

(別紙 2)

建設技術研究開発費補助金総合研究報告書

1. 研究課題名 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
2. 研究期間 平成 24 年度～平成 25 年度
3. 代表者及び研究代表者、共同研究者

代表者	大島 昭彦	大阪市立大学・教授
研究代表者	大島 昭彦	大阪市立大学・教授
共同研究者	三村 衛	京都大学・教授
共同研究者	田中 洋行	北海道大学・教授
共同研究者	平田 茂良	大和ハウス工業・総合技術研究所副所長
共同研究者	深井 公	積水ハウス・品質管理室課長
共同研究者	利藤 房男	応用地質・技術管理部長
共同研究者	下平 祐司	日本建築総合試験所・建築確認評定部長
共同研究者	金 哲鎬	報国エンジニアリング・技術統括部長
共同研究者	飛田 哲男	京都大学・准教授
共同研究者	山本 浩司	地域地盤環境研究所・主席研究員

4. 補助金交付総額 18,600,000 円

5. 研究・技術開発の目的

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）では、東北・関東地方で砂地盤の液状化現象によって約 2 万 7 千棟もの戸建住宅が被災した。この原因は埋立、埋戻し、盛土、干拓などによる人工改変地に対して適切な地盤改良・補強を施していなかったことにあるが、そもそも宅地に対する地盤調査の重要性や液状化対策の認識が低かったことが素因と考えられる。

現在、宅地に対する地盤調査法はスウェーデン式サウンディング（SWS）試験が標準であるが、この試験結果のみでは液状化判定はできない。一方、土木構造物や中規模以上の建築物に対しては、ボーリング調査（標準貫入試験と採取試料の粒度試験を含む）によって液状化判定を行っているが、これを宅地調査に適用するのはコスト的に無理がある。東日本大震災を経て、現在、宅地の液状化判定と対策のための地盤調査法の開発が喫緊の課題となっている。

本研究では、まず地震時に宅地に要求される地盤性能（沈下量、傾斜角など）の評価手法を検討し、宅地の地盤調査法で求めるべき地盤特性の仕様を求める。次に、宅地調査として標準的に使われる SWS 試験に加え、最近利用が増えている大型、中型動的コーン貫入試験（SRS、MRS）を対象とし、高精度に地盤強度と土質判定が得られるように改良し、低コストのまま液状化判定ができる地盤調査法を開発する。なお、液状化判定を目的とする宅地の調査深度は 10m までとする。さらに、この地盤調査法で得られた地盤特性を有効応力原理に基づく数値解析法に取り込んで本研究による液状化判定・被害予測を検証する。同時に、既往および本研究の調査結果を取り入れて液状化判定・被害予測の機能を持たせた「宅地地盤情報データベース」を開発する。これらの研究項目によって、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を行うのが本研究の目的である。

圧倒的に数の多い宅地の液状化問題を対象に、既存の地盤調査法を低コストのまま高精度な地盤特性が得られるものに改良して、それに基づく液状化判定と被害予測手法を開発することが研究目標である。具体的な研究目標は以下の 3 点である。

- ①SWS 試験と SRS、MRS 試験を高精度に地盤強度と土質判定が得られるように改良し（実証実験）、液状化判定ができる地盤調査法を開発する。
- ②上記地盤調査法で得られた地盤特性を有効応力原理に基づく数値解析法に取り込んで本研究による液状化判定・被害予測を検証する。同時に、既往及び本研究の調査結果を取り入れて液状化判定・被害予測の機能を持たせた「宅地地盤情報データベース」を開発する。
- ③上記の地盤調査法に基づく宅地の液状化被害予測手法を開発し、実用化を図る。これにより、宅地の液状化検討のための地盤調査費用を従来の手法（ボーリング調査に基づくもの）よりも 40%～60%程度削減させる。

6. 研究・技術開発の内容と成果

別冊子（別ファイル）の地盤工学会「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の開発」報告書を参照。

7. 研究成果の刊行に関する一覧表

刊行書籍又は雑誌名（雑誌のときは雑誌名、巻号数、論文名）	刊行年月日	刊行書店名	執筆者氏名
滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その1）～（その12）	平成 25 年 7 月	地盤工学会、第 48 回地盤工学研究発表会、pp.171-194.	大島昭彦・他
各種地盤調査法の一斉試験による比較	平成 25 年 12 月	日本建築学会、小規模建築物の地盤調査法シンポジウム「宅地の液状化判定のための地盤調査法」、pp.7-16.	大島昭彦
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	平成 26 年 5 月 （印刷中）	地盤工学会、330p.	大島昭彦・他
大型動的コーン貫入試験における打撃装置自重の影響、他	平成 26 年 7 月 （投稿中）	地盤工学会、第 49 回地盤工学研究発表会、No.37～49	大島昭彦・他

8. 研究成果による知的財産権の出願・取得状況

知的財産権の内容	知的財産権の種類、番号	出願年月日	取得年月日	権利者名
なし				

9. 成果の実用化の見通し

本研究で開発した SRS、MRS、SWS による液状化判定の調査費用は、ボーリング調査（SPT と採取試料の粒度試験を含む）に比べて、かなり安く、複数箇所実施してもなお 40%～60%のコスト削減となる。また、調査に要する時間もボーリング調査では数日要するが、SRS、MRS、SWS は 1 日で複数箇所実施できることから、今後、本研究による宅地の液状化判定・被害予測手法が標準的なものと考えられる。

10. その他

この研究の実施に当たっては、公益社団法人地盤工学会内に産官学の合計 23 名の委員からなる「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研究委員会（委員長：大島昭彦）」を設置し、研究の遂行に対して有益な情報と適切な助言を幅広く収集した。また、同じ地盤工学会内の既存の震災関連の特別委員会や研究委員会とも連携して研究を推進した。

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

平成 26 年 5 月

公益社団法人 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」

目 次

第1章 総説	1
1.1 はじめに	1
1.2 研究開発の概要	2
1.3 個別研究の概要	2
1.3.1 宅地の液状化判定・被害予測の評価手法の検討	2
1.3.2 液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング試験の開発	4
1.3.3 液状化判定可能な動的コーン貫入試験の開発	5
1.3.4 数値解析による液状化判定・被害予測の検証	6
1.3.5 宅地地盤情報データベースの開発	7
1.3.6 低コスト・高精度な宅地の液状化被害予測手法の開発	8
1.4 研究開発実施体制	10
第2章 宅地の液状化判定・被害予測の評価手法の検討	11
2.1 概要	11
2.2 既往の研究	11
2.2.1 宅地の性能評価	11
2.2.2 液状化に対する宅地の性能評価	12
2.2.3 東日本大震災での宅地の液状化被害	13
2.2.4 液状化による宅地の沈下量の推定方法	16
2.3 液状化判定・被害の評価手法	17
2.3.1 小規模建築物基礎設計指針による簡易判定手法	17
2.3.2 建築基礎構造設計指針による液状化判定手法	17
2.3.3 液状化被害の評価手法	18
2.3.4 宅地の液状化判定に必要な地盤特性	20
2.4 まとめ	21
第3章 液状化判定可能な動的コーン貫入試験の開発	23
3.1 概要	23
3.2 現場実験の内容と敷地情報	24
3.2.1 大阪市城東区東中浜	24
3.2.2 茨城県神栖市堀割	26
3.2.3 千葉県浦安市運動公園	28
3.2.4 千葉県浦安市鉄鋼通り	30
3.2.5 滋賀県守山市今浜・水保	33
3.2.6 大阪市大正区鶴町	38
3.2.7 千葉県浦安市港	41
3.2.8 佐賀県唐津市岸山・原	44
3.2.9 千葉県香取市佐原地点1・地点2	46

3.3 現場実験結果	51
3.3.1 大型動的コーン貫入試験 (SRS) 結果	51
3.3.2 中型動的コーン貫入試験 (MRS) 結果	65
3.3.3 ピエゾドライブコーン貫入試験 (PDC) 結果	71
3.3.4 その他のコーン貫入試験結果	81
3.3.5 地下水位測定と簡易サンプラーによる土質判定結果	88
3.3.6 音測定による土質判定の試み	95
3.4 打撃効率の測定結果	105
3.4.1 打撃効率測定のための目的	105
3.4.2 SPT 及び各種 DCPT 装置の仕様	105
3.4.3 打撃効率の測定方法	105
3.4.4 打撃効率の測定結果	111
3.5 SRS、MRS 試験と他の試験との相関性の検討	130
3.5.1 SRS の N_q 値と SPT の N 値との相関性	130
3.5.2 SRS の N_q 値と一軸圧縮強さ q_u 値との相関性	135
3.5.3 MRS と SRS の比較	137
3.6 まとめ	141
第4章 液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング試験の開発	143
4.1 概要	143
4.2 現場実験結果	144
4.2.1 スウェーデン式サウンディング (SWS) 試験結果	144
4.2.2 地下水位測定と簡易サンプラーによる土質判定結果	152
4.3 SWS 試験におけるロッドの周面摩擦の影響検討	161
4.3.1 DT-SWS 試験の目的	161
4.3.2 試験概要と試験結果	162
4.3.3 DT-SWS 試験の検討	167
4.3.4 回転トルクによるロッドの周面摩擦の影響検討	171
4.3.5 ロッドの周面摩擦検討のまとめ	175
4.4 SWS 試験結果の CPT による解釈	176
4.4.1 CPT で解釈する意味	176
4.4.2 地盤の変化の捉え方の比較	176
4.4.3 SWS における自沈	177
4.4.4 砂地盤における SWS の解釈	180
4.5 SWS 試験と他の試験との相関性の検討	184
4.5.1 SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と N 値との相関性	184
4.5.2 SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と一軸圧縮強さ q_u 値との相関性	188
4.6 まとめ	191

第5章 数値解析による液状化判定・被害予測の検証	193
5.1 概要	193
5.2 数値解析モデルの概要	193
5.2.1 カクテルグラスモデル構成則	193
5.2.2 土・水連成系の定式化について	196
5.3 浦安市高洲におけるボーリングデータを用いた1次元有効応力解析	199
5.4 地表面の非液状化層厚を考慮した沈下量推定式の提案	203
5.5 まとめ	206
第6章 宅地地盤情報データベースの開発	225
6.1 概要	225
6.2 宅地地盤情報の調査・整理	226
6.2.1 戸建住宅建設時の調査の流れと宅地地盤情報	226
6.2.2 宅地地盤情報の種類と分類	227
6.2.3 データベース化の対象とする宅地地盤情報	232
6.3 宅地地盤情報データベースの基本設計	233
6.3.1 目標とする宅地地盤情報データベース	233
6.3.2 宅地地盤情報データベースのシステム要件	233
6.3.3 既往の地盤情報とのリンク方法	237
6.3.4 宅地の液状化判定・被害予測のシステム機能	239
6.3.5 宅地地盤情報データベースの機能構成	240
6.3.6 宅地地盤情報データベースの基礎構築の手順	241
6.4 宅地地盤情報データベースの検証構築	243
6.4.1 インデックス情報	243
6.4.2 宅地地盤情報データベース（インデックス共有型）の試作	245
6.4.3 宅地地盤情報データベース（地図情報重ね合わせ機能）の試作	252
6.5 まとめ	254
第7章 低コスト・高精度な宅地の液状化被害予測手法の開発	255
7.1 概要	255
7.2 各試験による液状化判定結果	255
7.2.1 指針による液状化強度と液状化試験の比較	255
7.2.2 液状化判定手法	256
7.2.3 液状化判定結果	256
7.3 宅地の液状化被害予測手法	261
7.3.1 宅地の液状化判定手法	261
7.3.2 宅地の液状化被害予測手法	262
7.3.3 導入効果	263
7.3.4 実施マニュアル	264
7.4 まとめ	266

第 8 章 まとめ	267
8.1 本研究の成果	267
8.2 今後の課題	270

付録 :

A1. 動的コーン貫入試験の周面摩擦とエネルギーの補正方法	付 1
A2. 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」資料	付 3
A2.1 研究委員会の設立趣意書と名簿	付 3
A2.2 研究委員会の開催記録	付 5
A3. 本研究に関する発表論文リスト	付 26

第1章 総説

1.1 はじめに

2011年（平成23年）3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）では、東北・関東地方で砂地盤の液状化現象によって約2万7千棟もの戸建住宅が被災した。この原因は埋立、埋戻し、盛土、干拓などによる人工改変地に対して適切な地盤改良・補強を施していなかったことにあるが、そもそも戸建住宅の基礎地盤（宅地）に対する地盤調査の重要性や液状化対策の認識が低かったことが素因と考えられる。

国土交通省告示第1113号では、「地震時に液状化する恐れがある地盤の場合、建築物に有害な損傷、変形および沈下が生じないことを確かめなければならない」と規定している。しかし現在、宅地に対する地盤調査法はスウェーデン式サウンディング試験が標準であり、地盤の許容支持力の算定や沈下の可能性の有無の判定を目的に行われるが、この試験結果のみでは液状化判定はできない。一方、土木構造物や中規模以上の建築物に対しては、ボーリング調査（標準貫入試験と採取試料の粒度試験を含む）によって液状化判定を行っているが、これを宅地調査に適用するのはコスト的に無理がある。したがって、これまで宅地に対して地盤調査結果に基づく液状化判定・被害予測は行われていないのが実情であった。しかし、東日本大震災を経て、現在、宅地の液状化判定と対策のための地盤調査法の開発が喫緊の課題となっている。

このような震災後の社会情勢を踏まえて、国土交通省では平成24、25年度建設技術研究開発助成制度〈震災対応型技術開発〉の公募がなされ、『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、研究代表者：大島昭彦、共同研究者：9名』が採択された。本研究は、この研究助成金を受けて行ったものであり、宅地の標準的な地盤調査法であるスウェーデン式サウンディング試験と最近利用が増えている動的コーン貫入試験を対象に、低コストのまま高精度に地盤強度と土質判定が得られるように試験方法を改良し、それに基づく液状化判定と被害予測手法を開発し、実用化に向けた検討を行うことを目的としている。2年間の研究期間で、9地点・12箇所の現場調査を実施し、各種サウンディング試験の密度の濃い比較結果を得ることができた。本報告書ではその結果を主体にしてまとめている。

なお、本研究では公益社団法人地盤工学会内に産官学からなる「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研究委員会」（23名）を設置し、研究推進に対する有益な情報と適切な助言を幅広く収集しながら研究を遂行した。さらに、当学会には、2011年度に新設された「東日本大震災対応調査研究委員会」及びそれに関連する研究委員会も活動中であり、それらと連携することでそれぞれの研究をより推進することができた。本研究委員会の成果は、宅地の液状化検討のための地盤調査費用を従来の手法（ボーリング調査に基づくもの）と比較して大幅なコスト減が期待でき、一般市民に対して安心・安全な社会の形成に寄与できると考えている。

1.2 研究開発の概要

本研究では、まず宅地の液状化判定に必要な地盤特性（地盤強度と土質を表す指標）および液状化被害としての地盤の変形量、沈下量、傾斜角などの評価手法を検討し、宅地の地盤調査法で求めるべき地盤特性の仕様を求める。次に、宅地調査として標準的に使われるスウェーデン式サウンディング試験に加え、最近利用が増えている動的コーン貫入試験を対象とし、高精度に地盤強度と土質判定が得られるように改良し、低コストのまま液状化判定ができる地盤調査法を開発する。なお、液状化判定を目的とする宅地の調査深度は10mまでとする。さらに、この地盤調査法で得られた地盤特性を有効応力原理に基づく数値解析法に取り込んで本研究による液状化判定・被害予測を検証する。同時に、既往および本研究の調査結果を取り入れて液状化判定・被害予測の機能を持たせた「宅地地盤情報データベース」を開発する。これらの研究項目によって、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を行うのが本研究の目的である。

圧倒的に数の多い宅地の液状化問題を対象に、既存の地盤調査法を低コストのまま高精度な地盤特性が得られるものに改良して、それに基づく液状化判定と被害予測手法を開発することを研究目標としている。具体的な研究目標は以下の3点である。

- 1) スウェーデン式サウンディング試験と動的コーン貫入試験を高精度に地盤強度と土質判定が得られるように改良し（実証実験）、液状化判定ができる地盤調査法を開発する。
- 2) 上記地盤調査法で得られた地盤特性を有効応力原理に基づく数値解析法に取り込んで本研究による液状化判定・被害予測を検証する。同時に、既往および本研究の調査結果を取り入れて液状化判定・被害予測の機能を持たせた「宅地地盤情報データベース」を開発する。
- 3) 上記の地盤調査法（宅地地盤情報データベースの有効利用も含む）に基づく宅地の液状化被害予測手法を開発し、実用化を図る。これにより、宅地の液状化検討のための地盤調査費用を従来の手法（ボーリング調査に基づくもの）よりも40%～60%程度削減させる。

なお本研究では、公益社団法人地盤工学会内に産官学からなるテーマ推進委員会を設置するとともに既存の震災関連の特別委員会や研究委員会とも連携する。この連携により、有益な情報と適切な助言が期待でき、これを十分活用して研究を推進する。

以上を含んだ個別研究開発項目とフローを図-1.2.1に示す。

1.3 個別研究の概要

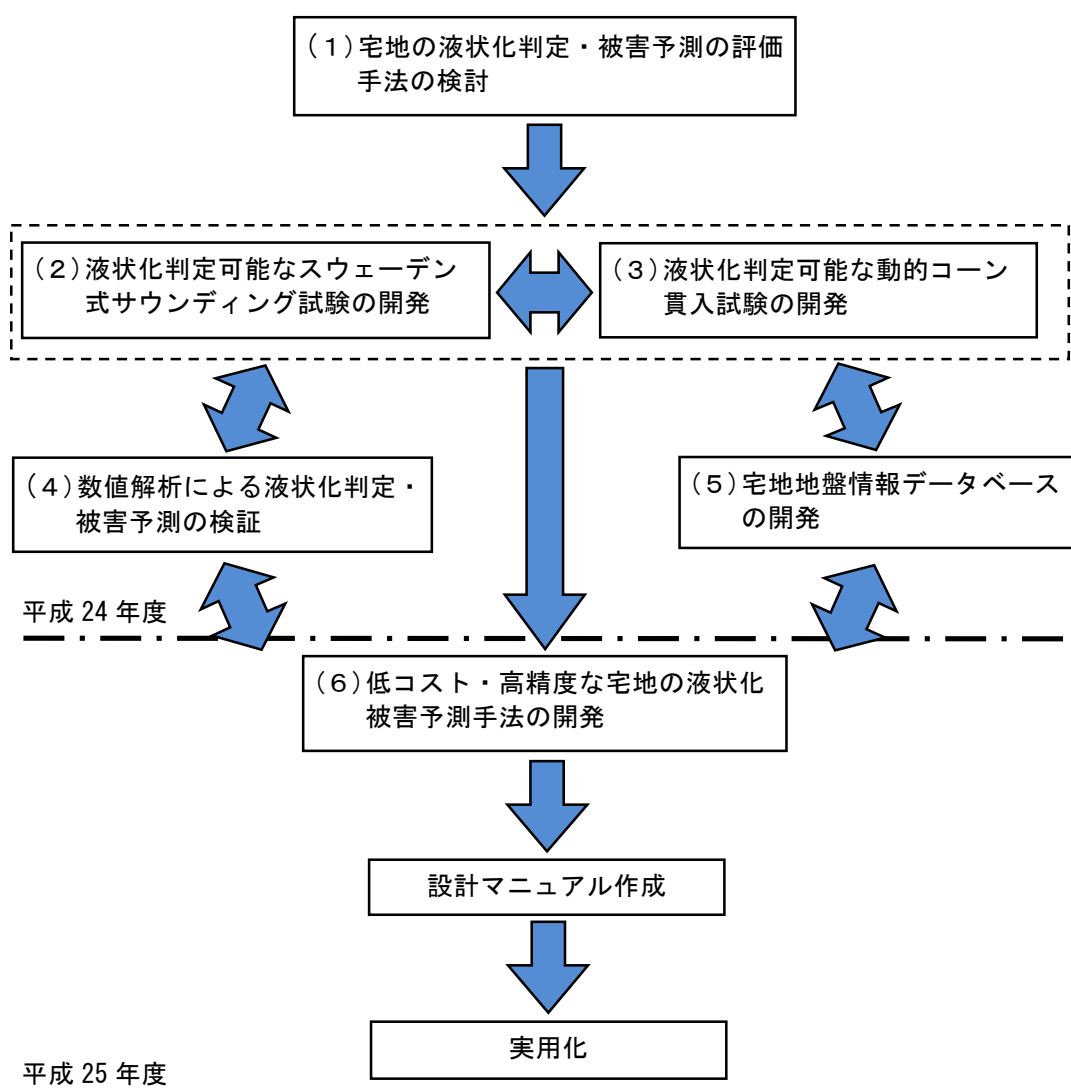
1.3.1 宅地の液状化判定・被害予測の評価手法の検討

本研究開発の目的である低コスト・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を開発するために、地震時に戸建住宅が地盤へ要求する性能（変形量、沈下量、傾斜角など）を明確にし、宅地の液状化判定に必要な地盤特性（地盤強度と土質を表す指標）および液状化被害としての地盤の変形量、沈下量、傾斜角などの評価手法を検討する。

1) 研究内容

本研究は、まず阪神・淡路大震災や東日本大震災などの過去の地震による戸建住宅の液状化被災事例から、戸建住宅が地盤へ要求する性能（変形量、沈下量、傾斜角など）を明確にする。次に、宅地の液状化判定に必要な地盤特性（地盤強度と土質を表す指標）および液状化被害としての地盤の変形量、沈下量、傾斜角などの評価手法を検討する。さらに、既存の地盤調査法（静的、動的サウンディング試験）から得られる地盤情報を再検討する。以上から、宅地の地盤調査法で求めるべき地盤特性の仕様を求める。なお、液状化判定を目的とする宅地の調査深度は10mまでとする。

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



(ただし、(2)～(5)の研究は平成25年度にもまたがる)

図-1.2.1 個別研究開発項目と研究フロー

2) 研究のフロー

- ① 文献資料の収集（論文、報告書等）
- ② 過去の液状化による被災住宅調査（地盤の変形量、沈下量、傾斜角などを集計）
- ③ 宅地の液状化判定に必要な地盤特性（地盤強度と土質を表す指標）の検討
- ④ 液状化被害としての地盤の変形量、沈下量、傾斜角などの評価手法の検討
- ⑤ 既存の地盤調査法から得られる地盤情報の再検討
- ⑥ 宅地の地盤調査法で求めるべき地盤特性の仕様の検討

3) 調査情報の収集方法

- ① 論文、報告書の検索
- ② 産学官テーマ推進委員会における意見収集
- ③ 大手ハウスメーカーから広く調査情報の提供を依頼、データを入手
- ④ 国・県・市の行政機関の協力により、データを入手

4) 既存の地盤調査法から得られる地盤情報の再検討

- ① 標準貫入試験 (N 値、採取試料の粒度、他)
- ② 電気式コーン貫入試験 (q_t 値、 f_s 値、 u 値、基準化抵抗値、他)
- ③ スウェーデン式サウンディング試験 (W_{sw} 値、 N_{sw} 値、他)
- ④ 大型、中型動的コーン貫入試験 (N_d 値、トルク、他)
- ⑤ その他の地盤調査法

1.3.2 液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング試験の開発

宅地調査で標準的に使われるスウェーデン式サウンディング試験を対象とし、高精度に地盤強度と土質判定が得られるように改良し、低コストのまま宅地の液状化判定ができる地盤調査法を開発する。

1) 研究内容

スウェーデン式サウンディング (SWS) 試験は、地盤の許容支持力の算定や沈下の可能性の有無の判定を目的に行われ、地盤強度としては 0.25m ピッチで連続的に測定される W_{sw} (載荷重) と N_{sw} (半回転数) から稲田式¹⁾によって N 値換算する手法が通常使われている。しかし、SWS 試験ではこれまで土質判定ができなかったため、液状化判定もできなかった。

本研究では、宅地の地盤調査として標準的な試験である SWS 試験をベースにして、深度 10m までの地盤強度の測定値の精度を高め、かつ土質判定を行う機構を開発する研究を行う。

まず、地盤強度の測定値の精度を高める研究を行う。先に述べた N 値換算に用いる稲田式は、50 年以上も前に高速道路に沿う軟弱地盤を対象に測定されたデータ (おそらくコーンブリー法による N 値と手動式試験機による W_{sw} 、 N_{sw} と考えられる) に基づくものであり、現在の試験結果に適用できる保証はない。そこで、最近実施された数多くのデータを集約して N 値換算式の再検討を行う。また、SWS 試験のロッドは単管であるため、深度が深くなるとロッドの周面摩擦の影響を受け、試験値が過大になる問題がある。そこで、通常のロッドの外側に外管を取り付け、二重管方式にすることによって周面摩擦の影響を除いた試験機を開発し、周面摩擦の影響度合いを把握する。さらに、ロッドの回転トルクを測定する試験機も既に開発されているので、トルクから周面摩擦を補正する方法も検討する。

次に、SWS 試験で土質判定を行う機構を開発する研究を行う。従来から回転貫入時の音から簡易な土質判定が行われてきたが、これを定量的に行うために、ロッドに AE (アコースティックエミッション) センサーを取り付け、回転貫入時に測定される電気信号 (超音波波形) から連続的に土質 (粒度と密度) を判定する方法を新たに開発する。また、孔内地下水位を中空ロッドと比抵抗電極を用いて測定する装置が既に開発されているので、これを導入する。一方、ロッドに土採取の機構 (既に数種類の装置が開発済み) を組み込んで、任意深度の土試料を直接採取する方法も同時に検討し、先の連続的な土質判定手法の信頼性を確認する。

以上を開発するために現場で実証実験を行い、地盤強度と土質判定を最も精度良く測定できる方法を見出し、低コストのまま宅地の液状化判定ができる地盤調査法を開発する

なお、東日本大震災での浦安市の液状化原因を究明するために、2011 年 11 月に申請者のグループによって液状化が激しく起きた敷地で地盤調査の一斉試験を行ったが、液状化した土層を特定することができなかった。そこで、同敷地で再調査を行い、連続サンプリングした土層の分析・観察から液状化層を特定し、本試験による液状化判定の信頼性を確認する。

2) 研究のフロー

- ① 既存のデータ収集（SWS 試験と標準貫入試験）による N 値換算式の再検討
- ② 二重管 SWS 試験の開発と周面摩擦の影響度合いの把握
- ③ トルク測定による周面摩擦補正方法の検討
- ④ AE センサー付き SWS 試験による波形性状と土質の検討
- ⑤ SWS 試験による孔内地下水位測定方法の確立
- ⑥ SWS 試験における土試料採取方法の検討

3) 現場での実証実験の予定

- ① 浦安市での再調査（土層のサンプリングも含む、H24、H25 年度）
- ② 滋賀県守山市（地盤調査一斉試験、H24 年度）
- ③ 関西地区、他で 3～4 箇所現場（H24、H25 年度）

1.3.3 液状化判定可能な動的コーン貫入試験の開発

最近宅地調査で使われるようになった大型、中型動的コーン貫入試験を対象とし、両試験で高精度に地盤強度と土質判定が得られるように改良し、低コストのまま宅地の液状化判定ができる地盤調査法を開発する。

1) 研究内容

本研究では、最近、宅地調査で使われるようになってきた大型動的コーン貫入試験（通称：オートマチックラムサウンディング：SRS）と中型動的コーン貫入試験（通称：ミニラムサウンディング：MRS）を対象とする。両試験による地盤強度は打撃回数 N_d 値として 0.2m ピッチで連続的に精度よく測定でき、SRS は標準貫入試験と換算打撃エネルギーが同じであるため、 $N_{dR} \doteq N$ の関係が、MRS の換算打撃エネルギーは SRS の 1/2 であるため、 $N_{dR} \doteq N_{dM}/2$ の関係が成立する（ N_{dR} 、 N_{dM} はそれぞれ SRS、MRS の N_d 値）と言われており、いずれも N 値換算が可能である。また、両試験は単管ロッドの周面摩擦の影響をロッドの回転トルクを測定することによって補正することができ、ロッドの継ぎ足し以外は自動で打撃が（SRS では計測も自動で）行われるため、作業効率が非常に高く、低コストな調査法である（現在、地盤工学会で試験方法の基準化作業が行われている）。しかし、両試験ともにこれまで土質判定ができなかったため、液状化判定もできなかった。

本研究では、大型、中型動的コーン貫入試験による深度 10m までの地盤強度の測定値の精度を高め、かつ土質判定を行う機構を開発する研究を行う。

まず、大型、中型動的コーン貫入試験による N_{dS} 値、 N_{dM} 値と標準貫入試験の N 値のデータを収集し、各値の対応関係を再確認する。また、 N_{dM} 値のエネルギー補正、周面摩擦補正の妥当性も検証する。以上から、両試験による地盤強度の測定値の精度を高める研究を行う。

次に、動的コーン貫入試験で土質判定を行う機構を開発する研究を行う。既に、大型または中型動的コーン貫入試験のコーン先端に間隙水圧計を設置し、打撃時の間隙水圧の大きさと消散速度から連続的に土質（細粒分含有率 F_c ）を判定し、地下水位も判定できる試験（ピエゾドライブコーン：PDC）が開発中であるので、その精度をさらに高める。また、ロッドに AE（アコースティックエミッション）センサーを取り付け、打撃後にコーン（回収型コーン）を引き上げる際に測定される電気信号（超音波波形）から連続的に土質（粒度と密度）を判定する方法を新たに開発する。さらに、周面摩擦補正のために測定するトルク値は土質とも相関性があるので、これを他の測定値と組み合わせて土質判定する方法も検討する。一方、先端コーンをサンプラーに切り替える、またはロ

ッドに土採取の機構を組み込んで、任意深度の土試料を直接採取する方法および孔内地下水位を直接測定する方法も同時に検討し、先の連続的な土質判定手法の信頼性を確認する。

以上を開発するために現場で実証実験を行い、種々の手法を相互に比較して、地盤強度と土質判定を最も精度良く測定できる方法を見出し、低コストのまま宅地の液状化判定ができる地盤調査法を開発する。

なお、1.3.2と同様に、一斉試験を行った浦安市で再調査を行い、連続サンプリングした土層の分析・観察から液状化層を特定し、本試験による液状化判定の信頼性を確認する。

2) 研究のフロー

- ① 既存データの収集（大型、中型動的コーン貫入試験と標準貫入試験の比較）
- ② PDC 試験による間隙水圧性状と土質の検討
- ③ AE センサー付き動的コーン貫入試験による波形性状と土質の検討
- ④ 動的コーン貫入試験によるトルク値・他と土質の検討
- ⑤ 動的コーン貫入試験における土試料採取方法と地下水位測定方法の検討

3) 現場での実証実験の予定

- ① 浦安市での再調査（土層のサンプリングも含む、H24、H25 年度）
- ② 滋賀県守山市（地盤調査一斉試験、H24 年度）
- ③ 関西地区、他で3～4箇所の現場（H24、H25 年度）

1.3.4 数値解析による液状化判定・被害予測の検証

1.3.2、1.3.3の地盤調査法で得られた地盤特性を有効応力原理に基づく既往の数値解析法に取り込んで、液状化時の地盤の変形量と沈下量を定量的に推定する方法を開発し、本研究による液状化判定・被害予測を検証する。

1) 研究内容

有効応力原理に基づく2次元有限要素解析法 FLIP²⁾は、1995年兵庫県南部地震により発生した神戸港周辺における港湾構造物の被害を高い精度で再現することに成功し、以来我が国における港湾構造物等の設計において広く使われている数値解析法の一つである。本手法の特徴としては、土の構成則として液状化による主応力の回転効果を容易に考慮できる多重せん断ばねモデルを用いていることが挙げられる。また、地震時の過剰間隙水圧の上昇過程（液状化過程）から、地震後長時間にわたる過剰間隙水圧の消散過程に至る一連の地盤の挙動を再現できるため、地震時の地盤変形だけでなく、液状化後の地盤沈下量の推定も可能な数値計算手法である。

本研究では、1.3.2と1.3.3で検討される地盤調査法による液状化判定の高精度化に資するべく、原位置の地盤特性を反映した動的解析を行う。1.3.2と1.3.3で実施される地盤調査法の高度化により、宅地における高精度の液状化判定が可能となる。本研究では、上述の数値解析法を援用し、液状化時の地盤の変形量と沈下量を定量的に推定する方法を開発し、本研究による液状化判定・被害予測を検証する。

数値解析に当たり、まず1.3.2と1.3.3の地盤調査法により、深度情報（土質判定による液状化層厚、地下水位）と地盤強度（換算 N 値）に関する情報を得る。次に、実証実験を行う現場でサンプリングした原位置試料を用いて室内試験（非排水繰返し三軸試験あるいは中空ねじりせん断試験を想定）を行い、液状化特性に関する詳細なデータを取得する。これらの試験結果（液状化強度曲線）より、数値解析における地盤物性パラメータを決定する。得られた材料パラメータを用いて、

対象とする現場ごとに地震応答解析を実施する。

数値解析では、地震動の強度（例えば加速度振幅）を数パターン変化させたときの地盤の変形量・沈下量を求める。このようにして、例えば、液状化層厚、地下水位、換算 N 値、加速度振幅最大値をパラメータとして、次式で示す地盤の変形量・沈下量を求めるための回帰式を求めることができる。

(変形量・沈下量) = f (液状化層厚、地下水位、換算 N 値、加速度振幅最大値)

東日本大震災で被災した浦安市の地盤（申請者らによる地盤調査一斉試験によって詳細な地盤特性が得られている）を対象に、得られた回帰式の精度を検証する。

2) 研究のフロー

- ① 室内要素試験：実証実験を行う現場の原位置サンプリング試料の室内要素試験（非排水繰返し三軸試験あるいは中空ねじりせん断試験）により、液状化強度曲線を求め、解析パラメータを決定する。
- ② 数値解析：実証実験を行う現場の地盤柱状図を元に 1 次元地盤モデルを作成し、動的解析を行う。この時入力する地震動は、正弦波、直下型および海溝型地震動とし、振幅の大きさを変化させる。
- ③ 回帰分析：数値解析結果（変形量・沈下量）と、地盤調査法により得られる地盤強度（換算 N 値）と深度情報（液状化層厚、地下水位）をパラメータとして、非線形回帰分析を行う。
- ④ 回帰式の検証：浦安市の被災事例に対して得られた回帰式を適用し、精度を検証する。

1.3.5 宅地地盤情報データベースの開発

浅層地盤を対象に行われた既存および本研究による宅地の地盤調査データを集約し、宅地地盤情報の共有化のための「宅地地盤情報データベース」を開発する。さらに浅層よりやや深い地盤情報ともリンクし、これを有効利用して総合的に宅地の液状化判定・被害予測を行う機能も付加する。

1) 研究内容

地震時の液状化発生の素因となる地盤条件は多様である。本研究が対象とする宅地においても、宅地を形成する浅層の埋立土、盛土といった人工地盤と、その下位の自然地盤に対する深度方向の地盤情報、さらに旧河道や旧ため池等の脆弱箇所の面的な情報など、実務的には総合的な視点から地盤調査と液状化評価を行う必要がある。そのために、地盤情報データベースは当該地の地盤情報を不足なく入手するための手段として有効な基礎技術である。

既往の地盤情報データベースは、主として自然地盤を対象としたボーリングデータを中心に構築されており、地震時の地盤振動、自然地盤の液状化評価については高い評価と実績を有している。一方、浅層の埋立土、盛土といった人工地盤については、物性値が得られていないことが多く、宅地の液状化評価には必ずしも十分なものではない。

また、この 5 年間に、日本全国で既存の地盤情報データベースを連携し、地盤情報資産（ボーリングデータ）を利活用するための表層地盤情報データベースの構築と統合の動きが急速に進展している。全国的に各地域で進められている広域的な地盤情報データベースの構築体制の創設や全国電子地盤図の構築は、その一端である。それらは主に自然地盤を対象とするデータベースなので、その上に宅地の地盤情報が加わることで、人々の生活圏の地盤情報システムが完結される。

本研究では、次の 3 つの視点から「宅地地盤情報データベース」を定義し、その開発に取り組む。

- 1) 宅地の既往および新規の地盤情報を統合・保存するためのデータベース

- 2) 宅地の地盤調査と液状化評価にあたって地盤条件を把握するためのデータベース
- 3) 本研究の調査データ等による宅地の液状化判定・被害予測のためのデータベース

まず、本研究に参画する各組織が保有している宅地の地盤情報および地盤調査法による調査データを統合化するためのデータベース機能を開発する。これより、従来の地盤情報データベースに不足していた埋立土、盛土といった人工地盤の情報が統合・保存され、調査者に提供される。本研究で開発する地盤調査技術の適用に関する実績の集積という役割も果たす。次に、既往の自然地盤情報のデータベースや地図情報等とのリンクを図り、宅地の地盤調査と液状化評価にあたって地盤条件を把握するためのデータベースに発展させる。そして、本研究の調査データ等によって総合的に宅地の液状化判定・被害予測するための機能をデータベースに付加する。

2) 研究のフロー

- ① 既存の宅地の地盤調査情報（大手ハウスメーカー所有）の調査・整理
- ② 本研究で開発する地盤調査法も含めたデータベース構造の設計
- ③ 既往の地盤情報データベースとのリンク方法の開発
- ④ 宅地の液状化判定・被害予測のシステム機能の開発
- ⑤ 開発システムの検証構築（現場調査箇所に適用）

3) 宅地の地盤調査情報のデータベース化

- ① 標準貫入試験（ N 値、採取試料の粒度、他）
- ② 大型、中型動的コーン貫入試験（ N_d 値、トルク、他）
- ③ スウェーデン式サウンディング試験（ W_{sw} 値、 N_{sw} 値、他）

1.3.6 低コスト・高精度な宅地の液状化被害予測手法の開発

本研究で改良・開発する低コスト・高精度なスウェーデン式サウンディング試験と動的コーン貫入試験の調査結果に基づく宅地の液状化被害予測手法を具現化する。液状化判定は建築基礎構造設計指針（日本建築学会）の方法をベースとし、被害予測は地盤の変形量、沈下量、傾斜角を定量的に示す。

1) 研究内容

本研究は、実用化への展開に際して、低コスト・高精度の地盤調査法による調査結果から、宅地の液状化被害予測を行う手法を具現化するものである。

本研究で改良・開発するスウェーデン式サウンディング（SWS）試験と大型、中型動的コーン貫入試験（SRS、MRS）から、宅地の深度 10m までの地盤強度を表す指標として換算 N 値、土質を表す指標として細粒分含有率 F_c と密度 ρ （単位体積重量 γ ）が、SWS では 0.25m、SRS・MRS では 0.2m ピッチで得られ、同時に地下水位の値も得られる。両試験の使い分けは、SWS 試験の簡便さ・迅速性、SRS・MRS 試験の貫入能力の高さを考慮し、敷地状態や地盤性状に応じて行うことを想定している。

東日本大震災での宅地の液状化被害の大きさから、従来の宅地に対する簡易な液状化判定法（深度 5m までの飽和した砂層の層厚の大きさから液状化の影響が地表面に及ぶ程度を判定するもの）では不十分と考えられる。また、東日本大震災の戸建住宅の被災から、宅地の液状化検討深度は 10m 程度まで、細粒分含有率 F_c が高い埋立層の液状化検討も必要と考えられる。したがって、今後は土木構造物や中規模以上の建築物の基礎地盤で使われている FL 法を宅地にも導入する必要がある。FL 法では、液状化安全率 $F_L = R/L$ （ R は地盤のせん断抵抗比、 L は地震によるせん断応力比）を算

定し、 $F_L < 1$ なら液状化する、 $F_L > 1$ なら液状化しないと判定する。本研究では、 R と L の算定方法は建築基礎構造設計指針（日本建築学会）をベースとする。 R の算定に換算 N 値、 F_c 値、地盤の単位体積重量 γ を、 L の算定（全応力、有効応力の算定）に地盤の単位体積重量 γ を用いることができる。ただし、 R の算定には東日本大震災のような海溝型地震の特徴である継続時間の長さによる効果を考慮する。

一方、液状化被害予測は F_L 値を次式のように深さ方向に積分した液状化指数 P_L 値を用い、

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) \cdot w(z) dz \quad (1.3.1)$$

ここに、 $F_L > 1$ の場合には、 $(1 - F_L) = 0$ 、 $w(z)$ は深さ z に対する重み関数で、 $w(z) = 10 - 0.5z$ である。

P_L 値の範囲ごとに液状化被害の程度をランク付け、それぞれに対して地盤の変形量、沈下量、傾斜角を定量的に示す。

なお、上記の液状化判定・被害予測には、1.3.5 で開発する宅地地盤情報データベースによる方法も取り入れ、既往および新規の地盤情報を有効利用する。

以上の手法に基づく設計マニュアルを作成し、実用化を図る。また、液状化被害予測手法の検討に際しては、地盤工学会会員により構成される産学官テーマ推進委員会（23 名）を開催し、本研究による地盤調査法による調査結果を踏まえた意見を集約し、設計マニュアルに反映させる。

2) 研究のフロー

- ① 液状化判定：地盤のせん断抵抗比 R の算定方法の検討
- ② 液状化判定：地震によるせん断応力比 L の算定方法の検討
- ③ 液状化被害予測：液状化指数 P_L 値と地盤の変形量、沈下量、傾斜角の関係の検討
- ④ 宅地地盤情報データベースによる液状化判定・被害予測の検討

3) 情報の収集方法

- ① 論文、基準、指針の調査
- ② 産学官テーマ推進委員会における意見収集
- ③ 大手ハウスメーカーからの情報収集

1.4 研究開発実施体制

本研究を実施したコアメンバーと執筆担当を表-1.4.1に示す。

表-1.4.1 本研究のコアメンバーと執筆担当

代表者	氏名	所属	執筆担当
研究代表者	大島 昭彦	大阪市立大学大学院・教授	下記以外
共同研究者	三村 衛	京都大学大学院・教授	第5章
共同研究者	田中 洋行	北海道大学大学院・教授	4.4
共同研究者	平田 茂良	大和ハウス工業(株)総合技術研究所・副所長	3.3.5
共同研究者	深井 公	積水ハウス(株)品質管理室・課長	3.3.5, 4.2.2
共同研究者	利藤 房男	応用地質(株)エンジニアリング本部技師長室・室長	3.3.3
共同研究者	下平 祐司	(一財)日本建築総合試験所建築確認評定センター・部長	4.3
共同研究者	金 哲鎬	報国エンジニアリング(株)技術本部・技術統括部長	4.2.2
共同研究者	飛田 哲男	京都大学防災研究所・准教授	第5章
共同研究者	山本 浩司	(一財)地域地盤環境研究所・主席研究員	第6章
委員	松本 樹典	金沢大学大学院自然科学研究科・教授	3.4
委員	山田 卓	大阪市立大学大学院工学研究科都市系専攻・講師	3.3.6

参考文献

- 1) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について，土と基礎，Vol.8，No.1，pp.13～18，1960.
- 2) Iai, S. Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 29, No. 4, pp. 27-56, 1990.

第2章 宅地の液状化判定・被害予測の評価手法の検討

2.1 概要

本章では、本研究開発の目的である「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」のために、まず地震時に戸建住宅が地盤へ要求する性能（変形量、沈下量、傾斜角など）を明確にする。次に、液状化判定・被害の評価手法を既往の研究から検討する。さらに、既存の地盤調査法（静的、動的サウンディング試験）から得られる地盤情報を再検討し、宅地の液状化判定に必要な地盤特性（地盤強度と土質を表す指標）をまとめる。

2.2 既往の研究

2.2.1 宅地の性能評価

宅地では建物荷重に対して地盤の支持力が不足する場合は少なく、最も問題となるのは不同沈下である。建物の沈下は、**図-2.2.1**に示すように、(1)等沈下、(2)一体傾斜、(3)変形傾斜に分類することができる¹⁾。(1)は居住者の生活に大きな問題はなく、(2)と(3)が不同沈下として居住者の生活に支障をきたすこととなる。特に、(3)は建物に変形が生じ、建物壁体にひび割れなどの構造的障害が発生する。これらは液状化後の沈下に対しても同様である。

小規模建築物基礎設計指針¹⁾では、傾斜角および変形角（**図-2.2.2**参照）に対する設計目標値の参考値として**表-2.2.1**が示されている。外壁のひび割れなどの障害は、本来、変形角に起因するものであるが、その算定はかなり面倒である。そこで、総沈下量が大きければ相対沈下量も大きく、よって変形角も大きくなるので、最大沈下量に一定の限度を設け、これを許容沈下量として、これ以内に収まるように設計することが多い。**表-2.2.2**は、不同沈下による建物壁体の障害（有害なひび割れ）についての実測データを基に提案された許容沈下量である²⁾。

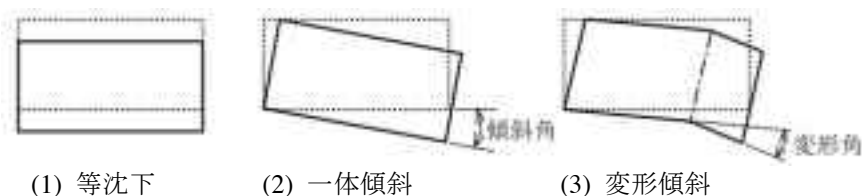


図-2.2.1 建物沈下の種類¹⁾

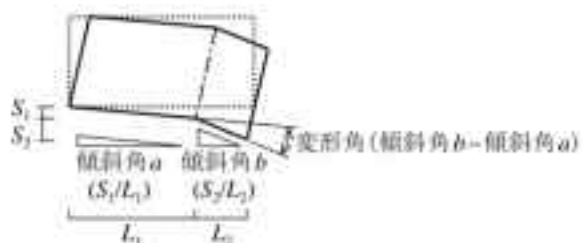


図-2.2.2 傾斜角と変形角¹⁾

表-2.2.1 不同沈下の設計目標値の参考値¹⁾

不同沈下	設計目標値
傾斜角	3/1000 以下
変形角	2.5/1000 以下

表-2.2.2 許容沈下量 (cm) の参考値²⁾

沈下の種類	即時沈下量		圧密沈下量	
	布基礎	べた基礎	布基礎	べた基礎
標準値	2.5	3~(4)	10	10~(15)
最大値	4	6~(8)	20	20~(30)

標準値：不同沈下による亀裂がほとんど発生しない限度値

最大値：幾分か不同沈下亀裂が発生するが障害には至らない限度値

()：剛性の高いべた基礎の値

表-2.2.3 住宅品確法による床の傾斜に関する基準

レベル	住宅の種類	構造耐力上主要な部分に瑕疵が存する可能性
	木造住宅，鉄骨造住宅，鉄筋コンクリート造住宅 又は鉄骨鉄筋コンクリート造住宅	
1	3/1000 未満の勾配（凹凸の少ない仕上げによる床の表面における 2 点 (3m 程度以上離れているものに限る) の間を結ぶ直線の垂平面に対する角度をいう。以下にこの表において同じ) の傾斜	低い。
2	3/1000 以上 6/1000 未満の勾配の傾斜	一定程度存する。
3	6/1000 以上の勾配の傾斜	高い。

一方、平成 12 年に制定された「住宅の品質確保の促進等に関する法律」（住宅品確法）では、住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準として、不同沈下に関わる床の傾斜に関する基準を表-2.2.3 のように示されている。レベル 3 の 6/1000 以上の傾斜が発生したとき、「建物に瑕疵が存在する可能性が高い」と判断される。

2.2.2 液状化に対する宅地の性能評価

日本建築学会の住まい・まちづくり支援建築会議の復旧・復興支援 WG では、液状化による地盤沈下による床の傾斜角と健康被害の関係を表-2.2.4 のようにまとめている³⁾。傾斜角が 8~10/1000 を超えると健康障害が生じると言える。

表-2.2.4 床の傾斜角と健康障害³⁾

傾斜角		健康障害
度	ラジアン	
0.29°	5/1000	傾斜を感じる。
0.34°	6/1000	不同沈下を意識する。
0.46°	8/1000	傾斜に対して強い意識、苦情の多発。
0.6°程度	1/100程度	めまいや頭痛が生じて水平復元工事を行わざるを得ない。
~1°	~1/60	頭重感、浮動感を訴える人がある。
1.3°	1/44	牽引感、ふらふら感、浮動感などの自覚症状が見られる。
1.7°	1/34	半数の人に牽引感。
2°~3°	1/30~1/20	めまい、頭痛、はきけ、食欲不振などの比較的重い症状。
4°~6°	1/15~1/10	強い牽引感、疲労感、睡眠障害が現れ、正常な環境でもものが傾いて見えることがある。
7°~9°	1/8~1/6	牽引感、めまい、吐き気、頭痛、疲労感が強くなり、半数以上で睡眠障害。

日本建築学会：建築士のためのテキスト 小規模建築物を対象とした地盤・基礎，
p. 31, 2003 より引用・修正

また、内閣府による災害に係る住家の被害認定⁴⁾では、地盤の液状化等により損傷した住家の被害認定方法について、住宅の四隅の傾斜（基礎と柱が一体的に傾く不同沈下の場合）の平均で以下のように判定している。

- 1/100～1/60（10～16.7/1000）：半壊
- 1/60～1/20（16.7～50/1000）：大規模半壊
- 1/20 以上（50/1000 以上）：全壊

さらに、地震保険における地盤の液状化による建物損害認定方法の基準⁵⁾では、建物の傾斜角と沈下量によって以下のように認定している。

- 0.2°～0.5°（3.5～8.7/1000）、10～15cm：一部損（保険金額の5%支払い）
- 0.5°～1°（8.7～17.5/1000）、15～30cm：半損（保険金額の50%支払い）
- 1°以上（17.5/1000 以上）、30cm 以上：全損（保険金額の全額支払い）

以上のように、建物としては傾斜角が 16.7/1000 程度を超えると、大規模半壊、全損で修復不能と見なされている。

2.2.3 東日本大震災での宅地の液状化被害

(1) 被害の概要

東北地方太平洋沖地震は、2011年3月11日14時46分に三陸沖（牡鹿半島の東南東約130km）の深さ約24kmを震源として発生した。我が国観測史上最大のマグニチュードMw9.0の海溝型地震で、東北地方から関東地方にかけて甚大な被害をもたらした。本震及び余震による災害に対して「東日本大震災」と名付けられた。地盤災害としては、東北地方の沿岸部での液状化、丘陵部宅地での斜面崩壊・地すべり、道路・鉄道盛土の崩壊などが発生した。一方、関東地方では液状化による甚大な災害が発生した。

表-2.2.5に東北・関東地方の液状化による住宅被害数⁶⁾を示す。特に千葉県と茨城県の被害数が多いことがわかる。東北地方で被害数が少ないのは、津波によって液状化被害が掻き消され、津波被害にカウントされているためと考えられる。図-2.2.3に関東地方の液状化発生箇所⁷⁾の分布を示す。特に東京湾岸域と利根川下流域に集中していることが特徴であるが、茨城、千葉、埼玉県の内陸域でも発生していることがわかる。これらの範囲での本震の震度は6強から5強である。また、本震の29分後の15時15分に発生した茨城沖の余震（Mw7.7）でも震度6強から5弱となり、この余震によっても液状化したことが記録されている。関東地方の中でも千葉県浦安市の液状化被害が最も大きく、住宅の沈下・傾斜、杭基礎構造物の抜け上がり、ライフライン、道路などに大きな被害が発生し、多量の噴砂、電柱の沈下、マンホールの浮上なども至る所で見られた（写真2.2.1参照）。一方、利根川下流域の茨城県神栖市・潮来市・稲敷市、千葉県香取市・我孫子市でも浦安市に勝るとも劣らぬ液状化被害が発生していた（写真2.2.2参照）。

東日本大震災での関東地方の液状化被害は、東京湾沿岸域の埋立地、利根川下流域の旧河川・沼の埋立・干拓地、河川堤防、砂鉄や砂利の採取跡を埋め戻した箇所など、いずれも人工改変地で発生している。このことから人間が手を施した地盤の扱いが不十分であり、自然の地盤に対してもっと慎重に対処すべきであったことが教訓といえる。また、関東地方は震源から離れているため、地震動はそれほど大きくなかった（浦安市の最大加速度は150gal程度）ので、その発生原因は海溝型地震動による継続時間の長さの影響が大きいと考えられる。現在の液状化予測法では、その影響を必ずしも取り入れられていないので、今後検討する必要がある。

表-2.2.5 液状化による住宅被害数(2011/9/27 時点)⁶⁾

都県	被害数	県	市	被害数
岩手県	3 棟	千葉県	浦安市	8,700 棟
宮城県	140 棟	千葉県	習志野市	3,916 棟
福島県	1,043 棟	茨城県	潮来市	2,400 棟
茨城県	6,751 棟	千葉県	香取市	1,842 棟
群馬県	1 棟	茨城県	神栖市	1,646 棟
埼玉県	175 棟	千葉県	千葉市	1,190 棟
千葉県	18,674 棟	福島県	いわき市	1,043 棟
東京都	56 棟	千葉県	船橋市	824 棟
神奈川県	71 棟	千葉県	旭市	757 棟
合計	26,914 棟	千葉県	我孫子市	635 棟

(9 都県 80 市区町村) 住宅被害が多い上位 10 市



図-2.2.3 関東地方の液状化発生箇所⁷⁾



(1) 建物の抜け上がりと沈下



(2) マンホールの浮上

写真 2.2.1 千葉県浦安市の液状化被害例



(1) 我孫子市布佐



(2) 潮来市日の出

写真 2.2.2 千葉県我孫子市・茨城県潮来市の液状化被害例

(2) 傾斜角と不同沈下量の関係

図-2.2.4、2.2.5 に関東地方の液状化被害を受けた後、水平修復工事を実施したそれぞれ布基礎とべた基礎の戸建住宅(355 棟)の傾斜角と不同沈下量の調査結果を示す^{8),9)}。傾斜角で6~10/1000、不同沈下量で50~100mm を超えると、水平修復工事を実施していることがわかる。また、傾斜角と不同沈下量には相関があることもわかる。

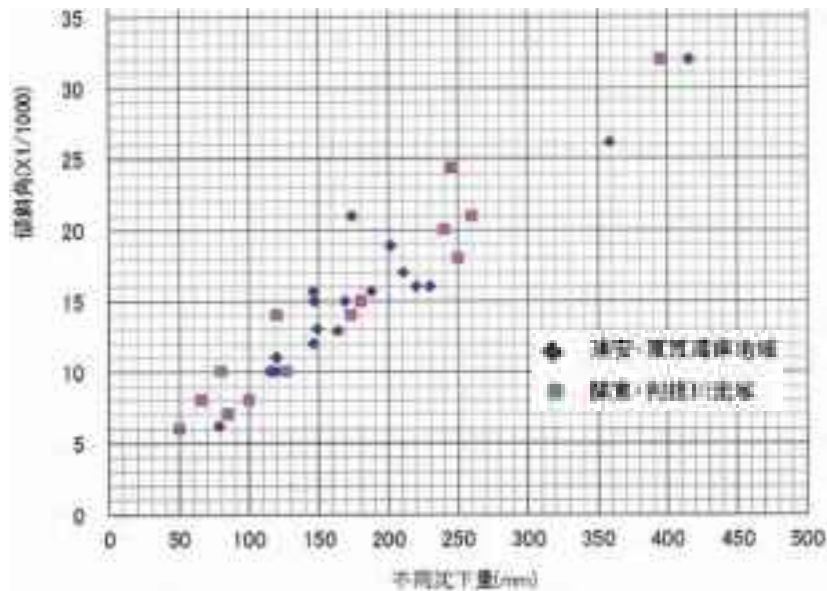


図-2.2.4 水平修復工事を実施した住宅の傾斜角と不同沈下量（布基礎の場合）^{8),9)}

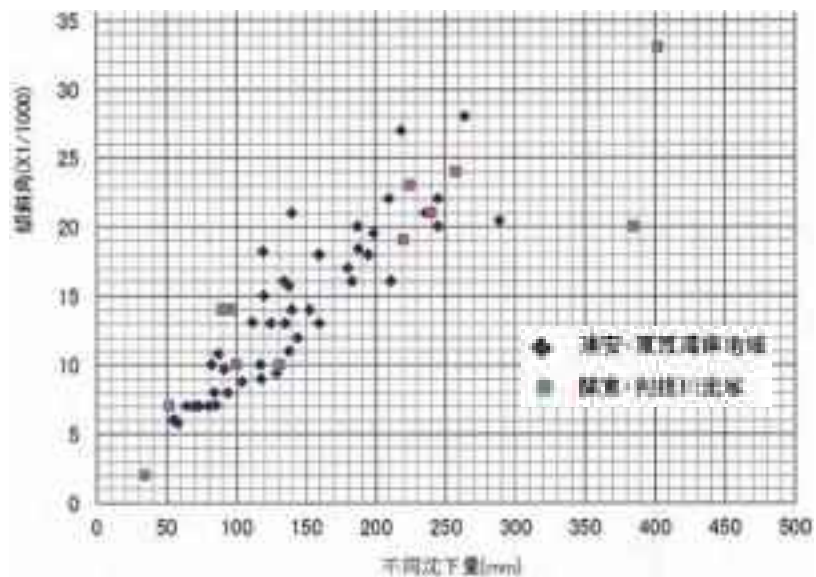


図-2.2.5 水平修復工事を実施した住宅の傾斜角と不同沈下量（べた基礎の場合）^{8),9)}

同様な調査結果として、図-2.2.6 に関東地方で液状化による沈下被害を受けた戸建住宅(160 件)の傾斜角と最大相対沈下量の関係を示す¹⁰⁾。ここで最大相対沈下量は住宅四隅の床面のある基準点からの最大沈下量であり、不同沈下量に相当する。それを測定間の短辺長さで除した値から傾斜角を算定している。傾斜角 θ と最大相対沈下量 ΔS には次式の関係が報告されている。

$$\theta = 0.0863 \Delta S \quad (2.2.1)$$

この関係は図-2.2.4、2.2.5 でもほぼ同じであることがわかる。

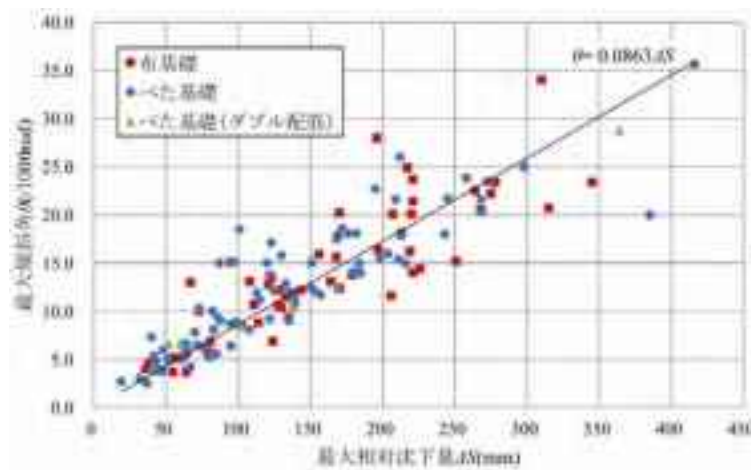


図-2.2.6 住宅の傾斜角と最大相対沈下量（不同沈下量）の関係¹⁰⁾

以上から、宅地の性能評価は傾斜角で判定するのが基本で、有害な沈下・変形を起こさない基礎構造としては、傾斜角で 10/1000 程度までと考えられる⁸⁾。しかし、傾斜角を事前に予測するのは難しいので、それに相関する不同沈下量で判定することに置き換えることができ、80~100mm を超えないことが妥当と考えられる⁸⁾。ただし、不同沈下量も事前予測は難しいので、液状化による地表面沈下量を予測することにより、液状化被害予測を行うこととなる。

2.2.4 液状化による宅地の沈下量の推定方法

液状化による宅地の沈下量の推定方法は表-2.2.6 のように分類される⁹⁾。

表-2.2.6 液状化による宅地の沈下量の推定する方法に分類⁹⁾

手法の分類	手法の概要	手法の特徴
経験に基づいて推定する方法	過去の被災事例や模型実験などから出された経験式により推定する方法	簡易ではあるが、適用できる構造物や地盤の条件が限られる。
解析を行って推定する方法	静的解析方法 (残留解析方法)	静的 FEM などを利用し、最終変形量だけを推定する方法
	動的解析方法	過剰間隙水圧の発生・伝播を考慮できる時刻歴地震応答解析を行って変形量の時刻歴を詳細に解析する方法

(1) 経験式により地表面沈下量の推定する方法

過去の被災事例や模型実験などから得られた経験式を用いる方法として、以下がある。

- ① 室内液状化試験結果をもとに作成された推定方法
- ② 建築基礎構造設計指針¹¹⁾での推定方法

①は繰返し三軸試験などの液状化試験を行った後に、排水状態として供試体の排水量から求められる体積ひずみから推定するもので、いくつかの提案がなされている^{12)~16)}。②は液状化に伴う地表変位 D_y (繰返しせん断ひずみ γ_y から求める) を地表面沈下量と見なすものである。

(2) 解析を行って地表面沈下量の推定する方法

動的解析では一般に液状化後の体積変化を考慮するので、自動的に地表面沈下量は計算される。また、静的解析でも残留変形の中に体積圧縮による沈下も考慮できる場合がある。動的解析による沈下量推定の詳細は第 5 章で述べる。

2.3 液状化判定・被害の評価手法

2.3.1 小規模建築物基礎設計指針による簡易判定手法

小規模建築物基礎設計指針¹⁷⁾では、沖積層を対象として土質と地下水位を確認することにより、液状化による地表面の変状を推定する方法が提示されている（地表面加速度 200gal を想定）。具体的には、図-2.3.1 に示すように、地表面から深さ 5m を対象として、非液状化層厚 H_1 とその下部の液状化層厚 H_2 を設定し、液状化の影響が地表面に及ぼす程度を簡易的に判定するものである。ここで、非液状化層とは地下水位より浅い砂層又は粘性土（細粒分含有率 $F_c > 35\%$ ）としている。したがって、この簡易判定でも試料採取による土質（粒度）判定と地下水位測定が必要となる。

ただし、この方法はあくまで深度 5m までが対象であり、東日本大震災の液状化被害の規模から見て不十分であり、宅地といえども液状化検討深度は 10m まで必要と考えられる。

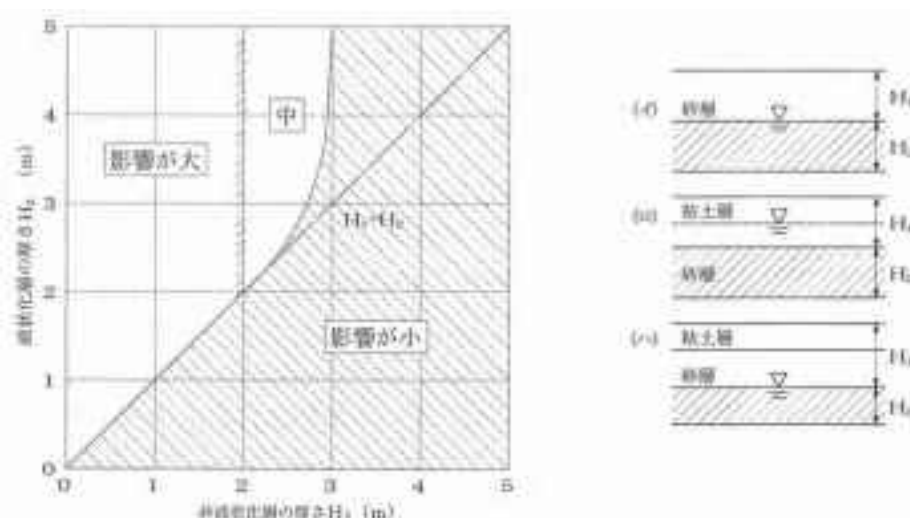


図-2.3.1 小規模建築物基礎設計指針による簡易判定手法¹⁷⁾

2.3.2 建築基礎構造設計指針による液状化判定手法

上で述べたように、今後の宅地に対する液状化検討深度は 10m まで必要であり、土木構造物や中規模以上の建築物の基礎地盤で使われている FL 法による液状化判定が必要と考えられる。

本研究では、大型・中型動的コーン貫入試験（SRS、MRS）とスウェーデン式サウンディング試験（SWS）の結果と簡易サンプラーによる採取土試料による粒度試験の結果を組み合わせ、液状化の判定を行うことを想定している。そこで、FL 法を用いた建築基礎構造設計指針¹¹⁾の液状化判定手法を以下に示す。

(1) 対象とすべき土層

液状化判定を行う必要がある飽和土層は、一般に地表面から 20m 程度以浅の沖積層で、考慮すべき土の種類は、細粒分含有率 F_c が 35% 以下の土とする。ただし、埋立地盤など人工造成地盤では、細粒分含有率が 35% 以上の低塑性シルト、液性限界に近い含水比を持ったシルトなどが液状化した事例も報告されているので、粘土分（0.005mm 以下の粒径を持つ土粒子）含有率が 10% 以下、又は塑性指数 I_p が 15 以下の埋立あるいは盛土地盤については液状化の検討を行う。細粒土を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫でも液状化の検討を行う。

したがって、この手法を用いるためには土質判定（細粒分含有率 F_c 、粘土分含有率又は塑性指数 I_p ）が必要となる。

(2) 液状化に対する安全率 F_L

液状化の判定を行う必要のある土層に対して、次式で定義される液状化に対する安全率 F_L を算定し、 F_L 値が 1 以下の土層については液状化すると見なす。

$$F_L = \frac{R}{L} \tag{2.3.1}$$

ここに、 R ：液状化抵抗比、 L ：繰返しせん断応力比

1) R の算定

図-2.3.2 の限界せん断ひずみ振幅曲線 5%を用いて、補正 N 値 (N_a) に対する飽和土層の液状化抵抗比 $R = \tau_1 / \sigma_z'$ を求める。ここで、補正 N 値 (N_a) は次式から求める。

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \tag{2.3.2}$$

$$N_1 = C_N \cdot N \tag{2.3.3}$$

$$C_N = \sqrt{98 / \sigma_z'} \tag{2.3.4}$$

ここに、 N_a は補正 N 値、 N_1 は換算 N 値、 ΔN_f ：細粒分含有率 F_c に応じた補正 N 値増分 (図-2.3.3 による)、 C_N は拘束圧に関する換算係数、 σ_z' は検討深さにおける有効土被り圧 (kN/m²) である。

2) L の算定

検討地点の地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比 $R = \tau_d / \sigma_z'$ を次式から求める。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_z'} = r_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma_z'} r_d \tag{2.3.5}$$

ここに、 r_n は等価な繰返し回数に関する補正係数で $r_n = 0.1(M-1)$ 、 M は地震のマグニチュード、 α_{\max} は地表面における設計用水平加速度 (gal)、 g は重力加速度 (980gal)、 σ_z は検討深さにおける全土被り圧 (kN/m²)、 r_d は地盤が剛体でないことによる低減係数で、次式で与えられる。

$$r_d = 1 - 0.015z \tag{2.3.6}$$

ここに、 z はメートル単位で表した地表面からの検討深さである。

ここで、地表面水平加速度 α_{\max} は以下を用いるのが一般的である。

- ① $\alpha_{\max} = 200$ gal、 $M = 7.5$ (中地震：損傷限界)
- ② $\alpha_{\max} = 350$ gal、 $M = 7.5$ (大地震：終局限界)

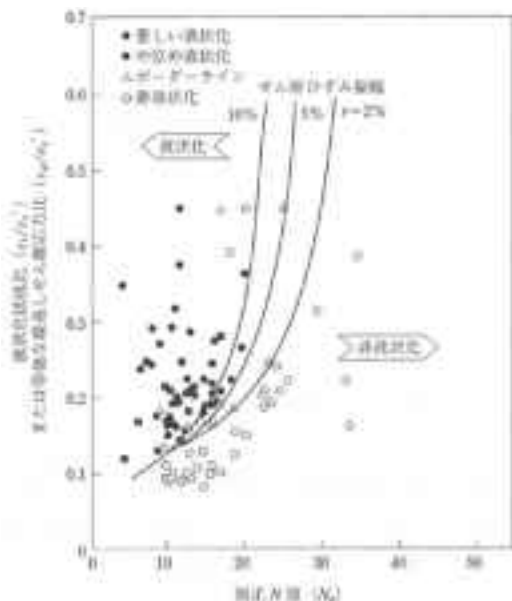


図-2.3.2 補正 N 値と液状化抵抗の関係¹¹⁾

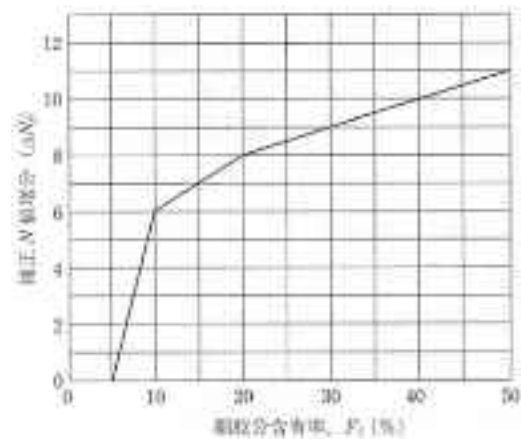


図-2.3.3 細粒分含有率 F_c と N 値の補正係数¹¹⁾

2.3.3 液状化被害の評価手法

(1) 液状化指標 P_L 値

P_L 値は液状化判定の安全率 F_L の深さ方向の変化から地盤の液状化の激しさの程度を表す指標として、岩崎・龍岡¹⁸⁾の式をもとに提案されたものである。 P_L 値は次式で算出される(図-2.3.4 参照)。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) \cdot w(z) dz \quad (2.3.7)$$

ここに、 $F_L > 1$ では $(1 - F_L) = 0$ とする。 $w(z)$ は深さ z に対する重み関数で、 $w(z) = 10 - 0.5z$ である。

過去の被害事例から P_L 値と液状化危険度の関係は、表-2.3.1 のように示されている。

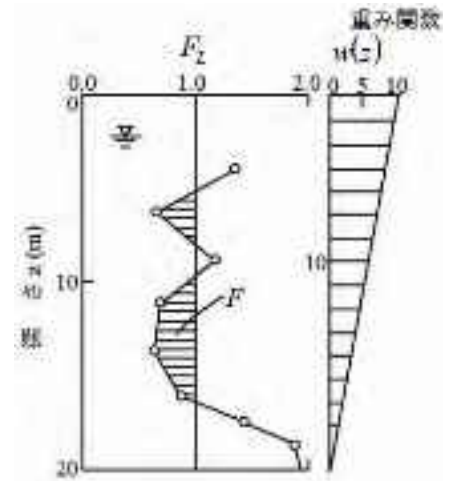


図-2.3.4 液状化指数 P_L の求め方¹⁸⁾

表-2.3.1 P_L 値と液状化危険度の関係¹⁸⁾

P_L 値	液状化危険度
$P_L = 0$	かなり低い。詳細な調査は不要。
$0 < P_L \leq 5$	低い。特に重要な構造物では詳細な調査が必要。
$5 < P_L \leq 15$	高い。重要な構造物に対して詳細な調査が必要。液状化対策が必要。
$P_L \geq 15$	極めて高い。詳細な調査と液状化対策が不可避。

(2) 地表変位 D_{cy}

建築基礎構造設計指針¹¹⁾では、液状化に伴う地盤変位の予測として、以下の手法を提示している。

- 1) 図-2.3.5 から補正 N 値 (N_a)、繰返しせん断応力比 τ_d/σ'_z に対応する各層の繰返しせん断ひずみ γ_{cy} を推定する。
- 2) 各層のせん断ひずみ γ_{cy} が同一方向に発生すると仮定して、これを鉛直方向に積分して(液状化層厚を乗じる) 振動中の最大水平変位分布とする。
- 3) 地表変位 D_{cy} とし、液状化程度の指標とする。液状化の程度は D_{cy} の値により表-2.3.2 のように評価する。

なお、沈下量は図-2.3.5 の γ_{cy} を体積ひずみに読み替えて求めてよいとしているので、 D_{cy} が地表面沈下量にもなる。

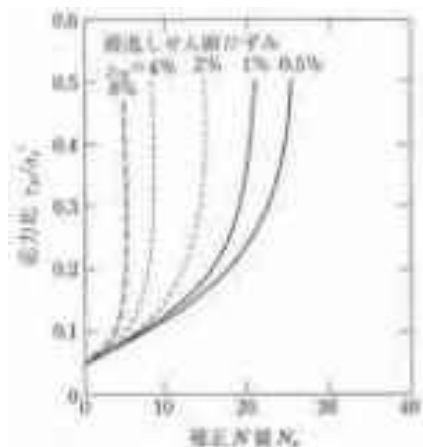


図-2.3.5 補正 N 値と繰返しせん断ひずみの関係¹¹⁾

表-2.3.2 D_{cy} と液状化の程度の関係¹¹⁾

D_{cy} (cm)	液状化の程度
0	なし
0~5	軽微
5~10	小
10~20	中
20~40	大
40~	甚大

(3) 国土交通省都市局の方法

国土交通省都市局による「宅地の液状化被害可能性判定の技術指針(案)」¹⁹⁾では、概ね平坦な地形が続く場所に位置する戸建住宅用の新規造成宅地及び既存宅地を対象として、震度5程度の中地震を対象に宅地の液状化被害の可能性を判定する指針を提示している。

液状化被害可能性の判定は、以下の(I)~(III)の手順で行うものとされている。

(I) 一次判定：地形データ等の既存資料等により、二次判定の要否を判定

(II) 二次判定：地盤調査結果に基づき、顕著な被害の可能性を3ランクで判定

(III) 三次判定：必要に応じて詳細な調査・解析により、顕著な被害の可能性を3ランクで判定

二次、三次判定における3ランクとは、各層の液状化に対する安全率 F_L 値を算定し、これを基に算定される非液状化層厚 H_L と地表変位 D_{cy} 値又は液状化指標値 P_L 値から、図-2.3.6、表-2.3.3 判定図表を使用してA、B、Cの3ランクの液状化被害の可能性を判定するものである。なお、本指針は、震度5程度の中地震 ($\alpha_{max} = 200 \text{ gal}$ 、 $M=7.5$) を対象としている。

本指針による方法は、ボーリング調査結果に基づくことを前提としているが、本研究による簡易な地盤調査による結果で置き換えることも可能と考えられる。

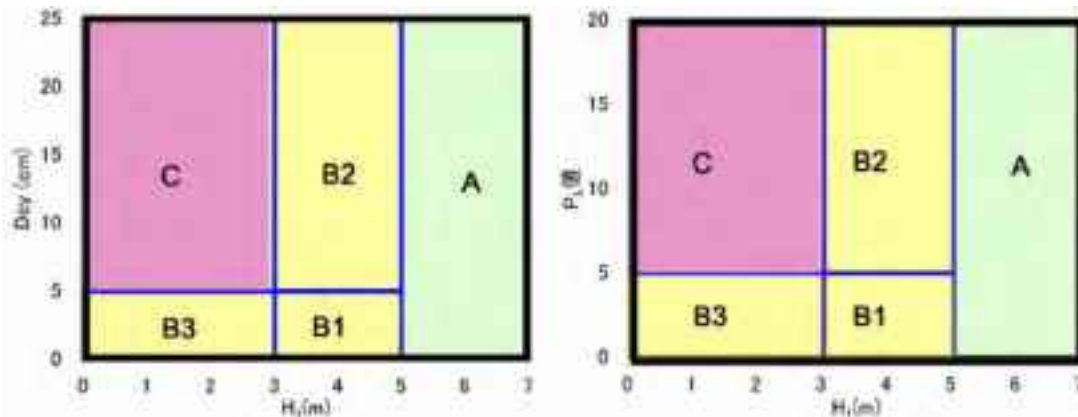


図-2.3.6 H_L 値、 D_{cy} 値、 P_L 値による判定図

表-2.3.3 判定図の数値表

判定結果	H_L の範囲	D_{cy} の範囲	P_L 値の範囲	液状化被害の可能性
C	3m以下	5cm 以上	5 以上	顕著な被害の可能性が高い
B3		5cm 未満	5 未満	
B2	3mを超え、5m以下	5cm 以上	5 以上	顕著な被害の可能性が比較的低い
B1		5cm 未満	5 未満	
A	5mを超える	—	—	顕著な被害の可能性が低い

2.3.4 宅地の液状化判定に必要な地盤特性

以上の液状化判定手法や液状化被害予測の評価手法から、既存の地盤調査法（静的、動的サウンディング試験）で、宅地の液状化判定に必要な地盤特性（地盤強度と土質を表す指標）は以下のようになる。

- 1) 地盤強度としての N 値（各地盤調査結果から換算 N 値を求める）
- 2) 土質：サンプリングした土試料の細粒分含有率 F_c （粒度試験による）、粘土分含有率又は塑性指数 I_p （液性限界・塑性限界試験による）
- 3) 地下水位

4) 土被り圧、有効土被り圧：地盤内各層の単位体積重量 γ_i 、 γ_{sat} 、 γ'

本研究で対象としている大型、中型動的コーン貫入試験（SRS、MRS）は 0.2m 間隔で N_d 値が、スウェーデン式サウンディング試験（SWS）は 0.25m 間隔で W_{sw} 値、 N_{sw} 値が測定されるので、標準貫入試験（SPT）よりも密に地盤強度が得られる（SPT は通常、1m 又は 2m 間隔で実施されることが多いため、かなり離散的である）。さらに、ピエゾドライブコーン（PDC）は 1 打撃毎にデータが整理される。

一方、土質判定は、PDC 以外では、簡易サンプラーを用いて試料採取を行うが、連続サンプリングが望ましいが、部分サンプリングを実施することも多いが、少なくとも 1m 間隔でサンプリングすることが望ましいと考えられる。本研究で扱った簡易サンプラーについては 3.3.5、4.2.2 で詳しく述べる。

2.4 まとめ

本章では、まず地震時に戸建住宅が地盤へ要求する性能（変形量、沈下量、傾斜角など）を調べ、液状化判定・被害の評価手法を既往の研究から検討した。その結果から、既存の地盤調査法（静的、動的サウンディング試験）から得られる地盤情報を再検討し、宅地の液状化判定に必要な地盤特性（地盤強度と土質を表す指標）をまとめた。以上の結果をまとめると、以下となる。

宅地の性能評価は傾斜角で判定するのが基本で、傾斜角が 10/1000 を超えると健康障害が発生し、16.7/1000 を超えると建物に有害な沈下・変形が生じて修復不能な大規模半壊以上の被害となる。しかし、傾斜角を事前に予測するのは難しいので、それに相関する不同沈下量で判定することに置き換えることができ、80~100mm を超えないことが妥当と考えられる。ただし、不同沈下量も事前予測は難しいので、液状化による地表面沈下量を予測することにより、液状化被害予測を行うこととなる。

東日本大震災の液状化被害の規模から、宅地といえども液状化判定を目的とする宅地の調査深度は 10m までで、FL 法による液状化判定が必要である。

宅地の液状化判定に必要な地盤特性として、地盤強度としての N 値（換算 N 値）、サンプリングした土試料（少なくとも 1m 間隔が望ましい）の細粒分含有率 F_c 、粘土分含有率又は塑性指数 I_p 、地下水位及び地盤内各層の単位体積重量の情報が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，pp.85-86，2008.
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.156-163，1988.
- 3) 日本建築学会・住まい・まちづくり支援建築会議の復旧・復興支援 WG：<http://news-sv.aij.or.jp/shien/s2/ekijouka/health/index.html>，2011.
- 4) 内閣府防災対策制度，災害に係る住家の被害認定：<http://www.bousai.go.jp/taisaku/unyoku.html>，2013.
- 5) 日本損害保険協会：地震保険における地盤の液状化による建物損害の調査方法について，http://www.sonpo.or.jp/news/release/2011/1106_04.html，2011.
- 6) 国土交通省都市局市街地整備課：液状化対策推進事業について：<http://www.mlit.go.jp/common/000184390.pdf>，2011.
- 7) 国土交通省関東地方整備局・地盤工学会：東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明報告書，http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000043569.pdf，2011.

- 8) 地盤工学会・浅層盤状改良による宅地の液状化対策研究委員会：浅層盤状改良による宅地の液状化対策の合理的な設計方法の研究，2012.
- 9) 地盤工学会関東支部・造成宅地の耐震対策に関する研究委員会：液状化から戸建て住宅を守るための手引き，2013.
- 10) 金哲鎬・藤井衛・品川恭一・伊集院博・高田徹・松下克也・小川正宏：東北地方太平洋沖地震の液状化地域における戸建住宅の基礎の被害，地盤工学ジャーナル，Vol.7，No.1，pp.195-205，2012.
- 11) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.61～72，2001.
- 12) 佐々木勉・龍岡文夫・山田真一：液状化による砂地盤の沈下予測法について，第17回土質工学研究発表会，pp.1661-1668，1982.
- 13) 国生剛治・長崎清：密な砂地盤の液状化後の沈下特性，第19回土質工学研究発表会，pp.563-566，1984.
- 14) 永瀬英生・石原研而・田部元太：多方向不規則荷重を受ける砂の沈下特性，第21回土質工学研究発表会，pp.615-616，1986.
- 15) Ishihara, K. and Yoshimine, M. : Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol.32, pp.173-188, 1992.
- 16) Tukamoto, T., Ishihara, K. and Sawada, S. : Settlement of silty sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol.44, No.5, pp.135-148, 2004.
- 17) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，pp.88-92，2008.
- 18) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進：地震時地盤液状化程度の予測について，土と基礎，Vol.28，No.4，1980.
- 19) 国土交通省都市局：宅地の液状化被害可能性に係る技術指針(案)，http://www.mlit.go.jp/report/press/toshi06_hh_000008.html，2013.

第3章 液状化判定可能な動的コーン貫入試験の開発

3.1 概要

第3章では大型動的コーン貫入試験（SRS）と中型動的コーン貫入試験（MRS）及びPDC（ピエゾドライブコーン）、第4章ではスウェーデン式サウンディング試験（SWS）を各地の現場で実施した結果を示す。さらに、各試験ともに標準貫入試験（SPT）のN値や粘性土では一軸圧縮強さ q_u 値との相関性を検討する。

3.2ではまず現場実験の内容と敷地情報を示す。表-3.1.1に各現場で実施したサウンディング試験をまとめた。サウンディング試験のみの場合は○、簡易サンプラーによる土質判定も実施したものは●としている（SPT、PDCも●である）。

なお、表-3.1.1以外にも本研究助成を受ける前に、北海道勇払郡厚真¹⁾、東大阪市松原南²⁾、大阪市鶴見区浜³⁾、浦安市高洲地点1・地点3⁴⁾、東大阪市花園東⁵⁾、岡山市南区浦安南⁵⁾の現場での比較試験を行っており、3.5、4.3のとおりまとめではそれらのデータも用いている（地盤調査一斉試験を行った浦安市高洲地点1・地点3の位置は図-3.2.11に示した）。

表-3.1.1 各現場で実施したサウンディング試験一覧

試験名 実施機関	SPT K社	SRS		MRS S社	PDC O社	SWS			その他の試験
		D社	Y社			S社	H社	N社	
大阪市東中浜	●	○		○		○		○**	粘土サンプリングと土質試験
神栖市堀割	●*	●		●	●	○	●**	○**	地盤調査一斉試験を実施 砂サンプリングと液状化試験
浦安市運動公園	●	●		●	●	○	○**	○**	砂サンプリングと液状化試験
浦安市鉄鋼通り	●	○		○		○	○	○**	粘土サンプリングと土質試験
守山市今浜***	●	●	○	●		○	●	○**	地盤調査一斉試験を実施 粘土サンプリングと土質試験
守山市水保***	●	●	●	●	●	○	●	○**	地盤調査一斉試験を実施 砂サンプリングと液状化試験
大阪市鶴町	●	●	○	●		○	○	○	粘土サンプリングと土質試験
浦安市港	●	●	●	●		○	●	●**	粘土サンプリングと土質試験 原位置ベーンせん断、他
唐津市原	●	○	●					○**	SRSの緩衝材硬度の比較
唐津市岸山	●	○	○					●**	
香取市地点1		○	●	●	●	●	●	○	地盤調査一斉試験を実施
香取市地点2	●*	○	●	●	●	●	●	●	地盤調査一斉試験を実施 砂サンプリングと液状化試験

K社：基礎地盤コンサルタンツ、D社：大和ハウス工業、Y社：ワイビーエム、S社：積水ハウス、

O社：応用地質、H社：報国エンジニアリング、N社：日本建築総合試験所

○：サウンディング試験のみ、●：簡易サンプラーによる土質判定も実施（SPT、PDCも）。

*：神栖、香取のSPTはO社（応用地質）による。**：二重管式のDT-SWS試験も実施。

***：守山市今浜、水保ではD社によるSWSも実施。

3.2 現場実験の内容と敷地情報

3.2.1 大阪市城東区東中浜

図-3.2.1 に示す大阪市城東区東中浜 4 丁目 6-35 (大阪府寝屋川水系改修工営所敷地内) で、2012 (平成 24) 年 6 月 4 日(月)～6 月 11 日(月)の 6 日間で現場実験を行った。本現場は大阪城より約 2km 東側の東大阪地域に属する地区となる。

実施したサウンディング試験の試験位置 (1m 間隔) を図-3.2.2 に、試験状況を写真-3.2.1 に示す。ボーリング調査は 2ヶ所行い、No.1 では SPT と乱れの少ない粘土サンプリング (調査深度 20m)、No.2 では地質分析用サンプリング (調査深度 10m) を行った。

図-3.2.3 にボーリング・標準貫入試験による柱状図と N 値、自然含水比 w_n ・細粒分含有率 F_c の深度分布を示す。深度 3.5～16.8m は沖積粘土層である。



図-3.2.1 大阪市東中浜の調査位置

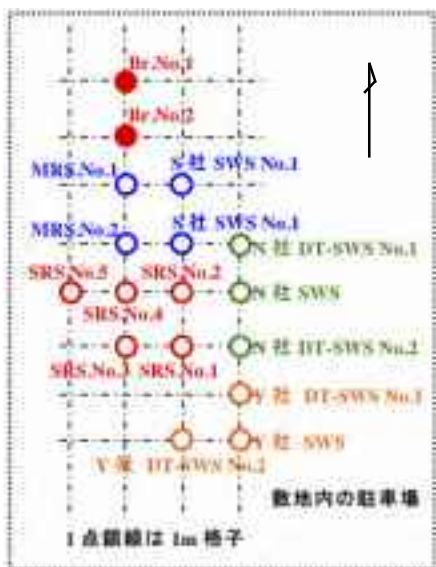


図-3.2.2 大阪市東中浜での試験位置



写真-3.2.1 大阪市東中浜での試験状況

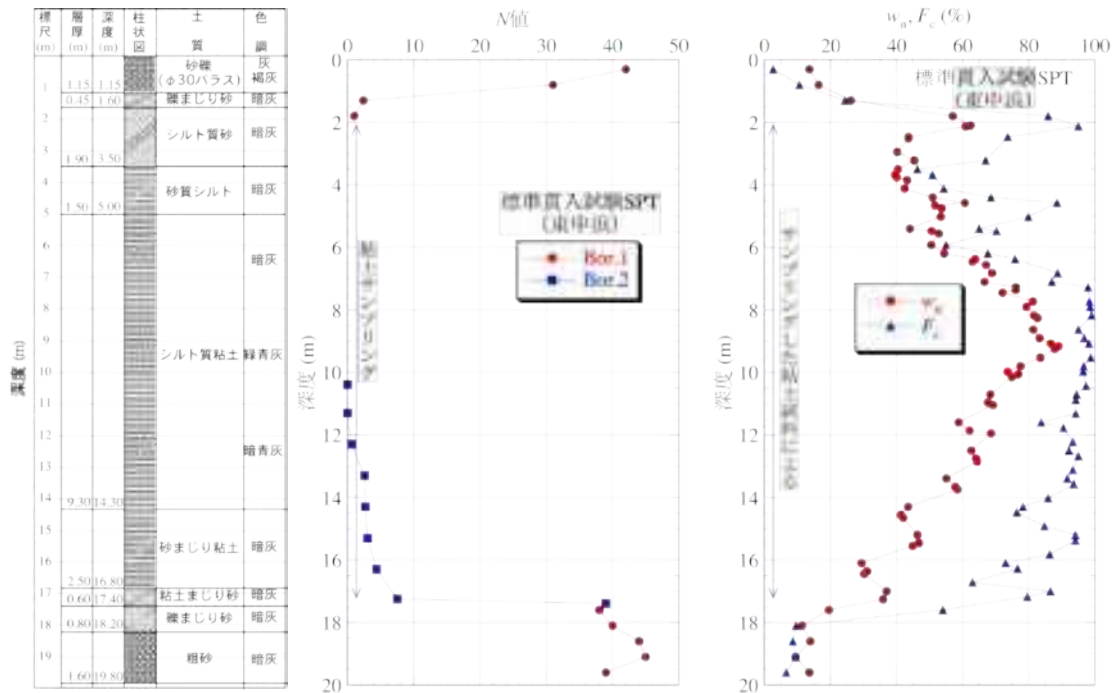


図-3.2.3 大阪市東中浜での柱状図と N 値、 $w_n \cdot F_c$ 値の深度分布

図-3.2.4 に連続サンプリングした東中浜沖積粘土層 (GL-2.0~17.3m) の土質試験結果を示す。図(1)~(4)が物理性質、図(5)~(8)が力学性質を表している。本粘土層は東大阪地域に属する鋭敏性の高い粘土である。東中浜では表層が貝を含まない砂質シルトがあり、沖積粘土 (Ma13) 層は深度 6m から約 9m、下部は貝を含まない有機質粘土、礫まじり砂となっている。また深度 12.4m~12.5m にかけてアカホヤ火山灰 (K-Ah、約 7,300 年前に降灰) が確認されており土質に影響を与えている。図(1)の液性限界 w_L は貝なし粘土も含めて弓形分布を示している。自然含水比 w_n が w_L と同様、あるいは上回っているため、図(2)の液性指数 I_L は 1 以上の値をとっており鋭敏である。この傾向は下部の有機質粘土層では見られない。図(3)の土粒子密度 ρ_s は 2.65~2.67 程度で深度方向にほぼ一定である。図(4)の粒度含有率より Ma13 層の粘土分は w_L と同様の変化をしていることが確認できる。

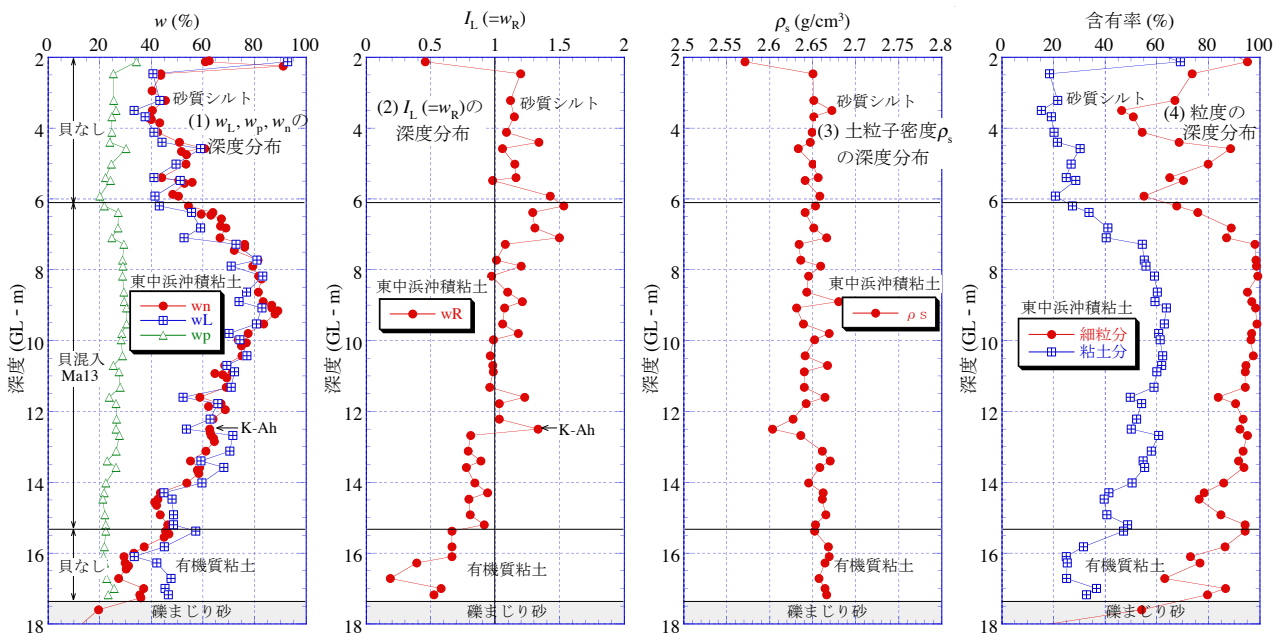


図-3.2.4 大阪市東中浜沖積粘土層の土質特性 (つづく)

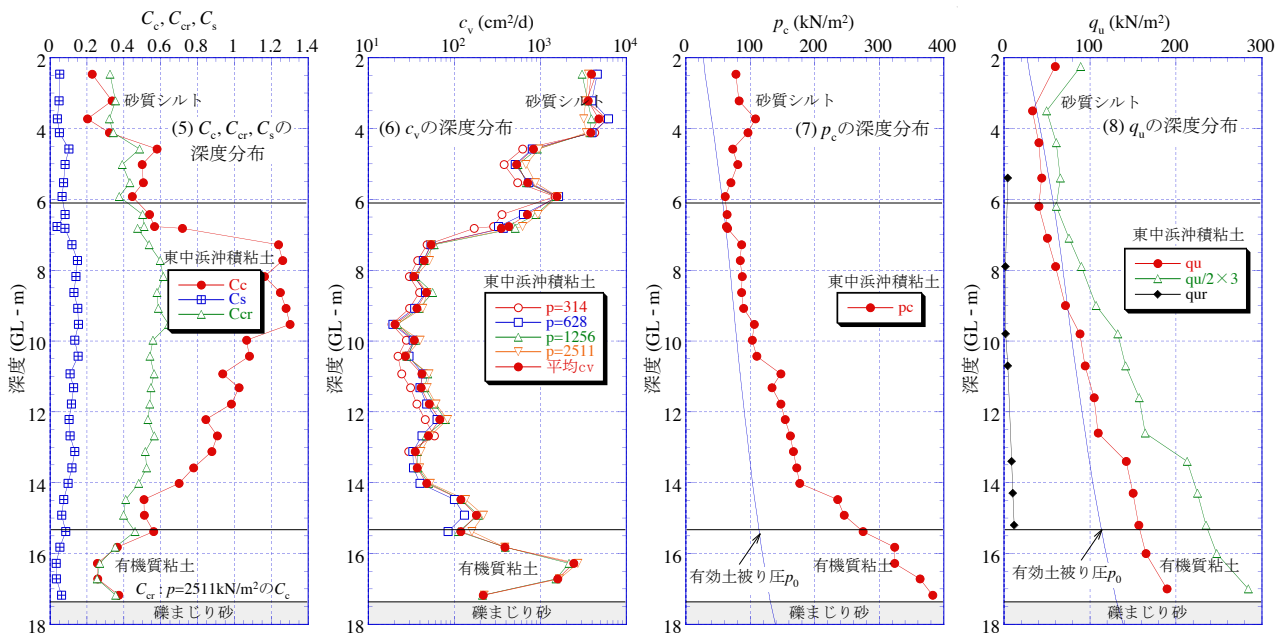


図-3.2.4 大阪市東中浜沖積粘土層の土質特性 (つづき)

図(5)の圧縮指数 C_c は w_L の分布を反映して弓形分布を示しており、図(6)の圧密係数 c_v は w_L と逆向きの弓形分布をしていて、相似性がみられる。東中浜では C_c が大きな値を示しているため、図(7)の圧密降伏応力 p_c は特に下部で、有効土被り圧 p_0 を大きく上回る過圧密粘土であると考えられる。下部の過圧密比 OCR は 2 を超えている。図(8)の一軸圧縮強さ q_u も深度方向に増加しており、非排水せん断強さ $s_u = q_u/2$ に対して強度増加率 $s_u/p_c = 1/3$ を仮定して推定した p_c に相当する $q_u/2 \times 3$ も p_0 を上回っている。

3.2.2 茨城県神栖市堀割

図-3.2.5 に示す茨城県神栖市堀割 2-55-87 (あすなる児童公園敷地内) で、2012 (平成 24) 年 10 月 15 日 (月) ~ 11 月 2 日 (金) の間に現場実験を行った。なお、本現場は東北地方太平洋沖地震にて液状化被害が大きかった地点である。



図-3.2.5 神栖市堀割の調査位置

実施したサウンディング試験の試験位置（1m 間隔）を図-3.2.6 に示す。試験状況を写真-3.2.2 に示す。ボーリング調査は2ヶ所行い、No.1 では SPT（調査深度 20m）、No.2 では土質試験用乱れの少ない砂試料サンプリング（調査深度 16m）を行った。なお、本地点は地盤調査一斉試験として他のサウンディング試験も行われている。

図-3.2.7 にボーリング・標準貫入試験による柱状図と N 値、細粒分含有率 F_c の深度分布を示す。表層 4m までは埋土（元々は砂州・砂堆であったところで、建材用の砂利として採取され、埋め戻された）。その下に 8.4m までは N 値=0（自沈）のシルト層が堆積し、8.4m 以深は細砂地盤で深度方向に N 値が大きくなっている。

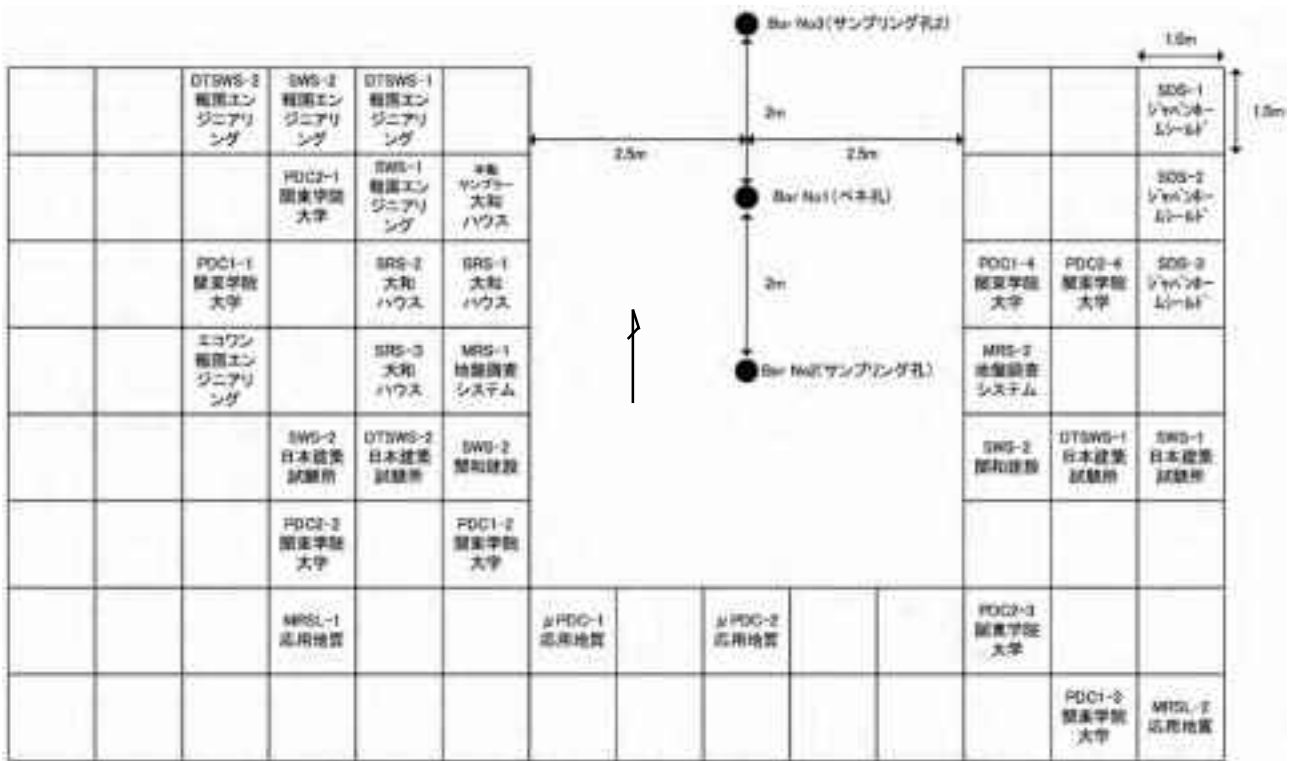


図-3.2.6 神栖市掘割での試験位置



写真-3.2.2 神栖市掘割での試験状況

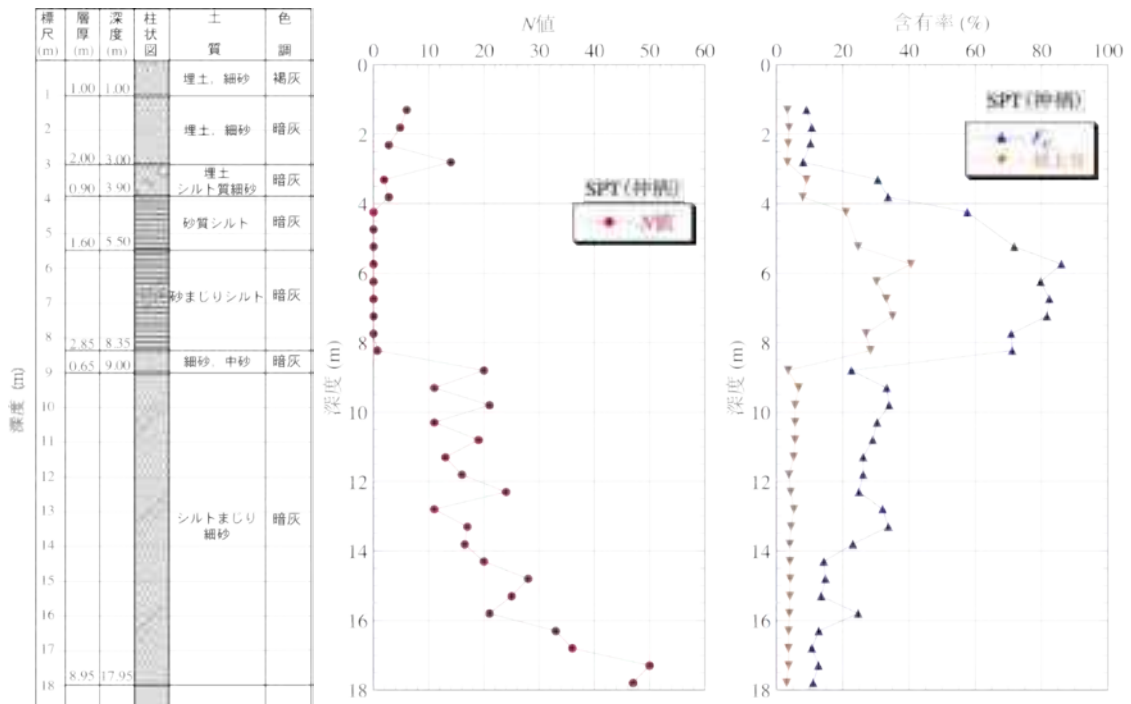


図-3.2.7 神栖市掘割での柱状図と N 値、 F_c 値の深度分布

3.2.3 千葉県浦安市運動公園

図-3.2.8 に示す千葉県浦安市舞浜 2-27 の浦安市運動公園南東部の敷地で、2012（平成 24）年 10 月 31 日（水）～11 月 9 日（金）の間に現場実験を行った。



図-3.2.8 浦安市運動公園の調査位置

実施したサウンディング試験の試験位置（1m 間隔）を図-3.2.9 に示す。試験状況を写真-3.2.3 に示す。ボーリング調査は2ヶ所行い、No.1 では SPT（調査深度 17.5m）、No.2 では土質試験用乱れの少ない砂試料サンプリング（調査深度 14m）を行った。

図-3.2.10 にボーリング・標準貫入試験による柱状図と N 値、細粒分含有率 F_c の深度分布を示す。表層 7.5m までは埋立層（浚渫土）で、特に深度 3.5~5.9m は浚渫粘性土で N 値=0（自沈）である。深度 7.5m~13m までが沖積砂層（シルト質砂）、13m 以深が沖積粘土層となっている。

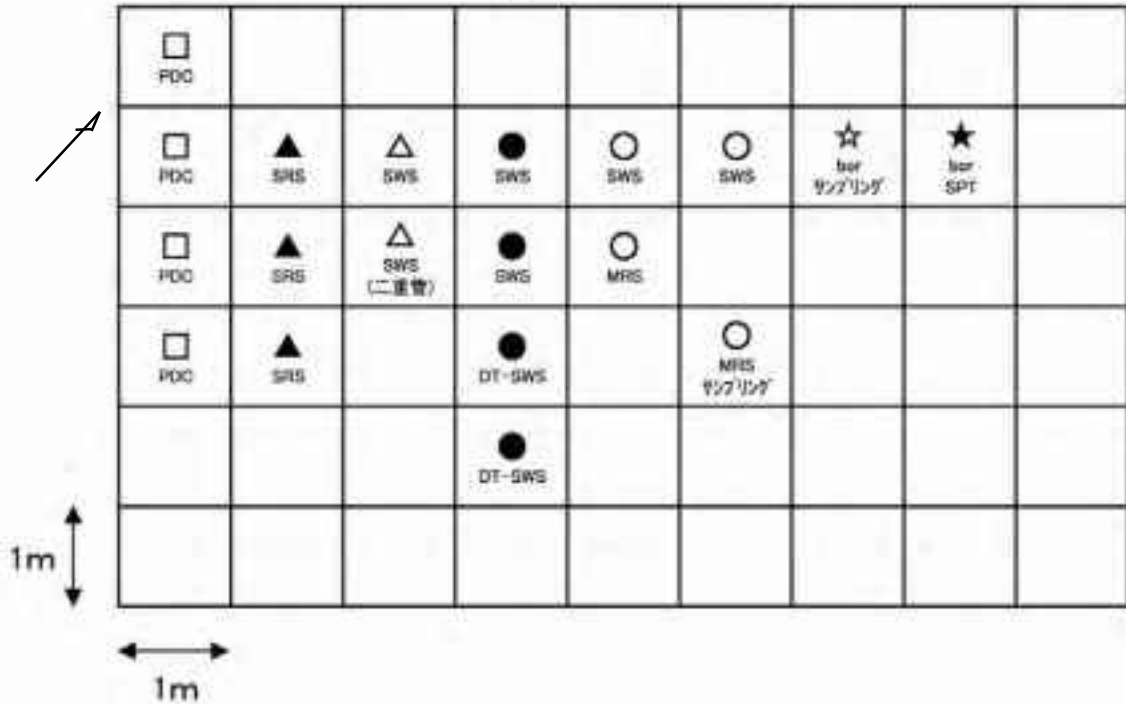


図-3.2.9 浦安市運動公園での試験位置



写真-3.2.3 浦安市運動公園での試験状況

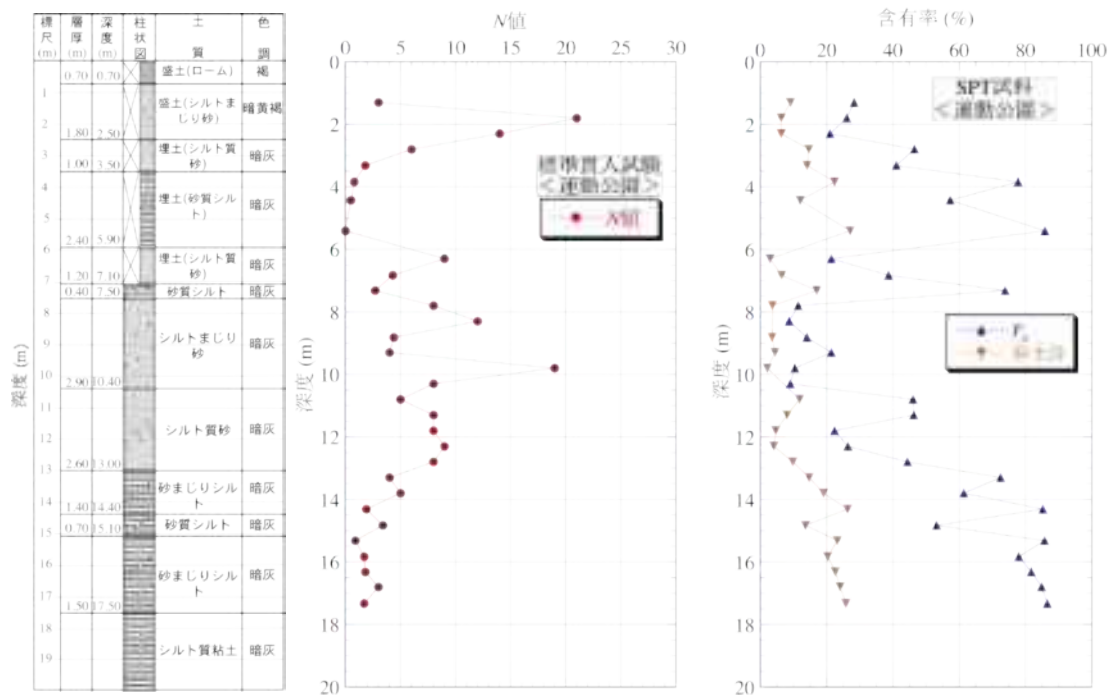


図-3.2.10 浦安市運動公園での柱状図と N 値、 F_c 値の深度分布

3.2.4 千葉県浦安市鉄鋼通り

図-3.2.11 に示す千葉県浦安市鉄鋼通り 3-198 (西尾レントオール 軽仮設センター浦安機材ヤードの敷地内) で、2012 (平成 24) 年 10 月 31 日 (水) ~11 月 9 日 (金) の間に現場実験を行った。なお、標準貫入試験 (SPT) と沖積粘土層のサンプリングはそれよりも先行して 10/9~10/16 に実施している。



図-3.2.11 浦安市鉄鋼通りの調査位置

実施したサウンディング試験の試験位置（1m 間隔）を図-3.2.12 に示す。試験状況を写真-3.2.4 に示す。ボーリング調査は2ヶ所行い、No.1 では SPT（調査深度 16.5m）、No.2 では土質試験用乱れの少ない粘土試料サンプリング（調査深度 58.5m）を行った。

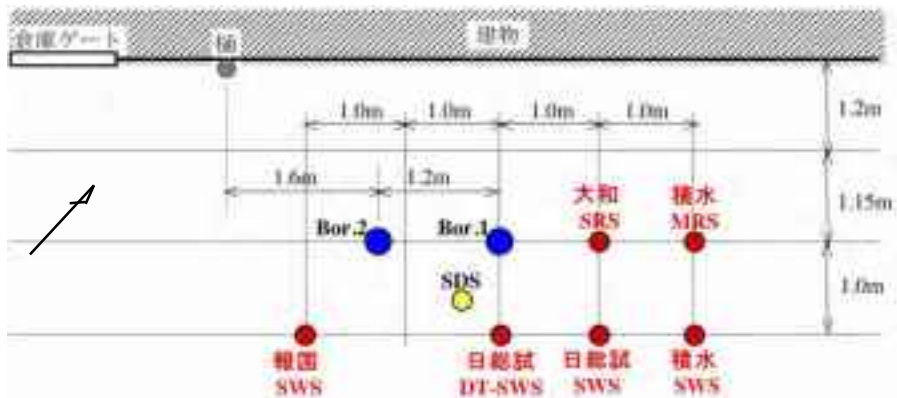


図-3.2.12 浦安市鉄鋼通りでの試験位置



写真-3.2.3 浦安市鉄鋼通りでの試験状況

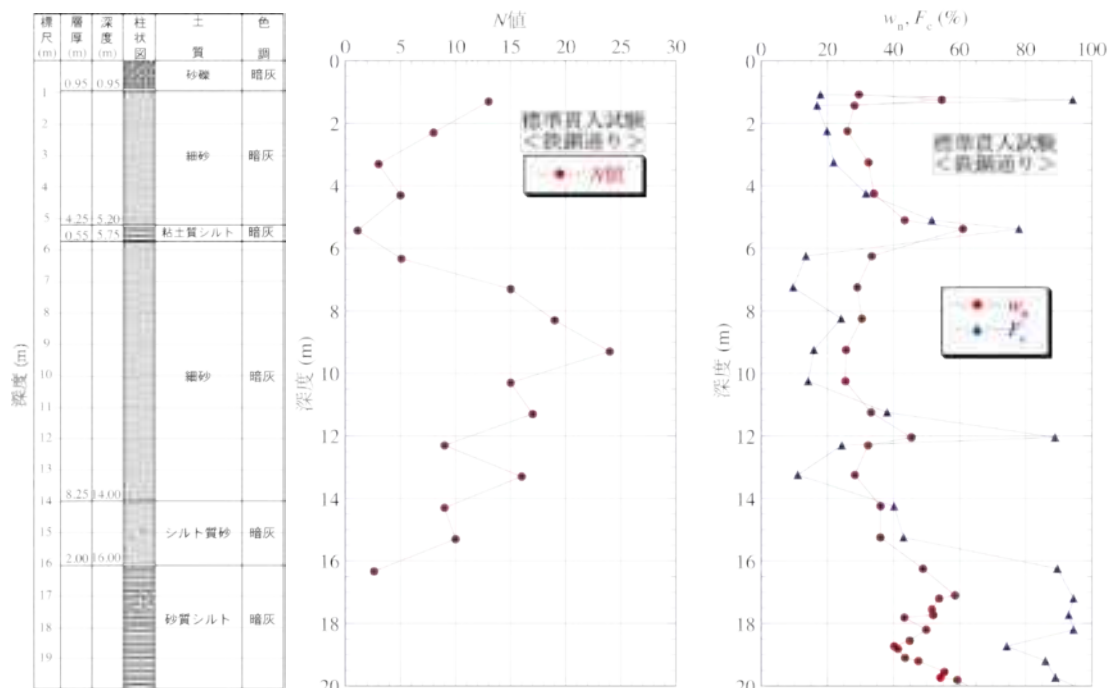


図-3.2.13 浦安市鉄鋼通りでの柱状図と N 値、 $w_n \cdot F_c$ 値の深度分布

図-3.2.13 にボーリング・標準貫入試験による柱状図と N 値、自然含水比 w_n ・細粒分含有率 F_c の深度分布を示す。3.2.3 の運動公園と同様に、表層 5.8m 程度までは埋立層（浚渫土）で、深度 5.8m~16m までが沖積砂層（シルト質砂）、13m 以深が沖積粘土層となっている。

図-3.2.14 に連続サンプリングした鉄鋼通り沖積粘土層（GL-16.5m~-57.4m）の土質試験結果を示す。図(1)~(4)が物理性質、図(5)~(8)が力学性質を表している。本粘土層は埋没谷に位置するため、非常に層厚が厚い。図(1)から粘土の塑性は深度 30m を境に堆積環境が変化して上下 2 つの弓形分布を示している。図(2)の液性指数 I_L は 1 前後であり、鋭敏ではあるが、後述する 3.2.7 の浦安港沖積粘土層ほど超鋭敏ではない。図(3)の土粒子密度 ρ_s は 2.65~2.67 程度で深度方向にほぼ一定である。図(4)より深度 30~34m 付近で砂分が多く混入している。浦安沖積粘土層の超鋭敏性と特異な性質については文献 6)~9)を参照されたい。

図(5)、(6)から、圧縮指数 C_c と圧密係数 c_v は w_L の分布と相関性が高いこと、圧密降伏応力 p_c と一軸圧縮強さ q_u から下部以外はほぼ正規圧密にあること（塑性の低い深度の q_u は過小）がわかる。

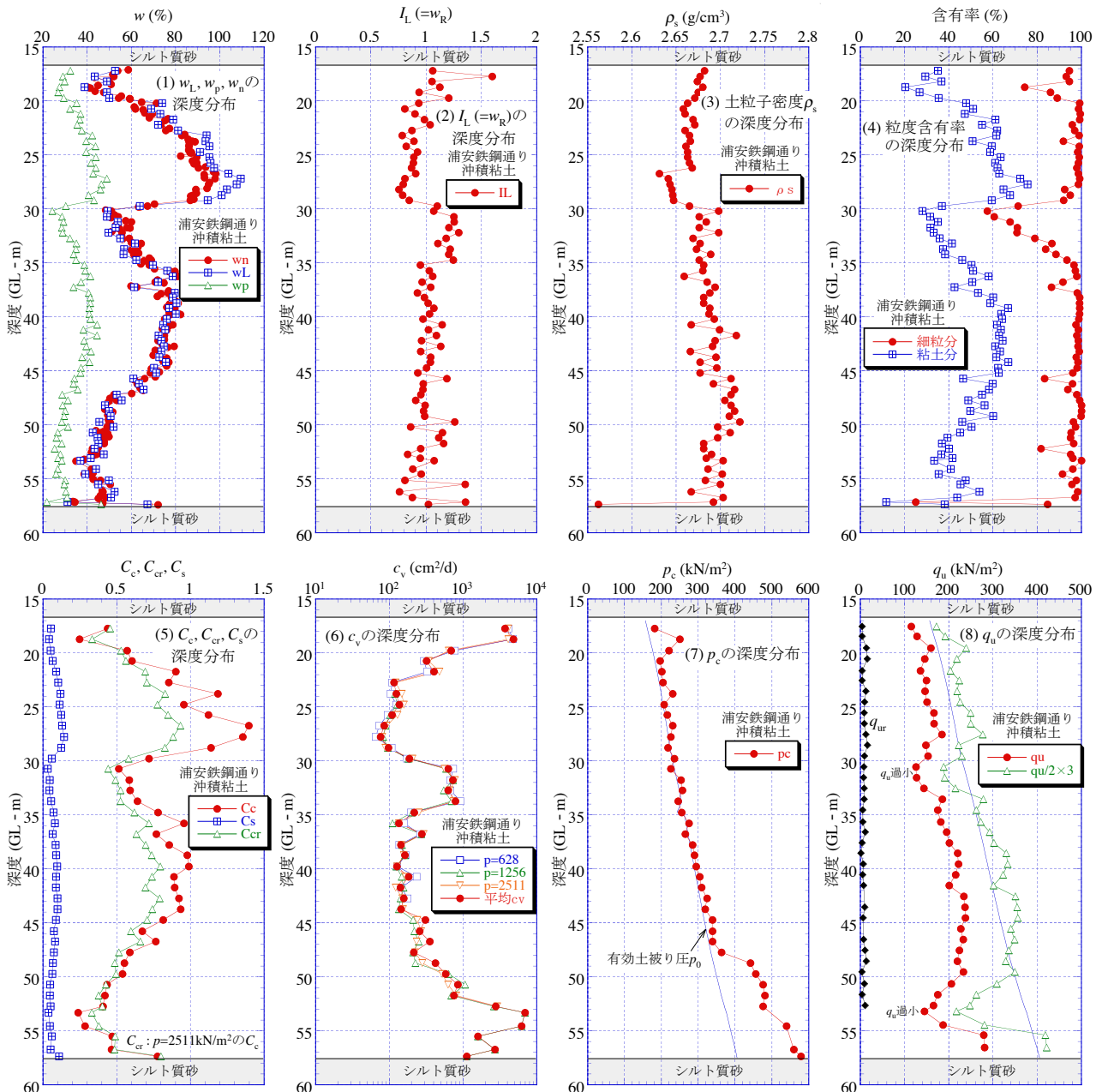


図-3.2.14 浦安市鉄鋼通り沖積粘土層の土質特性

3.2.5 滋賀県守山市今浜・水保

図-3.2.15 に示す滋賀県守山市今浜町(地点1)と水保町(地点2)の2箇所で、2012(平成24)年11月12日(月)～11月28日(水)に実施した。前者は湖成の粘性土地盤、後者は液状化の可能性がある砂質土地盤である(両地点間の距離は約1km)。両地点では地盤調査法の一斉試験(26種類の動的、静的サウンディング試験)を実施した。

表-3.2.2 に実施したサウンディング試験の一覧をまとめた(試験名称は図-3.2.16 参照)。各試験は再現性確認のため、両地点ともに原則2回ずつ行った。SPTは0.5mピッチで行い、採取試料を用いて物理試験を行った。また、今浜(地点1)では沖積粘土層(GL-4.5m～-18.9m)の、水保(地点2)では砂質土層(GL-4.0m～-9.7m)の乱れの少ない試料を連続サンプリングした。さらに、動的



図-3.2.15 守山市今浜・水保の調査位置

表-3.2.2 守山市今浜・水保で実施したサウンディング試験の一覧

試験名	動的サウンディング試験			試験内容	静的サウンディング試験			試験内容	
	試験点数		調査深度(m)		試験名	試験点数			調査深度(m)
	地点1	地点2				地点1	地点2		
① SPT	1	2	27.5	0.5mピッチでN値測定	⑭ RI-CPT	1	1	24.7	三成分(q_c, f_s, u_d)と ρ_t, w を測定
② SRS-Y1	7	6	20.0	63.5kg×0.5m、0.2m貫入 N_d 値	⑮ S-CPT	1	1	25.3	三成分と V_s 測定(1mピッチ)
③ SRS-Y2	2	2	20.0	②と同じ仕様、打撃装置自重低減	⑯ HPT	1	1	15.0	送水圧と電気伝導率を測定
④ SRS-O	-	1	20.0	②と同じ仕様、OYO製	⑰ SWS-1	2	2	20.5	Y社製全自動試験機
⑤ Ramda	2	3	20.0	②と同じ仕様を手動測定	⑱ SWS-2	2	2	20.0	N社製全自動試験機
⑥ MRS	2	2	20.0	30kg×0.35m、0.2m貫入 N_d 値	⑲ SWS-3	2	2	20.0	H社製全自動試験機、WL測定
⑦ DPM-HT	2	2	20.0	⑥と同じ仕様を手動測定	⑳ SWS-4	2	2	22.0	Y社製全自動試験機、②と比較
⑧ PDC	-	3	20.0	⑥と同じ仕様で間隙水圧測定	㉑ SWS-5	2	2	20.0	N社製全自動試験機、②と比較
⑨ μ PDC	-	3	10.0	20kg×0.25m、間隙水圧測定	㉒ DT-SWS-1	2	2	20.0	Y社製試験機で二重管式
⑩ Penny	1	2	20.0	30kg×0.2m、0.1m貫入 N_d 値	㉓ DT-SWS-2	2	2	23.0	N社製試験機で二重管式
⑪ DSPT	2	3	16.0	10kg×0.5m、先端SP、0.25m貫入 N_d 値	⑳ SDS	2	2	20.0	ロッドの回転トルク等を測定
⑫ PDCPT	3	3	10.0	5kg×0.5m、0.1m貫入 N_d 値	㉕ F-Vane	1	-	17.5	原位置バーンセン断試験
⑬ SH	2	2	8.0	⑫と同じ仕様で1打撃毎に N_d 値	㉖ SPS	1	-	18.9	水圧式サンプラーの水圧測定

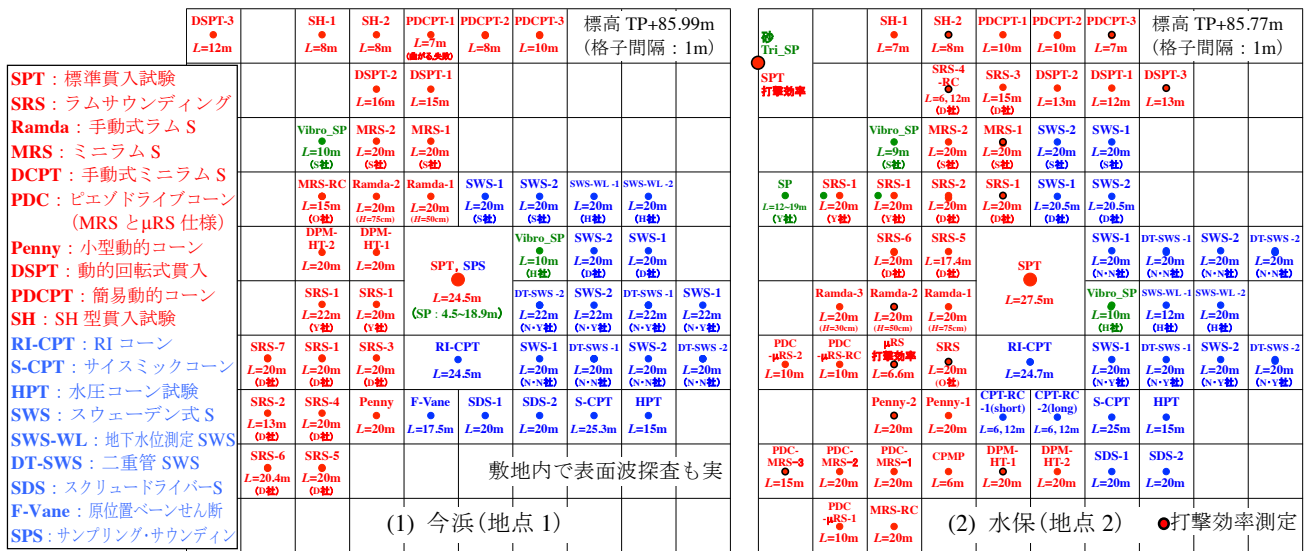


図-3. 2. 16 守山市今浜・水保での試験位置



写真-3. 2. 4 守山市今浜(地点 1)の試験状況



写真-3. 2. 5 守山市今浜(地点 2)の試験状況

試験では打撃効率（入力される打撃エネルギーとアンビル直下のロッドへの伝達エネルギーの比率）を測定した（3. 3. 5 参照）。図-3. 2. 16 に各試験の試験位置を示す。両地点ともに10m×10mの敷地を1m格子に分割し、その中央で各試験を行った。また、土質判定を行うために簡易な試料採取(SP)も実施した。写真-3. 2. 4、3. 2. 5 に今浜、水保の試験状況を示す。

図-3. 2. 17 に今浜の土質柱状図とN値、SPT試料による物理試験結果の深度分布を示す。今浜は湖成の沖積粘土層が厚く堆積し、表層の砂層は薄い。また、図-3. 2. 18 に今浜のRI-CPTの結果（コーン貫入抵抗 q_t 、周面摩擦 f_s 、間隙水圧 u ）を示す。GL-5m～-18mの区間では、 q_t と f_s は小さい。また、 u は全体的に静水圧よりも大きい正の過剰圧力を示していることから、この領域が粘性土であることを示している。 q_t と f_s がスパイク状に大きくなり、逆に u がスパイク状に低下しているところは粘性土中に砂質土層が挟在することを示している。

図-3. 2. 19 に水保の土質柱状図とN値、SPT試料による物理試験結果の深度分布を示す。水保は砂質土主体ではあるが、粘性土と互層になっており、野洲川水系三角州での細かい堆積環境の変化がうかがえる。また、図-3. 2. 20 に水保のRI-CPTの結果を示す。 q_t と f_s 及び u は深度方向に変化が激しいことから、砂質土が優勢でありながら、粘性土と互層を構成していると判断できる。

なお、守山でのRI-CPTの結果の詳細は文献 10)を参照されたい。

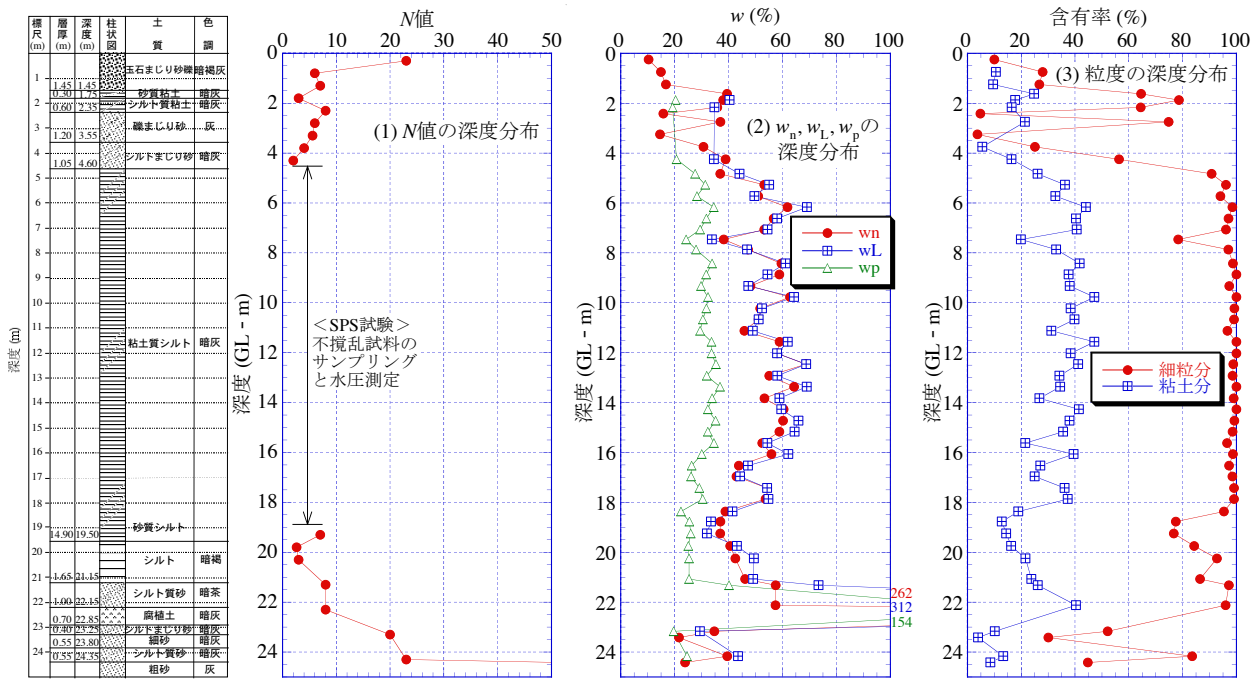


図-3.2.17 守山市今浜(地点1)の土質柱状図と N 値、物理試験結果の深度分布

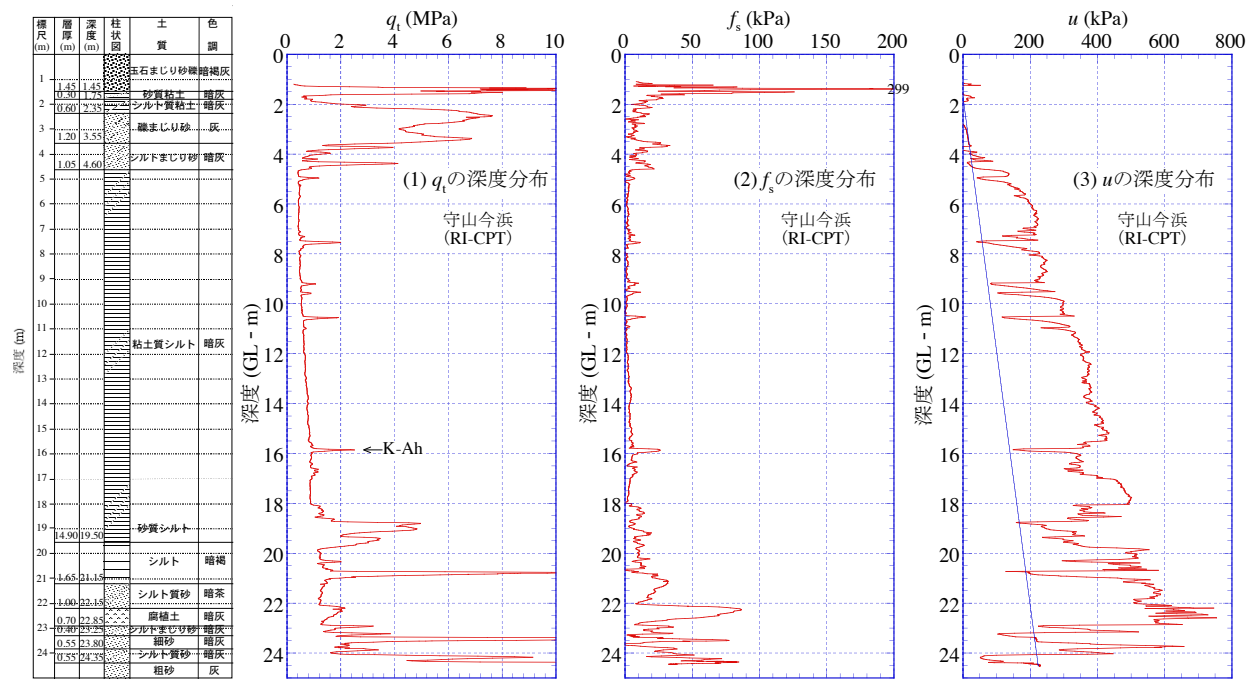


図-3.2.18 守山市今浜(地点1)の RI-CPT の結果

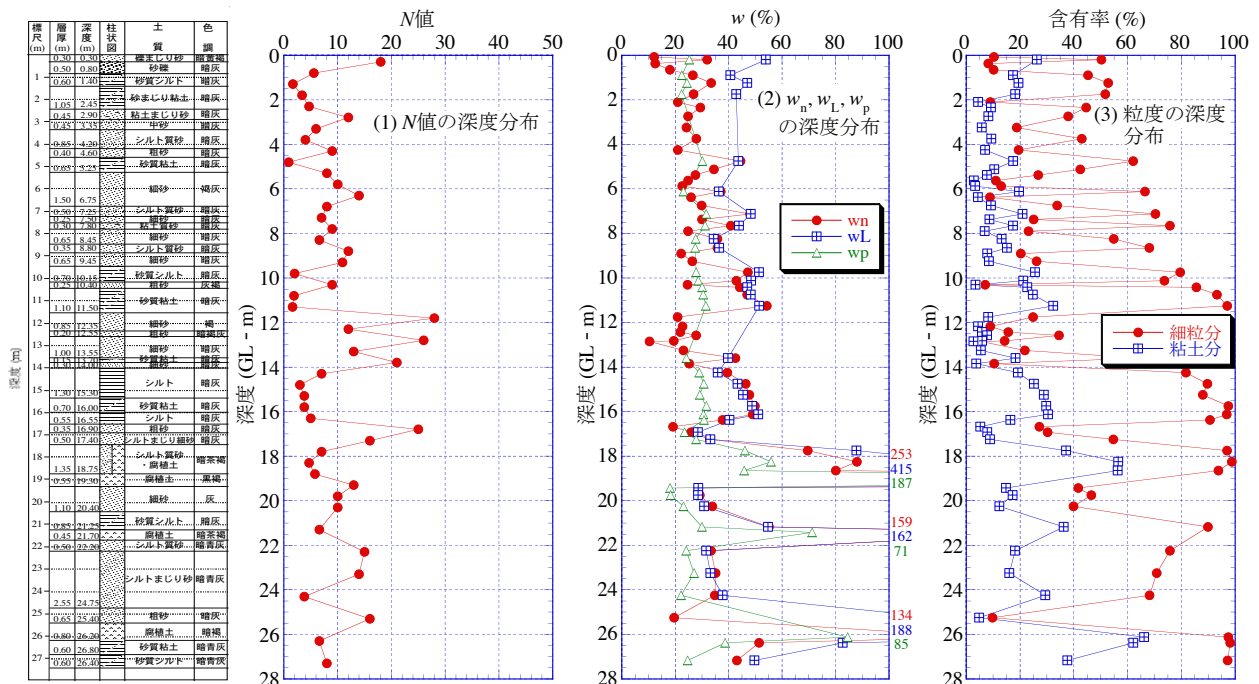


図-3.2.19 守山市水保(地点2)の土質柱状図と N 値、物理試験結果の深度分布

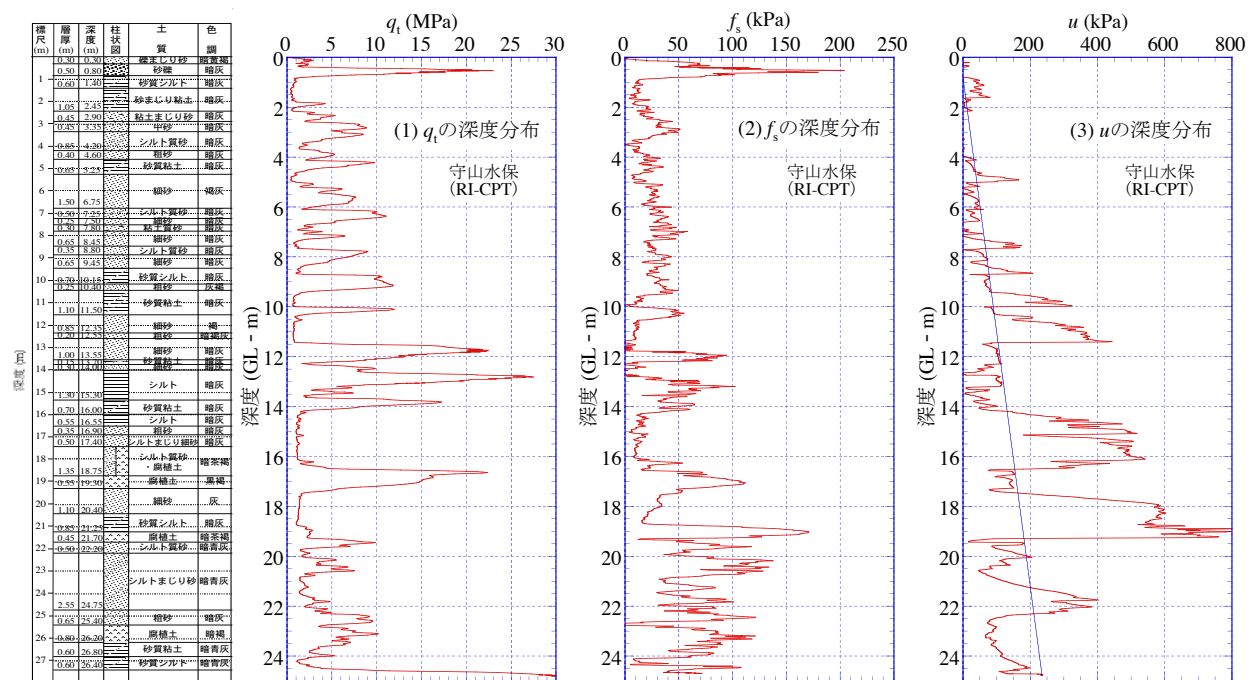


図-3.2.20 守山市水保(地点2)の RI-CPT の結果

図-3.2.21 に連続サンプリングした今浜沖積粘土層 (GL-4.5m~18.9m) の土質試験結果を示す。図(1)~(4)が物理性質、図(5)~(8)が力学的性質を表している。粘土試料から藍鉄鉱が確認されており、淡水性の湖成粘土であることがわかっている。深度 15.9m でアカホヤ火山灰 (K-Ah、約 7,300 年前に降灰)、深度 18.1m で鬱陵隠岐火山灰 (U-Oki、約 10,000 年前に降灰) と推定される火山灰が出現し、土質特性に影響を与えている。

図(1)の液性限界 w_L は 50~60% の幅で小さく変化しており、海成粘土のように弓型分布は示していない。粘土の塑性が増減を繰り返しており、琵琶湖に面した地点での堆積環境が細かく変化したものと推定できる。自然含水比 w_n が w_L と同程度であるため、図(2)の液性指数 I_L は 1 付近の値をとつ

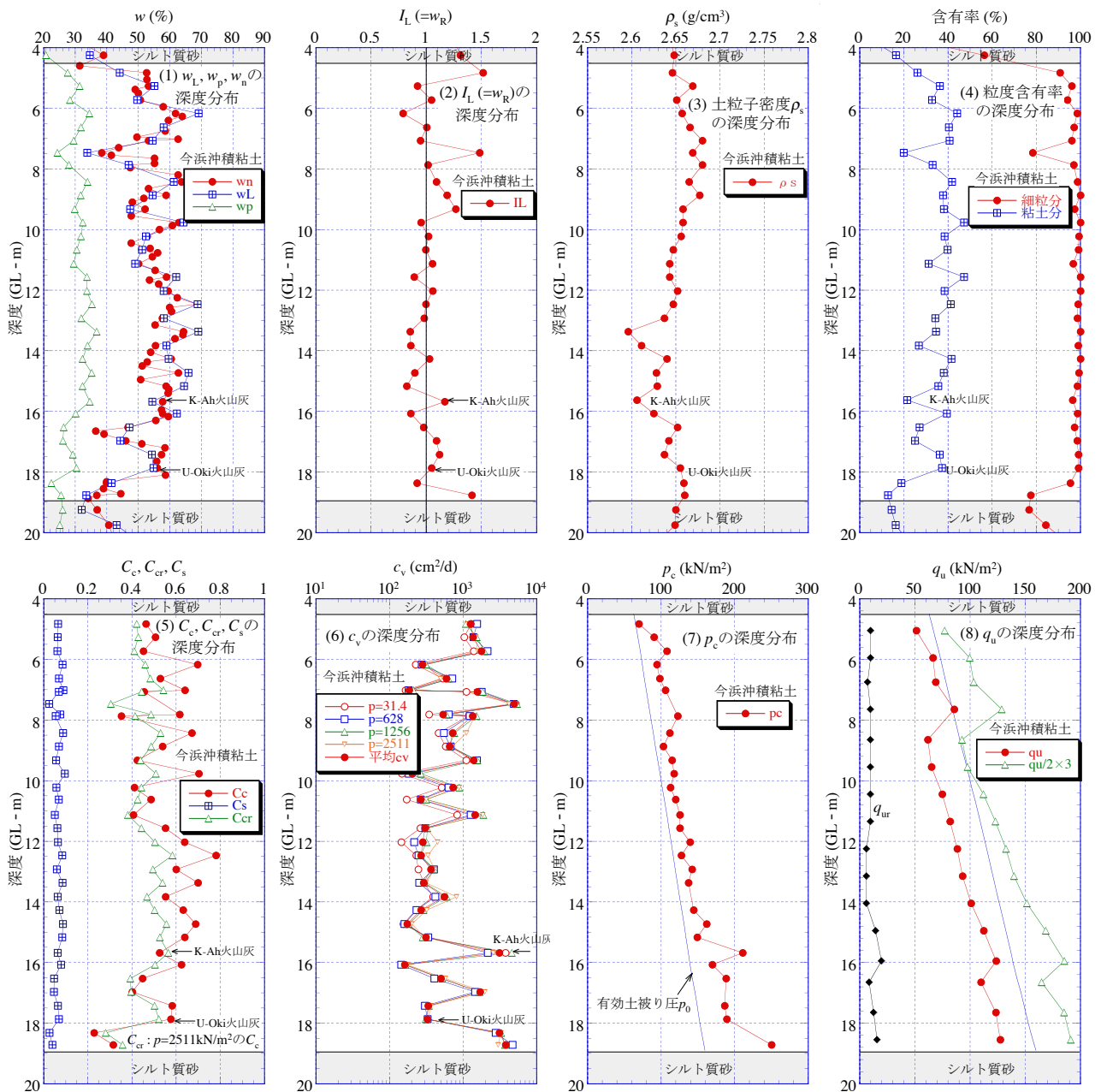


図-3.2.21 守山市今浜沖積粘土層の土質特性

ている。図(3)の土粒子密度 ρ_s は2.65程度で深度方向にほぼ一定である。図(4)より粘土分は w_L と同様の变化をしていることが確認できる。

図(5)の圧縮指数 C_c は w_L の分布を反映して弓形分布を示しており、図(6)の圧密係数 c_v は w_L と逆向きの弓形分布をしていて、相似性が見られる。図(7)の圧密降伏応力 p_c は深度8m付近で一部大きな値をとっているが基本的に深度方向に増加し、いずれの深度においても有効土被り圧 p_0 を上回り、過圧密比OCRが1を超える過圧密粘土である。図(8)の一軸圧縮強さ q_u も p_c と同様深度8m付近で一部大きな値をとり、深度方向に増加している。

3.2.6 大阪市大正区鶴町

図-3.2.22 に示す大阪市大正区鶴町2丁目5番39号（清和工業(株)敷地内）で、2013（平成25）年7月1日（月）～10日（水）の9日間に現場実験を行った。

実施したサウンディング試験の試験位置（1m 間隔）を図-3.2.23 に示す。試験状況を写真-3.2.6 に示す。ボーリング調査は2ヶ所行い、No.1 ではSPT（調査深度 27.5m）、No.2 では土質試験用乱れの少ない粘土試料サンプリング（調査深度 27.0m）を行った。



図-3.2.22 大阪市鶴町の調査位置

	Br. No.1 SPT	Br. No.2 SPS	
	● $L=27.5\text{m}$ (7/1-3, K社)	● $L=8-26\text{m}$ (7/4, OCU)	格子の間隔: 1m
	MRS-1 ● $L=20\text{m}$ (7/8, S社)	SRS-Y1-1 ● $L=3.3\text{m}$ (7/4, D社)	
	MRS-2 ● $L=20\text{m}$ (7/8, S社)	SRS-Y1-2 ● $L=27.6\text{m}$ (7/4, D社)	
Vibro SP ● $L=2\text{m} \times$ (7/9, OCU)	Vibro SP (下穴4m) ● $L=10\text{m}$ (7/9, S社)	SRS-Y1-3 (開閉式SP) ● $L=27.6\text{m}$ (7/5, D社)	SRS-Y1-4 ● $L=1.5\text{m} \times$ (7/8, OCU)
SWS(N)-1 ● $L=1.2\text{m} \times$ (7/6, N社)	SWS(Ya) (下穴3.8m) ● $L=20\text{m}$ (7/6, Ya社)	SRS-Y1-5 ● $L=14.5\text{m}$ (7/5, 音測定)	SRS-Y2-1 ● $L=20\text{m}$ (7/8, Y社)
SWS(N)-2 ● $L=1.2\text{m} \times$ (7/6, N社)	SWS(N)-3 (下穴4m) ● $L=20\text{m}$ (7/8, N社)	SRS-Y2-2 ● $L=23\text{m}$ (7/9, Y社)	PDCPT (下穴3.6m) ● $L=10\text{m}$ (7/8, OCU)

図-3.2.23 大阪市鶴町での試験位置



写真-3.2.6 大阪市鶴町の試験状況

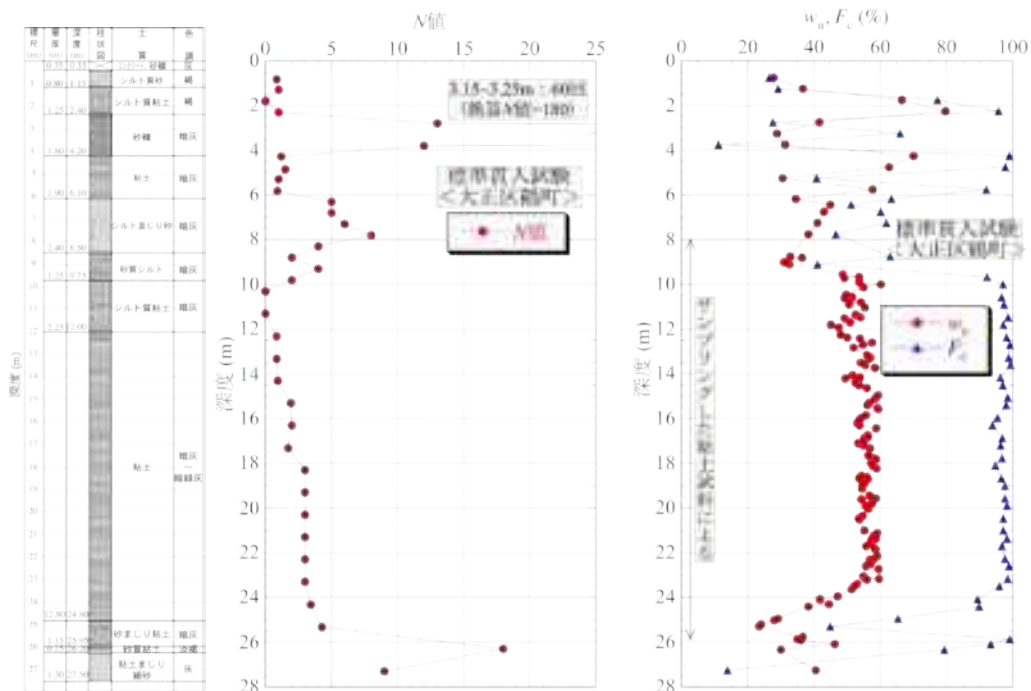


図-3.2.24 大阪市鶴町での柱状図と N 値、 $w_n \cdot F_c$ 値の深度分布

図-3.2.24 にボーリング・標準貫入試験による柱状図と N 値、自然含水比 w_n ・細粒分含有率 F_c の深度分布を示す。当地は表層 4.3m まで盛土（浚渫土と推定される）および砂礫層が存在し、間に砂層を挟んで、8.5m 以深に沖積粘土層が堆積している。

図-3.2.25 に連続サンプリングした鶴町沖積粘土層 (GL-8.0m~-26.0m) の土質試験結果を示す。図(1)~(4)が物理性質、図(5)~(8)が力学性質を表している。沖積粘土層自体の層厚は 15m で、上部はシルト質砂、下部は礫まじりシルト質砂となっている。上町台地西縁地域である鶴町は、海進時に水深が浅くなるため、粗粒物が堆積しやすい環境にあったと考えられる。西大阪地域の典型では液性限界 w_L が弓型分布を示すが、先の理由で図(1)の w_L は弓型分布の傾向が弱く、全体に w_L は小さい。図(2)の液性指数 I_L は上部では 1 に近いが、下部に行くにしたがって漸減している。図(3)より、7,300 年前に降灰した火山灰 (K-Ah) を含む 21m 前後で上下層と異なる値を取っており、火山灰による影響が考えられる。図(4)の粒度含有率から粘土分が w_L の変化と相似な増減が見られる。

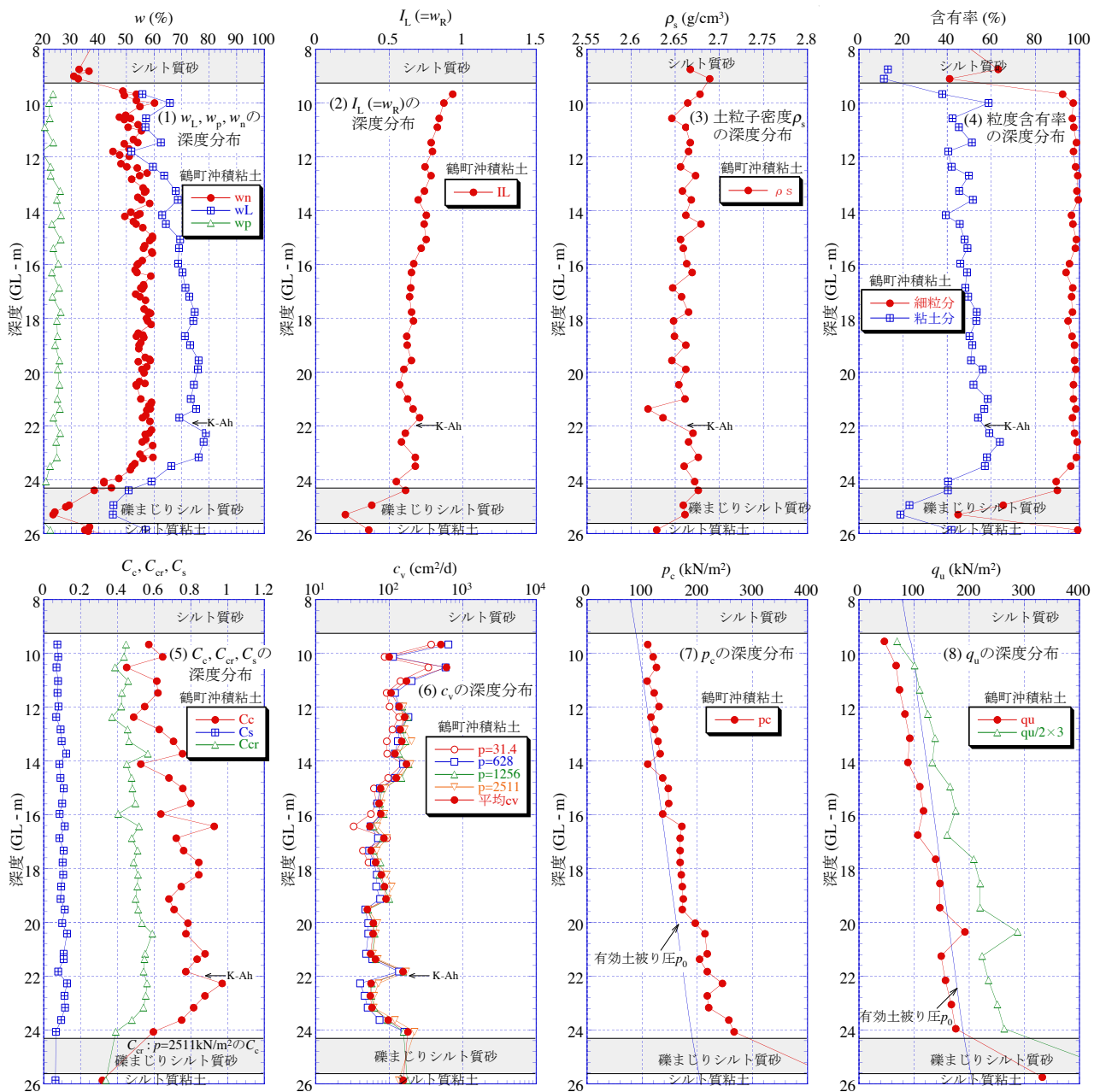


図-3.25 大阪市大正区鶴町沖積粘土層の土質特性

図(5)の圧縮指数 C_c も w_L の変化と相似な増減が見られる。逆に図(6)の圧密係数 c_v は w_L と逆向きの変化を示している。図(7)の圧密降伏応力 p_c は、有効土被り圧 p_0 とほぼ等しい正規圧密粘土である (20m 以深はやや過圧密と言える)。図(7)、図(8)に共通して 14m 付近で上下層と異なる値を取るの、この層に特に多くの貝片、大貝を含むため、試料が乱れたと考えている。このことはサンプルリング後、試料を成形した際に確認された。図(8)の一軸圧縮強さ q_u も p_c とほぼ同様な深度分布となっていることが確認できる。

3.2.7 千葉県浦安市港

図-3.2.26 に示す千葉県浦安市港 49（株）アールアンドアール サービスセンター敷地内で、2013（平成 25）年 8 月 26 日（月）～9 月 7 日（土）の 13 日間に現場実験を行った。

実施したサウンディング試験の試験位置（1m 間隔）を図-3.2.27 に示す。試験状況を写真-3.2.7 に示す。ボーリング調査は 2ヶ所行い、No.1 では SPT（調査深度 20m）と原位置ベーンせん断試験（調査深度 20m～35m）、No.2 ではソリッドコーンを用いた SPT（調査深度 16m）と土質試験用乱れの少ない粘土試料サンプリング（調査深度 48.5m）を行った。

なお、2011 年 11 月に地盤調査一斉試験を行った浦安市高洲 8 丁目の地点 1、地点 3 の位置も図-3.2.26 に併せて示した。



図-3.2.26 浦安市港の調査位置

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 ●	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)
		SPT: L=20m Vane: L=32m ●	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)
	SPT, SPS ●	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)

図-3.2.27 浦安市港での試験位置



写真-3.2.7 浦安市港の試験状況

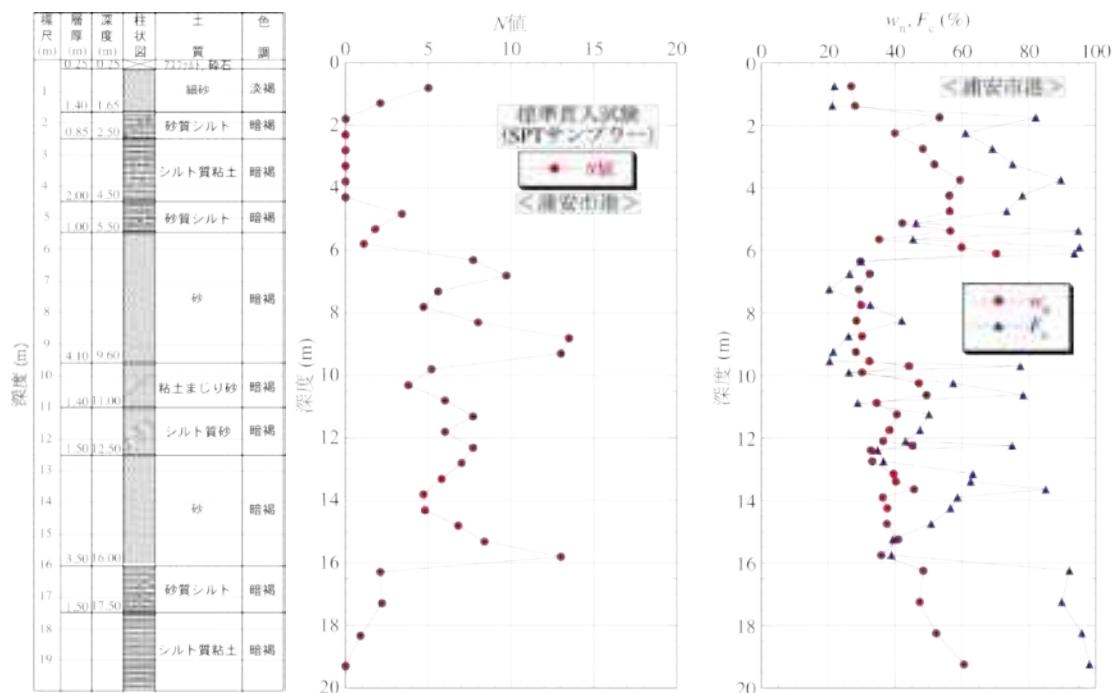


図-3.2.28 浦安市港での柱状図と N 値、 $w_n \cdot F_c$ 値の深度分布

図-3.2.28 にボーリング・標準貫入試験による柱状図と N 値、自然含水比 w_n ・細粒分含有率 F_c の深度分布を示す。当地は深度 5.5m～16.0m にかけて砂層が存在し、その下に軟弱な粘土層が厚く堆積する。基本的には 3.2.3、3.2.4 の運動公園と鉄鋼通りと同じ構成で、表層 5.5m までは埋立層（浚渫土）で、特に深度 2.5～4.5m は浚渫粘性土で N 値=0（自沈）である。深度 5.5m～16m までが沖積砂層（シルト質砂）、16m 以深が沖積粘土層となっている。

図-3.2.29 に連続サンプリングした浦安市港沖積粘土層（GL-16.1m～-47.9m）の土質試験結果を示す。図(1)～(4)が物理性質、図(5)～(8)が力学性質を表している。図(1)の液性限界 w_L から、粘土の塑性は深度 27m、42m を境に 3 つの弓形分布を示しており（深度 35m には粗粒物を挟む）、堆積環境の変化を受けている。全体に自然含水比 w_n が w_L よりも大きく、特に深度 27～35m では図(2)の液性指数 I_L が 1.5～2.5 を示しており、3.2.4 の鉄鋼通りとは明らかに性状が異なり超鋭敏性を示している。これは 2011 年に調査した高洲⁹⁾と同様である。図(3)の土粒子密度 ρ_s は 2.60～2.75 の範囲で比較的变化が大きい。図(4)の粒度含有率より、粘土分の分布と w_L と相似である。また、塑性が低

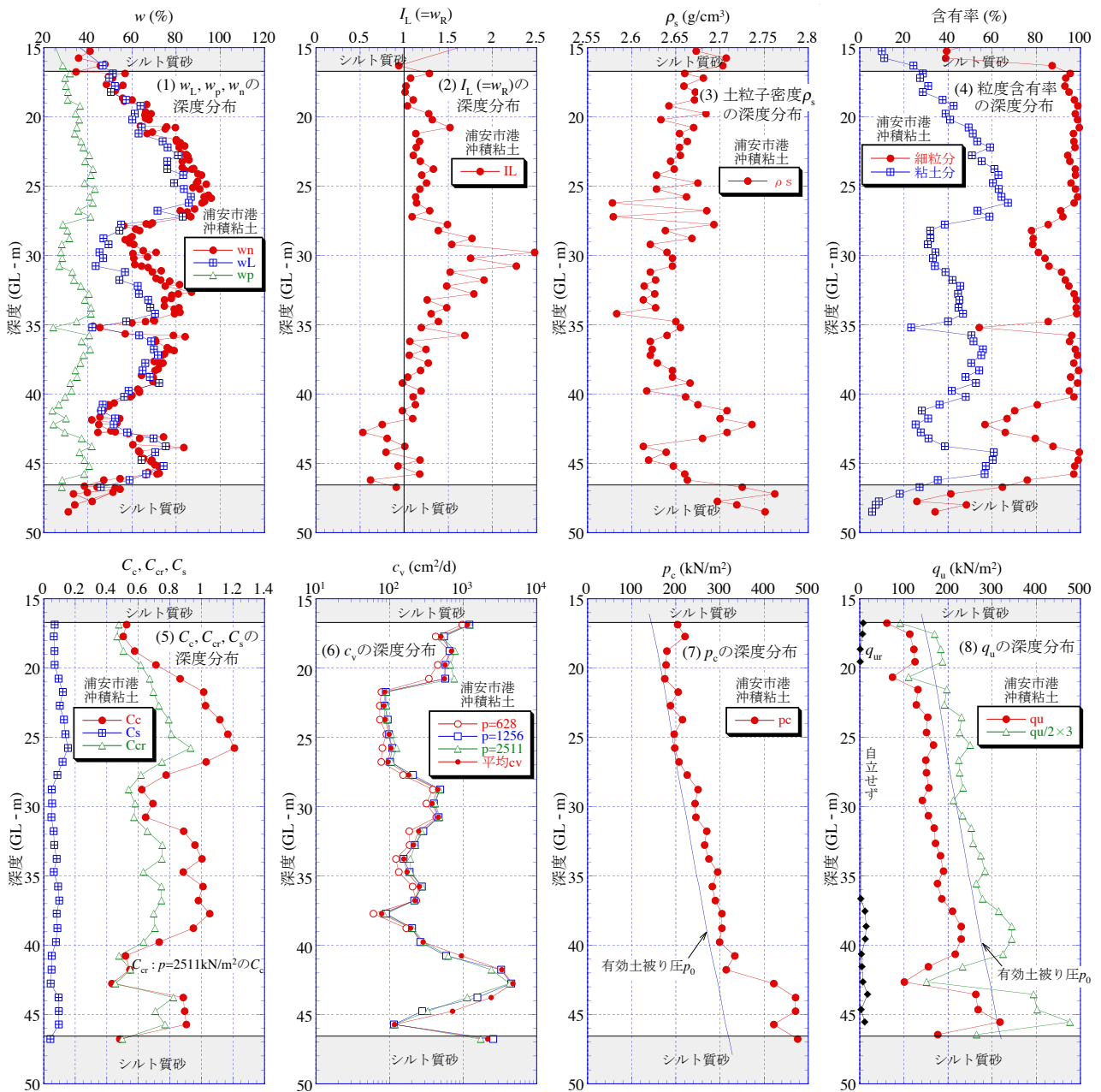


図-3.2.29 浦安市港沖積粘土層の土質特性

い深度では砂分の混入が大きいことがわかる。

図(5)、(6)から、圧縮指数 C_c と圧密係数 c_v は w_L の分布と相関性が高いことがわかる。図(7)の圧密降伏応力 p_c から、ほぼ正規圧密あるいはわずかに過圧密にあるといえる。図(8)の一軸圧縮強さ q_u からほぼ正規圧密 ($q_u/2 \times 3$ は p_c 相当) であることがわかる (塑性の低い深度の q_u は過小である)。ただし、深度 20~36m では繰り返すとトロトロの液体状になり、自立しなかったことから超鋭敏性を示すことがわかった。

なお、浦安沖積粘土層の超鋭敏性と特異な性質については文献 6)~9) を参照されたい。

3.2.8 佐賀県唐津市岸山・原

図-3.2.30、3.2.31 に示す佐賀県唐津市原 1297 ((株)YBM サービス敷地内) と同市北波多岸山 589-1 ((株)YBM 岸山第3工場敷地内) で、2013(平成25)年10月15日(火)~18日(金)の4日間に現場実験を行った。

唐津市原、岸山で実施したサウンディング試験の試験位置(1m間隔)をそれぞれ図-3.2.32、3.2.33 に、試験状況を写真-3.2.8、3.2.9 に示す。



図-3.2.30 唐津市原の調査位置



図-3.2.31 唐津市岸山の調査位置

格子の間隔: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)	
		SPT ● L=19.2m (10/24, D社)	SRS-Y1-1 ● L=18m (10/17, 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=12.9m (10/18, N社)	DT-SWS-1 ● L=15m (10/18, N社)		

図-3.2.32 唐津市原での試験位置

格子の間隔:1m				
		SRS-Y3-1 ● L=10m (10/16, Y社)	SRS-Y3-2 ● L=10m (10/16, Y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-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)

図-3.2.33 唐津市岸山での試験位置



写真-3.2.8 唐津市原の試験状況



写真-3.2.9 唐津市岸山の試験状況

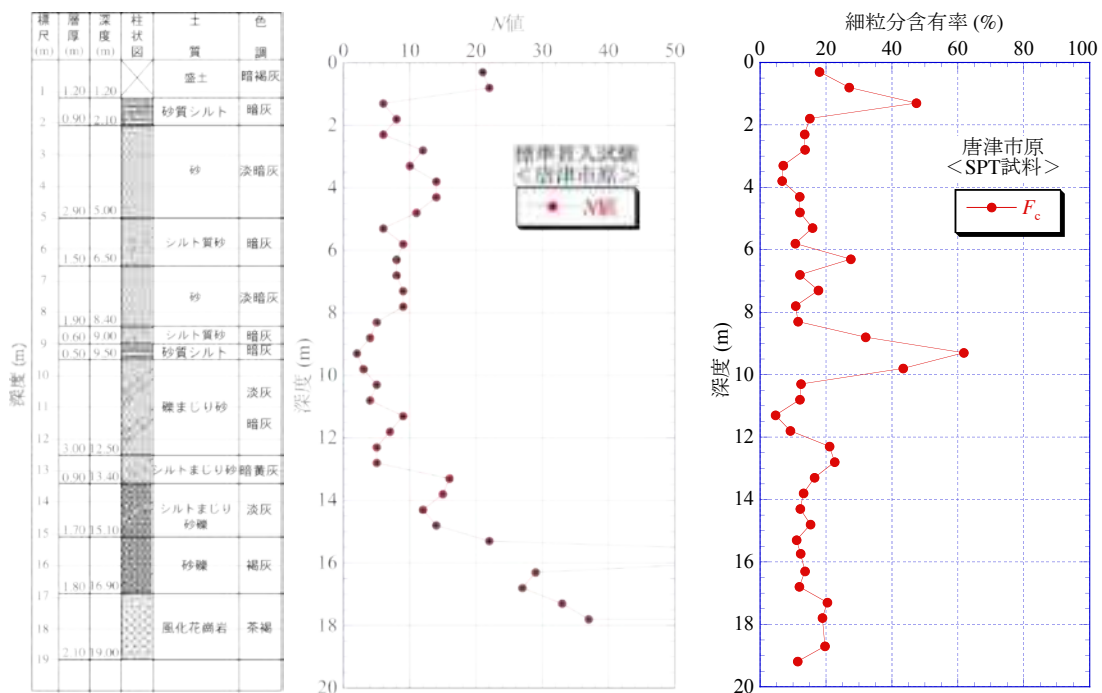


図-3.2.34 唐津市原での柱状図と N 値、 F_c 値の深度分布

図-3.2.34、3.2.35 にそれぞれ原、岸山のボーリング・標準貫入試験による柱状図と N 値、細粒分含有率 F_c の深度分布を示す。

図-3.2.34 の原は、深度 2.1m～13.4m にかけて砂層とシルト分の多い砂層が堆積しており、 N 値は 10 前後でかなり緩い。その下に堆積する礫まじり砂と砂礫では N 値が深度方向に増加し、深度 18m 当たりの硬質層で 50 を大きく越えて試験終了となった。

図-3.2.35 の岸山は、表層から深度 4.9m までが砂質粘土の盛土層（細粒分含有率 F_c が 60%前後でほぼ一定）で、 N 値は深度方向にほぼ一定であるが、その下の砂層では深度方向に増加し、深度 7m 当たりの硬質層で N 値が 50 を大きく越えて試験終了となった。

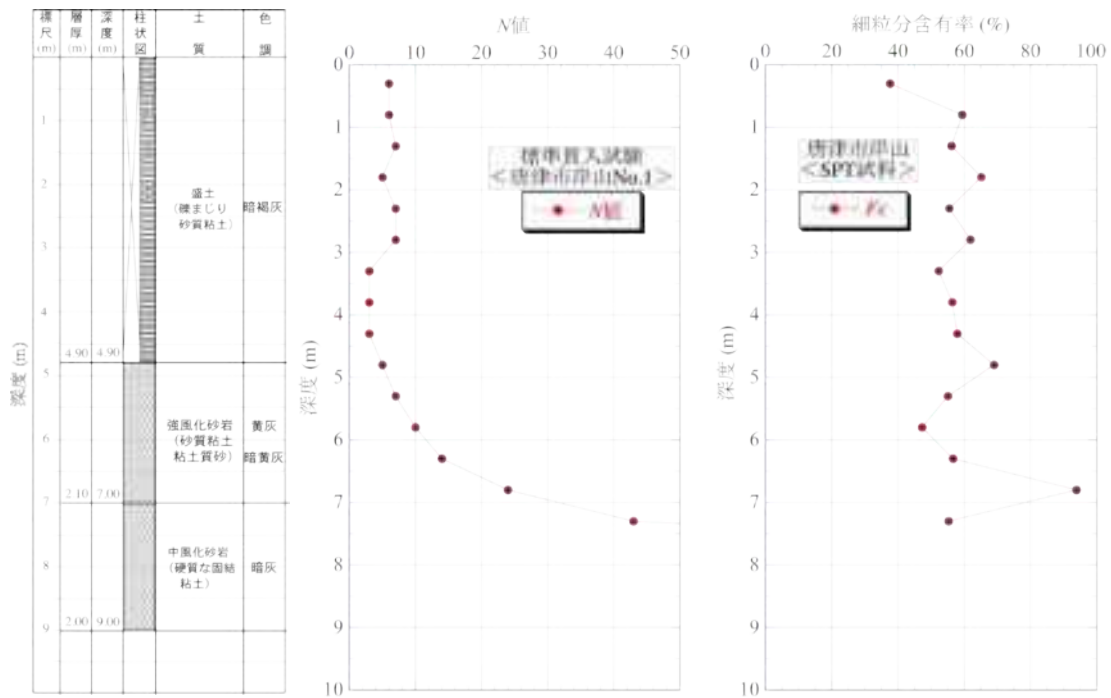


図-3.2.35 唐津市岸山での柱状図と N 値、 F_c 値の深度分布

3.2.9 千葉県香取市佐原地点 1・地点 2

図-3.2.36 に示す千葉県香取市佐原口（佐原河川敷緑地の敷地内）の地点 1、地点 2 で、2013（平成 25）年 12 月 2 日（火）～12 日（木）の間に現場実験を行った。

当敷地では、地盤工学会関東支部の「各種サウンディングの液状化対策手法としての適用性に関する研究委員会」（委員長：規矩大義 関東学院大学）が地盤調査一斉試験として実施されたものである⁷⁾。なお、本現場は東北地方太平洋沖地震にて液状化被害が大きかった地点である。



図-3.2.36 香取市佐原地点 1、地点 2 の調査位置

地点 1、地点 2 で実施したサウンディング試験の試験位置（1.5m 間隔）をそれぞれ図-3.2.37、3.2.38 に、試験状況を写真-3.2.10、3.2.11 に示す。

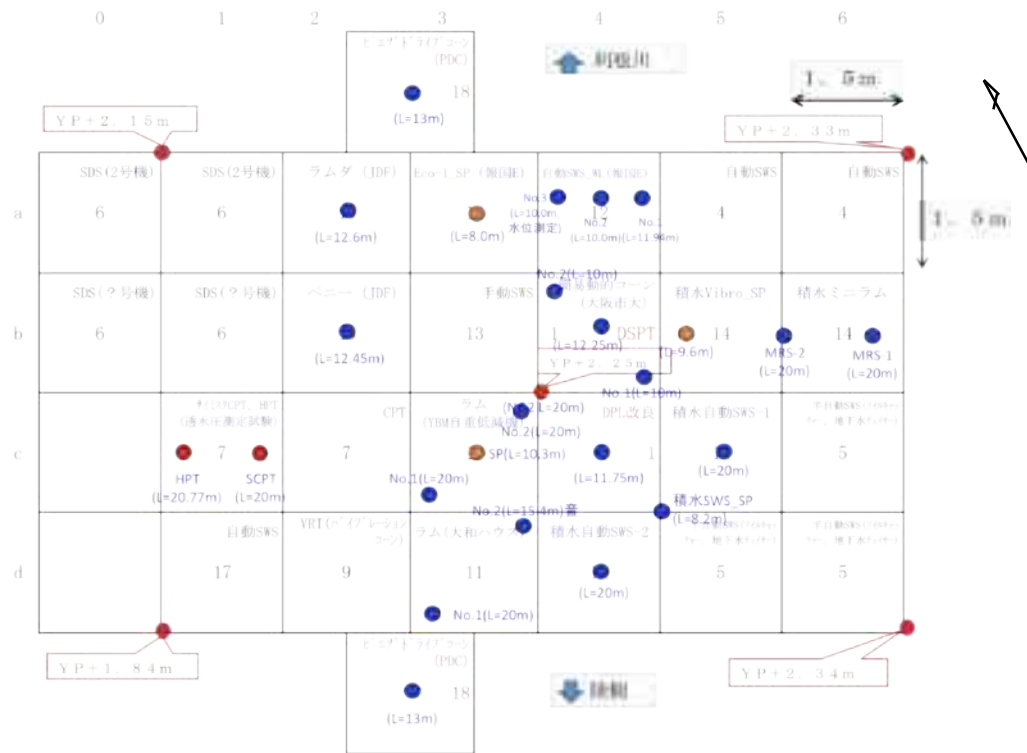


図-3.2.37 香取市佐原地点 1 での試験位置

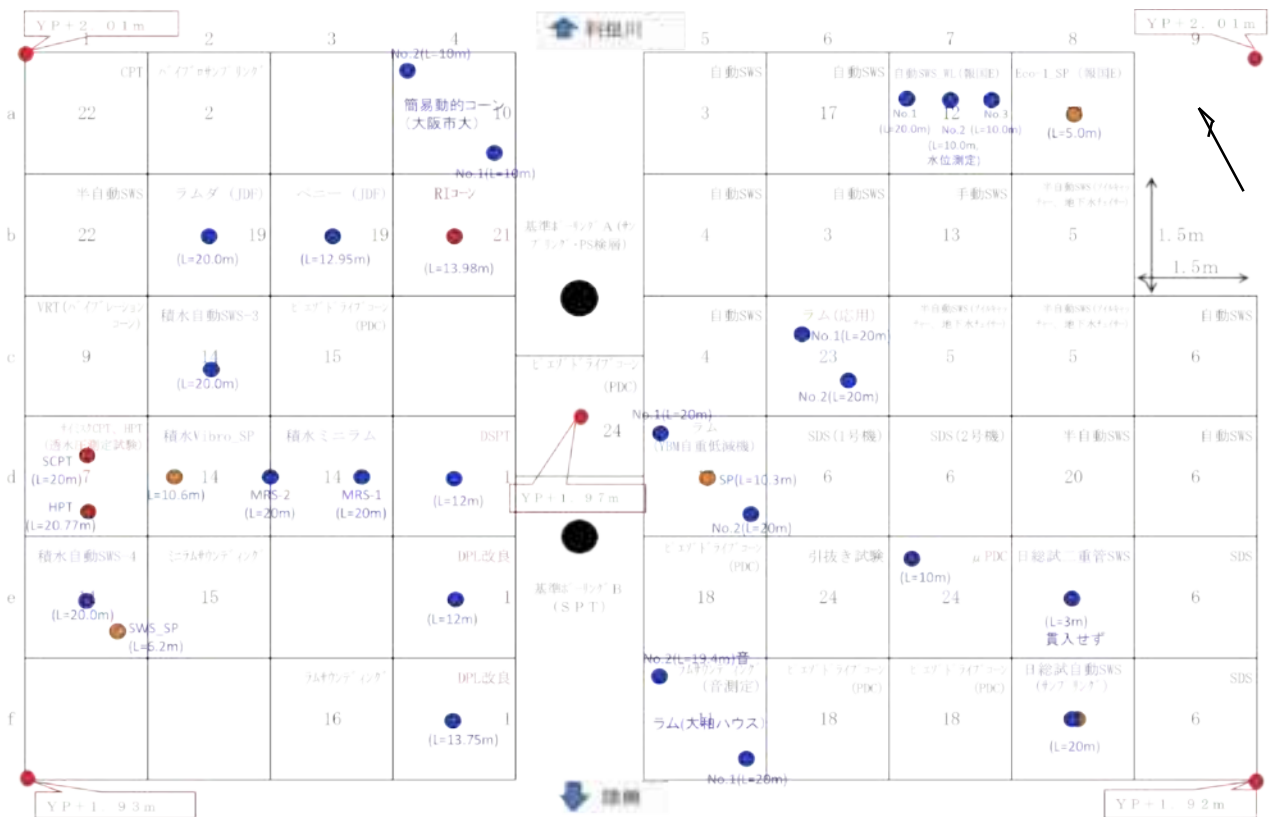


図-3.2.38 香取市佐原地点 2 での試験位置



写真-3.2.10 香取市佐原地点1の試験状況



写真-3.2.11 香取市佐原地点2の試験状況

図-3.2.39、3.2.40 にそれぞれ地点1、地点2のボーリング・標準貫入試験による柱状図と N 値、細粒分含有率 F_c の深度分布を示す。なお、地点1はボーリング・標準貫入試験を実施していないので、SRS と手動パイプロサンプラー試料による結果で示している。

図-3.2.39 に香取市調査地点の明治期の地形図に示す。地点1は明治期より河川の深掘れ（12m程度）した箇所に対応し、昭和になってから浚渫された場所で、浚渫による緩い砂質土が分布しているようである。地点2は明治期より河川の中州であった箇所で、自然地盤の沖積砂質土が分布しているようである。

図-3.2.40 の地点1では、深度2.5～5.5mに軟弱な粘性土層があり、それ以深には砂層が堆積している。ただし、9.6m以深は試料が採取できていないので、土質の判定ができていない。

図-3.2.41 の地点2では、浅層3mまでが軟弱な粘性土層で、それ以深の N 値は10前後であり深度14m～16m付近で N 値 >20 を示す。細粒分含有率 F_c は、深度3～15mまでほぼ10%（7、8m付近で局所的に高いが）、15m以深で20%程度とかなり均一な地盤と言える。ただし、地点2では図-3.2.38に示すように、調査範囲が広いので、中央の基準ボーリングを挟んで左右の地盤の性状が異なり、不均一性が見られた（3.3.1、4.2.1で後述）。



図-3.2.39 香取市調査地点の明治期の地形図

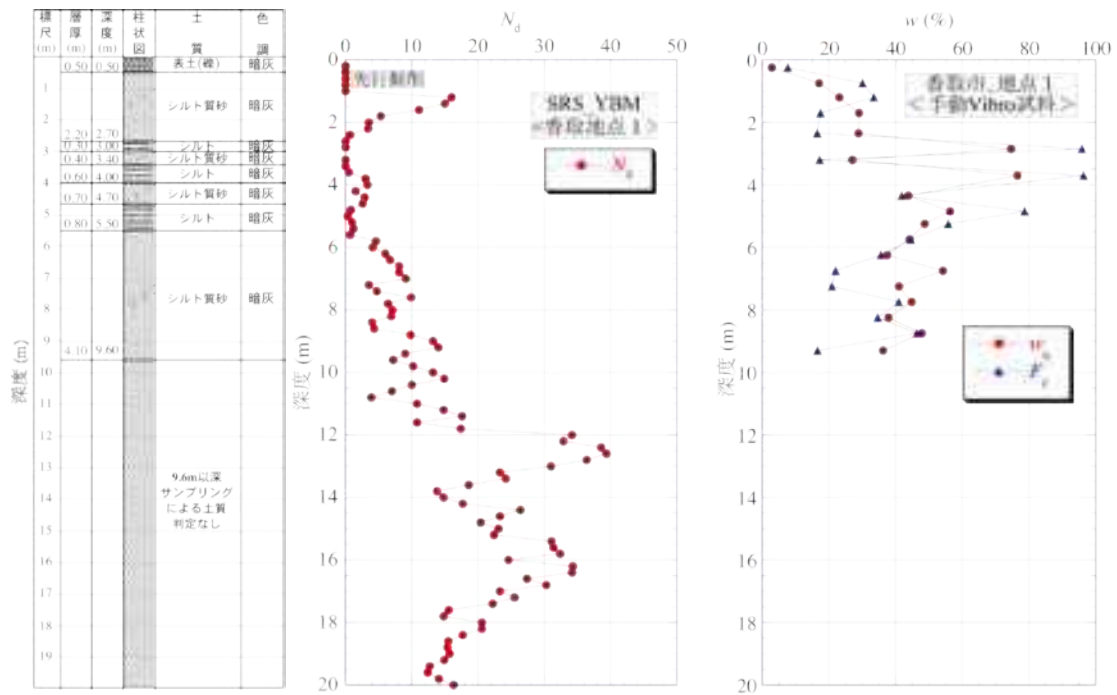


図-3.2.40 香取市佐原地点1での柱状図とSRSの N_d 値、 $w_n \cdot F_c$ 値の深度分布

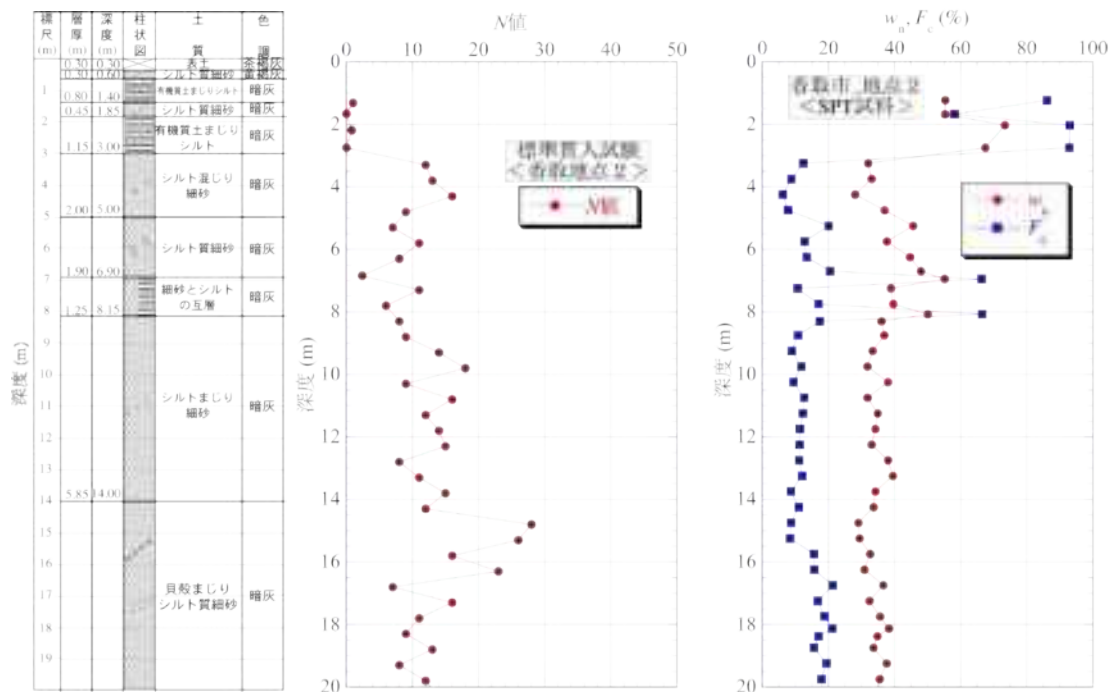


図-3.2.41 香取市佐原地点2での柱状図と N 値、 $w_n \cdot F_c$ 値の深度分布

参考文献

- 1) 柴田芳彦・大島昭彦・平田茂良・山本明弘・田中洋行・平林弘：動的コーン貫入試験と静的コーン貫入試験の比較の一例，第46回地盤工学研究発表会，No.48，pp.103-104，2011.
- 2) 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，No.32，pp.71-72，2011.
- 3) 鈴木達也・大島昭彦・宮田尚樹・和田昌大・久保田耕司：水圧式サンプラーによるサンプリング・サウンディング試験と力学試験との比較，土木学会第67回年次学術講演会，III-006，pp.11-12，2012.
- 4) 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，No.67，pp.131-132，2012.
- 5) 廣瀬竜也・大島昭彦・下平祐司・平田茂良・深井公・平田拓也：二重管スウェーデン式サウンディングの開発と測定例，第47回地盤工学研究発表会，No.96，pp.189-190，2012.
- 6) 鈴木達也・大島昭彦・久保田耕司・笹尾憲一：千葉県浦安市沖積粘土層の土質特性の測定例，土木学会第68回年次学術講演会，III-315，pp.229-230，2013.
- 7) 大島昭彦・久保田耕司・笹尾憲一：千葉県浦安市沖積粘土の液性限界の経時変化の測定例，土木学会第68回年次学術講演会，III-316，pp.231-232，2013.
- 8) 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（投稿中），2014.
- 9) 大島昭彦・新井瞬・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の鋭敏性と塩化物含有量の関係，土木学会第69回年次学術講演会（投稿中），2014.
- 10) 三村衛・後藤政昭・吉村貢・寺尾庸孝：滋賀県守山市における地盤調査一斉試験の比較（その2：RI-CPT），第48回地盤工学研究発表会，No.87，pp.173-174，2013.
- 11) 規矩大義・利藤房男・信本実：千葉県香取市佐原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，No.113，2014.

3.3 現場実験結果

3.3.1 大型動的コーン貫入試験 (SRS) 結果

大型動的コーン貫入試験 (Swedish Ram Sounding、SRS) は、コーンの単位面積当たりの打撃エネルギーは、ISO 規格 (ISO22476-2 : 2005) の DPSH-A (Super Heavy-A) に対応している

表-3.3.1 に SRS 試験機の打撃仕様をまとめた。写真-3.3.1 に示す YBM 製の全自動型の従来機 (SRS-Y1 と表す) は 2002 年から販売され、国内で普及している試験機であるが、打撃前にアンビルとロッドにかかる打撃装置の総質量が 177.5kg と過大である。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アンビルにかかるためである。そこで、SRS-Y1 を改造して写真-3.3.2 に示す自重低減機 (SRS-Y2 と表す) が開発された¹⁾。この試験機ではバケット部を常に支えるリフタ機構を導入し、質量を 77.5kg (ハンマーとアンビルの質量) に低減している。さらに、写真-3.3.3 に示す新型自重低減機 (SRS-Y3 と表す) では、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もので、質量は 80.5kg となった。図-3.3.1 に SRS-Y1、SRS-Y2、SRS-Y3 試験機の機構の比較を示す²⁾。なお、SRS-Y2 と SRS-Y3 を現場調査 (8) 唐津市原を参照) で比較した結果、両者の N_d 値に違いはなかった³⁾、以下では同じ自重低減機として扱う。試験機の詳細は文献 1)、2) を参照されたい。

さらに、試験機としては写真-3.3.4 に示す半自動型の SRS-O (応用地質製) と写真-3.3.5 に示す手動型の Ramda (JDF 製) があり、守山市今浜・水保と香取市地点 1・2 で比較試験を行った³⁾、⁴⁾。

表-3.3.1 大型動的コーン貫入試験機の打撃仕様

試験機名	SRS-Y1	SRS-Y2	SRS-Y3	SRS-O	Ramda
	(YBM 従来機)	(YBM 自重低減機)		(応用地質)	(JDF)
ハンマー質量 m (kg)	63.5				
落下高 H (mm)	500				
ハンマー外径 D_h (mm)	246			198	180
ハンマーガイド径 (mm)	101.6		48.6	25	40.5
アンビル直径 D_a (mm)	155		120	100	97
アンビル質量 (kg)	14		17	14	4.5
アンビル/ハンマー径比 D_a/D_h	0.63		0.49	0.51	0.54
打撃装置の総質量 (kg)	177.5	77.5	80.5	90	93



写真-3.3.1 SRS-Y1 試験機



写真-3.3.2 SRS-Y2 試験機



写真-3.3.3 SRS-Y3 試験機

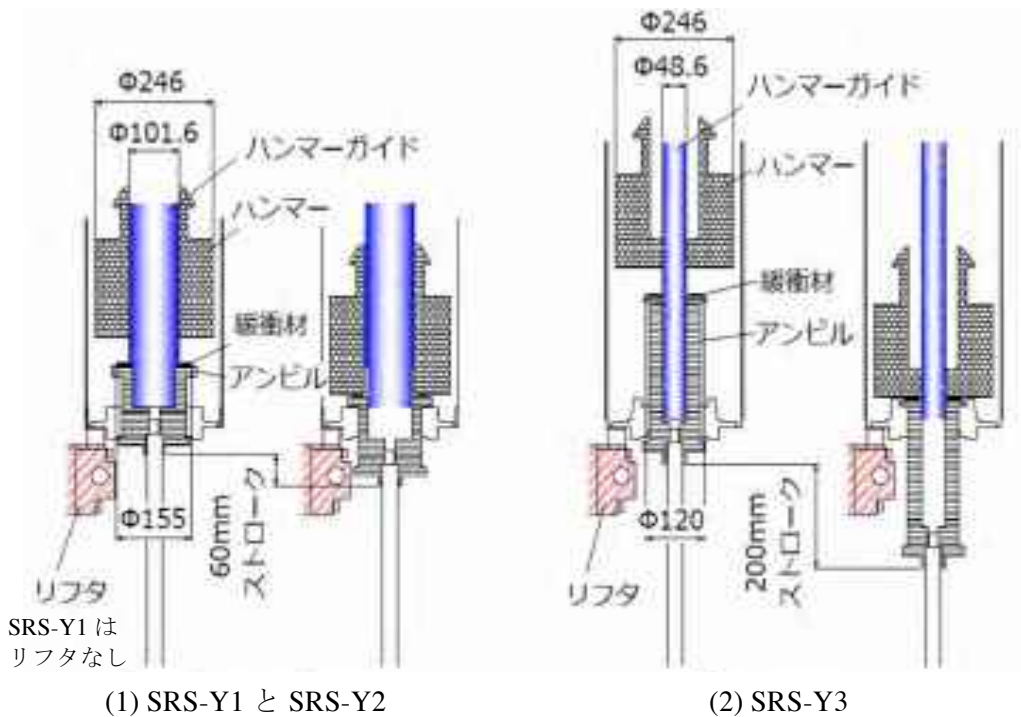


図-3.3.1 SRS-Y1、SRS-Y2、SRS-Y3 の機構比較²⁾



写真-3.3.4 SRS-O 試験機 (半自動型)



写真-3.3.5 Ramda 試験機 (手動型)

(1) 大阪市東中浜

図-3.3.2 に東中浜における SRS-Y1 (従来機) の試験結果を示す。試験結果は柱状図とともに測定打撃回数 N_{dm} 、トルク M_v 、周面摩擦後の補正打撃回数 N_d の深度分布を示す (以下、同様)。なお、周面摩擦の補正方法は付録 A1 を参照されたい。SRS ではコーン先端角 90° 、コーンとロッドの連結は回転型、緩衝材 C (クッション) 有りが標準であるが、本地点では、それらの条件を変えた 5 ケースの試験を行った。結果は 5 ケースで大きな差はなく、それらの条件の影響はほとんどないと言える。なお、緩衝材 C がない No.3 の試験結果は深度約 15m 付近で他よりも大きいのが、異常値と考えられる。

(2) 神栖市堀割

図-3.3.3に神栖におけるSRS-Y1（従来機）の試験結果を示す。コーン先端角【90°、60°】とコーンとロッドの連結【回転、固定】の条件を変えた3ケースの試験を行った。結果はコーン固定のNo.3ではトルク M_v がやや大きいが、 N_d 値では大差ないので、コーン先端角と連結の条件の影響はほとんどないと言える。

(3) 浦安市運動公園

図-3.3.4に浦安運動公園におけるSRS-Y1（従来機）の試験結果を示す。コーン先端角【90°、60°】とコーンとロッドの連結【回転、固定】の条件を変えた3ケースの試験を行った。神栖と同様に、コーン固定のNo.3ではトルク M_v がやや大きいが、 N_d 値では大差ないので、コーン先端角と連結の条件の影響はほとんどないと言える。

(4) 浦安市鉄鋼通り

図-3.3.5に浦安鉄鋼通りにおけるSRS-Y1（従来機）の試験結果を示す。当地では深度40mまで試験を実施したので（40mまでは沖積粘土が続いた）、図は深度20mまでと40mまでの2種類で示している。沖積粘土部では単調に M_v 、 N_d が増えることがわかる。

(5) 守山市今浜

図-3.3.6に守山市今浜におけるSRS-Y1（従来機）の試験結果を示す。コーン先端角【90°、60°】とコーンとロッドの連結【回転、固定】及び緩衝材Cなしの条件を変えた4ケースの試験を行った。 N_d 値は大差なく、それらの影響はほとんどないと言える。

図-3.3.7に守山市今浜におけるSRS-Y2（自重低減機）の試験結果を示す。同条件の2ケースはほとんど一致しており、再現性がよいことがわかる。図-3.3.6の従来機と比較すると、粘土部で N_d 値がかなり大きいことがわかる。なお、従来機と自重低減機の比較は3.4.1で詳述する。

図-3.3.8に守山市今浜におけるRamda（手動型）の試験結果を示す。本来の落下高 $H=50\text{cm}$ に加えて、 $H=75\text{cm}$ も実施した。なお、深度11mまでトルク M_v を測定しない。当然ながら測定打撃回数 N_{dm} は $H=75\text{cm}$ の方が小さいが、エネルギー換算すれば、両者は一致することが確認できた。また、図-3.3.7の自重低減機とほぼ近い結果が得られていることがわかる。

(6) 守山市水保

図-3.3.9に守山市水保におけるSRS-Y1（従来機）の試験結果を示す。6ケース（No.5のみ固定コーン）を実施したが、非常に再現性がよいことがわかる。

図-3.3.10に守山市水保におけるSRS-Y2（自重低減機）の試験結果を示す。同条件の2ケースはほとんど一致しており、再現性がよいことがわかる。図-3.3.6の従来機と比較すると、砂質土系の地盤では N_d 値にあまり違いはない。

図-3.3.11に守山市水保におけるSRS-O（O社製）の試験結果を示す。結果は従来機と自重低減機とほぼ一致している。

図-3.3.12に守山市水保におけるRamda（手動型）の試験結果を示す。本来の落下高 $H=50\text{cm}$ に加えて、 $H=30$ 、 75cm も実施した。なお、深度16mまでトルク M_v を測定しない。当然ながら測定打撃回数 N_{dm} は $H=30\text{cm}$ で大きく、 $H=75\text{cm}$ で小さいが、エネルギー換算すれば、3者は一致することが確認できた。また、図-3.3.9～3.3.11とほぼ同じ結果が得られていることがわかる。

(7) 大阪市鶴町

図-3.3.13に鶴町におけるSRS-Y1（従来機）の試験結果を示す。当地では深度28mまで試験を実施したので、図は深度20mまでと28mまでの2種類で示している。やはり沖積粘土部では単調

に M_v 、 N_d が増えている。

図-3.3.14に鶴町におけるSRS-Y2（自重低減機）の試験結果を示す。図-3.3.13の従来機と比較すると、4m以深の粘土、砂、粘土部で N_d 値が大きいことがわかる。

(8) 浦安市港

図-3.3.15に浦安市港におけるSRS-Y1（従来機）の試験結果を示す。3ケースの内No.4はコーン固定型（摩擦音測定のため）である。多少のばらつきはあるが、再現性があると言える。

図-3.3.16に浦安市港におけるSRS-Y3（新型自重低減機）の試験結果を示す。SRS-Y3ではハンマーとアンビルに挟む緩衝材（クッション）の硬度を60（軟球とプラスチック消しゴムの間程度）に変更している（SRS-Y1、SRS-Y2では硬度90（硬球程度）である）。図-3.3.15の従来機と比較すると、全体に N_d 値が大きく、特に深度16m以深の粘土部で大きいことがわかる。なお、新型自重低減機を含めた従来機との比較は3.4.1で詳述する。

(9) 唐津市原

図-3.3.17に唐津市原におけるSRS-Y1（従来機）の試験結果を示す。深度14mまで緩い砂地盤となっており、2ケースの結果は再現性がよい。

図-3.3.18に唐津市原におけるSRS-Y3（自重低減機）の試験結果を示す。図-3.3.17の従来機とほぼ同様な結果が得られている。砂地盤では従来機と自重低減機の違いは小さい。

図-3.3.19に同じ自重低減機のSRS-Y2とSRS-Y3で緩衝材の硬度を60、90に変えた試験の比較を示す。試験機及び硬度による差はほとんどないので、SRS-Y2とSRS-Y3は同等と言え、緩衝材の硬度の影響もないと言える。

(10) 唐津市岸山

図-3.3.20に唐津市岸山におけるSRS-Y1（従来機）の試験結果を示す。本地点は砂質粘土を主体とする盛土地盤で、ばらつきが大きく、深度7m以深で硬質な地盤に当たるケースがあった。

図-3.3.21に唐津市岸山におけるSRS-Y3（自重低減機）の試験結果を示す。図-3.3.20の従来機とほぼ同様な結果が得られている。

(11) 香取市地点1

図-3.3.22に香取市地点1におけるSRS-Y1（従来機）の試験結果を示す。2ケースの結果は再現性がよい。ただし、No.2はコーン固定型（摩擦音測定）のため、 M_v がやや大きい。

図-3.3.23に香取市地点1におけるSRS-Y3（自重低減機）の試験結果を示す。緩衝材の硬度を90、60に変えたが、唐津市原と同様に結果はほとんど一致しており、緩衝材硬度の影響はない。

図-3.3.24に香取市地点1におけるRamda（手動型）の試験結果を示す。深度12.5mまでしか実施していないが、図-3.3.22、3.3.23と同様な結果が得られている。

(12) 香取市地点2

図-3.3.25に香取市地点2におけるSRS-Y1（従来機）の試験結果を示す。2ケースの結果は再現性がよい。ただし、No.2はコーン固定型（摩擦音測定）のため、 M_v がやや大きい。

図-3.3.26に香取市地点2におけるSRS-Y3（自重低減機）の試験結果を示す。緩衝材の硬度を90、60に変えたが、地点1と同様に結果はほとんど一致しており、緩衝材硬度の影響はない。

図-3.3.27に香取市地点2におけるSRS-O（O社製）の試験結果を示す。図-3.3.25と同様な結果が得られている。

図-3.3.28に香取市地点2におけるRamda（手動型）の試験結果を示す。14m以深で N_d 値が大きい、地点2は調査範囲が広く（図-3.2.31参照）、地盤の不均質性があったようである。

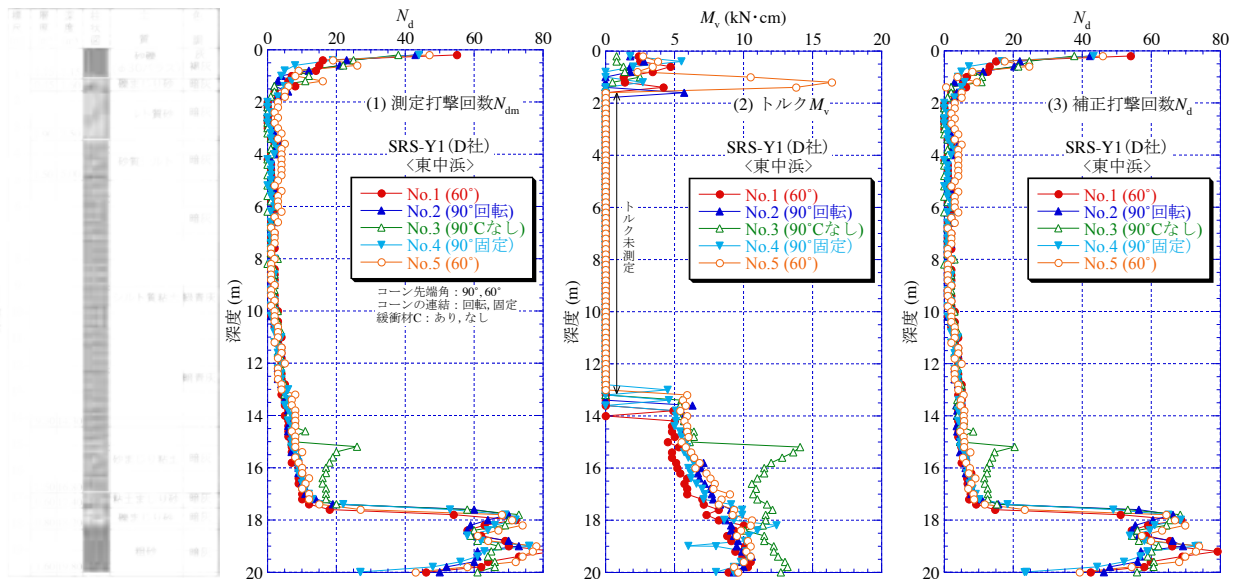


図-3.3.2 大阪市東中浜での SRS-Y1（従来機）の試験結果

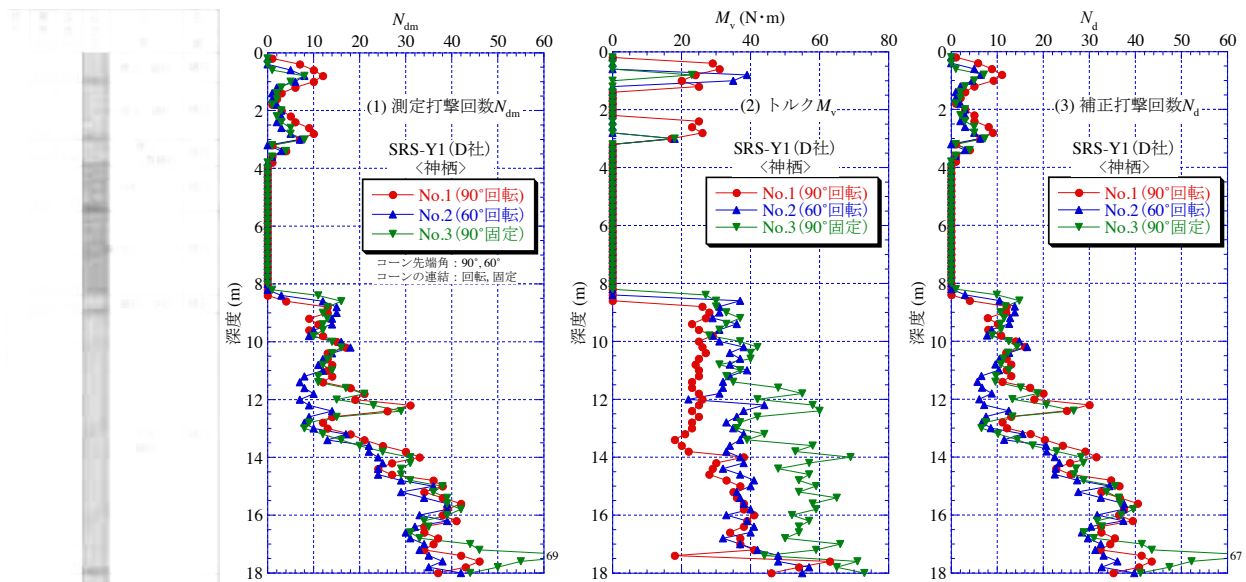


図-3.3.3 神栖市堀割での SRS-Y1（従来機）の試験結果

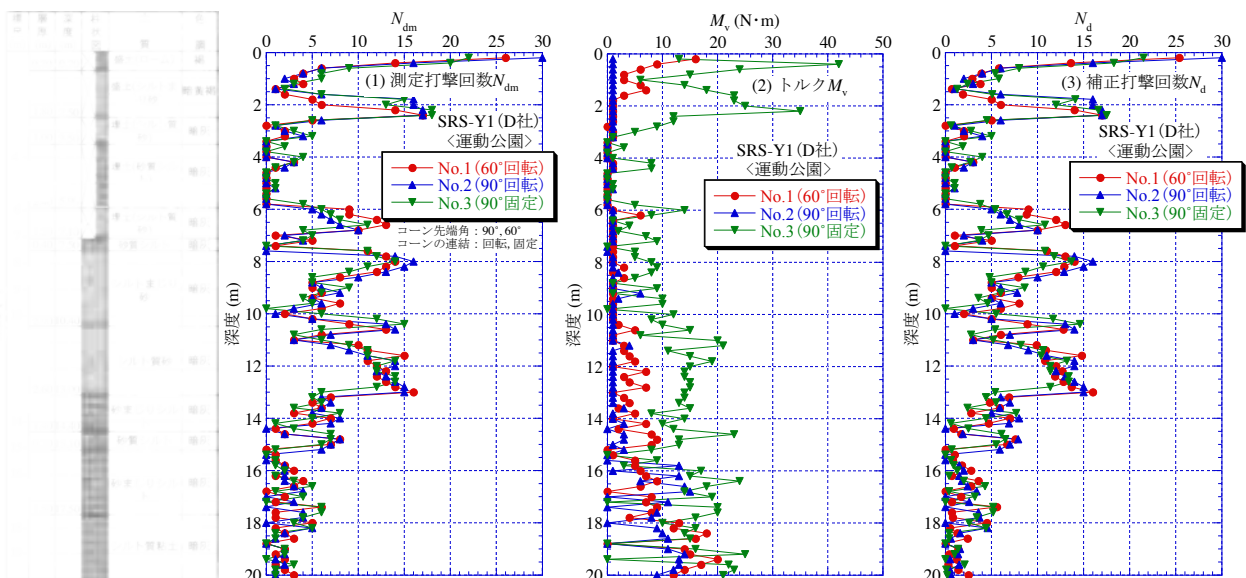


図-3.3.4 浦安市運動公園での SRS-Y1（従来機）の試験結果

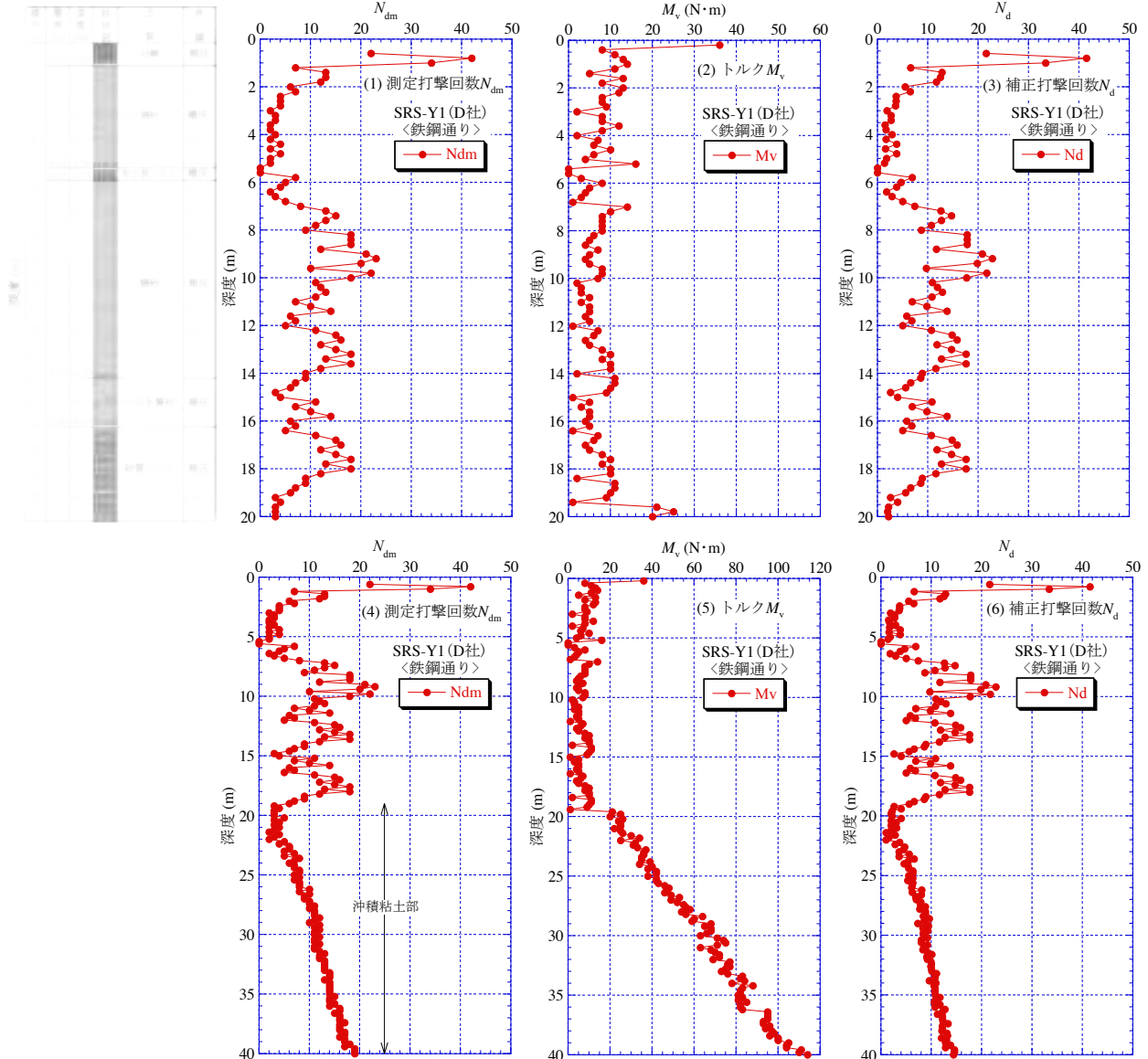


図-3.3.5 浦安市鉄鋼通りでの SRS-Y1 (従来機) の試験結果

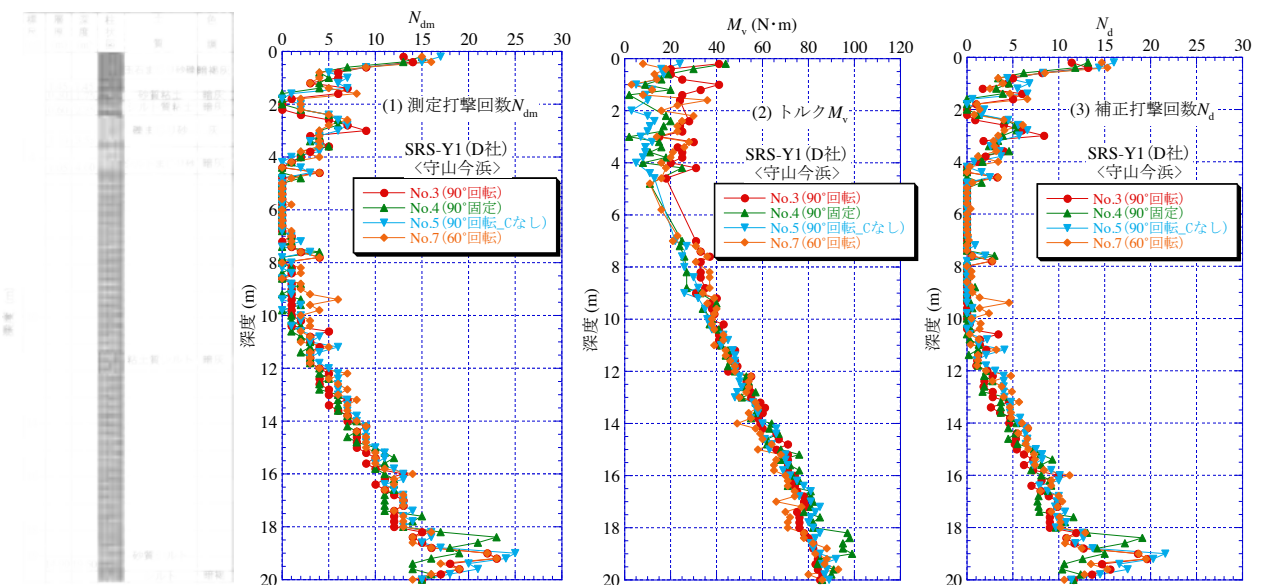


図-3.3.6 守山市今浜での SRS-Y1 (従来機) の試験結果

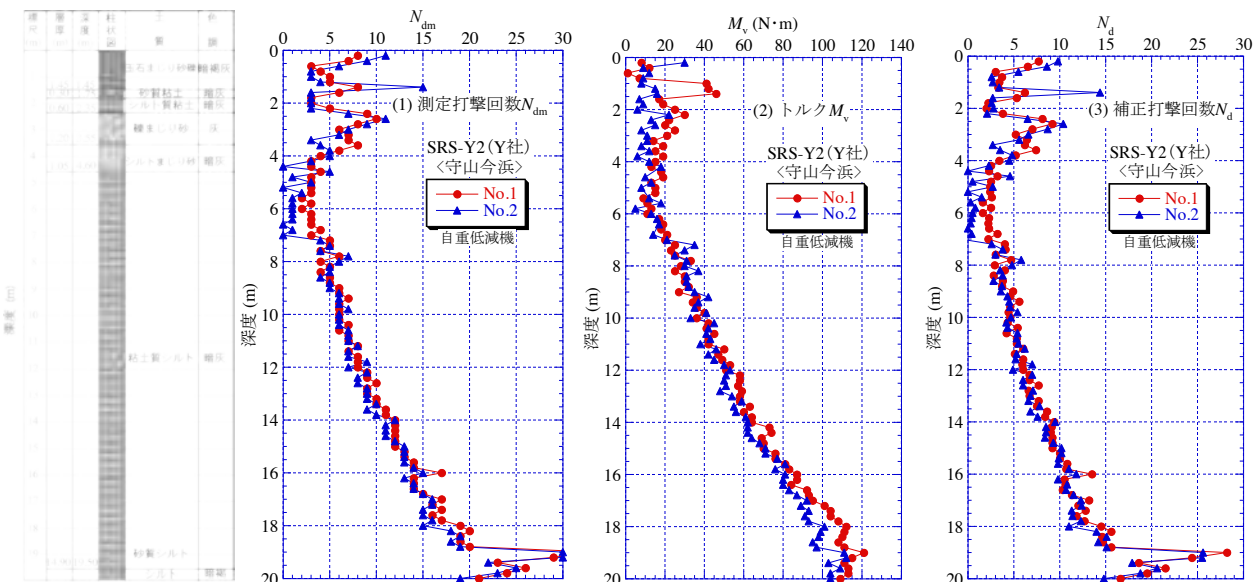


図-3.3.7 守山市今浜での SRS-Y2（自重低減機）の試験結果

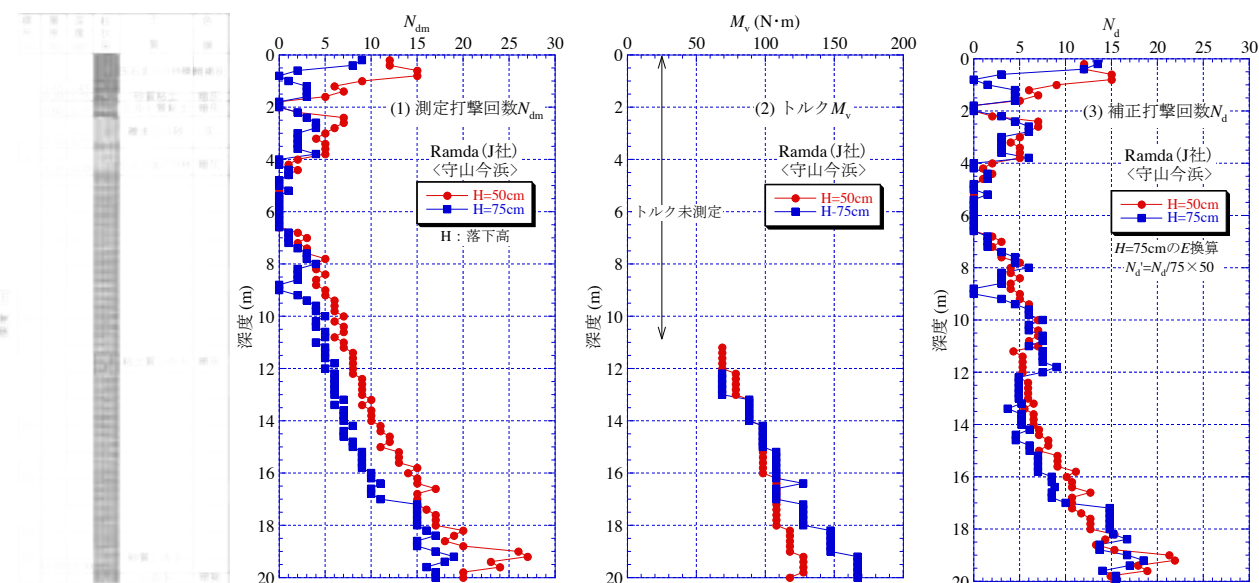


図-3.3.8 守山市今浜での Ramda（手動型）の試験結果

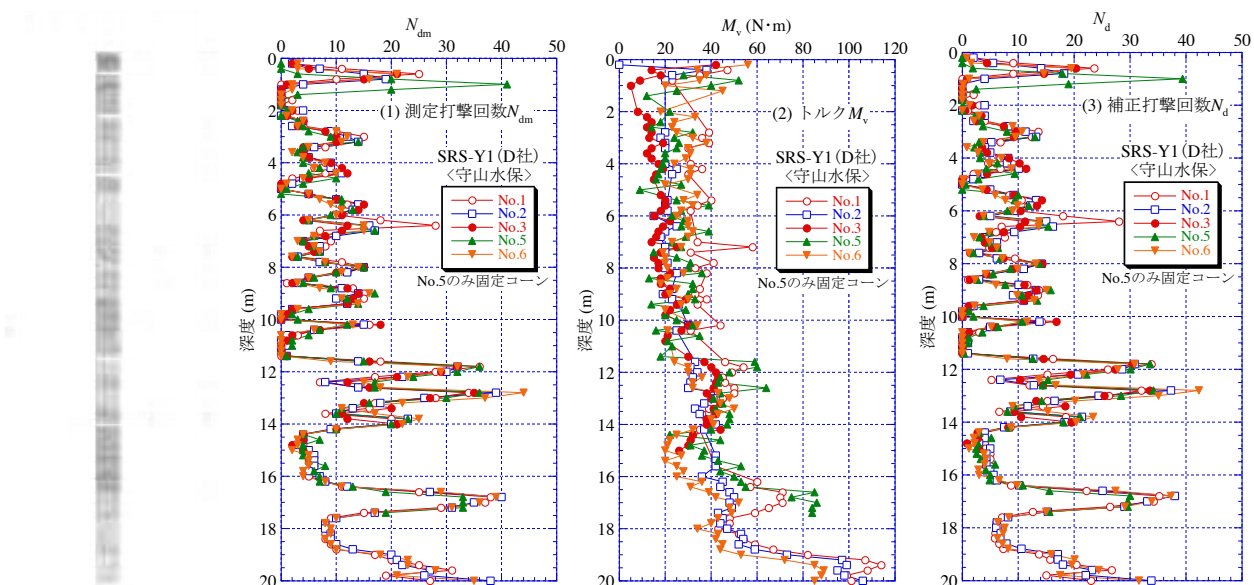


図-3.3.9 守山市水保での SRS-Y1（従来機）の試験結果

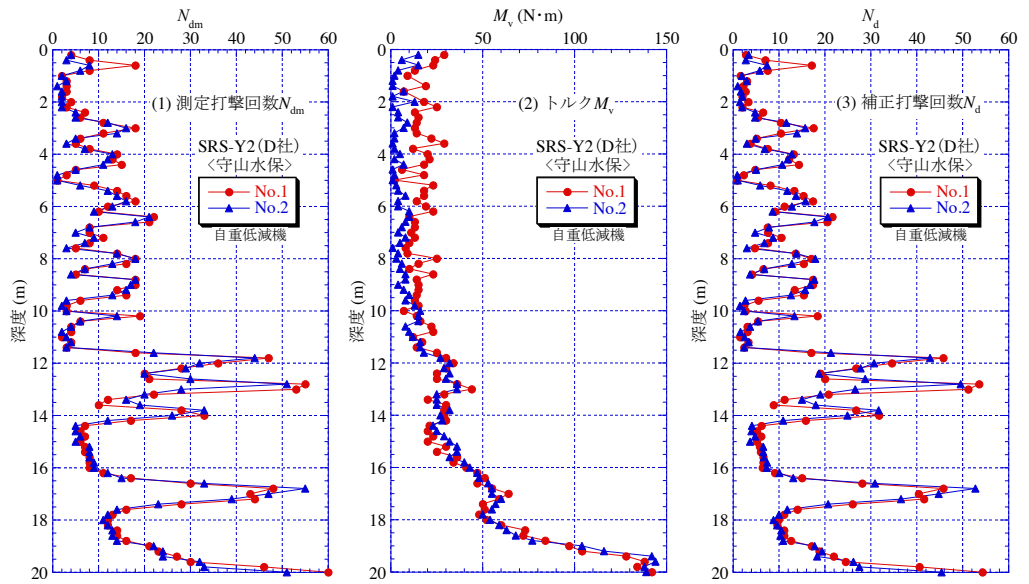


図-3.3.10 守山市水保での SRS-Y2（自重低減機）の試験結果

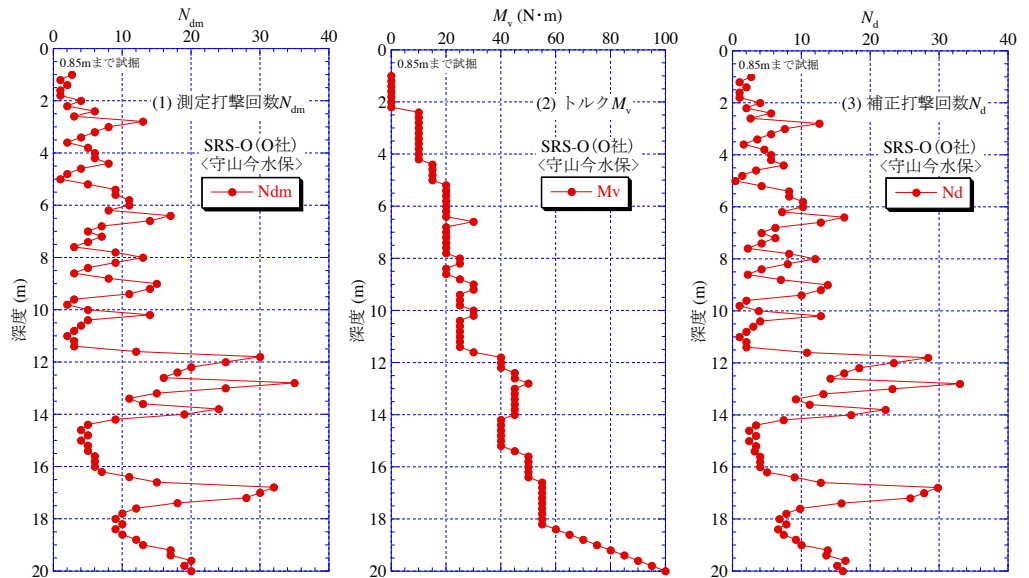


図-3.3.11 守山市水保での SRS-O（O社製）の試験結果

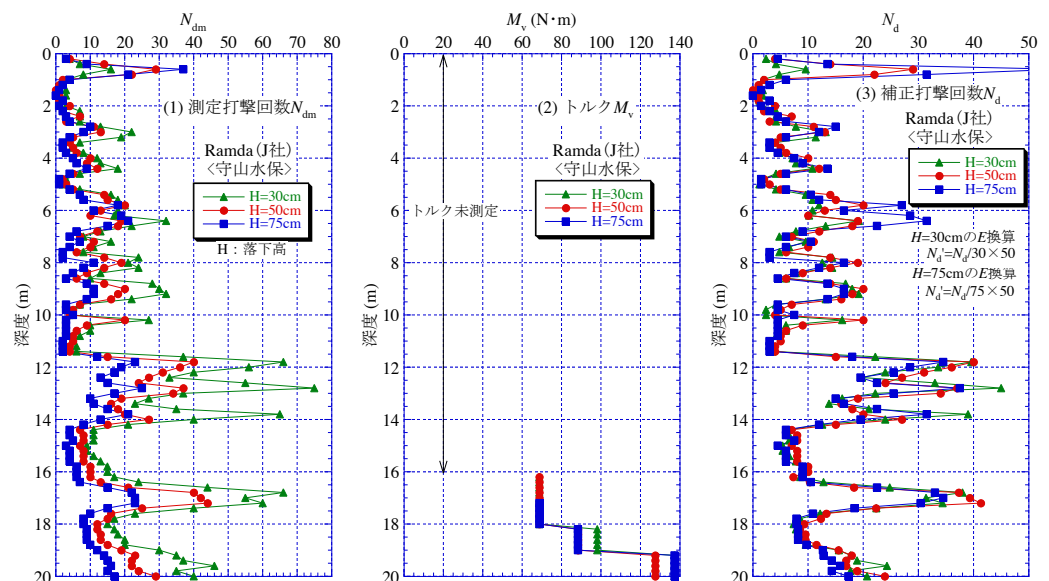


図-3.3.12 守山市水保での Ramda（手動型）の試験結果

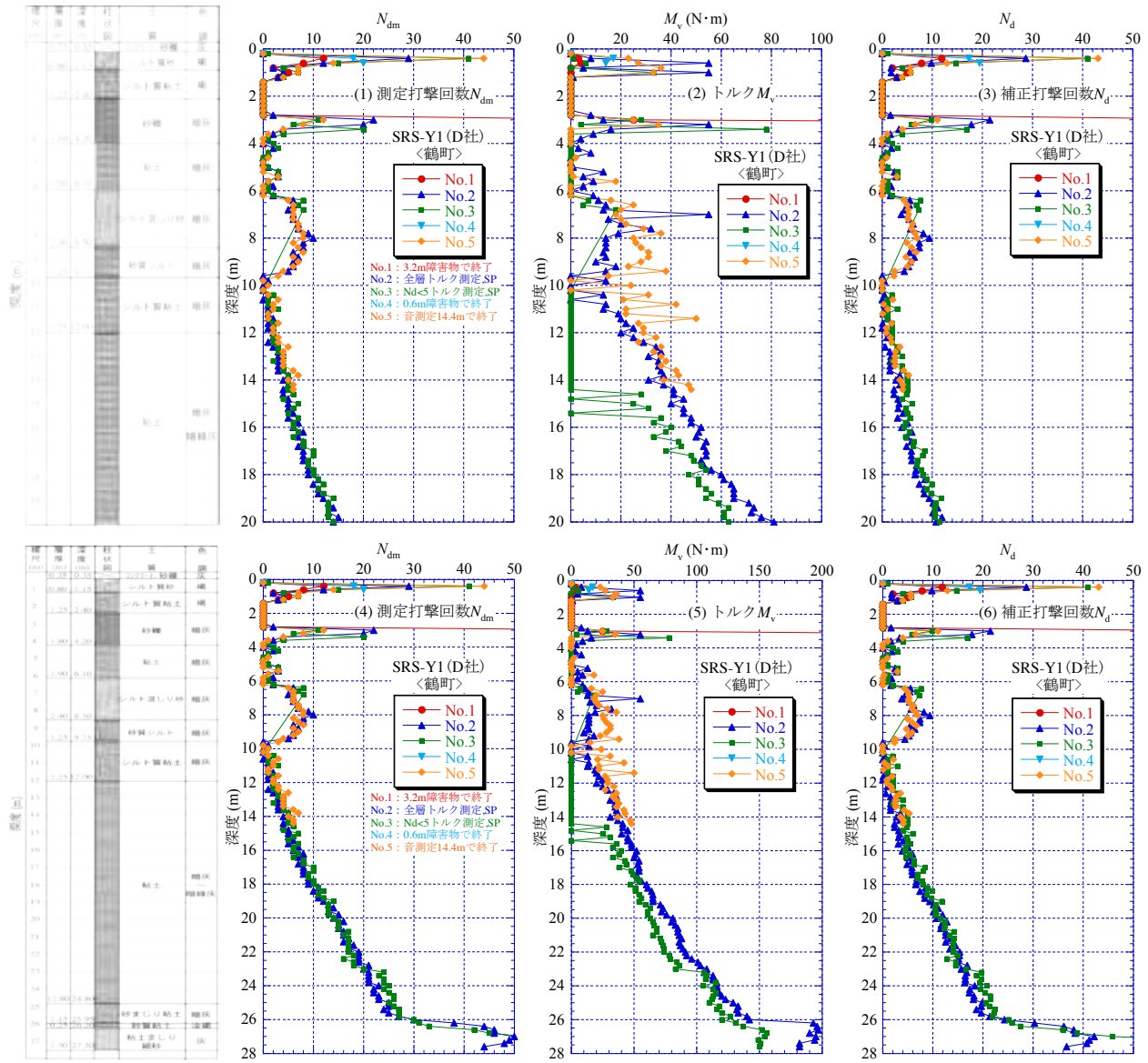


図-3.3.13 鶴町での SRS-Y1 (従来機) の試験結果

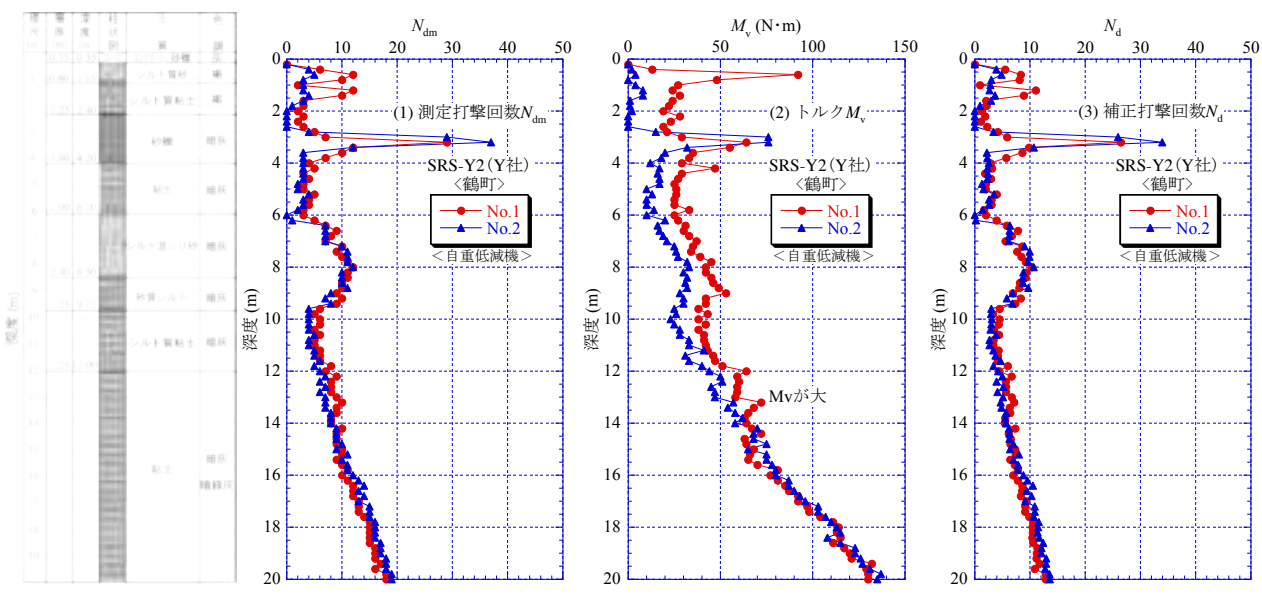


図-3.3.14 鶴町での SRS-Y2 (自重低減機) の試験結果

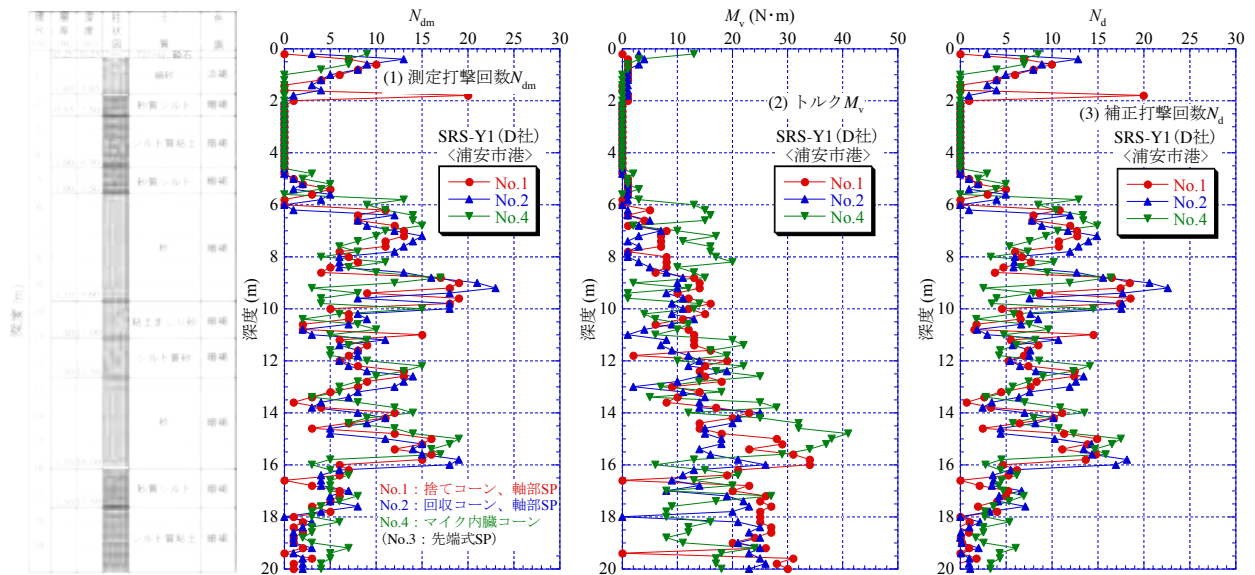


図-3.3.15 浦安市港での SRS-Y1（従来機）の試験結果

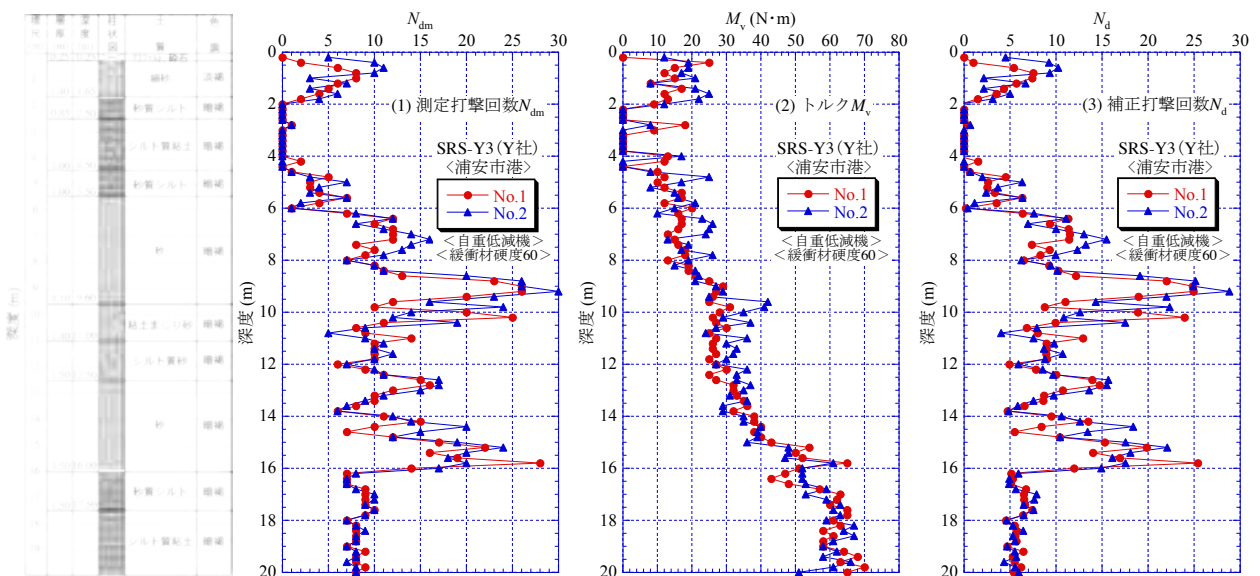


図-3.3.16 浦安市港での SRS-Y3（自重低減機）の試験結果

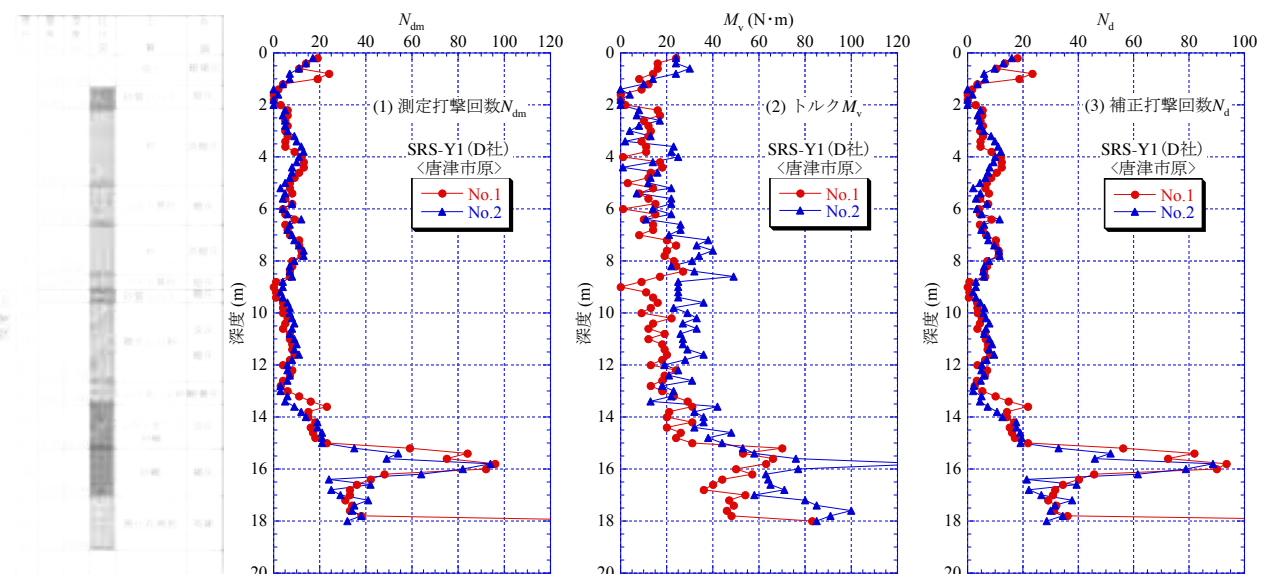


図-3.3.17 唐津市原での SRS-Y1（従来機）の試験結果

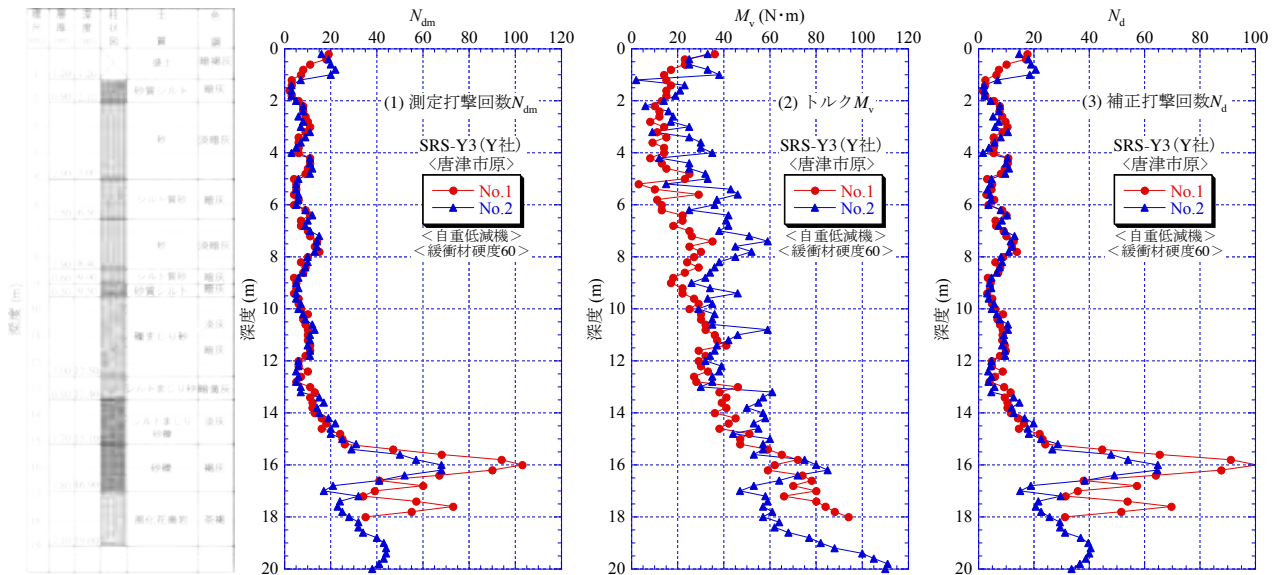


図-3.3.18 唐津市原での SRS-Y3（自重低減機）の試験結果

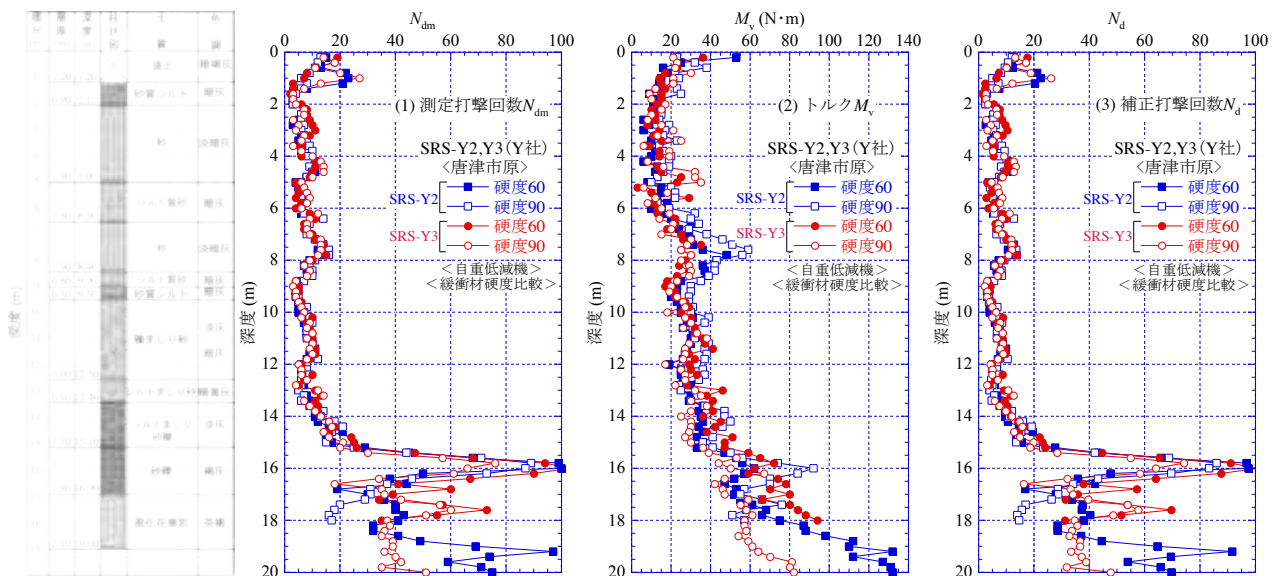


図-3.3.19 唐津市原での SRS-Y2、SRS-Y3（自重低減機）の比較結果

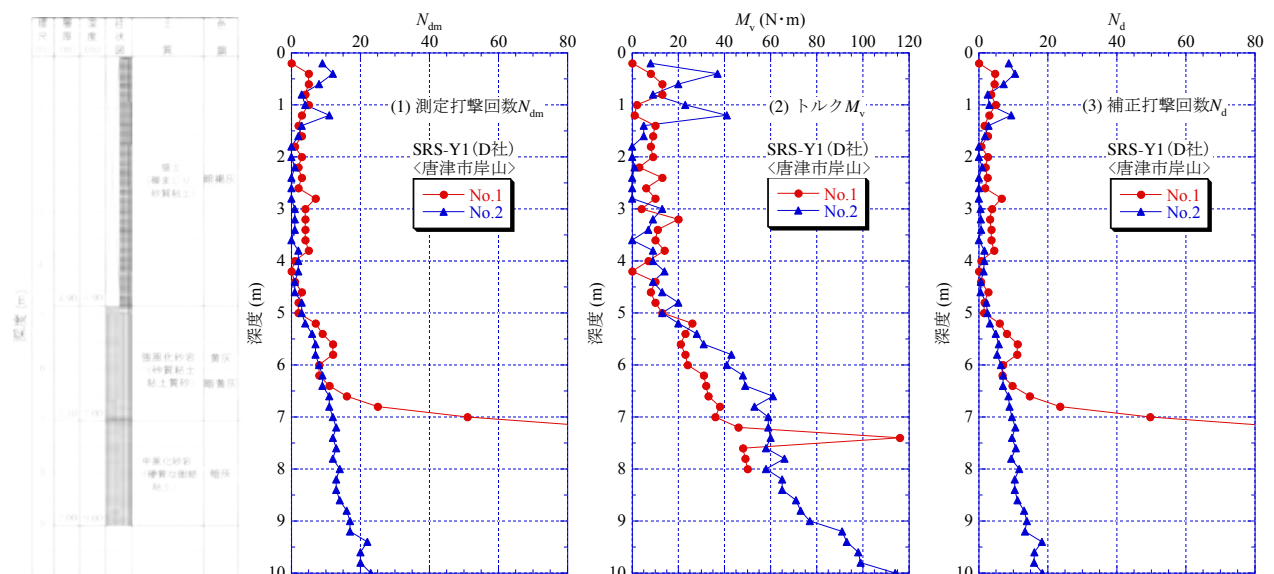


図-3.3.20 唐津市岸山での SRS-Y1（従来機）の試験結果

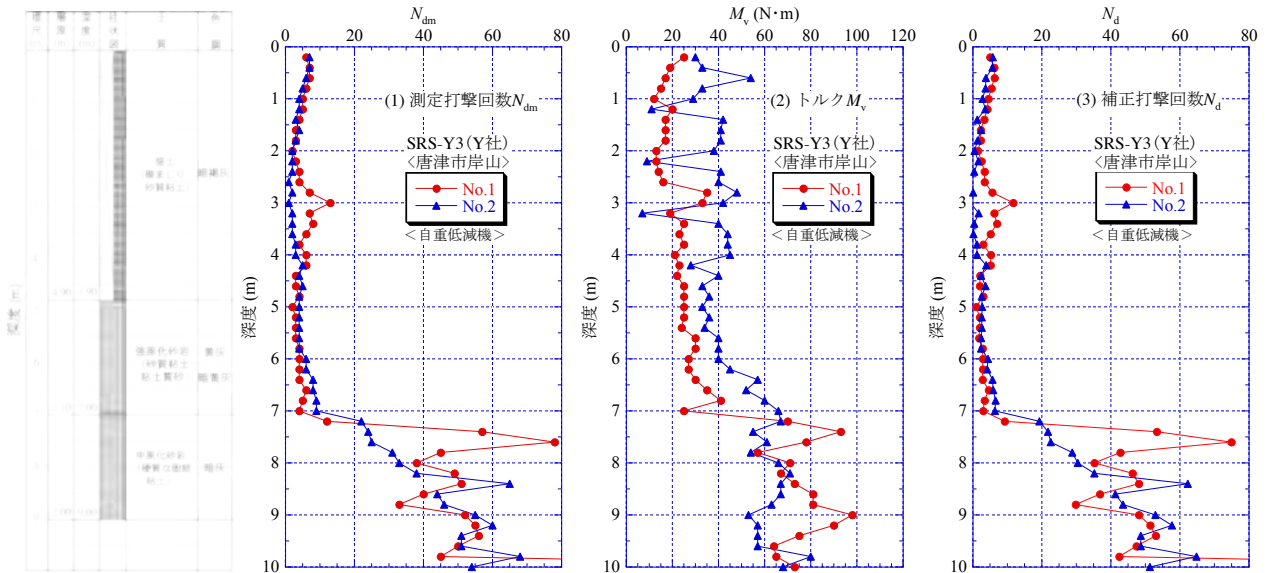


図-3.3.21 唐津市岸山での SRS-Y3（自重低減機）の試験結果

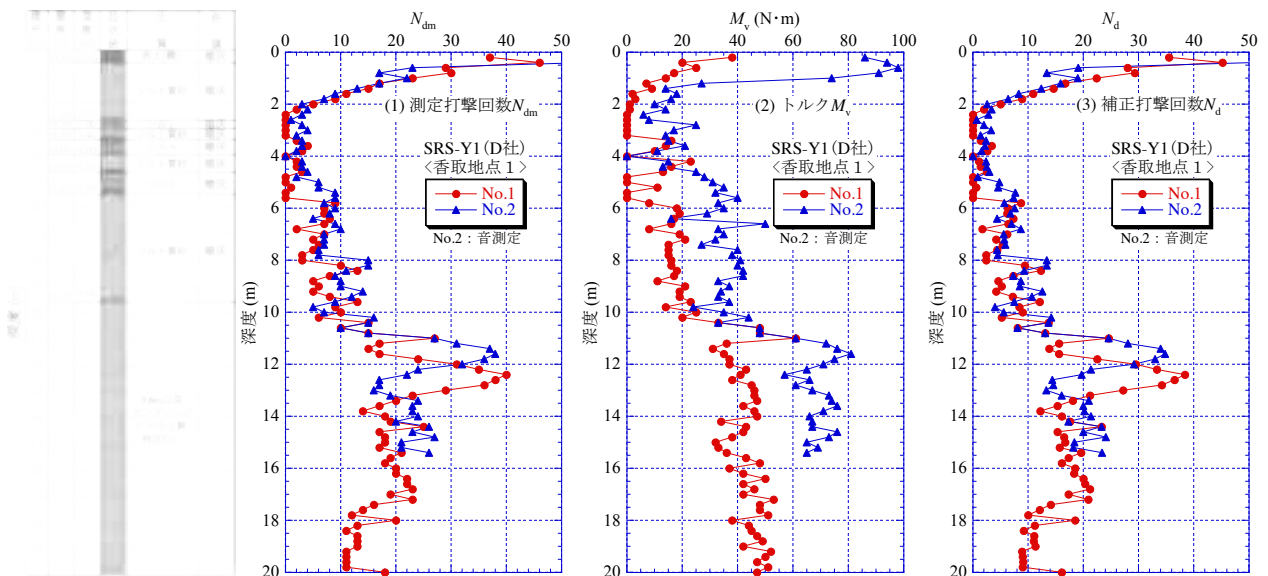


図-3.3.22 香取市地点 1 での SRS-Y1（従来機）の試験結果

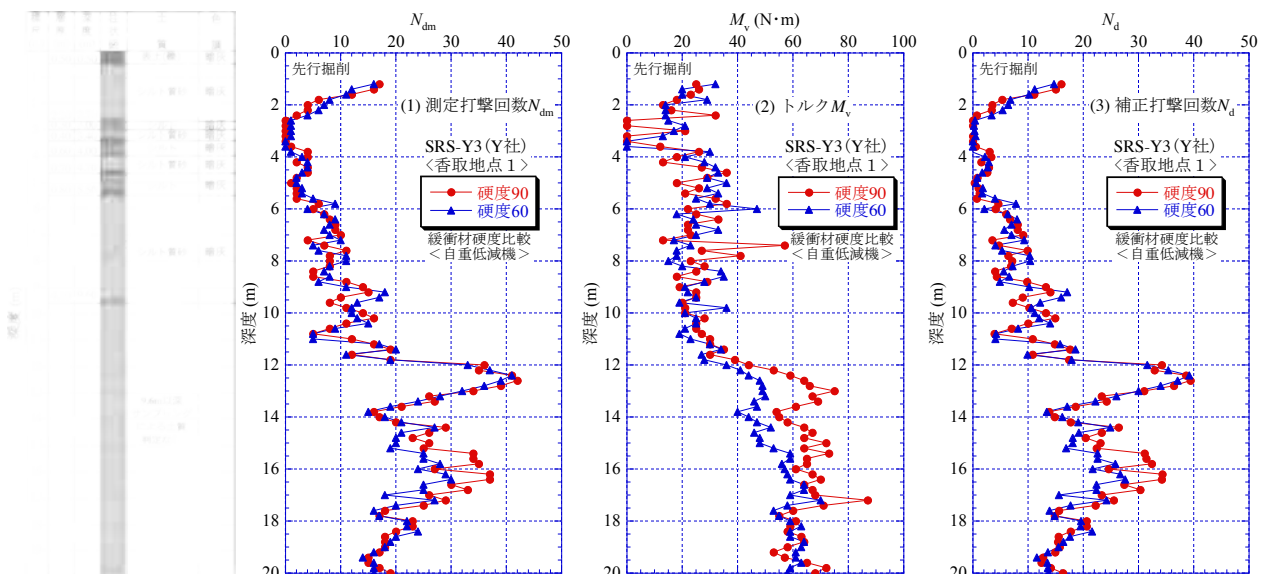


図-3.3.23 香取市地点 1 での SRS-Y3（自重低減機）の試験結果

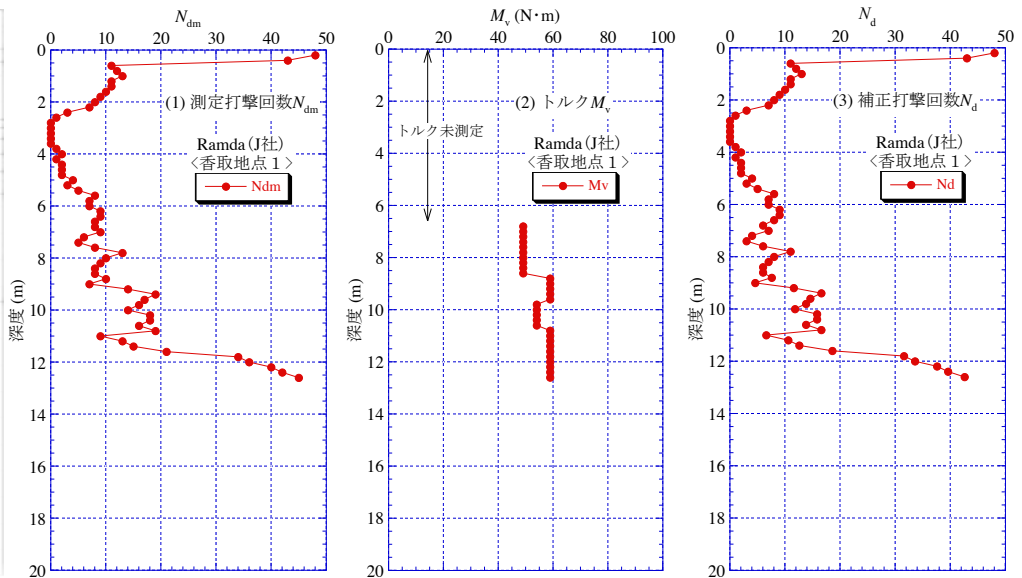
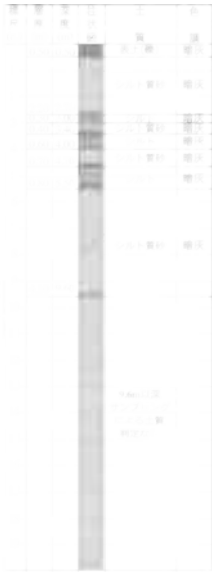


図-3.3.24 香取市地点1でのRamda（手動型）の試験結果

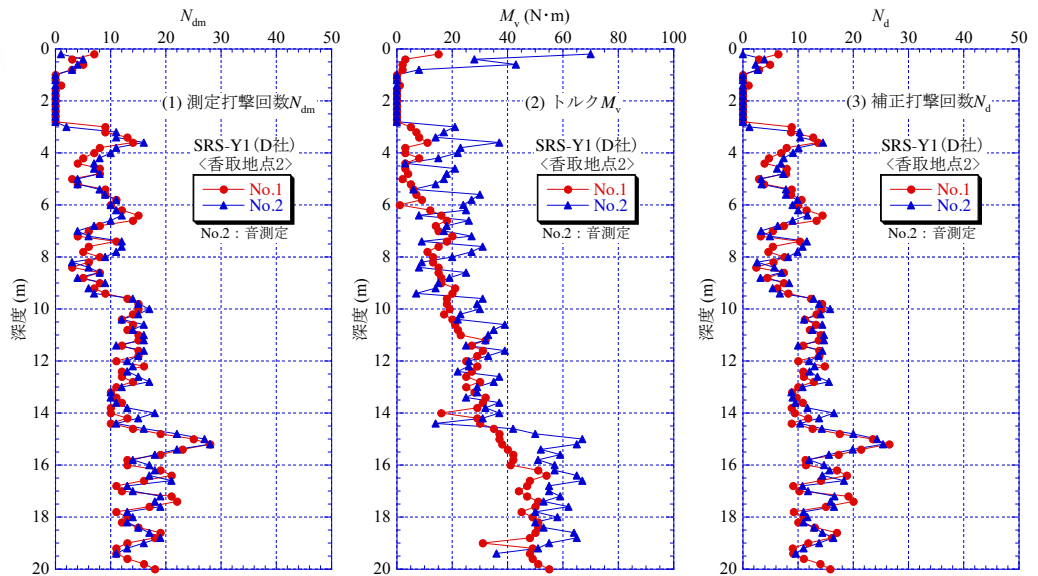


図-3.3.25 香取市地点2でのSRS-Y1（従来機）の試験結果

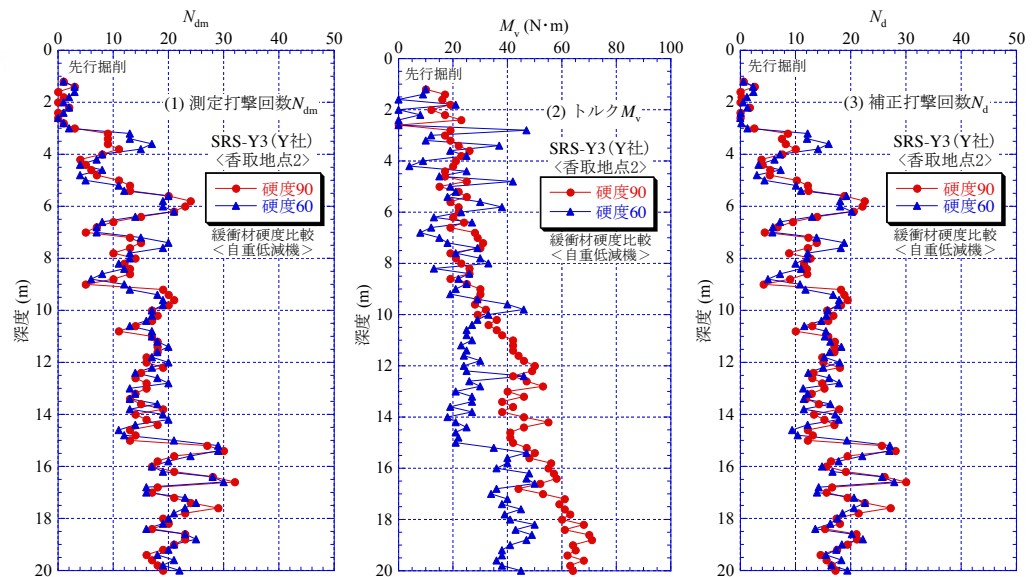


図-3.3.26 香取市地点2でのSRS-Y3（自重低減機）の試験結果

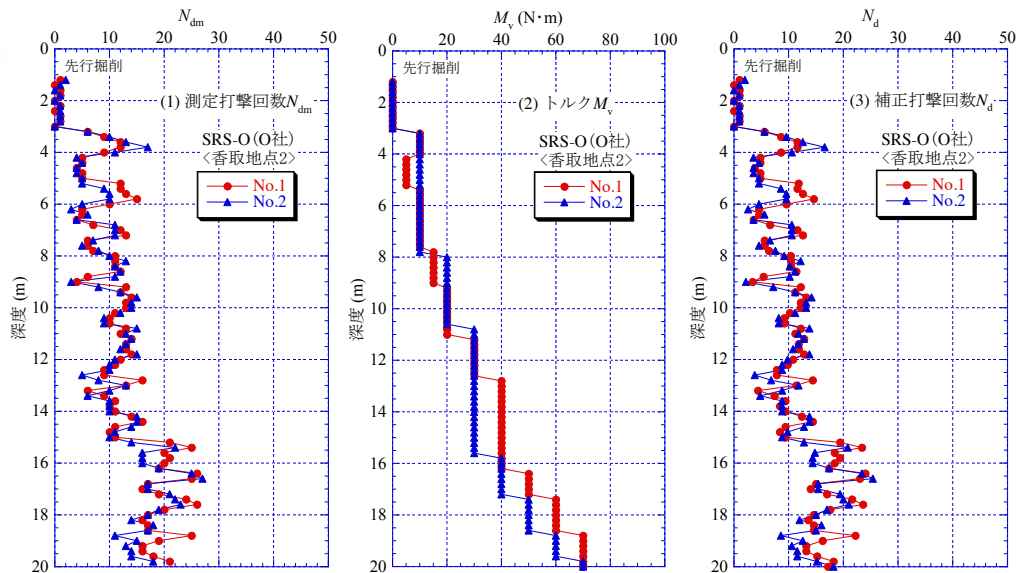


図-3.3.27 香取市地点2でのSRS-O（O社製）の試験結果

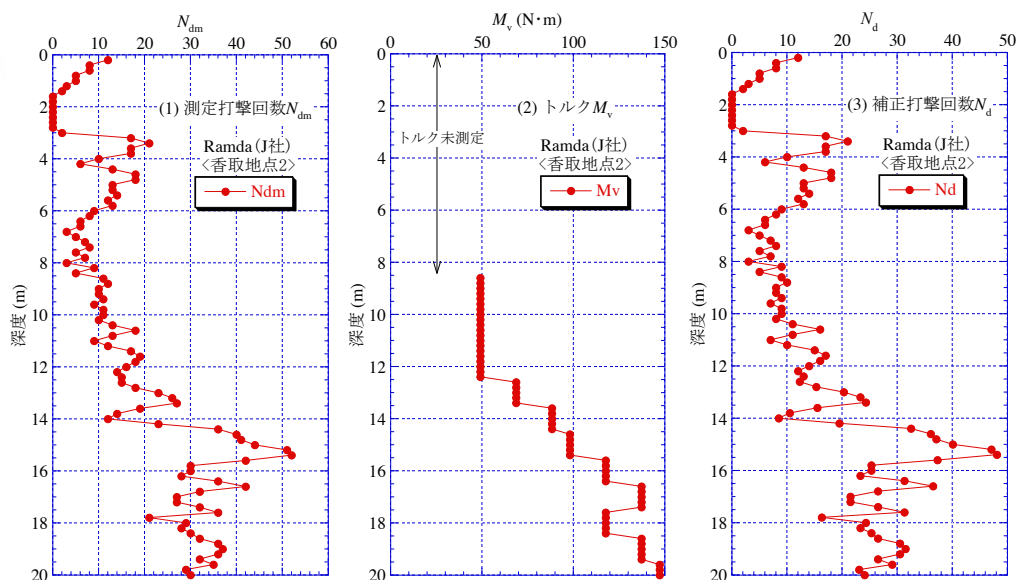


図-3.3.28 香取市地点2でのRamda（手動型）の試験結果

参考文献

- 1) 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貫入試験機打撃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，No.183，2013.
- 2) 丸尾史郎・大島昭彦・平田茂良・檜田智之・武藤真幸・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（投稿中），2014.
- 3) 平田茂良・山本明弘・市村仁志・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.
- 4) 市村仁志・平田茂良・大島昭彦・西田功・柴田芳彦・米森博喜・佐藤博：千葉県香取市佐原における大型動的コーン貫入試験結果，第49回地盤工学研究発表会，No.114，2014.

3.3.2 中型動的コーン貫入試験 (MRS) 結果

中型動的コーン貫入試験 (Mini Ram Sounding, MRS) は、SRS 試験機と同じ構成で軽量・小型化した試験機で、コーンの単位面積当たりの打撃エネルギーは、ISO 規格 (ISO22476-2 : 2005) の DPM (Medium) に対応している (ただし、ハンマー質量及び落下高は対応しない)。

MRS の従来の補正方法は菅原ら¹⁾によるものである。まず、MRS (ハンマー質量 $m=30\text{kg}$, 落下高 $H=0.35\text{m}$, コーン断面積 $A=10.52\text{cm}^2$) の単位面積当たりのエネルギー $E_n=98\text{kJ/m}^2$ が、SRS ($m=63.5\text{kg}$, $H=0.5\text{m}$, $A=15.9\text{cm}^2$) の $E_n=196\text{kJ/m}^2$ の $1/2$ であるため、測定打撃回数 N_{dm} を $1/2$ とする。次に、回転トルク $M_v(\text{N}\cdot\text{m})$ で周面摩擦の補正を行い、補正打撃回数 N_d を式(3.3.1)で求める。ただし、補正係数 0.16 は SRS に合うように決められた値¹⁾で、理論的根拠はない。

$$\text{従来補正式} : N_d' = N_{dm}/2 - 0.16M_v \quad (3.3.1)$$

一方、理論的には周面摩擦による打撃回数の補正量は $N_{skin}=2P\cdot M_v/(mgH\cdot D_r)$ (P : N_d 測定の貫入量, D_r : ロッド直径) で、SRS は $0.040M_v$, MRS は $0.138M_v$ となる (周面摩擦の補正方法の詳細は付録 A1 を参照されたい)。SRS ではこの補正係数 0.040 が使われており、式(3.3.1)の MRS の補正係数は整合しない。さらに、補正の順序が逆で、式(3.3.2)のように N_{dm} をまず周面摩擦補正して、その後でエネルギー補正するのが正しいと考えられる。式(3.3.1), (3.3.2)を比較すると、式(3.3.1)の周面摩擦補正量は式(3.3.2)の 2.3 倍となることがわかる。

$$\text{新補正式} : N_d' = (N_{dm} - 0.138M_v)/2 \quad (3.3.2)$$

以下では、従来補正と新補正の両方による結果を示す (3.4.3 で両者をまとめた比較を示す)。

写真-3.3.6 に応用地質製の半自動型の試験機 (MRS) を示す。また、写真-3.3.7 に東邦地下工機製の手動型の試験機 (DPM-HT) を示す。DPM-HT は守山市今浜・水保で実施した。



写真-3.3.6 MRS 試験機



写真-3.3.7 DPM-HT 試験機

(1) 大阪市東中浜

図-3.3.29 に東中浜における MRS の試験結果を示す。試験結果は柱状図とともに測定打撃回数 N_{dm} 、トルク M_v 、式(3.3.1)の従来補正による補正打撃回数 N_d' 、式(3.3.2)の新補正による補正打撃回数 N_d' の深度分布を示す (以下、同様)。なお、補正方法の詳細は付録 A1 を参照されたい。No.2 の M_v は過大 (異常値) であり、従来補正では過大に補正され、 N_d' 値は過小となっている (No.1 についても同様)。新補正では粘土部で N_d' 値が単調に増加している。

(2) 神栖市堀割

図-3.3.30 に神栖における MRS の試験結果を示す。トルク M_v は SRS (図-3.3.3) と比較するとかなり小さい。2 ケースの結果はほぼ一致しており、再現性はよいことがわかる。また、補正方法による N_d' 値の違いはあまり見られない。

(3) 浦安市運動公園

図-3.3.31 に浦安運動公園における MRS の試験結果を示す。やはり再現性がよく、補正方法による N_d' 値の違いはあまり見られない。

(4) 浦安市鉄鋼通り

図-3.3.32 に浦安鉄鋼通りにおける MRS の試験結果を示す。16m 以浅の砂層では補正方法による N_d' 値の違いはあまり見られないが、16m 以深の粘土層では新補正の N_d' 値の方がかなり大きい。

(5) 守山市今浜

図-3.3.33 に守山市今浜における MRS の試験結果を示す。2 ケースの再現性はよい。東中浜と同様に、粘土部では従来補正では過大に補正され、 N_d' 値は過小と考えられる。新補正では N_d' 値が単調に増加している。

図-3.3.34 に守山市今浜における DPM-HT (手動型) の試験結果を示す。2 ケースの再現性はよい。図-3.3.33 の MRS と比較すると、 N_d' 値の分布は相似的ではあるが、全体に N_d' 値が大きめに得られている。これはハンマーやアンビルの形状や支柱の構造の違いなどに起因すると考えられる。

(6) 守山市水保

図-3.3.35 に守山市水保における MRS の試験結果を示す。2 ケースの再現性はよい。当地は砂質土主体に地盤であるが、粘性土との互層となっている。砂質土部では補正方法による N_d' 値の違いはあまり見られないが、深度 11、15、18m 前後の粘性土部ではやはり新補正の N_d' 値の方が大きい。

図-3.3.36 に守山市水保における DPM-HT (手動型) の試験結果を示す。やはり 2 ケースの再現性はよい。図-3.3.35 の MRS と比較すると、やはり N_d' 値の分布は相似的ではあるが、全体に N_d' 値が大きめに得られている。

(7) 大阪市鶴町

図-3.3.37 に鶴町における MRS の試験結果を示す。2 ケースの再現性はよい。やはり深度 9m 以深の粘土部では新補正の N_d' 値の方が大きく、深度方向に単調に増加している。

(8) 浦安市港

図-3.3.38 に浦安市港における MRS の試験結果を示す。浦安鉄鋼通りと同様に、16m 以浅の砂層では補正方法による N_d' 値の違いはあまり見られないが、16m 以深の粘土層では新補正の N_d' 値の方が大きい。当地では 2 ケースでのばらつきが見られる。

(9) 香取市地点 1

図-3.3.39 に香取地点 1 における MRS の試験結果を示す。深度 12m までは補正方法による N_d' 値の違いはあまり見られないが、12m 以深では新補正の N_d' 値の方がやや大きい。

(10) 香取市地点 2

図-3.3.40 に香取地点 2 における MRS の試験結果を示す。深度 14m までは補正方法による N_d' 値の違いはあまり見られないが、14m 以深では新補正の N_d' 値の方がやや大きい。

参考文献

- 1) 菅原紀明・鈴木勝久・菅原章治：小型動的貫入試験機の開発とその利用，全地連「技術フォーラム'97」講演集，pp.461-464，1997.

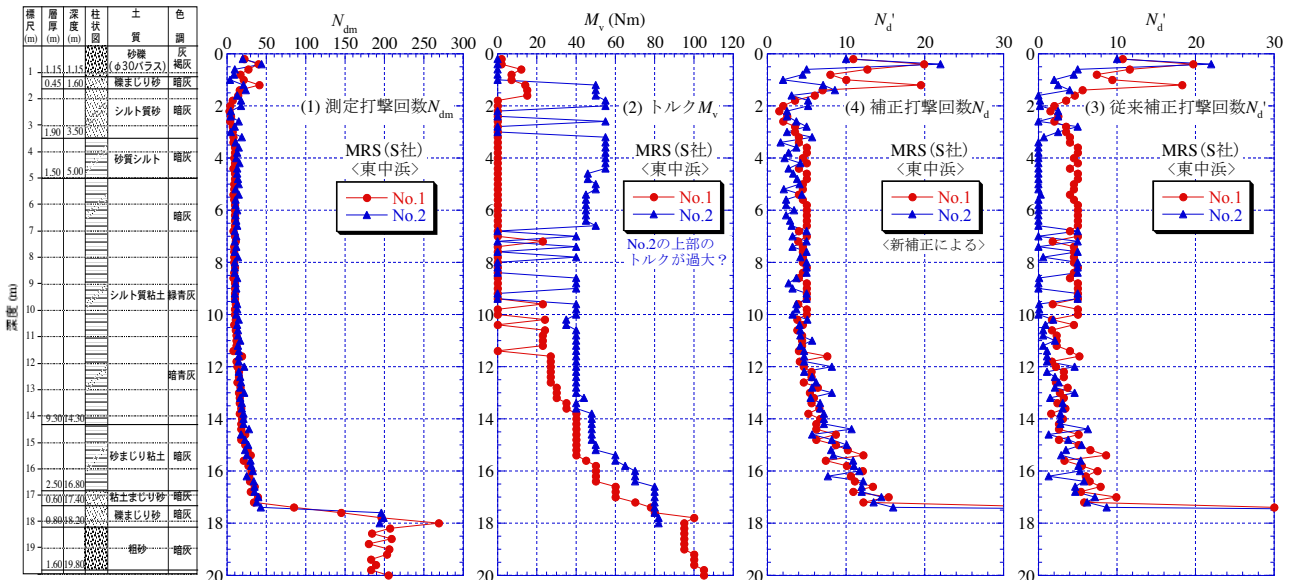


図-3.3.29 大阪市東中浜での MRS の試験結果

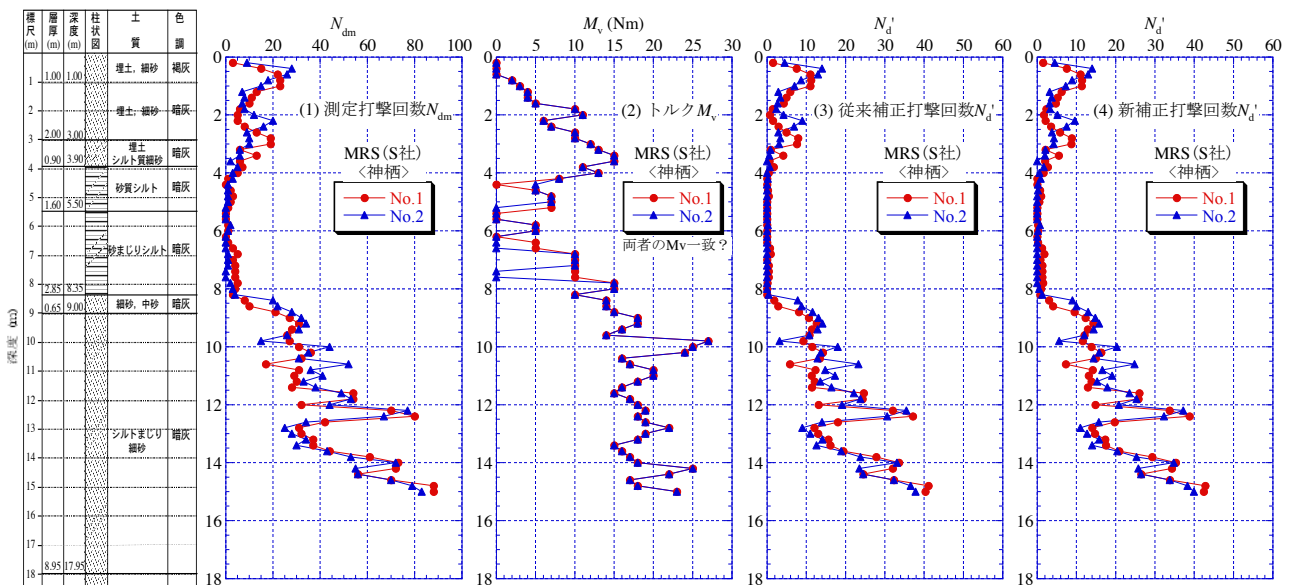


図-3.3.30 神栖市堀割での MRS の試験結果

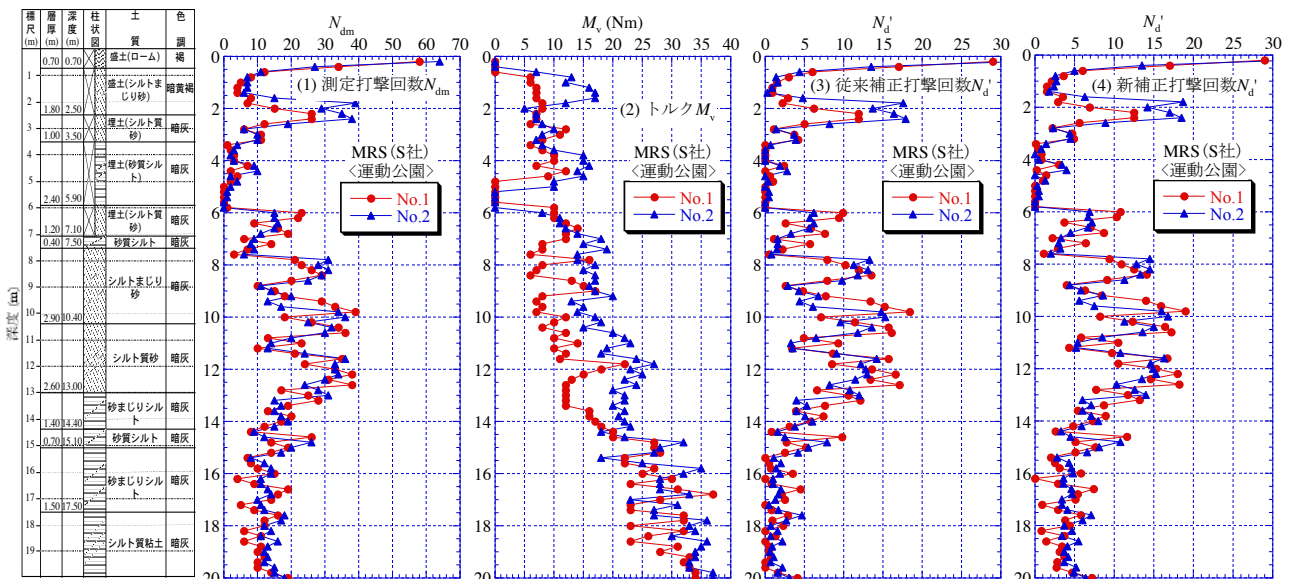


図-3.3.31 浦安市運動公園での MRS の試験結果

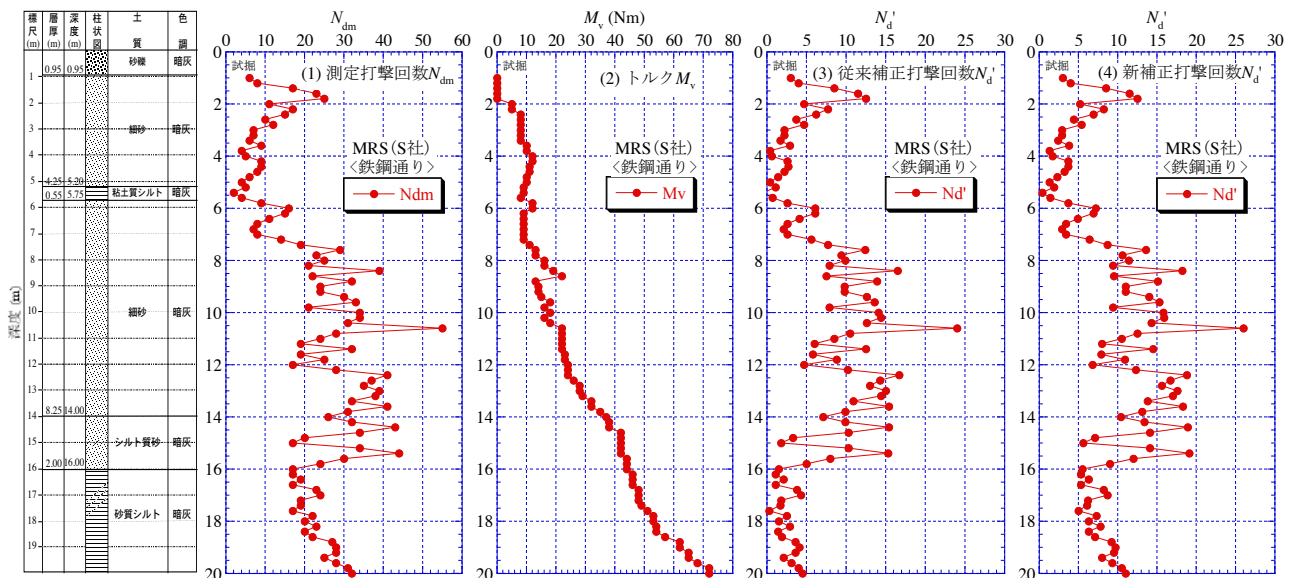


図-3.3.32 浦安市鉄鋼通りでの MRS の試験結果

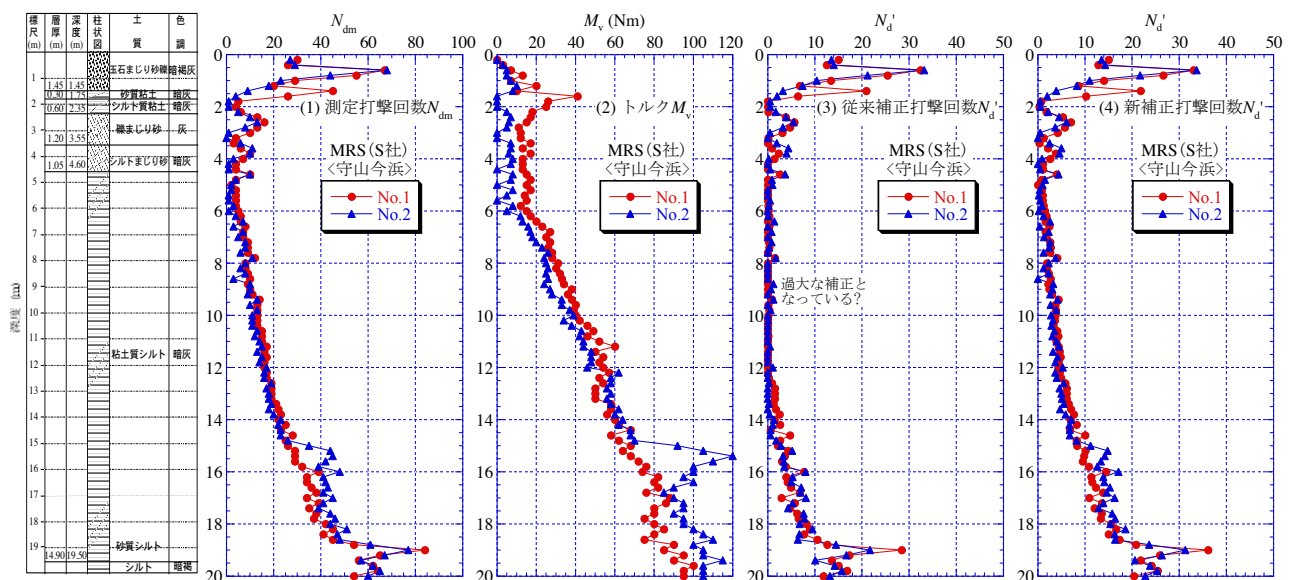


図-3.3.33 守山市今浜での MRS の試験結果

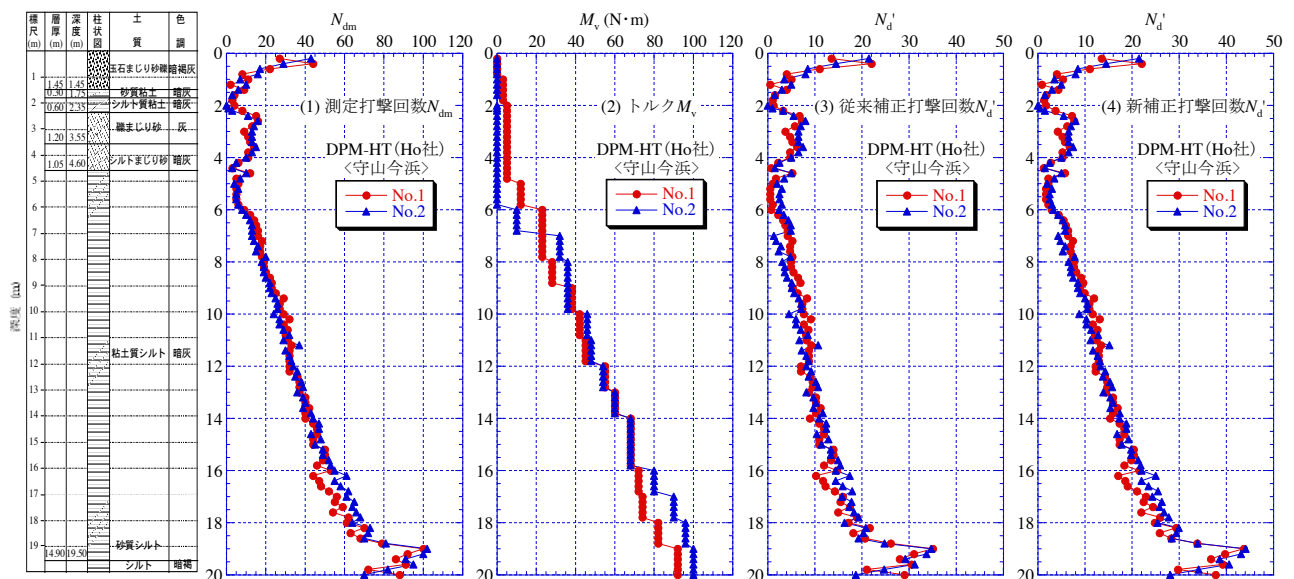


図-3.3.34 守山市今浜での DPM-HT (手動型) の試験結果

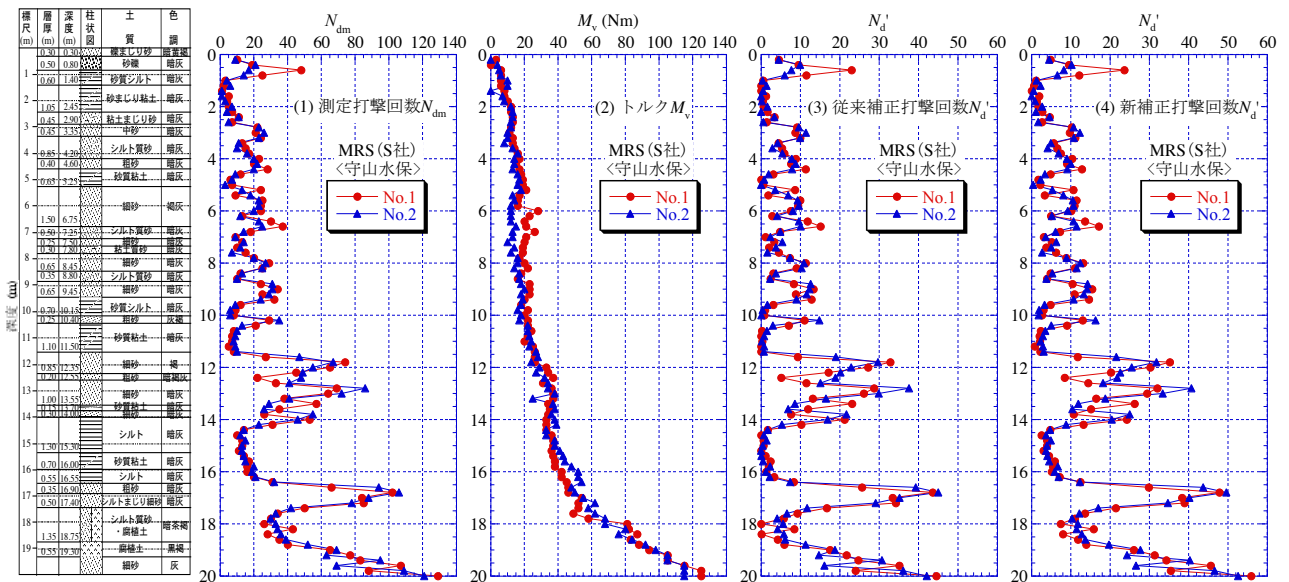


図-3.3.35 守山市水保での MRS の試験結果

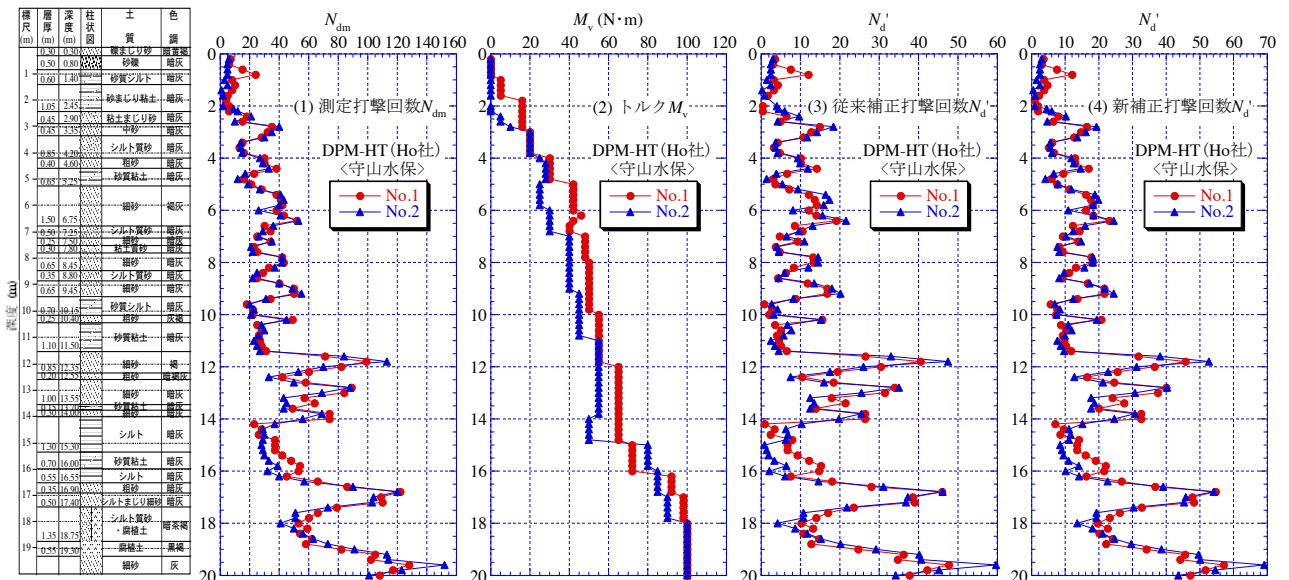


図-3.3.36 守山市水保での DPM-HT (手動型) の試験結果

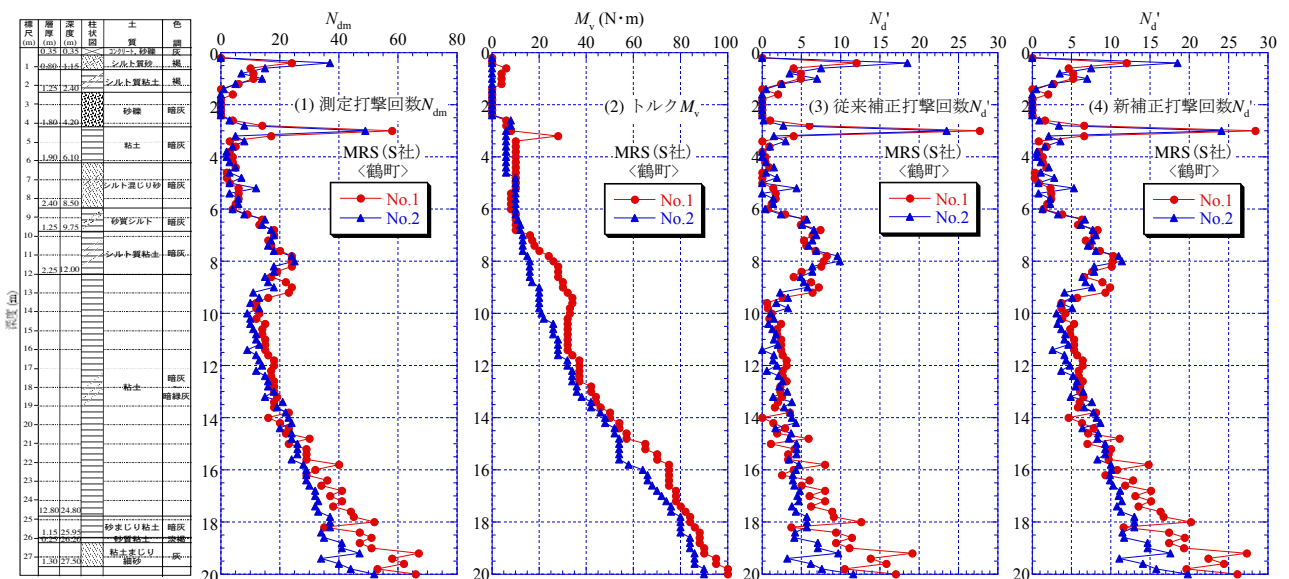


図-3.3.37 鶴町での MRS の試験結果

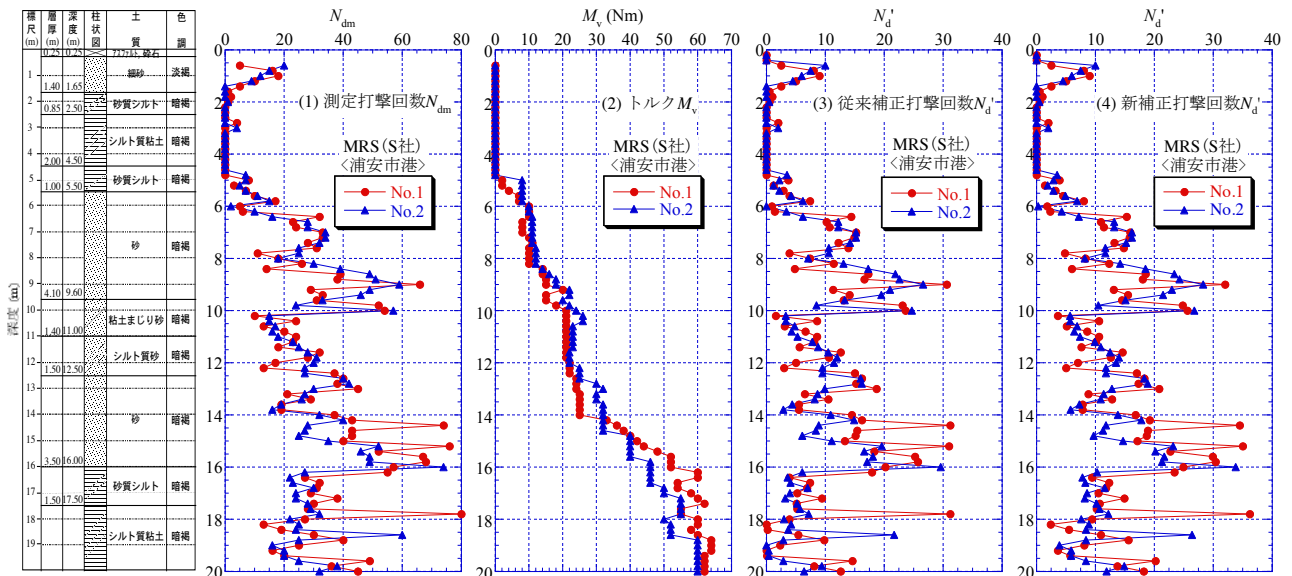


図-3.3.38 浦安市港でのMRSの試験結果

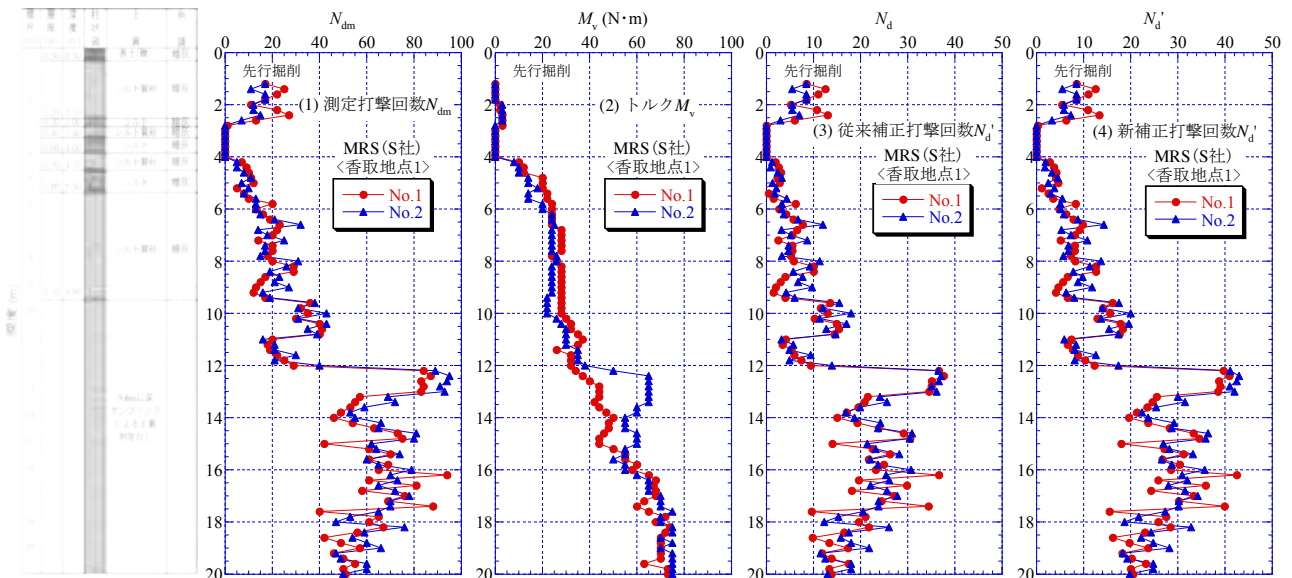


図-3.3.39 香取市地点1でのMRSの試験結果

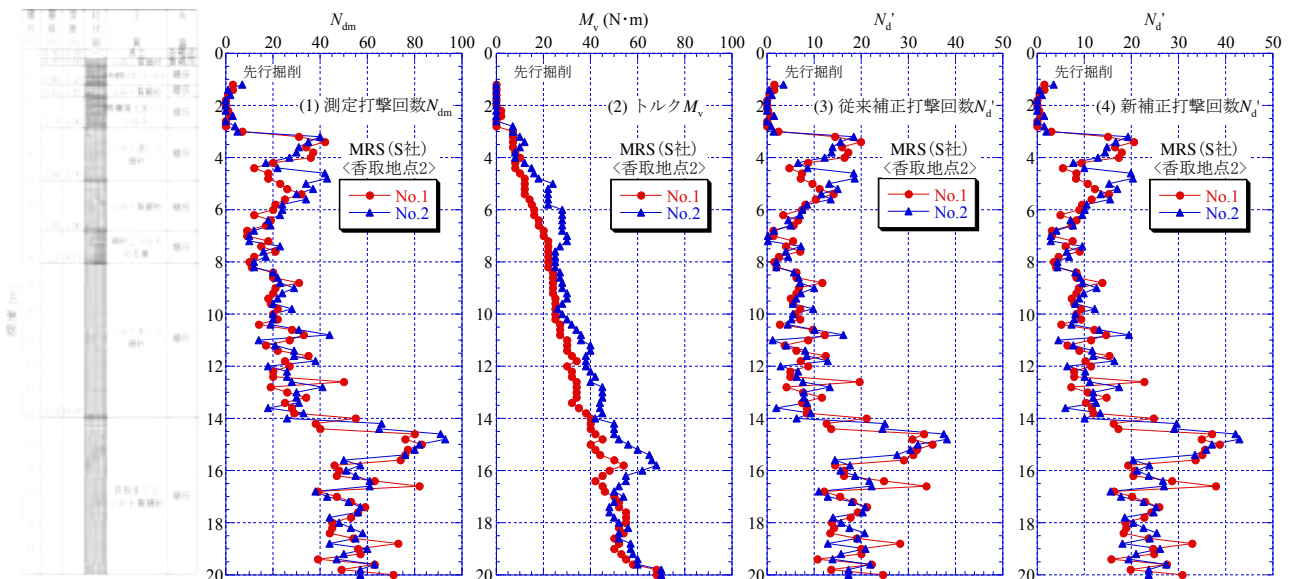


図-3.3.40 香取市地点2でのMRSの試験結果

3.3.3 ピエゾドライブコーン貫入試験(PDC)結果

(1) 試験方法

1) 試験概要

ピエゾドライブコーン（以降、PDCと言う）は、先端コーン位置に間隙水圧計、地上部には変位計を設置し、1打撃毎の貫入量とともに地盤中に発生する過剰間隙水圧の測定を行う動的コーン貫入試験装置である¹⁾。試験装置の概要図を図-3.3.41に示す。PDCは、1打撃毎の貫入量から地盤の動的貫入抵抗 N_d 値（ N 値に相当）、過剰間隙水圧応答から細粒分含有率 F_c を推定する。

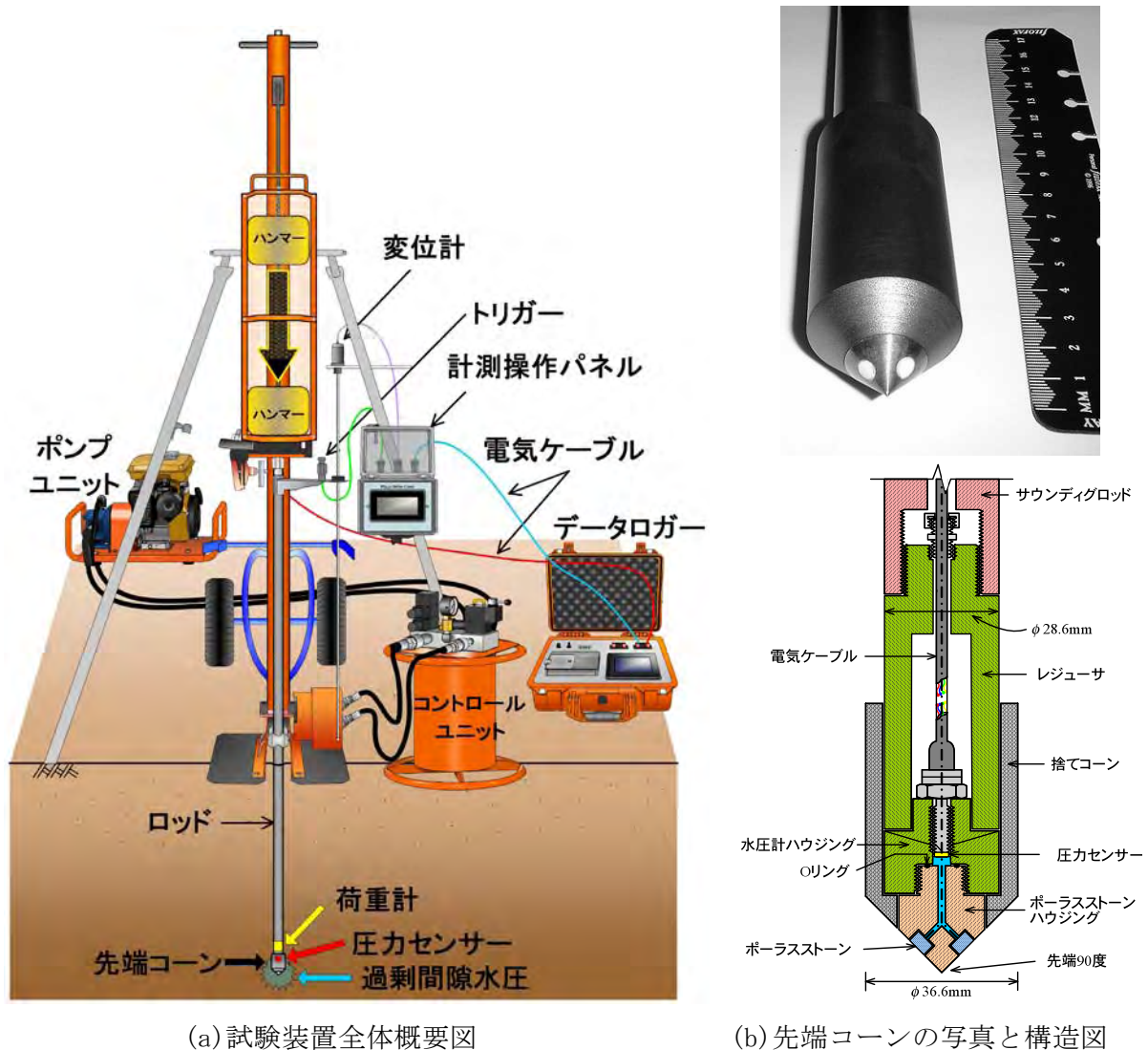


図-3.3.41 PDC試験装置の概要図

2) 貫入装置

PDCは、貫入装置にミニラムサウンディング（以降、MRSと言う）とスウェーデン式ラムサウンディング（以降、SRSと言う）に装着可能である。今回の現場実験では、MRSを使用した。なお、貫入ロッドはMRSの中実ロッド（ $\phi 28.0\text{mm}$ ）ではなく、PDC専用の中空ロッド（ $\phi 28.6\text{mm}$ ）を使用した。

3) PDC 計測装置

貫入装置に付加する PDC の試験装置は、間隙水圧計、変位計、トリガーおよびデータ収録装置である。

①間隙水圧計

間隙水圧計の圧力センサは、先端コーンに内蔵されている。なお、先端コーンの外形および寸法は、MRS と同一である。圧力センサには、米国の MEGGITT 社製（旧 Endevco 社）の半導体ゲージ型圧力トランスデューサ（8530B）を用いている。圧力センサの測定レンジは、0～3、450 kPa（測定感度 0.087 ± 0.029 mV/kPa）である。また、 $9,800 \text{ m/s}^2$ （1,000 G）の耐振動性能と $196,000 \text{ m/s}^2$ （20,000G）の耐衝撃性能を有する小型で堅牢・高感度なセンサである。

②変位計

変位計には、磁歪リニア変位センサを用いている。磁歪リニア変位センサは、Wiedemann 効果による磁歪現象を応用したセンサである。図-3.3.42 に磁歪リニア変位センサの測定原理の概念図を示す。剛なセンサプローブ（磁歪線）に非接触で移動するマグネットを配置することにより磁歪線上にねじり歪を発生させて、そのねじり歪の伝播時間でマグネットの位置を計測する方式である。高速となる打撃貫入速度に対し、高精度・高応答を可能としたセンサである。

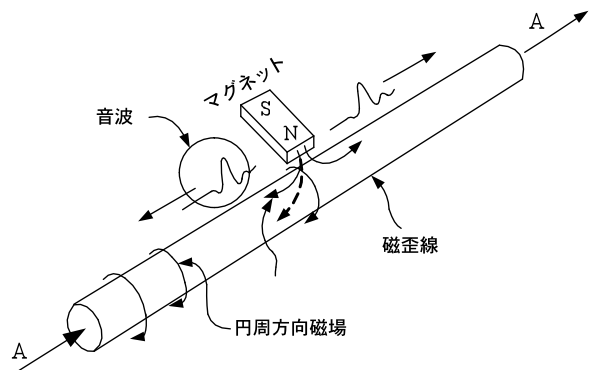


図-3.3.42 磁歪リニアセンサの概念図

③トリガー

ハンマーがアンビルに当たるタイミング（貫入開始）をデータ収録装置に知らせるためのトリガーには、近接センサを用いている。図-3.3.43 に近接センサによるトリガーの概念図、写真-3.3.8 に近接センサの設置状況を示す。

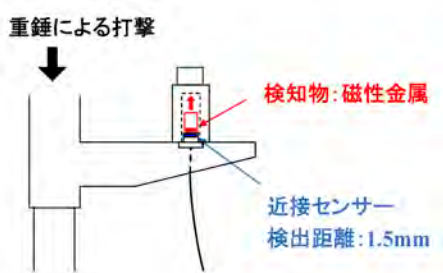


図-3.3.43 トリガーの概念図



写真-3.3.8 トリガーの設置状況

④データ収録装置

データ収録装置は、圧力センサの応答電圧と磁歪リニア変位センサの応答電圧値のアナログ値を A/D 変換した後、校正値を用いて換算した圧力値と変位量を 1 打撃毎に収録する。1 回の打撃で収録されるデータは、サンプリング周期 $100 \mu\text{sec}$ （10 kHz）、プレトリガー 10 msec（100 データ/CH）を含む 0.2 秒間（2,000 データ/CH）である。

4) 試験の作業手順

PDC は、以下の手順で行う。

- ① 調査地点にMRSの貫入装置を垂直に立て、サポートで固定する。
- ② 貫入装置とコントロールユニットを油圧ホースで接続する。
- ③ 変位計とトリガーを貫入装置にセットし、それぞれをデータ収録装置と接続する。
- ④ 先端コーンを専用ロッドに取り付けるとともに、所定貫入深度+1m分のロッド内に信号ケーブルをとおし、データ収録装置に接続する。
- ⑤ 先端コーン部内を脱気した後、間隙水圧計の作動状況を確認する。
- ⑥ 専用脱気コーン+捨てコーンを取り付け、先端コーン部を仕上げる。
- ⑦ データ収録装置に記録媒体（SDカード）を挿入する。
- ⑧ 間隙水圧計の検定値をデータ収録装置に入力する（検定値の入力）。
- ⑨ 先端コーンを取り付けた1本目のロッドを貫入装置にセットし、コーン先端の深度をデータ収録装置に入力する（初期深度の入力）。
- ⑩ データ収録装置のカウント数に「1」を、トルク値に「0」を入力する。
- ⑪ 貫入装置の打撃回数カウンターを「0」にする。
- ⑫ コントロールユニットを操作し、ハンマー（30kg）、落下高（35cm）による打撃を開始する。
このとき1打撃毎の貫入量と過剰間隙水圧は、データロガーに自動収録される（写真-3.3.9）。
- ⑬ 20cm貫入毎の打撃回数をデータシートに記録する。
- ⑭ 1mの貫入後（1本目は80cm）、コントロールユニットを操作して打撃を中断させ、トルクレンチを用いてロッドのトルクを測定する（写真-3.3.10）。トルクを計測後、ロッドを1回転させる。
- ⑮ ロッドを1m分継ぎ足し、⑪～⑮を所定の深度に達するまで繰り返し行う。
- ⑯ 所定貫入深度までの試験が終了したら、変位計、データロガー、トリガーをセットする。
- ⑰ 貫入装置を移動し、引抜装置とコントロールユニットを用いてロッドの引抜きを行う。
- ⑱ 試験孔の水位を水位計で計測する。

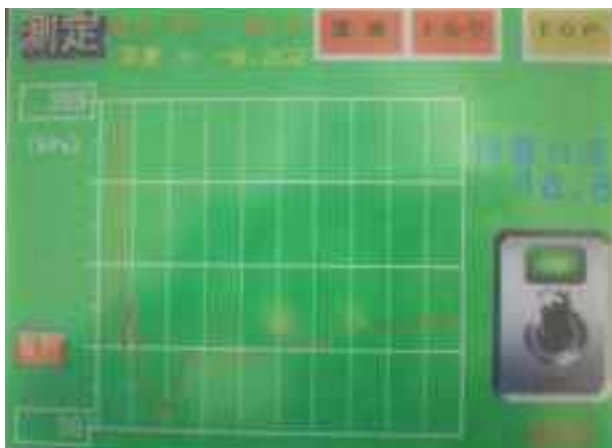


写真-3.3.9 間隙水圧測定状況



写真-3.3.10 トルク測定状況

5) データ整理

①貫入抵抗 N_d 値（推定 N 値）

動的貫入試験における単位面積・単位貫入量あたりの貫入抵抗 R_d は、一般に式(3.3.3)で定義される。MRSは、単位面積・単位貫入量あたりの貫入抵抗 R_d がSRSと等しくなるように設計されており、式(3.3.4)に示すように20cmの貫入に要する打撃回数に0.5を乗じて貫入抵抗 N_d 値を算出する。また、ロッド周面摩擦の影響を受けやすい粘性土地盤については、周面摩擦相当の打撃回数をロッドのトルク M_v を用いて式(3.3.5)より算出する。なお、式(3.3.4)におけるトルクによる周面摩擦補正の係数0.16は、現場実験による経験的な値である²⁾。

一方、PDCは1打撃毎の貫入量 d を測定していることから、式(3.3.6)を用いて式(3.3.7)より1打撃に N_d 値を算出する。また、土質に依らずトルクによる周面摩擦補正を行う。

$$R_d = \frac{MgH}{A} \times \frac{N}{D} \quad (3.3.3)$$

ここで、 R_d : 単位面積・単位貫入量あたりの貫入抵抗
 M : ハンマー質量
 H : 落下高さ
 A : 先端コーンの断面積
 g : 重力加速度
 D : 所定の貫入深度間隔
 N : 所定の D に達する打撃回数

$$\text{砂質土地盤の場合} \quad N_d = \frac{1}{2} N_{dm} \quad (3.3.4)$$

$$\text{粘性土地盤の場合} \quad N_d = \frac{1}{2} N_{dm} - N_{mantle} = \frac{1}{2} N_{dm} - 0.16M_v \quad (3.3.5)$$

ここで、 N_d : MRSの貫入抵抗 N_d 値（ N 値に相当）
 N_{dm} : 20cm貫入に要する打撃回数
 N_{mantle} : 周面摩擦相当の打撃回数
 M_v : ロッドのトルク（N・m）

$$N_{dm} = \frac{20}{d} \quad (3.3.6)$$

ここで、 d : 1打撃あたりの貫入量（cm）

$$N_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{20}{d} - 0.16M_v = \frac{10}{d} - 0.16M_v \quad (3.3.7)$$

なお、 $N_d \leq 0$ の場合は、 $N_d = 0$ とする。

②細粒分含有率 F_c

打撃貫入時に発生する過剰間隙水圧は、地盤の透水係数 k に依存する。砂質土と粘性土で測定された過剰間隙水圧 Δu と貫入量 D の時刻歴波形の一例を図-3.3.44 に示す。細粒分を主体とする粘性土は、砂質土に比べて過剰間隙水圧 Δu が消散し難く、水圧が残留する。

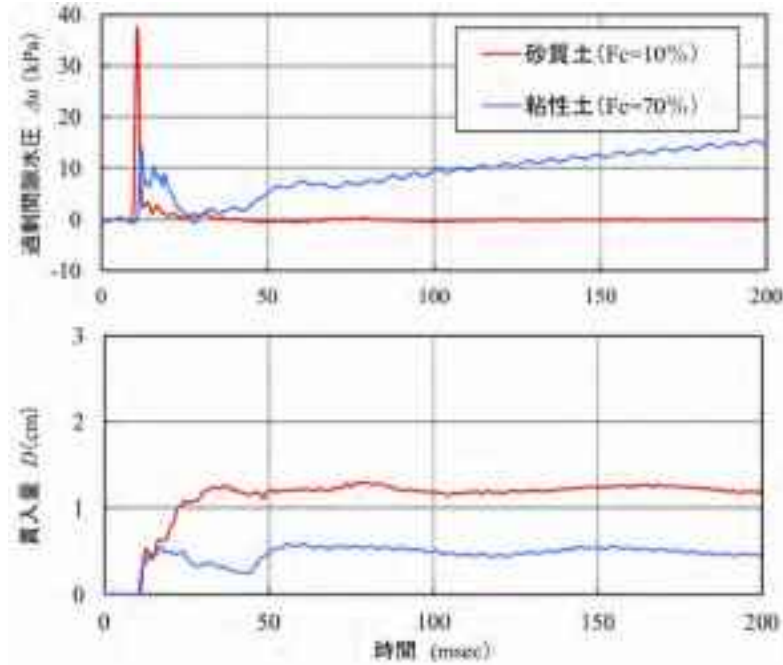


図-3.3.44 過剰間隙水圧 Δu の貫入量 D の時刻歴波形記録の一例

PDC で得られた間隙水圧 u_R を有効上載圧 σ'_v で除した間隙水圧比 u_R/σ'_v と、室内土質試験（粒度試験）による細粒分含有率 F_c の関係図を図-3.3.45 に示す。この間隙水圧 u_R は、貫入が概ね終了する 190msec~200msec の平均値である。また、大気圧を基準とする値であり、静水圧も含む水圧である。図-3.3.45 に示すとおり間隙水圧比 u_R/σ'_v と細粒分含有率 F_c の相関性は良く、式(3.3.8)で近似式されることが確認されている。PDC では、式(3.3.8)を用いて間隙水圧比 u_R/σ'_v より細粒分含有率 F_c を推定する。

$$F_c = 18 \cdot u_R / \sigma'_v \quad (3.3.8)$$

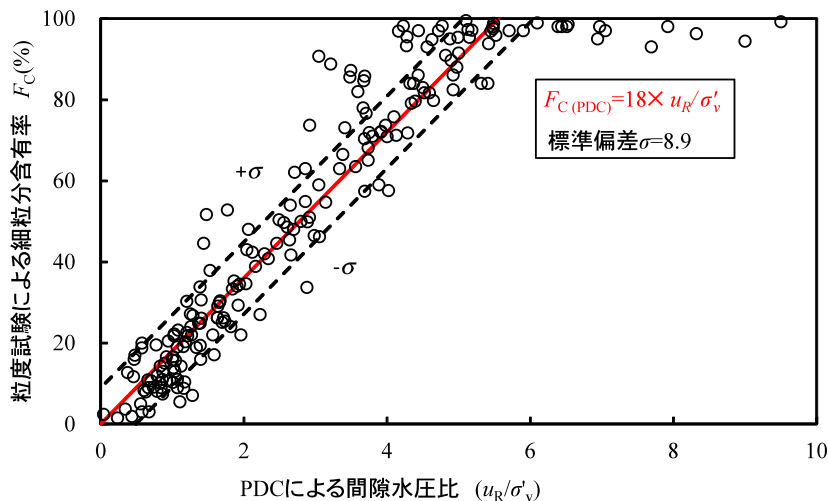


図-3.3.45 間隙水圧比 (u_R/σ'_v) と細粒分含有率 F_c の関係

(2) 試験結果

PDC の試験結果は、トルク補正前の貫入抵抗 N_{dm} およびロッドのトルク M_v 、トルク補正後の貫入抵抗 N_d 値、細粒分含有率 F_c について、深度分布図で整理した。貫入抵抗 N_d 値と細粒分含有率 F_c の深度分布図については、標準貫入試験と粒度試験の結果を併記した。また、貫入抵抗 N_d 値は、これまで一般的に用いられてきたトルク補正係数 (0.16、以降“経験値”という) を用いた場合と SRS による試験条件から理論的に求められる補正係数³⁾ ($\beta/2=0.136/2=0.068$ 、以降“理論値”) を用いた場合の 2 通りの結果を示した。表-3.3.2 に PDC (MRS) のトルクによる周面摩擦補正係数の理論値 β を示す。

写真-3.3.11 に PDC の作業状況を示す。茨城県神栖市掘割、千葉県浦安市運動公園、滋賀県守山市水保、千葉県香取市佐原 (地点 2) の 4 現場の試験結果を次頁以降に示す。

表-3.3.2 PDC (MRS) の周面摩擦補正係数の理論値 β

ハンマー	ハンマー質量	M (kg)	30.0
	落下高	H (mm)	350
コーン	コーン直径	D_c (mm)	36.6
	コーン断面積	A_c (mm ²)	1052.1
ロッド	ロッド径	D_r (mm)	28.6
打撃エネルギー		MgH (kJ)	0.103
打撃回数測定 of 貫入量		P (mm)	200
トルクによる周面摩擦補正係数		β ((N·m) ⁻¹)	0.136

$$\beta = (2P \cdot M_v) / (MgH \cdot D_r)$$



写真-3.3.11 PDC の試験状況 (茨城県神栖市掘割)

1) 茨城県神栖市掘割

図-3.3.46 に神栖市掘割の試験結果を示す。PDC の貫入抵抗 N_d 値は、深度 11m 付近までは標準貫入試験の N 値と一致しているが、11m 以深は N 値より大きくなった。なお、深度 11m のトルク M_v は $30\text{N}\cdot\text{m}$ である。トルク補正係数については、理論値より経験値を用いた方が N 値に近い値を示した。

細粒分含有率 F_c は、粒度試験と概ね一致している。8.4m 以深において、細粒分含有率 F_c がスパイク状に大きくなる所が見られるが、砂層中にシーム状に挟在するシルトによるものと考えている。

2) 千葉県浦安市運動公園

図-3.3.47 に浦安市運動公園の試験結果を示す。PDC の貫入抵抗 N_d 値は、深度 11m 付近までは標準貫入試験の N 値と一致しているが、11m 以深は N 値より大きくなった。なお、深度 11m のトルク M_v は $18\text{N}\cdot\text{m}$ である。トルク補正係数については、理論値より経験値を用いた方が N 値に近い値を示した。

細粒分含有率 F_c は、粒度試験と概ね一致した。なお、深度 4m～5m に分布する砂質シルトの細粒分含有率は、粒度試験より小さくなった。

3) 滋賀県守山市水保

図-3.3.48 に守山市水保の試験結果を示す。PDC の貫入抵抗 N_d 値は、深度 9m 付近までは標準貫入試験の N 値と概ね一致しているが、9m 以深は N 値より大きくなった。なお、深度 10m のトルク M_v は $18\text{N}\cdot\text{m}$ である。トルク補正係数については、9m 以深では理論値より経験値を用いた方が N 値に近い値を示すが、一方、9m 以浅では顕著な違いは見られない。

細粒分含有率 F_c は、粒度試験と概ね一致した。なお、深度 1～2m に分布する砂質シルトの細粒分含有率は、粒度試験より小さくなった。

4) 千葉県香取市佐原（地点 2）

図-3.3.49 に香取市佐原（地点 2）の試験結果を示す。PDC の貫入抵抗 N_d 値は、深度 11m 付近までは標準貫入試験の N 値と一致しているが、11m 以深は N 値より大きくなった。なお、深度 10m のトルク M_v は $27\text{N}\cdot\text{m}$ である。トルク補正係数については、理論値より経験値を用いた方が理論値よりも N 値に近い値を示した。

細粒分含有率 F_c は、全体の傾向は粒度試験と一致した。ただし、3m 以深の均質な砂層の細粒分含有率は、粒度試験よりやや大きめの値を示した。

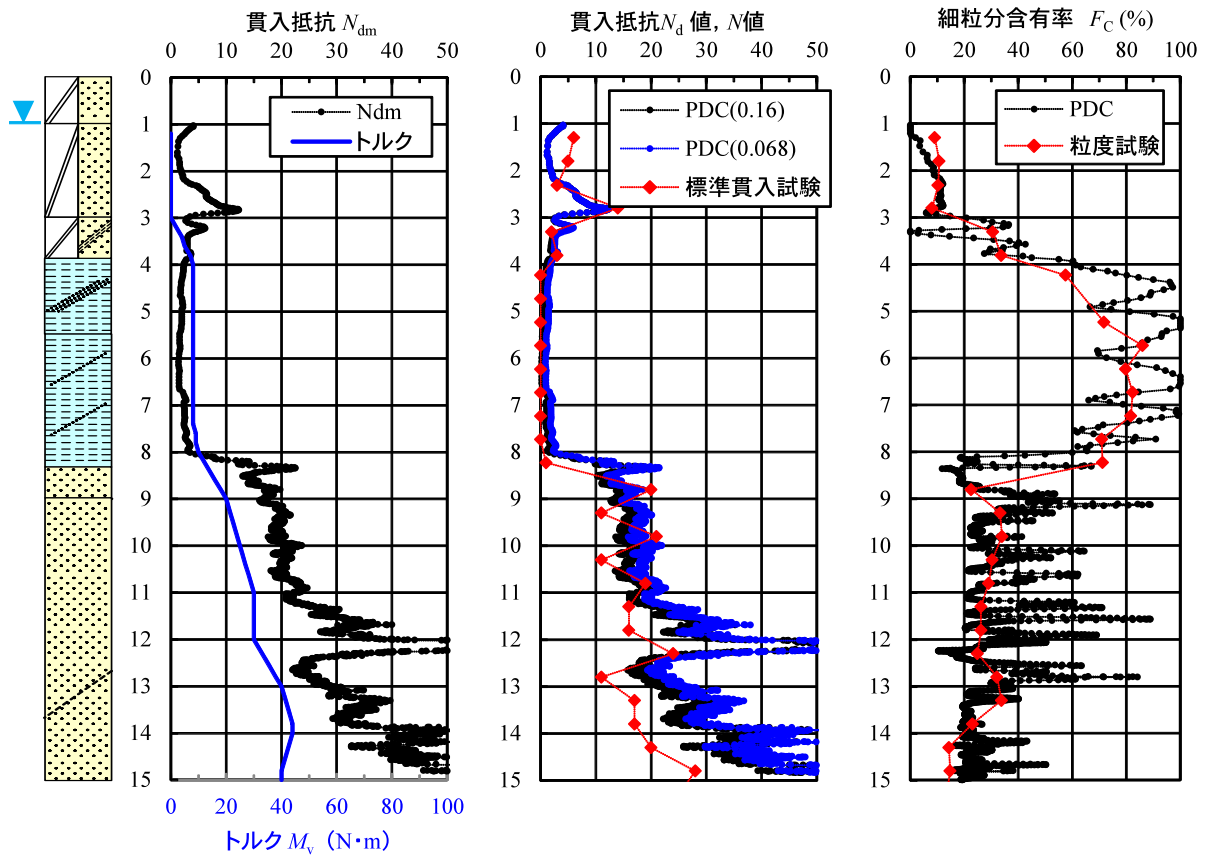


図-3.3.46 PDC 試験結果 (茨城県神栖市掘割)

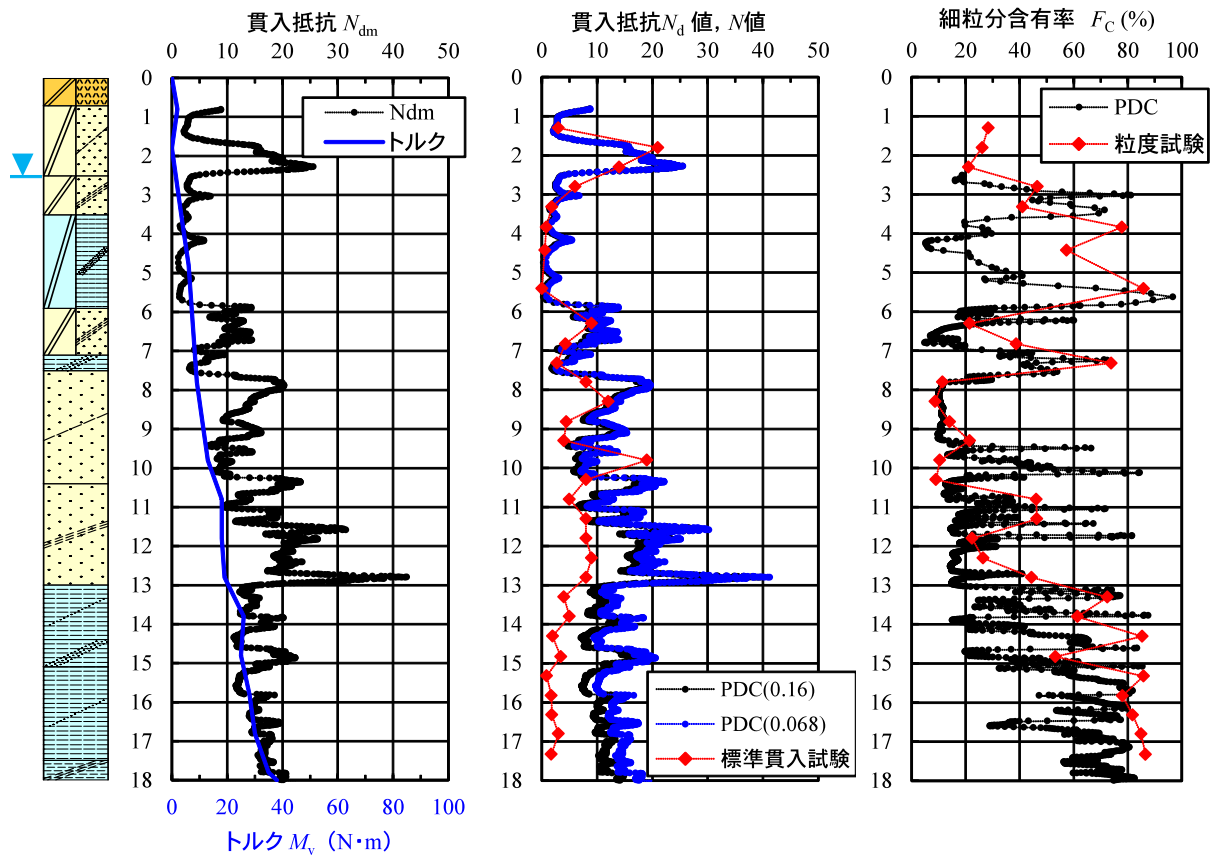


図-3.3.47 PDC 試験結果 (千葉県浦安市運動公園)

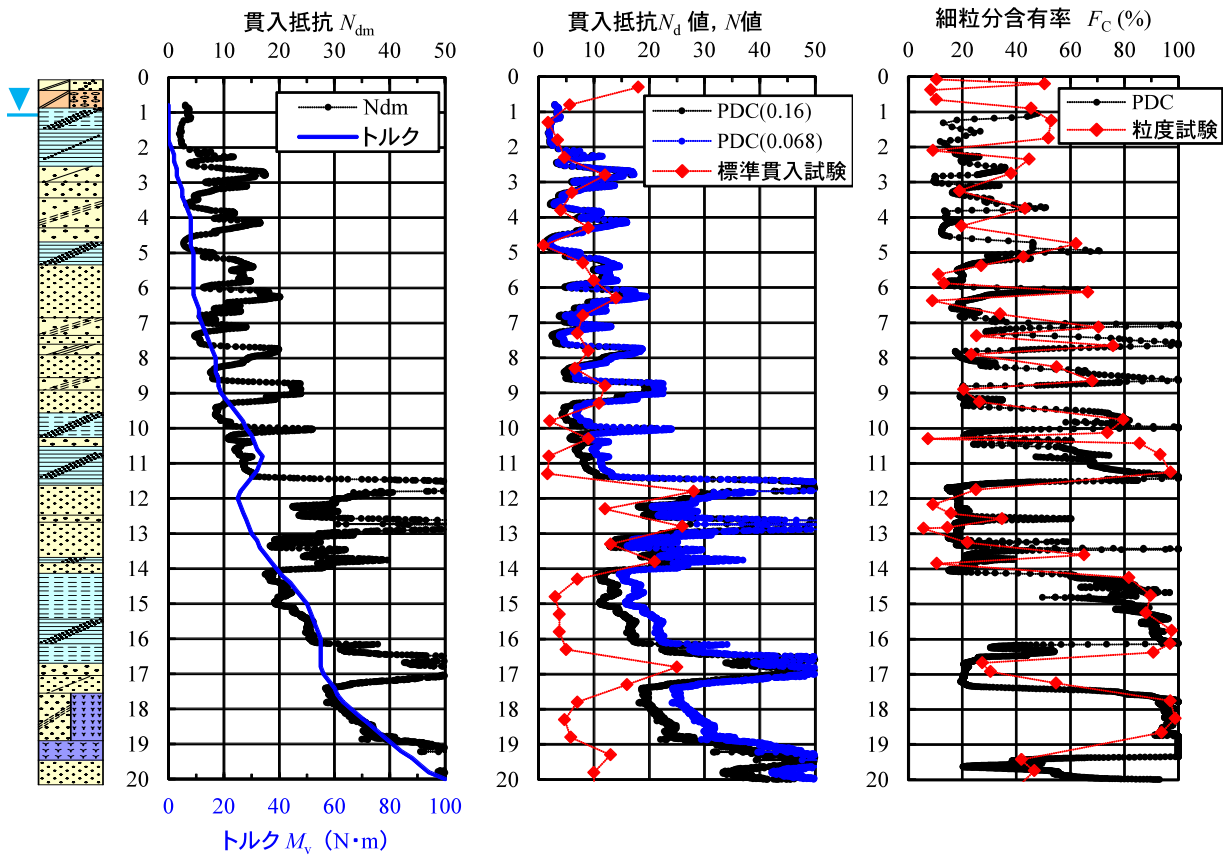


図-3.3.48 PDC 試験結果 (滋賀県守山市水保)

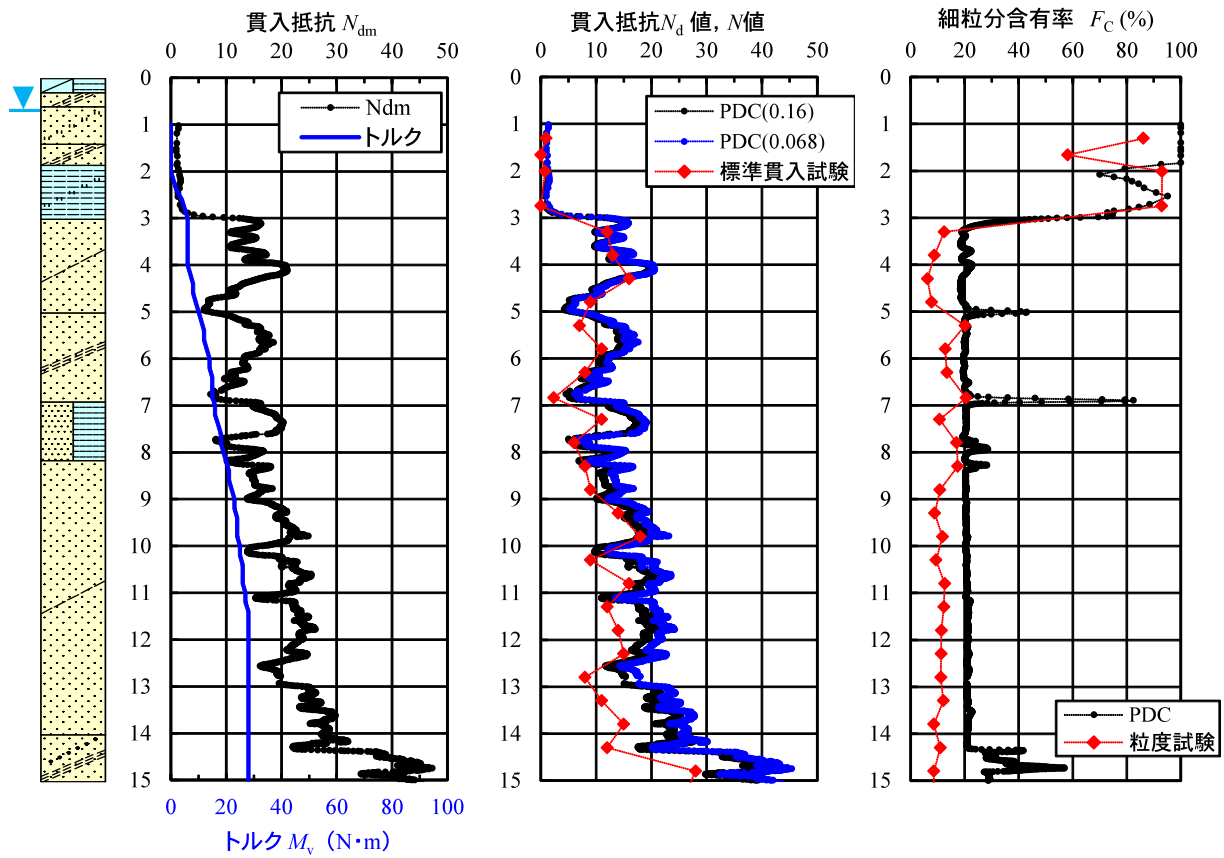


図-3.3.49 PDC 試験結果 (千葉県香取市佐原 地点 2)

(3) まとめ

1) 貫入抵抗 N_d 値

PDC の貫入抵抗 N_d 値は、深度 10m 付近までは N 値と良く一致している。10m 以深はトルクの増加に伴い N 値よりも大きくなるが、 N_d 値の凹凸は N 値に調和的であることから、適宜 N 値とキャリブレーションすることで精度を向上させることは可能と考えられる。トルク補正係数については、理論値よりも経験値を用いた方が N 値に近い値を示す。

2) 細粒分含有率 F_C

PDC の細粒分含有率 F_C は、粒度試験と概ね一致している。砂分を多く混入する砂質シルトでは、細粒分含有率が粒度試験よりも小さめに評価される場合がある。

参考文献

- 1) Shun-ichi Sawada and Ikuo Towhata : ISSMGE Bulletin : Volume5, pp.15-25, 2011.
- 2) 菅原紀明・鈴木勝久・菅原章治：小型動的貫入試験機の開発とその利用，全地連「技術フォーラム'97」講演集，pp.461-464，1997.
- 3) R.Dahlberg and U.Bergdahl : Investigations on the Swedish Ram-Sounding Method, Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, June5-7, pp.93-102, 1974.
- 4) 馬場香奈江・利藤房男・澤田俊一・吉澤大造・藤井紀之・規矩大義，山口恵美：ピエゾドライブコーンによる細粒分含有率の推定に関する現場実験、第 48 回地盤工学研究発表会，pp.357-358，2013.
- 4) 西山備・馬場香奈江・規矩大義・山口恵美・利藤房男・澤田俊一・吉澤大造・藤井紀之：ピエゾドライブコーンによる N 値の推定精度に関する現場実験，第 48 回地盤工学研究発表会，pp.359-360，2013.

3.3.4 その他の動的コーン貫入試験結果

守山市今浜、水保及び香取市地点1、地点2では、大型動的コーン貫入試験（SRS）と中型動的コーン貫入試験（MRS）に加えて、小型及び簡易動的コーン貫入試験を実施した。それらの打撃仕様を表-3.3.3にまとめた。Penny¹⁾はイタリア製の小型機、 μ PDC²⁾は3.3.3のPDC(Piezo Drive Cone)を小型化したものである。DSPT³⁾(Dynamic Screwpoint Penetration Test)は先端をSWS試験で用いるスクリーポイントとしたもの、DPM改⁴⁾はDSPTと同じ仕様で、先端のスクリーポイントをコーンに替えたものである。PDCPT⁵⁾は簡易動的コーン貫入試験（JGS 1433）、SH⁶⁾はPDCPTと同じ仕様で、1打撃毎の貫入量を自動測定して打撃回数を換算するものである。各試験のトルクによる周面摩擦補正と単位面積・単位貫入量当たりのエネルギー補正については、付録A1を参照されたい。

写真-3.3.12～3.3.17に各試験機による試験状況を示した。

表-3.3.3 各種動的コーン貫入試験の打撃仕様

試験種別	大型		中型		小型			簡易	
	試験名	SRS-Y3	MRS	Penny	μ PDC	DSPT	DPM改	PDCPT	SH
メーカー	YBM	OYO	Tecnotest	OYO	東邦地下	東邦地下	JGS仕様	表土層研究会	
ハンマーガイド径 (mm)	48.6	20	30	15	19	19	16	16	
ハンマー直径 D_h (mm)	246	160	178	135	95	95	60	40	
アンビル直径 D_a (mm)	120	90	51	35	50	50	50	40	
打撃装置総質量 (kg)	80.5	62	40	38.4	15	15	6	6	
ハンマー質量 m (kg)	63.5	30	30	20	10	10	5	5 (3)	
落下高 H (mm)	500	350	200	250	500	500	500		
コーン先端角 ($^\circ$)	90	90	60	90	Screwpoint	90	60		
コーンマントル長 (mm)	90	69	9	30	20	94.8	0		
コーン直径 D_c (mm)	45	36.6	35.7	25	33	25	25		
コーン断面積 A ($\times 10^{-4} \text{m}^2$)	15.9	10.5	10.0	4.9	8.6	4.9	4.9		
ロッド直径 D_r (mm)	32	28	20	19	19	19	16		
直径比 D_c/D_r	1.41	1.31	1.79	1.32	1.74	1.32	1.56		
トルクによる周面摩擦補正係数 β	0.040	0.139	0.170	0.429	-	0.537	0.510		
N_d 測定の貫入量 P (m)	0.20	0.20	0.10	0.20	0.25	0.25	0.10		
単位面積・単位貫入量当たりのエネルギー $E=mgH/A/P$ ($\text{kJ/m}^2/\text{m}$)	979.2	489.5	588.0	499.6	229.4	399.7	499.6		
SRS基準のエネルギー補正係数 α	1.00	0.500	0.601	0.510	0.234	0.408	0.510		

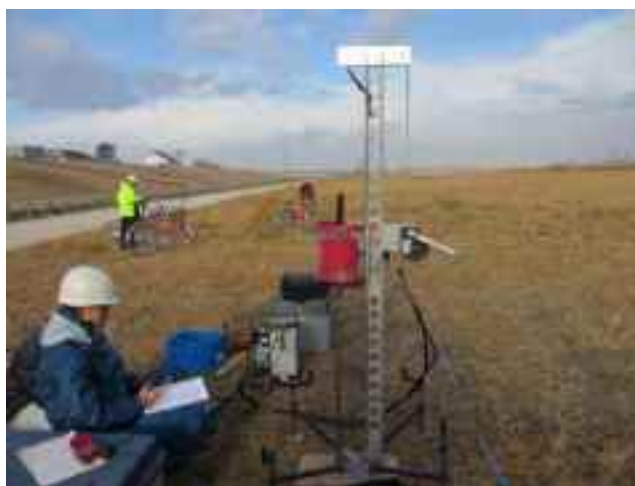


写真-3.3.12 Penny 試験機



写真-3.3.13 μ PDC 試験機



写真-3.3.14 DSPT 試験機



写真-3.3.15 DPM 改 試験機



写真-3.3.16 PDCPT 試験機



写真-3.3.17 SH 試験機

(1) 守山市今浜・水保

図-3.3.50、3.3.51 にそれぞれ守山市今浜、水保の Penny の測定打撃回数 N_{dm} 、トルク M_v 、周面摩擦とエネルギー補正後の打撃回数 N_d' の深度分布を示す。図(3)には比較のため、SRS-Y2 (自重低減機) の N_d 値、SPT の N 値も示している (以下、同様)。両地点とも M_v は大型 (SRS) よりもかなり小さい。これは Penny のコーンとロッドの直径比 D_c/D_r が 1.79 と大きく、周面摩擦の影響が小さいためである。両地点ともに N_d' 値は N_d 値、 N 値とよく整合しており、周面摩擦とエネルギー補正の有効性がうかがえる。

図-3.3.52、3.3.53 にそれぞれ今浜、水保の DSPT の N_{dm} 、 N_d' の深度分布を示す。打撃回数測定の貫入量が 25cm であるせいもあり、 N_{dm} 値はかなり大きめの値を示している (複数の試験の再現性は高い)。両地点ともに補正 N_d' 値は N_d 値、 N 値よりも大きい。これは、DSPT の先端はスクリーポイントであるので、他のコーン貫入試験と同様な補正はできないこと (別途補正係数が必要かもしれない)、また、周面摩擦の補正を行っていないことによると考えられる。

図-3.3.54、3.3.55 にそれぞれ今浜、水保の PDCPT と SH の N_{dm} 、 M_v 、 N_d' の深度分布を示す。両地点とも PDCPT の M_v が小さいのは Penny と同じ理由である。図-3.3.54 の今浜の PDCPT と SH の測定 N_{dm} 値はほぼ一致しているが、補正 N_d' 値は深度 5m 以深で SRS の N_d 値より大きい。粘土地盤では M_v による補正を行ってもなお周面摩擦の影響が現れていると考えられる。一方、図-3.3.55

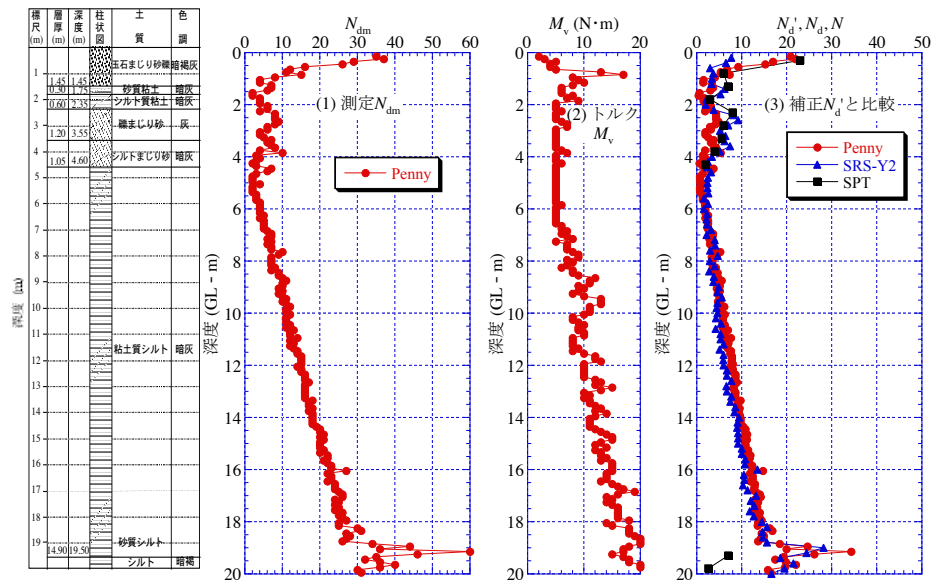


図-3.3.50 守山市今浜の Penny の試験結果

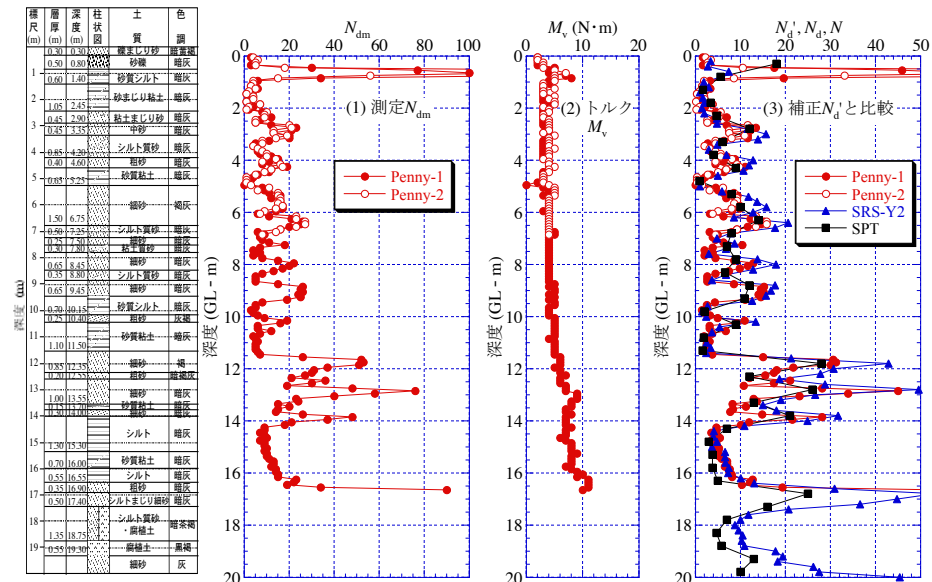


図-3.3.51 守山市水保の Penny の試験結果

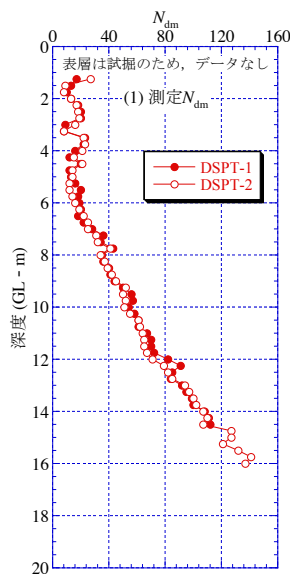


図-3.3.52 守山市今浜の DSPT の試験結果

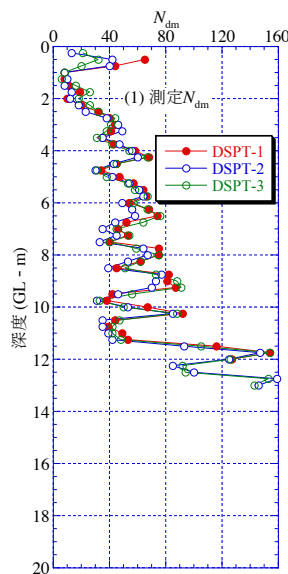
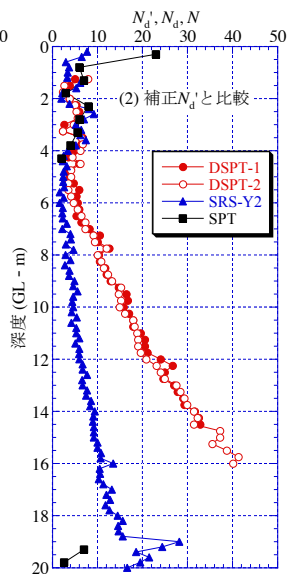
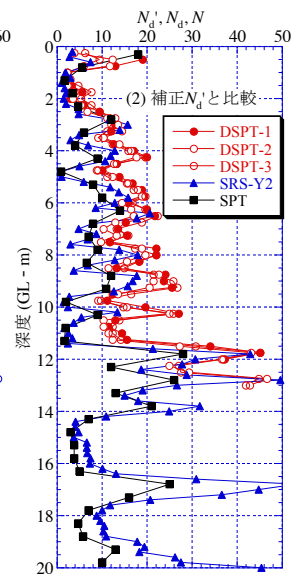


図-3.3.53 守山市水保の DSPT の試験結果



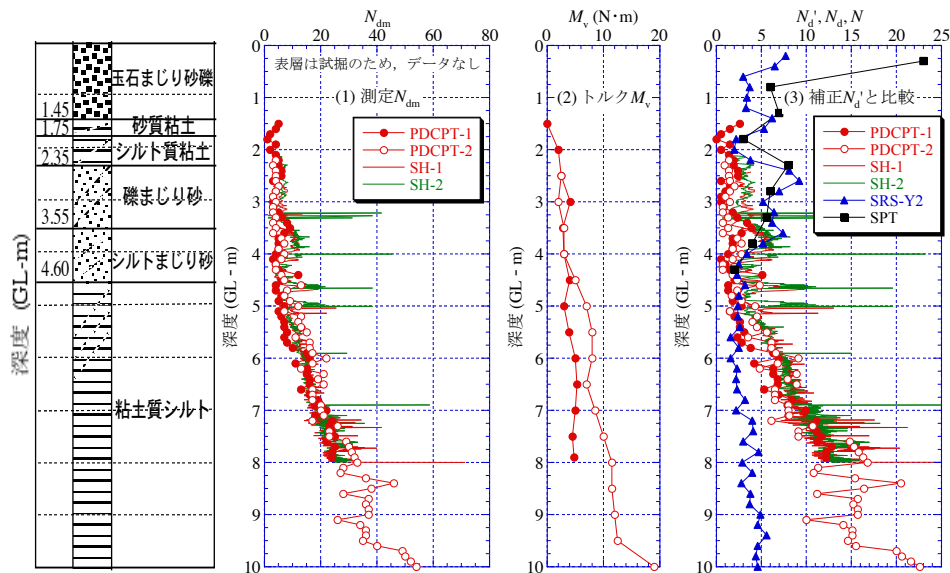


図-3.3.54 守山市今浜の PDCPT と SH の試験結果

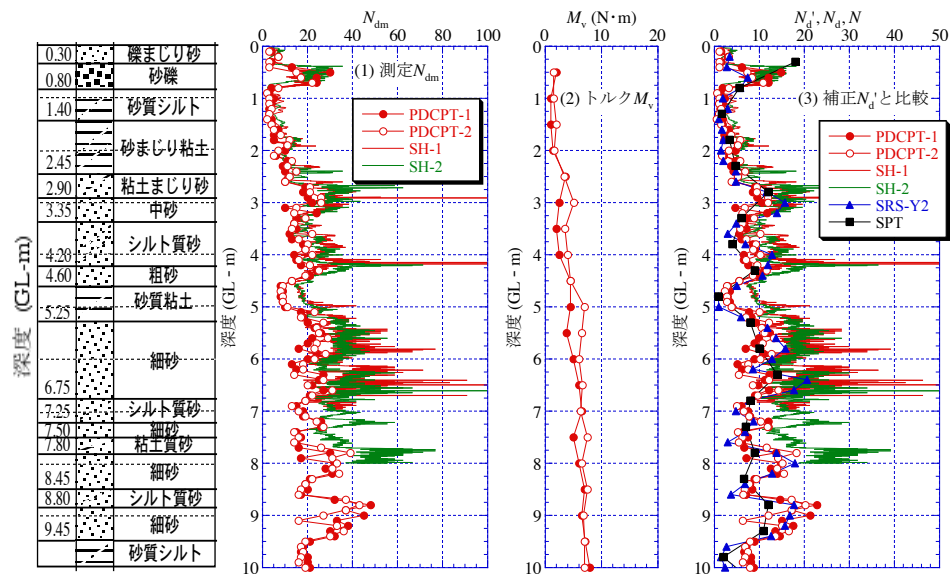


図-3.3.55 守山市水保の PDCPT と SH の試験結果

の水保では SH の測定 N_{dm} 値は PDCPT よりもやや大きい（その理由は不明である）。PDCPT の補正 N'_d 値は N_d 値、 N 値とよく整合しており、砂質土主体の地盤では深度 10m まで十分適用できることがわかる。

(2) 香取市地点 1、地点 2

図-3.3.56、3.3.57 にそれぞれ香取市地点 1、地点 2 の Penny の N_{dm} 、 M_v 、 N'_d の深度分布を示す。図(3)には比較のため、SRS-Y3（自重低減機）の N_d 値と SPT の N 値も示している（ただし、地点 1 の SPT は実施していない、以下同様）。地点 1 の Penny の補正 N'_d 値は SRS の N_d 値とよく整合しており、周面摩擦とエネルギー補正の有効性がうかがえる。一方、地点 2 では N'_d 値は N 値とは比較的良好に整合しているが、 N_d 値と比べるとやや小さい（むしろ深度 6～8m 付近の N_d 値は過大と考えられる）。

図-3.3.58、3.3.59 にそれぞれ地点 1、地点 2 の DSPT と DPM 改の N_{dm} 、 M_v 、 N'_d の深度分布を示す。打撃回数測定 of 貫入量が 25 cm であるため、 N_{dm} 値はかなり大きい、両試験の先端形状と単

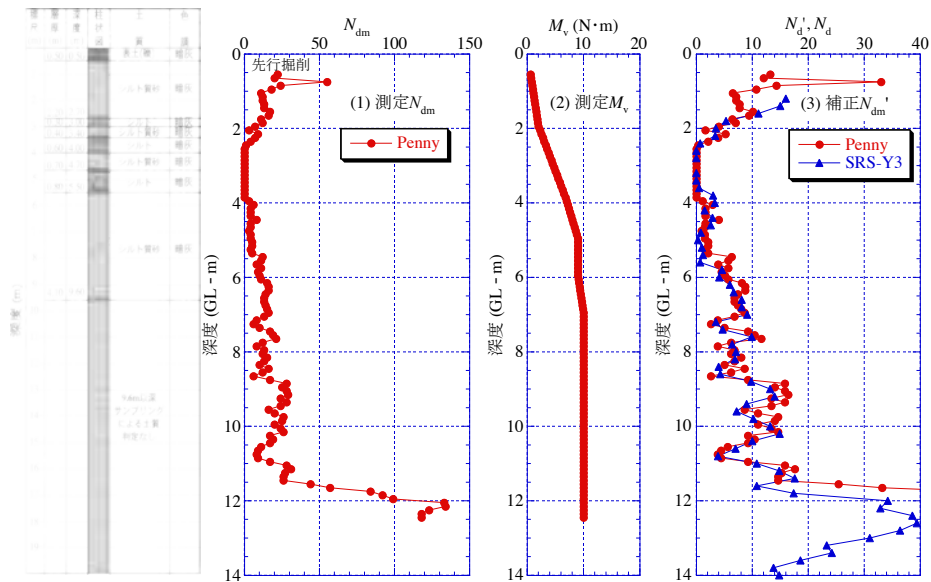


図-3.3.56 香取市地点1のPDCPTとSHの試験結果

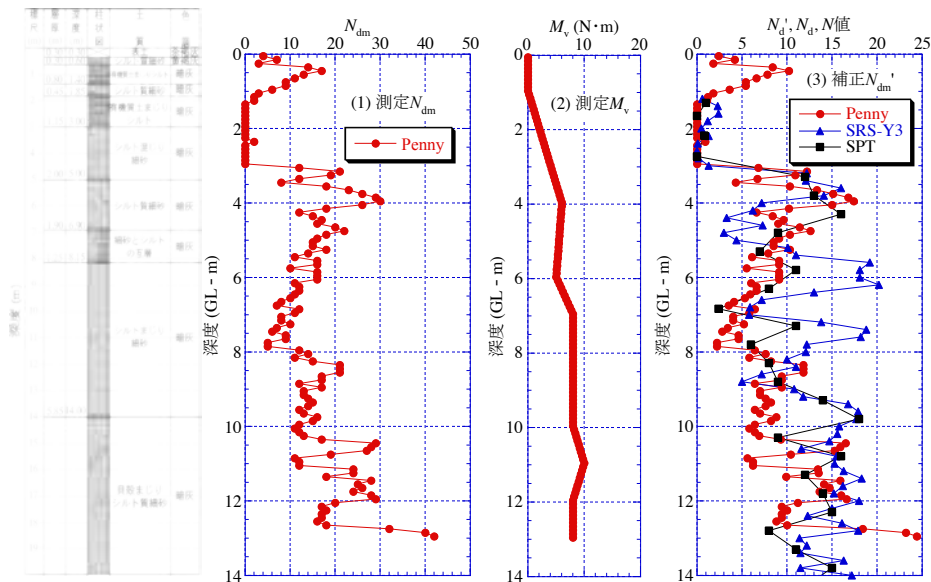


図-3.3.57 香取市地点2のPDCPTとSHの試験結果

位面積当たりのエネルギー E_n (表-3.3.3 参照) が異なるにも関わらず、 N_{dm} 値は同程度となっている。これは DSPT のスクリーポイントによる抵抗とDPM改の E_n が大きい効果が相殺していると考えられる。しかし、 N_d' 値は、地点1、2ともにDPM改の方が大きくなった (DSPT の先端はスクリーポイントであるので、他のコーン貫入試験と同等な補正にはならないが)。地点1ではDPM改の N_d' 値はSRSの N_d 値よりもやや大きくなった。地点2では N_d' 値は N 値と N_d 値 (深度6~8m付近を除く) と比較的よく整合している。

図-3.3.60、3.3.61にそれぞれ地点1、地点2のPDCPTの N_{dm} 、 M_v 、 N_d' の深度分布を示す。地点1のPDCPTの補正 N_d' 値は深度4m程度までSRSの N_d 値と整合しているが、それ以深ではやや大きくなった。一方、地点2ではやはり N_d' 値は N 値と N_d 値 (深度6~8m付近を除く) と比較的よく整合している。

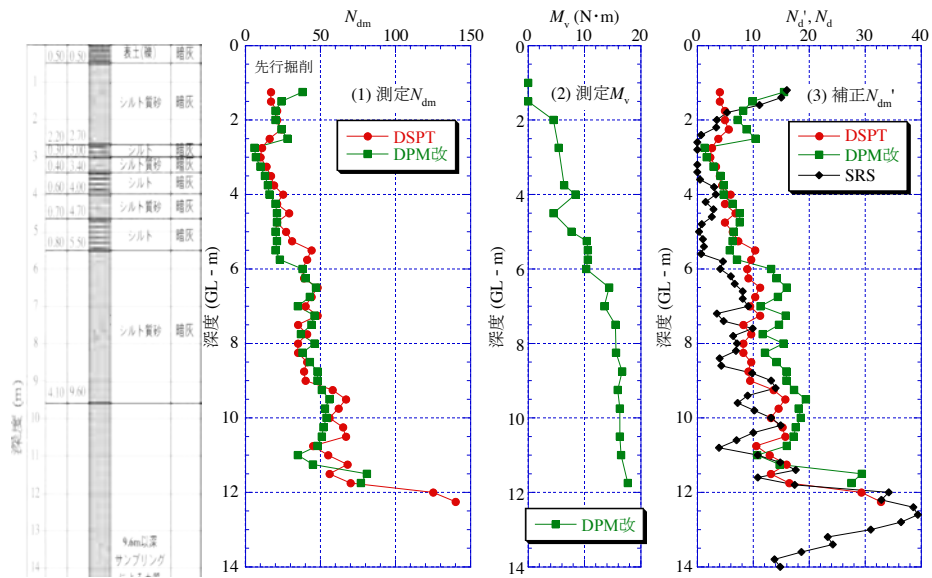


図-3.3.58 香取市地点1のDSPTとDPM改の試験結果

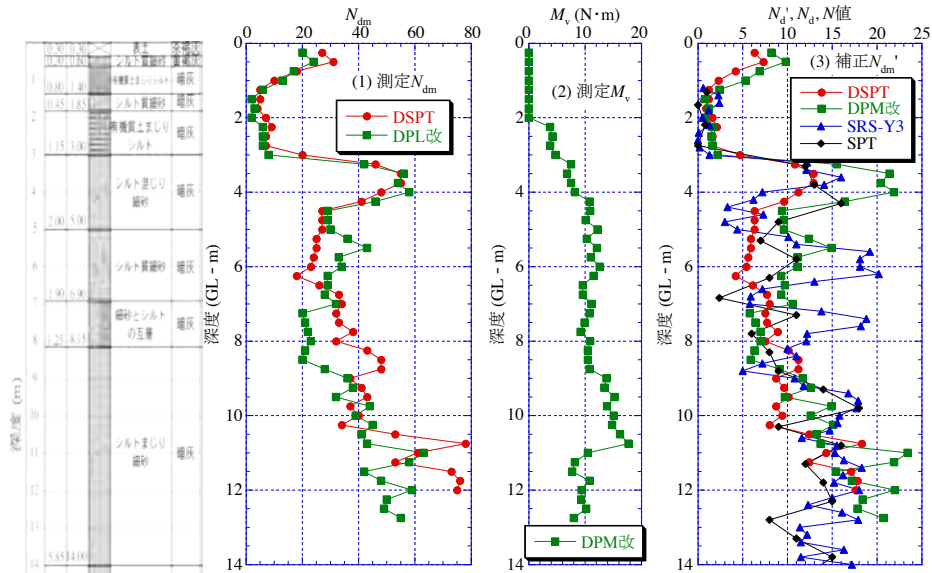


図-3.3.59 香取市地点2のDSPTとDPM改の試験結果

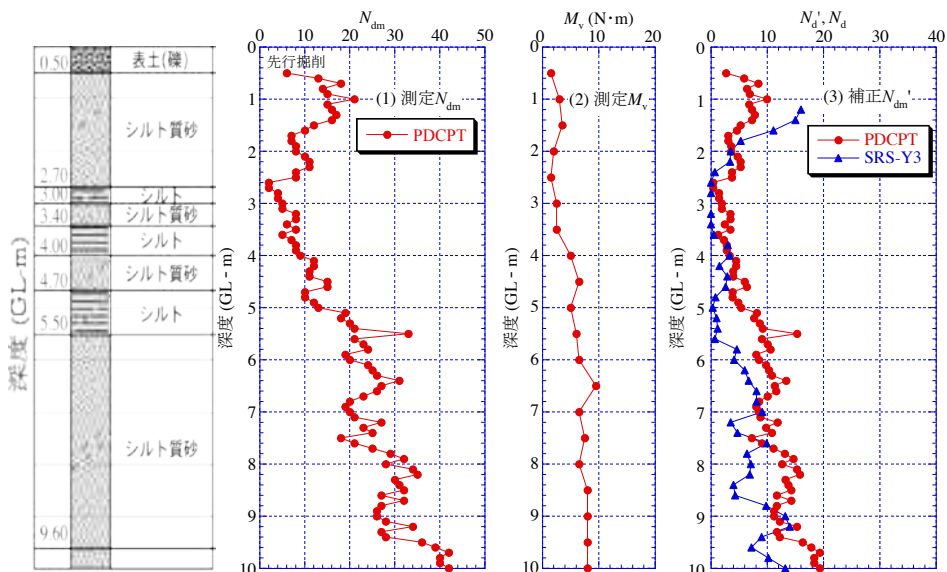


図-3.3.60 香取市地点1のPDCPTの試験結果

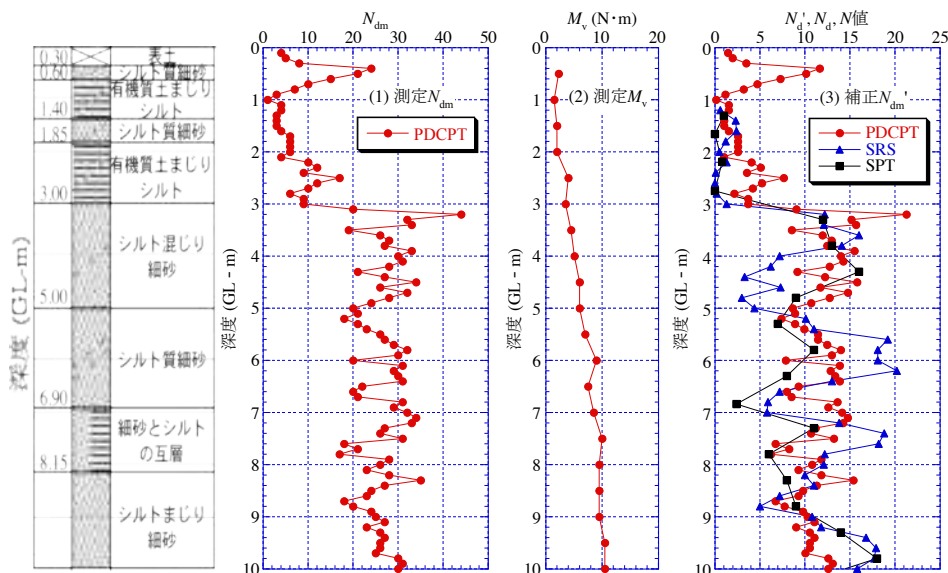


図-3.3.61 香取市地点2のPDCPTの試験結果

なお、上流側の地点2でSRSとの整合性が悪かった原因は、試験実施位置の違いによる地盤の不均一性の影響と考えられる（SRS実施地点から、Penny、DSPT、DPL改、PDCPTはそれぞれ12.2、7.1、7.3、10.8m離れであった、図-3.2.38参照）。香取市地点2での試験位置による違いは他の試験比較でも見られている。

以上より、動的コーン貫入試験同士の比較は付録A1の式(A1.10)による単位面積・単位貫入量当たりのエネルギーによる補正が有効であり、小型動的コーン貫入試験は深度10m程度までの調査に十分適用できると考えられる。ただし、各試験で器具の寸法や質量が異なるため、打撃効率も異なる可能性があるが、各試験の打撃効率の違いは3.4で詳しく述べる。

参考文献

- 1) 村田芳信・森口周二・沢田和秀：滋賀県守山市の一斉試験における小型動的貫入試験と2次元表面波探査による宅地地盤評価，第48回地盤工学研究発表会，No.185，pp.369-370，2013.
- 2) 山口恵美・利藤房男・澤田俊一・規矩大義：滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その5 PDC），第48回地盤工学研究発表会，No.90，pp.179-180，2013.
- 3) 柳信一郎・片山浩明・大島昭彦：滋賀県守山市におけるDSPTの報告，第48回地盤工学研究発表会，No.186，pp.371～372，2013.
- 4) 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，No.117，2014.
- 5) 深澤和行・島津多賀夫・篠川俊夫・大島昭彦・平田拓也・張林松：滋賀県守山市における動的コーン貫入試験の比較（PDCPT，SH），第48回地盤工学研究発表会，No.187，pp.373-374，2013.
- 6) 表土層調査技術研究会：SH型貫入試験調査要領，2007.

3.3.5 地下水位測定と簡易サンプラーによる土質判定結果

(1) SRS、MRS 試験時の地下水位測定結果

SRS 試験実施後の試験孔を利用して、通電型的水位計（写真-3.3.18）によって地下水位（安定水位）を測定した。表-3.3.4 に 6 地点で実施した結果をボーリングでの孔内水位とあわせて示す。測定はすべて液状化を対象とした沖積低地で実施した。ボーリングでの測定結果と若干の差がみられる地点もあったが、測定日が違うこともあり、精度は問題ないと判断できる。

一方、MRS 試験孔を利用して、地下水位（安定水位）を測定した。測定には、通電型のロープ水位計を使用した（写真-3.3.19）。8 地点で実施した結果をボーリングでの孔内水位とあわせて表-3.3.4 に示す。測定はすべて液状化を対象とした沖積低地で実施したため、自然水面が比較的浅く測定された。ボーリングでの測定結果と若干の差がみられる地点もあったが、測定日が違うこともあり、精度は問題ないと判断できる。また、SRS での測定値とも大差ない。

今回実施した SRS 試験 6 地点、MRS 試験 8 地点での測定は問題なくできたが、孔内崩壊によって測定ができなくなることも想定される。孔内崩壊は主に表層付近の土質（均一な砂など）により発生するが、GL-2m 程度以浅に自然水位がある場合は多少崩壊しても、孔中に砂が沈降するのでほとんどの場合、問題なく測定できる。一方、表層付近に不均質な盛土（砂礫材）が厚く存在する場合や自然水位面が深くなっている場合には、孔内が閉塞され測定不能となる可能性はある。その場合、中空ロッドを挿入し、ロッド内水位を計測するなどの対策が必要となる。



写真-3.3.18 SRS 試験で用いた通電型水位計



写真-3.3.19 MRS 試験で用いた通電型水位計

表-3.3.4 地下水位測定結果

地点名	SRS での測定結果 (GL -m)	MRS での測定結果 (GL -m)	ボーリングでの測定結果 (GL -m)
茨城県神栖市堀割	0.60	0.45	0.35
千葉県浦安市運動公園	2.00	2.20	2.30
滋賀県守山市今浜	1.80	1.65	1.80
滋賀県守山市水保	1.20	1.15	0.74
大阪市大正区鶴町	2.00	1.45	1.62
千葉県浦安市港	1.00	0.83	0.92
千葉県香取市佐原地点 1	—	1.22	—
千葉県香取市佐原地点 2	—	0.95	1.30

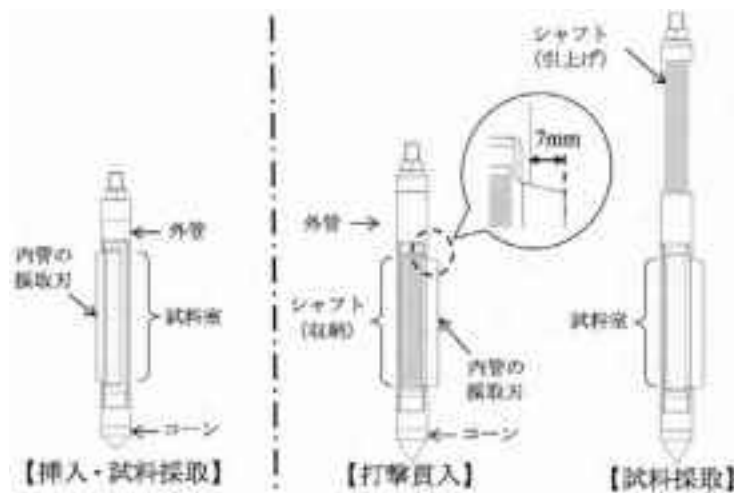
(2) SRS 試験時の土試料のサンプリング方法

SRS におけるサンプリングは、YBM 社製の開閉式の従来型 SP と新型 SP を使用して実施した¹⁾。採取試料を粒度試験に供して、液状化判定に必要な細粒分含有率 F_c を求めた。サンプラーの仕様を表-3.3.5、概略図を図-3.3.62、試料採取手順を図-3.3.63 に、試料採取状況を写真-3.3.20 に示す。

従来型 SP はコーン、内管及び外管の 3 部品で構成されている。内管は中空、外管はコーンと一体となっているが、打撃貫入に耐える強度は有していない。内管は外管内を左右軸方向に 120°回転でき、外管を左に回すと試料室が開く。内管の採取刃は外管より数ミリ外へ出ており、外管を左に 2~3 回転ほど回すと採取刃が孔壁の試料を掻き取る。サンプラーを引き上げ、外管を右に逆転すると試料室が閉じる。一方、新型 SP は従来型 SP を改良したもので、コーン、内管、外管及びシャフトの 4 部品で構成されている。シャフトは内管内を試料室上端から下端まで垂直方向に移動す

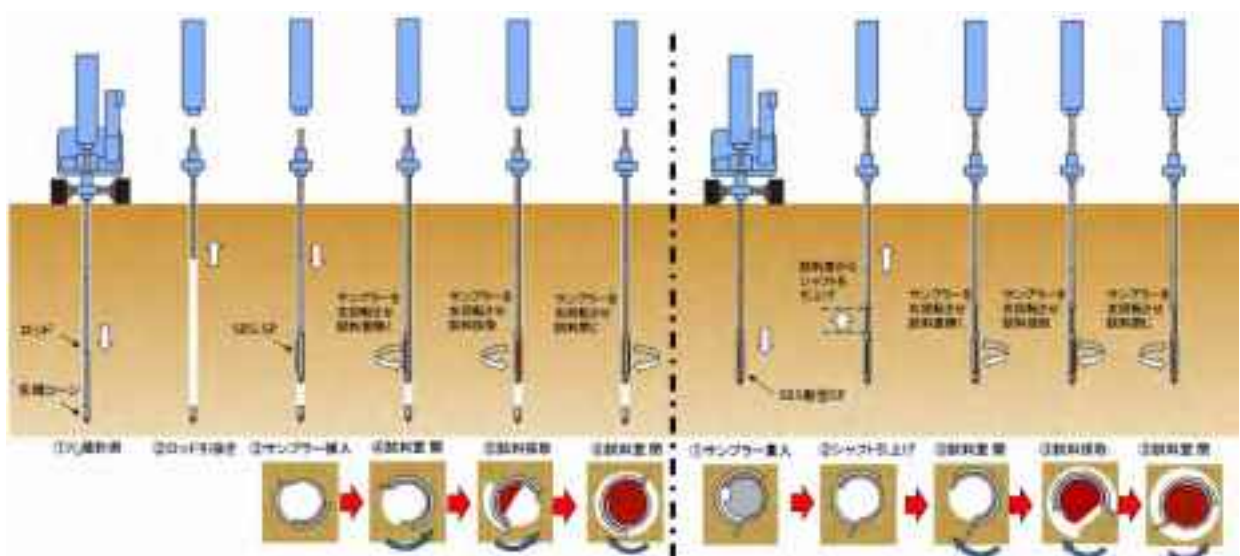
表-3.3.5 サンプラーの仕様¹⁾

サンプラー	コーン先端角	採取刃高さ	シャフト
従来型 SP	90°	2 mm	なし
新型 SP	60°	7 mm	あり



(1) 従来型 SP (2) 新型 SP

図-3.3.62 サンプラーの概略図¹⁾



(1) 従来型 SP (2) 新型 SP

図-3.3.63 試料採取手順¹⁾



(1) 従来型 SP



(2) 新型 SP

写真-3.3.20 試料採取状況

る。内管内に収納したシャフトの先端とコーンが直接接しており、別孔での打撃貫入が可能である。内管にあるシャフトを引き上げることで内管内に試料室を確保する機構となっている。

図-3.3.64(1)~(8)に、それぞれ神栖市堀割、守山市今浜、守山市水保、大阪市鶴町、浦安市港、唐津市原、唐津市岸山、香取市地点2の従来型SP、新型SPで採取した試料の細粒分含有率 F_c をSPT試料による値と比較した結果を柱状図とともに示す。なお、守山市水保ではSPTと同様なサンプラーを打撃貫入する貫入式SP²⁾も実施した。

図(1)~(5)の地点では、液状化対象層となる砂質土層（細粒分が少ない層）を選んで F_c を測定したため、従来型SPのデータのピッチは粗いものの、SPT試料と大きく異なる F_c 値が測定された。この原因としては、サンプラー内に異なる部位の土が混入したこと、採取後にサンプラーを引き上げる過程で試料が流出したことなどが考えられる。一方、図(5)~(8)の浦安市港、唐津市原、唐津市岸山、香取市地点2では、新型SPの F_c 値はSPT試料の試験結果と一致している。なお、香取市地点1でのSRS新型SPの結果は図-3.3.66(7)に示している。

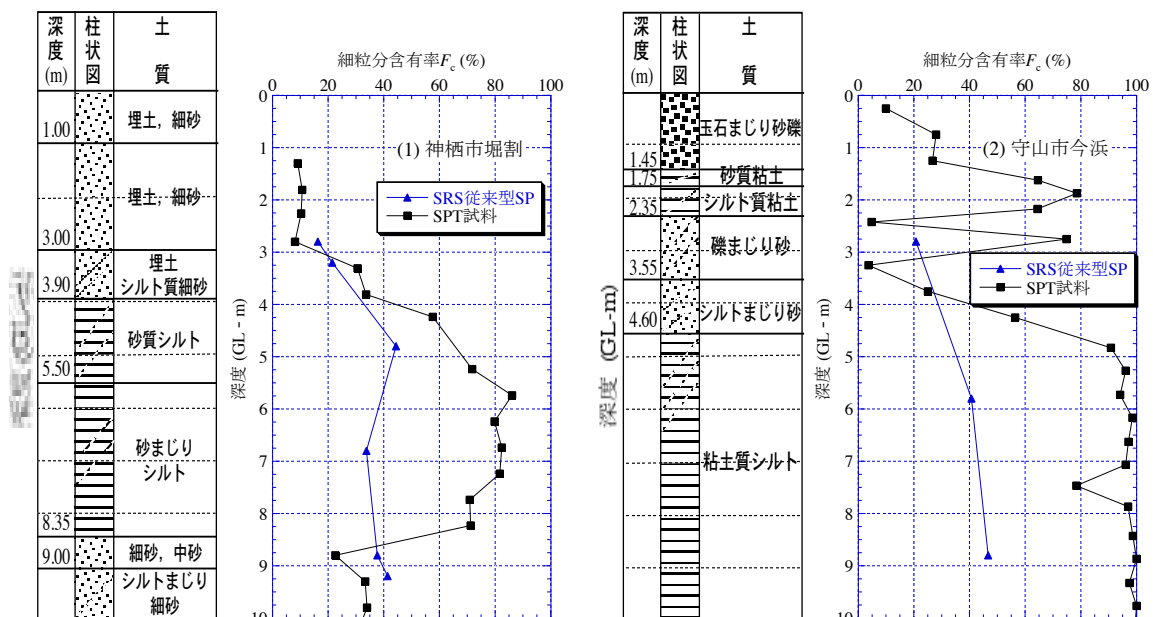


図-3.3.64 SRS 従来型 SP、新型 SP と SPT 試料の細粒分含有率 F_c の比較 (つづく)

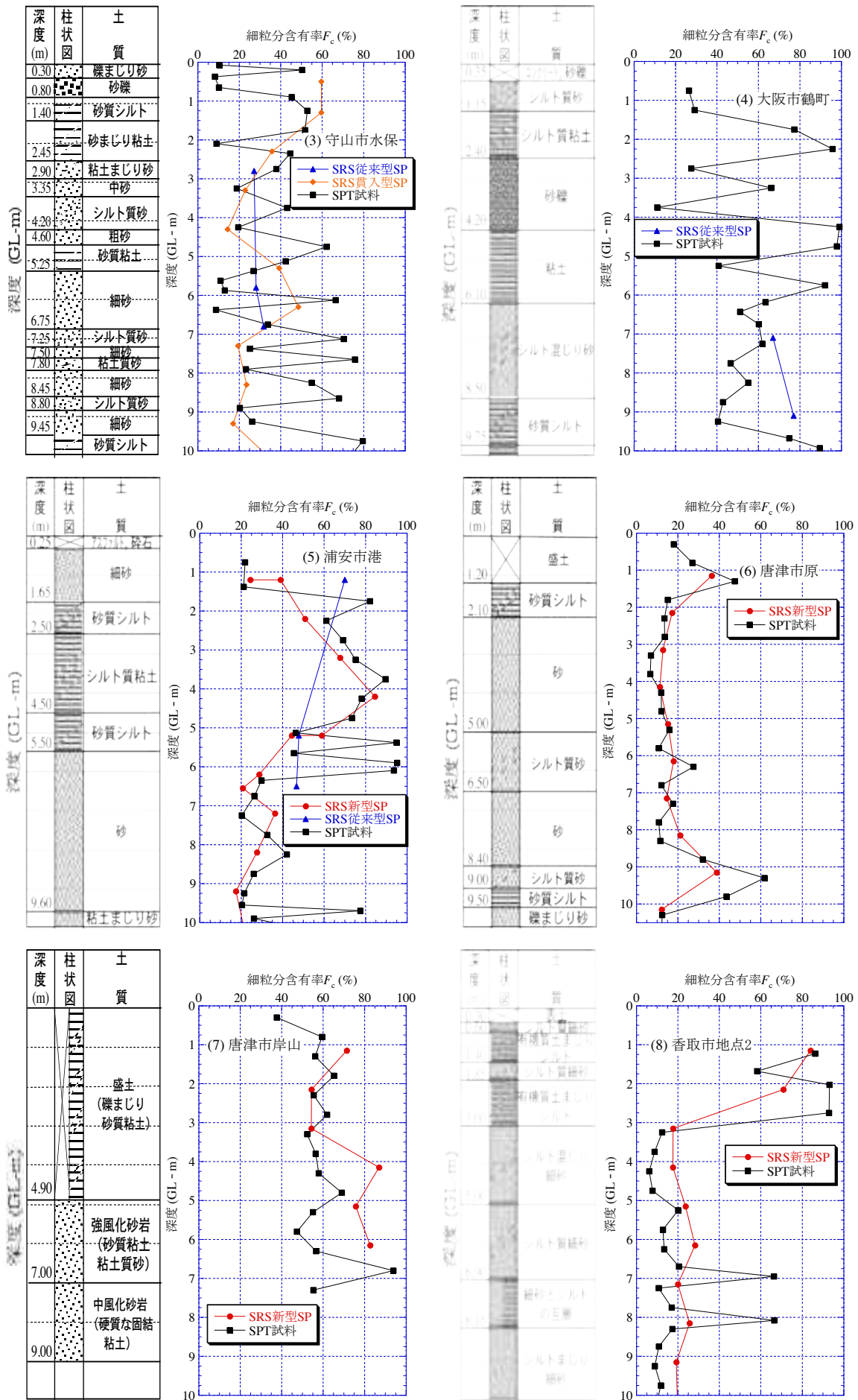


図-3.3.64 SRS 従来型 P、新型 SP と SPT 試料の細粒分含有率 F_c の比較 (つづき)

従来型 SP の機構上の欠点を改良した新型 SP は液状化判定の実務において、精度よく F_c 値を把握できるものと考えられる。

(3) MRS 試験時の土試料のサンプリング方法

MRS における土のサンプリングは、手動式バイブロサンプラー³⁾ (写真-3.3.21) を使用し、別孔削孔による連続サンプリングを、GL-10m を基本として実施した。このサンプリング装置は MRS に使用するロッド引抜き装置などを併用でき、資機材を少なくできる利点がある。

サンプラーは小型バイブロハンマーにより地盤に貫入させる。サンプラーの構造はサンプルチューブの内面に 0.2mm の薄肉シートを内蔵した外径 $\phi 39$ mm、試料採取長 1m の筒状ロットとなっている。貫入後、サンプリングチューブを地盤から引抜き、シートと共に採取試料を取り出すことを繰り返す。先端にコアキャッチャーを取付けることで、引抜き時に採取試料が脱落しない。また、貫入時には、試料を採取する直前の深さまで、サンプラーを塞ぐ内部ロットを装着するため、途中の土が混入しない構造となり、孔壁の保護が不要となっている。採取した試料については、粒度試験に供することで、液状化判定に必要な細粒分含有率 F_c を把握することができる。

サンプリングした例として、茨城県神栖市堀割での結果を写真-3.3.22、図-3.3.65 に示す。



写真-3.3.21 手動式バイブロサンプラー



写真-3.3.22 採取コア写真例 (神栖)

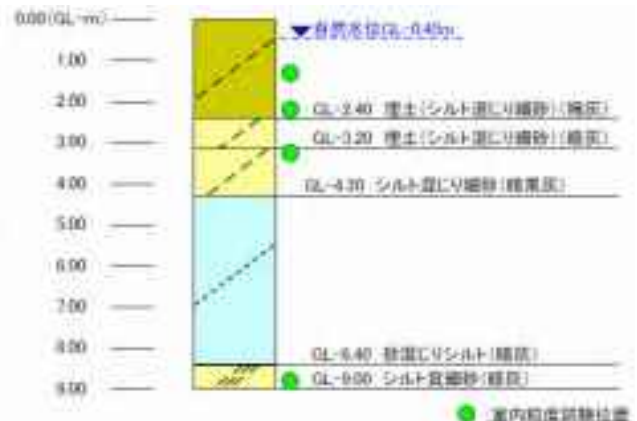


図-3.3.65 簡易柱状図例 (神栖)

図-3.3.66(1)~(8)に、それぞれ神栖市堀割、浦安市運動公園、守山市今浜、守山市水保、大阪市鶴町、浦安市港、香取市地点1、地点2の自動式バイブロサンプラーで採取した試料の細粒分含有率 F_c をSPT試料による値と比較した結果を柱状図とともに示す。ただし、香取市地点1では基準ボーリング・SPTが実施されなかったため、先のSRS新型SPの結果と比較している（柱状図は自動式バイブロサンプラーによって作成している）。

図(1)~(6)の地点では、明らかに液状化対象層となる砂質土層（細粒分が少ない層）を選んで F_c を測定した。そのため、SPT試料に比べて、データのピッチが粗く、またやや低い F_c 値となっている。一方、図(7)、(8)の香取市地点1、地点2では、土質状況に関わらず1mに1ヶ所程度、 F_c を測定した。地点2はほぼSPTの試験結果と一致している。

自動式バイブロサンプラーは、10m程度までの連続サンプリングが可能な方法といえる。液状化判定の実務では、連続サンプリングのメリットを活かし、砂質土層に絞りながら粒度試験を実施すればよいと考えられる。

参考文献

- 1) 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.44，2014.
- 2) 平田茂良・山本明弘：宅地地盤の新たな地盤調査法-オートマチックラムサウンディング，基礎工，Vol.34，No.10，pp.68~71，2006.
- 3) 応用計測サービス株式会社 HP：http://www.oyoks.co.jp/catarog/s-60.pdf.

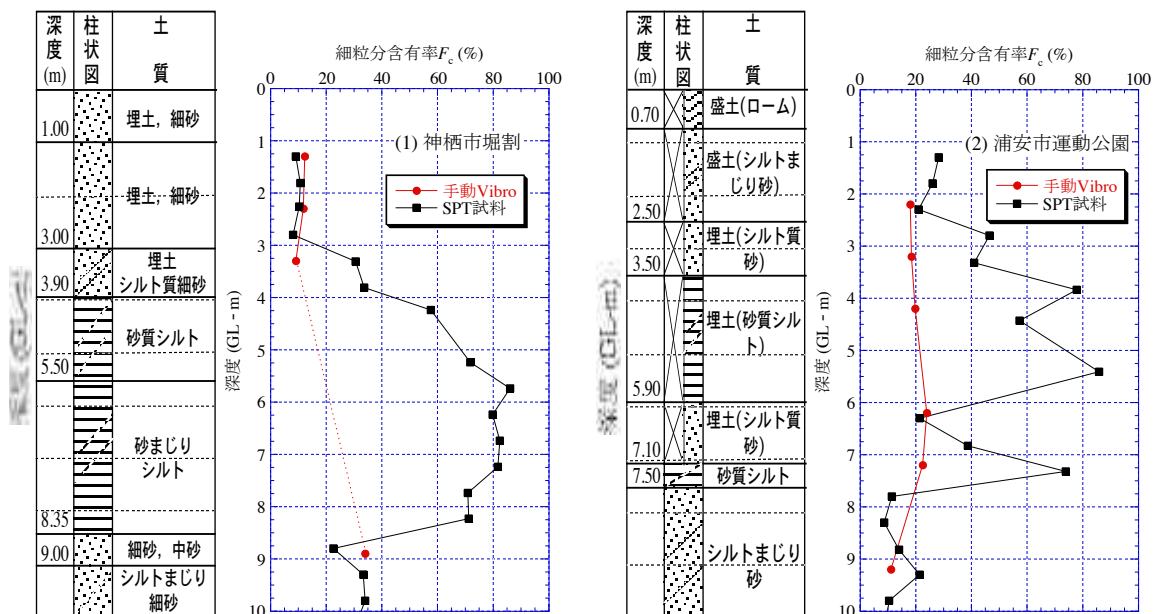


図-3.3.66 自動式バイブロサンプラー試料とSPT試料の細粒分含有率 F_c の比較（つづく）

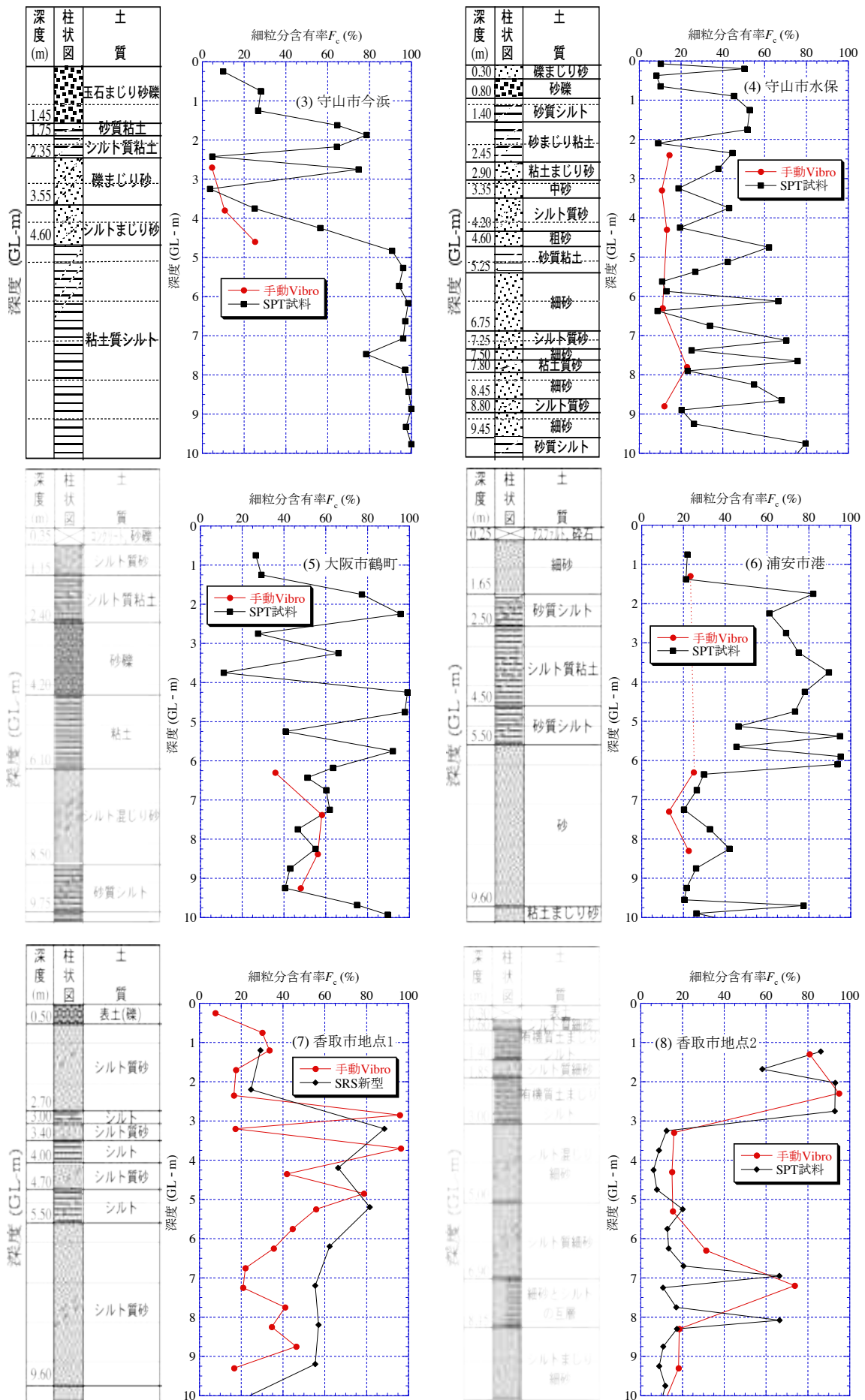


図-3.3.66 手動式バイブロサンプラー試料と SPT 試料の細粒分含有率 F_c の比較 (つづき)

3.3.6 音測定による土質判定の試み

(1) はじめに

建築基礎構造設計指針¹⁾や道路橋示方書²⁾等の土木建築関連の設計指針の多くで、地盤の液状化判定方法にFL法が採用されている。FL法による液状化判定では、液状化判定の必要の有無や液状化抵抗比（動的せん断強度比ともいう） R の算出のために、土層の細粒分含有率 F_c や平均粒径 D_{50} 等の粒度特性値が必要とされる。例えば2.3.2で示した建築基礎構造設計指針による液状判定手法¹⁾では、液状化抵抗比 R の算定で N 値の補正に細粒分含有率 F_c が用いられている。

土層の粒度特性値は、通常は実地盤から採取した試料に対する粒度分析から求められる。しかし、動的コーン貫入試験では地盤からの土試料採取ができないために細粒分含有率等の土の粒度特性値を得ることができず、FL法による液状化判定を実施するためには別途試料採取を行う必要がある。そこで本研究では、大型動的コーン貫入試験（SRS）によって地盤の液状化判定を可能とすることを目標として、土試料の採取の代わりにSRS試験の実施中に土中で発生するコーンと土の摩擦音を利用した土の粒度特性の評価を試みた。

SRS試験では試験結果に対するロッドの周面摩擦の影響を補正するために、貫入深さ0.2m毎にロッドを回転させてトルクを計測する。本研究では、トルク計測中にロッド先端のコーン周面と周辺の地盤の摩擦で生じる音に着目し、コーンと土の摩擦音のスペクトル形状と土の粒度特性の関係を検討した。SRS試験用の貫入コーンは直径45mm、長さ105mm（通常の仕様では長さ90mm）のマントル部を持つステンレス鋼製で、トルク計測時には地中で約47°/secの角速度で2回転（約15.3秒間）しており、この間に摩擦音を計測する。これをステンレス鋼と土のせん断と考えた場合、計測する摩擦音は、せん断速度と拘束圧が一定の条件でステンレス鋼と土の間のせん断変形が大きいときの音と考えることができる。そこで、ステンレス鋼と土の摩擦音の性状を、一面せん断試験装置を用いたステンレス鋼と粒度調整砂のせん断実験で調べ、得られた知見をSRS試験で得られた摩擦音の分析に適用した。

(2) 摩擦音の計測実験の方法と条件

1) 一面せん断試験

本研究では、一面せん断試験装置の上部せん断箱をステンレス鋼（SUS304）の板に取り換え、内部に設置したコンデンサーマイクでせん断中に発生するステンレス鋼と砂の摩擦音を録音した。実験に用いた上部せん断箱と下部せん断箱の模式図を図-3.3.67に示す。直径9.4mmのコンデンサーマイクを直径60mmの円形供試体の中央直上に設けた直径10mmのマイク室内に設置した。マイクとマイク室の隙間にエポキシ樹脂を充填し、マイク室に蓋をしてマイクの受圧面をステンレス鋼板に密着させた。

実験に用いた土は細粒分含有率 $F_c=0, 10, 20, 50, 100\%$ となるように市販の硅砂5号と市販の細粒硅砂（ $F_c=98\%$ ）を混合して作製した土であり、これらの名称を細粒分含有率が小さい順にそれぞれSM0、SM10、SM20、SM50、SM100とする。供試体は気乾状態の土試料を下部せん断箱内に最小密度試験（JIS A 1224:2009）の方法³⁾で作製した。供試体の寸法は高さ10mm、直径60mmである。表-3.3.6に用いた土試料の細粒分含有率 F_c 、圧密応力 σ_c 、圧密後の乾燥密度 ρ_{dc} 、せん断変位速度をまとめた。圧密応力 σ_c は全ての実験において $\sigma_c=100\text{kN/m}^2$ とし、定圧条件で一定速度のせん断変位を上部せん断板に与え、せん断開始からせん断変位25mmに至るまでの摩擦音を録音した。なお、表-3.3.6に示したせん断変位速度が試験毎に少し異なるのは、実験中に試験室内の雑音が録

表-3.3.6 一面せん断試験で用いた試料と実験条件

Soil name	$F_c(\%)$	$\rho_{dc}(g/cm^3)$	$\sigma_c(kN/m^2)$	Shear rate (mm/sec)
SM0 (Silica No.5)	0	1.55	100	0.16
SM10	9.8	1.50	100	0.18
SM20	19.6	1.58	100	0.19
SM50	49.0	1.47	100	0.17
SM100 (Fine Silica)	98.0	1.72	100	0.17

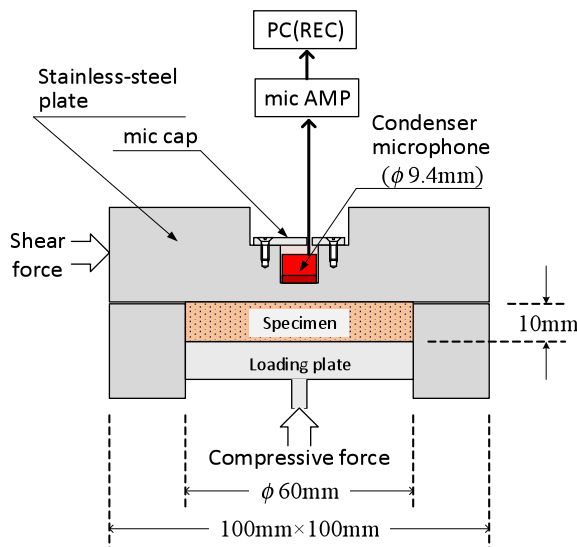


図-3.3.67 一面せん断試験で摩擦音計測に用いた上下せん断箱

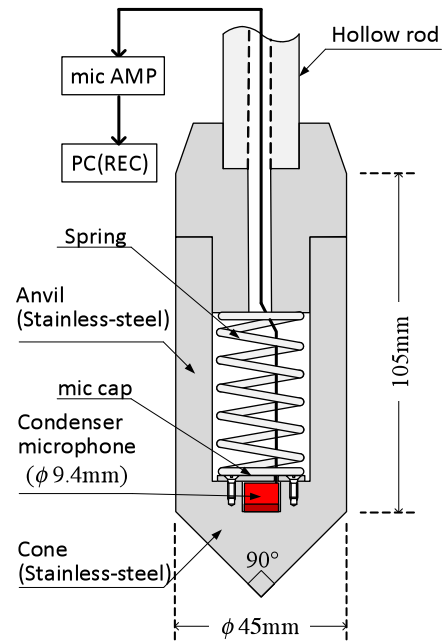


図-3.3.68 SRS試験で摩擦音計測に用いたコーン

音されることを避ける目的で、ジャッキハンドルを手動で回転させてせん断力を供試体に与えたためである。

2) SRS 試験による実地盤の摩擦音計測実験

SRS 試験は千葉県浦安市港、千葉県香取市地点 2 および佐賀県唐津市原の 3 か所で実施した。図-3.3.68 に SRS 試験で摩擦音の計測に用いたコーンの模式図を示す。コーン内部底面中心部に設けたマイク室内に一面せん断試験と同型のコンデンサーマイクを設置した。SRS 試験中にマイクが脱落するのを防ぐ目的で、マイク室とコンデンサーマイクの間をエポキシ樹脂で充填し、マイクキャップをコーンにネジで固定した。さらに、バネを用いてマイクキャップを上部から押さえつけて打撃貫入による衝撃でネジの緩みを防ぐ構造とした。コーンはロッドに固定しており、トルク計測時にロッドとともにコーンが地中で回転する仕組みとした。また、マイク線を地上に引き出すために中空のロッドを使用した。SRS 試験では、貫入深さ 20cm 毎に実施されるトルク計測時にコーン周面と周辺地盤の摩擦音を録音した。SRS 試験による摩擦音測定実験の様子を写真-3.3.23(a)～(c)に示す。各写真における作業状況の説明を以下に記す。



(a) マイク線引出し用治具の設置



(b) 計測準備：マイク線を中空ロッドに通す



(c) 摩擦音計測中の様子

写真-3.3.23 SRS 試験による摩擦音測定実験の様子

写真-3.3.23(a)：マイク線を中空ロッドから取り出すために治具を設置している様子。

写真-3.3.23(b)：一度の実験で使用する全てのロッドにマイク線を通した様子。

写真-3.3.23(c)：摩擦音計測中の様子。PC ソフトウェアを用いて摩擦音を計測したので、現場で波形の確認や計測した音の確認が可能である。

(3) 摩擦音の分析方法

摩擦音は、一面せん断試験と SRS 試験のいずれにおいても、マイクアンプで増幅した後に PC のソフトウェアを用いて録音した。摩擦音の可聴域(20~20kHz)における周波数特性を調べるために、サンプリング周波数を 44.1kHz とした。

浦安市港で実施した SRS 試験による摩擦音の計測結果を例として、摩擦音の分析方法を説明する。図-3.3.69 は SRS 試験中(深度 10.4~11.4m)に連続して記録した音の波形であり、図の上部に SRS 試験の作業(SRS process)を、下部にマイク(コーン)の位置(深度)をあわせて表示している。ここで、SRS process の blow は打撃貫入を、rev.(回転)はトルク計測を意味する。打撃貫入中に記録された振幅の大きな音は打撃音であり、録音量の最大値を超えている。図-3.3.69 より、トルク計測中にはほぼ一定振幅の音が発生していることがわかる。また、打撃貫入終了からトルク計測開始までの間ロッドは地中で静止しており、この間は無音に近いことを考慮すると、トルク計測中に計測された音は地中で回転するコーンの周面と周辺地盤の摩擦音であると判断できる。

摩擦音のパワースペクトルの形状は以下の方法で求めた。

①背景雑音信号（ノイズ）の除去

トルク計測開始直前の2秒間のデータをノイズサンプルとしてスペクトル減算法^{4),5)}により記録音波データからノイズを除去して摩擦音のみのデータを取得した。一面せん断試験では、せん断開始直前と、せん断終了直後の2秒間のデータをノイズサンプルに用いた。図-3.3.69中の深度10.6mにおける計測音について、図-3.3.70(a)にノイズ除去前の音圧時刻歴を、図-3.3.70(b)にスペクトル減算法によるノイズ除去後の音圧時刻歴を示す。両図の比較より、図-3.3.70(a)ではトルク計測前後に0.08Pa程度の一定振幅のノイズが認められるが、図-3.3.70(b)ではこれが除去されている様子がわかる。また図-3.3.70(b)より、この土層の摩擦音の音圧レベルは約65dBであり、トルク計測中に生じる摩擦音の音圧振幅の変動が小さいことがわかる。

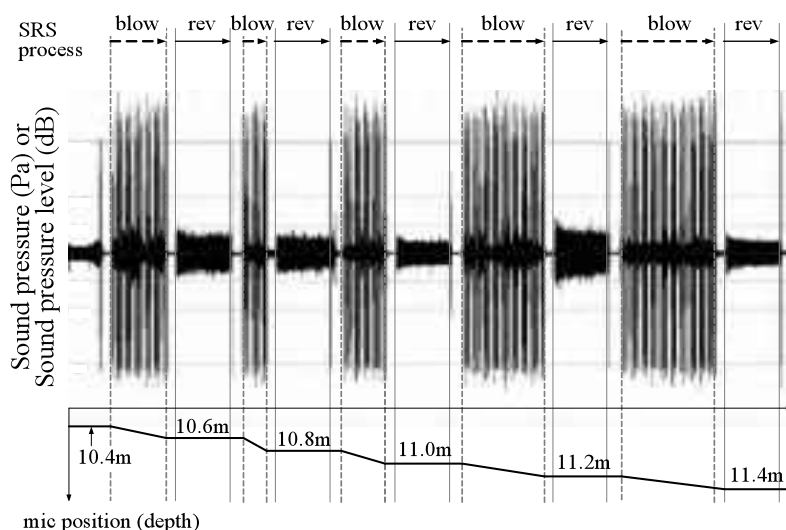
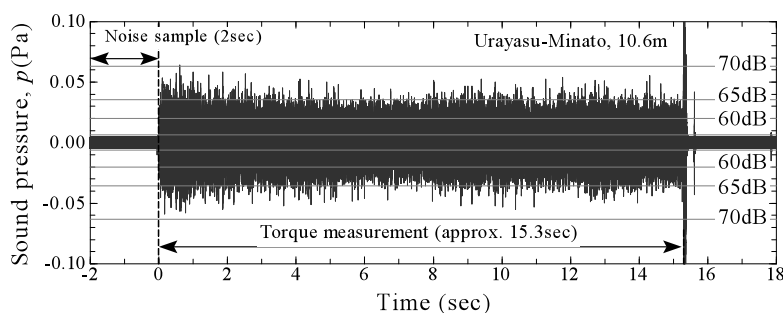
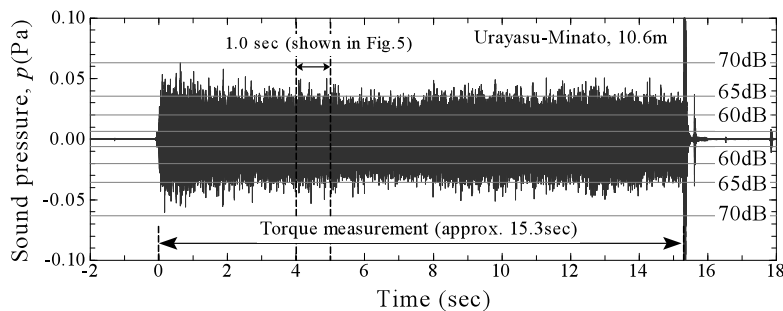


図-3.3.69 SRS 試験による音の計測例（浦安市港、深度 10.4m～11.4m）



(a) ノイズ除去前



(b) ノイズ除去後

図-3.3.70 トルク計測中の摩擦音（浦安市港、深度 10.6m）

②摩擦音（音圧）データの分割

人工音声合成の分野で常用されているスペクトログラムの作成方法のひとつである、短時間フーリエ変換（STFT）を用いて摩擦音データを時間領域で分割（区間分け）した。具体的には、ノイズ除去後のデータを先頭から 2048 プロット（約 0.0464 秒）ずつシフトさせて 4096 プロット（約 0.0929 秒）のデータに分割した。

③分割した音圧波形データのパワースペクトルの算出

分割された各々の音圧波形データについてパワースペクトルを算出し、その最大値で正規化した正規化パワースペクトルを求めた。図-3.3.71 は図-3.3.70(b)の音圧時刻歴のうち、4～5 秒（1 秒間）のデータを示したものである。このデータを用いて短時間フーリエ変換によって得られた各音圧波形データの正規化スペクトルを図-3.3.72 に示す。これは図-3.3.71 のデータの先頭から 43008 プロット（0～0.9752 秒）までの 20 個（データ区間）の音圧波形データの正規化パワースペクトルを並べて描いたものである。いずれのスペクトルもその概形は同様であり、最大ピークの周波数もほとんど等しいことから、トルク計測中に生じる摩擦音の周波数特性は同様であると考えられる。

図-3.3.72 では 1 秒間の計測データを用いた 20 個（区間）の正規化スペクトルを例示したが、実際の摩擦音の分析では短時間フーリエ変換を摩擦音全体に適用している。ここで、摩擦音全体とは、SRS 試験では一回のトルク測定の間（約 15.3 秒間）に計測された摩擦音であり、一面せん断試験ではせん断開始からせん断変位 2.5mm まで連続して計測された摩擦音を意味する。

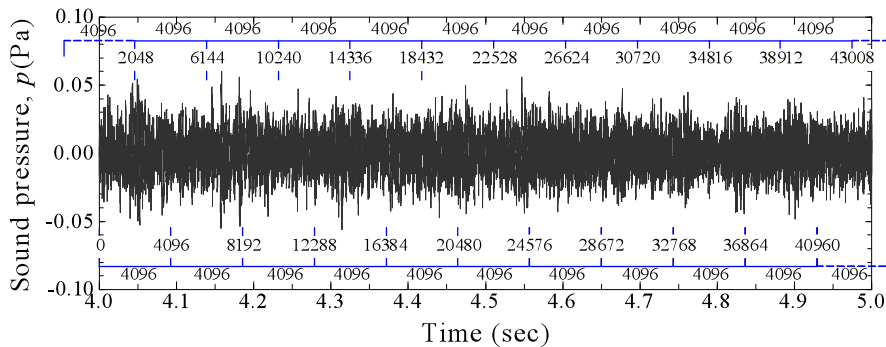


図-3.3.71 摩擦音データの分割（図-3.3.70 中の 4～5 秒のデータ）

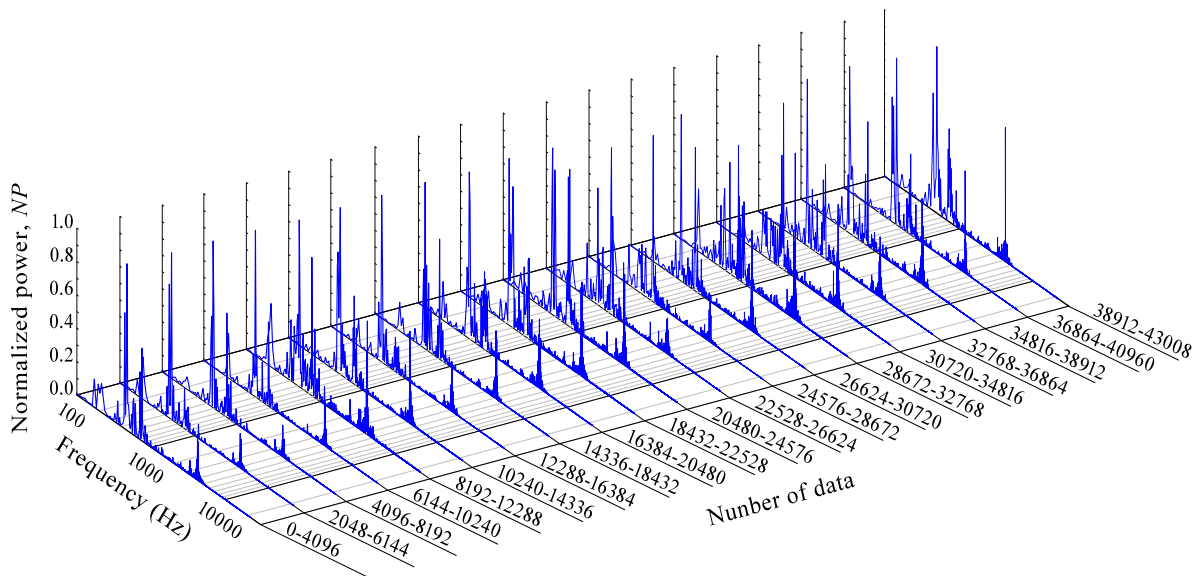


図-3.3.72 分割音圧データの正規化パワースペクトル（図-3.3.71 中の 0～0.9752 秒間分）

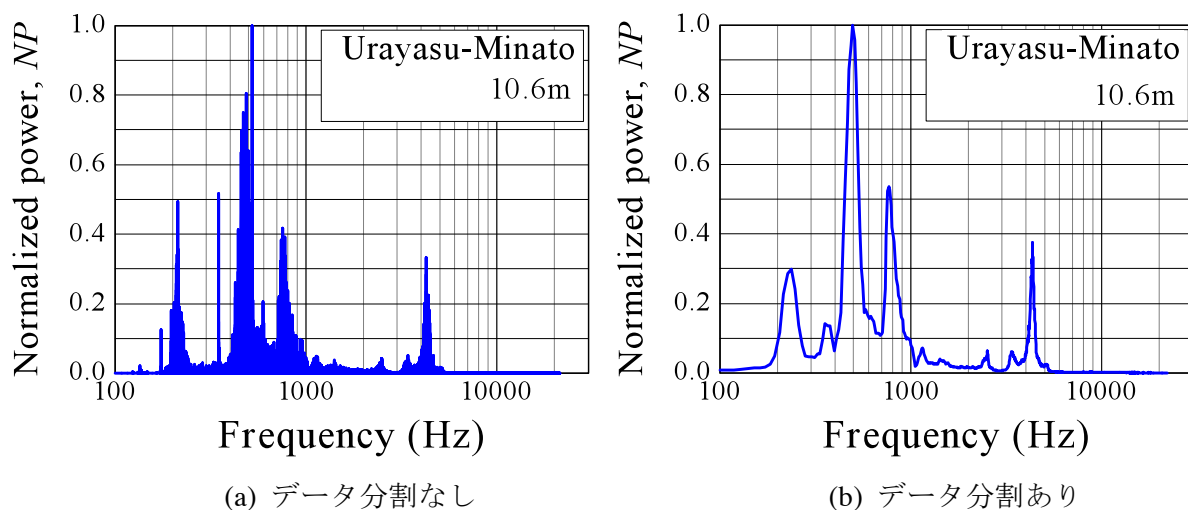


図-3.3.73 トルク計測中に計測された摩擦音全体の正規化パワースペクトル（浦安市港、深度 10.6m）

④摩擦音全体のパワースペクトルの算出

全ての分割されたデータの正規化パワースペクトルを平均化し、これを最大値で正規化したものを摩擦音全体の正規化パワースペクトルとして結果の検討に用いた。

浦安市港の深度 10.6m におけるトルク計測中に測定された摩擦音全体の正規化パワースペクトルを図-3.3.73 に示す。図-3.3.73(a) のスペクトルは摩擦音全体のデータを分割せずにフーリエ変換して求めたものである。同図では、横軸方向に 524288 ($=2^{19}$) 個のデータが約 0.042Hz 毎の密な間隔でプロットされている。一方、図-3.3.73(b) に示したスペクトルは、摩擦音全体のデータを 4096 プロット毎に 328 分割して個々に求めた正規化パワースペクトルの平均値であり、2048 点のプロット（プロット間隔は約 10.74Hz）で描かれている。両図を見比べると、いずれも 500Hz 付近で最大パワーを示し、その他に 3 つの大きなピークが 200Hz~15000Hz の広い周波数の範囲に分布しており、スペクトル形状は概ね一致している。しかし、図-3.3.73(a) ではヒゲのように突出したデータが幾つかの周波数で認められる。

本研究では、スペクトルの形状を表す指標として摩擦音全体の正規化パワースペクトルにおける最大ピークを示す周波数（ピーク周波数）と周波数分布の広がり具合（スペクトル幅）を採用して土層の粒度特性との関係を比較検討した。特に、スペクトル幅を正規化パワー NP が 0.2 を超えるピークの周波数の範囲と定義した。ここで、多数の摩擦音のスペクトル幅を機械的に精度良く読み取るためには、スペクトルの輪郭が単純である方が都合がよい。したがって本研究では、図-3.3.73(b) のようにあえて少数のプロットで平滑化（単純化）したスペクトルを描き、これからピーク周波数とスペクトル幅を読み取り、実験結果の検討に用いた。

(4) 摩擦音の計測実験の結果

1) 一面せん断試験

一面せん断試験より得られたステンレス鋼板と粒度調整した硅砂の摩擦音の正規化パワースペクトルを図-3.3.74 に示す。図より、SM0（硅砂 5 号）、SM10 及び SM100（細粒硅砂）のスペクトルはひとつのピークを有し、スペクトル幅が狭いことがわかる。一方、SM20 と SM50 は複数の大きなピークを有し、また他の 3 試料と比べて広い帯域にスペクトルが広がっていることがわかる。SM0 と SM100 の 100~200Hz 付近に小さなピークが認められるが、これは十分に除去できなかった

ノイズの成分であると考えられる。また、最大ピークを示す周波数（ピーク周波数）は試料毎に異なっていることもわかる。図-3.3.74 の各スペクトルよりピーク周波数および正規化パワー NP が $NP=0.2$ に対応したスペクトル幅を読み取り、これらと F_c の関係を図-3.3.75 にプロットした。図より、ピーク周波数と F_c の関係には一定の相関は認められず、SM10、SM20、SM50 はいずれも珪砂 5 号 (SM0) と細粒珪砂 (SM100) の混合土であるにも関わらず、ピーク周波数が珪砂 5 号や細粒珪砂単体よりも低くなる、または高くなる結果となった。しかし一方で F_c が異なる混合珪砂のスペクトルの幅には明瞭な違いが認められ、SM20 と SM50 は他の 3 試料よりもスペクトル幅が明らかに大きい。これは、珪砂 5 号と細粒珪砂の両者ともが単一粒径に近い土であるが、両者の混合土は粒径幅が広い土となるため、様々な粒径の土粒子が複雑にステンレス鋼と擦れるために摩擦音の帯域が広がったと考察される。また、ピーク周波数の違いにも粒度の違いが影響しているとも考えられるが、密度や圧密応力等の影響についても調べる必要がある。

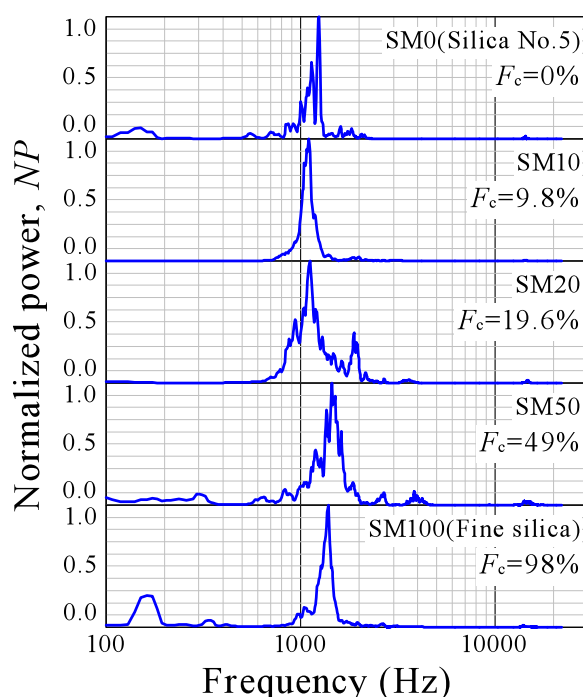


図-3.3.74 一面せん断試験によるステンレス鋼と粒度調整珪砂の摩擦音の正規化パワースペクトル

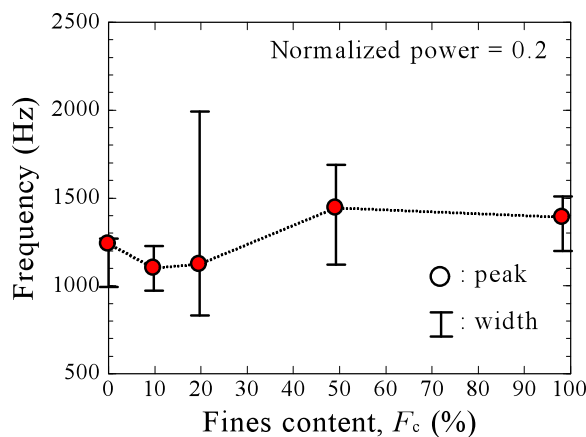


図-3.3.75 ピーク周波数及びスペクトル幅と細粒分含有率の関係（一面せん断試験）

2) SRS 試験

図-3.3.76 に千葉県浦安市港、千葉県香取市地点 2 及び唐津市原の地盤で計測された摩擦音の正規化パワー $NP=0.2$ に対応したスペクトル幅と細粒分含有率 F_c の深度分布を示す。ここで、 F_c は数 m 離れた地点で実施された標準貫入試験のペネ試料の粒度分析結果である。各地点の結果において、スペクトル幅と F_c の深度分布には、相当のばらつきは否めないが、ある程度の一致が認められる。この結果は、SRS 試験で摩擦音を計測し、そのスペクトル幅を用いて土層の F_c を推定することが可能であることを示唆している。

ここで、スペクトル幅の値に着目すると、香取市地点 2 と唐津市原では大部分が 1000Hz 未満であるのに対して、浦安市港では最大約 4500Hz と大きく、その変化幅も大きいことがわかる。このスペクトル幅の違いは各地盤の細粒分の性質の違いによると考えられる。つまり、浦安市港の細粒分は低塑性シルトであり、香取市地点 2 と唐津市原は非塑性シルトであることから、同じ F_c であっても含まれる細粒分の塑性の有無によって摩擦音の帯域が異なることが推察される。

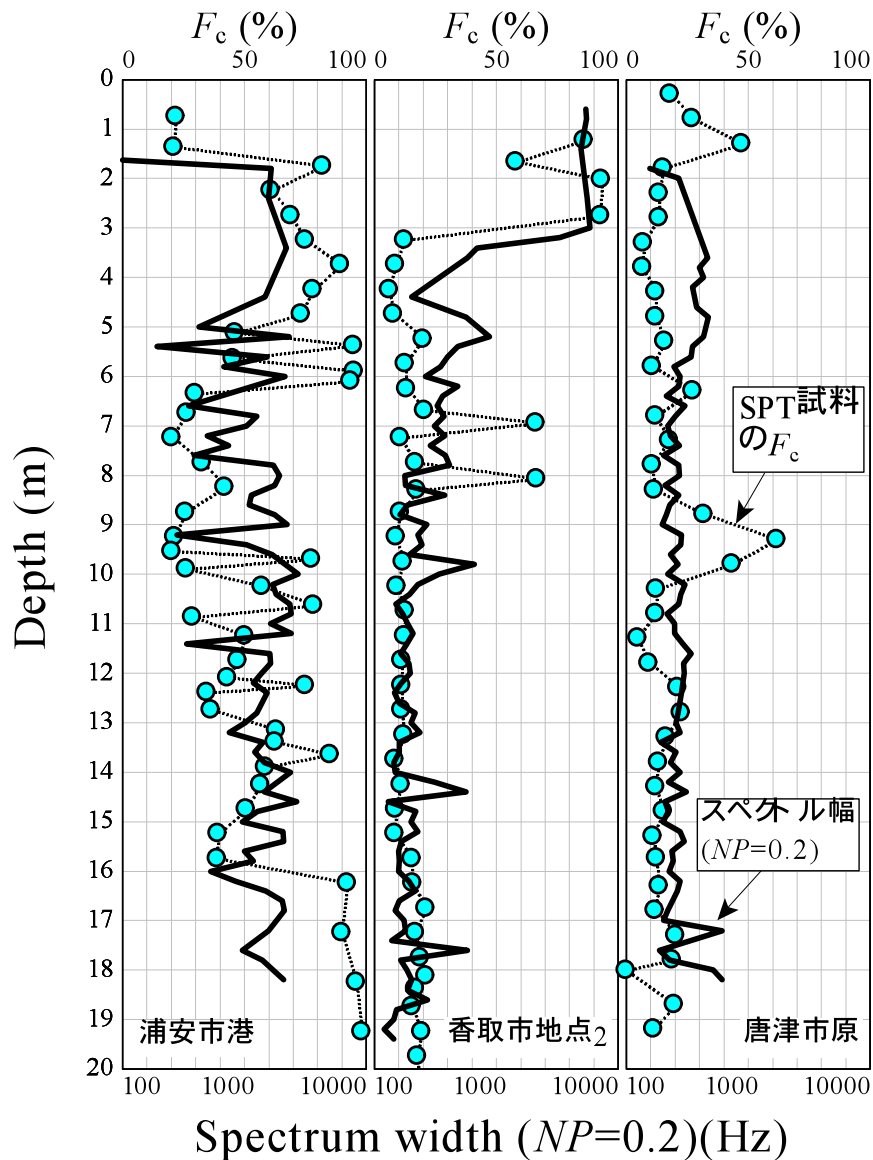


図-3.3.76 SRS 試験による摩擦音のスペクトル幅と SPT による細粒分含有率の深度分布

そこで、同一の F_c に対する摩擦音のスペクトル形状を比較するために、各地点において F_c が約 20、60、90%の土層で得られた摩擦音の正規化パワースペクトルを図-3.3.77 に示す。ただし、唐津市原では $F_c=90\%$ の土層がないため、代わりに F_c が小さい $F_c=11\%$ の結果を示している。また、図中には F_c と併せて土質分類記号を表示している。各地点における $F_c=20\%$ 及び 60% のスペクトル（それぞれ図中の破線と実線）に着目すると、細粒分が非塑性である香取市地点 2 と唐津市原では $1000\sim 2000\text{Hz}$ の範囲でひとつのピークを有しかつスペクトル幅が狭いのに対して、細粒分が塑性を有する浦安市港のスペクトルは約 $800\sim 5000\text{Hz}$ の広い帯域で複数のピークを有することがわかる。また、浦安市港と香取市地点 2 の $F_c=90\%$ のスペクトルは両者とも広い帯域で複数ピークを有しており、これは両方の土層が塑性を有する細粒土であるからと考えられる。さらに、唐津市原の三つのスペクトルはいずれも礫を含む土層の摩擦音であるが、 $F_c=10\sim 60\%$ の違いに対してスペクトル幅には差異が認められないが、 F_c が大きいほどピーク周波数が低周波域にシフトする傾向が認められる。しかし、香取市地点 2 の $F_c=21\%$ と $F_c=66\%$ では、 F_c が大きい $F_c=66\%$ のピーク周波数が高く、唐津市原とは反対の傾向であることから、塑性を有する細粒分を含まない土の摩擦音は主構成土粒子の粒径によってピーク周波数が異なると推察される。

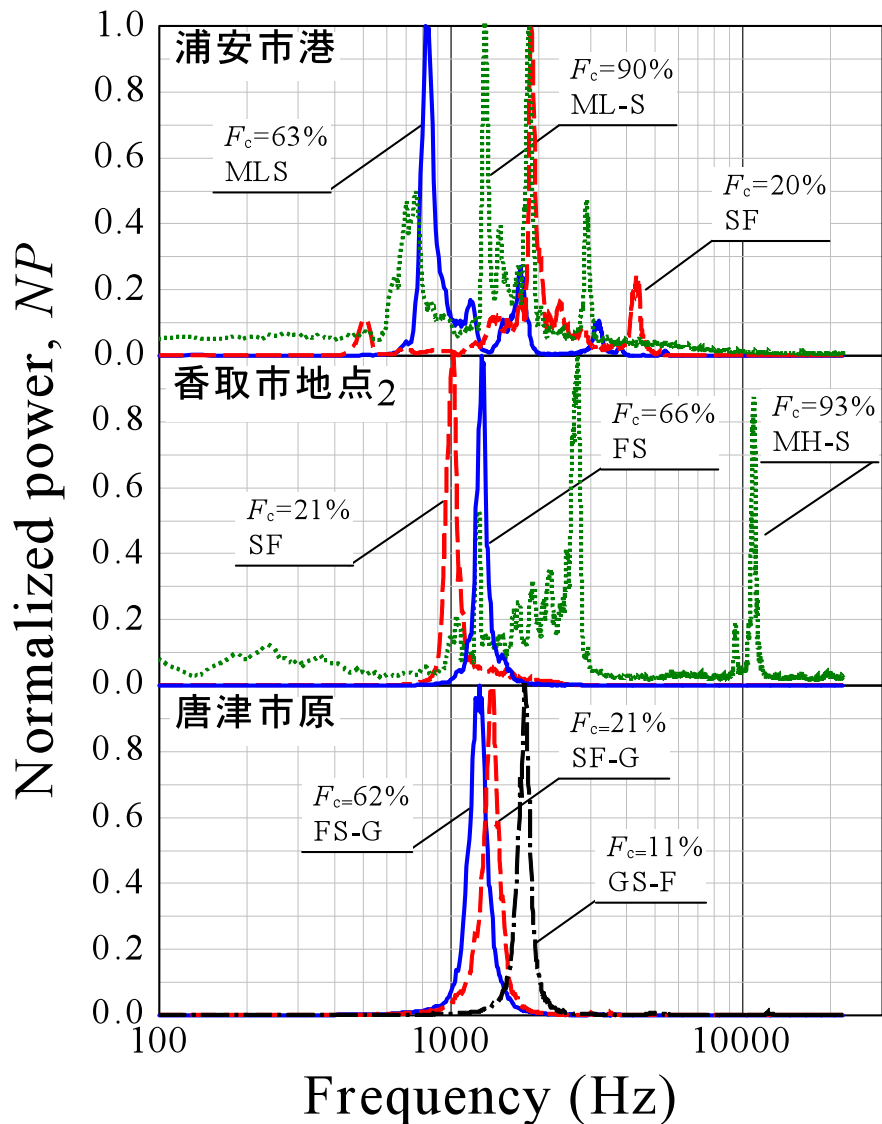


図-3.3.77 細粒分含有率によるスペクトル形状の比較

(5) おわりに

SRS 試験のトルク計測中に生じるコーン周面と周辺地盤の摩擦音を計測し、そのスペクトル形状と土層の粒度特性の関係を調べた。その結果、摩擦音のスペクトル形状（スペクトル幅）から F_c および細粒分の塑性の有無を推定できる可能性を見出した。また、非塑性の土は摩擦音の帯域が狭いが、ピーク周波数は粒径の影響を受けると考えられる。今後、データを蓄積し、粒径や密度、土被り圧など影響を調べ、摩擦音から粒度を推定する手法の確立を目指したい。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.85-86，2008.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.120-123，2002.
- 3) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，pp.195-198，2009.
- 4) Boll S.F: Suppression of acoustic noise in speech using spectral subtraction. IEEE Transactions on Acoustics, Speech and Signal Processing, Vol.27, Issue.2, pp. 113–120, 1979.
- 5) Saeed V. Vaseghi: Advanced Digital Signal Processing and Noise Reduction, Second Edition, Wiley & Sons Ltd, pp.333-354, 2000.

3.4 打撃効率の測定結果

3.4.1 打撃効率測定のための目的

動的サンディングの一つである標準貫入試験 (SPT) は、我が国で最も広く利用されている地盤調査方法である。SPT は、乱れた土試料の採取を伴うという大きなメリットを有する。一方、土試料採取のためのボーリング工程が必要なため試験時間が比較的長くなり、また試験費用のため、調査点数 (調査密度) が限られることは否めない。また、 N 値の深さ方向の調査密度は、通常 1m 間隔であり、静的コーン貫入試験に比べて、粗いものである。

SPT 結果を補完するため、現在多様な動的コーン貫入試験方法 (Dynamic Cone Penetration Test: DCPT) が提案されている。これらの DCPT では、コーン、ロッド、アンビル、ハンマーの寸法、ハンマーの落下高さは、必ずしも統一されていない。DCPT では、所定の貫入長さに対する打撃回数 (ハンマーの落下回数) N_d を測定し、これを何らかの方法で、SPT における N 値に換算し、これまで N 値に対して用いられている経験式によって、各種の地盤パラメータを推定している。DCPT では、コーン先端抵抗に加えて、ロッドの周面摩擦も貫入抵抗として存在する。そのため、3.3.1 の大型動的コーン貫入試験 (SRS)、3.3.2 の中型動的コーン貫入試験 (MRS)、3.3.3 のピエゾドライブコーン (PDC) 及び 3.3.4 のその他の動的コーン貫入試験では、ロッドの回転トルクの測定値を用いて、補正打撃回数 N_d' を求めるなどの方法も行われている¹⁾。

以上のような DCPT による地盤パラメータの推定方法では、推定精度の向上におのずと限界がある。DCPT による地盤パラメータ推定の精度向上の方法の一つとして、波動解析の適用がある^{2),3)}。また、多種多様な DCPT の結果 (N_d 値) を統一的に解釈するには、ハンマーの打撃によって実際に打撃ロッドに伝達されるエネルギーを測定することが不可欠である。そこで、滋賀県守山市水保の液状化危険度が高いと推定される砂質土地盤⁴⁾において、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、打撃効率を求めた^{5),6)}。

3.4.2 SPT 及び各種 DCPT 装置の仕様

表-3.4.1 に示すように、SPT (Test 9) を含む計 13 種類の動的貫入試験において、打撃エネルギーの測定を行った。打撃ロッドは、中実および中空のものがあり、外径および内径は装置によって、多様である。

表-3.4.2 に、これらの試験装置のハンマー、アンビル、ロッド、コーンの寸法、公称打撃エネルギー、などをまとめている。SRS を基準とした打撃回数補正係数 α とは、コーン単位面積当たりの公称打撃エネルギー E と打撃回数測定貫入量 S を考慮して、各試験における打撃回数 N_d を、SRS における打撃回数に換算する係数である (詳細は付録 A1 を参照)。

図-3.4.1 に、打撃エネルギー測定を行った SPT と DCPT の試験位置を示す。

3.4.3 打撃効率の測定方法

原則的にアンビルから 150~200 mm 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た (図-3.4.2、写真-3.4.1)。曲げの影響を除くため、これらの測定値の平均値から、ひずみ ϵ と加速度 α を求めた。サンプリング周波数は 1000 kHz である。ひずみ ϵ にロッドのヤング率と断面積を乗じて力 F を求めた。また、加速度 α を時間積分することで、速度 v を求めた。

打撃エネルギー $E_{drv}(t)$ を、次式⁷⁾で算定した。

$$E_{drv}(t) = \int_0^t F(t) \cdot v(t) \cdot dt \quad (3.4.1)$$

表-3.4.1 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

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

他の Device name については、3.3.4 参照

表-3.4.2 標準貫入試験と動的コーン貫入試験装置のハンマー、アンビル、ロッドの仕様

Device	SRS-Y1 [SRS-O]	Ramda	MRS, PDC (MRS)	DPM- HT	PDC (μ RS)	Penny	DSPT	PDCPT	SH	SPT	
Diam. of hammer guide rod (mm)	101.6 [25.0]	40.5	20.0	40.5	15.0	30.0	19.0	16.0	16.0	40.5	
Diam. of hammer D_h (mm)	246.0 [198]	180.0	160.0	180.0	135.0	178.0	95.0	60.0	40.0	180.0	
Diam. of anvil D_a (mm)	155.0 [100]	97.0	90.0	75.0	35.0	51.0	50.0	50.0	40.0	71.0	
D_a/D_h	0.63 [0.51]	0.54	0.56	0.42	0.26	0.29	0.53	0.83	1.00	0.39	
Mass of hammer M_H (kg)	63.5		30.0		20.0	30.0	10.0	5.0	3.0, 5.0	63.5	
Fall height of hammer h (mm)	500		350		250	200	500	500		750	
Apex angle of cone (deg)	90		90		90	60	S.P.	60			
Length of cone mantle (mm)	90		69		30	9	-----	0		Open	Closed
Diam. of cone D_c (mm)	45.0		36.6		25.0	35.7	33	25		O.D. 51 I.D. 35	O.D. 51
Area of cone A_c ($\times 10^{-4} \text{ m}^2$)	15.9		10.5		4.9	10.0	8.6	4.9		10.8	20.4
Diam. of rod D_r (mm)	32.0		28.0		19.0	20.0	19.0	16.0		40.5	
D_c/D_r	1.41		1.31		1.32	1.79	1.74	1.56		-	
Driving energy per unit area of cone $E=mgh/A_c$ (kJ/m ²)	195.8		97.9		99.9	58.8	57.3	50.0		432.6	229.0
Energy ratio with reference to SRS	1.0		0.50		0.51	0.30	0.23	0.26		2.21	1.17
Penetration length for counting blow numbers L (m)	0.20		0.20		0.20	0.10	0.25	0.10		0.30	0.30
Correction factor for blow counts with reference to SRS	1.00		0.500		0.51	0.601	0.234	0.510		1.47	0.780

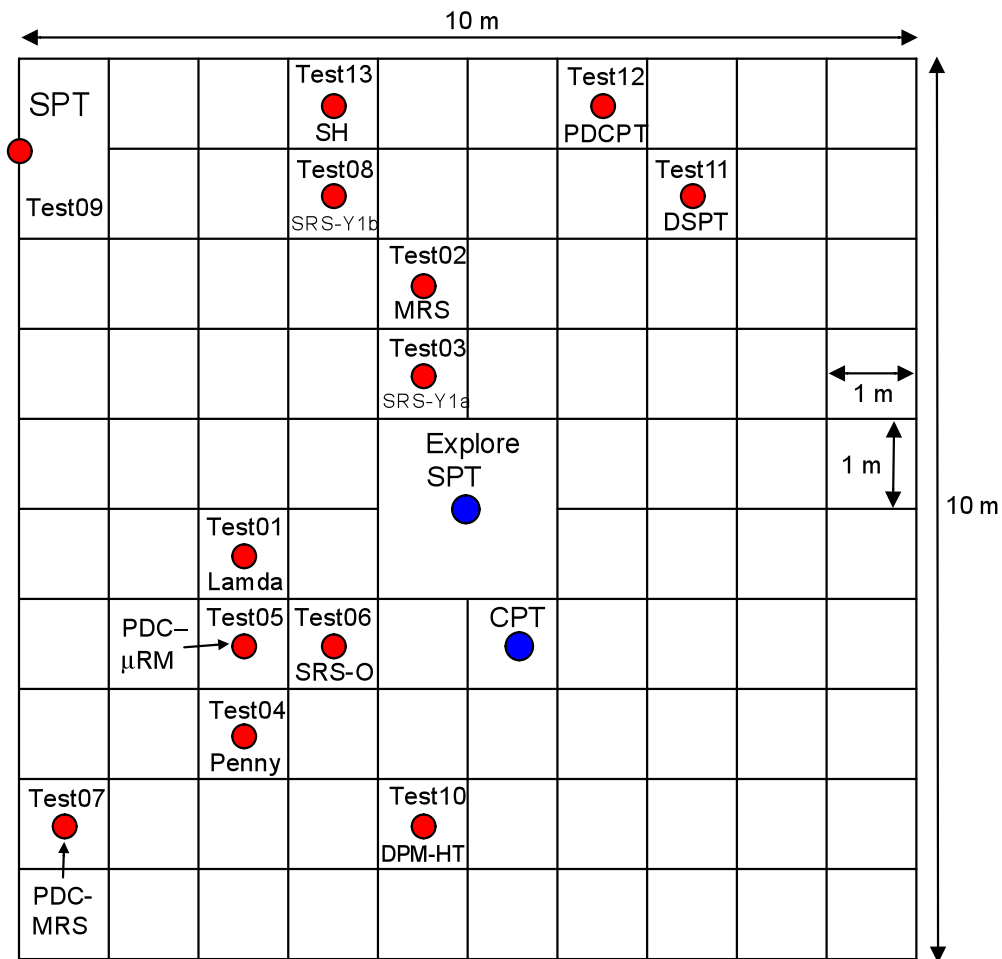


図-3.4.1 打撃エネルギー測定を行った SPT と DCPT の試験位置

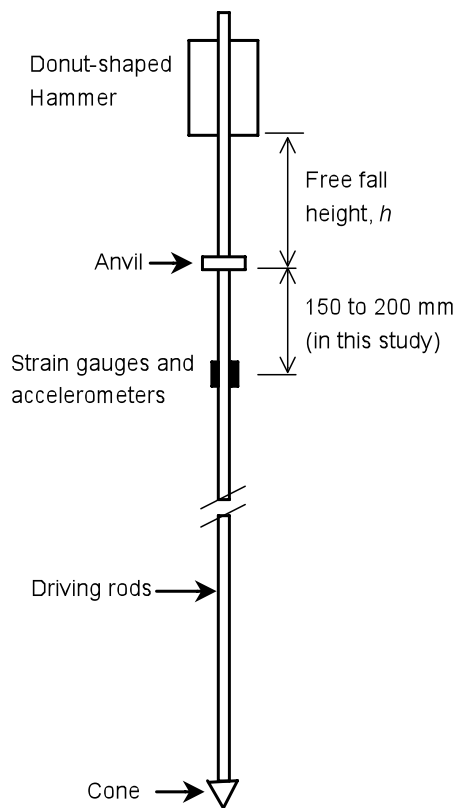


図-3.4.2 DCPT の典型的な形状と動的測定方法



写真-3.4.1 SPT 及び DCPT の計測ロッド

図-3.4.3 は、SPT (Test 9) 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である。この打撃では、サンプラー先端深さが 6.4 m であり、ハンマーの落下高さを標準の 0.75 m とした。実測した 1 打撃当たりの貫入量 S は、19 mm であった。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 $t = t_r$ までは、一次元波動理論に基づいて、 $v = v_d = \sigma_d / \rho$ によって、速度 v を求めた。ここで、 σ_d は下降応力波による応力、 ρ はロッドの密度である。 $t = t_r$ 以降では、 $t = t_r$ での速度と $t = t_r$ 以降の測定加速度 α から速度を求めた (図-(c))。このようにして求めた速度 v の時間積分から変位 w を求めた (図-(d))。計算による 1 打撃当たりの貫入量 S は 19 mm であったが、これは実測値 18 mm とほぼ同様な結果であった。

打撃エネルギー $E_{drv}(t)$ を算定した結果を図-(e) に示す。打撃エネルギーの大半は、 $t = t_r$ 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、一定値に到達する。この一定値 (最終値) を、最終伝達エネルギー E_{meas} と定義した。打撃効率 e_f を、 E_{meas} とハンマーのポテンシャルエネルギー M_Hgh の比で表した。

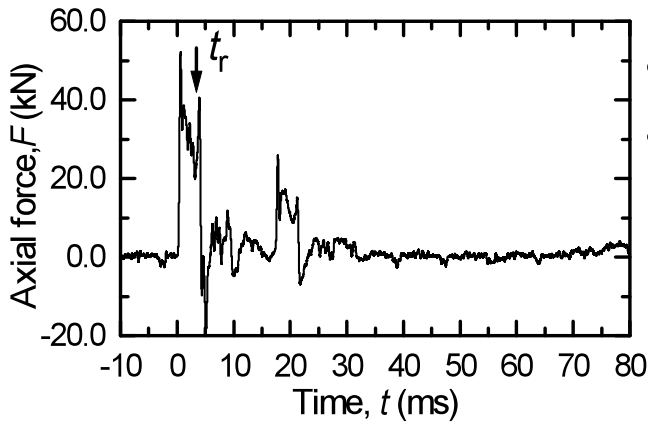
$$e_f = E_{meas} / (M_Hgh) \quad (3.4.2)$$

また、DCPT の動的貫入抵抗 R_{dyn} を、エネルギー保存則から、簡易的に式(3.4.3)で算定した。

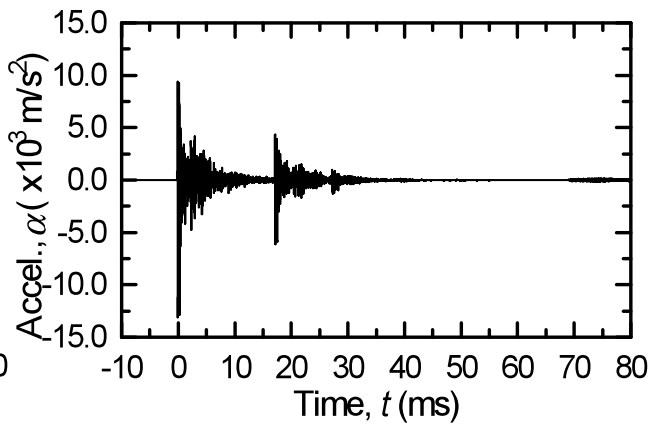
$$R_{dyn} = E_{meas} / S \quad (3.4.3)$$

DCPT の動的貫入抵抗 R_{dyn} は、コーン抵抗に加え、ロッドに作用する摩擦力の和である。しかしながら、本報告では、ロッドに作用する摩擦は無いものと仮定して、動的コーン抵抗 q_{dyn} を、 A_c をコーン面積として、式(3.3.4)で求めた。

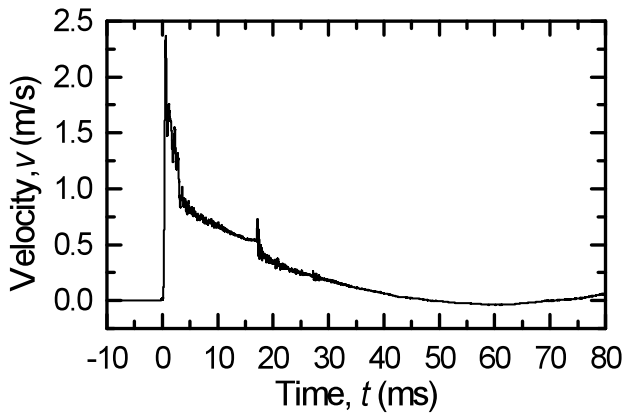
$$q_{dyn} = R_{dyn} / A_c \quad (3.4.4)$$



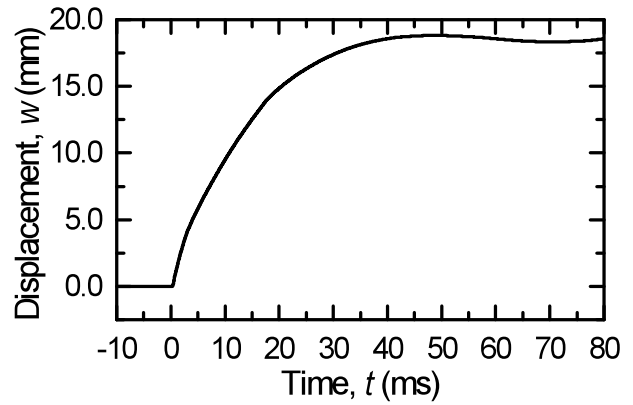
(a) 測定したロッドの力



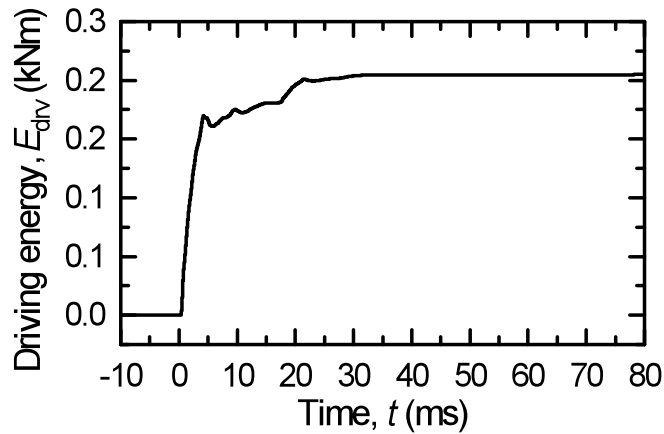
(b) 測定したロッドの加速度



(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-3.4.3 SPT (Test 9) における測定動的シグナルと計算結果の例

3.4.4 打撃効率の測定結果

SPT 及び各 DCPT において、基本的に連続した 21 打撃について動的測定を行った（写真-3.4.2 参照）。ただし、Test 2 (MRS)に関しては、測定シグナルにノイズが発生したため、8 打撃のみ解析が可能であった。

Test 6 (SRS)では通常、厚さ 2 mm のウレタンゴムクッション（緩衝材）を 2 枚使用している（Test 6a）。クッションの枚数が e_f に及ぼす影響を調べるため、Test 6b ではクッションを 1 枚、Test 6c ではクッション無しで打撃を行った。Test 13 (SH) では、ハンマー質量が打撃効率 e_f に及ぼす影響を調べるため、ハンマー質量 m を 3 kg (Test 13a) と 5 kg (Test 13b) として、試験を実施した。

図-3.4.4 から図-3.4.19 は、各 DCPT の解析結果を示したものである。各 DCPT について、(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係、(b) 打撃効率 e_f の頻度分布、(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係、(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係、を示している。表-3.4.1 に、打撃効率 e_f の平均値および変動係数 COV (Coefficient Of Variance)を示している。

これらから得られる知見は、以下の通りである。

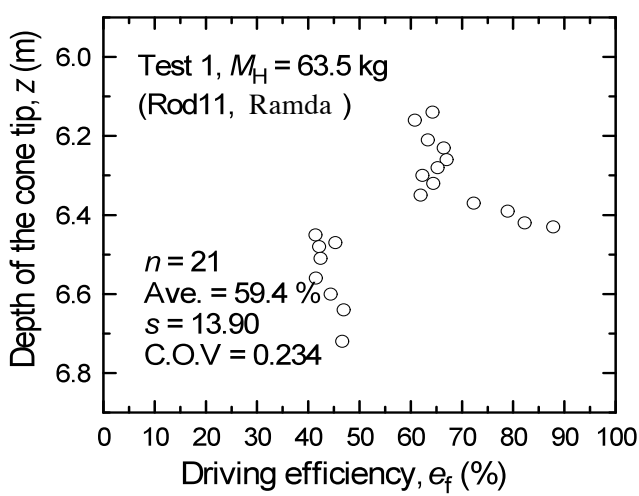
- 1) 打撃効率 e_f の平均値は、Test 4 (Penny)および Test 13a (SH、 $m=3\text{kg}$) を除けば、おおよそ 60% を超えている。
- 2) Test 9 (SPT)では、 e_f の平均値は 61% となった。この値は、これまでに報告されている値⁸⁾と近似している。
- 3) 打撃効率 e_f の変動係数 COV は、大きくても 0.25 であり、 e_f のバラツキは通常の土質定数のバラツキに比べて小さい。
- 4) Test 6 の結果を見ると、クッション枚数が 0 および 1 枚では、 e_f に大きな違いは見られなかった。クッション枚数が 0 および 1 枚の場合に比べて、クッション枚数が 2 枚の場合、 e_f が 20% 程度減少する結果となった。
- 5) Test 13 の結果では、同じ装置であれば、ハンマー質量が大きくなると、明らかに打撃効率 e_f の平均値は増加した。
- 6) 測定した打撃エネルギー E_{meas} と一打撃当りの貫入量 S を用いて、エネルギー式から算定した動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} は、コーン貫入試験におけるコーン値 q_t と比較的良い一致を示した。
- 7) したがって、深度 10m までの砂地盤に対しては、動的測定を伴う動的コーン貫入試験は、地盤構成を比較的高い精度で測定できる可能性が示された。そのため、動的測定を伴う動的コーン貫入試験は宅地の液状化被害予測のために有効に利用できる可能性がある。



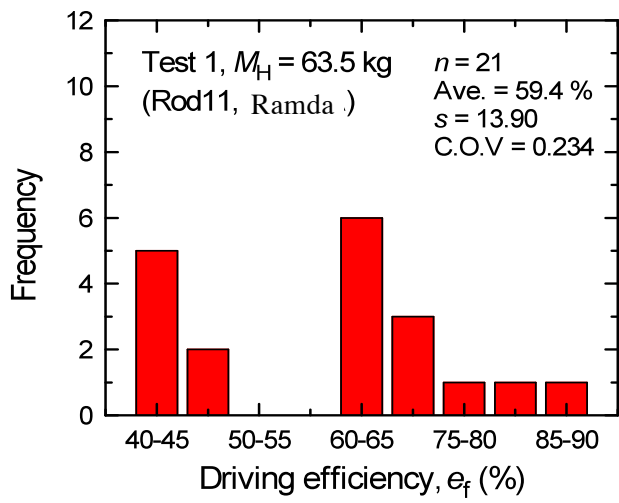
写真-3.4.2 計測風景



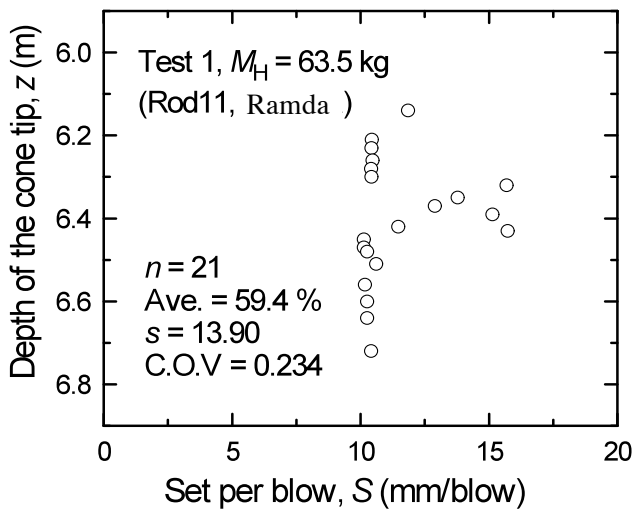
写真-3. 4. 3 Test 1 (Ramda)の計測風景



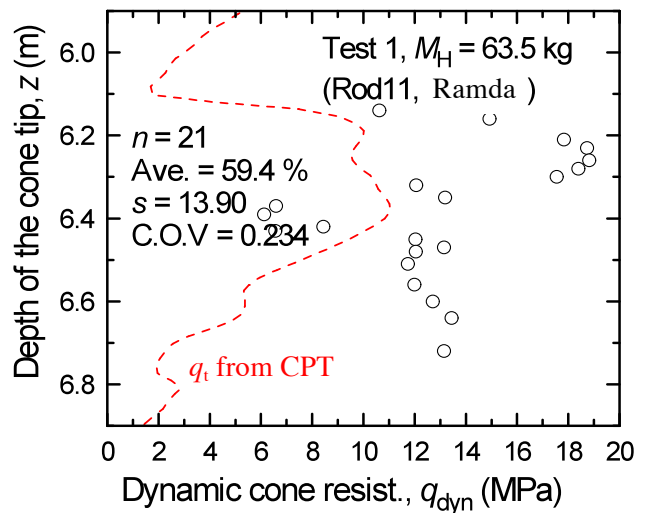
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布



(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

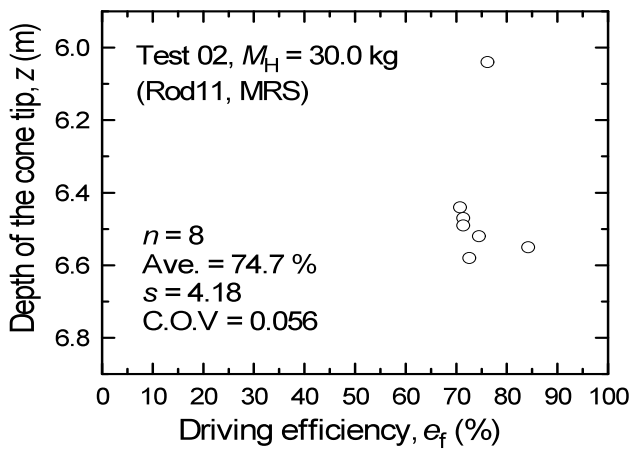


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

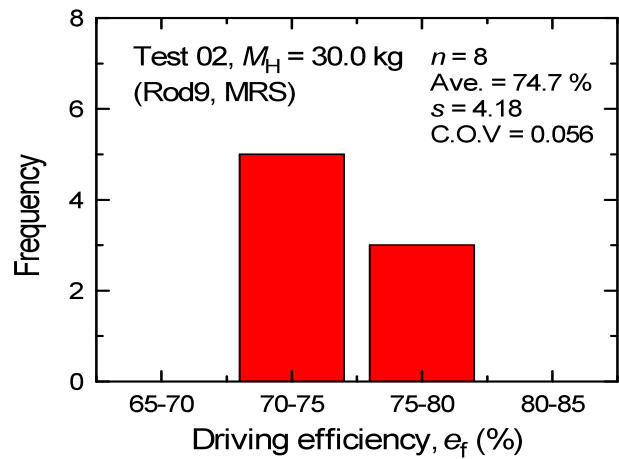
図-3. 4. 4 Test 1 (Ramda)の測定結果



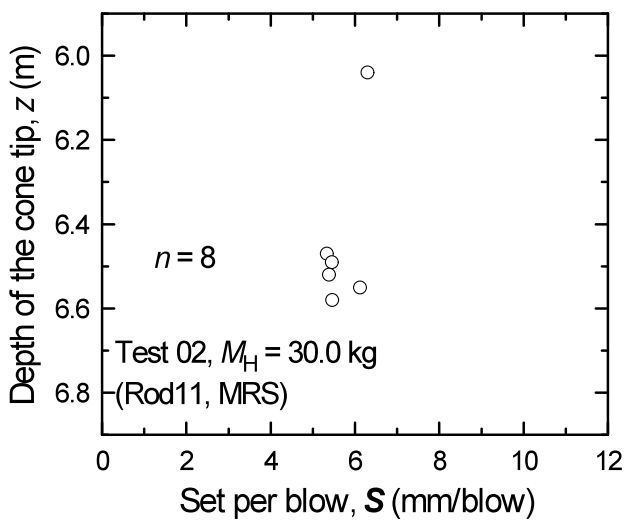
写真-3. 4. 4 Test 2 (MRS)の計測風景



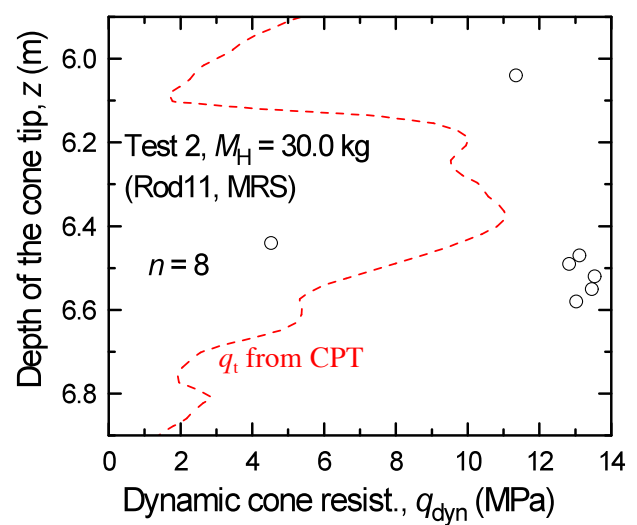
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布



(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係



(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_i の関係

図-3. 4. 5 Test 2 (MRS)の測定結果



写真-3. 4. 5 Test 3 (SRS-Y1a)の計測風景

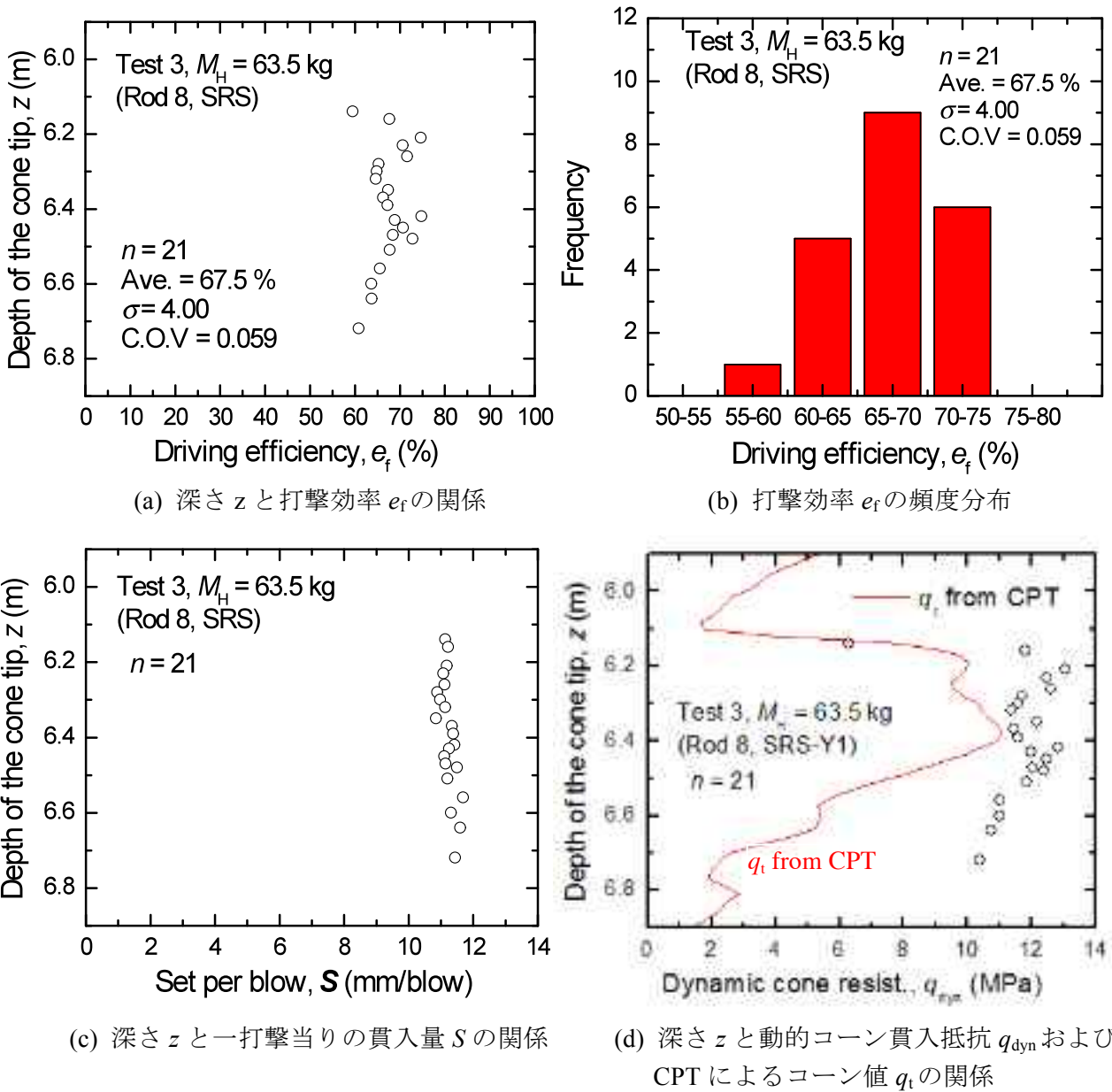
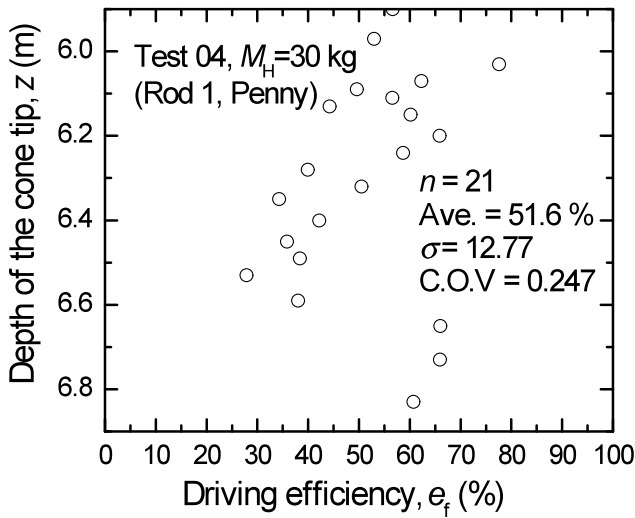
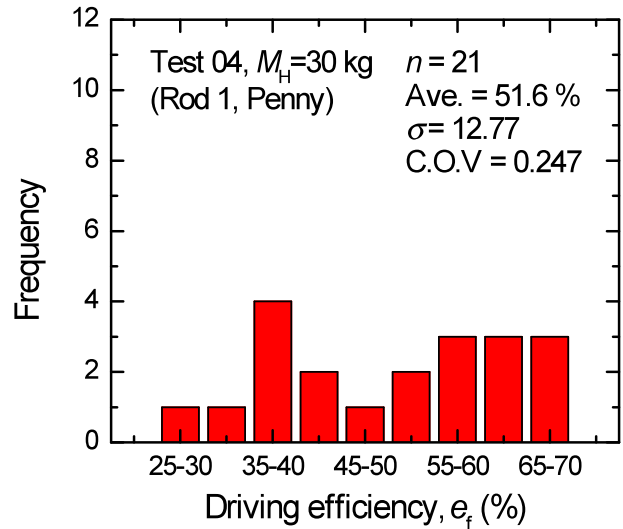


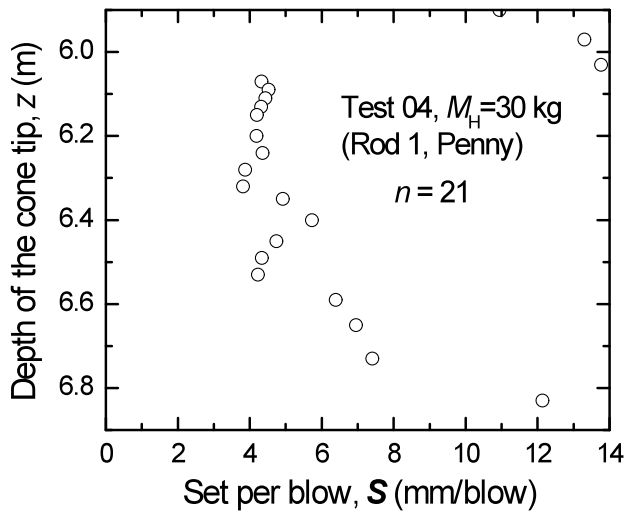
図-3. 4. 6 Test 3 (SRS-Y1a)の測定結果



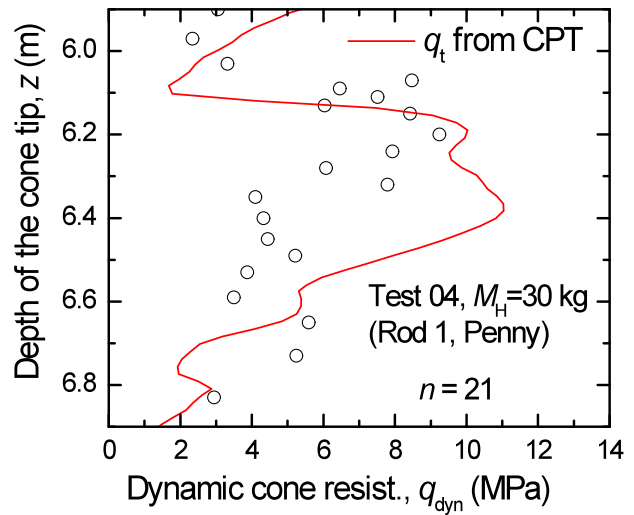
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布

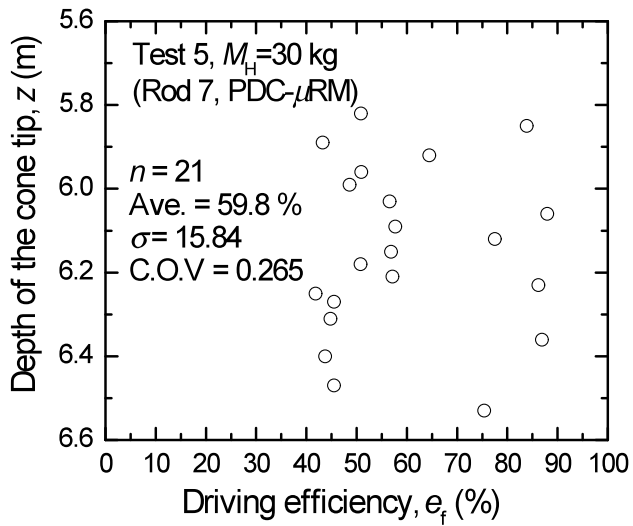


(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

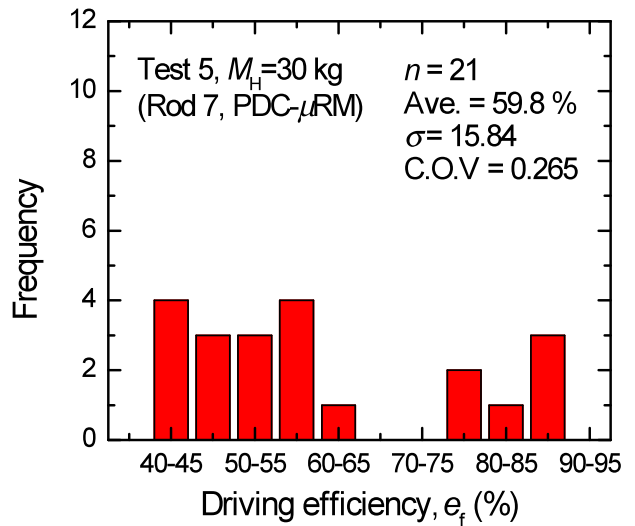


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

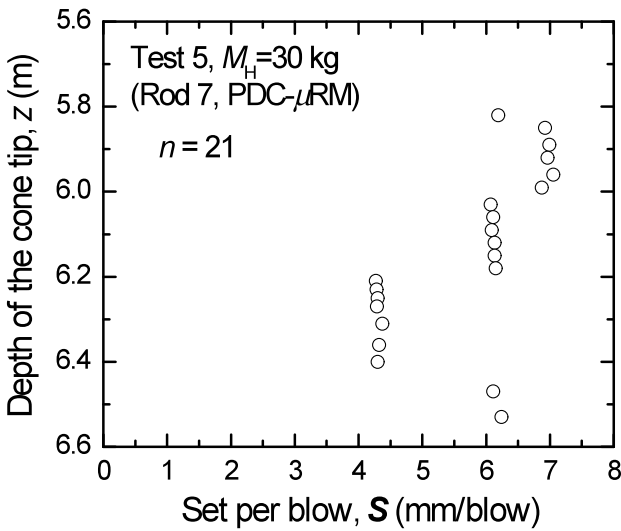
図-3.4.7 Test 4 (Penny)の測定結果



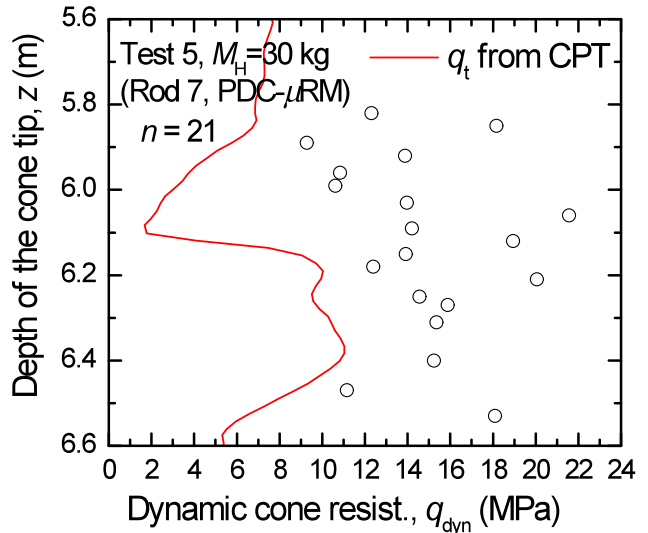
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布

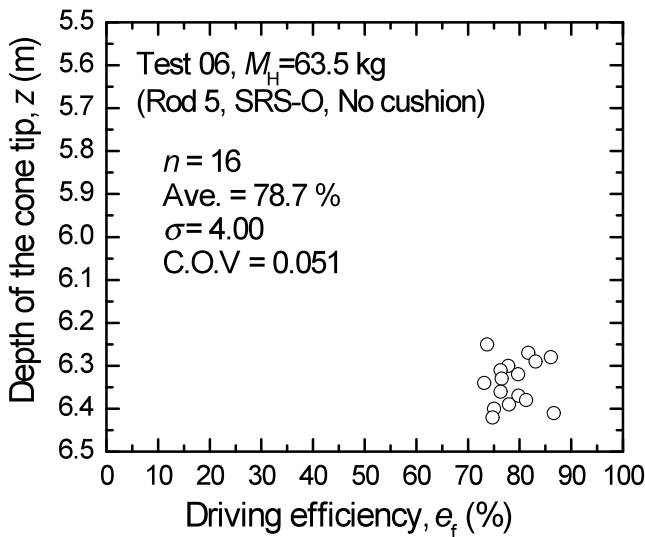


(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

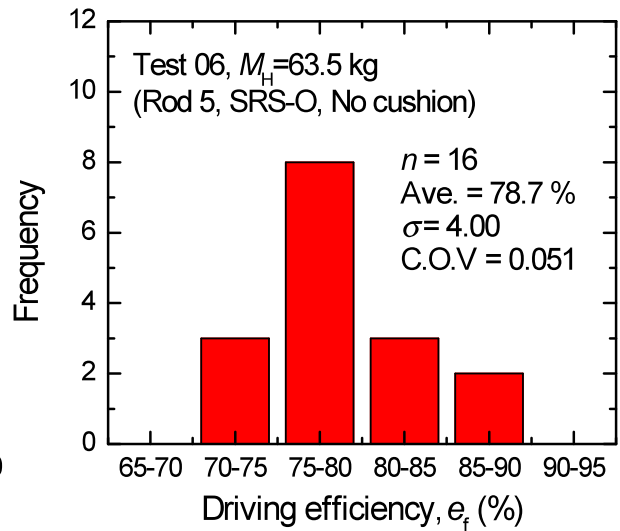


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

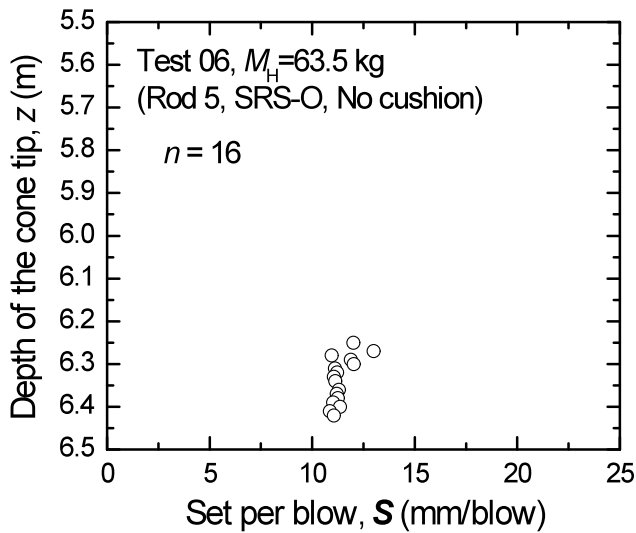
図-3.4.8 Test 5 (PDC- μ RM)の測定結果



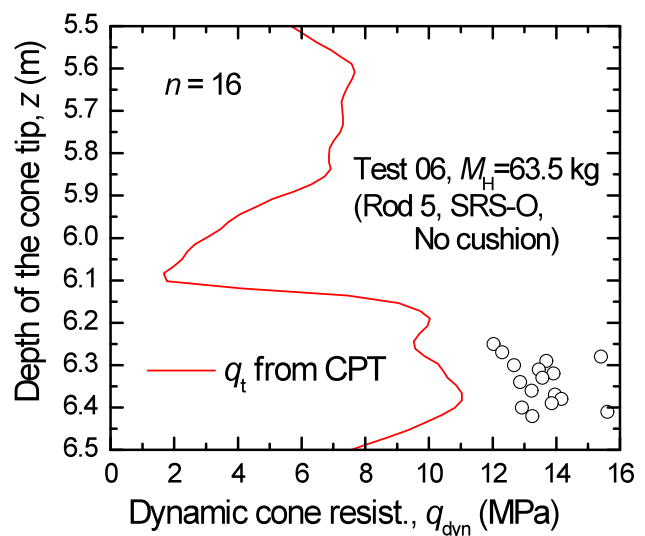
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布

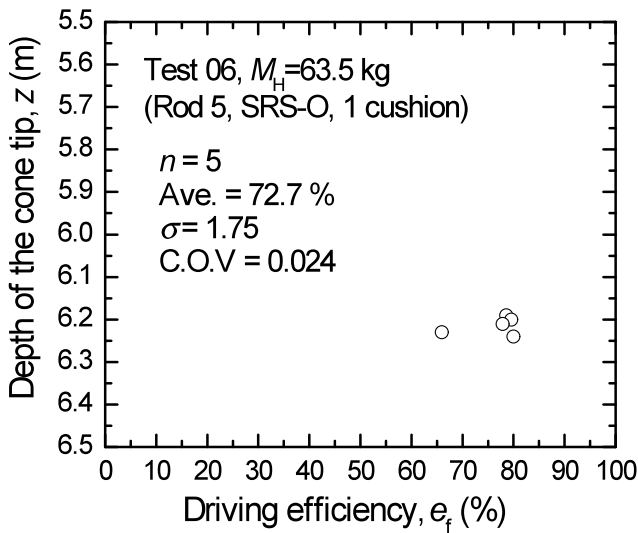


(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

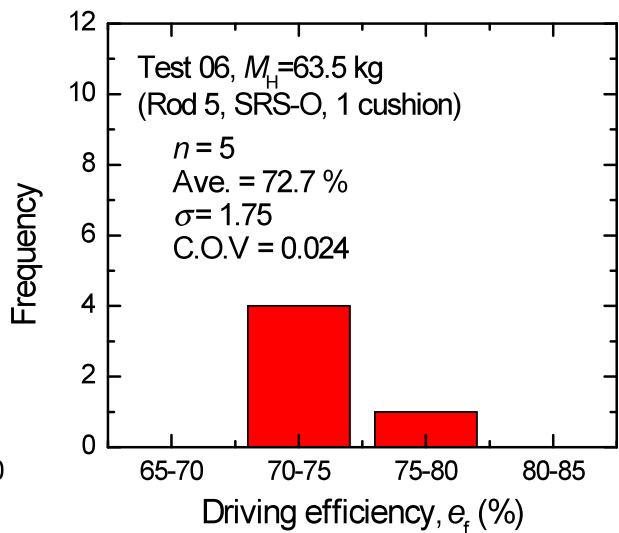


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

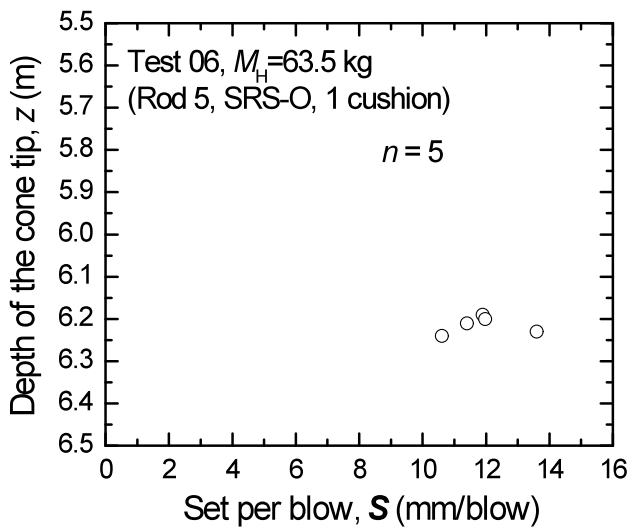
図-3. 4. 9 Test 6a (SRS-O, No cushion)の測定結果



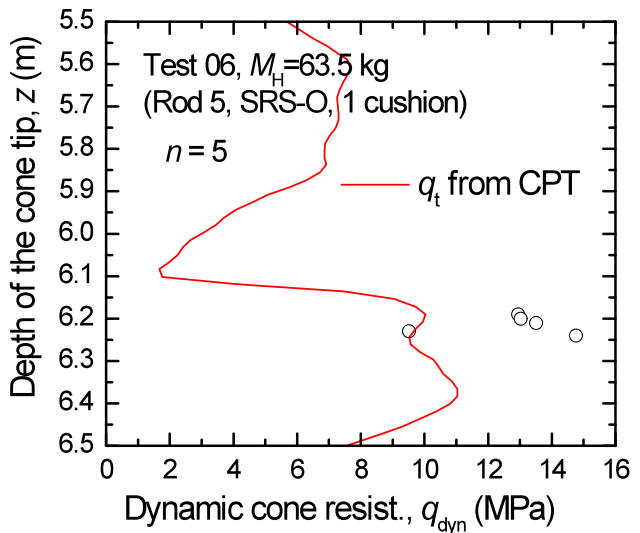
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布

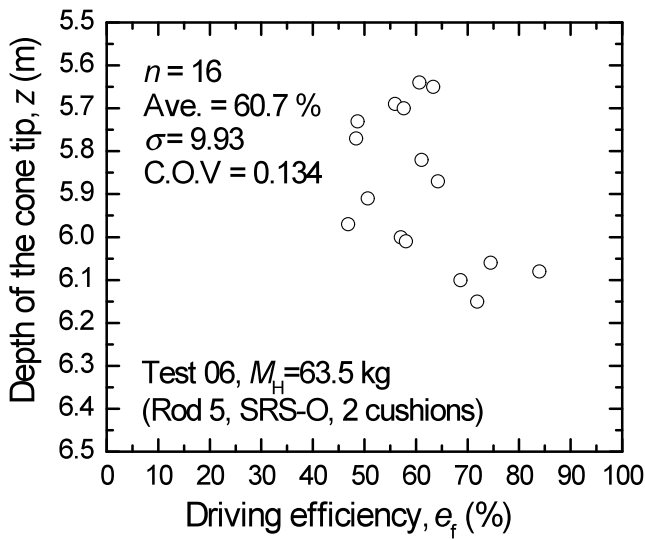


(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

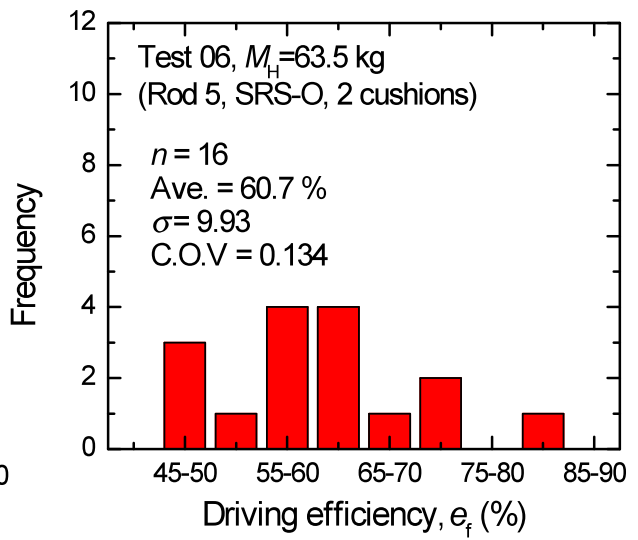


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

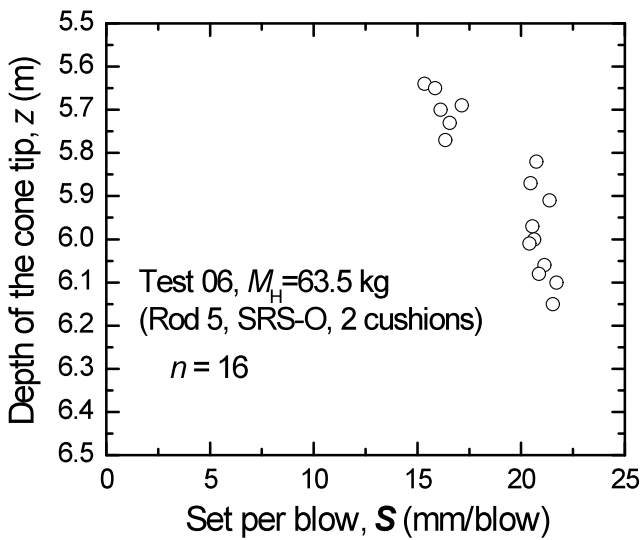
図-3. 4. 10 Test 6b (SRS-O, 1 cushion)の測定結果



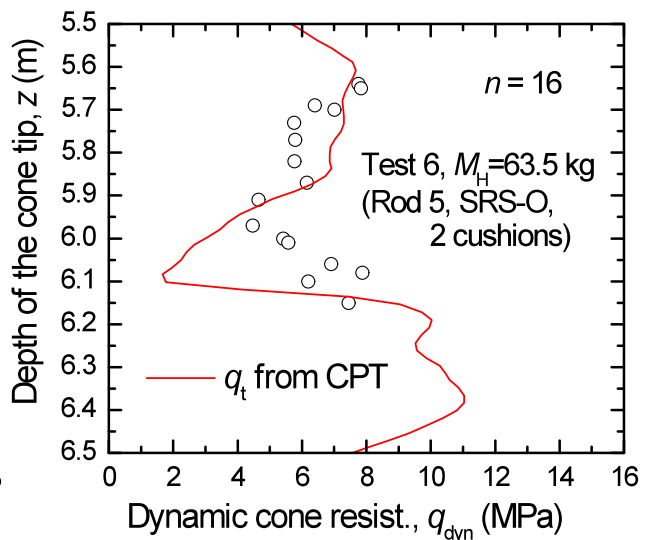
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布

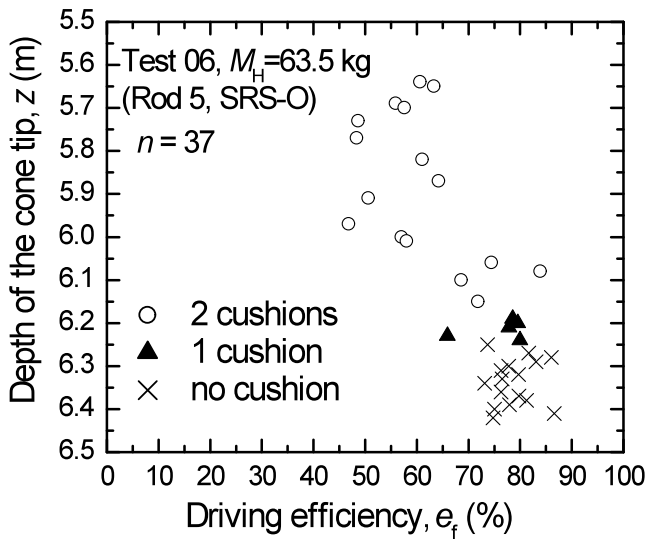


(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

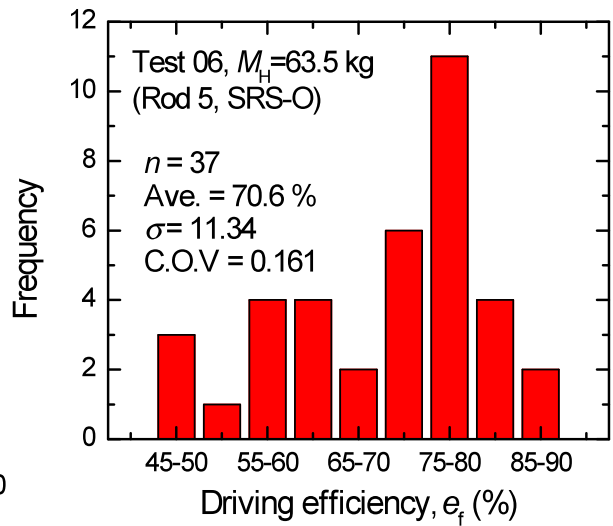


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

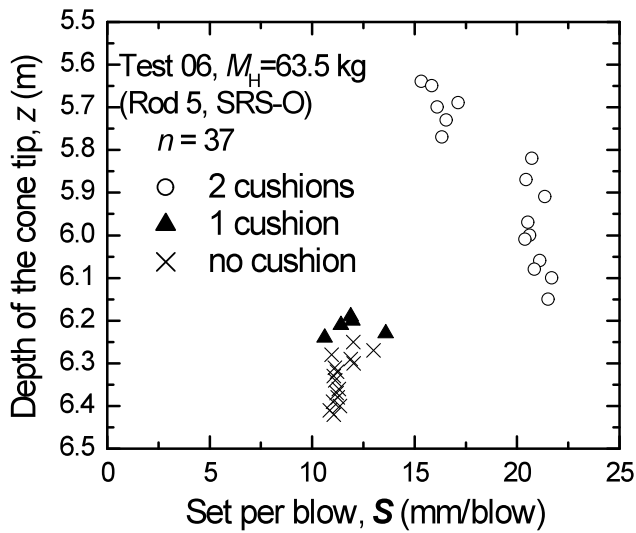
図-3. 4. 11 Test 6c (SRS-O, 2 cushions) の測定結果



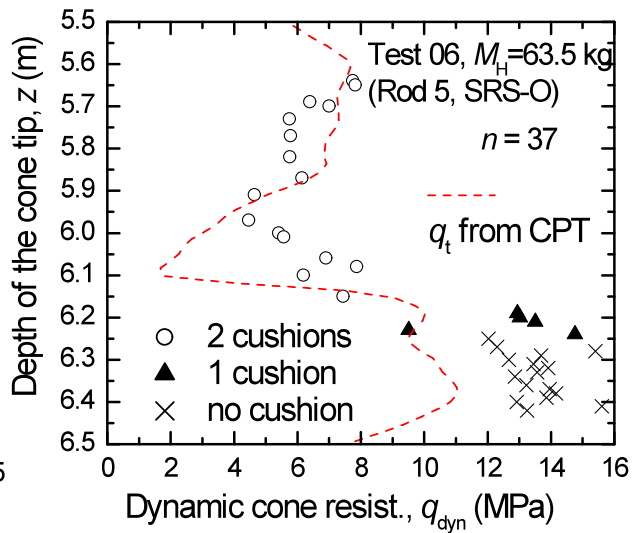
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布

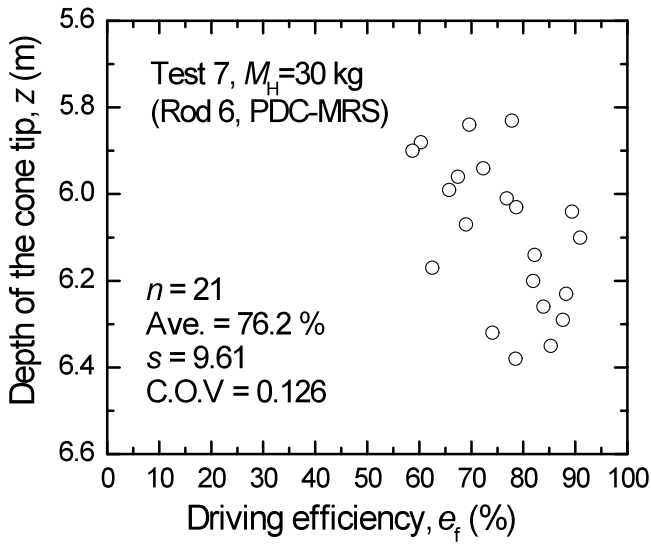


(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

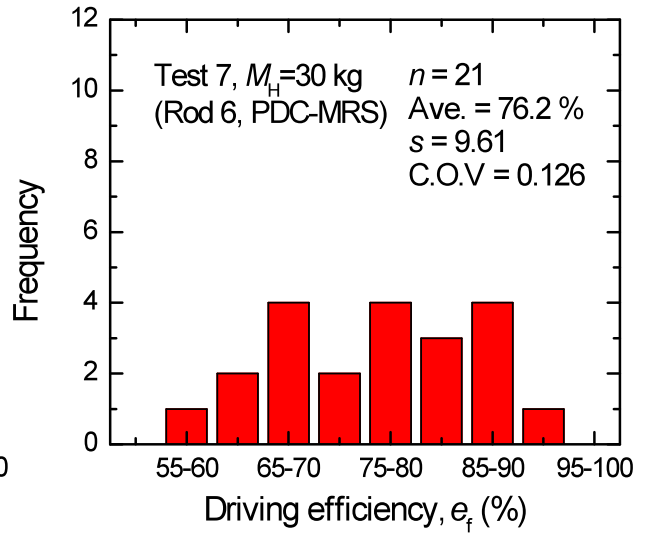


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

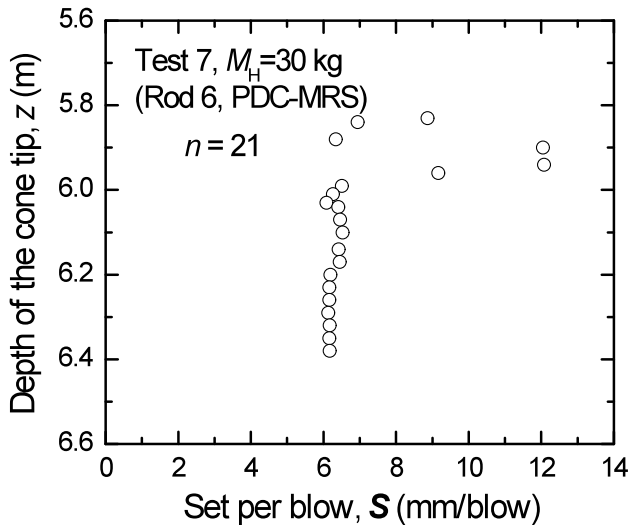
図-3.4.12 Test 6 (SRS-O, all tests)の測定結果



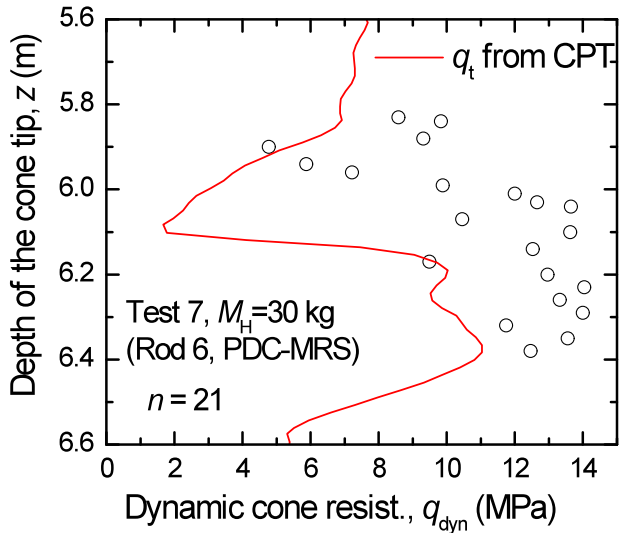
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布

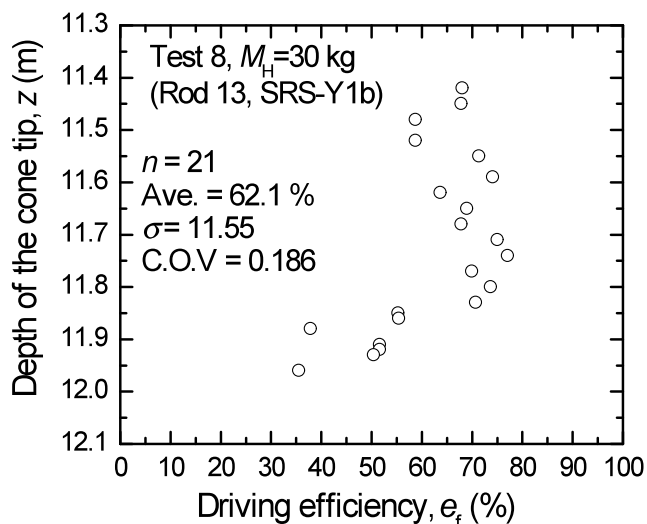


(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

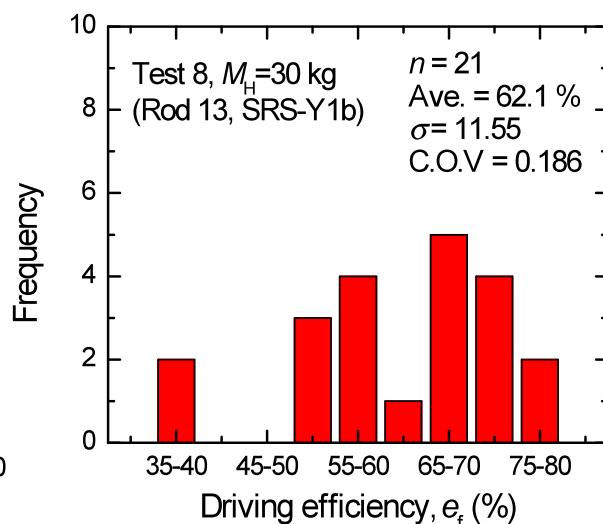


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

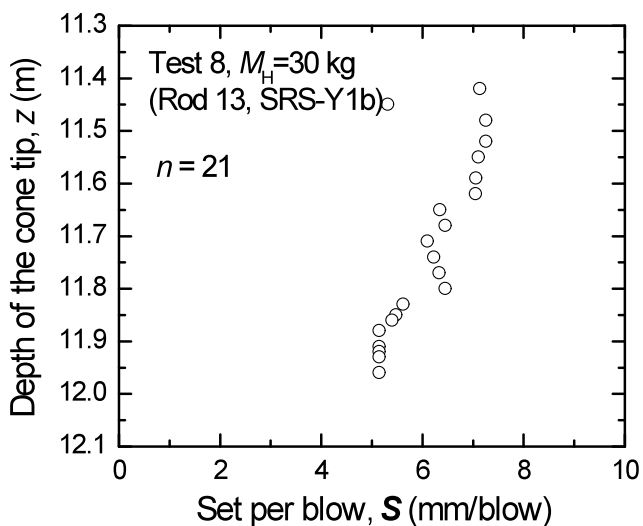
図-3.4.13 Test 7 (PDS-MRS)の測定結果



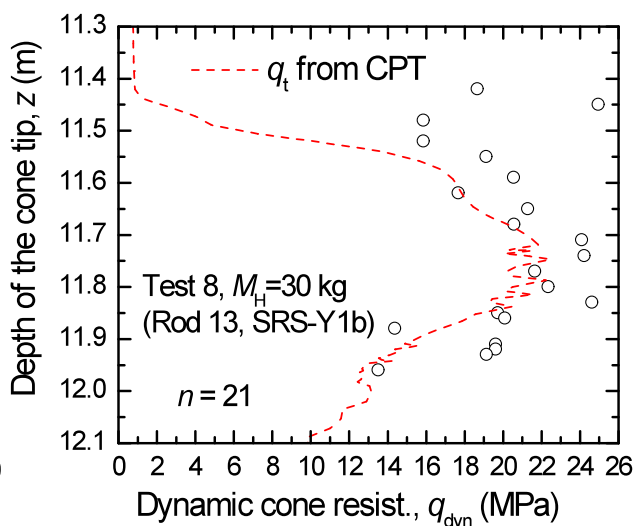
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布



(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

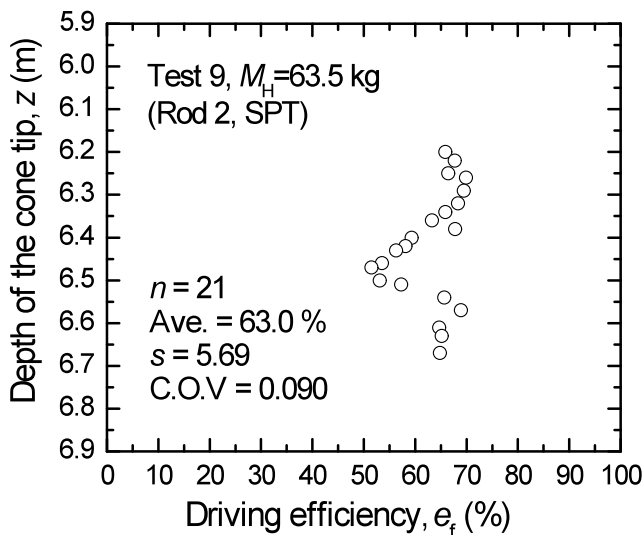


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

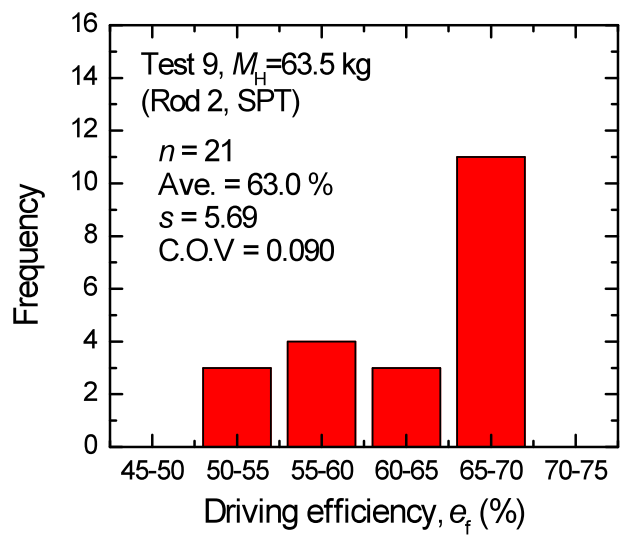
図-3.4.14 Test 8 (SRS-Y1b)の測定結果



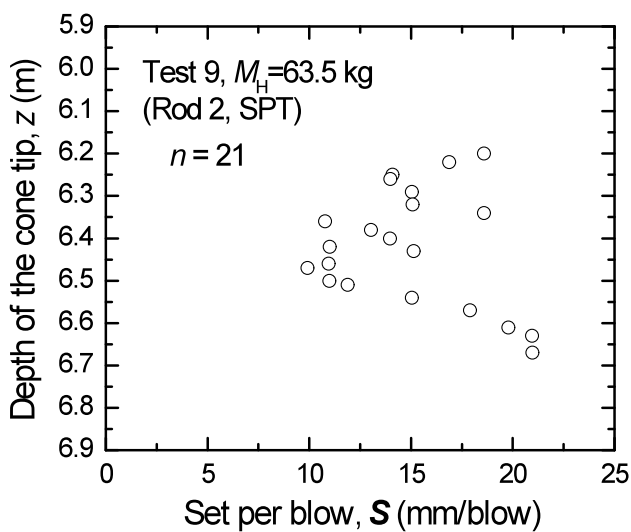
写真-3. 4. 6 Test 9 (SPT)の計測風景



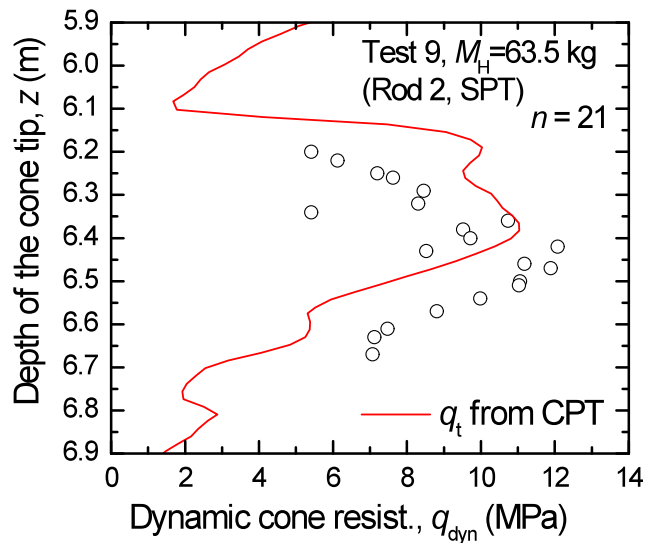
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布

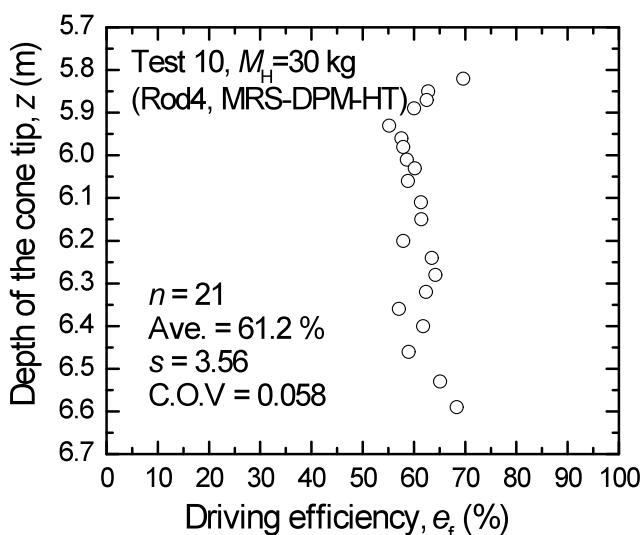


(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

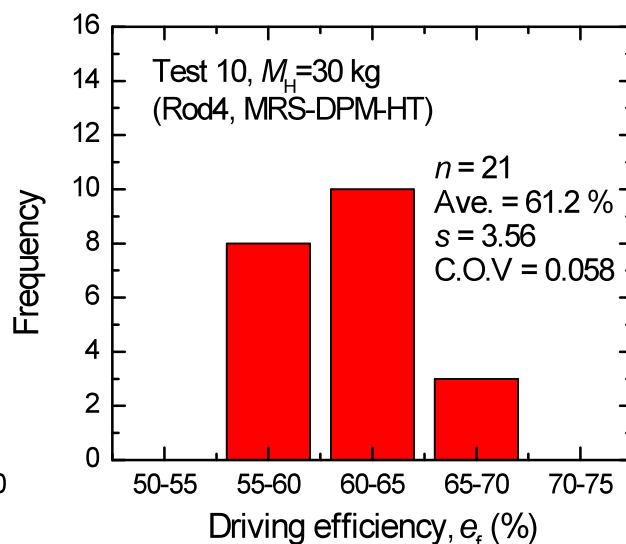


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

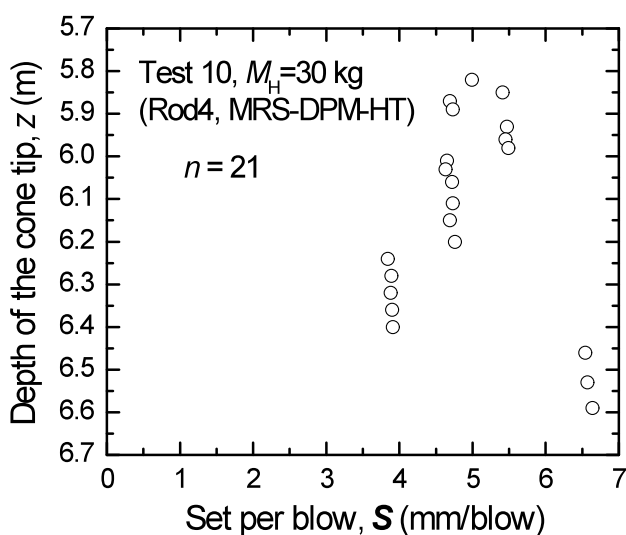
図-3. 4. 15 Test 9 (SPT)の測定結果



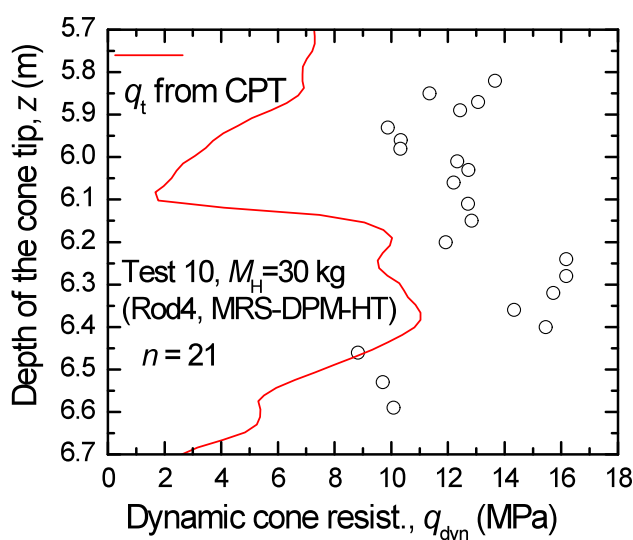
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布



(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

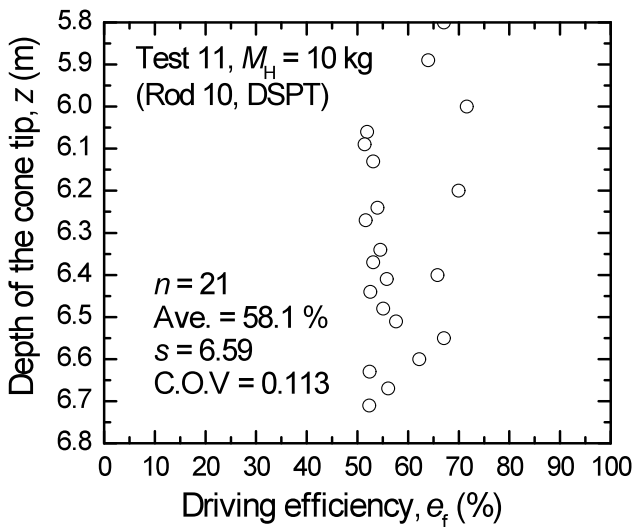


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

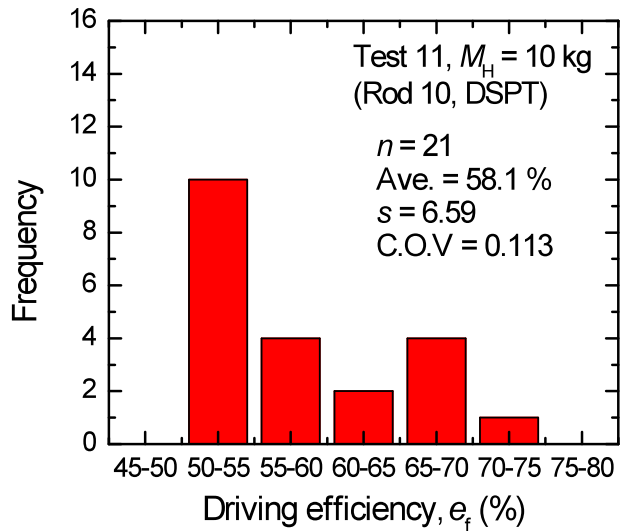
図-3.4.16 Test 10 (DPT-HT)の測定結果



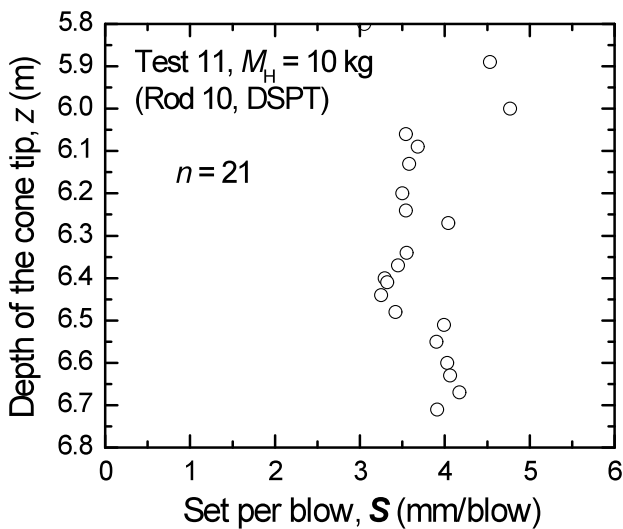
写真-3.4.6 Test 11 (DSPT)の計測風景



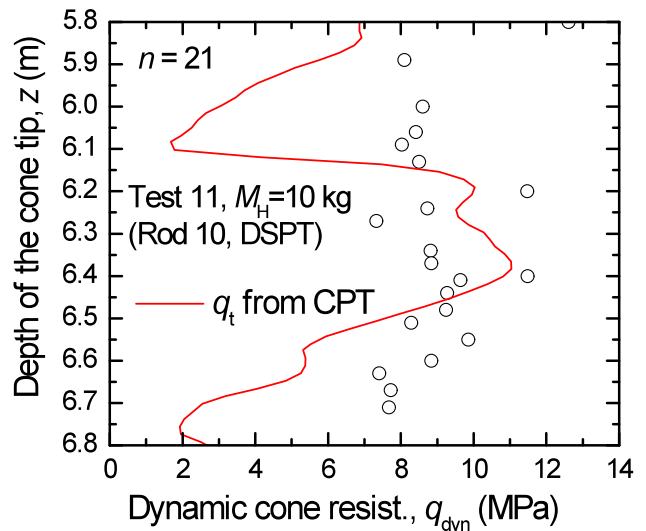
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布



(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

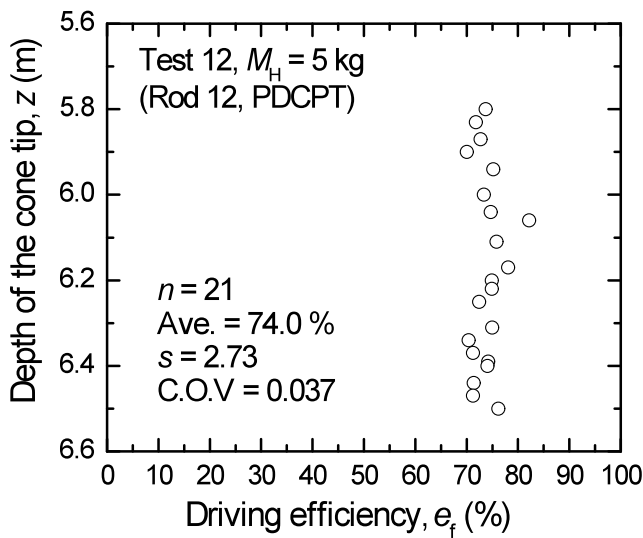


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

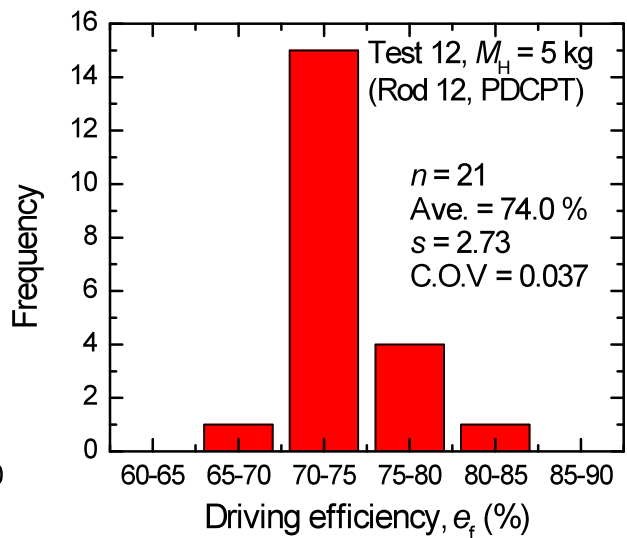
図-3.4.16 Test 11 (DSPT)の測定結果



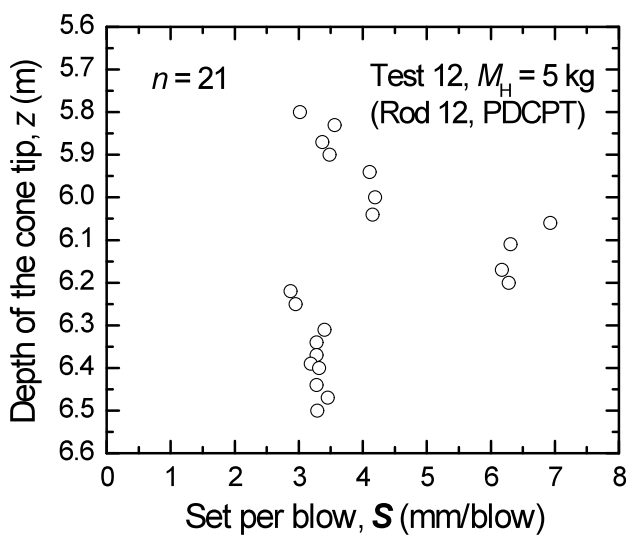
写真-3. 4. 6 Test 12 (PDCPT)の計測風景



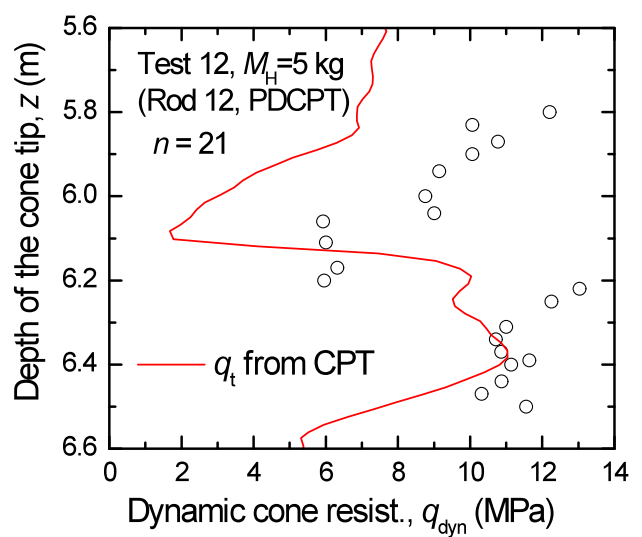
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布

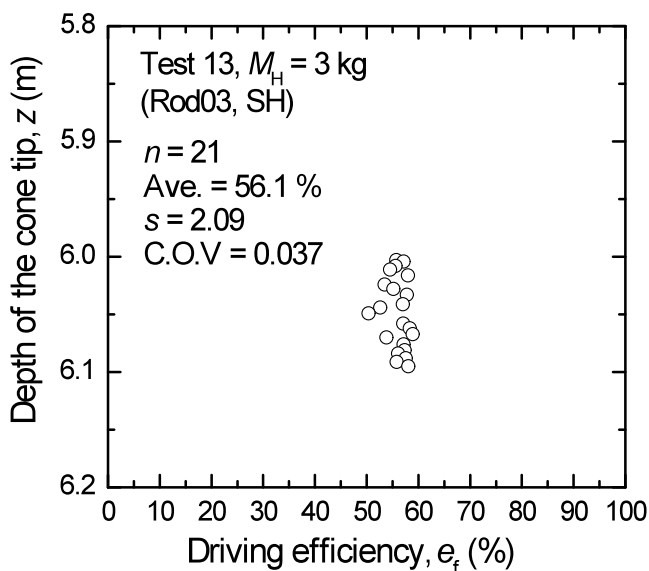


(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

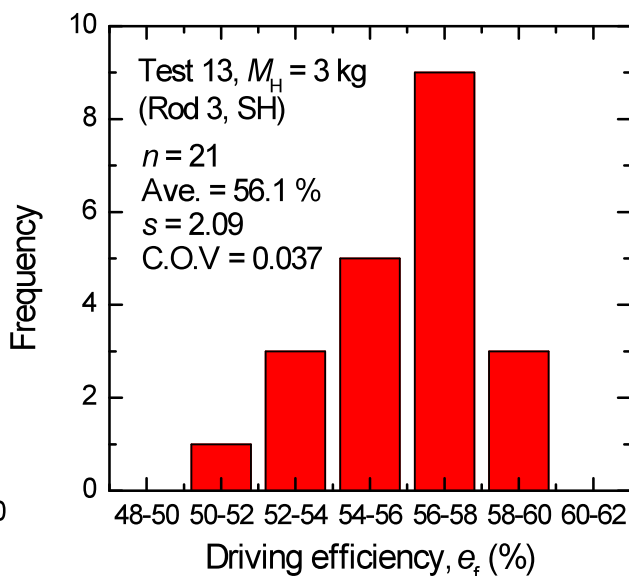


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

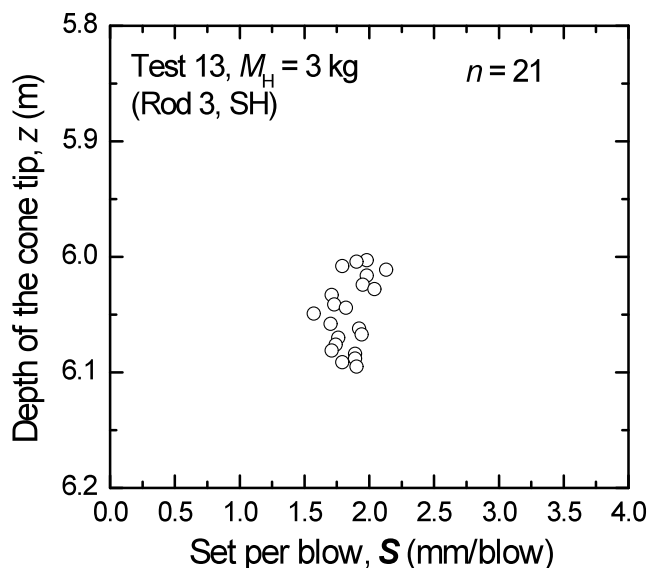
図-3. 4. 17 Test 12 (PDCPT)の測定結果



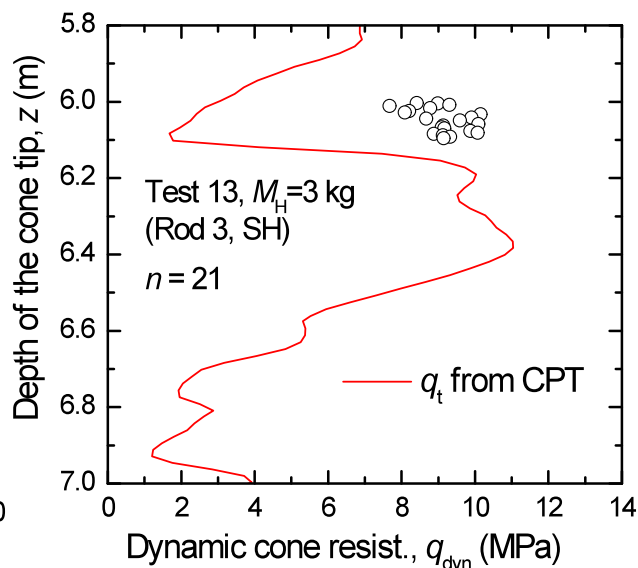
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布

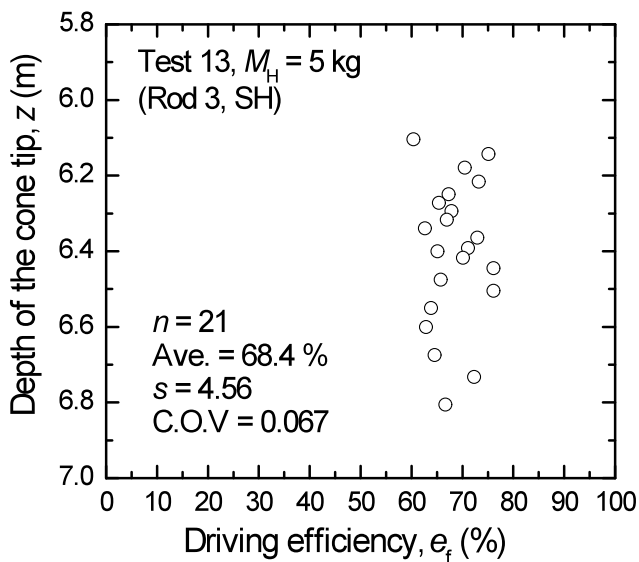


(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係

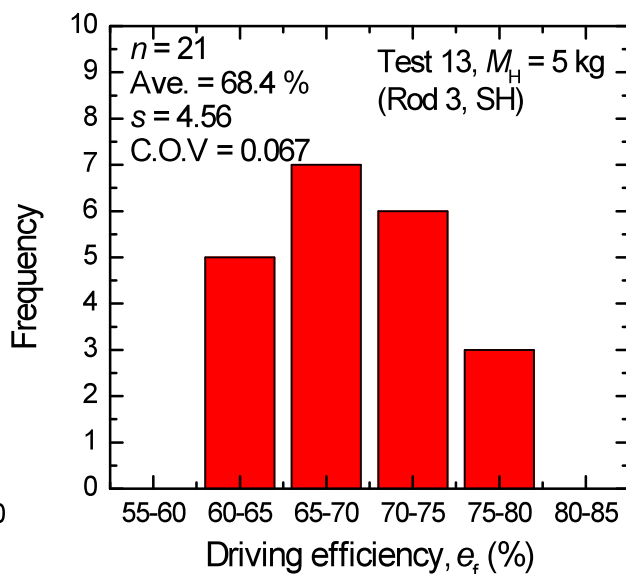


(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

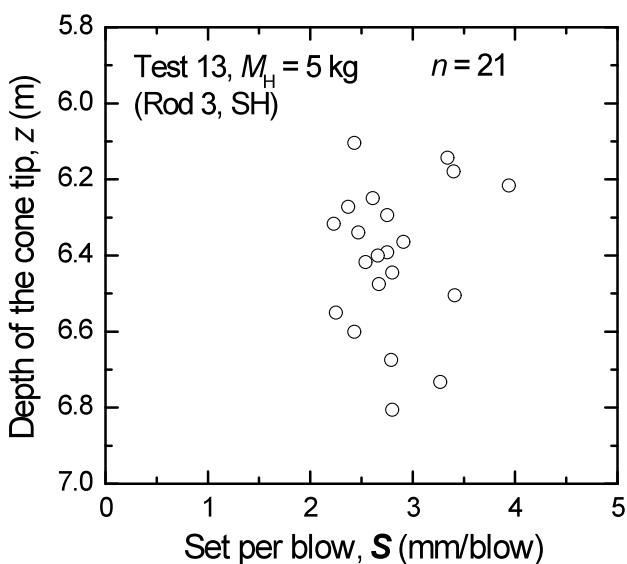
図-3.4.18 Test 13a (SH, $m (M_H) = 3$ kg) の測定結果



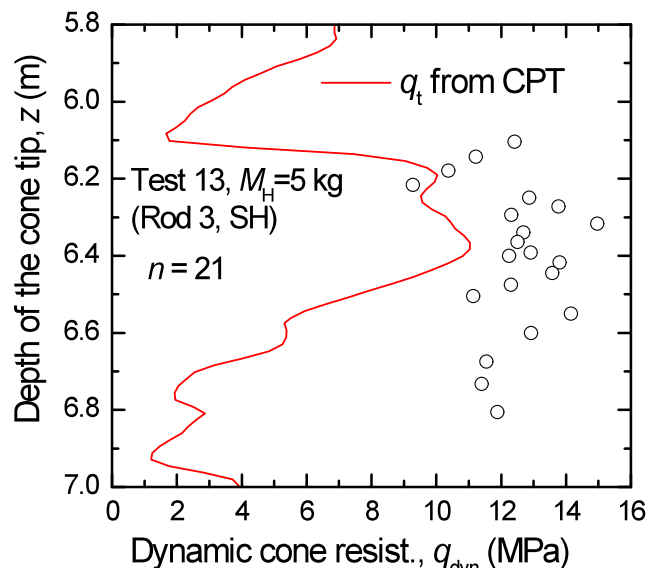
(a) 深さ z と打撃効率 e_f の関係



(b) 打撃効率 e_f の頻度分布



(c) 深さ z と一打撃当りの貫入量 S の関係



(d) 深さ z と動的コーン貫入抵抗 q_{dyn} および CPT によるコーン値 q_t の関係

図-3. 4. 19 Test 13b (SH, $m (M_H) = 5$ kg) の測定結果

参考文献

- 1) 大島昭彦：講座 室内試験・原位置試験結果の設計への反映 7. 宅地の基礎設計, 地盤工学会誌, Vol. 61, No.9, pp.40-47, 2013.
- 2) 杉浦沙紀・Phan Ta Le,・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.
- 3) Phan, T. L., Sugiura, S., Matsumoto, T., Kobayashi, S. and Shimono, S. : Fundamental experiments of static and dynamic CPT in model ground of dry sand (Part 2: Experimental results and discussion), *Proc. 48th Annual Meeting of Japanese Geotechnical Society*, Toyama, Paper No.174, pp.347-348, 2013.
- 4) 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, No.86, pp.171~172, 2013.
- 5) 下野慎也・松本樹典・PHAN Ta Le・大島昭彦・西村真二：滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その 7：SPT および各種 DCPT の打撃効率の測定方法）, 第 48 回地盤工学研究発表会, No.92, pp.183-184, 2013.
- 6) 松本樹典, 下野慎也, Le Ta PHAN, 大島昭彦・西村真二：滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その 8：SPT および各種 DCPT の打撃効率の測定結果）, 第 48 回地盤工学研究発表会, No.93, pp.185-186, 2013.
- 7) Matsumoto, T., Sekiguchi, H., Yoshida, H., Kita, K. : Significance of two-point strain measurements in SPT, *Soil and Foundations*, JSSMFE, Vol.32, No.2, pp. 67-82, 1992.
- 8) Skempton, A.W. : Standard Penetration Test procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation, *Geotechnique* 36(3), pp. 425-447, 1986.

3.5 SRS、MRS 試験と他の試験との相関性の検討

3.5.1 SRS の N_d 値と SPT の N 値との相関性

(1) SRS の N_d 値と SPT の N 値の比較

図-3.5.1(1)~(12)にそれぞれ 12 地点における SRS の N_d 値と SPT の N 値の比較を柱状図とともに示す。なお、SRS は複数の試験を実施しているが、再現性がよいので、代表となる方を選んで比較している。また、図(1)~(4)の SRS は従来機(SRS-Y1)のみで、図(5)~(12)の SRS は従来機(SRS-Y1)と自重低減機(SRS-Y2、SRS-Y3)で比較している(守山、香取では Ramda、SRS-O も)。

図(1)の東中浜では、深度 2~10m まで N 値が未測定であるが、粘土層部では N 値=0(自沈)と推定される。粘性土層では N_d 値の方が N 値より大きいと見なされる。

図(2)の神栖では、深度 4~8m までの粘性土部で SRS と SPT とともに自沈で、それ以外の砂質土層では N_d 値は N 値とほぼ一致している。

図(3)、(4)の浦安市運動公園、鉄鋼通りはほぼ同様の傾向で、砂質土層では N_d 値は N 値とほぼ一致している。

図(5)の守山市今浜では、粘土部での従来機と自重低減機の差が大きい。これは軟弱な粘土層では打撃装置自重が大きい従来機(177.5kg)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。また、手動式の Ramda と自重低減機はほぼ一致している。粘土部で N 値が未測定であるが、おそらく N 値はかなり小さい(従来機よりも)と推定される。

図(6)の守山市水保は砂質土主体の地盤で、従来機と自重低減機及び SRS-O、Ramda の差は小さく、 N 値とほぼ一致しているが、粘性土部で自重低減機の N_d 値が若干大きい。

図(7)の大阪市鶴町では、深度 9m までは 3 者に大きな差はないが、深度 9m 以深の沖積粘土層では図(5)の守山市今浜と同様に、自重低減機の N_d 値は従来機よりも大きい。また、 N 値は従来機の N_d 値よりもさらに小さい。これは中空の SPT サンプラーでは単位面積当たりの自重応力が大きいためと考えられる(詳細は後述する)。

図(8)の浦安市港では、深度 2~4.5m の粘性土(浚渫粘土)では 3 者ともに自沈、深度 5.5~16.0m の砂層では自重低減機の N_d 値の方が少し大きい、大差はない。しかし、深度 16m 以深の沖積粘土層ではやはり自重低減機の方が大きい。 N 値が砂層部で全体に小さい傾向が見られるのは調査地点の違い(5~6m 離れ)と考えられる。図には SPT サンプラーのシューを中実のソリッドコーン(外径 51mm、先端角 90°、写真-3.5.1 参照)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(詳細は後述する)。

図(9)の唐津市原では、全体に砂質土地盤であるが、3 者の N_d 値及び N 値はよく一致している。

図(10)の唐津市岸山では、3 者の N_d 値及び N 値に大きな違いはない。ただし、この地点は砂質粘土による盛土地盤なので、調査地点による違いが大きかった(深度 7m 以深は固結した地盤であった)。

図(11)の香取市地点 1 も全体に砂質土地盤であり、従来機と自重低減機及び Ramda の N_d 値はほぼ一致しているが、深度 14m 以深では自重低減機の N_d 値の方が少し大きい。なお、本地点では SPT は未実施である。

図(12)の香取市地点 2 も全体に砂質土地盤であり、従来機と自重低減機及び SRS-O、Ramda の差は小さく、 N 値ともほぼ一致しているが、やや自重低減機の N_d 値が大きいこと、深度 13m 以深で Ramda がかなり大きい。これは本地点の調査範囲が広いため、地盤の不均一性の影響が現れたとも考えられる。

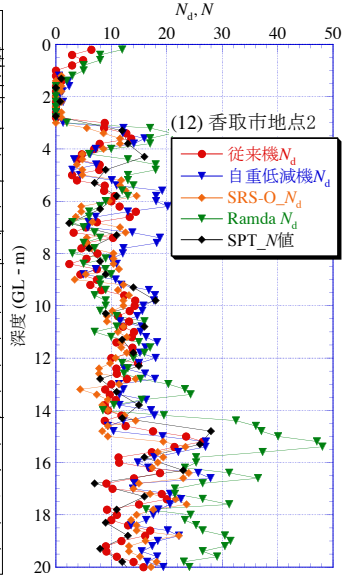
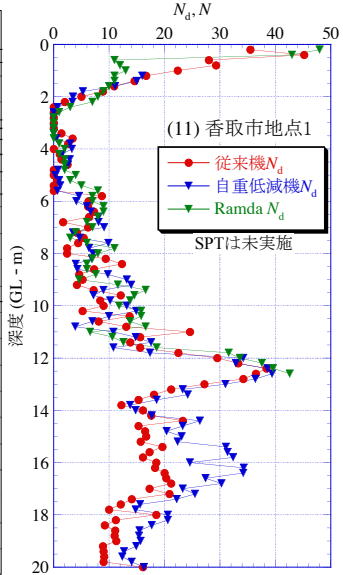
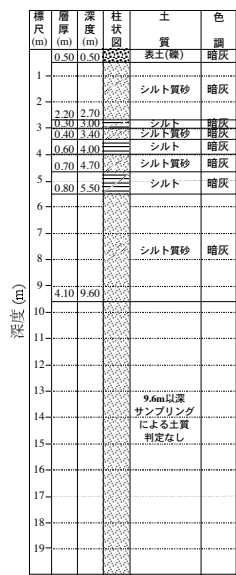
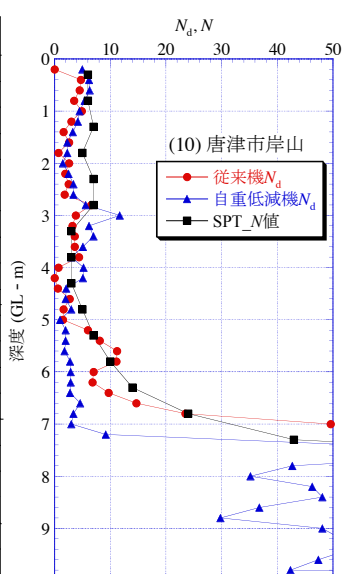
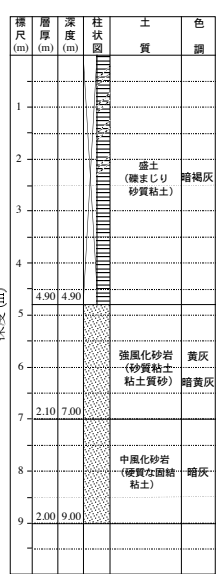
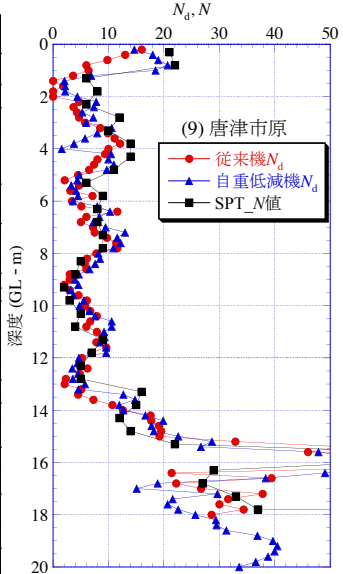
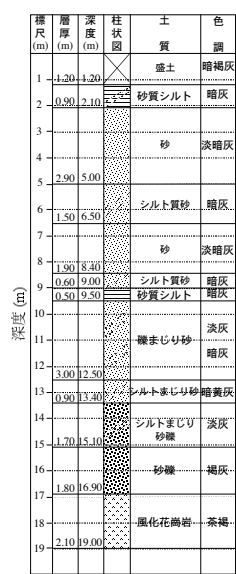
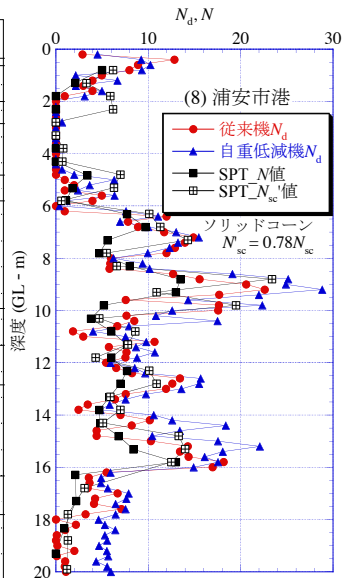
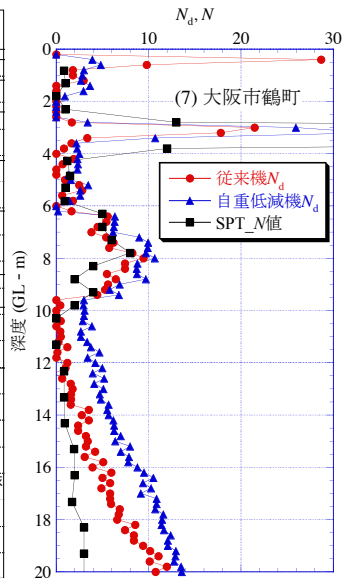
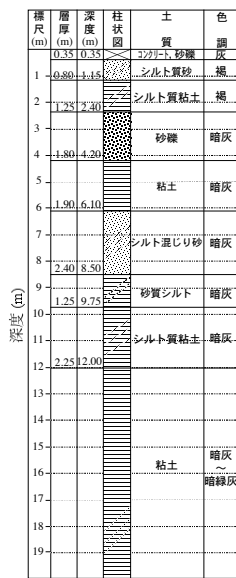


図-3.5.1 SRS の N_d 値と SPT の N 値の比較 (つづき)

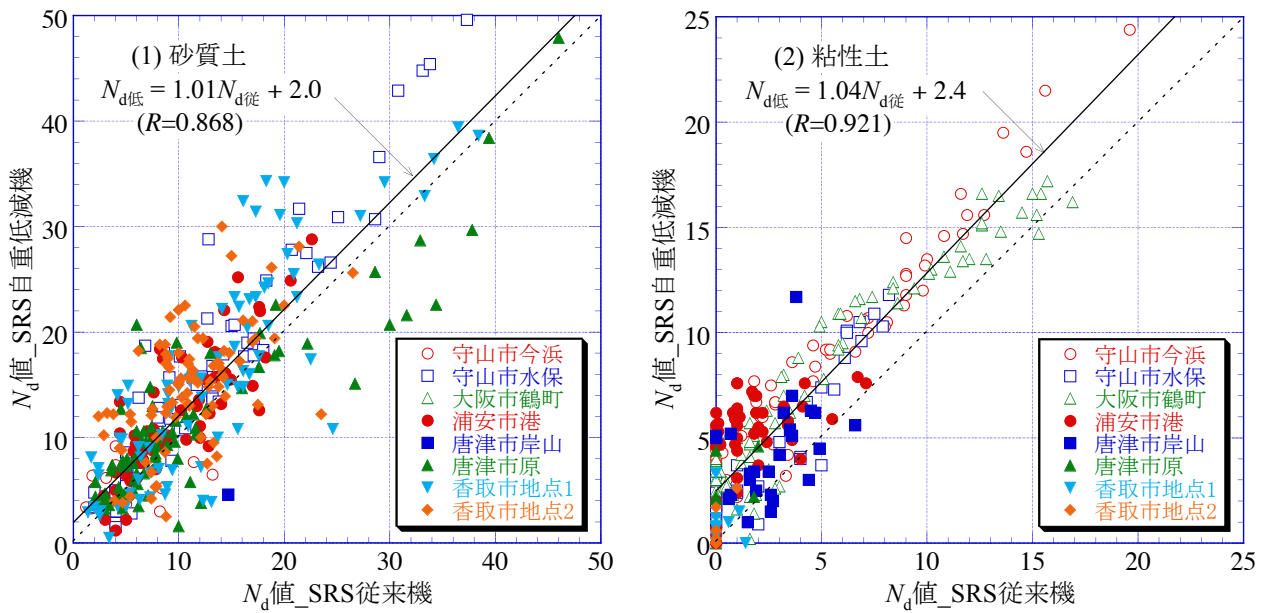


図-3.5.2 土質別の SRS 従来機と自重低減機の N_d 値の関係

(2) SRS 従来機と自重低減機の N_d 値の関係

図-3.5.2(1)、(2)に8地点のそれぞれ砂質土、粘性土ごとの SRS 従来機と自重低減機の N_d 値の関係を示す。従来機の N_d 値は過小で、砂質土、粘性土ともに従来機に対して自重低減機の N_d 値は全体に2~3回程度大きくなる。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。特に従来機の $N_d=0$ (自沈) 付近で自重低減機の N_d 値が大きくなるのがわかる。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自重が大きい従来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、SRS における打撃装置自重の影響は砂質土地盤では小さいが、粘性土地盤で大きく、特に軟弱な沖積粘土層に対する従来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と言える。既に地盤工学会の動的コーン貫入試験の新規基準では、大型の打撃装置の最大総質量を 115kg と規定しているので、今後は自重低減機が標準的な試験機となる予定にある。

(3) SRS の N_d 値と SPT の N 値の相関性

図-3.5.3(1)、(2)にそれぞれ砂質土と粘性土ごとの 17 地点 (過去の調査データも含む) の従来機 N_d 値と N 値の関係を示す。図は N 値が測定されたほぼ同深度の N_d 値を読み取って作成している。図中には回帰式も示したが、砂質土では $N_d \approx N$ となるが、粘性土では $N_d > N$ (約2.5倍) となる。

図-3.5.4(1)、(2)にそれぞれ砂質土と粘性土ごとの7地点の自重低減機 N_d 値と N 値の関係を示す。砂質土では自重低減の影響は小さいので、やはり $N_d \approx N$ となる。粘性土では自重低減の影響が大きく $N_d > N$ となるが、ややばらつきが大きく回帰式の精度は悪い (今後のデータの蓄積が必要)。

ここで、土質によって N_d 値と N 値の関係が異なる理由を考察する。中実コーンである SRS と中空サンプラーである SPT では貫入メカニズムが異なることを考える必要がある。表-3.5.1に SRS と SPT の打撃仕様をまとめた (付録の表-A1.1 から抜粋)。SPT は軟らかい粘性土では非閉塞で、密な砂礫質土では閉塞状態で貫入する (砂質土ではその中間) と想定できる。表-3.5.1に示した SPT で非閉塞、閉塞とした場合の単位面積・単位貫入量当たりの SRS 基準のエネルギー補正係数 α はそれぞれ 1.47、0.78 となり、非閉塞の場合には SRS よりも貫入しやすく、閉塞の場合には貫入しづらいことになる (中間では α は 1 に近い)。すなわち、軟らかい粘性土では $N_d > N$ に、密な砂礫

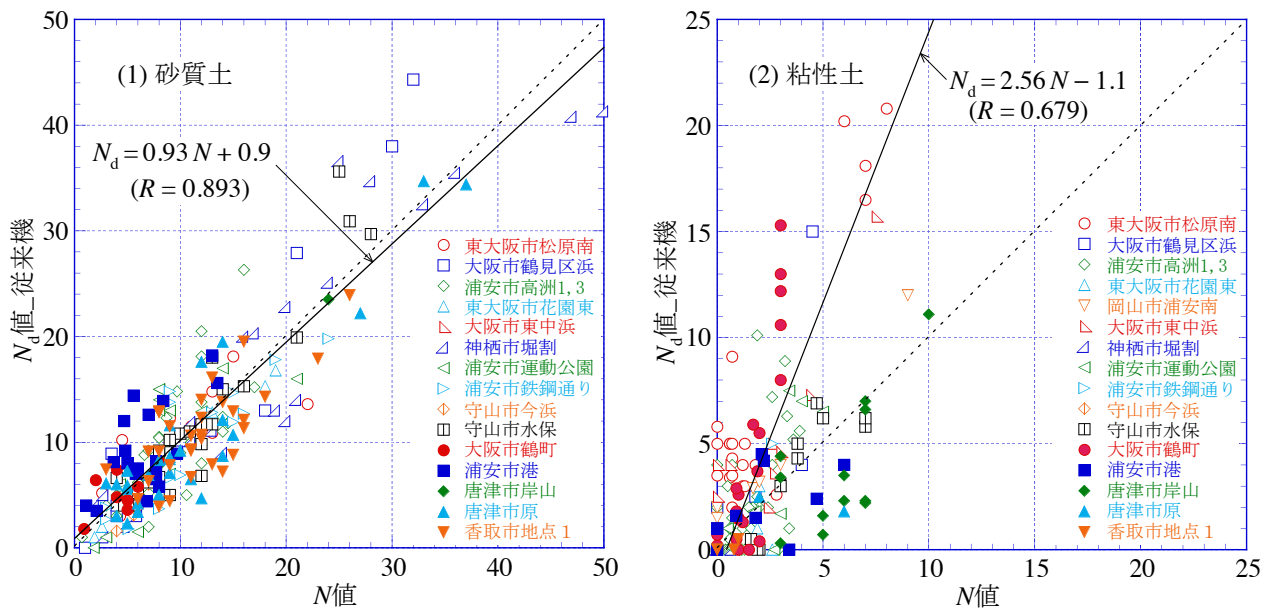


図-3.5.3 17地点の従来機 N_d 値と N 値の関係

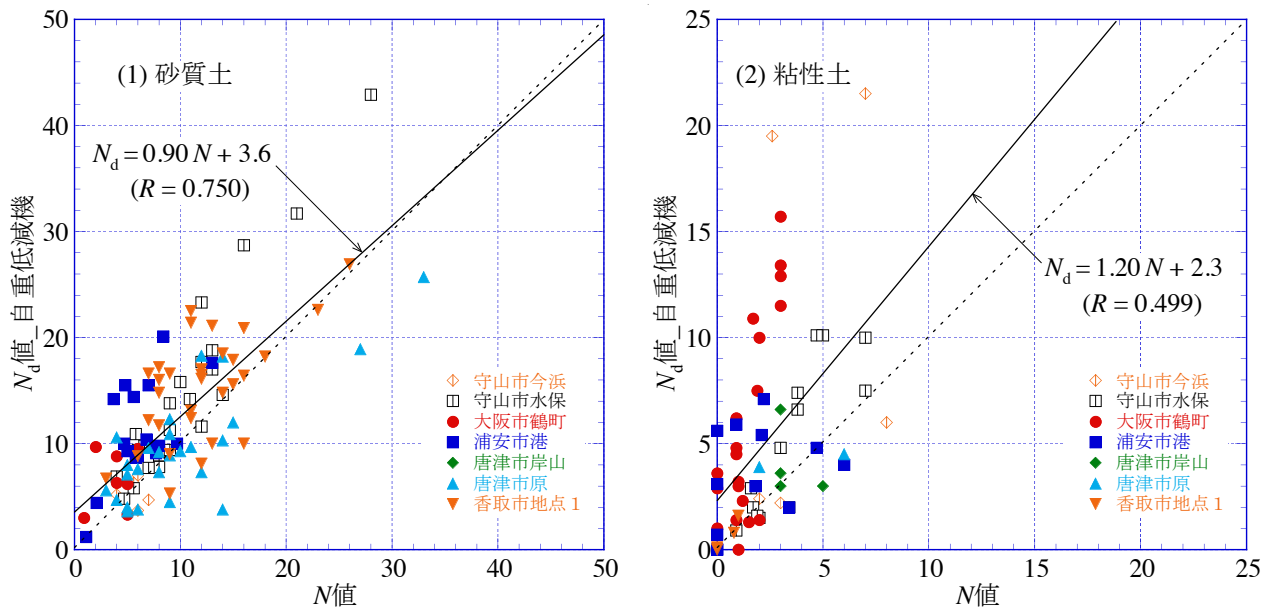


図-3.5.4 7地点の自重低減機 N_d 値と N 値の関係

表-3.5.1 SRS と SPT の打撃仕様の比較

試験名	SRS	SPT	
ハンマー質量 m (kg)	63.5	63.5	
落下高 H (mm)	500	750	
コーン先端角(°)	90	非閉塞*1	閉塞*2
コーン直径 D_c (mm)	45	外径51-内径35	外径51
コーン断面積 A ($\times 10^{-4} \text{m}^2$)	15.9	10.8	20.4
ロッド直径 D_r (mm)	32	40.5	
トルクによる周面摩擦補正係数 β	0.040	-	
打撃回数測定 of 貫入量 P (m)	0.20	0.30	0.30
単位面積・単位貫入量当たりのエネルギー $E = mgH/A/P$ ($\text{kJ/m}^2/\text{m}$)	979.2	1442.0	763.4
SRS 基準のエネルギー補正係数 α	1.00	1.47	0.78

*1: SPT サンプラー先端シュウ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ウが完全に閉塞した状態

質土層では $N_d < N$ 、砂質土では $N_d \doteq N$ となると考えられ、先の傾向が説明できる。図-3.5.1(8)の浦安港でのソリッドコーン（写真-3.5.1参照）の N'_{sc} は閉塞となる $\alpha=0.78$ でエネルギー補正したもので、 N_d 値と整合することから、上記の内容が証明される。なお、単位面積・単位貫入量当たりのエネルギーの補正の詳細は付録 A1 を参照されたい。

以上より、SRS の N_d 値と SPT の N 値の関係は土質（砂質土と粘性土）で変わると考えられ、砂質土では $N_d \doteq N$ の関係が成立するが、粘性土では $N_d > N$ となると言える。



写真-3.4.1 ソリッドコーン

3.5.2 SRS の N_d 値と一軸圧縮強さ q_u 値との相関性

(1) SRS の N_d 値と q_u 値の比較

図-3.5.1(1)～(5)にそれぞれ粘性土主体の5地点におけるSRSの N_d 値と一軸圧縮強さ q_u 値の比較を柱状図とともに示す。なお、SRSは複数の試験を実施しているが、再現性がよいので、代表となる方を選んで比較している。また、図(1)～(2)のSRSは従来機（SRS-Y1）のみで、図(3)～(5)のSRSは従来機（SRS-Y1）と自重低減機（SRS-Y2、SRS-Y3）で比較している。

図(1)の東中浜では、深度3.5m以深が沖積粘土層であるが、 q_u 値は深度方向に単調に増加しているが、従来機の N_d 値は深度4～10mまではほぼ一定（1～2）で、10m以深で増加傾向が見られる。これは打撃装置自重が大きい従来機（177.5kg）は自沈傾向が強まり、 N_d 値が過小に得られるためと考えられる。

図(2)の鉄鋼通りでは、深度16m以深が沖積粘土層で、40mまでSRS従来機を実施した。 N_d 値、 q_u 値ともに深度方向に単調に増加しているが、深度30m以上はSRSの適用深度を超えていると考えられる。

図(3)、(4)の守山市今浜、大阪市鶴町の傾向は同じで、沖積粘土層で自重低減機の N_d 値と q_u 値は深度方向に相似的に増加している。従来機では N_d 値=0（自沈）も示し、 q_u 値の傾向と異なる。これは打撃装置の自重が大きい試験機の影響である。

図(5)の浦安市港では、深度16m以深が沖積粘土層で、深度16～24mの範囲では自重低減機の N_d 値と q_u 値は深度方向の変化は小さい。

(2) SRS の N_d 値と q_u 値の相関性

図-3.5.6に12地点の従来機 N_d 値と q_u 値の関係を示す。図は q_u 値が測定されたほぼ同深度の N_d 値を読み取って作成している。ややバラツキがあるが、両者に相関性が認められる。ただし、回帰式の切片は $N_d=0$ 、すなわち自沈するときの q_u であり、打撃装置自重が大きい従来機では大きくなることが想定される。

図-3.5.7に3地点の自重低減機 N_d 値と q_u 値の関係を示す。図-3.5.6の従来機に比べて全体に N_d 値が大きくなるので、同じ N_d 値に対する q_u 値は小さい。やはり回帰式の切片は従来機よりも小さい。回帰式を用いて N_d 値から q_u （あるいは非排水せん断強さ $s_u=q_u/2$ ）を推定することが可能である。ただし、まだ3地点の結果であり、今後のデータの蓄積が必要である。

以上より、粘性土では N_d 値と q_u 値の相関性が高く、 N_d 値から非排水せん断強さを推定することが可能と考えられる。

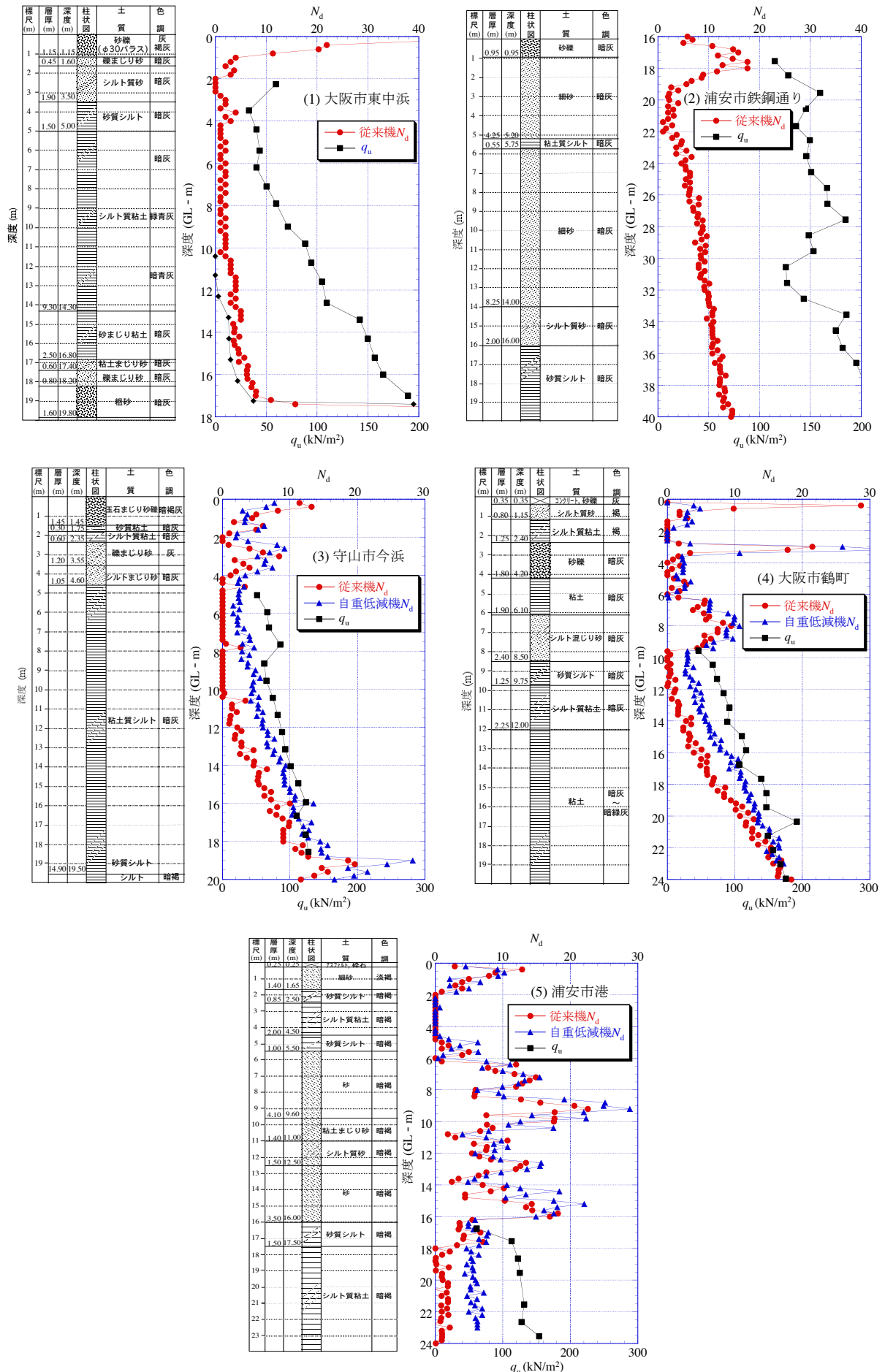


図-3.5.5 SRS の N_d 値と q_u 値の比較

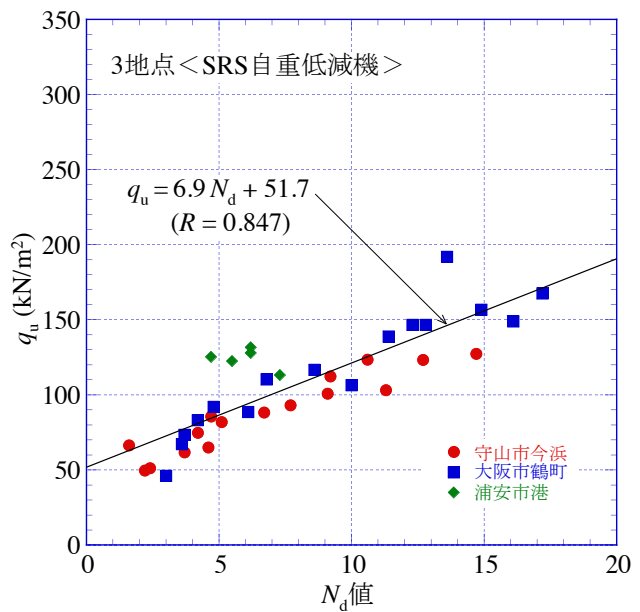
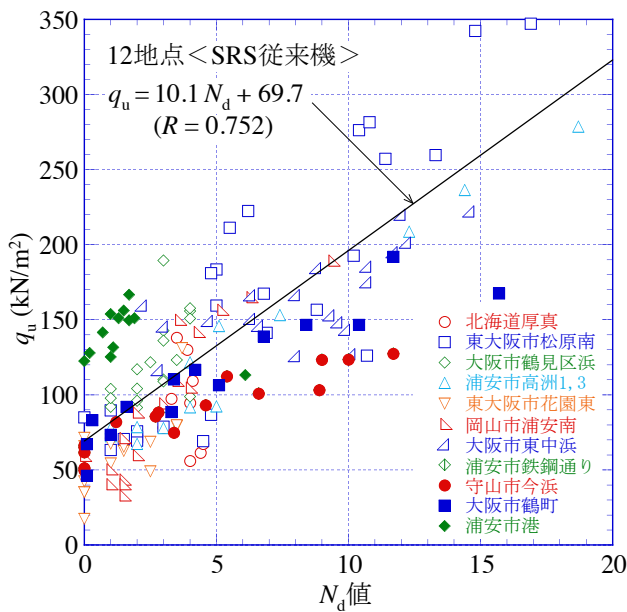


図-3.5.6 12地点の従来機 N_d 値と q_u 値の関係

図-3.5.7 3地点の自重低減機 N_d 値と q_u 値の関係

3.5.3 MRS と SRS の比較

(1) MRS と SRS の N_d 値の比較

図-3.5.8(1)~(12)にそれぞれ10地点におけるMRSとSRSの N_d 値の比較を柱状図とともに示す。MRSは式(3.3.1)の新補正と式(3.3.2)の従来補正による N_d' 値を示し、SRSは図(1)~(4)では従来機(SRS-Y1)のみで、図(5)~(10)のSRSは従来機(SRS-Y1)と自重低減機(SRS-Y2、SRS-Y3)で比較している。なお、3.4.1(2)で述べたようにSRS従来機の N_d 値は自重低減機よりも小さめの値(特に粘性土)となることがわかっている。さらに比較のため、標準貫入試験(SPT)による N 値も示す(ただし、図(9)の香取市地点1ではSPTを実施していない)。なお、MRSとSRSは複数の試験を実施しているが、再現性がよいので、代表となる方を選んで比較している。

図(1)の粘性土主体の大阪市東中浜では、SRS従来機の N_d 値や N 値に比べて全体に新補正 N_d' 値が大きい、従来補正は特に10m以深で過小となっている。これは3.3.2(1)で述べたようにトルクによる補正が過大のためと考えられる。

図(2)の神栖市堀割では、粘土層、砂層ともに4者の結果はほぼ一致しており、MRSの新補正と従来補正の違いは小さい(トルクが小さいためである)が、ただし、深度4~8mの粘土部では従来補正の N_d 値が負値となるケースがあった。

図(3)、(4)の浦安市運動公園、鉄鋼通りでも、4者の結果はほぼ一致しているが、14、16m以深の粘土層で新補正が従来補正よりも大きい。

図(5)の粘性土主体の守山市今浜では、MRSの従来補正 N_d' 値はSRS従来機の N_d 値よりも小さく、深度4~12mでは N_d 値の半数以上が負値となり、式(3.3.1)による周面摩擦の補正は過大と考えられる。一方、新補正 N_d' 値はSRS自重低減機の N_d 値とほぼ一致し、深度方向に単調増加している。

図(6)の砂質土主体の守山市今浜では、5者の結果はほぼ一致しているが、深度11m、15m、18m前後の粘性土部では従来補正 N_d' 値は小さく、新補正 N_d' 値はSRS自重低減機の N_d 値に近い。

図(7)の粘性土主体の大阪市鶴町では、深度8.5mまでは大差ないが、8.5m以深の粘土層部では従来補正 N_d' 値は小さく(SRS従来機の N_d 値に一致)、新補正 N_d' 値はSRS自重低減機の N_d 値にほぼ一致し、深度方向に単調増加している。

図(8)の浦安市市港では、深度 5.5~16m の砂層部では 5 者はほぼ一致しているが、16m 以深の粘土層部では新補正が従来補正よりも大きい。

図(9)の砂質土主体の香取市地点 1 では、深度 12m までは 5 者はほぼ一致しているが、12m 以深では新補正がやや大きい。

図(10)の砂質土主体の香取市地点 2 では、深度 14m までは従来補正がやや小さいものの 5 者はほぼ一致しているが、14m 以深では新補正がやや大きい。

(2) MRS と SRS の N_d 値の相関性

図-3.5.9(1)、(2)に 13 地点 (過去の調査データも含む) のそれぞれ MRS 従来補正、新補正と SRS 従来機の N_d 値の相関を示す。若干のばらつきはあるが、従来補正の N_d 値は SRS 従来機と整合し、新補正ではやや大きめの N_d 値を与えている。したがって、菅原ら¹⁾による SRS に合うように決められた補正方法の妥当性がうかがえる (ただし、この補正方法は必ずしも打撃装置自重が大きい試験機を用いて求められたわけではない)。

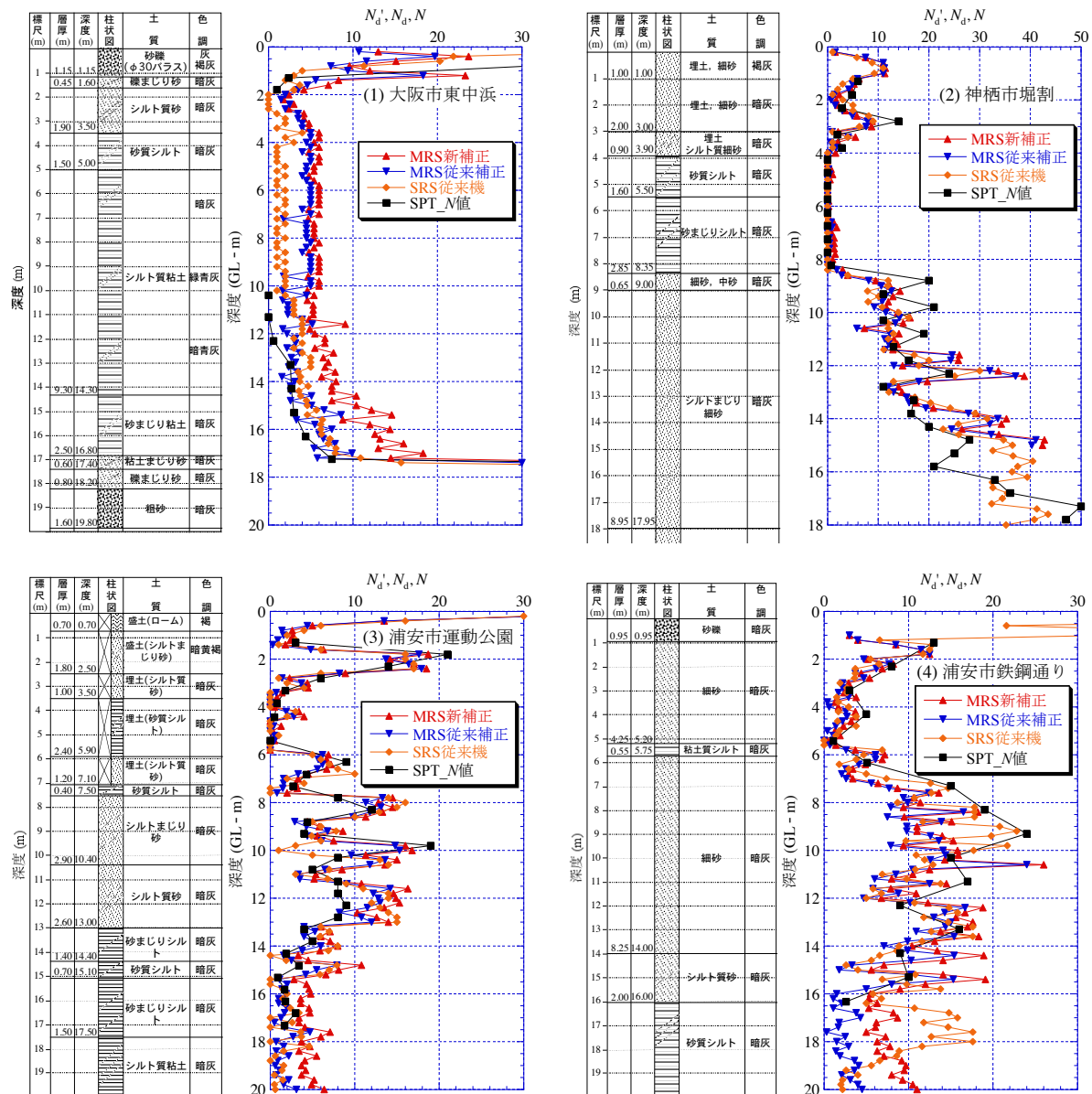


図-3.5.8 MRS と SRS の N_d 値の比較 (つづく)

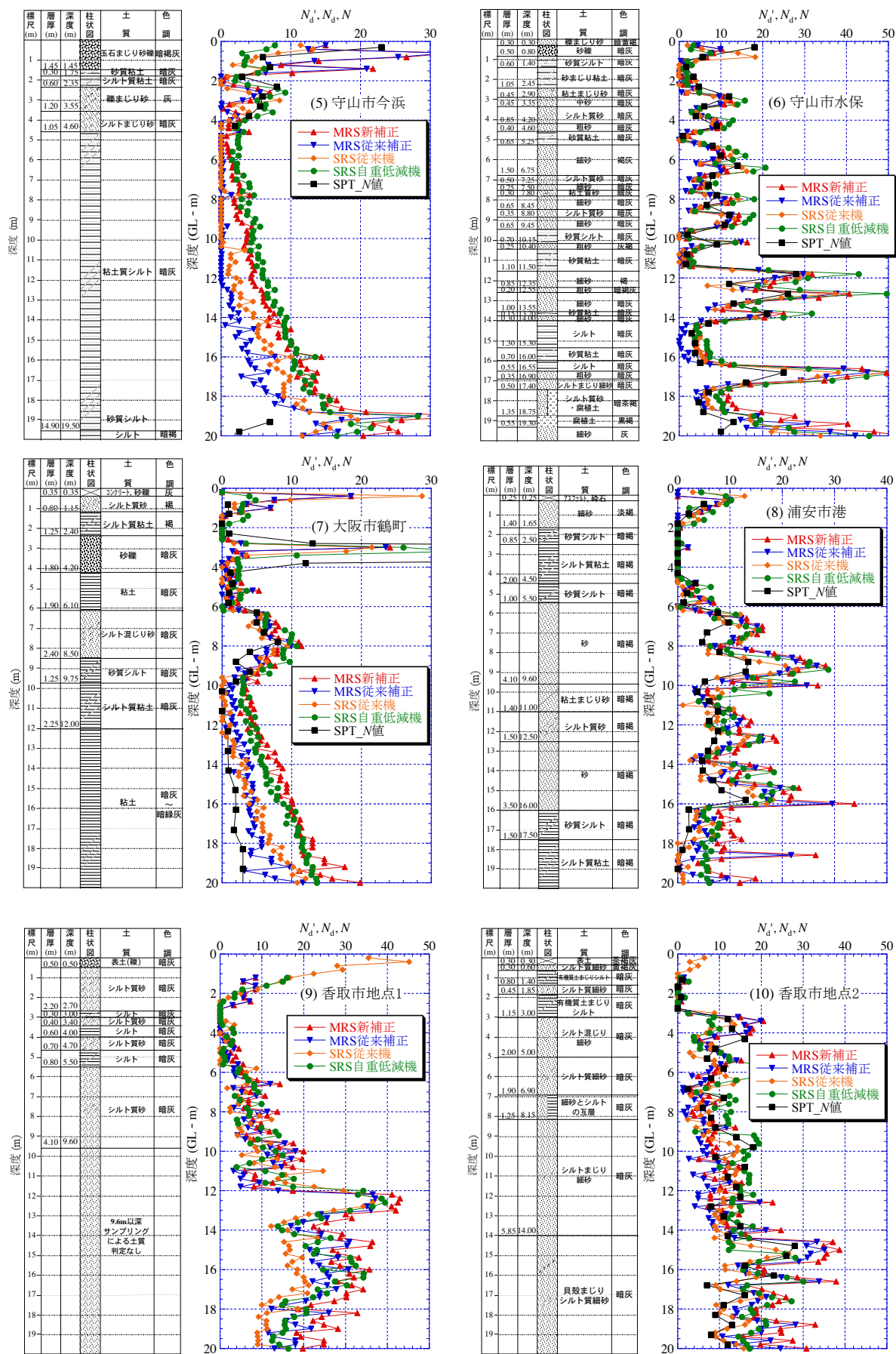


図-3.5.8 MRS と SRS の N_d 値の比較 (つづき)

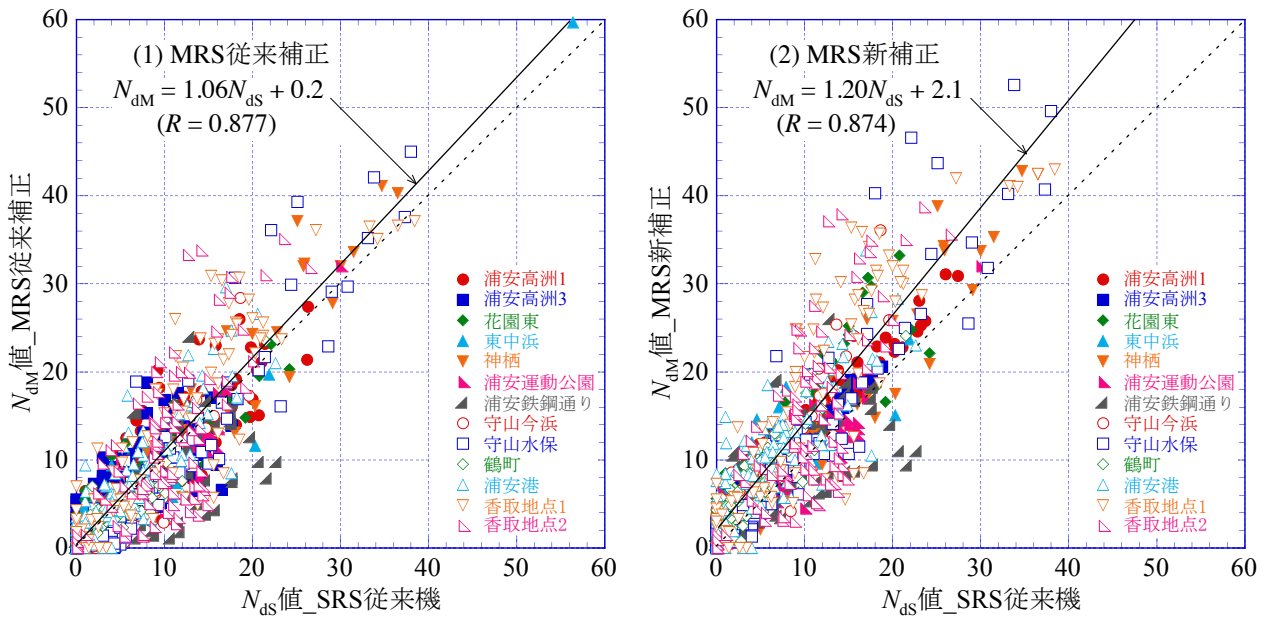


図-3.5.9 13地点のMRS(従来補正と新補正)とSRS従来機の N_d 値の相関

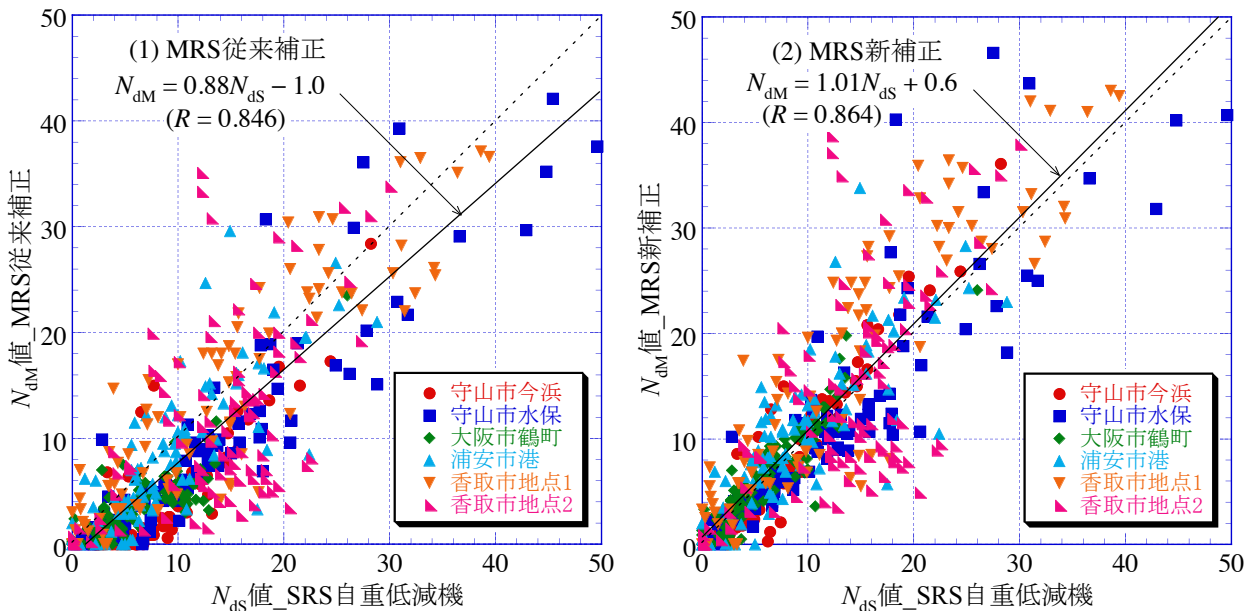


図-3.5.10 6地点のMRS(従来補正と新補正)とSRS自重低減機の N_d 値の相関

次に、図-3.5.10(1)、(2)に6地点のそれぞれMRS従来補正、新補正とSRS自重低減機の N_d 値の相関を示す。図-3.5.9とは逆に、新補正の N_d 値はSRS自重低減機と整合し、従来補正ではやや小さめの N_d 値を与えている。自重低減機との比較からは、やはり式(3.3.1)の従来補正による周面摩擦の補正量は過大と言える。

以上より、MRSに対する従来補正、新補正はSRSの従来機と自重低減機で対応関係が逆となった。しかし今後、SRSは自重低減機が標準的な試験機となるので、MRSの補正方法は式(3.3.2)によるのが妥当であると言える。

参考文献

- 菅原紀明・鈴木勝久・菅原章治：小型動的貫入試験機の開発とその利用，全地連「技術フォーラム'97」講演集，pp.461-464，1997.

3.6 まとめ

第3章では、液状化判定可能な動的コーン貫入試験の開発のために、9地点・12箇所で行った現場実験を行い、地盤強度の高精度化と土質判定手法を検討した。その結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 大型動的コーン貫入試験 (SRS) は、全自動型の従来機、自重低減機及び半自動型、手動型の試験機による調査を行った。各地点でそれぞれ複数試験を行ったが、いずれもほぼ同じ結果となり、再現性が高いことが確認された。また、従来機は打撃装置自重が過大であるため、自重低減機に比べて N_d 値が過小となり、特に粘性土地盤ではその影響が顕著である。
- 2) 中型動的コーン貫入試験 (MRS) は、各地点でそれぞれ複数試験を行ったが、いずれもほぼ同じ結果となり、再現性が高いことが確認された。また、測定打撃回数から周面摩擦とエネルギーの補正を行った補正打撃回数 N_d' を求めるが、その補正方法として従来補正と新補正を比較した。その結果、砂地盤では両者で大差ないが、粘性土地盤では従来補正は周面摩擦の補正量が大きく、 N_d' が過小となることが、新補正では N_d' が単調に増加し、粘土層の強度と整合した。
- 3) ピエゾドライブコーン試験 (PDC) を4地点で実施した結果、貫入抵抗 N_d 値は、深度10m付近までは N 値と良く一致した。10m以深はトルクの増加に伴い N 値よりも大きくなるが、 N_d 値の凹凸は N 値に調和的であることから、適宜 N 値とキャリブレーションすることで精度を向上させることは可能と考えられる。トルク補正係数については、理論値よりも経験値を用いた方が N 値に近い値を示した。PDCの細粒分含有率 F_c は、粒度試験と概ね一致したが、砂分を多く混入する砂質シルトでは、 F_c が粒度試験よりも小さめに評価される場合があった。
- 4) その他の動的コーン貫入試験として、小型の Penny、DSPT、DPM改、PDCPT、SHを実施した。異なる打撃仕様の動的コーン貫入試験でも単位面積・単位貫入量当たりのエネルギーによる補正(付録A1の式(A1.10)による)が有効であり、小型動的コーン貫入試験は深度10m程度までの調査に十分適用できる。
- 5) SRS、MRS試験実施後の試験孔を利用して、通電型水位計によって地下水位を測定し、ボーリングでの孔内水位と比較した結果、測定精度は問題ないと判断できた。ただし、表層付近に不均質な盛土(砂礫材)が厚く存在する場合や自然水位が深い場合には、孔内が閉塞され測定不能となる可能性はあるので、その場合には中空ロッドを挿入し、ロッド内水位を計測するなどの対策が必要と考えられた。
- 6) 土試料の簡易サンプラーとして、SRS試験用の開閉式の従来型SPと新型SPを用いてSPT試料の細粒分含有率 F_c と比較した。その結果、従来型SPの機構上の欠点を改良した新型SPは液状化判定のための土質判定として、精度よく F_c 値を把握できる。一方、MRS試験用として別孔で削孔する手動式バイブロサンプラーを用いてSPT試料の F_c と比較した。その結果、深度10m程度までの連続サンプリングが可能であること、液状化判定のための土質判定として、砂質土層に絞りながら粒度試験を実施すればよいことが考えられた。
- 7) SRS試験でのトルク測定時のコーン周面と地盤の摩擦音を測定してそのスペクトル形状から土質判定(粒度特性)を行うことを試みた。その結果、摩擦音のスペクトル形状(スペクトル幅)から F_c および細粒分の塑性の有無を推定できる可能性を見出した。また、非塑性の土は摩擦音の帯域が狭いが、ピーク周波数は粒径の影響を受けると考えられた。
- 8) 各種動的コーン貫入試験(DCPT)では器具の寸法や質量が異なるため、打撃効率(ハンマーの打撃エネルギーとアンビル直下のロッドの伝達される打撃エネルギーの比率)も異なる可能性が指摘されている。そこで、滋賀県守山市水保の砂質土地盤において、標準貫入試験(SPT)

を含めた各種 DCPT において、ロッドの伝達される打撃エネルギーを測定し、打撃効率を求めた。その結果、SPT と DCPT の打撃効率の平均値は、Penny と SH ($m=3\text{kg}$) を除けば、およそ 60 % を超えること、ハンマーとアンビルの間に挟むクッション (緩衝材) が厚くなると、打撃効率は 20% 程度減少すること、測定した打撃エネルギーと一打撃当たりの貫入量を用いて、エネルギー式から算定した動的コーン貫入抵抗は、静的コーン貫入試験コーン貫入抵抗と比較的良好一致を示すこと、したがって動的測定を伴う動的コーン貫入試験は、地盤構成を比較的高い精度で測定できる可能性があること、などが明らかになった。

- 9) 8 地点で SRS 従来機と自重低減機の N_d 値を比較した結果、打撃装置自重の影響は砂質土地盤では小さいが、粘性土地盤で大きく、特に軟弱な沖積粘土層に対する従来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と言える。
- 10) 17 地点 (過去の調査データも含む) の従来機 N_d 値と N 値を比較した結果、砂質土では $N_d \approx N$ となるが、粘性土では $N_d > N$ (約 2.5 倍) となった。一方、7 地点の自重低減機 N_d 値と N 値を比較した結果、砂質土ではやはり $N_d \approx N$ となる。粘性土では自重低減の影響が大きく $N_d > N$ となった。土質によって N_d 値と N 値の関係が異なる理由は、中実コーンである SRS と中空サンプラーである SPT の貫入メカニズムの相違から説明することができた。
- 11) 粘性土地盤を対象に 12 地点の従来機 N_d 値と q_u 値を比較した結果、両者に相関性が認められた。ただし、回帰式の切片は $N_d=0$ 、すなわち自沈するときの q_u であり、打撃装置自重が大きい従来機では大きくなることが想定された。一方、3 地点の自重低減機 N_d 値と q_u 値を比較した結果、両者の相関性は高く、やはり回帰式の切片は従来機よりも小さくなった。この回帰式を用いれば、 N_d 値から q_u 値あるいは非排水せん断強さ $s_u=q_u/2$ を推定することが可能と考えられた。
- 12) 13 地点 (過去の調査データも含む) の MRS 従来補正、新補正と SRS 従来機の N_d 値を比較した結果、従来補正の N_d 値は SRS 従来機と整合し、新補正ではやや大きめの N_d 値を与えた。一方、6 地点の MRS 従来補正、新補正と SRS 自重低減機の N_d 値を比較した結果、新補正の N_d 値は SRS 自重低減機と整合し、従来補正ではやや小さめの N_d 値を与えた。今後、SRS は自重低減機が標準的な試験機となるので、MRS の補正方法は新補正によるのが妥当と言える。

第4章 液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング試験の開発

4.1 概要

第4章では、スウェーデン式サウンディング試験（SWS）を各地の現場で実施した結果を示す。さらに、標準貫入試験（SPT）の N 値や粘性土では一軸圧縮強さ q_u 値との対応関係を検討する。現場実験の内容と敷地情報は3.2を参照されたい。また、各現場で実施した試験内容と実施機関は表-3.1.1に示した。

本研究で用いた試験機は、写真-4.1.1に示すN社（日東精工、ジオカルテ）、写真-4.1.2、4.1.3に示すY社（ワイビーエム、Y100、大阪市鶴町以降はY75も使用、100、75はロッド長(cm)）、写真-4.1.4に示すH社（報国エンジニアリング）による全自動型試験機である。さらに、実施機関N社（日本建築総合試験所）ではSWS試験のロッドの周面摩擦除去のために、二重管のロッド形式とした二重管スウェーデン式サウンディング試験（DT-SWS）も実施した。

4.2ではSWS試験の現場実験結果を、4.3ではDT-SWS試験によるロッドの周面摩擦の影響検討を、4.4ではSWS試験結果を三成分コーン貫入試験（CPT）による解釈を、4.5ではSWS試験結果とSPTの N 値、一軸圧縮強さ q_u 値との相関性を検討した結果を示す。



写真-4.1.1 N社 SWS 試験機



写真-4.1.2 Y社 SWS 試験機 (Y100)



写真-4.1.3 Y社 SWS 試験機 (Y75)



写真-4.1.4 H社 SWS 試験機

4.2 現場実験結果

4.2.1 スウェーデン式サウンディング(SWS)試験結果

(1) 大阪市東中浜

図-4.2.1 に東中浜における 2 社による SWS と DT-SWS の試験結果を示す。表層の砂礫層で N_{sw} が大きい、深度 3.5m～16.8m の沖積粘土では自沈又は N_{sw} が単調増加となっている。SWS はこの土質変化に伴う強度変化をよく捉えている。また、図(3)の DT-SWS の結果から、二重管によってロッドと土の周面摩擦を切ると、沖積粘土部のほとんどが自沈となることから、粘土部での周面摩擦の影響は大きいことがわかる。DT-SWS の結果の詳細と解釈は 4.3 で詳しく述べる。

(2) 神栖市堀割

図-4.2.2 に神栖における 3 社による SWS と 2 社による DT-SWS の試験結果を示す。深度 4m～8m までの粘性土層では自沈しているが、8m 以深の砂層で N_{sw} が大きくなっているが、各社によるばらつきがやや見られる。また、図(4)、(5)の DT-SWS の結果から、粘性土層と砂層で N_{sw} が小さくなっている。

(3) 浦安市運動公園

図-4.2.3 に浦安市運動公園における 3 社による SWS と 2 社による DT-SWS の試験結果を示す。深度 14m までは埋立層と砂質土で N_{sw} の増減が大きい。深度 16m 以深の粘土層では N_{sw} が単調増加しているが、深度の割には N_{sw} が小さい。これは当地の粘土層は鋭敏性が非常に高いため、スクリーポイントの回転貫入によって練り返され、抵抗が小さくなったと考えられる。なお、各社による差はあまり見られない。また、図(4)、(5)の DT-SWS は SWS とほぼ同じ結果となっており、周面摩擦の影響はあまり見られない。

(4) 浦安市鉄鋼通り

図-4.2.4 に浦安市鉄鋼通りにおける 3 社による SWS (図(2)には DT-SWS) の試験結果を示す。基本的に運動公園と同様で、深度 16m までは埋立層と砂質土で N_{sw} の増減が大きく、深度 16m 以深の粘土層では N_{sw} が単調増加している (深度の割には N_{sw} が小さい)。また、DT-SWS は SWS とほぼ同じ結果となっている。

(5) 守山市今浜

図-4.2.5 に守山市今浜における 5 社による SWS と 2 社による DT-SWS の試験結果を示す。深度 4.6m 以深は粘土層であり、 N_{sw} は単調に増加している。ただし、 N_{sw} 値は各社によって若干異なり、試験機の違いの影響が見られる。なお、16m 以深で浦安 (運動公園、鉄鋼通り、港) と比較すると、 N_{sw} が大きいことがわかる。また、図(6)、(7)の DT-SWS の結果から、粘土層のほとんどが自沈となることから、粘土部での周面摩擦の影響は大きいことがわかる。

(6) 守山市水保

図-4.2.6 に守山市水保における 5 社による SWS と 2 社による DT-SWS の試験結果を示す。当地は砂質土主体で粘性土を挟むが、各社ともほぼ同様な結果が得られている。また、DT-SWS は SWS とほぼ同じ結果となっている。

(7) 大阪市鶴町

図-4.2.7 に大阪市鶴町における SWS の試験結果を示す(これ以降の N 社の SWS は Y100 と Y75 試験機による)。Y100 と Y75 による違いはほとんどない。10m 以深の粘土層で N_{sw} が単調に増加している。守山市今浜と同様に、16m 以深で浦安 (運動公園、鉄鋼通り、港) と比較すると、 N_{sw} が大きいことがわかる。

(8) 浦安市港

図-4.2.8 に浦安市港における 4 社による SWS (図(4)は手動式試験機で、深度 9m で終了) と 1 社による DT-SWS の試験結果を示す。深度 2~5m の埋立 (浚渫粘土) 層は軟弱で、自沈している。深度 5~16m までは砂質土で N_{sw} の増減が大きい。浦安運動公園、鉄鋼通りと同様に、深度 16m 以深の粘土層では深度の割には N_{sw} が小さい。これも鋭敏性が非常に高いためと考えられる。なお、各社による差はあまり見られないが、手動式はややばらつきが大きい。また、図(4)、(5)の DT-SWS は SWS とほぼ同じ結果となっている。

(9) 唐津市原

図-4.2.9 に唐津市原における 1 社による SWS と DT-SWS の試験結果を示す。当地は砂質土主体の地盤であるが、DT-SWS は、全体に少し N_{sw} が小さい傾向が見られるが、SWS と大差はない。

(10) 唐津市岸山

図-4.2.10 に唐津市岸山における 1 社による SWS と DT-SWS の試験結果を示す。当地は粘性土による盛土地盤であるが、全体としてややばらつきはあるが (地盤の不均質性の影響?)、SWS と DT-SWS の違いはあまり見られない。

(11) 香取市地点 1

図-4.2.11 に香取市地点 1 における 2 社による SWS の試験結果を示す。図(2)の調査深度が浅いが、2 社による結果はほぼ一致している。2 社ともに全体としての再現性は高く、深度 3~5m のシルトと砂の互層部分は軟弱で、自沈している。また、5m 以深から厚く堆積する砂地盤では、13m 前後で N_{sw} が大きい、それ以外は N_{sw} が 200 前後となっている。

(12) 香取市地点 2

図-4.2.12 に香取市地点 2 における 3 社による SWS 試験結果を示す。いずれの試験も表層から 3m までの砂とシルトの互層となっている軟弱な地盤では自沈している。3m 以深からは砂層が厚く堆積するが、一部シルトを含む深度 7~8m 付近においても自沈していることがわかる。それ以外の砂層の部分では、 N_{sw} が増減を繰り返しながらも深度方向に増加していく結果となった。ただし、深度 8~14m において、図(2)と図(3)の N_{sw} はほぼ一致するが、図(1)の N_{sw} はかなり大きい。この理由として、図-3.2.31 に示した試験位置から、前者の 2 つの試験は東側、後者の試験は西側で実施しており、地点による地盤の不均一性が現れたと考えられる。

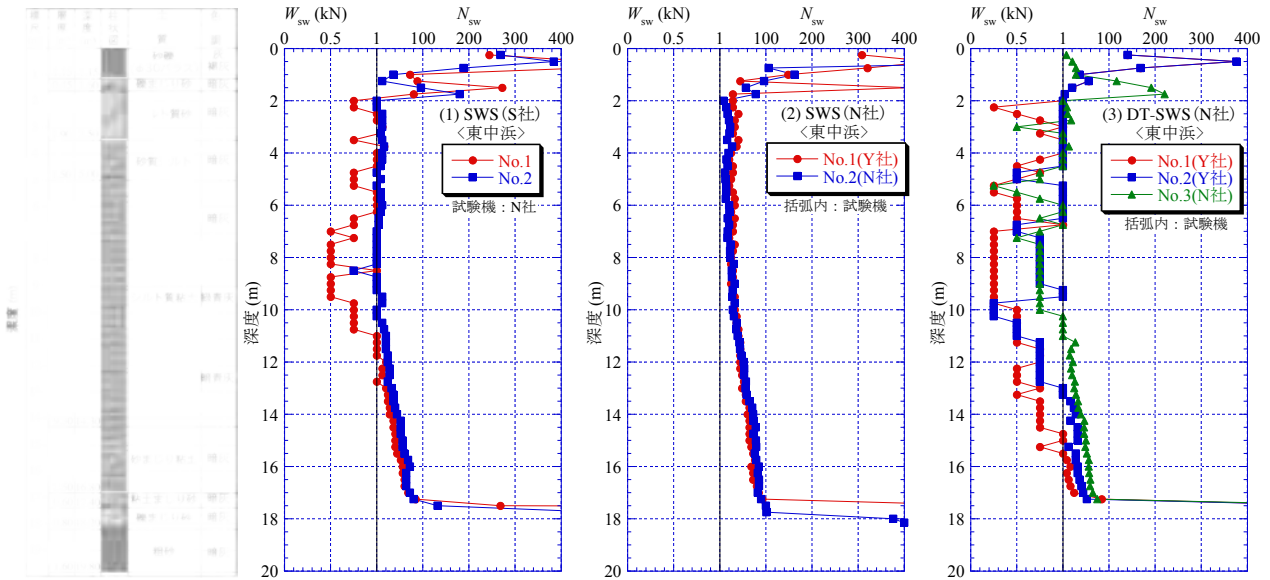


図-4.2.1 大阪市東中浜での SWS の試験結果

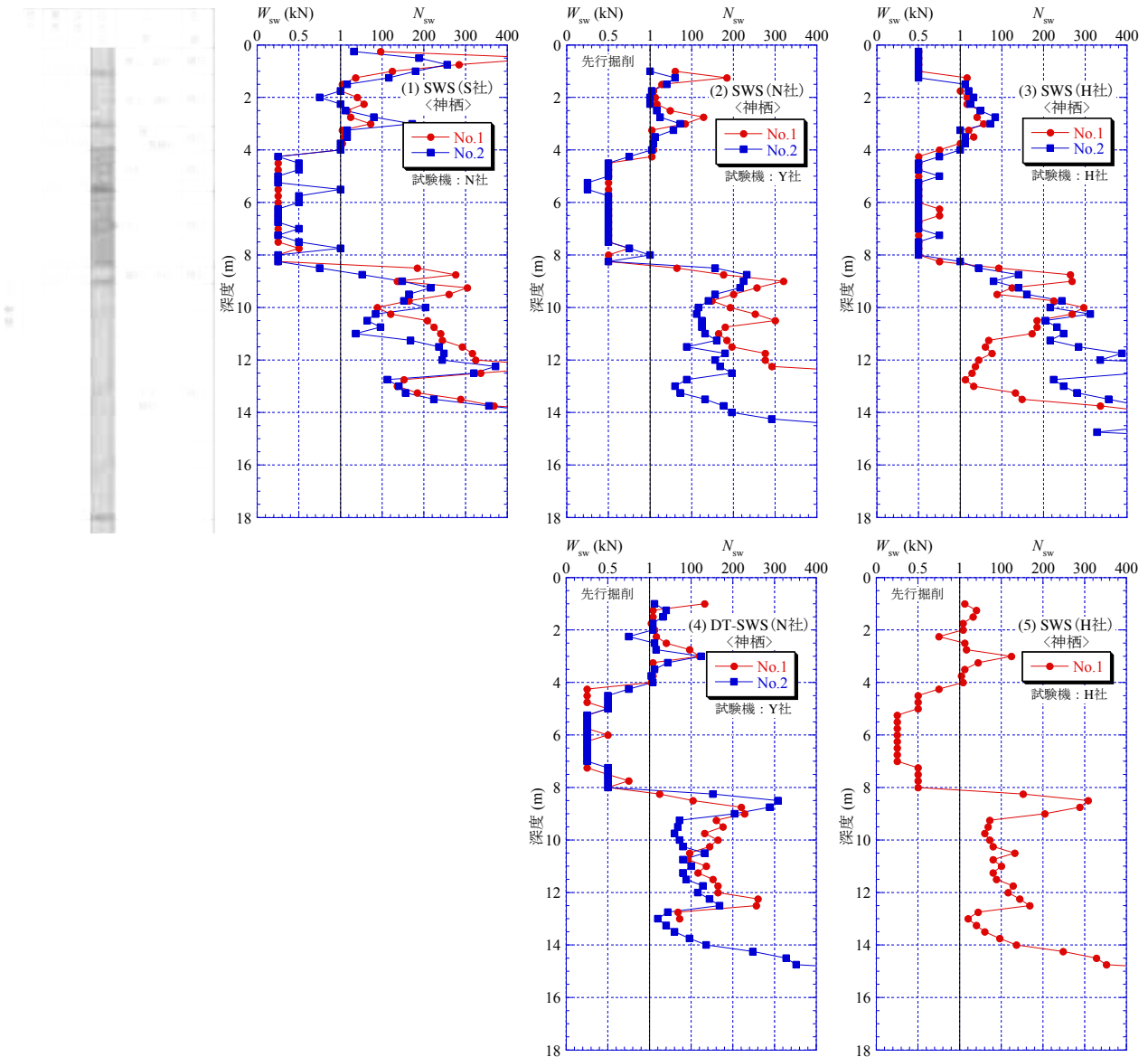


図-4.2.2 神栖市堀割での SWS の試験結果

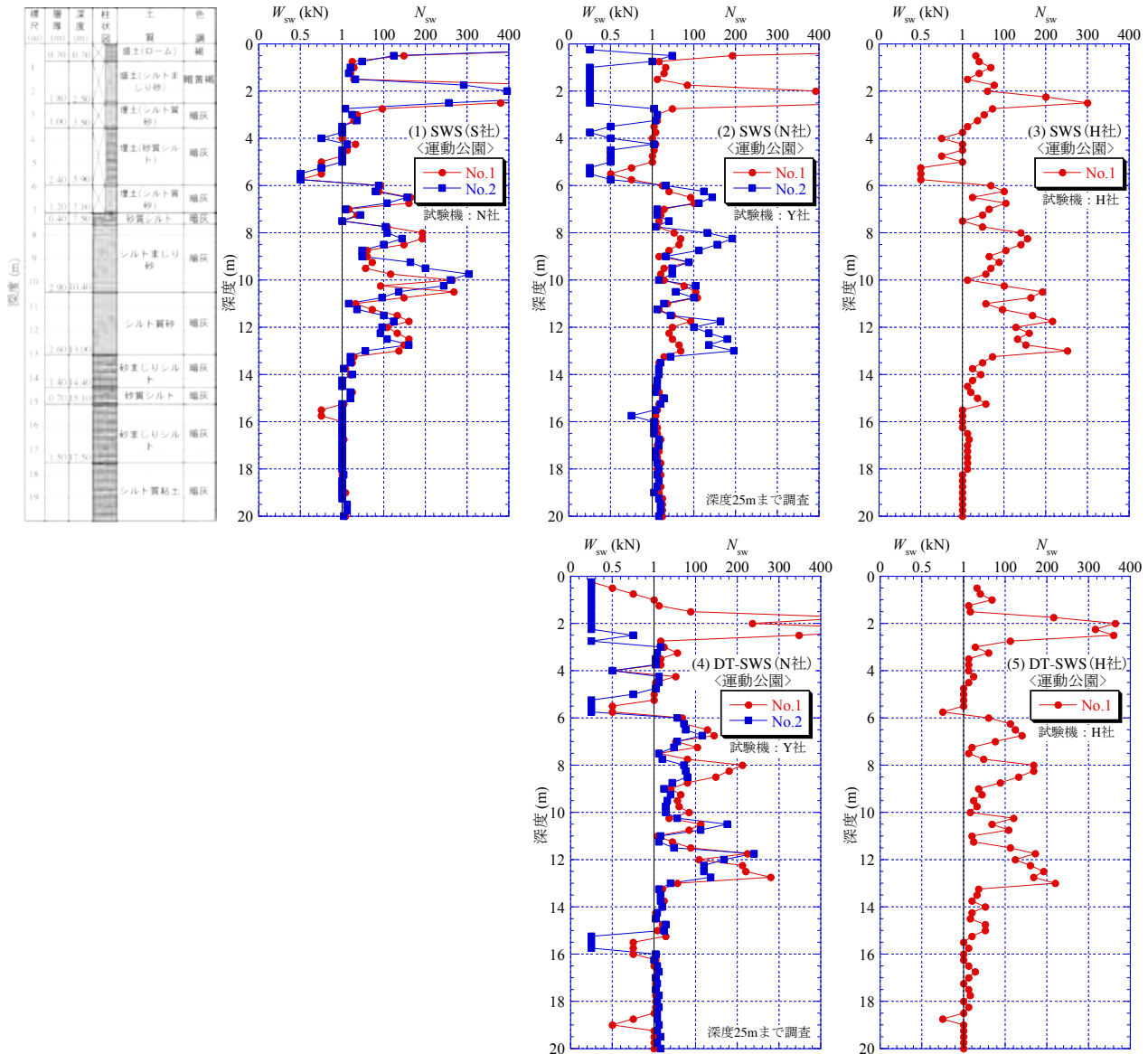


図-4.2.3 浦安市運動公園での SWS の試験結果

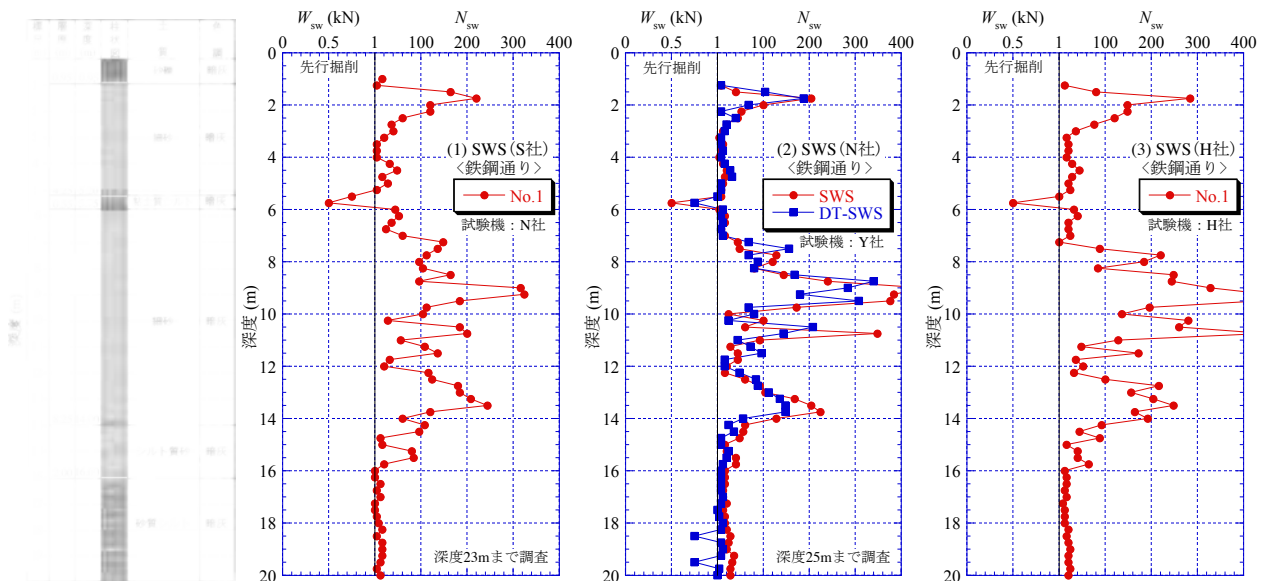


図-4.2.4 浦安市鉄鋼通りでの SWS の試験結果

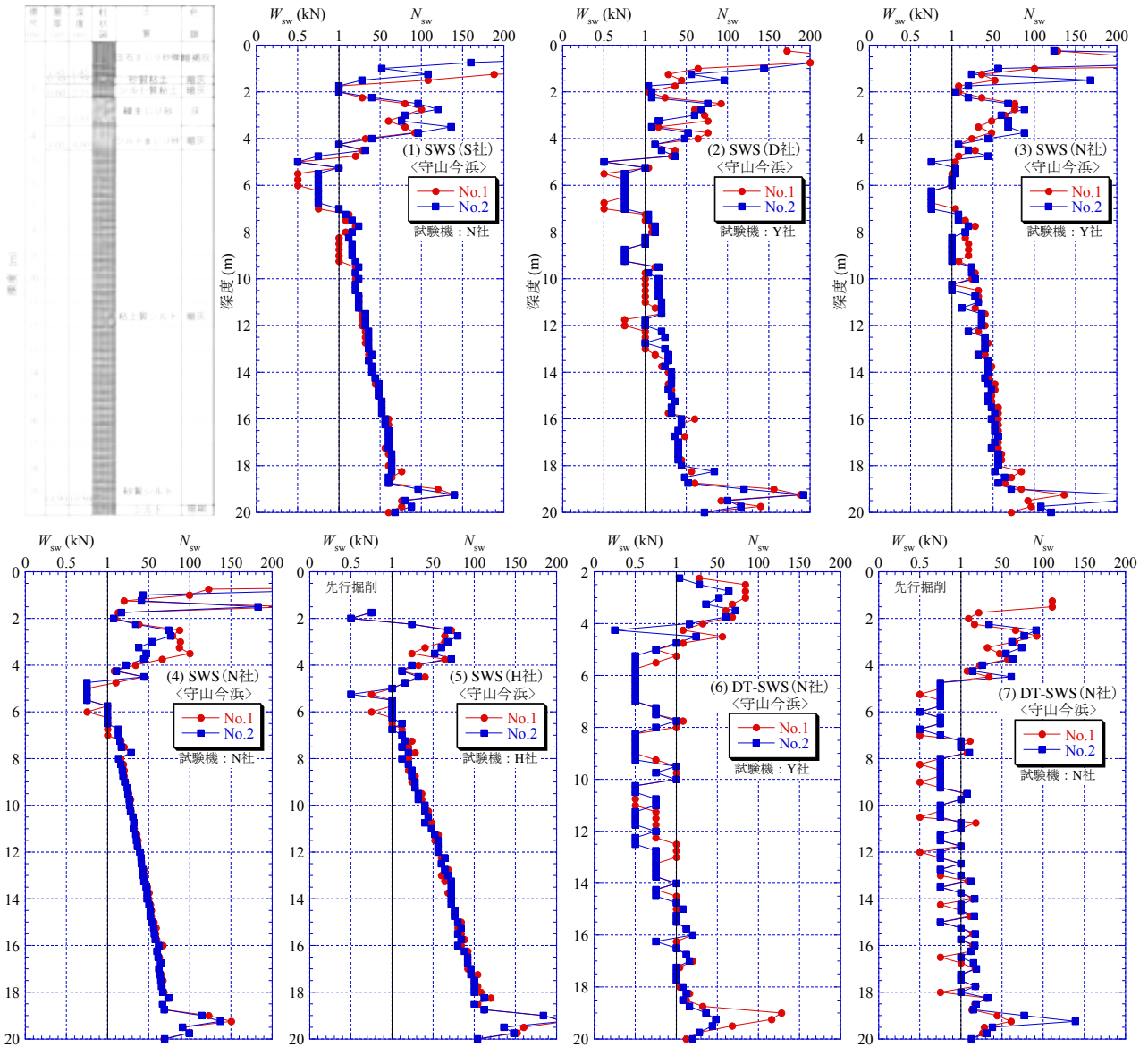


図-4.2.5 守山市今浜でのSWSの試験結果

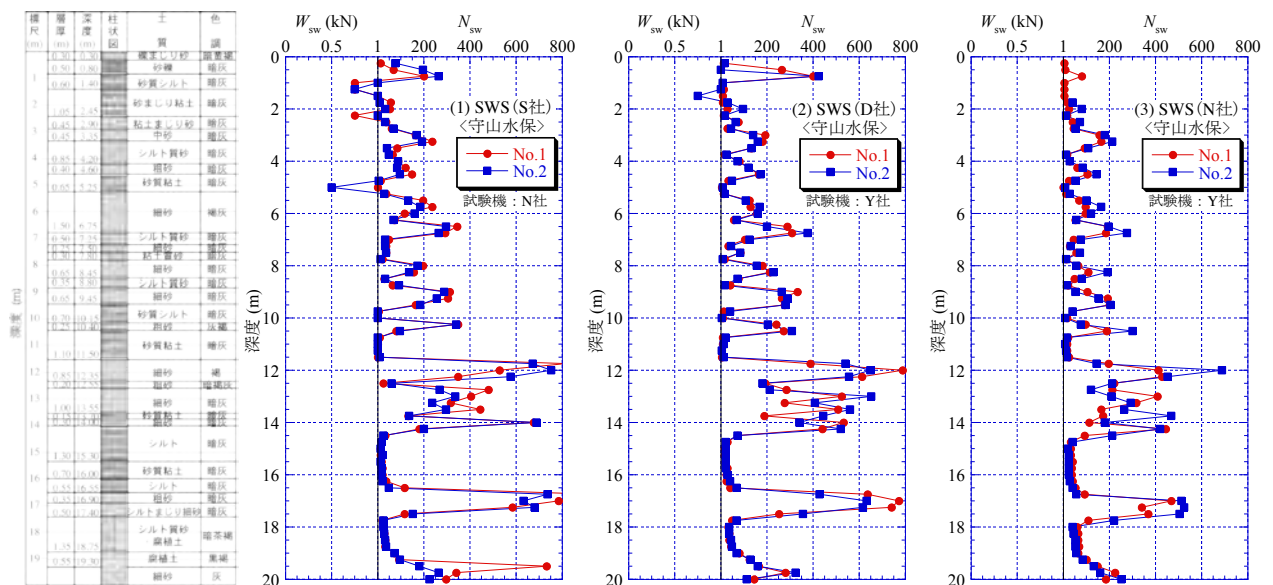


図-4.2.6 守山市水保でのSWSの試験結果 (つづく)

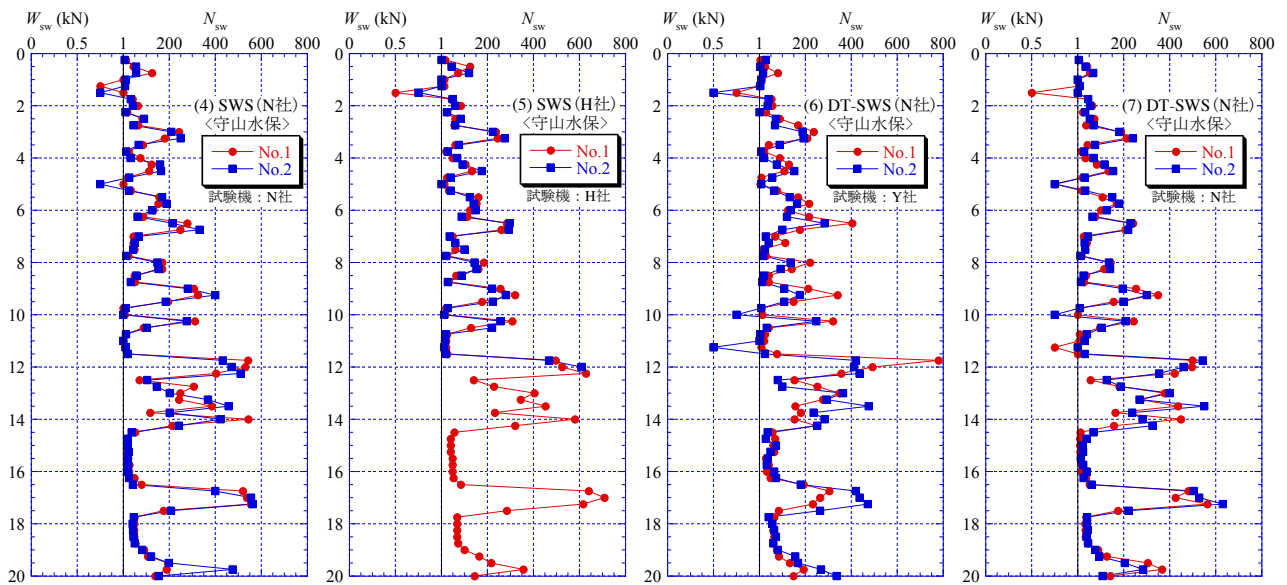


図-4.2.6 守山市水保でのSWSの試験結果(つづき)

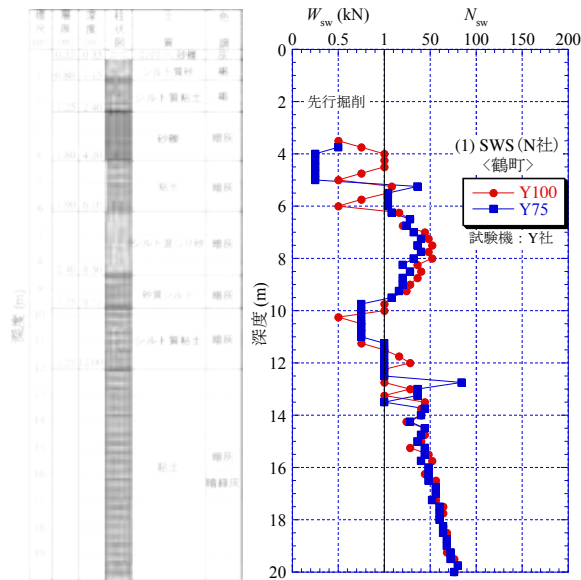


図-4.2.7 大阪市鶴町でのSWSの試験結果

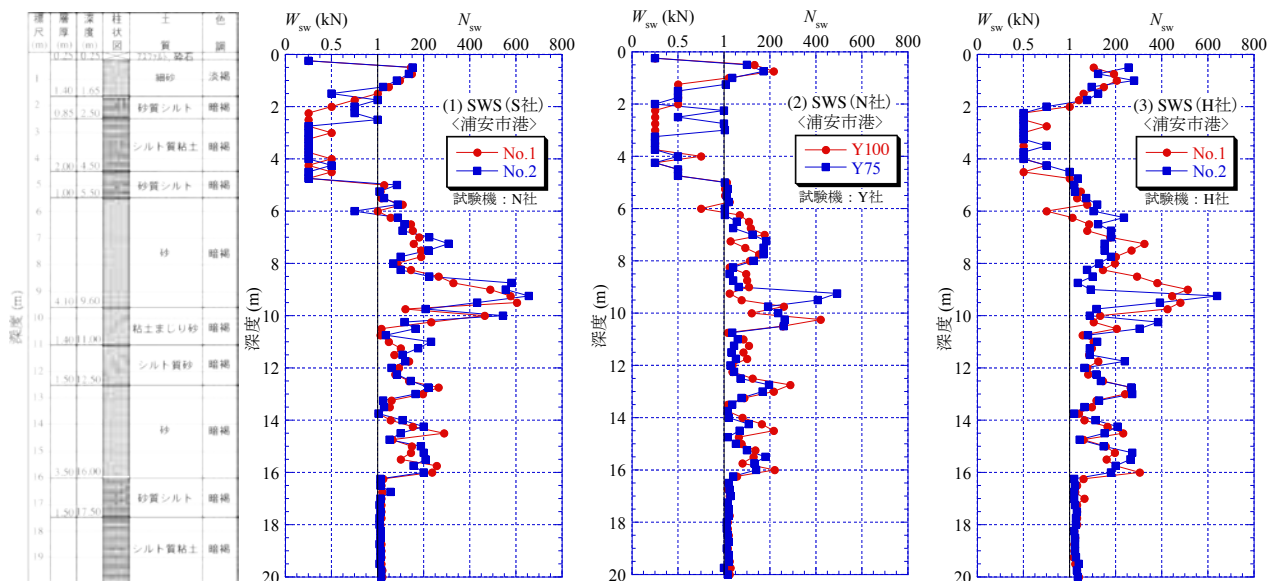


図-4.2.8 浦安市港でのSWSの試験結果(つづく)

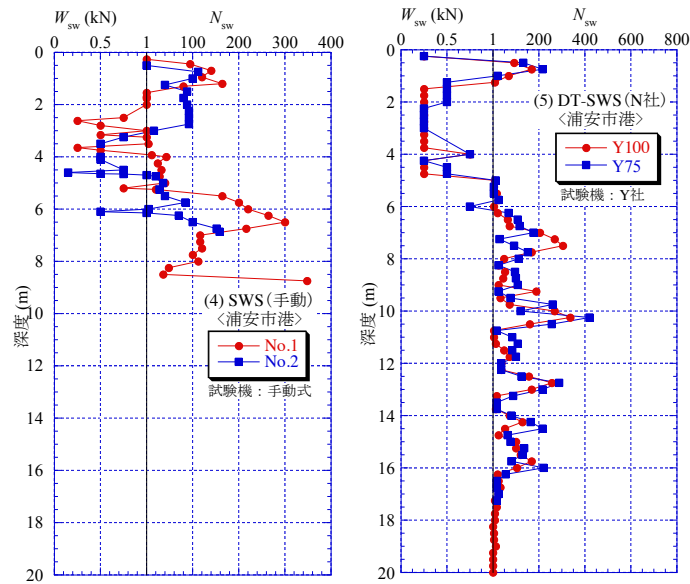


図-4.2.8 浦安市港での SWS の試験結果 (つづき)

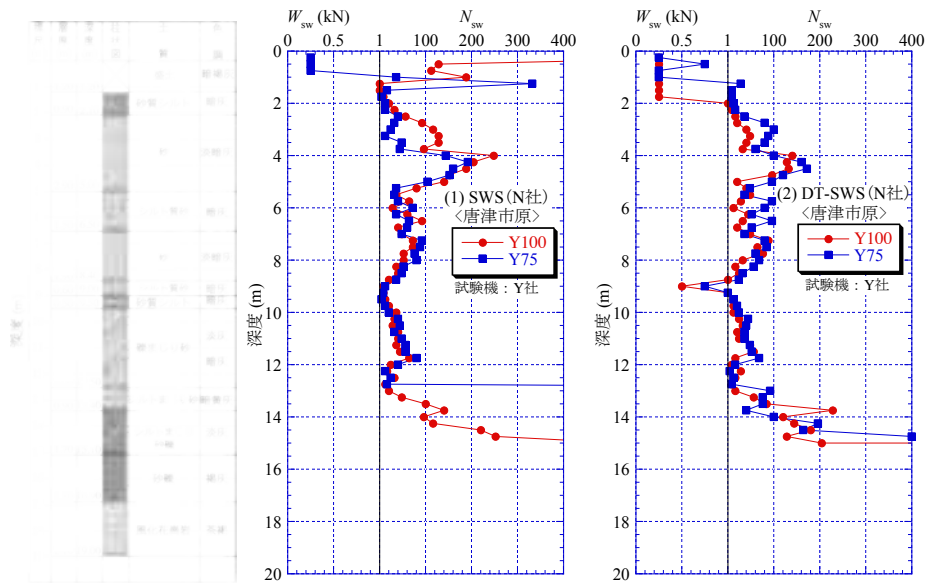


図-4.2.9 唐津市原での SWS の試験結果

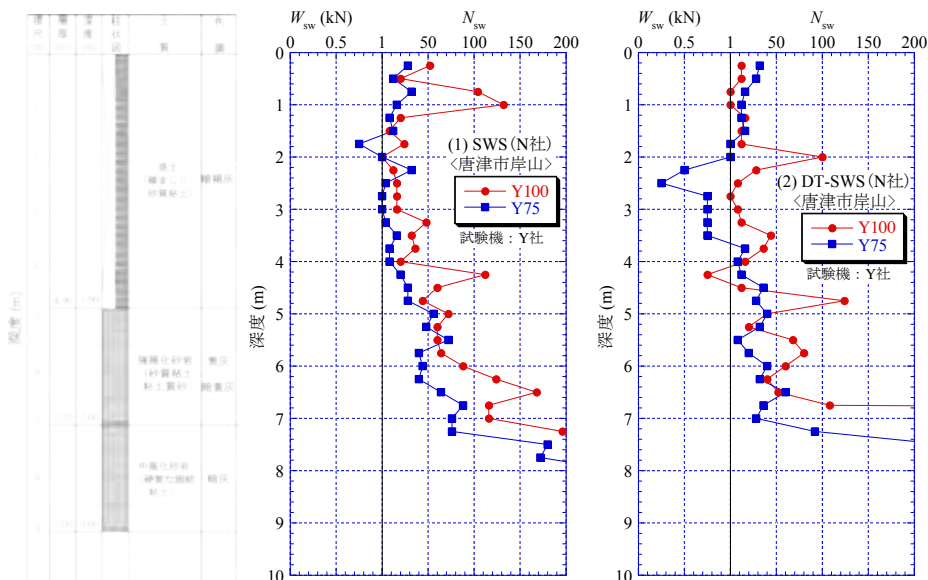


図-4.2.10 唐津市岸山での SWS の試験結果

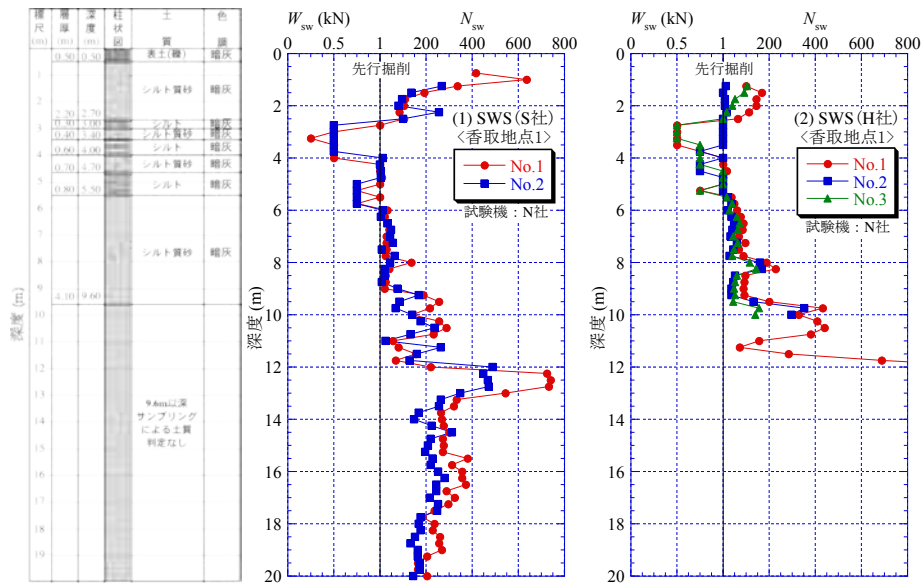


図-4.2.11 香取市地点1でのSWSの試験結果

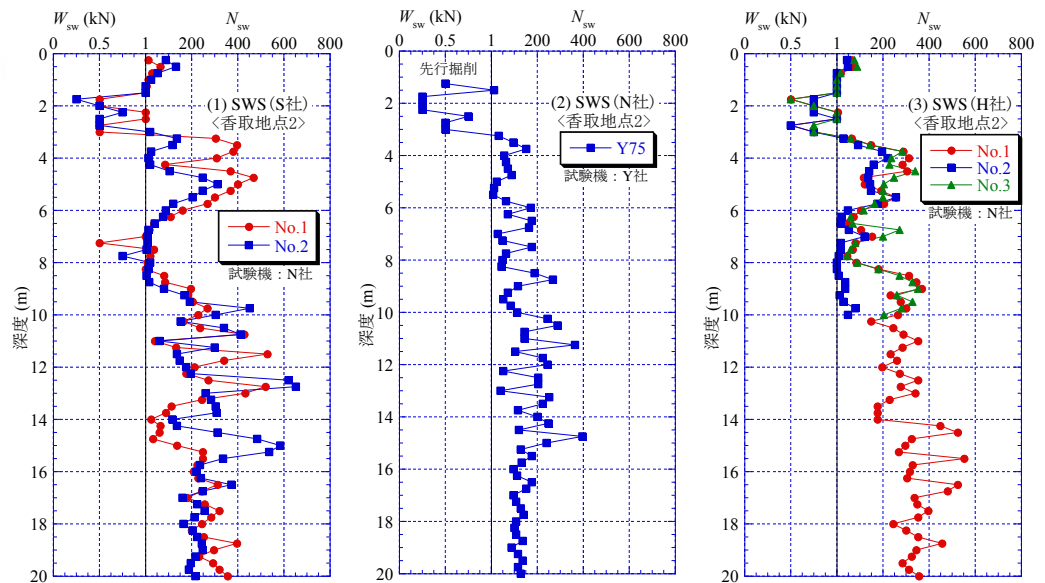


図-4.2.12 香取市地点2でのSWSの試験結果

4.2.2 地下水位測定と簡易サンプラーによる土質判定結果

(1) SWS-WL 試験時の地下水位測定結果

ここでは、千葉県浦安市高洲地点 1・3、滋賀県守山市今浜・水保、千葉県香取市地点 1・2 において実施した地下水位測定スウェーデン式サウンディング試験¹⁾ (以後、SWS-WL と呼ぶ) の試験概要と結果を報告する。

a) 試験概要

現在、標準貫入試験に比べ簡便で安価なことから、住宅地盤調査は SWS 試験が主流となっている。しかし、SWS 試験から正確な地下水位を測定することが困難であることや、土のサンプリングができないため土質の判別を行うためには、地形図や近隣データ等の資料を用いる必要がある。しかし、地盤に簡単に孔を設けることが SWS 試験の利点であり、本測定法はこの SWS 試験孔を利用したものである。

本測定法の手順を以下に述べる。通常の SWS 試験を行った試験後の孔に、SWS 試験で用いるロッドと同じ径の中空の有孔管の先端にスクリーポイントを装着し、貫入試験を実施する要領で地中に挿入を行う。使用する有孔管は、外径 $\phi 19\text{mm}$ 、内径 $\phi 7\text{mm}$ 、側面に $\phi 4\text{mm}$ の横穴を 250mm ピッチで開けた長さ 1m の中空の鋼製ロッドである。貫入後、横穴から地下水が流入するので、有孔管内の水位が安定してから、写真-4.2.5 に示すようにアナログメータ式の交流式比抵抗水位計で有孔管内の孔内水位を計測する。



写真-4.2.5 地下水位測定状況

b) 試験結果

①千葉県浦安市

千葉県浦安市における SWS-WL 試験による地下水位測定結果を表-4.2.1 に示す。通常の SWS 試験を G.L.-20m まで実施した後、試験孔に有孔管を 5m 挿入し、水位が安定するまでの経過時間と孔内水位の関係を記録した。有孔管の長さは想定地下水位の 1.5 倍程度を目安としているが、本調査地は地下水位が浅く軟弱な埋立地であることから、孔内に土粒子が多く流入してくることを予想し、有孔管の長さを 5m とした。土粒子が有孔管内に多く流入すると、孔内に土粒子が堆積してしまい、水位を正確に測定できない場合がある。安定時の孔内水位は、地点 1 は G.L.-0.50m、地点 3 は G.L.-0.40m であり、これはボーリング調査の地下水位 G.L.-0.45m とも概ね一致している。

図-4.2.13 に、SWS-WL 試験における有孔管貫入後の経過時間と、安定時の孔内水位の差を示す。地点 1 では、有孔管貫入直後の水位は G.L.-1.12m であったが、時間経過に伴い孔内水位が徐々に

安定水位に近づいていく。安定するまでに要した時間は 25 分である。地点 3 では、有孔管貫入直後の孔内水位は G.L.-0.56m、安定後の水位は G.L.-0.40m、要した時間は 15 分であった。貫入直後の孔内水位に差は見られたが、時間が経過した安定後の孔内水位はボーリング調査とほぼ一致した。この安定するまでの時間の違いは、地下水位および有孔管付近の土質の違いによるものと考えられる。地点 1 の G.L.-0.00~0.50m の試料の細粒分含有率 F_c は 38.2%、地点 3 の G.L.-0.00~0.50m の試料の F_c は 24.4%と若干の差が観察された。このような土質の違いによる透水係数の差が、安定するまでの時間に影響したものと考えられる。

表-4.2.1 地下水位測定結果（浦安市高洲）

地点 No.	孔内水位(G.L.-m)		所要時間(分)	ボーリング調査の 地下水位(GL-m)
	貫入直後	安定時		
地点 1	1.12	0.50	25	0.45
地点 3	0.56	0.40	15	0.45

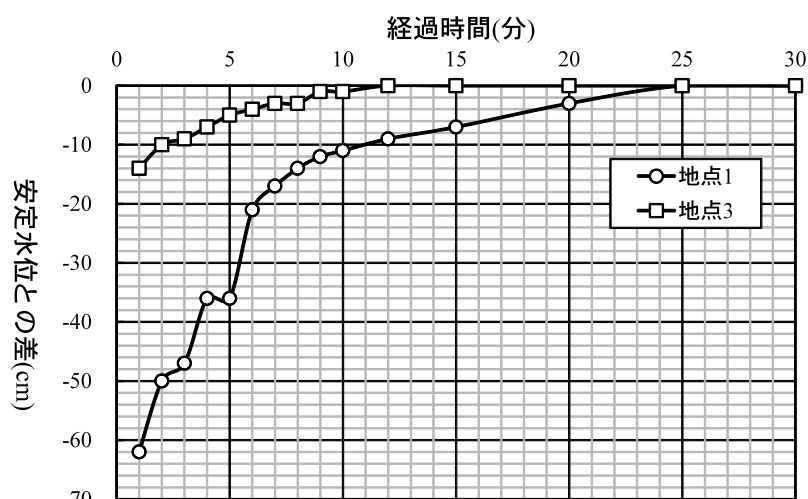


図-4.2.13 経過時間と地下水位（浦安市高洲）

②滋賀県守山市今浜・水保

表-4.2.2 に滋賀県守山市で実施した地下水位測定結果を示す（SRS、MRS の測定方法は 3.3.5 参照）。今浜（地点 1）では、SWS-WL の地下水位は他よりもやや浅い結果となったが、これは前日、当日朝までの降雨の影響が考えられる。その他の地下水位測定結果はボーリング調査の地下水位と概ね一致していた。水保（地点 2）の地下水位測定結果は約 1.20m となっており、ボーリング調査による地下水位測定結果と異なっていた。この理由としては、ボーリング調査から約 1 週間後の測定結果であり、地下水位が若干変動した可能性が考えられる。

表-4.2.2 地下水位測定結果（守山市）

地点 No.	調査法	地下水位 (G.L.-m)	測定日
今浜 (地点 1)	ボーリング	1.80	11/15
	SRS (通電型水位計)	1.80	11/20~22
	MRS (通電型水位計)	1.65	11/21
	SWS_WL	1.42	11/27
水保 (地点 2)	ボーリング	0.74	11/12
	SRS (通電型水位計)	1.20	11/21~22
	MRS (通電型水位計)	1.15	11/20
	SWS_WL	1.20	11/27

ボーリングと同時期に行われた RI-CPT 試験による地下水位は 0.80m であり、ボーリング調査と概ね一致する。地下水位測定時には、地下水位は季節変動、日変動、天候等で変動するため、液状化判定時には考慮する必要がある。

③千葉県香取市地点 1・2

表-4.2.3に千葉県香取市において実施した地下水位測定結果を示す。表にはMRSによる結果と後述する自動式バイプロサンプリング機を用いた試料採取後に、ケーシングパイプを抜いた後の調査孔で投込式水位計を用いて測定した値も示した。地点1、2において、やはり日変動等が原因と考えられる若干の差は見られたものの、ほぼ同様の結果となった。

表-4.2.3 地下水位測定結果（香取市）

地点 No.	調査法	地下水位 (G.L-m)	測定日
地点 1	MRS (通電型水位計)	1.22	12/10
	SWS (自動 Vibro)	1.05	12/5
	SWS_WL	1.00	12/5
地点 2	ボーリング	1.30	12/7
	MRS (通電型水位計)	0.95	12/12
	SWS (自動 Vibro)	0.71	12/6
	SWS_WL	0.66	12/6

(2) SWS 試験時の簡易な地下水位測定結果

SWS 試験実施後の試験孔を利用して、測定棒（写真-4.2.6、4.2.7）を挿入して地下水位（安定水位）を測定棒のぬれ具合から測定した。表-4.2.4に7地点で実施した結果をボーリングでの孔内水位とあわせて示す。測定は全て液状化を対象とした沖積低地で実施した。ボーリングでの測定結果と若干の差がみられる地点もあったが、測定日が違うこともあり、精度は問題ないと判断できる。



写真-4.2.6 SWS 試験で用いた水位測定棒



写真-4.2.7 水位確認状況

表-4.2.4 地下水位測定結果

地点名	SWS での測定結果 (GL -m)	ボーリングでの測定結果 (GL -m)
茨城県神栖市堀割	0.40	0.35
千葉県浦安市運動公園	2.00	2.30
滋賀県守山市今浜	1.40	1.80
滋賀県守山市水保	0.80	0.74
千葉県浦安市港	0.80	0.92
千葉県香取市佐原地点 1	1.15	—
千葉県香取市佐原地点 2	1.05	1.30

測定棒は径 6mm の丸鋼の端部にネジがきってあり、1m 単位で継ぎ足すことのできる構造となっている。SWS 試験のスクリュウポイント径 33mm、ロッド径 19mm に比較して相当に細いこともあり、試験孔にストレスなく挿入できる。

ロープ式水位計は、孔内崩壊があった場合に先端水位計が貫入できなくなり測定不能となる場面があるが、測定棒については試験孔内で崩壊が発生しても測定棒自体に強度があり、圧入すること

で測定可能となることが多い。しかし、水位が GL-3m 以深となるような場合に精度よく水位を測定しようとするならば中空ロッドを挿入し、ロッド内水位を計測することが望ましい。

(3) 自動式バイブロサンプリング機による試料採取

滋賀県守山市、千葉県香取市では、SWS 試験後に別孔で自動式バイブロサンプリング機 (ECO-1V、写真-4.2.8) による試料採取を実施した。

この試験機では内部にビニールコアパックを装填した外径 $\phi 66\text{mm}$ 、試料採取長 1m のサンプラーをバイブロサンプリング機により地盤中に貫入させる。貫入後、サンプラーを地盤中から引抜き、ビニールコアパックと共に採取試料を取り出す。先端にはコアキャッチャーを取付け、引抜き時に採取試料が脱落しないようになっている。サンプリング後の孔壁を保護するためのケーシングパイプを打込んだ後、次の深度までサンプラーを打込み試料採取を行う。サンプラーとケーシングパイプを交互に打込み、所定深度まで試料採取を行う。

深さ 15~20m 程度まで連続サンプリングを行うことができる。ただし、緩い砂地盤ではバイブロによって液状化が発生することがあるので、千葉県香取市においては液状化が発生した緩い砂地盤であることを考慮し、バイブロの起振力を打撃に変換する液状化防止カップリングおよびモンケンによる打撃によりサンプリングを行った。



写真-4.2.8 自動式バイブロサンプリング機 (ECO-1V)

①滋賀県守山市

自動 Vibro (ECO-1V) により採取した試料と 0.5m ピッチで行った標準貫入試験 (SPT) による採取試料の物理試験結果の比較を行った。図-4.2.14、4.2.15 にそれぞれ今浜 (地点 1)、水保 (地点 2) の物理試験結果 (砂分含有率、細粒分含有率 F_c 及び自然含水比 w_n) の比較を土質柱状図とともに示す。自動 Vibro の粒度の結果は、SPT 試料の結果と概ね一致している。図-4.2.15 の水保の粒度の結果は、浅い深度において概ね一致しているが、G.L.-5m 以深でやや相違が見られている。この理由としては、水保は複雑な互層となっており、連続サンプリングにおいては、下層において粘性土は砂分が少なく、砂分の比較ではやや異なっていたことから、図(3)に自然含水比 w_n による比較を行った。SPT 試料の G.L.-9.25m 付近の自然含水比 w_n は 26.4%、G.L.-9.75m 付近は 47.2% に対し、自動 Vibro における G.L.-9.60m 付近の自然含水比 w_n は 38.0% とほぼ平均値を示しており、サンプリング自体に問題はなかったと考えられる。

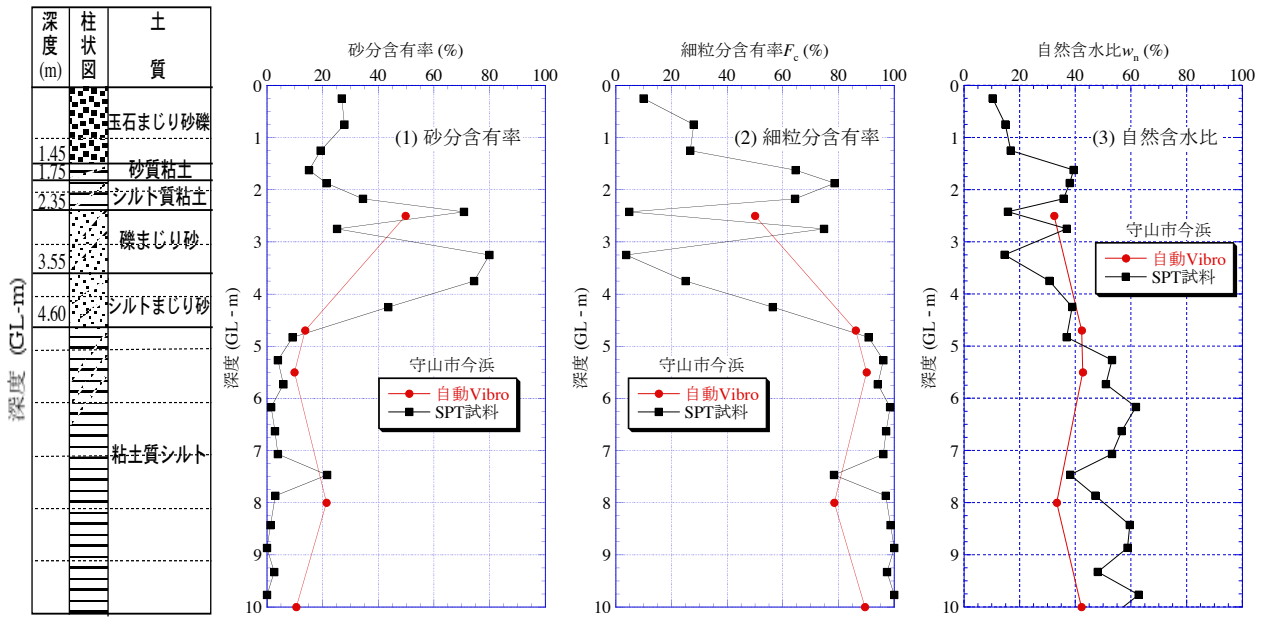


図-4.2.14 守山市今浜の物理試験結果の比較

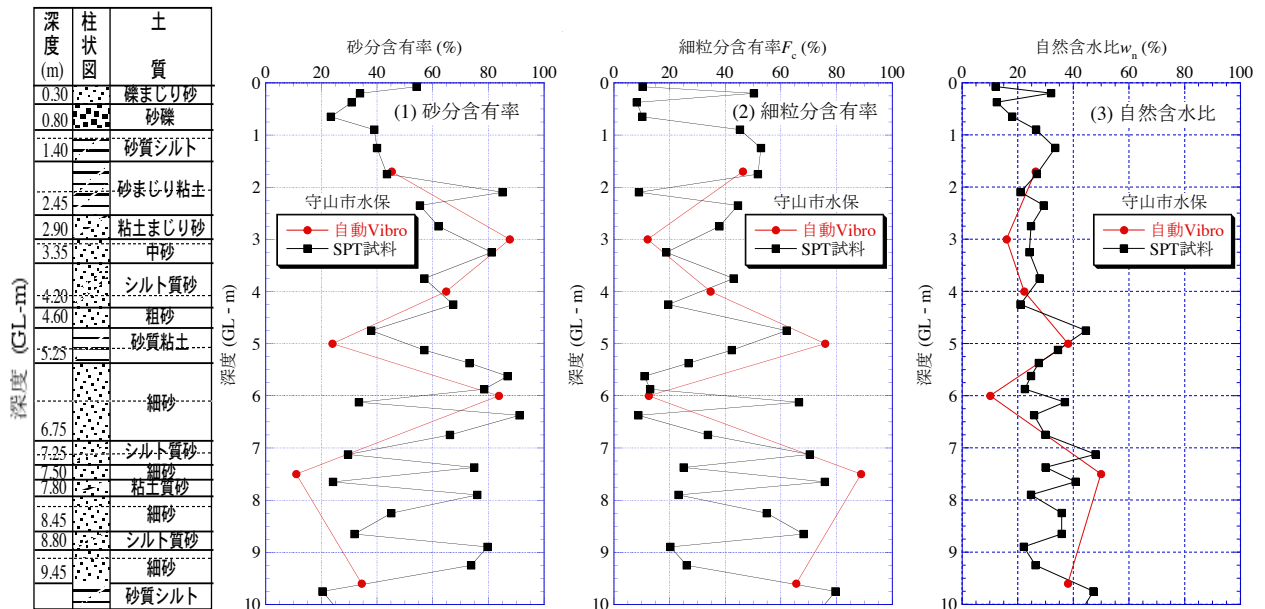


図-4.2.15 守山市水保の物理試験結果の比較

② 千葉県香取市

地点1は基準ボーリングを実施しなかったため、手動式バイブロサンプラー(3.3.5(3)参照)と自動Vibroによる試料採取結果の比較を行った。地点2は基準ボーリングを実施したため、SPT採取試料と自動Vibroによる採取試料、参考として手動Vibroによる採取試料の比較を行った。図-4.2.16、4.2.17にそれぞれ香取市地点1、地点2の物理試験結果(砂分含有率、細粒分含有率 F_c 及び自然含水比 w_n)の比較を土質柱状図とともに示す。

図-4.2.16の地点1では、手動VibroはG.L.-9.60mまで、自動VibroはG.L.-8.00mまで連続的に試料採取を行った。砂質土と粘性土が互層になっているG.L.-3.00~5.00mにおいて、やや F_c に差異が見られた。手動Vibroはバイブロによる圧入、自動Vibroは液状化防止カップリングを用いてサンプリングを実施したため、サンプリング方法の違いが試験結果に影響を与えた可能性もある。自然含水比 w_n においても差異が現れており、調査地点位置の違いにより、地層構成に若干の違い

が生じた可能性も考えられる。

図-4.2.17の地点2では、手動VibroはG.L.-10.60mまで、自動VibroはG.L.-5.00m付近に存在するN値15程度の地層まで試料採取を行った。手動式、自動式ともにSPT試料の F_c と概ね一致している。 w_n は自動Vibroのみの比較であったが、SPT試料とほぼ一致している。

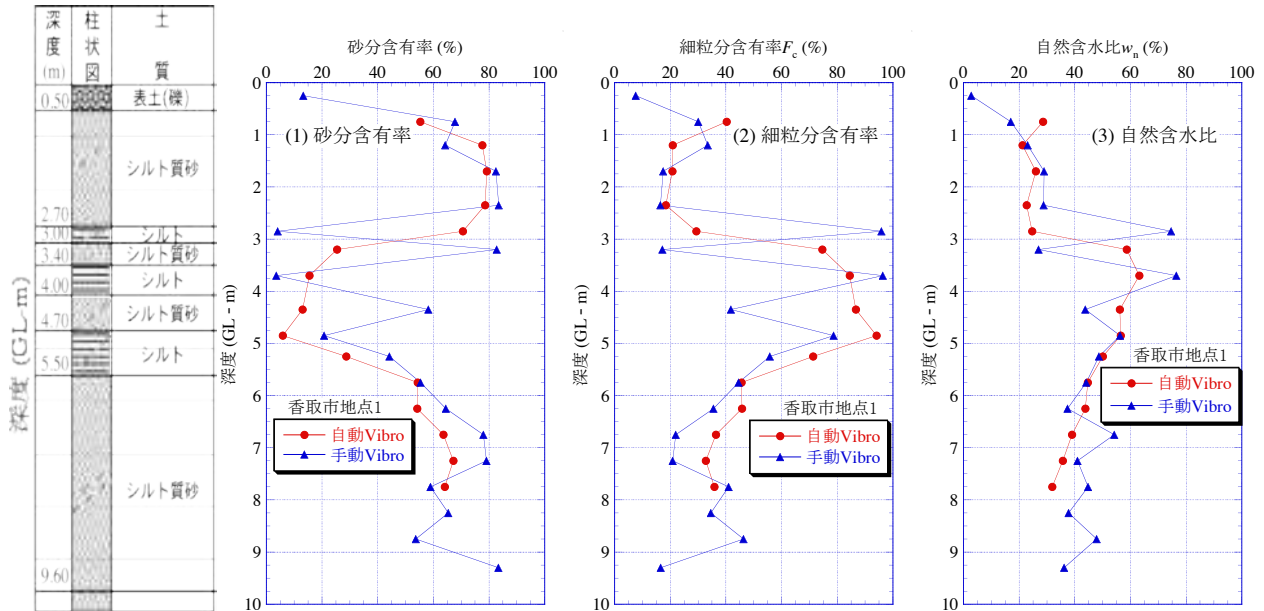


図-4.2.16 香取市地点1の物理試験結果の比較

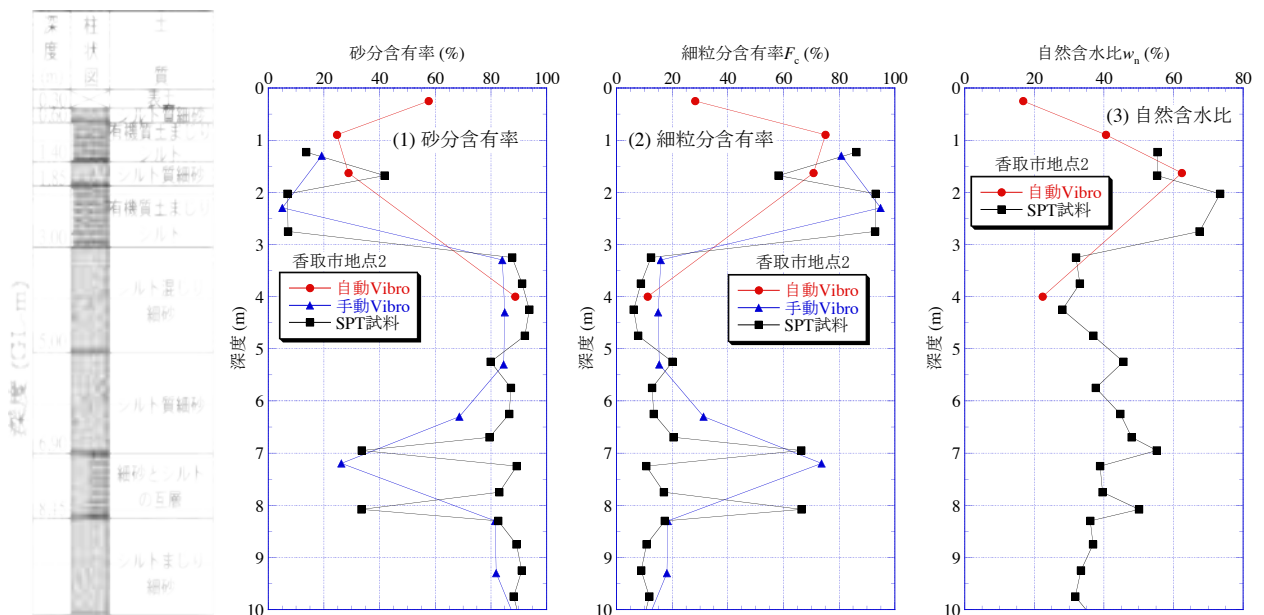


図-4.2.17 香取市地点2の物理試験結果の比較

(4) SWS 試験孔を利用した簡易サンプラーによる試料採取

ここでは、千葉県浦安市港、佐賀県唐津市原、千葉県香取市佐原（地点 1、2）の 4 箇所で実施した SWS 試験用簡易サンプラーによるサンプリング方法の概要と試料採取結果を報告する。

a) サンプリング方法

サンプリング方法は、いずれも SWS 試験機（手動式でも可能）のロッド先端にサンプラーを取り付けて実施している。本研究で用いた 3 種類の SWS 用簡易サンプラー（写真-4.2.9、図-4.2.18）の採取方法と特徴を以下に示す。

① ドリル式サンプラー

軸芯棒に螺旋状の羽が付いたものでスクリー式とも呼ばれる。螺旋部は長さ 50cm、最外径 28mm となっている。調査は、SWS 試験位置とは別位置で実施する。採取方法は、i)螺旋を利用した回転貫入により 50cm 分の試料採取を行い、ii)引き上げる。これを目標深度まで繰り返し行う。連続的に採取するため地層界が見極めやすいのが特徴である。

② 開閉式サンプラー

二重管になっており、内管から突き出ている採取刃により周囲の土を掻き取り、内管のポケットに取り込む機構となっている（3.3.6(2)の SRS の従来型 SP の SWS 版に相当する）。試料が採取される内管は高さ約 15cm である。採取方法は、i)SWS 試験残孔にて所定の深度まで正転で貫入し、逆転させることにより突き出た採取刃が抵抗となり、内側のポケットが開き、採取刃が周囲の土を掻き取り採取する。ii)採取後、正転して蓋を閉じ、引き上げる。SWS 試験残孔を利用して行うことができるので、作業者の労力が比較的少ないのが特徴である。

③ 開閉貫入式サンプラー

開閉式サンプラーと同様二重管になっており、採取刃の抵抗による開閉機構となっている。また、打撃貫入により採取するため先端部が鋭角になっている。試料が採取される内管は高さ約 20cm、最外径は 27mm となっている。サンプリングは、SWS 試験孔でなく別孔にて実施する。採取方法は、i)所定の深度直前まで正転で貫入し、逆転により内側ポケットを開き、ii)20cm 打撃貫入させ試料採取を行う。iii)正転して蓋を閉じ、引き上げる。開閉式サンプラーとは異なり、別孔にて試料採取を行うため、採取深度以外の土を巻き込みにくいのが特徴である。



①ドリル式サンプラー



② 開閉式サンプラー



③ 開閉貫入式サンプラー



写真-4.2.9 SWS 用簡易サンプラー

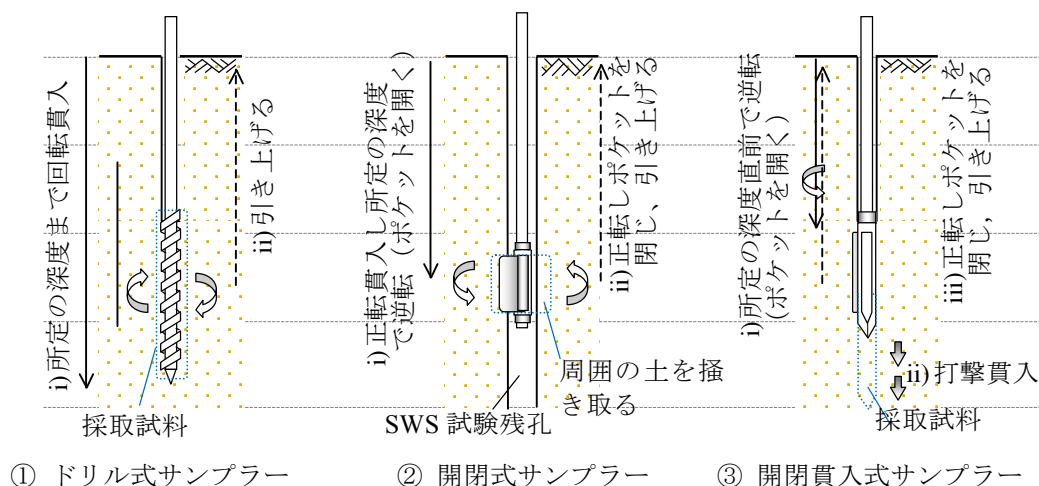


図-4.2.18 SWS用簡易サンプラーによる土の採取方法

b) 試験結果

図-4.2.19(1)~(4)にそれぞれ浦安市港、唐津市原、香取市地点1、同地点2におけるSWSサンプラー試料とSPT試料の細粒分含有率 F_c の比較を示す。SPT試料は0.5mピッチで実施している。ただし、図(3)の香取市地点1はSPTを実施していないので、手動式バイブロサンプラー(Vibro_SP)(3.3.5(3)参照)試料の F_c と比較した。図左に示す柱状図はSPTまたはVibro_SPによる調査結果で示す。

図(1)の浦安市港は、ドリル式と開閉式の試験結果である。ドリル式は、SPT試料と同調するような傾向は示すが、地下水位以深では F_c が小さくでる。これは試料採取部(ドリル部)がケーシングなどで保護されていないため、やわらかい細粒分は地下水で流失してしまうためと考えられる。開閉式は、1.0mピッチの調査のため、SPT試料(0.5mピッチ)のように細かい土質の変化は捉えていないが、SPT試料の平均的な傾向を捉えている。

図(2)の唐津市原は、開閉式SPの試験結果である。開閉式は、SPT試料より10%前後 F_c が多い傾向を示すが、概ねSPT試料と同様の傾向と見られる。

図(3)の香取市地点1は、開閉貫入式の試験結果である。GL-5.5m付近まではシルトとシルト質砂の互層となっている箇所があるため、調査箇所(距離)の違いによる微妙な地層の差異が出ていることも考えられるが、概ねSPT試料と同様の傾向と見られる。なお、GL-6m以深の F_c はSPT試料よりも大きくなっているが、これは装置の開閉機構の不具合が生じた影響が出たと考えられる。

図(4)の香取市地点2は、開閉貫入式と開閉式の試験結果である。開閉式は、SPT試料と概ね同様の傾向となっているが、全体的には細粒分が多い傾向を示している。開閉貫入式は、GL-2m付近の F_c が小さく出ているが、これはGL-2m付近までシルトや細砂が互層状になっているため、調査箇所(距離)の違いによる微妙な地層の差異が出ていると考えられる。それ以外は、開閉式SPと同様にやや F_c が多い傾向を示しながら同調した傾向を示している。

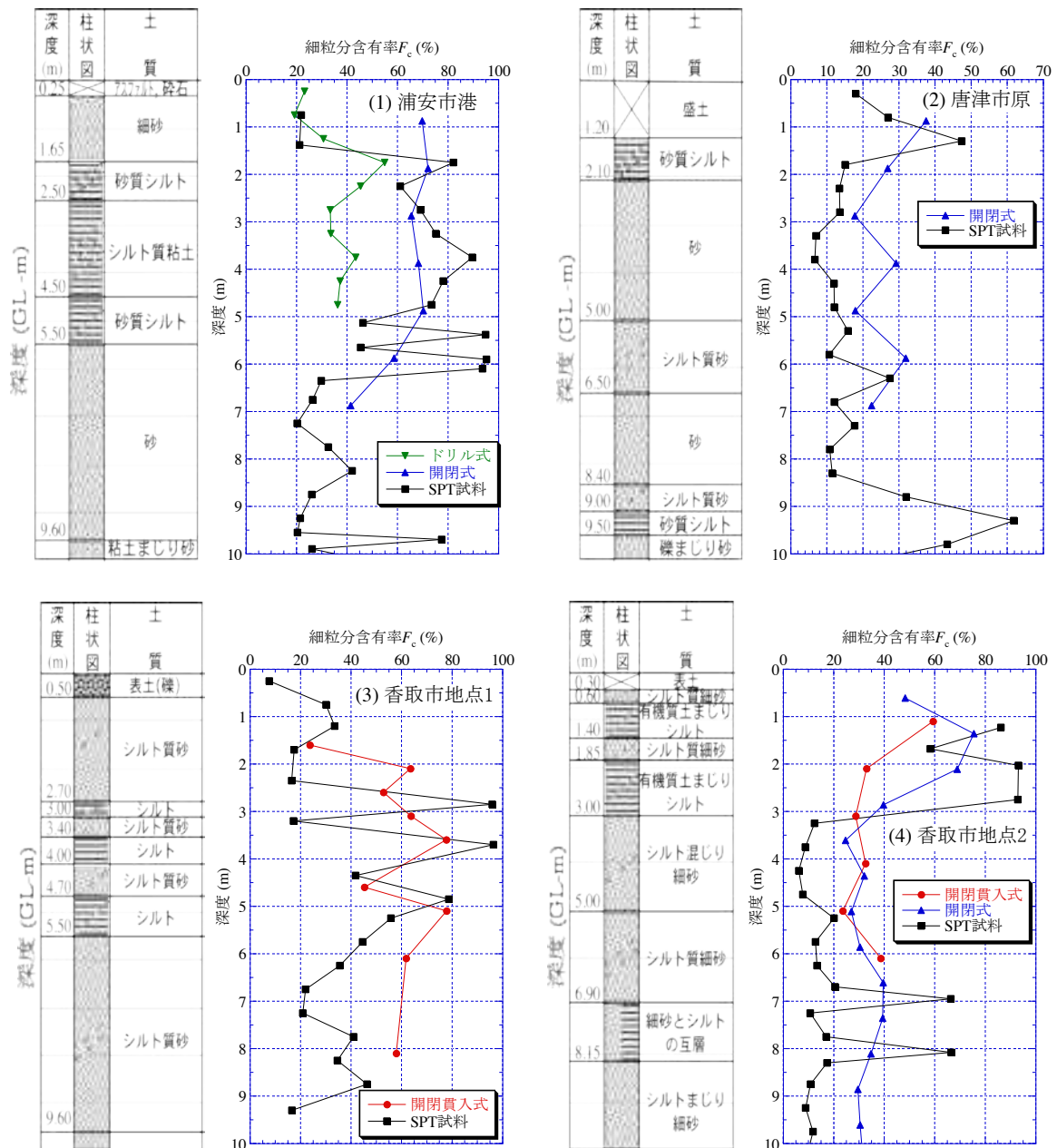


図-4.2.19 SWS サンプラー試料と SPT 試料の細粒分含有率 F_c の比較

参考文献

- 1) 金哲鎬・藤井衛・小川正宏：戸建住宅を対象とした地下水位測定法と土質判別法に関する研究，日本建築学会，日本建築学会技術報告集，第 19 巻，第 41 号，pp.89-94，2013.

4.3 SWS 試験におけるロッドの周面摩擦の影響検討

4.3.1 DT-SWS 試験の目的

スウェーデン式サウンディング試験（SWS）では、ロッドの傾斜及び曲がりや試験孔の崩壊によって、調査深度が深くなるほどロッドと地盤との摩擦が大きくなり、結果として貫入抵抗が過大に評価される可能性が高くなる。ロッドの摩擦の影響が貫入抵抗に現れている一例を図-4.3.1に示す。図-4.3.1は、4.2.1に示した東中浜の結果のうち、深度10mまでの2本のSWS（1本は外管挿入ピッチ5mの二重管を用いたSWS（DT-SWS）として実施）の結果を示したものであるが、DT-SWSの表層5m間は外管を挿入せずに通常のSWSとして実施している。ただし、当現場は表層1.5m程度までが非常に締まった（ N 値 >30 ）粒径の大きな碎石層で、DT-SWSにおける外管の挿入が困難となることが予想されたため、表層2mの区間のSWSを実施した後に、再度拡張したスクリーポイントを貫入させて表層部のロッドの摩擦を低減している。深度2m以深の区間では、SWSでは N_{sw} が現れているのに対し、表層2mの貫入孔を拡張したSWS（DT-SWS5）では全て自沈層となっており、表層部分のロッドの摩擦がSWSの貫入抵抗に影響を与えていることがわかる。

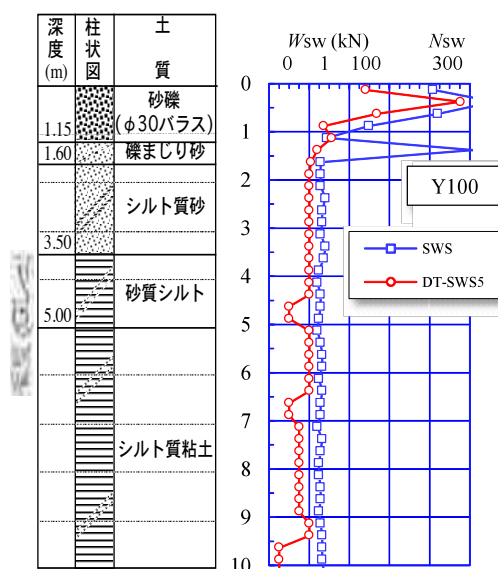


図-4.3.1 ロッドの周面摩擦がSWSの貫入抵抗に及ぼす影響例（東中浜）

このようなロッドの摩擦の影響を積極的に低減することを意図して、DT-SWSを開発した。DT-SWSは、SWSのロッド（φ19mm）の外側に両端部にネジ継手を設けた外管（ガス管20A、外径27.2mm、内径21.6mm）を所定の深度増分毎に挿入することで、ロッドと地盤との直接接触部を最小限にするとともに、ロッドに生じた傾斜や曲がりを解消することが可能となる。また、これらの結果として、硬質な地盤への貫入性も向上することが期待できる。

試験の手順は以下のとおりである（図-4.3.2参照）。

- ①所定の深度増分（例えば1m、2m、5m）までSWSを実施する。
- ②外管とロッドを継ぎ足す。
- ③外管を①で貫入させた深度増分だけ貫入させる。

この際、外管の貫入には、SWS試験装置による回転トルクと荷重を利用する。この時点で、ロッドと地盤とが接触する部分はなくなる。

- ④さらに、①と同じ所定の深度増分だけSWSを実施し、②に戻る。

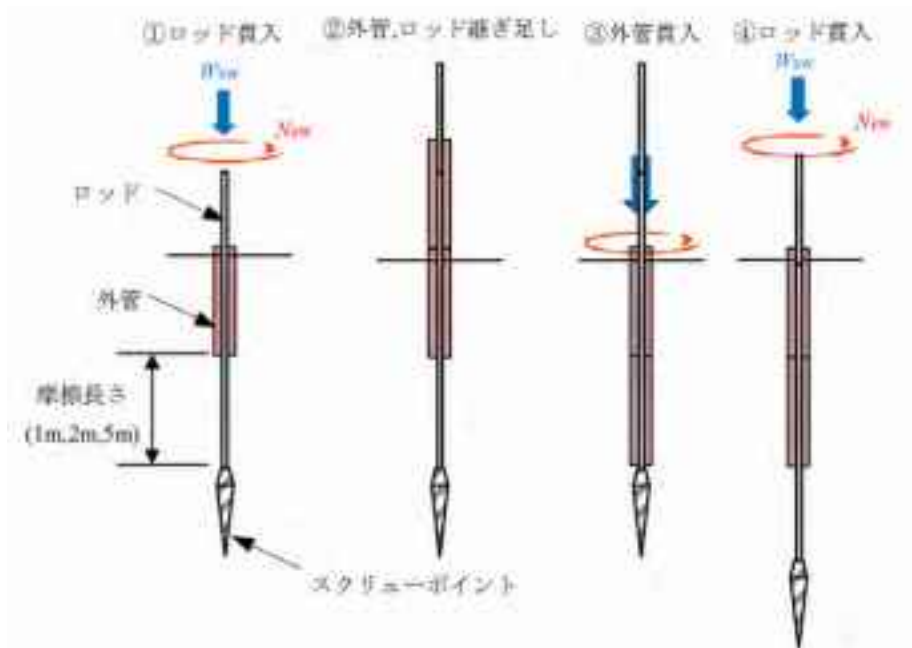


図-4.3.2 DT-SWS の実施手順

一方、DT-SWS は SWS の 2 倍以上の調査時間となるため、より簡便な方法を検討するために、ロッドの回転トルクを測定することを試みている（鶴町、浦安市港、唐津市岸山及び原、香取市地点 2 で実施）。

本項では、DT-SWS の再現性、試験機による差異を確認し、DT-SWS と SWS とを比較することでロッドと地盤との周面摩擦の影響を検討するとともに、標準貫入試験の N 値、不攪乱試料による一軸圧縮強さ q_u との関係を検討する。また、ロッドの回転トルクと貫入抵抗との関係を検討し、摩擦の影響を検討する。

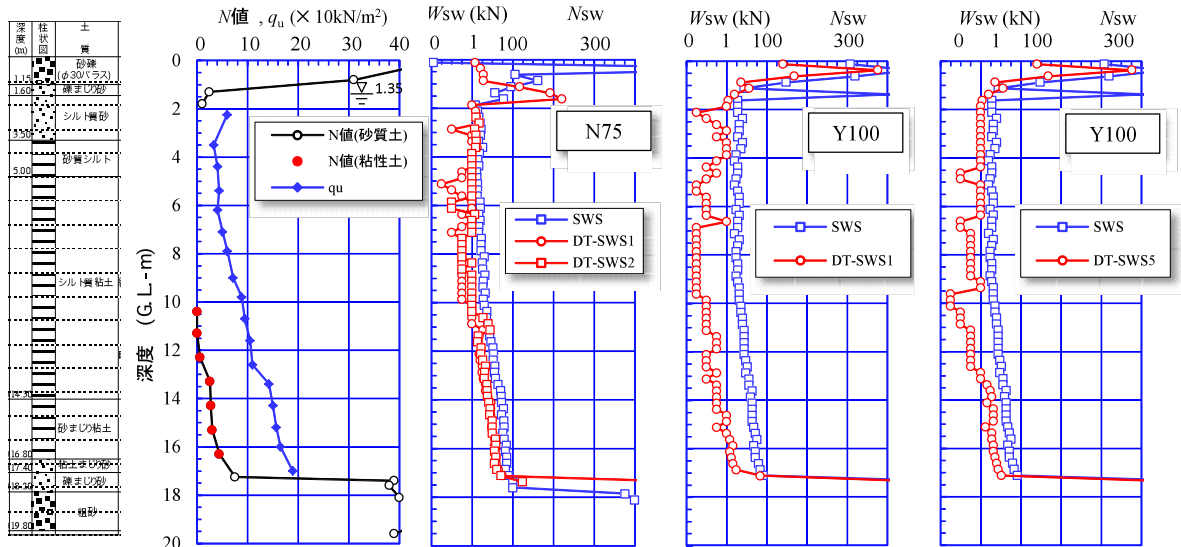
4.3.2 試験概要と試験結果

3.2 に示した 12 現場のうち、DT-SWS あるいはトルク測定を伴う SWS を実施した 11 現場の SWS 及び DT-SWS の貫入抵抗の深度分布を図-4.3.3 に示す。

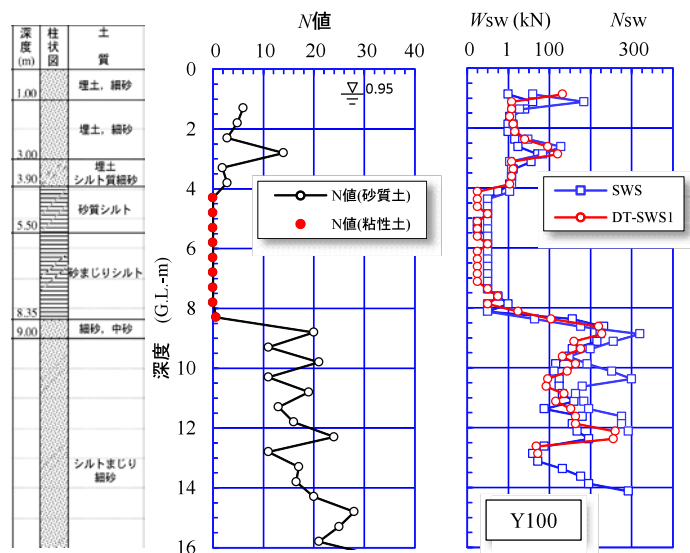
なお、図中の記号 N75, Y100 及び Y75 は、使用した試験機の種類を示しており、先頭のアルファベットは試験機メーカー“N 社”と“Y 社”を示し、その後の数字はロッド 1 本の長さを示しており、75 は 75cm、100 は 100cm である。いずれも全自動測定機であるが、N 社の試験機が予め載せている荷重 1kN を制御して所定の荷重を載荷するのに対し、Y 社の試験機は 0.25 kN ピッチで機械的に荷重を載荷する機構となっている。

DT-SWS 試験における外管の挿入ピッチは、ロッド 1 本の長さ（75cm あるいは 100cm）であるが、東中浜および運動公園の DT-SWS5 では、5m ピッチで外管を挿入している。

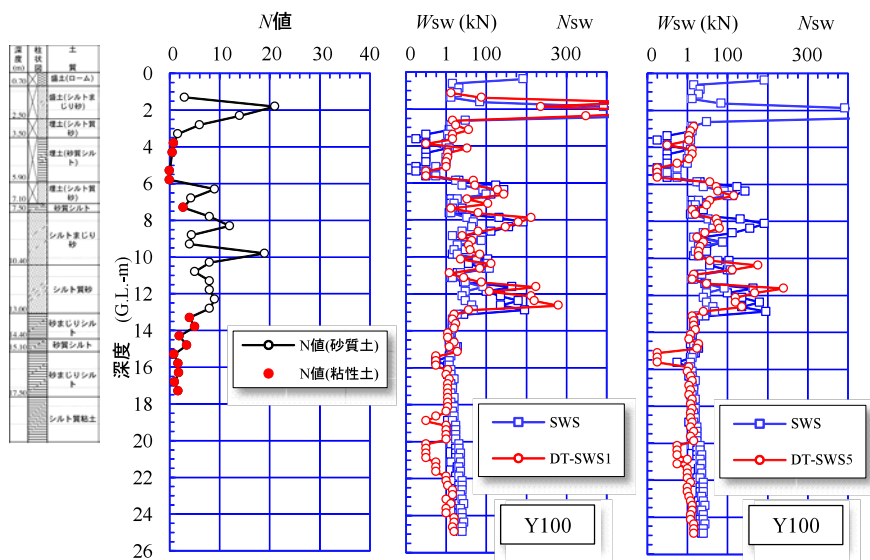
回転トルクの測定は、Y75 試験機を用いて鶴町、浦安市港、唐津市岸山、唐津市原および香取市地点 2 の 5 現場で行った。測定方法は、回転貫入時に試験機の回転駆動モーターの負荷電流を毎秒 1 回サンプリングし、これをトルクに換算する方法とした。測定した回転トルク M は変動が大きいため、SWS あるいは DT-SWS の結果と対応する平均的な回転トルクを求めるために、貫入深度 25cm 毎に深度に対する積分値を深度増分で除した回転トルク M_p を求めた。また、ロッドの摩擦を確認するために、貫入量 75cm 毎にロッドを 1cm 引き上げて 3 回転させた際に測定した回転トルクの平均値 M_f を求めた。



(a) 大阪市東中浜

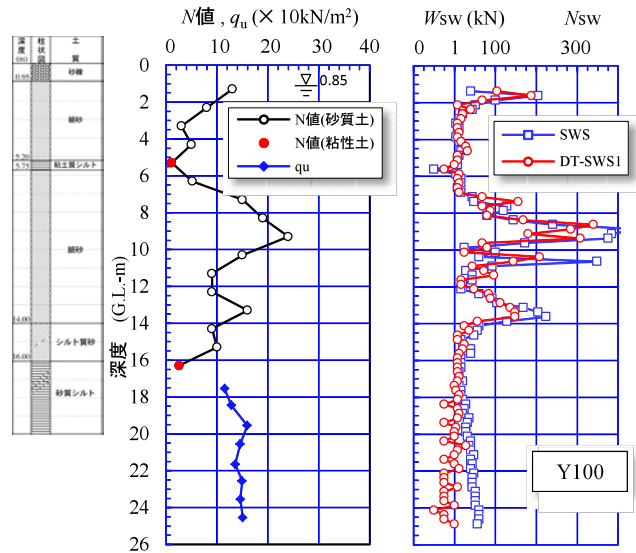


(b) 神奈川市堀割

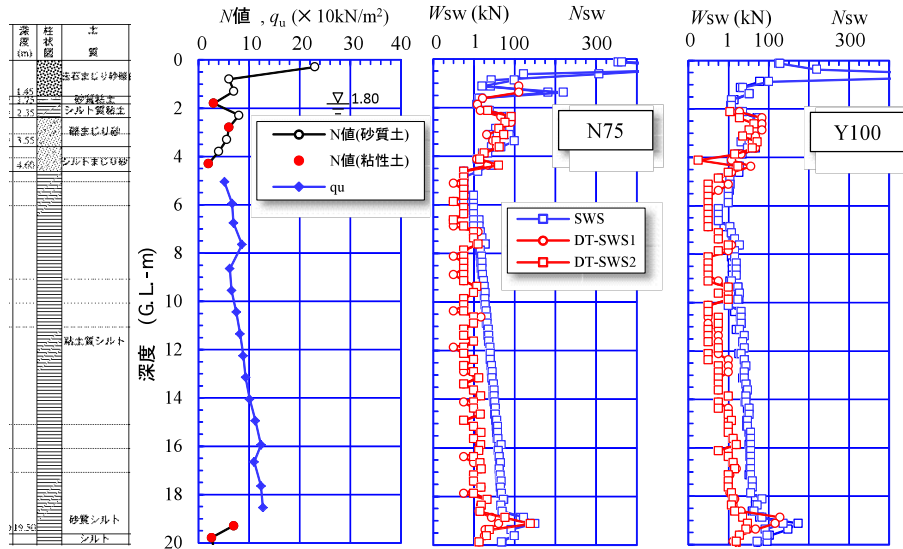


(c) 浦安市運動公園

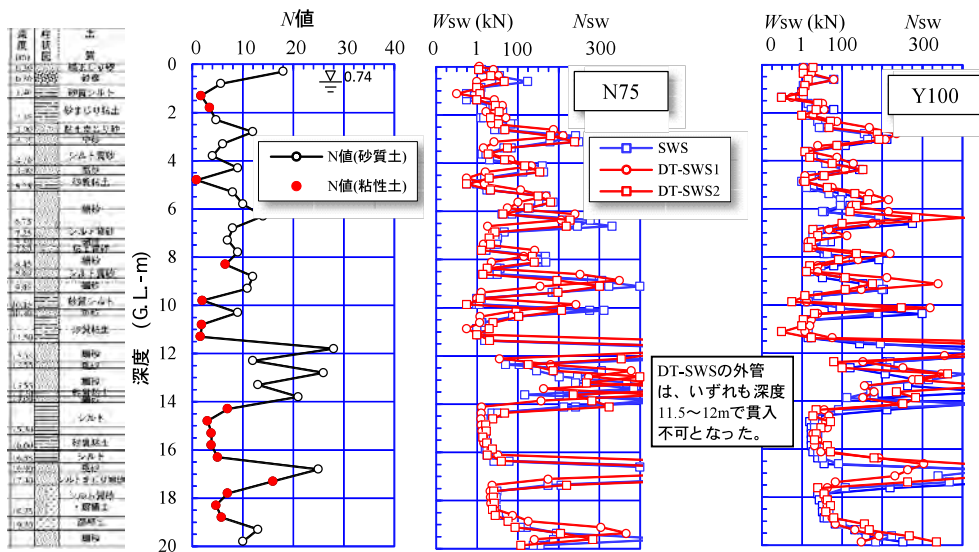
図-4.3.3 土質柱状図、 N 値、 q_u 値、SWS 及び DT-SWS の貫入抵抗の深度分布 (つづく)



(d) 浦安市鉄鋼通り

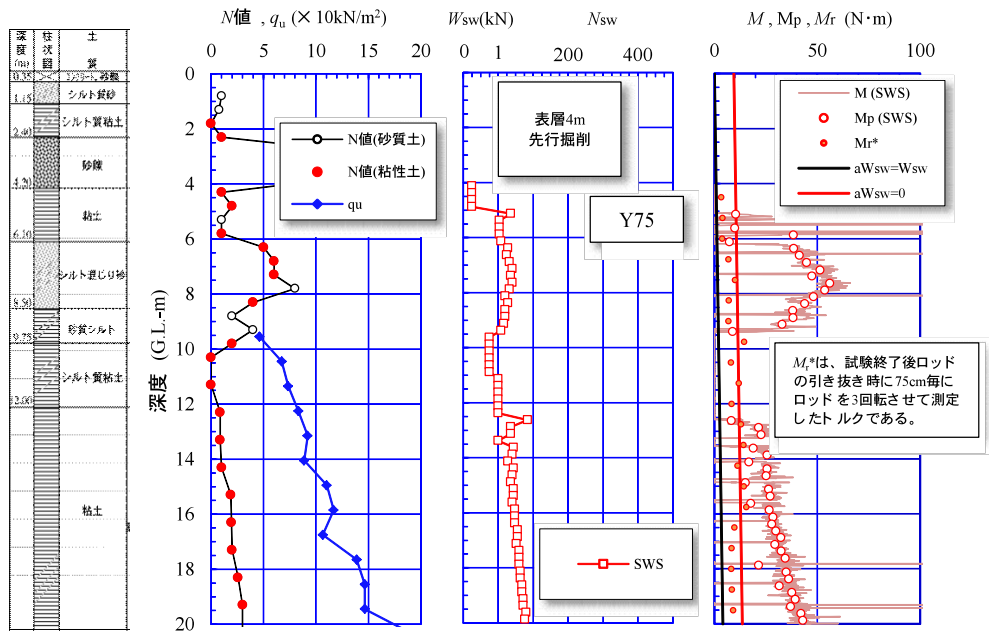


(e) 守山市今浜

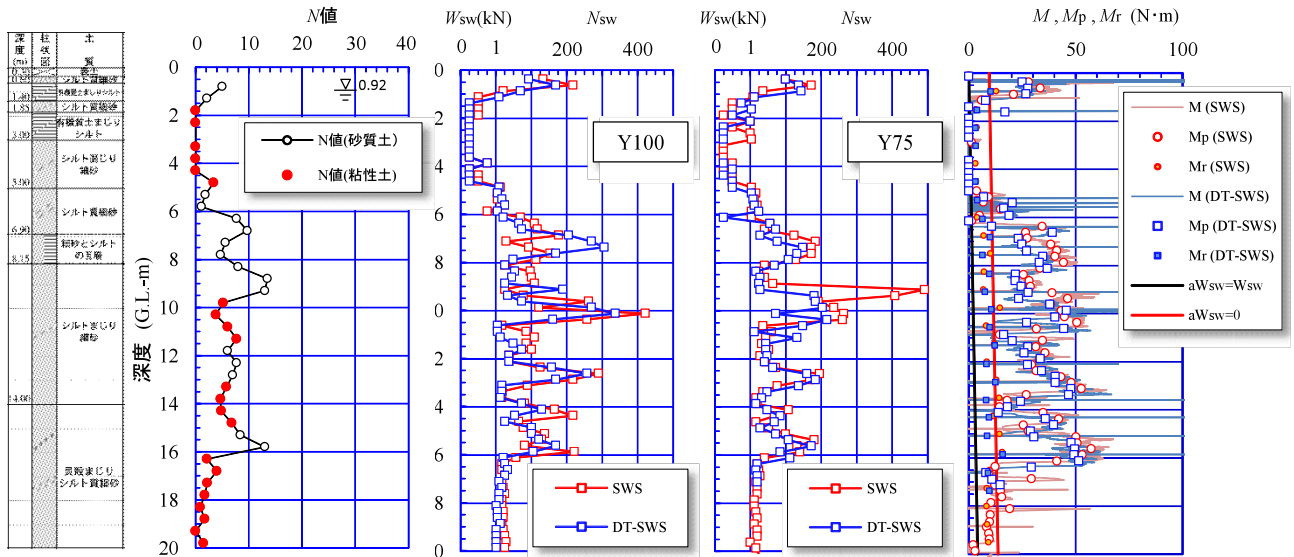


(f) 守山市水保

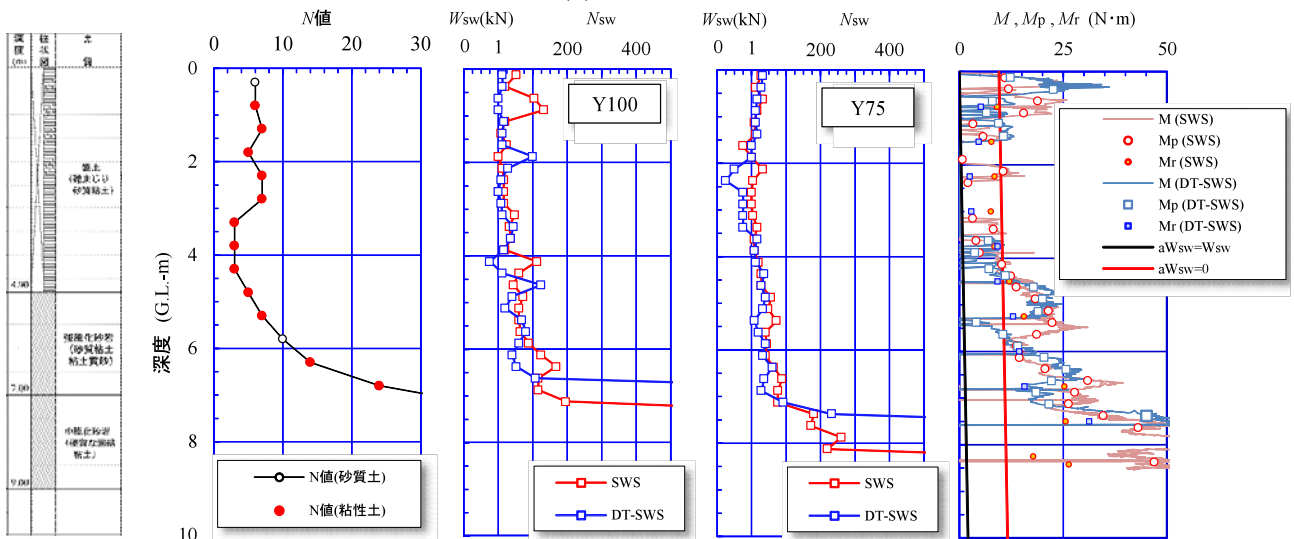
図-4.3.3 土質柱状図、 N 値、 q_u 値、SWS 及び DT-SWS の貫入抵抗の深度分布 (つづく)



(g) 大阪市鶴町

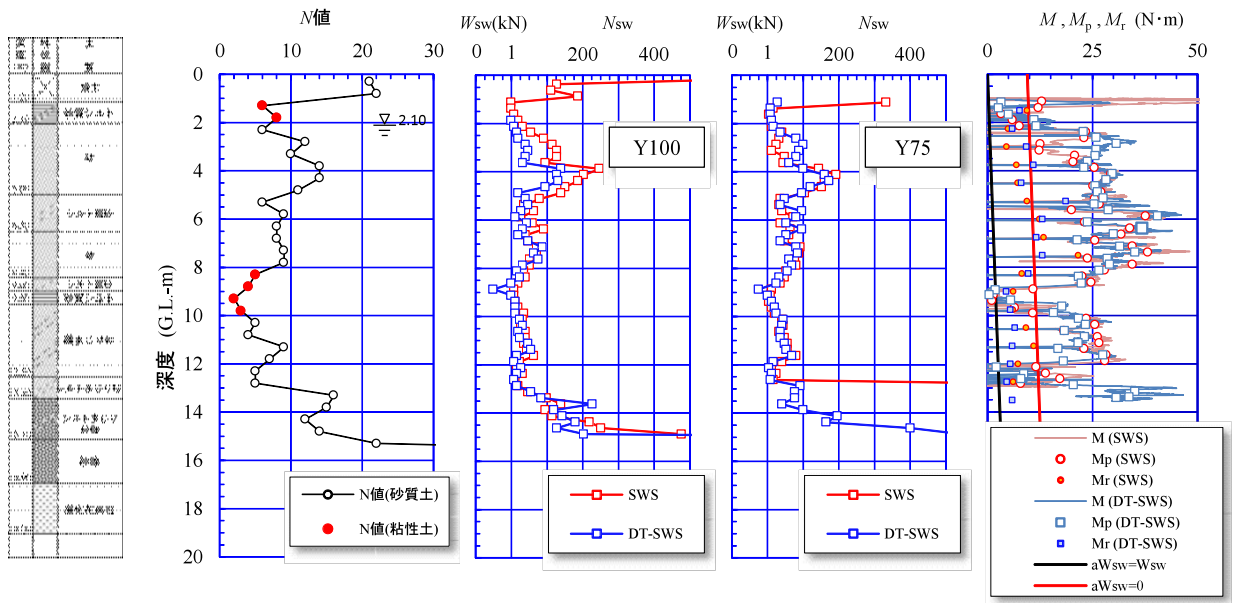


(h) 浦安市港

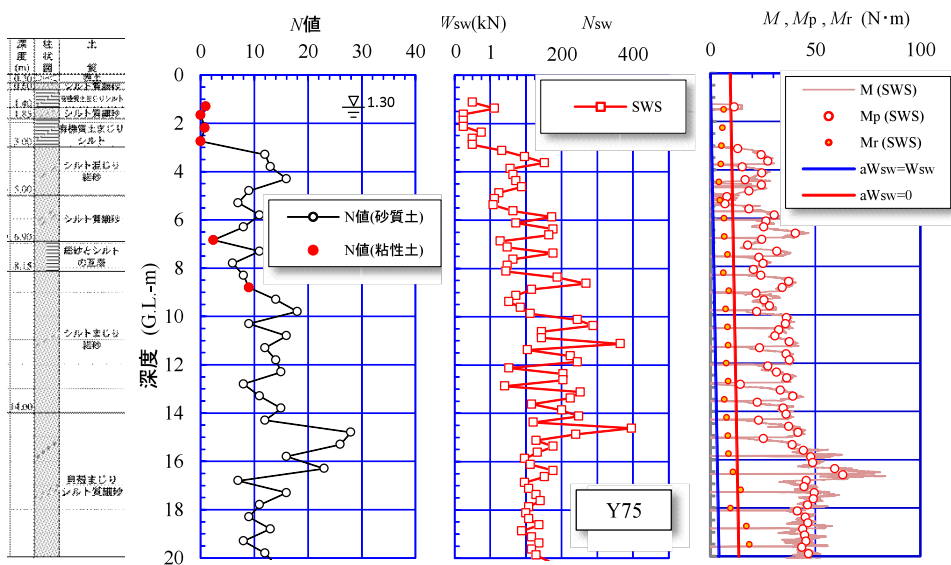


(i) 唐津市岸山

図-4.3.3 土質柱状図、N値、 q_u 値、SWS及びDT-SWSの貫入抵抗の深度分布 (つづく)



(j) 唐津市原



(k) 香取市地点 2

図-4.3.3 土質柱状図、 N 値、 q_u 値、SWS 及び DT-SWS の貫入抵抗の深度分布 (つづき)

4.3.3 DT-SWS 試験の検討

(1) DT-SWS の再現性

DT-SWS の再現性を確認するために、同一条件で2本のDT-SWSを実施した3現場（東中浜、今浜町、水保町）について、1本目と2本目のDT-SWSの結果を比較して図-4.3.4に示す。バラツキはあるが、概ね1:1の関係にあり再現性には問題ないと判断される。

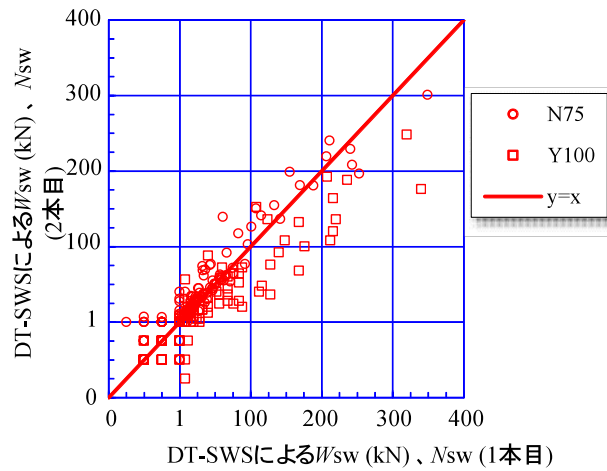


図-4.3.4 DT-SWS の再現性の確認

(2) 試験機別のDT-SWSの比較

試験機の種類がDT-SWSの結果におよぼす影響を確認するため、2種類の試験機でDT-SWSを実施した6現場（東中浜、今浜町、水保町、浦安市港、唐津市岸山、唐津市原）について、貫入抵抗の比較を図-4.3.5に示した。N75とY100の比較（図-4.3.5(a)）では、Y100の自沈層においてN75試験機が大きい貫入抵抗を示しているが、これが試験機の荷重制御方法に起因するものか否かは判断できない。また、Y75とY100の比較（図-4.3.5(b)）では、N75の場合に較べてバラツキは大きい、明瞭な傾向は認められない。

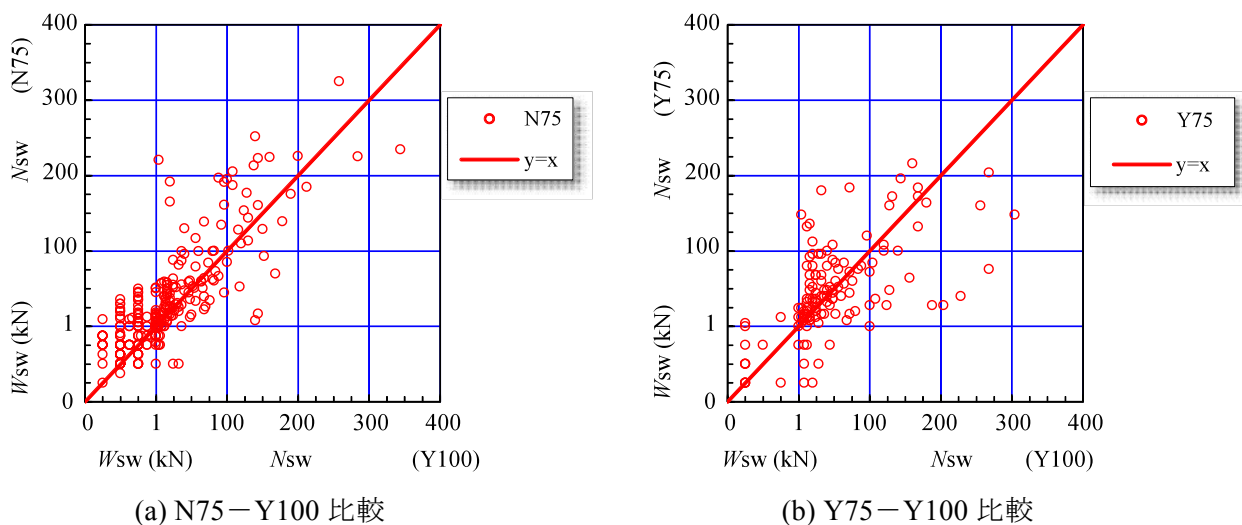


図-4.3.5 DT-SWS 貫入抵抗の試験機による比較

(3) DT-SWS と SWS との比較

図-4.3.6には、SWSの貫入抵抗とDT-SWSの貫入抵抗との関係を土質別に示した。土質の判別は、標準貫入試験のペネ試料の粒度分析と柱状図を参考に行っている。なお、図-4.3.1に示したように、東中浜の結果は、表層の堅い碎石層（ $N > 30$ ）の摩擦の影響が大きいと考えられるので、ここでは除外している。

図-4.3.6(a)の砂質土の場合は、バラツキは大きいですが、概ね1:1の関係にあることがわかる。図-4.3.6(b)の粘性土の場合は、明らかにSWSの貫入抵抗がDT-SWSの貫入抵抗より大きくなっており、粘性土におけるロッドの周面摩擦の影響が大きいことがわかる。このことは、鉄鋼通り（図-4.3.3(d)）および今浜町（図-4.3.3(e)）の厚い粘性土層において、深くなるほどSWSの貫入抵抗とDT-SWSの貫入抵抗の差が大きくなっていることから確認できる。

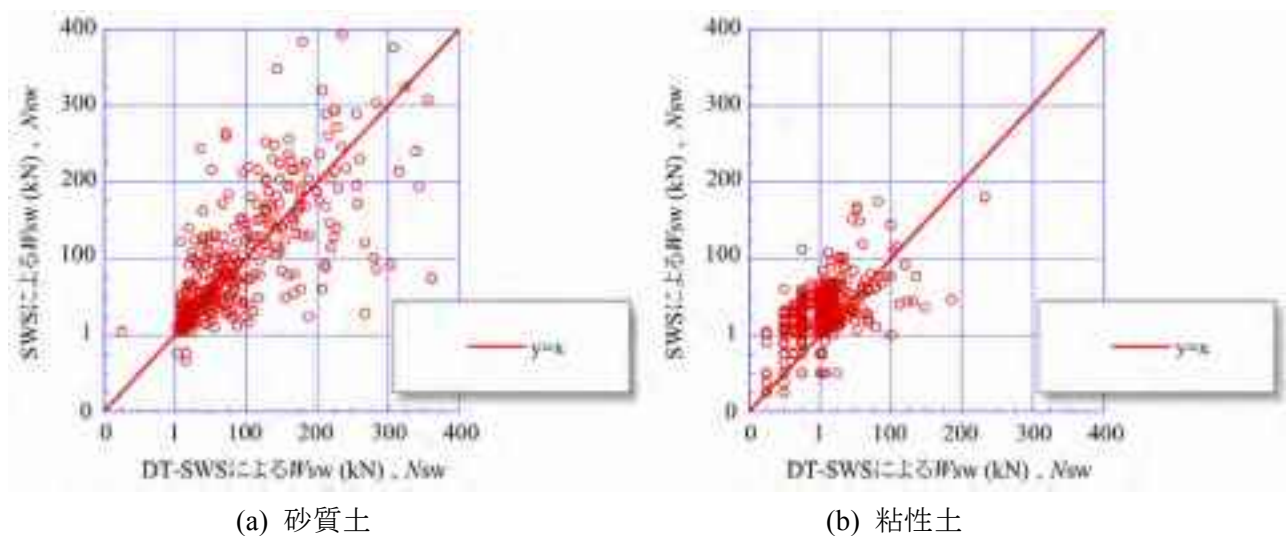


図-4.3.6 SWSの貫入抵抗とDT-SWSの貫入抵抗の比較

図-4.3.7(a)は、粘性土の場合でDT-SWSの貫入抵抗が自沈の場合だけを抽出して描いたSWSの貫入抵抗とDT-SWSの貫入抵抗との関係を示したものである。ここで、SWSのスクリーポイントは20cmで1回転捻ったネジとなっているため、ネジのとおり貫入した $N_{sw}=10$ までを自沈層（ $W_{sw}=1\text{kN}$ ）として扱っている。このデータについて、二重管を導入したことでロッドと地盤との周面摩擦がすべてキャンセルされ、スクリーポイントにロッドの自重がすべて働くとして式(4.3.1)で求めた W_{sw}' を横軸にとって図-4.3.7(b)に描いた。図-4.3.7(b)のバラツキは大きいですが正の相関が認められ、二重管を導入した場合は、ロッドの自重も考慮する必要があると考えられる。

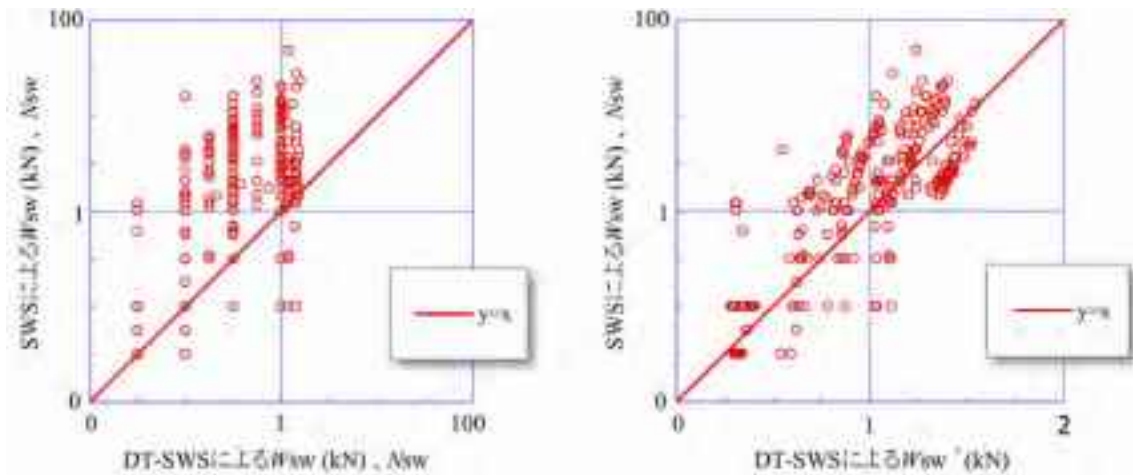
$$W_{sw}' = W_{sw} + l_g \cdot z \quad (4.3.1)$$

ここに、 W_{sw}' ：ロッドの自重を考慮した荷重（kN）

W_{sw} ：荷重（kN）

l_g ：1mあたりのロッドの重量（=22N/m）

z ：深度（m）



(a) ロッド自重を考慮しない場合 (b) ロッド自重を考慮する場合

図-4.3.7 SWS の貫入抵抗と DT-SWS の貫入抵抗の比較（粘性土で DT-SWS が自沈層の場合）

(4) N値と DT-SWS との関係

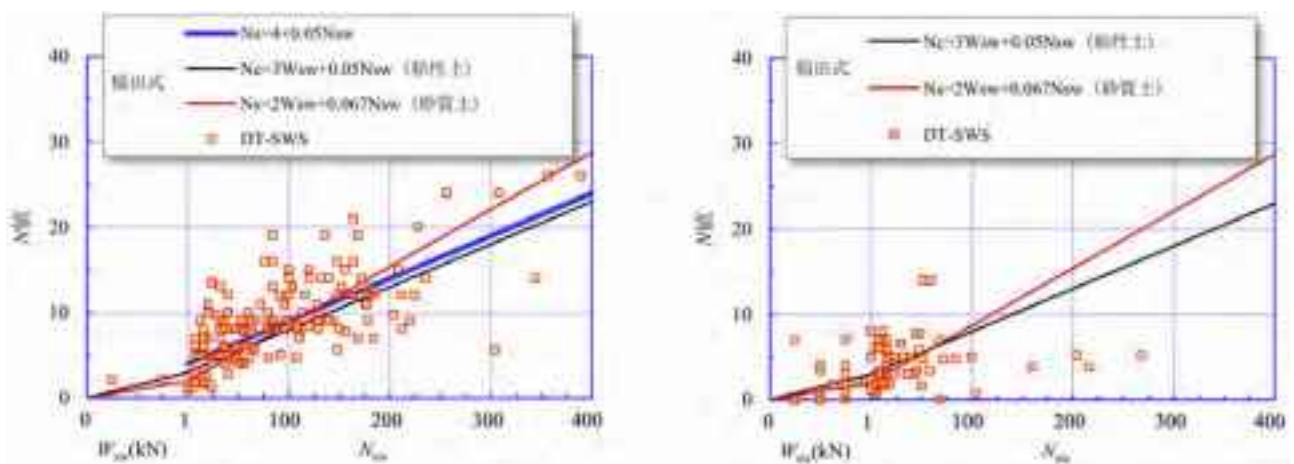
図-4.3.8には、N値と DT-SWS の貫入抵抗との関係を土質別に示した。砂質土（図-4.3.8(a)）の場合、自沈層となるデータは浦安港における深度 1.3m のデータ 2 点のみで、これは柱状図では粘性土に分類される部分であり、砂質土で自沈層は現れていないと判断できる。N値と N_{sw} との関係はバラツキは大きいですが、平均的な関係式としては、粘性土の場合の稲田式¹⁾の第1項を4とした式(4.3.2)が提案できる。

$$N = 4 + 0.05N_{sw} \tag{4.3.2}$$

ここに、N：標準貫入試験のN値

N_{sw} ：DT-SWS による 1m あたりの半回転数（回/m）

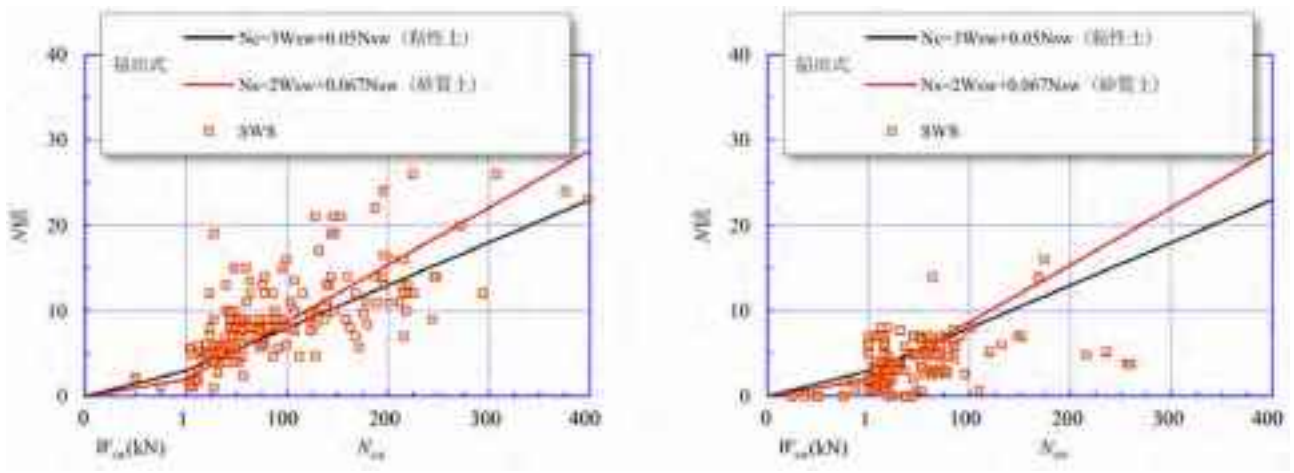
粘性土（図-4.3.8(b)）の場合、N値と DT-SWS の貫入抵抗との間には相関は認められない。なお、N値と SWS の貫入抵抗との関係を図-4.3.9に示すが、DT-SWS の場合と同様に、砂質土ではある程度の相関性は認められるが、粘性土では DT-SWS に較べるとやや相関性が認められるが、稲田式が上限値に近い。



(a) 砂質土

(b) 粘性土

図-4.3.8 N値と DT-SWS の貫入抵抗との関係



(a)砂質土

(b)粘性土

図-4.3.9 N値とSWSの貫入抵抗との関係

(5) q_u と DT-SWS との関係

図-4.3.10には、一軸圧縮強さ q_u と DT-SWS の貫入抵抗との関係を示した。 q_u と N_{sw} の関係には高い相関 ($q_u=95+1.2N_{sw}$) が認められるが、自沈層でのバラツキは大きい。そこで、(3)と同様に、自沈層 ($N_{sw} \leq 10$) のデータについて、前掲の式(4.3.1)によってロッドの自重を考慮した荷重 W_{sw}' を求め、これと q_u との関係を図-4.3.11にまとめた。 q_u と W_{sw}' の関係には相関性が認められ、両者の比の平均は 93.7であった。以上のことから、DT-SWS からの q_u の推定式としては、式(4.3.3)を提案しておく。

$$\begin{aligned}
 N_{sw} \leq 10 \text{ の場合} : q_u &= 95 W_{sw}' \\
 N_{sw} > 10 \text{ の場合} : q_u &= 95 + 1.2 N_{sw}
 \end{aligned}
 \tag{4.3.3}$$

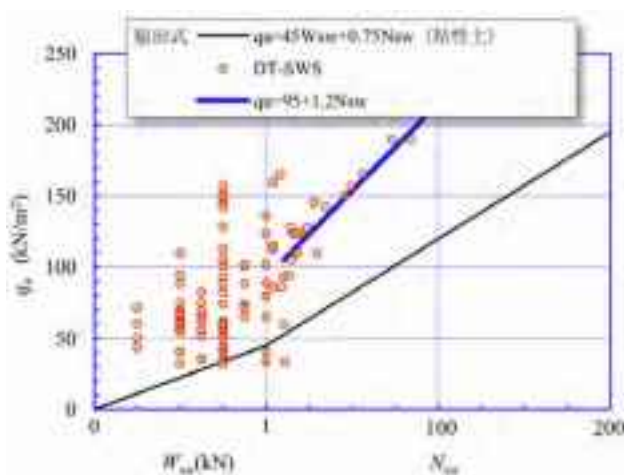


図-4.3.10 q_u と DT-SWS の貫入抵抗との関係

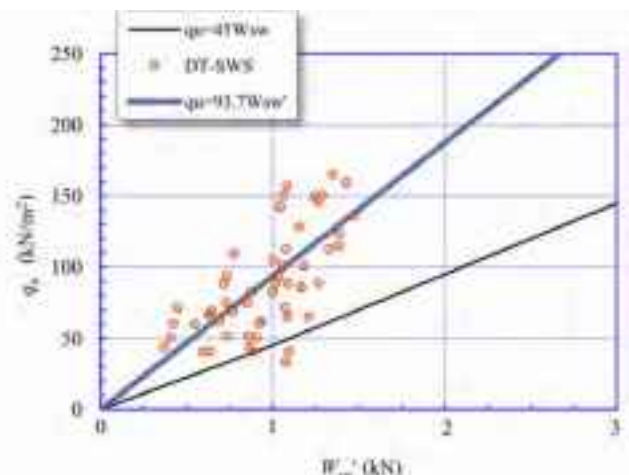


図-4.3.11 q_u と W_{sw}' との関係

q_u と SWS の貫入抵抗との関係を図-4.3.12に示すが、DT-SWS の場合に較べて非常に相関性が高く、稲田式が下限値となっていることがわかる。DT-SWS の場合に較べて q_u との相関性が高くなっているのは、本来自沈層となっている部分がロッドと地盤との周面摩擦の影響で回転層となっており、分解能が W_{sw} に較べて高い N_{sw} による測定となっていることが主因と考えられる。

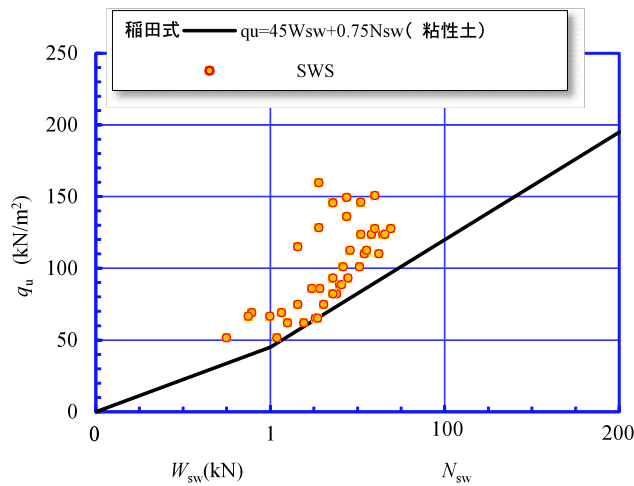


図-4.3.12 q_u と SWS の貫入抵抗との関係

4.3.4 回転トルクによるロッドの周面摩擦の影響検討

前掲の図-4.3.3において、貫入時の回転トルク M を平均化した M_p についてみると、いずれの現場においても M_p は SWS あるいは DT-SWS の貫入抵抗とよく対応していることがわかる。これを確認するために、 M_p と SWS あるいは DT-SWS における N_{sw} との関係を生質別にまとめて図-4.3.13 に示す。粘性土の場合は比較的両者の相関性は高いが、両土質とも N_{sw} が大きくなるとばらつきが増大するとともに N_{sw} の増加に対する M_p の増加量が小さくなる傾向が読み取れる。このことは、軟弱で N_{sw} が小さい地盤ではスクリーポイントが地盤に噛み込んで貫入するのに対し、 N_{sw} が大きくなり地盤が硬くなるほどスクリーポイントが地盤を削りながら貫入する機構へと移行する事を現しているものと推察される。

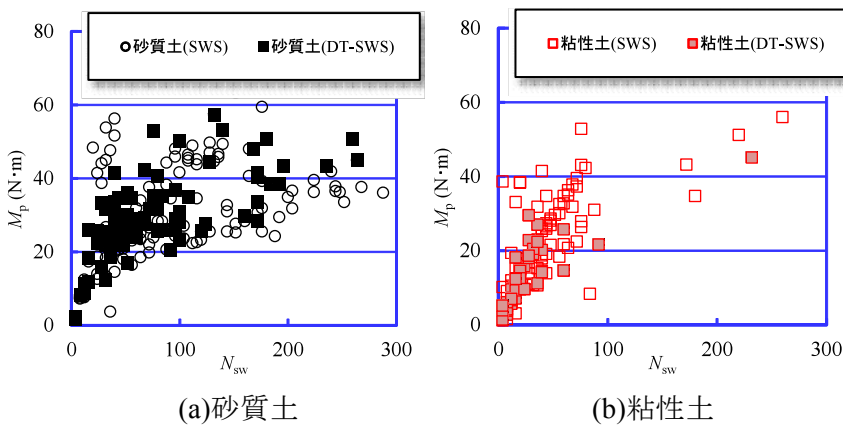


図-4.3.13 M_p と N_{sw} との関係

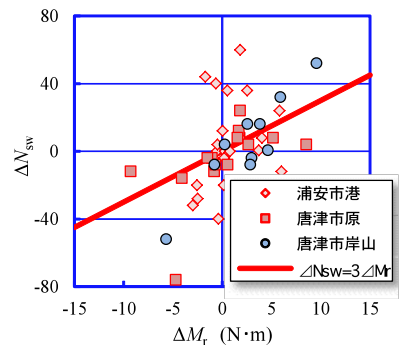


図-4.3.14 ΔN_{sw} と ΔM_r との関係

ロッドの周面摩擦の指標となる M_r についてみると、SWS と DT-SWS による貫入抵抗の差が明確な唐津市岸山の深度 2~3m、唐津市原の深度 2~3.5m では、SWS と DT-SWS の貫入抵抗の大小関係は M_r の大小関係と一致している。SWS と DT-SWS の両者を実施した 3 現場（浦安市港、唐津市岸山、唐津市原）について、 ΔN_{sw} (=SWS による N_{sw} - DT-SWS による N_{sw}) と ΔM_r (=SWS で測定された M_r - DT-SWS で測定された M_r) との関係をもとめて図-4.3.14 に示す。ばらつきは大きいですが、 ΔN_{sw} は ΔM_r と正の相関にあることが認められ、ロッドの周面摩擦が SWS の N_{sw} に有意な影響を与えていることが確認できる。

ここで、 M_r とロッドの周面摩擦との関係について、検討してみる。

M_r がすべてロッドの周面摩擦に起因すると仮定すると、 M_r はロッドと地盤の周面摩擦応力 f_s から式(4.3.4)で求められる。

$$M_r = f_s (\pi d L) (d/2) \quad (4.3.4)$$

ここに、 f_s : ロッドと地盤の平均摩擦応力(N/m²)

d : ロッド直径 (=0.019m)

L : ロッド長 (m) (=深度(m)とみる)

一方、ロッドと地盤との摩擦による荷重の相殺分 ΔW_{sw} は式(4.3.5)で求められ、式(4.3.4)と式(4.3.5)の f_s を同じとすると、 M_r は式(4.3.6)で表される。

$$\Delta W_{sw} = f_s (\pi d L) \quad (4.3.5)$$

$$M_r = (d/2) \Delta W_{sw} \quad (4.3.6)$$

ここで、荷重にロッドの自重を考慮し、前掲の式(4.3.1)の W_{sw} から ΔW_{sw} を差し引いた有効荷重 ${}_aW_{sw}$ は、式(4.3.7)で表される。

$${}_aW_{sw} = W_{sw} + l_g \cdot L - M_r / (d/2) \quad (4.3.7)$$

有効荷重が 0、 ${}_aW_{sw}=0$ の場合の M_r は、式(4.3.7)から式(4.3.8)となる。

$$M_r = (d/2) (W_{sw} + l_g \cdot L) = 0.0095 (W_{sw} + 22L) \quad (4.3.8)$$

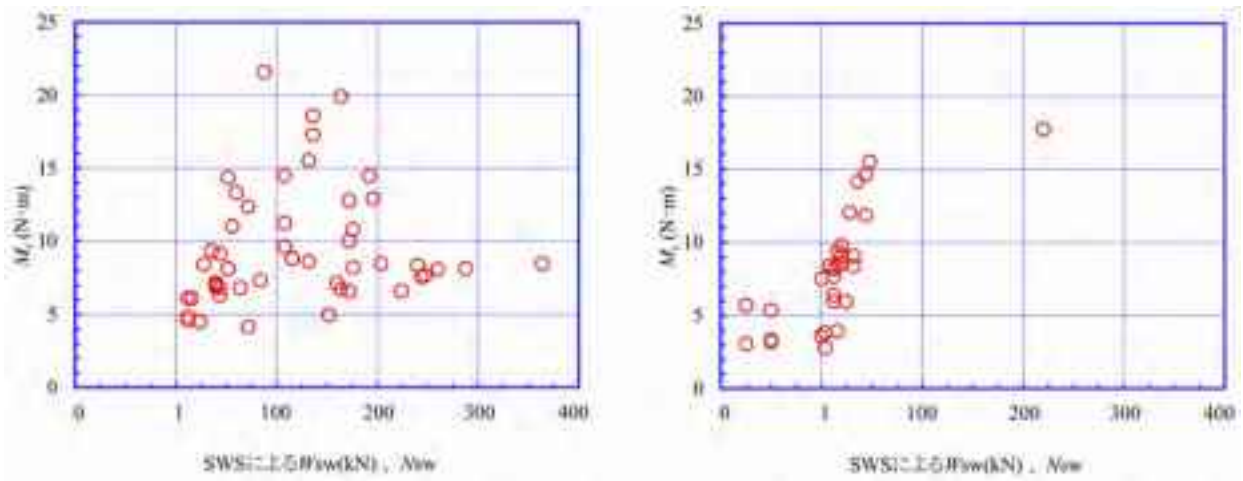
有効荷重が W_{sw} に等しい、すなわち、周面摩擦によってロッドの自重分だけが相殺されるとすると、 ${}_aW_{sw} = W_{sw}$ の場合の M_r は、式(4.3.7)から式(4.3.9)となる。

$$M_r = (d/2) (l_g \cdot L) = 0.209L \quad (4.3.9)$$

図-4.3.3(g)～(k)のトルクの深度分布図には、式(4.3.8)で $W_{sw}=1\text{kN}$ とした場合を赤実線(${}_aW_{sw}=0$)で、式(4.3.9)を黒実線(${}_aW_{sw}=W_{sw}$)で示している。これらの図をみると、 M_r の実測値は概ね黒実線と赤実線の間に位置するが、唐津市岸山、唐津市原などでは、 N_{sw} が大きな部分で M_r が赤実線を大きく超えているものも認められる。 M_r が赤実線を超えている部分では、式(4.3.7)による有効荷重 ${}_aW_{sw}$ が負の値となり、引き抜き側の荷重が生じているというあり得ない状態となる。これは、 M_r から求められるロッドの摩擦がすべて鉛直方向に作用すると仮定していることに起因するものであり、実際には自沈層であってもロッドが回転しており、回転方向にも摩擦力によるエネルギーが消費されていることを考慮する必要があると考えられる。

図-4.3.15は、 M_r を測定した4現場(浦安市港、唐津市岸山、唐津市原、香取市地点2)でのSWSの貫入抵抗と M_r との関係を土質別に示したものである。砂質土の場合は、バラツキは大きい N_{sw} が大きくなるほど M_r が大きくなる傾向が読み取れる。粘性土の場合は、データ数は少ないが自沈層で M_r がほぼ一定であり、回転層になると N_{sw} に比例して M_r が大きくなっていることがわかる。

以上のことから、式(4.3.4)に M_r を代入して求められる f_s をロッドの進行方向に対する摩擦応力と考え、これを貫入時の鉛直方向と回転方向の変位量の割合で鉛直方向と水平方向に分離することを考える。SWSの1測定点での貫入(25cm)時の鉛直方向変位 δ_v 、水平方向変位 (=ロッド周長×回転数、回転数は1m当たりの半回転数 N_{sw} から $N_{sw}/8$ となる) δ_h は、それぞれ式(4.3.10)および式(4.3.11)となる。



(a)砂質土

(b)粘性土

図-4.3.15 M_r と SWS の貫入抵抗の関係

$$\text{鉛直方向変位} : \delta_v = s = 0.25\text{m} \quad (4.3.10)$$

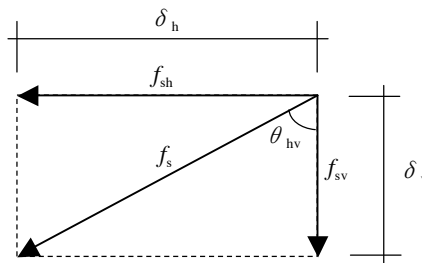
$$\text{水平方向変位} : \delta_h = (\pi d)(N_{sw}/8) \quad (4.3.11)$$

鉛直方向の摩擦応力 f_{sv} と水平方向の摩擦応力 f_{sh} は、それぞれ式(4.3.12)および式(4.3.13)となる。

$$\text{鉛直方向} : f_{sv} = f_s \cos \theta_{hv} \quad (4.3.12)$$

$$\text{水平方向} : f_{sh} = f_s \sin \theta_{hv} \quad (4.3.13)$$

$$\text{ここに、} \tan \theta_{hv} = \delta_h / \delta_v = (\pi d)N_{sw}/(8s)$$



自沈層 ($N_{sw} \leq 10$) の場合は、 $N_{sw}=10$ として f_{sv} と f_{sh} を求める。式(4.3.10)~(4.3.13)から、貫入抵抗と f_{sv}/f_s および f_{sh}/f_s の関係は、図-4.3.16 のとおりとなる。

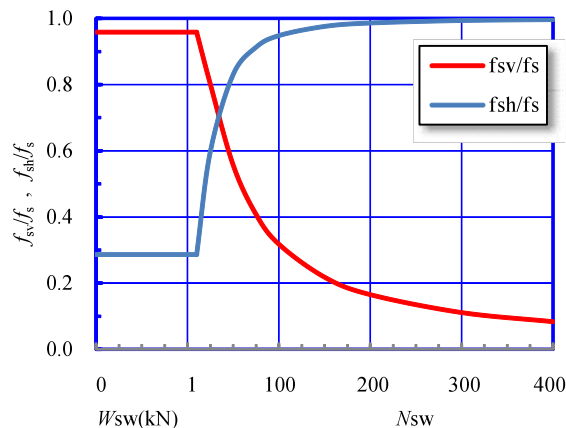


図-4.3.16 摩擦力の鉛直、水平成分の比と貫入抵抗の関係

図-4.3.16に基づいて、貫入抵抗のロッドの周面摩擦による補正を以下のように提案する。

①測定結果が自沈 ($N_{sw} \leq 10$) の場合

鉛直方向の摩擦力のみを考慮することとする。

式(4.3.5)から、ロッドの周面摩擦による荷重減少 ΔW_{sw} は、以下のとおりとなる。

$$\Delta W_{sw} = f_{sv} (\pi d L) = (f_{sv} / f_s) f_s (\pi d L) \quad (4.3.14)$$

式(4.3.4)を式(4.3.14)に代入し、これを式(4.3.7)に代入すると、補正荷重 ${}_c W_{sw}$ (N) は、以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} {}_c W_{sw} &= W_{sw} + l_g L - (f_{sv} / f_s) M_r / (d/2) \\ &= W_{sw} + 22L - 0.958 M_r / (0.019/2) = W_{sw} + 22L - 100.8 M_r \end{aligned} \quad (4.3.15)$$

②測定結果が回転 ($N_{sw} > 10$) の場合

水平方向の摩擦力のみを考慮することとする。

図-4.3.14 から、 ΔN_{sw} と ΔM_r との関係を下記の式(4.3.16)とする (図-4.3.14 参照)。

$$\Delta N_{sw} = 3 \Delta M_r = 3(f_{sh} / f_s) M_r \quad (4.3.16)$$

ΔN_{sw} がロッドの周面摩擦によって生じた半回転数とすると、補正半回転数 ${}_c N_{sw}$ は、以下のとおりとなる。

$${}_c N_{sw} = N_{sw} - 3(f_{sh} / f_s) M_r = N_{sw} - 3 \sin \theta_{hv} M_r \quad (4.3.17)$$

以上の補正を SWS と DT-SWS の両者を実施している 3 現場 (浦安市港、唐津市岸山、唐津市原) に適用した結果を図-4.3.17 に示す。補正を行うことで、全体的に SWS の結果と DT-SWS の結果がほぼ同じ値となっていることがわかる。ただし、自沈層の補正は過大であるので、これについては今後検討が必要である。

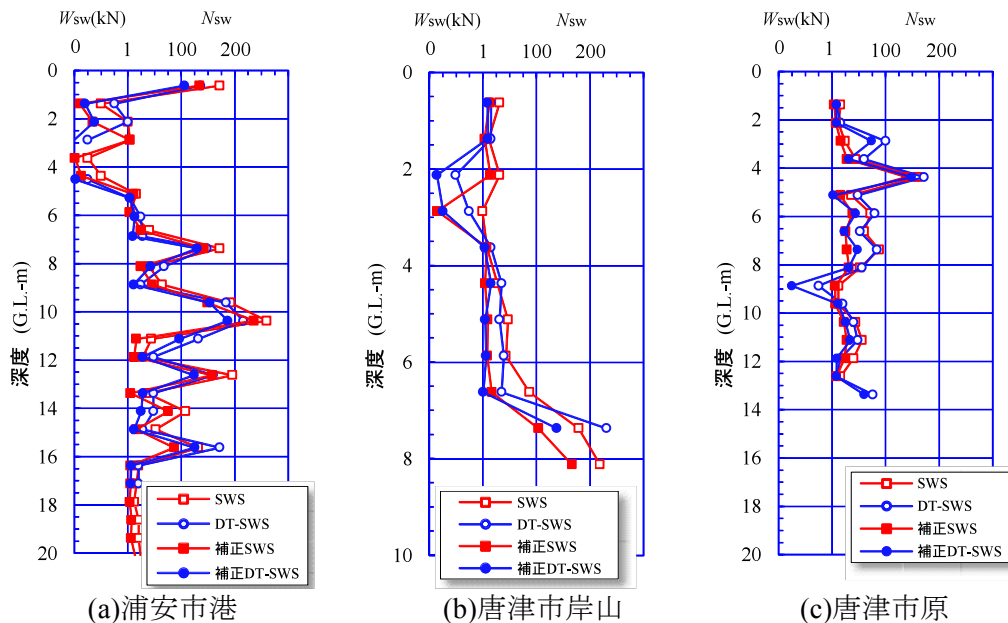


図-4.3.17 回転トルク M_r による貫入抵抗補正

4.3.5 ロッドの周面摩擦検討のまとめ

SWS において貫入抵抗に影響すると考えられるロッドと地盤との周面摩擦の影響を低減するために二重管を用いた SWS (DT-SWS) を開発し、多数の現場で比較試験を行った。また、より実用的な上記周面摩擦を考慮する方法として、貫入後ロッドを 1cm 引き上げてスクリーポイントの影響を取り除いた状態でロッドの回転トルク M_r を測定し、この M_r に基づく貫入抵抗の補正について検討した。得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- 1) DT-SWS の再現性は確保できていたが、試験機の種類による貫入抵抗の差異が自沈層において認められた。
- 2) DT-SWS の貫入抵抗と SWS の貫入抵抗を比較した結果、砂質土ではバラツキは大きいが両者の関係は概ね 1 : 1 の関係であった。粘性土の DT-SWS における結果が自沈層 ($N_{sw} \leq 10$ と定義) の範囲では、明らかに SWS の貫入抵抗が大きかった。この範囲の荷重として載荷荷重にロッドの自重を考慮すると、SWS の貫入抵抗との関係に相関性が認められ、二重管によってロッドの周面摩擦が低減されていることが確認できた。
- 3) N 値と DT-SWS の貫入抵抗を比較した結果に基づいて、砂質土の N 値と DT-SWS の貫入抵抗の関係式として下式を提案した。なお、粘性土については、 N 値と DT-SWS の貫入抵抗に相関性は認められなかった。

$$N=4+0.05N_{sw}$$

- 4) 粘性土の q_u と DT-SWS の貫入抵抗を比較した結果に基づいて、粘性土の q_u (kN/m²) と DT-SWS の貫入抵抗の関係式として下式を提案した。

$$N_{sw} \leq 10 \text{ の場合 : } q_u = 95 W_{sw}'$$

$$N_{sw} > 10 \text{ の場合 : } q_u = 95 + 1.2N_{sw}$$

ここに、 W_{sw}' : ロッドの自重を加えた載荷荷重 (kN)

- 5) 回転貫入時のロッドの鉛直および水平方向の変位量を考慮して M_r から求められる摩擦応力を鉛直成分と水平成分に分離し、これに基づく貫入抵抗の補正方法を提案した。この補正方法を実測値に適用して検討した結果、回転層については補正後の SWS と DT-SWS の N_{sw} の差は小さかったが、自沈層については補正が過大であると考えられた。これについては、今後さらに検討が必要である。

参考文献

- 1) 稲田倍穂 : スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について、土と基礎, Vol.8, No.1, pp.13~18, 1960.

4.4 SWS 試験結果の CPT による解釈

4.4.1 CPT で解釈する意味

稲田式^りに代表されるように、SWS の試験結果は多くの原位置試験と同じように、SPT から求められる N 値と関連づけられてきた。しかしながら、SPT はレイモンドサンプラーと称する特殊な先端を 30cm 貫入する時の回数を計測するのに対し、SWS は先端がスクリュウのロッドに対して重りを載せることによって貫入抵抗を測定し、さらに 1kN の重りを載荷させた状態で回転によってロッドを貫入させる試験である。このように、両試験の貫入メカニズムは複雑で、しかも両者の試験結果を比較する上で最大の問題となるのは、排水条件が異なることである。透水係数の小さな粘土地盤の場合は、両試験とも非排水条件で試験が行われると考えてよいが、砂地盤の場合には、排水条件が異なる。SPT 試験は典型的な動的試験であるので、砂地盤のような透水性が良い地盤でも、貫入は非排水の状態であるのに対し、SWS は排水の状態である。したがって、この排水条件の違いから、どうしても地盤を砂あるいは粘土として、両者を比較する必要がある。

一方、今回比較の対象として取り上げる電気式静的コーン貫入試験 (CPT) は、コーンを地盤に貫入してその抵抗力を計測する試験であり、原位置試験のなかでも比較的境界条件が簡単であり、また粘土、砂地盤でも SWS と同じ排水条件を有していると考えられる試験である。また SPT の場合には測定間隔が 1m や 2m であり、SWS の 25cm と比べて広い。一方、CPT はほぼ連続に地盤の抵抗を測定することができる。また、CPT の場合には先端抵抗の他に、貫入時の周面摩擦や間隙水圧を測定しているので、これらの情報から地盤の種別を的確に行える利点もある。したがって、SWS の結果を最終的には N 値に結び付けるにしても、一度 CPT の結果に照らし合わせることにより、SWS の解釈がより深まると考えられる。

解釈の対象としたのは、千葉県浦安市高須 (以下、浦安 1 と浦安 3 と表記) と滋賀県守山市今浜・水保 (以下、守山 1 と守山 2 と表記) である。地盤の詳細は 3.2 を参照されたい。

4.4.2 地盤の変化の捉え方の比較

SWS では、25cm 貫入するのに必要な半回転数 (実際には 4 倍して 1m 当りに換算している) を計測している。したがって、CPT においても 25cm の深度で計測された先端抵抗 (q_t) の平均値で SWS の N_{sw} と比較することにする。

そこで、地盤の変化をどれだけ敏感に捉えているかを判断するために、対象とする深度の $\pm 0.5m$ の測定値 (SWS は N_{sw} 、CPT は q_t) に対して式(4.4.1)に示す変動係数 (V) で検討してみた。

$$V = \frac{SD}{A_{ve}} \quad (4.4.1)$$

ここに SD は標準偏差、 A_{ve} は平均値 (いずれも区間 1m に対して) である。

図-4.4.1 に守山 2 の結果を示す。両者の試験から求められた V は、ほぼ同様な傾向を示しているのがわかる。図-4.4.2 に他の地点を含めた比較を示す。この図から、SWS の方が CPT の変動係数が大きい傾向にあることがわかる。すなわち、SWS の方が地盤の変動を大きく捉える傾向にある。特に浦安がその傾向が強い。

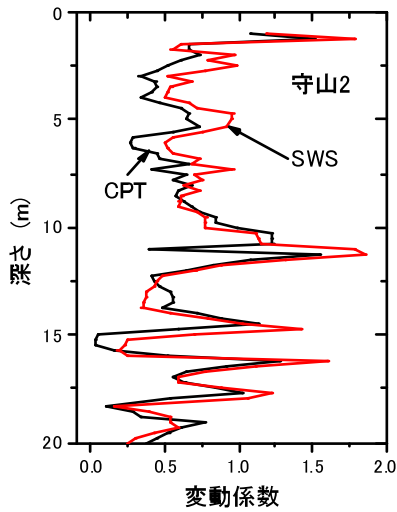


図-4.4.1 守山2におけるCPTとSWSの変動係数の比較

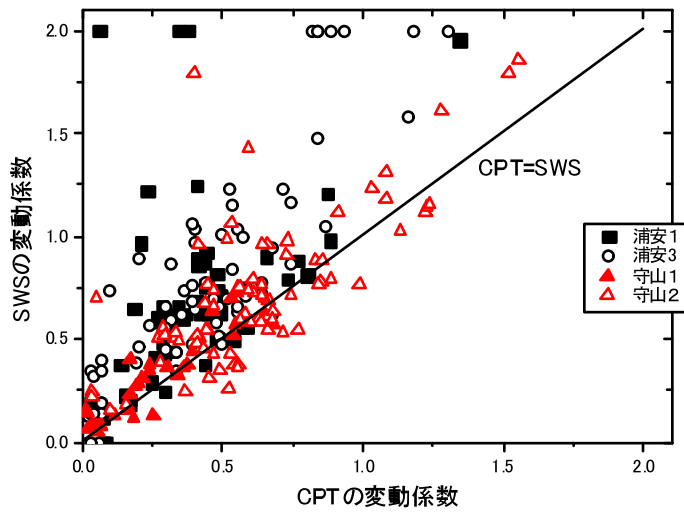


図-4.4.2 各サイトで求められたCPTとSWSの変動係数の比較

4.4.3 SWSにおける自沈

SWS試験において、荷重を載荷して回転力を与えなくとも沈下が生じる現象を自沈と呼んでいる。この自沈が終了すると、次の荷重段階の荷重を載荷し、同様に自沈が生じるか否かをチェックする。このように荷重を1kNまで載荷して自沈が生じないことを確認してから、回転力を与えて、25cm貫入するのに必要な回転数を記録する。この状態をCPTの試験状態に照らし合わせて考えると、図-4.4.3のようになる。CPTの場合には、コーン先端に取り付けられているひずみゲージの値から先端抵抗(q_t)と同じ値が地盤から反力としてコーンの先端に作用している(厳密に言えば、発生している間隙水圧と有効面積を考慮して q_t を求める必要がある)。一方、重りとして W_{sw} を載荷した場合のSWSの先端に働く反力(q_{sw})は、式(4.4.2)によって表すことができる。

$$q_{sw} = \frac{(W_{sw} + l \times l_g)}{A} \tag{4.4.2}$$

ここに、 W_{sw} ：重りの重量、 l ：深さ、 l_g ：1m当たりのロッドの重量、 A ：先端の断面積

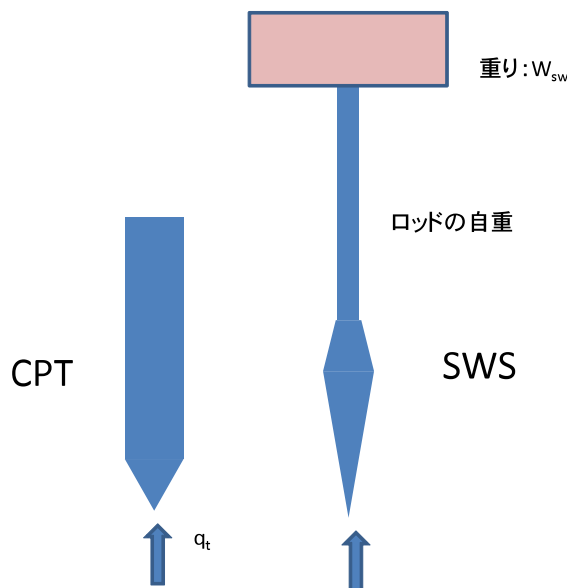


図-4.4.3 CPTとSWSの先端に作用する反力

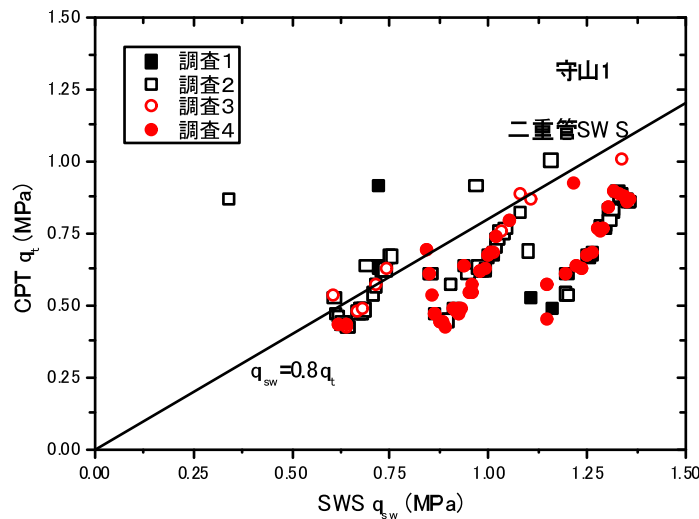


図-4.4.4 自沈状態における CPT から求めた q_t と q_{sw} の関係

SWS のスクリーポイントの一番太いところの直径は 33mm であり、断面積に直すと 8.55cm^2 となる。一方、CPT のコーン断面積は 10cm^2 である。また、先端構造が両者では大きく異なる。すなわち、CPT の場合は先端角度が 60° の円錐であるのに対し、SWS はネジが切っており、さらに先端角度は CPT より鋭い。したがって、式(4.4.3)で関連付けられる α を解析的に求めることは難しい。そこで、CPT と SWS の先端抵抗を比較する当たり、 q_{sw} を求める式(4.3.2)において断面積 A を CPT と同じ 10cm^2 とすることにする。すなわち、式(4.3.3)で示す α には、先端の形状の違いと断面積の違いによる支持力抵抗が含まれることになる。

$$q_t(\text{CPT}) = \alpha q_{sw}(\text{SWS}) \quad (4.4.3)$$

これを検討するために自沈の段階で求められた q_t と q_{sw} とを比較してみた。しかしながら、4.3 や後述するように、地盤が粘性土であるとロードと地盤の摩擦によって q_{sw} がかなり減少している。そこで、4.3 で述べた二重管による DT-SWS 試験を用いて摩擦の影響を減少させた結果を解析の対象とした。また、解析の地点は粘性土が卓越する守山 1 である。結果を図-4.4.4 に示す。DT-SWS による調査は全部で 4 回行った。図に示すように、4 つの調査結果とも同様な傾向を示しているが、 α は 0.3~0.8 の値を取っている。

平成 13 年国土交通省告示 1113 号あるいは瑕疵担保保険の審査基準では、基礎下から 5m の間に自沈層が存在すると、何らかの対策を施さなくてはならない。したがって、SWS によって自沈層を的確に見つけることができるかが、SWS を用いた地盤調査によって最も重要なポイントとなる。SWS によって検知された自沈層が地盤工学上どのような意味をもち、かつどの程度の精度で検知できるかを、まずは粘土層が卓越した守山 1 で、また二重管を使った DT-SWS による結果で検討してみる。

結果を図-4.4.5 に示す。図の左側の図は CPT から測定された q_t を示している。また、 W_{sw} が 0.5kN あるいは 1.0kN の状態で式(4.4.2)で計算された q_{sw} を示す。ただし、式(4.4.3)で示した α を、0.5kN の場合に限って、0.6 から 1.0 まで変化させた。 αq_{sw} が q_t より小さいと、自沈することになる。図-4.4.5 の右側にあるのは、DT-SWS による自沈した時の W_{sw} を示している。 W_{sw} が 0.5kN の時に注目して、 q_t と αq_{sw} の関係を見てみると、 α を 0.8 とした時と自沈時の W_{sw} がうまく対応しているのがわかる。この関係を図-4.4.4 に直線で示す。図に示すように、この関係は上限の値となっているが、これ以降 α を 0.8 として解析を進めることにする。

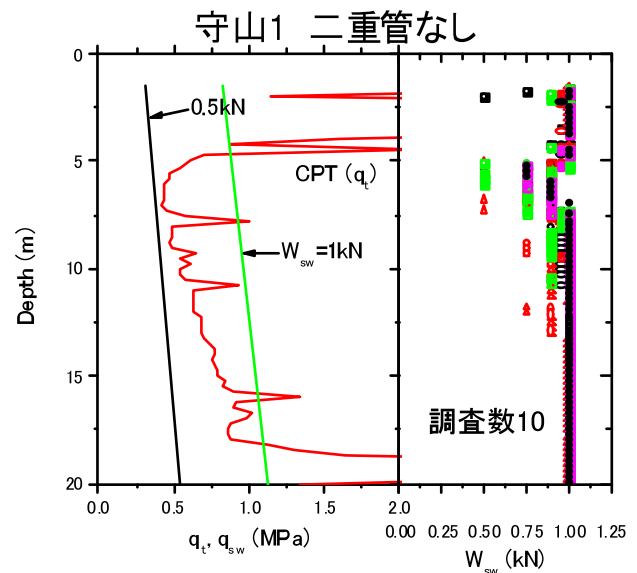
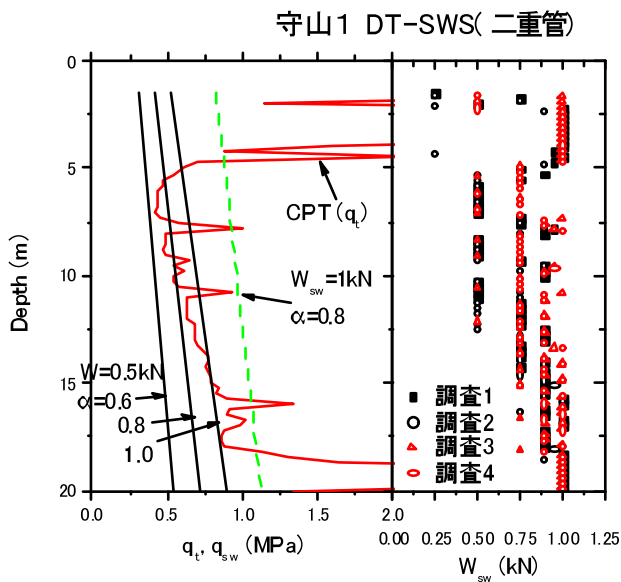


図-4.4.5 q_t と q_{sw} の関係と自沈時の W_{sw} の関係 図-4.4.6 通常の SWS からの自沈層の分布と CPT から予想される自沈層の対比

図-4.4.5 において、 W_{sw} が 1.0kN を载荷した状態で回転数 N_{sw} が 4 以下を $W_{sw}=0.9kN$ 、 N_{sw} が 5～10 を $W_{sw}=0.95kN$ とした。この理由は、田村ら²⁾が指摘しているように、SWS の先端のスクリューは 20cm に対して 1 掘りりとなるようにネジを切っているため、ネジの通り先端が回転によって沈下したとすると、 $N_{sw}=10$ となる (N_{sw} は半回転であることに注意)。したがって、 N_{sw} が 10 以下ということは、先端がスクリューの掘りり以上に沈下したことになる。したがって、この場合は SWS に回転トルクを与えることによってロッドと地盤とに働いている摩擦が減少した結果、SWS の先端は W_{sw} の重りを支えることができないう状態となったと考えられる。このことを考慮して、上記のように W_{sw} を新たに設定した。そうすると図-4.4.5 に示すように、二重管を用いた場合には、深度が 15m を超えても、かなりの深度において自沈層と判断することができ、図の左側に示す $\alpha=0.8$ とした場合の $W_{sw}=1kN$ の線より CPT による q_t が小さい深度と良く対応している。このように、 N_{sw} が自沈に相当する 10 以下の場合において、 W_{sw} を 0.9kN や 0.95kN とて図に示したが、この係数には意味がなく、回転を加えることができる状態と区別するために行った。したがって、図-4.4.5 において W_{sw} が 1.0kN の場合は、10 回以上の回転を加えることができた状態を示している。このような準備をして、二重管を用いない場合の通常の SWS で得られた結果を検討してみる。

図-4.4.6 に同じサイトである守山 1 で得られた結果を示す。ただし、図-4.4.5 と違い、二重管を用いていない通常の SWS の結果である。二重管を用いた場合と異なり、かなりの深度が自沈と判断されてはいない。しかしながら、深度を 7.5m ぐらいまでに限定すると、4.5m から 7m 付近の q_t が $W_{sw}=0.5kN$ に相当する深度を、 $W_{sw}=0.5kN$ より大きな荷重で自沈しているが、軟弱な層として認識できているようである。特に、 N_{sw} が 10 以下を自沈と判断すると、ほぼ全ての調査で自沈層との結果が得られる。図-4.4.6 は現状の SWS でも、国交省告示 1113 号が定めている自沈層が確認できることを示している。浦安で得られた同様な調査結果を図-4.4.7 及び図-4.4.8 に示す。この地盤は、地表から 15m から 17m まで、埋め土および自然に堆積した砂地盤であり、その下には沖積粘性土地盤がある。両サイトにおいて、国交省告示 1113 号が定めている自沈層は多くの調査結果が把握できていることがわかる。また、15m 以降にある沖積粘性土も CPT の結果によれば自沈層となるが、 N_{sw} が 10 以下を自沈層とすると、複数の調査結果が自沈層と判断している。

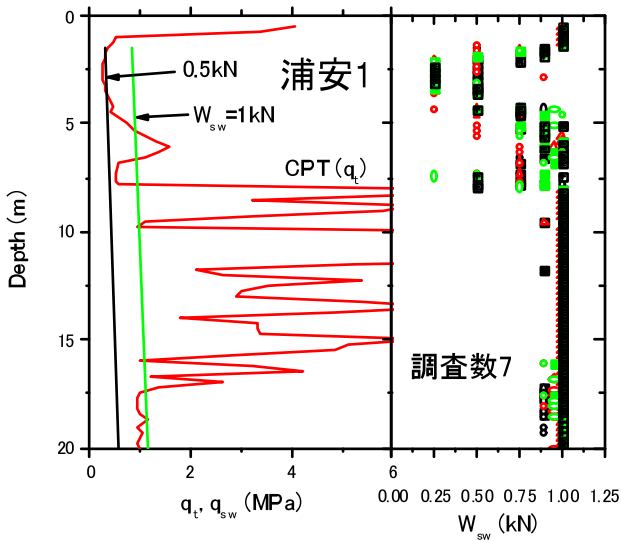


図-4.4.7 浦安1の結果

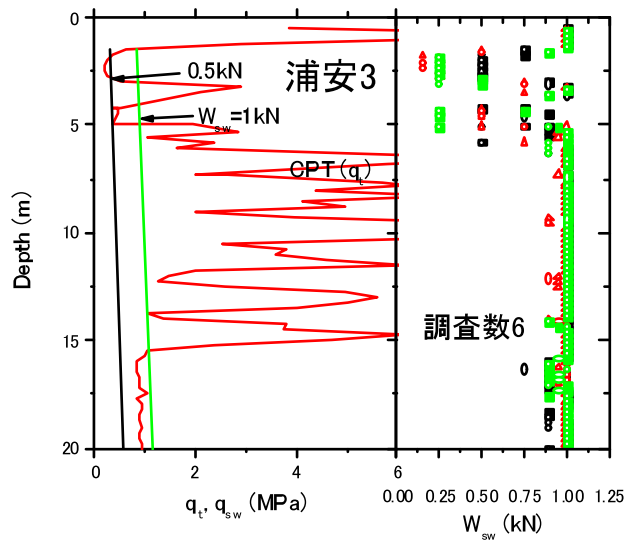


図-4.4.8 浦安3の結果

4.4.3 砂地盤における SWS の解釈

図-4.4.5 と図-4.4.6 の比較からわかるように、対象が粘性土地盤であると SWS の結果はかなり摩擦の影響を受ける。しかしながら、砂地盤においては摩擦の影響は少ないと言われている³⁾。そこで、砂地盤が卓越している守山2のデータを用いて、SWS から得られた N_{sw} と CPT から得られた q_t との関係性を考察してみる。

図-4.4.9 に CPT で得られた q_t の分布を示す。CPT が他の原位置試験と異なることは、貫入と同時に測定される周面摩擦や間隙水圧の情報を用いて地盤の種類を求める点にある。地盤の判別の手法は多くの研究者によって提案されているが、ここでは Robertson⁴⁾ が提案した I_c 値を用いることにする。 I_c の具体的な求め方は、彼の文献を参照されたい。このサイトでは、10 回ほど SWS による調査を行っている。SWS が機種の違いや試験者の違いによって（もちろん、試験を行った場所は正確には異なるので、これによるバラツキも含まれる）、どの程度測定値が異なるかを、図-4.4.10 に示した。図には、平均値の値と $\pm\sigma$ (標準偏差) の値を示す。測定された N_{sw} の分布が正規分布に従うとすると、 $\pm\sigma$ の間に約 70% の確率で分布していることになる。このようなことを考えて図-4.4.10 を見ると、測定によって N_{sw} がかなり異なることがわかる。

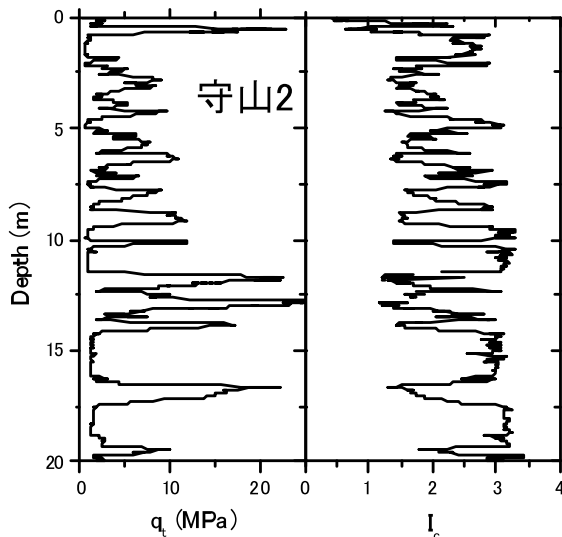


図-4.4.9 CPT で計測された q_t と I_c の分布

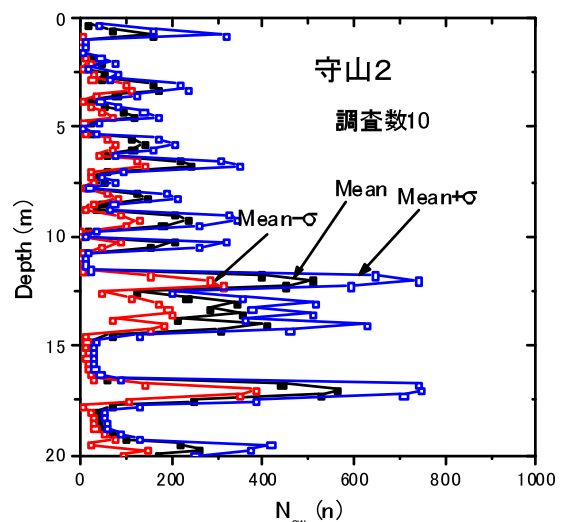


図-4.4.10 全調査で計測された N_{sw} のバラツキ

粘性土の性質を帯びるほど、 I_c は大きくなる。そこで、 I_c が2.0以下と、2.0から2.5となる地盤とに分けて、 q_t と N_{sw} の関係を調べてみた。しかし、 N_{sw} を測定した時には、**図-4.4.3**に示したように、SWSの先端には1.0kNの W_{sw} とロッドの重りが作用している。したがって、 $W_{sw}=1\text{kN}$ の時の式(4.4.2)で表わせられる q_{sw} を q_{sw}^* として、 $(q_t - q_{sw}^*)$ の関係を**図-4.4.11**にプロットしてみた。多くの研究者によって、 N_{sw} が150を超えると先端のスクリーと地盤が滑って、測定される N_{sw} の信頼性が低下するのではないかと懸念が示されている。また、人力で調査を行っていた時代では測定深度がせいぜい10m前後であったのが、調査の自動化が進むにつれ、今回の調査でも20mもの深度まで調査を行っている。しかし、この場合に深度が増加するにつれ、ロッドと地盤との摩擦が増加し、測定された N_{sw} の信頼性が低下するのではないかと懸念もある。しかし、**図**に示すように、 N_{sw} が150以上でも q_t との関連が認められる。また、**図-4.4.11**には深さのパラメーターを入れていないが、深度の増加によって N_{sw} と $(q_t - q_{sw}^*)$ の関係が変化しなかったことを考え合わせると、上記の懸念は今回の調査では認められない。**図**に示すように I_c が大きい(粘土の性質を帯びる)ほど、同じ $(q_t - q_{sw}^*)$ に対して N_{sw} が大きな傾向が認められる。しかしながら、両者の間にはかなりバラツキが認められるものの、式(4.4.4)の関係にある。

$$N_{sw} = 35(q_t - q_{sw}^*) \quad (4.4.4)$$

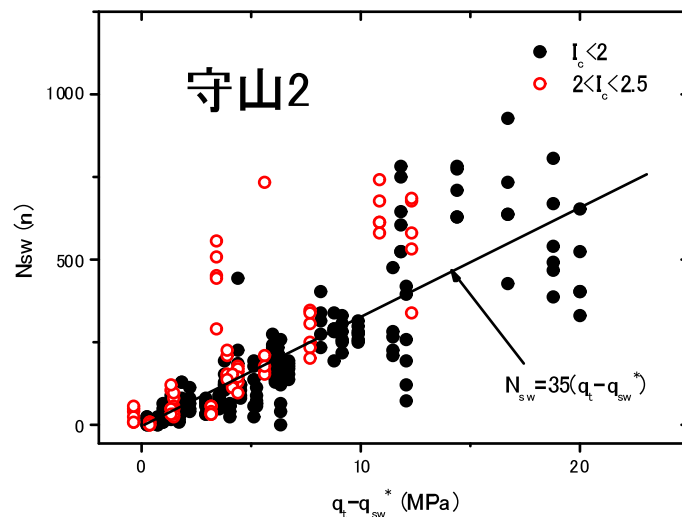


図-4.4.11 SWS と CPT から測定された関係 (砂地盤)

今回得られた N_{sw} と $(q_t - q_{sw}^*)$ の関係をを用いて N 値と N_{sw} の関係を表した稲田式¹⁾の検討を行ってみる。 N 値と q_t の関係を見たのが、**図-4.4.12**である。**図**には、守山2の他に浦安の結果をプロットしている。稲田式の検討を行う前に、**図-4.4.11**と**図-4.4.12**のバラツキの度合いを考察してみる。**図-4.4.12**の方が両者の関係にバラツキが大きいのがわかる。すなわち、鈴木・時松²⁾が述べているように、SPTとSWSの载荷方法における排水条件には大きな違いがあるのに対して、CPTとSWSでは同様な排水条件(载荷速度)なので、両者の関係は良いと思われる。**図-4.4.12**に示すように両者の間には、かなりバラツキは認められるものの、本報告では q_t と N の間には式(4.3.5)の関係があるとして、話を進める。

$$N = 1.5 q_t \quad (4.4.5)$$

ただし、 q_t の単位はMPaである。

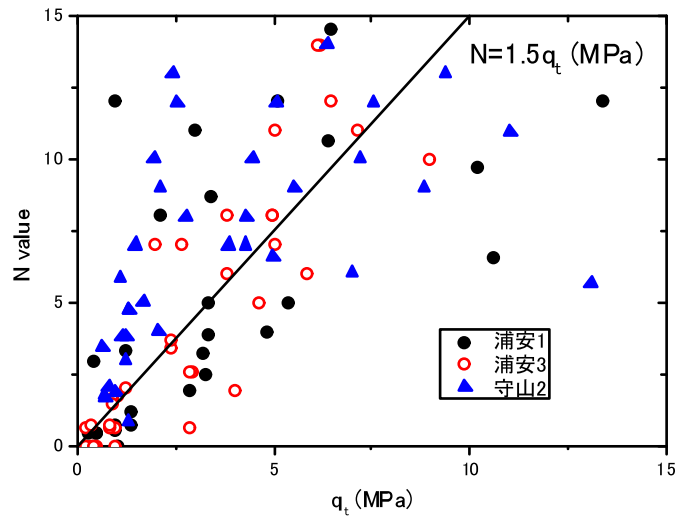


図-4.4.12 CPT から求められた q_t と SPT から求められた N 値の関係

これらの関係から、稲田式の意味を考えてみる。図-4.4.13 は稲田式と、今回の式(4.4.4)と式(4.4.5)から得られた関係を用いて N_{sw} と N 値の関係を求めたものである。この結果、稲田式から求められる N 値より多少小さな関係が得られた。ただし、今回の報告では粘性土についての評価は自沈の解釈を除いて行わないことにする。この理由はすでに示したように、粘性土の場合には摩擦の影響が大きく、また式(4.4.3)に示した α をいくらに設定するかによって、 q_{sw}^* が大きく変化するので、信頼できる式(4.4.4)の係数が求められない。一方、砂地盤の場合には、 q_t が大きいので、 q_{sw}^* の影響はほとんどないと考えても良い。

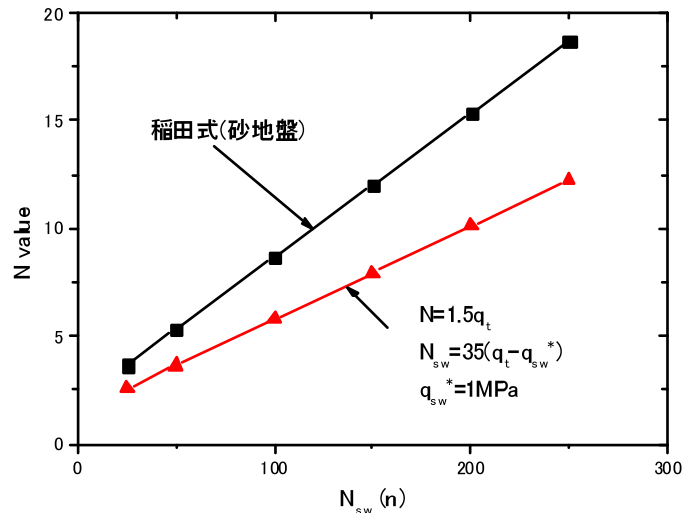


図-4.4.13 N_{sw} と N 値の関係

以上、 N_{sw} と q_t 、及び q_t を通して N 値との関係を調べた。三村・吉村⁹⁾は液状化ポテンシャルを CPT の q_t から、または q_t を N 値に変換して N 値と粒度から求める種々の方法をレビューしている。したがって、SWS の結果を用いて液状化の有無を判断する場合には、図-4.4.11 を用いて q_t に変換し、 q_t による液状化判定を行うか、さらに図-4.4.13 によって N 値に変換することによって判定することになる。

参考文献

- 1) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について，土と基礎，Vol.8，No.1，pp.13～18，1960.
- 2) 田村昌仁・藤井衛・奥田悟・新納秀樹・安川郁夫・杉浦弘忠・安枝政昭：スウェーデン式サウンディング試験結果に及ぼす影響要因の評価（その 2：自動試験における自沈判定基準の変化と自沈層の評価），第 37 回地盤工学研究発表会（大阪），pp.107-108，2002.
- 3) 田村昌仁・藤井衛・安川郁夫・新納秀樹・奥田悟・安枝政昭・足立由紀夫：自動スウェーデン式サウンディング試験にもとづくロッド周面摩擦についての考察，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.91-92，2004.
- 4) Robertson, P. K.: Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, 27(1), pp. 151-158, 1990.
- 5) 鈴木康嗣・時松孝次・實松俊明：コーン貫入試験結果と標準貫入試験から得られた地盤特性との関係，日本建築学会構造系論文集，第 566 号，pp.73～80，2003.
- 6) 三村衛・吉村貢：講座：室内試験・原位置試験の設計への反映，6.原位置試験による液状化評価，地盤工学会誌，61-8（667），pp.65-72，2013.

4.5 SWS 試験と他の試験との相関性の検討

SWS 試験から得られる荷重 W_{sw} (kN) と半回転数 N_{sw} (回/m) は、稲田¹⁾による次式によって標準貫入試験 (SPT) の N 値および一軸圧縮強さ q_u (kN/m²) 値に換算することが一般に行われる。

$$N=2W_{sw}+0.067N_{sw} \quad [\text{礫・砂・砂質土}] \quad (4.5.1)$$

$$N=3W_{sw}+0.050N_{sw} \quad [\text{粘土・粘性土}] \quad (4.5.2)$$

$$q_u=45W_{sw}+0.75N_{sw} \quad [\text{粘土・粘性土}] \quad (4.5.3)$$

しかし、稲田式(4.5.1)～(4.5.3)は 50 年以上も前に名神高速道路予定路線の軟弱沖積地盤での測定値に基づいて提案されたものであり、相関式を求めたデータが地域限定であること、データのバラツキが大きいこと、さらに当時と現在では試験方法 (SPT も含めて) が大きく異なることから、その精度は疑問視される。しかしながら、実務で SWS による調査結果は稲田式(4.5.1)～(4.5.3)の成立を前提に N 値、 q_u 値に換算されている。

そこで、4.2.1 で示した本研究による SWS 試験結果 (W_{sw} 、 N_{sw}) をまずは稲田式(4.5.1)～(4.5.3)を用いて換算 N 値、換算 q_u 値として N 値、 q_u 値との関係を検討した。その後で、 W_{sw} 、 N_{sw} と N 値、 q_u 値の相関性を再検討した。

4.5.1 SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と N 値との相関性

(1) SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と N 値の比較

図-4.5.1(1)～(12)にそれぞれ 12 地点における SWS による換算 N 値と SPT の N 値の比較を柱状図とともに示す。SWS 試験は複数の機関で実施しているが、再現性がよいので、代表となる方を選んで示す。また、図内の凡例の括弧内は試験機メーカー (Y : YBM(Y 型、G 型)、N : 日東精工、H : 報国E) を表す。

図(1)の東中浜では、深度 2～10m まで N 値が未測定であるが(粘土のサンプリングを行ったため)、粘土部では N 値=0 (自沈) と推定すると、10m 以深も含めて SWS による換算 N 値 (=4～6) は N 値よりも大きい。また、試験機関、試験機による差は小さい。

図(2)の神栖では、深度 8m までは換算 N 値は N 値にほぼ一致しているが、8m 以深の砂層では少しばらつきがあり、試験機関、試験機による差も見られる。

図(3)、(4)の浦安市運動公園、鉄鋼通りはほぼ同様の傾向で、全体に換算 N 値は N 値との対応はよく、試験機関、試験機による差も小さい。

図(5)の守山市今浜では、深度 4.5～19m まで N 値が未測定であるが(粘土のサンプリングを行ったため)、4.5m 以浅については換算 N 値は N 値にほぼ一致している。ただし、試験機関、試験機による換算 N 値の差がやや大きい。

図(6)の守山市水保では、砂質土部、粘性土部も含めて換算 N 値は N 値にほぼ一致しており、試験機関、試験機による差も小さい。

図(7)の大阪市鶴町では、深度 10m までは N 値との対応は比較的よいが、10m 以深の粘土部では N 値に比べて換算 N 値はかなり大きい推定される。

図(8)の浦安市港では、深度 5.5～16m の沖積砂層では換算 N 値は N 値よりも大きい(当地では他の試験との比較からもむしろ N 値が過小に得られたように考えられた)。16m 以深の沖積粘土層でも換算 N 値の方がやや大きい。

図(9)の唐津市原では、全体に砂質土地盤であるが、換算 N 値は N 値にほぼ一致している。

図(10)の唐津市岸山では、砂質粘土による盛土地盤であるが、換算 N 値はやや小さい。

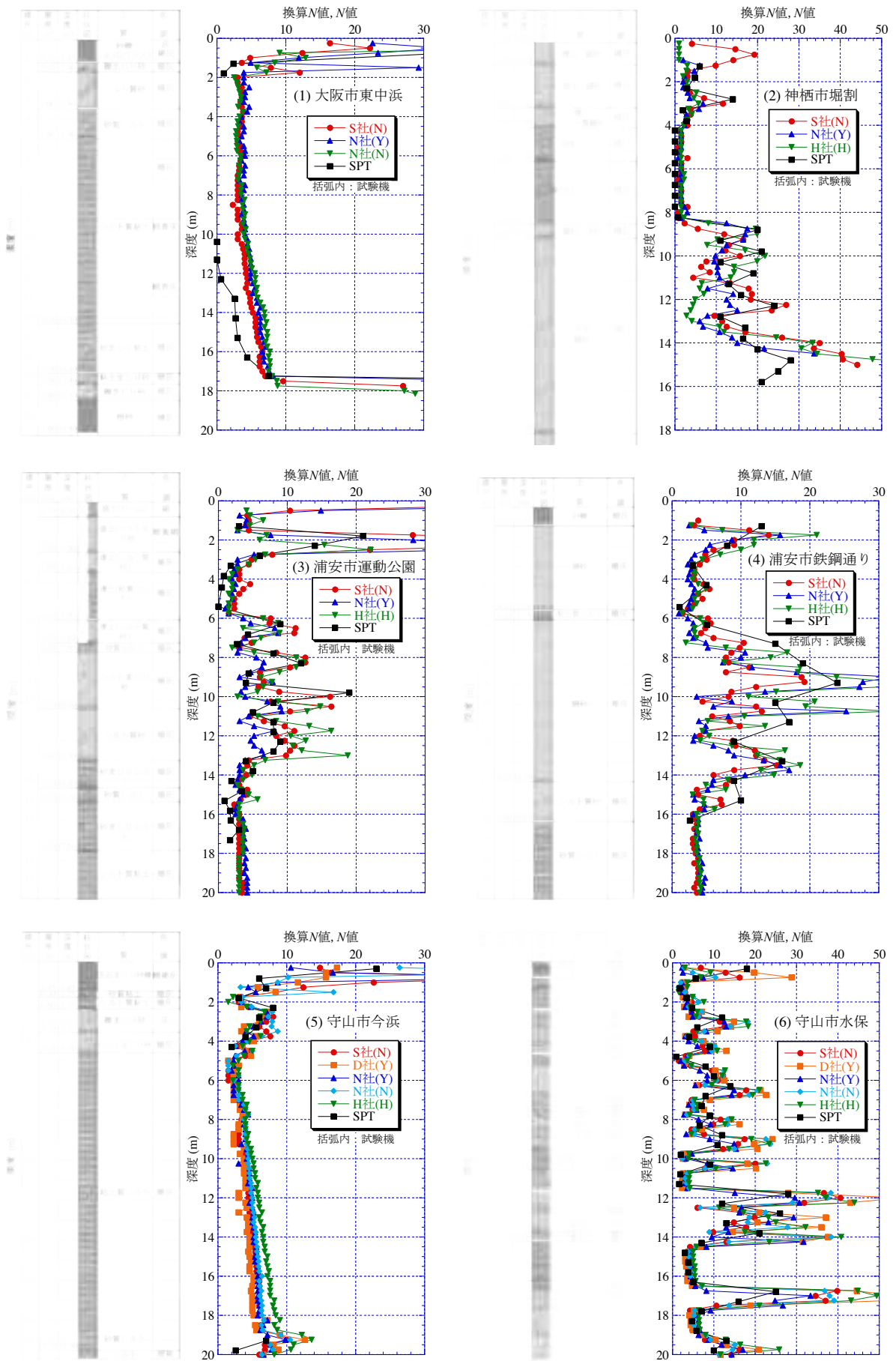


図-4.5.1 SWS の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ と N 値の比較 (つづく)

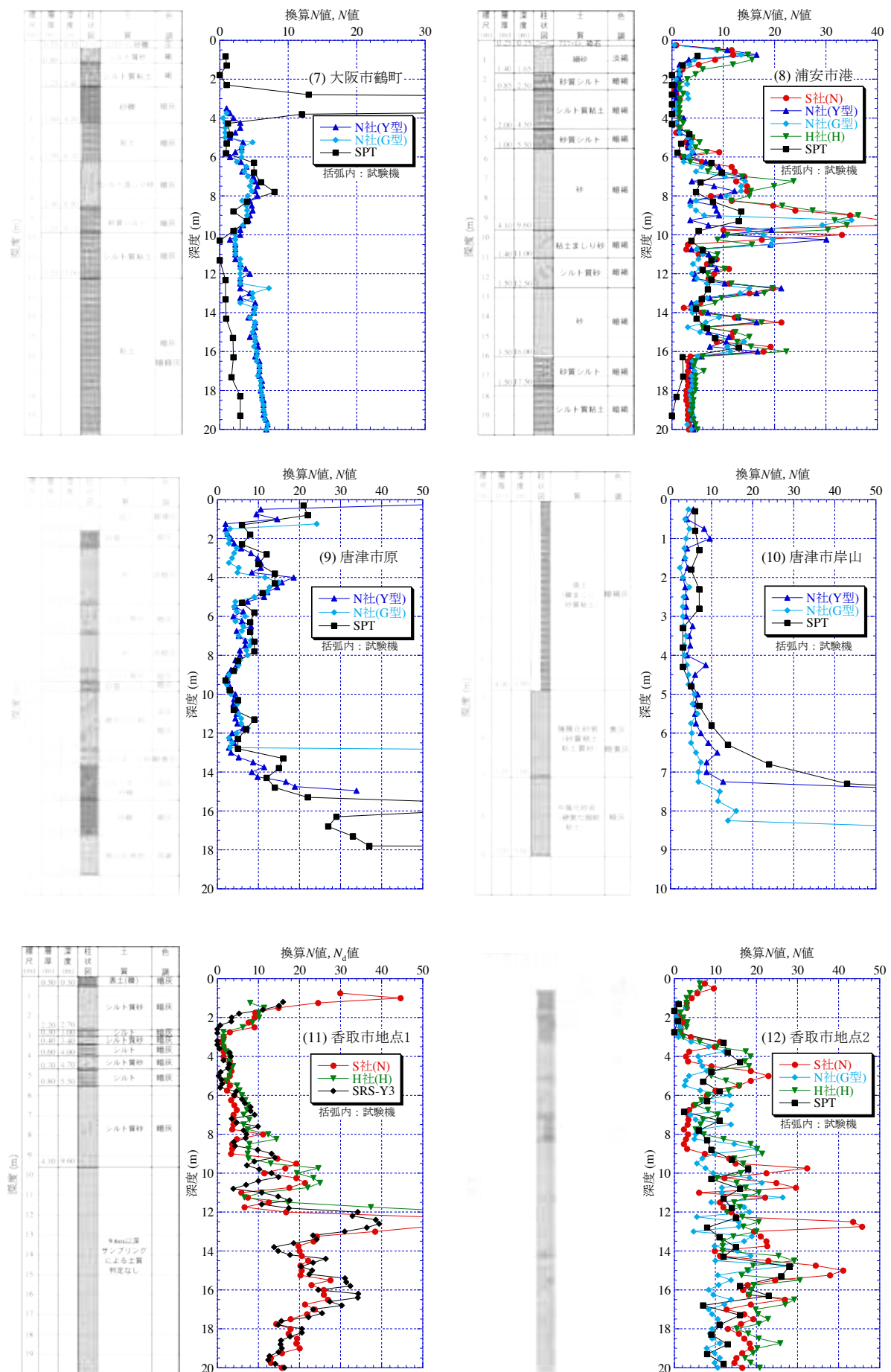


図-4.5.1 SWS の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ と N 値の比較 (つづき)

図(11)の香取市地点1では N 値を測定していないので、代わりにSRS-Y3(自重低減機)の N_d 値を示している。全体に砂質土地盤であるが、換算 N 値は N_d 値とほぼ一致している。

図(12)の香取市地点2も全体に砂質土地盤であるが、換算 N 値と N 値の関係はバラツキが大きく、試験機関、試験機による換算 N 値の差がやや大きい。これは本地点は調査範囲が広いため、地盤の不均一性の影響が現れたとも考えられる。

(2) SWS試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と N 値の関係

図-4.5.2、4.5.3に全17地点(過去の調査データも含む)の、それぞれ砂質土、粘性土に対する W_{sw} 、 N_{sw} と N 値の関係を示す。SWSの適用深度を10mと考え、両図ともに10m以浅を白抜きで、10m以深を色塗りで区別して示したが、両者による傾向の違いは特に見られなかった。図-4.5.2の砂質土では、かなり大きくばらついているが、図中に示した稲田式(4.5.1)による線は平均的な関係を表しているようにも見える。図-4.5.3の粘性土でもばらついているが、稲田式(4.5.2)による線は上限値に近い。また、図-4.5.2の砂質土では $W_{sw} \leq 1\text{kN}$ (自沈層)のプロットがほとんどないことから、自沈は粘性土で発生することが改めてわかる。

SWSは静的貫入と回転貫入という異なるメカニズムの貫入方式を採り、基本的に排水条件での試験であるのに対し、単純な動的貫入であるSPTは非排水条件で実施されるので、 N 値に対して W_{sw} 、 N_{sw} はばらつきが大きくなると考えられる。この解釈については先の4.4を参照されたい。

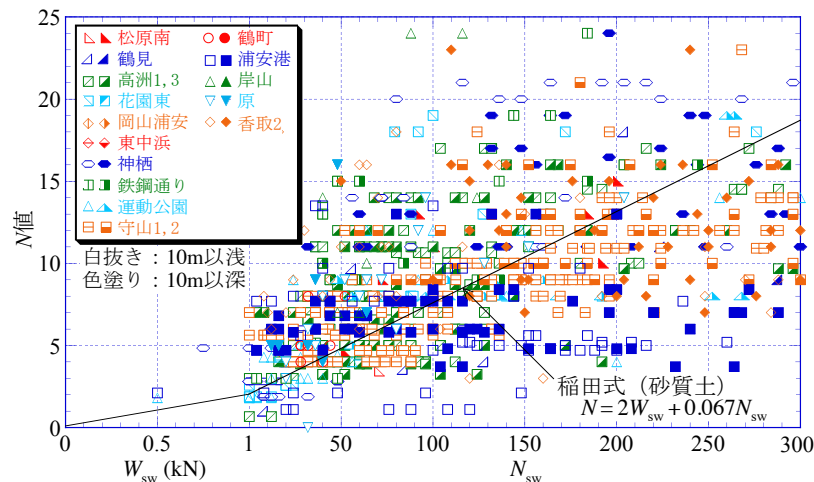


図-4.5.2 17地点(砂質土)の W_{sw} 、 N_{sw} と N 値の関係

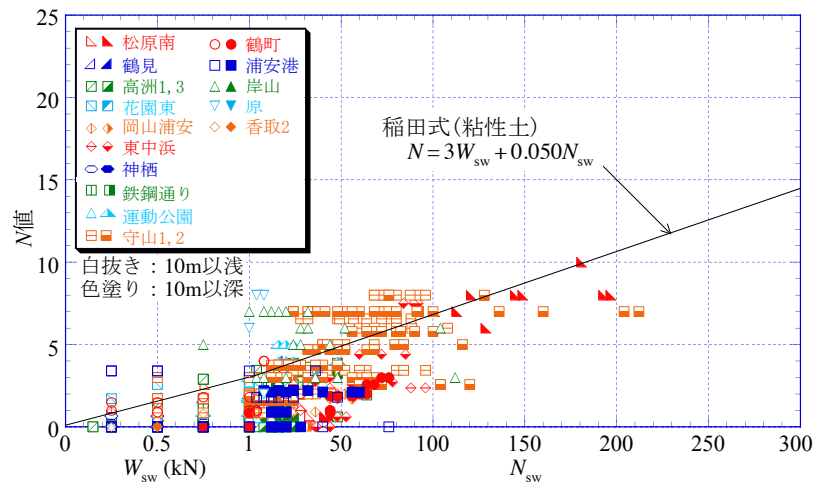


図-4.5.3 17地点(粘性土)の W_{sw} 、 N_{sw} と N 値の関係

4.5.2 SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と一軸圧縮強さ q_u 値との相関性

(1) SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と q_u 値の比較

図-4.5.4(1)～(5)にそれぞれ粘性土主体の5地点におけるSWSによる換算 N 値と一軸圧縮強さ q_u 値の比較を柱状図とともに示す。SWS 試験は複数の機関で実施しているが、再現性がよいので、代表となる方を選んで比較している。また、図内の凡例の括弧内は試験機メーカー (Y: YBM(Y型、G型)、N: 日東精工、H: 報国E) を表す。

図(1)の東中浜では、深度2～17mで q_u 値を測定しているが q_u 値は深度方向に単調に増加している。SWSによる換算 q_u 値は、深度8m程度まではほぼ一定 ($N_{sw}=0$ の自沈) で q_u 値よりも大きく、8m以深では単調に増加するが、 q_u 値よりも小さくなっている。また、試験機関、試験機による差が見られる。

図(2)の鉄鋼通りでは、深度16m以深が沖積粘土層で、 q_u 値は深度57mまで測定している。換算 q_u 値は、明らかに q_u 値よりも小さく得られている。これは4.2.1でも述べたように、当地の粘土層は鋭敏性が非常に高いため、スクリーポイントの回転貫入によって練り返され、抵抗が小さくなり、深度の割には N_{sw} が小さく測定されたと考えられる。

図(3)の守山市今浜では、深度4.6m以深が沖積粘土層で、換算 q_u 値は q_u 値と同様に深度方向に単調に増加しているが、H社以外は q_u 値よりも小さく、試験機関、試験機による差が大きい。

図(4)の大阪市鶴町では、深度8.5m以深が沖積粘土層で、 q_u 値は深度方向に単調に増加しているが、換算 q_u 値は全体に q_u 値はよりもやや小さい。

図(5)の浦安市港では、深度16m以深が沖積粘土層で、図(2)の鉄鋼通りと同様に、換算 q_u 値は明らかに q_u 値よりも小さく得られている。これも当地の粘土層は鋭敏性が非常に高いためと考えられる。ただし、当地では試験機関、試験機による差は小さい。

浦安市鉄鋼通り、港では、他の3地点の同深度(16～20m)の換算 q_u 値を比較すると、かなり小さいことがわかる。これを確認するために、2011年に調査した浦安市高洲地点3での結果を図-4.5.5に示す。やはり同様な結果が得られている。

鋭敏性の高い粘土層ではSWS試験はその機構上、小さめの抵抗値が測定されると考えられる。

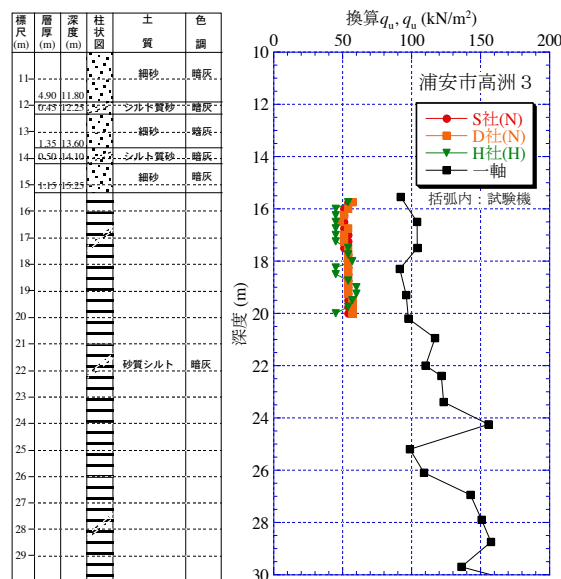


図-4.5.5 SWS の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ と q_u 値の比較 (浦安市高洲3)

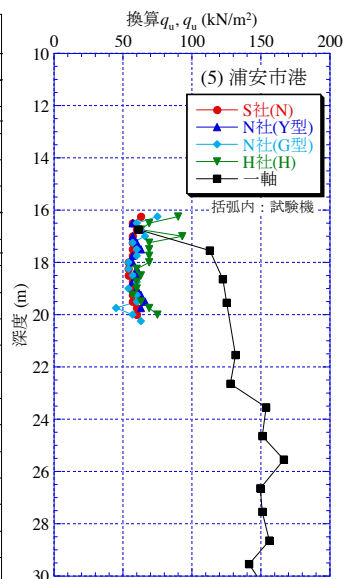
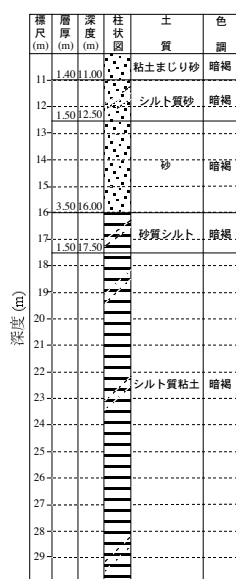
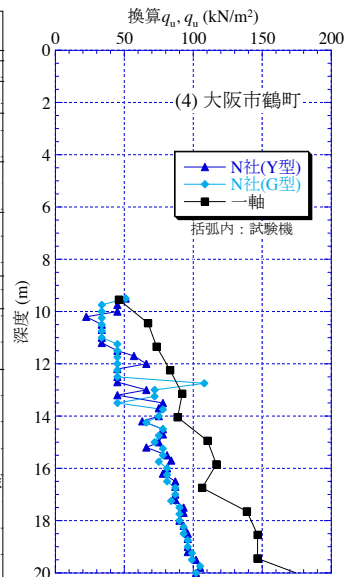
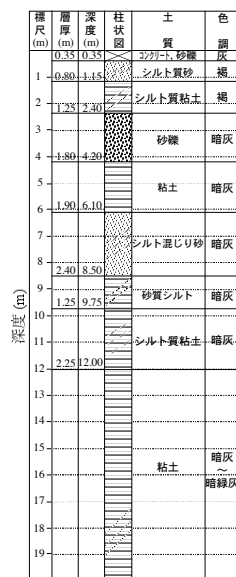
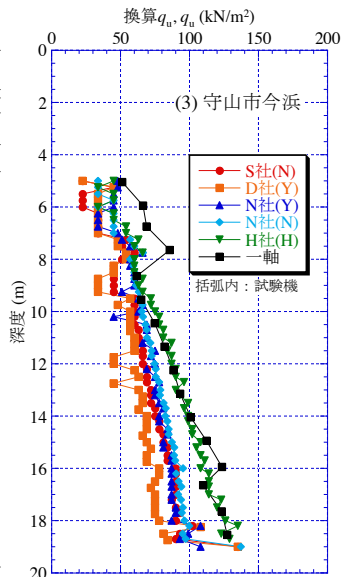
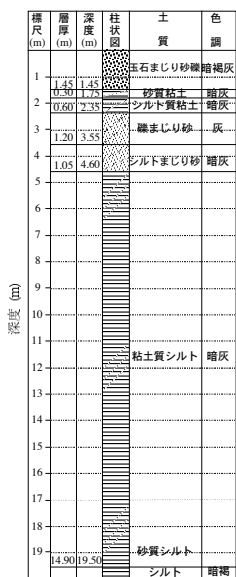
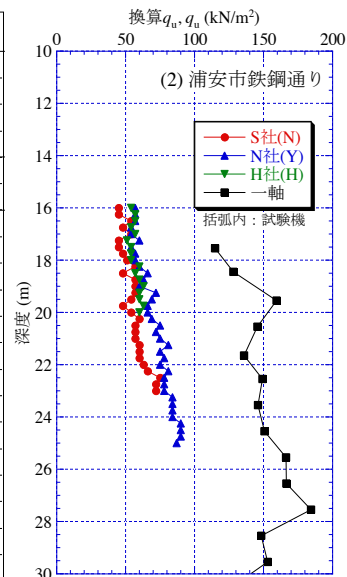
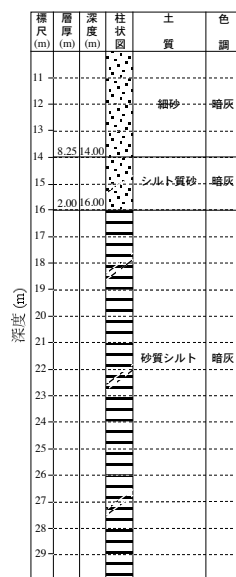
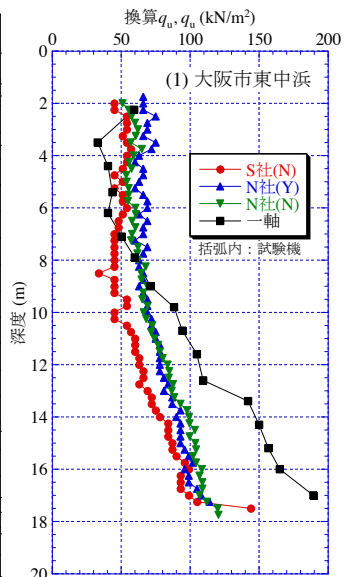
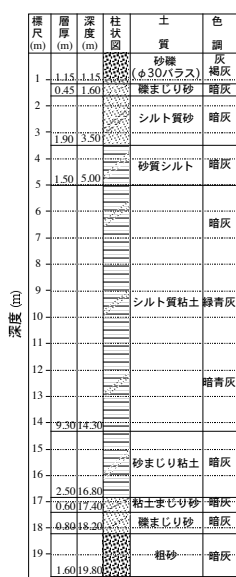


図-4.5.4 SWS の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ と q_u 値の比較

(2) SWS 試験の $W_{sw} \cdot N_{sw}$ 値と q_u 値の関係

図-4.5.6 に全 13 地点（過去の調査データも含む）での W_{sw} 、 N_{sw} と q_u 値の関係を示す。やはり 10m 以浅を白抜きで、10m 以深を色塗りで示したが、10m 以浅の $q_u < 100 \text{ kN/m}^2$ 程度で自沈となる可能性があることがわかる。全体にややばらついてはいるが、図中に示した稲田式(4.5.3)による線は下限値を示していると言える。

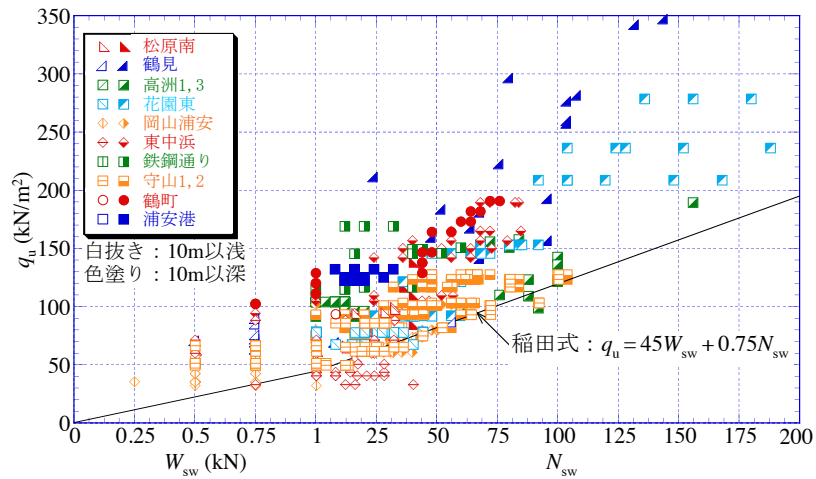


図-4.5.6 13 地点の W_{sw} 、 N_{sw} と q_u 値の関係

参考文献

- 1) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について，土と基礎，Vol.8，No.1，pp.13～18，1960.

4.6 まとめ

第4章では、液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング（SWS）試験の開発のために、9地点・12箇所で行った現場実験を行い、地盤強度の高精度化と土質判定手法を検討した。その結果は以下のようにまとめられる。

- 1) SWS 試験の現場実験は、実施機関4社（試験機3社）による全自動型試験機によって行った。また、SWS 試験のロッドの周面摩擦除去のために、二重管のロッド形式とした二重管スウェーデン式サウンディング試験（DT-SWS）も実施した。各地点でそれぞれ複数試験を行ったが、いずれもほぼ同じ結果となり、再現性が高いことが確認された。ただし、いくつかの地点で実施機関（試験機）の違いによるばらつきがやや見られた。一方、DT-SWS 試験では沖積粘土部のほとんどが自沈となることから、粘土部での周面摩擦の影響が大きいことがわかった。
- 2) SWS 試験実施後の試験孔を利用し、有孔管（中空ロッド）を挿入して交流式比抵抗水位計で地下水位を計測する手法は精度が高く、ボーリングでの地下水位と概ね一致した。水位計貫入直後の孔内水位と地下水位には差が見られたが、時間経過によりほぼ一致した。孔内水位が安定するまでに要した時間は30分以内で、SWS 試験実施中に測定可能な時間である。SWS 試験で精度良く地下水位を測定できることは、宅地地盤調査以外にも活用することができると考えられた。また、測定棒を挿入してそのぬれ具合から地下水位を測定する方法も実施し、測定精度は問題ないと判断されたが、水位がGL-3m以深となる場合にはやはり中空ロッドを挿入し、ロッド内水位を計測する必要性が考えられた。
- 3) 土試料の簡易サンプラーとして、SWS 試験と併用して別孔で削孔する自動式バイブロサンプリング機による試料採取を実施した。採取した試料の砂分含有率、細粒分含有率 F_c 及び自然含水比 w_n は SPT 試料の結果と概ね一致し、試料採取時間、費用によっては十分に実用的なサンプリング方法であることがわかった。ただし、互層となっている箇所では F_c 及び w_n に差異が見られたケースがあった。これはサンプリング方法の違いによるものか、または他の要因か今後検証する必要があると考えられた。
- 4) 一方、SWS 試験孔を利用した簡易サンプラーとして、ドリル式、開閉式、開閉貫入式による試料採取結果を比較した。ドリル式は、ロームなどを対象とする場合は、簡便であり比較的精度が高いと思われたが、地下水位以深のやわらかい粘性土地盤では細粒分が地下水により流出してしまうと考えられ、細粒分含有率が小さくなる傾向が見られた。開閉式と開閉貫入式は、地下水位以深でも土の試料採取が可能であることが確認できた。ただし、開閉機構の隙間から細粒分が流入していることなども考えられ、細粒分含有率 F_c は SPT 試料より1~2割程度高い傾向を示した。今後ともさらなる改良が必要と考えられた。
- 5) DT-SWS と通常の SWS の結果を比較し、ロッドと地盤との周面摩擦の影響を検討した。粘性土の自沈層では明らかに SWS の貫入抵抗が大きく、この範囲の荷重として載荷荷重にロッドの自重を考慮すると、SWS の貫入抵抗との関係に相関性が認められ、二重管によってロッドの周面摩擦が低減されていることが確認できた。また、砂質土の N 値と DT-SWS の貫入抵抗の関係式と粘性土の q_u と DT-SWS の貫入抵抗の関係式を提案した。さらに、貫入後ロッドを1cm引き上げてスクリーポイントの影響を取り除いた状態でロッドの回転トルク M_r を測定し、回転貫入時のロッドの鉛直及び水平方向の変位量を考慮して M_r から求められる摩擦応力を鉛直成分と水平成分に分離し、これに基づく貫入抵抗の補正方法を提案した。この補正方法を実測値に適用して検討した結果、回転層については補正後の SWS と DT-SWS の N_{sw} の差は

小さかったが、自沈層については補正が過大であると考えられた。これについては、今後さらに検討が必要と考えられた。

- 6) SWS 試験と同じ排水条件を有し、測定精度が高い電気式静的コーン貫入試験 (CPT) によって SWS 試験結果を解釈することを試みた。その結果、CPT の先端抵抗 q_t と W_{sw} とロッドの重量をスクリーポイントの断面積で除して求めた SWS の先端反力 q_{sw} には自沈層では相関があり、 αq_{sw} ($\alpha=0.8$ 程度) が q_t より小さいと自沈することが説明できること、 q_{sw}^* を $W_{sw}=1\text{kN}$ の時の q_{sw} とすれば、回転層となる場合の N_{sw} は $(q_t - q_{sw}^*)$ と相関すること、その関係式を用いると N 値と N_{sw} の関係を表した稲田式の検討も可能になること、などを新たな知見として見出すことができた。
- 7) 全 17 地点 (過去の調査データも含む) の SWS 試験による W_{sw} 、 N_{sw} と N 値の関係を検討した結果、SWS の適用深度を 10m と考え、10m 以浅をと 10m 以深を区別して調べたが、両者による傾向の違いは特に見られなかった。砂質土では、かなり大きくばらついているが、稲田式は平均的な関係を表しているようにも見えた。粘性土でもばらついているが、稲田式は上限値に近かった。SWS は静的貫入と回転貫入という異なるメカニズムの貫入方式を採り、基本的に排水条件での試験であるのに対し、単純な動的貫入である SPT は非排水条件で実施されるので、 N 値に対して W_{sw} 、 N_{sw} はばらつきが大きくなると考えられた。
- 8) 粘性土を対象に、全 13 地点 (過去の調査データも含む) での W_{sw} 、 N_{sw} と q_u 値の関係を検討した結果、10m 以浅の $q_u < 100\text{kN/m}^2$ 程度で自沈となる可能性があることがわかった。全体にややばらついているが、稲田式は下限値を示した。
- 9) 現在、宅地の地盤定数の算定に用いられる稲田式は、 N 値、 q_u 値ともに上記のようにばらつきが大きいことを認識する必要がある。特に、 q_u 値換算の稲田式は下限値を与えることを認識する必要がある。

第5章 数値解析による液状化時の沈下量予測

5.1 概要

2011年東北地方太平洋沖地震で甚大な液状化被害を受けた浦安市において、地震後に得られたボーリングデータを参照し、1次元地震応答解析を行う。液状化層と非液状化層の厚さが沈下量に及ぼす影響に着目し解析結果をまとめる。またその結果を既往の沈下量推定式と比較検討し、液状化の可能性のある住宅地における簡易貫入試験結果を用いた被害予測に資する成果を得ることを目的とする。具体的には、本検討委員会で実施されたボーリング調査地点の内4地点を対象に、地盤データを2次元有効応力解析法FLIP¹⁾⁴⁾に取り込み、簡易貫入試験から得られる情報である、換算(等価)N値、液状化層厚、表層の非液状化層厚、地下水位をパラメータとして解析を行い、液状化時の地盤の沈下量を簡易かつ定量的に推定する方法を開発する。

5.2 数値解析モデルの概要

本研究では2次元動的有効応力解析プログラムFLIP¹⁾⁴⁾を用いて解析を行う。本解析プログラムで用いられる土の構成モデルは、多重せん断ばねモデル¹⁾を基本とするカクテルグラスモデル⁴⁾と呼ばれるものである。カクテルグラスモデルでは、間隙水圧の上昇、消散及びこれに伴う地盤沈下が表現可能となっている。膨張的ダイレイタンス成分を鉛直上向きに、仮想単純せん断ひずみを水平面にプロットすると、砂粒の集合体の誘導異方構造として、カクテルグラスのような下に凸の関数となることからカクテルグラスモデルと呼ばれる。また、透水を考慮した解析のため、固層の変位 U と間隙水圧 P を未知数とした定式化 U - P フォーミュレーションを用いている。ただし、本定式化ではひずみと応力に関しては、収縮・圧縮を負、伸張・引張を正とする。ただし、間隙水圧に関しては、土・水連成系の定式化についてその概略を示す。以下、2次元解析の場合の構成則を示す。

5.2.1 カクテルグラスモデル構成則

(1) 基本形

まず、応力、ひずみベクトルを以下で与える。

$$\boldsymbol{\sigma}^T = \{\boldsymbol{\sigma}'_x \boldsymbol{\sigma}'_y \boldsymbol{\tau}_{xy}\} \quad (5.2.1)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}^T = \{\boldsymbol{\varepsilon}_x \boldsymbol{\varepsilon}_y \boldsymbol{\gamma}_{xy}\} \quad (5.2.2)$$

多重せん断モデルの積分形の基本形を以下で与える。

$$\boldsymbol{\sigma} = -p\mathbf{n}^{(0)} + \sum_{i=1}^I q^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \Delta\omega \quad (5.2.3)$$

ここに、

$$\bar{\mathbf{n}}^{(0)T} = \{1 \quad 0\} \quad (5.2.4)$$

$$\bar{\mathbf{n}}^{(i)T} = \{\cos \omega_i \quad -\cos \omega_i \quad \sin \omega_i\} \quad (f \text{ or } i = 1, \dots, I) \quad (5.2.5)$$

$$\omega_i = (i-1)\Delta\omega \quad (5.2.6)$$

$$\Delta\omega = \pi / I \quad (5.2.7)$$

式(5.2.3)の等方成分 p および仮想単純せん断応力 $q^{(i)}$ は、有効体積ひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}'$ および仮想単純せん断ひずみ $\gamma^{(i)}$ の関数として、以下で与えられる。

$$p = p(\omega') \quad (5.2.8)$$

$$q^{(i)} = q^{(i)}(\gamma^{(i)}, \boldsymbol{\varepsilon}', \boldsymbol{\varepsilon}'') \quad (5.2.9)$$

ここで、式(5.2.8)と式(5.2.9)で与えた有効体積ひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}'$ は、体積ひずみからダイレイタンシーによる体積ひずみ成分を除去したものであり、以下で与える。

$$\boldsymbol{\varepsilon}' = \mathbf{n}^{(0)\top} \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{n}^{(0)\top} (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_d) \quad (5.2.10)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_d = \frac{\boldsymbol{\varepsilon}_d}{2} \mathbf{n}^{(0)} \quad (5.2.11)$$

式(5.2.11)におけるダイレイタンシー成分は、収縮的成分 $\boldsymbol{\varepsilon}_d^c$ および膨張的成分 $\boldsymbol{\varepsilon}_d^d$ よりなる。

$$\boldsymbol{\varepsilon}_d = \boldsymbol{\varepsilon}_d^c + \boldsymbol{\varepsilon}_d^d \quad (5.2.12)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_d = \boldsymbol{\varepsilon}_d^c + \boldsymbol{\varepsilon}_d^d \quad (5.2.13)$$

ここで

$$\boldsymbol{\varepsilon}_d^c = \frac{\boldsymbol{\varepsilon}_d^c}{2} \mathbf{n}^{(0)} \quad (5.2.14)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_d^d = \frac{\boldsymbol{\varepsilon}_d^d}{2} \mathbf{n}^{(0)} \quad (5.2.15)$$

また、収縮的ダイレイタンシー増分の液状化状態依存性を表現するため、仮想有効体積ひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}''$ を導入する。これは有効体積ひずみから膨張的ダイレイタンシーを除去したもので、以下で与える。

$$\boldsymbol{\varepsilon}'' = \mathbf{n}^{(0)\top} \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{n}^{(0)\top} (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_d^c) \quad (5.2.16)$$

仮想単純せん断ひずみ $\gamma^{(i)}$ は以下で与える。

$$\gamma^{(i)} = \mathbf{n}^{(i)\top} (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_d) = \mathbf{n}^{(i)\top} \boldsymbol{\varepsilon} \quad (5.2.17)$$

ダイレイタンシー成分の増分は、ひずみ増分の線形変換で与えられるものと仮定し、以下に示す。

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_d = \mathbf{n}_d^\top d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (5.2.18)$$

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_d^c = \mathbf{n}_d^{c\top} d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (5.2.19)$$

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_d^d = \mathbf{n}_d^{d\top} d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (5.2.20)$$

よって式(5.2.12)より、

$$\mathbf{n}_d^d = \mathbf{n}_d^c + \mathbf{n}_d^d \quad (5.2.21)$$

(2) 増分形

増分形の構成式は、式(3)の両辺の微分を取ることで、以下で与えられる。

$$d\boldsymbol{\sigma} = -dp\mathbf{n}^{(0)} + \sum_{i=1}^l dq^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \Delta\boldsymbol{\omega} \quad (5.2.22)$$

$$dp = \frac{dp}{d\boldsymbol{\varepsilon}'} d\boldsymbol{\varepsilon}' \quad (5.2.23)$$

$$dq^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma^{(i)}} d\gamma^{(i)} + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}'} d\boldsymbol{\varepsilon}' + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}''} d\boldsymbol{\varepsilon}'' \quad (5.2.24)$$

式(5.2.19)と式(5.2.20)に、式(5.2.10)、式(5.2.16)、式(5.2.17)を代入すると、

$$dp = \frac{dp}{d\boldsymbol{\varepsilon}'} n^{(0)\top} d(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_d) \quad (5.2.25)$$

$$dq^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma^{(i)}} n^{(i)\top} d\boldsymbol{\varepsilon} + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}'} n^{(0)\top} d(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_d) + \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}''} n^{(0)\top} d(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_d^c) \quad (5.2.26)$$

式(5.2.25)と式(5.2.26)および式(5.2.18)～(5.2.20)を式(5.2.22)に代入すれば、増分形の構成式が以下で与えられる。

$$d\boldsymbol{\sigma} = \bar{D}d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (5.2.27)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{D} = & K_{L/U} \mathbf{n}^{(0)} \mathbf{n}^{(0)\top} + \sum_{i=1}^l G_{L/U}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}^{(i)\top} \Delta\omega - K_{L/U} \mathbf{n}^{(0)} \mathbf{n}_d^\top + \\ & \sum_{i=1}^l (H^{(i)} + L^{(i)}) \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}^{(0)\top} \Delta\omega - \sum_{i=1}^l (H^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}_d^\top + L^{(i)} \mathbf{n}^{(i)} \mathbf{n}_d^{c\top}) \Delta\omega \end{aligned} \quad (5.2.28)$$

ここに、

$$K_{L/U} = -\frac{dp}{d\boldsymbol{\varepsilon}'} \quad (5.2.29)$$

$$G_{L/U}^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \gamma^{(i)}} \quad (5.2.30)$$

$$H^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}'} \quad (5.2.31)$$

$$L^{(i)} = \frac{\partial q^{(i)}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}''} \quad (5.2.32)$$

式(5.2.28)の右辺の第1項、第2項は、それぞれ圧縮伸張およびせん断に関する増分形を表し、対称マトリクスである。第3項は圧縮伸張へのダイレイタンシーの影響、第4項はせん断機構の拘束圧依存性および液状化状態依存性、第5項はせん断機構に与えるダイレイタンシーの影響を表すものである。これら第3～5項は、いずれも圧縮伸張の機構とせん断に関する機構のカップリングの3種類の機構を示すもので、非対称マトリクスとなる。

(3) ダイレイタンシーの定式化

従来の非排水条件における解析¹⁾では、過剰間隙水圧の発生は液状化フロントモデルが用いられている。このモデルは、非排水条件下の砂に対して、単位体積の土になされた塑性せん断仕事に応じて応力経路を与えるものである。塑性せん断仕事の累積値に基づき、同図中に示す液状化フロントパラメータ S_0 の位置が決定され、その状態において可能な応力経路は図中に示す液状化フロントである。液状化フロントの位置が決まれば、せん断応力比 r に応じて状態変数 S が定まり、この S により砂のせん断強度が調節される。

一方、本研究で用いる解析で用いているストレスダイレイタンシーモデルでは、式(5.2.12)に示すように、ダイレイタンシーを膨張的ダイレイタンシー成分と収縮的ダイレイタンシー成分に分けている。式(5.2.12)におけるダイレイタンシーの膨張的成分 $\boldsymbol{\varepsilon}_d^d$ および収縮的成分の増分 $\boldsymbol{\varepsilon}_d^c$ は以下で与えられる。

$$d\epsilon_d^d = \gamma_{\epsilon_d} \sum_{i=1}^l \left[\left| \frac{\gamma^{(i)}}{\gamma_v} \right| - \ln \left(1 + \left| \frac{\gamma^{(i)}}{\gamma_v} \right| \right) \right] \gamma_v m_{lv} \Delta \omega \quad (5.2.33)$$

$$d\epsilon_d^c = -r_{\epsilon_d} r_{\epsilon_d^c} r_{S_0} \sum_{i=1}^l r_t^{(i)} M_v \left| d\gamma_p^{(i)} \right| \Delta \omega \quad (5.2.34)$$

$$\gamma_{S_0} = S_0^{*q_2} \left[S_0^* - S_{bi} \right] q_1 + (1 - S_0^*) \left(1 - S_{bi} \right) \quad (S_0^{*q_2} < S_{bi} (=0.8) \text{ の場合}) \quad (5.2.35)$$

$$\gamma_{S_0} = S_0^{*q_2} \quad (S_0^{*q_2} > S_{bi} (=0.8) \text{ の場合}) \quad (5.2.36)$$

$$d\gamma_p^{(i)} = d\gamma^{(i)} - c_1 d\gamma_e^{(i)} \quad \left(\left| d\gamma^{(i)} \right| \leq \left| c_1 d\gamma_e^{(i)} \right| \text{ の場合には } d\gamma_p^{(i)} = 0 \text{ とする} \right) \quad (5.2.37)$$

ここで、

$$m_{lv} = \frac{m_l}{\sum_{i=1}^l \sin \omega_i \Delta \omega} \quad (5.2.38)$$

$$M_v = \left(1 - \frac{(-\epsilon_d^c)}{\epsilon_d^{cm}} \right)^{q_3} M_{v0} \quad (-\epsilon_d^c > \epsilon_d^{cm} \text{ の場合には } M_v = 0 \text{ とする}) \quad (5.2.39)$$

$$M_{v0} = \frac{M_p}{\sum_{i=1}^l \sin \omega_i \Delta \omega} \quad (5.2.40)$$

$$M_p = \sin \phi_p \quad (5.2.41)$$

γ_v : 仮想単純せん断モデルの(せん断)基準ひずみ

r_{ϵ_d} : 収縮的ダイレイタンシーおよび膨張的ダイレイタンシーに共通してかかるパラメータ

$r_{\epsilon_d^c}$: 収縮的ダイレイタンシーのみにかかるパラメータ

$\gamma_t^{(i)}$: 変相線付近を超えた領域における収縮的ダイレイタンシーの寄与度制御するパラメータ

$-\gamma_d^{cm}$: 負のダイレイタンシーによる体積ひずみの終局の値

ϕ_p : 変相角

上記の式(5.2.33)と式(5.2.34)を式(5.2.3)に組み込むことで、多重せん断モデルのダイレイタンシーを表現できる。

5.2.2 土・水連成系の定式化について

以下では、Zienkiewicz and Bettles(1982)⁴⁾に従い、本解析プログラムで用いられている、間隙水で満たされた多孔質体の運動方程式および水流の収支バランス式の導出を示す。

(1) 前提

σ_{ij} (引張正)、間隙流体圧を p (圧縮正)とする。すると有効応力は次式で与えられる。

$$\sigma_{ij}' = \sigma_{ij} + \delta_{ij} p \quad (5.2.42)$$

また、ひずみを以下のように定義する。

$$\epsilon_{ij} = (u_{i,j} + u_{j,i})/2 \quad (5.2.43)$$

但し、

$$u_{i,j} = \partial u_i / \partial x_j \quad (5.2.44)$$

である。ここで、土粒子の変位を u_i 、間隙率を n と置き、間隙流体の変位を $u_i + w_i/n$ とする。

(2) 全体系の運動方程式

全体系の運動方程式は、重力加速度を g_i 、土要素全体の密度を ρ 、流体部分の密度を ρ_f と定義すると、次式で与えられる。

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = \rho \ddot{u}_i + \rho_f \ddot{w}_f \quad (5.2.45)$$

但し、

$$\frac{\partial}{\partial t} u_i \equiv \dot{u}_i \quad (5.2.46)$$

とする。

(3) 流体系の運動方程式

透水係数を

$$k_{ij} = \delta_{ij} k \quad (5.2.47)$$

と定義すると、 xi 方向の流体の速度はダルシー則より、

$$-p_{,i} = k_{ij}^{-1} \dot{w}_j \quad (5.2.48)$$

となるので、流体系の運動方程式は次式で与えられる。

$$-p_{,i} + \rho_f g_i = k_{ij}^{-1} \dot{w}_j + \rho_f \ddot{u}_i + \rho_f \ddot{w}_i / n \quad (5.2.49)$$

(4) 質量保存則

質量保存則は、土粒子の体積弾性係数を K_s 、間隙流体の体積弾性係数を K_f と定義すると、次式で与えられる。

$$\dot{w}_{i,i} = -\dot{\epsilon}_{ii} - (1-n)\dot{p} / K_s + \dot{\sigma}'_{ii} / 3K_s - \dot{p}n / K_f \quad (5.2.50)$$

(5) U-P formulation

U-P formulation 導出の際には、

$$\dot{w}_i / \dot{u}_i \rightarrow 0 \quad (5.2.51)$$

の関係をを用いると多孔質体の運動方程式は次式で与えられる。

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = \rho \ddot{u}_i \quad (5.2.52)$$

また(5.2.49)式と(5.2.50)式にも(5.2.51)式の関係を用いて連立させると以下に示す水流の収支バランス式が得られる。

$$(k_{ij} p_{,j})_{,i} - (k_{ij} \rho_f \ddot{u}_j)_{,i} = -(k_{ij} \rho_f \ddot{u}_j)_{,i} + \frac{n \dot{p}}{K_f} \quad (5.2.53)$$

但し、導出に当たっては(5.2.49)式における土粒子の体積弾性係数は十分に大きいと、(5.2.50)式の右辺第二項と第三項を省略した。本研究では透水解析を行うため、(5.2.52)式と(5.2.53)式を連立させて計算を行う。

(6) 境界条件と初期条件

次に示す4種の境界条件について考える。

$$u_i = \bar{u}_i \quad \text{on } \Gamma_1 \quad (5.2.54)$$

$$\sigma_{ij}v_j = \bar{T}_i \quad \text{on } \Gamma_2 \quad (5.2.55)$$

$$p = \bar{p} \quad \text{on } \Gamma_3 \quad (5.2.56)$$

$$-\dot{w}_j v_j = k_{ij} (p_{,i} - \rho_f g_i + \rho_f \ddot{u}_i)_{,i} = \bar{q} \quad \text{on } \Gamma_4 \quad (5.2.57)$$

但し、

\bar{u}_i : Γ_1 境界上で規定される変位

\bar{T}_i : Γ_2 境界上で規定される表面力

\bar{p} : Γ_3 境界上で規定される間隙水圧

\bar{q} : Γ_4 境界上で規定される間隙水流入量

\dot{w}_j : 間隙水の骨格に対する相対速度(断面平均)

なお、 Γ_1 境界と Γ_2 境界をあわせたものが対象領域 V の全表面 Γ に等しい。また、 Γ_1 境界と Γ_2 境界の共通部分はない。 Γ_3 境界と Γ_4 境界についても同様である。

初期条件は領域 V の各点で次のように与えられるものとする。

$$u_i = \dot{u}_i = \ddot{u}_i = 0 \quad (5.2.58)$$

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^{st} = \sigma_{ij}^{st} - \delta_{ij} p^{st} \quad (5.2.59)$$

$$p = p^{st} \quad (5.2.60)$$

$$\dot{p} = 0 \quad (5.2.61)$$

特に、境界上では、次のように与えられるものとする。

$$u_i = \bar{u}_i^{st} = 0 \quad \text{on } \Gamma_1 \quad (5.2.62)$$

$$\sigma_{ij}^{st} v_j = \bar{T}_i^{st} \quad \text{on } \Gamma_2 \quad (5.2.63)$$

$$p = \bar{p}^{st} \quad \text{on } \Gamma_3 \quad (5.2.64)$$

$$k_{ij} (p_{,i}^{st} - \rho_f g_i)_{,j} = \bar{q}^{st} \quad \text{on } \Gamma_4 \quad (5.2.65)$$

以後、初期条件により示される系の状態を基準状態と呼ぶことにする。基準状態では、(5.2.52)式は、

$$\sigma_{ij,j}^{st} + \rho g_i = 0 \quad (5.2.66)$$

となる。(5.2.66)式を用い、(5.2.52)式から ρg_i の項を消去すると、次式を得る。

$$(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^{st})_{,j} = \rho \ddot{u}_i \quad (5.2.67)$$

また、基準状態では(5.2.53)式は、

$$(k_{ij} p_{,j}^{st})_{,i} - (k_{ij} \rho_f g)_{,i} = 0 \quad (5.2.68)$$

となる。(5.2.68)式を用い、(5.2.53)式から重力加速度 g_i を含む項を消去すると次式を得る。

$$(k_{ij} (p_{,j} - p_{,j}^{st}))_{,i} - \dot{\epsilon}_{ii} = -(k_{ij} \rho_f \ddot{u}_j)_{,i} + n\dot{p} / K_f \quad (5.2.69)$$

以後、(5.2.68)式および(5.2.69)式を用いて、有限要素法に基づく定式化を行う。

5.3 浦安市高洲におけるボーリングデータを用いた1次元有効応力解析

まず、浦安市高洲の地点1と地点3(図-5.3.1)の標準貫入試験結果より、図-5.3.2に示すCase 0-1、Case 0-3の解析メッシュ(1メッシュサイズ1m×1m)を作成した。いずれのケースにおいても土層を表層から非液状化層(埋立層、透水係数 $k=4\times 10^{-5}$ m/s)、液状化層(沖積層、 $k=8\times 10^{-4}$ m/s)、粘土層($k=4\times 10^{-5}$ m/s)の3つに単純化して分割し、深度20mまでをモデル化した。解析パラメータは、 N 値から経験式によって得られる値と、室内試験より得られた液状化強度曲線に対してフィッティングして求めた値を用いた。解析に使用した入力加速度はK-NET(CHB008)で得られた観測記録(図-5.3.3(b))と振動数1Hz、継続時間10秒の正弦波である。図-5.3.3(a)は、地点1に対し、図-5.3.3(b)の観測記録を入力して得られた地表面の加速度記録である。この時の過剰間隙水圧消散までを考慮した地表面の残留沈下量は約35cmであり、観測値に近い結果が得られた。図-5.3.3(a)より、地表面加速度振幅は、約60~100秒までは大きく増幅しているが、その後振幅はほぼ一定値を保っていることがわかる。これは、図-5.3.4(b)に示すように、100秒付近で液状化層の間隙水が表層に浸透したことで液状化が発生したためであると推察される。これは実地盤での噴砂現象のメカニズムと対応している。

以下では同じ地盤パラメータを用い、層厚20m一定の元、表層の非液状化層厚(H_1)と液状化層厚(H_2)を変化させたときの、正弦波入力に対する地表面の沈下量に着目して考察する。

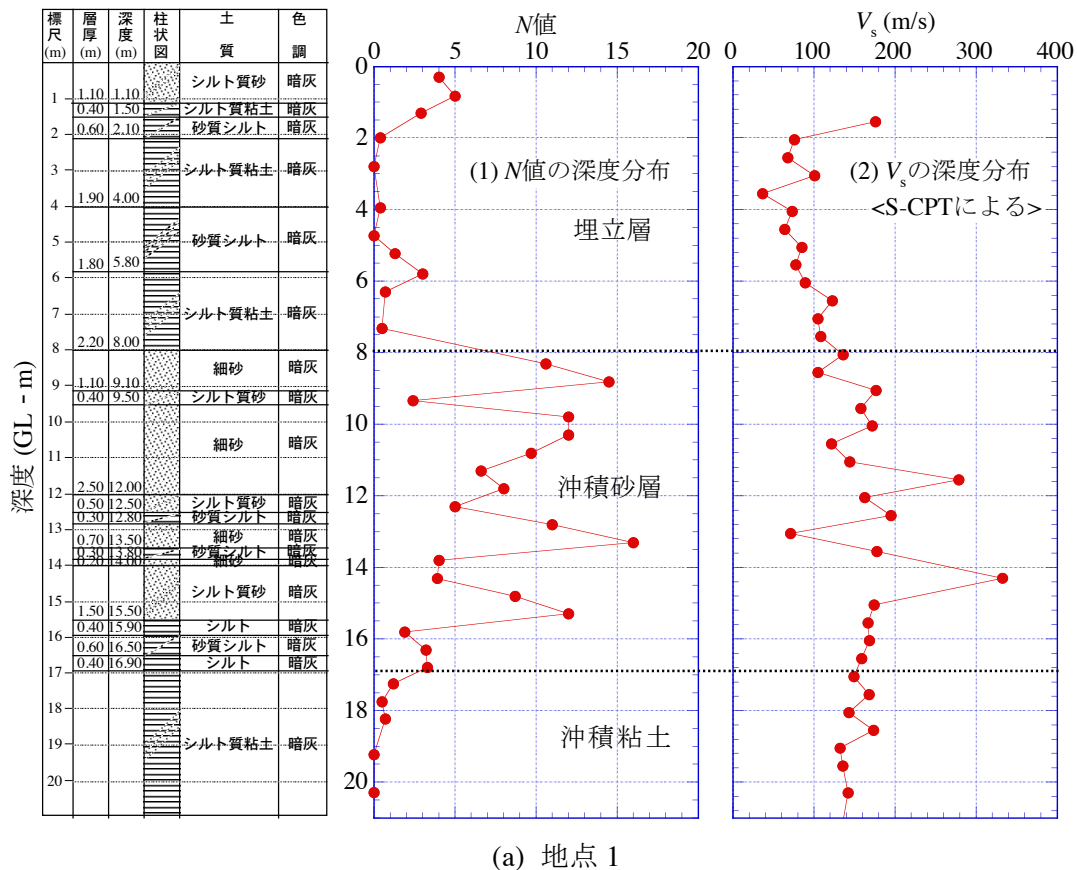
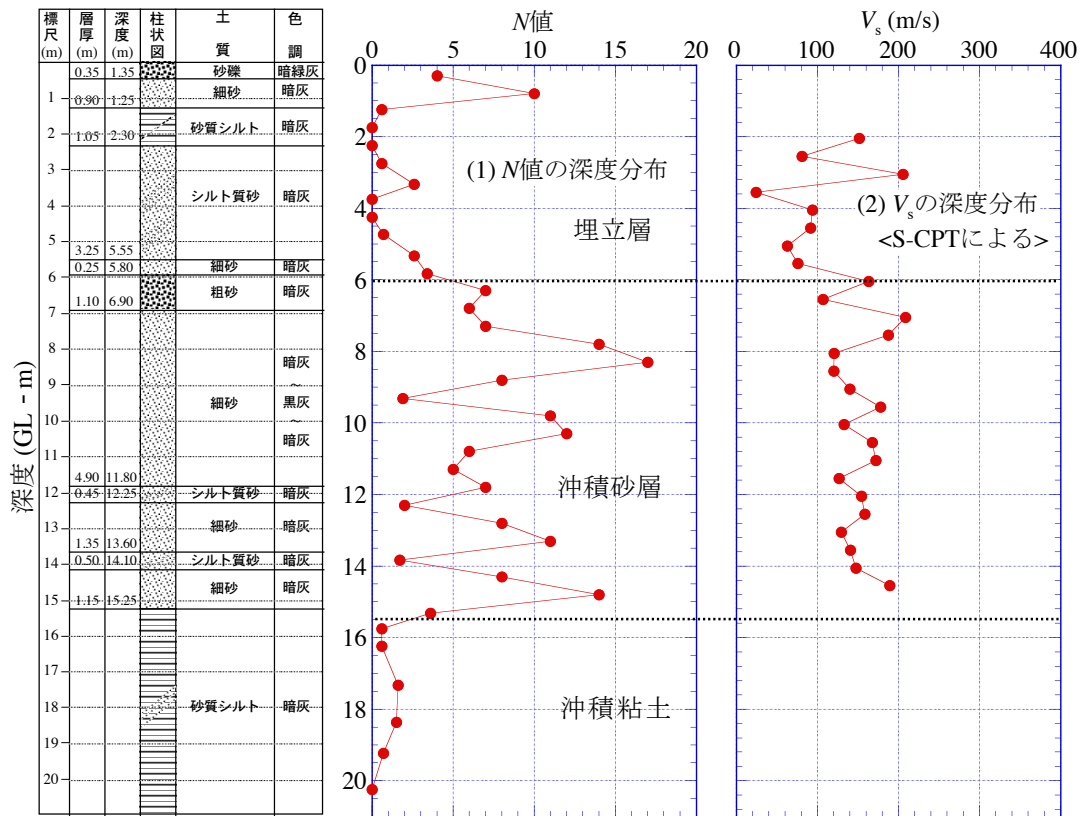


図-5.3.1 浦安市高洲におけるボーリング記録⁶⁾(つづく)



(b) 地点 3

図-5.3.1 浦安市高洲におけるボーリング記録⁶⁾ (つづき)

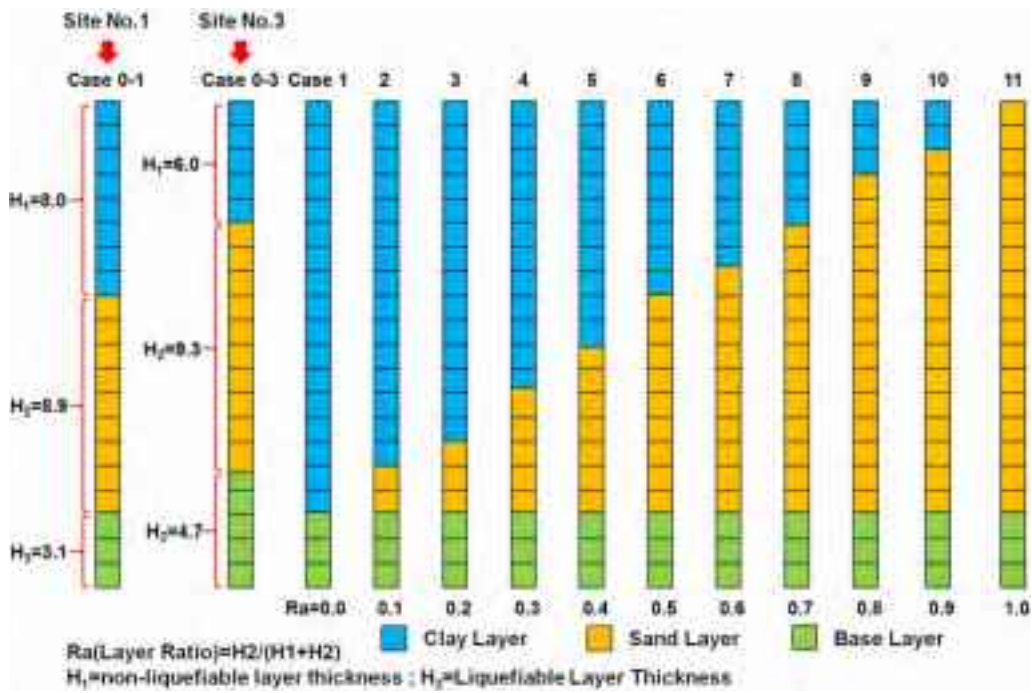


図-5.3.2 解析に用いたメッシュ：地点 1、3 およびケース 1 から 11

解析により得られた沈下量と、以下に示す既往の液状化による沈下量推定式⁷⁾とを比較する (図-5.3.5)

$$S = 0.250 \times T \times A_{\max} / N_{liq} + 2.52 \quad (5.3.1)$$

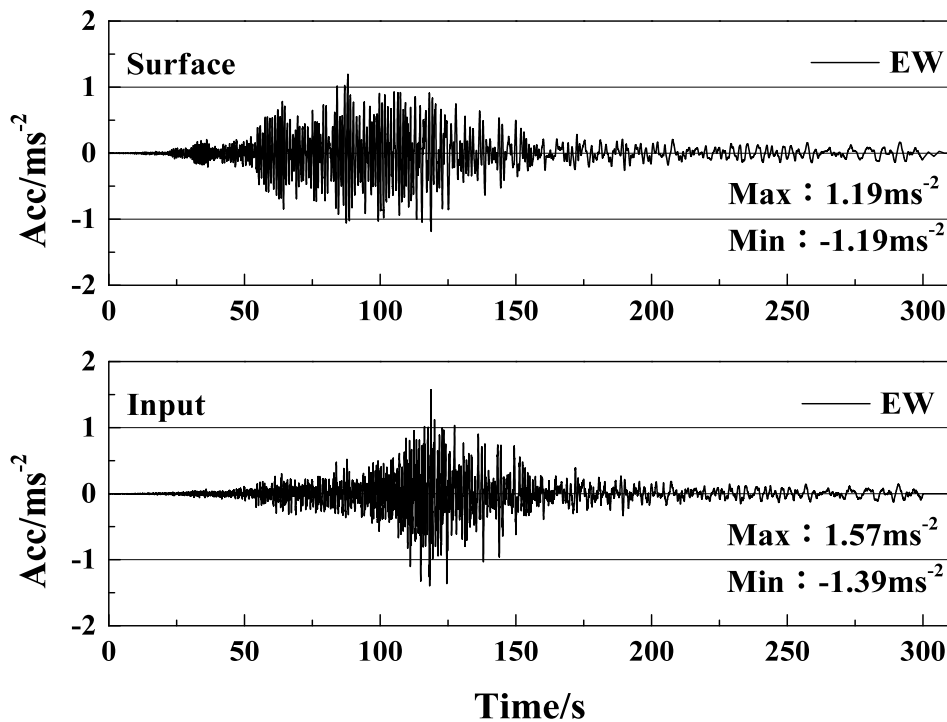


図-5.3.3 地点1の解析結果：加速度時刻歴：(a)地表面、(b)入力（K-NET: CHB008）

ここで、 S ：沈下量(cm)、 T ：砂層厚(m)、 A_{max} ：加速度最大振幅(gal)、 N_{liq} ：砂層 N 値である。ただし、推定式(5.3.1)の適用範囲は、回帰分析に用いたデータ範囲より、砂層厚さ2から22m、砂層 N 値2から30、最大水平加速度42から392gal、沈下量0.1から1.5mである⁷⁾。図-5.3.5は、全解析結果について沈下量を比較したものである。沈下量30cm程度までは両者はほぼ一致するが、それ以上では、ばらつきが大きくなり、本解析結果（横軸）がやや過小評価となっていることがわかる。しかし、両者の推定値は図-5.3.5中に示す傾き2と1/2で表される直線で囲まれる範囲内に収まっており、推定式(5.3.1)と本解析結果の相関は比較的高いと言える。

次に、加速度最大振幅と沈下量の関係について考察する。図-5.3.6は、入力加速度振幅と沈下量の関係をケースごとに示すものである。同図より、Case7までは沈下量と加速度振幅に比例関係が見られるが、非液状化層厚(H_l)が5m以下（Case8～11）では、300gal以上の振幅で沈下量が約90cmで頭打ち、あるいは加速度振幅の増加とともに大きな沈下傾向を示している。既往の研究では、非液状化層厚5mから6mの場合、液状化層厚にも依存するが、約300galの入力加速度振幅で液状化被害が生じると推定されており⁸⁾、本解析結果とも整合する。同図中に三角形のマーカー(Tohoku-EW)で示す東北地震波形による解析結果は、Case6の曲線上にあり、加速度振幅が157galに対し、沈下量は約35cmとなっている。土槽分割はCase0-1とCase6とで等しいことから、正弦波（1Hz、10波、振幅157gal）と東北地震波形（図-5.3.3(b)、継続時間約300秒、最大振幅157gal）とが残留沈下量に与える影響が、本検討においては同程度であったと推察される。

本研究では、1次元有効応力解析による沈下量と既往の沈下量推定式より得られる沈下量を比較し、両者が比較的良好な精度で一致することが示された。また、表層の非液状化層厚が5m以下、入力加速度振幅が200から300gal以上の場合、残留沈下量が急増する結果となった。ただし、同層厚が5m以上でも50cm程度の沈下が発生する可能性が示唆された。

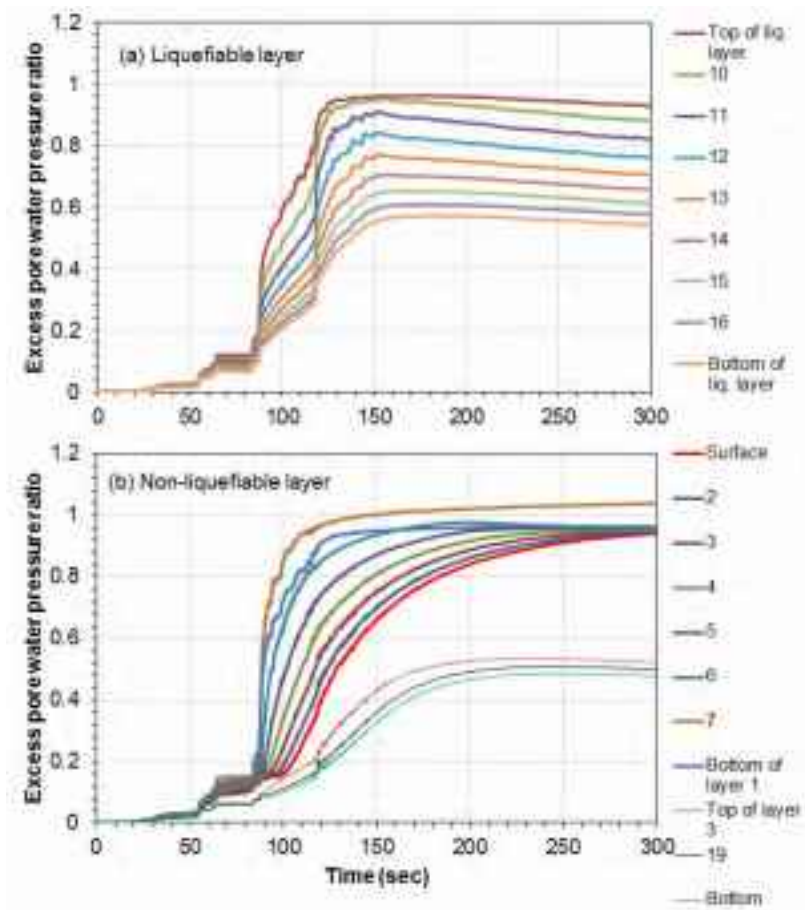


図-5.3.4 地点1の解析結果 (Case 0-1: K-NET: CHB008) : 過剰間隙水圧時刻歴 : (a)液状化層、(2)非液状化層

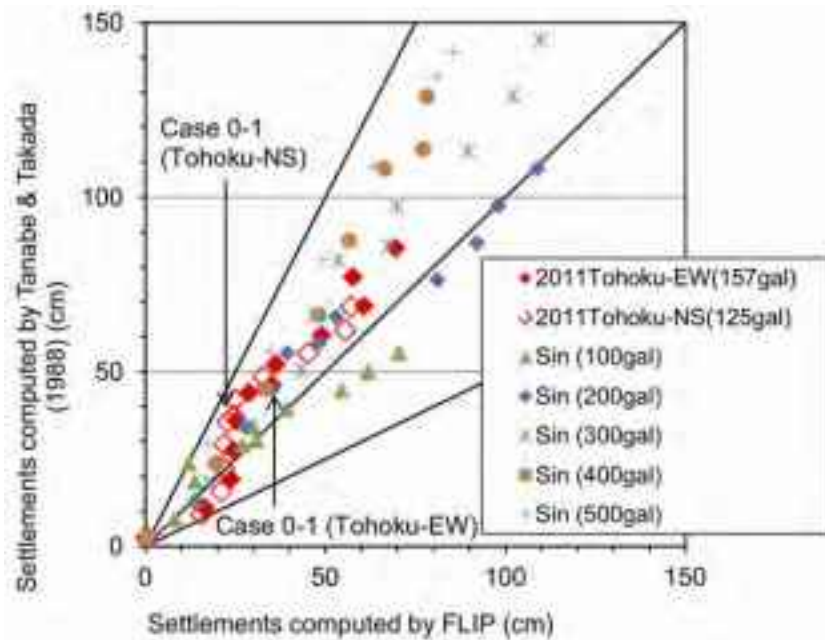


図-5.3.5 既往の沈下量予測式⁷⁾との比較

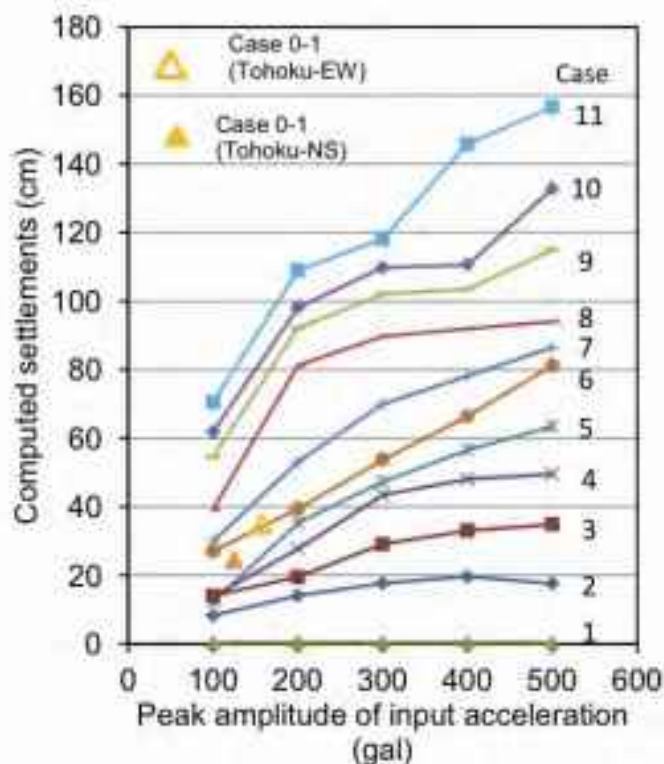


図-5.3.6 沈下量と入力加速度振幅の関係

5.4 地表面の非液状化層厚を考慮した沈下量推定式の提案

ここでは地盤沈下量を推定するための非線形多変量回帰式を提案する。そのための試みとして、入力加速度振幅(A)、地下水位以深の非液状化層厚(H_1)並びに液状化層厚(H_2)を変化させた有効応力解析を行って沈下量を求め、その沈下量を真値として回帰式を導く。ただし、本来であれば実測沈下量を真値として回帰分析を行うべきであるが、本研究では解析値を真値としていることに注意が必要である。したがって、のちに提案する回帰式の適用に当たっては、まず実測値との厳密な比較検証が必要であり、それに応じて適宜修正がなされなければならない。

まずボーリングデータが得られている4地点（浦安市高洲地点1、地点3、浦安市運動公園、守山市地点2(水保)）を対象に、5.3で用いた有効応力解析法を用い地震応答解析を行った。用いた入力加速度時刻歴は、図-5.3.5(b)に示すK-NET(CHB008)EW成分と、継続時間30秒で前後10秒間にテーパを掛け漸増、漸減する正弦波である。正弦波については、振幅100galから500galまで100gal刻みの5パターンとした。表-5.4.1に示すようにケース毎に非液状化層厚(H_1)と液状化層厚(H_2)を変化させ、1地点につき12ケースの検討を行った。各地点におけるCase 0は、ボーリングデータから読み取った地層区分に対しメッシュを作成し解析を行ったケースであり、Case 1からCase 11は、 H_1 と H_2 を表-5.4.1の通り変化させたケースである。解析ケースの総数は288(=4地点×6地震動×12地層分割)ケースである。数値解析の詳細は付録1から付録4に示す。

5.3で述べた田邊・高田の式⁷⁾を参照し、これに非液状化層厚の影響を組み込むことを目的とする。田邊・高田の式を次式(5.4.1)に示す。

$$S = 0.25H_2A / N + 2.52 \quad (5.4.1)$$

ここで、 H_2 ：液状化層厚、A：入力加速度振幅、N：液状化層のN値である。ここでは、式(5.4.1)を参考に、一般的な表現として、次式(5.4.2)を仮定する。

表-5.4.1 解析ケース

Case	Site	Type of input motion	Input amplitude (gal)	Thickness (Liquefiable): H ₂ (m)	Thickness (non-liquefiable): H ₁ (m)
case0-U1	Urayasu City No.1	K-NET-Urayasu EW /Sin	157/100, 200, 300, 400, 500	8.9	8.0
case1-U1				0.0	16.9
case2-U1				1.7	15.2
case3-U1				3.4	13.5
case4-U1				5.1	11.8
case5-U1				6.8	10.1
case6-U1				8.5	8.5
case7-U1				10.1	6.8
case8-U1				11.8	5.1
case9-U1				13.5	3.4
case10-U1				15.2	1.7
case11-U1	16.9	0.0			
case0-U3	Urayasu City No.3	K-NET-Urayasu EW /Sin	157 /100, 200, 300, 400, 500	9.3	6.0
case1-U3				0.0	15.3
case2-U3				1.5	13.7
case3-U3				3.0	12.2
case4-U3				4.6	10.7
case5-U3				6.1	9.2
case6-U3				7.6	7.6
case7-U3				9.2	6.1
case8-U3				10.7	4.6
case9-U3				12.2	3.0
case10-U3				13.7	1.5
case11-U3	15.3	0.0			
case0-SP	Urayasu City Sports Park	K-NET-Urayasu EW /Sin	157 /100, 200, 300, 400, 500	6.5	5.2
case1-SP				0.0	11.7
case2-SP				1.2	10.5
case3-SP				2.3	9.4
case4-SP				3.5	8.2
case5-SP				4.7	7.0
case6-SP				5.9	5.9
case7-SP				7.0	4.7
case8-SP				8.2	3.5
case9-SP				9.4	2.3
case10-SP				10.5	1.2
case11-SP	11.7	0.0			
case0-M2	Moriyama City Site No.2	K-NET-Urayasu EW /Sin	157 /100, 200, 300, 400, 500	7.0	1.8
case1-M2				0.0	8.8
case2-M2				0.9	7.9
case3-M2				1.8	7.0
case4-M2				2.6	6.1
case5-M2				3.5	5.3
case6-M2				4.4	4.4
case7-M2				5.3	3.5
case8-M2				6.1	2.6
case9-M2				7.0	1.8
case10-M2				7.9	0.9
case11-M2	8.8	0.0			

$$S = aH_2^\alpha A / N + bH_1^\beta A + cH_0^\gamma A + d \quad (5.4.2)$$

ここで、 H_0 ：地下水位以浅の非液化化層厚、 H_1 ：地下水位以深の非液化化層厚、 a 、 b 、 c 、 d は回帰係数である。

まず、 H_0 と H_1 を区別せず両者の和を非液状化層厚とした場合、すなわち地盤が非液状化層と液状化層の2層からなると仮定した場合について回帰分析を行った。その結果、次式(5.4.3)を得た。

$$S = 0.178H_2^{0.9} A / N - 1.07 \times 10^{-4} H_1^{4.1} + 14.4 \quad (5.4.3)$$

式(5.4.3)による推定結果は、図-5.4.1に示す通り沈下量60cm程度までは、数値解析結果と良い一致を示すものの、沈下量がそれ以上になると推定式の方が過大評価する傾向にある($r=0.972$)。

次に、 H_0 と H_1 を区別して回帰分析を行ったところ、次式(5.4.4)を得た。

$$S = 0.294H_2^{0.6} A / N - 0.137H_1^2 - 20H_0^{0.3} + 35.5 \quad (5.4.4)$$

本回帰式による推定結果は、図-5.4.2に示す通り、沈下量が1mを超える範囲についても数値解析結果と良い一致を示していることがわかる($r=0.986$)。

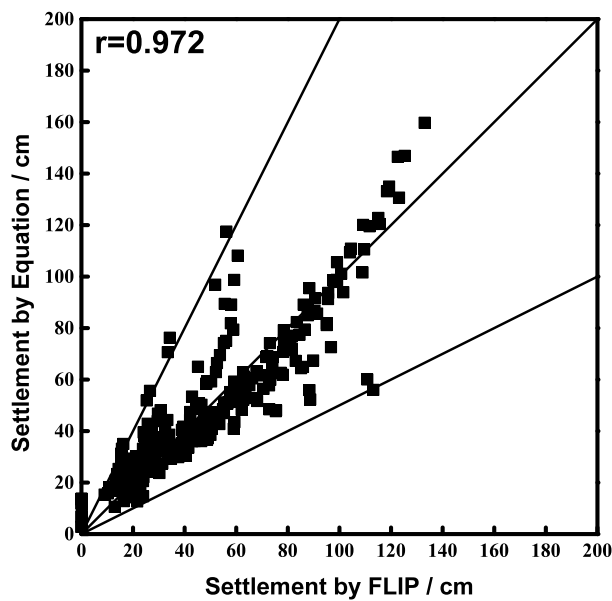


図-5.4.1 沈下量推定式(式(5.4.3))と有効応力解析による沈下量

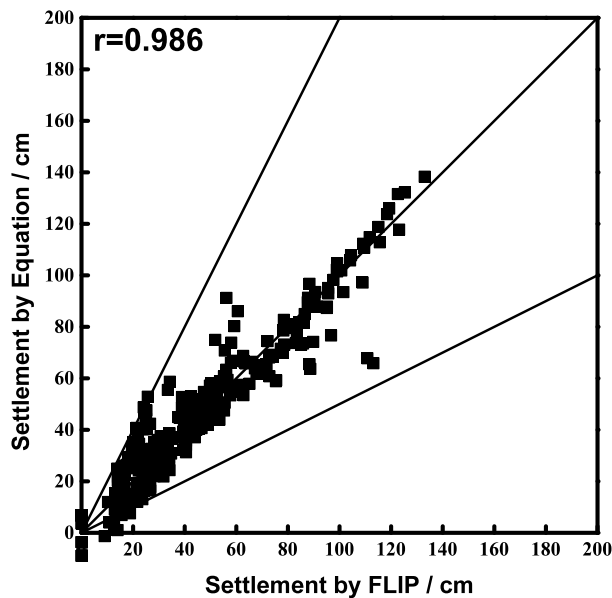


図-5.4.2 沈下量推定式(式(5.4.4))と有効応力解析による沈下量

5.5 まとめ

本研究では、液状化による沈下量の簡易推定式を求めることを目的とした。本研究で実施したボーリング4地点を選択し、1次元の有限要素解析を行った。同解析は、多重せん断ばねモデルを基本とするカクテルグラスモデルを構成則として採用した有効応力解析法であり、液状化による過剰間隙水圧の消散による沈下についても計算することができる。入力加速度は、2011年東北地方太平洋沖地震における観測記録と継続時間30秒の正弦波を使用した。まず浦安市における沈下量の推定を行うため、ボーリングデータと要素試験結果から解析パラメータを決定した。解析地点の入力加速度記録としてはK-NET(CHB008)で得られた記録をGL-20mの地点に入力した。この入力に対し、実測沈下量に近い約30cmの沈下量が計算された。また、非液状化層厚と液状化層厚をパラメータとして変化させた場合についても計算を行い、その結果を既往の沈下量推定式と比較したところ、沈下量30cm程度までは良い一致を示すが、それ以上ではばらつきが大きくなる結果となった。

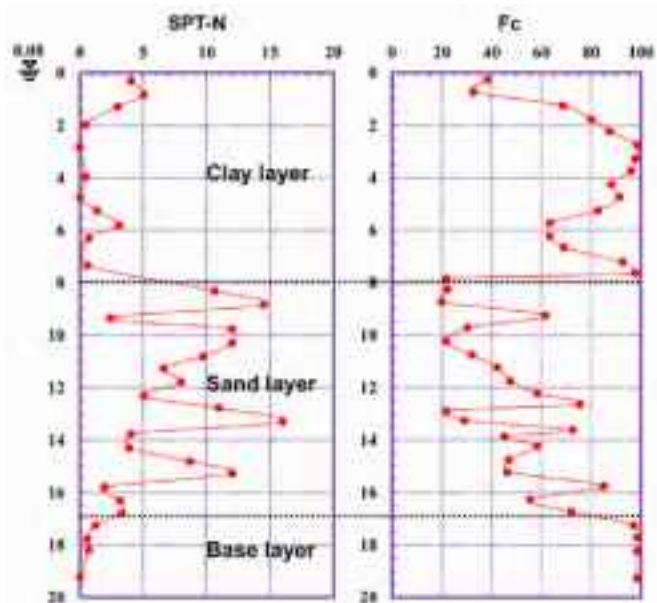
次に、既往の推定式では考慮されていない、表層の非液状化層厚の影響を考慮した沈下量推定式を提案した。ただし、本来であれば実測沈下量を真値として回帰分析を行うべきであるが、本研究では解析値を真値としていることに注意が必要である。したがって、のちに提案する回帰式の適用に当たっては、まず実測値との厳密な比較検証が必要であり、それに応じて適宜修正がなされなければならない。以上を念頭に置いたうえで、パラメータとして非液状化層だけではなく、簡易試験で得られる地下水位を用いて地下水位が浅くおよび深層を考慮した推定式を提案し、同式が解析結果（＝この場合の真値）と良い一致を示すことを確認した。

謝辞：本研究では防災科学研究所 K-NET 観測記録を使用した。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Iai, S. Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 29, No. 4, pp. 27-56, 1990.
- 2) 井合進・飛田哲男・小堤治：砂の繰り返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係、京都大学防災研究所年報、第51号、2008.
- 3) 小堤治：液状化地盤上の地盤・構造物系の地震時被害推定に関する数値解析法の研究、京都大学博士学位論文、2003.
- 4) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K. : Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 35, No. 3, pp.360-392, 2011.
- 5) Zienkiewicz, O. C. and Bettess, P. : Soil and other saturated media under transient, dynamic conditions, General formulation and the validity of various simplifying assumptions, in G.N. Pande and O.C. Zienkiewicz (eds), *Soil mechanics – Transient and Cyclic loads*, John Wiley & Sons, 1982.
- 6) 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）、浦安地盤調査一斉試験報告会（地盤工学会）、2012.
- 7) 田邊揮司良・高田至郎：ライフライン解析のための地震時地盤沈下量の推定、土木学会論文集, Vol. 392/I-9, pp. 377-384, 1988.
- 8) Ishihara, K. : Stability of natural deposits during earthquakes, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1: 321-376, 1985.
- 9) 浜田正則・安田進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究、土木学会論文集, Vol. 376, No. III-6, pp. 221-229, 1986.

付録 1) 浦安市高洲地点 1 に対する FLIP による数値解析結果



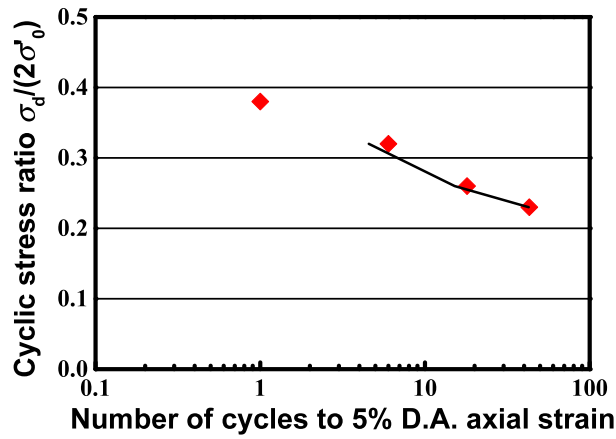
付図 1-1 浦安地点 1 の N 値と細粒分含有率の深度分布

付表 1-1 解析に用いた地盤パラメータ (浦安地点 1)

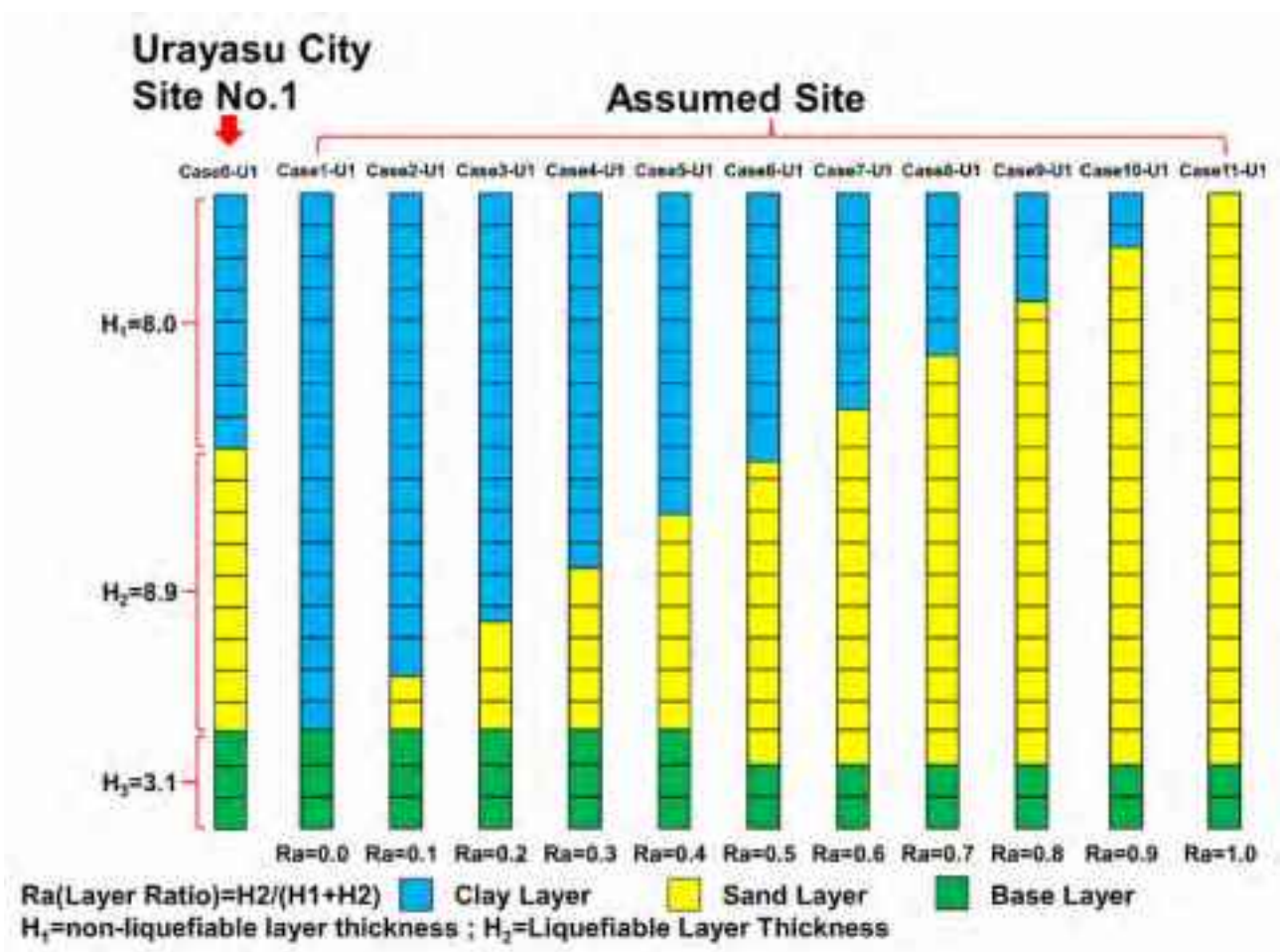
	Symbol	Unit	Clay No.1	Clay No.2	Sand No.1
ρ	RHO	10^3kg/m^3	1.70	1.70	1.90
P_a	PA	kN/m^2	62.00	325.00	156.00
G_{ma}	G0	kN/m^2	74970.0	74970.0	61476.0
m_G	PMG	-	0.5	0.5	0.5
K_{La}	RKLA	kN/m^2	195500.0	195500.0	160320.0
L_{Ua}	RKUA	kN/m^2	195500.0	195500.0	160320.0
n_K	PNK	-	0.5	0.5	0.5
-	PN	-	0.55	0.55	0.56
-	WKF	-	2200000	2200000	2200000
h_{max}	HMAX	-	0.30	0.30	0.30
-	COH	-	0	0	0
ϕ_f	PHIF	$^\circ$	30	30	34

付表 1-2 解析に用いた液状化パラメータ (浦安地点 1)

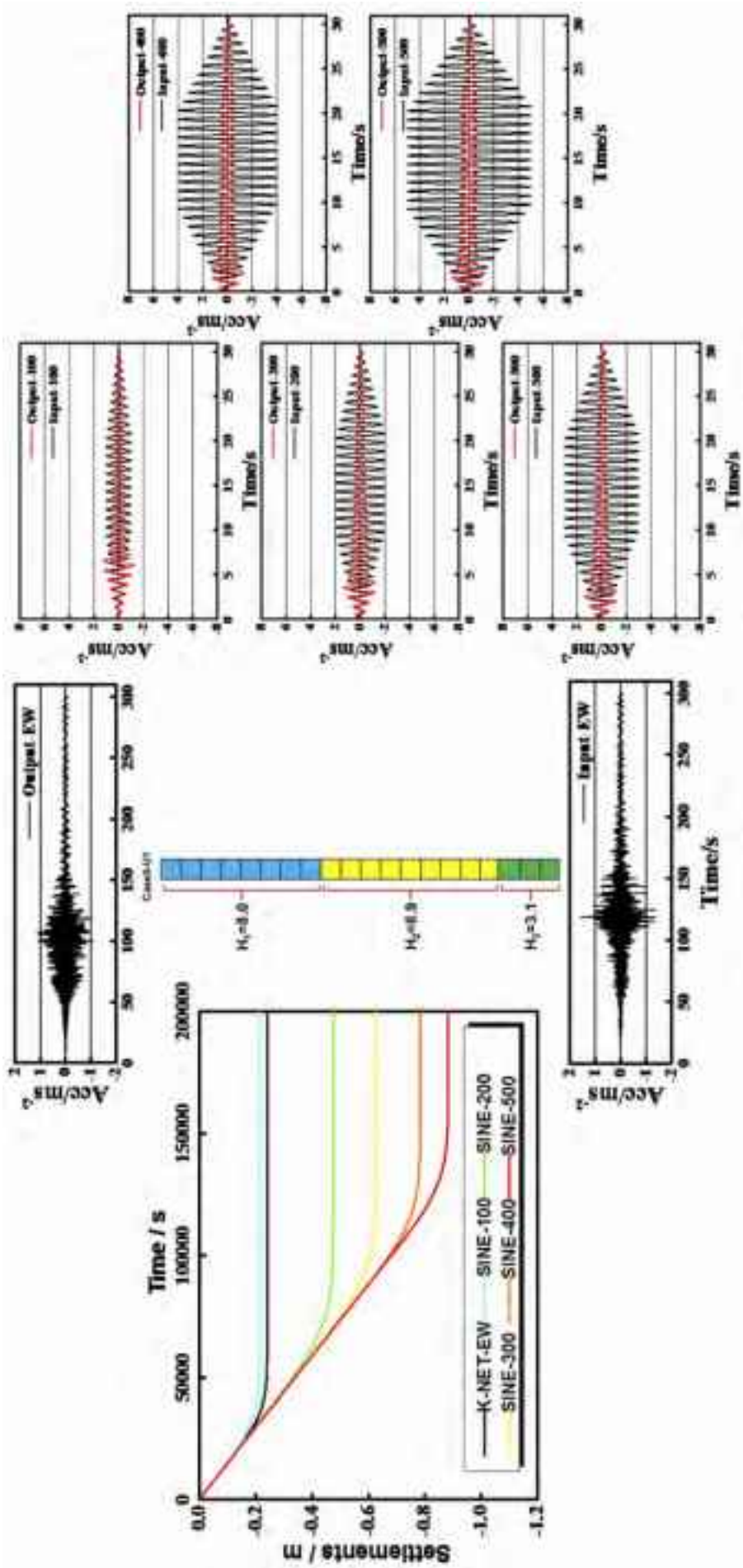
	PHIP ϕ_p	EPSCM ε_d^{cm}	repsdc r_{sdc}	STOL	repsd r_{sd}	q1 q_1	q2 q_2	rkpp r_0
Sand No.1	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	1.0	1.0	0	0.1
	plk l_K	rk r_K	s1 s_1	c1 c_1	qus q_{us}	q4 q_4	rgamma r_{tmp}	rrmtmp r_{mtmp}
Sand No.1	2.0	0.1	0.005	2.9	10,000	1.0	0.1	0.5



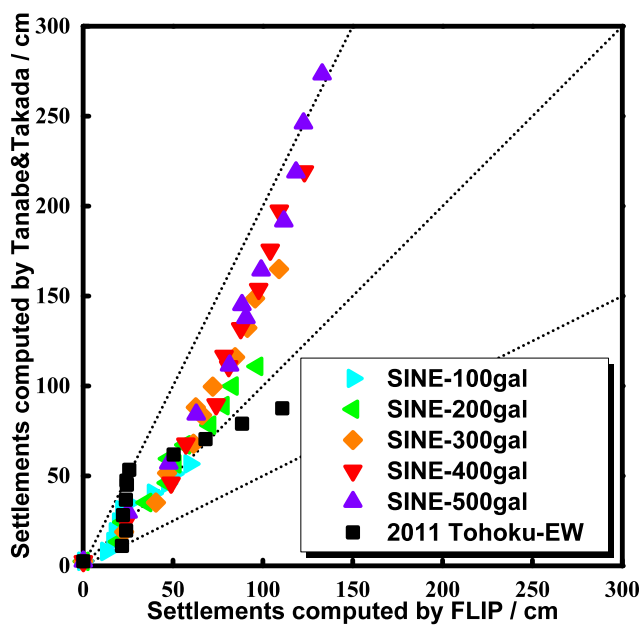
付図 1-2 要素試験と解析による液状化強度曲線（浦安地点 1）



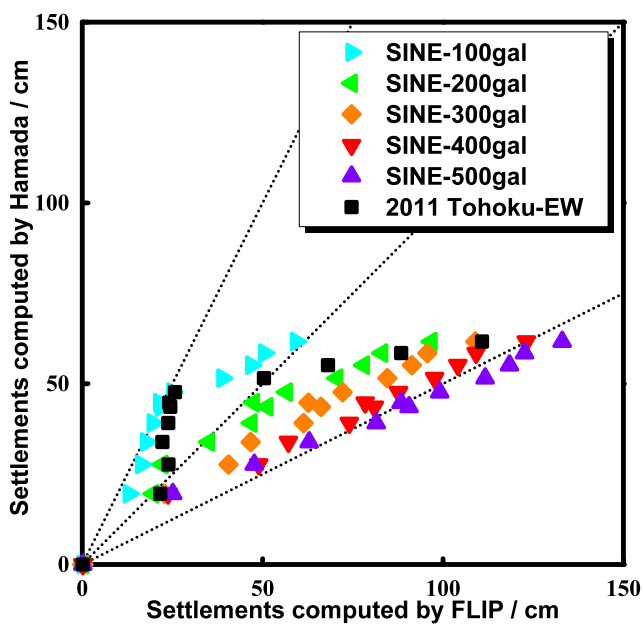
付図 1-3 解析に用いたメッシュ（浦安地点 1）



付図1-4 ボーリング地点の層分割 (Case 0) による解析結果 (浦安地点1)

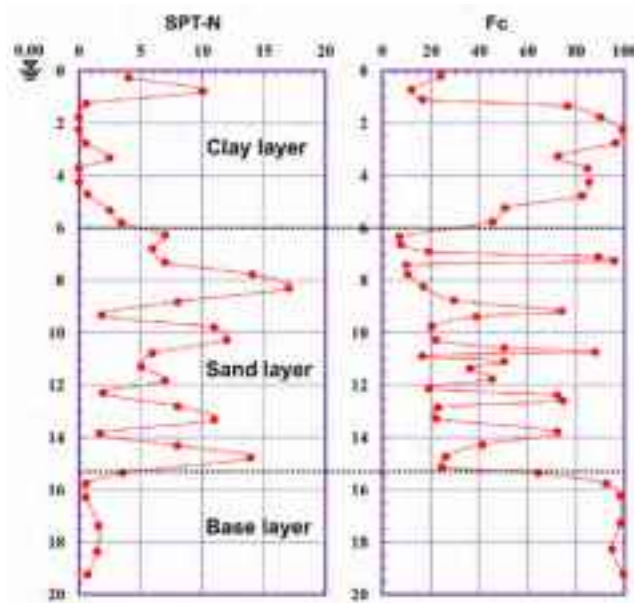


付図 1-5 沈下量推定式⁷⁾と有効応力解析による沈下量の比較（浦安地点 1）



付図 1-6 沈下量推定式⁹⁾と有効応力解析による沈下量の比較（浦安地点 1）

付録 2) 浦安市高洲地点 3 に対する FLIP による数値解析結果



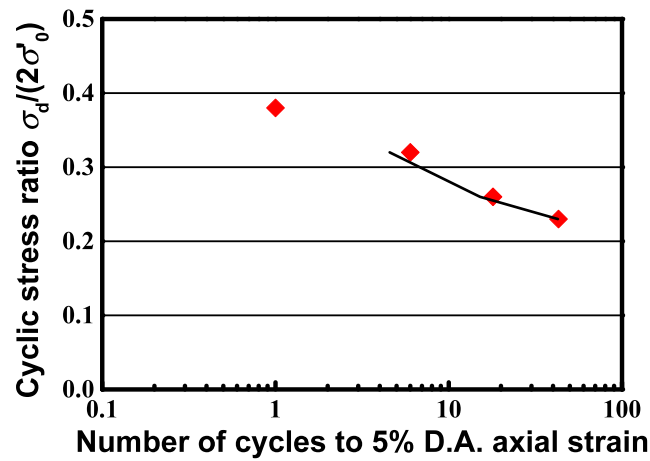
付図 2-1 浦安地点 3 の N 値と細粒分含有率の深度分布

付表 2-1 解析に用いた地盤パラメータ (浦安地点 3)

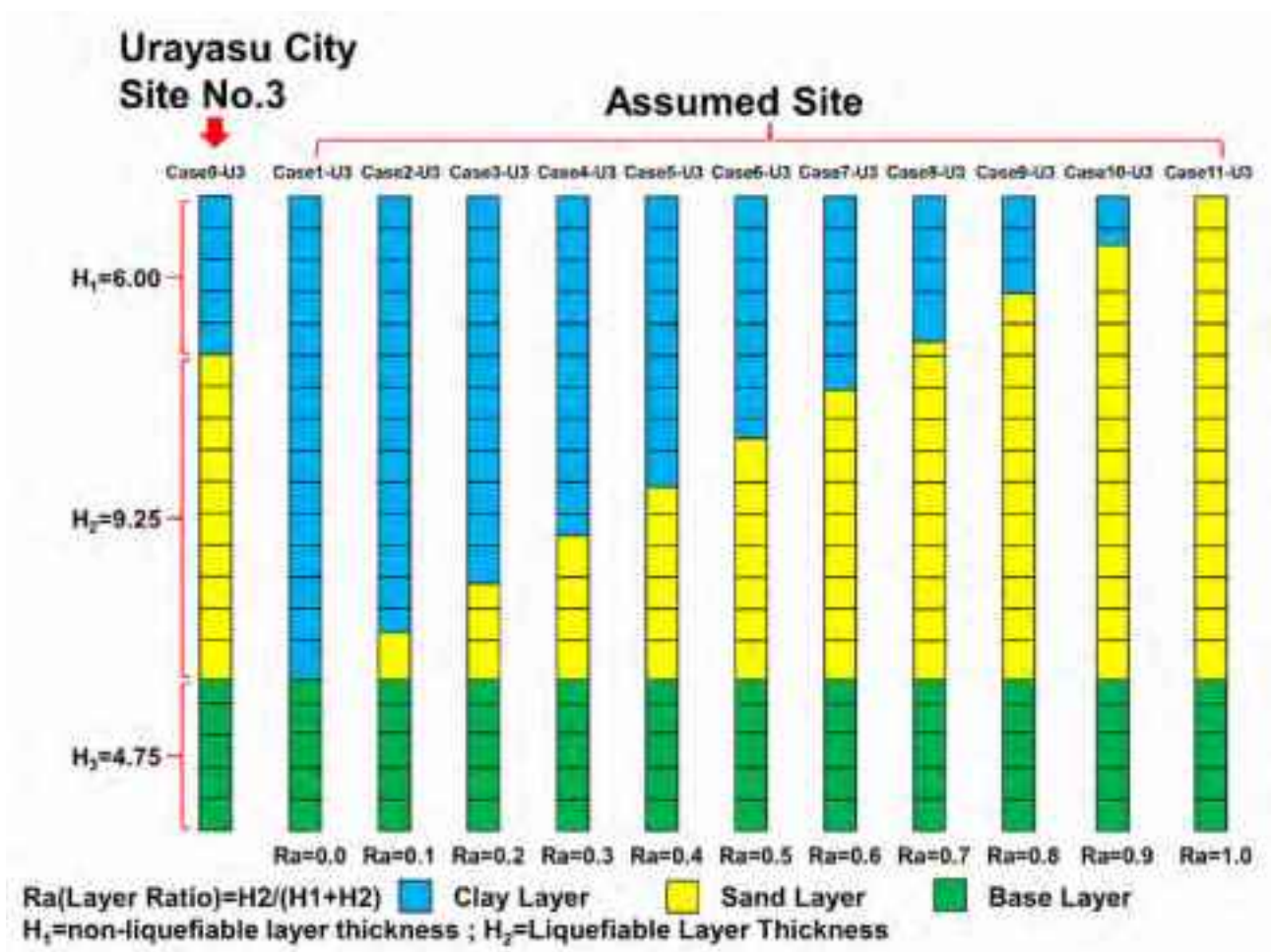
	Symbol	Unit	Clay No.1	Clay No.2	Sand No.1
ρ	RHO	10^3kg/m^3	1.70	1.70	1.90
P_a	PA	kN/m^2	62.00	325.00	156.00
G_{ma}	G0	kN/m^2	74970.0	74970.0	61476.0
m_G	PMG	-	0.5	0.5	0.5
K_{La}	RKLA	kN/m^2	195500.0	195500.0	160320.0
L_{Ua}	RKUA	kN/m^2	195500.0	195500.0	160320.0
n_K	PNK	-	0.5	0.5	0.5
-	PN	-	0.55	0.55	0.56
-	WKF	-	2200000	2200000	2200000
h_{max}	HMAX	-	0.30	0.30	0.30
-	COH	-	0	0	0
ϕ_f	PHIF	$^\circ$	30	30	34

付表 2-2 解析に用いた液状化パラメータ (浦安地点 3)

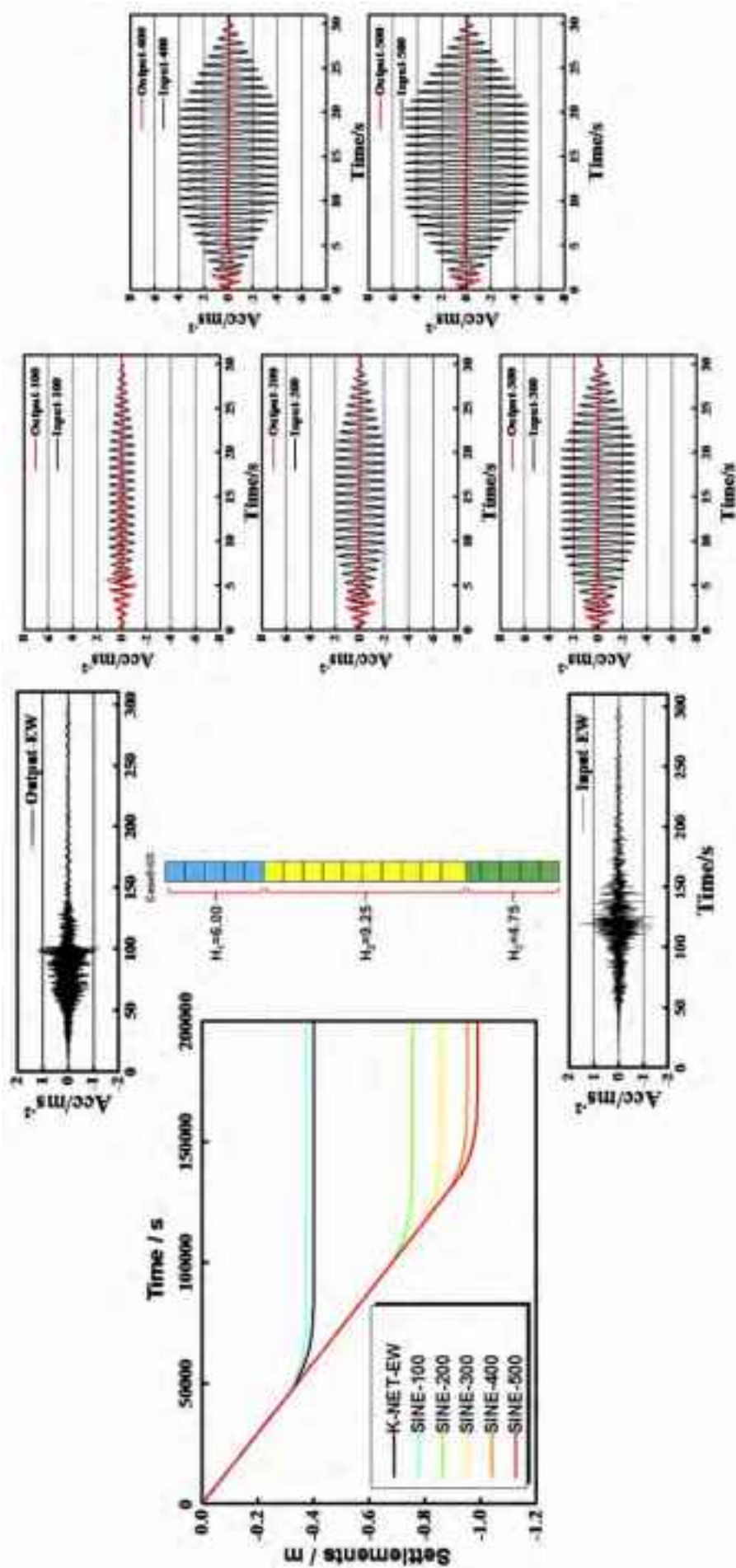
	PHIP ϕ_p $^\circ$	EPSCM ε_d cm	repsdc r_{sdc}	STOL	repsd r_{sd}	q1 q_1	q2 q_2	rkpp r_0
Sand No.1	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	1.0	1.0	0	0.1
	plk l_K	rk r_K	s1 s_1	c1 c_1	qus q_{us}	q4 q_4	rgamma r_{imp}	rrtmp r_{tmp}
Sand No.1	2.0	0.1	0.005	2.9	10,000	1.0	0.1	0.5



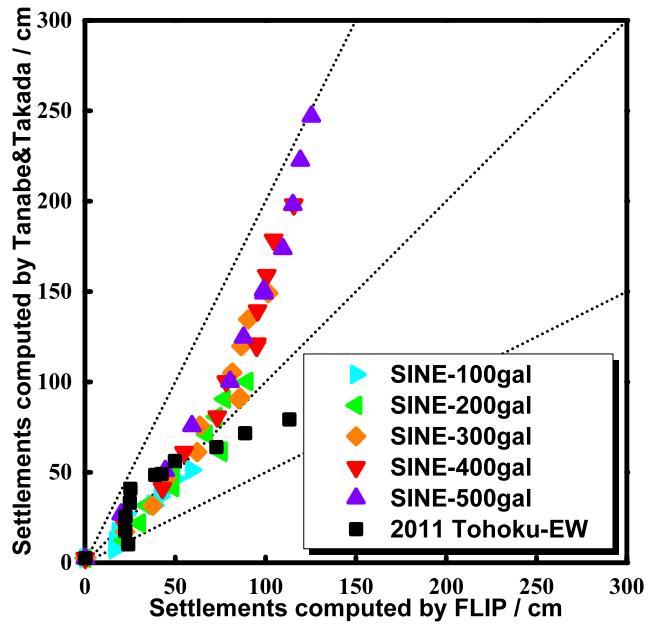
付図 2-2 要素試験と解析による液状化強度曲線（浦安地点 3）



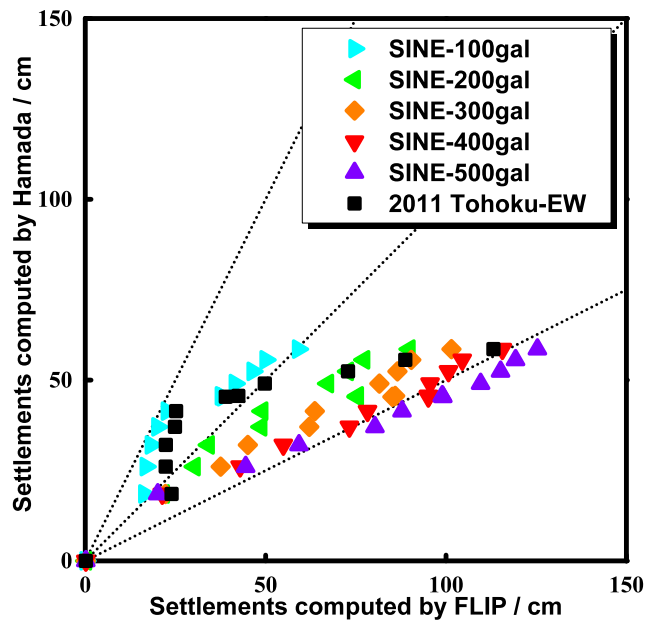
付図 2-3 解析に用いたメッシュ（浦安地点 3）



付図2-4 ボーリング地点の層分割 (Case 0) による解析結果 (浦安地点3)

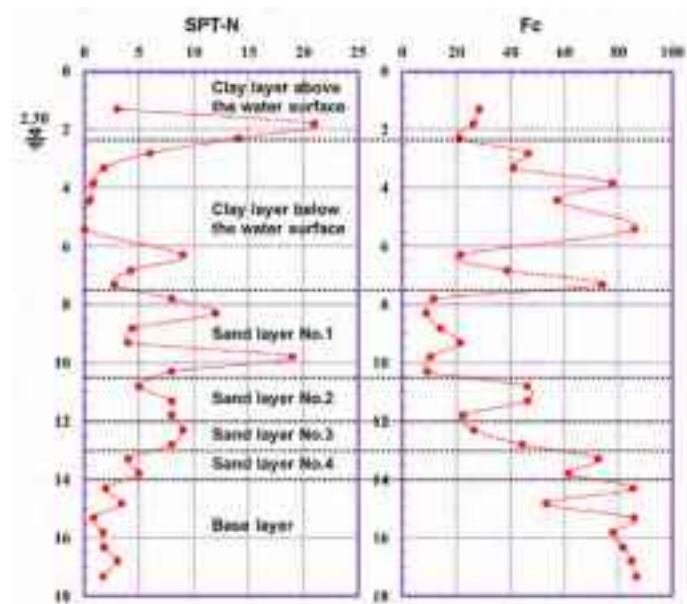


付図 2-5 沈下量推定式⁷⁾と有効応力解析による沈下量の比較 (浦安地点 3)



付図 2-6 沈下量推定式⁹⁾と有効応力解析による沈下量の比較 (浦安地点 3)

付録 3) 浦安市運動公園に対する FLIP による数値解析結果



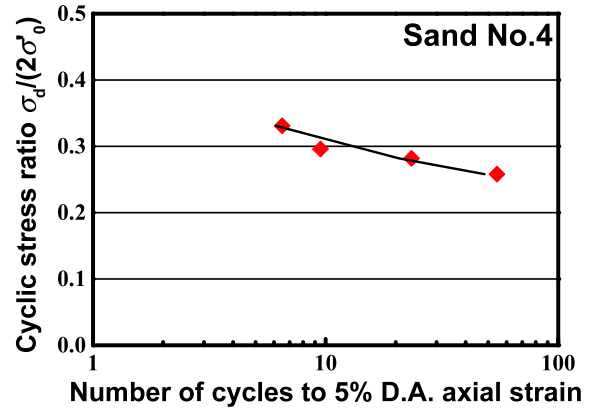
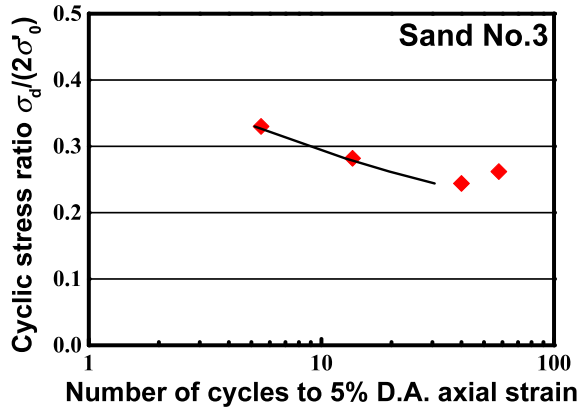
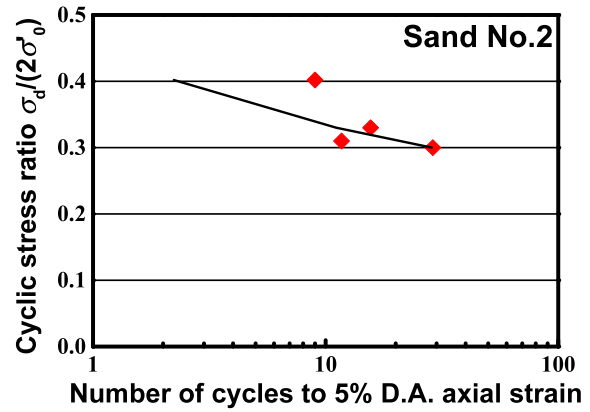
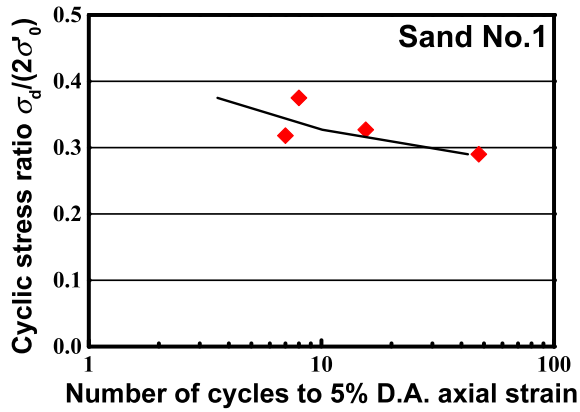
付図 3-1 浦安運動公園の N 値と細粒分含有率の深度分布

付表 3-1 解析に用いた地盤パラメータ (浦安運動公園)

	Symbol	Unit	Clay No.1	Clay No.2	Clay No.3	Sand No.1	Sand No.2	Sand No.3	Sand No.4
ρ	RHO	10^3kg/m^3	1.80	1.80	1.70	2.00	1.90	1.90	1.80
P_a	PA	kN/m^2	20.30	86.50	284.70	121.40	154.00	171.50	185.00
G_{ma}	G0	kN/m^2	79380.0	79380.0	74970.0	56384.0	55130.0	61711.0	47677.0
m_G	PMG	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
K_{La}	RKLA	kN/m^2	207000.0	207000.0	195500.0	147040.0	143771.0	160934.0	124334.0
L_{Ua}	RKUA	kN/m^2	207000.0	207000.0	195500.0	147040.0	143771.0	160934.0	124334.0
n_K	PNK	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
-	PN	-	0.45	0.45	0.55	0.51	0.55	0.53	0.63
-	WKF	-	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000
h_{max}	HMAX	-	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
-	COH	-	0	0	0	0	0	0	0
ϕ_f	PHIF	$^\circ$	36	36	30	35	33	34	32

付表 3-2 解析に用いた液状化パラメータ（浦安運動公園）

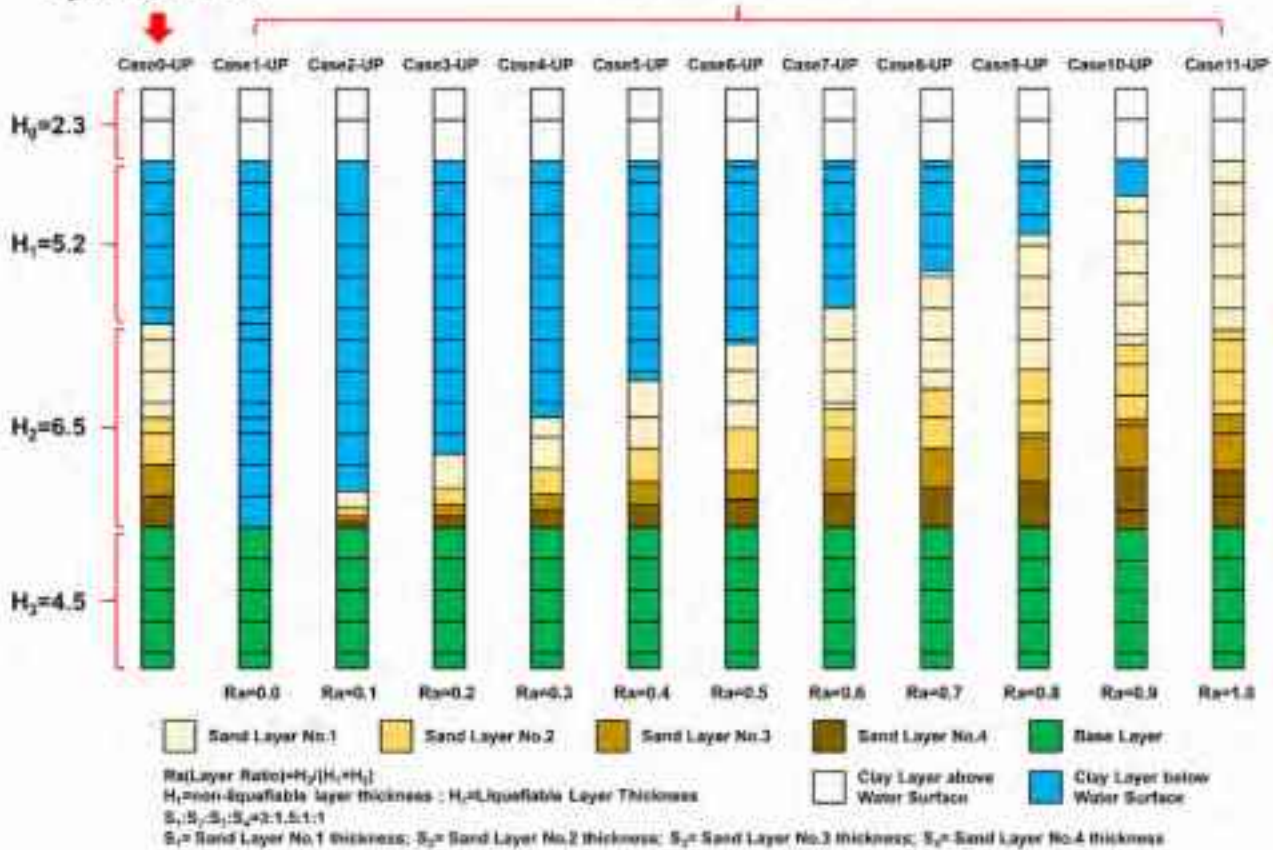
	PHIP Φ_p°	EPSCM ε_d^{cm}	repsdc r_{fdc}	STOL	repsd r_{fd}	q1 q_1	q2 q_2	rkpp r_0
Sand No.1	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	1.0	1.0	0	0.1
Sand No.2	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	0.4	1.0	0	0.1
Sand No.3	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	0.4	1.0	0	0.1
Sand No.4	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	0.4	1.0	0	0.1
	plk l_k	rk r_k	s1 s_1	c1 c_1	qus q_{us}	q4 q_4	rgamma r_{imp}	rrmtmp r_{mtmp}
Sand No.1	2.0	0.1	0.005	4.3	10,000	1.0	0.1	0.5
Sand No.2	2.0	0.1	0.005	4.4	10,000	1.0	0.1	0.5
Sand No.3	2.0	0.1	0.005	2.5	10,000	1.0	0.1	0.5
Sand No.4	2.0	0.1	0.005	3.6	10,000	1.0	0.1	0.5



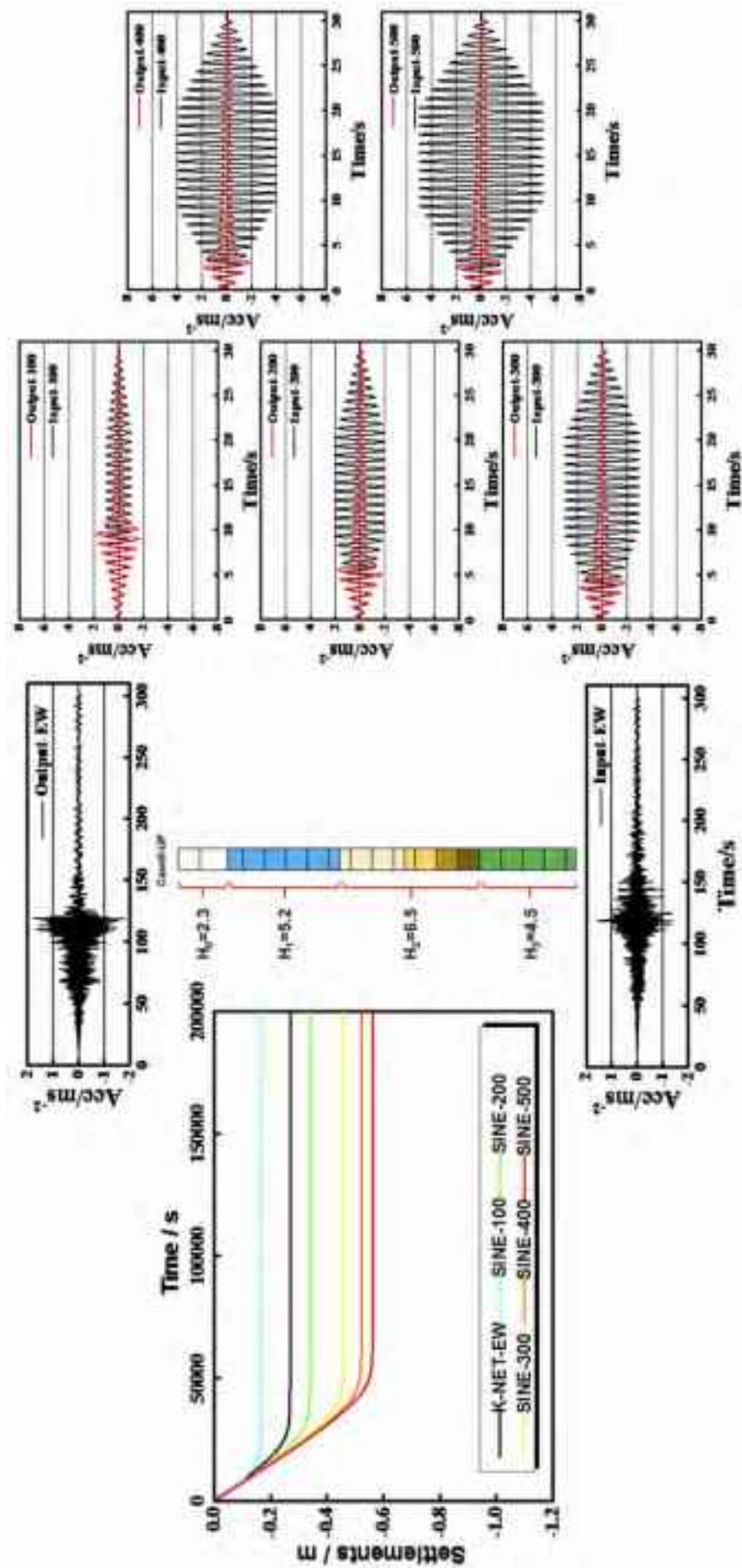
付図 3-2 要素試験と解析による液状化強度曲線（浦安運動公園）

Urayasu City Sports Park

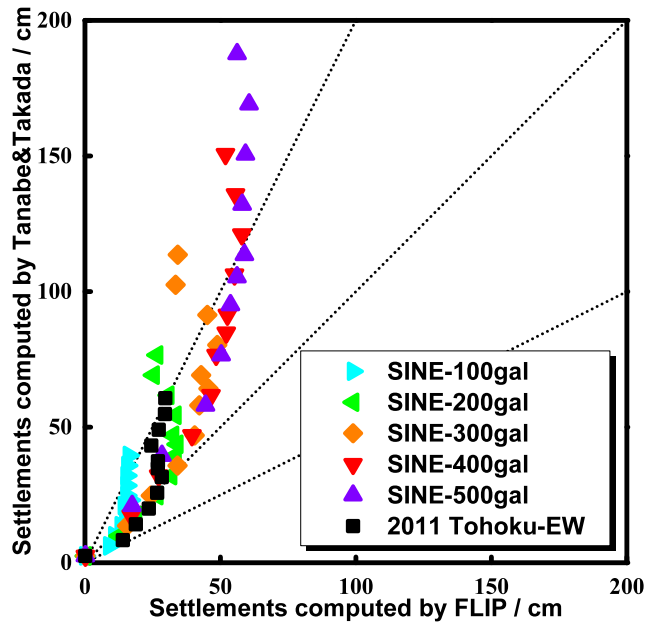
Assumed Site



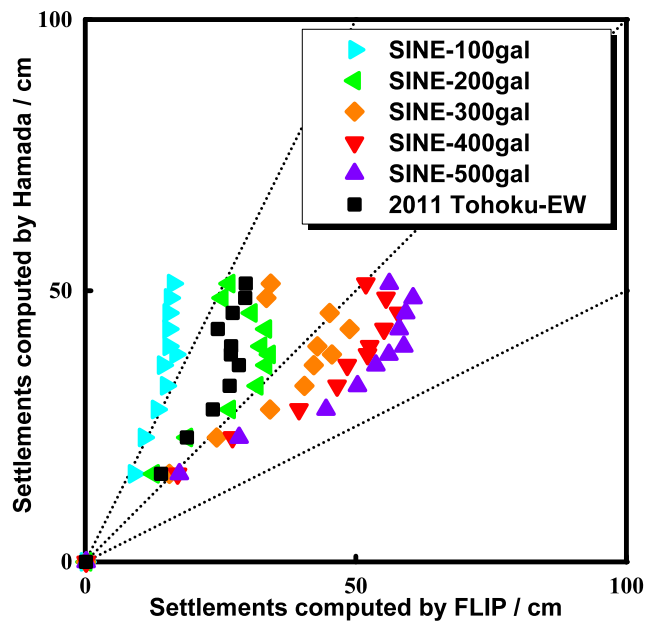
付図 3-3 解析に用いたメッシュ (浦安運動公園)



付図3-4 ボーリング地点の層分割 (Case 0) による解析結果 (浦安運動公園)

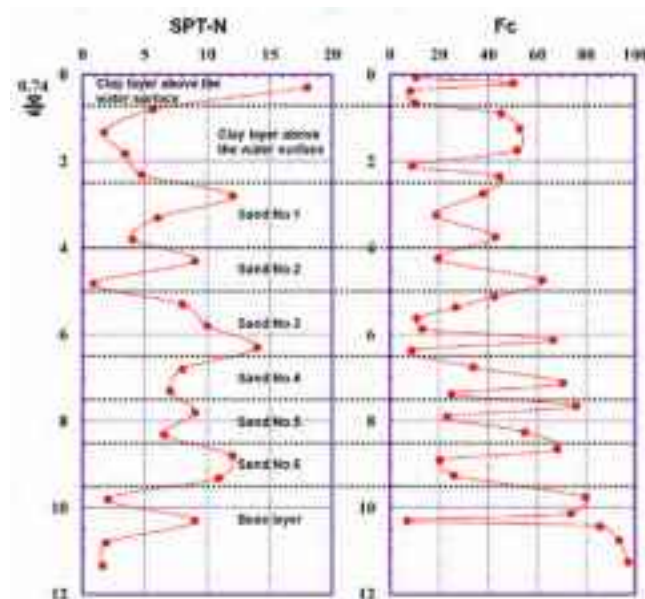


付図 3-5 沈下量推定式⁷⁾と有効応力解析による沈下量の比較（浦安運動公園）



付図 3-6 沈下量推定式⁹⁾と有効応力解析による沈下量の比較（浦安運動公園）

付録 4) 守山市地点 2 (水保) に対する FLIP による数値解析結果



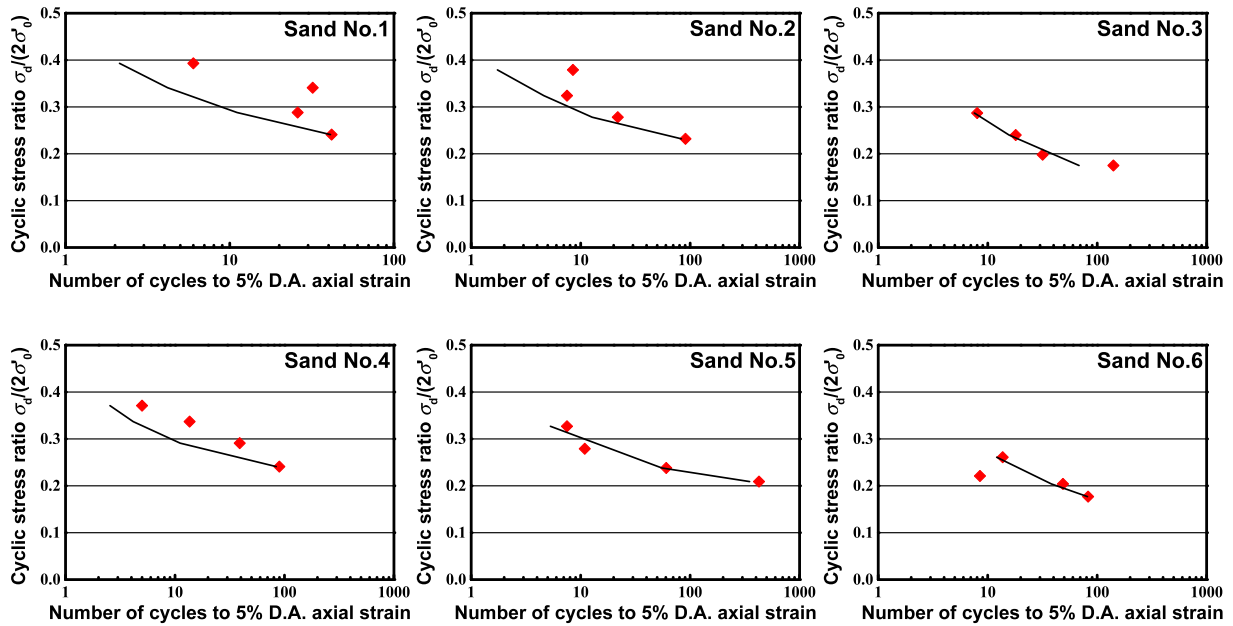
付図 4-1 守山地点 2 の N 値と細粒分含有率の深度分布

付表 4-1 解析に用いた地盤パラメータ (守山地点 2)

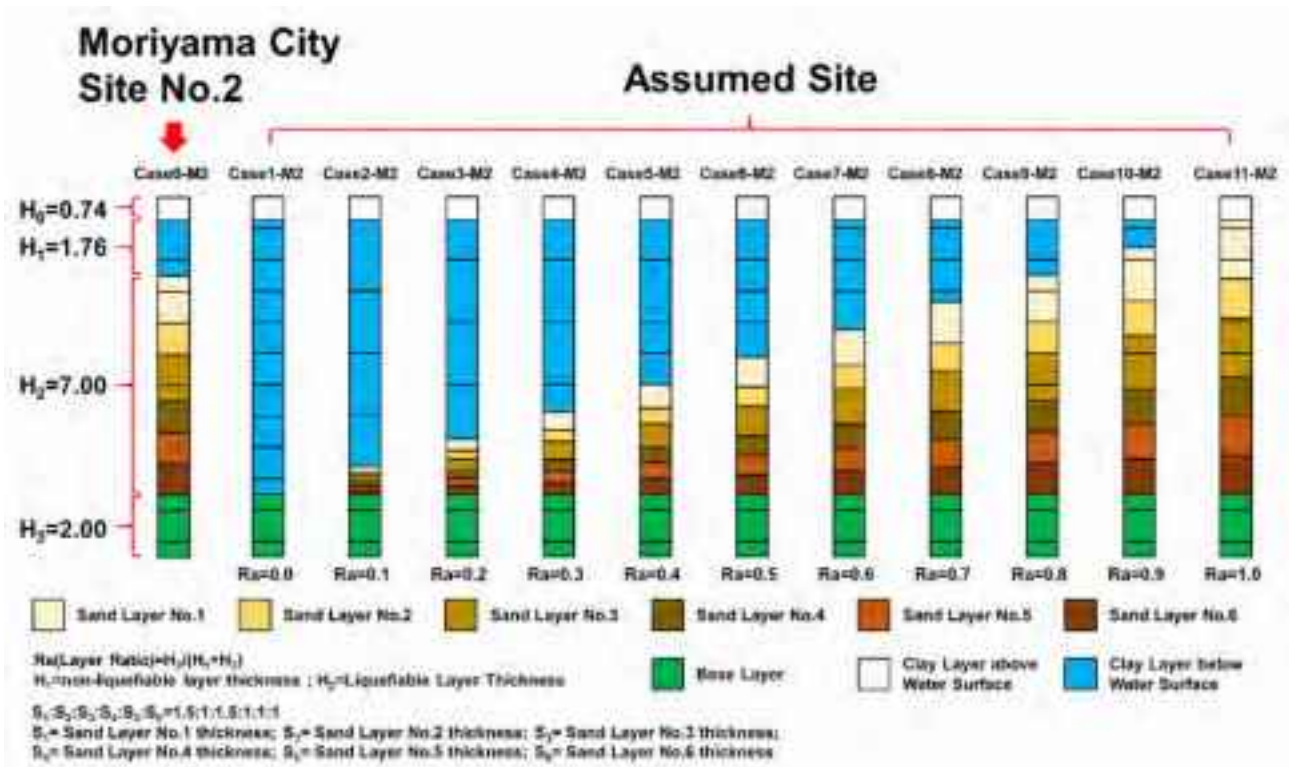
	Symbol	Unit	Clay No.1	Clay No.2	Clay No.3	Sand No.1	Sand No.2	Sand No.3	Sand No.4	Sand No.5	Sand No.6
ρ	RHO	10^3kg/m^3	1.80	1.80	1.70	1.95	1.90	2.00	1.90	1.90	1.90
P_a	PA	kN/m^2	6.50	28.60	193.50	43.90	61.70	79.70	97.70	111.70	125.60
G_{ma}	G0	kN/m^2	79380.0	79380.0	74970.0	55045.0	44679.0	68894.0	59300.0	63617.0	76714.0
m_G	PMG	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
K_{La}	RKLA	kN/m^2	207000.0	207000.0	195500.0	143549.0	116516.0	179665.0	154646.0	165904.0	200059.0
L_{Ua}	RKUA	kN/m^2	207000.0	207000.0	195500.0	143549.0	116516.0	179665.0	154646.0	165904.0	200059.0
n_K	PNK	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
-	PN	-	0.45	0.45	0.55	0.50	0.55	0.56	0.55	0.57	0.52
-	WKF	-	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000
h_{max}	HMAX	-	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
-	COH	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ϕ_r	PHIF	$^\circ$	36	36	30	37	34	37	35	35	37

付表 4-2 解析に用いた液状化パラメータ (守山地点 2)

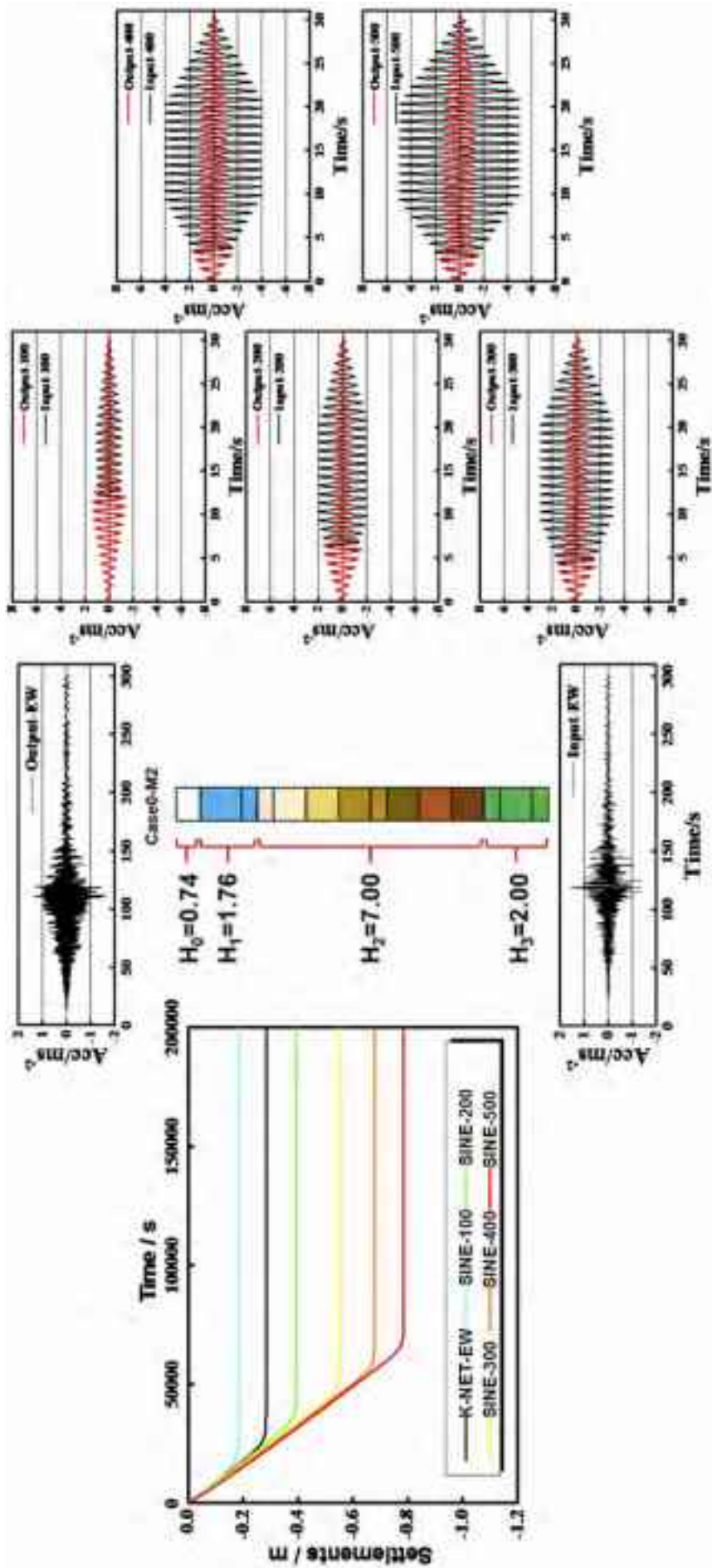
	PHIP Φ_p°	EPSCM ε_d^{cm}	repsdc r_{edc}	STOL	repsd r_{ed}	q1 q_1	q2 q_2	rkpp r_0
Sand No.1	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	0.8	1.0	0	0.1
Sand No.2	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	0.9	1.0	0	0.1
Sand No.3	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	0.5	1.0	0	0.1
Sand No.4	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	1.0	1.0	0	0.1
Sand No.5	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	0.6	1.0	0	0.1
Sand No.6	30.0	0.2	1.0	1.00×10^{-5}	0.5	1.0	0	0.1
	plk l_k	rk r_k	s1 s_1	c1 c_1	qus q_{us}	q4 q_4	rgamma r_{imp}	rrmtmp r_{mtmp}
Sand No.1	2.0	0.1	0.005	2.7	10,000	1.0	0.1	0.5
Sand No.2	2.0	0.1	0.005	3.2	10,000	1.0	0.1	0.5
Sand No.3	2.0	0.1	0.005	1.7	10,000	1.0	0.1	0.5
Sand No.4	2.0	0.1	0.005	3.3	10,000	1.0	0.1	0.5
Sand No.5	2.0	0.1	0.005	2.9	10,000	1.0	0.1	0.5
Sand No.6	2.0	0.1	0.005	1.8	10,000	1.0	0.1	0.5



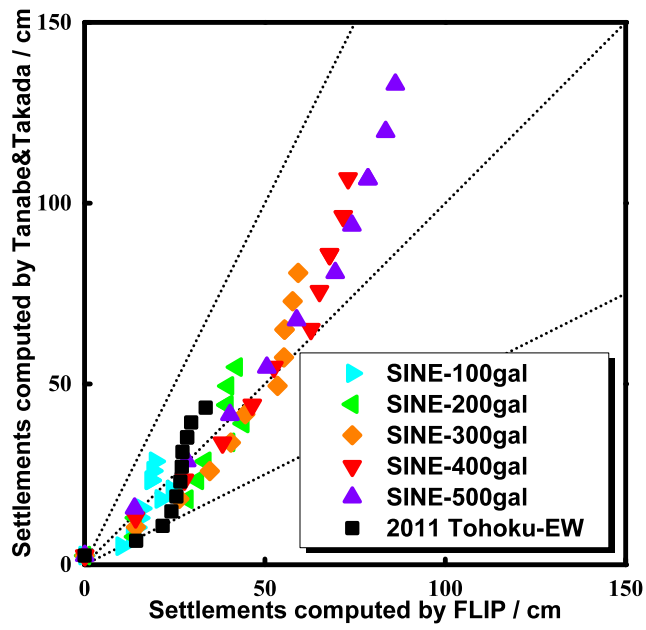
付図 4-2 要素試験と解析による液状化強度曲線 (守山地点 2)



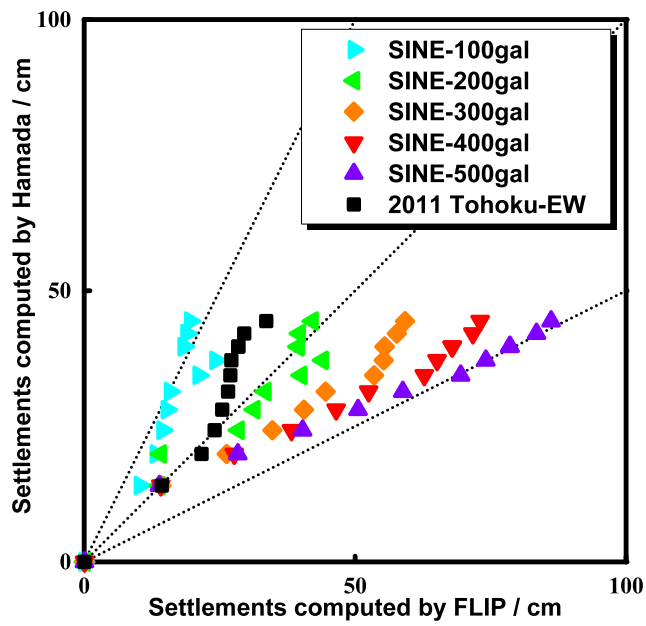
付図 4-3 解析に用いたメッシュ (守山地点 2)



付図4-4 ボーリング地点の層分割 (Case 0) による解析結果 (守山地点2)



付図 4-5 沈下量推定式⁷⁾と有効応力解析による沈下量の比較 (守山地点 2)



付図 4-6 沈下量推定式⁹⁾と有効応力解析による沈下量の比較 (守山地点 2)

第6章 宅地地盤情報データベースの開発

6.1 概要

地震時の液状化発生の素因となる地盤条件は多様である。本研究が対象とする宅地においても、宅地を形成する浅層の埋立土、盛土といった人工地盤と、その下位の自然地盤に対する深度方向の地盤情報、さらに旧河道や旧ため池等の脆弱箇所の面的な情報など、実務的には総合的な視点から地盤調査と液状化評価を行う必要がある。そのために、地盤情報データベースは当該地の地盤情報を不足なく入手する手段として有効な基礎技術である。

既往の地盤情報データベースは、主として自然地盤を対象としたボーリングデータを中心に構築されており、地震時の地盤振動、自然地盤の液状化評価については高い評価と実績を有している。一方、浅層の埋立土、盛土といった人工地盤については、物性値が得られていないことが多く、宅地の液状化評価に対しては必ずしも十分なものではない。また、この5年間に日本全国で既存の地盤情報データベースを連携し、地盤情報資産（ボーリングデータ）を利活用するための表層地盤情報データベースの構築と統合の動きが急速に進展している。全国的に各地域で進められている広域的な地盤情報データベースの構築体制の創設や全国電子地盤図（地盤工学会）の構築は、その一端である¹⁾²⁾。しかし、それらは主に自然地盤を対象とするデータベースなので、その上に宅地の地盤情報が加わることで人々の生活圏の地盤情報システムが完結される。

本章では、本研究に参画する各組織が保有している宅地の地盤情報および地盤調査法による調査データを統合化するためのデータベース機能を開発する。これより、従来の地盤情報データベースに不足していた埋立土、盛土といった人工地盤の情報が統合・保存され、調査者に提供される。本研究で開発する地盤調査技術の適用に関する実績の集積という役割も果たす。次に、既往の自然地盤情報のデータベースや地図情報等とのリンクを図り、宅地の地盤調査と液状化評価にあたって地盤条件を把握するためのデータベースに発展させるまでの方法を示す。そして、本研究の調査データ等によって総合的に宅地の液状化判定・被害予測するための機能として、液状化評価情報の集積機能をデータベースに付加する。

なお、本研究では「宅地地盤情報データベース」を次のように定義する。

- 1) 宅地の既往および新規の地盤情報を統合・保存するためのデータベース
- 2) 宅地の地盤調査と液状化評価にあたって地盤条件を把握するためのデータベース
- 3) 本研究の調査データ等による宅地の液状化判定・被害予測のためのデータベース

研究手順は以下に従う。このうち、②～④の内容は宅地地盤情報データベースの基本設計としてまとめる。⑤は検証構築として基本機能の試作を行い、本研究の現場調査箇所に適用する。

- ① 既存の宅地の地盤調査情報（大手ハウスメーカー所有）の調査・整理
- ② 本研究で開発する地盤調査法も含めたデータベース構造の設計
- ③ 既往の地盤情報データベースとのリンク方法の開発
- ④ 宅地の液状化判定・被害予測のシステム機能の開発
- ⑤ 開発システムの検証構築（現場調査箇所に適用）

6.2 宅地地盤情報の調査・整理

既存の宅地の地盤情報として、戸建住宅建築において大手ハウスメーカー等によって収集される地盤情報を分析し、その種類と分類よりデータベース化の対象とする宅地地盤情報を整理する。

6.2.1 戸建住宅建設時の調査の流れと宅地地盤情報

図-6.2.1 に戸建住宅建設時における調査の流れと宅地地盤情報を示す。図中の「基礎設計と施工の流れ」は、『実務者のための戸建住宅の地盤改良・補強工法』(日本材料学会)³⁾より引用した。

基本設計の流れの中で、「事前調査」として資料調査と現地踏査、「地盤調査」として概略調査、本調査、追加調査が実施される。「資料調査」では国や地方自治体等で実施された地域ハザード調査の各種情報(公開的な情報)が収集される。一方、「地盤調査」では現位置試験やボーリング調査を主として、各宅地における地点的な地盤情報が収集される。特に、各種のサウンディング調査データは、宅地における地盤情報(「宅地地盤情報」と称す)として特徴的である。これらの地盤情報は多種・多様であり、なおかつ現時点では調査方法の規格化もほとんどなされていない状況にもある。

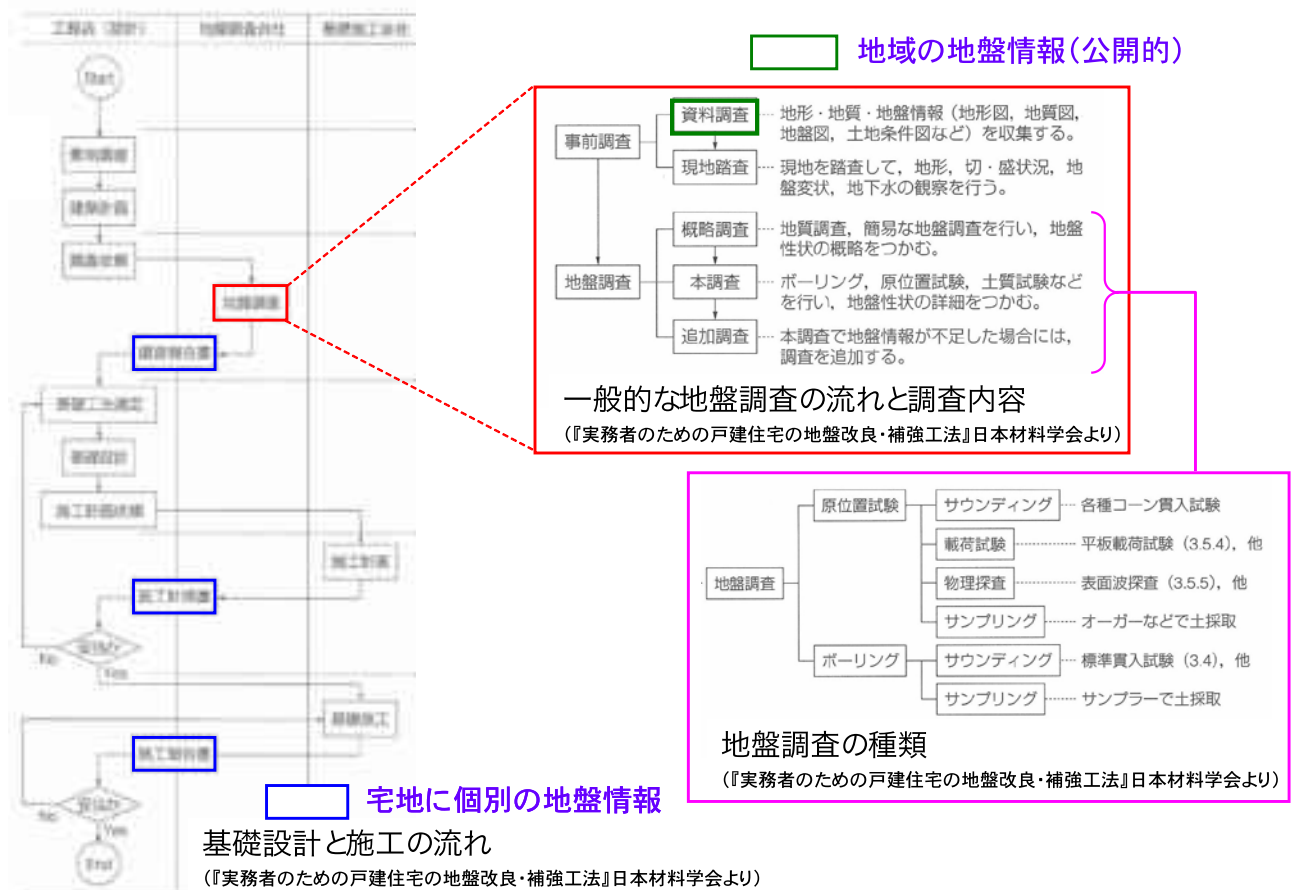


図-6.2.1 戸建住宅建設時の調査の流れと宅地地盤情報

6.2.2 宅地地盤情報の種類と分類

戸建住宅建設時における宅地地盤情報の種類は、以下のように分類される。ここで、(1)と(2)は前述したように地盤に関わる直接的な情報であり、宅地周辺の地盤環境および宅地箇所の地盤条件に関わる地盤情報である。(1)は主に広域的な地盤情報、(2)は宅地箇所の地盤情報に区分される。(3)は宅地周辺の自然災害リスクに関する調査情報（ハザード評価情報）である。地方自治体や国による評価結果が web 上などで公開されている。(4)は対象宅地の基礎情報で、造成施工履歴や宅地所有者に関わる情報である。本研究では、これらを総じて「宅地地盤情報」と定義する。

次ページ以降に、各地盤情報の現況をまとめる。

【宅地地盤情報の大分類】

(1) 事前調査（宅地周辺の地盤環境の調査；主に広域的な地盤情報）

①資料調査

既存ボーリングや各種地図（地形図、地質図、地盤図、土地条件図など）

②現地踏査

地形、切・盛状況、地盤変状、地下水の観察データ

(2) 地盤調査（宅地箇所の地盤条件の調査；宅地箇所の地盤情報）

①概略調査 ・・地盤性状の概略把握

地質調査、簡易な地盤調査

②本調査 ・・地盤性状の詳細把握

ボーリング、原位置試験（サウンディング・載荷試験・物理探査等）、土質試験等

③追加調査

(3) ハザード環境調査（宅地周辺の自然災害リスクの調査；ハザード評価情報）

①自然災害ハザードマップ ・・地震災害、斜面・河川災害など

②解析検討（独自の評価結果）

(4) 宅地情報の調査（対象宅地の基礎情報）

①造成情報 ・・造成履歴（施工報告書等）、造成地図（CAD 図）など

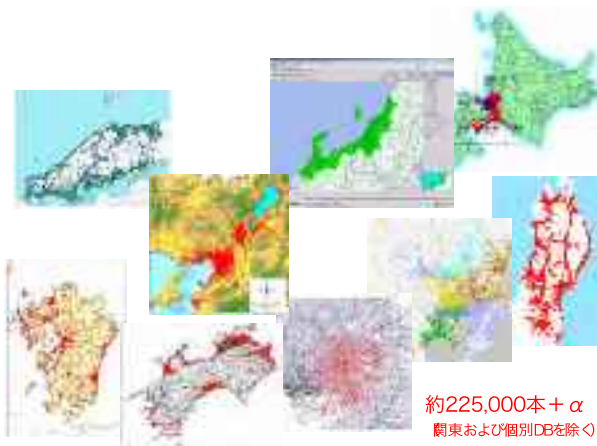
②宅地属性情報 ・・宅地図、所有者情報など

(1) 広域的な地盤情報

事前調査において、宅地周辺の地盤環境を知るための地盤情報としては、①既往のボーリングデータ（またはデジタルDB）、②地形、地質図、現況図（現在の地盤環境を知る情報）、③旧地形（過去からの地盤の変遷履歴を知る情報）、④微地形図（地盤条件を補間する情報）、⑤活断層図（地震環境に関する一情報）などがある。

① 既往のボーリングデータ（デジタルDB）

- ・柱状図、土質試験、検層
- ・全国的にデジタル化および公開（無料または会員・会費制）が進展
- ・基準的 XML フォーマット（国土交通省）が存在



約225,000本+α
関東および個別DBを除く

地域	現 状	本数	提供方法
北海道	北海道地盤情報データベース Ver.2003 (地盤工学会北海道支部)	1.3万	CD-ROM (販売)
東北	とうほく地盤情報システム「みちのくGIDAS」 (東北地盤情報システム運営協議会, 2010.11~)	0.8万	Web上 (会員制)
北陸	ほくりく地盤情報システム (北陸地盤情報活用協議会, 2008.4~)	3.0万	Web上 (会員制)
関東	「関東の地盤」地盤情報データベースDVD付(2010年度版) 2010.12出版、同(2012年度版)2013.3出版予定	—	ジオ・ステーションより
中部	「最新名古屋地盤図(追補版)」データベース (地盤工学会中部支部, 2012.12公開予定)	0.5万	CD-ROM (販売予定)
関西	関西圏地盤情報データベース (KG-NET・関西圏地盤情報協議会, 2001~)	6.0万	Web配信 (会員制)
中国	中国地方地盤情報データベース (地盤工学会中国支部, 2011~)	2.8万	Web上 (会員制)
四国	四国地盤情報データベース (四国地盤情報活用協議会, 2004~)	2.1万	Web配信 (会員制)
九州	九州地盤共有データベース2005-2012 (地盤工学会九州支部・九州地盤情報システム協議会)	6.3万	CD-ROM (販売)
全国	「国土地盤情報検索サイトKuniJiban」(国土交通省, 2008~) 「ジオ・ステーション(Geo-Station)」(防災科研, 2009~)	9.2万 15万*	Web (無料)

※メタデータ含む

② 地形・地質図、現況図（現在の地盤環境を知る情報）

- ・地形・地質図、標高値（DEM）、地勢図、衛星画像、住宅地図など
- ・国土地理院や GoogleMap のオープン GIS（無料/有料）
- ・多くがデジタルマップ



図-3.7 明治時代中期の地形図（大阪西北部）

③ 旧地形図（過去からの地盤履歴を知る情報）

- ・旧地形図、古地図、過去の空中写真など
- ・国土地理院等より提供
- ・デジタル情報の入手不可



図-3.8 国土地理院の地形図（大阪西北部、平成2年）

④ 微地形図（地盤条件を補間する情報）

- ・土地条件図や研究者の独自調査（多種の解釈）
- ・ポリゴンマップ、メッシュマップ
- ・一部が公開、デジタルマップ

⑤ 活断層図（地震環境に関する一情報）

- ・都市圏活断層図（国土地理院）
活断層データベース（産業技術総合研究所）
- ・Web 上でも公開（一部はダウンロード可）



図-3.9 国土地理院の土地条件図（大阪西北部）

⑥ その他

(2) 宅地箇所の地盤情報

事前調査において、宅地箇所の地盤条件を知るための地盤情報としては、まず宅地の現地踏査によって収集される情報がある（図-6.2.2）。これは、宅地周辺の地盤環境にはじまり、現在の宅地の状況として宅地や周辺の変状なども踏査される。その結果（情報）は表-6.2.1の例のようにまとめられる。

そして、宅地箇所の地盤条件を知るための重要な地盤情報として、以下の各種地盤調査が実施される。これらは個人情報的な独自情報なので、データベース化においては将来的な共有のタイミング等を踏まえた手法を導入する必要がある。また、規格仕様が十分でないことも検討課題である。

① ボーリング調査

- ・柱状図（地層構成）、サンプリング・土質試験、検層など
- ・基準的 XML フォーマット（国土交通省）による DB 化が可能
- ・個人／独自情報（調査者も保管）

② サウンディング

- ・多種・多様な試験法
- ・試験方法・結果の解釈（例：N 値換算式）も変遷
- ・デジタル化のフォーマットは限定的
- ・個人／独自情報（調査者も保有）

スウェーデン式サウンディング試験
簡易動的コーン貫入試験
オートマチックラムサウンディング試験
三成分コーン貫入試験 など

③ その他の原位置試験

- ・載荷試験・物理探査等
- ・デジタル化のフォーマットは限定的

【日本工業規格（JIS）】

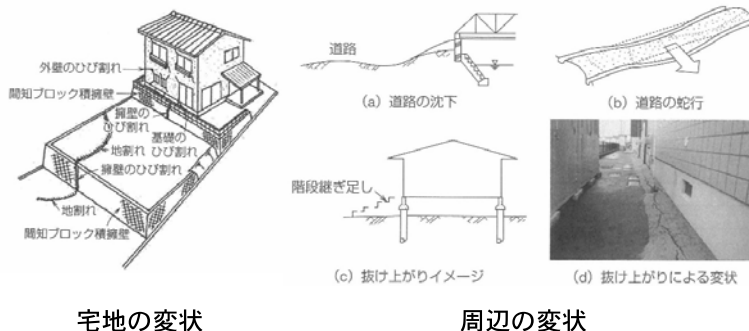
- ・ JIS A 1220 「機械式コーン貫入試験方法」
- ・ JIS A 1221 「スウェーデン式サウンディング試験方法」

【地盤工学会基準（JGS）】

- ・ JGS 1411 「原位置ベーンせん断試験方法」
- ・ JGS 1431 「ポータブルコーン貫入試験方法」
- ・ JGS 1433 「簡易動的コーン貫入試験方法」
- ・ JGS 1435 「電気式コーン貫入試験方法」



宅地周辺の地盤環境



宅地の変状

周辺の変状

図-6.2.2 宅地の現地踏査

（図表は、『実務者のための戸建住宅の地盤改良・補強工法』（日本材料学会）より引用）

表-6.2.1 宅地の現地踏査（事前調査）のまとめ例

『実務者のための戸建住宅の地盤改良・補強工法』（日本材料学会）より引用

現地踏査（調査対象地および周辺状況）	
現地踏査の結果、調査地および周辺の状況は以下の通りです。（該当項目にシ点で記入）	
調査地	<input checked="" type="checkbox"/> 平野（冲積層） <input type="checkbox"/> 自然遺跡 <input checked="" type="checkbox"/> 埋蔵遺跡 <input type="checkbox"/> 三角州 <input type="checkbox"/> 海岸部・砂丘 <input type="checkbox"/> 樹状物 <input type="checkbox"/> 沼澤地帯 <input type="checkbox"/> 台地との境界付近 <input type="checkbox"/> その他（ ）
	<input type="checkbox"/> 台地 <input type="checkbox"/> 丘陵地および台地の頂上（平層部） <input type="checkbox"/> 丘陵地および台地の中間（斜面） <input type="checkbox"/> その他（ ）
	<input type="checkbox"/> 山地 <input type="checkbox"/> 頂部（平層部） <input type="checkbox"/> 中間（斜面） <input type="checkbox"/> 中間（平層部） <input type="checkbox"/> その他（ ）
	<input checked="" type="checkbox"/> 自然災害とのかわり <input type="checkbox"/> 深くまで地盤すべりにあつたことがある <input checked="" type="checkbox"/> 冠水したことがある <input type="checkbox"/> 不明 <input checked="" type="checkbox"/> その他（ 電柱にかつての浸水記録あり、 $10+2m$ 程度）
	<input checked="" type="checkbox"/> 造成時期 <input checked="" type="checkbox"/> 造成前 <input type="checkbox"/> 造成前（予定） <input type="checkbox"/> その他（ ） <input type="checkbox"/> 平坦地形 <input type="checkbox"/> 傾斜地形 <input checked="" type="checkbox"/> 掘削地 <input type="checkbox"/> 切築宅地 <input type="checkbox"/> 切土宅地 <input checked="" type="checkbox"/> 掘削厚土（ $1.0m$ ） <input type="checkbox"/> 非掘削厚土（ m ）
	<input checked="" type="checkbox"/> 造成以前 <input type="checkbox"/> 不明 <input type="checkbox"/> 雑木林 <input type="checkbox"/> 畑 <input checked="" type="checkbox"/> 水田 <input type="checkbox"/> 畑 <input type="checkbox"/> 山 <input type="checkbox"/> 谷 <input type="checkbox"/> その他（ ）
	<input checked="" type="checkbox"/> 造成工事 <input type="checkbox"/> 造成時期（約0.3年前） <input type="checkbox"/> 時期不明 <input type="checkbox"/> 当社施工 <input type="checkbox"/> 他社施工 <input type="checkbox"/> 官公庁施工 <input checked="" type="checkbox"/> 民間施工 <input checked="" type="checkbox"/> 新築造成（約10年前） <input type="checkbox"/> その他（ ）
調査地	<input checked="" type="checkbox"/> 地盤土 <input checked="" type="checkbox"/> 砂礫土 <input type="checkbox"/> ローム <input type="checkbox"/> 礫土 <input type="checkbox"/> 砂石 <input type="checkbox"/> 腐植土 <input type="checkbox"/> その他（ ） <input checked="" type="checkbox"/> 地質 <input type="checkbox"/> 軟弱 <input type="checkbox"/> 液状化 <input type="checkbox"/> その他（ ）
	<input type="checkbox"/> 元々更地 <input type="checkbox"/> 既存建物解体により更地 <input type="checkbox"/> 1階建 <input type="checkbox"/> 2階建 <input type="checkbox"/> 築年数（年） <input type="checkbox"/> その他（ ）
	<input type="checkbox"/> 成層建物 <input type="checkbox"/> 異常なし <input type="checkbox"/> 基礎ひびわれ（幅 mm 程度） <input type="checkbox"/> 外壁ひびわれ（幅 mm 程度） <input type="checkbox"/> 壁脚の不固 <input type="checkbox"/> 遊動 <input type="checkbox"/> 不固式下 <input type="checkbox"/> その他（ ）
	<input type="checkbox"/> なし <input type="checkbox"/> 未施工 <input checked="" type="checkbox"/> 型、定形型組立 <input type="checkbox"/> 型方式組立 <input type="checkbox"/> CBブロック <input type="checkbox"/> 焼知石 <input type="checkbox"/> 焼知ブロック <input type="checkbox"/> その他（ ）
	<input type="checkbox"/> 異常なし <input type="checkbox"/> ひびわれ（幅 mm 程度） <input type="checkbox"/> ひびわれなし <input checked="" type="checkbox"/> 沈下 <input type="checkbox"/> 排水不良 <input type="checkbox"/> 雑草がはえている <input type="checkbox"/> 石めけ <input checked="" type="checkbox"/> その他（ 中たろみ沈下の傾向がみられる。 ）
	<input type="checkbox"/> なし <input type="checkbox"/> 井戸 <input type="checkbox"/> 遺構 <input type="checkbox"/> 古みくら場 <input type="checkbox"/> 防空壕 <input type="checkbox"/> 地下構造物 <input type="checkbox"/> その他（ ）
	<input type="checkbox"/> 調査地高低差 <input type="checkbox"/> なし <input type="checkbox"/> あり（ m ～調査地 $\pm 0m$ ～ m ）
調査地	<input checked="" type="checkbox"/> 敷設 <input type="checkbox"/> 大型 <input checked="" type="checkbox"/> 4t <input type="checkbox"/> 2t <input type="checkbox"/> 不可 <input checked="" type="checkbox"/> 敷設地との高低差（ $0.3m$ ） <input type="checkbox"/> その他（ ）
	<input checked="" type="checkbox"/> 調査地建物 <input type="checkbox"/> 異常なし <input checked="" type="checkbox"/> 基礎ひびわれ（幅 $1mm$ 程度） <input checked="" type="checkbox"/> 外壁ひびわれ（幅 $1mm$ 程度） <input type="checkbox"/> 不固式下 <input type="checkbox"/> 構造管の抜けより現象 <input type="checkbox"/> 3階建物の特殊基礎の使用 <input checked="" type="checkbox"/> その他（ 再建に必要に盛土されたと思われる宅地に不固式下あり ）
	<input type="checkbox"/> なし <input type="checkbox"/> 未施工 <input checked="" type="checkbox"/> 型、定形型組立 <input type="checkbox"/> 型方式組立 <input checked="" type="checkbox"/> CBブロック <input type="checkbox"/> 焼知石 <input type="checkbox"/> 焼知ブロック <input type="checkbox"/> その他（ ）
	<input type="checkbox"/> 異常なし <input checked="" type="checkbox"/> ひびわれ（幅 $1mm$ 程度） <input type="checkbox"/> ひびわれなし <input checked="" type="checkbox"/> 沈下 <input type="checkbox"/> 排水不良 <input type="checkbox"/> 雑草がはえている <input type="checkbox"/> 石めけ <input checked="" type="checkbox"/> その他（ たろみ沈下が見られる。 ）
<input checked="" type="checkbox"/> 調査地状況 <input type="checkbox"/> 異常なし <input type="checkbox"/> 凹凸・足打ち・ひびわれ <input checked="" type="checkbox"/> 踏面・歩道に水たまり <input type="checkbox"/> 電柱の倒れ <input type="checkbox"/> 砂石や腐植の堆積 <input checked="" type="checkbox"/> その他（ 調査地内道路に水たまりあり ）	
<input checked="" type="checkbox"/> 調査地 <input checked="" type="checkbox"/> 盛土調査による圧縮現象が発生していると考えられる	

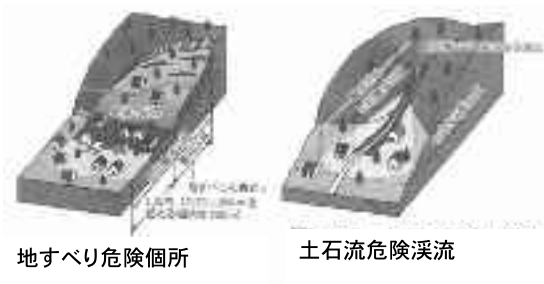
(3) ハザード評価情報

宅地周辺の自然災害リスクを把握するために、ハザード評価情報が収集される。これには、①自然災害ハザードマップ（国、自治体の検討、公開）、②独自評価の解析結果がある。①については、地震災害および斜面災害、風水害にかかわる情報がある。

① 自然災害ハザードマップ

- ・地震災害、斜面災害、風水害（河川氾濫等）のハザードマップ
- ・国・自治体等によって作成・公開された情報

- ◆地震災害
揺れ、液状化、津波浸水の予測図など
- ◆斜面災害
急傾斜地崩壊、土石流、地すべりの危険箇所図
大規模造成地の切・盛図
- ◆風水害
河川氾濫、高潮浸水の予測図など



② 解析検討（独自の評価結果）

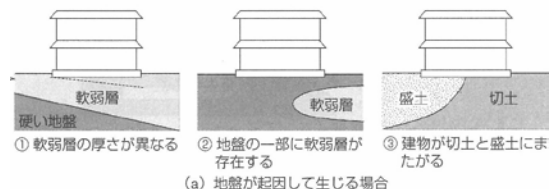
- ・①の範疇のほとんどは個別検討が不可
- ・想定地震動に対する液状化検討など（詳細な地盤情報の適用）

(4) 宅地情報

直接的な地盤情報ではないが、対象宅地の基礎情報として、①既存宅地の造成情報（図-6.2.3）と②宅地属性情報がある。①は宅地の地盤条件を把握するうえで背景となる情報として重要である。また、②は宅地地盤情報 DB の出発点（つながりの起点）となる属性情報である。

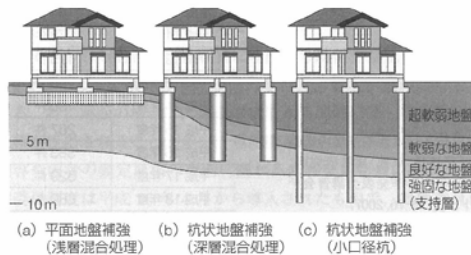
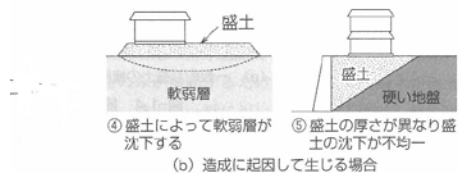
① 既存宅地の造成情報

- ・造成履歴（施工報告書等）、造成地図（CAD 図）など
- ・基礎・地盤改良（設計判断の情報等）



② 宅地属性情報

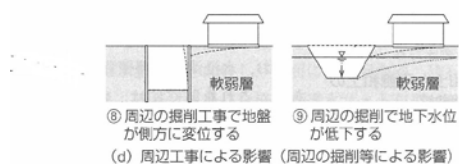
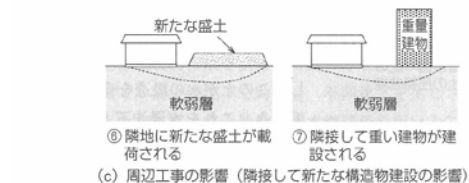
- ・宅地図（位置と形状の情報）
- ・顧客情報（個人情報）



地盤改良・補強工法

図-6.2.3 既存宅地の造成情報

『実務者のための戸建住宅の地盤改良・補強工法』より引用)



不同沈下要因の潜在（実施対応策）

6.2.3 データベース化の対象とする宅地地盤情報

宅地地盤情報データベースが対象とする「宅地地盤情報」は、戸建住宅建設時の調査の流れに呼応して必要とされる全ての情報を対象に考えた。その一覧を表-6.2.2にまとめる。

ここで、調査の分類としては、宅地とその周辺の地盤環境を把握するための広域的な既存資料または現地踏査による「1.事前調査」、宅地箇所の地盤条件を把握するための一連の「2.地盤調査」、1.の調査にも関連するが宅地周辺の自然災害のリスクを知るための「3.ハザード環境調査」、そして対象とする宅地の基礎情報として「4.宅地情報の調査」がある。各調査における情報の全てが、液化化検討をはじめ戸建住宅の建設に必要とされる。

このうち地盤調査に関する既存の地盤調査データについては大手ハウスメーカーが独自に社内データベース化を行っているが、それらは個人情報守秘のために情報交流されることはない。社会的に、戸建て住宅の建て替え時や巨大地震防災への地域ハザードの想定等への活用のためにも、将来的な流通（共有）を見越した仕組みづくりが必要である。

表-6.2.2 戸建住宅建設時の調査の流れと宅地地盤情報

調査分類	調査と目的	宅地地盤情報	情報の特徴
1. 事前調査	<u>宅地周辺の地盤環境</u> ①資料調査 ②現地踏査	既存ボーリングや地形・地質図、現況図、土地条件図、切盛図、旧地形図、微地形図、活断層図など 地形、切・盛状況、地盤変状、地下水の観察データ	主に広域的な情報 【共有・公開情報】 【個別・個人情報】
2. 地盤調査	<u>宅地箇所の地盤条件</u> ①概略調査・地盤性状概略把握 ②本調査 ・ ・ ・ 詳細把握 ③追加調査	地質調査、簡易な地盤調査 ボーリング、 原位置試験（サウンディング・載荷試験・物理探査等）、 土質試験等	宅地箇所の調査情報 【個別・個人情報】
3. ハザード環境調査	<u>宅地周辺の自然災害リスク</u> ①国・自治体等調査 ②個別調査	地震・斜面・河川災害ハザードマップ 解析調査	ハザード評価情報 【共有・公開情報】
4. 宅地情報の調査	<u>対象宅地の基礎情報</u> ①宅地の造成情報 ②宅地の属性情報	造成履歴（施工報告書等）、 造成地図（CAD図）など 宅地図、所有者情報など	【個別・個人情報】

6.3 宅地地盤情報データベースの基本設計

6.3.1 目標とする宅地地盤情報データベース

本研究では、次の3つの視点から「宅地地盤情報データベース」を定義した。

- 1) 宅地の既往および新規の地盤情報を統合・保存するためのデータベース
- 2) 宅地の地盤調査と液状化評価にあたって地盤条件を把握するためのデータベース
- 3) 調査データ等による宅地の液状化判定・被害予測のためのデータベース

宅地地盤情報データベースは、一般的な地盤情報データベースの活用範囲が戸建住宅建設にまで及べばその範疇に含まれるものである。しかし、現行の地盤情報データベースは既存の膨大なボーリング調査データの集積に主体があり、広域的な地盤環境の把握や狭域的な地盤情報の活用（地震防災等の検討から建設活動への再利用）に留まっている。それに対して、宅地地盤情報データベースに求められることは宅地個々の建設における地盤情報の利用であり、そのための地盤情報の集積・共有・活用が目的となる。つまり特徴の一つとして、集積される地盤調査情報はサウンディングデータが主体となり、その内容は多種・多様で、統一規格も今のところ無い。

また、宅地地盤情報データベースは機能的には個々の宅地に対して“地域における地盤環境を知るための情報（広域的）”と“宅地地盤の地盤調査の情報（地点的）”の二種の地盤情報を大きく扱うことになる。ここで、前者は種々の公開的情報の入手（参照）が求められ、後者は個人的情報としての制約に対処しなければならない。

6.3.2 宅地地盤情報データベースのシステム要件

表-6.3.1に大手ハウスメーカーを対象に実施した「戸建住宅建設における地盤情報の活用に関するアンケート」の調査結果を示す。アンケート用紙（内容）は次ページ以降の通りである。これより、宅地地盤情報データベースに要望される活用内容は、災害リスク、基礎・支持層、地盤改良等、調査と多岐にわたる。その中でも各社は液状化予測を目的に挙げている。このような実務的な活動も視野に入れ、目的とする宅地地盤情報データベースの構築に求められる要件は以下のように考えた。

①システムの骨格

- ・二種の地盤情報への対応、将来的な共有展開を見越したデータベース化仕様の導入
- ・共有とメンテナンスが簡易なシステム
- ・ユーザーサイドの独自情報（データベース）との機能の併用

②既存／公開された地盤情報（広域的な地盤情報、ハザード情報）とのリンク

- ・Web上に展開された情報、CD-ROM等の媒体で提供される情報のハンドリング
- ・デジタル（数値、画像）情報入手、重ね合わせ（地図情報）の方法

③個別に調査された地盤情報（宅地箇所の地盤情報など）のデータベース化と共有

- ・円滑なデータベース化の方法（数値デジタルと画像デジタルの併用による効率的な構築）

④解析・活用技術とのリンク

- ・液状化検討等の解析・予測技術、さらに宅地建設や維持管理、品質評価に関わる検討技術とのつなぎ

⑤継続的な運用・維持管理

- ・データの集積、機能の高度化のための継続性

表-6.3.1 戸建住宅建設における地盤情報の活用
(ハウスメーカーアンケート調査；2012)

	会社	目的	使用方法
災害リスク	A	液状化の予測	標準貫入試験や土質試験結果より地盤評価 (F_L , P_L)
	B	地震ハザード(地震動, 液状化)の予測	
	C	地震ハザード(地震動, 液状化)の予測	地震動・・基盤層の把握? 液状化・・土質, 水位
	D	地震時の液状化評価の有無	液状化ハザードマップや液状化履歴図により, 第一スクリーニングを実施する
基礎・支持層	A	支持地盤・地層構成の確認	標準貫入試験 N 値より杭状地盤補強時の補強深度を推定
	B	杭施工時の支持層確認	柱状図と地形で確認
	C	住宅基礎設計	設計者が建築地付近を確認する
	D	建物基礎仕様の仮設計	近隣データにて, 地盤の許容支持力を評価し, 直接基礎になるか特殊基礎になるかを大別
地盤改良等	A	住宅建設時の沈下予測	土質試験結果 (p_c , C_c など) より建設後の沈下量を推定
	B	有機質系の土質(腐植土等)の確認	柱状図, 地域性で確認
	D	特殊基礎(地盤改良, 杭基礎等)の仕様決定	近隣データにて, 地盤改良の改良長(地表面からの深さ)や杭長(支持層深さの評価)を決定
	D	地盤改良の適用性の判断とセメント添加量の判断	ボーリングデータや地質図等によって, セメント系固化材工法の採用の可否および添加量の判断
調査	A	新規調査現場の調査計画立案	標準貫入試験 N 値より 新規現場の調査深度, 調査時間を推定

【アンケート用紙】

宅地地盤情報データベースに関するアンケート 調査

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に関する研究委員会

研究テーマ(5)「宅地地盤情報データベースの開発」の参考とさせていただきますので、ご協力のほど宜しくお願いいたします。

【回答者】

お名前:

ご所属:

【宅地地盤情報のデータベース化について】

Q1 住宅建設の視点からデータベース化(共有)すると有益と考えられる地盤情報は何か?

地図系:

調査系:

Q1-2 その中で、貴社で所有されている地盤情報は何か?(データ形式も教えてください)

地図系:

調査系:

Q1-3 さらにその中で、提供可能な地盤情報は何か?(情報の一部でも結構です)

地図系:

調査系:

Q2 それらの地盤情報は、何の目的に、どのように使いたいですか?

①目的: 地震ハザード(地震動, 液状化)の予測

使用方法: 地震動··

液状化··

②目的:

使用方法:

③目的:

使用方法:

データベース化の調査項目と内容について】

Q3 宅地地盤情報データベースに集録可能な調査項目とデータ内容は何ですか？

(最低限この情報は必要, 現実的に入力が可能という観点からお答えください)

(貴社よりデータ提供が可能か否かに関わらずお答えください)

■ GIS (マップ) 情報 (例: 地形・地質・旧地形等, 地震ハザード 想定など)

情報項目	内容(データ細目, 縮尺など)	備考

■ 地盤調査等の既存の情報 (例: ボーリング調査データ, 地盤モデルなど)

情報項目	内容(データ細目など)	備考

■ サウンディング調査情報(動的サウンディング) ※新規の調査法についても記述してください。

情報項目(調査法)	内容(データ細目など)	備考

■ サウンディング調査情報(静的サウンディング) ※新規の調査法についても記述してください。

情報項目(調査法)	内容(データ細目など)	備考

6.3.3 既往の地盤情報とのリンク方法

6.2.2 に述べた中の(1)広域的な地盤情報については、既存の地盤情報を活用することになる。その情報は、大きく“既存のボーリングデータ（デジタル DB）”と“各種地図データ”に分かれる。各地盤情報の宅地地盤情報データベースへのリンク方法は、以下のように考えられる。

(1) 既往のボーリングデータ

現在、日本全国において一般公開または準公開（会員限定など）されたボーリングデータは 22 万 5 千本以上と推計されている¹⁾。その他に、ライフライン事業者などの民間企業が集積しているボーリングデータも多数あると推測される。前者の公開入手可能なボーリングデータは、各地域において広域的な地盤情報データベースとしての整備が進み、Web 上または CD-ROM を媒体として提供されている（表-6.3.2）。また、そのデータ様式（提供フォーマット）も XML 形式（国土交通省仕様）⁴⁾が広く浸透し、ほぼ同様に入手可能である。直接的なリンクは難しいが、データの入手自体は容易になってきている。いずれ、段階的に Web 上でのリンクも可能になると考えられる。

表-6.3.2 既存のボーリングデータベースの Web データの例^{5),6)}

データ	利用方法	内容
Kunijiban (国土交通省)	Web からダウンロード http://www.kunijiban.pwri.go.jp/	交換用 XML フォーマット
関西地盤情報データベース	会員のみ利用 http://www.kg-net2005.jp/	専用アプリケーションで情報 閲覧

(2) 既往の各種地図データ

既往の各種地図データ（表-6.3.3）とのリンクは、宅地地盤情報データベースとして最終的に重要となる基礎機能のひとつである。広域的または面的な地盤条件を把握するために、宅地地盤情報の各種地図（マップ）の上への表示は欠かせない。地図情報をリンクするためには GIS 機能を用いることになるが、その扱うデータは2種類となる。すなわち、①利用者が所有する地図情報と、② CD-ROM や Web 上に公開されているオープン GIS の入手利用である。これらの各種地図の入手を行いながら、その上にインデックス情報を表示する機能は、宅地地盤情報データベースの操作・利用において不可欠である。

表-6.3.3 既存の地図データの例

データ	利用方法
基盤地図 2500（街区，標高）	国土地理院（ http://www.gsi.go.jp ）
数値地図（国土基本情報，25000 地形図）	データダウンロード，CD-ROM
GoogleMap	有償
ゼンリン住宅地図	有償

(3) システム例

以上の既存のボーリングデータおよび地図データのリンク方法は、大きく二つに分かれる。以下に、その基本的な考え方を示す。

手法 1) 交換データの利用によるシステム (図-6.3.1)

交換データを介し情報を集約し、アプリケーションによって統合するシステム構成である。

- ・ビューアアプリケーションは、ボーリング交換 XML フォーマット、サウンディング・動的コーン試験情報の交換データフォーマット、シェープファイルの読み込み機能をもつ。
- ・ユーザー独自情報は、上記のいずれかのデータフォーマットであれば、取り込み可能となる。
- ・ビューアアプリケーションは読み込んだ情報を重ね合わせて表示する機能を持つ。

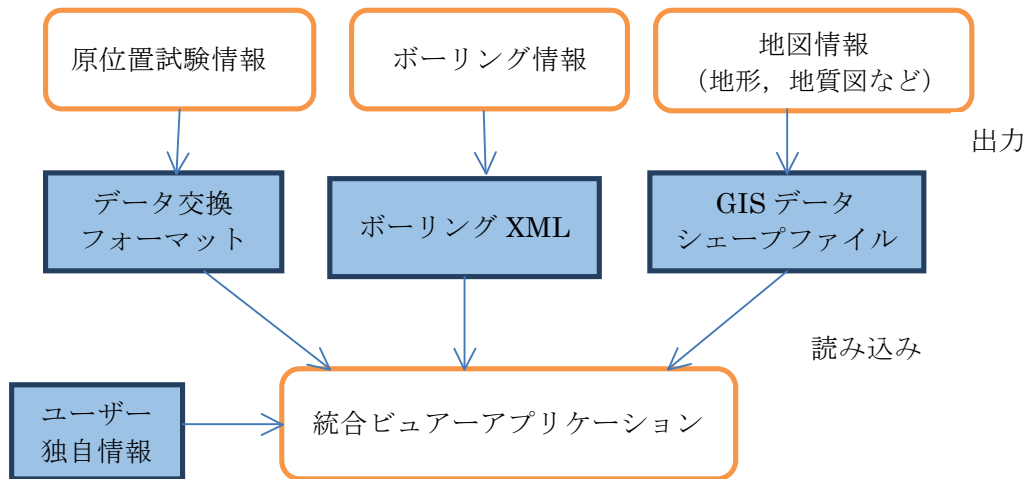


図-6.3.1 交換データの利用によるシステム例

手法 2) 交換データ & インターネットの利用によるシステム (図-6.3.2)

交換データの利用に加え、インターネットを介して情報を集約し、サーバーまたはクライアントアプリケーションで情報統合するシステム構成である。

- ・原位置試験情報は RDB サーバーに格納する
 - ・共有する地盤情報はクラウド RDB サーバーまたは WMS で情報配信する。
 - ・両者に含まれない情報は、交換フォーマット等を介し、アプリケーションに取り込む
- [利点] ユーザー独自の機能を持ったアプリケーションで地盤情報が利用できる。
 [課題] セキュリティ等の技術的な課題がある。

現状では、クラウド RDB を構成できる情報が少ない (交換データの共有を多用)。

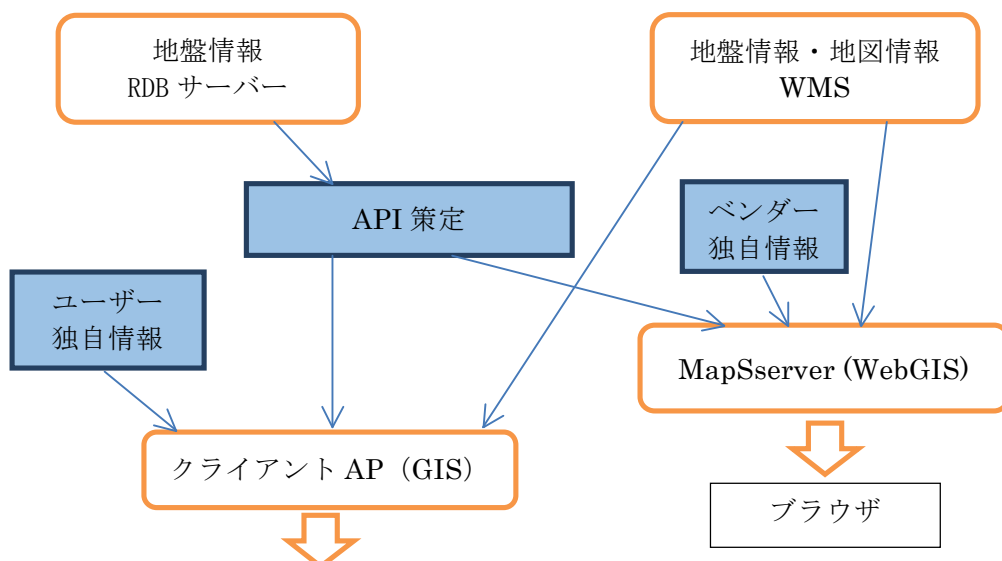


図-6.3.2 交換データ & インターネットの利用によるシステム例

6.3.4 宅地の液状化判定・被害予測のシステム機能

図-6.3.3 に宅地の液状化評価・被害予測の流れと宅地地盤情報データベースの関係(案)を示す。宅地地盤においても、種々の地盤情報による液状化評価法は、「概略の判定」、「簡易な判定」、「詳細な解析」に大別される。本研究で提案される原位置試験(サウンディング)による簡便な液状化判定法は、現行の「簡易な判定」の手法(F_L 法、 P_L 値)に原位置試験結果を結びつける手順となる【第7章】。ゆえに、液状化判定のためのシステム機能としては、 N 値換算式および被害予測(変形・沈下)推定式の提供機能が求められる。具体的には、原位置試験データ(機種、条件、打撃値など)を入力し、ボーリング柱状図に対応するように換算値(N 値、土質)を出力する機能である。そのデータを用いた液状化判定は既存の各種ソフトを用いればよい。

さらに、原位置試験データから地下水位や土質(粒度、 F_c)の情報が不足またはその信頼性を確認するために、既存の「広域・公開的な地盤情報」や既存近傍の「宅地地点の地盤情報」をデータベースとして補完的に提供することができることが肝要である。また一方で、各宅地の液状化評価の内容を保存しておくことも重要である。多種の地盤情報と手法の中から、どのようにデータが吟味されて、どのような条件設定でどのような判定を行ったかという情報は、その宅地の液状化リスクに対する品質評価を担保するものである。将来、その情報が自由に参照できるような状況にまで至れば、液状化評価の前提条件の高品質化にもつながる要素となる。そのために、二つ目のデータベース化項目として、液状化評価情報の蓄積機能を設けることは重要である。

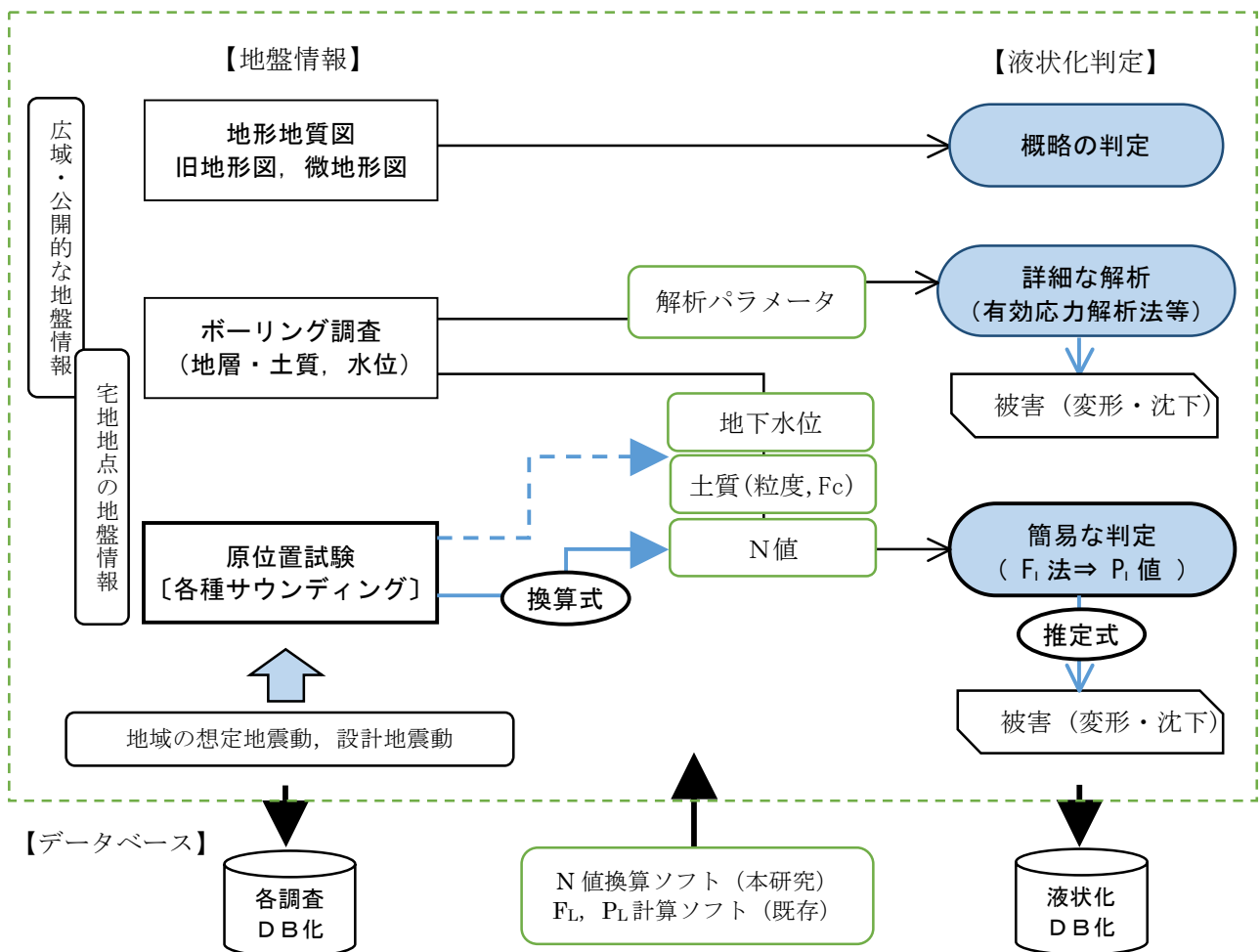


図-6.3.3 宅地の液状化評価・被害予測の流れと宅地地盤情報データベースの関係(案)

6.3.5 宅地地盤情報データベースの機能構成

宅地地盤情報データベースの構築は、最終的には図-6.3.4のように「統合共有型(センター運用)」のシステム構成が推奨される。これはセキュリティの制約を回避するために、分散型ではなく集中管理型にデータベースを配置して Web 上での運用・情報共有を実現する構成である。ただし、その実現の可能性は、個別・個人情報の制約が外れる時点まで待たなければならない。

その時点に到達するまでは、現実的な対処として、将来における共有展開に備えるためのデータベース化の実行を提案する。つまり、現状への対応として、個人情報への対処(ハウスメーカー等による個別のデータベース化)、将来的な展開の想定(条件が整った時点で上位システムへ円滑に移行)、各宅地地盤情報(宅地個々のデータ利用が主、広域的利用は稀)の利用のために、

- ①データベース化方法の統一(ファイル構成、データ書式)
- ②簡単かつ確実な入力方法の工夫(画像デジタル、数値デジタルの使い分け)
- ③まずは、調査者が簡易に取り組める形でのデータベース化

を始める。具体的な例示として、当面の運用においてはメタファイル(インデックス情報)の共有化を行うクリアリングハウスのデータベースの共同構築を提案する。

その「インデックス型」データベースの構成イメージを図-6.3.5に示す。このデータベース化ではインデックス情報のみを共有化することで、各宅地の地盤情報の内容と所有者を公開する。各所有者は、個々に地盤情報を内部的にデータベース化し、その方法は各々も独自に実施する。これより調査データの流通を個別に図る。ただし、将来的に個別・個人情報の枠が外れた時点で調査データを円滑に共有するために、上記①～③のようにできるかぎり画一的なデータベース化を推進する。そのための連携が求められる。

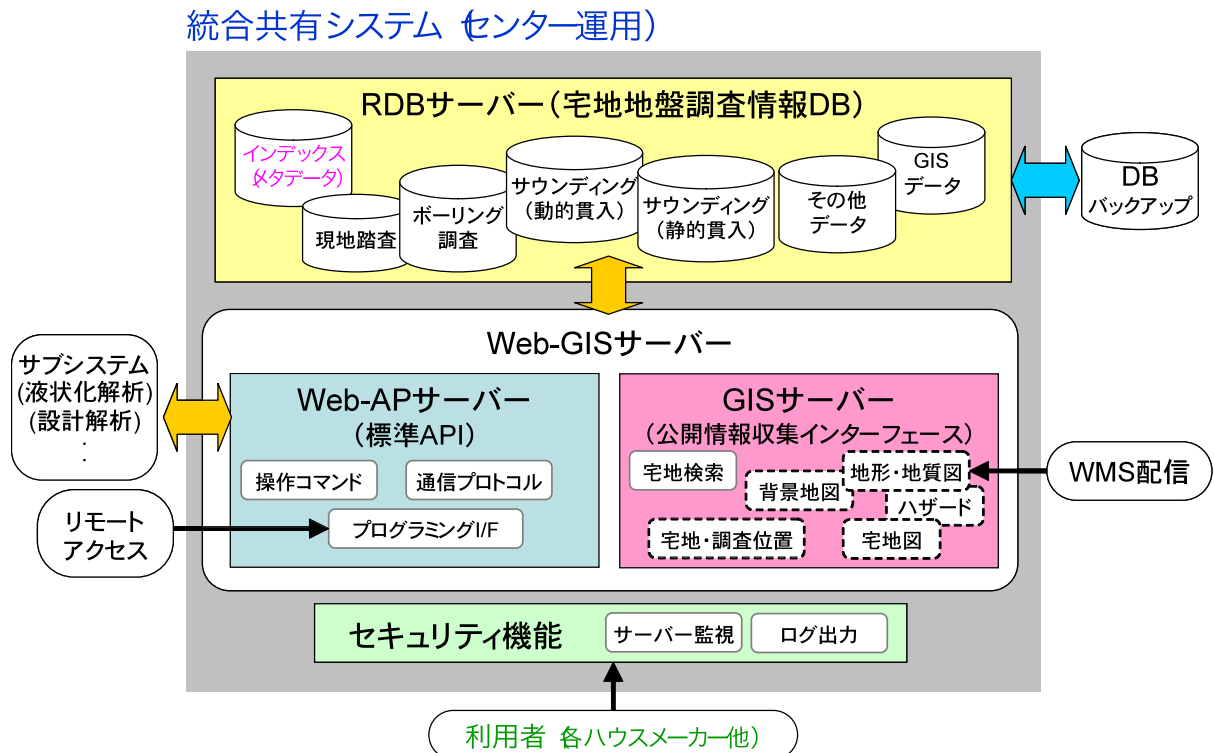


図-6.3.4 宅地地盤情報データベースの最終的なシステム構成(統合共有型)

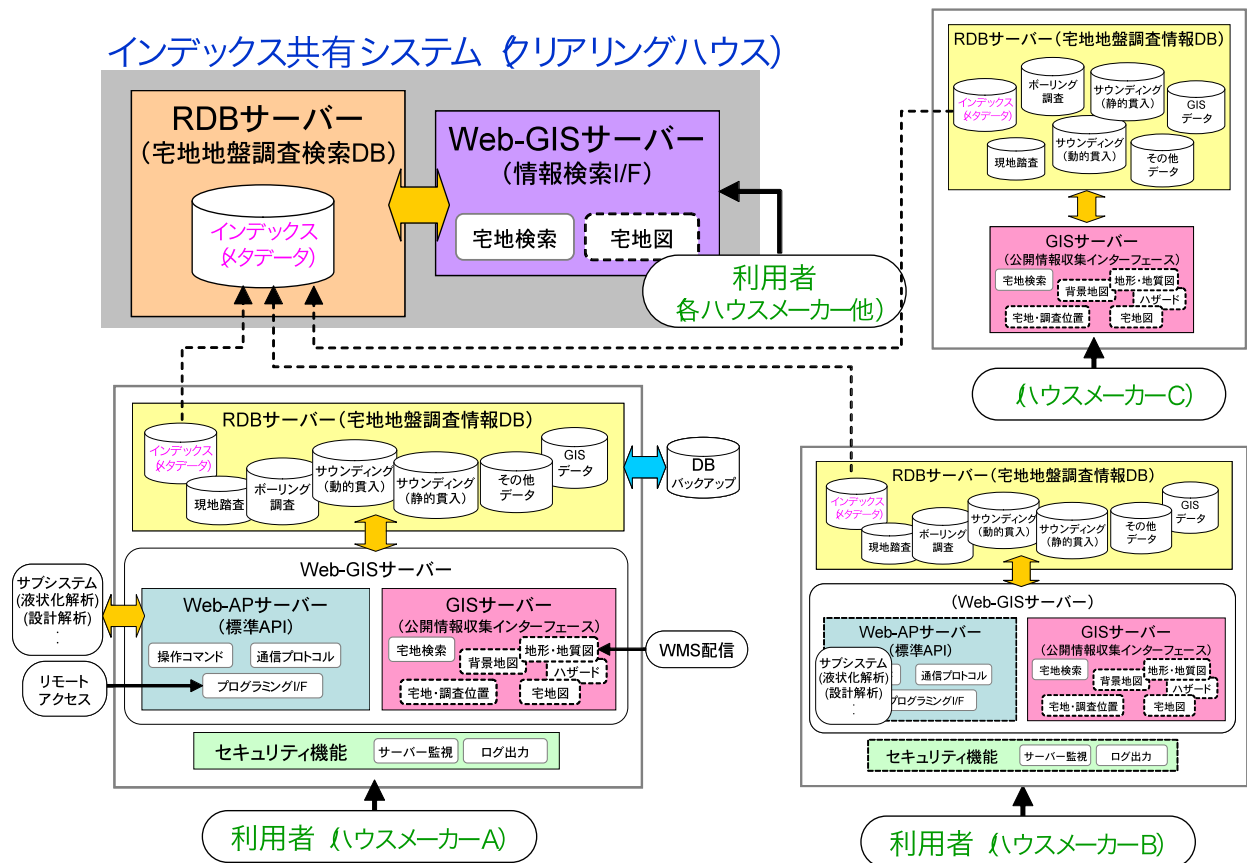


図-6.3.5 宅地地盤情報データベースの当面のシステム構成（インデックス共有型）

6.3.6 宅地地盤情報データベースの基礎構築の手順

宅地地盤情報データベースの基礎構築の手順として、まずは現状の課題に対処することを第一段階とする。

- ・ 個人的情報への対処（ハウスメーカー等による個別のデータベース化）
- ・ 将来的な展開の想定（条件整備後に上位システムへ移行）
- ・ 各宅地地盤情報の利用（宅地個々のデータ利用が主）

そのために、前述したように、

- ① データベース化方法の統一（ファイル構成、データ書式）
- ② 簡単、確実な入力方法の工夫（画像/数値デジタル使い分け）
- ③ まずは、調査者が簡易に取り組める形でのデータベース化

を始める

本研究では、宅地地盤情報データベース化の実現性を高めるための工夫として、図-6.3.6に示すような段階的な構築手順を提案する。図-6.3.7はその基礎となる第一段階の宅地地盤情報データベース化のイメージである。つまり、対象宅地の検索は代表点表示により行い、データの蓄積はまずは画像デジタル等により、データ形式に制限を設けずに保存し、将来、段階的に数値デジタル化（XML形式等）に展開する。そして、まずはデータ（ベース）の所在の情報を共有するために、インデックス情報（メタデータ）のデータベース化を必須とする。これより、インデックス共有型の宅地地盤情報データベースを先行的に構築し、将来的に個別・個人的情報の制約等が解放された時点で、最終形となる統合共有型の宅地地盤情報データベースへと移行する。

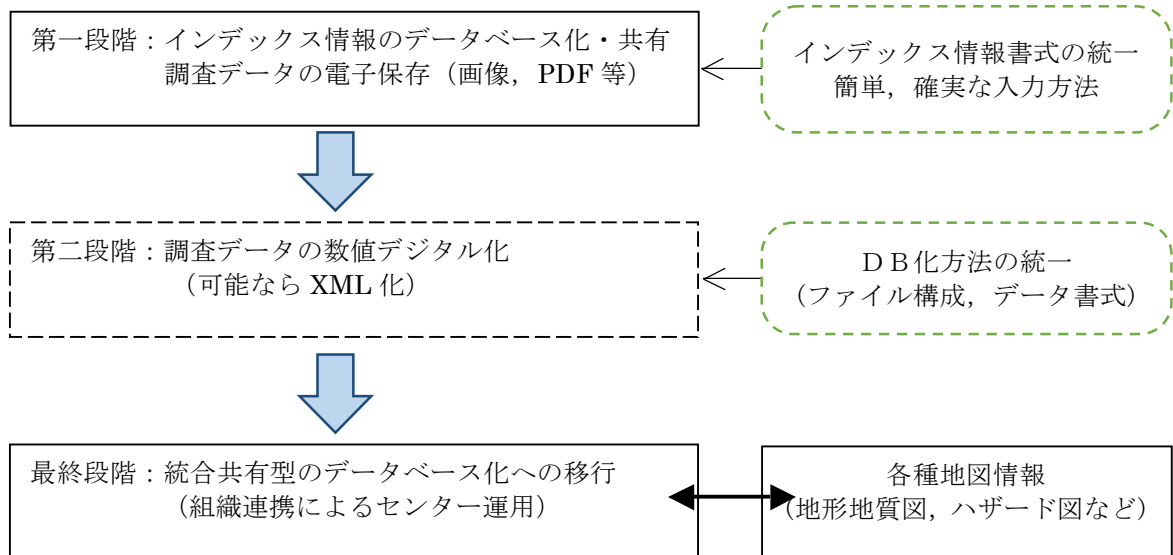


図-6.3.6 宅地地盤情報データベースの段階的構築の手順案

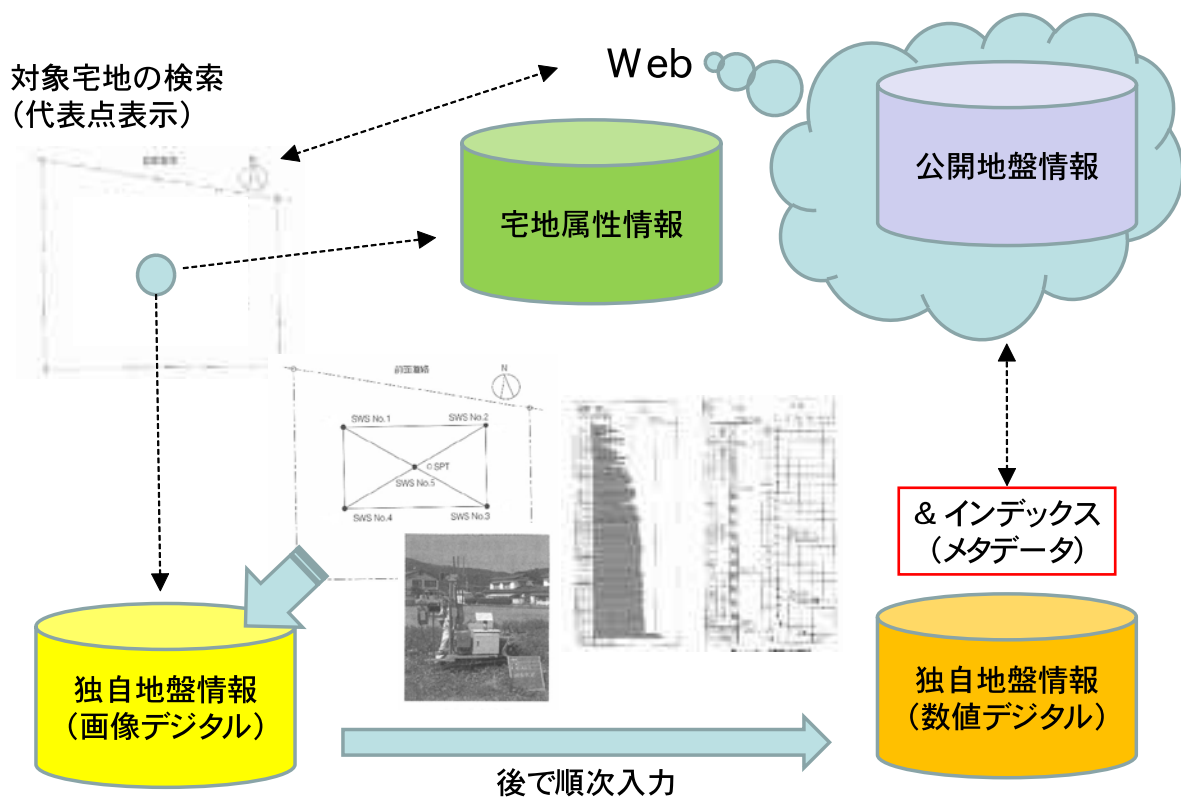


図-6.3.7 宅地地盤情報データベース化の工夫

6.4 宅地地盤情報データベースの検証構築

6.4.1 インデックス情報

宅地地盤情報データベースの骨格となるインデックス情報の内容を、表-6.4.1 に提案する。

インデックス共有型のデータベース化を行う場合、地盤情報のデータそのものは個人的情報にアクセス可能なハウスメーカー等において蓄積を行う。この時点では、それらの宅地地盤情報は社会に流通するレベルにはないが、このインデックス情報を公開することによって、必要とするデータの所在を知ることができ、個別対応での情報の流通が期待できる。この考え方は、一般に、クリアリングハウスと称されるものであり、インデックスデータはその検索のためのメタデータとなる。

今回提案するインデックスの内容は、以下のようである。

①登録情報

「ID」と「登録者」の情報よりなる。

ID は、各宅地を識別するおおもとの No であり、ここでは〔会社 No〕－内部分類 No－S/N とした。分散的にデータの蓄積が進む時点では、会社等の構築者単位における内部分類 No－S/N（通し番号）がユニークとなる。さらに、共有化を実現する時点で、〔会社 No〕が決定し、統合される。これより、国内でユニークな番号を持つことができる。

②宅地情報

「住所」、「座標」、「所有者（顧客）」、「用途分類」、「造成時期」、「造成者」、「建築者」、「その他」の宅地に関する情報よりなる。

ここで必須の情報は、宅地を特定するための住所情報であり、その座標は宅地エリア内の代表的の緯度・経度値とする。他の情報は初期入力時より後に追加することも許容する。

③調査情報

「報告書」、「現地踏査（事前調査）」、「ボーリング調査」、「動的貫入試験」、「静的貫入」・回転試験、「載荷試験・物理探査」、「その他」の地盤調査に関する情報よりなる。

この分類に含まれないものは、その他として追加する。各項目について、分類、名称、調査年月、調査者、調査数(&位置図)、調査仕様、調査内容などの詳細を入力する。また、各データには、その分類に応じたコード（例：01REP、02SITE、05BOR、11 SRS）を付与した。

表-6.4.1 宅地地盤情報データベース・インデックス (案)

データ	内容	入力
【登録情報】		
ID	[会社 No] - 内部分類 No - S/N * * * * - \$ \$ \$ \$ - # # # #	必須 〔 〕 は共有時
登録者	会社名 (No & 名称)	必須
【宅地情報】 ※ホルダー: 00 インデックス& 関連資料		
座 標	代表点の緯度・経度 (※地図上で指定, 宅地内の精度)	必須
住 所	都道府県, 市町村, 地番	(追加)
所有者 (顧客)		(追加)
用途分類	(選択: 戸建住宅, 共同住宅, 併用住宅, その他, 未築)	(追加)
造成時期	西暦年月 (始, 終) (※「不明」も可)	(追加)
造成者	会社名 (※「不明」も可)	(追加)
建築者	会社名 (※基本的には登録者に同じ)	(追加)
その他	地震被害 (液状化他) の履歴等 (※「無し, 不明」も可)	(追加)
【調査情報】 ※ホルダー: 01* * * ~ 99* * *		
報告書 ※非分割の場合	分類 (01REP), 件名, 調査年月, 調査者, 登録日・担当者	実施数分
現地踏査 (事前調査)	分類 (02SITE), 名称, 調査年月, 調査者, 登録日・担当者	実施数分
ボーリング調査	分類 (05BOR), 名称, 調査年月, 調査者, 調査数 (& 位置図), 調査内容 (※以下選択), 補足, 登録日・担当者 (標準貫入試験, 土質試験 (物理/力学/液状化/動的変形), 孔内載荷試験, PS 検層, その他)	実施数分
動的貫入試験	分類 (※以下選択), 名称, 調査年月, 調査者, 調査数 (& 位置図), 調査仕様 (全自動/手動等), 調査内容 (※通常外を追記, 例: 水位計測, 試料採取), 補足, 登録日・担当者 11 SRS (大型動的コーン貫入試験; ラムサウンディング) 12 MRS (中型動的コーン貫入試験; ミニラムサウンディング) 13 PDC (ピエゾドライブコーン貫入試験) 14 PENNY (小型動的貫入試験) 15 DSPT (動的スクリーポイント 貫入試験) 16 PDCPT (簡易動的コーン貫入試験) 17 SH (SH 型貫入試験) 31~39 その他 (自由追加)	実施数分
静的貫入・回転試験	同上 41 RI-CPT (RI コーン貫入試験) 42 S-CPT (サイスマックコーン貫入試験) 43 E-CPT (電気式コーン貫入試験) 44 PCPT (ポータブルコーン貫入試験) 45 SWS (スウェーデン式サウンディング試験) 46 SDS (スクリュードライバーサウンディング試験) 47 VST (原位置ベーンせん断試験) 48 DMT (ダイラトメーター試験) 61~69 その他 (自由追加)	実施数分
載荷試験・物理探査	同上 71 PBT (平板載荷試験) 72 SWM (表面波探査) 81~89 その他 (自由追加)	実施数分
その他	分類 (91~99 その他), 名称, 調査年月, 調査者, 内容 (※その他試料の土質試験等)	実施数分

6.4.2 宅地地盤情報データベース（インデックス共有型）の試作

(1) 概要

本項では、宅地地盤情報データベース構築の基礎となるデータベース（図-6.3.6の第一段階のデータベース化）の形式を提案し、その試作を行う。つまり、図-6.3.5に示したように、宅地地盤情報データベースの当面のシステム構成における「インデックス共有型」のデータベース化において、その基礎となる部分のシステムの提案と検証構築を行う。

ここで、インデックス共有型のデータベース化とは図-6.4.1の模式図に示すイメージである。表-6.4.1に示した宅地地盤情報データベース・インデックス（案）（共通フォーマット）にしたがって索引情報のデータベース化を行い、それをメタデータとして Web 上で共有するものである。ただし、調査データについては個別・個人情報としての制約が外れるまでは共有化できないので、データの各所有者（ハウスメーカー等）が内部的に閉じた形でデータベース化を行う。しかもその手順は簡易であり、かつデータの保管に主眼を置きながらも宅地建設においても利用が容易なものを目指す。その一つの方法として、収納ボックスに資料を放り込むような形が考えられる。

本研究では、物理的に複雑なデータベース（ファイル構成）を構築するのではなく、簡単にわかりやすくデータの集積に主体を置いたシステムを提案する。これは、各機関で実施された各宅地の地盤調査情報の集積に主眼を置き、インデックス情報の入力とそれに付随する地盤調査データの保存を簡素なファイル構成とするものである。具体的には、図-6.4.2に示すように、地盤情報のデータ種別の分類にしたがって、それぞれの情報（任意のデータファイル）を数値デジタル化する前の原本（画像デジタルや EXCEL 表等のデータ）の形そのままに保存する方式とする。そのため、windows パソコンの使用を前提とし、データ分類のひとつ毎にホルダーを割り当てる構造を、ここでは提案している。

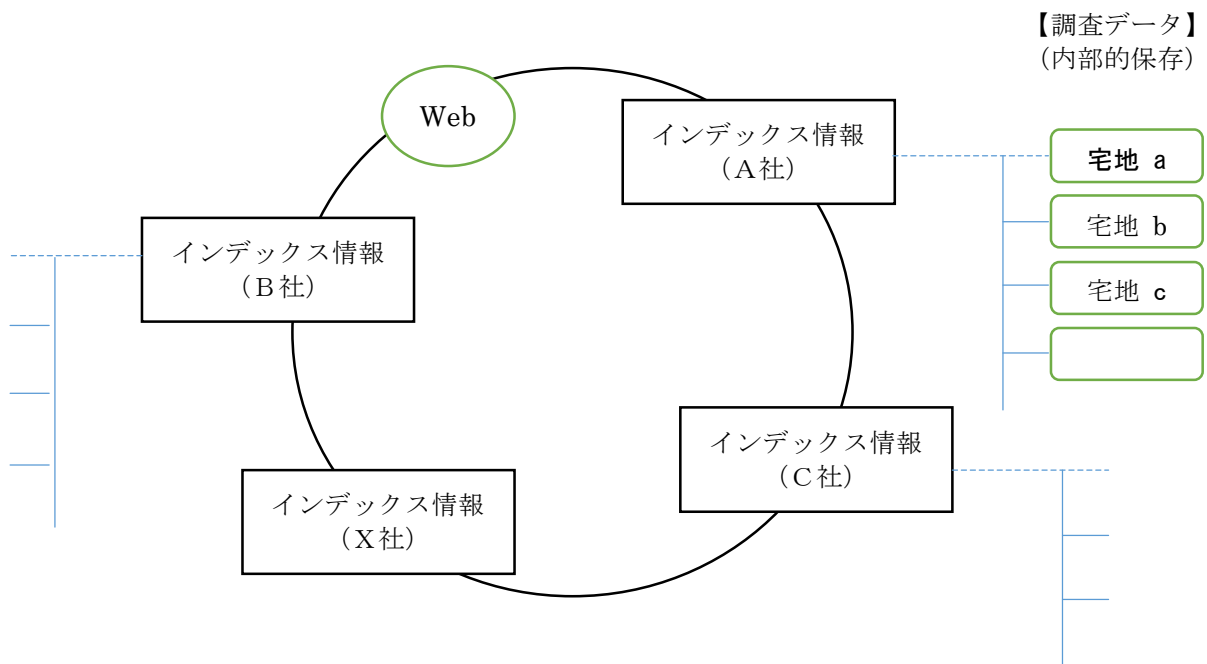


図-6.4.1 インデックス共有型データベースの構築イメージ

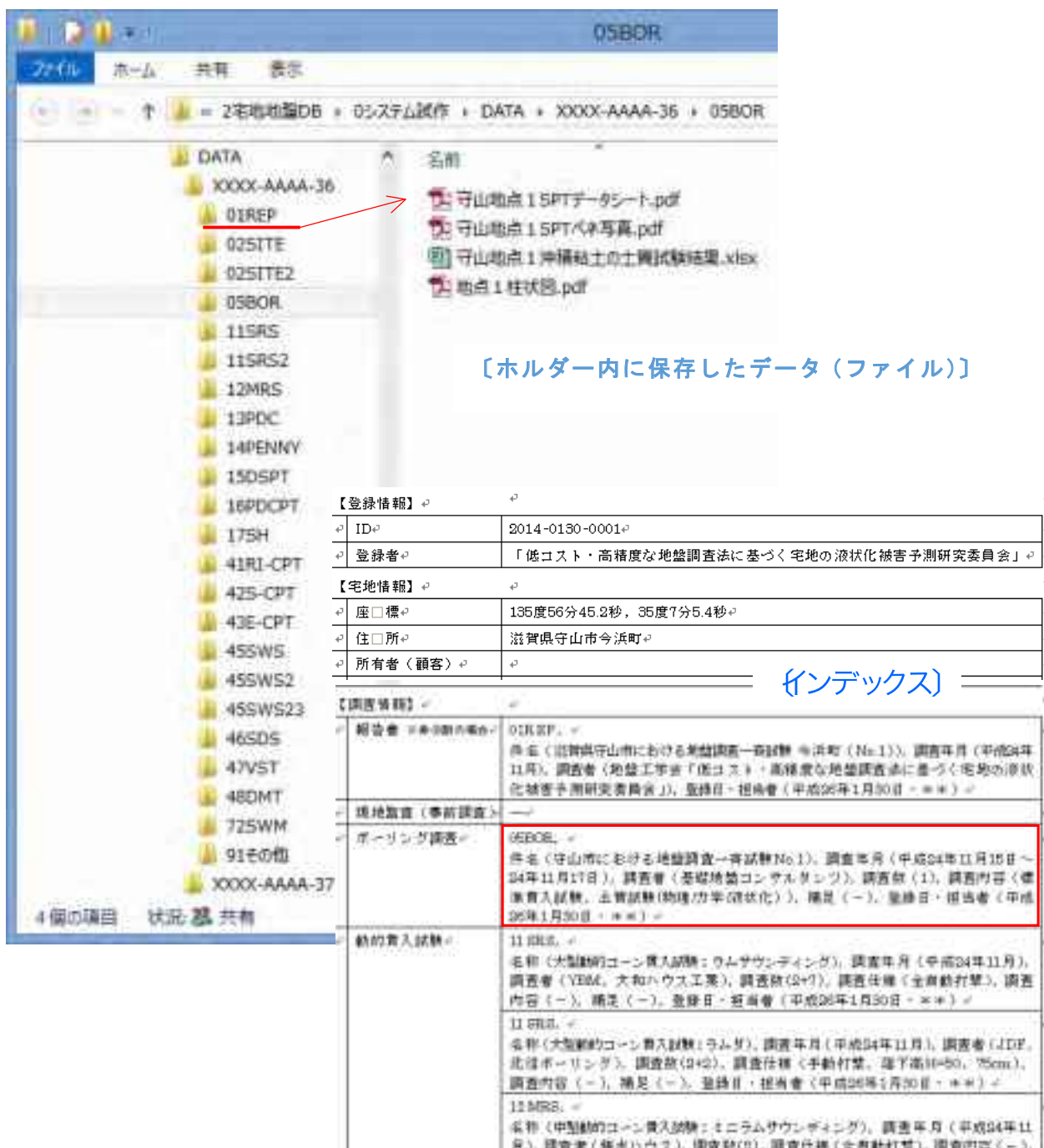


図-6.4.2 フォルダ構成のボックス形式による調査データの保存（データベース化）

(2) 試作結果

試作は汎用データベースシステム ACCESS を用いて行った。次ページ以降にそれぞれの機能を例示する。

試作では各地で実施された一斉試験の調査データを宅地の実データとして代用し保存した。この調査研究の中で行われた液状化評価結果も一つのデータベースとして保存枠（ボックス）を設けた。簡易にボックス型のデータ保存のためのデータベースが構築できた。

①インデックスデータの作成機能 (図-6.4.3)

- ・インデックス項目の入力し、データベースに追加
- ・ID名のフォルダーを作成

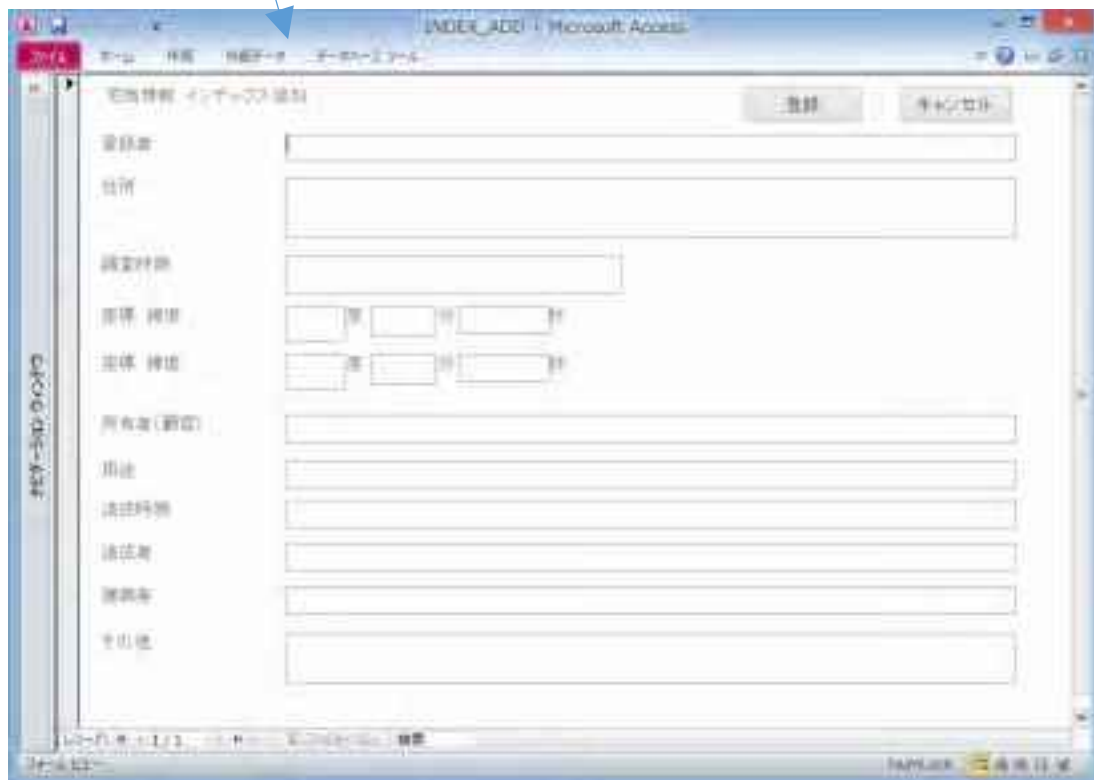
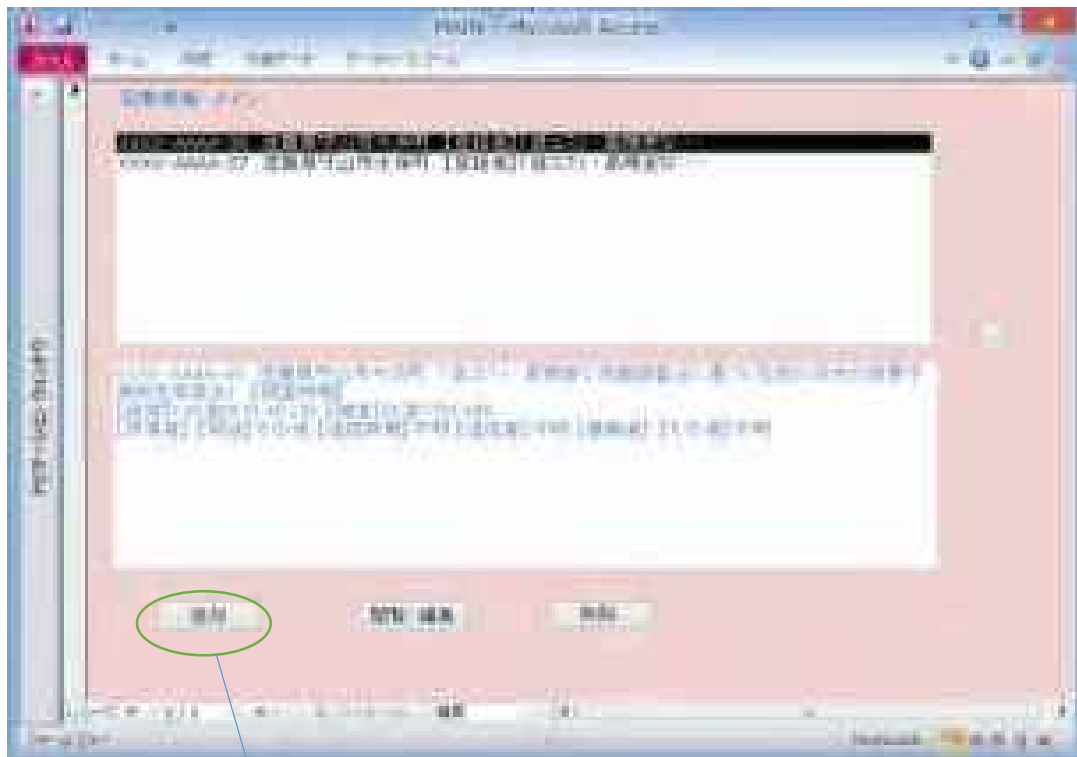


図-6.4.3 インデックスデータの作成画面

②インデックスデータの閲覧・編集機能 (図-6.4.4)

- ・インデックスデータの閲覧・編集とデータベースの更新をおこなう。
- ・削除ボタンにより、インデックスデータの削除 (DB) とインデックスフォルダーの削除を行う。

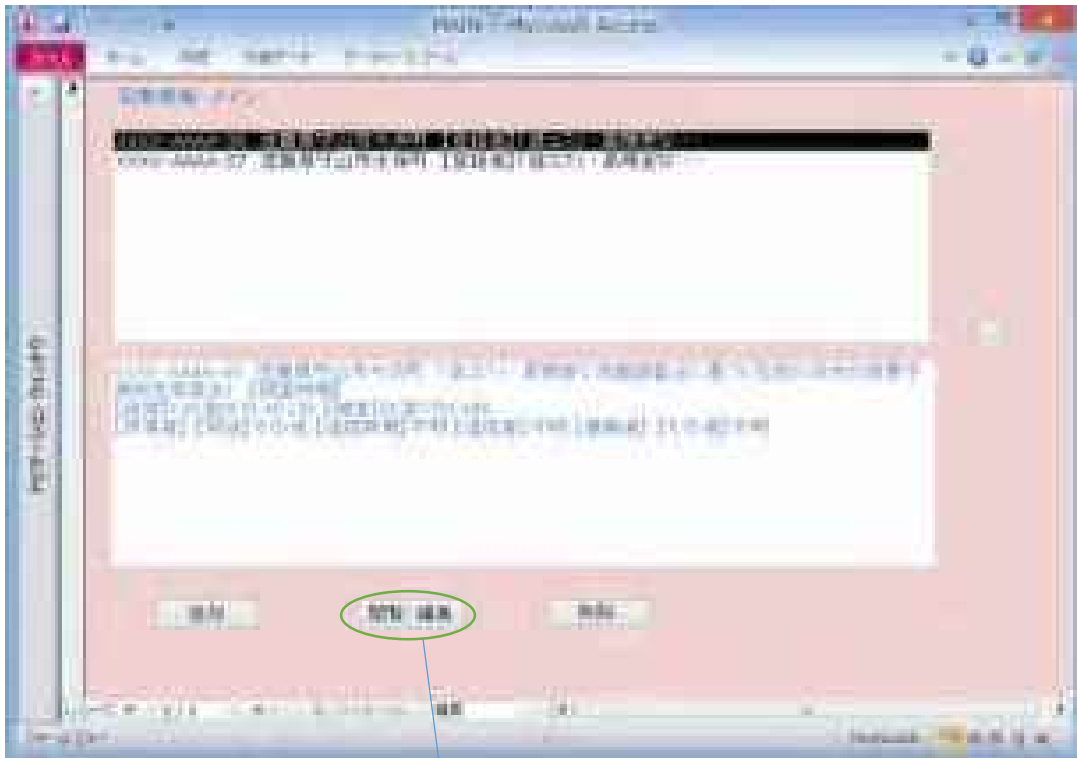


図-6.4.4 インデックスデータの閲覧・編集画面

③調査情報の追加機能 (図-6.4.5)

- ・調査情報の項目の入力し、データベースに追加
- ・調査情報名のフォルダーを作成

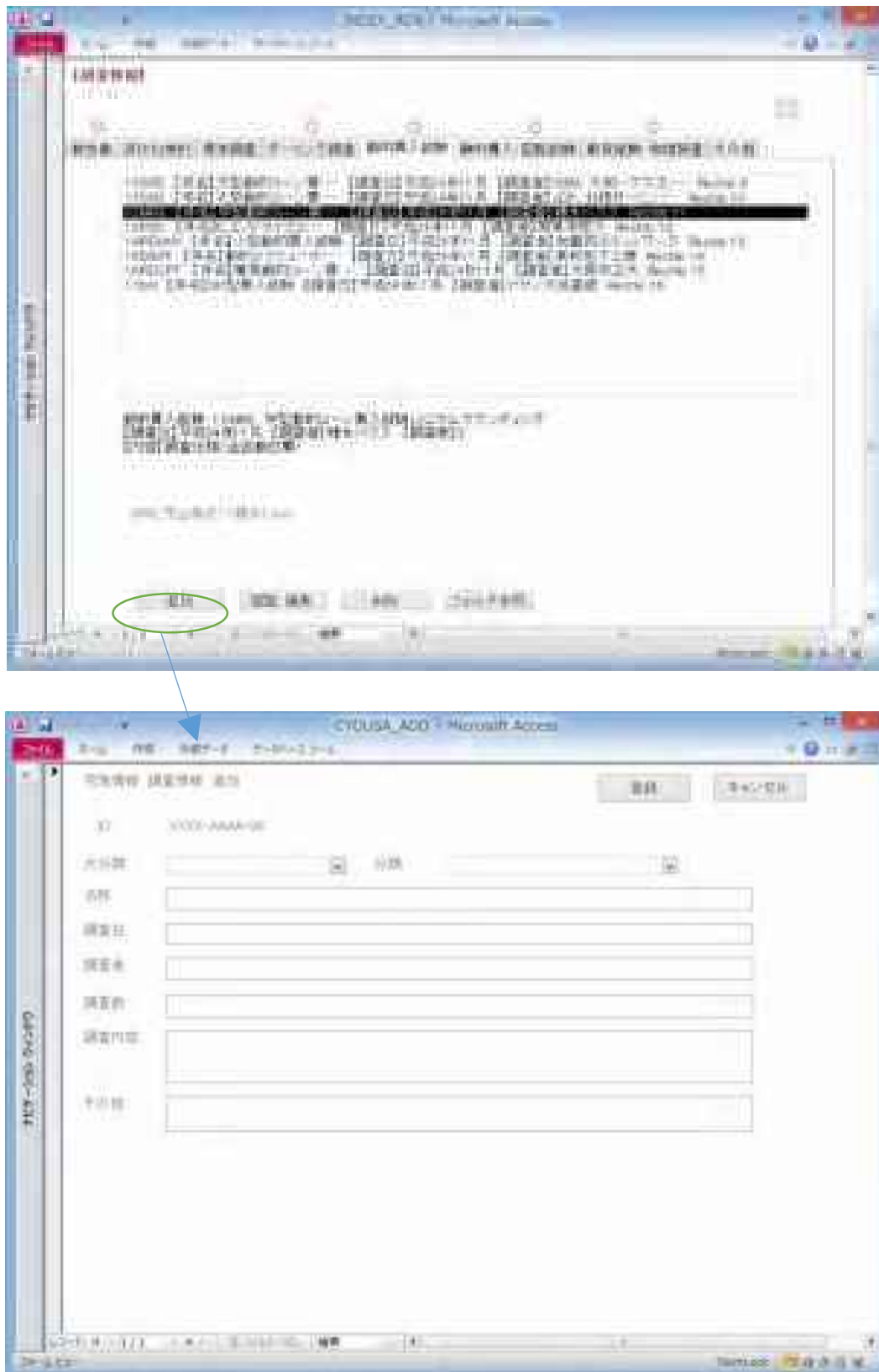


図-6.4.5 調査情報の追加画面

④調査情報の閲覧・編集機能 (図-6.4.6)

- ・調査情報の閲覧、編集とデータベースの更新をおこなう。
- ・削除ボタンにより、調査情報の削除 (DB) と調査情報フォルダーの削除を行う。

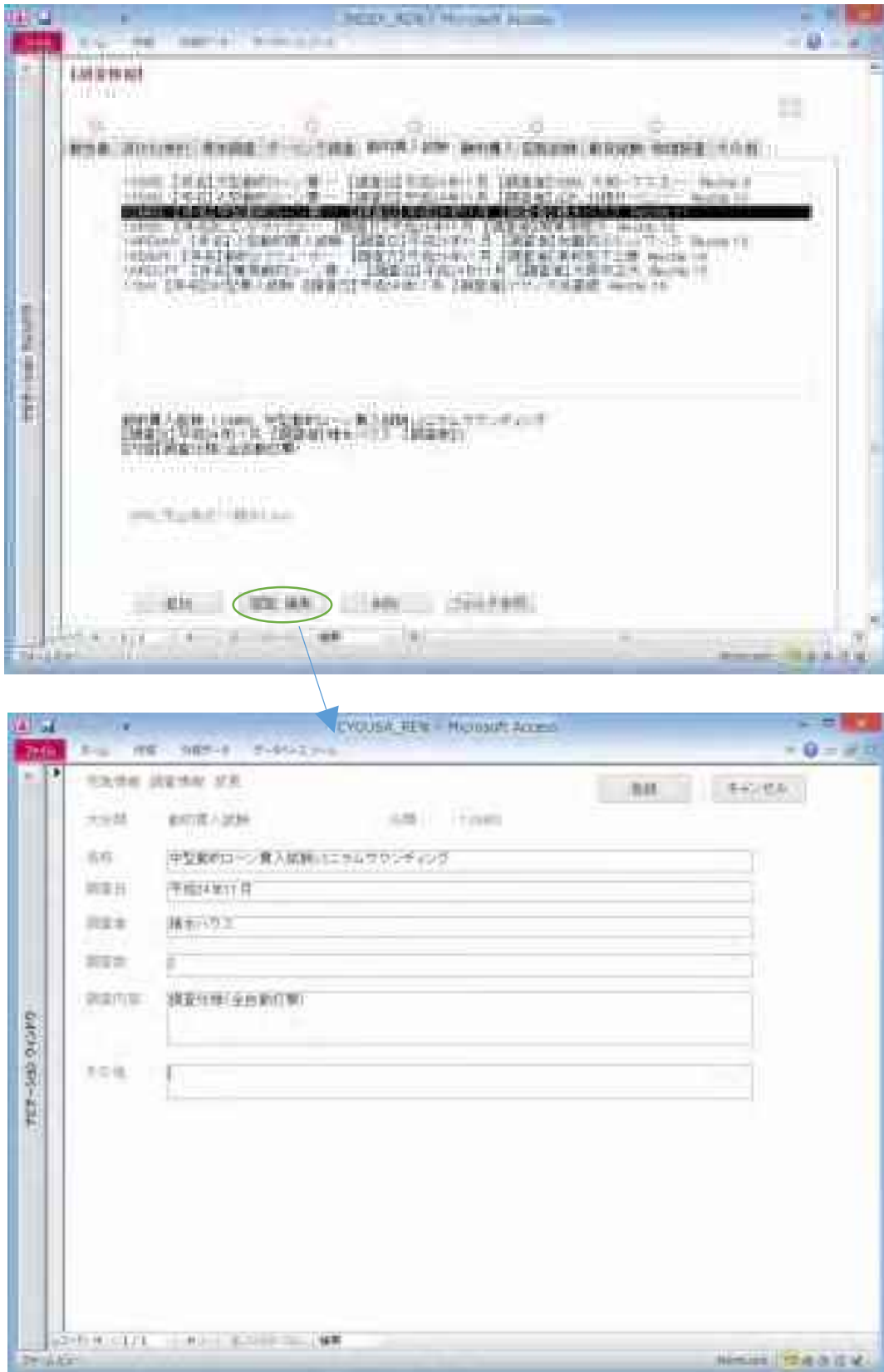


図-6.4.6 調査情報の閲覧・編集画面

⑤調査情報フォルダーの参照 (図-6.4.7)

- ・調査情報フォルダーをファイルエクスプローラーで表示する。
- ・調査情報の参照または更新をおこなう。

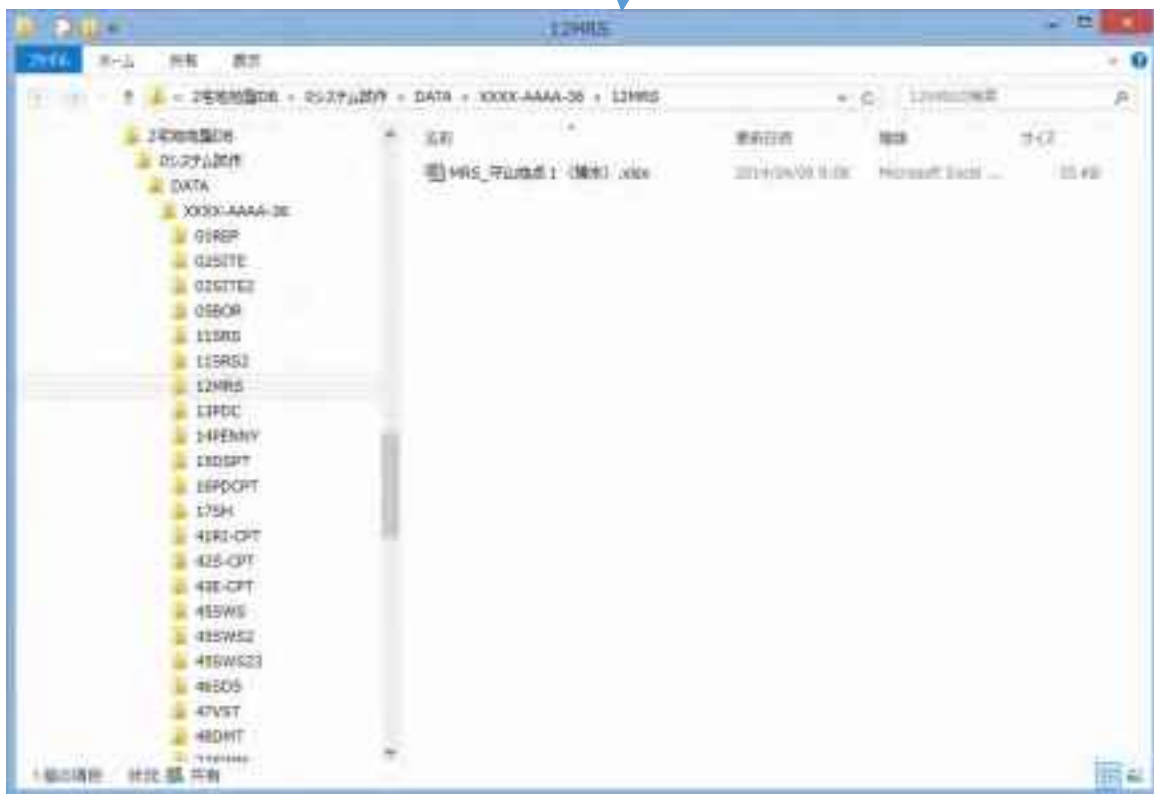


図-6.4.7 調査情報フォルダーの参照画面

6.4.3 宅地地盤情報データベース（地図情報重ね合わせ機能）の試作

(1) 概要

宅地地盤情報データベースとして、最終的に重要となる基礎機能のひとつは、宅地地盤情報の各種地図のマップ上への表示である。そのためには GIS 機能を用いることになるが、その扱うデータは、①利用者が所有する地図情報と、②Web 上に公開されているオープン GIS データである。

ここでは後者のうち、地図情報の重ね合わせ機能の試作を行い、機能の実現性を確認した。

(2) 試作結果

試作は、汎用 GIS システム ArcGIS を用いて行った。次ページ以降に、それぞれの機能を例示する。試作した内容は、以下のとおりである。

① 宅地図上への宅地情報インデックスの表示

滋賀県町丁境界図を宅地図とみなして、宅地情報インデックスを重ねた

② 地形・地質図との重ね合わせ表示

微地形ポリゴンと宅地情報インデックスを重ね合わせた。

③ WMS の利用

農研機構の基盤地図 WMS と宅地情報インデックスを重ねた。

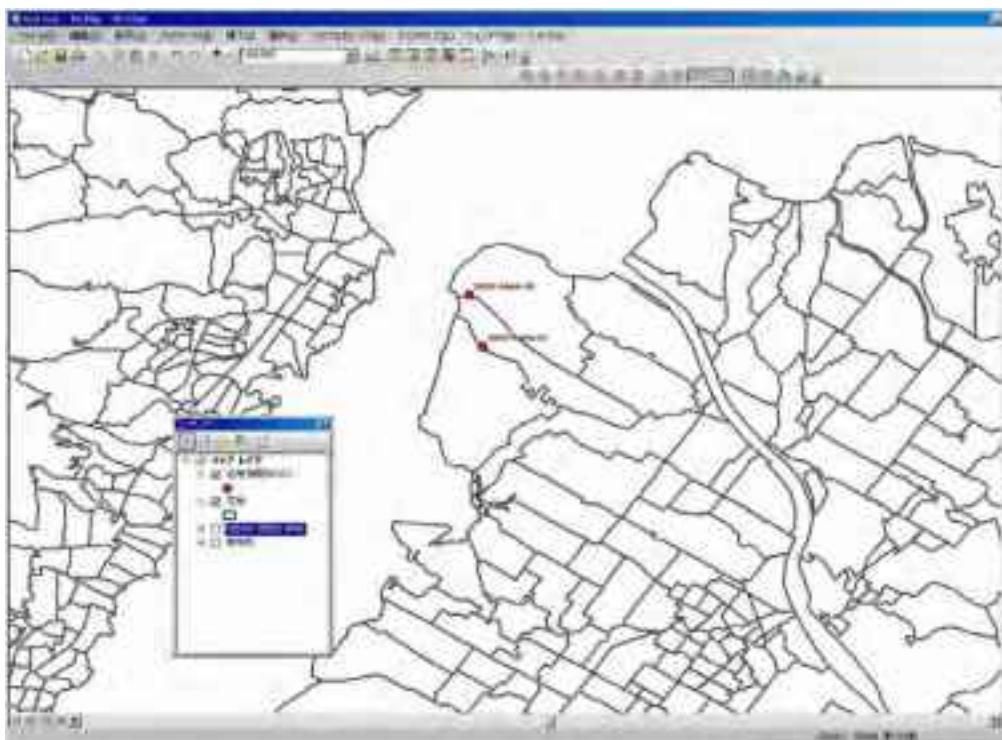
農研機構基盤地図 WMS サーバー <http://www.finds.jp/ws/kiban25000wms.cgi?>

※WMS : Web Mapping Service, GIS データベースからのデータを使うマップサーバによって生成されたインターネット越しに、地図イメージを提供するための標準プロトコル。

【GIS との連携例】

①宅地図上への宅地情報インデックスの表示

滋賀県町丁境界図を宅地図とみなして、宅地情報インデックスを重ねた図



②地形・地質図との重ね合わせ表示

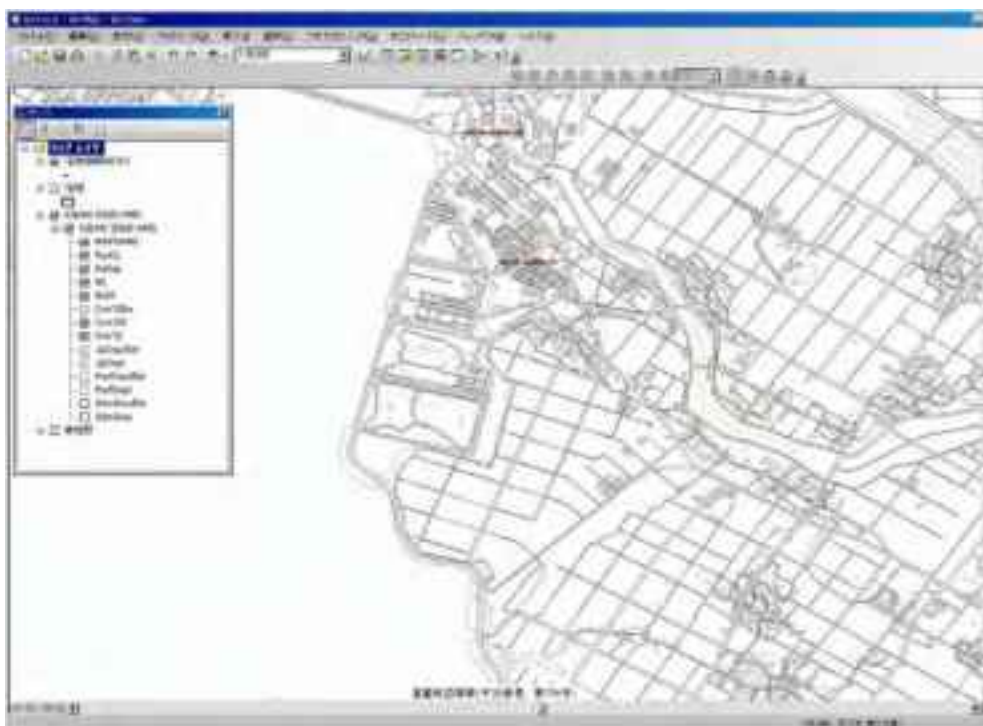
微地形ポリゴンと宅地情報インデックスを重ね合わせた図



③WMS の利用

農研機構の基盤地図 WMS と宅地情報インデックスを重ねた。

農研機構基盤地図 WMS サーバー <http://www.finds.jp/ws/kiban25000wms.cgi?>



6.5 まとめ

宅地地盤の地盤調査データは個人情報的な制約から共有化が遅れているが、個人資産の地震液状化対策や品質確保のための基礎情報として流通が求められる。今後、新たに開発される地盤調査技術によって高品質なデータが得られる中で、それらを蓄積・共有するために宅地地盤情報データベースの構築は重要となる。

本研究では、既存の宅地地盤情報および新たな調査法による調査情報を統合化するための宅地地盤情報データベースの基本設計を行い、その基礎部分となるシステム機能の提案と検証構築（試作）を行った。そして、この検証構築を通して提案するシステムの実現化の第一歩を示した。

将来的に構築の最終段階となる「統合型データベース」へ移行する時点において、あるいは前もって、インデックス型データベースに保存された原本の地盤調査データを数値デジタル化することも、逐次、進める必要がある。本研究では、これを第二段階の構築と称した。このような数値化は宅地個々の情報を扱う上では必ずしも必須事項ではないと考えられるが、たとえば地震防災検討の中で、宅地の液状化リスクを広域的に評価するためには必須の事項である。そのため、今後の課題として、規格統一されていないサウンディング調査法およびそのデータの整理方法について検討し、データ引き渡しのための XML フォーマット等を提示する必要がある。

データベースの構築と活用の成否は、現実的に確実なデータベース化の手法を追及することにある。データベースを構築するためのシステム的な技術、活用するための通信手段等の運用技術は、現在、非常に高度化されている。その上にいかに適切かつ確実に、そして永続性をもって情報の蓄積を行うかが、真の意味でのデータベース構築と位置づけられる。

参考文献

- 1) 山本浩司：地盤情報データベースの進展と利活用，地盤工学会誌，Vol.61，No.6，pp.4-7，2013.
- 2) 村上哲・山本浩司・若林亮：全国電子地盤図の構築と利活用，地盤工学会誌，Vol.61，No.6，pp.12-15，2013.
- 3) 日本材料学会地盤改良部門委員会編：実務者のための戸建住宅の地盤改良・補強工法—考えから適用まで—，2010.
- 4) 国土交通省大臣官房技術調査課監修：地質調査資料整理要領（案），財団法人日本建設情報総合センター，2002.
- 5) 倉橋稔侍・佐々木靖人・稲崎富士：国土交通省における地盤情報の提供，基礎工，Vol.40，No.2，pp.12-18，2012.
- 6) KG-NET・関西圏地盤研究会：新関西地盤—大阪平野から大阪湾—，pp.296+66.，2007.

第7章 低コスト・高精度な宅地の液状化被害予測手法の開発

7.1 概要

本章では、まず、第3章の動的コーン貫入試験（SRS、MRS）と第4章のスウェーデン式サウンディング試験（SWS）によって測定した地盤強度（換算 N 値）と簡易サンプラーによる土試料採取による土質判定（細粒分含有率 F_c ）を用いて、液状化判定した結果の比較を示す。

次に、その液状化判定結果に基づいて、液状化被害の予測手法を示す。被害予測は地盤の沈下量を予測し、それから住宅の傾斜角を予測する手法を提案する。また、本研究による地盤調査手法の導入効果についても言及する。

最後に、「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」に基づく実施マニュアルを示す。

7.2 各試験による液状化判定結果

7.2.1 指針による液状化強度と液状化試験の比較

3.2 で述べたように、神栖市堀割、浦安市運動公園、守山市水保、香取市地点2では乱れの少ない砂質土試料をサンプリングし、液状化試験（繰返し非排水三軸試験）を行った。その結果の R_{L20} （ $DA=5\%$ 、 $N_c=20$ ）と標準貫入試験（SPT）による N 値と SPT 試料の物理試験結果（細粒分含有率 F_c 、塑性指数 I_p など）を用いて、2.3.2 に示した建築基礎構造設計指針¹⁾の方法で算定される液状化抵抗比 R の比較を図-7.2.1 に示す。同図には土木構造物で通常使われる道路橋示方書²⁾による方法で求めた R も示した。

図-7.2.1 から、4 地点ともに道路橋示方書よりも建築基礎構造設計指針の方が R は小さく算定されるが、これは一般的傾向である。浦安市運動公園以外の R は繰返し三軸試験の R_{L20} と比較的好く一致していることがわかる（運動公園の R_{L20} はやや過大に得られていると考えられる）。このことから、SPT の N 値と F_c 値に対して同程度の結果が SRS、MRS、SWS で得られれば、それらによる液状化判定が十分可能といえる。

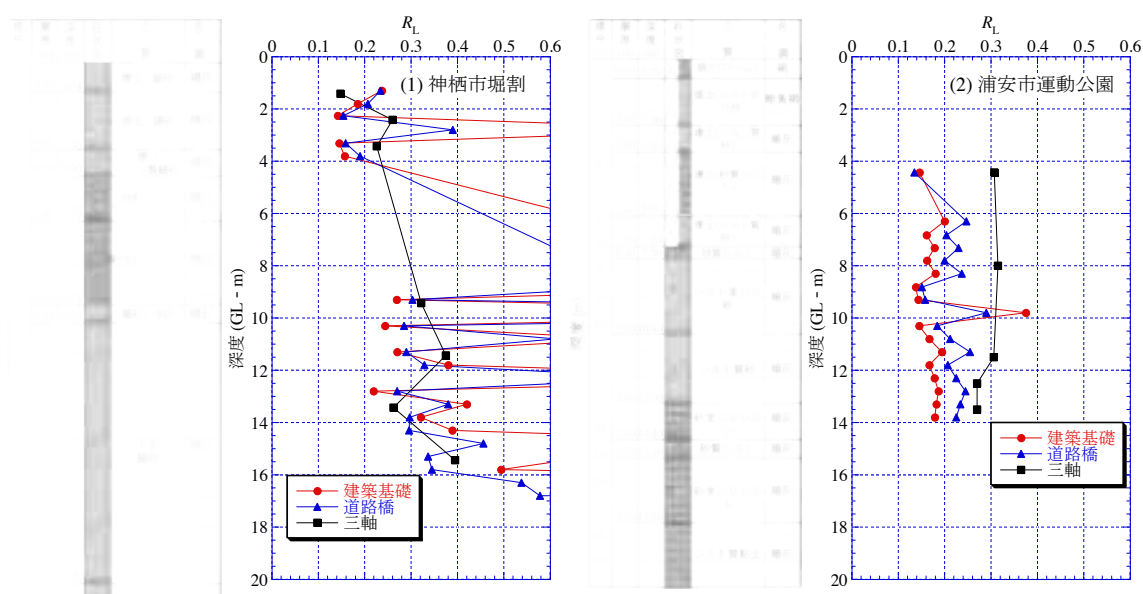


図-7.2.1 指針による液状化強度と液状化試験の比較（つづく）

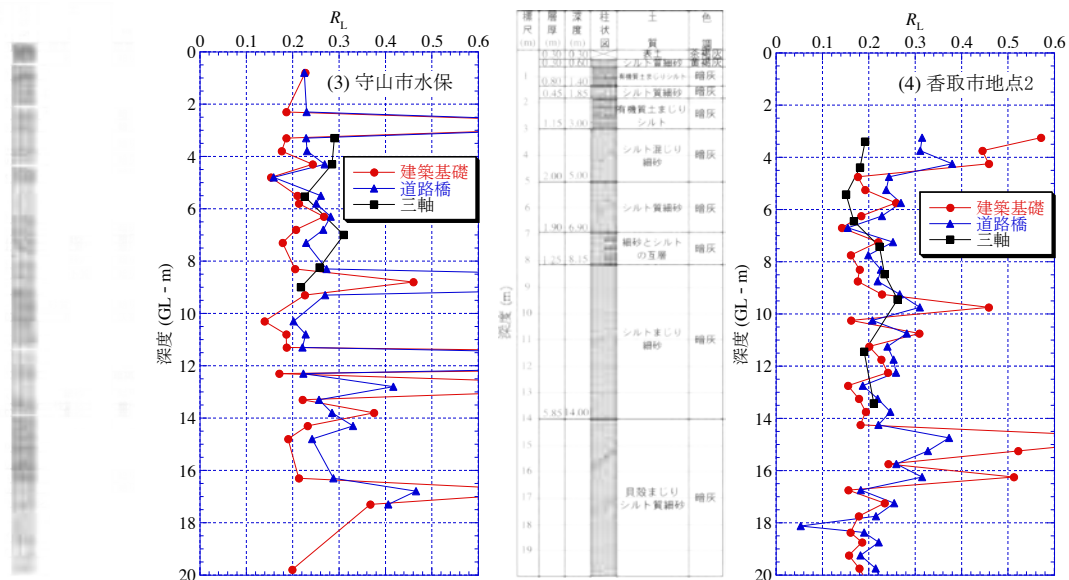


図-7.2.1 指針による液状化強度と液状化試験の比較 (つづき)

7.2.2 液状化判定手法

SRS、MRS、SWS は以下のようにして換算 N 値を求めた。

- ・ SRS : 自重低減機を対象とし、砂質土地盤では N_d 値 = N 値 (3.5.1 参照)
- ・ MRS : 式(3.3.2)による新補正による N_d' 値 = N 値 (3.5.3 参照)
- ・ SWS : 稲田式(4.4.1)、(4.4.2)から換算 N 値 (4.5.1 参照、ばらつきはあるものの採用)

次に、上記試験と組み合わせて実施した簡易サンプラー(SP)による土質判定結果(3.3.5、4.2.2)による細粒分含有率 F_c を用いて、深度 10m までの液状化判定を建築基礎構造設計指針¹⁾(詳細は2.3.2 参照)に基づき、以下の2通りの条件で F_L 、 P_L を求めた。なお、土質判定に応じて各層の単位体積重量を推定し、土被り圧、有効土被り圧を算定している。

- ① $\alpha_{\max} = 200\text{gal}$ 、 $M = 7.5$ (中地震：損傷限界)
- ② $\alpha_{\max} = 350\text{gal}$ 、 $M = 7.5$ (大地震：終局限界)

また、各調査地点の地下水位は、各試験でも測定されているが、それによるばらつきを排除し、統一的な比較を行うため、ボーリング調査における孔内水位(香取地点1はH社がSWS孔で測定した値)を用いた。

7.2.3 液状化判定結果

(1) 守山市今浜・水保

守山市今浜・水保での地盤調査一斉試験における各種サウンディングで求めた液状化指標 P_L 値を表-7.2.1にまとめた³⁾。液状化判定は建築基礎構造設計指針¹⁾と道路橋示方書²⁾を用い、ここでは原則として深度 20m までを対象としている。SPT と RI-CPT による結果はよく一致している。SRS (1m 毎に 20m まで試料を採取) による結果も SPT にほぼ一致している。MRS では簡易サンプラーによる採取深度が浅い(9m まで 6 深度の試料を採取)ので、 P_L 値を小さくなっている。PDC では深度 20m まで連続して F_c を推定して P_L 値は求めているが、350gal では SPT による値よりも小さい目に得られている。 μPDC では深度 10m までを対象としているので、 P_L 値は小さい。一方、SWS では試料採取としていないので、土質柱状図記載の土質名に対して機械的に単位体積重量及び細粒分含有率 F_c を与えて求めているが、水保の P_L 値は過小に得られている。

表-7.2.1 守山市今浜・水保での液状化判定の比較²⁾

試験	建築基礎構造設計指針				道路橋示方書				備考
	今浜		水保		今浜		水保		
	200 gal	350 gal	200 gal	350 gal	$k_{hg}=0.20$	$k_{hg}=0.35$	$k_{hg}=0.20$	$k_{hg}=0.35$	
SPT	2.8	8.7	5.3	26.7	3.7	9.2	13.9	35.5	0.5m 毎に試料を採取、20m まで
RI-CPT	-	9.9	-	30.6	-	11.0	-	35.4	土質分類指標による、20m まで
SRS	-	-	9.3	24.6	-	-	-	-	1m 毎に試料を採取、20m まで
MRS	-	-	7.2	17.1	-	-	-	-	6 深度の試料を採取、9m まで
PDC	-	-	5.4	17.5	-	-	Type I 31.4	Type II 30.3	u/σ から F_c を推定、20m まで
μ PDC	-	-	1.8	10.0	-	-	Type I 27.6	Type II 26.2	u/σ から F_c を推定、10m まで
SWS	0.8	7.5	3.1	13.8	-	-	-	-	土質名から F_c を推定、20m まで

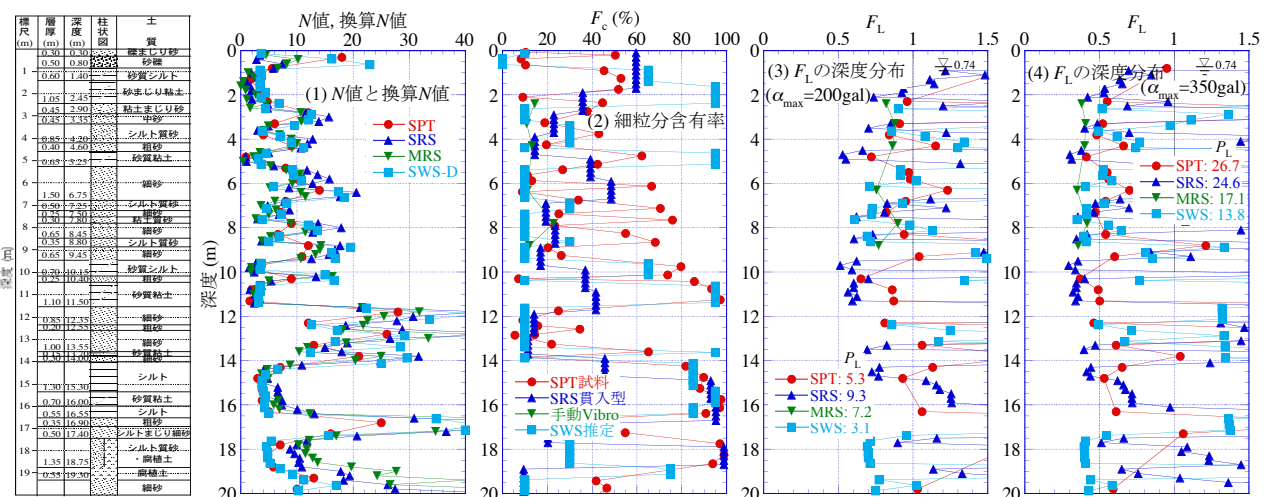


図-7.2.2 守山市水保における液状化判定結果

図-7.2.2 に守山市水保の SPT、SRS、MRS、SWS による液状化判定結果を示す。図(1)~(4)はそれぞれ換算 N 値、細粒分含有率 F_c 、 $\alpha_{max}=200gal$ 時の F_L 値、 $\alpha_{max}=350gal$ 時の F_L 値の深度分布を示す。

図(1)の各換算 N 値は N 値にほぼ一致している。図(2)の SRS 貫入型と SWS 推定は求めた F_c 値をそれぞれ 0.2m、0.25m 間隔で連続的に得られたものとして示している (F_L 値も同様)。各 F_c 値は必ずしも SPT 試料による値と整合はしていないが、砂質土と粘性土の区別はできている。図(3)より、当地は $\alpha_{max}=200gal$ では P_L 値は小さいが、SRS の F_L 値がやや大きく、SWS がやや小さい。なお、先に述べたように MRS は 9m までの判定なので P_L 値は小さい。図(4)より、各試験の F_L 値の深度分布形は SPT に概ね整合している。やはり MRS と SWS の P_L 値がやや小さい。

なお、各試験による液状化判定の詳細は文献 3)~8)を参照されたい。

表-7.2.2 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）

地点	α_{\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

※試料採取が未実施又は不十分だったので、手動 Vibro_SP の結果を用いて P_L 値を求めた。

(2) 鶴町、浦安市港、唐津市原、香取市地点 1・地点 2

大阪市鶴町、浦安市港、唐津市原、香取市地点 1、香取市地点 2 の 5 地点では、SRS、MRS、SWS 試験結果と、同時に簡易サンプラーによる土試料採取によって土質判定（粒度）を行っている（対象深度は 10m）。ここではそれらを組み合わせて行った液状化判定 (F_L 、 P_L) を標準貫入試験 (SPT) による判定と比較した。

表-7.2.2 に 5 地点の SRS、MRS、SWS 及び SPT による液状化判定による P_L 値をまとめた。SPT の P_L 値と比較すると、各試験ともに比較的良好に整合していることがわかる。

図-7.2.3~7.2.7 にそれぞれ大阪市鶴町、浦安市港、唐津市原、香取市地点 1、香取市地点 2 における液状化判定結果を示す。各図(1)~(4)はそれぞれ換算 N 値、細粒分含有率 F_c 、 $\alpha_{\max}=200\text{gal}$ 時の F_L 値、 $\alpha_{\max}=350\text{gal}$ 時の F_L 値の深度分布を示す。

図-7.2.3 の大阪市鶴町では、図(1)の各換算 N 値は N 値にほぼ一致している。図(2)の SRS 従来型は 6m 以深で 3 点、手動 Vibro は 7m 以深で 2 点しか採取されていない。その F_c は SRS 従来型の方が SPT 試料に近く、手動 Vibro はやや大きめである。なお、深度 6.2~8.2m は SPT 試料で塑性指数 $I_p \leq 15$ となったため、その結果を簡易 SP 試料にも適用している。図(3)より、当地は $\alpha_{\max}=200\text{gal}$ では P_L 値はごく小さく、各試験の F_L 値の差は小さい。なお、SWS-N は手動 Vibro による F_c を用いて F_L 値を算定している。図(4)より、各試験の F_L 値の深度分布及び P_L 値は SPT に概ね一致している。SRS の P_L 値がやや小さいのは従来型 SP が 2 点のみの採取であるためである。

図-7.2.4 の浦安市港では、図(1)の各換算 N 値は N 値にほぼ一致している。図(2)の SRS 新型と手動 Vibro（深度 2~6m は抜け）の F_c は SPT 試料にほぼ一致しているが、SWS 開閉式はややずれている。なお、深度 1~5m は SPT 試料で塑性指数 $I_p \leq 15$ となったため、その結果を簡易 SP 試料にも適用している。図(3)、(4)より、各試験の F_L 値の深度分布及び P_L 値は SPT に概ね一致している（SWS-N は併用した SWS 開閉式が深度 7m までであったので、 P_L 値はやや小さい）。

図-7.2.5 の唐津市原では、図(1)の各換算 N 値は N 値にほぼ一致している、図(2)の SRS 新型の

F_c は SPT 試料にほぼ一致しているが、SWS 開閉式の F_c は全体に大きく得られている。図(3)、(4)より、各試験の F_L 値の深度分布及び P_L 値は SPT に概ね一致している (SWS-N の P_L 値がやや小さいのは、やはり SWS 開閉式が深度 7m までであったためである)。

図-7.2.6 の香取地点 1 では SPT を実施していないが、図(1)の各換算 N 値はほぼ一致している。図(2)の各 F_c はかなりばらつき、深度 7m では F_c に 40%の開きがある。ただし、図(3)、(4)より、結果的に各試験の F_L 値の深度分布及び P_L 値は比較的近い値が得られている (換算 N 値と F_c のずれが相殺したようである)。

図-7.2.7 の香取地点 2 は広い範囲で調査を行ったせいもあり、試験位置による地盤の不均一性の影響があったようで、図(1)の各換算 N 値はかなりばらついていてる。図(2)の各 F_c は概ねの SPT 試料の変化傾向を捉えているが、3m 以深ではやや大きめの値が得られている。図(3)、(4)の各試験の F_L 値の深度分布及び P_L 値は SPT より小さめに得られている。これはこの地点の調査が比較的広い範囲で行なわれたため、試験位置による地盤の不均一性の影響があったと考えられる。

以上から、SRS、MRS、SWS による換算 N 値と簡易サンプラー試料による F_c を併用すれば、液状化判定は十分可能と考えられる。ただし、簡易サンプラーの機構にはまだ改良の余地があり、深度 10m まで少なくとも 1m 間隔で採取することが必要である。

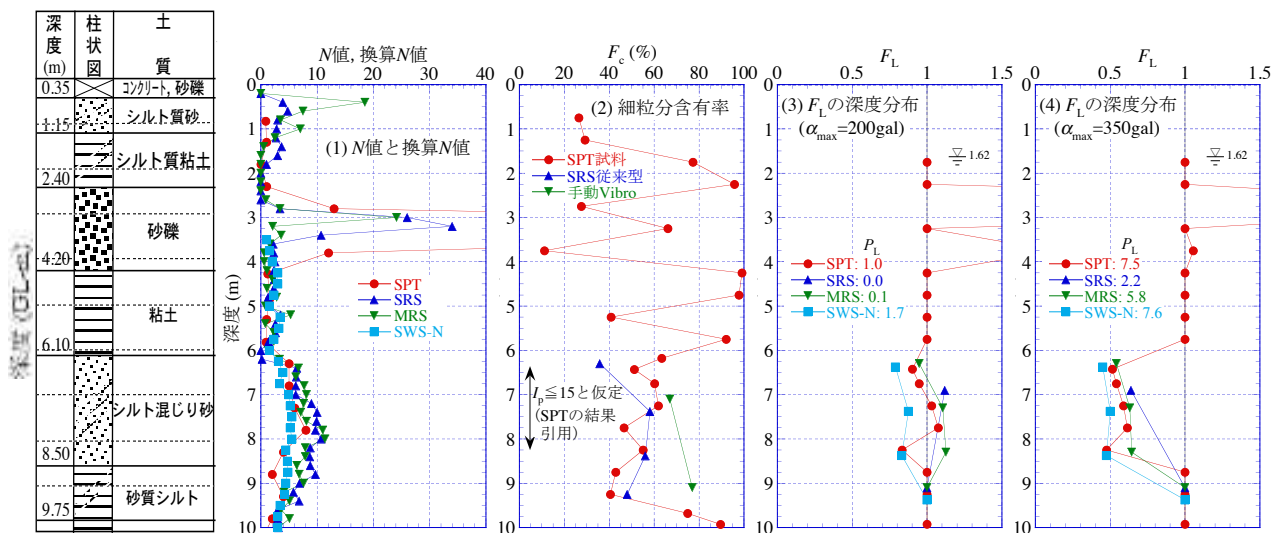


図-7.2.3 大阪市鶴町における液状化判定結果

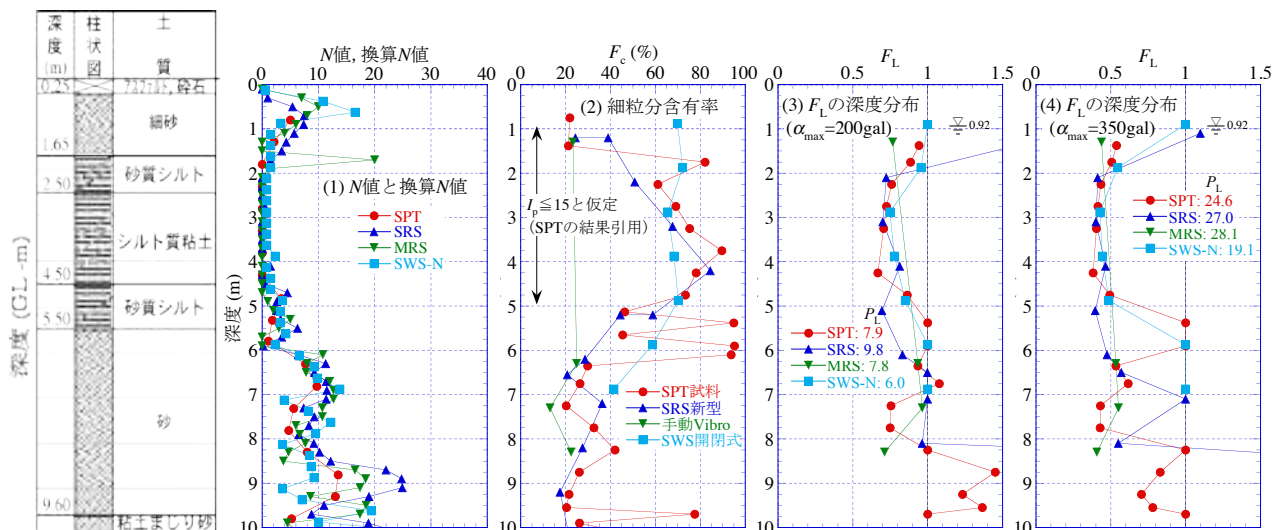


図-7.2.4 浦安市港における液状化判定結果

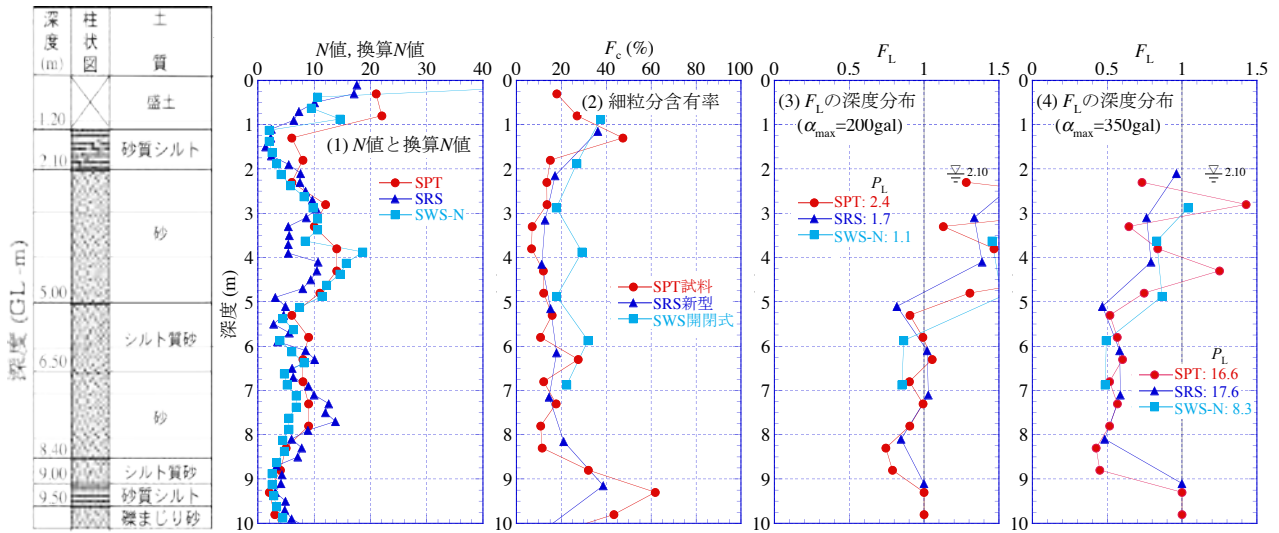


図-7.2.5 唐津市原における液状化判定結果

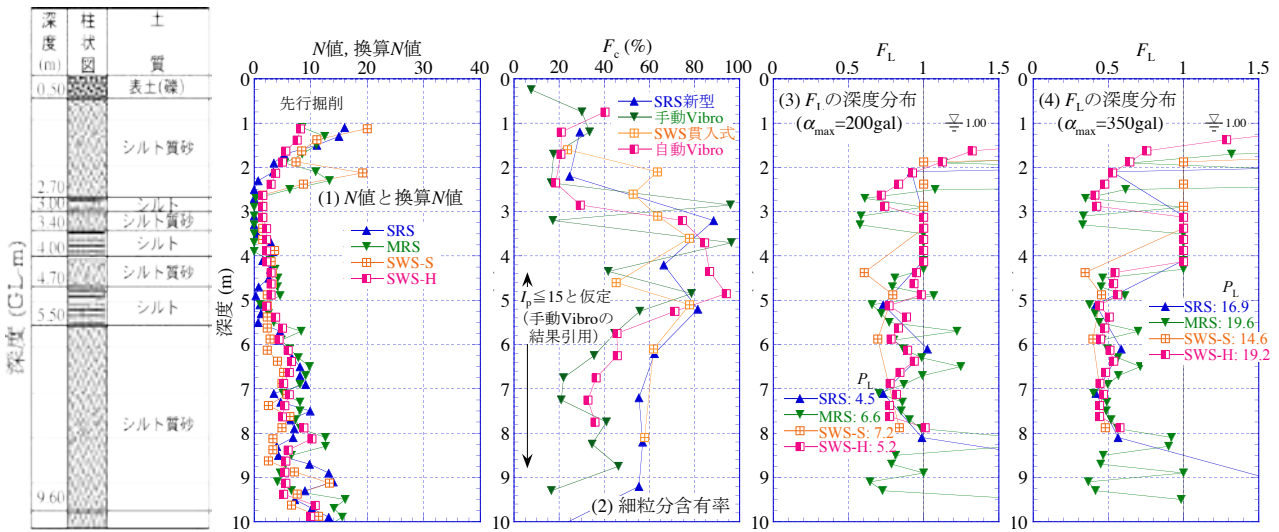


図-7.2.6 香取市地点1における液状化判定結果

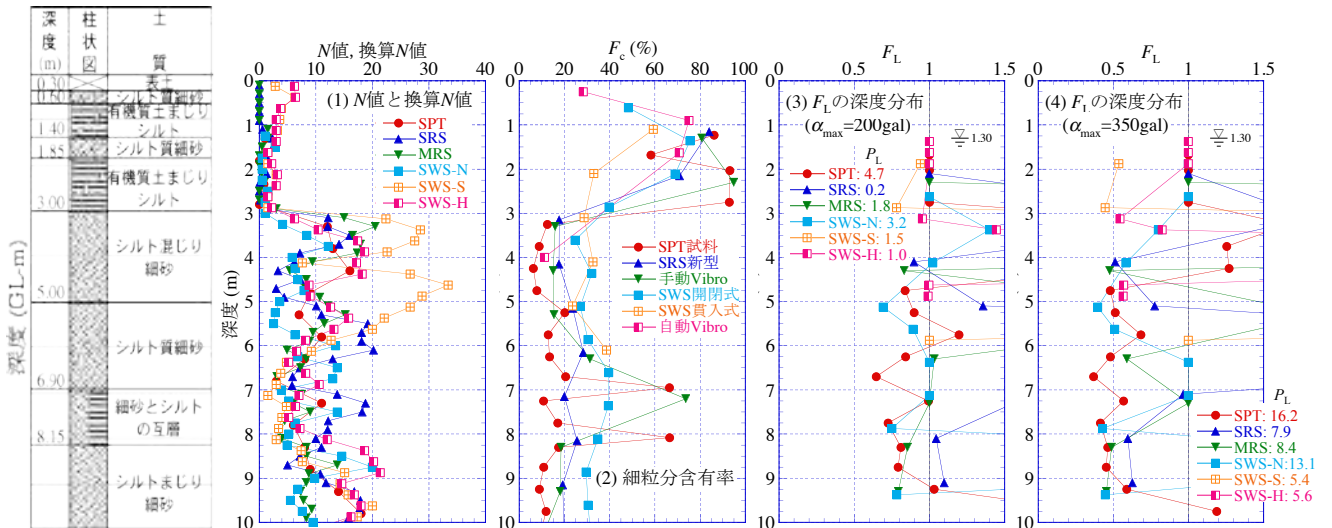


図-7.2.7 香取市地点2における液状化判定結果

7.3 宅地の液状化被害予測手法

7.3.1 宅地の液状化判定手法

本研究で開発する低コスト・高精度なスウェーデン式サウンディング試験（SWS）と大型・中型動的コーン貫入試験（SRS・MRS）から、それぞれ0.25m、0.2mピッチで地盤強度を表す指標として換算 N 値が連続的に得られる。また、簡易サンプラーによる土試料採取から細粒分含有率 F_c と単位体積重量 γ （土質名から推定）が得られ、同時に地下水位も測定される。両試験の使い分けは、SWS 試験の簡便さ・迅速性、SRS・MRS 試験の貫入能力の高さを考慮し、敷地状態や地盤性状に応じて行うことになるが、一般的な宅地の地盤調査の延長線上で液状化判定も行うことを想定すれば、宅地の4隅で通常の SWS 試験を行い、敷地中央で液状化判定のための本研究による調査を行うことが現実的と考えられる。

2.2.3 で述べたように、東日本大震災での宅地の液状化被害の大きさから、液状化判定は建築学会の小規模建築物基礎設計指針による深度5mを対象とする簡易判定手法⁹⁾ (2.3.1 参照) では不十分と考えられる。今後は、宅地でも液状化検討深度は10mまでとし、細粒分含有率 F_c が高い土層の液状化検討も必要である。したがって、液状化判定は建築学会による建築基礎構造設計指針¹⁾ による FL 法を用い、液状化危険度は深度方向の F_L 値の分布を評価する液状化指標 P_L 値又は地表変位 D_{cy} 値、及び非液状化層厚 H_1 値で判断し、被害予測につなげる（各指標の詳細は2.3を参照）。なお、 H_1 値は地下水位より上の層厚と $F_L > 1$ となる層厚の合計として求める。

本研究に基づく液状化判定手法のフローを図-7.3.1に示す。

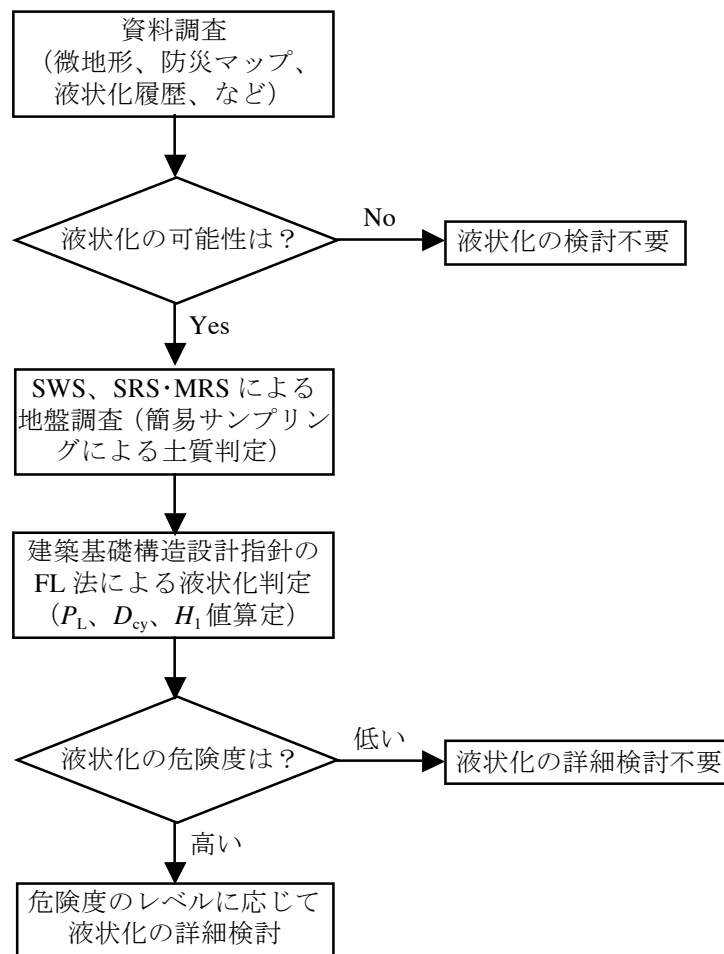


図-7.3.1 本研究に基づく液状化判定手法のフロー

7.3.2 宅地の液状化被害予測手法

本研究では、液状化被害の予測として、国土交通省都市局による「宅地の液状化被害可能性判定の技術指針(案)」¹⁰⁾の方法(2.3.3(3)参照)を採用した。その結果を基に、液状化による地盤沈下量、それから推定される住宅の傾斜角を予測する手法を提案する。

まず、先の液状化判定によって得られた P_L 値又は D_{cy} 値と H_1 値から、国土交通省都市局による指針を基に液状化被害の概略を予測する。この指針による判定は図-7.3.2 のようにまとめられ、 P_L 値又は D_{cy} 値と H_1 値によって A、B、C の 3 ランクの液状化被害の可能性を判定することができる。ただし、この指針は震度 5 程度の中地震 ($\alpha_{max}=200\text{gal}$ 、 $M=7.5$) を対象としているので、大地震 ($\alpha_{max}=350\text{gal}$ 、 $M=7.5$) の場合には、B ランクの範囲まで被害が高いと見なすことが想定される。

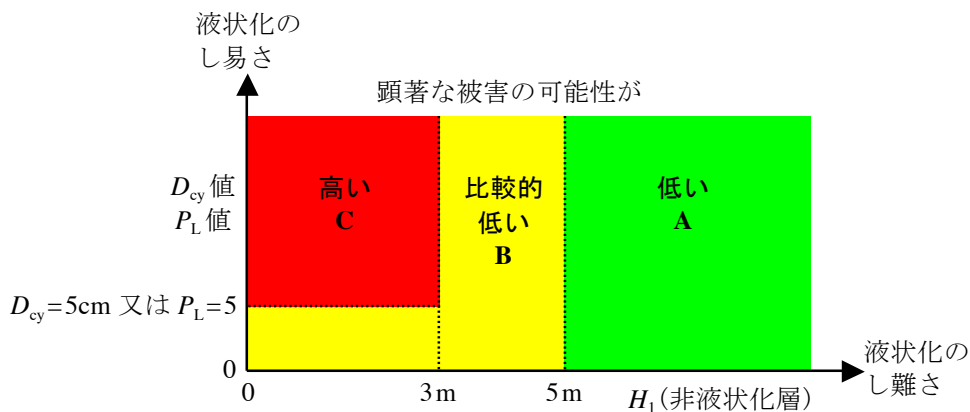


図-7.3.2 P_L 値又は D_{cy} 値と H_1 値による液状化被害の可能性判定図

ここで、 P_L 値と D_{cy} 値による液状化被害の程度は、それぞれ表-2.3.1、表-2.3.2 に示したが、表-2.3.1 の P_L 値は元々道路橋示方書によって算定された F_L 値に基づくものであることに注意しなければならない。一般に道路橋示方書に比べて建築基礎設計指針による F_L 値、 P_L 値は小さめに得られる。一方で、大阪府土木部による液状化判定法¹¹⁾では、兵庫県南部地震における液状化噴砂分布データなどを基にして表-7.3.1 に示す P_L 値と液状化程度の関係が提案されている。

そこで、本研究では P_L 値に関しては大阪府土木部によるものを採用し、表-2.3.2 の D_{cy} 値と組み合わせて、両者による液状化被害の程度を表-7.3.2 のようにまとめた。さらに、 D_{cy} 値を地表面沈下量 S と見なせば、2.2.3 に示した東日本大震災での住宅の傾斜角と不同沈下量の関係を参考にし、不同沈下量は絶対沈下量よりも小さくなることを想定すれば、次式によって傾斜角 $\theta(\text{rad})$ を近似できると仮定した。その関係を表-7.3.2 に示す。

$$\theta = 0.1S \quad (7.3.1)$$

表-7.3.1 大阪府土木部による P_L 値と液状化の程度の関係¹¹⁾

P_L 値	液状化の程度
0~5	液状化はほとんどなし、被害なし
5~10	液状化の程度は小さい、構造物への影響はほとんどない
10~20	液状化は中程度、構造物によっては影響の出る可能性がある
20~35	激しい液状化、噴砂が多く、直接基礎の建物が傾く場合あり
35以上	非常に激しい液状化、大規模な噴砂と構造物の被害

表-7.3.2 P_L 値、 D_{cv} 値と液状化の程度及び傾斜角の関係

P_L 値	D_{cv} (cm)	液状化の程度	傾斜角(rad)
0	0	なし	0
0~5	0~5	軽微	0~5/1000
5~10	5~10	小	5~10/1000
10~20	10~20	中	10~20/1000
20~35	20~40	大	20~40/1000
35~	40~	甚大	40/1000~

表-7.3.2 より、 P_L 値又は D_{cv} 値から住宅の傾斜角が予測できる。2.2.2 で示したように、傾斜角が 10/1000 を超えると健康障害が生じ、16.7/1000 を超えると液状化によって建物に有害な沈下・変形が生じて修復不能な大規模半壊以上の被害となる。したがって、中規模地震で傾斜角 10/1000 程度（地表面沈下量で 100mm）、大規模地震で傾斜角 16.7/1000 程度（地表面沈下量で 167mm）以上となる場合には、事前に液状化対策を取ることが肝要である。

なお、液状化による地盤の沈下量の推定は、第 5 章で提案した次式の数値計算に基づく回帰式も有効である。これらを用いて、式(7.3.1)から傾斜角も推定できる。

$$S = 0.178H_2^{0.9}A/N - 1.07 \times 10^{-4}H_1^{4.1} + 14.4 \quad (5.4.3)$$

ここに、 H_2 ：液状化層厚、 A ：加速度、 N ：液状化層の平均 N 値、 H_1 ：非液状化層厚である。

$$S = 0.294H_2^{0.6}A/N - 0.137H_1^2 - 20H_0^{0.3} + 35.5 \quad (5.4.4)$$

ここに、 H_0 ：地下水位以浅の非液状化層厚、 H_1 ：地下水位以深の非液状化層厚である。

式(5.4.4)のように、非液状化層厚 H_1 を地下水位以浅と以深に分けた方が回帰性はよいことがわかっているため、この点は概略予測を含めて今後考慮すべき点と考えられる。

さらに、これらのルーチンを第 6 章で提案した宅地地盤情報データベースに取り入れれば、登録されている宅地の地盤情報から液状化判定・被害予測が可能となる。

7.3.3 導入効果

図-7.3.3 に本研究で対象とする地盤調査法の 1 宅地の調査費用を比較したものを示す（調査深度は 10m）。SPT（標準貫入試験と採取試料の粒度試験を含むボーリング調査）の費用は 1 箇所、SRS、MRS、SWS の費用は複数箇所実施することを想定したものである。SPT の調査費用はかなり高く、これを宅地調査に適用するのはやはりコスト的に無理がある。SRS、MRS、SWS は従来の調査費用に土質判定費用を上乗せしても SPT に比べればかなり安く、複数箇所実施してもなお 40%~60% のコスト縮減となる。また、調査に要する時間も SPT では数日要するが、SRS、MRS、SWS は 1 日で複数箇所実施できる。

さらに、本研究は戸建住宅の基礎地盤を対象としているが、開発する地盤調査法で高精度に地盤強度と土質判定が得られれば、逆に SPT の代替調査として、土木構造物や中規模以上の建築物の基礎地盤の液状化判定を含む地盤調査にも応用できると考えられる。

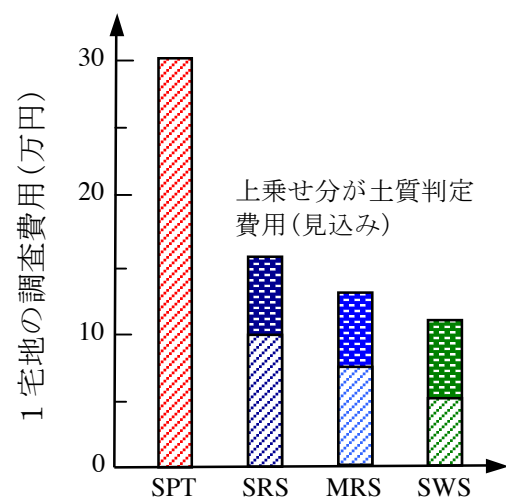


図-7.3.3 地盤調査法と調査費用

7.3.4 実施マニュアル

本研究で開発した「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」の実施マニュアルとして、以下に示す。

1) 事前調査

1-1) 現地での本調査を行う前に事前調査を行う。まず、資料調査として、対象敷地付近の地形図、地質図、地盤図、土地条件図などの各種既存資料を収集する。都市部のように土地改変が進んでいる地域では旧版地形図が役立つ。さらに、都市圏では既存の地盤調査データがデジタル化された地盤情報データベースを有効に使うことができる。特に液状化に関しては微地形区分、防災マップや液状化履歴図などが事前検討として参考になる。

1-2) 次に、現地踏査を行い、敷地近傍の地形、切土・盛土状況、周りの構造物や地盤の変状、地下水の状態などを観察し、チェックリストに記録する。経験豊富な技術者の現地踏査によって、地盤の概要がほとんど確定する場合も多い。

2) 本調査

2-1) 事前調査で液状化の可能性があると判定された場合には、敷地中央で液状化判定のための調査を行う（一般的な宅地の地盤調査としては敷地の4隅で通常のSWS試験を行う）。

2-2) 液状化判定のための地盤強度調査として、①～③のいずれかを実施して換算N値を求める。

①SRS試験：深度10mまでを対象として、0.2mピッチで打撃回数 N_{dm} 、トルク M_v を測定し、次式で補正打撃回数 N_d を求め、砂質土地盤では換算N値= N_d 値とする。

$$N_d = N_{dm} - 0.040M_v \quad (7.3.2)$$

②MRS試験：深度10mまでを対象として、0.2mピッチで打撃回数 N_{dm} 、トルク M_v を測定し、次式で補正打撃回数 N_d' を求め、砂質土地盤では換算N値= N_d' 値とする。

$$N_d = 0.5(N_{dm} - 0.139M_v) \quad (7.3.3)$$

（なお、式(7.3.2)、(7.3.3)の成立については付録A1を参照）

③SWS試験：深度10mまでを対象として、0.25mピッチで荷重 W_{sw} 、半回転数 N_{sw} を測定し、砂質土地盤では次式で換算N値を求める。

$$N = 2W_{sw} + 0.067N_{sw} \quad (7.3.4)$$

2-3) 液状化判定のための地下水位調査として、以下のいずれかの方法で地下水位を測定する。

①SRS・MRS試験：試験孔に通電型のロープ水位計を挿入して地下水位を測定する。

②SWS試験：試験孔に中空有孔管を挿入し、交流式比抵抗水位計で地下水位を測定する。

試験孔に測定棒を挿入し、そのぬれ具合から簡易的に地下水位を測定することもできる。

（なお、各測定方法については3.3.5、4.2.2を参照）

2-4) 液状化判定のための土質判定調査として、①～③のいずれかの方法で少なくとも1mピッチで土試料を採取し、細粒分含有率 F_c 値（JIS A 1204 土の粒度試験方法、又はJIS A 1223 土の細粒分含有率試験方法）を測定する。

①SRS試験：SRS用開閉式サンプラー（新型SPが望ましい）

②MRS試験：手動式バイブロサンプラー（連続サンプリングが可能）

③SWS試験：SWS用開閉式、貫入式サンプラー又は自動式バイブロサンプリング機

（なお、各測定方法については3.3.5、4.2.2を参照。また、手動式、自動式バイブロサンプラーは別孔で実施するので、試験の種類によらず、実施可能である。）

3) 調査結果に基づく液状化判定

3-1) 調査結果（換算 N 値、細粒分含有率 F_c 値）を用いて、建築基礎構造設計指針（詳細は 2.3.2 参照）に基づき、深度方向の F_L 値を求める。通常は中地震（ $\alpha_{\max}=200\text{gal}$ 、 $M=7.5$ ）を対象とする。

3-2) 深度方向の F_L 値から、非液状化層厚 H_1 値を次式で求める。

$$H_1 \text{ 値} = \text{地下水位より上の層厚} + F_L > 1 \text{ となる層厚} \quad (7.3.5)$$

3-3) 液状化指標 P_L 値又は地表変位 D_{cy} 値を以下の方法で求める。

①液状化指標 P_L 値：

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) \cdot w(z) dz \quad (7.3.6)$$

ここに、 $F_L > 1$ では $(1 - F_L) = 0$ とする。 $w(z)$ は深さ z に対する重み関数で、 $w(z) = 10 - 0.5z$ である。

②地表変位 D_{cy} 値：

図-7.3.4 から補正 N 値 (N_a)、繰返しせん断応力比 τ_q/σ'_z に対応する各層の繰返しせん断ひずみ γ_{cy} を求め、 γ_{cy} を鉛直方向に積分して（液状化層厚 H_2 を乗じる）地表変位 $D_{cy}(\text{cm})$ を求める。なお、 γ_{cy} を体積ひずみに読み替えば D_{cy} が地表面沈下量となる。

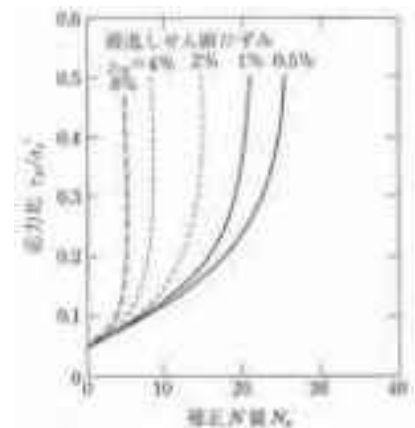


図-7.3.4 D_{cy} 値を求める元図

4) 液状化判定に基づく液状化被害予測

4-1) 液状化判定によって得られた P_L 値又は D_{cy} 値と H_1 値から、国土交通省都市局による指針による図-7.3.2 を基に A、B、C の 3 ランクの液状化被害の可能性を判定する。

4-2) C ランクの「顕著な被害の可能性が高い」と判定された場合には、表-7.3.2 より、 P_L 値又は D_{cy} 値から住宅の傾斜角を予測する。

4-3) 住宅の傾斜角が 10/1000 程度（地表面沈下量で 100mm）を超えると健康障害が生じ、16.7/1000 を超えると建物に有害な沈下・変形が生じて修復不能な大規模半壊以上の被害となるので、事前に液状化対策を取る必要があると判断する。

7.4 まとめ

本章では、まず、第3章の動的コーン貫入試験（SRS、MRS）と第4章のスウェーデン式サウンディング試験（SWS）によって測定した地盤強度（換算 N 値）と簡易サンプラーによる土試料採取による土質判定（細粒分含有率 F_c ）を用いて、液状化判定した結果の比較を示した。その結果、SRS、MRS、SWS による換算 N 値と簡易サンプラー試料による F_c を併用すれば、液状化判定は十分可能と考えられた。ただし、簡易サンプラーの機構にはまだ改良の余地があり、深度 10m まで少なくとも 1m 間隔で採取することが必要である。

次に、その液状化判定結果に基づいて、液状化被害の予測手法を示した。被害予測は地盤の沈下量を予測し、それから住宅の傾斜角を予測する手法を提案した。また、本研究による地盤調査手法の導入効果についても言及した。

最後に、「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」に基づく実施マニュアルをまとめた。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.61-65，2001.
- 2) 道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，pp.121-125，2002.
- 3) 大島昭彦：各種地盤調査法の一斉試験による比較，日本建築学会，小規模建築物の地盤調査法シンポジウム「宅地の液状化判定のための地盤調査法」，pp.7-16，2013.
- 4) 三村衛・後藤政昭・吉村貢・寺尾庸孝：滋賀県守山市における地盤調査一斉試験の比較(その2：RI-CPT)，第48回地盤工学研究発表会，No.87，pp.173-174，2013.
- 5) 奈須徹夫・武藤真幸・丸尾史郎・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を用いた液状化予測調査，第48回地盤工学研究発表会，No.184，pp.367-368，2013.
- 6) 深井公・塩野敏昭・利藤房男・大島昭彦：滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その4：中型動的コーン貫入試験），第48回地盤工学研究発表会，No.89，pp.177-178，2013.
- 7) 山口恵美・利藤房男・澤田俊一・規矩大義：滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その5：PDC），第48回地盤工学研究発表会，No.90，pp.179-180，2013.
- 8) 市村仁志・平田茂良・山本明弘・深井公・金 哲鎬・西田 功・大島昭彦：滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その9：SWS），第48回地盤工学研究発表会，No.94，pp.187-188，2013.
- 9) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，pp.88-92，2008.
- 10) 国土交通省都市局：宅地の液状化被害可能性に係る技術指針(案)，http://www.mlit.go.jp/report/press/toshi06_hh_000008.html，2013.
- 11) 大阪府土木部：大阪府土木構造物耐震対策検討委員会報告書，1997.

第8章 まとめ

8.1 本研究の成果

本研究は、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を行った。各検討項目に対する主な結論は以下の通りである。

(1) 宅地の液状化判定・被害予測の評価手法の検討（第2章）

まず、地震時に戸建住宅が地盤へ要求する性能（変形量、沈下量、傾斜角など）を調べ、液状化判定・被害の評価手法を既往の研究から検討した。その結果から、既存の地盤調査法（静的、動的サウンディング試験）から得られる地盤情報を再検討し、宅地の液状化判定に必要な地盤特性（地盤強度と土質を表す指標）をまとめた。その結論は以下のようにまとめられる。

宅地の性能評価は傾斜角で判定するのが基本で、傾斜角が $10/1000$ を超えると健康障害が発生し、 $16.7/1000$ を超えると建物に有害な沈下・変形が生じて修復不能な大規模半壊以上の被害となる。しかし、傾斜角を事前に予測するのは難しいので、それに相関する不同沈下量で判定することに置き換えることができ、 $80\sim 100\text{mm}$ を超えないことが妥当と考えられる。ただし、不同沈下量も事前予測は難しいので、地表面沈下量を予測することにより、液状化被害予測を行うこととなる。

東日本大震災の液状化被害の規模から、宅地といえども液状化判定を目的とする宅地の調査深度は 10m までで、FL法による液状化判定が必要である。宅地の液状化判定に必要な地盤特性として、地盤強度としての N 値（換算 N 値）、サンプリングした土試料（少なくとも 1m 間隔が望ましい）の細粒分含有率 F_c 、粘土分含有率又は塑性指数 I_p 、及び地下水位及び地盤内各層の単位体積重量の情報が必要である。

(2) 液状化判定可能な動的コーン貫入試験の開発（第3章）

液状化判定可能な大型、中型動的コーン貫入試験（SRS、MRS）の開発のために、9地点・12箇所現場実験を行い、地盤強度の高精度化と土質判定手法を検討した。その主たる結論は以下のようまとめられる。

ピエゾドライブコーン試験（PDC）の貫入抵抗 N_d 値は、深度 10m 付近までは N 値と良く一致した。PDCで推定される細粒分含有率 F_c は、粒度試験と概ね一致した。

SRS、MRS試験実施後の試験孔を利用して、通電型水位計によって地下水位を精度よく測定できる。また、SRS試験用の開閉式新型サンプラー、MRS試験用として手動式バイブロサンプラーを用いれば、液状化判定のための土質判定として、精度よく細粒分含有率 F_c 値を測定できる。

SRS試験でのトルク測定時のコーン周面と地盤の摩擦音から土質判定（粒度特性）を行うことを試み、摩擦音のスペクトル形状（スペクトル幅）から F_c 及び細粒分の塑性の有無を推定できる可能性を見出した。

標準貫入試験（SPT）と各種動的コーン貫入試験の打撃効率を測定した結果、一部を除けば、打撃効率は 60% を超えること、クッション（緩衝材）が厚くなると、 20% 程度減少すること、測定した打撃エネルギーと一打撃当たりの貫入量を用いて算定した動的コーン貫入抵抗は、静的コーン貫入試験コーン貫入抵抗と比較的良好一致を示すこと、などを明らかにできた。

SRS従来機と自重低減機の N_d 値を比較した結果、打撃装置自重の影響は砂質土地盤では小さいが、粘性土地盤で大きく、特に軟弱な沖積粘土層に対する従来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と言える。

SRS 従来機・自重低減機の N_d 値と N 値を比較した結果、砂質土では $N_d \approx N$ となるが、粘性土では $N_d > N$ となった。土質によって N_d 値と N 値の関係が異なる理由は、中実コーンである SRS と中空サンプラーである SPT の貫入メカニズムの相違から説明することができた。

粘性土地盤を対象に、SRS 自重低減機の N_d 値と一軸圧縮強さ q_u 値を比較した結果、両者の相関性は高く、回帰式を用いれば、 N_d 値から非排水せん断強さを推定することが可能と考えられた。

MRS 従来補正、新補正と SRS 自重低減機の N_d 値を比較した結果、新補正の N_d 値は SRS 自重低減機と整合し、従来補正ではやや小さめの N_d 値を与えた。今後、SRS は自重低減機が標準的な試験機となるので、MRS の補正方法は新補正によるのが妥当と判断できた。

(3) 液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング試験の開発（第4章）

液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング（SWS）試験の開発のために、9 地点・12 箇所で行った現場実験を行い、地盤強度の高精度化と土質判定手法を検討した。その主たる結論は以下のよう

にまとめられる。

SWS 試験実施後の試験孔を利用し、有孔管（中空ロッド）を挿入して交流式比抵抗水位計で地下水位を計測する手法は精度が高く、ボーリングでの地下水位と概ね一致した。また、測定棒を挿入してそのぬれ具合から地下水位を測定する方法でも測定精度は問題ないと判断された。

土試料の簡易サンプラーとして、SWS 試験と併用して別孔で削孔する自動式バイプロサンプリング機による試料採取は SPT 試料の結果と概ね一致し、実用的なサンプリング方法であることがわかった。一方、SWS 試験孔を利用した簡易サンプラーとして、ドリル式、開閉式、開閉貫入式を比較し、ドリル式はロームなどを対象とする場合は、簡便であり比較的精度が高いこと、開閉式と開閉貫入式は地下水位以深でも土の試料採取が可能であった。

二重管のロッド形式とした DT-SWS と通常の SWS の結果を比較し、ロッドと地盤との周面摩擦の影響を検討した。粘性土では二重管によってロッドの周面摩擦が低減されることが確認できた。また、貫入後ロッドを 1cm 引き上げて測定したロッドの回転トルク M_t によって貫入抵抗を補正する方法を提案した。

電気式静的コーン貫入試験（CPT）によって SWS 試験結果を解釈することを試み、CPT の先端抵抗 q_t と SWS の先端反力 q_{sw} には自沈層では相関があり、それにより SWS の自沈層や回転層となることが説明できること、その関係式を用いると N 値と N_{sw} の関係を表した稲田式の検討も可能になること、などを新たな知見として見出すことができた。

SWS 試験による W_{sw} 、 N_{sw} と N 値の関係を再検討した結果、砂質土では、かなり大きくばらつくが、稲田式は平均的な関係を表していることがわかった。その理由は、SWS は静的貫入と回転貫入という異なるメカニズムの貫入方式を採り、基本的に排水条件での試験であるのに対し、単純な動的貫入である SPT は非排水条件での試験であるためと考えられた。

一方、粘性土を対象に、 W_{sw} 、 N_{sw} と q_u 値の関係を検討した結果、10m 以浅の $q_u < 100 \text{ kN/m}^2$ 程度で自沈となる可能性があること、稲田式は下限値を示すことが見出された。

(4) 数値解析による液状化判定・被害予測の検証（第5章）

液状化による沈下量の簡易推定式を求めることを目的とし、多重せん断ばねモデルを基本とするカクテルグラスモデルを構成則として採用した有効応力解析法（液状化による過剰間隙水圧の消散

による沈下についても計算することができる)を用いて、本研究で実施したボーリング4地点に対して1次元の有限要素解析を行った。その主たる結論は以下のようにまとめられる。

まず、浦安市高洲における沈下量の推定を行うため、ボーリングデータと要素試験結果から解析パラメータを決定した。解析地点の入力加速度記録としては K-NET(CHB008)で得られた記録を GL-20m の地点に入力した。この入力に対し、実測沈下量に近い約 30cm の沈下量が計算された。また、非液状化層厚と液状化層厚をパラメータとして変化させた場合について振動数 1Hz、継続時間 10 秒の正弦波入力に対する計算を行い、その結果を既往の沈下量推定式と比較したところ、沈下量 30cm 程度までは良い一致を示すが、それ以上ではばらつきが大きくなる結果となった。

次に、4 地点を対象に解析を行い、既往の推定式では考慮されていない、表層の非液状化層厚の影響を考慮した沈下量推定式を提案した。パラメータとして非液状化層だけではなく、簡易試験で得られる地下水位を用いて地下水位以浅と以深の層厚を考慮した推定式を提案し、同式が解析結果 (=この場合の真値) と良い一致を示すことが確認できた。

(5) 宅地地盤情報データベースの開発 (第6章)

既存の宅地地盤情報及び新たな地盤調査法による調査情報を統合化するための宅地地盤情報データベースの基本設計を行い、その基礎部分となるシステム機能の提案と検証構築(試作)を行い、この検証構築を通して提案するシステムの実現化の第一歩を示した。その主たる結論は以下のよう

にまとめられる。

将来的に構築の最終段階となる「統合型データベース」へ移行する時点において、あるいは前もって、インデックス型データベースに保存された原本の地盤調査データを数値デジタル化することも、逐次、進める必要がある。本研究では、これを第二段階の構築と称した。このような数値化は宅地個々の情報を扱う上では必ずしも必須事項ではないと考えられるが、たとえば地震防災検討の中で、宅地の液状化リスクを広域的に評価するためには必須の事項である。そのため、今後の課題として、規格統一されていないサウンディング調査法およびそのデータの整理方法について検討し、データ引き渡しのための XML フォーマット等を提示する必要がある。

データベースの構築と活用の成否は、現実的に確実なデータベース化の手法を迫及することにある。データベースを構築するための体系的な技術、活用するための通信手段等の運用技術は、現在、非常に高度化されている。その上にいかに適切かつ確実に、そして永続性をもって情報の蓄積を行うかが、真の意味でのデータベース構築と位置づけられる。

(6) 低コスト・高精度な宅地の液状化被害予測手法の開発 (第7章)

まず、第3章の動的コーン貫入試験 (SRS、MRS) と第4章のスウェーデン式サウンディング試験 (SWS) によって測定した地盤強度(換算 N 値)と簡易サンプラーによる土試料採取による土質判定(細粒分含有率 F_c)を用いて、液状化判定した結果の比較を示した。その結果、SRS、MRS、SWS による換算 N 値と簡易サンプラー試料による F_c を併用すれば、液状化判定は十分可能と考えられた。ただし、簡易サンプラーの機構にはまだ改良の余地があり、深度 10m まで少なくとも 1m 間隔で採取することが必要である。

次に、その液状化判定結果に基づいて、液状化被害の予測手法を示した。被害予測は地盤の沈下量を予測し、それから住宅の傾斜角を予測する手法を提案した。また、本研究による地盤調査手法の導入効果についても言及した。

最後に、「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」に基づく実施マニュアルをまとめた。

8.2 今後の課題

本研究は、2年の研究期間で実施したものであるが、まだ検討時間が不足しており、様々な課題が残されている。以下に主な課題を挙げる。

- 1) SRS 試験は自重低減機が開発されたが、まだ実施した現場が少なく(7地点)、特に粘性土地盤と対象としたデータの蓄積(N 値や q_u 値との相関)が必要である。
- 2) MRS 試験の新補正については、SRS 試験との対応を今後とも検討する必要がある。
- 3) PDC 試験では、10m以深の N_d 値が N 値よりも大きくなることを改良する必要があること、砂分を多く混入する砂質シルトや同じ細粒分でも粘土分・シルト分に応じて正しく F_c を推定する必要があること、などが今後の課題として挙げられる。
- 4) SRS 試験での音測定による土質判定は、まだ F_c 値を推定する手法には達していない。今後さらにデータを蓄積し、粒度(F_c 値)と相関する新たな指標を見出す必要がある。
- 5) SWS 試験では、 W_{sw} 、 N_{sw} と N 値及び q_u 値の関係はばらつきが大きいので、さらにデータを蓄積する必要がある。ただし、その相関性には周面摩擦の補正を取り入れる、又はCPTの先端抵抗との相関性を見出すなどの検討も必要である。
- 6) SRS、MRS、SWSと併用する簡易サンプラーの機構にはまだ不十分な点があり、今後ともさらなる改良が必要と考えられる。また、深度10mまで連続採取が望ましいが、少なくとも1m間隔で採取することが必要である。
- 7) 数値解析による液状化による沈下量の簡易推定式を提案したが、今回は解析値を真値として回帰式を求めており、本来であれば実測沈下量を真値として回帰分析を行うべきである。回帰式の適用に当たっては、まず実測値との厳密な比較検証が必要であり、それに応じて適宜修正がなされなければならない。
- 8) 宅地地盤の地盤調査データは個人情報的な制約から共有化が遅れているが、今後、既往の自然地盤情報のデータベースや地図情報等とのリンクを図り、宅地の地盤調査と液状化判定・被害予測が可能となる宅地地盤情報データベースの構築が必要となる。
- 9) 東日本大震災では海溝型地震特有の継続時間の長い地震動の影響が大きかったこと、液状化は人工の埋立地盤で発生し、自然地盤ではほとんど発生していないことから、今後、液状化判定手法には地震の継続時間の影響と地盤生成の年代効果を考慮すべきと考えられる。
- 10) 液状化被害の評価指標となる液状化指標 P_L 値と地表変位 D_{cy} 値の相互関係がまだはっきりしていないので、両者の関係を明確にすることが重要と考えられる。特に、 P_L 値は元々道路橋示方書によって算定された F_L 値に基づくものであるため、建築基礎設計指針による F_L 値から求められる P_L 値の位置づけを明確にする必要があると考えられる。

付 録

A1. 動的コーン貫入試験の周面摩擦とエネルギーの補正方法

(1) 測定トルクによる周面摩擦の補正方法

図-A1.1 に動的コーン貫入試験の概要を示す。測定トルクによる周面摩擦の補正量は以下に示す方法で算出され、実際に SRS 試験で一般に用いられている。 f_s をロッドと土の周面摩擦応力 (N/m^2)、 L を地中のロッド長さ (m)、 D_r をロッド直径とすれば、打撃回数測定での貫入量 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。

$$E_{\text{skin}} = f_s (\pi D_r L) P \quad (\text{A1.1})$$

次に、測定されるトルク M_v ($\text{N}\cdot\text{m}$) は f_s から式(A1.2)で求められ、式(A1.1)に式(A1.2)を代入すると、 E_{skin} は式(A1.3)で求められる。

$$M_v = f_s (\pi D_r L) \frac{D_r}{2} \quad (\text{A1.2})$$

$$E_{\text{skin}} = \frac{2P}{D_r} M_v \quad (\text{A1.3})$$

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

$$E_{\text{blow}} = mgH \quad (\text{A1.4})$$

よって、周面摩擦による打撃回数の補正量は式(A1.5)で求められ、周面摩擦を補正した打撃回数 N_d 値は測定 N_{dm} 値より式(A1.6)で求められる。

$$N_{\text{skin}} = \frac{E_{\text{skin}}}{E_{\text{blow}}} = \frac{2P}{mgH \cdot D_r} M_v \quad (\text{A1.5})$$

$$N_d = N_{\text{dm}} - N_{\text{skin}} = N_{\text{dm}} - \beta \cdot M_v \quad (\text{A1.6})$$

$$\beta = \frac{2P}{mgH \cdot D_r} \quad (\text{A1.7})$$

式(A1.7)の β 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、SRS で 0.040、MRS で 0.139 となる。各種動的貫入試験の打撃仕様と β 値を表-A1.1 にまとめている。

(2) エネルギー補正方法

表-A1.1 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 、打撃回数測定ごとの貫入量 P がそれぞれ異なる。しかし、次式に示す単位面積・単位貫入量当たりのエネルギー $mgH/A/P$ で換算した貫入抵抗 R_d を用いれば、結果を相互に比較できるといわれている。

$$R_d = \frac{mgH}{AP} \times N_d \quad (\text{A1.8})$$

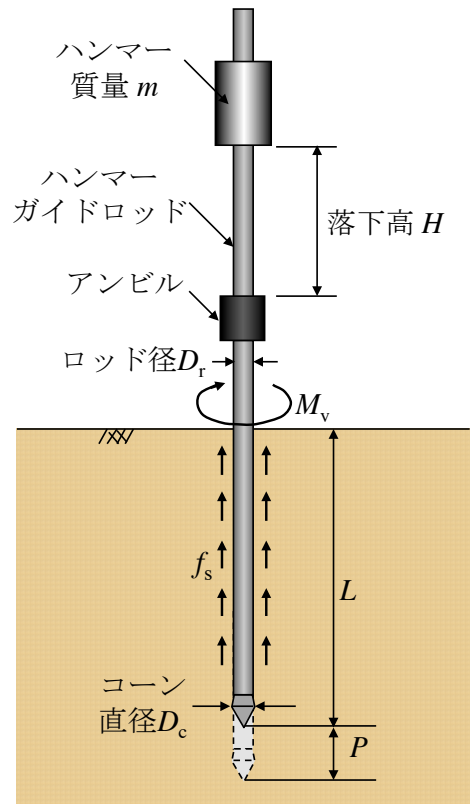


図-A1.1 動的コーン貫入試験の概要

表-A1.1 各種動的貫入試験の打撃仕様

試験名	SRS-Y3	MRS	PDC	Penny	μPDC	DSPT	DPM改	PDCPT*1	SPT	
メーカー	YBM	OYO		Tecnotest	OYO	東邦地下工機		JGS仕様	JIS仕様	
ハンマーガイド径 (mm)	48.6	20		30	15	19		16	40.5	
ハンマー直径 D_h (mm)	246	160		178	135	95		60	180	
アンビル直径 D_a (mm)	120	90		51	35	50		50	71	
アンビル径/ハンマー径 D_a/D_h	0.49	0.56		0.29	0.26	0.53		0.83	0.39	
打撃装置総質量 (kg)	80.5	62		32	38.4	15		6	80	
ハンマー質量 m (kg)	63.5	30		30	20	10		5	63.5	
落下高 H (mm)	500	350		200	250	500		500	750	
コーン先端角 (°)	90	90		60	90	Screw P.	90	60	非閉塞*2	閉塞*3
コーンマントル長 (mm)	90	69		9	30	-	94.8	0	外径 51	外径 51
コーン直径 D_c (mm)	45	36.6		35.7	25	33	25	25	内径 35	-
コーン断面積 A ($\times 10^{-4} \text{m}^2$)	15.9	10.5		10.0	4.9	8.6	4.9	4.9	10.8	20.4
ロッド直径 D_r (mm)	32	28	28.6	20	19	19		16	40.5	
コーン直径/ロッド直径 D_c/D_r	1.41	1.31	1.28	1.79	1.32	1.74	1.32	1.56	-	
トルクによる周面摩擦補正係数 β	0.040	0.139	0.136	0.170	0.429	-	0.537	0.510	-	
単位面積当たりのエネルギー $E=mgH/A$ (kJ/m ²)	195.8	97.9		58.8	99.9	57.3	99.9	50.0	432.6	229.0
SRS 基準のエネルギー比	1.00	0.500		0.300	0.510	0.293	0.510	0.255	2.21	1.17
打撃回数測定 of 貫入量 P (m)	0.20	0.20		0.10	0.20	0.25		0.10	0.30	0.30
単位貫入量当たりのエネルギー $E=mgH/A/P$ (kJ/m ² /m)	979.2	489.5		588.0	499.6	229.4	399.7	499.6	1442.0	763.4
SRS 基準のエネルギー補正係数 α	1.00	0.500		0.601	0.510	0.234	0.408	0.510	1.47	0.780

*1: SH 型貫入試験 (表土層研究会) は PDCPT と同じ仕様で、ハンマー質量を 3、5kg を使い分ける。

*2: SPT サンプラーの先端シューが閉塞せずに土が内部に入る状態を想定した場合

*3: SPT サンプラーの先端シューが完全に閉塞した状態を想定した場合

そこで、SRS 試験の単位面積・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' 値を求めることができる。

$$N_d' = \left(\frac{mgH}{AP} \right) \bigg/ \left(\frac{mgH}{AP} \right)_{\text{SRS}} \times N_d = \alpha N_d \quad (\text{A1.9})$$

α は SRS 基準のエネルギー補正係数である。表-A1.1 に各試験の値をまとめている。

よって、表-A1.1 に示す動的貫入試験の周面摩擦とエネルギー補正は次式にまとめられる。⁹⁾

$$N_d' = \alpha (N_{dm} - \beta M_v) \quad (\text{A1.10})$$

本研究では、上記の方法で算出された補正式(A1.10)を用いて、各種動的貫入試験の相互比較を行った (3.3.1~3.3.4 参照)。

A2. 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」資料

A2.1 研究委員会の設立趣意書と名簿

1. 趣意

東日本大震災では、東北・関東地方で砂地盤の液状化現象によって数多くの戸建住宅が被災した。この原因は埋立、埋戻し、盛土、干拓などによる人工改変地に対して適切な地盤改良・補強を施していなかったことにあるが、そもそも戸建住宅の基礎地盤（宅地）に対する地盤調査の重要性や液状化対策の認識が低かったことが素因と考えられる。現在、宅地に対する地盤調査法はスウェーデン式サウンディング試験が標準であり、地盤の許容支持力の算定や沈下の可能性の有無の判定を目的に行われるが、この試験結果のみでは液状化判定はできない。一方、土木構造物や中規模以上の建築物に対してはボーリング調査（標準貫入試験と採取試料の粒度試験を含む）によって液状化判定を行っているが、これを宅地調査に適用するのはコスト的に無理がある。したがって、これまで宅地に対して地盤調査結果に基づく液状化判定・被害予測は行われていないのが実情であった。

この度、国土交通省の「平成 24 年度建設技術研究開発助成制度＜震災対応型技術開発＞」の公募があり、『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、研究代表者：大島昭彦』が採択された。この研究開発実施においては、産学官の分野から構成される委員会を設置することが規定されている。

上記を踏まえて、「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研究委員会」を設立したいと考える。本委員会では、宅地に対して標準的な地盤調査法であるスウェーデン式サウンディング試験に加え、最近利用が増えている動的コーン貫入試験を対象に、低コストのまま高精度に地盤強度と土質判定が得られるように試験方法を改良し、それに基づく液状化判定と被害予測手法を開発し、実用化に向けた検討を行うことを目的としている。

なお当学会には、平成 23 年度に新設された「東日本大震災対応調査研究委員会」およびそれに関連する研究委員会も活動中であり、それらと連携することでそれぞれの研究をより推進することができる利点もある。

本研究委員会の成果は、宅地の液状化検討のための地盤調査費用を従来の手法（ボーリング調査に基づくもの）と比較して大幅なコスト減が期待でき、一般市民に対して安心・安全な社会の形成に寄与できると信じている。

2. 委員長

大島昭彦（大阪市立大学）

3. 活動期間

平成 24 年 9 月～平成 25 年 3 月

平成 25 年 7 月～平成 26 年 3 月

4. 委員会名簿

会務	氏名	所属・役職
研究代表者	大島 昭彦	大阪市立大学大学院工学研究科・教授
共同研究者	三村 衛	京都大学大学院工学研究科・教授
〃	田中 洋行	北海道大学大学院・教授
〃	平田 茂良	大和ハウス工業(株)総合技術研究所・副所長
〃	深井 公	積水ハウス(株)施工部品質管理室・課長
〃	利藤 房男	応用地質(株)エンジニアリング本部技師長室・室長
〃	下平 祐司	(一財)日本建築総合試験所建築確認評定センター・部長
〃	金 哲鎬	報国エンジニアリング(株)技術本部・技術統括部長
〃	飛田 哲男	京都大学防災研究所・准教授
〃	山本 浩司	(一財)地域地盤環境研究所・主席研究員
委員	今西 肇	東北工業大学工学部都市マネジメント学科・教授
〃	松本 樹典	金沢大学大学院自然科学研究科・教授
〃	山田 卓	大阪市立大学大学院工学研究科都市系専攻・講師
〃	林 宏親	(独)土木研究所寒地土木研究所寒地地盤チーム・主任研究員
〃	平出 務	(独)建築研究所構造研究グループ・主任研究員
〃	伊集院 博	旭化成ホームズ(株)地盤技術開発室
〃	片山 浩明	東邦地下工機(株)企画開発本部開発部・次長
〃	久保田耕司	基礎地盤コンサルタンツ(株)・関西支社長
〃	諏訪 靖二	諏訪技術士事務所・代表
〃	平林 弘	東亜建設工業(株)技術研究開発センター地盤・防災技術G
〃	松下 克也	(株)ミサワホーム総合研究所・担当部長
〃	村田 芳信	NPO 地盤防災ネットワーク・理事長
〃	吉村 貢	ソイルアンドロックエンジニアリング(株)技術本部・技師長

A2.2 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研究委員会の開催記録

第1回委員会 議事録

日 時：平成24年9月10日（月）14時～17時

場 所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室（大阪駅前第2ビル6階）

出席者：大島，三村，平田，深井（代理 松谷），利藤，下平，金，飛田，山本，村田，山田，諏訪，久保田，
吉村，平出，松下，片山（計17名）

欠席者：田中，松本，伊集院，平林，林，今西

議 題

1) 委員長挨拶

大島委員長より，開会の挨拶がなされた。

2) 委員の自己紹介

各委員より自己紹介があった。

3) 委員会設立に関する説明

- ・委員会名簿，設立趣意書，地盤工学会への会議委託
- ・委員会名簿（資料1）について，変更点がないことが確認された。
- ・大島委員長より，設立趣意書（資料2）の説明および地盤工学会への会議委託内容（資料3）とその理由の説明があった。（国土交通省助成制度の助成を受けて，地盤工学会に会議を委託し，産官学の研究委員会を設立）
- ・大島委員長より，7月15日に開催されたコアメンバーによる事前打合せ会で話し合われた以下の内容の説明がされた。特に質問，意見はなかった。

1. 研究予定について

1) 研究計画，2) 研究費，3) SWSの高精度化と土質判定，4) 動的コーンの高精度化と土質判定，5) 現場調査の予定，6) 研究開発項目，7) 会議開催の予定

2. 産官学連携委員会メンバーの選出について

3. 10月30日の浦安一斉試験報告会について

4) 研究の背景・目的，研究計画の説明

・全体説明（大島委員長）

大島委員長より研究計画の概要（資料5）について説明があった後，研究全体についてのプレゼンテーションがあった。（試料6-1）

・液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング試験の開発（下平・金委員） 25分

下平委員より，SWS試験による地盤強度推定方法の見直し，および二重管ロッドを用いたSWS試験についての説明があった。金委員より，地下水位想定と土試料採取が可能なSWS試験技術の説明があった。（試料6-2）

・液状化判定可能な動的コーン貫入試験の開発（平田・利藤・山田委員） 20分

平田委員より，オートマチックラムサウンディング（SRS）とミニラムサウンディング（MRS）についての説明，およびN値との関係についての話題提供があった。利藤委員より，Piezo Drive Cone（PDC）を用いたMRSによる土質判定と液状化判定についての説明があった。山田委員より，摩擦音を用いたSRSによる土質判定についての説明があった。（資料6-3）

・説明内容に対して以下のような質疑があった。

Q1：技術が先行しているCPTではなくて，なぜ動的貫入試験で間隙水圧を測る必要があるのか？

A1：反力，推進力の面で動的が有利。かつ安価であるため。

Q2：PDC等の技術の開発・実用化を目指した研究委員会なのか？

A2：委員会で取り扱う技術のうち，いくつかが土質判定で実用化されれば良いと思う。

Q3：動的混入試験は液状化判定のみで支持力算定には使うつもりは無いのか？

A3：当然，支持力にも使える。

- ・数値解析による液状化判定被害予測の検証（飛田委員） 15分
飛田委員より、FLIPを用いた解析事例の話題提供があった。（資料6-4）
当委員会内でのFLIPの位置づけについての議論があった。（N値による液状化判定とFLIPの精密さの兼ね合い等）

- ・宅地地盤情報データベースの開発（山本委員） 15分
山本委員より、宅地地盤情報データベースについて説明があった。（資料6-5）
主に期待される予測精度についての議論があった。

5) 今後のスケジュール

- ・大島委員長より地盤調査の計画の説明

①千葉県浦安市（10/9～15）：浦安市運動公園で沖積粘土層を連続サンプリング（資料7-1）
調査地点が溺れ谷の際に位置し、深度60m程度まで粘土層。

②茨城県神栖市（10/15～31）：PDCグループによる調査に便乗

利藤委員より、当該調査についての紹介があった。詳細（地点や土質に関する情報）が分かり次第を情報提供していただけることになった。当グループからはSWSチームと動的コーンチームが参加。

③千葉県浦安市（11月初～）：SDSグループによる調査に便乗（浦安市元町、市役所近く）

+①の現場で埋立層・沖積砂層を対象とした調査もあり得る

当グループからはSWSと動的コーンチームが参加。

④滋賀県守山市（11/1～18）：本グループを中心とする地盤調査一斉試験（資料7-2）

大島委員長より、調査候補地の地点と構成地盤の概要、および地盤調査一斉試験の内容について説明があった。動的貫入試験の打撃効率に関して、計測方法や装置の改良についての議論があった（大島委員長、村田委員）。打撃効率の計測は松本委員（金沢大学）が担当する。

⑤西大阪（12月以降）：本グループによる調査、時期は未定。

- ・10/30（火）9時～17時：浦安一斉試験報告会（地盤工学会地下大会議室）（資料8）

報告会の主旨とプログラム案の説明。

- ・10/31（水）9時～12時：コアメンバー打合せ会（地盤工学会会議室）

日程が確認された。

6) その他

- ・次回委員会：11月中旬（日程は後日通知）：滋賀県守山市の地盤調査一斉試験の現場見学会も兼ねる。

以上

第2回委員会（コアメンバー）議事録

日 時：平成24年10月31日（水）9時～12時

場 所：地盤工学会 会議室

出席者：大島，田中，三村，平田，深井，利藤，下平，金，飛田，山本，山田（計11名）

議 題

1) 浦安一斉試験報告会の報告

- ・大島委員長より平成24年10月30日に開催された「浦安一斉試験報告会」の開催について以下の報告が成された。
 - ・参加者は約60名であった。
 - ・安田進教授（東京電機大学）より，飛び入りで浦安市液状化被害と対策の現状報告があった。
 - ・報告会の最後の一斉調査のまとめの報告と議論があり，会場では活発な議論がかわされた。

2) 研究の進捗状況

・地盤調査結果の速報

①千葉県浦安市鉄鋼通り（10/9～16）[資料2-1]

大島委員長より以下の報告があった。

- ・前回委員会議事録の5)①千葉県浦安市の計画を変更して鉄鋼通り3丁目（西尾レントオールの敷地内）で実施された。
- ・標準貫入試験は1mピッチで埋立層（～6m），沖積砂層（6m～16m），沖積粘土層（16m～57.5m）で実施。沖積粘土を連続サンプリング（1mピッチ）した。
- ・調査結果の概要として実施の経緯，N値， F_c ，密度，含水比の深度分布等が紹介された。深度30m以深で貝殻混入少なく，均質な粘土が57.5mまで堆積。高洲と同様に超鋭敏かどうかは今度詳細に調査する。
- ・調査ポイントは2011年3月11日の地震ではそれほど液状化していない様子であったが，南側の近傍地では激しい液状化が確認されている。

②茨城県神栖市（10/20～27）[資料3-1～3-6]

1) 大島委員長より調査計画と概要の説明：資料 [3-4]，[3-5]

- ・神栖市・あすなる児童公園で実施。関東学院大学（規矩先生）と応用地質が主体で実施。
- ・かつての砂利の採取場所を埋め戻した地点で，埋戻し層（～4m）が液状化したと言われている（ $N=5$ 前後），

2) 下平委員よりDT-SWSの測定結果（速報）の説明：資料 [3-1] [3-3] [3-3]

- ・2重管構造とその改良に関する説明。外管先端部にビット+螺旋鉄筋の構造（押し込み+回転）。ロッドを固定せずに外管を挿入するとロッドが共下がりする（共下がり防止のために従来はロッドを固定していたが，今回は固定しなかったため神栖市の調査では失敗をしてしまった。）
- ・各委員より以下の意見及び質疑があった。
 - （飛田委員）稲田式成立の経緯について。二重管SWSの換算N値は稲田式の下限に相当する結果についてのコメント。
 - （田中）原位置の土被り圧で N_{sw} を正規化したらどうなるか？検討してほしい。
 - （下平）二重管SWSの試験結果にはロッドの自重（2.2kg/m）の影響もありそうだ。

3) 金委員よりSWSの結果（速報）と連続サンプリングについての報告

- ・SWS試験結果（速報）の報告：資料 [3-6-1]
- ・YBM社製ECO-1（エコワン）による連続サンプリングの説明と，技術開発の状況の説明：資料 [3-6-2] [3-6-3]

4) 平田委員・SRS試験結果の速報：PPTプレゼン。

- ・神栖でのSRS試験の説明。先端コーン形状と固定の違いの影響（90度固定，90度自由，60度自由）。先端角度60度の N_d 値が少し小さいような結果。固定式はトルクが若干大きくなる傾向がある。6月に実施した大阪市城東区の結果と合わせて，先端固定の影響を今後検討する。

- ・ サンプリングを (2, 3, 5, 7, 9m) の 5 箇所を実施。現在, 物理試験中。
- ・ 地下水位測定について。試験孔に計器挿入し, 試験終了後から 20~30 分後に地下水位を計測した結果, GL-0.6m であった。

5) 深井委員・SWS と MRS の結果速報:PPT プレゼン。

- ・ 神栖地区住宅地の当時の液状化被害の紹介。
- ・ SWS 試験の結果。深度 10m~15m で換算 $N=40$ 程度となる層があるが, $N_{sw}=150$ 以上になってもスクリーは入っていく。これを支持層として杭基礎構造にしておけば, 液状化による沈下被害は防げたかも? (コメントとして)
- ・ MRS 試験について。3m~8m に自沈層。全深度でトルク測定を実施した。
- ・ バイブロサンプリングによる連続サンプリングについて。5-9m の土試料を採取。
- ・ 水位計測について。試験孔に鉄の棒を挿入し, 水がついた所で地下水位計測を実施した。
- ・ ネジきりロッドによるサンプリングについて。バイブロサンプリングに比べて安価である。目視のみの土質判定も考慮していくべきではないか? (コメント)
- ・ その他, 紹介されたサンプリング方法や水位測定についての議論があった。

③千葉県浦安市運動公園・鉄鋼通り (10/31~11/9)

大島委員長より実施概要の説明: 資料 [4-1]

- ・ 運動公園の地図と調査地点の確認。既に液状化対策工法の試験が行われている (3 年くらい地震を待って, その効果を確認する (浦安市))
- ・ 当グループからは DT-SWS, SWS, MRS, SRS (建築試験所, 積水, 大和, 報国) が参加 (調査終了後に鉄鋼通りへ移動し, 調査の予定)
- ・ 数値解析による液状化判定被害予測の検証 (飛田委員)
石原先生の液状化判定のチャート (非液状化層厚と液状化層厚の関係と液状化被害のチャート) を数値解析に導入する方針である旨が報告された。
- ・ 宅地地盤情報データベースの開発 (山本委員)
資料 [4-2] アンケート (案) についての説明があった。委員会委員を対象したアンケートを実施し, 回答をまとめて研究テーマ(5)「宅地地盤情報データベースの開発」に活用する。

3) 滋賀県守山市での地盤調査一斉試験

大島委員長より, 調査計画全体の説明がされた。KG-R 関西圏地盤研究会との共同調査である。対象地盤は液状化性の地盤と湖成粘土地盤。

- ・ 調査期間は 11/12~28
- ・ 調査地点は 2 地点。地点 1 (湖性粘土地盤), 地点 2 (液状化性の砂地盤)
- ・ 種々試験内容の検討
- ・ 資料 [5-1] の図-2 駐車スペースと調査敷地の図を変更する。
- ・ 動的貫入試験の追加試験について。(資料[5-1]6.1) 応用地質のマイクロラム, YBM 製の重量軽減型 SRS 試験+連続サンプリング。応用地質製 SRS, YBM 製 SRS を用いた打撃効率の検証。
- ・ 静的貫入・回転試験の追加試験について。(資料[5-1]6.2) 粘土地盤でベーンせん断試験を実施。山田委員より SRS 試験による音を利用した土質判定手法についての説明。
- ・ 研究進捗状況の報告と守山調査の実施計画の説明があった。

4) その他

- ・ 次回委員会: 11 月 22 日 (木), 滋賀県守山市の地盤調査一斉試験の現場見学も兼ねる
現場見学会: 11 時~13 時 (KG-R 関西地盤研究会と合同開催)
第 3 回委員会: 14 時~17 時

以上

第3回委員会（全体会議）議事録

日 時：平成24年11月22日（木）14時～17時

場 所：ホテル琵琶湖プラザ 会議室

出席者：大島，田中，三村，深井，利藤，下平，金，山田，諏訪，久保田，吉村，平出，片山，
松本，伊集院，平林（計16名）

欠席者：平田，飛田，山本，今西，村田，松下，林（現場見学会参加）

議 題

1) 前回議事録の確認

- ・第1回（全体会議，9/10）議事録[3-1-1]
- ・第2回（コアメンバー会議，10/31）議事録[3-1-2]
- 第1回委員会議事録および第2回委員会議事録を確認した。

2) 研究の進捗状況

- ・地盤調査結果の速報
 - ①茨城県神栖市（10/20～27）
 - ②千葉県浦安市運動公園（10/31～11/9）(3-3-1)
 - ③千葉県浦安市鉄鋼通り（11/1～11/9）(3-4)
 - ④滋賀県守山市での地盤調査一斉試験（11/12～11/28）
- 大島委員長より，①茨城県神栖市，②千葉県浦安市運動公園，③千葉県浦安市鉄鋼通りで実施された地盤調査の調査概要，調査項目および結果の概要が説明された。
 - ・茨城源神栖市の調査概要 [3-2-1]，調査項目[3-2-3]と調査結果（ボーリング柱状図）の説明。[3-2-2]
 - ・千葉県浦安市運動公園の調査地点の説明。[3-3-1]
 - ・千葉県浦安市鉄鋼通りの調査計画について[3-4-1]，調査結果（ボーリング柱状図）[3-4-2]，調査結果の速報（物性試験の深度分布）[3-4-3]
- 金委員より，神栖市と浦安市における調査結果（SWS 試験と ECO-1 による連続試料採取）の報告があった。また，SWS 試験孔を利用した地下水位測定法，ECO-05VH による連続試料採取方法，およびこれらを用いた液化判定方法についての話題提供があった。[3-4-4]
- 深井委員より，神栖市，浦安市運動公園，浦安市鉄鋼通りにおける SRS 試験と MRS 試験およびバイプロサンプリングの結果が報告された。[3-4-5]
 - ・SRS 試験：コーン先端の角度と拘束条件を 90 度自由・固定，60 度自由，捨てコーン 90 度自由とした実験を実施した結果，先端固定条件によるトルク値の違いはあるが， N_d 値に換算すると殆ど違いはない。YBM 式サンプラーで採取した土試料とボーリング試料との物性比較。→ボーリング試料との違いが大きい。
 - ・MRS 試験：N 値と N_d 値は概ね一致。神栖市あすなら児童公園では 13m 以深で N 値との違いが大きくなる。
 - ・バイプロサンプリング（連続サンプリング）。ボーリング調査結果と概ね一致するが，埋土や礫は取りにくい。
- 利藤委員より，神栖市掘削におけるピエゾドライブコーン（PDC）の調査結果が報告された。[3-4-6]
 - ・シルト層にシーム状の粘土層があるような結果。
 - ・採取した土試料を観察して，結果を確認する予定。
 - ・累積間隙水圧比の決定方法や，打撃後の水圧挙動に関する議論。
- 下平委員より，DT-SWS の結果（神栖，浦安運動公園，浦安鉄鋼通り）と守山市 No.2 の結果の速報が報告された[3-4-7]
- 大島委員長より，守山市調査についての説明がされた[3-5-1]。
 - ・主要な検討項目：動的コーン貫入試験（打撃効率の測定），静的コーン貫入試験（RI コーン，原位置ベーン試験），SWS，スクリュードライバー，表面波探査等。

- ・調査結果速報：ボーリング柱状図から、地点1は粘土地盤[3-5-2]、地点2は砂地盤[3-5-3]で11m以深は緩い砂層で液状化の危険が高い地盤。
 - 吉村委員より、RI-CPTの結果速報が報告された。地点1（粘土地盤，[3-5-4]）、地点2（砂地盤，[3-5-5]）。
 - ・18m～22mにかけて腐植土層があると推測。
 - ・数値解析による液状化判定被害予測の検証[3-6-1]
 - 三村委員より地表面沈下量と表層の非液状化層厚の関係を調べた一次元有効応力解析の結果が飛田委員の代理で報告された。
 - ・表層の非液状化層厚が小さい（＝液状化層厚が大きい）ほど、また加振加速度が大きいほど、地表面の沈下量が大きい。
 - ・非液状化層厚が5m（全層厚20m）になると、200～500galの範囲では地表面沈下量が急激に増加する
 - ・今後、浦安市、守山市（地点2）の地盤を対象とした解析を実施する方針。
 - ・宅地地盤情報データベースの開発
 - 大島委員長より（山本委員の代理）、委員向けアンケートの中間報告とアンケート提出の協力依頼があった。[3-6-2]
- 3) その他
- ・第4回委員会（コアメンバー）と第5回委員会（全体会議）の開催を以下のように決定した。
 - ・第4回委員会（コアメンバー会議）：平成25年1月25日，13：00～17：00（大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室）
 - ・第5回委員会（全体会議）：平成25年3月18日，13：00～17：00（地盤工学会館）

以上



地点1（今浜）



地点2（水保）

守山市地盤調査一斉試験現場見学会での集合写真

第4回委員会（コアメンバー+α）議事録

日 時：平成25年1月25日（金）13時～17時

場 所：大阪市立大学文化交流センター 小セミナー室（大阪駅前第2ビル6階）

出席者：大島，田中，三村，深井，利藤，下平，金，飛田，山本，山田，久保田，松本，吉村（計13名）

欠席者：平田

議 題

1) 前回議事録の確認

- ・第3回（全体会議，11/22）議事録[4-1]
 - ▶第3回委員会議事録を確認し，了承された。

2) 研究の進捗状況

- ・滋賀県守山市地盤調査一斉試験（11/12～11/28）結果の速報

①動的サウンディング試験結果

②静的サウンディング試験結果

③動的コーン貫入試験の打撃効率の測定結果

- ▶大島委員長より，守山調査の全体概要として，地点1，2の地盤概要，調査項目，試験位置等の説明があった[4-2]。地点1ではトリプルチューブサンプラーで砂試料を採取していること，基本的に全ての調査は深度20mまで実施されたこと，ペネ試料を使用した物理試験結果等かが説明された。
- ▶深井委員より，守山市の地形概要[4-4-2]とのSRS[4-3]とMRS[4-4-1]の結果（[4-3]の内容を平田委員の代理で報告）

【ラムサウンディング試験の結果(速報)】 [4-3]

- ・コーン先端形状（90°固定，90°自由，60°自由，捨て型 or 回収型），クッション有無の条件で試験を実施した。開閉式サンプラーによる試料採取も行った。
- ・コーン形状，クッション有無の条件が異なる試験の結果 N_d 値に有意な差異は認められなかった。
- ・SRS サンプラーで採取した試料とSPT ペネ試料との F_c 比較によると，SRS 試料の F_c が小さい。他の深度の土を巻き込んだか，開閉式サンプラーの直径の問題等が考えられる。

【ミニラムサウンディング試験の結果（速報）】 [4-4-1]

- ・ N_d 値の換算式の検討結果が 報告された。 N_{dm} の値によらず，全ての深度でトルクを計測して補正する等した結果，【4-4-1】中の3理論式で良好な結果が 得られた。
- ・上記3理論式で求めた N_d 値が 改良型SRS（YBM社製）の結果と一致する。
- ・今後，打撃効率の影響を取り入れて結果を検証する。
 - ・地点1，2におけるバイプロサンプリング結果についても報告があった。
- ▶金委員より，ECO-1V（バイプロサンプリング）による連続試料採取結果とSPT 試料との比較の結果が報告された。[4-5]
 - ・ボーリング孔から1m地点で 実施した。
 - ・大島委員長より，地点1の深度8-10m（粘土）は $F_c=100\%$ だが，バイプロサンプリングの F_c が小さいのはなぜかとの指摘があった。他の層からの土が混入した可能性がある。
 - ・バイプロサンプリングの最中に砂地盤が液状化を起こす問題がある。ECO-0V改良版を開発中。
 - ・今後，積水ハウスのサンプリング結果との比較が必要との意見があった。
- ▶下平委員より，DT-SWSの結果と液状化判定可能なSWS試験の開発についてのプレゼンテーションがなされた。[4-6]
 - ・建築基礎構造設計指針に準じて液状化判定に N 値を利用することを前提に N_{sw} による液状化判定を試みた。
 - ・ N 値では $N_1=\sqrt{(\sigma_v'/98)\times N}$ で有効土被り圧の補正をするが， N_{sw} はしないので N_1 値と N_{sw} の相関はよくない。
 - ・ $N_{sw} \rightarrow$ SPT- $N \rightarrow N_1 \rightarrow R$ の順で換算

- ▶ 利藤委員より、PDC、MRS および μ RAM 結果の報告があった。[4-7]
 - ・これらの試験は地点 2 のみ実施された。
 - ・MRS の結果より SPT- N と比較して 10m 以深で N_d 値が大きくなる。これに対して深井委員よりトルク計測時の回転が不十分でロッド周面と地盤の摩擦がきれていないのでは、との指摘があった。
 - ・ μ RAM について装置仕様の説明がなされた（単位面積・単位貫入量あたりのエネルギーが MRS とほぼ同じで SPT の半分である）。
- ▶ 山田委員より、SRS 試験による音を用いた土質判定についての報告がされた。[4-8]
 - ・SRS 試験のトルク計測時の音を計測している。
 - ・地点 1（粘土地盤）では音が計測されなかった。
 - ・地点 2（砂地盤）では砂と貫入コーンが擦れる音が計測された。 F_c と計測音のパワースペクトルが紹介された。現時点では、 F_c と計測音特性の間に土質判定を実施できるほどの明確な特徴を見いだせていない。
- ▶ 松本委員より、動的貫入試験における打撃効率の測定結果の報告が報告された。[4-9-1, 4-9-2]
 - ・13 種類の動的貫入試験で打撃効率を測定した結果、その効率は凡そ 0.6~0.8 の範囲であり、平均値は 0.65 程度であった。
 - ・個々の方法における打撃効率のばらつきは小さい。
 - ・クッションを 2 個入れた場合には打撃効率が低下するが、1 個の場合には打撃効率の低下は認められない。
- ・他の調査結果のまとめ
 - ①茨城県神栖市（10/20~27）
 - ②千葉県浦安市運動公園（10/31~11/9）
 - ③千葉県浦安市鉄鋼通り（11/1~11/9）
- ▶ 大島委員長より、これまでに各地で実施された地盤調査全体の結果まとめが報告された。[4-10], [4-11], [4-12]
 - ・守山市地盤調査結果の相互比較の他、神栖市掘割、浦安市運動公園、浦安市鉄鋼通りの静的・動的貫入試験の結果が報告された。
 - ・これまで実施された SWS 試験調果（大阪市松原南、大阪市鶴見区浜、東大阪市花園東、浦安市高洲、岡山市浦安南町、神栖市堀割、大阪市城東区東中浜、浦安市鉄鋼通り）をとりまとめた N 値と N_{sw} の関係から、稲田式は下限値を与えるという結果が示された。
- ・数値解析による液状化判定被害予測の検証
 - ▶ 飛田委員より、滋賀県長浜市の灌漑用埋設管を対象とした数値解析による地盤の液状化と埋設管の被害検討例の紹介がなされた。[4-13]
- ・宅地地盤情報データベースの開発
 - ▶ 山本委員より、宅地情報データベースの構築に関して、前回実施したアンケートの結果が報告された。[4-14]

3) その他

- ・第48回地盤工学研究発表会（富山大会）のDSへの論文投稿について
 - ▶ 本研究委員会の DS の投稿論文と構成について議論が行われ、以下のように決定した。
 - (1) テーマ毎に代表者に試験結果を相互に比較し、まとめた論文を投稿する。
 - (2) 個別の試験に関する論文は一般セッションに投稿してもらう。
- ・報告書の作成について
 - ▶ 2013.5.31 締切りで実績報告書を作成(所定の様式は3月上旬に国交省から送付)の予定を確認した。
- ・次回委員会
 - ▶ 第 5 回委員会（全体会議）：2013 年 3 月 18 日(月)地盤工学会（最終まとめ）の予定を確認した。

以上

第5回委員会（全体会議）議事録

日 時：平成25年3月18日（月）13時～17時

場 所：地盤工学会 地下会議室

出席者：大島，田中，平田，深井，利藤，下平，金，今西，松本，山田，吉村，平出，伊集院，松下，片山
（計15名）

欠席者：三村，飛田，林，村田，久保田，平林，山本，諏訪

議 題

1) 前回議事録の確認

- ・第3回（11/22 全体会議，資料5-1-1），第4回（1/25 コアメンバー+ α ，資料5-1-2）の議事録を確認し，了承された。

2) 研究の進捗状況

- ・本年度実施した以下の地盤調査結果のまとめが紹介された（資料5-2-1，5-2-2）。
 - ①茨城県神栖市（10/20～27）
 - ②千葉県浦安市運動公園（10/31～11/9）
 - ③千葉県浦安市鉄鋼通り（11/1～11/9）
 - ④滋賀県守山市地盤調査一斉試験（11/12～11/28）
- ・地盤工学研究発表会（富山）のディスカッションセッション投稿論文（資料5-3-1）の内容が掲載順に各委員から報告された。
 - 1) 大島委員長：「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）」
守山一斉試験の全体概要の説明（調査地点，日程，実施した各試験の詳細）。柱状図に基づいて地盤性状の説明（物理性質， N 値， F_L 値， P_L 値の算定結果（道路橋，建築基礎による））
 - 2) 吉村委員：「滋賀県守山市における地盤調査一斉試験の比較（その2：RI-CPT）」
RI-CPT 調査結果の報告。コーン貫入抵抗と間隙水圧の深度分布→土層性状→砂・粘土互層地盤，有機質土の性状，液状化判定→ P_L 値， N 値による算出値と近い。また，CPT 貫入力に占める摩擦抵抗力の寄与についての話題（資料5-3-2）が報告された。
 - 3) 平田委員：「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）」
自重低減型 SRS（177.5kg→77.5kg），ラムダ（手動），コーン形状（回転・固定・先端角），トルク測定（ $N_{dm} \geq 1$ で計測），開閉式サンプラーによる試料採取や緩衝材有無による結果，騒音振動計測結果が報告された（資料5-3-2）。
 - 4) 深井委員：「滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その4：中型動的コーン貫入試験）」
神栖，鉄鋼通り，運動公園で実施された MRS，バイブロサンプリングの結果が報告された。MRS の N_d 値と N 値の相関や，従来式と理論式とでもとめた N_d 値と N 値との比較結果が示され，従来式でも理論式でも N 値と概ね一致する等の結果が示された。また，守山での MRS と DPM-HT（手動式）の結果の違いについて，打撃効率の違い（松本委員の測定結果によると打撃効率は MRS が 60%，DPM-HT が 45%）や装置自重の違いが影響しているのではないかな等の議論がなされた。さらに，SWS（ジオカルテ）による試料採取，試験孔を利用した地下水位測定の試みが紹介された。
 - 5) 利藤委員：「滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その5：PDC）」
PDC の結果が報告された。結果に及ぼす打撃速度の影響はほとんどないことや MRS のトルク計測値と計測方法についての議論がなされた（PDC のトルク計測は半回転だが，MRS では2回転。何回転させればよいのか？）
 - 6) 大島委員長：「滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その6：その他の動的コーン）」
その他の小型動的コーン貫入試験（Penny，DSPT，PDCPT，SH）の打撃エネルギー補正についての検討結果が示された（打撃効率は同じとして比較）。Penny と SRS（自重低減型）の結果は比較的良く一致することが示された。
 - 7) 松本委員：「滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その7：SPT および各種 DCPT の打撃効率の測定方法），（その8：SPT および各種 DCPT の打撃効率の測定結果）」

13種類の動的貫入試験での打撃効率を測定した結果が報告された。全体的に打撃効率は60%以上で国際的な基準を満たしていること、コーン先端でのエネルギー効率を計測するためには端部の動的荷重と加速度を計測する必要がある、または静的に載荷したときの上下間の荷重差を求めるなどの実験が別途必要であることが指摘された。

8) 平田委員：「滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その9：SWS）」

N_{sw} と N 値の比較から両者の傾向は概ね一致する結果が示された。また3種類の試験機による試験結果が比較され、試験機毎に得られた N_{sw} に差異があるということが報告された。さらに N_{sw} による液状化判定結果が示された。

9) 下平委員（資料5-4-2）：「滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その10：DT-SWS）」

守山、運動公園、鉄鋼通り、神栖におけるDT-SWSの結果が報告された。試験機の違い（日東精工製とYBM製）の結果が比較され、 N_{sw} が大きいと違いが大きくなることが報告された（ $N_{sw}=100$ 程度までは違いはないが）。また、 N 値と N_{sw} の関係はSWS、DT-SWSで違いはほとんどないことが示された。結果の違いを検討する際に、貫入に伴うロッドの湾曲（まっすぐ貫入できていないこと）を考慮する必要があるのではないかと特に動的コーン貫入試験ではまっすぐロッドが貫入できているとは考えにくい。コーン部に傾斜計を入れてロッドの曲がり具合を把握することが必要では？等の議論がなされた。

9) 小川氏：「滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その5：地下水測定、試料採取）」

SRS（大和ハウス）、手動小型（積水ハウス）、ECO-1V（報国エンジニアリング）による採取試料の F_c 深度分布の比較結果が報告され、GL-5.0mまではほぼ一致する結果が示された。

- ・SWS試験と動的コーン貫入試験による低コストな液状化判定について、試験と試料採取+地下水位計測のコストについての議論がなされた。調査当りの費用や、連続サンプリングの必要性等が指摘された。
- ・利藤委員（資料5-4-1）より、神栖で採取した土試料の液状化試験結果（速報）が報告された。
- ・大島委員長より、「大型動的コーン貫入試験結果と N 値・ q_u 値との相関性の検討」、「スウェーデン式サウンディング試験結果と N 値・ q_u 値との相関性の再検討」（資料5-3-2）によって、13地点でのSRS試験とSWS試験結果と N 値と q_u 値との比較が報告された。
- ・数値解析による液状化判定被害予測の検証：今回は報告なし。
- ・宅地地盤情報データベースの開発：今回は報告なし。

3) 地盤工学研究発表会DS10の運営方法について（資料5-5）

- ・プログラム、座長、委員会報告
 - ディスカッションセッションについて、以下の事が確認された。
日時：3日目の午後I・II（13：30～16：50、200分）
構成：3部（調査概要、地盤性状・動的コーン貫入試験・SWS系試験、試料採取）
進め方：内容を精査し、大島委員長より各委員に後日連絡する。
座長：第1部+第2部：_____、第3部：_____
 - 各発表・質疑終了後の残り時間（56分）の使い方について議論した。
1年目の委員会活動のレビュー（活動概要、総合討論など）を行う。
研究委員会の対象を明確化する（国土交通省による宅地の定義とは異なる）。
- ・DS資料
本委員会1年目の成果（各種試験方法による液状化判定結果）を取りまとめ、DS資料として地盤工学研究発表会DVDに収録することとした。

4) 実績報告書作成について（5/31締切）（資料5-6）

- ・報告書の様式第8、第9、第10を確認した。

5) 国土交通省「震災対応型」継続申請について（資料5-7）

- ・申請書類の内容（暫定版）を確認した（締切3/25）。
- ・ヒアリング：4月19日（金）17：00～、中央合同庁舎2号館1階 共用会議室3A

以上

第6回委員会（全体会議）議事録

日 時：平成25年7月24日（水）13：30～15：00

場 所：富山国際会議場2F 特別会議室（第6会場）

出席者：大島，田中，平田，深井，利藤，下平，金，林，山田，松本，久保田，吉村，平出，松下，伊集院，
平林，片山，平田（オブザーバー）（計17名）

欠席者：三村，飛田，山本，今西，諏訪，村田

議 題

1) 前回議事録の確認

- ・第5回会議（全体会議，2013年3月18日開催）の議事録を確認し，承認された。

2) 国土交通省「震災対応型」継続申請について

- ・大島委員長より，本年度研究継続申請の内容，昨年度までの研究成果についての説明があり（資料6-2），継続申請が採択されたことが報告された（資料6-3，資料6-4）。また，今年度の個別課題の研究開発計画，研究の概要，メンバー構成と役割，昨年度の成果および今年度の研究計画概要について説明され，確認された。
- ・本委員会の構成メンバーは昨年度と同じ（資料6-5）。

3) 今年度の研究計画

- ・大島委員長より，本年度の研究全体についての説明がされた。一斉試験の実施は今後検討することが伝えられた。
- ・下平委員より，液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング試験の開発について，DT-SWSの試験機構およびメリットとデメリットの解説があり，昨年度の結果について以下の報告がされた。（資料6-6-1）
 - 1) 試験機メーカーの違いによる試験結果の違いについて・・・DT-SWSの結果には違いがなく，SWSの結果は N_{sw} が大きい場合にメーカーによる違いがある。
 - 2) DT-SWSとSWSの結果の比較・・・ N 値と N_{sw} (DT-SWS)の比較から N 値の推定
 - 3) トルク測定（ロッドの摩擦の影響）について・・・⇒東中浜の結果：表層砂礫部での摩擦の影響が大きい。鶴町の結果：スクリーポイントを1cm引き上げてトルク測定。貫入時トルクと引上げトルクの差は砂礫が大きく粘土では差がなかった。
 - 4) 今年度の計画について・・・トルク測定， N_{sw} 補正について詳細に検討する。
- ・金委員より，スクリーポイントの摩耗の影響について，2mm摩耗すると結果に大きな影響が出ることについて，コメントがあった。
- ・平田委員より，液状化判定可能な動的コーン貫入試験の開発について，昨年度の結果の報告と今年度の調査計画が説明された。SRS試験は平田委員が担当，MRSは深井委員が担当する。
今年度の調査計画：大正区鶴町，浦安市港，住之江区+3現場（①砂，②砂，③粘土）の合計6現場を計画している。
- ・利藤委員より，PDCについての説明がなされた。 N 値測定精度の向上ために打撃エネルギーの測定から伝播効率を考慮することが有効であることや細粒分含有率の推定精度の向上についての話題が提供された。
⇒深井委員より，MRSでは20mまで N 値との相関が良いが，PDCでは10m以深で N 値と整合しないのはなぜか？PDCではトルク力測定時の摩擦切りが不十分なのでは？というコメントがあった。
- ・山田委員より，SRS試験による摩擦音測定についての研究計画が説明された。本年度は室内試験を中心にを行い，現場データとの整合性を調べる。（資料6-6-3）
- ・大島委員長より（飛田委員，三村委員の代理），数値解析による液状化判定被害予測の検証について説明がされた。地盤調査で得られた地盤特性を2次元有限要素解析法FLIPに取り組み液状化時の地盤沈下量を推定する方法を開発する。また，本年度の研究工程が示された。（資料6-6-4）
- ・大島委員長より（山本委員の代理），宅地地盤情報データベースの開発について本年度の研究計画が説明

された。浅層地盤（宅地の地盤）の地盤調査データベースを集約して宅地地盤情報の共有化を図る。総合的に宅地液状化判定・被害予測を宅地地盤情報データベースに付加する。（資料 6-6-5）

4) 今後のスケジュール

- ・大島委員長より、今年度の地盤調査計画について、調査候補地の位置、ボーリング柱状図、地盤概要および日程と工程が示されて説明された。
- ・地盤調査の計画
 - ①大阪市大正区鶴町（7/1～10）：SPT, SRS, MRS, SWS, SPS（サンプリング）（資料 6-7-1）
 - ②千葉県浦安市港（8/28～9/7）：SPT, SRS, MRS, SWS, SPS（サンプリング）（資料 6-7-2）
表層 10m 程度までは砂地盤で深度約 40m まで粘土地盤。2011 年、2012 年調査個所の間接点に位置する。SPT を 2 孔で実施する予定。両方で砂層の N 値求める予定。
 - ③大阪市住之江区（10～11 月）：液状化危険度の高い地盤を対象
表層 10 数メートルに液状化性の砂質土がある。Ma13 層はない。Ma12 層が 25~35m に堆積。
 - ④国交省助成 3 グループでの合同調査、又は地盤調査一斉試験を行うかどうかは今後検討。
- ・委員会の開催予定
 - 第 2 回（コアメンバー）：9 月中旬、
 - 第 3 回（全体委員会）：11 月頃
 - 第 4 回（コアメンバー）：1 月頃、
 - 第 5 回（全体委員会）：3 月頃

5) その他

- ・次回委員会：9 月中旬に実施。（内容：鶴町、浦安市港の調査結果まとめ）

以上

第7回委員会（コアメンバー+α）議事録

日 時：平成 25 年 10 月 22 日（火）14：00～17：10

場 所：大阪駅前第2ビル6階，大阪市立大学梅田サテライト講義室5（106教室）

出席者：大島，田中，三村，平田，深井，下平，金，山田，久保田，吉村（計10名）

欠席者：利藤，飛田，山本

議 題

1) 前回議事録の確認

- ・第6回（全体会議，7/24）議事録（資料7-1）を確認し，一部修正のうえ承認された。

2) 研究の進捗状況

- ・①大阪市大正区鶴町（7/1～10），②浦安市港49（8/26～9/6）および③佐賀県唐津市2地点（10/15～19）で実施された地盤調査について，各委員より調査結果の速報が報告された
- 大島委員長より，①，②調査の調査概要（調査地点，地盤概要等）が説明された。以下に挙げる各調査結果の概要が説明された。（資料7-2-1，資料7-2-2）
 - ・SRSについて，従来型と自重低減型の結果比較 ⇒ 両調査結果から自重低減型の方が N_d とトルクが大きい結果となった。
 - ・SRSとMRSおよびSPTの結果比較（鶴町）⇒ 深度10m以深で三つの調査結果が整合しない結果となった。
 - ・各種サンプラーによる採取試料の砂分・細粒分含有率のペネ試料との比較（浦安市港49）⇒ YBM新型サンプラーの結果はペネ試料と整合した。
 - ・ソリッドコーンを用いたSPTについて ⇒ ソリッドコーンN値を単位面積当たりのエネルギーを用いて補正するとSRS試験（従来型）のエネルギー補正後の N_d 値と整合する。
 - ・沖積粘土の鋭敏性について ⇒ 高洲と鉄鋼通りの中間の液性指数であった。
- 平田委員より，SRSの結果について報告がされた（資料7-2-4）。
 - ・N値と N_d 値の相関 ⇒ 砂では整合するが，粘土ではSRSの方が大きい（鶴町，浦安市港49の両方で従来通りの傾向となった）。
 - ・従来型と自重低減型の結果の比較 ⇒ N_d 値と M_v （トルク）の両方が自重低減型の方が大きい結果となった。手動のトルクレンチでトルク計測した結果，トルクの計測値と同じ結果になった。現状では，原因不明。トルクについては，唐津市での調査結果を含めて再検討する。
 - ・軸部サンプラーと先端サンプラーによる採取試料の粒度試験結果 ⇒ 軸部サンプラー内部に土の流入することが明らかとなった。YBM社の改良型サンプラーが期待できる。
 - ・浦安市港49：Nと N_d 値の相関は従来通り，砂地盤では相関良い，粘土地盤ではSRSの方が大きい。
 - ・自重低減型SRSは粘土地盤の N_d 値が過大のような感じもする。従来型とトルクが異なることも含めて検討の必要がある。
- 深井委員より，大正区鶴町の地形，土地利用の変遷が紹介された後，MRSの結果について報告がなされた（資料7-2-5）。
 - ・MRSとSPTの結果比較 ⇒ 理論式による N_d は粘性土ではSPT-Nと一致しない結果となった（鶴町）。深度が深いところでは，理論式による N_d はSPT-Nより大きくなる（浦安市港49）。
 - ・バイブロサンプリング結果 ⇒ ペネ試料とバイブロ試料の粒度試験の比較⇒ほぼ一致（4点の結果）
 - ・SWSの結果 ⇒ 稲田式による換算N値とSPT-Nはいずれの深度でもよく一致する結果となった。
 - ・ドリルサンプラー（ロームや腐植土の存在を確認するために使われているサンプラー）による採取試料の粒度試験結果 ⇒ ペネ試料およびバイブロ試料との比較の結果，バイブロ試料とペネ試料の F_c は一致するが，ドリル試料は細粒分含有率が小さい。地下水位以下では細粒分が落ちてしまう。液状化判定に必要な F_c を特定するような用途には不向きかもしれない。
 - 2重管にする対策が有効化もしれない（吉村委員）。
 - バイブロサンプリングの性能評価のために，液状化判定の対象にならないような土層においてもバ

イブロサンプル試料の粒度試験の個数を増やすべき（大島委員長）。

- 下平委員より SWS の結果について、鶴町と浦安市港 49 の調査結果に加えて、唐津市の調査結果についても速報の報告がされた。（資料 7-2-6）
 - ・ Y 型（ロッド長 1m）と G 型（ロッド長 75cm，連続トルク測定および 75cm ピッチで 1cm 引き上げ時のトルク測定可能）を実施。鶴町では DT-SWS は実施できず，浦安市港 49 で実施した。
 - ・ いずれの地点においても，SWS（Y 型 G 型）と DT-SWS の結果に違いはなかった。
 - ・ SWS のトルクについての議論 ⇒ 貫入時のトルクの深度分布は N_{sw} と傾向が一致。1cm 引き上げトルク（ロッドの周面摩擦）で N_{sw} を補正するのがよいかも。
- 金委員より，浦安市港 49 における SWS 試験孔を利用した地下水位測定と ECO-1 による連続サンプリングの結果が報告された（資料 7-2-7）。
 - ・ SWS 試験孔を利用した地下水位測定 ⇒ ECO-1 の孔内水位と同等の結果を得た（地下水位 G.L.-0.74m（9 月 6 日 14:28））
 - ・ ECO-1 による連続サンプリング試料について ⇒ 細粒分の脱落（砂分の混入）があり，ペネ試料の粒度試験結果と一致しない。バイブロサンプリングでバイブロ中に発生する液状化が原因→液状化が発生しないように改良→11 月上旬に唐津で試験実施予定。
 - ・ 積水のバイブロサンプリングと ECO-1 の違い：ECO-1 の貫入パワーが大きい→刃先の地盤が液状化する→周辺の砂が混入する。
- 山田委員より SRS による摩擦音測定の結果が報告された（資料 7-2-8）。
 - ・ トルクが計測されない深度では音がならない。
 - ・ $F_c < 50\%$ で特定周波数の振幅が大きい → 砂質土であることは検知できる可能性。
 - ・ 最終的には F_c とスペクトルの特長を関係付ける方針。
- 田中委員より，浦安市と守山市の地盤調査で得られた SWS と CPT の結果を用いて，SWS 試験の新たな解釈について発表があった（資料 7-2-9）。
 - ・ SWS と CPT はどちらも静的貫入試験であるので， N_{sw} を動的貫入の結果である N 値と直接比較するのではなくて，先端抵抗 q_t との相関を見てみると $N_{sw} = 20q_t$ の関係がある。
 - ・ 稲田式の検討 ⇒ $N_{sw} = 20q_t$ の関係が成立するとすると，稲田式は q_u を小さ目に（控えめに）評価している。（下限値を示しているとも言われている）。 N 値と稲田式の相関はまあまあ良い。
- 三村委員より，数値解析による液状化判定被害予測の検証についての報告がされた（資料 7-2-10）。
 - ・ FLIP を使用。守山市地点 1 の地盤データを採用する。
 - ・ 1 次元地盤モデル（カクテルグラスモデル）に最大振幅 500Gal の正弦波を入力した場合の予備解析結果が紹介された。

3) 今後のスケジュール

- ・ 大島委員長より，香取市佐原で JGS 関東支部が計画している地盤調査の計画概要（調査地点，日程の概略等）について説明され，本委員会として参加することを確認した。
- ・ 予定されていた大阪市住之江区での地盤調査については，今年度の実施を見送り，来年度に実施する方針となった。

4) その他

- ・ 第 49 回地盤工学研究発表会（北九州市）での DS について，香取市佐原の結果を含めて，本委員会主催の DS を来年度の JGS 大会で実施することを確認した。
- ・ 次回委員会：12 月 18 日を第一候補として開催することに決定した。

以上

第8回委員会（全体会議）議事録

日 時：平成25年12月18日（水）13：00～17：20

場 所：地盤工学会 地下会議室 B

出席者：大島，田中，平田，金，飛田，山本，林，松本，山田，諏訪，久保田，吉村，平出，松下，伊集院，
平林，片山 (計17名)

欠席者：三村，深井，下平，利藤，今西，村田

議 題

1) 前回議事録の確認

- ・第6回（全体会議，7/24）議事録【資料8-1-1】
- ・第7回（コアメンバー+ α ，10/22）議事録【資料8-1-2】
- 第6回，第7回委員会の議事録を確認し，了承された。

2) 研究の進捗状況

- ・地盤調査結果の速報（大島，平田，深井，下平，金，山田）
 - ①大阪市大正区鶴町（7/1～10）
 - ②千葉県浦安市港（8/26～9/6）
 - ③佐賀県唐津市岸山（10/15～19）
 - ④佐賀県唐津市原（10/15～19）
 - ⑤香取市佐原一斉試験（12/2～13）
- ・守山一斉試験における打撃効率（松本）
- ・数値解析による液状化判定被害予測の検証（飛田）
- ・宅地地盤情報データベースの開発（山本）
- 大島委員長より，12月9日に開催された建築学会「宅地の液状化判定のための地盤調査法」小規模建築物の地盤調査法シンポジウムで昨年度に守山市で実施した調査結果をまとめて発表したことが報告された。【資料8-2-0】 論文集が回覧された。
- 平田委員より，深井委員の代理でMRS，SWS，バイプロサンプリング，ドリルサンプラーについての大正区鶴町と浦安港49の調査結果が報告された（第7回委員会で報告された内容と同じ）。【資料8-4】
- 平田委員より，唐津市原と岸山におけるSRS試験結果が報告され，【資料8-3】以下の内容の議論があった。従来型に対して荷重低減型のMvが大きくなる傾向は第7回委員会での報告内容と同じ。
 - ◇（平田委員）標準仕様（従来式）SRSに比べて，マイク内蔵型と自重低減型のMvが大きいのは，調査速度（貫入深さ/分）の違いが関係あるかもしれない。
 - ◇（松本委員）ロッドの最大周面摩擦を切るために必要な合力はロッドと錘の重量が大きいほど小さくなるので，自重低減型は従来型に比べて当然Mvが大きくなるであろう。既に得られたMvの結果を用いて，自重の補正を加えることが可能。
- 大島委員長より，下平委員の代理で液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング試験の開発について大正区鶴町，浦安市港，唐津市原・岸山，香取市地点2，サンプリング（土壌すくい）の結果が報告された。【資料8-5】
 - ◇SWSで計測したトルクの深度分布はNswの深度分布と一致している。
- 金委員より，香取市における地下水位測定と土の連続試料採取技術について報告された。【資料8-6】
 - ◇砂地盤のボーリング防止のため，液状化防止カップリングとモンケンによる打撃を併用して試料採取。地点1は8m，地点2は5mまで採取できた。地点1は積水ハウスの手動式バイプロサンプリングの結果と比較する予定，地点2は基準ボーリングの結果と比較する。
- 山田委員より，SRS試験による音測定の結果と今後の見通しについて報告があった【資料8-7】
 - ◇現状では測定音から直接Fcを評価するのは難しい。ロッドからマイクに伝わる音を遮断する仕組みを考える必要がある。別途実施中の室内試験で摩擦音特性の基礎データを集積して現場に適用する予定。

- ▶ 大島委員長より、今年度の委員会全体の調査結果（大阪市大正区鶴町、浦安市港 49、唐津市岸山（唐津地点 1）、唐津市原（唐津地点 2）、香取市佐原地点 1・2）のまとめと各試験結果の比較結果が報告された。【資料 8-2-1】
 - ◇ 主な報告内容：MRS 新補正と自重低減型 SRS の結果がほぼ一致した（大正区鶴町）。動的コーン試験結果との比較のために SPT でソリッドコーンを使用（浦安市港 49）。従来型と自重低減型の SRS 試験結果の比較、新開閉式サンプラーの採取試料の F_c はペネ試料と整合する、SWS の換算 N 値は N 値にほぼ整合する（唐津市地点 1・2）。香取市調査の速報。
- ▶ 松本委員より、守山市で実施した動的貫入試験の打撃効率の測定方法と測定結果についての報告がされた【資料 8-8】
 - ◇ →各 DCPT で打撃効率は安定していて平均的に 60%程度である。DCPT の種類によって、打撃効率が異なる。
 - ◇ 事前に（現場試験の前に）打撃効率を測定（10 回程度）しておき、補正に用いるのがよいのでは？ 公称打撃エネルギーで貫入量を補正することに意味はあるのか？
 - ◇ SPT のサンプリング試料と比較しながら、DCPT によって地層構成を詳細に把握することが可能。
 - ◇ →測定した打撃エネルギーはアンビル直下での値であり、必ずしも先端へ伝達されている打撃エネルギーとは限らない。
 - ◇ 13 種類の試験に対してそれぞれ 21 個の解析を行い、1 月中に最終結果をまとめる。
- ▶ 飛田委員より、浦安市のボーリングデータを用いた 1 次元有効応力解析の結果について報告がなされた。【資料 8-9】
 - ◇ 浦安市の地盤調査結果と地表面観測波を用いて、液状化層と非液状化層の層厚を変化させて FLIP を用いて解析を行った結果、石原先生のチャートによる地表面被害は 20~30cm 程度であろうという結果。地表面沈下量の回帰式に入力するパラメータをデータベース化する。今後、浦安観測地震動を基盤に戻して再度解析、地表面応答加速度や沈下量を計算する。
 - ◇ 回帰式のパラメータ（マグニチュード、震央距離の意味）や地表面沈下量と地表面被害などについての議論があった。
- ▶ 山本委員より、宅地地盤情報データベースの開発の進捗状況が報告された。【資料 8-10】
 - ◇ 研究開発目標と研究開発計画・内容、宅地地盤情報データベースの機能と構成（案）の説明。
 - ◇ システムやデータ公開化の可能性についての質問があった。個人情報保護の観点から実現可能か？システムの使用者の範囲は？→ハウスメーカー・業界が使えることができるシステムとして情報の共有を目指す、一般に公開することは難しいだろう。業界内での企業間での共有に対して柔軟な仕組みを提案する。

3) 今後のスケジュール

- ・研究成果のまとめ
- ▶ 大島委員長より、昨年度の実績報告書【資料 8-11】を基に、報告書作成（6 月末ごろ〆切）に関するスケジュールの確認と成果物の情報提供依頼があった。

4) その他

- ・第 49 回地盤工学研究発表会（北九州市）での DS について
- ▶ 大島委員長より、DS への成果投稿の呼びかけがあり、申込みが 2/9 までであることが周知された。また、次回委員会で研究進捗を確認し、DS のプログラムを検討することになった。
- ・次回委員会の日程調整
- ▶ 第 9 回委員会は 2014 年 1 月 31 日 14:00 から大阪市内で開催することとなった。
- ・その他
- ▶ 諏訪委員より、土木学会地盤工学委員会「地盤工学セミナー：地盤に起因する建築紛争の解決に向けて -Part2」（1/25）【資料 8-12】の開催案内が行われた。

以上

第9回委員会（コアメンバー+α）議事録

日 時：平成26年1月31日（金）14：00～17：30

場 所：大阪駅前第2ビル6階，大阪市立大学梅田サテライト講義室5（106 教室）

出席者：大島，平田，深井，下平，金，飛田，山本，山田，諏訪，吉村（計10名）
平田（大阪市大院生，オブザーバー）

欠席者：久保田，田中，三村，利藤

議 題

1) 前回議事録の確認

- ・第8回（全体会議，12/18）議事録【資料9-1】
- 第8回委員会の議事録を確認し，一部修正のうえ了承された。

2) 研究の進捗状況

- ・今年度の地盤調査結果のまとめ（大島，平田，深井，利藤，下平，金，吉村，山田）
 - ①大阪市大正区鶴町（7/1～10）
 - ②千葉県浦安市港（8/26～9/6）
 - ③佐賀県唐津市岸山（10/15～19）
 - ④佐賀県唐津市原（10/15～19）
 - ⑤香取市佐原一斉試験（12/2～13）
- ・数値解析による液状化判定被害予測の検証（飛田）
- ・宅地地盤情報データベースの開発（山本）
- 大島委員長より，香取市佐原における地盤調査概要（調査地点，試験項目等）が説明された。【試料9-9-1】
- 深井委員より，香取市佐原におけるMRS試験，SWS試験および手動式バイブロサンプリングの結果が報告された。【資料9-3】（資料9-3，スライドNo.14を削除）
 - ◇ MRS と SRS の比較：地点1では，理論式で求めたMRSの N_d 値は12m以深でSRS試験結果と整合しない。地点1では，従来式の方が理論式よりもSRS結果と一致する。
 - ◇ MRS と SRS の比較：地点2では，SRSの結果と大きく異なる。原因として両試験の調査位置が離れていたことが考えられる。
 - ◇ MRS と SPT の比較：地点2では， N 値とMRSの N_d 値が整合していない。地点2は狭い範囲で地盤が大きく異なることが考えられる。
 - ◇ 手動式バイブロサンプリングによる F_c はペネ試料と概ね一致。
 - ◇ MRS と手動式バイブロサンプリングの結果を併せて地点1, 2の液状化判定：200Gal (M7.5) と 350Gal (M9.0) を想定した場合，いずれも液状化する地盤と判定された。
- 平田委員より，香取市佐原における大型動的コーン貫入試験の結果と従来型の荷重を考慮したトルク補正についての報告がなされた。【資料9-2】
 - ◇ 地点1, 2のいずれでも計測された荷重低減型のトルク力は従来型よりも大きい。
 - ◇ 従来型の結果に荷重を考慮したトルク補正を施した結果，10m以浅では補正した従来型のトルク力は荷重低減型とほぼ等しく，10m以深では従来型のトルクが小さい結果となった。今後，荷重低減型を用いて荷重の影響と調査速度の影響を再確認する予定。
- 大島委員長より（利藤委員の代理），香取市佐原地点2におけるピエゾドライブコーン（PDC）による液状化判定の結果が報告された。【資料9-4】
 - ◇ PDCによる N_d は深度12mまで N 値と良く一致しているが，12m以深ではやや大きい。
 - ◇ PDCによる F_c はペネ試料の F_c よりもやや大きい。
 - ◇ PDCによる F_L は，12m以浅ではSPTとよく一致したが，12m以深では大きくなった。
- 下平委員より，液状化判定可能なスウェーデン式サウンディング試験（SWS試験）の開発に関する本年度の試験結果が報告された。【試料9-5】
 - ◇ 調査地点と試験内容の説明：5か所を実施，2タイプのSWS試験装置，トルク計測と試料採取。香取市佐原ではDTSWSは実施できず。
 - ◇ サンプリング（土壌すくい）試料（浦安，唐津原，香取）とペネ試料の F_c の比較：細粒分の混入によって F_c が過大となる。
 - ◇ ロッドトルクの考え方：1cmロッド引き上げ状態のロッドトルクの考え方が説明された。

大島委員長からの意見：トルクを N_{sw} の換算や補正に役立てることはできないか？

- ▶ 金委員より、香取市佐原における ECO-1V による連続試料採取結果の報告と新たに開発するサンプリングシステムのアイデアが紹介された。【試料 9-6】
 - ◇ 連続試料採取：地点 1（ボーリングデータなし）では、 F_c と自然含水比の深度分布は積水ハウスの手動式バイプロサンプリングの結果と概ね一致した。地点 2（5m まで実施）では、基準ボーリングの結果（ペネ試料）とよく整合する結果であった。
 - ◇ 新規開発するサンプリングシステムの紹介：バイプロと打撃貫入を組み合わせた仕組み。試料採取しないときはバイプロ、サンプリング時は打撃貫入する。孔壁崩壊に対する仕組みが紹介された。
- ▶ 吉村委員より、香取市佐原地点 2 における RI-CPT の結果の解説および液状化判定の結果が報告された。【試料 9-7】
 - ◇ 液状化判定：M7.5、350Gal の条件で複数の方法を用いて液状化安全率を計算した結果、いずれの方法においても地点 2 の地盤は液状化の危険度が高いと判定された。
- ▶ 山田委員より、香取市佐原地点 2 における SRS 試験による音測定の結果および一面せん断試験による音測定の結果が報告された。【試料 9-8】
 - ◇ フーリエスペクトルのピーク周波数とスペクトル幅に着目して、 F_c と U_c の関係を整理した結果、粒度が良い土ほどピーク周波数が高く、スペクトル幅が広い傾向が認められた。今後、他の調査地点の結果を整理し、 D_{50} との関係を確認する予定。
- ▶ 大島委員長より、2 年間の調査結果のまとめ【試料 9-9-2】と各種サウンディングとサンプリングを併用した液状化判定結果【試料 9-9-3】が報告された。
 - ◇ SRS 試験装置の改良と SRS 試験結果の比較：砂質土では $N_d \approx N$ 、粘性土では $N_d > N$ 。 N_d 値から q_u （または $S_u = q_u/2$ ）の推定が可能。
 - ◇ MRS 試験結果の比較：従来補正では自重低減型 SRS よりやや小さいが、新補正では自重低減型 SRS とほぼ一致。
 - ◇ SWS 試験結果の比較： N 値と N_{sw} の関係から、稲田式は平均的な値（粘性土では上限値）を示す結果が得られた。
 - ◇ 各種サンプラーによる F_c の比較：SRS 新型サンプラーとバイプロ連続サンプリングによる F_c はペネ試料とほぼ一致する。
 - ◇ 液状化判定：各種サウンディングと連続サンプリングを併せて液状化判定が可能。
- ▶ 飛田委員より、浦安市におけるボーリングデータを用いた 1 次元有効応力解析の結果が報告された。【試料 9-10】
 - ◇ 浦安市高洲のボーリングデータを基に、液状化層、非液状化層圧を変化させた場合の地表面沈下量を算出（K-NET、2011 浦安波）。既往の沈下量予測式と整合がとれた結果。液状化層厚 10m 以上で急激に沈下量が増加する。沈下量予測式の作成も可能。
- ▶ 山本委員より、宅地地盤情報データベース（DB）の開発についての報告がなされた。【9-11】
 - ◇ 宅地の地盤情報 DB 開発の目標、特徴が説明された後、宅地 DB を実現させるための要件と構成、構想が提示された。

3) その他

- ・ 第 49 回地盤工学研究発表会（北九州大会）の DS-6 への論文投稿計画について【資料 9-12】
- ▶ 大島委員長より、第 49 回地盤工学研究発表会のディスカッション・セッション（DS）の発表構成案が提示され、以下の修正が加えられることになった。3 部構成とする。第 2 部サンプラーについての論文は 1 編または 2 編にまとめる。RI-CPT による液状化判定を含める。最終的な発表論文構成は後日、委員長より各委員に連絡されることとなった。
 - ・ 報告書の作成について
- ▶ 大島委員長より、2014.5.31 締切で実績報告書を作成すること、所定の様式は 3 月上旬に国交省から送付予定であることが連絡された。
 - ・ 次回委員会：
- ▶ 第 10 回委員会（全体会議）は、2014 年 3 月 31 日（月）午後 1 時より（地盤工学会にて）を第一候補として日程調整することとなった。次回委員会の主な議題は、当日までに第 49 回地盤工学研究発表に投稿（2 月 9 日申込み締切）した各自の発表内容の確認、および委員会報告書作成に関する打ち合わせ。

以上

第10回委員会（全体委員会）議事録

日 時：平成26年3月31日（月）13：00～17：30

場 所：地盤工学会 地下会議室

出席者：大島，田中，平田，深井，利藤，下平，金，飛田，山本，林，松本，山田，諏訪，吉村，平出，
松下，平林，片山（計18名）

欠席者：三村，今西，村田，久保田，伊集院

議 題

1) 前回議事録の確認

- ・第8回（全体会議，12/18）議事録【資料10-1-1】
- ・第9回（コアメンバー+α，1/31）議事録【資料10-1-2】
- 第8回，第9回委員会の議事録を確認し，了承された。

2) 研究成果の報告

- 各委員より，本委員会活動の研究成果を地盤工学研究発表会（北九州市）のディスカッションセッション(DS-6)やその他のセッションに投稿した論文の内容が紹介された。(DS-6第1部投稿論文【資料10-2-1】，DS-6第2部投稿論文【資料10-2-2】，サウンディング一般セッション投稿論文【資料10-2-3】，香取一斉調査セッション投稿論文【資料10-2-4】)
 - ・動的コーン：平田，深井，松本，山田
 - ・SWS関係：下平，田中
 - ・CPT，PDC：吉村，利藤
 - ・簡易サンプラーと液化化判定：深井，金，大島
 - ・数値解析による液化化判定被害予測：飛田
 - ・宅地地盤情報データベースの開発：山本
 - ・本年度の地盤調査結果のまとめ：大島
- 平田委員より，SRS試験における自重の影響に関する研究成果が報告された。【資料2-1】，【資料10-3-1】
 - ◇従来機と自重低減機の比較：粘土地盤では，従来機よりも自重低減機の N_d 値が大きくなる。砂地盤では，両者の結果はそれほど変わらないが，自重低減機の N_d 値が若干大きい。
 - ◇自重低減の効果は粘土地盤で大きい（ N_d 値が約20に対して N_d 値の増加割合が2程度であり，相対的に自重低減の影響が大きい）。
- 深井委員より，MRS試験の N_d 値の補正方法に関する研究成果が報告された。【資料2-1】，【資料10-3-2】
 - ◇大正区鶴町，浦安市港，香取市佐原の結果に対して，従来式と理論式を用いてMRS試験による N_d 値の補正結果の比較した結果，従来補正とSRS従来機の N_d 値は整合し，理論式補正とSRS自重低減機の N_d 値が整合する結果となった。
 - ◇利藤委員より，MRS従来補正式の検証に関して次のコメントがあった。香取市佐原では，従来補正式の元となったSRS試験装置で調査を実施しているのので，同地点のSRS自重低減機の結果と比較してみる。
- 松本委員より，各種動的貫入試験の打撃効率の測定結果(守山市調査)の続報が報告された。【資料10-2-1】，【資料10-3-3】
 - ◇守山市調査で実施した全13種類，16条件の動的貫入試験を対象にアンビル直下の打撃エネルギー効率を分析した結果の報告。
 - ◇ハンマー質量が5kg以上であれば，ハンマーの質量の違いは打撃効率にあまり影響しない。
 - ◇ロッドが中実か中空かの違いは打撃効率にほとんど影響しない。
 - ◇クッション枚数が多い（2枚）と打撃効率が低下する。
 - ◇質疑と応答：（田中委員）地盤が硬いほどエネルギー効率が高くなることはないか？
（松本委員）地盤の硬さの影響もあると思われるが，ロッド先端までエネルギーが伝わるかはわからない。打撃エネルギーはアンビル直下での計測値でほぼ同深度の結果。

- ▶ 山田委員より SRS 試験による音を用いた土質判定に関する研究成果が報告された。【資料 10-2-3】，【資料 10-3-4】
 - ◇ SRS 試験で録音した摩擦音の分析方法が説明された。
 - ◇ 摩擦音のスペクトル幅と細粒分含有率の深度分布（浦安市港，香取市佐原，唐津市原）はある程度一致した。
 - ◇ 質疑と応答：（松本委員）松本委員から質問：今後計画している一面せん断試験で調べる上載圧の影響は SRS 試験のマントルに作用する側方土圧とどう関係するのか？
（山田委員）：現時点では，一面せん断試験の上載圧を用いて実地盤の側方土圧の影響を定量評価するのではなく，摩擦音の音響特性に与える拘束圧の影響を調べることを考えている。
- ▶ 下平委員より，二重管 SWS 試験（DT-SWS），SWS 試験によるトルク測定を試みについて 2 年間の調査結果が報告された。【資料 10-2-1】，【資料 10-3-5】
 - ◇ DT-SWS の結果は，SWS の結果に対して，軟弱粘土層では W_{sw} が小さく，砂質土層では N_{sw} が同等かやや小さい。
 - ◇ M_p （貫入深度 25cm 毎に深度に対する積分値を深度増分（25cm）で除した回転トルク）と N_{sw} の関係は，粘性土の場合に良い相関を示した。
- ▶ 吉村委員より，香取市佐原における RI-CPT による土質判定と液状化判定の結果が報告された。【資料 10-2-2】，【資料 10-3-7】
 - ◇ Robertson の方法と鈴木・時松の方法による換算 N 値と F_c の推定値は SPT による実測値と概ね一致した。
 - ◇ CPT データに基づいた各種液状化判定法による F_L 値と P_L 値（深度 13m まで）を算定した結果， P_L 値は 20~51 と大きく， F_L も大きい結果となった。
- ▶ 大島委員長より，動的コーン貫入試験用の簡易サンプラーの適用性についての報告がされた。【資料 10-2-2】，【資料 10-3-8】
 - ◇ 従来型開閉式サンプラー（従来型 SP）新型サンプラー（新型 SP）および SPT による採取試料の細粒分含有率を比較した結果，新型 SP で採取した試料と SPT 資料の細粒分含有率は N 値 5~15 の比較的ゆるい砂地盤においておおむね一致した。
 - ◇ 新型 SP で採取した試料の細粒分含有率は，含水比の高い N 値=3 程度のかかなりゆるい砂地盤において SPT 試料よりもやや高くなる傾向があった。
- ▶ 深井委員より，SWS 試験用の簡易サンプラーの適用性について，3 種類のサンプラーの結果が報告された。【資料 10-2-2】，【資料 10-3-9】
 - ◇ ドリル式サンプラー：地下水位以下の地盤では細粒分が脱落して細粒分含有率を過小評価。
 - ◇ 開閉式サンプラー：試験孔への挿入の過程で細粒分が混入し細粒分含有率を過大評価。
 - ◇ 開閉貫入式サンプラー：SPT 試料と比べて細粒分含有率が 10~20%程度高い。開閉機構の隙間から細粒分（泥水）が侵入流入することも考えられる。さらなる改良が必要。
- ▶ 金委員より，宅地調査用パイロサンプラーの適用性についての報告がなされた。【資料 10-2-2】，【資料 10-3-10】
 - ◇ 手動式と自動式サンプラーによる採取試料（連続サンプリング）と SPT 試料の細粒分含有率はおおむね一致した。
 - ◇ 液状化判定のためには連続サンプリングが必要。ただし費用などの諸問題はある。
- ▶ 大島委員長より，宅地用の各種地盤調査法による液状化判定の比較について報告された。【資料 10-2-2】，【資料 10-3-11】
 - ◇ 各種サウンディング試験（SRS，MRS，SWS）と各種簡易サンプリング試料の F_c を用いて液状化判定（ F_L ， P_L ）。SPT による液状化判定結果と比較（深度 10m まで）。
 - ◇ SRS，MRS，SWS による換算 N 値と簡易サンプラー試料による F_c を併用すれば，SPT 相当の液状化判定は可能と考えられる。
 - ◇ 地盤強度は，むしろ SRS，MRS，SWS による方が細かい変化を捉えることができる。
 - ◇ 簡易サンプラーによる試料採取は，深度 10m まで少なくとも 1m 間隔で採取することが望ましい。ただし，簡易サンプラーによって確実に任意深度の試料を採取するために，サンプラーの機構を改良す

る余地がある。

◇ 松下委員よりコメント：中地震相当の地震動に対して等の条件を付して、SPTによる方法と同等の液状化判定が可能であるという表記が良いのではないか。

▶ 飛田委員より、浦安市高洲地点1および3、浦安市運動公園、守山地点2の地盤調査結果に基づいた1次元有効応力解析の結果が報告された。【資料10-2-2】、【資料10-3-12】

◇ 非液状化層厚が5mを下回ると沈下量が大きくなる。

◇ 浦安運動公園ではsin波100galの場合が最も沈下量が大きい（沈下は過剰間隙水圧の消散過程で生じる。免震効果の影響→地震動の増幅→表層の液状化甚大。400galでは深い地盤で載荷初期に液状化が発生→上層にせん断応力を伝えない。）

◇ 数値解析の地盤モデル化に関する議論。浦安市高洲地点1、2の浚渫土層をどのように設定するのか。解析モデルとしては、非液状化層と仮定したとする。

▶ 山本委員より、宅地地盤情報データベースの開発についての研究成果が報告された。【資料10-2-2】

◇ 将来のデータ統合を見越したデータベースとすること。

◇ 既存の宅地情報および新たな調査法による調査情報を統合化するための宅地地盤DBの基本設計の要点

◇ 統合共有型宅地地盤情報DBの構成（将来の共有に備えるためのDB化のイメージ）インデックス共有型を提案。

◇ 試作したデータベース（データ保存型データベース）について説明。守山地点1、2を宅地と見立てて試作したデータベースの使用と運用の方法案を説明。

▶ 大島委員長より、大型動的コーンの調査方法に関する考察について報告がされた【資料10-2-3】

◇ 7地点のSRSの調査結果から、SRSにおけるコーン先端形状やトルク測定有無などの調査仕様の違いと N_d 値との関係を検討した結果、先端コーンの形状とコーン仕様（回収と捨て）の違いによる N_d 値には大差ないが、先端コーンの固定有無およびトルク計測有無では N_d 値に差が見られた。

▶ 大島委員長より、スウェーデン式サウンディング試験による $W_{sw} \cdot N_{sw}$ と N 値及び q_u 値の相関性の検討結果が報告された【資料10-2-3】

◇ 深度方向への W_{sw} と N_{sw} の変化パターンは N 値と比較的よく対応する。

◇ N 値換算の稲田式はばらつきが大きい。 q_u 値換算の稲田式は下限値を与える。

3) 地盤工学研究発表会 DS-6 の運営方法について

・プログラム、座長、委員会報告

▶ 大島委員長より、JGS北九州大会DS6のプログラム案と座長案が提示され、了承された。【資料10-4】

4) 実績報告書作成について（5/30 締切）【資料10-5】

・様式の確認

▶ 大島委員長より、報告書作成に関して様式の確認と全委員に対して研究成果の投稿論文と特許出願の情報集約が依頼された。

・目次

▶ 大島委員長より、最終報告書の構成のイメージと目次案の説明がされ、各研究項目担当者に対して執筆の依頼がされた。申請時に提出した書類（申請内容）を確認した。

以上

A3. 本研究に関する発表論文リスト

No.	著者名	発表論文名	発行所又は誌名	発行年月
1	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, No.67, pp.131~132.	2012.7
2	平田茂良・山本明弘・市村仁志・大島昭彦・柴田芳彦・西田功	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2:SRS)	第47回地盤工学研究発表会, No.68, pp.133~134.	2012.7
3	佐藤博・森与志信・柳信一郎・大島昭彦・山本明弘・平田茂良	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3:ラムダ)	第47回地盤工学研究発表会, No.69, pp.135~136.	2012.7
4	深井公・平田茂良・大島昭彦	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4:MRS)	第47回地盤工学研究発表会, No.70, pp.137~138.	2012.7
5	塩野敏昭・赤井理一郎・片山浩明・深井公・大島昭彦	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5:DCPT)	第47回地盤工学研究発表会, No.71, pp.139~140.	2012.7
6	吉澤大造・伊藤義行・藤井紀之・澤田俊一	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6:PDC)	第47回地盤工学研究発表会, No.72, pp.141~142.	2012.7
7	村田芳信・佐藤 将・岩田麻衣子・沢田和秀・八嶋 厚	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7:Penny)	第47回地盤工学研究発表会, No.73, pp.143~144.	2012.7
8	柳信一郎・片山浩明・大島昭彦	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8:DSPT)	第47回地盤工学研究発表会, No.74, pp.145~146.	2012.7
9	篠川俊夫・深澤和行・池田浩一・大島昭彦・三田大貴・平田拓也	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9:PDCPT, SH)	第47回地盤工学研究発表会, No.75, pp.147~148.	2012.7
10	三村衛・浅尾一巳・吉村貢・寺尾庸孝	浦安市における各種静的サウンディング試験の比較(その1:RI-CPT)	第47回地盤工学研究発表会, No.76, pp.149~150.	2012.7
11	宮坂享明・三村衛・金井重夫・西村真二・兵動正幸・池田篤則・岡信太郎・鳴海美穂子	浦安市における各種静的サウンディング試験の比較(その2:CPT-1)	第47回地盤工学研究発表会, No.77, pp.151~152.	2012.7
12	宮坂享明・桑原文夫・金井重夫・岡信太郎・兵動正幸・池田篤則・三村衛・鳴海美穂子	浦安市における各種静的サウンディング試験の比較(その3:CPT-2)	第47回地盤工学研究発表会, No.78, pp.153~154.	2012.7
13	平田茂良・山本明弘・市村仁志・大島昭彦・下平祐司・深井公・金哲鎬	浦安市における各種静的サウンディング試験の比較(その4:SWS)	第47回地盤工学研究発表会, No.79, pp.155~156.	2012.7
14	小川正宏・金哲鎬・大島昭彦・諏訪靖二・和田昌大	浦安市における各種静的サウンディング試験の比較(その5:SWS-WL)	第47回地盤工学研究発表会, No.80, pp.157~158.	2012.7
15	下平祐司・平田茂良・大島昭彦・深井公・金哲鎬	浦安市における各種静的サウンディング試験の比較(その6:DT-SWS)	第47回地盤工学研究発表会, No.81, pp.159~160.	2012.7
16	大和眞一・末政直晃・田中剛・大島昭彦	浦安市における各種静的サウンディング試験の比較(その7:SDS)	第47回地盤工学研究発表会, No.82, pp.161~162.	2012.7
17	大島昭彦・鈴木達也・大島昭彦・宮田尚樹・和田昌大・久保田耕司・笹尾憲一・平田茂良	浦安市における各種静的サウンディング試験の比較(その8:SPSと沖積粘土の土質特性)	第47回地盤工学研究発表会, No.83, pp.163~164.	2012.7
18	金哲鎬・藤井衛・品川恭一・小川正宏	SWS試験孔を利用した地下水位の収束時間に基づく土質の判別	第47回地盤工学研究発表会, No.84, pp.165~166.	2012.7
19	利藤房男・澤田俊一・吉澤大造・伊集院博	東日本大震災で液状化した地盤へのピエゾドライブコーンの適用	第47回地盤工学研究発表会, No.92, pp.181~182.	2012.7

No.	著者名	発表論文名	発行所又は誌名	発行年月
20	廣瀬竜也・大島昭彦・下平祐司・平田茂良・深井公・平田拓也	二重管スウェーデン式サウンディングの開発と測定例	第47回地盤工学研究発表会, No.96, pp.189~190.	2012.7
21	大島昭彦・平田拓也・平田茂良・深井公・下平祐司	大型・中型動的コーン貫入試験[SRS・MRS]の比較例	第47回地盤工学研究発表会, No.97, pp.191~192.	2012.7
22	鈴木達也・大島昭彦・宮田尚樹・和田昌大・久保田耕司	水圧式サンプラーを用いたサンプリング・サウンディング試験の開発と測定例	第47回地盤工学研究発表会, No.100, pp.197~198.	2012.7
23	鈴木達也・大島昭彦・宮田尚樹・和田昌大・久保田耕司	水圧式サンプラーによるサンプリング・サウンディング試験と力学試験との比較	土木学会第67回年次学術講演会, III-006, pp.11~12.	2012.9
24	平田拓也・大島昭彦・平田茂良	大型動的コーン貫入試験の N_d 値と標準貫入試験の N 値の比較例	土木学会第67回年次学術講演会, III-012, pp.23~24.	2012.9
25	廣瀬竜也・下平祐司	二重管スウェーデン式サウンディングの開発と測定例(その2)	日本建築学会学術講演梗概集(東海), pp.653-654.	2012.9
26	大島昭彦・他	動的9編、静的15編: No.1~No.22の再構成論文	浦安地盤調査一斉試験報告会論文集, H24年度京都大学防災研究所共同研究<一般研究集会>・地盤工学会, pp.1~54	2012.10
27	三村衛・吉村貢	原位置試験による液状化危険度評価について	浦安地盤調査一斉試験報告会論文集, H24年度京都大学防災研究所共同研究<一般研究集会>・地盤工学会, pp.55~63	2012.10
28	大島昭彦	浦安一斉試験における各種動的サウンディング試験の比較	浦安地盤調査一斉試験報告会論文集, H24年度京都大学防災研究所共同研究<一般研究集会>・地盤工学会, pp.65~70	2012.10
29	田中洋行	浦安試験結果のまとめ-N値への変換に重点を置いて-	浦安地盤調査一斉試験報告会論文集, H24年度京都大学防災研究所共同研究<一般研究集会>・地盤工学会, pp.71~74	2012.10
30	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, No.86, pp.171~172.	2013.7
31	三村衛・後藤政昭・吉村貢・寺尾庸孝	滋賀県守山市における地盤調査一斉試験(その2:RI-CPT)	第48回地盤工学研究発表会, No.87, pp.173~174.	2013.7
32	平田茂良・山本明弘・市村仁志・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.	2013.7
33	深井公・塩野敏昭・利藤房男・大島昭彦	滋賀県守山市における地盤調査一斉試験(その4:中型動的コーン貫入試験)	第48回地盤工学研究発表会, No.89, pp.177~178.	2013.7
34	山口恵美・利藤房男・澤田俊一・規矩大義	滋賀県守山市における地盤調査一斉試験(その5:PDC)	第48回地盤工学研究発表会, No.90, pp.179~180.	2013.7
35	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:その他のコーン)	第48回地盤工学研究発表会, No.91, pp.181~182.	2013.7

No.	著者名	発表論文名	発行所又は誌名	発行年月
36	下野慎也・松本樹典・Le Ta PHAN・大島昭彦・西村真二	滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その7：SPT および 各種 DCPT の打撃効率の測定方法）	第48回地盤工学研究発表会, No.92, pp.183~184.	2013.7
37	松本樹典・下野慎也・Le Ta PHAN・大島昭彦・西村真二	滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その8：SPT および 各種 DCPT の打撃効率の測定結果）	第48回地盤工学研究発表会, No.93, pp.185~186.	2013.7
38	市村仁志・平田茂良・山本明弘・深井公・金哲鎬・西田功・大島昭彦	滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その9：SWS）	第48回地盤工学研究発表会, No.94, pp.187~188.	2013.7
39	下平祐司・廣瀬竜也・大島昭彦・規矩大義・柳浦良行・平田茂良・深井 公	滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その10：DT-SWS）	第48回地盤工学研究発表会, No.95, pp.189~190.	2013.7
40	酒井豪・菅野安男・田中剛・田井秀迪・末政直晃・大和眞一・柳浦良行・千葉久志・大島昭彦	滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その11：SDS 試験法）	第48回地盤工学研究発表会, No.96, pp.191~192.	2013.7
41	小川正宏・金哲鎬・大島昭彦・平田茂良・市村仁志・深井公・諏訪靖二	滋賀県守山市における地盤調査一斉試験（その12：地下水位測定, 試料採取）	第48回地盤工学研究発表会, No.97, pp.193~194.	2013.7
42	金哲鎬・藤井衛・小川正宏・品川恭一	SWS 試験孔を利用した地下水位の収束時間に基づく土質（その2 非定常法）	第48回地盤工学研究発表会, No.156, pp.311~312.	2013.7
43	鈴木達也・大島昭彦・平田茂良・深井公・下平祐司・金哲鎬	スウェーデン式サウンディング試験結果と N 値・ q_u 値との相関性の再検討	第48回地盤工学研究発表会, No.159, pp.317~318.	2013.7
44	三村衛・北田奈緒子・大島昭彦・井上直人・伊藤浩子	守山市地盤調査のボーリング試料による滋賀県湖東地域の堆積物の特徴	第48回地盤工学研究発表会, No.171, pp.341~342.	2013.7
45	峯翔太郎・鈴木達也・大島昭彦・久保田耕司・深井晴夫・笹尾憲一	滋賀県守山市におけるサンプリング・サウンディング試験と沖積粘土層の性状	第48回地盤工学研究発表会, No.172, pp.343~344.	2013.7
46	三田大貴・大島昭彦・平田拓也・山田卓・平田茂良・柴田芳彦	大型動的コーン貫入試験結果と N 値・ q_u 値との相関性の検討	第48回地盤工学研究発表会, No.181, pp.361~362.	2013.7
47	山本明弘・平田茂良・市村仁志・大島昭彦・柴田芳彦・西田 功	滋賀県守山市における大型動的コーン貫入試験の結果	第48回地盤工学研究発表会, No.182, pp.363~364.	2013.7
48	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, No.183, pp.365~366.	2013.7
49	奈須徹夫・武藤真幸・丸尾史郎・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を用いた液状化予測調査	第48回地盤工学研究発表会, No.184, pp.367~368.	2013.7
50	村田芳信・森口周二・沢田和秀	滋賀県守山市の一斉試験における小型動的貫入試験と2次元表面波探査による宅地地盤評価	第48回地盤工学研究発表会, No.185, pp.369~370.	2013.7
51	柳信一郎・片山浩明・大島昭彦	滋賀県守山市における DSPT の報告	第48回地盤工学研究発表会, No.186, pp.371~372.	2013.7
52	深澤和行・島津多賀夫・篠川俊夫・大島昭彦・平田拓也・張林松	滋賀県守山市における動的コーン貫入試験の比較（PDCPT, SH）	第48回地盤工学研究発表会, No.187, pp.373~374.	2013.7
53	三村衛・吉村貢・寺尾庸孝・松浦良信	滋賀県守山市における CPT 貫入時の摩擦抵抗力の寄与	第48回地盤工学研究発表会, No.188, pp.375~376.	2013.7

No.	著者名	発表論文名	発行所又は誌名	発行年月
54	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.	2013.9
55	大島昭彦	講座 室内試験・原位置試験結果の設計への反映 7. 宅地の基礎設計	地盤工学会誌, Vol. 61, No.9, pp.40-47.	2013.9
56	大島昭彦	各種地盤調査法の一斉試験による比較	小規模建築物の地盤調査法シンポジウム「宅地の液化化判定のための地盤調査法」, 日本建築学会, pp.7-16.	2013.12
57	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	2014.7
58	深井公・大島昭彦・平田拓也・平田茂良・西田功	中型動的コーン貫入試験のNd値の補正方法の検討	第49回地盤工学研究発表会, No.38	2014.7
59	松本樹典・Phan,T.L.・下野慎也・大島昭彦	各種動的貫入試験の打撃効率の測定結果 (続報)	第49回地盤工学研究発表会, No.39	2014.7
60	下平祐司・廣瀬竜也・大島昭彦	スウェーデン式サウンディング試験における回転トルク測定の試み	第49回地盤工学研究発表会, No.40	2014.7
61	田中洋行・大島昭彦・吉村貢	スウェーデン式サウンディング試験結果のCPTによる解釈	第49回地盤工学研究発表会, No.41	2014.7
62	三村衛・後藤政彦・吉村貢・松浦良信・吉留花江	千葉県香取市佐原におけるRI-CPTによる土質判定と液化化判定	第49回地盤工学研究発表会, No.42	2014.7
63	信本実・植村一瑛・藤井紀之・吉澤大造・澤田俊一	間隙水圧測定を伴う動的貫入試験-SRS仕様-	第49回地盤工学研究発表会, No.43	2014.7
64	檜田智之・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	2014.7
65	岡田勝彦・深井公・大島昭彦・下平祐司・坂本新	スウェーデン式サウンディング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.45	2014.7
66	小川正宏・金哲鎬・大島昭彦・深井公・佐藤将	宅地調査用バイプロサンプラーの適用性	第49回地盤工学研究発表会, No.46	2014.7
67	平田拓也・大島昭彦・平田茂良・深井公・下平祐司・金哲鎬・西田功	宅地用の各種地盤調査法による液化化判定の比較	第49回地盤工学研究発表会, No.47	2014.7
68	飛田哲男・周葛・三村衛・大島昭彦	浦安市におけるポーリングデータを用いた1次元有効応力解析	第49回地盤工学研究発表会, No.48	2014.7
69	山本浩司・大島昭彦・三村衛・近藤隆義	宅地地盤情報データベースの開発について	第49回地盤工学研究発表会, No.49	2014.7
70	峯翔太郎・大島昭彦・平田拓也・山田卓・深井公・下平祐司・金哲鎬	スウェーデン式サウンディング試験結果とN値・ q_u 値との相関性の再検討(第2報)	第49回地盤工学研究発表会, No.93	2014.7
71	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	2014.7
72	丸尾史郎・大島昭彦・平田茂良・檜田智之・武藤真幸・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	2014.7
73	大島昭彦・山田卓・平田拓也・峯翔太郎・平田茂良・柴田芳彦・西田功	大型動的コーン貫入試験結果とN値・ q_u 値との相関性の検討(第2報)	第49回地盤工学研究発表会, No.99	2014.7

No.	著者名	発表論文名	発行所又は誌名	発行年月
74	山田卓・松會智慶・大島昭彦・平田拓也・平田茂良・柴田芳彦	動的コーン貫入試験による地盤の液状化判定のための音を利用した粒度評価の試み	第49回地盤工学研究発表会, No.107	2014.7
75	木内大介・大島昭彦・田中洋行・平林弘・西田浩太	原位置ベーンせん断試験を新・旧基準で実施した調査結果に関する考察	第49回地盤工学研究発表会, No.112	2014.7
76	規矩大義・利藤房男・信本実	千葉県香取市佐原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, No.113	2014.7
77	市村仁志・平田茂良・大島昭彦・西田功・柴田芳彦・米森博喜・佐藤博	千葉県香取市佐原における大型動的コーン貫入試験結果	第49回地盤工学研究発表会, No.114	2014.7
78	深井公・大島昭彦・佐藤将・西田功	千葉県香取市佐原における中型動的コーン貫入試験結果	第49回地盤工学研究発表会, No.115	2014.7
79	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	2014.7
80	松谷裕治・深井公・大島昭彦・金哲鎬・下平祐司	千葉県香取市佐原におけるスウェーデン式サウンディング試験結果の比較	第49回地盤工学研究発表会, No.119	2014.7
81	Tatsunori Matsumoto, Le Ta Phan, Akihiko Oshima, Shinya Shimono	Measurements of driving energy in SPT and various dynamic cone penetration tests	Soils and Foundations (投稿中)	