

5. 液状化危険度予測

5.1 概要

「4. 地震動予測」における地震動の算出結果を用いて、道路橋示方書(2002)の F_L 法、 P_L 法により 250m メッシュごとの液状化危険度を求めた。

5.2 検討の流れ

検討の流れを図 5.2-1 に示す。

まず、若松・松岡(2011)の世界測地系 250m メッシュ微地形区分図（図 5.2-2）より、表 5.2-1 に示す液状化想定の対象となる微地形区分のメッシュを抽出し、GL-20m 以浅の盛土層(砂質土)及び砂質土層を対象とした。抽出した各微地形区分における地下水位(表 5.2-1)は、収集したボーリングデータの地下水位を微地形区分ごとに集計して、その最頻値を採用した(図 5.2-3)。

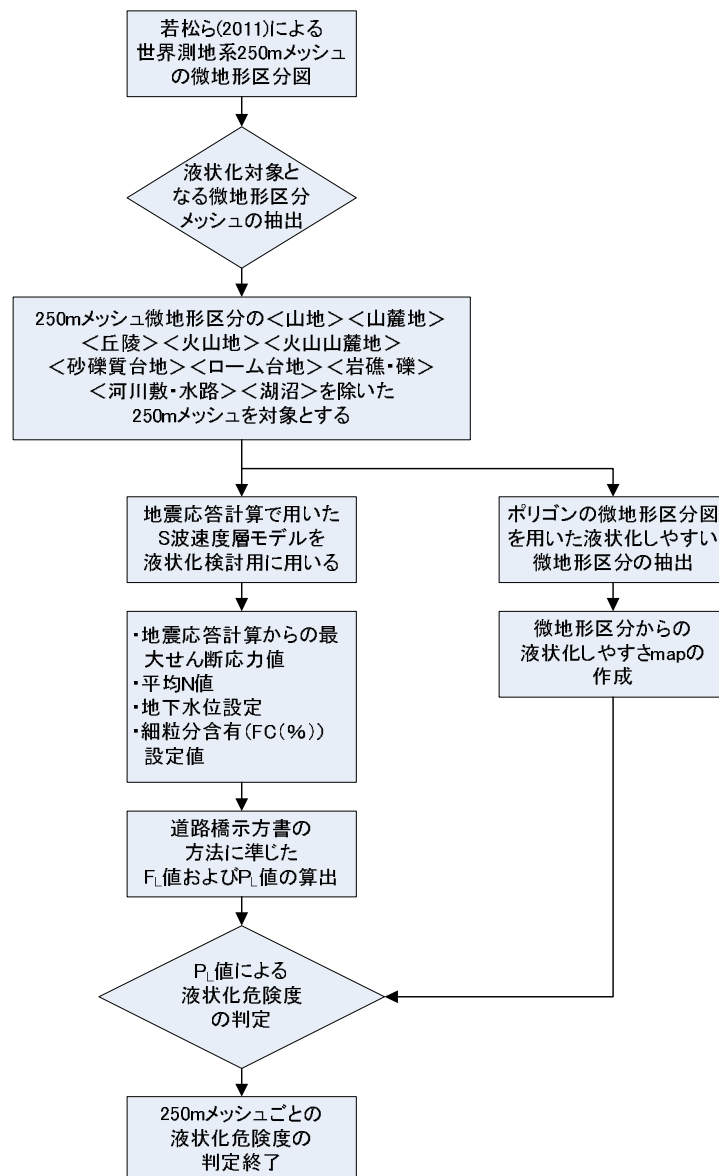


図 5.2-1 液状化危険度の判定フロー

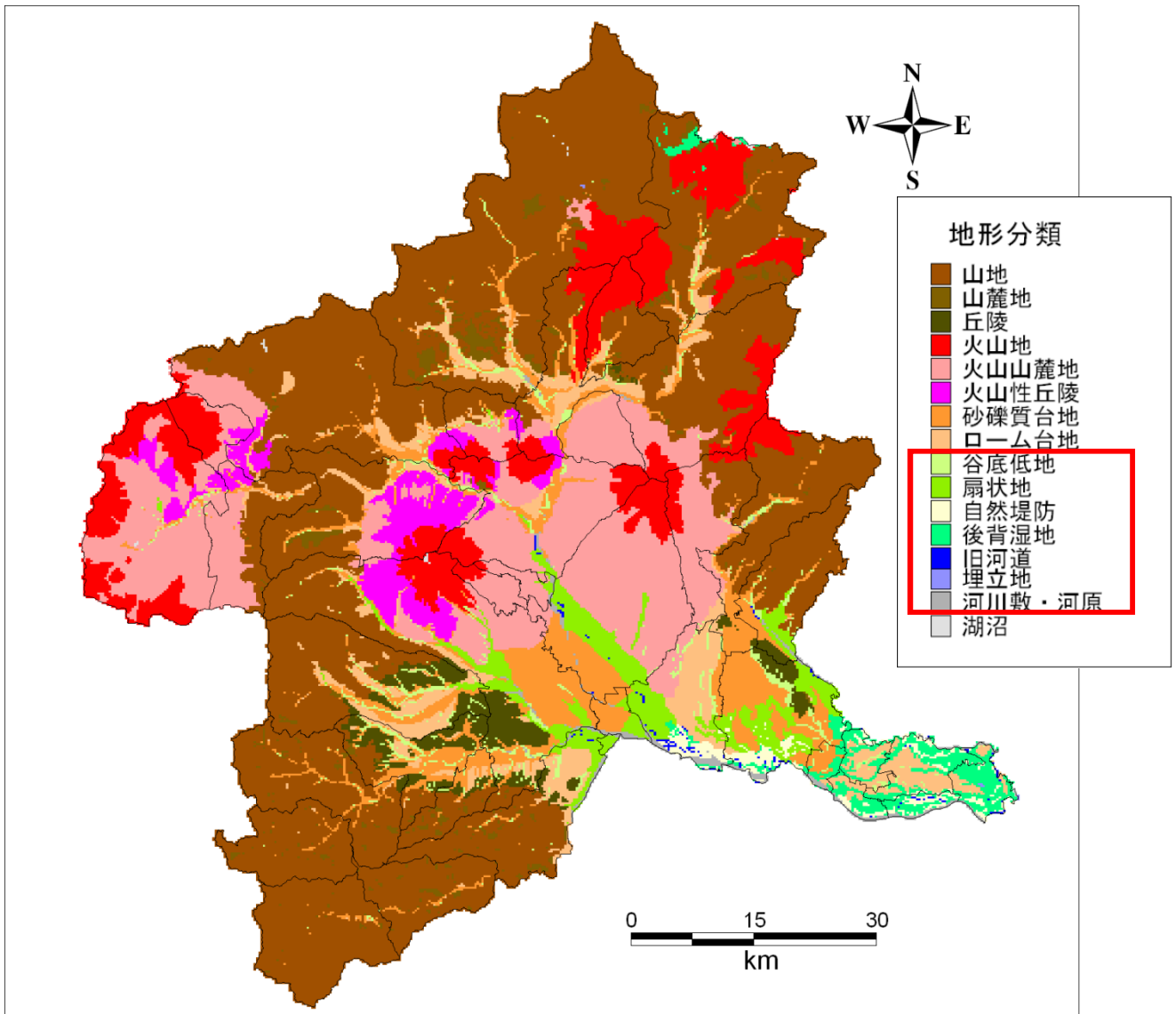


図 5.2-2 若松・松岡（2011）による世界測地系 250m メッシュ微地形区分における液状化想定対象の微地形区分（凡例の赤枠で囲った微地形区分）

群馬県内の火山性の地質（火山噴出物等）の範囲については、比較的新しい火山灰質主体の層など液状化しにくい土質区分となるため、液状化危険度計算の対象外とした。

表 5.2-1 液状化判定の対象とした微地形区分及び設定した地下水位

微地形区分	地下水位 (GL-m)
谷底低地	1.7
扇状地	1.7
自然堤防	1.7
後背湿地	0.8
旧河道	0.3
河川敷	2.3

※ボーリングデータの最頻値を採用

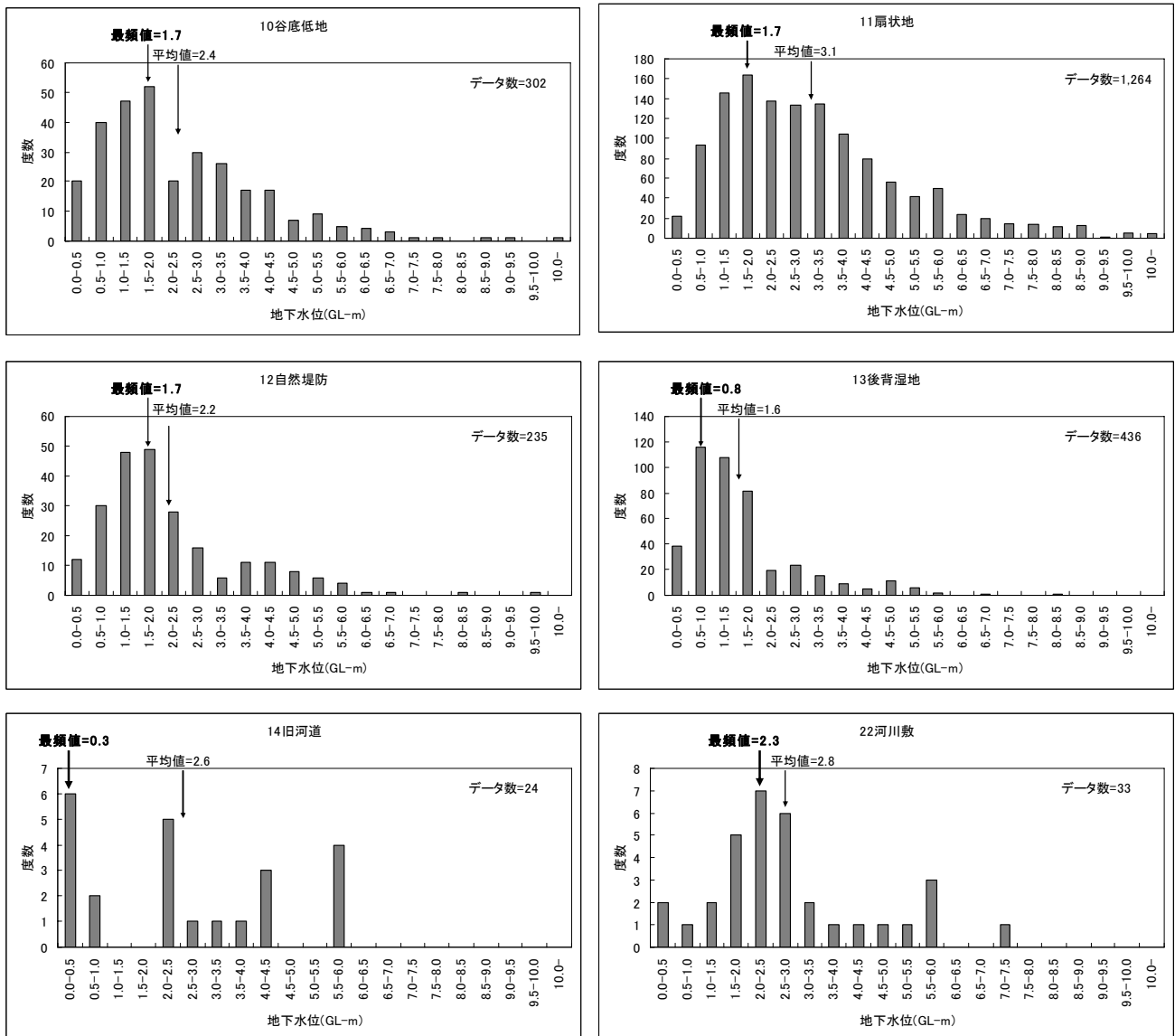


図 5.2-3 各微地形区分におけるボーリングデータの孔内水位の度数分布 (最頻値を、液状化想定対象とする各微地形区分における地下水位に設定する。)

5.3 液状化危険度の判定手法

液状化危険度の予測は、道路橋示方書(2002)に代表される F_L 法及びこれを深さ方向に積分した P_L 法を用いた。 P_L 法では、地震時に作用する地震動の強さ（最大せん断応力）と地盤のもっている液状化に対する抵抗力（液状化強度）を各深度で比較して判定し、その判定値（ F_L 値）を深さ方向に重みをつけて足し合わせ、その地点での液状化危険度の指標となる P_L 値を算定する。液状化判定の対象とする地層は、過去の液状化事例に基づいて、緩い砂を主体とする地層が深度 20m 以浅に現れる地下水位以深の地層とした。

液状化危険度は、岩崎ほか(1980)による新潟地震等の液状化事例の評価に基づいた、 P_L 値と液状化危険度の関係（ P_L 値によるランク判定）から求めた。表 5.3-1 に P_L 値による液状化危険度判定区分を示す。また、 F_L 法の概要を図 5.3-1(1)～(4)に、 P_L 法の概要を図 5.3-1(5)に示す。

図 5.2-1 のフローにも示したように、 P_L 値の計算結果については、250m メッシュ地盤モデルでの評価を行った。

表 5.3-1 P_L 値による液状化危険度判定区分（岩崎ほか(1980)に加筆）

	$PL=0$	$0 < PL \leq 5$	$5 < PL \leq 15$	$PL > 15$
PL値による 液状化危険度判定	液状化危険度は 極めて低い 。液状 化に関する詳細な 調査は不要	液状化危険度は 低い 。特に重要な 構造物に対して、 より詳細な調査 が必要	液状化危険度が やや高い 。重要な 構造物に対しては より詳細な調査が 必要。液状化対策 が一般には必要	液状化危険度が 高 い 。液状化に関する 詳細な調査と液状 化対策は不可避

8.2 耐震設計上ごく軟弱な土層又は橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層の土質定数

8.2.1 一般

8.2.2の規定により耐震設計上ごく軟弱な土層と判定された土層、又は、8.2.3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層については、8.2.4の規定により耐震設計上土質定数を低減させるものとする。

ごく軟弱な粘性土層やシルト質土層、液状化すると判定された土層がある場合には、土の強度及び支持力が低下する可能性がある。このため、8.2.4の規定により耐震設計上土質定数を零あるいは低減させるものと規定した。ただし、設計水平震度を求める際には、6.2.3(1)に規定するように、8.2.4に規定する土質定数の低減は見込まないで固有周期を算出するものとする。

8.2.2 耐震設計上ごく軟弱な土層の判定

現地盤面から3m以内にある粘性土層及びシルト質土層で、一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20 kN/m^2 以下の土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層とみなすものとする。

一般に、一軸圧縮強度が 20 kN/m^2 以下の粘性土及びシルト質土は、試験時に供試体を自立させることが困難な程度に軟弱であるため、地震時に基礎を有効に支持する効果は期待できない。このため、このような土層を耐震設計上ごく軟弱な土層とみなすこととした。

図 5.3-1(1) F_L 法の概要その1 (道路橋示方書, 2002)

8.2.3 砂質土層の液状化の判定

(1) 液状化の判定を行う必要がある砂質土層

沖積層の砂質土層で以下の3つの条件すべてに該当する場合には、地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、(2)によって液状化の判定を行わなければならない。

- 1) 地下水位が現地盤面から10m以内にあり、かつ、現地盤面から20m以内の深さに存在する飽和土層
- 2) 細粒分含有率 FC が35%以下の土層、又は、 FC が35%を超えても塑性指数 I_p が15以下の土層
- 3) 平均粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ、10%粒径 D_{10} が1mm以下である土層

(2) 液状化の判定

(1)の規定により液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、液状化に対する抵抗率 F_L を式(8.2.1)により算出し、この値が1.0以下の土層については液状化するとみなすものとする。

$$F_L = R/L \quad \dots\dots\dots (8.2.1)$$

$$R = c_w R_L \quad \dots\dots\dots (8.2.2)$$

$$L = r_d k_{hg} \sigma_v / \sigma'_v \quad \dots\dots\dots (8.2.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015 x \quad \dots\dots\dots (8.2.4)$$

$$\sigma_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w) \quad \dots\dots\dots (8.2.5)$$

$$\sigma'_v = \gamma'_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \quad \dots\dots\dots (8.2.6)$$

(タイプIの地震動の場合)

$$c_w = 1.0 \quad \dots\dots\dots (8.2.7)$$

(タイプIIの地震動の場合)

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3 R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (8.2.8)$$

ここに、

F_L : 液状化に対する抵抗率

図 5.3-1(2) F_L 法の概要その2 (道路橋示方書, 2002)

R : 動的せん断強度比

L : 地震時せん断応力比

c_w : 地震動特性による補正係数

R_L : 繰返し三軸強度比で, (3) の規定により求める。

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hg} : 6.4.3 に規定するレベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度

σ_v : 全上載圧 (kN/m²)

σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²)

x : 地表面からの深さ (m)

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

γ_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m³)

h_w : 地下水位の深さ (m)

(3) 繰返し三軸強度比

繰返し三軸強度比 R_L は式 (8.2.9) により算出するものとする。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad \dots\dots (8.2.9)$$

ここで,

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \quad \dots\dots (8.2.10)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma'_v + 70) \quad \dots\dots (8.2.11)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40) / 50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC / 20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \quad \dots\dots (8.2.12)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10) / 18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \quad \dots\dots (8.2.13)$$

<れき質土の場合>

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10} (D_{50}/2)\} N_1 \quad \dots\dots (8.2.14)$$

図 5.3-1(3) F_L 法の概要その 3 (道路橋示方書, 2002)

ここに、

R_f : 繰返し三軸強度比

N : 標準貫入試験から得られる N 値

N_1 : 有効上載圧 100 kN/m^2 相当に換算した N 値

N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値

c_1, c_2 : 細粒分含有率による N 値の補正係数

FC : 細粒分含有率 (%) (粒径 $75 \mu\text{m}$ 以下の土粒子の通過質量百分率)

D_{50} : 平均粒径 (mm)

昭和 39 年新潟地震以後進められてきた研究の成果に加え、平成 7 年兵庫県南部地震の事例解析等に基づき、定めたものである。

(1) 従来、地震時に液状化現象が生じるのは、ほとんどの場合沖積砂質土層である。ただし、兵庫県南部地震や近年の地震において沖積砂質土以外の土層が液状化した例も見られることから、液状化の判定を行う必要がある土層の範囲は、1) ~3) に示すとおりとした。

1) 土層の深さについては、従来の経験及び構造物に与える影響の度合い等を勘案して、現地盤面から 20m までとした。

2) 液状化の判定を行う必要がある土層の粒度の下限値としては、近年の研究成果を踏まえ、条文のように規定したものである。既往の事例によれば、液状化が確認された地盤の大部分は FC が 35% 以下の土層であるが、 FC が 35% を越えても塑性指数の低い土層、たとえば、低塑性シルト質砂等では液状化が生じた事例もあるので、条文のように規定した。したがって、 FC が 35% 以下であれば、液性・塑性限界試験は行う必要はない。

3) 液状化の判定を行う必要がある土層の粒度の上限値としては、兵庫県南部地震を含む最近の地震において平均粒径が 2 mm を超えるれき質土の液状化が観察されたことを踏まえ、条文のように規定した。ただし、ここに示す粒径は、標準貫入試験により得られる試料を粒度分析して求めた値によるものとする。標準貫入試験の試料は、粒子破碎等の影響により、原位置に比べて粒度が細くなる。この程度は粒子の硬さや粗さにより必ずしも一定の関係があるわけではないが、標準貫入試験の試料の平均粒径 10 mm は概ね原位置の平均粒径 20 mm 程度あるいはそれ以上に相当する。

また、10% 粒径 D_{10} を 1 mm 以下としたのは、粗粒で均等係数の低いれき質土では透水性が高く液状化しにくいことを考慮したものである。ここで、砂質土は、平均粒径 D_{50} が 2 mm 未満、れき質土は、 D_{50} が 2 mm 以上とそれぞれ区分するものとする。

図 5.3-1(4) F_L 法の概要その 4 (道路橋示方書, 2002)

この手法の中で重要な物性値である細粒分含有率 FC 及び平均粒径は D_{50} については、道路橋示方書(1990)より、表 5.3-2 の様に設定した。

表 5.3-2 設定した物性値

記号	FC(%)	D_{50} (mm)	備考
Bs1	40	0.1	砂質土
Bs2	40	0.1	砂質土
Bs3	30	0.15	砂質土
Bg1	0	2	礫質土
Bg2	0	2	礫質土
Bg3	0	2	礫質土
As1	40	0.1	砂質土
As2	40	0.1	砂質土
As3	30	0.15	砂質土
As4	10	0.35	砂質土
As5	10	0.35	砂質土
Ag1	0	2	礫質土
Ag2	0	2	礫質土
Ag3	0	2	礫質土
Ag4	0	2	礫質土

※ (社) 日本道路協会(1990)：道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)
 (「記号」については、「3. 地盤モデルの作成」及び表 4.2-1 を参照)

また、地震時せん断応力比 L については、等価線形の地震応答計算 (幾何減衰： $C=2.8\text{km}$ の場合) による地中のせん断応力の最大値を深度ごとに用いた。

5. における参考文献

- 1) (社)日本道路協会(2002)：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、平成 14 年 3 月.
- 2) 若松加寿江・松岡昌志(2011)：世界測地系に準拠した地形・地盤 250m メッシュマップの構築，日本地震工学会大会-2011 梗概集，84-85.
- 3) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田 進(1980)：地震時地盤液状化の程度の予測について，土と基礎，Vol.28，No.4，23-29.
- 4) (社)日本道路協会(1990)：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、平成 2 年.