

5.6 地盤の液状化

東北地方太平洋沖地震では、震源から 300km～400km 程度離れた関東地方でも、多くの機関の地震観測点において、継続時間が 2 分～3 分程度の長い地震記録が得られた。この長い継続時間の地震動によって、関東地方の広範囲にわたって液状化が発生し、多くの住宅やライフライン等が甚大な被害を受けた。本節では、東京湾岸部の液状化被害を主な事例として、現時点で入手できる情報に限りはあるが、ケーススタディ的な分析を試みる。なお、この地震における液状化の発生は、関東以北の震源により近い地域でも当然あったと考えられるが、その多くは、地震後の津波によって、痕跡の確認が困難となっている。

以下で報告する地盤の液状化に対する対策については、国土交通本省住宅局と連携して、平成 23 年度建築基準整備促進事業において「43. 住宅の液状化に関する情報の表示に係る基準の整備に資する検討」という課題を設け、現在、調査を進めている段階であるため、ここではケーススタディの結果を中心に紹介している。

5.6.1 東京湾岸部の被害の概要

東北地方太平洋沖地震の発生から 10 か月が経過した。この間、いくつかの機関による良質な被害調査報告が公表されるようになった^{例えは 5.6-1)～5)}。図 5.6.1-1 は、国土交通省関東地方整備局が地盤工学会に業務委託して行った調査で、関東地方において液状化が発生した地点の分布^{5.6-5)}を示している。液状化の発生地点は、東京湾岸部の京葉間や利根川下流域等の埋立地および旧河道・旧池沼等に集中していることが分かる。なお、この調査では、液状化発生の判定は、水や土砂が地表に噴出したかどうかによっている^{5.6-5)}。

国土技術政策総合研究所と建築研究所でも、共同して被害調査を行っており、速報^{5.6-6)}として公表している。また、浦安市液状化対策技術検討調査委員会^{5.6-7)}などの活動をとおして、いくつかの液状化被害に関する調査機会を得てきた。液状化の被害事例の詳細や関連する検討については、前述の文献 5.6-1～7 を参照されたい。これらの調査報告等を踏まえ、東京湾岸部の液状化被害の概要のまとめを試みると、次のようになる。

- i) 埋立地や造成地など若齢の地盤では、最大加速度 200cm/s^2 、最大速度 30cm/s 程度（中程度の強さ）の地震動でも、長い継続時間（大きな繰り返し回数）によって液状化が発生した。
- ii) 砂や礫に加えて、シルトなど細粒分を多く含む砂質土が液状化した可能性がある。また、地表に噴出した水や土砂の量が多い。
- iii) 住宅など直接基礎の建物の移動や沈下・傾斜の程度は、過去の国内外の震災事例に見られた範囲内のように見える。
- iv) 液状化した地域の住宅には、べた基礎が多く、上部・基礎とも構造躯体の損傷は少ない。しかし、ライフライン等の損傷や建物自体の傾斜によって、住居としての機能を失った場合が多い。
- v) 一方で、若齢の地盤でも、地盤改良など、地盤側で何らかの対策を行った場所では、1995 年兵庫県南部地震の場合と同様、液状化は生じなかった場合が多いように見える。

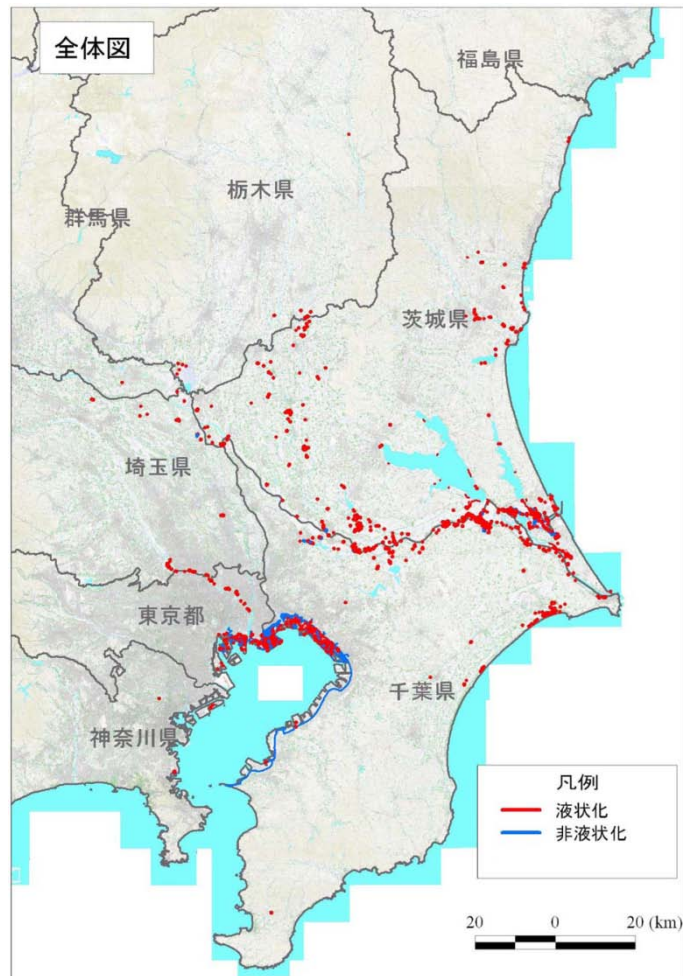


図 5.6.1-1 関東地方で液状化が発生した地点の分布^{5.6-5)}

5.6.2 液状化地域の地震動

5.6.2.1 地震波形記録とその特徴

2012年3月現在、東京湾岸部の液状化地域および周辺の地盤上で得られた本震・余震記録のうち、次の(a)–(d)の各機関等で得られた地震波形のデジタルデータがインターネット等で公開されている。

(a) 防災科学技術研究所 強震観測網 (K-NET、KiK-net)

<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>

(b) 国土交通省港湾局 港湾地域強震観測 (港湾空港技術研究所 地盤・構造部)

<http://www.eq.pari.go.jp/kyosin/>

(c) 東京都港湾局地震観測所で観測した地震動

<http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/kisojoho/jishindou.html>

(d) 国土交通省 河川・道路等施設の地震計ネットワーク (国土技術政策総合研究所 地震防災研究室)

<http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/index.htm>

このうち、観測点の直近で液状化の痕跡が認められたのは、K-NET 稲毛 (CHB024) と K-NET 辰巳 (TKY017) の2地点である。K-NET 浦安 (CHB008) は、浦安市の旧海岸線以北に位置しており、液状化の痕跡は認められていない^{5.6-3)、5.6-4)}。

なお、上記の(d)国土交通省 河川・道路等施設の地震計ネットワークに関連して、同ホームページ上のPDF資料 <http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/earthquake/liq.pdf> によれば、国土技術政策総合研究所の地震防災研究室が独自に行っている地震観測（千葉習志野地区の7地点）で得られた本震・余震記録がある。これらは、今後公開予定とされており、7地点のうち2地点（花見川緑地、千葉幕張西中学校）において、観測点の直近で液状化の痕跡が確認されたとの記述が見られる。

図 5.6.2.1-1 は、K-NET 稲毛（CHB024）の本震加速度時刻歴波形^{5.6-8)}を、過去に液状化地盤上で得られた代表的な強震記録（1993年釧路沖地震における釧路港湾の記録^{5.6-9)}、1995年兵庫県南部地震における神戸市ポートアイランドの記録^{5.6-10)}）と比較して示している。図から、今回の地震における東京湾岸部の地震動は、過去に記録された液状化地盤上のそれに比べて、格段に継続時間の長いことが分かる。また、同図(a)において、K-NET 稲毛では、時刻120-130秒付近にサイクリックモビリティによると推察されるスパイク状の加速度波形が認められる。この時刻の前後で、波形の様相（振幅や周期）が大きく異なっていることから、液状化の発生時刻は、図の時刻130秒付近と想像される。この液状化の発生に至るまでに要した時間は、同図(b)、(c)のそれに比べて格段に長い。

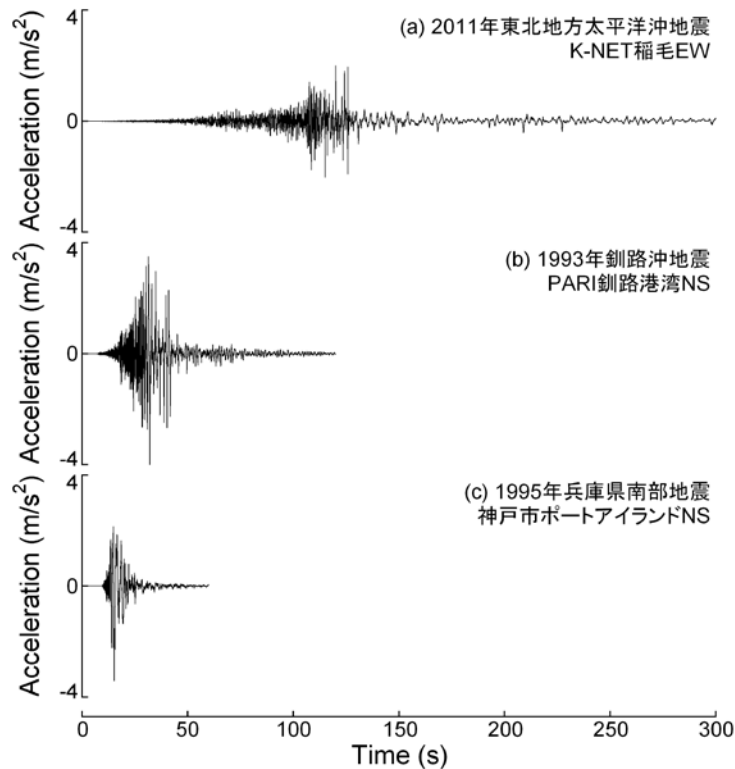


図 5.6.2.1-1 液状化地盤上で得られた代表的な強震記録の比較

図 5.6.2.1-2(a)、(b)に、K-NET 稲毛（CHB024）の本震加速度時刻歴波形（EW成分）から、液状化の発生が予想される時刻を含む2分間（時刻60-180秒）を、液状化が発生しなかったと考えられるK-NET 浦安（CHB008）^{5.6-8)}のそれと比較して示す。また、各地点の加速度時刻歴波形から、(5.6.2.1-1)式により等価卓越周期 $T_e(t)$ （単位：秒）の時刻歴を求め、同図(c)に示す。

$$T_e(t) = 2\pi \frac{\max |v(t - T_w/2 < \tau < t + T_w/2)|}{\max |a(t - T_w/2 < \tau < t + T_w/2)|} \quad (5.6.2.1-1)$$

ここに、 t は時間（秒）、 T_w は時間窓の幅（= 10 秒とし、2 秒ずつ移動）、 $a(t)$ 、 $v(t)$ は加速度および速度の時刻歴波形である。 $v(t)$ は $a(t)$ の高速フーリエ変換（FFT）から求めた。

図 5.6.2.1-2(a)-(c)から、両地点とも、地震動の等価卓越周期は、時刻 60-180 秒の間で、1 秒程度から 3 秒程度まで変化している。しかし、その変化の仕方は、両地点で異なっており、K-NET 浦安では、時間の経過とともに徐々に長くなっているのに対して、K-NET 稲毛では、時刻 130-140 秒付近で急激に変化している。これは、K-NET 稲毛における液状化の発生によるものと考えられる。

さらに確認のため、K-NET 稲毛と K-NET 浦安の EW 成分（図 5.6.2.1-2(a)、(b)）の加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を、K-NET 稲毛の液状化発生予想時刻の前後（0-130 秒および 130-300 秒）に分けて求め、図 5.6.2.1-3 に示す。K-NET 浦安における時刻 130 秒前後での応答スペクトルの変化に比べて、K-NET 稲毛のそれは顕著であり、これは、液状化発生の有無によるものと考えられる。

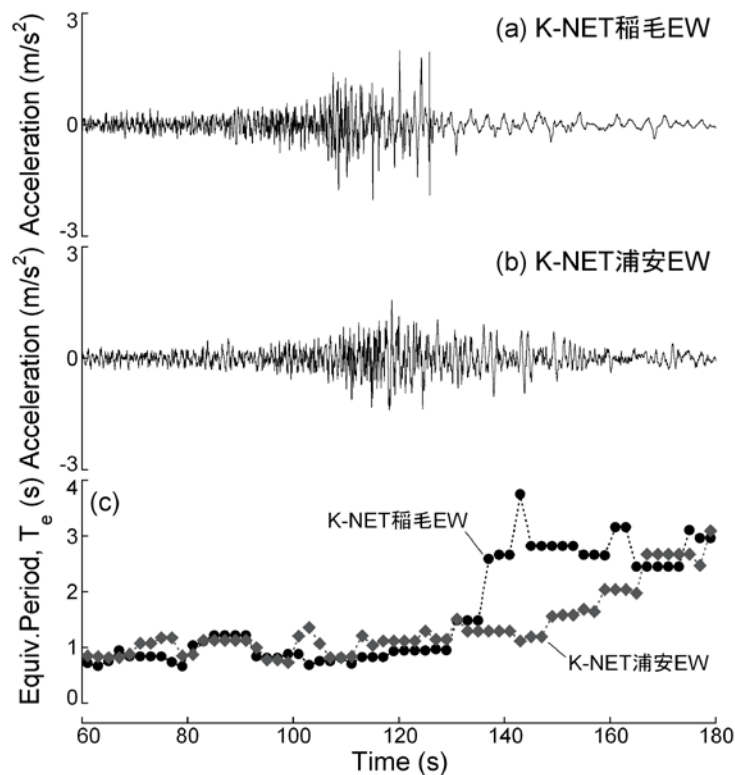


図 5.6.2.1-2 K-NET 稲毛および K-NET 浦安の本震 EW 成分の加速度波形および等価卓越周期の時刻歴

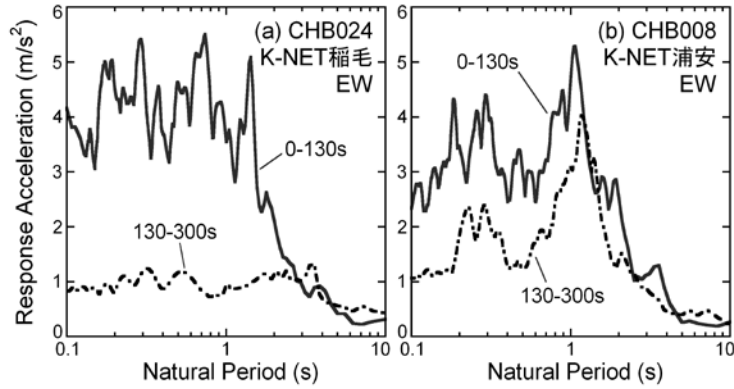


図 5.6.2.1-3 K-NET 稲毛および K-NET 浦安の本震 EW 成分の加速度応答スペクトル (減衰定数 5%)

5.6.2.2 噴水・噴砂の記録映像

液状化に関する客観的な地震記録は、地震計によるものだけとは限らない。浦安市では、入船中学校と日の出中学校に設置された防犯カメラの記録映像から、本震および 29 分後の余震による液状化の噴水・噴砂の発生状況について、時系列の整理を試みている (図 5.6.2.2-1)^{5,6-7)}。この映像は、公開されているものではないが、液状化による噴水・噴砂の発生状況を時刻歴で記録した、学術的にも価値の高い、極めて貴重な資料と考えられる。

同図の左側には、地震動の状況、記録映像から確認された地面のクラックおよび噴水・噴砂の発生から沈静化までの状況が、時系列で示されている。また、同図の右側には、対応する画像が示されている。図から、両中学校では、噴水・噴砂は、本震時には、主要動の後半時刻から 10 数分間に渡って発生し、その後、沈静化したことが分かる。また、本震 29 分後の余震時にも、噴水・噴砂が 10 数分間に渡って発生したが、本震時に比べて、噴水・噴砂の程度や範囲が拡大している様子が伺える。

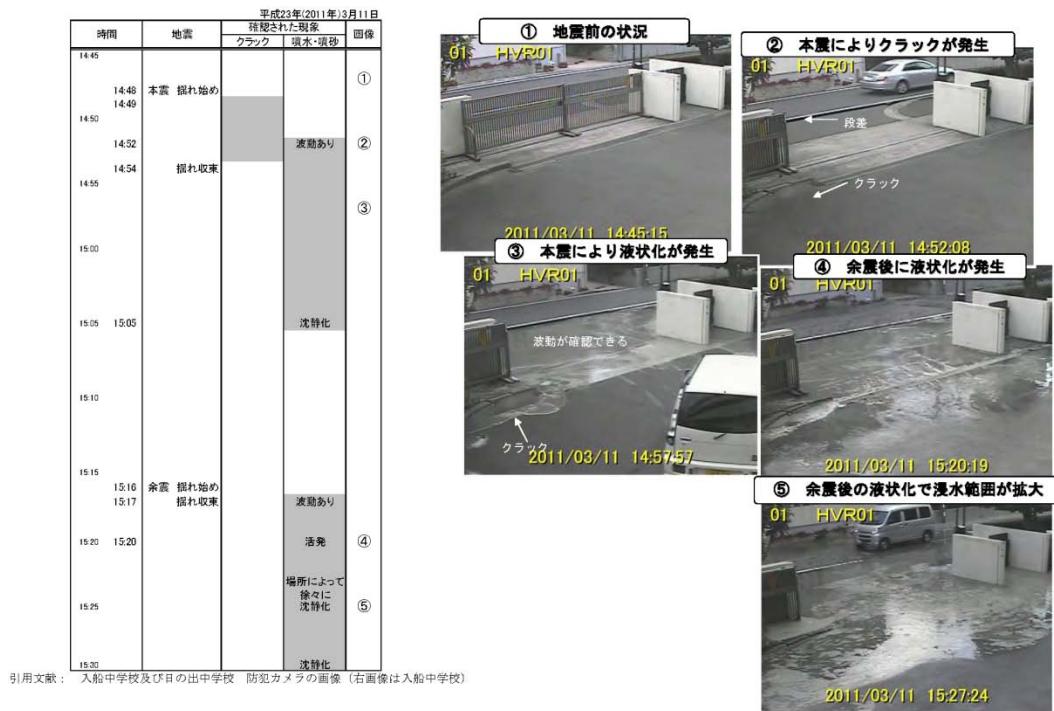


図 5.6.2.2-1 防犯カメラ記録映像に基づく液状化による噴水・噴砂の発生状況 (浦安市)^{5,6-7)}

5.6.3 液状化判定

液状化判定の方法は、現在までに、国内外において数多く提案されているが、これらは、①微地形分類や液状化履歴などに基づく概略法、②標準貫入試験N値などに基づく簡易法、③有効応力の変化を考慮した時刻歴地震応答解析などに基づく詳細法に大別される。

本項では、まず、国内外の建築分野において利用実績が高い②簡易法のうち、パラメタの物理的意味が明解な建築基礎構造設計指針^{5.6-11)}（以下、基礎指針）の方法による液状化判定を紹介する。この際、基礎指針の方法を今回の地震の液状化事例に適用する場合の問題点（未確認事項）について指摘する。次に、指摘された未確認事項を解消することを目的として、③詳細法について、非液状化地点ではあるが、東京湾岸部に位置する2つの鉛直アレイ（千葉港および夢の島）で得られた本震記録を対象に、1次元有効応力解析によるシミュレーションを行った例を紹介する。夢の島の鉛直アレイでは、1987年千葉県東方沖地震の本震記録が得られており、このときも液状化は発生しなかったが、解析の対象とする。これらの解析をとおして、液状化に関する地震動の等価繰返し回数について考察する。

5.6.3.1 建築基礎構造設計指針による方法と修正課題

基礎指針では、液状化の判定を行う必要がある飽和土層は、

- ・一般に地表面から20m程度以浅の沖積層
- ・細粒分含有率が35%以下の土

ただし、埋立地盤などの人工造成地盤では、粘土分（0.005mm以下の粒径を持つ土粒子）含有率が10%以下、または塑性指数が15%以下の埋立あるいは盛土地盤とされている。

基礎指針では、液状化判定の方法として、標準貫入試験によるデータを基に、以下の方法が示されている。

液状化の判定を行う地点の対象層の液状化発生に対する安全率 F_l を次式により計算する。 F_l 値が1以下の時に液状化発生の可能性があるとして判断される。

$$F_l = \frac{R}{L} = \frac{\tau_l / \sigma_z'}{\tau_d / \sigma_z'} \quad (5.6.3.1-1)$$

ここに、

- R：液状化抵抗比
- L：繰返しせん断応力比

検討地点の地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比は、次式で計算される。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_z'} = \gamma_n \frac{\sigma_{\max}}{g} \frac{\sigma_z'}{\sigma_z'} \gamma_d \quad (5.6.3.1-2)$$

ここに、

- τ_d ：等価な一定繰返しせん断応力振幅
- σ_z' ：検討深さにおける有効土被り圧（鉛直有効応力）

γ_n : 等価の繰返し回数に関する補正係数で $0.1(M-1)$

M はマグニチュード

α_{\max} : 地表面における設計用水平加速度

g : 重力加速度

σ_z : 検討深さにおける全土被り圧 (鉛直全応力)

γ_d : 地盤が剛体でないことによる低減係数

$$\gamma_d = 1 - 0.015z \quad z \text{ はメートル単位で表した地表面からの検討深さ}$$

液状化抵抗比は、対応深度の補正 N 値 (N_a) を用いて、図 5.6.3.1-1 中の限界せん断ひずみ曲線 5% から求める。また、対応深度の補正 N 値 (N_a) は、次式から求める。

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad (5.6.3.1-3)$$

ここに、

$$N_1 = C_N \cdot N$$

$$C_N = \sqrt{98 / \sigma'_z} \quad \text{拘束圧に関する換算係数}$$

ΔN_f : 細粒分含有率 FC に応じた補正 N 値増分、図 5.6.3.1-2 による。

N_1 : 換算 N 値

N : 標準貫入試験による N 値

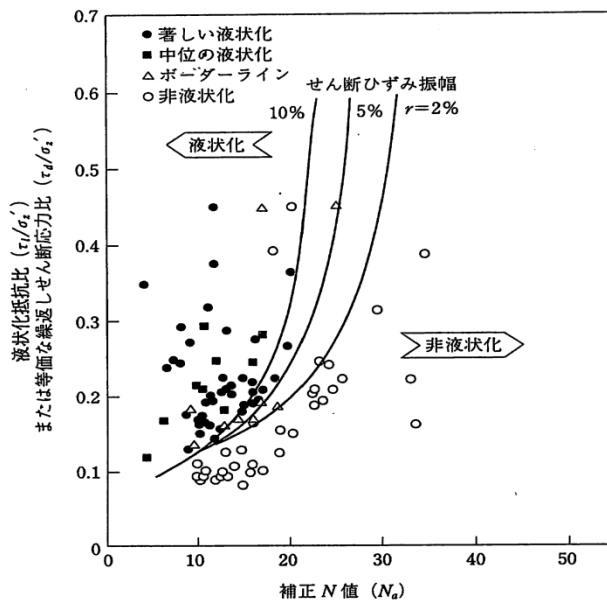


図 5.6.3.1-1 補正 N 値と液状化抵抗、動的せん断ひずみの関係 ^{5.6-11)}

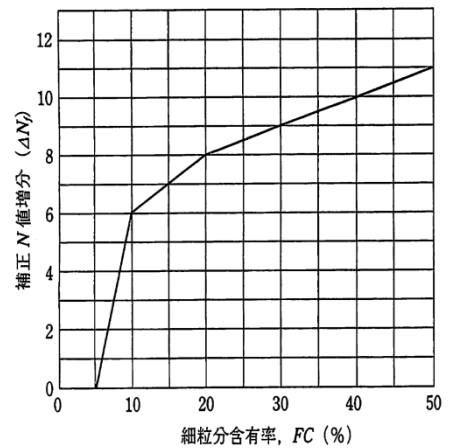


図 5.6.3.1-2 細粒分含有率と N 値の補正係数 ^{5.6-11)}

東北地方太平洋沖地震において観測された地震波は、これまでに観測された地震波と比較して継続時間が長いことが特徴である。一般に地震波の加速度レベルが大きくなると、また、繰り返し回数が多くなると入力されるエネルギー量が大きくなり液状化発生の可能性が高くなると考えられる。

液状化発生に対する安全率 F_l を計算する場合に用いる繰り返しせん断応力比を計算する式中には、等価の繰り返し回数に関する補正係数 γ_n がマグニチュード M に関係づけて考慮されているが、これまで経験し、想定されてきた地震の最大マグニチュードは7~8 レベルであり、今回の地震のような巨大地震（マグニチュード 9）に対しての適用性が確かめられていないことから、これを確認しておく必要がある。また、今回の地震では、細粒分含有率の高い土が液状化した可能性があること、本震から 29 分後の余震およびその間の圧密（過剰間隙水圧の消散）が地表面沈下量を増大させた可能性があることから、これらの影響の考慮の仕方についても、検討の余地が残されている。

5.6.3.2 地震マグニチュードと等価繰り返し回数の関係

(a) 千葉港鉛直アレイの1次元有効応力解析

この地点では、地表および深度 37.8m に地震計が設置されており、本震・余震を含む多くの同時観測記録^{5.6-9)}が得られている。また、地盤調査報告書^{5.6-12)}によれば、この地点の深度 8.0-9.1m (細砂層の中部) から採取した不攪乱試料に対して、動的三軸による液状化強度試験が行われている。そこで、1次元有効応力解析に先立ち、解析に用いる構成則(社本・張モデル)^{5.6-13)~15)}が液状化強度試験の結果^{5.6-12)}を説明できるように、構成則の液状化に関するパラメタを試行錯誤により調節した(図 5.6.3.2-1)。この際、拘束圧など他のパラメタは、液状化強度試験^{5.6-12)}で用いられた条件に基づいて設定した。

調節された液状化パラメタおよび文献 5.6-12 の地盤データに基づいて、表 5.6.3.2-1 の解析地盤モデルを設定した。ここで、土のせん断応力-ひずみ関係は修正 Ramberg-Osgood モデル^{5.6-16)、5.6-17)}を用いることとし、これを前提に、規準ひずみ $\gamma_{0.5}$ と最大減衰定数 h_{max} の値を設定している。また、規準ひずみは、平均有効拘束圧 98kPa における値で、埋土・砂質土では拘束圧依存性を考慮する。 $\log \Delta R / \log \Delta N$ は、液状化強度曲線の両対数軸上の勾配で、砂質土の場合、-0.1~-0.25 程度の値をとる^{5.6-13)}。なお、地下水位の設定および液状化対象層の判断は、ボーリング(無水掘り)孔内水位およびP波速度の値(1.5km/s を超えるか)、細粒分含有率 F_c の値(35%未満か)によった。

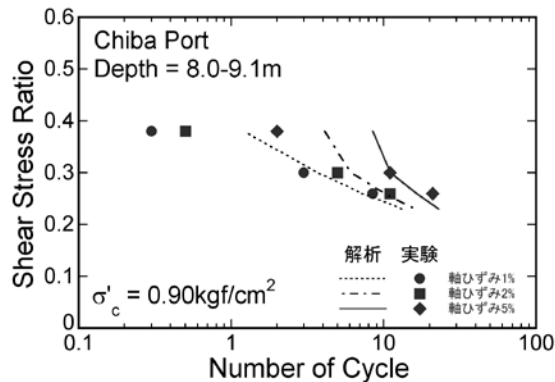


図 5.6.3.2-1 液状化強度曲線のフィッティング (千葉港)

表 5.6.3.2-1 千葉港の有効応力解析地盤モデル

地下水位 2.15m (ただし 3.40m 以浅は不飽和/非液状化層)

| 層厚 (m) | 単位体積重量 (t/m ³) | S波速度 V _{so} (m/s) | 土質 | 平均 N 値 | 細粒分含有率 F _c | 規準ひずみ $\gamma_{0.5}$ | 最大減衰定数 h _{max} | 液状化強度 R ₂₀ | log ΔR / log ΔN | 破壊角 (度) | 変相角 (度) | 相対密度 D _r | 最大間隙比 e _{max} | 最小間隙比 e _{min} |
|--------|----------------------------|----------------------------|--------|--------|-----------------------|----------------------|-------------------------|-----------------------|---------------------------------|---------|---------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 1.50 | 1.80 | 120 | 埋土 | | | 4.E-04 | 0.22 | | | | | | | |
| 1.90 | 1.80 | 120 | 細砂 | | | 5.E-04 | 0.24 | | | | | | | |
| 1.13 | 1.80 | 220 | 細砂 | 13.0 | 0.065 | 5.E-04 | 0.24 | 0.30 | -0.15 | 39 | 35 | 0.70 | 1.10 | 0.65 |
| 1.13 | 1.80 | 220 | 細砂 | 23.0 | 0.043 | 5.E-04 | 0.24 | 0.60 | -0.15 | 40 | 36 | 0.85 | 1.10 | 0.65 |
| 1.13 | 1.80 | 220 | 細砂 | 21.0 | 0.070 | 5.E-04 | 0.24 | 0.50 | -0.15 | 40 | 36 | 0.85 | 1.10 | 0.65 |
| 1.13 | 1.80 | 220 | 細砂 | 21.0 | 0.104 | 5.E-04 | 0.24 | 0.65 | -0.15 | 40 | 36 | 0.85 | 1.20 | 0.70 |
| 0.95 | 1.80 | 200 | 細砂 | 7.0 | 0.106 | 5.E-04 | 0.24 | 0.24 | -0.15 | 32 | 29 | 0.60 | 1.20 | 0.70 |
| 0.95 | 1.80 | 200 | 細砂 | 8.0 | 0.093 | 5.E-04 | 0.24 | 0.24 | -0.15 | 33 | 30 | 0.60 | 1.20 | 0.70 |
| 0.95 | 1.80 | 200 | 細砂 | 5.0 | 0.116 | 5.E-04 | 0.24 | 0.22 | -0.15 | 30 | 27 | 0.55 | 1.20 | 0.70 |
| 0.95 | 1.80 | 200 | 細砂 | 3.0 | 0.210 | 5.E-04 | 0.24 | 0.22 | -0.15 | 28 | 25 | 0.55 | 1.40 | 0.75 |
| 1.20 | 1.60 | 120 | シルト質細砂 | 1.0 | 0.441 | 8.E-04 | 0.22 | | | | | | | |
| 1.60 | 1.60 | 120 | シルト | | | 1.E-03 | 0.21 | | | | | | | |
| 3.00 | 1.60 | 120 | 粘土 | | | 2.E-03 | 0.20 | | | | | | | |
| 8.10 | 1.80 | 290 | 細砂 | | | 5.E-04 | 0.24 | | | | | | | |
| 4.30 | 1.60 | 210 | 粘土 | | | 2.E-03 | 0.20 | | | | | | | |
| 7.92 | 1.90 | 420 | 細砂 | | | 5.E-04 | 0.24 | | | | | | | |
| - | 1.90 | 420 | | | | | | | | | | | | |

表 5.6.3.2-1 の地盤モデルを対象に、深度 37.8m で得られた本震記録 NS、EW 成分^{5.6-9)}を入力として、それぞれ 1 次元有効応力解析^{5.6-13)~15)}を行った。対象地盤の多質点系モデルへの置換は、S 波に対して 10Hz 以下の周波数成分を表現できるように行い、モデルの底面は剛基盤とした。解析は非排水条件で行い、減衰は初期剛性比例型 (1 次固有モードの減衰定数 0.1%) とし、数値積分には Newmark の β 法 ($\beta = 1/4$ 、時間間隔は 1/1000 秒以下で、地盤各層のせん断ひずみ増分が 10^{-6} を超えないよう細分割) を用いた。

解析で得られた地表加速度波形を観測記録^{5.6-9)}と比較して図 5.6.3.2-2 に示す。また、地盤の最大変位、最大せん断ひずみ、過剰間隙水圧比の深さ方向分布を図 5.6.3.2-3 に示す。図から、解析結果は観測記録と良く対応している。また、過剰間隙水圧比は、細砂層の下部で 0.1-0.2 程度までしか上昇せず、液状化の発生に至らない。このことは、この地点の地表で液状化の痕跡が見られなかったことと整合している。

図 5.6.3.2-4 は、過剰間隙水圧比が最も上昇した地層の水圧比の時刻歴である。図 5.6.3.2-2 との比較から、主要動の前半 (時刻 60-90 秒) では、加速度振幅の増大とともに水圧が徐々に上昇するが、加速度振幅が減少に転じる時刻 (時刻 90-100 秒) 以降では、水圧の上昇が止まっている。

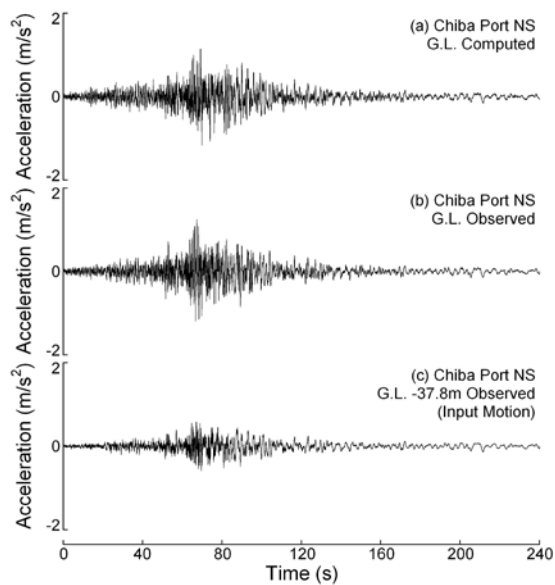


図 5.6.3.2-2 有効応力解析結果と本震記録の比較 (千葉港)

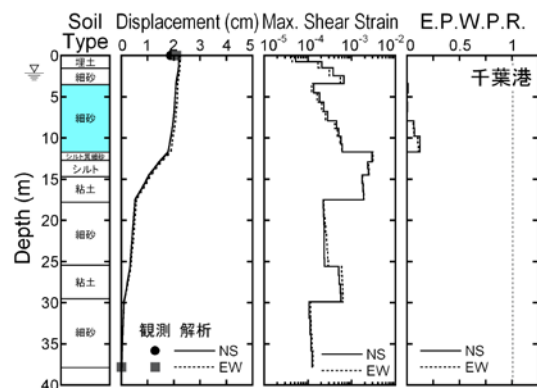


図 5.6.3.2-3 有効応力解析による本震時の地盤応答 (千葉港)

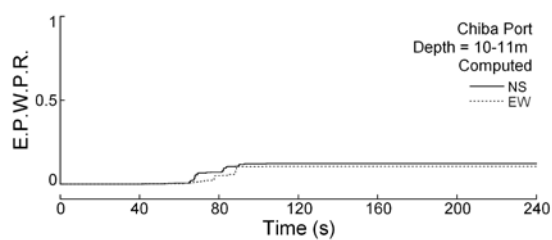


図 5.6.3.2-4 有効応力解析による本震時の過剰間隙水圧比の時刻歴 (千葉港、深度 10-11m)

(b) 夢の島鉛直アレイの1次元有効応力解析

この地点では、深度 1.1m、18.3m、89.5m に地震計が設置されており、東北地方太平洋沖地震および千葉県東方沖地震（1987年）の本震記録^{5.6-18）、5.6-19)}が得られている。また、文献5.6-19によれば、深度6.5m（砂層の上部）から採取した不攪乱試料に対して、動的三軸による液状化強度試験が行われている。そこで、千葉港の場合と同様、有効応力解析に先立ち、用いる構成則^{5.6-13)~15)}が液状化強度試験の結果^{5.6-19)}を説明できるように、構成則の液状化に関するパラメタを試行錯誤により調節した（図5.6.3.2-5）。

調節された液状化パラメタおよび文献5.6-19の地盤データに基づいて、表5.6.3.2-2の解析地盤モデルを設定し、深度89.5mで得られた東北地方太平洋沖地震および千葉県東方沖地震の本震記録NS、EW成分^{5.6-18）、5.6-19)}を入力として、千葉港の場合と同様、それぞれ1次元有効応力解析^{5.6-13)~15)}を行った。なお、地下水位は、文献5.6-19に記載の値（6.2m）とした。

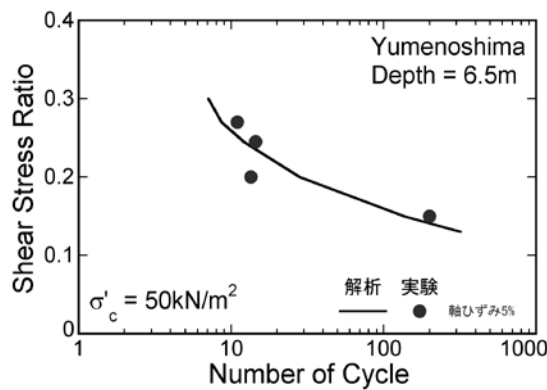


図 5.6.3.2-5 液状化強度曲線のフィッティング（夢の島）

表 5.6.3.2-2 夢の島の有効応力解析地盤モデル

地下水位 6.2m

| 層厚 (m) | 単位体積重量 (t/m ³) | S波速度 V _{S0} (m/s) | 土質 | 平均 N 値 | 細粒分含有率 F _c | 規準ひずみ γ _{0.5} | 最大減衰定数 h _{max} | 液状化強度 R ₂₀ | logΔR / logΔN | 破壊角 (度) | 変相角 (度) | 相対密度 D _r | 最大間隙比 e _{max} | 最小間隙比 e _{min} |
|--------|----------------------------|----------------------------|--------|--------|-----------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------|---------------|---------|---------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 1.10 | 1.80 | 230 | 砂質シルト | | | 8.E-04 | 0.23 | | | | | | | |
| 4.30 | 1.80 | 230 | 砂質シルト | | | 8.E-04 | 0.23 | | | | | | | |
| 0.80 | 1.91 | 130 | 細砂 | | | 5.E-04 | 0.24 | | | | | | | |
| 2.80 | 1.91 | 130 | 細砂 | 19.0 | 0.170 | 5.E-04 | 0.24 | 0.22 | -0.17 | 39 | 35 | 0.80 | 1.34 | 0.74 |
| 2.30 | 1.82 | 170 | 細砂 | 20.0 | 0.070 | 5.E-04 | 0.24 | 0.22 | -0.17 | 38 | 34 | 0.70 | 1.14 | 0.66 |
| 2.40 | 1.82 | 170 | 細砂 | 21.0 | 0.100 | 5.E-04 | 0.24 | 0.22 | -0.17 | 38 | 34 | 0.75 | 1.20 | 0.68 |
| 1.70 | 1.82 | 220 | シルト質細砂 | 10.0 | 0.330 | 8.E-04 | 0.23 | 0.22 | -0.17 | 33 | 30 | 0.65 | 1.66 | 0.86 |
| 4.60 | 1.82 | 220 | シルト質細砂 | 11.0 | 0.330 | 8.E-04 | 0.23 | 0.22 | -0.17 | 33 | 30 | 0.65 | 1.66 | 0.86 |
| 6.00 | 1.70 | 150 | シルト質粘土 | | | 1.E-03 | 0.21 | | | | | | | |
| 14.00 | 1.50 | 150 | シルト質粘土 | | | 1.E-03 | 0.21 | | | | | | | |
| 4.20 | 1.50 | 170 | シルト質粘土 | | | 1.E-03 | 0.21 | | | | | | | |
| 1.30 | 1.87 | 250 | シルト質細砂 | | | 8.E-04 | 0.23 | | | | | | | |
| 4.70 | 1.69 | 250 | シルト | | | 1.E-03 | 0.22 | | | | | | | |
| 9.30 | 2.10 | 560 | 砂礫 | | | 弾性 | 弾性 | | | | | | | |
| 14.30 | 1.87 | 330 | 砂礫 | | | 弾性 | 弾性 | | | | | | | |
| 9.80 | 1.79 | 330 | 砂質シルト | | | 弾性 | 弾性 | | | | | | | |
| 5.90 | 2.10 | 560 | 砂礫 | | | 弾性 | 弾性 | | | | | | | |
| - | 2.10 | 560 | | | | | | | | | | | | |

東北地方太平洋沖地震に対する解析結果を図 5.6.3.2-6、7 に、千葉県東方沖地震に対するそれを図 5.6.3.2-8、9 に示す。これらの図から、東北地方太平洋沖地震の地震動の振幅と継続時間および地盤応答は、千葉県東方沖地震のそれらの 2-3 倍程度であることが分かる。また、いずれの地震におい

ても、解析結果は観測記録と良く対応している。

図 5.6.3.2-7、9 において、過剰間隙水圧は、深度 6-20m の細砂層で発生するが、水圧比の最大値は、東北地方太平洋沖地震では 0.1-0.2 程度、千葉県東方沖地震では 0.1 未満となっており、いずれも液状化の発生に至らない。このことは、いずれの地震においても、この地点の地表で液状化の痕跡が見られなかったことと整合している。ここで、文献 5.6-19 によれば、千葉県東方沖地震時（1987 年）には、深度 7、10、13m に設置された間隙水圧計の記録が得られている。このとき観測された過剰間隙水圧比の最大値は 0.062-0.14 で^{5.6-19}、解析値（0.1 未満、図 5.6.3.2-9）は実測値と概ね対応している。東北地方太平洋沖地震時（2011 年）には、間隙水圧計に関する情報は見あたらない。

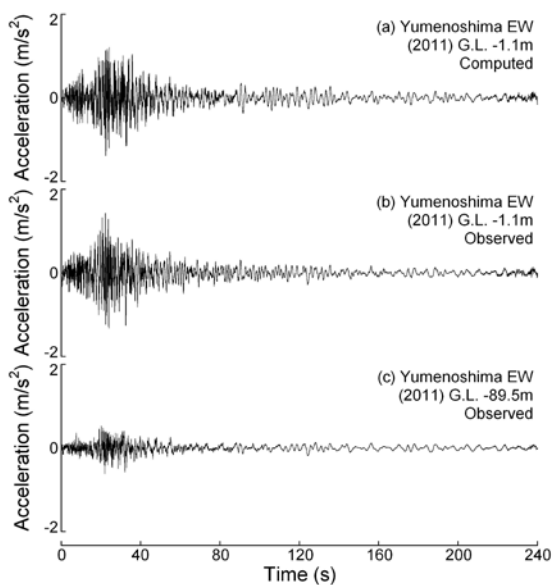


図 5.6.3.2-6 有効応力解析結果と観測記録の比較（夢の島）（東北地方太平洋沖地震）

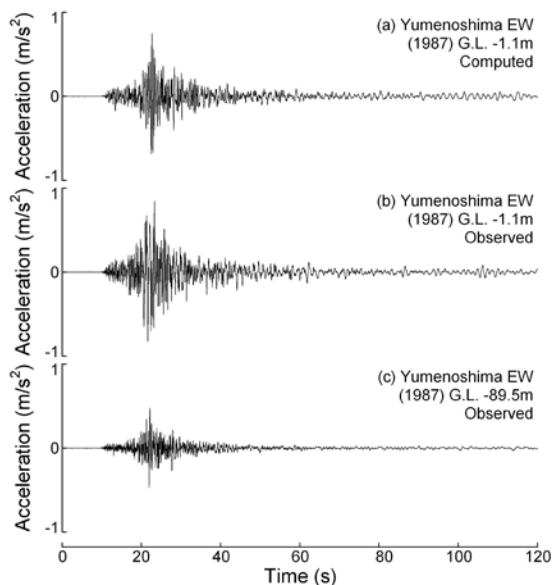


図 5.6.3.2-8 有効応力解析結果と観測記録の比較（夢の島）（千葉県東方沖地震）

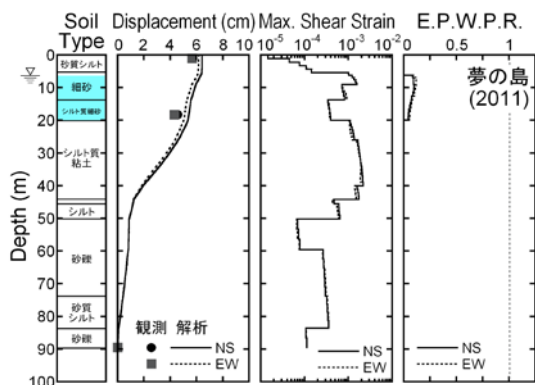


図 5.6.3.2-7 有効応力解析による最大地盤応答（夢の島）（東北地方太平洋沖地震）

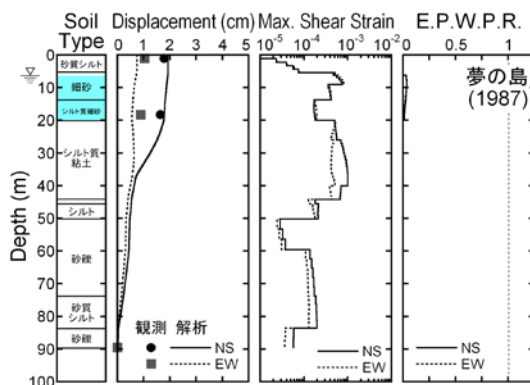


図 5.6.3.2-9 有効応力解析による最大地盤応答（夢の島）（千葉県東方沖地震）

(c) 液状化に関する地震動の等価繰り返し回数

吉見の教科書(文献5.6-20)によれば、液状化に関する地震動の等価繰り返し回数 N_{eq} は、(5.6.3.2-1)式で算定される。

$$N_{eq} = \frac{1}{2} N_{ef} \sum N_{if}^{-1} \quad (5.6.3.2-1)$$

ここに、 N_{if} は、せん断応力の時刻歴において、 i 番目の半サイクルの最大振幅 τ_i に対応する液状化に至る繰り返し回数、 N_{ef} は、等価せん断応力振幅 $\tau_e (= 0.65 \times \tau_{max})$ に対応する液状化に至る繰り返し回数である。液状化強度曲線の両対数軸上の勾配 $\log \Delta R / \log \Delta N$ を定数 $(= C)$ とすれば、(5.6.3.2-1)式は(5.6.3.2-2)式に変形できる。

$$N_{eq} = \frac{1}{2} \tau_e^{\frac{1}{C}} \sum \tau_i^{-\frac{1}{C}} \quad (5.6.3.2-2)$$

すなわち、地盤の地震応答解析結果から、各層の応答せん断応力の時刻歴と設定した液状化強度曲線を用いて N_{eq} を容易に算定できる。

図5.6.3.2-10~12は、(a)千葉港と(b)夢の島の1次元有効応力解析結果および文献5.6-21で実施した神戸市ポートアイランドの有効応力解析結果から、(5.6.3.2-2)式により算定した各地点・地震における液状化に関する等価せん断応力比と等価繰り返し回数の関係を示している。表5.6.3.2-3は、これらの関係について、大凡のまとめを試みたものである。

図5.6.3.2-10、11から、千葉港・夢の島いずれの事例も液状化に至らないので、解析結果は液状化強度曲線の下側に位置している。一方、図5.6.3.2-12(神戸)では、液状化が発生しているため、解析結果は液状化強度曲線の上側に位置している。これらの図と表5.6.3.2-3から、次の点が指摘される。

- ・東北地方太平洋沖地震における千葉港および夢の島の液状化に関する地震動の等価繰り返し回数は20-60程度で、千葉県東方沖地震におけるその2倍程度と推察される。ただし、いずれの地点・地震でも、等価せん断応力比が小さく、液状化強度曲線を下回ったため、液状化に至らなかった。
- ・兵庫県南部地震における神戸市ポートアイランドの液状化に関する地震動の等価繰り返し回数は5-10程度で、今回の地震における千葉港および夢の島のその1/4-1/6程度と推察される。
- ・なお、図5.6.3.2-10において、千葉港の解析で用いた液状化強度曲線は、当該地震動の等価繰り返し回数(20-50回)の範囲では、室内試験データがなく、これらを外挿して仮定されたものであることに注意を要する。

図5.6.3.2-13は、表5.6.3.2-3に基づいて、地震のマグニチュード M と液状化に関する地震動の等価繰り返し回数 N_{eq} の関係について、基礎指針等で用いられている既往の提案^{5.6-20)、5.6-23)}との対応を示している。ここで、既往の提案^{5.6-20)、5.6-23)}では、 $M < 8.5$ の範囲(灰色実線)が示されており、同図の $M > 8.5$ の範囲(灰色点線)は、その外挿である。図から、本項の解析で得られた $M-N_{eq}$ 関係は、既往の提案およびその外挿による値と、大きな矛盾がないように見える。ただし、 N_{eq} は M だけから決まるものではなく、補正N値(地盤の拘束圧)などにも依存する。このため、図5.6.3.2-13は直ちに、現行の基礎指針の等価繰り返し回数に関する補正係数 $\gamma_n (= 0.1(M-1))$ ^{5.6-11)}の妥当性を十分に示すものではなく、今後さらに多面的な検討が必要と考えられる。

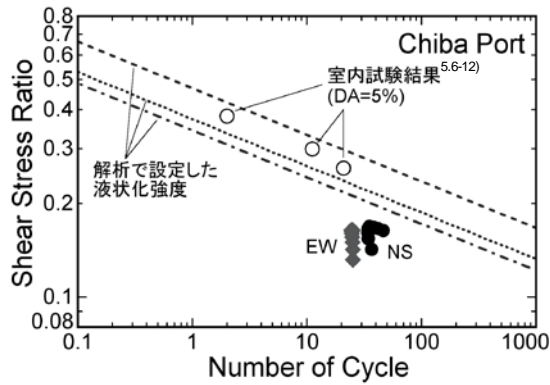


図 5.6.3.2-10 有効応力解析から推定した液状化に関する等価せん断応力比と等価繰り返し回数の関係 (千葉港: 2011 年東北地方太平洋沖地震)

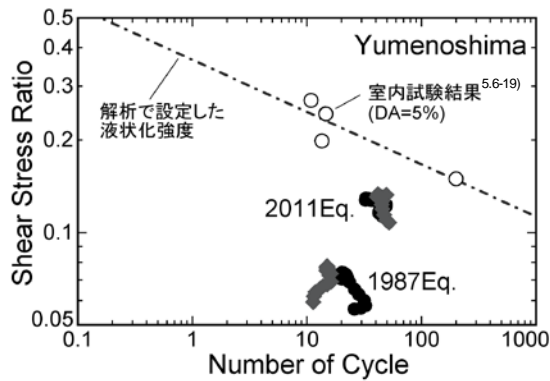


図 5.6.3.2-11 有効応力解析から推定した液状化に関する等価せん断応力比と等価繰り返し回数の関係 (夢の島: 2011 年東北地方太平洋沖地震および 1987 年千葉県東方沖地震)

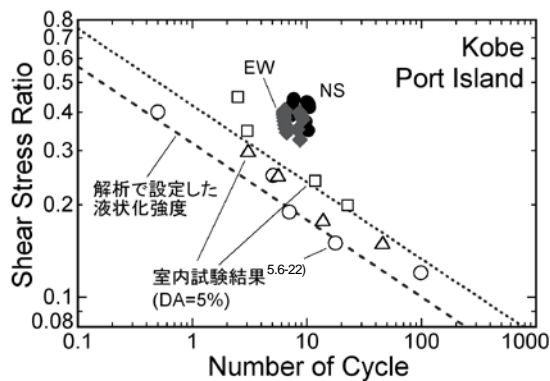


図 5.6.3.2-12 有効応力解析から推定した液状化に関する等価せん断応力比と等価繰り返し回数の関係 (神戸市ポートアイランド: 1995 年兵庫県南部地震)

表 5.6.3.2-3 液状化に関する等価せん断応力比と等価繰り返し回数の関係 (推定結果の大凡のまとめ)

| 地震 | 地点 | 等価繰り返し回数 | 等価せん断応力比 |
|---------------------------------|-------------|----------|-----------|
| 2011年東北地方太平洋沖地震 ($M_w = 9.0$) | 千葉港 | 20-50 | 0.12-0.18 |
| | 夢の島 | 30-60 | 0.10-0.15 |
| 1987年千葉県東方沖地震 ($M_j = 6.7$) | 夢の島 | 10-30 | 0.05-0.08 |
| 1995年兵庫県南部地震 ($M_w = 6.9$) | 神戸市ポートアイランド | 5-10 | 0.3-0.5 |

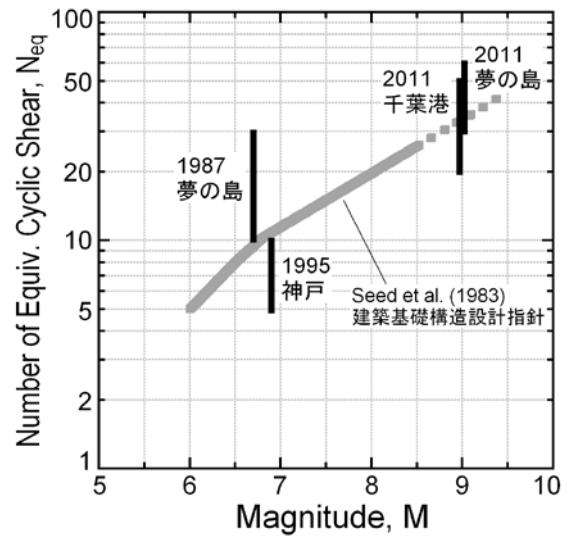


図 5.6.3.2-13 地震のマグニチュードと液状化に関する地震動の等価繰り返し回数の関係 (推定結果の大凡のまとめと既往の提案との対応)

5.6.4 まとめ

本節では、東北地方太平洋沖地震における東京湾岸部の液状化被害を主な事例として、限られた情報の範囲ではあるが、ケーススタディ的な分析を試みた。結果の要点は、以下のようにまとめられる。

- 1) 今回の地震における東京湾岸部の地震波形記録は、過去の液状化地盤上のそれに比べて、格段に継続時間が長い。また、液状化発生時刻の前後で、波形の様相（振幅や周期）が大きく異なっている。
- 2) 液状化による噴水・噴砂の発生および沈静化の状況を把握する上で、浦安市の防犯カメラの記録映像は貴重かつ有用な資料である。
- 3) 今回の地震における千葉港および夢の島の液状化に関する地震動の等価繰り返し回数は 20-60 程度で、1987 年千葉県東方沖地震におけるその 2 倍程度と推察される。ただし、いずれの地点・地震でも、等価せん断応力比が小さく、液状化強度曲線を下回ったため、液状化に至らなかった。
- 4) 1995 年兵庫県南部地震における神戸市ポートアイランドの液状化に関する地震動の等価繰り返し回数は 5-10 程度で、今回の地震における千葉港および夢の島のその 1/4-1/6 程度と推察される。
- 5) 本節の解析で用いた千葉港の液状化強度曲線は、当該地震動の等価繰り返し回数（20-50 回）の範囲では、室内試験データがなく、これらを外挿して仮定されたものであることに注意を要する。
- 6) 本節の解析で得られた地震のマグニチュードと液状化に関する地震動の等価繰り返し回数の関係は、既往の提案（外挿を含む）と大きな矛盾がないように見える。ただし、今後、さらに多面的な検討が必要である。

謝辞

千葉港鉛直アレイ強震観測点の地盤調査報告書^{5.6-12)}は、独立行政法人港湾空港技術研究所よりご提供いただいた。記して謝意を示す。

参考文献

- 5.6-1) 千葉県環境研究センター：<http://www.wit.pref.chiba.lg.jp/>
- 5.6-2) 安田進，原田健二：東京湾岸における液状化被害，地盤工学会誌，Vol. 59, No. 7, pp. 38-41, 2011.
- 5.6-3) 時松孝次，田村修次，鈴木比呂子，勝間田幸太：2011 年東北地方太平洋沖地震における地盤災害，地震工学研究レポート，No. 118, pp. 21-47, 東京工業大学都市地震工学センター，2011.
- 5.6-4) 日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，3.4 節，4.5 節，6.7 節，2011.
- 5.6-5) 国土交通省関東地方整備局，地盤工学会：東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明 報告書，65pp, 2011.
- 5.6-6) 国土技術政策総合研究所資料第 636 号，建築研究資料第 132 号：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）（東日本大震災），5.5 宅地地盤・基礎の被害，pp. 5.5-1-41, 2011.
- 5.6-7) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会：<http://www.city.urayasu.chiba.jp/>
- 5.6-8) 防災科学技術研究所強震観測網(K-NET, KiK-net)<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 5.6-9) 国土交通省港湾局港湾地域強震観測（港湾空港技術研究所地盤・構造部）<http://www.eq.pari.go.jp/kyosin/>

- 5.6-10) 日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会特定研究課題 1-SWG1, 1995 年兵庫県南部地震強震記録資料集, 日本建築学会, 265pp, 1995.
- 5.6-11) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp. 61-72, 2001.
- 5.6-12) 運輸省第二港湾建設局千葉港湾工事事務所: 平成9年度千葉港土質調査報告書, 1997.
- 5.6-13) 社本康広, 時松孝次, 有泉浩蔵: 一次元有効応力解析の実地盤に対する適用性, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 433, pp. 113-119, 1992.
- 5.6-14) Zhang, J. M., Y. Shamoto, and K. Tokimatsu: Moving Critical and Phase-Transformation Stress State Lines of Saturated Sand during Undrained Cyclic Shear, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 2, pp. 51-59, 1997.
- 5.6-15) Shamoto, Y., J. M. Zhang, and S. Goto: Mechanism of Large Post-Liquefaction Deformation in Saturated Sand, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 2, pp. 71-80, 1997.
- 5.6-16) Jennings, P. C.: Periodic Response of a General Yielding Structure, ASCE, Vol. 90, No. EM2, pp. 131-166, 1946.
- 5.6-17) 龍岡文夫, 福島伸二: 砂のランダム繰り返し入力に対する応力-ひずみ関係のモデル化について (I), 生産研究, 1978.
- 5.6-18) 東京都港湾局地震観測所で観測した地震動:
<http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/kisojoho/jishindou.html>
- 5.6-19) Ishihara, K., T. Muroi, and I. Towhata: In-Situ Pore Water Pressures and Ground Motions during The 1987 Chiba-Toho-Okai Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 4, pp. 75-90, 1989.
- 5.6-20) 吉見吉昭: 砂地盤の液状化 (第2版), 技報堂出版, 182pp, 1991.
- 5.6-21) 新井洋, 林康裕, 井上和歌子, 中井正一, 飯場正紀: 液状化を考慮した簡便な地震動増幅率評価法, シンポジウム 内陸地震に対して構造設計者はどう対応すればよいか? 「地震荷重と構造設計」, 日本建築学会近畿支部 耐震構造研究部会, pp. 19-26, 2009.
- 5.6-22) Hatanaka, M., A. Uchida, and J. Ohara: Liquefaction Characteristics of A Gravelly Fill Liquefied during The 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 3, pp. 107-115, 1997.
- 5.6-23) Seed, H. B., I. M. Idriss, and I. Arango: Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, J. Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482, 1983.