

東海大学大学院平成 25 年度博士論文

宅地地盤の液状化判定のための  
地下水位測定法と土質判別に関する研究

指導 藤井 衛 教授

東海大学大学院総合理工学研究科

総合理工学専攻

金 哲 鎬

# 宅地地盤の液状化判定のための地下水位測定法と土質判別に関する研究

## 要 旨

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震によって、浦安市の沿岸都市部をはじめ関東の各地で液状化の被害が発生したことから、戸建住宅に関する地盤調査および液状化への関心が社会的に高まっている。日本建築学会「小規模建築物基礎設計指針2008年制定」によると、戸建住宅を対象とした宅地地盤の液状化の判定は、1.微地形区分による概略判定、2.土質と地下水位による簡易判定法の2つを併せて行うことが推奨されている。建築基準法が改正される1981年（昭和56年）以前は、無筋コンクリートの基礎も認められており、1998年（平成10年）以前は、特に戸建住宅の液状化判定法が存在せず、液状化により建物中央部の基礎コンクリートが一部流失し、建物に甚大な被害を与えたケースも多くあった。平成13年国土交通省告示第1113号の第2項「地盤の許容応力度を定める方法」では、「液状化のおそれのある地盤の場合には、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」と明言された。現在の宅地地盤の調査法として主流なのは、スウェーデン式サウンディング試験（以後、SWS試験）で、上記した告示第1113号第2項によりSWS試験による地盤調査の実施が定められたことから、宅地地盤の硬軟を知る有力な調査法として広く一般に普及している。しかし、SWS試験では液状化の予測に必要な地下水位を測定することが困難であること、土の試料を採取できないために土質の判別ができないことなどが大きな問題点である。これらの問題が克服されれば、SWS試験は簡易で安価な宅地地盤の調査方法として、非常に有力なものとなる。

以上の背景のもと本研究では、これまでの地震による戸建住宅の液状化被害事例について地盤特性ならびに基礎構造による被害の違いなどをまとめるとともに、宅地地盤における液状化判定のためのSWS試験孔を利用した交流式比抵抗水位計による地下水位測定法を開発した。この地下水位測定法で測定する地下水位は、時間とともに一定の値に収束していく。このプロセスが圧密沈下曲線のような双曲線に類似していることから双曲線モデルを提案して、これを利用した土質判別の可能性について検討した。ボーリング調査から得られている粒度分布データなどや、2次元浸透流FEM解析結果と比較して詳細に検討した結果、SWS試験孔を利用した地下水位の経時的な測定を行うことにより、地下水位直下の土質区分（砂質土、粘性土）を判別できる可能性を示した。

本論文は、全4章より構成されている。以下に各章の概要を示す。

第1章は序論であり、本研究の背景および目的と本論文の構成が述べられている。現行の液状化評価方

法ならびに液状化の判定に必要なパラメーターやその調査方法について整理するとともに、SWS 試験について概説した。また、建築宅地地盤の健全性の評価、地盤補強および基礎の選定における地盤情報の入手と液状化判定のためには、地下水位と土質の簡易な判別手法を開発することが重要であることを示した。

第2章では、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震により、液状化の被害を受けた戸建住宅の宅地地盤に焦点を絞り、SWS 試験と三成分コーン試験（CPT）結果をもとに既存の液状化評価手法の検証を行った。さらに、今回の調査結果から、SWS 試験結果を用いた液状化概略判定は、地盤情報が十分ではなく、SWS 試験のみでは、適切な液状化の評価ができないことがわかった。また、CPTによる液状化被害の判定結果は、 $N$  値および粒度の推定精度によっては、実態を過少評価する可能性があることを示した。今回の調査結果から、支持力を増加させ不同沈下を防止することを目的とした地盤補強工法において、支持地盤への根入れ深さが1 m未満の改良体では、液状化の対策工法とはならないことが認められた。これらの液状化被害を受けた事例をもとに、地盤補強を実施した戸建住宅の傾斜の状況や傾斜角と補修方法との関連性を整理した。その結果、両者には明瞭な関連性が確認された。また、戸建住宅の基礎の被害について震災前に行われていた地盤調査と同地域の震災後の調査を比較した結果、液状化地域と非液状化地域の基礎の障害には明確な違いがあることを明らかにした。

第3章では、液状化判定のために必要な地下水位と土質の区分を簡便に調べることを目的に、交流式比抵抗水位計によるSWS試験孔を利用した地下水位測定法を提案した。現状のSWS試験による宅地地盤の地下水位測定方法としては、SWS試験実施時のロッドを目視観察する方法や、試験後の孔に水位計を挿入する方法などが挙げられる。しかし、前者は信頼性が乏しく、後者は土質によっては水位計の挿入が困難となり、測定不可能な場合がある。小規模建築物を対象としたSWS試験は、深さ10m以内の軟弱層が対象であるが、SWS試験からは土質の判別が難しい。今回提案した地下水位測定法は、上記の測定方法の問題点を踏まえて、SWS試験孔を利用することで地下水位を簡便で、精度よく測定するものである。さらに、SWS試験孔の孔内水位の収束時間に基づき、地下水位の収束時間および地下水位の回復速度による土質の判別を双曲線モデルにより行うとともに、2次元FEM非定常飽和-不飽和浸透流解析法による検証解析を行った。その結果、SWS試験孔を利用した交流式比抵抗による地下水位測定法を用いて、地下水位を簡便で、短時間に精度よく測定できることや、さらに、地下水位直下における土質区分（砂質土、粘性土）について、簡易的に判別できる可能性があることが認められた。

第4章では、本論文の結論を箇条書きにまとめた。

# 宅地地盤の液状化判定のための地下水位測定法と土質判別に関する研究

## 目 次

### 要 旨

第 1 章 序論	1
1.1 本研究の背景	2
1.2 本研究の目的	3
1.3 本研究の意義	4
1.4 本論文の構成	5
第 2 章 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	6
2.1 小規模建築物における宅地地盤の評価手法	7
2.2 液状化の概略判定法に関する既往の研究	10
2.3 液状化対策の現状	18
2.4 分析に用いた資料	20
2.5 SWS 試験結果の震災前と震災後の比較	22
2.6 液状化の判定事例	28
2.7 修復工法と液状化対策	38
2.8 本章のまとめ	42
第 2 章参考文献	43

第3章 液状化判定のための地下水位測定法および土質判別法	46
3.1 本章の目的	47
3.2 スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した地下水位測定法	48
3.3 地下水位の収束に基づく土質判別	63
3.4 透水係数に基づく土質判別の2次元浸透流FEM解析による検証	66
3.5 本章のまとめ	73
第3章参考文献	74
第4章 結論（まとめ）	75
4.1 本研究で得られた結論	76
4.2 今後の課題	78
■研究業績	79
1. 査読付論文	79
2. 口頭発表等	80
3. 研究歴	83
■謝辞	84

# 第 1 章

## 序論

## 1.1 本研究の背景

SWS 試験は、戸建住宅を対象とした宅地地盤を評価する手法として広く用いられており、宅地地盤の支持力を算定する方法は、国土交通省告示第 1113 号で規定され、有力な調査法として位置付けられている。また、同告示では、地震時に液状化する恐れのある地盤の場合は、建築物に有害な変形や沈下が生じないことを確かめることが義務づけられている。日本建築学会「小規模建築物基礎設計指針」(2008.2)では、中地震動に対して、微地形などから概略判定と併せて、簡易粒度分析と地下水位に基づく簡易液状化判定法が推奨されている。

しかし、実際に行われている SWS 試験による地下水位の測定は、SWS 試験孔に水位計のケーブルを直接投入して測定するため、土質によっては試験孔が閉塞し、挿入が困難となり測定不可能な場合がある。また、引き抜いたロッド表面の経過時間に伴う乾きや孔壁に付いた水滴や泥等の付着により、本来の地下水位を誤って測定することも多く、SWS 試験孔を利用した地下水位測定方法は、信頼性に乏しかった。

このような状況の中、2011 年 3 月 11 日に東北地方太平洋沖地震によって、浦安市の沿岸都市部をはじめ関東の各地で液状化の被害が発生したことから、現行の液状化判定に対する精度の検証をおこなった。液状化地域についていくつかの検証を行った結果、液状化判定において、SWS 試験結果を用いた液状化概略判定は、地盤情報が十分ではなく、SWS 試験のみでは、適切な液状化の評価が難しいことがわかった。そこで、SWS 試験孔を利用して、簡便で短時間に精度良い地下水位測定および土質の判別が可能となる手法に関する研究を着手するに至った。

## 1.2 本研究の目的

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震によって、多くの戸建住宅が液状化現象による甚大な被害を受けたことが報告されているが、小規模建築物を対象とした液状化の判定および対策はほとんど実施されていないのが現状である。液状化現象は、飽和した緩い砂地盤で起こるが、その液状化を判断するには、①地下水位、②細粒分含有率（シルトと粘土の合計重量／土粒子全体の重量）によって判定される。そのためボーリング調査による液状化判定が実施されているが、スペースの面やコスト面でほとんど行われていないのが実情である。現在の小規模建築物を対象とした地盤調査は、SWS試験が主流となっており、改定された「小規模建築物基礎設計指針 2008 制定」においては、液状化の影響が地表面に及ぶ程度の判定は、「地表面から 5m 程度までの地下水で飽和した砂層」と新たに記載されるとともに、小規模建築物の液状化被害の簡易判定例が示された。また、平成 13 年の国土交通省告示第 1113 号にて液状化の検討が求められており、日本建築センターの型式性能認定でも「地盤判定」の中で、液状化の可能性のある地盤での調査、判定が求められている。しかし、深さ 10m 以内の軟弱層地盤を対象とした現状の SWS 試験では、土の試料を採取できないために土質の判別ができない。また、SWS 試験実施時のロッドの濡れ具合による目視観察する方法や、試験後の孔に水位計を挿入する方法などにより地下水位の測定が行われるが、前者は信頼性が乏しく、後者は土質によっては水位計の挿入が困難となり、測定不可能な場合がある。そこで、本研究では、SWS 試験孔を利用して、地下水位測定法や土質の種別を明らかにするための手法を開発することを目的とする。

### 1.3 本研究の意義

東北地方太平洋沖地震の液状化被害のほとんどは人工改変地で、海側に造成盛土された地下水位が2m以浅の地域での被害が特に大きかった。さらに、液状化現象が比較的緩い飽和した砂地盤で起こることから、地下水位と土質判別の情報は、宅地地盤の液状化判定のためにきわめて重要である。ところが、現段階では、そのような調査方法は、確立されていない。以上から、本研究「宅地地盤の液状化判定のための地下水位測定法と土質判別に関する研究」の成果は、宅地地盤の健全性の評価手法の一つとして大きな意義を持つと考える。

## 1.4 本論文の構成

本論文は、全 4 章により構成されている。以下に各章の概略を示す。

第 1 章では、本研究の背景、本研究の目的、本研究の意義および本論文の構成についてまとめた。

第 2 章では、東北地方太平洋沖地震の戸建住宅の被害に着目し、宅地地盤の液状化対策の現状についてまとめた。また、戸建住宅の液状化による小規模建築物の被害および分析に用いた資料の整理を行い、東北地方太平洋沖地震の戸建住宅の基礎の被害について震災前に行われていた地盤調査と同地域の震災後の調査を比較した。さらに、160 件のデータを用いて、SWS 試験結果をもとに液状化層厚と非液状化層厚の比較による液状化簡易判定法の評価を行った。また、地盤の液状化による沈下被害を受けた戸建住宅において室内の床レベルを測定し、床面の傾斜角を算出するとともに、修復工法について工法別に整理を行った。

第 3 章では、SWS 試験孔を利用した電気比抵抗による地下水位測定法を提案した。電気比抵抗を用いて地下水位を精度よく計測できることが認められたことから、地下水位が収束する過程の経時変化に着目し、地下水位の収束時間に基づく土質の判別を双曲線モデルを用いて砂質土と粘性土の判別が可能であることを示した。また、本提案手法の妥当性について検証するため、現場実験結果およびパラメトリックな飽和・不飽和非定常 FEM 浸透流解析結果について比較検討を行うとともに、本手法により宅地地盤の液状化の簡易判定が十分可能であることを示した。

最後に、第 4 章で、本研究により得られた結論および今後の課題をまとめた。

## 第 2 章

# 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

## 2.1 小規模建築物における宅地地盤の評価手法

### 1) はじめに

戸建住宅の地盤調査法は、国土交通省告示第 1113 号第 1 に規定されており、第 1 の第 3 号「静的貫入試験」に、SWS 試験による方法が位置付けられている。SWS 試験は、荷重による貫入と回転による貫入を併用した原位置試験であり、土の静的貫入抵抗を測定し、その硬軟又は締まり具合を判定するとともに地層構成を把握することを目的としている<sup>1)</sup>。

SWS 試験を実施した場合には、第 2 の(3)式により、SWS 試験結果を用いて地盤の長期許容支持力度を直接算定することができる。戸建住宅を対象とした場合、SWS 試験のほか、平板載荷試験や標準貫入試験、コーン貫入試験、表面波探査などが稀に用いられている。

### 2) 戸建住宅の地盤調査において必要な情報

- ①基礎底面付近の地盤の許容支持力度を評価するための情報
- ②圧密沈下の恐れのある地層の存否
- ③圧密層厚や支持層深さや変化

上記で述べた通り、SWS 試験は、JIS A 1221(2002)に規定された簡便に使用可能な地盤調査法であり、他の調査法では代替できない必要な情報を数多く有しているが<sup>1)-4)</sup>、SWS 試験においては、液状化判定に必要な地盤情報が不足している。

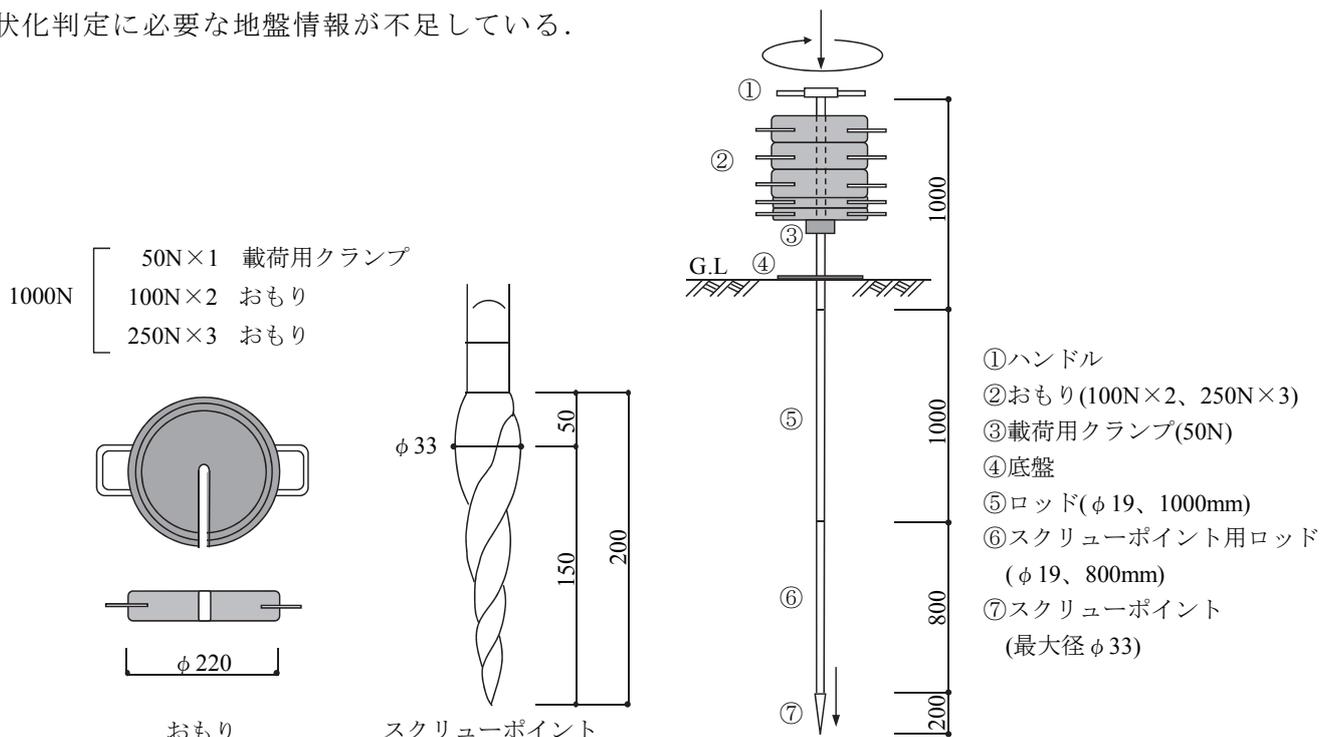


図 2.1.1 SWS 試験装置

また、SWS 試験は、外径φ19mm の鋼製ロッドの先端にスクリーポイント（最大径 33mm，長さ 200mm，全長につき右一回捻り）を取り付け，ロッドに付与した一定の鉛直荷重のもとでのロッドの沈下状況や一定の鉛直荷重のもとで回転させながら地盤中に捻り込む際の回転貫入状況などから，地盤の硬軟を判断する手法である．1 宅地で 4～5 ヶ所の試験が可能であり，圧密沈下の恐れのある地層の存否や圧密層厚や支持層深さや変化に関する情報も概ね把握できる．近年では，機械式の試験機も多く使用されている．



手回し



全自動



半自動

写真 2.1.1 SWS 試験機の種類

### 3) SWS 試験の問題点

SWS 試験の問題点は、まず、地下水位の測定、土質の判別ができないなどがあげられている。また、SWS 試験の適用上の主な問題点を①～⑥に示す<sup>2)</sup>。

#### ① 自沈荷重 $W_{sw}$ の信頼性

回転層から自沈層に達すると、急激に自沈する場合があります、この間の  $W_{sw}$  はすべて 1.0kN と評価してしまうことがある。このような場合、次の 25 cm 区間の最初の  $W_{sw}$  がより信頼できる値と見なした方がよい。

#### ② スクリューの摩耗

スクリューポイントが摩耗すると、空回りしやすくなるため、硬質な地盤では  $N_{sw}$  が大きく評価され、逆に自沈層では貫入しやすくなってしまふ。その影響は、スクリューポイントが 3mm 程度以上摩耗すると顕著である。

#### ③ 操作方法の違い

JIS A 1221 では、SWS 試験は手動式以外に半自動式装置と自動式装置が認められている。これまでの比較試験の結果、手動式と半自動式は大きな違いはないが、自動式は手動式に比較して軟弱な地盤では幾分小さな値を示すことが指摘されている。

#### ④ 測定深度

SWS 試験の適用深度は 10m と言われているが、調査時にロッド周面の摩擦力の影響により、 $N_{sw}$  を過大に評価してしまう可能性がある。測定深度が深くなればなるほど、摩擦の影響を受けることに注意が必要である。

#### ⑤ $N_{sw}$ の限界値

一般には、 $N_{sw}$  が 100 を超えるあたりから  $N$  値と  $N_{sw}$  の対応関係が異なることがわかっている。これは、 $N_{sw}$  が 100 を超えるあたりから、スクリューが空転し始めることが原因と考えられる。支持力や粘着力を  $N_{sw}$  から算出する場合は、 $N_{sw}$  は 150 程度を限界値とみなしたほうが良い。

#### ⑥ 地層境界における $N_{sw}$ の変化

上部が軟弱で下部が硬い場合や、上部の土がスクリューに付着したままの場合は、地層境界付近においてスクリューが空回りし、 $N_{sw}$  を過大に評価するおそれがある。空転が認められる場合、または調査の結果  $N_{sw}$  が急激に増大している場合は、その値の信頼性は低いと判断した方がよい。

## 2.2 液状化の概略判定法に関する既往の研究

「小規模建築物基礎設計指針」<sup>2)</sup>の表 2.2.1「微地形区分から見た液状化の可能性」によれば、表層部地盤の液状化の可能性の程度は大、中、小の3つのカテゴリに分類される。図 2.2.1 に微地形区分から見た液状化の可能性を示す。日本では他に、液状化の簡易判定法として限界  $N$  値法がある。ボーリング調査によって得られた資料のうち、所定深度内の砂層の  $N$  値が定められた限界  $N$  値と比較して小さく、かつ地下水位以下の場合には液状化する可能性があるかと判定する方法である。図 2.2.2 は限界  $N$  値と深度の関係を表したグラフである。図 2.2.3 は小規模建築物を対象として、地表面から深さ 5m までの範囲の表層の非液状化層の厚さ  $H_1$  とその下部の液状化層の厚さ  $H_2$  との関係によって、地表面に被害がおよぶ程度を示したものである。ここで、非液状化層とは地下水位より浅い砂層、または粘性土層(細粒分含有率>35%)であり、液状化層とは非液状化層下面から地表面下 5m までの砂層をいう<sup>2)</sup>。

この場合の地震動の強さは、一般的な沖積低地で液状化が発生する下限の震度である気象庁震度階 V を目安にしており、液状化被害の可能性「大」「中」「小」は、大：液状化被害が発生する可能性が極めて高い、中：可能性が少しはある、小：可能性はほとんどない、を意味している。この判定基準を用いることにより、微地形分類図等を利用した予測が行えることになる。

表 2.2.1 微地形区分から見た液状化の可能性<sup>2)</sup>

地盤表層の液状化可能性の程度	微地形区分			
大	自然堤防縁辺部 旧河道 砂泥質の河原 埋立地	比高の小さい自然堤防 堤間低地 砂丘末端緩斜面	蛇行州 旧池沼 人工海浜	砂丘間低地 盛土地 湧水地点(帯)
中	緩扇状地 湿地	デルタ型谷底平野 三角州	自然堤防 砂州	後背低地 干拓地
小	砂礫質の河原 扇状地型谷底平野	扇状地 砂礫州	海浜 砂丘	

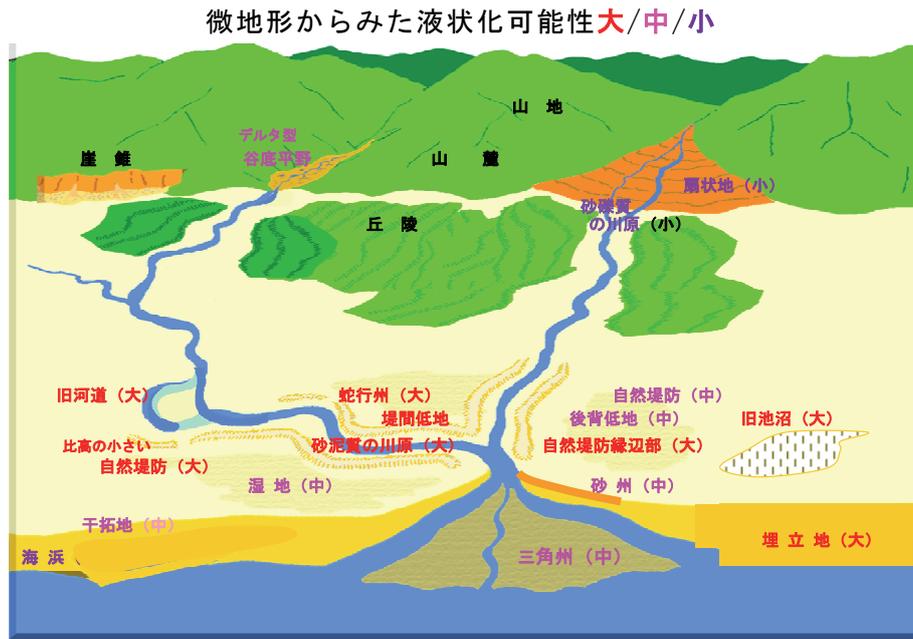


図 2.2.1 微地形から見た液状化可能性

(金哲鎬・松下克也・岡野泰三・安達俊夫・藤井衛：スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した有孔パイプによる地下水位の測定法，日本建築学会大会(東北)学術講演会ホースターセッション，講演番号 20318, 2009.8.)

小規模建築物を対象とした SWS 試験の場合， $N$  値 15～20 程度以下の比較的緩い地盤が対象であり， $N$  値 15～20 程度以下の地表面から 10m までの液状化層は全て対象となる．したがって， $N$  値による液状化の判定は考慮せず，SWS 試験で貫入可能な地盤は全て対象とみなしている．

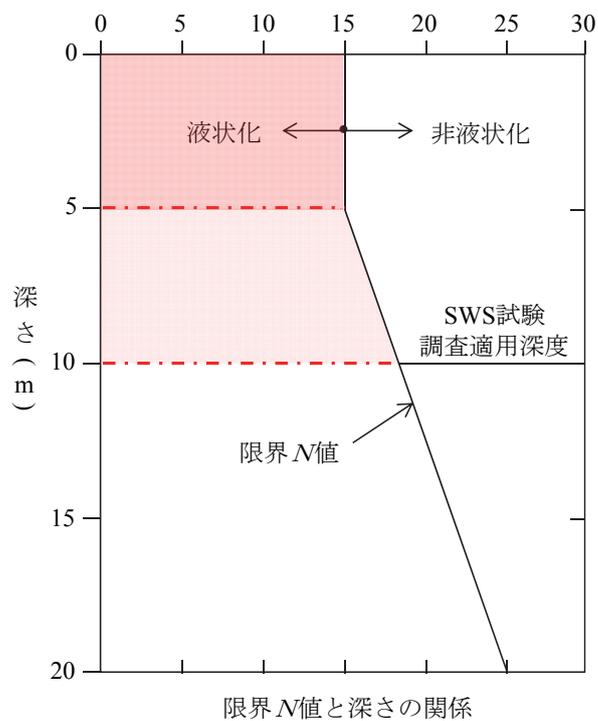


図 2.2.2 限界  $N$  値による液状化判定<sup>5)</sup>

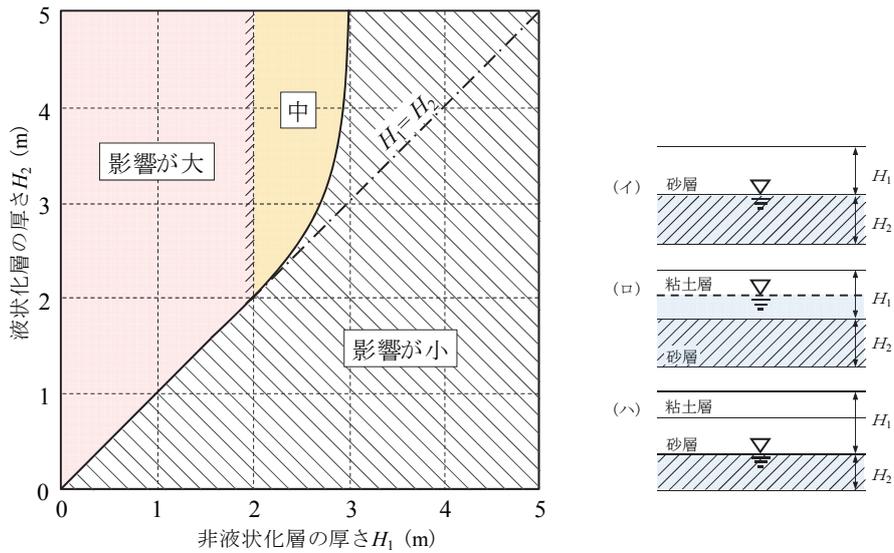


図 2.2.3 液状化の影響が地表面に及ぶ程度の判定<sup>2)</sup>  
(地表面水平加速度 200cm/s<sup>2</sup>相当)

例えば、このように微地形からおおよその判定はできるが、一口に液状化層と言っても、粒度分布によって液状化の可能性は異なる。そのため、粒度分布も液状化の可能性の判断に加味して考えると、より正確な情報が得られる。液状化しやすい粒度分布の例を図 2.2.4 に示す。

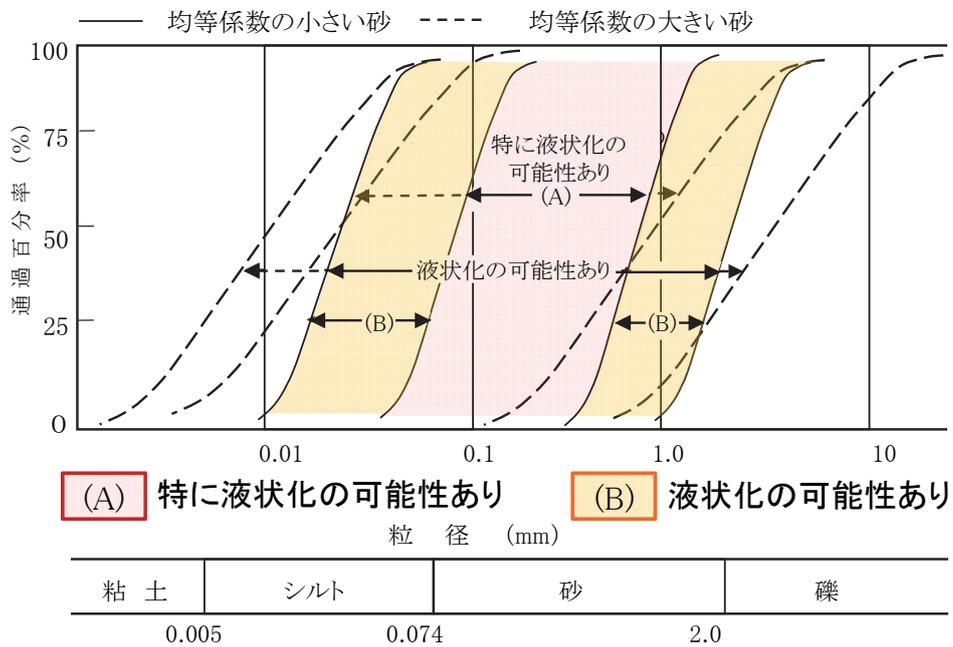


図 2.2.4 地表面への液状化の影響範囲<sup>2)</sup>

図 2.2.5 に SWS 試験孔を利用した土の試料採取法について示す。

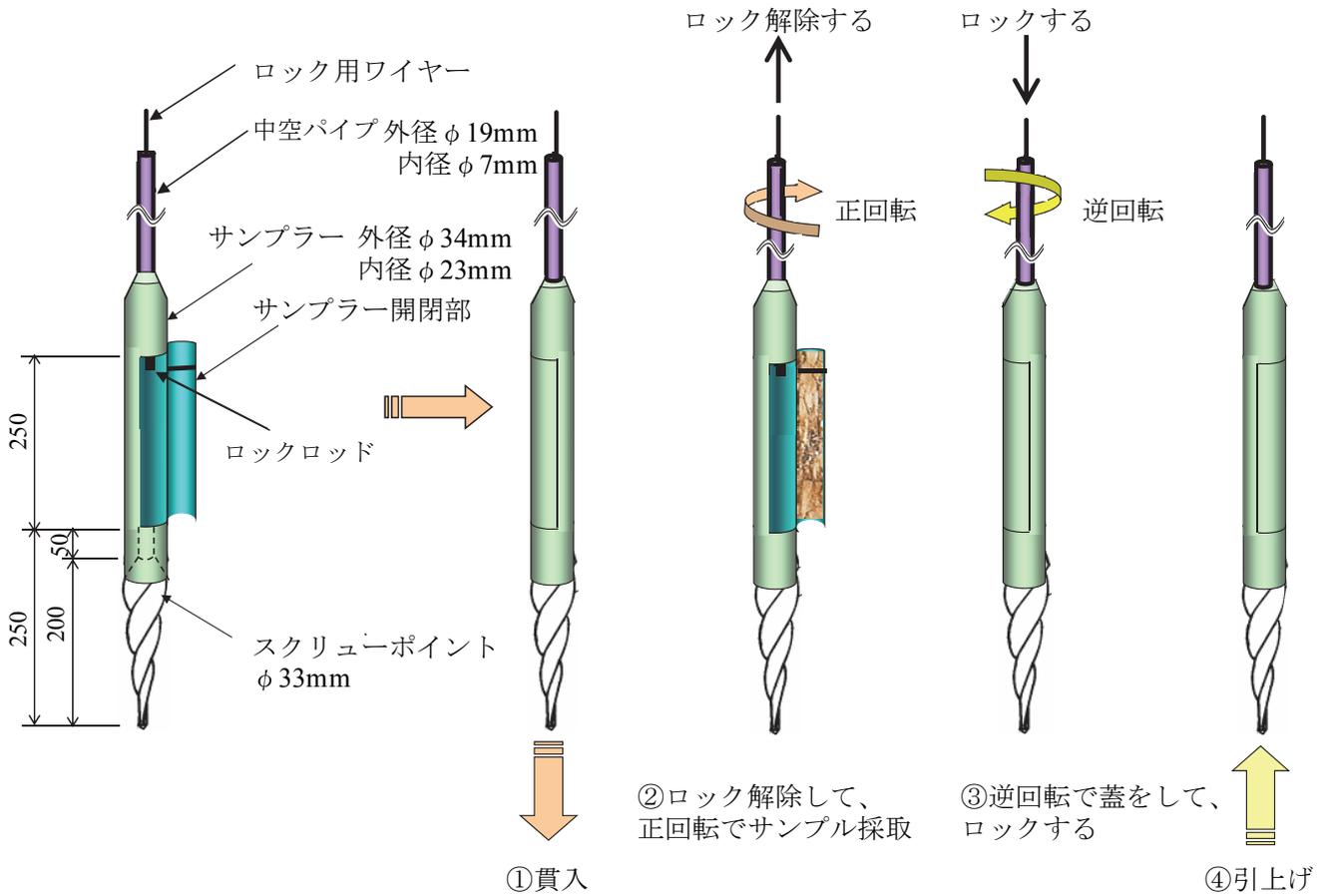
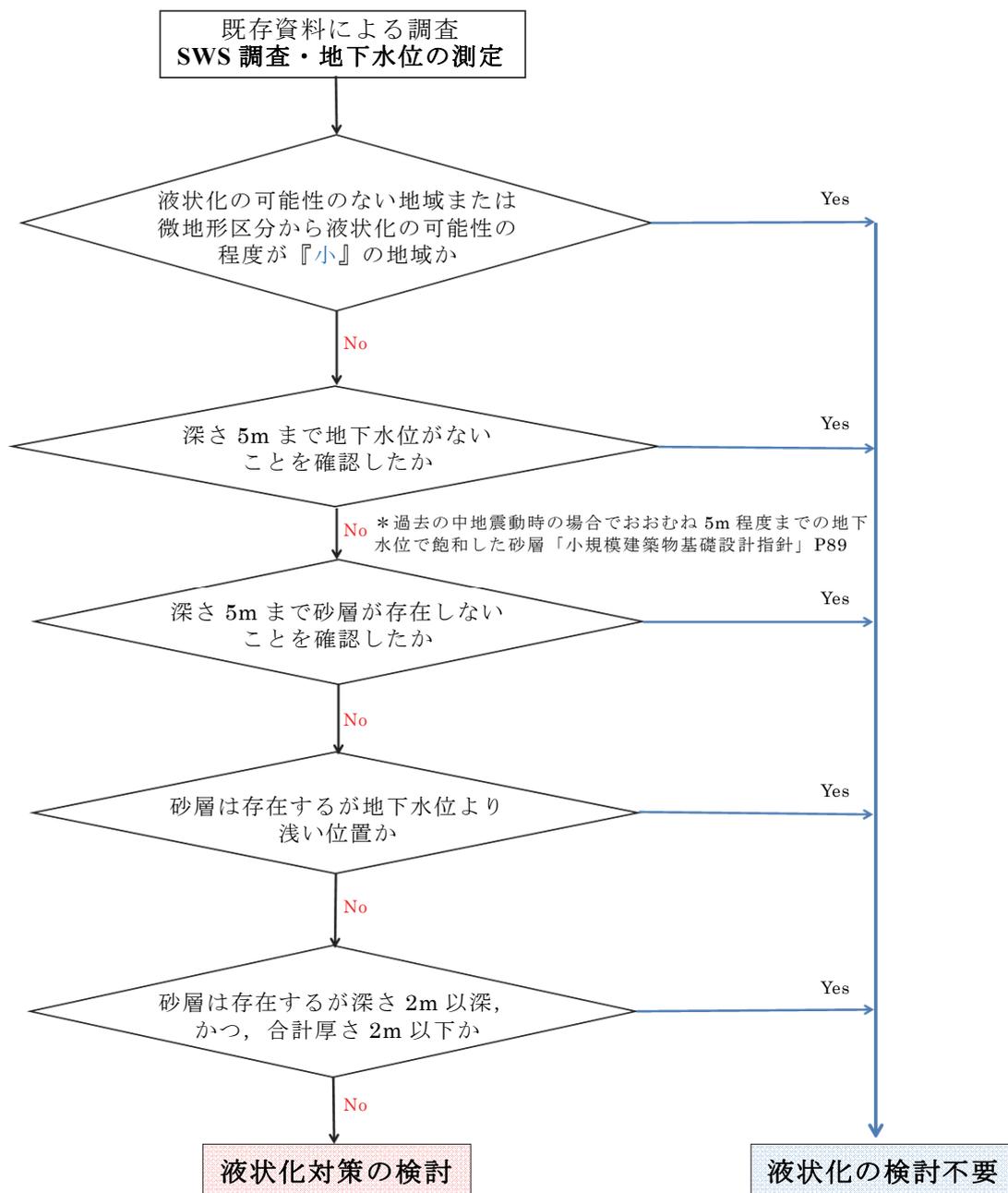


図 2.2.5 土質試料採取方法

<中地震動に対する地下水位に基づく戸建住宅の液状化の概略判定>

(地表面加速度値 150~200 cm/s<sup>2</sup>)



\* 液状化の可能性のない地域

- ・ 洪積台地または表層近くに洪積層が出現する地盤
- ・ 粘性土層に厚く被われていることが明らかな地盤
- ・ 地下水位が極めて低い地盤(高台など)
- ・ 地域防災マップで明らかに液状化にないと記述されている

図 2.2.6 液状化判定フローチャート<sup>6)</sup>

図 2.2.6 に既存資料と SWS 試験に基づく液状化判定フローを示す。地形区分・地質図，地盤図，近隣ボーリングデータ，地方公共団体が発行する地域防災マップなどから，図 2.2.6 の項目に該当するか否かが判断される。次に地下水位，砂層の厚さや深度などから液状化の危険度の概略判定を行うことになる。地下水位は，今回開発した SWS 試験孔を利用した地下水位の測定法と，図 2.2.5 のサンプリング装置により土質のサンプリングを行い，土質の判別，砂層の厚さの確認が行われる。場合によっては，採取した試料に対し粒度試験を行い，細粒分含有率によって粘性土か砂質土かの確認をした上で液状化の判定が行われる。小規模建築物の液状化概略判定では，地中応力の関係から建物に障害が起こらない範囲を GL-5.0m 以深としている。よって，地下水位が GL-2.0m の場合，GL-3.0m と GL-5.0m で土のサンプリングを実施し，砂層の厚さが 3m 以上存在する可能性があれば，液状化概略判定で液状化の可能性が高い。しかし，GL-3.0m と GL-5.0m が粘性土であれば，GL-4.0m 付近が砂質土であっても，砂質土層が薄いと判断できるので，液状化概略判定で液状化の可能性は低い。

以上のように，現行の「小規模建築物基礎設計指針」<sup>2)</sup>では，宅地地盤の液状化の可能性を適切に評価できない問題点がある。また，2011 年 3 月に発生した東日本大震災における液状化発生による戸建住宅の被害調査に関する研究がまとめられている。これによると，東北地方太平洋沖地震で甚大な液状化被害を受けた千葉県浦安市では，木造建物の被害と復旧に関する現地追跡調査が行われ，戸建住宅の液状化被害の定量的な検討が行われた。被害判定のうち，特に地下水位に着目した結果，平均地下水位 1.38m 全壊，平均地下水位 2.01m 一部損壊（図 2.2.7）の被害が報告されている<sup>7)</sup>。

文献 8)，9)によると 1987 年千葉県東方沖地震の調査で，液状化による建物被害によると，液状化とみられる被害分布は，微地形条件に強く支配されていることが明らかにされた。さらに，建物の被害が発生した地点について，現地踏査，空中写真判読，古い地形図，ボーリング資料等から，地形・地盤状況，土地の履歴等を調べた。その結果，液状化による被害は，①後背湿地・谷底平野のうち台地・丘陵崖下の地域，②砂州背後の旧河道，③堤間低地と砂州の境界，④利根川，一宮川の旧河道などの微地形区分で発生したことが明らかにされた。また，文献 10)によると 2004 年新潟県中越地震でも，液状化現象の発生した地域において，地下水位の観測や地盤調査を実施した結果，地下水位の影響が非常に大きいことが再確認され，被災程度と地下水位との関係の重要性が明らかにされた。このように，液状化の判定には，地下水位の情報が重要である。

地表面付近には、地下水位以浅の不飽和土層や粘性土層等、液状化の恐れのない土層が存在することが多い。このような地盤では、地震時にその下の飽和砂質土層が液状化した場合においても、表層の非液状化層の存在によりその影響が地表面に及ばないこともある。文献 11)によると、1983年に発生した日本海中部地震において液状化による被害の発生した地域の詳細な土質調査と液状化被害を経験した住民にインタビューが行われ、地割れ、噴砂、噴水および住家被害の有無の条件が次のように明らかにされた。

- (1) 非液状化層厚  $H_1$  が 2m より大きい場合、すなわち地下水位が 2m 以深にある砂地盤上の住宅は液状化による被害が一部破損あるいは無被害に止まった。
- (2) 非液状化層厚  $H_1$  が 2m より小さい場合、すなわち地下水位が 2m 以浅にある場合、液状化層厚  $H_2$  が非液状化層厚  $H_1$  より大きい砂地盤上の住宅は液状化により全壊または半壊の顕著な被害を生じ、 $H_2$  が  $H_1$  より小さい砂地盤上の住宅は液状化による一部破損・無被害であったことが確認された。図 2.2.7 に浦安市の平均水位による建物の被害例を示す。

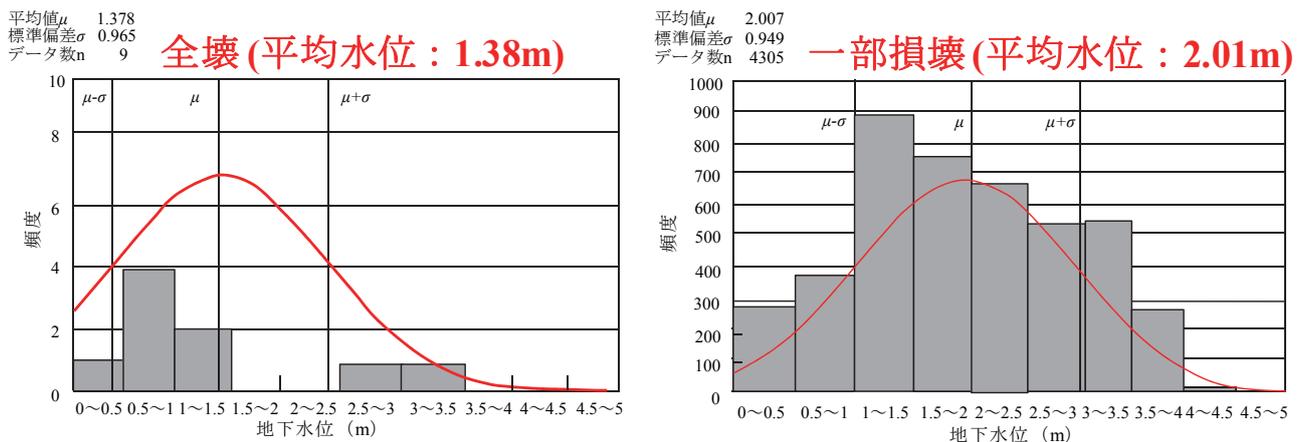


図 2.2.7 浦安市の平均水位による建物の被害例 (浦安市の資料<sup>7)</sup>による)

図 2.2.8 は、地表面付近の非液状化層の影響評価の研究をもとに、住宅都市整備公団が作成した「宅地耐震設計マニュアル (案)」<sup>12)</sup>で液状化による影響の判定に使用されている。図 2.2.9 の示す曲線は、中地震動および大地震動において、地表面付近に噴砂や噴水、クラック、不同沈下等の変化が生じるか否かの境界を示すものである。すなわち、それぞれの想定地震に対して、非液状化層厚  $H_1$  と液状化層厚  $H_2$  の関係が曲線の右側に位置する場合、地表面における地盤の変状は生じず、左側に位置する場合は何らかの変状が生じることを示す。図 2.2.9 の適用に際して必要となる非液状化層厚  $H_1$  と液状化層厚  $H_2$  の設定は図 2.2.10 による。以上のように、地下水位の測定と土質の確認が行えれば、液状化危険度を大まかに判断することができる。

地下水位 3m 以浅に被害が多く、  
地下水位 2m 以浅に被害が集中している。

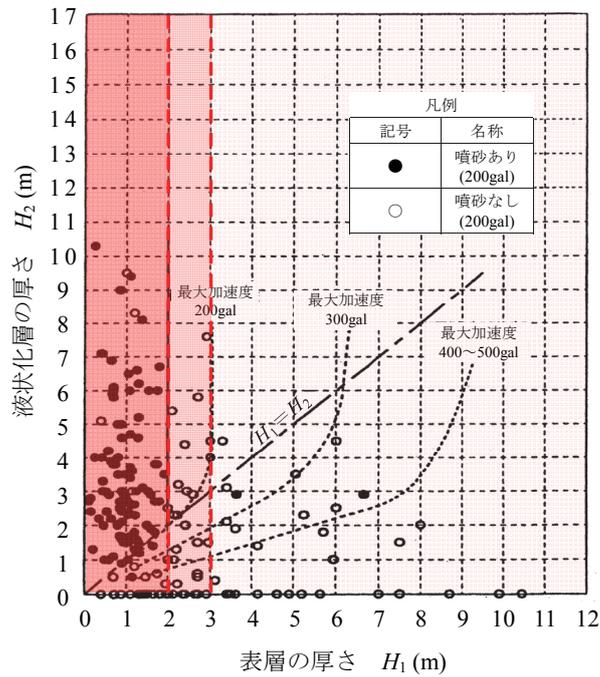


図 2.2.8 宅地耐震設計マニュアル(案)<sup>12)</sup>

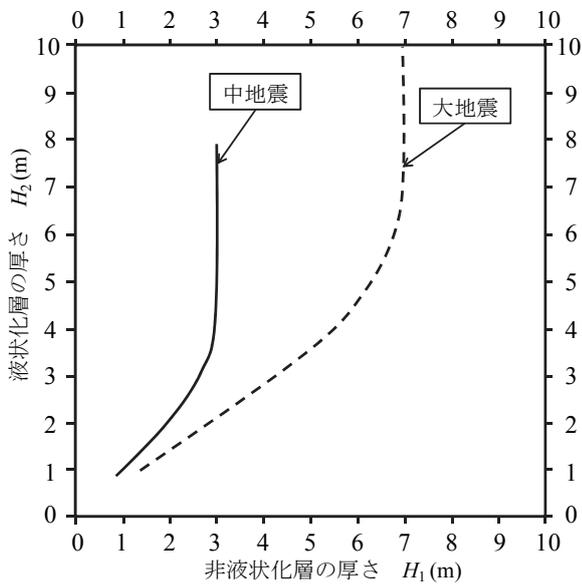


図 2.2.9 液状化の影響が地表面に及ぶか否かを定める非液状化層厚  $H_1$  と液状化層厚  $H_2$  の関係<sup>13)</sup>

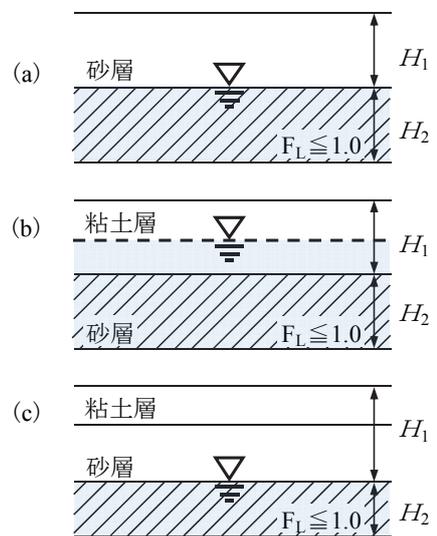


図 2.2.10 非液状化層厚  $H_1$  および液状化層厚  $H_2$  の設定方法<sup>13)</sup>

## 2.3 液状化対策の現状

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震により、数多くの戸建住宅が地盤の液状化によって被害を受け、液状化地盤における対策工法の必要性が社会的に高まりつつある。現在、日本建築学会「小規模建築物基礎設計指針」<sup>2)</sup>によると、戸建住宅の液状化の判定は、1.微地形区分による概略判定、2.土質と地下水位による簡易判定法の2つを併せて行うことが推奨されている。建築基準法が改正される1998年以前は、特に戸建住宅の液状化判定法が存在せず、また、当時は無筋コンクリートの基礎も認められており、過去の地震では液状化により建物中央部の基礎コンクリートが一部流失し、建物に甚大な被害を与えたケースも多くあった。兵庫県南部地震の液状化地帯における戸建住宅の基礎の被害調査によると、液状化地域と非液状化地域の基礎の障害に明確な違いがあることが明らかにされた<sup>14)</sup>。すなわち、有筋の基礎であれば変形角が発生するような局所的ダメージを受けた建物はなく、一体的に傾斜する建物がほとんどであり、局所的な変形でなく建物が一体的に傾斜することで、居住性や機能性に影響を与えていることが究明された。今回の地震で有筋基礎の建物は、一体傾斜をしていた。また、液状化時に起こりうる地盤の変状を考慮した提案として、べた基礎は「ダブル配筋とする設計」を推奨する論文もあった<sup>15)</sup>。さらに、1988年に発行された日本建築学会「小規模建築物基礎設計の手引き」(1988.1)では、いくつかの液状化対策工法も示されてはいたものの<sup>16)</sup>、積極的に採用されていたわけではなかった。これには、いくつかの理由が考えられる。1つは法律上のあいまいさがある。平成13年国土交通省告示第1113号の第2「地盤の許容応力度を定める方法」によると、「液状化のおそれのある地盤の場合には、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」とある。そして、建築確認申請における取扱いとして、法第6条第1項第四号に掲げる建築物(戸建住宅など)については、「基礎地盤説明書」の提出が義務づけられてなく、戸建住宅では液状化の検討は特に必要なしとの見方と、建築基準法施行令第93条に基づく国土交通省告示第1113号の第2の内容に関しては、建築士の責任の範囲内の業務であるとの解釈もできると言われている。いずれにせよ、本来は設計者として対応すべき問題であるが、解釈が統一されていないところに対策工法の開発が遅れている原因となっている可能性がある。また、兵庫県南部地震によって芦屋浜の液状化が発生した地域で約100棟の戸建住宅居住者に対して実施したアンケート調査結果によると<sup>17)</sup>、液状化の可能性について、販売者側は土地または建物の購入予定者に伝えることが必要かの問に対し、必要と回答した割合は90%を超

えたのに対し、液状化することがわかっても購入したかの間に対しては約 80%の購入予定者は購入しないとの回答を示した。すなわち、販売者側の立場からすれば、積極的に液状化対策の必要性は説明しにくいことも液状化対策が広まらない背景にあったものと考えられる。今後、液状化対策が確立されれば、状況も変わることが予想されるが、現段階では決め手となる方法はほとんどない。さしあたり、軟弱地盤における地盤補強対策を液状化対策として推奨しているにすぎず、あくまでも施主が要望すれば応えるという消極的姿勢である。ましてや大地震では費用対効果の面から設計の対象にはしていない。

今回の東北地方太平洋沖地震は、東京湾岸部においては最大加速度が  $150\sim 200\text{ cm/s}^2$  とそれほど大きくはなく<sup>18)</sup>、気象庁震度階も 5 弱～5 強程度であったが、特徴として継続時間が 2 分程度と長い地震であった。それに加え、液状化が生じたと考えられる層の深さが、戸建住宅の検討範囲の  $5\text{m}^{14)}$  を超えていたことが被害を大きくした可能性もある。戸建住宅は敷地そのものが狭隘であり、土木構造物などのような大がかりな敷地で行われる液状化対策は適用できにくいという問題もある。

ここでは、これからの戸建住宅の液状化対策のために、液状化の被害を受けた戸建住宅の宅地地盤に焦点を絞り、86 地点の SWS 試験や三成分コーン貫入試験（以後、CPT）をもとに既存の液状化評価手法の検証を行った。また、160 件の液状化被害を受けた戸建住宅の傾斜の状況や傾斜角と補修方法との関連性を整理した。また、以上の結果をもとに、液状化が生ずるような地盤における適切な地盤補強工法についてその設計の考え方を示した。

## 2.4 分析に用いた資料

### 1) 調査対象の地盤・建物

地盤の支持力の検討と液状化の判定に用いたデータは A 社と B 社の SWS 試験結果である。A 社（鉄骨造住宅）は千葉県浦安市と茨城県の 47 地点であり、震災前の SWS 試験データを用いている。B 社（木造住宅）は千葉県、埼玉県、茨城県、栃木県の 39 地点であり、震災前後の SWS 試験データを用いている。支持力の検討に用いた資料は A 社の 47 地点、B 社は全 39 地点のうち 2m 以深まで SWS 試験を実施できている 36 地点である。液状化の判定に用いたデータは地下水位のデータが示されている A 社の 45 地点と B 社の 34 地点の計 79 地点である。A 社の 2 地点、B 社の 5 地点に関しては地下水位が確認できておらず、今回の検討からは除外している。基礎の最大傾斜角や最大相対沈下量など建物被害と基礎構造の検証には A 社の 27 件と B 社の 51 件の他に C 社（木造系住宅）の 16 件、D 社の 60 件、E 社の 6 件の計 160 件のデータを用いている。調査の対象とした建物は、いずれも液状化によって少なくとも 3/1000rad 以上の傾斜が確認された戸建住宅である。

### 2) 液状化が生じた地盤の長期許容支持力度

A 社、B 社の 83 地点の地盤調査データに対して地表面から 2m 程度の範囲において、SWS 試験結果をもとに、小規模指針が推奨する(1)式を用いて得られた地盤の長期許容支持力度を求めた。これによると、震災後の地盤の平均長期許容支持力度は  $64.5\text{kN/m}^2$  であった。

$$q_a = 30 \overline{W}_{\text{SW}} + 0.64 \overline{N}_{\text{SW}} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$q_a$  : 長期許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\overline{W}_{\text{SW}}$  : SWS 試験における貫入時の荷重の平均値 (kN)

$\overline{N}_{\text{SW}}$  : SWS 試験における貫入量 1m あたりの半回転数 (150 を超える場合は 150 とする) の平均値 (回)

なお、 $\overline{W}_{\text{SW}}$  および  $\overline{N}_{\text{SW}}$  は、地表面から深さ 2m までの平均値を採用

### 3) 建物被害と基礎構造

液状化による被害を受けた戸建住宅において、建物被害と基礎構造の関係について調査を行った。調査の対象とした建物は、A 社 27 件、B 社 51 件、C 社 16 件、D 社 60 件、E 社 6 件、都道府県別

では、福島県 1 件、茨城県 36 件、栃木県 2 件、埼玉県 2 件、東京都 2 件、千葉県 117 件の計 160 件である。図 2.4.1 に建物階数、図 2.4.2 に建物構造、図 2.4.3 に基礎仕様、図 2.4.4 に地盤補強の有無を示す。また、図 2.4.5 に地盤補強工法の種別を示す。建物は 92%が 2 階建であり、83%が木造で、その他が鉄骨造である。基礎仕様はべた基礎（ダブル配筋含む）が 56%で布基礎が 41%である。地盤補強をした建物は 13%であり、その 71%は深層混合処理工法（以後、柱状改良工法）である。

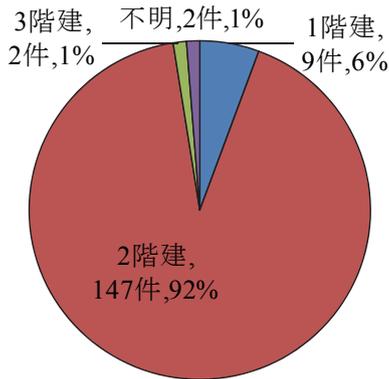


図 2.4.1 建物階数

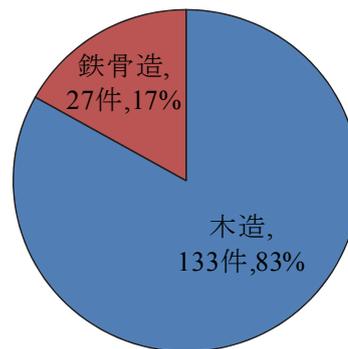


図 2.4.2 建物構造

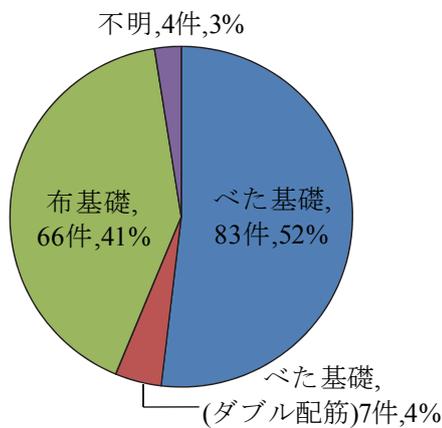


図 2.4.3 基礎仕様

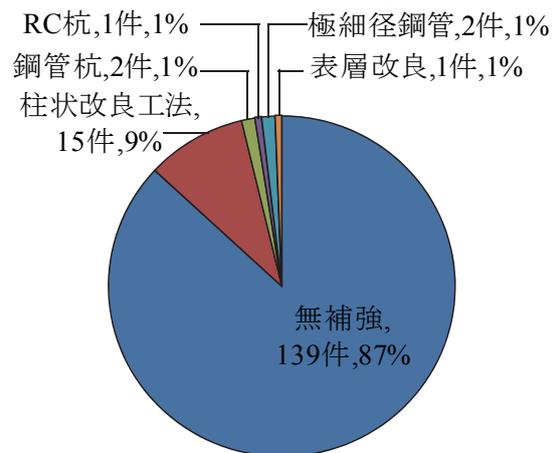


図 2.4.4 地盤補強の有無

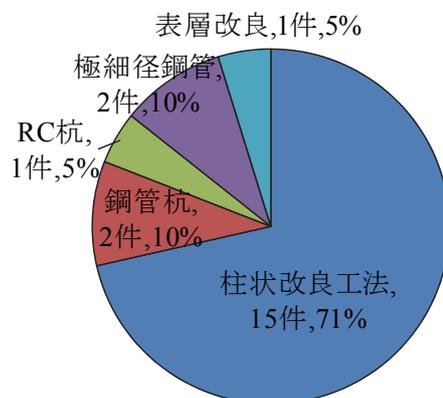


図 2.4.5 地盤補強工法の種別

## 2.5 SWS 試験結果の震災前と震災後の比較

図 2.5.1 に B 社の 36 地点の液状化前後の地盤調査データを用いた長期許容支持力度の計算結果を示す。震災前後の地盤調査データを比較すると、長期許容支持力度が大きくなったのは 8 地点、小さくなったのは 28 地点である。約 78%の宅地に長期許容支持力度の減少がみられた。SWS 試験の震災後の調査位置は、震災前の地点から GL-1.0~-3.0m 程度しか離れておらず、ほぼ同一地点であり、建物からは 1m 以上離れているので、基礎工事の際の乱れ等の影響は受けていないと考えられる。支持力度の評価は、(1)式に基づいており、支持力度の減少は検討範囲とした地表面から 2m の範囲の SWS 試験の貫入抵抗値の大小により判断している<sup>19)</sup>。2000 年鳥取県西部地震の境港地区においても、震度 7 の地震により震災前と震災後のほぼ同一地点でのボーリング調査による  $N$  値を比較した結果、液状化現象によりシルト質砂層が緩んだ事例もある。その事例を図 2.5.2 に示す<sup>20)</sup>。一度液状化した地盤は、相対密度が大きくなるため、再液状化に対する抵抗力は増大すると考えられたが、再液状化に対する抵抗力は必ずしも増大しないようである。今回の地震でも、長期許容支持力度の減少は細粒分の多さに起因しているとも考えられる<sup>21)</sup>。また、美浜地区と日の出地区で採取した噴砂の細粒分が 30~70%であったと報告されている。また、今回の調査<sup>22)</sup>では、今川 1 丁目で地表面から GL-5.0m までの試料土を調べたところ、細粒分が 23~62%あり、地表面で採取した噴砂試料についても 34%の細粒分が認められた。このように細粒分の多さが、今回の震災で、SWS 試験の貫入抵抗を減少させた原因と考えられる。

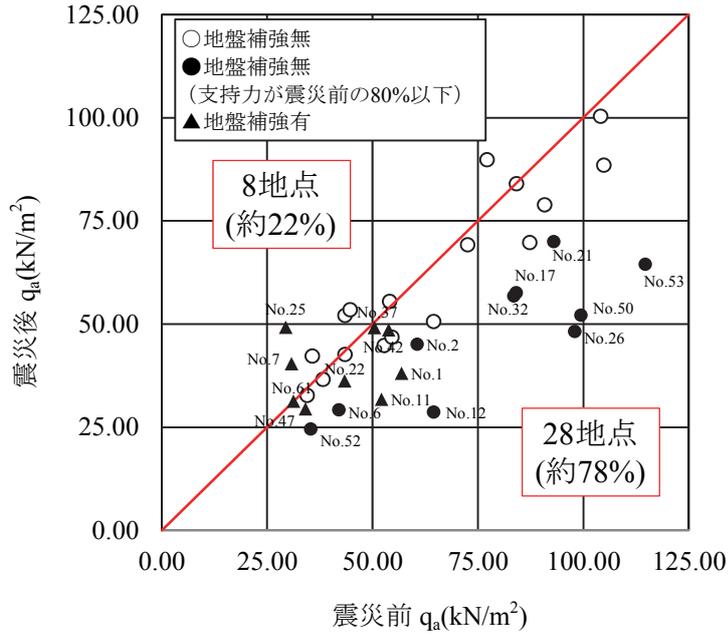


図 2.5.1 震災前後の地盤の長期許容支持力度の比較

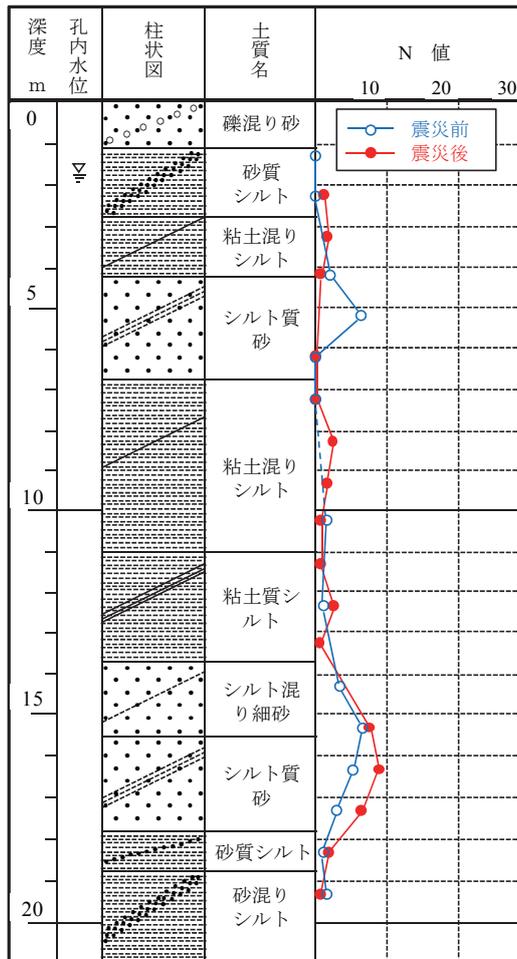


図 2.5.2 鳥取県西部地震前後でのボーリング柱状図の比較

(2000年鳥取県境港市竹内工業団地調査地点 B-12-1)<sup>20)</sup>

図 2.5.3～図 2.5.12 は、地盤の長期許容支持力度が減少した SWS 試験結果 10 例（図 2.5.1 の●）と、図 2.5.13～図 2.5.21 は地盤補強を行っている宅地の SWS 試験結果の 9 例（図 2.5.1 の▲）を示したものである。地盤補強を実施したものにはその深度を示してある。表 2.5.1 に SWS 試験結果の調査位置および地盤補強工法を示す。以下に、震災前後に行った SWS 試験結果を示す。図中の青（◆）が震災前、赤（■）が震災後の試験結果である。

表 2.5.1 SWS 試験データの調査位置および地盤補強工法

図	地点No.	市区町村	町名	地盤補強
図2.5.3	2	千葉市美浜区	真砂	なし
図2.5.4	6	香取市	石納	なし
図2.5.5	12	神栖市	堀割	なし
図2.5.6	17	浦安市	弁天	なし
図2.5.7	21	浦安市	弁天	なし
図2.5.8	26	浦安市	今川	なし
図2.5.9	32	神栖市	堀割	なし
図2.5.10	50	香取市	佐原口	なし
図2.5.11	52	印西市	将監	なし
図2.5.12	53	潮来市	日の出	なし
図2.5.13	1	浦安市	今川	柱状改良体
図2.5.14	7	香取市	佐原口	柱状改良体
図2.5.15	22	浦安市	海楽	柱状改良体
図2.5.16	25	浦安市	高洲	柱状改良体
図2.5.17	37	浦安市	入船	柱状改良体
図2.5.18	42	千葉市美浜区	磯辺	柱状改良体
図2.5.19	47	浦安市	富岡	柱状改良体
図2.5.20	61	香取市	八筋川字ニノ川	柱状改良体
図2.5.21	11	香取郡神崎町	神崎神宿	鋼管杭

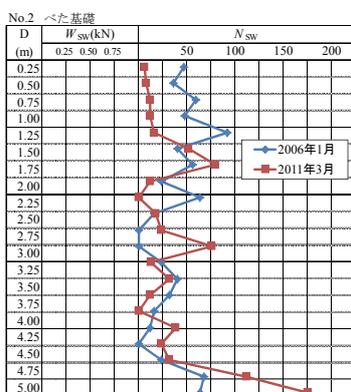


図 2.5.3 No.2 地点

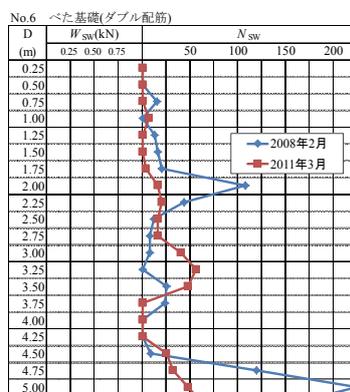


図 2.5.4 No.6 地点

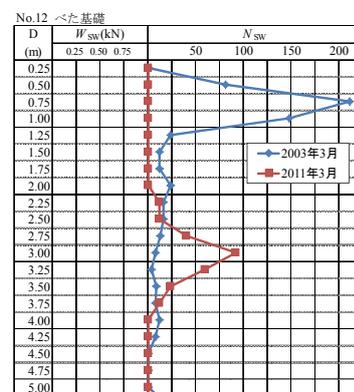


図 2.5.5 No.12 地点

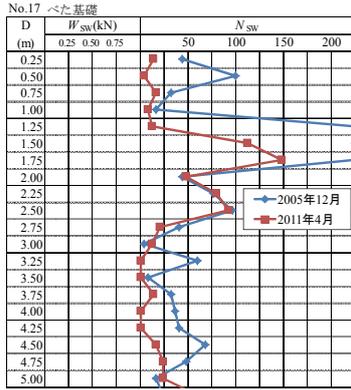


図 2.5.6 No.17 地点

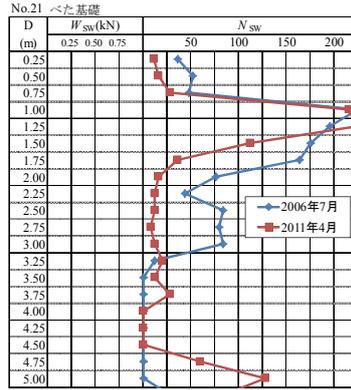


図 2.5.7 No.21 地点

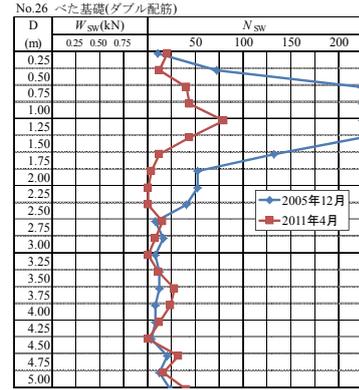


図 2.5.8 No.26 地点

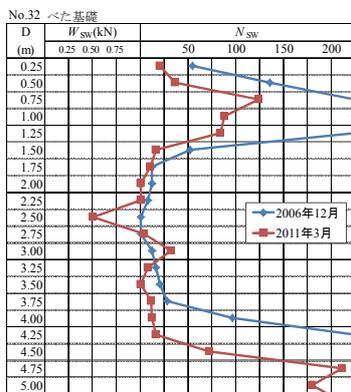


図 2.5.9 No.32 地点

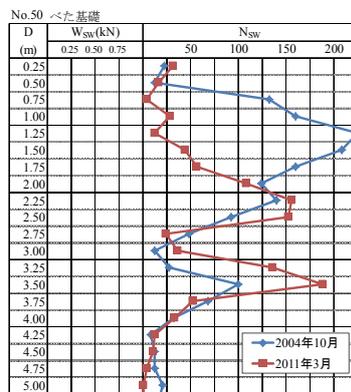


図 2.5.10 No.50 地点

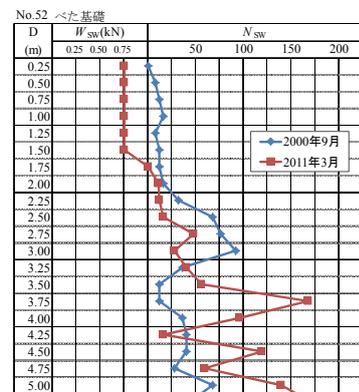


図 2.5.11 No.52 地点

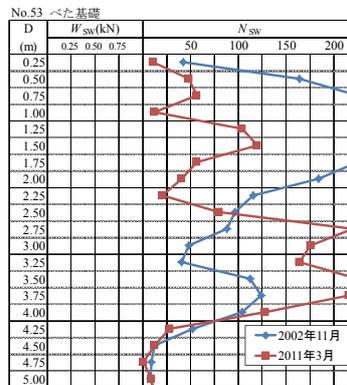


図 2.5.12 No.53 地点

図 2.5.3～図 2.5.12 の地盤補強がない基礎では地表面から 1.5～2.0m まで、 $N_{sw}$  が 200 以上あった貫入抵抗値が半分、あるいはそれ以下になった地盤が図 2.5.5, 図 2.5.6, 図 2.5.8, 図 2.5.9, 図 2.5.10, 図 2.5.12 と 10 件のうち 6 件を占める。

それ以外の図 2.5.3, 図 2.5.4, 図 2.5.11 の地盤においても、表層から GL-2.0m の範囲では  $N_{sw}$  が明らかに減少している。

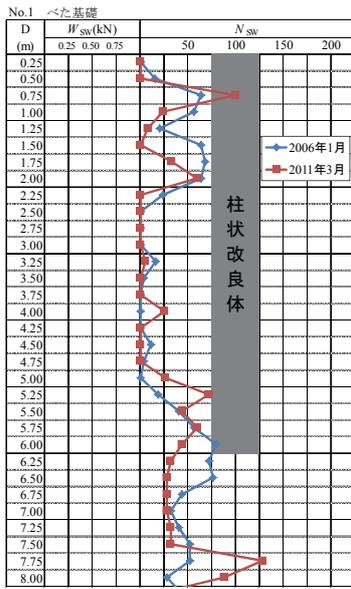


図 2.5.13 No.1 地点

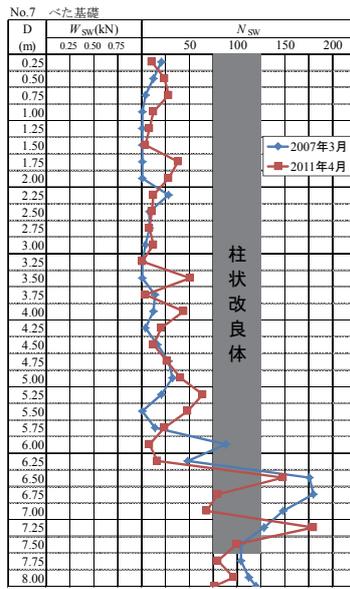


図 2.5.14 No.7 地点

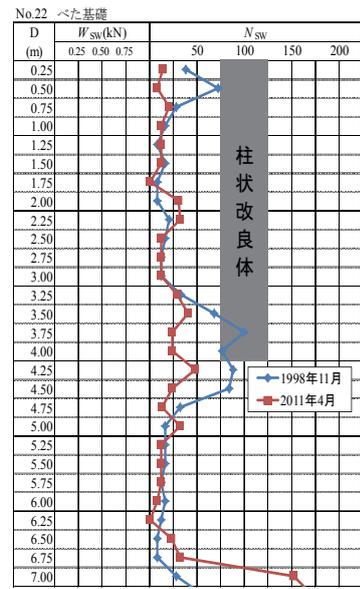


図 2.5.15 No.22 地点

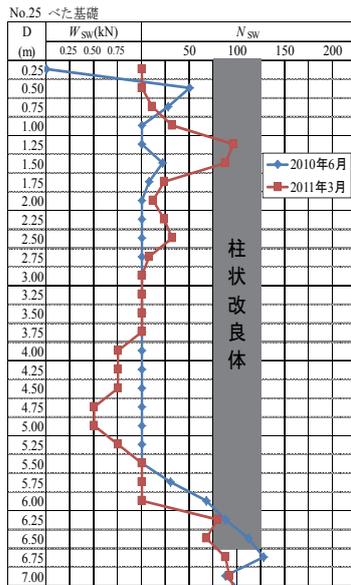


図 2.5.16 No.25 地点

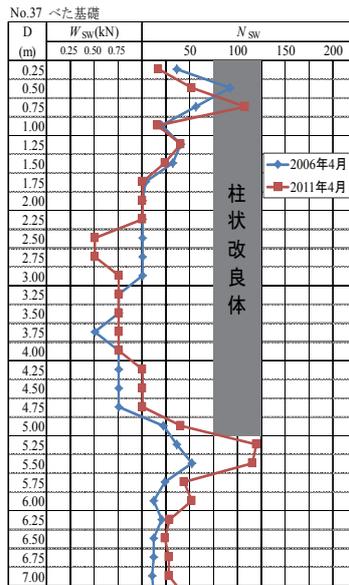


図 2.5.17 No.37 地点

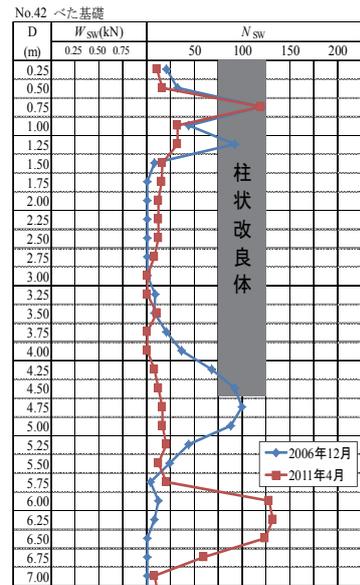


図 2.5.18 No.42 地点

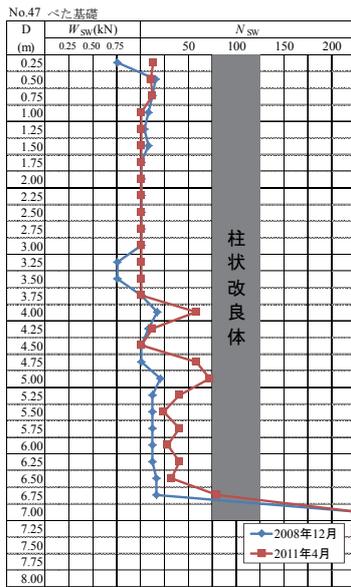


図 2.5.19 No.47 地点

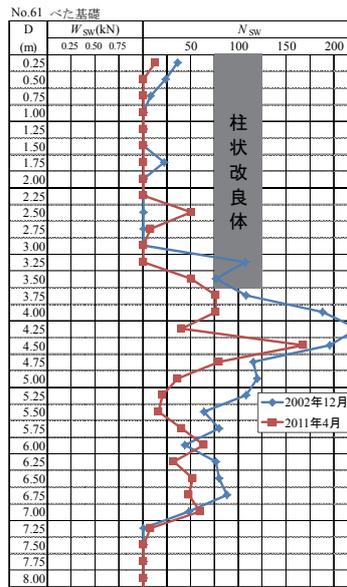


図 2.5.20 No.61 地点

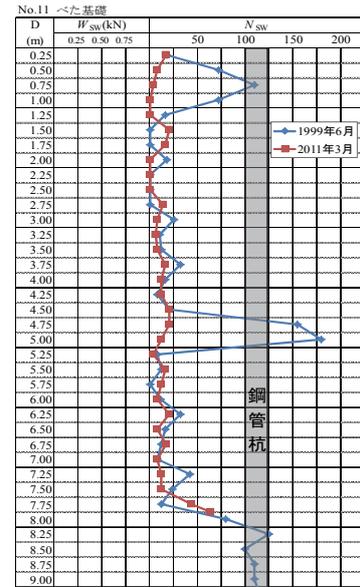


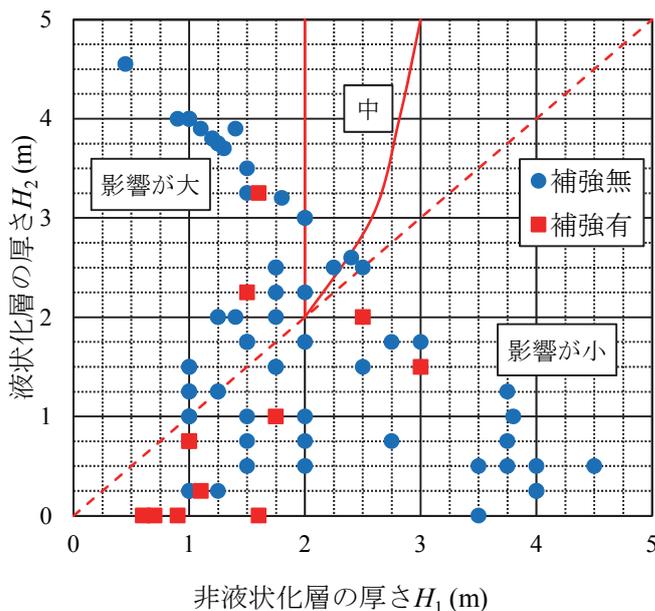
図 2.5.21 No.11 地点

図 2.5.13～図 2.5.21 は地盤補強を行った地点におけるデータである．その内，柱状改良体先端付近の  $N_{sw}$  が震災前に 100 を超えていたものが半分以下になった地盤として図 2.5.14，図 2.5.15，図 2.5.18 がある．いずれもその厚さは 0.5～1.0m であった．改良体の先端の  $N_{sw}$  が 100 を下回る地盤でも図 2.5.13 のように半分以下になっている．なお，図 2.5.21 は鋼管杭であり，先端部の確認はできないが，地表面から GL-1.0m，GL-4.5～-5.0m の範囲の  $N_{sw}$  は震災前 100 以上であったが，震災後は 25 以下に減少している．

## 2.6 液状化の判定事例

### 1) SWS 試験結果に基づく液状化の判定事例

小規模指針では、小規模建築物に対応した簡易な液状化判定法が示されている。簡易液状化判定法は、地下水位と土質の情報が必要である。これは図 2.2.3 に示すように非液状化層厚  $H_1$  と液状化層厚  $H_2$  の比較で推定する方法である。SWS 試験では土質の判別や地下水位を求めることは難しく、図 2.2.3 を直接適用することは無理があると思われるが、A 社と B 社の 79 地点のデータに対して、図 2.2.3 の判別法を適用した。なお、このデータは全て液状化した宅地地盤で得られたものである。この場合、非液状化層は、ロッドに付着した水位の痕跡をもとに地表面から水位までの距離とした。さらに、ロッドの感触や音から土質を推定し、粘性土を非液状化層、地下水位下の砂層を液状化層とした。これを深さ 5m までの範囲で  $H_1$  と  $H_2$  を求めた。なお、地下水位の下に粘土層が存在する場合は  $H_2$  からその層厚を差し引いた値を液状化層とした。これらの結果を図 2.2.3 に適用してみると図 2.6.1 のような結果となった。これによると、液状化判定に用いたデータ 79 地点の内、液状化が地表面に及ぼす影響「小」と判断されたのは 38 地点、「中」と判断されたのは 3 地点、影響が「大」と判断されたのは 38 地点となり、これらの結果は今回の震災特有のものなのか、あるいは SWS 試験の精度に関わるものかは現段階では不明であるが、SWS 試験のみでは適切な評価ができないことだけは事実である。



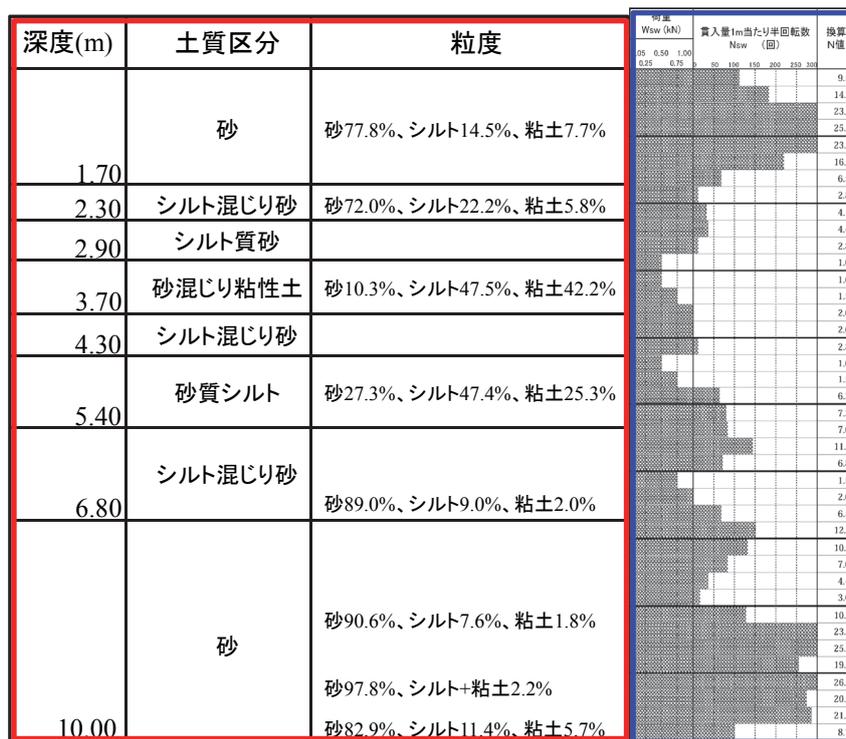
79地点中  
**影響「小」:38地点(約48%)**  
 影響「中」:3地点(約4%)  
**影響「大」:38地点(約48%)**

図 2.6.1 液状化の影響が地表面に及ぶ程度の判定

今後、SWS 試験による土の採取や地下水位を正確に測定することが可能になれば、これらの問題も解決できる可能性がある。この為、3章では SWS 試験の調査孔を利用した計測法の開発を試みる<sup>3)4)</sup>。

なお、地盤補強を施した地盤では、柱状改良体が先端支持力の喪失により、地盤沈下とともに下方に沈下した様相を呈していると考えられる。戸建住宅の場合は改良体長は長くても5~6mのものが多く、その下部が液状化すれば、単に杭的に配置しても液状化対策にはならないと言える。

ここで、上記に述べた既往の確認の妥当性について検証する。図 2.6.2 は、浦安市舞浜の「浦安市運動公園」内のボーリング調査による土質区分と SWS 試験データである。また、SWS 試験が貫入し可能な地盤から  $N=15$  程度以下と推定できるため、地下水位以下の飽和した砂層を液状化層と見なし、 $H_1$  (非液状化層)、 $H_2$  (液状化層)のみで、5m (図 2.6.3 (a)) の場合と 10m (図 2.6.3 (b)) の場合の液状化程度の簡易判定の比較を行った。また、その結果を図 2.6.4 に示す。



ボーリングによる調査結果

SWS 試験結果

図 2.6.2 ボーリング柱状図 (浦安市舞浜)

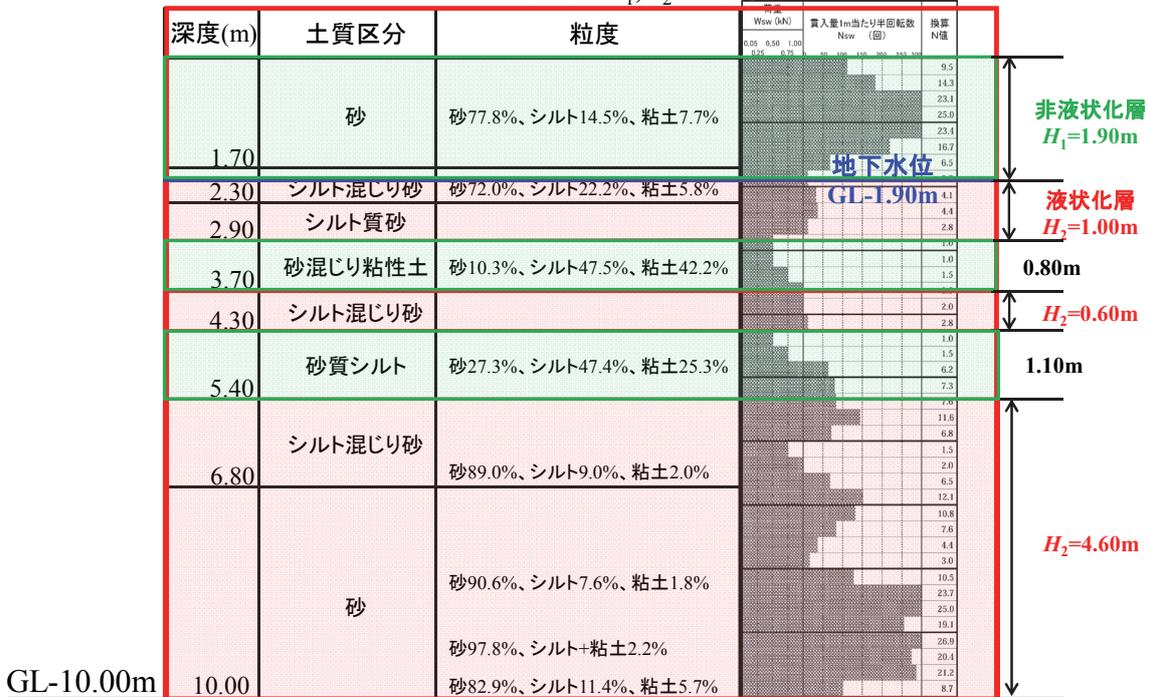
GL-5.00mまでの $H_1, H_2$ の判別



非液化化層  $H_1 = 1.90m >$  液化化層  $H_2 = 1.60m$

図 2. 6. 3 (a) GL-5.0m までの液化化簡易判定

GL-10.00mまでの $H_1, H_2$ の判別



非液化化層  $H_1 = 1.90m <$  液化化層  $H_2 = 6.20m$

図 2. 6. 3 (b) GL-10.0m までの液化化簡易判定

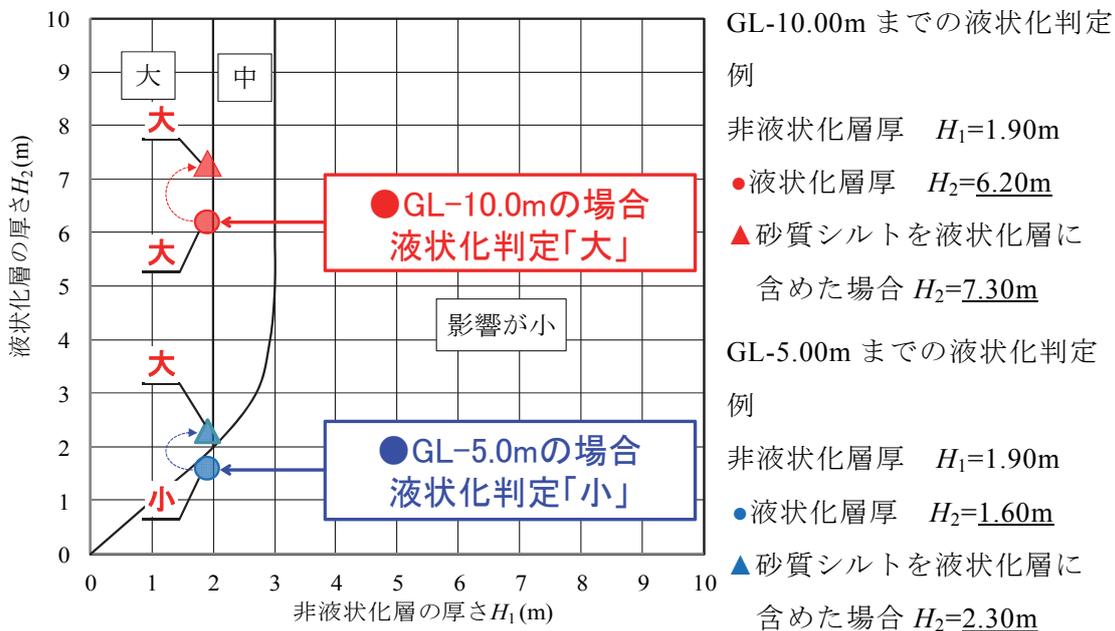


図 2.6.4 GL-5.0m と GL-10.0m との液化化簡易判定比較（浦安市舞浜）

GL-5.0m まで、GL-10.0m までのいずれも砂質シルトを液化化層とした場合、液化化の可能性の程度は、影響が「大」と判断された。

①地下水位以下の粘性土層が 3m 以上ある場合、その下の  $H_2$  層は考慮しない。

※土のサンプリングおよび SWS 試験による換算  $N$  値等から総合的に判断する必要がある。

②人工地盤における砂質シルト層は、液化化層か否か、慎重に判断する必要がある。

※場合によって粘土分含有率 10%以下、塑性指数 15%以下の場合は液化化層として検討を行う。

(参考：建築基礎構造設計指針).

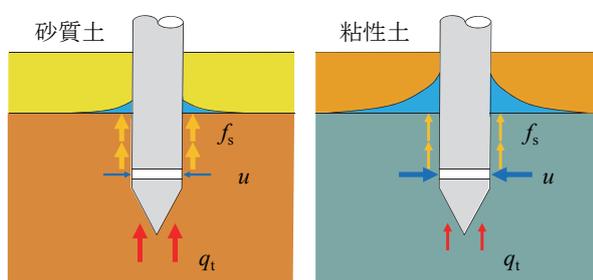
浦安市舞浜の「浦安市運動公園」内の 2011 年 3 月 11 日に液化化が発生した地点において GL-5.0m までの液化化簡易判定（中地震動に対して）を行った結果、非液化化層  $H_1=1.90\text{m}$ 、液化化層  $H_2=1.60\text{m}$  で液化化の可能性の程度は、影響が「小」と判断された。しかし、GL-10.0m までの液化化判定（中地震動に対して）を行った結果の液化化の可能性の程度は、非液化化層  $H_1=1.90\text{m}$ 、液化化層  $H_2=6.20\text{m}$  で液化化の可能

性の程度は、影響が「大」と判断される。また今回の震災で、砂質シルト層が液状化したことから、砂質シルトを液状化層を含めて  $H_1$ ,  $H_2$  による簡易判定を行った結果、GL-5.0mまで、GL-10.0m までのいずれも液状化の可能性の程度は、影響が「大」と判断される。したがって、液状化の可能性の程度の判定においては、あくまでも簡易判定であるため、安全側な判定を行うため、砂質シルトを液状化層を含めて  $H_1$ ,  $H_2$  による簡易判定をできれば、GL-10.0m まで行うことが妥当である結果となった。

## 2) 三成分コーン試験（以後、CPT）を用いた液状化判定事例



写真 2.6.1 CPT 全体写真



	砂質土	粘性土
先端抵抗 ( $q_t$ ) 周面摩擦 ( $f_s$ )	大	小
フリクション比 ( $f_s/q_t$ )	小	大
間隙水圧 ( $u$ )	小	大

図 2.6.5 土質による三成分測定値の傾向

CPT は、先端コーンが取り付けられた貫入装置を地盤に貫入させ、コーンの先端抵抗と間隙水圧、周面摩擦の三つの成分を同時に測定する。写真 2.6.1 に CPT 全体写真、図 2.6.5 に土質による三成分測定値の傾向を示す。CPT データによる液状化判定は、簡易法の一つである  $F_L$  法を利用した判定法が一般的で、「建築基礎構造設計指針」<sup>2)</sup>でも示されている。CPT は深さ 0.01m ごとに調査データが得られるため、CPT 結果から推定する  $F_L$  値の深度分布も 0.01m ごとに評価することも可能なため、薄い地層も見極めることが可能である。 $F_L$  値により、先述した  $H_1$ ,  $H_2$  を求めることも容易である。

一般に、液状化による建物への被害程度を評価する指標には、最大水平変位  $D_{cy}$ <sup>23)</sup> や  $P_L$  値<sup>24)</sup> などがある。

$D_{cy}$ は、繰返しせん断応力比 ( $\tau_d/\sigma'_z$ ) と粒度や拘束圧による補正  $N$  値から各層のせん断ひずみ  $\gamma_{cy}$  を図 2.6.6 によって推定し、これを鉛直方向に積分して求められる。 $D_{cy}$  は、補正  $N$  値を利用することから、一般には標準貫入試験（以後、SPT）と粒度試験結果を実施して用いられるが、CPT でも粒度、 $N$  値を推定して  $D_{cy}$  を算出することも可能である。なお、高田ら<sup>25)</sup>の研究によれば、CPT 結果と SPT+粒度試験結果から求めた各々の  $D_{cy}$  は、比較的整合性が高い結果が報告されている。

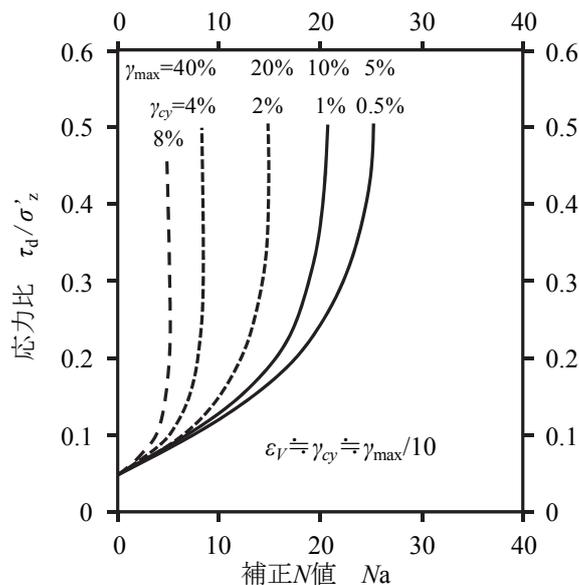


図2.6.6 補正  $N$  値とせん断ひずみの関係

本節では、東北地方太平洋沖地震で被害を受けた宅地で CPT を実施した調査事例を示す。実施した CPT の手法および使用したコーンは、JGS 基準「電気式静的コーン貫入試験」(JGS 1435-2003) に準拠した。なお、これらの調査は、建物の不同沈下および新規建築のための基礎設計資料を得ることを主目的として実施したものである。

調査宅地の概要は以下のとおりである。

調査場所：千葉県浦安市入船

建物：木造 2F，布基礎

地盤補強：なし

基礎の最大不同沈下量：26 cm

図 2.6.7 に当敷地の建物 4 隅で実施した SWS 試験結果を示す。同図より、A～D の 4 測点の貫入抵抗値には、大きなばらつきがなく、敷地内での地層傾斜の少ない地盤であることがわかる。

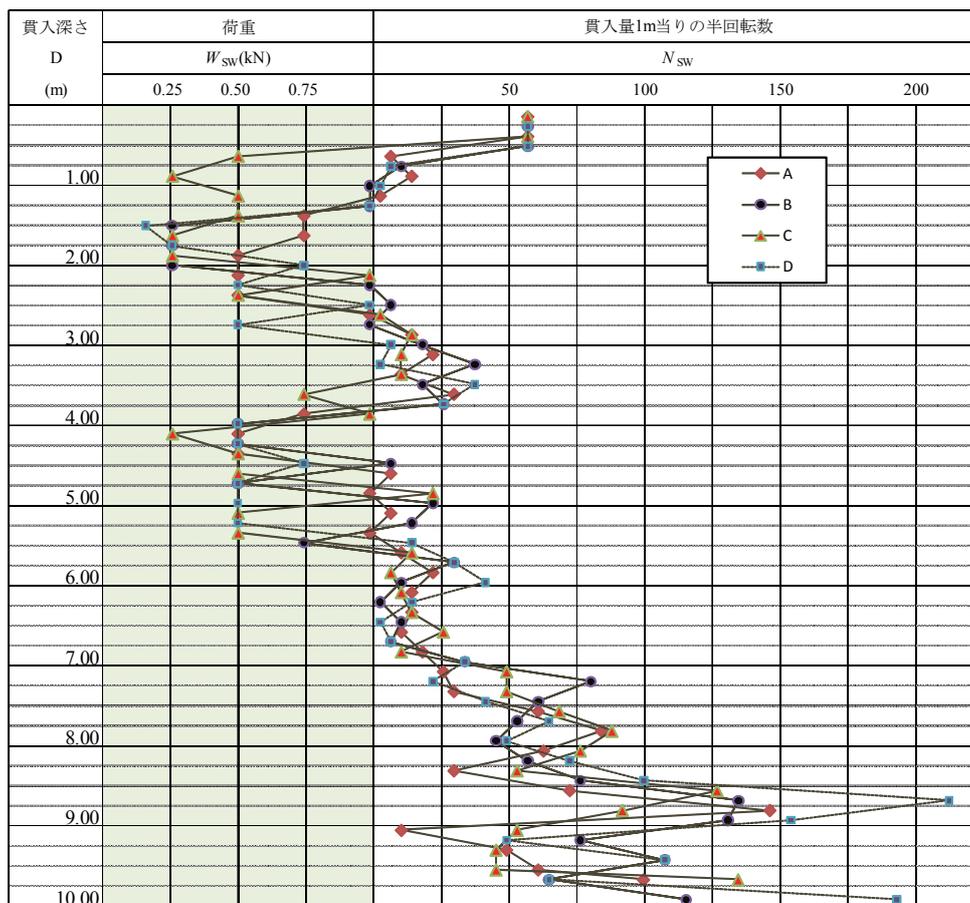


図 2.6.7 SWS 試験結果

図 2.6.8 に当敷地の CPT 結果を、図 2.6.9 に CPT 結果で推定した  $F_L$  値と土質分類指数  $I_{sc}$  の深度分布をそれぞれ示す。

なお土質分類指数  $I_{sc}$  は、式(2)で定義される指標であり、この数値から表 2.6.1 を用いて土質分類できる。

$$I_{sc} = \{(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2\}^{0.5} \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $Q_t$  : 基準化先端抵抗  $\{(q_t - \sigma_{vo}) / \sigma_{vo}'\}$

$F_r$  : 基準化フリクション比  $\{= f_s / (q_t - \sigma_{vo}) \times 100 (\%) \}$

$q_t$  : 先端抵抗

$f_s$  : 周面摩擦

$\sigma_{vo}$  : 当該深さの鉛直全応力

$\sigma_{vo}'$  : 当該深さの鉛直有効応力

表 2.6.1  $I_{sc}$  による土質分類の方法<sup>26)</sup>

$I_{sc}$	土質分類
1.31 以下	礫質土
1.31～2.05	砂～シルト質砂
2.05～2.60	シルト質砂～砂質シルト
2.60～2.95	砂質シルト～シルト質粘土
2.95～3.60	シルト質粘土～粘土
3.60 以上	有機質土

図 2.6.8 中に示す先端抵抗  $q_t$  は，SWS 試験の貫入抵抗値（図 2.6.7）とほぼ類似した深度分布の傾向を示している．また，過剰間隙水圧  $u$  は，粘性土層では，間隙水圧（静水圧） $u_0$  よりも大きくなり，砂質土層では  $u \doteq u_0$  の挙動を示している．図 2.6.9 中の  $I_{sc}$  の深度分布によると，深度 0～6m は，粘性土と砂・礫質土が互層状に介在し，深度 6～13m は，ほぼシルト質砂～砂質シルトの範囲に入っている．また液状化層 ( $F_L < 1$ ) は，深度 2.8～3.8m，深度 5.8～9.6m に認められる．なお  $F_L$  値算出に用いた入力地震動は，マグニチュード  $M=7.5$ ，地表面最大加速度  $\alpha_{max}=200 \text{ cm/s}^2$  とした．

CPT では地下水位 1.9 m と測定された．地下水位の測定は，まず CPT 途中で一旦貫入を止め，間隙水圧消散試験を行い，定常水圧を静水圧  $u_0$  と判断して求めた．また，調査終了後に試験孔内へ巻尺を挿入して付着した水の痕跡を目視測定して，間隙水圧消散試験から求めた地下水位と相違ないかを確認した．

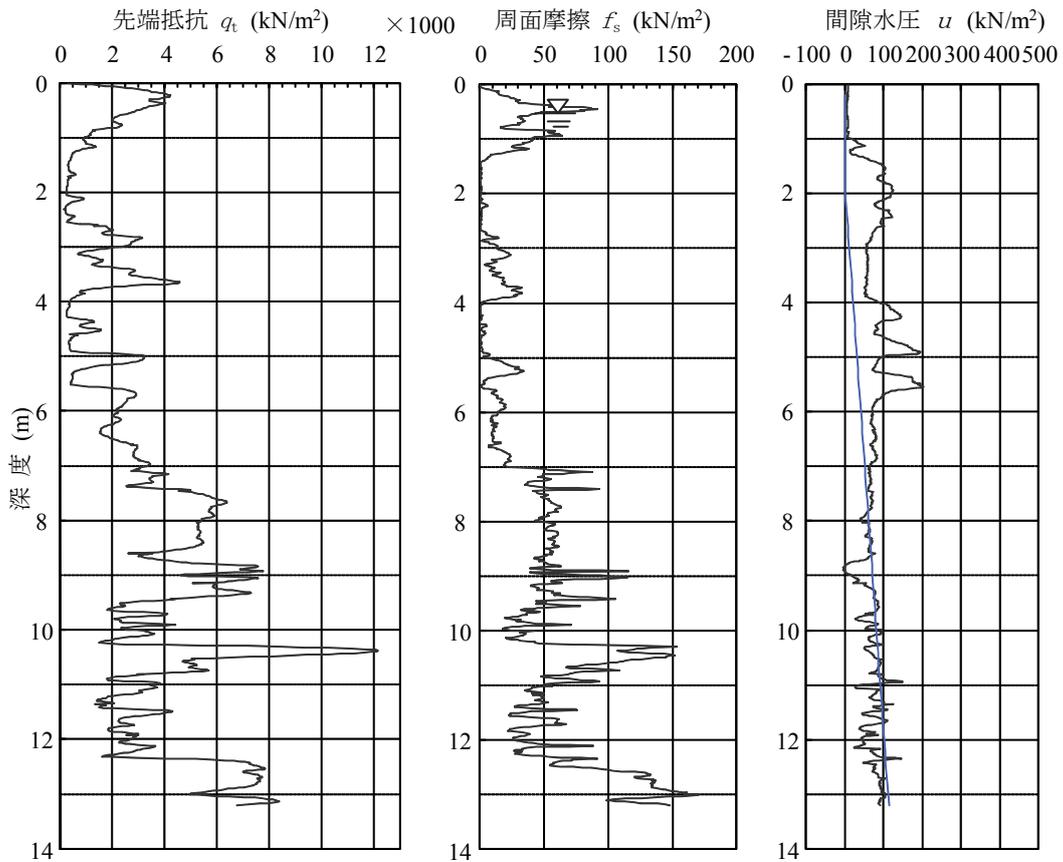


図2.6.8 CPT 結果

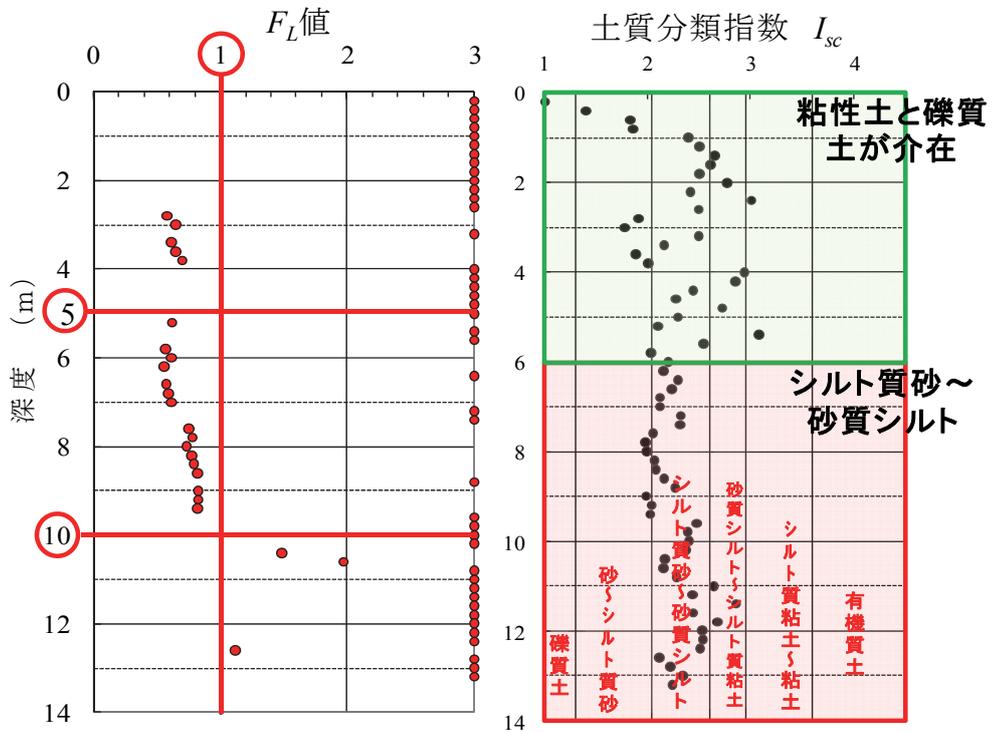


図2.6.9 CPT 結果から推定した  $F_L$  値と  $I_{sc}$  の深度分布

この  $F_L$  値で液状化による危険度評価を行ったところ、 $D_{cy}=6.70$  (危険度：小) と算出された。また深度 5m 内で非液状化層の厚さ  $H_1$  と液状化層の厚さ  $H_2$  を見ると、 $H_1=2.8$  m、 $H_2=1.0$  m となり、液状化による地表面への影響は小さいと判断できる。なお、 $M=9.0$  を用いて計算しても、液状化層厚の分布傾向は図 2.6.9 とほとんど差がなく、 $F_L$  値全体が小さくなり、 $D_{cy}=9.10$  (危険度：小) とやや大きくなる程度である。これらの結果より、液状化危険度は小さい地盤であり、また  $D_{cy}$  を液状化による沈下量  $S$  cm と置き換えても、建物基礎の最大不同沈下量 26 cm にすら及ばず、よって、今回の震災による液状化被害の CPT 判定結果は、 $N$  値および粒度の推定精度によっては、実態よりも過少評価である場合があることを示した。

この要因として、(1)地震後の調査結果を用いて解析しており、地震前の地盤性状と異なること、(2)CPT 結果による  $N$  値、粒度の推定精度の問題、(3)  $H_1$  と  $H_2$  の評価においては、深度 5m よりも深い位置での液状化層が厚く堆積することなどがあげられる。また今回の地震は、K-NET<sup>27)</sup>によって観測されたこの地域の地震波を見ても、継続時間 2 分程度、主要動だけでも 1 分程度もあるような繰返し回数の非常に多かった地震動であり、この繰返し回数が被害程度の予測の差異に表れたと予想する。

このような地震に対して検討する場合には、液状化強度比  $R$  など物性値を補正してから解析するなどの研究がなされている。しかしながら、今回の宅地では、震災当時、噴砂量が激しかったことから、噴出した土量が地盤沈下量に大きく影響した可能性があり、この土量も含めた変形量を簡易に計算することは不可能だと思われる。今後、このような巨大地震をも検討する際には、今回の震災を実大規模の結果と捉え、被害程度と地盤物性値の関係をまとめるなど、実証的なアプローチから推定する手法などが必要と考える。

## 2.7 修復工法と液状化対策

### 1) 基礎仕様と最大相対沈下量，傾斜角の関係

地盤の液状化による沈下被害を受けた戸建住宅において室内の床レベルを測定し，床面の傾斜角を算出した．最大相対沈下量とは建物4隅の床面上において，ある1点における基準点からの最大沈下量のことをいい，最大傾斜角とはそれを測定間の短辺長さで除した値のことをいう．算出に用いたデータは，2.4節で調査した160件のデータである．図2.7.1はシングル配筋（単にべた基礎と呼ぶ）と布基礎およびダブル配筋のべた基礎に対して，各戸建住宅の床面の最大傾斜角と最大相対沈下量（不同沈下量）の関係を示したものである．これを最小自乗法で整理すると，両者の間には(3)式の関係がある．

$$\theta = 0.0863 \cdot \Delta S \quad \dots\dots(3)$$

$\theta$ ：最大傾斜角（1/1000）rad

$\Delta S$ ：最大相対沈下量（mm）

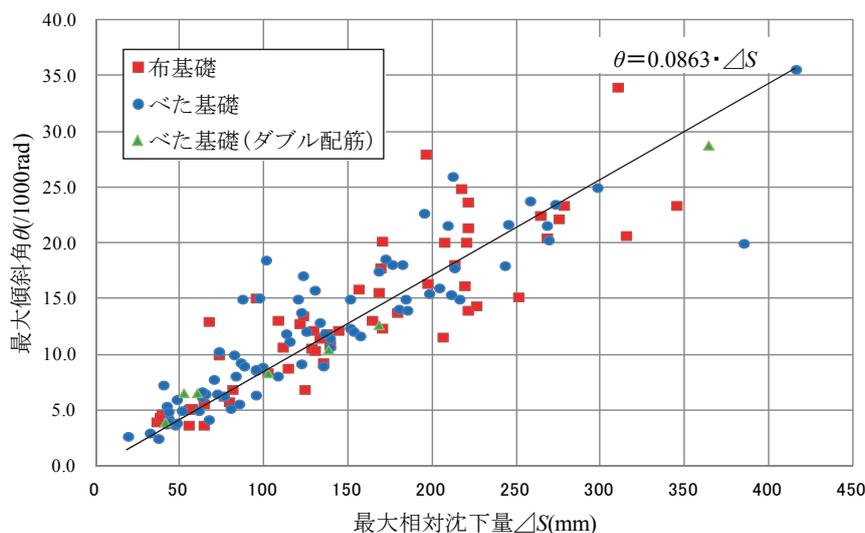


図 2.7.1 基礎仕様と最大相対沈下量および最大傾斜角  
(160 件中の最大傾斜角：13.3/1000)

基礎仕様と最大相対沈下量および最大傾斜角の関係において，最大傾斜角は，不同沈下の場合，基礎が折れることがあることから，一定の傾斜角度にならないことがある．一方，図2.7.1からわかるように，全ての基礎仕様において最大傾斜角がほぼ一定となっていることは，液状化による変状の特徴であるといえる．

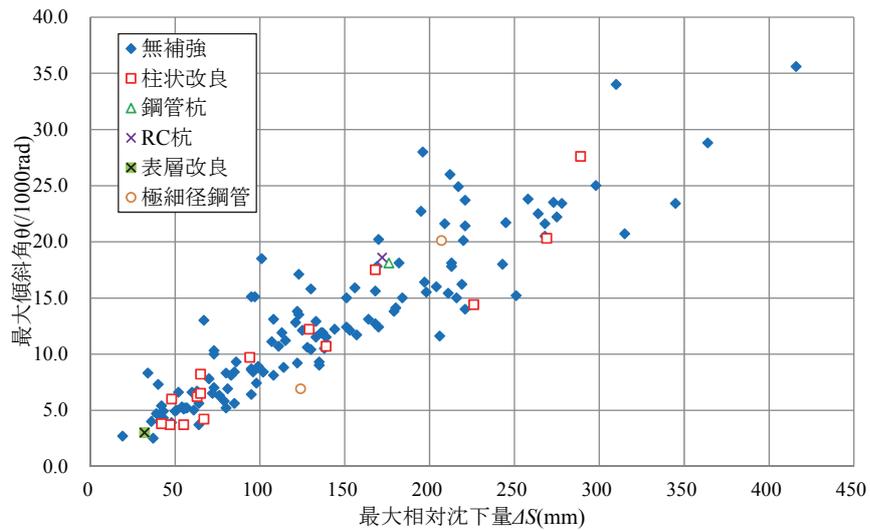


図 2.7.2 地盤補強工法と最大相対沈下量および最大傾斜角

図 2.7.2 は布基礎とべた基礎のみの基礎を無補強とし、これと各種の地盤補強を有した基礎の最大相対沈下量と最大傾斜角との関係を示したものである。べた基礎と布基礎ならびに地盤補強とも特に沈下抑制効果を見出すことができない。これは、先にも述べたように地盤補強を行っても、その下部で液状化の影響を受けて支持力を喪失すれば、沈下抑制効果が発揮されないことを意味している。

## 2) 傾斜角，最大沈下量と修復工法

日本建築学会の資料<sup>28)</sup>によると、修復工法と最大相対沈下量およびその費用については、表 2.7.1 の内容が示されている。

表 2.7.1 修復工法と最大相対沈下量およびその費用の関係

工法名	最大相対沈下量 (mm)	工事費
アンダーピニング工法	条件なし	600~1000万円程度
耐圧版工法	条件なし	500~700万円程度
ポイントジャッキ工法 (土台上げ工法)	100mm程度以下	200~300万円程度
注入工法	200mm程度以下	300~600万円程度

今回の調査データによると、表 2.7.2 の結果となる。修復工法の順位としては、アンダーピニング工法が最も多く、耐圧版工法、注入工法、ポイントジャッキ工法（土台上げ工法）の順となっている。図 2.7.3 は修復工法と最大相対沈下量，最大傾斜角との関係を示したものである。アンダーピニング工法と耐圧版工法を比較すると、 $\theta = 30/1000\text{rad}$  以上，最大相対沈下量が 300mm 以上になると，アンダーピニング工法を適用している傾向がみられる。表 2.7.1 ではポイントジャッキ工法（土台上げ工法）は最大相対沈下量が 100mm 程度以下，注入工法では 200mm 程度以下となっており，図 2.7.3 は概ねこの傾向を示している。また，工事費についても表 2.7.2 の結果は表 2.7.1 を裏付けている。

表 2.7.2 本調査結果による修復工法の実態

工法名	データ数	最大相対沈下量 (mm)			工事費 (万円)		
		最小	最大	平均	最小	最大	平均
アンダーピニング工法	79	32	416	146	230	1880	782
耐圧版工法	66	19	345	136	263	2282	520
ポイントジャッキ工法 (土台上げ工法)	2	55	56	56	137	185	161
注入工法	6	82	385	158	220	630	418

※全160件のデータ中、修復工法が判明した153件のデータを集計している。

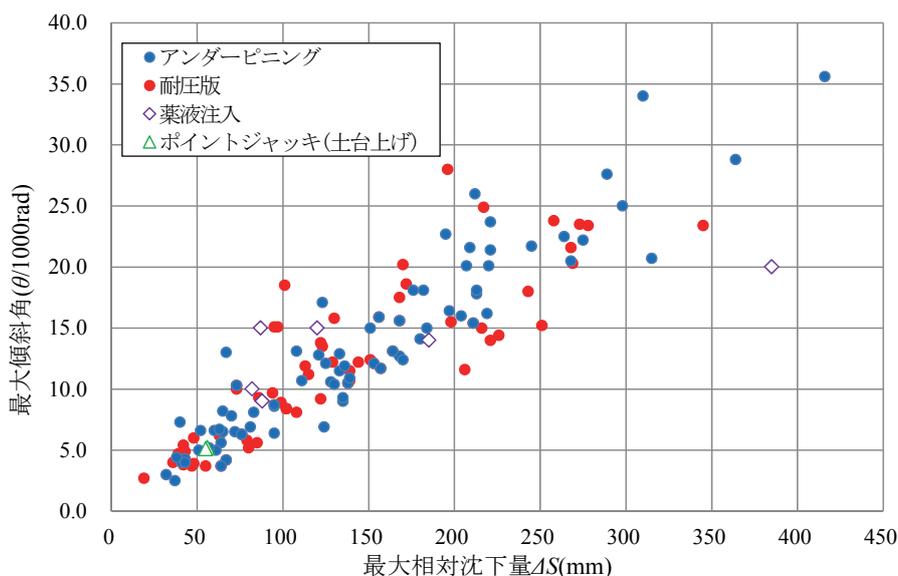


図 2.7.3 修復工法と最大相対沈下量および最大傾斜角

### 3) 液状化対策

これまで、小規模建築物の液状化対策として、柱状改良工法、小口径鋼管杭工法、表層改良工法、注入工法、基礎の剛性向上が有効と考えられてきた。事実、2004年の新潟県中越地震、2007年の新潟県中越沖地震では、常時の沈下対策として支持層まで地盤改良していた住宅の場合は、液状化に対して効果的であったことが確認されている<sup>29)</sup>。しかし、今回の地震では液状化により支持力を喪失した地盤が多く認められた。特に、柱状改良体では改良体先端部の地盤が緩み先端支持力を喪失したものが目立った。そのため、地盤改良体の設計においては、改良体先端部が支持層に到達するような設計をする必要がある。また、柱状改良体の先端地盤は $N$ 値で3以上、層厚2m以上と記されている<sup>30)</sup>。今回の柱状改良体の支持層は1mに満たないものが多かった。少なくとも、大地震の液状化対策を意識するのであれば、支持層は層厚が2mを超える地層に設置すべきである。また、今後は支持力補強だけではなく、今回表層部の地盤に緩みが認められた対策として、地盤の剛性を向上させることも考える必要がある。中規模以上の建物では、固化工法により基礎下を格子状に改良すると効果があることが実証されつつある<sup>31~33)</sup>。戸建住宅の場合は、特に費用の制約はあるものの、液状化対策工法として、壁体状の地盤改良工法の開発も今後検討する必要がある。

## 2.8 本章のまとめ

- 1) SWS 試験結果について震災前と震災後を比較したところ、36 地点中 28 地点において、地表面から 2m 程度の表層部や柱状改良体先端下部の貫入抵抗値が、液状化現象により小さくなっており、約 78%の地点で支持力度が約半分以下に減少していることが明らかになった。
- 2) 地盤補強工法においては、当然のことながら、支持力を増加させ不同沈下を防止することを目的としており、改良体の支持地盤の根入れ深さが 1 m未満の改良体の場合においては、液状化に対応していないことが明らかになった。
- 3) 杭状地盤補強の場合は、先端地盤が液状化の影響を受けることから、支持力の低下が起こらないように十分に硬い支持層まで貫入すべきであることがわかった。
- 4) CPT を用いた液状化の判定法は、液状化するか否かの把握には有効であったが、今回、CPT による液状化被害の判定結果は、 $N$  値および粒度の推定精度によっては、実態よりも過少評価である場合があることを示した。
- 5) 2011 年 3 月 11 日に発生した戸建住宅の液状化被害例から、液状化の地表面に及ぼす影響は GL-5.0m 程度までではなく、GL-10.0m 程度までの検討が必要であることが明らかになった。
- 6) 基礎仕様と最大相対沈下量および最大傾斜角の関係において、最大傾斜角は、不同沈下の場合と異なり、全ての基礎仕様でほぼ一定となったことは、液状化による変状の特徴であることが明らかになった。
- 7) 修復工法においては、アンダーピニング工法が最も多く実施されており、次に耐圧版工法、注入工法、ポイントジャッキ工法（土台上げ工法）の順であったことが明らかになった。

## 第2章参考文献

- 1) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説， pp.280-288， 2004.
- 2) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針， pp.31-37， pp.74-75， pp.88-92， 2008.
- 3) 金 哲鎬，松下克也，岡野泰三，安達俊夫，藤井 衛：スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した有孔パイプによる地下水位の測定法，日本建築学会学術講演梗概集(東北，構造 I)， pp.635-636， 2009.
- 4) 金 哲鎬，松下克也，岡野泰三，安達俊夫，藤井 衛：スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した有孔パイプによる地下水位の測定法(その 2)，日本建築学会学術講演梗概集(北陸，構造 I)， pp.701-702， 2010.
- 5) 済木幸平：地盤工学の基礎知識，鹿島出版， p.62， p.235， 1987.
- 6) 高田 徹ら：小規模建築物を対象とした液状化対策の設計法に関する研究(その 1)，日本建築学会学術講演梗概集(東北)， pp.613-614， 2009.
- 7) 浦安市ホームページ：地盤特性の把握・液状化の要因分析 2，  
[http://www.city.urayasu.chiba.jp/secure/26052/jibanwg1017\\_1\\_3.pdf](http://www.city.urayasu.chiba.jp/secure/26052/jibanwg1017_1_3.pdf)
- 8) 古藤田喜久雄，若松加寿江：千葉県東方沖地震の液状化による建物の被害(その 1. 液状化による建物の被害状況)，日本建築学会学術講演梗概集， pp.983-984， 1988.
- 9) 若松加寿江，古藤田喜久雄：千葉県東方沖地震の液状化による建物の被害(その 2. 液状化による建物の被害地点の地形・地盤条件)，日本建築学会学術講演梗概集， pp.983-984， 1988.
- 10) 水谷羊介，田村昌仁，菊地康明，林 宏一，末政直晃，若井明彦：新潟県中越地震による戸建住宅の液状化被害(その 1. 液状化被害と地下水位)，日本建築学会学術講演梗概集， pp.399-400， 2006.
- 11) 望月利男，荏本孝久：地盤の液状化による建物の被害予測のための実態調査(その 1. 過去の建物被害事例の定量的検討)，日本建築学会学術講演梗概集， pp.695-696， 1989.
- 12) 住宅都市整備公団：宅地耐震設計マニュアル(案)， pp.36-38.
- 13) Ishihara, K.: Stability of Natural Deposits during Earthquakes, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, 1985.
- 14) 藤井 衛，伊集院博，田村昌仁，伊奈 潔：兵庫県南部地震の液状化地帯における戸建住宅の基礎の被害と修復－戸建住宅の基礎の修復に対する考え方－，土と基礎，

- 46-7, pp.9-12, 1998.
- 15)吉見吉昭, 桑原文夫: 小規模建物のためのべた基礎—主として液状化対策として, 土と基礎, 34-6, pp.25-28, 1986.
- 16)日本建築学会編: 小規模建築物基礎設計の手引き, pp.49-51, 1988.
- 17)小松吾郎, 藤井 衛, 田村昌仁, 伊集院博, 伊奈 潔: 兵庫県南部地震による液状化地域の低層住宅の被害実態調査(その1 居住者の意識調査), 第33回地盤工学研究発表会, pp.203-204, 1988.
- 18)安田 進, 原田健二: 東京湾岸における液状化被害, 地盤工学会誌, 59-7, pp.38-41, 2011.
- 19)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.18, No.1, pp.13-18, 1960.
- 20)とりネット/鳥取県公式ホームページ: 2000年鳥取県境港市竹内工業団地調査地点 B-12-1), <http://www.pref.tottori.lg.jp/secure/245083/ekijoukaiinkaihoukoku12.pdf>
- 21)勝間田幸太, 時松孝次, 田村修次, 鈴木比呂子: 2011年東北地方太平洋沖地震による浦安市での液状化被害の調査, 日本建築学会学術講演梗概集(関東, 構造 I), pp.491-492, 2011.
- 22)金 哲鎬, 藤井 衛, 小川正宏: 2011年東日本大震災による浦安地域の液状化被害調査報告, 東海大学紀要工学部(震災・防災特集号), Vol.51, No.1, pp.19-28, 2011.
- 23)日本建築学会編: 建築基礎構造設計指針(第2版), 日本建築学会, pp. 61-72, 2001.
- 24)岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田 進: 地震時地盤液状化の程度と予測について, 土と基礎, Vol. 28, No. 4, pp. 23-29, 1980.
- 25)高田 徹, 関 平和, 松本樹典, 藤井 衛, 松下克也, 佐藤 隆: 三成分コーン貫入試験による宅盤の評価手法に関する考察, 地盤工学ジャーナル, Vol. 4, No. 2, pp.157-170, 2009.
- 26)實松俊明, 鈴木康嗣: コーン貫入試験結果と地盤物性との関係(その1 土質判別と標準貫入試験の  $N$  値の評価), 第40回地盤工学研究発表講演集, pp. 59-60, 2005.
- 27)(独)防災科学技術研究所: 強震ネットワーク K-NET
- 28)日本建築学会ホームページ: <http://news-sv.aij.or.jp/shien/s2/ekijouka/index.html>
- 29)松下克也, 藤井 衛: 静的コーン貫入試験による宅地の液状化危険度評価法—2004年新潟県中越および2007年中越沖地震被害調査・分析より—, 東海大学紀要工学部,

Vol.48, No.1, pp.109-116, 2008.

- 30)住宅地盤品質協会：住宅地盤の調査・施工に関する技術基準書， p.64， 2011.
- 31)日本建築学会編：建築基礎のための地盤改良設計指針書， pp.18-20， 2006.
- 32)石川 明， 杉本康広， 木村 匠：簡易液状化評価法による格子状改良地盤の実設計  
（その1評価法による改良地盤の設計， 日本建築学会学術講演梗概集(関東， 構造 I )，  
pp.497-498， 2011.
- 33)荒木一弘：セメント系改良による改良形式が液状化抑制効果に与える影響， 日本建築  
学会学術講演梗概集(関東， 構造 I )， pp.573-574， 2011.

## 第 3 章

液状化判定のための地下水位測定法

および土質判別法

### 3.1 本章の目的

本章では、宅地地盤の液状化判定のための地下水位測定法と土質判別を提案することを目的とする。東北地方太平洋沖地震により、数多くの建物が被害を受けた。特に建築住宅地盤は、液状化現象による被害が圧倒的に多かった。戸建住宅は、安定性に乏しい地表面付近の地層に支持されるので、一般の建築物に比べて地盤の沈下や変形による影響を受けやすい。住宅の荷重が地盤に与える負荷は、木造2階建てで建築面積当たり  $10\text{kN/m}^2$  程度であり、これは、盛土の荷重や地下水位の変動が地盤に及ぼす荷重と比較すると極めて小さい。地盤の許容支持力は、基準法をはじめとする技術基準や指針などに基づいて評価できるが、液状化現象に対しては、積極的に採用されておらず、「小規模建築物基礎設計指針 2008 制定」による地表面に及ぼす影響をハザードマップおよび微地形区分による液状化概略判定と併せて地下水位の測定と土の試料採取による簡易判定法もほとんど行っていないのが現状であり、その結果、戸建住宅の液状化による甚大な被害を受けた。ほとんどの中・高層建築物では、液状化対策が行われているのに対して、戸建住宅を対象とした地盤調査には、通常、様々な段階やレベルがあり、敷地の地形・地質によっては多くの調査を必要とするが、液状化の対策となると、コスト面からほとんど行われていないのが実状である。

したがって、戸建住宅の不同沈下や液状化予測は、中・高層建築物と比較し、地盤調査の質や量、支持層の安定性、設計施工の技術水準、更には費用対効果などから、十分に対応できない場合もあり得る。しかし、SWS 試験を行った孔を利用して、地下水位や土質の判別を行うことができると、適切な液状化対策工法を選定することが可能となる。本章では、まず、SWS 試験の問題点を指摘すると共に、液状化簡易判定法に関する既往の研究を整理し、次に、この試験孔を利用した地下水位測定法と地下水位の収束に基づく土質判別法を提案する。

## 3.2 スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した地下水位測定法

### 1) はじめに

本節では、スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した地下水位測定法を提案することを目的とする。東北地方太平洋沖地震により、数多くの建物が被害を受けた。特に建築住宅地盤は、液状化現象による被害が圧倒的に多かった。SWS 試験を行った孔を利用して、地下水位を簡便で、精度良く測定できることで、液状化判定に欠かせない情報により、土質の判別と合わせて適切な基礎の地盤補強や、基礎の選定ができると考える。

### 2) 地下水位測定装置の概要

現状の SWS 試験による宅地地盤の地下水位測定方法としては、SWS 試験実施時のロッドの濡れ具合や目視観察する方法や、SWS 試験後の孔に水位計を挿入する方法などが挙げられる。しかし、前者は信頼性が乏しく、後者は土質によっては試験孔が閉塞して水位計の挿入が困難となり、測定不可能な場合がある。

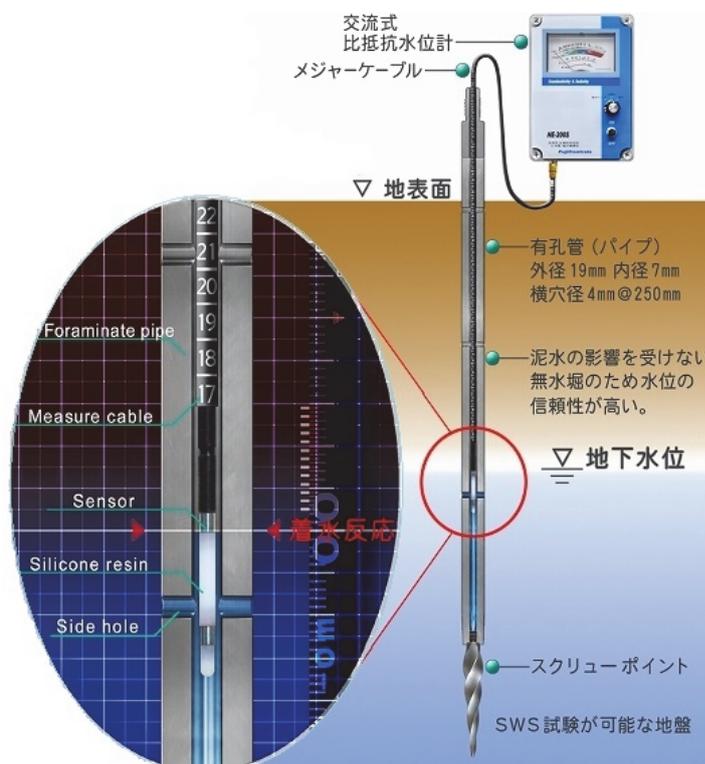


図 3.2.1 SWS 試験孔を利用した地下水位測定法の概略図

上記の現状の測定方法の問題点を踏まえて、有孔管、センサーとメジャーケーブルを開発した<sup>1)</sup>。それらを写真3.2.1～写真3.2.6に示す。また、SWS試験孔を利用した2極型の交流式比抵抗電極を用いた地下水位測定法の概要について図3.2.1に示す。

### 3) 地下水位測定装置の特徴

- ①SWS試験の貫入可能な深さまで、測定が可能である。
- ②SWS試験時の短期的な孔内水位を確認することが可能である。
- ③無水掘りのため、泥水掘りの場合に較べて孔壁が遮水されにくく、測定された水位の信頼性が高い。
- ④SWS試験用ロッドと同外径（φ19mm）を有する有孔管を使用することにより、JIS A 1221 SWS試験方法に規定された試験装置を用いて地盤中に貫入できる。
- ⑤地下水位測定用のケーブルは、有孔管内への挿入時に蛇行しない適度な硬さを有する電線に、繊維製巻尺 JIS 1 級を貼付した専用のメジャーケーブル(巻尺付信号線)により精度の高い測定を可能にした。
- ⑥着水確認は、測定用のケーブル先端に配置した2極式電極の比抵抗変化で判断し、交流式のアナログメーターを採用することで、着水時の微妙な変化をわかりやすくした。



写真 3.2.1 SWS試験直後のSWS試験機での地下水位測定状況



写真 3.2.2 SWS 試験直後の手動での地下水位測定状況



写真 3.2.3 有孔管外径  $\phi$  19mm  
(内径  $\phi$  7mm)

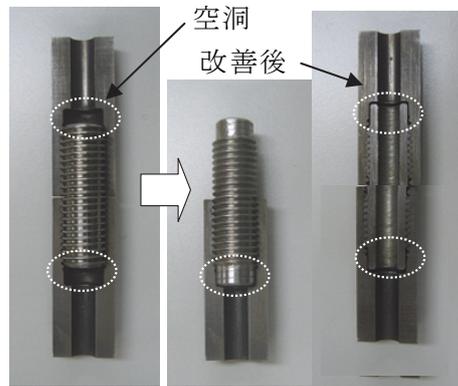


写真 3.2.4 ネジ継手部

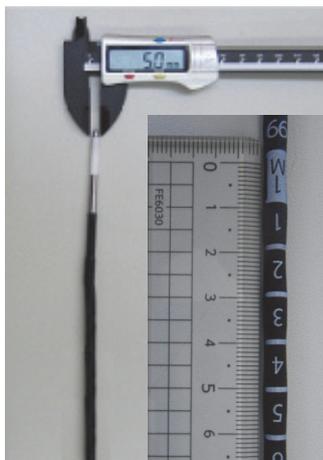


写真 3.2.5 2 極式電極を用いたセンサーと  
メジャーケーブル( $\phi$  5mm)

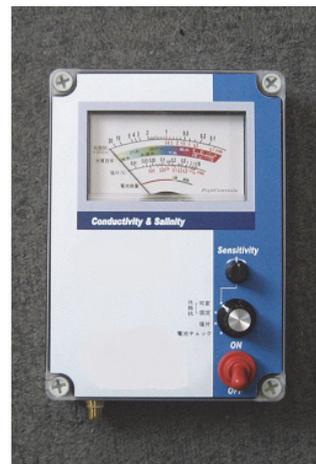


写真 3.2.6 交流式比抵抗水位計

① 孔管 (写真 3.2.3)

外径  $\phi 19 \pm 0.2 \text{mm}$ , 長さ  $1000 \text{mm} \pm 0.8 \text{mm}$  及び  $800 \text{mm} \pm 0.8 \text{mm}$

(内径  $\phi 7 \text{mm}$ , 横穴径  $4 \text{mm} @ 250 \text{mm} / 4 \text{穴} \times 2 = 8 \text{穴/m}$ )

有孔管 (パイプ) 材料の JIS 規格

鋼管 (JIS G 3445) STKM13A (機械構造用炭素鋼鋼管)

$\phi 19 (\pm 0.2) \times \phi 7 (\pm 0.14) \text{mm}$

ステンレス鋼管 (JIS G 3448) SUS304 (一般配管用ステンレス鋼管)

$\phi 19 (\pm 0.2) \times \phi 7 (\pm 0.14) \text{mm}$

なお, 外寸の許容差は [JIS A1221 スウェーデン式サウンディング試験方法] と同じである.

従来のロッドと同径の外径  $\phi 19 \text{mm}$  の有孔管を使用し, 先端に SWS 試験のスクリーポイントを装着するため, 調査深度まで容易に有孔管を再貫入することが可能である. ネジ継手部は (写真 3.2.4), センサーの挿入を容易に行える有孔管の内径と同じ内径を持ち, 雄ネジ部先端部分を突起状にすることでネジ加工による空洞ができないカップリング形状とした.

② 地下水位測定用のセンサーとメジャーケーブル (写真 3.2.5)

センサー

直径  $5 \text{mm}$ , 2 極端子間隔  $25 \text{mm}$  程度 / シリコン樹脂製

メジャーケーブル [巻尺付信号線]

直径  $5 \text{mm} \times$  長さ  $12 \text{m}$ , 最小目盛  $5 \text{mm}$

(メジャー: 繊維製巻尺 JIS 1 級 (許容差  $\pm 4.6 \text{mm} / 10 \text{m}$ ) 準拠)

地下水位測定用のケーブルは, 2 芯線の電極用絶縁メジャーケーブルとした. また, ケーブルの全長は, SWS 試験の最大深度  $10 \text{m}$  に対応するため, ロッド立ち上がり部を考慮して  $12 \text{m}$  とした. メジャーの読み取りは, 地盤工学会基準 (JGS 1311-2003) 「ボーリング孔を利用した砂質・礫質地盤の地下水位測定方法」<sup>2)</sup> 同様  $1 \text{cm}$  単位とした. 先端のセンサー端子間隔は, 有孔管内での泥の影響と水切れに配慮し, シリコン樹脂製, 1 芯と 2 芯の離隔を  $25 \text{mm}$  程度以上とした. なお, 図 3.2.3 に交流式比抵抗水位計による測定状況について示す<sup>1),3)</sup>.

③ 交流式比抵抗アナログメーター (写真 3.2.6, 写真 3.2.7)

交流式比抵抗水位計 (メーター部: 交流 定電圧正弦波 [サインカーブ])

着水反応を表示する抵抗値の測定において, 市販のテスターで多く用いられている

直流電圧を印加した場合は、電極で電気分解が生じて気泡が発生し、この影響で抵抗値が不安定になる。本測定法では、交流式指針式のアナログメーターを用いることで、有孔管内部の水面の微妙な変化を把握することが可能となった。直流式と交流式の違いについての実験結果を示す。

- (1) 直流式を用いた場合、電極部での電気分解（ガスの発生）や分極の影響で、瞬時に抵抗値が25%以上大きくなった（電流が低下した）。電極を動かすと再び同じ現象が生じ、抵抗値が上下して読みが不安定になる。一般的な水位計には感度調整が無く、着水時にブザーが鳴るだけの単純な構造のため、水質や現場状況により、着水の反応を見誤るケースがある。そのため、水面状態が単純な場合に限定されるので、市販のテスターを用いて有孔管孔内の水面を把握することは困難と判断した。
- (2) 交流式を用いた場合は、電気分解が生じないため、指示値の振れは小さく、非常に安定していた。

着水反応を表示する抵抗値の測定において、既製品の多くが採用している直流式は、センサー端子部分で電気分解するため、水と接する面に気泡が発生して抵抗値が不安定になることが実験結果から明らかになった。そこで、抵抗値の測定を交流方式に変更して電気分解が起きないようにした。さらに抵抗値の微妙な変化は、変化の把握が分かりやすい指針式のアナログメーターを採用した。直流式および交流式水位計、アナログおよびデジタルメーターの比較を図3.2.2に示す。

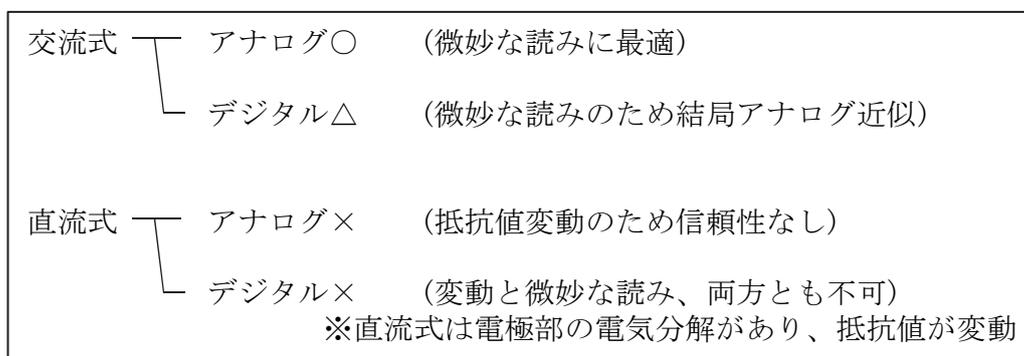


図 3.2.2 水位計およびメーターの比較

なお、この『交流式 比抵抗水位計』は、水の比抵抗値が正確に計れることから、

水の比抵抗値による種類（雨水・川水・水道水・井戸水・下水・塩水）の判別および塩分濃度の目安を把握することが可能である（写真 3.2.7, 表 3.2.1 参照）。



写真 3.2.7 指針式アナログメーター

表 3.2.1 水の固有抵抗 (一般的な目安)

種類	固有抵抗
蒸留水	2500 Ωm以上
雨水	150~250 Ωm
川水	50~150 Ωm
水道水	50~100 Ωm
井戸水	20~50 Ωm
下水	5~20 Ωm
海水	0.3 Ωm

(オムロン社 HP 技術資料より)

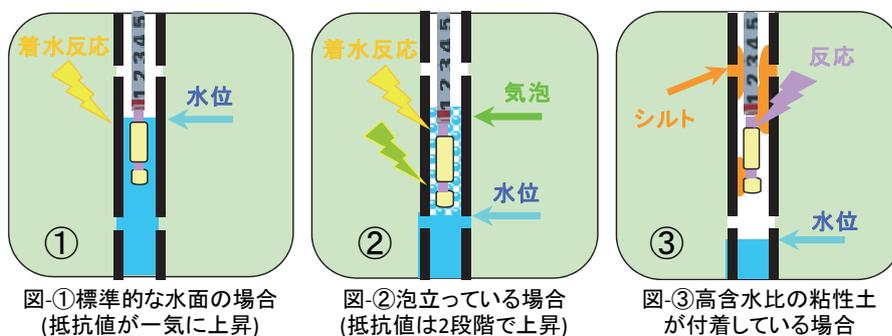


図-①標準的な水面の場合 (抵抗値が一気に上昇)

図-②泡立っている場合 (抵抗値は2段階で上昇)

図-③高含水比の粘性土が付着している場合

図 3.2.3 (a) 交流式比抵抗水位計による測定例

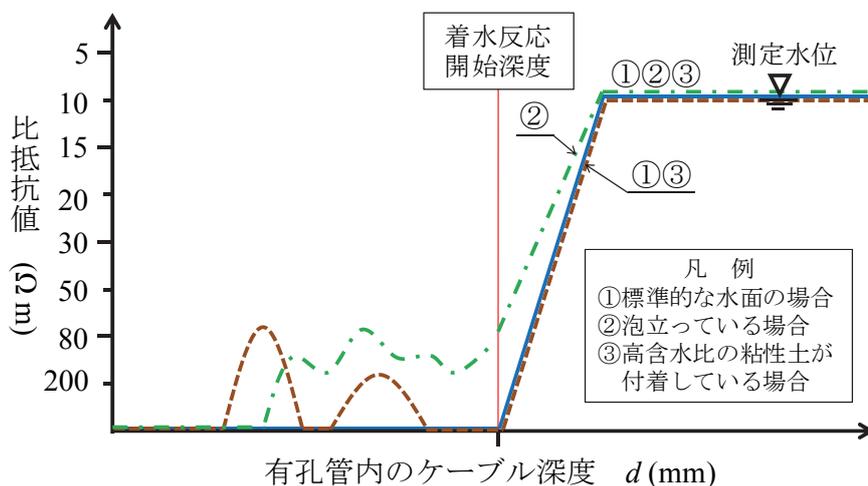


図 3.2.3 (b) 交流式比抵抗水位計による測定例

図 3.2.3 に示す交流式比抵抗水位計による測定例の①は標準的な水面の場合で、センサーが着水した場合に導電率が上昇する。②は水面が泡立っている場合、③は孔内に土が付着している場合で、泡と土によって導電率に変動が見られるが、水面に達した場合に導電

率が上昇する。②および③の場合でも直流式の水位計では水面を見誤る場合があったが、直流式に比べて地下水の電気分解が起きにくい交流式の電気比抵抗水位計を用い、アナログメータを採用することにした。直流式の水位計では、地下水の電気分解により電流が漸減し、しばらくすると落ち着くが、電極を動かしたり気泡がある場合はこれが繰返され、正確な地下水水位が測定できないためである。

#### 4) 土槽実験および現場実験結果

現場実験で採用する基準水位としては、地盤中に打設した有孔 VP13 塩化ビニール管の水位を採用した。これについては、土槽実験で水位と有孔 VP13 塩化ビニール管の孔内水位との差がないことを確認した。図 3.2.4、写真 3.2.8 に示す土槽の寸法は、内寸 W500mm×D200mm×H1100mm である。実験土槽は、水中落下法で 7 号ケイ砂を投入することにより作製した。

①有孔 VP25 塩化ビニール管，②有孔 VP13 塩化ビニール管，③有孔管(横穴はすべて直径 4mm@250mm)を貫入し、土槽内の水位を上昇および下降させたが、①②③に共に水位差がなかったことで、現場実験での地下水水位と測定水位の確認は、有孔 VP13 塩化ビニール管を用いて行った。

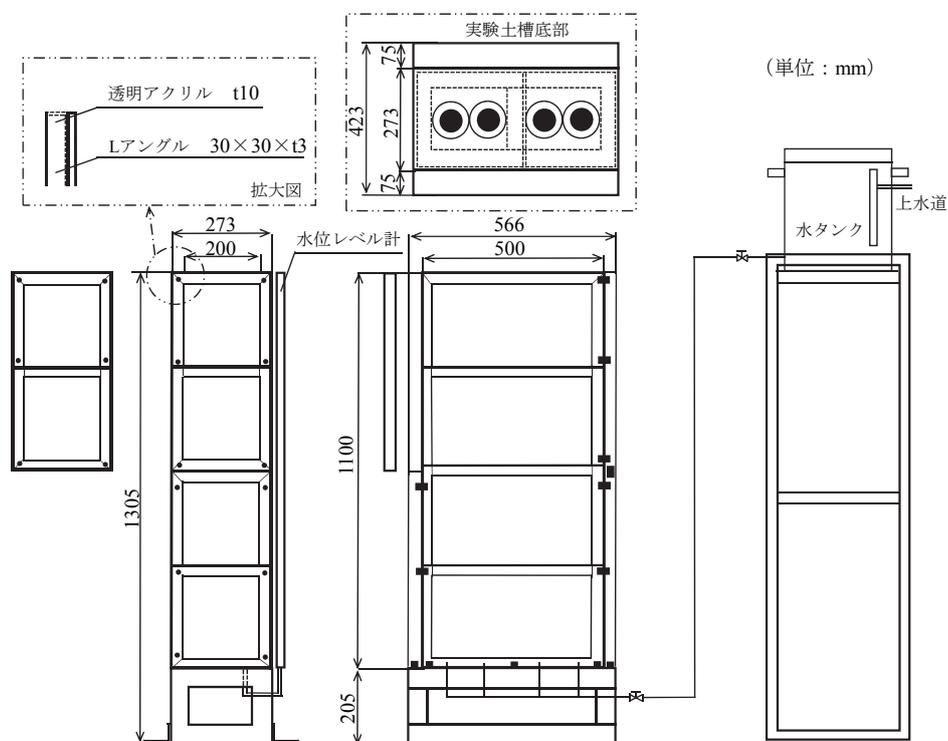


図 3.2.4 実験用土槽構成図



写真 3.2.8 基準水位に用いた観測井戸の実験

現場実験に際し、観測井戸により、地下水位を確認する場合は、図 3.2.5 に示す通りあらかじめ実験位置から対称にそれぞれ 1m 離れた 2 箇所、SWS 試験を地表面から貫入不能となる(最大 10m)まで実施した直後に、その試験孔に VP13 の塩化ビニール管(外径  $\phi$  18mm, 内径  $\phi$  13mm, 横穴 4mm@250mm)を挿入して、観測井戸とした。前日に設置した観測井戸を地下水位の基準水位とした。観測井戸の基準水位の測定は、交流式比抵抗水位計を用いて行い、ボーリング孔の場合は水面を目視確認し、直流式の投込み水位計を用いて測定を行った。

また、地下水位の計測は、SWS 試験機で貫入試験を実施する要領で、以下の手順で実施した。SWS 試験直後にその孔を利用して有孔管を貫入した後、貫入不能となった時点から水位測定を開始し、測定水位が地下水位(基準水位)まで収束する時間と水位の差を記録した。水位の測定は、有孔管の中空部に小口径水位計のケーブルを挿入し、電気抵抗の変化を利用して、有孔管孔内水位面の測定を交流式比抵抗水位計を用いて計測した。

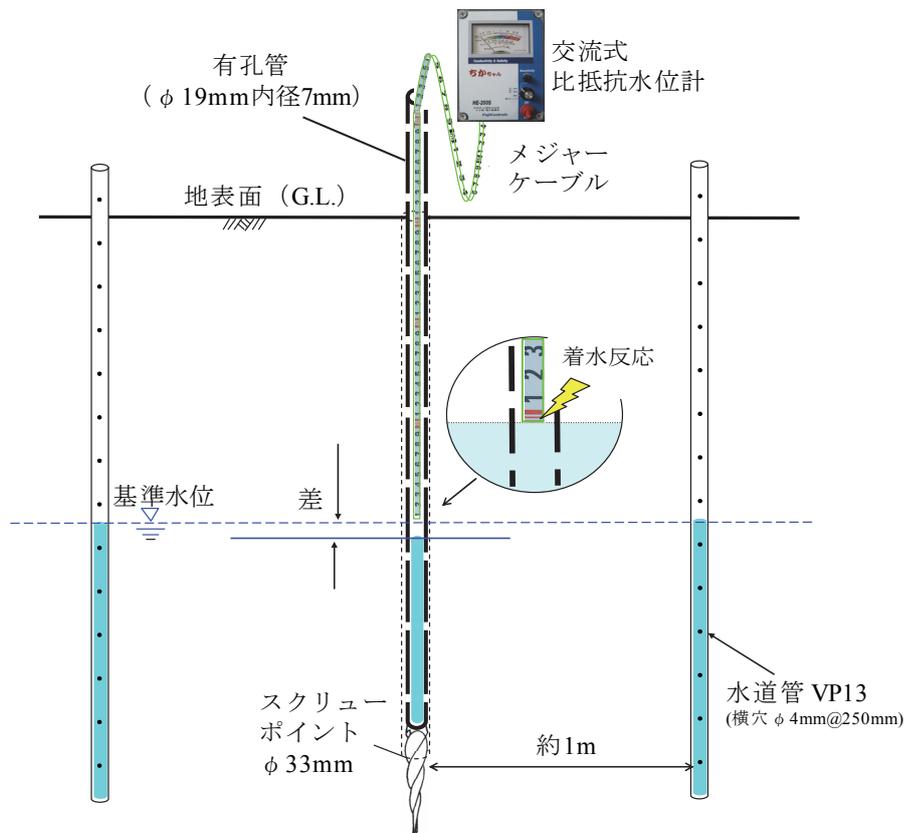


図 3.2.5 測定実験（観測井戸）の概略図<sup>3)</sup>

表 3.2.2 は、25 地点で実施した地下水位の収束時間と測定地点の土質試験結果一覧表を示したものである。No.19 福岡県久留米市城島町ではクリーム状のシルト質の土が管内に入り込み、地下水位が収束するまでに 30 分を要した<sup>1)</sup>。砂質土地盤においては 5 分以内で収束している地点が 15 地点中 6 地点に対して、粘性土地盤においては、5 分以上収束に要している地点が 10 地点中 7 地点の結果から、土質（砂質土、粘性土）によって収束の傾向に違いが認められた。また、地下水位（SWS 試験孔内水位）は 25 地点全てにおいて、30 分程度以内で収束している結果となった。

表 3.2.2 地下水位の収束時間と測定地点の土質試験結果一覧表

推定土質 (地下水位付近)	No.	調査場所	地下水位 GL- (m)	収束 時間	水位 確認方法	粒度分布(地下水位付近)						適用 2011.3.11 液状化した 箇所	
						礫分	砂分	シルト分	粘土分	粗粒分	細粒分		
						(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		
砂質土	砂質土	1	宮城県東松島市大曲	1.53	25分	ボーリング	0.1	77.2	7.6	15.1	77.3	22.7	-
	シルト質砂	2	浦安市高洲8	0.4	12分	ボーリング	6.5	81	8.4	4.1	87.5	12.5	○
	砂質土	3	静岡県浜松市南区白羽町	1.8	15分	観測井戸	36.5	57.9	0	0	94.4	0	-
	粘土混じり砂	4	岡山市北区東花尻	1.03	5分	観測井戸	7.3	79.1	8.6	5	86.4	13.6	-
	砂質土	5	大阪府茨木市別院町	0.4	5分	観測井戸	0.1	72.7	17.3	9.9	72.8	27.2	-
	シルト質砂	6	習志野市	1.15	4分	観測井戸	0	85.8	14.2	0	85.8	14.2	○
	シルト質砂	7	浦安市富士見	2.19	7分	観測井戸	0.1	77.5	15.9	6.5	77.6	22.4	○
	礫混じり砂	8	静岡県藤枝市仮宿	0.9	3分	観測井戸	68	20	7	5	88	12	-
	砂質土	9	山梨県笛吹市石和町窪中島	2.39	5分	観測井戸	0	52.2	47.8	0	52.2	47.8	-
	シルト混じり砂	10	岡山県倉敷市曾原	1.12	5分	ボーリング	0.1	51.6	25.9	22.4	51.7	48.3	-
	細砂	11	神栖市知手	1.25	9分	ボーリング	0	97.4	2.6		97.4	2.6	○
	砂礫	12	浦安市鉄鋼通り	0.85	8分	ボーリング	1.0	81.1	12.3	5.6	82.1	17.9	○
	シルト質砂	13	鳥栖市宿町原田	3.08	9分	ボーリング	1.5	66.6	19.3	12.6	68.1	31.9	-
	シルト質砂	14	飯塚市伊川字桑原	4.05	20分	ボーリング	4.7	73.2	13.7	8.4	77.9	22.1	-
	砂質土	15	福岡市東区美和台	1.6	25分	ボーリング	1.0	96.0	3.0		97.0	3.0	-
粘性土	粘性土	16	山形県山形市成安	0.57	20分	掘削	0.2	30.6	30.1	39.1	30.8	69.2	-
	粘性土	17	埼玉県草加市柿木町	0.67	10分	掘削	0	40.9	59.1	0	40.9	59.1	-
	粘性土	18	茨城県鉾田市上幡木	0.52	12分	掘削	1	19	38	42	20	80	-
	砂質シルト	19	福岡県久留米市城島町	1.68	30分	ボーリング	0	32.5	36.1	31.4	32.5	67.5	-
	砂質シルト	20	東京都足立区六木	0.41	15分	ボーリング	0	16.2	43.5	40.3	16.2	83.8	-
	砂質シルト	21	佐賀県唐津市原	1.98	3分	ボーリング	1.6	33	40.5	24.9	34.6	65.4	-
	砂質シルト	22	愛知県一宮市木曾川町	1.02	8分	観測井戸	0.8	19.2	45.5	34.5	20	80	-
	砂質シルト	23	東京都江戸川区鹿骨	1.12	2分	ボーリング	0	45.9	37.5	16.6	45.9	54.1	-
	砂混じり粘土	24	千葉県船橋市芝山	0.85	3分	ボーリング	1	28	37	34	29	71	-
	粘性土	25	茨城県猿島郡境町	1.12	9分	ボーリング	0	42	37	21	42	58	-

※ボーリング調査による水位確認は、掘進完了後 24 時間静置した水位を確認した。

※観測井戸は、塩化ビニール管 (VP13mm, 横穴 φ4mm) を使用した。

孔内水位と観測井戸の水位が一致することは室内実験で確認している。

※地下水位が浅い位置にあると予想される場合においては、地下水が確認できる深度まで掘削を行い、投げ込み式の水位計を用いて地下水位の測定を行った。

図 3.2.6 に示す地下水位 (基準水位) と測定水位 (有孔管の孔内水位) は、砂質土 15 地点、粘性土 10 地点の全 25 地点のデータを示している。25 地点すべてにおいて孔内水位は基準水位ときわめて良く一致しており、本測定法は、SWS 試験実施中に地下水位測定が可能な 30 分程度以内であることから、地下水位の測定に有効であることが確認された。

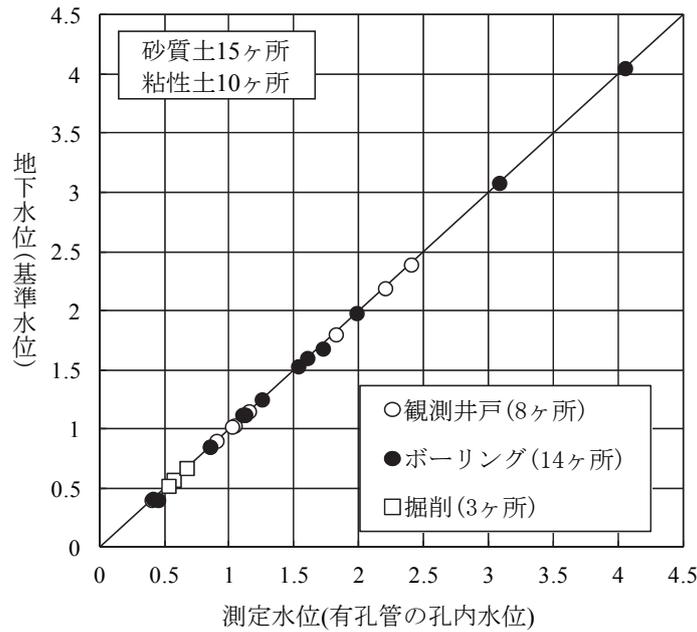


図 3.2.6 地下水位（基準水位）と有孔管の孔内水位との関係

以上の現場実験結果から、SWS 試験の貫入可能な深さまで地下水位の測定が可能であり、SWS 試験時の短期的な孔内水位を確認することが可能であることがわかった。地下水位の収束時間の測定は、地盤工学会基準(JGS 1311-2003)「ボーリング孔を利用した砂質・礫質地盤の地下水位測定方法」<sup>2)</sup>同様 5 分まで 30 秒間隔、5~10 分まで 1 分間隔、10~30 分まで 5 分間隔とした。その測定水位と収束時間（経過時間）との関係の例を図 3.2.7 に示す。

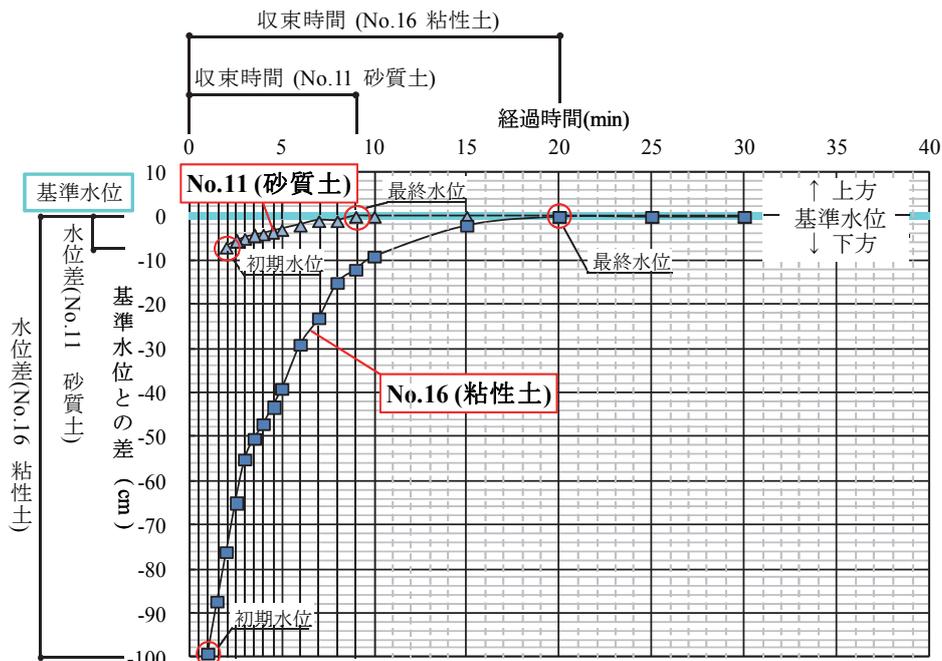


図 3.2.7 測定水位と収束時間との関係の例

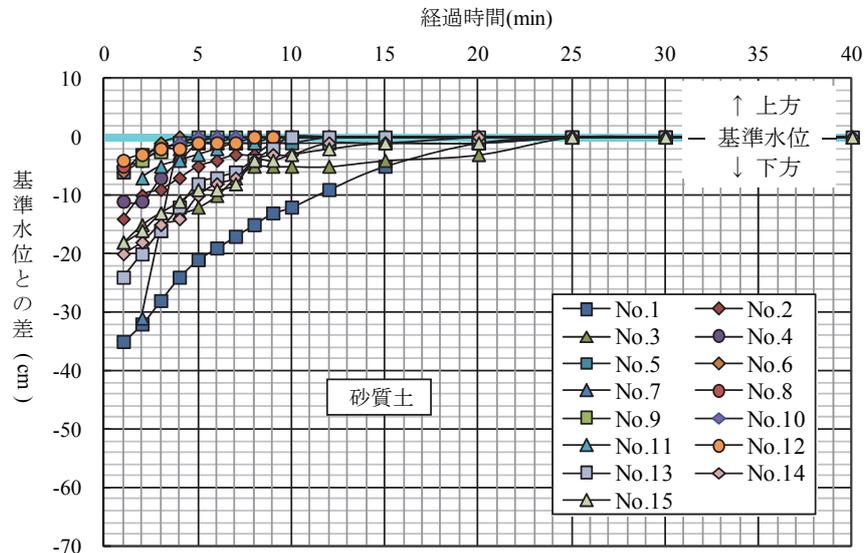


図 3.2.8 (a) 測定水位と経過時間(砂質土の結果)

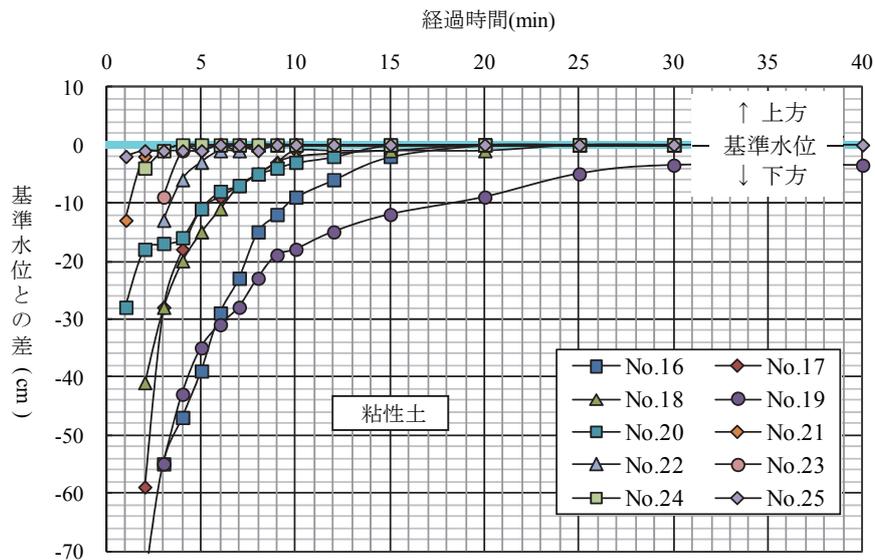


図 3.2.8 (b) 測定水位と経過時間(粘性土の結果)

図 3.2.8 に、土質別の測定水位と経過時間の結果を示す。図 3.2.8(a)は砂質土、図 3.2.8(b)は粘性土の結果である。土質別では、砂質土の方が収束時間の早い傾向にあり、シルト質の比較的透水性の低い土質において時間がかかっている<sup>1)</sup>。また、図 3.2.9 にボーリング調査 A~D の  $N$  値と実験結果の地下水位の関係を示す。

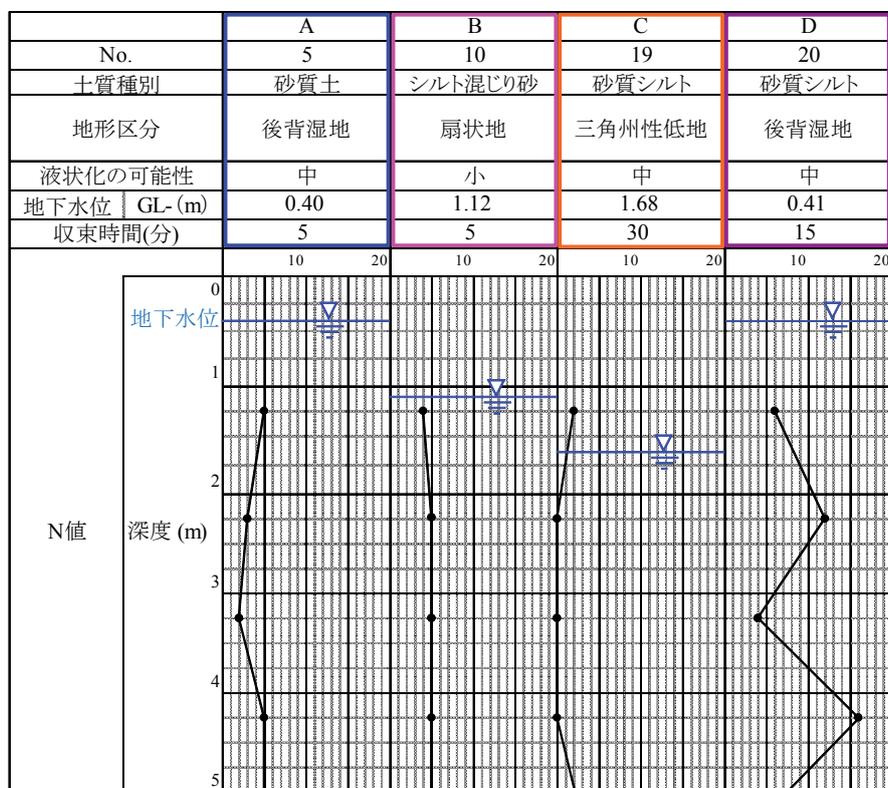


図 3.2.9 地下水位とボーリングデータの N 値

図 3.2.9 の A と B は同じ砂質地盤であるが、収束時間はいずれも 5 分に対して、粘性土地盤では C が 30 分、D が 15 分を要している。これは土質だけではなく、地盤の縮りや硬さが関係していると考えられることから、N 値との関係に注目した。地下水面下の N 値を見ると、A、B は N 値 5 以下の比較的緩い砂地盤であるため、収束時間が早いと考えられる。このような収束時間の比較から、透水係数と地盤の緩みが推測できるのではないかと考えられる。例えば、微地形区分により液状化の可能性が「中」と判断される D は粘性土で締まった地盤のため、「中」の中でも液状化の可能性が低く、A は緩い砂地盤のため、「中」の中でも液状化の可能性が高いと言える。

図 3.2.10 に測定水位とボーリング調査 A~D の収束時間と経過時間との関係を示す。

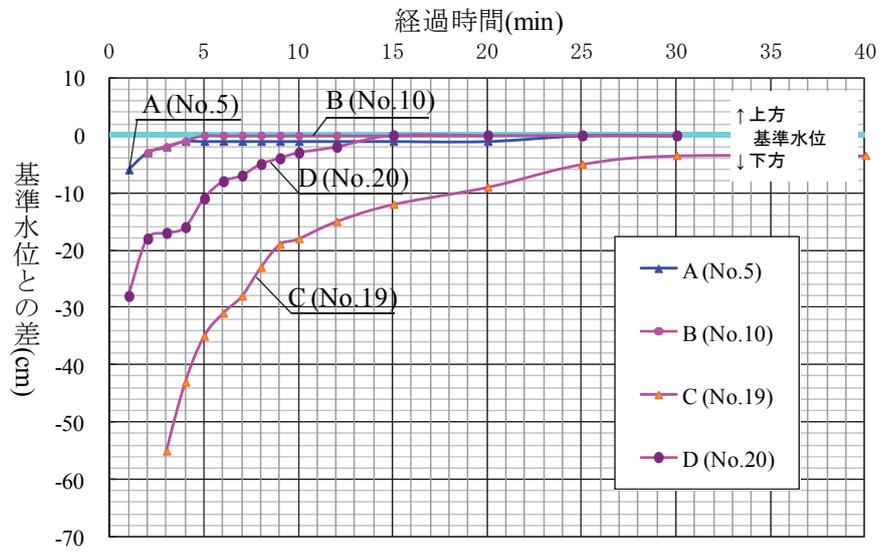


図 3.2.10 測定水位と収束時間(A~D の結果)

5) データシートの記入例

図 3.2.11 にデータシートの記入例を示す。

### SWS 地下水位測定

調査名	東京都江戸川区〇〇丁目 〇〇〇〇		
測定日	平成 23 年 1 月 14 日(金)		
時 間 (貫入時)	15:00	30分以上 放置して水位に変動がないことを確認する	前日の降雨影響を参考にする
(測定時)	15:40 ※		
天気(前日天気)	はれ (前日:小雨)		
SWS調査番号	No.5 (敷地中央)		
調査深度(有孔管の挿入深度)	G.L. -6.80m		

傾斜地、擁壁のある造成地および盛土地盤で水位差が生じる場合は、複数測点の水位を確認する

※着水反応がない場合  
有孔管の孔底まで着水反応が無かった場合は『調査深度(6.80m)まで着水反応なし』と記入する

孔内水位	G.L. -2.25 m (読値A-立上りB)		
読 値:A	3.25 m		
立上り:B	1.00 m		
メジャーケーブル 先端の観察	<ul style="list-style-type: none"> <li>・土の付着はなし、付着水は透明であった。</li> <li>・有孔管内に砂質土の混入が見られた。</li> </ul>		
使用機器			
有 孔 管	外径19.0mm 内径7.0mm 横孔4.0mm@250mm		
水 位 計	交流式 比抵抗水位計 HE-200S、MC-02		

特記事項

本方法と部分的に異なる方法を用いた場合は、その内容を記載する

図 3.2.11 データシートの記入例

### 3.3 地下水位の収束に基づく土質判別

#### 1) はじめに

本節では、地下水位が収束していく過程が圧密沈下曲線のような双曲線に類似していることから、3.2節、表3.2.2の実験結果から、双曲線法による砂質土と粘性土の判別の可能性について、土質判別の可能性について検討を行なった。この結果、SWS試験孔を利用した地下水位の測定により地下水位直下の土質（砂質土、粘性土）を判別できる可能性があることが認められたのでここに報告する。

#### 2) 地下水位の収束に基づく土質の判別

小規模建築物を対象としたSWS試験は、深さ10m以内の軟弱層が対象であるが、SWS試験からは土質の判別が難しい。そこで、本測定法による経過時間と測定水位の関係から地下水位直下の土質（砂質土、粘性土）の簡易的な判別の可能性について検討した。

$$\text{双曲線モデル}^4) \quad h = t/(a+bt), \quad dh/dt = a/(a+bt)^2 \quad \dots (1)$$

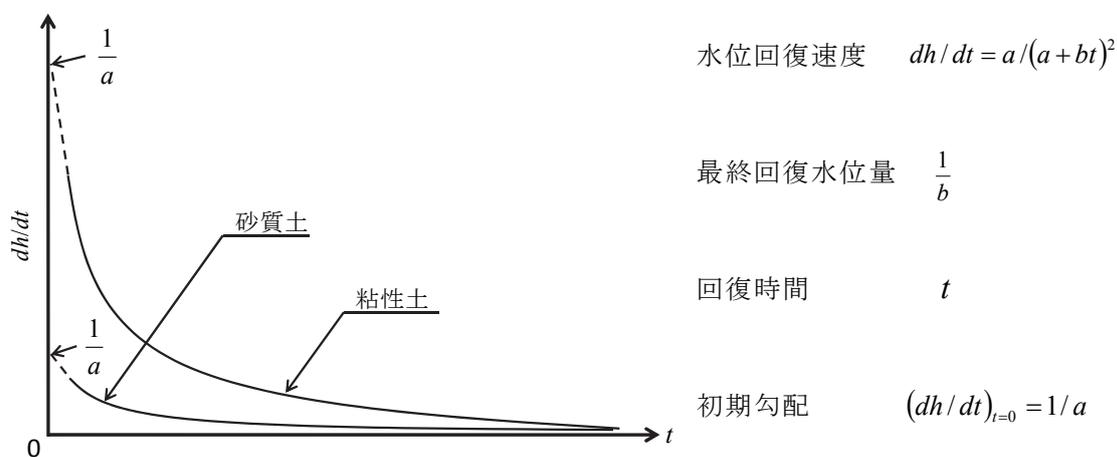


図 3.3.1 双曲線モデルによる土質の判別

表 3.2.2 の現場実験結果での孔内水位  $h$ ，経過時間  $t$  は，過剰間隙水圧が徐々に消散し収束していく圧密沈下曲線と同様の双曲線に類似していることから，孔内水位の回復量とこれまでに得られている計測データから同定される双曲線パラメータ  $a$ ， $b$  について双曲線モデルによる整理を行った ((1)式)<sup>4)</sup>。さらに，対象土層の土質区分

(あるいは透水性)と  $t=0$  における  $dh/dt$  の値 (双曲線モデルにおける初期勾配  $1/a$  と等価) を基にして, 双曲線モデルによる土質の判別を図 3.3.1 に示す.

図 3.3.2 および図 3.3.3 に砂質土地盤および粘性土における経過時間  $t$  と水位回復速度  $dh/dt$  の関係を示す.

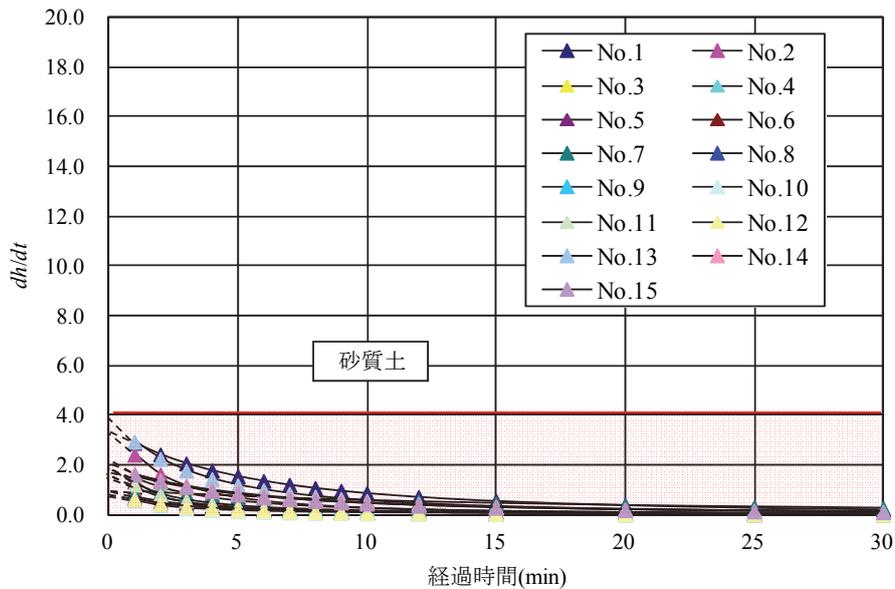


図 3.3.2 経過時間  $t$  と  $dh/dt$  の関係 (砂質土地盤)

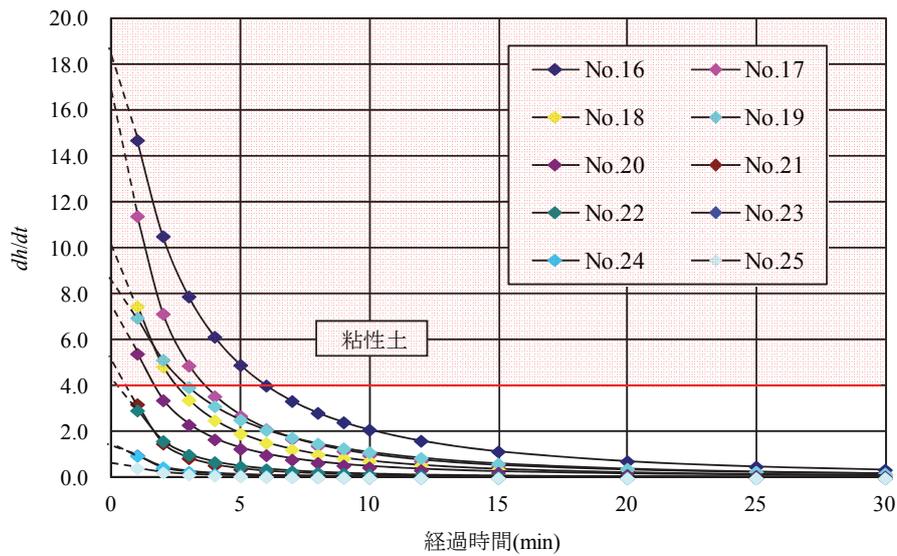


図 3.3.3 経過時間  $t$  と  $dh/dt$  の関係 (粘性土地盤)

図 3.3.2 の砂質土 15 地点，図 3.3.3 の粘性土 10 地点での  $t=0$  における  $dh/dt$  の関係を見ると，砂質土の  $dh/dt$  が 4.0 未満，粘性土は 2 地点を除き 4.0 以上となっており，粘性土は砂質土に比べて  $(dh/dt)_{t=0}$  が相対的に大きくなることが認められた．粘性土の地盤でありながら砂質土地盤と同様の傾向を示している No.24，No.25 地点の 2 地点は，他の地点と異なり，前日および前々日の雨によるたまり水が確認されており，その影響が関係していると考えられる．よって，この 2 地点を除けば，今回の実験では  $(dh/dt)_{t=0}=4.0$  が境界（透水係数  $k_c=1 \times 10^{-5}$ ）となっている．このことから，図 3.3.4 に示すように  $(dh/dt)_{t=0}$  の大きさにより概略としての土質の判別の可能性が確認された．

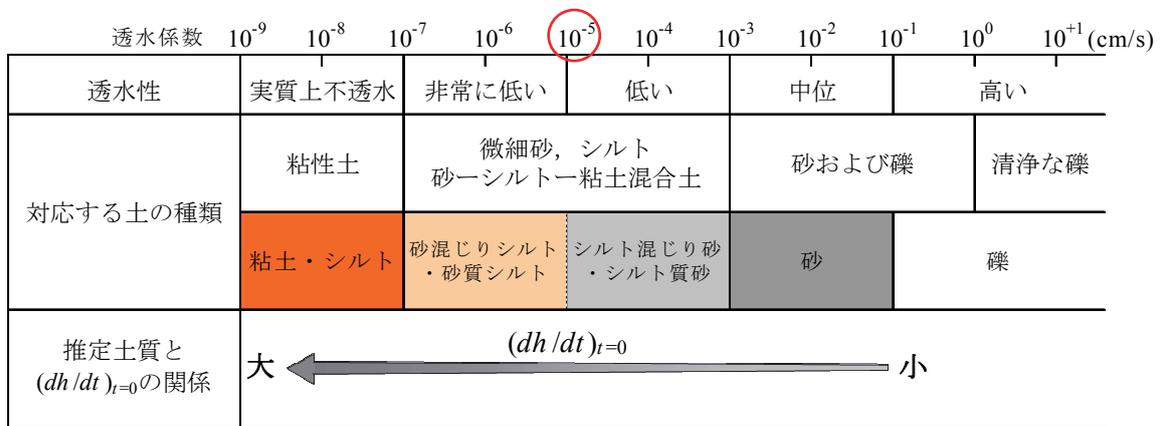


図 3.3.4  $dh/dt$  と推定土質との関係

### 3.4 透水係数に基づく土質判別の2次元浸透流 FEM 解析による検証

#### 1) はじめに

本節では、3.2節、表3.2.2の実験結果から、双曲線法による砂質土と粘性土の判別の可能性について、SWS試験孔を利用した地下水位の収束時間について、双曲線モデルにより、地下水位直下における土質（砂質土、粘性土）の判別が簡易的に推定できる可能性があることから、2次元浸透流 FEM 解析結果との比較検証を行った。

その結果、SWS試験孔を利用した地下水位の測定により地下水位直下の土質（砂質土、粘性土）を判別できる可能性がある。

#### 2) 推定透水係数による2次元浸透流 FEM 解析による検証

図3.4.1に、砂質土と粘性土の現場試験を再現するために作成した、2次元浸透流 FEM 解析モデルを示す。非定常飽和-不飽和浸透流解析法により解析を行った。解析に使用したソフトは「midas GTS」である。水分特性曲線は、経験的によく用いられている

「van Genuchten のモデル」を用いている。

$$S_e = \frac{S_w - S_r}{1 - S_r} = \left\{ 1 - (\alpha \phi_c)^n \right\}^m \dots (1) \quad m = 1 - \frac{1}{n}$$

$$k_r = S_e^\varepsilon \left\{ 1 - (1 - S_e^{1/m})^m \right\}^2 \dots (2)$$

ここで、 $S_e$ :有効飽和度、 $r$ :残留飽和度、 $\alpha, n, m$ :土質によって定まる定数、 $k_r$ :比透水係数、 $\varepsilon$ :土質定数(=1/2)、外径  $\phi$  19mm、長さ  $L=3.0\text{m}$  の有孔管を地盤中にモデル化することにより作成した。モデル幅として5m、モデル深さも同程度の5mと設定し、有孔管の左右1mまでは5cmピッチ、深さ方向も5cmピッチでメッシュの作成を行った。

また、粘性土地盤のケースも同様にして解析モデルの作成を行った。時間が経過することにより、図3.4.2に示すように初期水位から基準水位に近づいていく。その過程における孔内水位と経過時間の関係を抽出した。

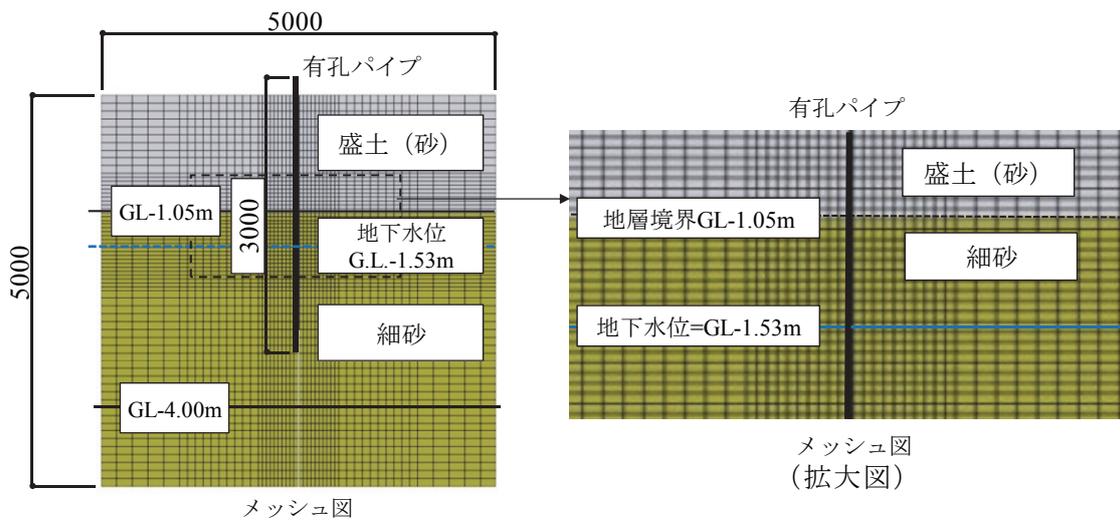


図 3.4.1 浸透流解析モデル図 (表 3.2.2 No.1 細砂地盤)

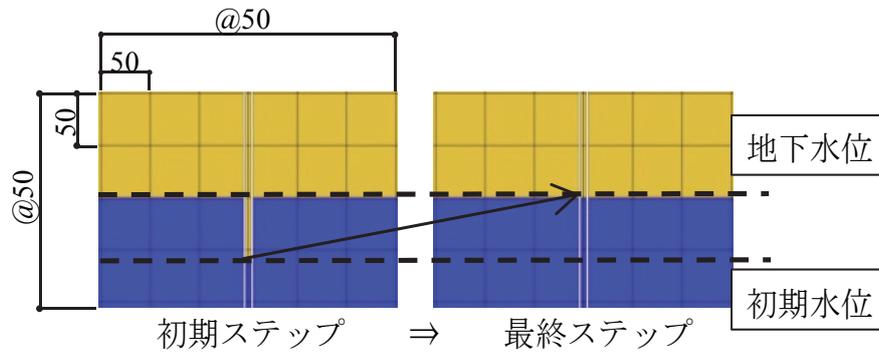


図 3.4.2 浸透流解析ステップ図

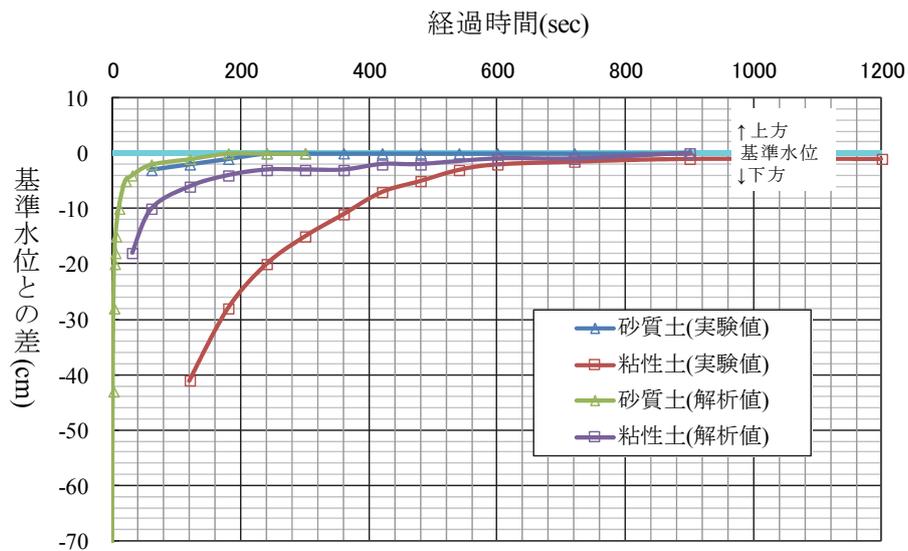


図 3.4.3 地下水位の収束時間と解析結果の比較

表 3.4.1 浸透流解析結果

	透水係数 (cm/sec)	有孔管の透水係数 (cm/sec)	収束時間 (sec)
砂質土	$1.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-6} (1.0 \times 10^{-4})$	$3.0 \times 10^{-9}$	60
粘性土	$1.0 \times 10^{-6} \sim 1.0 \times 10^{-8} (1.0 \times 10^{-7})$	$3.0 \times 10^{-12}$	300

試験結果と浸透流解析から得られた経過時間と地下水位の関係のグラフを図 3.4.3 に示す。ここで、収束時間の傾向を調べるため、表 3.2.2 に示される結果の中から、粘性土と砂質土それぞれの代表的な計測結果として No.1 と No.19 を選んだ。他の試験データと比較して、この二つは比較的均質な地盤(透水係数が均一)と考えることができるからである。図 3.4.3 の結果に示されるように、早い段階においてわずかに違いは見られるが、試験結果と浸透流解析から求められた収束時間は比較的良く一致している。このことから、SWS 試験孔を用いることにより、有孔管周辺の地盤の透水性をおおよそにはあるが簡単に評価することができる。土質分類(粒度分布)と土の透水性には相関があることを考えれば、原位置試験から得られた地下水位の収束時間が、次章で述べる液状化の可能性を判断する上で有用な情報に成り得る可能性がある。

現場実験結果により経過時間  $t$  と  $dh/dt$  の関係により土質の判別ができる可能性が認められたことから、水位の回復状況について 2 次元浸透流 FEM 解析により検証を行なった。解析手法として 2 次元非定常飽和-不飽和浸透流解析モデルを用いた。ここでは、有孔管内の孔内水位  $h$  や初期水位から基準水位までの経過時間  $t$  について、細砂地盤および粘性土地盤の各 2 地点においてシミュレーション結果および現場実験結果との比較を行なった。また、粘性土地盤は  $N$  値が 0 の軟弱なシルト地盤で、収束までに 30 分程度要した地盤を対象とした。

透水係数は、Creager の表<sup>2),5)</sup>で求めた透水係数  $k_c$  を、 $N$  値によって式(2)のように補正した<sup>6)</sup>。ここで、補正係数  $\lambda$  は、自然状態の間隙比と  $k_c$  を求めた状態の間隙比の比率であり、 $N$  値と間隙比の相関性から推定される<sup>6)</sup>。

$$k = \lambda k_c \quad \dots (2)$$

ここで、 $k$  : 補正後の透水係数 cm/s,  $\lambda$  : 補正係数

なお、水は孔部およびロッド先端部を通してのみ周辺地盤から流入するとし、ロッドの表面積と孔面積との比が概ね 1/10 程度であることから、孔部における透水係数は地盤の 1/10 と設定した。孔部以外のロッド部は非透水とモデル化した。

地盤の水分特性曲線は、経験的によく用いられている「van Genuchten モデル」<sup>7)</sup>を用いて地盤解析ソフトウェア「midas GTS」を使用して 2 次元浸透流 FEM 解析を行った。

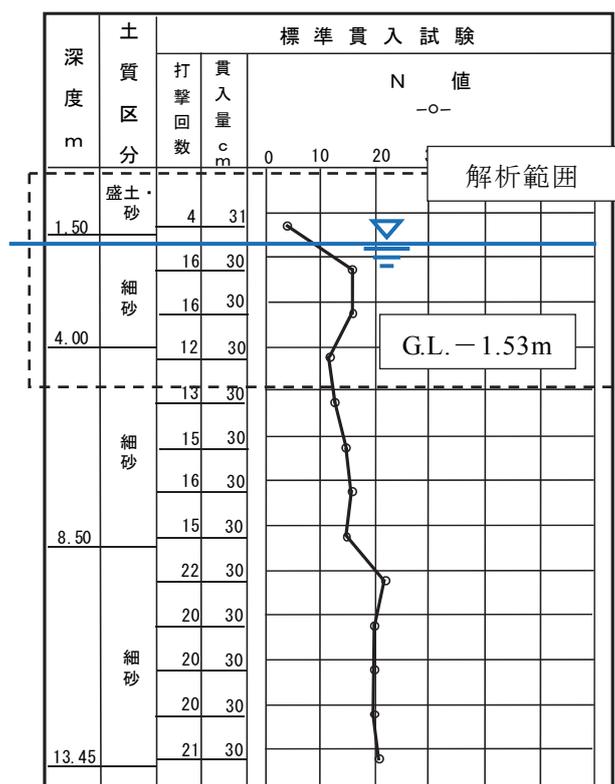


図 3.4.4 ボーリング柱状図 (表 3.2.2 No.1 細砂地盤)

細砂地盤における浸透流解析結果と実験結果を比較したグラフを図 3.4.5 に示す。なお、透水係数は、Creager の表に基づき細砂の透水係数は「微細砂」として提案されている  $1.0 \times 10^{-5} \sim 1.0 \times 10^{-4}$  cm/s の平均的な値を図 3.4.6 に示すように  $5.0 \times 10^{-5}$  cm/s、土質条件は細砂と仮定した<sup>2),5)</sup>。図 3.4.5 は、透水係数を 0.5 倍、2 倍 ( $2.5 \times 10^{-5}$  cm/s,  $1.0 \times 10^{-4}$  cm/s) にして解析を行った結果である。また、解析における基準水位は GL - 1.53m、初期水位は GL - 1.85m であり、実験では収束するまでに 30 分程度要しているが、解析からもほぼ同様の結果が得られている。

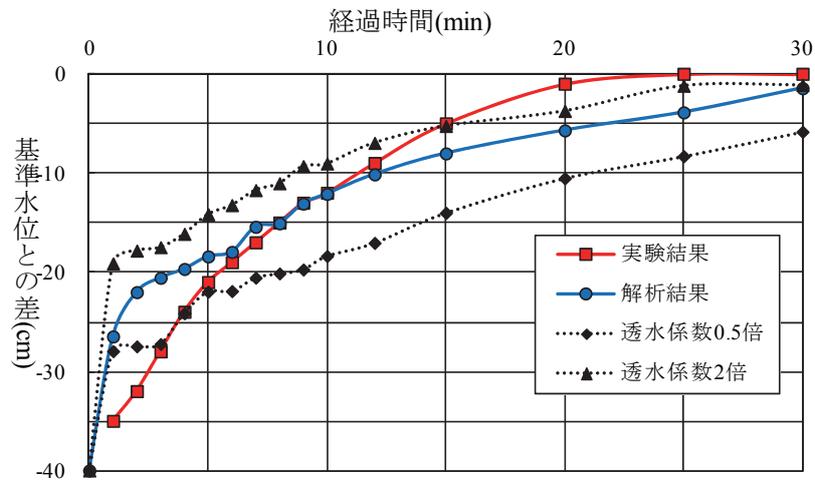


図 3.4.5 実験結果と解析結果の比較グラフ (表 3.2.2 No.1 細砂地盤)

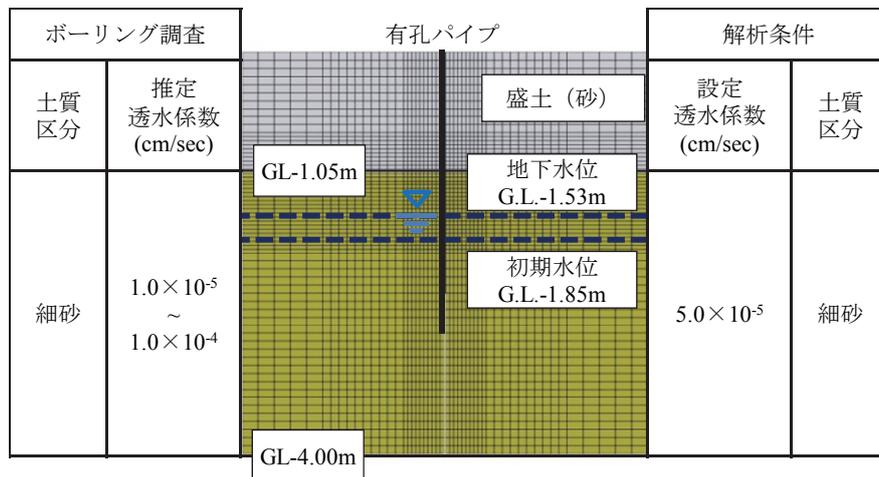


図 3.4.6 実験結果と解析結果の比較 (表 3.2.2 No.1 細砂地盤)

図 3.4.7 (表 3.2.2 No.19 砂質シルト地盤) のボーリング調査結果 (表 3.2.2 No.19 砂質シルト地盤) の解析結果の比較を図 3.4.8 に示す。なお、図 3.4.9 においては、シルトの透水係数「砂質シルト」の  $1.0 \times 10^{-7} \sim 1.0 \times 10^{-6}$  cm/s の平均的な値  $5.0 \times 10^{-6}$  cm/s と仮定した。実験時には有孔管内に軟弱なシルトの混入があったが、実験値と解析値の経過時間と基準水位の差のグラフ曲線は、ほぼ一致している。図 3.4.8 (表 3.2.2 No.19 砂質シルト地盤) は、透水係数を 0.5 倍、2 倍 ( $2.5 \times 10^{-6}$  cm/s ,  $1.0 \times 10^{-5}$  cm/s) にして解析を行った結果である。さらに、図 3.4.9 (表 3.2.2 No.19 砂質シルト地盤) においても図 3.4.6 と同様にボーリング調査結果に基づく地盤の透水係数と、解析結果から推定される透水係数に基づく土質区分の結果は概ね一致した。

以上のことから、SWS 試験孔を利用した地下水位の測定結果と収束時間から地盤の透水係数を推測することにより、土質の判別ができる可能性があることが示された。

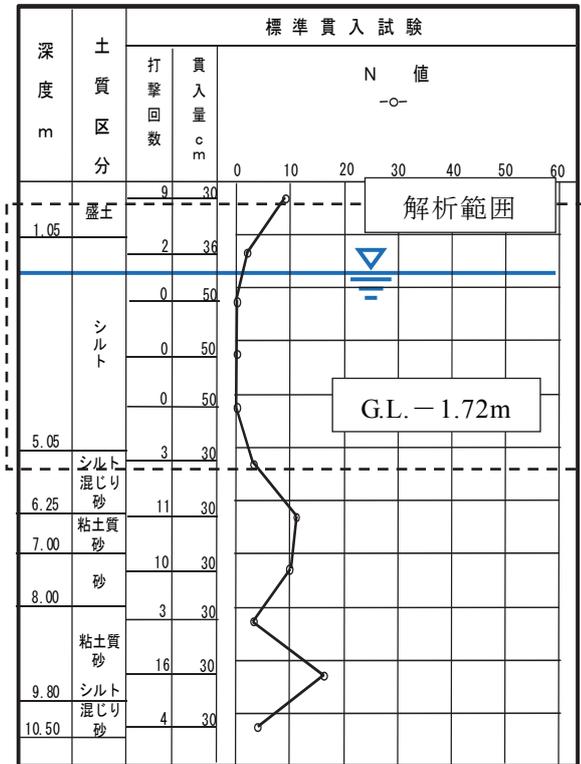


図 3.4.7 ボーリング柱状図

(表 3.2.2 No.19 砂質シルト地盤)

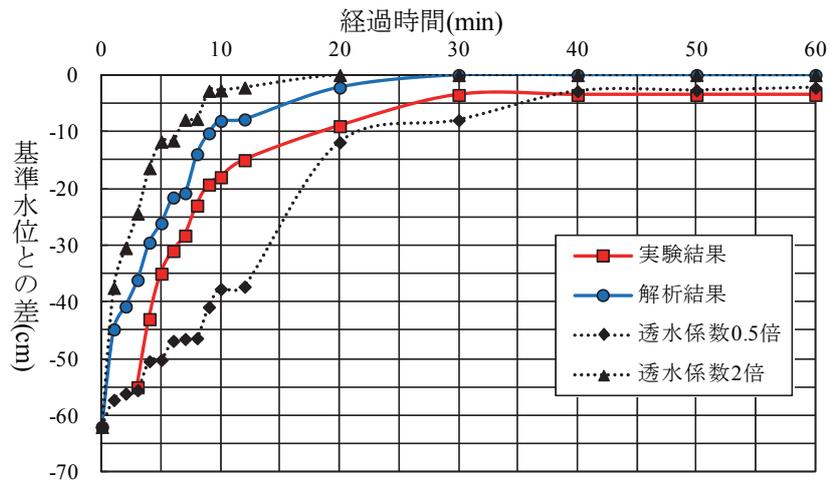


図 3.4.8 実験結果と解析結果の比較グラフ

(表 3.2.2 No.19 砂質シルト地盤)

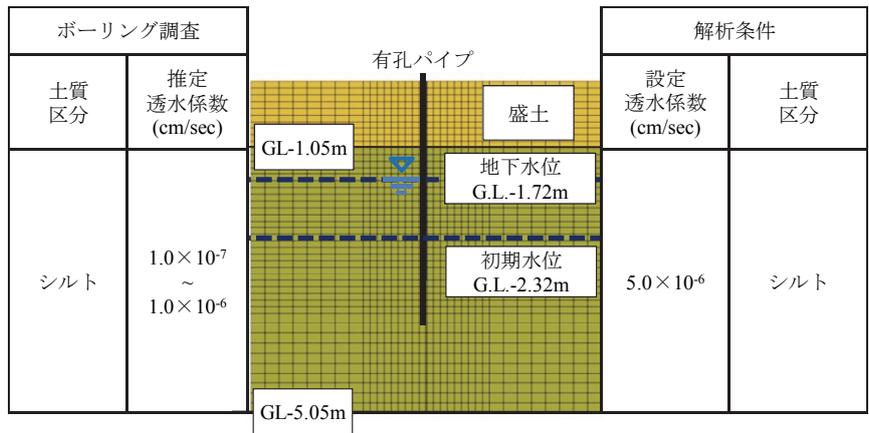


図 3.4.9 推定透水性係数と解析の透水性係数による土質区分  
 (表 3.2.2 No.19 砂質シルト地盤)

### 3.5 本章のまとめ

- 1) SWS 試験孔を利用した地下水位測定法において、30 分程度以内の比較的短時間に地下水位を測定できることが確認された。
- 2) 無水掘りにて地下水位を精度良く測定できることから、液状化の判定に有効であることが確認された。
- 3) 地下水位の収束時間について双曲線法による検討を行った結果、地下水位直下における土質（砂質土、粘性土）を推定できる可能性が示された。
- 4) 地下水位の収束時間に基づく土質判別法について、2次元浸透流 FEM 解析による検討を行った結果、地下水位直下における土の層厚が推定できる可能性が示された。

### 第3章参考文献

- 1) 金 哲鎬, 松下克也, 岡野泰三, 安達俊夫, 藤井 衛: スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した有孔パイプによる地下水位の測定法, 日本建築学会学術講演梗概集(東北, 構造 I), pp.635-636, 2009.
- 2) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, pp.280-288, pp.357-361, pp.377-393, 2004.
- 3) 金 哲鎬, 松下克也, 岡野泰三, 安達俊夫, 藤井 衛: スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した有孔パイプによる地下水位の測定法(その2), 日本建築学会学術講演梗概集(北陸, 構造 I), pp.701-702, 2010.
- 4) 地盤工学会: 新編 土と基礎の設計計算演習, pp.339-371, 2000.
- 5) 久保田敬一, 河野伊一郎, 宇野尚雄: 透水—設計へのアプローチ, 鹿島出版会, pp.75-79, 1979.
- 6)  $N$  値の話編集委員会: 改訂  $N$  値の話 (改訂 1 版), 理工図書, pp.188-190, 2004.
- 7) van Genuchten, M.Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of America Journal, pp.892-898, 1980.

## 第 4 章

### 結論（まとめ）

## 4.1 本研究で得られた結論

戸建住宅の地盤調査法として、SWS 試験が広く用いられている。2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震によって、浦安市の都市部をはじめ各地で液状化の被害が発生したことから、震災前と震災後の SWS 試験結果について比較を行った。その結果を踏まえて本研究では、宅地地盤の液状化判定に欠かせない地下水位について、SWS 試験孔を利用して簡単に精度よく測定できる測定法を開発した。また、SWS 試験孔内における地下水位の収束時間にに基づき、地下水位直下の土質の判別の可能性についての検討を行った。

以下に本研究で得られた結論を示す。

### 1. 第 2 章の東北地方太平洋沖地震から本研究で得られた結論

- 1) SWS 試験結果について震災前と震災後を比較したところ、36 地点中 28 地点において、地表面から 2m 程度の表層部や柱状改良体先端下部の貫入抵抗値が、液状化現象により小さくなっており、約 78%の地点で支持力度が約半分以下に減少していることが明らかになった。
- 2) 地盤補強工法においては、当然のことながら、支持力を増加させ不同沈下を防止することを目的としており、改良体の支持地盤の根入れ深さが 1 m 未満の改良体の場合においては、液状化に対応していないことが明らかになった。
- 3) 2011 年 3 月 11 日に発生した戸建住宅の液状化被害例から、液状化の地表面に及ぼす影響は GL-5.0m 程度までではなく、GL-10m 程度までの検討が必要であることが明らかになった。
- 4) CPT を用いた液状化の判定法は、液状化するか否かの把握には有効であったが、今回、CPT による液状化被害の判定結果は、 $N$  値および粒度の推定精度によっては、実態よりも過少評価である場合があることを示した。
- 5) 杭状地盤補強の場合は、先端地盤が液状化の影響を受けることから、支持力の低下が起こらないように十分に硬い支持層まで貫入すべきであることがわかった。
- 6) 基礎仕様と最大相対沈下量および最大傾斜角の関係において、最大傾斜角は、不同沈下の場合と異なり、全ての基礎仕様でほぼ一定となったことは、液状化による変状の特徴であることが明らかになった。
- 7) 修復工法においては、アンダーピニング工法が最も多く実施されており、次に耐

圧版工法，注入工法，ポイントジャッキ工法（土台上げ工法）の順であったことが明らかになった。

## 2. 第3章の液状化判定のための地下水位測定法に関する本研究で得られた結論

- 1) SWS 試験孔を利用した地下水位測定法において，30分程度以内の比較的短時間に地下水位を測定できることが確認された。
- 2) 無水掘りにて地下水位を精度良く測定できることから，液状化の判定に有効であることが確認された。
- 3) 地下水位の収束時間について双曲線法による検討を行った結果，地下水位直下における土質（砂質土，粘性土）を推定できる可能性が示された。
- 4) 地下水位の収束時間に基づく土質判別法について，2次元浸透流 FEM 解析による検討を行った結果，地下水位直下における土の層厚が推定できる可能性が示された。

宅地地盤の液状化判定においては，地下水位をどのような条件で測定したかが重要となる。特に，地下水位の季節変動や日変動および海に近い場所における干満の影響などについて考慮することは，地下水位を精度良く測定する上で大切な情報となる。

以上のように，本研究において提案した SWS 試験孔を利用した地下水位測定法は，戸建住宅の液状化判定において今後，微地形区分や液状化マップなどと併せて，有用な技術となることが十分期待できる。

## 4.2 今後の課題

宅地地盤における液状化の危険度評価について、微地形区分や液状化マップなどと併せて、今後、地下水位の測定や土質判別の精度の向上を図ることが必要であると考えられる。さらに、戸建住宅の液状化による被害の概略判定手法の確立を目指すとともに、複数の帯水層の把握も含めて研究を継続していきたいと考える。

## 研究業績

### 1. 査読付論文

- [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, 2013.2.
- [2] 金 哲鎬, 藤井 衛, 品川恭一, 伊集院 博, 高田 徹, 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」  
地盤工学会, 地盤工学ジャーナル, 東北地方太平洋沖地震特集号 Vol.7(2012), No.1.  
pp.195-205, 2012.3.
- [3] Kim, Chol-Ho, Fujii, Mamoru, Shinagawa, Kyouichi and Ogawa, Masahiro . “Survey  
Report of Liquefaction Damage of Urayasu Area”, International Society of Offshore and  
Polar Engineers. (ISOPE) pp.746-751, 2012.6.
- [4] 金 哲鎬, 藤井 衛, 品川恭一, 高田 徹, 小川正宏  
「東日本大震災における戸建住宅の宅地地盤の液状化判定法と修復工法」  
東海大学 紀要工学部 Vol.51, No.2, pp.19-28, 2012.3.
- [5] Kim, Chol-Ho, Tei, Kouji, Ogawa, Masahiro and Fujii, Mamoru (2011.6). “Primary  
Judgment of Liquefaction Possibility Based on Groundwater Level for Detached  
Houses”, International Society of Offshore and Polar Engineers. (ISOPE) pp.633-637,  
2011.6.
- [6] 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に基づく液状化の概略判定」  
東海大学 紀要工学部 Vol.51, No.1, Special Issue. pp.111-115, 2011.9.
- [7] Kim, Chol-Ho, Tei, Kouji and Fujii, Mamoru (2010.6). “Measuring the Groundwater  
Level Using a Hole of the Swedish Weight Sounding Test”, International Society of  
Offshore and Polar Engineering. (ISOPE) pp.789-792, 2010.6.
- [8] 松下克也, 藤井 衛, 金 哲鎬, 岡野泰三, 久保 豊, 千葉原 敦  
「スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した地下水位測定と土質判定の適  
用性に関する検証事例」地盤工学会 地盤工学会誌, Vol.58, No.8. Ser. No.631,  
pp.38-41, 2010.8.

## 2. 口頭発表等

- [1] 金 哲鎬, 藤井 衛, 品川恭一, 小川正宏  
「スクリーポイントの摩耗がスウェーデン式サウンディング試験結果に与える影響について」  
日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）， pp.773-774, 2013.8.
- [2] 岩倉達也, 金 哲鎬, 小川正宏, 諏訪靖二  
「耐圧版工法と鋼管圧入工法の併用による沈下修復工法」  
日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）， pp.817-818, 2013.8.
- [3] 川崎淳志, 平出 務, 松下克也, 黒柳信之, 金 哲鎬, 二川和貴  
「小規模建築物の簡易液状化判定法の検証（その2 液状化判定結果の比較）」  
日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）， pp.791-792, 2013.8.
- [4] 小川正宏, 金 哲鎬, 深谷敏史, 西村祥久, 大谷信仁, 山下大蔵, 藤井 衛  
「柱状改良体施工時の側圧が既存擁壁に及ぼす影響（その5 3次元解析結果）」  
日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）， pp.819-820, 2013.8.
- [5] 金 哲鎬, 藤井 衛, 小川正宏, 品川恭一  
「既存小規模木造住宅の基礎の耐震補強工法の技術開発」  
日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）， pp.635-636, 2012.9.
- [6] 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（その2 非定常法）」  
第48回地盤工学研究発表会発表講演集（富山）， pp.311-312, 2013.7.
- [7] 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・ $qu$  値との相関性の再検討」  
第48回地盤工学研究発表会発表講演集（富山）， pp.317-318, 2013.7.
- [8] 金 哲鎬, 藤井 衛, 品川恭一, 小川正宏  
「スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した地下水位の収束時間による土質の判別」  
日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）， pp.619-620, 2012.9.
- [9] 山下大蔵, 深谷敏史, 金 哲鎬, 小川正宏, 西村祥久, 大谷信仁, 藤井 衛  
「柱状改良体施工時の側圧が既存擁壁に及ぼす影響（その3 追加実験）」  
日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）， pp.615-616, 2012.9.

- [10] 小川正宏, 金 哲鎬, 深谷敏史, 西村祥久, 大谷信仁, 山下大蔵, 藤井 衛  
「柱状改良体施工時の側圧が既存擁壁に及ぼす影響(その4 追加実験解析結果)」  
日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.617-618, 2012.9.
- [11] 高 元浩, 藤井 衛, 金 哲鎬, 新井マウリシオ 淳, 武智 耕太郎  
「電気比抵抗を利用したソイルセメントの一軸圧縮強さの推定」  
日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.573-574, 2012.9.
- [12] 伊藤茂雄, 宮澤健二, 川口 太, 金 哲鎬, 小川正宏  
「既存小規模木造住宅の基礎の耐震補強工法の技術開発」  
日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.635-636, 2012.9.
- [13] 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発表講演集(八戸), pp.165-166, 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発表講演集(八戸), pp.157-158, 2012.7.
- [15] 高 元浩, 藤井 衛, 金 哲鎬, 新井マウリシオ 淳  
「電気比抵抗によるソイルセメントの一軸圧縮強さの予測」  
第47回地盤工学研究発表会発表講演集(八戸), pp.591-592, 2012.7.
- [16] 品川恭一, 藤井 衛, 金 哲鎬, 小川正宏  
「東北地方太平洋沖地震による戸建住宅の液状化地域における地盤の変状」  
第47回地盤工学研究発表会発表講演集(八戸), pp.1491-1492, 2012.7.
- [17] 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発表講演集(八戸), pp.155-156, 2012.7.
- [18] 下平祐司, 大島昭彦, 平田茂良, 深井 公, 金 哲鎬  
「浦安市における各種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発表講演集(八戸), pp.159-160, 2012.7.
- [19] 高 元浩, 藤井 衛, 金 哲鎬, 武智 耕太郎  
「電気比抵抗によるソイルセメントコラムの品質管理」  
第46回地盤工学研究発表会発表講演集(神戸), pp.583-584, 2011.7.

- [20] 山下大蔵，深谷敏史，金 哲鎬，小川正宏，西村祥久，大谷信仁，藤井 衛  
「柱状改良体施工時の側圧が既存擁壁に及ぼす影響（その1 実大実験結果）」  
日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）， pp.607-608， 2011.8.
- [21] 小川正宏，金 哲鎬，深谷敏史，西村祥久，大谷信仁，山下大蔵，藤井 衛  
「柱状改良体施工時の側圧が既存擁壁に及ぼす影響（その2 FEM解析結果）」  
日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）， pp.609-610， 2011.8.
- [22] 金 哲鎬，松下克也，岡野泰三，安達俊夫，藤井 衛  
「スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した有孔パイプによる地下水位  
の測定法（その2）」  
日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）， pp.701-702， 2010.9.
- [23] 金 哲鎬，松下克也，岡野泰三，安達俊夫，藤井 衛  
「スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した有孔パイプによる地下水位  
の測定法」  
日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）， pp.635-636， 2009.8.

### 3. 研究歴

- 2009年10月  
～2013年 4月
- 研究制度名：平成21年度住宅・建築関連先導技術開発助成事業  
(国土交通省)
- 研究課題名：「既存小規模住宅の基礎の耐震補強工法の開発に関する研究開発」を工学院大学建築学科宮澤健二研究室にて  
客員研究員として研究に従事  
(研究申請者：報国エンジニアリング(株)代表取締役社長  
塚本 英)
- 2010年 6月  
～2013年 3月
- 研究制度名：平成22年度住宅・建築関連先導技術開発助成事業  
(国土交通省)
- 研究課題名：「建築基礎のための地盤改良体の品質調査における比抵抗技術の開発に関する研究研究開発」の研究に従事  
(研究申請者：一般社団法人 比抵抗技術振興協会)
- 2011年 4月  
～2014年 3月まで
- 東海大学大学院総合理工学研究科総合理工学専攻博士課程にて「宅地地盤の液状化判定のための地下水位測定法と土質判別に関する研究」に従事
- 2012年 6月  
～2014年 3月まで
- 研究制度名：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＞(国土交通省)
- 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研究委員会」の研究に従事(研究継続中)  
(研究申請：大阪市立大学 大島昭彦教授)

## 謝 辞

本論文の作成にあたり、終始適切なご指導を頂いた東海大学工学部建築学科の藤井衛教授のお蔭により、学位論文の価値を高めることができました。また、論文査読におきましても細部にわたり適確な助言を頂きました。心より感謝申し上げます。

また、お忙しい中、東海大学工学部土木工学科の杉山太宏教授におかれましては、主査の立場で学位論文の審査をして頂き、工学部建築学科の渡部憲教授、諸岡教授、山本准教授におかれましても長期間にわたる学位論文審査中に、貴重なご意見、ご教示を頂き、心より感謝しております。また、工学部長室の戸塚優貴子様におかれましては、学位審査書類担当の立場で学位申請関係書類の作成のご指導を頂き、ありがとうございました。

本論文は、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の震災前と震災後の住宅基礎の被害調査、特に液状化現象による甚大な被害の要因分析がベースになっています。日本では、宅地地盤に対する液状化の建築基準法の整備があいまいで、住宅の地盤調査には、国土交通省告示第1113号第2項で定められ、有力な調査法として、SWS試験が主流になっています。しかし、SWS試験は、地下水位の測定、土質の判別ができないなど問題点が多く、液状化判定においても適切に行われていないのが現状であります。そこで、本論文では、「宅地地盤の液状化判定のための地下水位測定法と土質判別に関する研究」として、宅地地盤の地下水位測定法の開発や地下水位の収束時間に基づく土質判別法に関する研究を行うことになりました。

博士号取得のきっかけとなったのは、2009年から3年間工学院大学工学部建築学科宮澤研究室の客員研究員として共同研究をやっていました。その時、工学部建築学科宮澤健二教授から、非常勤講師の話を頂きました。宮澤健二教授は、私が学位を取得していると思われておられましたが、非常勤講師の最低条件である学位を取得していなかったため、非常勤講師には、なれませんでした。その時、宮澤健二教授は、「早く学位を取って、工学院大学の非常勤講師をお願いしたい」と言われ、博士号取得の決断となる後押しをして頂きました。私の人生の中でもかなり大きなきっかけとなりました。現在、宮澤健二教授は、工学院大学名誉教授として、建築木質構造の耐震性に関する分野で活躍されておられます。

山口大学大学院理工学研究科社会建設工学科の兵動正幸教授におかれましては、技術的なアドバイスにとどまらず、いろんな場面で貴重なご教示を頂き、心より感謝申

申し上げます。また、大阪市立大学大学院工学研究科の大島昭彦教授におかれましても地盤工学会の活動や調査研究に対し、ご指導頂きました。心より感謝申し上げます。

諏訪技術士事務所の諏訪靖二氏、株式会社クレアテックの鄭光司氏、システム計測株式会社の新井マウリシオ淳氏におかれましては、研究過程において、いつも親身になって、貴重なご教示を頂き、心より感謝しております。

株式会社ミサワホーム総合研究所の松下克也氏、旭化成ホームズ株式会社の伊集院博氏、株式会社設計室ソイル高田徹氏、株式会社ラスティングの品川恭一氏におかれましては、震災に関する貴重なデータの提供、また、研究のサポートをして頂き、ありがとうございました。

有限会社大商エンジニアリングの藤本具幸氏には、SWS 試験で、三友地質調査株式会社の根守良一氏には、ボーリング調査および土質試験にご協力頂き、参考となる液状化関連の工学的情報を数多くご提供頂きました。心より感謝しております。

東北地方では、株式会社北洲ハウジングの高橋雄二氏、新潟地方では、元株式会社加賀田組の青木亮氏、関東地方では、システム計測株式会社の久保豊会長と皆川恵三社長、堀真建設株式会社の堀口泰佑氏、三勝建設株式会社の塗矢修三代表と丸田陽一氏、有限会社石原組の石原和之社長、九州地方では、有限会社エトウホームズの江藤秀雄社長、実験現場をご提供頂いたお蔭で、貴重なデータを得ることができました。心より感謝しております。

報国エンジニアリング株式会社の塚本英社長、江上信一取締役、藤沢一雄氏、小川正宏氏、岩倉達也氏をはじめ報国エンジニアリングの多くの方々に、研究のサポートをして頂き、心より感謝しております。

お名前を挙げればきりがありませんが、皆様のご支援とご協力が無ければこの学位論文をまとめ上げることはできませんでした。関係して頂きました全ての皆様に心より感謝申し上げます。ありがとうございました。

最後に、いつも応援して下さった友人の木村一志氏、陰ながら献身的に支えてくれた家族に感謝いたします。ありがとうございました。

2014年1月

金 哲 鎬