# 3.8 液状化判定法の高精度化に関する研究①

研究予算:運営費交付金(一般勘定) 研究期間:平成24年度~27年度 担当チーム:地質・地盤研究グループ(土質・振動) 研究担当者:佐々木哲也,石原雅規,谷本俊輔

要旨

東北地方太平洋沖地震により発生した広域的かつ多大な液状化被害は、社会に大きな影響を与えた.次なる大地震 による液状化被害の軽減に向け、社会資本の液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である.本研究は、我が国に おける多様な土質、地質構造を有する地盤を対象に、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより合理的に評価し、 真に危険性の高い構造物の的確な抽出に寄与すべく、液状化判定法の高精度化を図ることを目的として実施するもの である.

平成25年度は、細粒分を含む砂の液状化強度評価式の見直しを行い、新たな評価式を提案した.また、東京湾沿岸 埋立地で得られた鉛直アレー地震記録の分析を行い、東京湾沿岸埋立地の液状化発生時刻と深度を明らかにすること で、質の高い液状化判定法の検証材料を得た.

キーワード:液状化,細粒分,強震記録

#### 1. はじめに

これまで、産官学の各方面において液状化対策に関す る様々な技術開発がなされてきたものの、一般に多大な コストを要することから、液状化対策はほとんど進んで いない.また、液状化対策の実施が必要とされる箇所に ついて十分な対策効果を得るためには、地中の広い範囲 にわたる地盤改良等が必要となることから、対策コスト の縮減にも限界がある.

このような状況の下,東北地方太平洋沖地震により発 生した広域的かつ多大な液状化被害が,社会に大きな影 響を与えた.東北地方太平洋沖地震による液状化被害を 踏まえ,国土交通省は「液状化対策技術検討会議」にお いて,液状化被害の実態把握,現行の液状化発生の予測 手法(液状化判定法)の検証を行った.その結果,現在 の液状化判定法が今回の地震による液状化の発生を見逃 した事例は確認されなかった.一方で,実際には噴砂等 の液状化の痕跡が確認されないにもかかわらず液状化す ると判定される箇所が多く確認されたことから,地震動 の継続時間の影響,細粒分の影響,造成年代の影響等の 評価について継続的に検討する必要があると結論付けら れた.

次なる大地震による液状化被害の軽減に向け,社会資本の液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である. そこで,本研究は,我が国における多様な土質,地質構造を有する地盤を対象に,液状化に対する各種構造物の 耐震性能をより合理的に評価し,真に危険性の高い構造 物の的確な抽出に寄与すべく、液状化判定法の高精度化 を図ることを目的として実施するものである.

平成25年度は、細粒分を含む砂の液状化強度評価式の 見直しを行った.また、東京湾沿岸埋立地で得られた鉛 直アレー地震記録の分析を行い、東京湾沿岸埋立地の液 状化発生時刻と深度を明らかにすることで、質の高い液 状化判定法の検証材料を得た.

## 2. 細粒分を含む砂の液状化強度評価式の見直し

## 2.1. はじめに

兵庫県南部地震後,凍結サンプリングを基にした液状 化試験データが数多く蓄積され,レベル2 地震動に対応 可能な液状化強度評価式が提案された.しかし,当時の 調査は密な砂,砂れきの液状化強度の評価に主眼が置か れていたため,細粒分を含む砂に関するデータが少ない. また,細粒分を含む砂は凍結時の膨張によって土の骨格 構造に乱れが生じる可能性があることから,液状化特性 に及ぼす細粒分の影響の評価方法は課題として残されて いる.

平成24年度は、細粒分を含む砂〜細粒土を対象として、 数多くの原位置試験・室内試験データを収集し、液状化 強度と標準貫入試験N値、物理特性の関係について分析 を行った.図-2.1は、東北地方太平洋沖地震の後に土木 研究所が実施した試験データ<sup>20</sup>に、兵庫県南部地震の後 に土木研究所が7河川で採取した凍結サンプリング試料 に関するデータ<sup>3</sup>、国土政策技術総合研究所が東北地方



図-2.2 FC<10%の砂質土に関する凍結サンプリング 試料の液状化試験データと基本曲線

で採取した凍結サンプリング試料に関するデータを追加 してプロットしたものである.平成24年度の検討結果と して,採取試料は原位置と室内での物理・力学特性のば らつきが大きいものの,細粒分含有率FC,乾燥密度r<sub>a</sub>, 初期せん断剛性 G<sub>0</sub>を指標としてばらつきの小さなデー タに絞り込むことで,FC,あるいは塑性指数 I<sub>P</sub>に応じ て液状化強度が増加する傾向が明瞭となるとともに,既 往の液状化強度式ではFC が大きい場合に液状化強度を 小さめに評価しており,改善の余地があることを明らか にした.

平成25年度は、上記のデータについてさらなる検討を

加え、細粒分を含む砂の液状化強度評価式の見直しを行った.また、新たに提案する液状化強度評価式を既往の 液状化・非液状化事例と対比し、妥当性の検証を行った.

#### 2.2. 現行の液状化強度評価式と基本曲線の見直し

細粒分を含む砂に関する現行の液状化強度評価式<sup>1</sup>は 次のとおりである.

$$R_{L} = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_{a}/1.7} & (N_{a} < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_{a}/1.7} & & (14 \le N_{a}) \\ +1.6 \times 10^{-6} (N_{a} - 14)^{4.5} & (14 \le N_{a}) \end{cases}$$

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \tag{2.2}$$

$$N_1 = 170N / (\sigma_v' + 70) \tag{2.3}$$

$$c_{1} = \begin{cases} 1 & (FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \le FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \le FC) \end{cases}$$
(2.4)

$$c_2 = \begin{cases} 0 \quad (FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 \quad (10\% \le FC) \end{cases}$$
(2.5)

ここに、 $R_L$  は繰返し三軸強度比、N は標準貫入試験に よるN値、 $N_1$  は有効上載E 100kN/m<sup>2</sup>相当に換算したN値、 $N_a$  は粒度の影響を考慮した補正N値、 $\sigma_v$  は有効上 載E,  $c_1$ ,  $c_2$  は細粒分含有率によるN値の補正係数であ る. これは、細粒分を含まない砂 (FC<10%) に関する凍 結サンプリング試料の液状化試験データから回帰された  $R_L \cdot N_1$ 曲線 (式(2.1) の $N_a$  を $N_1$  に読み替えたもの. 以 下、基本曲線という)を、粒度に応じて補正するもので ある. 図-2.1 には、いくつかの FC に対する現行の $R_L \cdot$  $N_1$ 関係を併記している.

図-2.1 からも分かるように、この基本曲線は、 $N_1$  が小 さくなり 0 付近に近づくと  $R_L$  が急激に減少する特性を 有するため、 $N_1$  が小さな場合に  $R_L$  を過小評価しやすく、 FC が大きくても  $R_L$  が大きくなりにくい.この点を改 善するため、まず、基本曲線の見直しを行うこととする.

現行の基本曲線と、その基になった FC < 10%の砂質土 に関する凍結サンプリング試料の液状化試験データを図 -2.2 に示す.なお、チューブサンプリング試料による FC< 10%の砂質土に関する  $R_L \cdot N_1$  関係データも得られてい るが、試料採取時の乱れの影響を受けている可能性が高 いことから、ここでは使用していない.

現行の基本曲線は  $N_1$  がゼロに近づくと  $R_L$  もゼロに 近づく形となっているが、実際には、盛土・埋立土に関 する FC < 10%の緩い砂であっても、最小でも 0.1 程度の  $R_L$  を有している、そこで、式(2.1) のうち、 $N_a < 14$ の部 分を見直した次式を提案する.



これは、 $R_L$ の下限値が 0.10 程度であること、基本曲線 のうち $N_a \ge 14$ の領域との連続性を考慮して修正したものである.

# 2.3. FC による N 値の補正方法の検討

次に、FCによる N 値の補正方法について検討する. 現行のFCによる N 値の補正式である式(2.2)は、 $R_L \cdot N_1$ 関係図上で、 $c_1$  が基本曲線を横軸方向に縮尺させ、 $c_2$  が 基本曲線を左側に平行移動させるような形となっている. 補正式の基本的な関数形は、現行との整合性を勘案して 設定する.

式(2.6)の基本曲線は、 $N_a < 0$ の領域まで含めてプロットすると、図-2.3のように $R_L = 0$ のとき $N_a = -2.47$ となる.これを原点として、FCに応じて基本曲線を横軸方向に縮尺するように補正を行うこととする.式で書くと次のようになる.

$$(N_a + 2.47) = c_1(N_1 + 2.47)$$
(2.7)

ここでは、基本曲線を左側に平行移動させる補正係数 c<sub>2</sub> を用いていないが、これは、新たに提案した基本曲線が すでに現行の基本曲線を左側に平行移動させたような形 となっていることによるものである.また、補正係数を



図-2.3 提案する基本曲線とFCによる補正方法



1 つに絞ることで、液状化試験データに基づく補正係数 の回帰が容易となるためである.

この方針の下に、補正係数 $c_1$ の回帰を行う.液状化試 験データから求めた補正係数 $c_1$  (=( $N_a$ +2.47) / ( $N_1$ +2.47)) と FC の関係を図-2.4 に示す.ここで、 $N_a$  は、液状化試 験で得られた各試料の $R_L$ と新たに提案した基本曲線で ある式(2.6)から逆算することで求めた補正 N 値である. また、 $N_1$ は液状化試験データが得られた深度に対応した 換算 N 値である.

液状化試験データには $c_1$ が10以上と極端に大きな値 を示すものがあるが、これらはいずれも $N_1=0$ (N=0)を 示したデータであった. N=0の場合、N値に基づいて 液状化強度を評価することは困難である. そこで、 $c_1 \ge$ 10のデータを除き、液状化試験データの概ね平均を与え るような $c_1 \cdot FC$ 関係を折れ線で回帰した結果、次式が 得られた.



$$c_{1} = \begin{cases} \frac{1}{FC + 20} & (FC < 10\%) \\ \frac{FC + 20}{30} & (10\% \le FC < 40\%) \\ \frac{FC - 16}{12} & (40\% \le FC) \end{cases}$$
(2.8)

なお、補正係数 c<sub>1</sub> が細粒分含有率 FC 以外の要因、例 えば塑性指数 I<sub>p</sub>、液性限界 w<sub>L</sub>、塑性限界 w<sub>p</sub>、粘土分含 有率CC に応じて変化するような傾向は特に認められな かった.

# 2.4. 提案式による R. · M. 関係

以上をまとめると、細粒分を含む砂質土〜細粒土に関 して新たに提案する液状化強度評価式は次のとおりであ  $R_{L} = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_{a} + 2.1)/1.7} & (N_{a} < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_{a}/1.7} & (14 \le N_{a}) \\ +1.6 \times 10^{-6} (N_{a} - 14)^{4.5} & (14 \le N_{a}) \end{cases}$ (2.6)

$$(N_a + 2.47) = c_1(N_1 + 2.47)$$
(2.7)

$$N_1 = 170N / (\sigma'_v + 70) \tag{2.3}$$

$$c_{1} = \begin{cases} 1 \quad (FC < 10\%) \\ \frac{FC + 20}{30} \quad (10\% \le FC < 40\%) \\ \frac{FC - 16}{12} \quad (40\% \le FC) \end{cases}$$
(2.8)

図-2.5 に,液状化試験データによる R<sub>L</sub>・N<sub>1</sub>関係と比較

地震名	発生年	マグニ チュード	地震動 タイプ	液状化	近傍で 液状化	非液状化	計
新潟地震	1964	7.5	Ι	18	0	6	24
十勝沖地震	1968	7.9	Ι	3	0	0	3
宮城県沖地震	1978	7.4	Ι	16	0	17	33
日本海中部地震	1983	7.7	Ι	34	0	12	46
千葉県東方沖地震	1987	6.7	Ι	9	3	72	84
釧路沖地震	1993	7.8	Ι	3	0	2	5
北海道南西沖地震	1993	7.8	Ι	4	0	2	6
兵庫県南部地震	1995	7.2	II	94	0	14	108
東北地方太平洋沖地震	2011	9.0	Ι	29	2	54	85
			計	210	5	179	394

表-2.1 提案式の検証に用いた既往の液状化・非液状化事例<sup>34)</sup>

する.提案式は、液状化試験結果を比較的良好に近似していることが分かる.

また、参考までに、現行式と提案式による  $R_L \cdot N_1$  関係を図-2.6 に比較する.  $N_1$ , FC によらず、提案式による  $R_L$  は現行式による  $R_L$  以上となっており、FC が大き くなるほど提案式による  $R_L$  が大きくなっていること、FC が小さい場合でも  $N_1$  の小さな領域で提案式による  $R_L$  が大きくなっていることが分かる.

## 2.5. 提案式の検証

土木研究所では、液状化判定法の検証材料として、既 往の代表的な地震における各地点での液状化発生の有無 と地震時せん断応力比 L,換算 N 値の関係を収集してき た<sup>34)</sup>.ここでは、室内試験データの回帰により作成した 提案式を、実地盤における液状化・非液状化事例と対比 することで検証を行った.検証の対象としたのは表-2.1 に示す9 地震であり、ボーリングデータは全 394 本であ る.ここに、地震動タイプ I はプレート境界型地震,Ⅱ は地殻内地震である.

まず,表-2.1のデータ作成方法について述べておく.

個々のボーリング地点における液状化発生の有無は, 地表に生じた噴砂・噴水あるいは地盤,構造物基礎に生 じた変状の状況から区分されている.ただし,ボーリン グ位置で液状化の発生は確認されず,せいぜい数百m以 内の近傍で液状化の発生が確認された場合は「近傍で液 状化」に区分されている.

また、各ボーリングデータから、液状化発生の可能性 が高い1深度における L、 $N_1$  が抽出されている。その選 定にあたっては、液状化による変状が地表に生じる場合 に想定される影響範囲として 10m 以浅の範囲に着目し、 液状化判定の対象となる物理特性(粒度、コンシステン シー)を有する土層の中から、N 値ないしは  $F_L$  が 2 番 目に小さな値となる深度とされている。N値ないしは  $F_L$ が 2 番目に小さな値となる深度が採用されているのは、



図-2.7 提案式と既往の地震による液状化・非液状化事例の比較





収集したボーリングデータでは1層あたり1試料程度の 物理試験が行われているものが大半であり,貫入抵抗と 物理特性が必ずしも同一深度で得られていないことから, 局所的な粘性土の薄層のN値を採用することを避けるた めの配慮によるものである.また,液状化に伴う地盤変 状が生じるためには,少なくとも層厚2m程度が液状化 したものと考えたことによる.

地震時せん断応力比Lは次式により算出されている.

 $L = r_d \cdot (PGA/g) \cdot (\sigma_v / \sigma'_v)$ (2.9)  $r_d = 1 - 0.015z$ (2.10)

ここに、 $r_d$  は地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数、 PGA は当該地点において推定された地表面最大加速度、 g は重力加速度、z は着目する深さ、 $\sigma_v$ ,  $\sigma_v$  は深さ z に おけるそれぞれ全上載圧、有効上載圧である. PGA は近 傍の強震記録から設定することが基本とされているが、 近傍に地震観測所がない場合は最大加速度分布図あるい は距離減衰式に基づいて設定されている.

これらのデータと提案式を比較するとき、室内と原位 置による応力状態の違いや、地震動の繰返し回数の影響 を加味する必要がある.そこで、提案式については、繰 返し三軸強度比*R<sub>L</sub>*を次式により動的せん断強度比*R*に 換算して比較した.

$R = c_W \cdot R_L$	(2.11)
<タイプⅠの地震動>	
$c_W = 1.0$	(2.12a)
<タイプⅡの地震動>	
$\left(\begin{array}{c}1.0\\R_L \leq 0.1\right)$	
$c_W = \begin{cases} 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \le 0.4) \end{cases}$	(2.12b)
$ 2.0 \qquad (0.4 < R_L) $	

ここに, *c*<sub>W</sub> は地震動特性を含めた室内と原位置による液状化強度の違いに関する補正係数である.

提案式と既往の地震による液状化・非液状化事例を, 地震動のタイプ,細粒分含有率FCごとに比較した結果 を図-2.7 に示す. 液状化判定法では,  $L \ge R$  の場合に液状化が生じる, L < R の場合に液状化が生じないと判定する. 提案式によるR は液状化事例と非液状化事例の概 ね境界付近に位置していることから,実地盤における液状化・非液状化事例ともよく対応していることが分かる.

# 東京湾沿岸埋立地における液状化発生時刻と深度 に関する分析

#### 3.1. はじめに

東北地方太平洋沖地震では、東京湾沿岸の一部の地域 に甚大な液状化被害が生じた.地表に現れた噴砂等の変 状の平面分布から、浚渫埋立てにより造成された地点に 顕著な液状化が生じたことは明らかであるが、深さ方向 にどの範囲まで液状化が生じたかについては、明確な知 見が得られていない.また、本震後の数十分以内に発生 した余震の際に多量の噴砂が発生したとの目撃証言もあ り、本震時に上昇した過剰間隙水圧が完全に消散してい ないうちに余震を受けたことなどが考えられているが、 その詳細は明らかにされていない.

これまで、液状化判定法の妥当性を検証するにあたっ ては、実地盤における液状化・非液状化事例と液状化判 定の結果の対比がなされてきたが、2.5節に示したように、 実地盤における液状化発生有無は、主として地表に現れ た変状の状況から判別がなされてきた.その背景には、 地震後における深さ方向の液状化発生範囲を特定するこ との困難さが一因である.特に、東北地方太平洋沖地震 における東京湾沿岸部では、人工地盤の下位の自然地盤 における液状化発生有無が明確に確認された事例はない ことから、これを明らかにすることは、液状化発生に及 ぼす年代効果の影響等を議論していく上で重要なステッ プである.

そこで,鉛直アレー記録の分析を行うことにより,東 京湾沿岸埋立地における本震・余震の際の液状化発生深



図-3.2 花見川緑地における地震計設置深度および柱状図

度を明らかにすることを試みた.

### 3.2. 観測地点の概要

分析対象とするのは、平成8年に旧建設省土木研究所 が設置した地震観測所の一つである花見川緑地(千葉県 千葉市美浜区打瀬)の地震記録である.本観測所は花見 川河口付近右岸の公園内に位置し、過去の航空写真より、 昭和 50 年代の埋立てにより造成されたことが明らかと なっている.位置図を図-3.1 に示す.



写真-3.1 花見川緑地における地震後の噴砂 および地表面の沈下の状況

地震計はGL-2m, 9m, 19m, 45mの4深度に設置さ れており、地中地震計設置孔 (bor.11-4) で標準貫入試験 および PS 検層が実施されている. ただし, このときに は室内土質試験(物理,力学)が行われていなかったた め、震災後に追加調査として、南西側に約20m離れた位 置で標準貫入試験, PS 検層 (No.15-P), 乱れの少ない試 料採取 (No.15-S) 等を行った. これらの柱状図を地震計 設置深度とあわせて図-3.2 に示す. ここに, wp, wn, w1, FC, SC, GC はそれぞれ塑性限界, 自然含水比, 液性限 界,細粒分含有率,砂分含有率,礫分含有率である. D10 ~D<sub>90</sub> は、1m 間隔で採取した標準貫入試験試料の粒度試 験結果に基づき、10%間隔の通過質量百分率に対応する 粒径を求めて図示したものである. 両地点の地層構成は よく類似しているが, bor.11-4 の Ac3 層が粘性土主体で あるのに対し, No.15-P の概ね同一深度にある As2 層が 砂質土主体である点が異なる. 観測点は公園内の植樹帯 に設けられており、その盛土によって周囲よりも地盤面 が少し高い位置にあるため、地下水位はGL.-4.65mとや や深い. No.15-PのGL.-11.7~12.4mのボーリングコアに 強い臭気を帯びたヘドロが付着した木杭が混入しており, この付近が人工地盤と自然地盤の境界であると推測され る. bor.11-4 の位置では、その下位に非塑性~低塑性の シルト (Ac1), 低液性限界~高液性限界のシルト (Ac2), シルト質細砂 (As1), シルト (Ac3), 半固結状の硬質な







図-3.5 加速度応答スペクトル (G.L.-2m)

シルト質砂 (Dsl), 軟質なシルト (Dcl), 非常に締まった砂 (Ds2, Ds3) が続いている. No.15-P 地点のボーリン グデータに対して,本震の地表面最大加速度 *PGA* を用いて液状化判定を行うと, Bs2, Bs3, Ac1, As1 において $F_L \leq 1.0$ となる.

東北地方太平洋沖地震の後,花見川緑地内では公園の 縦断方向(花見川と並走する方向)に亀裂が生じ,亀裂 から西側(川裏側)に著しい沈下および噴砂が生じた箇 所が多いものの,亀裂から東側(川表側)には液状化の 痕跡がほとんど生じていないのが特徴的であった. 観測 所周辺で見られた亀裂を示した写真-3.1 からも,その様 子が分かる.これは,埋立地の造成時における施工方法 の違い等に起因するものと考えられるが,詳細は明らか となっていない.観測所が設置されている植樹帯は,公 園内の縦断方向の亀裂より川裏側に位置している.

#### 3.3. 地震記録

ここでは、2011 年 3 月 11 日 14:46 頃の本震 1)と同日 15:15 頃の余震に着目する.残念ながら、GL-9m では NS 成分の記録が得られていないため、EW 成分を分析対 象とした.時刻歴,加速度応答スペクトルをそれぞれ図 -34,図-35 に示す.

GL.-2m における水平 2 成分合成の最大加速度は、本 震で238.1gal (N15W)、余震で81.0gal (N42W) である. また、GL.-2m の記録による SI 値は本震で 45.1cm/s (N52W)、余震で19.8cm/s (N28W) である.

GL-2m の記録の加速度応答スペクトルは,道路橋示 方書の標準加速度応答スペクトルと比べると,本震は概 ね全周期帯でレベル1地震動を包絡し,余震は概ね全周 期帯でレベル1地震動を下回っている.

#### 3.4. 位相速度と平均せん断ひずみの評価方法

地震記録の分析にあたっては、地震応答解析によって 記録を再現し、各層の応答値、状態量を評価する方法も あるが、ここでは数値モデルの構築に必要となる多くの 仮定を設けることなく、鉛直方向に伝播する水平動の位 相速度とせん断ひずみの経時変化を求めることで、液状 化の発生状況を直接的に評価することとした. SH 波が 卓越する場合、位相速度はS波速度と一致するため、そ の経時変化を追跡することで、液状化発生のタイミング やその深度を把握できる可能性がある.

位相速度の計算手順は次のとおりである.まず,4 深 度の EW 成分の波形を 2.56s 間隔の台形ウインドウ(前 後テーパ各 0.28s,有効区間 2.00s)で切り出し、上下隣 接する地震計による波形のフーリエ位相スペクトルの差 分ムφを求めた.同一形状でタイムラグムtを有する2つ





図-3.6 本震,余震における各深度の位相速度の経時変化

の時刻歴波形には、クロススペクトルの位相成分 (=フー リエ位相スペクトルの差分) Δφ と周波数 f の間に次式 の関係がある<sup>9</sup>ことから、

 $\Delta \phi = 2n f \cdot \Delta t$  (3.1) クロススペクトルの位相成分を 10~20Hz 程度以下の範 囲で直線近似したときの勾配から $\Delta t$ を求め, 2 深度間の 位相速度  $c = \Delta t / \Delta t$  ( $\Delta t$  は地震計間の鉛直距離)を求めた. このとき,算出された $\Delta t$  の正負の方向から,卓越する水 平動の伝播方向 (上昇成分,下降成分)を判別した. そ して,台形ウインドウの時間帯を 2.0s ずつスライドさせ, 各深度,各時間帯における位相速度を求めた. これを本 震・余震の記録に対して行った.

なお、地震中における飽和土層のせん断剛性 G の経時 変化がせん断ひずみ $\chi$  過剰間隙水圧比  $R_u$  に依存すると 考えると、微小ひずみ時のせん断剛性 G は過剰間隙水圧 比  $R_u$  のみの関数となる. そこで、土のせん断剛性の拘 束圧依存性を表現する際によく用いられる次式を利用す ると、

 $G = A(\sigma_m)^n$  (3.2) 過剰間隙水圧発生前の平均有効応力 $\sigma_{m0}$ , 微小ひずみ時 のせん断剛性  $G_0$ およびS 波速度を  $Vs_0$ と, 過剰間隙水圧 発生中における微小ひずみ時のそれら $\sigma_{m1}$ ,  $G_1$ ,  $Vs_1$ の間 に、次の関係を導くことができる.

$$R_{u} = 1 - \frac{\sigma'_{m1}}{\sigma'_{m0}}$$
  
=  $1 - \frac{(G_{1}/A)^{1/n}}{(G_{0}/A)^{1/n}}$   
=  $1 - (Vs_{1}/Vs_{0})^{2/n}$ 

(3.3)

例えば、余震開始直後に微小ひずみに対応した  $Vs_1$  が得られている場合、本震前の  $Vs_0$  からの低下率より、余震開始直後の  $R_u$  を概略推定することができる. なお、n は拘束圧依存性に関するパラメータであり、一般的な範囲として  $n=0.3\sim0.7$  として式(3.3)を図示すると図-3.3 のようになる.特に、 $Vs_1/Vs_0 \leq 0.4$ の範囲では、過剰間隙水圧比が 0.95 付近まで上昇し、液状化していると言える.

平均せん断ひずみの計算手順は次のとおりである.上 下隣接する地震計による波形から相対加速度を求め, 0.2Hz 程度のハイパスフィルタとともに周波数領域で2 回積分し、これを公で除すことにより、平均せん断ひ ずみの時刻歴を求めた.また、以降で土の繰返し変形特 性試験結果と対比するため、上記のひずみ時刻歴を実数 部、その Hilbert 変換を虚数部に持つ複素数の絶対値(ひ ずみ時刻歴の Complex envelope の振幅成分)<sup>7</sup>を求め、こ



図-3.7 本震,余震における各深度の平均せん断ひずみ時刻歴の包絡線

れをひずみ時刻歴の包絡線とした.

#### 3.5. 位相速度およびせん断ひずみの計算結果

本震・余震における各深度の位相速度, せん断ひずみ の計算結果を図-3.6, 図-3.7 に示す. 図-3.6 には, bor.11-4 のPS検層で得られた各地震計問の平均Vs を対比してい る.

### 3.5.1. G.L.-19~45mの挙動

この深度区間には、沖積シルト質砂As1上部や洪積砂 Ds1~Ds3 が含まれる.本震~余震にわたり、位相速度が PS 検層で得られた地震計間の平均Vs と概ね一致してお り、上昇成分が卓越している.この挙動は、材料非線形 性の影響の小さい地盤のSH 波による振動として解釈す ることができる.なお、本震開始直後の位相速度は 240m/s 程度であった.平均せん断ひずみの最大値は本震 で 0.058%、余震で 0.022%と非常に小さい.これらの状 況から、GL-19m 以深には、本震~余震を通じて液状化 が発生しなかったものと見られる.

# 3.5.2. G.L.-9~19mの挙動

この深度区間には、埋立砂Bs3下部、沖積の非塑性~ 低塑性のシルトAc1およびシルト質砂As1上部が含まれる.本震開始直後の位相速度は160m/s程度であり、平均 Vs =152m/s と概ね一致するが、本震 65s 程度より位相速 度が低下し始め、本震 78s 付近から位相速度が急激に低 下している. その後、位相速度はばらつきを有するもの の、10~30m/s 付近を推移し、本震の主要動後も低下し たままの状態である. この挙動は、過剰間隙水圧の上昇 により著しく剛性低下した土層の SH 波による挙動とし て解釈することができる. すなわち、本震ではこの深度 区間のどこかで液状化が生じたものと考えられる.

余震開始直後の位相速度は140m/s 程度であり,図-3.3 に照らすと、0.3~0.6 程度の過剰間隙水圧比が残留して いたと考えられる.しかし、余震における位相速度は100 ~120m/s 程度と低下度合いは顕著でなく、液状化発生に までは至らなかったと見られる.

平均せん断ひずみの最大値は、本震で 0.65%、余震で 0.042%であった.本震時の平均せん断ひずみは液状化地 盤としては小さく、2 回積分による計算の精度の問題も 考えられるが、計算結果には本震と余震でせん断ひずみ に 10 倍以上の差があり、定性的には、本震で液状化し、 余震では液状化しなかったという上記の考察を裏付けて いる.

なお, Ac1, Ac2 はいずれもシルトを主体とし, 透水 性が低いと考えられること, Ac1 上部は粒径が非常に細



図-3.8 G·γ関係の比較

かい 1m 弱のヘドロで被覆されていることを考えると, 仮に本震で Ac1 以深に液状化が生じたとしても,本震後 330s~余震開始 1692s の約23 分間で過剰間隙水圧が消散 することは考えにくい.このため,本震による液状化発 生箇所は Bs3 下部であった可能性が高い.

#### 3.5.2. G.L.-2~9mの挙動

この深度区間には、埋立砂Bs2 およびBs3 上部が含ま れる.本震開始直後の位相速度は150m/s 程度であり、平 均Vs=155m/s と概ね一致するが、本震 68s から低下し始 めている.その後、大局的に見ると位相速度は低下し、 40~80m/s 程度を示す時間帯が多く見受けられることか ら、液状化が発生している可能性が考えられる.ただし、 本震 90s 以降では下降成分が卓越していること、位相速 度のばらつきが非常に大きいことが特徴的であり、鉛直 下方からの SH 波の重複反射のみでは説明できない特異 な挙動を示している. その解釈は容易でないが,一因と しては,写真-3.1 からも分かるように花見川緑地内では 縦断方向の亀裂を境界として液状化箇所・非液状化箇所 が存在していたことから,地震中においても3次元的な 液状化の進行度合いに違いがあったものと推察され,例 えば,液状化が生じていない領域から観測点の地表付近 に回り込むような波動伝播経路が存在したこと等が可能 性として考えられる. この点については,今後さらなる 検討が必要である.

余震開始時点における位相速度が 110m/s 程度であり, 図-3.3 に照らすと,少なくとも 0.6 程度の過剰間隙水圧 比が残留していたものと考えられる.また,1730s 程度 より位相速度が 20~40m/s 程度まで低下していることか ら,余震によって再び液状化したものと見られる.

平均せん断ひずみの最大値は本震で 0.32%, 余震で 0.31%と同程度であった. これも絶対値としては小さい が,定性的には,本震・余震のいずれにおいても液状化 したという上記の考察を裏付ける結果である.

#### 3.6. 土の繰返し変形特性試験結果との比較

追加調査により採取した乱れの少ない試料より,10試料について土の繰返し変形特性試験 (JGS 0542-2009) を行っている.そこで、地震記録と室内試験による  $G/G_0$ ・  $\gamma$  関係を比較した.地震記録からは、各時間帯の位相速 度を本震開始直後の位相速度で除し、これを2乗したものを  $G/G_0$  と見なした.また、2 秒ごとのひずみ包絡線 の平均値 $\chi_{ae}$ を求め、これを位相速度から求めた 2 秒ご との  $G/G_0$  と対応させた.

結果を図-3.8 に示す. GL.-2~9m, GL.-9~19m で常に Yar ≥0.01%程度となっているのは、2回積分によるひず み算出時の長周期ノイズの除去が不完全であったことに よるものと考えられる.本震開始~100s,あるいは余震 開始~1730sの時間帯は、地震動が強くなり%。が最大と なるまでの時間帯に概ね対応している.この時間帯では、 いずれの深度についても、地震記録による G/G<sub>0</sub>・γ 関係 は大きなばらつきを有するものの、室内試験による G/G<sub>0</sub>・γ関係を辿るような傾向が見受けられる. その後, GL-2~9m は本震・余震のいずれにおいても、室内試験 に比べて小さな G/G を示していることから, 2 度にわ たって液状化したものと見られる. GL.-9~19m につい ては、本震後には G/G0 の低下が著しく液状化したもの と見られる一方で、余震後は室内試験に比べて小さな G/G0 を示し、わずかに過剰間隙水圧の影響を受けてい る可能性がある.

## 3.7. 結論

以上の分析結果から推定された液状化発生の深度とタ イミングは次のとおりである.

- 埋立砂 Bs2 および Bs3 上部では、本震により位相速 度が低下し、液状化の影響が窺えるものの、本震 90s 以降で位相速度のばらつきが非常に大きくなり、 下降成分が卓越するといった特異な挙動を示した. 原因としては観測点付近における三次元的な液状 化の進行状況の違いの影響や表面波の影響等が考 えられる.また、余震開始時点では少なくとも 0.6 程度の過剰間隙水圧比が残留しており、余震によっ て再び液状化が生じた.
- 埋立砂 Bs3 下部, 非塑性~低塑性シルト Ac1, 沖積 シルト質砂 As1 上部のいずれかが本震によって液 状化した. 余震開始時点までの剛性回復 (水圧消散) 状況から, 本震による液状化発生箇所は Bs3 下部で ある可能性が高い. また, 余震開始時点では 0.3~ 0.6 程度の過剰間隙水圧比が残留し, 余震中も過剰 間隙水圧の影響が窺えるものの, 余震では液状化し なかった.
- GL-19m 以深の沖積シルト質砂 As1 や洪積砂 Ds1 ~Ds3 には、本震、余震を通じて液状化が生じるこ とはなかった.

#### 4. まとめ

本研究は、我が国における多様な土質、地質構造を有 する地盤を対象に、液状化に対する各種構造物の耐震性 能をより合理的に評価し、真に危険性の高い構造物の的 確な抽出に寄与すべく、液状化判定法の高精度化を図る ことを目的として実施するものであり、平成25年度は、 細粒分を含む砂の液状化強度評価式の見直しを行うとと もに、東京湾沿岸埋立地で得られた鉛直アレー地震記録 の分析を行い、東京湾沿岸埋立地の液状化発生時刻と深 度を明らかにした.得られた知見をまとめると以下のと おりである.

 数多くの乱れの少ない試料に対する液状化試験デー タと標準貫入試験N値,物理特性の相関関係を分析し, 細粒分を含む砂の液状化強度評価式を新たに提案した. また,提案式は,既往の地震による液状化・非液状化 事例とよく整合することが確認された.

また,東京湾沿岸埋立地で得られた鉛直アレー地震記 録の分析結果からは,液状化発生時刻と深度が次のよう に推定された.

 本震において、埋立により造成された砂質土層の上部 ~下部にわたって液状化が生じたこと、同砂層の上部 では余震開始時点で 0.6 程度の過剰間隙水圧比が残留 し、余震においても再び液状化が生じたこと、同砂層 の下部では余震開始時点で 0.3~0.6 程度の過剰間隙水 圧比が残留していたが余震による液状化は生じなかっ た.

2) 以深の自然地盤においては、本震・余震を通じて、液 状化が発生しなかった.

今後は、液状化の発生に及ぼす年代効果の影響や、地 震動特性、地盤の応答特性の影響について検討を行う予 定である.その中で、今年度に提案した細粒分を含む砂 の液状化強度評価式も含め、新たに提案する液状化判定 法の検証材料として、この事例を活用していきたい.

# 参考文献

- 1) (社) 日本道路協会:道路橋示方書 V. 耐震設計編, 2012.3.
- 谷本俊輔,鷲見浩司,江川拓也,石原雅規,佐々木哲也: 細粒分を含む砂の液状化強度に関する調査(その1,その 2),第48回地盤工学研究発表会発表講演集,2013.7.
- 3) 松尾修:道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状 と今後の課題,土木学会論文集,No.757/III-66, pp.1-20, 2004.
- 4) 佐々木哲也,石原雅規,谷本俊輔,増山博之:東北地方太 平洋沖地震における液状化を踏まえた液状化判定法の検 討,土木研究所資料,第4280号,2014.1.
- 5) 国土交通省国土政策技術総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室:平成23年(2011年)東北地方太平洋 沖地震による強震記録,国総研資料,第726号,2013.2.
- Ohmachi, T. & Tahara, T.: Nonlinear earthquake response characteristics of a central clay core rockfill dam, *Soils and Foundations*, Vol.51, No.2, pp.227-238, 2011.4.
- 7) 理論地震動研究会:地震動ーその合成と波形処理ー, 鹿島 出版会, 1994.2.

#### RESEARCH ON A HIGH-PRECISION ASSESSMENT METHOD OF SOIL LIQUEFACTION

Budged : Grants for operating expenses General account
Research Period : FY2012-2016
Research Team : Geology and Geotechnical Engineering
Research Group (Soil Mechanics and Dynamics Research Team)
Author : SASAKI Tetsuya

ISHIHARA Masanori TANIMOTO Shunsuke

Abstract : In The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Great liquefaction damage occurred over a very wide area, and had large influence on society. It is the urgent subject to advance the countermeasure of infrastructures against liquefaction for mitigation of the damage caused by next large earthquake. The purpose of this study is to establish a high-precision assessment method of soil liquefaction for the ground which has various soil properties and geological structure in Japan. In FY 2013, we improved the evaluation equation of liquefaction resistance of fine contained sand, and proposed new evaluation equation. Moreover, vertical array strong motion records acquired in the reclaimed land of the Tokyo Bay coast was analyzed, and the liquefaction generating time and depth of reclaimed land were clarified.

Key Words : Liquefaction, Assessment of soil liquefaction, Sand, Fine Contents, Strong motion record