

静的コーン貫入試験による 細粒分の多い砂地盤の液状化強度評価法

菅原紀明・堀越信雄

Evaluation of Liquefaction Resistance for Sands and Silty Sands using Static Cone Penetration Test

Noriaki SUGAWARA and Nobuo HORIKOSHI

Abstract

The static cone penetration test (CPT) has been increasingly for evaluating soil liquefaction resistance. In order to use CPT results for this purpose, the correlation between SPT and CPT, q_c/N ratio has been used. However, this ratio is so widely scattered that it may not be suitable in practical use to estimate liquefaction resistance at each points. This paper gives some direct correlations between cone resistance and cyclic shear stress ratio, obtained from the field data for liquefaction occurred by earthquakes and cyclic triaxial compression test data for undisturbed sample from sand deposits. These correlation show that the relationship of each parameter varies considerably according to fines content of soil.

The new correlation chart for the evaluation of liquefaction resistance with the function of modified cone penetration resistance and fines content of sands is illustrated in this paper. It is concluded that the CPT method has a limited application for estimating liquefaction resistance and that it should be applied in conjunction with grain size analysis of soil.

1 まえがき

静的コーン貫入試験 (CPT) は、その操作が簡単で再現性がよく、連続した土層の記録を得ることができるという長所がある。しかも、ボーリング孔を使用することなく試験を実施することができることから、経済的な試験法であると考えられている。

しかしながら、地震時における砂地盤の液状化の評価のために、その被災地において静的コーン貫入試験を行った研究は、Zhou (1981) および Ohya et al (1985) による研究以外には極めて少ない。地盤の液状化強度を CPT によって評価する研究の多くは、CPT によるコーン支持力の値を標準貫入試験 (SPT) による N 値に変換し、 N 値と液状化強度の関係を利用して CPT と液状化

強度の関係を求めている (Norton, 1983; Seed et al, 1983, 1986; 柴田, 1985; 柴田ら, 1986; 岩崎ら, 1985 など)。

以上のような方法による限り、コーン支持力と N 値の関係をどのように対比するかによって、コーン支持力と液状化強度との関係が異なってくる。したがって、コーン支持力と N 値との関係を対象にした研究も数多く発表されている (Thorburn, 1974; Muromachi et al, 1980; Robertson et al, 1983)。しかしながら、これら両者の間には大きなバラツキがみられることから、求められる液状化強度の信頼性には疑問があるという意見が出されている (Jamolkowski et al, 1985; Kasim et al, 1986; Chin et al, 1988)。これに対して、Zhou (1981) は、Tangshan 地震 (1976) による被災地において静的コー

ン貫入試験を実施し、その結果の統計処理を介して、液状化発生の可否を判別するコーン支持力の限界値を求める式を提示しているが、地盤の細粒分含有率を考慮することの必要性を強調している。これは、静的コーン貫入試験と液状化強度とを直接対比した最初のものといえることができる。また、Ohya et al (1985) は、新潟地震(1964)および日本海中部地震(1983)による被災地において、静的貫入試験と動的貫入試験の両者を実施して、コーン支持力と動的N値との比 (q_c/N_d) によって液状化の判定を行っている。

筆者らは、東京湾埋立地における砂質地盤の乱さない試料から得られた液状化強度と、現地において計測されたコーン支持力を対比し、Ohya et al (1985) によって示された静的コーン貫入試験の資料などを参考にして、静的コーン貫入試験を用いた実用的な砂質地盤の液状化強度評価法を考察した。

2 新潟市および八郎潟における原位置試験結果と液状化に関する検討

Ohya et al (1985) は、新潟地震(1964)および日本海中部地震(1983)の際に、それぞれ、新潟市川岸町昭和大橋付近および秋田県八郎潟干拓地内において、液状化の著しい被災箇所、液状化が部分的であった箇所および液状化が認められなかった箇所を選び(表一参照)、

標準貫入試験、スウェーデン式動的コーン貫入試験(オートマティック・ラム・サウンディング)、ダッチコーン貫入試験、ピエゾコーン貫入試験など種々の原位置試験を実施している。これらの試験による結果は表一に示す通りである。

この表中の平均粒径 (D_{50})、細粒分含有率 (FC)、均等係数 (U_c)、コーン支持力 (q_c)、動的N値 (N_d)、コーン支持力と動的N値の比 (q_c/N_d) および液状化の評価区分は Ohya et al (1985) によって示されたものである。ここに、平均粒径、細粒分含有率および均等係数は標準貫入試験用サンプラーで採取した試料の粒度分析によるものである。コーン支持力は、国際土質工学会によって標準化が計られている先端角度 60° 、断面積 10cm^2 の円錐コーンを有する FUGRO 型の電気式コーンを用いて測定したものである。動的N値は、スウェーデン式動的コーン貫入試験によって得られた貫入長 20cm に対する打撃回数を、ロッドの周面摩擦力を除いた値に補正したもので、標準貫入試験によるN値と等価とみなすことができるものである。また、液状化の評価区分は、標準貫入試験によるN値と粒度組成を用いて、道路橋示方書による方法および Seed の方法の両者によって F_L 値を求め、両者が $F_L \leq 1.0$ の場合を I とし、 $F_L > 1.0$ の場合を III とし、両者のうちのどちらかが $F_L \leq 1.0$ の場合を II として示している。

また、表中の鉛直有効土被り圧 (σ'_v)、規準化コーン

表一 新潟地震および日本海中部地震の記録と調査地の被災状況

Table 1 Records of the Niigata Earthquake and the Nihonkai-chubu Earthquake and damage feature of investigation areas

地震およびその概要	調査箇所	被害状況
1983年日本海中部地震 (1983年5月26日発生) マグニチュード: 7.7 震央: 北緯 $40^\circ 21'$ 東経 $139^\circ 05'$ 震源の深さ: 14km 地表面加速度: 163gal (震央から調査地までの距離: 85~95km)	A	道路天端が1m以上沈下し、上部に開口亀裂が発達。盛土のり面が下方に流れ出す。
	B	防潮堤の天端よりのり尻に向かって堤体の一部分が変位し、天端に滑落崖が発生。のり尻部に数多くの噴砂孔が分布している。
	C	液状化現象の徴候なし。
1964年新潟地震 (1964年6月16日発生) マグニチュード: 7.5 震央: 北緯 $38^\circ 21'$ 東経 $139^\circ 11'$ 震源の深さ: 40km 地表面加速度: 157gal (震央から調査地までの距離: 97~103km)	D	4階建ての住宅ビルディングが倒れた。噴砂孔が数多く見られた。
	E	砂の噴出。ビルディングの傾動。盛土の沈下と破壊・亀裂が発達している。
	F	被害なし。

表一 新潟市および八郎潟における原位置試験結果と地震による
等価せん断応力比および観察による液状化判定結果

Table 2 Soil properties, cyclic stress ratio due to vibration
of earthquake and liquefaction assesment

調査箇所	深 度	D_{50}	FC	U_c	q_c	N_d	$\frac{q_c}{N_d}$	σ'_v	q_{c1}	$\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v}$	$\frac{\tau_d}{\sigma'_v}$	液状化 区分	
	(m)	(mm)	(%)		(kgf/ cm ²)			(kgf/ cm ²)	(kgf/ cm ²)				
新 潟 市	D	1.15~ 1.45	0.31	3.0	2.3	72.3	7.0	10.3	0.193	137.6	1.00	0.102	III
		2.15~ 2.50	0.36	4.0	2.7	32.9	6.6	4.9	0.298	56.0	1.30	0.130	II
		3.15~ 3.48	0.36	2.5	2.0	56.7	1.0	56.7	0.391	88.4	1.48	0.146	I
		4.15~ 4.49	0.39	2.5	2.4	69.9	1.3	53.7	0.484	100.4	1.60	0.156	I
		5.15~ 5.46	0.36	4.5	2.8	49.6	5.3	9.4	0.577	66.0	1.67	0.160	I
		6.15~ 6.45	0.42	3.0	2.1	75.3	3.6	20.9	0.670	93.4	1.73	0.163	I
		7.15~ 7.45	0.33	3.0	2.5	73.5	6.0	12.3	0.763	85.4	1.77	0.164	I
		8.15~ 8.47	0.20	12.5	3.5	50.8	6.0	8.5	0.856	55.5	1.80	0.164	I
		9.15~ 9.46	0.33	3.0	1.9	54.2	6.0	9.0	0.949	55.9	1.83	0.164	I
		10.15~10.45	0.40	1.0	1.8	67.5	3.6	18.8	1.042	65.9	1.85	0.163	I
		11.15~11.45	0.27	1.0	1.8	56.0	6.0	9.3	1.135	51.9	1.87	0.162	I
		12.00~12.53	0.28	3.0	2.1	56.2	4.6	12.2	1.228	49.6	1.89	0.160	I
		13.00~13.47	0.32	2.5	2.5	91.1	2.6	35.0	1.321	76.6	1.90	0.158	I
		14.00~14.51	0.27	2.5	1.7	74.1	11.3	6.6	1.414	59.6	1.91	0.156	I
		15.00~15.50	0.27	4.0	1.8	105.2	15.3	6.9	1.507	81.0	1.92	0.154	II
		16.00~16.45	0.24	3.5	2.0	105.2	16.6	6.3	1.600	77.8	1.93	0.152	II
		17.00~17.50	0.24	3.5	1.9	121.1	22.0	5.5	1.693	86.0	1.94	0.150	III
		18.00~18.50	0.23	13.0	5.3	133.8	45.0	2.9	1.786	91.5	1.95	0.147	III
		19.00~19.50	0.23	6.5	2.3	126.4	46.0	2.7	1.879	83.3	1.95	0.144	III
		20.00~20.50	0.27	6.0	2.6	116.7	51.0	2.9	1.972	74.2	1.96	0.142	III
八 郎 潟	E	1.15~ 1.45	0.28	30.0	22.5	46.1	5.6	8.2	0.193	87.8	1.00	0.102	III
		2.15~ 2.45	0.22	9.0	3.2	21.8	3.0	7.2	0.326	36.1	1.18	0.118	II
		3.15~ 3.45	0.11	39.0	10.0	38.9	3.6	10.8	0.419	59.1	1.33	0.131	II
		4.15~ 4.45	0.25	5.0	2.3	38.9	2.6	14.9	0.491	60.1	1.53	0.149	II
		5.15~ 5.45	0.29	2.0	2.4	42.1	3.3	12.8	0.584	55.7	1.62	0.155	II
		6.15~ 6.45	0.56	3.0	2.4	50.5	4.0	12.6	0.677	62.3	1.68	0.158	I
		7.15~ 7.45	0.40	1.0	2.2	64.5	3.6	17.9	0.770	74.6	1.73	0.160	I
		8.15~ 8.45	0.41	3.0	2.3	69.7	4.6	15.2	0.863	75.8	1.76	0.160	I
		9.15~ 9.45	0.40	3.0	18.0	69.3	4.3	16.1	0.956	71.1	1.79	0.160	I
		10.15~10.45	0.40	5.0	2.7	67.0	6.3	10.6	1.049	65.1	1.82	0.160	I
		11.15~11.45	0.40	4.0	2.7	79.1	8.3	9.5	1.142	73.0	1.84	0.159	I
		12.15~12.45	0.38	6.0	2.5	62.9	4.3	14.6	1.235	55.3	1.86	0.158	I
		13.15~13.45	0.30	3.0	2.2	94.1	11.6	8.1	1.328	78.9	1.87	0.156	III
		14.15~14.45	0.30	4.0	2.5	106.7	16.0	6.6	1.421	85.5	1.89	0.154	II
		15.15~15.45	0.25	4.0	2.3	113.7	17.0	6.7	1.514	87.3	1.90	0.152	III
16.15~16.45	0.26	6.0	2.4	164.0	33.6	4.8	1.607	120.8	1.91	0.150	III		
17.15~17.45	0.30	3.0	2.5	153.2	26.0	5.8	1.700	108.5	1.92	0.148	III		
新 潟 市	F	1.15~ 1.45	0.70	11.0	48.0	93.0	16.0	5.8	0.193	177.0	1.00	0.102	III
		2.15~ 2.47	0.40	2.0	2.0	24.1	4.0	6.0	0.358	38.7	1.08	0.108	II
		3.00~ 3.52	0.06	64.0	28.0	8.8	1.6	5.5	0.441	13.1	1.29	0.1275	II
		5.15~ 5.45	0.26	5.5	2.0	65.0	9.6	6.8	0.580	86.3	1.57	0.150	III
		6.15~ 6.45	0.24	3.5	1.7	132.6	22.0	6.0	0.673	164.2	1.64	0.154	III
		7.15~ 7.45	0.24	5.0	2.1	162.7	24.0	6.8	0.766	188.7	1.69	0.1565	III
		8.15~ 8.45	0.25	3.0	1.8	189.7	29.0	6.5	0.859	206.9	1.73	0.1575	III
		9.15~ 9.45	0.23	5.0	2.0	178.1	33.0	5.3	0.952	183.3	1.76	0.1575	III
10.15~10.45	0.28	2.0	1.8	183.6	31.0	5.9	1.045	178.9	1.79	0.157	III		

表-2 (つづき)
Table 2 (continued)

調査箇所	深 度 (m)	D_{50} (mm)	FC (%)	U_c	q_c (kgf/cm ²)	N_d	$\frac{q_c}{N_d}$	σ'_o (kgf/cm ²)	q_{c1} (kgf/cm ²)	$\frac{\sigma_o}{\sigma'_o}$	$\frac{\tau_d}{\sigma'_o}$	液状化 区分	
八 郎	A	2.15~ 2.45	0.22	6.0	2.4	29.9	5.9	5.0	0.258	53.0	1.47	0.163	II
		3.15~ 3.47	0.20	21.0	191.7	16.8	3.9	4.3	0.348	27.3	1.64	0.179	II
		4.15~ 4.45	0.26	10.0	3.7	29.3	12.1	2.4	0.438	43.8	1.74	0.187	III
		5.15~ 5.46	0.20	13.0	12.9	37.4	12.0	3.1	0.528	51.8	1.80	0.1905	III
		6.15~ 6.46	0.25	13.0	31.1	147.5	14.0	10.5	0.618	190.3	1.84	0.192	III
		7.15~ 7.45	0.26	5.0	2.4	160.6	23.3	6.9	0.708	193.9	1.88	0.1925	III
		8.15~ 8.45	0.16	16.0	15.0	136.7	28.4	4.8	0.798	155.1	1.90	0.191	III
	9.15~ 9.45	0.17	10.5	3.5	195.3	40.0	4.9	0.838	215.9	1.93	0.191	III	
	B	1.15~ 1.45	0.28	12.0	10.7	48.9	4.4	11.1	0.193	93.1	1.00	0.113	III
		2.15~ 2.48	0.28	11.0	5.6	71.1	9.9	7.2	0.289	122.2	1.34	0.149	I
		3.15~ 3.46	0.42	3.0	2.4	68.8	8.3	8.3	0.382	108.1	1.52	0.166	II
		4.15~ 4.46	0.20	5.0	1.8	27.3	3.5	7.8	0.475	39.5	1.63	0.175	I
		5.15~ 5.46	0.24	3.0	2.1	27.5	2.6	10.6	0.568	36.9	1.70	0.180	I
		6.15~ 8.45	0.23	6.0	2.3	66.3	9.3	7.1	0.847	72.9	1.82	0.183	II
9.15~ 9.47		0.24	5.0	2.3	77.8	7.7	10.1	0.940	80.6	1.85	0.183	II	
10.15~10.45		0.23	7.0	2.2	56.0	4.3	13.0	1.033	54.9	1.87	0.182	I	
11.10~11.75		0.27	5.0	2.2	76.0	5.1	14.9	1.126	70.8	1.89	0.180	I	
12.00~12.75		0.31	1.0	2.0	78.3	4.7	16.6	1.219	69.3	1.90	0.178	I	
13.00~13.76	0.25	6.0	2.3	58.9	6.3	9.3	1.312	49.8	1.91	0.176	I		
瀧	C	1.00~ 1.47	0.36	1.0	2.7	37.9	2.3	16.5	0.198	71.7	1.00	0.113	I
		2.10~ 2.43	0.28	2.5	2.5	21.7	3.3	6.6	0.396	33.7	1.00	0.111	II
		3.15~ 3.45	0.28	3.0	2.7	53.1	4.7	11.3	0.534	73.2	1.11	0.121	II
		4.15~ 4.45	0.28	3.0	2.5	80.3	11.5	6.9	0.632	102.5	1.25	0.134	III
		5.15~ 5.45	0.28	2.5	2.6	106.2	17.8	5.9	0.730	126.3	1.36	0.144	III
		6.15~ 6.45	0.23	5.0	11.5	100.0	15.7	6.4	0.828	111.3	1.43	0.149	III
		7.15~ 7.45	0.22	4.0	2.0	123.3	21.3	5.8	0.926	128.9	1.50	0.154	III
		8.15~ 8.45	0.19	4.0	1.3	132.6	23.9	5.5	1.024	130.8	1.55	0.156	III
		9.15~ 9.45	0.16	4.0	1.1	145.1	24.6	5.9	1.122	135.4	1.59	0.157	III
		10.15~10.45	0.15	6.0	1.7	117.3	23.3	5.0	1.220	103.9	1.62	0.1575	III
		11.15~11.45	0.15	7.5	1.7	120.9	22.9	5.3	1.318	101.8	1.65	0.1575	III
		12.15~12.45	0.17	6.0	1.5	145.0	22.0	6.6	1.416	116.5	1.68	0.157	III

D_{50} : 平均粒径, FC: 細粒分含有率, U_c : 均等係数, q_c : コーン支持力, N_d : 動的N値
 σ_o : 鉛直全土被り圧, σ'_o : 鉛直有効土被り圧, q_{c1} : 規準化コーン支持力,
 τ_d/σ'_o : 等価せん断応力比, 液状化区分: I-液状化, II-やや液状化, III-非液状化

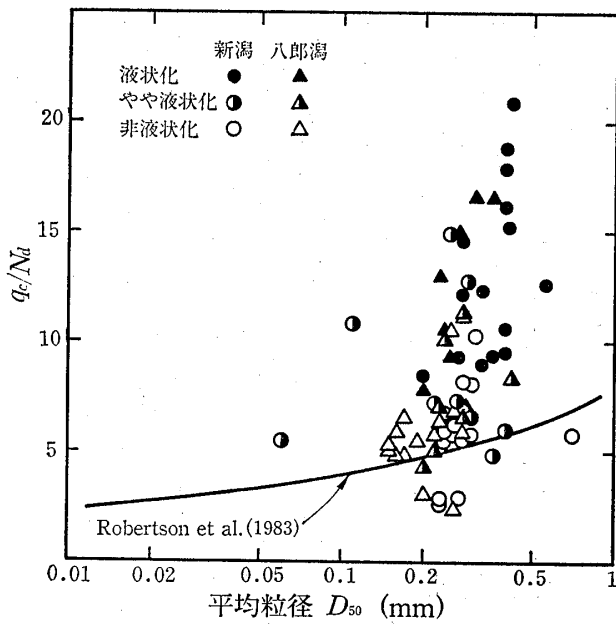
支持力 (q_{c1}), 鉛直全土被り圧 (σ_o) および等価せん断応力比 (τ_d/σ'_o : 地震によって土中に発生したと推定される値) は, 筆者らによって計算されたものである。ここに, 規準化コーン支持力および等価せん断応力比は, Tokimatsu et al (1983) の関係式を用いて計算した。

2・1 平均粒径および細粒分含有率とコーン支持力と動的N値の比との関係

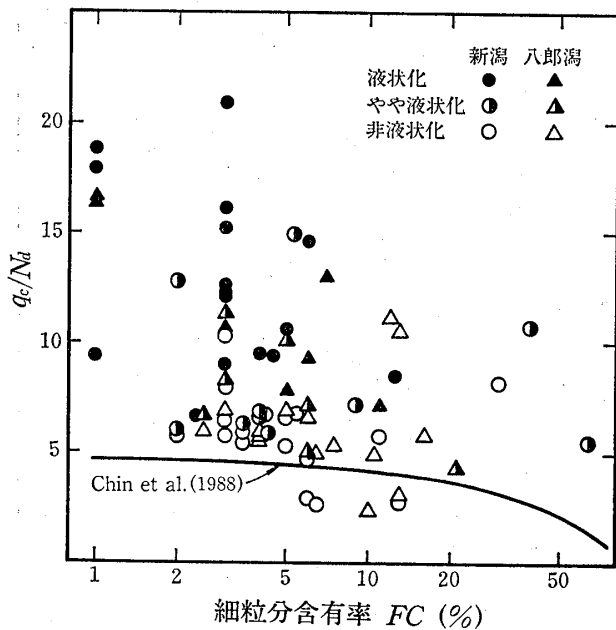
表-2に示す結果を用いて, コーン支持力と動的N値の比 (q_c/N_d) と平均粒径 (D_{50}) との関係液状化評価区分別に示すと図-1のようになる。なお, この図中に

は Robertson et al (1983) によって示された q_c/N と D_{50} の関係曲線を参考までに記入してある。図-1によれば, 土の平均粒径は 0.15~0.5mm の範囲のものが大部分を占め, この範囲の q_c/N_d 値は2~22と広い範囲にばらついているが, 液状化した土ほど大きい値を示している。また, 液状化しなかった土の q_c/N_d 値は2~7の範囲にあり, Robertson の曲線とはほぼ一致している。

同様に, これらの q_c/N_d と細粒分含有率 (FC) との関係を示すと, 図-2のようになる。図の中には, Chin et al (1988) が台湾の沖積砂層において求めた q_c/N と

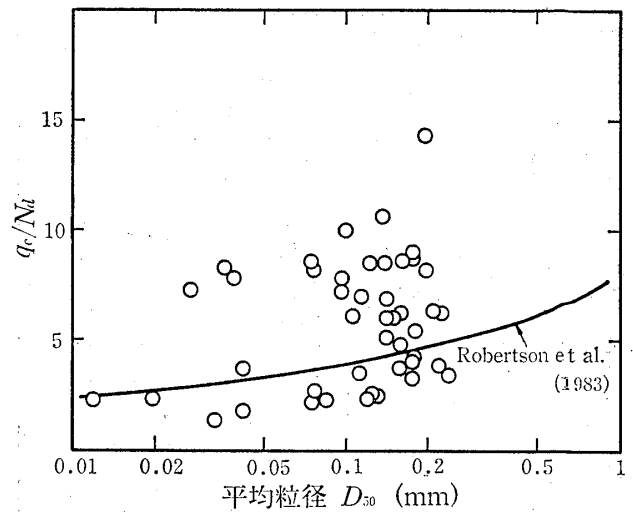


図一1 新潟市および八郎潟における q_c/N_d 比と平均粒径の関係
 Fig.1 Relationship between q_c/N_d ratio and mean grain size for soil in Niigata and Hachirogata



図一2 新潟市および八郎潟における q_c/N_d 比と細粒分含有率の関係
 Fig.2 Relationship between q_c/N_d ratio and fines content for soil in Niigata and Hachirogata

FC との関係曲線を参考までに記入してある。図一2によれば、 FC が増加するに従って、 q_c/N_d は減少しているようにも見えるが、それらの値のバラツキは極めて大きい。また、それらのほとんどの値はChinの曲線が示



図一3 東京湾埋立地における q_c/N_d 比と平均粒径の関係
 Fig.3 Relationship between q_c/N_d ratio and mean grain size for reclaimed ground in the Tokyo Bay

す値よりも大きい。

筆者らが東京湾埋立地の砂地盤で実施した原位置試験および室内試験から求められた D_{50} と q_c/N_d との関係は図一3に示すようになる。この埋立地は、平均粒径が $0.01 \sim 0.25 \text{ mm}$ の範囲の細粒分の多い砂地盤であり、 D_{50} に対する q_c/N_d の値のバラツキは極めて大きい。

以上に示したように、土の平均粒径 (D_{50}) あるいは細粒分含有率 (FC) によって q_c/N_d の値を精度良く一義的に決定することは困難である。したがって、佐藤ら (1980) が述べているように、ロッド周面摩擦抵抗力によって補正された N_d 値が、標準貫入試験による N 値と極めてよく一致するとしても、これまでに得られている N 値と液状化強度の関係を、コーン支持力 q_c と液状化の関係を求めることに適用することは疑問がある。

2・2 規準化コーン支持力とせん断応力比

表一3に示した各地点のそれぞれの深度における規準化コーン支持力 (q_{c1}) とせん断応力比 (τ_d/σ'_v) との関係を液状化評価区別別に示すと図一4のようになる。この図によれば、せん断応力比は $0.10 \sim 0.20$ の範囲にあり、液状化が発生したところは規準化コーン支持力がおおむね 100 kgf/cm^2 以下の範囲に分布している。液状化と非液状化の境界の大略を求めると、破線で示すようになる。ここに、規準化コーン支持力 q_{c1} が 50 kgf/cm^2 以下の部分の境界線は不明確である。

Ishihara and Koga (1981) は、新潟市川岸町における大口径の乱さない試料に対する繰返し三軸圧縮試験結

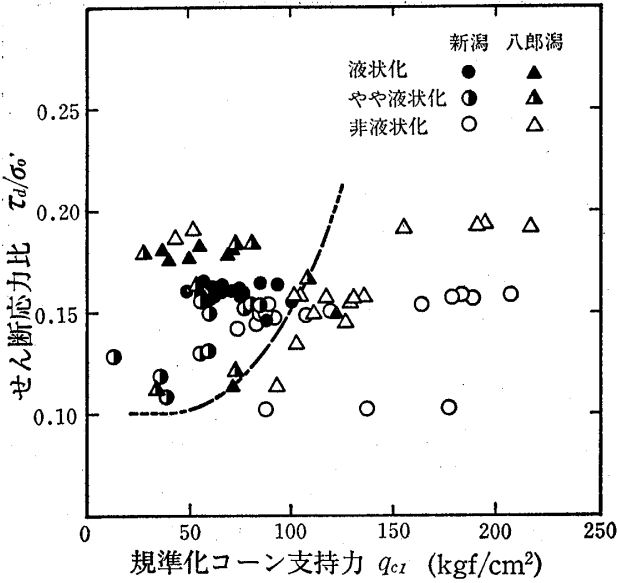


図-4 液状化が生じたせん断応力比と規準化コーン支持力の関係
 Fig.4 Relationship between shear stress ratio and modified cone penetration resistance

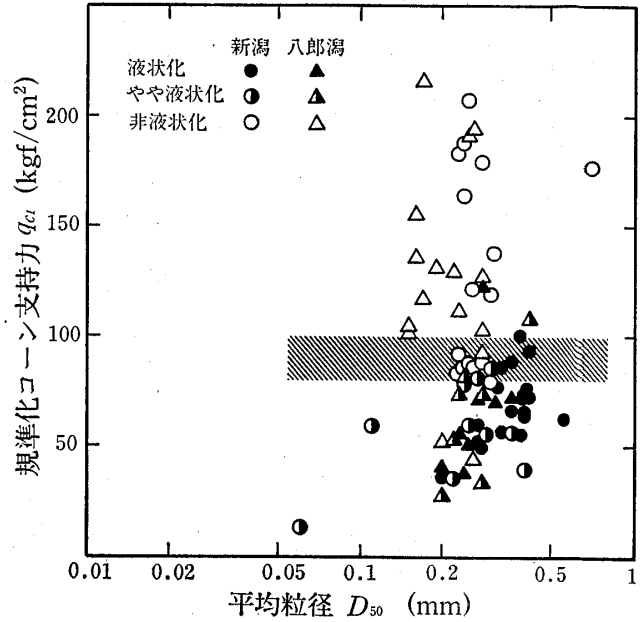


図-5 新潟市および八郎潟における規準化コーン支持力と平均粒径の関係
 Fig.5 Relationship between modified cone penetration resistance and mean grain size for soil in Niigata and Hachirogata

果によると、繰返し回数が20回に対応するせん断応力比は $(\sigma_d/2\sigma'_o) = 0.15 \sim 0.17$ であると報告している。この値を用いて繰返し回数15回に対応するせん断応力比を求め、De Alba et al (1976) による補正係数 $C_r = 0.57$ を用いて野外における液状化強度を求めると、

$$\begin{aligned} \tau/\sigma'_o &= 0.57 \times (\sigma_d/2\sigma'_o)_{15} \\ &= 0.57 \times (1/0.95) \times (\sigma_d/2\sigma'_o)_{20} \\ &= 0.60 \times (0.15 \sim 0.17) = 0.09 \sim 0.102 \approx 0.10 \end{aligned}$$

となり、 $q_{c1} < 50 \text{ kg/cm}^2$ の領域の液状化強度は0.1と考えることができる。

2・3 規準化コーン支持力と粒度特性

土の平均粒径(D_{50})と規準化コーン支持力(q_{c1})との関係を液状化評価区別別に示すと図-5のようになる。この図によれば、平均粒径は $D_{50} = 0.15 \sim 0.5 \text{ mm}$ の範囲にあり、液状化と非液状化との境界は q_{c1} が 80 kgf/cm^2 から 100 kgf/cm^2 の間にあるようである。つぎに、細粒分含有率 (FC) と規準化コーン支持力 (q_{c1}) の関係を求めると図-6に示す通りである。この図に見られる特徴としては、細粒分含有率が増加するに従って、液状化と非液状化との境界の規準化コーン支持力が直線的に減少する傾向が見られることである。

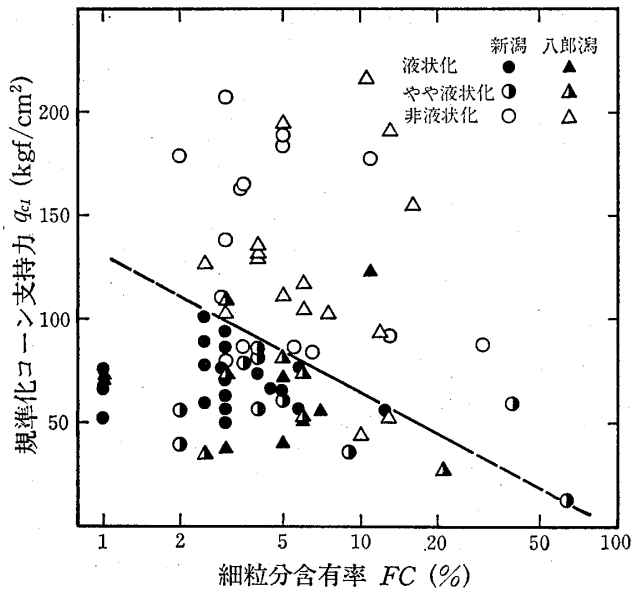


図-6 新潟市および八郎潟における規準化コーン支持力と細粒分含有率の関係
 Fig.6 Relationship between modified cone penetration resistance and fines content for soil in Niigata and Hachirogata

3 東京湾埋立地における採取試料の室内試験と原位試験の結果

地震による被災地において、液状化の評価を目的として静的コーン貫入試験が実施された例は極めて少ない。

さきに述べた新潟市および八郎潟の資料は極めて貴重なものである。しかしながら、これらの地域の平均粒径は0.15mm以上であり、細粒分含有率は大略15%以下であるので、“清い砂”と考えて差し支えないであろう。

一般に、自然の堆積地盤は、平均粒径はいろいろの値を示し、幅広い細粒分を含有する土で構成されており、Zhou (1981) が強調しているように、地盤の細粒分含有率を考慮して液状化の評価をすべきであると考え。筆者らが試験を実施した東京湾埋立地の土の平均粒径の範囲は0.01~0.20mmで、新潟市および八郎潟の場合に比較すると細粒分の多い砂地盤に該当する。したがって、新潟市および八郎潟における結果を利用することはできないものと考え、原位置において採取した乱さない試料を用いて室内試験を実施し、液状化強度を推定することにした。

3・1 試料の採取と繰返し三軸圧縮試験

乱さない試料は、固定ピストン式シンウォールサンプラー（ライナーの内径50mm、肉厚2mm）を用いて、ボーリング孔から採取した。採取した試料は、サンプラーの下端にポーラスストーンを当てて鉛直に立て、約10

日間大気中に放置し排水を促した。その後、サンプラー全体をドライアイスで覆い試料を凍結した。供試体作成に当たっては、室内でライナーから凍結試料を押し出し、長さ10cmに切断した。1本のサンプラー中の試料から3~5個の供試体を作成し、各供試体の有効土被り圧で等方圧密を行った後、下記の仕様に従って、繰返し三軸圧縮試験を実施した。

波形 : 正弦波

周波数 : 0.5Hz

液状化の判定 : 両振幅軸ひずみ5%をもって液状化の開始とする

3・2 三軸圧縮試験の繰返し回数とせん断応力比の正規化

液状化強度は、想定される地震のマグニチュードに対応する繰返し回数を設定し、この繰返し回数 (N_i) に対応するせん断応力比 ($\sigma_d/2\sigma'_c$) によって決められる。この設定される繰返し回数に対応するせん断応力比を求めるためには、通常同じような粒径、細粒分含有率、密度を有する供試体を3~4個準備し、所定の繰返し回数を中心にして液状化するせん断応力が得られるようにして試

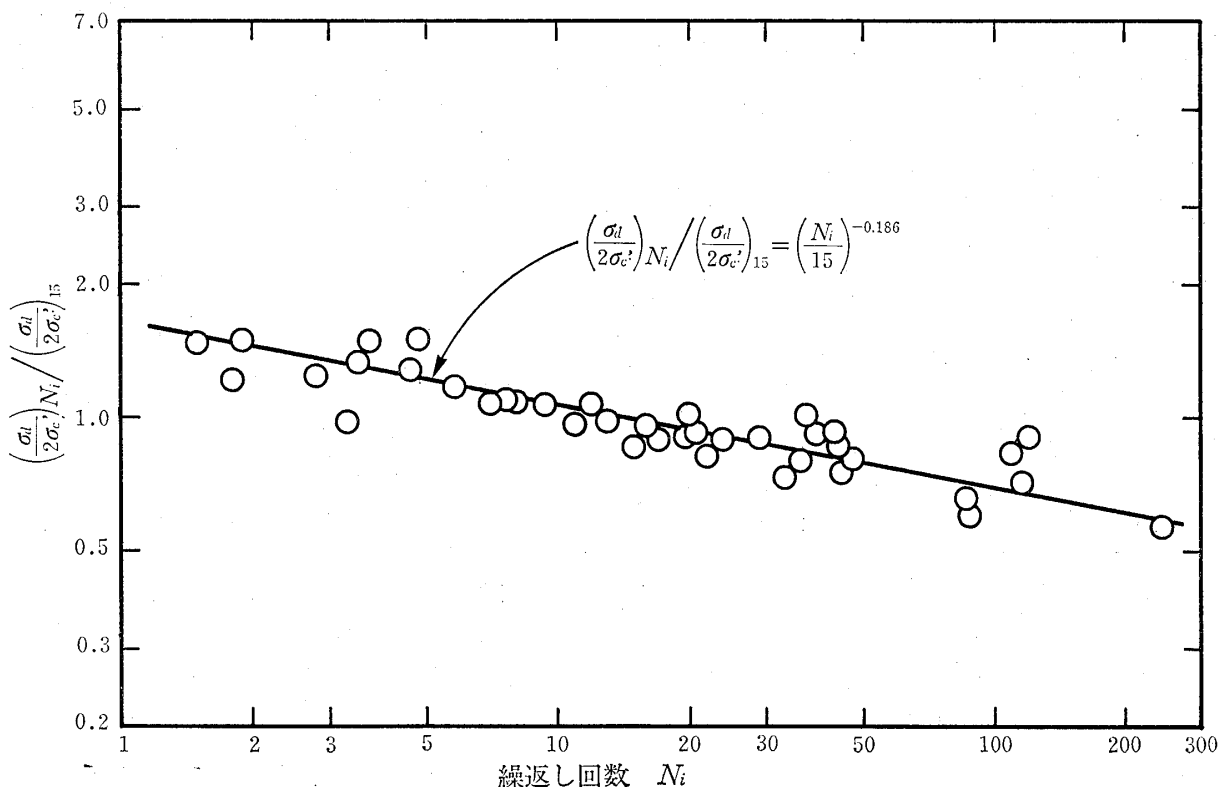


図-7 繰返し回数 $N_i=15$ におけるせん断応力比に対する N_i 回におけるせん断応力比との比と繰返し回数 N_i との関係
 Fig.7 Relationship between ratio of the cyclic stress in N_i cycles to that in 15 cycles and number of cyclic loading N_i

表一三 東京湾埋立地における静的コーン貫入試験結果および
乱さない試料による室内試験結果

Table 3 Results of laboratory tests of undisturbed samples and cone
penetration test for sands of reclaimed ground in the Tokyo Bay

試験箇所	深度 (m)	D_{50} (mm)	FC (%)	室内試験				C P T		
				N_i (回)	$\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$	$\frac{ \sigma_d }{2\sigma'_c} _{15}$	$\frac{\tau_i}{\sigma'_c}$	q_c (kgf/cm ²)	σ'_c (kgf/cm ²)	q_{c1} (kgf/cm ²)
1- 1-1	6.31~ 6.41	0.18	2.9	3.7	0.799	0.616	0.351	80.2	0.42	121.9
1- 1-2	6.43~ 6.53	0.17	2.3	243	0.307	0.515	0.294	77.1	0.42	117.2
1- 1-3	6.55~ 6.65	0.18	1.6	86	0.355	0.491	0.280	74.4	0.42	113.1
1- 1-4	6.67~ 6.77	0.16	2.8	115	0.388	0.567	0.323	75.7	0.42	115.1
1- 1-5	6.79~ 6.89	0.18	2.7	36	0.429	0.505	0.288	66.5	0.42	101.1
1- 2-3	7.37~ 7.47	0.14	18.9	15	0.454	0.454	0.259	35.3	0.49	50.5
1- 2-4	7.48~ 7.58	0.16	13.4	24	0.477	0.521	0.297	54.4	0.49	77.8
1- 3-2	9.39~ 9.49	0.15	7.1	33	0.445	0.515	0.294	90.9	0.66	113.6
1- 3-3	9.53~ 9.63	0.16	6.1	16	0.585	0.592	0.337	71.6	0.66	89.5
1-4-5-3	10.51~10.61	0.18	2.8	11	0.632	0.597	0.340	104.8	0.76	121.6
1-4-5-4	10.63~10.73	0.17	3.9	53	0.603	0.763	0.435	112.4	0.76	130.4
1-4-5-5	10.77~10.87	0.17	3.7	10	0.657	0.609	0.347	100.7	0.76	116.8
1- 6-1	11.15~11.25	0.16	3.7	18	0.748	0.774	0.441	105.0	0.83	116.6
1- 6-2	11.27~11.37	0.16	8.2	19	0.583	0.609	0.347	103.8	0.83	115.2
1- 7-3	11.91~12.01	0.17	5.0	37	0.511	0.604	0.345	70.5	0.88	76.1
1- 8-1	12.68~12.78	0.13	18.0	1.8	0.669	0.451	0.257	49.4	0.97	50.4
1- 8-2	12.79~12.89	0.14	11.1	3.3	0.535	0.404	0.230	69.1	0.97	70.5
1- 8-3	12.91~13.01	0.12	23.3	7.0	0.585	0.508	0.289	64.7	0.97	66.0
1- 8-4	13.03~13.13	0.10	30.3	39	0.510	0.609	0.347	62.8	0.97	64.1
2- 1-1	3.12~ 3.22	0.12	31.3	1.8	0.613	0.413	0.235	24.4	0.50	34.6
2- 1-2	3.24~ 3.34	0.14	19.5	2.5	0.617	0.442	0.252	20.8	0.50	29.5
2- 1-3	3.40~ 3.50	0.14	17.0	2.6	0.546	0.394	0.225	28.3	0.50	40.2
2- 2-1	3.82~ 3.92	0.14	16.5	2.8	0.569	0.416	0.237	32.0	0.57	42.9
2- 2-2	3.94~ 4.04	0.14	13.0	20	0.465	0.491	0.280	59.3	0.57	79.5
2- 2-3	4.06~ 4.16	0.14	13.3	21	0.427	0.455	0.259	62.3	0.57	83.5
2- 2-4	4.20~ 4.30	0.15	8.9	22	0.376	0.404	0.230	58.4	0.57	78.3
2- 3-2	4.60~ 4.70	0.16	5.5	17	0.355	0.363	0.207	70.0	0.63	89.6
2- 3-3	4.72~ 4.82	0.14	23.5	20	0.361	0.381	0.217	49.7	0.63	63.6
2- 3-5	4.94~ 5.04	0.13	23.5	88	0.239	0.332	0.189	37.2	0.63	47.6
2- 4-1	6.66~ 6.76	0.15	20.4	29	0.291	0.329	0.188	44.2	0.80	49.9
2- 4-2	6.78~ 6.88	0.15	16.8	47	0.261	0.323	0.184	44.3	0.80	50.1
2- 4-3	6.90~ 7.00	0.14	19.2	5.8	0.377	0.316	0.180	46.1	0.80	52.1
2- 4-4	7.02~ 7.12	0.16	14.5	9.5	0.342	0.314	0.179	49.2	0.80	55.6
2- 4-5	7.14~ 7.24	0.16	9.0	4.6	0.412	0.331	0.188	51.5	0.80	58.2
2- 5-1	7.57~ 7.67	0.15	12.0	4.8	0.450	0.364	0.208	56.9	0.87	61.5
2- 5-2	7.68~ 7.78	0.16	11.7	110	0.246	0.356	0.203	57.7	0.87	62.3
2- 5-3	7.79~ 7.89	0.15	17.6	13	0.293	0.285	0.163	74.6	0.87	80.6
2- 5-4	7.90~ 8.00	0.16	7.2	120	0.268	0.395	0.225	84.3	0.87	91.0

表-3 (つづき)
Table 3 (continued)

試験箇所	深 度 (m)	D ₅₀ (mm)	FC (%)	室内試験				C P T		
				N _i (回)	$\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$	$\left \frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right _{15}$	$\frac{\tau_l}{\sigma'_c}$	q _c (kgf/cm ²)	σ' ₀ (kgf/cm ²)	q _{c1} (kgf/cm ²)
2- 6-1	8.11~ 8.21	0.15	10.5	16	0.457	0.463	0.264	68.0	0.93	70.7
2- 6-2	8.22~ 8.32	0.14	19.2	4.8	0.390	0.316	0.180	49.0	0.93	51.0
2- 6-3	8.48~ 8.58	0.15	21.9	6.5	0.373	0.319	0.182	37.4	0.93	38.9
2- 7-1	8.80~ 8.90	0.18	6.5	20	0.713	0.752	0.429	118.0	0.99	119.2
2- 7-2	8.92~ 9.02	0.18	6.0	16	0.607	0.614	0.350	97.0	0.99	98.0
2- 7-3	9.03~ 9.13	0.17	4.9	15	0.568	0.568	0.324	105.9	0.99	107.0
2- 7-4	9.14~ 9.24	0.16	7.2	23	0.555	0.600	0.343	110.5	0.99	111.6
2- 9-1	11.04~11.14	0.11	28.3	1.9	0.474	0.323	0.184	72.9	1.18	65.6
2- 9-2	11.16~11.26	0.09	39.2	21	0.300	0.319	0.182	44.7	1.18	40.2
2- 9-3	11.28~11.38	—	51.5	45	0.246	0.302	0.172	43.0	1.18	38.7
2- 9-4	11.40~11.50	—	58.8	12	0.347	0.333	0.190	43.5	1.18	39.2
2- 10-3	12.20~12.30	0.09	35.9	7.7	0.342	0.302	0.172	35.8	1.25	31.1
2- 10-4	12.32~12.42	0.13	24.4	44	0.271	0.331	0.189	32.5	1.25	28.3
2- 11-1	12.54~12.64	0.14	16.4	8	0.324	0.288	0.164	52.1	1.31	44.3
2- 11-2	12.67~12.77	0.14	18.9	43	0.282	0.343	0.195	50.2	1.31	42.7
2- 11-3	12.78~12.88	—	50.2	11	0.290	0.274	0.156	57.6	1.31	49.0
2- 11-4	12.89~12.99	—	68.7	3.5	0.403	0.307	0.175	71.1	1.31	60.4
2- 11-5	13.07~13.17	—	57.8	1.5	0.438	0.285	0.163	34.4	1.31	29.2

D₅₀: 平均粒径, FC: 細粒分含有率, N_i: 繰返し回数, σ_d: 繰返しせん断応力,
σ'_c: 拘束圧, τ_l: 液状化強度, q_c: コーン支持力, σ'₀: 鉛直有効土被り圧,
q_{c1}: 規準化コーン支持力.

験を行う。しかしながら、自然の地盤においては、1本のサンプラーの中の試料が同じ液状化強度を有するものとは限らず、個々の供試体の液状化強度は異なることが想定される。したがって、深さ方向に変化の著しい地盤においては、それぞれの試料について求めた液状化開始時のせん断応力比と、それに対応する繰返し回数を用いて、所定の繰返し回数に対するせん断応力比を得ることが望ましい。

そこで、採取した乱さない試料の中から、細粒分含有率、粒径、密度の三者がほぼ等しいとみなされる試料を選別し、それぞれの試料について (σ_d/2σ'_c)_{N_i} ~ N_i 曲線を求め、これらの曲線から N_i=15 に対応するせん断応力比 (σ_d/2σ'_c)₁₅ を決定した。これらの結果から (σ_d/2σ'_c)_{N_i} / (σ_d/2σ'_c)₁₅ を計算し、これらの値と N_i との関係を図-7に示す。ここに、N_i=15 のとき、(σ_d/2σ'_c)_{N_i} / (σ_d/2σ'_c)₁₅ = 1 であるので、図-7に示す関係はこの点を通る直線

$$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right)_{N_i} / \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right)_{15} = \left(\frac{N_i}{15}\right)^{-0.186} \quad (1)$$

によって表すことができる。式(1)を書直すと

$$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right)_{15} = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right)_{N_i} / \left(\frac{N_i}{15}\right)^{-0.186} \quad (2)$$

となり、式(2)から個々の供試体から得られたせん断応力比 (σ_d/2σ'_c)_{N_i} と繰返し回数 N_i から、N_i=15 に対応するせん断応力比 (σ_d/2σ'_c)₁₅ を決定することができる。

各試料についての繰返し回数 N_i と、その回数に対応するせん断応力比 (σ_d/2σ'_c)_{N_i} および式(2)から求めた N_i=15 に対応するせん断応力比 (σ_d/2σ'_c)₁₅ の値を表-3に示す。また、これらの値から、De Alba, Seed and Chan (1976) による下記の関係式を用いて野外の液状化強度 (τ/σ'₀) を計算した結果を示してある。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_0}\right)_{\text{field}} = C_r \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right)_{\text{triaxial}} \quad (3)$$

ここに、 C_r ：三軸圧縮試験による結果を野外の単純せん断条件にするための補正係数

この補正係数 C_r は、液状化の生じた繰返し回数と土の静止土圧係数によって変化するが、正規圧密砂については $C_r=0.54\sim 0.58$ となり、繰返し回数が15の場合は $C_r=0.57$ である。

3・3 原位置コーン貫入試験と規準化コーン支持力

3・2に述べたように、式(2)によって各供試体についての $N_i=15$ に対応するせん断応力比を求められることが判明したので、それらの供試体の採取深度におけるコーン支持力を求めるために、試料を採取したボーリング孔から3 m離れた3箇所においてCPTを実施し、供試体の採取深度において得られたこれらの3箇所の測定値の平均を求め、その深度のコーン支持力 (q_c) とした。

また、規準化コーン支持力 (q_{c1}) は、Seed (1976) の式

$$q_{c1} = C_q \cdot q_c \quad (4)$$

を用いて計算した。ここに、 C_q は鉛直有効土被り圧を 1.0kg/cm^2 とするときの補正係数で、Tokimatsu et al (1983) が示したつぎの式を使用した。

$$C_q = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_0} \quad (5)$$

上に述べたような方法によって求めた各供試体に対応する q_c 、 σ'_0 および q_{c1} の値は表-3に示すとおりである。

3・4 規準化コーン支持力とせん断応力比の関係

表-4によって、原位置試験から求められた規準化コーン支持力 (q_{c1}) と室内試験から得られたせん断応力比 (τ/σ'_0) との関係を細粒分含有率別に図示すると図-8のようになる。この結果を全体的に見ると、規準化コーン支持力が増加するに従ってせん断応力比は大きくなる傾向を示しているが、そのばらつきは大きい。そこで、これを細粒分含有率別に見ると、おおむね破線で囲む帯状の領域に大別できる。このことは、せん断応力比が規準化コーン支持力の関数であるばかりでなく、細粒分含有率の関数であることを示唆しており、CPTによって原位置の液状化強度を推定しようとする場合、細粒分含有率が重要な役割をすることを示している。

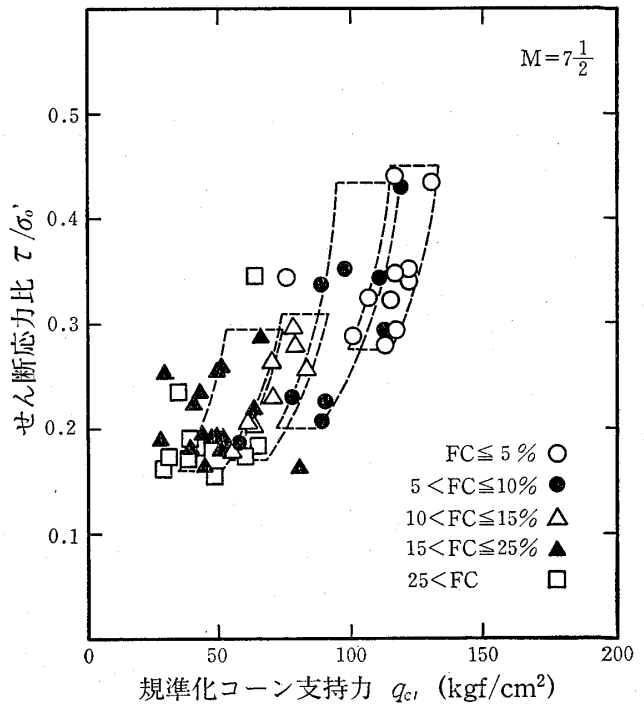


図-8 東京湾埋立地のシルト質砂について室内試験から求めた液状化強度と規準化コーン支持力との関係

Fig.8 Relationship between liquefaction resistance and modified cone penetration for silty sands from reclaimed ground in the Tokyo Bay

4 細粒分を多く含む砂質土の液状化強度とコーン支持力との関係

4・1 清い砂 (FC=5%) の液状化強度

図-9は、図-8の細粒分含有率が5%以下のデータと、図-4の液状化・非液状化境界線を併せて示したものである。境界線上の数字は図-6に示す境界線に沿って求めた細粒分含有率で、その5%の点を用いて規準化コーン支持力 (q_{c1}) とせん断応力比 (τ/σ'_0) の関係を求めると実線で示すようになる。

細粒分の少ない砂についての規準化コーン支持力と液状化強度との関係については、Ishihara(1985), Robertson et al (1985), 柴田 (1935) および Seed (1986) による結果があり、図-9に示した曲線とともに示すと図-10のようになる。

これらの曲線のうち、柴田の曲線の試料は、 $FC < 10\%$ 、 $D_{50} > 0.25\text{mm}$ の土で、 $(\tau/\sigma'_0) > 0.15$ の範囲は、基本的に N 値を規準化コーン支持力に換算した値によ

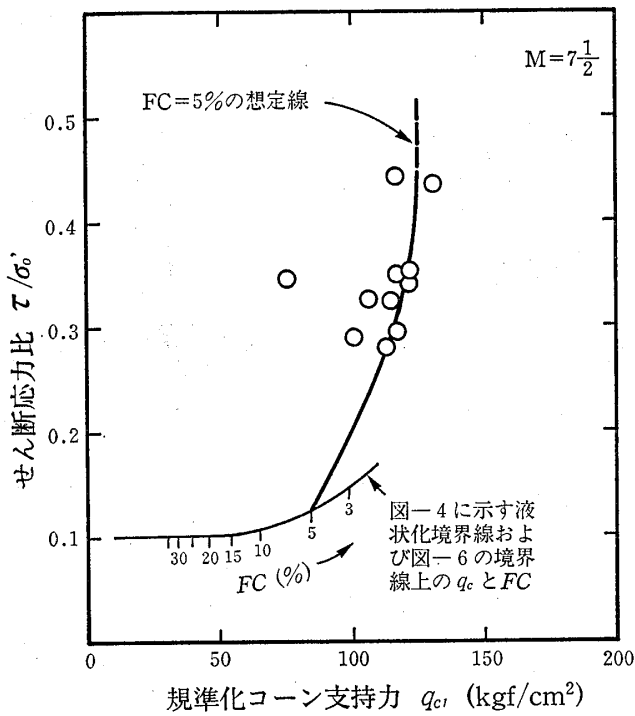


図-9 清い砂の液状化強度と規準化コーン支持力の関係
 Fig.9 Relationship between liquefaction resistance and modified cone penetration resistance for clean sands

て求めたものであるが、その境界線決定のための資料は少なく、あまり確実でない。また、Seedの曲線の試料は、 $FC \leq 5\%$ 、 $D_{50} = 0.25\text{mm}$ の土で、 N 値をコーン支持力に換算して求めたものである。

一方、Ishiharaの曲線は、東京湾臨界埋立地および新潟市においてオスターバーグサンプラーを用いて採取した乱さない試料 ($D_{50} = 0.25 \sim 0.5\text{mm}$ 、 $FC \leq 10\%$ の砂質土)の室内試験結果と、試料採取位置におけるダッチコーンによる貫入試験結果から求めた曲線である。この場合、試料が細粒分含有率5~15%の土を含んでいるので、 $q_{c1} < 110\text{kgf/cm}^2$ の領域において、筆者らの曲線がこの曲線の右側にあるとは図-8に示すことから妥当なものと考えられる。しかし、 $q_{c1} > 110\text{kgf/cm}^2$ の領域のIshihara曲線は、データが少なく信頼性に欠ける部分である。また、Robertson et alの曲線は、細粒分を含まない標準砂 (Ticino sand および Hoksund sand, $D_{50} = 0.25\text{mm}$ 、 $FC = 0$)を用いた土槽実験から求めたもので、使用した試料が細粒分をほとんど含んでいないことから、筆者らの曲線よりも右側に位置している。

以上に示したように、筆者らが東京湾埋立地において試験した結果から求めた細粒分の少ない砂 ($FC = 5\%$)についての規準化コーン支持力とせん断応力比の関係曲

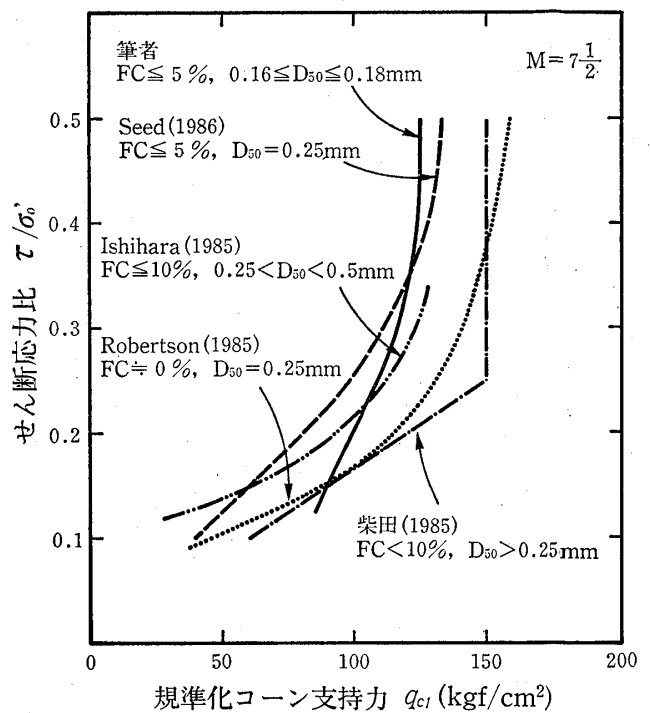


図-10 清い砂に関する液状化強度評価曲線の比較
 Fig.10 Comparison of evaluation curves of liquefaction resistance for clean sands

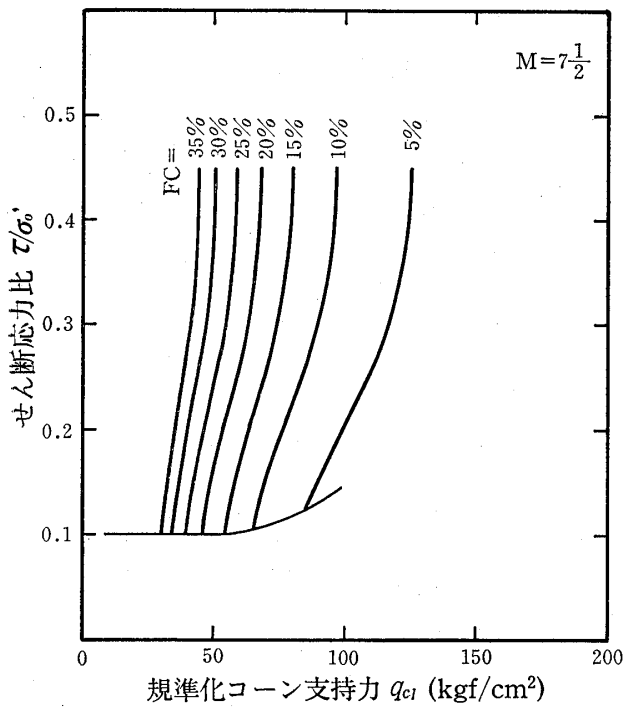
線は、Ishihara ($FC \geq 10\%$) および Robertson et alの曲線 ($FC = 0\%$)と比較するとき、細粒分含有率をパラメーターとして調和的な関係があることがわかる。

4.2 細粒分を多く含む砂質土の液状化強度

清い砂に関する規準化コーン支持力と液状化強度との関係 (図-9参照)を求めた方法と同じ方法によって、いろいろの細粒分含有率に関する規準化コーン支持力と液状化強度の関係を求めると図-11に示すようになる。

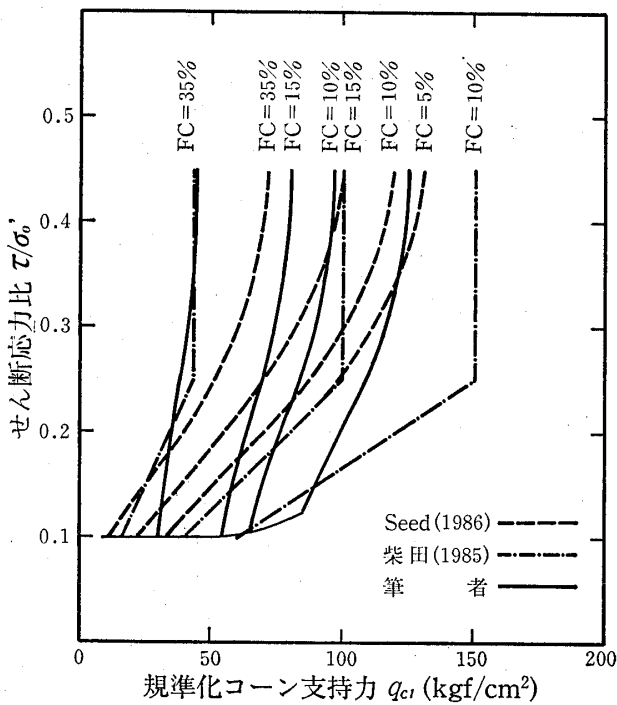
細粒分を多く含む砂の規準化コーン支持力と液状化強度の関係については、Seed et al (1986)、Shibata (1987)の論文がある。しかしながら、Seed et al (1986)は、標準貫入試験の N 値と現場における観察結果から得られた液状化境界線を基本にして、 N 値を規準化コーン支持力に改めたものである。また、Shibata (1987)は、若干のCPTによるデータを含むとはいえ、大部分は N 値から規準化コーン支持力を求めている。この両者の論文における共通点は、 $q_c/N \sim D_{50}$ の関係および $D_{50} \sim FC$ の関係を1本の曲線を用いて設定していることである。

したがって、筆者らが求めたCPTによる方法とは本質的な違いはあるが、比較のために図示すると図-12のようになる。この図から明らかなように、筆者らによる曲線とSeed et al (1986)およびShibata (1987)による曲線とはかなりの相異を示している。この原因として



図一11 細粒分の多い砂の液状化強度と規準化コーン支持力の関係

Fig.11 Relationship between liquefaction resistance and modified cone penetration resistance for sands and silty sands



図一12 細粒分の多い砂に関する液状化強度評価曲線の比較

Fig.12 Comparison of evaluation curves of liquefaction resistance for sand and silty sands

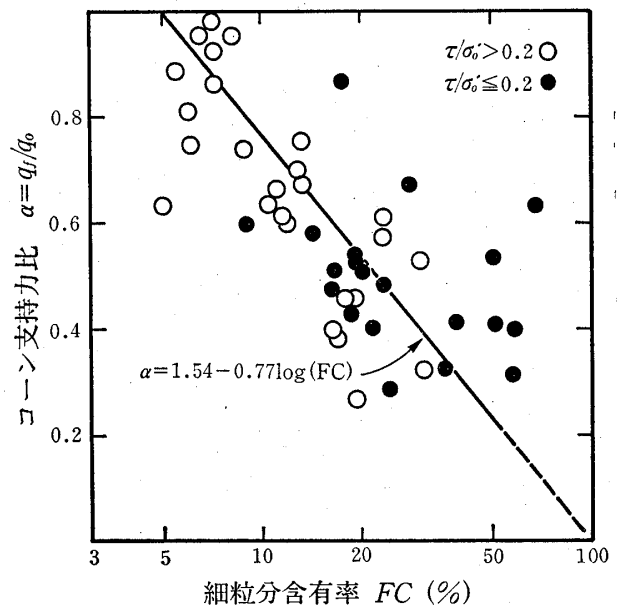
は、 $q_c/N \sim D_{50}$ および $D_{50} \sim FC$ に一意的な関係があると設定することにはささか無理があるように思われる。

5 砂質土の液状化強度評価に対する一試案

5.1 規準化コーン支持力に対する細粒分含有率の影響

清い砂 (ここでは $FC=5\%$ とする) の規準化コーン支持力を q_0 、この清い砂と同じ液状化強度を示す細粒分の多い土の規準化コーン支持力を q_f とし、両者の比 $\alpha = q_f/q_0$ を求めて、これをコーン支持力比と呼ぶことにする。

東京湾埋立地におけるデータを以て、コーン支持力比 (α) を縦軸に、細粒分含有率 (FC) を横軸 (対数目盛) にとってプロットすると、図一13に示すようになる。この図中の黒丸はせん断応力比 $\tau/\sigma'_0 \leq 0.2$ の範囲のもの、白丸は $\tau/\sigma'_0 > 0.2$ の範囲のものである。この図において、 $FC=5\%$ において $\alpha=1.0$ であり、また、 $FC \leq 100\%$ であるので、 $FC=100\%$ において $\alpha=0$ と仮定して、この2点を通る直線を引けば、図中の実線となり、



図一13 コーン支持力比と細粒分含有率との関係 (q_f : 任意の細粒分含有率の砂に対する規準化コーン支持力, q_0 : 清い砂に対する規準化コーン支持力)

Fig.13 Relationship between modified cone penetration resistance ratio and fines content (q_f : modified cone penetration resistance for sands with various fines content, q_0 : modified cone penetration resistance for clean sands)

$$\alpha = 1.54 - 0.77 \log(FC) \quad (6)$$

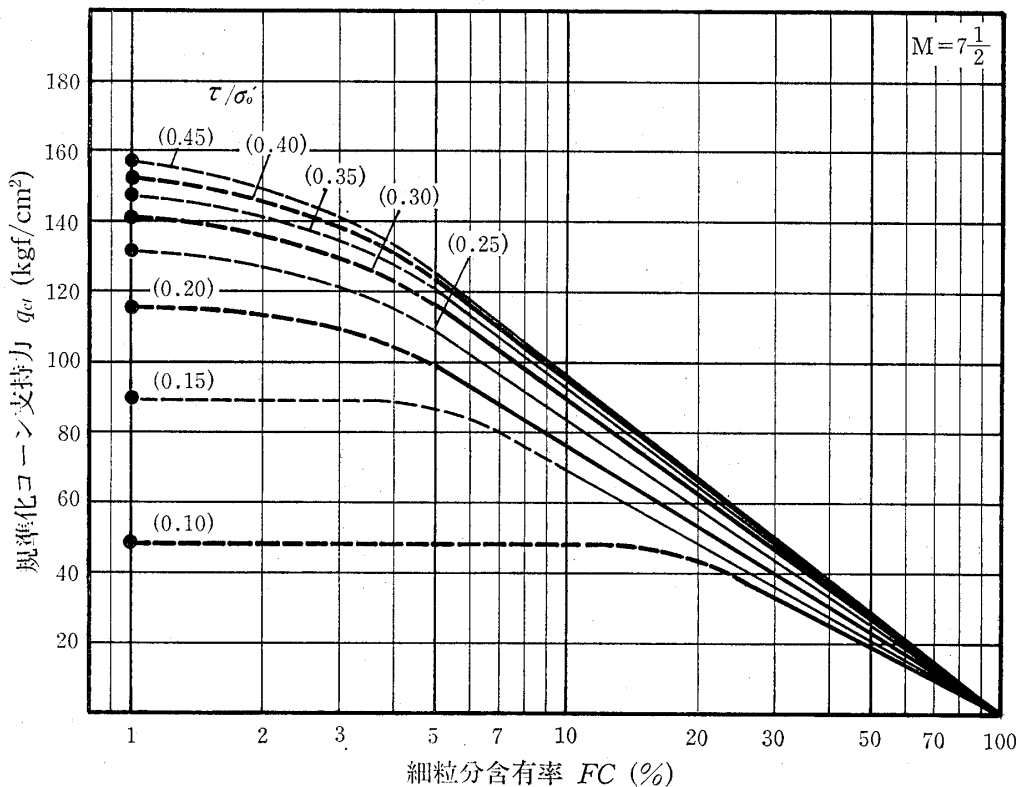
と表すことができる。プロットされた点の分布をこの直線に関して見ると、白丸 ($\tau/\sigma_o' > 0.2$) の場合は、コーン支持力と細粒分含有率との関係をこの直線で表しても差支えないのであろうが、黒丸 ($\tau/\sigma_o' \leq 0.2$) の場合は、白丸に比べてばらつきが大きく適用しない方がよい。いずれにしても、同一の液状化強度を有する土であっても、細粒分含有率が大きくなるに従って、規準化コーン支持力が著しく低下することがわかる。

5・2 試案としての液状化強度評価図の作成

図一11を用いて規準化コーン支持力 (q_{c1}) から細粒分含有率別に液状化強度 (τ/σ_o') を求めることができるが、図から明らかなように、曲線が縦軸にほとんど平行していることから、実際問題として q_{c1} から τ/σ_o' を精度よく決定することは困難である。そこで、図一13に示した細粒分含有率 (FC) とコーン支持力比 (α) との関係をを用い、 τ/σ_o' をパラメータとして、図一11を細粒分含有率 (FC) と規準化コーン支持力 (q_{c1}) との関係図に書き直すことによってこの問題を解決した。得られた評価

図を図一14に示す。この図を作成するに当たっては、まず図一11における $FC = 5\%$ の曲線を用いて、所定のせん断応力比 ($\tau/\sigma_o' = 0.45, 0.40, 0.35, \dots$) に対応する規準化コーン支持力 (q_{c1}) の値を読み取り、これらの値を図一14の横軸 (対数目盛) の $FC = 5\%$ のところの軸上にプロットする。つぎに、図一13に示したように、 $\tau/\sigma_o' > 0.2$ の場合には式(6)が成立するとしたのであるから、 $FC = 100\%$ において、 $q_{c1} = 0 \text{ kgf/cm}^2$ となる。したがって、図一14において、 $FC = 5 \sim 100\%$ 間は、 $FC = 5\%$ の位置にプロットした q_{c1} 値の点と点 ($FC = 100\%$, $q_{c1} = 0 \text{ kgf/cm}^2$) を結んだ直線で表すことができる。

つぎに、 $FC < 5\%$ の範囲に関しては、4・2節で述べたように、Robertson et al (1985) が示した液状化評価曲線がある (図一10参照)。これは細粒分を含まない標準砂 (Ticino sand および Hokksund sand) によって得られたもので、 $FC \approx 0\%$ と考えられる。また、Iwasaki et al (1988) は、豊浦標準砂 ($D_{50} = 0.16 \text{ mm}$, $FC = 0\%$) を用いた土槽実験から得られた $\tau/\sigma_o' \sim q_{c1}$ の関係が、さきの Robertson et al (1985) の曲線と良い一致を示すことを報告していることから、 $FC \approx 0\%$ に対する規準化コーン支持力 q_{c1} 値をこの曲線から求めることにし



図一14 砂質土の液状化強度評価図

Fig. 14 A liquefaction resistance evaluation chart in terms of modified cone penetration resistance and fines content for sands

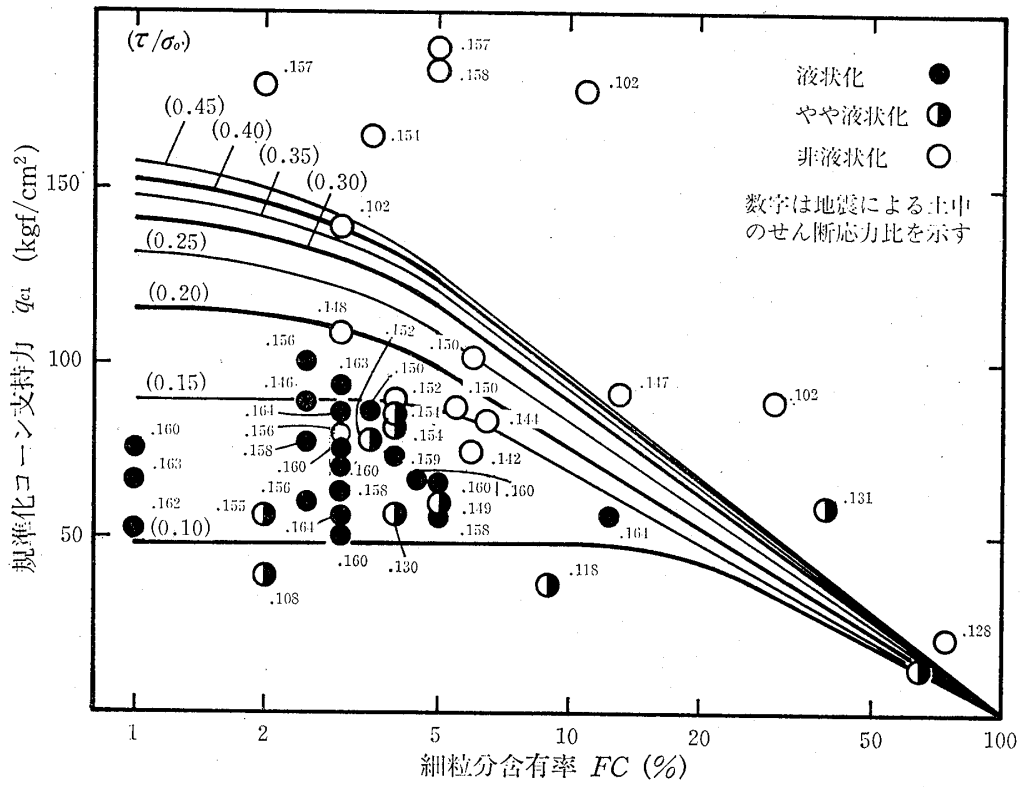


図-15 液状化強度評価曲線と液状化発生地盤における結果との比較（新潟市の場合）
 Fig.15 Comparison of liquefaction resistance curves and field data in Niigata

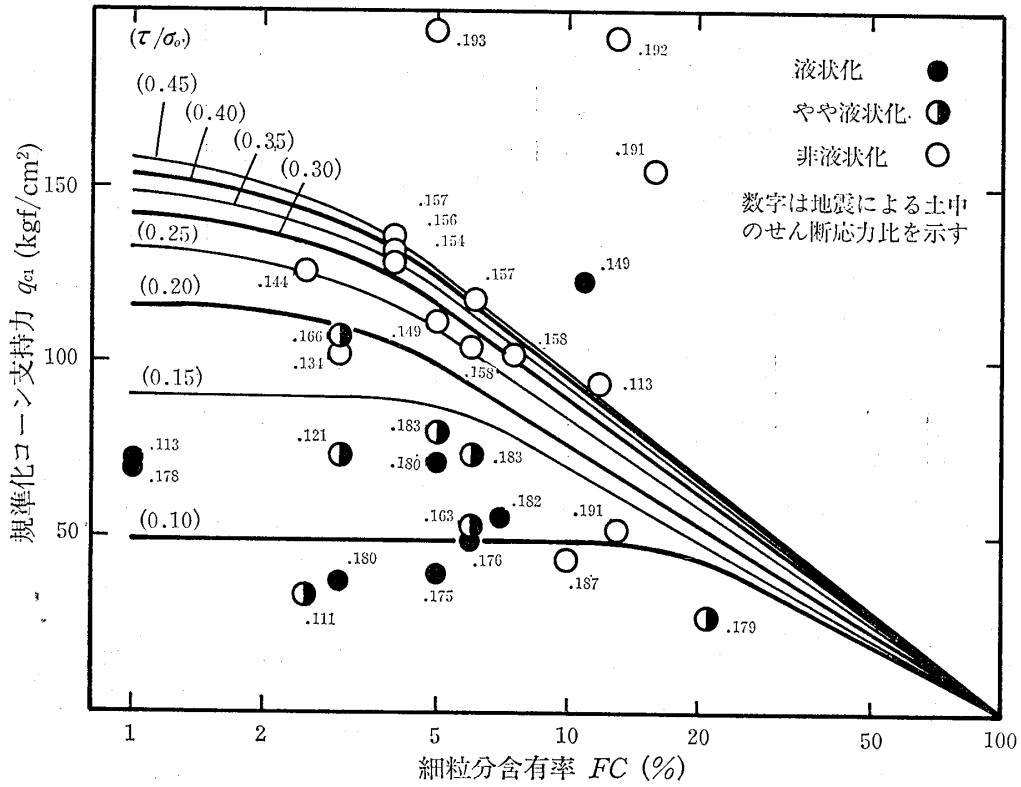


図-16 液状化強度評価曲線と液状化発生地盤における結果との比較（八郎潟の場合）
 Fig.16 Comparison of liquefaction resistance curves and field data in Hachirogata

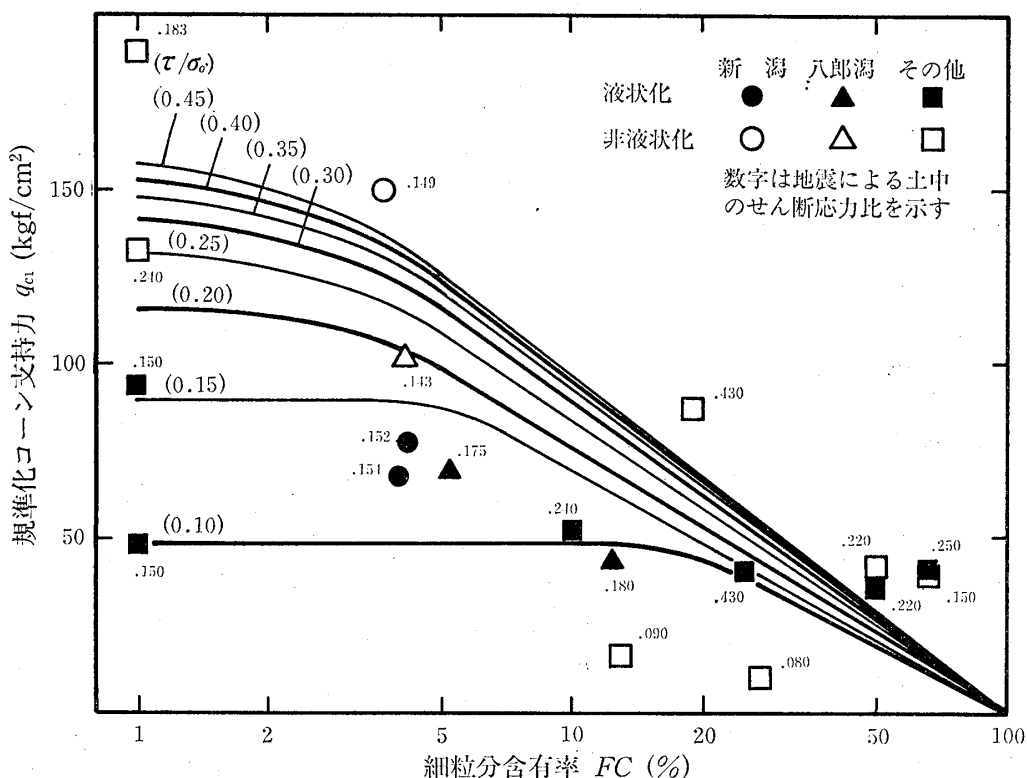


図-17 液状化強度評価曲線と液状化発生地盤における結果との比較 (Tokimatsu (1988) によるデータの場合)

Fig. 17 Comparison of liquefaction resistance curves and field data indicated by Tokimatsu (1988)

た。図-10に示した Robertson et al (1985) の曲線から読取った q_{c1} の値を図-14の $FC=1\%$ 軸上に●印で示してある。そして、さきに示した FC が5%以上の範囲の直線と滑らかな曲線で結ぶことによって求めた。

5・3 地震時における液状化の結果との対比

新潟地震および日本海中部地震の際に被災した地域における液状化現象を観察した結果(表-3参照)を、筆者らの液状化評価図にプロットすると、図-15および図-16のようになる。すなわち、表-3に示した液状化評価区分別にプロットし、それぞれの場所について土中に作用したと推定されるせん断応力比 τ_d/σ'_0 をその肩に記入してある。これらの図において、液状化およびやや液状化の両者の大部分は、 $q_{c1} < 100 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にある。そしてこれらの点は、評価図の $\tau/\sigma'_0 = 0.15$ 曲線よりも下に存在している。液状化およびやや液状化の点の肩に記入したせん断応力比の大部分の値は、この0.15よりも大きい値を示している。したがって、ここに示した評価曲線は妥当なものと考えられる。

図-17は、Tokimatsu et al (1988) の報文中に示された図から、被災地における q_{c1} , FC および τ_d/σ'_0 の

値を読取り、筆者らの評価図に記入したものである。この図においても、各点の肩に土中に作用したせん断応力比を書添えてある。この図において、右下の曲線の上に住置している Zhou (1981) によるデータは Tangshan 地震の際の Lutai 地区のものである。Chang (1987) によれば、この地区の液状化した地盤は、平均粒径 $D_{50} = 0.064 \sim 0.078 \text{ mm}$ 、細粒分含有率 $FC = 50 \sim 65\%$ の細粒土であって、細粒分(粘土・シルト)だけの土の塑性指数は $I_p = 3 \sim 15$ 、平均10という低塑性の粘性土である。わが国においては、細粒分の多い土の塑性指数は $I_p = 30 \sim 40$ の値を示し高塑性の領域にある。古関ら(1986)の研究によれば、塑性指数の高い試料ほど液状化強度が大きくなり、また、鉾津のように極めて低塑性の試料では、細粒分が増加すると液状化強度が低下することが明かにされている。このことから考えると、Lutai 地区の液状化現象は低塑性の細粒土における特殊現象であって、筆者らの評価図は、このような地盤には適用できないことを示している。

6 あとがき

地震に起因する砂地盤における液状化強度の評価に関しては、標準貫入試験による N 値に基づく研究が多く、したがって、静的コーン貫入試験による結果を用いる場合でも、それらの結果を N 値との関係に変換して使用する方法が多く採られている。

筆者らは、Ohya et al (1985) による新潟市および八郎瀨における測定データと、筆者らが行った東京湾埋立地における試験データに基づいて、直接、静的コーン貫入試験から液状化強度を求める方法を検討し、規準化コーン支持力と細粒分含有率から液状化強度を評価する図を作成した。これらの作業過程において、つぎのことが明瞭になった。

- ① コーン支持力は土の細粒分含有率によって著しく変化するために、液状化強度の評価においては、細粒分含有率に関するデータを欠くことができない。
- ② 三成分コーンのデータから土の細粒分含有率を有効な精度で知ることが、現在のところ不可能であるので、静的コーン貫入試験を実施した箇所の土の試験による粒度試験を行うことが必要である。

なお、この報文に示した液状化評価図(図-14)は、細粒分の塑性指数が20~50の土に対するものであり、塑性指数が10前後の塑性が低い細粒分を含む土には、適用できない。

参 考 文 献

- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. and Pasqualin, E. (1982): Design parameters of sands from CPT. Proc. 2nd Symp. on Penetration Testing, ESOPT-II, Vol.2, Amsterdam, the Netherlands, pp.425~438.
- Chang, N. Y. (1987): Liquefaction susceptibility of fine-grained soils, Preliminary study report. Miscellaneous paper GL-87-24, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC. Vicksburg, Miss.
- Chin, C. T., Duann, S. W. and Kao, T. C. (1988): SPT-CPT correlations for granular soils. Penetration Testing 1988, ISOPT-I, Orlando, pp.335~339.
- Christian, J. T. and Swiger, W. F. (1975): Statistics of liquefaction and SPT results. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol.101, No. GT11, pp. 1135~1150.
- De Alba, P., Seed, H. B. and Chan, C. K. (1976): Sand liquefaction in large-scale simple shear tests. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 102, No. GT9, pp.909~927.
- Douglas, B. J. and Olsen, R. S. (1981): Soil classification using electric cone penetrometer. Session entitled Cone Penetration Testing and Experience. ASCE, St. Louis, Mo., pp.209~227.
- Franklin, A. G. and Cooper, S. S. (1981): Tests in alluvial sand with the PQS probe. Proc. 10th ICSMFE, Vol.11. Stockholm, pp.475~478.
- 石原研而(1980): 耐震設計と動的調査・試験の現状と問題点 地質と調査 Vol.4, No.2. pp.2~4.
- Ishihara, K. and Koga, Y. (1981): Case studies of liquefaction in the 1964 Niigata earthquake. Soils and Foundations, Vol.21, No.3, pp.35~52.
- Ishihara, K. (1985): Stability of natural deposits during earthquakes. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol.1, pp.321~376.
- 岩崎公俊, 酒井幸雄, 土谷 尚, 室町忠彦(1985): 三成分コーン貫入試験による液状化強度の簡易判定の試み 第20回土質工学研究発表会 pp.45~46.
- Iwasaki, K., Tanizawa, F., Zhou, S. and Tatsuoka, F. (1988): Cone resistance and liquefaction strength of sand. Penetration Testing 1988, ISOPT-I, Orlando, pp.785~791.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K. and Yasuda, S. (1978a): A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various studies in Japan. Proc. 2nd Int. Conf. on Microzonation for Safer Construction Research and Application.
- 岩崎敏男, 龍岡文夫, 安田 進(1978b): 不攪乱砂質土の非排水動的強度の正規化表示 第13回土質工学研究発表会 pp.465~468.
- Jamiolkowski, M., Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V. and Pasqualin, E. (1985): Penetration resistance and liquefaction of sand. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol.4, pp. 1891~1896.
- Kasim, A. G., Chu, M. Y. and Jensen, C. N. (1986): Field correlation of cone and standard pen-

- etration tests. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol.112, No.3, pp.363~377.
- 古関潤一, 石原研而, 藤井光久(1986): 細粒分を含む砂の三軸液状化試験 第21回土質工学研究発表会 札幌 pp.595~596.
- Kovacs, W.D. and Salomone, L.A. (1982): SPT hammer energy measurements. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol.108, No.GT4, pp.599~620.
- Muromachi, T. and Kobayashi, S. (1982): Comparative study of static and dynamic penetration tests currently in use in Japan. Proc. 2nd European Symp. on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, pp.297~302.
- Norton, W.E. (1983): In situ determination of liquefaction potential using the PQS probe. Technical Report GL-83-15, U.S. Army Eng. W.E.S. Vicksburg, Miss.
- Ohya, S., Iwasaki, T. and Wakamatsu, M. (1985): A promising technique for evaluating liquefaction potential, based on a composite analysis of static and dynamic cone penetration results. 応用地質年報, No.7, pp.35~60.
- Olsen, R.S. (1988): Using the CPT for dynamic site response characterization. Earthquake Eng. & Soil Dynamics II Conf, ASCE, Park City, UT. June, 27,
- Olsen, R.S. and Malone, P.G. (1988): Soil classification and site characterization using the CPT. Penetration Testing, ISOPT-I, Orlando. pp.887~893.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G. and Wightmann, A. (1983): SPT-CPT correlations. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol.109, No.11, pp.1447~1459.
- Robertson, P.K., and Campanella, R.G. (1985): Liquefaction potential of sands using the CPT. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol.111, No.3, pp.384~403.
- 佐藤勝英, 岩崎恒明(1980): オートマチックラムサウンドの試験装置と結果の一例について サウンドシンポジウム発表論文集 土質工学会 pp.213~228.
- Schmertmann, J.H. (1978): Study of feasibility of using Wissa-type piezometer probe to identify liquefaction potential of saturated fine sands. Technical report S-78-2, U.S. Army Eng. W.E.S., Vicksburg, Miss.
- Seed, H.B. (1976): Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes, state-of-the-art, Proc. Conf. on Liquefaction Problems in Geotech. Eng., ASCE, Annual convention and exposition, Philadelphia, P.A. pp.1~69.
- Seed, H.B., Idriss, I.M. and Arango, I. (1983): Evaluation of liquefaction using field performance data. J. Geotech. Eng. ASCE, Vol.109, No.3, pp.458~481.
- Seed, H.B. and De Alba, P. (1986): Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. Use of In Situ Tests in Geotech. Eng., Proc. of IN SITU '86, A Speciality Conf. sponsored by ASCE, Blacksburg, Virginia, pp.281~301.
- 柴田 徹(1985): 砂質地盤の液状化と静的コーン貫入抵抗 京都大学防災研究所年報 第28号 B-2, pp.1~10.
- 柴田 徹, Teeparaksa, W. (1986): 砂質地盤の液状化とコーン貫入抵抗(続報) 第21回土質工学研究発表会 pp.833~836.
- Shibata, T. (1987): "Discussion" against the paper of Robertson et al (1985). J. Geotech. Eng, ASCE, Vol.113, No.6, pp.676~678.
- Thorburn, S., Rodin, S., Corbett, B.O. and Sherwood, D.E. (1974): Penetration testing in United Kingdom. state of the art report, Proc. ESOPT, Vol.1, pp.139~146.
- Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983): Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N -value and fines content. Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.56~74.
- Tokimatsu, K. (1988): Penetration tests for dynamic problems. Penetration Testing 1988. ISOPT-1, Orlando, pp.117~136.
- Zhou, S. (1980): Evaluation of the liquefaction of sand by static cone penetration test. Proc. 7th World Conf. on Earthquake Eng., Vol.3, held at Istanbul, Turkey.
- Zhou, S.G. (1981): Influence of fines on evaluation

ing liquefaction of sand by CPT. Proc. 1981
Int. Conf. on Recent Advances in Geotech.
Earthquake Eng. and Soil Dynamics, held
at St. Louis, Mo., Vol.1, pp.167~172.