

博士論文

実用的な地盤調査技術に基づく小規模建築物の
不同沈下予測に関する研究

A Study of Differential Settlement Prediction Method for Small Scale
Building based on Practical Ground Investigation Technology

平成 31 年 3 月

神村 真

山口大学大学院理工学研究科

目次

第1章 序論.....	1
1.1. 概説.....	1
1.2. 小規模建築物のための不同沈下予測に関する既往研究.....	3
1.2.1. 用いる地盤調査技術.....	3
1.2.2. 許容支持力.....	4
1.2.3. 沈下量.....	5
1.3. 建築基準法での小規模建築物のための不同沈下予測の内容.....	9
1.3.1. 不同沈下予測の手順.....	9
1.3.2. 許容支持力.....	10
1.3.3. 沈下量.....	11
1.4. 小規模建築物のための不同沈下予測の実態と課題.....	13
1.4.1. 統計データにみる不同沈下の実態.....	13
1.4.2. 用いる地盤調査技術の課題.....	15
1.5. 本研究の目的と構成.....	17
1.5.1. 本研究の目的.....	17
1.5.2. 本論文の構成.....	17
第2章 建築基準法での小規模建築物のための不同沈下予測の課題.....	23
2.1. 概説.....	23
2.2. 不同沈下事例を用いた現行不同沈下予測の課題抽出手順.....	23
2.2.1. 課題抽出の手順.....	23
2.2.2. 用いる事例.....	24
2.3. 建築基準法での不同沈下予測の課題.....	27
2.3.1. 不同沈下予測方法の課題.....	27
2.3.2. 用いる地盤調査技術（スウェーデン式サウンディング試験）の課題.....	34
第3章 小規模建築物のための実用的で高度な地盤調査技術の開発.....	41
3.1. 概説.....	41
3.2. 開発方針の検討.....	41
3.2.1. 現行の地盤調査技術の課題解決策.....	41
3.2.2. 小規模建築物のための実用的で高度な地盤調査技術の開発方針.....	44
3.3. 開発した地盤調査技術の概要.....	45
3.3.1. 使用する調査装置.....	45
3.3.2. 掘削方法.....	45
3.3.3. 調査結果の自動記録装置.....	47
3.4. 開発した地盤調査技術の適用性確認.....	49
3.4.1. ケーシング内外での水圧差の影響低減効果の確認.....	49
3.4.2. 掘削方法の違いがN値に及ぼす影響の確認.....	55

3.4.3.	試料採取状況の確認.....	60
3.4.4.	調査結果を自動記録するシステムの確認.....	78
3.4.5.	開発した地盤調査技術の汎用性.....	83
第4章	高度な地盤調査技術を用いた小規模建築物のための不同沈下予測方法の提案.....	97
4.1.	概説.....	97
4.2.	提案する不同沈下予測方法とその適用性確認方法.....	97
4.2.1.	高度な地盤調査技術を用いた不同沈下予測方法.....	97
4.2.2.	提案方法の適用性検討方法.....	108
4.3.	適用性確認結果.....	111
4.3.1.	詳細地盤調査結果とそれを利用した沈下量の予測.....	111
4.3.2.	結果のまとめ.....	116
第5章	結論.....	119

第1章 序論

1.1. 概説

国土交通省の公表資料から、2017年の我が国での戸建て住宅の着工戸数は422,472戸であった¹⁾。一方、住宅・リフォーム紛争処理支援センター（以下、CHORDと称す）の住宅相談統計年報2018では²⁾、2017年度の電話相談のうち、新築住宅等で地盤が沈下している事象は少なくとも89件あったことが報告されている。CHORDにすべての新築住宅の不具合情報が集積されるわけではないが、これらの統計情報から、新築住宅は、少なくとも2/10,000の頻度で地盤の沈下による基礎傾斜等の不具合が生じていると推測できる。新築住宅の不具合の修復には、保険の適用が可能であるので、消費者の経済的負担は少ないと考えられる。保険適用のためには、不具合と瑕疵の因果関係の特定が必要であるが、現行の技術的基準の場合、構造耐力上主要な部分である基礎や柱等の傾斜に瑕疵が関与していることを特定するためには、傾斜角が6/1,000以上になる必要がある³⁾。地盤の沈下による基礎傾斜で傾斜角が6/1,000に至るまでには一定の期間が必要となるが、傾斜した住宅に継続的に居住することで、住民が健康被害を受けることが、新潟地震以降の様々な地震で液状化被害を受けた住宅に居住する住民へのヒアリング等から明らかになっている⁴⁾。このため、地盤の沈下による不具合（主に、住宅の不同沈下）の発生は、消費者に大きな負担を強いるものといえる。

我が国における、戸建て住宅に代表される小規模建築物の基礎設計に関する法律整備の歴史は比較的浅く、2000年4月に「住宅の品質確保の促進等に関する法律（以下、住宅の品確法と称す）」が施行されるまでは、長期許容支持力を求めるための調査方法や支持力予測式、基礎の許容傾斜角など、基礎設計に必要な技術的基準は法律で規定されていなかった。2009年に、住宅の品確法で定めた瑕疵担保責任が確実に履行されるための仕組みを定めた「特定住宅瑕疵担保責任の履行の確保等に関する法律（以下、住宅瑕疵担保履行法）」が施行され、ようやく技術面と不具合発生時の対応面の法律が整ったといえる。

しかし、CHORDの統計年報から、地盤の沈下による住宅の不具合は、継続的に一定量発生していることが推測される。既往研究では、住宅基礎設計のために実施される最も一般的な地盤調査方法であるスウェーデン式サウンディング試験（以下、SWS試験と称す）は、調査技術として様々な課題や制約を有していることを報告している。また、建築基準法では、地盤の支持力算出方法を地盤調査方法ごとに規定しているが、建築物の自重による地盤の沈下量の予測方法については明示を避けている。これらの技術的な事柄と地盤の沈下による住宅の不具合との関係は明確ではないが、沈下量の予測に関する技術的基準の整備が進むことで、地盤の沈下による住宅の不具合の発生は抑制できると考えられる。

著者は、2006～2017年まで住宅新築のための地盤調査・地盤補強業務に従事した中で、引き渡し前の新築住宅の不同沈下事例に多く接する機会を持った。その中で、住宅の基礎設計における不同沈下の予測方法には多くの課題があることを認識した。このため、本論文では、現行の小規模建築物のための不同沈下予測の課題を明らかにし、これらの課題を解決するための実用的で高度な地盤調査技術とそれを活用した不同沈下の予測方法を開発することを目的とし

た.

本章を概説すると、第 2 節では、既往研究における SWS 試験結果を用いた許容支持力と沈下量の予測に関する研究成果について整理して示す。次いで、第 3 節では、建築基準法での SWS 試験結果に基づく不同沈下予測（以下、従来方法と称す）の詳細を示す。そして、第 4 章では、従来方法の現状を示す一例として、新築戸建て住宅の不同沈下に関する統計データを示す。また、既往研究が示している SWS 試験に関する課題を示す。最後に、第 5 節では、本論文の目的と構成を示す。

稲田は⁷⁾、大垣地区での SWS 試験と一軸圧縮試験結果を比較して次式を提案している。ただし、本式の適用範囲は、 N_{sw} が 100 未満の粘性土に限定するとし、さらに、推定値は、 $\pm 0.2 \text{kg/cm}^2$ の誤差を含んでいると考えておく必要があることを付記している。

$$q_u = 0.0045 W_{sw} \quad \text{式 1.2-1(i)}$$

$$q_u = 0.45 + 0.0075 N_{sw} \quad \text{式 1.2.1(ii)}$$

ここで、 q_u ：一軸圧縮強さ(ここでの単位は kgf/cm^2)、 W_{sw} ：SWS 試験でスクリーポイントが 25cm 地中に貫入するために必要なおもりの重さ(ここでの単位は kg)、 N_{sw} ：SWS 試験でスクリーポイントが 25cm 地中に貫入するために必要なロッドの半回転数(回/m)である。

また、稲田は、豊中地区での SWS 試験結果と標準貫入試験(以下、SPT と称す)結果の比較結果から、土質の相違や試験方法の固有の誤差によって相関性が支配されるので、正確な相関関係は求めがたいとしたうえで、以下の式を提案している。

【砂】

$$\left. \begin{aligned} N &= 0.02 W_{sw} \\ N &= 2 + 0.067 N_{sw} \end{aligned} \right\} \quad \text{式 1.2-2}$$

【粘性土】

$$\left. \begin{aligned} N &= 0.03 W_{sw} \\ N &= 3 + 0.05 N_{sw} \end{aligned} \right\} \quad \text{式 1.2-3}$$

ここで、 N ：SPT 結果で、SPT サンプラーを地中に 300mm 貫入させるために必要な打撃回数(打撃エネルギーは一定)

1.2.2. 許容支持力

様々な研究者が、SWS 試験結果を用いた長期許容支持力の予測方法を提案している。

甚野ら(1983)は、SWS 試験結果と平板載荷試験結果を比較し、 N_{sw} がゼロとなる地盤と N_{sw} が 1 以上となる地盤での SWS 試験結果と長期許容支持力度の関係を整理して示し、SWS 試験結果と地盤の長期許容支持力度の予測式(式 1.2-4)を提案した⁸⁾。また、SWS 試験の簡易地盤調査方法としての有効性を示すとともに、適用範囲を理解して使用することの重要性を指摘した。

$$q_a = 0.0003 W_{sw}^2 + 0.08 N_{sw} \quad \text{式 1.2-4}$$

ここで、 q_a ：地盤の長期許容支持力度(tf/m^2)、 W_{sw} ：載荷板から下方に 0.75m の平均値(kgf)、 N_{sw} ：載荷板から下方に 0.75m の平均値(回/m)である。

また、西田ら(1992)は、SWS 試験結果は地盤のせん断強度を確認するものであるので、支持力の評価は可能であるが沈下量の予測のためには含水比等の地盤の物理的性質を利用する必要があることを指摘した⁹⁾。彼らは、粘性土地盤の支持力を塑性理論に基づき式 1.2-5 で表すことを提案した。この式に SWS 試験による一軸圧縮強さ q_u の推定式(式 1.2-6)を代入すると式 1.2-7 が得られる。また、彼らは、地盤の変形量を SWS 試験と含水比試験結果から精度よく求める方法を提案している。

$$q_d = (2 + \pi)c \quad \text{式 1.2-5}$$

$$q_u = 45W_{sw} + 0.75N_{sw} \quad \text{式 1.2-6}$$

$$\begin{aligned} q_a &= 1/3q_d = 1/3(5.14c) \\ &= 1/3\{5.14(45W_{sw} + 0.75N_{sw})/2\} \\ &= 38.55W_{sw} + 0.64N_{sw} \end{aligned} \quad \text{式 1.2-7}$$

ここで、 q_d ：地盤の極限支持力度(kN/m²)、 c ：粘着力(kN/m²) ($c = q_u/2$)、 q_u ：一軸圧縮強さ(kN/m²)、 q_a ：長期許容支持力度(kN/m²)である。なお、式 1.2-6 は、式 1.2-1 での q_u 算出単位を、SI 単位に換算したものである。

田村らは¹⁰⁾、種々の地盤を対象にして基礎底面深度で実施した平板載荷試験結果から得られた長期許容支持力度 q_a と地表面から-0.5~-1.0m の範囲の N_{sw} の平均値の関係を、図 1.2-2 に示した。図中の式(6)が式 1.2-7 に、図中の式(8)が式 1.2-6 にそれぞれ相当する。次節で解説する告示 1113 号(3)式は、平板載荷試験結果の下限值程度の値を予測することが分かる。

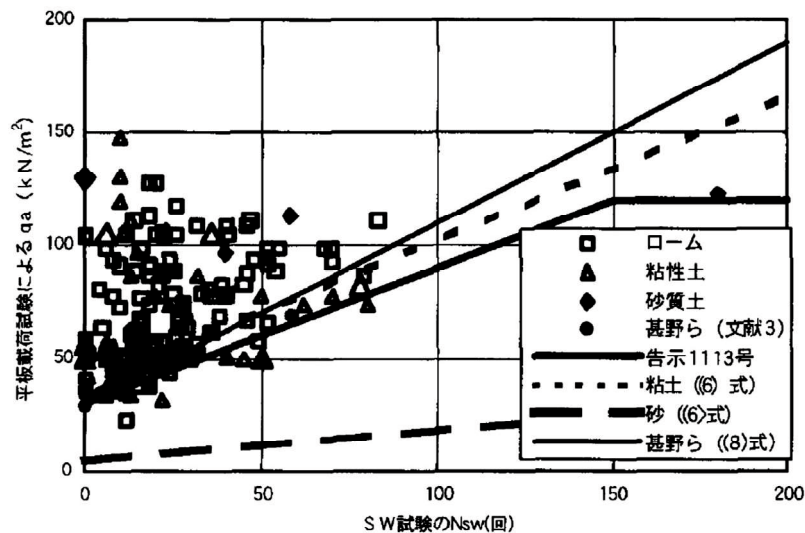


図 1.2-2 N_{sw} と平板載荷試験結果による長期許容支持力度の関係¹⁰⁾

1.2.3. 沈下量

図 1.2-3 に、一般建築物と小規模建築物での基礎形状の設計手順を示す。いずれも基礎形状

を仮定し、支持力を確認し、その後、沈下量を予測する流れであるが、一般建築物の場合、SPTの実施を前提にしたボーリング調査の実施が一般的である。一方、小規模建築物の場合、SWS試験を実施することが一般的で、SPTや土質試験を行うことは極めて稀である。戸建て住宅の場合、基礎傾斜に対する要求性能が高いため、建築物の自重によって沈下が生じる可能性が高い地層が確認された時点で、何らかの軟弱地盤対策を検討することが一般的である。しかし、SWS試験の場合、土質確認ができないため、沈下が生じる可能性が高い地層の確認精度は、土試料採取が可能なSPTよりも低い。

以下に、即時沈下と圧密沈下の予測方法を示す。

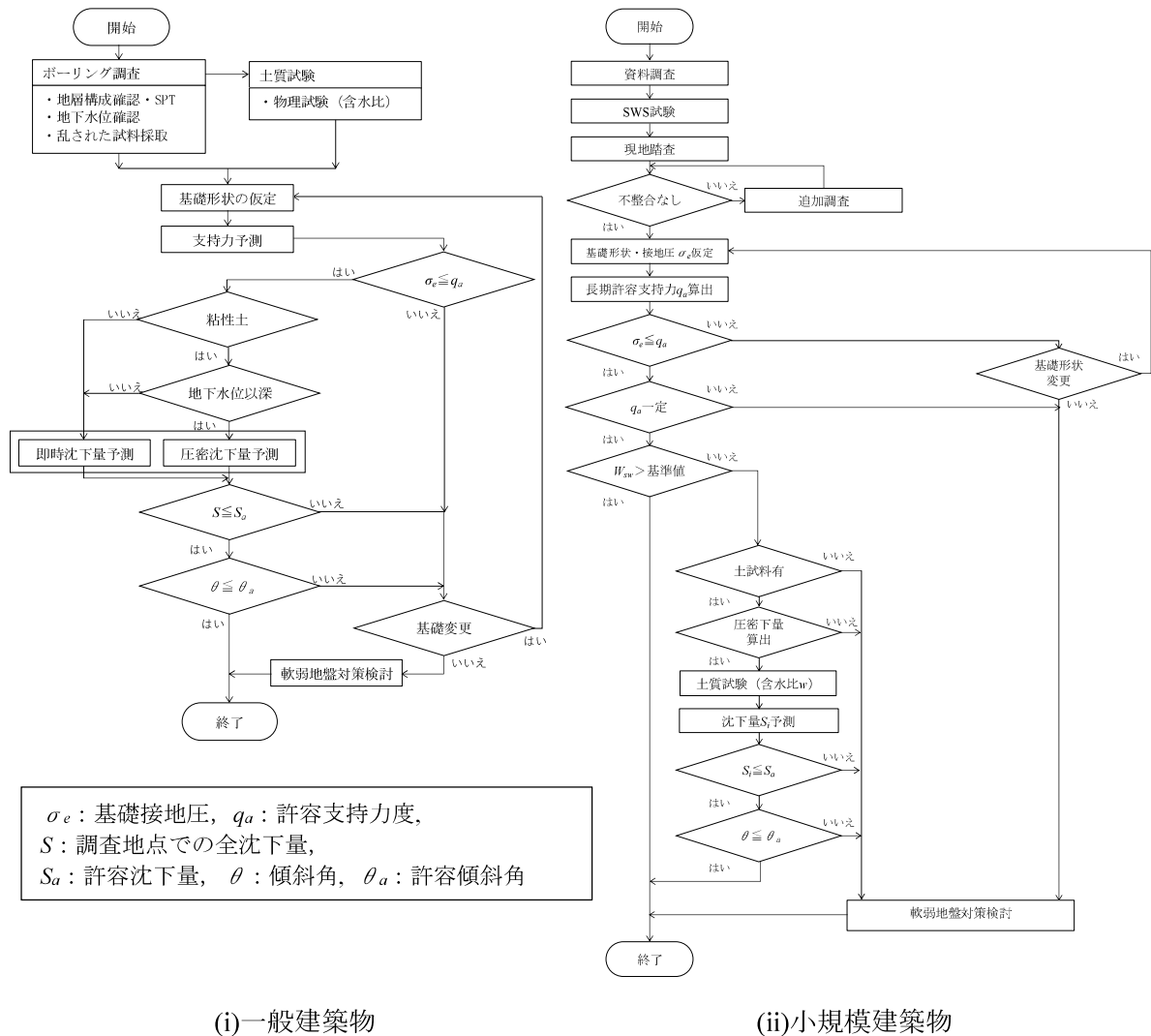


図 1.2-3 一般建築物および小規模建築物での基礎形状の設計手順

(1) 即時沈下

台地・段丘地形のように比較的標高の高い地形に位置する造成宅地では、盛土や擁壁背面の埋戻地盤が存在するので、地盤強度にばらつきが大きく、これによって不同沈下が生じる可能性が高い。工藤らは、これらの人工地盤の性能を評価するための基準として、表 1.2-1 に示す値を提案している¹¹⁾。

表 1.2-1 造成地盤と埋戻地盤の評価基準例

区分	評価基準
宅地造成地盤	基礎下から下方 2m 以内の間において平均 $N_{sw} > 0$ かつ $W_{sw}=1\text{kN}$ とする。
擁壁背面などの埋戻地盤	対象範囲で N 値が 5 程度以上(平均 $N_{sw} \geq 40$ かつ $N_{sw} > 0$)とする。

なお、一般には、多層地盤での即時沈下量は、次式で算出できる¹²⁾。図 1.2-4 に、多層地盤での即時沈下量算出方法の概要を示す。

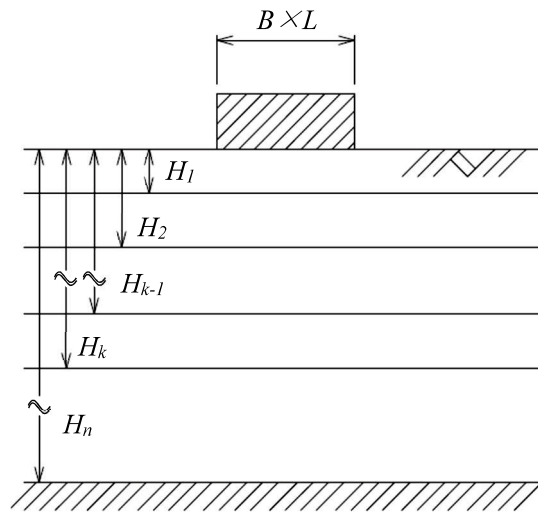


図 1.2-4 多層地盤での即時沈下量算出方法の概要

$$S_E = \left\{ \frac{I_S(H_1, \nu_{S1})}{E_{S1}} + \sum_{k=2}^n \frac{I_S(H_k, \nu_{Sk}) - I_S(H_{k-1}, \nu_{Sk})}{E_{Sk}} \right\} q_s B \quad \text{式 1.2-8}$$

$$I_S(H_k, \nu_{Sk}) = (1 - \nu_S^2) F_1 + (1 - \nu_S - 2\nu_S^2) F_2 \quad \text{式 1.2-9}$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ l \cdot \log_e \frac{(1 + \sqrt{l^2 + 1}) \sqrt{l^2 + d^2}}{l(1 + \sqrt{l^2 + d^2 + 1})} + \log_e \frac{(l + \sqrt{l^2 + 1}) \sqrt{1 + d^2}}{l + \sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \right\} \quad \text{式 1.2-10}$$

$$F_2 = \frac{d}{2\pi} \tan^{-1} \frac{l}{d\sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \quad \text{式 1.2-11}$$

ここで、 S_E ：即時沈下量(m)， L ：基礎長辺長 (m)， B ：基礎短辺長 (m)， l ：($=L/B$)， H_k ：地盤の厚さ (m)， d ：($=H_k/B$)， q ：基礎に作用する荷重度(kN/m^2)， E_{Sk} ：地盤のヤング率(kN/m^2)， ν_{Sk} ：地盤のポアソン比である。

(2) 圧密沈下

日本建築学会は、即時沈下に関する検討は、許容支持力度の検討が兼ねるとし、圧密沈下に

関する検討では、 W_{sw} が0.75kN程度以下の地層を正規圧密と仮定し、式1.2-12または式1.2-13によって沈下量を予測することを提案している¹³⁾。なお、式1.2-12に示した正規圧密地盤の沈下量を予測するために必要な圧縮指数 C_c の算出には、液性限界 w_L または自然含水比 w_n が必要であるため、土試料の採取と物理試験の実施が必要である。日本建築学会は、式1.2-13に示す体積圧縮係数 m_v を用いた沈下量の予測式を提示しているが、竹中(1962)や西田ら(1992)の研究成果から^{14) 7)}、式1.2-13は、圧密応力によらず m_v が安定する過圧密地盤の沈下量を予測するために利用するものと考えられることができる。田村ら(2003)は、自然含水比 w_n から有効上載圧を考慮した m_v の推定式を提案しているが(式1.2-16)、関東地区の陸成粘性土を主対象として得られた推定式であることから、他地区での利用に際しては、該当地区での試験結果に基づく定数の設定が望ましいとしている¹⁵⁾。なお、日本建築学会は、過圧密地盤での再圧縮指数 C_r は C_c の1/10でおおむね表されるとしている¹⁶⁾。

$$\left. \begin{aligned} S_{nc} &= C_c \cdot H / (1 + e_0) \cdot \log\{(\sigma_v' + \Delta\sigma) / \sigma_v'\} & (\sigma_v' > p_c) \\ S_{nc} &= C_c \cdot H / (1 + e_0) \cdot \log\{(\sigma_v' + \Delta\sigma) / p_c\} & (\sigma_v' \leq p_c) \\ S_{oc} &= m_v \cdot \Delta\sigma \cdot H & (\sigma_v' + \Delta\sigma \leq p_c) \\ S_{oc} &= m_v \cdot (p_c - \sigma_v') \cdot H & (\sigma_v' + \Delta\sigma > p_c) \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{式 1.2-12} \\ \text{式 1.2-13} \end{array}$$

ここで、 S_{nc} ：正規圧密領域での圧密沈下量(m)、 S_{oc} ：過圧密領域での圧密沈下量(m)、 C_c ：圧縮指数、 H ：対象層厚(m)、 e_0 ：対象層の初期間隙比、 σ_v' ：初期有効上載圧(kN/m²)、 $\Delta\sigma$ ：建築物荷重によって土中に発生する応力増分(kN/m²)、 p_c ：圧密降伏応力(kN/m²)、 m_v ：体積圧縮係数(m²/kN)、である。

$$C_c = 0.01 \cdot w_L \quad \text{式 1.2-14}$$

$$e_0 = (1 + w_n / 100) \cdot (2.65 / \rho) - 1 \quad \text{式 1.2-15}$$

$$m_v = 1.0 \times 10^{-5} \cdot w_n^A \quad \text{式 1.2-16}$$

$$m_v = 1 / (\alpha \cdot c) \quad \text{式 1.2-17}$$

ここで、 w_L ：液性限界(%) ($w_L \doteq 1.1 \cdot w_n$ とすることができる。 w_n は自然含水比(%))、 ρ ：土の湿潤密度(g/cm³)、 A ：次式で表される係数 ($A = 1.2 - 0.0015(\sigma_v' + \Delta\sigma / 2)$)、 α ：地域によって変化する係数、 c ：粘着力(kN/m²) ($c = q_u / 2$)である。

なお、圧密降伏応力の予測方法としては、若命ら(2004)が、一軸圧縮強さと圧密降伏応力の関係から式1.2-18を提案している¹⁷⁾。一軸圧縮強さと p_c の関係については、加藤ら(2017)も類似した知見を示している¹⁸⁾。なお、圧密試験とは応力状態は異なるものの、地表面に帯状の等分布荷重を作用させた時、初めて降伏する応力 p_y は式1.2-19で表される¹⁹⁾。これらの式から、若命ら(2004)の提案式の合理性がうかがえる。

$$p_c = 1.2q_u \quad \text{式 1.2-18}$$

$$p_y = \pi \cdot c_u = \pi / 2 \cdot q_u = 1.57q_u \quad \text{式 1.2-19}$$

ここで、 p_c ：圧密降伏応力(kN/m²)， q_u ：一軸圧縮強さ(kN/m²)， p_y ：地表面に帯状の等分布荷重を作用させた場合の最初の降伏応力(kN/m²)， c_u ：粘土の非排水せん断強さ(kN/m²)

1.3. 建築基準法での小規模建築物のための不同沈下予測の内容

1.3.1. 不同沈下予測の手順

図 1.3-1 に、図 1.2-3(ii)に示した SWS 試験結果による小規模建築物基礎形状検討手順のうち建築基準法での規定範囲を示す。建築基準法では、SWS 試験結果から長期許容支持力度を算出する方法と建築物自重によって沈下の影響を検討すべき W_{sw} の値を規定しているが、具体的な沈下量の算出方法は、規定していない。

次項以降で、支持力算出方法と沈下の影響検討に関する基準について詳述する。

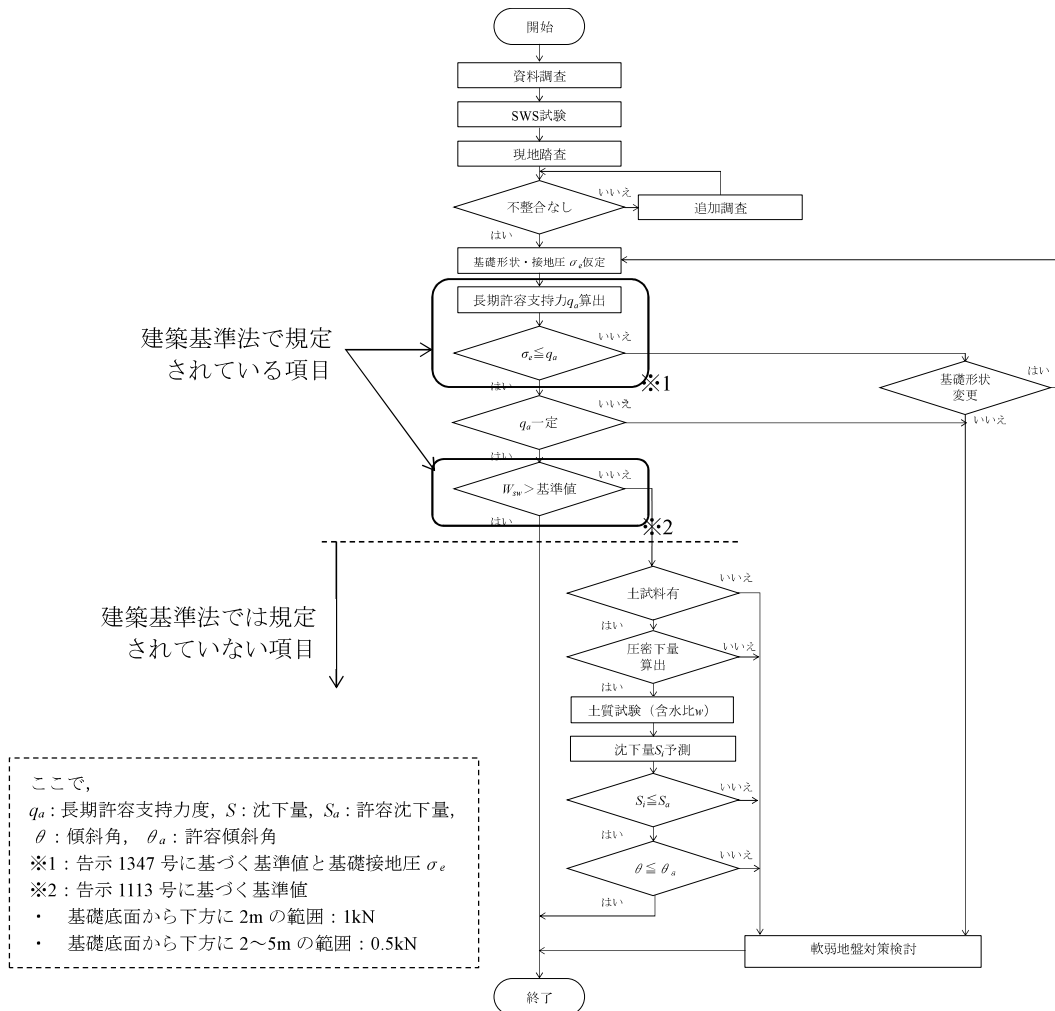


図 1.3-1 SWS 試験結果による小規模建築物基礎形状検討手順での建築基準法での規定範囲

1.3.2. 許容支持力

日本建築学会では、地上3階以下、建築物高さ13m以下、軒高9m以下および延べ床面積500m²以下の条件を満たす建築物を小規模建築物と定義している²⁰⁾。なお、我々がよく目にする木造二階建ての戸建て住宅は、一般に四号建築物と称され構造計算の審査が省略される²¹⁾。

建築基準法では、第19条（敷地の衛生および安全）において、建築物の水没や土砂災害等からの安全性を確保するとともに、建築物を支える支持地盤としての敷地の安全性の確保も求めている²²⁾。また、安全性を確保するためのより具体的な内容として、建築基準法施行令第38条（基礎）において、「建築物の基礎は、建築物に作用する荷重及び外力を安全に地盤に伝え、かつ、地盤の沈下又は変形に対して構造体力上安全なものとしなければならない」としており、具体的には、平成12年建設省告示1347号（建築物の基礎の構造方法及び構造計算の基準を定める件）で、基礎の形式ごとに必要な地盤の長期許容支持力度を定めるとともに、地盤の長期許容支持力の大きさごとに、布基礎の最小底版幅を定めるなど、基礎の構造について詳細な基準を設けている（表1.3-1参照）²³⁾。図1.3-2に、基礎形状の模式図を示す。なお、地盤や杭の支持力は、建築基準法施行令第93条（地盤及び基礎ぐい）において、国土交通大臣が定める方法で調査し、その結果に基づいて定めることが規定されている²⁴⁾。具体的な調査方法と支持力の算出方法は、告示1113号の主に第1と第2にその記載がある²⁵⁾。戸建て住宅の地盤調査では、SWS試験が広く利用されるが、この調査法は、告示1113号第1に示された長期許容支持力を確認するための調査方法の一つである静的貫入試験に相当する。

表 1.3-1 長期許容支持力度に対する適用可能な基礎形式

長期許容支持力度 q_a (kN/m ²)	適用可能な基礎形式
20 以下	基礎ぐい
20 以上 30 未満	基礎ぐい、べた基礎
30 以上	基礎ぐい、べた基礎、布基礎

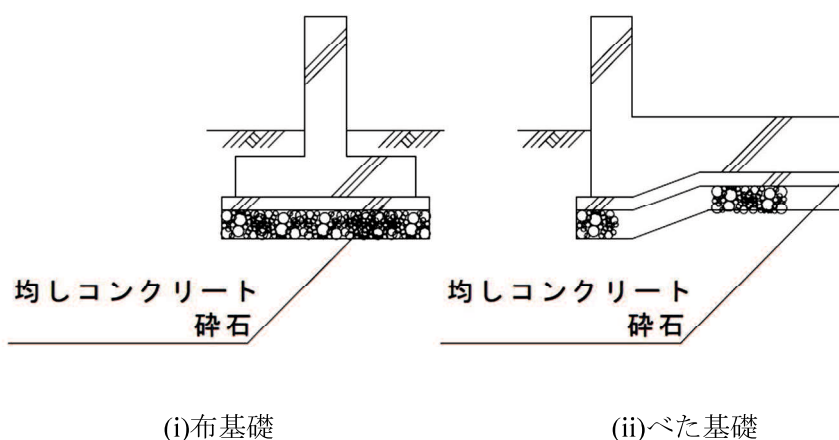


図 1.3-2 基礎形状の模式図

告示 1113 号第 2 では、標準貫入試験や土質試験、平板載荷試験及び SWS 試験結果に基づき長期及び短期許容支持力度を算出するための計算式を示している（表 1.3-2 参照）。

表 1.3-2 調査法による許容支持力度の算出式

長期許容支持力度	短期許容支持力度
(1) $q_a=1/3 \cdot (i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q)$	$q_a=2/3 \cdot (i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q)$
(2) $q_a=q_r+1/3(N' \gamma_2 D_f)$	$q_a=2q_r+1/3(N' \gamma_2 D_f)$
(3) $q_a=30+0.6\overline{N_{sw}}$	$q_a=60+1.2\overline{N_{sw}}$

このように様々な支持力算定式がこれまで提案されている。告示 1113 号第 2 の (3) 式は、 W_{sw} が 1kN 未満の地層がある場合に、長期許容支持力度を過大評価する可能性があることから、日本建築学会は、次式を推奨している²⁶⁾。ただし、次式は、基礎底面直下に W_{sw} が 0.5kN 以下の地層が存在する場合は、基礎底面から下方に 2m の範囲での W_{sw} の平均値を用いて長期許容支持力度を算出することは適切でないと指摘されている²⁷⁾。

$$q_a = 30\overline{W_{sw}} + 0.64\overline{N_{sw}} \quad \text{式 1.3-1}$$

ここで、 q_a ：長期許容支持力度(kN/m²)、 $\overline{W_{sw}}$ ：SWS 試験結果で基礎底面から下方に 2m までの区間のおもりの重さ W_{sw} の平均値 (kN) $\overline{N_{sw}}$ ：SWS 試験結果でスクリーポイントが 25cm 貫入するために要した 1m 当たりの半回転数(回/m)の平均値である。

1.3.3. 沈下量

告示 1113 号第 2 にはただし書があり、「地震時に液状化する恐れのある地盤の場合又は表 1.3-2 の(3)式を使用する場合は、基礎の底部から下方に 2m 以内に W_{sw} が 1kN 以下の地層がある場合もしくは基礎底部から下方に 2~5m の範囲に W_{sw} が 0.5kN の地層がある場合は、建築物の自重による沈下そのほかの地盤の変形等を考慮して建築物又は建築物の部分に有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめなければならない」としている（図 1.3-3 参照）。

SWS 試験結果から、上記条件を満足することが明らかになった場合、建築物の自重で地盤が沈下する可能性が高いと判断し、採取した土試料から明らかに沈下の可能性が低いと判断できる場合を除いて、何らかの地盤補強を行うことを提案することが一般的である。なお、日本建築学会は、正規圧密地盤の判断基準として、“ W_{sw} が 0.75 程度以下”を示している⁹⁾。このことから、沈下の影響検討の実施の判断は、告示 1113 号第 2 のただし書の基準にのみ頼るのではなく、日本建築学会の示す正規圧密領域の存在にも注意を払う必要がある。

なお、建築基準法では、沈下量の予測方法については触れていないが、建築物の各部の傾斜の大きさについて、構造上主要な部分に瑕疵が存在する可能性を確認する基準として、表 1.3-3 に示す値を示している。

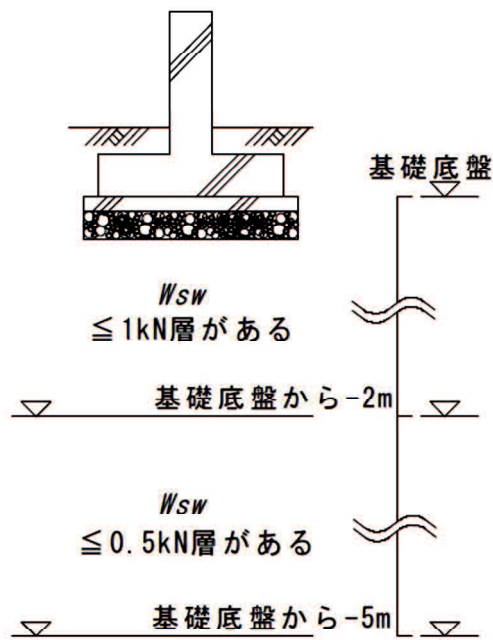


図 1.3-3 建築物自重の影響検討条件

表 1.3-3 不同沈下の判定の目安

レベル	勾配 θ	構造上主要な部分に 瑕疵が存する可能性
1	$\theta < 3/1,000$	低い
2	$3/1,000 \leq \theta < 6/1,000$	一定程度存する
3	$\theta \geq 6/1,000$	高い

1.4. 小規模建築物のための不同沈下予測の実態と課題

1.4.1. 統計データにみる不同沈下の実態

建築基準法では、支持力と沈下量の両面から住宅のための不同沈下予測を行うことが定められているものの、正規圧密地盤の沈下量を予測するためには、自然含水比の測定や圧密試験の実施等、調査費用の増加と工期延長を伴う。このため、圧密沈下量の予測は、一部の大手ハウスメーカーや集合住宅の供給会社を除いては、実施することが稀である。このため、多くの住宅供給者は、告示 1113 号第 2 のただし書に該当する地盤が確認された場合、沈下の可能性が高い地層を対象として地盤補強を行うことが一般的である。このため、近年の新築住宅では不同沈下の発生する要素は極めて低いと考えられる。しかし、CHORD へ 2017 年度に寄せられた電話相談からは、複数の新築戸建て住宅で不同沈下が発生している可能性があることがうかがえる²⁾。

表 1.4-1 に、2017 年度の電話相談のうち、不具合が現れている事例数を構造種別ごとに分類した結果を示す。新築戸建て住宅の相談件数は 7,878 件あり、木造住宅が 74%を占める。この相談の内、不具合事象と不具合部位の関係を整理したものを表 1.4-2 に示す。不同沈下は、不具合部位が基礎で不具合事象が沈下または傾斜だと考えられるが、ここでの件数は、1 戸当たり複数回答されているので、不具合部位に対して不具合事象一つの件数を採用することで過大評価を避けることができると考えられる。このため、地盤における不具合事象が沈下であるものが、不同沈下による不具合を代表していると定義すると、不同沈下に関する相談件数は 89 件と考えることができる。

仮に、相談件数 89 件が同時期に建設されたすべての新築戸建て住宅での不同沈下件数だと仮定すれば、2017 年の戸建て住宅の新築着工戸数は、422,472 戸であることから¹⁾、新築戸建て住宅では、10,000 戸に 2.1 戸の割合で不同沈下が発生していると考えられる。すべての不同沈下事例が CHORD に集計されているわけではなく、引渡し前に発生した不同沈下については、同センターでは把握できないので、新築戸建て住宅での不同沈下の発生は、2/10,000 を超える割合で発生していると考えられる。

比較のため、住宅火災の発生率を調査した。平成 25 年度の住宅火災の発生件数は 13,621 戸²⁸⁾、この年度の住宅戸数は 60,629,000 戸であることから²⁹⁾、住宅火災は 2.25/10,000 戸の割合で発生したことが分かる。住宅火災は何らかの過失によって発生するもので、計画的に防止することは困難な事象だと考えられるが、戸建て住宅の不同沈下は、簡易な方法ではあるが地盤調査を実施した結果から地盤性能を評価し、何らかの地盤補強を実施するか否かを判断した上で発生している。このように、発生を予防できる環境にある新築戸建て住宅の不同沈下の発生率が、発生の予防が難しい住宅火災の発生率と同程度であることは、現行の不同沈下予測方法に何らかの問題があることを示しているものと考えられる。

篠塚(2003)は、平成 14 年度に(財)住宅保証機構が扱った保証事故において、基礎に関わる事故件数は全体の 20%程度であったものの、基礎に関わる事故に対して支出した保険金額は、全体の、約 7 割と高く、平均すると 1 件当たりの保険金額は約 530 万円であったことを報告している³⁰⁾。現在では、2009 年から制度が開始された瑕疵担保履行法に基づく瑕疵担保責任保険

によって、補修費用は支払われるものの、不同沈下は、健康被害をもたらすことが報告されている⁴⁾。これらのことから、不同沈下の予測方法の改善が必要と考えられる。

表 1.4-1 新築の戸建て住宅での構造・工法別の「不具合あり」の相談件数（単位：件）

区分	件数（件） 新築等相談
木造	5,083
木造（在来工法）	586
木造（2×4）	114
木造（プレハブ）	49
その他	計 5,832
RC造・SRC造	1,255
RC造・SRC造（一般）	20
RC造・SRC造（プレハブ）	22
その他	計 1,297
S造	177
S造（一般）	495
S造（プレハブ）	19
その他	計 691
その他	58
合計	7,878

※工法が「不明」なものを除いて集計している。

表 1.4-2 不具合事象と不具合部位のクロス集計（戸建住宅，新築等相談），複数カウント

区分	外壁	具開口部・建	床	裏屋根（屋根を含む）	設備機器	外構	基礎	内装	内壁	排水配管	天井（天井裏を含む）	バルコニー・庇等	配管水・給湯	地盤	電気配線	柱	階段	梁	土台	斜材	筋交い等の	小屋組	ガス配管	その他	合計	
ひび割れ	330	67	61	126	29	144	333	170	184	13	79	27	7	11	10	23	11	14	11	10	2		14	1,676		
雨漏り	309	239	23	320	13	5	19	6	34	2	81	72		1	1	4								12	1,141	
性能不足	92	120	52	80	136	95	70	32	42	39	23	20	22	15	29	34	20	17	10	17	3	3	76	1,047		
変形	85	170	207	46	14	37	30	91	64	4	21	9	2	7	2	10	22	16	4		3		10	834		
はがれ	151	42	78	123	23	29	18	154	69	5	24	28	2	1	5	2	3	1	2			1	9	770		
汚れ	109	20	112	17	15	30	25	87	80	1	39	12	5		3	7	3	4	5			3		13	590	
漏水	7	3	20	5	94	5	38		7	116	10	3	118											4	431	
作動不良		251			107	6				13		2	13		29								1	7	429	
傾斜	11	26	185	2	16	23	23	1	20	3	4	4		16		18	1	1				1		8	363	
排水不良	1	1	6	13	13	41	3			147		18	4	19			1							3	270	
床鳴り			202					2									20								224	
さす	30	22	60	6	15	2		40	8		1	1	1		1	8	4				1			13	213	
異常音	21	32	18	18	15	1		6	20	10	1	4			2	1	4							5	158	
結露	10	61	12	16	3		4	4	30	1	11			1			1					2		2	158	
沈下	1	1	15		1	36	12			3				89											1	159
腐食・腐朽	19	11	23	21	12	5	3	2	4	2	1	13	3		3	15		5	7			1		3	153	
異臭	4	2	4		8	1	1	12	3	15	2	2	3					1							5	63
遮音不良	5	4	8	1	2		1		4	5		1										4	4	9	321	
その他	179	249	189	162	265	284	150	105	78	64	46	35	56	77	130	46	54	18	22	4	4				2	33
合計	1,364	1,321	1,275	956	781	744	730	706	633	453	352	248	240	237	213	169	141	81	62	32	19	14	508	11,279		

1.4.2. 用いる地盤調査技術の課題

SWS 試験の問題点については、住宅の品確法の施行（2000 年）以前から指摘がされている。例えば、藤井ら（1996）は、砂質土、粘性土、ローム、砂礫・礫質土を対象として SWS 試験と標準貫入試験を実施し、それぞれの試験結果である N_{sw} と N 値を比較した。その結果、 N_{sw} と N 値のばらつきは、地表面付近で大きく、深部では小さいことを示した³¹⁾。また、 N_{sw} が 40 以下の場合、 N_{sw} と N 値の相関性が低下することを報告している。住宅の品確法の施行後、SWS 試験の適用性に関する研究はさらに進み、田村ら(2001)は、礫を多く含む盛土が築造された場所で SWS 試験を行う場合、貫入抵抗が大きく深部の調査ができない可能性があることを指摘するとともに、上部が軟弱で下部に硬い層がある地層境界付近では、SWS 試験のスクリーポイントの貫入機能の一つである回転推進機能が働きにくく、正しい地盤性能の評価が困難となることを併せて指摘している³²⁾。また、田村ら(2004)は、厚い粘性土層が堆積する場合、GL-4m 以深付近から、ロッド周面摩擦力の影響によって N_{sw} が過大評価される現象があることを報告している（図 1.4-1）³³⁾。このことは、SWS 試験結果から推定する地盤定数の推定精度が土質によって大きく低下する可能性があることを示している。

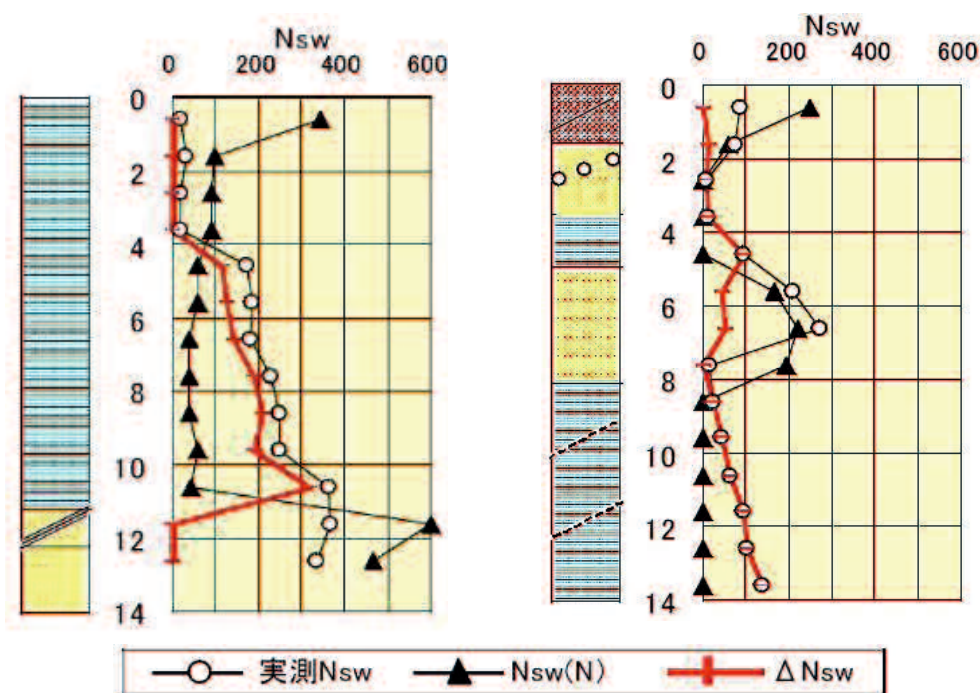


図 1.4-1 N 値から換算した N_{sw} と実測 N_{sw} の差異 ΔN_{sw} の深度分布の一例³⁴⁾

このように、地盤調査方法としての SWS 試験の課題は多く、SWS 試験の信頼性を向上させるためには、 W_{sw} の信頼性の向上や土質判定のためのサンプリングツールの開発等が必要であることが指摘されてきた³⁴⁾。しかし、現在でも、これらの課題は十分に改善されていない。水谷ら(2012)は、 N_{sw} がゼロとなり、 W_{sw} のみが計測される地層（一般に、自沈層と呼ばれる）を対象に実施した平板载荷試験結果と現行の推定式から算出された長期許容支持力度の比較から、推定式が必ずしも安全側の値を算出しないことを示し、自沈層でのデータ集積の必要性を

示した³⁵⁾。また、土試料のサンプリング技術については、2011年の東日本大震災以降、戸建住宅での液状化危険度予測の重要性が明らかにされたことを契機に、様々なサンプラーの開発がなされたものの（図 1.4-2）、サンプラーによっては採取中に細粒分が脱落してしまうなど多くの課題が残されている³⁶⁾。図 1.4-3 は、標準貫入試験用サンプラーや SWS 試験孔を用いる各種サンプラーで採取土を用いた細粒分含有率試験結果であるが、SWS 試験孔から採取した試料と標準貫入試験用サンプラーで採取した試料との差異は、非常に大きい場合があることが分かる。



図 1.4-2 SWS 試験後の試験孔を用いて土試料を採取種するための各種サンプラー³⁶⁾

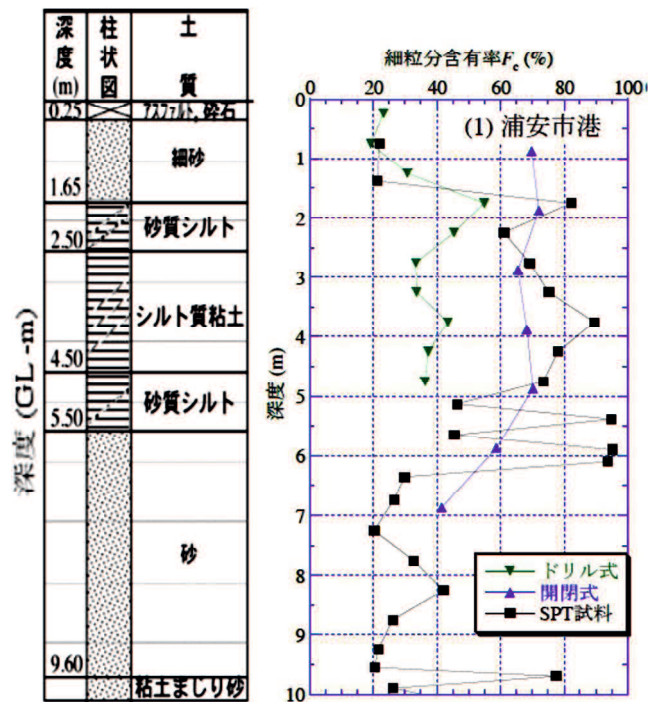


図 1.4-3 SWS 試験後の試験孔から採取した土試料の細粒分含有率の一例³⁶⁾

なお、同様のことが沈下量の予測方法についても言える。西田ら(1992)は、早くから SWS 試験結果と含水比程度のわずかな物理的性質を把握することで沈下量を予測する方法を提案している。田村ら(2003)も、含水比と有効上載圧を考慮した体積圧縮係数の推定方法を提案している。しかし、いずれも、ある地域の粘性土を対象としたもので、全国的な規模での適用性の検証までには至っていない。我が国は、地域によって地層の成り立ちが大きく異なるため、土質が地域によって大きく異なることが考えられるので、土試料のサンプリング技術の確立は、戸建住宅の地盤評価にとって重要な項目であると言える。

1.5. 本研究の目的と構成

1.5.1. 本研究の目的

本研究の目的は、新築戸建て住宅の不同沈下の発生確率を抑制することである。そのために、実施すべき事項を以下に示す。本研究で得られた知見は、実用性に重点を置いたものであるため、目的達成のために、大きな貢献をすることが期待できる。

(1) 現在の不同沈下予測の課題を明らかにする

既往研究から明らかな現在の不同沈下予測の課題を抽出する。また、不同沈下事例を分析することで、抽出された課題が、不同沈下の発生にどのように関与しているかを明らかにし、地盤調査技術の課題と不同沈下予測方法の課題をそれぞれ明確にする。

(2) 現在の不同沈下予測の課題の内、地盤調査技術に関する課題を改善する

(1)で明らかになった課題を改善することができる地盤調査技術を開発する。

(3) 現在の不同沈下予測の課題の内、不同沈下予測方法に関する課題を改善する

(1)で明らかになった現在の不同沈下予測方法の課題を改善するための新たな不同沈下予測方法を提案する。提案方法の適用性は、不同沈下事例を対象に検証を行う。

1.5.2. 本論文の構成

本論文は、5章から構成される。

第1章 序論

第2章 建築基準法での小規模建築物のための不同沈下予測の課題

第3章 小規模建築物のための実用的で高度な地盤調査技術の開発

第4章 高度な地盤調査技術を用いた小規模建築物のための不同沈下予測方法の提案

第5章 結論

各章の概要を、以下に示す。

第1章では、SWS試験を用いた不同沈下予測に関する既往の研究成果から、SWS試験の概要、それを用いた支持力予測に関する研究成果および沈下量の予測に関する事項を整理して示した。また、建築基準法で定められたSWS試験を用いた不同沈下予測の内容を、法律に基づき示した。さらに、既往の研究によって明らかにされている建築基準法でのSWS試験を用いた不同沈下予測の課題を示した。

第2章では、14件の不同沈下事例を対象に、建築基準法でのSWS試験を用いた不同沈下予測方法を適用し、不同沈下予測を行った。その結果から、SWS試験と不同沈下予測技術の課題の内、評価結果に大きな影響を及ぼす項目を抽出した。その結果、SWS試験の課題の内、評価結果に大きな影響を及ぼす項目は、硬い地層を貫通できないことと、土試料を採取できないこと、ロッドの周面摩擦の影響を受けることに集約できることが分かった。また、不同沈下予測方法については、現在の不同沈下予測では、正規圧密領域の評価が不明確であることと、敷地内での地盤強度のばらつきに関する評価が不十分である点に集約できることが分かった。

第3章では、第2章で抽出したSWS試験の課題を克服するための新しい地盤調査技術の開発内容を示した。ここでは、主に、標準貫入試験を、より簡便に実施するための掘削技術の開発内容について示した。開発の結果、従来よりも簡素な設備で標準貫入試験が可能となるとともに、全調査区間で土試料の採取が可能となった。

第4章では、地盤調査技術の課題と不同沈下予測方法の課題を解決した新たな不同沈下予測方法を提案し、この方法の検証を行った。その結果、提案する不同沈下予測方法は、従来の不同沈下予測方法の課題を解決した戸建て住宅に適した不同沈下予測方法であることが確認できた。

第5章では、各章で得られた成果を整理して示し、本研究の総括とした。

図 1.5-1 に、本論文の各章の関係を示す。

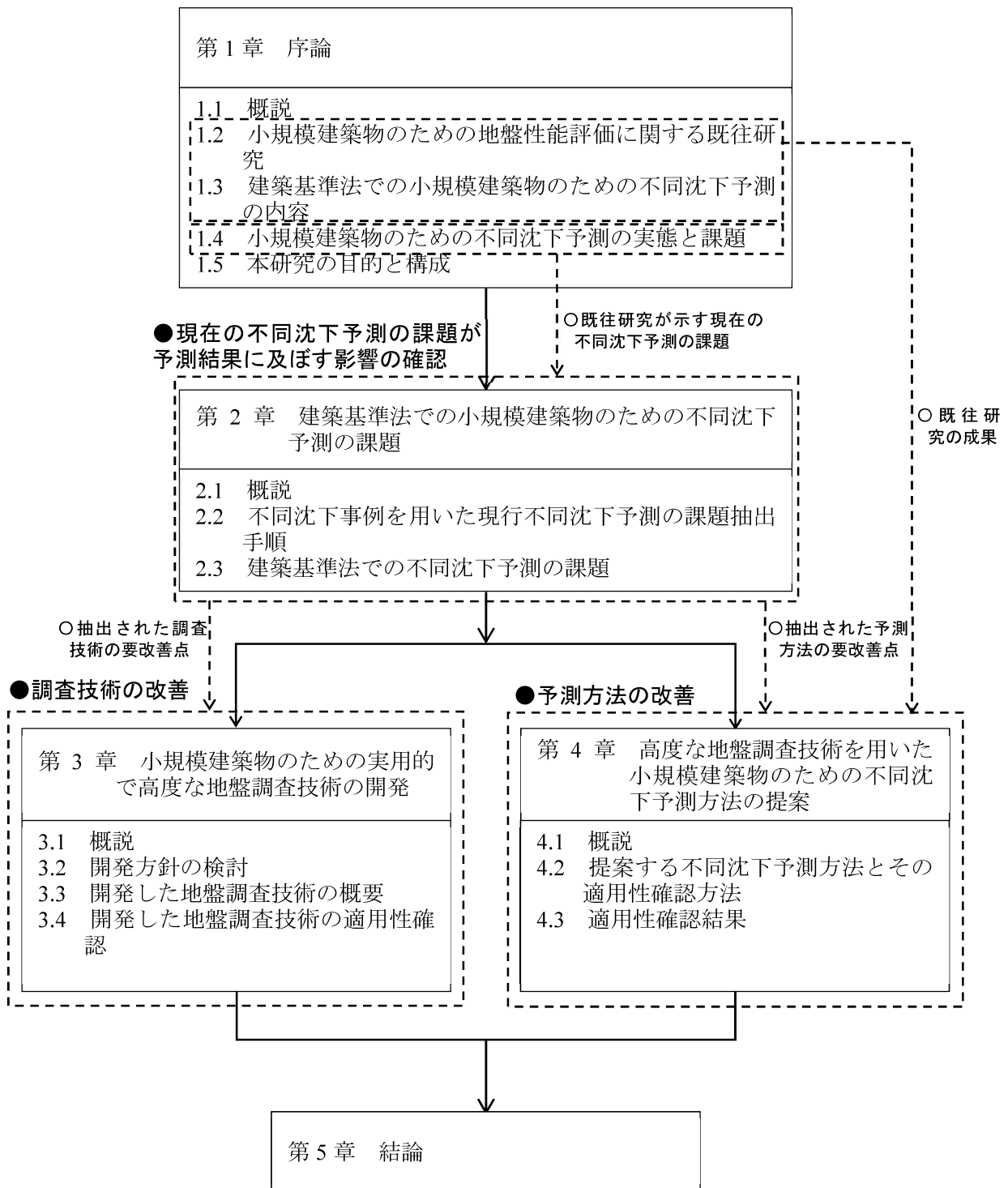


図 1.5-1 本論文の構成

【参考文献】

- 1) 国土交通省総合政策局：建築着工統計調査 平成 29 年計 表 7-1 新設住宅着工・利用関係別戸数, 床面積, 2018.
- 2) 公益財団法人住宅・リフォーム紛争処理支援センター：住宅相談統計年報 2017 資料編,1.電話相談全体 (4)不具合事象・部位, 2018.
- 3) 国土交通省：平成 12 年告示第 1653 号, 住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準, 2000.
- 4) 例えば, 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, 地盤工学会, Vol. 46, No. 7, pp. 9-12, 1998.
- 5) 国土交通省：平成 13 年告示第 1113 号 第 1
- 6) 日本工業規格：JIS A1221：2013, スウェーデン式サウンディング試験方法, 2013.
- 7) 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.
- 8) 甚野慶右, 野田伸也, 城戸博彦：住宅等小建築物の地盤調査について, 第 18 回土質工学研究発表会概要集, pp.65-68, 1983.
- 9) 西田一彦, 八尾真太郎, 平田茂良：小規模建築物の地盤調査と簡易耐力評価法, 土と基礎, Vol.40, No.12, 1992.
- 10) 田村昌仁, 枝広茂樹, 渡部英二, 吉田正, 秦樹一郎：戸建住宅を対象としたスウェーデン式サウンディングによる地盤評価の考え方, 土と基礎, Vol.50, No.11, pp.15-17, 2002.
- 11) 工藤賢二, 浜口雄二：宅地地盤の性能評価例, 基礎工, pp.47-50, 2003.
- 12) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針 5.3 節, 1. (1) 即時沈下の計算, pp.123-130, 2001.
- 13) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針, 5.5 節 沈下の検討, pp.79-87, 2008.
- 14) 竹中準之助：粘土のサンプリングとその信頼度 土質材料の力学の試験法における問題点, 日本材料試験協会・土木学会・土質工学会関西支部, pp.1~22, 1962.
- 15) 田村昌仁, 枝広茂樹, 人見孝, 秦樹一郎：スウェーデン式サウンディングによる宅地の性能評価技術の開発 (その 4 沈下の検討方法), 第 38 回地盤工学研究発表会概要集, pp.99-100, 2003.
- 16) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針 5.3 節沈下 3)圧密沈下の計算方法, pp.135-138, 2001.
- 17) 若命善雄, 工藤賢二：住宅の沈下要因と判定, 建築技術, No.2, pp.126-131, 2004.
- 18) 加藤清次, 渡辺佳勝, 小川正宏, 垣内広志, 相沢彰彦, 大賀雅則, 新松正博, 藤井衛, 杉山太宏：沖積層におけるスウェーデン式サウンディング試験と土質試験の結果比較 (その 2：一軸圧縮強さと圧密降伏応力の推定), 日本建築学会大会学術梗概集, pp.693-694, 2017.
- 19) 山口柏樹：土質力学 (全改訂), 技報堂出版, p.335, 1984.
- 20) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針, p.1, 2008.
- 21) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書 法律第 20 条 (構造耐力) 第 1 項, pp.22-23, 2015.
- 22) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書 2.2.6 敷地の衛星及び安全 (法第 19 条), pp.46-48, 2015.
- 23) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書 3.1.4 基礎の構造方法 (平 12 建告第 1347 号第 1), pp.80-85, 2015.
- 24) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書 9.6.1 地盤調査と地盤の許容支持力度等 (令第 93 条), pp.552-554, 2015.
- 25) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書 告示平 13 国交第 1113 号, pp.554-562, 2015.
- 26) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針, 5.4 節 支持力の検討, pp.74-79, 2008.
- 27) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書 告示平 13 国交第 1113 号 第 2, pp.558-562, 2015.

-
- 28) 総務省消防庁：平成 26 年 7 月 23 日報道資料 平成 25 年（1～12 月）における火災の状況（確定），2014.
 - 29) 国土交通省：平成 29 年度 住宅経済関連データ，1 世帯数，住宅戸数の推移，<http://www.mlit.go.jp/statistics/details/>，2018.
 - 30) 篠塚重夫：地盤・基礎に起因する戸建て住宅の瑕疵，基礎工，No.11，2003.
 - 31) 藤井衛，風間了，二木幹夫，田村昌仁，伊集院博，阿部秋男：スウェーデン式サウンディングによる N_{sw} と標準貫入試験による N 値との相関性，日本建築学会技術報告集，第 3 号，pp.64-68，1996.
 - 32) 田村昌仁，橋本光則，枝広茂樹，小林精二：戸建住宅を対象とした地盤調査と地耐力評価のポイント，建築技術，No.619，pp.204-215，2001.
 - 33) 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概要集，pp.91-92，2004.
 - 34) 田村昌仁，水谷羊介，川村政史，藤井衛，枝広茂樹：スウェーデン式サウンディングによる地盤調査法の現状と課題，土と基礎，Vol.52，No.4，pp.8-10，2004.
 - 35) 水谷羊介，中村博，渡辺佳勝：スウェーデン式サウンディング試験の自沈データの利用に関する研究（その 1.支持力），日本建築学会大会学術梗概集，pp.611-612，2012.
 - 36) 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研究委員会」：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研究報告書 第 4 章，pp.158-160，2014.

第2章 建築基準法での小規模建築物のための不同沈下予測の課題

2.1. 概説

第1章では、簡易な地盤調査方法として住宅の基礎設計に広く用いられている SWS 試験結果に基づく地盤の不同沈下予測には多くの課題があり、現在でも新築住宅で不同沈下が生じていることが確認できた。戸建て住宅で地盤調査の実施が確実に行われるようになった住宅の瑕疵担保履行法の施行（2009年）から約10年経過した今でも、このような状況にあることは、現行の不同沈下予測方法の課題が放置されていることを示している。ここでは、既存の不同沈下事例に対して、建築基準法での SWS 試験に基づく不同沈下予測方法（以下、従来方法と称す）を適用し、その方法の課題を明らかにする。

以下、本章を節に従って説明する。第2節では、従来方法の課題抽出方法について述べる。第3節では、課題抽出結果を示す、そして、第4節で、得られた課題を整理して示す。

ここでの成果は、第3章、第4章に示す高度な地盤調査技術開発の必要性とこれを用いた新たな不同沈下予測の必要性を明確化するものである。

2.2. 不同沈下事例を用いた現行不同沈下予測の課題抽出手順

2.2.1. 課題抽出の手順

第1章では、建築基準法での小規模建築物の不同沈下予測には様々な課題が存在することを示した。ここでは、不同沈下事例に対して従来方法を適用し、その結果から、予測方法に関する課題と地盤調査技術に関する課題をそれぞれ分離して抽出する。以下に、その抽出手順を示す。

(1) 不同沈下予測方法

1) 即時沈下

日本建築学会は、小規模建築物のような荷重度が小さい場合、即時沈下が問題となることはほとんどなく、小規模建築物の場合、表層部の支持力の検討が即時沈下の検討を兼ねているとみなせるとしている¹⁾。このため、ここでは、圧密沈下が生じる可能性が低い、台地・段丘地形に位置する不同沈下事例と未沈下事例を用いて、以下の項目について、確認を行った。

- ① 不同沈下事例について、長期許容支持力度が、直接基礎適用の必要条件を満足していることを確認する²⁾

平成12年建設省告示1347号では、二つの直接基礎形式（布基礎とべた基礎）が必要とする長期許容支持力度の最小値を設定している。ここでは、各不同沈下事例の長期許容支持力度と必要な最小値の比較を行う。

② 不同沈下事例と未沈下事例での、即時沈下量の予測値と長期許容支持力の予測値の関係を
確認し、両者の違いを確認する

2) 圧密沈下

谷底平野や海岸平野等のように低地に分類される地形に位置する不同沈下事例では、圧密沈下による不同沈下が生じたと推測できる。これらの地形に位置する不同沈下事例を対象として以下の項目の確認を行った。

① 告示 1113 号第 2 のただし書に示された沈下の検討必要条件についての適合度を確認する

② SWS 試験結果から圧密降伏応力 p_c を推定し³⁾、有効上載圧 σ_v' と比較することで、深度方向の圧密履歴を確認する

σ_v' が p_c 以上の値を示す場合、正規圧密状態となるため、建築物自重による圧密沈下が発生する。この場合、発生沈下量は、比較的大きくなる可能性が高いため、何らかの地盤補強の実施が必要と言える。一方、日本建築学会では、 W_{sw} が 0.75kN 程度以下の層が正規圧密の地層と読み替えてよいとしている¹⁾。ここでは、 σ_v' と p_c の深度分布および W_{sw} の深度分布を比較することで、従来方法の課題の検討を行った。

(2) 地盤調査技術 (SWS 試験)

従来方法では、不同沈下予測に用いる定量的な情報は、SWS 試験結果による地盤強度の深度方向分布のみである。ここでは、不同沈下事例で実施された SWS 試験結果から、地盤調査技術が持つ課題を抽出する。

1) 即時沈下

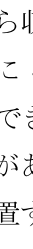

即時沈下に起因する不同沈下は、敷地内での地盤強度のばらつきが原因であると考えられる。ここでは、SWS 試験結果から得られた換算 N 値の深度分布から、SWS 試験の課題を抽出する。

2) 圧密沈下

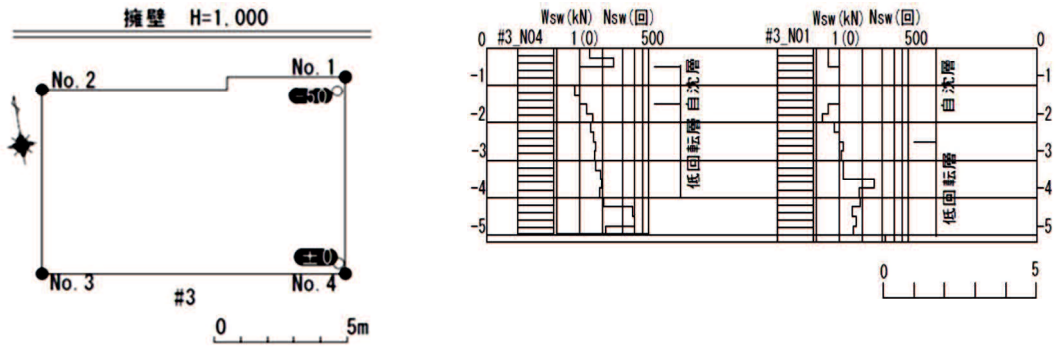
圧密降伏応力 p_c と有効上載圧 σ_v' を比較した結果から明らかになる正規圧密領域と SWS 試験結果を比較し、告示 1113 号第 2 に示された建築物自重による沈下検討の必要条件の適用性について検討を行う。

2.2.2. 用いる事例

(1) 不同沈下事例の概要

著者らが全国から収集した不同沈下事例は 14 事例で、 2.2-1 に示すように SWS 試験の実施位置（敷地内に 4 地点以上）や隣接地との高低差が確認できる住宅敷地の平面図と SWS 試験結果のみ確認できている。多くの事例で基礎形式が確認できていない。これらの事例を、圧密沈下の可能性がある谷底平野等の地形に位置するものと、圧密沈下の可能性が低い台地・段丘等の地形に位置するものとに分類して表 2.2-1 に示した。すべての事例は、戸建ての木造平屋又は二階建て住宅で、常時荷重によって不同沈下したと考えられる事例で、住宅の品確法が施行された 2001 年以降に地盤調査が実施されている。 2.2-2 に、相対沈下量 ΔS 、傾斜

角 θ の定義を示す。



(i)調査位置図と基礎相対沈下量

(ii)SWS 試験結果

図 2.2-1 収集した不同沈下事例の敷地平面図の一例

表 2.2-1 不同沈下事例

地形	No.	SWS 試験結果			不同沈下量	
		最小 $W_{sw}^{※1}$ (kN)	最小 $N_{sw}^{※1}$ (回/m)	最小 $q_a^{※2}$ (kN/m ²)	ΔS (mm)	θ (/1,000)
台地・段 丘等	12	0.50	0	23	87	8
	44	0.25	0	21	21	5
	47	0.50	0	18	31	6
	58	1.00	0	63	23	2
	59	1.00	0	58	28	5
	90	1.00	44	102	13	1
谷底平野 等	3	0.25	0	23	50	7
	63	1.00	0	65	48	5
	64	1.00	0	37	52	7
	66	0.50	0	54	69	6
	82	0.75	0	42	29	4
	89	1.00	0	61	33	5
	92	1.00	0	64	37	4
	99	0.50	0	34	25	2

※1) 敷地内の複数の測点で実施した SWS 試験結果の内、最小の値

※2) 各測点で実施した SWS 試験結果を用いて式 1.3-1 から算出した長期許容支持力 q_a の最小値

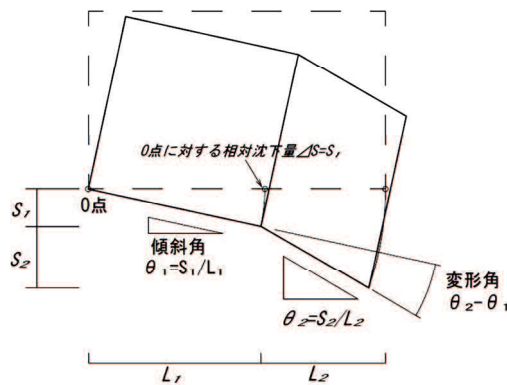


図 2.2-2 相対沈下量と傾斜角の模式図 1)に加筆

図 2.2-3 に、相対沈下量と傾斜角の関係を示す。図中には、既往の研究成果も併せて示した。芳賀は、長野県の沖積地盤上の住宅地における不同沈下計測結果から式 2.2-1 の関係を⁴⁾、田村らは、墨田、江東、足立、江戸川、葛飾区及びその周辺地区で土木・建築工事前に実施された家屋調査結果から式 2.2-2 を⁵⁾、品川らは、液状化被害を受けた住宅の被害状況調査結果から式 2.2-3 を⁶⁾、それぞれ求めている。既往の研究成果は、いずれも相対沈下量 ΔS に比例して傾斜角 θ が増加する傾向を示し、 θ の ΔS に対する増加率は、 0.1×10^{-3} 程度の値を示している。本研究で使用する不同沈下事例は、全国各地の事例であるが、 $\Delta S \sim \theta$ 関係が既往研究の分布範囲に一致しており、特異な不同沈下事例ではないことが分かる。図中には、表 1.3-3 に示した θ のレベル区分も示した。大部分の事例は、構造物に瑕疵の可能性が、“一定程度存する”とされる θ が 3×10^{-3} 以上 6×10^{-3} 未満の領域に位置することが分かる。また、 θ がレベル1でも不同沈下として扱われた事例が3例あった。このことは、住人が不具合を感じる建築物の傾斜の大きさには個人差があり、住宅の要求性能の定義と取り扱いの困難さを示すものと言える。

$$\theta = 0.1 \times 10^{-3} \cdot \Delta S \quad \text{式 2.2-1}$$

$$\theta = (0.16 \cdot \Delta S + 0.31) \times 10^{-3} \quad \text{式 2.2-2}$$

$$\theta = 0.0863 \times 10^{-3} \cdot \Delta S \quad \text{式 2.2-3}$$

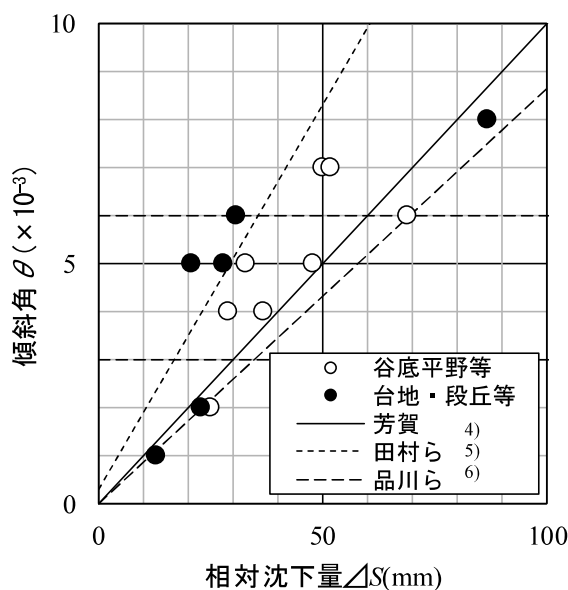


図 2.2-3 相対沈下量と傾斜角の関係

(2) 未沈下事例の概要

台地・段丘に位置し、圧密沈下による不同沈下ではない不同沈下が発生する場合、地表面付近の即時沈下量が敷地内で大きく異なることが考えられる。ここでは、台地・段丘に位置する不同沈下事例との比較ケースとして、表 2.2-2 に示す不同沈下が生じていない事例（以下、未沈下事例と称す）を用いた。いずれの事例でも既存資料調査または土試料採取による土質確認

によって、ローム層の出現が確認されている。

表 2.2-2 未沈下事例の SWS 試験結果概要と長期許容支持力度一覧

事例 No.	最小 W_{sw} (kN)	最小 N_{sw} (回/m)	最小 q_a (kN/m ²)	最大 q_a (kN/m ²)
#7	1	0	44	58
#8	0.25	0	31	35
#9	1	0	34	41
#10	0.75	0	40	48
#11	0.5	0	34	40
#12	1	0	36	50

いずれも GL-0.25~-2.25m 区間での値

2.3. 建築基準法での不同沈下予測の課題

2.3.1. 不同沈下予測方法の課題

(1) 即時沈下

即時沈下による不同沈下事例と考えられる台地・段丘地形に位置する不同沈下事例での建築基準法に基づく長期許容支持力度と沈下予測の要否判定結果を表 2.3-1 に示す。

台地・段丘等に位置する事例では、No.47 を除き、 q_a が 20kN/m² を上回り、No.90 を除いて沈下検討の必要条件を満たしている。このことから、即時沈下に起因する不同沈下事例では、告示 1113 号第 2 で示された沈下の影響検討の必要条件が重視されていないことが分かる。また、長期許容支持力度の敷地内での最小値のみを確認しているだけでは、即時沈下の可能性を評価することができないことが分かる。

表 2.3-1 告示に基づく判定結果

地形	No.	SWS 試験結果			判定		
		最小 W_{sw} (kN)	最小 N_{sw} (回/m)	最小 q_a (kN/m ²)	告示 1347 号		告示 1113 号
					べた	布	
台地	12	0.50	0	23	○	×	要
	44	0.25	0	21	○	×	要
段丘等	47	0.50	0	18	×	×	要
	58	1.00	0	63	○	○	要
	59	1.00	0	58	○	○	要
	90	1.00	44	102	○	○	不要

○：対象基礎形式が採用可能，×：対象基礎形式が採用不可
要：沈下の影響検討が必要，不要：沈下の影響検討が不要

最小許容支持力度の確認のみでは不同沈下の可能性を予測することが難しいことから、SWS 試験結果を用いて各測点での即時沈下量を式 1.2-8～式 1.2-11 により算出し、予測された最大沈下量と最小沈下量の差 ΔS を相対沈下量、 ΔS を二測点間の距離で除した値を傾斜角 θ とし

て、実測値と予測値の比較を行った。その結果を表 2.3-2 と図 2.3-1 に示した。なお、ここでは、基礎接地圧は、べた基礎の木造 2 階建てを想定し 15kN/m^2 と仮定した。また、地盤の変形係数は、全層を粘性土と仮定して、式 1.2-3 から換算 N 値を算出し、次式によって推定した。

予測した傾斜角は、土質変化を考慮せずに変形係数を推定しているうえに、基礎形式を仮定しているため、予測精度には大きな問題はあるものの、6 件の不同沈下中、4 件で傾斜角 θ が $3/1,000$ を超えることを予測できた。表 1.3-3 から、 θ が $3/1,000$ 以上の場合、何らかの瑕疵があると判断できることから⁷⁾、6 件中 4 件は、不同沈下の可能性を予測できたと判断できる。

$$E_{sk}=700 \cdot N$$

式 2.3-1

ここで、 E_{sk} ：各層の変形係数(kN/m^2)、 N ：SWS 試験結果から算出される換算 N 値とした。

表 2.3-2 相対沈下量 ΔS の実測値と予測値の比較

No.	相対沈下量 ΔS (mm)		傾斜角 θ ($\times 1/1,000$)	
	実測値	予測値	実測値	予測値
12	87	19	8	2
44	21	57	5	13
47	31	77	6	15
58	23	31	2	3
59	28	24	5	4
90	13	4	1	0.5

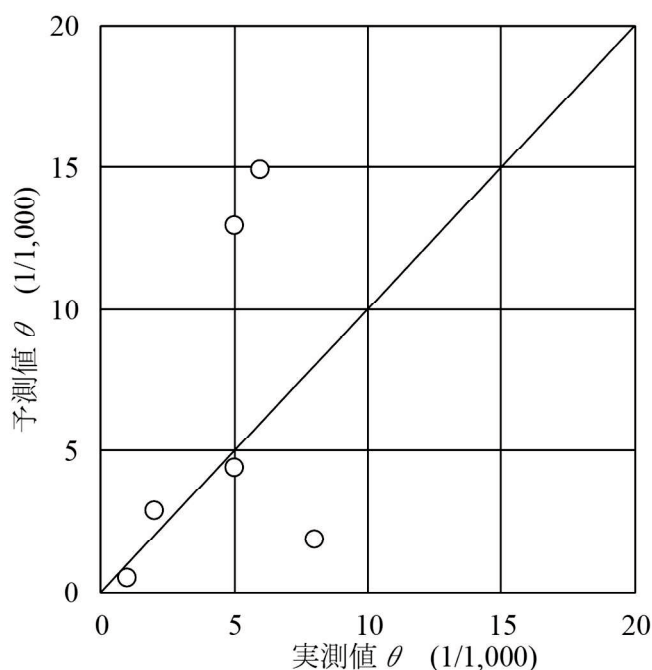


図 2.3-1 相対沈下量の実測値と予測値の比較

SWS 試験の各測点で即時沈下量を予測して傾斜角を予測することで、不同沈下の可能性をある程度予測できたことは、敷地内の複数点で実施した SWS 試験結果から長期許容支持力度の最小値を算出しただけでは、不同沈下の予測にならないことを意味している。不同沈下は、敷地内での地盤強度の差や地層厚さの差によって発生するので、敷地内での SWS 試験結果のばらつきを評価する必要があることは当然のことと言える。なお、式 1.2-8～式 1.2-11 は、深度方向に変化する SWS 試験結果を反映しているため、敷地内での地盤強度と地層変化の影響を考慮することができるものと考えられる。

表 2.3-3 に、不同沈下事例と未沈下事例で、長期許容支持力度と即時沈下（予測値）の敷地内での最大値と最小値を比較した結果を示す。表 2.3-3 から、相対沈下量 ΔS の予測値は、総じて不同沈下事例が未沈下事例よりも大きいものの、不同沈下事例の No.90 のように、未沈下事例と同程度の ΔS となるものも含まれる。また、長期許容支持力度の差異 Δq_a も、 ΔS と同様の傾向を示す。 ΔS は調査深度全層を対象に算出したものであるが、 Δq_a は、GL-0.25～-2.25m までの SWS 試験結果から算出したもので、両者で同様の傾向がみられることは、ここで扱った不同沈下事例では、地表面から下方に 2m 程度までの範囲で、敷地内の地盤強度が大きく変化しているものと考えられる。ここで扱った不同沈下事例では、全て擁壁が存在しており、擁壁背面の埋戻地盤と乱されていない原地盤との地盤強度の差異が不同沈下に関与していると考えられる。

表 2.3-3 長期許容支持力度と即時沈下（予測値）の敷地内での最大値と最小値の比較

種類	No.	長期許容支持力度					即時沈下（予測値）				
		q_{amin} (kN/m ²)	q_{amax} (kN/m ²)	q_{avr} (kN/m ²)	Δq_a (kN/m ²)	$\Delta q_a/q_{avr}$	S_{min} (mm)	S_{max} (mm)	S_{avr} (mm)	ΔS (mm)	$\Delta S/S_{avr}$
不同沈下	12	23	116	71	92	1.29	4	23	11	19	1.66
	44	21	53	32	33	1.03	33	90	55	57	1.03
	47	18	107	64	90	1.39	6	83	31	77	2.49
	58	63	126	102	63	0.62	2	33	13	31	2.28
	59	58	126	84	68	0.81	1	25	13	24	1.80
	90	102	121	112	19	0.17	4	8	5	4	0.81
未沈下	7	44	58	53	14	0.27	40	44	42	4	0.10
	8	31	35	33	4	0.13	52	65	58	13	0.23
	9	34	41	38	7	0.19	45	49	46	4	0.08
	10	41	48	45	7	0.16	9	12	11	3	0.29
	11	34	40	37	6	0.16	59	75	67	17	0.25
	12	36	50	40	14	0.34	53	66	60	13	0.21

ここで、 q_{amin} , q_{amax} : 敷地内での長期許容支持力度の最小および最大値, S_{min} , S_{max} : 即時沈下量（予測値）の最小および最大値, q_{avr} : 敷地内での平均 q_a , S_{avr} : 敷地内での平均 S , $\Delta q_a = q_{amax} - q_{amin}$, $\Delta S = S_{max} - S_{min}$

表 2.3-3 には、事例ごとに Δq_a と ΔS の大きさを比較するために、それぞれの値をそれぞれの平均値で正規化した値（ $\Delta q_a/q_{avr}$, $\Delta S/S_{avr}$ ）を示した。図 2.3-2 には、 $\Delta q_a/q_{avr}$ と $\Delta S/S_{avr}$ の関係を示した。不同沈下事例の $\Delta S/S_{avr} \sim \Delta q_a/q_{avr}$ 関係は、 $\Delta S/S_{avr} \geq 0.5$ または $\Delta q_a/q_{avr} \geq 0.5$ の

範囲に分布している。一方、未沈下事例は、 $\Delta S/S_{avr} < 0.5$ かつ $\Delta q_a/q_{avr} < 0.5$ の範囲に分布している。ここで取り扱った事例を対象とした場合、 $\Delta q_a/q_{avr}$ が 0.5 以上となることで、不同沈下の可能性が急激に増加することが分かる。現段階では、扱った事例が少なく、 $\Delta q_a/q_{avr}$ のみによる不同沈下の発生予測は困難であるが、基礎形状などの計画段階での参考値として用いることは可能と考えられる。

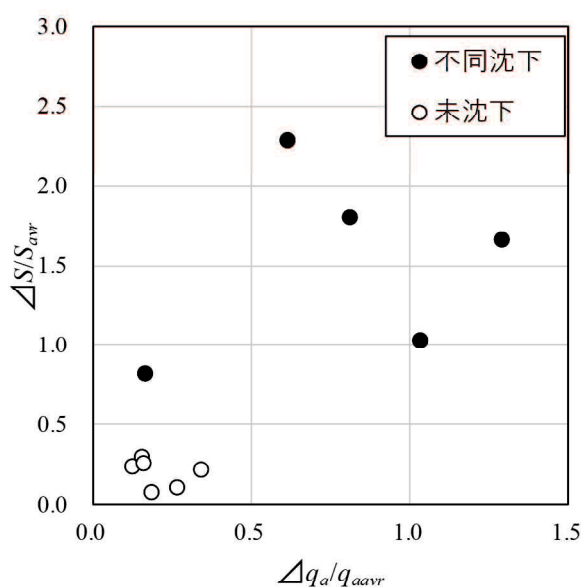


図 2.3-2 不同沈下事例と未沈下事例での $\Delta q_a \sim \Delta S/S_{avr}$ 関係の比較

(2) 圧密沈下

各不同沈下事例での建築基準法に基づく不同沈下予測結果を表 2.3-4 に示す。SWS 試験結果から、長期許容支持力度 q_a は、すべての事例で、べた基礎採用が可能な 20kN/m^2 を上回っているが、すべての事例で、告示 1113 号第 2 のただし書の沈下検討の必要条件を満たしている。これらの不同沈下事例は、その立地から、圧密沈下の発生が十分に予測できたと考えられるが、沈下の影響検討や沈下対策が行われた形跡は一切見られない。このことは、これらの不同沈下事例の基礎設計を行った技術者は、長期許容支持力度にしか注意を払っていなかったことを示すものと考えられる。これは、沈下の影響検討の必要条件を満たした場合の具体的な行動が規定されていないことによる結果と考えられる。小規模建築物の設計では許容応力度法が採用されており、地盤以外の材料では、変形量を配慮することは少ない。建築基準法で扱う地盤以外の材料（木材、鋼材、コンクリート等）は、地盤と比較してヤング率が大きく（表 2.3-5 参照）、作用応力を長期許容応力度以下にすることで、発生ひずみ量を小さく抑えることができる。このため、担当技術者は、べた基礎を採用し、接地圧を軽減したことで、沈下に対する対策も行ったと判断した可能性がある。しかし、地盤材料のヤング率は、その他の材料に比べて $10^{-3} \sim 10^{-5}$ 倍の大きさであるので、作用応力に対する沈下量の予測を行う必要があると考えられる。

表 2.3-4 告示に基づく判定結果

地形	No.	SWS 試験結果			判定		告示 1113 号
		最小 W_{sw} (kN)	最小 N_{sw} (回/m)	最小 q_a (kN/m ²)	告示 1347 号		
					べた	布	
谷底 平野等	3	0.25	0	23	○	×	要
	63	1.00	0	65	○	○	要
	64	1.00	0	37	○	○	要
	66	0.50	0	54	○	○	要
	82	0.75	0	42	○	○	要
	89	1.00	0	61	○	○	要
	92	1.00	0	64	○	○	要
	99	0.50	0	34	○	○	要

○：対象基礎形式が採用可能，×：対象基礎形式が採用不可
 要：沈下の影響検討が必要，不要：沈下の影響検討が不要

表 2.3-5 材料によるヤング率の違い

材料	ヤング係数 E (kN/m ²)
鋼材	2.05×10^8
コンクリート	$2.5 \sim 3.5 \times 10^7$
木材※1	$7 \sim 12 \times 10^6$
地盤※2	$3.5 \sim 14 \times 10^3$

※1 曲げヤング係数⁸⁾， ※2 $N=5$ の場合 ($E=700 \sim 2,800N$ として算出)

圧密沈下の発生を予測するためには、対象とする敷地の地下に正規圧密領域があることを確認する必要がある。用いた不同沈下事例に対して、有効上載圧 σ_v と圧密降伏応力 p_c の比較を行い、正規圧密領域の分布状況を確認した。有効上載圧 σ_v は次式で、 p_c は式 1.2-18 で算出した。なお、ここでは、湿潤単位体積重量 γ_t は、 16kN/m^3 と仮定した。また、基礎形式が不明であるので、建築物荷重の影響は無視している。

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z \quad \text{式 2.3-2}$$

$$\sigma_v' = \gamma_t \cdot z_{GWL} + (\gamma_{sat} - 9.81) \cdot (z - z_{GWL}) \quad \text{式 2.3-3}$$

ここで、 σ_v ：地下水位以浅での有効上載圧(kN/m²)， σ_v' ：地下水位以深での有効上載圧(kN/m²)， γ_t ：地盤の湿潤単位体積重量(kN/m³)($\gamma_t=16\text{kN/m}^3$ と仮定)， γ_{sat} ：飽和時の単位体積重量(kN/m³) (ここでは、簡便のため、 $\gamma_{sat}=\gamma_t$ と仮定した)， z ：深度(m)， z_{GWL} ：地表面から地下水位までの深度(m)である。

図 2.3-3 に、有効上載圧と圧密降伏応力の深度分布を示す。図中には隣接地との高低差が最大となる箇所での地表面位置も併せて示した。地盤の湿潤単位体積重量を一律に設定しているため、 σ_v' を過小または過大評価している事例が存在すると考えられるが、事例 No.3, No.63,

64, 99 では、 σ'_v が p_c と一致または下回る区間が確認でき、建築物自重を考慮していない状態で、基礎底面以深に正規圧密領域があることが推測できる。このことから、8 事例中、少なくとも 4 事例については、 σ'_v と p_c の比較によって、不同沈下の可能性を定量的に確認できることが分かる。なお、日本建築学会では、 W_{sw} が 0.75kN 程度以下の場合、圧密沈下の検討対象（正規圧密領域）と考えてよいとしている⁴⁾。図中には、 W_{sw} が 0.75kN の場合の p_c (=40.5kN/m²) を示した。図から、正規圧密領域 ($\sigma'_v \geq p_c$) となる深度と W_{sw} が 0.75kN 以下となる深度は必ずしも一致しない。このことは、正規圧密状態と過圧密状態との分別は、現在の応力状態と p_c との比較によって行われるべきものであり、 W_{sw} のみから両者を分別することが困難であることを表していると考えられる。なお、その他の No.66, No.82, No.89, No.92 では、敷地内で実施した SWS 試験の貫入深度に大きな差が見られる。特に、No.82,89,92 では、全ての SWS 試験で、隣地の GL 付近までしか貫入できていないことが分かる。このように、現行の不同沈下予測では、予測方法のみならず、SWS 試験の適用限界によっても、その適用性が制約されていることが分かる。

また、正規圧密領域の特定ができたとしても、正規圧密領域での圧密沈下量を予測するためには、少なくとも含水比が計測されていなければならない(1.2.3 (2) 参照)。このため、谷底平野等の低地に位置する調査地で、圧密沈下の可能性が危惧される場合は、含水比計測用の土試料を採取する必要がある。なお、ここでは、 γ_i に仮定値を用いたが、 γ_i は、 σ'_v の大きさを左右する重要なパラメーターであるので、本来は、乱れの少ない試料から確認することが望ましい。しかし、SWS 試験では、地層構成の把握も困難で、 γ_i を正確に把握することは困難であると考えられる。

ここでの検討結果は、日本建築学会が提示する小規模建築物基礎の沈下量予測方法が、実行されていない場合があることを示すものであると同時に、この沈下量予測方法を利用するために必要な情報は、SWS 試験結果だけでは得られないことを示している。

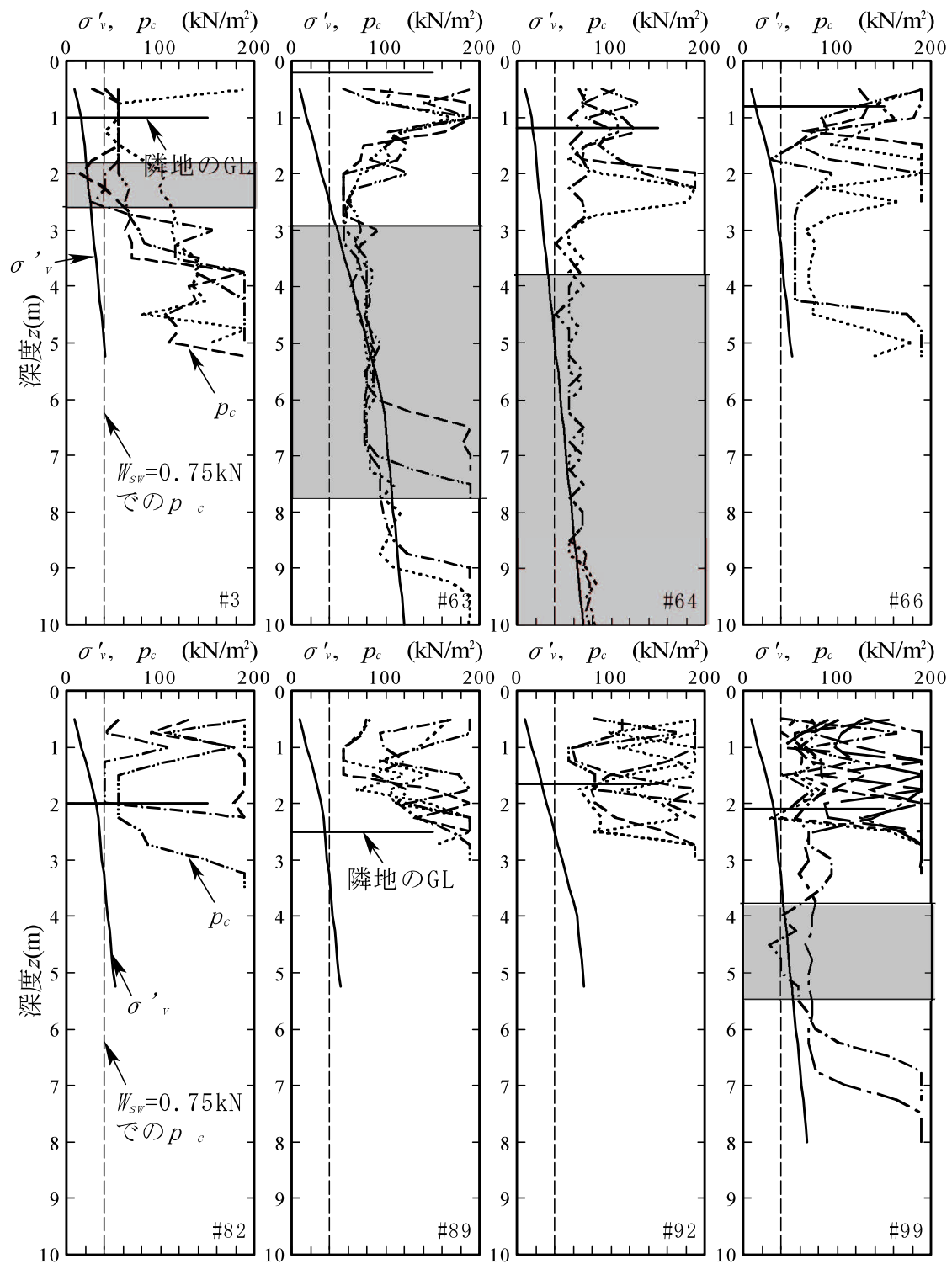


図 2.3-3 圧密降伏応力と有効上載圧の深度分布

2.3.2. 用いる地盤調査技術（スウェーデン式サウンディング試験）の課題

(1) 即時沈下

2.3.1 (1) での検討から、台地・段丘や丘陵地などに位置する宅地は、傾斜地に切土および盛土を行い宅地造成することが一般的であるので、盛土地盤と切土地盤での即時沈下量の差によって、不同沈下が発生していることが分かった。ここでは、敷地内での地盤強度の違いを確認するため、図 2.3-4 に示す敷地内で実施した複数の SWS 試験結果から得られた換算 N 値の深度分布を用いる。なお、換算 N 値は、全層粘性土と仮定して次式から算出した²⁾。図中には、隣地の地表面位置（擁壁やのり面の地上高さに相当）と換算 N 値が 3($W_{sw}=1kN$)の直線を併せて示した。

$$N=3W_{sw}+0.05N_{sw}$$

式 2.3-4

図から、全ての事例で、敷地内での換算 N 値の深度分布のばらつきが大きいことが分かる。ほぼ全ての事例で、地表面付近の換算 N 値が、3 未満の測点と 3 以上の測点に大きく分かれる傾向を示す。また、その傾向は、隣地の GL までで顕著である。このことから、換算 N 値が小さい測点は、擁壁の背面地盤等、地盤強度が原地盤よりも弱い部分に位置する測点であると考えられる。一方、換算 N 値が 3 を大きく超え、深部まで貫通できない測点は、台地・段丘地形を形成する地山の地層だと考えられる。なお、日本建築学会では、 N_{sw} が 150 以上（換算 N 値で 10.5 以上）となると試験精度が低下することを示している⁹⁾。このことから、事例 No.12, No.47, No.90 のように、換算 N 値が 10 を超える値が連続するような敷地では、地盤強度を適切に評価できていないと考えられる。

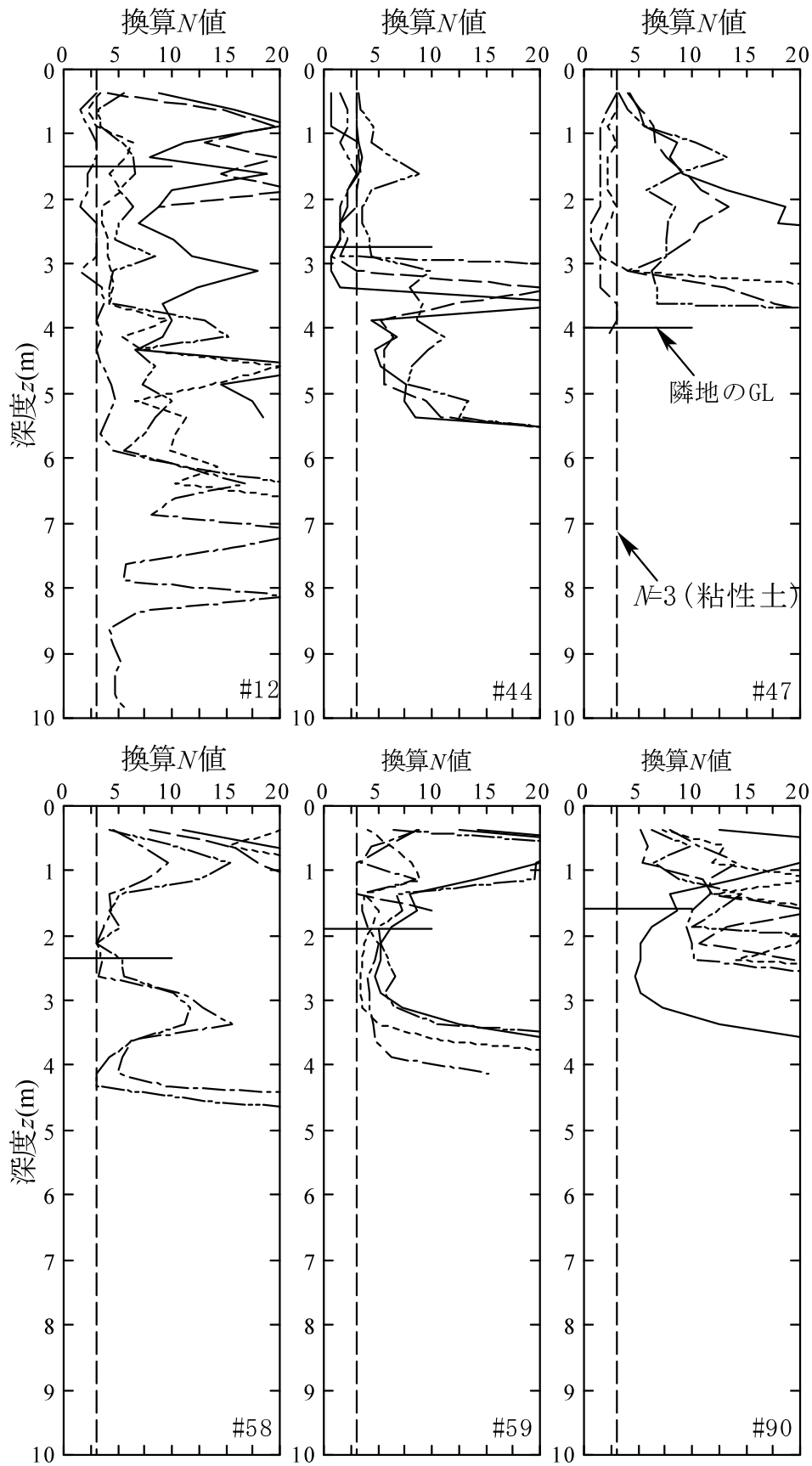


図 2.3-4 換算 N 値の深度分布

(2) 圧密沈下

2.3.1 (2) で示した σ_v' と p_c の深度分布 (図 2.3-3) を再度示す。 p_c は、SWS 試験結果から算出されたものなので、 p_c の深度分布から、地盤調査技術としての SWS 試験の課題を見ることができる。既に指摘しているように、事例 No.66, No.82, No.89, No.92, No.99 では、いくつかの測点で、 p_c が GL-2m 付近の比較的浅い深度までしか確認できていない。中でも、事例 No.82, No.89, No.92 では、 p_c は、全ての測点で、隣地の地表面付近の深度までしか確認できていない。

これらの不同沈下事例は、谷底平野等の低地地形に位置しており、水田等の耕作地に盛土された造成宅地であることが確認されている。このため、盛土の下には軟弱な地層が堆積していることが推測される。盛土の厚さは、擁壁の地上高さからおおよそ推測することができる。造成宅地に設置される擁壁の根入れ深さは、地上高さの 15% または 0.35m の内、大きい方の値を採用する¹⁰⁾。また、碎石地業と均しコンクリートは、一般に、厚さ約 0.2m と約 0.05m である。このため、擁壁の地上高さが 2m の場合、擁壁の地上高さ+0.6m 程度が盛土層厚と推測できる。このことから、事例 No.82, No.89, No.92 では、SWS 試験が擁壁の基礎設置深度付近までしか到達していないことが分かる。

軟弱な粘性土上に盛土を行う場合、重機のトラフィカビリティーの確保と圧密沈下による盛土の変形抑制を目的として、地表面付近をセメント系固化材で表層改良する、層厚 0.5~1m 程度の砂層を設けて圧密進行時の排水促進を図るといった対策が取られることが一般的である。このため、事例 No.82, No.89, No.92 では、SWS 試験が表層改良された層やサンドマット層を貫通することが困難であったものと考えられる。なお、SWS 試験では、これらの地表面付近の強固な地層を貫通することができたとしても、試験結果にその影響が及ぶことが報告されている¹⁰⁾。なお、No.66, No.99 については、一部の測点では、深部まで p_c が確認できていることから、大部分の測点では、SWS 試験は擁壁底版深度までしか実施されておらず、敷地内の地盤特性が十分に把握できていないと考えられる。このため、谷底平野等に位置する地域の地盤調査を行う場合は、既存資料調査や現地踏査に基づき、軟弱な地層の存在の有無を把握するとともに、場合によっては、土試料の採取と含水量の確認や、SWS 試験よりも貫通力の高い標準貫入試験やコーン貫入試験の実施を計画する必要があると言える。

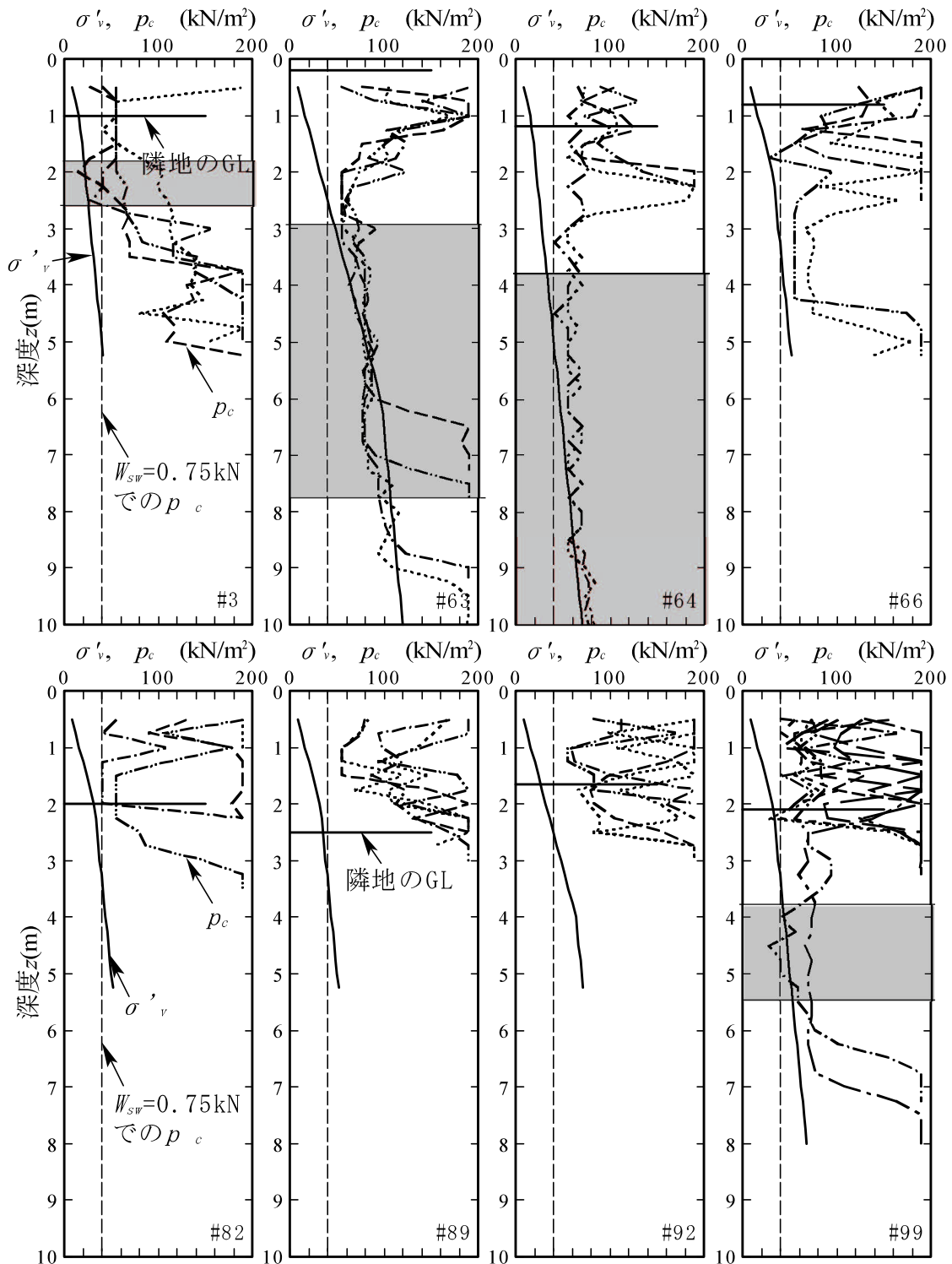


図 2.3-3 圧密降伏応力と有効上載圧の深度分布 (再掲)

なお、事例 No.63 と No.64 では、 p_c は、 σ'_v と重なるか、並行して深度方向に微増する区間が見られる。SWS 試験はスクリーポイントの貫入抵抗を計測しているので、試験結果は地盤のせん断強度と関連性が強いと考えられる。せん断強度は式 2.3-5 で示されるので、深度方向

にせん断強度が徐々に増加する現象は、内部摩擦角が主な強度成分である砂質土の場合と、地盤が粘性土で孔壁が崩壊しており、ロッド周面に粘着力 c' が作用している場合にそれぞれ生じると考えられる。砂質土が堆積している場合、スクリーポイントが砂質土中を貫入する摩擦音が記録されるはずであるが、そのような記録はされておらず、粘性土との記録がされている。このことから、これらの事例では、孔壁崩壊によってロッド周面に摩擦力が作用していることが考えられる。

$$\tau' = c' + \sigma_v' \tan \phi'$$

式 2.3-5

ここで、 τ' :地盤のせん断強度(kN/m²), c' :粘着力(kN/m²), σ_v' :有効上載圧(kN/m²), ϕ' :内部摩擦角(度)とする。

図 2.3-5 に、事例 No.63 での SWS 試験結果と σ_v' と p_c の深度分布図を合わせて示す。図から、 σ_v' と p_c の深度分布図からは、正規圧密領域で沈下の可能性が高いと判断された深度区間では、 N_{sw} が計測されており、告示 1113 号第 2 の沈下の影響検討の必要条件に該当しないことが分かる。このような特徴的な SWS 試験結果が得られた場合は、周面摩擦力を計測可能な三成分コーン貫入試験(以下、CPT と称す)や摩擦の影響がない標準貫入試験などの追加調査を検討することが望ましい。

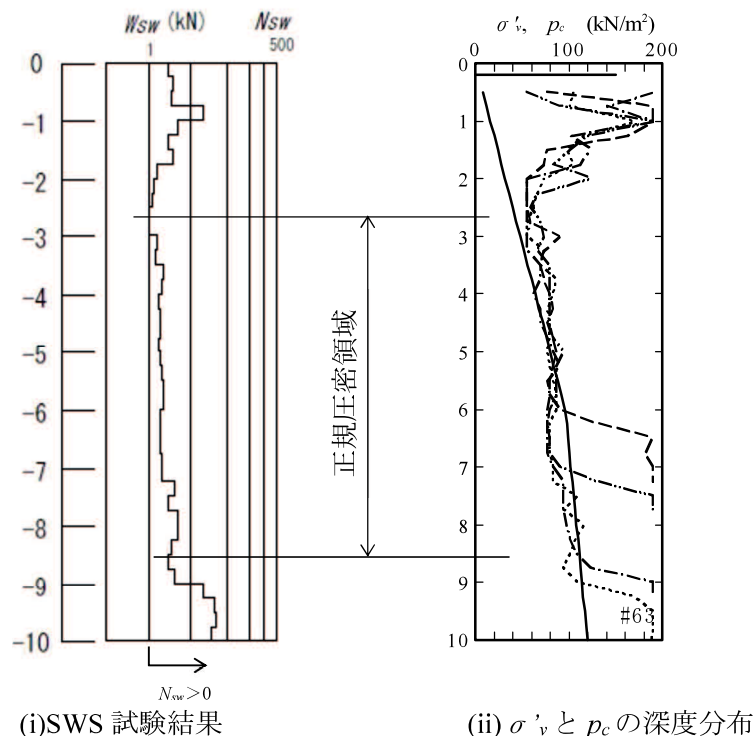


図 2.3-5 SWS 試験結果の深度分布 (事例 No.63)

参考文献

- 1) 日本建築学会；小規模建築物基礎設計指針，5.5 節 沈下の検討，pp.79-87，2008.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書 3.1.4 基礎の構造方法（平 12 建告第 1347 号第 1）, pp.80-85, 2015.
- 3) 若命善雄，工藤賢二：住宅の沈下要因と判定，建築技術, No.2, pp.126-131, 2004.
- 4) 芳賀保夫：木造建物の不同沈下と障害，土と基礎，Vol.41, No.11, pp.59-64, 1993.
- 5) 田村昌仁，伊奈潔，藤井衛，川村政史，水谷羊介：既存戸建て住宅の基礎の沈下・傾斜及びびびり割れ等に関する実態調査，日本建築学会構造系論文集，第 586 号，pp.101-106, 2004.
- 6) 品川恭一，藤井衛：戸建住宅基礎の不同沈下に関する不具合事象の原因，地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.1, pp.85-92, 2014.
- 7) 国土交通省：平成 12 年告示第 1653 号，住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準，2000.
- 8) 藤原拓哉：林産試だより，No.2, Q&A 先月の技術相談から，p.6, 2006.
- 9) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針 3.2 節 1. SWS 試験，pp.33-37, 2008.
- 10) 例えば，横浜市建築局：宅地造成の手引き，pp.52-53, 2017.

第3章 小規模建築物のための実用的で高度な地盤調査技術の開発

3.1. 概説

第2章でのSWS試験を用いた小規模建築物の不同沈下予測方法の課題抽出結果から、SWS試験のみでは、不同沈下を予測することが困難であることが示された。特に、SWS試験は、即時沈下が問題となる地形での、地山層の地盤強度の計測、不同沈下事例の分析結果から、軟弱な粘性土でSWS試験を行う場合、試験中に孔壁が崩壊することでロッド周面に摩擦力が作用し、貫入抵抗を過大評価する可能性があることが確認された。また、軟弱地盤上に築造された盛土の内、軟弱地盤対策を行ったと考えられる盛土に対してSWS試験を行う場合、SWS試験は、貫入力不足によって、盛土下に堆積すると考えられる軟弱な地層を対象とした地盤調査が行えない可能性があることが分かった。また、沈下量の予測方法は、建築基準法では明示されていないものの、日本建築学会の示す小規模建築物基礎設計指針では、簡易な土質試験を実施することで、圧密沈下量を予測することができることが示されている。しかし、SWS試験は、土試料を採取することが困難な場合がある。


これらのことから、第3章では、第2章で明らかになった、建築基準法での不同沈下予測における課題を克服するために開発した地盤調査技術の詳細とその性能確認試験結果を示す。

3.2. 開発方針の検討

3.2.1. 現行の地盤調査技術の課題解決策

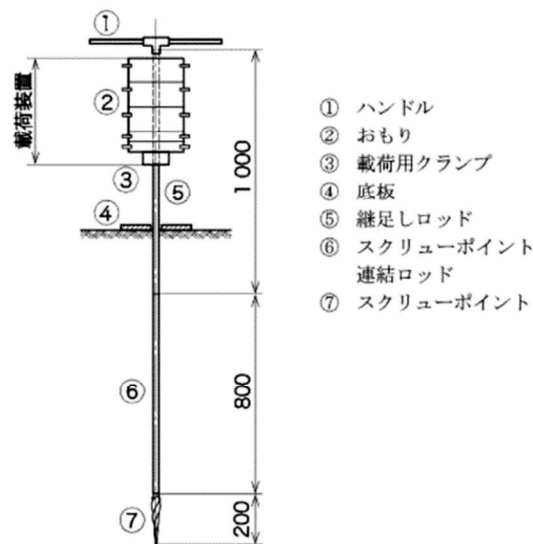
(1) スウェーデン式サウンディング試験の課題と解決策

第2章での検討結果から、SWS試験の課題としては、貫入力不足、粘性土地盤で試験中に孔壁崩壊が生じ貫入抵抗が過大評価される、土試料の採取が困難であるという課題が抽出された。

SWS試験は、 3.2-1 に示すように、スクリーポイントを、おもりの自重とロッドの回転によって地中に貫入させる際の抵抗から、地盤の深度方向の強度分布を確認する試験方法である。しかし、貫入に用いる主な反力は、おもりの自重である1.0kNのみであり、与えられる回転力も人力程度の小さな力しか与えることができない。このため、試験可能な地盤は、N値が10程度までとされている¹⁾。また、ロッドと地盤間を遮るものはないため、試験中に孔壁が崩壊するような軟弱な地盤の場合、試験中に、ロッド周面に摩擦力が作用し、ロッドの半回転数 N_{sw} が過大評価される²⁾。また、SWS試験では、土試料の様々な採取ツールが開発されているが、地下水位以下の地層から土質を採取することは困難な場合があることが確認されている³⁾。

貫入力不足を補うためには、用いる反力をより大きなものとするか、貫入が困難な区間では試験を中断し、掘削を行い、貫入可能な深度から再度スクリーポイントを貫入させること等が考えられる。また、ロッド周面に作用する摩擦力の影響は、ロッドを二重管にすることで、

対応が可能であるが、試験方法が煩雑化することが知られている⁴⁾。なお、SPTでは、試験深度まで掘削を行った後、ロッド先端にSPT用サンプラーを装着して試験を行うので、試験結果にロッド周面摩擦の影響は反映されない。あるいは、CPTのように、周面摩擦力を計測することでも、ロッド周面の摩擦力の影響を無視できる。しかし、CPTでは、使用する反力によって貫入可能な地盤が変化するので、SWS試験と同様の問題を有すると言える。また、土試料の採取については、SPTは、予備打ちから試験区間の計0.45m分の土試料を採取できるが、その他の区間の土質は採取できない。

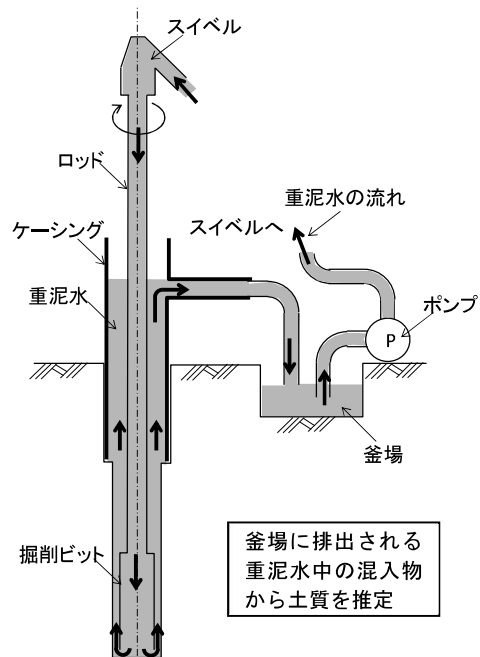


(i)SWS 試験 (単位 : mm) (再掲 図 1.2-1)



(ii)全自動式の SWS 試験装置 (日東精工株式会社)

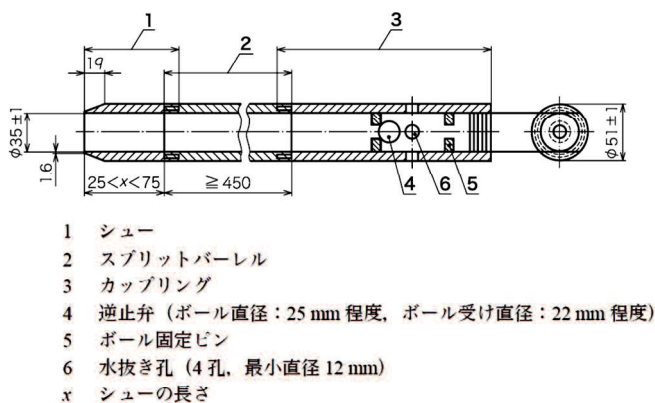
図 3.2-1 SWS 試験の概要



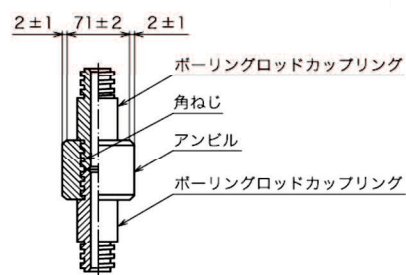
(i)一般的な掘削方法の概要



(ii)調査設備の外観



(iii)SPT用サンプラー (単位: mm)



(iv)アンビル (単位: mm)

図 3.2-2 標準貫入試験 (SPT) を行うための掘削方法の概要と用いる調査設備の外観

これらの性能を比較した結果を、表 3.2-1 に示す。この結果、SPT を戸建て住宅に適用できるように改良することが望ましいと判断できる。

表 3.2-1 様々な調査方法の性能比較

	SWS	SPT	CPT
貫入力	×	○	×
周面摩擦の影響	×	○	○
土試料の採取の可否	×	△※1	×※2
設備サイズ	小	大	小※3

※1 試験実施区間 0.45m のみ採取可能, ※2 試験結果からこれまでの実績に基づき土質を推定
 ※3 貫入力を得るためには大型化する必要がある

(2) 標準貫入試験 (SPT) の小規模建築物への適用性

(1) から、SWS と SPT を併用することで、現行の不同沈下予測方法における地盤調査技術の課題の大部分を解消できることが分かる。また、SPT は、わが国では非常に多くの実績を有しており、基礎設計に必要な地盤定数を推定する方法が確立されている。しかし、現行の SPT は、SWS に比して必要な設備が多く、試験時間も長いことから、小規模建築物への適用性が低いとされている⁵⁾。このため、本研究では、SPT の小規模建築物への適用性を向上させることで、現行の不同沈下予測方法の課題を解決することとする。

3.2.2. 小規模建築物のための実用的で高度な地盤調査技術の開発方針

表 3.2-2 に、SPT の小規模建築物への適用性を向上させるための方針と具体策を示す。従来の SPT は、図 3.2-2 に示すように、泥水循環掘削を採用しているため、泥水循環に必要なポンプ、泥水供給経路、泥水タンク等、複数の設備が必要であった。これらの泥水循環に関わる設備とロッドなどの調査設備を昇降するために利用されるヤグラ等によって、SPT の実施に必要な空間が大きくなる傾向がある。一般に、SPT を実施するためには、幅 4m、長さ 5m の空間が必要とされている⁶⁾。小規模建築物の地盤調査では、このような広い空間を確保できない場合もありうる。このため、環境土壌調査で広く使用されている振動圧入掘削方式を導入し、泥水循環に必要な設備をすべて不要とする。また、広いスペースを必要とするヤグラも使用しない方向で検討する。

なお、振動圧入掘削時には、ケーシングの内部にコアチューブを設置し、これを同時に圧入する二重管同時圧入による掘削方法を採用することとする。この方法によれば、二重管の圧入後に、コアチューブを引き上げることで、所定深度までの掘削と試料採取を同時に完了させることができ、調査効率を大幅に改善できる。また、この掘削方法によれば、調査深度の全区間での土試料採取が可能となる。

また、SPT では、調査者が試験深度の記録と試験結果の記録を行うが、これを自動化することで、調査者の負担を軽減させることができる。また、調査者の人的なミスによる調査結果の誤記の発生を防止することができる。

表 3.2-2 SPT の小規模建築物への適用性向上の方針と具体策

項目	方針	具体策
設備の小型化	泥水掘削を振動圧入掘削に変更し、必要設備数を削減する	振動圧入掘削の導入
調査効率の改善	掘削と試料採取を同時に行うことで調査効率を向上させる	二重管同時圧入方式の導入
調査者の作業軽減	掘削深度、SPT 結果の自動記録	自動記録装置の導入

以上のように、二重管を用いた振動圧入掘削を導入することで、SPT の占有調査面積の圧縮

に加えて、掘削と試料採取工程の短縮、さらに、調査深度と SPT 結果の自動記録による調査者の負担軽減によって、SPT の小規模建築物への適用性の向上を目指す。

3.3. 開発した地盤調査技術の概要

3.3.1. 使用する調査装置

3.2 で検討した開発方針に基づき、SPT の小規模建築物への適用性を向上させるための地盤調査技術を開発した。図 3.3-1 に、開発した調査装置の概要を示す。本調査装置は、全長 3.3m、全幅 0.98m（運搬時）で、振動圧入掘削装置を有する。必要な作業スペースは、2.5×4m 程度で、従来の SPT の必要作業面積(4×5m)よりも約 50%作業空間の圧縮に成功した。

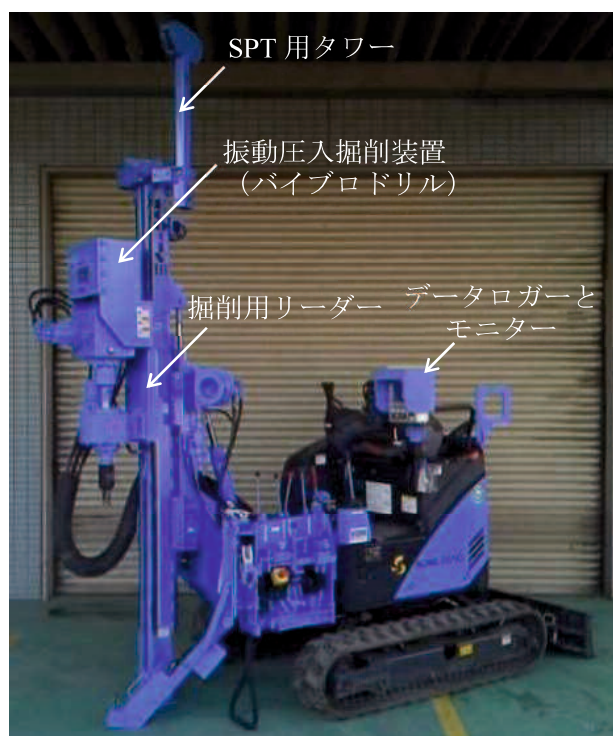


図 3.3-1 使用する調査装置の外観(特許第 5021104 号)

3.3.2. 掘削方法

図 3.3-2 に、開発した地盤調査技術における掘削及び土試料採取の過程を模式図で示す。本調査技術では、地盤に圧入することで内部に土試料を取り込むことができるコアチューブを内包するケーシングを振動圧入する。図 3.3-3 に、掘削に用いる器具の概要を示す。コアチューブは、先端のコアチューブシューでケーシングと面接触しているため、ロッドを介してコアチューブを振動圧入すると、ケーシングも地中に引き込まれる。また、コアチューブ

の中には、パックスリーブを取り付けたスリーブケースがセットされており、コアチューブを地中に圧入すると、パックスリーブの中に土試料が取り込まれる。所定深度までケーシングを圧入後、コアチューブを引き抜くことで、掘削と土試料採取の両方を完了することができる。

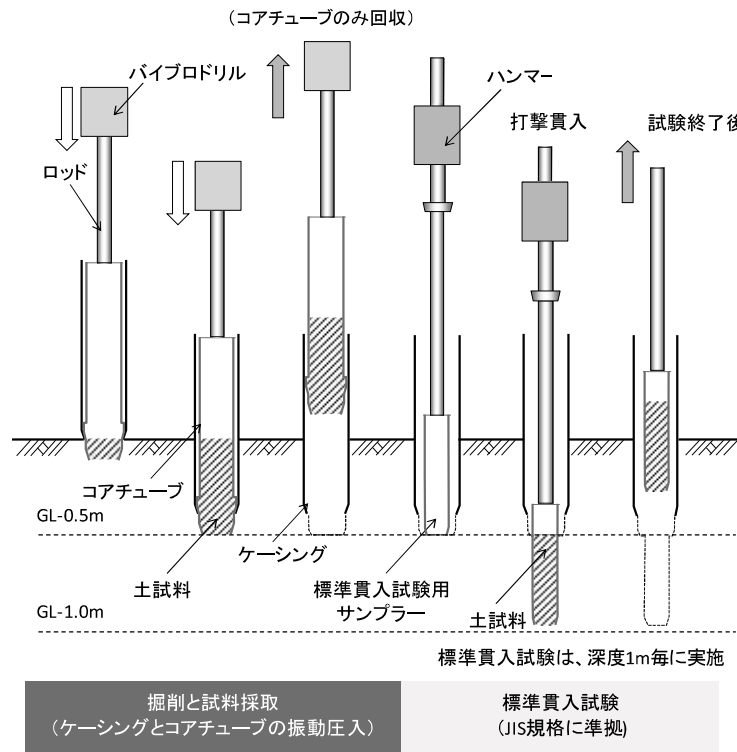


図 3.3-2 調査の流れ

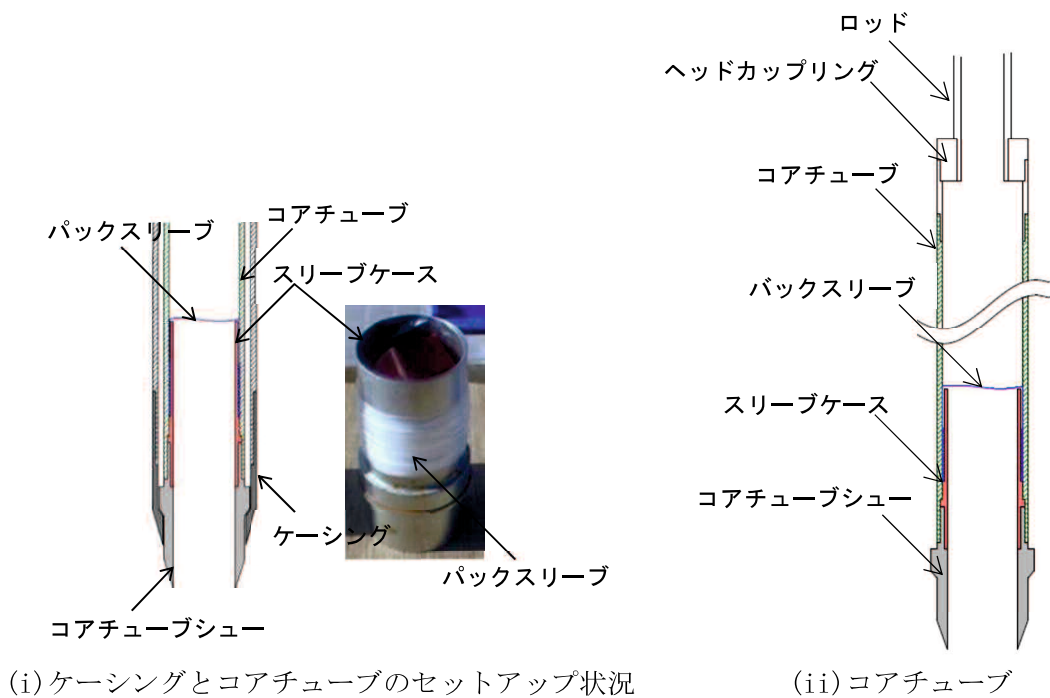


図 3.3-3 掘削用器具

なお、この方法で地下水が高い砂質土層を対象に掘削を行うと、ケーシング内部と外部での水位差が生じ、掘削孔底からコアチューブ内に地下水が流入する。緩い砂質地盤の場合、土砂も同時に流入してしまう。このような現象をボイリング現象という。この影響を軽減するためには、コアチューブの引上げと同時に、孔底に水圧を作用させる必要がある。開発した地盤調査技術では、ボイリングが発生する可能性がある場合、**図 3.3-4** に示すスリットを有するコアチューブシューを使用し、ケーシング内には泥水又は清水を充填する。このシューを使用することで、コアチューブ引き上げと同時に、孔底に泥水（又は清水）が流入し、ケーシング内に充填した泥水（又は清水）の水圧を孔底に作用させることができる（**図 3.3-5** 参照）。

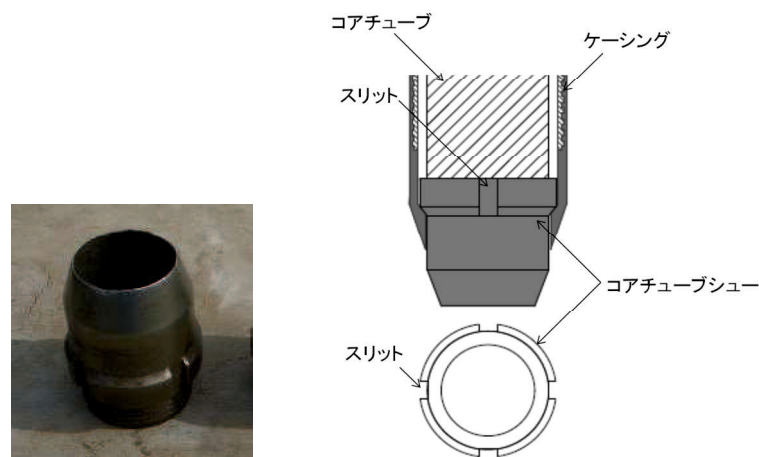


図 3.3-4 使用するコアチューブシューの一例（特許第 5748793 号）

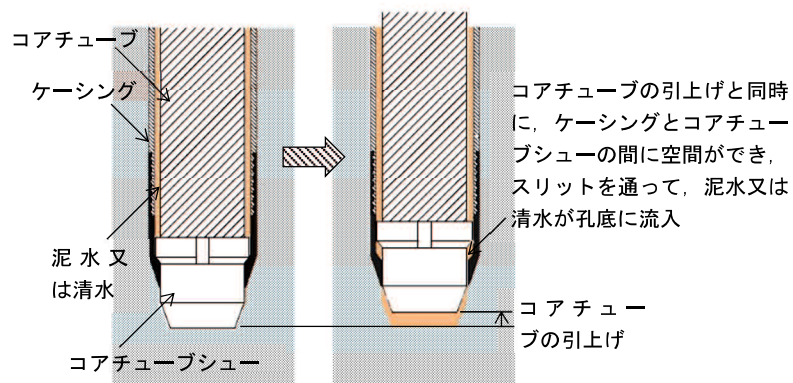
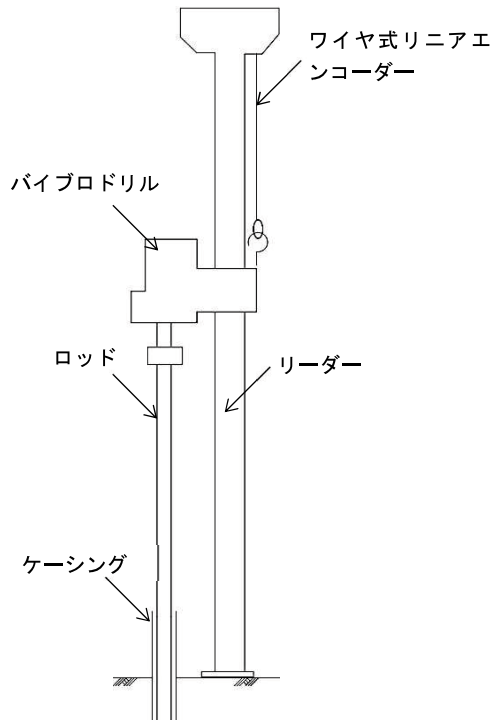


図 3.3-5 ボイリングの影響軽減の仕組み（特許第 5748793 号）

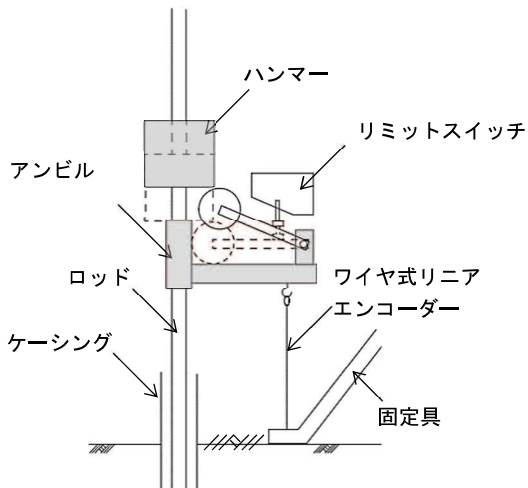
3.3.3. 調査結果の自動記録装置

本調査技術では、調査者が調査装置の操作に専念し、調査効率を高めるために、調査深度と SPT 試験結果（打撃回数と SPT サンプラーの貫入量）を自動記録することができる。**図 3.3-6** に、掘削深度と SPT 結果の計測方法の概要を示す。また、**図 3.3-7** に、調査結果を自動記録するためのデータロガーと操作パネルの外観を示す。



ワイヤ式リニアエンコーダー（掘進深度計測用）

(i)掘削時



ワイヤ式リニアエンコーダー（SPT用）

(ii)SPT時

図 3.3-6 開発した地盤調査技術での計測方法の概要



(i)データロガーと操作パネルの外観

機体番号 304-120610-01		孔番号	
スクリュー中		記録中 削孔	
深度 m	計測切	0.000	深度 m
累積値 mm	計測切	0	累積値 mm
本打ち 累積値	0	貫入量 mm	0
本打ち 回数	0	回数	0
切替		切替	

(ii)モニター表示画面の一例

図 3.3-7 調査結果を自動記録するためのデータロガーと操作パネル

3.4. 開発した地盤調査技術の適用性確認

開発した地盤調査技術は、SPT用の試験孔を、ほぼ無水の状態で振動圧入掘削する点が、従来のSPTと大きく異なる。このため、掘削方法の違いが、SPT結果に与える影響について十分な確認を行う必要があった。以下では、開発した地盤調査技術の適用性についての検討結果を示す。

3.4.1. ケーシング内外での水圧差の影響低減効果の確認

(1) 目的

開発した地盤調査技術では、掘削孔底でボイリングが発生することが危惧される場合、ケーシング内部に泥水又は清水を注入し、コアチューブ引抜き時に孔底に泥水（又は清水）圧を作用させることで、ボイリングの影響を軽減させることとしている。ここでは、その効果を検証することを目的として実施した試験結果を示す。

(2) ボイリングの影響軽減方法の概要

開発した地盤調査技術では、ケーシングとコアチューブを振動圧入し、所定深度到達後、コアチューブを引き抜くことで掘削しつつ、土試料を採取することができる。この方法の場合、コアチューブ引上げと同時に、孔底に作用していた鉛直下方の土圧が除荷されるため、ケーシング内外で土圧差が生まれる。緩い砂質土の場合、コアチューブ引上げと同時に、孔底の土砂がケーシング内に流入してくる。このような現象をボイリング現象と言う。ボイリング現象が発生すると、調査の継続が困難になるとともに、孔底以深の地盤を激しく乱すため、 N 値にも大きな影響を及ぼすと考えられた。開発した地盤調査技術では、図 3.4-1、図 3.4-2 に示すように、掘削中にケーシング内に泥水（又は清水）を注入し、コアチューブ引上げと同時に泥水（又は清水）が孔底に流入し、孔底に泥水（又は清水）圧を作用させることで、ボイリング現象が N 値に及ぼす影響を軽減する方法を導入した。なお、泥水（又は清水）がスムーズに孔底に流入するように、同時打込みシューには4か所にスリットを設けている。

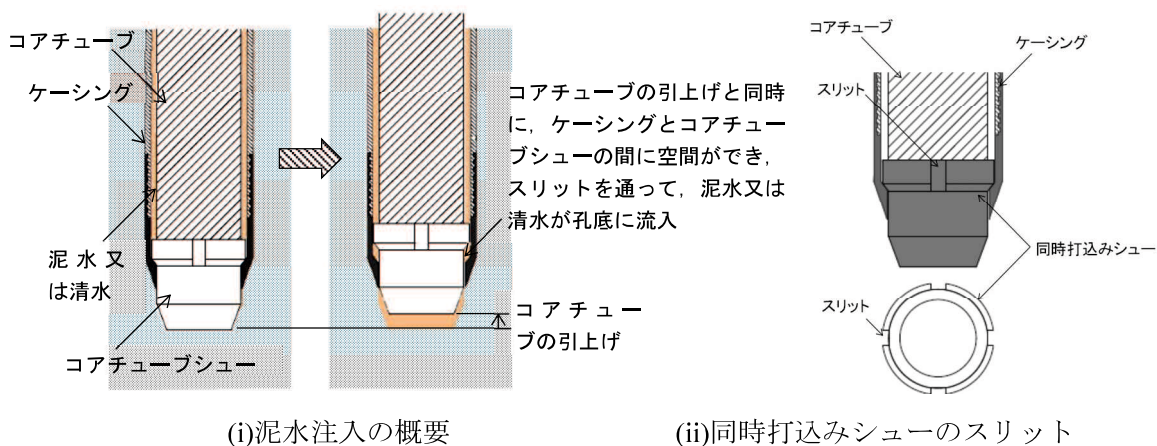


図 3.4-1 開発した地盤調査技術におけるボイリング現象の軽減方法



図 3.4-2 ケーシング内への泥水充填状況

(3) 試験方法

1) 効果確認試験 (1)

図 3.4-3 に、考案方法の効果確認試験を行った試験用地のボーリング柱状図を示す。地表面 GL から下方 2m は盛土で、GL-3m 付近から GL-5m 付近までの区間に N 値が 3 程度の緩い砂質土が堆積している。

図 3.4-4 に試験方法の模式図を示す。また、試験の手順を以下に示す。掘削中に泥水を充填しない場合と充填する場合で、孔底レベルの隆起量の違いを比較する。図 3.4-5 に試験実施状況を示す。

- ① 調査マニュアルに従い、地下水位付近まで掘削
- ② 深度約 0.5m 掘削後、コアチューブを引上げ、孔底レベルを計測する
- ③ 5～20 分程度放置した後、再び、孔底レベルを計測する
- ④ 再び、約 0.5m 掘削し、②～③を繰り返す

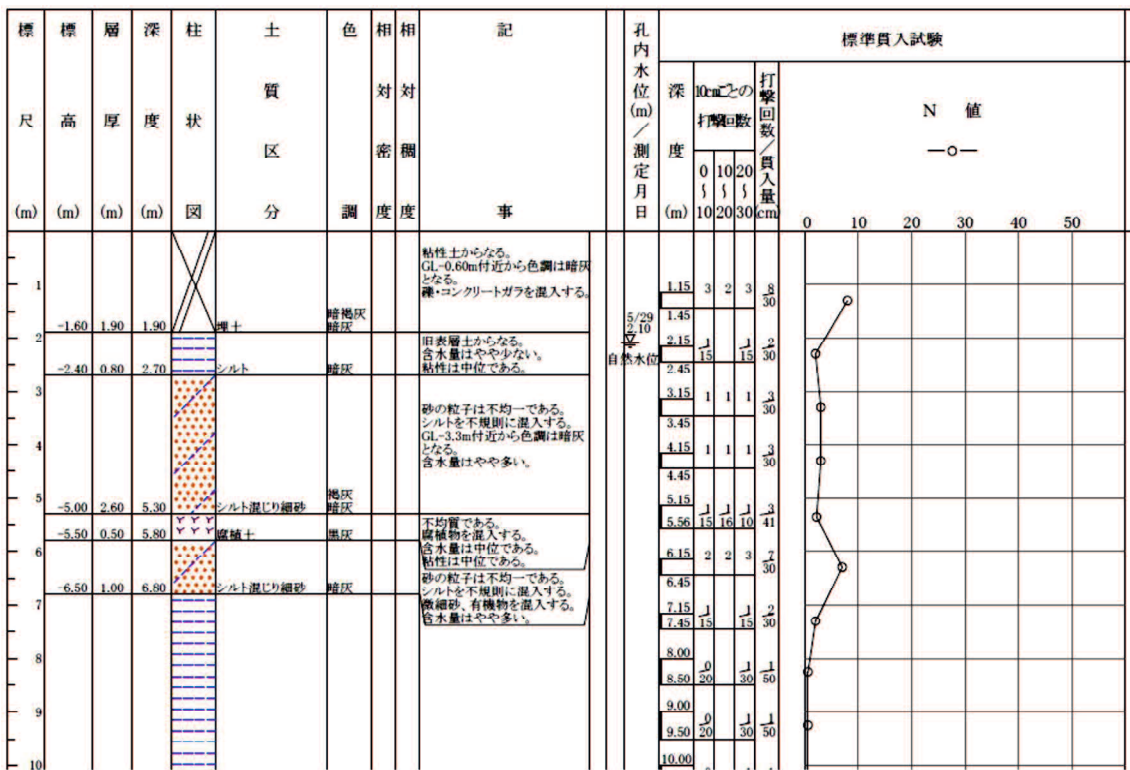
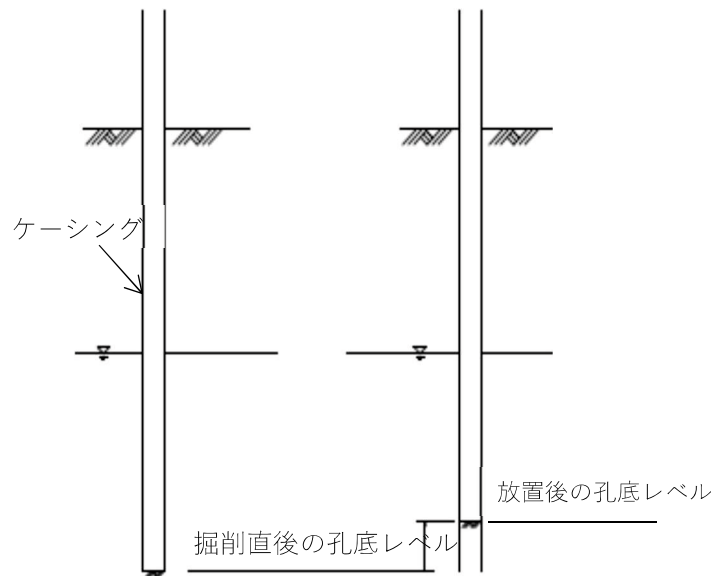


図 3.4-3 試験実施現場のボーリング柱状図



(i) 掘削直後 (ii) 一定時間経過後

図 3.4-4 試験方法の模式図



(i) 掘削直後



(ii) 掘削後一定時間放置後

図 3.4-5 孔底隆起量の計測状況 (泥水注入しない場合)

2) 効果確認試験 (2)

効果確認試験 (2) では、図 3.3-2 に示した方法で実際に掘削を行い、ボーリングの影響軽減を行った場合と行わなかった場合での N 値の違いを確認する。また、従来技術 (泥水循環掘削によるボーリング調査) での N 値とも比較を行う。

図 3.4-6 に、試験地のボーリング柱状図を示す。当該地は、千葉県浦安市高州 8 丁目に位置する。GL-7m 付近まで緩いシルト層が堆積する。当該地は、2011 年の東日本大震災において填砂現象が確認された地域に当たる。

また、図 3.4-7 に、当該地で行った調査位置図を示す。当該地では、従来技術に基づく掘削によって標準貫入試験を、9 か所で実施し、その近傍で、開発した地盤調査技術に基づく掘削による標準貫入試験を実施した。開発した地盤調査技術では、ボーリングの影響軽減を行わない場合、ボーリングの影響軽減として泥水充填を行った場合、清水充填を行った場合の 3 パターンを実施した。

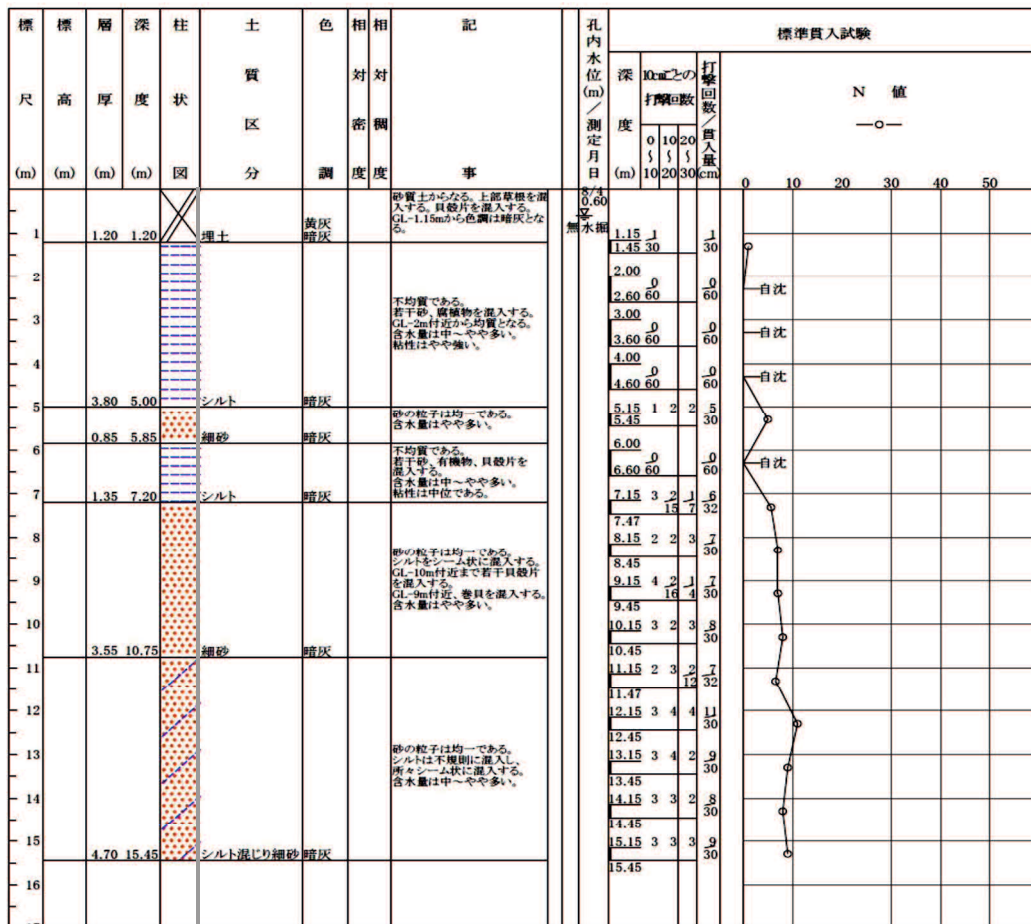


図 3.4-6 試験実施現場のボーリング柱状図

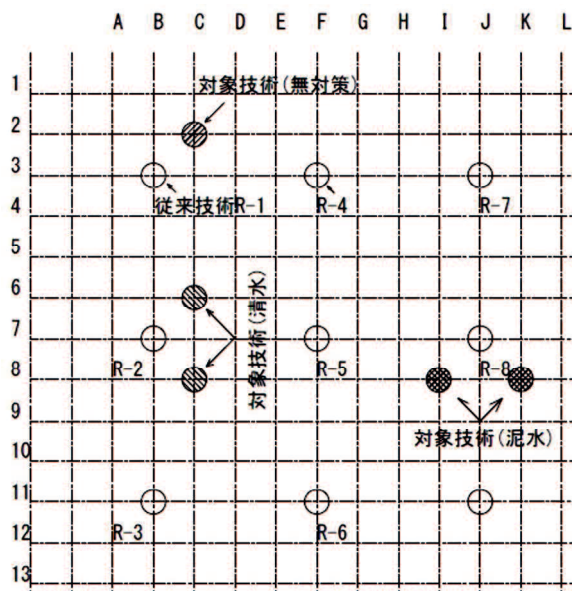


図 3.4-7 調査位置図 (千葉県浦安市高州)

(4) 試験結果

1) 効果確認試験 (1)

図 3.4-8 に、掘削深度毎の放置時間と孔底隆起量の関係を示す。泥水を注入しない場合は、掘削直後から 10 分程度で孔底が隆起し、その大きさは掘削深度の増加に伴い増加する傾向を示す。一方、泥水注入を行った場合、放置期間中の孔底隆起量は、ほぼゼロに抑えられている。

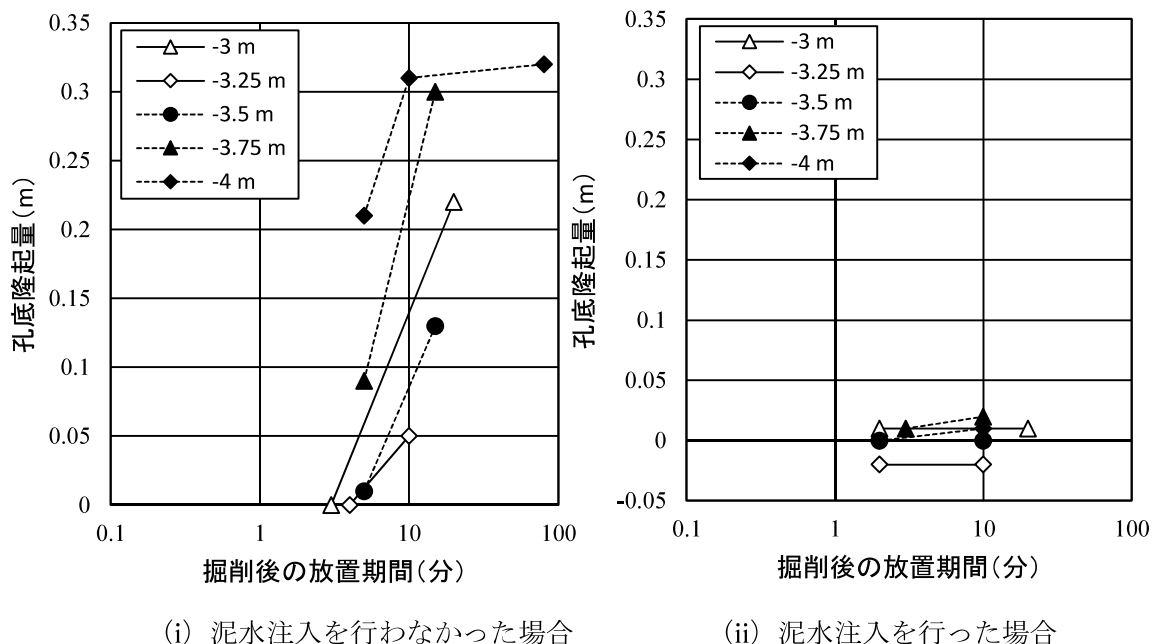


図 3.4-8 泥水注入の有無による孔底の隆起量の違い

2) 効果確認試験 (2)

図 3.4-9 に、千葉県浦安市高州で実施した、ボーリングの影響軽減方法の有効性を確認するために実施した従来技術と開発した地盤調査技術での標準貫入試験の比較結果を示す。

無対策の場合、GL-7m 付近から孔内への土砂流入が顕著になり、調査の継続が困難になった。一方、泥水又は清水を充填した場合、GL-7m 以深でもボーリング現象によるケーシング内への土砂の流入は生じることなく調査を継続することができた。また、得られた N 値の値は、従来技術で得られた値と対応するものであることが分かる。

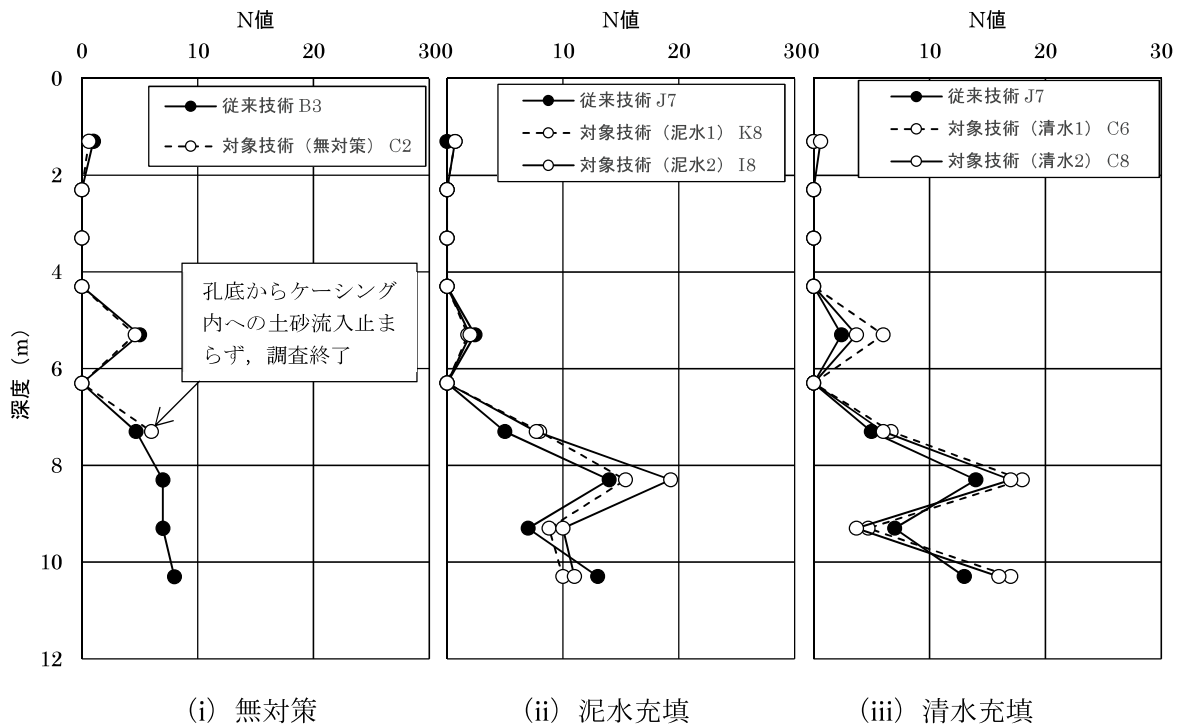


図 3.4-9 調査結果 (N 値の比較)

(5) 結論

以上の試験結果から、考案したボーリングの影響軽減方法は、有効に機能しており、開発した地盤調査技術によれば、緩い砂質土地盤でも従来技術同様の N 値を得ることが確認できた。

3.4.2. 掘削方法の違いが N 値に及ぼす影響の確認

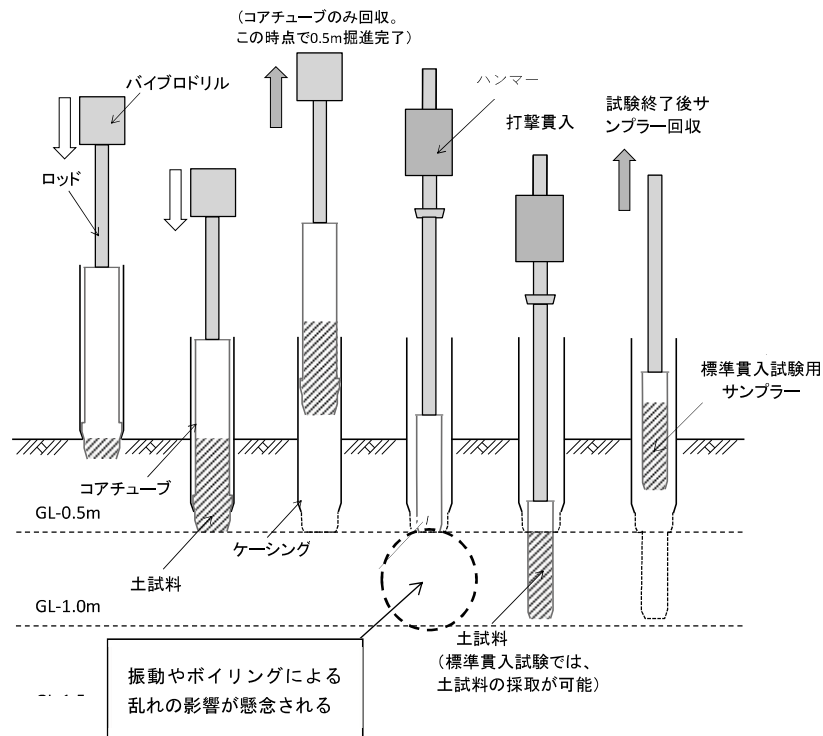
開発した地盤調査技術と従来技術では、SPT 実施深度までの掘削方法が異なる。ここでは、掘削方法の影響を顕著に受けることが予想される完新統砂質土を対象として、同一土質、同一深度での N 値の比較を行った。

(1) 方法

図 3.4-10 に、開発した地盤調査技術の掘削手順の概要を示す。開発した地盤調査技術では、ケーシング内部にコアチューブを設置し、これらを同時に振動圧入した後、コアチューブのみを回収することで、試料採取と掘削を行う。既往の研究成果では、この掘削方法では、地下水位以深の緩い砂地盤を対象とする時、孔内外での水圧差の影響で孔底付近の地盤が孔内に流入するボーリング現象やパイブドリルによる振動の影響によって、孔底付近の地盤が乱されるので、得られる N 値が、従来技術に基づき確認された N 値よりも小さな値となることが報告されている⁷⁾。開発した地盤調査技術では、この点を改善するために、ボイリ

ングが生じやすい土質の場合、ケーシング内に泥水（又は清水）を充填し、土試料採取時に孔底面に水圧を作用させ、孔底以深地盤の乱れを抑制する方法を採用している。

ここでは、掘削方法の違いの影響を大きく受けると考えられる完新統砂質土（埋立地盤含む）を対象に、掘削方法の違いにより、同一地層での N 値の頻度分布に差異がないこと、同一土質での N 値に差異がないことをそれぞれ確認した。なお、同一土質であることの確認は、SPT サンプラーで採取した土試料の粒度分析結果に基づいて行った。



(i)調査手順



(ii)SPT サンプラーと土試料の採取状況

図 3.4-10 開発した地盤調査技術での調査手順の概要結果

(2) 結果

図 3.4-11 に、同一地層での N 値のばらつきが、従来技術と開発した地盤調査技術で差異がないことを確認するために、千葉県浦安市高洲で実施した調査位置図を示す。図中には、実施ケース名を併記した。従来技術での SPT を 4m 間隔に 9 箇所を実施した。開発した地盤調査技術での SPT は、従来技術での SPT から直線で約 1.4m 離れた箇所を実施した。なお、開発した地盤調査技術での SPT は、掘削時に清水を充填したものと泥水を充填したものを各 2 か所、合計 4 か所を実施した。

N 値に影響を及ぼす要因は、①試験方法及び作業に関連する要因と②地盤の特性に関連する要因があることが示されている⁸⁾。前者については、ハンマーの落下方法が最も重要な問題となることが多く指摘されている。このため、当該地のすべての SPT では、人的誤差の少ない自動落下法を採用した。また、後者については、地盤の不均質性、応力状態、地下水位、地盤の物性等が影響要因として考えられる。このため、同一敷地内の比較的狭い範囲で、ほぼ同時期に SPT を実施すれば、掘削方法が同一の場合、同一地層での N 値の分布を比較することで、 N 値に及ぼす地盤の不均質性の評価が可能と考えた。また、同一地層で、従来技術と開発技術での N 値のばらつきを比較することで、掘削方法の違いの影響を比較できると考えた。

図 3.4-12 に従来技術での SPT 結果を、図 3.4-13 に開発した地盤調査技術による SPT 結果をそれぞれ示す。図から、従来技術と開発した地盤調査技術では、土質柱状図、 N 値の深度分布ともに類似した傾向を示すことが分かる。従来技術と開発した地盤調査技術での N 値のばらつきを確認するため、比較的土質が均質で連続性の高い、GL-7m 付近以深の細砂層（完新統砂質土（As）層）を対象として、従来技術と開発した地盤調査技術での N 値の頻度分布を確認した。

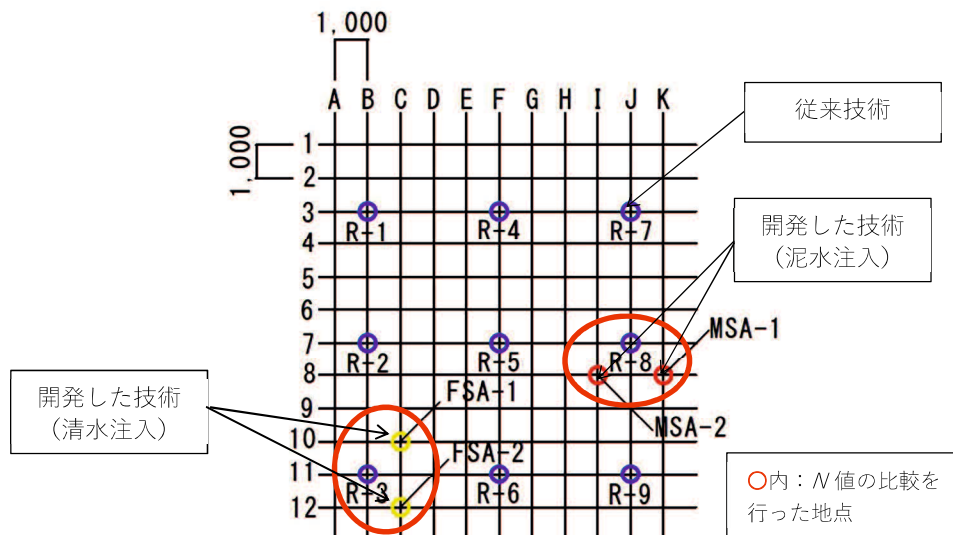


図 3.4-11 従来技術と開発した地盤調査技術での N 値のばらつきを確認した際の調査位置と実施ケース名
(千葉県浦安市高洲) (単位: mm)

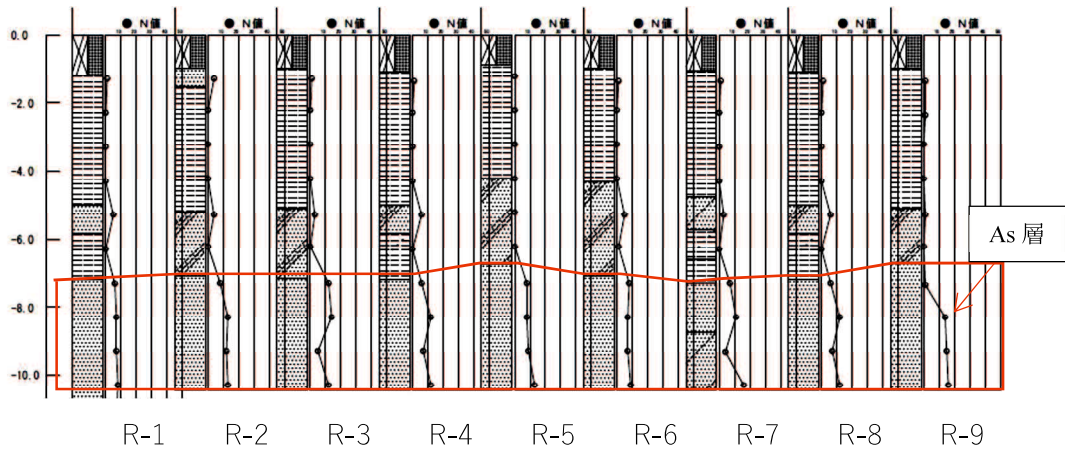
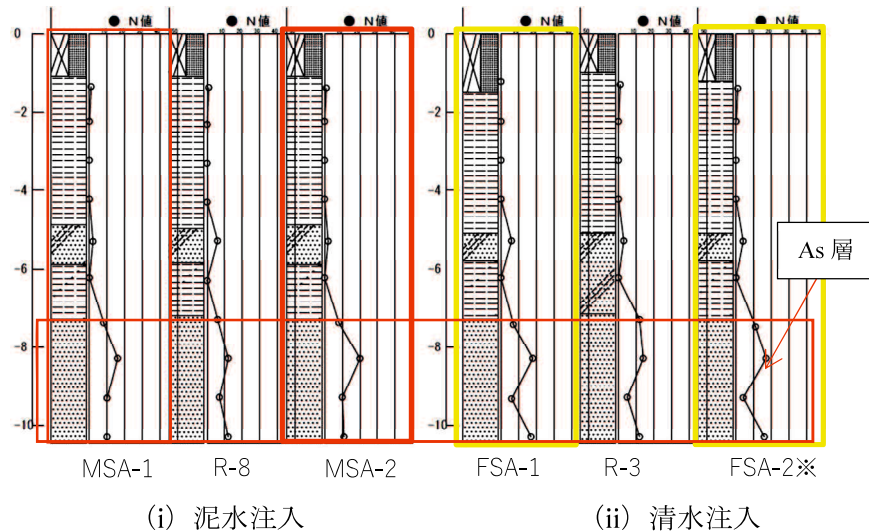


図 3.4-12 従来技術による SPT 結果
(※図 3.4-11 に示した実施ケース名)



(i) 泥水注入 (ii) 清水注入
図 3.4-13 開発した地盤調査技術と従来技術による SPT 結果の比較
(※図 3.4-11 に示した実施ケース名, 中央が従来技術,
枠内が開発した地盤調査技術による SPT 結果)

表 3.4-1 に As 層での N 値の統計量を, 図 3.4-14 に As 層での N 値の頻度分布をそれぞれ示す. なお, 各技術での N 値の頻度分布は, いずれも正規分布に適合することを確認している.

図表から, N 値の変動係数は, 従来技術で 0.32, 開発した地盤調査技術で 0.38 と類似した傾向を示すことが分かる. 従来技術と開発した地盤調査技術では, 平均値に若干の差異が見られるが, 開発した地盤調査技術の調査数が 12 個と少ないことが原因と考えられる. 表 3.4-2 に, 既往の研究で示された同一地層での N 値の変動係数を示す. 西垣ら, 牧原らの研究では, 比較的広い範囲を対象とし, 同一地層での N 値の変動係数を確認している. 一方, 鈴木らは, 比較的狭い範囲 (約 13,000m²) で実施された 9 本の SPT 結果を対象として N 値の変動係数を整理している. これらの研究成果の内, 鈴木らの研究でのボーリング間隔が 20~40m 程度と最も狭く, 地盤の不均質性の影響が小さいと考えられる. 鈴木らの研究では, 完新統砂質土での N 値

の変動係数は、0.367 であることが示されている。今回の確認結果は、鈴木らの研究内容と対応するものであり、開発した地盤調査技術と従来技術で得られる N 値には、有意な差異はないものと考えられる。

表 3.4-1 完新統砂質土 (As) 層での N 値の統計量

	従来技術	開発した地盤調査技術
調査箇所数	27	12
最小	4	4
最大	16	20
平均	10.6	12.9
標準偏差	3.4	4.9
変動係数	0.32	0.38

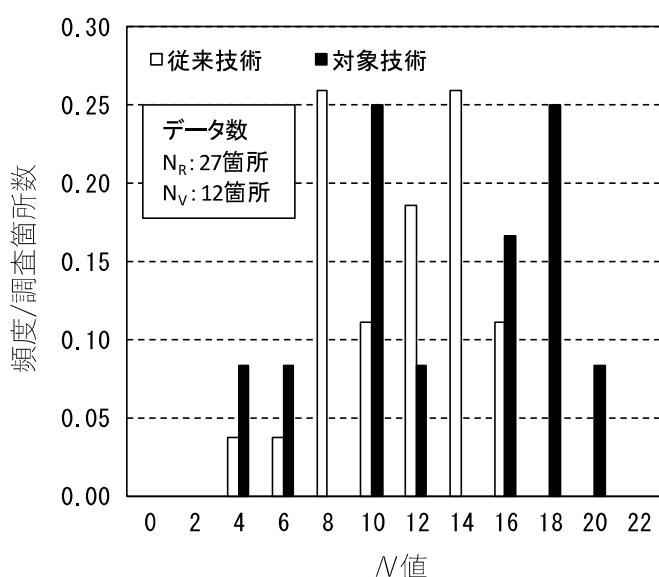


図 3.4-14 完新統砂質土 (As) 層での N 値の頻度分布

表 3.4-2 既存研究での N 値の変動係数

出典	土質	平均値	標準偏差	変動係数	データ数
西垣ら (1975) ※1	更新統礫質土 (天満礫層)	36.6	5.0	0.14	60
	更新統砂礫 (第二砂礫層)	62.7	13.7	0.22	56
牧原ら (1994) ※2	完新統粘性土(七号地層(粘性土))	10	5.3	0.53	304
	完新統砂質土(七号地層(砂質土))	34	28.8	0.85	204
	更新統礫層 (東京礫層)	123	93.8	0.76	306
鈴木ら (2008) ※3	完新統 (土質不明) 埋土	3.4	3.26	0.958	35
	完新統砂質土	8.0	2.94	0.367	63
	更新統砂質土 1	28.2	11.45	0.406	76
	更新統砂質土 2	40.2	13.87	0.345	19

※1 大阪府泉北北地区。ボーリング調査間隔は 100m ピッチ⁹⁾

※2 東京都内でのボーリング調査結果に基づく¹⁰⁾

※3 約 13,000m² の敷地内において 20~40m 間隔で実施された 9 箇所の SPT 結果に基づく¹¹⁾

3.4.3. 試料採取状況の確認

(1) 確認方法

様々な土質を対象に、開発した地盤調査技術での土試料の採取状況を確認する。また、採取した土試料と従来技術（シンウォールサンプラー）で採取した土試料の物理的性質を比較し、高い相関性があることを確認する。表 3.4-3 に開発した地盤調査技術で試料採取を行った 10 か所の試験用地を示す。以下の 10 か所では、開発した地盤調査技術によって採取された土試料の状況確認と採取率を確認した。

表 3.4-3 開発した地盤調査技術で採取した土試料の状況を確認した試験用地一覧

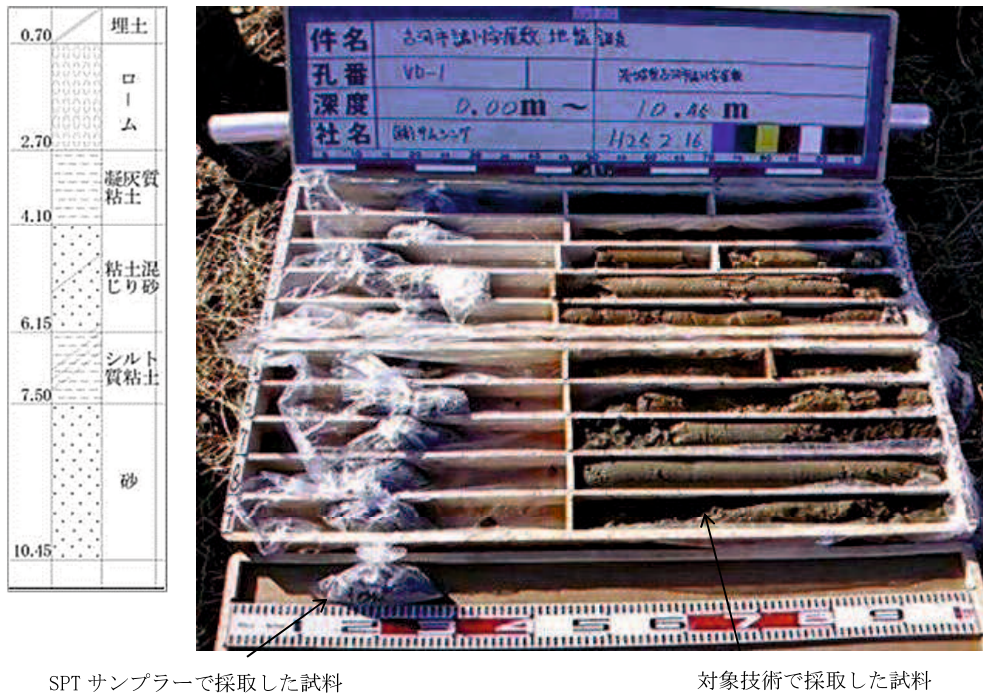
土質	地名	結果掲載箇所
更新統粘性土（関東ローム含む）・更新統砂質土	茨城県古河市諸川	図 3.4-15
	茨城県潮来市上戸	〃
	神奈川県相模原市南区	〃
	茨城県筑西市海老ヶ島	〃
	栃木県宇都宮市板戸	〃
完新統粘性土・完新統砂質土	千葉県香取市佐原口	図 3.4-16
	長野県諏訪市湖南※	〃
完新統粘性土・完新統砂質土（埋立地盤含む）	千葉県浦安市千鳥※	図 3.4-17
	千葉県浦安市高洲	〃
	千葉県浦安市舞浜	〃

※これらの現場では、調査区間全長に渡ってコア試料採取を行う全長コアボーリング実施

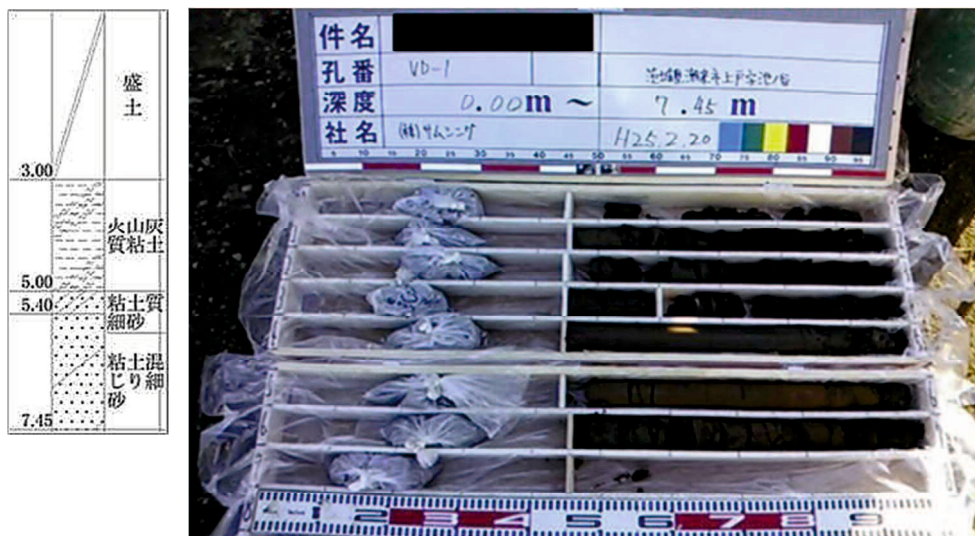
(2) 試料の採取状況

1) 更新統粘性土（関東ローム含む）・更新統砂質土

図 3.4-15 に、更新統粘性土（関東ローム含む）・更新統砂質土層から採取した土試料を示す。写真左側のビニル袋入りの試料は、SPT サンプラーで採取した土試料で、右側の柱状の土試料が、開発した地盤調査技術で採取した土試料である。図中には、採取地の土質柱状図も併せて示した。いずれの調査地においても、開発した地盤調査技術で採取した土試料は、採取区間で連続的に土試料を採取できていることが分かる。



(i)茨城県古河市諸川



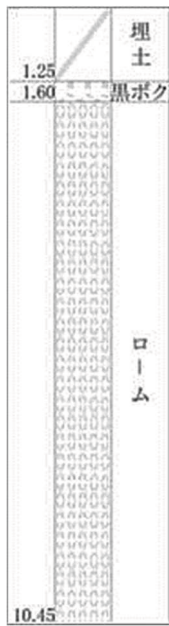
(ii)茨城県潮来市上戸

図 3.4-15 土質柱状図と試料採取状況

(更新統粘性土（関東ローム含む）・更新統砂質土（その1）)

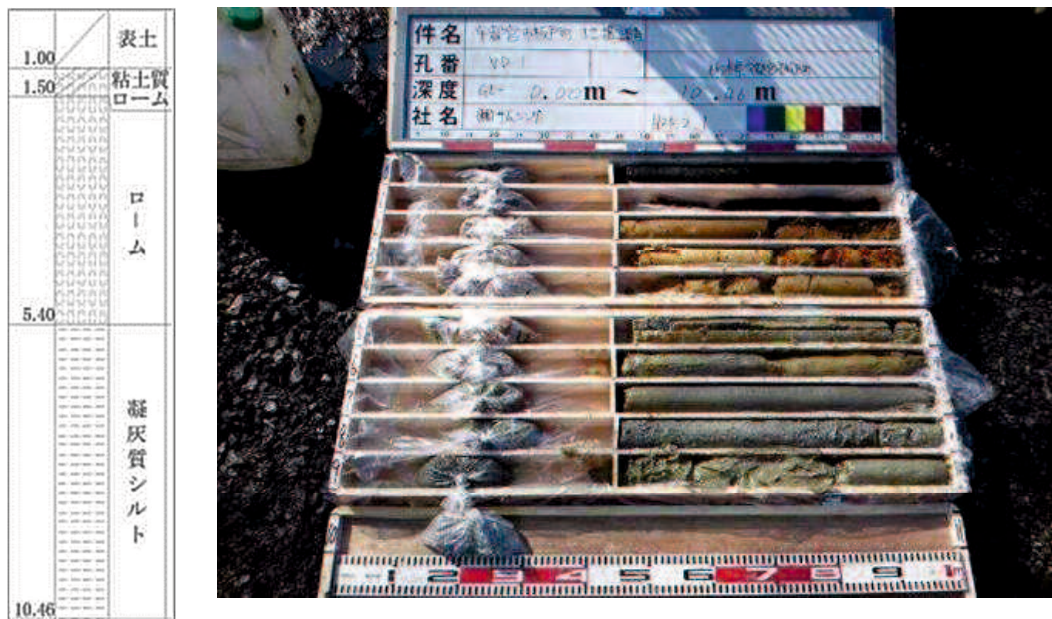


(iii)茨城県筑西市海老ヶ島



(iv)神奈川県相模原市南区

図 3.4-15 土質柱状図と土試料採取状況
(更新統粘性土 (関東ローム含む)・更新統砂質土 (その2))



(v) 栃木県宇都宮市板戸

図 3.4-15 土質柱状図と土試料採取状況

(更新統粘性土（関東ローム含む）・更新統砂質土（その3）)

表 3.4-4 に、開発した地盤調査技術で採取したコア試料の採取率を示す。茨城県潮来市上戸でのコア試料を除けば、採取率は、いずれも 90%を超える高い採取率であった。茨城県潮来市上戸は、GL-3m まで盛土層で、廃棄物、植物片が混入しており、これらの影響で、土試料が脱落したものと考えられる。

表 3.4-4 開発した地盤調査技術による土試料の採取率
(更新統粘性土 (関東ローム含む)・更新統砂質土 (その1))

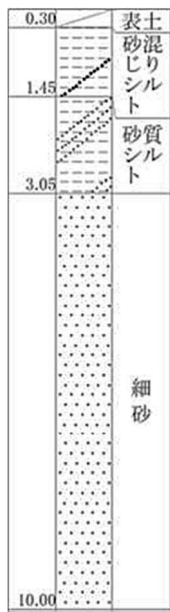
現場名	区間 (m)		SPT 貫入長 (m)		掘進長 (m)	合計長さ (m)	採取長 (m)	採取率 (%)
			予備打ち	本打ち				
茨城県	0.00	～ 1.00	0.15	0.32	0.53	1.00	0.50	94.3
古河市	1.00	～ 2.00	0.15	0.32	0.53	1.00	0.50	94.3
諸川	2.00	～ 3.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.50	92.6
	3.00	～ 4.00	0.15	0.34	0.51	1.00	0.50	98.0
	4.00	～ 5.00	0.15	0.35	0.50	1.00	0.50	100.0
	5.00	～ 6.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0
	6.00	～ 7.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.50	90.9
	7.00	～ 8.00	0.15	0.32	0.53	1.00	0.50	94.3
	8.00	～ 9.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0
	9.00	～ 10.00	0.15	0.32	0.53	1.00	0.53	100.0
	10.00	～ 10.45	0.15	0.30		0.45		
	茨城県	0.00	～ 1.00	0.15	0.35	0.50	1.00	0.35
潮来市	1.00	～ 2.00	0.16	0.38	0.46	1.00	0.46	100.0
上戸	2.00	～ 3.00	0.15	0.32	0.53	1.00	0.45	84.9
	3.00	～ 4.00	0.15	0.32	0.53	1.00	0.49	92.5
	4.00	～ 5.00	0.15	0.32	0.53	1.00	0.53	100.0
	5.00	～ 6.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.51	94.4
	6.00	～ 7.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.53	96.4
	7.00	～ 7.45	0.15	0.30		0.45		
茨城県	0.00	～ 1.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.53	98.1
筑西市	1.00	～ 2.00	0.15	0.35	0.50	1.00	0.50	100.0
海老ヶ	2.00	～ 3.00	0.15	0.33	0.52	1.00	0.52	100.0
島	3.00	～ 4.00	0.15	0.37	0.48	1.00	0.48	100.0
	4.00	～ 5.00	0.15	0.36	0.49	1.00	0.49	100.0
	5.00	～ 6.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	6.00	～ 7.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.53	96.4
	7.00	～ 8.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0
	8.00	～ 9.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	9.00	～ 10.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	10.00	～ 10.46	0.15	0.31		0.46		

表 3.4-4 開発した地盤調査技術による土試料の採取率
(更新統粘性土 (関東ローム含む)・更新統砂質土 (その2))

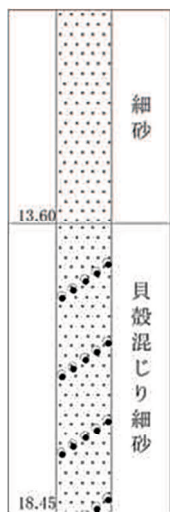
現場名	区間 (m)		SPT 貫入長 (m)		掘進長 (m)	合計長さ (m)	採取長 (m)	採取率 (%)	
			予備打ち	本打ち					
神奈川	0.00	～ 1.00	0.15	0.32	0.53	1.00	0.53	100.0	
県相模	1.00	～ 2.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.54	98.2	
原市南	2.00	～ 3.00	0.15	0.33	0.52	1.00	0.52	100.0	
区	3.00	～ 4.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0	
	4.00	～ 5.00	0.15	0.33	0.52	1.00	0.52	100.0	
	5.00	～ 6.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0	
	6.00	～ 7.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0	
	7.00	～ 8.00	0.15	0.38	0.47	1.00	0.47	100.0	
	8.00	～ 9.00	0.15	0.38	0.47	1.00	0.47	100.0	
	9.00	～ 10.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0	
	10.0	～ 10.45	0.15	0.30		0.45			
	栃木県	0.00	～ 1.00	0.15	0.35	0.50	1.00	0.50	100.0
	宇都宮	1.00	～ 2.00	0.15	0.33	0.52	1.00	0.48	92.3
市板戸	2.00	～ 3.00	0.15	0.36	0.49	1.00	0.49	100.0	
	3.00	～ 4.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0	
	4.00	～ 5.00	0.15	0.40	0.45	1.00	0.45	100.0	
	5.00	～ 6.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.52	96.3	
	6.00	～ 7.00	0.15	0.35	0.50	1.00	0.50	100.0	
	7.00	～ 8.00	0.16	0.38	0.46	1.00	0.46	100.0	
	8.00	～ 9.00	0.15	0.33	0.52	1.00	0.52	100.0	
	9.00	～ 10.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0	
	10.0	～ 10.46	0.15	0.31		0.46			

2) 完新統粘性土・完新統砂質土

図 3.4-16 に、完新統粘性土・完新統砂質土層から採取した土試料を示す。写真左側のビニル袋入りの試料は、SPT サンプラーで採取した土試料で、右側の柱状の土試料が、開発した地盤調査技術で採取した土試料である。図中には、採取地の土質柱状図も併せて示した。いずれの調査地においても、開発した地盤調査技術で採取した土試料は、採取区間で連続的に土試料を採取できていることが分かる。なお、長野県諏訪市湖南では、調査区間全長でコア試料を採取した。

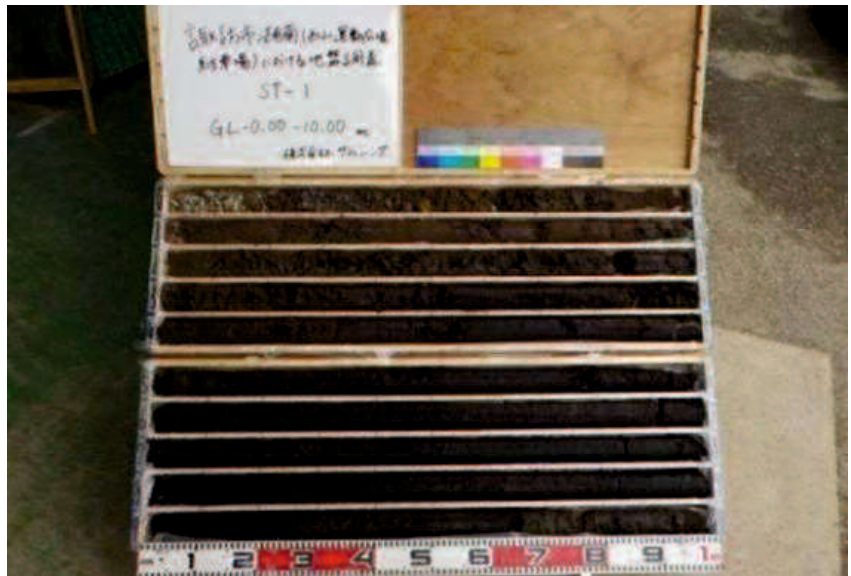
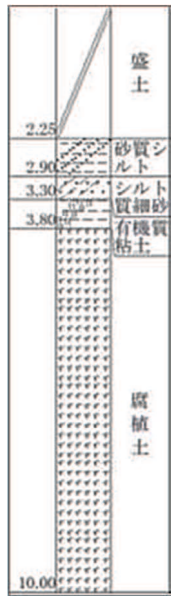


(i) 千葉県香取市佐原口 (GL-0.00~10.00m)



(ii) 千葉県香取市佐原口 (GL-10.00~18.45m)

図 3.4-16 土質柱状図と土試料採取状況 (完新統粘性土・完新統砂質土 (その1))



(iii)長野県諏訪市湖南(GL-0~10m)



(iv) 長野県諏訪市湖南(GL-10~20m)

図 3.4-16 土質柱状図と土試料採取状況 (完新統粘性土・完新統砂質土 (その2))

表 3.4-5 に、開発した地盤調査技術で採取したコア試料の採取率を示す。長野県諏訪市湖南では、調査深度全長でコア試料を採取したので、採取長が 1m と他の調査地よりも長い。採取率は、いずれの調査地においても 90% を超える高い値となっている。

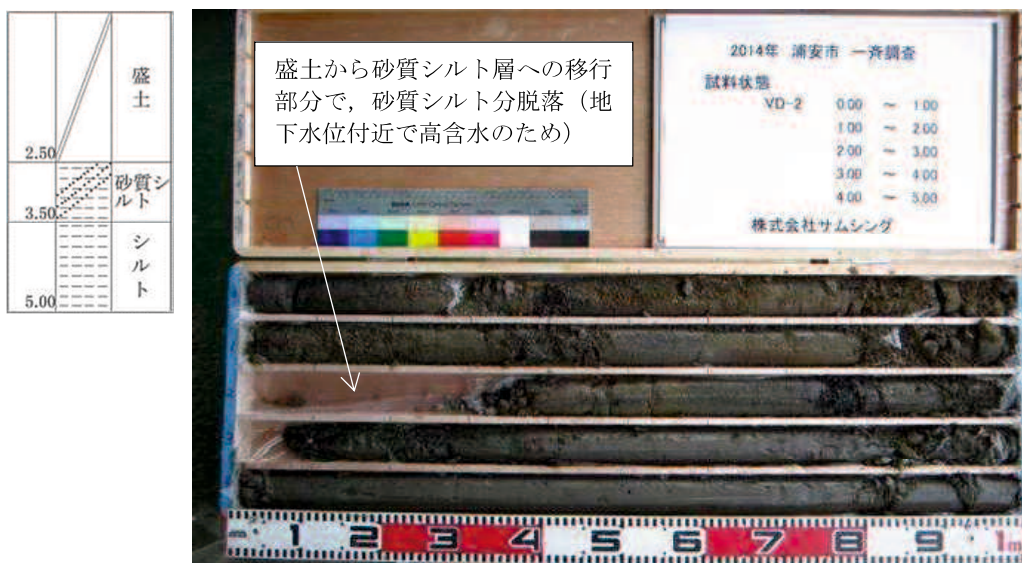
表 3.4-5 開発した地盤調査技術による土試料の採取率（完新統粘性土・完新統砂質土）

現場名	区間 (m)		SPT 貫入長 (m)		掘進長 (m)	合計長さ (m)	採取長 (m)	採取率 (%)
			予備打ち	本打ち				
千葉県香 取市佐原 口	0.00	～ 1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	1.00	～ 2.00	0.15	0.40	0.45	1.00	0.44	97.8
	2.00	～ 3.00	0.15	0.35	0.50	1.00	0.50	100.0
	3.00	～ 4.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	4.00	～ 5.00	0.15	0.32	0.53	1.00	0.52	98.1
	5.00	～ 6.00	0.15	0.34	0.51	1.00	0.49	96.1
	6.00	～ 7.00	0.15	0.37	0.48	1.00	0.48	100.0
	7.00	～ 8.00	0.15	0.41	0.44	1.00	0.43	97.7
	8.00	～ 9.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.53	96.4
	9.00	～ 10.00	0.15	0.32	0.53	1.00	0.52	98.1
	10.00	～ 11.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	11.00	～ 12.00	0.15	0.32	0.53	1.00	0.52	98.1
	12.00	～ 13.00	0.16	0.41	0.43	1.00	0.43	100.0
	13.00	～ 14.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.53	98.1
	14.00	～ 15.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	15.00	～ 16.00	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0
	16.00	～ 17.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	17.00	～ 18.00	0.15	0.30	0.55	1.00	0.54	98.2
	18.00	～ 18.45	0.15	0.30		0.45		
長野県諏 訪市湖南 ※	0.00	～ 1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	1.00	～ 2.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	2.00	～ 3.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	3.00	～ 4.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	4.00	～ 5.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	5.00	～ 6.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	6.00	～ 7.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	7.00	～ 8.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	8.00	～ 9.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	9.00	～ 10.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	10.00	～ 11.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	11.00	～ 12.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	12.00	～ 13.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	13.00	～ 14.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	14.00	～ 15.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	15.00	～ 16.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	16.00	～ 17.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	17.00	～ 18.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
18.00	～ 19.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0	
	19.00	～ 20.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0

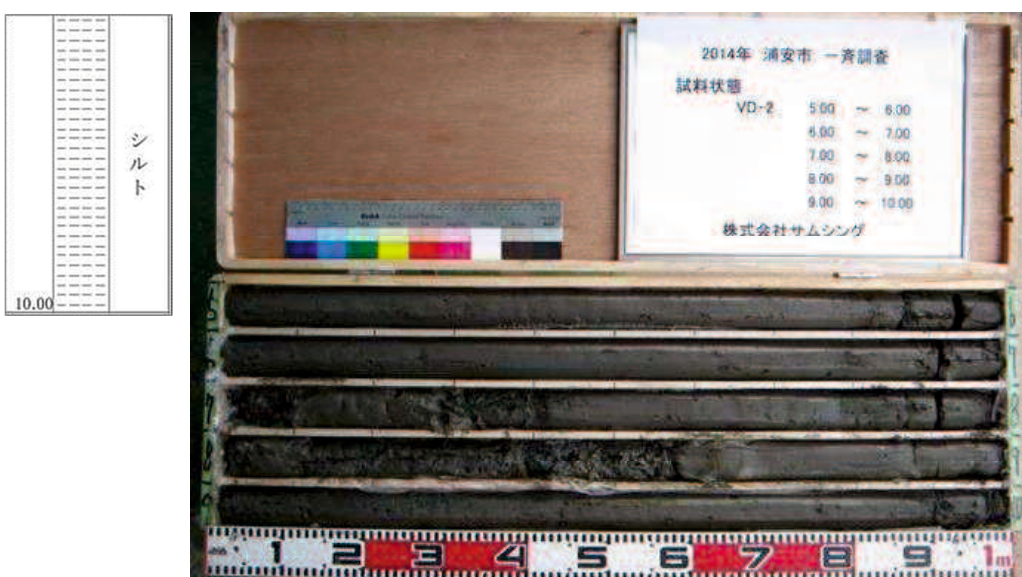
※長野県諏訪市湖南では、調査深度全長でコア採取を実施したため、各深度での土試料採取長は1mとなる。

3) 完新統粘性土・完新統砂質土（埋立地盤含む）

図 3.4-17 に、完新統粘性土・完新統砂質土（埋立地盤含む）層から採取した土試料を示す。写真左側のビニル袋入りの試料は、SPT サンプラーで採取した土試料で、右側の柱状の土試料が、開発した地盤調査技術で採取した土試料である。図中には、採取地の土質柱状図も併せて示した。いずれの調査地においても、開発した地盤調査技術で採取した土試料は、採取区間で連続的に土試料を採取できていることが分かる。なお、千葉県浦安市千鳥では、調査区間全長でコア試料を採取した。

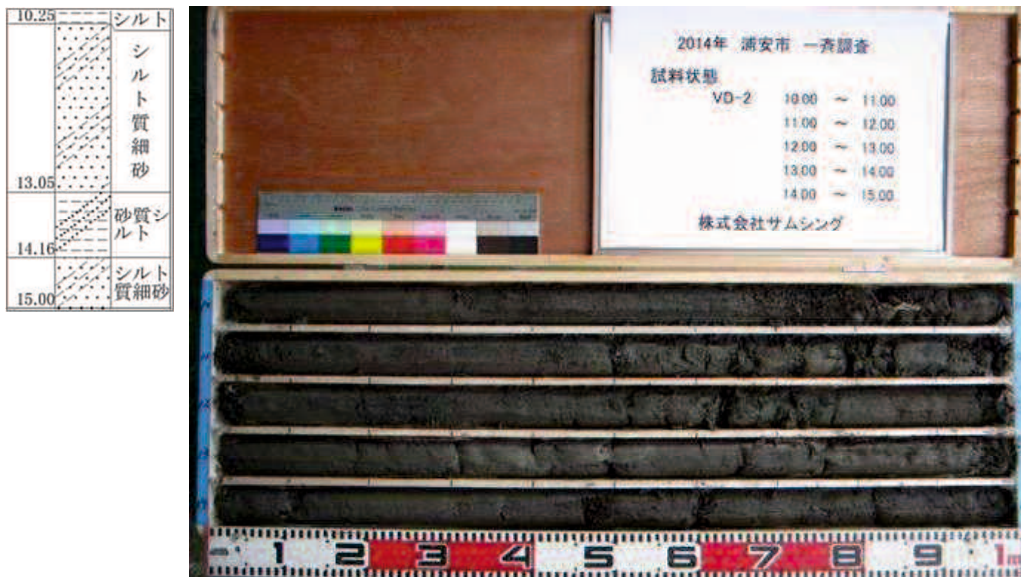


(i)千葉県浦安市千鳥 (No.1) (GL-0~5m)

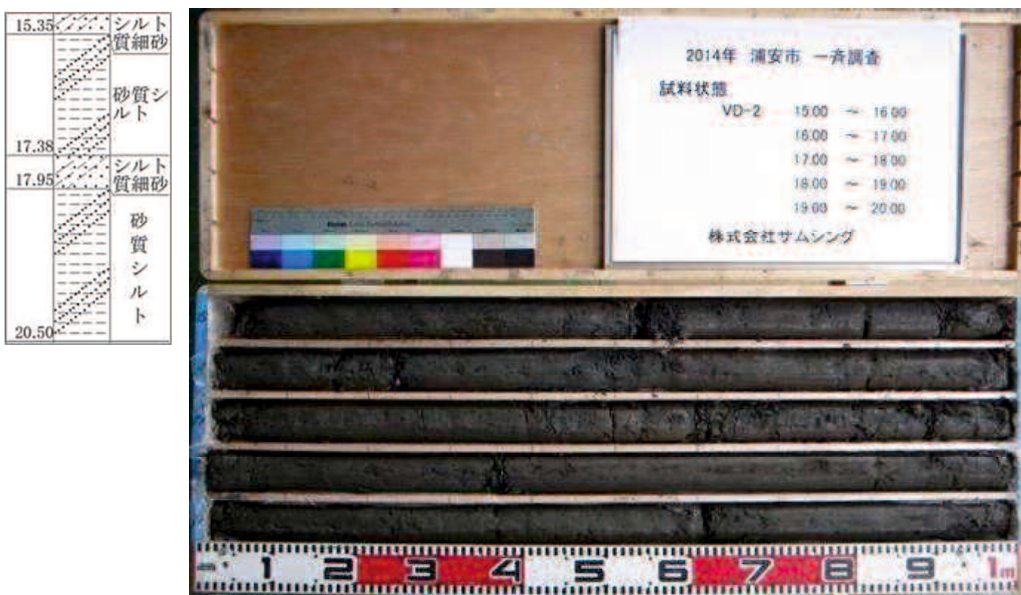


(ii)千葉県浦安市千鳥 (No.1) (GL-5~10m)

図 3.4-17 土質柱状図と土試料採取状況
（完新統粘性土・完新統砂質土（埋立地盤含む）（その1））

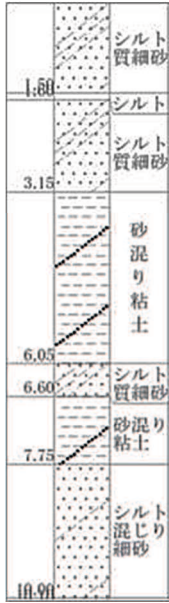


(iii)千葉県浦安市千鳥 (No.2) (GL-10~15m)



(iv)千葉県浦安市千鳥 (No.2) (GL-15~20m)

図 3.4-17 土質柱状図と土試料採取状況
(完新統粘性土・完新統砂質土 (埋立地盤含む) (その2))



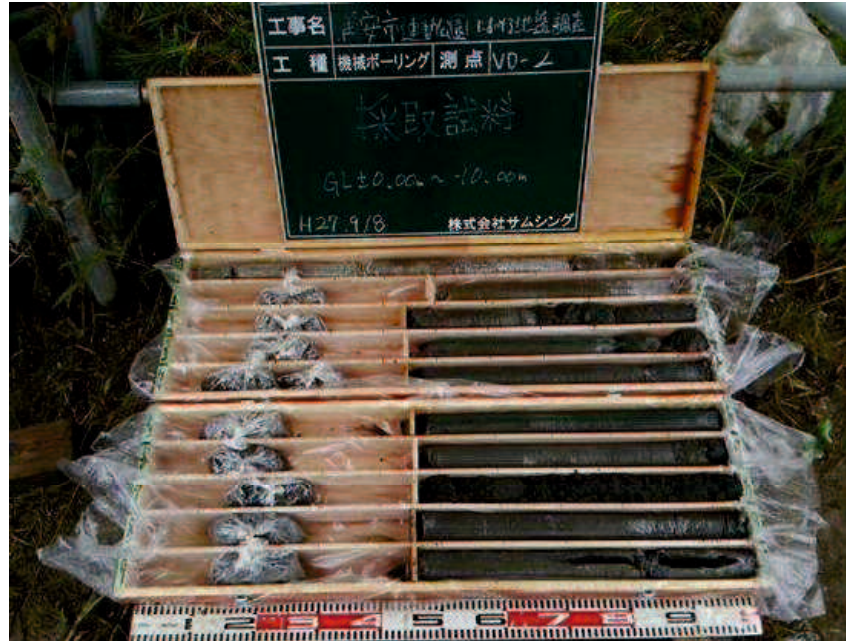
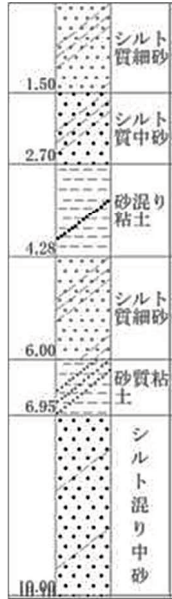
(v)千葉県浦安市高洲(GL-0.00~10.00m)



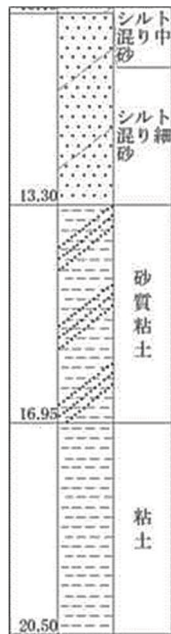
(vi)千葉県浦安市高洲(GL-10.00~20.45m)

図 3.4-17 土質柱状図と土試料採取状況

(完新統粘性土・完新統砂質土 (埋立地盤含む) (その3))



(vii)千葉県浦安市舞浜(GL-0~10m)



(viii)千葉県浦安市舞浜(GL-10~20.5m)

図 3.4-17 土質柱状図と土試料採取状況

(完新統粘性土・完新統砂質土(埋立地盤含む)(その4))

表 3.4-6 に、開発した地盤調査技術で採取したコア試料の採取率を示す。千葉県浦安市千鳥では、GL-2~-3m 区間では、盛土から砂質シルトに移行する区間であったこと、土質変化深度付近に地下水位が存在したこと、砂質シルトが高含水かつ貝殻片を多くんだこと等から、砂質シルト分がコアチューブ引上げ時に脱落したため、採取率が 65%となっている。その他の採取

深度では、いずれも 90%を超える高い採取率であった。

表 3.4-6 開発した地盤調査技術による土試料の採取率
(完新統粘性土・完新統砂質土 (埋立地盤含む) (その1))

現場名	区間 (m)		SPT 貫入長 (m)		掘進長 (m)	合計長さ (m)	採取長 (m)	採取率 (%)
			予備打ち	本打ち				
千葉県浦	0.00	～ 1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
安市千鳥	1.00	～ 2.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
※1	2.00	～ 3.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.65	65.0※2
	3.00	～ 4.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.92	92.0
	4.00	～ 5.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	5.00	～ 6.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	6.00	～ 7.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	7.00	～ 8.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.95	95.0
	8.00	～ 9.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	9.00	～ 10.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
千葉県浦	10.00	～ 11.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
安市千鳥	11.00	～ 12.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
※1	12.00	～ 13.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	13.00	～ 14.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	14.00	～ 15.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	15.00	～ 16.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.95	95.0
	16.00	～ 17.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	17.00	～ 18.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	18.00	～ 19.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0
	19.00	～ 20.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	100.0

※1 千葉県浦安市千鳥では、調査深度全長でコア採取を実施したため、各深度での土試料採取長は 1m となる。

※2 GL-2～-3m 区間では、盛土層から砂質シルトへの移行部であり、かつ高含水であったため、コアチューブ引上げ時に砂質シルト分が脱落。これにより採取率が低下した。

表 3.4-6 開発した地盤調査技術による土試料の採取率
(完新統粘性土・完新統砂質土 (埋立地盤含む) (その2))

現場名	区間 (m)		SPT 貫入長 (m)		掘進長 (m)	合計長さ (m)	採取長 (m)	採取率 (%)	
			予備打ち	本打ち					
千葉県浦安 市高洲	0.0	～	1.0	0.00	0.00	1.00	1.00	100.0	
	1.0	～	2.0	0.15	0.36	0.49	1.00	0.49	100.0
	2.0	～	3.0	0.15	0.32	0.53	1.00	0.53	100.0
	3.0	～	4.0	0.15	0.48	0.37	1.00	0.37	100.0
	4.0	～	5.0	0.00	0.45	0.55	1.00	0.55	100.0
	5.0	～	6.0	0.00	0.45	0.55	1.00	0.55	100.0
	6.0	～	7.0	0.15	0.39	0.46	1.00	0.46	100.0
	7.0	～	8.0	0.15	0.39	0.46	1.00	0.46	100.0
	8.0	～	9.0	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	9.0	～	10.0	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	10.0	～	11.0	0.15	0.33	0.52	1.00	0.52	100.0
	11.0	～	12.0	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0
	12.0	～	13.0	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	13.0	～	14.0	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	14.0	～	15.0	0.15	0.33	0.52	1.00	0.52	100.0
	15.0	～	16.0	0.15	0.33	0.52	1.00	0.52	100.0
	16.0	～	17.0	0.15	0.37	0.48	1.00	0.48	100.0
	17.0	～	18.0	0.15	0.34	0.51	1.00	0.51	100.0
	18.0	～	19.0	0.00	0.48	0.52	1.00	0.52	100.0
	19.0	～	20.0	0.00	0.53	0.47	1.00	0.47	100.0
	20.0	～	20.45	0.00	0.45		0.45		
千葉県浦安 市舞浜	0.0	～	1.0	0.00	0.00	1.00	1.00	0.95	95.0
	1.0	～	2.0	0.15	0.47	0.38	1.00	0.38	100.0
	2.0	～	3.0	0.15	0.32	0.53	1.00	0.53	100.0
	3.0	～	4.0	0.00	0.45	0.55	1.00	0.53	96.4
	4.0	～	5.0	0.00	0.45	0.55	1.00	0.55	100.0
	5.0	～	6.0	0.15	0.31	0.54	1.00	0.53	98.1
	6.0	～	7.0	0.15	0.31	0.54	1.00	0.52	96.3
	7.0	～	8.0	0.15	0.30	0.55	1.00	0.52	94.5
	8.0	～	9.0	0.15	0.30	0.55	1.00	0.53	96.4
	9.0	～	10.0	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0
	10.0	～	11.0	0.15	0.30	0.55	1.00	0.53	96.4
	11.0	～	12.0	0.15	0.30	0.55	1.00	0.52	94.5
	12.0	～	13.0	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0
	13.0	～	14.0	0.15	0.34	0.51	1.00	0.51	100.0
	14.0	～	15.0	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0
	15.0	～	16.0	0.00	0.47	0.53	1.00	0.53	100.0
	16.0	～	17.0	0.15	0.31	0.54	1.00	0.54	100.0
	17.0	～	18.0	0.00	0.52	0.48	1.00	0.48	100.0
	18.0	～	19.0	0.15	0.30	0.55	1.00	0.55	100.0
	19.0	～	20.0	0.15	0.39	0.46	1.00	0.46	100.0
	20.0	～	20.55	0.00	0.55		0.55		

(3) 掘削方法が土試料の物理的性質に及ぼす影響

1) 方法

従来技術は、掘削中に土試料採取することができない。このため、SPT実施後、近傍に別孔を掘削し、開発した地盤調査技術で土試料採取を行った区間で、シンウォールサンプラーを用いて乱れの少ない土試料を採取した。このシンウォールサンプラーで採取した土試料と開発した地盤調査技術で採取した土試料の物理試験結果（細粒分含有率、含水比、塑性指数）を比較し、両者の間に差異がないことを確認する。なお、塑性指数とは、液性限界（液体と塑性体の境界の含水比）と塑性限界（塑性体と半固体の境界の含水比）の差で、粘性土の特性を表す重要な指標の一つである。

ここで、シンウォールサンプラーとは、図 3.4-18 に示すように、薄肉円筒（シンウォールサンプラー）を地中に押し込むことで、乱れの少ない土試料を採取することができる土試料採取器具のことである。なお、シンウォールサンプラーでは、砂質土の採取は困難な場合があるので、ここでの比較結果は、粘性土が中心となっている。なお、従来技術と開発した地盤調査技術で土質区分が異なる深度は、比較対象外とした。

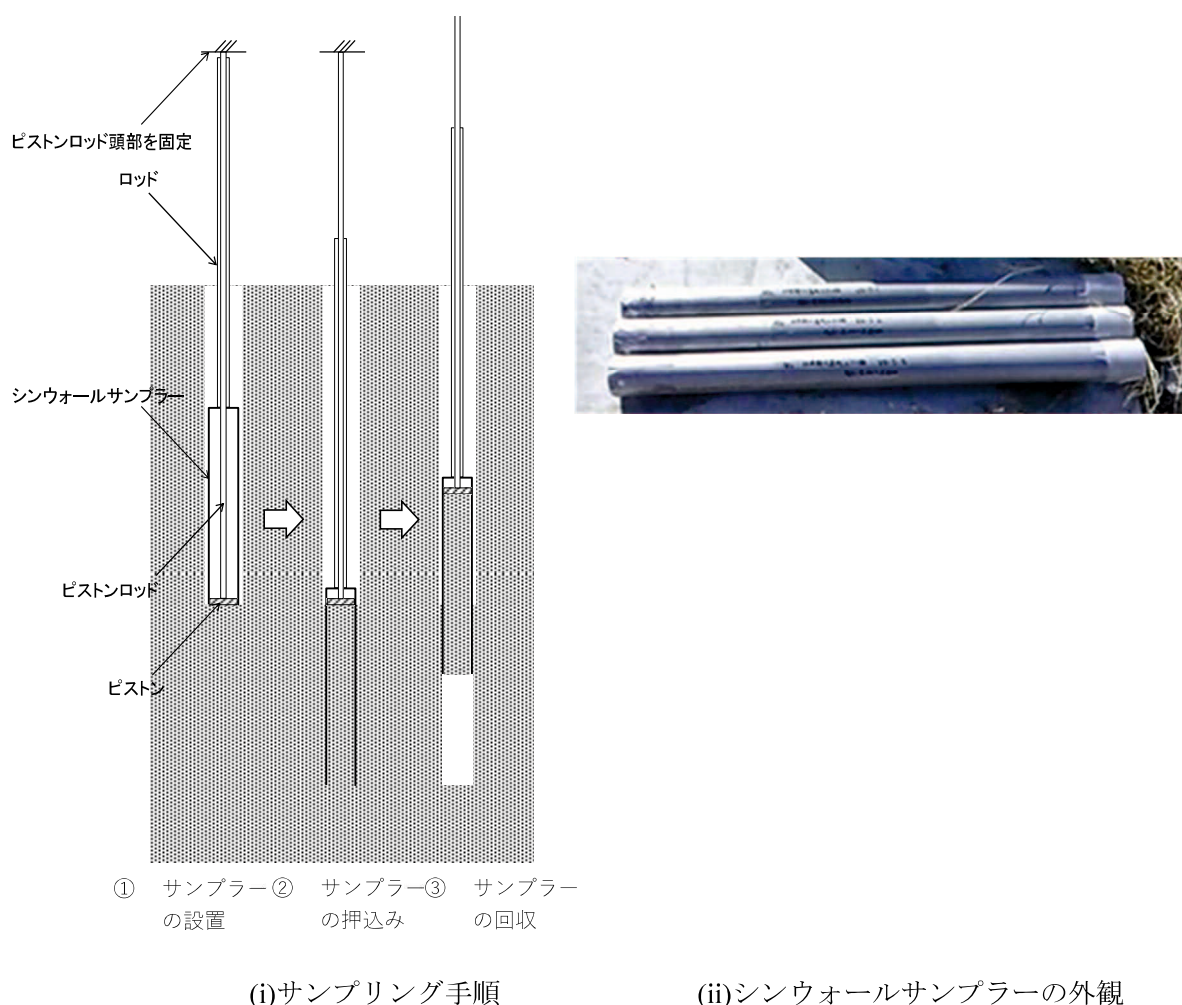


図 3.4-18 固定ピストン式シンウォールサンプラーによる試料採取法

2) 結果

表 3.4-7 に、物理試験結果の一覧を示す。表 3.4-8 に、各物理定数の開発した地盤調査技術に対する従来技術の比の統計量の一覧を示す。また、図 3.4-19 に、各物理定数の開発した地盤調査技術と従来技術の比較結果を示す。

いずれの物理定数も、相関係数が 0.9 を超える値を示し、両者の相関性が高いことが分かる。また、各物理試験における従来技術に対する開発した地盤調査技術の比は、平均値が 0.97～1.03 と 1 に近い値を示している。このことから、開発した地盤調査技術で採取した土試料と従来技術（シンウォールサンプラー）で採取した土試料は、同様の性質を有しており、所定深度から採取されたものと判断できる。

表 3.4-7 物理試験結果一覧

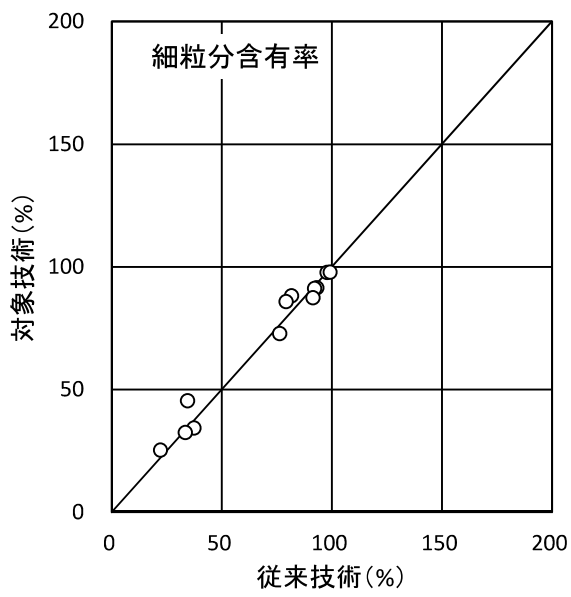
現場名	土質	試料採取深度※ (m)		塑性指数		間隙比		細粒分含有率 (%)		含水比 (%)	
		従来	対象	従来	対象	従来	対象	従来	対象	従来	対象
茨城県猿島郡境町	細粒分質砂	5.40	5.30	—	—	1.018	1.079	22.2	25.2	36.1	37.4
茨城県坂東市馬立	砂質火山灰質粘性土II型	1.40	1.35	59.0	54.6	1.512	1.349	81.7	88.1	51.3	46.0
茨城県古河市諸川	砂まじり火山灰質粘性土II型	1.60	1.60	98.0	72.7	3.664	3.233	93.1	91.4	124.9	104.0
	砂まじり火山灰質粘性土II型	3.20	3.20	59.8	60.9	1.736	1.696	92.2	91.1	60.9	59.0
	細粒分質砂	4.20	4.20	—	—	1.205	1.095	37.5	34.2	37.8	33.3
茨城県筑西市海老ヶ島	砂質火山灰質粘性土II型	2.26	2.25	57.6	61.8	2.642	2.587	79.3	85.8	86.8	88.7
神奈川県相模原市南区	砂まじり火山灰質粘性土II型	3.45	3.65	85.4	70.3	4.158	3.887	91.4	87.4	137.7	125.9
埼玉県比企郡川島町	粘土（高液性限界）	1.45	1.35	44.0	45.5	1.245	1.151	97.8	97.6	45.3	41.8
	粘土（高液性限界）	2.45	2.40	30.9	31.8	1.288	1.345	99.2	97.8	49.1	51.9
	砂質粘土（低液性限界）	6.45	6.30	20.7	18.5	1.118	1.147	76.3	72.7	42.2	42.5
茨城県神栖市深芝	細粒分質砂	3.00	3.25	24.4	22.4	1.081	1.056	33.5	32.4	36.0	34.7
千葉県花見川区	細粒分質砂	4.25	4.25	12.7	17.4	0.886	1.038	34.6	45.4	34.0	38.5

※採取区間の平均深度

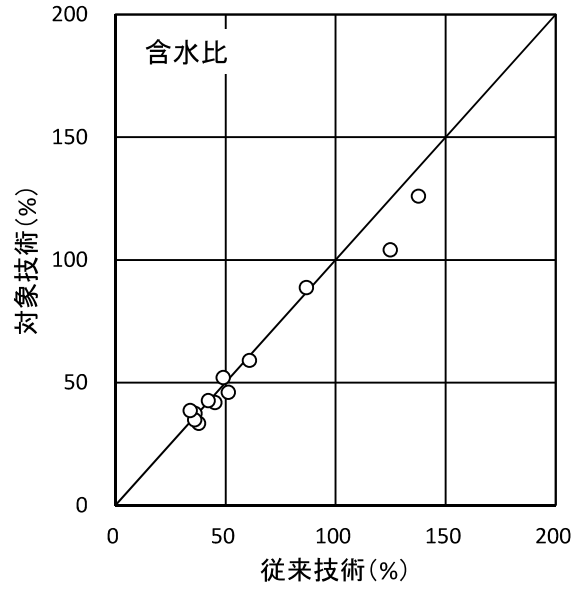
表 3.4-8 物理試験結果の統計量（従来技術に対する開発した地盤調査技術の比）

	データ数	相関係数※	最小値	最大値	平均値	標準偏差	変動係数
塑性指数	10	0.96	0.74	1.37	0.98	0.16	0.17
間隙比	12	1.00	0.88	1.17	0.98	0.08	0.08
細粒分含有率	12	0.99	0.91	1.31	1.03	0.10	0.10
含水比	12	0.99	0.83	1.13	0.97	0.08	0.08

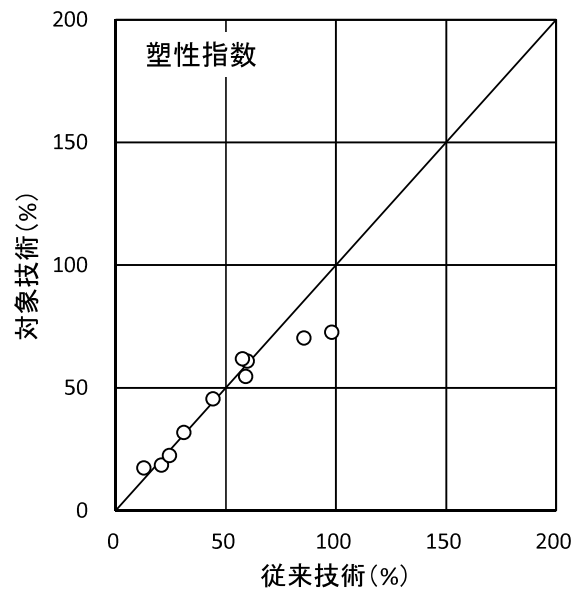
※従来技術と開発した地盤調査技術で採取した 2 種類の試料の物理試験結果の相関係数



(i) 細粒分含有率



(ii) 含水比



(iii) 塑性指数

図 3.4-19 従来技術と開発した地盤調査技術での物理試験結果の比較

3.4.4. 調査結果を自動記録するシステムの確認

(1) 自動計測に使用する計測機器

表 3.4-9 に計測項目と自動記録方法を示す。また、図 3.4-20 に開発した地盤調査技術で使用する機材に設けられた自動記録のための装置の概要を示す。

ワイヤ式リニアエンコーダーやリミットスイッチで計測されたデータは、データロガーに記憶され、モニターで確認することができる。なお、開発した地盤調査技術では、掘削過程と SPT 過程が存在するが、モニターに付属するセレクトスイッチで過程を選択することで、記憶するデータを区別する。

表 3.4-9 計測項目と自動記録方法

工程	掘削	SPT	
	掘削深度（掘進長）	貫入長	打撃回数
計測方法	不動点からパイプロドリルまでの距離をワイヤ式リニアエンコーダーで計測する	不動点からアンビルまでの距離をワイヤ式リニアエンコーダーで計測する	ハンマーの落下回数をリミットスイッチによって計測する
内容	掘削開始地点を初期点設定することで、モーターの昇降を記録し、現在の深度を表示	<ul style="list-style-type: none"> 打撃による貫入深さとロッド自沈等打撃以外の貫入深さを区別できる ロッド自沈等打撃以外による貫入を、ロッド自重とハンマー自重に区別できる 	リバウンドによる打撃を計測しないようにデータ間隔が極端に短いデータは記録しない

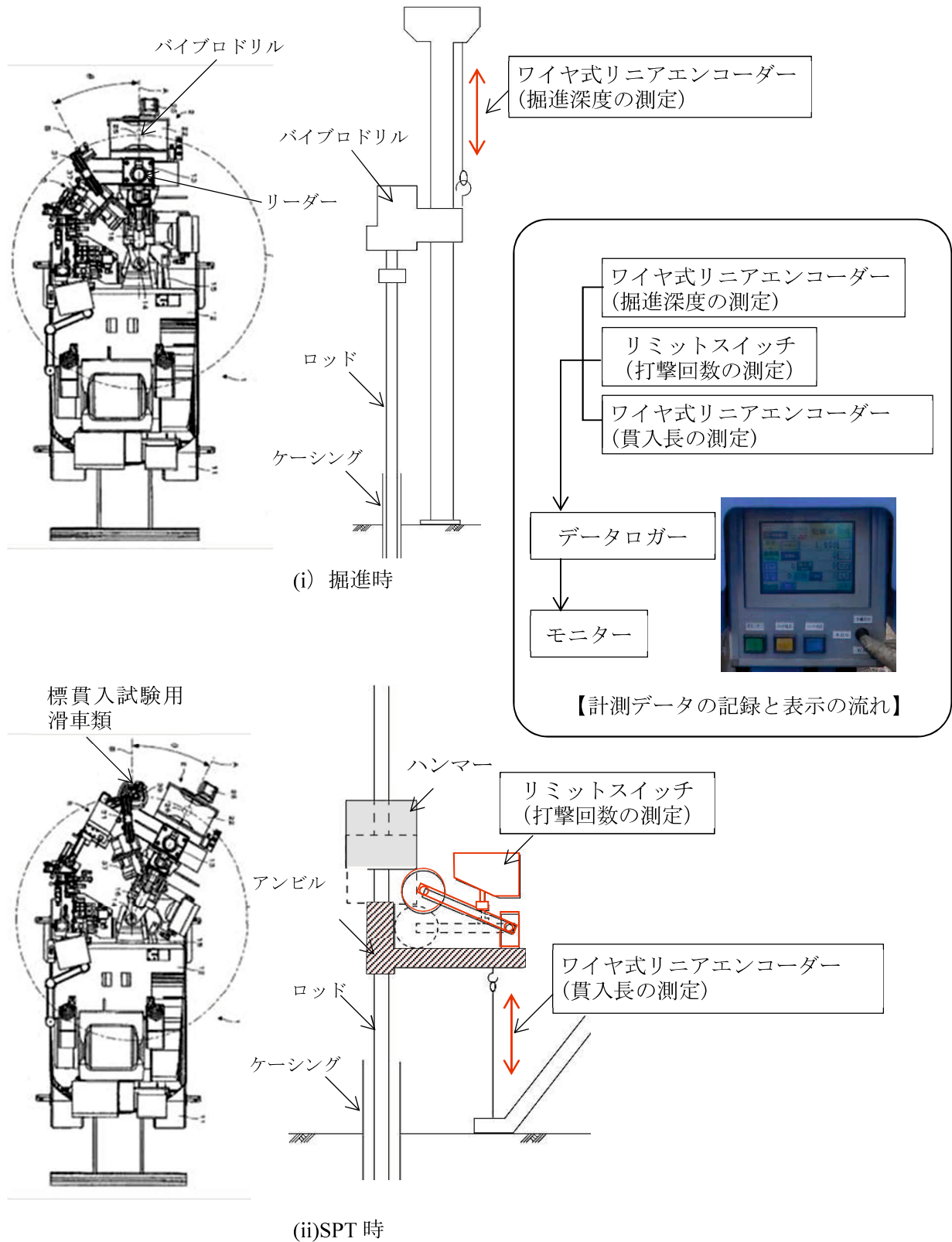


図 3.4-20 計測の流れ

表 3.4-10 に、計測器の外観とその仕組みを示す。いずれの計測器もシンプルな構造で、調査現場での厳しい使用環境に耐えることができるよう配慮した。なお、JISA 1219:2013 の 4.5.2 には、 N 値をセンサーで記録する場合、センサー分解能を 3mm 未満とすることが定められている。このため、開発した地盤調査技術では、分解能 1mm と設定した（表 3.4-11 参照）。

表 3.4-10 計測器の外観とその仕組み



計測器外観	仕組み
 <p>ワイヤ式リニアエンコーダー</p>	<ul style="list-style-type: none"> ワイヤの伸びをワイヤーリールに取り付けたエンコーダー（回転角計測器）で計測する。 開発した地盤調査技術では、掘削時のみ計測値を記録し、一つ前の掘削工程での最終深度に現掘削工程での最終深度を累積することで掘削深度を記録していく。また、SPT 時は、ロッド頭部付近に設置したアンビルの下部と不動点を本装置で連結し貫入長を計測する。
 <p>リミットスイッチ</p>	<ul style="list-style-type: none"> レバーが上下することでスイッチがオン、オフするスイッチ。ハンマーがアンビルに落下すると、落下時に、このレバーを押し下げることで、打撃回数を計測する。 【リバウンド対策】ハンマーのリバウンドを打撃回数に含めないため、計測した二つの信号間の時間間隔が極端に短いデータは記録しないように設定している。

表 3.4-11 リニアエンコーダーと管理装置の仕様

項目	数値(mm)	JIS 規格値(mm)	判定
計測可能な最小長さ	0.2	3	OK
記録可能な最小長さ	1	3	OK

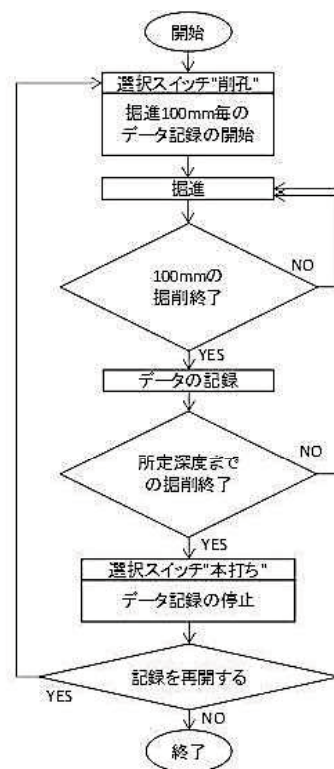
(2) 自動記録の流れの確認

1) 掘削過程

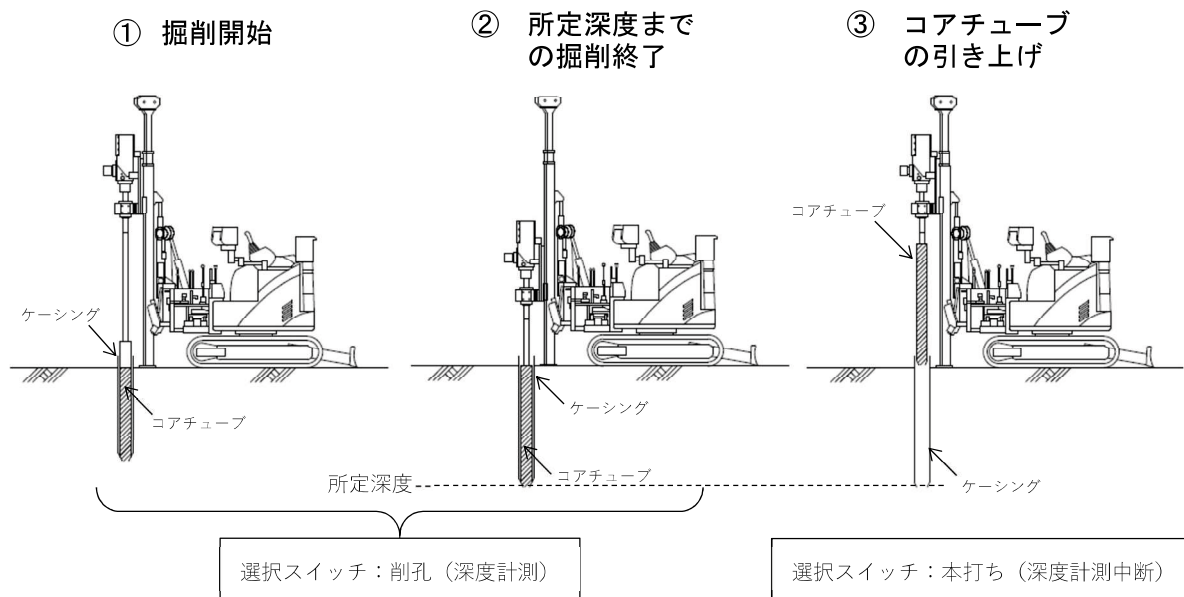
図 3.4-21 に掘削時の計測フローを示す。本プロセスでは、選択スイッチを“削孔”に設定する。このモードでは、掘進量 100mm 毎にデータが記録される。所定深度に到達したら、選択スイッチを“本打ち”に選択することで、その深度が記録され、データのサンプリングを中断する。



(i)モニター画面



(ii)計測の流れ



(iii)計測の流れ

図 3.4-21 掘削時の掘進長計測フロー

2) SPT 過程

図 3.4-22 に SPT 過程での計測フローを示す。本過程では、選択スイッチで“予備打ち”を選択し、予備打ち 150mm を実施する（予備打ちとは、SPT に先立ち、孔底乱れなどに配慮して事前に SPT サンプラーを 150 mm 地中に貫入しておくことを言う）。予備打ちの準備段階で、

ロッドの自重のみでサンプラーが沈下してしまう場合は、沈下終了後に“ロッド自沈ボタン”を押し、貫入長を記録する。また、同様に、ハンマーの自重でサンプラーが沈下してしまう場合は、沈下終了後に“ハンマー自沈ボタン”を押し、貫入長を記録する。打撃が可能な状態の場合、予備打ちを実施する。その後、選択スイッチを“本打ち”として、SPTを実施する。この時、1打撃毎に貫入長が記録される。貫入長が300mmに到達したら、“本打ち終了ボタン”を押し、データの記録を終了する。

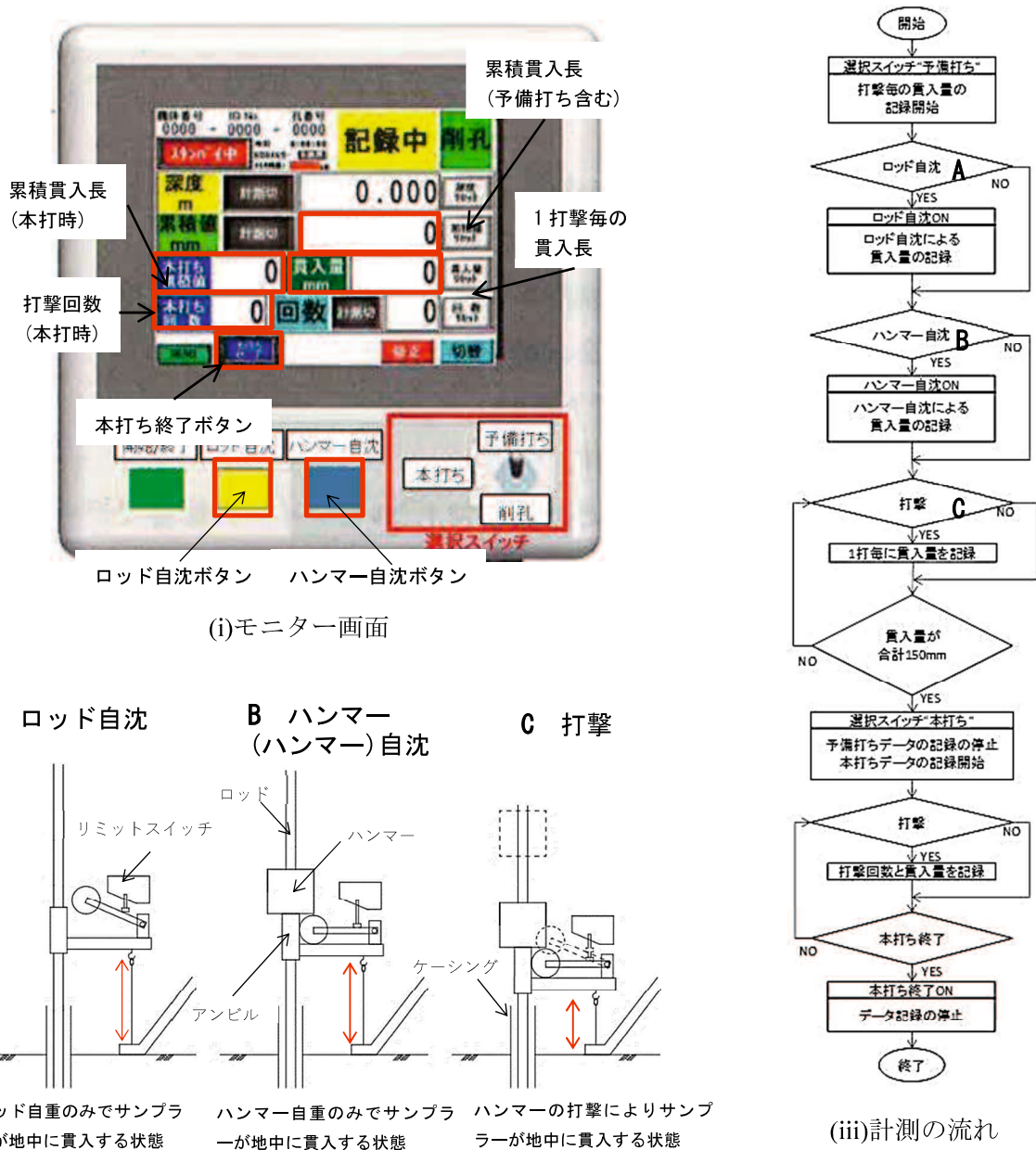


図 3.4-22 計測フロー (SPT プロセス)

以上のことから、開発した技術では、掘削深度と調査結果を自動記録可能であることが確認できた。

3.4.5. 開発した地盤調査技術の汎用性

主に、3.4.2 で確認した掘削方法の違いが N 値に及ぼす影響を確認するために、全国 15 か所で実施した、開発した調査技術に基づく SPT と従来技術での SPT の比較結果を、以下に示す。

表 3.4-12 に、土質柱状図と N 値の深度分布の比較を行った調査地とその調査深度及び N 値の計測深度数の一覧を示す。ここでは、表に示す、15 か所の調査地において、従来技術と開発した地盤調査技術で得られた土質柱状図および N 値深度分布を比較する。なお、以下では、開発した地盤調査技術により得られた N 値を N_I 、従来技術により得られた N 値を N_R として記載した。

表 3.4-12 開発した調査技術と従来技術での比較を行った現場での試験数量一覧

対象土質	調査地 地名	従来技術		開発した地盤調査技術	
		調査深度 (m)	N 値の 計測深度数(深 度)	調査深度 (m)	N 値の 計測深度数(深 度)
更新統粘性土 (関東ローム 含む)・更新統 砂質土	茨城県猿島郡境町	10.45	10	10.46	11
	茨城県坂東市馬立	10.45	8	10.46	11
	茨城県古河市諸川	10.45	10	10.45	11
	茨城県潮来市上戸	10.45	10	7.45	8
	茨城県筑西市海老ヶ島	10.45	10	10.46	11
	神奈川県相模原市南区	10.45	10	10.45	11
	栃木県宇都宮市板戸	10.45	10	10.46	11
完新統粘性 土・完新統砂 質土	埼玉県比企郡川島町	10.50	10	10.56	11
	宮城県多賀城市新田	10.45	19	10.45	20
	千葉県香取市佐原口	18.45	39※	18.45	18
完新統粘性 土・完新統砂 質土 (埋立地盤含 む)	茨城県神栖市深芝	10.45	10	7.00	7
	千葉県千葉市花見川区	10.44	11	10.35	11
	千葉県浦安市千鳥	25.00	47※	20.50	20
	千葉県浦安市高洲	17.50	31※	20.45	20
	千葉県浦安市舞浜	17.50	26※	20.50	20

※ 深度 0.5m 毎に SPT を実施した

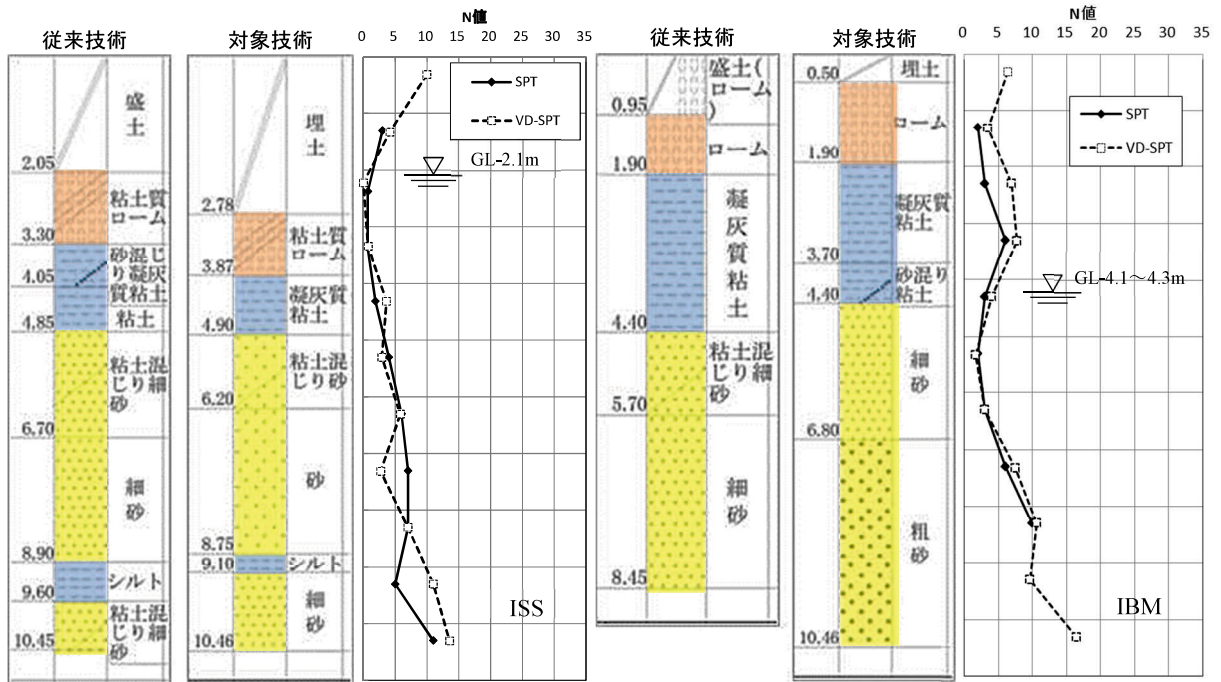
(1) 土質柱状図および N 値深度分布の比較

開発した地盤調査技術での N 値と従来技術での N 値の深度分布と柱状図を比較し、両者が概ね対応することを確認する。

1) 更新統粘性土（関東ローム含む）・更新統砂質土

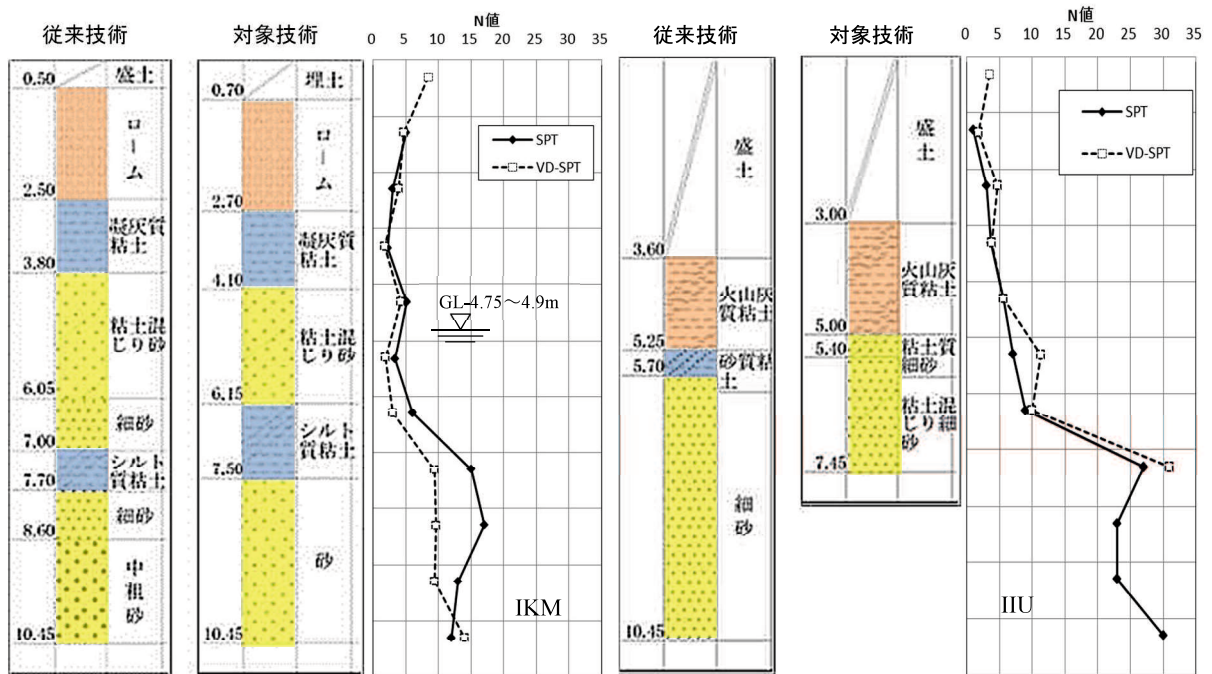
図 3.4-23 に、更新統粘性土（関東ローム含む）と更新統砂質土を対象として実施した従来技術と開発した地盤調査技術での土質柱状図と N 値の深度分布図を示す。なお、土質柱状図において、関東ロームは橙色、粘性土は青色、砂質土は黄色で示した。両調査結果で、土質名称に差異が見られる箇所はあるものの、関東ローム、粘性土、砂質土の土質区分深度は、ほぼ対応している。また、 N 値の深度分布は、更新統粘性土（関東ローム含む）層内では、両調査結

果は類似した値を示すが、更新統砂質土層では、両者の結果に差異が見られる深度がある。これは、砂質土層内に挟在する粘性土や粗粒分の影響により、両者間に差異が表れたものと推測される。



(i)茨城県猿島郡境町(ISS)

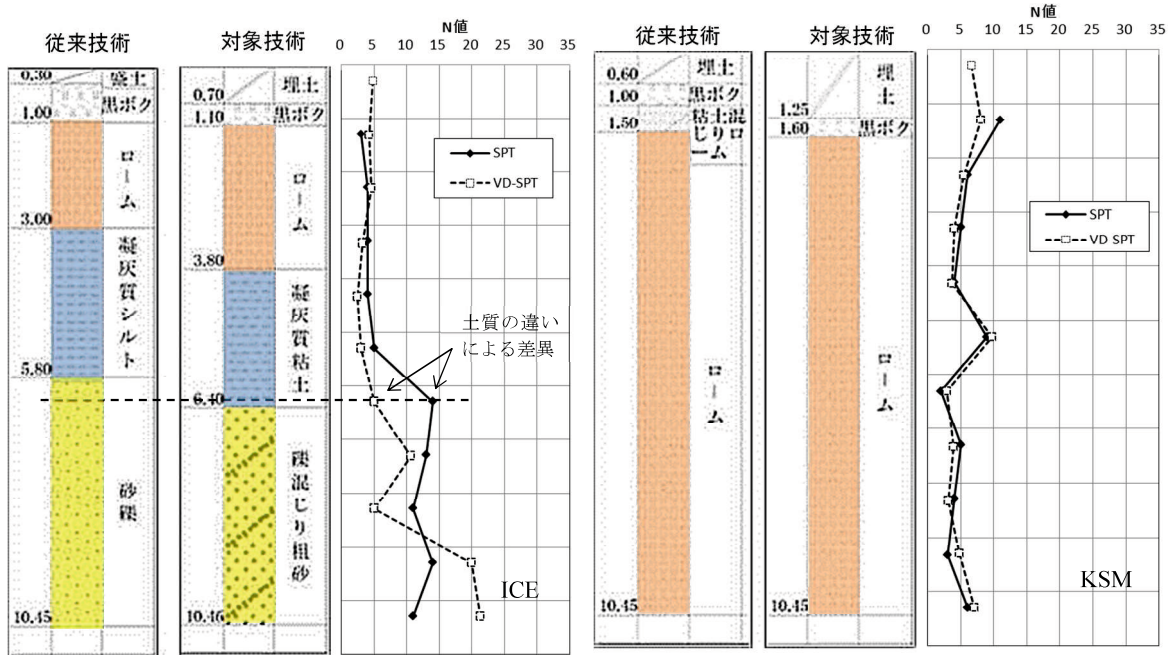
(ii)茨城県坂東市馬立(IBM)



(iii)茨城県古河市諸川

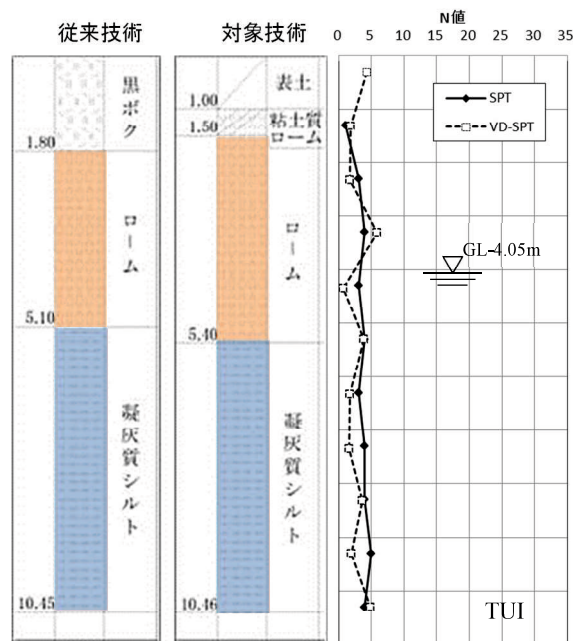
(iv)茨城県潮来市上戸

図 3.4-23 従来技術及び開発した地盤調査技術での調査結果の比較
(更新統粘性土 (関東ローム含む)・更新統砂質土 (その1))



(v)茨城県筑西市海老ヶ島

(vi)神奈川県相模原市南区



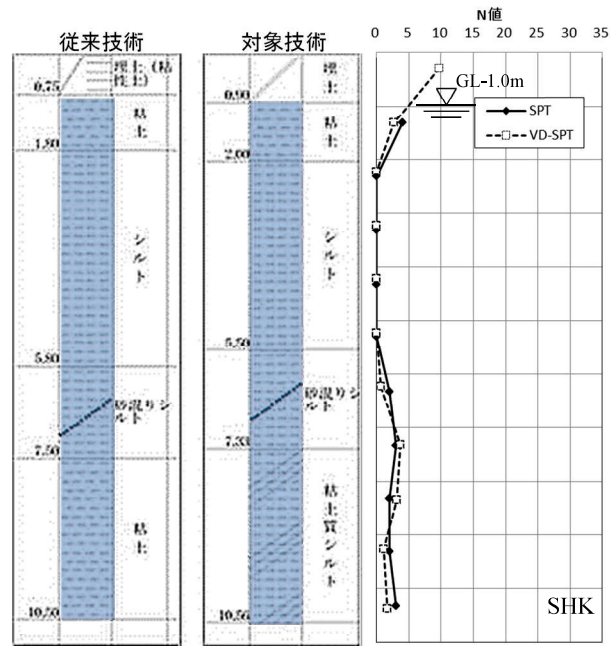
(vii)栃木県宇都宮市板戸

図 3.4-23 従来技術及び開発した地盤調査技術での調査結果の比較
(更新統粘性土 (関東ローム含む)・更新統砂質土 (その2))

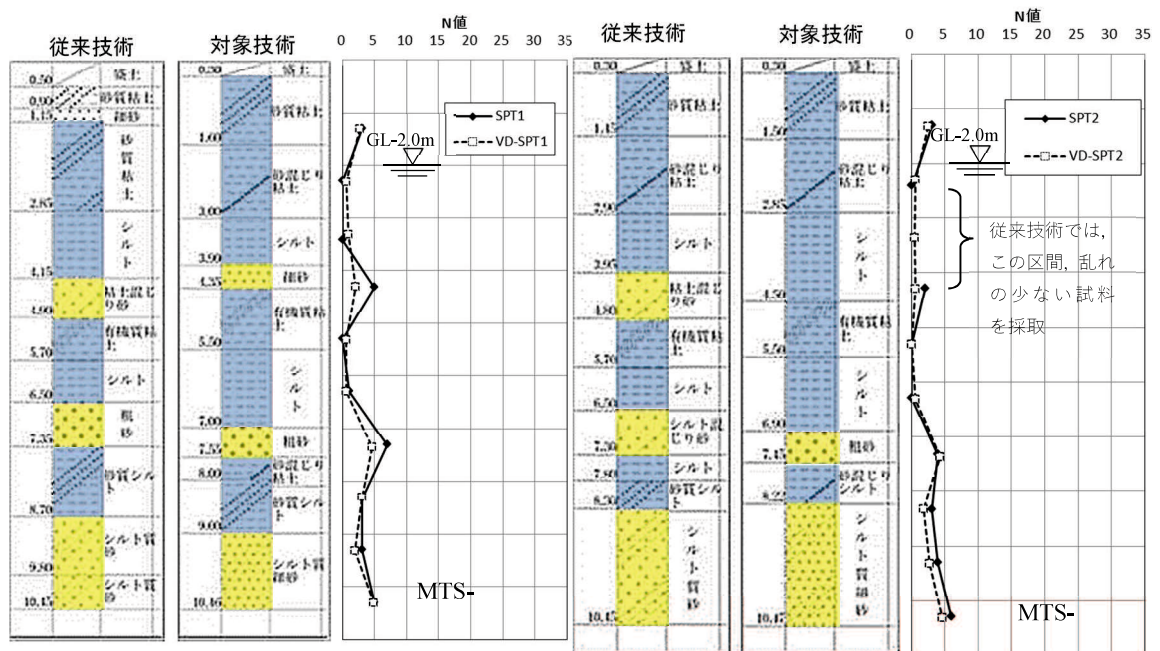
2) 完新統粘性土・完新統砂質土

図 3.4-24 に、完新統粘性土と完新統砂質土を対象として実施した従来技術と開発した地盤調査技術での調査結果の比較図を示す。なお、土質柱状図において、粘性土は青色、砂質土は黄色で示した。また、SPT の実施頻度は通常 1m 毎であるが、千葉県香取市佐原口では、従来技術において SPT を 0.5m 毎に実施した。

両調査結果で、土質名称に差異が見られる箇所はあるものの、粘性土、砂質土の分布深度は、ほぼ対応している。また、N値の深度分布は、従来技術と開発した地盤調査技術の間に有意な差異は見出せない。



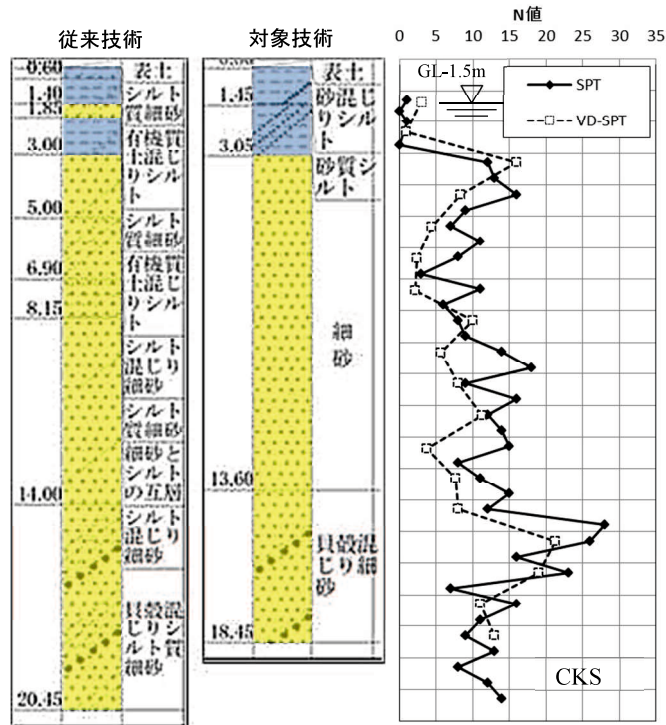
(i)埼玉県比企郡川島町



(ii-1)宮城県多賀城市新田(No.1)

(ii-2)宮城県多賀城市新田(No.2)

図 3.4-24 従来技術及び開発した地盤調査技術での調査結果の比較
(完新統粘性土・完新統砂質土 (その1))



※対象技術による調査の最大深度は18.45m
 ※従来技術ではSPTを0.5m毎に実施

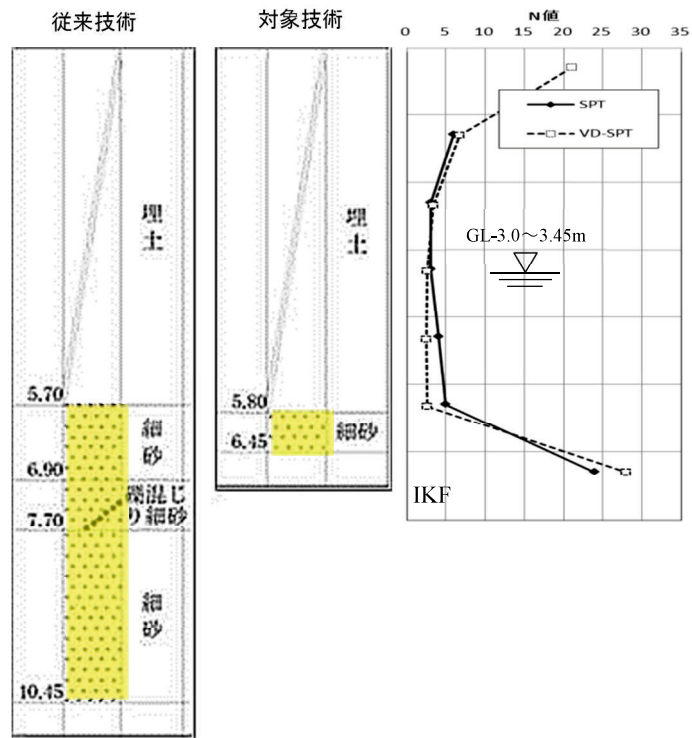
(iii)千葉県香取市佐原口

図 3.4-24 従来技術及び開発した地盤調査技術での調査結果の比較
 (完新統粘性土・完新統砂質土 (その2))

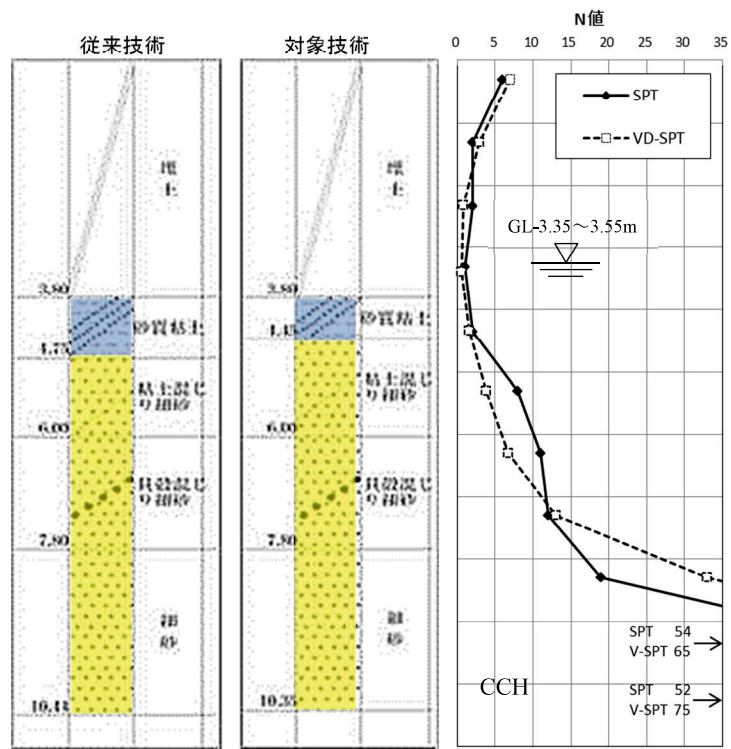
3) 完新統粘性土・完新統砂質土 (埋立地盤を含む)

図 3.4-25 に、埋立地盤を含む完新統粘性土と完新統砂質土を対象として実施した従来技術と開発した地盤調査技術での調査結果の比較図を示す。なお、土質柱状図において、粘性土は青色、砂質土は黄色で示した。また、SPTの実施頻度は通常1m毎であるが、千葉県浦安市千鳥、同じく高州、同じく舞浜の3調査地では、従来技術においてSPTを0.5m毎に実施した。

両調査結果で、土質名称に差異が見られる箇所はあるものの、粘性土、砂質土の分布深度は、ほぼ対応している。また、N値の深度分布は、従来技術と開発した地盤調査技術の間に有意な差異を見いだせない。千葉県浦安市千鳥、千葉県浦安市高州、千葉県浦安市舞浜は、いずれも、2011年東北地方太平洋沖地震で液状化被害が発生した地域であるが、このような液状化の可能性が高い地域においても、従来技術と開発した地盤調査技術で得られたN値は、良好な対応関係を示している。

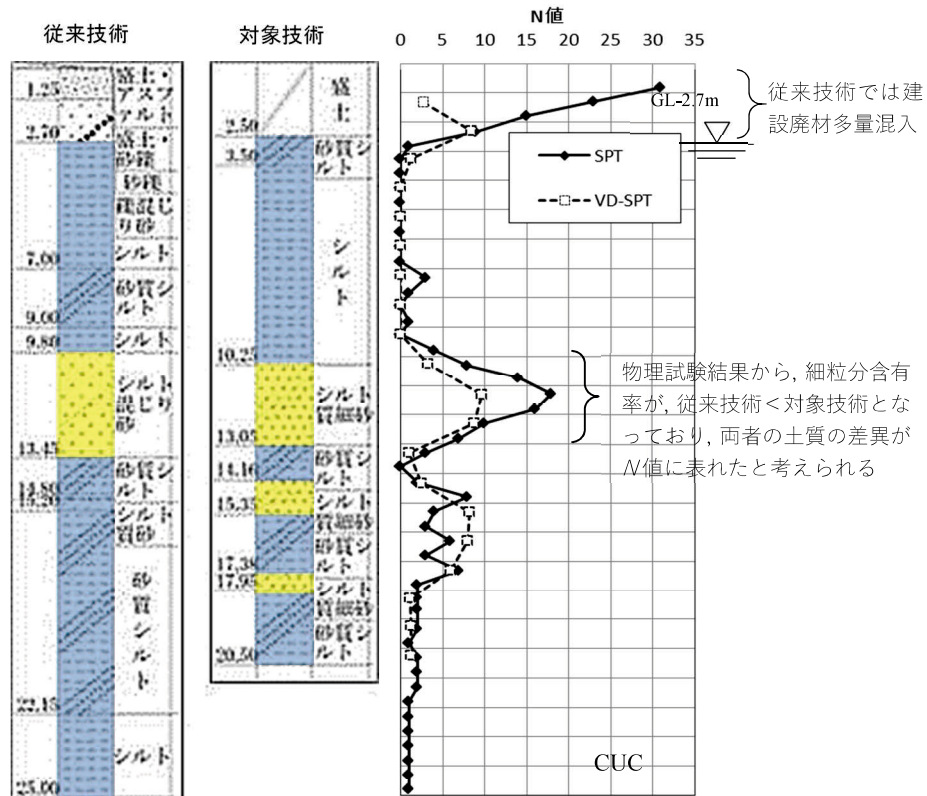


(i)茨城県神栖市深芝



(ii)千葉県千葉市花見川区

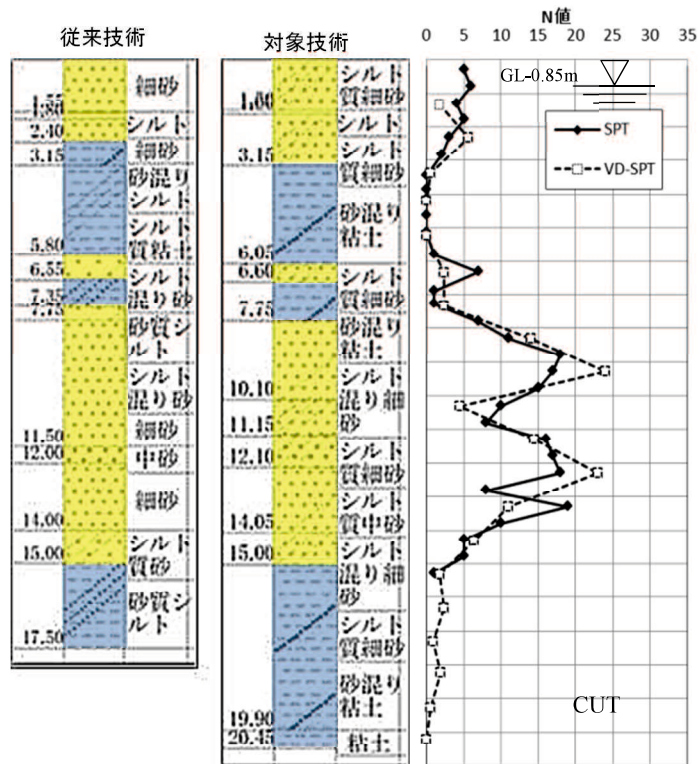
図 3.4-25 従来技術及び開発した地盤調査技術での調査結果の比較
(完新統粘性土・完新統砂質土(埋立地盤含む)(その1))



※対象技術での最大深度は 20.50m

※SPT は 0.5m 毎に実施

(iii)千葉県浦安市千鳥

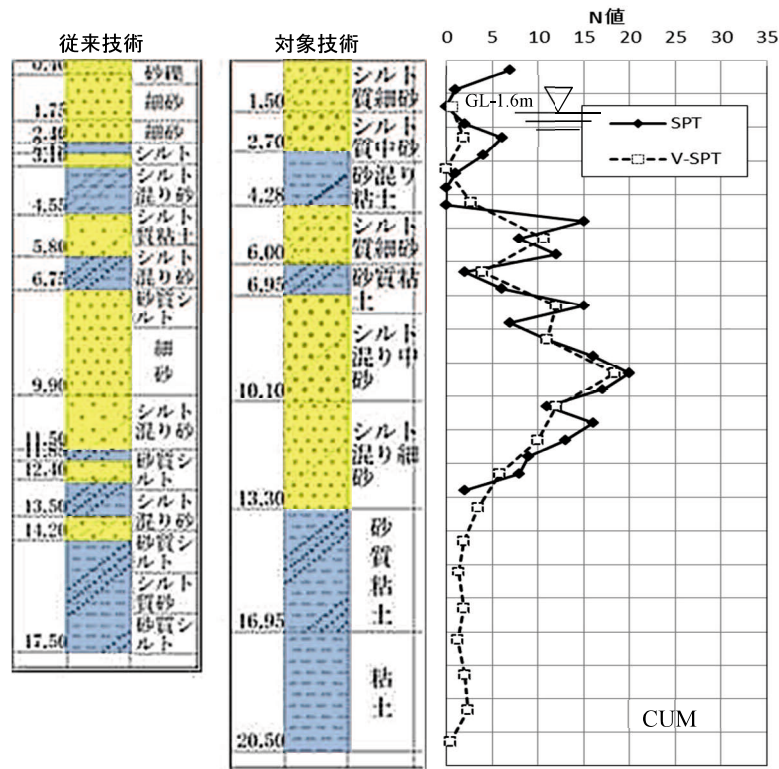


※対象技術での最大深度は 20.45m

※SPT は 0.5m 毎に実施

(iv)千葉県浦安市高州

図 3.4-25 従来技術及び開発した地盤調査技術での調査結果の比較
(完新統粘性土・完新統砂質土 (埋立地盤含む) (その 2))



※対象技術の調査の最大深度は20.50m

(v) 千葉県浦安市舞浜

図 3.4-25 従来技術及び開発した地盤調査技術での調査結果の比較
(完新統粘性土・完新統砂質土(埋立地盤含む)(その3))

(2) 掘削方法の違いがN値に及ぼす影響

1) 方法

従来技術と開発した地盤調査技術で得られたN値を直接比較する。比較するN値は、柱状図作成時にコア鑑定者が判断した土質区分から、同一深度で同一土質と判断できるものとし、腐植物やシルトの挟在が認められる砂質土層や礫質土を含む粘性土層については、N値の比較対象から棄却した。なお、両者間に有意な差がないことの判断基準は、両者の相関係数が0.7程度以上であることとした。また、参考として、 N_V と N_R の比(N_V/N_R)の変動係数も確認した。

2) 結果

(1)で示した調査結果に基づき、土質区分として、完新統粘性土(Ac)、完新統砂質土(As)、更新統粘性土(関東ローム含む)(LmおよびDc)、更新統砂質土(Ds)の四種類を定義し、それぞれの土質についてN値の比較検討を行った。

表 3.4-13 に、土質毎に比較したN値の試験地名と深度を示す。

表 3.4-13 比較する N 値の一覧 (その1)

(i) 完新統粘性土 (Ac)

試験地名	従来技術			開発した地盤調査技術				
	深度 (m)		N_R	深度 (m)		N_V		
埼玉県比企郡川島町	1.15	～	1.47	4	1.15	～	1.49	2.7
	7.15	～	7.50	3	7.15	～	7.48	3.6
	8.15	～	8.47	2	8.15	～	8.53	3.2
千葉県千葉市花見川区	0.15	～	0.47	6	0.15	～	0.45	7.0
	1.15	～	1.45	2	1.15	～	1.46	2.9
	4.15	～	4.55	2	4.15	～	4.53	1.6
茨城県神栖市深芝	1.15	～	1.45	6	1.15	～	1.46	6.8
	2.15	～	2.45	3	2.16	～	2.51	3.4
	3.15	～	3.45	3	3.15	～	3.50	2.6
	4.15	～	4.45	4	4.15	～	4.52	2.4
茨城県潮来市上戸	1.15	～	1.45	1	1.16	～	1.54	1.8
	2.15	～	2.45	3	2.15	～	2.47	4.7
宮城県多賀城市	1.15	～	1.50	3	1.15	～	1.49	2.7
	6.15	～	6.46	1	6.15	～	6.46	0.6
	8.15	～	8.49	3	8.15	～	8.45	3.0
	7.15	～	7.50	4	7.16	～	7.56	4.3
千葉県浦安市千鳥	16.15	～	16.47	6	16.15	～	16.45	8.0
	17.15	～	17.45	7	17.15	～	17.45	6.0
千葉県浦安市高洲	15.15	～	15.44	1	15.15	～	15.48	1.8

(ii) 完新統砂質土 (As)

試験地名	従来技術			開発した地盤調査技術				
	深度 (m)		N_R	深度 (m)		N_V		
千葉県千葉市花見川区	5.15	～	5.45	8	5.15	～	5.46	3.9
	6.15	～	6.45	11	6.15	～	6.46	6.8
	7.15	～	7.45	12	7.15	～	7.45	13.0
宮城県多賀城市	8.15	～	8.51	3	8.15	～	8.49	1.8
	9.15	～	9.45	4	9.15	～	9.48	2.7
	10.15	～	10.45	6	10.15	～	10.47	4.6
千葉県香取市佐原口	5.15	～	5.45	7	5.15	～	5.49	4.4
	16.15	～	16.45	23	16.15	～	16.45	19.0
	17.15	～	17.45	16	17.15	～	17.45	11.0
	18.15	～	18.45	9	18.15	～	18.45	13.0
千葉県浦安市千鳥	2.15	～	2.50	9	2.15	～	2.47	8.4
	12.15	～	12.45	10	12.15	～	12.46	8.7
千葉県浦安市高洲	2.15	～	2.45	3	2.15	～	2.47	5.6
	6.15	～	6.48	7	6.15	～	6.54	2.3
	8.15	～	8.45	11	8.15	～	8.45	14.0
	9.15	～	9.45	17	9.15	～	9.45	24.0
千葉県浦安市舞浜	5.15	～	5.46	8	5.15	～	5.46	10.6
	7.15	～	7.46	15	7.15	～	7.45	12.0
	10.15	～	10.45	11	10.15	～	10.45	12.0
	11.15	～	11.46	13	11.15	～	11.45	10.0

表 3.4-13 比較する N 値の一覧比較する N 値の一覧 (その 2)

(iii)更新統粘性土 (関東ローム含む) (Lm および Dc)

試験地名	従来技術			開発した地盤調査技術				
	深度		N_R	深度			N_V	
茨城県猿島郡境町	3.15	～	3.60	1	3.15	～	3.54	0.8
茨城県坂東市馬立	1.15	～	1.47	2	1.15	～	1.50	3.4
	3.15	～	3.45	6	3.15	～	3.46	7.7
	4.15	～	4.45	3	4.15	～	4.45	4.0
	1.15	～	1.45	5	1.15	～	1.47	4.7
茨城県古河市諸川	2.15	～	2.45	3	2.15	～	2.46	3.9
	3.15	～	3.56	3	3.15	～	3.49	1.8
	7.15	～	7.45	15	7.15	～	7.47	9.4
	3.15	～	3.48	4	3.15	～	3.47	3.8
茨城県潮来市上戸	4.15	～	4.47	6	4.15	～	4.47	5.6
	2.15	～	2.45	6	2.15	～	2.48	5.5
神奈川県相模原市南区	3.15	～	3.38	5	3.15	～	3.45	4.0
	4.15	～	4.45	4	4.15	～	4.48	3.6
	5.15	～	5.45	9	5.15	～	5.46	9.7
	6.15	～	6.45	2	6.15	～	6.46	2.9
	7.15	～	7.45	5	7.15	～	7.53	4.0
	8.15	～	8.45	4	8.15	～	8.53	3.2
	9.15	～	9.50	3	9.15	～	9.46	4.8
	10.15	～	10.45	6	10.15	～	10.45	7.0
	茨城県筑西市海老ヶ島	1.15	～	1.45	3	1.15	～	1.50
2.15		～	2.45	4	2.15	～	2.48	4.6

(iv) 更新統砂質土 (Ds)

試験地名	従来技術			開発した地盤調査技術				
	深度		N_R	深度			N_V	
茨城県猿島郡境町	5.15	～	5.45	4	5.15	～	5.46	2.9
	6.15	～	6.45	6	6.15	～	6.46	5.8
	7.15	～	7.45	7	7.15	～	7.48	2.7
	8.15	～	8.45	7	8.15	～	8.45	7.0
	10.15	～	10.45	11	10.15	～	10.46	13.6
茨城県坂東市馬立	5.15	～	5.45	2	5.15	～	5.51	1.7
	6.15	～	6.47	3	6.15	～	6.46	3.0
	7.15	～	7.45	6	7.15	～	7.48	7.5
茨城県古河市諸川	8.15	～	8.45	10	8.15	～	8.46	10.7
	4.15	～	4.50	6	4.15	～	4.50	4.3
	5.15	～	5.51	4	5.15	～	5.46	1.9
	8.15	～	8.45	17	8.15	～	8.46	9.7
茨城県潮来市上戸	9.15	～	9.45	13	9.15	～	9.47	9.4
	10.15	～	10.45	12	10.15	～	10.45	14.0
	6.15	～	6.45	9	6.15	～	6.45	10.0
茨城県筑西市海老ヶ島	8.15	～	8.45	6	8.15	～	8.45	5.0
	9.15	～	9.45	12	9.15	～	9.45	20.0
	10.15	～	10.45	16	10.15	～	10.46	21.3

図 3.4-26 に、 N_R と N_V の比較結果を示す。また、表 3.4-14 に、 N_V/N_R の統計量を示す。図表から、 N_R と N_V の相関係数は、完新統粘性土 (Ac) で 0.88, 完新統砂質土 (As) で 0.82, 更新統粘性土 (関東ローム含む) (Lm および Dc) で 0.86, 更新統砂質土 (Ds) で 0.82 と、いずれも高い値を示し、両者が高い相関性を有することが分かる¹²⁾。

表 3.4-14 土質毎の N_V/N_R の統計量

項目	完新統粘性土 Ac	完新統砂質土 As	更新統粘性土 Lm および Dc	更新統砂質土 Ds
件数	19	20	21	18
最小値	0.60	0.33	0.63	0.39
最大値	1.80	1.87	1.72	1.67
平均値	1.13	0.92	1.10	0.96
標準偏差	0.36	0.37	0.29	0.30
変動係数	0.32	0.40	0.26	0.32
相関係数※	0.88	0.82	0.86	0.82

※ N_V と N_R の相関係数を示す。

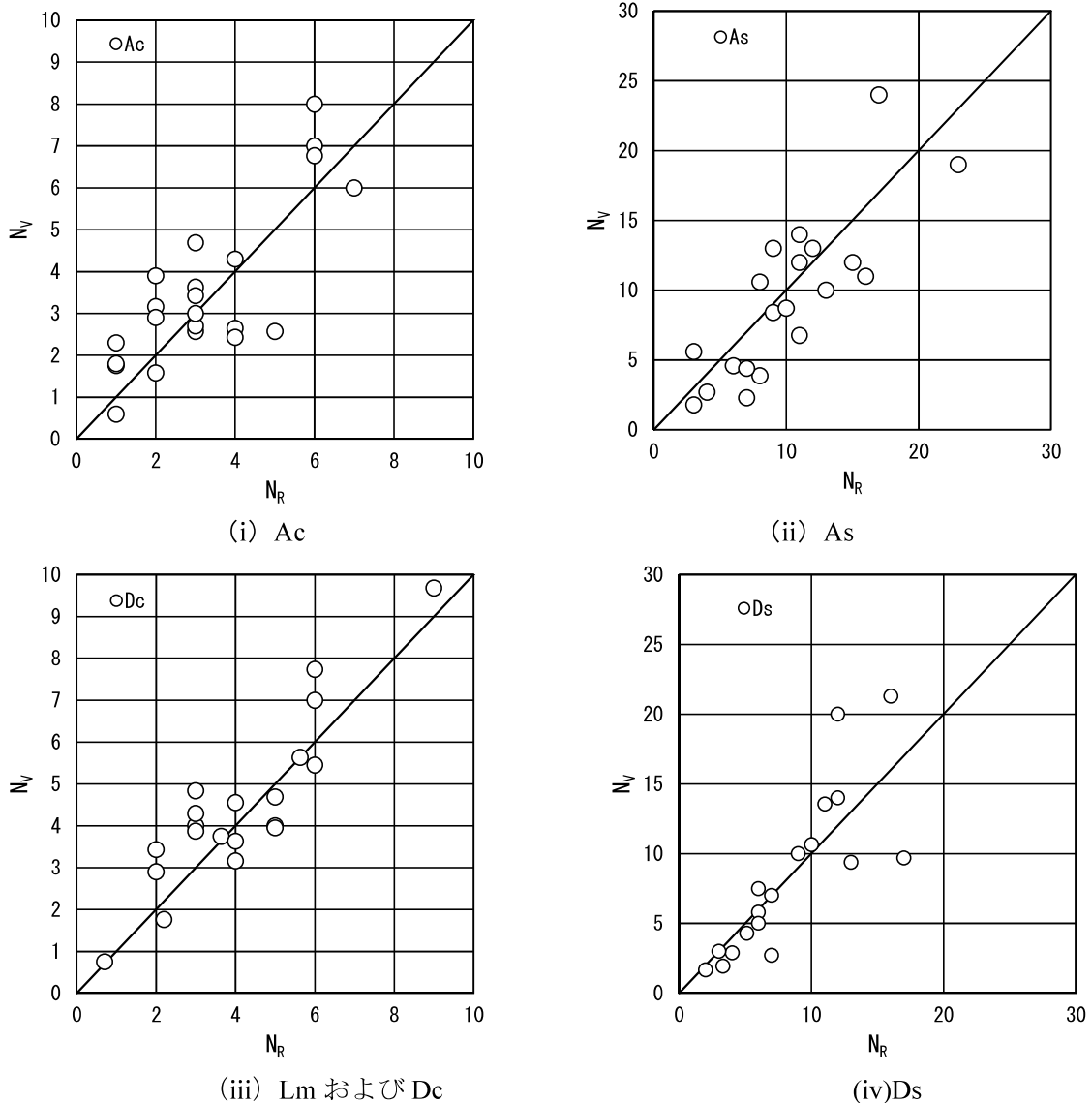


図 3.4-26 従来技術と開発した地盤調査技術での N 値の比較結果

図 3.4-27 に、 N_R と N_V の比 (N_V/N_R) の頻度分布を示す。 N_V/N_R の平均値は 0.92 から 1.13 であり、従来技術と開発した地盤調査技術での N 値が、概ね 1 : 1 の関係にあることが分かる。

また, N_V/N_R の変動係数は 0.26 から 0.40 程度となっている. これらのことから, 開発した地盤調査技術 (振動圧入掘削による SPT) は, 様々な土質に適用可能であることが確認できた.

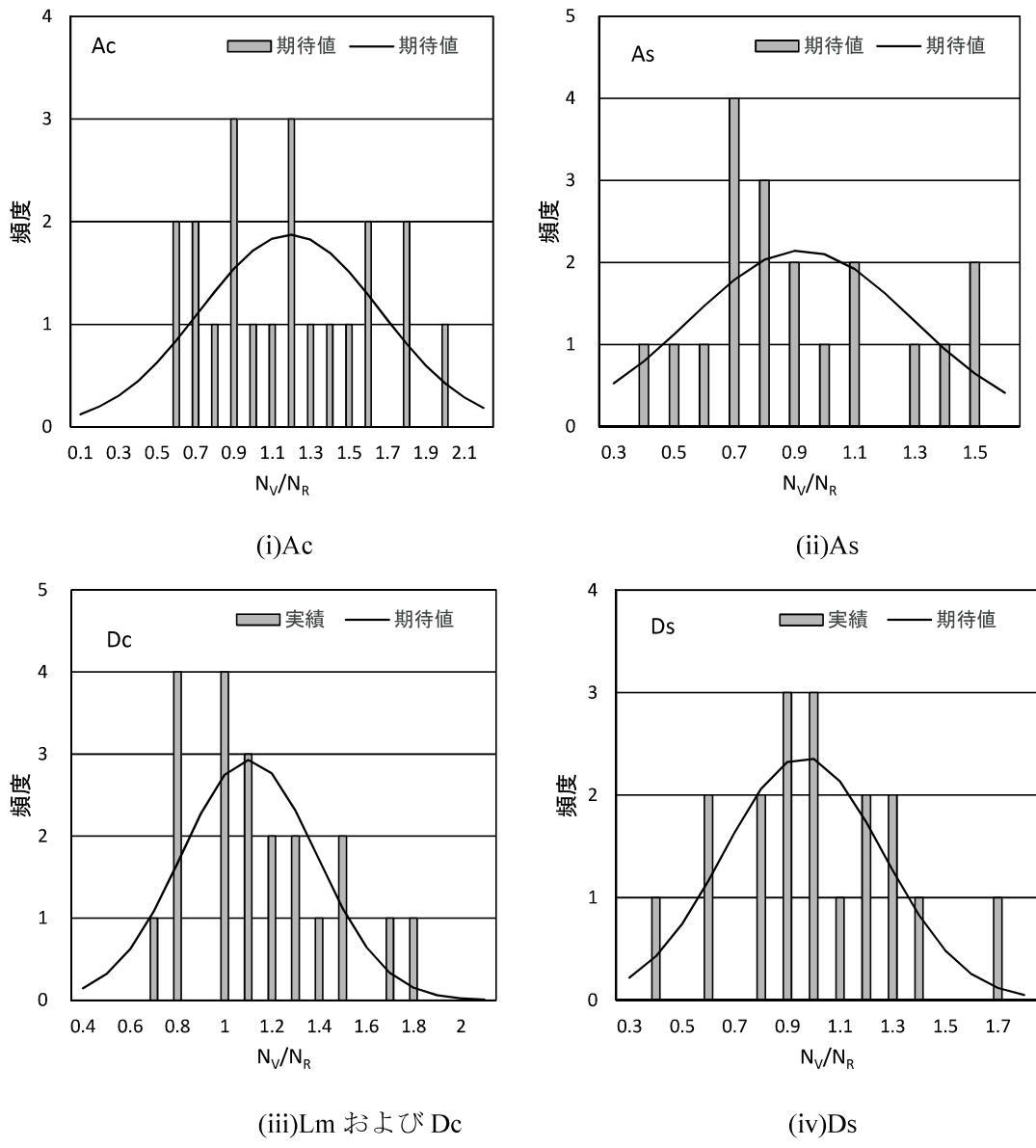


図 3.4-27 従来技術と開発した地盤調査技術での N 値の比 (N_V/N_R) の頻度分布

参考文献

- 1) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針 3.2 節 1. SWS 試験, pp.33-37, 2008.
- 2) 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概要集, pp.91-92, 2004.
- 3) 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研究委員会」：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研究報告書 第 4 章, pp.158-160, 2014.
- 4) 下平祐司, 廣瀬竜也：DT-SWS 試験の実用化への取り組み, GBRC, Vol.37, No.1, pp.35-36, 2012.
- 5) 神村真, 中田幸男, 田部井香月：小規模建築物を対象とした振動圧入掘削によるボーリング調査技術の開発, 日本建築学会技術報告集, Vol.23, No.55, pp.857-862, 2017.
- 6) 公益社団法人地盤工学会：地盤調査の方法と解析, pp.169-182, 2014.
- 7) 渡辺一夫, 中島誠：無水式土壌・地下水調査機を用いた N 値の測定に関する考察, 全地連技術「e-フォーラム 2009」松江 (1.1.1 に既出)
- 8) 公益社団法人地盤工学会：地盤調査の方法と解説, pp.301-303, 2016.
- 9) 西垣好彦, 竹中準之介：標準貫入試験に関する基礎的研究, 第 10 回土質工学研究発表会, pp.27-30, 1975.
- 10) 牧原依夫, 田部井哲夫, 山口英俊, 笹尾光：東京付近に分布する地層の N 値ばらつきの実態と地域性一, 基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.210-206, 1994
- 11) 鈴木康嗣, 小林勝己, 西山高士, 小林治男, 田中久丸：地盤定数のばらつきを考慮した杭の鉛直支持力に関する検討と試設計, 日本建築学会技術報告集, Vol.14, No.27, pp.61-66, June 2008.
- 12) 田中英之：統計の見方・使い方が面白いほどわかる本, 中経出版, pp.108-111, 2008.

第4章 高度な地盤調査技術を用いた小規模建築物のための不同沈下予測方法の提案

4.1. 概説

第2章での検討結果から、現行の小規模建築物のための不同沈下予測には、用いる地盤調査技術である SWS 試験の課題のみならず、不同沈下予測方法にも様々な課題が存在し、不同沈下を予測するためには不十分であることが明らかになった。また、検討結果から、小規模建築物の基礎設計者は、長期許容支持力度の評価のみを行い、沈下に関する検討を行っていない場合があることが示唆された。その要因の一つとして、SWS 試験のみでは、圧密沈下量の予測を行うために必要なパラメーターを得られないことが挙げられる。本章では、第3章で開発した調査技術を活用し、一般建築物で行われる圧密沈下量の予測方法に必要なパラメーターを簡易予測し、SWS 試験のみに基づく従来の予測方法よりも高い精度で不同沈下予測を行う方法を提案する。また、圧密沈下によって不同沈下が生じたと考えられる不同沈下事例に対して、提案方法を適用し、その適用性の検証を行った結果も併せて示す。

以下、節に従って概説する。まず、第2節では、第2章で明らかになった課題を解決する不同沈下予測方法を詳述する。次に第3節では、圧密沈下の発生によって住宅が不同沈下したと考えられる二つの事例に対して、第2節で記述した方法を適用し、この方法の適用性を検証した結果について記述している。

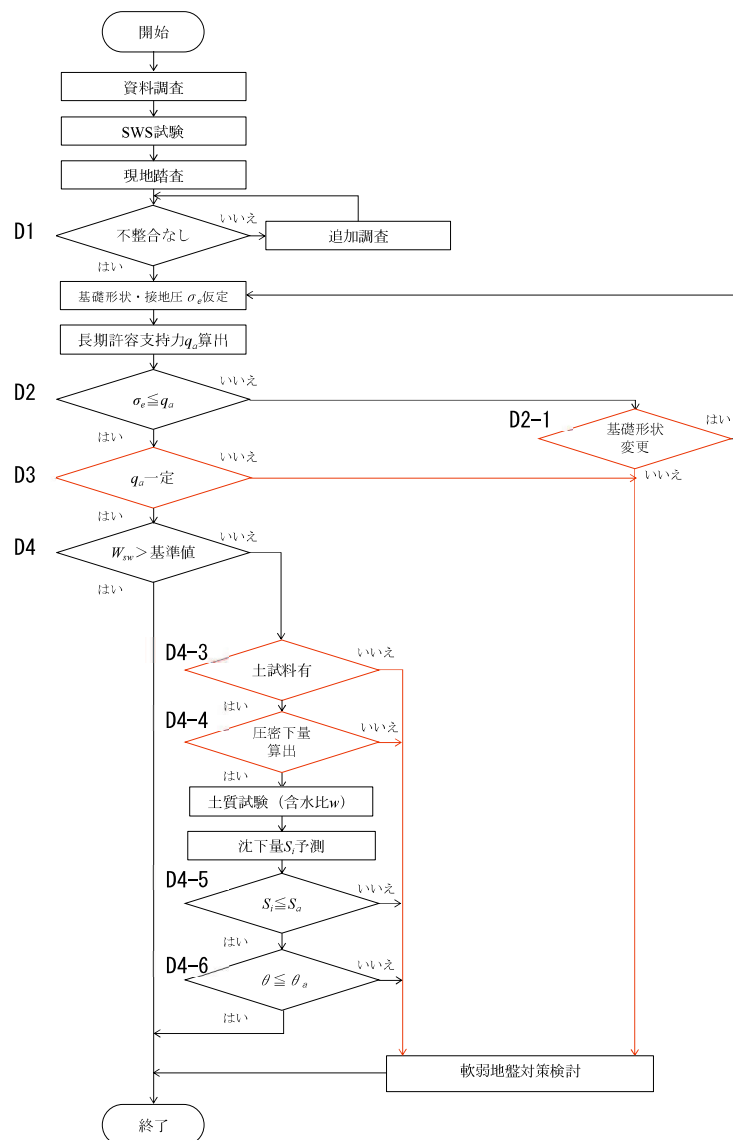
4.2. 提案する不同沈下予測方法とその適用性確認方法

4.2.1. 高度な地盤調査技術を用いた不同沈下予測方法

図 4.2-1 に、日本建築学会が提唱する小規模建築物での不同沈下予測の流れを整理したもの（以下、従来方法と称す）と提案する高度な地盤調査技術を用いた不同沈下予測の流れ（以下、提案方法と称す）をそれぞれ示す。図 4.2-1(i)から、従来方法は、第1章と第2章で示したように、SWS 試験以外の試験方法を用いないことで、判断過程（D1～D4）での選択肢に制約が生じ、結果として十分な検討を行わずに、軟弱地盤対策を検討する事になっていた。提案方法では、これらの制約を緩和するために、第3章で示した高度な地盤調査技術を活用するための判断過程を追加するなど、従来方法に対して判断過程を追加し、不同沈下の定量的な予測を可能とした。

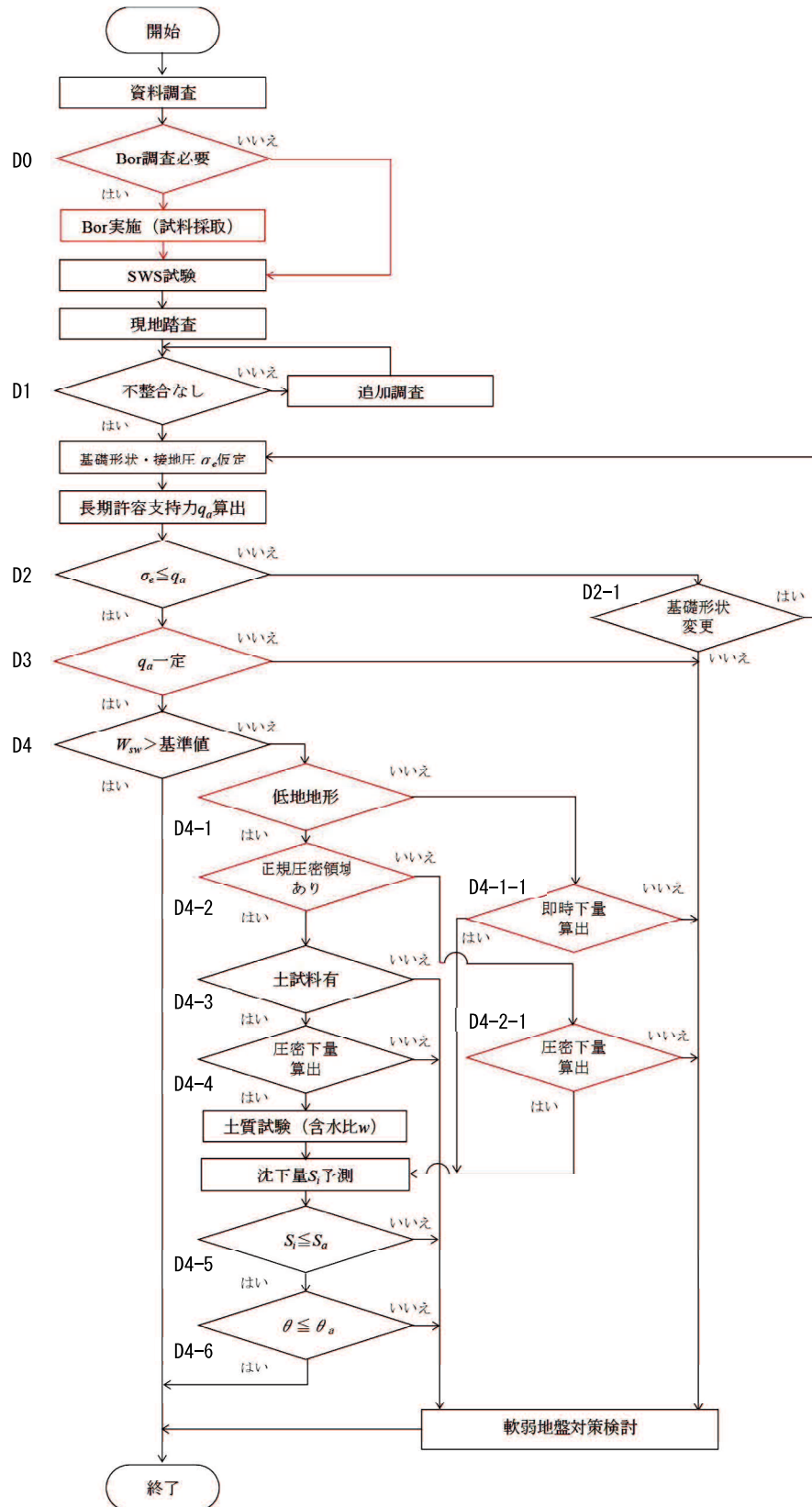
表 4.2-1 に、従来方法と提案方法での判断過程の内容とその可否の一覧を示す。表から、判断過程 D3 において長期許容支持力度 q_a が敷地内ではばらつきがないことを確認することとしている。日本建築学会は、擁壁背面の埋戻地盤の評価基準を提示しているものの¹⁾、具体的に、敷地内の複数点で計測された SWS 試験結果から算出された q_a にどのような差異があった場合に不同沈下の可能性があるかと判断できるのかを示していない。提案方法では、敷地内での q_a のばらつきについての評価基準の一例を示し（第2章参照）、 q_a のばらつきから不同沈下の可能性

を判断できるようにした。また、告示 1113 号に基づく沈下の影響検討の要否判定過程 D4 以降については、日本建築学会は、「小規模建築物の場合、表層部の支持力検討が即時沈下の検討を兼ねている」と判断しており²⁾、即時沈下による不同沈下量を予測することを考慮していない。提案方法では、判断過程 D3 に加え、判断過程 D4-1 と判断過程 D4-1-1 を追加し、基礎底面から下方に 2m の範囲のみを対象とした q_a による評価に加えて、調査対象層全層を考慮した即時沈下量を算出し、不同沈下の可能性を定量的に検討することとした。さらに、従来方法では、D4 以降の沈下量の検討は、圧密沈下量の検討を示すものであったが、圧密沈下量算出に必要な地盤定数の推定方法は、正規圧密領域と過圧密領域では大きく異なる。このため、提案方法では、判断過程 D4-2 として正規圧密領域の有無を判断する過程を加えた。なお、判断過程 D4-2 以降の検討では、地層構成の把握や土質試験を行う必要が生じる。このため、提案方法では、資料調査の段階で、高度な地盤調査（ボーリング調査）の要否の判断過程 D0 を設けた。



(i) 従来方法

図 4.2-1 従来の不同沈下予測の流れと提案方法の比較（その1）



(ii) 提案方法

図 4.2-1 従来の不同沈下予測の流れと提案方法の比較 (その2)

表 4.2-1 従来方法と提案方法での判断内容とその可否の比較

判断過程	判断の内容	従来方法	提案方法
D0	高度な地盤調査（Bor 調査）の有無	—	○
D1	原位置試験結果と資料調査結果との不整合の有無	○	○
D2	基礎接地圧 σ_e が長期許容支持力 q_a 以下であること	○	○
D2-1	基礎形状の変更の要否	○	○
D3	敷地内での q_a のばらつきがないこと	△	○
D4	沈下影響検討の要否	○	○
D4-1	対象地が低地地形に位置するか否か（圧密沈下有無）	—	○
D4-1-1	即時沈下量の計算を行うか否か	—	○
D4-2	正規圧密領域の有無	—	○
D4-2-1	圧密沈下量（過圧密）算出の要否	—	○
D4-3	土試料の有無	△	○
D4-4	圧密沈下量（正規）算出の要否	△	○
D4-5	算出した沈下量が許容値以下であること	○	○
D4-6	算出した傾斜角が許容値以下であること	○	○

○：判断可能，△：判断困難，—：判断過程なし

図 4.2-2 に、図 4.2-1 に示した提案法を用いた場合の不同沈下予測の具体的な作業の流れと各作業の結果に基づく確認事項を示す。以下に、各ステップについて、詳述する。

(1) ステップ1：資料調査

建築物荷重によって生じる地盤沈下には、即時沈下と圧密沈下の二種類のタイプが存在する。即時沈下は、地下水位以浅の地盤や砂質土が建築物自重によって圧縮することで生じるもので、圧密沈下は、地下水位以深の粘性土地盤が建築物自重によって圧縮する際に時間遅れを伴うものである。即時沈下は、対象地が砂質土の厚く堆積する砂丘地形や比較的標高が高い位置にある台地・段丘地形等に位置する場合に検討を要する。また、圧密沈下は、対象地が比較的標高の低い低地に位置し、地下水位が高い場合に検討を要する。

このため、第1ステップでは、土地条件図や地形図等の既存資料を用いて、対象地がどのような地形に位置しており、検討すべき沈下が、主に即時沈下であるのか圧密沈下であるのかを予測する。その結果、圧密沈下の検討が必要になる場合や SWS 試験のみでは地盤調査が実行困難になると予想される場合は、高度な地盤調査技術（ボーリング調査）の要否を判断する。

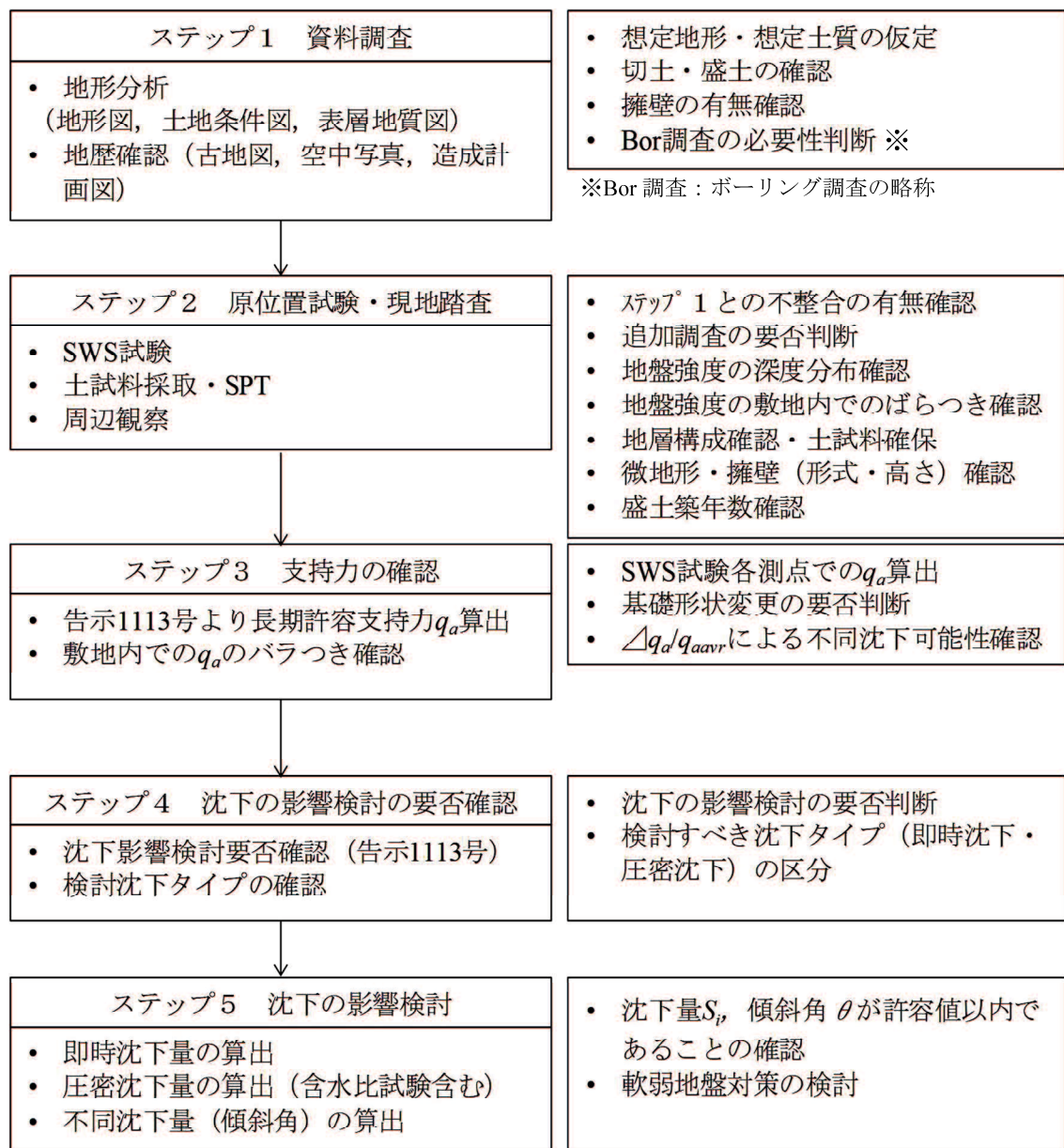


図 4.2-2 提案方法における作業の流れと作業の結果に基づく確認事項

(2) ステップ2：原位置試験・現地踏査

原位置試験として、SWS 試験を実施する。また、ステップ1で高度な地盤調査が必要と判断された場合は、SPT や土試料採取を行う。また、調査の結果、ステップ1で予想された地形や土質と大きな差異がある場合は、追加調査の要否判断を行い、必要な場合は、SWS 試験の測点追加、調査範囲を拡大した資料調査等を実施する。

さらに、調査地周辺の構造物を観察し、地盤沈下に起因するクラックや傾斜などの障害の有無を調査するとともに、不同沈下予測に大きな影響を及ぼす項目である擁壁の形式・高さ・建築物との離隔や造成盛土の築年数等について確認を行う。また、ステップ1では確認できない凹地等の微地形確認を行う。

(3) ステップ3：支持力の確認

各測点における SWS 試験結果から、式 1.3-1（再掲）によって地盤の長期許容支持力度を算出する。

$$q_a = 30\overline{W}_{sw} + 0.64\overline{N}_{sw} \quad \text{式 1.3-1（再掲）}$$

ここで、 q_a ：長期許容支持力度(kN/m²)、 \overline{W}_{sw} ：SWS 試験結果で基礎底面から下方に 2m までの区間のおもりの重さ W_{sw} の平均値 (kN) \overline{N}_{sw} ：SWS 試験結果でスクリーポイントが 25cm 貫入するために要した 1m 当たりの半回転数(回/m)の平均値である。

なお、各測点での q_a のばらつきは、不同沈下の原因となることがあるので、式 4.2-1 によって $\Delta q_a/q_{avr}$ を算出し、図 2.2-3 を参考に、不同沈下の可能性の有無を判断することとする。

$$\left. \begin{aligned} \Delta q_a/q_{avr} &= (q_{amax} - q_{amin}) / \sum_{i=1}^n q_{ai} \\ \Delta S/S_{avr} &= (S_{max} - S_{min}) / \sum_{i=1}^n S_i \end{aligned} \right\} \quad \text{式 4.2-1}$$

ここで、 Δq_a ：敷地内での最大 q_a と最小 q_a の差(kN/m²)、 q_{amax} ：敷地内での最大 q_a (kN/m²)、 q_{amin} ：敷地内での最小 q_a (kN/m²)、 q_{avr} ： n 個の測点での q_a の平均値(kN/m²)、 ΔS ：最小 q_a と最大 q_a の計測地点での予測沈下量の差(m)、 S_{max} ：最小 q_a での予測沈下量(m)、 S_{min} ：最大 q_a での予測沈下量(m)、 S_{avr} ： n 個の測点での予測沈下量 S_i の平均値(m)、 n ：SWS 試験の測点数である。

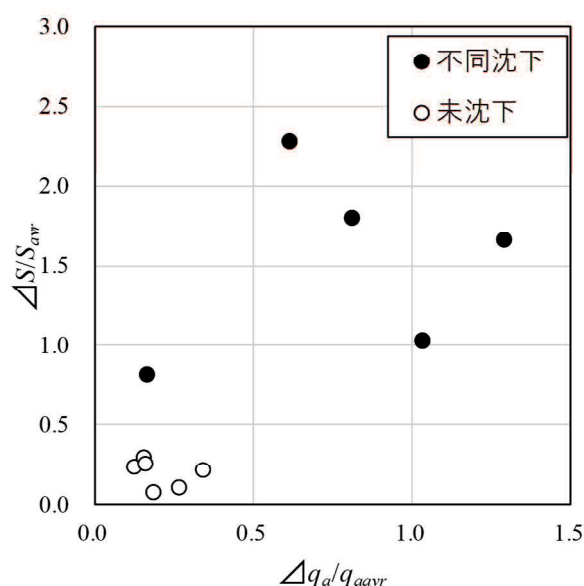


図 2.3-2 不同沈下事例と未沈下事例での $\Delta q_a \sim \Delta S/S_{avr}$ 関係の比較（再掲）

(4) ステップ4：沈下の影響検討の要否確認

ステップ4では、告示1113号第2のただし書に基づき、建築物の自重による沈下が建築物に及ぼす影響検討の要否を確認する(1.3.3参照)。また、要否確認の結果、検討が必要と判断された場合は、対象となる建築物が位置する地形を確認し、対象地が谷底平野などの低地地形に位置し圧密沈下の検討が必要な地形、または、台地・段丘等、比較的標高の高い地形に位置し即時沈下の検討が必要な地形に位置するのかを判断する。

(5) ステップ5：沈下の影響検討

1) 即時沈下量の予測

ステップ4で、対象地が即時沈下の発生が危惧される地形と判断された場合は、確認した地層構成から、各層の層厚 H_k とヤング率 E_k 、ポアソン比 ν_k をそれぞれ設定し、式1.2-8～式1.2-11から、即時沈下量 S_E を算出する。

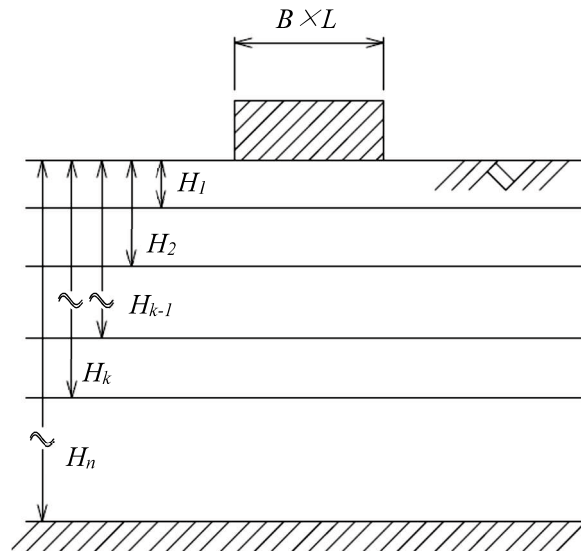


図 1.2-4 多層地盤での即時沈下の算出方法の概要 (再掲)

$$S_E = \left\{ \frac{I_S(H_1, \nu_{S1})}{E_{S1}} + \sum_{k=2}^n \frac{I_S(H_k, \nu_{Sk}) - I_S(H_{k-1}, \nu_{Sk})}{E_{Sk}} \right\} qB \quad \text{式 1.2-8 (再掲)}$$

$$I_S(H_k, \nu_{Sk}) = (1 - \nu_S^2)F_1 + (1 - \nu_S - 2\nu_S^2)F_2 \quad \text{式 1.2-9 (再掲)}$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ l \cdot \log_e \frac{(1 + \sqrt{l^2 + 1})\sqrt{l^2 + d^2}}{l(1 + \sqrt{l^2 + d^2 + 1})} + \log_e \frac{(l + \sqrt{l^2 + 1})\sqrt{1 + d^2}}{l + \sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \right\} \quad \text{式 1.2-10 (再掲)}$$

$$F_2 = \frac{d}{2\pi} \tan^{-1} \frac{l}{d\sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \quad \text{式 1.2-11 (再掲)}$$

ここで、 S_E ：全即時沈下量(m)、 l ：($=L/B$)、 H_k ：地盤の厚さ(m)、 d ：($=H_k/B$)、 E_{Sk} ：地盤のヤング率(kN/m²) (例えば、 $E_{Sk}=700N$ 、 $N:N$ 値で推定できる)、 ν_{Sk} ：地盤のポアソン比 ($\nu_{sk}=0.3$ と仮定する) とする。

2) 圧密沈下量の予測

ステップ4で、対象地が圧密沈下の発生が危惧される地形と判断された場合は、以下の手順に従って、圧密沈下量を算出する。

① 正規圧密領域の確認

圧密は、地盤が受けた応力履歴によって、正規圧密と過圧密に分類できる。式4.2-2に、正規圧密と過圧密を区分する条件式を示す。

図4.2-3に、正規圧密領域と過圧密領域の判定の概念図を示す。

【正規圧密】	$\sigma_v' + \Delta\sigma \geq p_c$	}	式 4.2-2
【過圧密】	$\sigma_v' + \Delta\sigma < p_c$		

$\sigma_v' = \gamma_t \cdot z_{GWL} + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (z - z_{GWL})$ 式 2.3-3 (再掲)

$\Delta\sigma = \sigma_e \cdot A / \{(B+z) \cdot (L+z)\}$ 式 4.2-3

$p_c = 1.2q_u$ 式 1.2-18 (再掲)

$q_u = 45W_{sw} + 0.75N_{sw}$ 式 1.2-6 (再掲)

ここで、 σ_v' : 初期有効上載圧(kN/m²)、 γ_t : 湿潤単位体積重量($\gamma_t = \rho_t \cdot g$)(kN/m³)、 g : 重力加速度(9.81m/sec²)、 z : 深度(m)、 z_{GWL} : 地下水位(m)、 γ_{sat} : 飽和単位体積重量(kN/m³) (不明の場合は、 $\gamma_{sat} = \gamma_t$ として扱う)、 $\Delta\sigma$: 建築物荷重によって土中に発生する応力増分(kN/m²)、 σ_e : 基礎接地圧(kN/m²)、 L : 基礎長辺長 (m)、 B : 基礎短辺長 (m)、 A : 基礎底面積 ($A = B \cdot L$) (m²)、 p_c : 圧密降伏応力(kN/m²)、 q_u : 一軸圧縮強さ(kN/m²)、 W_{sw} : SWS 試験での荷重の大きさ(kN)、 N_{sw} : SWS 試験での貫入量 1m 当りの半回転数(回/m)とする。

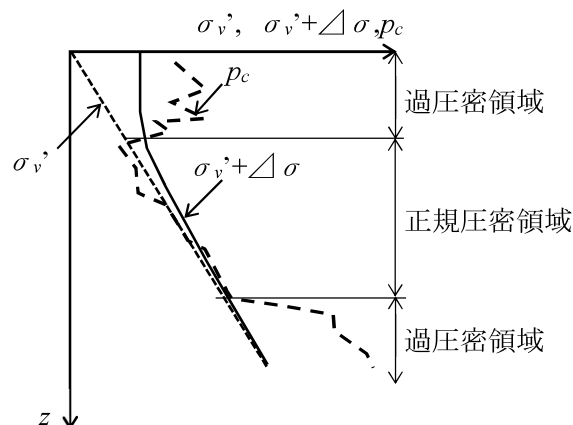


図 4.2-3 正規圧密領域の判定 (模式図)

なお、地盤の湿潤密度 ρ_t は、正規圧密と過圧密の区分に大きな影響を及ぼすので、二重管式 SPT サンプラー等を用いて実測することが望ましい³⁾。ただし、正規圧密領域の分布をおおよ

そ把握する程度の場合、表 4.2-2 に示す ρ_t の目安を参考にすることができる⁴⁾。

表 4.2-2 土の湿潤密度 ρ_t の目安

土の種類	完新統地層				更新統地層			
	砂質土	シルト	粘性土	腐植土	砂質土	シルト	粘性土	ローム
湿潤密度 ρ (g/cm ³)	1.8 (1.7~1.9)	1.5 (1.5~1.7)	1.5 (1.4~1.6)	1.0 (0.8~1.3)	1.9 (1.8~2.0)	1.7 (1.5~1.8)	1.6 (1.5~1.7)	1.4 (1.3~1.5)

② 圧密沈下量の予測

以下の手順で算出した正規圧密領域と過圧密領域での沈下量の総和を圧密沈下量とする。

【正規圧密沈下量】

①で正規圧密状態にある粘性土と判断された深度では、式 1.2-12 を用いて、正規圧密沈下量 S_{nc} を算出する。なお、圧縮指数 C_c は、高度な地盤調査技術で採取した土試料を用いた含水比試験結果に基づき、式 1.2-14 から推定する。なお、初期有効上載圧 σ_v' が p_c 以下の値となる場合は、 σ_v' から p_c の区間については、 $\Delta\sigma$ を $(p_c - \sigma_v')$ に置き換えて、式 1.2-13 によって過圧密領域での沈下量を算出する (図 4.2-4(ii)参照)。

$$\left. \begin{aligned} S_{nc} &= C_c \cdot H / (1 + e_0) \cdot \log\{(\sigma_v' + \Delta\sigma) / \sigma_v'\} & (\sigma_v' > p_c) \\ S_{nc} &= C_c \cdot H / (1 + e_0) \cdot \log\{(\sigma_v' + \Delta\sigma) / p_c\} & (\sigma_v' \leq p_c) \end{aligned} \right\} \text{式 1.2-12 (再掲)}$$

$$C_c = 0.01 \cdot w_L = 0.01(1.1 \cdot w_n) \quad \text{式 1.2-14 (再掲)}$$

$$e_0 = (1 + w_n / 100) \cdot (2.65 / \rho_t) - 1 \quad \text{式 1.2-15 (再掲)}$$

ここで、 S_{nc} ：正規圧密沈下量(m)， C_c ：圧縮指数， e_0 ：対象層の初期間隙比， H ：対象層厚(m)， w_L ：液性限界(%)， w_n ：自然含水比(%)， ρ_t ：土の湿潤密度(g/cm³)とする。

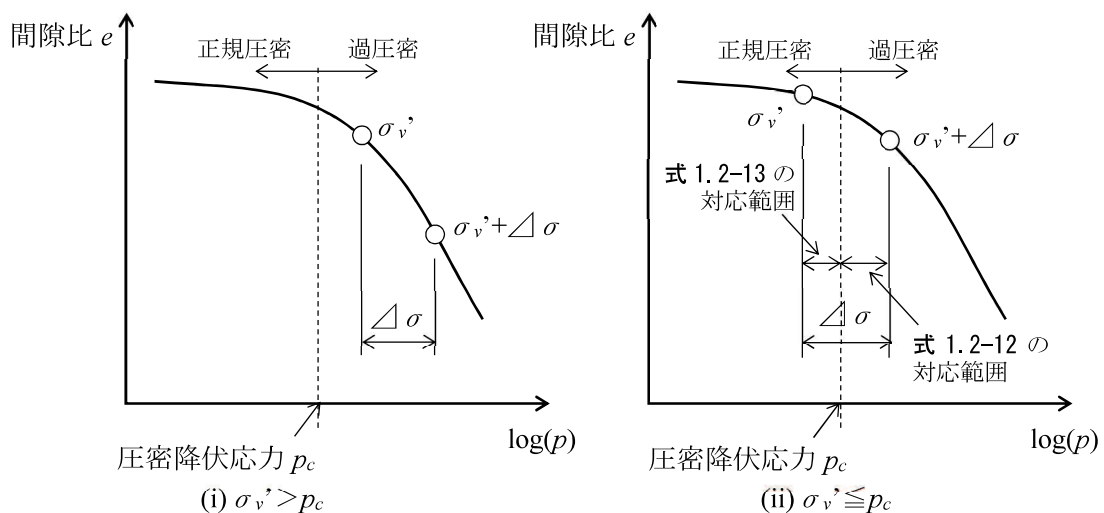


図 4.2-4 初期有効上載圧と圧密降伏効力の関係

【過圧密沈下量】

①で過圧密状態にある粘性土と判断された深度では、式 1.2-13 を用いて、過圧密沈下量 S_{oc} を算出する。なお、体積圧縮係数 m_v は、式 1.2-17 から推定する。また、 α は、竹中(1962)を参考に、80 とする⁵⁾。

$$\left. \begin{aligned} S_{oc} &= m_v \cdot \Delta\sigma \cdot H & (\sigma_v' + \Delta\sigma) &\leq p_c \\ S_{oc} &= m_v \cdot (p_c - \sigma_v') \cdot H & (\sigma_v' + \Delta\sigma) &> p_c \end{aligned} \right\} \text{式 1.2-13 (再掲)}$$

$$m_v = 1 / (\alpha \cdot c) \quad \text{式 1.2-17 (再掲)}$$

ここで、 S_{oc} ：過圧密沈下量(m)、 m_v ：体積圧縮係数(m²/kN)、 α ：地域によって変化する係数（ここでは、 $\alpha=80$ とする）、 c ：粘着力(kN/m²) ($c=q_u/2$) とする。

3) 総沈下量と傾斜角の算出

敷地内で実施したすべての SWS 試験地点で、1)、2)の手順に基づき沈下量を算出する。即時沈下と圧密沈下が混在する場合は、それらの総和を各測点での全予測沈下量 S_i とする。また、各測点の全予測沈下量 S_i から、式 4.2-5、式 4.2-6 を用いて、相対沈下量 ΔS と傾斜角 θ を算出する。

$$S_i = S_{Li} + S_{nci} + S_{oci} \quad \text{式 4.2-4}$$

$$\Delta S = S_{max} - S_{min} \quad \text{式 4.2-5}$$

$$\theta = \Delta S / \ell \quad \text{式 4.2-6}$$

ここで、 S_i ：測点 i での全予測沈下量(m)、 S_{Li} ：測点 i での即時沈下量(m)、 S_{nci} ：測点 i での正規圧密領域での沈下量(m)、 S_{oci} ：測点 i での過圧密領域での沈下量(m)、 ΔS ：相対沈下量(m)、 S_{max} ：敷地内の各測点での全予測沈下量の内、最大の値(m)、 S_{min} ：敷地内の各測点での全予測沈下量の内、最小の値(m)、 θ ：傾斜角、 ℓ ： S_{max} と S_{min} の計測地点間距離(m) とする。

なお、全沈下量 S_i が許容沈下量 S_a 以下であることと、傾斜角 θ が許容傾斜角 θ_a 以下であることを確認する。許容沈下量 S_a と許容傾斜角 θ_a は、表 4.2-3、表 1.3-3 を参考に定める⁶⁾。なお、常時荷重に対する許容傾斜角 θ_a は、3/1,000 未満とすることが妥当と考えられる。

$$S_i \leq S_a \quad \text{式 4.2-7}$$

$$\theta < \theta_a \quad \text{式 4.2-8}$$

表 4.2-3 許容沈下量の参考値 (単位：mm)

基礎形式	布基礎		べた基礎	
沈下の種類	即時	圧密	即時	圧密
標準値※	25	100	30	100

※：不同沈下による亀裂がほとんど生じない限界値

表 1.3-3 不同沈下の判定の目安（再掲）

レベル	勾配 θ	構造上主要な部分に 瑕疵が存する可能性
1	$\theta < 3/1,000$	低い
2	$3/1,000 \leq \theta < 6/1,000$	一定程度存する
3	$\theta \geq 6/1,000$	高い

4.2.2. 提案方法の適用性検討方法

図 4.2-2 に示した提案方法の内、沈下量の予測方法の適用性を確認するため、不同沈下発生後に詳細な地盤調査を行った 2 事例に対して、提案方法を適用した。以下に、用いた不同沈下事例の概要を示す。

(1) 用いた不同沈下事例の概要

図 4.2-5 に、敷地平面図と基礎天端の相対沈下量を示す。(i)事例 1 では、建築物は、東から西に傾斜している。当該地は、北側隣地が、約 0.5m 高く、東側隣地は水路となっており、当該敷地よりも約 0.6m 低い。また、西側隣地は、当該物件と並行して建設された新築住宅があり、この隣接住宅と当該物件との離隔距離は、810~830mm と小さい。なお、建築物は木造二階建てである。

一方、(ii)事例 2 では、建築物は、西側から東側に向かって傾斜している。当該地は、東側隣地が水田で高低差が約 0.6m、西側境界は前面道路と接している。南北境界は水田に接する。当該地の建築物は木造平屋建てである。

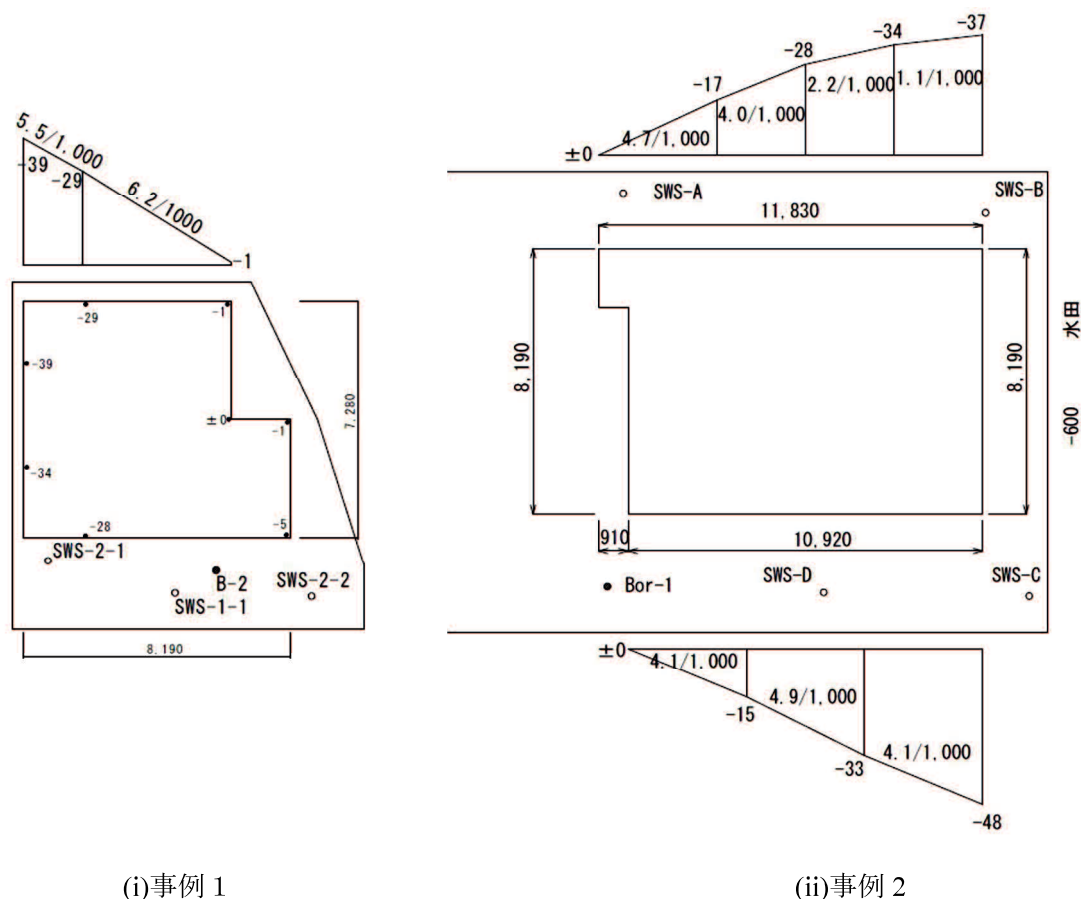


図 4.2-5 不同沈下の状況と地盤調査位置

(2) 用いた不同沈下事例の地盤情報

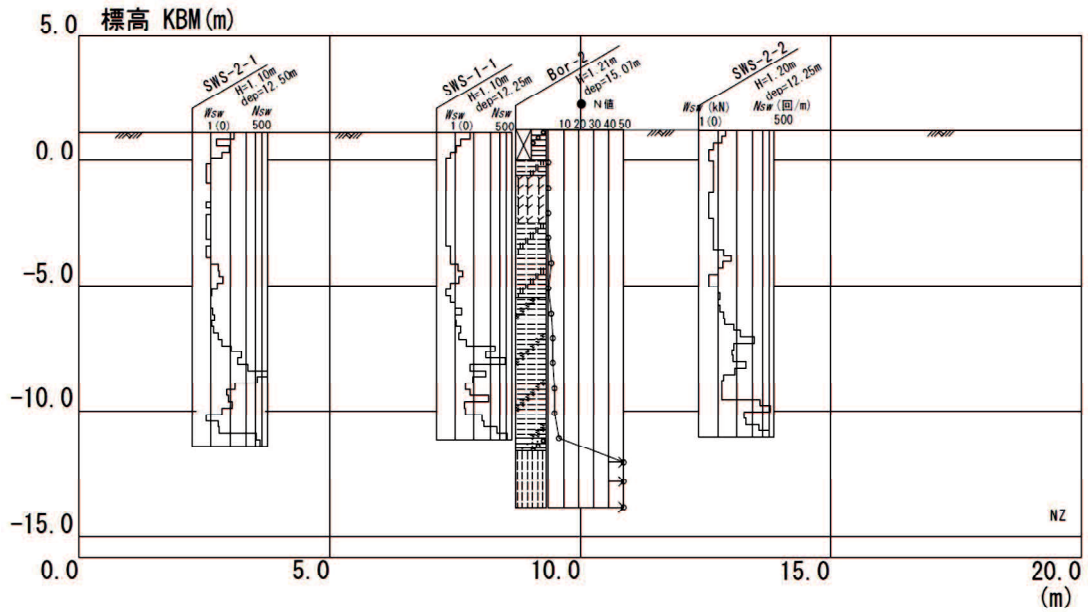
図 4.2-6 に、事例 1、事例 2 で実施した地盤調査結果を示す。

事例1では、不同沈下発生後、敷地内の2か所でSWS試験とボーリング調査を実施した。

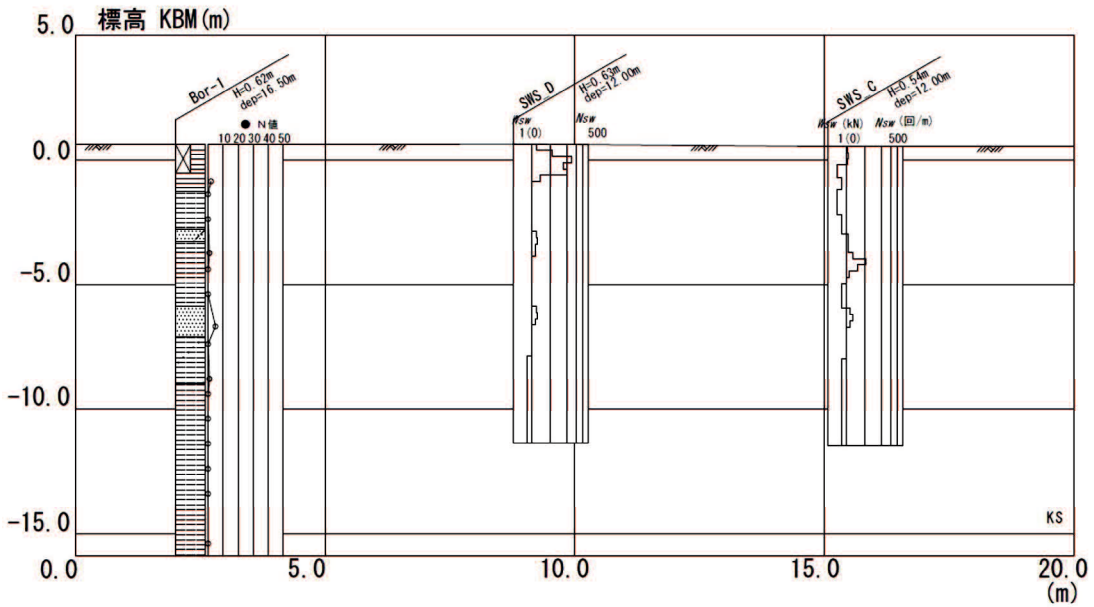
図4.2-6に、調査結果を示す。SWS試験からは、地表面から下方に0.5~1.0m程度は N_{sw} が記録される比較的硬い盛土層が確認されるが、それ以深は、地表面から下方に4m付近まで W_{sw} が0.5~0.75kN程度の軟弱な地層が連続する。地表面から下方に4~5m付近には再び N_{sw} が計測される地層が現れるが地表面から下方に6m付近で再び W_{sw} が1kN以下の地層が現れる。それ以深では、地表面から8~9m付近を最大値として N_{sw} が増減し、地表面から下方に10~11m付近で N_{sw} が急増する。ボーリング調査と標準貫入試験の結果から、地表面から下方に1.5~6m付近には腐植土と軟弱な粘性土層が堆積しており、これらの地層で計測された N 値は、ほぼ全層 $N=0$ であった。その下位には、層厚5~6mのスコリアを多く含んだ火山灰質シルトが堆積している。

事例2では、不同沈下確認後、SWS試験を4か所で、ボーリング調査を1か所で実施した。調査結果から、盛土層厚は、1~1.5m程度で、敷地西側から東に向かって増加する傾向を示す。また、SWS-Dでは、KBM-8m付近まで $W_{sw}=1\text{kN}$ 以上の地層が連続し、それ以深 $W_{sw}=0.75\text{kN}$ の地層が連続する。一方、SWS-Cでは、KBM-8m以浅でも W_{sw} が1kN未満の地層の堆積が確認できる。KBM-6m付近から以深は、地点によらず $W_{sw}=0.75\text{kN}$ の地層が連続する。一方、ボーリング調査で得られた土質柱状図と N 値の深度分布から、調査区間全層で、 N 値はほぼゼロを示していることが分かる。

以上のことから、両事例ともに、基礎底面から下方に2mの範囲に W_{sw} が1kN以下の地層が存在しており、告示1113号第2項のただし書から建築物の自重による地盤の沈下が建築物に及ぼす影響を検討する必要があることが分かる。なお、SWS試験結果から得られる長期許容支持力度は、表4.2-4に示すように、事例1が 23kN/m^2 、事例2が 21kN/m^2 で、いずれもべた基礎の採用が可能な値であることが分かる。



(i)事例 1



(ii)事例 2

図 4.2-6 SWS 試験結果とボーリング調査結果

表 4.2-4 地盤の長期許容支持力度の一覧

地盤強度	事例 1		事例 2			
	SWS2-1	SWS2-2	A	B	C	D
\overline{W}_{sw} (kN)	0.91	0.72	1.00	0.91	0.69	1.00
\overline{N}_{sw} (回/m)	22.5	2.5	15.0	22.5	2.0	96.0
q_a (kN/m ²)	41	23	39	41	21	91

※ $q_a = 30\overline{W}_{sw} + 0.64\overline{N}_{sw}$

4.3. 適用性確認結果

ここでは、不同沈下発生後に原因究明のためにボーリング調査が行われた二つの事例について、4.2 で示した不同沈下予測方法の適用性確認を行った結果を示す。

4.3.1. 詳細地盤調査結果とそれを利用した沈下量の予測

(1) 事例1

当該地では腐植土層（GL-1.8～3.7m）を対象に乱れの少ない試料を採取し、多段階圧密試験や一軸圧縮強さの確認を行った。表 4.3-1 に試験結果の一覧を示す。

表 4.3-1 室内土質試験結果から得られた地盤定数一覧

試験項目	定数
土質分類	泥炭
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	1.967
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.129
間隙比 e	6.88
自然含水比 w (%)	242.2
液性限界 w_L (%)	230.4
塑性限界 w_p (%)	99.1
塑性指数 I_p (%)	131.3
圧縮指数 C_c	3.435
圧密降伏応力 p_c (kN/m ²)	21.41
一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)	17.4/28.2 (平均 22.8)

図 4.3-1 に、建築物の接地圧 σ_e を 15kN/m² として⁷⁾、地中内応力増分 Δp の分布域が深度増分の 0.5 倍増加すると仮定して求めた有効上載圧 σ_v' と SWS 試験結果から算出した圧密降伏応力 p_c の深度分布図を示す⁸⁾。

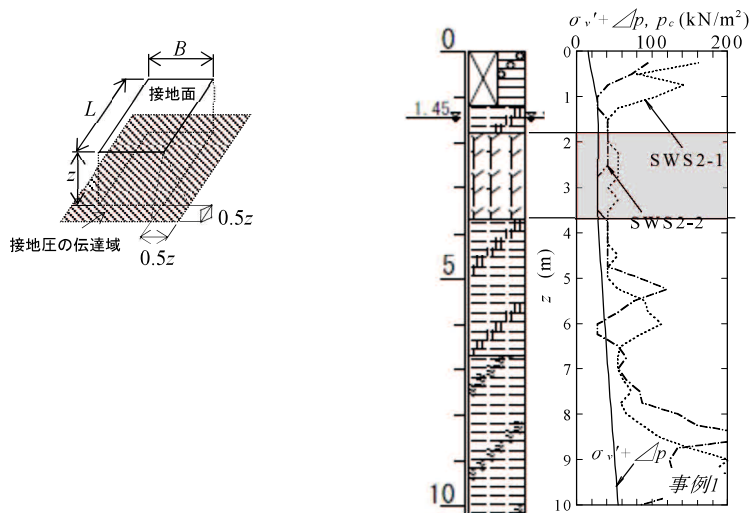


図 4.3-1 有効上載圧と SWS 試験から推定した圧密降伏応力 p_c の深度分布

図から、敷地東側の測点 SWS2-2 での SWS 試験から腐植土層で、 p_c が有効上載圧 σ' を下回り正規圧密領域であることが推測される。腐植土層を対象とした多段階圧密試験結果から得られた圧密降伏応力 p_c は、 21kN/m^2 であることから、この推測結果は妥当と考えられる。一方、SWS2-1 では、全層に渡って p_c が有効上載圧を上回っており、正規圧密層を確認できない。このため、SWS2-1 では全層過圧密地盤、SWS2-2 では、腐植土層が正規圧密地盤であると仮定して、3.2 で示した方法によって圧密沈下量を推定した。表 4.3-2 に、圧密沈下量の予測に用いる地盤定数の一覧を示す。表中には、含水比からの推定値と実測値を合わせて示した。表から、含水比から推定した間隙比 e 、圧縮指数 C_c は、実測値よりも、20%程度小さい値を示している。圧密沈下量の予測結果を表 4.3-3 に示す。

圧密沈下量は、測点 2-1 で 0.028m 、測点 2-2 で 0.109m 、傾斜角 θ は、 $10/1,000$ と予測された。なお、全層を過圧密層と考え、SWS 試験結果から予測した m_v を用いて沈下量を予測した場合、相対沈下量は 5mm と予測される。

表 4.3-2 使用する地盤定数の推定値と実測値の比較

	推定値	実測値
腐植土層の湿潤密度(g/cm^3)	1.1	1.13
腐植土層の間隙比 e	7.24	6.88
腐植土層の C_c	2.664	3.435
腐植土層の m_v (m^2/kN)	$0.56 \sim 0.74 \times 10^{-3}$	5.99×10^{-3}

表 4.3-3 沈下量の予測結果

	SWS2-1	SWS2-2
C_c による沈下量（正規圧密層のみ）(m)	—	0.094
$m_v(c_u)$ による沈下量（過圧密層のみ）(m)	0.028	0.015※
全沈下量(m)	0.028	0.109
傾斜角 θ	81/8,190=10/1,000	

※SWS2-2 で全層過圧密と考えた場合の予測沈下量は 0.033m

日本建築学会は、べた基礎での許容沈下量として 0.1m 程度を挙げている（表 4.2-3 参照）。また、住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準として、住宅の品質確保の促進等に関する法律の第 70 条の規定に基づき定められた平成 12 年建設省告示第 1653 号には、壁または柱や床での傾斜角の大きさによって構造耐力上主要な部分に瑕疵が存する可能性の高さを分類している（表 1.3-3 参照）。ここでは、傾斜角 3/1,000 以上で、何らかの瑕疵の存在があると考えられ、6/1,000 以上で、瑕疵の存在の可能性が高いと判断できるとされている。これらの基準から、当該地において、本方法を使用することで、不同沈下の可能性を適切に評価することができたと判断できる。

なお、実際の沈下は、東から西に傾斜する傾向を示すが、予測では、西から東に傾斜する傾向を示した。SWS2-1 では、地表面付近で N_{sw} が 100 回/m を超える値を記録しているが、SWS2-2 では、地表面付近では N_{sw} が 100 回/m を超えることはない。このことから、SWS2-1 では、地表面付近の影響でそれ以深の地盤調査結果が過大評価されたものと考えられる。

表 1.3-3 不同沈下の判定の目安（再掲）

レベル	傾斜角	構造耐力上主要な部分に 瑕疵が存する可能性
1	3/1,000 未満	低い
2	3/1,000 以上 6/1,000 未満	一定程度存する
3	6/1,000 以上	高い

平成 12 年建設省告示第 1653 号（住宅の品質確保の促進等に関する法律の第 70 条の技術基準に相当）に基づく

(2) 事例 2

図 4.3-2 に、当該地で実施した SWS 試験結果から求めた圧密降伏応力 p_c と有効上載圧 σ_v' の深度分布図を示す。また、表 4.3-4 に、当該地で採取した乱れの少ない試料に対する土質試験結果を示す。当該地では、SWS 試験結果から、GL-1~3m 付近と GL-7.7m 以深付近から W_{sw} が 1 未満の自沈層が分布していることが確認できる。これらの軟弱層から乱れの少ない試料を採取した。

両試料の圧密降伏応力は、いずれも、一軸圧縮強さ q_u の 2.1~2.9 倍と大きな値を示している。しかし、砂質シルトの自然含水比は液性限界と同程度、砂混じり粘土の自然含水比は、液性限界よりも 10%程度大きい値を示しており、両試料とも脱水が十分に完了していないと考えられる。以上のことから、両深度とも十分圧密が完了していない地層だと考えられる。SWS 試験結果から推定した p_c と σ_v' の比較結果から、砂質シルト層は、SWS 試験の測点 C のみで正規圧密層と考えられ、その他の測点では過圧密層と判断できる。また、砂混じり粘土層は、いずれの測点でも正規圧密層と判断できる。

これらのことから、SWS 試験結果から推定した p_c と有効上載圧の深度分布の比較結果に基づき、測点 C では、GL-2~-3.5m 付近の砂質シルトおよび GL-7.7m 以深の砂混じり粘土層を正規圧密層、測点 D では、GL-7.7m 以深の砂混じり粘土層のみを正規圧密層と考えることとした。

表 4.3-5 に沈下量の予測に使用した地盤定数の推定値と実測値を示す。また、表 4.3-6 に、沈下量の予測結果を示す。敷地東側の測点 C と測点 D での傾斜角は、4/1,000 であり、実測値 (4.1~4.9/1,000) と概ね対応する。平成 12 年建設省告示第 1653 号に示された技術基準に基づけば、構造耐力上主要な部分に瑕疵が“一定程度存する”レベルに相当する。

表 4.3-4 室内土質試験結果から得られた地盤定数一覧

試験項目	2.5~3.2m	15.0~15.8m
土質分類	砂質シルト	砂混じり粘土
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.692	2.696
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.752	1.535
間隙比 e	1.232	2.111
自然含水比 w (%)	45.3	77.1
液性限界 w_L (%)	41.2	66.3
塑性限界 w_p (%)	28.5	32.3
塑性指数 I_p (%)	12.7	34.0
圧縮指数 C_c	0.34	0.87
圧密降伏応力 p_c (kN/m ²)	118.9	128.2
一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)	40.9/40.9	61.4/58.2
推定圧密降伏応力 p_c (kN/m ²)	49	71

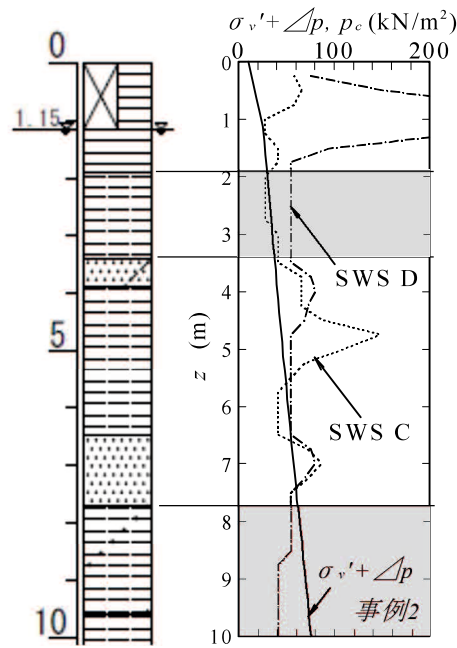


図 4.3-2 有効上載圧と SWS 試験から推定した圧密降伏応力 p_c の深度分布

表 4.3-5 使用する地盤定数の推定値と実測値の比較

項目	砂質シルト		砂混じり粘土	
	推定値	実測値	推定値	実測値
湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	1.6	1.75	1.6	1.535
間隙比 e	1.36	1.232	1.88	2.111
圧縮指数 C_c	0.50	0.34	0.85	0.87
体積圧縮係数 m_v (m^2/kN)	$0.74 \sim 1.11 \times 10^{-3}$	0.77×10^{-3}	0.74×10^{-3}	0.58×10^{-3}

表 4.3-6 沈下量の予測結果

項目	SWS-C	SWS-D
C_c による沈下量 (正規圧密層)	0.038	0.011
$m_v(c_u)$ による沈下量 (過圧密層)	0.015	0.016
全沈下量(m)	0.053	0.027
傾斜角	26/6,000=4/1,000	

4.3.2. 結果のまとめ

以下のことが明らかになった。

- SWS 試験結果から正規圧密層と過圧密層を分類し、正規圧密層での圧密沈下予測に必要な地盤定数を含水比から決定することで、圧密沈下量の予測精度が向上し、不同沈下の可能性を把握することが可能となった。
- このことから、開発した高度な地盤調査技術による全層の土質確認結果から地層構成を明らかにし、正規圧密層での含水比を計測することが、不同沈下発生の可能性を確認するうえで非常に重要であることが確認できた。
- SWS 試験では、地下水位の確認、地層構成の確認や土試料の採取は困難であり、ここで提案する方法を実現するためには、第3章で示した実用的な地盤調査技術の併用が必要であると言える。

参考文献

- 1) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，pp.283-286, 2008.
- 2) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，p.79, 2008.
- 3) 藤原身江子，田平健二，伊豫屋紀子，奥山一典：二重管式標準貫入試験器による粘性土地盤の密度測定精度の評価，土木学会論文集 No.736/III-63, pp.305-312,2003.
- 4) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，表 5.4.3, p.77, 2008.
- 5) 竹中準之助：粘土のサンプリングとその信頼度 土質材料の力学の試験法における問題点，日本材料試験協会・土木学会・土質工学会関西支部，pp.1～22, 1962.
- 6) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，表 5.5.4, 表 5.5.5, pp.85-87, 2008.
- 7) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，表 5.5.2, p.52, 2008.
- 8) 日本建築センター：改訂版建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—，第3編 4.2. 改良地盤の鉛直支持力，pp.268-272, 2002.

第5章 結論

以下に、本研究の成果を各章ごとに整理して示す。

第1章 序論

本章では、SWS 試験を用いた小規模建築物のための不同沈下予測に関する既往の研究成果から、SWS 試験の概要と、それを用いた支持力および沈下量の予測に関する研究成果を整理して示した。また、建築基準法で定められた SWS 試験を用いた不同沈下予測の内容を法律に基づき示した。さらに、既往の研究によって明らかにされている現行の不同沈下予測の実態と課題を、統計資料を参考に示した。

第2章 建築基準法での小規模建築物のための不同沈下予測の課題

本章では、SWS 試験結果を用いて行われる現行の不同沈下予測の課題を抽出することを目的として、収集した不同沈下事例に対して、現行の不同沈下予測方法を適用した。その結果、以下の結論が得られた。

(1) 不同沈下予測方法

- ・ 即時沈下によって不同沈下が発生したと考えられる事例を分析した結果、SWS 試験結果から算出した長期許容支持力度の最小値が許容値以上であることのみを確認し、沈下の影響検討を行っていない可能性があることが確認できた。また、即時沈下によって不同沈下が発生する事例では、敷地内での長期許容支持力のばらつきを評価することで、不同沈下の発生を予測できることも確認できた。
- ・ 圧密沈下によって不同沈下が生じたと考えられる事例では、即時沈下同様に、沈下の影響検討を行った形跡が認められなかった。地盤材料は、建築基準法で扱うその他の材料に比べて非常に変形しやすい材料であるので、作用応力に対する沈下量の予測が確実に実行できるように検討方法を整備する必要があることが分かった。
- ・ 沈下量の定量的な予測のためには、地層構成の把握と土の物理的性質の確認は不可欠であるが、SWS 試験では、土試料の採取ができない。不同沈下を定量的に予測するためには、土試料を低コストで採取可能な地盤調査技術の開発が必要と考えられた。

(2) 用いる地盤調査技術 (SWS 試験)

- ・ SWS 試験は、強固な盛土層等を貫通できないので、盛土下に軟弱な地層が存在する場合、不同沈下の可能性を把握することができない。このような場合は、より貫通力の大きな調査方法を併用することを検討する必要がある。
- ・ SWS 試験を軟弱な地盤に適用する場合、試験中に孔壁が崩壊し、ロッド周面に摩擦力が作

用することで、貫入抵抗を過大評価することがある。このような場合は、告示 1113 号第 2 に示された沈下の影響検討の必要条件だけでは、沈下の可能性を予測することができないため、CPT やボーリング調査等、SWS 試験以外の地盤調査方法の活用を検討する必要がある。

第 3 章 小規模建築物のための実用的で高度な地盤調査技術の開発

第 2 章での検討結果から、SWS 試験を用いた戸建て住宅のための不同沈下予測には、様々な課題があることが確認できた。そのうち、以下の 3 項目が、SWS 試験の適用限界に関係して不同沈下予測結果に大きな影響を及ぼす項目として挙げられた。

- ① SWS 試験は、軟弱な粘性土地盤では、ロッド周面に作用する摩擦力の影響で、地盤強度を過大評価する場合がある
- ② SWS 試験は、硬い盛土層等が存在すると調査が不可能になる場合がある
- ③ SWS 試験は、試料が採取できない場合があるので、地層構成の把握や圧密沈下量の定量的な評価が困難となる場合がある

第 3 章では、これらの課題を克服した実用的な地盤調査技術の開発を行った。以下に得られた結果を整理して示す。

- ・ ①、②を克服するためには、試験工程と試験深度までの掘削工程を分離可能な調査技術が必要と考えられた。SPT は、掘削工程と試験工程を分離しており、建築・土木分野で広く利用されている。このことから、SPT の戸建て住宅分野での適用性向上を開発方針に定めた。
- ・ SPT では、深度 450mm 分の土試料を採取できる。しかし、SPT の試験頻度は、深度 1m ごとであるので、残りの 550mm 区間での土試料が採取できない。この点を改善するために、ケーシングと土試料を採取するためのコアチューブを同時に振動圧入する掘削方法を開発した。これによって、SWS 試験の課題③を克服することができた。
- ・ 掘削方法の違いが SPT 結果に及ぼす影響を確認するため、全国 14 か所で、従来の SPT と開発した掘削方法を用いた SPT の比較を行った。その結果、掘削方法の違いは、SPT 結果に有意な影響を及ぼさないことが確認できた。
- ・ SWS 試験は、試験結果の自動記録が一般化している。SPT の自動記録装置は存在するものの広く普及していない。このため、SPT の生産性向上を目的として、自動記録装置の開発を行った。

第4章 高度な地盤調査技術を用いた小規模建築物のための不同沈下予測方法の提案

第2章では、SWS試験を用いた不同沈下予測には、SWS試験の課題と不同沈下予測の課題があることが確認できた。ここでは、SWS試験に加えて第3章で開発した高度な地盤調査技術を用いる不同沈下予測方法を提案した。また、その予測方法の適用性検証を行った。以下にその内容を整理して示す。

- ・ 従来の不同沈下予測方法は、使用する地盤調査方法がSWS試験のみであるために、検討不可能な項目が多数含まれていた。検討不可能項目が発生しないように、SWS試験と高度な地盤調査技術を併用する不同沈下予測方法を提案した。
- ・ 提案方法では、即時沈下量の予測過程や正規圧密領域の特定過程など、従来方法では検討されていなかった項目を追加し、不同沈下量を定量的に予測できるようにした。
- ・ 提案した不同沈下予測方法によって、不同沈下事例での沈下の影響検討を行った結果、提案した不同沈下予測方法は、不同沈下の可能性を定量的に評価できることが確認できた。

以上