

震度の小さい余震による再液状化のメカニズムと 3DFEM 解析による解釈 Explanation of re-liquefaction due to a small aftershock using numerical 3D FEM analysis

森河由紀弘¹，包小華²，張鋒³，平朝彦⁴，阪口秀⁵

1 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻・yukihiro113@yahoo.co.jp

2 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻

3 名古屋工業大学・大学院・社会工学専攻

4 海洋研究開発機構

5 海洋研究開発機構

概 要

東北地方太平洋沖地震では地盤の液状化は広範囲で発生しているが、今回の被害を十分に理解するには、地震動の長い継続時間と短期間に起きた数度の余震の影響は見逃すことができないと考えられる。今後発生することが予想されている連動型地震に適切に対応するためにも、地盤の再液状化を含めた地震時地盤の複雑な力学挙動を論理的解明しなければならない。本研究では、3次元水・土連成動的有限要素解析手法を用い、本震・余震による地盤の液状化だけでなく、地震後の圧密沈下挙動も考慮する厳密な数値解析を行った。繰返し長時間地震動による動的挙動と液状化後の過剰間隙水圧消散と再液状化時のメカニズムの解明を試みた。

キーワード：液状化，圧密，異方性，複数地震動

1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日 14 時 46 分 18 秒に太平洋三陸沖を震源とするマグニチュード 9.0、死者・行方不明者は 1 万 9 千人にもなる国内観測史上最大である東北地方太平洋沖地震が発生した。この大震災の特徴として、「地震動の長継続時間性」、「津波による浸食・洗掘」、「短期間における複数回にわたる地震動」等が挙げられる。その被害は今までの代表的な震災である「地震動による建物の倒壊」や「液状化による構造物の損傷」のみならず、巨大津波による被害も甚大であった。本稿では被害の中でも、特に余震時における再液状化に着目した。今回の液状化被害は観測史上最大規模のものであり、これは非常に大きな本震により地盤全体が健全度を失い、その状態で本震よりも比較的小さい余震を複数回受けることによる異方性の発達や過剰間隙水圧の再上昇などに起因すると考えられる。そこで本稿では余震も含めた複数回の地震動による弾塑性動的有限要素解析を行うことにより、液状化やその後の圧密沈下等についての影響を考察した。

2. 液状化による被害状況

「浦安市液状化対策技術検討調査委員会 第二回委員会」で報告された千葉県浦安市における液状化、及び再液状化

による被害状況を写真 1 に示す。当該地区は昭和 39 年～昭和 50 年に造成された第 1 期埋立地であり、以前より液状化の危険性は危惧されていたが、今回の大震災において短期間に複数回の余震が起きることにより、再液状化や過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤の不安定化が複数回引き起こされたと考えられ、歩道は自転車での走行が困難なほど激しくうねり（最大高低差は 60cm 程度）、信号柱や情報板等は激しく歩道側へ傾斜していた。この写真を見てもわかるように、余震を含め複数回発生した地震動により、地盤が再液状化すると被害が拡大することが分かる。



(a) 本震直後

(b) 余震直後

写真 1 液状化による被害状況（千葉県浦安市 HP より）

3. 解析モデル

3.1 定式化

解析は回転硬化型弾塑性構成式Cyclic mobility model¹⁾による土水連成有限要素解析プログラム「DBLEAVES」²⁾を用いる。Cyclic mobility modelは土の力学挙動に大きな影響を与える土の密度や過圧密比, 自然堆積過程に形成された構造, および各種応力履歴を受けることで発生した土の応力誘導異方性を一つのモデルでパラメータを変えることなく表現することを目的に開発された構成式である。

Zhang et al.(2007)は下負荷面の概念(Hashiguchi and Ueno, 1977)³⁾及び, 上負荷面の概念(Asaoka et al., 1998)⁴⁾に基づき, 図1に示す新たな降伏曲面を提案した。このモデルの特徴の一つは限界状態線(C.S.L.)の勾配が異方性の発展によらず一定となり, 楕円形の降伏曲面の扁平率が一定ではなく, サイクリックモビリティを示すような状態では異方性の大きさに依存して楕円の扁平率が変化する。すなわち応力誘導異方性が大きくなるほど, 楕円の扁平率が大きくなることを特徴とする。

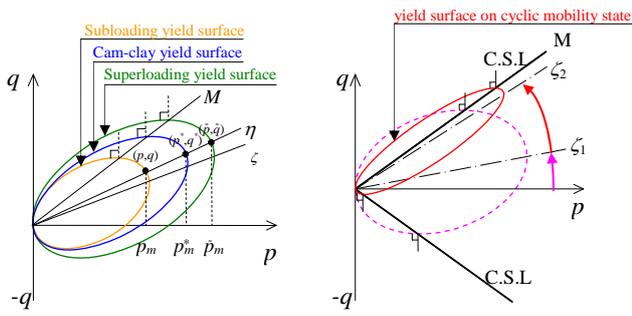


図1 Cyclic mobility modelの降伏曲面

一般応力状態での下負荷面は次式のようなになる。

$$f = \ln \frac{p}{p_0^*} + \ln \frac{M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}}{M^2 - \zeta^2} + \ln R^* - \ln R - \frac{\varepsilon_v^p}{C_p} = 0 \quad (1)$$

ここで,

$$p = \frac{1}{3} \sigma_{ii} \quad (2)$$

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \hat{\eta}_{ij} \hat{\eta}_{ij}}, \quad \hat{\eta}_{ij} = \eta_{ij} - \beta_{ij}, \quad \eta_{ij} = \frac{S_{ij}}{p} = \frac{\sigma_{ij} - p \cdot \delta_{ij}}{p} \quad (3)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{3}{2} \eta_{ij} \eta_{ij}}, \quad \zeta = \sqrt{\frac{3}{2} \beta_{ij} \beta_{ij}}, \quad C_p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \quad (4)$$

$$\begin{cases} p = R\bar{p} \\ q = R\bar{q} \end{cases}, \quad 0 < R \leq 1, \quad R = \frac{1}{\text{OCR}} \quad (5)$$

$$\begin{cases} p^* = R^* \bar{p} \\ q^* = R^* \bar{q} \end{cases}, \quad 0 < R^* \leq 1 \quad (6)$$

であり, (p, q) , (p^*, q^*) , (\bar{p}, \bar{q}) はSubloading yield surface, Cam-clay yield surface, Superloading yield surface 上での平均主応力と軸差応力, p_0^* は初期基準状態での p_m^* (図1), S_{ij} は偏差応力テンソル, β_{ij} は異方性応力テンソルである。ここで, 式(1)より適合条件式は以下のようなになる。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}} d\beta_{ij} + \frac{1}{R^*} dR^* - \frac{1}{R} dR - \frac{1}{C_p} d\varepsilon_v^p = 0 \quad (8)$$

3.2 応力誘導の異方性応力テンソルの発展則

応力誘導異方性は過去の応力履歴に依存し, 特に砂のような粒状体において, 粒子の配列が土の挙動, 特にせん断強度だけではなく, ダイレタンシーにも多大な影響を与える。砂がサイクリックモビリティの挙動を示すと, 非排水せん断過程において, せん断方向が変わると, 砂の体積変化特性が急激にせん断膨張から圧縮, あるいは圧縮から膨張に転じることによって, 間隙水圧が急激に変化し(非排水の場合は体積変化が許されない), 平均有効応力が増減する。これは明らかに限界状態線(C.S.L.)の付近において, 応力誘導異方性が発達している, その変化も激しくなることを意味する。従って, 異方性応力比 ζ が C.S.L. の勾配 M を上回らないよう, 応力誘導異方性テンソルの発展則は以下のように定式化される。ここで, b_1 は応力誘導異方性の発展速度である $d\beta_{ij}$ の大きさをコントロールするパラメータである。

$$d\beta_{ij} = A \frac{\sqrt{6} M b_1 (M - \zeta) \hat{\eta}_{ij}}{C_p (M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}) p} \quad (9)$$

3.3 構造喪失の発展則

Asaoka et al.(1998)は合理性に富んだ構造喪失の発展則を提案しており, その概念をそのまま利用する。ただし, 異方性の影響を考慮する必要があるため, 構造喪失の発展則 dR^* は次式になる。ここで, a は構造 R^* の喪失速度である dR^* の大きさをコントロールするパラメータである。

$$dR^* = A \frac{2aMR^* (1 - R^*) \eta^*}{C_p (M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}) p} \quad (10)$$

3.4 過圧密比解消の発展則

今まで提案されてきた下負荷面を用いている構成式の多くにおいて, 過圧密比の増大は弾性除荷時に下負荷面が小さくなることによりのみ表現されてきたが, 室内試験において, 砂がサイクリックモビリティ領域に入ると, 繰返しせん断過程において応力経路が V の字のようになり, 有効応力がゼロに近づき, 過圧密比が増加する現象が見られる。Cyclic mobility modelは過圧密の変化速度を塑性ストレッチングテンソルと応力誘導異方性の二つの要因によってコントロールしている。過圧密の発展則は次式で表される。ここで, m は過圧密の解消速度である dR の大きさをコントロールするパラメータである。

$$dR = A \frac{-m \cdot M \ln R \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M^2 - \eta^2)^2}}{C_p (M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}) p} \left\{ \frac{(p/p_0)^2}{(p/p_0)^2 + 1} \right\}^2 + R \frac{\eta}{M} \frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}} d\beta_{ij} \quad (11)$$

3.5 Cyclic mobility model の特徴

提案モデルの特徴を以下にまとめる。

- 1) 土の力学挙動を表現している 8 つのパラメータの内、5 つのパラメータ (λ , k , M , N , ν) はカムクレイモデルと全く同じであり、室内三軸試験により決められる。他の 3 つのパラメータ (a , m , b_r) はそれぞれ構造喪失の速度、過圧密解消の速度、および応力誘導異方性の発達速度をコントロールするパラメータである。実験結果より、サイクリックモビリティ状態では応力比が C.S.L の勾配とほぼ同じであり、異方性応力は $\zeta < M$ を常に満足させ、決して C.S.L を超えない。
- 2) 塑性圧縮と塑性膨張の境界である限界状態線はいかなる載荷過程での有効応力経路において不変である。
- 3) 緩い砂の場合はサイクリックモビリティなしで液状化が起きるが、中密の砂の場合はサイクリックモビリティが起きながら液状化に至る。サイクリックモビリティを伴った液状化は主に応力誘導異方性の発達によって引き起こされる。一方、密な砂は液状化が起きにくい。これらの密度の異なる砂の全ての挙動は同じ材料パラメータを用いて表現できる。
- 4) 過剰間隙水圧が消散した後に強い動作を受けた場合に、再び液状化する現象も表現できる⁵⁾。
- 5) 応力誘導異方性の発達の速度は、砂質土のサイクリックモビリティ発生までの繰り返し回数に影響を及ぼす。異方性の発達の速度が速ければ速いほど、土のサイクリックモビリティがより起きやすくなる。

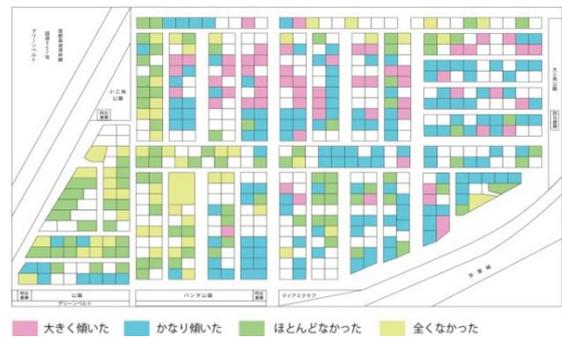
4. 解析条件

4.1 地盤条件

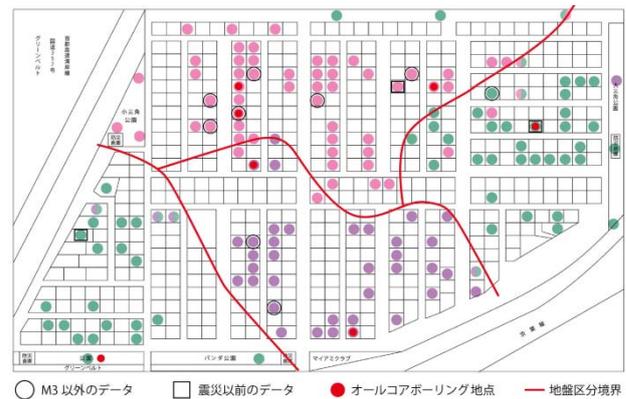
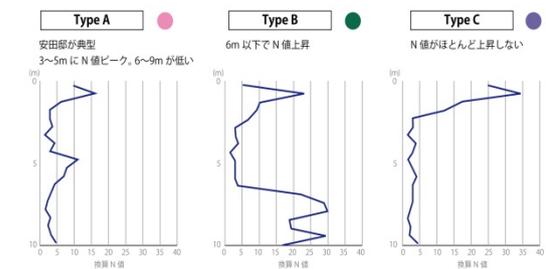
解析の対象となる東北地方太平洋沖地震において本震だけでなく、余震においても地盤が激しい液状化が発生した地域を想定した。図 2 に地震後に住民らが自主的に行ったスウェーデンサンディング試験などによる綿密な地盤調査結果を示す。調査の結果、その町の概ねの大きさである 300m×400m の範囲において地層が起伏していることを把握したため、正確な解析を行うために、3次元モデルを用いることとした。解析に用いられるプログラムは DBLEAVES (Bin, 2007) であり、水土連成有限要素解析手法を用いている。使用モデルは、地盤が液状化するかどうかを前もって指定する必要がなく、地盤条件と外力により、自動的に判断を行う解析手法である。

解析は 1 辺が 20.0m の正方形からなる 300m×400m の範囲に設定し、震災後の調査結果 (図 2) より、図 3 に示す TypeA~TypeC の 3 種類のエリアに区分けした。ここで、各エリア内では起伏の無い成層地盤として扱い、各エリア間の土層は 20.0m×2=40.0m で擦り付けを行った。ここで、Type A と Type B との擦りつけ区間を Type AB、Type AB と Type AC との擦りつけ区間を Type ABAC とした。深度方向の解析メッシュ幅は 1.0m を基本とし、ほぼ単一シルト層となる GL-16.0m 以深においては 1 辺を 2.0m とした。

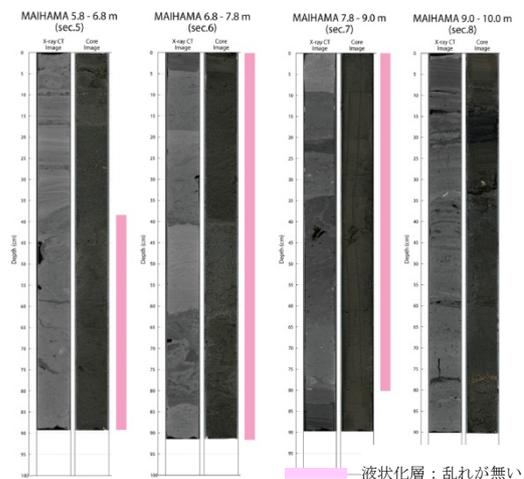
ここで、被災によりほぼ全ての測量杭が損傷を受けており、図 3(b)に示す柱状図 (震災後の調査) は標高が不明だったため、土層区分は柱状図に加え図 2 に示す震災後調査結果や CT スキャン結果を参考にし、図 3(a)に示す区分において、図 3(c)に示す断面を仮定した。



(a) アンケート調査に基づく被害状況



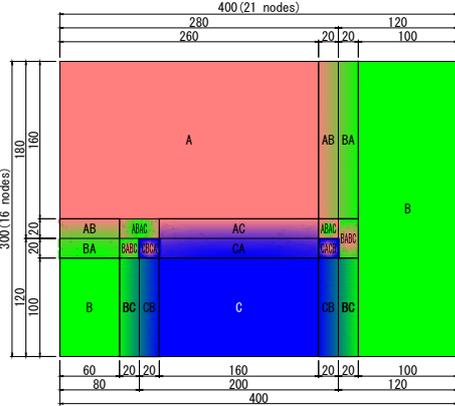
(b) スウェーデン式サンディング試験結果に基づく地盤区分



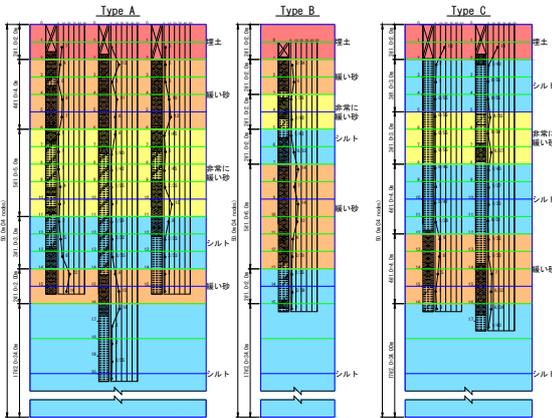
(c) 採取コアの X 線 CT 像結果

図 2 震災後調査結果

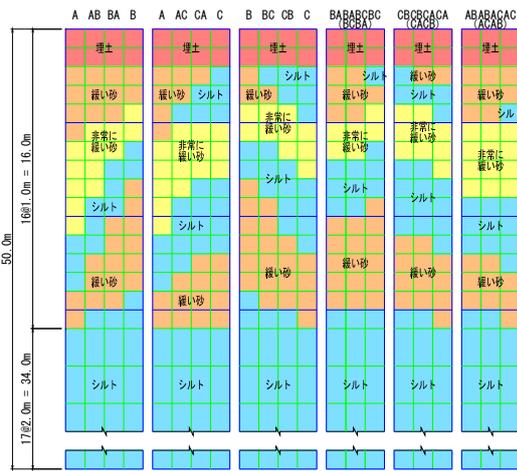
境界条件については、メッシュ下部を x, y, z 方向の変位固定、また同一平面上の端部においては x, y, z 方向の等変位境界とした。水理境界については下面、および側面を非排水境界とし、地下水位は $GL-1.0m$ と仮定した。初期応力は自重圧密解析により与えた。



(a) 地層区分平面図



(b) 土層区分図



(c) 土層断面図

図 3 解析条件

次に、解析パラメータは室内試験結果等が入手できなかったため、 N 値や土層区分より判断し、表 1~表 2 に示すように仮定した。ここで、透水係数は土工指針等に示されている一般的と考えられる値を用いた。

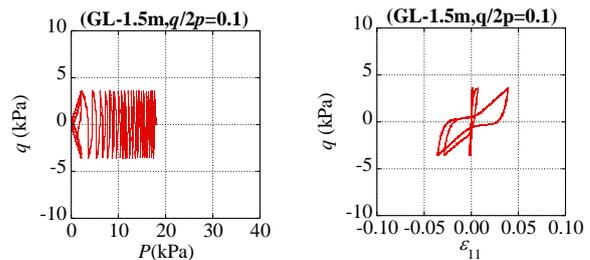
表 1 材料パラメータ (砂質土)

名称	埋土	緩い砂	非常に緩い砂
Compression index λ	0.0300	0.0300	0.0430
Swelling index κ	0.0060	0.0060	0.0009
Stress ratio at critical state R	4.600	4.600	4.600
Void ratio e_0 ($p'=98kPa$ on N.C.L.)	0.720	0.720	0.880
Poisson's ratio ν	0.300	0.300	0.300
Degradation parameter of overconsolidation state m	0.100	0.100	0.100
Degradation parameter of structure a	2.200	2.200	2.200
Evolution parameter of anisotropy b_r	1.500	1.500	1.500
wet unit weight γ (kN/m^3) (under water)	17.60 (7.60)	18.00 (8.00)	17.00 (7.00)
Permeability k (m/sec)	1.00E-5	1.00E-5	1.00E-6
Initial structure R_0^*	0.800	0.800	0.800
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	5.000	5.000	3.000
Initial anisotropy ζ_0	0.000	0.000	0.000

表 2 材料パラメータ (粘性土)

名称	シルト (上部)	シルト (上部)
Compression index λ	0.2070	0.2070
Swelling index κ	0.0410	0.0410
Stress ratio at critical state R	3.500	3.500
Void ratio e_0 ($p'=98kPa$ on N.C.L.)	1.100	1.100
Poisson's ratio ν	0.350	0.350
Degradation parameter of overconsolidation state m	3.800	3.800
Degradation parameter of structure a	0.100	0.100
Evolution parameter of anisotropy b_r	0.100	0.100
wet unit weight γ (kN/m^3) (under water)	15.40 (5.40)	17.70 (7.70)
Permeability k (m/sec)	1.00E-7	1.00E-7
Initial structure R_0^*	0.600	0.600
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	2.500	2.500
Initial anisotropy ζ_0	0.000	0.000

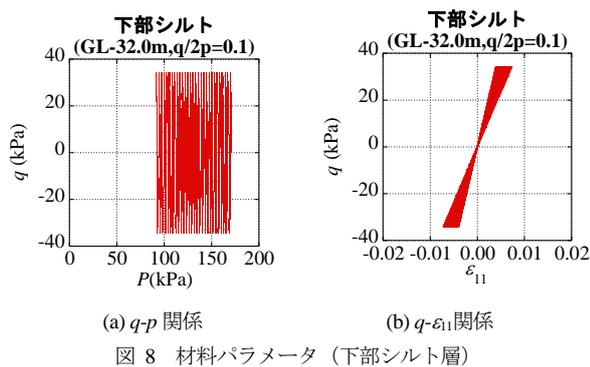
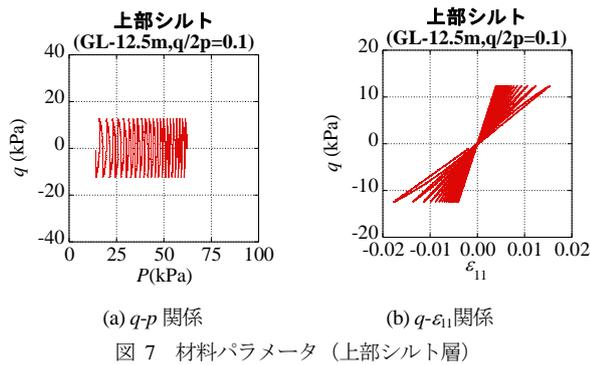
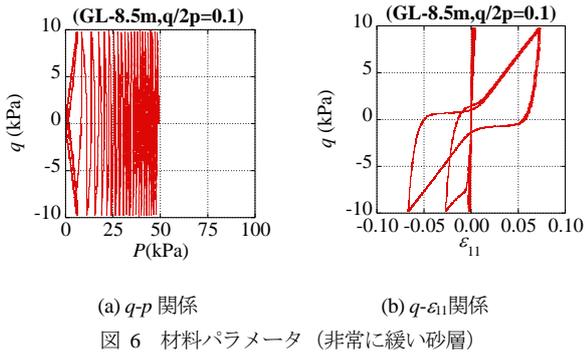
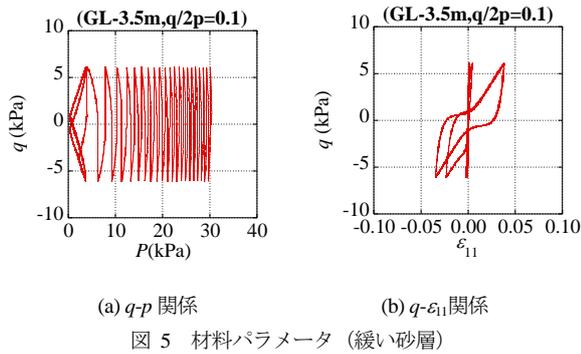
図 4~図 8 に繰返し応力振幅比 (繰返し軸差応力の片振幅の 1/2 を有効拘束圧で除した値) を 0.10 とした場合の非排水繰返し載荷時の解析例を示す。埋土層、緩い砂層、及び非常に緩い砂層において、荷重の繰返し回数とともにひずみが増大し、サイクリックモビリティを伴いながら液状化に至っている。また、シルト層においては液状化に至らないまでも、有効応力が減少 (過剰間隙水圧が上昇) していることが分かる。



(a) $q-p$ 関係

(b) $q-\varepsilon_{11}$ 関係

図 4 材料パラメータ (埋土層)



4.2 入力地震動

入力地震動は Kik-net 下総 (千葉県) において、設置深度 2300m で観測されたマグニチュード 7.0 以上の地震動 3 波⁶⁾ (本震と 2 つの余震) を用いて、N-S 方向、および E-W 方向の 2 方向より同時に入力した。図 9 に入力地震動の時刻歴を示す。ここで観測地と対象地域は約 15km 離れており、また観測深度 (2300m) と解析対象地盤の深度 (50m)

に大きな差異は見られるが、対象地域付近の観測結果が得られなく、また対象地盤において GL-50m 以深で N 値が 50 以上となっていることから、上記観測地震動を用いて計算を行うこととした。ここで、地震動間隔は実際の地震動観測時刻より決定し、各地震間には同じモデル・パラメータを用いて連続的に静的圧密解析を行った。図 10 に各地震動における N-S 方向、および E-W 方向での加速度の詳細を示す。観測された最大加速度は本震である第 1 波目が約 0.85m/sec^2 、第 2 波目 (第 1 波目終了から約 24 分後) では約 0.25m/sec^2 、第 3 波目 (第 2 波目終了から約 6 分後) では約 0.04m/sec^2 程度であった。

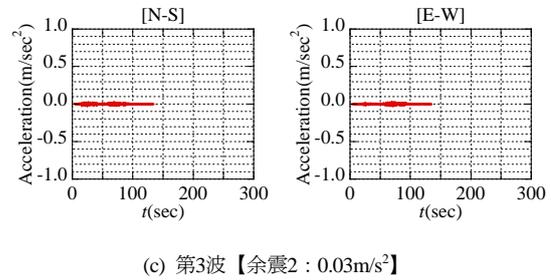
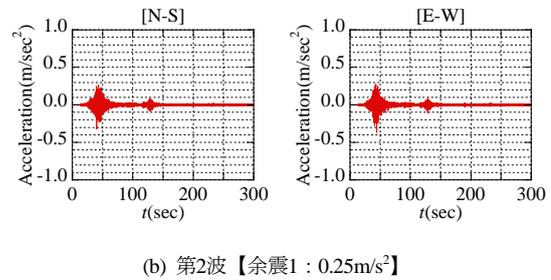
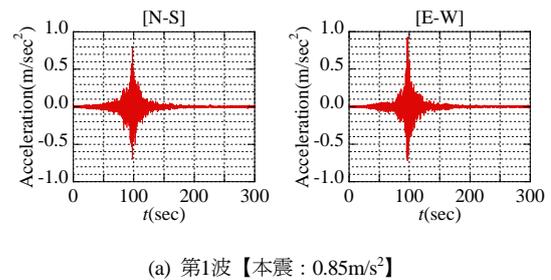
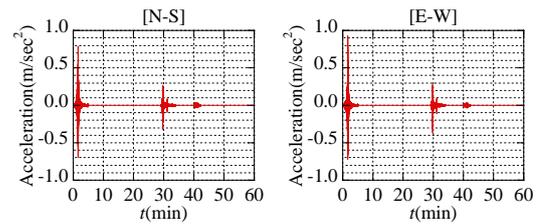


図 10 各入力地震動の詳細

ここで、静的解析と動的解析の定義は下記の釣り合い式により与えられている。

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + kx = f(x) \quad (12)$$

すなわち、慣性項 $m\ddot{x}$ と粘性項 $C\dot{x}$ がゼロではない時には動的解析、ゼロの場合は静的解析となる。動的解析と静的

解析に全く異なる解析プログラムを用いて別々に解析を行うことが普通であるが、本解析では同一のプログラムを用いて、慣性項と粘性項を単に省略して静的解析を行っている。また、静的解析と動的解析での時間積分方法は同様である²⁾。なお、動的解析（液状化解析）と静的圧密解析を連続的に行っているのは、地震動が非常に小さくなった時に動的解析から静的解析へ切り替えることを意味する。表 3 に示すように、入力地震波の計算時間は第 1 波は 300 秒、第 2 波は 300 秒と第 3 波は 135 秒であった。いずれも動的解析が打ち切られた時点の加速度が極めて小さくなっている。言い換えれば、その時点で慣性項と粘性項が無視できる。勿論、圧密解析を実行している間に地盤の変形速度が零にはならないが、値が極めて小さいため無視できる（静的解析と見なせる。なお、本解析では初期剛性比例型のレイリー減衰を使用しており、減衰係数 h の値は全地盤において 0.05 である。

表 3 解析ステップ (Case1)

Step	解析の種類	地震動の種類	解析時間(sec)
1	動的解析	第 1 波	300(5.00min)
2	静的解析	(圧密)	1440(24.00min)
3	動的解析	第 2 波	300(5.00min)
4	静的解析	(圧密)	360(6.00min)
5	動的解析	第 3 波	135(2.25min)
6	静的解析	(圧密)	約 50 年

5. 解析結果

5.1 過剰間隙水圧比

各層、各エリアにおける過剰間隙水圧比（過剰間隙水圧を初期有効上載圧で除したもので、過剰間隙水圧比=1.0 で液状化を意味する）を図 11 に示す。(a)図に示す緩い砂層（下部）に着目すると、各エリアにおいて深度の差による初期有効応力に差があるため、過剰間隙水圧の上昇に伴う過剰間隙水圧比の変化にも差が生じているが、全エリアにおいて本震（第 1 波）よりも比較的小さい余震（第 2 波）に本震と同程度の過剰間隙水圧比になっている。

次に(b)図に示す緩い砂層の上部に位置するシルト層(上部)に着目すると、本震・余震終了後にシルト層下部からの過剰間隙水圧の伝搬により、余震終了後においても過剰間隙水圧比が上昇し続けていることがわかる。次に(c)図に示す最も液状化が生じやすいと考えられる「非常に緩い砂層」に着目すると、Type A、および Type B において、本震時には液状化が生じていないにもかかわらず、本震後の余震時には過剰間隙水圧比が 1.0 程度まで上昇し、ほぼ液状化に至っていることが分かる。また Type C においては、上下を透水性の低いシルト層で囲まれているため、過剰間隙水圧の消散が終わらないうちに余震が起り、再液状化に至っている。次に(d)図に示す緩い砂層（上部）に着目すると、Type A においては本震では過剰間隙水圧比が 0.7 以下であったが、本震よりも小さい余震時において過剰間隙水圧比が 0.9 近くまで上昇し、ほぼ液状化にいたっている。また Type B においても、本震において過剰間隙水圧

比が 0.9（ほぼ液状化）まで上昇した後、余震までに過剰過激水圧比が 0.3 程度まで低下しているものの、余震において再び大きく上昇していることが分かる。これらはすべて本震により異方性が発達したためだと考えられる。

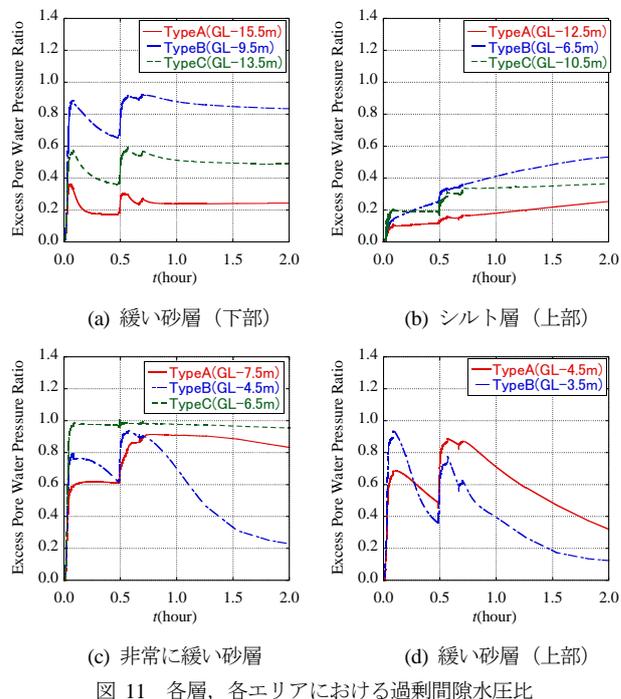
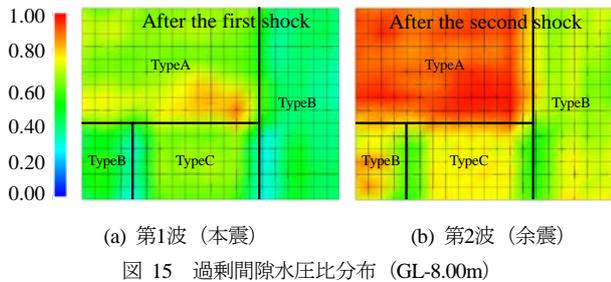
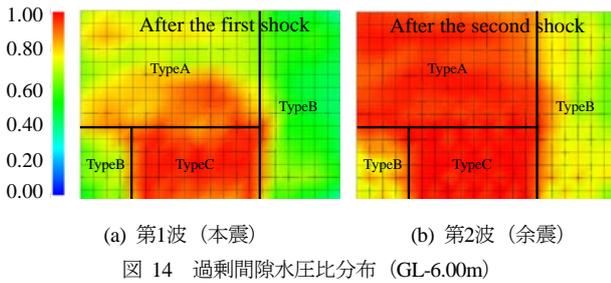
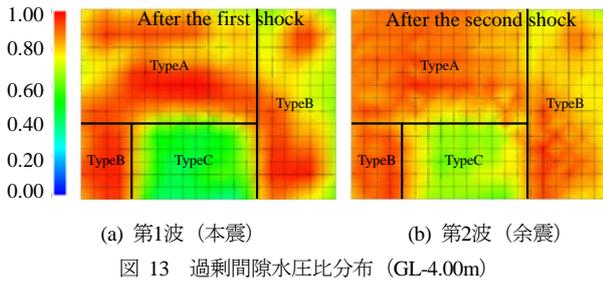
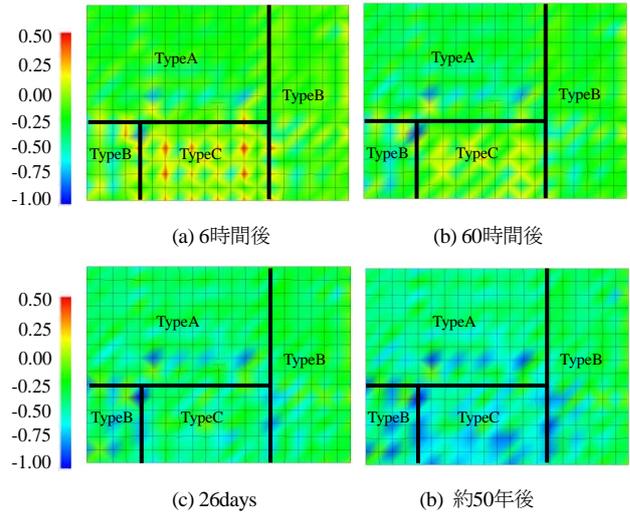
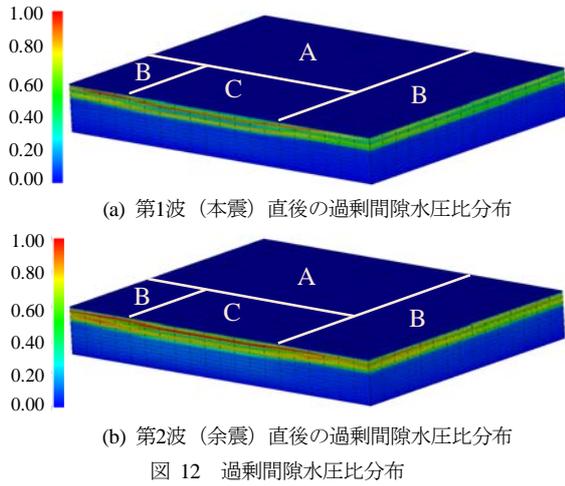


図 11 各層、各エリアにおける過剰間隙水圧比

図 12 に第 1 波（本震）、および第 2 波（余震）直後における過剰間隙水圧比の分布を示す。解析結果より第 1 波直後において、解析対象全域で過剰間隙水圧比が上昇し、GL-6m~GL-8m 付近において液状化に至っているが、第 2 波においてはさらに過剰間隙水圧比が上昇し、液状化被害の範囲が拡大していることがわかる。

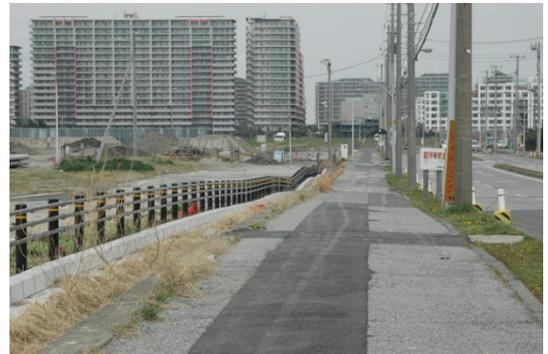
各深度における過剰間隙水圧比を図 13~図 15 に示す。最初に(a)図に示す第 1 波（本震）に着目すると、過剰間隙水圧の上昇により GL-4.0m 付近の Type A、および Type B エリアにおいて、過剰間隙水圧比が 1.0 に近づき、比較的広範囲において液状化に至っていることが分かる。また GL-6.00m 付近の Type C エリアにおいても Type A と同様に液状化に至っている。次に(b)図に示す第 2 波（余震）に着目すると、GL-6.0m~GL-8.0m において、第 1 波では液状化が生じていなかった Type A を含めた非常に広範囲で液状化に至っており、過剰間隙水圧比の上昇が比較的小さかった GL-6.00m~GL-8.00m 付近の Type B においても、余震時では 0.7 程度まで過剰過激水圧比が上昇している。

余震が本震に比べ比較的小さいことから、これらの現象は残留水圧のみの影響ではなく、本震により発達した異方性の影響を意味しており、実現象と同様に複数回の地震動は再液状化を生じさせ、液状化の被害を拡大させていることが確認できる。



5.2 地表面沈下量

図 16 に全エリアにおける余震終了後における沈下量を示す。解析結果より、余震終了後から 6 時間後に Type C では最大 0.4m 程度の隆起現象が起きているが、Type A エリアや Type B では 0.5m 程度沈下しており、激しい不陸となっていることが分かる。そして時間の経過とともに圧密沈下が進行し、約 26 日後では最大沈下量が 0.5m 程度、51 年後では 0.9m 程度と非常に大きな圧密沈下を生じている。実際の沈下量や隆起量は、測量杭等の被災や液状化に伴う噴砂等により測定はできていないが、図 17 に示すように、被災地においても、0.5m 程度隆起した部分や、沈下した様子がうかがえる。



5.3 本震履歴の影響

本震、余震がそれぞれ及ぼす影響を把握するために、同じ地震波を使った 1 コラム地盤における解析を行った。解析メッシュは、これまでの解析地点の近傍に位置するボーリングデータより、図 18 に示すように決定した。

各層における余震（第 2 波）における過剰間隙水圧比の結果を図 19 に示す。(b)図に示す本震を受けていない等方状態の場合、余震のみではそれほど間隙水圧が上昇していない（過剰間隙水圧比で約 0.05 上昇）。しかし、(a)図に示す本震履歴により異方性の発達した状態では、余震時に過剰間隙水圧がかなり上昇した（過剰間隙水圧比で約 0.30 上昇）。したがって、余震時の検討において残留水圧のみの影響だけでなく、異方性の発達により小さい地震であっても再液状化を引き起こす可能性があることが示された。これは異方性の発達による砂地盤力学挙動への影響に関する最新の研究成果⁷⁾にも裏つけられている。

次に本震+余震、および本震のみにおける沈下量の解析結果を表 4、図 20 に示す。先行して発生した大きな本震による異方性の発達や過剰間隙水圧の上昇により健全度を失った地盤に対しては、比較的小さな余震でも沈下量に大きな影響を与える可能性がある。

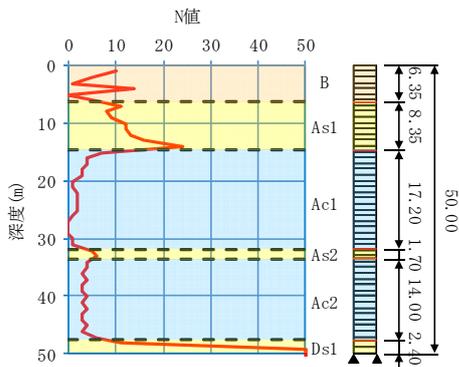
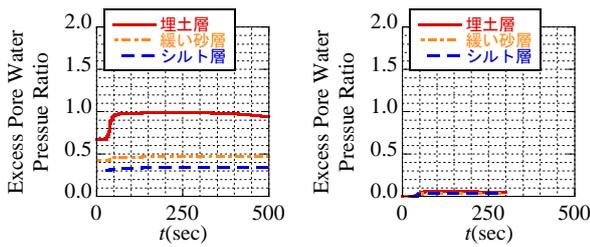


図 18 余震が沈下量に与える影響

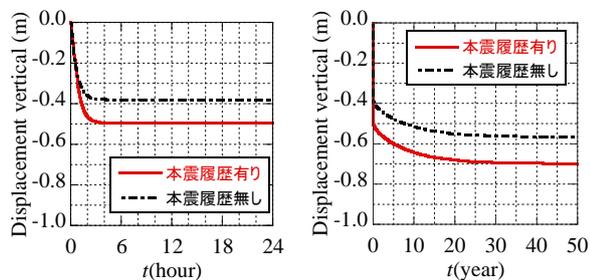


(a) 本震履歴有り (b) 本震履歴無し

図 19 本震が余震に与える影響

表 4 余震が沈下量に与える影響

Item	1 day (after earthquake)	50 years (after earthquake)
Case-1 (with aftershocks)	49cm	70cm
Case-2 (without aftershocks)	38cm	57cm
difference	11cm	13cm



(a) 24時間後 (b) 50年後

図 20 余震が沈下量に与える影響

6. まとめ

移動硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model を有する土水連成有限要素解析プログラム「DBLEAVES」を用いて本震後の余震も含めた複数の地震動による動・静的解析を行った結果、以下の結論を得た。

- 1) 応力履歴（先行した地震動）により発達した異方性の影響により、後発地震動が小さい場合でも過剰間隙水圧が上昇しやすく、再液状化等が起こりやすい。
- 2) 大きな本震波のみで計算した場合と、本震後に余震を与えた場合では短期・長期において沈下量に大きな違いが生じる可能性がある。
- 3) 応力履歴は異方性の発達に影響を与え、そして異方性

の発達はその後の挙動に大きな影響を与えることから、応力経路（地震動等）が複雑な場合でもその経路を適切に表現する必要がある。

- 4) 今後は成層地盤ではないという実地盤の状況を考慮し、綿密な地盤調査データに基づいてより精密な3次元解析を行いたい。

参考文献

- 1) Zhang, B. Ye, T. Noda, M. Nakano and K. Nakai: Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, pp.635-648, 2007
- 2) Ye, B.: Experiment and Numerical Simulation of Repeated Liquefaction -Consolidation of Sand, Doctoral Dissertation, Gifu University, 2007.
- 3) Hashiguchi, K. and Ueno, M.: Elastoplastic constitutive laws of granular material, Constitutive Equations of Soils, Pro. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Spec. Ses. 9, Murayama, S. and Schofield, A. N. (eds.), Tokyo, JSSMFE, pp.73-82, 1977
- 4) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, Proc. of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering-NUMGE98, pp.232-242, 1998.
- 5) Ye, B., Ye, G. L., Zhang, F. and Yashima, A.: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, Vol.47, No.3, 547-558, 2007.
- 6) 防災科学技術研究所 基盤強震観測網 KiK-net: <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 7) Ye B., Ye G. L., F. Zhang.: Numerical modeling of changes in anisotropy during liquefaction using a generalized constitutive model, Computers and Geotechnics, 42, 62-72, 2012.