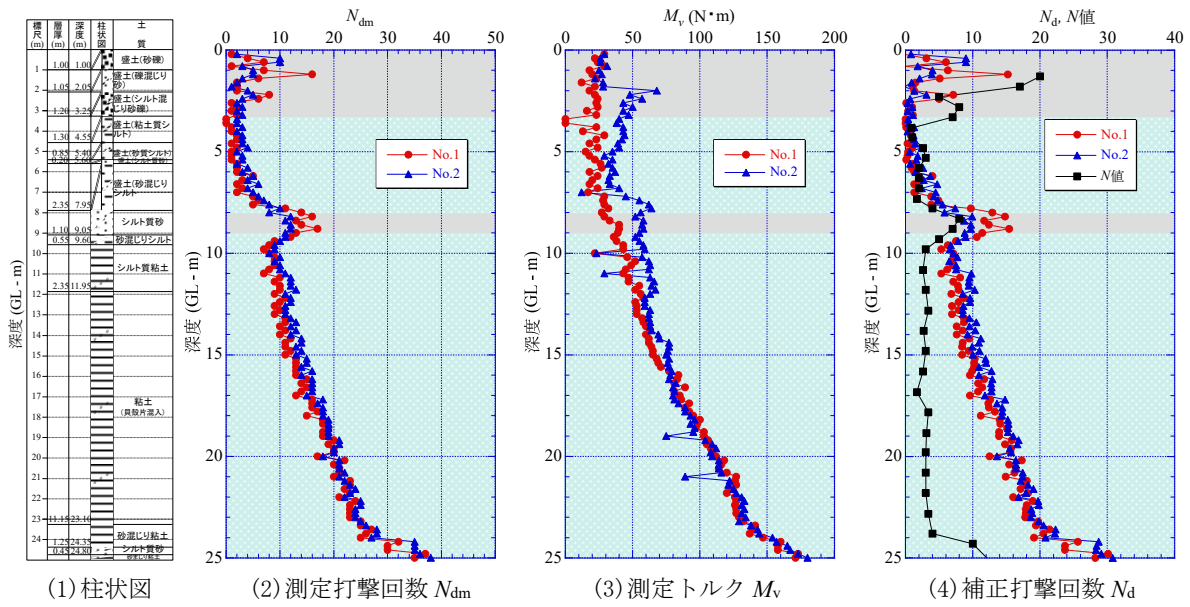


図-3.30 大阪市大正区三軒家の H-DCPT の結果

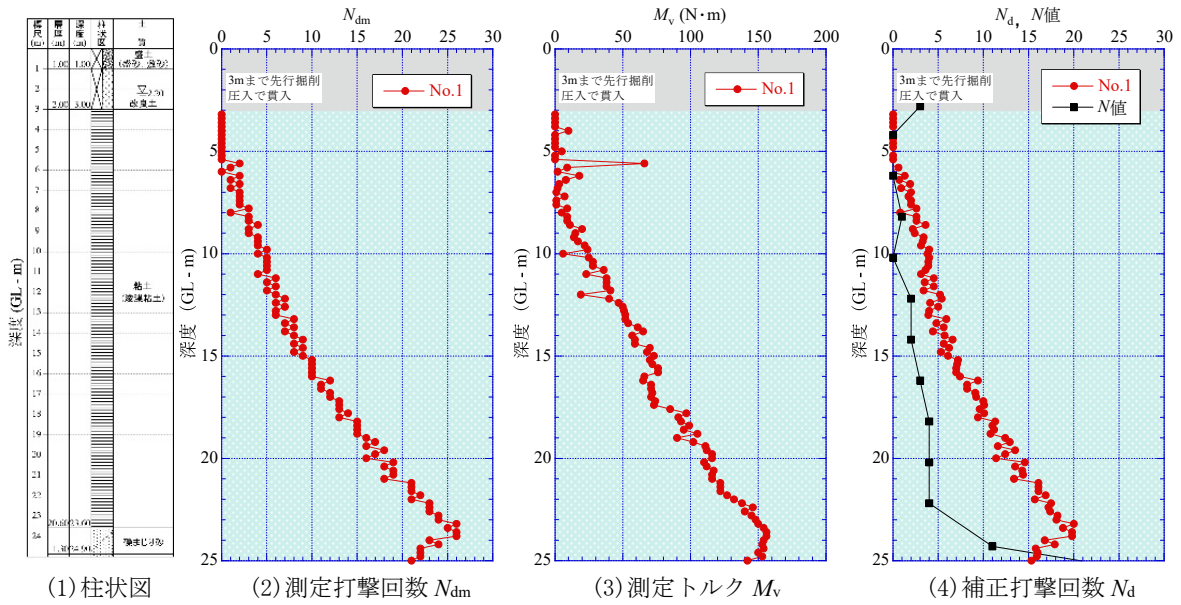


図-3.31 大阪市此花区夢洲の H-DCPT の結果

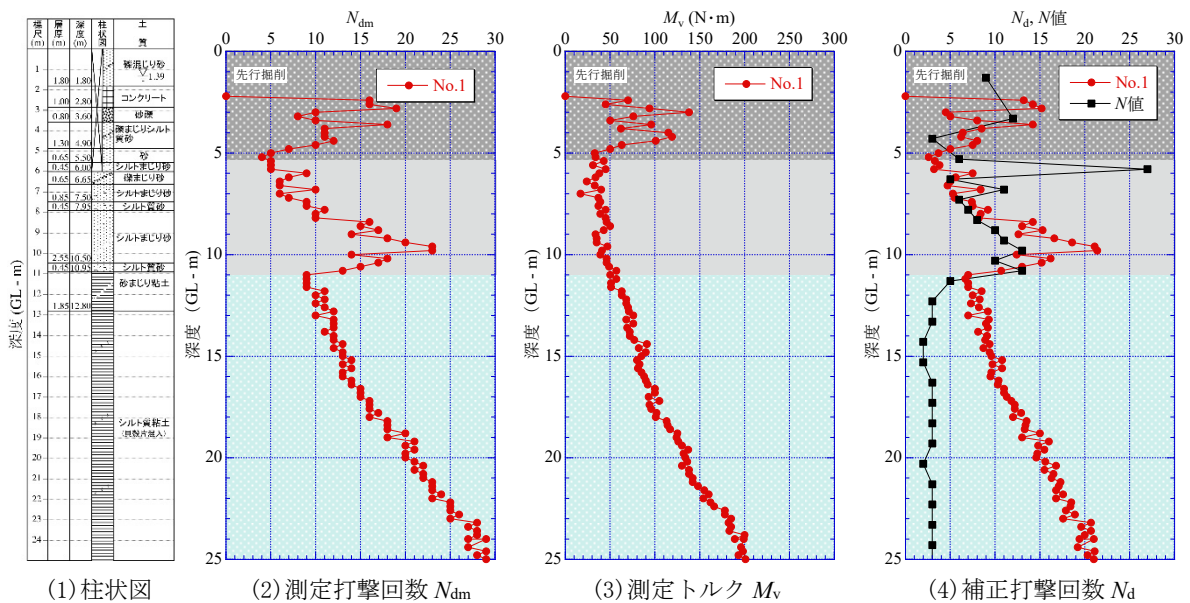


図-3.32 大阪市港区弁天6の H-DCPT の結果

### 3.1.2 $N_d$ 値と $N$ 値との関係

以下の相関図には地点を示す多数のマークが必要となるため、マークと地点名の凡例を図-3.33に示す。以降の相関図のマークは全て共通である。図-3.1～図-3.32の図(4)に示した全32地点(表-2.4参照)のH-DCPTの $N_d$ 値とSPTの $N$ 値との相関関係を、図-3.34に(1)砂質土(計29地点、香取市佐原地点1、大阪市西淀川区中島、大阪市此花区夢洲は砂質土データなし)と(2)粘性土(計31地点、稲敷市浮島は粘性土データなし)に分けて示す。本研究ではH-DCPTの適用深度を20mとし、深度0～20mのデータを対象に整理した。試験結果の整理方法は2.2.5で示したとおりである。ただし、試験深度が25mまで行った地点もあるので、参考までに適用深度を25mとした場合も図-3.35に示した。なお、砂質土の相関において、25mとすることで夢洲のデータが追加されるため、計30地点となる。

図-3.34(1)より、砂質土では $N_d$ 値と $N$ 値はほぼ等しく、 $N_d \approx N$ の関係がほぼ成立している。一方、図-3.34(2)より、粘性土では明らかに $N_d$ 値の方が大きく、 $N_d > N$ となった<sup>2)</sup>。H-DCPTの適用深度を20mとした砂質土、粘性土における $N_d$ 値と $N$ 値の回帰式を以下に示す。

$$N_d = 0.86N + 3.1 \quad \text{砂質土：計29地点（深度20m）} \quad (3.1)$$

$$N_d = 1.41N + 3.1 \quad \text{粘性土：計31地点（深度20m）} \quad (3.2)$$

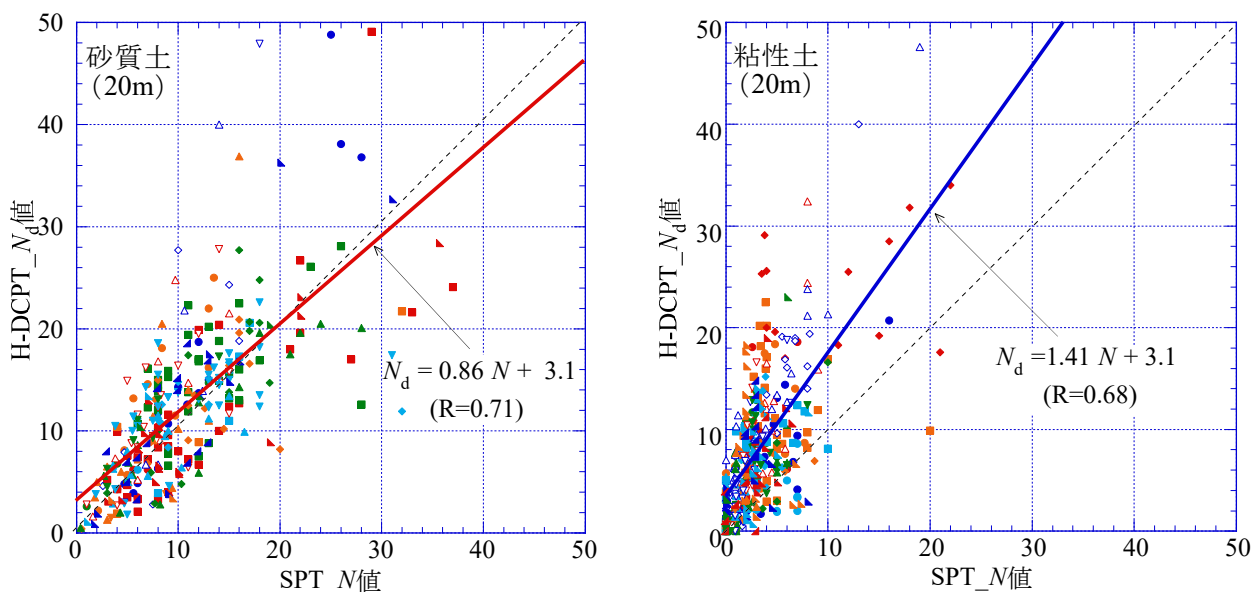
図-3.35も、図-3.34と同様の結果が得られた。H-DCPTの適用深度を25mとした場合の砂質土、粘性土における $N_d$ 値と $N$ 値の回帰式を以下に示す。

$$N_d = 0.91N + 2.9 \quad \text{砂質土：計30地点（深度25m）} \quad (3.3)$$

$$N_d = 1.69N + 4.1 \quad \text{粘性土：計31地点（深度25m）} \quad (3.4)$$



図-3.33 全32地点の凡例

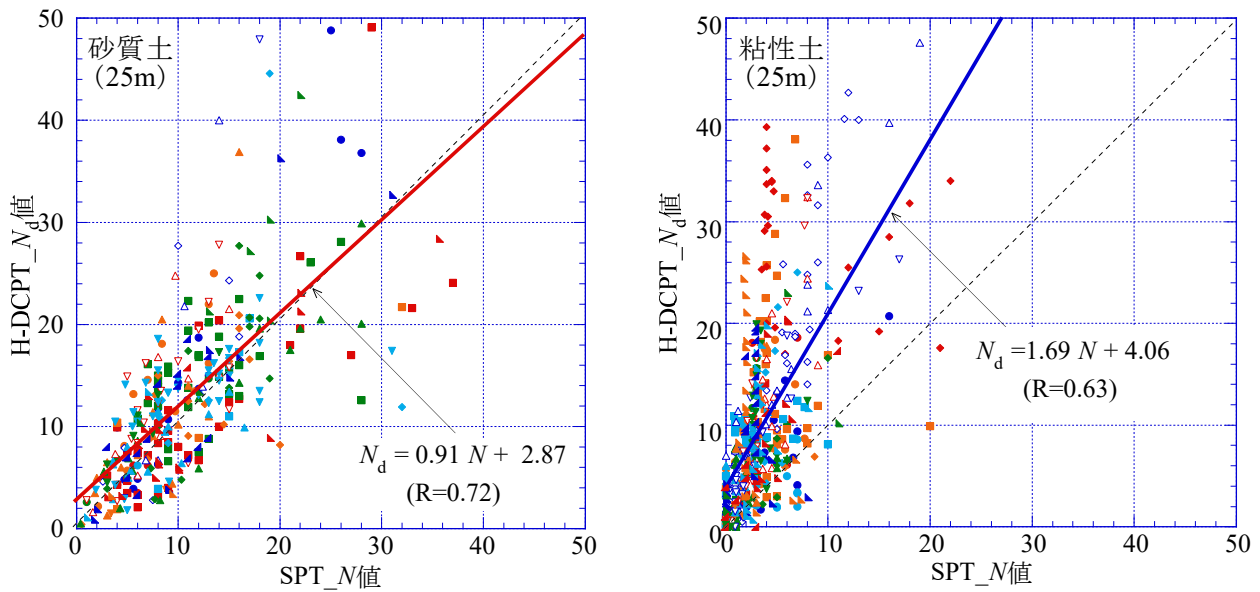


(1) 砂質土 (計29地点)

(2) 粘性土 (計31地点)

図-3.34  $N_d$  値と  $N$  値の関係 (適用深度 20m)

土質により  $N_d$  値と  $N$  値の関係が異なるのは、中実コーンの H-DCPT と中空サンプラーの SPT では貫入メカニズムが異なるためと考えられる。(詳しくは 5.2.2 参照)



(1) 砂質土 (計 30 地点)

(2) 粘性土 (計 31 地点)

図-3.35  $N_d$  値と  $N$  値の関係 (適用深度 25m)

### 3.1.3 粘性土の $N_d$ 値と $s_u$ 値との関係

#### (1) $N_d$ 値と室内せん断試験結果の深度分布の比較

表-2.4 に示した地点の粘性土部で、一軸圧縮試験及び一面定体積せん断試験を実施した。図-3.36～図-3.41 に、代表例として 6 地点 (守山市今浜, 大阪市北区うめきた, 越谷市新川町, 東大阪市西岩田, 佐賀県白石町, 大阪市此花区夢洲) の深度 20m までの (1) 柱状図, (2)  $N_d$  値,  $N$  値の深度分布, (3) 粘性土の非排水せん断強さ ( $q_u/2, s_{ub}$ ) の深度分布を示す。なお,  $q_u$  は一軸圧縮強さ (2.3.1 参照),  $s_{ub}$  は圧密定体積一面せん断強さ (各供試体深度の有効土被り圧  $p_0$  で圧密, 2.3.2 参照) である。

図-3.36 の守山市今浜では,  $N_d$  値と  $q_u/2, s_{ub}$  はともに深度方向に漸増している。これは, 他の地点でも同様の傾向が見られ,  $N_d$  値と  $q_u/2, s_{ub}$  に相関があることを示している。

図-3.37 の大阪市北区うめきたでは,  $q_u/2, s_{ub}$  は深度 8m～11m ではほぼ一定で, その後深度方向に漸増している。 $N_d$  値も同様な傾向にある。

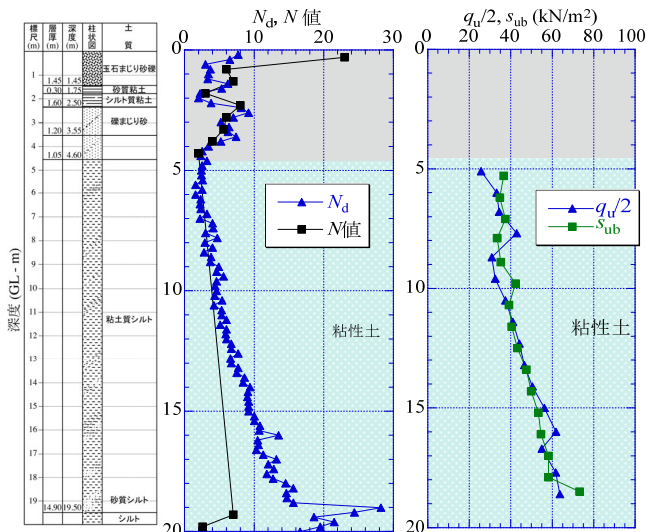
図-3.38 の越谷市新川町では,  $q_u/2, s_{ub}$  の深度方向にゆるやかに漸増しているが,  $N_d$  値は全深度にわたり 2 前後で,  $N$  値は 0 であった。これは, この地点の粘性土は特に鋭敏性の高いものであったため,  $N_d$  値の変化は小さいためである。

図-3.39 の東大阪市西岩田では,  $q_u/2, s_{ub}$  は深度 7m 以深で深度方向に漸増しているが, 深度 15m から増加勾配が大きくなっている。 $N_d$  値でも同様の傾向にある。

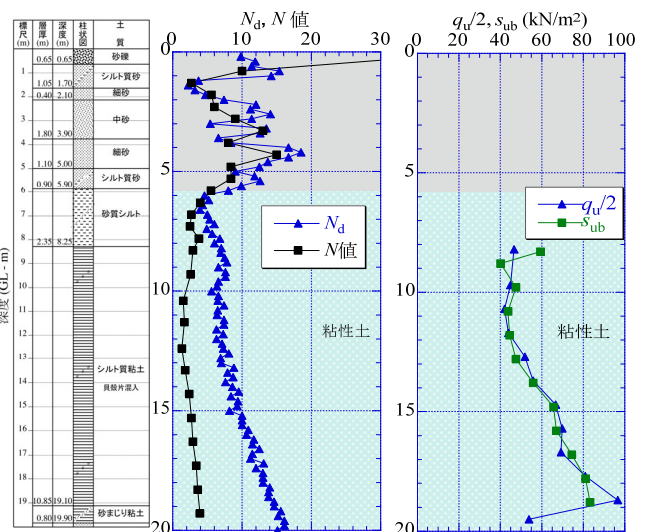
図-3.40 の佐賀県白石町では,  $q_u/2, s_{ub}$  は深度方向にゆるやかに漸増している。 $N_d$  値,  $N$  値は 0 が連続している。 $N_d$  値は深度 11～12m まで 0 であったが, そこから若干大きくなる程度である。これは, この地点は図-3.38 の越谷市新川町と同様, 特に鋭敏性の高い粘性土であったためである。

図-3.41 の大阪市此花区夢洲では,  $q_u/2, s_{ub}$  は深度方向に漸増している。なお, この地点の  $q_u/2$  は過小に得られたと考えている (原因不明)。 $N_d$  値も 5.5m 付近から漸増しており整合している。

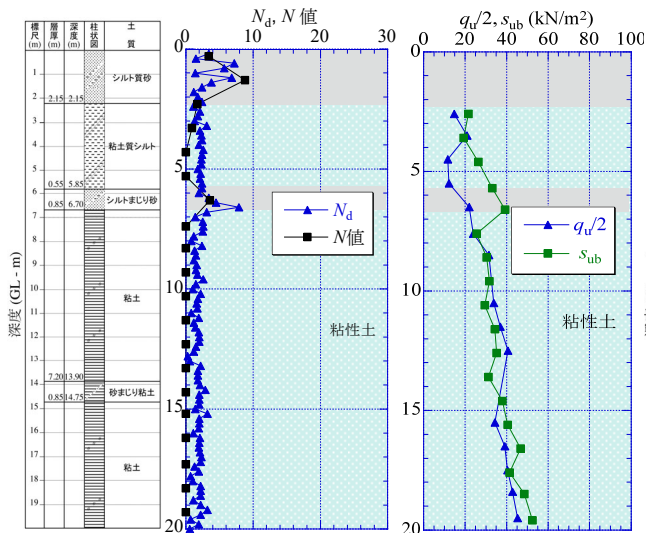




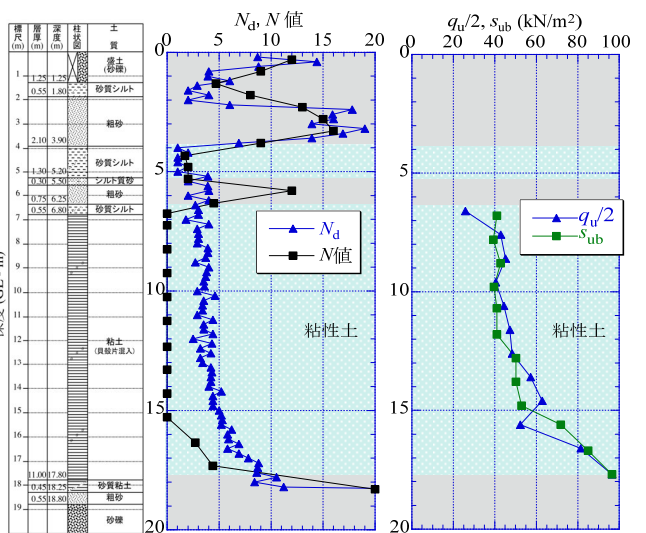
(1)柱状図 (2) $N_d$ ,  $N$ 値 (3) $q_u$ ,  $s_{ub}$   
 図-3.36 守山市今浜の  $N_d$  値と  $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  の比較



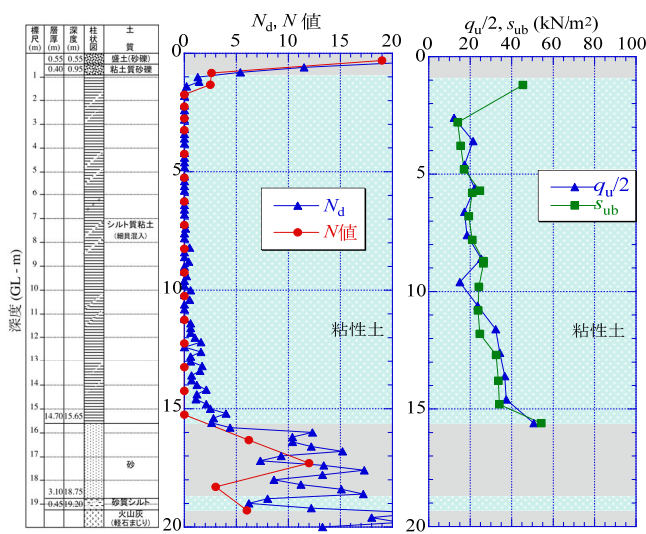
(1)柱状図 (2) $N_d$ ,  $N$ 値 (3) $q_u$ ,  $s_{ub}$   
 図-3.37 大阪市うめきたの  $N_d$  値と  $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  の比較



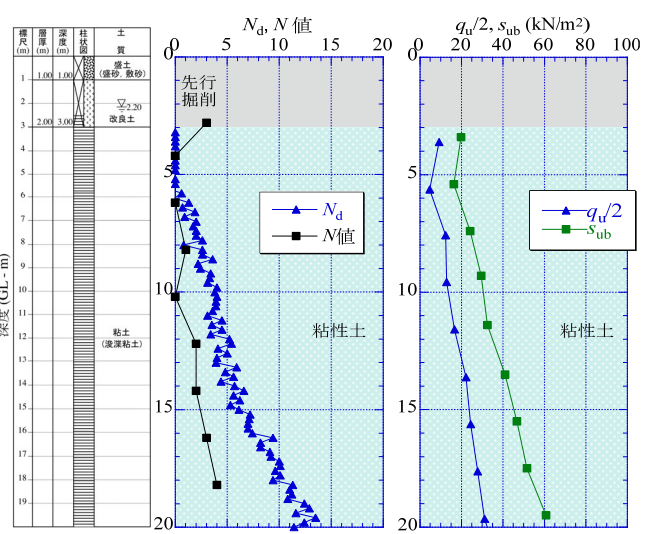
(1)柱状図 (2) $N_d$ ,  $N$ 値 (3) $q_u$ ,  $s_{ub}$   
 図-3.38 越谷市新川町の  $N_d$  値と  $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  の比較



(1)柱状図 (2) $N_d$ ,  $N$ 値 (3) $q_u$ ,  $s_{ub}$   
 図-3.39 東大阪市西岩田の  $N_d$  値と  $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  の比較



(1)柱状図 (2) $N_d$ ,  $N$ 値 (3) $q_u$ ,  $s_{ub}$   
 図-3.40 佐賀県白石町の  $N_d$  値と  $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  の比較



(1)柱状図 (2) $N_d$ ,  $N$ 値 (3) $q_u$ ,  $s_{ub}$   
 図-3.41 大阪市夢洲の  $N_d$  値と  $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  の比較



(2)  $N_d$  値と  $q_u/2$  値,  $s_{ub}$  値との関係

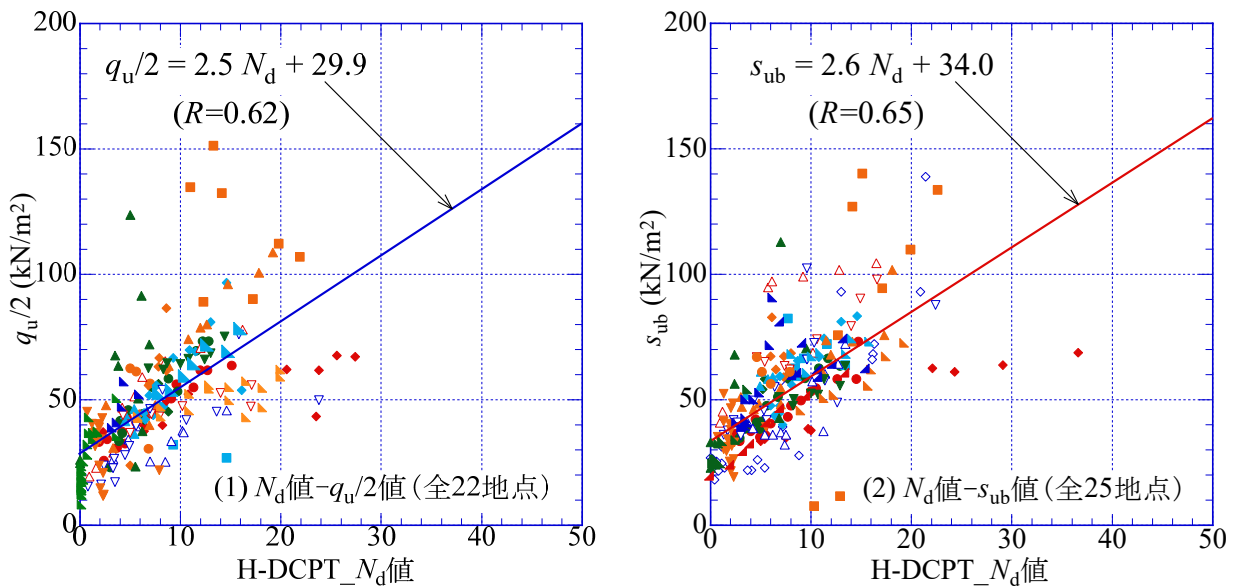
図-3.42 に粘性土地盤での(1)  $N_d$  値と  $q_u/2$  値の関係 (全 22 地点), (2)  $N_d$  値と  $s_{ub}$  値の関係 (全 25 地点) を示す<sup>3)</sup>。各地点での  $q_u$ ,  $s_{ub}$  値の試験数は表-2.4 を, マークの凡例は図-3.33 を参照されたい。試験結果の整理方法は 2.2.5 (4) で示したとおりである。

$N_d$  値と  $q_u/2$  値,  $s_{ub}$  値の関係は, ややばらつきはあるが, 相関性が認められ, 一次回帰によって以下の相関式を得た。

$$q_u/2 = 2.5 N_d + 29.9 \quad (3.5)$$

$$s_{ub} = 2.6 N_d + 34.0 \quad (3.6)$$

$N_d$  値から  $q_u/2$  値,  $s_{ub}$  値を推定することは可能と考えられる。なお,  $N_d=0$  となる切片値 (単位:  $\text{kN/m}^2$ ) は, H-DCPT で自沈が生じる際の非排水せん断強さに相当する。



(1)  $N_d$  値と  $q_u/2$  値との関係 (全 22 地点)

(2)  $N_d$  値と  $s_{ub}$  値との関係 (全 25 地点)

図-3.42  $N_d$  値と  $q_u/2$  値,  $s_{ub}$  値との関係<sup>3)</sup>

### 3.2 ロッドの傾斜角の測定

H-DCPT の結果に与える要因のひとつに、試験中のロッドの傾斜が考えられる。JIS A 1230:2018<sup>4)</sup>の解説に、「・・・トルクが異常に大きい場合もロッドが曲がって貫入している可能性があり、試験精度の低下が懸念されるため、試験を終了させることが望ましい」とあり、ロッドの傾斜（曲がり）が試験結果に影響することを示唆している。ここでは H-DCPT の試験後に空いた試験孔の傾斜角を測定して、ロッドの傾斜の実態を調べた結果を示す<sup>5),6)</sup>。

#### 3.2.1 傾斜角の測定方法

図-3.44 に示すように H-DCPT のロッド先端に傾斜角測定コーンを設置し、H-DCPT 後に同じ試験孔に圧入して測定する。写真-3.1<sup>5)</sup>、3.2 にそれぞれ傾斜角測定コーンと試験機への設置状態、H-DCPT の試験孔への設置状況を示す。コーンプローブの直径は 38mm であり、ロッド径 32mm よりも大きいが、本来のコーン径 45mm (=試験孔直径) よりも小さいため、試験機のスイベルヘッドの油圧でロッドをチャックして圧入貫入が可能である。ただし、孔壁が崩れて圧入できなくなった場合には、通常のハンマー打撃で貫入させた。傾斜角の測定は貫入量 0.1m 毎に行った。

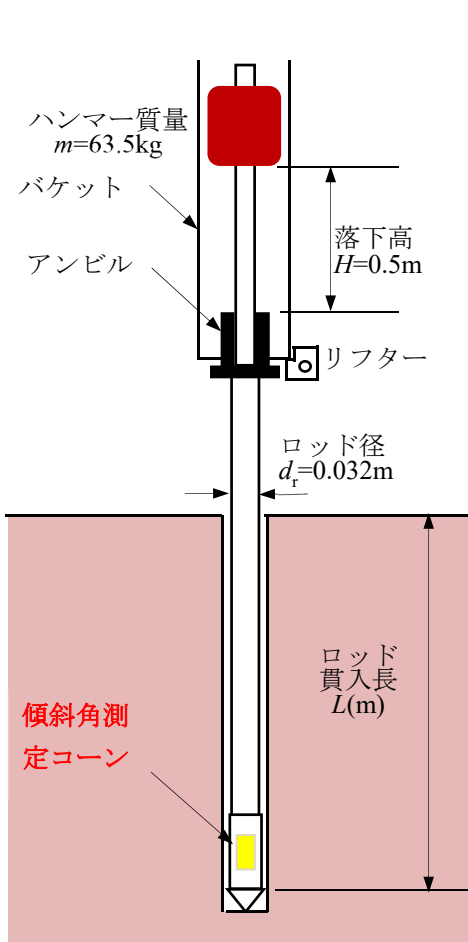


図-3.44 試験孔の傾斜の測定



写真-3.1 傾斜角測定コーンと設置状況<sup>5)</sup>



写真-3.2 傾斜角測定コーンの試験孔への設置状況

### 3.2.2 傾斜角測定コーンの概要

本研究で作製した傾斜角測定コーンの概要を図-3.45、仕様を表-3.1に示す。先端コーン部は本来ロッド径 32mm と等しくしたかったが、コーン内に 2 軸の傾斜計（試験機の前後方向傾斜角  $\theta_1$ 、左右方向傾斜角  $\theta_2$ ）を内蔵させるため直径 38mm となった。ただし、コーン径 45mm よりもは細い。

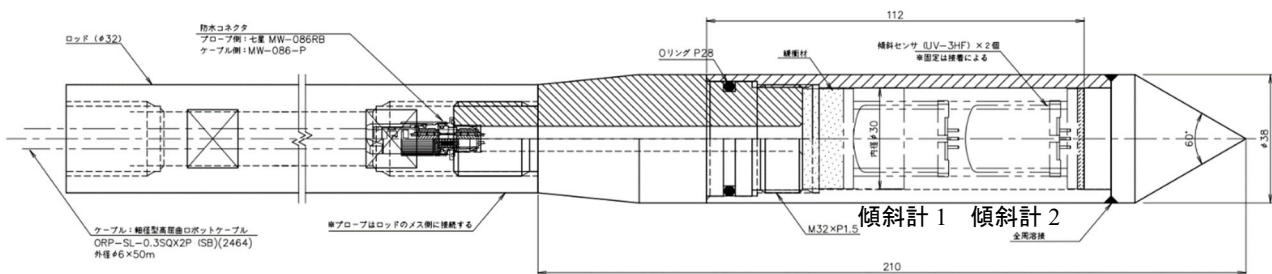


図-3.45 傾斜角測定コーンの概要

表-3.1 傾斜角測定コーンの仕様

項目	仕様	備考
測定項目	鉛直からのプローブ傾斜角度 (X, Y の二軸)	—
センサ方式	無接触形 (ホール IC) 傾斜角センサ	—
センサ型式	緑測器 UV-3HF	2 個使用 (X 軸, Y 軸)
測定範囲	鉛直 ±10° (校正範囲)	センサ単体での仕様は ±20° まで可
出力	電圧出力, 0~5V	鉛直にておよそ 2.5V 出力
プローブ動作電源	DC12V, 1A 以上	—
プローブ寸法	外径 φ38 × 長さ L190 (mm) ※ロッド接続部は φ32	円筒部の肉厚は 4 (mm)
プローブ材質	SUS304	—
ケーブル	高屈曲ロボットケーブル 外径 φ5.9 (mm) × 長さ 45 (m)	プローブからケーブルを取り外し可 (ケーブルの接続部は防水コネクタ)

### 3.2.3 試験結果

#### (1) 傾斜角と $M_v$ , $N_d$ 値との関係

傾斜角の測定は、越谷市新川町、稲敷市浮島、東大阪市西岩田、佐賀県白石町、大阪市此花区桜島、大阪市大正区三軒家、大阪市此花区夢洲、大阪市港区弁天6の8地点で行った。図-3.46～図-3.58にそれぞれの地点の測定結果を示す<sup>5),6)</sup>。各図(1)は柱状図、(2)は測定した2方向の傾斜角、(3)は  $M_v$  と合成傾斜角、(4)は  $N_d$  値と合成傾斜角である。なお、三軒家、夢洲、弁天6では複数回傾斜角を測定したので、それぞれを示している（一部第4章の摩擦力測定の実験孔で測定している）。合成傾斜角  $\theta$  は次式で求めた。

$$\theta = \tan^{-1} \sqrt{\tan^2 \theta_1 + \tan^2 \theta_2} \quad (3.7)$$

ここに、 $\theta_1$  は試験機の前後方向の傾斜角、 $\theta_2$  は左右方向の傾斜角である。この $\theta$ を用いれば、貫入長（ロッドの積算長さ）を鉛直深度に換算でき、水平変位も求めることができる。

図-3.46の越谷市新川町では、2019年7月と2020年11月に測定した。この地点は粘土の鋭敏性が非常に高いため、 $M_v$ は他の地点よりかなり小さい。2020年の測定結果は2019年と比べて傾斜角は大きくなり、 $M_v$ も若干大きくなったが、相関性はやや低い。ただし、2019年の15m以深で、 $M_v$ と合成傾斜角 $\theta$ は同様に増加している。2回の傾斜角の測定には、再現性は見られなかった。

図-3.47の稲敷市浮島でも、2019年7月と2020年11月に測定した。2019年、2020年ともに  $M_v$  の深度方向の増加に伴い、 $\theta$ も大きくなっており、両者の相関性が見られる。また、 $M_v$ ,  $\theta$ ともに2019年より2020年の方が大きくなった。越谷と同様、2回の傾斜角の測定には、再現性は見られなかった。ただし、2020年の測定では、深度5.9～6.5m、9.5～18.0mでは打撃貫入しており、打撃回数が通常の測定よりも大きくなったので、元々の打撃孔に貫入したかどうか疑わしかった。

図-3.48の佐賀県白石町では、 $\theta_1$ ,  $\theta_2$ は深度方向に漸増し、深度18mで $\theta_1$ は23°に達した。深度16.3mから打撃貫入しており、 $\theta_1$ ,  $\theta_2$ に急激な変化がみられた。ただし、合成傾斜角 $\theta$ に変化は見られなかった。この地点の有明粘土は鋭敏性が高いため  $M_v$ は小さいが、15m以深の増加は $\theta$ と相関している。

図-3.49の大阪市此花区桜島では、砂質土から粘性土へ変わる深度10m付近から  $M_v$ ,  $N_d$ が増加し、同様に $\theta$ も増加しており、 $M_v$ と $\theta$ に相関性が見られる。なお、深度21.9mからは打撃貫入した。

図-3.50の東大阪市西岩田では、2020年1月、7月に測定した。深度4.0m付近の粗砂からシルトに代わる場所で $\theta_1$ が増加し、少し遅れて  $M_v$ も増加している。2020年7月の測定では、深度3.1～4.1mは打撃貫入した。また、2020年1月の測定では18.9mから、2020年7月は18.6mから打撃貫入した。やはり砂層では圧入が困難であった。2020年1月の  $M_v$  と  $\theta$ には相関性が見られた。

図-3.51～3.53は大阪市大正区三軒家の結果で、この地点では3ヶ所の試験孔で傾斜角を測定した。3ヶ所の傾斜角はそれぞれ異なり、やはり再現性は見られない。図-3.51のNo.1では、深度2m付近で $\theta_1$ が急激に変化しているが、三軒家では表層地盤が硬かったため2mの先行掘削を実施したが、その影響と考えられる。図-3.52のNo.2、図-3.53のNo.3も同様であった。 $M_v$ は深度とともに漸増したが、 $\theta$ は3～4°であり変化は見られなかった。ただし、深度24～25mで  $M_v$  の増加に対応するように $\theta$ も大きくなった。

図-3.52の三軒家(No.2)では、 $\theta_1$ の変化は2～2°のため、試験機の前後方向の変位はわずかであると推測される。 $M_v$ は深度6m以深から漸増し、25mで225N・mに達した。 $\theta$ は深度3mから漸増し17mで10°になり、それ以深ではあまり変化は見られなかった。また、図-3.51(三軒家No.1)と比較すると、図(3)の  $M_v$ ,  $\theta$ はそれぞれNo.2の方が大きかった。



図-3.53の三軒家(No.3)では、 $M_v$ は深度とともに漸増する傾向がみられた。深度2mで $M_v$ が増加しているが、それと同時に $\theta$ も増加している。その後、 $\theta$ は深度2~6mで約3→8.5°まで増加し、8mで約5°まで減少した。必ずしも $M_v$ と $\theta$ には相関性が見られない。

図-3.54, 3.55は大阪市此花区夢洲の結果で、この地点では2ヶ所の試験孔で傾斜角を測定した。2ヶ所の傾斜角は異なり、やはり再現性は見られない。また、この地点は深度約3mまで先行掘削している。

図-3.54のNo.1では、 $\theta_1$ の一部のデータを収集できなかったため、前後のデータを外挿して $\theta$ を算出した。 $M_v$ は深度とともに漸増し、 $\theta$ は深度18mまで漸増しているの相関性が見られるが、それ以深は8~9°であまり変化は見られなかった。 $M_v$ は深度10~11mでわずかな増加が見られるが、それに対応するように $\theta$ は減少している。

図-3.55の夢洲(No.2)では、 $\theta_1$ ,  $\theta_2$ の動きが大きく見えるが、傾斜角は他の地点と比べてそれほど大きくない。 $M_v$ は深度とともに漸増したが、 $\theta$ は0.5~3.5°の範囲で増減しており、 $M_v$ との相関性は見られない。

図-3.56~3.58は大阪市港区弁天6の結果で、この地点では3ヶ所の試験孔で傾斜角を測定した。やはり再現性は見られない。この地点では約3m先行掘削している。図-3.56のNo.1では、 $M_v$ は深度7mから深度とともに漸増した。 $\theta$ も深度6mから漸増したが、12.5~15mで一旦増加が止まり、15mから再び大きく漸増した。 $\theta$ は最終的に28°に達した。

図-3.57の弁天6(No.2)では、 $M_v$ は深度7mから漸増傾向が見られた。 $\theta$ は深度5mから直線的に漸増し、約17mで傾きを小さくして漸増を続けており、両者の相関性が見られた。

図-3.58の弁天6(No.3)では、 $M_v$ は深度5mから漸増している。 $\theta$ は深度4mから急激に増加し、13mで約5°に落ち着いた。深度16mで緩やかに減少に転じ、24mに4°になっており、両者の相関性はあまり見られない。

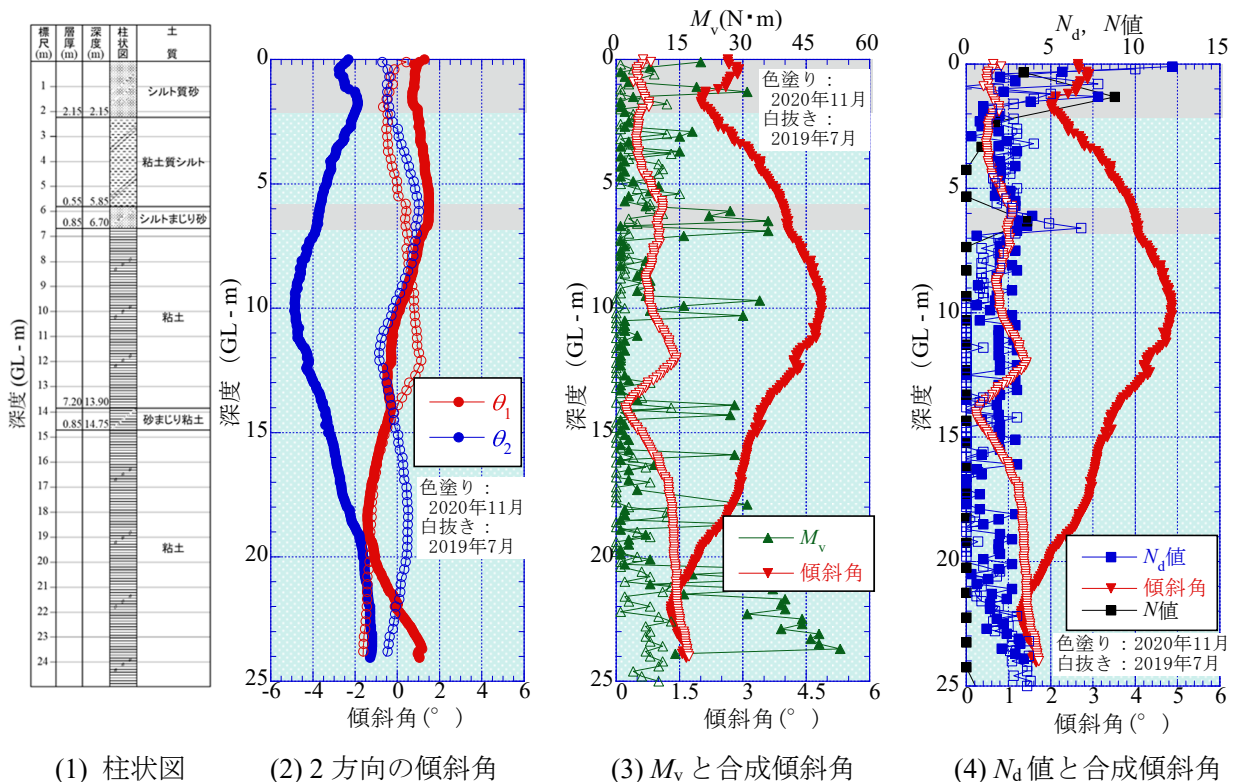


図-3.46 越谷市新川町の傾斜角の測定結果



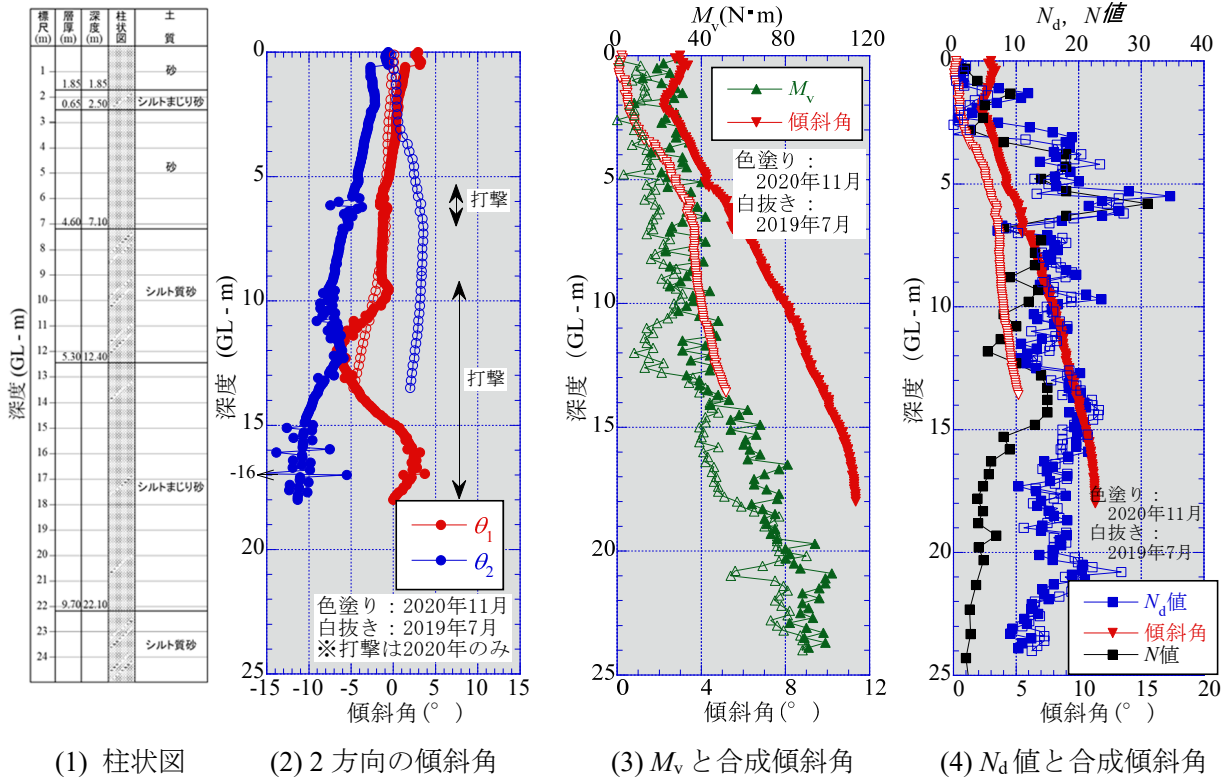


図-3.47 稲敷市浮島の傾斜角の測定結果

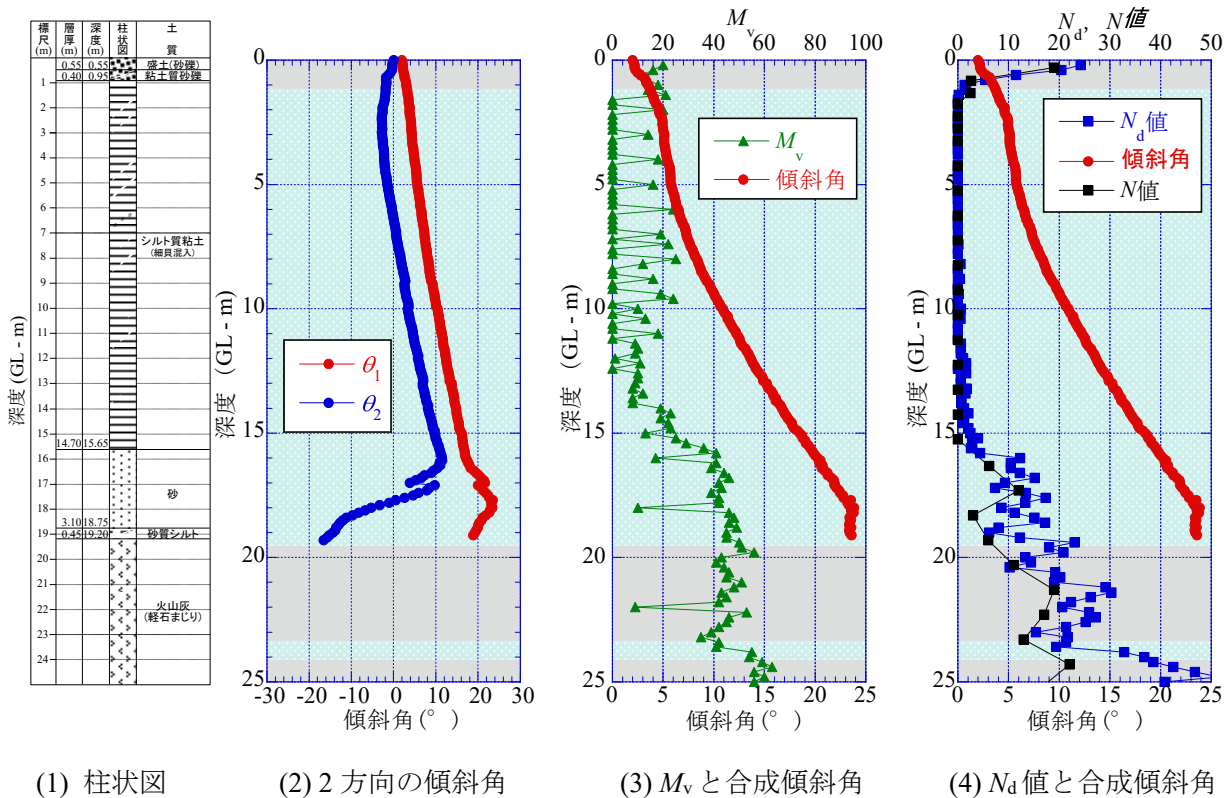
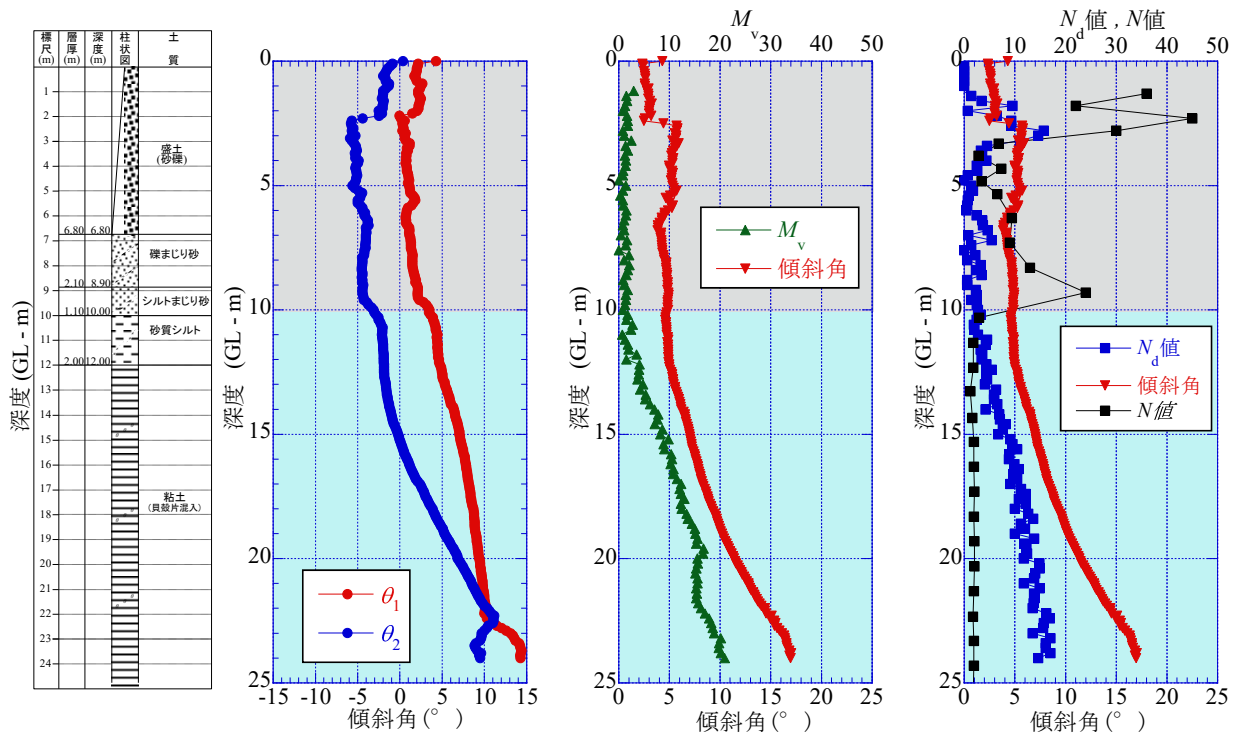
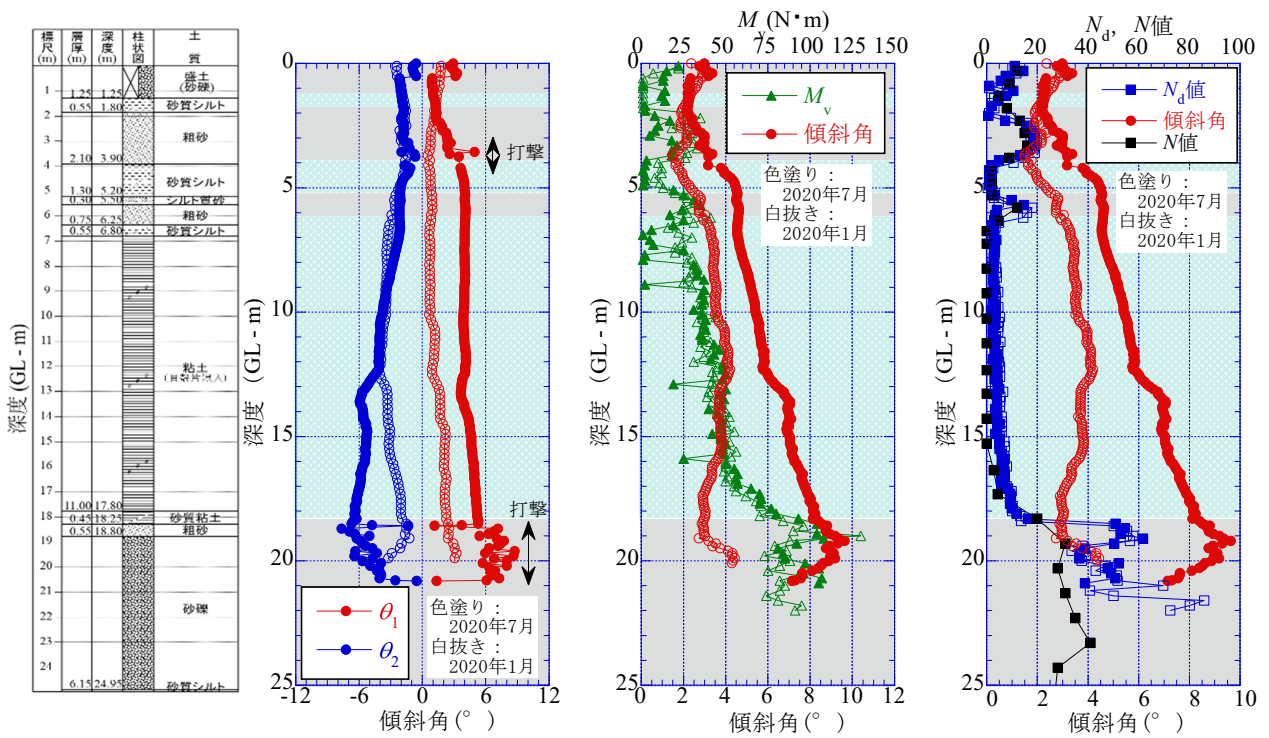


図-3.48 佐賀県白石町の傾斜角の測定結果



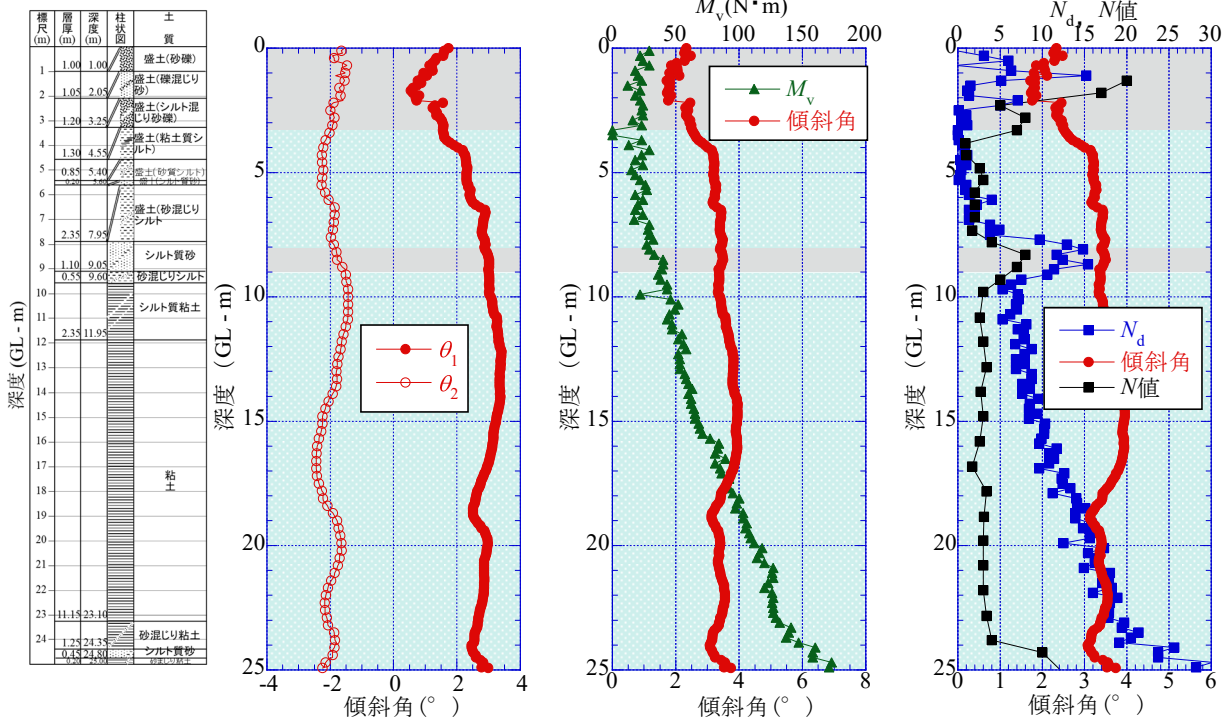
(1) 柱状図 (2) 2方向の傾斜角 (3)  $M_v$  と合成傾斜角 (4)  $N_d$  値と合成傾斜角

図-3.49 大阪市此花区桜島の傾斜角の測定結果



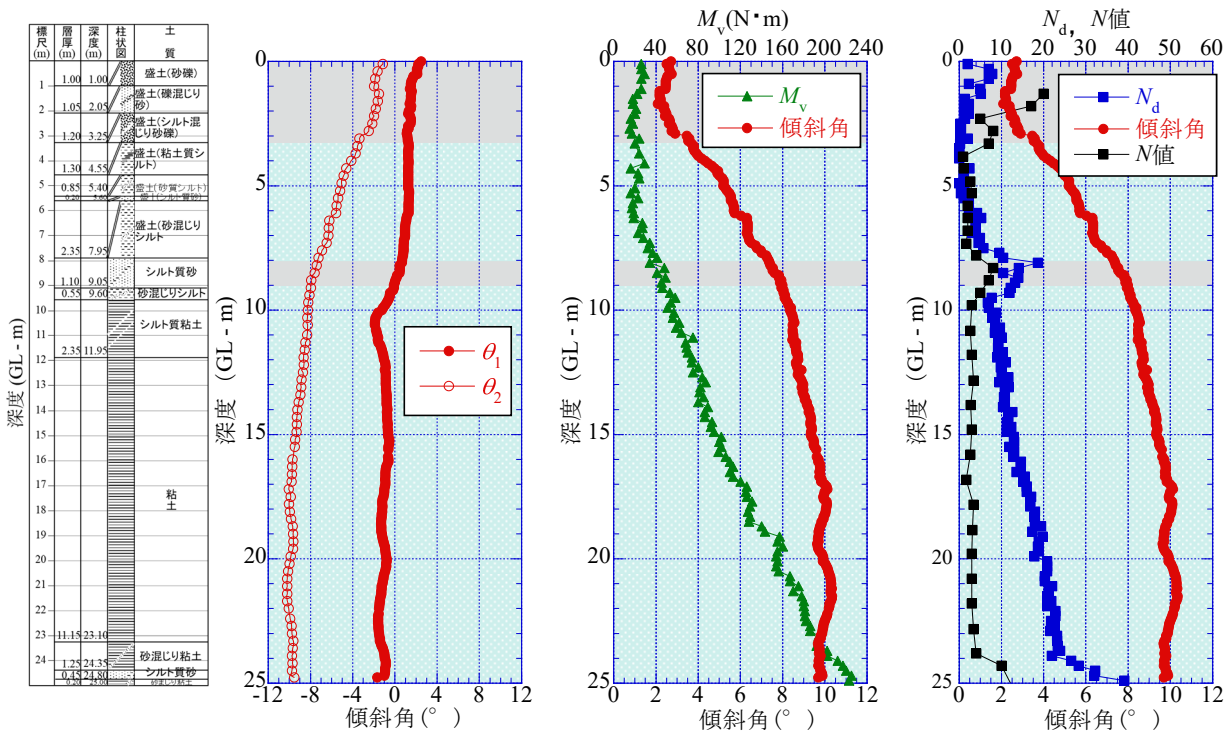
(1) 柱状図 (2) 2方向の傾斜角 (3)  $M_v$  と合成傾斜角 (4)  $N_d$  値と合成傾斜角

図-3.50 東大阪市西岩田の傾斜角の測定結果



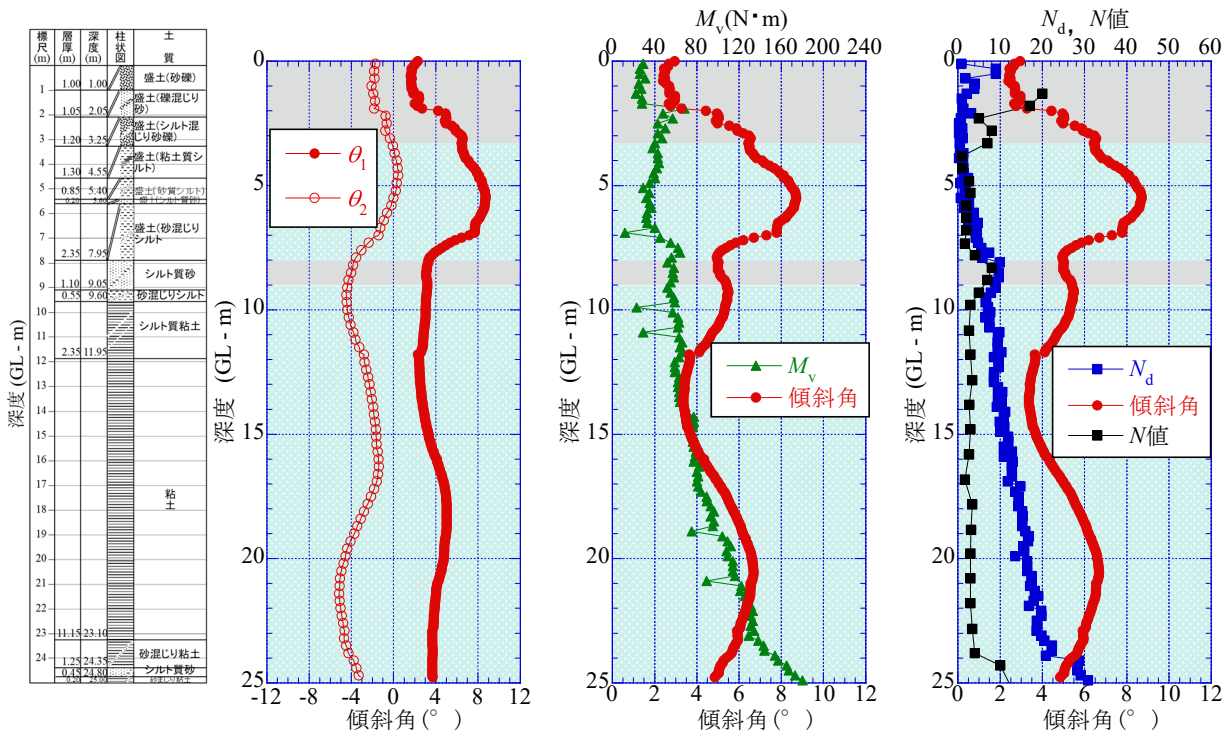
(1) 柱状図 (2) 2方向の傾斜角 (3)  $M_v$  と合成傾斜角 (4)  $N_d$  値と合成傾斜角

図-3.51 大阪市大正区三軒家 (No.1) の傾斜角の測定結果



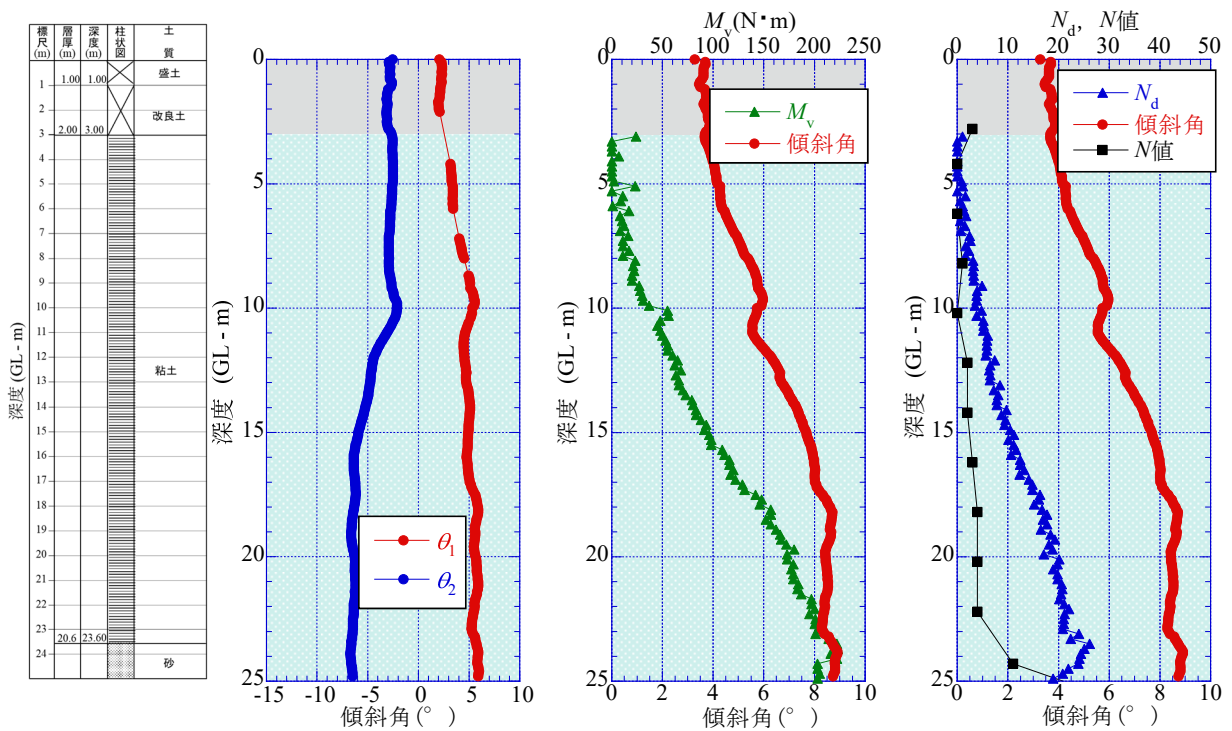
(1) 柱状図 (2) 2方向の傾斜角 (3)  $M_v$  と合成傾斜角 (4)  $N_d$  値と合成傾斜角

図-3.52 大阪市大正区三軒家 (No.2) の傾斜角の測定結果



(1) 柱状図 (2) 2方向の傾斜角 (3)  $M_v$ と合成傾斜角 (4)  $N_d$ 値と合成傾斜角

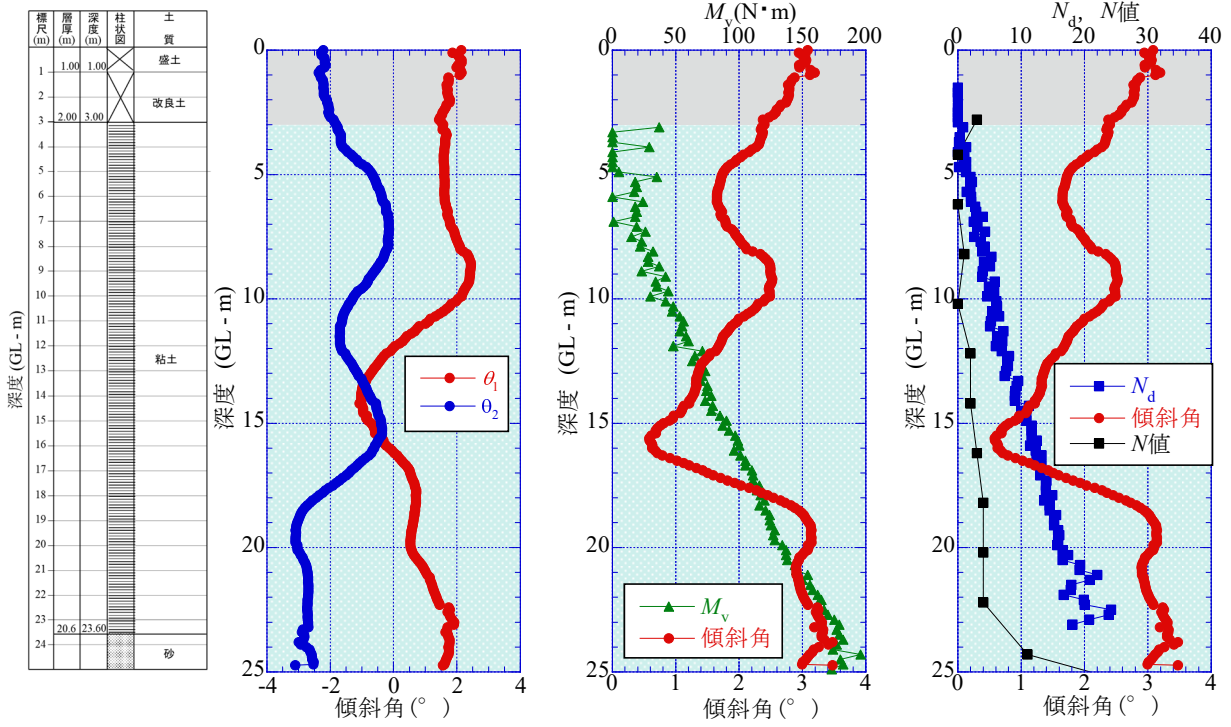
図-3.53 大阪市大正区三軒家 (No.3) の傾斜角の測定結果



(1) 柱状図 (2) 2方向の傾斜角 (3)  $M_v$ と合成傾斜角 (4)  $N_d$ 値と合成傾斜角

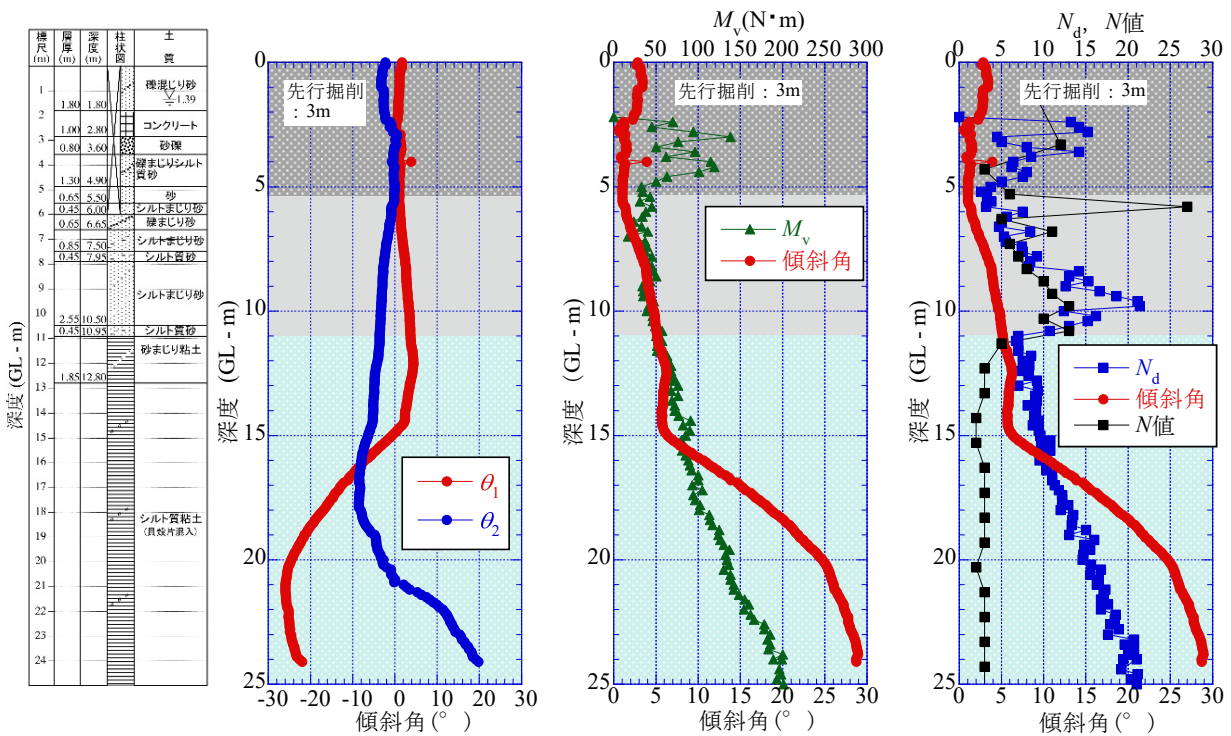
図-3.54 大阪市此花区夢洲 (No.1) の傾斜角の測定結果





(1) 柱状図 (2) 2方向の傾斜角 (3)  $M_v$  と合成傾斜角 (4)  $N_d$  値と合成傾斜角

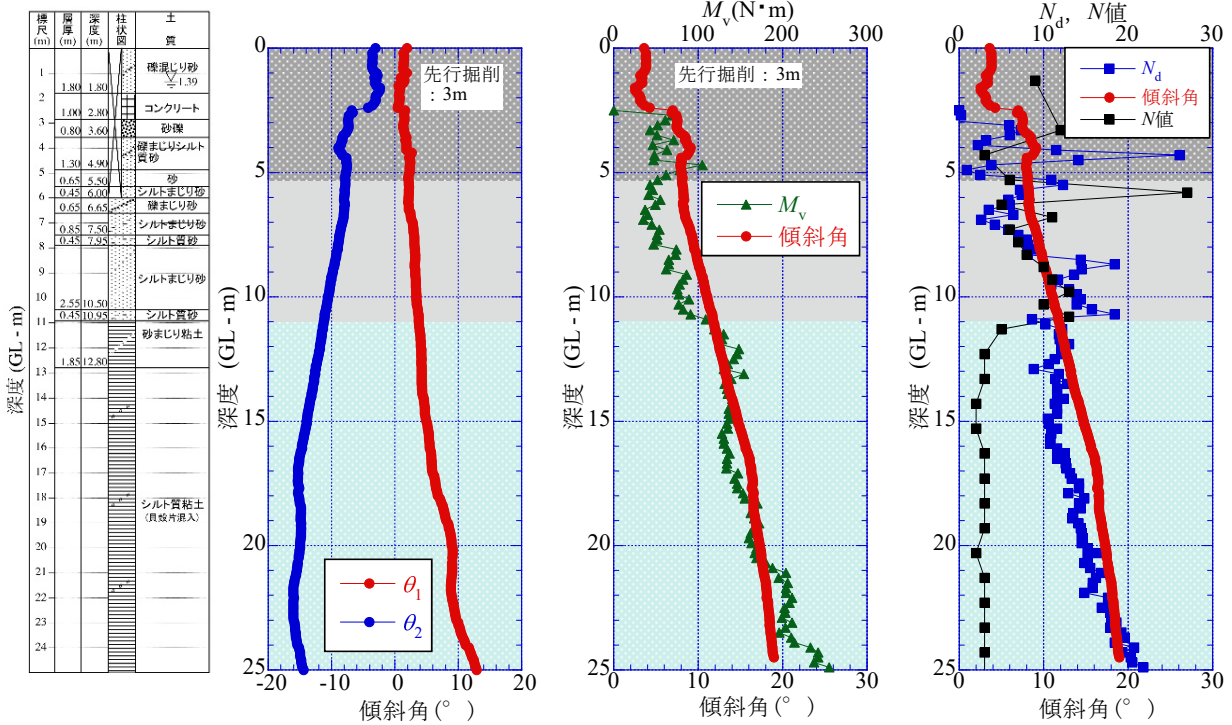
図-3.55 大阪市此花区夢洲 (No.2) の傾斜角の測定結果



(1) 柱状図 (2) 2方向の傾斜角 (3)  $M_v$  と合成傾斜角 (4)  $N_d$  値と合成傾斜角

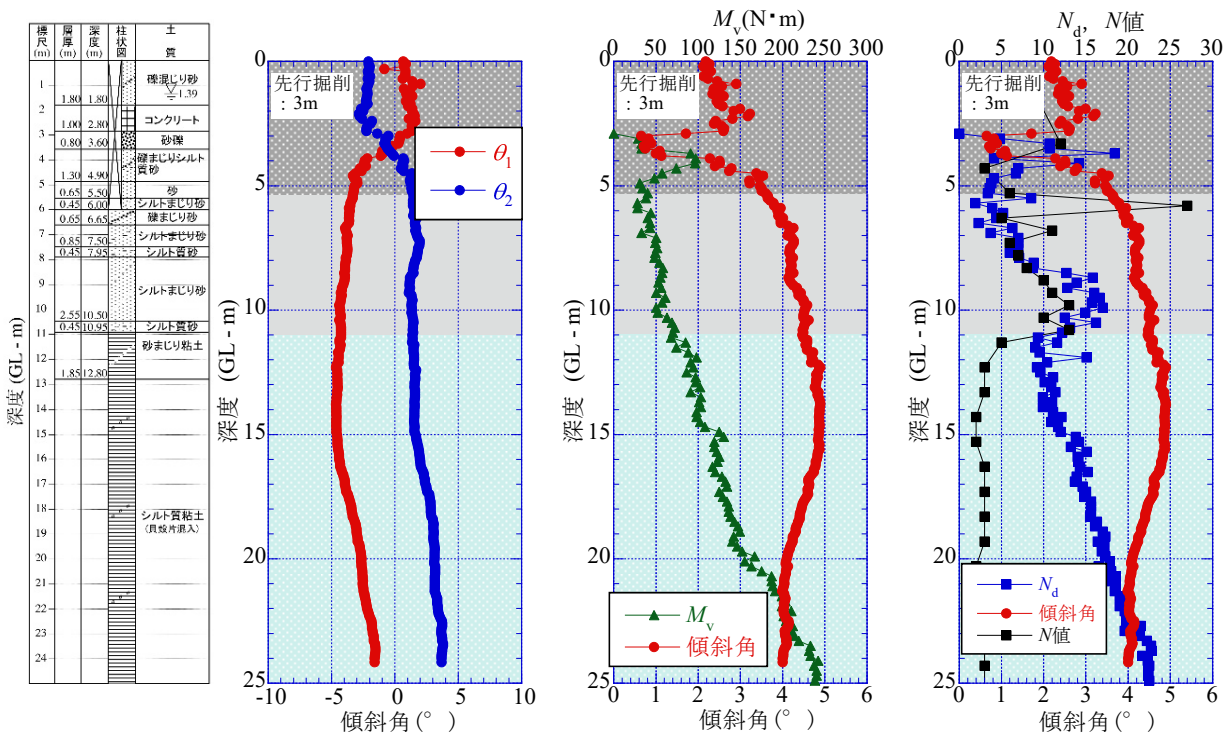
図-3.56 大阪市港区弁天6 (No.1) の傾斜角の測定結果





(1) 柱状図 (2) 2方向の傾斜角 (3)  $M_v$  と合成傾斜角 (4)  $N_d$  値と合成傾斜角

図-3.57 大阪市港区弁天6 (No.2) の傾斜角の測定結果



(1) 柱状図 (2) 2方向の傾斜角 (3)  $M_v$  と合成傾斜角 (4)  $N_d$  値と合成傾斜角

図-3.58 大阪市港区弁天6 (No.3) の傾斜角の測定結果

(2) ロッド先端の軌跡

図-3.59 に各地点の $\theta_1$ ,  $\theta_2$ から求めたロッド先端の軌跡を示す<sup>5),6)</sup>。これは、試験開始位置 (0,0) を基準に、ロッド先端の軌跡を試験機の運転台の上から示したもので、5m刻みで色を変えて表現している。

図(1) 越谷市新川町では、2019年7月では変位が0.15m程度と小さいが、らせん状に貫入した。2020年11月では貫入長24mで右側へ約1.25m変位した。

図(2) 稲敷市浮島では、2019年7月では貫入長13.6mで左前方に約0.5m変位し、2020年11月では貫入長18m（深度9.5mから打撃貫入）で右側に約2m変位した。浮島では、深度10m前後で傾斜角測定コーンの圧入が出来なくなったため、他の地点と比べて傾斜角の測定深度が浅くなった。

図(3) 佐賀県白石町では、貫入長16.1m以深は打撃貫入し、最終19.3mで後方へ約3.5m変位した。

図(4) 大阪市此花区桜島では、貫入長10mでは右側へ変位したが、最終貫入長24mで後方へ約2m変位した。図より貫入長0~5m（赤）の変位量に比べて、15~20m（水色）、20~24m（オレンジ色）は変位量が大きくなっているのがわかる。図-3.49より深度とともに傾斜角は大きくなっている。そのため、深度とともに水平変位も大きくなった。この傾向は、他の地点でも見られた。

図(5) 東大阪市西岩田では、2020年1月では貫入長20.2mで右側へ約1m、2020年7月では貫入長20.8mで右後方に約1.5m変位した。

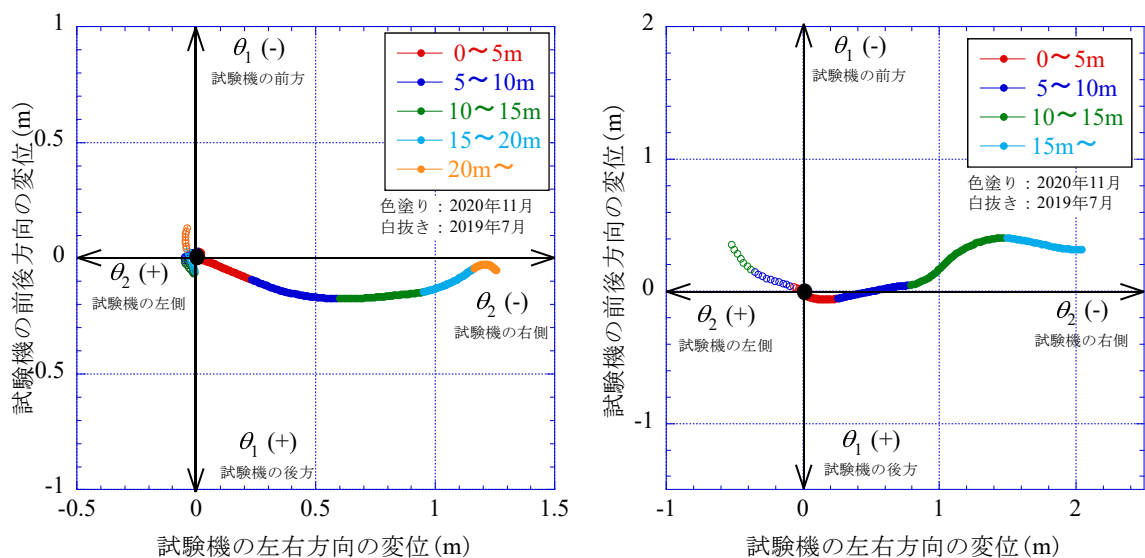
図(6) 大阪市大正区三軒家では、3ヶ所の試験孔の傾斜角を測定した。No.1は貫入長24.9mで右後方へ約1m、No.2は貫入長24.7mで右側へ約3m、No.3は貫入長24.7mで右後方へ約2m変位した。

図(7) 大阪市此花区夢洲では、2ヶ所の試験孔の傾斜角を測定した。No.1は貫入長24.8mで右後方へ約0.5m、No.2は貫入長24.7mで右後方へ約2m変位した。

図(8) 大阪市港区弁天6では、3ヶ所の試験孔の傾斜角を測定した。No.1は貫入長10mまで右後方へ変位したが、方向を変えて最終貫入長24.2mでは前方へ約2m変位した。No.2は貫入長25mで右側やや後方に約5m、No.3は貫入長24.1mで左前方へ約1m変位した。

各図はそれぞれ独自の動きをしている。各図のスケールが異なるため比較しづらいが、最も軌跡が小さいのは(1)越谷市新川町で2019年に測定した結果で、0.15m程度しか水平方向に動いていない。最も大きいのは(8)大阪市港区弁天6のNo.1で、ロッド先端は4.8mも水平方向に動いていることがわかる。

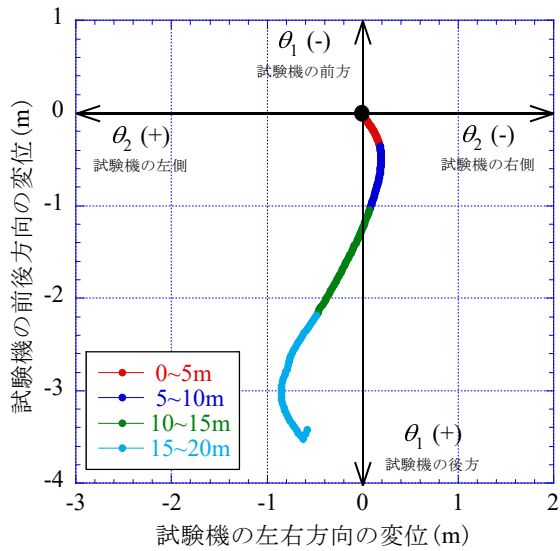
傾斜角は、通常のH-DCPTを深度（試験長）24.0m又は25.0mまで実施した後の試験孔で測定した。傾斜角測定コーンを調査深度付近まで圧入できたため、試験孔を的確に捉えることができたと考えている。ただし、砂地盤の稲敷市浮島では、貫入長10m前後で圧入不可能になった。



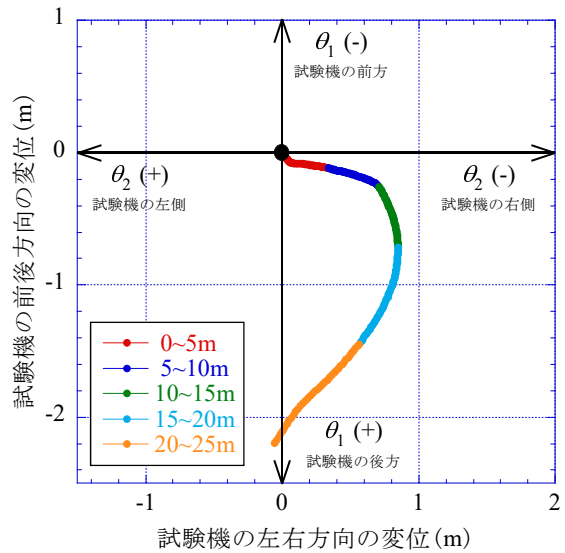
(1) 越谷市新川町

(2) 稲敷市浮島

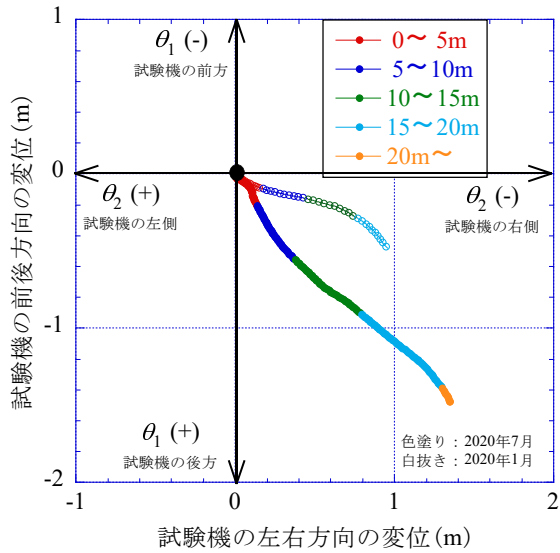
図-3.59 ロッド先端の軌跡<sup>5),6)</sup> (つづく)



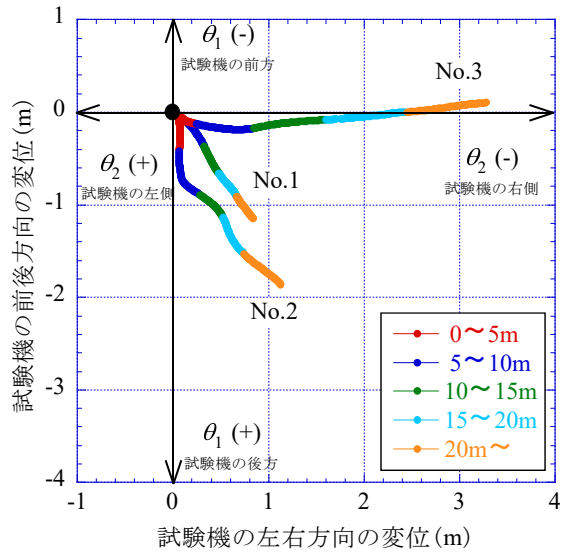
(3) 佐賀県白石町



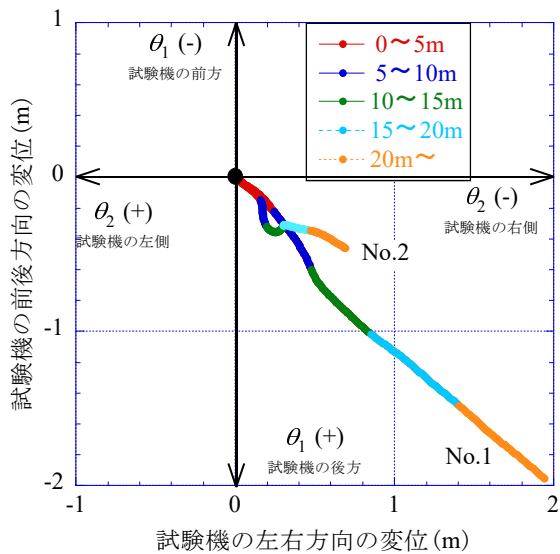
(4) 大阪市此花区桜島



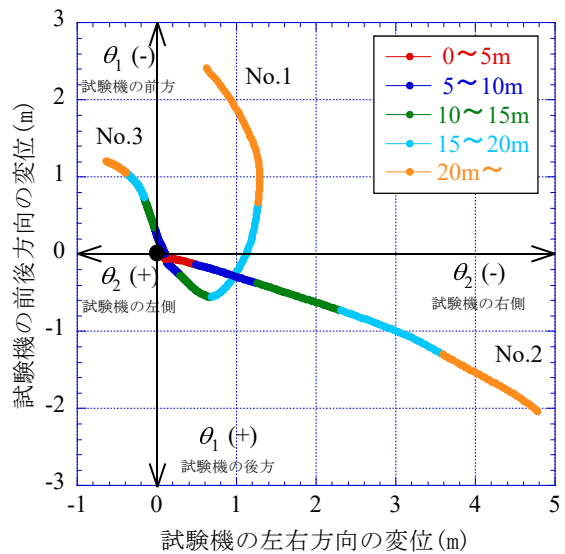
(5) 東大阪市西岩田



(6) 大阪市大正区三軒家



(7) 大阪市此花区夢洲



(8) 大阪市港区弁天6

図-3.59 ロッド先端の軌跡<sup>5),6)</sup> (つづき)

### 3.2.4 試験結果の考察

今回 8 地点 16 ポイントで、H-DCPT 実施後の試験孔の傾斜角を測定した。その結果、以下のことがわかった。

- ・傾斜角測定コーンは試験孔を的確に捉え、試験孔の最終深度付近まで圧入することができた。ただし、砂地盤では深度 10m 付近で圧入できなくなった。
- ・ $M_v$  が上昇しているときはおおむね  $\theta$  も上昇している。
- ・図-3.50 の西岩田の深度 4~6m 付近の  $M_v$  と  $\theta$  の下降と上昇、図-3.53 の三軒家 No.3 の深度 2m 付近の  $M_v$  と  $\theta$  の上昇などから、 $M_v$  と  $\theta$  の動きは連動しており、相関性があるように思われたが、一方、 $M_v$  と  $\theta$  の動きに全く相関が見られない場合もあった。
- ・同じ地点で複数の試験孔の傾斜角を測定したが、再現性は見られなかった。
- ・傾斜角測定コーンの地中での軌跡は縦横無尽であり、それがロッドの傾斜となっている。調査ポイントからの水平移動距離が最も大きいものは、貫入長 25m に対し約 4.8m であった。

以上のことから、傾斜角とトルクに必ずしも相関があるとはいえない。今回 8 地点計 16 の試験孔の傾斜角を測定したが、各地点、各孔の傾斜に再現性はなく、また、想定した以上の傾斜や水平移動がみられた。

JIS A 1230 : 2018<sup>4)</sup> では、ロッドの鉛直性が 2%以下になるように打撃装置を据え付けること、ロッドを継ぎ足したときにその鉛直性は 2%以下が望ましいこと、ロッドの鉛直性が 5%を超えた場合は報告しなければならないことが記載されている。2%=1.15°、5%=2.86°である。これに比べて地中でのロッドの傾斜はかなり大きいといえる。地中での傾斜は直しようがないが、実態を捉えることができたと考えている。

実務に当たっては以下のことに注意する必要がある。

- ・試験機はできるだけ水平に設置する。
- ・試験機の水平と同様に、ロッドの鉛直性を確認する。
- ・曲がったロッドを使用しない。(JIS ではロッド長に対するたわみの割合を 0.1%以下としている)

### 3.3 まとめ

本章では、まず、日本全国 32 地点の H-DCPT の試験結果を示し、H-DCPT の  $N_d$  値と SPT の  $N$  値との関係を示した。次に、粘性土地盤を対象に非排水せん断強さ ( $q_u/2$ ,  $s_{ub}$ ) と  $N_d$  値との関係を示した。最後に、試験後の試験孔の傾斜角を測定し、試験結果に与える傾斜の影響を考察した。得られた結論は以下のようにまとめられる。

- 1) H-DCPT を実施した全 32 地点のうち、29 地点で複数回実施（音測定した 15 地点を含む）したが、 $N_{dm}$ ,  $M_v$  はほぼ同様の結果となり、試験の再現性は高いといえる。
- 2)  $N_d$  値と  $N$  値の関係は土質によって異なり、砂質土では  $N_d$  値と  $N$  値はほぼ一致した。一方、粘性土では  $N_d$  値は  $N$  値より明らかに大きく、深度が深くなるほどその傾向は顕著になった。このことから、特に粘性土では周面摩擦力の影響がまだ残っている ( $N_d$  値ではまだ補正しきれていない) と考えられる。
- 3)  $N_d$  値と  $N$  値の関係を砂質土と粘性土に分け、適用深度を 20m として、以下の相関式を得た。

$$N_d = 0.86N + 3.1 \quad (\text{砂質土, 20m}) \quad (3.1)$$

$$N_d = 1.41N + 3.1 \quad (\text{粘性土, 20m}) \quad (3.2)$$

- 4) 粘性土地盤の  $N_d$  値と  $q_u/2$  値,  $s_{ub}$  値の相関関係から、以下の相関式を得た。

$$q_u/2 = 2.5N_d + 29.9 \quad (3.5)$$

$$s_{ub} = 2.6N_d + 34.0 \quad (3.6)$$

- 5) 8 地点、計 16 の試験孔でロッドの傾斜角を測定したが、傾斜角とトルクには必ずしも相関があるとはいえなかった。各地点、各試験孔の傾斜角、水平移動距離はそれぞれで、再現性は見られず、想定していた以上に地中でのロッドの傾斜角は大きくなった。



## 参考文献

- 1) 山田卓・水野建人・大島昭彦：大型動的コーン貫入試験による摩擦音を利用した細粒分含有率の評価と液状化判定の試み，Kansai Geo-Symposium 2017，地盤工学会関西支部・地下水地盤環境に関する研究協議会，pp.290-295，2017.
- 2) 高橋秀一・平田茂良・大島昭彦・山田卓・田中さち・坂口達哉：大型動的コーン貫入試験の  $N_d$  値と  $N$  値， $s_u$  値との相関性の検討（第2報），第55回地盤工学研究発表会，No.21-6-4-01，2020.
- 3) 高橋秀一・大島昭彦・坂口達哉・塩崎一樹：大型動的コーン貫入試験の補正打撃回数  $N_d$  値， $N_{dF}$  値と  $N$  値， $s_u$  値との相関，日本材料学会，第15回地盤改良シンポジウム論文集，pp.615-620，2022.12.
- 4) 日本工業規格 動的コーン貫入試験方法 Method for dynamic cone penetration test，JIS A 1230 :2018.
- 5) 田中さち・高橋秀一・大島昭彦・坂口達哉・山田卓：大型動的コーン貫入試験の貫入機構の検討～打撃効率による打撃回数の補正，周面摩擦力の測定，打撃孔傾斜角の測定～，日本材料学会，第14回地盤改良シンポジウム，pp.645-652，2020.
- 6) 高橋秀一・大島昭彦・田中さち・山田卓：大型動的コーン貫入試験における打撃効率と打撃孔傾斜角，日本材料学会，材料，Vol. 71，No.1，pp.97-102，2022.

## 第4章 H-DCPTの周面摩擦力の測定

### 4.1 H-DCPTの打撃時の動的挙動の測定

#### 4.1.1 測定方法

1.1の研究の背景でも記したが、H-DCPTでは周面摩擦力の影響で測定打撃回数 $N_{dm}$ 値が過大に得られるため、現在、ロッドを回転させてトルク $M_v$ を測定して打撃回数を補正する方法が採られている。しかし、この周面摩擦力補正が本当に正しいかどうか確認されていない。

そこで本研究では、**図-4.1**に示すようにH-DCPTのロッドの上部（アンビル直下）と捨てコーンが被るロッド先端に荷重計と加速度計を設置し、ハンマー打撃時のロッドの上部と先端での荷重及び加速度を動的に計測した。さらに、加速度から速度と変位を求め、周面摩擦力を算出した<sup>1)2)</sup>。測定した地点は**表-2.4**に示した越谷市新川町、稲敷市浮島、東大阪市西岩田、大阪市大正区三軒家、大阪市此花区夢洲、大阪市港区弁天6の6地点である。

計測は0.2mごとの打撃回数 $N_{dm}$ に対して、初めの3打撃を計測対象とし、サンプリング周波数50kHz（サンプリング時間 $2 \times 10^{-5}$ sec）で計測した。それ以降の打撃とトルク終了時までには2kHzで計測し、打撃後の挙動も捉えた。上計測器と先端計測器を**図-4.1**、**写真-4.1**に示す。荷重計及び加速度計はロッドに固定されている必要があるため、上計測器は六角ボルトで4方向からロッドに固定した。先端計測器はロッドと直接ボルト接合している。また、打撃による貫入量と自沈量を区別するため、越谷及び夢洲ではビデオ撮影を行った。**写真-4.2**に、ビデオ画面を示す。写真中に示すスケールの目盛を読み取ることにより、貫入量と自沈量を区別した。

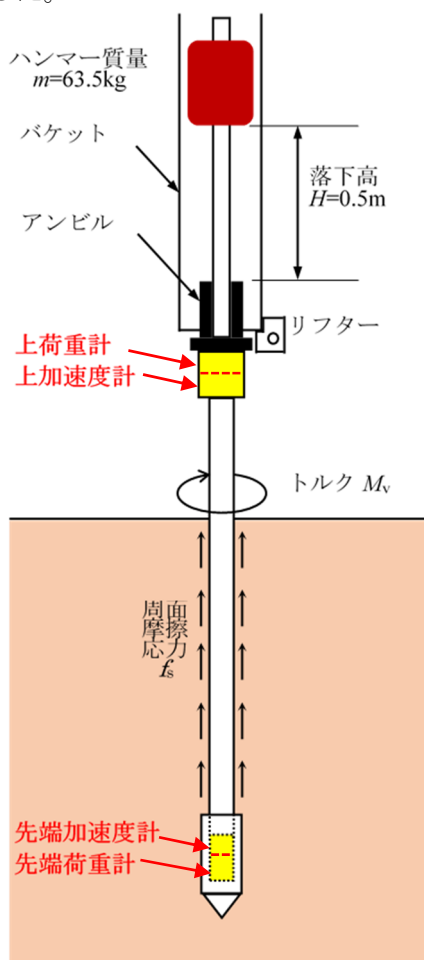
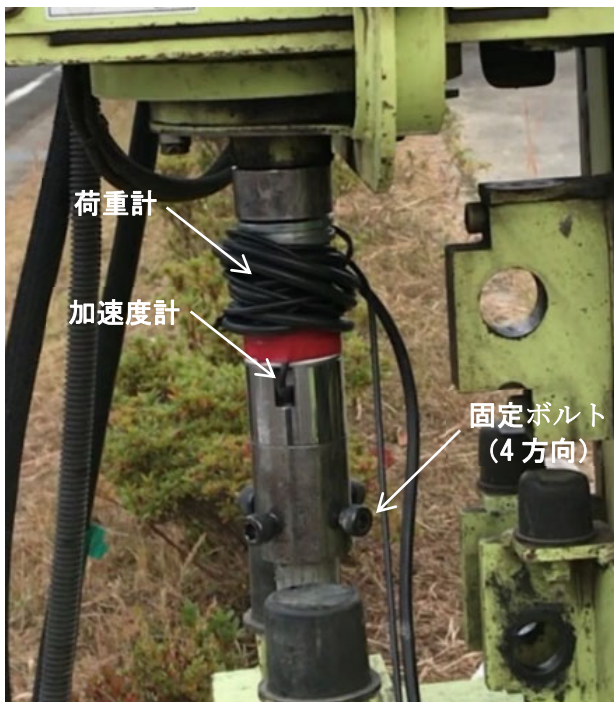


図-4.1 動的挙動測定時の計測器の位置



(1)上計測器



(2)先端計測器

写真-4.1 動的計測器

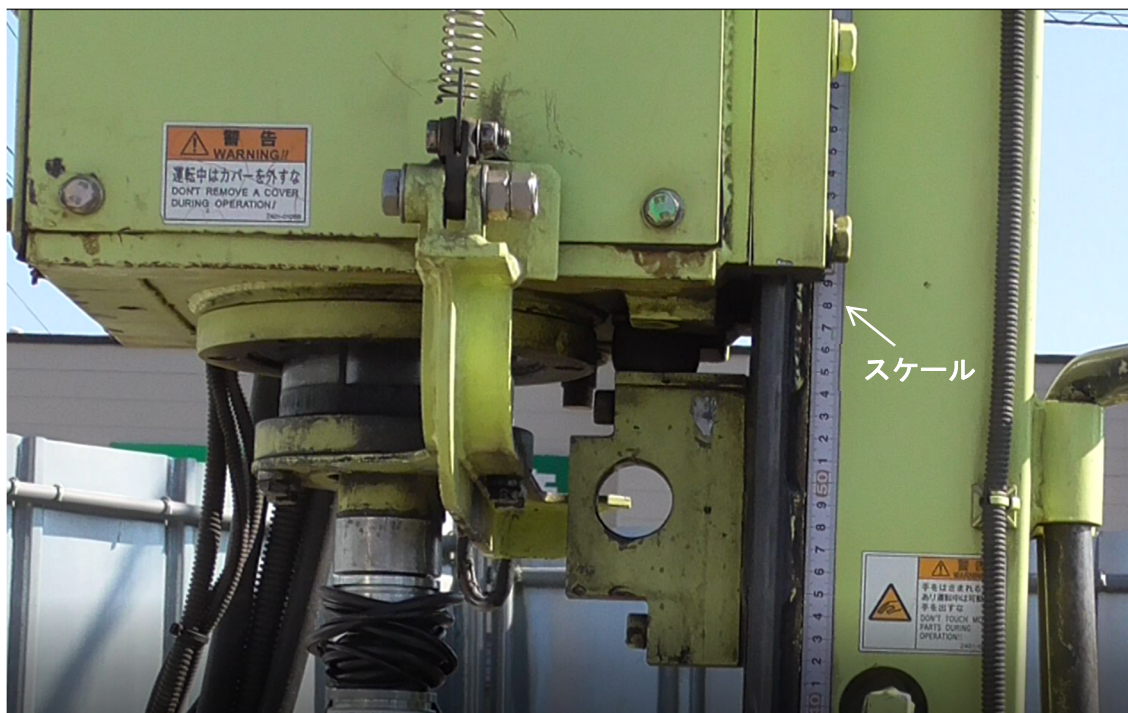


写真-4.2 打撃中のビデオ画面



#### 4.1.2 測定器

##### (1) 上荷重計・上加速度計

測定に使用した上荷重計・上加速度計の仕様を表-4.1, その全景を写真-4.3に示す。

表-4.1 上荷重計・上加速度計の仕様

計測種類	上荷重計	上加速度計
型名	東京測器製 CLP-100KNS033	東京測器製 ARE-10000A
製造番号	ADM160434	DHE150079
容量	100 (kN)	10000 (m/s <sup>2</sup> )
校正係数	0.0307 (kN/ $\mu$ )	9.25 (m/s <sup>2</sup> )
非直線性	0.2 (%R.O.)	1 (%R.O.)
応答周波数範囲	-	0~5000 (Hz)
ヒステリシス	0.2 (%R.O.)	-
入出力抵抗	351.9 ( $\Omega$ )	120.7 ( $\Omega$ )



(1) 上計測器の全景



(2) 上加速度計



(3) 上加速度計を接着した様子

写真-4.3 上計測器





### 4.1.3 測定結果の整理方法

本研究では、H-DCPT のロッド上部と先端に計測器（荷重計・加速度計）を取り付け、打撃時の動的な荷重と加速度の計測を行った。さらに、測定した加速度を積分して速度を、速度を積分して変位を求め、測定した荷重と速度の積から打撃エネルギーを算出している。その測定結果を荷重、加速度、速度、変位及び打撃エネルギーの5パターンの時刻歴で整理した。ただし、直接計測した荷重と加速度に関して補正を行う。以下(1)～(5)に越谷市新川町で実施した測定結果（深度 1.0～1.2m, 対象打撃回数 3 回目/打撃回数  $N_{dm}=8$ , 対象打撃による貫入量 22 mm）を例として、荷重及び加速度の補正方法、速度、変位及び打撃エネルギーの波形を示す。

#### (1) 荷重の補正

図-4.3(1)に補正前の直接測定した荷重の波形の例を示す。図の上部には順に、深度(m), 対象打撃回数/打撃回数  $N_{dm}$  値, 対象打撃の貫入量 (mm) を記載している（以下、同様）。地中にある先端荷重はトルクの影響などで、初期値が 0 から大きく離れている場合がある。また、上荷重も先端荷重ほどではないが、初期値が多少 0 から離れている場合も見られた。そこで、動的現象である打撃時の衝撃力に着目するため、荷重は打撃前の初期値からの増分で表記する補正（式(4.1)）を行う。補正後の波形を図-4.3(2)に示す。

$$y_i(\text{補}) = y_i(\text{生}) - y_i(\text{初}) \quad (4.1)$$

ここに、 $y(\text{補})$ ：荷重の補正值、 $y(\text{生})$ ：荷重の生データ、 $y(\text{初})$ ：打撃前の荷重の初期値

図-4.3より、上荷重は初めに大きな衝撃力があり、その後にハンマーの跳ね返りが衝撃力として反応していることが分かる。一方、先端荷重は上荷重に比べて衝撃力がロッド長を伝わる時間だけ遅れて衝撃力が伝わっている。この遅れ時間はロッドを衝撃力が伝わる時間を表している。また、この深度は粘性土であったため、先端荷重は上荷重よりもかなり小さくなっていることが分かる。

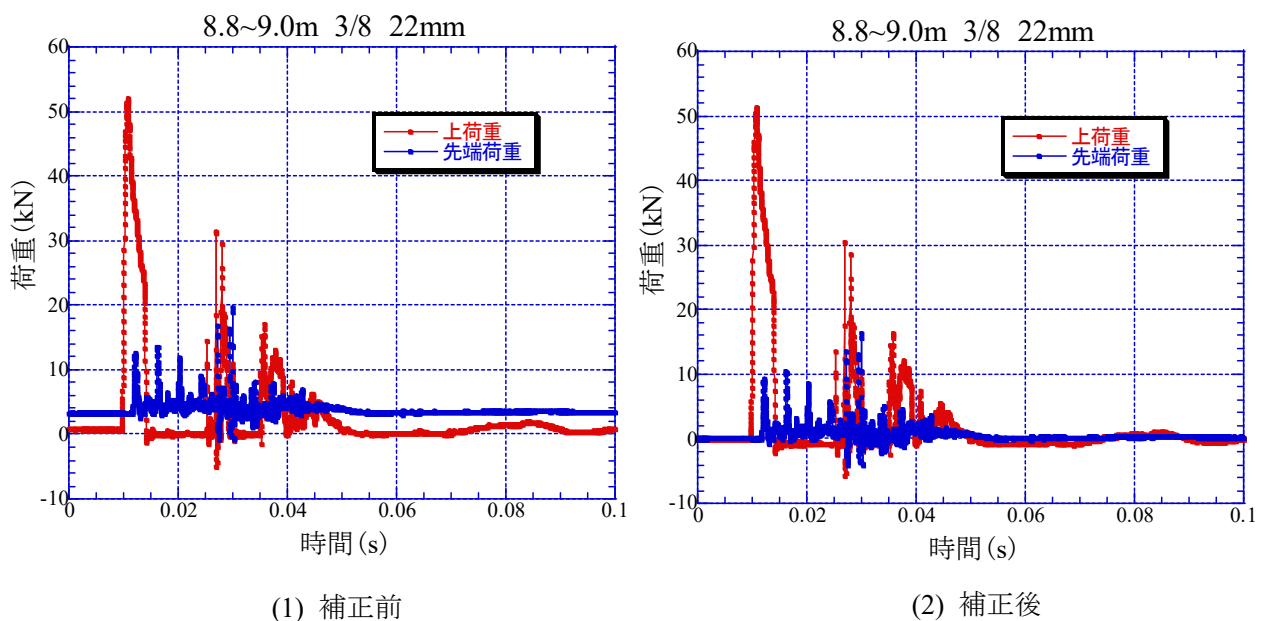


図-4.3 1打撃の荷重の時刻歴の例（越谷）

## (2) 加速度の補正

加速度は、測定する際に記録のゼロ線である基線が加速度計自身の不安定さなどにより揺らいだり、ずれたりすることがよくあり、この基線の揺らぎやずれが速度や変位を過大にする原因となる。これを取り除く補正方法が加速度記録の基線補正 (CRAC 補正)<sup>3)</sup>と呼ばれるもので、これは与えられた加速度の時刻歴に対し、式(4.2)の下段に示す基線 (線形関数:  $a_0 + a_1t$ ) を調整することによって、継続時間終了時の速度が 0 となり、残留変位が不当に過大な値とならないようにする補正方法である。

計算方法は、まず計測した加速度の時刻歴  $y''(t)$  を積分し、速度と変位の時刻歴  $y'(t)$ ,  $y(t)$  を求める。次に、変位、速度、加速度の補正值  $Y(t)$ ,  $Y'(t)$ ,  $Y''(t)$  を式(4.2)で表すものとする。

$$\left. \begin{aligned} Y(t) &= y(t) - \left(\frac{1}{2}a_0t^2 + \frac{1}{6}a_1t^3\right) \\ Y'(t) &= y'(t) - (a_0t + \frac{1}{2}a_1t^2) \\ Y''(t) &= y''(t) - (a_0 + a_1t) \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

ここで係数の  $a_0$ ,  $a_1$  は未知量であるが、継続時間を  $T$ (s) とすれば  $T$  秒後の最終速度は 0 であり、また最終変位も貫入量と等しくなるはずである。本研究では 1 打撃ごとの貫入量を記録しているので、実測の貫入量を  $P$ (m) とすれば、係数の  $a_0$ ,  $a_1$  は式(4.3)で求められる。また、本研究では継続時間  $T$  は 1 打撃の衝撃現象がほぼ終わる 0.2sec とした。

$$\left. \begin{aligned} a_0 &= -\frac{2y'(T)}{T} + \frac{6y(T)}{T^2} - \frac{6P}{T^2} \\ a_1 &= \frac{6y'(T)}{T^2} - \frac{12y(T)}{T^3} + \frac{12P}{T^3} \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

( $t = 0.2, v = 0, P$  (実測値) を入力)

これらを(4.2)式に代入することで加速度の補正值を求めることができる。

図-4.4 に補正前と補正後の加速度の波形の例を示す。また、図(2)の補正後には基線の線形関数 ( $a_0 + a_1t$ ) も示す。図(1)に比べて図(2)では上、先端加速度は 0.1 秒以降がほぼ 0 に収束している。

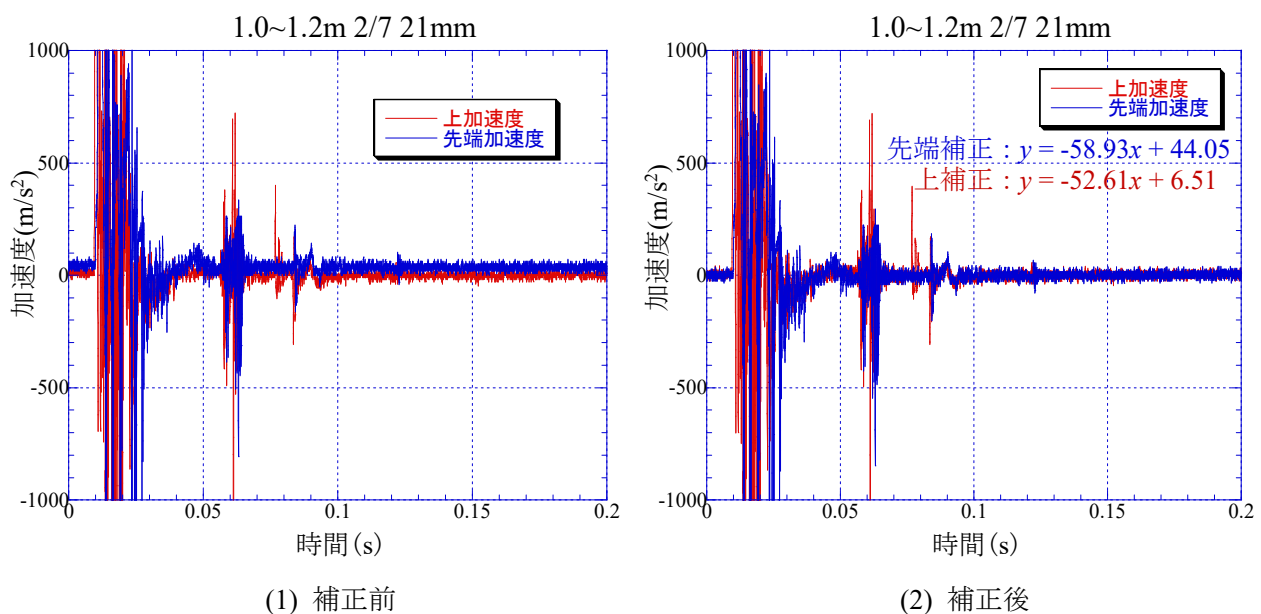


図-4.4 1 打撃の加速度の時刻歴の例 (越谷)

### (3) 速度の補正

図-4.4 の加速度を時間積分して図-4.5 のように速度を求めることができる。図-4.5(1)の補正前では速度が発散しているのに対して、図-4.5(2)の補正後では速度が0近くに収束していることが分かる。また、ハンマーの落下速度 $\sqrt{2gH} \doteq 3.1 \text{ m/s}$  に対して上速度は、エネルギー損失により、わずかに低い値になっている。一方、先端速度は上速度よりも大きく、最大速度が3.1m/sを超えている。これは衝撃波が先端に達する際に、先端の地盤が軟らかい場合には先端速度が増加するためである。

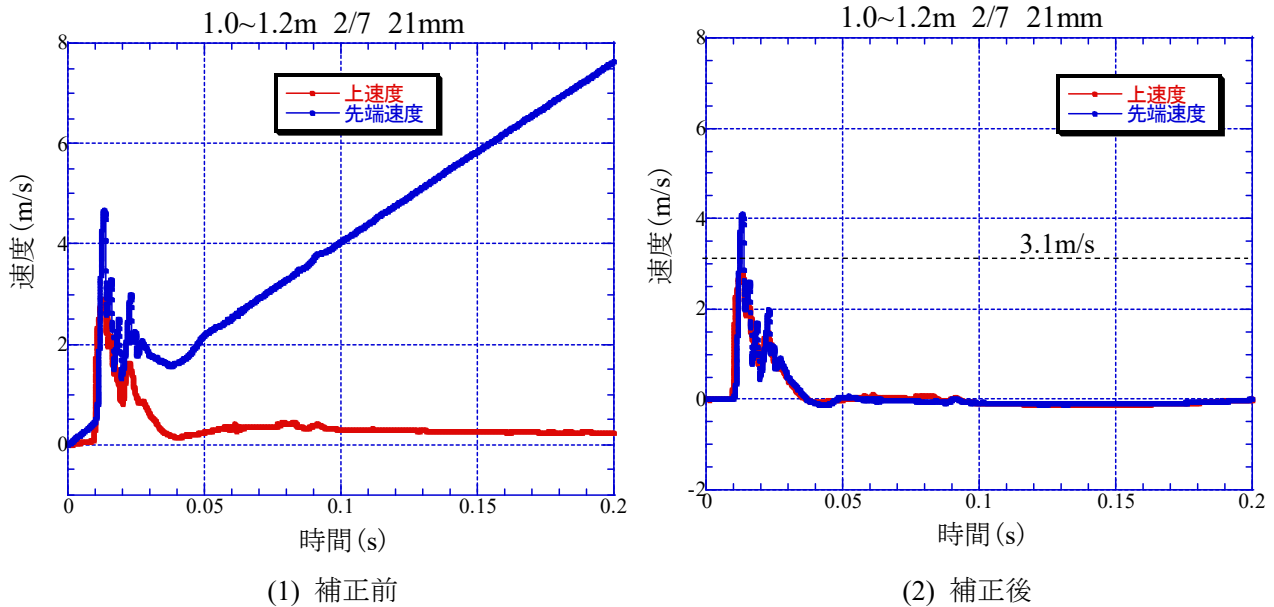


図-4.5 1打撃の速度の時刻歴の例（越谷）

### (4) 変位の補正

図-4.5 の速度を時間積分することで図-4.6 のように変位を求めることができる。図-4.6(1)の補正前では速度が発散していたので、変位も発散している。図-4.6(2)の補正後では加速度の基線補正によって実測の貫入量と一致させたため、最終変位は21mmとなった。

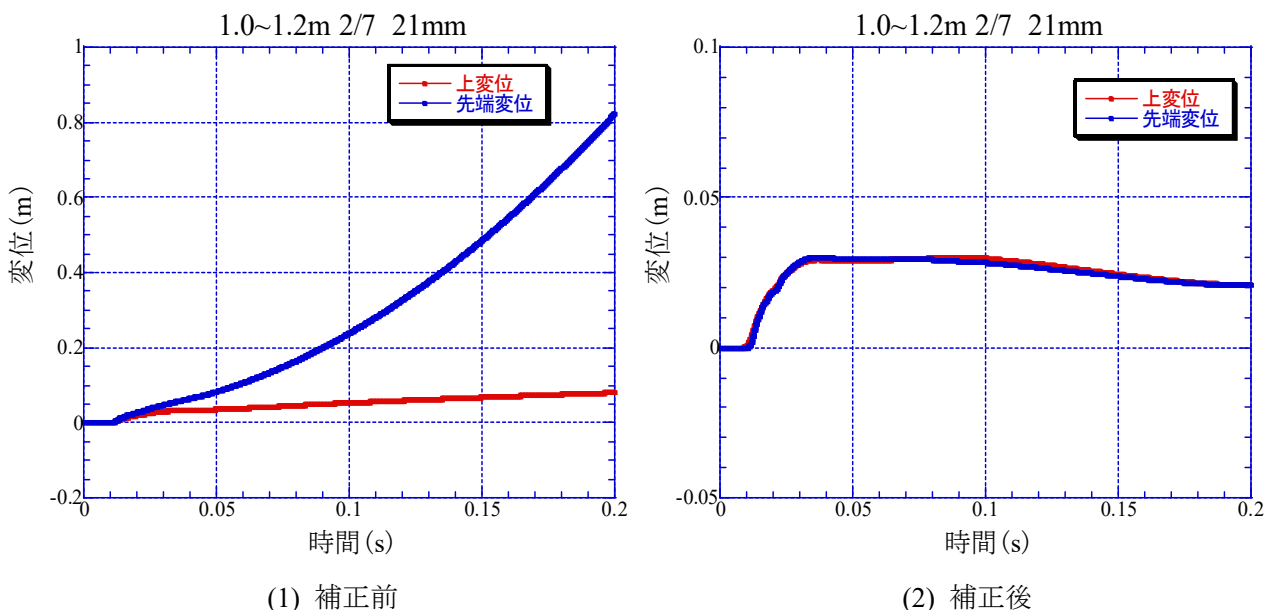


図-4.6 1打撃の変位の時刻歴の例（越谷）

(5) 打撃エネルギーの補正

打撃エネルギーは式(4.4)のように荷重と速度の積を時間積分して求めることができる<sup>4)</sup>。

$$E = \int_0^t F(t) \times v(t) \cdot dt \tag{4.4}$$

図-4.3の荷重と図-4.5の速度を乗じたものを時間積分し、打撃エネルギーとして図-4.7に示す。打撃エネルギーは、比較的早い段階（速度≒0となる時間）で、ある値に収束するようになる。また、荷重の値に比べて速度の値が小さいため、荷重に依存する傾向がある。図-4.7(1)の補正前では打撃エネルギーが過大となっていることが分かる。これは図-4.5(1)の補正前の速度が0に収束していないため、荷重の値が余分に積分時に足されていることが原因と考えられる。一方、図-4.7(2)の補正後は速度が補正されたことで、打撃エネルギーも最終的に一定の値に収束していることが分かる。ハンマー打撃前のエネルギーは位置エネルギー $mgH$ （=0.312kJ）であるので、上部と先端のそれぞれに約85%の衝撃が伝わっていることが分かる。この例では深度も浅く、砂質地盤であるためこの程度の衝撃が伝わったと考えられる。

以上のように、従来に比べて加速度の基線のずれが取り除けたため、本研究では全てのデータを先の補正方法に基づいて整理を行った。なお、荷重、加速度の計測は十分長い時間（1~2sec）行ったが、以下の計測結果は始めの0.2sec分のデータを取り出し、上荷重、上加速度の波形が立ち上がる直前を時間の原点0とし、マイナス側0.01sec、プラス側0.19secを作図した（速度、変位、打撃エネルギーも同様）。

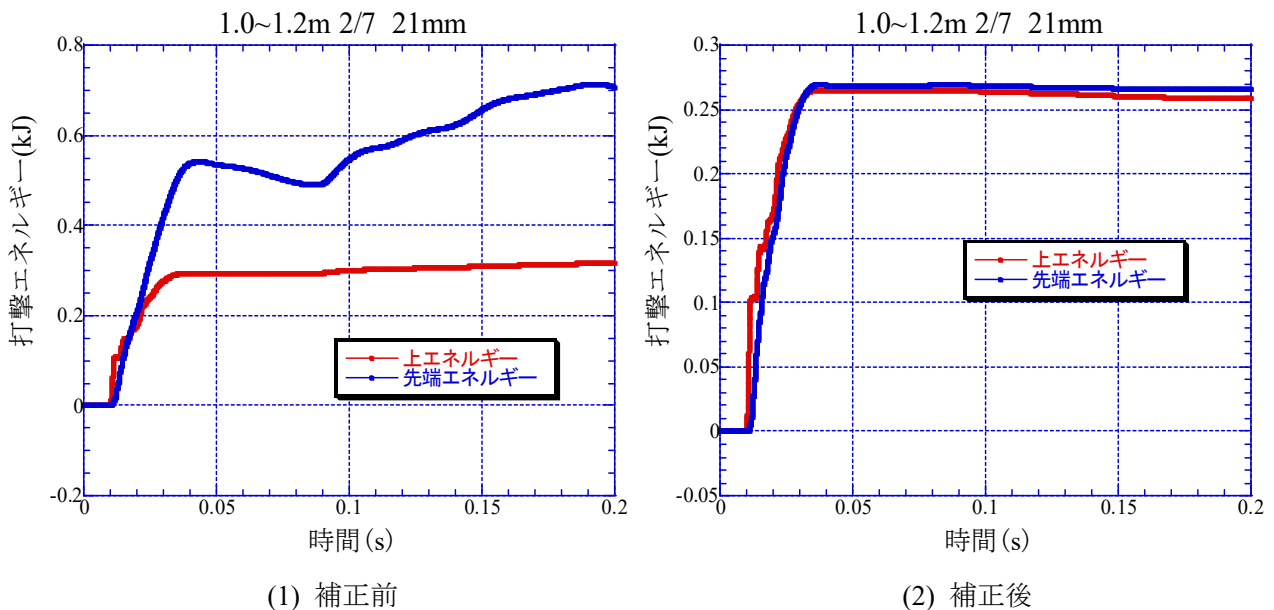


図-4.7 1 打撃の打撃エネルギーの時刻歴の例（越谷）

#### 4.1.4 各調査地点の動的挙動の測定結果

##### (1) 東大阪市西岩田

図-4.8～図-4.12に西岩田における代表例として、図(1)に砂質土、図(2)に粘性土における荷重、加速度、速度、変位及び打撃エネルギーの1打撃の時刻歴を示す。

図-4.8の荷重では、上荷重の最大値が約50kNの大きな衝撃力があり、その後にハンマーの跳ね返りによる荷重が生じた。先端荷重は上荷重よりも遅れて反応しているのは、ロッド長を衝撃力が伝達する時間 ( $L/c$ ,  $L$ :ロッド長,  $c$ :衝撃波の伝搬速度, 詳細は4.3.2参照)の遅れである(以下, 同様)。また, 軟弱地盤では先端の反力が小さいことから砂質土に比べて粘性土の先端荷重が小さくなっている。図-4.9の加速度では, 上加速度, 先端加速度ともにパルス状の大きな値を示した。荷重と同様に, 先端加速度は上加速度よりも遅れて反応している。砂質土では跳ね返りによる波形も現れているが, 粘性土の方が加速度の継続時間が長く, 時間をかけて貫入している。図-4.10の速度では, 公称速度  $\sqrt{2gH} \approx 3.1 \text{ m/s}$  に対して粘性土の方が先端最大速度が大きい。これは衝撃波が先端へ達する際に, 先端が軟らかいほど先端速度が増加するためである。図-4.11の変位では, 4.1.3で述べたように, 最終貫入量 ( $t=0.19\text{s}$ ) は実測貫入量に一致させている(以下, 同様)。図-4.12の打撃エネルギーでは, 先端エネルギーにおいて, ハンマー打撃前の位置エネルギー  $mgH$  (0.312kJ) に対して, 上打撃エネルギーは土質によらず80%程度, 先端エネルギーは粘性土の方がかなり小さい。

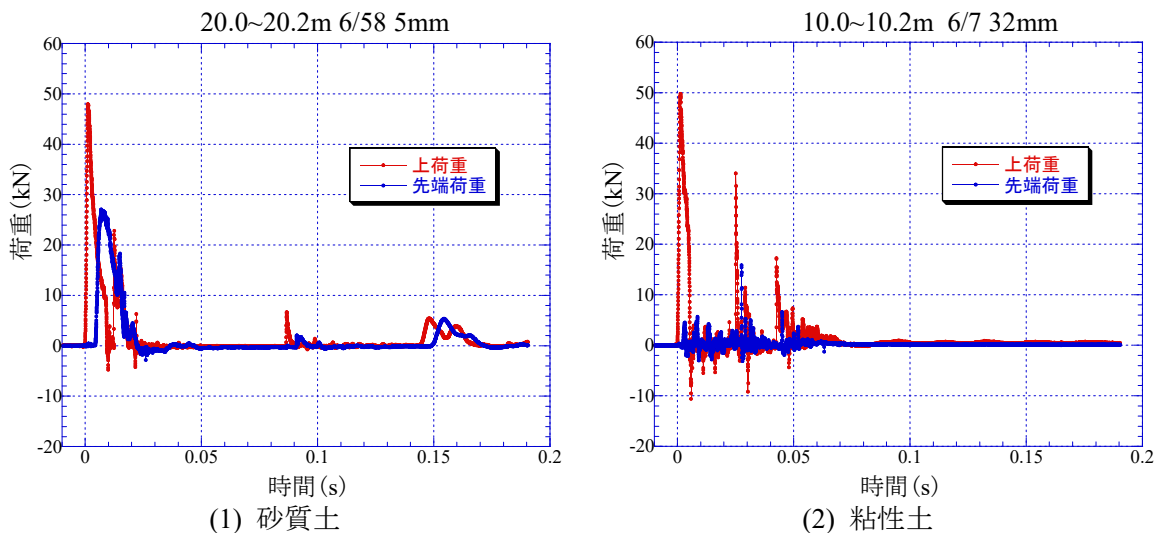


図-4.8 荷重波形 (西岩田)

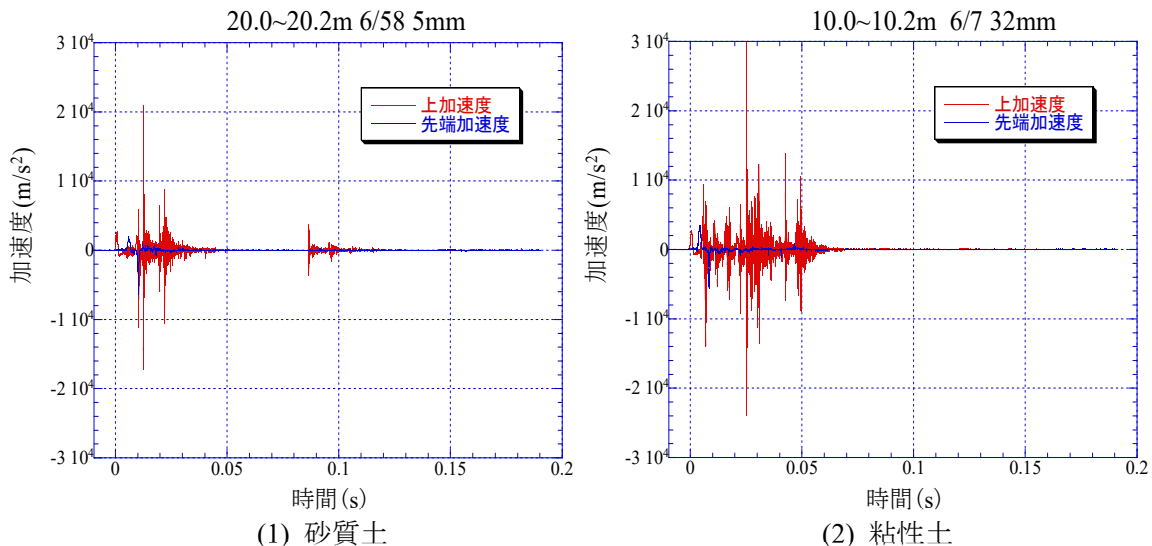


図-4.9 加速度波形 (西岩田)



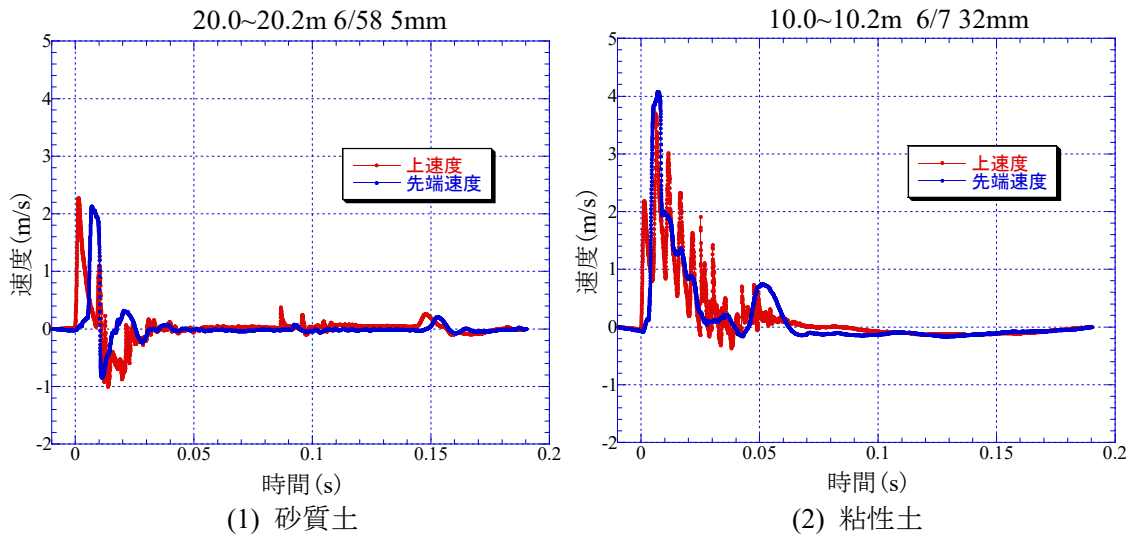


図-4.10 速度波形 (西岩田)

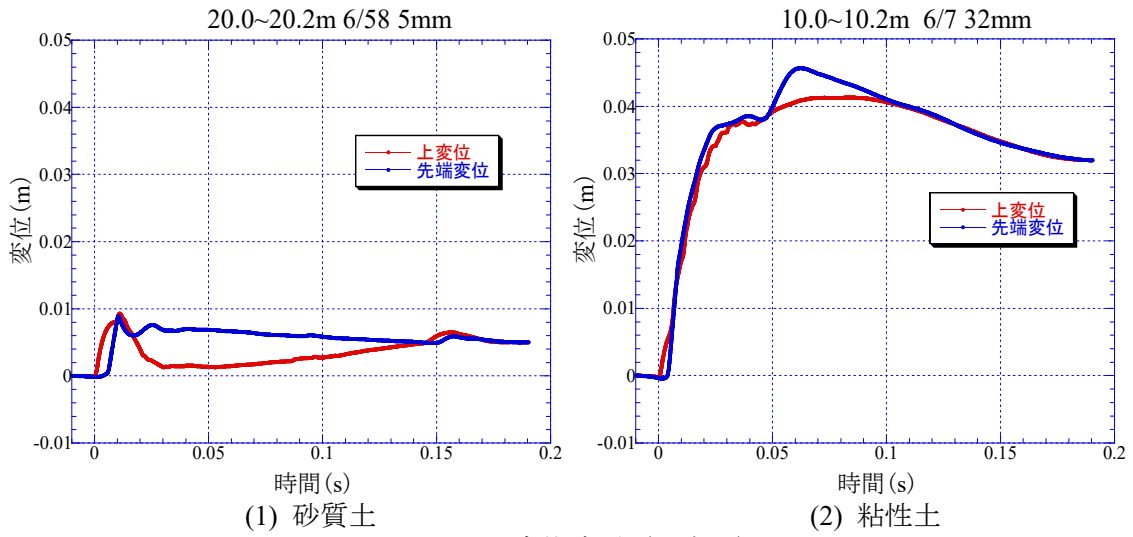


図-4.11 変位波形 (西岩田)

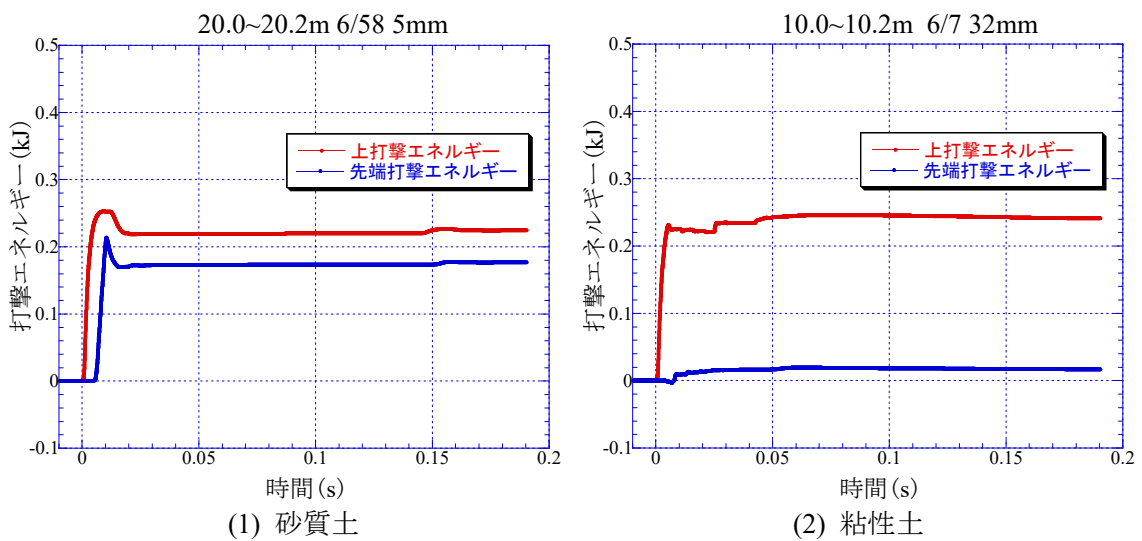


図-4.12 打撃エネルギー波形 (西岩田)

(2) 大阪市大正区三軒家

図-4.13～図-4.17 に三軒家における代表例として、図(1)に砂質土、図(2)に粘性土における荷重、加速度、速度、変位及び打撃エネルギーの1打撃の時刻歴を示す。

図-4.13 の荷重では、軟弱地盤の先端の反力が小さいことから、砂質土に比べて粘性土の先端荷重が小さくなっている。先端荷重が上荷重よりも遅れて反応しているのは(1)の西岩田と同様である。図-4.14 の加速度では、粘性土の方が加速度の継続時間が長く、時間をかけて貫入している。図-4.15 の速度では、(1)の西岩田と同様に先端速度が上速度より大きくなった。図-4.17 の打撃エネルギーでは、上打撃エネルギーは土質によらずほぼ同じであるが、先端打撃エネルギーは、ハンマー打撃前の位置エネルギー $mgH$  (0.312kJ) に対して、粘性土よりも砂質土の方がよく伝わっていることが分かる。やはり、粘性土の先端打撃エネルギーはごく小さい。

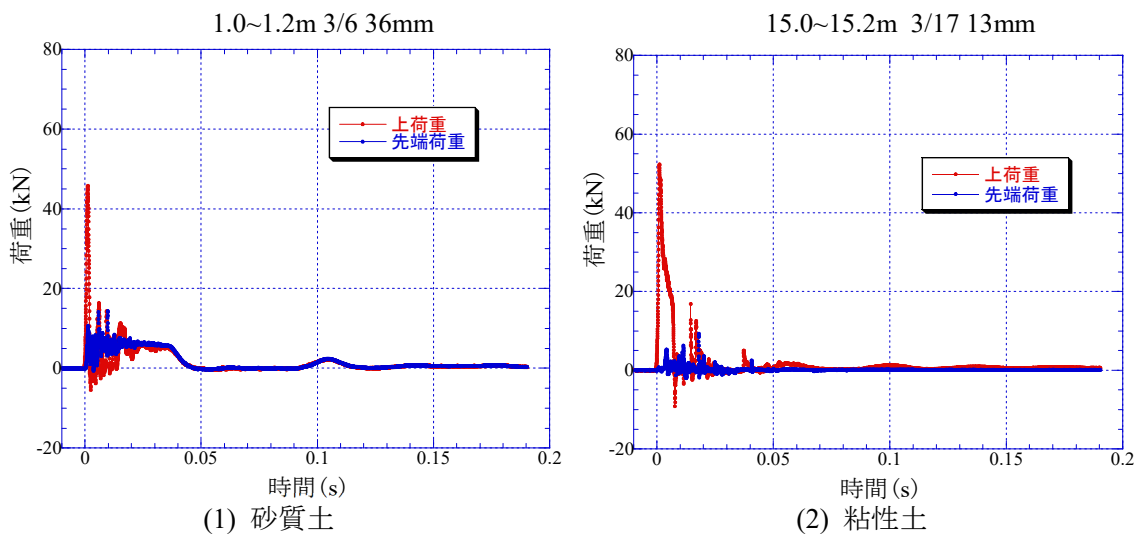


図-4.13 荷重波形 (三軒家)

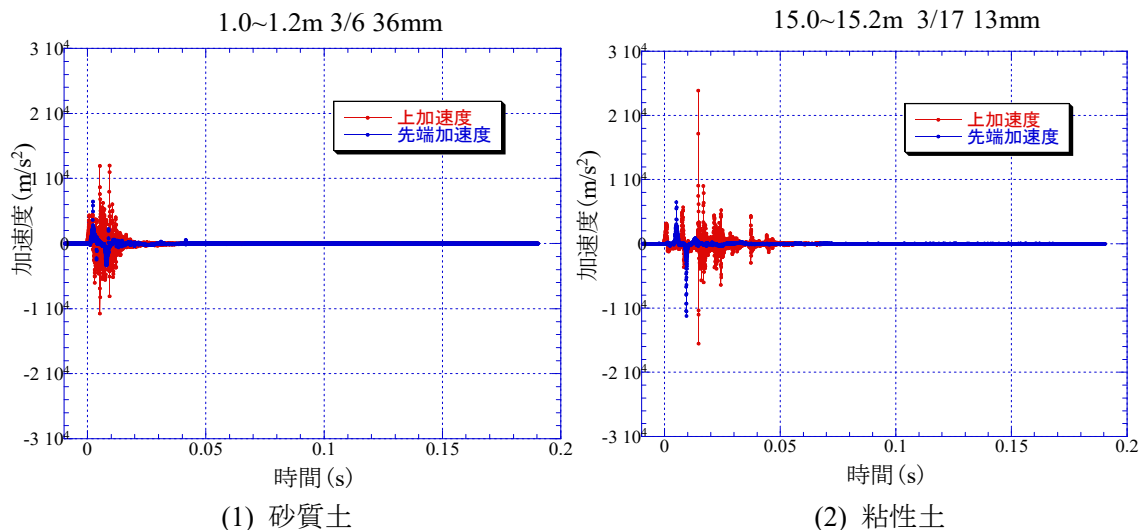
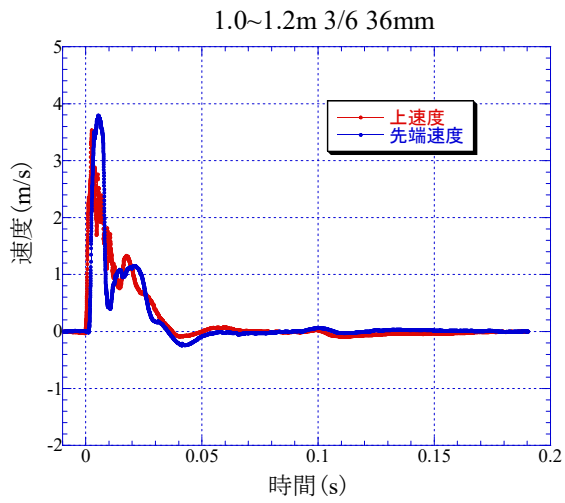
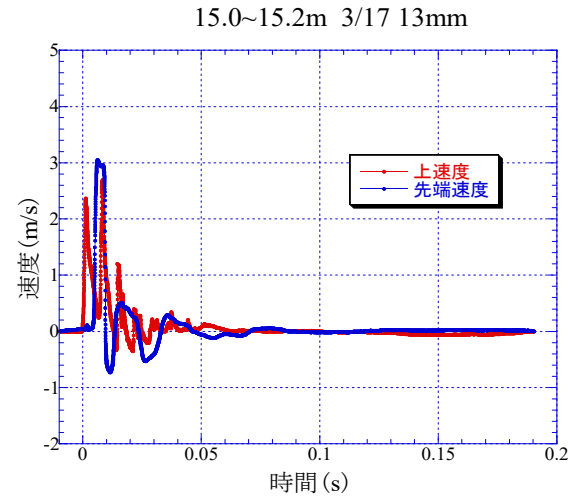


図-4.14 加速度波形 (三軒家)

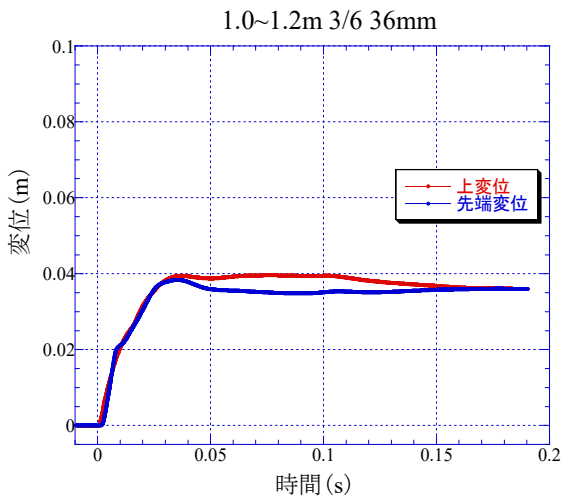


(1) 砂質土

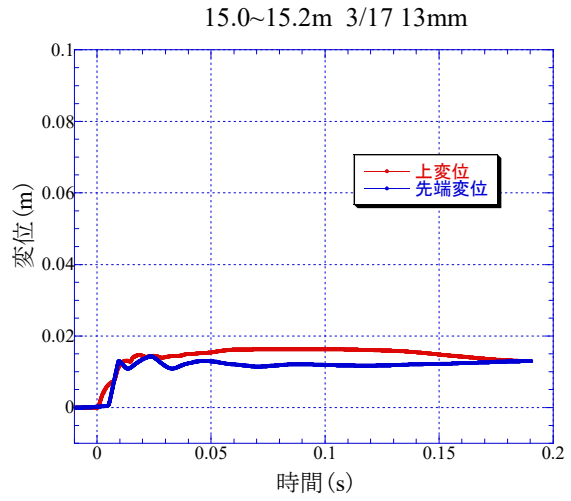


(2) 粘性土

図-4.15 速度波形 (三軒家)

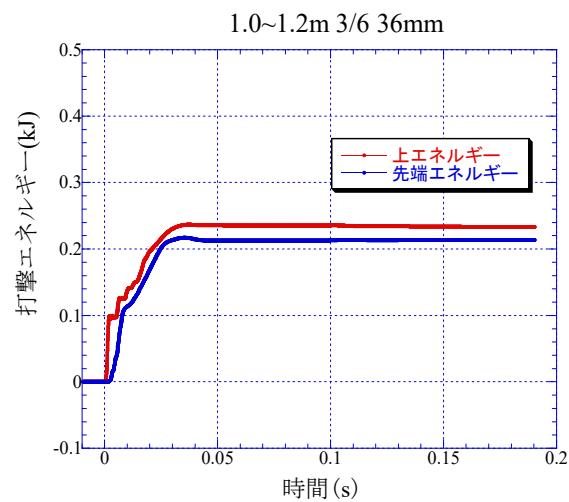


(1) 砂質土

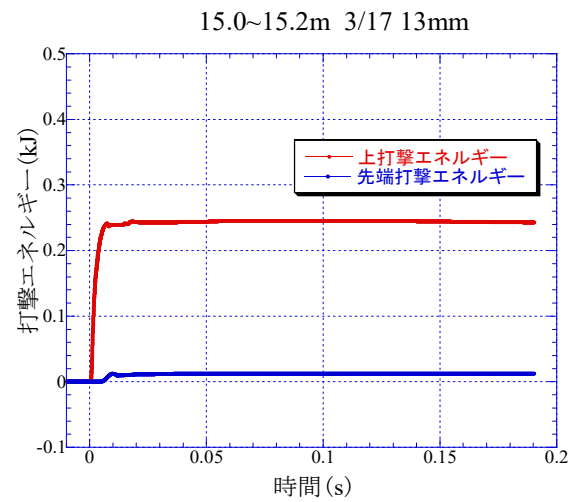


(2) 粘性土

図-4.16 変位波形 (三軒家)



(1) 砂質土



(2) 粘性土

図-4.17 打撃エネルギー波形 (三軒家)

### (3) 越谷市新川町

図-4.18～図-4.22 に越谷における代表例として、図(1)に砂質土、図(2)に粘性土における荷重、加速度、速度、変位及び打撃エネルギーの1打撃の時刻歴を示す。

図-4.18 の荷重では、軟弱地盤の先端の反力が小さいことから砂質土に比べて粘性土の先端荷重が小さくなっている。また、粘性土では先端荷重は荷重が負になっている領域が多い。これは越谷は非常に鋭敏で軟弱な粘性土地盤であったため、打撃した際に、先端のコーンだけが先に進みロッドに引張力がかかったためではないかと考えている。図-4.19 の加速度では、粘性土の方が加速度の継続時間が長く（荷重も同様）、時間をかけて貫入している（実測の貫入量も79mmと大きい）。図-4.20 の速度では、荷重、加速度と同様、複数のパルス状の波形が見られる。このパルス状の波形は、ロッド内の衝撃力の往復時間(2L/c)を示している。図-4.22 の打撃エネルギーでは、粘性土の上打撃エネルギーはハンマー打撃前の位置エネルギー $mgH$  (0.312kJ) とほぼ同等となったが、これは、打撃直後に自沈が生じ、打撃と自沈による貫入量を分離できず、上打撃エネルギーの算定が過大になったためと考えている。粘性土の先端エネルギーは、ハンマー打撃前の位置エネルギー $mgH$  (0.312kJ) に対して、約3%程度と非常に小さい。これは上述した先端荷重の負の領域が大きいことが原因と考えている。

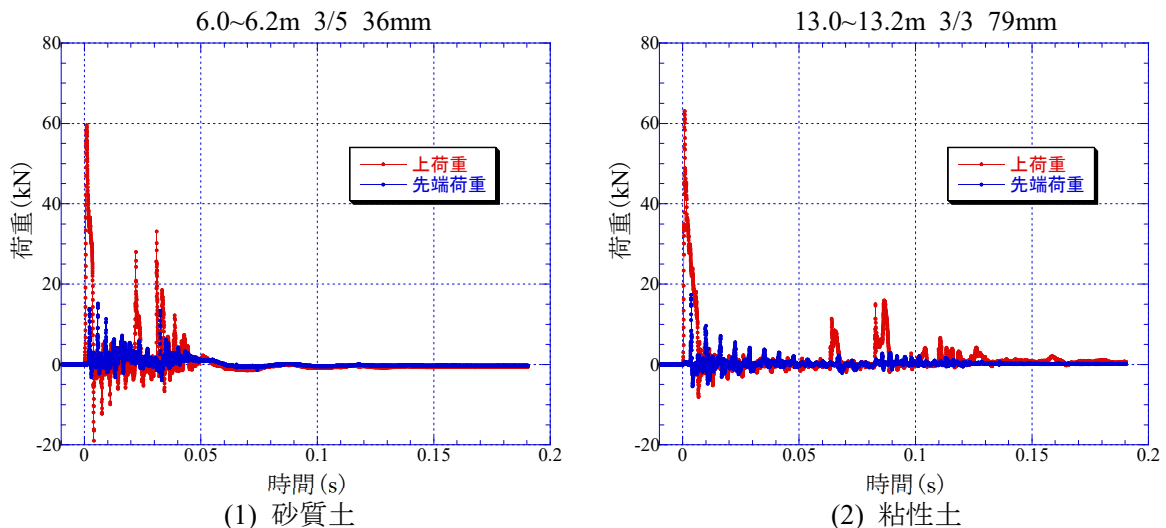


図-4.18 荷重波形（越谷）

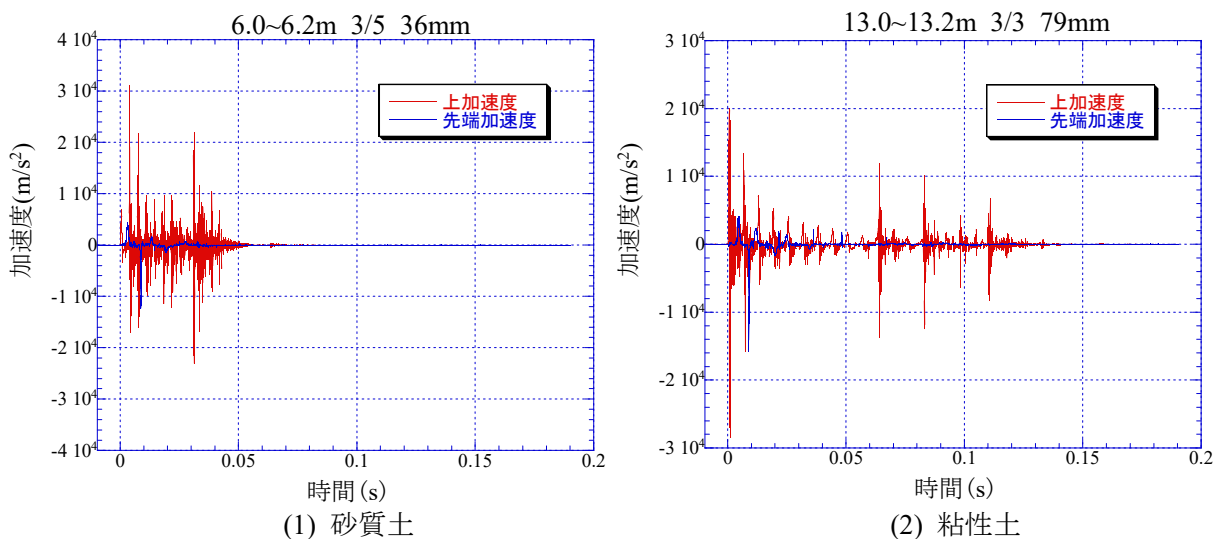


図-4.19 加速度波形（越谷）

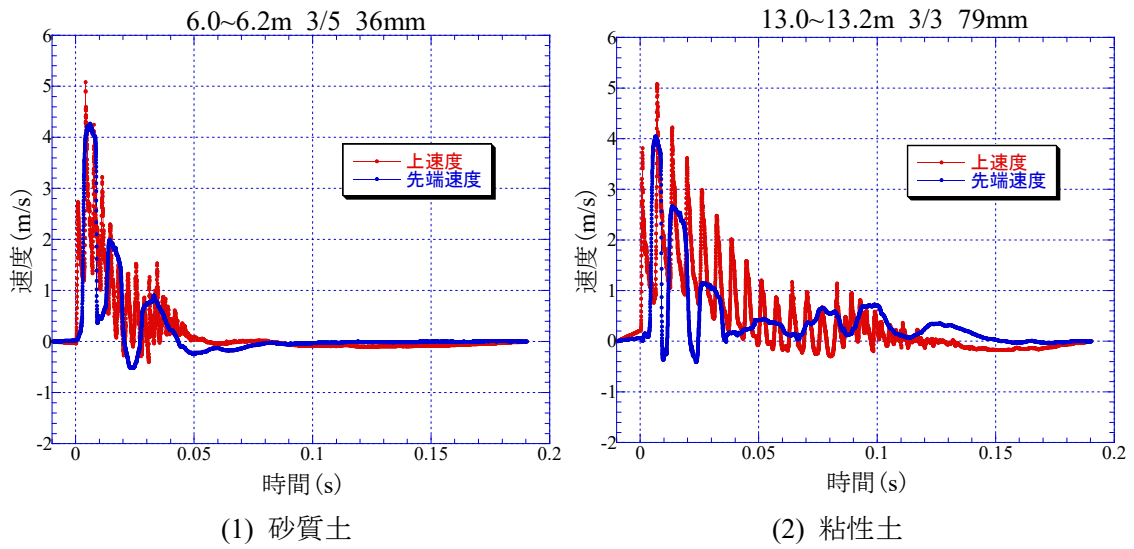


図-4.20 速度波形 (越谷)

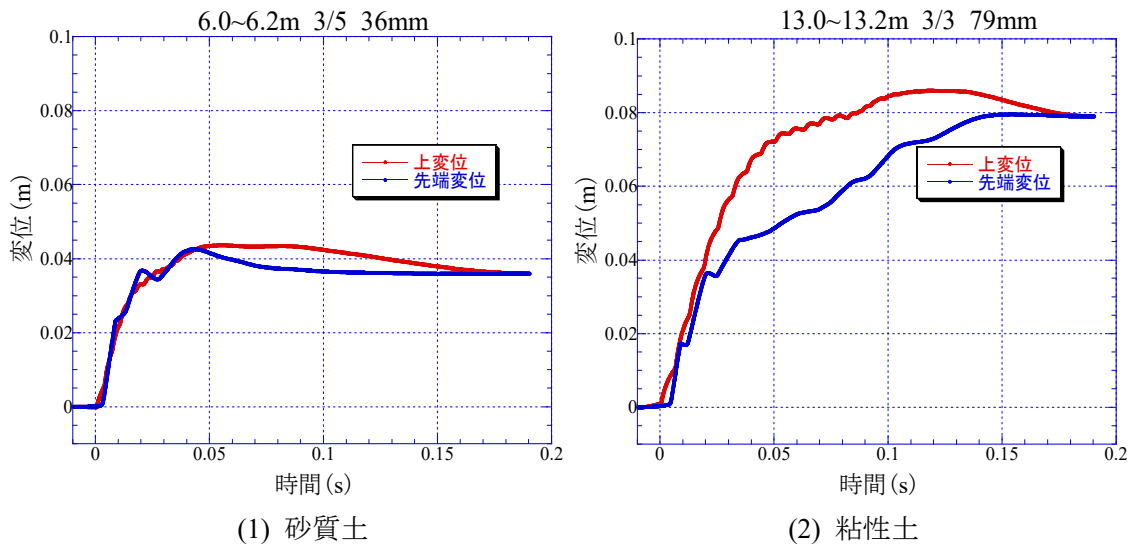


図-4.21 変位波形 (越谷)

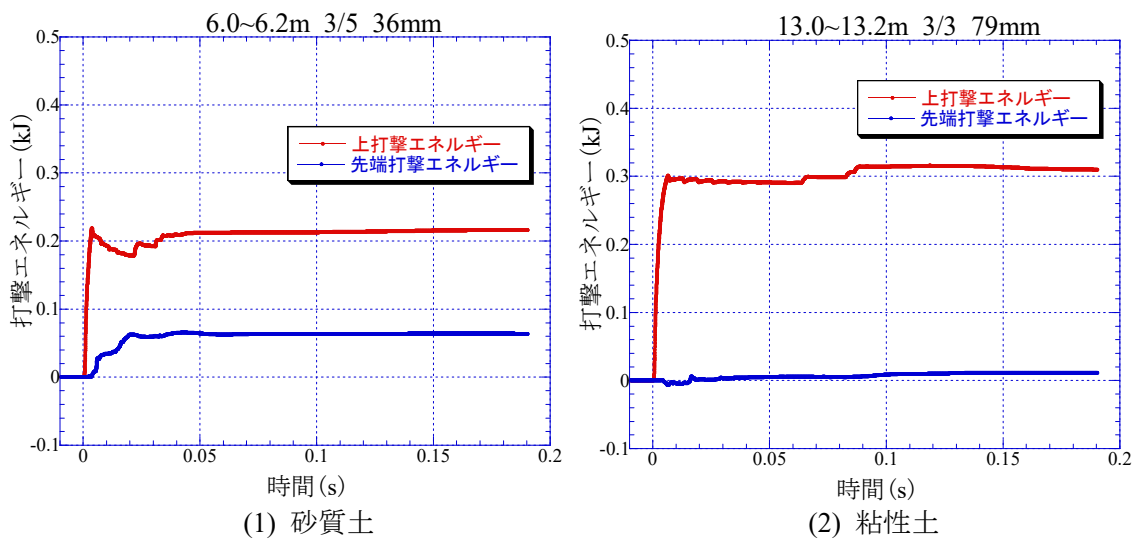


図-4.22 打撃エネルギー波形 (越谷)



#### (4) 稲敷市浮島

図-4.23～図-4.27 に稲敷における代表例として、図(1)に細粒分含有率  $F_c=10\sim30\%$ 、図(2)に  $F_c=30\sim60\%$ における荷重、加速度、速度、変位及び打撃エネルギーの1打撃の時刻歴を示す（稲敷は砂質土主体の地盤で、測定範囲に粘性土がない）。

図-4.23 の荷重では、 $F_c$ が大きい図(2)の方が図(1)に比べて先端荷重が小さくなった。図-4.24 の加速度では、図(1)、(2)の継続時間はほぼ同じであったが、図(2)の方が早く収束した。図-4.25 の速度では、上速度と先端速度はほぼ同じ大きさとなっている。図-4.27 の打撃エネルギーでは、上打撃エネルギーは  $F_c$ によらずほぼ同じであるが、先端エネルギーは、ハンマー打撃前の位置エネルギー  $mgh$  (0.312kJ) に対して、図(1)で約40%、図(2)で約16%と細粒分含有率が大きい方が小さくなった。

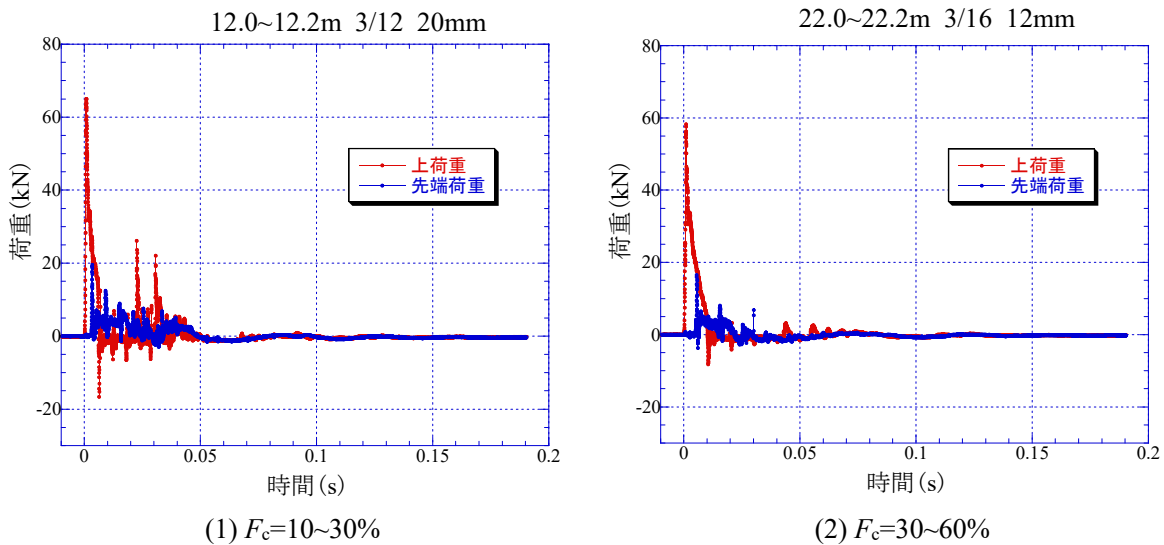


図-4.23 荷重波形（稲敷）

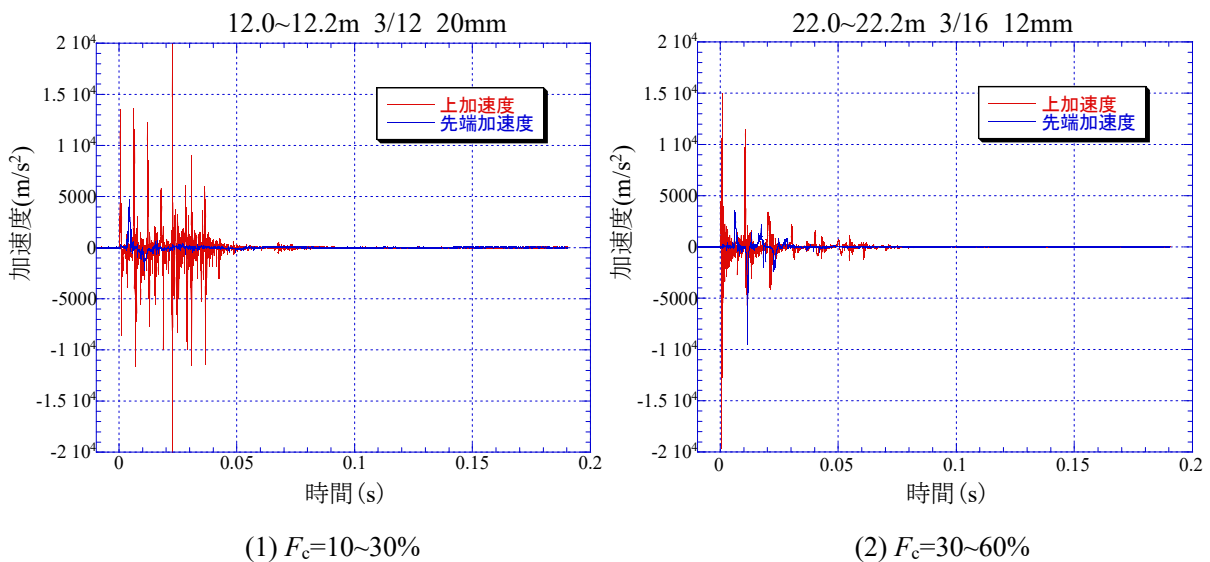
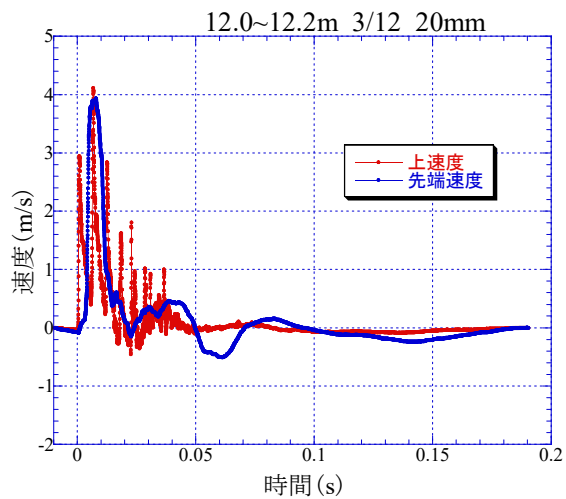
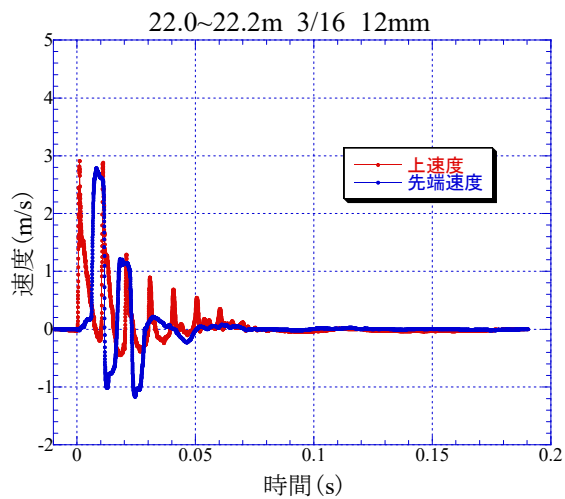


図-4.24 加速度波形（稲敷）

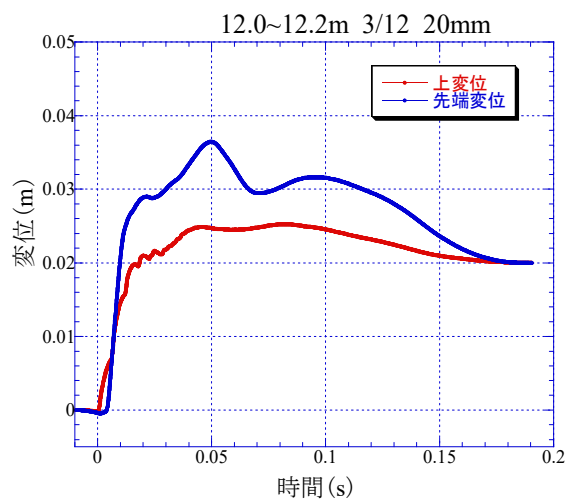


(1)  $F_c=10\sim30\%$

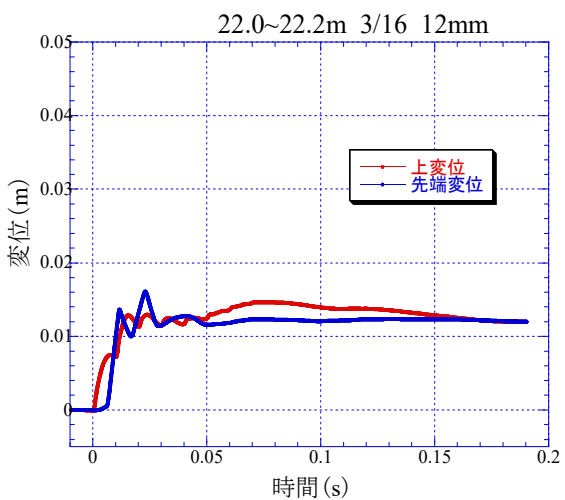


(2)  $F_c=30\sim60\%$

図-4.25 速度波形 (稲敷)

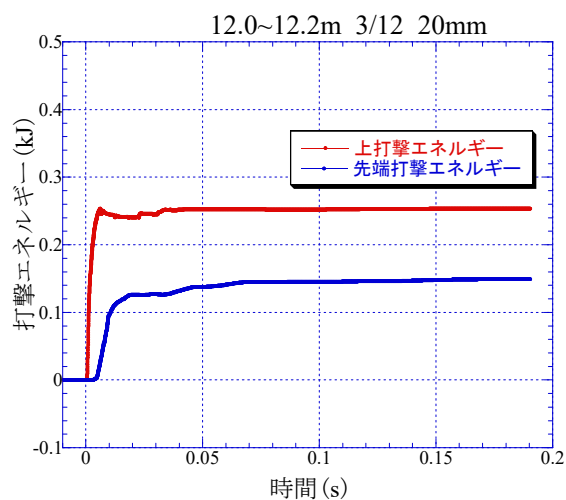


(1)  $F_c=10\sim30\%$

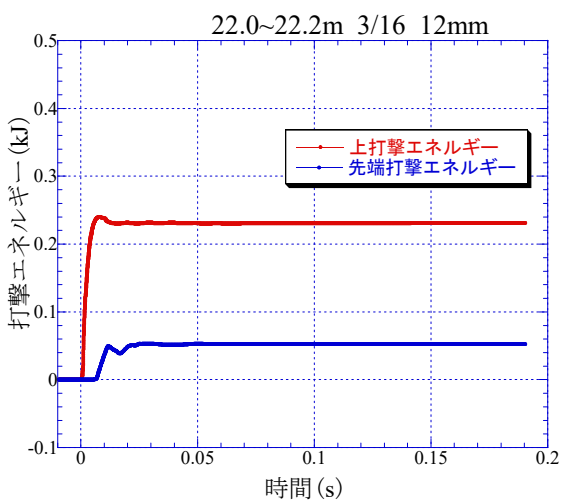


(2)  $F_c=30\sim60\%$

図-4.26 変位波形 (稲敷)



(1)  $F_c=10\sim30\%$



(2)  $F_c=30\sim60\%$

図-4.27 打撃エネルギー波形 (稲敷)

(5) 大阪市此花区夢洲

図-4.28～図-4.32 に夢洲における代表例として、図(1)に砂質土、図(2)に粘性土における荷重、加速度、速度、変位及び打撃エネルギーの1打撃の時刻歴を示す。

図-4.28 の荷重では、上荷重の最大値が約 60kN の大きな衝撃力があり、その後ハンマーの跳ね返り等による荷重が生じている。図-4.29 の加速度では、上加速度、先端加速度ともにパルス状の大きな値を示し、先端加速度はマイナス側（上向き）で大きくなった。図-4.32 の打撃エネルギーでは、やはり上打撃エネルギーは土質によらずほぼ同じであるが、先端の打撃エネルギーは砂質土では大きくなり、粘性土では小さくなる（西岩田の図-4.12、三軒家の図 4.17 参照）。ただし、図(1)の砂質土で先端打撃エネルギーが小さくなったのは、深度が 24.8m と深いため、先端荷重（図-4.28）が小さくなり、エネルギーが小さくなったと考えられる。図(2)の粘性土は、西岩田、三軒家と同様に先端打撃エネルギーは小さくなった。一部の深度では先端荷重がマイナスを示したため、先端打撃エネルギーもマイナスを示した。

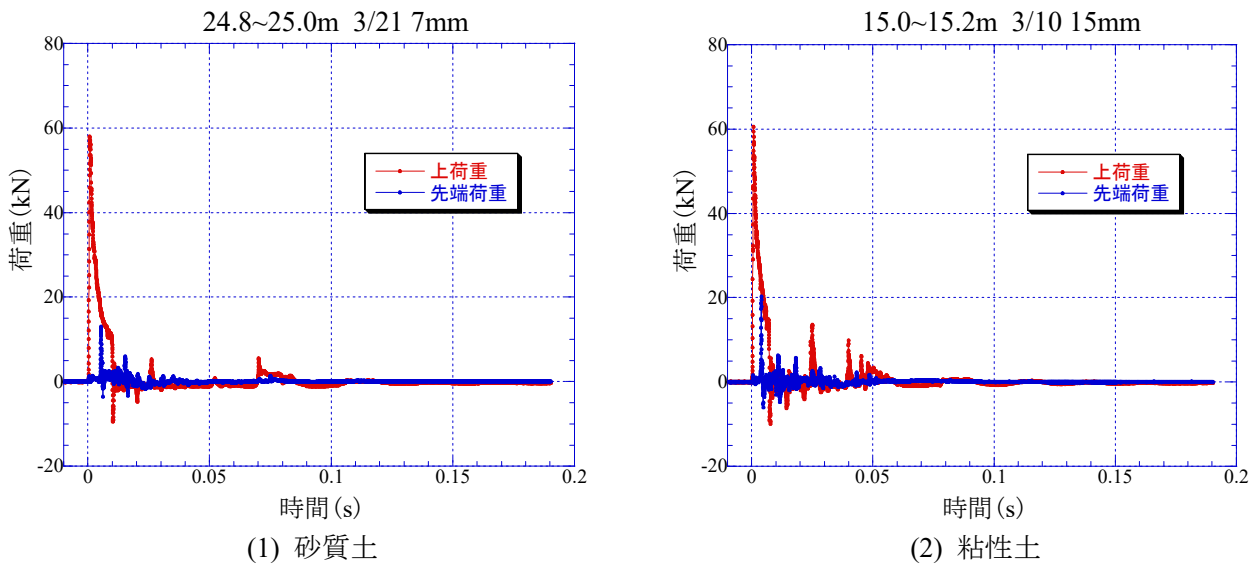


図-4.28 荷重（夢洲）

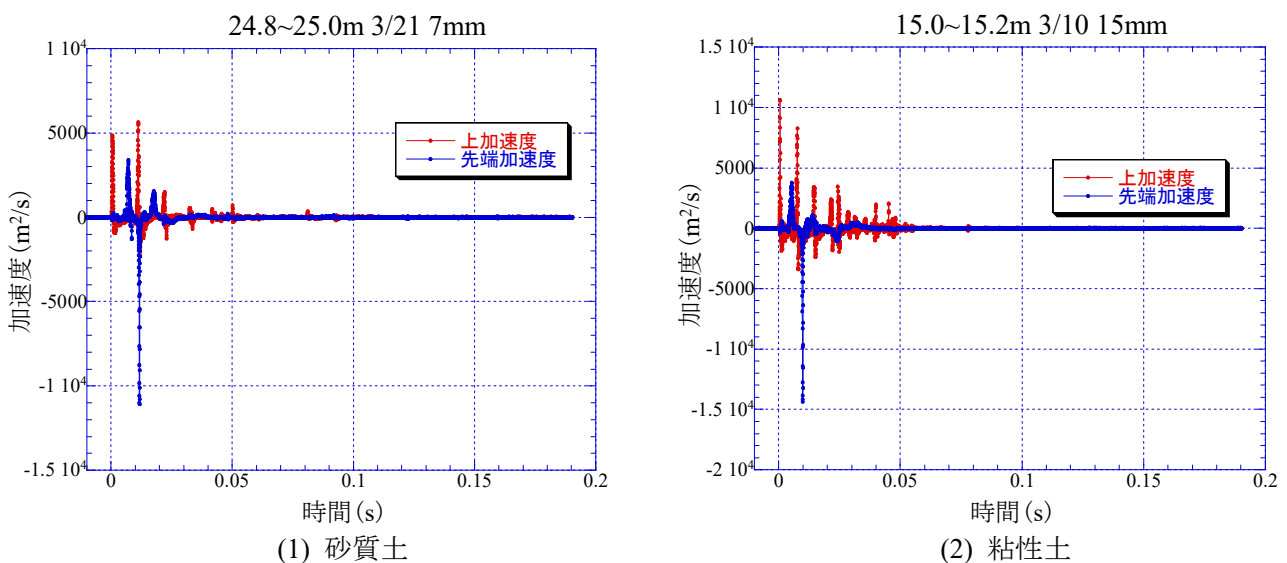


図-4.29 加速度（夢洲）

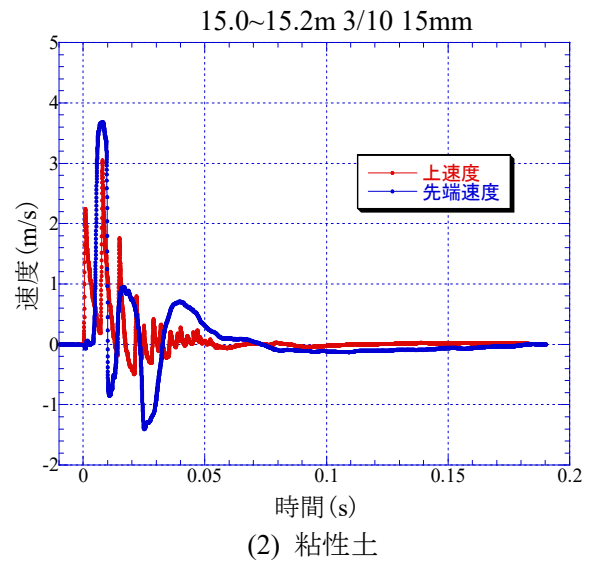
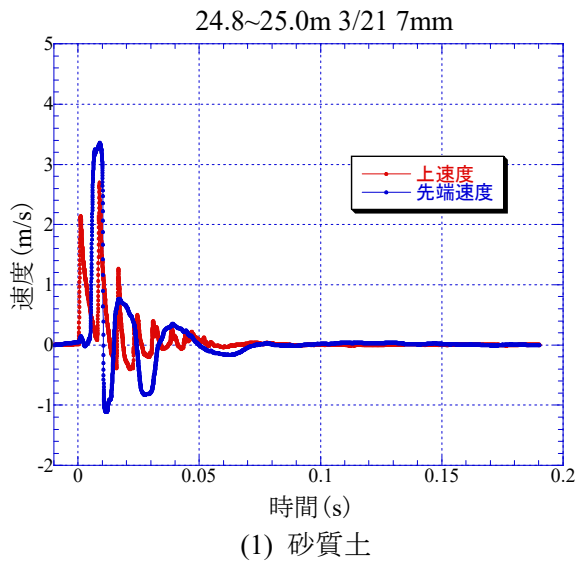


図-4.30 速度 (夢洲)

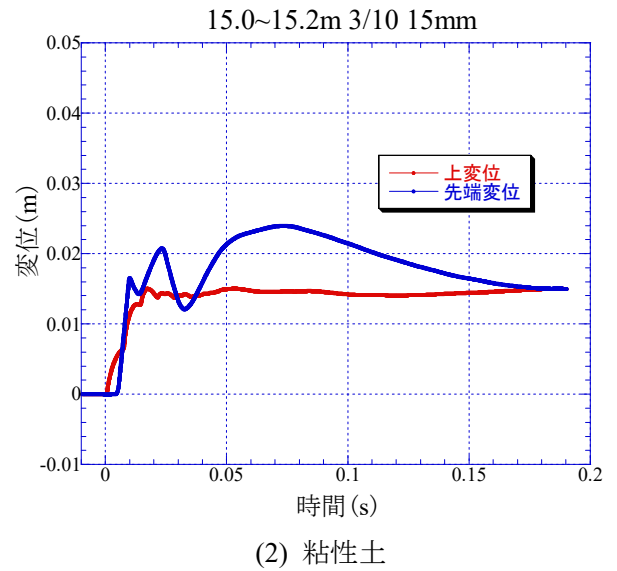
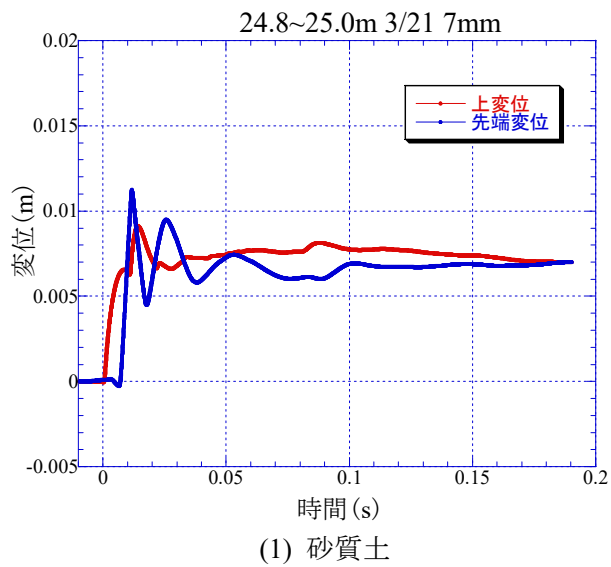


図-4.31 変位 (夢洲)

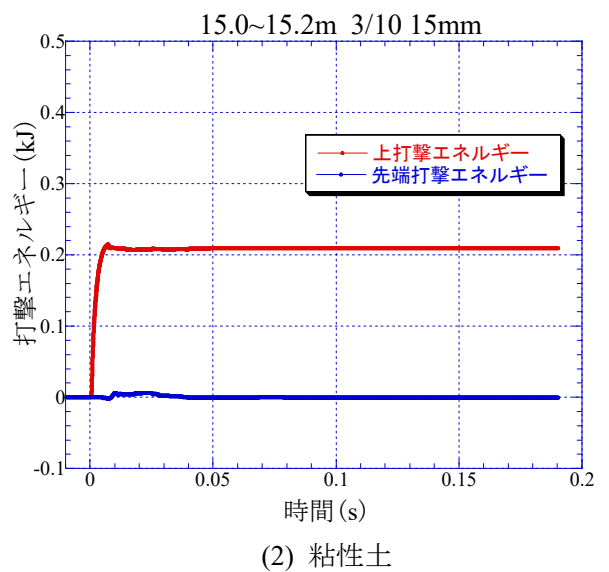
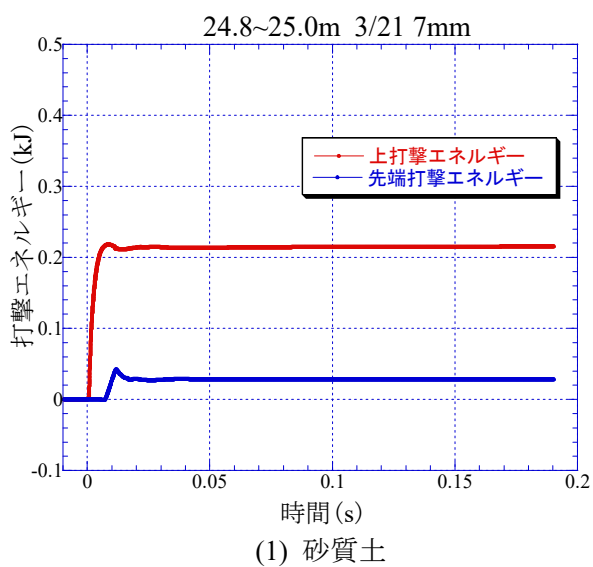


図-4.32 打撃エネルギー (夢洲)

(6) 大阪市港区弁天 6

図-4.33～図-4.37 に弁天 6 (No.3) における代表例として、図(1)に砂質土、図(2)に粘性土における荷重、加速度、速度、変位及び打撃エネルギーの 1 打撃の時刻歴を示す。

図-4.33 の荷重では、上荷重において最大値が約 55kN の大きな衝撃力があり、その後にハンマーの跳ね返り等による荷重が生じている。図-4.34 の加速度では、上加速度、先端加速度ともにパルス状の大きな値を示し、先端加速度は図-4.29 の夢洲と同様にマイナス側（上向き）で大きくなった。図-4.37 の打撃エネルギーでは、やはり上打撃エネルギーは土質によらずほぼ同じであるが、先端打撃エネルギーは砂質土では大きくなり、粘性土では小さくなった。

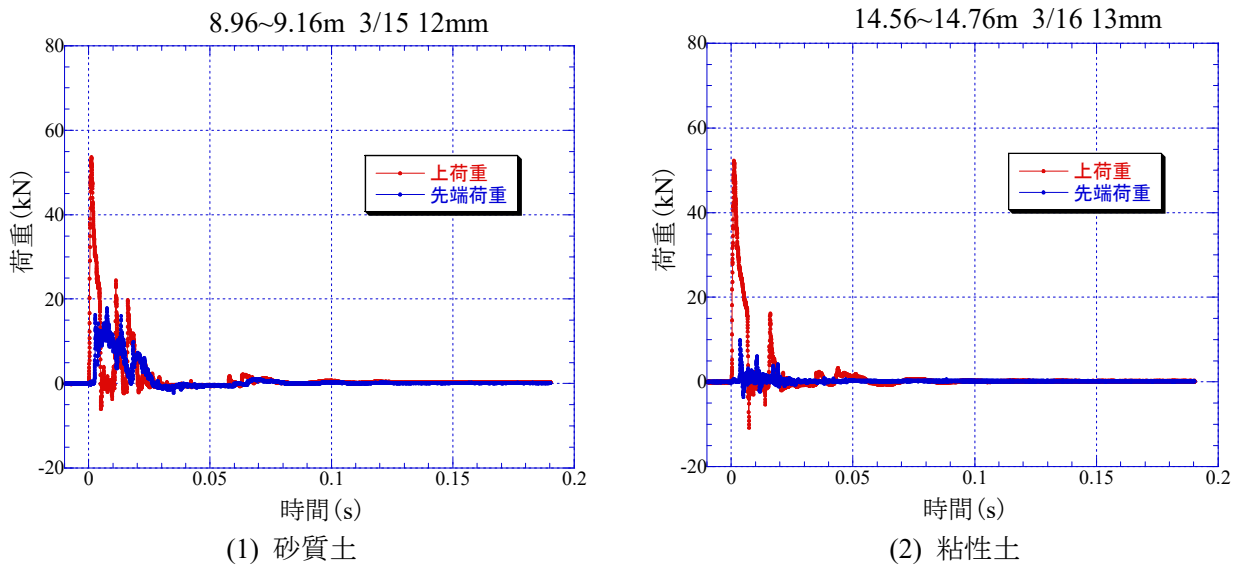


図-4.33 荷重 (弁天 6)

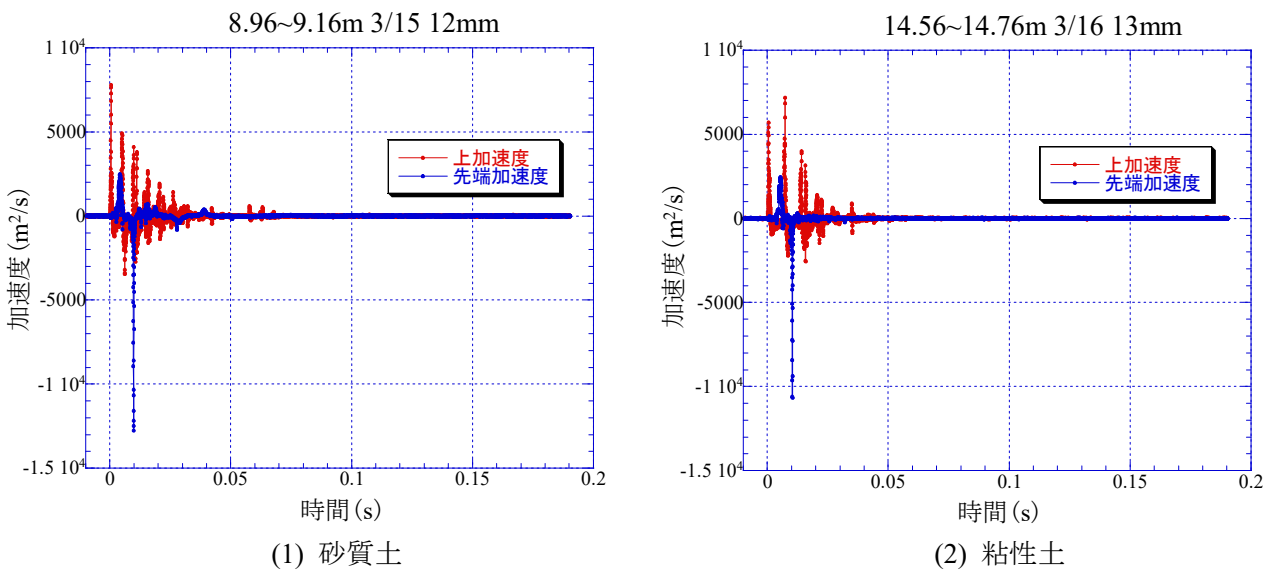


図-4.34 加速度 (弁天 6)



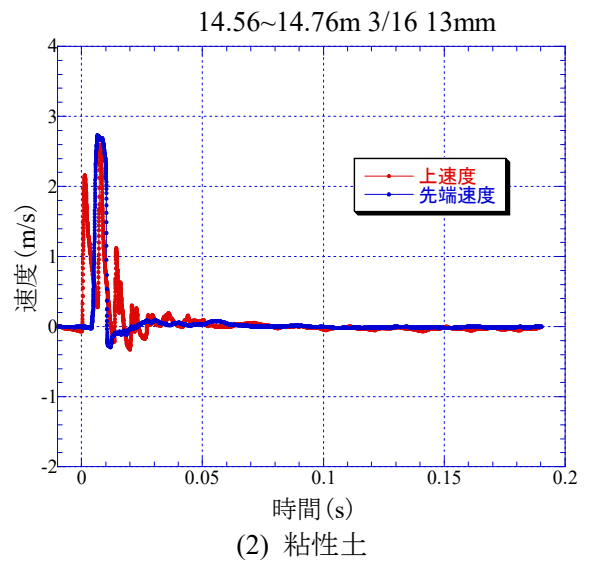
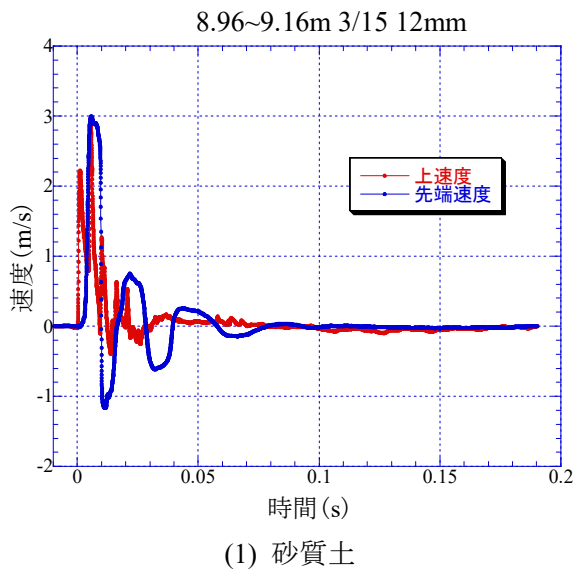


図-4.35 速度 (弁天 6)

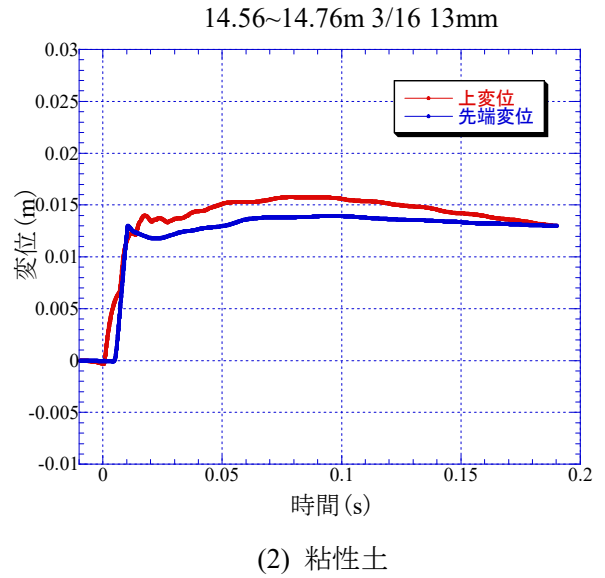
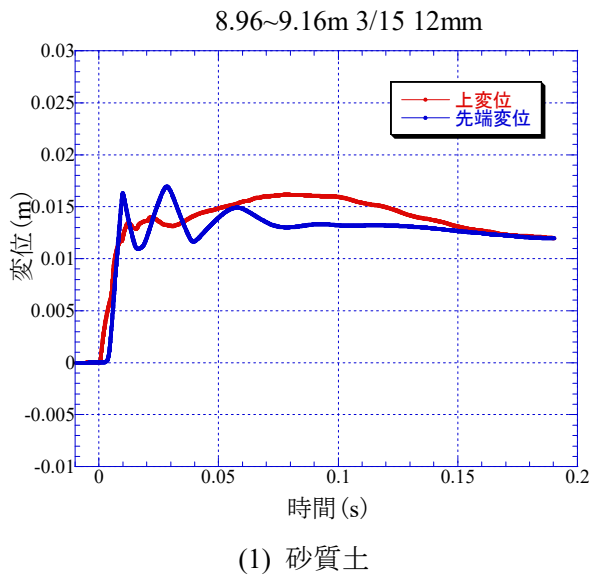


図-4.36 変位 (弁天 6)

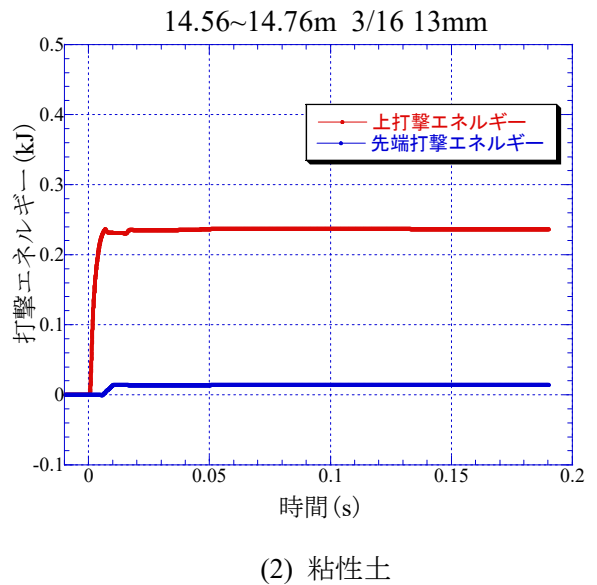
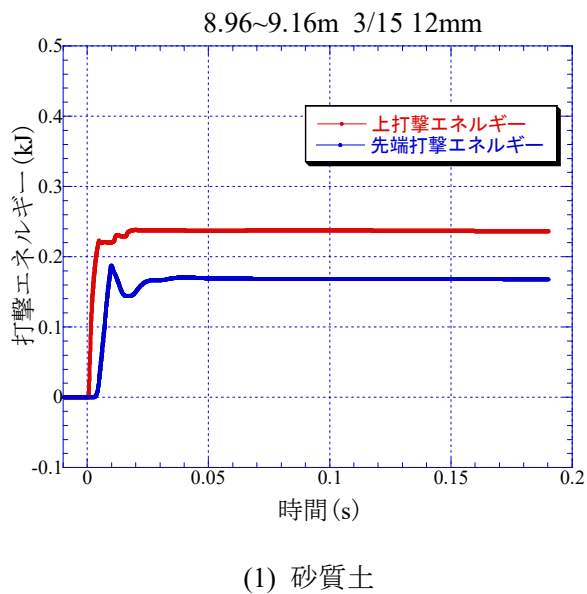


図-4.37 打撃エネルギー (弁天 6)

## 4.2 打撃効率による周面摩擦力

### 4.2.1 打撃効率の定義

図-4.38 に H-DCPT におけるエネルギー効率の定義を示す<sup>5),6)</sup>。エネルギー  $E$  とエネルギー効率  $e$  を次のように定義している。

$E$  : ハンマーの位置エネルギー ( $mgH = 0.312\text{kJ}$ )

$E_1$  : アンビル衝突直前の運動エネルギー (kJ)

$E_2$  : アンビル衝突直後にロッドに伝達されたエネルギー (kJ)

$E_3$  : ロッド先端まで伝播してきたエネルギー (kJ)

$e_1$ : 摩擦効率( $=E_1/E$ ):ハンマー落下過程でガイドロッド間に生じる摩擦で消費されるエネルギー効率。エネルギーはアンビル衝突までに  $E$  から  $E_1(=e_1 \cdot E)$  に減少する。

$e_2$ : 衝突効率( $=E_2/E_1$ ):ハンマー衝突時に横振動や塑性変形等に消費されるエネルギー効率。エネルギーは  $E_1$  から  $E_2(=e_2 \cdot E_1)$  に減少する。

$e_3$ : 伝播効率( $=E_3/E_2$ ):貫入先端に伝達されるまでにロッドの撓みや地盤との周面摩擦等に消費されるエネルギー効率。エネルギーは  $E_2$  から  $E_3(=e_3 \cdot E_2)$  に減少する。

打撃効率は、4.1.4 で得た各地点、各深度の上打撃エネルギー及び先端打撃エネルギーの最終値を用い、それをハンマーの位置エネルギー  $E = mgH$  ( $= 0.312 \text{ kJ}$ ) で除して求める。これは、前述したように打撃前のハンマーの位置エネルギー  $E$  が最大であり、上と先端でエネルギーを測定することでエネルギー損失量を求め、その割合を打撃効率として考えている。よって、本研究で直接計測した上打撃効率と先端打撃効率は次式で表すことができる。

$$\text{上打撃効率} : e_{12} = e_1 \cdot e_2 = E_2/E \quad (4.5)$$

$$\text{先端打撃効率} : e_{123} = e_1 \cdot e_2 \cdot e_3 = E_3/E \quad (4.6)$$

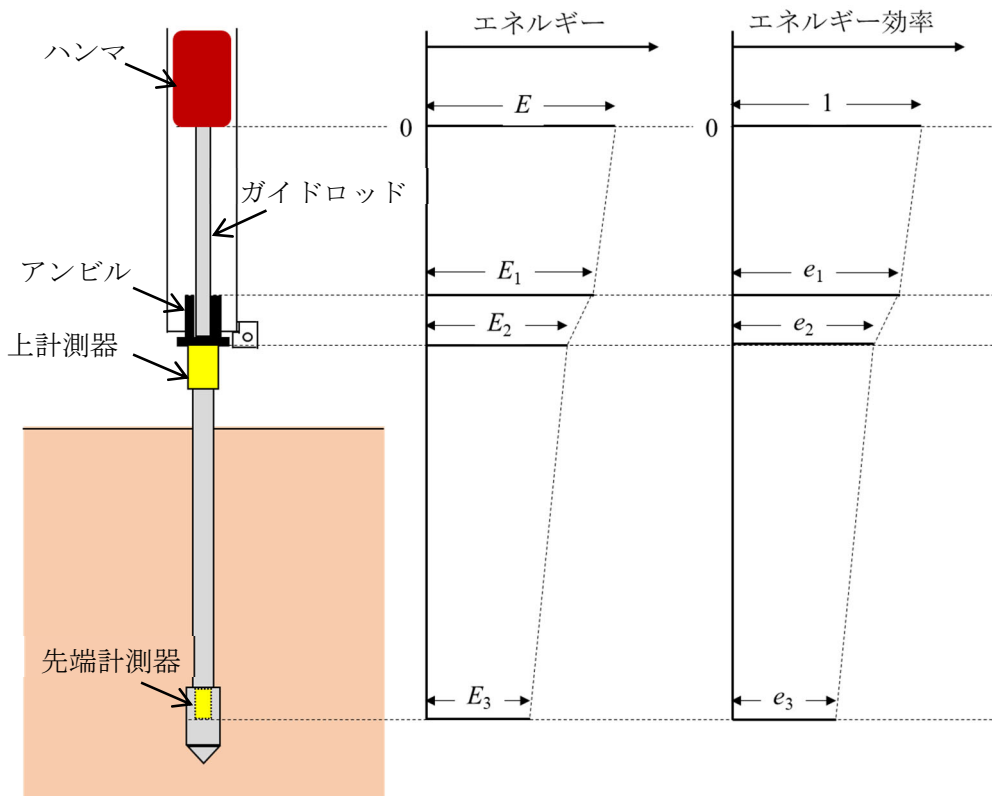


図-4.38 H-DCPT におけるエネルギー効率の定義

#### 4.2.2 打撃効率による補正打撃回数，周面摩擦力の算出方法

従来のトルクで補正した打撃回数  $N_d$  値 (式(2.7)) と区別するために，打撃効率によって補正した打撃回数を  $N_{dE}$  値と定義する。

ロッドの上部から先端までの 1 打撃当たりのエネルギー損失 (周面摩擦力による) は式(4.5)，(4.6)から  $E_2-E_3=(e_{12}-e_{123})E$  となるので，測定打撃回数  $N_{dm}$  分のエネルギー損失  $E_{skin}$  は式(4.7)となる。これによる打撃回数の補正量  $N_{skin}$  は，1 打撃当たりのエネルギーを  $E_{blow}=E_2=e_{12}E$  とすると式(4.8)となる。

$$E_{skin} = (e_{12} - e_{123})E \cdot N_{dm} \quad (4.7)$$

$$N_{skin} = \frac{E_{skin}}{E_{blow}} = \frac{e_{12} - e_{123}}{e_{12}} N_{dm} \quad (4.8)$$

よって，補正打撃回数  $N_d'$  は式(4.9)で表すことができる。H-DCPT 単体の打撃回数の補正は式(4.9)で十分であるが，この  $N_d'$  値を標準貫入試験(SPT)の  $N$  値相当とするためには， $N$  値の打撃効率による補正も考慮する必要がある。したがって，補正打撃回数  $N_{dE}$  は式(4.10)で求めることができる。式(4.10)は，国際土質基礎工学会 (ISSMFE) 7) に準拠したものである。

$$N_d' = N_{dm} - N_{skin} = N_{dm} \times \frac{e_{123}}{e_{12}} \quad (4.9)$$

$$N_{dE} = N_{dm} \times \frac{(e_{123}/e_{12})_{H-DCPT}}{(e_{12})_{SPT} \cdot (e_3)_{SPT}} \quad (4.10)$$

ここに， $(e_{12})_{SPT}$  は SPT の上打撃効率， $(e_3)_{SPT}$  は SPT の伝搬効率 ( $= (E_3/E_2)_{SPT}$ ，SPT のロッド上部から先端に伝えられるエネルギー比) である。 $(e_{12})_{SPT}$  は過去の調査で平均的に  $(e_{12})_{SPT}=0.60^8)$  と報告されているが，やや過小と考えられるため，後述する H-DCPT で測定された 0.80 と同様と考え， $(e_{12})_{SPT}=0.80$  とした。 $(e_3)_{SPT}$  はロッド長，地盤の硬さなどが複雑に影響するが，SPT ではリーミングによってロッド径より大きいボーリング孔を開けており地盤との周面摩擦力が生じないため，本研究では  $(e_3)_{SPT}=1.0$  と仮定した。

次に，1 打撃毎のエネルギー損失  $E_2-E_3=(e_{12}-e_{123})E$  が全て周面摩擦力によるものと仮定し，1 打撃毎の貫入量を  $\delta$  とすると，打撃効率に基づく周面摩擦力  $F_{sE}$  は式(4.11)で算定できる。

$$F_{sE} = \frac{e_{12} - e_{123}}{\delta} E \quad (4.11)$$

この  $F_{sE}$  の算定には， $e_{12}=0.8$  (後述するように地点，深度によらずほぼ一定)， $e_{123}$  と  $\delta$  は実測値を用いた。

#### 4.2.3 打撃効率，補正打撃回数及び周面摩擦力の算出結果

図-4.39～図-4.44 にそれぞれ東大阪市西岩田，越谷市新川町，稲敷市浮島，大阪市大正区三軒家，大阪市此花区夢洲及び大阪市港区弁天 6 の 6 地点の結果を示す。図(1)は柱状図，図(2)は上打撃効率及び先端打撃効率，図(3)は補正打撃回数  $N_{dE}$ ，通常のトルク補正による  $N_d$  値及び SPT の  $N$  値，図(4)は周面摩擦力  $F_{sE}$  である。図-4.43 の夢洲と図-4.44 の弁天 6 は，表層が硬質であったため深度 3m まで先行掘削した。また，図-4.43 の夢洲の深度 9～10m，図-4.44 の弁天 6 の深度 4～7m は，上加速度計が外れたためデータが欠損している。

各地点の図(2)から，上打撃効率は地点によらず 75～80%程度で深度方向に一定となった。ただし，越谷，三軒家，夢洲の一部で 100%を超えている。これは軟弱な粘性土のため，打撃直後に自沈が生じ，打撃と自沈による貫入量が分離できず，上打撃エネルギーの算定が過大になったためと考えている。一方，

先端打撃効率は表層の砂質土では 80 %に近い値を示したが、粘性土では 10 %以下となった。稲敷は全体に砂質土であったが、深度 15 m 以深では細粒分含有率が深度方向に増加し、シルト質砂から砂質シルトとなったためか、先端打撃効率が深度方向に減少した。また、夢洲では一部深度でマイナスを示した。これは、先端打撃エネルギーがマイナスを示したためである (4.1.4(5)参照)。

各地点の図(3)から、 $N_{dE}$  値は  $N_d$  値よりも  $N$  値との整合性が高いことがわかる。3.1 で述べたように、通常の  $N_d$  値は特に深い深度の粘性土で  $N$  値に比べて過大な値となっている。また、稲敷では深度 15 m 以深で  $N_{dE}$  値と  $N$  値が深度方向に減少する傾向も整合した。ただし、三軒家、夢洲及び弁天 6 では、 $N_{dE}$  値は  $N$  値よりも小さく、打撃回数を過小に評価している。これは、 $N_{dE}$  はエネルギー損失を全て周面摩擦力によるものと仮定して求めたことによると考えられる。

各地点の図(4)から、 $F_{sE}$  は深度が深くなるにつれて漸増した。西岩田の深度 2.5~4m で  $F_{sE}$  は負値であるが、これは上打撃効率よりも先端打撃効率の方が大きくなったためである。越谷の  $F_{sE}$  は他の地点よりも小さいが、これは 1 打撃の貫入量が大いいためと、超鋭敏な粘土であったためである。稲敷の  $F_{sE}$  は深度 14m で急増しているが、これは、先端打撃効率が同深度で小さくなったためである。稲敷は全体に砂質地盤であったが、図-2.35(4)より、同深度から細粒分含有率が増加していることが影響していると考えられる。

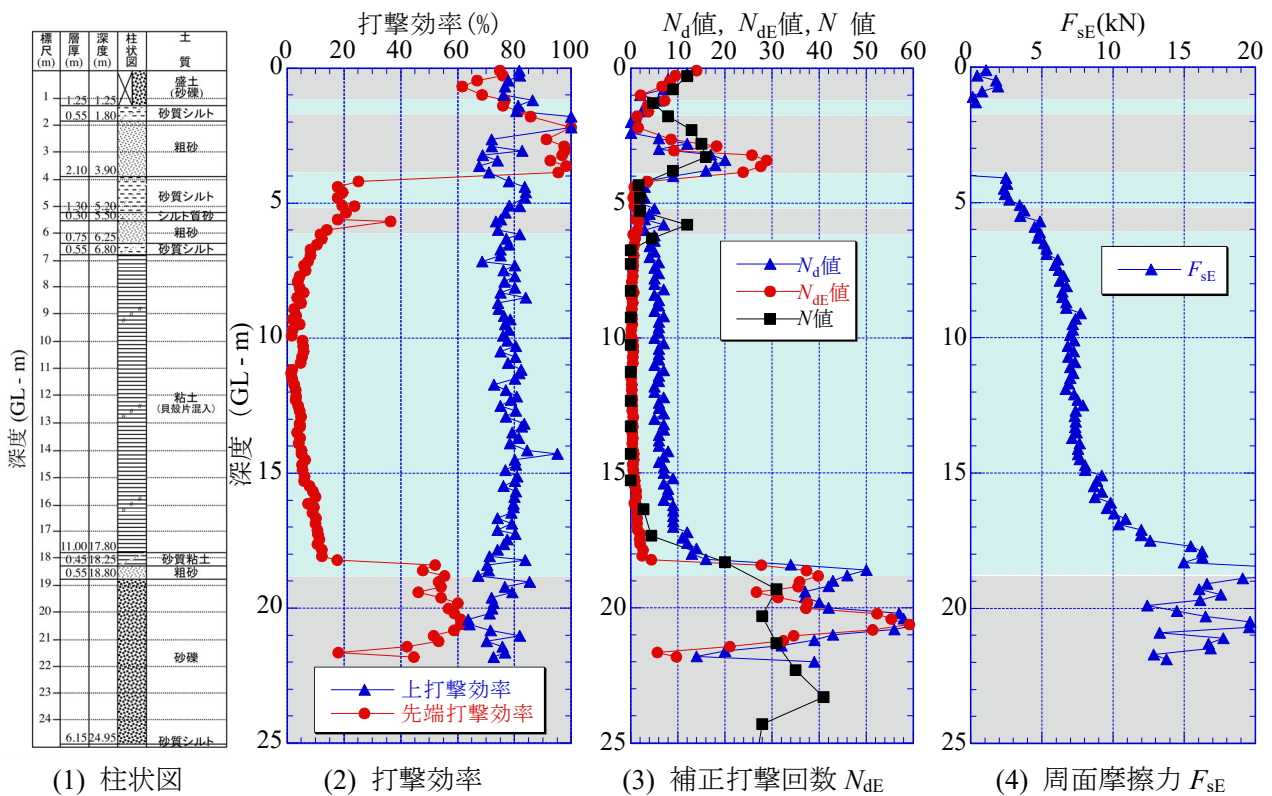


図-4.39 東大阪市西岩田の測定結果

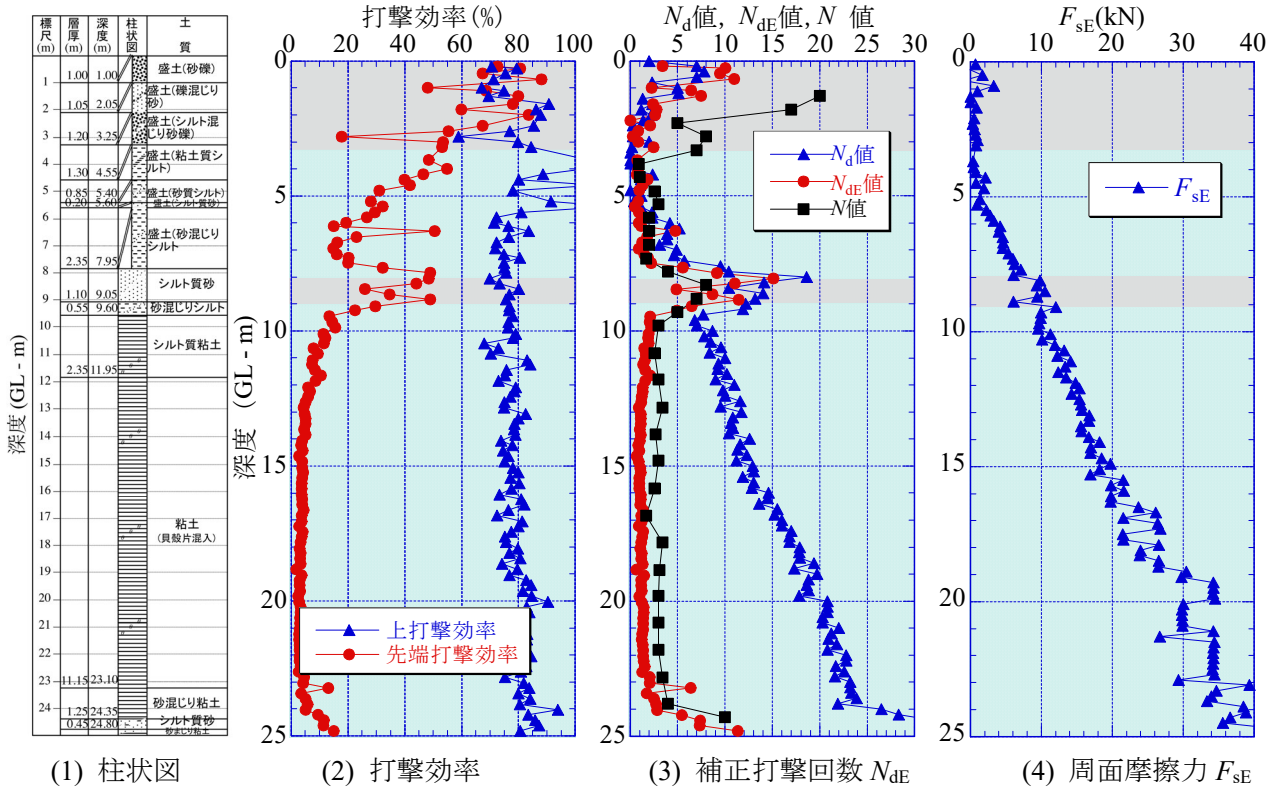


図-4.40 大阪市大正区三軒家の測定結果

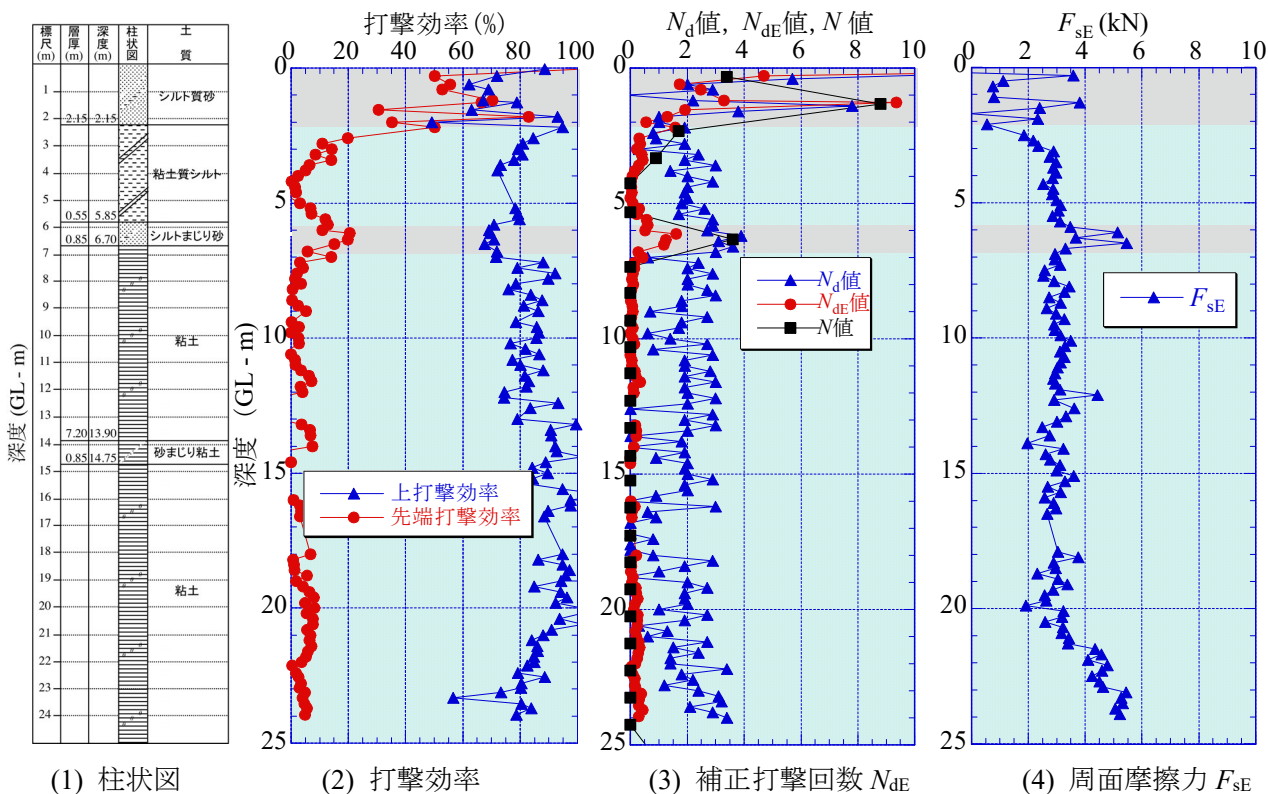


図-4.41 越谷市新川町の測定結果



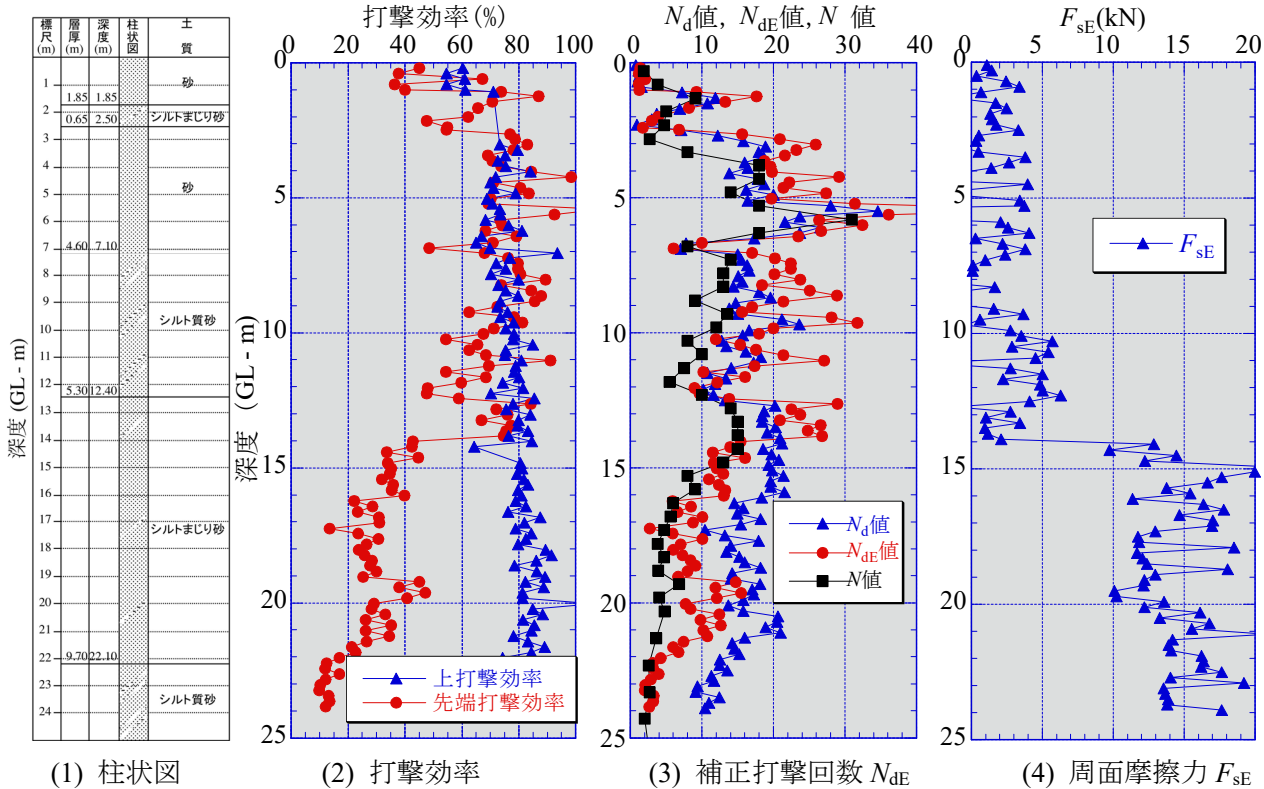


図-4.42 稲敷市浮島の測定結果

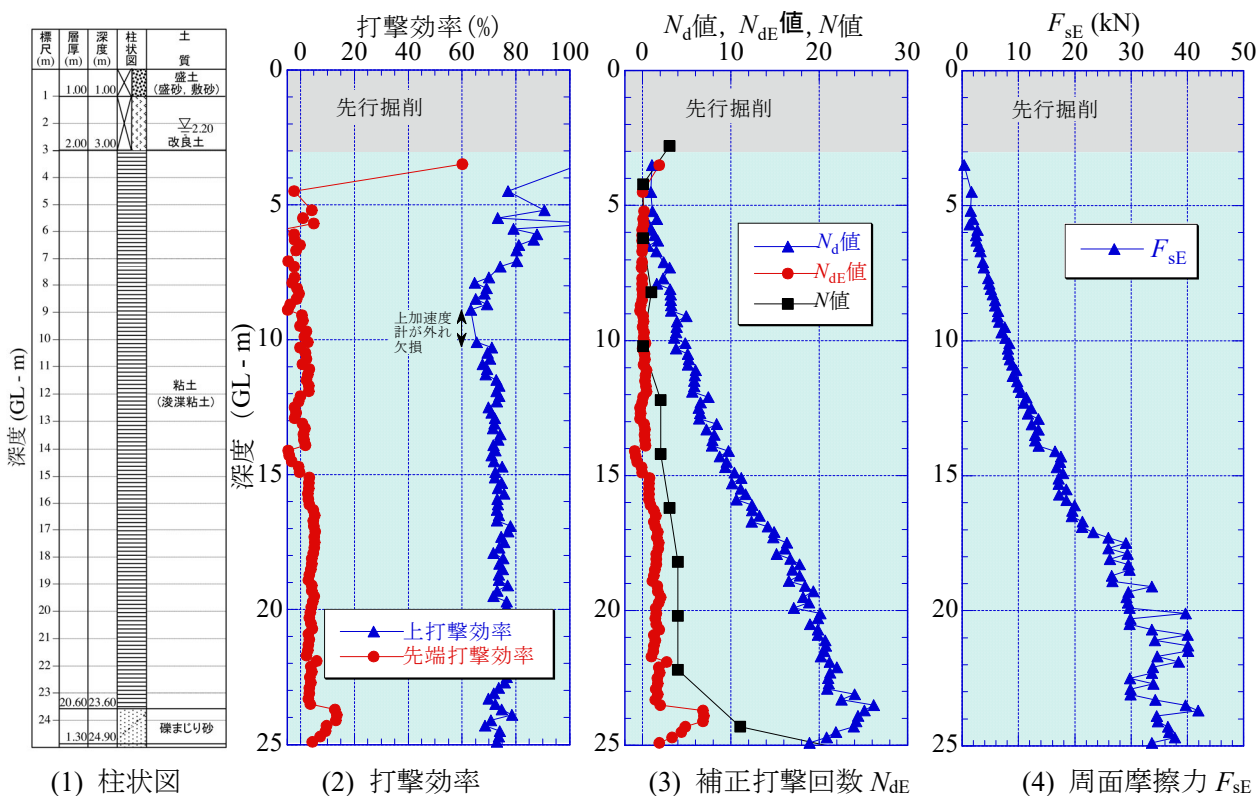
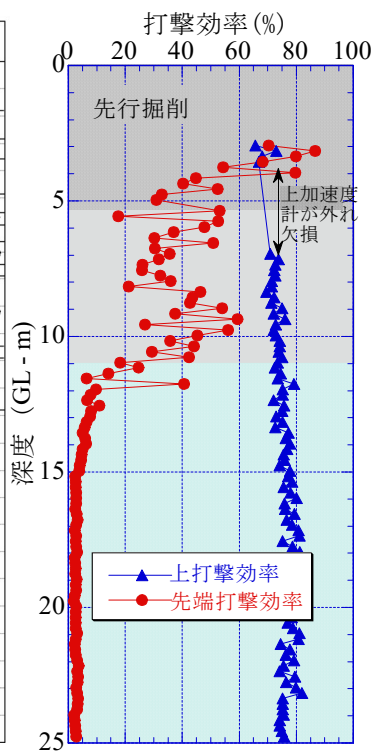


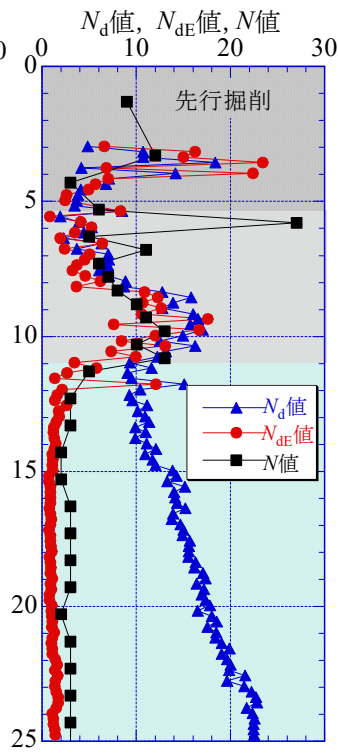
図-4.43 大阪市此花区夢洲の測定結果

標尺 (m)	層厚 (m)	深度 (m)	柱状図	土質
1				礫混じり砂
	1.80	1.80		▽1.39
2				コンクリート
	1.00	2.80		
3				砂礫
	0.80	3.60		
4				礫まじりシルト質砂
	1.30	4.90		
5				砂
	0.65	5.50		
6				シルトまじり砂
	0.45	6.00		
7				礫まじり砂
	0.65	6.65		
8				シルトまじり砂
	0.85	7.50		
9				シルト質砂
	0.45	7.95		
10				シルトまじり砂
	2.55	10.50		
11				シルト質砂
	0.45	10.95		
12				砂まじり粘土
	1.85	12.80		
13				
14				
15				
16				
17				
18				シルト質粘土 (貝殻片混入)
19				
20				
21				
22				
23				
24				

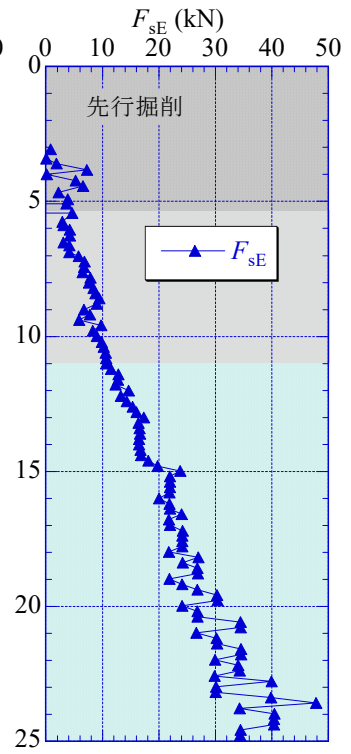
(1) 柱状図



(2) 打撃効率



(3) 補正打撃回数  $N_{dE}$



(4) 周面摩擦力  $F_{sE}$

図-4.44 大阪市港区弁天6の測定結果

### 4.3 一次元波動理論による周面摩擦力

#### 4.3.1 一次元波動理論による周面摩擦力の算出方法

##### (1) 一次元波動理論

H-DCPT のロッドの打撃貫入は、杭の打撃による打ち込み貫入と同等と考えることができる。杭のような細長い棒を縦方向に打撃した場合の杭の挙動は、1867年に St.Venant (サンブナン) によって導かれた次の一次元波動方程式で説明できる<sup>9)</sup>。

$$\frac{\delta^2 u}{\delta t^2} = c^2 \frac{\delta^2 u}{\delta x^2} \quad (4.12)$$

ここに、 $u$  は杭の鉛直変位、 $x$  は杭軸に沿う座標、 $t$  は時間、 $c$  は波動の伝播速度であり、杭のヤング率  $E$  と密度  $\rho$  より、 $c = \sqrt{E/\rho}$  で与えられる。

$x$  座標については、原点を杭頭にとり、下向きを正とすれば、下向きの杭の変位  $u$  と粒子速度  $v$  が正となる。また、圧縮の杭のひずみ  $\varepsilon$  と応力  $\sigma$  を正とする。

次に、式(4.12)を変形すると式(4.13)に、式(4.13)を因数分解すると式(4.14)になる。

$$\frac{\delta^2 u}{\delta x^2} - \frac{1}{c^2} \frac{\delta^2 u}{\delta t^2} = 0 \quad (4.13)$$

$$\left( \frac{\delta}{\delta x} - \frac{1}{c} \frac{\delta}{\delta t} \right) \left( \frac{\delta}{\delta x} + \frac{1}{c} \frac{\delta}{\delta t} \right) u = 0 \quad (4.14)$$

この式(4.14)より下降波 (式(4.15)) と上昇波 (式(4.16)) の波動方程式が得られる。

$$\text{下降波: } \frac{\delta u}{\delta x} - \frac{1}{c} \frac{\delta u}{\delta t} = 0 \quad (4.15)$$

$$\text{上昇波: } \frac{\delta u}{\delta x} + \frac{1}{c} \frac{\delta u}{\delta t} = 0 \quad (4.16)$$

$\frac{\delta u}{\delta t} = v$ ,  $\frac{\delta u}{\delta x} = \varepsilon = \frac{\sigma}{E}$  となるので、式(4.15)の下降波に添え字 d (down) を付けると、下降波は次式となる。

$$\varepsilon_d - \frac{1}{c} v_d = 0 \quad \rightarrow \quad v_d = c \varepsilon_d \quad (4.17)$$

同様に式(4.16)の上昇波に添え字 u (up) を付けると、上昇波は次式となる。

$$\varepsilon_u + \frac{1}{c} v_u = 0 \quad \rightarrow \quad v_u = -c \varepsilon_u \quad (4.18)$$

波動方程式から、ロッドに生じるひずみ (応力) は重ね合わせの原理より下降波と上昇波の和となる。

$$\varepsilon(x, t) = \varepsilon_d(x, t) + \varepsilon_u(x, t) \quad (4.19)$$

同様に速度についても下降波と上昇波の和となる。

$$v(x, t) = v_d(x, t) + v_u(x, t) \quad (4.20)$$

式(4.20)は式(4.17), (4.18)より、式(4.21)と表すことができる。

$$v(x, t) = c \varepsilon_d(x, t) - c \varepsilon_u(x, t) \quad (4.21)$$

式(4.19)の両辺を  $c$  倍し、式(4.21)と合算すると

$$c \varepsilon(x, t) + v(x, t) = c \varepsilon_d(x, t) + c \varepsilon_u(x, t) + c \varepsilon_d(x, t) - c \varepsilon_u(x, t) = 2c \varepsilon_d(x, t)$$

$$\text{よって } \varepsilon_d(x, t) = \left\{ \varepsilon(x, t) + \frac{1}{c} v(x, t) \right\} / 2 \quad (4.22)$$

両辺に  $EA$  を乗じると下降波荷重  $F_d$  は

$$F_d(x, t) = EA\varepsilon_d(x, t) = \{EA\varepsilon(x, t) + EA/c v(x, t)\} / 2 \\ = \{F_m(x, t) + Z \cdot v_m(x, t)\} / 2 \quad (4.23)$$

ここに、 $F_m$ 、 $v_m$ はロッド頭部に作用する力、速度であり(測定値としての  $m$  の添字をつけた)、 $Z(=EA/c)$ は機械的インピーダンスである。

式(4.19)を式(4.22)に代入すると、同様に上昇波荷重  $F_u$  が次式で求められる。

$$F_u(x, t) = \{F_m(x, t) - Z \cdot v_m(x, t)\} / 2 \quad (4.24)$$

## (2) 一次元波動理論に基づく打撃力分離

本稿では文献9)を参考に、ロッド上部の測定打撃力から反射波を分離してロッド先端の打撃力を算出し、測定した先端荷重との差から周面摩擦力を求める。文献9)は本来杭頭の打撃力を分離する方法であるが、それをH-DCPTに使用するロッドに置き換えて考える。

図-4.45 にロッドに伝わる衝撃力の波動伝播のイメージを示す。測定した荷重・加速度とは関係なく衝撃力の伝わり方を示したものである。ここで、横軸は時間  $t$  (s)であり、青線で示す矢印はロッド内を鉛直下向きに伝わる下降波  $F_d$ 、赤線で示す矢印はロッド内を鉛直上向きに伝わる上昇波  $F_u$  を表す。図-4.46(1)に上荷重計、上加速度計、先端荷重計の実際の位置を示す。本来は、上荷重と上加速度を計測している位置はわずかに異なる。しかし、ロッド全体の長さ比べてそのずれは小さいので無視する。図-4.46(2)に打撃力分離を行う際に考えた測定点の位置を示す。測定点をロッド上部 ( $x=x_0=0$ )、下部 ( $x=L$ ) とした。

ここで図より衝撃力がロッド長  $L$ (m)を伝わる時間は  $t_1=L/c$  となる。ここで、ロッド長  $L$  は継ぎ足しのロッドの長さ (1m×本数) に上計測器の長さ (0.1m) と先端計測器の長さ (0.23m) と先端ロッドの長さ (0.45m) を足し合わせた長さ (=ロッド長+0.78m) であり、伝搬速度  $c$  はロッドの材料 (SUS304TPS, 熱間仕上げ) より、 $c = \sqrt{E/\rho} = 4933$  (m/s)となる ( $E=1.93 \times 10^8$  (kN/m<sup>2</sup>),  $\rho=7.93$  (g/cm<sup>3</sup>))。

次に、下降波  $F_d$  と上昇波  $F_u$  はそれぞれ式(4.23)、式(4.24)から以下の式で求められる。

$$\text{下降波: } F_d(x_0, t) = \{F_m(x_0, t) + Z \cdot v_m(x_0, t)\} / 2 \quad (4.25)$$

$$\text{上昇波: } F_u(x_0, t) = \{F_m(x_0, t) - Z \cdot v_m(x_0, t)\} / 2 \quad (4.26)$$

$F_m$ (kN)は実際に測定した上荷重の値で、 $v_m$ (m/s)は測定した加速度を積分して求めた速度である。また  $Z$  はインピーダンス(kN・s/m)であり、式(4.27)で求める。

$$Z = E \cdot A / c \quad (4.27)$$

ここに、 $A$  は中空ロッド (外径 32mm, 内径 16mm) の断面積 ( $6.03 \times 10^{-4}$  m<sup>2</sup>)、 $c=4933$  m/s から、 $Z$  は 23.60 (kN・s/m)となる。

ここで反射波の影響を除いたロッドの先端 ( $x=L$ ) にかかる打撃力  $F$  (周面摩擦力がない状態) は、 $F_d$  と  $F_u$  の時間軸をそれぞれ  $-L/c$ 、 $+L/c$  ずらした両者の和であり、以下の式で求められる。

$$F(L, t) = F_d(x_0, t - L/c) + F_u(x_0, t + L/c) \quad (4.28)$$

よって、実際に測定した先端荷重を  $F_{tip}$  (kN)とすると、地盤とロッドとの周面摩擦力  $F_s$  (kN)は以下で求めることができる。

$$F_s(L, t) = F(L, t) - F_{tip}(L, t) \quad (4.29)$$

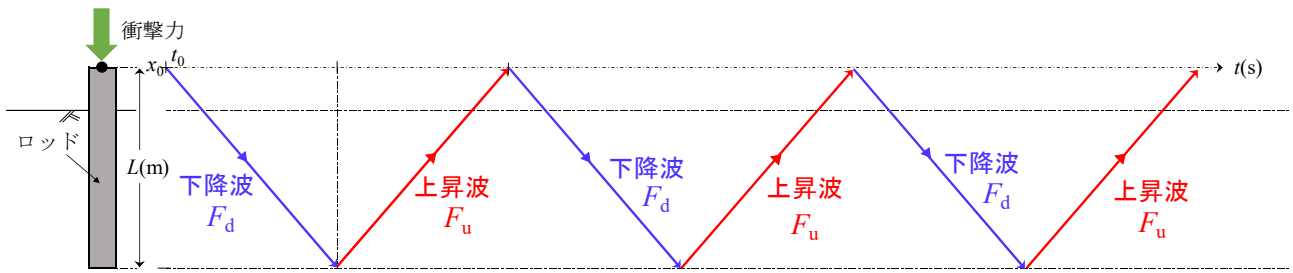
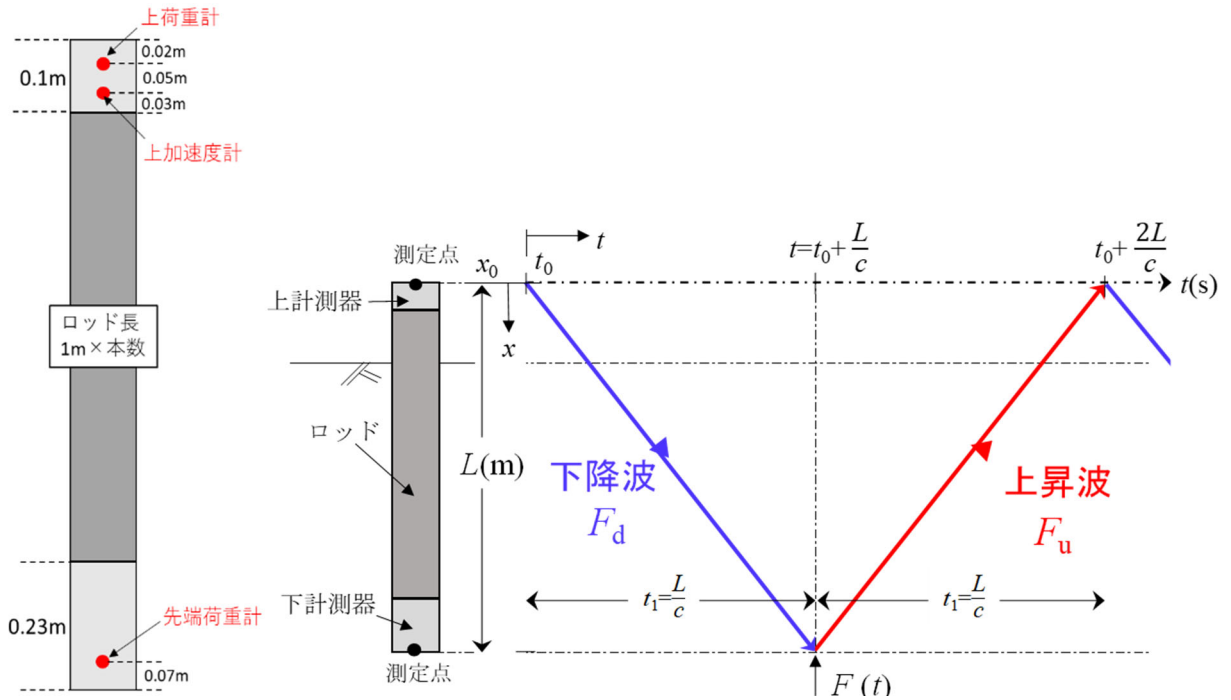


図-4.45 波動伝播のイメージ図



(1)実際の測定点の位置

(2)打撃力分離での測定点と波動伝播イメージ図 (拡大)

図-4.46 打撃力分離での測定点と波動伝播イメージ図

しかし、この方法では打撃力の最大値の時間と、先端荷重の最大値の時間が一致しないケースがあり、4.3.1(3)で説明する最大周面摩擦力が過大に算出されることがあった(図-4.47(3)の赤丸参照)。そのため、周面摩擦の算出の際には、図-4.47(1),(2)に示すように打撃力の一波目の最大値の時間  $t_1$  と、先端荷重の一波目の最大値の時間  $t_2$  の差分の絶対値  $|t_1 - t_2|$  の時間 (ごくわずかな時間である) だけ先端荷重の時間軸をずらし、打撃力と先端荷重の最大値の時間をそろえてから両者を引き算することで周面摩擦力を算出した(図-4.47(4)の赤丸のように正確な最大周面摩擦力が得られた)。式で表すと式(4.30)のようになる。

$$F_s(L, t) = F(L, t) - F_{tip}(L, t \pm |t_1 - t_2|) \quad (4.30)$$

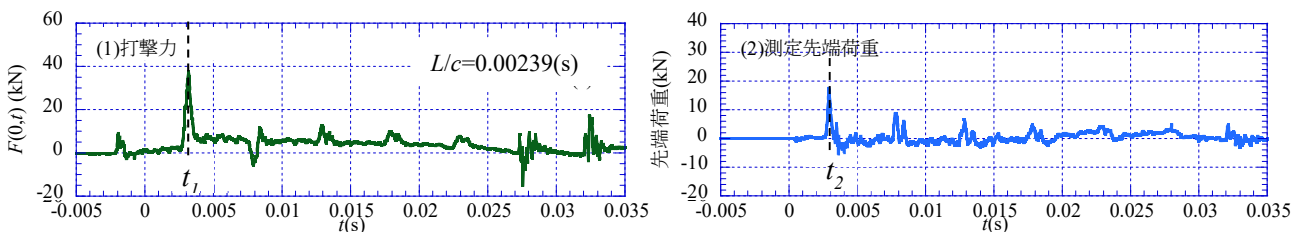


図-4.47 打撃力、先端荷重と周面摩擦力の波形 (夢洲, 10.0~10.2m) (つづく)



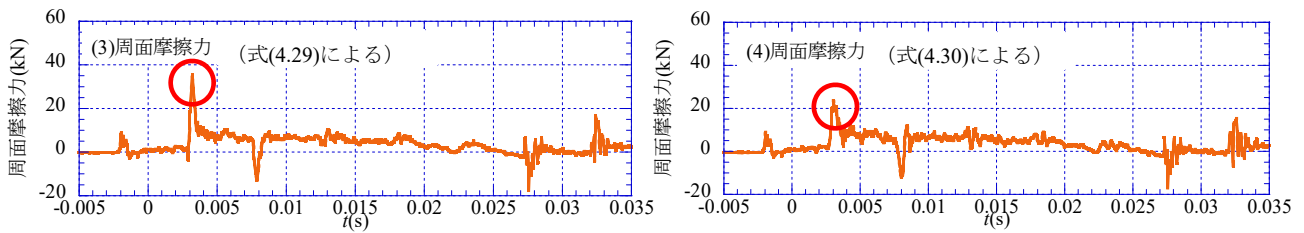


図-4.47 打撃力，先端荷重と周面摩擦力の波形（夢洲，10.0～10.2m）（つづき）

### (3) 一次元波動理論に基づく周面摩擦力・平均 $F_s$ の求め方

上荷重  $F_m$  の1波目に着目し，図-4.48のように上荷重の1波目の継続時間を  $\Delta t$  とし， $F_s$  の波形において  $L/c$  ずらした時間から  $\Delta t$  間の力積（図の斜線部）を算出し，これを継続時間  $\Delta t$  で除して，上荷重の1波目に対応する平均周面摩擦力（これを平均  $F_s$  と呼ぶ）を算出した。これを式で表すと式(4.31)のようになる。すなわち，斜線部を長方形に置き換えたときの高さが平均  $F_s$  となる。

$$\text{平均}F_s = \int_0^{\Delta t} F_s \cdot dt / \Delta t \quad (4.31)$$

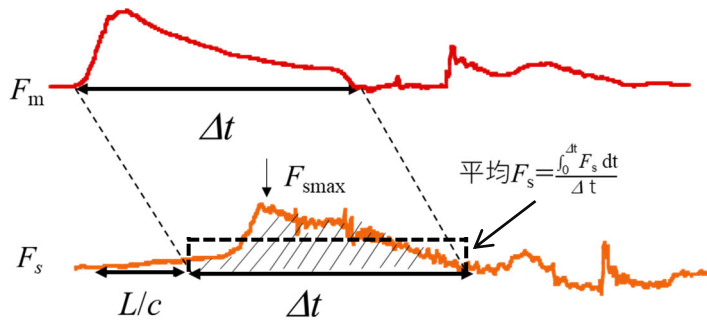


図-4.48 平均  $F_s$  の求め方

## 4.3.2 周面摩擦力の算出結果

### (1) 周面摩擦力の測定結果

図-4.49～4.60 に，東大阪市西岩田，大阪市大正区三軒家，越谷市新川町，稲敷市浮島，大阪市此花区夢洲及び大阪市港区弁天6の6地点の一次元波動理論による周面摩擦力を求めた結果の例を示す<sup>1),2)</sup>。各地点とも浅部と深部及び砂層と粘土層の代表的な結果を示す（稲敷のみ砂層とシルト質砂層を示す）。

各図(1)は実際に測定した上荷重の値  $F_m$ (kN)で，図(2)はインピーダンス  $Z$ (kN・s/m)と速度  $v_m$ (m/s)の積を表す。 $Z$ は一定値なので図(2)は速度と相似な波形になっている。図(3)は下降波  $F_d$ (kN)であり，図(4)は上昇波  $F_u$ (kN)を示す。下降波と上昇波は，時間が  $2L/c$  ずれ，位相が反転しているが，同様な波である。これは上昇波がロッドの先端で位相を反転（圧縮→引張）して反射したことによる。この下降波と上昇波を加算したものが図(5)のロッド先端での打撃力  $F$ （周面摩擦力がない状態での値）である。さらに図(5)の打撃力  $F$  から図(6)に示す測定した先端荷重  $F_{tip}$  を差し引いたものが図(7)の周面摩擦力  $F_s$  である。

図-4.49 は西岩田の深度 0.0～0.2m の測定結果であるが，図(5)の打撃力  $F$  と図(6)の測定した先端荷重  $F_{tip}$  の波形がほぼ一致している。したがって，図(7)の周面摩擦力  $F_s$  が小さな値となっている。浅い深度では，周面摩擦力が発生しないので，打撃力がそのまま先端に伝わっていることがわかる。他の地点の浅い深度でも同様な結果が得られており，一次元波動理論による先端打撃力の算定が正しいことが確認できる。一方，図-4.50 の深度 10.0～10.2m では，図(4)の上昇波  $F_u$  は図(3)の下降波  $F_d$  に比べて  $2L/c$ （衝

撃力がロッドを往復する時間、このケースでは 0.0048sec) 遅れて反応し、位相が逆転しているが、 $F_d$  の 2 波目以降の波と同じである。図(5)の打撃力と図(6)の先端荷重の波形が異なる。これは打撃力がすべて先端へ伝わっていないためであり、この差が周面摩擦力となっている。

図-4.51 は三軒家の深度 8.0~8.2m のシルト質砂層の測定結果であるが、図(5)の打撃力と図(6)の測定した先端荷重の波形はほぼ同様の形状を示したが、振幅が異なるためその差が図(7)の周面摩擦力に現れている。図-4.52 は同じく三軒家の深度 19.0~19.2m の粘土層の測定結果であるが、図(5)の打撃力は大きい、図(6)の先端荷重はゼロに近い、図(5)と図(7)の周面摩擦力の波形がほぼ同じ形状になり、大きな周面摩擦力が発生していることになる。

図-4.53 は越谷市の深度 0.0~0.2m のシルト質砂層の測定結果であるが、図(5)の打撃力と図(6)の先端荷重の波形がほぼ一致しているため、周面摩擦力  $F_s$  が小さな値となった。図-4.54 は同じく越谷市の深度 16.0~16.2m の粘土層の測定結果であるが、図(5)の打撃力、図(6)の先端荷重及び図(7)の周面摩擦力の波形は同様の傾向にあり、 $2L/c$  (このケースでは 0.0072sec) 毎に波形が大きくなった。ただし、その間の振幅はほぼゼロであり、摩擦力としては図-4.48 に示すとおり、図(1)の上荷重の 1 波目の継続時間で平均し平均  $F_s$  として算出されるため、それほど大きくならないと考えられる。

図-4.55 は稲敷市の深度 3.0~3.2m の砂層の測定結果であるが、図(5)の打撃力と図(6)の先端荷重はほぼ同様の形状を示し、図(7)の周面摩擦力は小さくなった。図-4.56 は同じく稲敷市の深度 22.0~22.2m のシルト質砂層の測定結果であるが、図(5)の打撃力、図(6)の先端荷重及び図(7)の周面摩擦力で、 $2L/c$  (このケースでは 0.00964sec) 毎に波形にピークが出るのは図-4.54 の越谷と同様であったが、 $2L/c$  間でも若干の打撃力や周面摩擦力が見られた。

図-4.57 は夢洲の深度 8.0~8.2m の粘土層の測定結果であるが、図(5)の打撃力は 1 波目で波形が大きくなり、その後も  $2L/c$  毎に若干大きくなった。図(6)の先端荷重も図(5)の打撃力と同様の傾向にあり、図(7)の周面摩擦力は小さくなった。図-4.58 は同じく夢洲の深度 24.0~24.2m の砂層の測定結果であるが、図(5)の打撃力は大きくなった。図(6)の先端荷重は  $2L/c$  毎に若干大きくなったが全体に小さいため、図(7)の周面摩擦力は大きくなった。

図-4.59 は弁天 6 の深度 7.0~7.2m の砂層の測定結果であるが、図(5)の打撃力は 1 波目で波形が大きくなり、その後も  $2L/c$  毎に若干大きくなったが、図(6)の先端荷重も同様の傾向にあり、図(7)の周面摩擦力は小さくなった。これは、図-4.57 の夢洲 (深度 8.0~8.2m の粘土層) と同様の傾向である。図-4.60 は同じく弁天 6 の深度 18.0~18.2m の粘土層の測定結果であるが、図(5)の打撃力は大きく、図(6)の先端荷重は小さいため、図(7)の周面摩擦力は大きくなった。この傾向は、図-4.52 の三軒家 (深度 19.0~19.2m の粘土層)、図-4.58 の夢洲 (深度 24.0~24.2m の砂層) と同様であった。

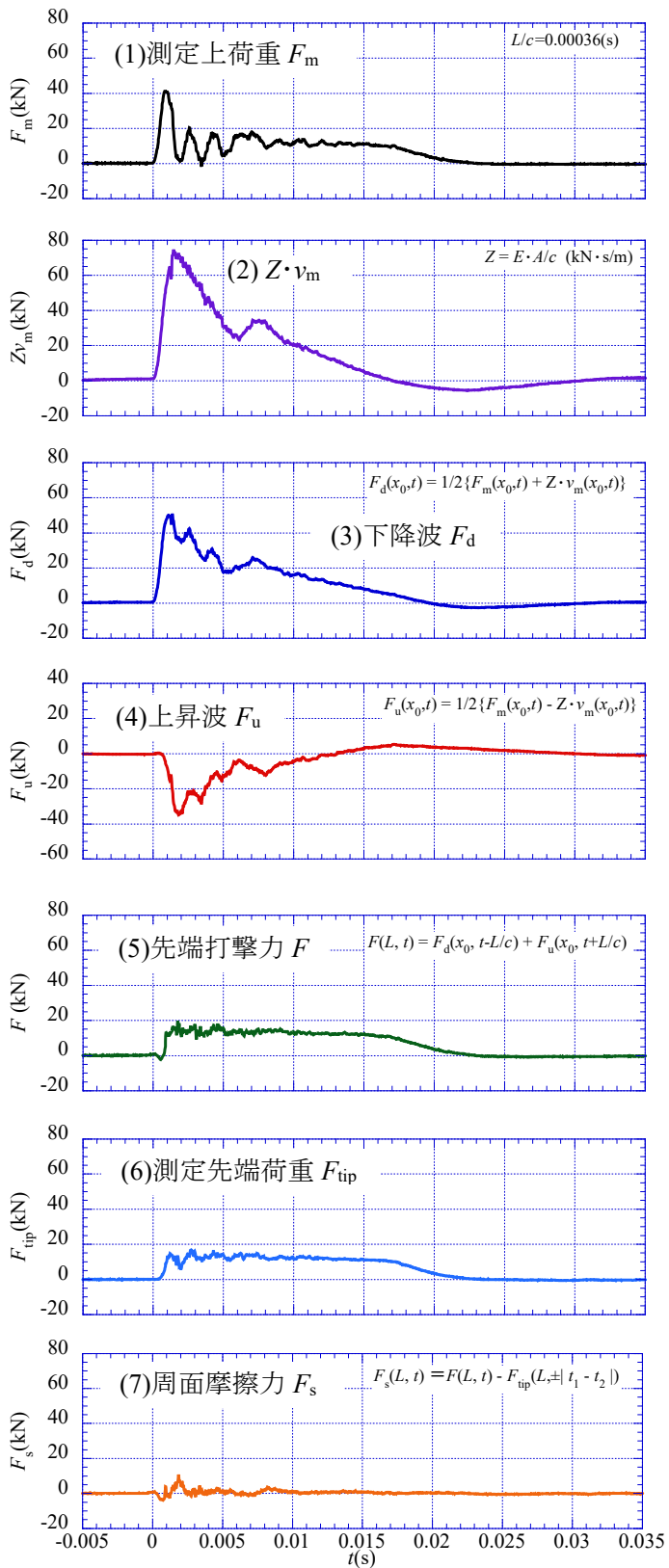


図-4.49 東大阪市西岩田の測定結果  
(0.0~0.2m, 砂層,  $N_{dm}=12$  の3回目)

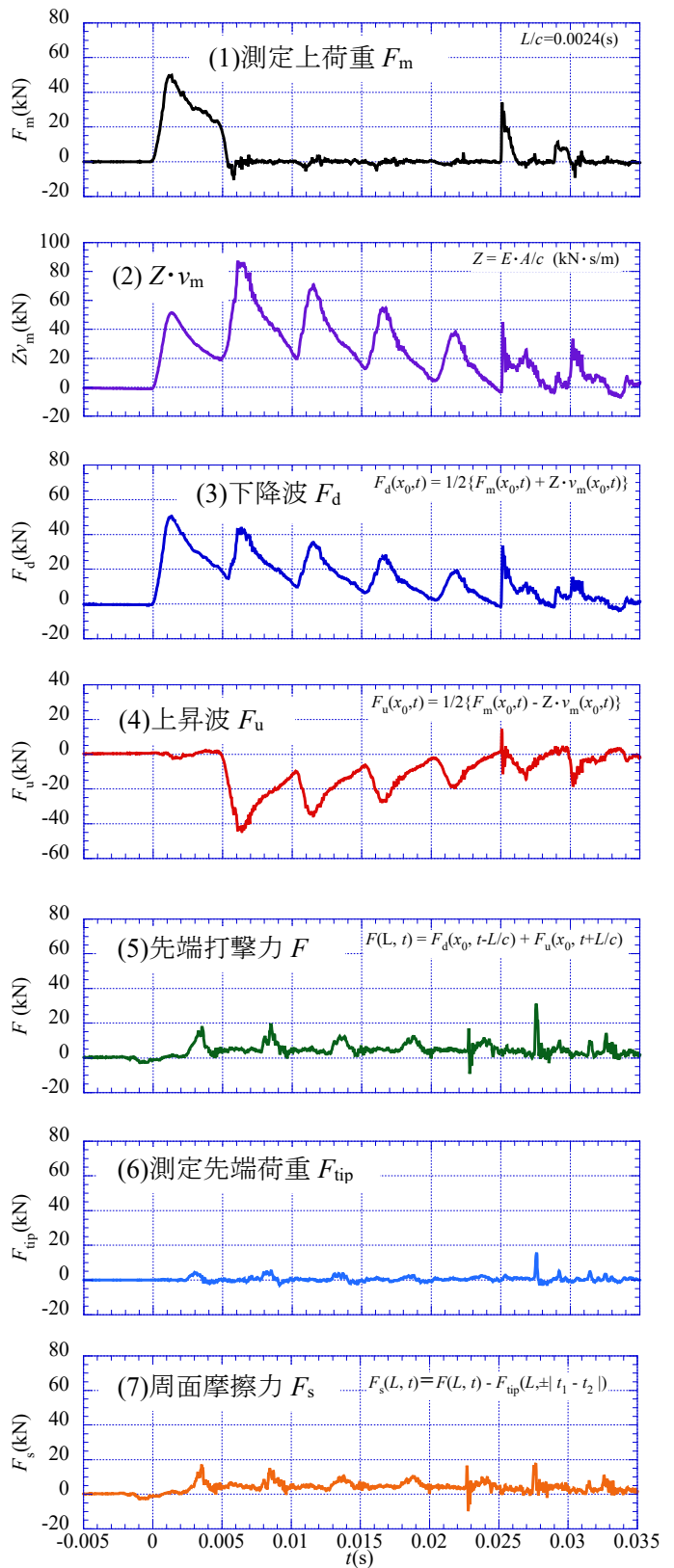


図-4.50 東大阪市西岩田の測定結果  
(10.0~10.2m, 粘土層,  $N_{dm}=7$  の3回目)

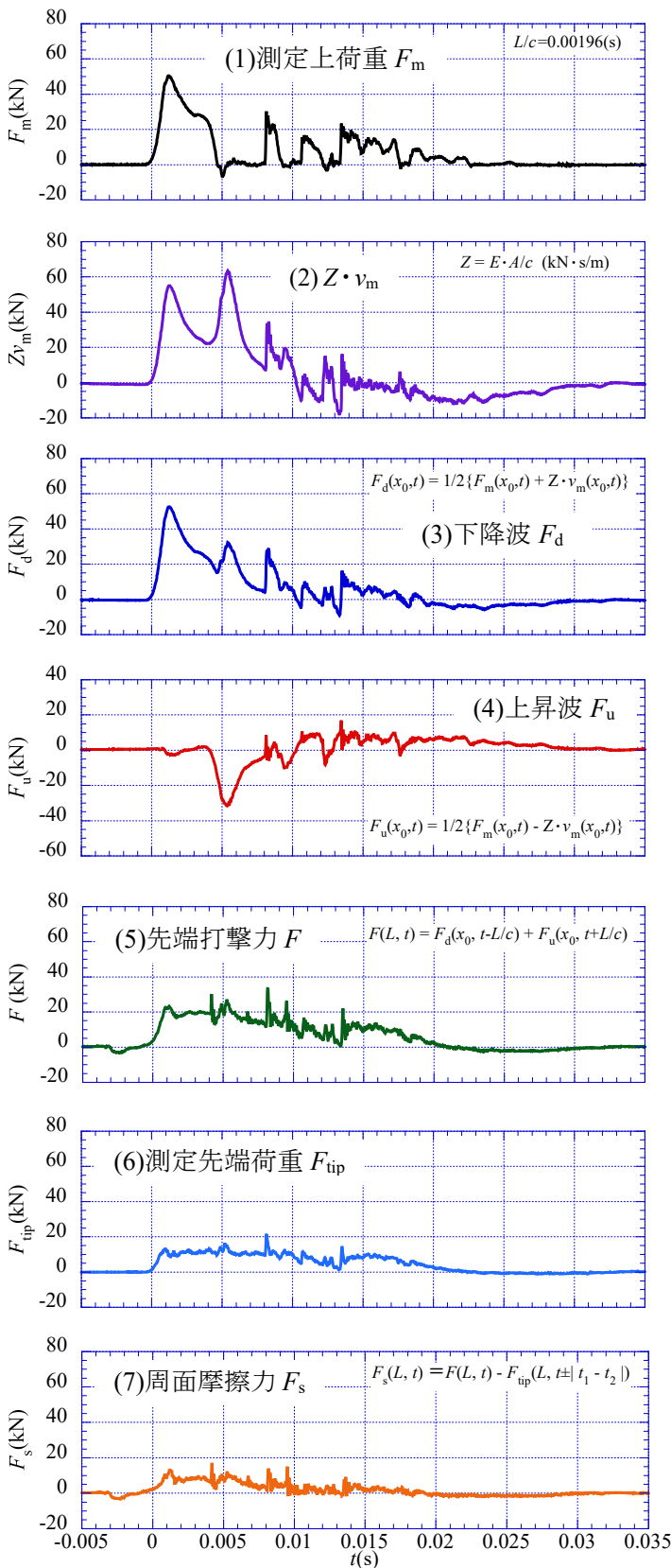


図-4.51 大阪市大正区三軒家の測定結果  
(8.0~8.2m, シルト質砂層,  $N_{dm}=12$  の3回目)

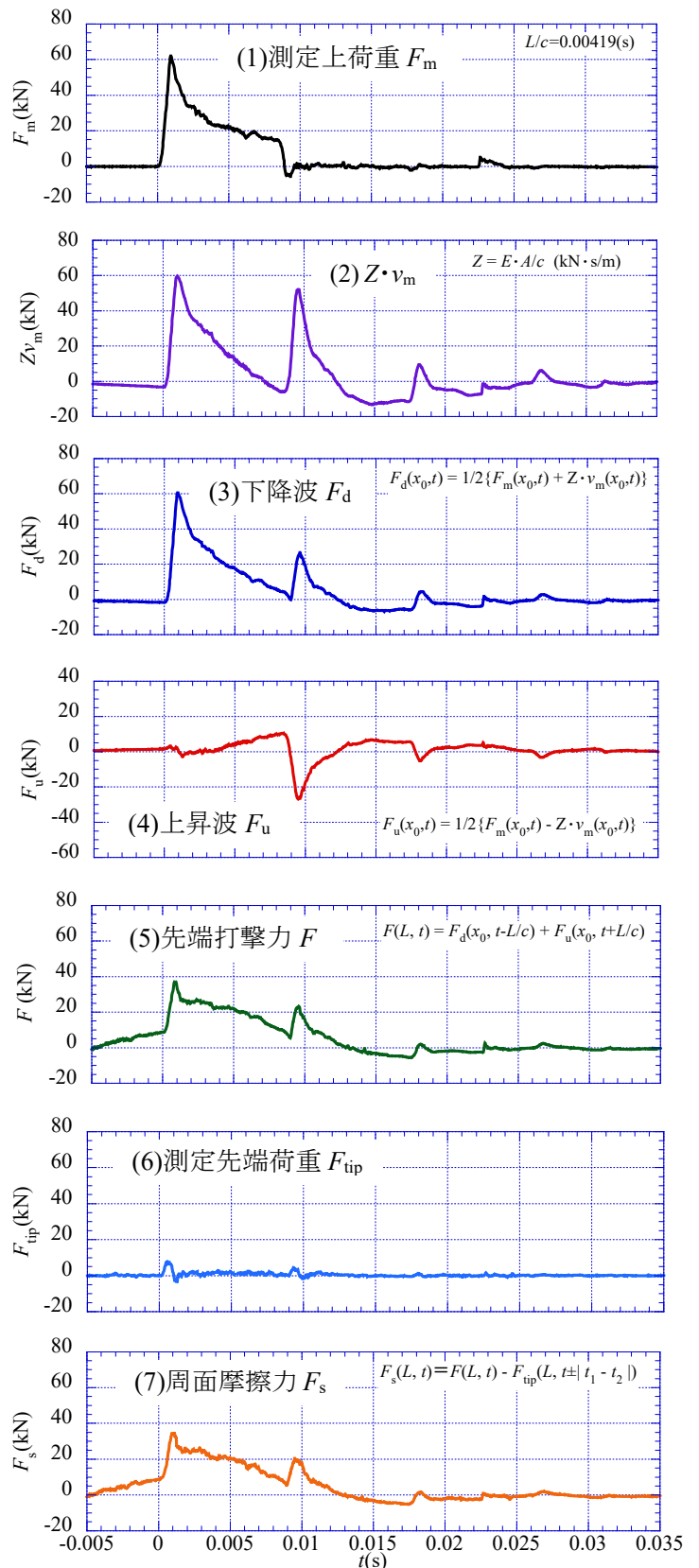


図-4.52 大阪市大正区三軒家の測定結果  
(19.0~19.2m, 粘土層,  $N_{dm}=23$  の3回目)

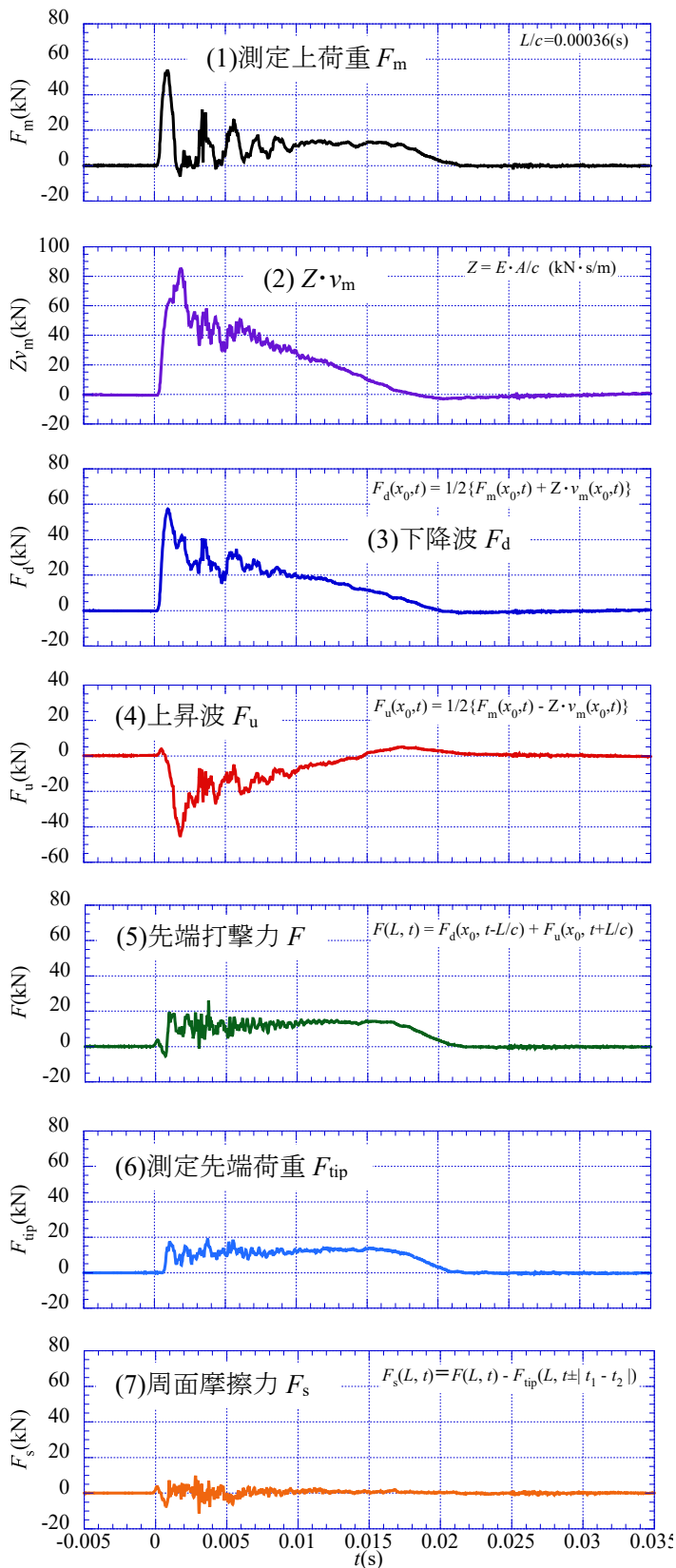


図-4.53 越谷市新川町の測定結果  
(0.0~0.2m, シルト質砂層,  $N_{dm}=13$  の3回目)

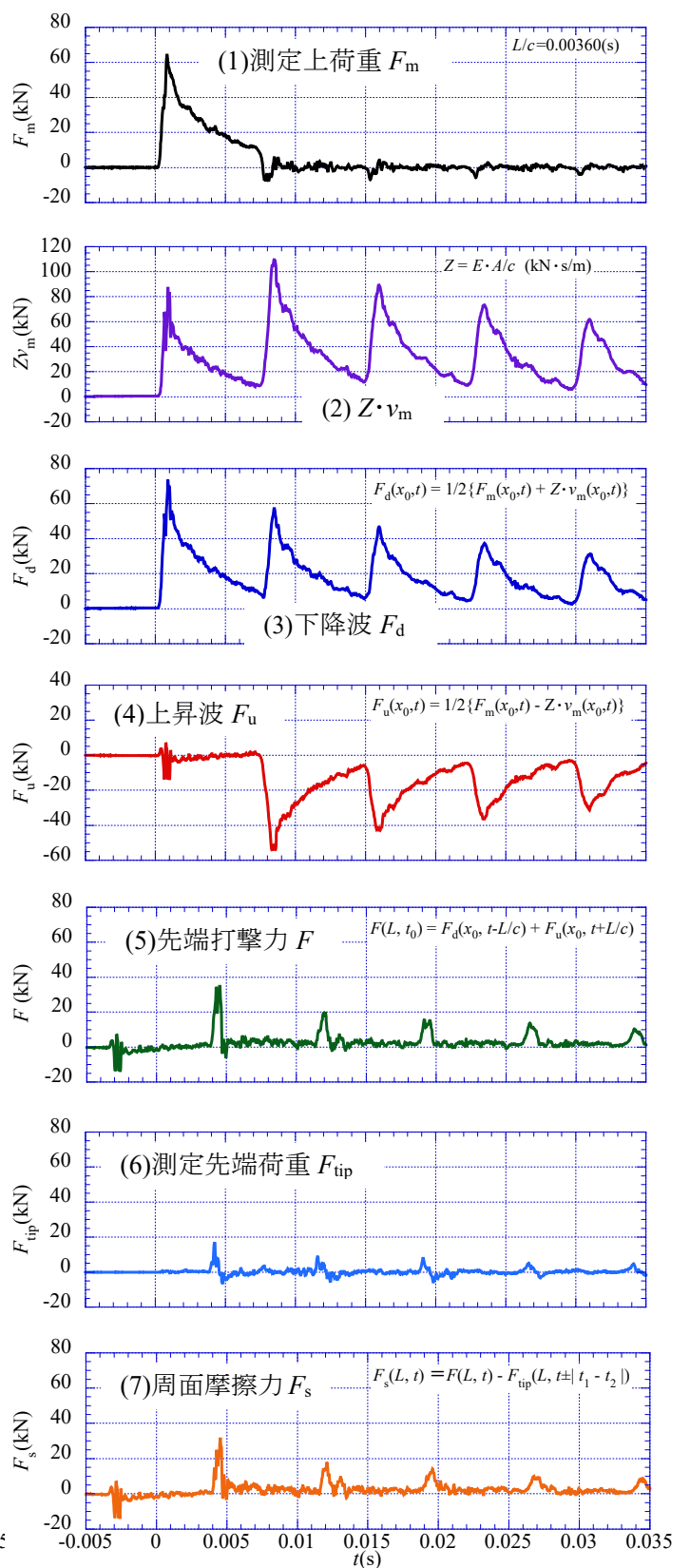


図-4.54 越谷市新川町の測定結果  
(16.0~16.2m, 粘土層,  $N_{dm}=3$  の3回目)



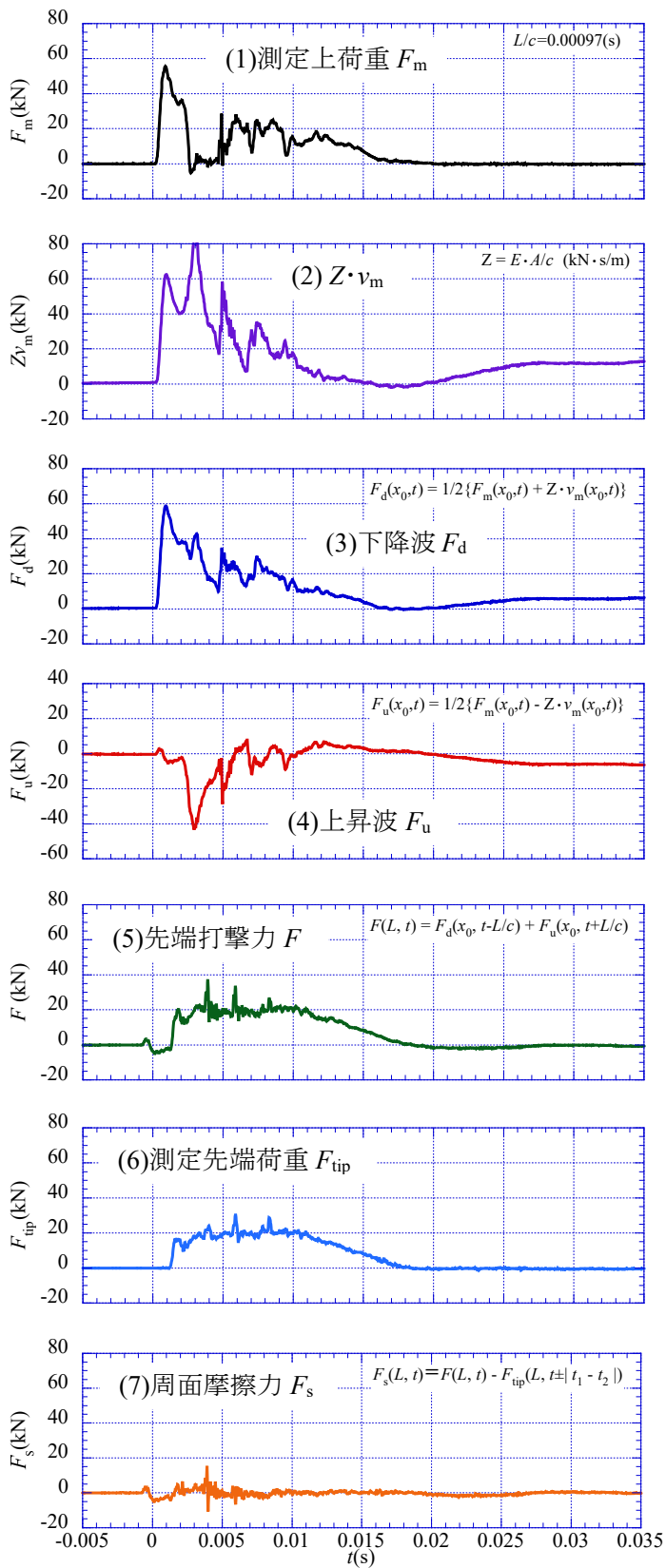


図-4.55 稲敷市浮島の測定結果  
(3.0~3.2m, 砂層,  $N_{dm}=20$  の3回目)

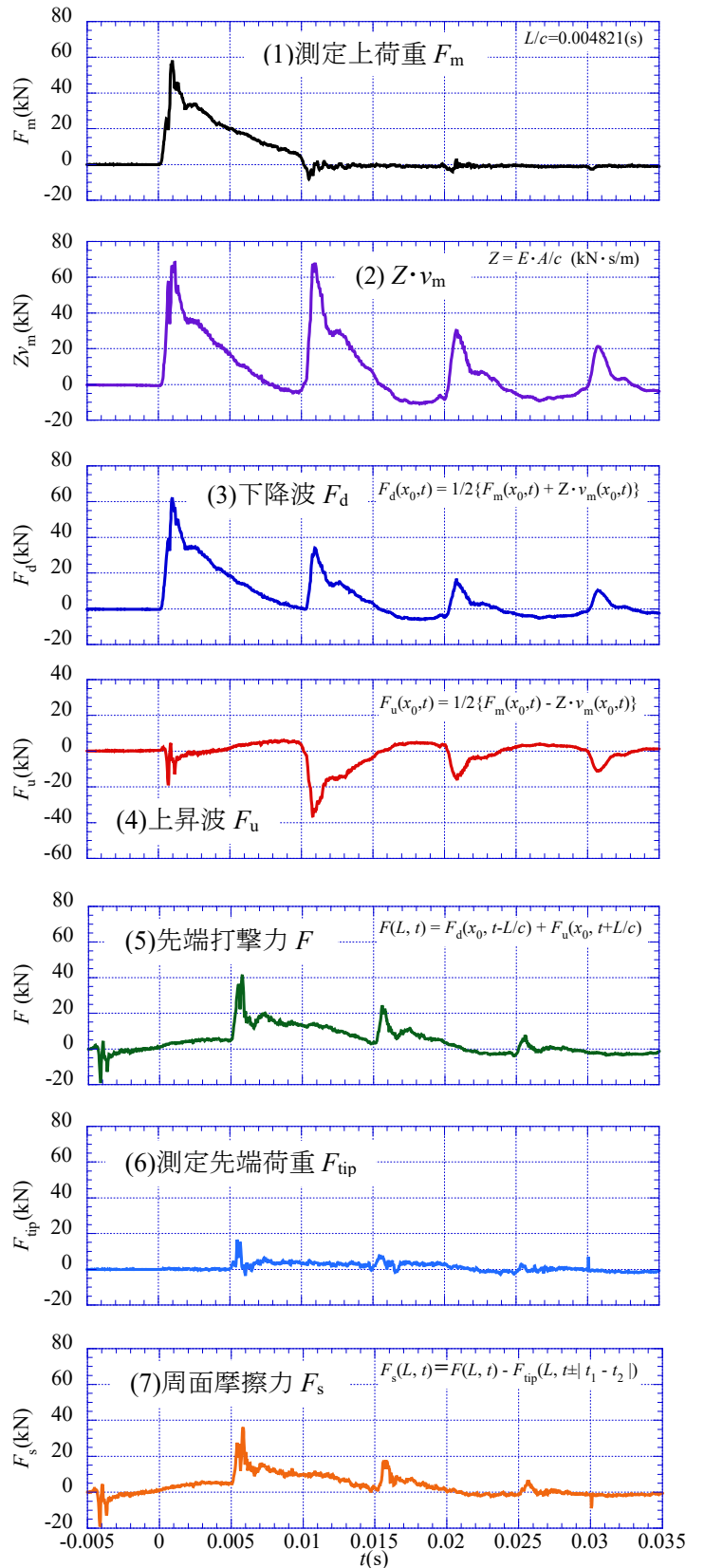


図-4.56 稲敷市浮島の測定結果  
(22.0~22.2m, シルト質砂層,  $N_{dm}=17$  の3回目)

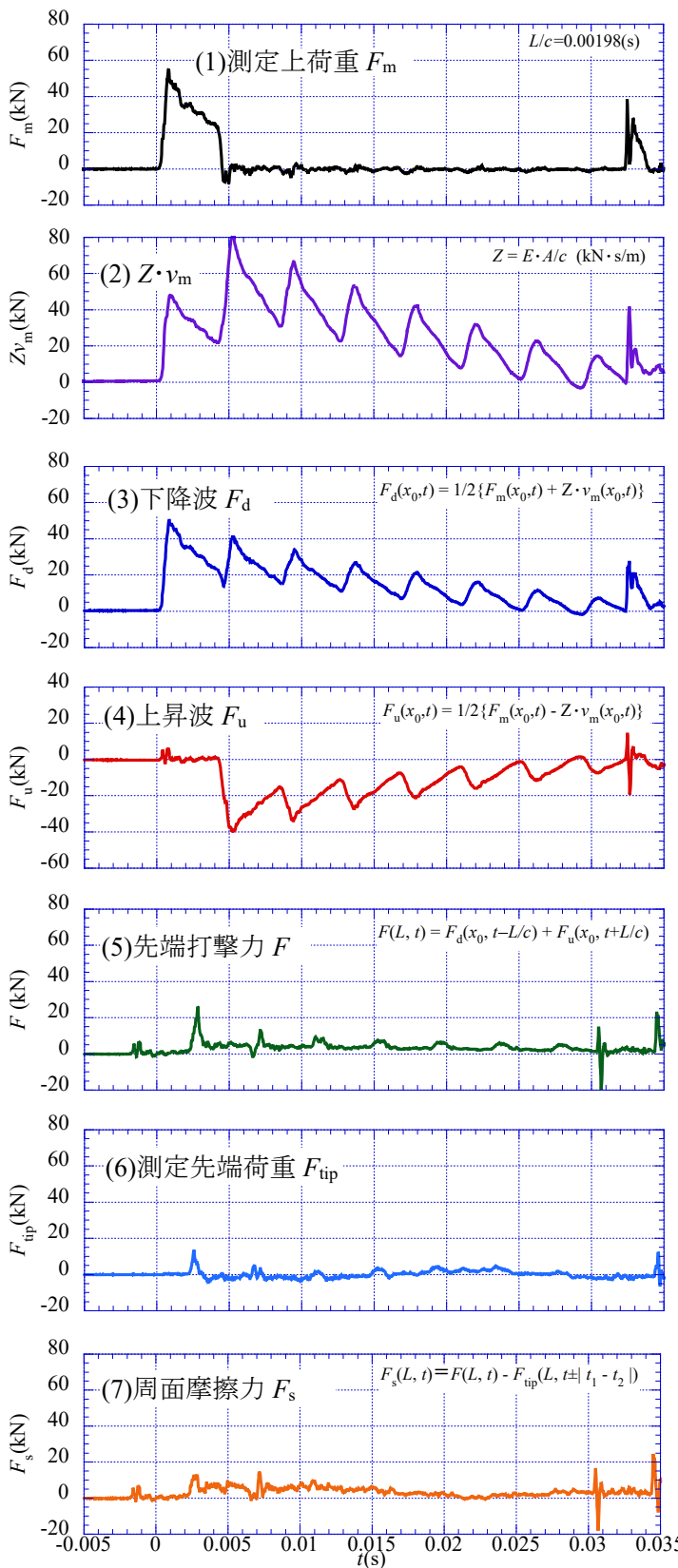


図-4.57 大阪市此花区夢洲の測定結果  
(8.0~8.2m, 粘土層,  $N_{\text{dm}}=4$  の3回目)

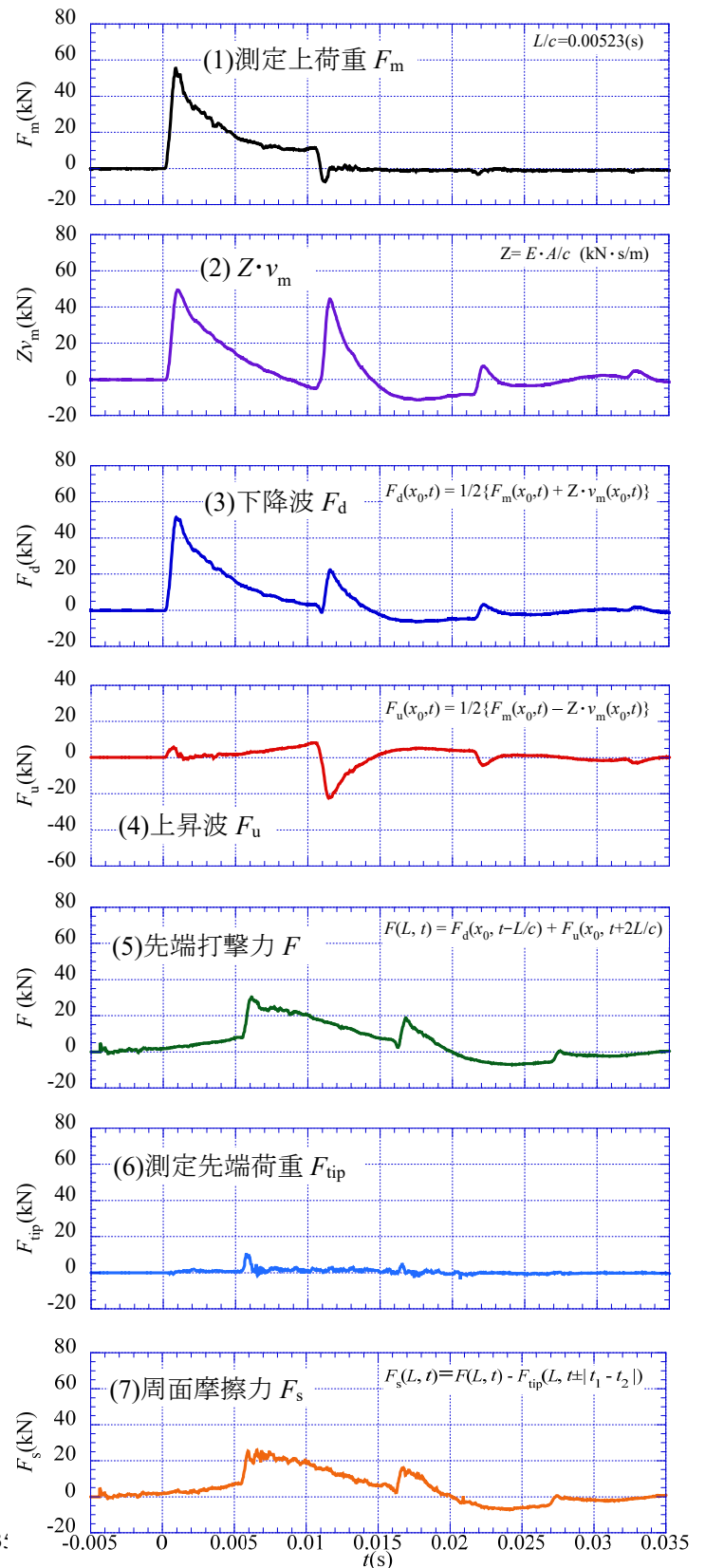


図-4.58 大阪市此花区夢洲の測定結果  
(24.0~24.2m, 砂層,  $N_{\text{dm}}=27$  の3回目)

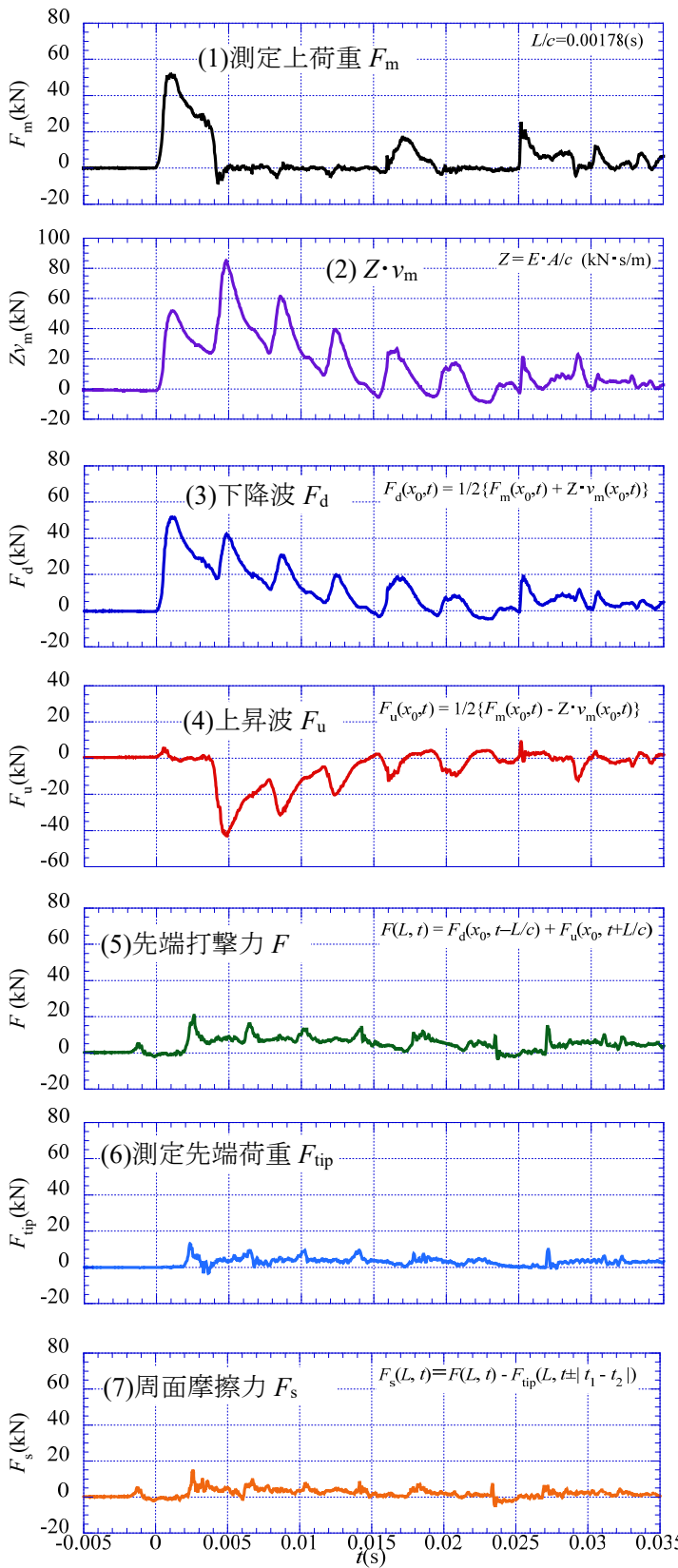


図-4.59 大阪市港区弁天6の測定結果  
(7.0~7.2m, 砂層,  $N_{dm}=7$  の3回目)

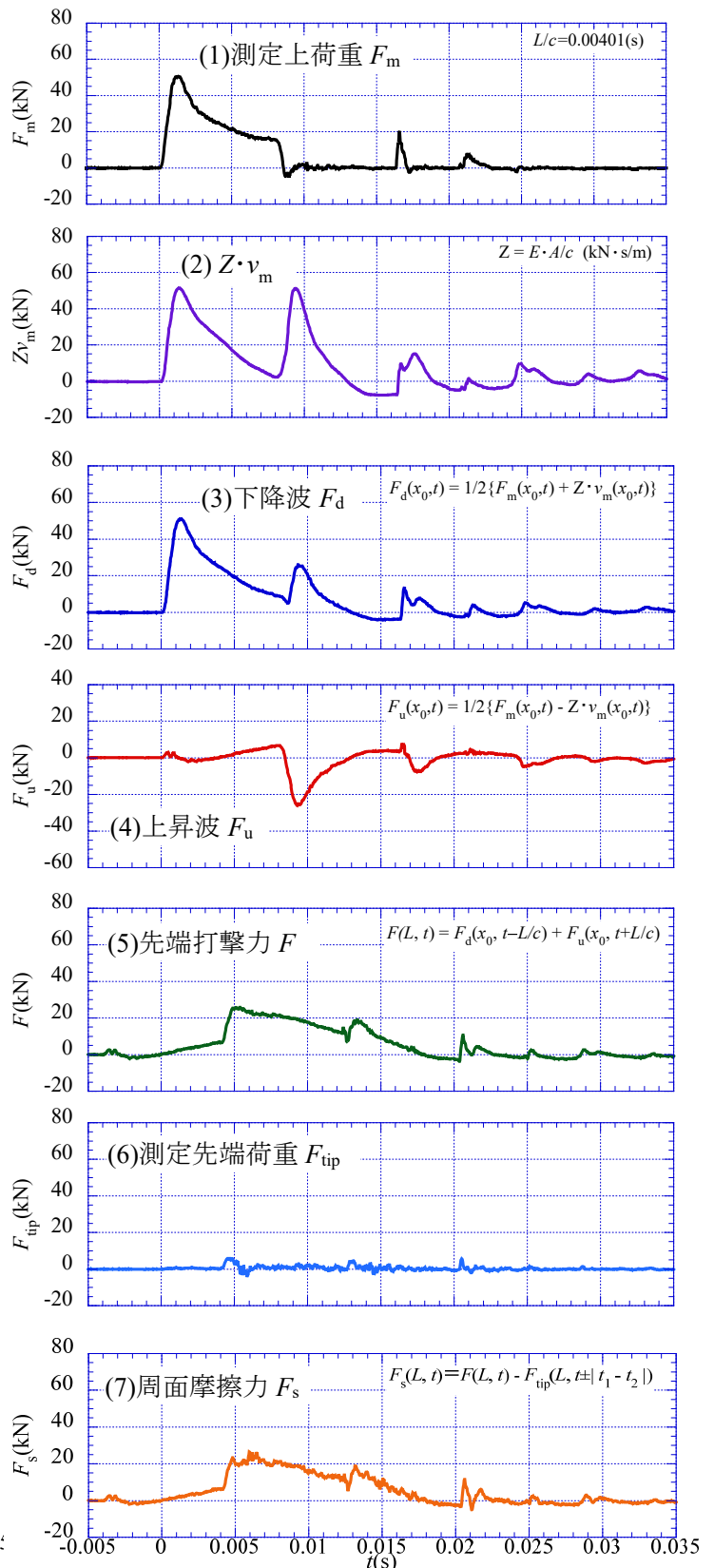


図-4.60 大阪市港区弁天6の測定結果  
(18.0~18.2m, 粘土層,  $N_{dm}=18$  の3回目)

## (2) 平均 $F_s$ の算出結果

図-4.61～図-4.66 にそれぞれ東大阪市西岩田，大阪市大正区三軒家，越谷市新川町，稲敷市浮島，大阪市此花区夢洲及び大阪市港区弁天6の6地点の平均  $F_s$  の深度分布を示す<sup>2),10)</sup>。各図には，図-4.49～4.60の各地点の周面摩擦力の測定例の測定深度に矢印と図番を記した。

図-4.61の西岩田では，平均  $F_s$  は深度とともに漸増傾向が見られたが，粘性土から砂質土にかわる深度19m以深で減少傾向になった。

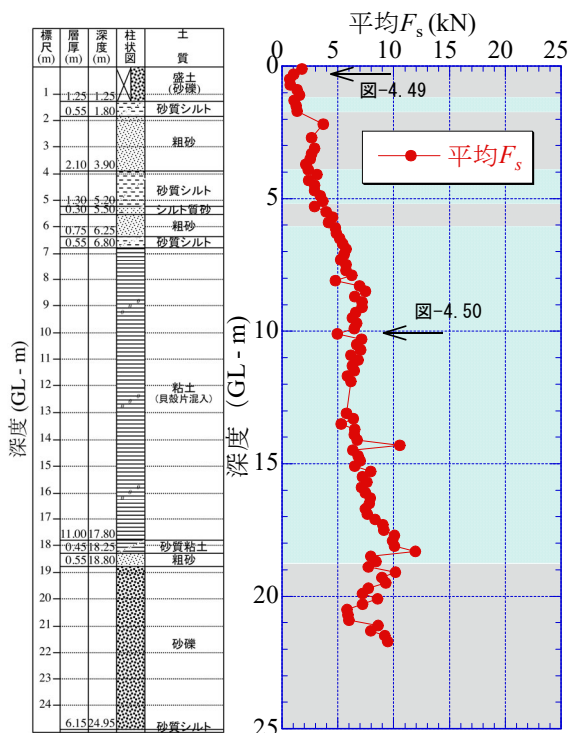
図-4.62の三軒家では，深度とともに漸増したが，深度18m以深ではほぼ一定になった。この辺りの周面摩擦力は図-4.52に示したとおりである。

図-4.63の越谷市では，図-4.49，4.50では周面摩擦力は小さかったが，深度分布においても全体的に平均  $F_s$  は小さくなった。これは，粘土の鋭敏性が高いため，打撃による練り返し効果で摩擦力が小さくなったためと考えられる。

図-4.64の稲敷市では，深度とともに漸増傾向にあるが，17m以深で一定となる傾向が見られた。

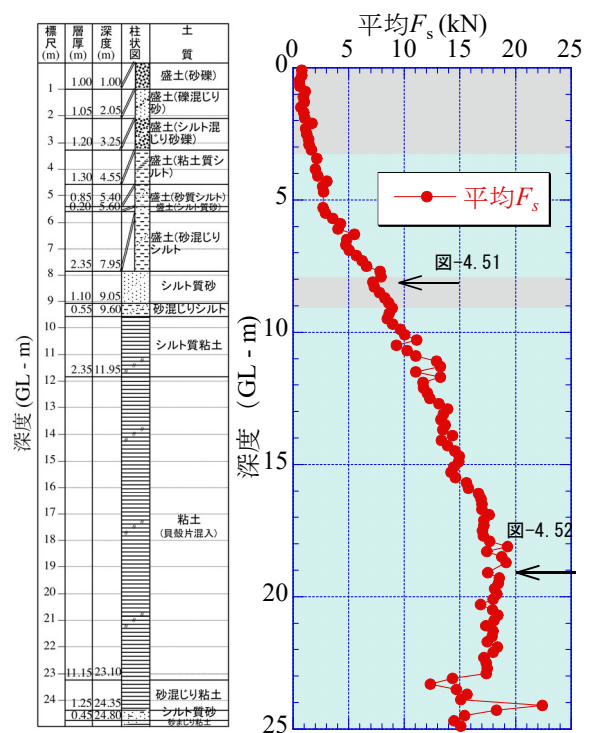
図-4.65の夢洲でも，深度とともに漸増したが，深度19m以深で一定になったが，23～24mから減少傾向に変わった。

図-4.66の弁天6では，図-4.62の三軒家，図-4.65の夢洲と同様の傾向がみられた。すなわち，平均  $F_s$  は深度とともに漸増し，深度20m程度で一定になった。三軒家，夢洲，弁天6は，深度10m程度以深で粘性土が連続していることが共通している。



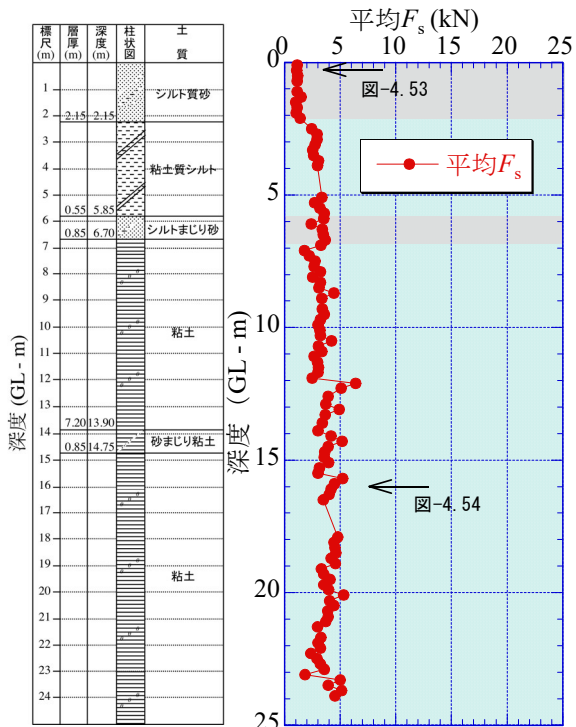
(1) 柱状図 (2) 平均  $F_s$  の算出結果

図-4.61 東大阪市西岩田の算出結果

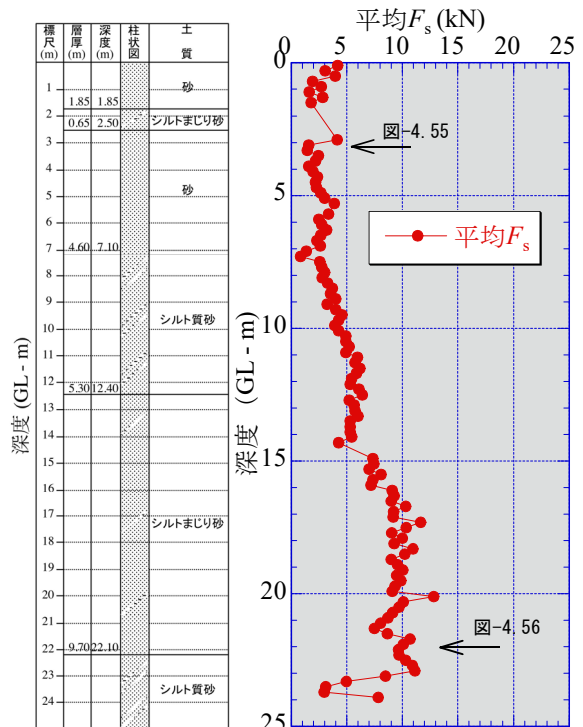


(1) 柱状図 (2) 平均  $F_s$  の算出結果

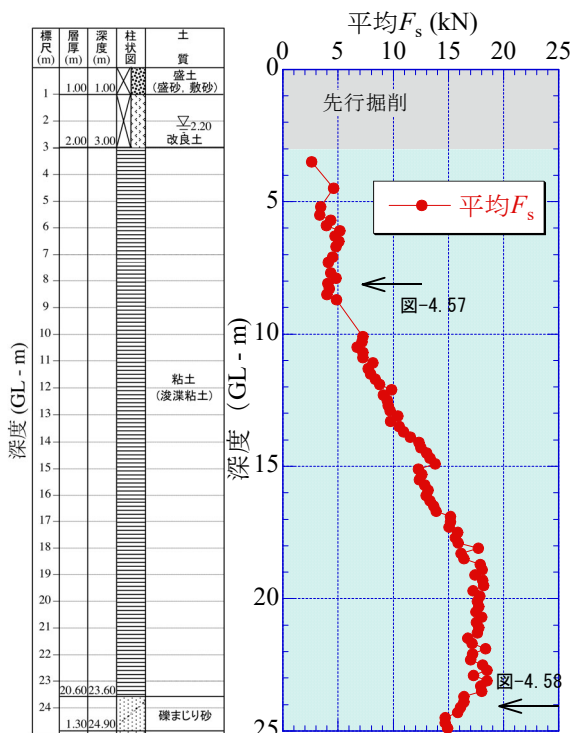
図-4.62 大阪市大正区三軒家の算出結果



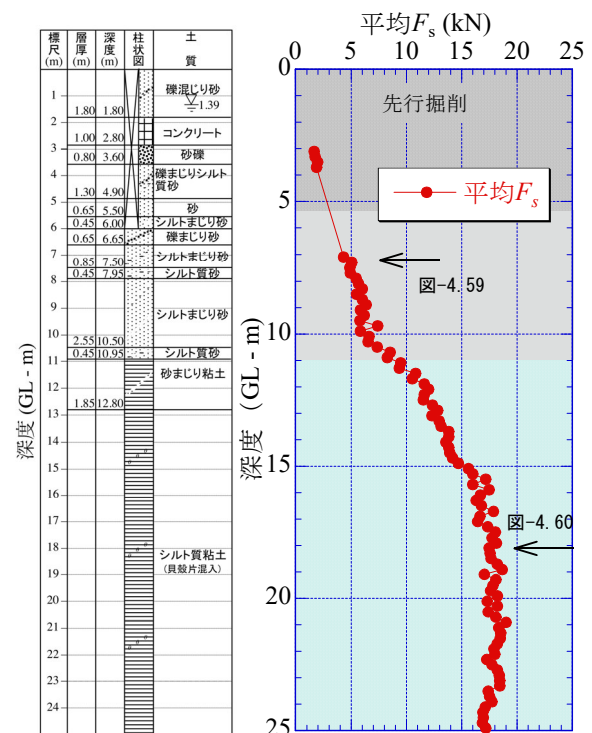
(1) 柱状図 (2) 平均  $F_s$  の算出結果  
 図-4.63 越谷市新川町の算出結果



(1) 柱状図 (2) 平均  $F_s$  の算出結果  
 図-4.64 稲敷市浮島の算出結果



(1) 柱状図 (2) 平均  $F_s$  の算出結果  
 図-4.65 大阪市此花区夢洲の算出結果



(1) 柱状図 (2) 平均  $F_s$  の算出結果  
 図-4.66 大阪市港区弁天6の算出結果



## 4.4 静的，動的周面摩擦力の比較

### 4.4.1 静的摩擦力の測定例

自沈時や打撃後の静的摩擦力  $F_{ss}$  は，外力となる装置自重（上荷重  $F_m$  + ロッドの自重）と先端荷重  $F_{tip}$  との差から，次式で算定できる。

$$F_{ss} = \text{装置自重（上荷重 } F_m \text{ + ロッド自重）} - F_{tip}$$

自沈時及び打撃後の  $F_m$  は，基本的に 0.80kN（ハンマー自重 0.62kN，アンビル自重 0.18kN）となり，ロッド自重はロッド長（上下計測器と先端ロッドの 0.78m を含む） $\times$  0.0466kN/m となる。

図-4.67 に打撃なしで自沈した例として，越谷での深度 16.6～16.91m の測定結果を示す<sup>2)</sup>。土質は鋭敏な粘土であり，310mm 自沈した。時間 0～6sec では  $F_m$  は一定間隔で増減（0.9～1.6 kN）し，一定速度（約 40mm/s）で自沈している。これはハンマーを格納しているバケットの自重（1.14 kN）を支えているリフタ（図-2.5 参照）が自沈貫入を後追いつる際に，一時的にバケット自重がアンビルに加わったためと考えられる。6sec 以降は自沈速度が小さくなり，7sec でほぼ静止した。7sec 以降の  $F_m$  は約 1kN（0.80kN より大きく，少し変動があるが）一定で， $F_{tip}$  が減少し， $F_s$  が増加している。これは摩擦力が自沈貫入時の動摩擦から静摩擦へ切り替わったためと考えられる。最終的に静摩擦力  $F_{ss}$  は約 1.3kN となった。

図-4.68 に打撃後の例として，稲敷での深度 20.0～20.2m の最初の 3 打撃の測定結果を示す<sup>2)</sup>。土質はシルト質砂である。1sec，3.8sec，6.6sec で打撃している。 $F_m$  は打撃直前にハンマーを吊り上げるため，ハンマー自重分（0.62kN）が減っている。また，打撃 1，打撃 3 後に  $F_m$  が 2kN 程度になっていることから，全バケット自重がアンビルに加わっている（試験装置の問題）。稲敷では全体に装置自重と  $F_{tip}$  が近い値となったため， $F_{ss}$  はかなり小さい。

なお，静摩擦力  $F_{ss}$  の深度分布については，他の摩擦力と合わせて 4.4.2 で示す。

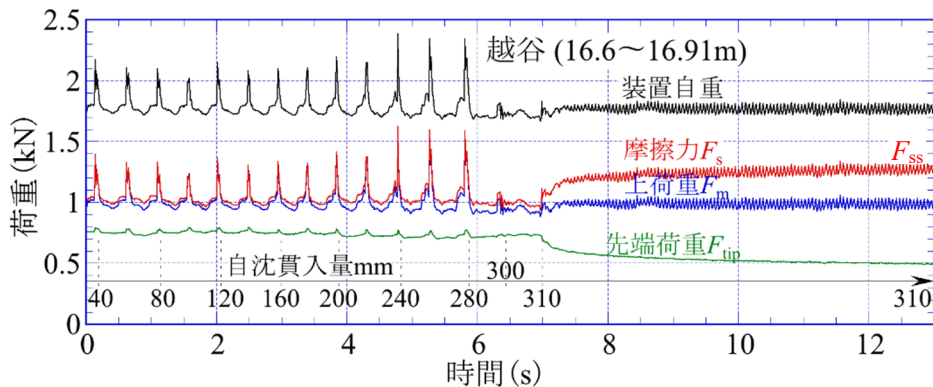


図-4.67 自沈貫入時の静的摩擦力の測定例

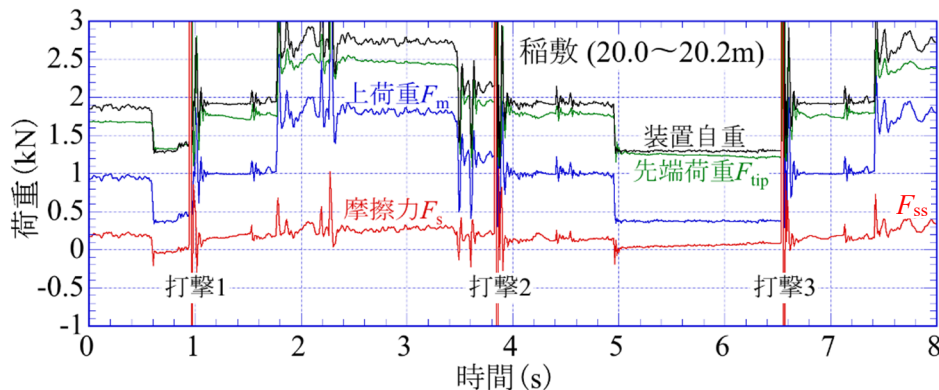


図-4.68 打撃後の静的摩擦力の測定例

一方、通常測定しているトルク  $M_v$  によって補正される周面摩擦力  $F_{sMv}$  (円周方向の静的な摩擦力) は、2.2.5(1)でも示したように次式で表される。ここに、 $D_r$ はロッド直径である。

$$F_{sMv} = 2M_v/D_r \quad (4.32)$$

#### 4.4.2 静的、動的摩擦力の比較

図-4.69～図-4.74にそれぞれ東大阪市西岩田、大阪市大正区三軒家、越谷市新川町、稲敷市浮島、大阪市此花区夢洲及び大阪市港区弁天6の6地点の静的及び動的周面摩擦力の比較を示す<sup>2),10)</sup>。各地点の(1)は柱状図、(2)は一次元波動理論による平均  $F_s$ 、打撃効率による動的摩擦力  $F_{sE}$ 、トルクによる静的摩擦力  $F_{sMv}$  及び4.4.1で求めた静的摩擦力  $F_{ss}$  の深度分布である。なお、 $F_{ss}$ は西岩田、三軒家、越谷市、稲敷市、夢洲の5地点で測定した。

図-4.69の西岩田では、深度12m以深で  $F_{sE}$  は平均  $F_s$  よりも大きく、特に19m以深の砂礫で大きい。これは、砂礫では貫入量  $\delta$  がごく小さいため大きくなったと考えている(式(4.11)参照)。トルクによる静的摩擦力  $F_{sMv}$  は、 $F_{sE}$ 、平均  $F_s$  に比べて小さいが、深度方向にわずかに漸増した。鉛直方向の静的摩擦力  $F_{ss}$  は  $F_{sMv}$  よりもさらに小さく、1～2kNであった。

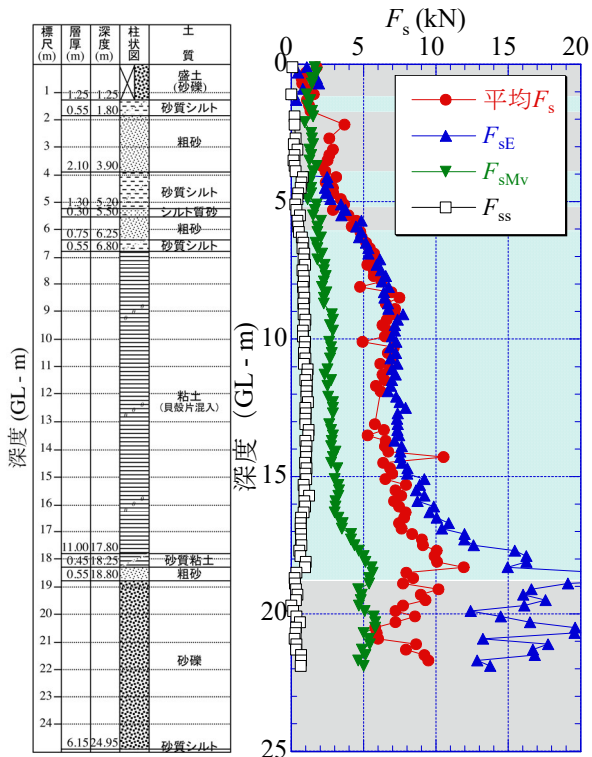
図-4.70の三軒家では、全体に摩擦力が大きく、深度9m以深の粘土の  $F_{sE}$  は平均  $F_s$  よりも大きくなった。 $F_{sE}$  は深度19mで漸増傾向がとまり、平均  $F_s$  は18～23mで摩擦力が一定となり、23m以深で少し小さくなった。 $F_{sMv}$  は緩やかに漸増し、深度25mで平均  $F_s$  と同程度になった。 $F_{ss}$  は西岩田と同様、1～2kNで変化は見られなかった。

図-4.71の越谷では、鋭敏性の高い粘土のため、他地点よりも全体に摩擦力が小さくなった。また、平均  $F_s$  と  $F_{sE}$  はばらつきはあるが2～5kN程度を推移し、 $F_{sMv}$  と  $F_{ss}$  は1～2kNで一定であり、全体に増減が見られなかった。

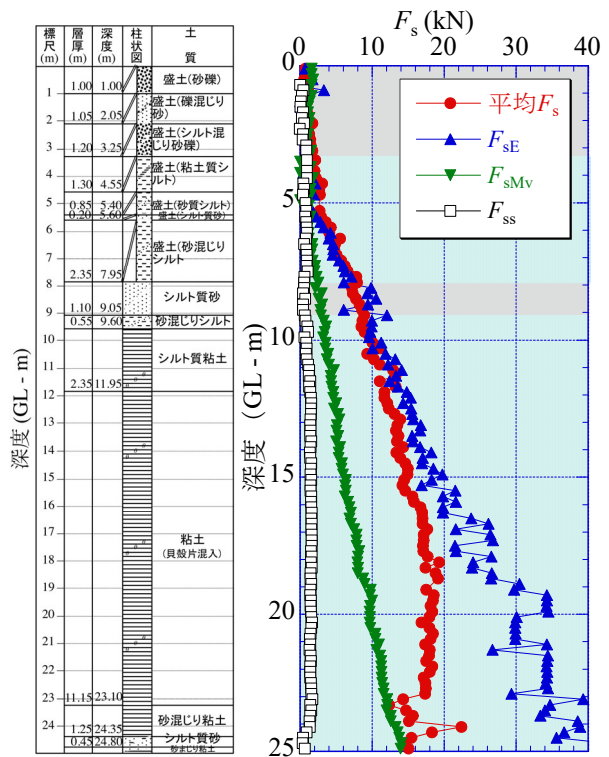
図-4.72の稲敷では、深度14m以深で細粒分含有率が大きくなり、 $e_{123}$  の減少とともに  $F_{sE}$  は増加した。平均  $F_s$  は深度15mで増加したが、20m以深で減少した。 $F_{sMv}$  はわずかに漸増し、 $F_{ss}$  は0～1kNで変化は見られなかった。

図-4.73の夢洲と図-4.74の弁天6は、図-4.70の三軒家と同傾向と同じで、他地点よりも摩擦力が大きく、深度10m以深では  $F_{sE}$  は平均  $F_s$  よりも大きくなった。 $F_{sMv}$  は平均  $F_s$  と  $F_{sE}$  に比べて明らかに過小である。夢洲の  $F_{ss}$  は約1kNで変化は見られなかった。

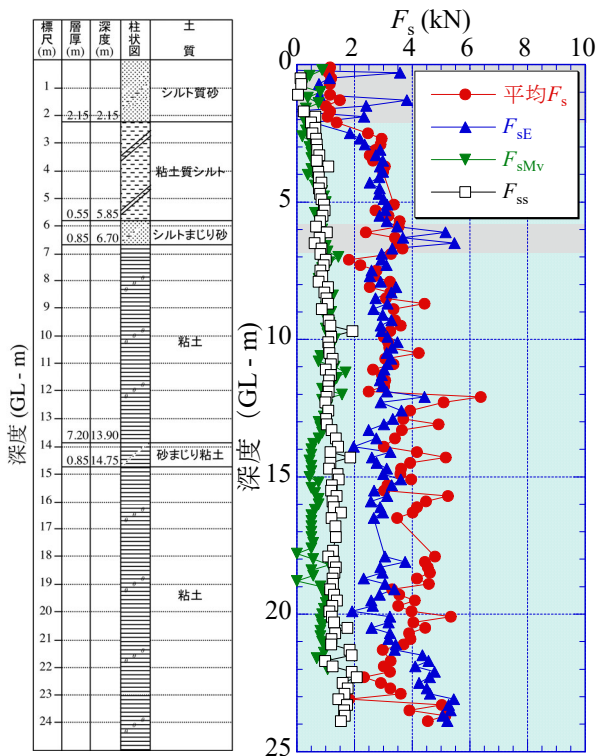
以上より、6地点で各摩擦力の大きさは異なる。動的摩擦力  $F_{sE}$  と平均  $F_s$  は比較的近い値を示すが、 $F_{sE}$  は深度が深くなると大きくなる傾向があった。これはエネルギー損失を全て摩擦力としたためと考えられ、打撃中の動的な周面摩擦力としては平均  $F_s$  が妥当と考えられる。一方、円周方向の静的摩擦力  $F_{sMv}$  は鉛直方向の動的摩擦力よりも明らかに過小である。ロッドが静止したときの静摩擦力  $F_{ss}$  は  $F_{sMv}$  よりもさらに小さくなった。したがって、実務で用いられている  $F_{sMv}$  による打撃回数の補正は過小といえる。ただし、 $F_{sMv}$  は平均  $F_s$ 、 $F_{sE}$  の約1/3程度であることから、新たな補正方法が示唆される。



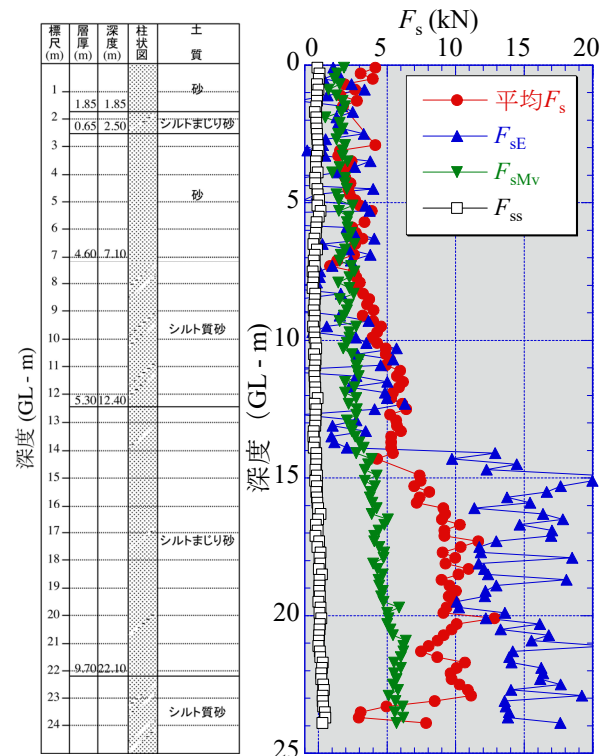
(1) 柱状図 (2) 静的, 動的周面摩擦力  
図-4.69 東大阪市西岩田の算出結果



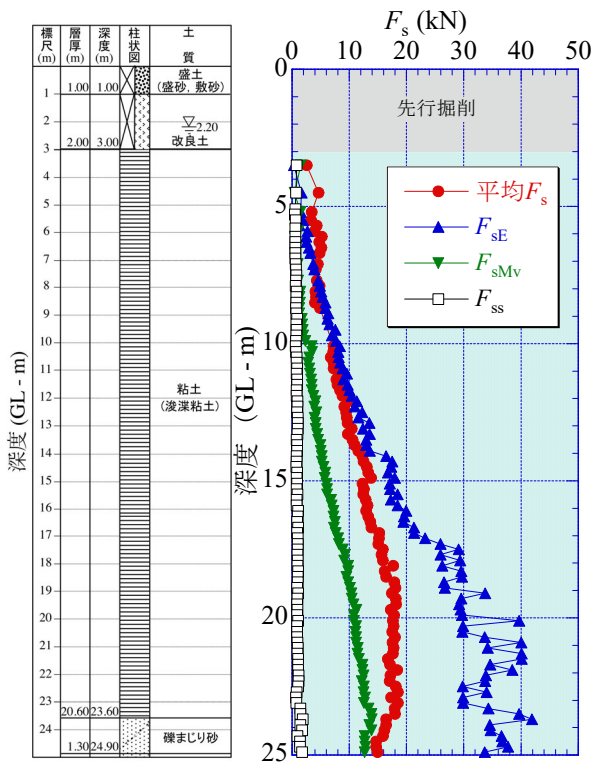
(1) 柱状図 (2) 静的, 動的周面摩擦力  
図-4.70 大阪市大正区三軒家の算出結果



(1) 柱状図 (2) 静的, 動的周面摩擦力  
図-4.71 越谷市新川町の算出結果

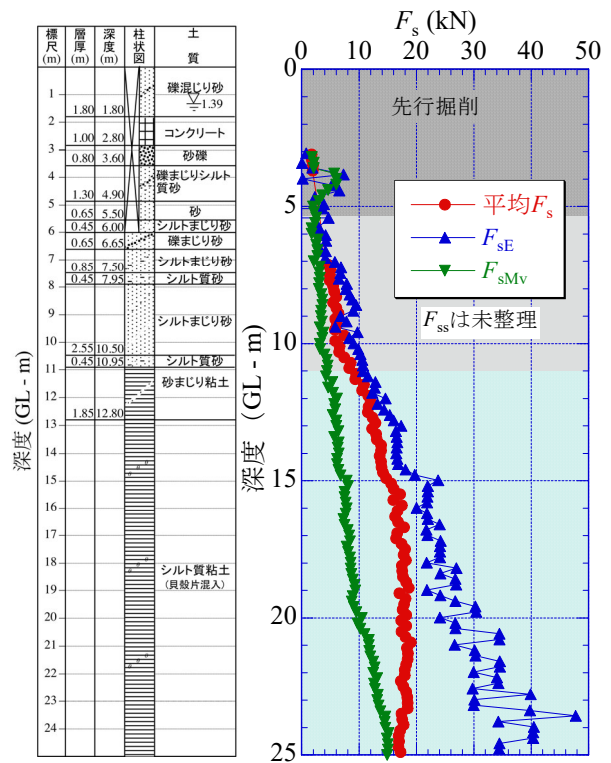


(1) 柱状図 (2) 静的, 動的周面摩擦力  
図-4.72 稲敷市浮島の算出結果



(1) 柱状図 (2) 静的, 動的周面摩擦力

図-4.73 大阪市此花区夢洲の算出結果



(1) 柱状図 (2) 静的, 動的周面摩擦力

図-4.74 大阪市港区弁天6の算出結果

#### 4.5 まとめ

本章では、H-DCPT のロッドの上部と先端に荷重計と加速度計を設置し、東大阪市西岩田、大阪市大正区三軒家、埼玉県越谷市新川町、茨城県稲敷市浮島、大阪市此花区夢洲及び大阪市港区弁天 6 の 6 地点で打撃時の動的計測を行い、ロッド上部と先端の打撃効率を算出するとともにそれに基づく打撃回数の補正と動的な周面摩擦力の算定を試みた。また、試験結果に一次元波動理論を適用して動的な周面摩擦力を算定し、通常トルク測定から想定される静的な周面摩擦力と比較した。それらの結果から得られた結論は、以下のようにまとめられる。

- 1) 上打撃効率は、各地点とも約 80%程度で深度方向に一定となった。先端打撃効率は、表層の砂質土では 80%に近い値を示したが、粘性土では 10%以下となった。
- 2) 打撃効率による補正打撃回数  $N_{dE}$  値は、通常トルク補正による  $N_d$  値よりも  $N$  値との整合性が高くなったが、過小に評価する地点もあった。
- 3) 一次元波動理論に基づいて動的な周面摩擦力を算定し、平均  $F_s$  として求めることができた。
- 4) 動的な周面摩擦力である  $F_{sE}$  と平均  $F_s$  は比較的一致するが、 $F_{sE}$  は深度が深くなると大きくなる傾向があった。これはエネルギー損失を全て摩擦力とした仮定に問題があると考えられ、打撃中の動的摩擦力としては平均  $F_s$  が妥当と考えられる。
- 5) 通常測定しているトルクによって想定している静的な周面摩擦力  $F_{sMv}$  は、動的な周面摩擦力よりも明らかに小さく、 $F_{sMv}$  による打撃回数の補正は過小といえる。結果的に  $F_{sMv}$  は平均  $F_s$ 、 $F_{sE}$  の約 1/3 程度であることから、新たな補正方法が示唆された。



## 参考文献

- 1) 田中さち・高橋秀一・大島昭彦・坂口達哉・山田卓：大型動的コーン貫入試験の貫入機構の検討～打撃効率による打撃回数の補正，周面摩擦力の測定，打撃孔傾斜角の測定～，日本材料学会，第14回地盤改良シンポジウム論文集，pp.645-652，2020.
- 2) 高橋秀一・大島昭彦・武野航大・吉見侑子・坂口達哉・山田卓：大型動的コーン貫入試験における周面摩擦力の測定，Kansai Geo-Symposium 2021，地盤工学会関西支部・地下水地盤環境に関する研究協議会，pp.144-149，2021.
- 3) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，pp.248-250，2002.
- 4) 地盤工学会「低コスト・高精度な地盤調査法に基づく宅地の液状化被害予想手法研究委員会」『建設技術研究開発費補助金総合研究報告書：低コスト・高精度な地盤調査法に基づく宅地の液状化被害予想手法の開発』，pp.105-128，2014.
- 5) 古澤・他：荷重計測に伴うピエゾドライブコーンの開発，応用地質技術年報，No35，pp.75-82，2016.
- 6) 地盤工学会「地盤調査規格・基準委員会」：『地盤調査の方法と解説 -二冊分の1-』，丸善出版，pp.299-300，2012.
- 7) ISSMF Technical Committee on Penetration Testing, SPT Working Party, Standard Penetration Test (SPT), International Reference Test Procedure. Penetration Testing 1988. ISOPT. Balkema, Rotterdam, 1988.
- 8) T. Matsumoto, Le Ta Phan, Akihiko Oshima, Shinya Shimono : Measurements of driving energy in SPT and various dynamic cone penetration tests, Soil and Foundations, Vol. 55, pp.201-212, 2015.
- 9) 小嶋・他：『杭の衝撃載荷試験における測定法の検証と波形マッチング解析の一考察』，地盤工学ジャーナル，Vol.8，No.2，pp.349-359，2013.
- 10) 高橋秀一・大島昭彦・坂口達哉・塩崎一樹：大型動的コーン貫入試験の新たな周面摩擦力補正に基づく打撃回数の補正方法の提案，Kansai Geo-Symposium 2022，地盤工学会関西支部・地下水地盤環境に関する研究協議会，pp.79-84，2022.

## 第5章 H-DCPT の実用的な打撃回数の補正方法の提案と $N$ 値, $s_u$ 値との関係

### 5.1 実用的な補正打撃回数 $N_{dF}$ の提案

第4章でH-DCPTの動的貫入時の周面摩擦力を算定した結果、通常のトルク測定で想定している周面摩擦力は過小であることがわかった。ただし、実務でこのような動的な計測を行うことは無理である。本章では通常のトルク測定による周面摩擦力を補正することで、実用的な打撃回数の補正方法を提案し、 $N$  値,  $s_u$  値との関係を示す。

#### 5.1.1 打撃効率に基づく周面摩擦力による補正打撃回数 $N_{dE}'$

図-5.1 に動的挙動を測定した6地点（東大阪市西岩田、大阪市大正区三軒家、越谷市新川町、稲敷市浮島、大阪市此花区夢洲、大阪市港区弁天6）の打撃効率に基づく周面摩擦力  $F_{sE}$  と通常のトルク  $M_v$  による静的摩擦力  $F_{sMv}$  との関係を示す<sup>1),2)</sup>。H-DCPTの適用深度を20mとし、20mまでのデータで整理している。 $F_{sE}$  と  $F_{sMv}$  の算出方法はそれぞれ4.2.2, 2.2.5を参照されたい。図-5.1より  $F_{sE}$  と  $F_{sMv}$  は式(5.1)に示す比例関係が成立している。ただし、 $F_{sE}$  が負値を示す場合もあることがわかる。

$$F_{sE} = 2.87 F_{sMv} \quad (5.1)$$

すなわち、式(2.6)の  $M_v$  による周面摩擦力の補正量が2.87倍となる。さらに、式(2.6)の  $mgH$  に上打撃効率  $e_{12} = 0.80$  を考慮すると（ロッド頭部に入るエネルギーと解釈）、トルクによる周面摩擦補正係数  $\beta'$  は式(5.2)となり、それによる補正打撃回数  $N_{dE}'$  は式(5.3)となる。ここで、打撃効率を直接用いた式(4.10)の補正打撃回数  $N_{dE}$  と区別するために、記号を  $N_{dE}'$  に変えている。補正係数  $\beta$  は、2.2.5(1)を参照されたい。

$$\beta' = \frac{2P}{e_{12} mgH D_r} \times 2.87 = \frac{0.040}{0.80} \times 2.87 = 0.144 \quad (5.2)$$

$$N_{dE}' = N_{dm} - 0.144 M_v \quad (5.3)$$

以上より、 $M_v$  による補正は通常の3.6（ $=0.144/0.040$ ）倍となる。

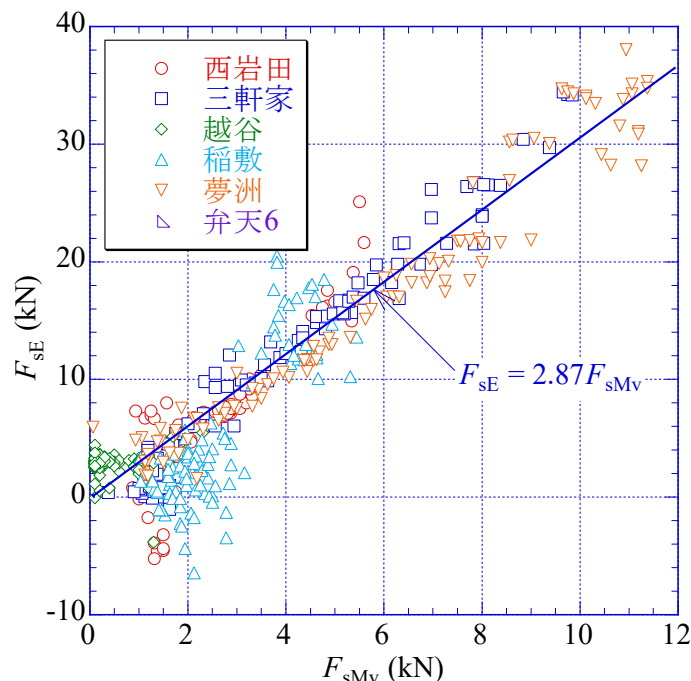


図-5.1  $F_{sE}$  と  $F_{sMv}$  の関係<sup>1),2)</sup>

### 5.1.2 一次元波動理論に基づく周面摩擦力による補正打撃回数 $N_{dF}$

図-5.2 に動的挙動を測定した 6 地点の一次元波動理論に基づく周面摩擦力である平均  $F_s$  と  $F_{sMv}$  との関係を示す<sup>1),2)</sup>。平均  $F_s$  は 20m 以深で一定となる傾向を示したので、5.1.1 と同様に適用深度を 20m としている。図-5.2 より平均  $F_s$  と  $F_{sMv}$  は式(5.4)に示す比例関係が成立している。

$$\text{平均 } F_s = 2.13 F_{sMv} \quad (5.4)$$

5.1.1 と同様に、補正係数  $\beta''$  は式(5.5)となり、それによる補正打撃回数  $N_{dF}$  は式(5.6)となる。以上より、 $M_v$  による補正は通常の 2.7 (=0.107/0.040) 倍となる。

$$\beta'' = \frac{2P}{e_{12}mgHD_r} \times 2.13 = \frac{0.040}{0.80} \times 2.13 = 0.107 \quad (5.5)$$

$$N_{dF} = N_{dm} - 0.107 M_v \quad (5.6)$$

以上より、 $M_v$  による補正は通常の 2.7 (=0.107/0.040) 倍となる。

以上の補正打撃回数  $N_{dE}'$  および  $N_{dF}$  は、第 4 章のような動的計測を行う必要はなく、通常の測定値 ( $N_{dm}$ ,  $M_v$ ) のみで算定できるので、実用的な補正方法といえる。

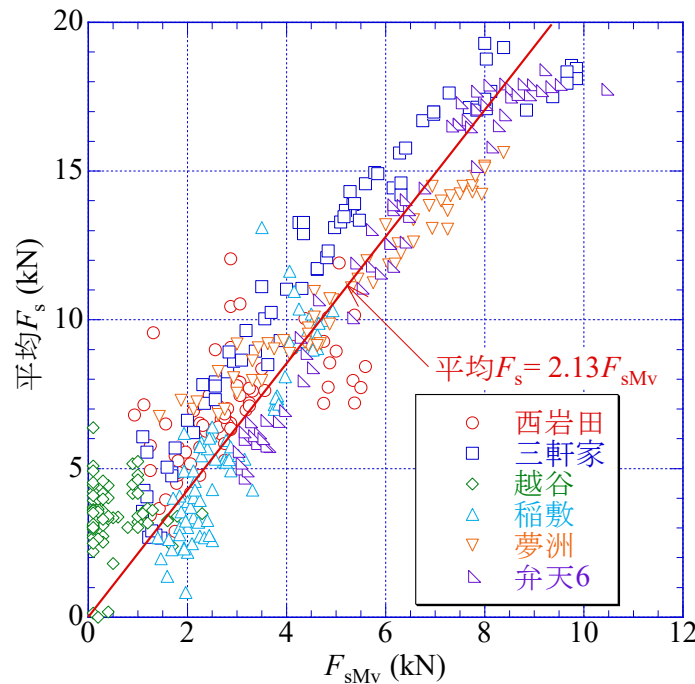


図-5.2 平均  $F_s$  と  $F_{sMv}$  の関係<sup>1),2)</sup>

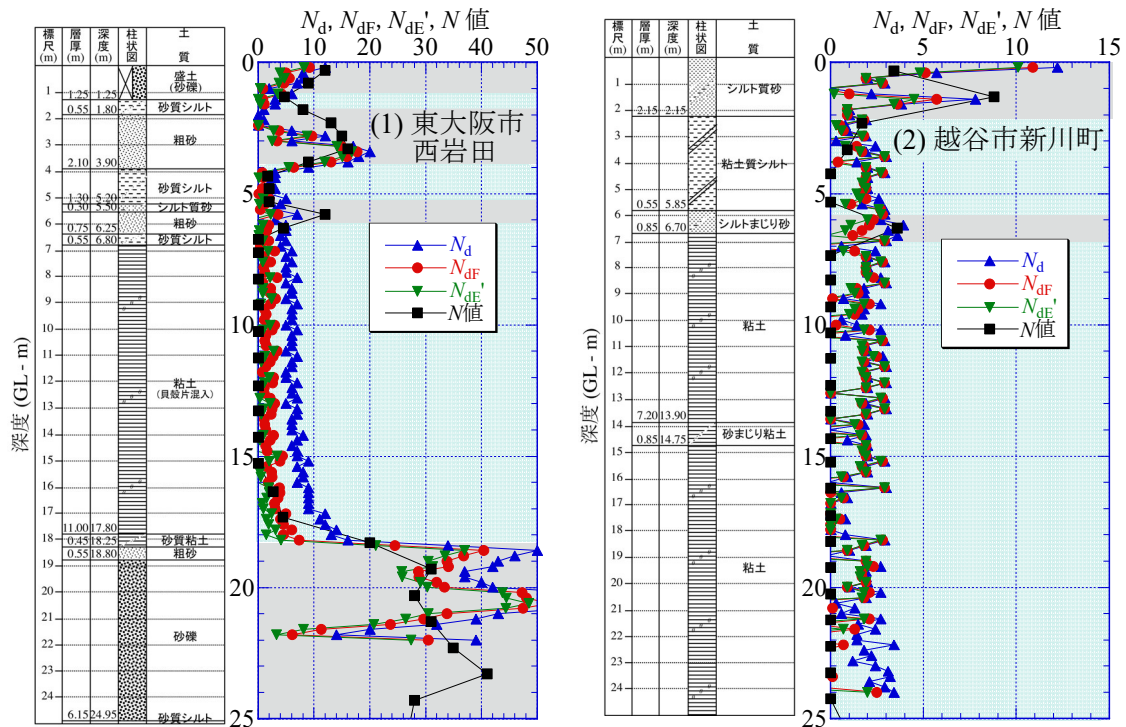
### 5.1.3 $N_{dE}'$ と $N_{dF}$ の比較

図-5.3 に動的挙動を測定した 6 地点での補正打撃回数  $N_{dE}'$  と  $N_{dF}$  の深度分布の比較を柱状図とともに示す<sup>1),2)</sup>。図中には各地点の SPT の  $N$  値も示している。先に述べたように、H-DCPT の適用深度は 20m としたが、ここでは測定した深度 25m までの結果を示す。

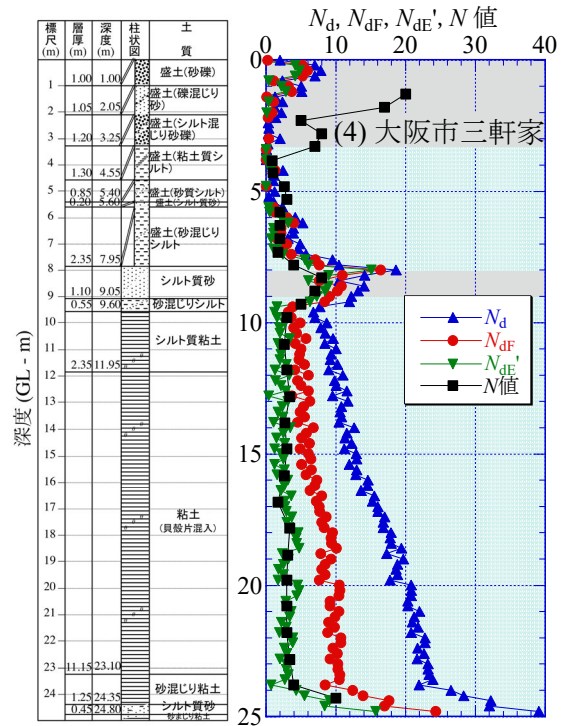
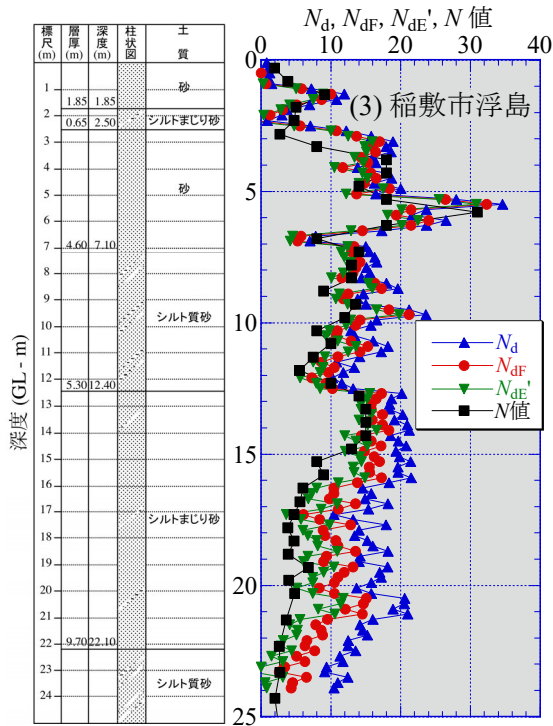
3.1.1 で述べたように、各地点ともに通常の  $N_d$  値 (図の▲) は、砂質土 (図の背景が灰色) では他の値と大差ないが、粘土 (図の背景が水色) では  $N$  値に対して明らかに過大な値となっており、やはり周面摩擦力の補正が過小と考えられる。図(1)の西岩田、図(3)の稲敷、図(4)の三軒家では、打撃効率に基づく  $N_{dE}'$  値 (図の▼) は比較的  $N$  値と整合しているが、一次元波動理論に基づく  $N_{dF}$  値 (図の●) は  $N$  値よりもやや大きい。図(2)の越谷は超鋭敏粘土であったため、 $N$  値=0 (自沈) で、 $M_v$  がごく小さ

いため、 $N_d$ 、 $N_{dE}$ 、 $N_{dF}$ は大差なく、3未満となっている。一方、図(5)の夢洲、図(6)の弁天6では、 $N_{dE}$ 値は $N$ 値よりも小さく（負値もあり）、やはり補正が過大と考えられる。夢洲の $N_{dF}$ 値は $N$ 値に近く、弁天6では $N$ 値より少し大きい。なお、 $N_{dE}$ 値は打撃効率を直接用いた $N_{dE}$ 値（4.2.3参照）よりもさらに小さくなった。

以上から、H-DCPTの打撃回数の補正は式(5.6)による $N_{dF}$ 値が妥当と考えている。 $N_{dE}$ 値の方が $N$ 値に整合する傾向があるが、打撃エネルギー損失が全て周面摩擦力とするのはやはり過大と考えられる。これは、周面摩擦以外にもロッドの振動、たわみなどの要因によるエネルギー損失があり得るためである。

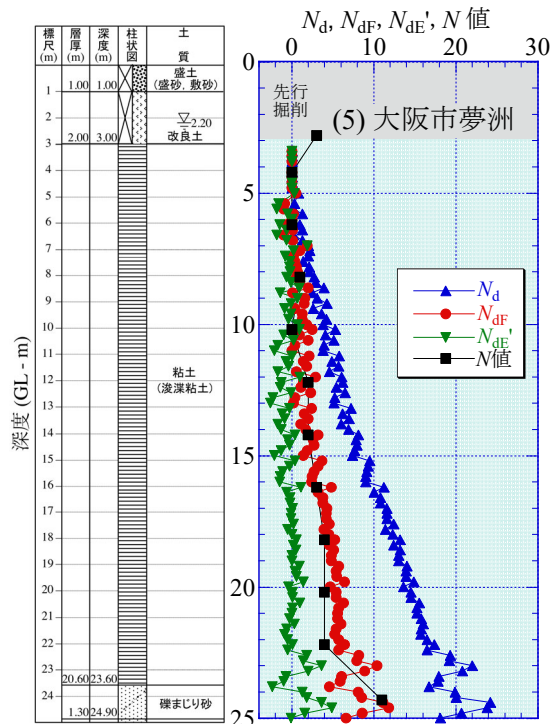


(1)東大阪市西岩田 (2)越谷市新川町  
 図-5.3 6地点での補正打撃回数の深度分布の比較<sup>1),2)</sup> (つづく)

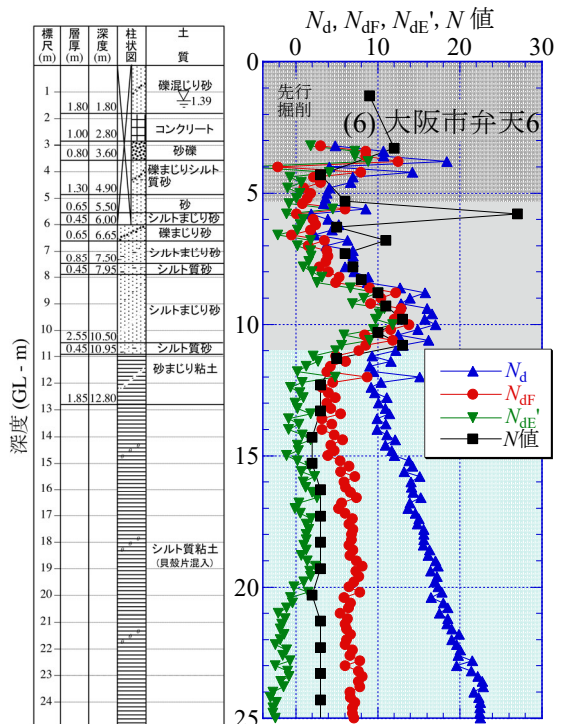


(3)稲敷市浮島

(4)大阪市大正区三軒家



(5)大阪市此花区夢洲



(6)大阪市港区弁天6

図-5.3 6地点での補正打撃回数の深度分布の比較<sup>1),2)</sup> (つづき)



## 5.2 補正打撃回数 $N_{df}$ と $N$ 値との関係

### 5.2.1 $N_{df}$ 値と $N$ 値の深度分布の比較

表-2.4 に示した全 32 地点について、式(5.6)を適用して次元波動理論に基づく補正打撃回数  $N_{df}$  を算出した。図-5.4(1)~(32)に、32 地点の  $N_d$  値、 $N_{df}$  値と  $N$  値の適用深度 20m までの深度分布の比較を柱状図とともに示す<sup>3),4)</sup>。ここで、先の図-5.3 で示した 6 地点の補正打撃回数は、動的測定時に得た測定打撃回数  $N_{dm}$  と測定トルク  $M_v$  から求めたものである。本研究で動的計測を行ったのは上述の 6 地点のみであり、図-5.4(1)~(32)に示す補正打撃回数  $N_{df}$  は、通常の H-DCPT で得た  $N_{dm}$  と  $M_v$  から式(5.6)を適用して求めたものである。

図(1)の守山市今浜では、深度 5m 以深の粘性土で  $N_{df}$  値と  $N_d$  値は漸増しているが、 $N_d$  値の方が大きく、 $N_{df}$  値は  $N_d$  値の半分程度となった。 $N_{df}$  値は  $N$  値に近いが、深度 5~18m でサンプリングを実施したため  $N$  値の測定はない。

図(2)の守山市水保では、深度 0~15m では  $N_{df}$  値と  $N_d$  値はほぼ一致している。この深度ではトルク  $M_v$  が 10~30N・m と小さく、トルク補正があまり影響しなかったためである。深度 15m 以深からトルクは徐々に大きくなったため、 $N_{df}$  値と  $N_d$  値の差も大きくなった。 $N_{df}$  値と  $N$  値はほぼ一致し、特に深度 15m 付近の粘性土、18~19m の高有機質土でよく一致している。

図(3)の大阪市大正区鶴町では、深度 7m 程度までは  $N_{df}$  値と  $N_d$  値、 $N$  値は一致している。深度 10m 以深の粘性土で  $N_d$  値は漸増しているが、 $N_{df}$  値は  $N$  値に近い。

図(4)の浦安市港では、深度 16m までは  $N_{df}$  値と  $N_d$  値は変わらないが、16m 以深の粘性土で  $N_d$  値の方が大きく、 $N_{df}$  値は  $N$  値とよく一致している。

図(5)の唐津市岸山では、 $N_{df}$  値と  $N_d$  値は変わらない。深度 7m 以深の中風化砂岩では、 $N$  値がかなり大きくなった。

図(6)の唐津市原では、 $N_d$  値、 $N_{df}$  値、 $N$  値はよく一致している。深度 19~20m で  $N_d$  値が大きくなっている。

図(7)の香取市佐原地点 1 では、深度 0~10m では  $N_{df}$  値と  $N_d$  値は変わらない。深度 13m 以深では  $N_d$  値の方が大きくなった。なお、この地点では  $N$  値を測定していない。

図(8)の香取市佐原地点 2 では、 $N_d$  値、 $N_{df}$  値、 $N$  値は砂質土で増減している。深度 16m 以深では  $N_d$  値、 $N_{df}$  値、 $N$  値の順に大きい。

図(9)の大阪市住之江区泉では、 $N_d$  値、 $N_{df}$  値、 $N$  値は深度 13m まではおおむね一致しているが、14~20m の粘性土（洪積粘土 Ma12 層）で  $N_d$  値は 9→22 に漸増し、 $N$  値は 3~5 でほぼ一定であった。 $N_{df}$  値は、 $N_d$  値と  $N$  値のほぼ中間であった。

図(10)の浦安市千鳥では、 $N_d$  値、 $N_{df}$  値、 $N$  値は深度 12m 程度までほぼ同じ値を示した。深度 13m 以深の粘性土では、やはり  $N_d$  値、 $N_{df}$  値、 $N$  値の順に大きく、18m 以深ではそれが顕著になった。

図(11)の大阪市西淀川区中島では、深度 6~11m 及び 15m 以深の粘性土で、やはり  $N_d$  値、 $N_{df}$  値、 $N$  値の順に大きく、15m 以深ではそれが顕著になった。15m 以深の深度分布は、図(9)の大阪市住之江区泉と同様である。

図(12)の諏訪市湖南では、深度 7m 程度までは  $N_d$  値、 $N_{df}$  値、 $N$  値はほぼ一致している。深度 8m 以深は  $N_d$  値が大きく、 $N_{df}$  値は  $N$  値よりも若干大きいとほぼ一致した。特に深度 15m 以深で  $N_d$  値は漸増しているが、 $N_{df}$  値は  $N$  値とよく一致している。

図(13)の浦安市高洲6では、深度0~8mでは $N_d$ 値、 $N_{df}$ 値、 $N$ 値はよく一致している。深度16m以深で $N_d$ 値の方がやや大きくなった。なお、深度16m以深はサンプリングを実施したため $N$ 値の測定はない。

図(14)の浦安市運動公園2では、深度0~12mでは $N_d$ 値、 $N_{df}$ 値、 $N$ 値はほぼ一致している。13m以深の粘性土では、 $N_d$ 値がやや大きい。なお、深度13m以深はサンプリングを実施したため $N$ 値の測定はない。

図(15)の大阪市北区うめきたでは、深度0~6mの砂層では、 $N_{df}$ 値と $N_d$ 値、 $N$ 値はよく一致している。深度6m以深の粘性土では $N_d$ 値は全体に大きく漸増している。 $N_{df}$ 値は $N_d$ 値よりも $N$ 値に近いが、少し大きい。

図(16)の諏訪市上川では、深度0~10mまでは $N_d$ 値、 $N_{df}$ 値、 $N$ 値はほぼ一致している。深度13~17mの高有機質土で $N_d$ 値は漸増しているが、 $N_{df}$ 値は $N$ 値と一致している。深度18m以深の砂質土で $N_{df}$ 値は $N_d$ 値より小さいが、 $N$ 値よりも大きくなった。

図(17)の諏訪市四賀では、全層で $N_{df}$ 値は $N$ 値とおおむね一致している。 $N_d$ 値は深度0~3mの砂質土では $N$ 値とほぼ一致しているが、3m以深の高有機質土で漸増し、 $N_{df}$ 値、 $N$ 値よりも大きくなった。

図(18)の熊本県益城町では、全層で $N_{df}$ 値は $N$ 値とおおむね一致している。 $N_d$ 値は深度12m以深で大きくなったが、深度18~20mの砂礫では $N_{df}$ 値よりも $N$ 値に近くなった。

図(19)の尼崎市築地では、全層で $N_{df}$ 値は $N$ 値とおおむね一致しているが、深度15m以深で若干大きくなった。 $N_d$ 値は深度10m以深の粘土で漸増し、 $N_{df}$ 値、 $N$ 値よりも大きくなった。

図(20)の浦安市高洲8では、深度0~15mでは $N_d$ 値、 $N_{df}$ 値、 $N$ 値はおおむね一致している。深度16m以深の粘性土（鋭敏粘土）で $N$ 値は0であったが、 $N_d$ 値は5程度、 $N_{df}$ 値は $N_d$ 値よりも $N$ 値に近いが3~4程度になった。

図(21)の諏訪市豊田では、 $N_{df}$ 値は $N$ 値とおおむね一致しているが、深度0~13mの互層になっている砂質土部及び深度18~20mのシルトで $N$ 値よりも若干大きくなった。 $N_d$ 値は $N_{df}$ 値と同様の傾向であったが、13m以深のシルトで漸増し、大きくなった。

図(22)の諏訪市湖南2では、 $N_{df}$ 値は $N$ 値とよく一致しているが、深度13m及び17m付近で $N_{df}$ 値は大きくなる傾向は $N$ 値では見られなかった。 $N_d$ 値は深度7mまでは $N_{df}$ 値、 $N$ 値と一致したが、深度8m以深の高有機質土から徐々に漸増し、大きくなった。

図(23)の大阪市港区波除では、 $N_{df}$ 値は $N$ 値とおおむね一致しているが、深度12m以深の粘性土で $N_{df}$ 値が若干大きい。 $N_d$ 値は深度12m以深の粘性土で漸増し、大きくなった。

図(24)の越谷市新川町では、 $N_{df}$ 値にマイナス値が見られた。図-3.24より、この地点の深度0~20mにおける測定打撃回数 $N_{dm}$ は2~4（表層部と深度7m付近のピークを除く）、測定トルク $M_v$ は20~60N・mである。そのため、式(5.6)による補正打撃回数 $N_{df}$ は数値によりマイナスになる。仮にマイナス値を0とみなすと、 $N_{df}$ 値は $N$ 値とよく一致している。一方、 $N_d$ 値は補正が小さいため、マイナス値はなかったが、 $N$ 値=0に対し、 $N_d$ 値≒2であった。

図(25)の稲敷市浮島では、深度0~15mでは $N_{df}$ 値は $N$ 値とおおむね一致しているが、深度15m以深では $N$ 値よりも $N_{df}$ 値の方がやや大きくなった。 $N_d$ 値は、深度が深くなるほど $N_{df}$ 値より大きい。

図(26)の大阪市此花区舞洲では、 $N_{df}$ 値は $N$ 値とおおむね一致している。 $N_d$ 値は深度19m付近から漸増し、深度15~18mでは $N_{df}$ 値より明らかに大きくなった。

図(27)の東大阪市西岩田では、深度0~5mでは $N_{df}$ 値と $N_d$ 値は $N$ 値にほぼ一致している。深度7~15mの粘性土では $N$ 値=0に対して、 $N_{df}$ 値≒2~4、 $N_d$ 値=2≒5であった。図-3.27よりトルク $M_v$ は

20N・m 以下で小さいため、 $N_{df}$  値と  $N_d$  値にあまり差はみられなかった。深度 6~18m の粘性土において、例えば図(15)の大阪市北区うめきたや図(19)の尼崎市築地のような粘性土における  $N_d$  値の漸増はみられなかった。これは、図(15)や図(19)と比べて鋭敏性の高い粘性土であったためと考えられる。

図(28)の佐賀県白石町では、深度 1~15m の粘土層は有明粘土と呼ばれる鋭敏性が非常に高い粘土で、 $N_{df}$  値、 $N_d$  値及び  $N$  値はほぼ 0 を示した。深度 16m 以深の砂層では、 $N_{df}$  値と  $N_d$  値は  $N$  値より大きいですが、 $N_{df}$  値の方が  $N$  値に近い。

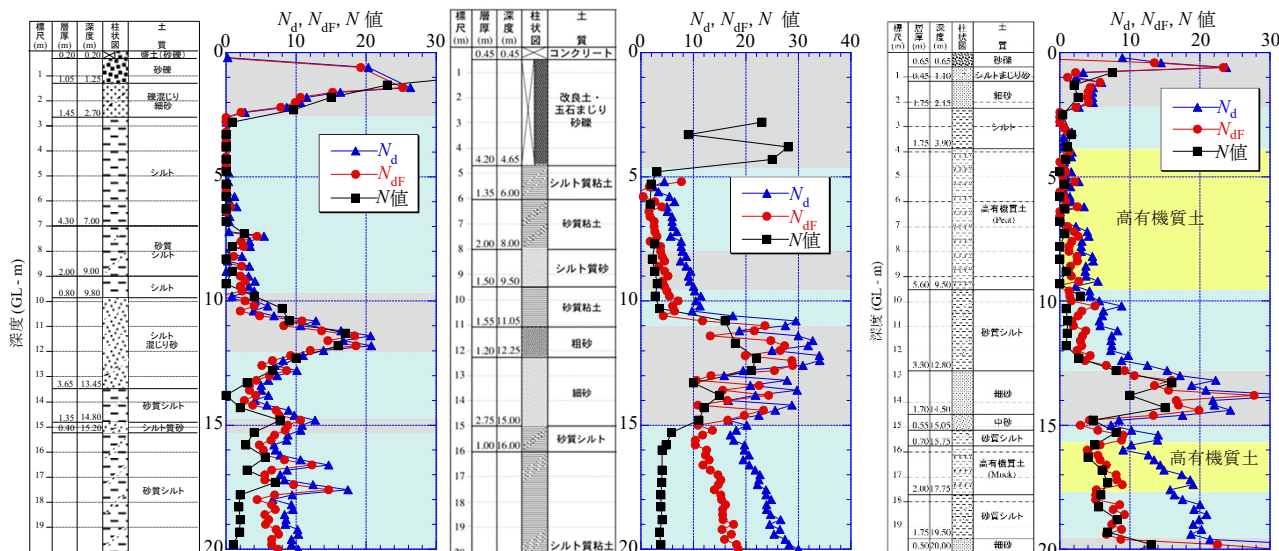
図(29)の大阪市此花区桜島では、H-DCPT と SPT の試験位置が、約 300m 離れていたため、 $N$  値は参考とする。深度 10m 以深で  $N_{df}$  値と  $N_d$  値は漸増し、深度 20m で  $N_{df}$  値は約 10、 $N_d$  値は約 20 を示した。 $N$  値は 3 程度で一定であるが、 $N_{df}$  値の方が  $N$  値に近い。

図(30)の大阪市大正区三軒家では、 $N_{df}$  値は深度 4~8m の粘性土では  $N$  値よりも小さいが、深度 8~9m のシルト質砂及び深度 9m 以深の粘性土では  $N_{df}$  値の方が大きくなった。特に深度 9~20m の粘性土で  $N$  値は 3 程度で一定であるのに対し、 $N_{df}$  値は 4 程度から 8 程度まで漸増した。 $N_d$  値は深度 6m から徐々に  $N_{df}$  値よりも大きくなり、深度 9~20m の粘性土で顕著に大きくなった。この傾向は、図(23)の大阪市港区波除と非常に近い。

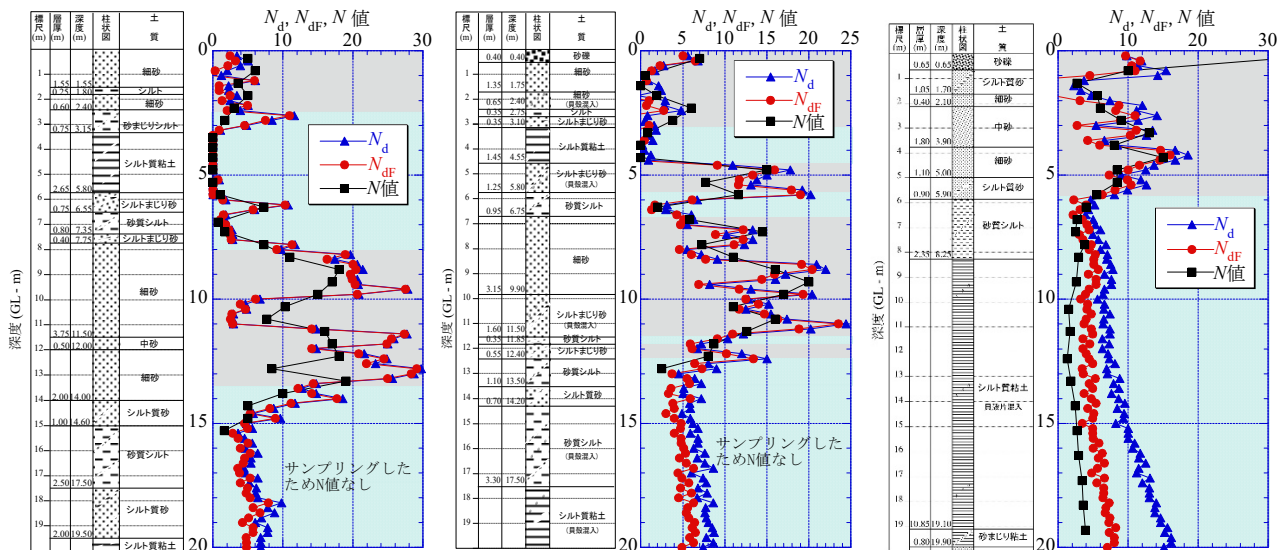
図(31)の大阪市此花区夢洲では、表層 3m を先行掘削している。ボーリングはサンプリングを併用したため、 $N$  値は 2m ピッチとなった。 $N_{df}$  値は、深度 7~15m の粘性土では 1~4 でばらつきながら一定である。深度 15m 付近から若干漸増し、20m で 5 前後になった。 $N$  値は深度 10m で 0 を示したが、他については上記の  $N_{df}$  値と同様の傾向であった。一方  $N_d$  値は、深度 7m 程度から漸増し、深度 20m で 13 程度となり、明らかに大きい。

図(32)の大阪市港区弁天 6 では、表層 3m を先行掘削している。深度 3~11m の砂質土では、 $N_d$  値、 $N_{df}$  値、 $N$  値はばらつきはあるが、同様の傾向を示した。深度 10m 付近で大きくなるが、 $N_{df}$  値の方が  $N$  値に近い。深度 11m 以深の粘性土では、 $N_{df}$  値は  $N$  値より若干大きいですが  $N$  値に近い。 $N_d$  値は深度 11m から漸増し、深度 20m で  $N_d$  値=15 に達し  $N_{df}$  値よりもかなり大きくなった。この傾向は、図(23)の波除及び図(30)の三軒家と同じである。これらの 3 地点は近い位置にあるためである。

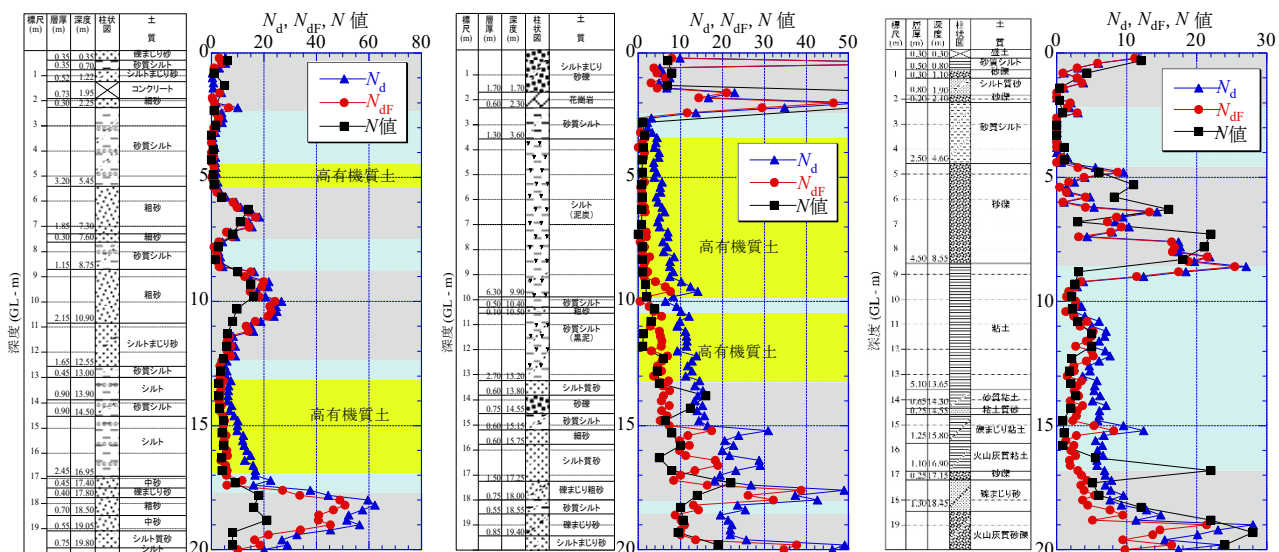




(10) 浦安市千鳥 (11) 大阪市西淀川区中島 (12) 諏訪市湖南



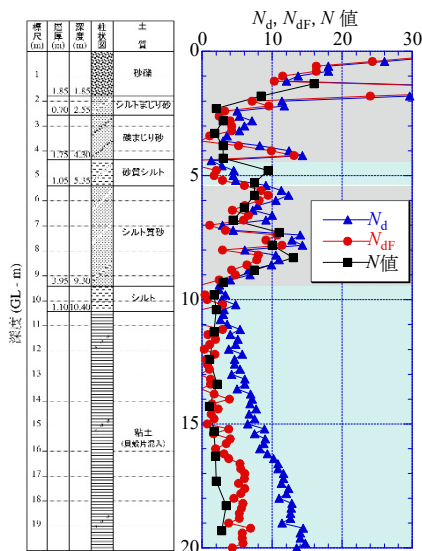
(13) 浦安市高洲6 (14) 浦安市運動公園2 (15) 大阪市北区うめきた



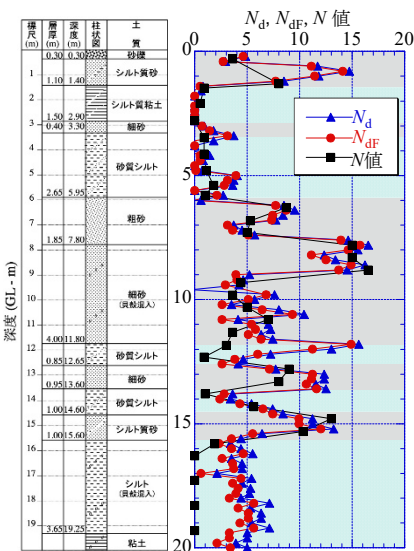
(16) 諏訪市上川 (17) 諏訪市四賀 (18) 熊本県益城町

図-5.4 各地点の  $N_d$  値,  $N_{dF}$  値と  $N$  値の深度分布 (つづく)<sup>3),4)</sup>

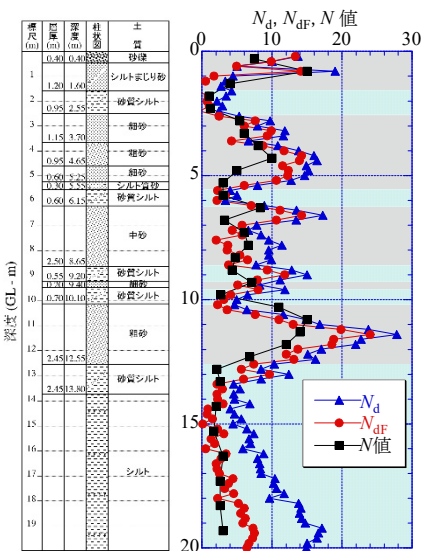




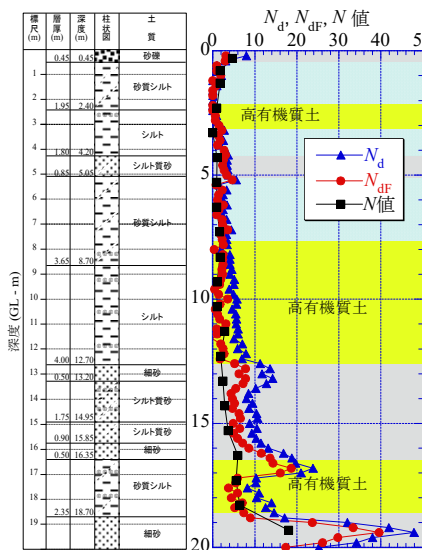
(19) 尼崎市築地



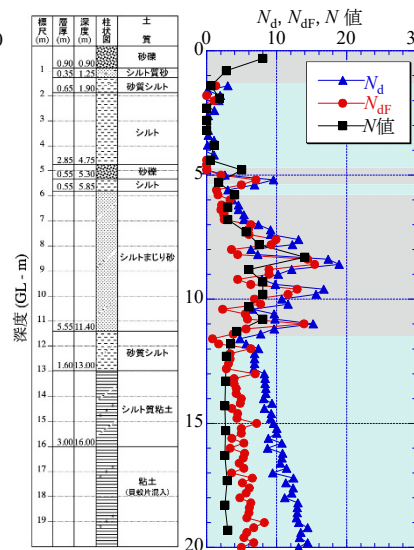
(20) 浦安市高洲8



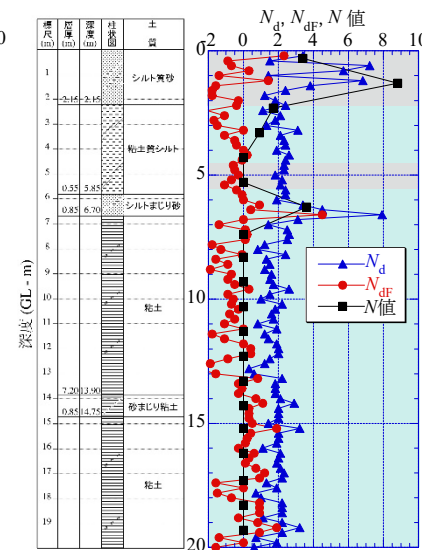
(21) 諏訪市豊田



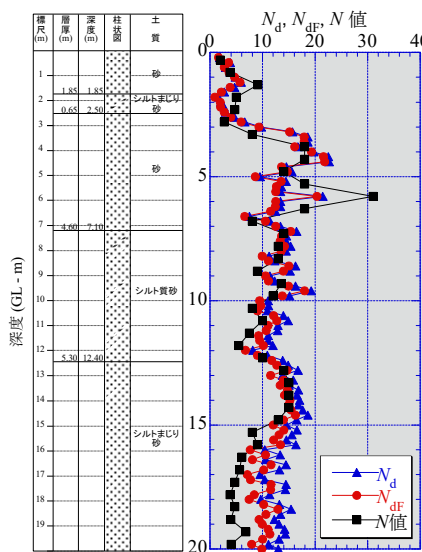
(22) 諏訪市湖南2



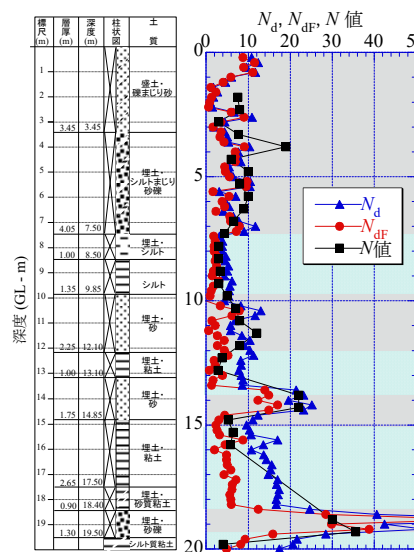
(23) 大阪市港区波除



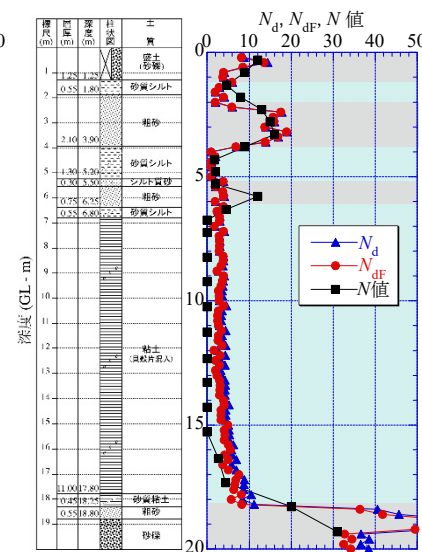
(24) 越谷市新川町



(25) 稲敷市浮島

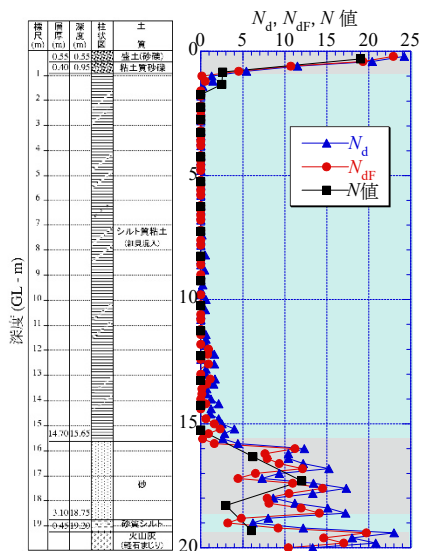


(26) 大阪市此花区舞洲

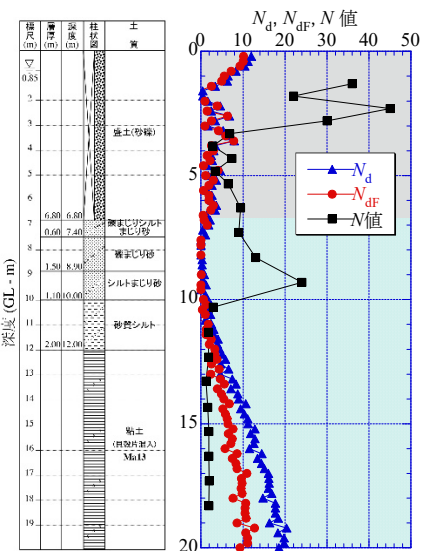


(27) 東大阪市西岩田

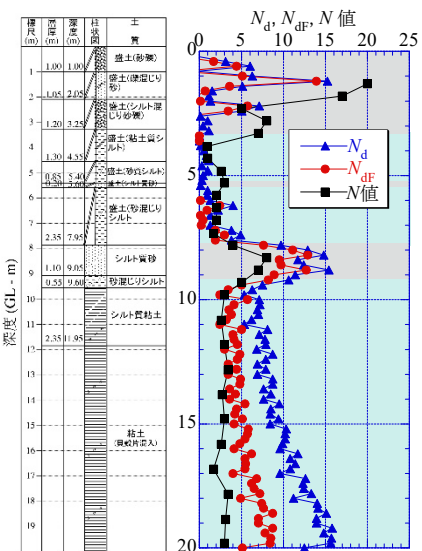
図-5.4 各地点の  $N_d$  値,  $N_{dF}$  値と  $N$  値の深度分布 (つづく)<sup>3),4)</sup>



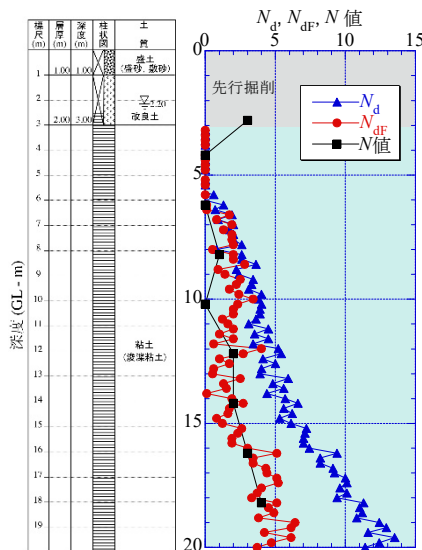
(28) 佐賀県白石町



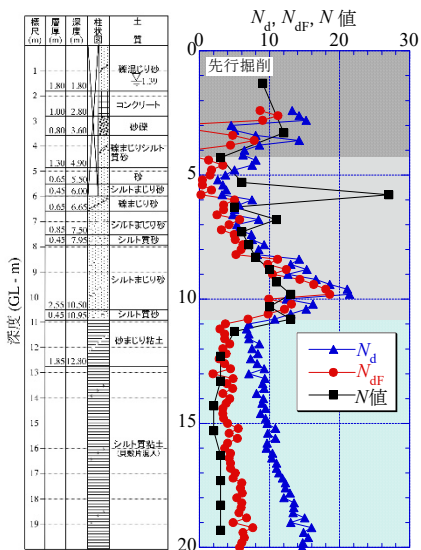
(29) 大阪市此花区桜島



(30) 大阪市大正区三軒家



(31) 大阪市此花区夢洲



(32) 大阪市港区弁天6

図-5.4 各地点の  $N_d$  値,  $N_{dF}$  値と  $N$  値の深度分布 (つづき)<sup>3),4)</sup>

### 5.2.2 $N_{df}$ 値と $N$ 値との相関

図-5.5 に図-5.4 で示した 32 地点の現場実験での  $N_{df}$  値と  $N$  値の相関を、砂質土 (29 地点, 香取市佐原地点 1, 大阪市西淀川区中島, 大阪市此花区夢洲は砂質土データなし) と粘性土 (31 地点, 稲敷は粘性土データなし) に分けて示す (凡例を図-5.6 に示す)<sup>3),4)</sup>。試験結果の整理方法は 2.2.5 で示したとおりである。両者ともに一次回帰線は 45°線にはならず,  $N$  値に比べて  $N_{df}$  値は砂質土で若干小さく, 粘性土で若干大きい。ただし, 図-3.34 に示した従来の  $N_d$  値と  $N$  値の相関と比較すると, 砂質土では  $N$  値よりも少し小さくなり, 粘性土では  $N$  値に近くなったがまだ少し大きくなった。なお, 粘性土のばらつきは小さくなった (相関係数は 0.68 から 0.79 となった)。

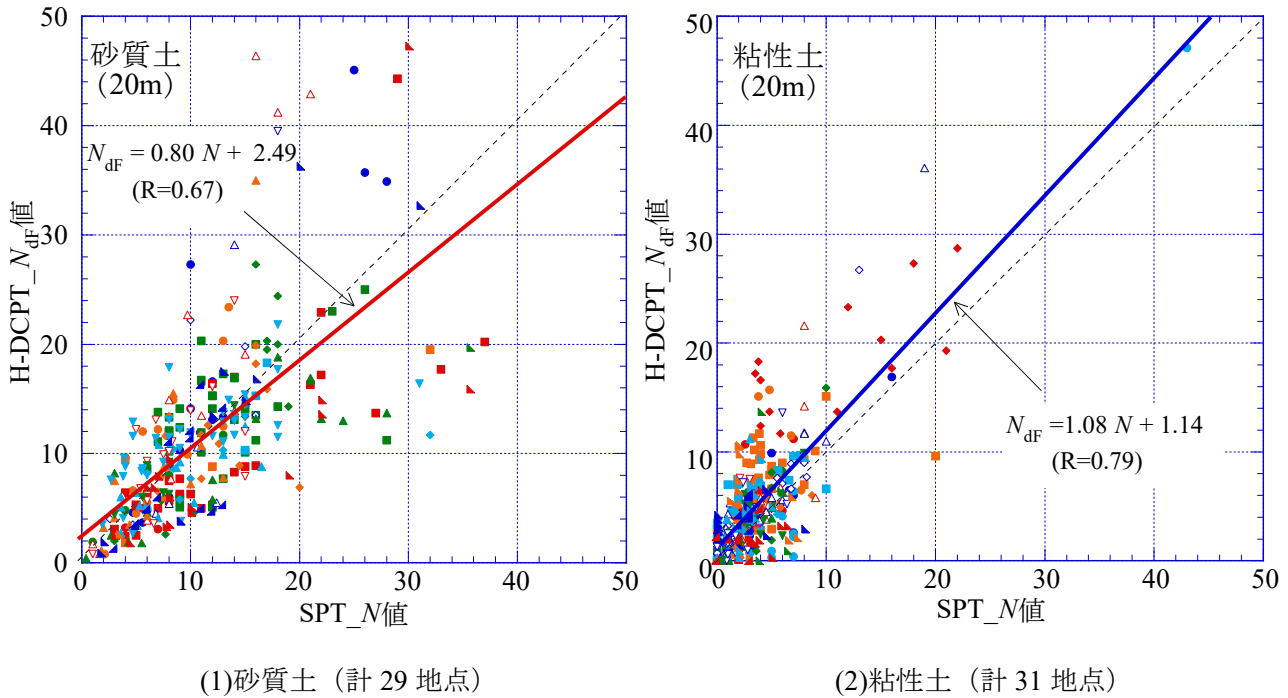


図-5.5  $N_{df}$  値と  $N$  値の相関

● 守山市今浜	■ 大阪市住之江泉	△ 諏訪市四賀	▼ 稲敷市浮島
● 守山市水保	■ 浦安千鳥	▲ 熊本県益城町	▲ 大阪市舞洲
● 大阪市鶴町	◆ 大阪市中島	▲ 尼崎市築地	▲ 東大阪市西岩田
● 浦安市港	◇ 諏訪市湖南1	▲ 浦安市高洲8	▲ 佐賀県白石町
● 唐津市岸山	◆ 浦安市高洲6	▽ 諏訪市豊田	▲ 大阪市桜島
● 唐津市原	◆ 浦安市運動公園2	▽ 諏訪市湖南2	▲ 大阪市三軒家
■ 香取市佐原1	◆ 大阪市梅北	▼ 大阪市波除	▲ 大阪市夢洲
■ 香取市佐原2	△ 諏訪市上川	▼ 越谷市新川町	▲ 大阪市弁天6

図-5.6 全 32 地点の凡例

以上のように, 土質によって  $N_{df}$  値と  $N$  値の関係が異なるのは, 中実コーンの H-DCPT と中空サンプラーの SPT の貫入メカニズムが異なるためと考えられる。図-5.7 に中空サンプラーである SPT サンプラーの貫入機構を示す<sup>5)</sup>。図-5.7(1)は SPT サンプラーの刃先が閉塞せず, 土が内部に入る状態で, 打撃エネルギーは先端抵抗  $F_e$  と周面摩擦  $F_s$  に伝達される。一方, 図-5.7(2)はサンプラー刃先が閉塞状態となり, 土が内部に入らない状態で, 打撃エネルギーは地盤に直接伝達される。H-DCPT の中実の先端コーンはこの状態に相当する。基本的には SPT サンプラーの初期の状態は図-5.7 (1)の状態であり, 貫

入量の増加に伴って図-5.7 (2)の状態に移行すると考えられるが、軟弱な粘土層では図-5.7 (1)の非閉塞状態で、密な砂礫土層では図-5.7 (2)の閉塞状態で、砂質土層では図-5.7 (1)～(2)の中間的な状態で貫入すると想定される。

つまり、SPTは非閉塞状態（粘土層）の場合にはH-DCPTより貫入しやすいため、 $N_{df}$ 値より $N$ 値は小さくなり、閉塞状態（密な砂層）の場合には貫入しづらいため $N$ 値の方が大きくなる。そのため、土質によって $N$ 値と $N_{df}$ 値の対応関係は変化すると考えられる。図-5.7に示した $\alpha$ は表-2.3に示した各種動的貫入試験のエネルギー補正係数で、単位面積・単位貫入量当たりのエネルギーをH-DCPTのエネルギーで除したもの（式(2.10)参照）である。H-DCPTのコーン径4.5cm（断面積15.9cm<sup>2</sup>）に対して、SPTの中空サンプラー（外径5.1cm、内径3.5cm）の先端断面積は、非閉塞では10.8cm<sup>2</sup>、閉塞では20.4cm<sup>2</sup>となるため、図-5.7 (1), (2)に示す非閉塞、閉塞状態の $\alpha$ 値はそれぞれ1.47、0.78となり、非閉塞状態は閉塞状態の約2倍の打撃エネルギーが伝わり、貫入しやすいといえる。すなわち、非閉塞状態が想定される粘性土では $N$ 値 $<$  $N_{df}$ 値、閉塞状態が想定される砂質土では $N$ 値 $>$  $N_{df}$ 値となると考えられる。

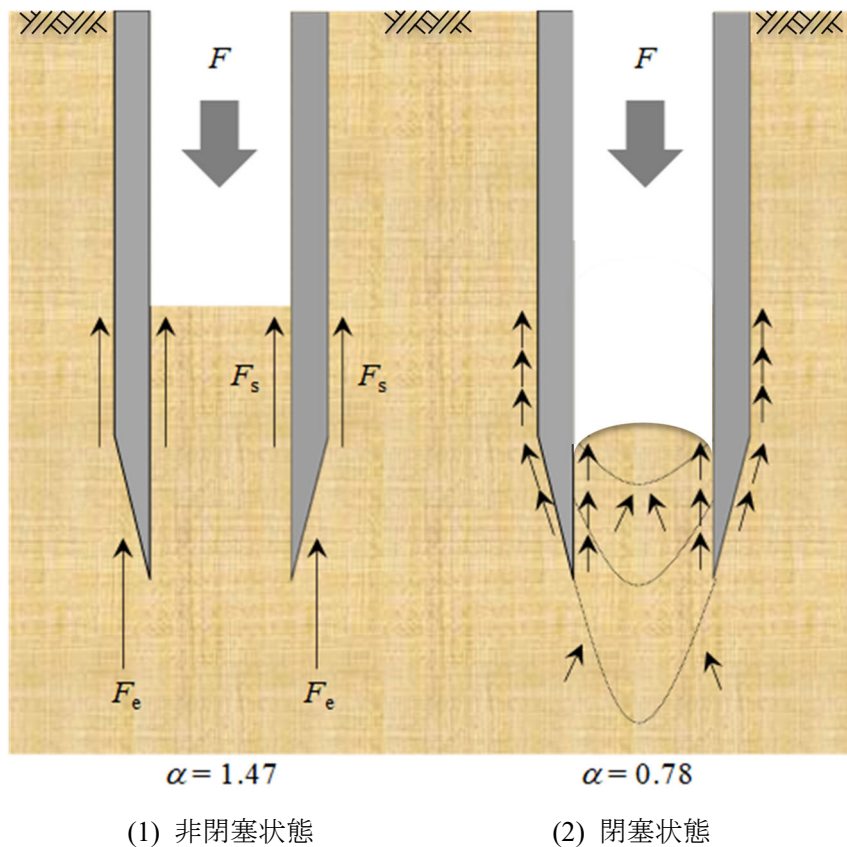


図-5.7 SPT サンプラーの貫入機構<sup>5)</sup>



### 5.3 粘性土における補正打撃回数 $N_{dF}$ 値と $s_u$ 値との関係

#### 5.3.1 $N_{dF}$ 値と $s_u$ 値の深度分布の比較

3.1.2 (1) では、一軸圧縮試験及び一面定体積せん断試験の結果について、図-3.37～図-3.42 に粘性土主体の地質の代表例 6 地点の(1)柱状図、(2) $N_d$  値、 $N$  値の深度分布、(3)非排水せん断強さ( $q_u/2$ ,  $s_{ub}$ )の深度分布を示した。ここでは、5.2.1 で示した各地点の  $N_{dF}$  値を各図(2)に追加して示す。図-5.8～図-5.13 に代表例として 6 地点（守山市今浜、大阪市北区うめきた、越谷市新川町、東大阪市西岩田、佐賀県白石町、大阪市此花区夢洲）の(1)柱状図、(2) $N_d$  値、 $N_{dF}$  値、 $N$  値の深度分布、(3)非排水せん断強さ( $q_u/2$ ,  $s_{ub}$ )の深度分布を示す<sup>4),6)</sup>。

図-5.8 の守山市今浜では、深度 5～10m では  $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  ともにあまり変化はみられず、深度 10m 以深で漸増している。この傾向は  $N_{dF}$ ,  $N_d$  値とよく一致する。

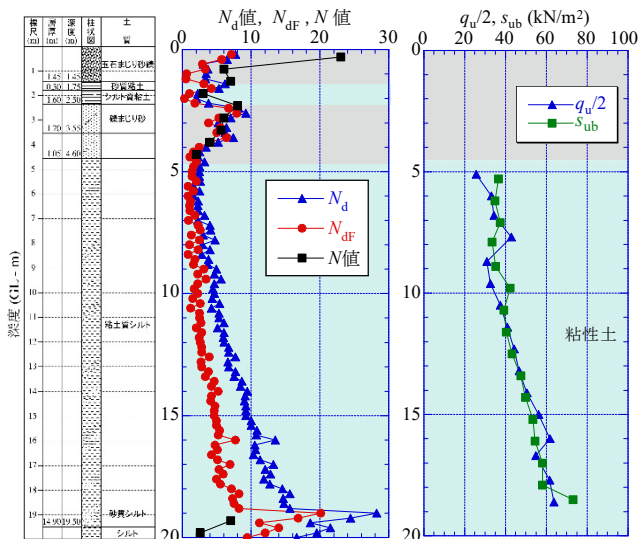
図-5.9 の大阪市北区うめきたでは、 $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  は深度 8～11m では一定で 11m 以深で漸増している。 $N_{dF}$ ,  $N_d$  値でも同様であり、傾向は一致している。

図-5.10 の越谷市新川町では、 $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  はゆるやかに漸増しているが、 $N_{dF}$ ,  $N_d$  値はそれぞれ 0, 2 程度で一定であった。この地点の粘性土は、特に鋭敏性の高いため、 $N_{dF}$ ,  $N_d$  値の変化は小さい。

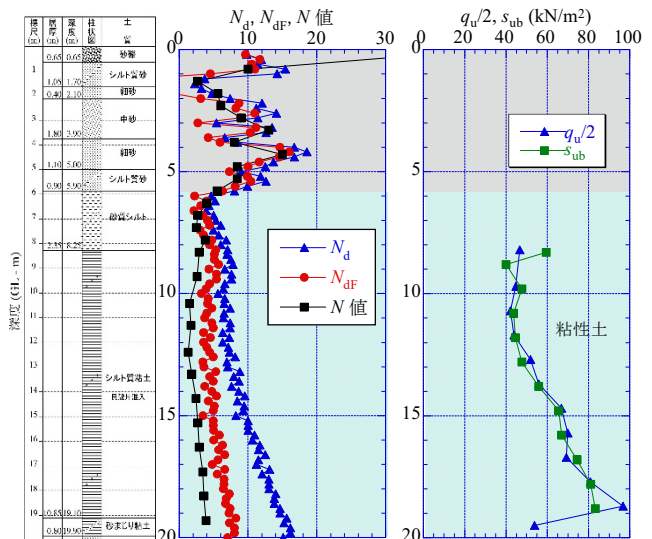
図-5.11 の東大阪市西岩田では、 $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  は深度 7～15m は緩やかに漸増し、深度 15m から増加勾配が大きくなっている。 $N_{dF}$ ,  $N_d$  値も深度 15m から増加した。

図-5.12 の佐賀県白石町では、 $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  はゆるやかに漸増し、深度 15～16m で急増している。 $N_{dF}$ ,  $N_d$  値は深度 12m 付近まで 0 で、12～15m では 1～2 回、15～16 では 1～4 回程度である。この地点の有明粘土は鋭敏性が高いため、 $N_{dF}$ ,  $N_d$  値の変化は小さい。

図-5.13 の大阪市此花区夢洲は埋立間もない浚渫粘土であるが、 $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  は深度方向に漸増し、その傾向は  $N_{dF}$ ,  $N_d$  値と同様であった。なお、この地点の  $q_u/2$  は過小であった。



(1)柱状図 (2) $N_d, N_{dF}, N$  値 (3) $q_u/2, s_{ub}$   
 図-5.8 守山市今浜の  $N_d, N_{dF}$  と  $s_u$  の深度分布



(1)柱状図 (2) $N_d, N_{dF}, N$  値 (3) $q_u/2, s_{ub}$   
 図-5.9 大阪市うめきたの  $N_d, N_{dF}$  と  $s_u$  の深度分布



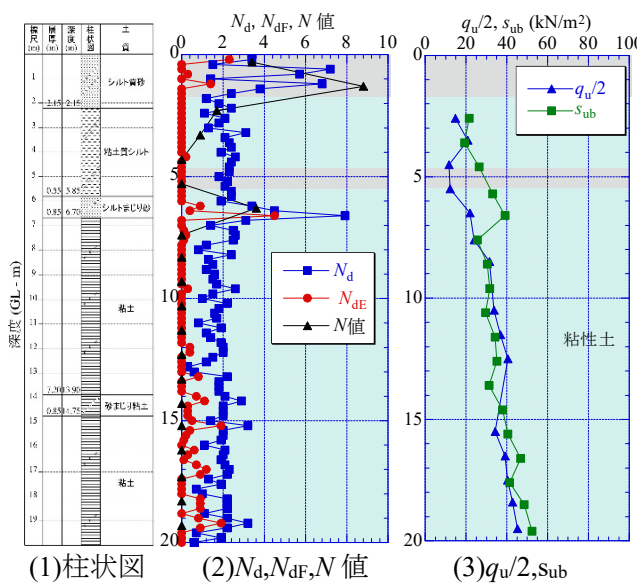


図-5.10 越谷市新川町の  $N_d, N_{df}$  と  $s_u$  の深度分布

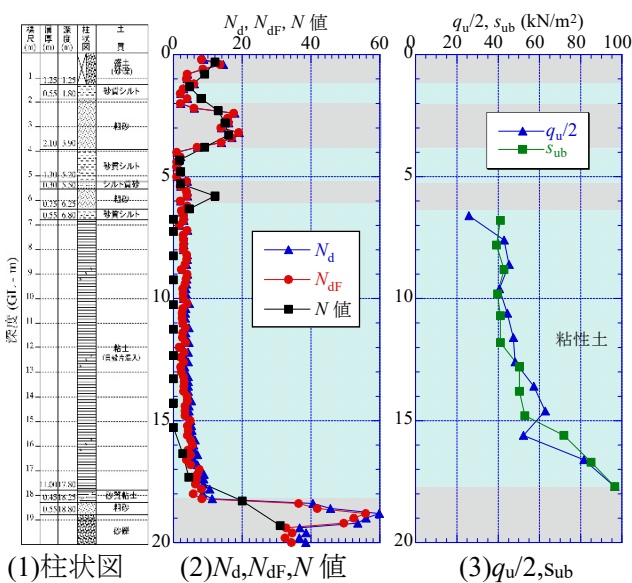


図-5.11 東大阪市西岩田の  $N_d, N_{df}$  と  $s_u$  の深度分布

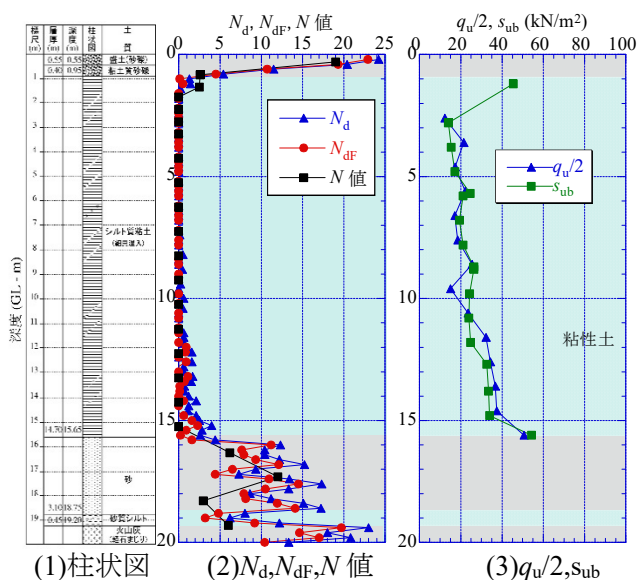


図-5.12 佐賀県白石町の  $N_d, N_{df}$  と  $s_u$  の深度分布

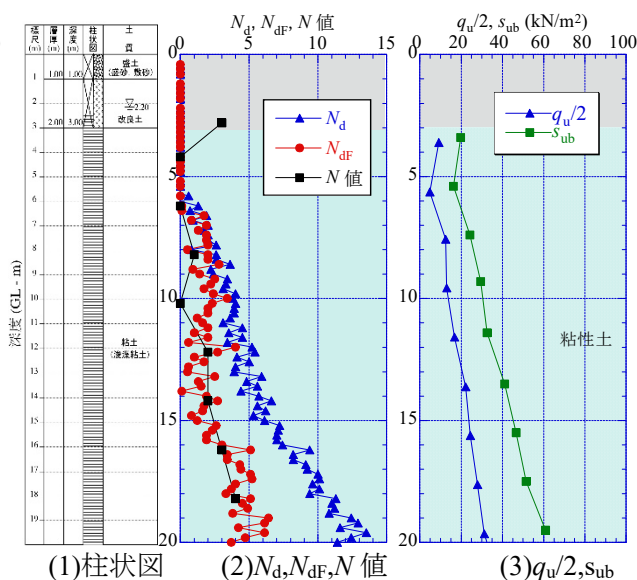


図-5.13 大阪市夢洲の  $N_d, N_{df}$  と  $s_u$  の深度分布

### 5.3.2 $N_d$ 値, $N_{df}$ 値と $s_u$ 値との相関

3.1.2 では、図-3.42 に  $N_d$  値と  $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  の関係を示し、相関関係があることを述べた。ここでは、一次元波動理論に基づく補正打撃回数  $N_{df}$  値と  $s_u$  値の関係も加え、 $N_d$  値,  $N_{df}$  値と  $s_u$  値の相関式を示す。

図-5.14 に粘性土における(1)  $N_{df}$  値と  $q_u/2$  値の関係 (全 22 地点), (2)  $N_{df}$  値と  $s_{ub}$  値の関係 (全 25 地点) を示す<sup>3),4)</sup>。図中には回帰式と回帰線を併記した。また、相関図の凡例は図-5.6 で示したとおりである。図よりばらつきはあるものの、図-3.42 と同様に相関があることがわかる。

図-3.42, 図-5.14 のそれぞれ図(1)の  $q_u/2$ , 図(2)の  $s_{ub}$  を比較すると、 $q_u/2$  値,  $s_{ub}$  値での相関性にそれほど大きな違いがなかったため、非排水せん断強さ  $s_u$  値を  $q_u/2$  値,  $s_{ub}$  値の両方でまとめることにした。ここで、 $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  は強度異方性, せん断速度の違いなどから厳密には同一の値とはならないが、H-DCPT と室内せん断試験の関係を評価する上では、それほど厳密に考える必要はないと考え、以下では  $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  は同等として扱い、いずれも非排水せん断強さ  $s_u$  値として合体して表記することにした。図-5.15, 図-5.16 にそれぞれ  $N_d$  値と  $s_u$  値,  $N_{df}$  値と  $s_u$  値の関係を示す。一次回帰によってそれぞれから以下の回帰式を得た。

$$s_u = 2.6 N_d + 32.0 \quad (5.7)$$

$$s_u = 3.9 N_{dF} + 37.1 \quad (5.8)$$

図-5.16の $N_{dF}$ 値と $s_u$ 値の関係は、図-5.15の $N_d$ 値と $s_u$ 値の関係に比べ相関係数 $R$ が小さく、ばらつきが大きくなっている。これは、縦軸の $s_u$ 値が同じで、横軸の $N_{dF}$ 値が $N_d$ 値よりも小さくなるので、見かけ上ばらつきが大きくなるためである。また、粘性土の種類による違い（鋭敏性、有機質性など）を考慮していないことにもよる（この点は今後の課題と考えている）。なお、相関式(5.7)、(5.8)の $N_d=0$ 、 $N_{dF}=0$ での切片32.0、37.1 kN/m<sup>2</sup>は、H-DCPTでハンマー自沈する場合の $s_u$ 値を示し、この程度の強さの地盤では自沈が生じることを表すものである。

ここで、 $N_d$ 値と $s_u$ 値、 $N_{dF}$ 値と $s_u$ 値のどちらの相関性を採用するか迷うところである。今後さらにデータの蓄積が必要と考えているが、 $N_d$ 値が周面摩擦力の影響を受けていると考えれば、周面摩擦力は粘土の非排水せん断強さに依存するので、それによって $s_u$ 値に相関するとも考えられる。

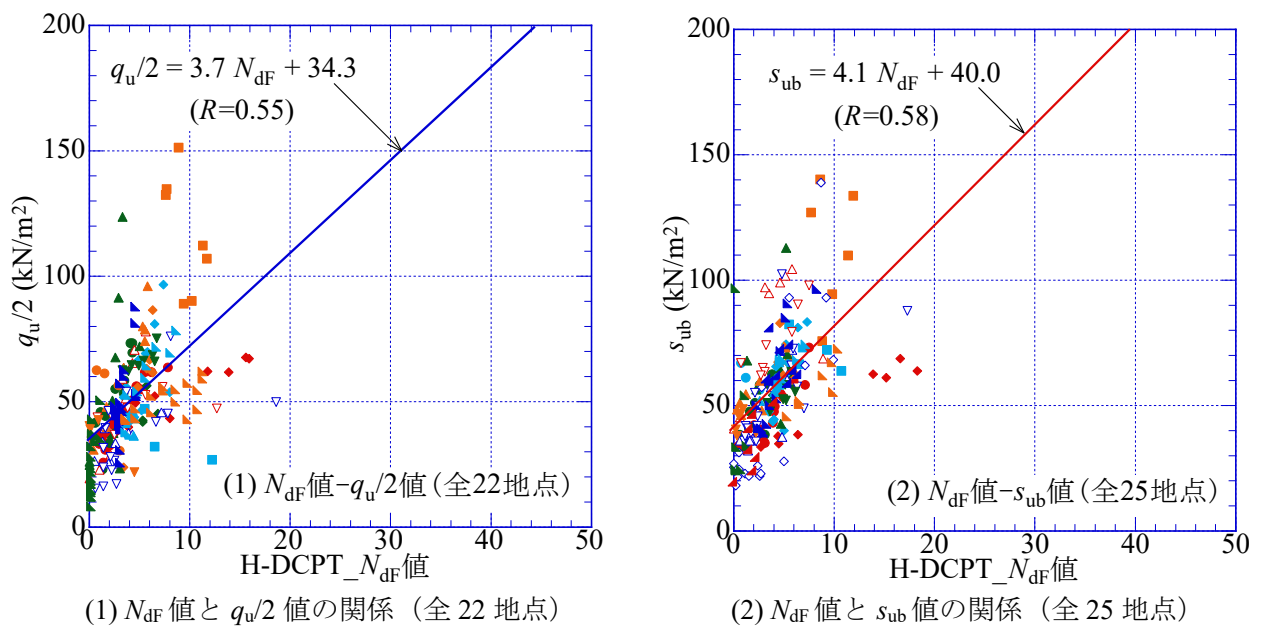


図-5.14  $N_{dF}$  値と  $q_u/2$  値,  $s_{ub}$  値との相関<sup>4)</sup>

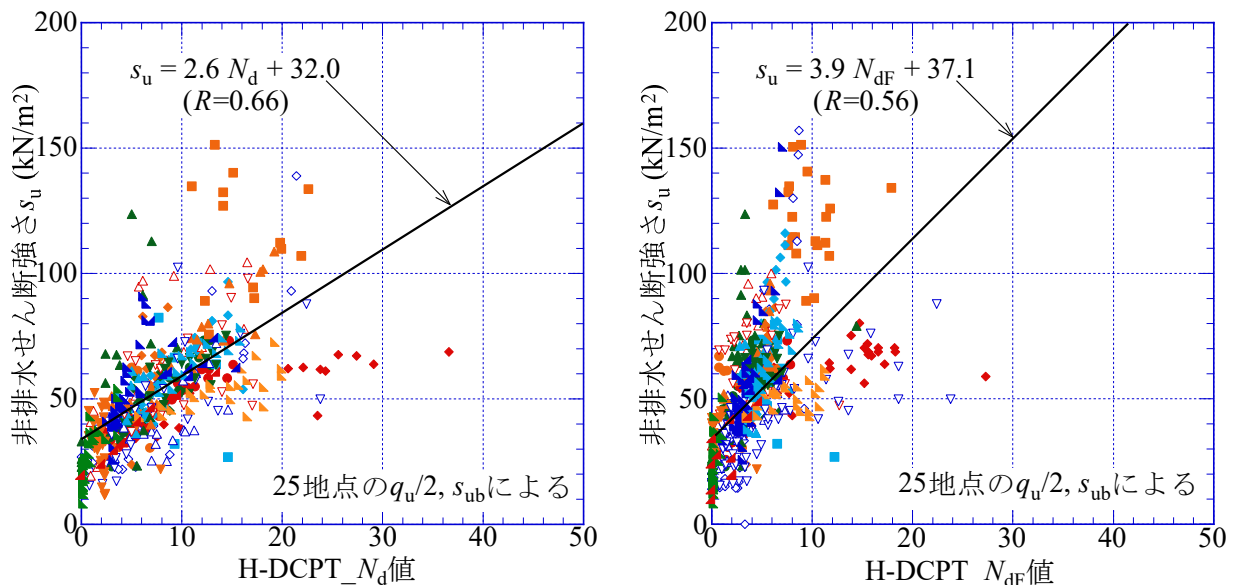


図-5.15  $N_d$  値と  $s_u$  値との相関<sup>4),6)</sup>

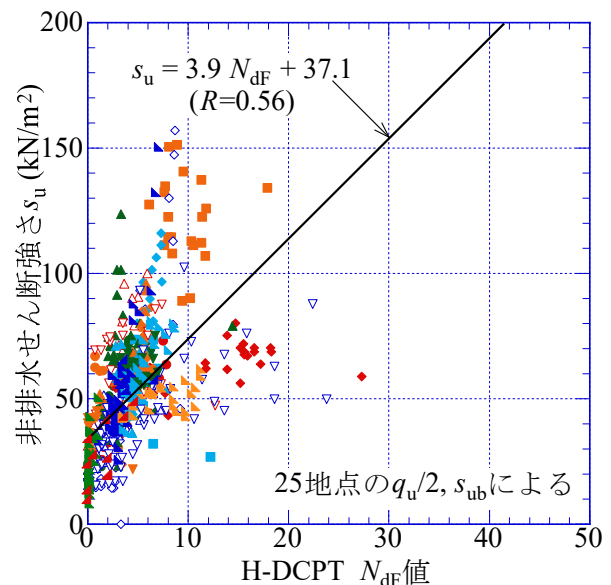


図-5.16  $N_{dF}$  値と  $s_u$  値との相関<sup>4),6)</sup>

### 5.3.3 H-DCPT の換算 $s_u$ 値と $s_u$ 値の深度分布の比較

ここでは、 $N_d$  値、 $N_{dF}$  値と  $s_u$  値との相関式(5.7), (5.8)を用いて求めた換算  $s_u$  値を求め、相関式の妥当性を検討する。図-5.17 に先の粘性土主体の6地点の  $N_d$  値、 $N_{dF}$  値の換算  $s_u$  値と  $q_u/2$  値、 $s_{ub}$  値との深度分布を柱状図とともに示す<sup>4),6)</sup>。

図(1)守山市今浜, 図(2)大阪市北区うめきた, 図(4)東大阪市西岩田では、両換算  $s_u$  値と  $q_u/2$  値、 $s_{ub}$  値との整合性は比較的よいが、深度方向の強度の増加勾配がやや小さい。一方、図(3)越谷市新川町の上層部, 図(5)佐賀県白石町, 図(6)大阪市此花区夢洲では、換算  $s_u$  値の方が大きく、深度方向に一定となっている。これは越谷市、白石町は超鋭敏粘土、夢洲は軟弱な浚渫粘土であり、 $N_d$  値、 $N_{dF}$  値が 0 となるため(図-5.10, 5.12, 5.13 参照)、換算  $s_u$  値が相関式の切片 32.0, 37.1 kN/m<sup>2</sup> に換算され、 $q_u/2$ 、 $s_{ub}$  よりも大きくなるためである。これらは換算式の適用を超えた例といえる。現状では自沈時の強度推定はできないが、今後自沈速度などの指標で強度を評価できる可能性はある。

以上から、自沈する軟弱な粘土地盤以外では、提案した相関式による換算  $s_u$  値によって実際の粘土の  $s_u$  値 ( $q_u/2$ 、 $s_{ub}$  値) を推定することが可能と考えられる。

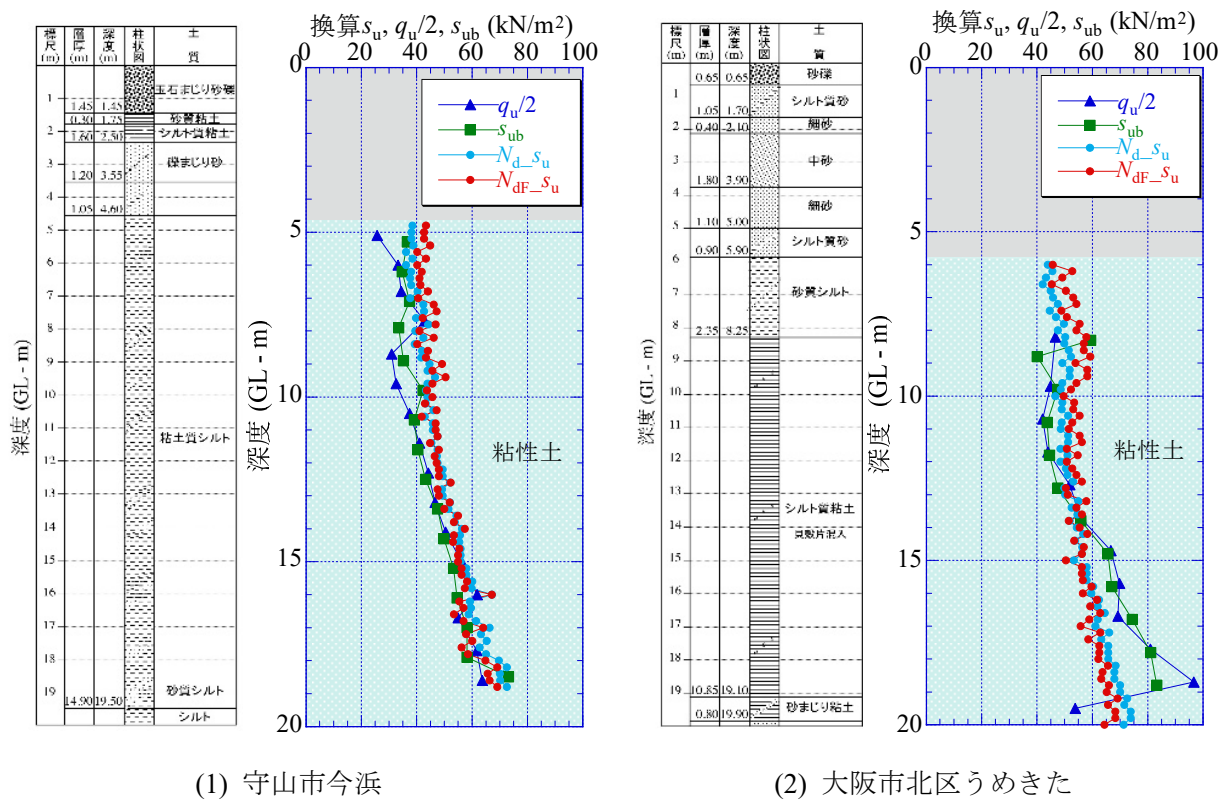
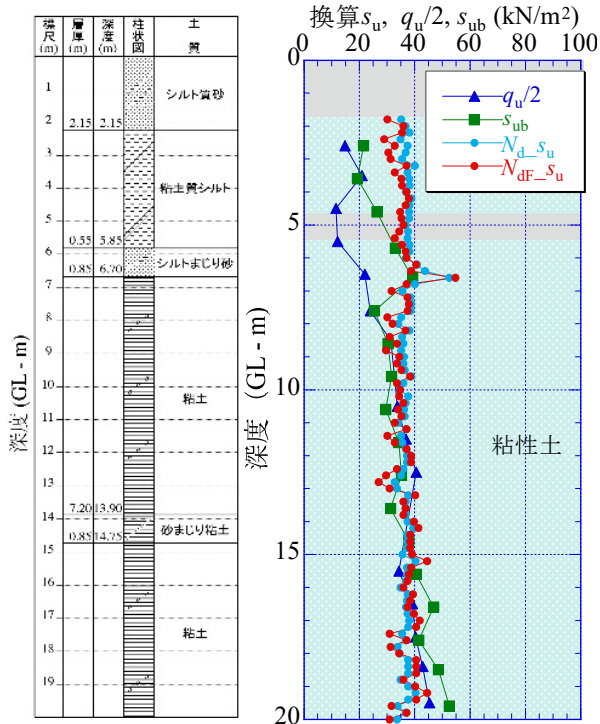
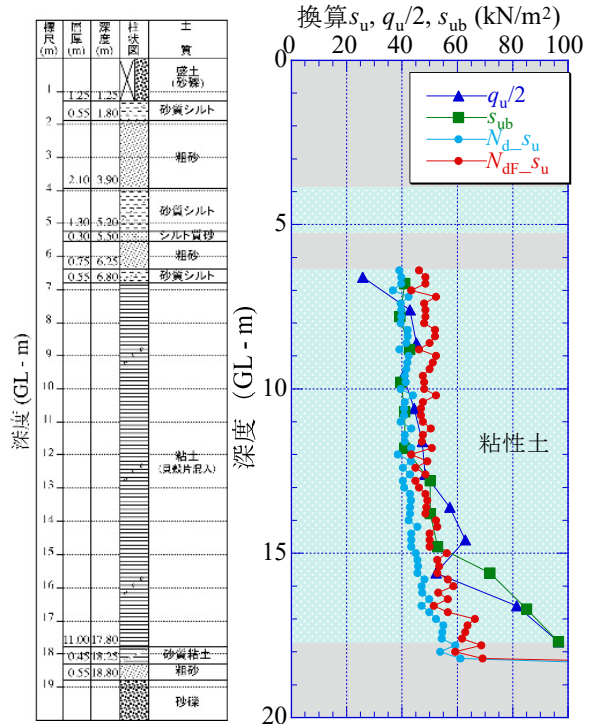


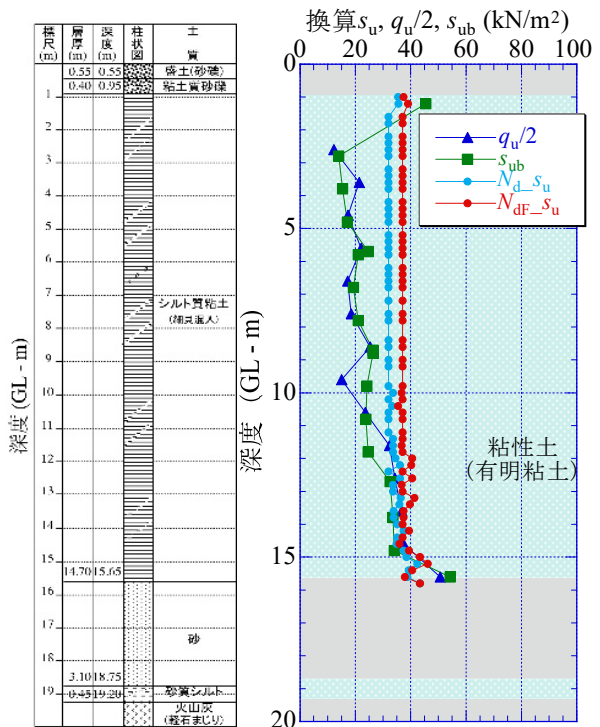
図-5.17 換算  $s_u$  値と  $q_u/2$  値、 $s_{ub}$  値との比較<sup>4),6)</sup> (つづく)



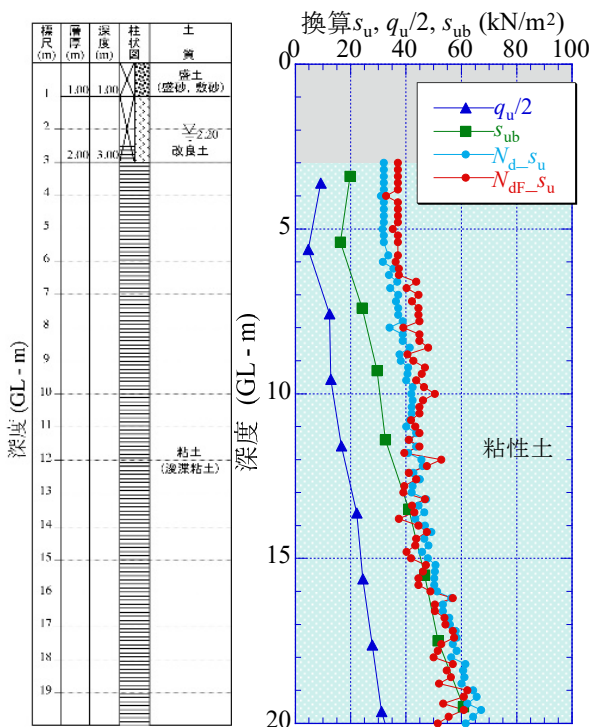
(3) 越谷市新川町



(4) 東大阪市西岩田



(5) 佐賀県白石町



(6) 大阪市此花区夢洲

図-5.17 換算  $s_u$  値と  $q_u/2$  値,  $s_{ub}$  値との比較<sup>4),6)</sup> (つづき)

## 5.4 まとめ

本章では、H-DCPTのトルク測定により想定される静的周面摩擦力と打撃効率及び一次元波動理論に基づく動的周面摩擦力との関係から、新たに実用的な補正打撃回数  $N_{dE}'$ ,  $N_{dF}$  を提案した。さらに、補正打撃回数  $N_{dF}$  の妥当性を確認するため、過去に実施したH-DCPTの結果に適用し、SPTの  $N$  値との相関を示した。また、補正打撃回数  $N_d$  値,  $N_{dF}$  値と非排水せん断強さ  $s_u$  値との関係を示し、その相関性を示した。それらの結果から得られた結論は、以下のようにまとめられる。

- 1) 打撃効率に基づく動的周面摩擦力  $F_{sE}$  と従来のトルク測定で想定される静的周面摩擦力  $F_{sMv}$  の関係は、式(5.1)で表すことができた。

$$F_{sE} = 2.87 F_{sMv} \quad (5.1)$$

- 2) トルク  $M_v$  による補正を 3.6 倍とする式(5.3)の補正打撃回数  $N_{dE}'$  を提案できるが、エネルギー損失を全て周面摩擦力と仮定する  $N_{dE}'$  は過大な補正方法と考えられた。

$$N_{dE}' = N_{dm} - 0.144 M_v \quad (5.3)$$

- 3) 一次元波動理論に基づく動的周面摩擦力・平均  $F_s$  と従来のトルク測定で想定される静的周面摩擦力  $F_{sMv}$  の関係は、式(5.4)で表すことができた。

$$\text{平均 } F_s = 2.13 F_{sMv} \quad (5.4)$$

- 4) トルク  $M_v$  による補正を 2.7 倍とする式(5.6)の補正打撃回数  $N_{dF}$  を提案でき、 $N$  値との対応からH-DCPTの実用的な打撃回数の補正方法といえる。ただし、 $N_{dF}$  値と  $N$  値の対応関係は土質によって異なった。これは、中空コーンのSPTは、非閉塞状態が想定される粘土層では中実コーンのH-DCPTより貫入しやすいため  $N$  値  $<$   $N_{dF}$  値となり、閉塞状態が想定される砂質土では貫入しづらいため  $N$  値  $>$   $N_{dF}$  値となると考えられた。

$$N_{dF} = N_{dm} - 0.107 M_v \quad (5.6)$$

- 5) 粘性土に対する  $N_d$  値,  $N_{dF}$  値と  $s_u$  値 ( $s_u$  値は  $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  による) の関係は、式(5.7), (5.8)で表すことができた。これらより、 $N_d$  値,  $N_{dF}$  値から実際の粘土の  $s_u$  値を推定することが可能といえる。ただし、鋭敏粘土や軟弱粘土のようにH-DCPTで自沈する場合 ( $N_d = 0$ ,  $N_{dF} = 0$ ) は適用外となる。

$$s_u = 2.6 N_d + 32.0 \quad (5.7)$$

$$s_u = 3.9 N_{dF} + 37.1 \quad (5.8)$$



## 参考文献

- 1) 坂口達哉・大島昭彦・塩崎一樹・高橋秀一・平田茂良・柴田芳彦・田中真平・西田功：大型動的コーン貫入試験の新たな打撃回数の補正方法の提案，第 57 回地盤工学研究発表会，No.20-2-2-02，2022.
- 2) 高橋秀一・大島昭彦・坂口達哉・塩崎一樹：大型動的コーン貫入試験の新たな周面摩擦力補正に基づく打撃回数の補正方法の提案，Kansai Geo-Symposium 2022，地盤工学会関西支部・地下水地盤環境に関する研究協議会，pp.79-84，2022.
- 3) 坂口達哉・大島昭彦・塩崎一樹・高橋秀一・平田茂良・柴田芳彦・田中真平・西田功：大型動的コーン貫入試験の新たな補正打撃回数  $N_{dF}$  値と  $N$  値との対応関係，土木学会第 77 回年次学術講演会，III-31，2022.
- 4) 高橋秀一・大島昭彦・坂口達哉・塩崎一樹：大型動的コーン貫入試験の補正打撃回数  $N_d$  値， $N_{dF}$  値と  $N$  値， $s_u$  値との相関，日本材料学会，第 15 回地盤改良シンポジウム論文集，pp.615-620，2022.
- 5) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説 -二分冊の 1-，pp.298-299，2013.
- 6) 塩崎一樹・大島昭彦・坂口達哉・中野将吾・高橋秀一・平田茂良・柴田芳彦・田中真平・西田功：大型動的コーン貫入試験の  $N_d$  値， $N_{dF}$  値と  $s_u$  値との相関，土木学会第 77 回年次学術講演会，III-32，2022.

## 第 6 章 結論

本研究では、まず、日本全国の 32 地点で H-DCPT と SPT の比較を行い、現状の  $N_d$  値と  $N$  値の関係、及び粘性土での  $N_d$  値と非排水せん断強さ  $s_u$  値との関係を調べた。次に、後半の 6 地点では、ロッドの上部と先端に荷重計と加速度計を設置し、H-DCPT の打撃貫入時の動的挙動を測定し、測定した荷重と加速度から打撃効率を算出し、打撃効率に基づく動的周面摩擦力  $F_{sE}$  を求めた。また、動的測定結果に一次元波動理論を適用して理論的な動的周面摩擦力 平均  $F_s$  を求めた。2 種類のこの動的周面摩擦力と通常のトルクによる周面摩擦力  $F_{sMv}$  を比較し、後者の位置付けを検討した。また、一次元波動理論に基づく周面摩擦力 平均  $F_s$  とトルクによる周面摩擦力  $F_{sMv}$  は比例関係にあったため、正しい周面摩擦力を基にして通常のトルクによる補正量をさらに補正する実用的な補正打撃回数  $N_{dF}$  を提案した。さらに、提案した補正打撃回数  $N_{dF}$  と  $N$  値、 $s_u$  値との相関性を再検討した。以下に得られた結論をまとめる。

第 1 章では、まず、研究の背景として大型動的コーン貫入試験 (H-DCPT) の建築業界における位置づけや有効性、採用事例を紹介した。次に、H-DCPT の試験結果に与える各種要因、液状化予測、打撃効率に関する既往の研究を紹介した。そして、本研究の目的を示し、論文の構成を述べた。

第 2 章では、本研究で使用したサウンディング調査方法 (SPT, H-DCPT)、室内せん断試験方法を述べ、H-DCPT 結果の整理方法を示した。さらに、本研究で過去 10 年間に行った日本全国の 32 調査地点とその地盤性状を示した。各地点の詳細な調査位置は付録にまとめた。

第 3 章では、まず、日本全国 32 地点の H-DCPT の試験結果を示し、H-DCPT の  $N_d$  値と SPT の  $N$  値との関係を示した。次に、粘性土地盤を対象に非排水せん断強さ ( $q_u/2$ ,  $s_{ub}$ ) と  $N_d$  値との関係を示した。最後に、試験後の試験孔の傾斜角を測定し、試験結果に与える傾斜の影響を考察した。得られた結論は以下のようにまとめられる。

- 1) H-DCPT を実施した全 32 地点のうち、29 地点で複数回実施 (音測定した 15 地点を含む) したが、 $N_{dm}$ ,  $M_v$  はほぼ同様の結果となり、試験の再現性は高いといえる。
- 2)  $N_d$  値と  $N$  値の関係は土質によって異なり、砂質土では  $N_d$  値と  $N$  値はほぼ一致した。一方、粘性土では  $N_d$  値は  $N$  値より明らかに大きく、深度が深くなるほどその傾向は顕著になった。このことから、特に粘性土では周面摩擦力の影響がまだ残っている ( $N_d$  値ではまだ補正しきれていない) と考えられる。
- 3)  $N_d$  値と  $N$  値の関係を砂質土と粘性土に分け、適用深度を 20m として、以下の相関式を得た。

$$N_d = 0.86N + 3.1 \text{ (砂質土, 20m)} \quad (3.1)$$

$$N_d = 1.41N + 3.1 \text{ (粘性土, 20m)} \quad (3.2)$$

- 4) 粘性土地盤の  $N_d$  値と  $q_u/2$  値、 $s_{ub}$  値の相関関係から、以下の相関式を得た。

$$q_u/2 = 2.5N_d + 29.9 \quad (3.5)$$

$$s_{ub} = 2.6N_d + 34.0 \quad (3.6)$$

- 5) 8 地点、計 16 の試験孔でロッドの傾斜角を測定したが、傾斜角とトルクには必ずしも相関があるとはいえなかった。各地点、各試験孔の傾斜角、水平移動距離はそれぞれで、再現性は見られず、想定していた以上に地中でのロッドの傾斜角は大きくなった。

第4章では、H-DCPTのロッドの上部と先端に荷重計と加速度計を設置し、東大阪市西岩田、大阪市大正区三軒家、埼玉県越谷市新川町、茨城県稲敷市浮島、大阪市此花区夢洲及び大阪市港区弁天6の6地点で打撃時の動的計測を行い、ロッド上部と先端の打撃効率を算出するとともにそれに基づく打撃回数の補正と動的な周面摩擦力の算定を試みた。また、試験結果に一次元波動理論を適用して動的な周面摩擦力を算定し、通常のトルク測定から想定される静的な周面摩擦力と比較した。それらの結果から得られた結論は、以下のようにまとめられる。

- 1) 上打撃効率は、各地点とも約80%程度で深度方向に一定となった。先端打撃効率は、表層の砂質土では80%に近い値を示したが、粘性土では10%以下となった。
- 2) 打撃効率による補正打撃回数  $N_{dE}$  値は、通常のトルク補正による  $N_d$  値よりも  $N$  値との整合性が高くなったが、過小に評価する地点もあった。
- 3) 一次元波動理論に基づいて動的な周面摩擦力を算定し、平均  $F_s$  として求めることができた。
- 4) 動的な周面摩擦力である  $F_{sE}$  と平均  $F_s$  は比較的一致するが、 $F_{sE}$  は深度が深くなると大きくなる傾向があった。これはエネルギー損失を全て摩擦力とした仮定に問題があると考えられ、打撃中の動的摩擦力としては平均  $F_s$  が妥当と考えられる。
- 5) 通常測定しているトルクによって想定している静的な周面摩擦力  $F_{sMv}$  は、動的な周面摩擦力よりも明らかに小さく、 $F_{sMv}$  による打撃回数の補正は過小といえる。結果的に  $F_{sMv}$  は平均  $F_s$ 、 $F_{sE}$  の約1/3程度であることから、新たな補正方法が示唆された。

第5章では、H-DCPTのトルク測定により想定される静的周面摩擦力と打撃効率及び一次元波動理論に基づく動的周面摩擦力との関係から、新たに実用的な補正打撃回数  $N_{dE}'$ 、 $N_{dF}$  を提案した。さらに、補正打撃回数  $N_{dF}$  の妥当性を確認するため、過去に実施したH-DCPTの結果に適用し、SPTの  $N$  値との相関を示した。また、補正打撃回数  $N_d$  値、 $N_{dF}$  値と非排水せん断強さ  $s_u$  値との関係を示し、その相関性を示した。それらの結果から得られた結論は、以下のようにまとめられる。

- 1) 打撃効率に基づく動的周面摩擦力  $F_{sE}$  と従来のトルク測定で想定される静的周面摩擦力  $F_{sMv}$  の関係は、式(5.1)で表すことができた。

$$F_{sE} = 2.87 F_{sMv} \quad (5.1)$$

- 2) トルク  $M_v$  による補正を3.6倍とする式(5.3)の補正打撃回数  $N_{dE}'$  を提案できるが、エネルギー損失を全て周面摩擦力と仮定する  $N_{dE}'$  は過大な補正方法と考えられた。

$$N_{dE}' = N_{dm} - 0.144 M_v \quad (5.3)$$

- 3) 一次元波動理論に基づく動的周面摩擦力・平均  $F_s$  と従来のトルク測定で想定される静的周面摩擦力  $F_{sMv}$  の関係は、式(5.4)で表すことができた。

$$\text{平均 } F_s = 2.13 F_{sMv} \quad (5.4)$$

- 4) トルク  $M_v$  による補正を2.7倍とする式(5.6)の補正打撃回数  $N_{dF}$  を提案でき、 $N$  値との対応からH-DCPTの実用的な打撃回数の補正方法といえる。ただし、 $N_{dF}$  値と  $N$  値の対応関係は土質によって異なった。これは、中空コーンのSPTは、非閉塞状態が想定される粘土層では中実コーンのH-DCPTより貫入しやすいため  $N$  値  $<$   $N_{dF}$  値となり、閉塞状態が想定される砂質土では貫入しづらいため  $N$  値  $>$   $N_{dF}$  値となると考えられた。

$$N_{dF} = N_{dm} - 0.107 M_v \quad (5.6)$$

5) 粘性土に対する  $N_d$  値,  $N_{dF}$  値と  $s_u$  値 ( $s_u$  値は  $q_u/2$ ,  $s_{ub}$  による) の関係は, 式(5.7), (5.8)で表すことができた。これらより,  $N_d$  値,  $N_{dF}$  値から実際の粘土の  $s_u$  値を推定することが可能といえる。ただし, 鋭敏粘土や軟弱粘土のように H-DCPT で自沈する場合 ( $N_d=0$ ,  $N_{dF}=0$ ) は適用外となる。

$$s_u = 2.6 N_d + 32.0 \quad (5.7)$$

$$s_u = 3.9 N_{dF} + 37.1 \quad (5.8)$$

以上, 大型動的コーン貫入試験における動的周面摩擦力を考慮した高精度な補正打撃回数  $N_{dF}$  を提案することができた。 $N_{dF}$  は, 動的計測を必要とせず従来と同じトルク測定により補正できるため, 実用的な補正方法といえる。標準貫入試験とスクリーウエイト貫入試験の中間的な地盤調査として, 今後, 住宅・建築業界, 土木業界での適用拡大が期待できる。

## 関係発表論文

### 第 2 章

- 1) 高橋秀一・平田茂良・大島昭彦・平井俊之：2016 年熊本地震における益城町の宅地被害の原因究明のための地盤調査結果, Kansai Geo-Symposium 2017, 地盤工学会関西支部・地下水地盤環境に関する研究協議会, pp.168-173, 2017.11.
- 2) 大島昭彦・平田茂良・高橋秀一・深井公・渡辺佳勝・下平祐司・小川正宏：長野県諏訪市湖南の地盤調査一斉試験による地盤性状と沈下予測, 日本材料学会, 材料, Vol. 67, No.1, pp.34-41, 2018.1.
- 3) 大島昭彦・深井公・高橋秀一：長野県諏訪市の地盤調査による地盤性状と地盤沈下リスクの検討, 日本材料学会, 第 13 回地盤改良シンポジウム論文集, pp.27-34, 2018.10.

### 第 3 章

- 1) 田中さち・高橋秀一・大島昭彦・坂口達哉・山田卓：大型動的コーン貫入試験の貫入機構の検討～打撃効率による打撃回数の補正, 周面摩擦力の測定, 打撃孔傾斜角の測定～, 日本材料学会, 第 14 回地盤改良シンポジウム論文集, pp.645-652, 2020.12.

### 第 4 章

- 1) 高橋秀一・大島昭彦・武野航大・吉見侑子・坂口達哉・山田卓：大型動的コーン貫入試験における周面摩擦力の測定, Kansai Geo-Symposium 2021, 地盤工学会関西支部・地下水地盤環境に関する研究協議会, pp.144-149, 2021.11.
- 2) 高橋秀一・大島昭彦・田中さち・山田卓：大型動的コーン貫入試験における打撃効率と打撃孔傾斜角, 日本材料学会, 材料, Vol. 71, No.1, pp.97-102, 2022.1.

### 第 5 章

- 1) 高橋秀一・大島昭彦・武野航大・吉見侑子・坂口達哉・山田卓：大型動的コーン貫入試験における周面摩擦力の測定, Kansai Geo-Symposium 2021, 地盤工学会関西支部・地下水地盤環境に関する研究協議会, pp.144-149, 2021.11.
- 2) 高橋秀一・大島昭彦・田中さち・山田卓：大型動的コーン貫入試験における打撃効率と打撃孔傾斜角, 日本材料学会, 材料, Vol. 71, No.1, pp.97-102, 2022.1.



## 謝辞

本論文をまとめるにあたり、大阪市立大学大学院工学研究科 大島昭彦教授には、筆者が地盤調査一斉試験に参加させていただいた約 10 年前から終始変わらぬ温かく丁寧なご指導とご鞭撻を賜り心から感謝申し上げます。

論文審査を通じて貴重なご教授を賜りました大阪市立大学大学院工学研究科 谷口徹郎教授、重松孝昌教授に厚く御礼申し上げます。

大和ハウス工業株式会社総合技術研究所 平田茂良部長には筆者が在職中にも関わらず、大阪市立大学大学院工学研究科都市系専攻後期博士課程に進学するにあたり、格別な配慮を頂きました。御礼申し上げます。また、同研究所建築技術研究部、先端技術開発部の皆様には研究途中の色々な場面でご協力いただきました。深く感謝いたします。

有限会社ウィルコンサルタント 柴田芳彦氏、田中真平氏、株式会社ワイビーエム 西田功氏には、共同研究者かつ H-DCPT のオペレータとして全国各地の地盤調査を実施していただきました。厚くお礼申し上げます。

また、地盤調査一斉試験を通じて、参加各社の皆様から多くの試験データを提供頂きました。本論文は 10 年間の多くの試験データから導かれたものであり、厚く御礼申し上げます。

最後に現場での作業に協力いただき、膨大な数の室内力学試験、データ整理を実施いただいた大阪市立大学大学院工学研究科 地盤工学研究室の皆様には深く感謝申し上げます。

令和 5 年 2 月  
高橋秀一

# 付 録

調査地点の詳細な位置図と調査配置図



付録-2 大阪市大正区鶴町 2-5-39 (清和工業(株)敷地) : 2013年7/1~7/10 調査



地盤調査の位置図

大阪市大正区鶴町2-5-39

上が北方向

標高OP+4.0m(推定)

格子の間隔: 1m

	Br. No.1 SPT	Br. No.2 SPS	
	● L=27.5m (7/1-3, K社)	● L=8~26m (7/4, OCU)	
	MRS-1 ● L=20m (7/8, S社)	SRS-Y1-1 ● L=3.2m × (7/4, D社)	
	MRS-2 ● L=20m (7/8, S社)	SRS-Y1-2 ● L=27.6m (7/4, D社)	
Vibro SP ● L=2m × (7/9, S社)	Vibro SP (下穴4m) ● L=10m (7/9, S社)	SRS-Y1-3 (開閉式SP) ● L=27.6m (7/5, D社)	SRS-Y1-4 ● L=0.8m × (7/5, D社)
SWS(N)-1 ● L=1.2m × (7/6, N社)	SWS(Ya) (下穴3.8m) ● L=20m (7/6, Ya社)	SRS-Y1-5 ● L=14.5m (7/5, 音測定)	SRS-Y2-1 ● L=20m (7/8, Y社)
SWS(N)-2 ● L=1.2m × (7/6, N社)	SWS(N)-3 (下穴4m) ● L=20m (7/8, N社)	SRS-Y2-2 ● L=23m (7/9, Y社)	PDCPT (下穴3.6m) ● L=10m (7/8, OCU)

地盤調査の配置図



付録-3 千葉県浦安市港 49 (アールアンドアール敷地) : 2013 年 8/26~9/7 調査



地盤調査の位置図

千葉県浦安市港49

上が北西方向

標高TP+3.60m

格子の間隔: 1m

			SWS(G)-2 ● L=20m (9/5, S社)	SWS(G)-1 ● L=20m (9/4, S社)	MRS-2 ● L=20m (9/5, S社)	MRS-1 ● L=20m (9/4, S社)	PDCPT-2 ● L=10m (8/30, OCU)	PDCPT-1 ● L=10m (8/28, OCU)
		SPT, Vane ● SPT:L=20m Vane:L=32m	開閉式SP ● L=1,2,4m (9/5, S社)	ドリル式SP ● L=5m (9/5, S社)	手動Vibro SP ● L=8.8m (9/5, S社)	SRS-Y1-2 ● L=30m (9/2, D社)	SRS-Y1-1 (開閉式SP) ● L=20m (9/2, D社)	SRS-Y1-5 ● L=20m (12/12, 音測定)
			SRS-Y3-1 ● L=23m (9/5, Y社)	SRS-Y3-2 ● L=23m (9/5, Y社)	改良型開閉 式SP ● L=10m (9/6, Y社)	SRS-Y1-4 ● L=20m (9/3, 音測定)	SRS-Y1-3 (先端式SP) ● L=6.8m (9/2, D社)	PDCPT-3 ● L=10m (9/2, OCU)
		SPT, SPS ● SPT:L=16m SPS:L=47.9m	Vibro SP-2 (Eco-1V) ● L=10m (9/6, H社)	SWS(H)-1 ● L=20m (9/6, H社)	改良型開閉 式SP ● L=1, 5, 6m (9/6, Y社)	SWS(Y2) ● L=20m (9/4, N社)	DT- SWS(Y2) ● L=16m (9/5, N社)	
手動SWS-1 ● L=6.87m (K社)			Vibro SP-1 (Eco-1V) ● L=4m (9/6, H社)	Vibro SP-3 (Eco-1V) ● L=10m (9/6, H社)	SWS(H)-2 ● L=20m (9/6, H社)	DT- SWS(Y1) ● L=20m (9/5, Ya社)	SWS(Y1) (開閉式SP) ● L=20m (9/4, Ya社)	手動SWS-2 ● L=8.75m (9/2, OCU)

地盤調査の配置図



付録-4 佐賀県唐津市原 127 (YBM サービス敷地) : 2013 年 10/15~10/18 調査  
 佐賀県唐津市北波多岸山 589-1 (YBM 岸山第 3 工場敷地) : 2013 年 10/15~10/18 調査



地盤調査の位置図

佐賀県唐津市原1297

上が北方向

佐賀県唐津市北波多岸山589-1

上が北方向

標高3.0m(地理院地図)

格子間隔1m

標高11.8m(地理院地図)

格子間隔1m

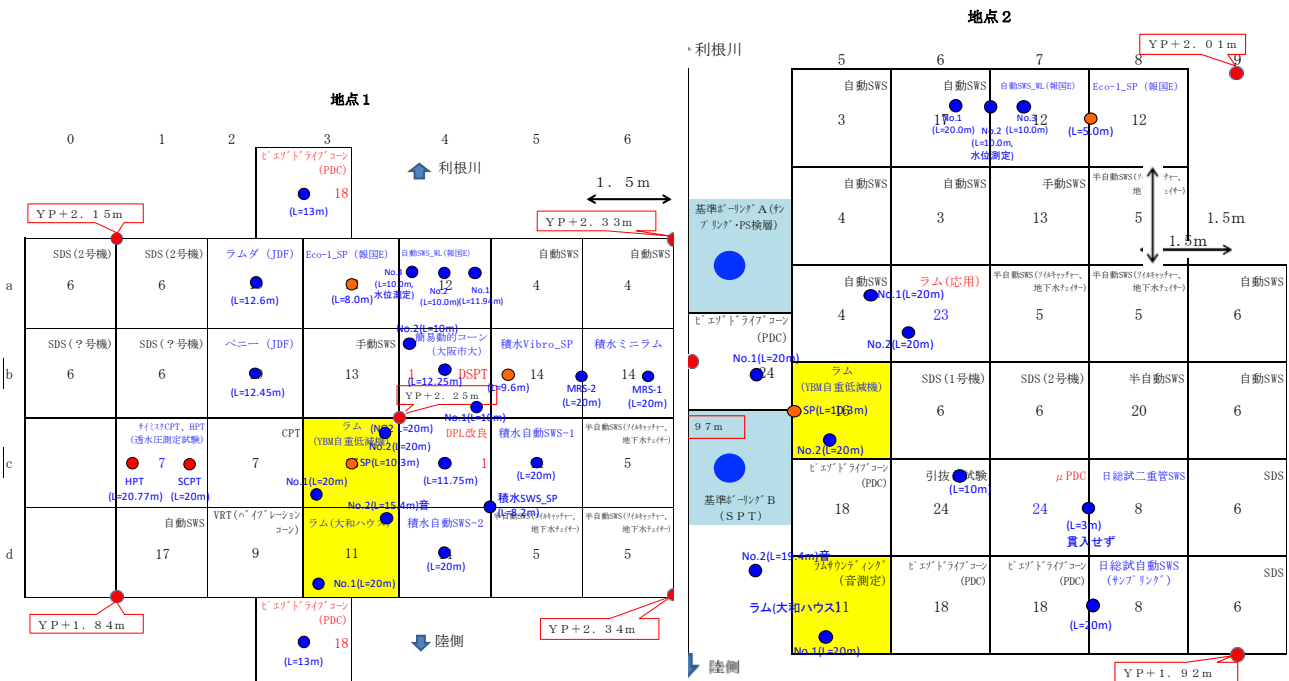
	SRS-Y3-3 ● L=20m (11/26, Y社)	SRS-Y3-4 ● L=20m (11/26, Y社)	SRS-Y3-5 ● L=18m (12/5, Y社)						
		SRS-Y3-1 ● L=18m (10/17, Y社)	SRS-Y3-2 ● L=20m (10/17, Y社)			SRS-Y3-1 ● L=10m (10/16, Y社)	SRS-Y3-2 ● L=10m (10/16, Y社)		
		SPT ● L=19.2m (10/24, D社)	SRS-Y1-1 ● L=18m (10/17, D社)		DT-SWS-1 ● L=7.8m (10/19, N社)	SPT ● L=9.1m (10/25, D社)	SRS-Y1-1 ● L=8.0m (10/16, D社)		
		SWS-2 ● L=15m (10/18, Ya社)	SRS-Y1-2 ● L=18m (10/17, 音測定)	DT-SWS-2 ● L=15m (10/18, Ya社)	SWS-1 ● L=8.4m (10/19, N社)	SWS-2 ● L=7.4m (10/19, Ya社)	DT-SWS-2 ● L=6.9m (10/19, Ya社)	SRS-Y1-2 ● L=10m (10/16, 音測定)	
SWS-1 ● L=12.9m (10/18, N社)	DT-SWS-1 ● L=15m (10/18, N社)								

地盤調査の配置図

付録-5 千葉県香取市佐原口（地点1, 2, 佐原河川敷緑地）：2013年12/2～12/12 調査

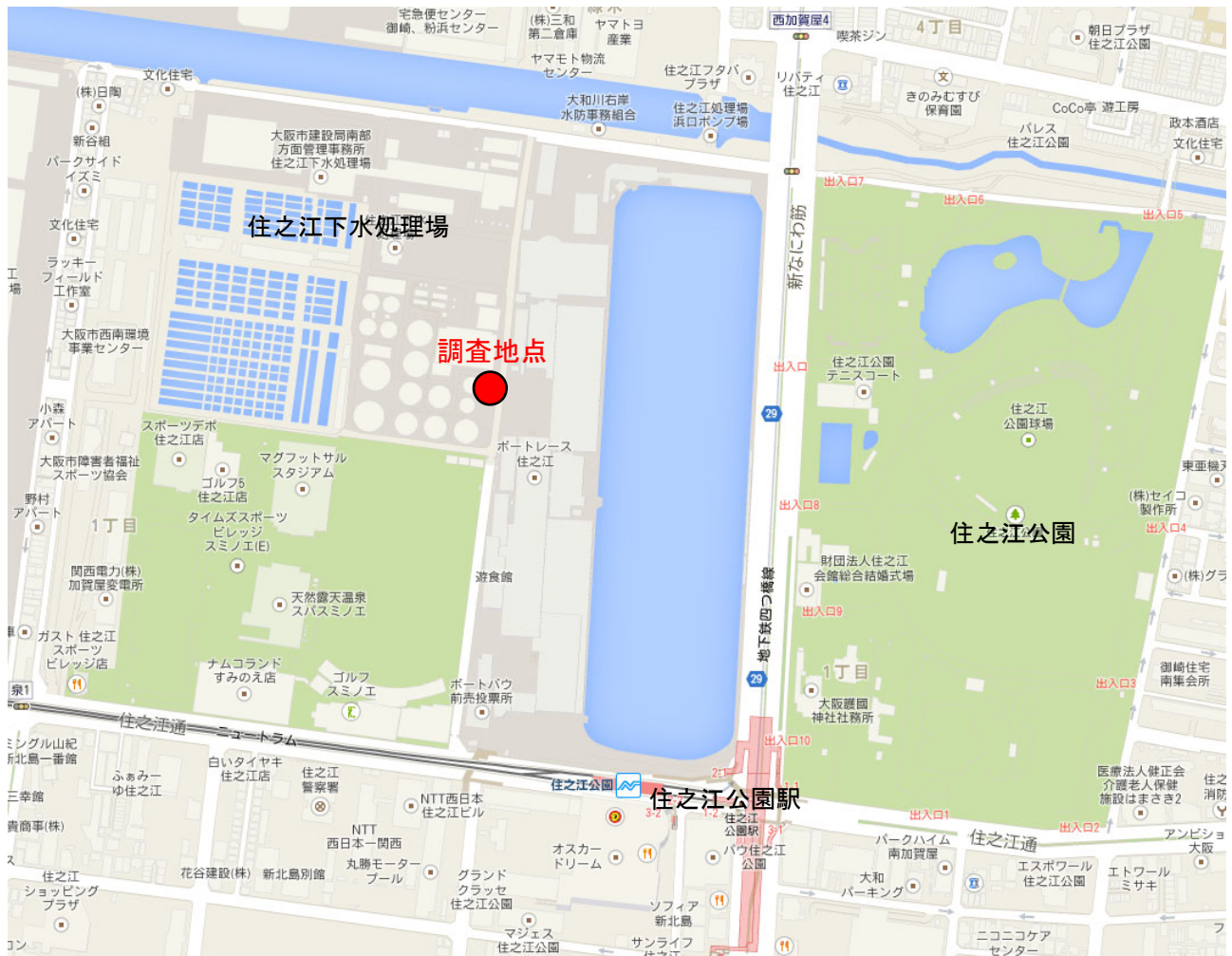


地盤調査の位置図



地盤調査の配置図

付録-6 大阪市住之江区泉1（住之江下水処理場敷地）：2014年6/19～7/4 調査



地盤調査の位置図

大阪市住之江区泉1

上が北方向

標高

格子の間隔: 1 m

Br. No.1 SPT ● L=25.0m (6/19~23)		DT- SWS(Y) ● L=12.65m (7/2)	PDCPT (OCU) ● L=3.5m (6/25~7/3)
SWS(N) ● 積水H L=11.8m (7/3)	SRS_Y3 ● 大和H L=24m (7/2)	MRS-2 ● 積水H L=20m (7/3)	SWS(Y)+SP ● 日総試 L=12.25m (7/1,2)
SWS(N)_S ● P L=2~9.8m (7/3)	Vibro_SP ● 積水H L=3~9.5m (7/4)	MRS-1 ● 積水H L=21m (7/3)	
Br. No.2 ● GS_SP, L=3~23m (6/24~27)	SRS_Y1(音) ● 大和H L=19.2m (7/3)	SRS_SP ● 大和H L=2~10m (7/3)	

地盤調査の配置図



付録-7 千葉県浦安市千鳥15 (西尾レントオール新浦安営業所) : 2014年8/25~9/6 調査

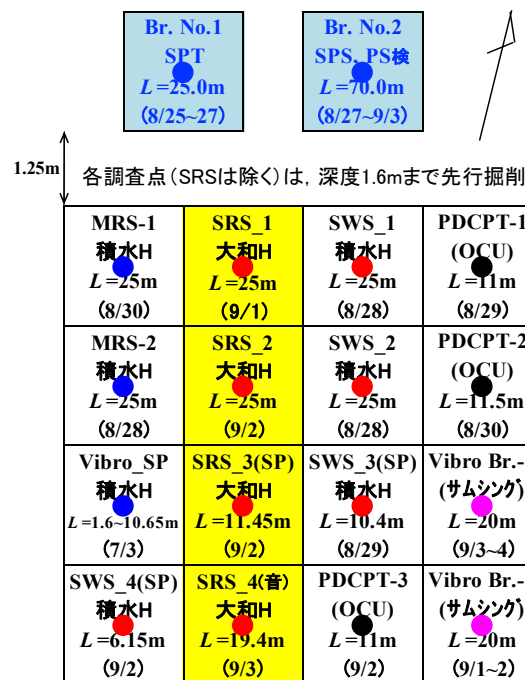


地盤調査の位置図

千葉県浦安市千鳥15-20

標高TP+5.3m

格子の間隔: 1m



地盤調査の配置図

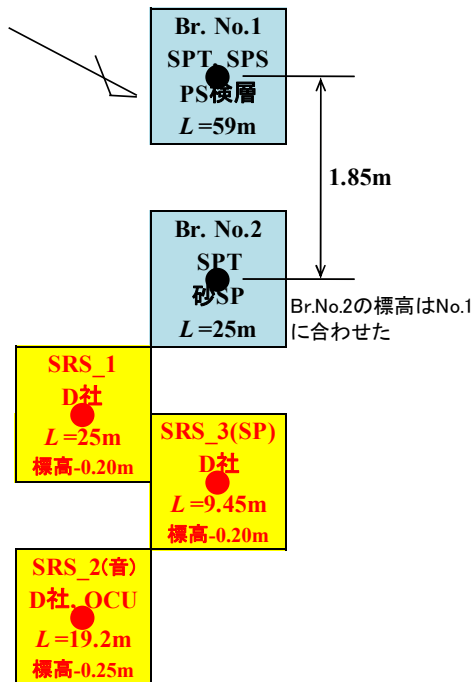
付録-8 大阪市西淀川区中島 2-7 ((株)嶋袋商店 中島資材ヤード敷地) : 2015年 3/30~4/11 調査



地盤調査の位置図

大阪市西淀川区中島 (嶋袋商店敷地内)

Br.No.1の標高OP+4.33m 格子の間隔: 1m



地盤調査の配置図



付録-9 長野県諏訪市湖南1（西山運動広場駐車場）：2015年7/21～7/31調査

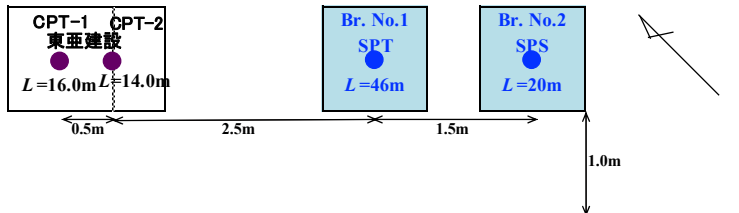


地盤調査の位置図

長野県諏訪市湖南（西山運動広場）

標高TP+760.3m (近傍の値)

格子の間隔:1m



手MRS-1 トラバース ● L=17.8m	MRS-1 積水H ● L=24.4m	SRS-1 大和H ● L=25.0m (金トルク)	SWS-1 積水H ● L=24.4m	SWS-1 日総試 ● L=23.0m	SWS-1 報国E ● L=25m	不攪乱試料採取 サムシング ● L=5.8m
手MRS-2 トラバース ● L=13.0m	MRS-2 積水H ● L=24.4m	SRS-2 大和H ● L=25.0m (1mトルク)	SWS-2 積水H ● L=26.5m	SWS-2 日総試 ● L=14.25m	SWS-2 報国E ● L=25m	Vibro Br サムシング ● L=20m
手SRS-1 トラバース ● L=23m	Vibro-SP 積水H ● L=10m	SRS-3(SP) 大和H・YBM ● L=10.45m	SWS-SP3 積水H ● L=10m	SWS-3 日総試 ● L=13.5m		
手SRS-2 トラバース ● L=23m	手SRS-SP トラバース ● L=10m	SRS-4(音) 市大・大和H ● L=25.35m SP:L=9.45m	SWS-SP5 積水H ● L=10m	SWS-1 トラバース ● L=23.32m	SWS-2 トラバース ● L=26.0m	PDCPT-2 (OCU) ● L=10.0m
DSPT 東邦地下 ● L=14.75m	DPM 東邦地下 ● L=16.5m	簡易SP-2 東邦地下 ● L=10.0m	SH-1 アサヒ大成 ● L=9.5m	SH-2 アサヒ大成 ● L=9.3m	PDCPT-3 (OCU) ● L=10.0m	PDCPT-1 (OCU) ● L=10.0m

地盤調査の配置図

付録-10 千葉県浦安市高洲6丁目（千葉県企業庁敷地）：2015年9/7～9/19調査  
 千葉県浦安市舞浜2（浦安市運動公園敷地）：2015年9/7～9/19調査



地盤調査の位置図

千葉県浦安市高洲6丁目（千葉県企業庁敷地内）

標高TP+3.72m(近傍の値) 格子の間隔:1m

	A	B	C	D	E	F
0				Boring 基礎C・OCU SP1, SPS L=54.7m		
1	PDCPT-1 OCU L=9.0m	SH アサノ大成 L=3.5m			SWS+SP 海洋工業 L=8.1m	
2	PDCPT-2 OCU L=9.0m			Vibro Br. サムシグ 半ベネ・半コア L=20.45m		
3	半自動MRS トラバース L=18.0m	MRS-1 積水H L=25.0m	SRS-1 大和H L=25.0m (全トルク)	SWS-1 積水H L=26.0m	SWS-1 日総試 通常SWS L=27.5m	SWS-1 報国E SP L=25.0m
4		MRS-2 積水H L=25.0m	SRS-2 大和H L=40.0m (1mトルク)	SWS-2 積水H L=26.0m	SWS-2 日総試 センサー入り L=27.5m	SWS-2 報国E L=25.0m
5	半自動SRS トラバース L=25.0m	Vibro-SP 積水H L=10.0m	SRS-3 大和H・YBM YBM_SP L=10.4m	SWS-3 YBM_SP L=8.5m	SWS-3 日総試 全センサー入り L=27.5m	新SWS-2 トラバース L=25.0m
6			SRS-4 OCU・大和H 音測定 L=25m	SWS-4 積水H ドリル_SP L=8.9m		新SWS-1 トラバース L=25.0m

千葉県浦安市運動公園（舞浜2丁目）

標高TP+3.75m(近傍の値) 格子の間隔:1m

	A	B	C
1	半自動MRS トラバース L=18.0m	Boring 基礎C・OCU SPT, SPS L=35m	半自動SRS トラバース L=25m
2		SWS+SP 海洋工業 L=4.6m	
3	SWS-1 トラバース L=25.0m	SWS-2 トラバース L=25.0m	SWS-1 日総試 通常SWS L=27.5m
4	SWS-1 報国E SP L=25.0m	SRS-1 大和H L=25.0m (全トルク)	SWS-2 日総試 センサー入り L=27.5m
5	SWS-2 報国E SP L=25.0m	SRS-2 大和H L=32.0m (1mトルク)	SWS-3 日総試 全センサー入り L=10.3m
6	SH-2 アサノ大成 L=5.5m	SRS-3 大和H・YBM YBM_SP L=10.4m	PDCPT-1 OCU L=10.0m
7	SH-1 アサノ大成 L=7.5m	SRS-4 OCU・大和H 音測定 L=14.2m	PDCPT-2 OCU L=9.0m
8		Vibro Br. サムシグ 半ベネ・半コア L=20.55m	

地盤調査の配置図



付録-11 大阪市北区大深町（うめきた2期地区B区域）：2016年6/6～6/29 調査



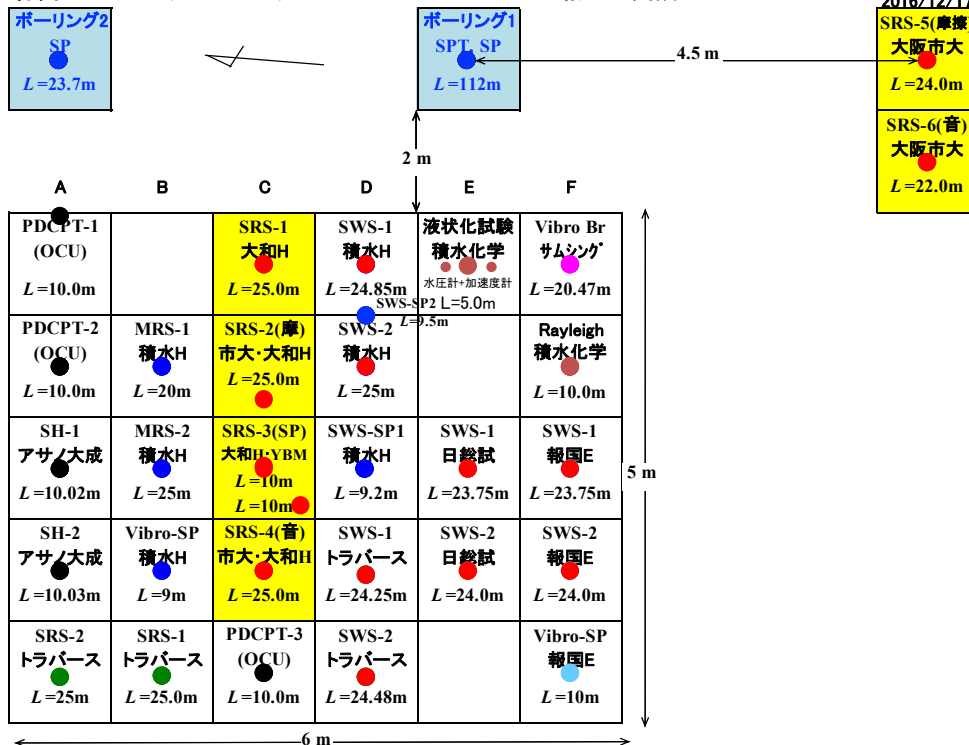
地盤調査の位置図

うめきた地盤調査（B区域内）

標高TP-0.41m (OP+0.89m)

格子の間隔: 1m

追加試験  
2016/12/17



地盤調査の配置図

付録-12 長野県諏訪市上川 1 (虹の広場) : 2016年 7/18~7/30 調査  
 長野県諏訪市四賀 49 (旧諏訪警察署) : 2016年 7/18~7/30 調査

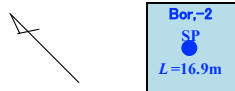


地盤調査の位置図

長野県諏訪市上川 (地点 1)

標高TP+760.5m (地理院地図)

格子の間隔: 1m



	A	B	C	D	E	F
1	SRS-1 トラバース L=18.6m	Vibro-SP 積水H L=10m	SRS-1 大和H L=25.0m	SWS-1 トラバース L=18.75m	SWS-1 積水H L=25m	SWS-1 報国E L=18.15m
2	SRS-2 トラバース L=18.6m	MRS-2 積水H L=22m	SRS-2(摩線) 市大・大和H L=7.0m	SWS-2 トラバース L=18.5m	SWS-2 積水H L=25m	SWS-2 報国E L=18.73m
3	PDCPT-1 (OCU) L=7.0m	MRS-1 積水H L=22m	SRS-4(音) 市大・大和H L=25m	SWS-1 中部測地研 L=22.25m	SWS-SP1 積水H L=6.2m	
4	PDCPT-2 (OCU) L=10.0m	SH-1 アサノ大成 L=1.59m	SRS-4(SP) YBM・大和H L=10.0m	SRS-5(SP) ウイル・大和H L=10.0m	SWS-SP2 積水H L=9.5m	表面波探査-2 ビイック
5	表面波探査-1 ビイック	SH-2 アサノ大成 L=1.71m		SWS-2 中部測地研 L=18.5m		Vibro Br サムシグ L=20m

長野県諏訪市四賀 (地点 2)

標高TP+761.9m (地理院地図)

格子の間隔: 1m



	A	B	C	D	E	F
1	SRS-1 トラバース L=25.0m	MRS-1 積水H L=19.0m	SRS-1 大和H L=25.0m	SWS-1 トラバース L=18.8m	SWS 積水H 貫入できず	表面波探査-2 ビイック SRS-3(音) 市大・大和H L=21.1m
2	SRS-2 トラバース L=17.8m	MRS-2 積水H L=15.0m	SRS-SP 市大・大和H L=10.3m	SWS-2 トラバース L=21.15m	SWS 積水H 貫入できず	SWS-2 報国E L=20.23m
3	PDCPT-1 (OCU) 貫入できず	SH-2 アサノ大成 貫入できず	SRS 市大・大和H 貫入できず		SWS 積水H 貫入できず	SRS-2 摩線 L=9.4m SWS-2 報国E L=20.29m
4	PDCPT-2 (OCU) 貫入できず	SH-1 アサノ大成 L=0.97m	SRS 市大・大和H 貫入できず		SWS 積水H 貫入できず	
5	表面波探査-1 ビイック				SWS 積水H 貫入できず	Vibro Br サムシグ L=20m

地盤調査の配置図



付録-13 熊本県益城町（町民グラウンド）：2016年9/19～9/27 調査

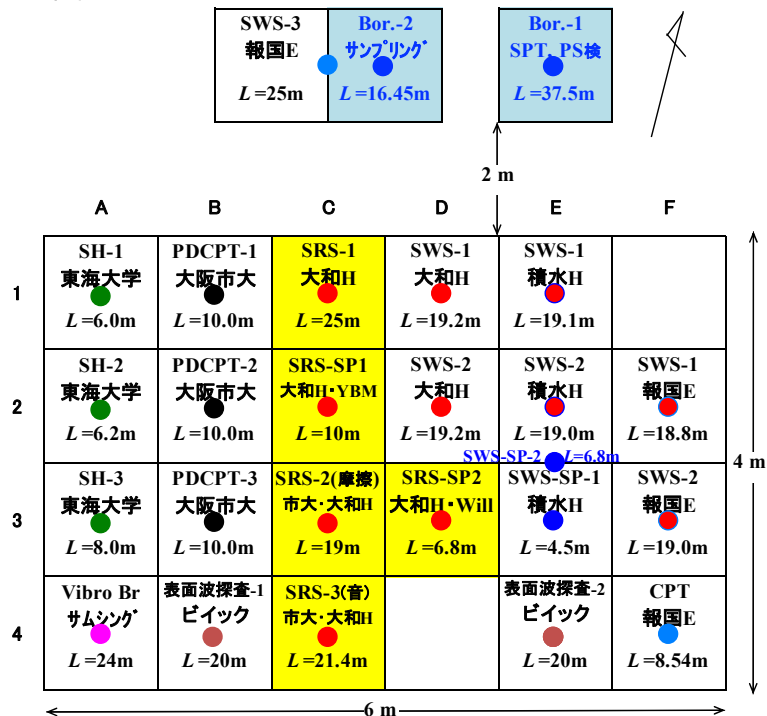


地盤調査の位置図

熊本県益城町町営グラウンド

標高TP+9.9m

格子の間隔: 1m



地盤調査の配置図

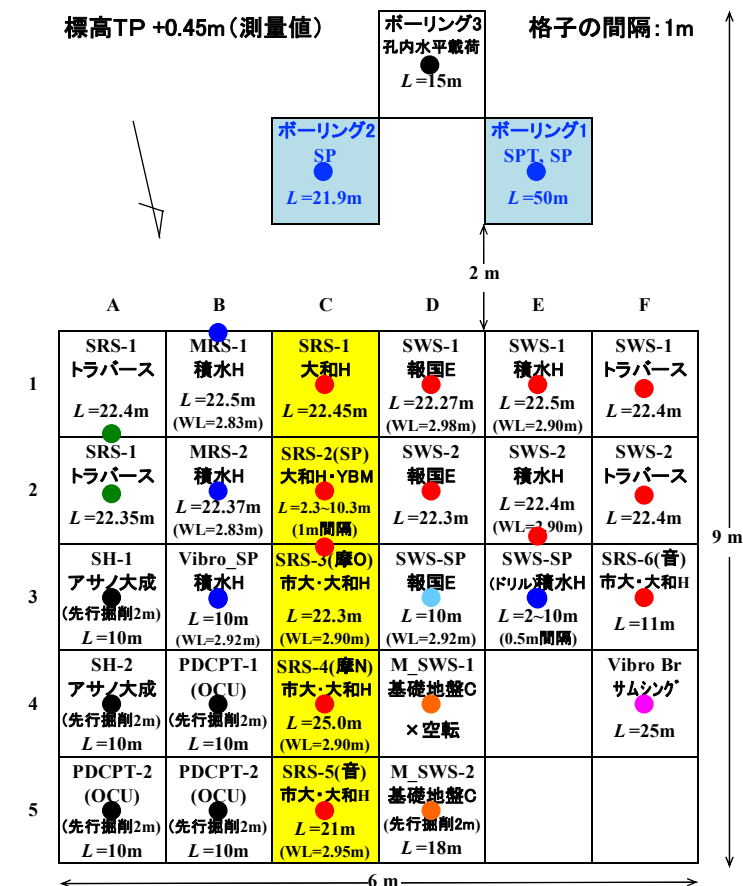


付録-14 兵庫県尼崎市築地（築地公園）：2017年6/5～6/17調査



地盤調査の位置図

尼崎市築地地盤調査



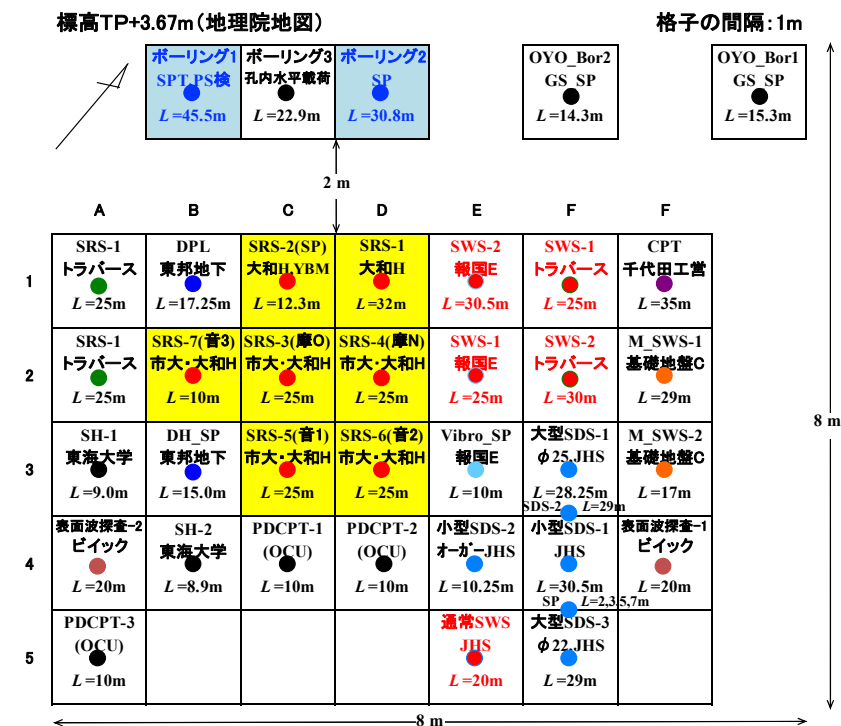
地盤調査の配置図

付録-15 千葉県浦安市高洲8再調査 (NTT コム グラウンド) : 2017年7/17~7/28 調査



地盤調査の位置図

浦安市高洲8地盤調査 (再調査)



地盤調査の配置図



付録-16 長野県諏訪市豊田字湖畔 1866-1 (豊田終末処理場) : 2017年 8/18~8/30 調査  
 長野県諏訪市湖南 1315-3 (湖南2) : 2017年 8/18~8/30 調査

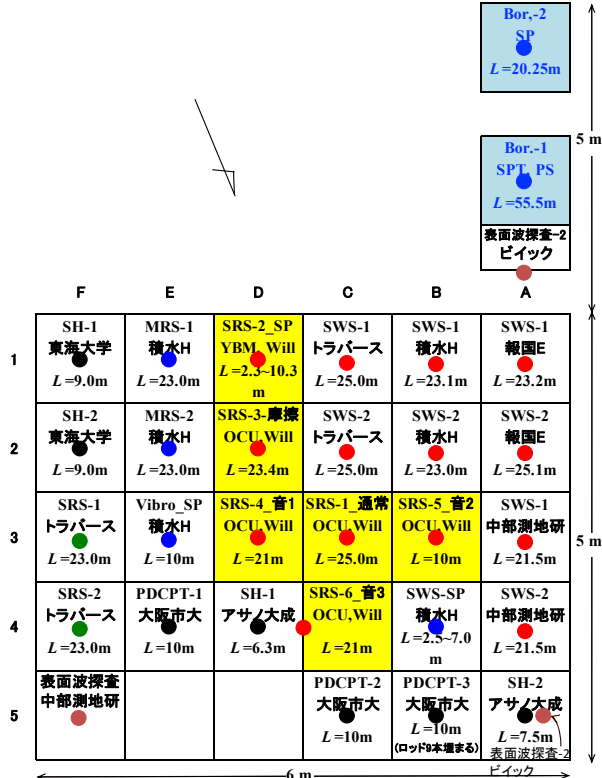


地盤調査の位置図

長野県諏訪市豊田 (地点1)

豊田TP+761.3m (地理院地図)

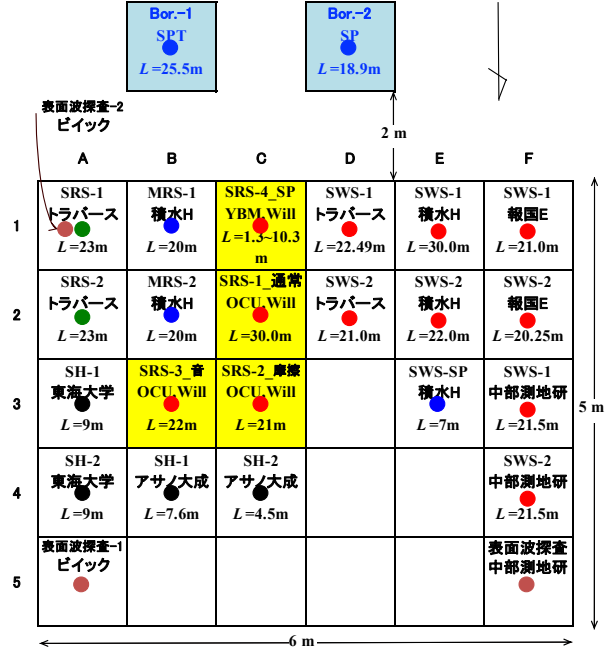
格子の間隔: 1m



長野県諏訪市湖南2 (地点2)

湖南TP+760.6m (地理院地図)

格子の間隔: 1m



地盤調査の配置図

付録-17 大阪市港区波除3丁目 (JR 弁天町駅北側敷地) : 2018年6/4~6/23 調査

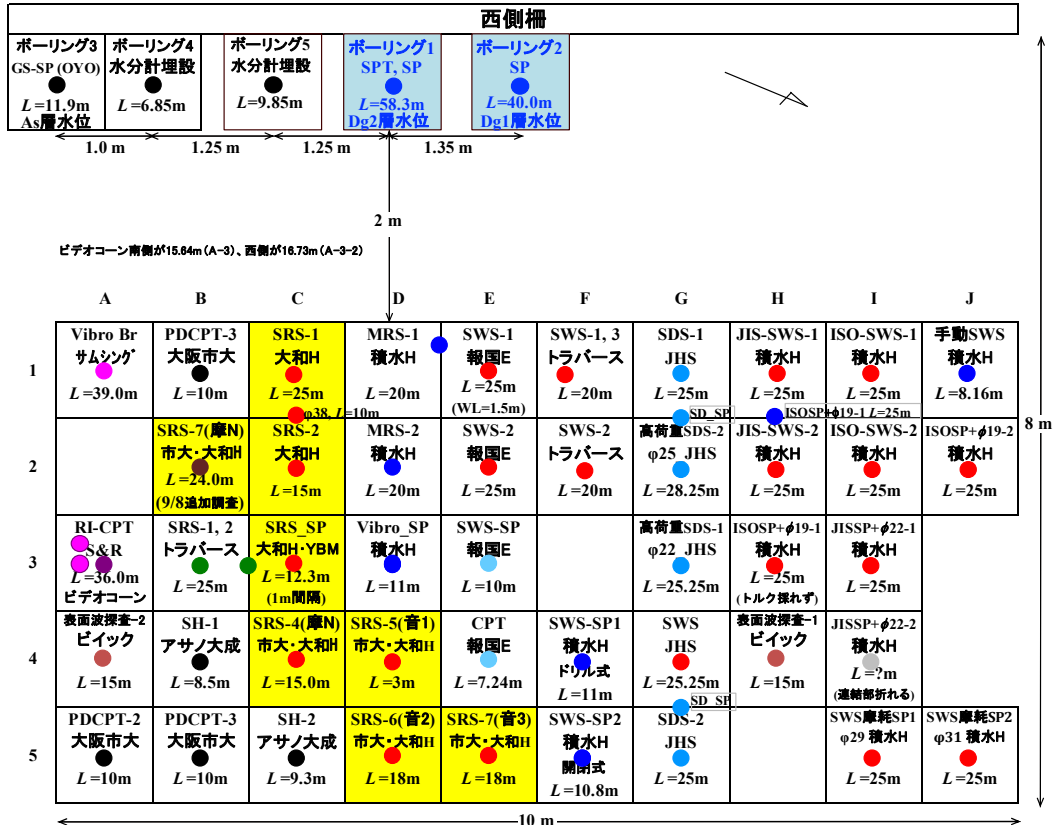


地盤調査の位置図

JR弁天町地盤調査

標高TP+1.1m(地理院地図)

格子の間隔:1m



地盤調査の配置図



付録-18 埼玉県越谷市新川町 1-447 (ポラス暮らし科学研究所敷地) : 2018年9/9~9/16 調査  
 同上 : 2020年11/13 再調査



地盤調査の位置図

越谷市新川町地盤調査

標高TP +3.0m(地理院地図)

格子の間隔:1m

	Z	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
0		2020SWS-1 積水H φ33, 10rpm	SRS-6 大和H L=25m	SRS-5 市大・大和 L=24m 摩擦・傾斜角		SWS-φ33 積水H L=25m	SWS-φ31 積水H L=25m	SWS-φ29 積水H L=25m		SWS-1 トラバース L=25m	SWS-2 トラバース L=25m	SRS-1 トラバース L=25m
1		2020SWS-7 積水H φ33円錐 L=25m	2020SWS-2 積水H φ33, 30rpm	簡易SP ポラス L=2~4.4m	ボーリング2 SP L=2~36m	2020SRS 市大・大和H L=24m 摩擦・傾斜角	ボーリング1 SPT L=38m	2020SWS-3 積水H φ33 1.8m先行掘削	2020SWS-1 積水H φ33 0.8m先行掘削	表面波調査-2 ピック L=15m		SRS-2 トラバース L=25m
2		2020SWS-8 積水H φ27円錐 L=25m	2020SWS-3 積水H φ33, 50rpm	2020SWS-6 積水H φ27摩擦		2020SRS 市大・大和H L=24m 集体式SP	平板載荷試験 積水大和トラバース 0.8m掘削			2020SWS-2 積水H φ33 0.8m先行掘削	CPT 千代田工営 L=35m	
3		2020SWS-4 積水H φ34新 L=25m	2020SWS-5 積水H φ27新 L=25m		SRS-1 トラバース L=25m	SRS-4(音) 市大・大和H L=18m	SWS-1 報国E L=25m	SWS-1 トラバース L=25m (データ不備)	JIS-SWS-1 積水H L=25m	JIS-SWS-2 積水H L=26m		
4		SH-1 東海大学 (2m先行掘削)	PDCPT-1 大阪市大 L=10m	MRS 積水H L=25m	SRS-1 トラバース L=25m	SRS-1 大和H L=30m	SWS-2 報国E L=25m	SWS-2 トラバース L=25m	ISO-SWS-1 積水H L=26m	ISO_SP+φ19-2 積水H L=25m JIS_SP+φ22-2 積水H L=26m		
5		SH-2 (L=11m) 東海大学 表面波調査-1 ピック	PDCPT-2 大阪市大 L=10m	iPDC 積水H L=20m	SRS-2(摩) 市大・大和H L=22m	SRS_SP 大和H・YBM L=12m (1m間隔)	SRS-3(音) 市大・大和H L=23m	SWS-3 トラバース L=25m	SWS-SP1 積水H 東邦HD型 L=8m	SWS-SP1 積水H YBM閉閉式 L=8m		
6		PDCPT-3 大阪市大 L=10m		Vibro_SP 積水H L=11m			CPT 報国E L=19.14m	ISO-SWS-2 積水H L=26m	JIS_SP+φ22-1 積水H L=25m	ISO_SP+φ19-1 積水H L=25m		

地盤調査の配置図



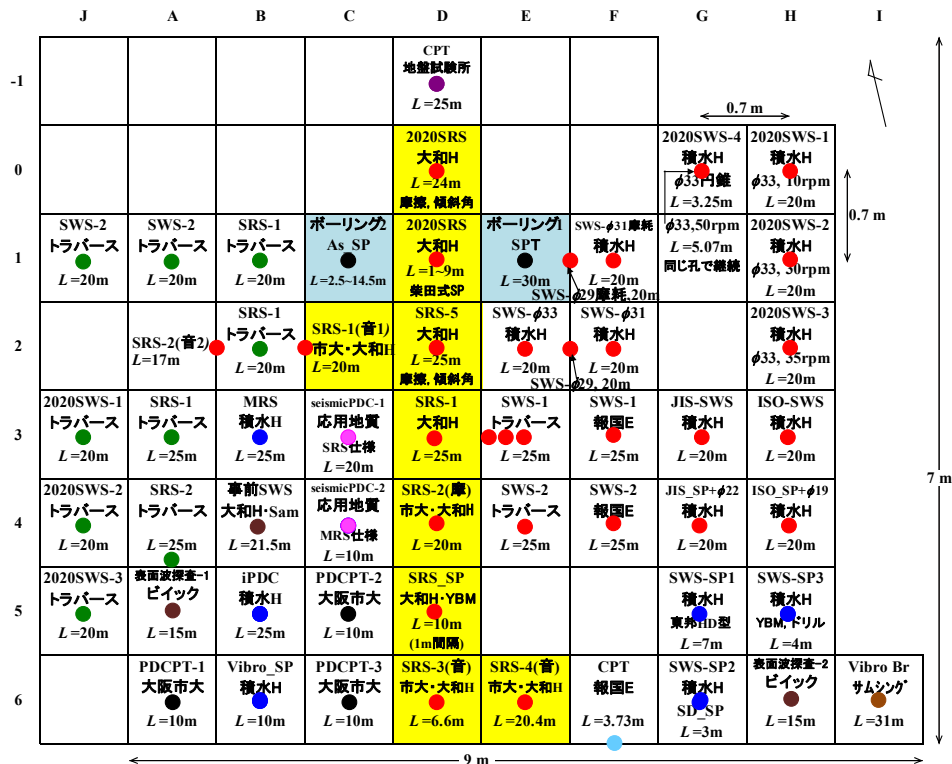


地盤調査の位置図

稲敷市浮島地盤調査

標高TP +3.2m (地理院地図)

格子の間隔: 1m



地盤調査の配置図

付録-20 大阪市此花区北港白津（アミティ舞洲敷地）：2018年10/22～11/26 調査

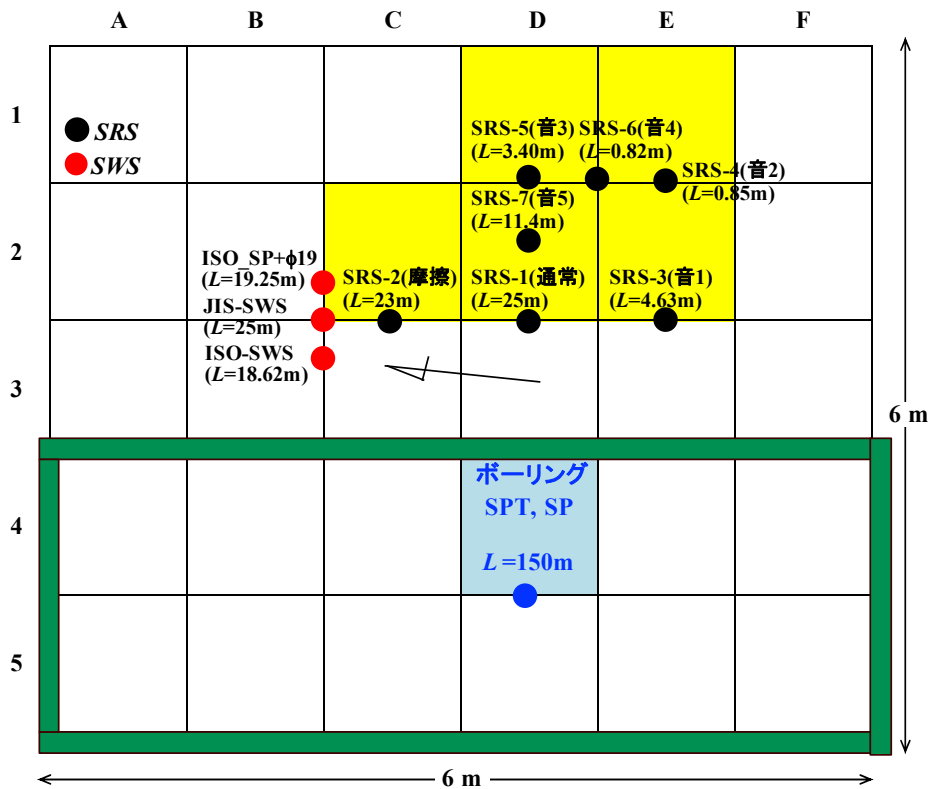


地盤調査の位置図

舞洲地盤調査

標高TP +4.2m (地理院地図)

格子の間隔: 1m



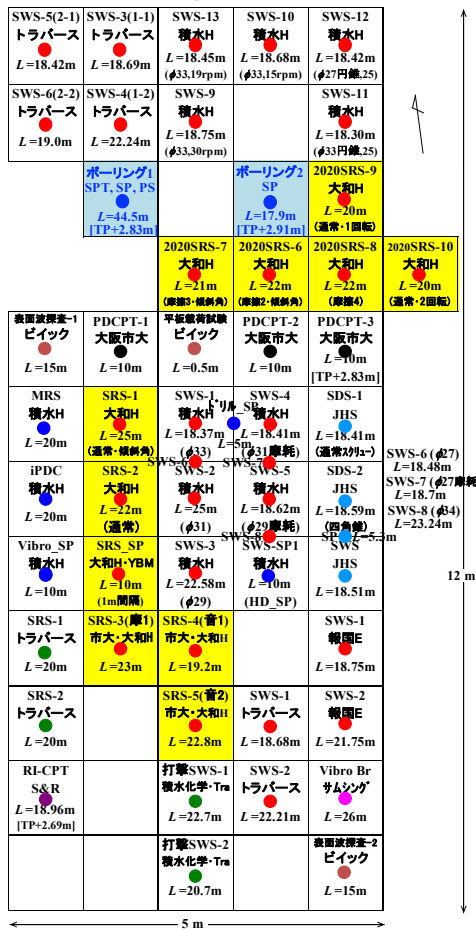
地盤調査の配置図

付録-21 東大阪市西岩田3丁目（大阪モノレール瓜生堂車両基地）：2019年8/19～9/3 調査  
 同上：2020年7/4 再調査



地盤調査の位置図

東大阪市西岩田地盤調査 (2019/8/19～31, 2020/1/18, 2020/7/4)  
 標高TP+2.6m(地理院地図) 格子の間隔:1m



地盤調査の配置図



付録-22 佐賀県白石町福富下分 306 (有明沿岸道路福富 IC 予定地) : 2019 年 9/10~9/25 調査



地盤調査の位置図

白石町福富地区地盤調査

標高TP +0.8m(地理院地図)

格子の間隔:1m

	A	B	C	D	E	F	G	H
		表面波探査-1 ビピック L=15m 平板載荷		ボーリング1 SPT L=32m		ボーリング2 SP L=15.9m		ボーリング3 SP L=12.9m
0	PDCPT-4 大阪市大 L=10m	PDCPT-3 大阪市大 L=10m	PDCPT-6 大阪市大 L=10m	SDS-1 JHS L=20m	SDS-2 JHS L=20m	SWS JHS L=20m		SWS-3 トラバース L=20m
1	MRS 積水H L=20m	PDCPT-5 大阪市大 L=10m	SRS-1 大和H L=25m (通常・傾斜角)	SD-SP JHS L=2,4,6,8m	SWS-7 積水H L=20m (φ29摩耗)	SWS-6 積水H L=20m (φ31摩耗)	SWS-1 報国E L=20m	SWS-1 トラバース L=20m (データ未保存)
2	iPDC 積水H L=20m	PDCPT-2 大阪市大 L=10m	SRS-2 大和H L=22m (自沈速減速)	SWS-1 井上・YBM L=19.4m	SWS-9 積水H L=16m (自沈20mm/e)	SWS-8 積水H L=20m (φ27摩耗)	SWS-2 報国E L=20m	SWS-2 トラバース L=20m
3	Vibro_SP 積水H L=10m	PDCPT-1 大阪市大 L=10m	SRS_SP 大和H・YBM L=10m (1m間隔)	SWS-3 井上・YBM L=21m	SWS-10 積水H L=16m (自沈10mm/e)	SWS-3 積水H L=20m (φ29)	SWS-1 積水H L=20m (φ33)	HDS-1 積水化学・Tra L=20m
4		SRS-4(音1) 市大・大和H L=23m	SRS-3(摩) 市大・大和H L=24m	SWS-2 井上・YBM L=19.6m	SWS-11 積水H L=16m (自沈120mm/e)	SWS-4 積水H L=20m (φ27)	SWS-2 積水H L=20m (φ31)	HDS-2 積水化学・Tra L=20m
5	SRS-1 トラバース L=20m	SRS-5(音2) 市大・大和H L=23m		SWS-15 積水H L=16m (自沈判定時間0)	SWS-12 積水H L=16m (自沈40mm/e)	SWS-5 積水H L=20m (φ34)	CPT 報国E L=16.48m	表面波探査-2 ビピック L=15m
6	SRS-2 トラバース L=20m			SWS-SP2 積水H L=1-6.5m (ドリルSP)	SWS-SP1 積水H L=1-10m (HD_SP)	SWS-14 積水H L=20m (JISモ- F8規格)	SWS-13 積水H L=20m (JISモ- F4規格)	

地盤調査の配置図

付録-23 大阪市此花区桜島1 (安治川桜島入堀上流右岸) : 2019年10/15~10/30 調査

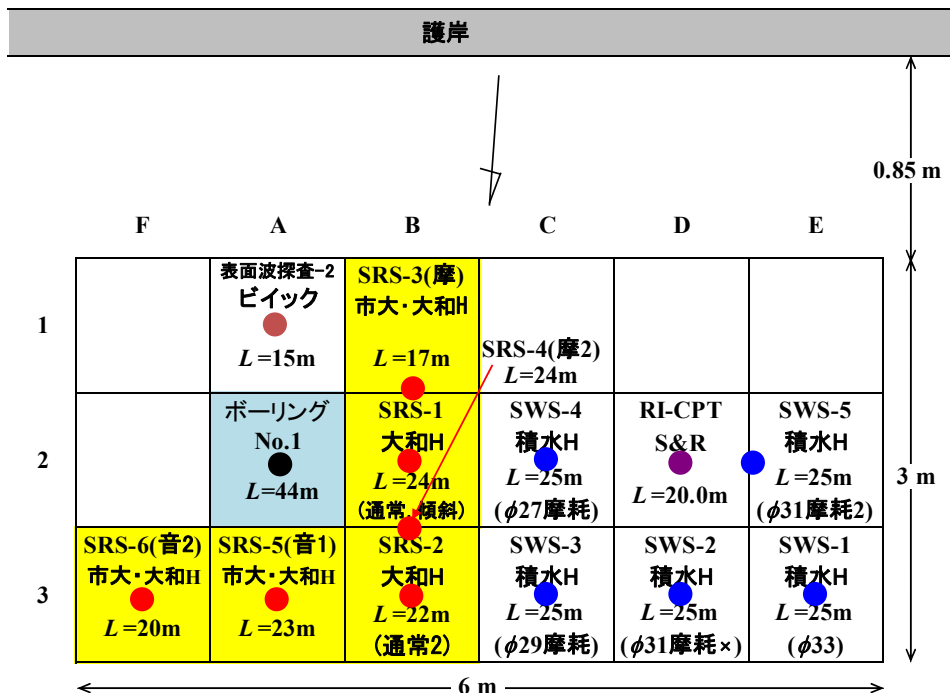


地盤調査の位置図

桜島地盤調査No. 1

標高OP +2.50m(測量値)

格子の間隔: 1m



地盤調査の配置図



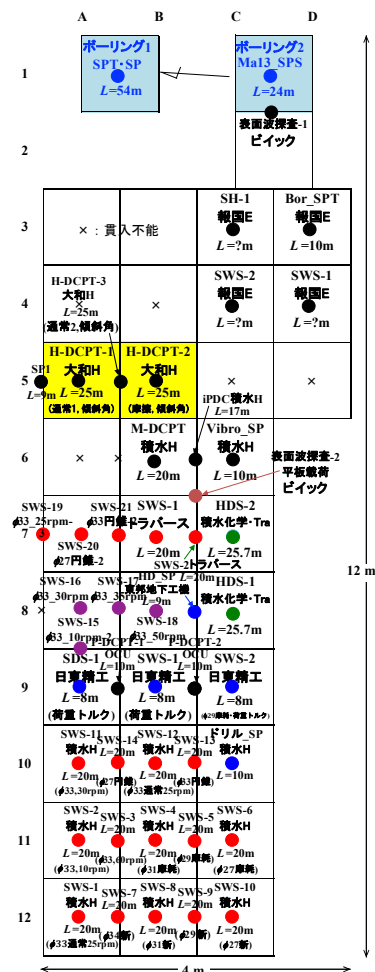
付録-24 大阪市大正区三軒家東3丁目6（木津川水門西側）：2020年9/23～10/3 調査



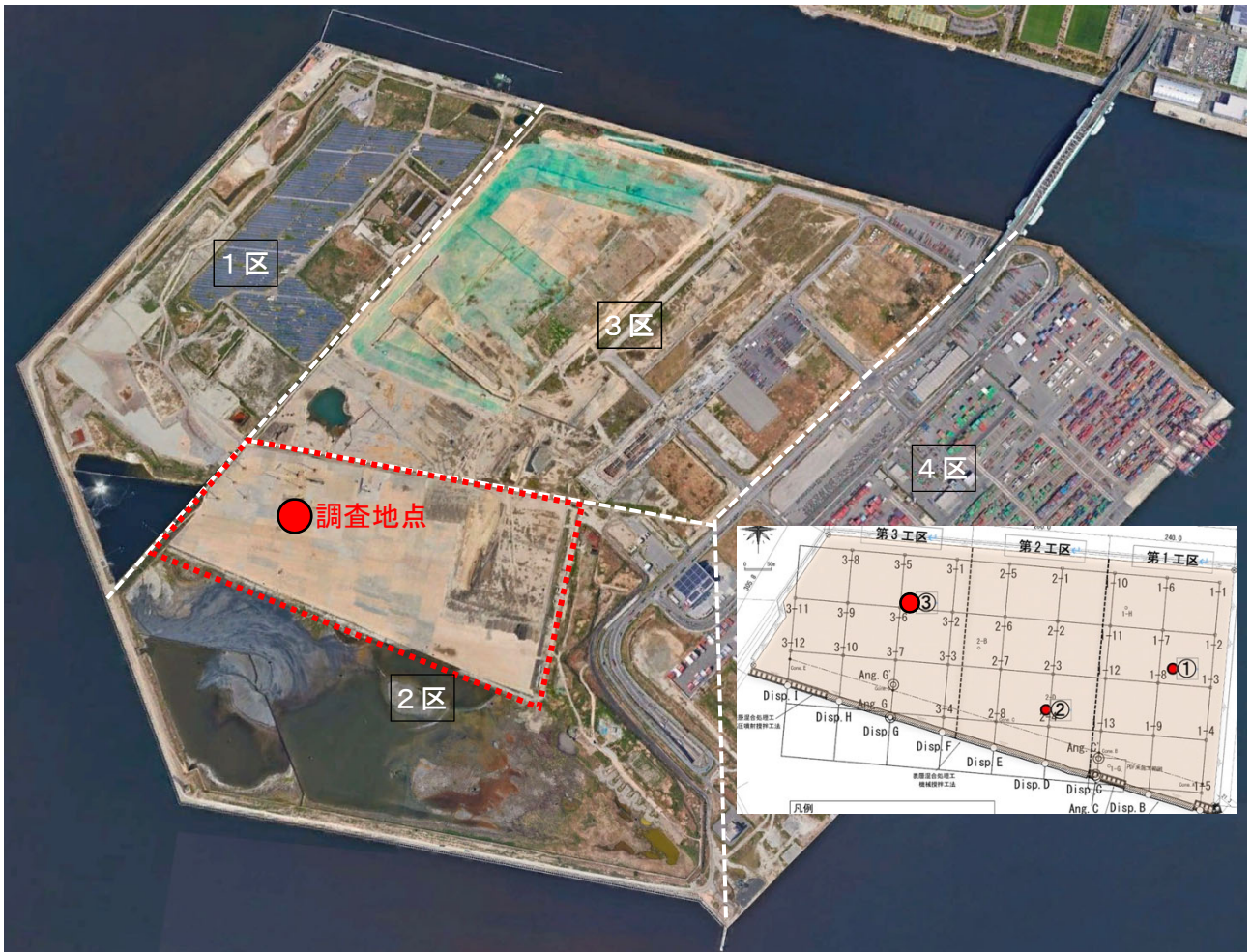
地盤調査の位置図

大正区三軒家地盤調査

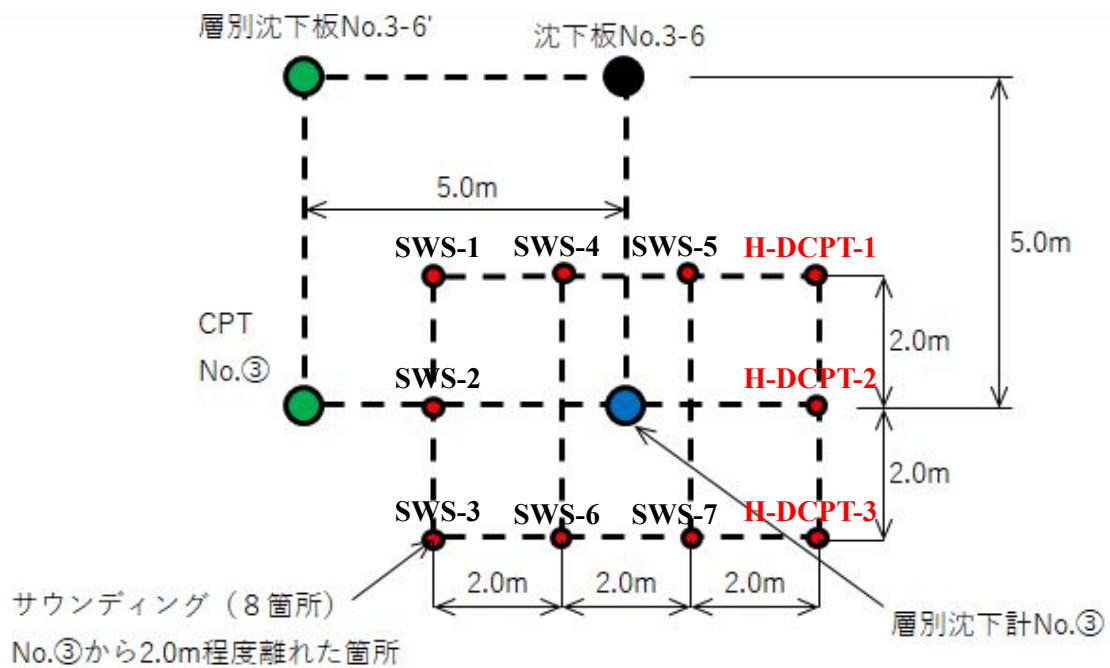
標高OP +3.51m(実測) 格子の間隔:1m



地盤調査の配置図



地盤調査の位置図



地盤調査の配置図



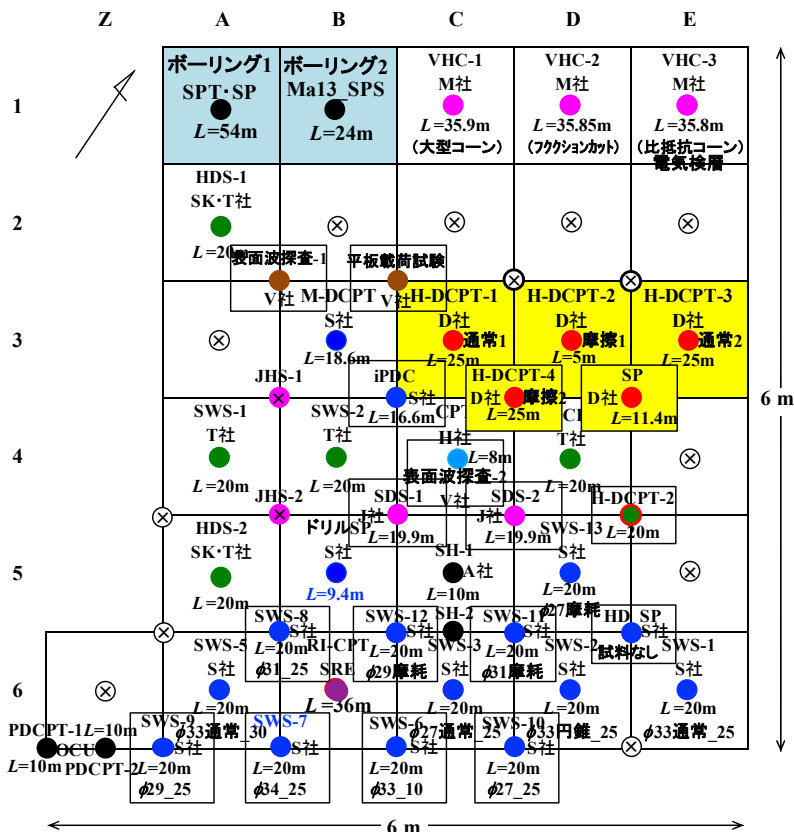
付録-26 大阪市港区弁天6丁目3-13（安治川水門左岸側）：2021年9/8～9/30 調査



地盤調査の位置図

大阪市港区弁天6（安治川水門）地盤調査

標高OP +2.84m(測量値) ⊗: 貫入不能だったもの 格子の間隔: 1m



地盤調査の配置図