

# 観測記録と数値計算に基づく 液状化地盤の地震時挙動

北海道大学大学院工学院

空間性能システム部門 建築構造性能学研究室

飯場 正紀

橋本 慎太郎（現 竹中工務店）

## 目次

### 第1章 序論

|                       |   |
|-----------------------|---|
| 1.1 はじめに .....        | 1 |
| 1.2 液状化現象のメカニズム ..... | 2 |

### 第2章 観測点の地盤情報と観測記録

|                          |   |
|--------------------------|---|
| 2.1 観測体制・地盤条件・観測記録 ..... | 3 |
| 2.2 表層地盤の増幅特性の経時変化 ..... | 7 |

### 第3章 液状化地盤における数値計算法とその結果

|                                                           |    |
|-----------------------------------------------------------|----|
| 3.1 地震応答解析手法 .....                                        | 9  |
| 3.2 $G/G_0 \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$ 曲線と液状化曲線の設定   |    |
| 3.2.1 $G/G_0 \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$ 曲線の設定 ..... | 15 |
| 3.2.2 液状化曲線の設定 .....                                      | 17 |
| 3.3 地震応答計算結果                                              |    |
| 3.3.1 地震応答計算結果と観測記録の比較 .....                              | 18 |
| 3.3.2 液状化現象の発生の確認 .....                                   | 21 |
| 3.3.3 最大余震における応答の再評価 .....                                | 22 |
| 3.3.4 まとめ .....                                           | 24 |

### 第4章 結論 .....

### 謝辞 .....

### 参考文献 .....

## 第1章 序論

### 1.1 はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震では、東北地方から関東地方の広い範囲において地盤の液状化現象が確認された<sup>1)</sup>。利根川の下流域に位置する茨城県潮来市、神栖市においては、直接基礎の住宅の傾斜や沈下、杭基礎建物周辺の地盤の沈下による段差、埋設物の浮き上がり、道路や歩道に不陸や陥没が生じる被害が発生した<sup>2)</sup>。また埼玉県や千葉県北部においても、旧河道と考えられた地点、湿地帯を新しく造成した地域においては、噴砂、道路や地盤の沈下や舗装などの被害、埋設物の浮き上がりなどが確認されている<sup>3)</sup>。特に液状化被害が顕著であったのは、千葉県の東京湾岸沿いの千葉県浦安市、千葉市、習志野市であった。浦安市は埋立地の面積が市域のほぼ3/4程度におよび、おおよそ1.5km×3kmという領域で激しい液状化が発生し、大量の砂の噴出により建物の傾斜、道路の沈下、埋設物の浮き上がりなどの被害程度も大きくなっていった<sup>4), 5), 6)</sup>。このように液状化現象は臨海部・旧湖沼・旧河道等の若年埋立地で主に発生し、戸建住宅や道路、歩道さらに上下水道などのライフラインに多大な被害をもたらした。地震のマグニチュードが大きく、地震動の継続時間が長かったことが、液状化被害を大きくしたと考えられている。

液状化被害を低減させるためには、液状化地盤や建物の地震時挙動をより正確に把握し、基礎構造、特に杭基礎の耐震設計に役立たせる必要である。

本研究では、液状化時の地盤の挙動を明らかにすることを目的とする。2011 年東北地方太平洋沖地震の際に、地盤および地中で観測された地震観測記録を整理するとともに、液状化時の地盤の地震応答計算を行い、観測記録との対応について検討する。

### 1.2 液状化現象のメカニズム

液状化現象とは、地震の際、水で飽和した緩い砂地盤の間隙水圧の上昇を伴い、有効応力（土粒子間の応力）が減少し、せん断強さを失う現象のことである。そのメカニズムを図 1.2-1 に示す<sup>7)</sup>。この現象は、海岸や河口付近、埋立地、河川の扇状地など、地下水位が高い地域によく見られる。

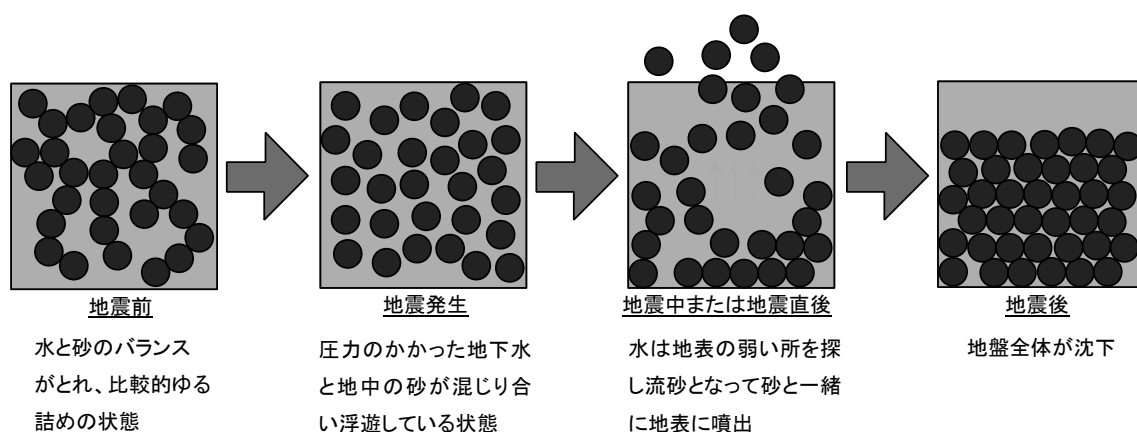


図 1.2-1 液状化現象のメカニズム<sup>7)</sup>

図 1.2-1 より、「地震前」は、土の粒子は比較的ゆる詰めの状態、その間隙はすべて水で満たされている。その上には土の重さおよび建物の荷重も加わっている。これらの荷重を、通常は有効応力で支え

ている。間隙の水にはその深さに応じた水圧がかかっている。「地震発生」または「地震中または地震直後」では、ゆる詰め土粒子が振動することにより、土粒子の配列が変化し、間隙水が圧縮され、過剰間隙水圧が発生する。それに伴って有効応力が低下する。有効応力が大きく低減すると、土粒子がばらばらに浮遊した状態になる。これが液状化の状態である。地盤は強度を失っているため、地盤支持力が低下し、建物が沈下・傾斜する。また、地中にある、比重の小さな埋設管などは浮き上がりの被害を生じる。過剰間隙水圧は圧力の小さな地表に向かって噴き出す。これが噴砂という現象である。「地震後」は、地震後の状態で、浮遊した土粒子が再度堆積する。地盤全体が沈下し、水が地表面にたまる状態となる。

液状化が発生し水が地表にたまる状態となると、地盤が密になり液状化しがたくなるように思われるが、過去の被災事例によると、同じ場所で液状化が発生する再液状化が起きる。例えば、ニュージーランドのクライストチャーチでは、2010年9月の本震で液状化した箇所が2011年2月に再び液状化し、さらに6月の地震でも液状化した。その度に住宅の沈下量も増えていく現象が見られた<sup>8)</sup>。この例のように、一度液状化した箇所は、再び液状化する。

#### 2011年東北地方太平洋沖地震における液状化現象による地盤の挙動<sup>9)</sup>

図1.2-2に、2011年東北地方太平洋沖地震の東京湾岸の液状化被災地で得られた地震時の加速度波形（防災科学技術研究所 K-NET 稲毛 EW 方向）と規準化フーリエ振幅ランニングスペクトルを示す。この本震記録は300秒の長さがあるが、主要動を含む時刻70～170sの100秒間を示している。最大加速度  $2.0\text{m/s}^2$ 、最大速度  $0.30\text{m/s}$ 、最大変位  $0.20\text{m}$  で、計測震度は5.3である。時刻120～130sに見られる複数のスパイク状の加速度パルスがみられる前後で、ランニングスペクトルの卓越周期が1sから4s程度まで延びており、その影響は時刻歴の速度波形と変位波形でも明瞭に観察される。これより、地盤による揺れが、短周期から長周期に変化していくことがわかる。つまり、液状化現象が発生したことで、地盤の揺れは、激しい揺れからゆっくりとした揺れに変化する。

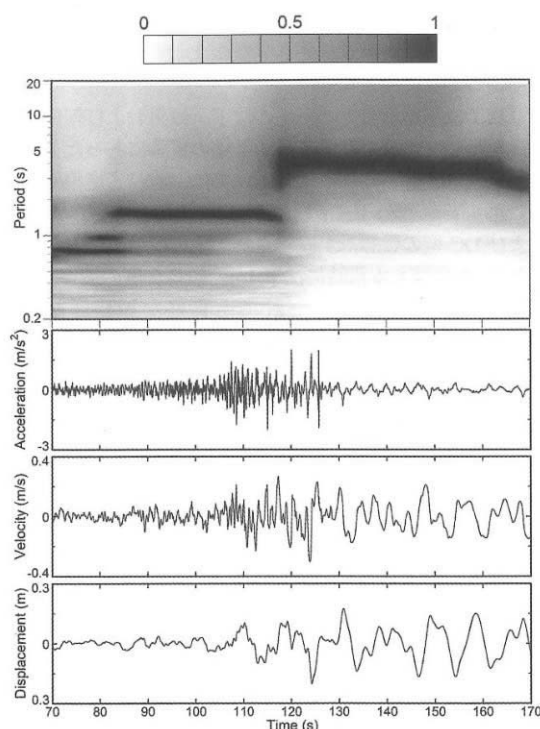


図 1.2-2 K-NET 稲毛の本震記録（EW 方向）と規準化フーリエ振幅ランニングスペクトル<sup>9)</sup>

## 第2章 観測点の地盤情報と観測記録

### 2.1 観測体制・地盤条件・観測記録

地中を含めた表層地盤の地震観測が行われている千葉県美浜区花見川の観測地点(以下、花見川観測点)の地震観測記録<sup>10)</sup>の中から、表2.1-1に示す、2011年東北地方太平洋沖地震で収録された地震記録に着目する。花見川観測点では、本震で、液状化が発生したことが確認されており、また本震・最大余震の記録を用いて、液状化の発生深度等の評価が行われている<sup>11)</sup>。

花見川観測点では、表層地盤の4か所の深さ(深さ:2、9、19、45m)に地震計が設置されている。花見川観測点の地盤特性(土質区分とS波速度等)を、表2.1-2に示す<sup>11)</sup>。本地盤は、埋立層(Bs)、沖積層(As、Ac)、洪積層(Ds、Dc)で構成されている。添え字sは砂質土、cは粘性土を示す。地下水位は4.65mであり、表中の黒字太枠で囲われている層2と層3において実際に液状化が確認されている<sup>11)</sup>。

図2.1-1～図2.1-4に、それぞれ各深さ(2、9、19、45m)で観測された本震、最大余震、3.16余震、7.31余震の加速度波形を示す。なお、特に記載がない場合にはEW方向の記録を用いる。

液状化の発生がないと判断される、比較的小さな余震におけるフーリエスペクトル比(45mに対する2mの比)を図2.1-5、図2.1-6に示す。地震応答計算に用いた地盤定数は、表2.1-2に示した。フーリエスペクトル比には、S波速度を1.2倍にして求めた結果も示してあり、1.2倍した結果の方が、観測記録とよく対応する結果になった。この結果に基づいて、1.2倍したS波速度を用いた地震応答計算結果で検討することとする。地震応答解析に関する情報は、「第3章 液状化地盤における数値計算法とその結果」を参照されたい。

表 2.1-1 検討に用いた地震動の諸元<sup>13)</sup>

|   | 地震動名称   | 観測日時             | 計測震度(GL.-2m) |
|---|---------|------------------|--------------|
| ① | 本震      | 2011.3.11, 14:48 | 5.3          |
| ② | 最大余震    | 2011.3.11, 15:16 | 4.6          |
| ③ | 3.16 余震 | 2011.3.16, 12:52 | 3.2          |
| ④ | 7.31 余震 | 2011.7.31, 3:54  | 3.1          |

|   | 最大加速度(gal)【上段】と最大速度(cm/s)【下段】 |       |      |        |       |      |         |       |      |         |      |      |
|---|-------------------------------|-------|------|--------|-------|------|---------|-------|------|---------|------|------|
|   | GL.-2m                        |       |      | GL.-9m |       |      | GL.-19m |       |      | GL.-45m |      |      |
|   | NS                            | EW    | UD   | NS     | EW    | UD   | NS      | EW    | UD   | NS      | EW   | UD   |
| ① | 225.0                         | 160.8 | 75.2 |        | 136.6 | 54.1 | 148.0   | 105.7 | 46.3 | 73.5    | 90.7 | 37.9 |
|   | 26.2                          | 34.9  | 8.2  |        | 28.9  | 7.6  | 26.0    | 24.4  | 8.0  | 18.9    | 17.3 | 7.8  |
| ② | 71.3                          | 69.0  | 34.0 |        | 51.4  | 25.2 | 50.9    | 48.4  | 20.8 | 36.1    | 28.5 | 16.9 |
|   | 16.7                          | 16.3  | 4.7  |        | 13.0  | 3.6  | 12.9    | 12.2  | 3.4  | 9.3     | 10.9 | 3.6  |
| ③ | 34.4                          | 22.5  | 11.0 |        | 18.8  | 7.2  | 17.7    | 16.5  | 5.3  | 10.4    | 9.2  | 4.2  |
|   | 2.5                           | 2.3   | 0.6  |        | 1.9   | 0.6  | 1.6     | 1.4   | 0.5  | 1.1     | 1.0  | 0.5  |
| ④ | 22.4                          | 21.1  | 11.6 |        | 16.2  | 8.8  | 15.2    | 13.0  | 7.6  | 8.6     | 8.7  | 5.3  |
|   | 1.6                           | 1.5   | 0.6  |        | 1.5   | 0.5  | 1.4     | 1.1   | 0.4  | 0.7     | 0.7  | 0.4  |

表 2.1-2 検討に用いた地盤の諸元<sup>14)</sup>

| 層    | 深さ<br>(m) | 土質名 | 単位体積<br>質量 $\gamma$<br>(tonf/m <sup>3</sup> ) | $N$ 値 | 修正前<br>$V_s$<br>(m/s) | 修正後<br>$V_s$<br>(m/s) | 細粒分<br>含有率<br>$F_c$<br>(%) | 静止<br>土圧<br>係数<br>$k_0$ |
|------|-----------|-----|-----------------------------------------------|-------|-----------------------|-----------------------|----------------------------|-------------------------|
| 層 1  | 4.65      | Bs  | 1.75                                          |       | 134                   | 160.8                 |                            | 0.5                     |
| 層 2  | 8.3       | Bs  | 1.75                                          | 7.5   | 174                   | 208.8                 | 10.3                       | 0.5                     |
| 層 3  | 12.15     | Bs  | 1.75                                          | 6.75  | 159                   | 190.8                 | 13.8                       | 0.5                     |
| 層 4  | 16.5      | Ac  | 1.65                                          |       | 143                   | 171.6                 |                            | 0.5                     |
| 層 5  | 18.6      | Ac  | 1.65                                          |       | 155                   | 186                   |                            | 0.5                     |
| 層 6  | 21.4      | As  | 1.8                                           |       | 200                   | 240                   |                            | 0.5                     |
| 層 7  | 25.2      | Ac  | 1.7                                           |       | 148                   | 177.6                 |                            | 0.5                     |
| 層 8  | 28        | Ds  | 1.85                                          |       | 255                   | 306                   |                            | 0.5                     |
| 層 9  | 32.9      | Dc  | 1.7                                           |       | 191                   | 229.2                 |                            | 0.5                     |
| 層 10 | 38.5      | Ds  | 1.9                                           |       | 320                   | 384                   |                            | 0.5                     |
| 層 11 | 45        | Ds  | 1.95                                          |       | 425                   | 510                   |                            | 0.5                     |
| 基盤層  |           | Ds  | 2.0                                           |       | 425                   | 510                   |                            |                         |

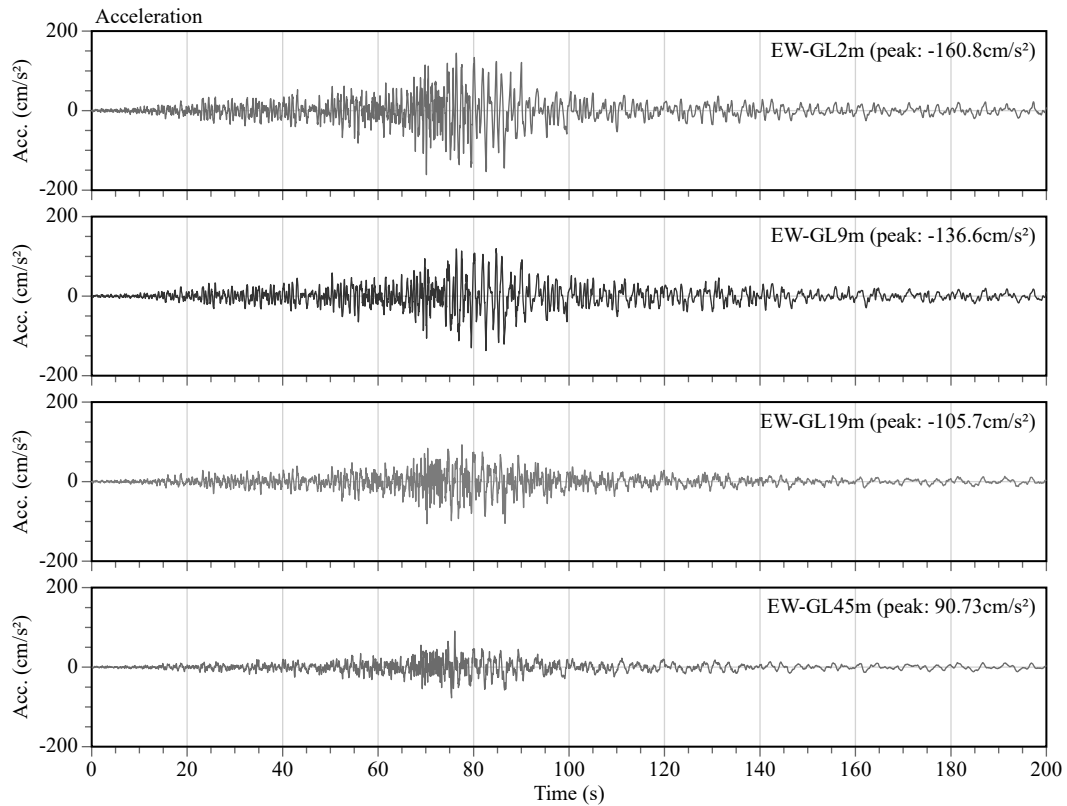


図 2.1-1 本震における加速度観測記録

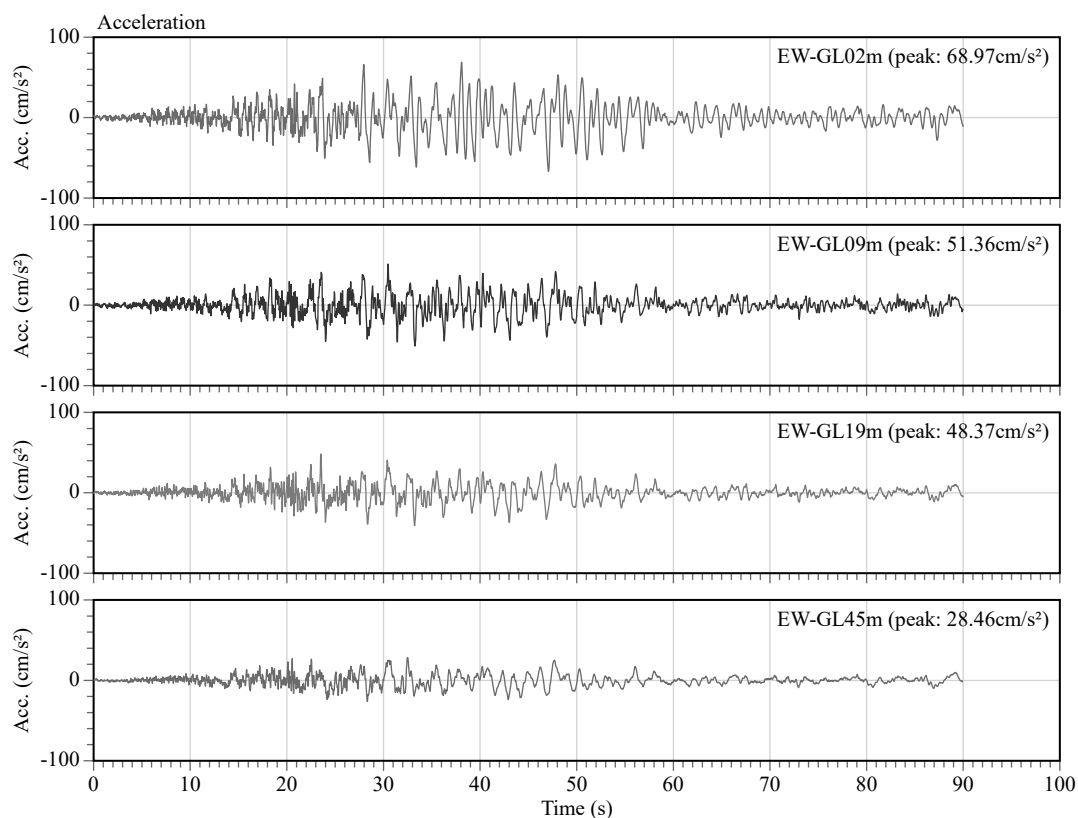


図 2.1-2 最大余震における加速度観測記録

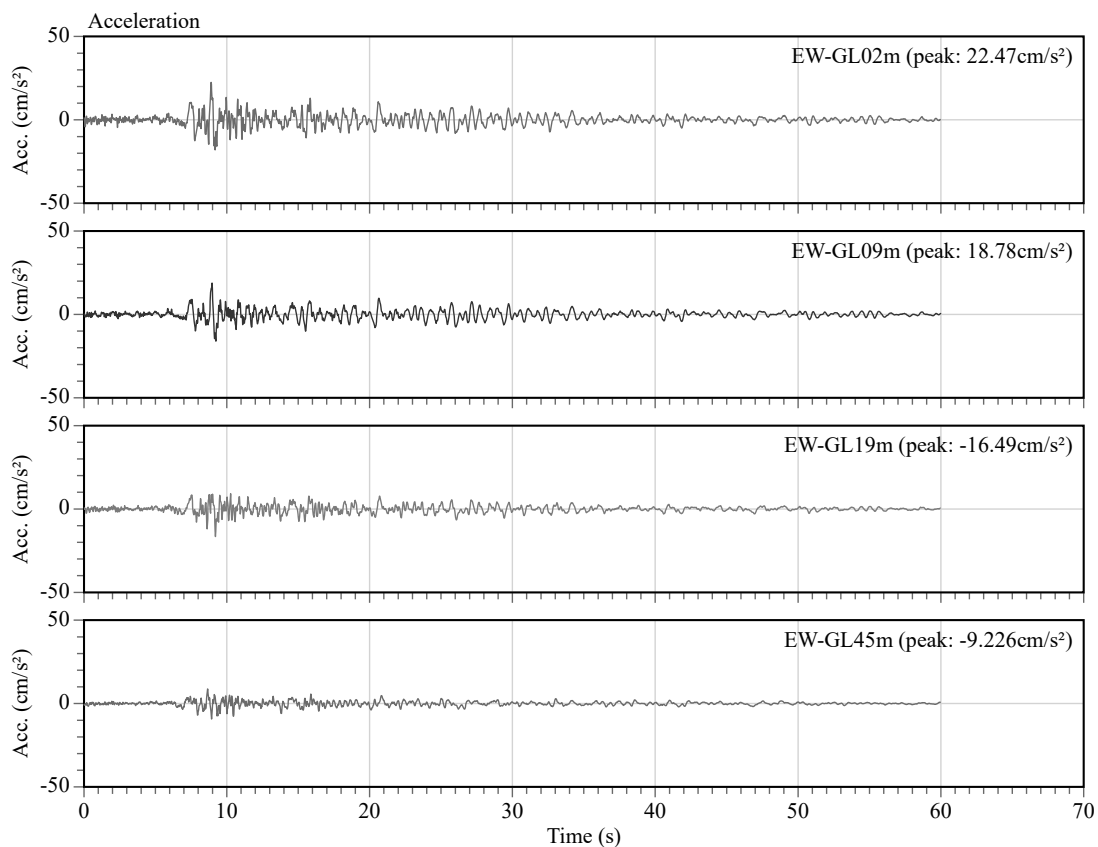


図 2.1-3 3.16 余震における加速度観測記録

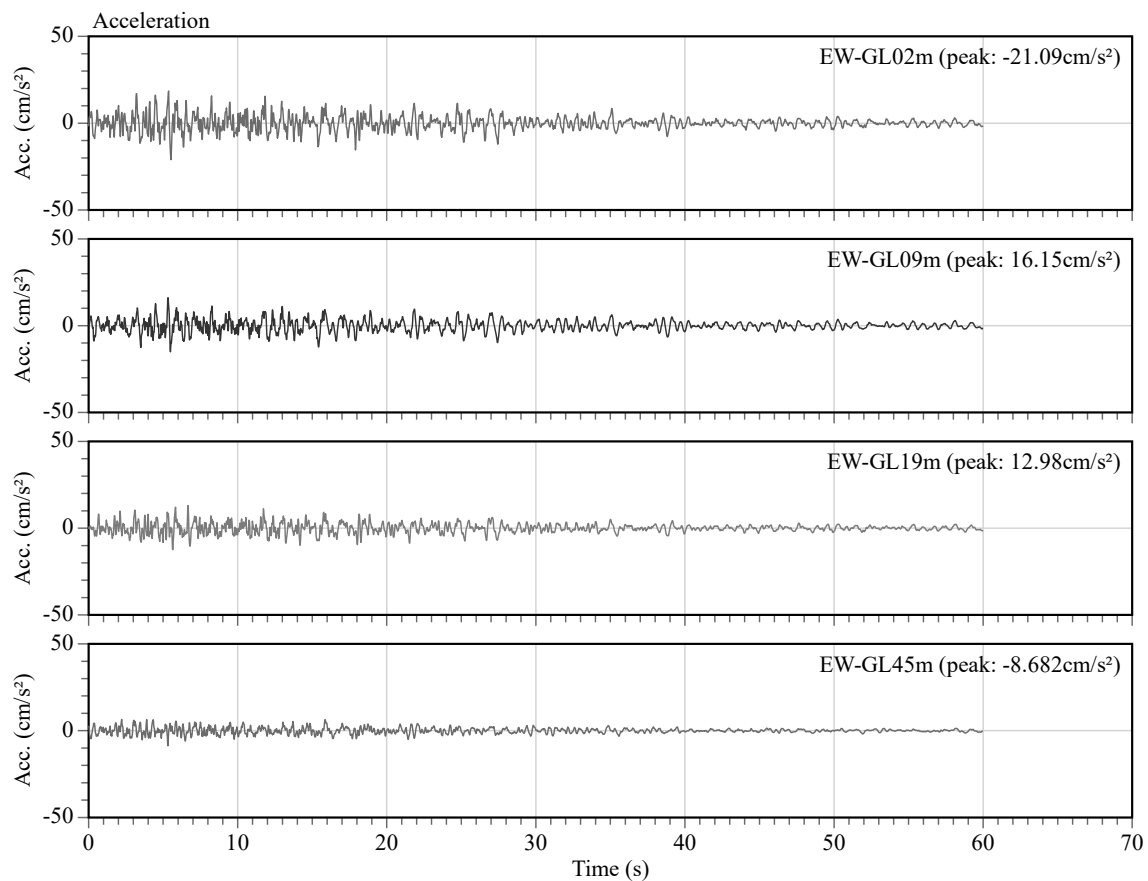


図 2.1-4 7.31 余震における加速度観測記録

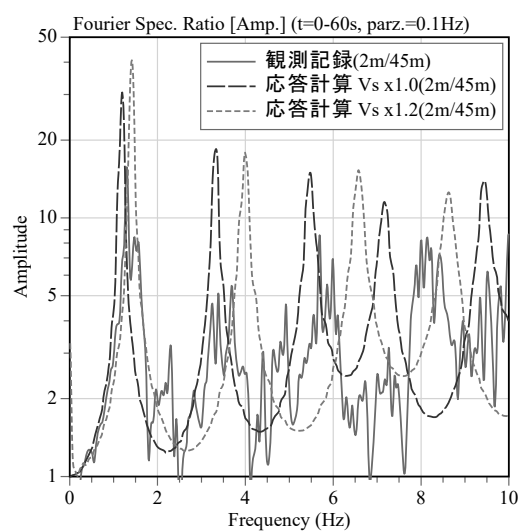


図 2.1-5 3.16 余震における  
フーリエスペクトル比の比較

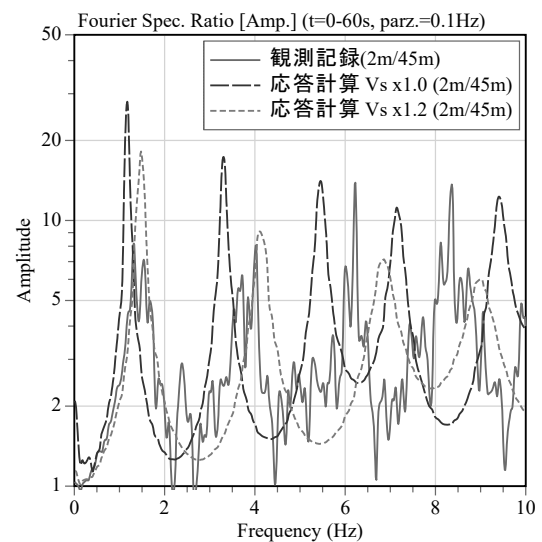


図 2.1-6 7.31 余震における  
フーリエスペクトル比の比較



## 2.2 表層地盤の増幅特性の経時変化

図2. 2-1に、深さ45mに対する深さ2mのフーリエスペクトル比の時間変化および深さ2mにおける加速度波形を示す<sup>12)</sup>。地震動は、本震・最大余震及び3. 16余震の記録である。図のフーリエスペクトル比は、解析時間を30sと設定し、10sずつずらしたフーリエスペクトル比を求め、並べて描いた。色が薄い部分は、フーリエスペクトル比の振幅が大きいことを示している。本震の初期の部分では、10Hzまでの振動数範囲に4個のピークが見られる。表2. 1-2に示した修正後のS波速度を用いた、1次元波動論における地盤の弾性卓越振動数とほぼ対応する。本震の地震動が大きくなるにつれて、各次の卓越振動数は、低い側に移動する。1次の卓越振動数は、地震動200s程度(100s～120sは除く)までフーリエスペクトル比の振幅があまり小さくならないのに対し、高次の振動数では、比の振幅が小さくなる。

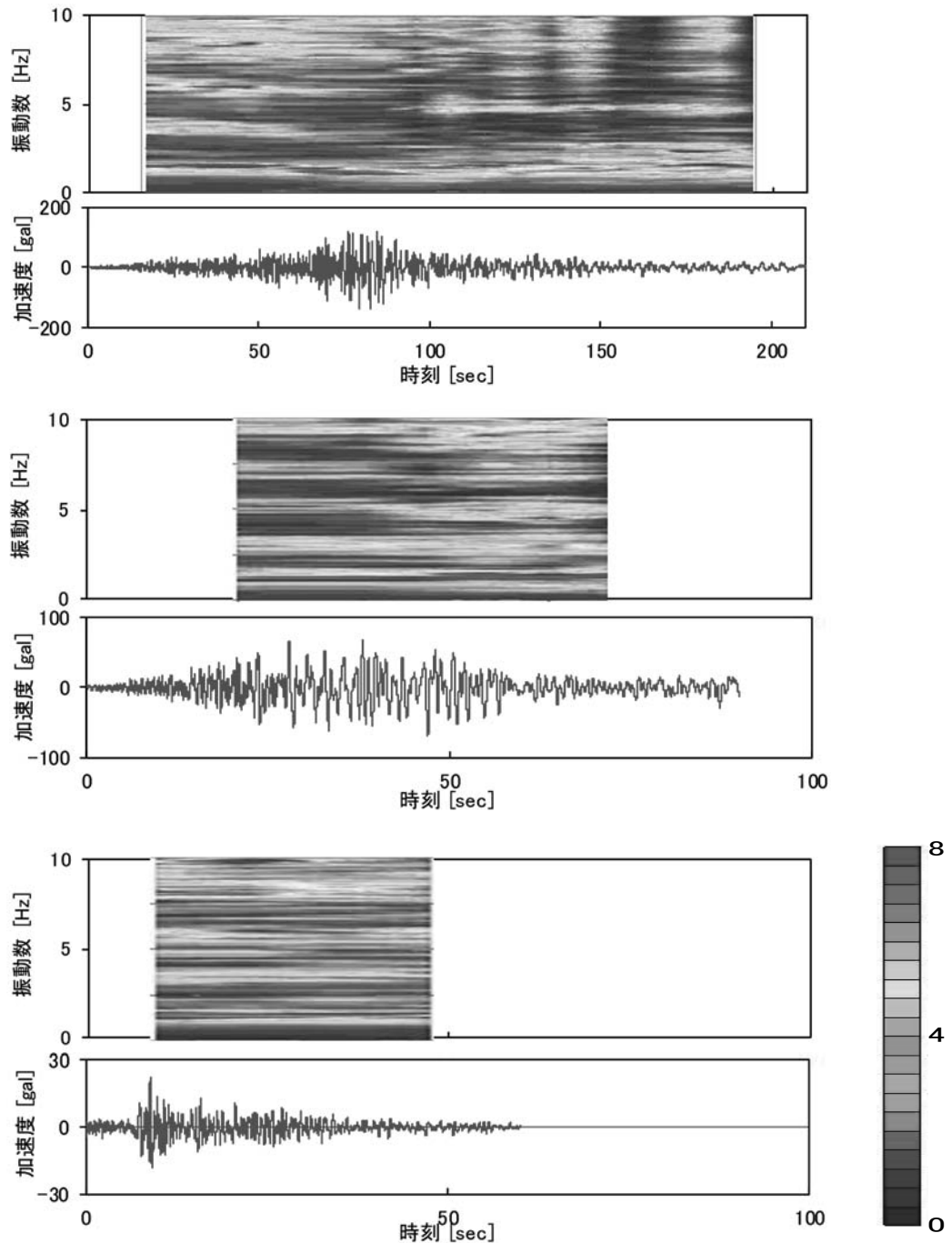


図2. 2-1 各地震動におけるGL-2m/-45mのフーリエスペクトル比の経時変化<sup>12)</sup>  
(上段：本震、中段：最大余震、下段：3. 16余震)

図2.2-2に、深さ9mに対する深さ2mのフーリエスペクトル比の時間変化および深さ2mにおける加速度波形を示す<sup>12)</sup>。表2.1-2による地盤特性から、深さ9mに対する深さ2mの卓越振動数は、5Hz程度となり、本震の初期部分と整合した結果となっている。本震においては、地震動が大きくなるにつれて、5Hz付近にあった卓越振動数が徐々に低下し、地震動の約80s後には、フーリエスペクトル比のピークが確認できなくなる。また最大余震時にも卓越振動数が不明瞭であり、地盤条件が本震の初期部分とは異なっていることが確認できる。

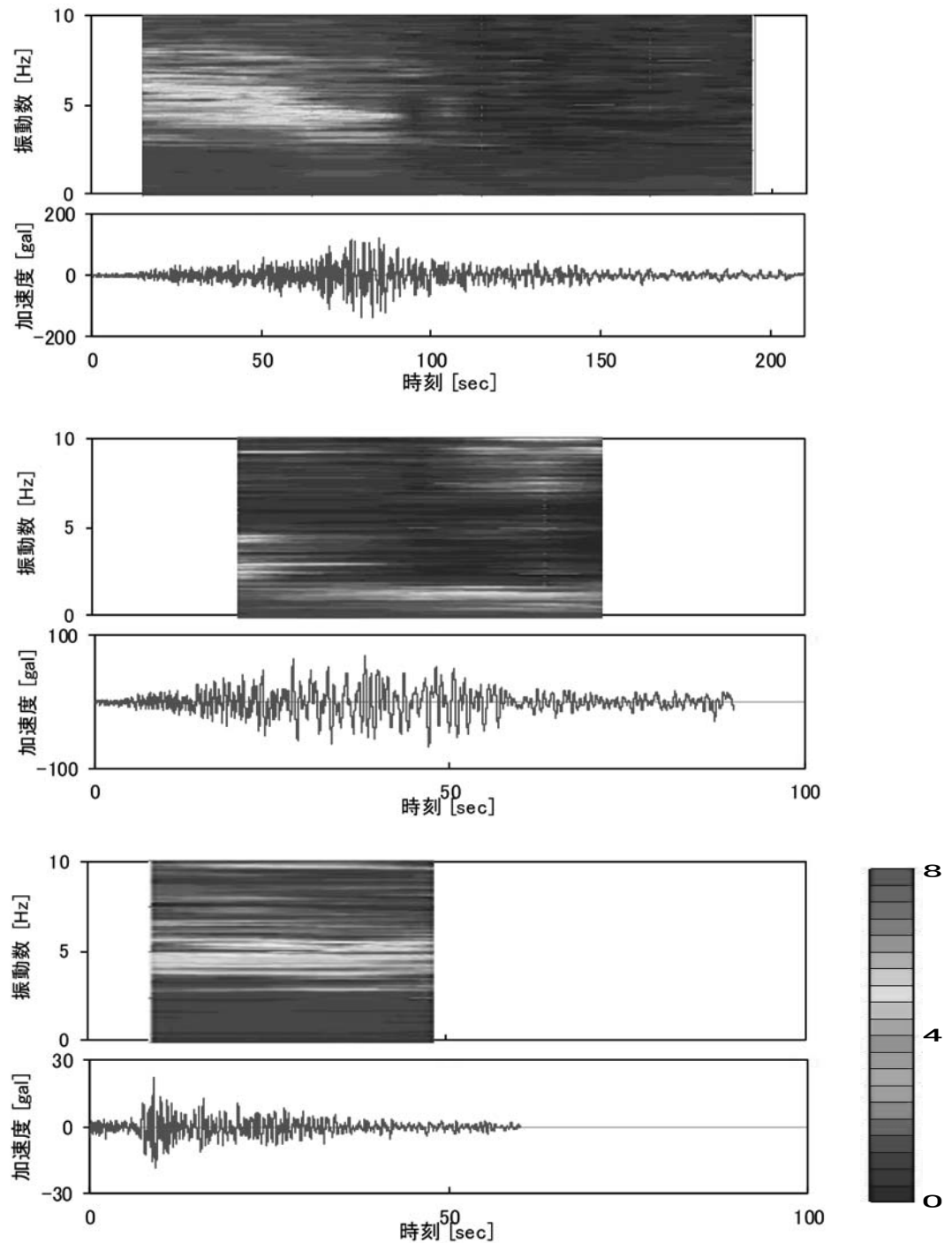


図2.2-2 各地震動におけるGL-2m/-9mのフーリエスペクトル比の経時変化<sup>12)</sup>  
(上段：本震、中段：最大余震、下段：3.16余震)

### 第3章 液状化地盤における数値計算法とその結果

#### 3.1 地震応答解析手法

本研究では、液状化解析ソフトとして LIQSMART<sup>13)</sup>を使用する。LIQSMART は、液状化を考慮した自由地盤の地震応答解析手法であり、半波毎等価線形解析法（CWELL：Cycle-Wise Equivalent Linear Liquefaction method、以下 CWELL と呼ぶ）を利用する。

CWELL は、せん断応力またはせん断ひずみが正負入れ替わる毎にせん断剛性や減衰定数を変化させ、線形解析を行う方法である。つまり、半波毎に等価なせん断剛性で線形解析を行う。

CWELL を使用するメリットとしては、

- ① 液状化現象のような時間によってせん断剛性が大きく変化する現象を表現することができる
  - ② せん断ひずみが 0 となる時点でせん断剛性を変動させるため、不釣り合い力が生じず、計算が安定する
- などがある。

図 3.1-1 に CWELL の概念図を示す。CWELL は、半波区間では一定剛性の等価線形解析を行い、半波区間が変わる毎にせん断剛性を変化させる応答解析法である。ここで半波区間とは、せん断ひずみの応答値がゼロ線を交差してから次にゼロ線を交差するまでの時刻歴の区間をいう。したがって、CWELL は、半波区間毎にせん断剛性を変えることのできる逐次時間積分法（半波毎地震応答解析法）と、半波区間毎に変化する地盤材料の非線形性を考慮した等価線形剛性・減衰の算定法（半波毎等価物性算定法）から構成される。

本解析法は、基本的に等価線形解析法であるので、従来の等価線形解析法と同様に、地盤調査から得られる動的変形試験データを直接パラメータとすることが可能で、さらに地盤調査により得られる液状化強度曲線を加えることにより過剰間隙水圧の上昇を考慮した地震応答解析が可能である。以下に、半波毎地震応答解析法と半波毎等価物性算定法について詳述する。

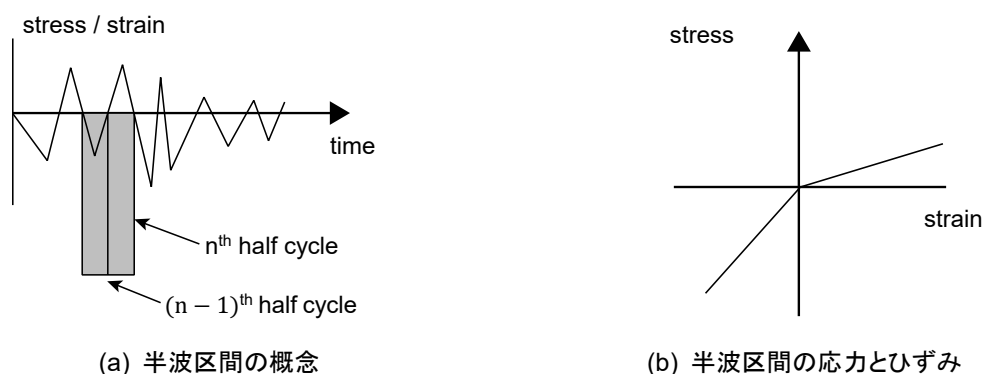


図 3.1-1 半波区間の概念<sup>13)</sup>

#### (1) 半波毎地震応答解析法

地震応答の時刻歴は、減衰項と剛性項が非線形の場合、任意の時刻  $t$  に対して、次式の運動方程式により表される。

$$M\ddot{u}(t) + R_c(\dot{u}(t)) + R_k(u(t)) = -Mc\ddot{u}_0(t) \quad (3.1-1)$$

ここで、 $M$ は質量行列、 $R_c$ は減衰項、 $R_k$ は非排水時の剛性項、 $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$ ,  $u$ ,  $t$  はそれぞれ加速度、速度、変位ベクトル、任意の時刻、 $\ddot{u}_0$ は入力地震動、 $c$ は入力成分方向の単位ベクトルである。具体的な数値計算では、この運動方程式を $\Delta t$ の時間区間に分け、区間の区切りで成立するものとする。すなわち、任意の  $u_n = u(t_n)$  に対して次式が成立するものとする。

$$M\ddot{u}_n + R_c(\dot{u}_n) + R_k(u_n) = -Mc\ddot{u}_0(t_n) \quad (3.1-2)$$

一般の非線形解析法では任意の  $n$  ステップから  $n+1$  ステップの間の剛性と減衰が $\Delta t$  区間ごとに変化するとする。これに対して、本解析方法では、半波区間では一定のせん断剛性および減衰定数を用いた解析を行い、半波区間の区切りでのみ剛性および減衰を変えるものとする。このような仮定に基づくと、半波区間の区切りを  $n$  ステップとして、 $n-1$  ステップ～  $n$  ステップ間および  $n$  ステップ～  $n+1$  ステップ間の線形運動方程式がそれぞれ次式のように表せる。

$$M\ddot{u} + C_n\dot{u} + K_nu = -Mc\ddot{u}_0(t) \quad (3.1-3)$$

$$M\ddot{u} + C_{n+1}\dot{u} + K_{n+1}u = -Mc\ddot{u}_0(t) \quad (3.1-4)$$

ここで、(3.1-3)式と(3.1-4)式の解の連続性を保つために時刻 $t_n$ において、剛性と減衰項が次式を満足しなければならない。

$$K_{n+1}u_n = K_nu_n \quad (3.1-5a)$$

$$C_{n+1}\dot{u}_n = C_n\dot{u}_n \quad (3.1-5b)$$

(3.1-5a)式を満足するためには、 $K_{n+1} = K_n$  か  $u_n = 0$ 、または  $u_n = 0$  以外の場合には次式が成立しなければならない。

$$K_{n+1}^e u_n = K_n^e u_n = 0 \quad (3.1-6)$$

ここで、 $e$ は要素を表す。(3.1-6)式が成立するのは、要素の内力がゼロとなる状態で、自由地盤モデルではせん断ひずみ  $\gamma$  がゼロとなる点である。一次元解析の $K_nu_n$  は次式のように表される。

$$\begin{bmatrix} K_1 & -K_1 & & & \\ -K_1 & K_1 + K_2 & K_2 & & \\ & K_2 & K_2 + K_3 & K_3 & \\ & & K_3 & K_3 + K_4 & \cdots \\ & & & \cdots & \ddots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_{\dots} \end{Bmatrix} \quad (3.1-7)$$

上式において  $u_{j+1} - u_j = 0$  となると、 $j$  要素では(3.1-6)式が成立する。この時点で $K_n^e$ が $K_{n+1}^e$ に変わっても作用力がゼロで変わらないため、(3.1-5a)式が成立することになる。つまり、せん断ひずみがゼロ線と交差する時刻であれば、運動方程式を満足させながら剛性を切り替えることができる。この半波区間の剛性を等価剛性として、半波毎等価線形解析ができる。

減衰項についても同様に、次式が成立する時刻で、減衰係数行列を地盤の非線形特性の程度に応じて変えることにより、(3.1-5b)式を満足させることができる。

$$C_{n+1}^e \dot{u}_n = C_n^e \dot{u}_n = 0 \quad (3.1-8)$$

すなわち、 $C^e$ に Rayleigh 減衰( $C^e = \alpha_s^e M^e + \beta_s^e K^e$ )を用い、ひずみ速度  $\dot{\gamma} = 0$  となる時刻で $K^e, \beta_s^e$ を、 $u_{at \text{ node}} = 0$  となる時刻で $\alpha_s$ を更新することにより、変位項と同様に応答値の連続性を保つことができる。ここで、 $\alpha_s$ と $\beta_s$ はそれぞれ、減衰定数と固有振動数から求められる地層毎の係数である。一般に、(3.1-6)式および(3.1-8)式を満たす時刻は異なるために、剛性行列と減衰行列を同時に更新することはできない。このために、減衰行列は剛性行列にやや遅れて更新する。このとき、その時点の等価剛性を用いて Rayleigh 減衰により減衰行列を求める。

以上示したように、本方法ではひずみ（またはひずみ速度）がゼロ線交差をするたびに、その要素の剛性を更新し全体行列を組み直すが、このタイミングでは、(3.1-7)式で示したように剛性（または減衰）を変えても更新要素以外の要素とやりとりする力が変化しないために、他の要素に影響を与えない。

## (2)半波毎等価物性算定法

半波毎の等価せん断剛性 $G$ および減衰定数 $h$ の算出フローを図 3.1-2 に示す。

Step1 では、まず計算しようとする半波区間のせん断ひずみとせん断応力の最大値の推定値を得る。この最大ひずみから Step2 の $G/G_0 \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$  曲線を用いて、等価せん断剛性比 $G/G_0$ と減衰定数 $h$ を求める。両者より最終的に、ひずみの増大と有効応力の低下を考慮した、せん断剛性 $G$ および減衰定数 $h$ を求める。それぞれの算定方法の詳細を次に説明する。

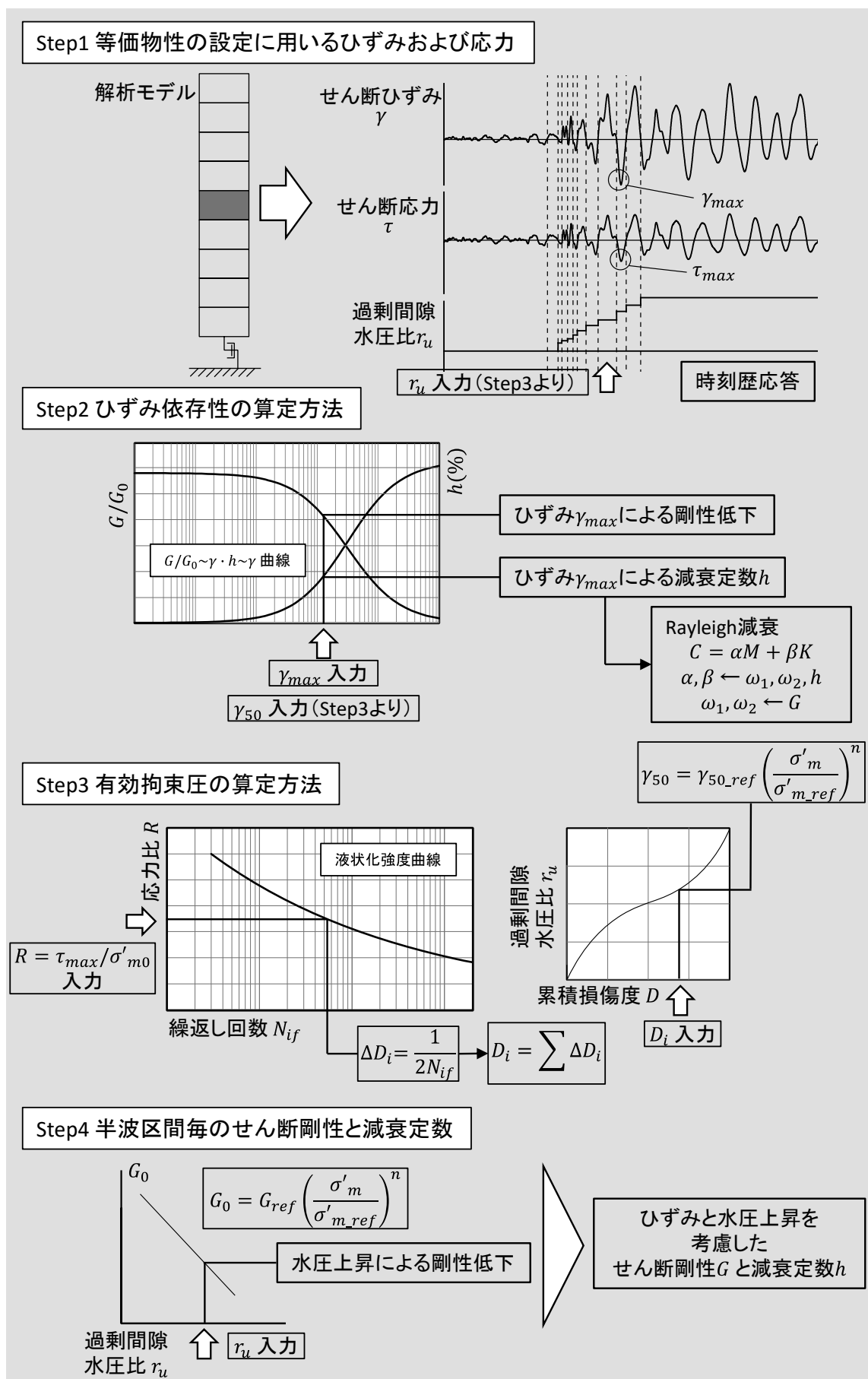


図 3.1-2 ひずみと間隙水圧による非線形性を考慮したせん断剛性と減衰定数の計算<sup>13)</sup>

### Step1 等価物性の設定に用いるひずみおよび応力

Step1 の該当半波区間の最大せん断応力および最大ひずみの値は、該当半波区間の応答計算を始める時点では未知であるが、その推定方法としては、図 3.1-3 のアルゴリズムに示すように地震応答解析全体を反復して行い、前回の地震応答解析の同じ時刻の半波区間の最大せん断応力および最大ひずみを用いる方法が考えられる。

反復計算の場合の収束判定は、次の値が許容値以下になることを確認する。

$$\text{error} = \frac{a_n(t_n^*) - a_{n-1}(t_n^*)}{\max_{T_{\text{period}}}(a(t))} < \text{tolerance} \quad (3.1-9)$$

ここで、*error* は誤差、 $a_n$  は  $n$  反復目の半波区間の応答（せん断ひずみまたはせん断応力）の時刻歴応答で、 $t_n^*$  は第  $n$  番目の半波区間内で最大値を取る時刻である。また、 $T_{\text{period}}$  は地震波継続時間、*tolerance* は許容値である。

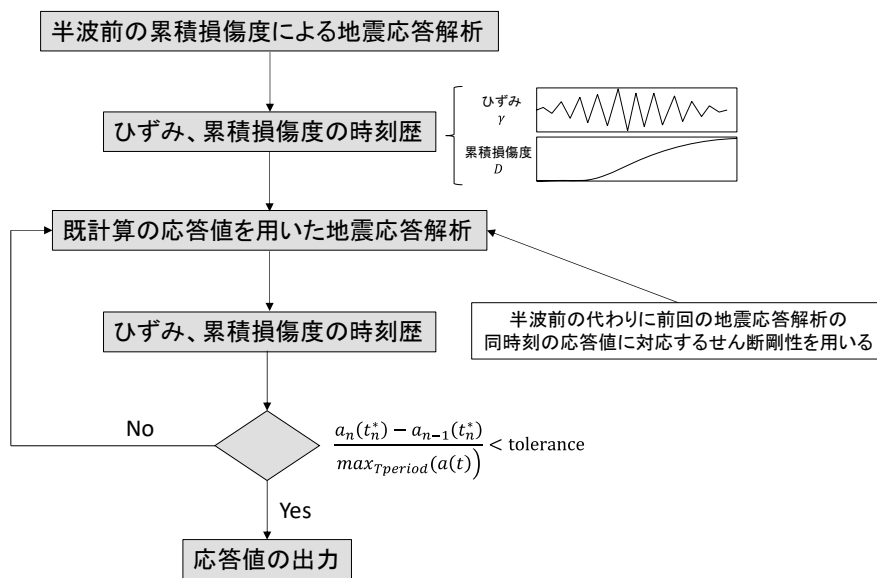


図 3.1-3 全体計算アルゴリズム <sup>13)</sup>

### Step2 ひずみ依存性の算定方法

Step2 では、従来の等価線形解析と同様に動的変形試験データ ( $G/G_0 \sim \gamma$  関係  $F_{G/G_0}$  および  $h \sim \gamma$  関係  $F_h$ ) より  $G/G_0$  および  $h$  を求める。このとき、本解析法では、有効応力による剛性低下とひずみ依存性を分離して考慮するため、非排水条件で求められた動的変形試験データを用いる場合は、過剰間隙水圧の影響を差し引くのが厳密である。しかしながら、通常この影響は小さく無視できる。

### Step3 有効拘束圧の算定方法

Step1 の時刻歴応答より得られた  $i$  番目の半波区間における最大応力比  $R_i = \tau_i / \sigma'_{m0}$  から、Step3 に示す液状化強度曲線に基づいて、 $R_i$  で液状化を生じるまでの一定振幅応力の繰返し回数  $N_{if}$  および累積損傷度増分  $\Delta D_i (= 1/2N_{if})$  を求める。さらに、その時点の累積損傷度  $D_i$  を次式により求める。

$$D_i = \sum \frac{1}{2N_{if}} \quad (3.1-10)$$

この  $D_i$  より、過剰間隙水圧比  $r_u$  が次式で与えられる。

$$r_u = F_{ru}(D_i) \quad (3.1-11)$$

ここに、 $F_{ru}(D_i)$  は、繰返し載荷試験、Seed らの提案する次式や龍岡らの研究により与えられる。

$$r_u = F_{ru}(D_i) = \frac{1}{2} + \frac{2}{\pi} \sin^{-1}(2D_i^{1/\alpha} - 1) \quad (3.1-12)$$

ここで、 $\alpha$  は繰返しにより過剰間隙水圧の上昇する過程の違いを表す係数である。土質により性状が異なるが、塩見ら<sup>13)</sup> の解析によると、 $F_{ru}(D_i)$  は地震時地盤最大応答に対しては比較的感度が鈍く、最大応答値に注目する場合には  $r_u = D_i$  とできる。ただし、密な砂で液状化の進行に時間がかかる場合で、時刻歴応答を詳細に求める場合は、正確な関係式を実験等から得る必要がある。上記で得られた  $r_u$  より、次式のように有効拘束圧比が求められる。

$$\sigma'_m / \sigma'_{m0} = 1 - r_u \quad (3.1-13)$$

ここで、 $\sigma'_{m0}$  は、各深度における初期の有効拘束圧、 $\sigma'_m$  は液状化により変化した有効拘束圧である。

#### Step4 半波区間毎のせん断剛性と減衰定数

半波区間毎の各要素の  $G$  および  $h$  は、微小ひずみ時の地盤剛性（初期剛性） $G_0$  と動的変形試験から得られる  $G/G_0 \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$  曲線に、有効拘束圧依存性を考慮して次式のように求められる。

$$G\left(\gamma, \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}}\right) = G_0 \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}}\right) F_{G/G_0}\left(\frac{\gamma}{\gamma_{50}}\right) \quad (3.1-14)$$

$$h\left(\gamma, \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}}\right) = h_{max} F_h\left(\frac{\gamma}{\gamma_{50}}\right) \quad (3.1-15)$$

ここで、 $G_0(\sigma'_m / \sigma'_{m0})$  は有効拘束圧に依存した初期せん断剛性、 $F_{G/G_0}(\gamma / \gamma_{50})$  は  $\gamma_{50}$  で正規化したひずみに対する剛性低下率曲線であり、 $h_{max}$  は最大減衰定数、 $F_h(\gamma / \gamma_{50})$  は  $\gamma_{50}$  で正規化したせん断ひずみに対する減衰増加曲線である。 $F_{G/G_0}$ 、 $h_{max}$ 、 $F_h$  は動的変形試験データより得られる。

(3.1-14)式の初期せん断剛性  $G_0(\sigma'_m / \sigma'_{m0})$  は、次のように表せる。

$$G_0\left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}}\right) = G_{ref} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m_{ref}}}\right)^n \quad (3.1-16)$$

ここで、 $G_{ref}$  は参照有効拘束圧  $\sigma'_{m_{ref}}$  における初期せん断剛性である。 $n$  は砂に対して  $n = 0.5$  とすることが多い。杭に対する地盤ばねに用いる場合の  $n$  について逆解析による研究も報告されているが、この場合も約 0.5 である。



### 3.2 $G/G_0 \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$ 曲線と液状化曲線の設定

#### 3.2.1 $G/G_0 \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$ 曲線の設定

$G/G_0 \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$  曲線については三軸圧縮試験の結果を用いて算定を行う。図 3.2-1 には層 1 から層 6 までの  $G/G_0 \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$  曲線、図 3.2-2 には層 7 から層 11 までの  $G/G_0 \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$  曲線を示す。層の番号については、「2.1 観測体制・地盤条件・観測記録」の表 2.1-2 に対応している。

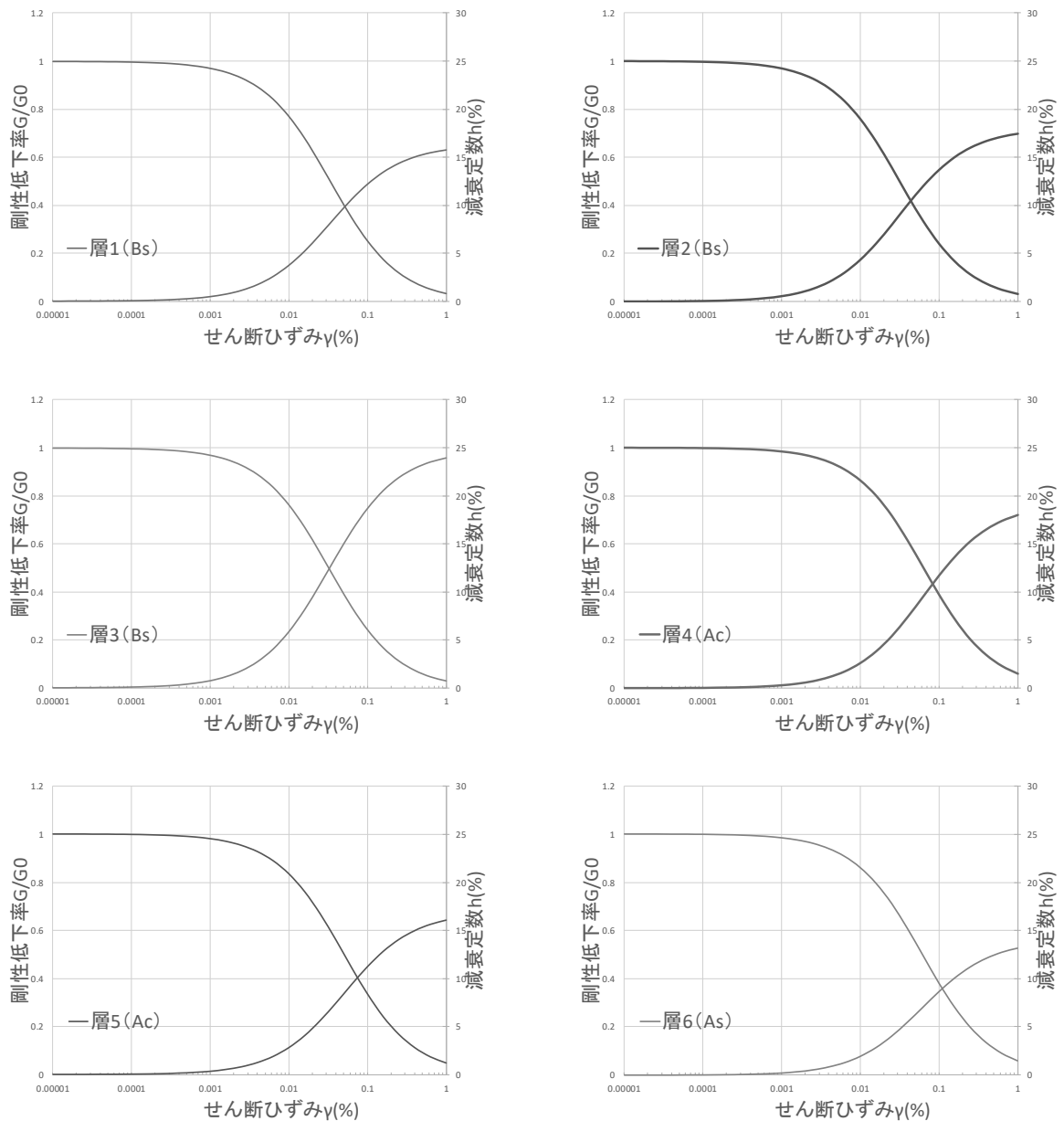


図 3.2-1 繰返し三軸圧縮試験による  $G/G_0 \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$  曲線(層 1～層 6)

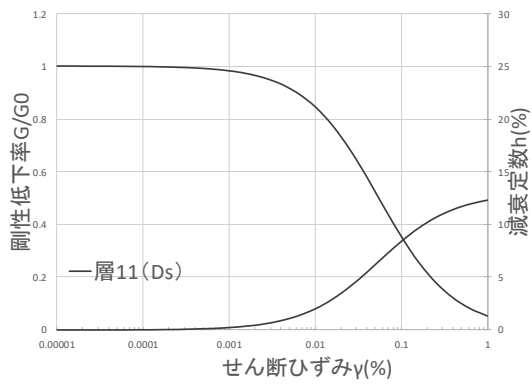
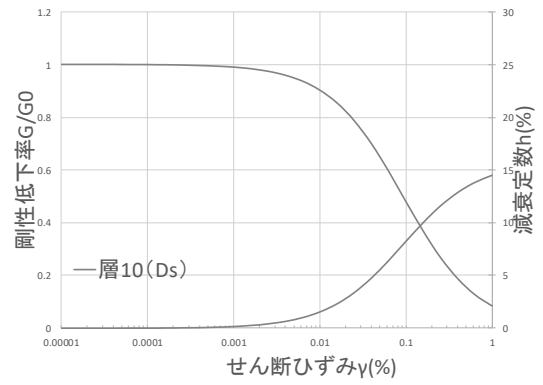
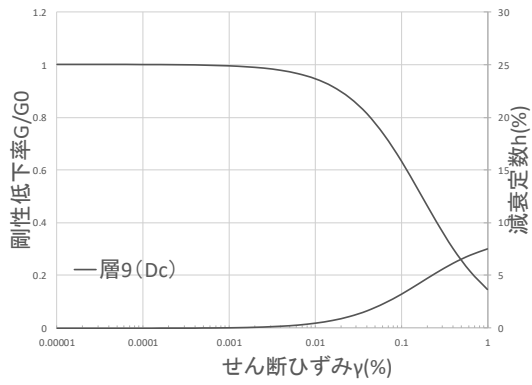
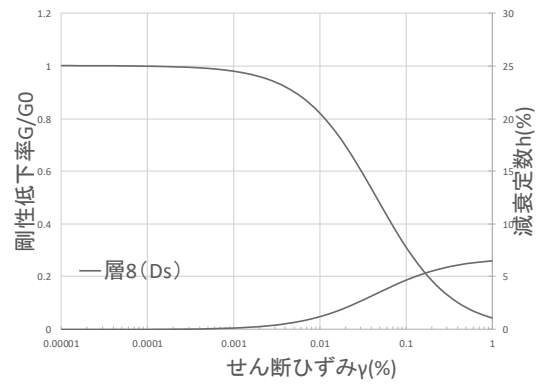
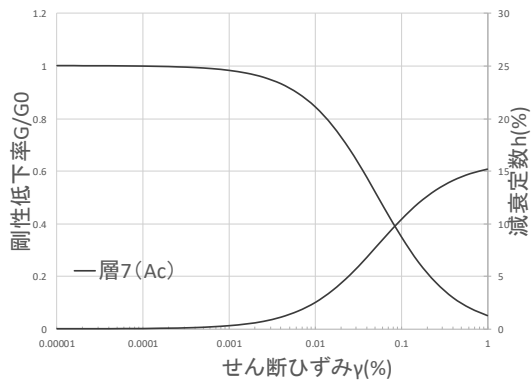


図 3.2-2 繰返し三軸圧縮試験による  $G/G_0 \sim \gamma$ ・ $h \sim \gamma$  曲線(層 7～層 11)

### 3.2.2 液状化強度曲線の設定<sup>14)</sup>

液状化強度曲線の一例を図 3.2-3 に示す。液状化強度 $R_L$ は、両振幅軸ひずみ  $DA$  や過剰間隙水圧比によって定義される。

図 3.2-3 より、試験値を縦軸「繰返し応力振幅比(せん断応力比)」、横軸「繰返し载荷回数」のグラフにプロットし、それに対する近似曲線を引く。繰返し载荷回数 15 回または 20 回のときの繰返し応力振幅比を液状化強度 $R_L$ とする。なお、本研究では繰返し载荷数 20 回のときの繰返し応力振幅比を液状化強度 $R_L$ とする。

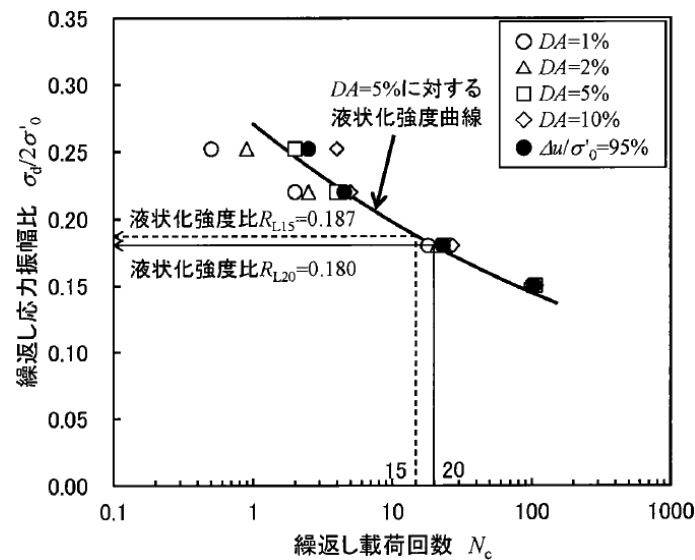


図 3.2-3 液状化強度曲線の一例<sup>14)</sup>

最終的に、 $N_{if}$ :繰返し回数として、求めた $R_L$ より(3.2-1)式で補間する。ただし、 $DA = 5\%$ である。

$$R = R_L \left( \frac{N_{if}}{20} \right)^{-0.17} \quad (3.2-1)$$

本研究では、層 2 においては(3.2-2)式、層 3 においては(3.2-3)式を用いている。それぞれについて、図 3.2-4 に図示する。

$$R = 0.270(N_{if}/20)^{-0.17} \quad (3.2-2)$$

$$R = 0.208(N_{if}/20)^{-0.17} \quad (3.2-3)$$

ここで、 $R$ :せん断応力比、 $N_{if}$ :繰返し回数を示す。

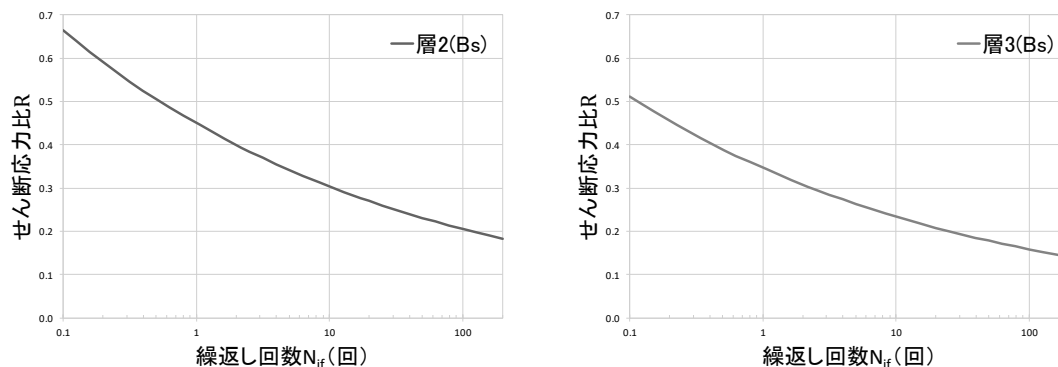


図 3.2-4 液状化強度曲線

### 3.3 地震応答計算結果

#### 3.3.1 地震応答計算結果と観測結果の比較

図3.3-1と図3.3-2に地表から2m地点における観測記録と地表から1.86mにおける地震応答計算結果を30s~90sと90s~150sを分けて示している。液状化現象が起こったと思われる75sあたりまでの加速度波形は整合しているといえる。その後、75sあたりから観測記録と地震応答計算結果ともに長周期化していることから液状化現象が確認される。液状化後の加速度時刻歴は液状化前に比べて観測記録と地震応答計算結果のずれが生じていることがわかる。

図3.3-3に全時刻におけるフーリエスペクトル比を示す。振動数の高い範囲において違いがみられるものの、比較的良好に対応しているといえる。液状化層である2m/9mにおけるフーリエスペクトル比では、振動数4Hz~6Hzにおいて、観測記録に比べ、計算結果の値が大きくなっている。図3.3-4と図3.3-5に計算結果のフーリエスペクトル比の時間変化(解析時間を30sと設定し、10sずらしたフーリエスペクトル比)を示す。図3.3-4より、高振動数領域において初期状態に比べ、比の値が小さくなっていることが確認できる。地震動の振幅が大きくなる75sあたりになると、一次卓越振動数において、フーリエスペクトル比の振幅の低下がみられる。ただ、150sあたりになると初期状態と同じようなフーリエスペクトル比の振幅に回復している。図3.3-5より、液状化層におけるフーリエスペクトル比は、90sあたりでフーリエスペクトル比の振幅の低下がみられる。120sあたりになると初期状態と同じようなフーリエスペクトル比の振幅に回復している。それぞれを「2.2 表層地盤の増幅特性の経時変化」における図2.2-1、図2.2-2の上段と比較してわかるように、観測記録ではフーリエスペクトル比の振幅の回復は全土層においても液状化層においてもみられない。図3.3-6、図3.3-7、図3.3-8、図3.3-9には解析対象時間をずらしたフーリエスペクトル比を示す。液状化前の図3.3-6、図3.3-7では比較的良好に一致しており、液状化によるフーリエスペクトル比の低下についても再現できている。一方で、液状化後の図3.3-8、図3.3-9では、振動数4Hz~6Hzで差が大きく、液状化層(GL2m/GL9m)のフーリエスペクトル比に差が見られ、観測記録と地震応答計算結果が対応していない。

図3.3-10に、3.11 最大余震における観測記録と計算結果の伝達関数の比較を示す。特に、GL2m/GL9mのフーリエスペクトル比に大きな違いが生じている。

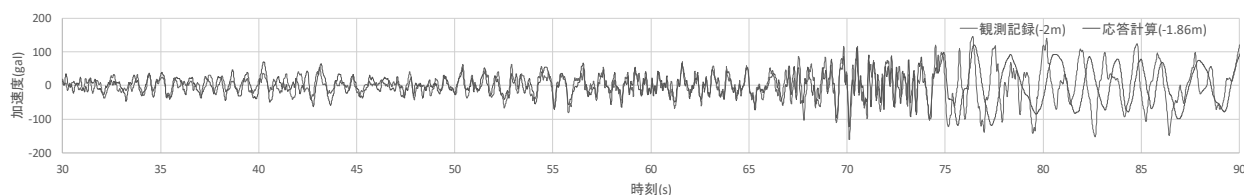


図 3.3-1 本震における観測記録と計算結果の時刻歴加速度応答の比較(30~90s)

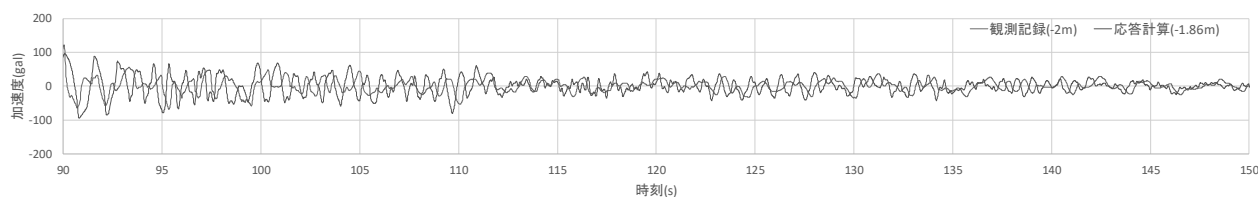


図 3.3-2 本震における観測記録と計算結果の時刻歴加速度応答の比較(90~150s)

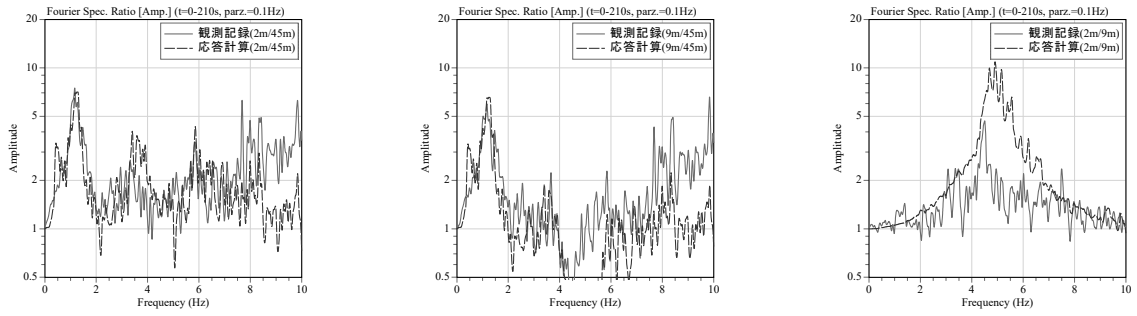


図 3.3-3 本震における観測記録と計算結果の全時刻のフーリエスペクトル比の比較  
(左:2m/45m、中央:9m/45m、右:2m/9m)

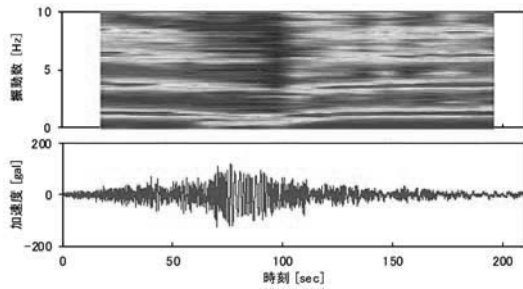


図 3.3-4 計算結果の GL-2m/-45m の  
フーリエスペクトル比の経時変化

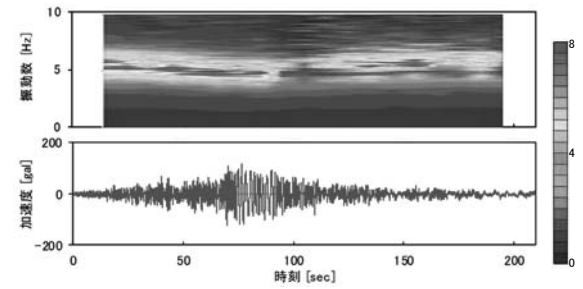


図 3.3-5 計算結果の GL-2m/-9m の  
フーリエスペクトル比の経時変化

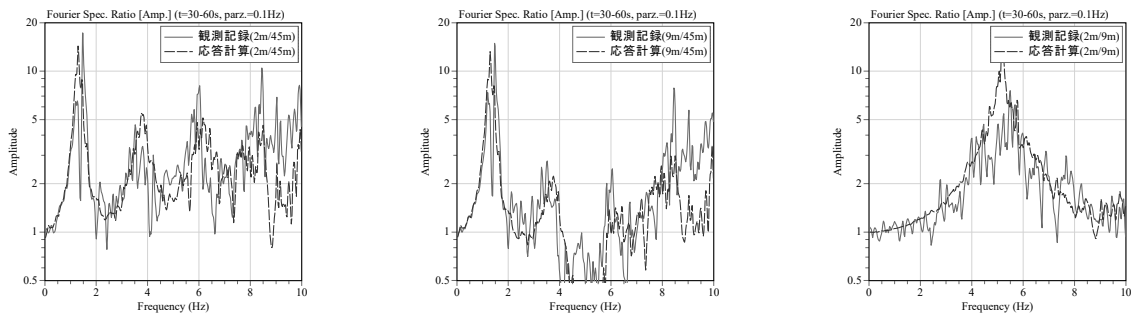


図 3.3-6 本震における観測記録と計算結果の 30～60s のフーリエスペクトル比の比較  
(左:2m/45m、中央:9m/45m、右:2m/9m)

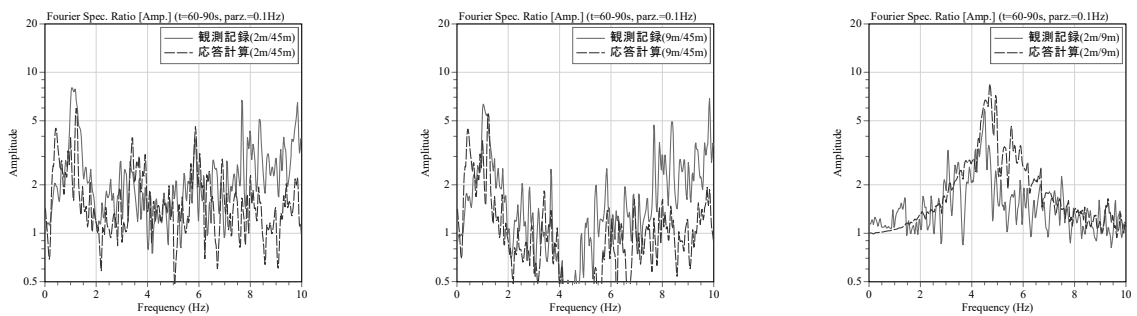


図 3.3-7 本震における観測記録と計算結果の 60～90s のフーリエスペクトル比の比較  
(左:2m/45m、中央:9m/45m、右:2m/9m)

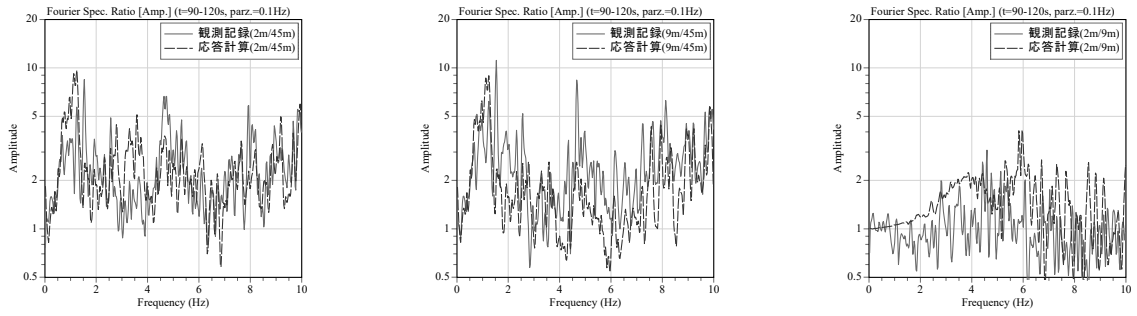


図 3.3-8 本震における観測記録と計算結果の 90～120s のフーリエスペクトル比の比較  
(左:2m/45m、中央:9m/45m、右:2m/9m)

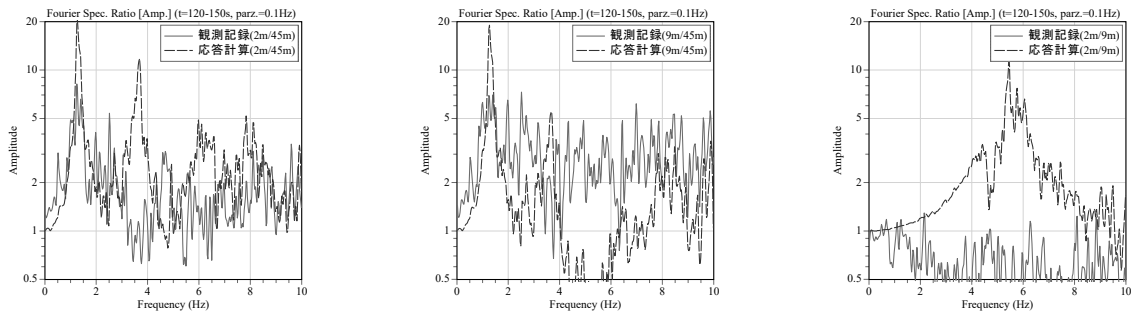


図 3.3-9 本震における観測記録と計算結果の 120～150s のフーリエスペクトル比の比較(左:2m/45m、中央:9m/45m、右:2m/9m)

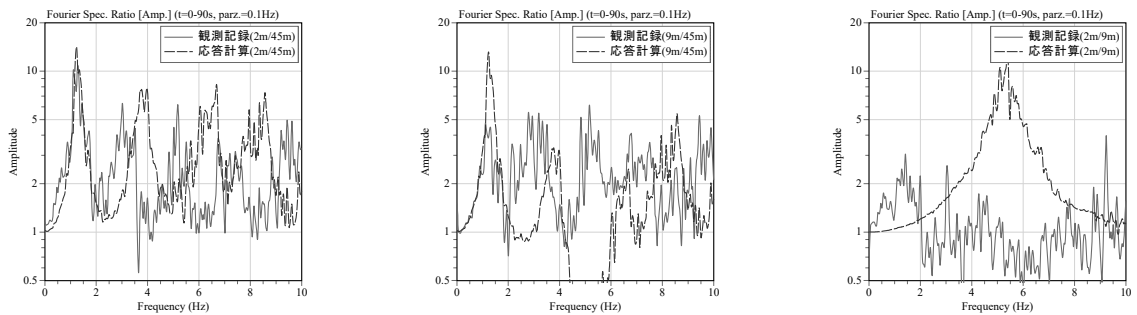


図 3.3-10 最大余震における観測記録と計算結果の全時刻のフーリエスペクトル比の比較(左:2m/45m、中央:9m/45m、右:2m/9m)

### 3.3.2 液状化現象の発生の確認

図3.3-11に本震時における地震応答計算による液状化層の過剰間隙水圧比、初期せん断剛性比、減衰定数、せん断ひずみの時刻歴を示す。ここにおける層2と層3は、液状化層として確認されている層であり、「2.1観測体制・地盤条件・観測記録」の表2.1-2の層2と層3に対応している。各層の要素ごとの結果を平均化して算出している。70s～90sにかけて過剰間隙水圧が急激に上昇していることから液状化現象の発生を確認できる。それに伴い、初期せん断剛性比の低減と減衰定数の上昇が発生している。層2と層3を比べると特に層3において変化が大きい。図3.3-4、図3.3-5におけるフーリエスペクトル比の回復は初期せん断剛性比の回復と減衰定数の低減が関係していると考えられる。

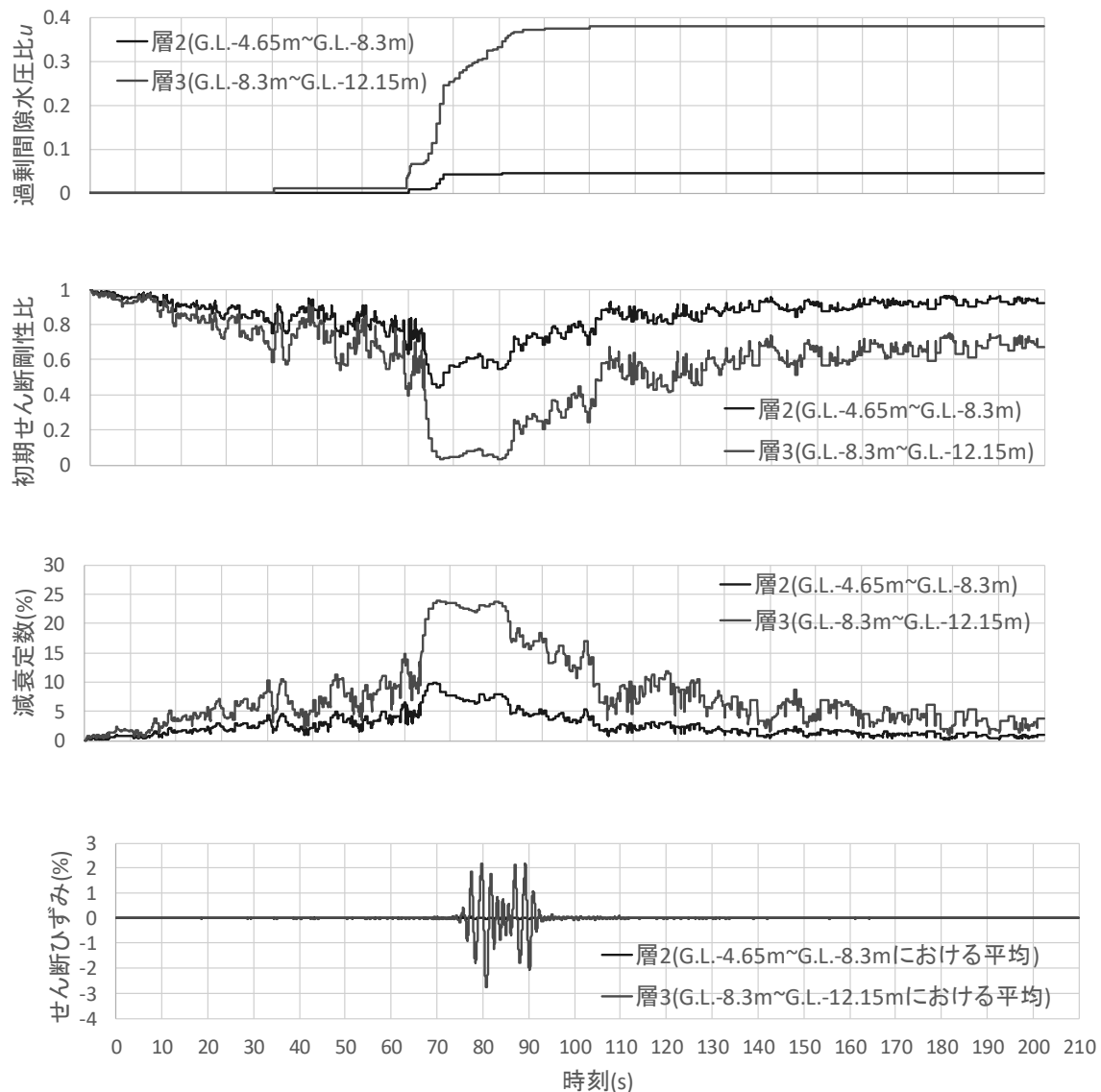


図 3.3-11 液状化層における過剰間隙水圧比、初期せん断剛性比、減衰定数、せん断ひずみの時刻歴

### 3.3.3 最大余震における応答の再評価

最大余震において、本震による過剰間隙水圧が十分消散しないままの状態を再現するために、表 3.3-1 のようなパラメータを設定し、地震応答解析と観測記録の GL2m/GL9m のフーリエスペクトル比の比較を行った。ケース①～④における 30s ごとのフーリエスペクトル比を図 3.3-12 から図 3.3-15 に示す。ケース②では、最大余震時の一次卓越周期を合わせるために S 波速度を 0.5 倍することで観測記録と比較した(図 3.3-13)。S 波速度を 0.5 倍にしたケース②では、初期時間の 0～30s で良い対応を示すが液状化が発生する 60～90s では差が大きくなる。ケース③では、最大余震において液状化による過剰間隙水圧の上昇を再現するために液状化強度曲線を 0.26 倍している(図 3.3-14)。0.26 倍は液状化程度を再現するために設定した。また、本震による二次液状化<sup>15)</sup>の発生することを想定する。二次液状化とは、液状化した下部砂層からの上向き浸透流により間隙水圧が上昇し液状化することである。それを踏まえて、ケース④では、液状化強度曲線の相対的に小さい層 3 の液状化強度曲線を層 2 に用いた。その結果を図 3.3-15 に示す。層 2 において、より過剰間隙水圧を大きく発生し、60s～90s あたりのフーリエスペクトル比がより良く対応することになったことが確認できる。

表 3.3-1 最大余震再現のためのパラメータ

|   | S 波速度        | 液状化強度曲線 | 備考                                |
|---|--------------|---------|-----------------------------------|
| ① | (液状化層) × 1.0 | × 1.0   |                                   |
| ② | (液状化層) × 0.5 | × 1.0   |                                   |
| ③ | (液状化層) × 0.5 | × 0.26  |                                   |
| ④ | (液状化層) × 0.5 | × 0.26  | 層 2 の液状化強度曲線に<br>層 3 の液状化強度曲線を用いる |

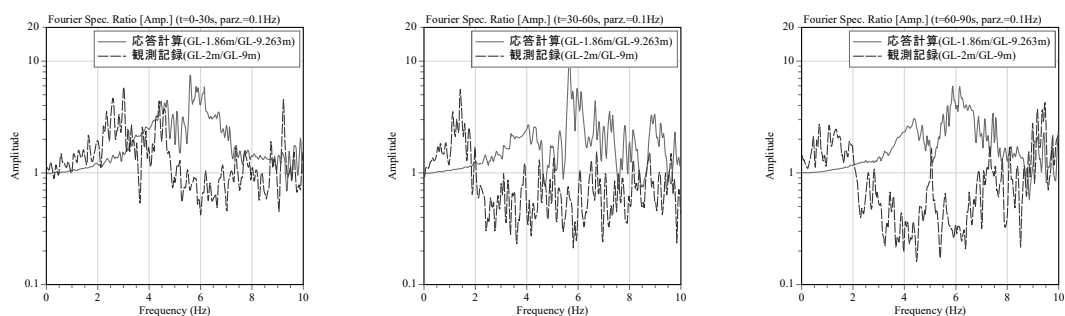


図 3.3-12 ケース①の場合の最大余震における液状化層の観測記録と計算結果のフーリエスペクトル比の比較(左:0～30s、中央:30～60s、右:60～90s)



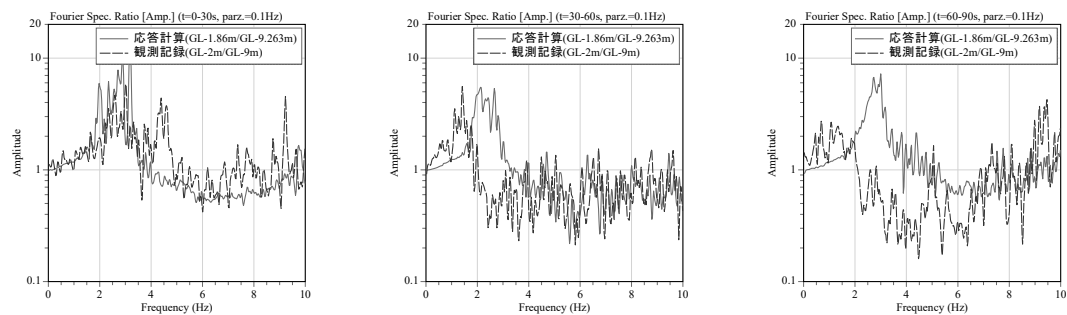


図 3.3-13 ケース②の場合の 3. 11 最大余震における液状化層の観測記録と計算結果のフーリエスペクトル比の比較(左:0～30s、中央:30～60s、右:60～90s)

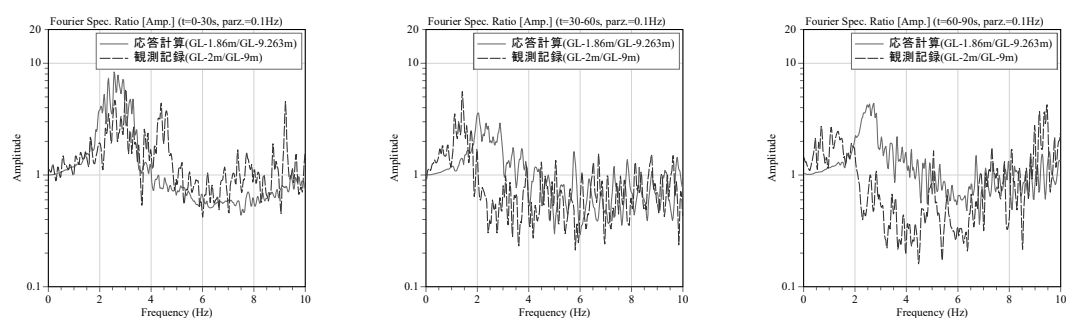


図 3.3-14 ケース③の場合の 3. 11 最大余震における液状化層の観測記録と計算結果のフーリエスペクトル比の比較(左:0～30s、中央:30～60s、右:60～90s)

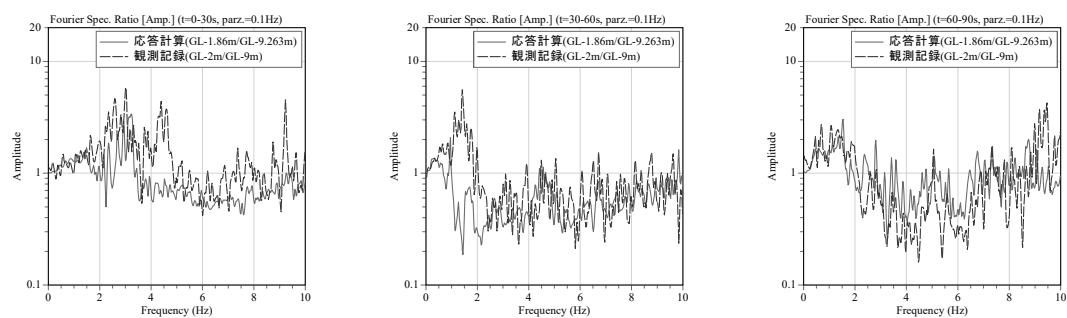


図 3.3-15 ケース④の場合の 3. 11 最大余震における液状化層の観測記録と計算結果のフーリエスペクトル比の比較(左:0～30s、中央:30～60s、右:60～90s)

#### 3.3.4 まとめ

本震の観測記録から、地震動が70s後経過したあたりから、表層地盤のフーリエスペクトル比の振幅が低下し、地盤の振動特性が大きく変化した。最大余震における初期状態は、本震での液状化による過剰間隙水圧の上昇が十分に消散していない状況が確認された。

一方、地震応答計算結果から、地震動入力後の時刻70sあたりからG.L.-2m/-45mのフーリエスペクトル比の振幅が低下し、卓越振動数が徐々に低下することが確認され、この結果は観測記録と対応する結果となった。しかし、時刻100sあたりから、フーリエスペクトル比の振幅が回復し、その後の地震動の加速度振幅が小さくなった時刻における応答計算結果では、地盤特性が液状化の発生する前の状態に戻る現象が確認され、観測記録と対応しない結果となった。また、液状化層と想定される地盤深さにおけるフーリエスペクトル比(G.L.-2m/-9m)においても同様の結果となり、液状化発生によるフーリエスペクトル比の振幅の低下は再現できているものの、液状化が進むにつれて、応答計算結果は観測結果に整合しない結果となった。また加速度振幅が小さくなるに従い、地盤の非線形による剛性は回復するが、過剰間隙水圧の上昇によるせん断剛性低下が3割程度残存している結果となった。しかし観測記録では、液状化後せん断剛性が低下したままで回復しない状態となっていた。

最大余震は、本震終了から約30分後に発生したため、本震の過剰間隙水圧がまだ消散していなかったと考えられる。その状態を再現するために、S波速度、液状化強度曲線を変動させるパラメータを設定し、応答計算を行った。液状化層のS波速度を0.5倍するとともに、液状化強度曲線を0.26倍に低下させる条件を設定するとともに、さらに二次液状化の影響を想定し、層2で液状化がより発生しやすい条件を設定した。その結果、最大余震の観測記録との対応が大きく改善され、最大余震時には、二次液状化の発生等により、地盤が液状化しやすかった状態にあったと解釈される。

## 第4章 結論

本研究では、液状化現象によって引き起こされる地盤性状の変化を評価するために、液状化による地震時挙動について検討を行った。2011年東北地方太平洋沖地震の記録を用いて、実際の液状化による地盤の地震時挙動を把握するとともに、数値計算による地震応答計算を行い、観測結果との比較を行った。

千葉市美浜区花見川で得られた観測記録の分析結果は、以下のようになる。

本震における深さ45mに対する深さ2mのフーリエスペクトル比の経時変化から、地震動の加速度振幅が大きくなるにつれて、地盤の卓越振動数は、低振動数側に移動する。本震の1次の卓越振動数における、地震動200s(100sから120sは除く)までフーリエスペクトル比の振幅がほとんど変化しないのに対し、高次の卓越振動数では、フーリエスペクトル比の振幅が小さくなる。液状化層と想定される、深さ9mに対する深さ2mのフーリエスペクトル比の経時変化から、加速振幅が大きくなるにつれて、5Hz付近にあった卓越振動数が徐々に低下し、地震動の約80s経過後には、フーリエスペクトル比のピークが不明瞭になり、確認できなくなった。また本震から約30分後に発生した、最大余震記録でも、記録の初期の部分から5Hzの卓越振動数は不明瞭であり、過剰間隙水圧が十分消散していなかったことが原因と考えられる。

花見川観測点における表層地盤の地震応答計算結果と観測結果との比較から、以下の結果が得られた。

小ひずみ時の地盤の卓越振動数を整合させるために、弾性波探査結果の $V_s$ を1.2倍に修正した。

液状化が発生したと思われる本震地震動の75s程度経過あたりまでの加速度波形は良く対応した結果を示した。その後、75sあたりから観測結果と応答計算結果ともに地盤特性が長周期化し、液状化が発生したことが確認された。

深さ45mに対する深さ2mのフーリエスペクトル比の経時変化から、時間とともに高振動数領域において振幅が小さくなる。地震動入力後の75s程度経過後、一次卓越振動数においてもスペクトル比の振幅の低下がみられた。ただし、150sあたりになると、液状化発生前の初期状態と同じような地盤増幅特性となり、地盤特性が初期の状態に戻る結果となり、観測結果と整合しない結果となった。

また深さ9mに対する深さ2mのフーリエスペクトル比の経時変化から、地震動入力後の90sあたりから、フーリエスペクトル比の振幅の低下がみられ、卓越振動数が不明瞭となった。過剰間隙水圧比が70sから90sにかけて急激に上昇しており、液状化現象の発生が確認された。120sあたりになると初期状態と同じようなフーリエスペクトル比となった。一方、観測記録ではフーリエスペクトル比の回復は不明瞭であった。

最大余震においてS波速度および液状化強度曲線をパラメータに設定し、地震時挙動の再現を試みた。本震終了から約30分後の観測された最大余震では、過剰間隙水圧がまだ完全に消散していない状態が想定され、その現象を再現するために、S波速度、液状化強度曲線を変動させ、さらに二次液状化の影響を考慮し、層2で液状化がより発生しやすい条件に設定することにより、最大余震時の応答計算結果と観測結果との対応が大きく改善した。

以上の結果より、次のような知見が得られた。

- 1) 東北地方太平洋沖地震の観測記録の分析を行った。液状化現象の発生とともに、フーリエスペクトル比の振幅が低下した。
- 2) 最大余震における観測記録の初期部分から、地盤の卓越振動数が不明瞭であったことから、過剰間隙水圧が十分に消散していなかったと考えられる。
- 3) 本震における地震応答計算結果では、観測結果と同様に、過剰間隙水圧の上昇する時刻で表層地盤

のフーリエスペクトル比の特性が変化し、振幅が低下し、液状化現象を適切に再現できた。一方、液状化後の地盤の増幅特性においては、地震応答計算結果と観測結果との差異が確認された。また最大余震時における応答計算では、液状化の程度をより大きくする条件を設定することにより、地震応答計算結果と観測結果の対応がよくなる結果が得られた。

## 謝辞

東電設計の吉田洋之様、戸田建設の保井美敏様に多くの助言をいただきました。

本研究にあたり、東電設計株式会社より地震応答解析プログラムを、国土交通省国土技術政策総合研究所および国立研究開発法人土木研究所より、地盤情報および地震記録を提供していただきました。

ご協力くださいましたすべての方々に、心より感謝申し上げます。

## 参考文献

- 1) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告、建築編 5、建築基礎構造、2015.3
- 2) 鈴木比呂子ほか：平成 23 年東北地方太平洋沖地震による潮来市・神栖市の液状化被害、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp493-494、2011
- 3) 小林真人ほか：2011 年東北地方太平洋沖地震における震央距離約 350km 程度の埼玉県、千葉県での液状化、日本建築学会大会学術講演梗概、pp489-490、2011
- 4) 三輪滋ほか：2011 年東北地方太平洋沖地震における東京都江戸川区、千葉県浦安市の液状化、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp487-488、2011
- 5) 作宮卓弥ほか：東北地方太平洋沖地震による液状化被害調査事例、日本建築学会大会学術講演梗概、pp39-40、2011
- 6) 勝間田幸太：2011 年東北地方太平洋沖地震による浦安市での液状化被害の調査、日本建築学会大会学術講演梗概、pp491-492、2011
- 7) <http://www.akaneya-sa.jp/geo/ekijoka.html> から、液状化メカニズムの図を引用
- 8) 清田隆ほか、ニュージーランド・カンタベリー地方で発生した一連の地震における液状化被害、生産研究、63 巻、6号、pp.89-94、2011
- 9) 新井洋：長時間地震動・余震が液状化に与えた影響 新潟地震から 50 年、pp.62-76、2014
- 10) 金子正洋、片岡正次郎ほか：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による強震記録一土木構造物における加速度強震記録(No.28)、高密度強震観測記録集(No.5)、地震計ネットワーク観測記録集一、国土技術政策総合研究所資料、No.726、2013
- 11) 谷本俊輔、川口剛ほか、鉛直アレー記録に基づく埋立地盤の液状化発生深度の評価、日本地震工学会論文集、第 15 巻、第 7 号(特集号)、pp.157-172、2015
- 12) 飯場正紀、保井美敏、2011 年東北地方太平洋沖地震における液状化地盤上に建つ建物一地盤連成計の挙動 その 1 近傍での地中観測記録に基づく表層地盤の増幅特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.815-816、2016
- 13) 塩見忠彦ほか：液状化による過剰間隙水圧の上昇過程を考慮した地盤の等価線形解析、日本建築学会構造系論文集、pp93-100、2005
- 14) 澤田俊一ほか：液状化強度試験、地震工学誌、pp46-47、2014
- 15) 田中幸久ほか：グラベルパイルによる水平地盤の二次液状化防止について、土木学会論文集、pp97-106、1985