

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

高田 徹¹, 関 平和², 松本樹典², 藤井 衛³, 松下克也⁴, 佐藤 隆⁵

1 設計室ソイル

2 金沢大学・理工研究域 環境デザイン学系

3 東海大学・工学部 建築学科

4 ミサワホーム総合研究所

5 住友林業・技術研究所

概 要

戸建住宅の地盤調査では、調査精度の高いボーリング調査や土質試験に比べて簡便かつ低コストであるスウェーデン式サウンディング (SWS) が一般的に実施されている。しかしながら、SWS の調査精度は、高いとは言い難い。三成分コーン貫入試験 (CPT) は調査精度と経済性を兼ね備えた調査法であるが、国内での利用実績は SWS に比べて少ないのが現状である。本論文は、CPT を戸建住宅の地盤調査へ積極的に利用することを目的として、CPT データおよび SWS データを用いて、標準貫入試験 (SPT)、ボーリング調査、土質試験結果の推定を行った。その結果、CPT は SWS よりも各地盤定数の推定や液状化判定精度に優れていることが示された。

キーワード：コーン貫入試験，地盤調査，スウェーデン式サウンディング，圧密，液状化

1. はじめに

近年、「建築基準法」の改正 (1998 年) や「住宅の品質確保の促進等に関する法律 (以下、品確法と略記する)」の施行 (2000 年) に伴い、住宅基礎・地盤の性能が明確に規定され、住宅供給者はその基礎・地盤の要求性能に対し 10 年間の長期保証が義務付けられている。また居住者の当法律に関する意識の向上も重なり、住宅供給者の責任は、今後ますます高まることが予想される。

戸建住宅の地盤調査 (以下、宅盤調査と略記する) は、一般に、標準貫入試験 (以下、SPT と略記する) や土質試験よりも、簡便性や経済性を重視してスウェーデン式サウンディング (以下、SWS と略記する) が用いられる。SWS は昭和 30 年代にスウェーデンから日本に導入されたものであるが、現在北欧では SWS を地層厚の推定にしか利用しておらず、地盤物性値の推定には静的コーン貫入試験データを利用するのが一般的である。一方、我国では、SWS データを国土交通省告示第 1113 号で規定された算定式に代入して、地盤の許容支持力を推定している。

小規模建築物基礎設計指針¹⁾ (以下、小規模指針と略記する) では、SWS 結果を用いて圧密や液状化を検討する簡易法が示されたが、特異な地盤性状を持つ地域や地形においては、別途、詳細な追加調査を推奨している。したがって、圧密や液状化を詳細に検討するため、SPT 及び土質試験を追加で行う必要があるが、戸建住宅では経済的な理

由から実施しにくいのが現状である。

この実情を踏まえ、筆者らは、SPT や土質試験の代替調査として三成分コーン貫入試験 (以下、CPT と略記する) に着目した。その理由は、CPT は経済的に優れ、かつ調査精度を兼ね備えているからである。具体的には、SPT や土質試験はボーリングを併用するため時間と費用が多くなるが、CPT はロッドに取り付けたコーンを圧入するだけで地盤性状が把握できる。また SPT は地上で抵抗値を測定するのに対して、CPT はコーンに内蔵されたセンサーで直接抵抗値を測定するため、ロッドの重量や周面摩擦の影響を受けることが無く、調査精度は高い。

しかし CPT は、まだ国内での利用が少なく、主に土質試験や SPT 結果の精度を上げるための補助的な手段として位置付けられている。CPT が普及しない要因は、SPT や SWS にはその測定値から構造物の基礎設計が可能な基準や指針類が豊富にあるのに対して、CPT にはそのような資料が少なく、実務で使用しにくいことが挙げられる。また宅盤調査では、CPT 試験装置が住宅地など狭小地向けに対応していないことも一因である。

上記の背景を踏まえ、本論文では、宅盤調査へ CPT を積極的に利用することを目的として、狭小地向けに開発した小型貫入装置を用いて、複数の宅地で CPT を行い、測定されたデータを SWS, SPT, ボーリング調査、土質試験などと比較した結果を報告する。

2. 従来の宅盤調査の方法と課題

図 1 に宅盤調査から基礎形式選定までの一般的な流れを示す。戸建住宅では、地盤調査に十分な費用を充てにくいので、事前調査（資料調査、現地踏査など）を重視し、SWS を中心とした原位置試験を行うのが一般的である。SWS 結果で基礎形式が選定出来ない場合は、調査目的に応じた追加調査（SPT、物理探査、ボーリング調査、平板载荷試験など）が実施される。しかしこれらの追加調査は、SWS に比べてコストが高い。また試験結果がわかるのに 1 週間以上を要するような土質試験の実施においては、工期へ与える影響も検討課題となる。そのため追加調査を行わずに SWS 結果の不透明さを残したまま基礎形式を選定し、結果として沈下事故を招いたり、逆に過剰な基礎形式を提案する事例も見受けられる。

3. 三成分コーン貫入試験（CPT）の概要

3.1 試験装置

地盤工学会基準「電気式静的コーン貫入試験」（JGS 1435-2003、以下、JGS 基準と略記する）では、貫入装置は所定の一定速度でコーンが貫入できるものと規定し、それ以上の詳細な規定はない。一般の土木工事や海洋工事などで用いられる貫入装置は、硬質な地盤や大深度調査時に貫入不能にならないように最大 100～200 kN の貫入反力を有した大型装置²⁾であるが、この装置は住宅地など狭小地の調査には適さない。最近では CPT の利用領域拡大のために、装置の軽量化が主要な研究テーマとなっており、

例えばスキッドタイプの小型貫入装置³⁾、ミニコーン⁴⁾、フリクション低減コーン（FL-CPT）⁵⁾、動的静的コーン⁶⁾などに関する報告例がある。

筆者らもこの装置軽量化の流れに沿い、新たに宅盤調査向けの装置を製作した。図 2 に貫入装置の全体図、表 1 に仕様を示す。CPT を宅盤で行う場合、一般に深度 5～8 m までの浅層部を対象とし、また事前調査や SWS で軟弱であると判明した地盤に適用するので、貫入能力は比較的小さくてよい。本装置はこれらを考慮して設計されている。具体的には、汎用タイプの小型ボーリング機械で反力用アンカーを打設して機械本体を固定し、機械に装備したコーン貫入用油圧ジャッキのコーンを貫入する。この装置の貫入反力は最大 50 kN で既往の小型装置³⁾と比べても約半分の能力である。しかし、コーン径（ $\phi 35.7$ mm）よりも細い径の貫入ロッド（ $\phi 33.5$ mm）を使用することにより、貫入ロッドと周辺地盤との摩擦が大きく軽減されており、通常では十分な押込み力を有している。

3.2 試験方法

試験に用いたコーンは、JGS 基準で規定された形状のコーン（先端角 $60 \pm 2^\circ$ 、底面積 $1000 \pm 20 \text{ mm}^2$ のもの）を用いた。ただし規定されている先端抵抗 q_t 、間隙水圧 u に加えて周面摩擦 f_s を測定できるコーンとした。これ为本貫入装置（図 2）で 20 mm/s の一定速度で貫入しながら、深度 10 mm 毎に上記三成分データを記録した。また、測定値の温度変化に対する影響を低減するため、地中温度がほぼ 10～20 °C であることを考慮し、貫入前にコーンを約 15 °C の水に十分に浸してから貫入を開始した。

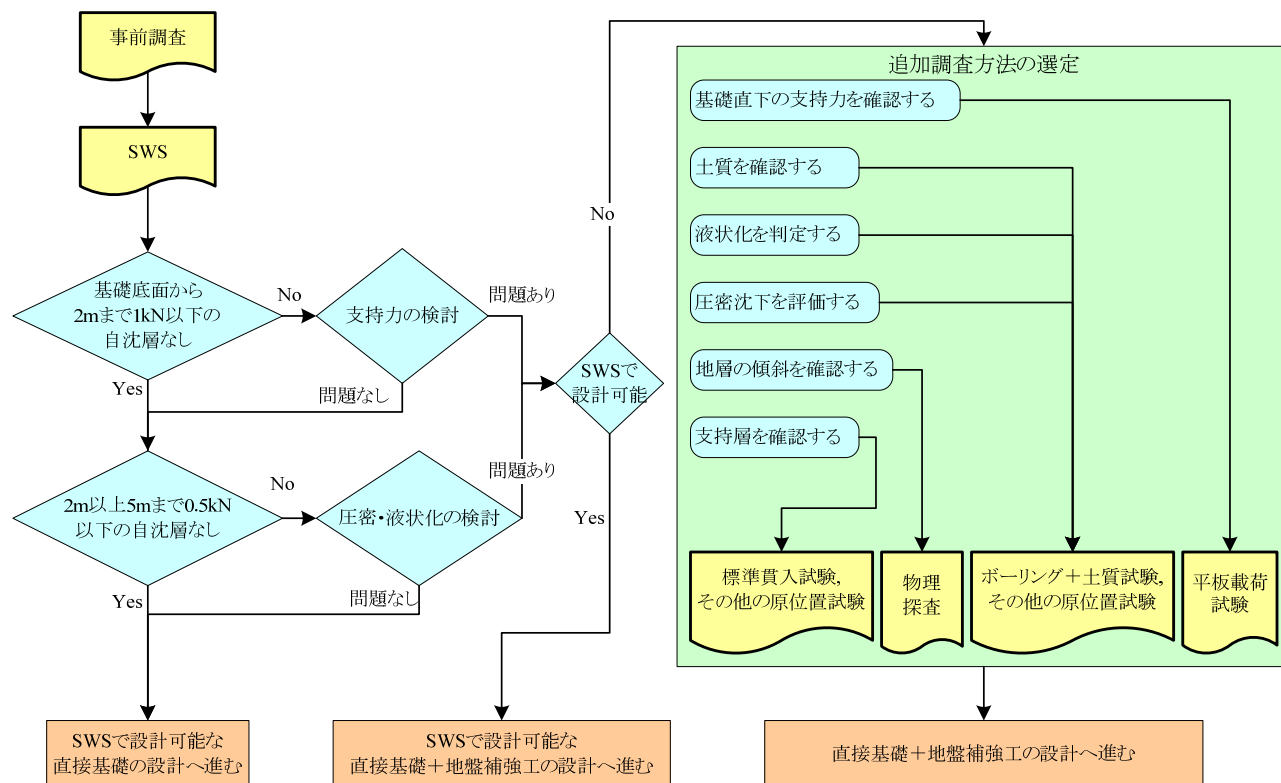


図 1 宅盤調査から基礎形式選定への一般的な流れ（文献1に加筆）

表 1 貫入装置の仕様

本体ベースマシン	反力用アンカー
名 称：削孔機（クローラタイプ） 寸 法：L2140 mm × W790 mm × H2450 mm 重 量：10 kN	名 称：スパイラルアンカー 寸 法：径 50 mm × L1500 mm
油圧ユニット	測定装置
圧 力：17.2 MPa 油 量：9.3 L/min	ノートパソコン 最小読取深度：10 mm 最小読取時間（消散試験）： 1 min
コーン貫入用油圧ジャッキ	機 能
型 式：センターホールジャッキ 圧入力：50 kN ストローク長：300 mm	・ q_c , f_s , u の深度分布測定 ・ 間隙水圧の消散測定

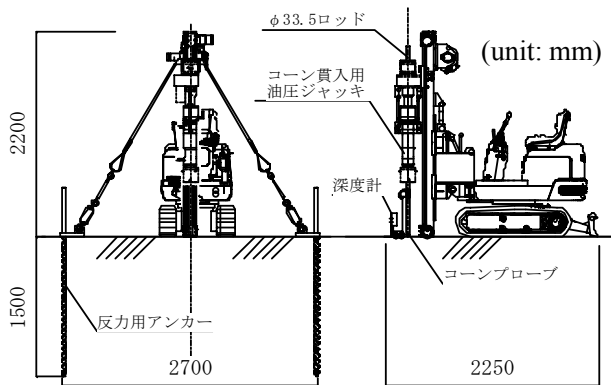


図 2 試験装置

地下水位は、まず調査途中で一旦貫入を止め、間隙水圧消散試験を行い、定常水圧を静水圧 u_0 と判断して求めた。ただしこの消散試験は、被圧地下水の位置で測定する可能性があるため、異なる深度で複数回実施した。またこの試験は、測定する地層が砂質土であれば比較的早い時間で消散するが、粘性土だと 3～6 時間放置しても完全には消散しない場合がある。そのような場合には、消散試験結果と試験終了後に試験孔内へメジャーテープを挿入してテープに付着した水の跡を目視測定して地下水位を総合的に判断した。

4. CPT 結果の解釈と各種地盤調査結果との比較

4.1 調査数量

表 2 に本稿で取り上げた調査箇所と調査内容を示す。これら全ての調査箇所は、SWS 結果から追加調査が必要と判断された宅地である。調査地の大半は、河成または海成堆積物を主体とする沖積層からなる低地に盛土造成した地盤である。なお後述の 4.6 で示す液状化判定に関しては、2007 年新潟県中越沖地震において液状化した宅地（表 2 中の調査箇所 No.14, 15）を対象に実施した地震後の調査結果を検討資料とした。

4.2 CPT 結果の特徴と再現性

CPT 結果の一例を図 3 に示す。得られた結果 (q_c , f_s , u) には、深度 300 mm 毎にパルス状の成分が認められる。こ

表 2 調査箇所と調査内容

調査箇所 No.	調査位置	調査時期	調査内容				
			共通*	一軸	三軸	圧密	粒度
1	千葉県流山市	H18. 9	○		○	○	
2	埼玉県越谷市	H19. 5	○	○		○	
3	山形県酒田市	H18. 4	○	○		○	
4	埼玉県草加市	H18. 6	○	○		○	
5	佐賀県杵島郡	H18. 9	○	○		○	
6	佐賀県佐賀郡	H18. 9	○	○		○	○
7	埼玉県八潮市	H18. 2	○		○	○	
8	石川県小松市	H19. 7	○	○		○	○
9	千葉県市川市	H19. 5	○		○	○	
10	埼玉県さいたま市	H19. 7	○	○		○	
11	福岡県遠賀郡	H19. 4	○	○		○	○
12	石川県河北郡	H20. 3	○	○		○	
13	神奈川県横浜市	H20. 2	○	○		○	
14	新潟県柏崎市	H19. 9	○				○
15	新潟県柏崎市	H19. 9	○				○

* 共通：CPT+SPT+SWS

調査基準：

CPT；三成分コーン貫入試験（JGS 1435-2003），
SWS；スウェーデン式サウンディング試験（JIS A1221-2002），
SPT；標準貫入試験（JIS A1219-2001），
一軸；一軸圧縮試験（JIS A1216-1998），
三軸；非圧密非排水三軸試験（JGS 0521-2000），
圧密；段階載荷圧密試験（JIS A1217-2000）
粒度；土の粒度試験（JIS A 1204）

れはストローク長 300 mm の油圧ジャッキで貫入ロッドを掴んで押し込むため、掴む位置を盛替える時に押込み力がいったん除荷されるためである。JGS 基準では所定の一定速度でコーンを貫入することが規定されており、厳密に言えば当装置はこの基準から外れている。これを解消するには、油圧ジャッキを 2 個装備して交互にジャッキを復動させるしかないが、多くの既往装置はそのような性能は具備していない。コーンの貫入が再開されると貫入深度約 10～50 mm でほぼ貫入中断前の測定値に復帰するため、これ以降から次の貫入中断時までの CPT 結果のみを採用した。

図 3 に示す N 値（SPT）と q_t は、共に貫入抵抗値であるが、以下の異なる傾向がある。 q_t は一般に粘性土より砂質土で大きな値を示し深度 3.5, 7.0, 8.4 m 付近の薄い地層の存在を識別しているが、SPT では深度 1 m 毎に N 値を測定するため、これらの薄層の存在を把握できていない。また、SPT では深度 8.6 m 以深のシルト質粘土層で $N=0$ と測定されているが、 q_t は深さと共にわずかに増加している。これは、SPT では調査深度が深くなるとロッド自重が増えるため、軟弱な地層では自沈しやすくなるのに対して、CPT ではコーン先端で貫入抵抗値を測るため、ロッド自重の影響を受けずに測定できるからである。

以上のように、CPT の方が SPT より軟弱層を精度よく測定できていると言える。ただし、CPT では温度変化が測定データに影響を及ぼすことが指摘されている⁷⁾⁸⁾。例えば、5℃の温度変化で先端抵抗が 10 kN/m² 異なる結果が得られたとの報告がある⁹⁾。また、特に測定値の絶対値が小さな f_s や浅層部粘土地盤の q_t などは補正しなければかなり

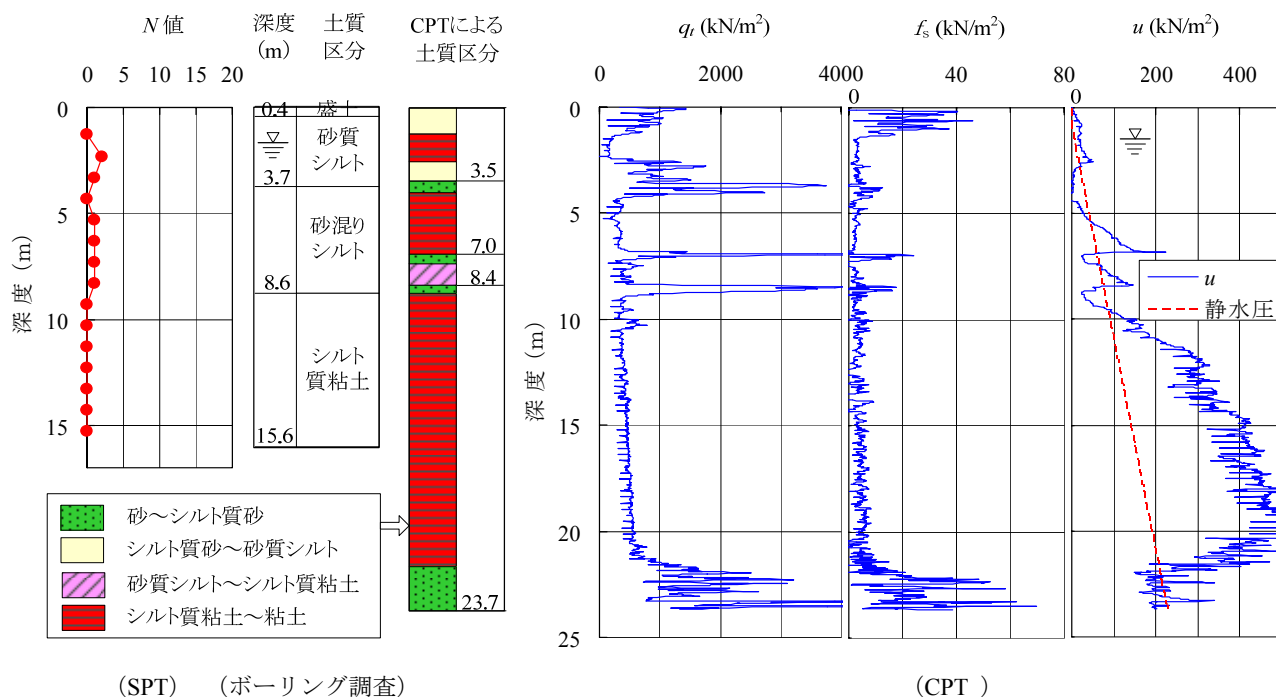


図 3 CPT 結果の一例 (調査箇所 No.2)

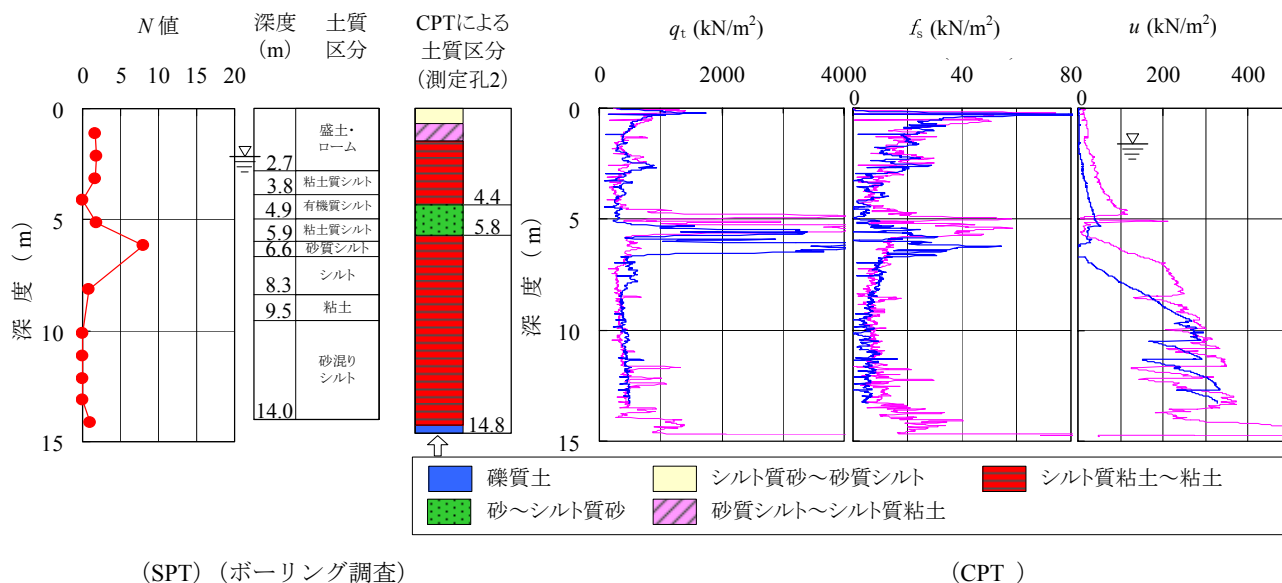


図 4 CPT 結果の再現性を示す一例 (調査箇所 No.10, 太線(青): 測定孔1, 細線(ピンク): 測定孔2)

の誤差が含まれるとの報告もある¹⁰⁾。本研究で用いたコーンは、温度センサーを内蔵していない。したがって、測定データに対する温度補正ができないため、3.2で述べたように、試験中のコーンの温度変化を極力低減する工夫を行った。コーンの改善で測定値に与える温度変化の影響は大きく減少したとの報告⁸⁾があるが、測定データの温度補正については、本研究の今後の課題としたい。

図 4 に CPT を 1.5 m の離隔で 2 箇所行った調査例を N 値、ボーリング柱状図と併せて示す。なお、この 2 本の CPT では、調査オペレータが異なるが、調査日は一日しか変わらない。本調査地は平野部の水田跡地を盛土造成した地盤である。ボーリング調査では、深度 5.9～6.6 m に $N=8$

の砂質シルトが確認されており、それ以外の深度では、 $N=0\sim2$ の軟弱層であった。2 箇所の CPT 結果 (図 4 中の青線とピンク線) を比較すると、 q_t 、 f_s 、 u の深度分布はほぼ一致していた。ただし深度 5～6 m 付近の硬質層の発現する深度が異なっているが、これは測定誤差ではなく、両測点間の地層の傾斜を示している。CPT が測定誤差の少ない原位置試験であることがすでに Phoon and Kulhaw¹¹⁾、山根ら¹²⁾により報告されているが、本研究の CPT 結果においてもこのことが確認された。

4.3 土質判別の適用性

CPT による土質判別には、従来、先端抵抗 q_t とフリクシ

ヨン比 $R_f (=f_s/q_t)$ を組み合わせた判別図¹³⁾や q_t と間隙水圧比 $B_q (= (u-u_0)/(q_t-\sigma_{v0}))$ を組み合わせた判別図¹³⁾が代表的であった。しかし q_t と f_s は、深度が増すほど土被り圧の影響を受けるため、Robertson¹⁴⁾や Jefferies and Davies¹⁵⁾ はこれらの課題を解決するため、正規化したデータを用いる土質分類判別図 (図 5) や土質分類指数 I_c (式(1)) を用いた判別法 (表 3) を提案しており、最近ではこれらの手法が一般的である。特に I_c は土質を数値で指標化するため、土質分類判別図を用いた整理法より取扱いが容易な上、 N 値の推定や液状化判定にも利用できることから、適用範囲が広く CPT による宅盤評価において重要な指標と言える。 q_t, f_s を正規化するには、当該深さの鉛直全応力 σ_{v0} 、鉛直有効応力 σ_{v0}' が必要である。ボーリング調査とそれに関連する土質試験が実施されていれば、 σ_{v0} と σ_{v0}' を比較的容易に推定できる。一方、CPT のみを実施した場合には、(1) 従来の正規化しない土質判別図で判断するか、(2) 各種指針や設計施工要領などで決められている一般的な土の湿潤単位体積重量 γ を利用して、正規化してから土質判別図 (図 5) や I_c を用いて判断することとなる。ここでは、前述したように I_c の重要性が高いと判断し後者を選択した。しかし γ が I_c に与える影響に関する報告は見られない。そこで、 γ をパラメータとして算出した I_c を用いた土質判定結果とボーリング調査による直接的な土質判定結果を比較した。

図 6(a)に q_t, f_s の深度分布を、図 6(b)に γ を深さによらず一定とし、 $\gamma = 14, 16, 20 \text{ kN/m}^3$ と仮定した場合の I_c

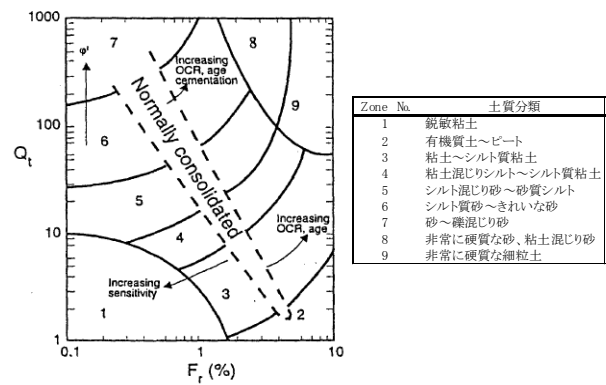


図 5 土質分類判別図 (Robertson¹⁴⁾)

表 3 I_c による土質分類の方法¹⁵⁾

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

$$I_c = \{(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2\}^{0.5} \quad (1)$$

ここに、 Q_t : 基準化先端抵抗 $\{=(q_t - \sigma_{v0})/\sigma_{v0}'\}$

F_r : 基準化フリクション比 $\{=f_s/(q_t - \sigma_{v0}) \times 100 (\%) \}$

σ_{v0} : 当該深さの鉛直全応力

σ_{v0}' : 当該深さの鉛直有効応力

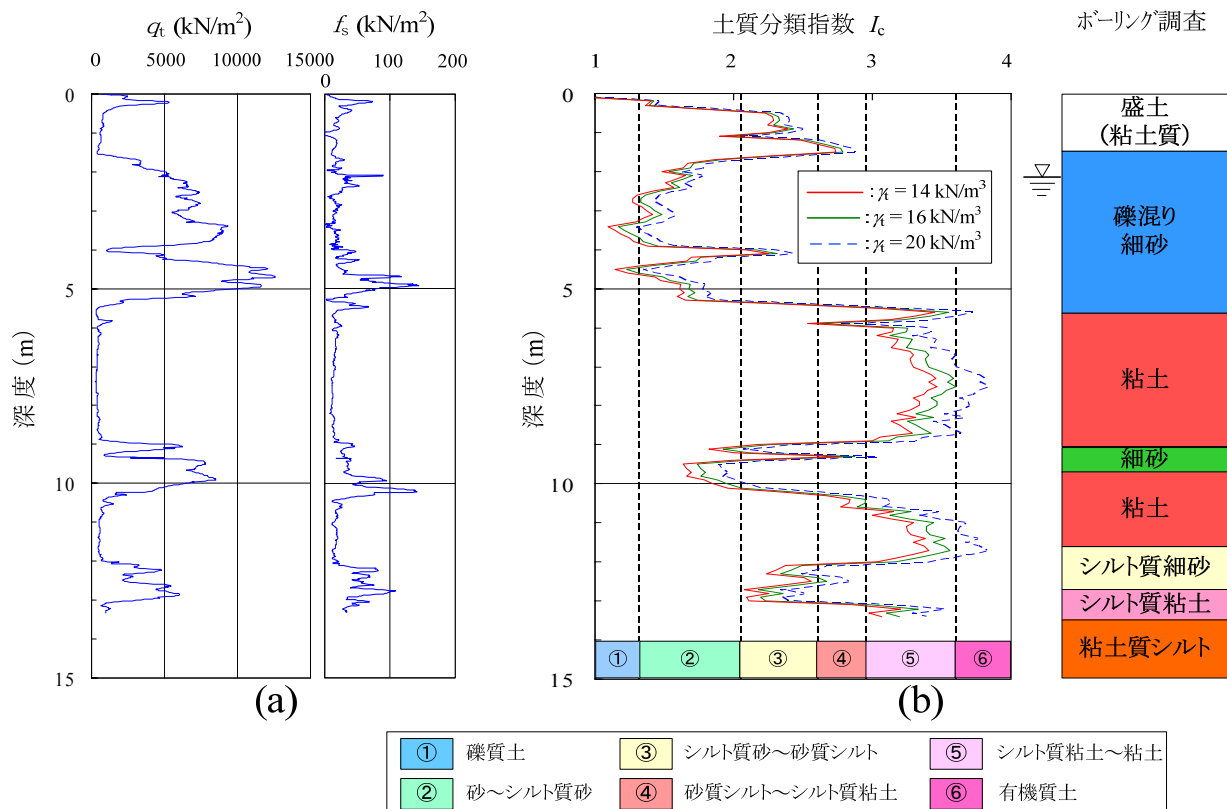


図 6 (a) q_t, f_s の深度分布, (b) γ をパラメータとした I_c の深度分布とボーリング柱状図の比較 (調査箇所 No.14)

の深度分布をボーリング柱状図と併せて示す。式(1)の形式から容易に予測されるように、 γ_i の値が大きくなるにつれて I_c の値は増加する。図 6(b)からわかるように、 I_c の値は砂層で小さく粘土層で大きくなっている。さらに I_c の値が大きいほど、 γ_i の I_c に及ぼす影響が大きくなっている。これは、粘土層の q_t が砂層の q_t より極めて小さいので(図 6(a))、式(1)に示す拘束圧 (σ_{v0} , σ_{v0}')が I_c に影響しやすくなるからである。したがって粘土層では、 γ_i を深さ方向に一定と仮定して不適切な拘束圧を用いると、土質判定結果に及ぼす影響が大きくなってしまう。以上より、ここでは従来の正規化しない q_t と R_f から求める土質判別図¹³⁾をも

表 4 I_c の推定に使用した土の湿潤単位体積重量 γ_i

先端抵抗 q_t	土の湿潤単位体積重量 γ_i
1000 kN/m ² 以上	18 kN/m ³
200~1000 kN/m ²	16 kN/m ³
200 kN/m ² 未満	13 kN/m ³

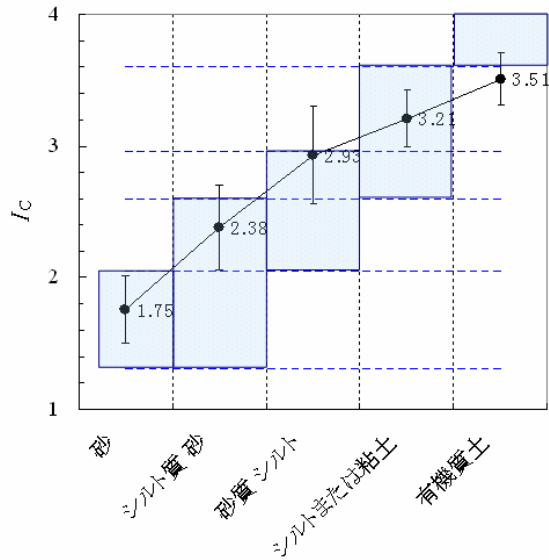


図 7 I_c とボーリングによる土質分類の比較

表 5 I_c とボーリングによる土質分類との比較表

I_c ボーリ ング (CPT)	ボーリングによる土質分類					全体
	砂	シルト 質砂	砂質 シルト	シルトまた は粘土	有機 質土	
データ数	160	192	1050	1305	17	2724
平均	1.75	2.38	2.93	3.21	3.51	-
最小値	1.43	1.92	1.52	1.97	3.12	-
最大値	2.93	3.31	3.72	3.94	3.74	-
標準偏差	0.26	0.32	0.37	0.22	0.20	-
I_c による 土質分類	1.31	1.31	2.05	2.60	3.60	-
	~2.05	~2.60	~2.95	~3.60	以上	-
正解率*	90%	80%	38%	97%	53%	73%

* 正解率は I_c による土質判定結果がボーリングによる直接的な土質判定結果と一致した割合を示す。

とに、正規圧密地盤と仮定した q_t から推定される土質と、各種指針や設計施工要領などで決められている一般的な γ_i を参考に表 4 に示す γ_i の値を仮定した。

図 7 と表 5 は、調査箇所 15 地点のボーリングによる土質区分と表 4 に示した γ_i の値を用いて計算した I_c の値を統計処理した結果である。 I_c は深度 50 mm 毎の平均値を用いた。ボーリングによる土質区分データは、関連した土質試験を行ったものは少なく、主に材料の目視観察により区分されており、観察者の人為的誤差が含まれる。よって土質の小分類での比較は難しいと判断し、ここでは Tsuchiya ら¹⁶⁾にならい、砂、シルト質砂、砂質シルト、シルトまたは粘土の 4 つと有機質土を加えた 5 種類に簡易区分して比較した。

図 7 には、 I_c とボーリングによる土質区分の一致する範囲を網掛け部で示し、土質毎の I_c の平均値を標準偏差区間と併せてプロットした。図より土質が砂質土から粘性土へと移行するにつれて、 I_c の平均値は大きくなり、有機質土以外はほぼ網掛け部に収まっている。表 5 より I_c による土質判定の正解率は全体で 73 %と比較的良好であった。また土質別の正解率は、砂、シルト質砂、シルトまたは粘土で 80~97 %と高く、砂質シルトで 38 %, 有機質土で 53 %と低かった。Tsuchiya ら¹⁶⁾は、CPT データを土質別に統計処理し、砂、シルト質砂および砂質シルトでの各 q_t , R_f は大きく異なるので判別し易いが、砂質シルトとシルトまたは粘土での各 q_t , R_f は差が僅かなため、この範囲での土質判別はやや難しくなると報告している。当結果(図 7)も、砂質シルトから細粒分の多い土質で各 I_c の差が小さくなっており、粘性土中の小分類の判別は難しいと言える。なお有機質土は、有機物含有量も定かでなく、かつデータ数も少ないため、今後データを蓄積し I_c による

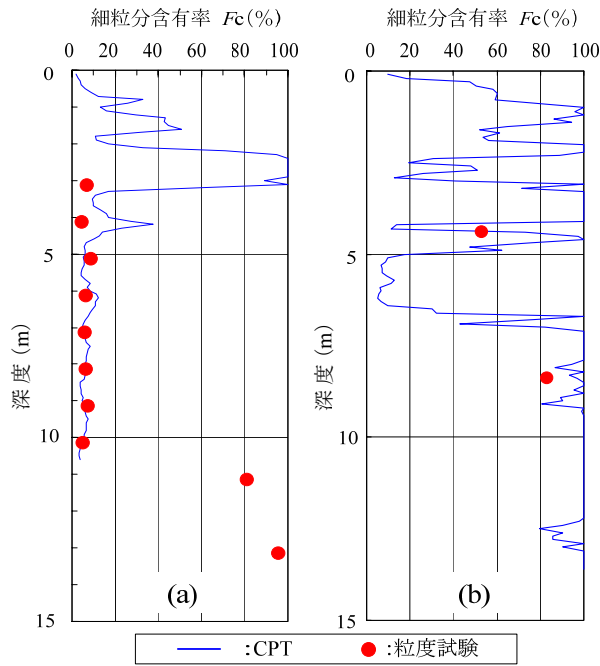


図 8 細粒含有率 F_c の深度分布
(a) 調査箇所 No.15, (b) 調査箇所 No.6

土質判別境界を見極める必要がある。

図 8 に CPT データから求めた細粒分含有率 F_c の深度分布を実測値（粒度試験で求めた F_c ）と共に示す。なお CPT データから $F_c(\%)$ を式(2)¹⁷⁾で推定した。

$$F_c = I_c^{4.2} \quad (2)$$

（但し、 $I_c^{4.2} \geq 100$ のとき $F_c = 100$ ）

調査箇所 2 地点と限られてはいるが、図 8 より、CPT データから推定した F_c は、実測値（粒度試験で求めた F_c ）とほぼ一致した傾向がみられた。

4.4 土の強度特性

CPT データを用いて基礎の許容支持力を求める場合、直

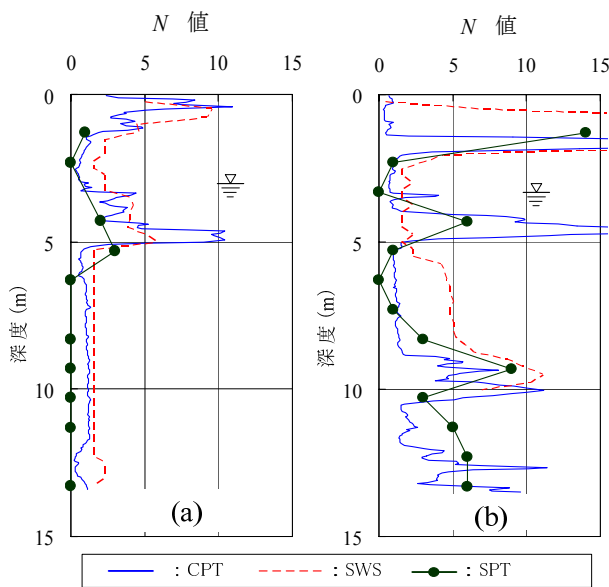


図 9 N 値の深度分布の比較
(a) 調査箇所 No.1, (b) 調査箇所 No.3

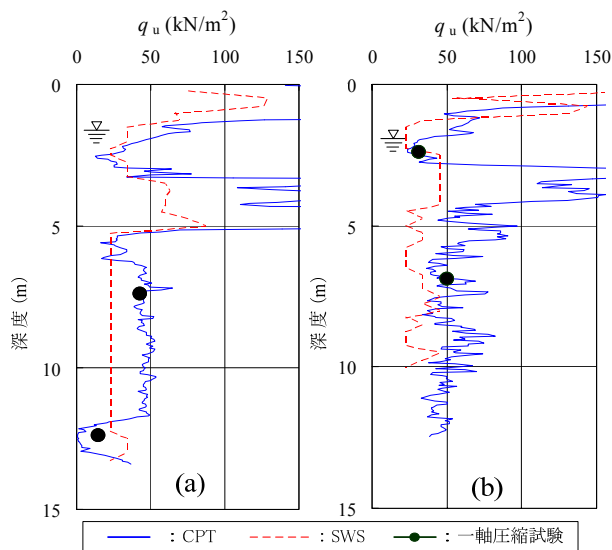


図10 q_u の深度分布の比較
(a) 調査箇所 No.1, (b) 調査箇所 No.4

接基礎では、国土交通省告示第 1113 号第 2 (1) で示された式中の各種地盤定数を推定し、許容支持力を計算する。基礎くいの場合、基礎くい先端地盤の強度を推定して、許容支持力を求めることとなる。しかし、CPT の貫入力不足して調査できないことが多い。よって CPT は、直接基礎を対象に基礎下部の軟弱層の土質、強度、圧密や液状化特性を把握するための利用が主体となっている。ここでは N 値 30 未満のデータを用いて、直接基礎の支持力算定あるいは液状化判定に必要な物性値として、粘着力 $c (= q_u/2$, ただし q_u は一軸圧縮強さ) と N 値を CPT データから推定し、実際の一軸圧縮試験や SPT 結果と比較した。

ここで、CPT, SWS データから求められる q_u , N 値の推定には式(3)⁵⁾, (4)¹⁷⁾, (5)¹⁾, (6)¹⁾を用いた。

(CPT)

$$q_u = 2 \cdot (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt} \quad (3)$$

$$N = \begin{cases} 0.341 I_c 1.94 (0.001 q_t - 0.2)^{(1.34 - 0.0927 I_c)} & \text{for } q_t > 200 \text{ kN/m}^2 \\ 0 & \text{for } q_t \leq 200 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad (4)$$

(SWS)

$$q_u = 45 W_{sw} + 0.75 N_{sw} \quad (5)$$

$$N = \begin{cases} 3.0 W_{sw} + 0.05 N_{sw} \\ 2.0 W_{sw} + 0.067 N_{sw} \end{cases} \quad (6)$$

ここに N_{kt} はコーン係数である。一般に日本の沖積粘性土では $N_{kt} = 8 \sim 16$ の値を示すと言われている¹⁸⁾。深沢⁵⁾は、 N_{kt} に対して一面せん断強さやベーンせん断強さおよび一軸圧縮強さと CPT データを比較調査し、地域性（日本、アジア、北欧）および堆積環境の違い（海成粘土、陸成粘土、海底・湖底表層部の超軟弱地盤、人工地盤）による大きな変化は見られないとして、一軸圧縮試験の場合、 $N_{kt} = 13.4$ を提案している。 q_u をより精度よく推定する場合は、地域特性を加味して力学試験を併用し、現場毎の N_{kt} を決定すべきであるが、SWS が主体となる宅盤調査では力学試験の併用は困難であるため、本稿ではこの数値を用いて評価することとした。

図 9 に CPT, SWS データから推定した N 値の深度分布の 2 例を、図 10 に q_u の深度分布の 2 例を実測値と共に示す。各調査ポイントは約 2 m の離隔がある。図 9 より CPT, SWS データから推定した N 値の深度分布は、実測結果と類似しているが、CPT 結果の方が SWS 結果よりも実測値とよく一致している。ただし、図 9(a) の深度 6～14 m で、実測値 (SPT) が $N=0$ と一様にモンケン自沈しているが、CPT, SWS 結果では $N=0$ になっていない。これは深さが増すごとにロッド自重の影響が実測値 (SPT) に含まれるからである。また SWS 結果では、深度 6～12 m (図 9(a)) で一定値 ($N=1.5$) を示している。これは SWS 結果も実測値 (SPT) と同様にロッド自重の影響を受けるからである。一方、CPT はロッド自重の影響を受けずに貫入抵抗値を直接測定している。

図 10 に示す q_u の深度分布では実測値（一軸圧縮試験）

が4測点と少ないが、CPT結果の方がSWS結果よりも実測値とよく一致した。

図11、図12に調査箇所10地点の実測値(N 値, q_u)とCPT, SWSデータから求めた各推定値の比較を示す。両図には、実測値と推定値の回帰式(実線)およびその回帰式の95%信頼区間(破線)を併記した。図11から明らかなように、CPTデータによる N 値の推定精度は、幅広い N 値の範囲において、SWSデータによる推定精度に比べて、勝っている。SWSデータによる推定結果の特徴は、実測 N 値が小さい場合($N < 5$ 程度)、それを過大評価し、実測 N 値が大きい場合には過小評価することである。同様な傾向は、図12でも見られる。すなわち、SWSデータを用いて基礎設計を行うと、軟弱層では危険側の設計、硬質層では過剰に安全側の設計につながる。

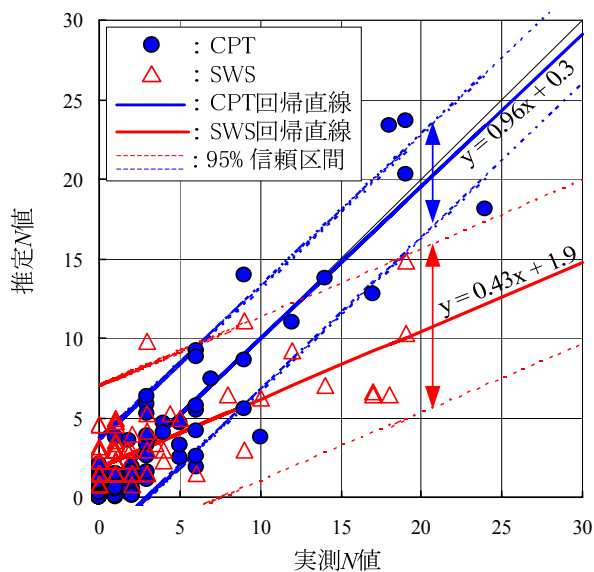


図11 N 値の実測値(SPT)と推定値の比較

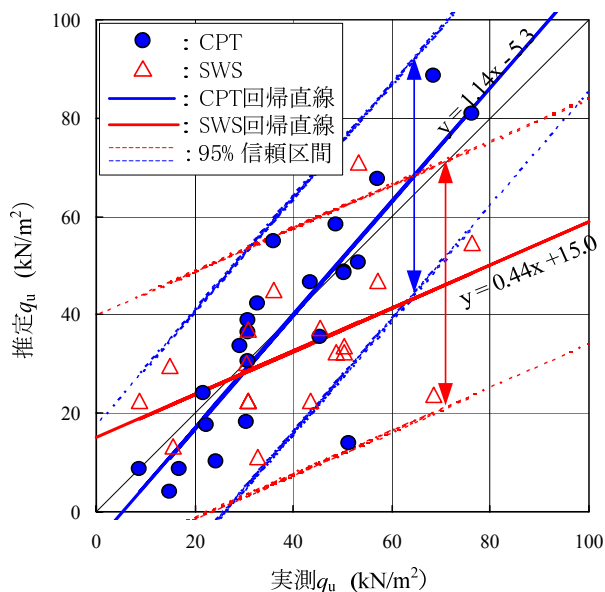


図12 q_u の実測値(一軸圧縮試験)と推定値の比較

4.5 圧密降伏応力の評価

従来の戸建住宅の基礎設計では、圧密沈下よりも基礎の支持力を主な評価項目としていたが、近年の品確法の施行や性能規定型設計法への移行に伴い、圧密沈下の評価が重要となってきている。しかし、沈下量を精度よく予測することは難しく、圧密試験を行って沈下計算しても実測値とうまく合わないこともある。この課題に対して、小規模指針¹⁾では沈下量を計算するのではなく、鉛直有効応力 σ_{v0}' と圧密降伏応力 p_c の関係から圧密状態を評価するにとどまっている。すなわち建物荷重が小さいので、対象土層が過圧密であれば有害な圧密沈下は生じないと判断している。したがって、ここでは圧密に関する地盤定数のうち p_c の推定精度について考察する。

CPTデータから p_c を推定するには、先端抵抗を用いる手法(式(7)⁵⁾)や間隙水圧 u を用いる手法(式(8)⁵⁾)などがある。正規圧密粘土では、一般にコーン貫入によって発生する u が大きいため式(7)を用いても推定できるが、砂混じり粘土や高有機質土では、コーン貫入に伴う過剰間隙水圧 Δu が小さいか負の値を示すこともあり、式(8)を使用する際は注意を要する⁵⁾。ここではそれらを考慮して先端抵抗を用いる手法(式(7))で整理した。またSWSデータからは、式(9)¹⁹⁾で p_c を推定した。

$$p_c = (q_t - \sigma_{v0})/3.44 \quad (\text{CPT}) \quad (7)$$

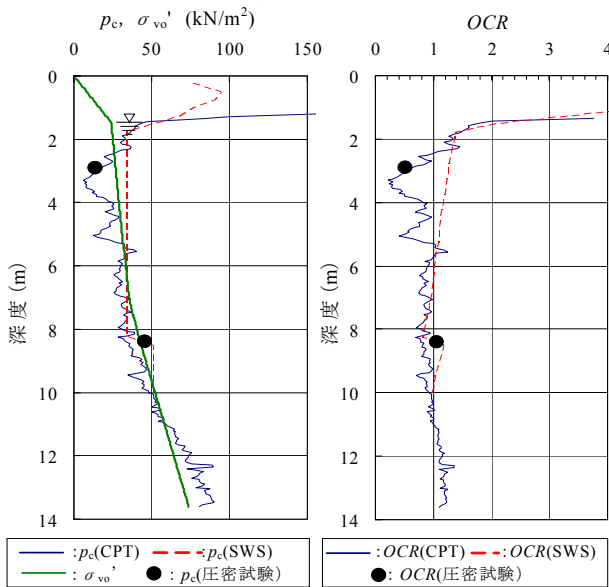
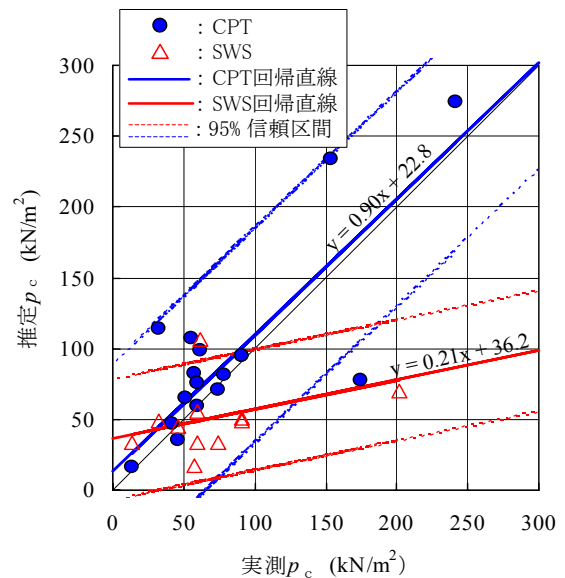
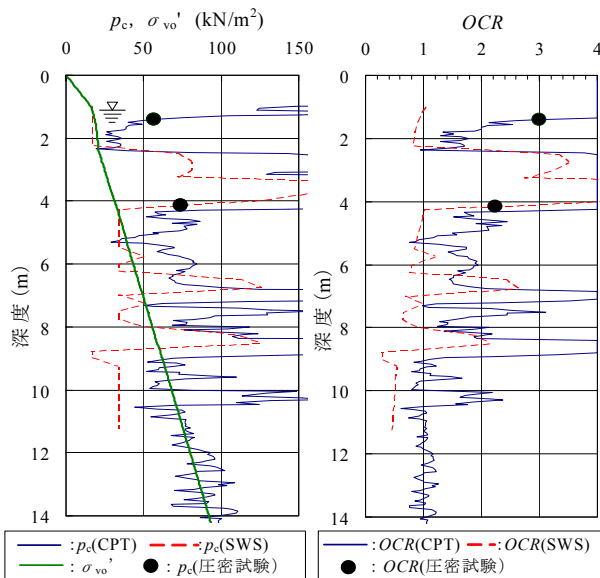
$$p_c = \Delta u/1.56 = (u - u_0)/1.56 \quad (\text{CPT}) \quad (8)$$

$$p_c = 1.5(45W_{sw} + 0.75N_{sw}) \quad (\text{kN/m}^2) \quad (\text{SWS}) \quad (9)$$

図13、図14に、CPT, SWSデータから推定した p_c と σ_{v0}' および過圧密比 $OCR (= p_c/\sigma_{v0}')$ の深度分布を、圧密試験で求めた p_c と併せて示す。調査箇所No.5(図13)は、佐賀県有明海近傍の水田跡地を調査の半年前に約1.6m盛土した宅盤で、調査箇所No.2(図14)は、埼玉県越谷市の住宅地で調査の半年前に建替えに伴い0.4mの盛土を施した地盤である。

SWSでは、調査箇所No.5(図13)で深度1.75m以深、調査箇所No.2(図14)で深度8.75m以深がSWSでの自沈層に相当する。この自沈層では、SWSデータから推定した p_c は深度方向に一定となる。計4点での実測値では、図13と図14に示す結果からは、CPTによる p_c と OCR の推定結果は、SWSによる推定結果よりも、実測結果に近いといえる。

図15は、調査箇所9地点の実測値(圧密試験で求めた p_c)とCPT, SWSデータからの推定値の比較である。図には、実測値と各推定値の回帰式(実線)およびその回帰式の95%信頼区間(破線)を併記した。CPTデータによる p_c 値の推定精度は、幅広い p_c 値の範囲において、SWSデータによる推定精度に比べて、勝っている。SWSデータによる推定結果の特徴は、実測 p_c 値が小さい場合($p_c < 50 \text{ kN/m}^2$ 程度)の推定精度は比較的優れているが、実測 p_c 値が大きい場合には、それを著しく過小評価する。

図13 p_c , σ_{vo}' , OCR の深度分布 (調査箇所 No.5)図15 p_c の実測値(圧密試験)と推定値の比較図14 p_c , σ_{vo}' , OCR の深度分布 (調査箇所 No.2)

なお、この p_c にみられた CPT, SWS データによる推定値と実測値の傾向は、4.4 で示した q_u , N 値の比較と類似した傾向にある。

4.6 液状化判定と液状化による建物被害程度の予測

CPT データを用いた液状化判定は、簡易法の一つである F_L 法を用いた判定法が一般的で、建築基礎構造設計指針（以下、建築指針と略記する）²⁰⁾でも採用されている。しかし、一般には σ_{vo}' を室内試験で別途求めており、CPT データのみで F_L 法を用いたり、建物の液状化被害程度を予測した報告例は見当たらない。そこでここでは、CPT データのみで液状化判定と液状化による建物被害程度の予測を行い、その手法の適用性について以下に考察する。

4.6.1 原地盤の概要と調査試験計画

2007 年新潟県中越沖地震（マグニチュード $M = 6.8$ 、推定最大水平加速度値 $\alpha_{max} = 400 \text{ cm/s}^2$ ）によって、柏崎市内で大きな被害が生じた宅地の多くは、砂丘と沖積低地の境界周辺に位置しているか、建築直前に盛土された宅地であった。今回調査した宅地は、日本海海岸から約 1 km 離れた柏崎市内の住宅地（図 16）で、砂丘と沖積低地の境界に位置し、建築直前に 0.5 m の盛土が施された。この宅地は当地震により、液状化に伴う噴砂が生じており、宅地中央部に向かってすり鉢状に約 0.4 m の地盤沈下が生じた。しかし、建物には支持力増加と不同沈下抑止を目的として、直接基礎（基礎幅 450 mm）下に改良深さ 4 m の深層混合処理工法を施していたため、建物の被害程度は軽微な部類（不同沈下量 50 mm）であった。

今回、その液状化層の把握や建物の修復計画を目的として、CPT の他、SWS、およびボーリング調査（SPT、粒度試験）を実施した。図 17 に調査位置を、図 18 に各地盤調査結果を示す。図 18 のボーリング調査結果によると、地下水位は深度 3.3 m で、深度 3.3 m まで $N = 4$ 程度の盛土・



図16 調査宅地の位置図 (調査箇所 No.15)

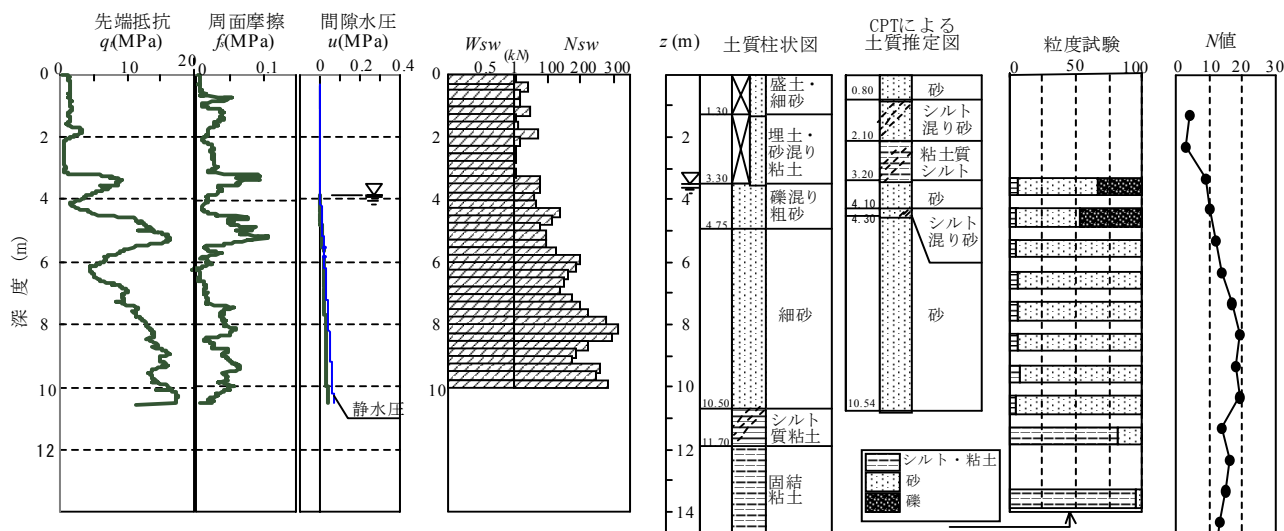


図18 各種地盤調査の結果 (調査箇所 No.15)

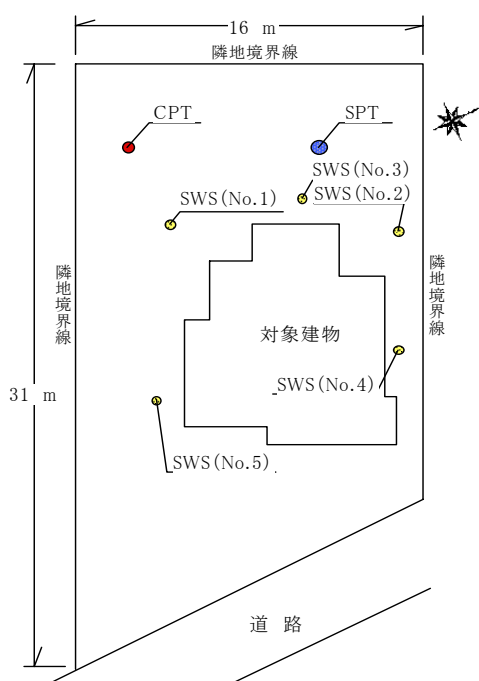


図17 地盤調査の孔配置図 (調査箇所 No.15)

埋土を有し、深度 3.3～10.5 m まで $N = 10 \sim 20$ 程度の礫混り粗砂・細砂で、深度 10.5 m 以深はシルト質粘土、固結粘土であった。

4.6.2 液状化判定結果と考察

図 19 に N 値と粒度試験結果から求めた F_L 値と CPT データから求めた F_L 値の深度分布を示す。両者の F_L 値の算出は、建築指針²⁰⁾に準拠し、地震力のパラメータとして 2 パターン (損傷限界と終局限界) で実施した。図 19 からわかるように、CPT データから求めた F_L 値は、 N 値と粒度試験結果から求めた F_L 値に比べて、全体的にやや小さくなる傾向がある。また CPT データから求めた F_L 値は、深度 4.5～5.8 m で急激に大きな値を示している。これらの

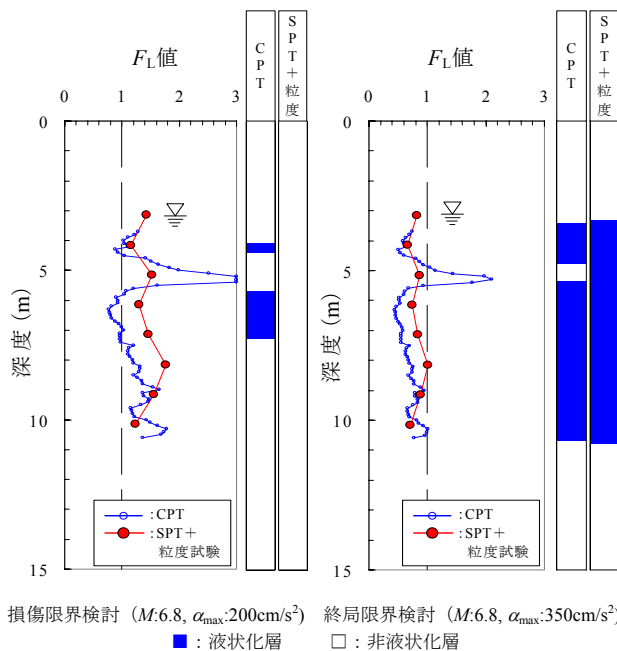


図19 液状化判定結果(調査箇所 No.15)

違いは、両調査ポイントの地盤強度の不均一性や、両調査法の測定精度の違いによるものと考えられる。具体的には、SPT (N 値) は深度 1 m 毎に調査し、また深度 0.3 m 区間で N 値を評価するため、薄い地層の変化を見逃すおそれがある。一方、CPT (q_t) はその深さの貫入抵抗値を深度 0.01 m 毎に連続的に測定するため、薄い地層の変化にも対応できると言える。

一方、SWS データでは、この液状化層や F_L 値を精度よく示すことはできない。浅田²¹⁾は SWS データに基づく簡易判定法として、地下水位以深の N 値 15 までの砂層を損傷限界時の液状化層としている。SWS データでは、 N 値は推定できるが、土質の判別が難しく、別途土質を採取することとなる。しかし一般の宅盤調査ではその土質採取は実施しない。

図 19 より両調査結果で求めた液状化層は、先に述べた理由により、細部で異なる判定となっている。しかし大局的に見れば両調査結果ともほぼ類似した傾向を示しており、地下水位以下の砂質土層は、損傷限界検討用の地震力だと液状化せず、終局限界検討用の地震力では液状化すると判定できる。

4.6.3 液状化による建物被害程度の予測

一般に液状化が建物に及ぼす被害程度を評価する指標には、 P_L 値²²⁾ や最大水平変位 D_{cy} ²⁰⁾ などがある。具体的には、 P_L 値は式(10)で定義される。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5z) dz \quad (\text{ただし } 1 - F_L \geq 0) \quad (10)$$

z : 深度 (m)

D_{cy} は、繰返しせん断応力比 (τ_d/σ'_z) と粒度や拘束圧による補正 N 値から各層のせん断ひずみ γ_{cy} を図 20 によって推定し、これを鉛直方向に積分して求められる。

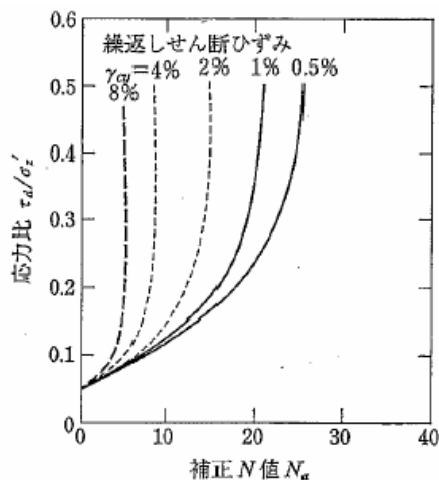


図20 補正 N 値と繰返しせん断ひずみの関係 (文献20)

また小規模指針¹⁾では、微地形からの概略判定後、中地震動を対象として地表面から深さ 5 m までの範囲の非液状化層の厚さ H_1 とその下部の液状化層の厚さ H_2 との関係によって、地表面に被害が及ぶ程度を示す簡易判別図 (図 21) を与えている (以下、 H_1/H_2 法と略記する)。この手法は、戸建住宅の場合、液状化による地表面の変状が建築物に大きな影響を及ぼすことから対象深度を地表面から深さ 5 m に限定している。

表 6 は、調査箇所 No.15 において液状化が建物に及ぼす被害程度を P_L 値、 D_{cy} 、 H_1/H_2 法の 3 指標を用いて比較した結果である。なお D_{cy} は、 N 値と F_c から補正 N 値 (N_a) を算出して利用するため、通常は SPT と粒度試験結果から得られる指標である。今回、4.3、4.4 で示したように CPT データから推定した N 値、 F_c が各実測値と比較的良好に一致したため、CPT データから推定した N 値を用いても D_{cy} を算出した。表 6 に示されるように、損傷限界の地震動では、CPT データから求めた D_{cy} が 10 mm に対して N 値と粒度試験結果から求めた D_{cy} が 0 mm と両者とも小さな数値となった。終局限界の地震動では、CPT データから求めた D_{cy} が 92 mm、 N 値と粒度試験結果で求めた D_{cy}

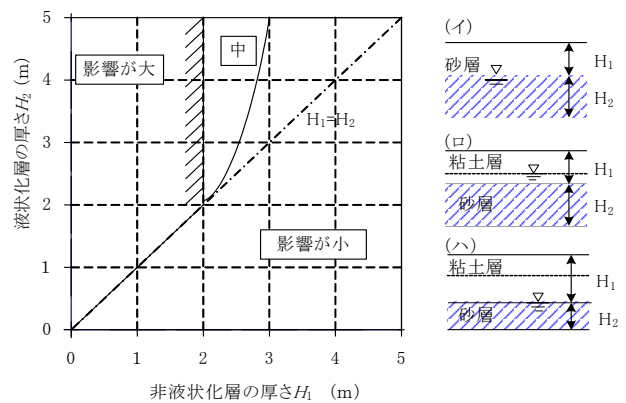


図21 液状化の影響が地表面に及ぶ程度の判定
(地表面水平加速度値 200 cm/s²に相当) (文献1)

表 6 地盤調査法の違いによる液状化に対する危険度評価手法の比較

指針・基準		液状化地域ゾーニング マニュアル		建築基礎構造設計指針 ²⁰⁾		小規模建築物基礎設計指針 ¹⁾	
判断指標		P_L 値		D_{cy} (mm)		微地形からの 概略判定	H_1/H_2 法
地盤調査法		SPT+粒度試験	CPT	SPT+粒度試験	CPT	事前調査	SWS**
損傷限界検討	数値	0.0	1.2	0	10	盛土地 砂丘間低地	H_1 :3.3m H_2 :1.7m
M :6.8 α_{max} :200cm/s ²	被害程度*	小 3段階中の 第1段階	小 3段階中の 第1段階	なし 6段階中の 第1段階	軽微 6段階中の 第2段階	大 (3/3)	小 (1/3)
終局限界	数値	10.0	13.2	80	92		
M :6.8 α_{max} :350cm/s ²	被害程度*	大 3段階中の 第2段階	大 3段階中の 第2段階	小 6段階中の 第3段階	小 6段階中の 第3段階		

備考：*各指標の液状化による危険度区分は、以下に示すとおり。

P_L 値：3段階 (小, 大, 甚大), D_{cy} ：6段階 (なし, 軽微, 小, 中, 大, 甚大), H_1/H_2 法：3段階 (小, 中, 大)

またその被害程度を各指標で比較するため、各被害段階数のうち第何段階目に該当するかを示した。

**SWS 結果の他、土質と地下水位については、粒度試験結果とボーリング調査結果を利用した。

は 80 mm であり、ほぼ類似した数値となった。また P_L 値についても、両手法でほぼ類似した数値となった。

表 6 に示すように、 D_{cy} の指標で 6 段階、 P_L 値と H_1/H_2 法の指標で 3 段階の区分で建物への被害程度が評価される。この被害程度は、各指標で言い回しが異なるので直接比較することができない。そこで表 6 中には 3 指標を比較するため、各被害段階数のうち、第何段階目に収まるかも示した。これより損傷限界の地震動では、3 指標とも建物に及ぼす被害程度が“なし”、“軽微”、“小”と被害程度が少ないことを示している（ただし微地形からの概略判定を除く）。一方、終局限界の地震動では P_L 値で“大（3 段階中の第 2 段階）”、 D_{cy} 値で“小（6 段階中の第 3 段階）”と異なる表現であるが、両指標とも各段階区分の中規模の被害に相当しており、明らかに異なる予測結果とは言えない。

本宅地には、2004 年新潟県中越地震において、 $\alpha_{\max} = 145 \text{ cm/s}^2$ （柏崎 K-net）が観測されており、損傷限界程度の地震動が発生した。そのときは建物への被害は見られておらず、今回の予測結果（表 6）でも被害程度が少ないことを示した。一方、2007 年新潟県中越沖地震において、 $\alpha_{\max} = 400 \text{ cm/s}^2$ の終局限界程度の地震動により、建物には約 50 mm の軽微な不同沈下が生じた。今回の予測結果（表 6）では、中規模被害があることを示した。

5. まとめ

本研究では、複数の宅地で CPT、SWS、ボーリング調査（SPT、土質試験）を実施し、CPT データから得られる宅盤の評価手法の適用性について考察した。宅盤の評価には、土質特性（ I_c 、 F_c ）、強度（ N 値、 q_u ）、圧密降伏応力（ p_c ）、液状化判定（ F_L 値）と液状化が建物に及ぼす被害程度（ D_{cy} 、 P_L 値）で比較検討した。なお宅盤調査では、経済的理由からボーリングを併用しないで CPT を行うことが一般的であるため、CPT データのみで各種地盤定数を推定した。本研究で得られた主な知見は以下の通りである。

- 1) CPT データから推定した各種地盤定数（ q_u 、 N 値、 p_c ）は、SWS から推定される地盤定数と比較すると、それぞれ SPT や室内試験で実測された数値と良好に一致した。特に CPT は、SPT や SWS 結果で自沈するような軟弱層に対して、精度の高い調査結果が得られる。
- 2) CPT データで求めた土質分類指数 I_c から推定される土質判定結果とボーリング柱状図で示される土質区分とを比較したところ、砂、シルト質砂、粘性土といった分類で十分な一致が見られた。ただし、粘性土中の小分類（砂質シルト、シルト、粘土など）では I_c の値の差が小さく、土質判別は難しい。
- 3) 限られた調査箇所（2 箇所）ではあるが、CPT データから推定した F_L 値の深度分布は、SPT+粒度試験結果から得られる分布とほぼ同様であった。また液状化が建物に及ぼす被害程度を表す指標（ P_L 値、 D_{cy} ）の算定にも CPT データの適用が可能であることが示された。

現状では、各種基礎設計の基準や指針類で N 値を用いた設計手法が多く用いられているため、CPT データから N 値を推定して利用せざるをえない場合が多い。今後は、CPT データと各種地盤定数の実測データを蓄積し、CPT データを直接、基礎設計に利用できる環境を整えたいと考えている。

謝辞

本論文をまとめるにあたって、Soil-i 技術研究会の会員の皆様、ならびに貫入装置開発、地盤調査設計に携わった多くの関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会編：小規模建築物基礎設計指針，2008。
- 2) 笹尾光，西謙治，鈴木康嗣，武居幸次郎：Geo-Explorer（地盤調査車），建設機械，Vol. 32，No. 4，pp. 32-35，1996。
- 3) 片山辰雄，田中尚人：CPT(コーン貫入試験)手法による土壌汚染調査手法の開発，土木学会誌，Vol. 88，No. 9，pp. 50~52，2003。
- 4) 竹林昌哉，深沢健，中村明教，田中洋輔：小型電気式静的コーン貫入試験機を用いた地盤調査結果の評価，第40回地盤工学研究発表講演集，pp. 151-152，2005。
- 5) 深沢健：粘性土地盤におけるコーン貫入試験の適用性に関する実証的研究，東京工業大学学位論文，2004。
- 6) 利藤房男，伊藤義行，人見孝，松尾秀幸：動的静的コーンの開発，第40回地盤工学研究発表講演集，pp. 47-48，2005。
- 7) Lunne, T., Robertson, P. K. and Powell, J.J.M.: Cone penetration testing in geotechnical practice, Spon Press, 1997。
- 8) Lunne, T., Eidsmoen, T., Gillespie, D. and Howland, J.D.: Laboratory and field evaluation of cone penetrometers, Proc. of the ASCE Specialty Conference, In-situ'86, Use of In Situ tests in Geotechnical Engineering, pp. 714-729, 1986。
- 9) Post, M. L. and Nebbeling, H.: Uncertainties in cone penetration testing, Proc. of International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, 2, pp. 73-78, 1995。
- 10) 三村衛，吉村貢：多機能型 RI 密度コーン貫入試験機の開発と測定精度向上に関する研究，土木学会論文報告集 C，Vol. 63，No. 2，pp. 649-661，2007。
- 11) Phoon, K. K. and Kulawy, F. H.: Characterization of geotechnical variability, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, pp. 612-624, 1999。
- 12) 山根信幸，深沢健，土田孝，田端竹千穂：擬似過圧密海成粘性土の強度のばらつきに関する研究，地盤工学ジャーナル，Vol. 2，No. 3，pp. 168-191，2007。
- 13) Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D. and Grieg, J.: Use of piezometer cone data, Proceedings of the ASCE Specialty Conference, In-situ'86, Use of In Situ tests in Geotechnical Engineering, pp. 1263-1280, 1986。
- 14) Robertson, P. K.: Soil classification using the cone penetration test Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 1, pp. 151-158, 1990。
- 15) Jefferies, M. G. and Davies, M. P.: Use of CPTu to estimate equivalent SPT N_{60} , ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 16, No. 4, pp. 458-467, 1993。
- 16) Tsuchiya, H., Muromachi, T., Sakai, Y. and Iwasaki, K.: A soil classification method using all three components of CPTU data, Proc. of Penetration Testing ISOPT-1, pp. 1021-1026, 1988。
- 17) 實松俊明，鈴木康嗣：コーン貫入試験結果と地盤物性との関係（その1 土質判別と標準貫入試験の N 値の評価），第40回地盤工学研究発表講演集，pp. 59-60，2005。
- 18) 田中洋行，榊原基生，後藤健二，鈴木耕二，深沢健：我が国の正規圧密された海成粘性土のコーン貫入試験から得られる特性，港湾技術研究所報告，Vol. 31，No. 4，pp. 61-92，1992。

- 19) 若命善雄, 妹尾博明: 戸建住宅の基礎地盤の支持力と沈下判定法の提案, 基礎工, Vol. 25, No. 11, pp. 56-60, 1997.
 - 20) 日本建築学会編: 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, pp. 61-72, 1988.
 - 21) 浅田秋江: 住宅の液状化被害の簡易予測法とその防止法, 1983年日本海中部地震15周年記念誌.
 - 22) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進: 地震時地盤液状化の程度と予測について, 土と基礎, No.1164, pp. 23-29, 1980.
- (2008. 9. 3 受付)

Research on applicability of electric cone penetration test in geotechnical investigations for private housing

Toru TAKATA¹, Hirakazu SEKI², Tatsunori MATSUMOTO²,
Mamoru FUJII³, Katsuya MATSUSHITA⁴ and Takashi SATO⁵

1 Soil Design

2 School of Environmental Design, College of Science and Technology, Kanazawa University

3 Department of Architecture and Building Engineering, Tokai University

4 Misawa Homes Institute of Research and Development

5 Technology Research Center, Sumitomo Forestry

Abstract

Applicability of the Piezocone penetration test (CPTU) for estimating various soil parameters such as SPT-*N* value, unconfined compression strength, pre-consolidation pressure, soil classification, liquefaction criteria and so on is examined through comparison of CPT data with results of SPT, Swedish Weight Sounding (SWS), soil tests such as oedometer tests, unconfined compression tests and sieving tests. It was shown that various soil parameters estimated from CPTU conformed well to the measured results, compared with the performance of SWS.

Key words: cone penetration test, geotechnical investigation, Swedish Weight Sounding, consolidation, liquefaction