

## 原位置試験による液状化危険度評価について

京都大学大学院工学研究科 国際会員 三村 衛  
 ソイアント・ロックエンジニアリング(株) 国際会員 吉村 貢

### 1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日に発生東北地方太平洋沖地震により、関東一円の沿岸部および内陸埋立地で大規模な液状化が発生した。千葉県に協力する形で、県内の数カ所で地盤調査を実施したが、その一環として、液状化被害が甚大であった浦安市の高洲 8 丁目の埋立地において、種々の原位置試験を同地点で行う一斉試験を実施した。

1995 年の阪神淡路大震災を受けて、国土交通省と全国地質調査業協会連合会が、全国 7 河川において地盤凍結工法による乱さない試料採取と繰り返し三軸試験を実施して液状化強度を求めるとともに、同地点において各種原位置試験を行って、両者の関係づけを行うというプロジェクトを実施した<sup>1)</sup>。このプロジェクトを実施した背景として、原位置試験によって得られる結果は土そのものの強度ではなく、ある条件下における指標 (index) であり、物性値としての強度を知るためには、室内要素試験によって求められた値との関係付けをきちんと確認しておく必要があるという基本認識がある。つまり、地盤凍結による乱さない試料採取に比べて原位置試験によるサウンディングは廉価であり、一旦乱さない試料による液状化強度とサウンディングによる指標との関連づけができれば、サウンディングを行うことによって対象地盤の正しい液状化強度を推定できる枠組みを構築できるという考えがベースとなっている。Tokimatsu and Yoshimi<sup>2)</sup> は 1980 年代に当時としては先進的な取り組みとして、同様のアプローチを行っており、原位置試験結果から液状化抵抗を求める手法を、時松・吉見法として提案している。また著者らは、東扇島埋立地、千葉県検見川地区において地盤凍結による乱さない試料を採取するプロジェクトに参画し、同地で RI コーン貫入試験を併せて実施し、コーン貫入試験によって得られる指標と乱さない試料による液状化強度の関係についてのデータを蓄積してきた<sup>3)</sup>。海外における同様のアプローチとしては、例えばカナダにおける CANLEX というプロジェクトをあげることができ、Robertson & Fear による液状化危険度評価手法として結実している。

本報告では、こうした既往研究の知見をベースとして、今回浦安市高洲 8 丁目の埋立地で実施した標準貫入試験 (SPT) と電気式静的コーン貫入試験 (CPT) による検層結果を用いて、同地における液状化危険度評価を行った結果を紹介する。図-1 に試験サイトの概略図と試験実施ポイントを示す。一斉試験に関する報告ということで、図中、No.1, No.3 と表示した一斉試験実施ポイントに絞って議論する。なお、CPT の結果は著者らが実施した RI コーン貫入試験によるものを用いた。

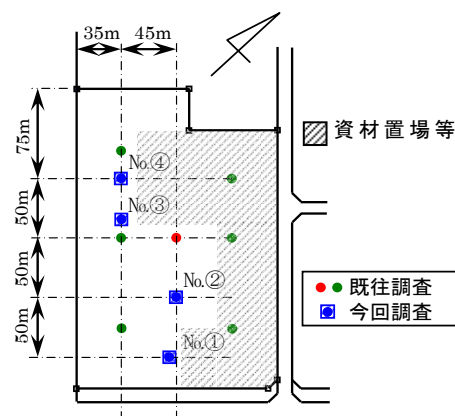


図-1 高洲 8 丁目における試験実施位置

### 2. 原位置試験による液状化評価法

液状化危険度を評価するためには、対象とする土や地盤の液状化に対する抵抗力と地震時に土や地盤に作用するせん断応力を求め、両者の大小関係によって液状化に至るか否かを判定することになる。これは簡易法であっても、有限要素法などによる有効応力解析であっても同じである。すなわち、地震外力によって動員されるせん断応力 (液状化を引き起こそうとする応力) が土や地盤の有している抵抗力を上回れば液状化に至り、下回れば液状化には至らない。今回実施した一斉試験で用いられた原位置試験は、いずれも対象とする地盤の強さを判定するためのものであり、地震によって動員される地盤内のせん断応力を評価するものではない。したがって、本報告についても、各種試験によって液状化に抵抗する地盤の強さを求めておき、外力による動員せん断応力については、既往研究や設計基準などによって得られている知見や算定式を用いることになる。

標準貫入試験 (SPT) によって得られる N 値を用いて液状化危険度評価を実施する方法が広く使われている。これは、地盤調査として SPT が幅広く行われ、N 値に基づく設計手法が確立しているために、我が国では SPT を伴わない地盤調査はあり得ないと言っても過言ではない。本報告においても、現地で実施した SPT の結果については N 値に基づく検討を行っている。用いた手法は日本道路協会による手法 (一般には道路橋示方書)<sup>4)</sup> である。以下にその概略について簡単に紹介しておく。まず、地盤の液状化抵抗  $R$  を標準貫入試験によって次式のように算定する。

$$R = c_w \cdot R_L$$

ここで、 $c_w=1.0$  (タイプ I 地震動)、タイプ II 地震動に対しては  $c_w=1.0$  ( $R_L \leq 0.1$ )、 $c_w=3.3R_L+0.67$  ( $0.1 < R_L \leq 0.4$ )、 $c_w=2.0$

( $R_L > 0.4$ ) と規定される。また  $R_L$  は三軸強度比 (液状化強度曲線において繰り返し回数 20 回相当の液状化強度比) であるが、室内繰り返し三軸試験結果がない場合は SPT の N 値を用いて以下のように算定する。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

$$N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2 \\ N_1 = 1.7 \cdot N / (\sigma'_v + 0.7)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40) / 50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC / 20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \\ c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10) / 18 & (10\% \leq FC) \end{cases}$$

ここで、 $\sigma'_v$  は有効上載圧、N は標準貫入試験の N 値、FC は細粒分含有率、 $c_1, c_2$  は細粒分補正係数である。測定された N 値は有効上載圧と細粒分含有率補正を行い、 $N_a$  という形で  $R_L$  算定式に用いられる。一方、地震動によって動員される地盤内のせん断応力  $L$  は次式によって規定される。

$$L = (1 - 0.015z) \cdot c_z \cdot k_{hG} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}$$

ここで  $z$  は地表面からの深さ、 $\sigma_v, \sigma'_v$  は全応力と有効応力による上載圧、 $k_{hG}$  は設計水平震度で重力加速度  $g$  に対する地震による最大水平加速度  $\alpha_{max}$  の比  $\alpha_{max}/g$  で規定される。地盤種別係数  $c_z = 1.0$  である。ある深さ  $z$  における液状化安全率  $F_L$  は  $F_L = R/L$  と表すことができる。深さ  $z$  の地点において地盤の抵抗  $R$  が地震によって地盤内に動員されるせん断応力  $L$  を上回れば  $F_L > 1.0$  となり液状化は起こらないと判定され、逆に  $L$  が  $R$  を上回れば  $F_L < 1.0$  となって液状化が発生すると判定されることになる。

$F_L$  値はある深さにおける点情報であり、液状化によって上部構造物や地中構造物に被害を及ぼす地盤災害としての液状化を評価するために、 $F_L$  値を深さ方向に積分することによって得られる指標  $P_L$  が用いられる。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot w(z) dz$$

ここで、 $F$  は  $F_L < 0$  の時の  $1 - F_L$ 、重み関数  $w$  は地表面からの深さ  $z$  を関数として  $w(z) = 1 - 0.015z$  と規定される。液状化対象層厚を 20m として深さ方向に積分した値を  $P_L$  としている。定義より、 $P_L$  値が大きいほど液状化被害が発生する可能性が高いことを示しており、既往の研究から  $P_L$  値が 15 を超えると構造物被害を引き起こすような液状化が発生すると言われている。

次に、コーン貫入試験 (CPT) によって計測されるコーン先端抵抗  $q_t$ 、周面摩擦  $f_s$ 、間隙水圧  $u$  といった諸値に基づいて液状化危険度評価手法について説明する。CPT ベースの液状化危険度評価については、道路橋示方書の方法に匹敵する確立されたものではなく、研究者ごとに独自の手法で算定しているのが現状である。本報告では、今回の一斉試験において実施された CPT の結果に基づいて、数種類の手法を横並びにして検討し、CPT ベースの液状化危険度評価の現状と、各種法間の比較を行った。用いた手法は、道路橋示方書の方法<sup>4)</sup>、建築基礎構造設計指針による方法<sup>5)</sup>、柴田・Teparaksa による方法<sup>6)</sup>、Robertson・Fear による方法<sup>7)</sup>、Lancellotta<sup>8)</sup>による換算  $Dr$  を用いる方法である。ただし、手法によっては地盤の液状化抵抗を求めることを目的としたものもあり、その場合は地震外力によって動員される地盤のせん断応力  $L$  は既往の手法によって別途求めたものを用いていることを予め断っておく。また換算 N 値によって評価することになっている手法については、コーン貫入試験によって得られた指標から N 値に換算して評価を行った。電気式静的コーン貫入試験による液状化危険度評価フローを、取り上げた 5 種類を比較して表-1 に示す。

#### (1) 道路橋示方書の方法<sup>4)</sup>

すでに標準貫入試験のところで説明した。Robertson による土質分類指標  $Ic$ <sup>9)</sup> をもとに、鈴木ら<sup>10)</sup>の方法で細粒分と  $q_t$  から換算 N 値を求め、地震外力によって地盤内に動員される繰り返しせん断応力比  $L$  は既出のとおりである。液状化安全率は  $F_L = R/L$  で規定される。本報告では、すべての手法において、設計水平震度として、国土交通省による浦安における地震動記録<sup>11)</sup>に基づき  $k_{hgL0} = 0.178$  を適用した。

#### (2) 建築基礎構造設計指針の方法<sup>5)</sup>

液状化抵抗値  $R$  は次式で算定される。ここで、 $N_1, N_a$  については前節で説明した道路橋示方書で用いるものと同じである。

$$R = 0.041 \cdot \left\{ \sqrt{N_a} + 0.0903 \cdot (N_a / 10)^2 \right\}$$

ここで、

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad N_1 = C_N \cdot N_c \quad C_N = \sqrt{98 / \sigma'_{v0}}$$

$$\begin{aligned}
\Delta N_f &= 0 && (FC < 5) \\
&= 1.2FC - 6 && (5 \leq FC \leq 10) \\
&= 0.2FC + 4 && (10 < FC \leq 20) \\
&= 0.1FC + 6 && (FC \geq 20)
\end{aligned}$$

地震によって地盤内に動員される繰返しせん断応力比  $L$  は次式のように表される。

$$L = r_n \cdot r_d \cdot \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

ここで、 $r_d$  は  $z$  を地表面からの深さとして、 $r_d = 1 - 0.015z$  で既出であり、 $r_n$  はマグニチュード  $M$  の関数として  $r_n = 0.1(M-1)$  と規定される。また細粒分補正は鈴木らの方法<sup>9)</sup>による。液状化安全率は  $F_L = R/L$  で規定される。

### (3) 柴田・Teparaksa 法<sup>6)</sup>

柴田・Teparaksa 法による液状化安全率は  $F_s = q_c / (q_c)_{cr}$  と表される。

ここで、

$$(q_c)_{cr} = \left( \frac{0.07 + \sigma'_{v0}}{0.17} \right) \cdot (q_{c1})_{cr} \quad (q_{c1})_{cr} = 0.1C_2 \cdot \left\{ 50 + 200 \frac{L-0.1}{L+0.1} \right\}$$

$$\begin{aligned}
C_2 &= D_{50} / 0.25 && (D_{50} < 0.25) \\
&= 1.0 && (0.25 \leq D_{50})
\end{aligned}$$

ここで

- $q_c$ : コーン貫入抵抗 (MPa)
- $\sigma'_{v0}$ : 有効上載圧 (MPa)
- $(q_c)_{cr}$ : 液状化限界コーン先端抵抗 (MPa)
- $(q_{c1})_{cr}$ : 基準化コーン貫入抵抗
- $C_2$ : 平均粒径の影響を考慮した補正係数
- $D_{50}$ : 平均粒径 (mm)

液状化安全率算定にあたり、 $F_L$  と同様に、 $FC > 35$  の土層に対しては  $F_s$  を算定せず、便宜上  $F_s = 1$  とした。

### (4) Robertson・Fear 法<sup>7)</sup>

Robertson & Fear の方法では、液状化抵抗  $R$  は次式で表される。

$$R = 93 \cdot \left( \frac{(q_{c1N})_{cs}}{100} \right)^3 \cdot 0.08 \quad \dots 3 < (q_{c1N})_{cs} < 16$$

$$(q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad q_{c1N} = q_c \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

$$\begin{aligned}
\Delta q_{c1N} &= 0 && (FC \leq 5) \\
&= (FC - 5) / 6 && (5 < FC \leq 35) \\
&= 5 && (FC > 35)
\end{aligned}$$

ここで、

- $(q_{c1N})_{cs}$ : 等価コーン補正抵抗
- $q_{c1N}$ : 正規化コーン先端補正抵抗
- $\Delta q_{c1N}$ : 細粒分含有率に応じた  $q_{c1N}$  の補正值
- $q_c$ : コーン貫入抵抗 (MPa)
- $\sigma'_{v0}$ : 有効上載圧 (kPa)
- $P_a = 100 \text{ kPa}$  (大気圧)

一方、繰り返しせん断応力比  $L$  は (2) の建築基礎構造設計指針で示したものを適用し、 $F_L=R/L$  として液状化安全率を計算する。

### (5) 換算 $D_r$ 法

この方法は、Lancellotta によってチャンバー試験結果に基づいて提案されているコーン貫入抵抗から相対密度  $D_r$  を換算する方法<sup>8)</sup>を用い、得られた  $D_r$  を Tokimatsu & Yoshimi による経験式<sup>2)</sup>によって液状化強度比  $R$  に変換するというものである<sup>12)</sup>。三村・須崎によって自然堆積砂地盤、埋立地盤に対する検討結果が報告されている<sup>12)</sup>。一方、繰り返しせん断応力比  $L$  は (2) の建築基礎構造設計指針で示したものを適用し、 $F_L=R/L$  として液状化安全率を計算する。

## 3. 原位置試験による液状化危険度評価結果

本節では、標準貫入試験 (SPT) と電気式静的コーン貫入試験 (CPTU) による調査結果に基づき、前節で説明した評価手法で液状化危険度を検討した結果を示し、その妥当性を検証する。

2 地点で実施した標準貫入試験結果に基づき、道路橋示方書による手法で算定した  $F_L$  値の深度分布を図-2 に示す。図中に  $F_L$  値の分布を積分した  $P_L$  値も併せて示している。同図では、浦安市における最大加速度値を用いた場合と直下型地震を念頭において 400gal の最大加速度値を用いた場合を比較して示しているが、 $\alpha_{max}$  を変化させると液状化危険度は大きく変動する。これは地盤調査による  $R$  は常に一定であるのに対し、 $L$  の算定にあたっては  $\alpha_{max}/g$  が陽な形で寄与し、最大加速度値の大小がそのまま地震時せん断応力に反映されるためである。またボーリング No.1 と No.3 の間にも差異が認められ、それぞれに対する  $P_L$  値は 8.6 と 16.8 と基準値となる 15 の両側に分かれており、得られた結果の妥当性の評価が難しい。ただ直近の浦安南高校の被害や道路、擁壁の変状を見ると、やや過小評価であるということがいえよう。

RI コーン貫入試験 (RI-CPT) による No.1, No.3 両地点の検層結果を図-3 に示す。RI コーンは既往の電気式静的コーン貫入試験機のシャフト部分に密度計もしくは水分計を内蔵し、貫入と同時に従来のコーン三成分と地盤の湿潤密度、含水比を連続的に測定できる装置である。それぞれ補正先端抵抗  $q_t$ 、周面摩擦抵抗  $f_s$ 、間隙水圧  $u$ 、湿潤密度  $\rho$ 、間隙比  $e$  を表示している。RI-CPT の検層結果に基づいて両地点の土層区分を推定した結果が図-3 である。上部の埋立層の土質が No.1 ではより粘性土質で、No.3 では砂質系であるという相違があるが、その下位は砂泥互層が続く、均質な粘土層が下支えするという土層構成を有していることがわかる。図-2 より、表層深度 1m 付近に比較的強度の高い層が存在するがすぐに低強度の埋立層が続く。No.3 において埋立層内でも砂質土を示す強度の上昇と間隙水圧の低下がスパイク状に認められるが、これは図-3 に示す土層構成と調和的である。埋立時にポンプ圧送されたときに場所による分級が起り、ややシルト質の土が卓越したものと思われる。深度 8~9m 付近から旧海底地盤に移行すると考えられるが、原海底地盤は砂泥互層で CPT の検層プロフィールは大きく変動している。RI コーンの特長である湿潤密度と間隙比の測定結果より、この地域を代表する砂分を含むシルト層の  $\rho_1$  はおよそ  $1.8 \sim 1.9t/m^3$  で粘性土になるとその値は当然低下する。間隙比は 1 前後であり、シルト質ということで、きれいな砂に比べてやや大きめの値をとっている。

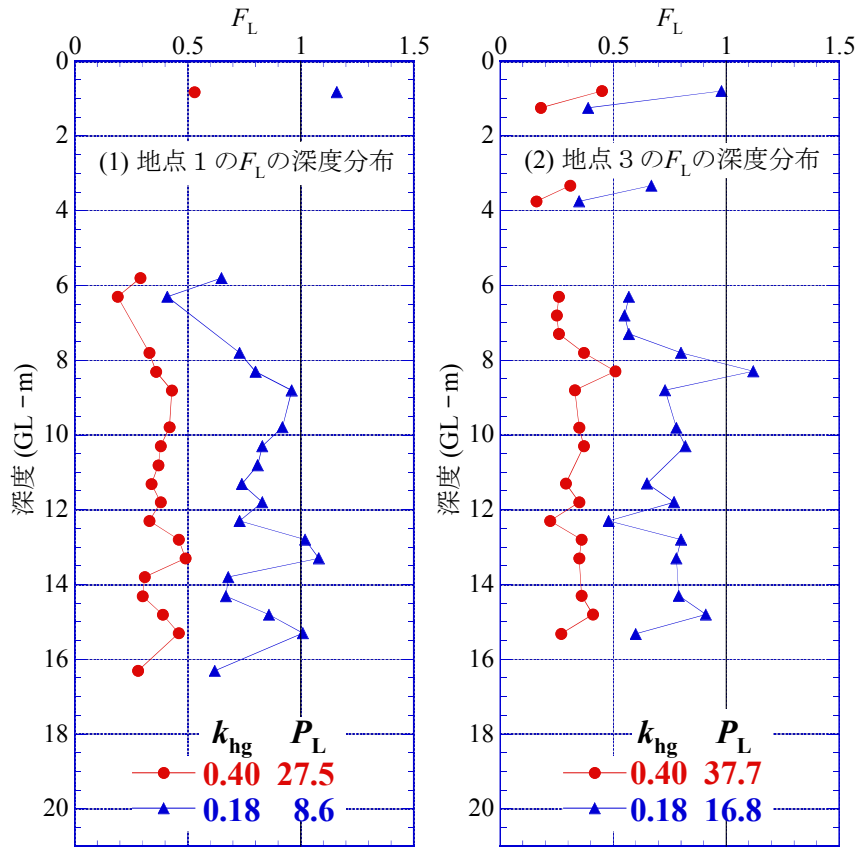
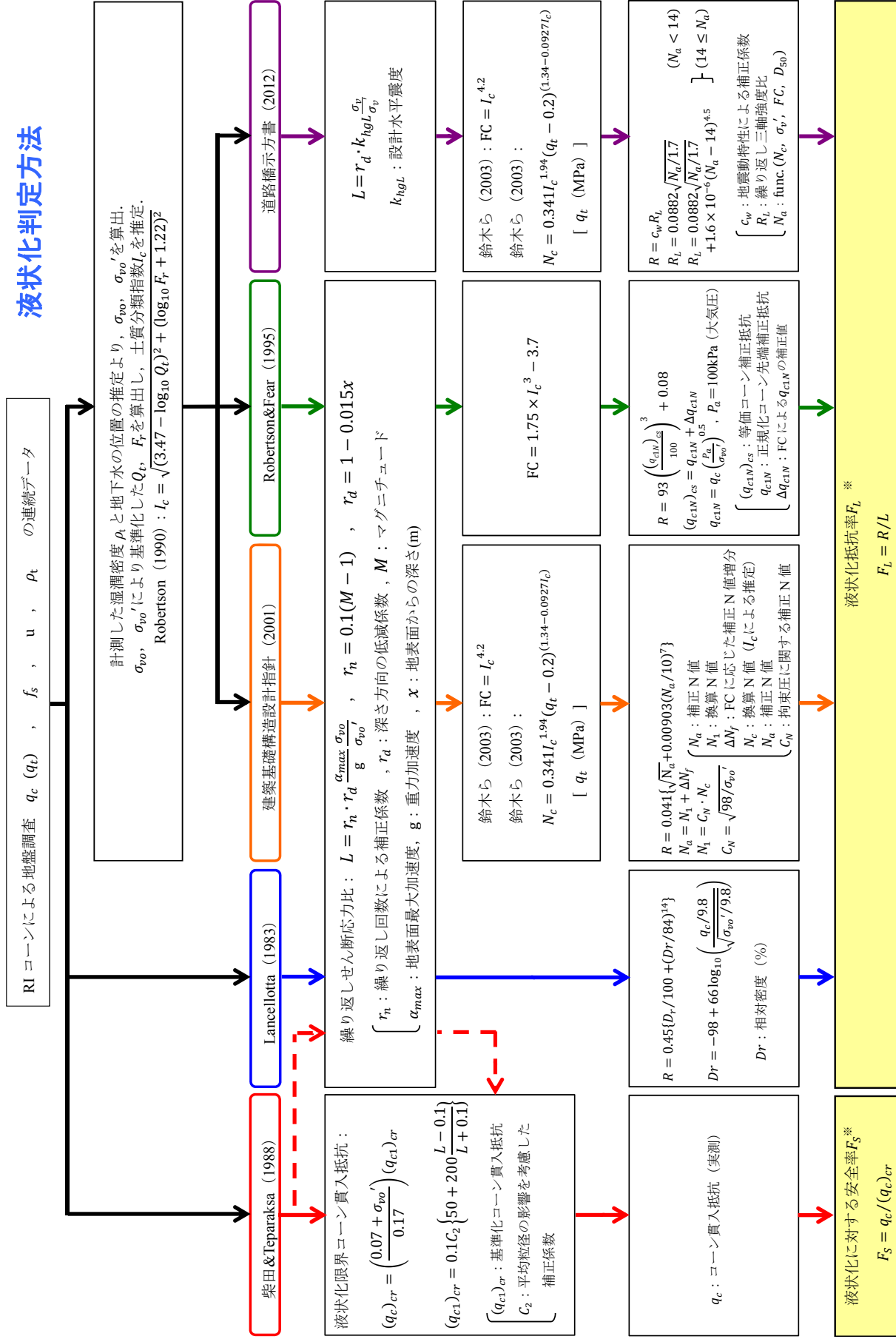


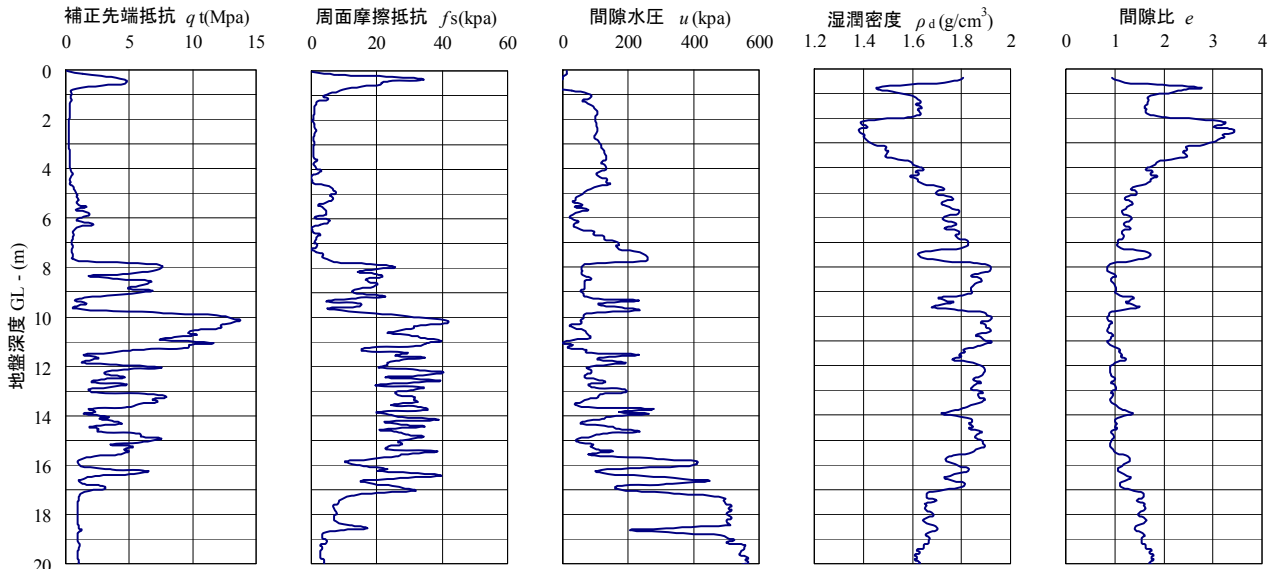
図-2 標準貫入試験 (SPT) に基づく液状化危険度評価算定結果

図-2 より、表層深度 1m 付近に比較的強度の高い層が存在するがすぐに低強度の埋立層が続く。No.3 において埋立層内でも砂質土を示す強度の上昇と間隙水圧の低下がスパイク状に認められるが、これは図-3 に示す土層構成と調和的である。埋立時にポンプ圧送されたときに場所による分級が起り、ややシルト質の土が卓越したものと思われる。深度 8~9m 付近から旧海底地盤に移行すると考えられるが、原海底地盤は砂泥互層で CPT の検層プロフィールは大きく変動している。RI コーンの特長である湿潤密度と間隙比の測定結果より、この地域を代表する砂分を含むシルト層の  $\rho_1$  はおよそ  $1.8 \sim 1.9t/m^3$  で粘性土になるとその値は当然低下する。間隙比は 1 前後であり、シルト質ということで、きれいな砂に比べてやや大きめの値をとっている。

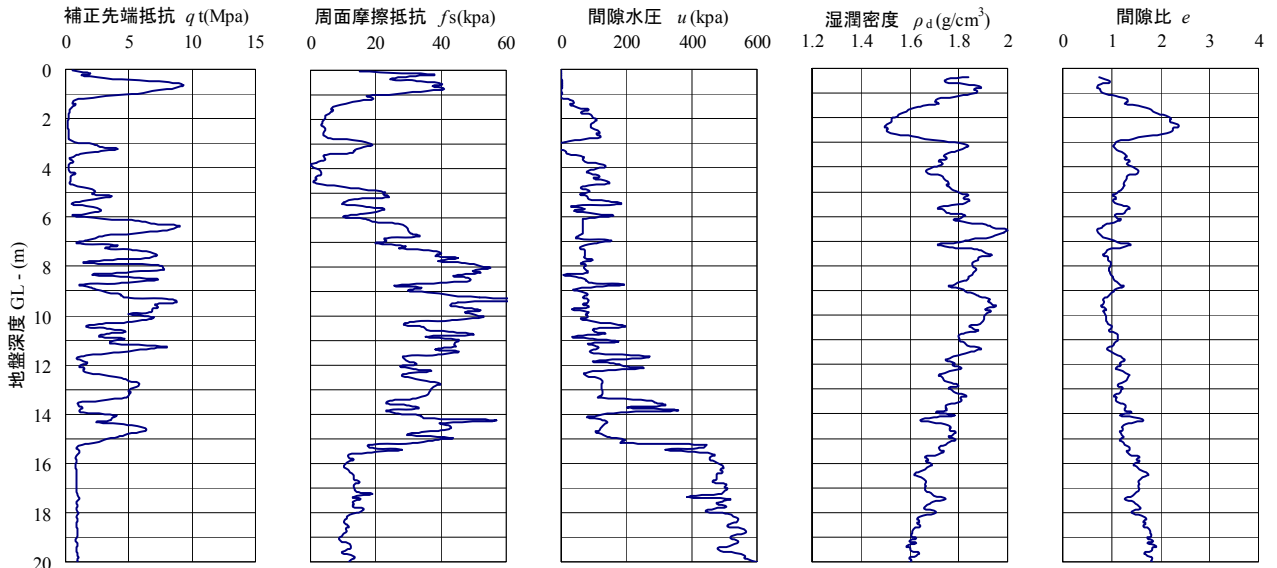
表-1 CPT による液状化危険度評価フロー

液状化判定方法





(a) 調査地点 No. 1



(b) 調査地点 No. 3

図-3 RI コーン貫入試験による先端抵抗，周面摩擦，間隙水圧，湿潤密度，間隙比の深度分布

液状化危険度を判定するにあたり，土質分類指数  $I_c$ ，換算 N 値，細粒分含有率  $FC$  といった諸量が必要となる。図-4 に RI コーン貫入試験による検層結果に基づいて算定した  $I_c$ ，N 値， $FC$  の深度方向分布を示す。換算 N 値については標準貫入試験による実測値をほぼ妥当に再現できているのに対し， $FC$  については用いた時松による方法，Robertson & Fear による方法ともに実測値との乖離が大きい。図-3 に示す RI コーンの検層結果に基づき，表-1 に示した手順で 5 種類の方法で液状化危険度の検討を行った。No.1, No.3 地点における検討結果をそれぞれ図-5, 6 に示す。図中 RI-CPT から算定される地盤の液状化抵抗値  $R$  を実線で，地震力によって地盤に動員され

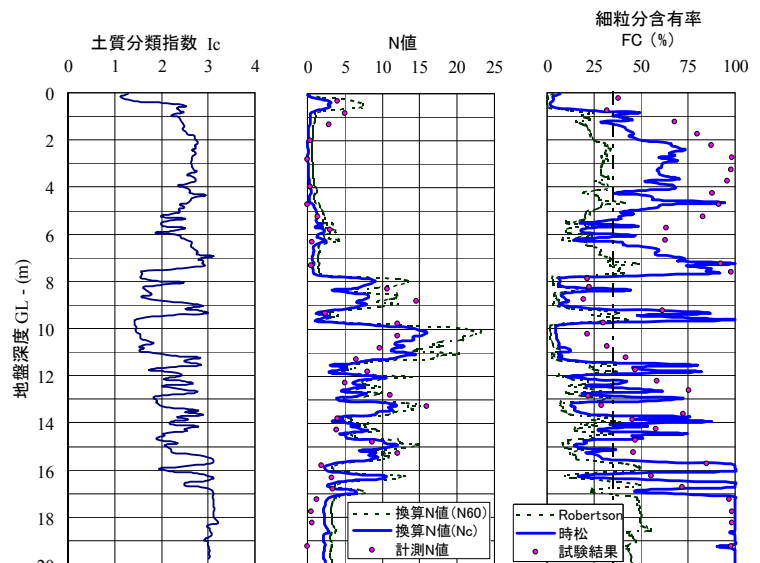


図-4(a) RI コーンによる土質分類指数，換算 N 値，粒分含有率 (調査地点 No.1)



る繰り返しせん断応力比  $L$  を波線で示している。すなわち、それぞれの深度において、実線 > 波線であれば非液状化、実線 < 波線であれば液状化という判定となる。同図より、すべての手法で深度 10m 付近を除いてほぼ  $R < L$  となっていることがわかる。ただし、この図は土質が完全に粘土であっても表-1 のルーティンに則って計算された結果をそのまま表示したものであり、実際に液状化危険度を評価する場合には、細粒分の寄与を考慮した上で  $F_L$  や  $P_L$  といった指標に変換する必要がある。図-5, 6 の結果に基づき、 $FC > 35$  となる粘性土層を除いた地層に着目して No.1, No.3 両地点における液状化危険度を算定した結果を図-6 に示す。手法の性質上、柴田・Teparaksa 法は液状化に対する安全率  $F_s$  という形で示されるが、それ以外は  $F_L$  値の分布として表される。深さ方向に  $F_L < 1$  となる領域が多く計算されていることがわかる。いずれの手法に対しても  $P_L$  値を併せて算定しており、汎用的に用いられている道路橋示方書による方法、建築基礎構造設計指針による方法では、両地点ともに 9~10 程度の値を示している。 $P_L = 15$  が構造物被害の発生の閾値とされているが、直近の浦安南高校の被害、試験サイト脇の道路の状況などをみると、 $P_L$  値としては過小評価気味であるとの印象を受ける。一方、補正コーン先端抵抗から換算  $Dr$  を求め、Tokimatsu & Yoshimi 法で液状化抵抗率を求めるタイプの換算  $Dr$  法は両手法の約半分の  $P_L = 5$  前後の値を示しており、やはり過小評価ということになる。これに対して Robertson & Fear の方法はかなり大きな  $P_L$  値を与える。これは、彼らが提唱する  $I_c$  をベースとした細粒分補正法（表-1 参照）の適用が結果に大きく影響していると考えられる。表-1 をみると、それ以外の手法では鈴木らによる補正法<sup>10)</sup>を用いている。これは道路橋示方書や建築基礎構造設計指針による方法は本来 CPT に基づく液状化危険度評価法ではないため、 $q_t$  値が得られた時の細粒分補正法が設定されていないため、国内のデータに基づいて提案された同手法を適用したという背景がある。Robertson & Fear の方法において、細粒分補正を横並びにすれば、 $F_L$ 、 $P_L$  ともかなり小さくなり、他の手法によるものに近くなる。次に場所による違いに着目すると、No.3 は No.1 に比べて砂質卓越傾向にあるため、すべての手法の評価において  $F_L$ 、 $P_L$  ともに高くなる傾向にある。

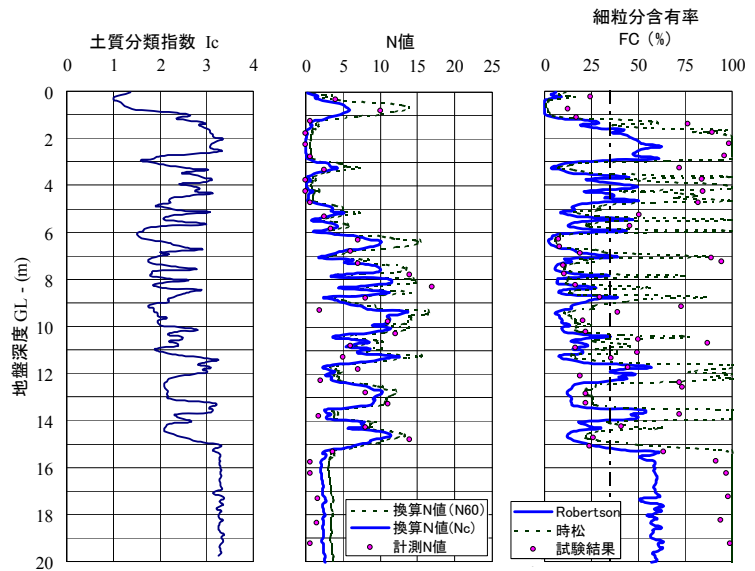


図-4(b) RI コーンによる土質分類指数, 換算 N 値, 粒分含有率 (調査地点 No.3)

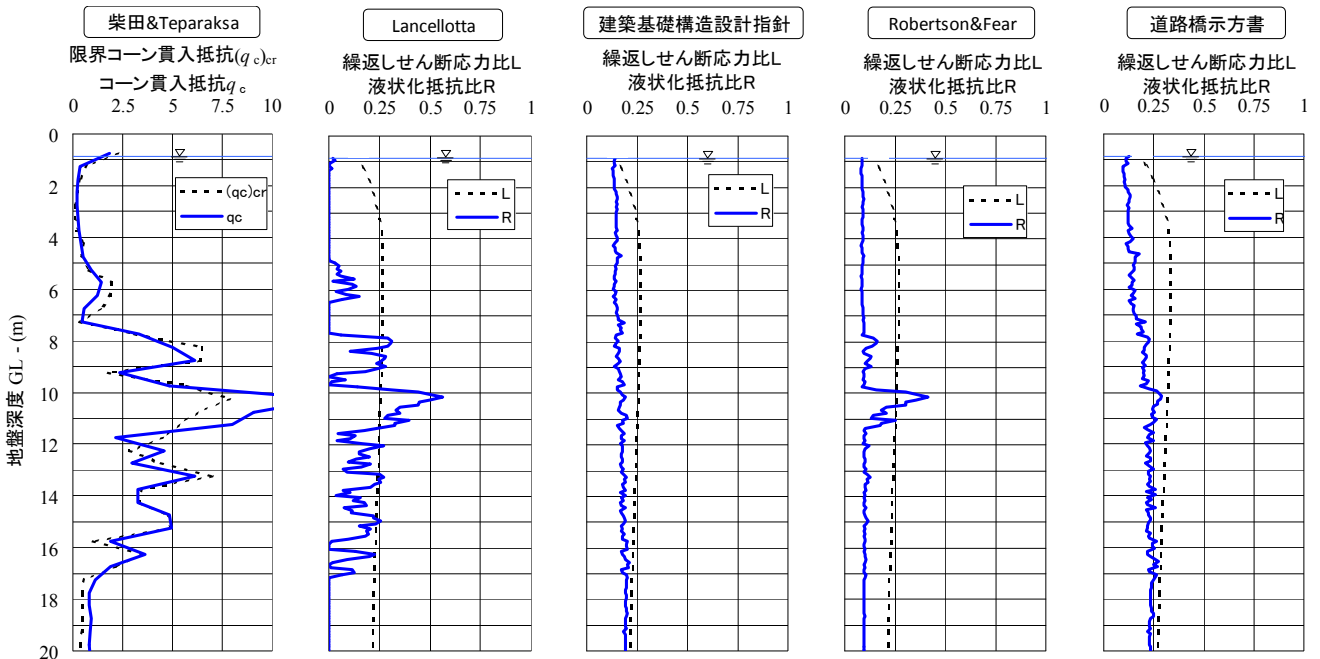


図-5(a) RI コーン貫入試験結果に基づいて算定した, 5 種類の手法による液状化抵抗値  $R$  と地震によって動員される繰り返しせん断応力比  $L$  の深度方向分布

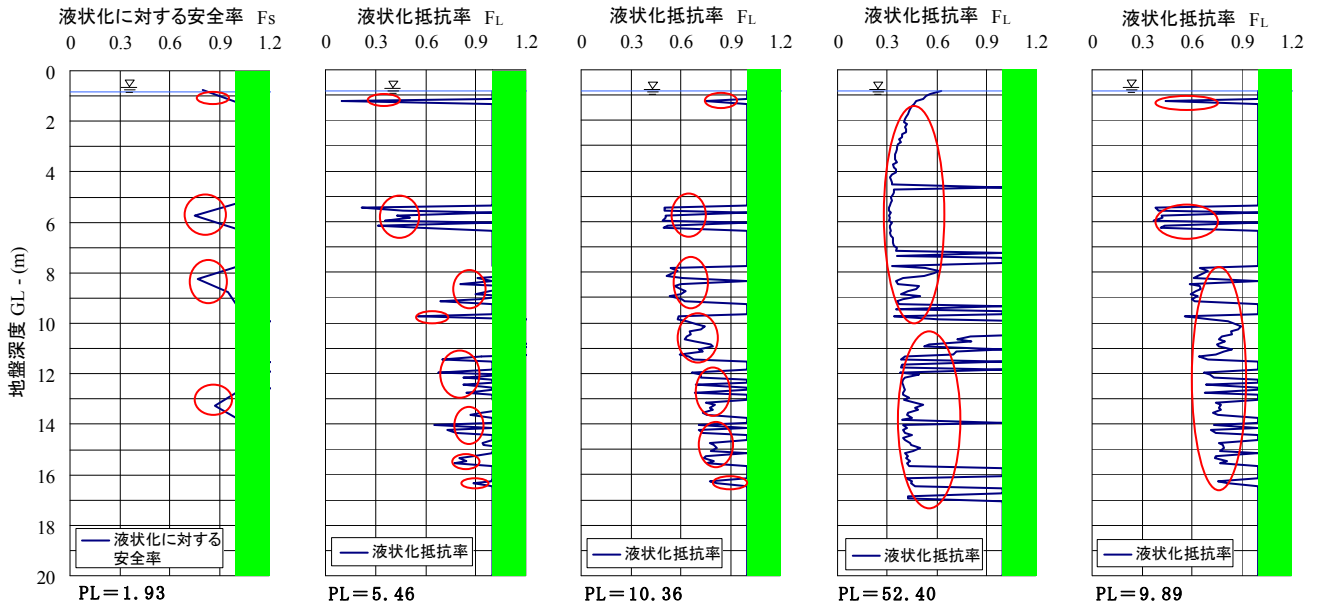


図-5(b) RI コーン貫入試験結果に基づいて、5種類の手法によって算定した液状化危険度評価結果

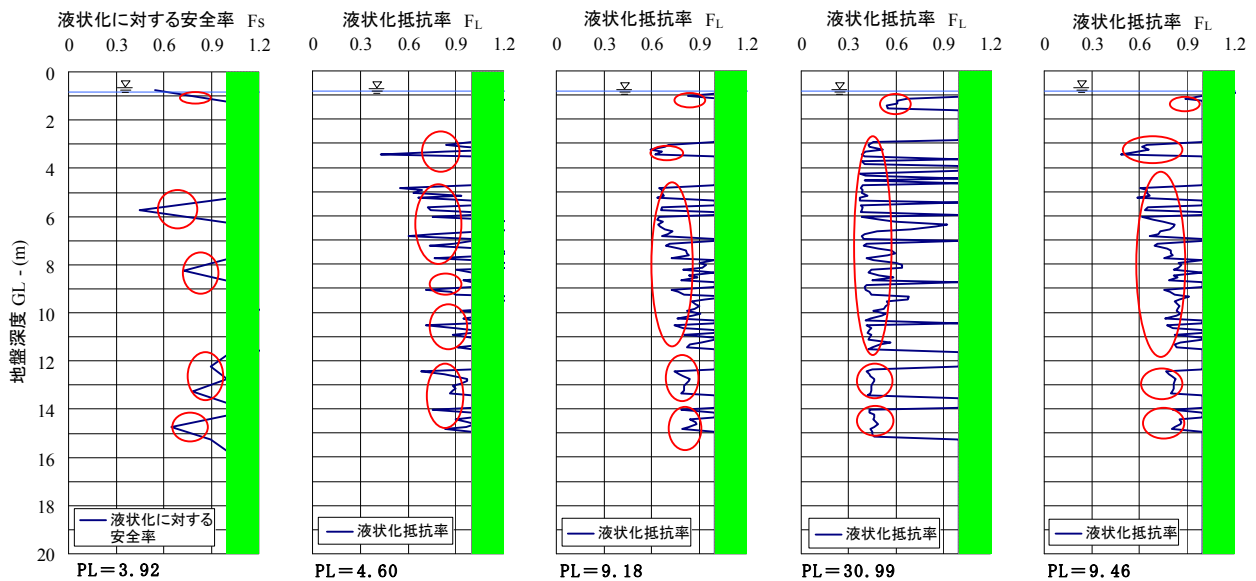
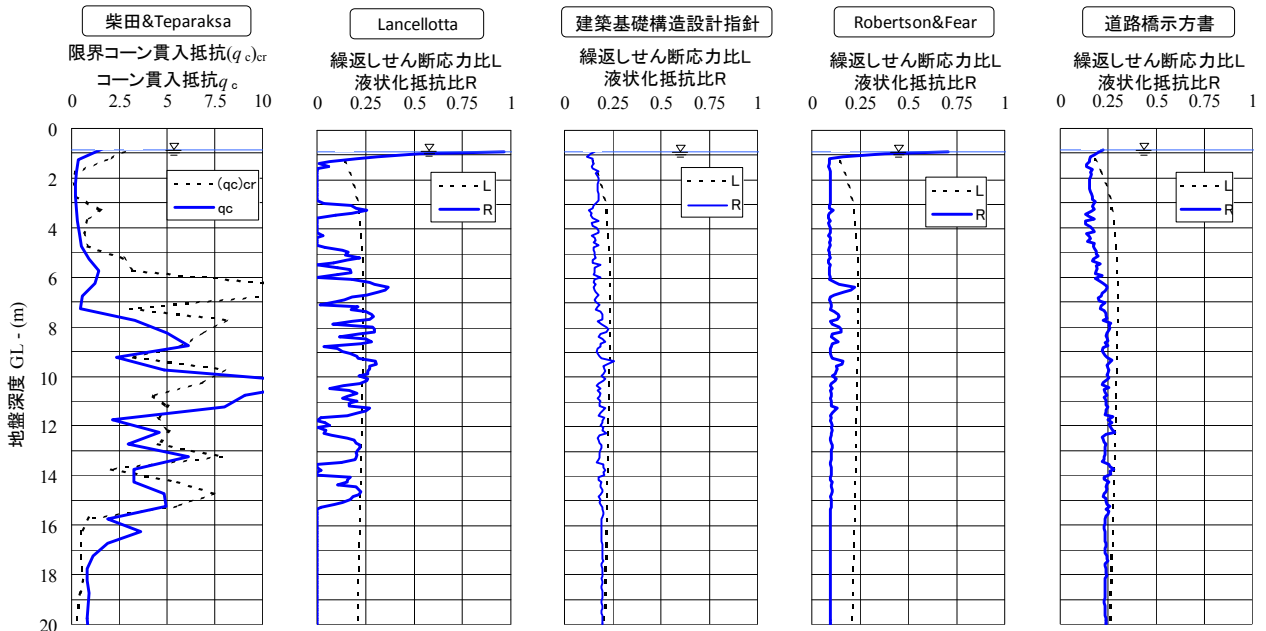


図-6 RI コーン貫入試験結果に基づいて算定した、5種類の手法による液状化抵抗値 R と地震によって動員される繰返しせん断応力比 L の深度方向分布と液状化危険度評価結果



#### 4. まとめと今後の課題

千葉県浦安市高洲8丁目埋立地において実施された、標準貫入試験（SPT）とRIコーン貫入試験（RI-CPT）の検層結果を用いて液状化危険度評価を実施した。現地は表層に細粒土主体の埋立土、砂とシルトの入り交じった層が連続する地盤であり、多数の墳砂痕とともに、直近の浦安南高校や道路や擁壁に大きな被害が生じており、液状化によって構造物被害が生じた地域と分類できる。国土交通省によって公開されている浦安市における地震動を用い、2地点の標準貫入試験結果に道路橋示方書の方法によって検討したところ、 $P_L$ 値として8.6と16.8という値を得た。一方RI-CPTの検層結果から道路橋示方書、建築基礎構造設計指針、柴田・Teparaksa法、Robertson & Fear法、換算Dr法という異なる5種類の評価手法によって検討した。得られた結果に基づいて $P_L$ 値を求めたところ、道路橋示方書、建築基礎構造設計指針では9~10、換算Dr法では5前後、柴田・Teparaksa法では1~2というやや低い値が得られた。これに対して、Robertson & Fear法では逆に非常に大きな $P_L$ 値が算定された。このように、CPTに基づく方法では一部を除いて、全体として過小な $P_L$ 値が得られる傾向にあり、危険側の予測結果を与えることがわかった。評価結果に大きく寄与する要因として、細粒分の評価をあげることができる。一方で細粒分といっても塑性の高い粘土質のものから、塑性の低いシルト質のものがあり、こうした微妙な違いを原位置試験からどこまで評価できるのかが問われている。併せて地震動評価についても、最大加速度で地盤に動員されるせん断応力比 $L$ を算定しているが、一方で、土の液状化抵抗 $R$ に含まれる $c_w$ の中に繰り返し回数（継続時間とも読み替えられる）の効果を取り込んで、その値を変化させるということも行われており、今後の検討課題となる。

#### 参考文献

- 1) 全国地質調査業協会連合会(1997)：平成8年度 地盤の液状化の評価に関するサウンディング・サンプリング手法の実証実験 報告書
- 2) Tokimatsu, K. & 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.
- 3) 三村 衛・Abhay Kumar Shrivastava・柴田 徹・延山政之（1999）：RIコーンによる砂質地盤の原位置含水比・湿潤密度検層とその精度評価について，土木学会論文集，No. 638，III-49, pp.227-240.
- 4) (社)日本道路協会（2012）：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，318p.
- 5) (社)日本建築学会編（2001）：建築基礎構造設計指針，486p.
- 6) Shibata, T. and Teparaksa, W. (1988): Evaluation of liquefaction potential of soils using cone penetration tests, Soils and Foundations, Vol.28, No.2, pp.49-60.
- 7) Robertson, P. K. and Fear, C. E. (1995): Liquefaction of sands and its evaluation, Proceedings of the 1st International Conference on earthquake Geotechnical Engineering, IS Tokyo '95, Vol.3, pp.1253-1289.
- 8) Lancellotta, R.(1983): Analisi di affidabilita in Ingegneria Geotecnica, Atti Istituto Scienza Costruzioni, No.625, Politecnico di Torino.
- 9) Robertson, P.K. (1990): Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, Vol.27, No.1, pp.151~158.
- 10) 鈴木康嗣・時松孝次・實松俊明（2003）：コーン貫入試験結果と標準貫入試験結果から得られた地盤特性との関係，日本建築学会構造系論文集，第566号，73-80.
- 11) [http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr\\_content/content/000043513.pdf](http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000043513.pdf), 2012.
- 12) Mimura, M. and Suzuki, T. (2001): Liquefaction assessment for natural sandy deposits with cone tests, Proc. International Conference on In-situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, pp.455-460.