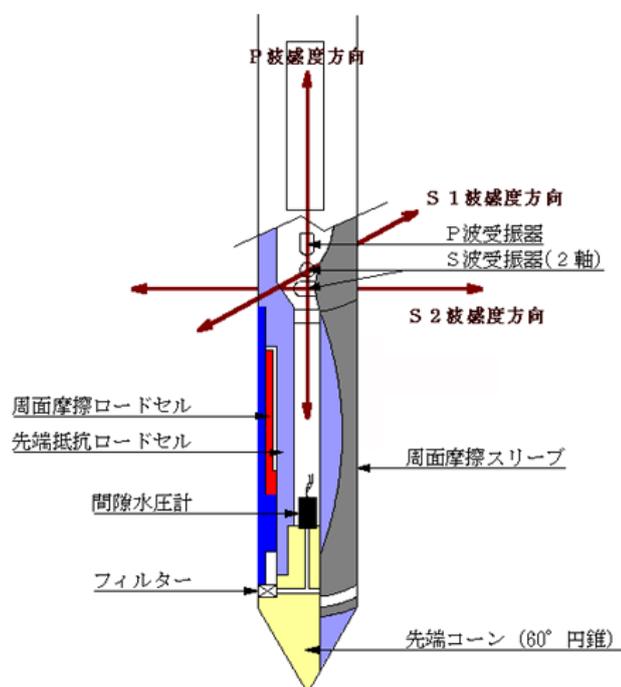


電気式三成分コーン貫入試験

コーン貫入試験 Cone Penetration Test



多成分コーンプローブ



株式会社 地盤総合研究所

〒196-0025

東京都昭島市朝日町2丁目3番35号

TEL: 090-3815-2434

ボーリング調査は日進 15~20m が限度ですが、CPT は 26~60m の調査が可能です。
ただし、砂礫層や N>50 の層への貫入はできません。

- ※ 砂礫層や N>50 の中間層でコーン貫入が不能になった場合、CPT6625、CPT6610DT は、一端コーンを引き上げてから泥水掘りに切替え、砂礫層等を掘削した後、再度 CPT を実施したり、標準貫入試験を行ったりすることが可能です。
- ※ 多成分コーンは 3 成分コーンにサイスミックコーンを付加したコーンで、P 波、S 波の測定が可能です。

CPT 圧入機の種類



CPT 圧入機の種類

呼 称		CPT Truck	CPT6625	CPT6610DT	CPT54LT
機械製造メーカー		Geo Mil (オランダ)	Geoprobe Systems (米国)	Geoprobe Systems (米国)	Geoprobe Systems (米国)
規格・寸法	最大貫入力	200kN	202kN	160kN	80kN
	自重	20.0t	4.0t	2.2t	1.1t
	幅×長さ	2.490×8.220m	1.524×3.226m	1.219×2.388m	876×2.210
実績	最大経験深度	60m	50m	36m	20m
	最大貫入N値(qc)	50 (47MPa)	50 (47MPa)	48 (40MPa)	20 (12MP)
	最小作業スペース	3.5m×9.0m	2.5m×5.0m	2.5m×4.5m	2.0m×3.5m
適応条件	砂層での対応N値	N値≤50	N値<50	N<40	N値<15
	N値・中間層打抜き	不可	ロータリボーリングに切り替へ可	ロータリボーリングに切り替へ可	不可
	運搬手段	自走	6t セルフ+2t クレーン付トラック	4t クレーン付トラック	2t クレーン付トラック
	反力用アンカー	アンカー不要。	φ16in スクリューアンカー 2本を同時施工 施工深度は MaxGL-18m	土質によりスクリューアンカーまたは、リポートアンカーを選択。	スクリューアンカーは 2~3本を施工、施工深度は MaxGL-6m 程度
日進	CPT 日進	60.1m/日	32.0m/日	26.7m/日	31.0m/日
	MCPT 日進	35.5m/日	23.4m/日	20.4m/日	22.9m/日
Js 保有台数		1台	1台	4台	1台

最新の電子技術を組み込んだCPTコーンは、詳細な地盤情報を連続的に、かつリアルタイムに把握できます。

Fig 1 CPT データ出力例(緑枠がセンサーデータです)

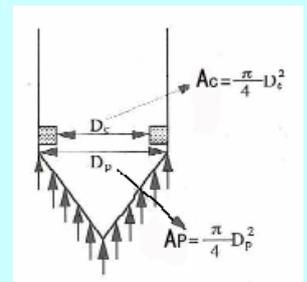
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱	⑲
深度	周面抵抗	先端抵抗	補正先端抵抗	間隙水圧	角度	角度	温度	静水圧	総土被り圧	有効土被り圧	基準化周面摩擦比	基準化先端抵抗	土質性状タイプ	換算N値	細粒分含有率	非排水せん断力	内部摩擦角(建築)	
Z	fs	qc	qt	u	X	Y	℃	u ₀	σ _{vo}	σ' _{vo}	Fr	Qt	I _c	N ₆₀	F _c	S _u	N ₁	φ'
(m)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(kPa)	(deg)	(deg)	(℃)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(%)		Jefferies&Davies		%	(kPa)		(deg)
35.03	31.90	1.65	2.29	1300.31	3.91	-3.39	13.48	321.95	584.00	262.04	1.88	6.49	3	6	35	70.8	3.51	~
35.05	86.12	2.24	2.44	416.31	4.35	-3.50	15.85	322.15	584.33	262.18	4.63	7.09	3	9	42	110.3	5.40	~
35.06	83.67	2.31	2.65	705.48	4.11	-3.38	15.85	322.25	584.50	262.25	4.04	7.89	3	9	39	114.8	5.28	~
35.08	78.97	2.12	2.58	948.96	4.18	-3.38	13.48	322.44	584.83	262.39	3.95	7.61	3	8	39	102.0	4.87	~
35.09	72.63	2.14	2.65	1023.23	3.90	-3.26	14.96	322.54	585.00	262.46	3.52	7.85	3	8	38	103.8	4.80	~
35.11	66.91	2.10	2.73	1285.20	4.25	-3.45	11.40	322.74	585.33	262.59	3.11	8.18	3	7	36	101.1	4.57	~
35.12	73.04	2.18	2.75	1145.92	4.15	-3.37	14.22	322.83	585.50	262.66	3.38	8.23	3	8	37	106.5	4.80	~
35.13	69.98	2.21	2.83	1254.19	4.50	-3.24	14.22	322.93	585.66	262.73	3.12	8.54	3	8	36	108.4	4.76	~
35.15	62.01	2.13	2.79	1350.22	4.19	-3.51	14.51	323.13	586.00	262.87	2.81	8.40	3	7	35	102.9	4.52	~
35.17	54.86	2.09	2.81	1461.21	4.07	-3.38	13.48	323.33	586.33	263.00	2.47	8.44	3	7	34	100.1	4.34	~

Fig1はCPTデータの出力例です。緑枠がセンサーデータで、他は計算結果です。

CPTセンサーの規格 (Fig 2)

センサーの各部性能は国際的な基準(ISO,ASTM)に基づいたものです。

- ・コーン貫入速度→2cm/s
- ・深度(Z)→1~2cm 間隔で読取り
- ・周面抵抗(fs)→摩擦スリーブ(φ36.6mm, l=138mm)
- ・先端抵抗(qc)→断面積 10cm²、 qc 規格 50MPa
- ・間隙水圧計(u)→セラミック、充填剤シリコンオイル
- ・その他→コーン角度(X、Y)、温度℃



補正先端抵抗(qt)

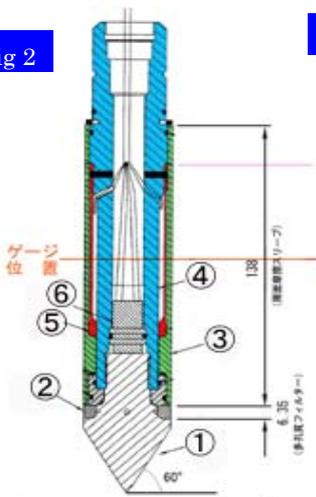
補正先端抵抗(qt)とは、コーン貫入時にコーン先端に働く力をコーン断面積で除した値 (qc) に間隙水圧(u)を加えた値です。

$$qt = qc + \{1 - Ac / Ap\} \times u$$

リアルタイムなデータ作図

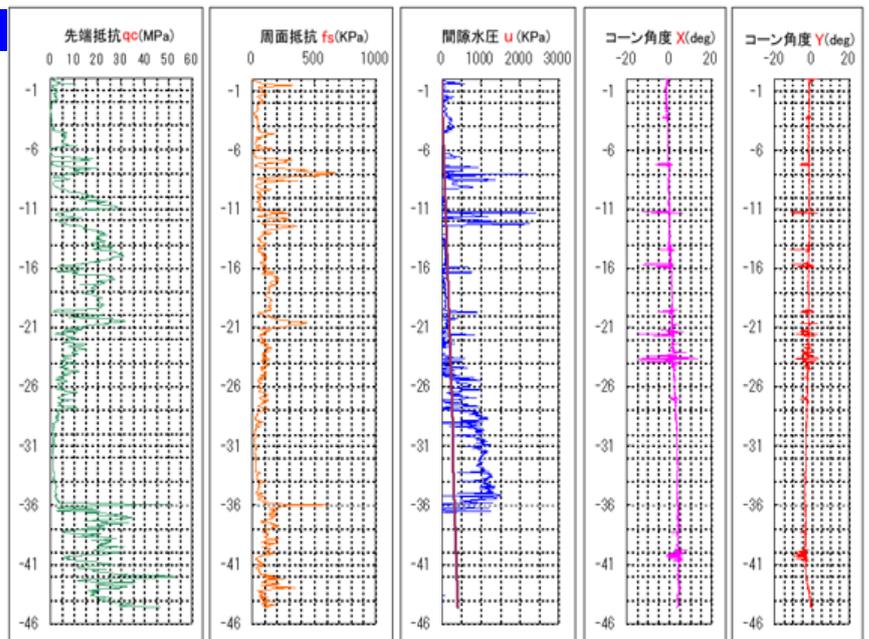
Fig3は調査中に表示される CPT データです。これにより緻密な品質管理を行いながら調査を進めます。

Fig 2



- ① 60° 円錐形先端チップ
- ② 6μm多孔質ホリエレンフィルター
- ③ 周面摩擦スリーブ
- ④ φ3.66mmφ-トセル(先端抵抗)
- ⑤ φ3.66mmφ-トセル(摩擦抵抗)
- ⑥ 間隙水圧計

Fig 3



コーン先端抵抗(q_c)とコーン周面摩擦(f_s)の関係から人為的誤差のない土質分類と、換算 N 値を求めることができます。

土質分類

ロバートソン(1990)は q_t と f_s を用いた土質性状分類を提案した。すなわち q_t と f_s は有効土被り圧に応じて増大するもので、その影響を取り除くために、

縦軸：正規化先端抵抗 $Q_t = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma_{vo}'$

横軸：正規化摩擦抵抗比 $Fr = f_s / (q_t - \sigma_{vo}) \times 100$

(ただし σ_{vo} : 総土被り圧, σ_{vo}' : 有効土被り圧)

として、Fig4 の弧状の境界(土質性状指数 I_c と定義) で区切られた 2~7 の土質分類に加えて、1. 鋭敏な粘性土、8. 固結した砂、9. 固結粘性土の計 9 つの領域に区分し、CPT 土質分類チャート(SBT)と名付けた。

このチャートの特質として次のことが言える。

- ① 正規圧密領域はチャートの左上から右下に分布する。
- ② 粘土の領域 (3, 4) では、正規圧密領域を挟んで左側では鋭敏性が増加する。右側では過圧密比(OCR)と固結度(Cemented)が増加する。
- ③ シルト及び砂 (5, 6, 7) では、正規圧密領域を挟んで左側では Q_t が大きくなると土の粒径や摩擦角 ϕ' が増加する。

Fig5 はロバートソンによる土質性状タイプ(SBT)をボーリング柱状図と比較しやすくするために定めた色調であるが、それ以外にも、我が国の特殊土や、CPT では貫入不能な砂礫層なども加えた。

ロバートソンによる土質性状分類図

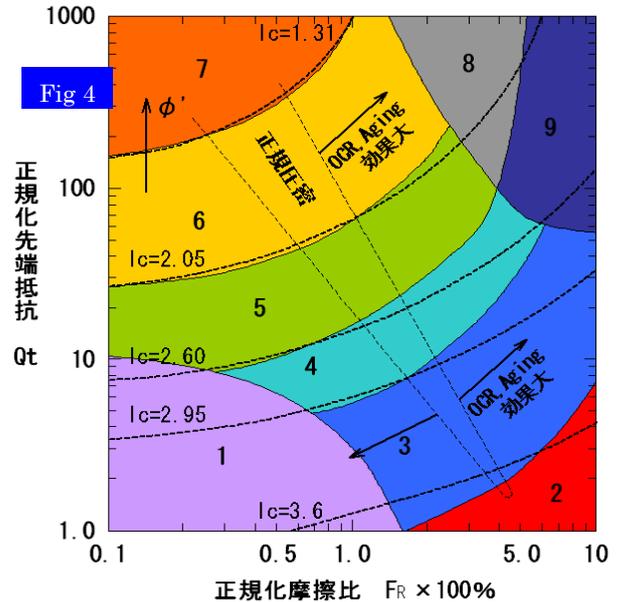


Fig 4

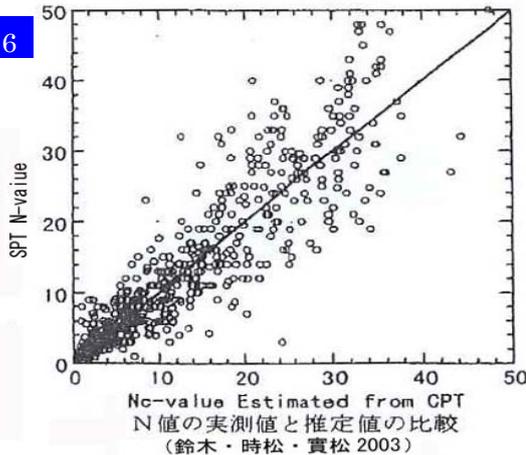
Fig5 CPT柱状図の色調と土質名

色調	SBT	ロバートソンの土質分類名	土質性状指数 I_c
紫	1	鋭敏粘土	適用せず
赤	2	有機質土, ヒート(泥炭)	>3.6
青	3	粘土, シルト質粘土	2.95~3.60
緑	4	粘土質シルト, シルトの多い土	2.60~2.95
黄	5	シルト, 砂分の多い土	2.05~2.60
橙	6	シルト質砂, きれいな砂	1.31~2.05
赤	7	砂, 礫混り砂	<1.31
灰	8	固結した砂, 粘土質砂	適用せず
紫	9	非常に硬く固結した粘土	適用せず

上記ロバートソンの土質分類以外の土質名

特殊土	ローム, シラス, マサ土等の特殊土
砂 礫	砂礫, 玉石混り砂礫, 粘土混り砂礫等

Fig 6



換算 N 値

Jefferies と Davies(1993)は、Fig4 の土質性状分類で用いた I_c , Q_t , Fr の相関関係を下式で表した。

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log Fr + 1.22)^2} \quad \text{-----①}$$

ここで I_c は円の方程式であり Fig6 の点線で示した曲線であるが、ロバートソンの I_c (実線)とはすこしずれている。次いで、この q_t と I_c を用いて換算 N 値 (N_{60}) を求める式を提案した。

$$\frac{(q_c / Pa)}{N_{60}} = 8.5 \left(1 - \frac{I_c}{4.6} \right) \Rightarrow N_{60} = (q_c / pa) / \{8.5 \times (1 - I_c / 4.6)\} \quad \text{-----②}$$

q_t : 補正先端抵抗 Pa : 大気圧 (=100kPa)

N_{60} (換算 N 値)とは、標準貫入試験(SPT)ではモンケンの自由落下エネルギーが先端のサンプラーに伝達されるのは 40~80%、平均 60%というのが通説になっていることによる。

また時松・鈴木・實松(2003)は CPT から換算した N_c ($\approx N_{60}$) と I_c の関係を③式で提案し、実測 N 値と換算値 N_c を比較して Fig6 のように示し、両者は良い関係を表しているとした。

$$N_c = 0.341 I_c^{1.94} (q_t - 0.2)^{(1.34 - 0.0927 I_c)} \quad \text{-----③}$$

また時松らは、「③式と後述する⑧式の関係を用いれば、これまでに蓄積された N 値をベースとした設計定数との相関関係がそのまま使えることになり設計上非常に有用である」としている。

先端抵抗 q_c から粘性土の粘着力(C_u)と、砂質土のせん断抵抗角 ϕ' が求められるので、地盤や杭の支持力の検討が可能です。

粘性土の粘着力 C_u を求める

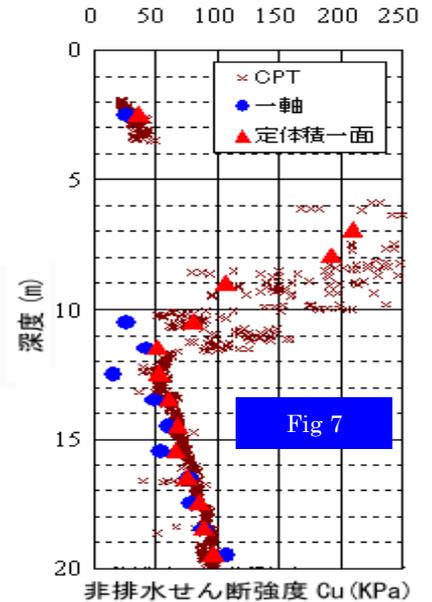
粘性土の粘着力 C_u は有効先端抵抗をコーン係数で除して求めます。

$$C_u = \frac{qt - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad \text{-----④}$$

C_u : 粘着力
 σ_{vo} : 総土被り圧
 N_{kt} : コーン係数

日本の海成粘性土のコーン係数は 8~16 に分布すると報告されており(地盤調査の方法と解説 H16 版、P305)、従って過去のデータがない場合はその平均 $N_{kt}=12$ を用いるのが妥当である。

Fig7 は末政直見他「コーン貫入一斉試験 2007」地盤工学会誌, Vol.57, No.619 に示された結果である。当地のシルト・粘土層は $N_{kt}=10$ が適しており、これにより粘着力を適切に推定できることが分かる。とはいえ、粘性土の C_u には強い地域特性があることが知られており、今後ベーン試験や一軸・三軸圧縮試験を用いたローカリゼーションが必要である。



砂質土の ϕ' を求める

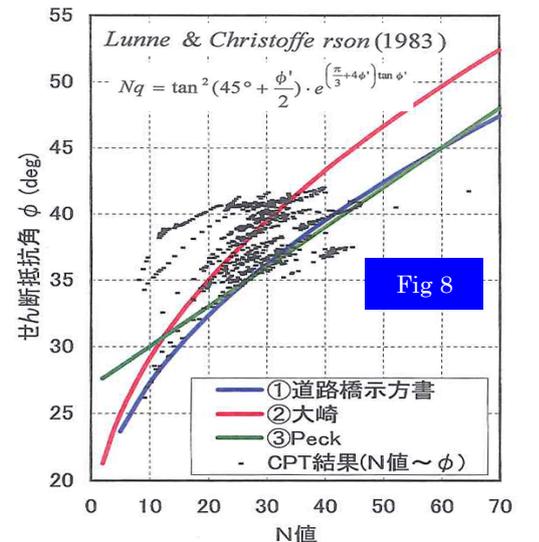
CPT から砂質土のせん断抵抗角 (ϕ') を求めるために、ヨーロッパや北米で多くの大型室内土槽実験が実施されてきた。ここでは実用性の高い Lunne らの推定式を示す。

Lunne & Christofferson(1983)

$$N_q = \frac{q_c}{\sigma'_{vo}} = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) \cdot e^{\frac{(\pi}{3} + 4\phi') \tan \phi'} \quad \text{-----⑤}$$

ただし、 N_q : 支持力度 = q_c / σ'_{vo}

Fig8 は縦軸を内部摩擦角 ϕ 、横軸を N 値として、CPT 実測データから②式により換算 N 値(N_{60})を、⑤式により ϕ (ただし全応力表記に直して算定)を求めてプロットしたものである。同図には国内でよく用いられている $N-\phi$ の相関式を図示したが、 ϕ は概ね大崎式と道路橋示方書式の間に分布していることが分かる。



細粒分含有率 F_c を求める

時松らは 2003 年、土質性状指数 I_c と細粒分含有率 F_c の関係を Fig9 の実線のように示した。

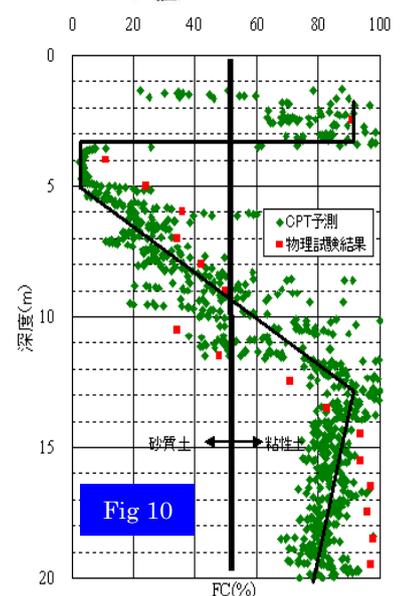
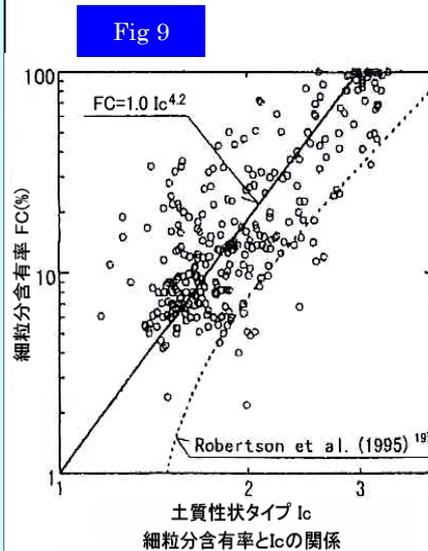
$$F_c = 1.0 \times (I_c)^{4.2} \quad \text{-----⑥}$$

同図で点線はハートツ等が 1995 年に提案した関係式である。

$$F_c = 1.75(I_c)^3 - 3.7 \quad \text{-----⑦}$$

Fig10 は Fig7 と同様に一斉試験の結果である。粒度試験結果の F_c を朱ドットで示したが、細粒分含有率 F_c を適正に評価している。従って⑥式を用いて

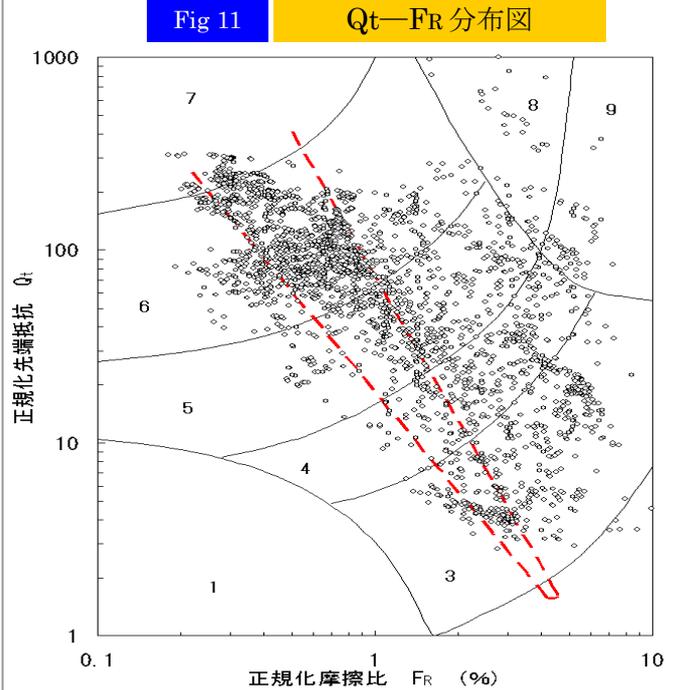
- ・細粒分含有率 $F_c \geq 50\%$ の場合
粘性土として取扱い、④式で求めた粘着力 C_u を用いて極限支持力を算定する。ただし $\phi=0$ とする。
- ・ $F_c < 50\%$ の場合 : ⑤式により求めた ϕ を使用して極限支持力を算定する。ただし $C_u=0$ とする。



CPT 柱状図（洪積層）の例

Fig11、Fig13 解説

1. Fig11 は 1~2cm 間隔で読み込まれた CPT データをすべて Q_t - F_R 分布図にプロットしたものである。大部分が正規圧密領域（朱点線に囲まれた内部）か、または右側の過圧密領域に分布しており、洪積世の土質であることが明瞭に分かる。
2. Fig13 はボーリング柱状図と CPT 柱状図の土層区分を対比した。非常に良く対応しており、また CPT 柱状図は数 cm 単位の薄層をもれなく拾い上げている。
3. N 値は標準貫入試験 N 値を 1m 毎に、②式による N_{60} 値と③式による N_c 値は 20cm 毎の平均値で併記した。②式、③式による換算 N 値は深度 GL-10~20m 部分を除けばほぼ一致しており、また SPT の N 値とも良く対応しているといえる。
4. 細粒分含有率欄での粘性土と砂質土の分布は CPT 柱状図での粘性土(3,4)と砂質土(5,6)の分布とよく一致している。
5. ④式(後出)から $N_{kt}=12$ として算定した粘着力は一軸圧縮試験から $q_u/2$ として求めた C_u とよく対応している。



CPT 柱状図（沖積層）の例

Fig12、Fig14 解説

1. Fig12 の Q_t - F_R 分布図を見ると、土質分類 4(粘土質シルト)と 1(鋭敏粘土)の粘性土が多く、土質性状は正規圧密領域(朱点線に囲まれた領域)の左側に位置していることから、圧密未了領域または鋭敏性の高い領域の粘性土であり沖積層の地層であることが明瞭である。
2. Fig14 のボーリング柱状図と CPT 柱状図の土質区分は良く対応している。
3. N 値の欄では②式による N_{60} と③式による N_c が概ね一致しており、また SPT の N 値との対応も 30~35m を除けば非常に良い。
4. 細粒分含有率欄での粘性土と砂質土の分布は CPT 柱状図での粘性土(3,4)と砂質土(5,6)の分布とよく一致している。
5. ④式からコーン係数 $N_{kt}=15$ として算定した粘着力 C_u と、一軸圧縮試験の $q_u/2$ とを比較すると、25m 付近までは概ね対応しているものの、それ以深では $q_u/2$ の値が約 50%ほど小さい。土質資料の品質も問題はあるだろうが、沖積層下部粘性土(有楽町層下部)のコーン係数に関して今後検証が必要である。

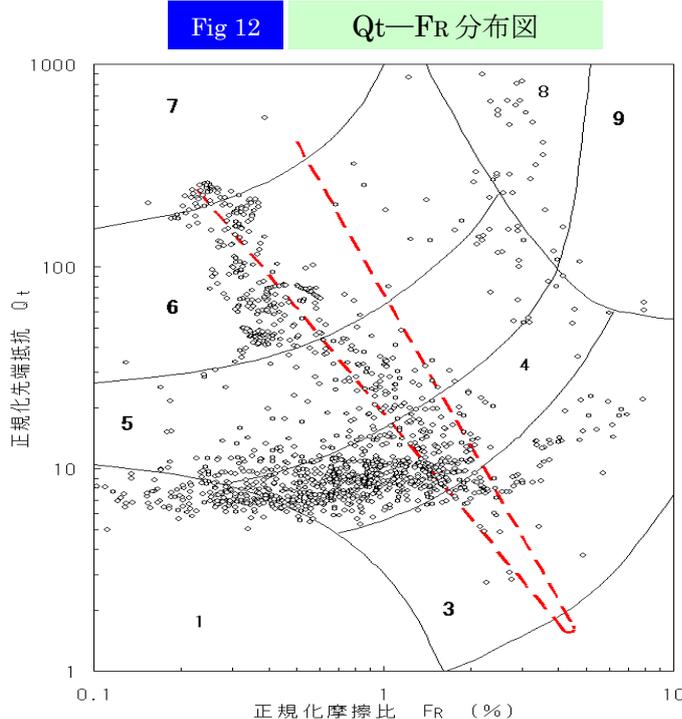
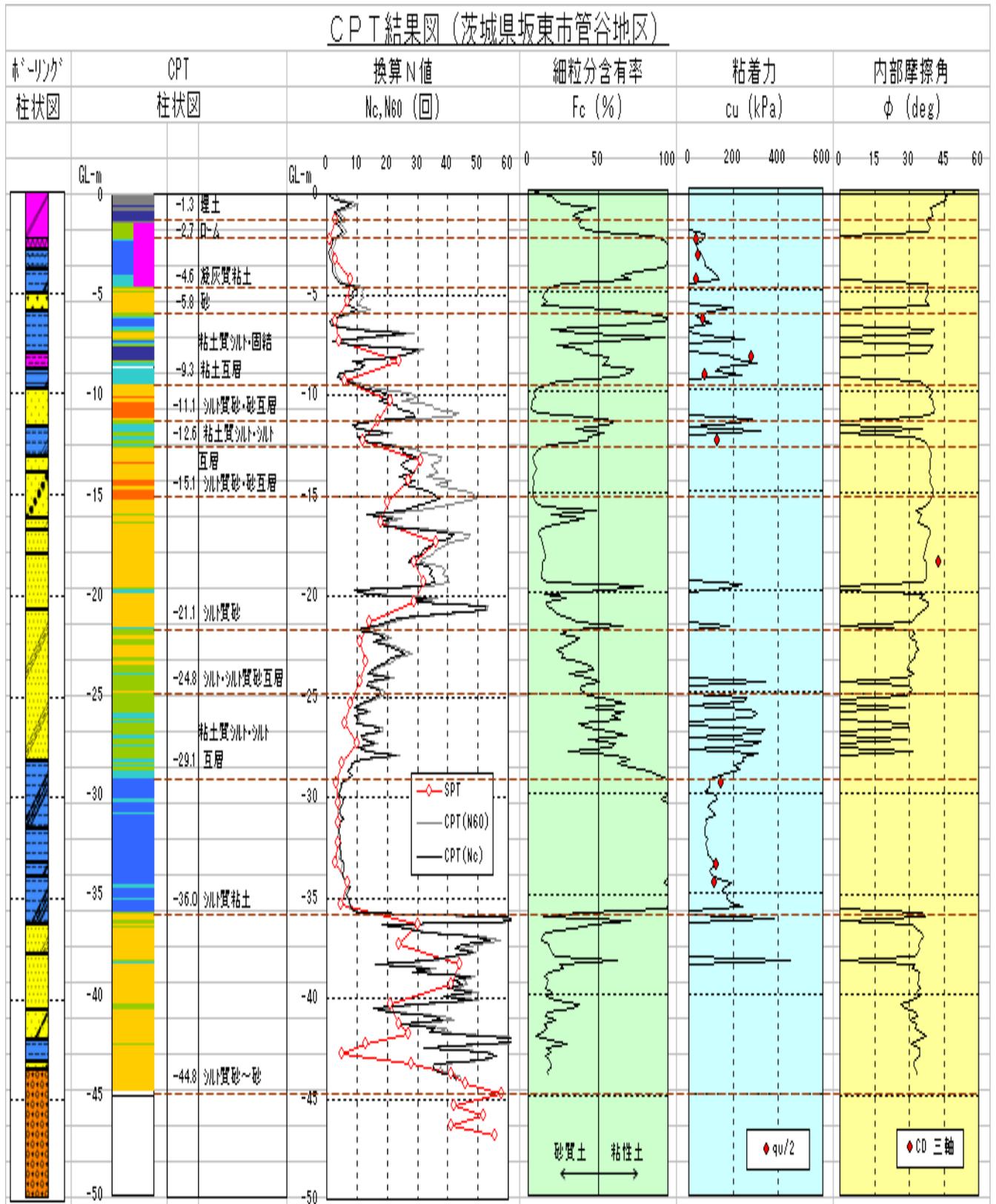


Fig 13

CPT 柱状図 (洪積層の例)

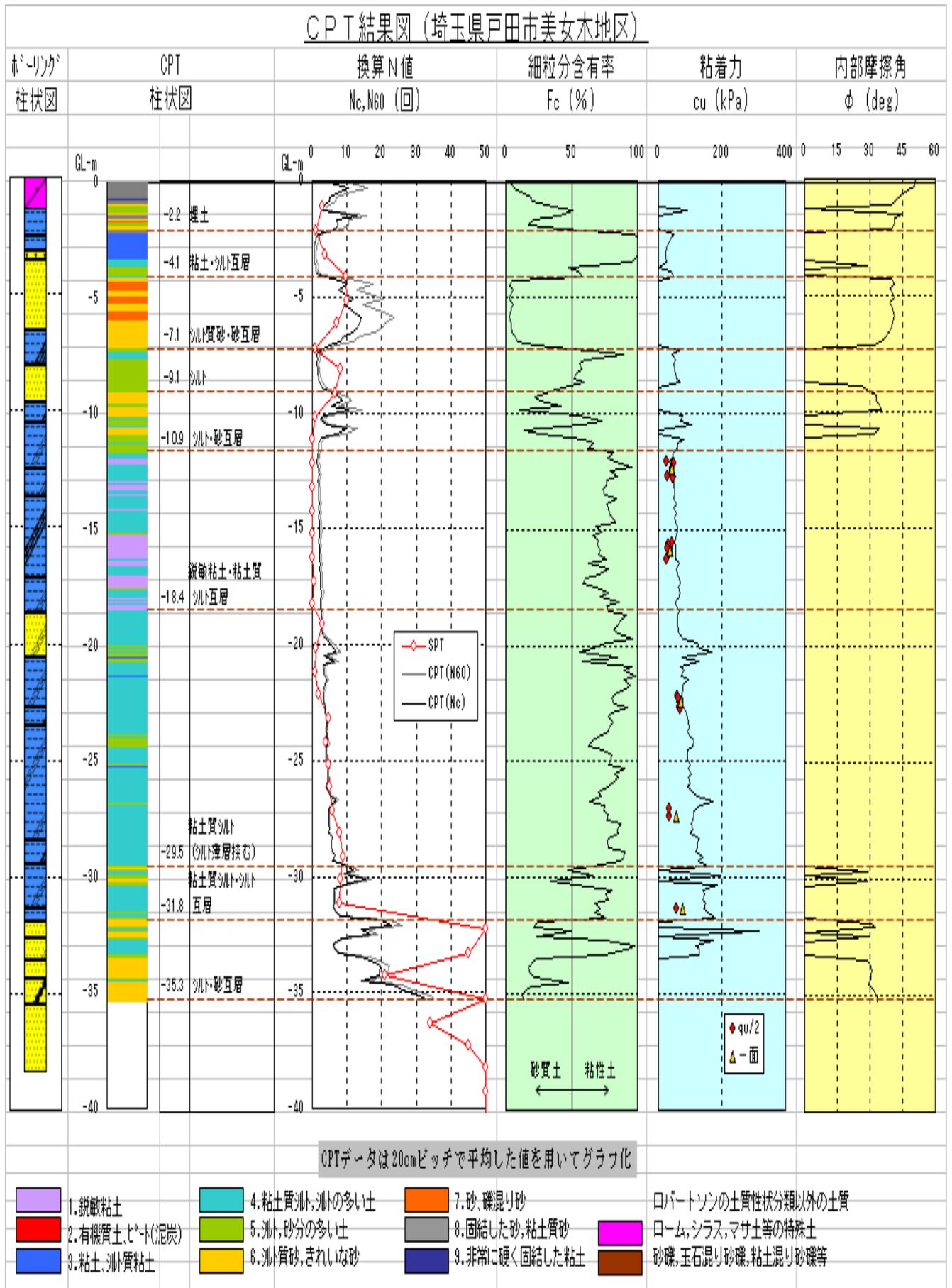


CPTデータは20cmピッチで平均した値を用いてグラフ化

- | | | | |
|-------------------|--------------------|----------------|---|
| 1. 鋭敏粘土 | 4. 粘土質シルト, シルトの多い土 | 7. 砂, 礫混り砂 | ロバートソンの土質性状分類以外の土質
ローム, シラス, マサ土等の特殊土
砂礫, 玉石混り砂礫, 粘土混り砂礫等 |
| 2. 有機質土, セメント(泥炭) | 5. シルト, 砂分の多い土 | 8. 固結した砂, 粘土質砂 | |
| 3. 粘土, シルト質粘土 | 6. シルト質砂, きれいな砂 | 9. 非常に硬く固結した粘土 | |

Fig14

CPT 柱状図 (沖積層の例)



消散試験から圧密係数(C_v)を求め、 q_c から体積圧縮係数 m_v を求めることで、粘性土層の圧密沈下や不同沈下の検討が可能です。

側方圧密係数 C_H の推定。

消散試験とは、Fig15, Fig16 のようにコーン貫入試験中に過剰間隙水圧が発生している粘土質地盤において CPT の貫入を一旦停止して、過剰間隙水圧が消散する時間を観測する試験である
側方圧密係数(C_H)は、Baligt、Levadoux の提唱した理論曲線を用いて、次式のように過剰間隙水圧が 50%に達したときの時間から推定することが出来る。

$$C_H = 8.64 \cdot 10^4 \frac{T_{50} R^2}{t_{50}} \text{ (cm}^2/\text{day)} \text{---⑧}$$

T_{50} : 過剰間隙水圧 50%消散時の理論時間ファクター(0.196)、 R : コーン半径 (cm)
 t_{50} : 過剰間隙水圧 50%消散時の経過時間

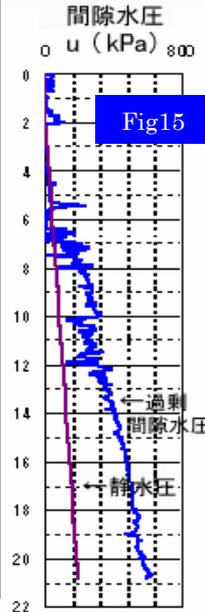
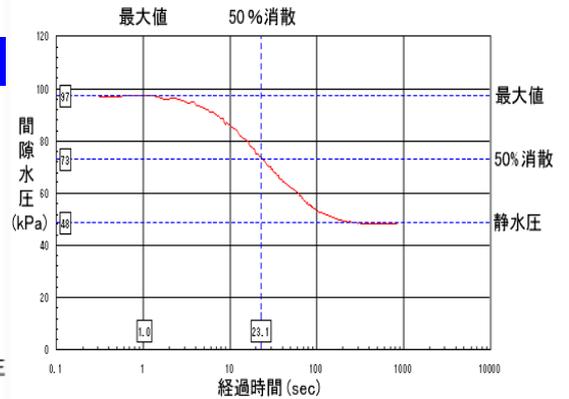


Fig16

消散試験結果



体積圧縮係数 m_v を求める

体積圧縮係数 m_v は下記の実験式を用いて CPT 結果から算出できる。

$$m_v = 1 / (\alpha_m \cdot q_c) \text{ (m}^2/\text{day)} \text{---⑨}$$

α_m は経験係数であり、Sanglerat(1972) は土質及び先端抵抗 q_c との関係から Fig17 を示し、Meigh(1987)は α_m は、2 ~ 8 の間にあることを示した。一方 Mayne は 2001 年に、ネットコーン抵抗値に基づいて一般的な値として 8 という数字を示した。以上の経緯から、 α_m の初期値としては、その地盤での実績や実験値がそれよりも大きな値を示している場合を除いては、 $\alpha_m = 4$ を用いることを Robertson 等は推奨している。

2. 側方透水係数 K_H を求める。

側方透水係数 K_H は下式で求められる。

$$K_H = \frac{1}{8.64 \cdot 10^6} \cdot \frac{C_H \gamma_w}{M} \text{---⑩}$$

γ_w = 水の単位体積重量 = 9.8 (kN/m³)
 M = 地盤拘束率 [= $\alpha_m \cdot q_c = 1 / m_v$]

Fig 17

経験係数 α_m

	先端抵抗	含水比	経験係数
可塑性の低い粘土	$q_c < 0.7$	—	$3 < \alpha_m < 8$
	$0.7 < q_c < 2$	—	$2 < \alpha_m < 5$
	$q_c > 2$	—	$1 < \alpha_m < 2.5$
可塑性の低いシルト	$q_c < 2$	—	$3 < \alpha_m < 6$
	$q_c > 2$	—	$1 < \alpha_m < 2$
可塑性の高いシルト、粘土	$q_c < 2$	—	$2 < \alpha_m < 6$
	$q_c > 2$	—	$1 < \alpha_m < 2$
有機質ローム	$q_c < 1.2$	—	$2 < \alpha_m < 8$
PEAT 有機質粘土	$q_c < 0.7$	$50 < w < 100$	$1.5 < \alpha_m < 4$
		$100 < w < 200$	$1 < \alpha_m < 1.5$
		$200 < w$	$0.4 < \alpha_m < 1$
石灰岩	$2 < q_c < 3$	—	$2 < \alpha_m < 4$
	$q_c < 3$	—	$1.5 < \alpha_m < 3$
砂	$q_c < 5$	—	$\alpha_m = 2$
	$q_c > 10$	—	$\alpha_m = 1.5$

圧密沈下量の検討

総沈下量の算定：体積圧縮係数 m_v を下式に代入して総圧密度を算定する。

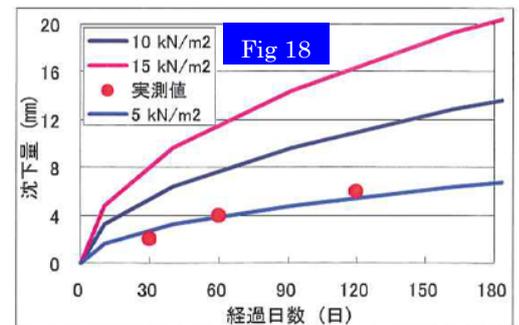
$$S = \sum m_{vi} \cdot \Delta \sigma_{iz} \cdot \Delta H_i \text{---⑪}$$

σ_i : 有効応力の増し分 (例 $\sigma_i = 5, 10, 15 \text{ kN/m}^2$ 等)、 ΔH_i : 圧密層厚 (m)

圧密沈下の経時変化: ⑪式により圧密度 U に至るまでの経過時間を算定する。

$$t = \frac{H^2 \cdot T_v}{c_v} \text{---⑫}$$

t = ある圧密度 U に至るまでに要する時間 (day)
 H = 圧密層の排水距離 (m), T_v = 理論時間ファクター
 C_v = 圧密係数 (m²/day)



沈下予測曲線および実測経時沈下量

大和真一ら「コーン貫入試験結果の解釈—土質分類及び圧密沈下量予測について」第 43 回地盤工学会研究発表講演集、C-03、No. 74、2008

qc と fs から液状化抵抗比 (τ / σ_{w0}') が求められるので、液状化の検討が可能です。

1. 液状化の対象とすべき地盤

液状化の判定を行う必要のある飽和土層は、地表面から 20m 程度以浅の沖積層で、考慮すべき土の種類は、細粒含有率 (Fc) が 35% 以下の土とする。ただし、埋地地盤では、粘土含有率が 10% 以下または塑性指数が 15% 以下の土については液状化を検討する。

2. 液状化の危険度予測

各深さにおける液状化発生に対する安全率 F_0 を次式により計算する。

$$F_0 = (\tau_0 / \sigma_{w0}') / (\tau_d / \sigma_{w0}') \quad \text{---(13)}$$

τ_0 / σ_{w0}' : 液状化抵抗比, τ_d / σ_{w0}' : 各深さに発生する繰返しせん断応力比, τ_0 : 地盤の液状化抵抗 (kPa)

τ_d : 繰返しせん断応力振幅 (kPa), σ_{w0}' : 有効土被り圧 (kPa)

ここで $F_0 \leq 1$ の時、液状化すると判定し、 $F_0 > 1$ の時は液状化発生の可能性はないものと判断する。

3. 繰返しせん断応力比の算定

- 地盤内の各深さで発生する繰返しせん断応力比 (τ_d / σ_{w0}') を⑭式で求める。

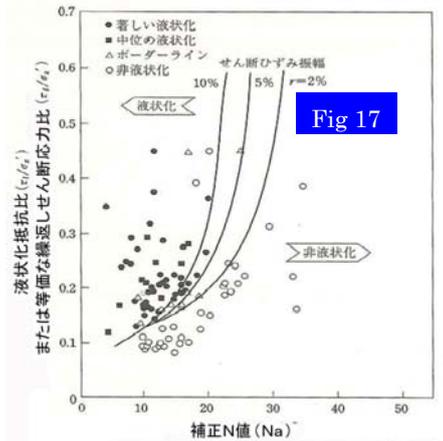
$$\frac{\tau_d}{\sigma_{w0}'} = 0.1(M-1) \frac{\alpha_{max}}{g_n} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} (1 - 0.015 \cdot z) \quad \text{---(14)}$$

M : 地震のマグニチュード, Z : 深さ (m)

α_{max} : 地表面における設計用最大加速度 (cm/s^2)

損傷限界検討用として $150 \sim 200 \text{ cm/s}^2$, 終局限界検討用として 350 cm/s^2

g_n : 標準重力加速度 (980 cm/s^2), σ_{v0}' : 有効土被り圧, σ_{v0} : 全応力度



補正N値と液状化抵抗、動的せん断ひずみの関係

4. N 値による液状化抵抗比の推定

液状化の判定は、Fig17, Fig18 を用い以下の手順により行う。

- 対応する深度の補正 N 値 (N_a) を求める。

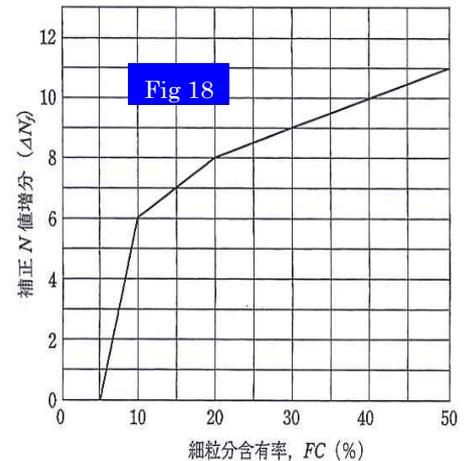
$$N_1 = CN / N, \quad CN = \sqrt{98} / \sigma_{w0}'$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_1 \quad \text{---(15)}$$

ここに N_1 は換算 N 値, CN は拘束圧に関する換算係数, ΔN_1 は細粒含有率 FC に応じた補正 N 値増分で Fig18 による。N はトンビ法または自動落下法による実測 N 値。

- Fig17 のせん断ひずみ曲線 5% を用いて、補正 N 値 (N_a) に対する地盤の液状化抵抗比 (τ_0 / σ_{w0}') を求める。

- ⑬式に (τ_d / σ_{w0}')、(τ_0 / σ_{w0}') を代入し F_0 を算定する。



5. CPT による液状化抵抗比の推定法

建築基礎構造設計基準では、細粒含有率が比較的高く、N 値の信頼性が低いと考えられる土に対してはコーン貫入試験を用いて液状化抵抗を求めることが望ましいとしている。

- 地盤の液状化抵抗比 (τ_0 / σ_{w0}') を Fig19 によって求める。

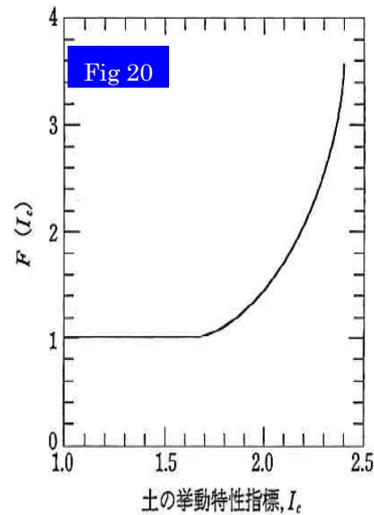
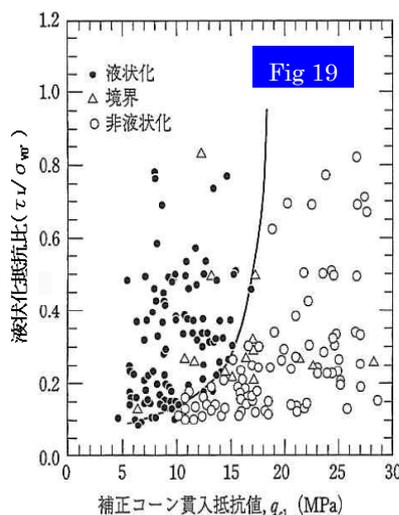
ただし、図の横軸の補正コーン貫入抵抗値 (q_{c1}) は⑯式によって求める。

$$q_{c1} = F(I_c) \cdot q_c \cdot CN \quad \text{---(16)}$$

$F(I_c)$: Fig20 から求められる粒度(土の挙動特)に関する補正係数。

I_c : ①式による土質性状指数, CN : 拘束圧に関する換算係数

$$CN = \sqrt{98} / \sigma_{w0}'$$



コーン貫入抵抗値と液状化抵抗の関係 細粒含有率とコーン貫入抵抗値補正係数

サイスミックコーンを使用して S 波、P 波速度を測定すれば、地盤のポアソン比(ν)、せん断弾性係数 (G)、ヤング率(E)等が求められます。

サイスミックコーンとPS 検層

図21はサイスミックコーン貫入試験とPS 検層の模式図である。PS 検層にはダウンホール方式と孔内起振受信方式の2方式があり、いずれも地盤工学会基準 (JGS1122-2003) に定められている手法である。

サイスミックコーンは、3成分 (q_c , f_s , u) コールに加えて、弾性波速度センサー (P波、S波) を付加したコーンであり、地上で板叩きして起振する点でダウンホール方式のPS 検層と似ている。

PS 検層の課題

1. ボーリング孔が必要であり、孔壁の自立しない軟弱地盤や緩い砂層ではケーシングが必要となる。この場合、ケーシングを伝播する波動と地盤中を伝播する波動が識別できない場合がある。
2. 緩い砂層の場合、孔壁周辺に緩み領域あるいは口径の拡大が生じることがあり、この影響が測定値に反映される可能性がある。
3. ボーリング孔の掘削費用が勘算されるのでサイスミックコーンとのコスト差は大きい。

サイスミックコーンの課題

1. 前項の1,2,3.の問題点がなくなる。
2. コーンを地中に押込むことのできる地盤にしか適用できない。

Fig22 は、G L-26m までサイスミックコーン貫入試験を実施した例である。

④は土質性状分類による柱状図(②参照)、⑤はS波の波形(2色は、厚板を左右両端から板叩きした結果)③は自走曲線、④は区間速度である。

P波、S波の速度が求められると、次式により地盤のポアソン比 ν 、せん断弾性係数G、変形係数Eなどの土の動的特性を求めることが出来、地震動予測や耐震設計などの震災防災のための地盤調査の一環として利用できる。

$$\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2((V_p/V_s)^2 - 1)}$$

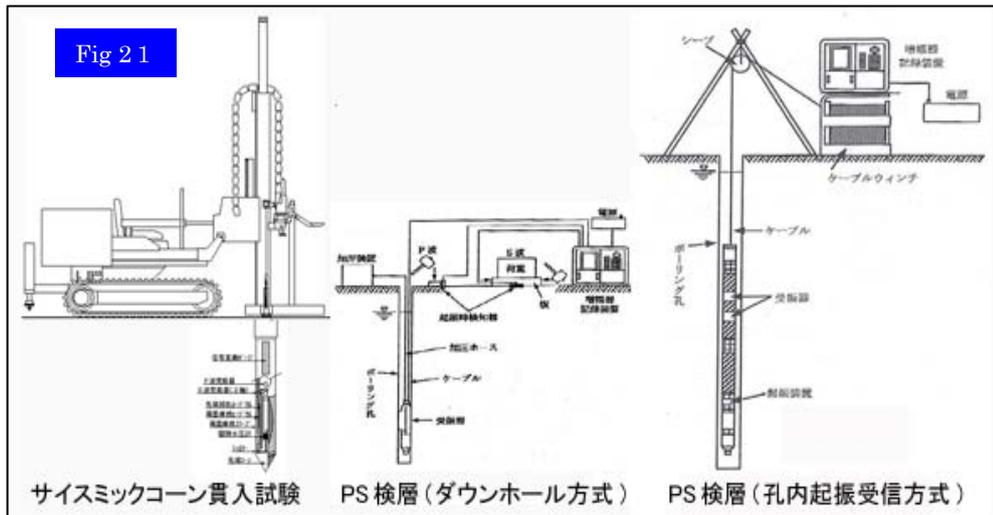
$$G = \rho V_s^2$$

$$E = 2(1 + \nu)G$$

ここに、 V_p : P波速度 (m/s)

V_s : S波速度 (m/s)

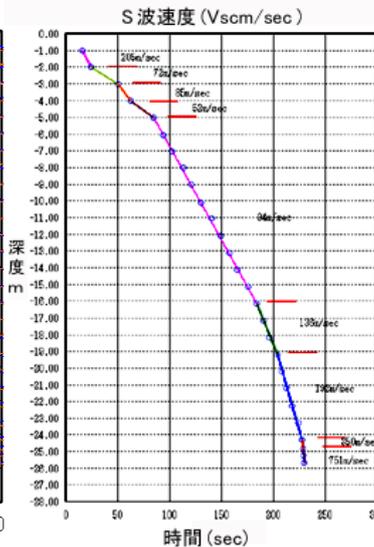
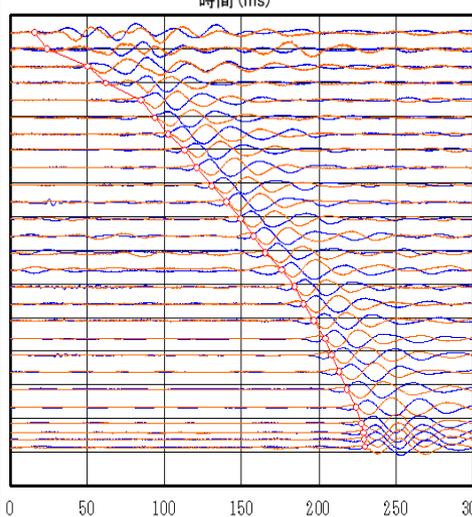
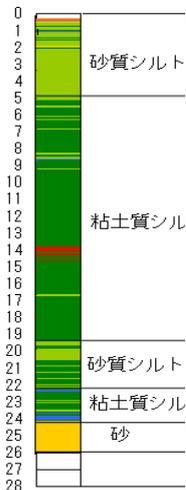
ρ : 密度 (kg/m³)



土質性状分類

Fig 22

S波測定波形



S波速度 Vs(m/sec)

