

博士学位論文

小規模建築物の基礎地盤の
強度指標の評価手法に関する研究

2023年 1月

二川 和貴

目次

1. はじめに	2
2. 着目した SWS 試験の課題と関連技術	5
2.1 SWS 試験の課題	5
2.2 SWS 試験以外の地盤調査の方法の特徴	8
3. ハンマードリルサウンディング(HDS)試験	11
3.1 HDS 試験の要求性能と実現のための手法	11
3.2 HDS 試験機の概要	12
3.3 ハンマードリルの打撃と貫入の機構	15
4. HDS 試験の適用性検証実験	18
4.1 検証実験の概要	18
4.2 打撃貫入の機構と SPT の N 値との関係	21
4.3 土質ごとの基本的傾向と特徴	26
4.4 各インデックスと推定 N 値との関係	31
4.5 HDS 試験のインデックスと土層の剛性・強度との関係	42
4.6 平板載荷試験による支持力度との関係	51
4.7 液状化層と各インデックスとの関係	55
5. まとめ	62
6. おわりに	63

1. はじめに

小規模建築物の基礎地盤の強度指標を確認するために実施される地盤調査の方法は、一般的に JIS A 1221:2020「スクリーウエイト貫入試験」(SWS 試験, 図 1.1)である。ロッドの先端にスクリーポイントを取り付けて錘を 1kN まで段階的に载荷していく。载荷の段階で沈下すれば「自沈」として、そのときの錘の荷重を $W_{SW}(kN)$ として記録する。自沈しない場合は回転により貫入させていき、1m あたりの半回転数をインデックスとして N_{SW} とする。SWS 試験自体は硬軟の参考となる指標を得るものだが、セメント系固化材による地盤補強の配合検討が必要な場合や、液状化のおそれの有無の検討を行う場合には、たとえば図 1.2 に示すようなかきとり式の簡易サンプラーをロッドの先端に取り付けて、試験孔から試料を採取することで土質を確認する。

基礎設計の実務においては、前述の貫入抵抗値から地盤の支持性能を確認し、直接基礎だけでは不同沈下のおそれが懸念される軟弱地盤の場合には地盤補強の検討をする。しかし、SWS 試験で得られる値はあくまでロッドの貫入抵抗によるインデックスであるので、既往の地盤調査のインデックスとの比較により設定された経験式によって設計用の地盤定数に換算する。たとえば、標準貫入試験(SPT)のN値の場合は図 1.3 に示す換算式(1.1), (1.2)¹⁾や、地盤の許容支持力度は図 1.4 に示す平板载荷試験(PLT)との比較による支持力式(1.3)²⁾で評価する。

小規模建築物では特に狭小な敷地への対応力が必要である。また、擁壁底盤や埋設物など地中の様相を的確に把握するために多点で調査する。その一方で、施主の予算から、地盤調査の費用には合理的な経済性が求められることから、小型の機器でハンドリング良く調査ができる SWS 試験は、建築基準法の告示の地盤調査の方法の一つにも規定されて広く定着した。

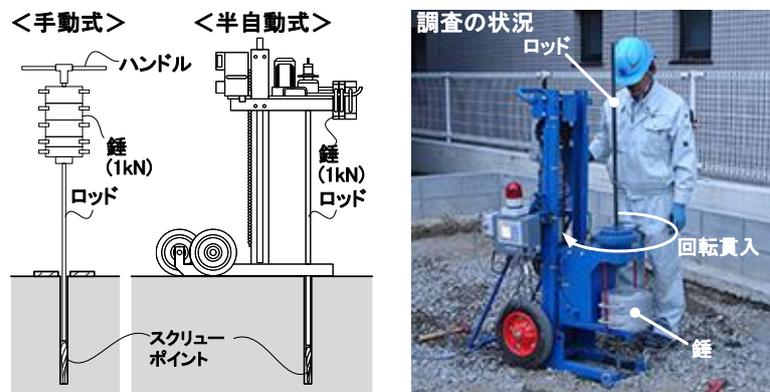


図 1.1 SWS 試験の例

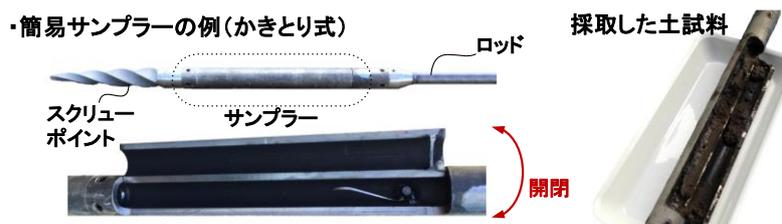


図 1.2 SWS 試験のサンプラーの例

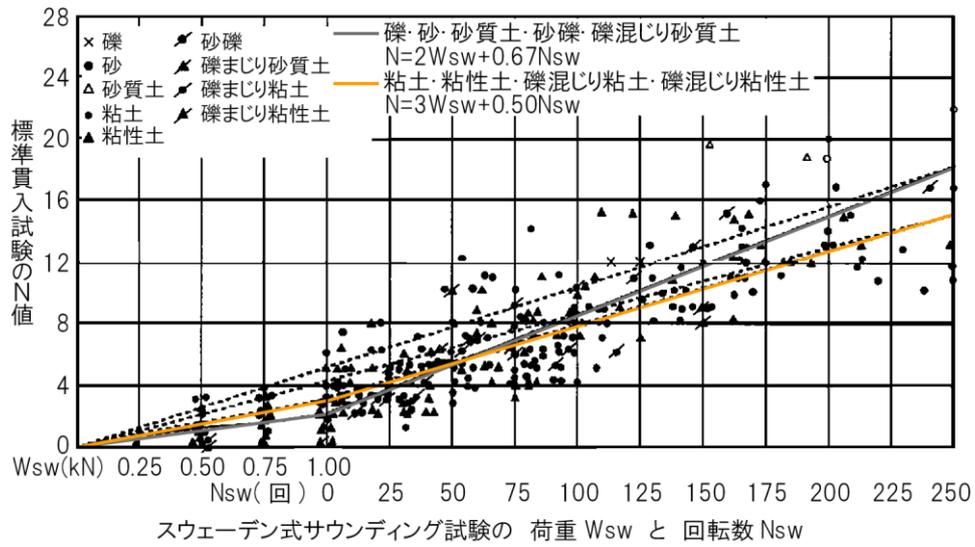


図 1.3 N 値と $W_{sw} \cdot N_{sw}$ の関係¹⁾

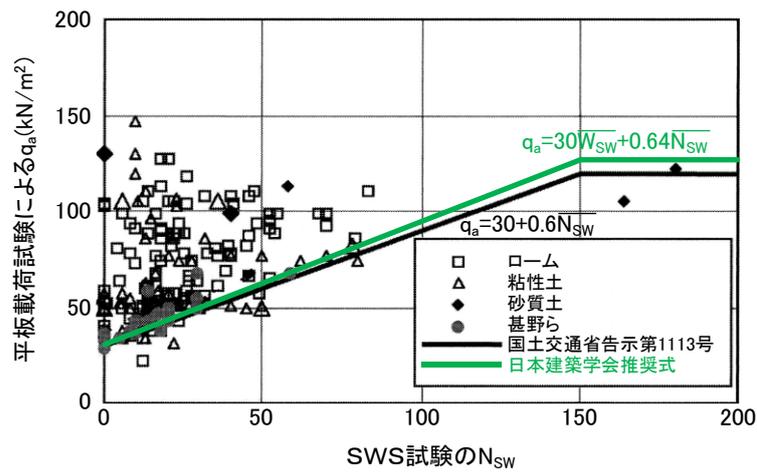


図 1.4 平板載荷試験に基づく許容応力度 q_a と N_{sw} との関係¹⁾に加筆修正

$$N' = 3W_{sw} + 0.050N_{sw} \text{ (粘性土)} \quad (1.1)$$

$$N' = 2W_{sw} + 0.067N_{sw} \text{ (砂質土)} \quad (1.2)$$

$$q_a = 30\overline{W_{sw}} + 0.64\overline{N_{sw}} \quad (1.3)$$

N' : SWS 試験の換算 N 値

q_a : 地盤の長期許容支持力度(kN/m²)

このように普及した地盤調査の方法だが、小規模建築物の造成宅地地盤などの比較的軟らかい地盤の場合には、SWS 試験の自沈層と回転貫入する層の境界付近の土層が少なくないため、慎重な判断が求められる。また、静的な回転による貫入力には限界があり、たとえば地盤補強の支持層を確認しようとして急に打ち止めとなった場合には、貫入できていない下部の地盤に補強体を支持し得る十分な支持層厚が確保されるかに留意を要する。さらに前述の土試料についても、ボーリングとは異なる小型の簡易サンプラーによることから採取できる試料は少量であり、その条件により細粒分を確認して行う液状化検討の品質の費用対効果にも課題がある。

もちろん各種地盤調査の方法にはそれぞれ長所・短所や適用する場合の留意点があって、それらを踏まえ、必要に応じて他の調査方法を追加するなどして地盤品質を判定し、安全な基礎設計をするのであるが、今回、筆者は特に SWS 試験のこの 3 つの課題にフォーカスして、新たな地盤調査の方法により追加のインデックスを得て同試験の品質を補完することを試みた。

本稿では、今回着目した SWS 試験の 3 つの課題と、その課題に関連するその他の小規模建築物向けの地盤調査の特徴を 2 章に整理した。その上で 3 章では、それらの地盤調査の方法の特徴を踏まえた新たな地盤調査の方法として、「ハンマードリルサウンディング (HDS) 試験」を提案した。そして 4 章において、HDS 試験による小規模建築物の基礎地盤の新たな強度指標の評価手法について詳述する。具体的には全国 37 箇所の試験場での検証実験の結果から、HDS 試験によるサウンディングの機構を分析して、同試験のインデックスの位置付けから SPT の N 値の推定式を提案した。その上で、HDS 試験で得られるインデックスと、既往の各種地盤調査のインデックスとを比較、検討し、他の地盤調査の方法に対する HDS 試験の特徴を明らかにするとともに、同試験を利用した基礎地盤の各種強度指標の評価手法について考察した。

筆者は社会人として工業化住宅「セキスイハイム」を展開する積水化学工業(株)の住宅技術研究所で地盤技術の研究に携わっている。本稿は筆者が感じた小規模建築物の基礎地盤の課題に対し、産官学の研究開発の共通基盤である建築研究開発コンソーシアムで研究会「小規模建築物における地盤判定品質向上と汎用性を両立した地盤調査技術の研究」を自ら主査として立ち上げ、学術委員として若井明彦教授にご指導頂きまとめた成果である。

なお、本稿は地盤工学ジャーナルに投稿した論文「小規模建築物における地盤の強度指標の新たな評価手法に関する研究 ―スクリューウェイト貫入試験を補完するハンマードリルサウンディング試験―」(2022.11.08 採用決定)³⁾の内容に、4 章の検証実験において前記論文の投稿後に実施した試験地の結果も追加し、新たな知見を含め考察を加えたものである。

<既報に対する主な追加事項>

- ・追加した試験地(4 件)の結果を加えて全ての検討事項を再検証し、必要な考察を追加。
- ・4.5 節において、4.2～4.4 節までで検証した HDS 試験のインデックスの適用性をもとに、さらに地盤剛性(S 波速度)や強度特性(一軸圧縮強さ・圧密降伏応力)との比較、検証を行い、その特徴から、地盤品質を評価する際の参考情報としての有用性に関する考察を追加。
- ・4.6 節の SWS 試験を併用した HDS 試験による液状化の検討における、液状化層の判定と安全率 F_L 値の検証に関して、SPT と三成分コーン貫入試験(CPT)との比較と考察を追加。

2. 着目した SWS 試験の課題と関連技術

2.1 SWS 試験の課題

(1) 「不同沈下のおそれの確認」での課題

基礎設計における地盤の検討項目は、接地圧に対する許容支持力度と、沈下量の検討が基本であるが、小規模建築物の場合は、たとえばべた基礎の設計用接地圧は $20\sim 30\text{kN/m}^2$ 程度であり、通常地盤では支持力度はほとんど問題となることはなく、不同沈下のおそれの確認が重要となる。特に、小規模建築物では比較的支持力の小さい造成宅地地盤が対象となることが多いが、一方で、建物規模は小さく傾斜による居住性への影響度の大きさをゆえに許容沈下量は小さいため、不同沈下の検討は基礎設計の中で特に重要な位置付けとなっている。

ここで、前記のべた基礎の設計用接地圧に相当する長期許容支持力度 $q_a=30\text{kN/m}^2$ の地盤は、SWS 試験の式(1.3)の第 1 項により、平均 $W_{\text{SW}}=1\text{kN}$ であっても自沈層が混在する可能性のある領域である。自沈層と回転貫入する層とはインデックスが非連続であるため、SWS 試験だけで判断することは難しい。そのため、基礎設計の実務では、不同沈下事故に関わる土質や水位、造成状況などの定性的情報と、それから判断する設計者の経験、専門性が重要となる。

(2) 「地盤補強の支持層確認」での課題

小規模建築物では有害な不同沈下のおそれがある場合には「地盤補強」を施す。一般的には表層地盤が軟弱な場合の平面地盤補強と、比較的深部までを柱状体で補強する杭状地盤補強とに大別される。工法別には、セメント系固化材と現地土とを攪拌混合する浅層混合処理工法、深層混合処理工法や、小口径の鋼管、木杭、既製コンクリート杭などが挙げられる。なお、小規模建築物では中規模以上の建築物で採用される杭基礎ではない「杭状地盤補強」が多く、その設計では、既往の実績からパイルキャップの無い、補強体頭部と基礎を接合しない基礎形式で、設計では基本的に鉛直荷重に対する支持力について検討されることが一般的である。

小規模建築物の杭状地盤補強は、杭基礎で用いられるような大臣認定杭ではない代わりに、第三者機関の技術審査を経て、公的な性能証明を受けているものが多い。その設計基準では補強体の載荷試験と SWS 試験結果との比較により、安全側となるように先端支持力、周面抵抗力の支持力係数を定めており、実設計では SWS 試験結果で支持力検討が可能となっている。

ここで、SWS 試験はガラや硬質な層で空転し、 N_{SW} の過大評価や貫入不能を生じる場合があることに課題がある。一般に支持力算定する際の N_{SW} の上限は 150(砂質土層の N 値 $\div 12$)とも指摘されており⁴⁾、個別の工法の性能証明でも、実験の結果から N_{SW} に一定の上限を定めていることが一般的である。しかし、これは設計上の数値の取扱いの話であって、実際には SWS 試験で貫入不能となった場合に、それが杭を支持可能な安定した土層であるのか、あるいは貫入できていないその下層が実は軟弱で危険であるかの確認は別に必要となる。地盤補強の施工時にも杭打設時のトルク確認などにより品質管理はできるが、設計段階できちんと確認しておく必要があるため、たとえば近隣のボーリングデータなどの資料調査で支持地盤を裏付けできない場合には、SPT などの SWS 試験より貫入力の高い地盤調査を追加実施する場合もある。

(3) 「液状化検討」での課題

小規模建築物では中地震動(水平加速度 $150\sim 200\text{cm/s}^2$)で有害な損傷, 変形, 沈下が生じないことを確認することが求められる。簡易な検討方法としては, 小規模建築物基礎設計指針(日本建築学会, 2008年)で示されている, 過去の地震の実績に基づく図表⁵⁾がある。これは地盤条件(非液状化層と液状化層の層厚)と被害(地表面での液状化の影響の程度)の関係に基づくもので, 現在は2011年の東日本大震災での被害も踏まえて再検証された図2.1⁶⁾により, (b)の液状化に関わる層厚の関係から, (a)で液状化の影響が地表面に及ぶ程度を確認する。

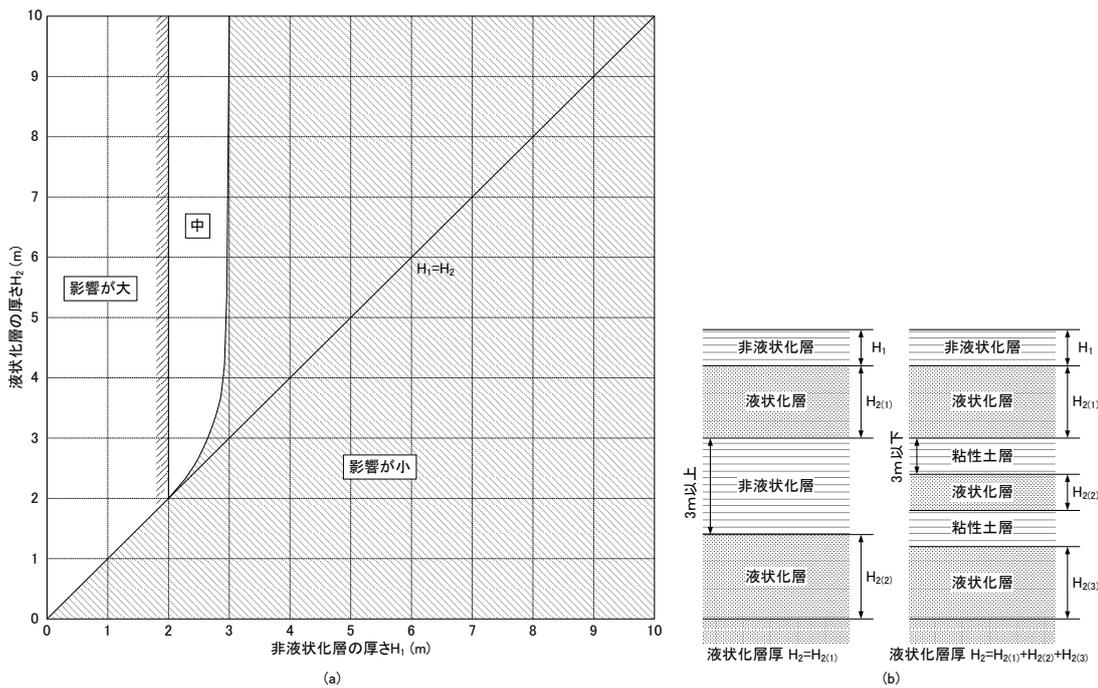


図 2.1 液状化の影響が地表面に及ぶ程度の判定⁶⁾

一方, より詳細な検討をする場合には, 建築基礎構造設計指針(日本建築学会)の方法⁷⁾により, N 値と土試料の粒度による液状化抵抗比から, 液状化発生に対する安全率 F_L を算出し, 液状化層 ($F_L \leq 1$) を検定するとともに, 地表面にある建物への影響の程度を検討する。しかし, この指針では SPT の N 値とボーリングによるサンプリングを前提としているが, SWS 試験の場合は換算 N 値と簡易サンプラーによる試料採取となるため, 既往の研究⁸⁾では SWS 試験による場合の判定品質の課題を指摘している。 N_{SW} の上限を 150 とすると換算 N 値は 12 程度までで, 液状化の検討が十分にできないことから, SPT の N 値と SWS 試験の N_{SW} とのばらつきを考慮して安全側となる, $N_{SW} > 150$ にも対応した専用の N 値が必要となる。また, SWS 試験では採取試料が少量であり, サンプラーの機構によっては他の層の土が混入するなど, 細粒分含有率 F_C にばらつきが生じる可能性が高い。そこで, この研究では SPT とボーリングとの比較検討を行い, N 値とは別の液状化検討用の推定 N 値(図 2.2)と, SWS 試験の各種簡易サンプラーによる土試料の細粒分含有率 $_{SWS}F_C$ の実態から, 安全側に補正した F_C (図 2.3) の適用を提案している。

しかし、この補正方法によると、たとえば SWS 試験で採取した試料で、細粒分含有率試験では $s_{ws}F_c=40\%$ となり、実際にその値が妥当である試料であっても補正 $F_c=10\%$ となる。もちろん SWS 試験による場合のばらつきがあるゆえの検討の手法であるのだが、地盤の条件によっては、本来のその地盤の液状化の可能性に対して過剰な評価となる可能性があるのが実状である。さらに、SWS 試験の簡易サンプラーによる土試料の採取は、多くても 2~3 深度程度を特定して実施するため、1 箇所でも液状化層と判定されると、その層厚は広範となる。そのような場合は、実務では SPT とボーリングをあらためて実施して、N 値とボーリング試料による F_c で再判定することもあるが、覆るとは限らない中で、追加の費用と室内試験の日数を要することが課題である。

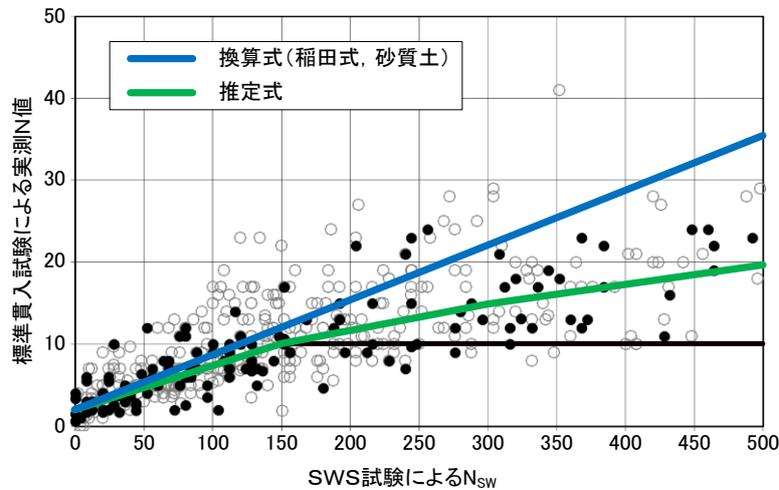


図 2.2 換算 N 値(稲田式)と液状化の検討における推定 N 値⁸⁾

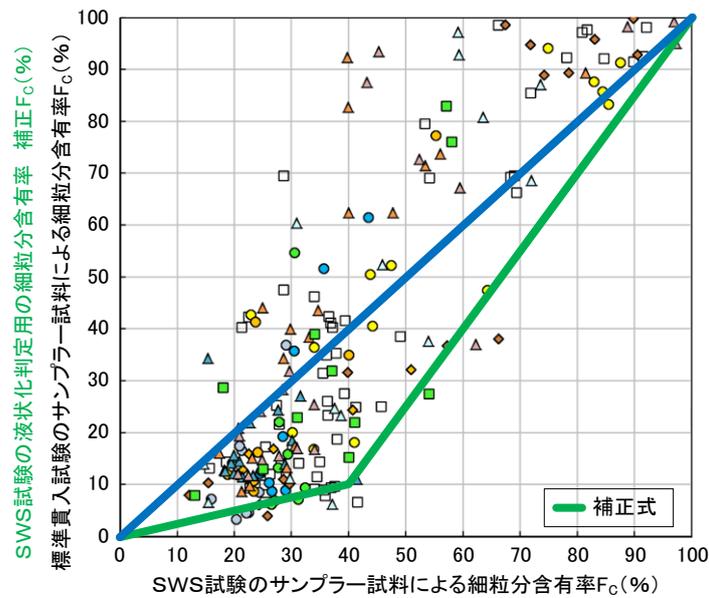


図 2.3 標準貫入試験と SWS 試験サンプラーの試料の細粒分含有率の関係⁸⁾

2.2 SWS 試験以外の地盤調査の方法の特徴

(1) SWS 試験の自沈層領域の評価に関わる技術

図 2.4 に示す三成分コーン貫入試験 (CPT) は、電気式静的コーン貫入試験 (地盤工学会基準 JGS 1435-2003) の一種であり、先端のコーンを一定速度で静的に貫入しながら、コーンに内蔵するセンサーにより、先端抵抗、間隙水圧、周面摩擦の 3 つの成分を測定し、N 値や一軸圧縮強さ q_u といった強度に関わるインデックスのほか、土質分類指数 I_c 、細粒分含有率 F_c など、液状化の検討に関わる指標も得ることができる⁹⁾ほか。特に強度指標に関しては、錘を用いない手法であることから自沈が無く、軟弱地盤まで同一の尺度で評価できることが特徴である。一方で、ガラを含む土層や硬質な地盤では、静的载荷ゆえにそれ相応の反力が必要となるとともに、精密なセンサーを直接的に貫入する手法であるため、損傷させないよう留意が必要となる。

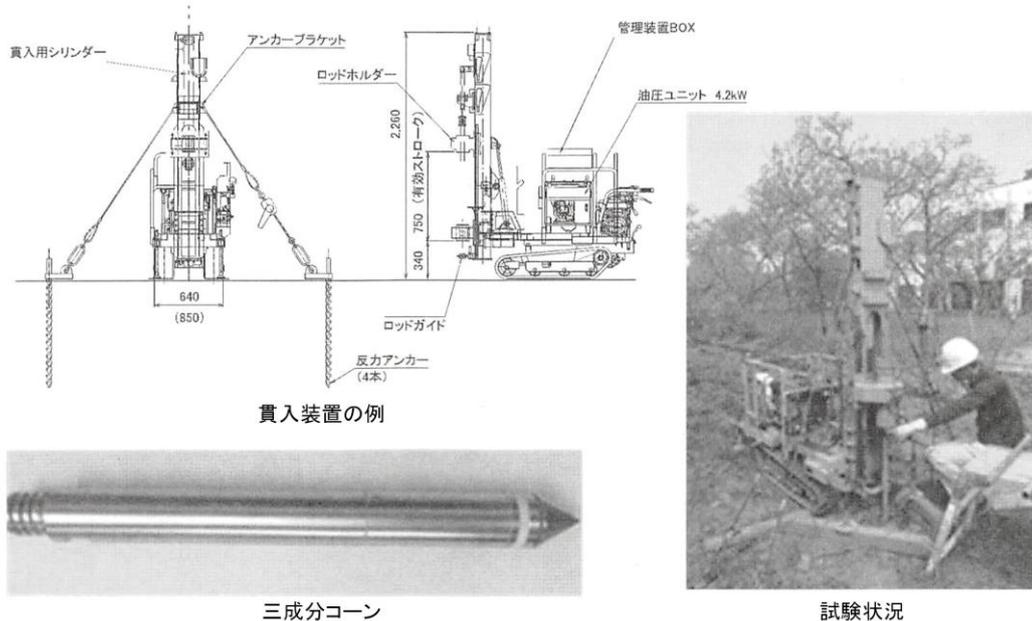


図 2.4 三成分コーン貫入試験¹⁰⁾

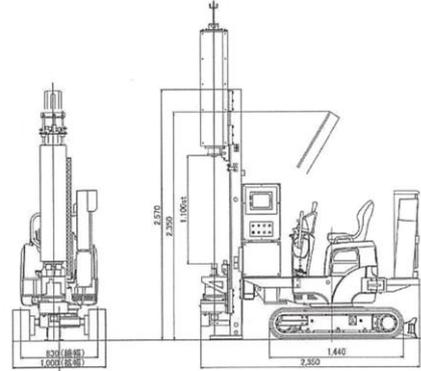
(2) 地盤補強の支持層確認に関わる技術

SPT は JIS A 1219:2013 に定められている、最も基準となる地盤調査の方法である。ケーシングなどで保護したボーリング孔内に、先端にサンプラーをつけたロッドを挿入し、63.5kg のハンマーを 76cm の高さから自由落下させて、30cm 打ち込むのに要する打撃回数を N 値とする。

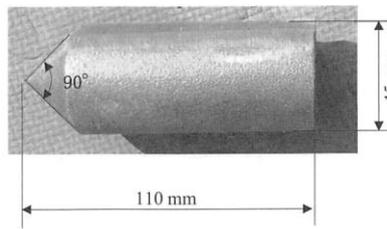
これに対して図 2.5 の動的コーン貫入試験 (SRS 試験) は、先端に円錐状のコーンを有するロッドに、高さ 50cm から質量 63.5 kg のハンマーを自由落下して、20cm 貫入するまでに要する打撃回数を得る¹¹⁾ほか。SPT とは異なりケーシングを用いず、貫入後の回転トルクの測定で周面摩擦の影響を補正し N_d 値とする。この N_d 値は SPT の N 値と相関性が高いとされているが、SPT より調査費用が安く、SWS 試験よりも格段に貫入力が高いため、近年では宅地向けの比較的小型の調査機 (図 2.6) も開発され、地盤補強の支持層確認を目的とした採用実績も増えている。



試験状況(全自動式)



試験機の概略図(全自動式)



先端コーン

図 2.5 動的コーン貫入試験 (SRS 試験)¹⁰⁾

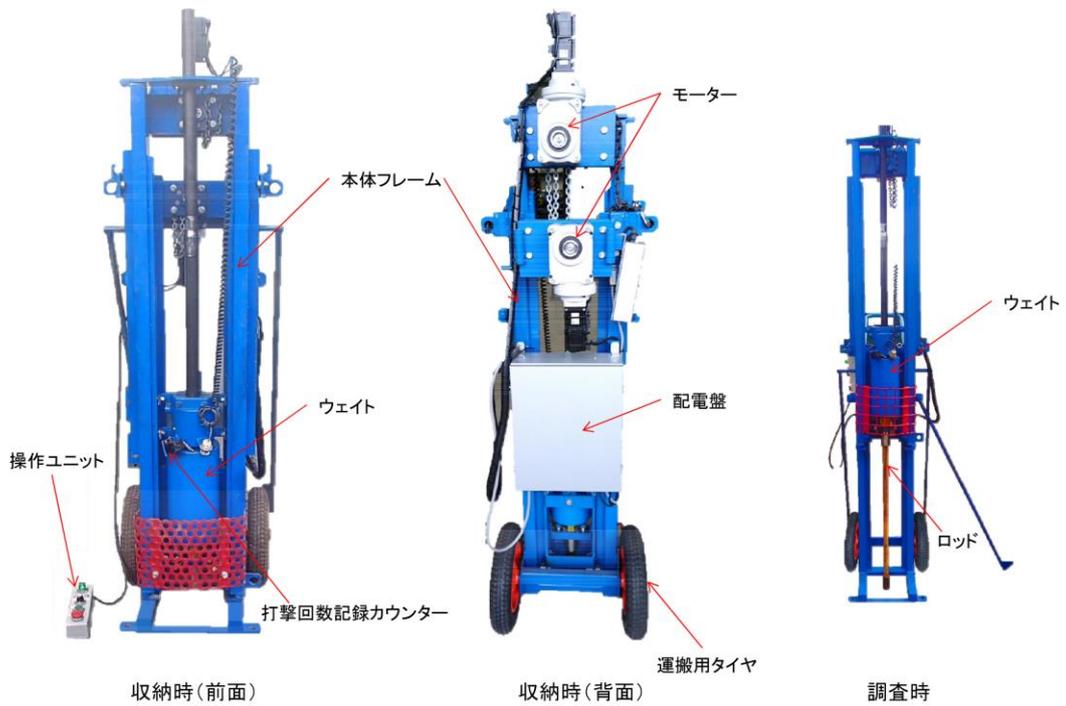


図 2.6 宅地向けの SRS 試験機の例

(3) 液状化検討の品質・工期に関わる技術

図 2.7 のピエゾドライブコーン(PDC)は N_d 値と同時に、水圧計で過剰間隙水圧を測定することで、細粒分含有率 F_c を推定する調査方法である¹²⁾ほか。なお、前述の CPT でも、3 成分の測定で N 値、 F_c のほか土質分類指数 I_c などの液状化の検討に必要なインデックスが得られる。

一方、図 2.8 のスクレイドライバーサウンディング(SDS)試験¹³⁾ほかは SWS 試験の W_{sw} 、 N_{sw} に加え、連続的な回転貫入を行って、回転速度、回転トルク、貫入速度を測定し、それらの土質ごとの特性の違いから粘性土、砂質土を推定する。汎用の SWS 試験の機器を利用し、追加機材(チャックユニット)により切り替え対応できることから比較的普及が進んだことが注目される。

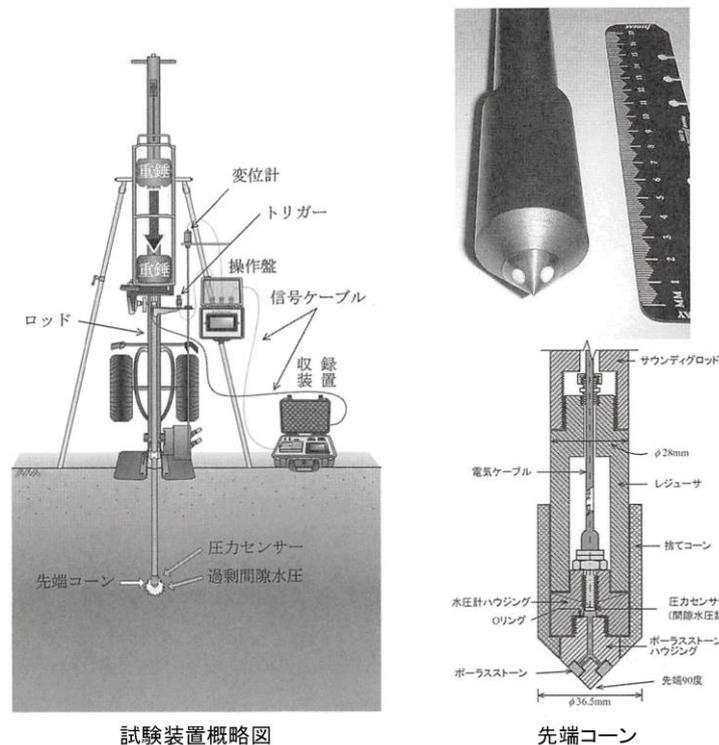


図 2.7 ピエゾドライブコーン(PDC)試験装置¹⁰⁾

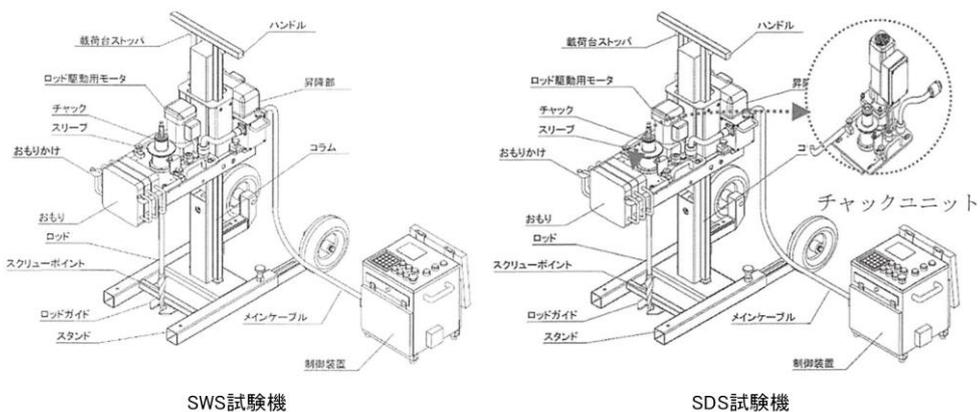


図 2.8 SWS 試験機と SDS 試験機¹⁰⁾

3. ハンマードリルサウンディング(HDS)試験

3.1 HDS 試験の要求性能と実現のための手法

筆者が着目した SWS 試験の 3 つの課題と、それらに関連する従来の特徴を鑑みて、本研究では SWS 試験を補完する新たな地盤調査の方法を提案し、従来の地盤調査の方法と比較して、小規模建築物の基礎地盤の強度指標の評価手法を検証することを目的とした。

その地盤調査の方法がハンマードリルサウンディング(Hammer Drill Sounding, 略称「HDS」)試験である。前記の研究の目的を達成するために本技術に求めた性能は以下の通りである。

1) SWS 試験を補完するインデックスが取得できること。

自沈層： 錘を用いない手法

支持層： 貫入力の高い動的貫入試験

液状化層：原位置試験と同時に直接的に確認

2) SWS 試験機と同等の汎用性・経済性を有すること。

これらの要求性能を実現する手法として「ハンマードリル」に着目した。振動による打撃でコンクリートの破碎、はつりなどに用いられ、一般のホームセンターや通信販売などで入手が可能なほど普及しており、目的の汎用性にも合致する。一般の人が扱えるような比較的小型の機材であるため、従来の SWS 試験の機器のフレームに追加するようなコンパクトな設計も可能である。

一方、ハンマードリルはその用途からも、もともと非常に高い破壊力を有している。実際、SWS 試験の地盤調査の現場においても、回転貫入不能な硬質な土層に当たってしまった場合に、SWS 試験のロッドの頭部をハンマードリルにより打撃して打ち抜くというような実績もあったことから、「錘無し」でも N 値の大きい地盤まで十分に掘進が可能なエネルギーを有すると考えた。

また、ハンマードリルの機構で特に着目したのが「振動」による打撃である点である。ハンマードリルによる掘進により、実際の地震動のような繰り返し振幅と打撃エネルギーとを対象土層に与えることが、直接的な液状化層の推定手法に繋がる可能性があるのではないかとも考えた。

そのハンマードリルを用いた HDS 試験機の概要(機器の仕様・調査の方法・HDS 試験で得られるインデックス)と、HDS 試験のハンマードリルの打撃の機構について、このあと詳述する。

3.2 HDS 試験機の概要

(1) 試験機の仕様

HDS 試験機の仕様の概要と実際の同試験機による地盤調査の実施の状況を図 3.1 に示す。

この HDS 試験機では SWS 試験機と同程度の設計のフレームをベースとして、貫入による鉛直方向の変位に追従できるように、「スライドガイド」を介してハンマードリルを取り付けている。なお、本機は HDS 試験専用のように示しているが、SWS 試験機に脱着可能なスライドガイドを設計すれば、ロッドに錘を載荷する元のガイドと交換することで両方の試験の実施も可能である。

HDS 試験による地盤調査では、SWS 試験のスクリーポイントとロッドを共用する。構成の詳細は後述するが、スクリーポイントによる回転の影響を受けないように回転方向は拘束しない。スライドガイドと一体に取り付けられたハンマードリルをロッドに載せ、ハンマードリルのスイッチを入れると連続した打撃が開始され、地盤を破壊しながら掘進していく。試験機には変位（深度）計測の機器を備えており、掘進と並行して一定時間ごとの貫入量を計測しデータを記録する。

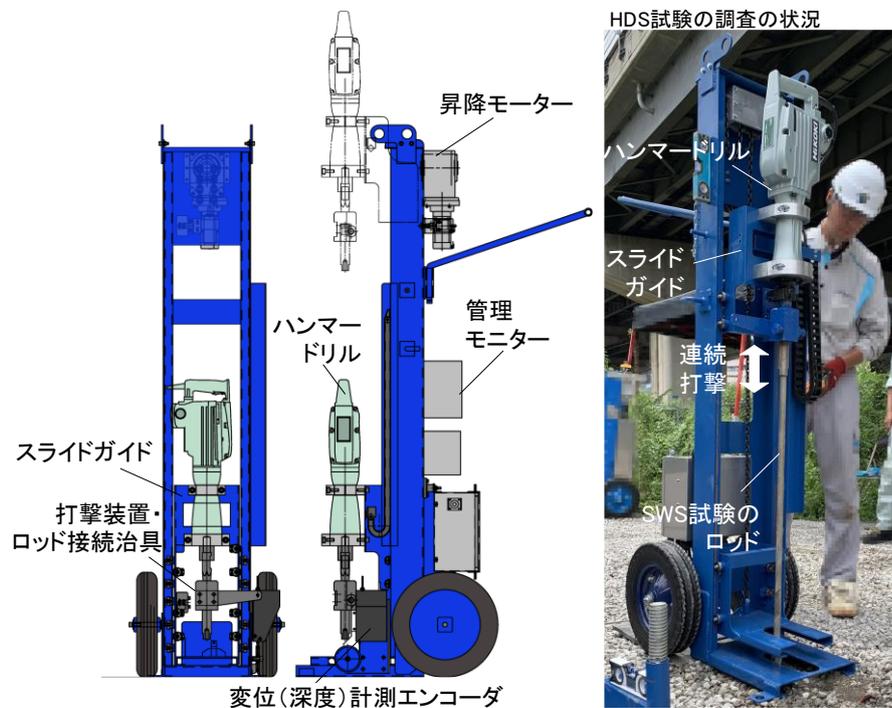


図 3.1 HDS 試験機の仕様と調査の状況

(2) 調査に関わる構成と手順

試験機の構成と手順を図 3.2 に示す。錘無しとは言え、ロッドへは少なくともハンマードリルとスライドガイドを合わせた載荷重は生じる。そのため、SWS 試験の $0.50\text{kN}=500\text{N}$ 自沈程度までの評価を可能とすることを企図してその荷重を約 320N 程度に抑える設計としている。振動による機器への影響を軽減するため、試験機の下部にポテンショメータ式変位計の本体を取り付け、ハンマードリル先端側には張り出し部を設け、ここにワイヤを取り付けて貫入量を計測する。

以下、調査の手順を概説する。まず、ハンマードリルを固定したスライドガイドを上昇させ SWS 試験のスクリーポイントとロッドを設置する。2 回目以降は貫入済みのロッドに継ぎ足す。ロッド頭部のネジ穴に I 型の打撃ヘッドを取り付けて接続治具に挿入し、横からピンで固定することで鉛直方向は拘束し、打撃貫入時のスクリーポイントによる回転は許容する設計となっている。

貫入の開始と停止はハンマードリルにケーブルで接続した打撃スイッチで制御する。スイッチを押下している間のみ打撃と計測を自動的に行う。貫入とともにスライドガイドが下降していくが、ここで自沈が生じ、空打ちとなった場合は打撃を自動停止し、後述するインデックスは 0 と記録する。このように調査担当者に依存しない品質と効率的な作業性を両立した機構となっている。

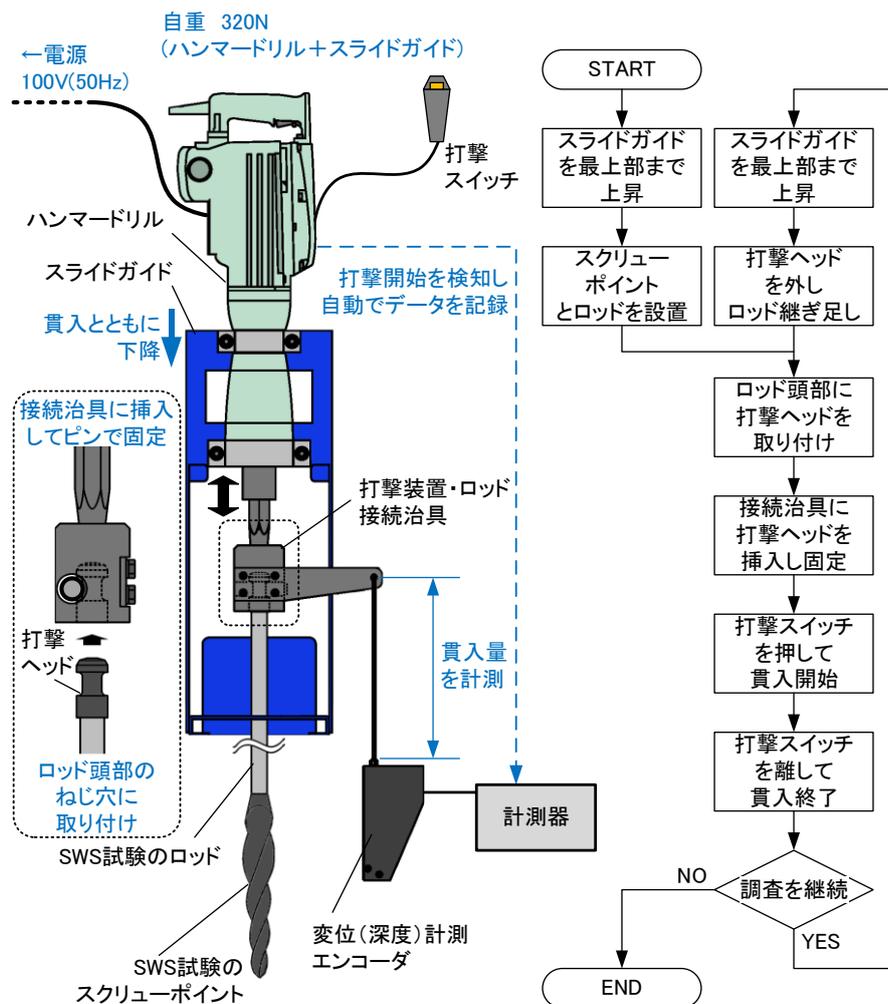


図 3.2 調査に関わる主な構成と手順

(3) HDS 試験で取得するインデックス

ハンマードリルと計測機器の仕様・諸元を表 3.1 に示す。HDS 試験では一定の载荷重, 周期, エネルギーで打撃するため, 地盤の破壊に関連する貫入速度で評価することとした。具体的には周期 10^{-3} s(秒)ごとの貫入量を計測して 1cm 貫入に要する計測回数(時間)を H_d 値 (\approx ms/cm)と定義した。したがって 1cm 単位のほぼシームレスなインデックスを得ることができ, 前記の定義から, この H_d 値が大きいほど, 貫入に長い時間を要する硬質な地盤と評価される。

計測された貫入量と算定された H_d 値は, HDS 試験機に付属している管理モニターで地盤調査を進めながらリアルタイムに確認することができるため, 地盤の様相が即時に把握可能である。

なお, ハンマードリルは仕様上, 図 3.3 に示すように, 打撃スイッチを押してから実際に地盤への貫入が始まるまでのロス時間と, 打撃スイッチを離してから貫入が完全に停止するまでの減速の際の H_d 値が過大となる。これを考慮して, 開始と停止の前後 1cm のデータは除外する。

表 3.1 ハンマードリルと計測機器の仕様・諸元

項目	仕様・諸元	
試験機の総重量	約 125kg	
ハンマードリルの重量	15.0kg	
ロッド载荷重(スライドガイド含む)	約 320N	
全負荷打撃数	1,400min ⁻¹ (回/分)	
振動加速度	14.9m/s ²	
打撃エネルギー	39.5J	
変位計(貫入量の計測)	仕様	ポテンショメータ式
	検出速度	1.0m/sec
	分解能	1/1000m
計測装置のサンプリング周期	1/1000sec	

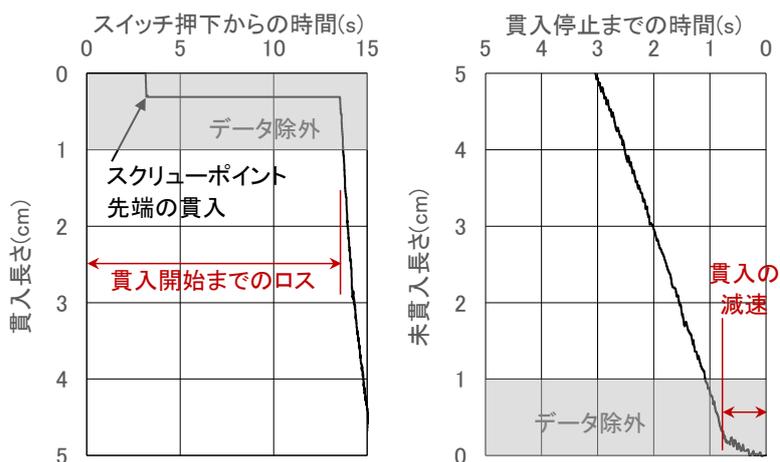


図 3.3 貫入の開始と終了時のデータの取り扱い

3.3 ハンマードリルの打撃と貫入の機構

(1) ハンマードリルの打撃の機構

一般的なハンマードリルでは、図 3.4 に示すようにシリンダー内に、「ピストン」と、打撃を行う「ストライカ」との間の空気層(エアクッション)が設けられており、カムの回転でピストンを押し、エアクッションを圧縮し、その反発力によりストライカの打撃力を生み出す機構となっている。

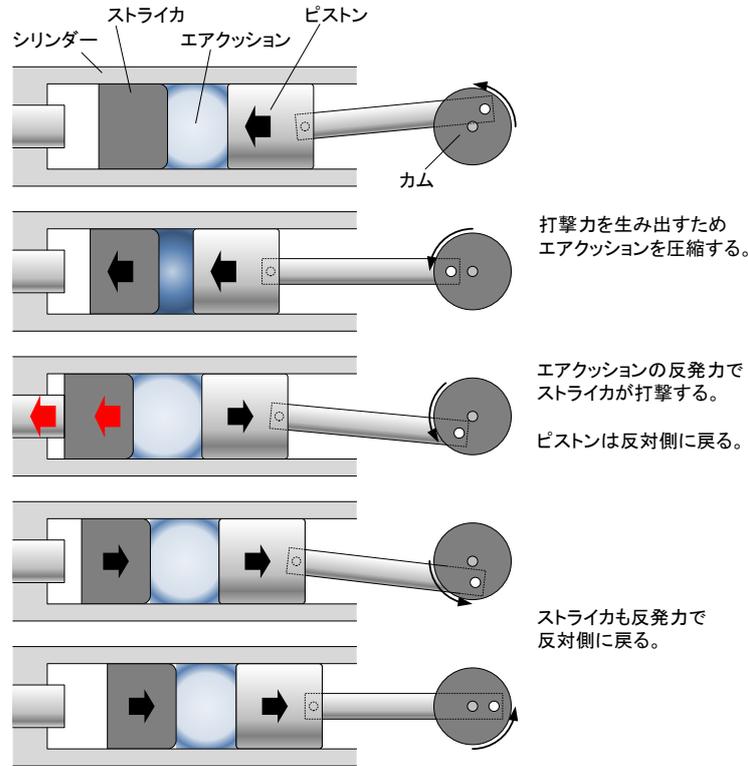


図 3.4 ハンマードリルの基本的な機構

一方、今回の HDS 試験のハンマードリルでは図 3.5 に示すような「筒型ストライカ」方式を採用している。この方式では打撃を行うストライカ自体がシリンダーとなっており、ストライカ内部にエアクッションとピストンを収納する機構となっている。最終的に対象物を打撃するインパクトボルトのストロークは固定ピンにより 30mm に、その手前のストライカの全振幅はおおまき上 40mm で固定されており、ストライカの内部にエアを介している機構から、ストライカとピストンの動きは必ずしも連動しないことが特徴であるが、圧縮したエアクッションのエネルギーでストライカを押し出し、インパクトボルトによって対象物に打撃力を伝達する基本的な打撃の挙動は同じである。なお、前掲の表 1 の仕様・諸元で示したハンマードリルの打撃エネルギーはメーカーが開示しているスペックであるが、これは、同表で示した周期(打撃数)と前述の振幅(ストローク)とから、ハンマードリルの打撃が単振動であるとして仮定したときに、実際に対象物への打撃に関わる時間である周期の 1/4 の間の速度から求められるエネルギーを積算した水準に相当している。

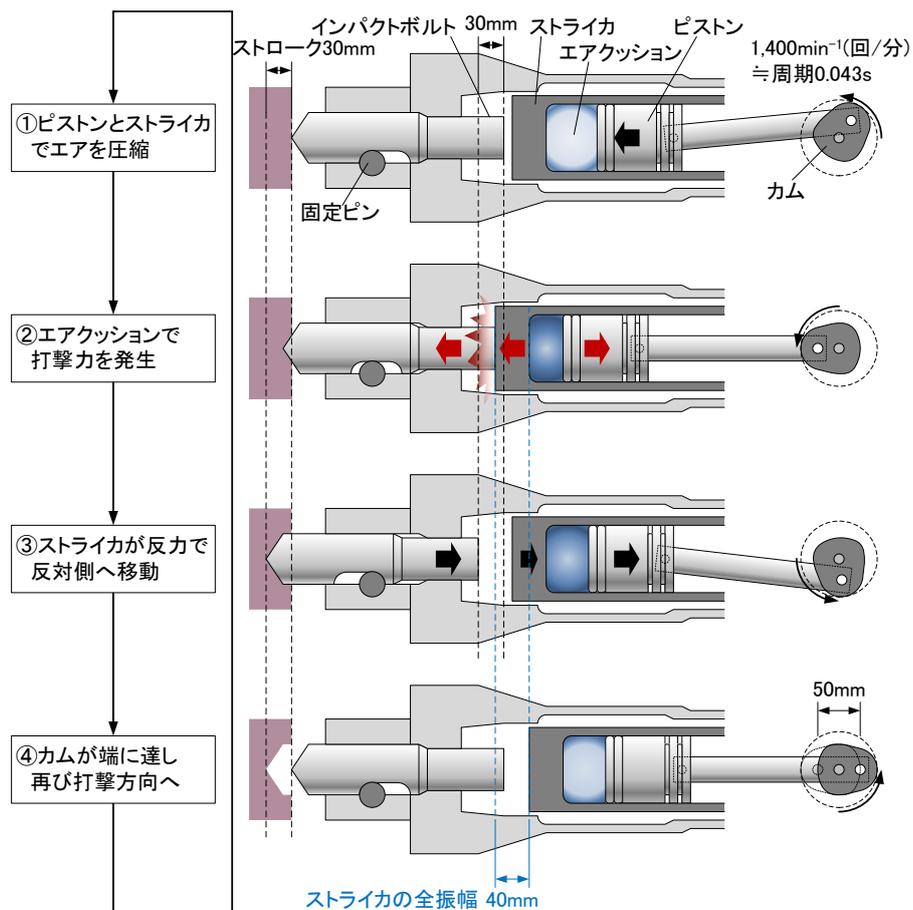


図 3.5 HDS 試験のハンマードリルの打撃の機構

(2) HDS 試験で想定される実際の貫入機構

たとえば、ハンマードリルでコンクリートを破砕するような一般的な使い方において、作業者がもう少し破壊力を強くさせたい場合には、なるべく自分の体重をかけ、対象物に押しつけて打撃することが想定される。当然ではあるが、ピストンにより生じるエアアクションの圧力を超える打撃エネルギーは生じ得ないので、このような手法による効果は、あくまでインパクトボルトとストライカのあそびを抑えて、圧縮空気の力をなるべく最大限に発揮させていることによると考えられる。

ここで、HDS 試験で想定される実際の貫入機構のイメージを図 3.6 に示す。これ以降はハンマードリルの機構上、ピストンにより生じる「打撃」と、実地盤へ「貫入」する現象とを区別して解説する。図 3.5 で説明した状況との相違点は、対象物(地盤)に HDS 試験機のスライドガイドを含む載荷重(約 320N)がかかっていることと、ハンマードリルの打撃部分より下部は載荷重を上限として鉛直方向に拘束されているため、ハンマードリルの機構上は 30mm のストロークを許容していても、実際にロッドが変位した貫入量以上のストロークは生じ難く、打撃後に直ちに反発力を受ける点である。そのため、1 回の打撃の間に地盤とインパクトボルトの相互の反発による貫入を繰り返すことが推察される。しかし、この現象の詳細な推定は難しいことから、4.2 節で実際の打撃で計測した単位時間ごとの貫入量から N 値と H_d 値の関係性を検討することとした。

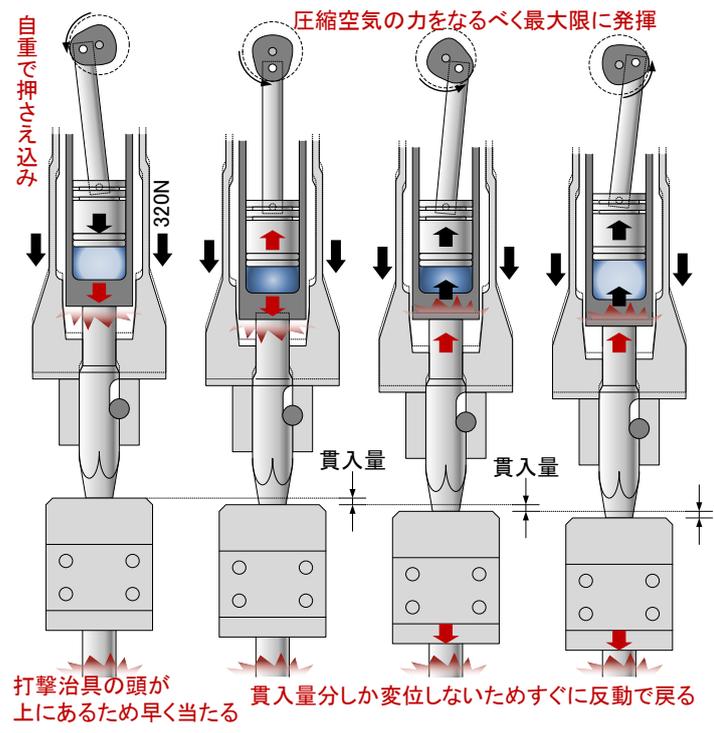


図 3.6 HDS 試験で想定される実際の貫入機構

4. HDS 試験の適用性検証実験

4.1 検証実験の概要

HDS 試験の適用性検証実験は、建築研究開発コンソーシアムの研究会「小規模建築物における地盤判定品質向上と汎用性を両立した地盤調査技術の研究」の一環として実施したものであり、本稿は研究会でまとめた既報³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾¹⁷⁾に、2021 年度に実施した 4 試験地を追加した計 37 箇所(図 4.1)で行った結果をまとめたものである。全試験地共通で実施した地盤調査(サウンディング)とそのポイントを表 4.1 に、各試験地の表層地盤の微地形区分、水位、主な土質と、PLT, CPT, 表面波探査、室内試験(一軸圧縮試験・圧密試験)の実施有無を表 4.2 に示す。

本稿の液状化に関連する検証での「液状化層」は、水位以深の中粒砂層、かつ、SWS 試験の最深貫入深度までを対象とし、SPT の N 値とボーリングの採取試料により、細粒分含有率 $F_c \leq 50\%$ の土層における F_L 値で検定した。想定する地震動は、大地震(M8.0, 地表面水平加速度 350cm/s^2)、中地震(M7.5, 同 200cm/s^2)、小地震(M7.5, 同 150cm/s^2) の 3 水準である。

地盤調査データの整理では、硬質な表土への貫入、先行掘削、ガラや硬質層、打ち止め時など、他の地盤調査と比較して明らかに特定の試験のみ特異値となっている土層は除外した。

このあと 4 章各節にて報告する検証項目は次の通りである。

1) 打撃貫入の機構と SPT の N 値との関係(4.2 節)

ハンマードリルの打撃により生じるロッドの時刻歴の平均貫入回数と平均貫入量から、エネルギーの関係の比較により SPT の N 値との関係を考察し、 H_d 値による N 値の推定式を提案。

2) 土質ごとの基本的傾向と特徴(4.3 節)

粘性土、砂質土(非液状化層)、液状化層での代表的な事例から、SPT の N 値、SRS 試験の N_d 値、SWS 試験の換算 N 値に対する HDS 試験の推定 N 値の基本的な傾向、特徴を考察。

3) 各インデックスと推定 N 値との関係(4.4 節)

SPT の N 値、SRS 試験の N_d 値、SWS 試験の換算 N 値と、HDS 試験の推定 N 値との関係を詳細に考察するとともに統計的分析を行い、提案した HDS 試験による推定式の適用性を検証。

4) HDS 試験のインデックスと土層の剛性・強度との関係(4.5 節)

HDS 試験の推定 N 値の適用性から、さらに地盤剛性(S 波速度)や強度特性(一軸圧縮強さ・圧密降伏応力)と比較、考察し、地盤品質を評価する際の参考情報としての可能性を検証。

5) 平板載荷試験による支持力度との関係(4.6 節)

PLT による地盤の許容支持力度に対する、SWS 試験による許容支持力度と HDS 試験の平均 H_d 値との関係を考察して、HDS 試験の H_d 値から地盤の許容支持力度を推定する式を提案。

6) 液状化層と各インデックスとの関係(4.7 節)

SPT の N 値、 F_L 値と SWS 試験の W_{sw} と N_{sw} と HDS 試験によるインデックスの関係を考察し、CPT による F_L 値との比較を加え、HDS 試験と SWS 試験を併用した液状化の推定手法を提案。

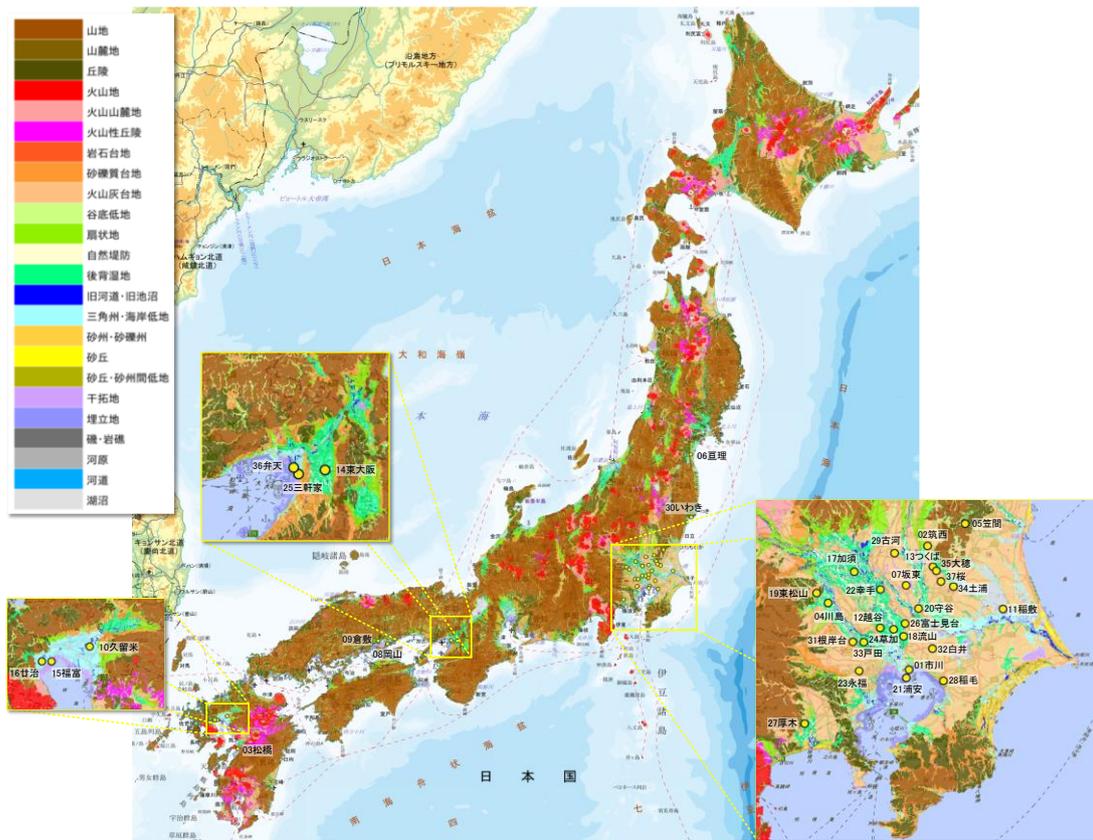


図 4.1 検証実験の試験地

(地理院タイル(標準地図)・防災科学技術研究所 J-SHIS Map の微地形区分に加筆)

表 4.1 検証実験で実施した地盤調査とそのポイント

地盤調査	方式	地盤調査のポイント
標準貫入試験 (SPT)	動的貫入試験 (ハンマーを自由落下)	<ul style="list-style-type: none"> ・ケーシングや泥水などで摩擦を除去した標準となる N 値。 ・ボーリング試料での液状化判定。 ・自沈(N=0)あり。
動的コーン貫入試験 (SRS 試験)	動的貫入試験 (ハンマーを自由落下)	<ul style="list-style-type: none"> ・貫入後に回転トルクを測定し補正した N 値と相関性の高い N_d 値。 ・地盤補強の支持層確認でも実績のある高い貫入力。 ・自沈($N_d=0$)あり。
スクリーウエイト貫入試験 (SWS 試験)	静的貫入試験 (载荷と回転による貫入)	<ul style="list-style-type: none"> ・小規模建築物で一般的な調査法。 ・自沈はあるが、換算 N 値は载荷重を考慮するため 0 とはならない。
ハンマードリルサウンディング試験 (HDS 試験)	動的貫入試験 (積極的な打撃による貫入)	<ul style="list-style-type: none"> ・SWS 試験のスクリーポイントとロッドを利用して打撃で貫入。 ・約 320N まで自沈無く N 値との関係性を同一インデックスで評価可能。 ・貫入力の高い振動による打撃。 ・液状化層の特徴的な応答。

表 4.2 検証実験の試験地一覧 ※水位は SPT による。

No.	試験地	微地形区分	水位※ G.L.-(m)	主な土質	SPT SRS SWS HDS	PLT	CPT	表面波探査	一軸・圧密
01	市川	三角洲・海岸低地	1.00	砂質土/シルト	○			○	
02	筑西	ローム台地	5.75	粘性土/砂質土	○	○			
03	松橋	干拓地	0.50	粘性土	○	○			
04	川島	自然堤防	1.70	シルト/砂質土	○	○			
05	笠間	丘陵	観測されず	粘性土	○	○		○	
06	亘理	自然堤防	2.06	砂質シルト/砂質土	○	○	2.06	○	
07	坂東	ローム台地	6.50	粘性土/砂質土	○	○		○	○*
08	岡山	干拓地	1.48	砂質土/シルト	○	○		○	
09	倉敷	三角洲・海岸低地	0.29	粘性土	○	○			
10	久留米	三角洲・海岸低地	2.00	粘性土	○	○			
11	稲敷	砂州・砂礫州	2.11	砂質土	○	○		○	
12	越谷	後背湿地	0.90	砂質シルト/粘性土	○	○		○	○
13	つくば	ローム台地	2.01	粘性土/砂質シルト	○	○		○	○
14	東大阪	後背湿地	1.63	砂質土/粘性土	○	○		○	○
15	福富	三角洲・海岸低地	1.05	粘性土	○	○	○	○	○
16	廿治	三角洲・海岸低地	2.00	粘性土	○	○		○	○
17	加須	自然堤防	0.40	粘性土/砂質土	○				
18	流山	自然堤防	3.50	砂質土	○				
19	東松山	ローム台地	1.25	砂質土	○				○
20	守谷	ローム台地	3.05	粘性土/砂質土	○				○
21	浦安	埋立地	0.95	シルト/砂質土	○				
22	幸手	後背湿地	1.10	砂質土/シルト	○	○	○		
23	永福	ローム台地	5.00	粘性土	○				
24	草加	後背湿地	1.50	砂質土/シルト	○				
25	三軒家	干拓地	2.60	砂質土/シルト/粘性土	○	○		○	○
26	富士見台	ローム台地	4.90	粘性土	○				
27	厚木	ローム台地	8.50	粘性土	○				
28	稲毛	谷底低地	3.50	粘性土/砂質土	○				
29	古河	ローム台地	2.70	粘性土/砂質土	○				
30	いわき	三角洲・海岸低地	1.60	粘性土/砂質土/シルト	○			○	
31	根岸台	後背湿地	2.20	粘性土/砂質土	○				
32	白井	ローム台地	10.50	粘性土/砂質土	○				
33	戸田	後背湿地	0.50	砂質土	○				
34	土浦	ローム台地	3.30	粘性土/砂質土	○				○
35	大穂	ローム台地	3.90	粘性土/砂質土/シルト	○		○	○	○
36	弁天	干拓地	1.39	砂質土/粘性土	○		○	○	○
37	桜	ローム台地	3.90	粘性土/砂質土/シルト	○				

*一軸圧縮試験のみ実施。

4.2 打撃貫入の機構と SPT の N 値との関係

HDS 試験での時刻歴の貫入の様相の例を図 4.2 に示す。いずれも各土質で N 値が比較的
低く、安定して貫入した代表的な土層の事例であり、縦軸が貫入長さ、横軸が時間である。こ
こでは俯瞰的に見た全体的な傾向から、短時間での細かい挙動までを示すため、上段より、SPT
の深度に対応した貫入長さ 30cm の場合(時間軸 5s)、さらに時間軸を 0.5s、0.1s と狭めてい
った場合の 3 段階の水準で示した。なお、この図中に表記した H_d 値は式(4.1)に示すように貫入
速度に関連したインデックスであり、単位時間あたりの貫入量の勾配は H_d 値の逆数に相当する。
上段の全体傾向を見ると直線的でコンスタントにほぼ等速で貫入しているように見えるが、中段、
下段の短時間の様相を見ていくと、3.3 節(2)で想定した HDS 試験での実際の貫入機構の通り、
何れの土質の場合においても、機器仕様上の「打撃」の周期 $T=0.043s$ ($1,400min^{-1}$) に対して、
その間でさらに短周期の断続的な「貫入」を繰り返している様相を示していることがわかった。

$$H_d = 1000 \times t/d \quad (4.1)$$

t : 貫入時間(s)

d : 貫入量(cm)

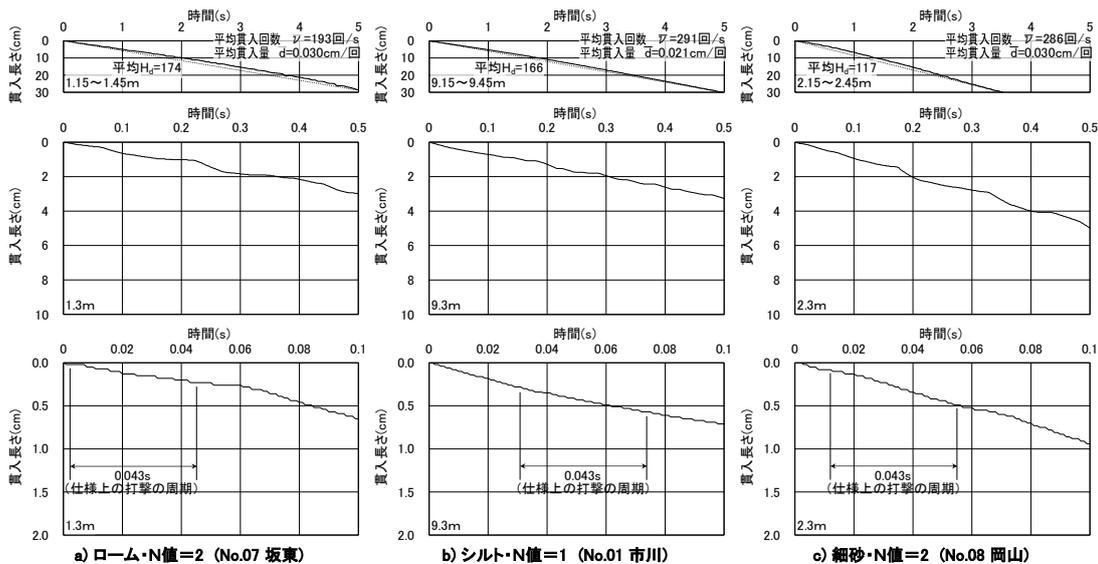


図 4.2 打撃による時刻歴の貫入量の例(土質別)

図 4.2 では標準的な地盤での貫入の様相を例示したに過ぎないが、土質や地盤の硬さの異
なる多様な地盤条件で、ここで示した平均貫入回数と平均貫入量の傾向がどのようになってい
るのかを詳細に把握するため、全試験地のデータを対象にして 20cm 単位ごとに分析を行った。
その結果から、土質ごとの平均貫入回数 \bar{v} (回/s)と平均 H_d 値との関係を図 4.3 に、平均貫入量
 \bar{d} (cm/回)と平均 H_d 値との関係を図 4.4 にまとめた。なお、いずれもボーリングによって判別され
た土質別に分類しており、対象とした 20cm の区間内に土質の異なる地層境界が存在する場合
や、ガラ、礫があった場合など、明らかにインデックスに特異な変動が含まれる土層は除外した。

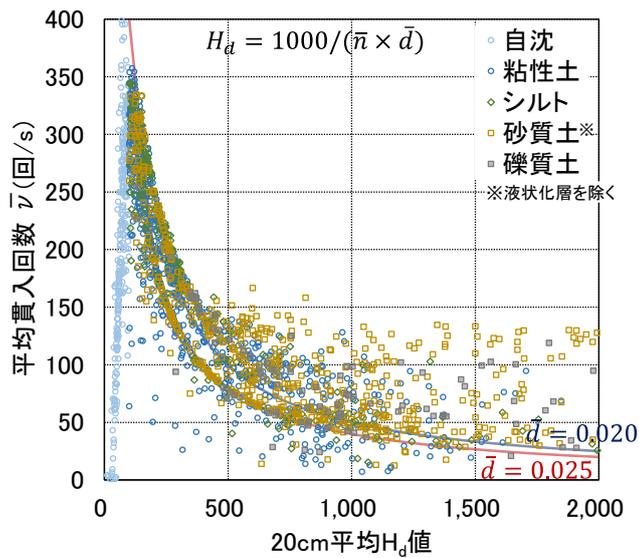


図 4.3 貫入回数と H_d 値の関係(土質別)

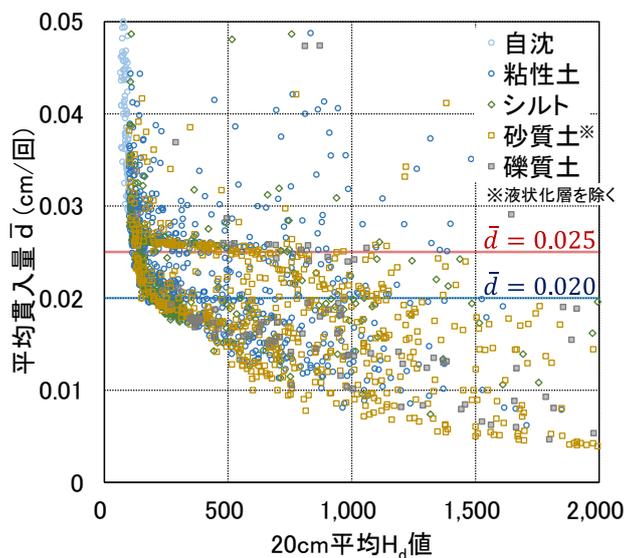


図 4.4 貫入量と H_d 値の関係(土質別)

全体的な傾向として、HDS 試験で自沈する場合は H_d 値が小さい軟弱な地盤ほど 1 回の貫入量が大きく、貫入回数は少ない。通常の打撃貫入では全体的に硬質な地盤ほど貫入回数が少なく、貫入量も小さくなるが、ばらつきも大きくなっている。土質別では、粘性土は相対的に貫入量が大きく貫入回数が少ない側に分布しており、砂質土の方が貫入量は小さく、貫入回数が多いう傾向が見られた。これは土質による打撃貫入の難易度の違いによる可能性が考えられる。

ここで、土質別の特徴的な傾向を分かり易くするため、参考として図 4.5 に貫入量と貫入回数との関係を示した。ここでの自沈層を含む粘性土と、砂質土との分布から、HDS 試験の調査時に単位時間あたりの両者の値を確認すれば、おおよその土質を推定するための参考情報が得られる可能性があるが、貫入の様相と粒度との関係など詳細な分析は今後の研究課題としたい。

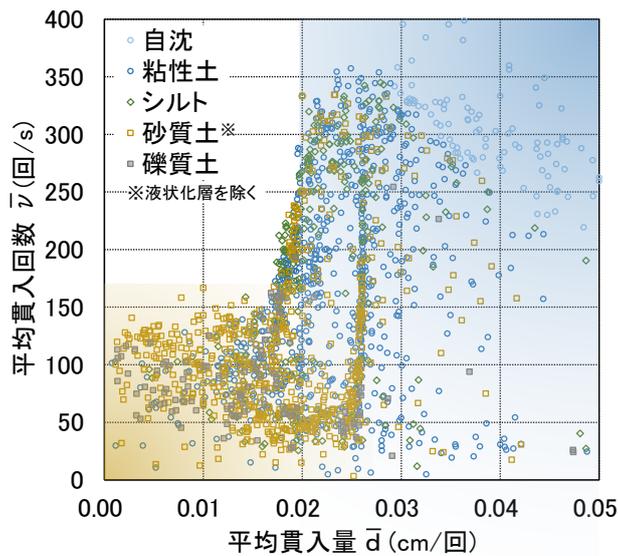


図 4.5 貫入回数と貫入量の関係(土質別)

ここで、図 4.3 を平均貫入量の程度で分けしたものを図 4.6 に、その貫入量の度数分布を図 4.7 に示す。平均貫入回数と貫入量、 H_d 値の式(4.2)の関係に対して、分布は $\bar{d}=0.025$ 、次いで、 $\bar{d}=0.020$ を中心として分布する特徴的な傾向があり、一定の関係性があることが伺えた。

$$H_d = 1000/(\bar{v} \times \bar{d}) \quad (4.2)$$

このあと SPT の N 値と、HDS 試験の H_d 値との関係性から、HDS 試験による強度指標の評価手法を検討する。ここでの検討では、ハンマードリルの打撃に対する反発が小さく、安定的に貫入する軟らかい土層を想定し、図 4.6 の分布上において、ばらつきの少ない貫入回数と貫入量 $\bar{v}=300$ 、 $\bar{d}=0.025$ を想定条件として仮定して、SPT のハンマーが地盤に与える打撃エネルギーと、ハンマードリルによる打撃貫入のエネルギーとを比較することで両者の関係性を検討した。

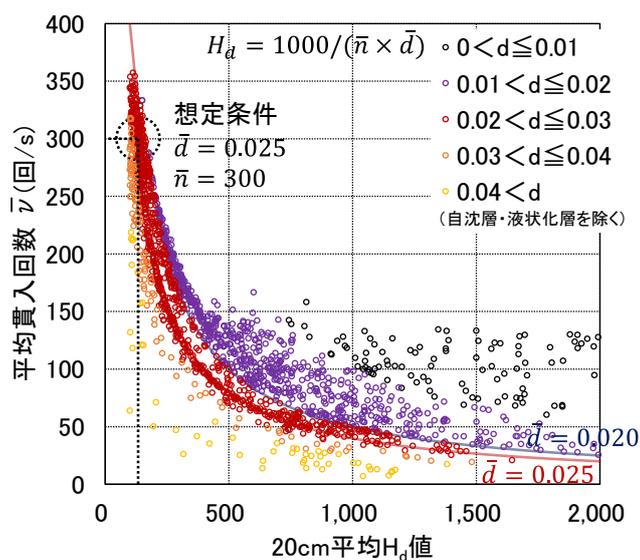


図 4.6 H_d 値と貫入回数・貫入量の関係

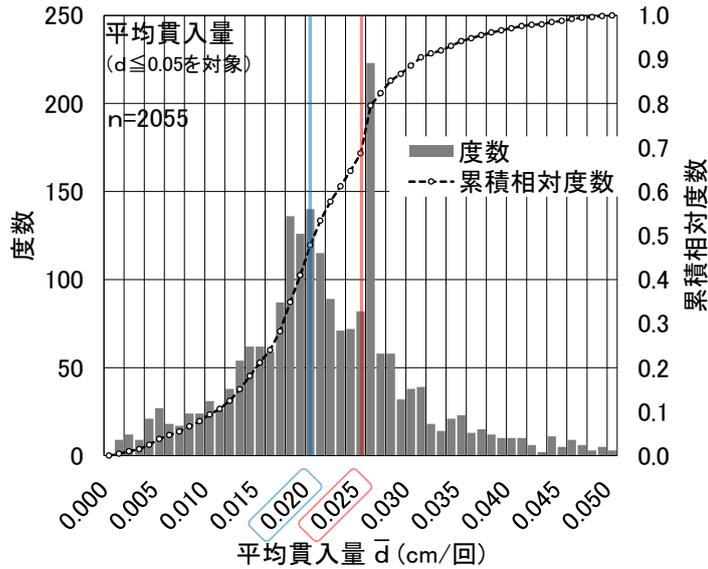


図 4.7 貫入量の度数分布

1) SPT のハンマーが地盤に与える打撃エネルギー

質量 63.5kg のハンマーを、 $h=76\text{cm}$ の高さからアンビル(落下するハンマーのエネルギーをロッドに伝える装置の一部)に自由落下させたときに生じるエネルギーは式(4.3)で表される。

$$E_{k(SPT)} = \frac{1}{2} m (v/100)^2 = 473\text{kg} \cdot m = 4,641\text{J} \quad (4.3)$$

m : ハンマーの質量(kg) $m = 63.5\text{kg}$

v : アンビルに到達したときの落下速度(cm/s)

$$v = \sqrt{2gh} = 386(\text{cm/s})$$

g : 重力加速度(m/s^2) $g = 9.80665\text{m/s}^2$

SPT の打撃回数 N 値に相当するエネルギーを、SPT の地盤調査時の基準となる貫入量(30cm)で除すことで、ロッドが 1cm 貫入するのに必要なエネルギーを式(4.4)により求める。

$$E_{k(SPT/cm)} = 4,641 \times N/30 \quad (\text{J/cm}) \quad (4.4)$$

N : 標準貫入試験の N 値

2) HDS 試験機の貫入エネルギー

HDS 試験で 1cm 貫入に要する時間 t は、式(4.1)において $d=1\text{cm}$ とした下式(4.5)となる。

$$t = H_d/1000 \quad (\text{s/cm}) \quad (4.5)$$

t : 貫入時間(s)

仮定した平均貫入回数 $\bar{v} = 300(\text{回/s})$ より、1cm 貫入に要する貫入回数 n は下式(4.6)となる。

$$n = \bar{v} \times t = 300 \times H_d/1000 \quad (\text{回/cm}) \quad (4.6)$$

HDS 試験のロッドへの載荷重は 320N、平均貫入量は $\bar{d}=0.025\text{cm/回}=0.00025\text{m/回}$ と仮定したので、この場合の同試験による 1 回の「貫入」における仕事量 $W(\text{J})$ は式(4.7)の通りである。

$$W = 320 \times 0.00025 = 0.08\text{J} \quad (4.7)$$

式(4.6), (4.7)より, HDS 試験で 1cm 貫入するのに要するエネルギーは式(4.8)となる。

$$E_{k(HDS/cm)} = 8.0 \times 300 \times H_d / 1000 \quad (\text{J/cm}) \quad (4.8)$$

3) SPT の N 値と H_d 値の関係

式(4.4)と式(4.8)のエネルギーを等価として, N 値と H_d 値との関係を整理すると式(4.9)となる。

$$N = 0.015513 \times H_d \quad (4.9)$$

式(4.9)の係数を安全側に丸めた下式(4.10)を, H_d 値からの SPT の N 値の推定式とする。

$$N_{(HDS)} = 0.015 \times H_d \quad (4.10)$$

$N_{(HDS)}$: HDS 試験による推定 N 値

H_d : HDS 試験の H_d 値

本稿ではこの式(4.10)による値を「推定 N 値」と定義した上で, このあとの 4.3, 4.4 節で SPT の N 値, SRS 試験の N_d 値, SWS 試験の換算 N 値と比較して, HDS 試験による推定 N 値の適用性を検証する。なお, ここでの係数「0.015」は, 3.2 節で示したハンマードリルおよびそれを用いた HDS 試験機の仕様の場合に限定される。しかし, 係数の設定の考え方は本節で述べた貫入エネルギーの比較によって導出したものであるため, ハンマードリルの性能が異なっても, ハンマードリルの機構が同じで, 同等の貫入量が得られる条件であれば, 置換されるハンマードリルの仕様とロッドへの载荷重から決まる打撃エネルギーの比率で補正すれば対応が可能と考えられる。なお, 本研究においては, 本稿で示した HDS 試験機の仕様で特定した上で, 提案した「HDS 試験」という方法を用いた小規模建築物の基礎地盤の強度指標の評価手法の適応性の検証を対象とする。ハンマードリルの仕様や打撃エネルギー, ロッドへの载荷重による差異などを考慮した, 汎用性のある HDS 試験での N 値の推定式の検証は今後の検討課題としたい。

4.3 土質ごとの基本的傾向と特徴

(1) 粘性土の場合

実施した検証実験の中から、粘性土が連続する特徴を持った2つの試験地での事例を示す。

図4.8に示すのは佐賀県杵島郡白石町廿治の有明海に近い場所にある試験地で、極めて鋭敏性が高いことで有名な有明粘土層が深くまで続くことが特徴な地盤条件である。ここでの各地盤調査(左よりSPT, SWS試験, SRS試験, HDS試験)の柱状図におけるインデックスはいずれも同様の傾向であり、深部までSPTのN値で0に相当する、極めて低い値が連続した。

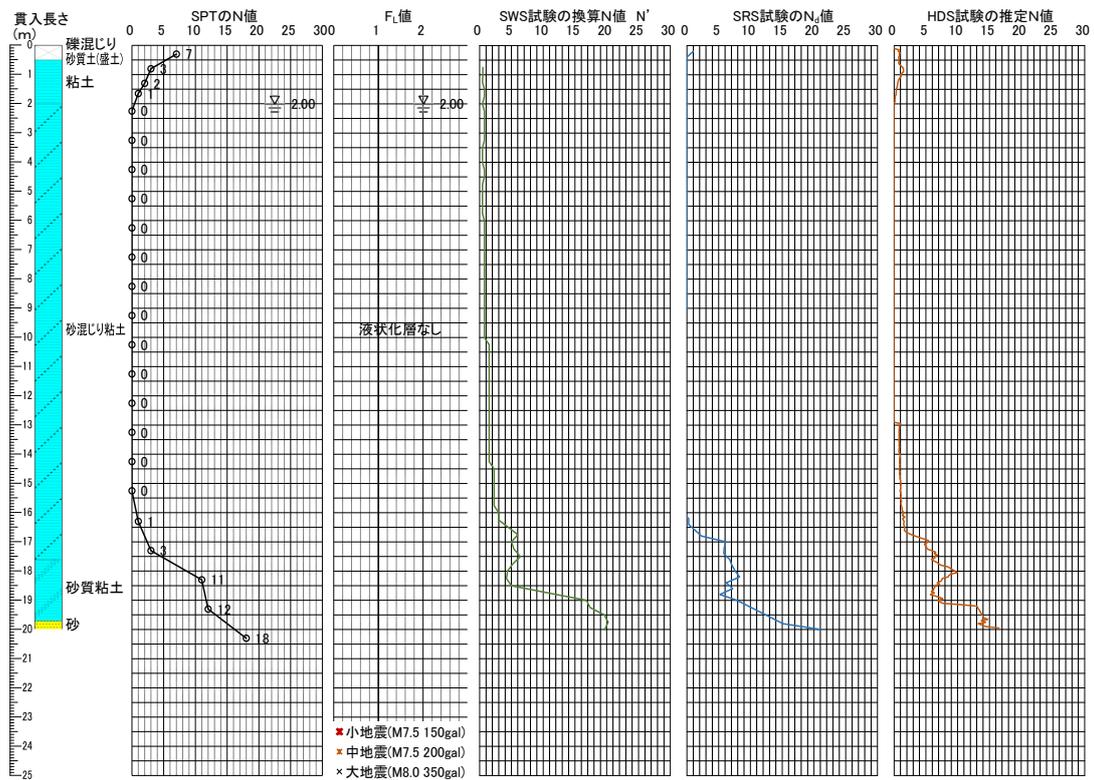


図4.8 粘性土層における地盤調査の比較例(No.16 廿治)

一方、図4.9は大阪湾に近い大阪市大正区三軒家の人工地盤で、表層の砂礫、砂層を抜けると粘性土主体の地層構成である。特に G.L.-11.95m 以深は粘性が中程度の軟弱な海成粘土層が深くまで連続するが、SPTのインデックスは時折自沈を含む概ねN値が3程度の低い値が続くのに対して、他の地盤調査ではいずれも深さ方向に漸増している傾向を示しており、その傾向は特にSRS試験で顕著であった。SRS試験では周面抵抗に対してトルク補正はされているものの、やはりこの土層の粘性が大きく影響しており、ケーシングの有無がインデックスに反映されている可能性が考えられる。一方で、SPTも深い層ではロッド重量が増して自沈し易くなる可能性も否定できないが、いずれにしても、相対的にはロッドの細いSWS試験やHDS試験の方が、粘性土層の抵抗やロッドの荷重の影響を受けにくいのではないかと考えられる。

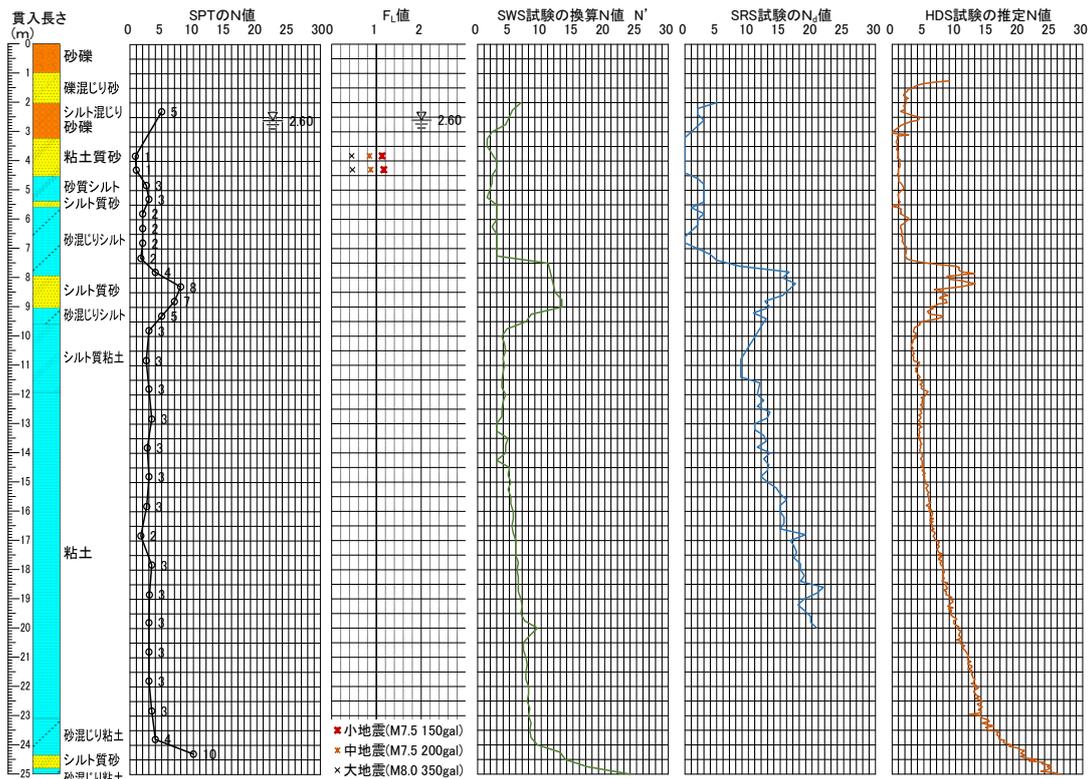


図 4.9 粘性土層における地盤調査の比較例 (No.25 三軒家)

(2) 砂質土 (非液状化層) の場合

続いて砂質土地盤の標準的な事例を示す。ここでは液状化層の無い地盤条件を対象とする。

図 4.10 は岡山県岡山市東区の瀬戸内海を望む工業地帯の人工改変地における、浅層が軟弱な細砂層で、全体的にシルト分を含む地盤である。各地盤調査による柱状図のインデックスを比較すると、HDS 試験の推定 N 値は、深度方向に SPT の N 値、SWS 試験の換算 N 値、SRS 試験の N_a 値と全体的に同様の傾向を示しており、インデックスの水準も同程度であった。また、この地盤における G.L.-6m 程度より浅い細砂層では SPT、SWS 試験、SRS 試験の場合は途中で自沈層を含んでいるのであるが、その中で、自沈してもインデックスが 0 とはならない SWS 試験の換算 N 値に対して、SRS 試験の N_a 値と HDS 試験の推定 N 値の深さ方向の様相と値は良く近似しており、この地盤条件においてはこの 2 つの地盤調査の方法に特に良好な関係性があったと考えられる。さらに、この試験地では G.L.-8m 付近で N 値が 15 程度にまで締まった砂質土層が存在するのであるが、SWS 試験の場合ではこの層に近づくにしたがって空転を生じ、換算 N 値も 20 程度まで急増して回転貫入が不能となったが、HDS 試験ではこの硬さの層を難なく打ち抜くことで妥当なインデックスを得るとともに、それよりも下部の地盤の様相をも確認することができた。HDS 試験のハンマードリルに期待した通りの高い貫入力が発現できることを実証し、同試験による地盤補強の支持層確認の適用性が検証された事例の一つとなった。

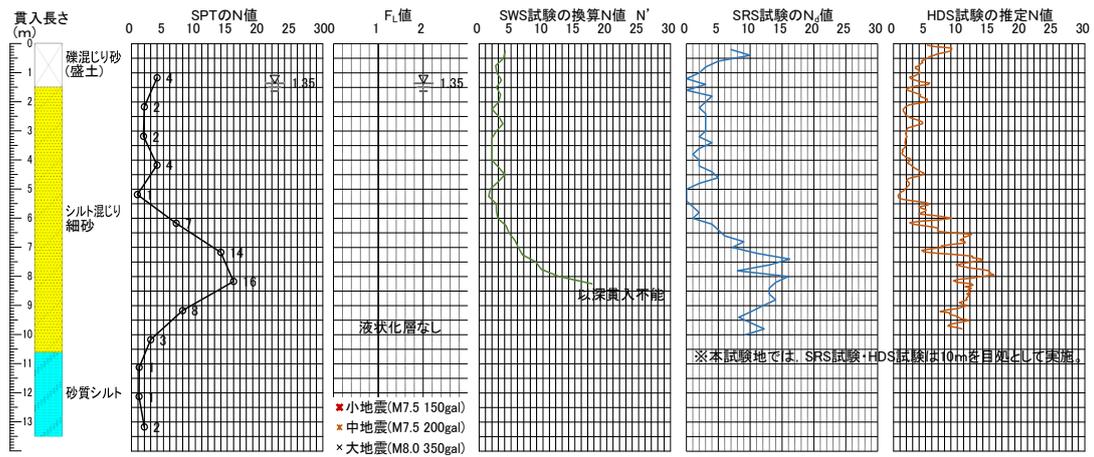


図 4.10 砂質土層における地盤調査の比較例 (No.08 岡山)¹⁶⁾

(3) 砂質土(液状化層)の場合

一方、図 4.11 は宮城県亶理郡亶理町の砂質土主体の地盤で、微地形区分は低地の自然堤防で地下水位も浅い試験地の事例である。深さ G.L.-4~8m 程度においては主に細~中粒の砂質土であり、SPT の N 値とボーリングにより採取した土試料で行った液状化の検討の結果、中地震時 (M7.5, 水平加速度 200cm/s^2) において液状化発生の可能性ありとなる地盤である。以浅の G.L.-4m 程度までの非液状化層では、各地盤調査の方法とも、インデックスは同様の傾向を示していた。しかし、以深の液状化層においては、SPT の N 値、SRS 試験の N_d 値、SWS 試験の換算 N 値は深さ方向に大きくなっていくのに対して、HDS 試験では推定 N 値が大きくなることはなく、むしろ貫入が速くなってゆき、 H_d 値が著しく低い水準で推移する傾向であった。ここで見られた現象の原因は、HDS 試験の場合には振動による打撃を繰り返すことから、液状化層である飽和砂質土層において有効応力の低下が生じたためではないかと推定した。このことが 3.1 節でハンマードリルを地盤調査の手法に採用するにあたり期待していた効果の一つである。

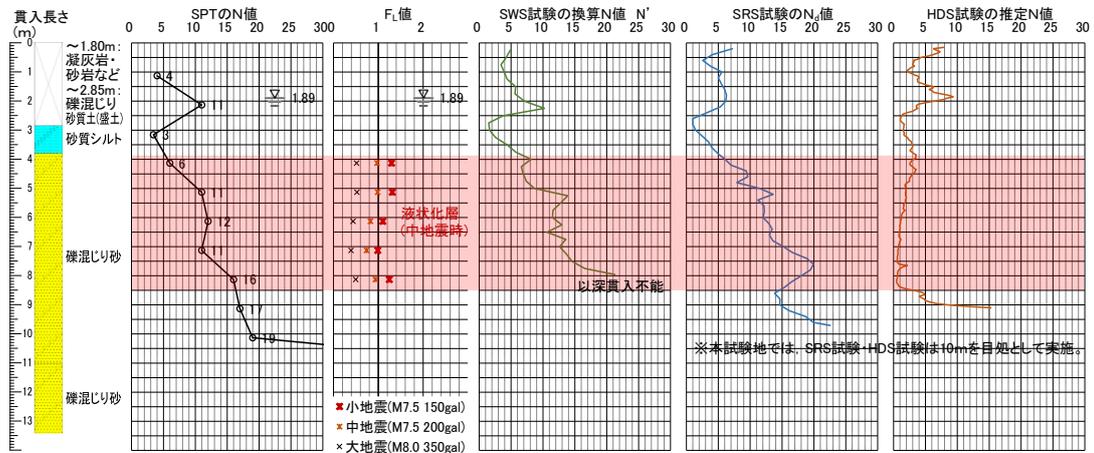


図 4.11 砂質土層における地盤調査の比較例 (No.06 亶理)¹⁶⁾に追加試験・精査した結果を反映

ここで、液状化層における時刻歴のロッドの貫入状況の例を図 4.12 に示し、この現象について詳細に検証する。ここで、a), b)は図 4.11 で示した亙理町の地盤における G.L.-3.15~3.45m の非液状化層と、G.L.-6.35~6.65m の液状化層(中地震時の $F_L=0.83$)での様相である。また、c)は福島県いわき市の海岸に近い砂質低地での液状化層(同 $F_L=0.93$)の場合の様相である。前掲の図 4.2 と同様に、縦軸が貫入長さ、上段より時間軸(横軸)を 5s, 0.5s, 0.1s として示す。

まず、亙理町の試験場で生じた状況について詳述する。非液状化層 a)では図 4.2 で示した事例と同様で、ハンマードリルの仕様上の打撃周期($T=0.043s$)の間で細かく貫入を繰り返し、全体的には概ね等速で貫入している様相であるが、液状化層 b)では、小刻みな貫入と急速な貫入とを繰り返す特徴的な様相を呈している。そのサイクルはハンマードリルの打撃周期の概ね 2 倍であり、急速な貫入時の途中の 1 打撃は空打ちとなっていると考えられる。ここで、この液状化層の SPT の N 値は 12 であるが、小刻みな貫入のときの時の勾配(単位時間あたりの貫入量= H_d 値の逆数)は、推定 N 値が 12 の場合の H_d 値=800 の勾配に概ね合致していることが確認された。このことから、HDS 試験の場合は、液状化層において本来の硬さの状態での打撃と、その打撃によって飽和砂質土に生じた応力低下とを繰り返しているということがわかった。

一方、 F_L 値が b)の場合より大きく、液状化の程度が小さいと考えられる c)の液状化層の場合でも、基本的に同様の傾向が見られた。大きな違いは、打撃周期 $T=0.043s$ のサイクルで緩急を繰り返すため途中に空打ちがないことである。この液状化層の場合は SPT の N 値である 4 程度に相当する H_d 値=267 に近似した緩い勾配と、 H_d 値=120 程度の比較的速い貫入とを繰り返しているが、亙理町の液状化層と比べると、それぞれの F_L 値と相応して緩い応答であった。

以上のことから、HDS 試験では、その貫入の緩急を確認することで液状化層の可能性を確認できるとともに、その液状化層において緩く貫入しているときの勾配(H_d 値の逆数)を確認することで、当該土層が応力低下する前の H_d 値を求められ、液状化層と N 値の推定が両立できる。

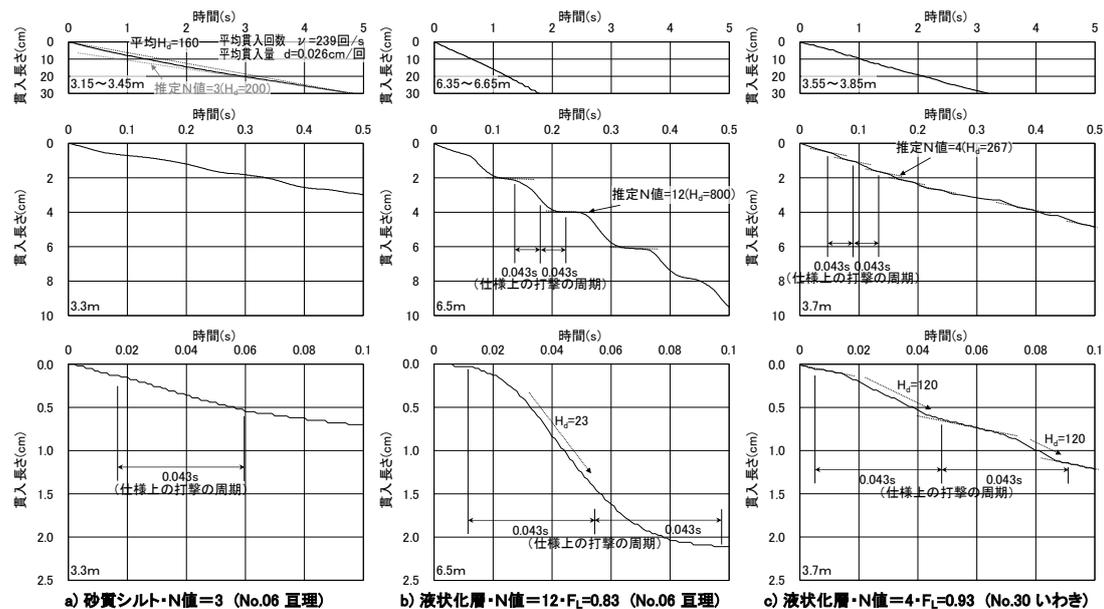


図 4.12 打撃による時刻歴の貫入量の例(液状化層の特徴)

さらに、HDS 試験によるこの現象に相当する地震動レベルを考察する。小規模建築物では震度 5 弱程度の中地震動が対象となる。震度は人間の感覚、室内の状況、家屋の被害状況、すなわち破壊に関連するため、加速度、周期、継続時間が考慮されている。均一な周期の振動が数秒間継続した場合における、周期および加速度と震度(理論値)の関係(図 4.13)¹⁸⁾では、住宅の固有周期(たとえば 0.2~0.3s)では、震度 5 弱は地表面加速度で 150~200cm/s²に相当する。HDS 試験機では直接対象層に与える条件になるが、2,470 cm/s²(ハンマードリルの振動加速度 1,490cm/s²+重力加速度 980cm/s²)、周期 0.043s であり、概ね震度 5 弱程度を想定した水準となる。なお、亘理町の事例のように空打ちが生じる可能性もあるが、周期が 2 倍(T=0.086s)で打撃が無効の状態(重力加速度 980cm/s²のみ)と仮定しても、長周期化とともに加速度も低下することで震度曲線に沿った遷移となるため、同程度の評価となると考えられる。

因みに、亘理町の液状化層より引き抜いたロッド(図 4.14)からは、液状化の噴砂を想起させるような付着物が確認されており、視覚的に液状化層を認識できる点も HDS 試験の特徴である。

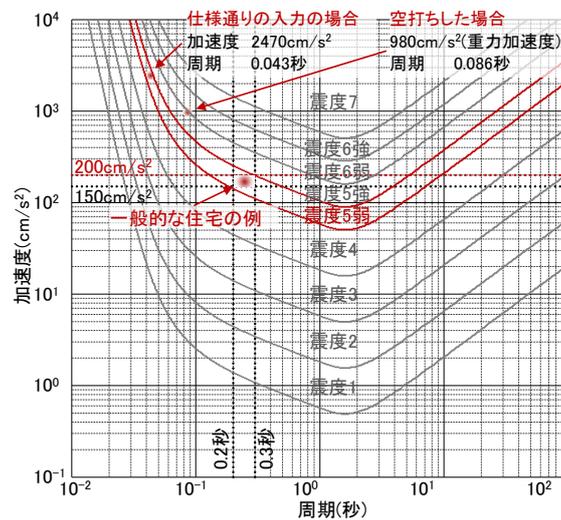


図 4.13 打撃による時刻歴の貫入量の例¹⁸⁾に加筆



図 4.14 液状化層のロッドの引抜き状況の例(No.06 亘理)

4.4 各インデックスと推定 N 値との関係

(1) SPT の N 値と推定 N 値との関係

ボーリングの土質区分別の SPT の N 値と HDS 試験の推定 N 値との関係を図 4.15 に示す。また、HDS 試験と既往の地盤調査の方法との特徴の違いを確認するために、N 値と SRS 試験の N_d 値、N 値と SWS 試験の換算 N 値との関係を加えて図 4.16、図 4.17 に示す。なお、SPT の N 値と比較する各地盤調査の方法で得られた N 値に関連するインデックスは、いずれも SPT で N 値を測定した深度の範囲に対応させて、同区間の加重平均値により求めて比較している。

まず、粘性土とシルトでは SPT の 自沈層が回帰式や決定係数に大きく影響していることがわかる。特に SPT 以外の各試験が、共通して SPT の N 値が 0 に近い場合でも高い値となっている土層は、4.3 節(1)の図 4.9 で示したような周面抵抗の影響がある土質の場合と考えられるが、やはり SRS 試験よりも HDS 試験と SWS 試験の方が、その影響がやや小さい傾向が見られる。また、SRS 試験では特に粘性土の場合に、 N_d 値が 0 の土層でも、SPT の N 値 $\neq 0$ となる分布も見られた。これについては鋭敏な土層において N_d 値が特に低下した可能性が考えられるが、詳細はこのあとの(2)の N_d 値と推定 N 値との比較において、実事例も踏まえた考察を示したい。

砂質土における SPT と HDS 試験の比較については、前述の通り中地震 (M7.5, 水平加速度 200cm/s^2) までで液状化の可能性のある層の場合は平均 H_d 値自体が小さくなってしまったため、ここでは地震動レベルごとの液状化層を区別して示した。ここで、小地震 (M7.5, 150cm/s^2) でも液状化する層は基本的に軟弱層であるため、そもそも推定 N 値も小さい傾向で、中地震動での液状化層は、N 値が大きいほど回帰式から乖離していく様相である。その一方で、大地震動 (M8.0, 350cm/s^2) で液状化するような層では、必ずしもこのような様相は呈していないことが確認された。ただし、N 値に対して推定 N 値が小さい場合も見られるが、中地震動で非液状化層でも F_L 値が 1 に近い場合と考えられる。これについては実事例も添えて 4.7 節(2)で考察する。

砂質土の場合の SPT と HDS 試験の関係の回帰式はこれらの液状化層のデータを除外した条件で示しているが、粘性土層、シルト層、液状化層を除く砂質土における SPT の N 値と HDS 試験の推定 N 値との関係は SRS 試験の N_d 値の場合と比較しても遜色なく、決定係数も高い。

一方、SPT の N 値と SWS 試験の換算 N 値との関係は、全土質で換算 N 値がやや大きい傾向であった。SWS 試験では 2.1 節で述べたとおり、もともと硬質な層での空転で過大評価となる可能性はあるのだが、SWS 試験の換算 N 値の式(1.1)、(1.2)に関しては、同試験の JIS 規格の変遷や従来の手動式に対する近年の試験機の自動化も踏まえて新たな相関式も提案^{たとえば 19)}されており、SWS 試験で従来経験式を適用する場合にはこの傾向に留意が必要であろう。

以上より、粘性土、シルトで特徴的な土層はあるものの、SPT の N 値と HDS 試験の推定 N 値とは、他の試験と比較しても良好な相関性がある、提案した N 値推定式は概ね妥当と考える。また、液状化層においては、小～中地震動で液状化の可能性のある層で HDS 試験の H_d 値が低下して、推定 N 値がそもそも小さい値であるか、あるいは SPT の N 値に対して相対的に推定 N 値の方が小さくなる傾向が確認されたことから、HDS 試験の打撃エネルギーの大きさは、震度 5 弱程度レベルの中地震動までの評価に相当していることが実際の試験結果からも検証できた。

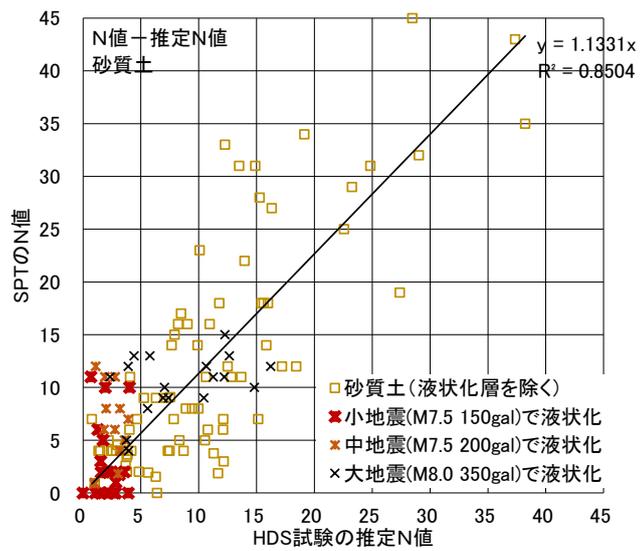
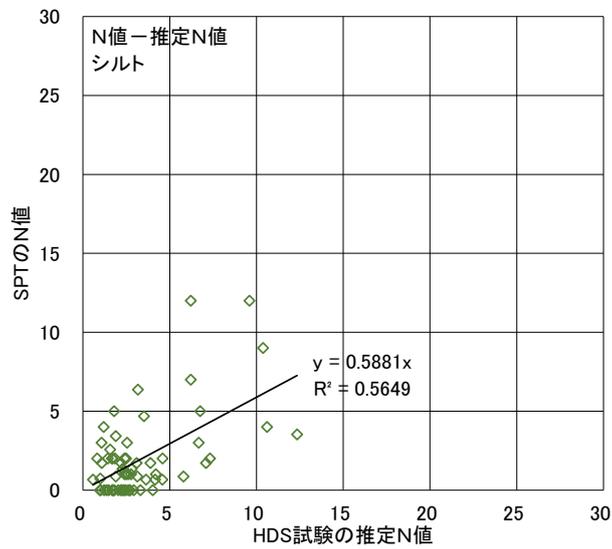
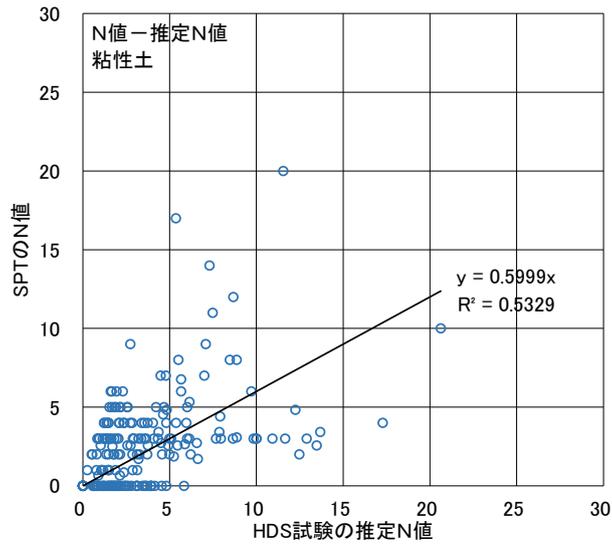


図 4.15 SPT の N 値と HDS 試験の推定 N 値の相関関係の比較(ボーリングによる土質別)

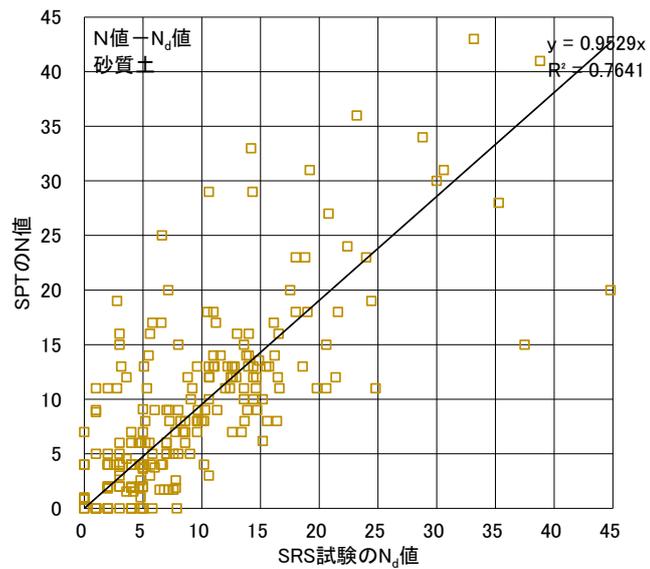
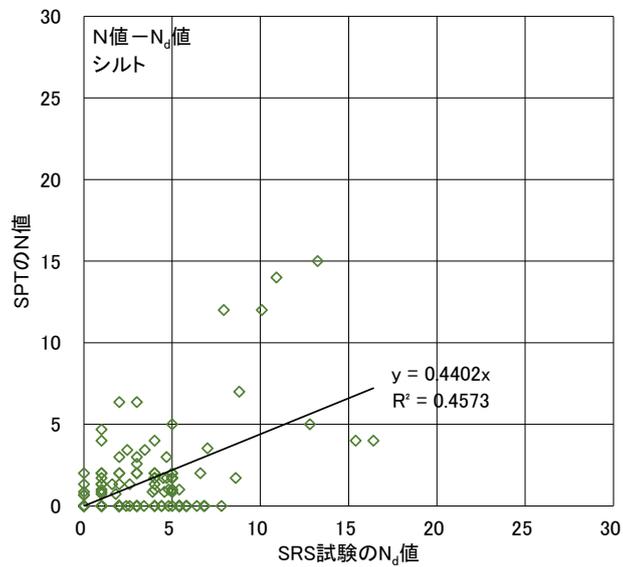
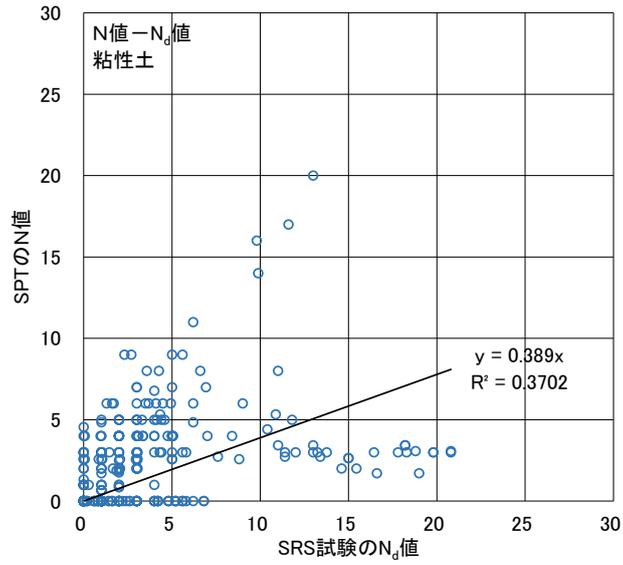


図 4.16 SPT の N 値と SRS 試験の N_d 値の相関関係の比較 (ボーリングによる土質別)

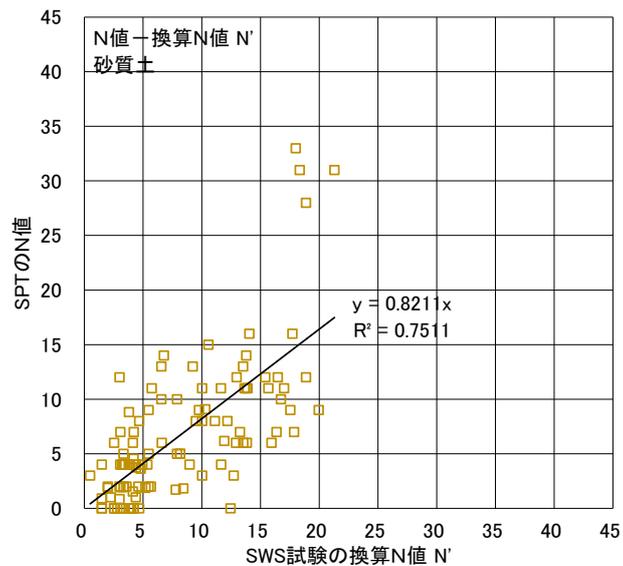
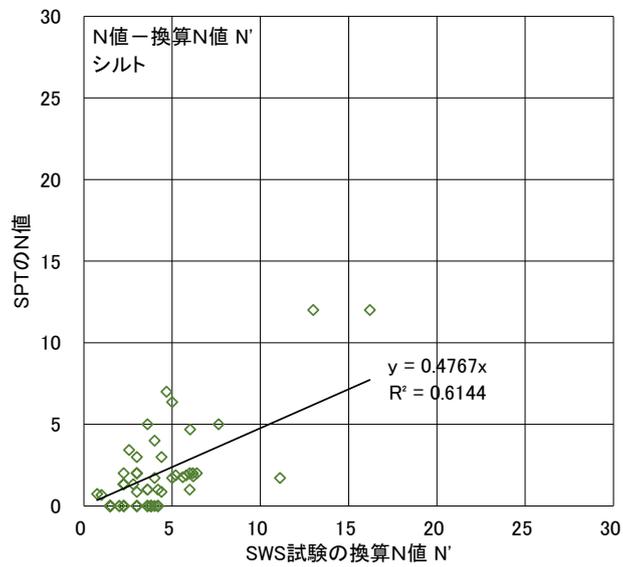
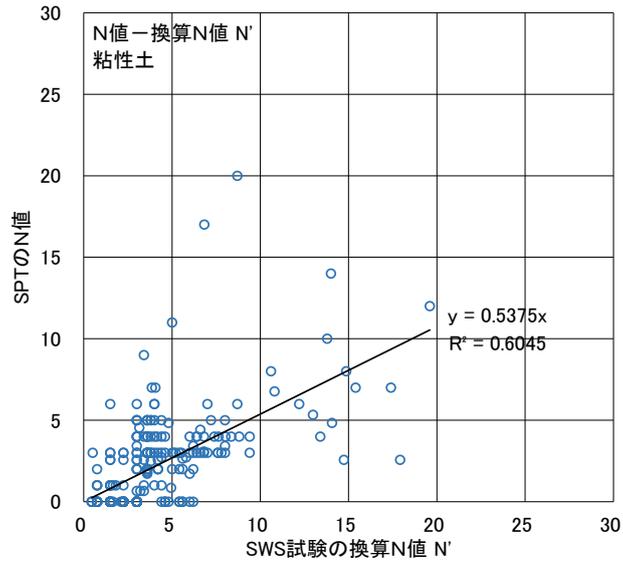


図 4.17 SPT の N 値と SWS 試験の換算 N 値の相関関係の比較 (ボーリングによる土質別)

(2) SRS 試験の N_d 値と推定 N 値との関係

図 4.18 に SRS 試験の N_d 値と HDS 試験の推定 N 値の関係を示す。なお、両試験は単独で土質を推定しないため土質区別無く比較した。SPT との比較の場合よりも回帰式および決定係数は良いが、全体的にばらつきは大きい。もともと SRS 試験の自沈の影響はあるが、各試験地のデータを精査し、それ以外に特徴的傾向を呈していた地盤条件を抽出し、以下に整理した。

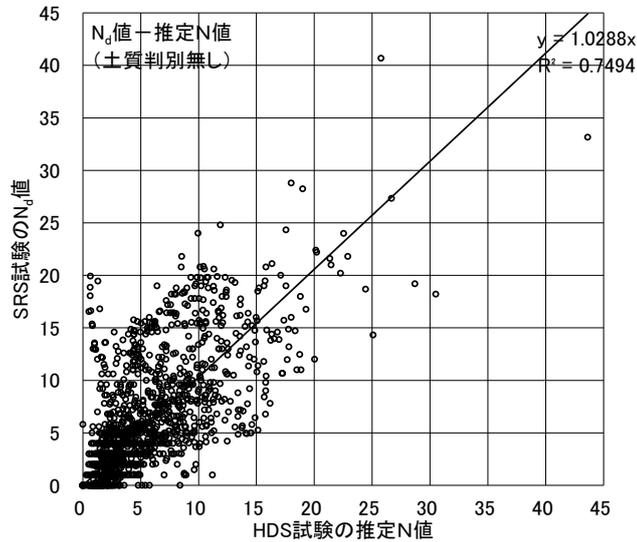


図 4.18 SRS 試験の N_d 値と HDS 試験の推定 N 値の相関関係の比較

① 深部の周面抵抗の影響

図 4.9 で示した事例や、図 4.19 に示すような深い粘性土、シルト層では、貫入抵抗によりインデックスの漸増や、高めの値で推移するが、HDS 試験の方が SRS 試験よりもその影響が小さい。

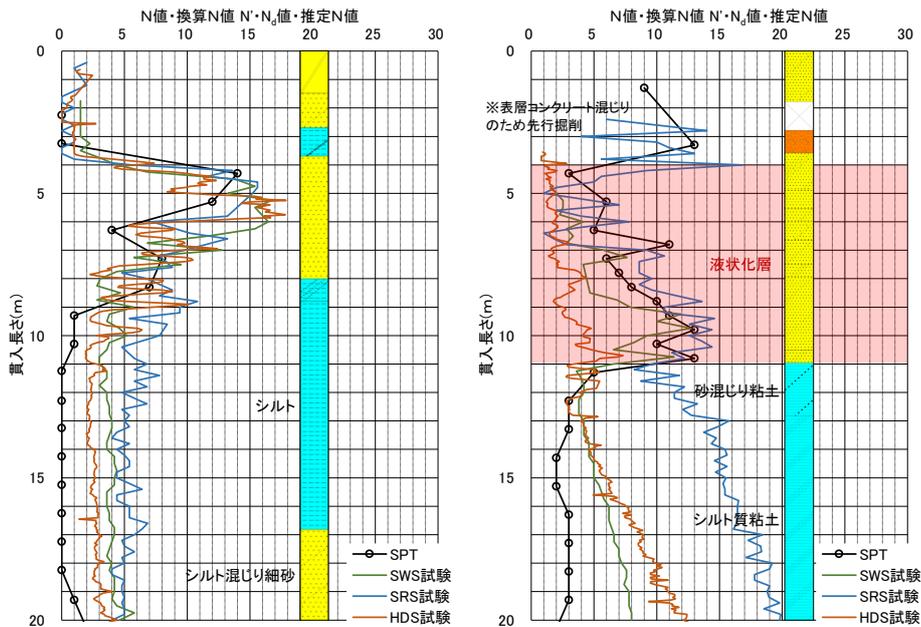


図 4.19 深い粘性土・シルト層が連続する場合の例 (No.01 市川・No.36 弁天)

②鋭敏な土質の影響

SPT と SRS 試験は打撃エネルギーが大きく、特にケーシングが無い SRS 試験は地盤への影響が大きいことが考えられ、図 4.20 の関東ロームのような鋭敏な粘性土層では N_d 値が低くなる傾向が見られる。なお、地盤によっては SPT の N 値でも N_d 値と同様に低下する場合もある。

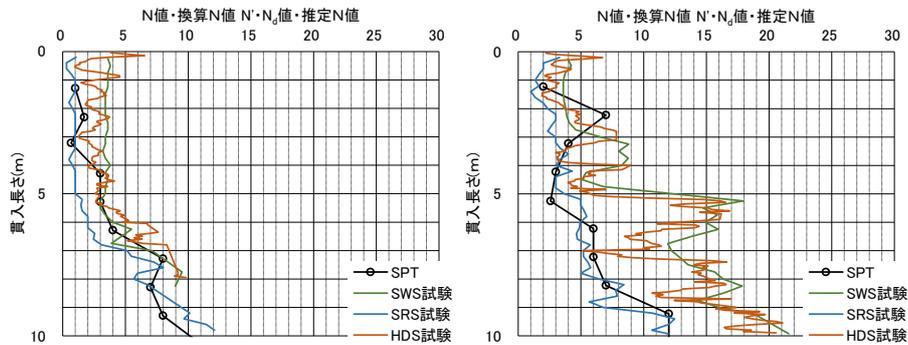


図 4.20 関東ロームの場合の例(No.02 筑西・No.07 坂東)

③液状化層の影響

HDS 試験は、液状化層において有効応力の低下を生じさせるため、推定 N 値が小さくなる。

図 4.18 の散布図に対し、これらの特徴を持つ代表的な試験地での N_d 値と推定 N 値の関係を明示したものが図 4.21 である。なお、液状化層については、SRS 試験と HDS 試験は 20cm ごと連続で比較しているため、SPT とボーリングによる液状化層の判定深度の前後であっても同質と考えられる土層は対象としている。このように N_d 値と推定 N 値の関係性が相違する主要因を見出すと同時に、ここで例示した特徴的な土質における HDS 試験の有用性も確認できた。

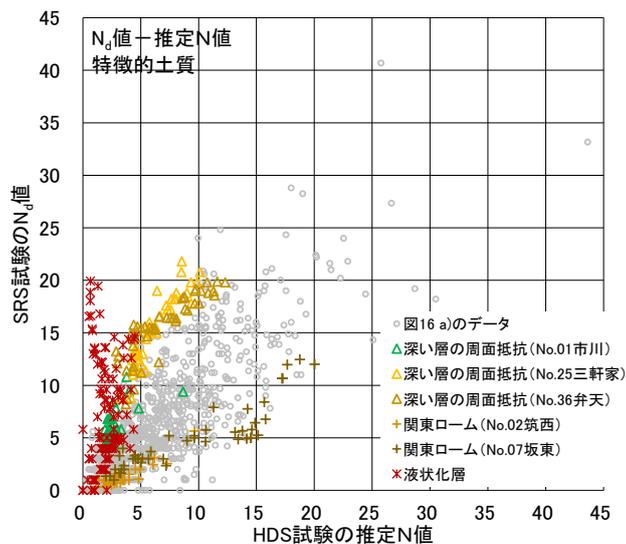


図 4.21 SRS 試験の N_d 値と HDS 試験の推定 N 値の相関関係の比較(特徴的土質)

(3) SWS 試験の換算 N 値と推定 N 値との関係

SWS 試験での推定土質ごとの換算 N 値と HDS 試験の推定 N 値の関係を図 4.22 に示す。換算 N 値は自沈層でも荷重値 W_{SW} の項があるため 0 にはならないことから、決定係数自体は比較的良好であった。両試験は共通のスクリーポイントとロッドで、地盤との境界条件が同一であることも要因として考えられる。なお、相対的に推定 N 値が大きい粘性土層があるが、この特徴的土層についてはあらためて 4.5 節(2)で考察する。これを除くと、SWS 試験の換算 N 値は SPT の N 値や N_d 値の場合よりも、推定 N 値に対し大きい側にばらつく傾向が強い。SRS 試験の場合と同様に推定 N 値が過小となる液状化層は別としても、やはり経験式による換算 N 値は大きい側の傾向と考えられる。こうしたことから、特に回転数が大きい地盤の場合には、貫入力が高く、安定した HDS 試験を併用して再確認することで、より品質を高めることができると考える。

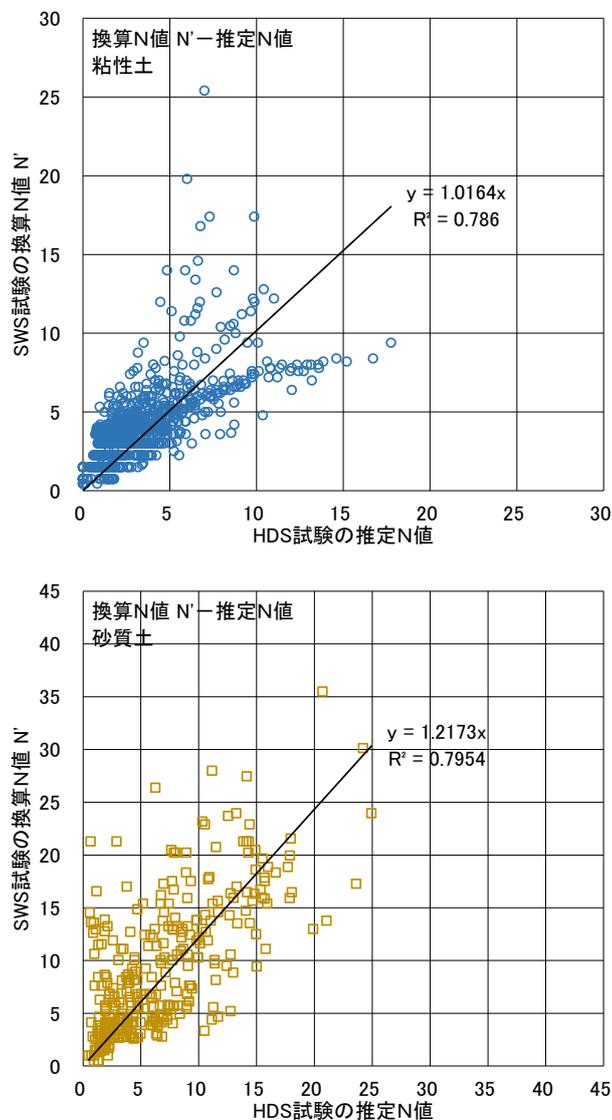


図 4.22 SWS 試験の換算 N 値と HDS 試験の推定 N 値の相関関係の比較
(SWS 試験による推定土質別)

(4) 各インデックスと推定 N 値との関係の統計的分析

さらに SPT の N 値, N_d 値, 換算 N 値と, 推定 N 値との関係を精査するため, HDS 試験以外の試験の自沈層 ($N \leq 3$, $N_d \leq 3$, 換算 N 値 $N' \leq 3$) および液状化層を除いた上で統計的分析を行った。液状化層の判定は SPT によるため, N 値の調査深度に対応する土層を対象とした。

図 4.23, 図 4.24, 図 4.25 に SPT, SRS 試験, SWS 試験のそれぞれのインデックスと HDS 試験の推定 N 値の比較を示すが, N 値, N_d 値については平均が 3 程度であっても自沈を含む場合があるため, N 値, N_d 値が小さい領域の分布がやや強い。これに対し換算 N 値とは相関性が比較的高い傾向である。しかし, 各地盤調査の方法に対して総じて良好な関係性と考えられる。

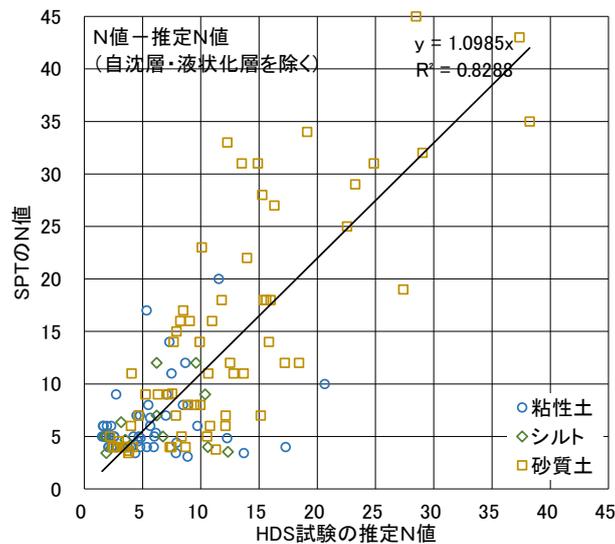


図 4.23 SPT の N 値と HDS 試験の推定 N 値の相関関係の比較(自沈層・液状化層除く)

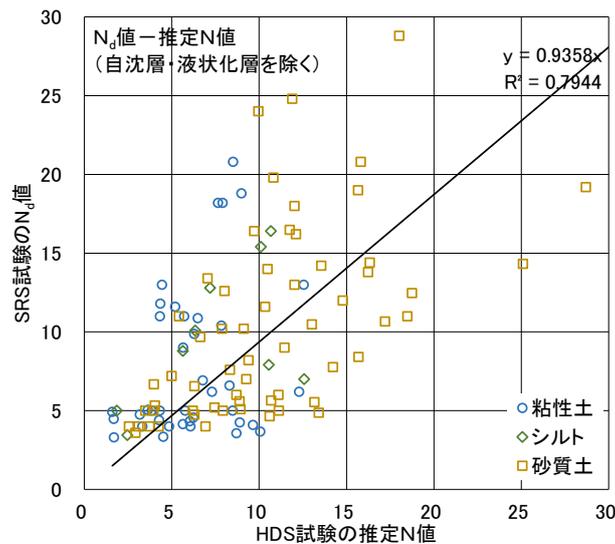


図 4.24 SRS 試験の N_d 値と HDS 試験の推定 N 値の相関関係の比較
(自沈層・液状化層除く)

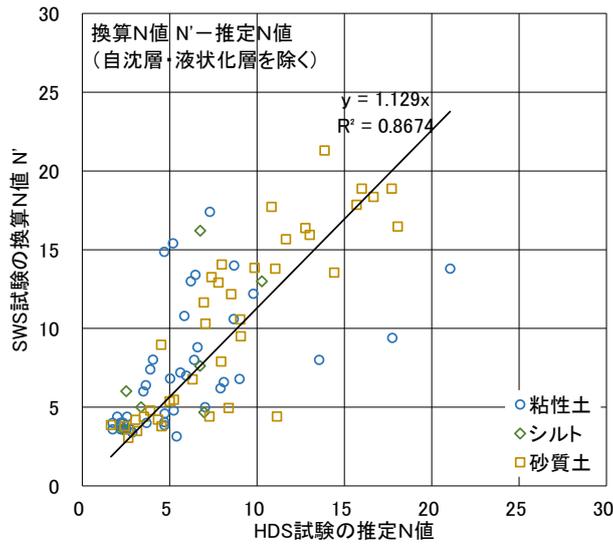


図 4.25 SWS 試験の換算 N 値と HDS 試験の推定 N 値の相関関係の比較
(自沈層・液状化層除く)

ここで SPT の N 値に対する, HDS 試験の推定 N 値, SRS 試験の N_d 値および SWS 試験の換算 N 値の関係を, それぞれ統計的に分析 (図 4.26, 図 4.27, 図 4.28) した。なお, ここでは十分なデータ数がある粘性土と砂質土に絞って, n 数, N 値に対する平均値の差異, 標準偏差を示し, 標準偏差に対する確率 (正規分布) を示した。ここで全体的に俯瞰してみると, 砂質土では分布の幅が小さく, 特徴的な土質の場合に周面抵抗や鋭敏性などが影響する可能性がある粘性土では分布が比較的広い傾向である。粘性土での SRS 試験の N_d 値の上振れやばらつきは前述の周面抵抗によるものと推察され, SWS 試験の換算 N 値が若干大きい傾向も, 貫入抵抗が大きな土層の場合や換算式の傾向と考えられ, ここでの分析でもその傾向が確認された。

以上のように, 自沈層, 液状化層の影響を除いた基本的な SPT の N 値と推定 N 値との関係を再検証したが, N_d 値, 換算 N 値の場合と比較しても良好な相関性があることが再検証できた。

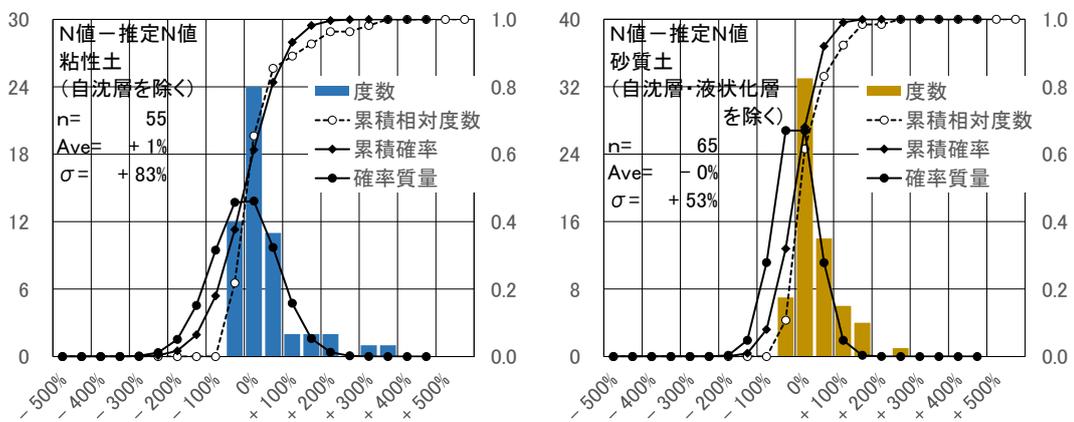


図 4.26 統計的分析による相関関係の比較 (N 値と推定 N 値)

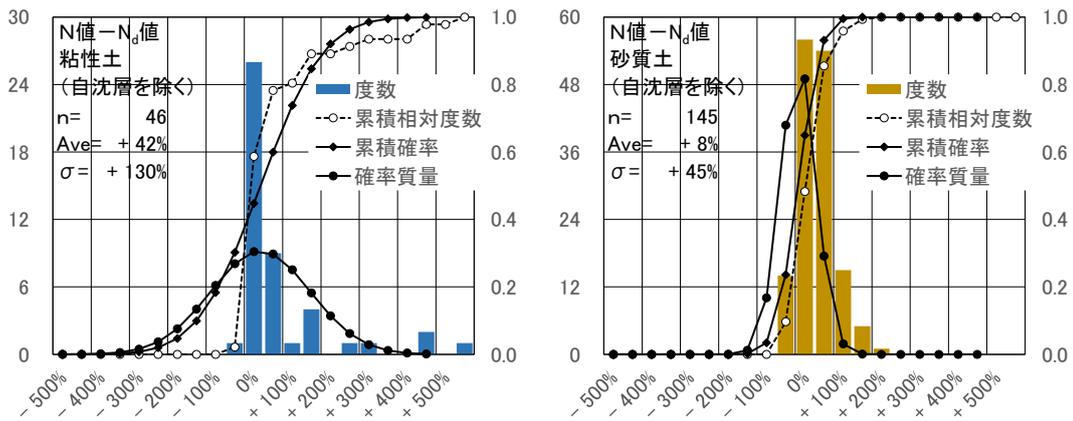


図 4.27 統計的分析による相関関係の比較(N 値と N_d 値)

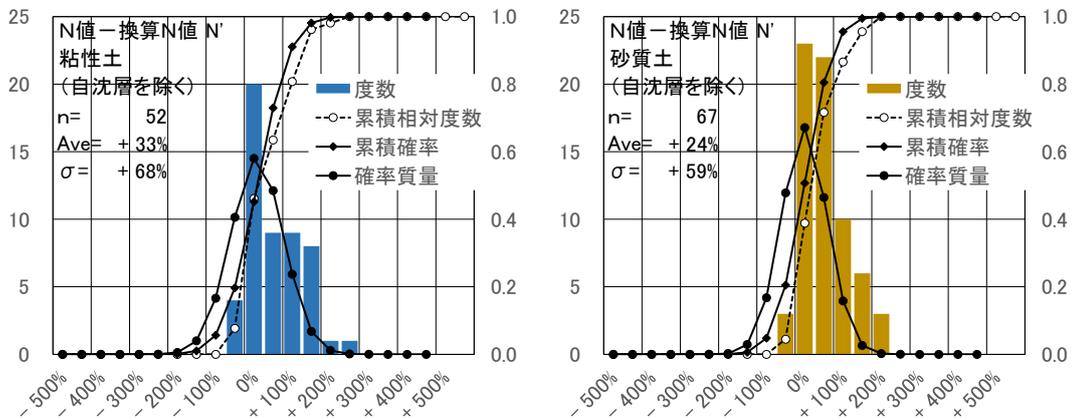


図 4.28 統計的分析による相関関係の比較(N 値と換算 N 値)

同様に SRS 試験の N_d 値と HDS 試験の推定 N 値との比較を図 4.29 に、また、HDS 試験による推定 N 値を基準として、これと SWS 試験の換算 N 値とを比較した場合を図 4.30 に示す。

N_d 値と推定 N 値との関係は、SPT の N 値と推定 N 値との関係の場合と概ね近似した分布であるが、粘性土の場合においてやや + 側にばらつくのはやはり特徴的土質の影響であろう。

推定 N 値に対する換算 N 値との関係も、SPT の N 値に対する換算 N 値の関係の場合と同じく全体的に + 側となる傾向は、回転数が大きい場合や、従来の経験式と同傾向の場合による。

以上の各試験の相互比較によって特徴がより浮き彫りとなり、その各インデックスとの関係性からも、強度指標の評価手法として 4.2 節で提案した N 値の推定式は妥当であると考えられる。

その上で HDS 試験は自沈がほぼ無いことが特徴である。したがって、SPT の N 値と基本的相関のある推定 N 値を用いることで、SPT、SRS 試験、SWS 試験で自沈するような軟弱層までも同一の強度指標で評価が可能と言える。また、SWS 試験では回転貫入の難しい硬質層の評価も可能である。加えて、HDS 試験の推定 N 値は、深い層でのロッドの自重や周面抵抗による影響が SWS 試験と同等で小さく、鋭敏な粘性土など特徴的な土質による影響も比較的受けにくい一方で、中地震動までで液状化する層を H_d 値が低下する特徴を活かして判別が可能となる。

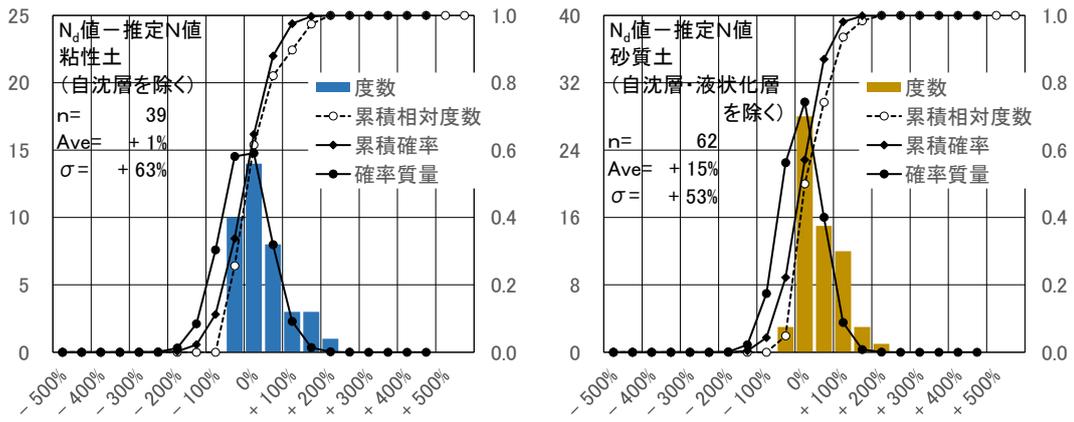


図 4.29 統計的分析による相関関係の比較 (N_d 値と推定 N 値)

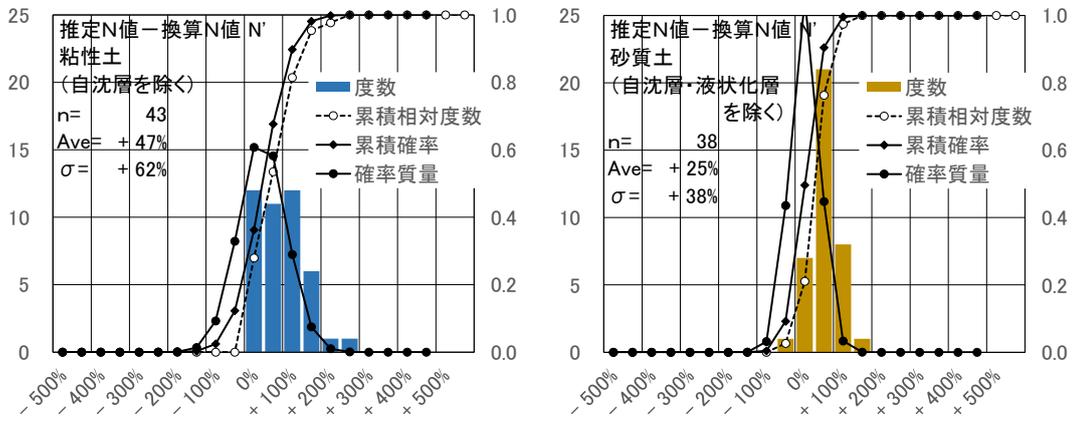


図 4.30 統計的分析による相関関係の比較 (推定 N 値と換算 N 値)

4.5 HDS 試験のインデックスと土層の剛性・強度との関係

(1) S 波速度との関係

HDS 試験のインデックスと土層の剛性との関係を確認するために、S 波速度との比較を行う。表 4.2 で示した表面波探査を実施した試験地について、同試験で得られた速度値で検証する。

表面波探査²⁰⁾は、図 4.31 のように地盤に振動を与える起振機と、発生した表面波を測定する検出器により行うもので、2 つの検出器間の表面波の伝播する時間差により速度を求める。深さ方向に対しては表面波の有する分散性を利用し、対象地盤に与える振動の周波数を起振機の制御によって変化させて測定することで、各深度での表面波速度を確認するものである。

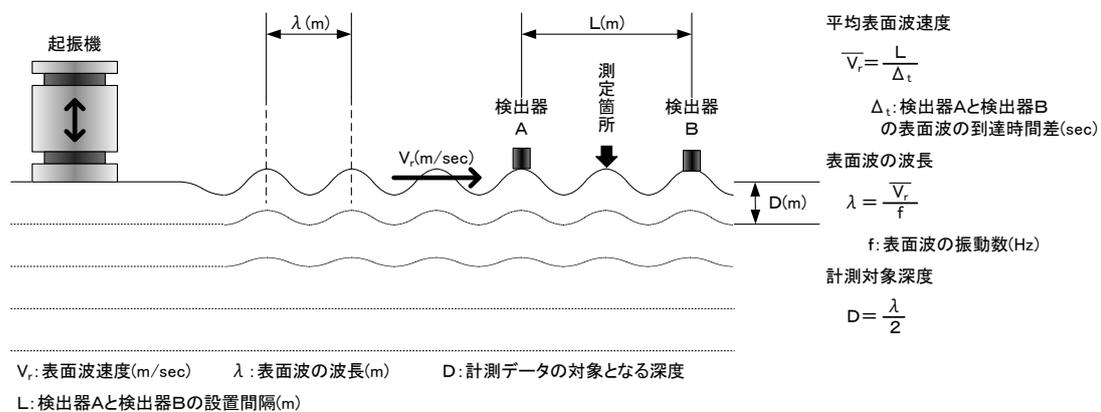


図 4.31 表面波探査と計測の概要

この表面波探査により求めた S 波速度に対する SPT の N 値, SWS 試験の換算 N 値, HDS 試験の推定 N 値を比較した結果を、それぞれ図 4.32, 図 4.33, 図 4.34 に、道路橋示方書に示されている SPT の N 値から S 波速度を推定する下式(4.11), (4.12)の関係を重ねて示した。

$$V_s = 100N^{1/3} \quad (\text{粘性土 } 1 \leq N \leq 25) \quad (4.11)$$

$$V_s = 80N^{1/3} \quad (\text{砂質土 } 1 \leq N \leq 50) \quad (4.12)$$

V_s : S 波速度(m/s)

ここでこれらの N 値に関わるインデックスと S 波速度の比較を行うことのポイントは、本研究が小規模建築物の地盤を対象とするため、試験地には従来と比べ軟弱な土層が多い点である。そのため SPT も N 値=0 が多く、自沈層を含む領域ではばらつきが大きい、これを除けば、全体の傾向として前記推定式との関係は比較的良好であり、データの属性は問題無いと言える。

SWS 試験の換算 N 値の場合は、SPT の場合と比較すると、いずれの土質においても換算 N 値が大きい側にばらつきながら分布しているのは、これまでの検証結果での考察と同様である。

これらに対し、HDS 試験の場合は、全体的には比較的 SPT に近い分布を得ることができた。さらに SPT に対し自沈層領域で優位であり、HDS 試験では自沈がほぼ無いために、推定 N 値が 0 付近まである程度関係性が得られていることから、軟弱地盤の品質の評価において、その剛性を推定する際の情報の一つとして HDS 試験のインデックスは有効性があると考えられる。

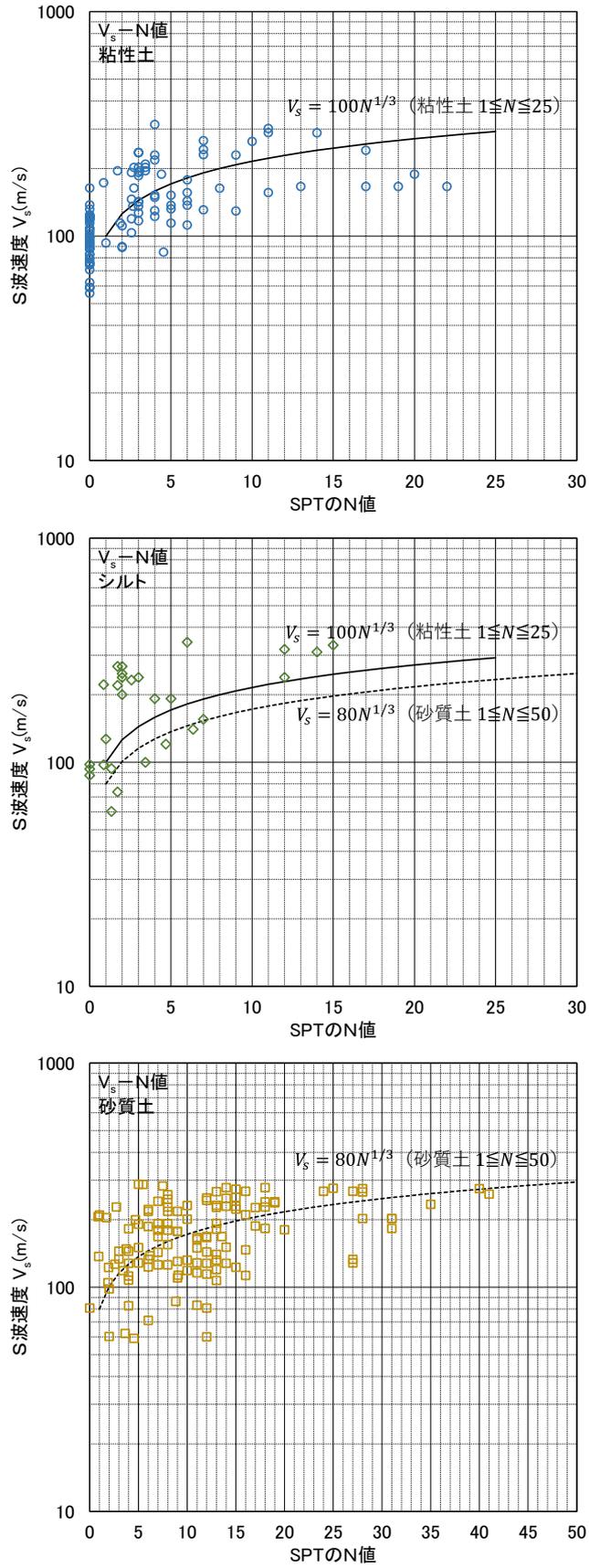


図 4.32 表面波探査により求めた S 波速度と SPT の N 値の相関関係の比較

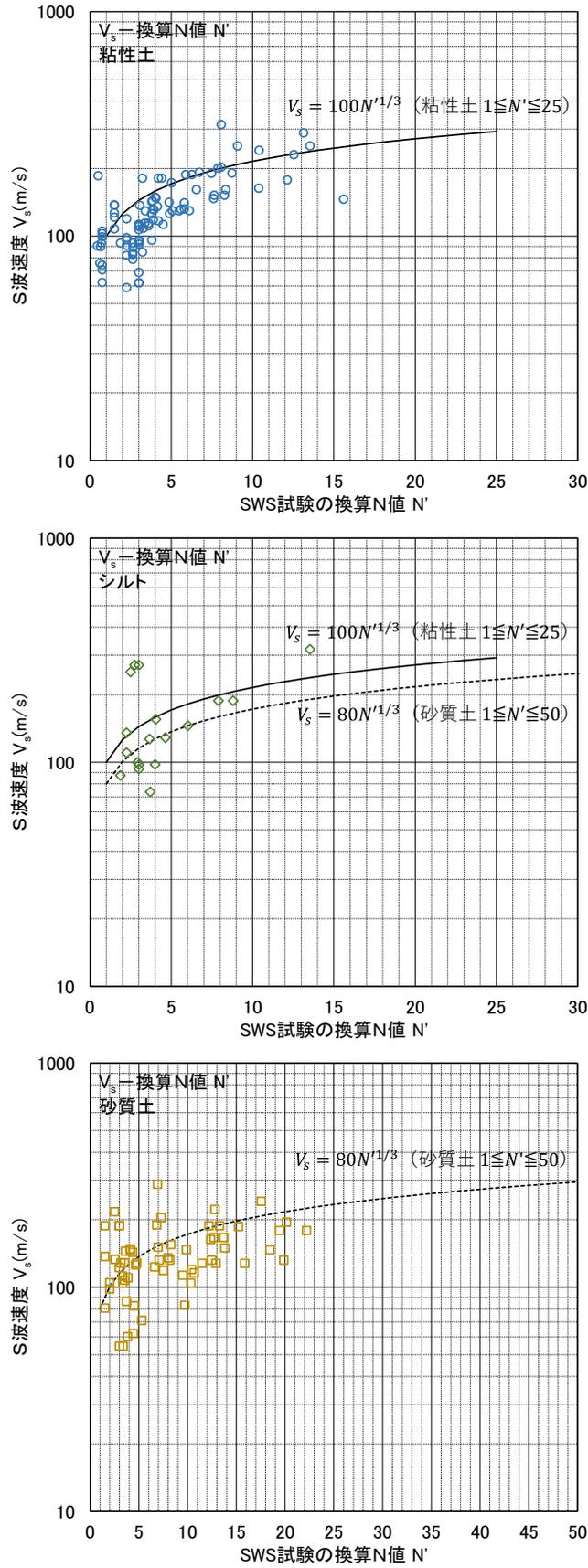


図 4.33 表面波探査により求めた S 波速度と SWS 試験の換算 N 値の相関関係の比較

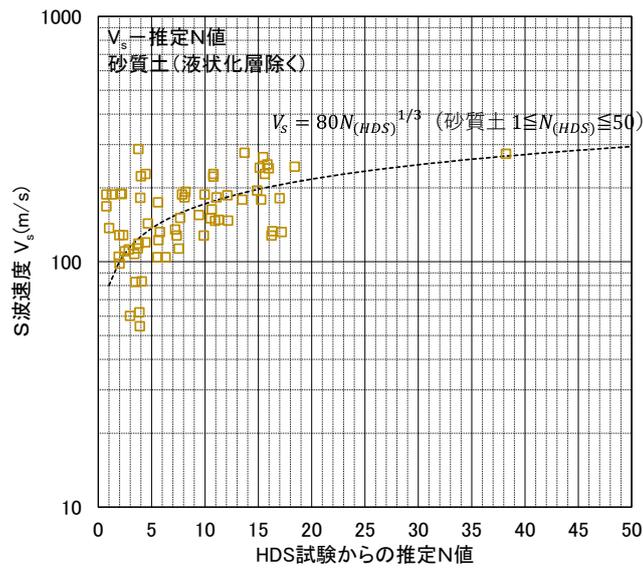
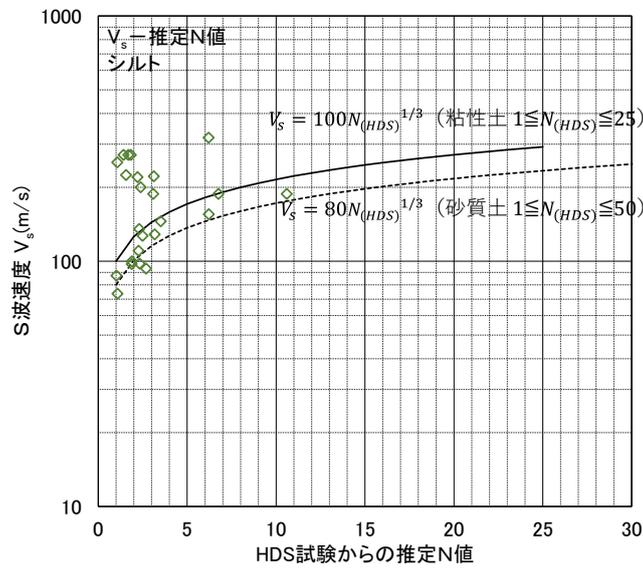
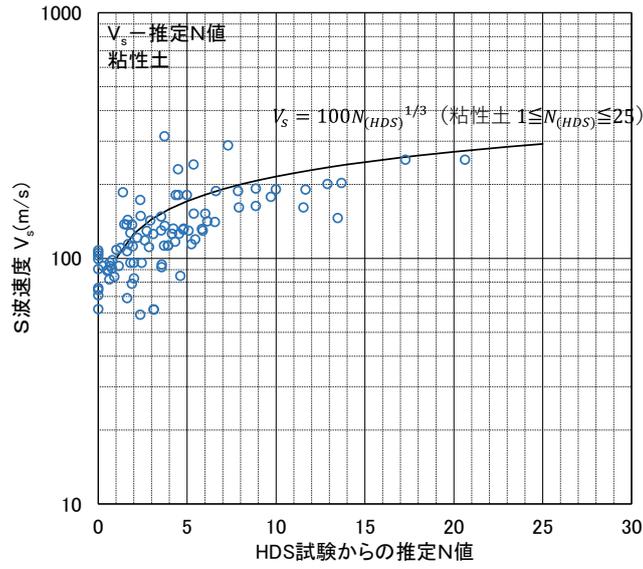


図 4.34 表面波探査により求めた S 波速度と HDS 試験の推定 N 値の相関関係の比較

(2) 一軸圧縮強さ・圧密降伏応力との関係

続いて、直接的な強度指標との関係について検討する。ここでは、一軸圧縮強さおよび圧密降伏応力を対象とし、ボーリングで採取した粘性土の試料で室内土質試験を実施した表 4.2 に示す試験地を対象として、それぞれの結果とHDS試験の推定N値とを比較して考察を加える。

①一軸圧縮強さとの関係

一軸圧縮強さについては、Terzaghi & Peck による SPT の N 値との関係の経験式がある。

$$q_u = 12.5N \quad (4.13)$$

q_u : 一軸圧縮強さ(kN/m²)

また、「地盤調査の方法と解説」(地盤工学会)においては、SWS 試験の W_{SW} 、 N_{SW} との関係性を踏まえて設定された、一軸圧縮強さ q_u を(kN/m²)を求める経験式(4.14)が提示されている。

$$q_u = 45W_{SW} + 0.75N_{SW} \quad (4.14)$$

一軸圧縮強さを確認した土層における、一軸圧縮強さ q_u に対する SPT の N 値、SWS 試験の換算 N 値、HDS 試験の N 値との関係を、対応する上記経験式を重ねて図 4.35 に示した。

ここで SPT の N 値については、やはり $N=0$ を含む自沈層の領域が多く際立つものの、いずれにしても式(4.13)の経験式によれば、一軸圧縮強さに対して N 値は概ね安全側となっている。

これに対し、SWS 試験により式(4.14)で一軸圧縮強度を評価した場合には危険側となることがある。このような土層の特徴については次の HDS 試験との比較の部分であらためて説明するが、この SWS 試験の場合の特徴的な傾向として、自沈層との境界である換算 N 値が 3 前後で一軸圧縮強さと換算 N 値の関係性に変化が見られる点が挙げられる。自沈の載荷重を指標とする領域と、貫入の回転数で評価する領域とのインデックスの非連続性が顕著に表れた例であろう。

一方、HDS 試験の推定 N 値の場合には、SPT の N 値の式(4.13)と良好な関係性が見られた。特に HDS 試験は自沈荷重が低いため SPT の場合と比較しても軟らかい地盤まで相関が良く、SWS 試験のような非連続性も無い。しかし、一方で危険側に乖離している土層も見られた。これらを個別に確認すると砂質土に近いシルトと、ほかには高液性限界の粘土であり、後者はこれまでに例示した図 4.9 や図 4.19 のような、深部の周面抵抗により推定 N 値が漸増していくような地盤であった。なお、SWS 試験も同じ特徴は持っていることから、前述の SWS 試験で経験式を下回っている土層も同様の理由によって乖離したものと考えられるが、ここでの 2 試験地の粘性土層については、静的な SWS 試験よりも動的な HDS 試験の方が影響の大きい傾向であった。

以上より、HDS 試験で式(4.13)により求めた一軸圧縮強さについては、ここで挙げたような特徴的な粘性土地盤で用いる場合には特に留意が必要なものの、一般的な粘性土では一定の関係性は見られることから、軟弱地盤の評価の際の判断材料として有用であると考えられる。

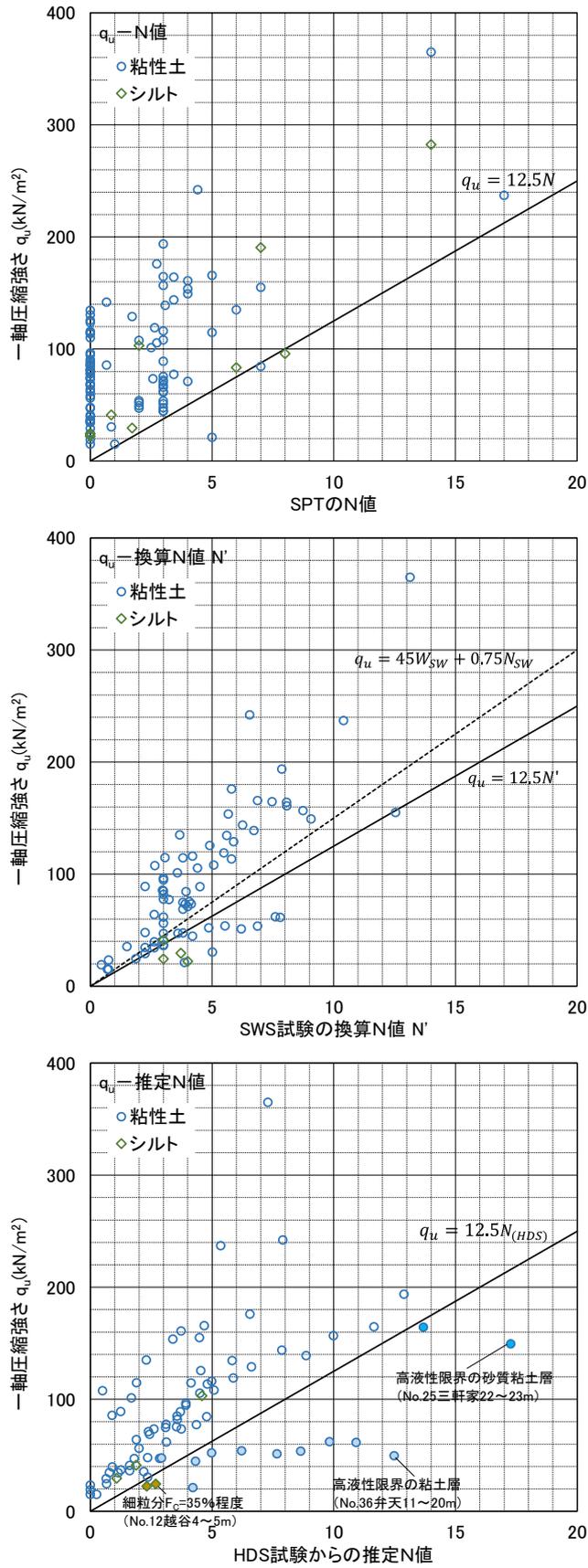


図 4.35 一軸圧縮強さと N 値・換算 N 値・HDS 試験の推定 N 値の相関関係の比較

②圧密降伏応力との関係

室内土質試験で圧密降伏応力 P_c を確認した土層の、 P_c と SPT の N 値との関係を図 4.36 に示す。なお、圧密降伏応力は深さ方向での変化も生じるため、貫入長さと P_c/N (上段の散布図の傾き) との関係もあわせて付した。ここで圧密降伏応力 P_c と SPT の N 値との関係は、本研究での実験結果においては $P_c/N=18$ とした式(4.15)を下限とすれば全データが安全側である。

$$P_c = 18N \tag{4.15}$$

P_c : 圧密降伏応力(kN/m²)

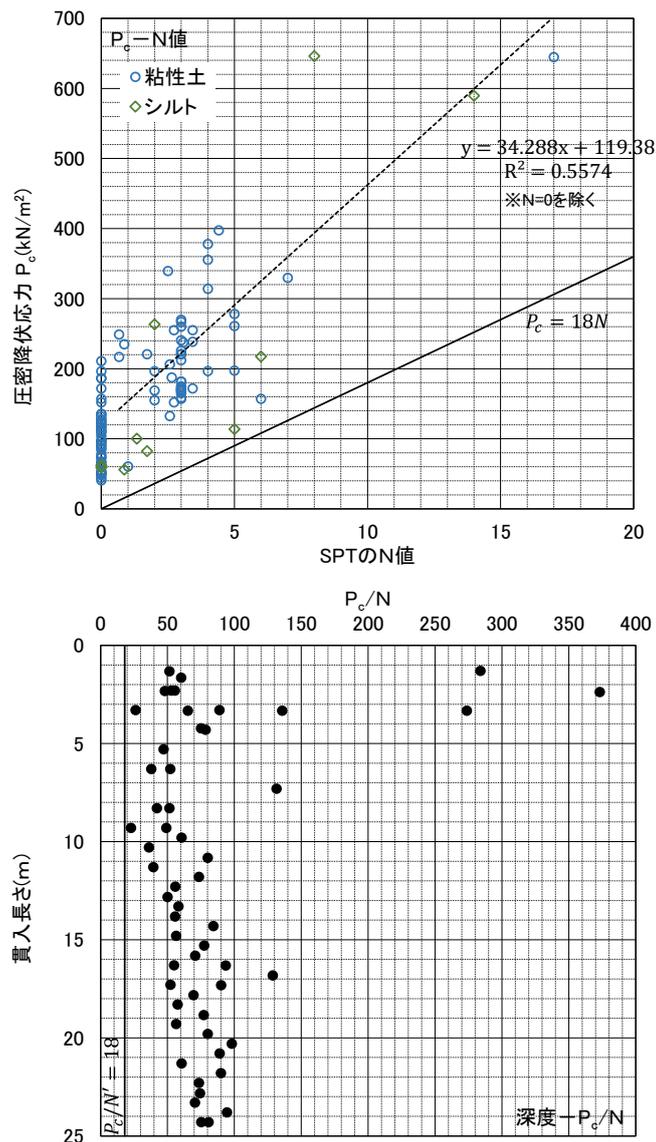


図 4.36 圧密降伏応力と N 値の相関関係の比較と深さ方向の傾向

この関係性を準用して、圧密降伏応力 P_c に対する SWS 試験の換算 N 値、HDS 試験の推定 N 値との関係を、図 4.37 において、それぞれ前出の式(4.15)と重ね合わせて比較を行った。

SWS 試験、HDS 試験ともに、砂質土に近いシルト層や特徴的な粘土層で換算 N 値、推定 N 値が比較的大きく、式(4.15)を下回る場合もあるのは一軸圧縮強さの場合と同様の傾向である。俯瞰してみると、SWS 試験ではやはり自沈層前後で傾向に変化が見られ、回帰式もやや大きめとなった。一方で HDS 試験の回帰式の勾配は式(4.15)に近く、比較的良好な関係性と言える。HDS 試験の場合の深さ方向の P_c /推定 N 値を図 4.38 に示すが、SPT より傾向が明瞭である。

このように、HDS 試験と圧密降伏応力の関係性は、特徴的な土質に注意を払えば、一軸圧縮強さの場合と同様に不同沈下のおそれの検討における有用な情報となり得ると考えられる。

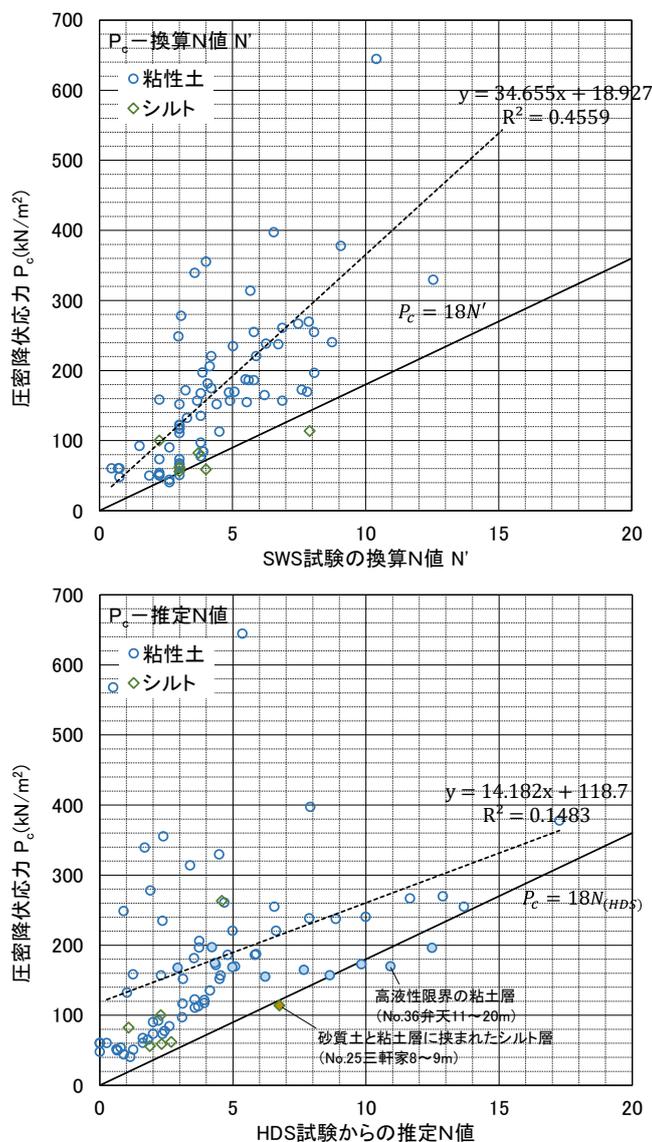


図 4.37 圧密降伏応力と換算 N 値・HDS 試験の推定 N 値の相関関係の比較

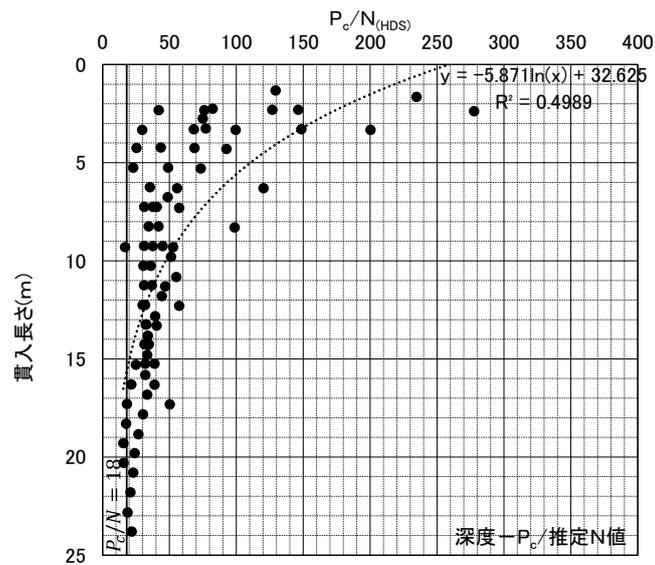


図 4.38 圧密降伏応力とHDS の推定 N 値の相関関係の深さ方向の傾向

なお、本稿においては軟弱地盤の検討の参考情報としての適用性を意図した HDS 試験の推定 N 値と、剛性、強度に関わる各指標との基本的な傾向、関係性に関する考察に止めるが、引き続き密度、含水比、粒度、コンシステンシー、せん断特性との関係など、従来の室内試験により確認される各種指標と HDS 試験によるインデックスとの関係は今後の研究課題としたい。

4.6 平板載荷試験による支持力度との関係

PLT による地盤の支持力度と比較して HDS 試験による支持力度の評価手法を検討する。

PLT による地盤の長期許容支持力度 q_a と、地中応力の対象深さごとの SWS 試験の式(1.3)による地盤の長期許容支持力度を比較した結果と、同様に PLT による q_a と平均 H_d 値を比較した結果を表 4.3 にまとめ、それぞれの結果から関係性を図 4.39, 図 4.40 において視覚化した。

ここで HDS 試験の場合は、4.5 節の(2)で示した一軸圧縮強さのとの関係と同様に、PLT による地盤の許容支持力度 q_a と平均 H_d 値とは良好な関係が見られた。SWS 試験の場合に対しては HDS 試験の場合の方が、特に載荷板の 2 倍の深さまでも対象とした場合の決定定数が高い。これらの平均 H_d 値の特徴から、ここでの回帰式とほぼ並行となるようにして、HDS 試験での推定 N 値が $3(\overline{H_d}=200)$ のときに $q_a=30\text{kN/m}^2$ となるように意図した支持力式(4.16)を提案した。

$$q_a = 0.15 \times \overline{H_d} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (4.16)$$

なお、この式によれば今回の試験結果での全てのデータは安全側となっている。さらに従来の支持力の評価手法に対する本式の位置付けを確認することを目的として、図 4.40 の横軸に H_d 値に対応する推定 N 値を示し、これを N 値として式(4.17)のテルツァーギの式で支持力度を求めた場合と、式(1.1), (1.2)の換算 N 値として、逆算した W_{sw} , N_{sw} によって SWS 試験による支持力式(1.3)で求めた場合とを図中に示した。なお、テルツァーギの支持力式の適用においては、小規模建築物が対象とするような硬さの砂質土地盤 ($\gamma_1=16\text{kN/m}^3$) を想定し、荷重傾斜は無し (傾斜角 $i_\gamma=1$)、小規模建築物では根入れはほとんど期待できないため $D_f=0$ とした。

$$q_a = 1/3 \times (i_c \alpha C N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \quad (\text{kN/m}^2) \quad (4.17)$$

提案した式(4.16)は、式(4.17)に対して、ここで想定した一般的な地盤においては充分安全側に評価される水準であり、SWS 試験の支持力式に対しても概ね同程度で、かつ安全側であることから、特殊な地盤条件に留意すれば、実務において十分に適用性があると考えられる。

表 4.3 PLT と SWS 試験の支持力度式による地盤の長期許容支持力度
および HDS 試験の平均 H_d 値

No.	試験地	土質	極限支持力度 (kN/m ²)		降伏支持力度 (kN/m ²)		長期 許容 支持 力度 (kN/m ²)	SWS 試験による 長期許容支持力度 (kN/m ²)			HDS 試験の 平均 H_d 値		
				極限 支持 力度 の 1/3		降伏 支持 力度 の 1/2		載荷 板径 の 2 倍 の 深さ まで	深さ 1.00m まで	深さ 2.00m まで	載荷 板径 の 2 倍 の 深さ まで	深さ 1.00m まで	深さ 2.00m まで
02	筑西	粘性土	290.00	96.67	226.00	113.00	96.67	35.12	35.45	35.59	169	184	165
04	川島	粘性土	240.00	80.00	150.00	75.00	75.00	21.25	18.75	14.06	121	106	96
05	笠間	粘性土	540.00	180.00	400.00	200.00	180.00	26.76	22.06	29.77	234	185	206
07	坂東	粘性土	339.00	113.00	212.00	106.00	106.00	38.75	38.32	39.28	200	195	218
09	倉敷	粘性土	164.50	54.83	※2		54.83	31.88	31.13	31.20	170	182	183
10	久留米	粘性土	310.00	103.33	200.00	100.00	100.00	27.64	22.58	18.79	102	82	66
13	つくば	粘性土	381.97	127.32	※2		127.32	31.39	27.83	21.49	304	321	222
16	廿治	粘性土	185.00	61.67	135.00	67.50	61.67	7.00	6.60	7.05	25	17	8
22	幸手	粘性土	212.21	70.74	176.00	88.00	70.74	30.01	50.62	54.75	75	152	169
03	松橋	砂質土	295.00	98.33	240.00	120.00	98.33	37.92	28.75	20.19	131	125	105
06	亘理	砂質土	292.80	97.60	※2		97.60	46.21	51.76	63.28	198	230	291
08	岡山	砂質土	361.70	120.57	283.00	141.50	120.57	41.14	36.68	37.50	257	231	202
11	稲敷	砂質土	509.00	169.67	305.00	152.50	152.50	106.80	106.80	116.40	598	598	558
12	越谷	砂質土	249.00	83.00	135.80	67.90	67.90	38.75	40.88	39.73	149	203	136
14	東大阪	礫質土	509.00	169.67	※2		169.67	51.94	53.21	47.06	428	291	241
15	福富	礫質土	※1		200.00	100.00	100.00	40.67	32.43	25.71	165	120	83
25	三軒家	砂質土	600.00	200.00	※2		200.00	※3	※3	76.08	※3	※3	224

※1 極限を確認できず。 ※2 降伏点を確認できず。 ※3 対象深さまで先行掘削したため除外。

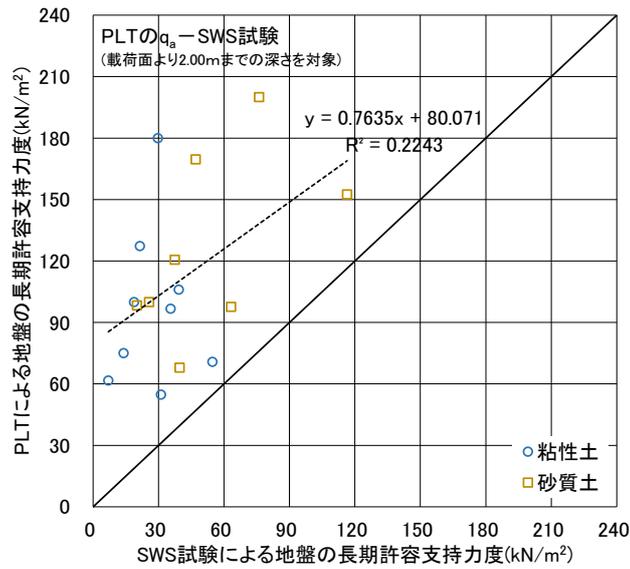
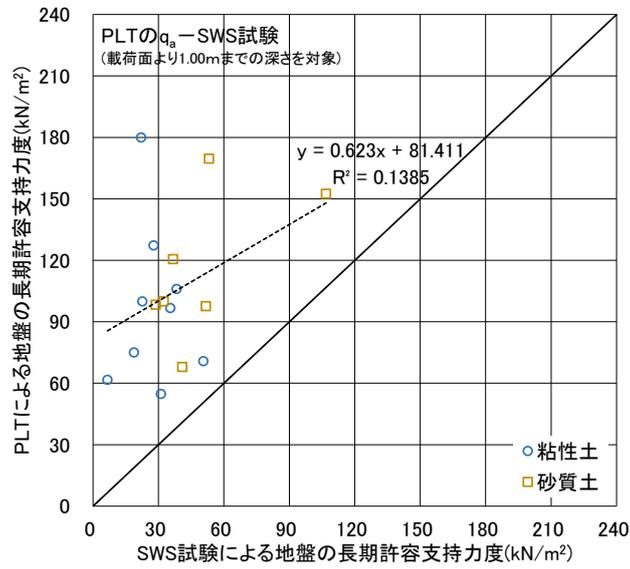
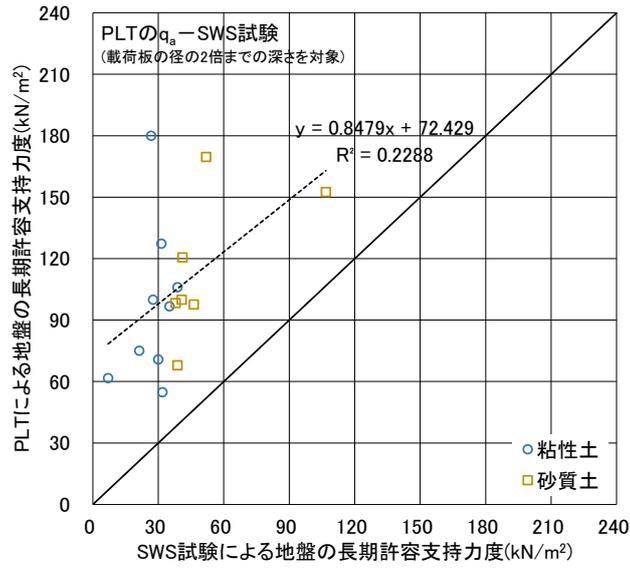


図 4.39 PLT による地盤の長期支持力度と SWS 試験の支持力式の比較

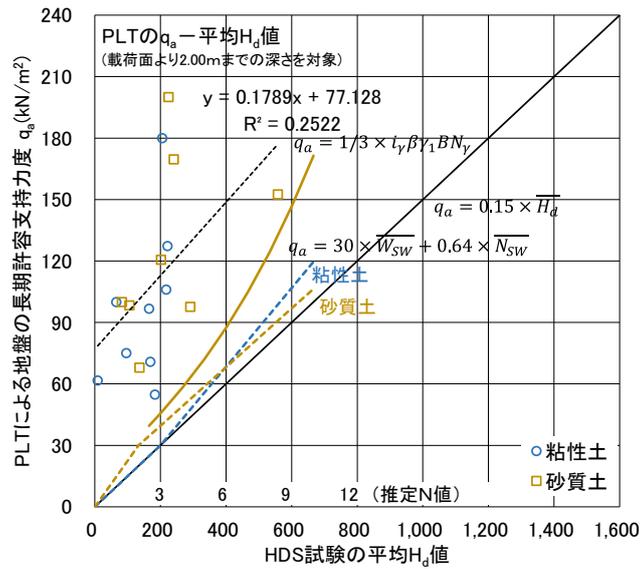
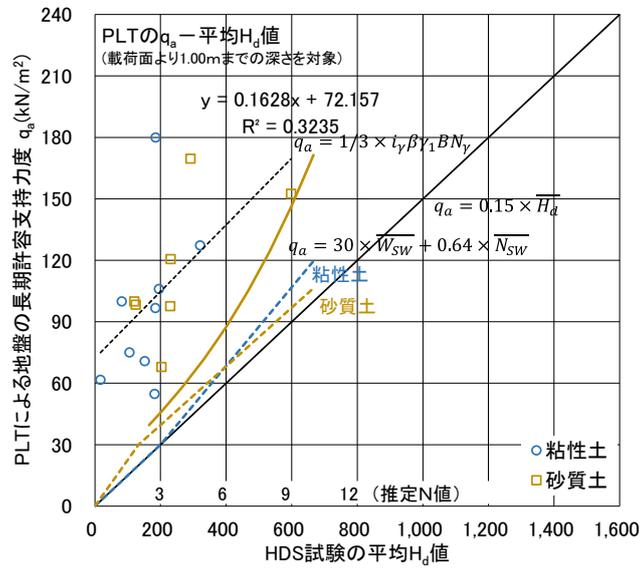
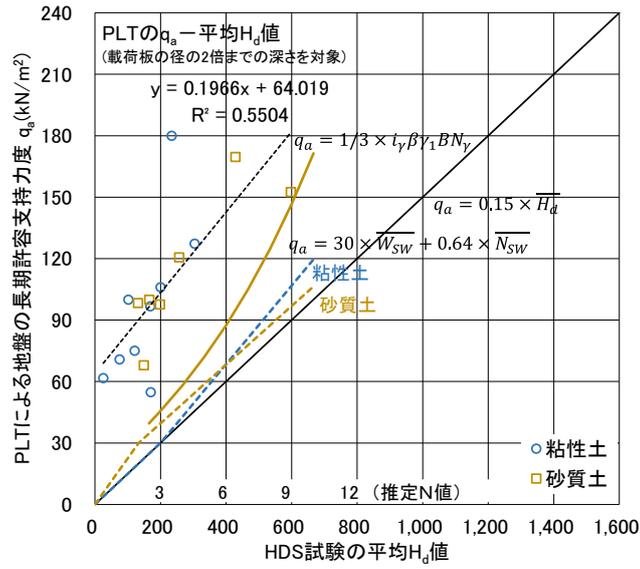


図 4.40 PLT による地盤の長期支持力度と HDS 試験の平均 H_d 値の比較

4.7 液状化層と各インデックスとの関係

(1) SPT の N 値と F_L 値との関係

まず、図 4.41 に SPT の N 値と、地震動レベルごとの F_L 値の基本的な関係を示す。液状化層は地下水位以深の砂質土層であり、比較的粒径が均一な中粒砂で、N 値が概ね 15 以下の層が目安²¹⁾とされているが、実験でも N 値が 15 を超えると、大地震動でも概ね $F_L > 1$ となった。

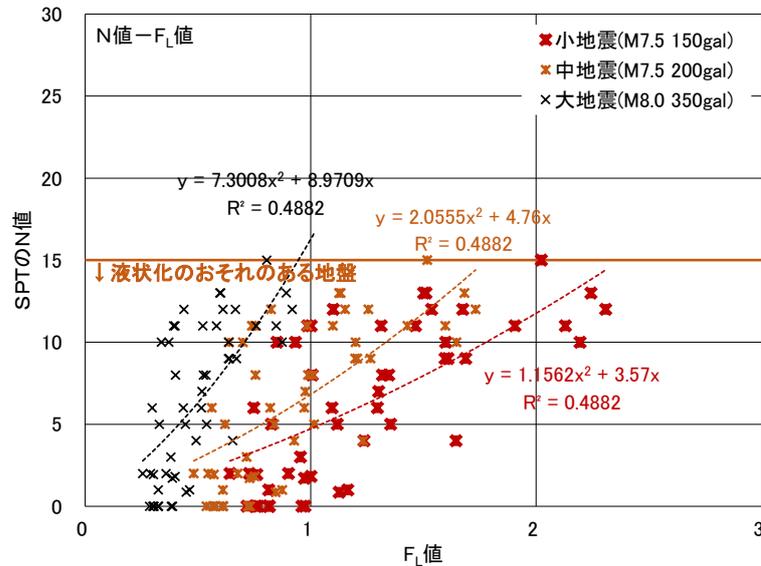


図 4.41 SPT の N 値と F_L 値の関係

(2) H_d 値と W_{SW} , N_{SW} および液状化層の関係

HDS 試験は液状化層でインデックスが低下する特徴があることと、SWS 試験と併用して実施可能であることを鑑み、ここでは両試験の結果を利用した液状化層の推定手法を検討した。

ここで、HDS 試験の H_d 値および SWS 試験の貫入抵抗値 (W_{SW} , N_{SW}) と、地震動レベルごとの液状化層の関係を図 4.41 に示す。全体的な液状化層の傾向を確認すると、中地震動までで液状化が発生の可能性がある条件は、以下の 1)~3) のような傾向の土層の条件に大別できる。

1) 緩い砂質土層 (SWS 試験の自沈とそれに近い層)

小地震であっても液状化が生じることが多く、もともと H_d 値も低い土層。なお、SWS 試験の自沈層でも H_d 値が相対的に大きい領域においては非液状化層である粘性土が支配的。

2) N_{SW} に対し H_d 値が小さい砂質土層 ($H_d \leq 300$ 程度)

3) N_{SW} が概ね 200 以下の層 (N 値 ≤ 15)

これらを踏まえ、提案する液状化層 (中地震) の判定ラインを図 4.42 と式(4.18)~(4.20)に示すが、たとえば水位以深の砂質土層の場合に、これを参考にして液状化層か否かを推定できる。

$$W_{SW} \leq 1000 \text{ の場合, } H_d = 0.2 \times W_{SW} \quad (4.18)$$

$$0 < N_{SW} \leq 25 \text{ の場合, } H_d = 200 + 4 \times N_{SW} \quad (4.19)$$

$$25 < N_{SW} \leq 200 \text{ の場合, } H_d = 300 \quad (4.20)$$

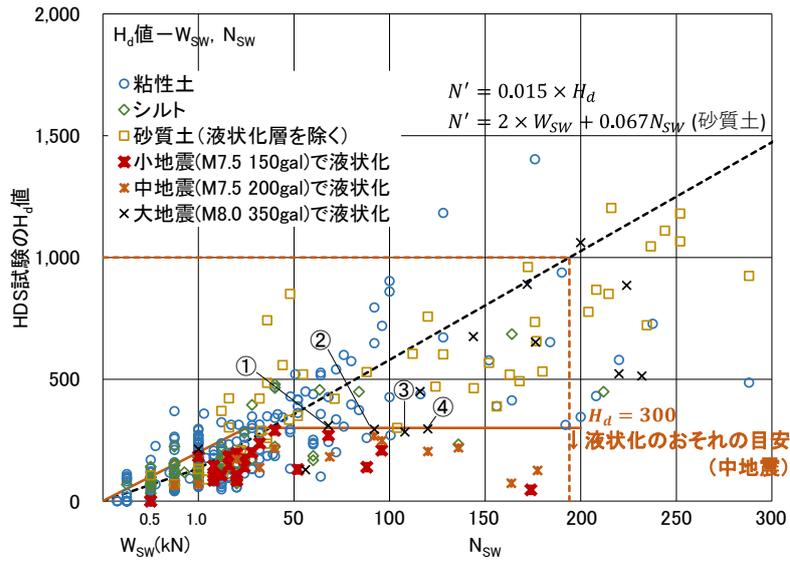


図 4.42 H_d 値と W_{SW} , N_{SW} および液状化層の関係

ここで、大地震(M8.0, 地表面水平加速度 350gal)で液状化する層は基本的に SWS 試験の貫入抵抗値に対して H_d 値が顕著に低下しないが、提案した判定ライン付近に位置しているもの(図中の①～④)も見られた。これらは図 4.43 に示す試験地の液状化層で、図に示す①～④がそれぞれ対応する。いずれも中地震での F_L 値が 1.0 をわずかに超えるような層や、液状化層と非液状化層の互層付近であることから、提案した判定ラインと概ね整合していると考えられる。

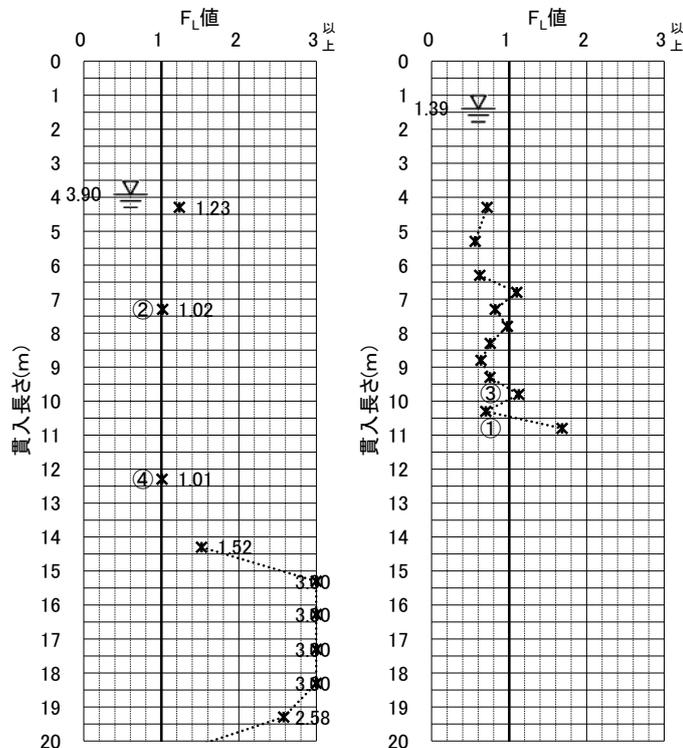


図 4.43 判定ライン付近の地層①～④の中地震での F_L 値(No.35 大穂・No.36 弁天)

(3) H_d 値と F_L 値との関係

図 4.41 の SPT の N 値と F_L 値の関係に倣って、 H_d 値と F_L 値の関係を図 4.43 に示す。 H_d 値がほぼ自沈無くインデックスを得る点と、液状化層では H_d 値の方が相対的に大きく低下する違いはあるが、図 4.41 と概ね良く対応しており、 N 値が 15 程度である H_d 値が 1,000 程度で大地震時でも $F_L > 1$ であるとともに、中地震時の回帰式は $F_L = 1$ でほぼ $H_d = 300$ に相当している。

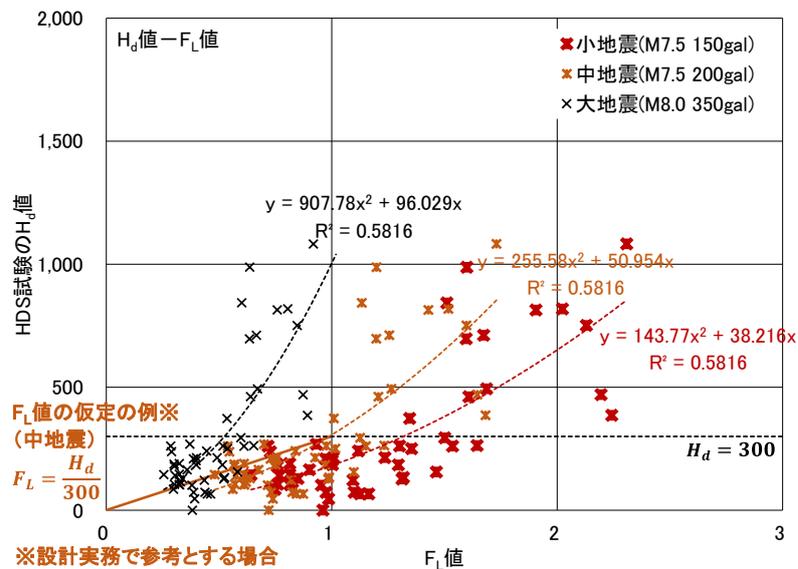


図 4.44 H_d 値と F_L 値の関係

小規模建築物の液状化の検討では、その影響が地表面に及ぶ程度で最終的に判定される。ここで提示した手法により実務において簡便に行う場合には、判定した非液状化層と液状化層のそれぞれの層厚から、2.1 節で示した図表⁹⁾を用いて影響度を判定することが考えられる。

また、詳細に検討しようとする場合には、液状化の程度の指標である D_{cy} 値や、液状化の危険度 P_L 値²²⁾で具体的に評価することも考えられる。たとえば液状化層の H_d 値から F_L 値を設定すれば、設計目標とする地震外力から、液状化強度に関する補正 N 値を得ることができ、そこから D_{cy} 値を算定することができる。また、 F_L 値によって P_L 値を求めて判定することもできる。

ここで、基礎設計の実務における液状化検討の参考情報とする場合には、図 4.44 に示した関係性と回帰式から F_L 値を設定する方法が挙げられる。また、簡略的には同図の H_d 値と F_L 値の分布と近似曲線の傾向も考慮して、たとえば、判定ラインに相当する、図中に示したような液状化層の目安である $H_d = 300$ と $F_L = 1$ を基点とした線で F_L 値を仮定することが考えられる。

ただし、例示した方法はあくまで設計行為としてであって、厳密には F_L 値は N 値だけでなく細粒分含有率 F_c も関わってくるため、あくまで、実際の土質などにも留意して用いる必要があることを付け加えておく。そのための細粒分含有率 F_c に対する HDS 試験のインデックスとの詳細な関係性は今後の検討課題としたいが、本稿ではまず、既往の SPT, CPT と比較することによって、HDS 試験から推定する F_L 値(以下、「推定 F_L 値」)の位置付けを確認することとした。

(4) CPT による F_L 値との比較

CPT を実施した 4 試験地について、SPT とボーリングによる F_L 値、CPT より算出した F_L 値と、HDS 試験(SWS 試験併用)による推定 F_L 値を比較した。なお、 F_L 値、推定 F_L 値の算定対象は地下水位以深の砂質土層であり、それぞれボーリング、CPT、SWS 試験による土質判別による。

HDS 試験の推定 F_L 値は液状化層では式(4.21)、非液状化層(算定対象層だが、非液状化($F_L > 1$)と判定した層)については、ここでは図 4.44 の回帰式(4.22)に相当する F_L 値を求めた。

$$F_L \leq 1 \text{ (液状化層) の場合, } F_L = H_d / 300 \quad (4.21)$$

$$F_L > 1 \text{ (非液状化層) の場合, } H_d = 255.58 \times F_L^2 + 50.954 \times F_L \text{ となる } F_L \text{ 値} \quad (4.22)$$

①No.15 福富

佐賀県の軟弱な有明粘土層(シルト質粘土)で、ボーリング柱状図では粘土層は 15.65m まで続き、CPT の土質分類指数でも砂質シルト～粘土とされた非液状化層である。以深はボーリングの記事によれば砂質土層であるが、上部は粗砂で図 4.45 のように CPT と HDS 試験ともに非液状化層と判定した。16.35～16.50m でシルト質細砂を挟み、SPT と CPT はこの層を液状化層として捉えた。なお、HDS 試験は貫入障害で判定不能で CPT も以深の貫入は不能となった。

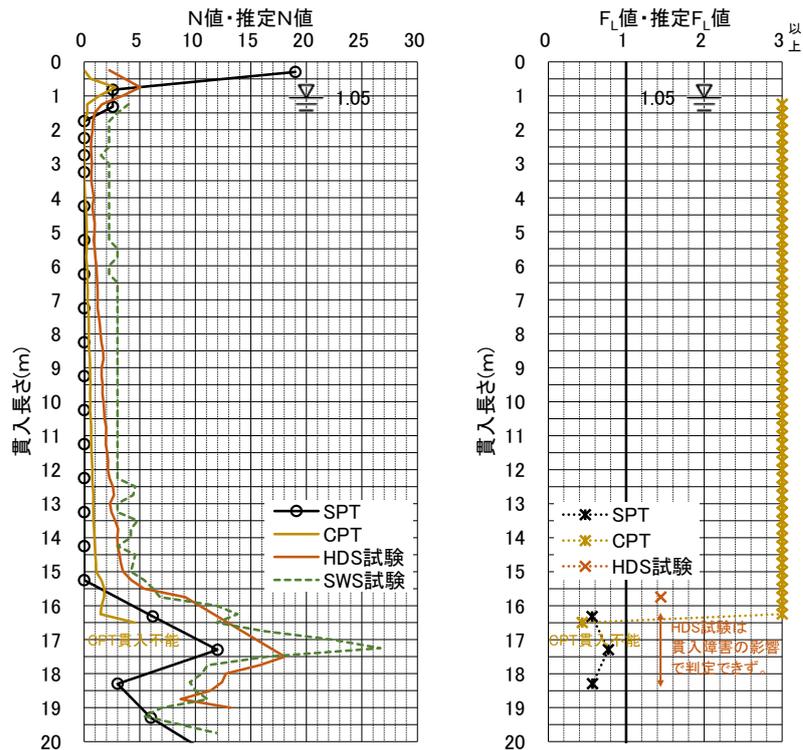


図 4.45 SPT・CPT・HDS 試験による液状化検討の比較例①(No.15 福富)

②No.21 浦安

東北地方太平洋沖地震で液状化が発生した地域の砂質土主体の人工地盤で、図 4.46 に示すように、HDS 試験では 7m 程度までほぼ液状化層の判定である。HDS 試験の推定 N 値が他の調査の値より低下している深度で推定 F_L 値も低下した。なお、SPT で $F_L \leq 1$ となる深度においては HDS 試験でも全て液状化層と判定された。一方、CPT では一部で液状化の可能性が低い異なる判定となるものの、HDS 試験の F_L 値とは概ね良好な関係性があることが確認された。

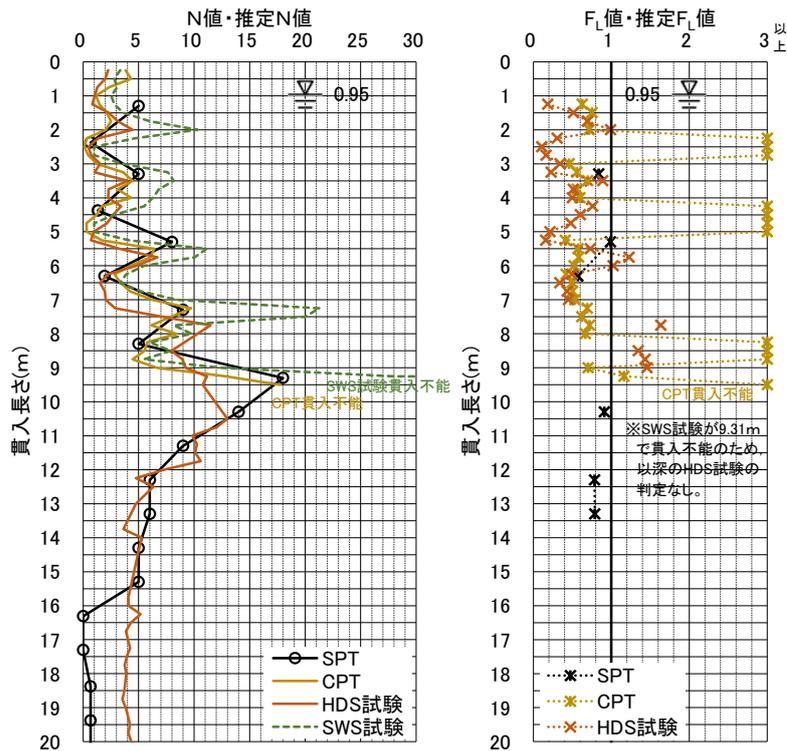


図 4.46 SPT・CPT・HDS 試験による液状化検討の比較例② (No.21 浦安)

③No.35 大穂

ローム台地の粘性土層と砂質土層が互層となっている地盤である。図 4.47 では SPT と HDS 試験は水位以深の砂質土層で判定した。CPT は 6m 手前で貫入不能となったが、4m 過ぎの SPT の F_L 値が 1 に近い深度で、HDS 試験と同傾向の安全側評価となっている。以深は 14m まで SPT と HDS 試験を比較し、SPT で $F_L \leq 1$ となる深度においては全て液状化層と判定した。

④No.36 弁天

図 4.48 は大阪港近く安治川沿いの人工地形で、表層にコンクリートガラなどがあったため、先行貫入して調査を行っている。HDS 試験の深さ方向の N 値の傾向が他の調査と著しく乖離しており、液状化抵抗の小さい層が連続していることを示唆している。ここでも SPT による液状化層に対して概ね安全側で、 $F_L \leq 1$ となる深度においては推定 $F_L \leq 1$ となっている。CPT は一部に他の調査と反する層があったものの、HDS 試験の推定 F_L 値とは概ね同傾向であった。

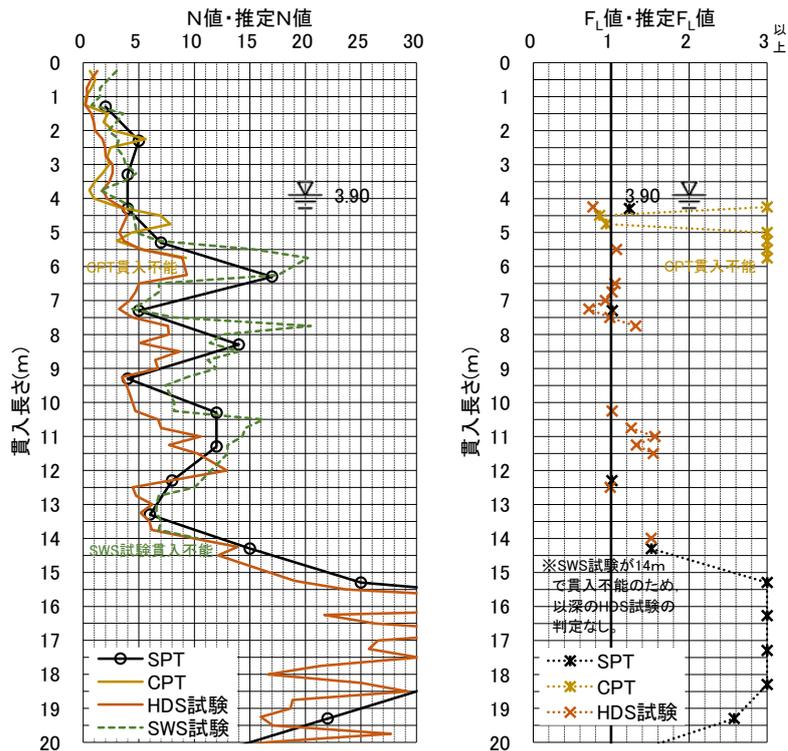


図 4.47 SPT・CPT・HDS 試験による液状化検討の比較例③ (No.35 大穂)

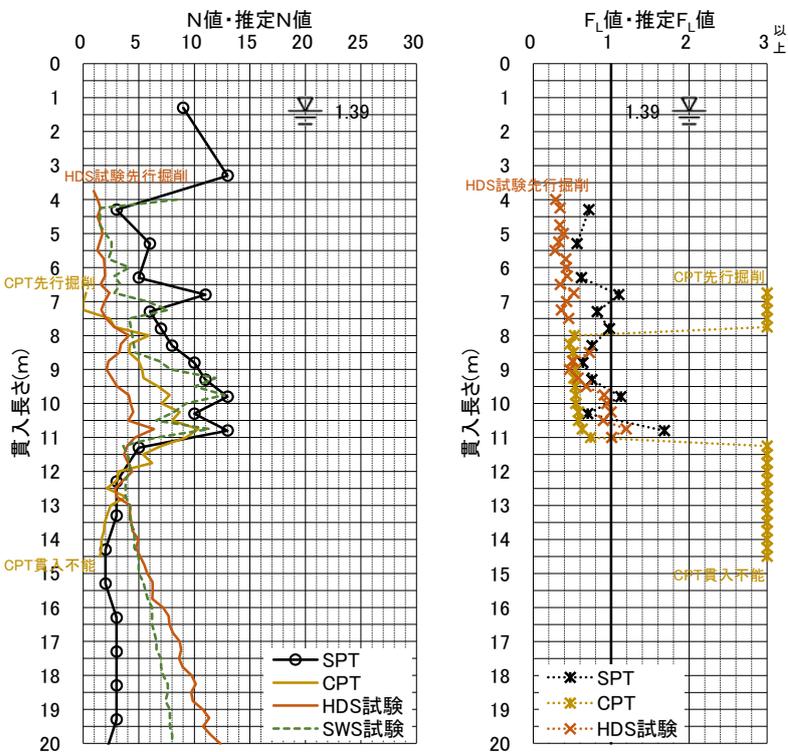


図 4.48 SPT・CPT・HDS 試験による液状化検討の比較例④ (No.36 弁天)

以上の4試験地について、SPTによる F_L 値に対する、HDS試験の推定 F_L 値、CPTによる F_L 値を比較したものを図4.49に示す。CPTは一部SPTと異なる判定となる層があるが、概ね安全側で評価されている。HDS試験も一部で推定 F_L 値がSPTの F_L 値を上回るものの、SPTで $F_L \leq 1$ となる深度では推定 $F_L \leq 1$ で液状化層の判定は一致しており、全体的にもCPTと同様の傾向で評価できていることから、HDS試験による推定 F_L 値の適用可能性はあると考える。

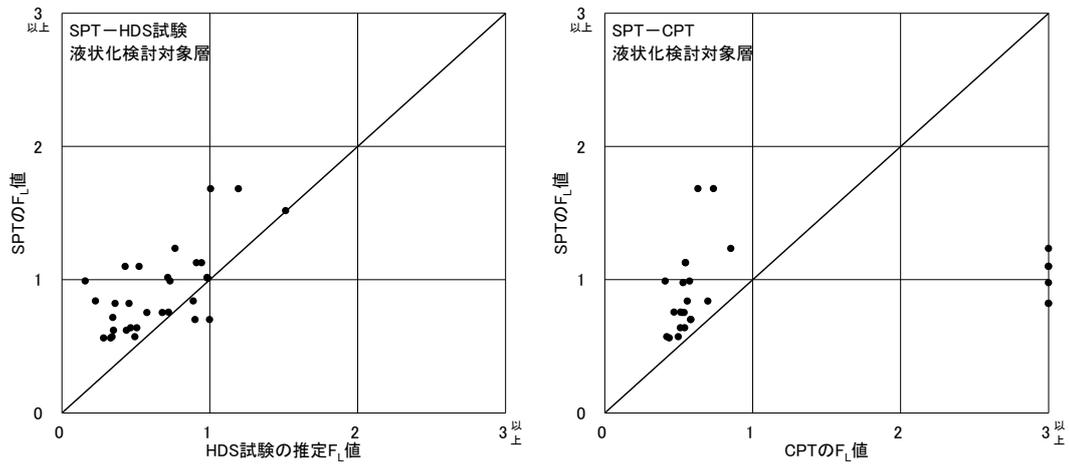


図 4.49 SPT による F_L 値と HDS 試験により推定した F_L 値・CPT による F_L 値の比較

5. まとめ

「HDS 試験」は、今回、筆者が特に着目した SWS 試験の 3 つの課題に対応し、同試験を補完することを目的に提案した地盤調査の方法である。SWS 試験機と同等の汎用性・経済性を実現するため、SWS 試験のスクリーポイントとロードを用い、ハンマードリルを載せ、打撃により地盤を掘進する機構とした。サンプリング周波数 1kHz(周期 10^{-3} s) で計測したときに、1cm 貫入するまでに要するデータ数(時間)を H_d 値と定義し、速度に関連するインデックスで評価する。

本稿では、HDS 試験について 37 の試験地での検証実験によって、そのインデックスの妥当性を確認するとともに、着目した SWS 試験の 3 つの課題に対して下記の適用性を確認した。

- ・SWS 試験の自沈層まで N 値の推定が可能。
- ・SWS 試験で貫入の難しい硬質な土層まで評価が可能。
- ・振動による打撃で直接、液状化層の推定が可能。

最後に、今回の一連の検証実験で得られた主な知見をまとめる。なお、提案式の係数や液状化層の判定水準は、本稿のハンマードリルと試験機の仕様で得られる H_d 値の場合である。

①SPT の N 値, SRS 試験の N_d 値および SWS 試験の換算 N 値と, HDS 試験の H_d 値とを比較すると, 推定 N 値 $= 0.015 \times H_d$ の関係性となる。また, 推定 N 値は SPT の N 値との相関性が高く, 周面抵抗や鋭敏性の高い粘性土などの特徴的な性質の土層による影響も比較的小さい。

②PLT による地盤の長期許容支持力度と, 平均 H_d 値とを比較すると, $q_a = 0.15 \times H_d$ (kN/m²) の支持力式により安全側で評価できる。この式は小規模建築物の標準的な地盤で, HDS 試験の N 値の推定式から, N 値が 3 程度で長期許容支持力度 30kN/m² に相当する係数である。

③HDS 試験は, 飽和砂質土地盤で打撃と有効応力の低下を繰り返し, 貫入の緩急を生じさせる。SPT とボーリング試料による中地震 (M7.5, 水平加速度 200cm/s²) での F_L 値が 1 以下となる層は概ね平均 $H_d \leq 300$ であるが, 相対的に緩く貫入している時の H_d 値から原地盤の N 値も推定できる。また, SWS 試験と併用して, 液状化層や F_L 値を効率的に推定することもできる。

提案する HDS 試験は, SWS 試験の自沈層から貫入困難な硬質な層, さらには液状化層まで, 同一のインデックスで, かつ, 深さ方向にシームレスに確認できる点が品質面の長所である。特に液状化の検討では, 従来の SWS 試験では試料採取と室内試験で日数, 工数, 費用を要し, 過大な判定にもなり得たが, HDS 試験は地盤調査と同時に直接的手法で推定可能である。

加えて, SWS 試験と同程度の小型の機材で実現でき, かつ, 打撃貫入によるため短時間で調査できる。また, 計測中に人為的に判断して行わなければならない特別な工程が無いため, 作業者の資質に依存せず, 作業性と安全性を両立した優れた地盤調査の方法であると言える。

6. おわりに

本稿では小規模建築物の基礎地盤の強度指標の評価手法に関する研究として HDS 試験を提案し、その適用性の検証実験の結果と評価手法をまとめた。これまでに広く普及した SWS 試験をこの地盤調査技術で補完することで、小規模建築物の地盤判定の品質向上の一助となることを期待するとともに、引き続き、HDS 試験のさらなる可能性について研究を深めていきたい。

謝辞

本稿は建築研究開発コンソーシアムの研究会「小規模建築物における地盤判定品質向上と汎用性を両立した地盤調査技術の研究」の成果です。また、日本建築防災協会「小規模建築物向け地盤調査(動的コーン貫入試験)の適用性に関する検討」での試験、そして、大島昭彦教授(大阪市立大学大学院)が主催されている各種地盤調査の一斉試験への参加の機会を頂くとともに、その成果の一部を引用させて頂きました。本研究の関連文献である「小規模建築物における地盤の強度指標の新たな評価手法に関する研究ー スクリューウエイト貫入試験を補完するハンマードリルサウンディング試験ー」(2022.11.08 地盤工学ジャーナルに論文として採用決定)においては、指導教員である若井明彦教授、投稿時に建築研究所にご在職されていた平出務先生、トラバースの渡辺佳勝氏、相沢彰彦氏より多大なご助言、ご支援を賜りました。

ハンマードリルサウンディング(HDS)試験の実現可能性を確認するための基礎的実験、地盤調査の試験機的设计・開発と、多くの試験地で実施した適用性検証実験では、大石学氏、大野真幸氏ほかトラバースの皆様、そして金哲鎬氏、仁科勇輝氏より多大なるご助力を頂きました。

本稿の学位論文審査においては、小澤満津雄教授に審査の主査を、東海大学の杉山太宏教授、山形大学の三辻和弥教授、群馬大学の蔡飛准教授と若井明彦教授には副査を務めて頂くとともに、審査では貴重なご指導、ご助言を賜り、こうして論文をまとめることができました。

ここに記して皆様に心より謝意を表します。

参考文献

- 1) 地盤工学会:地盤調査の方法と解説, p.325-336, 2013.
- 2) 日本建築学会:小規模建築物基礎設計指針, pp.74-76, 2008.
- 3) 二川和貴, 若井明彦, 渡辺佳勝, 相沢彰彦, 平出務:小規模建築物における地盤の強度指標の新たな評価手法に関する研究ー スクリューウエイト貫入試験を補完するハンマードリルサウンディング試験ー, 地盤工学ジャーナル(2022.11.08 採用決定)
- 4) 日本建築学会:小規模建築物基礎設計指針, pp.33-37, 2008.
- 5) 日本建築学会:小規模建築物基礎設計指針, pp.89-91, 2008.
- 6) 松下克也, 安達俊夫, 平出務, 新井洋, 井上波彦:小規模建築物を対象とした液状化判定法の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.607-608, 2012.
- 7) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針, pp.50-55, 2019.
- 8) 国土交通省:平成 25 年度建築基準整備促進事業「小規模建築物に適用する簡易な液状化判定手法の検討」報告書, pp.89-104, 2014.

- 9) 高田徹, 関平和, 松本樹典, 藤井衛, 松下克也, 佐藤隆:三成分コーン貫入試験による宅盤の評価手法に関する考察, 地盤工学ジャーナル, Vol.4, No.2, pp.157-170, 2009.
- 10) レジリエンスジャパン推進協議会:住宅を対象とした液状化調査・対策の手引書, pp.41-53, 2016.
- 11) 菅将憲, 深井公, 伊集院博, 二川和貴, 渡辺佳勝, 井上波彦, 平出務:小規模建築物における新たな地盤調査技術の研究(その3:動的コーン貫入試験と標準貫入試験の比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.605-606, 2020.
- 12) 澤田俊一:リアルタイム液状化判定装置「ピエゾドライブコーン試験」, 地盤工学会誌, pp.32-33, 2017.7.
- 13) 大和眞一:トルク計測を加えた新しいスウェーデン式試験法(SDS 試験法), 地盤工学会誌, pp.37-38, 2016.1.
- 14) 二川和貴, 渡辺佳勝, 川崎淳志, 佐々木修平, 平出務:小規模建築物における新たな地盤調査技術の研究(その1:研究の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.601-602, 2020.
- 15) 伊集院博, 二川和貴, 深井公, 菅将憲, 渡辺佳勝, 井上波彦, 平出務:小規模建築物における新たな地盤調査技術の研究(その2:調査法の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.603-604, 2020.
- 16) 相沢彰彦, 仁科勇輝, 二川和貴, 金哲鎬, 渡辺佳勝, 大石学, 若井明彦, 平出務:小規模建築物における新たな地盤調査技術の研究(その6:打撃貫入試験の特徴), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.611-612, 2020.
- 17) 仁科勇輝, 渡辺佳勝, 相沢彰彦, 二川和貴, 金哲鎬, 大石学, 若井明彦, 平出務:小規模建築物における新たな地盤調査技術の研究(その7:打撃貫入試験と各調査法の比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.613-614, 2020.
- 18) 気象庁:震度の活用と震度階級の変遷等に関する参考資料, p. I -15, 2009.3.
- 19) 深井公, 大島昭彦, 安田賢吾, 中野将吾, 萩原侑大, 松谷裕治:スクリーウエイト貫入(SWS)試験結果と N 値, s_u 値との新相関式の提案, 地盤工学ジャーナル, Vol.16, No.4, pp.319-331, 2021.
- 20) ビイック株式会社:表面波探査法による地盤調査, 先端建設技術センター先端建設技術・技術審査証明報告書, 2017.
- 21) 国土技術政策総合研究所, 建築研究所:2020 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応力度, pp.561-563, 2020.
- 22) 国土交通省都市局:宅地の液状化被害可能性判定に係る技術指針, 2013.