

# 2011年東北地方太平洋沖地震における浦安地区の有効応力解析による分析

福武 毅芳<sup>1</sup>・張 至鎬<sup>2</sup>

<sup>1</sup>清水建設(株) 技術研究所グループ長  
(〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

E-mail:kiyoshi.fukutake@shimz.co.jp

<sup>2</sup>清水建設(株) 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

E-mail:jangjiho@shimz.co.jp

2011年東北地方太平洋沖地震では、広範囲に液状化が生じた。東京湾岸北部の埋立地に着目すると、震度5程度と加速度は小さいが、液状化を激しく生じた個所が散見される。そこで、浦安地区を中心に残留沈下の測量を実施した。さらに浦安近傍の工学的基盤で観測された加速度を基に、液状化地点と非液状化地点について有効応力解析を実施し、K-NET浦安の加速度波形や測量した沈下量と比較した。沈下量が大きくなった原因としては、本震の継続時間が長かったことに加え、余震によっても沈下が助長されたことである。この現象は解析から得られた結果と整合し、余震の影響が無視できないことを示した。さらに従来液状化判定の改善案も示した。

**Key Words :** *The 2011 East Japan Great Earthquake, Liquefaction, Settlement, Effective stress analysis, Aftershock*

## 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震（以下、今回の地震と呼称）では、広範囲で液状化が生じた。東京湾岸北部の埋立地に着目すると、地震動の継続時間が長かったため、深度5程度（地表加速度で100～150Gal程度）と加速度は小さいが、液状化を激しく生じた個所が散見された。そこで著者らは、地震発生から数日後に浦安・新木場・辰巳における沈下量を測定し、MAPを作成した<sup>1)</sup>。その結果、同一地区においても沈下量（液状化の程度）は、場所により大きく異なることが分かった。この原因として、①表層埋立層の土質の違いや厚さの違い、②地盤改良の有無、③繰返し回数が多いため作用せん断応力の微妙な差異が現象を極端化させたこと（一旦液状化すると、その後も多くの繰返しを受けるので激しい液状化に至ること）、を示した<sup>1)</sup>。また沈下量と埋立て年代との相関は明瞭ではないことも分かった。さらに要素レベルの計算結果より、小さなせん断振幅では、50回の繰返しでもほとんどせん断ひずみは大きくなりませんが、さらに繰返しを続ければいずれは液状化に至ることを示した<sup>1)</sup>。

ここでは、浦安地区に着目し、液状化しなかった

地盤と液状化した地盤のN値やボーリングデータから、それぞれの地区における典型的な地盤モデルを作成した。当該地区の近傍の工学的基盤で観測された加速度記録を基に、本震に加えその29分後に発生した余震も含めた検討を有効応力解析により実施し、K-NET浦安の加速度記録や測量した沈下量と比較した。さらに従来液状化判定の改善案も示した。

## 2. 有効応力解析による液状化の評価と分析

### (1) 解析条件

浦安地区において複数のボーリングデータを収集し、液状化しなかった地点①と、液状化した地点②の二種類のFEMによる地盤モデルを作成した。地点①としては、浦安市役所近傍のK-NET浦安の地盤とし、地点②としては、南東部の埋立て地区を想定した。それぞれの地盤モデルで有効応力解析を実施し、加速度応答や液状化の程度（沈下量など）について検討した。

想定した2地点の地層構成を表-1に示す。青色部分は液状化可能性層である。地点①（非液状化地盤）は、GL-20mまでは、K-NET浦安のボーリング

データを用い、それ以深は近傍のボーリングデータを参考に設定した。地点②（液状化地盤）は、数本のボーリングデータをもとに、典型的なモデルを想定した。両地盤の違いは、地点②の方が、砂層のN値が小さいこと、埋土層Fにおける液状化可能性層が厚いこと、基盤層が深いこと、である。

表-1 想定した2地点の地層構成と地盤定数

(1) 地点：非液状化地盤（K-NET浦安と周辺ボーリングデータを元に作成）[1次固有周期：0.82sec]

深さ GL m	層厚 m	土質名	細粒分 含有率 Fc(%)	$\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup>	$V_s$ m/s	N値
1.0	1.0	(埋土F)		17.5	140	3
2.3	1.3	シルト	60	17.5	140	4
4.6	2.3	砂	10	17.5	140	19
7.9	3.3	シルト	40	17.5	140	7
20.0	12.1	粘土Ac		16.7	125	3
27.0	7.0	シルトAsc		17.5	230	3
33.0	6.0	シルトAsc		18.5	370	30
35.0	2.0	砂Ds		19.0	400	>50

(2) 地点：液状化地盤（浦安地区南東部のボーリングデータを元に作成）[1次固有周期：1.28sec]

深さ GL m	層厚 m	土質名	細粒分 含有率 Fc(%)	$\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup>	$V_s$ m/s	N値
0.4	0.4	(埋土F)		16.0	130	
1.7	1.3	シルト質 砂F	35	16.0	100	3
3.8	2.1	シルト質 砂F	35	18.0	110	3
10.9	7.1	砂As	10	18.0	120	10
15.6	4.7	シルトAsc	60	18.0	140	2
36.7	21.1	粘土Ac1		16.0	140	0
42.8	6.1	粘土Ac2		17.0	170	2
44.8	2.0	砂Ds		19.0	400	>50

解析に用いた構成式は、応力～ひずみ関係として多重せん断機構<sup>2)</sup>により3次元に拡張したRamberg-Osgoodモデルを使用し、ひずみ～ダイレイタンシー関係としておわんモデルを使用した<sup>3), 4)</sup>。図-1には、液状化可能性層における液状化強度曲線を本構成式によって計算した結果を示す。

入力地震動は、清水建設技術研究所の基盤(GL-41m,  $V_s=430$ m/s)で観測された本震と余震の加速度記録である。本観測地点と浦安市役所は9.4km離れている。図-2に基盤の観測加速度記録と応答スペクトルを示す。解析の底面に基盤波のNS成分とEW成分を、E+F波として同時に入力した。観測地点の1次固有周期は1.18secであり、地点②に近い固有周期を有する。

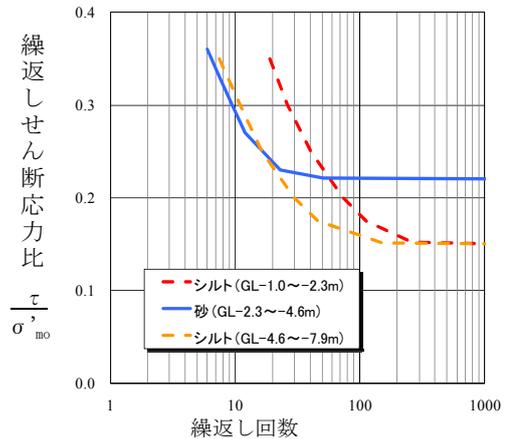
本震で生じた液状化が継続している間（本震から29分後）に、最大余震( $M_w=7.7$ )が生じた。よって解析では、本震から最大余震の間は過剰間隙水圧の消散は殆ど無いと仮定して、本震と余震を連続して入力した。

なお本解析では、3次元モデルで2方向同時加振を

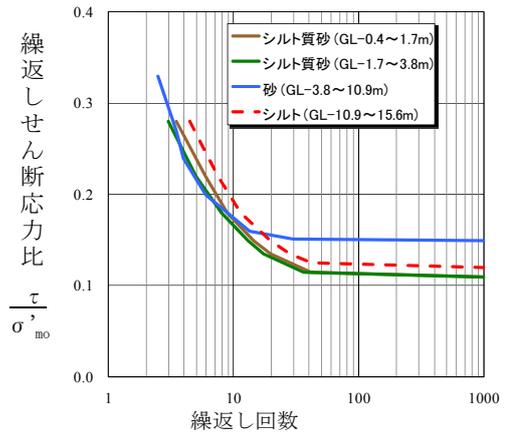
行っている。そのため、せん断ひずみは各成分( $\gamma_{xy}$ や $\varepsilon_x - \varepsilon_y$ など)に加えて、次式に示す合せん断ひずみ $\Gamma$ と、累積せん断ひずみ $G^*$ を用いる<sup>3), 4)</sup>。

$$\Gamma = \sqrt{\gamma_{zx}^2 + \gamma_{zy}^2 + \gamma_{xy}^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2} \quad (1)$$

$$G^* = \sum \Delta G^* = \sum \sqrt{\Delta \gamma_{zx}^2 + \Delta \gamma_{zy}^2 + \Delta \gamma_{xy}^2 + \Delta (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \Delta (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + \Delta (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2} \quad (2)$$



(1) 地点①：K-NET浦安地盤



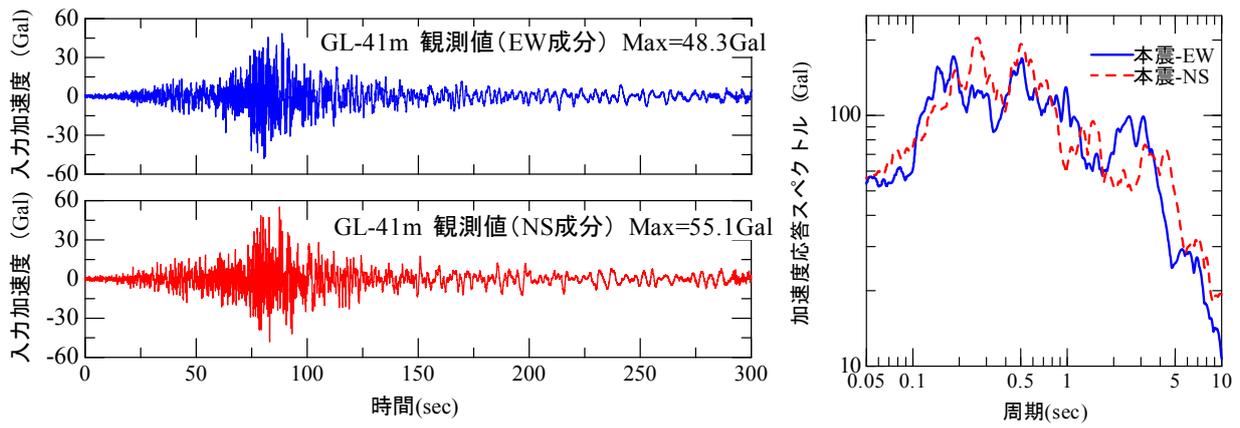
(2) 地点②：液状化地盤

図-1 液状化可能性層における液状化強度曲線の計算結果 ( $\sigma'_{mo}=98$ kPa,  $DA=5\%$ )

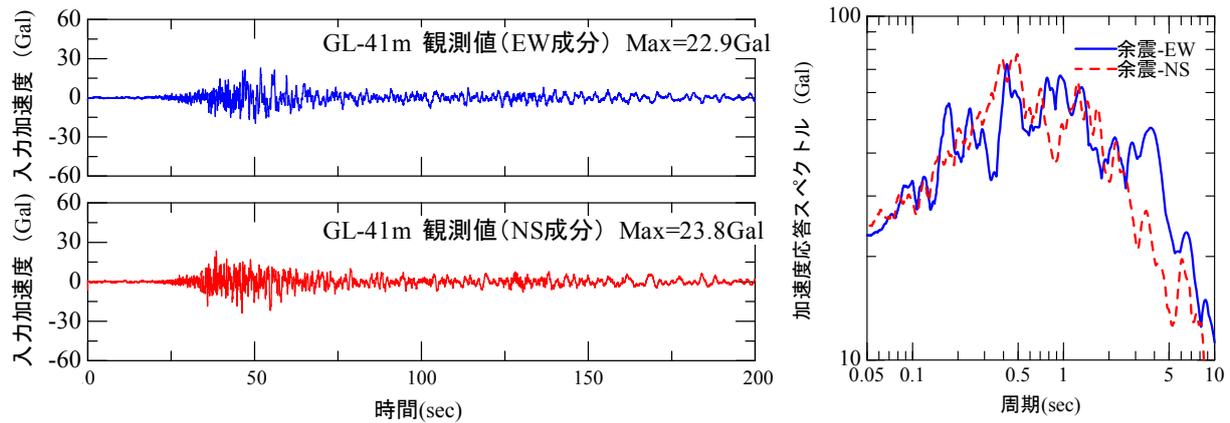
## (2) 解析結果と考察

### a) 非液状化地盤(地点①)

図-3、図-4に地点①で観測されたK-NET浦安の加速度波形と加速度応答スペクトルを、有効応力解析結果と比較して示す。当該地盤では液状化は確認されていない。解析においても、砂層において過剰間隙水圧は50%程度上昇しており、液状化には至っていない。両波形は類似しており、加速度応答スペクトルは、周期2秒付近で解析値が小さくなっているものの、両者は概ね一致している。このことから、清水建設技術研究所の基盤波は浦安地区の基盤波として近似的に適用できることが分かる。

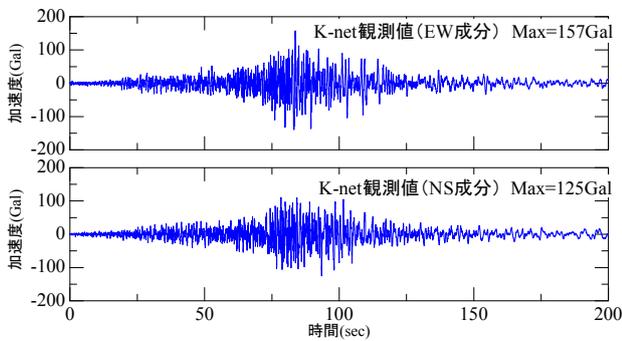


(1) 本震:  $M_w=9.0$  (14時46分)

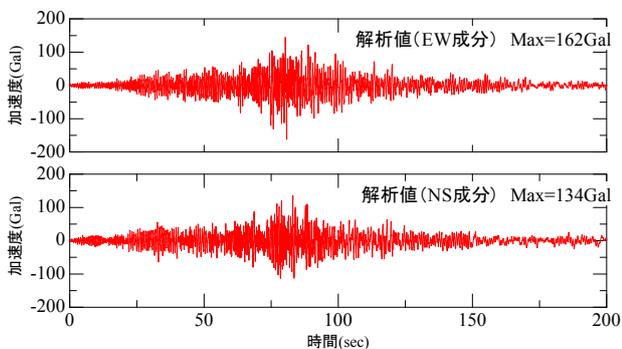


(2) 最大余震:  $M_w=7.7$  (15時15分: 本震から29分後)

図-2 技術研究所の基盤( $V_s=430\text{m/s}$ )の観測加速度波形と応答スペクトル



(1) K-NET浦安の観測波形



(2) 有効応力解析による波形

図-3 地点①で観測されたK-NET浦安の加速度波形の比較

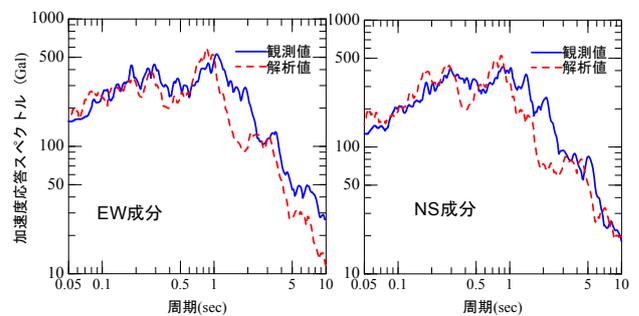


図-4 地点①で観測されたK-NET浦安の加速度応答スペクトルの比較

#### b) 液状化地盤(地点②)

地点②の、最大過剰間隙水圧比分布、最大合せん断ひずみ分布、加速度波形、過剰間隙水圧比波形を図-5、図-6に示す。液状化している層は、砂層(As)とシルト質砂(埋土層F)である。F層では、9%以上の $I_f$ が生じており、As層では4~6%である。過剰間隙水圧比の波形を見ると、主要動を過ぎて液状化に至っていることが分かる。その後も加振が続くので、大きなせん断ひずみが生じている。これは文献1)で示した要素計算結果と整合している。このような液状化に至るプロセスは、既往の記録やシミュレーション結果とは異なっている。

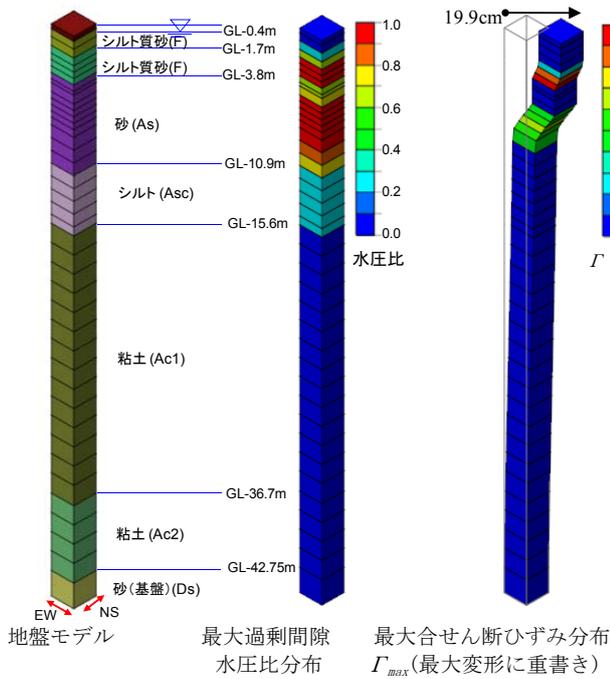


図-5 地点②(液状化地盤)の最大値分布

例えば、活断層タイプの地震である1995年兵庫県南部地震では、主要動のキラパルスで一気に液状化に至り、最大せん断ひずみが発生し、その後の加振時間は短かく、ひずみも主要動の後にはあまり蓄積しない(例えば、文献<sup>3),4)</sup>の解析結果を参照)。

### (3) 余震が液状化や沈下に与える影響

今回の最大余震(3月11日15時15分,  $M_w=7.7$ )に関するヒアリングとして、「新木場では、本震で噴砂し余震でも噴砂した」、「関東東部(利根川流域)では、本震で噴砂し余震で地盤が流動した」、「千葉県旭市の砂鉄採掘跡地の埋戻し地盤では、本震でも余震でも噴砂した」などの証言を得ている。このことから、最大余震が液状化や沈下を助長させたと思われる。ここではこの証言を検証するため、地点②に本震と最大余震を続けて入力した解析結果に基づき考察する。これは本震から29分後では過剰間隙水圧比は依然として100%に近く、液状化状態が継続していると考えられる。

一般に、地震中に生じたせん断ひずみの大きさが、液状化の程度や地盤変状の大きさと対応する。地震

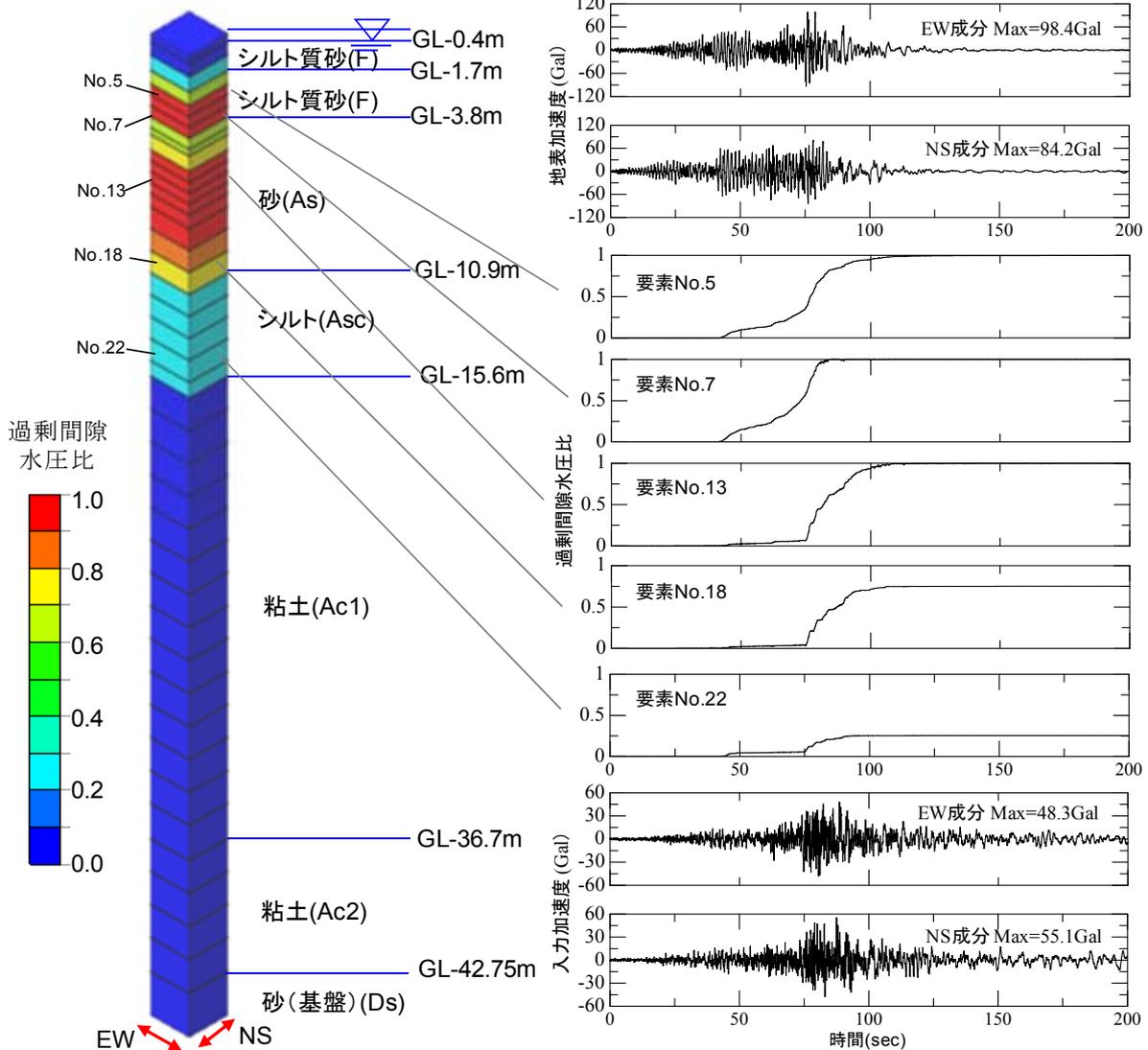


図-6 地点②における基盤と地表の加速度波形、砂・シルト質砂・シルトの過剰間隙水圧比波形

の継続時間や余震が沈下などの地盤変状に及ぼした影響を見るため、図-7に合せ断ひずみ  $\Gamma$  の時刻歴を示す。まず本震に着目すると、 $\Gamma$  の最大値  $\Gamma_{max}$  は入力加速度の最大値の後で生じている。これは図-6で示したように、過剰間隙水圧比が1.0に達したのは最大加速度の後だからである。

余震も含めた  $\Gamma$  の振幅は、要素5, 12, 16において、本震時よりも余震時の方が大きくなっている。これ

は本震でせん断剛性が非常に小さくなっている層に余震による小さいせん断力が作用し、大きなひずみを誘発したためであり、このような層では、余震によって液状化や沈下が助長される。このことは前述のヒアリング結果と整合する。

図-8, 図-9には、解析結果から算定した沈下量の深度分布と、地表面沈下の実測値と解析値の比較を示す。沈下算定方法は、地震中に生じた最大せん断

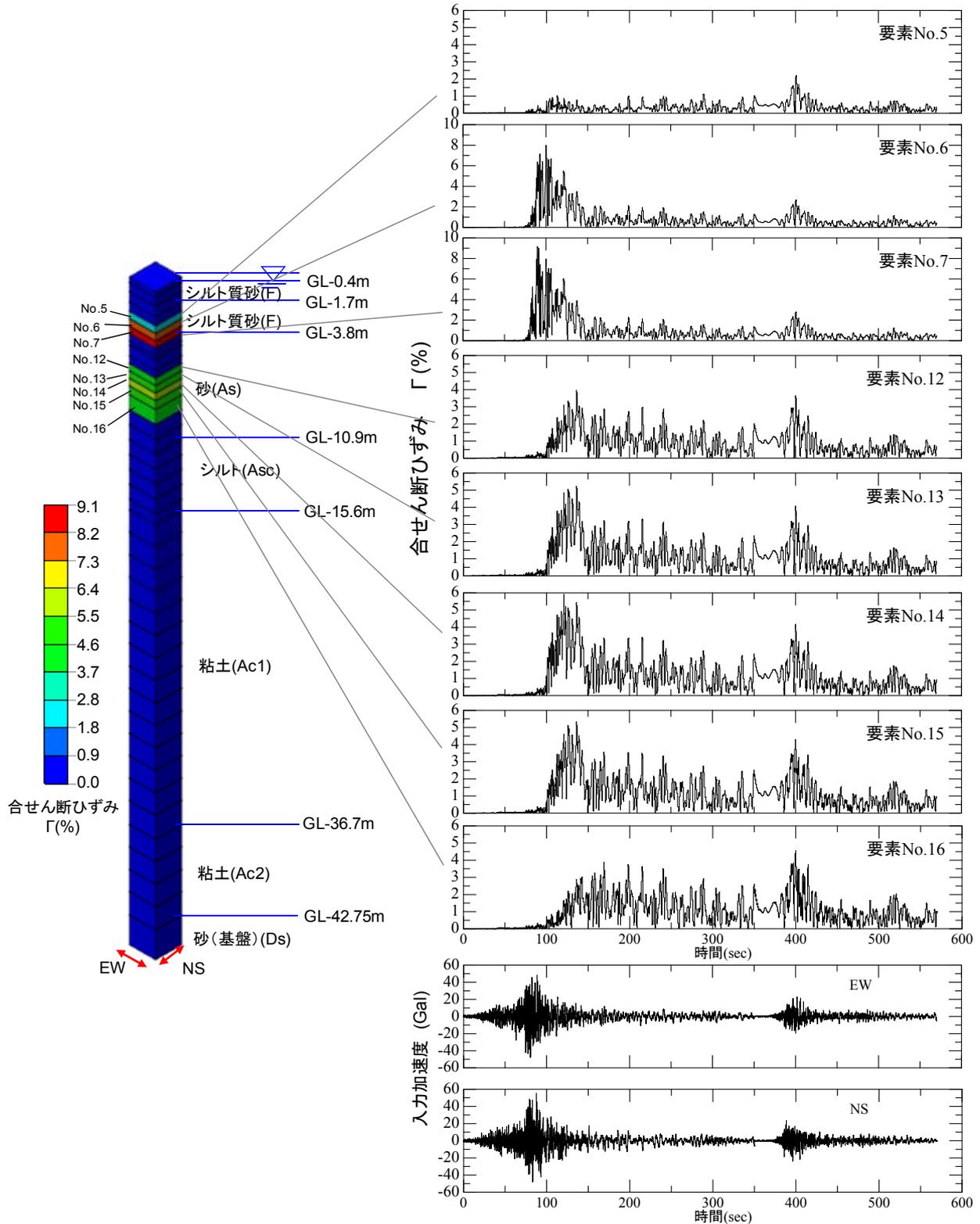


図-7 本震と最大余震を連続入力したときの合せ断ひずみ  $\Gamma$  の時刻歴

ひずみから、地震後に生じる体積ひずみを砂質土に対しては石原の方法<sup>5)</sup>により、粘性土に対しては社本の方法<sup>6)</sup>により求め、深度方向に積分して求めた。このとき使用するせん断でひずみとしては、合せん断ひずみ  $\Gamma$  を用い、以下の4ケースの地表の沈下量  $S$  を求めた。

- ケース①：本震と余震を通して生じた  $\Gamma_{max}$  を用いて沈下を算定：「 $S_{total}$ 」。(図-7の  $\Gamma_{max}$ )
- ケース②：本震のみで生じた  $\Gamma_{max}$  を用いて沈下を算定：「 $S_{main}$ 」。
- ケース③：余震のみで生じた  $\Gamma_{max}$  を用いて沈下を算定：「 $S_{after}$ 」。

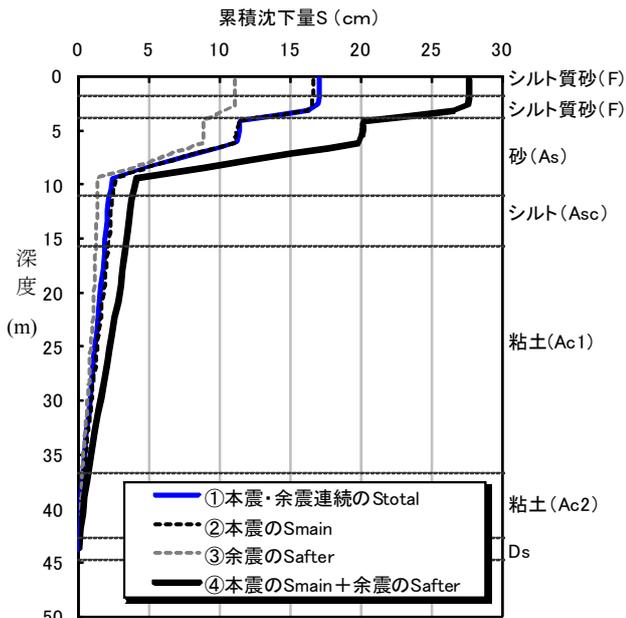


図-8 地点②(液状化地盤)における解析による鉛直変位の深度分布

ケース④：本震の沈下量(ケース②)と余震の沈下量(ケース③)をそれぞれ足し合わせて算定：  

$$「S_{sum}」 = S_{main} + S_{after}$$

本震の沈下量  $S_{main}$  は16.6cmで、余震の沈下量  $S_{after}$  は11.1cmである。よって余震において本震の67%の沈下が生じたことになる。このことは前述のヒアリング結果とも整合する。

ケース①のやり方で求めた沈下量は17.0cmである。現地調査結果より、液状化した地点②では10～45cmの沈下が生じており、ケース①の結果の方がやや小さい。この原因としては、 $\Gamma$ の時刻歴を見れば分かるように、 $\Gamma$ の最大値に近い振幅が数回生じていたためである。

ケース④のやり方で求めた沈下量は27.6cmであり、ケース①に比べ大きく、現地調査結果とも近い値となっている。本震と余震は29分かインターバルがないが、別の地震であるので、ケース①のように本震+余震で一つの地震とみなして沈下を算定するよりは、ケース④のように別々に沈下を算定するべきである。これは本震と余震の間隔が例えば1分であっても同様である。この考え方を極論してゆけば(本震と余震の時間間隔が無いとすれば)、これは一つの地震と見なせることができる。よって継続時間の長い地震(特に連動タイプの地震)では、地震の全継続時間をいくつか分割し、各分割区間ごとの  $\Gamma_{max}$  を用いて沈下を算定し、それらを足し合わせる、という方法も考えられる。これは累積損傷理論の考え方に似ている。よって、継続時間の長い地震では、 $\Gamma_{max}$  を一つ求めて沈下を算定することは、沈下を過小評価する恐れがある。 $\Gamma_{max}$  より小さいせん断ひずみが沈下に全て寄与するとは言えないが、ひずみの「累積」の概念を導入しないと、沈

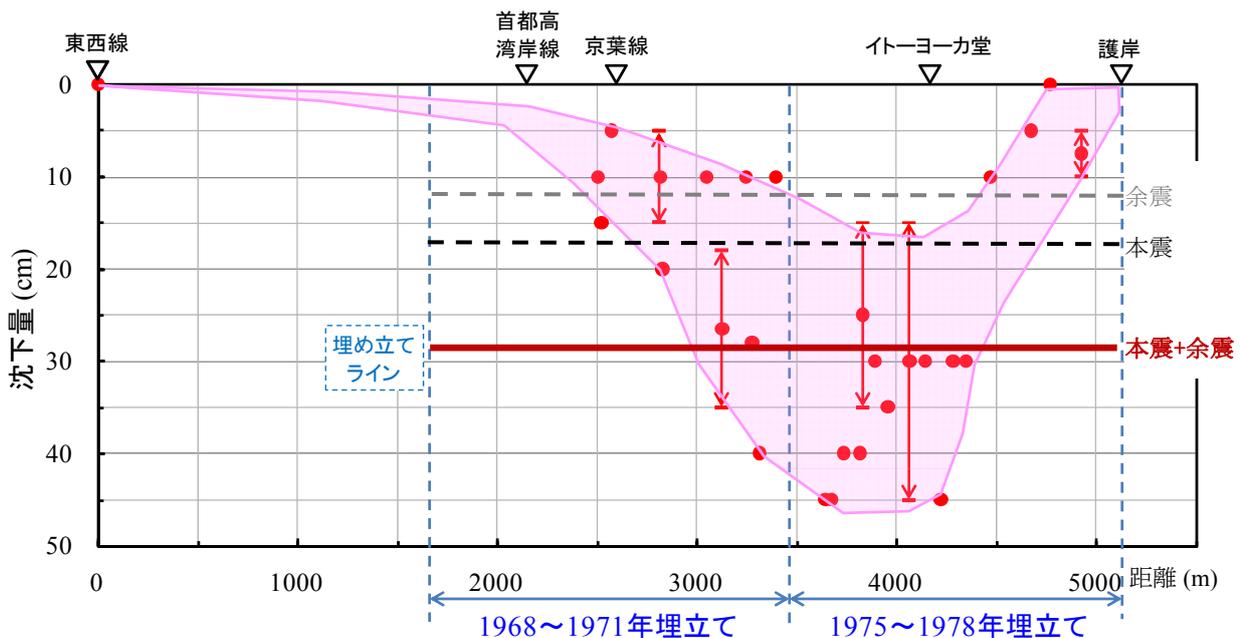


図-9 浦安の測線\*に沿った地上面沈下の実測値(●)と解析値(実線と点線)の比較

(\*測線：やなぎ通り～シンボルロード：文献1)を参照)

下を過小評価する恐れがある。（「累積」の概念としては例えば、式(2)に示す累積せん断ひずみ $G^*$ などがある）

### 3. 液状化判定法の適用性の考察

表-1の地点②で、道路橋示方書に基づく液状化判定法( $F_L$ 法)を適用した結果を図-9に青線で示す。地表の加速度は図-3や図-6の結果を鑑みて120Galとしている。判定結果は、シルト質砂で弱い液状化( $F_L=0.82\sim 1.0$ )、砂でボーダーライン( $F_L=0.96\sim 1.06$ )となり、解析結果に比べ液状化の程度を過小評価している。両者の整合をとるには、 $F_L$ 法において、液状化強度 $R$ や作用せん断応力 $L$ を見直す必要があり、その案を以下に示す。

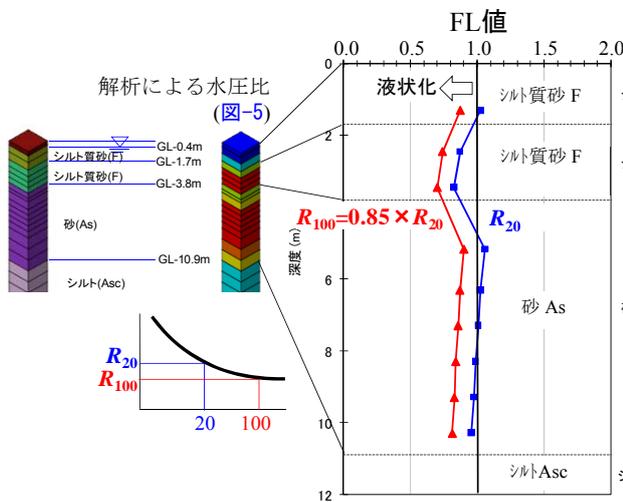


図-9 地点②で道路橋示方書に基づく液状化判定法( $F_L$ 法)を適用した結果 (地表加速度 120Gal)

$F_L$ 値は、 $R$ を液状化抵抗値、 $L$ を作用せん断応力比とすれば、次式で表わされる。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (3)$$

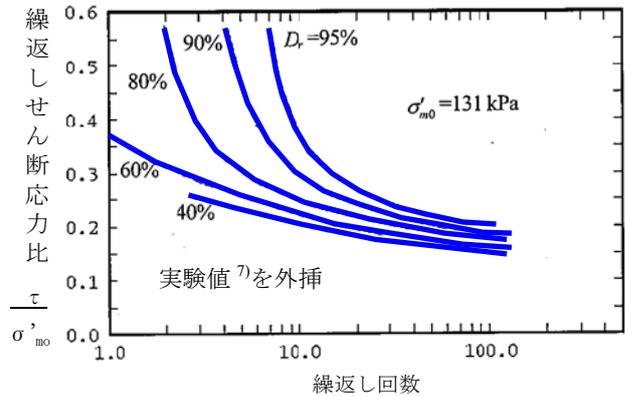
#### (1) 液状化強度 $R$ の見直し

継続時間の長い地震では、液状化強度 $R$ は繰返し回数の効果を加味して低減した値にすべきである。繰返し回数20回における液状化強度 $R_{20}$ の代わりに、例えば100回における液状化強度 $R_{100}$  ( $=0.9\sim 0.8 \times R_{20}$ )や、液状化強度の下限値 $X_l$ を用いることなどが考えられる(次式)。

$$R \rightarrow \begin{cases} \alpha \times R_{20} & (\alpha = 0.9\sim 0.8) \\ X_l & \end{cases} \quad (4)$$

$\alpha$ の値は密度や細粒分含有率 $F_c$ により変化する。

密度が高く $F_c$ が多いほど $\alpha$ の値は小さくなる。図-10には種々の相対密度 $D_r$ における浅間山砂の液状化強度曲線<sup>7)</sup>と、上式の係数 $\alpha$ を示す。 $R$ として $0.85 \times R_{20}$ を用いた判定結果を、図-9に赤線で示すが、解析結果の過剰間隙水圧比と対応している。このように、小さな加速度で繰返し回数が多い場合(連動タイプの地震で遠方地盤の場合)には、上式のような $R$ の補正が必要となる。



相対密度 $D_r$ (%)	95	90	80	60	40
係数 $\alpha$	0.75	0.79	0.84	0.85	0.88

図-10 種々の相対密度 $D_r$ における浅間山砂の液状化強度曲線<sup>7)</sup>と係数 $\alpha$

#### (2) 作用せん断応力 $L$ の見直し

マグニチュード $M$ が大きな場合は、地震継続時間(繰返し回数)の効果を別の形で考慮に入れる必要がある。

建築基礎構造設計指針(2001)では、想定した地震波形の有効繰返し回数を地盤密度を考慮して、係数 $r_n$ で補正しているが、マグニチュード $M$ ～繰返し回数～補正係数 $r_n$ の関係<sup>8)</sup>が $M9.0$ まで使用できるかは疑問が残る。

NCEER(National Center for Earthquake Engineering Research)が提案している方法<sup>9)</sup>では、 $M=7.5$ の地震を基準として $F_L$ 値を求めているので、補正係数 $MSF$ を用いて $F_L$ 値を修正している。そこで示されている液状化安全率の補正係数 $MSF$ とマグニチュード $M$ の関係も $M8.5$ までに対するものであり、 $M9.0$ までは提案されていない。

加速度振幅の代わりに、地震動の水平2成分に基づくエネルギーとして定義された、速度の単位をもつアリアス強度(Arias intensity)を使えば、加速度の振幅と継続時間の両者をあらゆる周波数領域にわたって評価するので、より合理的だという見解が示されている<sup>10)</sup>。いずれにしても今の判定法では、継続時間や繰返し回数を $M$ のみのから決めており、巨大地震や連動タイプの地震には不適切である。震源の破壊過程、伝播経路、地盤構造、などを考慮すべ

きであろう。

#### 4. まとめ

本論文では、2011年東北地方太平洋沖地震において浦安地区の液状化地点と非液状化地点に対し、本震と余震を入力した有効応力解析を実施し、その結果以下のことが分かった。

(1)加速度はそれほど大きくないが繰返し回数が多いため、過剰間隙水圧の上昇は緩慢で主要動を過ぎてもゆっくり上昇し、液状化に至った。その後も加振が継続し、激しい液状化となった。

(2)本震と余震を合わせた沈下量は、27.6cmとまり、現地調査の値とオーダーは一致した。

(3)余震によっても相当量の沈下が発生し、全沈下量の40%が余震により沈下した。このことは現地の証言と整合する。

(4)継続時間が非常に長く繰返し回数の多い地震では、液状化抵抗値を0.85程度に低減することで、今回の液状化の実現象や解析結果と整合する $F_L$ 値が得られる。

**謝辞**：防災科学技術研究所のK-NETの地震観測記録を使用させて頂きました。記して感謝いたします。

#### 参考文献

1) 福武毅芳・眞野英之・堀田洋之・田地陽一・石川明・坂本忠：2011年東北地方太平洋沖地震における東京湾北部埋立地の液状化の分析，日本地震工学会年次大会，

2011.11.

- 2) Nishimura, S. and Towhata, I : A three-dimensional stress-strain model of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes. *Soils & Foundations*, Vol.44, No.2, pp.103-116, 2004
- 3) 福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究,名古屋工業大学博士論文,1997.
- 4) 福武毅芳・馬淵倉一・吉田望・社本康広：砂や薬注改良体の初期サイクリックモビリティ後のシミュレーション, 第43回地盤工学研究発表会, pp.437-438, 2008.
- 5) Ishihara, K. and M. Yoshimine: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188, 1992
- 6) Shamoto, Y., M. Sato and J. M. Zhang: Simplified estimation of earthquake-induced settlements in saturated sand deposits, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 1, pp. 39-50, 1996
- 7) 龍岡文夫：土質試験の課題と試験結果の評価—東京湾横断道路における土質工学の諸問題と室内土質試験—, 最近の土質基礎に関する講習会講演資料, 土質工学会編, pp.55-103, 1986
- 8) 時松孝次：耐震設計とN値（建築），基礎工, Vol.25, No.12, pp.61-66, 1997
- 9) Youd, T.L., Idriss, L. M. *et al* : Summary report of the 1996 NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance, Salt Lake City, Utah, pp.1-40, 1997
- 10) Kayen, R. E. and J. K. Mitchell : Assessment of liquefaction potential during earthquakes by Arias intensity, *Jour. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE*, Vol. 123, No. 12, pp. 1162-1174, 1997

## STUDIES ON LIQUEFACTION AND SETTLEMENT IN THE URAYASU DISTRICT USING EFFECTIVE STRESS ANALYSES FOR THE 2011 EAST JAPAN GREAT EARTHQUAKE

Kiyoshi FUKUTAKE and Jiho JANG

The 2011 East Japan Great Earthquake caused liquefaction in a wide area. In particular, severe soil liquefaction was reported in the north part of reclaimed lands around Tokyo Bay, although the seismic intensity was only about 5 with low acceleration. The author surveyed residual settlement in the Urayasu district, which is followed by the effective stress analyses for both areas affected or not affected by liquefaction for comparison of the acceleration waves monitored with K-NET Urayasu and settlements. It is based on the acceleration observed on the seismic bedrocks in earthquake engineering in some other districts adjacent to Urayasu. A large magnitude of settlement is resulted from a long time crustal movement of the earthquake, along with the aftershocks to make the phenomenon worse. The study, in concurrent with the results of the analyses, shows that the affects of aftershocks need to be constantly monitored, as well as needs for improvement of methods of liquefaction judgment.