

## 表面波探査と動的弾塑性 FEM に基づく緩傾斜宅地の簡易な耐震性能評価

Simple evaluation method for seismic performance of slightly-inclined residential ground  
based on surface-wave investigation and dynamic elasto-plastic finite element method

若井明彦\*・田村昌仁\*\*・林 宏\*\*\*・釜井俊孝\*\*\*\*・清水直道\*\*\*\*\*

Akihiko Wakai, Masahito Tamura, Koichi Hayashi, Toshitaka Kamai and Naomichi Shimizu

\* 博(工) 群馬大学大学院工学研究科 准教授 (〒376-8515 群馬県桐生市天神町1丁目5番地1)

\*\* 工博 独立行政法人建築研究所 国際地震工学センター 上席研究員 (〒305-0802 茨城県つくば市立原1丁目)

\*\*\* 修(理) 応用地質株式会社 技術本部技術研究所 (〒305-0841 茨城県つくば市御幸が丘43番地)

\*\*\*\* 工博 京都大学防災研究所 斜面災害研究センター 教授 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

\*\*\*\*\* 修(工) 渋川市役所 (元 群馬大学大学院生) (〒377-8501 群馬県渋川市石原80番地)

Two typical suffering cases of slightly-inclined residential ground at the time of Mid Niigata Prefecture Earthquake 2004 are examined. Around the houses on the thickly filled ground, large residual settlement was observed clearly. Probably, the liquefaction of saturated sand in the ground may be related to the damage. In this study, the mechanism of damage is examined based on the 2-D dynamic elasto-plastic finite element method. In the analysis, the material parameters have been determined based on the distribution of shear wave velocity in the ground, which was estimated by the surface-wave investigation. It is shown that the dynamic elasto-plastic finite element analysis with the surface-wave investigation is very effective for the evaluation of the seismic stability of the ground.

**Key Words:** *finite element method, surface-wave investigation, residential ground, slope, earthquake, residual displacement*

キーワード: 有限要素法, 表面波探査, 宅地地盤, 斜面, 地震, 残留変位

## 1. はじめに

新潟県中越地震(2004)の際, 砂質土層の液状化が原因で被害を受けた宅地は多い。多様な造成履歴を有する宅地に建てられた一般家屋の耐震安全性を確保するには, 建築物の耐震化だけでなく, 宅地地盤そのものの耐震化が重要である。新規造成宅地に対する地震時の要求性能の明確化とともに, 既存宅地が地震により受ける被害規模の定量化手法の開発が急務となっている。特に, 後者については, 国内を広範かつ網羅的にカバーできる地盤の耐震性評価手法が求められており, 実務適用可能な信頼性を有しつつ, できるだけ簡易な運用性を兼ね備えた手法が望まれる。例えば, ごく簡素なスクリーニング手法(第一次スクリーニング)で定性的に危険宅地を抽出し, 第二次スクリーニングではより多くの地盤情報をもとにした判定を, 特に危険度が指摘される現場に対してはさらに詳細な判定として有限要素法(FEM)を適用するなど, 複次階層的な判定フローが現実的であろう。ただ, 全国の無数の宅地を対象に耐震性評価を包括的に行う可能性を考えると, 高次段階の判定手法として用いられるFEM解析においても, モデル構築や定数決定に関して可能な限りの簡素化が望まれる。

以上を踏まえ, 本研究では, 砂質土層の液状化を再現するための弾塑性構成モデルを提案する。また, 物理探査(表面波探査等)などに基づいて推定した地盤構造を手がかりに, 新潟県中越地震で被災した宅地のFEMシミュレーションを試みる。一方, 液状化被害を厳密に再現するには, 適切な弾塑性構成モデルと固液二相連成系の運動方程式の組合せがより一般的であり, これまでに多くの有効応力モデルが飽和砂の液状化挙動の再現のために提案されてきたことにも留意されたい(例えば, Zienkiewicz & Shiomi (1984), Pastor & Zienkiewicz (1986), 福武・松岡 (1989), Pradhan & Tatsuoka (1989), Kabilamany & Ishihara (1990), Nishi & Kanatani (1990), Iai et al. (1992), Oka et al. (1992)など)。

本研究で提案する弾塑性構成モデルは, 非排水状態の土の繰返し載荷挙動を全応力規準で記述することを想定した簡易な構成モデルであり, 土の動的変形特性(非液状化時)と液状化強度曲線の再現を特に重視している。従来の液状化解析のように, 地震中に発生する間隙水圧の大きさ自体や, 水圧消散に伴う遅れ沈下を考慮できないものの, 質的・量的に十分なデータが揃っていない宅地の耐震性能を, 地下水位と地盤構造の空間情報をもとに簡易判定する場合の予測モデルとして, 有用性があると考えられる。

## 2. 液状化による宅地変状を再現するための解析モデル

### 2.1 基礎方程式

動的弾塑性 FEM では、以下の運動方程式を Newmark の  $\beta$  法に基づく時間積分アルゴリズムにより解く。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{P\} = -[M]\{\ddot{U}\} \quad (1)$$

$\{P\}$  は内部応力に等価な復元力ベクトルであり、線形弾性体では  $\{P\} = [K]\{u\}$  である。 $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  はそれぞれ質量、減衰、初期剛性マトリクス、 $\{u\}$ ,  $\{\dot{u}\}$  はそれぞれ (各位置の) 相対変位、(基盤の) 絶対変位ベクトルである。減衰マトリクスの導出には Rayleigh 減衰を仮定した。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2)$$

今回は周波数 0.5 および 5.0Hz で減衰率 3% となる値として、 $\alpha = 0.171$ ,  $\beta = 0.00174$  を仮定した。

### 2.2 地震時ひずみ軟化を再現する弾塑性モデル

地震中の液状化は、繰返し載荷時の負のダイレイタンシーに起因する過剰間隙水圧の累積が土骨格の有効拘束圧を低下させ、やがて見かけのせん断強度が失われるというメカニズムで説明できる。

一方、本研究のように、非排水条件を前提にした全応力モデルで記述する場合、繰返し載荷とともに徐々に見かけのせん断強度が低下していく、というメカニズムで記述が可能である。以前、若井ら (2003) は、過去に提案したモデルの履歴曲線を修正することにより、室内試験で得られた砂の液状化強度曲線を再現するモデルを提案しているが、ひずみ軟化を直接考慮していないので、地盤のせん断強度の低下そのものは必ずしも適切に表現できていない。

本研究では、Wakai & Ugai (2004) による構成モデル (以降、UW モデルと略) を、土のひずみ軟化特性を再現できるように改良した (以降、UW 軟化モデルと略)。これは大ひずみ時に履歴曲線を変形させることで、液状化に至るまでの応力ひずみ関係を表現しようとした吉田ら (1998) の全応力モデルの発想に類するものである。

大部分の定式化は UW モデルと同じであるので、以下には、拡張した部分だけを記述する。

UW モデルでは、強度定数  $c'$ ,  $\phi'$  と Mohr-Coulomb の破壊規準式に基づいてせん断強度  $\tau_f$  を定義するが、UW 軟化モデルではこの  $\tau_f$  を次式 (若井他 (2005)) で与える。

$$\tau_f = \tau_{f0} + \frac{\tau_{fr} - \tau_{f0}}{A + \gamma^p} \gamma^p \quad (3)$$

$\tau_{f0}$  は初期のせん断強度であり、次式で与える。

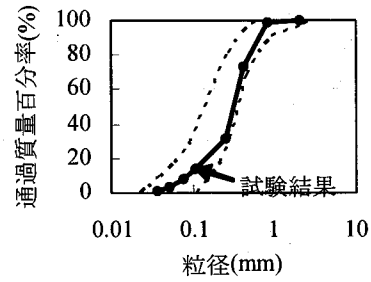


図-1 試験に用いた柏崎砂 (新砂丘層) の粒径分布。

$$\tau_{f0} = c' \cdot \cos \phi' + \left( \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right)_{initial} \times \sin \phi' \quad (4)$$

$\tau_{fr}$  は残留強度状態でのせん断強度であり、簡単化のため  $\tau_{f0}$  に対する低減率で与えることにする。 $A$  は定数である。 $\gamma^p$  は累積塑性せん断ひずみであり、次式で与える。

$$\gamma^p = \int d\gamma_{max}^p \quad (5a)$$

$$d\gamma_{max}^p = |d\epsilon_1^p - d\epsilon_3^p| \quad (5b)$$

$\tau_f$  が低下する程度に比例して初期せん断弾性係数  $G_0$  (およびヤング率  $E$ ) が低下すると仮定した。塑性ポテンシャルには von Mises 型の関数を仮定することで、等体積 (非排水) 条件を実現した。

### 2.3 本モデルによるゆるい砂の液状化特性の再現例

実際の被災宅地の再現解析を行う前に、ゆるい砂の液状化挙動を UW 軟化モデルによりどの程度再現できるかを確認する。そのために、新潟県柏崎市の日本海沿岸に広く分布する柏崎砂 (新砂丘層) の攪乱資料を用いた繰返し三軸圧縮試験を実施するとともに、得られた液状化強度曲線を UW 軟化モデルにより再現することを試みた。

柏崎砂 (新砂丘層) の粒径分布を図-1 に示す。比較のため、図中には 1964 年新潟地震の際の新潟市内の液状化地点における砂 (5-10m 深) の粒度曲線の分布範囲 (Kishida (1966)) を破線で記した。今回用いた砂の粒度はこの範囲に入っている。また、粒径分布に基づく各指標はそれぞれ  $D_{50} = 0.35\text{mm}$ ,  $U_c = 3.9$ ,  $U_c' = 1.4$  であり、条件によっては液状化の発生する可能性のあることが示唆された。

次章で紹介する被災宅地では、造成時の盛土材料の一部としてこの砂が用いられたと考えられる。しかし、今回の試験は現場から地震前の土の不攪乱試料を直接採取した上での試験ではないため、原位置の密度ならびに液状化強度を厳密には再現していない。従って、本節の室内試験の実施目的は、次章の被災宅地の再現解析の厳密化だけではなく、UW 軟化モデルの動作確認のための土のサンプルを得る点であることに注意されたい。

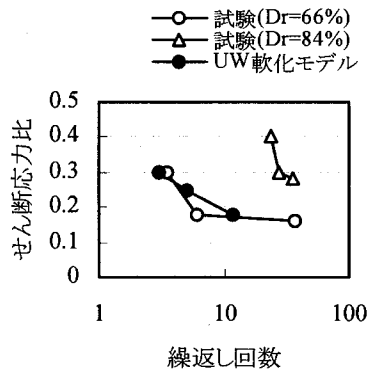


図-2 柏崎砂（新砂丘層）の攪乱試料の液状化強度曲線（初期有効拘束圧  $\sigma'_c=32.0\text{kPa}$ ）。

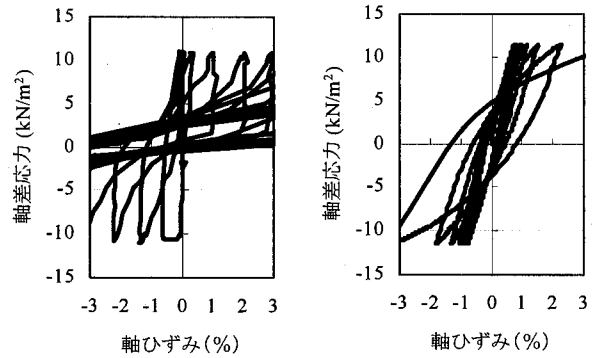
表-1 柏崎砂（新砂丘層）の液状化強度試験を再現するための UW 軟化モデルのパラメータ。

|            |                          |                   |
|------------|--------------------------|-------------------|
| ヤング率       | $E$ ( $\text{kN/m}^2$ )  | $7.3 \times 10^4$ |
| ポアソン比      | $\nu$                    | 0.40              |
| 粘着力        | $c'$ ( $\text{kN/m}^2$ ) | 0.0               |
| 内部摩擦角      | $\phi'$ (deg)            | 30.               |
| ダイレイタンス角   | $\psi$ (deg)             | 0.0               |
| 履歴パラメータ    | $b \cdot \gamma_{G_0}$   | 1.9               |
|            | $n$                      | 1.5               |
|            | $A$                      | $7.0 \times 10^4$ |
| ひずみ軟化パラメータ | $\tau_{fr} / \tau_{f0}$  | 0.0               |
|            |                          |                   |

ここに  $\gamma_{G_0} = \tau_{f0} / G_0$ ,  $G_0 = 0.5E / (1 + \nu)$  である。

物理試験の結果、柏崎砂（新砂丘層）の  $\rho_{\text{dmax}}=1.77\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{\text{dmin}}=1.50\text{g/cm}^3$  であった。相対密度  $D_r$  が 66%, 84% の二種類の供試体について、繰返しせん断応力比を変えながら一連の非排水繰返し三軸圧縮試験を行った。次章の宅地解析の際に想定される応力レベルを参考に、いずれの試験ケースにおいても初期有効拘束圧を 32.0kPa とした。なお後述のように、提案モデルにおけるひずみ軟化パラメータの値は拘束圧によらず一定と仮定したため、異なった拘束圧下においても、初期強度に対する残留強度の比、また塑性ひずみ履歴に応じた強度低下の影響割合はそれぞれ変わらないと仮定したことになる。液状化の懸念される地層の拘束圧の変動範囲が広い場合には、より広範囲の拘束圧条件下での力学特性を調べ、これらのパラメータの設定に反映させることが望ましい。

図-2 は三軸試験で得られた液状化強度曲線（ $DA=5\%$ ）である。十分に締固めがなされたケース（ $D_r=84\%$ ）に比べて、ゆる詰めの場合（ $D_r=66\%$ ）でははるかに液状化



(a) 試験 ( $D_r=66\%$ ) (b) UW 軟化モデル  
図-3 応力ひずみ曲線（非排水繰返し載荷時）の比較  
[応力比 0.18 のケース]。

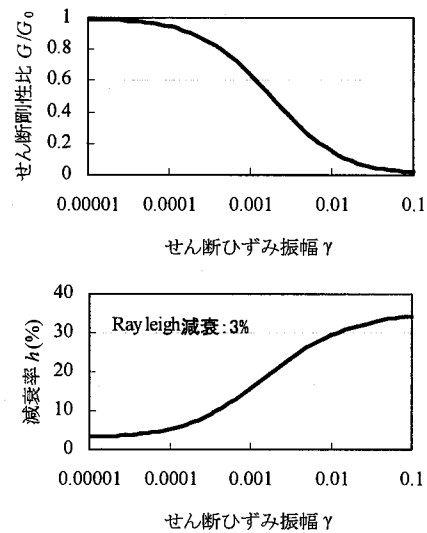


図-4 UW モデルによる動的変形特性の例。  
(減衰率に Rayleigh 減衰分を加算した)

強度が小さい。同図には UW 軟化モデルによる再現結果（ゆる詰めケースを想定）を一緒に記した。試験結果との一致度は良好である。UW 軟化モデルに基づき液状化強度曲線を得る手順は通常の室内試験と同様である。所定の初期有効拘束圧とせん断応力比の下での繰返しせん断計算を行い、応力ひずみ曲線を追跡する。せん断応力比に応じて液状化（ $DA=5\%$ ）までの回数が変化するので、これを室内試験結果と同様に図中にプロットすればよい。

UW 軟化モデルの応力ひずみ曲線の一例（応力比 0.18 のケース）を図-3(b)に、またこれに対応する試験結果を図-3(a)に示す。試験では繰返し載荷とともに剛性が低下し、やがて液状化に至る様子が観察されている。モデルにおいても繰返し載荷とともに徐々に剛性が低下して液状化に至る結果が得られているが、試験結果に見られるような極端な S 字型を呈する曲線にはなっていない。取扱いの簡易性を追求した全応力モデルであるため、モデル化の精度には限界があることに留意する必要がある。塑性ひずみ履歴

に応じて発揮されるせん断応力の低下をひずみ振幅の増加として捉え、図-2の液状化強度曲線が得られる。液状化強度曲線に着目する限り、本モデルは試験結果を簡易予測に許容される精度で近似していると考えてよい。

ここで用いた材料パラメータ一覧を表-1に示す。ちなみに、単位体積重量 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ の場合、表-1の $E$ と $\nu$ の値からせん断波速度 $V_s$ を逆算すると約120m/sとなる。

表-1中の「履歴パラメータ」は減衰率のひずみ依存性( $h$ - $\gamma$ 関係)を支配する。これらの値は非液状化時を想定した動的変形特性(石原 1976)を再現するように設定した。参考までに、図-3(表-1)の条件に対して、ひずみ軟化しない条件でUWモデルにより動的変形特性( $G$ - $\gamma$ ,  $h$ - $\gamma$ 関係)を逆算(Wakai & Ugai (2004))したものが図-4である。

一方、図-2の液状化強度を大きく左右するのは表-1の下段にある「ひずみ軟化パラメータ」である。図-2において試験結果と解析結果が一致するように、これらのパラメータを試行錯誤的に調整した。 $\tau_{fr}/\tau_{f0}$ および $A$ が小さくなるほど、同一履歴時に発揮される強度は小さくなる。なお、 $\tau_{fr}/\tau_{f0}$ は初期の非排水せん断強度に対する残留時の非排水せん断強度の比であり、過剰間隙水圧の増加による完全液状化を想定する場合はゼロとしてよい。一方、 $A$ は残留強度への近づき易さを操作するパラメータ(鶴飼他 (1994))であり、この値が小さくなるほどより早く残留強度状態に達する。試験により得られた液状化強度曲線(図-2)に対して、モデルで再現される曲線ができるだけ一致するように $A$ の値を操作するが、試験結果より本モデルの再現曲線の方が、せん断応力比の変化に対する液状化までの回数の変化の小さい傾向があるようである。

### 3. 新潟県中越地震における緩傾斜宅地被害の再現例

#### 3.1 背景

地震時に盛土造成された宅地が大きく変状する事例は大地震の際に多く報告されている(例えば、井口(1995))。変状の規模や形態は様々であるが、家屋に甚大な被害を与えた事例の多くでは、地震後、高台状あるいは緩傾斜状の宅地地盤に大きな残留変形が観測されている。

造成前の谷地形を埋める形で盛土施工されたいわゆる「谷埋め盛土」では、このような被害の頻発が指摘されている。既往の被害事例をもとに、地形・地質構造などと危険度との関連性をニューラル・ネットワークに学習させ、危険度判定システムを構築する試みが最近報告されている(釜井他(2004))。宅地の耐震性評価において、このような地形・地盤構造の視点からの考察が欠かせない。

#### 3.2 FEM解析における表面波探査の位置づけ

液状化の可能性のある地盤の挙動を精度良く推定するには、現場の土の不攪乱試料に基づく室内液状化強度試験の実施が望まれる。一方、FEM解析のように宅地全体の変形を空間的に再現しう手法の性能を十分に引き出すためには、地盤内のある限られた点の力学特性を厳密に調

べるだけではなく、宅地全体の地盤構造を把握するための調査が必要である。例えば、宅地全域の包括的なボーリング調査をはじめ地盤構造を空間的に把握する各種の調査手法が考えられる。既存の宅地の耐震性評価には、非破壊手法との併用が有利と考えられるが、林他(2005)は物理探査手法に基づく宅地の耐震性評価を試みている。例えば、表面波探査や電気探査を組み合わせることで、地質構造や地下水位分布の推定がなされる。物理探査のみから宅地評価に必要なすべての情報を得ることは難しいが、ボーリング調査や室内試験、造成履歴の把握など、他の情報をふまえた総合的判断を行うことで、物理探査の結果から極めて有用な工学的情報を得ることが可能となる。

こうした観点から、本研究では2004年新潟県中越地震(M6.8)の際、新潟県柏崎市郊外の宅地で生じた地盤被害のうちの二箇所(H地区、K地区)を紹介するとともに、表面波探査等から推定した地盤構造をもとに、動的弾塑性FEMによる被災宅地の再現解析を試みる。

### 3.3 H地区の事例

#### (1) 甚大な被害を生じた地点(宅地H1)

予測手法の妥当性検証のため、甚大な被害を生じた地点(宅地H1)と、ごく近傍にありながら大きな被害を生じなかった地点(宅地H2)それぞれの再現を試みる。これらの位置関係を図-5に示す。ともに西向きに緩く一様に傾斜した宅地内道路であり、互いに150mほど離れている。

H地区は1980年代に丘陵地の宅地転換が進んだ地域である。図-6に宅地A1周辺の被害状況の概要を、写真-1に地震直後の航空写真をそれぞれ示す。いくつかの家屋周辺で50~500mm程度の沈下が認められた。マンホール位置の測量結果から、図のように数十cm程度の水平、鉛直相対変位が生じたことがわかっている。一方、写真を見ると、東西道路のうち最も北側の道路(宅地H1としての解析対象断面に相当)の中央部では、水道管の破裂により噴出した水が斜面傾斜に沿って西側へ流下しており、黒い筋として観察される。水の噴出した交差点の右下の空地全体が白く見えるのは液状化による噴砂である。周辺道路にも所々

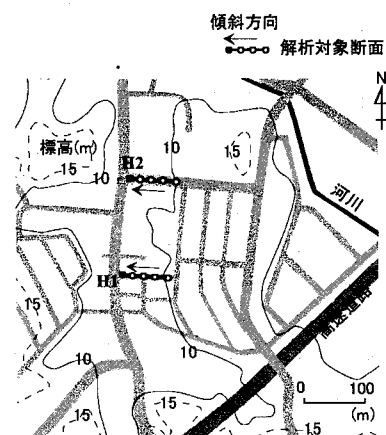


図-5 甚大な被害を生じた宅地H1と大きな被害を生じなかった宅地H2の位置関係(H地区)。

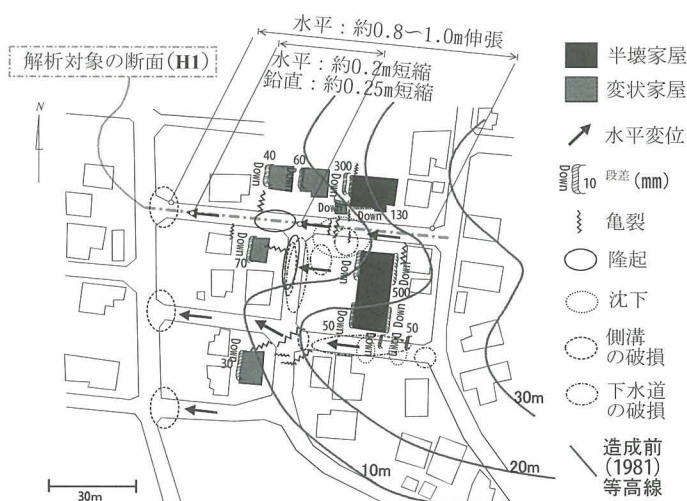
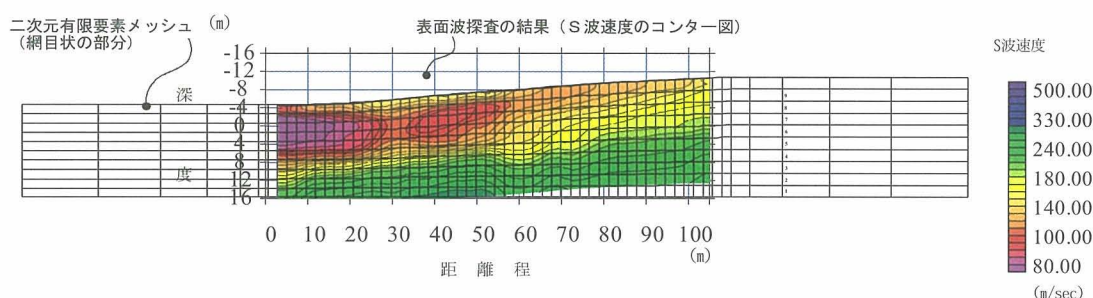


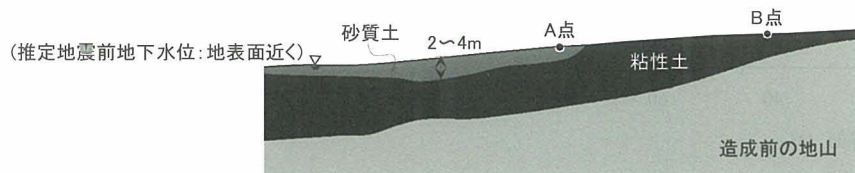
図-6 宅地H1周辺の被害(H地区)。



写真-1 宅地H1周辺の地震直後の航空写真(H地区)。  
(写真撮影：アジア航測(株))



(a) 表面波探査に基づく地盤内S波速度分布と有限要素メッシュ (8節点アイソパラメトリック要素)。



(b) 表面波探査・ボーリング調査・標準貫入試験・SWS・造成履歴等から総合的に推定される地盤構造・地下水位

図-7 宅地H1の解析対象断面(H地区)。

で白い筋が見えるが、これらはいずれも液状化による噴砂が斜面傾斜に沿って西へ流下した痕跡である。

図-6には造成前1981年当時の地形が、高低差10mピッチの等高線コンターとして描かれている。実測された残留水平変位の方向は旧地形における斜面傾斜の方向に近く、特に旧地形の谷部において大きな変状が目立つ。以前、現場周辺には標高差30mの丘陵が存在したが、これが宅地として造成された。掘削された丘陵部の表層土砂の大部分は腐植土などの粘性土であるが、これらは谷部を埋めるための材料の一部に利用されたと考えられる。

表面波探査により調べた地盤内のせん断波速度( $V_s$ )の分布を、解析に用いる二次元有限要素メッシュとともに図示したのが図-7(a)である。周辺のボーリング調査や現場の

標準貫入試験、スウェーデン式サウンディング(以降「SWS」と略)等によると、表層2~4m程度には砂質土層が、その下部には透水性の低い粘性土層が厚く堆積していることが分かった。上部砂層の一部が地震時に液状化したと考えられる。砂層の下に厚い粘性土層の存在が、地震動の増幅、また地震前に当該地域が受けた豪雨による地下水位上昇を促進し、液状化を助長する結果になったことが推定される。

以上の考察と表面波探査結果とを合わせて判断すると、宅地H1の地盤構造はおおむね図-7(b)のようになっていると考えられる。砂層部分の $V_s$ の値がそれ以深の粘土層部分よりやや大きめの値となることに留意した。粘性土層は造成前の地山表面に存在した腐植土層と、造成時に丘陵部



の地表を掘削した残土の埋め立てによるものの二通りの可能性が考えられる。液状化の発生は、砂自身の密度や強度特性のほか、地盤内の地下水位と密接に関わっている。元々地下水位の高い地区であり、前述の考察のように地震前に地下水位がほぼ地表面近くに達していたと仮定した。

現地盤の液状化特性は、前章で紹介した柏崎砂（新砂丘層）の攪乱試料（ $Dr=66\%$ ）を用いた液状化強度試験の結果に準ずるものと仮定した。この土は柏崎市内の均質な土取り場から採取されたものである。実は、被災地の地盤調査と関係者への取材等により、本論文で紹介する被災宅地の造成（表面盛土材）にはいずれもこの砂の使用された可能性の高いことが判明している。

可能であれば現場採取の不攪乱試料による室内試験がより望ましいが、被災現場の土はすでに地震履歴を受けてしまっている点、本研究で提案する手法の趣旨があくまでも簡易評価である点などを鑑みて、今回は上記の砂をそのまま採取して、被災地の地震前のゆる詰め状態を模擬した密度で試験を行った。なお、一般の宅地の耐震性評価を念頭に置くと、すべての現場において、液状化土の室内要素試験を必須とするのは必ずしも現実的ではない。場合によって、既往の試験に基づく液状化強度曲線（例えば、石原1976）などを参照して解析を行う便法も考えられる。

動的弾塑性 FEM 解析では、図-7(a)のように表面波探索で得られた  $V_s$  分布をそのまま有限要素メッシュに反映させ、地盤内のヤング率  $E$  の空間分布を設定した。 $V_s$  の表示されていない範囲の解析メッシュ（解析で反射波の影響を

避けるため、左右に付加した領域）の材料定数は、 $V_s$  の表示されている領域の左右端部の物性値をそのまま左右に延長できると仮定した。解析領域の下端は固定端、左右端は鉛直ローラー条件とした。全域でポアソン比  $\nu=0.4$ 、飽和単位体積重量  $\gamma=18\text{kN/m}^3$  で一定と仮定した。

本解析においては“液状化の可能性のある材料”と“液状化しない材料”をあらかじめ区別する必要がある。ここでは図-7(b)の砂質土層の全範囲を“液状化の可能性のある材料”であると判断し、前章で提案した UW 軟化モデルを適用した。一方、履歴パラメータ  $b \cdot \gamma_{G_0}$  と  $n$  は、液状化しない場合の動的変形特性として常に図4 の関係を満足するよう、せん断弾性係数  $G_0$  と初期せん断強度  $\tau_0$  に応じて、要素毎に異なった値（Wakai & Ugai (2004)）を設定した。これら以外の地盤パラメータは表-1 に従った。

一方、“液状化しない材料”に関しては、ひずみ軟化を考慮しない従来の UW モデルを用いた。本モデルでは表-1 のひずみ軟化パラメータ  $\tau_f / \tau_{f0}$  と  $A$  が不要である。また、せん断強度  $\tau_f$  としては、簡単化のため表-1 の  $c', \phi'$  を用いずに、次式（石原(1976)）で与えることにした。

$$G_0 = 516 \cdot \tau_f \quad (6)$$

他のパラメータ設定は、UW 軟化モデルと同様とした。

FEM 解析では、図-7(a)のメッシュ下端における水平加速度時刻歴として、柏崎での強震観測記録 EW 成分（図-8

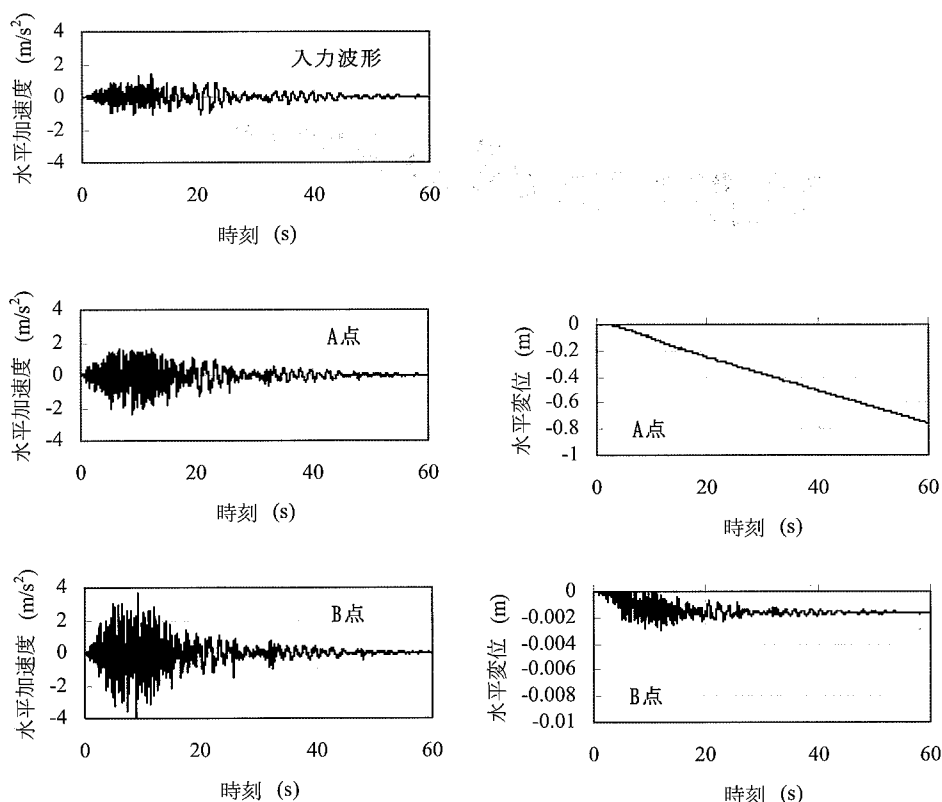


図-8 宅地 H1 の入力地震波形および解析結果の応答時刻歴（H 地区）。

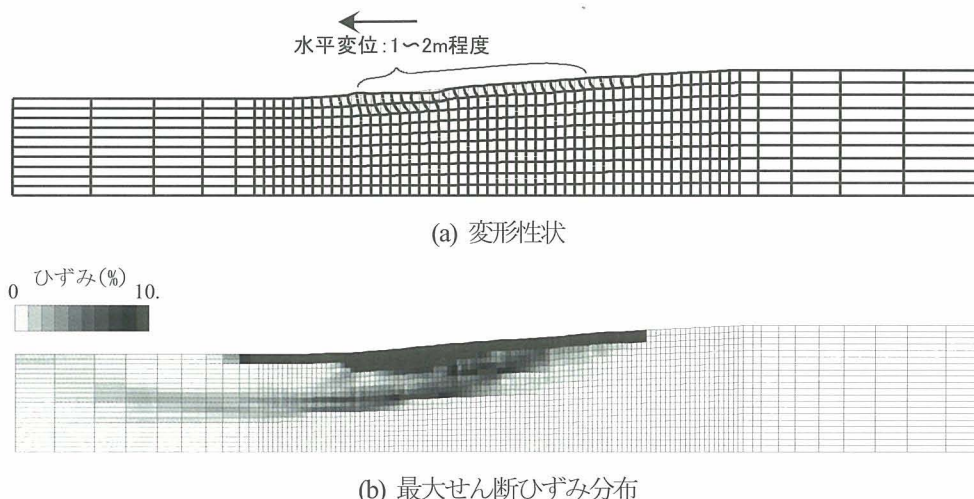
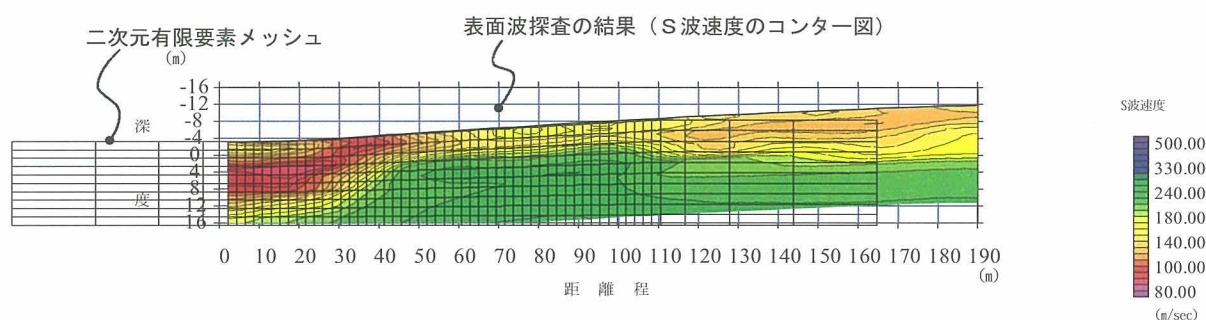


図-9 宅地 H1 の解析結果における地震後の残留変形状況 (H 地区) .



(a) 表面波探索に基づく地盤内 S 波速度分布と有限要素メッシュ (8 節点アイソパラメトリック要素) .



(b) 表面波探索・ボーリング調査・標準貫入試験・SWS・造成履歴等から総合的に推定される地盤構造・地下水位

図-10 宅地 H2 の解析対象断面 (H 地区) .

の左最上図)を入力した。なお、地震外力については不確定要素が極めて多い。柏崎観測点より H 地区の方が震源に近いことによる距離減衰的な効果、柏崎観測点との地形・地質的な相違がもたらす効果、観測地震動と今回の宅地斜面方向の相違、鉛直動を無視した影響、本震あるいは何番目の余震が被害の主因なのか、などの検討の余地である。これら個々の事項の精査は極めて困難であるため、今回はいずれも無視した単純な外力条件で検討を進めた。

図-7(b)の A 点と B 点における水平加速度および水平変位の応答時刻歴を図-8 に示す。A 点は砂層直上の地表面であり、地震動入射の数秒後から液状化による強度消失に伴う継続的かつ流動的な変形が開始されている。一方、B 点の残留変位はごく僅かに留まっている。応答加速度は A 点より B 点の方が大きく、基盤波形に対して 3 倍程度の増

幅をしている。A 点における増幅がやや小さめなのは、液状化による剛性低下が原因と考えられる。実際には液状化が進行すると振動の長周期化などが見られるはずであるが、A 点が粘性土層に近いこと、液状化層厚がそれほど厚くないことなどが影響したためか、明確な長周期化の効果は見られていない。

宅地 H1 全体の変形状況について確認するため、解析で予測された地震後の残留変形状況を図-9 (a)に、地震後の最大せん断ひずみ分布を図-9(b)にそれぞれ示す。図-9(a)から分かるように、砂層周辺で地表面付近が大きく変形している。一部は隆起、一部は沈下しており、水平変位の大きさは 1~2m 程度であった。これは実際に観測された図-6 の傾向をおおむね再現している。一方、図-9(b)の最大せん断ひずみ分布図は、地盤内部の塑性域の進展を表したもので

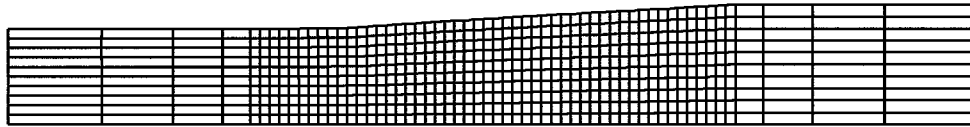


図-11 宅地 H2 の解析結果における地震後の残留変形状 (H 地区) : ほとんど変状なし。

ある。液状化した砂層に集中的に大きなひずみが見られるほか、砂層直下の粘土層の底部付近で円弧すべりに近い若干の滑動的変形が見られることは興味深い。

本事例のように、斜面勾配が緩く、それほど大きな地震動でない場合であっても、液状化しやすい砂質土層があり、地下水位の高い場合、家屋に被害の及ぶような大きな地盤変状の生ずる可能性が示唆された。

## (2) 大きな被害を生じなかった地点 (宅地 H2)

大きな被害を生じなかった地点 (宅地 H2) に関する同様の解析を実施した。表面波探査に基づく  $V_s$  分布と有限要素メッシュを図-10(a)に示す。図-7(a)と比較すると分かるように、この地点では液状化の懸念される砂層が斜面下端の一部に若干堆積している程度であり、宅地全体に液状化層の占める割合が少ない。その下部の  $V_s$  の小さな領域はボーリング調査の結果、粘性土と断定された。表面波探査・ボーリング調査・標準貫入試験・SWS・造成履歴等から総合的に地盤構造をモデル化 (図-10(b)) する過程は前ケースとまったく同様とし、砂層 (液状化発生の懸念されるゆるい飽和砂の地層) のパラメータも前ケースと同一のものをういた解析の結果、図-11 のように、ほとんど変状が見られない結果となった (水平変位で最大 0.1m 程度)。地盤構造を適切に把握することにより、宅地の耐震性評価がある程度可能となることが示唆された。

## 3.4 K 地区の事例

### (1) 甚大な被害を生じた地点 (宅地 K1)

次に別の被災地点の事例を紹介する。前事例と同様に、甚大な被害を生じた地点 (宅地 K1) と近傍にありながら大きな被害を生じなかった地点 (宅地 K2) それぞれの再現を試みる。これらの位置関係を図-12 に示す。ともに河川の東岸側に位置し、西向きに緩く傾斜した宅地である。

K 地区も H 地区と同様に 1980 年代に宅地造成が行われた地域である。図-13 に被害状況の概要を示す。河川護岸が変形し背面地盤に大きな沈下が生じている。川に向かって緩く傾斜した宅地は地震後に大きく変状しており、5~6 軒程度の半壊家屋周辺では 30~100cm 程度の沈下や水平変位が認められた。河川護岸に面した部分には見え高 1.5m 余のブロック積み土留め擁壁があったが、地震により転倒した。写真-2 は図-13 の中央部の道路交差点付近の地震直後の様子である。液状化による噴砂と陥没が見られる。図-13 の東西道路上 (宅地 K1 の解析断面) では地表面で 1m 近い水平相対変位が生じた。

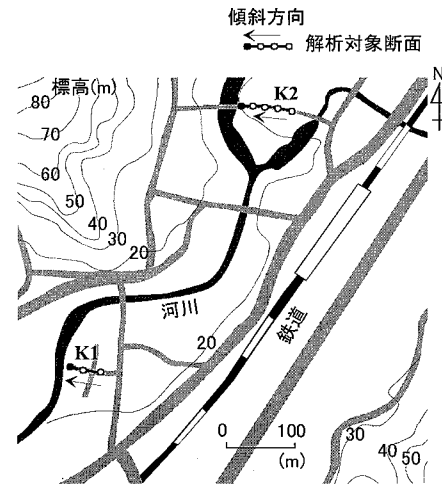


図-12 甚大な被害を生じた宅地 K1 と大きな被害を生じなかった宅地 K2 の位置関係 (K 地区)。

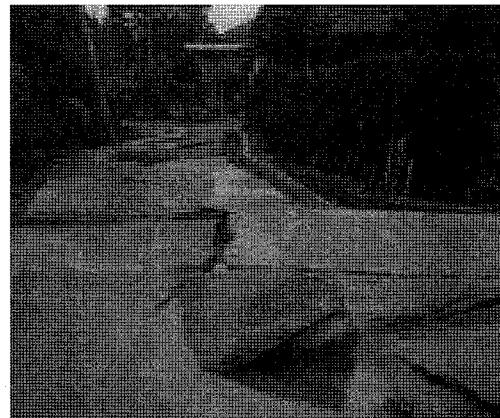


写真-2 液状化による道路の沈下 (宅地 K1)。  
(写真: 被災住民の方のご提供による)

表面波探査に基づく地盤内の  $V_s$  分布とともに FEM 解析に用いた有限要素メッシュを図-14 に示す。表層付近に 2~4m 厚さの中位の  $V_s$  を有する層が、その下層には 4~6m 厚さの極めて軟弱な層が見られる。軟弱層内には所々極度に軟らかい部分が存在していることが分かる。

周辺のボーリング調査ならびに被災住民の方々への聞き取り調査の結果を整理して判断すると、造成以前、現場周辺には三段の棚田が存在していたが、これが 1980 年代の初頭に埋め立てられ宅地として開発された。宅地 K1 付近の盛土状況の模式図を図-15 に示す。これと図-14 の  $V_s$  分布図とを比較して考えると、表層に見られた中位の  $V_s$



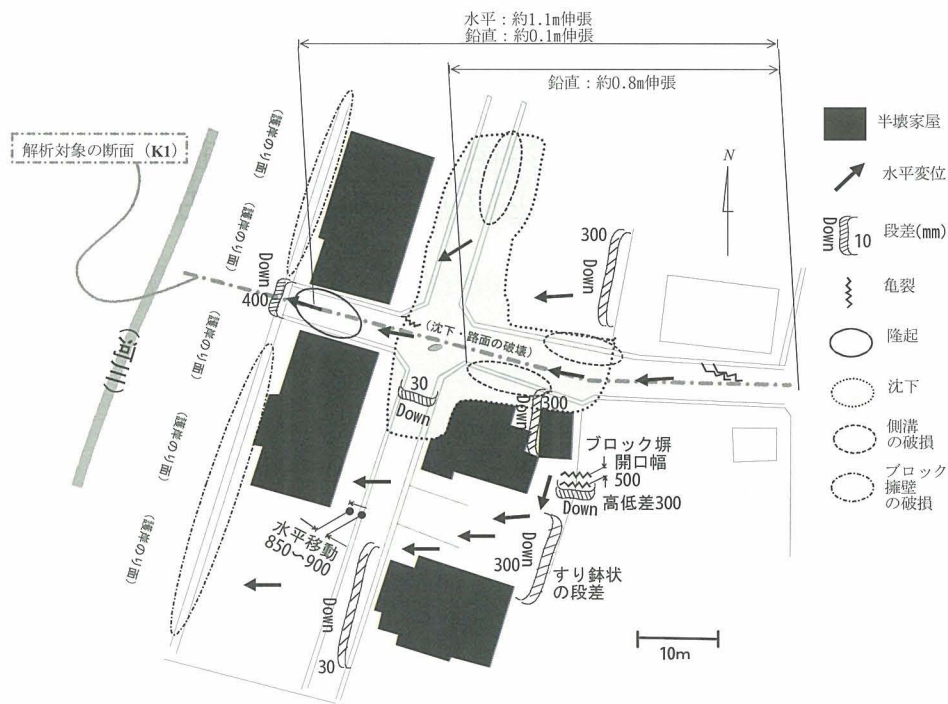


図-13 宅地K1周辺の被害 (K地区)。

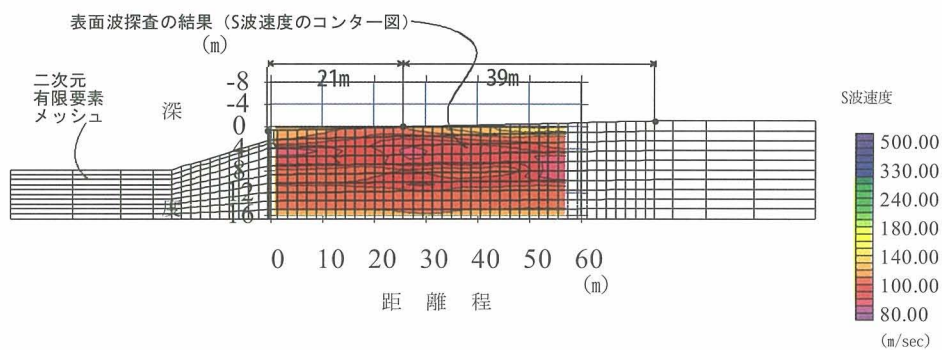


図-14 宅地K1の表面波探査に基づく地盤内S波速度分布と有限要素メッシュ (K地区)。  
(表層とそれ以深の軟弱層の概ねの境界を破線で記した)

を有する層は造成時に持ち込まれた砂質土 (柏崎砂) による盛土に、またその下層の軟弱層は旧棚田を構成していた腐植土層にそれぞれ対応するものと推定される。

厚い粘性土層の上部に砂質土で盛土造成された状況は前節の事例と類似している。透水性の良くない粘性土層の影響で砂質土層内の地下水位は地震時に高かったことが想像され、このために顕著な液状化が発生したと考えられる。以上の考察に基づき、本事例の解析においては、前事例のモデル化と同様の方針を採用することにした。すなわち、先行降雨のために地下水位は地表面付近に達していると仮定し、表層の砂層は液状化の可能性を想定してUW軟化モデルを、それ以外の部分は液状化しないと仮定してUWモデルを適用した。材料パラメータの設定方針についても前事例とまったく同様なので省略する。

宅地K1全体の变形性状について得られた解析結果を図-16に示す。表層付近で液状化に伴う地盤の側方流動が生

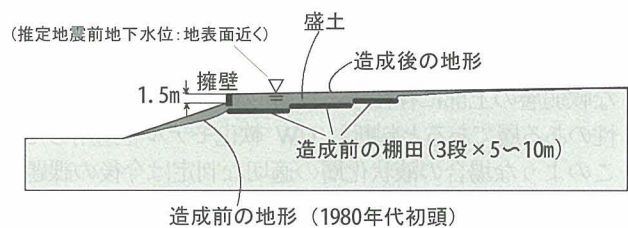


図-15 表面波探査・ボーリング調査・標準貫入試験・SWS・造成履歴等から総合的に推定される地盤構造・地下水位 (宅地K1)。

じて地表面で1mを超える残留変位が見られる点、またこれに伴い護岸の土留め擁壁が傾倒している点、ともに実際の被害の様子を合理的に説明するものである。

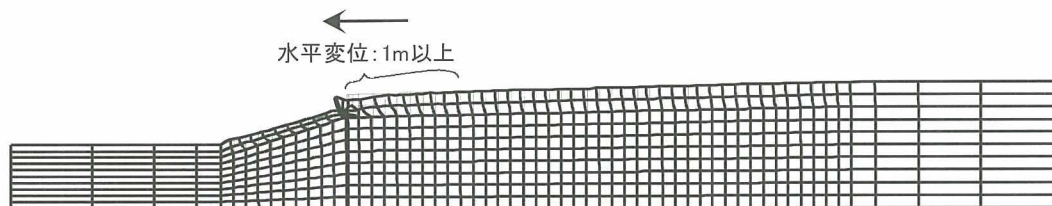


図-16 宅地 K1 の解析結果における地震後の残留変形状 (K 地区) .

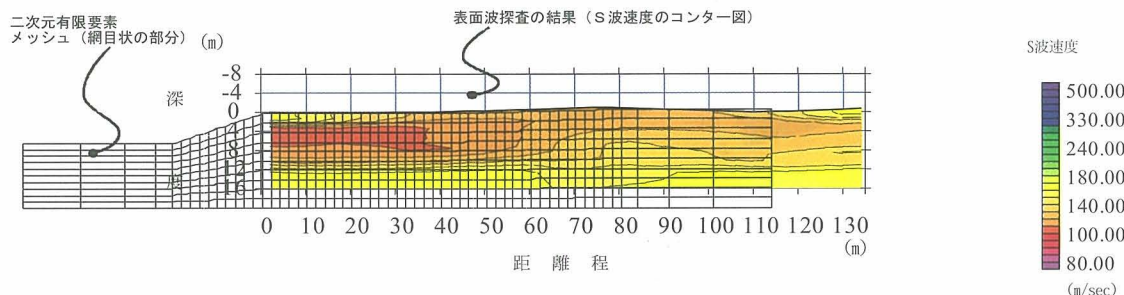


図-17 宅地 K2 の表面波探査に基づく地盤内 S 波速度分布と有限要素メッシュ (K 地区) .

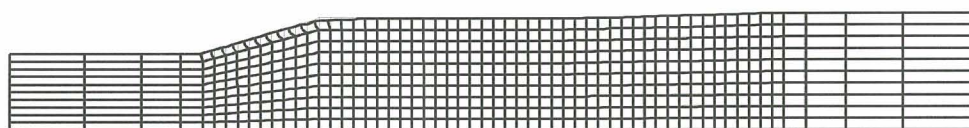


図-18 宅地 K2 の解析結果における地震後の残留変形状 (K 地区) : のり面を除いて変状なし.

## (2) 大きな被害を生じなかった地点 (宅地 K2)

大きな被害を生じなかった地点 (宅地 K2) に関する解析を同様に実施した. 表面波探査に基づく  $V_s$  分布と有限要素メッシュを図-17 に示す. 樹木や家屋の状態から推測されるように, 最近の造成履歴が認められない古くからの宅地である. このことは図-17 の  $V_s$  分布からも確認できる. 図-14 (宅地 K1) と比較すると, 宅地 K2 の方が全体的に  $V_s$  は大きい. モデル化に際しては, 河川近傍の  $V_s$  の小さな軟弱層の上部に存在する表層砂層のみを液状化の可能性のある層であると判断し UW 軟化モデルを適用した. このような場合の液状化層の適切な判定は今後の課題である. 図-18 に解析結果を示す. のり面で数十 cm の変形が生じたが, 家屋直下の宅地部分の変状は極めて小さい. これは実際の状況と整合する結果と言える.

以上のように, 表面波探査・ボーリング調査・標準貫入試験・SWS・造成履歴等から総合的に推定される地盤構造と地下水位をもとに FEM 解析のための地盤モデルを構築し, 現場採取土の室内試験もしくは経験則を参照した材料パラメータに基づき動的弾塑性 FEM を実施することで, 簡易に造成宅地の耐震性評価を行う可能性が示唆された. より高精度の予測を必要とする場合, 不撓乱試料の採取と室内試験の実施, さらに厳密な構成モデルと土-水連成解

析の採用, 宅地の三次元形状等を考慮した解析などを検討すべきであろう. これらについては今後の課題としたい.

## 4. まとめ

ひとつの宅地の中でも個々の家屋の地震被害にはバラツキがあり, 被害の程度や対策工法は発生する残留変位の大きさにより異なることから, FEM など変形を考慮した簡易な耐震性評価手法は有用であると考えられる.

本研究により得られた知見のうち主なものを記す.

- (1) 砂質土層の液状化を再現するための簡易な弾塑性構成モデル (非排水条件, 全応力規準) を提案した.
- (2) 表面波探査・ボーリング調査・標準貫入試験・SWS・造成履歴等から総合的に推定される地盤構造と地下水位をもとに FEM 解析のための地盤モデルを構築し, 現場採取土の室内試験もしくは経験則を参照した材料パラメータに基づき動的弾塑性 FEM を実施することで, 簡易に造成宅地の耐震性評価を行う方向性が示された.
- (3) 上記手法の妥当性を, 新潟県中越地震の際に被災した柏崎市郊外の二地区の宅地において検証した. なお FEM 解析の入力地震動には検討の余地が残されてい

るので注意が必要である。

- (4) 表層付近にゆるい砂層があり、その下部に軟弱な粘性土層が厚く堆積している事例では、砂層の一部が地震時に液状化するとともに、下部粘性土層の存在が、地震動の増幅、また地震前の先行降雨による地下水位上昇を促進し、液状化を助長した可能性がある。
- (5) 宅地の耐震性向上のためには、地下水位低下と盛土材料の力学特性の改善（締固め、改良等）など、地盤の液状化を抑制するための対策工が有効と考えられる。
- (6) 宅地の耐震性を知る上で旧地形をふまえた造成履歴を把握することは重要である。特に物理探査から得られた結果を力学的に解釈する際、大いに参考となる。

## 謝辞

一級建築士武本和幸氏には宅地の造成履歴等に関する貴重なご助言を賜りました。記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 福武毅芳, 松岡元 : 任意方向単純せん断におけるダイレイタンスの統一的解釈, 土木学会論文集, No. 412/III-12, pp.143-151, 1989.
- 2) 林宏一, 田村昌仁, 釜井俊孝, 荘司泰敬 : 物理探査手法を用いた宅地の耐震性能評価に関する検討, 第40回地盤工学研究発表会講演集, pp.93-94, 2005.
- 3) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp.1-15, 1992.
- 4) 井口隆 : 谷埋め盛土地盤における地震時地すべりの事例と若干の考察, 兵庫県南部地震等に伴う地すべり・斜面崩壊研究報告書, 地すべり学会, pp.101-117, 1995.
- 5) 石原研而 : 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, pp.196-199 および pp. 252-253, 1976.
- 6) Kabilamany, K. and Ishihara, K. : Stress dilatancy and hardening laws for rigid granular model of sand, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 2, pp.66-77, 1990.
- 7) 釜井俊孝, 守随治雄, 笠原亮一, 小林慶之 : 地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測, 日本地すべり学会誌, Vol.40, No.5, pp.389-399, 2004.
- 8) Kishida, H. : Damage to reinforced concrete buildings in Niigata city with special reference to foundation engineering, Soils and Foundations, Vol.6, No.1, pp.71-88, 1966.
- 9) Nishi, K. and Kanatani, M. : Constitutive relations for sand under cyclic loading based on elasto-plasticity theory, Soils and Foundations, Vol. 30, No.2, pp.43-59, 1990.
- 10) Oka, F., Yashima, A., Kato, M. and Sekiguchi, K. : A constitutive model for sand based on the non-linear kinematic hardening rule and its application, Proc. 10th World Conf. Earthquake Engineering, Madrid, pp.2529-2534, 1992.
- 11) Pastor, M. and Zienkiewicz, O. C. : A generalized plasticity, hierarchical model for sand under monotonic and cyclic loading, Proc. 2nd Int. Sym. Numerical Models in Geomechanics, Ghent, pp.131-150, 1986.
- 12) Pradhan, T. B. S. and Tatsuoka, F. : On stress-dilatancy equations of sand subjected to cyclic loading, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, pp.65-81, 1989.
- 13) 鶴飼恵三, 井田寿朗 : 歪軟化特性を持つ土から成る斜面の安定性の評価, 第29回土質工学研究発表会概要集, pp.1825-1826, 1994.
- 14) 若井明彦, 鶴飼恵三 : 液状化による被害程度の簡易予測法に関する提案, 応用力学論文集, Vol.6, pp.713-721, 2003.
- 15) Wakai, A. and Ugai, K. : A simple constitutive model for the seismic analysis of slopes and its applications, Soils and Foundations, Vol.44, No.4, pp.83-97, 2004.
- 16) 若井明彦, 釜井俊孝, 鶴飼恵三 : 高町団地における盛土崩壊事例の有限要素シミュレーション, 宅地地盤の安全性と性能評価に関するシンポジウム論文集, 地盤工学会, pp.25-30, 2005.
- 17) 吉田望, 規矩大義, 末富岩雄, 酒井達史 : レベル2地震動に対する地盤の地震応答解析に関する検討, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.805-810, 1998.
- 18) Zienkiewicz, O. C. and Shiomi, T. : Dynamic behavior of saturated porous media; The generalized Biot formulation and its numerical solution, Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 8, No. 1, pp.71-96, 1984.

(2007年4月12日 受付)