

砂質地盤の液状化と静的コーン貫入抵抗

柴 田 徹

EVALUATION OF SOIL LIQUEFACTION BY CONE PENETRATION TEST

By Toru SHIBATA

Synopsis

A review of field performance of sandy soil deposits during past earthquakes is conducted with emphasis being placed on Static Cone Penetration Test q_c -values and fines content. The field relationship between dynamic shear stress ratio and q_{cl} -values (q_c normalized for effective overburden pressure of 1.0 kgf/cm²) indicate that (1) sands containing more than 15% fines, or having smaller mean grain size than 0.25 mm, show much greater resistance to liquefaction than clean sands which have the same q_c -values, (2) extensive damage would not occur for clean sands with q_{cl} -values greater than about 150 kgf/cm². On the basis of these findings, an empirical relationship separating liquefiable and non-liquefiable conditions is presented in terms of dynamic shear stress ratio, q_{cl} -values, and fines content.

1. 概 説

地震時に飽和砂地盤が液状化する可能性の有無については、標準貫入試験 (SPT) の N 値に基づいて検討されるのが普通である。その場合、砂の粒度組成が液状化抵抗を左右するので、サンプリングした土の粒度試験などを併用する必要がある。一方静的コーン貫入試験 (CPT) は、それを原位で実施中に土の分類に関する情報が得られるなど、地盤調査法としていくつかの長所を有するにも拘らず、液状化の調査に関連して用いられたケースは極めて少ない。

本論文は、CPT の利点を活かして、液状化調査をする際の手掛りを得ることを目的としている。そのために、既往のデータをもとにして、液状化に対する CPT の限界抵抗値を求める。この限界抵抗値は、土の細粒分含有量または平均粒径の関数として表わされる。

CPT による液状化判定法の妥当性については、新潟 (1964)、日本海中部 (1983) および Tangshan (1976) 地震の各事例に基づいた検討がなされる。

2. 静的コーン貫入試験 (CPT)

現在、国際的に広く使用されている CPT は、Fig. 1 に示すように、Fugro type cone といわれるもので、先端抵抗 q_c と貫入時の周面摩擦を電氣的に計測する。また先端コーンに間隙水圧計を取り付けた piezo cone もある。CPT の特徴の一つは、計測した先端抵抗と周面摩擦より、概略ではあるが土の分類ができることである。すなわち Fig. 2 に示すように、摩擦

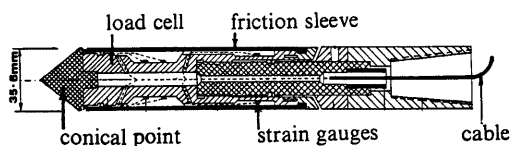


Fig. 1 Longitudinal section through Fugro electric friction cone

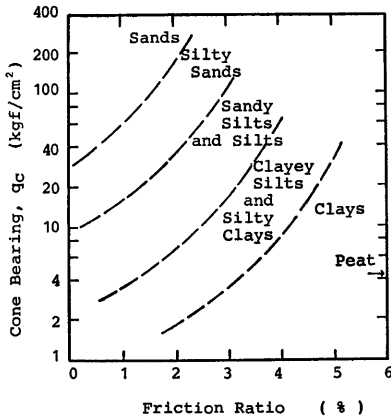


Fig. 2 Soil classification chart adapted from Douglas and Olsen

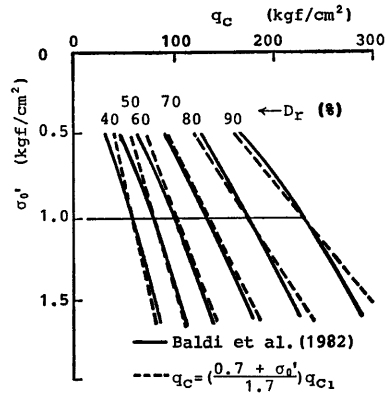


Fig. 3 Relationship between relative density, vertical effective stress, and cone resistance

比(周面摩擦と貫入抵抗 q_c の比)を横軸に, q_c を縦軸にとった図を利用すれば, プロット点の位置によって土の分類が可能になる¹⁾。地盤の液状化抵抗は細粒分の含有量によって影響されるので, CPT を実施中に土の分類に関する情報が得られることは, この試験の大きな利点といえる。

CPT の q_c 値をベースにして, 液状化問題を扱う場合に留意すべき点は, q_c 値が有効拘束圧 σ'_0 の影響を強く受けることである。これに関して Baldi ら²⁾ は, 従来の試験結果を総合し, Fig. 3 の実線曲線を提案した。

Fig. 3 中の破線は, 液状化が対象となる応力範囲に対して, Baldi らの曲線を直線近似したもので,

$$q_{c1} = \left(\frac{1.7}{0.7 + \sigma'_0} \right) q_c \quad \dots\dots\dots (1)$$

と表わされる。ここに q_{c1} は $\sigma'_0 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ のときの q_c 値であり, 相対密度を表現する一つの指標と解釈できる。

以後の解析においては, 式(1)によって規準化した q_{c1} の値を用いる。

3. 液状化に関する資料

地震の液状化調査に対して, CPT が実施されたケースは多くない。従ってこれまでに筆者が収集し得た資料も, 新潟(1964), 日本海中部(1983)および唐山(1976)の各地震に限られている。Table 1 は, それらを表にまとめたものである。

Table 1 中の第10欄には, 地震時に地中のある深さで発生したと推定されるせん断応力比 τ/σ'_0 が示されているが, それには, 時松・吉見の提案による次式を用いた。

$$\frac{\tau}{\sigma'_0} = 0.1(M-1) \left(\frac{\alpha_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_0}{\sigma'_0} \right) (1 - 0.015z) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに τ ; 等価せん断応力振幅, M ; 地震のマグニチュード, α_{max} ; 地表最大加速度, σ_0 と σ'_0 ; 全応力と有効応力で表わした土かぶり圧, z ; 深さ (m) である。

上述のように入手可能な CPT の資料は少ないが, 液状化と SPT の N 値に関しては, 非常に多くのデータが報告されており, それらを丹念にリストアップした時松・吉見³⁾のデータ収録は貴重である。Table 2

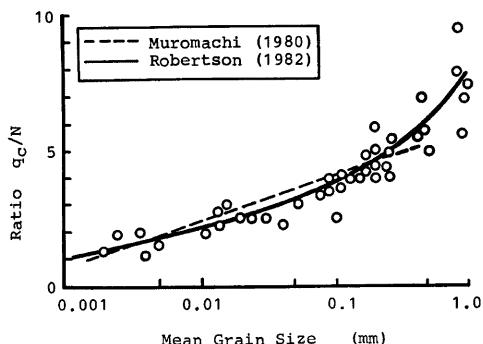
Table 1 Soil and seismic data (● = liquefaction, △ = marginal site, ○ = no liquefaction)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Earthquake	Site	Water Table (m)	Depth (m)	σ_0 (kgf/cm ²)	σ'_0 (kgf/cm ²)	q_c (kgf/cm ²)	q_{c1} (kgf/cm ²)	$\frac{\alpha_{max}}{g}$	$\frac{\tau}{\sigma'_i}$	F, C (%) D_{50} (mm)	Field Behavior	Ref.
Niigata (1964) $M=7.5$	Kawagishi-cho	1.1	2.8	0.53	0.36	32.0	51.2	0.16	0.15	$F, C=0$	●	3)
			4.6	0.87	0.52	16.0	22.2		0.16	$D_{50}=0.33$	●	
			5.2	0.99	0.58	72.0	95.8		0.17		●	
	Kawagishi-cho	2.0	8.0	1.52	0.83	56.0	62.2		0.17		●	4)
			4.8	0.91	0.43	54.5	81.8	0.16	0.21	$F, C=0$	●	
			6.7	1.27	0.60	84.8	110.6		0.20	$D_{50}=0.33$	●	
	South Bank	0.5	11.1	2.11	1.00	97.0	97.1		0.19		●	4)
			4.5	0.86	0.41	80.0	123.1	0.16	0.21	$F, C=0$	○	
			5.0	0.95	0.45	145.5	215.1		0.21	$D_{50}=0.3$	○	
	Noshiro-cho	1.5	3.2	0.61	0.44	43.0	64.1	0.23	0.21	$F, C=5$	●	5)
			4.0	0.76	0.51	80.0	112.4		0.22	$D_{50}=0.32$	●	
			4.5	0.86	0.56	96.0	129.5		0.22		●	
Nihonkai-chubu (1983) $M=7.7$	Noshiro-cho	2.2	2.7	0.51	0.46	117.3	171.5	0.23	0.17	$F, C=5$	○	5)
			4.0	0.76	0.58	120.0	159.4		0.19	$D_{50}=0.32$	○	
			5.5	1.05	0.72	175.5	210.8		0.21		○	
	Noshiro-cho	2.0	5.6	1.06	0.72	202.7	242.0		0.21		○	6)
			3.1	0.58	0.48	100.0	144.7	0.23	0.18	$F, C=5$	○	
			3.8	0.73	0.54	160.0	218.6		0.20	$D_{50}=0.32$	○	
	Noshiro-cho	2.1	5.0	0.96	0.65	153.8	193.2		0.21		○	6)
			2.8	0.54	0.46	17.9	26.1	0.23	0.17	$F, C=5$	●	
			3.4	0.64	0.52	41.0	57.4		0.19	$D_{50}=0.32$	●	
	Tangshan (1976) $M=7.8$	2.0	5.1	0.96	0.67	79.5	99.0		0.21		●	7)
			6.0	1.14	0.75	89.7	105.0		0.22		●	
			2.0	0.38	0.38	115.3	181.5	0.20	0.13	$F, C=15$	○	
Lutai	Lutai	0.5	2.6	0.49	0.43	69.6	104.3		0.15	$D_{50}=0.25$	○	8)
			2.9	0.55	0.46	115.3	168.8		0.16		○	
			3.4	0.65	0.51	101.4	142.9		0.17		○	
			4.0	0.76	0.56	117.5	158.5		0.18		○	
			11.0	2.2	1.3	37.3	31.7	0.20	0.19	$F, C=50$	●	
			11.0	2.2	1.3	42.9	36.5		0.19	$D_{50}=0.07$	△	

Table 2 Earthquakes compiled by Tokimatsu and Yoshimi

Mino-Owari (1981, $M=7.9$), Kanto (1923, $M=7.9$), Tohankai (1944, $M=8.0$),
 Fukui (1948, $M=7.3$), Niigata (1964, $M=7.5$), Tokachi-oki (1968, $M=7.9$),
 Miyagiken-oki (1978, $M=6.7, 7.4$), Chibaken-chubu (1980, $M=6.1$).

Long Beach (1933, $M=6.3$), San Francisco (1957, $M=5.5$), Alaska (1964, $M=8.3$), San
 Fernando (1971, $M=6.6$), Guatemala (1976, $M=7.5$), Imperial Valley (1979, $M=6.6$).

Fig. 4 Variation of q_c/N ratio with mean grain size

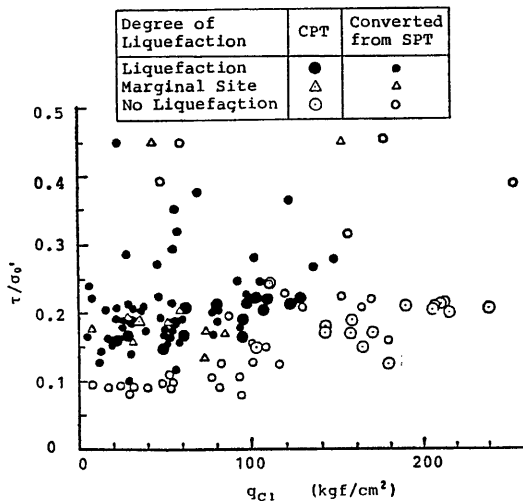
には、文献9より今回引用した地震名を示す。

これら N 値の資料を活用するために、ここでは N 値を q_c 値に換算して用いることにした。それには、Fig. 4 に示す q_c/N の比と平均粒径 D_{50} の関係を利用した。Fig. 4 の整理は室町・小林¹⁰⁾ が手掛けているが、その後 Robertson ら¹¹⁾ は各地の実測値を追加して、図中の実線曲線を提案した。以下に述べる N 値から q_c 値への換算は、すべてこの実線曲線によって行っている。

4. 液状化に対する限界 q_c 値

Table 1 および **Table 2** に示した約15コの地震データを基にして、せん断応力比 τ/σ'_0 と q_{c1} との関係を描いた (Fig. 5)。図において●印は液状化、○印は非液状化を、さらに△印は液状化と非液状化の境界地点のデータを表わしている。また大き目の記号は実際に行われた CPT の結果 (Table 1)、小さ目の記号は文献9をもとに N 値から換算した q_c 値に基づくものである。従って後者の信頼性は前者に比べてやや乏しいと考えられる。

Fig. 5 をみれば、●印と○印が混在していて規則性が見出せないで、この図からは液状化と非液状化の区別をはっきりさせることが難しい。ただし① $q_{c1} > 150 \text{ kgf/cm}^2$ および② $(\tau/\sigma'_0) < 0.1$ では液状化は発生していないことが読みとれる。これら

Fig. 5 Correlation between shear stress ratio and normalized CPT- q_{c1}

は①相対密度が大きい場合、および②地表最大加速度が 100gal 程度以下では液状化がみられないといわれている事実に対応すると思われる。

Fig. 5 をもとにした考察として、図中のプロット点は細粒分 (74 μ 以下) の含有量によってグループ分けできるのではないかと考えた。その理由は、細粒分含有量 (F.C.) と液状化抵抗が密接に関係することが知られているからである。例えば Fig. 6 は、液状化した土の q_{c1} を F.C. に対してプロットしたものである。これによれば、液状化土の q_{c1} は F.C. がふえるほど小さくなっている。つまり $\tau/\sigma'_0 \sim q_{c1} \sim F.C.$ の相互間には、何らかの関係があると推論される。

そこで Fig. 5 中の各点について τ/σ'_0 と q_{c1} の比を求め、それを細粒分含有量に対して整理した。Fig. 7 がその結果である。図中の点はかなりばらついているが、液状化発生の下限として、横軸に平行な線と45度の傾きをもつ線を引くことができる。すなわち

$$F.C. < 15\% \text{ では } \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) \propto q_{c1}$$

$$F.C. > 15\% \text{ では } \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) \propto (F.C.) q_{c1}$$

が成立する。

Fig. 8 は細粒分含有量の代りに平均粒径 D_{50} をとり、Fig. 7 と同様に $(\tau/\sigma'_0)/q_{c1}$ 比をプロットしたものである。この場合も $D_{50}=0.25\text{mm}$ を境界として、折線を引くことができる。

以上 Fig. 7 と 8 をまとめて、液状化発生の限界 q_{c1} 値を $(q_{c1})_{cr}$ で表わすと、

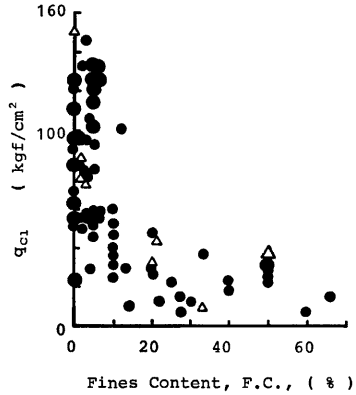


Fig. 6 Relationship between fines content and normalized CPT- q_{c1} value for liquefied soils

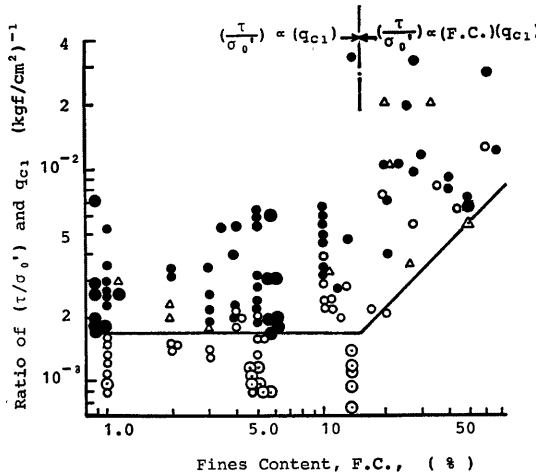
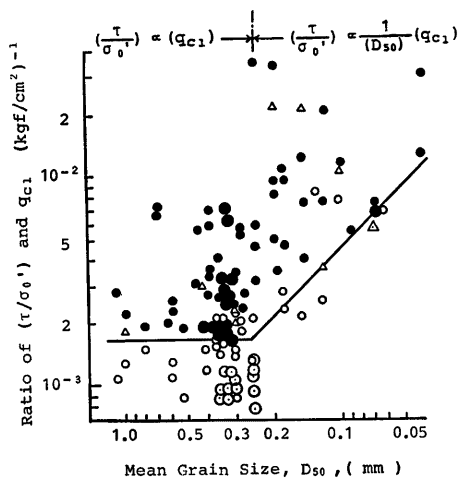
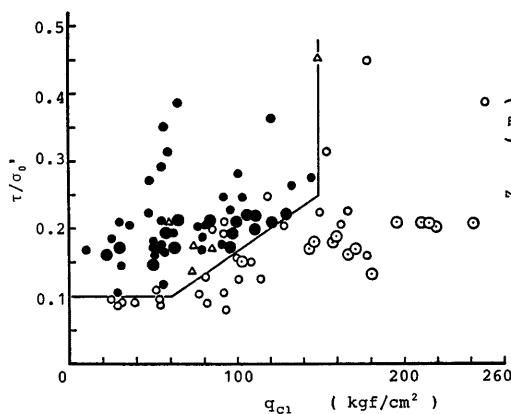


Fig. 7 Relationship between $(\tau/\sigma'_0)/q_{c1}$ -ratio and fines content

Table 3 Coefficient C_1 in Eq. (3)

$F.C. < 15\% : 6.0 \times 10^2$	$D_{50} > 0.25 \text{ mm} : 6.0 \times 10^2$
$F.C. > 15\% : \frac{9.0 \times 10^3}{(F.C.)}$	$D_{50} < 0.25 \text{ mm} : 2.4 \times 10^3 (D_{50})$

Fig. 8 Relationship between $(\tau/\sigma'_0)/q_{c1}$ -ratio and mean grain sizeFig. 9 Correlation between shear stress ratio and normalized CPT- q_{c1} for $F.C. < 15\%$

$$(q_{c1})_{cr} = C_1 \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) \quad \text{.....(3)}$$

係数 C_1 は Table 3 にて与えられる。

式(3)によって τ/σ'_0 を与えたときの限界値 $(q_{c1})_{cr}$ が求まると、次式を用いて $(q_c)_{cr}$ に直すことができる。

$$(q_c)_{cr} = \left(\frac{0.7 + \sigma'_0}{1.7} \right) (q_{c1})_{cr} \quad \text{.....(4)}$$

次に Fig. 9 は Fig. 5 のプロット点の中から、 $F.C. < 15\%$ の砂質土のみを拾って描いたものである。液状化が発生するのは図中の 3 本の折線で囲まれる範囲であり、その条件は次のように表わされる。

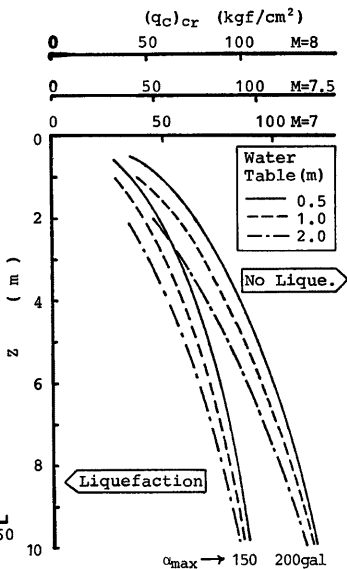


Fig. 10 Boundary curves separating liquefaction and no liquefaction conditions

$$\left. \begin{array}{ll} q_{c1} \leq 60 \text{ kgf/cm}^2 & ; \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) \geq 0.1 \\ 60 \text{ kgf/cm}^2 < q_{c1} \leq 150 \text{ kgf/cm}^2 & ; (q_{c1})_{cr} \leq 6.0 \times 10^2 \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) \\ q_{c1} \geq 150 \text{ kgf/cm}^2 & ; (q_{c1})_{cr} \leq 150 \text{ kgf/cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

Fig. 10 は地表最大加速度 $\alpha_{max}=150 \text{ gal}$ と 200 gal に対して、CPT の限界値 $(q_c)_{cr}$ が深さ方向にどのように分布するかを示している。それぞれの α_{max} に対して 3 本の曲線が描かれているのは、地下水位を $0.5, 1.0$ および 2.0 m と 3 種類に変えたことによる。また横軸のスケールとして、マグニチュードを変えた場合も示されている。

ここで CPT- q_c 値と限界値 $(q_c)_{cr}$ との比較によって、液状化に対する安全率 F_s を

$$F_s = \frac{q_c}{(q_c)_{cr}} \dots\dots\dots (6)$$

と定義する。

Fig. 11(a) には、日本海中部地震 (1983) の際に液状化した地点の q_c 値、 $(q_c)_{cr}$ および安全率が示されており、地表面下 2 m 以深の細砂層が液状化したという現場記録と、 $F_s < 1.0$ がよい対応を示している。一方、**Fig. 11(b)** は非液状化地点の q_c 、 $(q_c)_{cr}$ および安全率である。この場合も、液状化しなかったという現場挙動と $F_s > 1.0$ がうまく対応している。

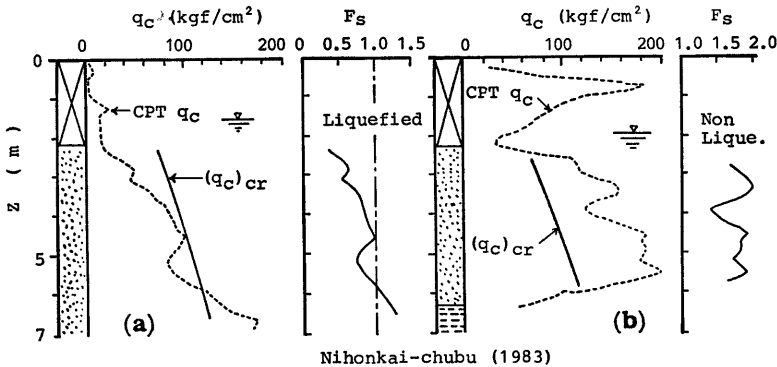


Fig. 11 Example of measured q_c , estimated critical $(q_c)_{cr}$ and safety factor (based on q_c data from Nagai and Suzuki)

5. 唐山地震の記録に基づく考察

唐山地震 (1976) のあとで実施された CPT による液状化の調査結果と、今回の提案との比較を行う。

Zhou⁷⁾ は地震後に震央距離 100 km までの広範囲な地域にわたって CPT を実施し、多数のデータを統計処理した結果を報告した。その中から、震央距離 Δ が 5 km 前後の地点で、液状化あるいは非液状化と判定された典型的な例を **Table 4** と **Fig. 12** に示す。

この例のように震源に近い場所では地盤の挙動が複雑であり、地表最大加速度 α_{max} の推定が難しい。因みに文献⁷⁾では Chinese 震度 X と報告されており、参考のために後述の式(7)で計算すると、 $\Delta = 4.4 \text{ km} \rightarrow \alpha_{max} = 1,000 \text{ gal}$, $\Delta = 5.9 \text{ km} \rightarrow \alpha_{max} = 800 \text{ gal}$ が得られる。

いずれにしても式(2)と(3)より q_{c1} を求めると、 τ/σ'_0 が非常に大で $q_{c1} > 150 \text{ kgf/cm}^2$ となることは明らか

Table 4 Tangshan earthquake ($M=7.8$, 1976)

Epicentral Dis. Δ (km)	Water Table (m)	Depth (m)	σ_0	σ'_0	q_e (kgf/cm ²)	q_{e1} (kgf/cm ²)	D_{50} (mm)	Field Behavior	Ref.
			(kgf/cm ²)						
5.9	3.0	5.4	1.03	0.79	122	139.6	0.25	●	7)
		5.7	1.08	0.81	106	119.1		●	
		6.4	1.22	0.88	126	135.9		●	
		6.9	1.31	0.92	100	104.9		●	
		7.3	1.39	0.96	120	123.1		●	
4.4	1.2	4.4	0.84	0.52	300	419.4	0.25	○	7)
		5.1	0.97	0.58	182	241.9		○	
		5.4	1.03	0.61	307	399.6		○	
		6.7	1.27	0.72	170	203.1		○	
		7.4	1.41	0.79	331	378.7		○	
		8.1	1.54	0.85	134	147.1		○	

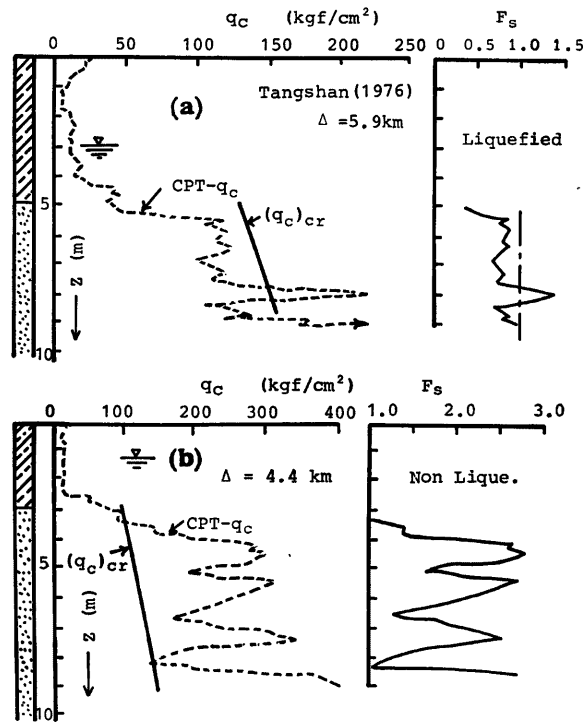


Fig. 12 Example of measured q_e , estimated critical $(q_e)_{cr}$ and safety factor (based on q_e date from Zhou)

である。よって Fig. 9 と式(5)で説明したところにより、この場合の限界値は $(q_{c1})_{cr} = 150 \text{ kgf/cm}^2$ とみなせる。こうして求めた $(q_c)_{cr}$ が Fig. 12 に記入されており、実測 q_c 値との比として定義した安全率の変化は、液状化 (Fig. (a)) および非液状化 (Fig. (b)) の現場挙動とよい対応を示している。

文献7)において、Zhou は全データを Fig. 13 のように q_c 値と震央距離 Δ の関係にプロットした。そして唐山地震 ($M=7.8$) に対する液状化の限界値として、図中の破線の幅で示す関係を提案している。しかし調査範囲が 100km に及ぶことから、地盤条件(地下水位や砂層の深さなど)が異なるので、液状化限界を $q_c \sim \Delta$ 関係で一義的に決定するのは無理であると筆者は考える。事実 Fig. 13 をみれば、液状化 (●印) の限界 $(q_c)_{cr}$ 値が Δ の増加とともに低下する傾向は認められるものの、非液状化 (○印) との境界は必ずしも明確ではない。

Fig. 14 は Fig. 13 のプロットの中から、●印のみを拾ったものである。この図を対象にして、液状化が発生する q_c の上限値を次の a)b) の手順で検討した。

a) 震央距離 Δ (km) とマグニチュード

M から、地表最大加速度 α_{max} (gal) を推定する。そのために数多くの提案式の中から、唐山地震の実情に最もよく適合するものとして、建設省土研の式(第3種地盤)を用いた。すなわち

$$\alpha_{max} = 32.1 \times 10^{0.254M} \times \Delta^{-0.757} \dots\dots\dots (7)$$

b) 文献7)によれば、調査された地盤の範囲は

地下水位 $z_w = 0.2 \sim 6.8 \text{ m}$,

液状化砂層の深さ $z_l = 1 \sim 15 \text{ m}$

である。これらの地盤において液状化抵抗の限界値 $(q_c)_{cr}$ が最大となるような地盤条件は次のようである。

まず①震源に近く (Δ が小) α_{max} が大きい場合は、 $q_{c1} > 150 \text{ kgf/cm}^2$ となるので、式(5)より $(q_{c1})_{cr} = 150 \text{ kgf/cm}^2$ 。また式(4)より、 $(q_c)_{cr}$ は有効土かぶり圧 σ'_v に比例してふえることから、地下水位が最低 ($z_w = 6.8 \text{ m}$) かつ液状化砂層が最深 ($z_l = 15 \text{ m}$) のケースが $(q_c)_{cr}$ の最大値を与える。

ついで②震央からの距離が大となり、 $q_{c1} < 150 \text{ kgf/cm}^2$ の場所では、Fig. 10 に示されたように、地下水位が最高 ($z_w = 0.2 \text{ m}$) かつ液状化砂層が最深 ($z_l = 15 \text{ m}$) のケースが $(q_c)_{cr}$ の最大値を与える。

以上a)b) の手順を踏んで検討した結果が、Fig. 14 中の限界線(斜線)として示されている。図より明らかに、唐山地震で液状化が発生したのは、これらの線で囲まれた範囲内においてであり、推論の妥当性を裏付けている。

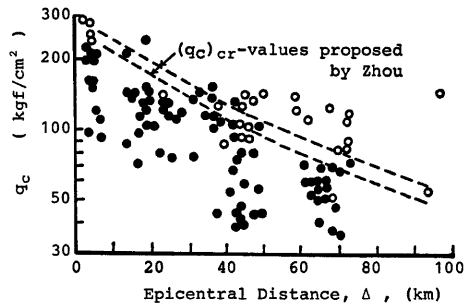


Fig. 13 Relationship between CPT- q_c value and epicentral distance Δ (after Zhou)

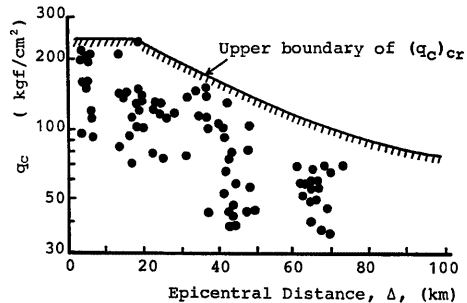


Fig. 14 Relationship between CPT- q_c value and epicentral distance Δ for liquefied soils

6. 結 び

原位置の静的コーン貫入試験より、砂地盤の液状化予測をするためのアプローチを試みた。得られた主な結論をまとめると次のようである。

(1)コーン貫入抵抗は有効拘束圧力 σ'_0 と相対密度の影響を受けるので、 $\sigma'_0=1.0\text{kgf/cm}^2$ のときの値 q_{c1} に規準化して、液状化解析に用いることができる (式(1))。

(2)規準化したコーン貫入値 q_{c1} が 150kgf/cm^2 以上の締った砂は、過去に液状化を生じていない。また地震による等価せん断応力比 τ/σ'_0 が0.1以下でも液状化を生じていない。

(3)細粒分含有量 ($<74\mu$ の%) が15%以上、あるいは平均粒径が 0.25mm 以下の土は、clean sand に比較して液状化抵抗が大きい。

(4)既往の震害データをもとにして、液状化に対するコーン貫入の限界抵抗値を求めた。この限界抵抗値は、土の細粒分含有量または平均粒径の関数として表わされる。

(5)液状化予測の検討手順は、以下の①～⑤のステップで行えばよい。

- ①等価せん断応力を式(2)を用いて求める。
- ②規準化したコーン貫入値 q_{c1} を式(1)より求める。
- ③限界値 $(q_{c1})_{cr}$ を式(3)あるいは式(5)より求める。
- ④限界値 $(q_c)_{cr}$ を式(4)より求める。
- ⑤液状化に対する安全率 F を式(6)を用いて計算する。

参 考 文 献

- 1) Douglas, B. J. and R. S. Olsen: Soil Classification Using Electric Cone Penetrometer, Sympo. on Cone Penetration Testing and Experience, ASCE, St. Louis, 1981.
- 2) Baldi, G. *et al.*: Design Parameters for Sands from CPT, Proc. 2nd European Sympo. on Penetration Testing, Amsterdam, Vol. 2, 1982, pp. 425-438.
- 3) 伊藤良弘ほか: 振動式貫入試験機による液状化強度判定について, 土木学会年次講演会, 第3部, 1984, pp. 89-90.
- 4) Ishihara, K. and Y. Koga: Case Studies of Liquefaction in the 1964 Niigata Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 21, No. 3, 1981, pp. 35-52.
- 5) 長井典雄・鈴木康広: 日本海中部地震による能代南パイパスの液状化災害と復旧, 土質工学会東北支部, 日本海中部地震シンポジウム, 1984, pp. 23-29.
- 6) 佐々木康ほか: 日本海中部地震による土構造物の沈下, 土と基礎, Vol. 32, No. 9, 1984, pp. 7-13.
- 7) Zhou, S. G.: Evaluation of the Liquefaction of Sand by Static Cone Penetration Test, Proc. 7th World Conf. Earthquake Eng., Istanbul, Vol. 3, 1980, pp. 156-162.
- 8) Zhou, S. G.: Influence of Fines on Evaluating Liquefaction of Sand by CPT, Proc., Int. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 1, 1981, pp. 167-172.
- 9) Tokimatsu, K. and Y. Yoshimi: Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N -value and Fines Content, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74.
- 10) 室町忠彦・小林精二: q_c/N 値の粒度による変化の実測例について, 土質工学会サウンディングシンポジウム, 1980, pp. 151-154.
- 11) Robertson, P. K. *et al.*: SPT-CPT Correlations, University of British Columbia, Civil Engineering Department, Soil Mechanics Series, No. 62, 1982.
- 12) 建設省土木研究所: 新耐震設計法(案), 土木研究所資料, 第1185号, 1977.