

5. 液状化要因マップ作成のための基礎資料

5.1 盛土／切土分布図（前回被害想定資料）

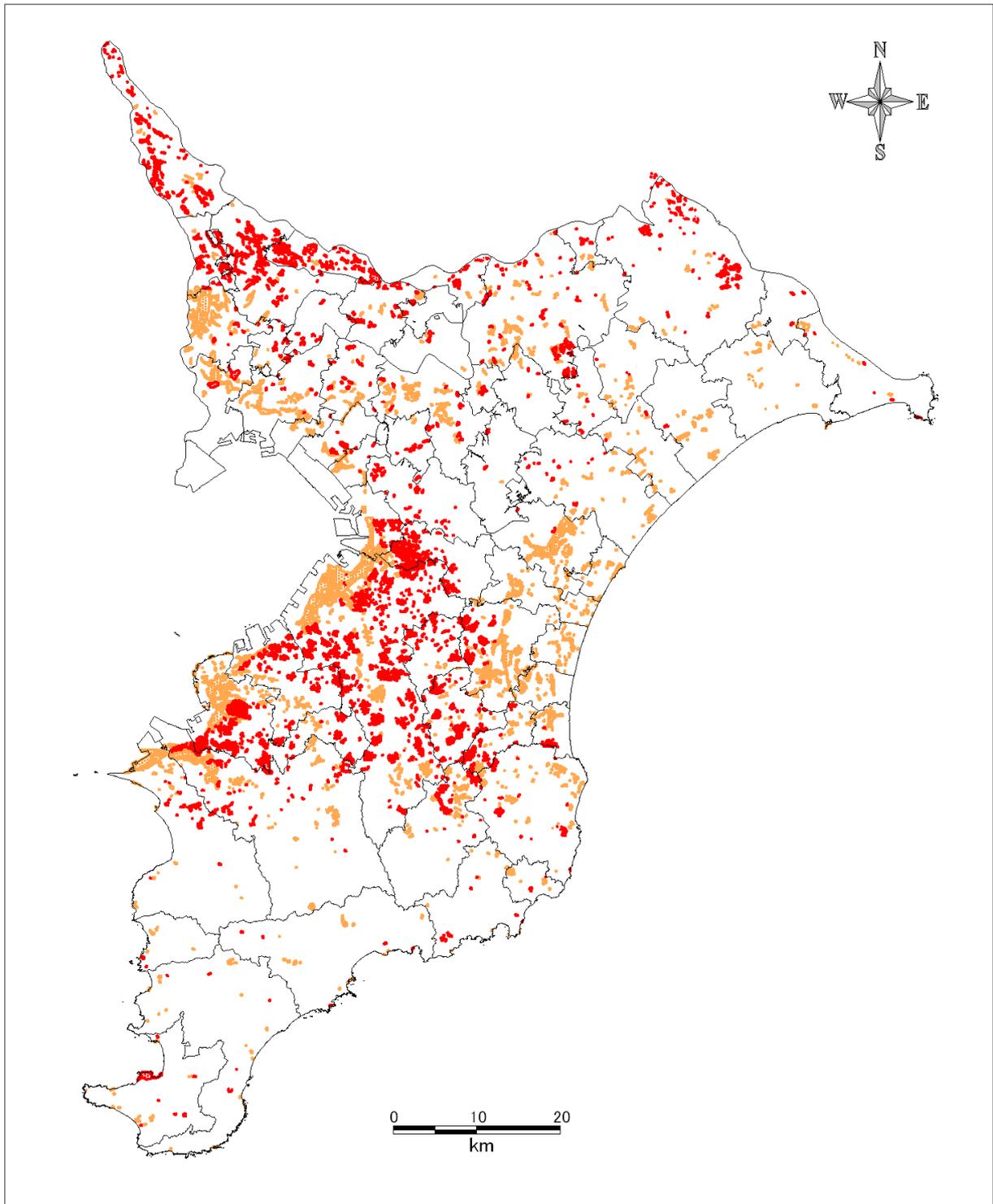


図 5.1-1 造成地で盛土可能性のある地点分布図
(赤：造成地盛土可能性のある地域、橙：水田などの埋立盛土)

5.2 土地条件图

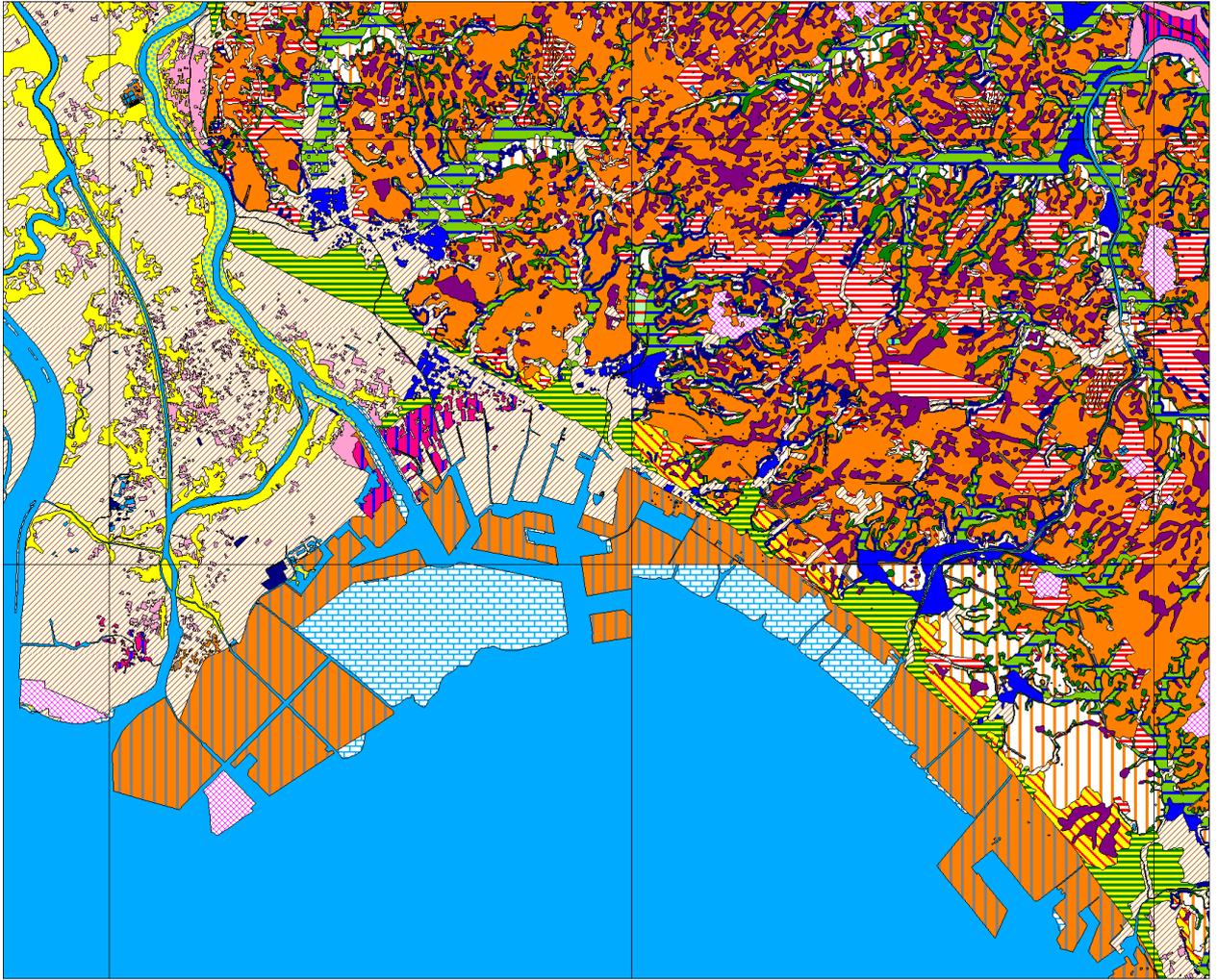


图 5.2-1(1) 数值地图 25000 (土地条件·扩大图)

5.3 地形图



图 5.3-1 地形图 (数值地图 25000)

6. 液状化しやすさマップ作成のための基礎資料

6.1 地盤モデル変更の考え方

(1) 平成 19 年度被害想定地の地盤モデル

平成 19 年度千葉県地震被害想定調査においては、収集したボーリングデータを元に地質学的・堆積学的に浅部地盤の構成地層を区分し、その水平方向の連続を追跡して層構造を設定し、各層に N 値から求めた S 波速度を付与する手法を用いて地盤モデルを作成した (図 6.1-1)。地盤モデルの作成手順を以下に示す。

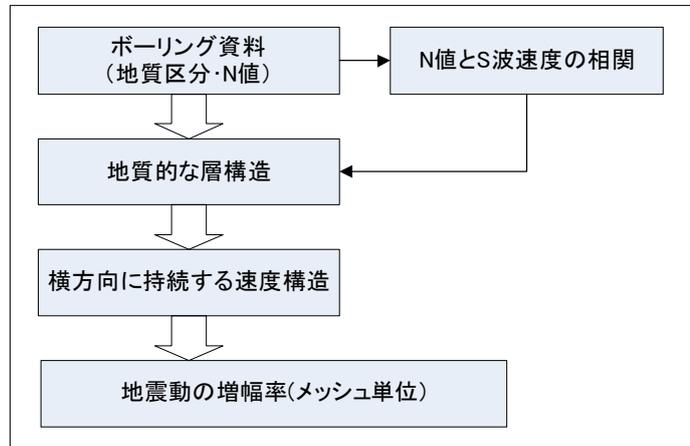


図 6.1-1 浅部地盤モデルの作成フロー

- ① 収集した柱状図を空間的に整理し、全ての柱状図について地層境界を求めた。
- ② 各柱状図をつないで面的な層構造を作成し、250m メッシュの中心における地層境界を読み取った。
- ③ 各地層について、該当する地層に対応する、各メッシュ付近にあるボーリングデータの土質区分の中で最も大きな割合を占めるものを、そのメッシュでの当該地層の土質区分として採用した。その際には、メッシュ中心からの距離に応じてデータに重み付けをした。各メッシュでのそれぞれの地層の N 値についても、同様にして求めた。
- ④ 土質区分および平均 N 値から層構造モデルに S 波速度を与えた。

地層境界の設定 (①) については、地質技術者が柱状図を 1 本ずつ読み取り、専用のツールを用いて入力作業を行った。地層区分から層構造モデルを作成する作業 (②～④) については、コンピュータを用いて自動的に行った。

このような手順でモデル化作業を行うことにより、地層ごとの土質区分 (層相) と N 値が鉛直方向に変化するだけでなく、水平方向にも変化する地盤モデルを作成している。

(2) 地盤モデル修正の考え方

今回新たに液状化しやすさマップを作成するにあたり、以下の点に留意して、(1)で作成したモデルを修正する。

- データ収集の項で触れたように、今回新たに数多くのボーリングデータを収集した。既にデジタル化されているボーリングデータについては、これまでボーリングデータが不足していた領域を中心に地層境界の読み取り作業を行い、モデルに反映させる。
- 紙資料で収集したボーリングデータについては、主に臨海埋立地のデータが不足している範囲を中心にデジタル化を行い、地層境界の読み取り作業を行い、モデルに反映させる。
- その他に、新たに収集した埋立層、沖積層基底の等深度図データについても、地層境界の修正作業に反映させる。

6.2 ゆれやすさマップ

ゆれやすさマップ作成のための参考資料として、平成23年3月11日の東北地方太平洋沖地震について、強震観測点での観測値を用いて、以下の手順により観測値を空間補間して千葉県内の地表震度の推定を行う。

- 1) 強震観測点のデータから、位置情報（経度、緯度）、最大速度値のデータを取得。
- 2) 各観測点において AVS30 の値を設定する。各観測点における AVS30 の設定方法は下記の通り。
 - a) 深度 30m 以上の S 波速度構造が把握されている場合は、そのまま AVS30 を計算。
 - b) 深度 20m まで S 波速度構造が把握されている場合は、次式による AVS20 と AVS30 の関係式から AVS30 を推定。

$$AVS30 = 1.13 \times AVS20 + 19.5 \quad (\text{Kanno et. Al., 2006})$$

- c) 深度 20m まで S 波速度構造が把握されていない場合は、観測点上の 1km メッシュで推定されている AVS30 を利用。
- 3) 各観測点の地表での最大速度の値を工学的基盤面（S 波速度 600m/sec 層上面とする）での値に引き戻す。ここでは、次式に示す Midorikawa et. al. (1994) による AVS30 と最大速度の地盤増幅度の式から地盤増幅度を算出し、地表最大速度から地盤増幅度を割ることで、S 波速度 600m/sec 層での基盤最大速度を推定した。

$$\text{Log}G = 1.83 - 0.661 \text{Log}AVS30$$

AVS30 : 表層 30m の平均 S 波速度 (m/s) の推定値

ただし、 $100\text{m/s} < AVS30 < 1500\text{m/s}$

G : S 波速度 600m/s 基盤の最大速度に対する表層地盤の最大速度の増幅度

- 4) 各観測点の基盤最大速度より、空間補間により各メッシュの基盤最大速度を推定した。空間補間の方法は、観測点が存在しない断層近傍でも地震動が大きくなるように、観測地点の基盤最大速度より最小 2 乗法で推定した距離減衰式（次式参照）をトレンド成分とした simple Kriging 法を用いた。その際、相関距離は 20km として計算した（澤田・ほか，2007）。

$$\text{Log}PGV_{600} = a - \text{Log}(X + 0.0028 \cdot 10^{0.50Mw}) - k \cdot X$$

PGV₆₀₀ : S 波速度 600m/s の工学的基盤上の最大速度 (cm/s)

Mw : モーメントマグニチュード

X : 断層最短距離 (km)

a, k : 回帰係数

なお、simple Kriging 法の計算プログラムは、防災科学技術研究所川崎ラボラトリーより公開された“rasmo”(前述の条件で計算できるように一部コードを修正)を使用した。

- 5) 各メッシュの AVS30 の値より、Midorikawa et. al. (1994) による AVS30 と最大速度の増幅度の式から、各メッシュの基盤最大速度と増幅度を掛け合わせて、各メッシュの地表最大速度を予測した。
- 6) 各メッシュの地表最大速度より、童・山崎 (1996) による以下の式を用いて、各メッシュの震度を予測した。

$$I = 2.30 + 2.01 \cdot \log(V) \quad I: \text{計測震度}, V: \text{速度(m/s)}$$

K-NET、KiK-net の観測記録を用いて求めた地表加速度の分布を図 6.2-1 に示す。
今後、KK-net のデータ等新たに収集したデータを用いて、再計算する予定である。

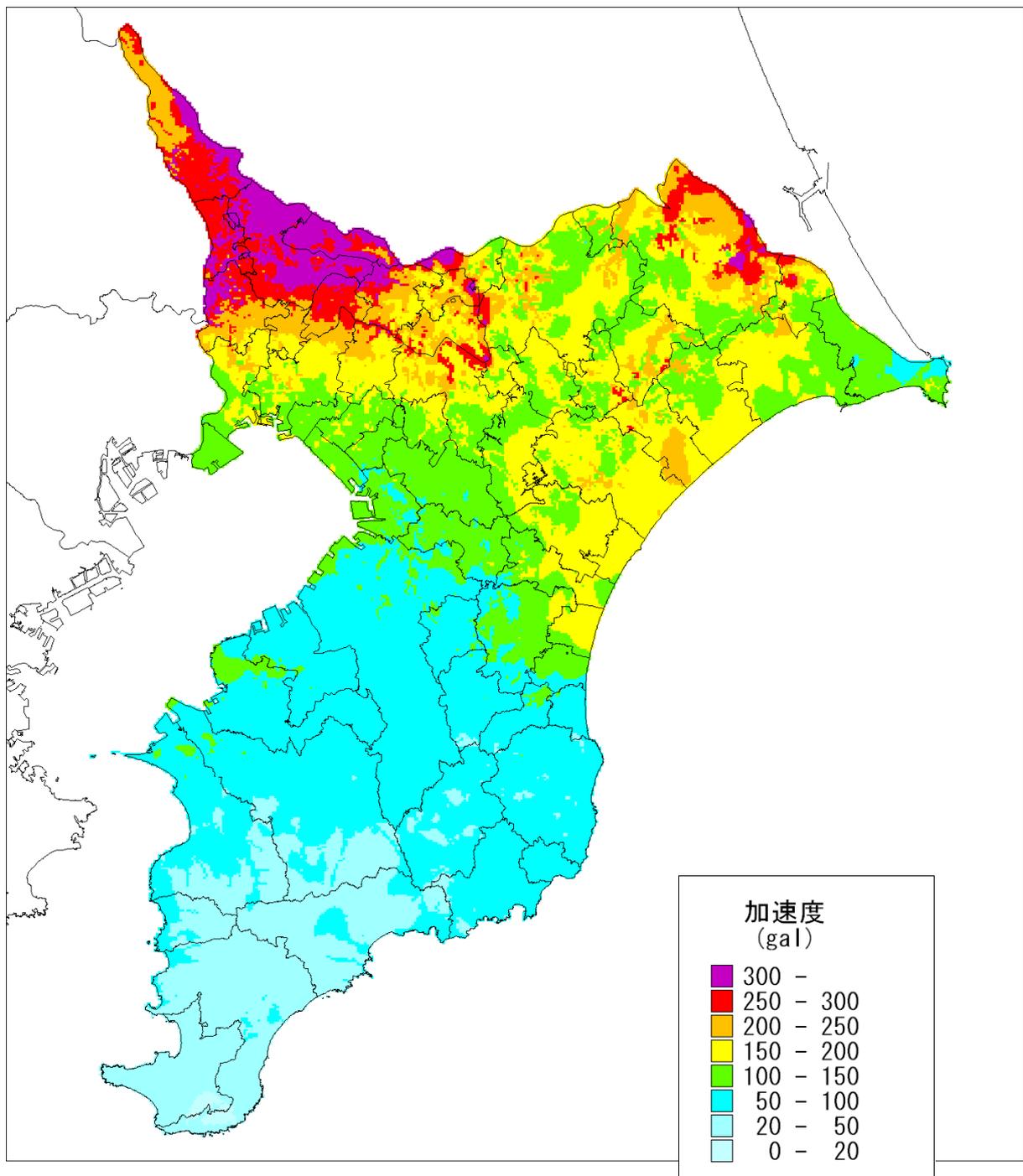


図 6.2-1 K-NET、KiK-net 観測点のデータを補間して求めた
東北地方太平洋沖地震の地表最大加速度分布 (第 2 回委員会資料)

6.3 液状化しやすさマップ

平成 19 年度千葉県地震被害想定調査で作成した地盤モデルを用いて、全県で一律震度 5 弱／5 強であった場合の液状化危険度を試算した。

液状化危険度の計算手法は、被害想定と同様に、道路橋示方書の FL 値及び PL 値による手法を用いた（5 章参照）。地震のタイプは、海溝型地震（タイプ I）とした。

地表最大加速度については、平成 23 年東北地方太平洋沖地震の際に K-NET、KiK-net 観測点で得られた観測記録より、計測震度と最大加速度の関係式を作成して、震度 5 弱／5 強に対応する最大加速度を有効数字 2 桁で求めた。（表 6.3-1、図 6.3-1）。

液状化危険度の試算結果を、図 6.3-2(1)～(2)に示す。

表 6.3-1 観測記録から求めた各震度階に対応する最大加速度

震度階	震度5弱	震度5強
計測震度	4.8	5.3
最大加速度	170	340

（東北地方太平洋沖地震）

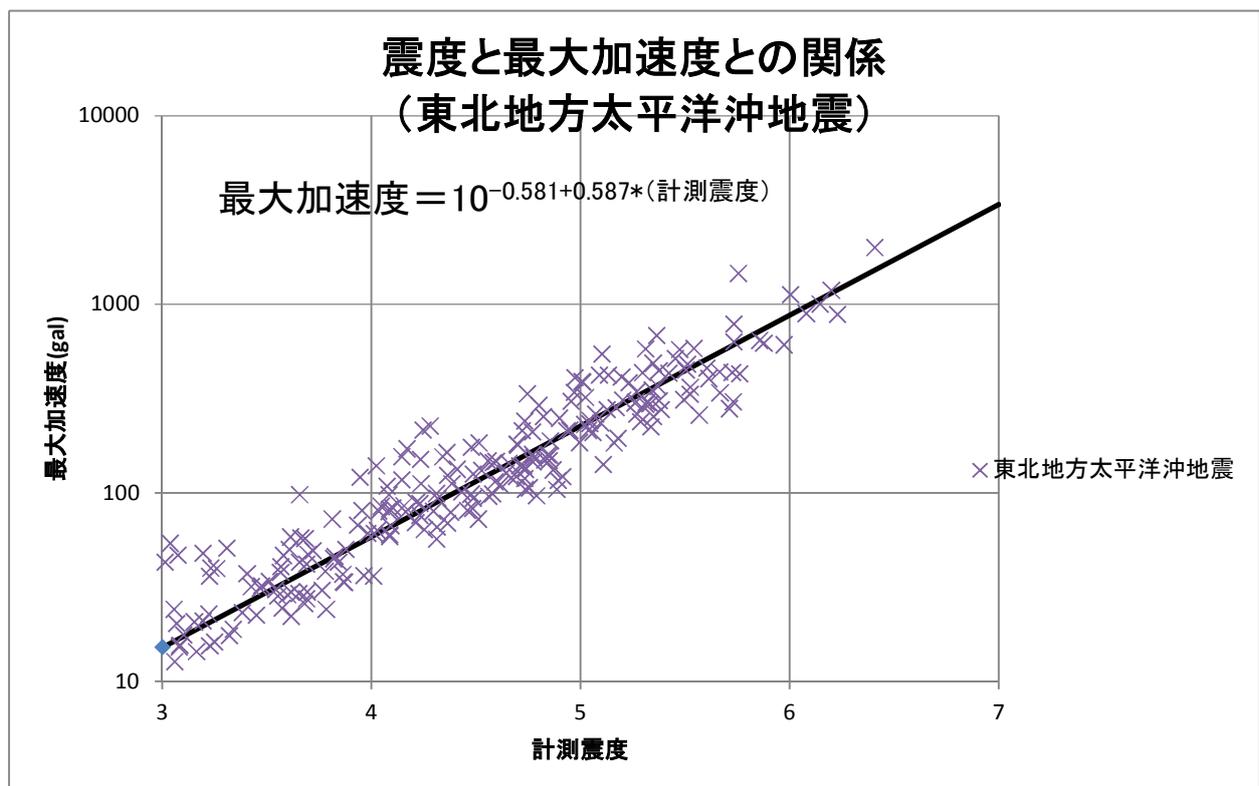


図 6.3-1 計測震度と最大加速度の関係（東北地方太平洋沖地震）

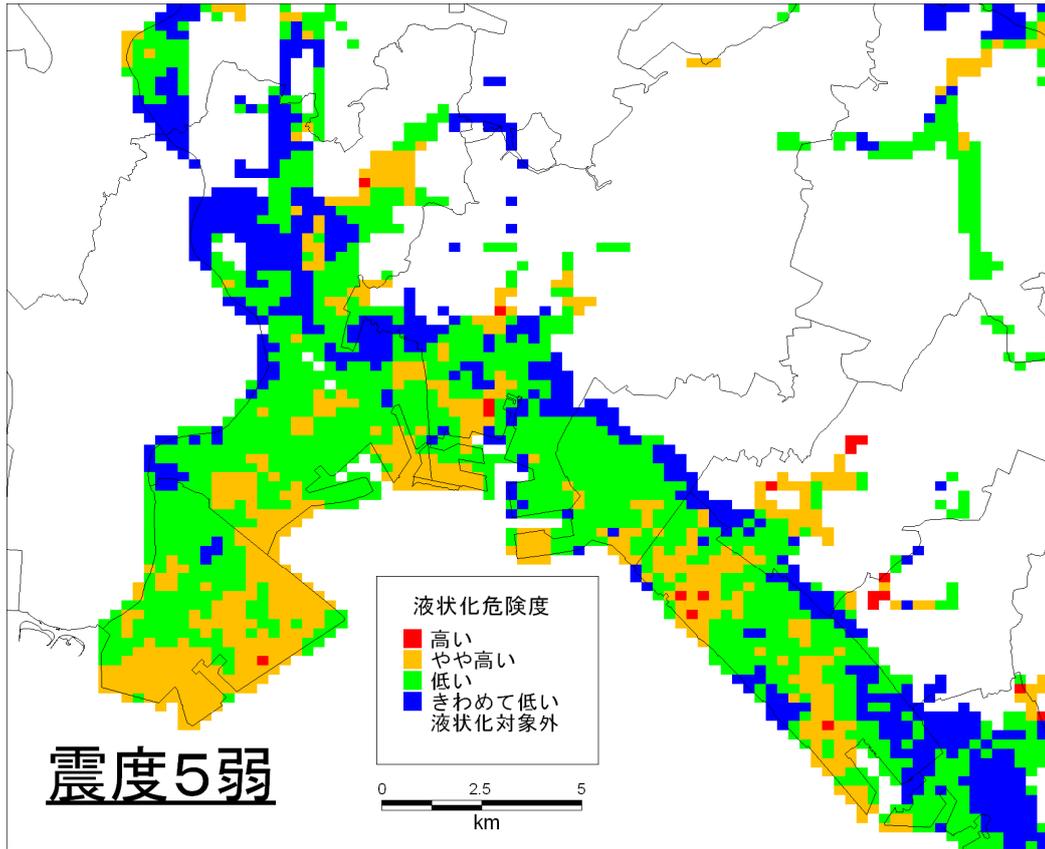


図 6.3-2(1) 液状化危険度試算結果（震度5弱・地表加速度 170gal）

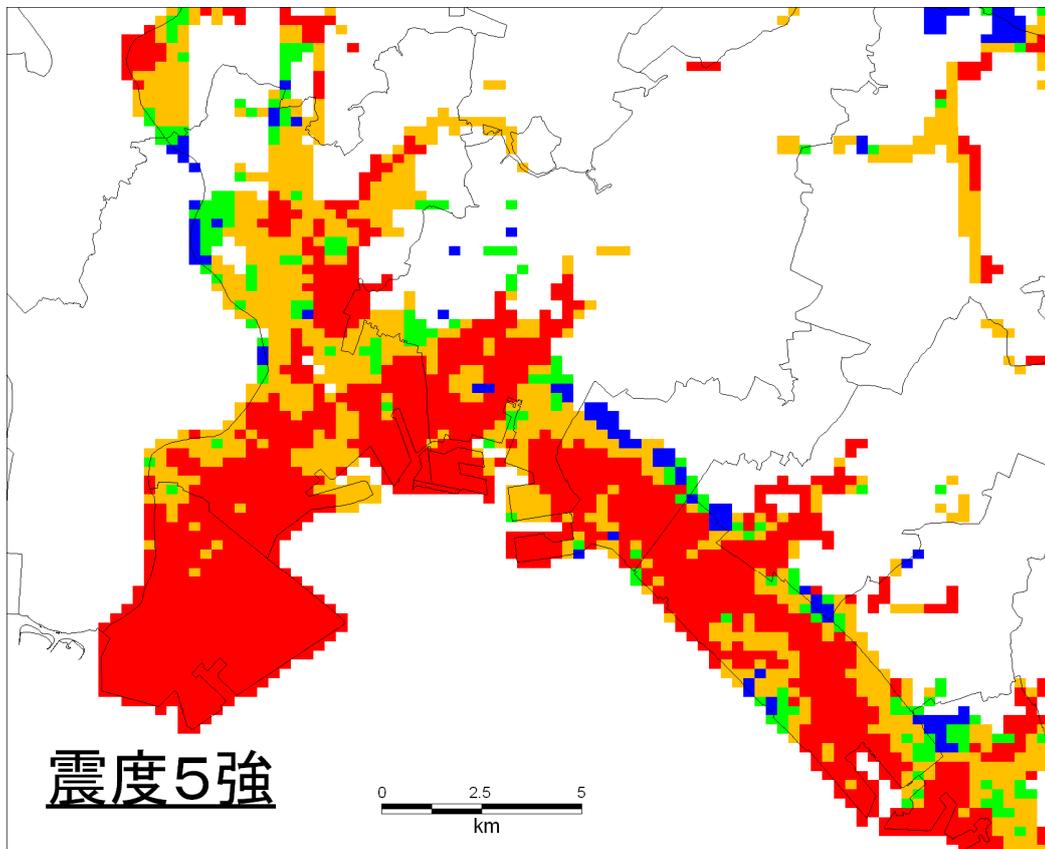


図 6.3-2(2) 液状化危険度試算結果（震度5強・地表加速度 340gal）

7. 液状化危険度計算手法の比較

7.1 道路橋示方書の手法

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 7.1-1(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 7.1-1(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。

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

ここで,

<砂質土の場合>

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

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

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

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

<れき質土の場合>

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

図 7.1-1(3) F_L 法の概要その3 (道路橋示方書(2002))

ここに、

R_L : 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值としては、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 7.1-1(4) F_L 法の概要その 4 (道路橋示方書(2002))

7.2 建築基礎構造設計指針の手法

「建築基礎構造設計指針、日本建築学会、2001 改訂」 p. 62 では、液状化判定の対象とすべき土層として以下のように示されている。

- ①地表面から 20m 程度以浅の沖積層（飽和土層）
- ②細粒分含有率 35%以下の土
- ③人工造成地盤では、粘土分 10%以下、または塑性指数 15%以下の土層
- ④細粒土を含む礫、透水性の低い土層に囲まれた礫

(1) 液状化の評価方法

一般に液状化の評価方法は、標準貫入試験結果や粒度試験結果等のデータより判定する簡易判定方法と、液状化試験や動的変形試験等から地震応答解析を行って判定する詳細判定方法がある。

今回の検討では、標準貫入試験結果や粒度試験結果等のデータより判定する簡易判定方法として、「建築基礎構造設計指針、日本建築学会、2001 改訂」に従って液状化抵抗係数 (FL) によって検討を行った。

1) 液状化抵抗率 (FL) の計算方法

液状化抵抗率 (FL) は液状化に対するせん断強度比 (R) と地盤に発生する地震時せん断応力比 (L) とによって次式で与えられ、 $FL \leq 1.0$ で液状化を起こすと判定される。

$$FL = R/L$$

以下に、R および L の算出方法について述べる。

○動的せん断強度比 (R)

動的せん断強度比 (R) は、補正 N 値より  7.2-1 に示すせん断ひずみ振幅 5%の曲線を用いて算出する。

ここでの補正 N 値 (N_a) は、下式および  7.2-2 に示す細粒土含有率と補正 N 値増分の関係を用いて計算する。

<砂質地盤>

$$N_a = N + \Delta N_f$$

$$N_f = C_N \cdot N$$

$$C_N = \sqrt{(98 / \sigma'_z)}$$

<砂礫地盤>

$$N_a = C_{sb} \cdot N_I$$

ここに、

N_a : 補正 N 値

N_I : 換算 N 値

ΔN_f : F_c に応じた補正 N 値増分 ()

C_N : 換算 N 値係数

- Csb** : 砂礫地盤のN値補正係数 (図 7.2-3)
 σ_z' : 有効上載圧 (kN/m²)
N : とんび法または自動落下法による実測N値

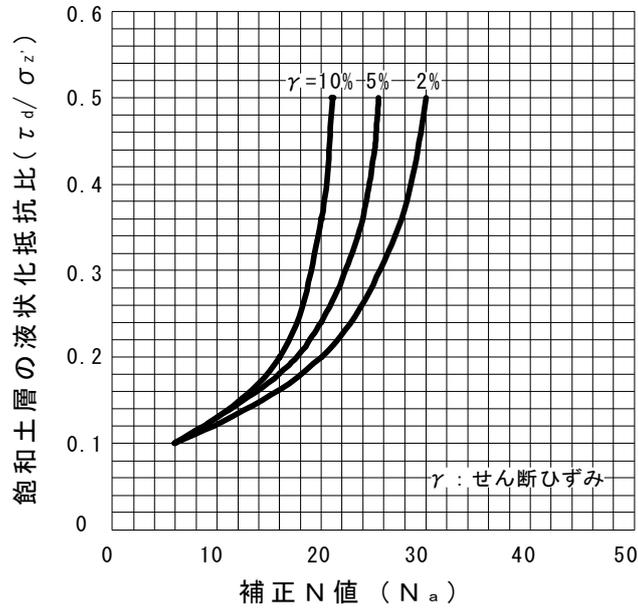


図 7.2-1 補正 N 値 (N_a) と飽和土層の液状化抵抗比 τ_d / σ_v' の関係

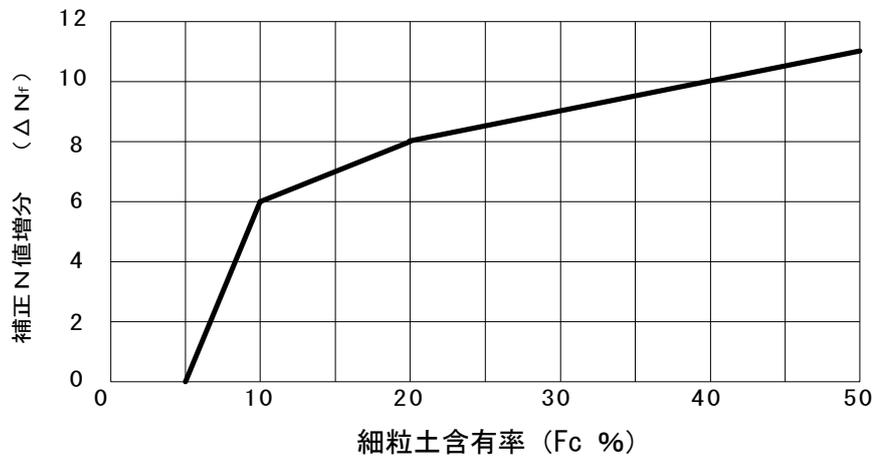


図 7.2-2 細粒土含有率 (F_c) と補正 N 値増分 ΔN_f の関係

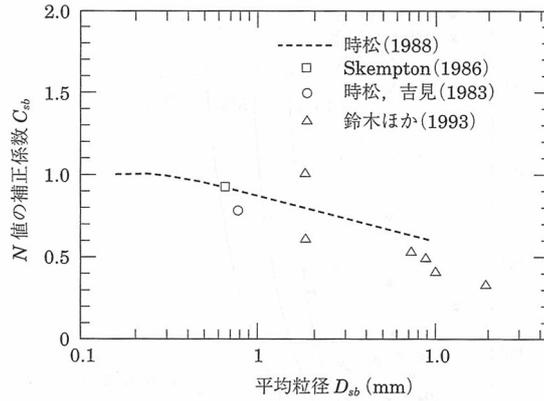


図 7.2-3 砂礫地盤のN値補正係数

○地震時せん断応力比 (L)

地震時せん断応力比 (L) は、地盤の地震時応答解析で得られ最大せん断応力 (τ_{max}) をもとに次式より算出する。

$$L = \frac{\tau_d}{\sigma_z} = \frac{\alpha_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_z'}{\sigma_z} \cdot \gamma_d$$

ここに、

- τ_d : 地盤の地震時応答解析より得られた最大せん断応力
- σ_z' : 有効上載圧 (kN/m²)
- σ_z : 全応力の上載圧 (kN/m²)
- γ_n : 等価な繰返し回数に関する補正係数; $\gamma_n=0.1(M-1)$
ただし、Mは地震のマグニチュードである。
- α_{max} : 地表面における設計水平加速度 (gal)
- g : 重力加速度 (980gal)
- γ_d : 地盤が剛体でないことによる低減係数; $(1-0.015Z)$
Zは地表面からの検討深度 (m)

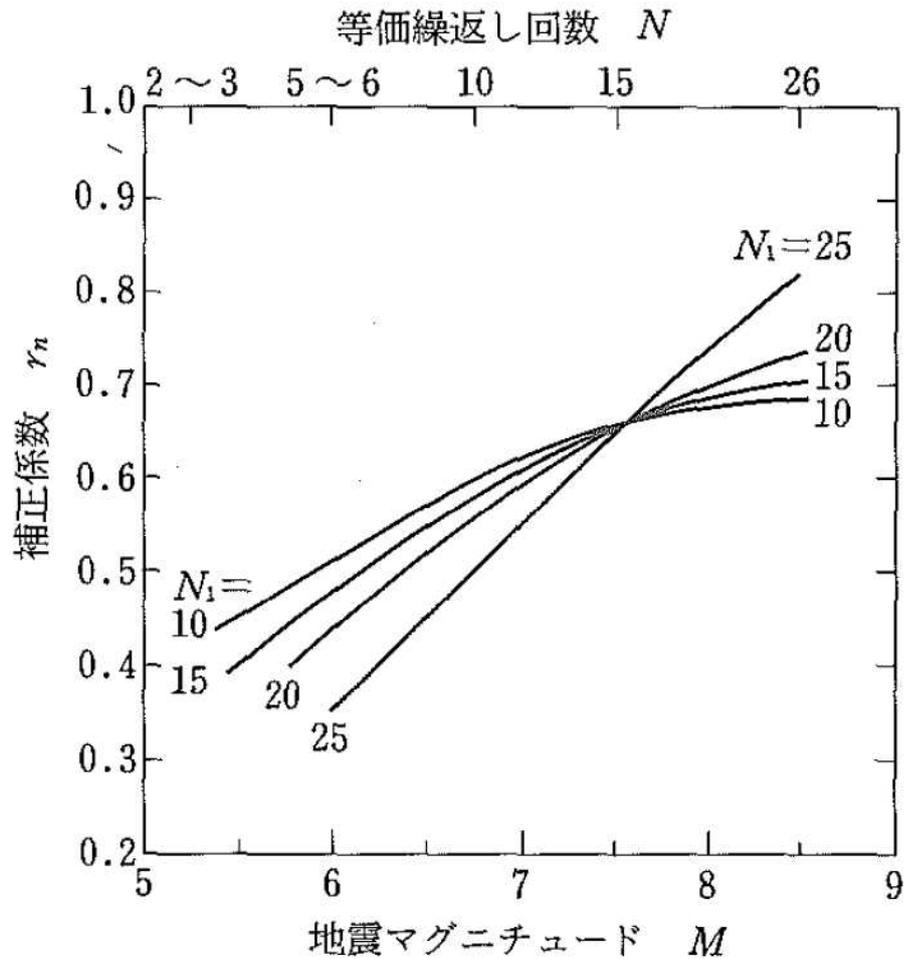


図 7.2-4 補正 N 値, マグニチュード, 繰返し回数と補正係数の関係^{*}

^{*} 時松：耐震設計と N 値（建築），基礎工，Vol.25, No.12, pp.61-66, 1997.

2) 液状化危険度指数 (PL) の計算方法

液状化危険度指数 (PL) の計算については、図 7.1.1(5)を参照されたい。

7.3 既存資料による液状化危険度の試算

平成19年度千葉県地震被害想定で採用されている、7.1節に示した「道路橋示方書の方法」と、7.2節に示した「建築基礎構造設計指針による方法」を比較するために、既存資料を用いて同一地点において両者の手法による液状化危険度の試算を行った。

計算地点及び計算に用いる物性値については、「第3回浦安市液状化対策技術検討調査委員会」で紹介されている高洲小学校及び東小学校（K-NET 浦安に近接）のデータを用いた。東北地方太平洋沖地震の際には、高洲小学校地点では液状化が確認され、東小学校地点では液状化しなかった。

図7.3.1から図7.3.6に、地表最大加速度が100gal, 200gal, 300galの時の、浦安市高洲小学校と浦安市東小学校（K-NET 観測点）の液状化危険度を示す。なお、建築基礎構造設計指針に必要な、地震のマグニチュードについては、9.0とした。

図キャプションの-(a)は道路橋示方書による基準(2002), -(b)は建築基礎構造設計指針による基準(2001)を表す。

両者の方法で求められたPL値を比較して、表7.3-1に示す。

表-7.3.1 液状化危険度指標値（PL値）の比較

	高洲小学校		東小学校	
	道路橋示方書	建築基礎構造設計指針	道路橋示方書	建築基礎構造設計指針
100gal	1.112	0.000	0.203	0.000
200gal	16.514	14.157	16.837	14.894
300gal	36.856	31.193	29.914	26.995

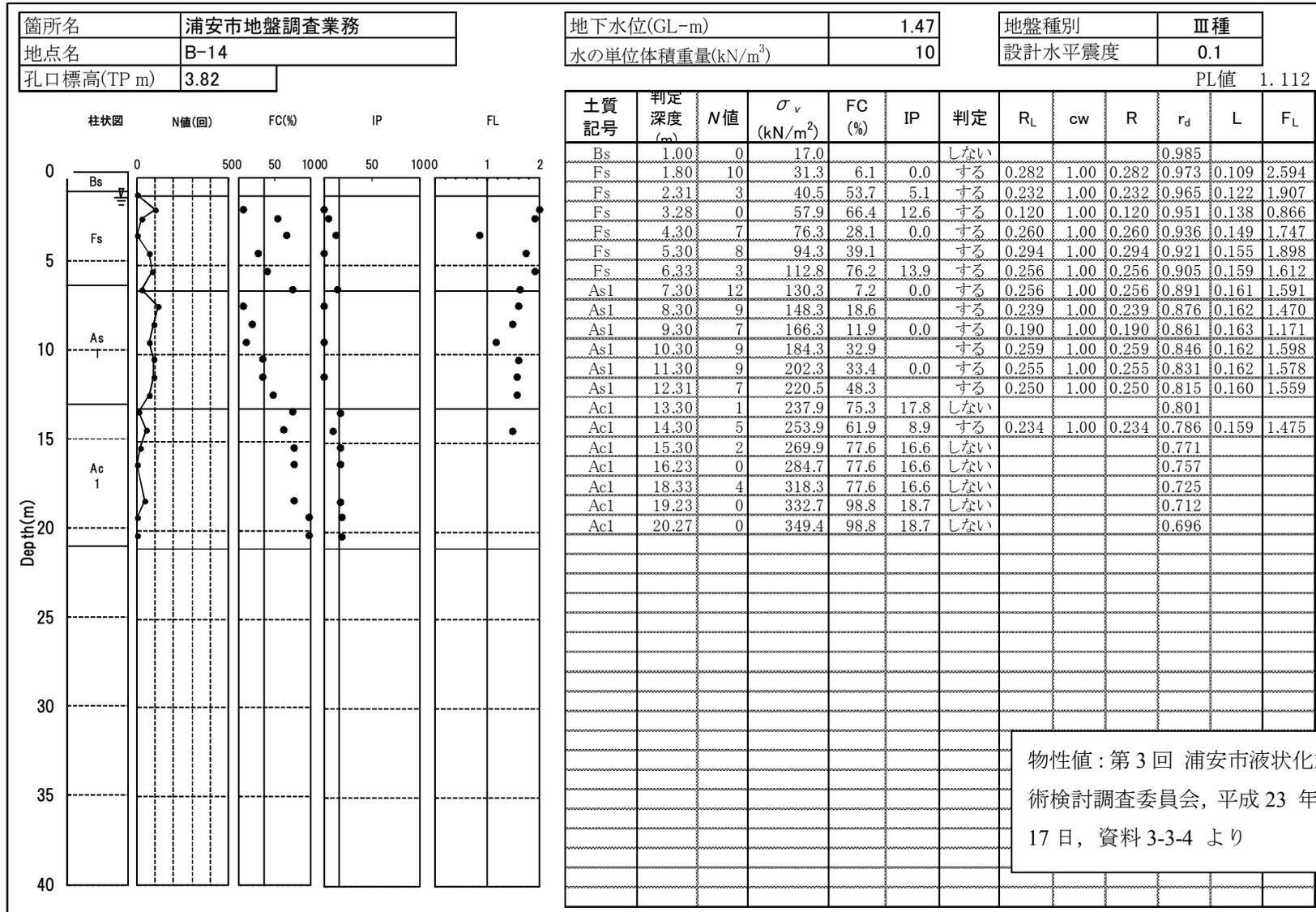


図-7.3.1(a) 道路橋示方書に準拠した液状化危険度試算結果（浦安市高洲小学校，地表加速度100gal）

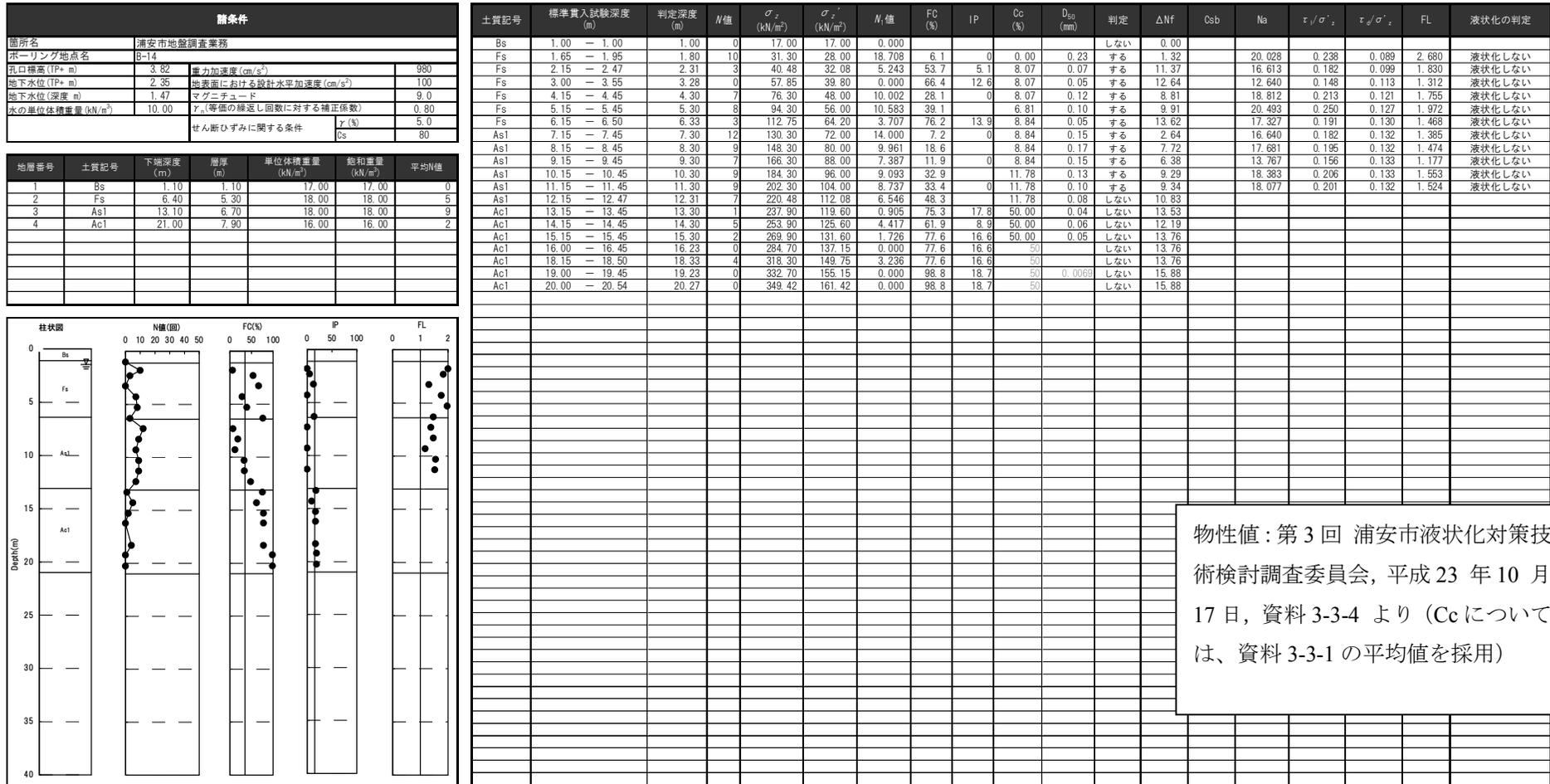


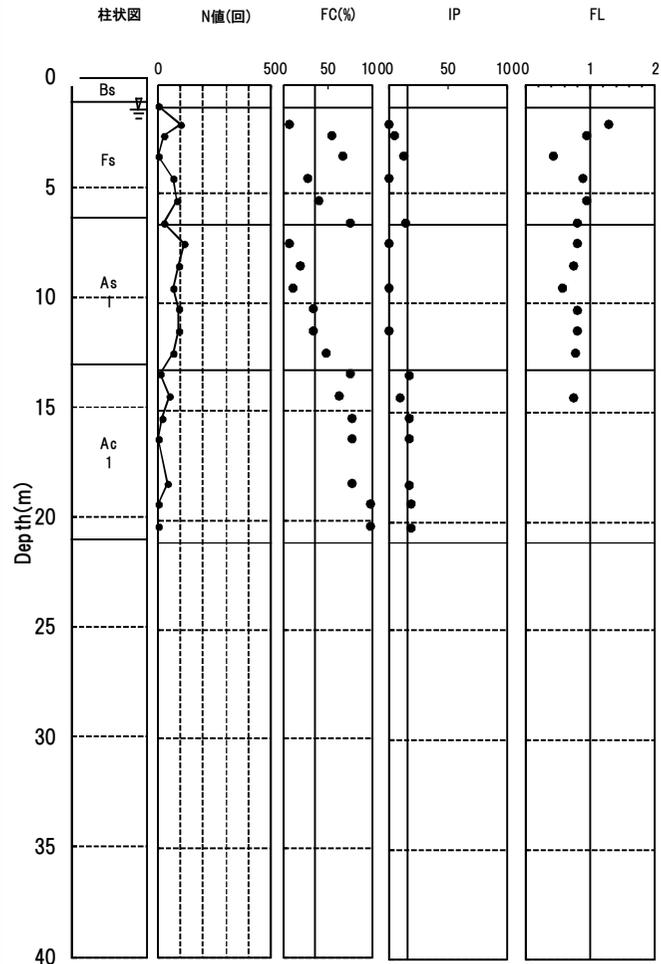
図-7.3.1 (b) 建築基礎構造指針に準拠した液状化危険度試算結果 (浦安市高洲小学校，地表加速度 100gal)

箇所名	浦安市地盤調査業務
地点名	B-14
孔口標高(TP m)	3.82

地下水位(GL-m)	1.47
水の単位体積重量(kN/m ³)	10

地盤種別	Ⅲ種
設計水平震度	0.2

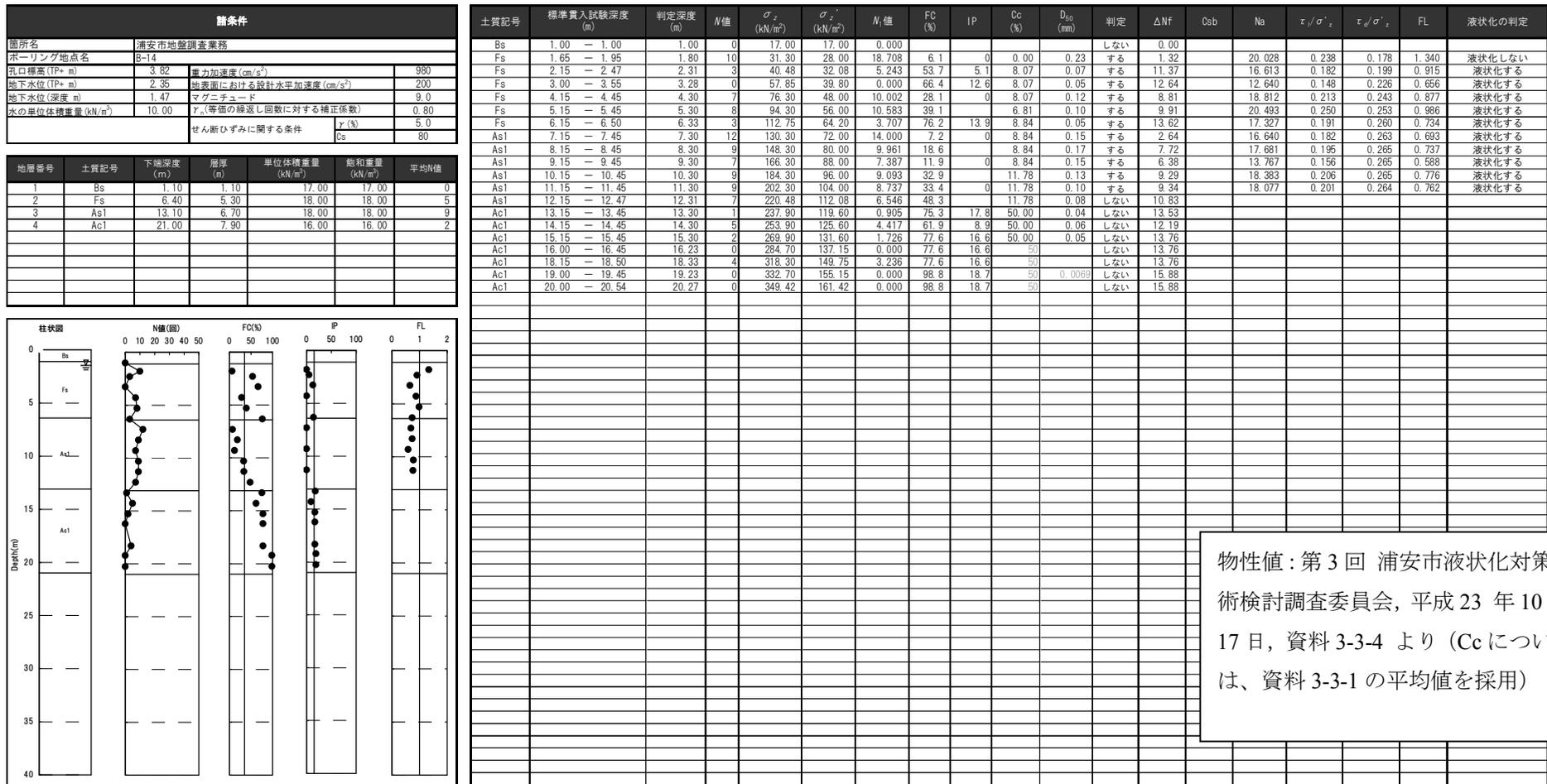
PL値 16.514



土質記号	判定深度(m)	N値	σ_v (kN/m ²)	FC (%)	IP	判定	R _L	cw	R	r _d	L	F _L
Bs	1.00	0	17.0			しない				0.985		
Fs	1.80	10	31.3	6.1	0.0	する	0.282	1.00	0.282	0.973	0.218	1.297
Fs	2.31	3	40.5	53.7	5.1	する	0.232	1.00	0.232	0.965	0.244	0.953
Fs	3.28	0	57.9	66.4	12.6	する	0.120	1.00	0.120	0.951	0.276	0.433
Fs	4.30	7	76.3	28.1	0.0	する	0.260	1.00	0.260	0.936	0.297	0.873
Fs	5.30	8	94.3	39.1		する	0.294	1.00	0.294	0.921	0.310	0.949
Fs	6.33	3	112.8	76.2	13.9	する	0.256	1.00	0.256	0.905	0.318	0.806
As1	7.30	12	130.3	7.2	0.0	する	0.256	1.00	0.256	0.891	0.322	0.795
As1	8.30	9	148.3	18.6		する	0.239	1.00	0.239	0.876	0.325	0.735
As1	9.30	7	166.3	11.9	0.0	する	0.190	1.00	0.190	0.861	0.325	0.585
As1	10.30	9	184.3	32.9		する	0.259	1.00	0.259	0.846	0.325	0.799
As1	11.30	9	202.3	33.4	0.0	する	0.255	1.00	0.255	0.831	0.323	0.789
As1	12.31	7	220.5	48.3		する	0.250	1.00	0.250	0.815	0.321	0.780
Ac1	13.30	1	237.9	75.3	17.8	しない				0.801		
Ac1	14.30	5	253.9	61.9	8.9	する	0.234	1.00	0.234	0.786	0.318	0.737
Ac1	15.30	2	269.9	77.6	16.6	しない				0.771		
Ac1	16.23	0	284.7	77.6	16.6	しない				0.757		
Ac1	18.33	4	318.3	77.6	16.6	しない				0.725		
Ac1	19.23	0	332.7	98.8	18.7	しない				0.712		
Ac1	20.27	0	349.4	98.8	18.7	しない				0.696		

物性値：第3回 浦安市液状化対策技術検討調査委員会，平成23年10月17日，資料3-3-4より

図-7.3.2(a) 道路橋示方書に準拠した液状化危険度試算結果（浦安市高洲小学校，地表加速度200gal）



物性値：第3回 浦安市液状化対策技術検討調査委員会，平成23年10月17日，資料3-3-4より (Ccについては，資料3-3-1の平均値を採用)

図-7.3.2(b) 建築基礎構造指針に準拠した液状化危険度試算結果 (浦安市高洲小学校，地表加速度 200gal)

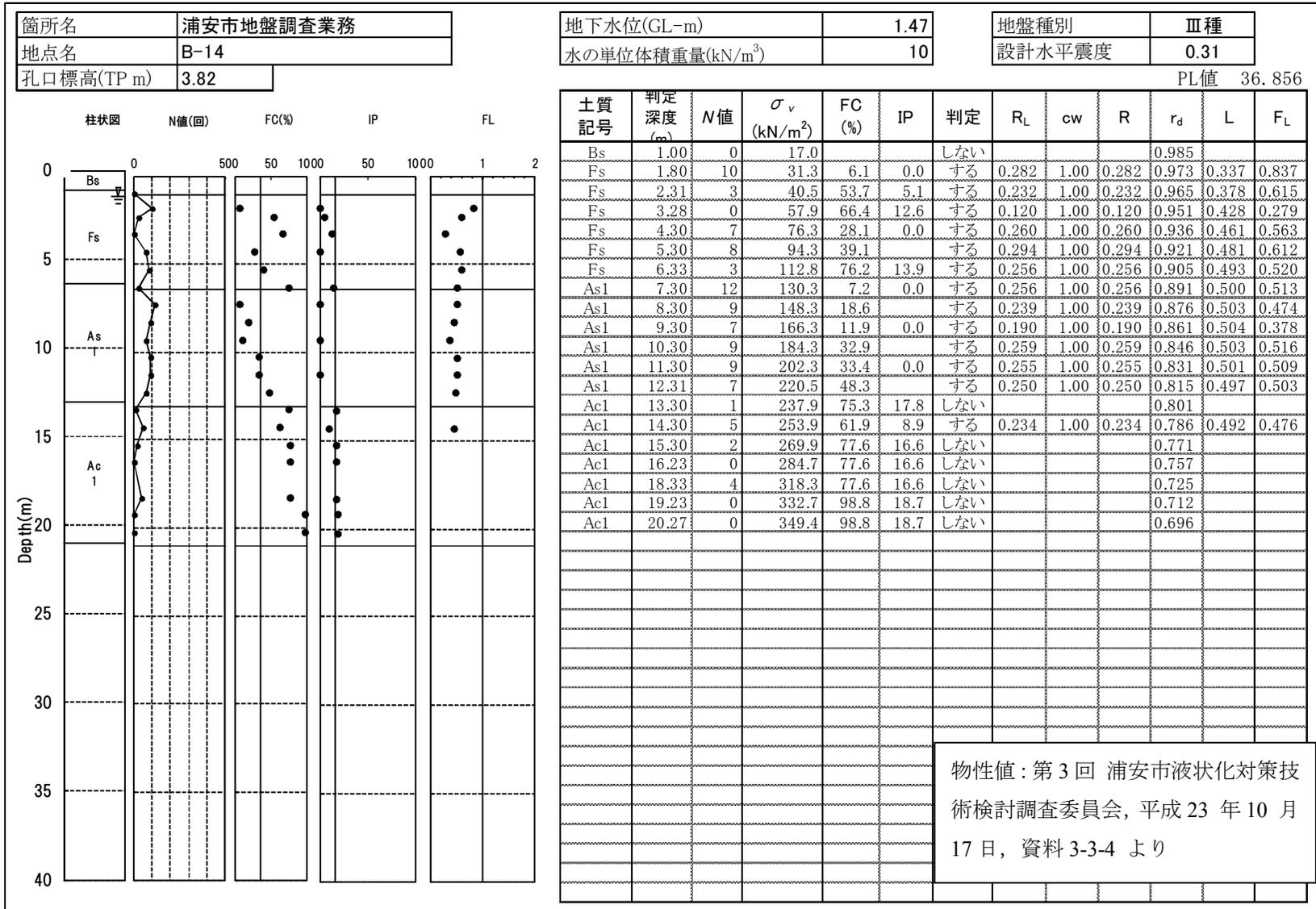


図-7.3.3(a) 道路橋示方書に準拠した液状化危険度試算結果（浦安市高洲小学校，地表加速度 300gal）

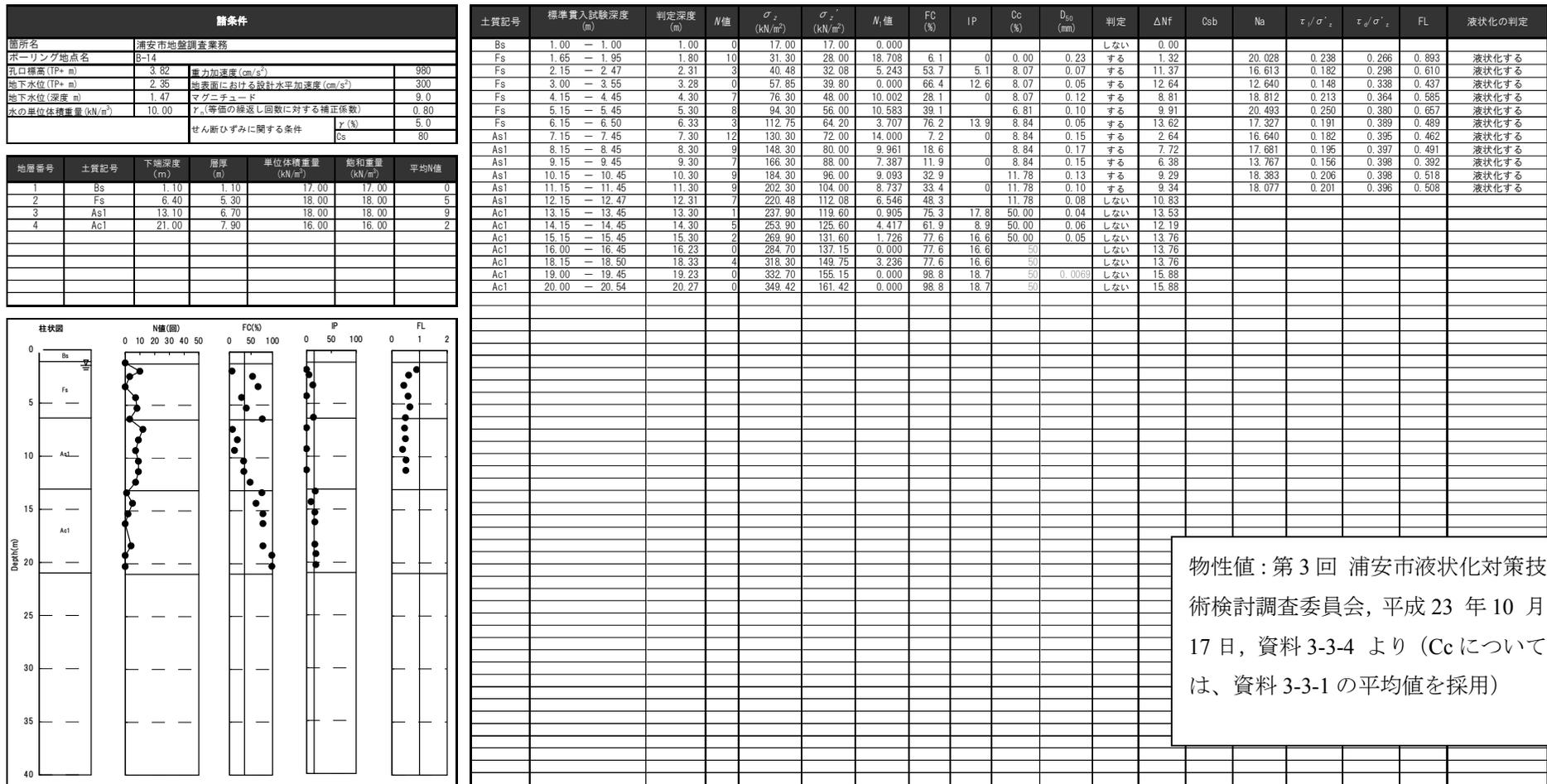


図-7.3.3 (b) 建築基礎構造指針に準拠した液状化危険度試算結果 (浦安市高洲小学校, 地表加速度 300gal)

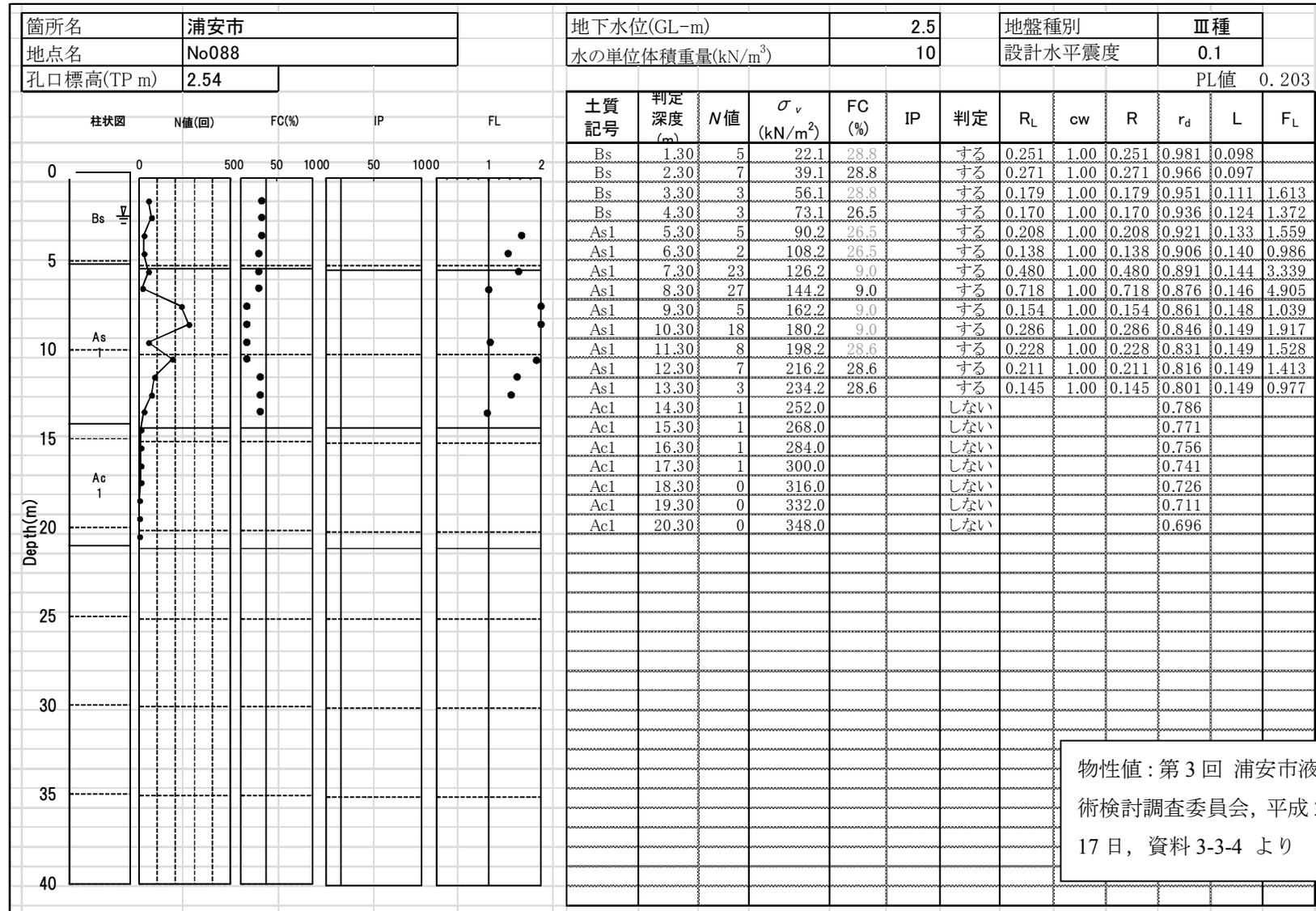
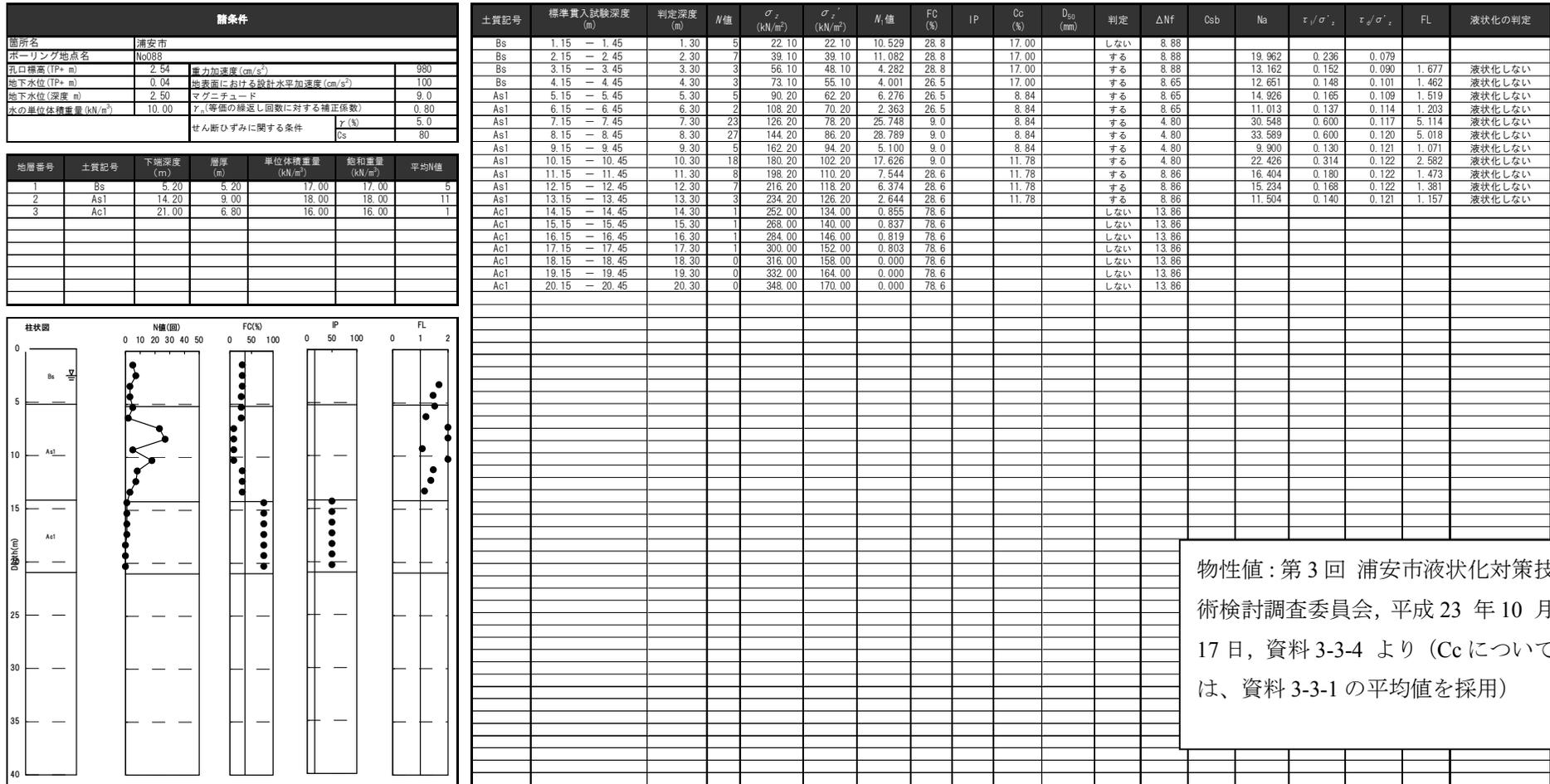


図-7.3.4(a) 道路橋示方書に準拠した液状化危険度試算結果（浦安市東小学校（K-NET 浦安），地表加速度 100gal）



物性値：第3回 浦安市液状化対策技術検討調査委員会，平成23年10月17日，資料3-3-4より (Ccについては，資料3-3-1の平均値を採用)

図-7.3.4(b) 建築基礎構造指針に準拠した液状化危険度試算結果 (東小学校：K-NET，地表加速度100gal)

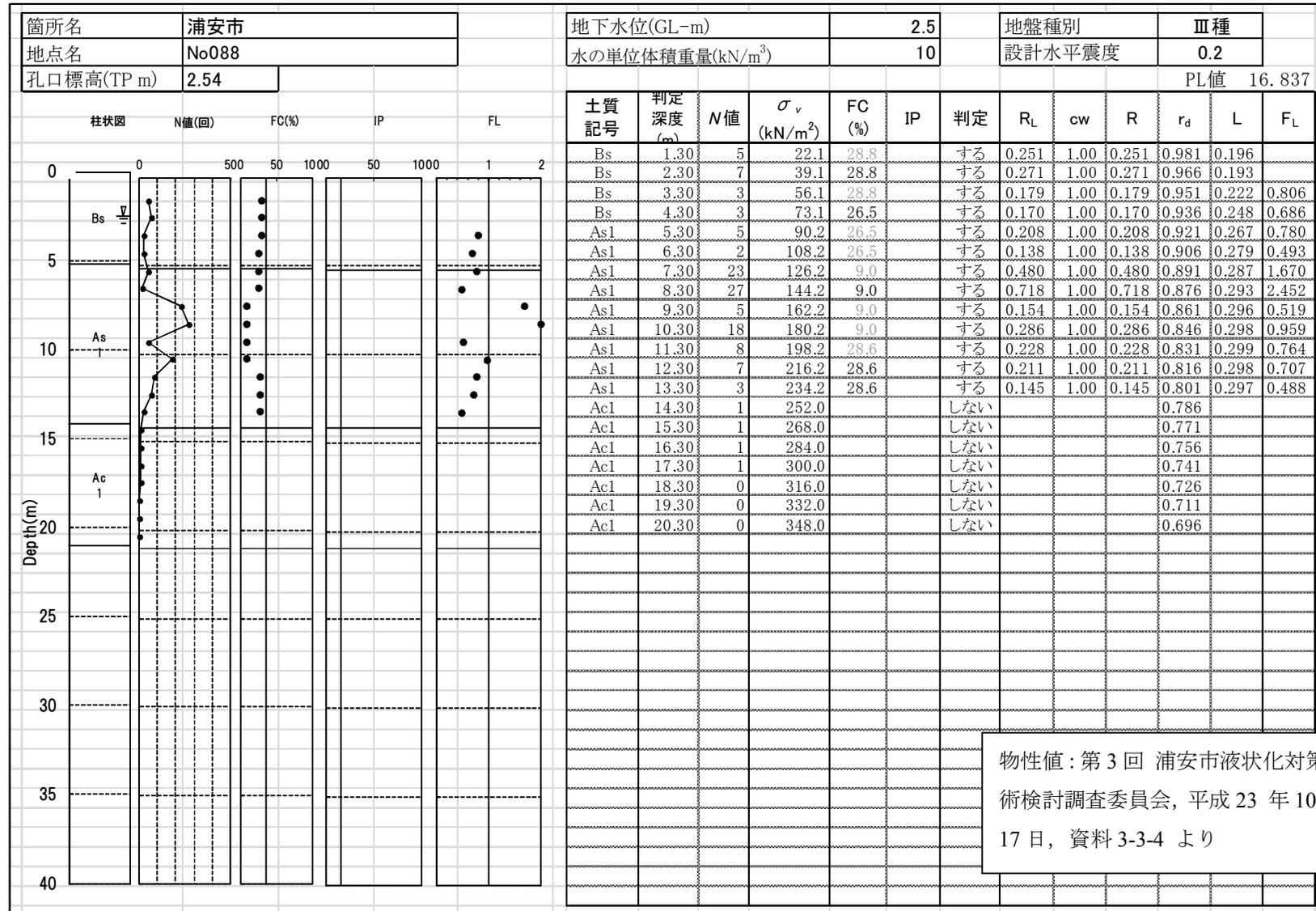


図-7.3.5(a) 道路橋示方書に準拠した液状化危険度試算結果（浦安市東小学校（K-NET 浦安），地表加速度 200gal）

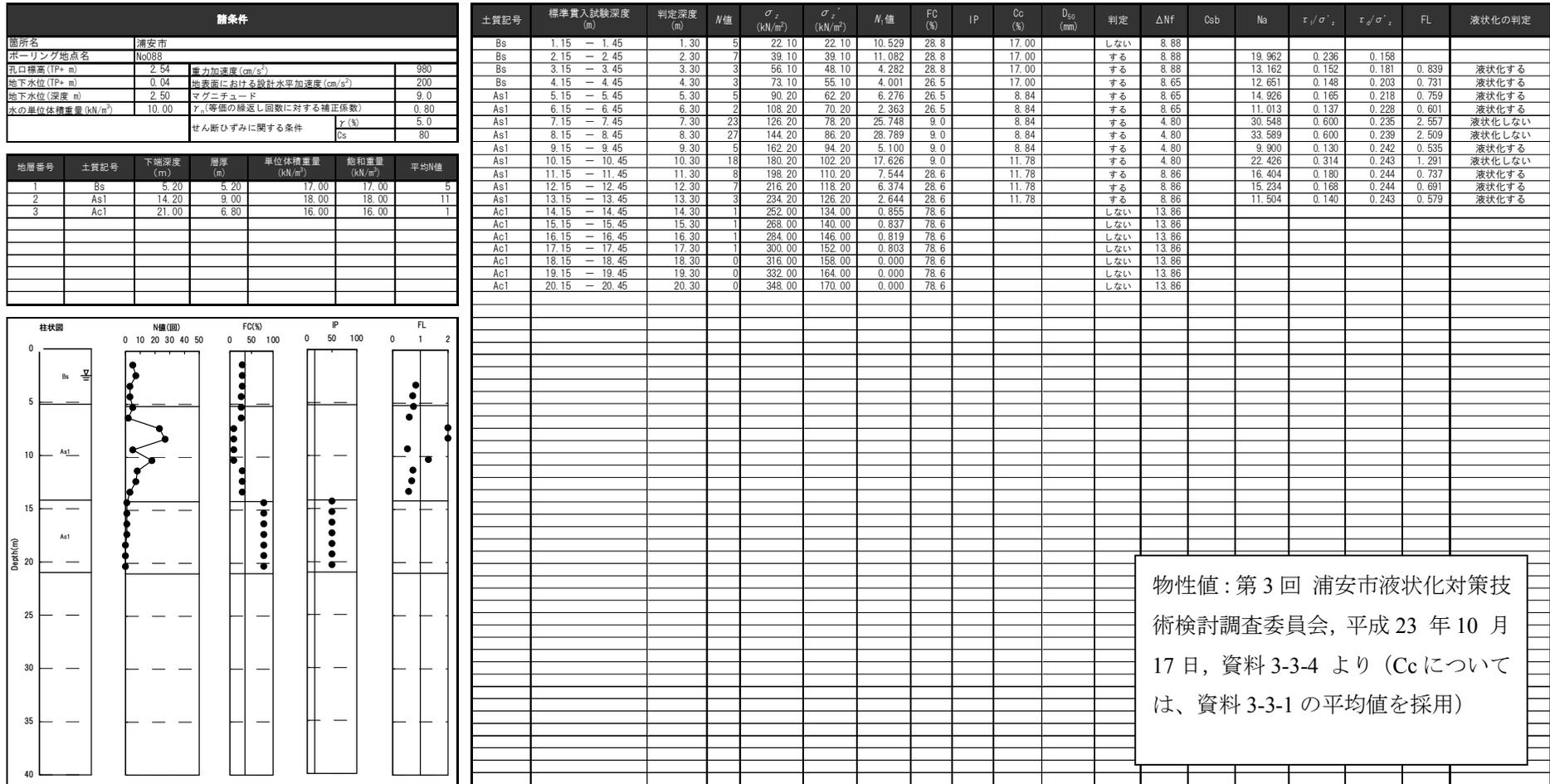


図-7.3.5(b) 建築基礎構造指針に準拠した液状化危険度試算結果 (浦安市東小学校 (K-NET 浦安), 地表加速度 200gal)



図-7.3.6(a) 道路橋示方書に準拠した液状化危険度試算結果（浦安市東小学校（K-NET 浦安），地表加速度 300gal）

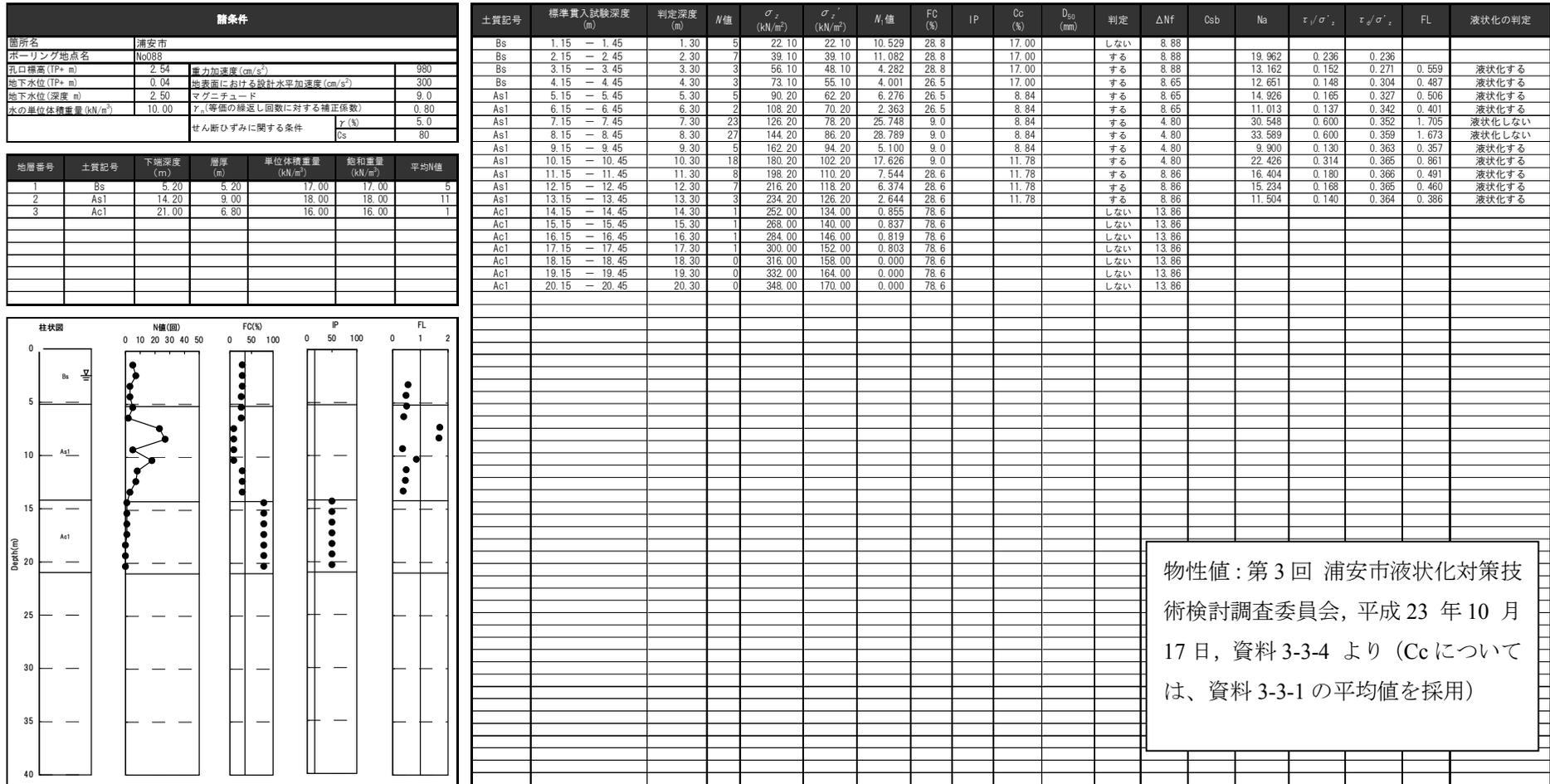
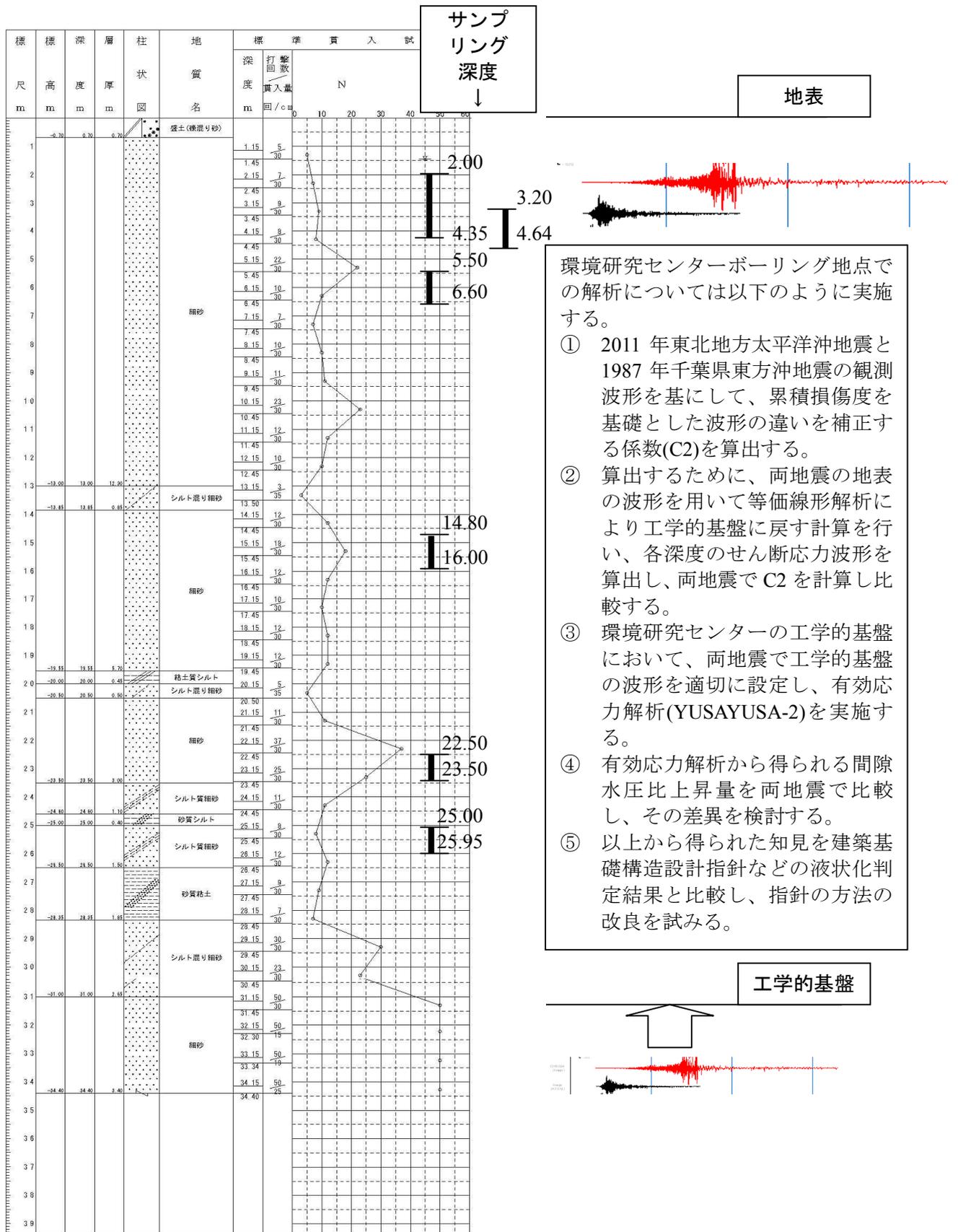


図-7.3.6 (b) 建築基礎構造指針に準拠した液状化危険度試算結果 (浦安市東小学校 (K-NET 浦安), 地表加速度 300gal)

8. 環境研究センターにおける解析について



環境研究センターボーリング地点での解析については以下のように実施する。

- ① 2011年東北地方太平洋沖地震と1987年千葉県東方沖地震の観測波形を基にして、累積損傷度を基礎とした波形の違いを補正する係数(C2)を算出する。
- ② 算出するために、両地震の地表の波形を用いて等価線形解析により工学的基盤に戻す計算を行い、各深度のせん断応力波形を算出し、両地震でC2を計算し比較する。
- ③ 環境研究センターの工学的基盤において、両地震で工学的基盤の波形を適切に設定し、有効応力解析(YUSAYUSA-2)を実施する。
- ④ 有効応力解析から得られる間隙水圧比上昇量を両地震で比較し、その差異を検討する。
- ⑤ 以上から得られた知見を建築基礎構造設計指針などの液状化判定結果と比較し、指針の方法の改良を試みる。

図 8.1-1 環境研究センター地点 (No. 5) 仮柱状図

