# 看板を支持する層状地盤における杭基礎構造の設計・施工例

豊橋技術科学大学　学生会員　○高木　翔太
豊橋技術科学大学　国際会員　　三浦　均也
豊橋技術科学大学　国際会員　　松田　達也

## 1. はじめに

現在の看板や交通標識の建設においては，重力式の基礎構造が広く採用されている（写真-1）。しかし，この重力式基礎には施工・構造面においていくつかの課題が存在し，これらの課題を解決することが急務となっている。本研究で対象とする杭基礎の場合，これまではChangの公式によって算出される必要杭長が長くなってしまうために，支持基盤がかなり深い場合を除けば，コスト比較により採用された例は少ないのが現状である。そこで本研究では，重力式基礎が抱える問題を解決するとともにChangの公式に変わる合理的な杭長決定方法を含む看板の設計・施工法を開発した。本稿では提案する杭基礎の設計・施工法を説明し，これまでに施工した直立式看板の事例を紹介する。

写真-1 直立式看板（左）

片持ち式交通標識（右）

## 2. 看板のための既往の基礎構造

### 2.1 重力式基礎

重力式基礎は大きく，直接基礎と躯体基礎に分けられる。直接基礎では基礎本体の自重と地盤からの底面反力によって看板に作用する風荷重に抵抗する。一方，躯体基礎は躯体の側面に作用する地盤反力も合わせて，風荷重に抵抗する。

写真-2 は直接基礎の建設過程の一例を示している [1)]。まず基本的な工程として，バックホーによる掘削、砕石・基礎コンクリートの打設、鉄筋の組込み、コンクリートの打設，アンカーボルトによる支柱の取付，を行う。この事例では，例外的にコンクリート打設の際に型枠を用いず，建物の基礎側面までコンクリートを打設している。

次に，施工面の問題を列挙する。 (1) 掘削工、型枠工、鉄筋工、埋戻し工、水替え工が必要： これら多様な工程が必要になるが，近年は職人の高齢化・不足により特に型枠工，鉄筋工が困難になっている。また，地下水が浅い場合の水替え工は施工費を上昇させる一因ともなっている。 (2) 工期の長期化： (1) に挙げた工程に加えて，コンクリートの養生に長期間を要するため，通常は1か月以上の工期を要する。 (3) 広い工事占有面積： 掘削面積に加え，掘削のための重機，建設資材の搬入車両，コンクリートの運搬車両により占有面積が広くなり，交通規制が複数日に及ぶ場合も少なくない。

---

Design and construction method of pile foundation for signboard on stratified ground: Shota TAKAGI, Kinya MIURA, and Tatsuya MATSUDA (Department of Architecture and Civil Engineering, Toyohashi University of Technology)

バックホーによる掘削

砕石の敷設・基礎コンクリートの打設

鉄筋の組込み

コンクリートの打設・ボルトによる取付

写真-2 看板のための既往の直接基礎の施工例 [1)]

【構造面の問題】 (1) 支柱取り付け部の耐久性低下： 支柱基部の基礎へのフランジ結合部分ではアンカーボルトやナットを使用するが，これらの腐食が長期的に耐久性を低下させる。 (2) 地盤掘削による地盤の剛性・強度の低下： 地盤掘削により地盤が緩むため，これによる鉛直支持力の低下や，躯体基礎における水平支持力の低下が避けられない。また，埋戻し土の沈下も問題になる。 (3) コンクリートの大量使用： 多量の現地発生土が生じるためその処理に少なくない費用を要する。加えて，セメントの生成時における二酸化炭素の発生など，環境問題にも影響する。

## 2.2 杭基礎

既往の横荷重の受ける杭基礎の設計では，弾性床上の梁と見なしてたわみ挙動を解析している。いわゆるChang の公式は，地盤を均質，杭長を無限大と仮定することで，この枠組みで誘導された簡易な計算式である。以下は，たわみ$\delta$を求めるための支配方程式（微分方程式）と特性方程式，対応する 4 個の特性値と基本解である。さらに，それらを一次結合した一般解を示している。

$$-EI\frac{d^4\delta}{dz^4}=p=Dk\delta \quad \Rightarrow \delta=e^{\lambda z} \quad \Rightarrow -EI\lambda^4=Dk$$

$$\Rightarrow \lambda=\beta+i\beta,\ \beta-i\beta,\ -\beta+i\beta,\ -\beta-i\beta \quad \because \beta=\sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}} \qquad (2.1)$$

$$\therefore \delta=(a\cos\beta z+b\sin\beta z)e^{-\beta z}+(c\cos\beta z+d\sin\beta z)e^{\beta z}$$

ここで，$\delta$は深さ $z$ の関数であるたわみ量で，$D, EI, k$ はそれぞれ杭の外寸法，曲げ剛性，地盤反力係数である。$\beta$は波数（特性値）であり，波長は $2\pi/\beta$ となる。杭長を無限大と仮定すると，一般解において発散する後半の項は省かれることになり，以下の公式が得られる。

$$\delta=(a\cos\beta z+b\sin\beta z)e^{-\beta z} \qquad (2.2)$$

無限長杭の仮定によって，一般解では 4 個あった未定定数は $a$, $b$ の 2

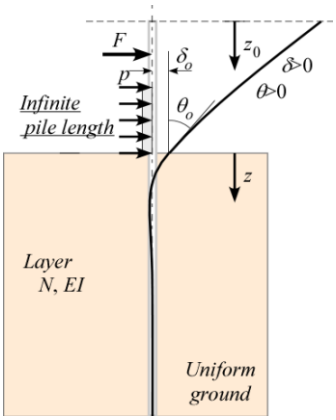



図-1 Chang の公式

個になるので，杭頭の載荷条件（せん断力と曲げモーメント）のみにより残りの未定定数が決定される。得られたたわみ挙動を保証するためには，半波長以上の杭長が必要であると考えるのが基本であり，通常，必要杭長 $L$ は次式で計算される。

$$L = \pi / \beta \tag{2.3}$$

この必要杭長については，一般的には長すぎると考えられていて，半波長の 3 分の 2 程度でよいとの議論がある [2,3,4]。波長から杭長を求めることの基本的な問題は，杭の曲げ剛性 $EI$ が大きくなると式(2.1)が示すように波数 $\beta$ は小さくなることは明らかで，結果的に式(2.3)で計算される必要杭長は長くなる。すなわち，他の条件が同じであれば，杭の曲げ剛性を安全側に大きくとると，必要杭長がむしろ長くなるという矛盾を含んでいる。加えて，Chang の公式では，地盤の層構造を適切に考慮することができないという根本的な問題も有している。

## 3. 提案する看板のための杭基礎の概要

前節では看板のように横荷重（風荷重）を受ける既往の杭基礎の問題点を説明した。本研究では，これらの問題点を解決するために，以下に示すような３つの技術を用いた独自の構造・設計法を提案する。

① 重複反射法による杭のたわみ挙動解析 [3]： この開発したたわみ挙動解析によって，地盤の層構造を考慮して，有限長の杭のたわみ挙動を計算することが可能となる。Chang の公式の問題点を克服し，杭のたわみ量に基づいて，合理的かつ経済的に必要杭長を決定することが可能になる。

② 看板，交通標識に最適な支柱と杭の結合構造： コンクリートの圧縮強度で看板支柱を支持する結合構造で，既往の基礎におけるアンカーボルトの腐食による耐久性の低下を防ぐことが可能になる。

③ 柱状地盤改良を利用した杭の打設： 地盤掘削による地盤の支持力（地盤反力）の低下を地盤改良によって解消することが可能になる。これにより，型枠工，鉄筋工，水替え工などの工程が不要になり，現地発生土を最小に抑えることも可能になる。

以下では，①と②について説明し，③については後節の施工例において説明する。

### 3.1 重複反射法

重複反射法は複数の層の境界で透過・反射する波動を解析するもので（図-2），この手法を杭の波動解析に適用した。地盤の層構造は，複数の均質で，厚さが一様な層によってモデル化した。これらを串刺しにする杭は地層境界に合わせて複数のセグメントに分割する。杭頭の荷重条件に加えて，その地層の境界ではたわみ $\delta$，たわみ角 $\theta$，曲げモーメント $M$，せん断力 $Q$ がそれぞれ連続で，有限長杭の先端では $M$=0，$Q$=0 である，というのが境界条件になる。

均質な地層内では Chang の公式の誘導過程と同じ式(2.1)によって杭のたわみ挙動を記述できる。特性値 $\beta$ が依存している地盤反力係数 $k$ は図-3 に示すように杭の変位量に伴って減少するが，実験により定められた以下の経験式によって，許容変位量 $\delta_a$=1cm に対応する弾性係数 $k$ を用いる（図-3）。変位が標準値 1cm の時の地盤反力係数 $k$ は，以下に示すように $N$ 値および外径 $D$ の関数である。

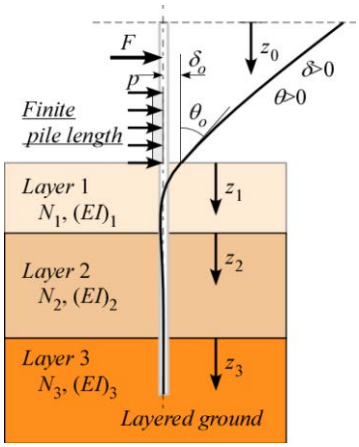



図-2 重複反射法

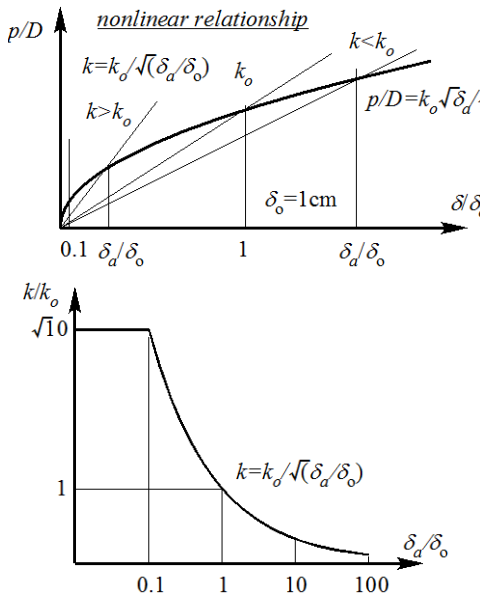



図-3 地盤反力係数

$$p/D = k\delta; \quad k = \frac{k_o}{\sqrt{\delta_a/\delta_o}} = k_o \quad \because \delta_a = \delta_o = 1\text{cm} \qquad (3.1)$$

$$k_o = \alpha \cdot E_o \cdot D^{-3/4}, \quad \alpha = 0.2, \quad E_o = 28N$$

式(2.1)に含まれる未知数 $a, b, c, d$ を用いると以下の 4×4 のマトリックスによってたわみ挙動を記述できる。各層ごとのマトリックスを境界条件を満たすように連結して解くことによって，許容杭頭変位に対応する必要杭長は，杭長を変化させた繰り返し計算によって算出する。詳細は参考文献を参照していただきたい[4]。

$$\begin{Bmatrix} Q \\ M \\ \theta \\ \delta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 2\beta^3 EIe^{-\beta z}(\cos\beta z - \sin\beta z) & 2\beta^3 EIe^{-\beta z}(\cos\beta z + \sin\beta z) & 2\beta^3 EIe^{\beta z}(-\cos\beta z - \sin\beta z) & 2\beta^3 EIe^{\beta z}(\cos\beta z - \sin\beta z) \\ 2\beta^2 EIe^{-\beta z}(\sin\beta z) & 2\beta^2 EIe^{-\beta z}(-\cos\beta z) & 2\beta^2 EIe^{\beta z}(-\sin\beta z) & 2\beta^2 EIe^{\beta z}(\cos\beta z) \\ -\beta e^{-\beta z}(-\cos\beta z - \sin\beta z) & -\beta e^{-\beta z}(\cos\beta z - \sin\beta z) & -\beta e^{\beta z}(\cos\beta z - \sin\beta z) & -\beta e^{\beta z}(\cos\beta z + \sin\beta z) \\ e^{-\beta z}\cos\beta z & e^{-\beta z}\sin\beta z & e^{\beta z}\cos\beta z & e^{\beta z}\sin\beta z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{Bmatrix} \qquad (3.2)$$

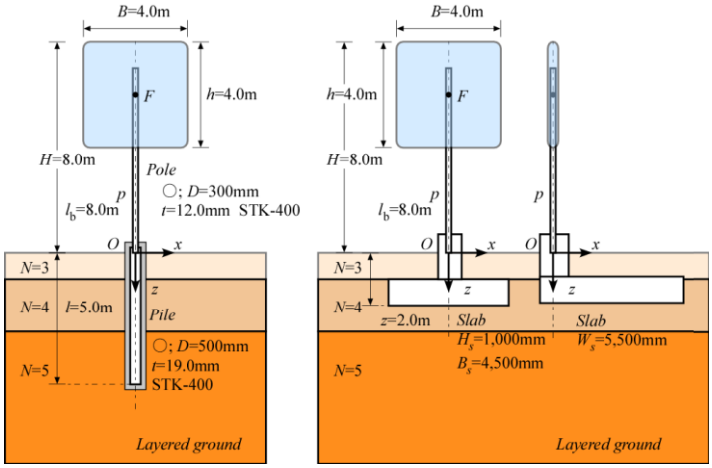
（試設計による基礎の比較）　表示板寸法 4m×4m の看板を，図−4 に示す地盤条件において支持する場合について既往の直接基礎と提案する杭基礎で試設計して比較する。表示板にかかる全風荷重は $Fw$=15.77kN，支柱にかかる全風荷重は $Fw$=0.79kN と算出され，杭頭における水平荷重は $Q_h$=16.56kN，曲げモーメントは $M_h$=96.21kNm であった。両者における試算の結果を図−4 に模式的に示している。

提案する杭基礎では，円形鋼管を用いると，杭の外径 $D$=500mm，厚さ $t$=19.0mm，改良体直径 $D$=700mm，杭長 $L$=5.0m と算出された。Chang の公式によって算出される必要杭長は，平均した N 値 4 を用いて算出すると $L$=10.5m となり，重複反射法の場合の 2 倍以上の長さになる。一方，重力式基礎の場合，直接基礎のコンクリートスラブは，幅 $W_s$=5.0m，奥行 $B_s$=4.5m，厚さ $H_s$=1.0m で体積が 24.75m$^3$ であった。

提案する杭基礎では，セメントモルタル注入量に相当する柱状改良体の約 1m 程度の部分が現地発生土に相当し，約 0.4m$^3$ 程度と試算される。一方，重力式基礎の現地発生土はコンクリートスラブの容積に相当する 25m$^3$ 程度と推定される。

### 3.2 支柱−杭の結合構造

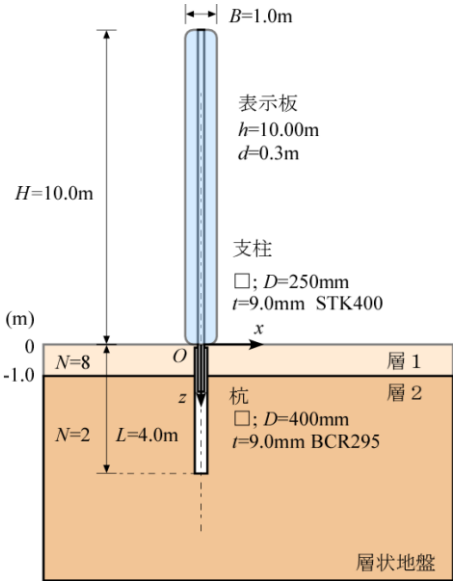
写真−3 は，開発した支柱-杭の結合構造の施工直後の状態を示している。コンクリートが固化するまでの間は，ボルトの支圧力だけで風荷重を受ける看板を支持することを設計条件としている。したがって，杭の打設から支柱の取り付けまでには，杭の周囲の改良体が原地盤に相当する剛性を発揮するまでの 2 ・ 3 日空けるとしても，杭の施工から完成までの工程は 4 日程度である。一方，既往の直接基礎では，支柱を固定するためのアンカーボルトが強度を発揮するためにスラブのコンクリートが固化するのを待つ必要があるために，工期が 1 か月以上となる。




図−4 杭基礎･重力式基礎の比較

写真−3 支柱−杭結合構造

写真−4 施工現場全景




図−5 看板・地盤概要

## 4. 設計法と設計例

### 4.1 設計手順

設計手順は以下のようである。

(1) 地盤調査を行い，地盤の地層構造をモデル化する

(2) 看板の仕様から，風荷重や看板・支柱の重量など，基礎に加わる荷重を算出する

(3) 風荷重に耐えるように，支柱の断面を許容応力度法によって決定する

(4) 決定した支柱の断面と支柱-杭結合構造から，杭の断面を決定する

(5) 杭頭でのたわみ量を許容変位 1cm 以下になる杭長を決定する

### 4.2 看板概要と仕様（写真−4，図−5）

看板の建設位置は静岡県浜松市である。表示板は高さ $h$=10m，幅 $B$=1.0m，厚さ $d$=0.3m である。設計結果を列挙すると，支柱は角形鋼管(STK-400)，外径 $D$=250mm，肉厚 $t$=9.0mm，高さ 10.0m，杭は角形鋼管(BCR-295)，外径 $D$=400mm，肉厚 $t$=9.0mm，杭長は $L$=4.0m となった。設計計算の例を説明する。

### 4.3 風荷重

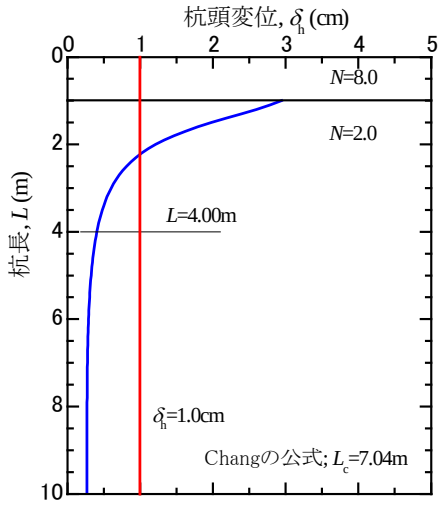
看板全体にかかる風荷重を建築基準[2]によって算出する。静岡県浜松市は地域区分(2)に属し，この区分の基準風速 32m/s を用いて風荷重を計算する。この看板の場合，図−5 に示すように，地上部分に出ているのは表示板のみであるので，支柱には風荷重が作用しない。風荷重 $F_w$(kN) の算出方法は以下のようである。

$$F_w = A_w \times p_w = 10.0 \times 0.974 = 9.74\ \mathrm{kN}$$
$$p_w = C_f \times q = 1.006 \times 0.968 = 0.974\ \mathrm{kN/m^2} \qquad (4.1)$$

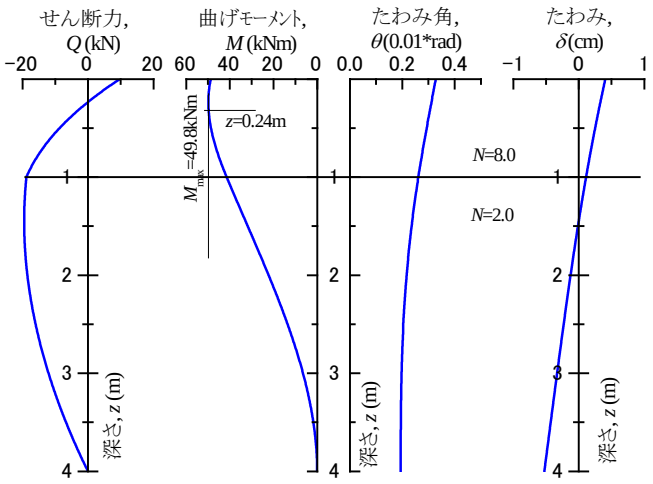
ここで，$A_w$(m$^2$)は看板面の投影面積，$p_w$(kN/m$^2$)は風圧力，$q$(kN/m$^2$)は速度圧である。速度圧 $q$ には土地の利用形態分類，看板の形状等が加味されて，基本的には基準速度の２剰に比例する値である。風荷重の算定に適用される規則等は参考文献[7]に取りまとめられている通りである。

### 4.4 支柱断面の決定と断面力の照査

風荷重と看板の自重(2.45kN)から支柱基部における断面力は，せん断力 $Q_h$=9.74kN，曲げモーメント $M_h$=48.70kNm，軸力 $F$=8.97kN と算出された。曲げ圧縮応力度$\sigma_c$+$\sigma_b$の許容応力度$\sigma_a$に対して動員される断面応力を 0.5 程度（安全率 2）に抑えることを目標に，外径 $D$=250mm に対して肉厚 $t$ を繰返し計算において変化させて，最終的に肉厚 $t$=9.0mm と決定した。この場合の杭の断面特性は，断面積 $A_s$=84.67cm$^2$，断面二次モーメント $I$=8093cm$^4$，断面係数 $Z$=647.5cm$^3$ であった。応力度の照査は以下のようである。




図−6 杭長の決定（マスターカーブ）




図−7 杭のたわみ挙動

$$\sigma_c = F / A_s = (8.97\times1000)/(84.67\times100) = 1.06\ \mathrm{N/mm^2}$$
$$\sigma_b = M_h / Z = (48.7\times1000)/(8093\times10000) = 75.3\ \mathrm{N/mm^2} \qquad (4.2)$$
$$\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b = 1.06/43.9 + 75.3/235 = 0.024 + 0.320 = 0.344$$

圧縮，曲げそれぞれに対する許容応力度 $f_c, f_b$ は，座屈を考慮して短期荷重に対するものを用いた（参考文献[7]参照）。応力の許容値に対する動員率が示すように，支柱の場合は圧縮力に比べて曲げモーメントの貢献が大きいことが明らかである。ここでは省略するが，別途せん断力に対する照査，最大圧縮応力に対する照査も実施し，許容値に対して十分な余裕があることを確認した。

### 4.5 杭の断面と長さの決定と断面力の照査

支柱－杭結合構造から，杭の外径は支柱外径より 150-200mm 大きいのを標準としていて，このケースでは，杭の外径を $D$=400mm，肉厚を支柱と同じ $t$=9mm とした。モデル化した地盤条件（図−5）に基づいて，繰り返し計算によって杭長と杭頭変位の関係を求めた結果を図−6 に示している。このマスターカーブによると杭頭の許容変位 $\delta_h$=1cm を満たすには杭長は $L$=2.3m で十分であるが，地盤の上部には厚さ 1m 程度の比較的固い盛土層（$N$=8）があるが，表土は長期の信頼性が低いこと，看板高さの半分が 5m であることを考慮して，このケースでは杭長を $L$=4.0m と決定した。このとき，杭頭変位は $\delta_h$=0.41cm (<1.0cm)と計算された。参考のために Chang の公式では，N 値 8 の均質地盤を仮定すると必要杭長は $L$=7.04m，深さ 4m までの平均 N 値 5 を用いた場合の必要杭長は $L$=7.92m となり，重複反射法により求めた杭長の 3 倍以上，決定した杭長の 2 倍程度であることが分かる。

杭長決定後，改めてせん断力 $Q$，曲げモーメント $M$，たわみ角 $\theta$，たわみ量 $\delta$ の杭長全体にわたる分布を計算した（図−7）。これによる曲げモーメントは深さ $z$=0.24m で最大値になる。このとき，曲げモーメント $M_m$=49.8(kN)，$Q_m$=0(N)，軸力 $F$=9.22(kN)であった。杭の断面特性は，単面積 $A_s$=138.0mm$^2$，断面二次モーメント $I$=34790cm$^4$，断面係数 $Z$=1739cm$^3$ であるので。応力度の照査は以下のようになる。

$$\sigma_c = F / A_s = (9.22\times1000)/(138\times100) = 0.67\ \mathrm{N/mm^2}$$
$$\sigma_b = M_h / Z = (49.8\times1000)/(1739\times1000) = 28.7\ \mathrm{N/mm^2} \qquad (4.3)$$
$$\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b = 0.67/266 + 28.7/295 = 0.0025 + 0.097 = 0.100$$

圧縮，曲げそれぞれに対する許容応力度 $f_c, f_b$ は，座屈を考慮して短期荷重に対するものを用いた（参考文献[7]参照）。応力の許容値に対する動員率は 10%程度で，かなり余裕のある結果になっている。このことは支柱－杭結合構造により，杭の外径は支柱の外径よりも一回り大きくなっていることにも原因がある。先に示したように提案する重複反射法を用いることによって，許容杭頭変位に対応した杭長を決定することができ，

オーガーによる地盤の掘削

現地発生土（上部 1m 程度）の搬出

セメントの注入撹拌

写真-5 柱状地盤改良体の造成

改良体への杭の立て込み

杭上部の中掘り（1.5m）

支柱底板プレートの設置

写真-6 杭の立て込み

既往の Chang の公式で求められる必要杭長よりも格段に短い杭長を採用することができるので，結果的には経済的な材料費と施工費が提言できることになる。

杭の鉛直支持力に対する照査も通常の方法で実施したが，周面摩擦力を無視して先端支持力のみを考慮した場合でも，軸力の極限支持力に対する動員率は 10%以下であった。詳細は割愛する。

## 5. 施工法と施工例

### 5.1 柱状改良体の構築 （写真-5）

杭は，柱状の地盤改良体の中に立て込まれるが，これは市街地での看板の建設においては杭の打ち込みによる振動や騒音は避けなければならないので，この地盤改良による工法を選択した。ほとんどの場合，柱状改良体の剛性が原地盤の剛性を上回るが，地盤改良体は杭と地盤の密着を良くして地盤反力を適切に発揮させることを期待している。したがって，上で説明した設計（重複反射法）においては，地盤反力の算定に地盤改良体の強度を考慮していない。

(1) 測量による位置決定： 掘削する位置を出す。側溝等が近くにある場合，掘削円の中心は改良体半径 +20cm 程度離れた位置とする。 (2) 基礎鋼管の天端部の空堀（1m 程度）： 注入するセメントと水の容積に相当する上部 1m 程度の土を取り除く。改良体は現地土にセメントと水を混ぜることによって作製されるため，現地発生土は，小型(2t)トラック 1 台で十分運べる量であった。 (3) オーガーによる地盤の掘削と練返し: セメントは水に溶いた状態で注入するが,均等に混ざるようにオーガーにより複数回注入前に練り返す。 (4) セメントの混合・撹拌（ソイルモルタルの造成）： セメント注入後も均等に混合するようにオーガーにより繰り返して撹拌する。

### 5.2 杭の立て建込み （写真-6）

(1) 杭の立て込み： 改良体が硬化し始める前に，速やかに開始する。 (2) 鋼管内の空堀：支柱 - 杭一体構造の結合部分の空間を確保する。空堀はオーガーによって行い，上部約 1.5m 程度とする。支柱結合部分は標準で 1.5m としている。 (3) 支柱鋼管固定プレートおよび縦鉄筋の設置： 杭内に立て込む支柱の姿勢を保つようにプレートを杭内に設置する，鉄筋はガイドであるのに加えて，杭と支柱の間に充填するコンクリートの圧縮強度を十分に発揮するために用いている。

支柱の立て込み

周辺の整備後

写真-7 支柱の立て込み

写真-8 完成写真

### 5.3 支柱の立て込み （写真-7）

(1) 支柱の立て込み： 支柱と看板が一体となっている場合には，改良体の強度・剛性が原地盤を上回るまで２・３日置くことになる。しかし，この施工例のように，支柱下部にフランジ結合を有していて，看板を後日取り付ける場合には，柱状改良体造成と同日に支柱の立て込みが可能になる。 (2) 姿勢の調節： ボルトによって支柱の姿勢を調整し，緊結する。 (3) コンクリート打設： 支柱と杭の隙間にコンクリートを充填する。長期的にはコンクリートの圧縮強度で看板にかかる荷重に耐えるように設計されている。

## 6. まとめ

既往の重力式基礎構造の問題点を解決するために看板や交通標識のための杭基礎構造の設計・施工法を開発した。この工法は，次に示す３つの技術に基づいている ① 許容杭頭変位に対して，地盤の層構造を考慮して合理的に必要杭長を決定できる，「重複反射法による杭のたわみ挙動解析法」， ② 腐食に対して弱点となるアンカーボルト・ナットを使用せず，さらに工期短縮を可能にする，「支柱－杭の結合構造」，③ 杭打設時の振動や騒音を避け，地盤の反力を十分に発揮させることが可能な，「地盤の柱状改良工法」。

本報告では，上記の 3 つの技術により，現在広く使われている重力式基礎や杭基礎の設計における Chang の公式が抱える問題点を解決できることを説明した。写真-8 に完成状態を示した施工事例では，朝 8 時から作業を開始し午後 3 時には支柱の取付までの工程を完了した。看板の上部構造の取り付けは約一か月後に 4 時間程度で終了した。このことからも，提案する工法は工期の大幅な短縮を可能にすることが明らかである。

紹介した施工事例以外に，現在ではもう１例の施工実績がある。また，実施工に先立って２例の試験施工とそれらについての試験載荷を実施しているが [8]，今後も，種々の適用条件と設計・施工法を検討する。

### 参考文献


1) 株式会社コヤマ (2011)；http://signs-koyama.cocolog-nifty.com/blog/2011/10/post-dd46.html
2) 建築基礎構造設計指針 6.6 節；日本建築学会 (2001), pp. 262-296.
3) 右城猛(2006)；鋼矢板を用いた自立式土留め工の設計，四国地方整備局研修資料
4) 三浦均也，松田達也，羽柴慶太，KEODUANGCHITH (2014)；風荷重を受ける看板・交通標識を支持する杭基礎の重複反射法を用いた設計法，第 23 回調査・設計・施工技術報告会，地盤工学会中部支部
5) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. (1972): SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley
6) 道路標識設置基準・同解説；日本道路協会 (1987)
7) JFE スチール株式会社 (2013)；鋼構造設計便覧, http://www.jfe-steel.co.jp/products/building/binran/binran.pdf
8) 三浦均也，高木翔太，ケオドゥンチット・ソムチット，松田達也 (2014)；水平荷重を受ける支柱 - 杭一体構造の設計・施工法とその載荷試験，第 59 回地盤工学シンポジウム，地盤工学会

# 林地残材などの未利用木質破砕材を活用した新しい木質舗装の開発とその評価

岐阜工業高等専門学校・環境都市工学科　国際会員　○吉村　優治
株式会社遠藤造林　遠藤　一美
西濃建設株式会社　宗宮　正和
株式会社エスウッド　角田　惇
河村　邦基

## 1.　はじめに

わが国では森林は手入れされないまま放置され，荒廃した状態にあり，森林本来がもつ機能（土砂災害防止，水源涵養，生態系保全，二酸化炭素吸収など）を十分に発揮できていない。これを改善するためには，間伐などの森林整備を行う必要があり，さらには林地残材や間伐により発生した森林資源を有効利用する方法を確立させることが必要とされている。

筆者らはこれまでに林地残材や間伐材などの未利用木質破砕材を舗装として利用する方法を検討してきた。本論文では，非加熱・無溶剤タイプの水性アスファルトを使用した簡便でシンプルな木質舗装（(以下，未利用木質破砕材舗装という）技術の開発およびその施工，さらには施工後のモニタリング結果について報告する。

## 2.　未利用木質破砕材舗装の開発

### 2.1　構成材料

未利用木質破砕材舗装の構成材料は，①未利用木質破砕材（写真-1），②水性アスファルト（写真-2），③粉末添加剤（写真-3），④液体添加剤（写真-4）である。

写真-1　未利用木質破砕材

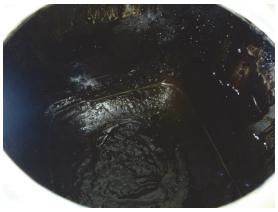


写真-2　水性アスファルト

写真-3　粉末添加剤

写真-4　液体添加剤

### 2.2　配合設計[1)]

原木の状態において強制乾燥を行うと含水比 $w$=0 となるが，そのまま自然界に放置しておくと「平行含水状態」と呼ばれる状態になり，その含水比 $w$ は約 30%と言われている。2011～2014 年度の未利用木質破砕材舗装の使用木材の供給元である「いび森林資源活用センター」で過去に調査されたデータによれば，含水比は木の種類や伐採時期により広範囲（$w$=38～62%）[1)]に分布していることが判っている。

このように木質破砕材は，自然素材のため，含水比は一定しないため，含水比の違いで混合状況（主にアスファルトの被覆）が変化すると考えられる。材料の含水比を種々変化させ減水方式及び加水方式試験[1)]，崩落及び裁荷試験[1)]により，未利用木質破砕材の基準含水比を 45%とした。表-1 に含水比 45%の未利用木質破砕材 10kg あたりの配合量を示す。

表-1　未利用木質破砕材（$w$ =45%）10kg 当たりの配合量

| 材料名 | | 質量（kg） |
|---|---|---|
| 未利用木質破砕材（$w$=45%） | | 10 |
| 混和材 | 水性アスファルト | 10 |
| | 混和剤（粉末） | 2 |
| | 混和剤（液体） | 2 |

Development and evaluations of new woody pavements technology of unused wood crush materials such as forest remaining woods:Yuji Yoshimura (National Institute of Technology , Gifu College), Kazumi Endo(Endozourin Co.Ltd.) , Masakazu Soumiya (Seino Kensetsu Co.Ltd.) , Atushi Sumida(Swood Co.Ltd.) , Kunimoto Kawamura

## 2.3　施工手順

未利用木質破砕材舗装の施工手順を以下に示す。

① 未利用木質破砕材に水性アスファルトを投入し，撹拌する（写真-5)。
② ①に事前に混合しておいた 2 つの添加剤を投入(写真-6）し，撹拌する（写真-7)。
③ 撹拌，混合した材料を路盤の上に設定した舗装厚の約 2 倍の厚さに敷きならす（写真-8)。
④ 養生シートまたは合板などを敷き，転圧を行う（写真-9)。
⑤ 施工完了（写真-10)。

写真-5　撹拌状況①

写真-6　撹拌状況②

写真-7　撹拌状況③

写真-8　敷きならし状況

写真-9　転圧状況

写真-10　施工完了

## 2.4　特徴

未利用木質破砕材舗装の主な特徴を以下に示すとおりである。

①約 3 時間で固まるので樹脂系木質舗装のように長期間養生を必要としない。
②アスファルト舗装を施工する際に発生する特有の臭いが発生しない。
③常温で施工可能である。

## 2.5　施工実績

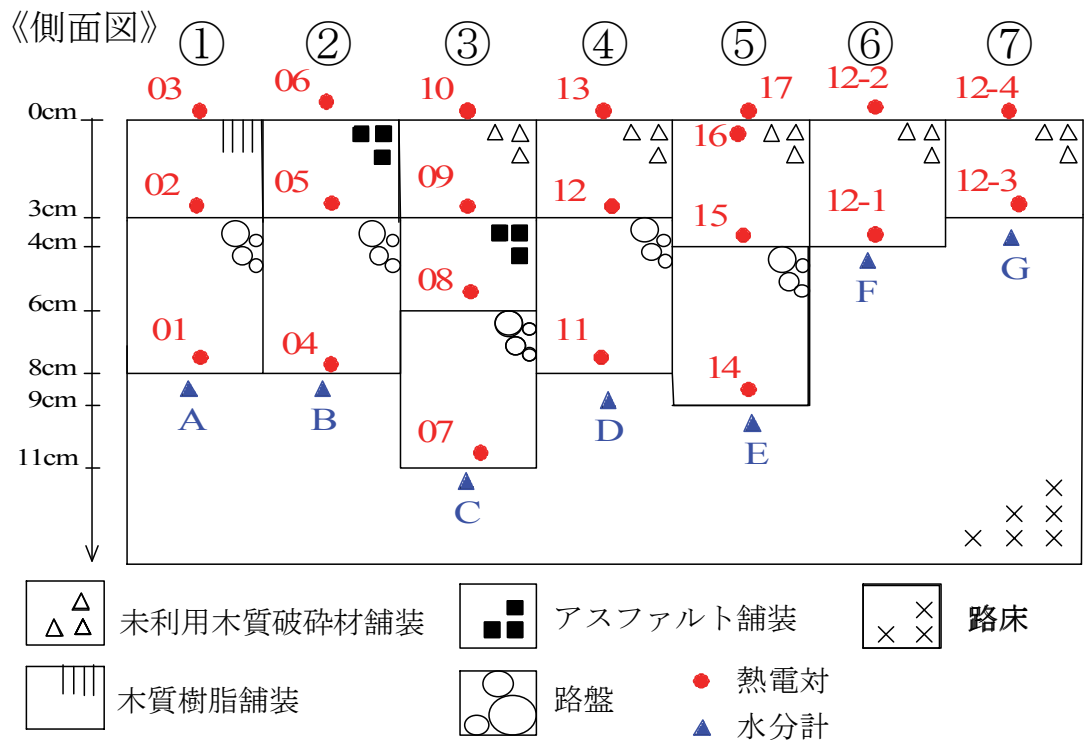
施工実績は表-2 に示すとおりであり，すでに 6 回の施工を終えている。このうち施工 A～C は，平成 22 年度・23 年度（2010 年・2011 年）岐阜県地域材利用開発プロジェクト支援加速化事業に採択され，テーマ「ぎふ証明材を活用した新しい木質舗装技術の開発」について助成を得て実施したものである。B の 2011 年 7 月に岐阜高専中庭で行った施工については，写真-11 に示すように性能比較のために，2m×2m 毎に条件を変えて各種の舗装を施し，舗装内・舗装上に熱電対，路床最上部に水分計が設置されている（図-1 参照)。舗装①は従来の木質舗装であるエポキシ系木質樹脂舗装，舗装②はアスファルト舗装，舗装④～⑦が未利用木質破砕材舗装，舗装③はアスファルト舗装上に未利用木質破砕材舗装を敷設している。

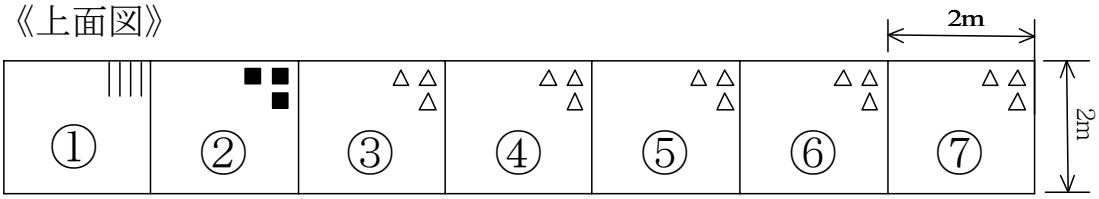
また，F の谷汲緑地公園内の施工は，2015 年 10 月 11 日(日)開催の第 39 回全国育樹祭の式典会場内の施工であり，未利用木質破砕材は揖斐郡森林組合から提供を受けたものである。

写真－11　岐阜高専中庭の各種舗装

表-2　未利用木質破砕材舗装の施工実績

| | 施工月 | 施工場所 | |
|---|---|---|---|
| A | 2010年8月 | ながら川ふれあいの森（約100m$^2$） | 岐阜市三田洞日向 |
| B | 2011年7月 | 岐阜高専中庭（約20m$^2$） | 本巣市上真桑 |
| C | 2011年7月 | 羽島市運動公園（約240m$^2$） | 羽島市正木町大浦 |
| D | 2014年2月 | 羽島市運動公園（約370m$^2$） | 羽島市正木町大浦 |
| E | 2014年10月 | 羽島市運動公園（約280m$^2$） | 羽島市正木町大浦 |
| F | 2015年3月5日 | 谷汲緑地公園（約81.1m$^2$） | 揖斐郡揖斐川町谷汲名礼 |




①：木質樹脂舗装3cm+路盤5cm+路床（以後「樹脂」）

②：アスファルト舗装3cm+路盤5cm+路床（以後「As」）

③：木質舗装3cm+アスファルト舗装3cm+路盤5cm+路床（以後「未利用3As」）

④：木質舗装3cm+路盤5cm+路床（以後「未利用3路盤」）

⑤：木質舗装4cm+路盤5cm+路床（以後「未利用4路盤」）

⑥：木質舗装4cm+路床（以後「未利用4路床」）

⑦：木質舗装3cm+草あり路床（以後「未利用3路床」）

図-1　岐阜高専中庭の施工条件（①～⑦）とモニタリング計器設置状況

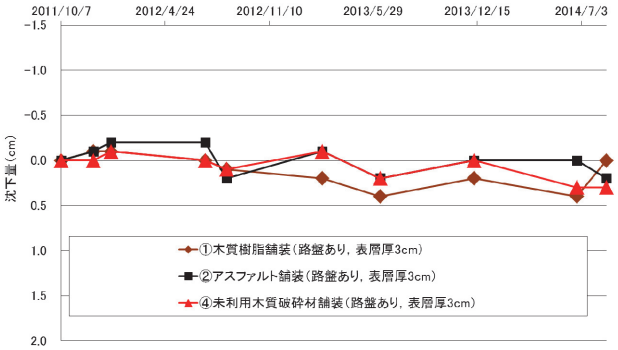
## 3.　未利用木質破砕材舗装の評価

### 3.1　評価方法

日本道路協会の舗装設計施工指針 [2)]を参考に，未利用木質破砕材舗装の性能を沈下，硬さ，温度特性，透水性，歩きやすさの 5 つについて評価する。評価方法として，沈下は水準測量から算出する沈下量，硬さは簡易支持力測定試験から得られる衝撃加速度 *Ia*（m/s$^2$），温度特性はサーモグラフィによる表面温度計測および熱電対による舗装内の温度計測，透水性は水分計による路床上の含水比測定，歩きやすさはアンケート調査から得られる体感と滑り抵抗試験から得られるすべり抵抗値で評価する。

### 3.2　沈下

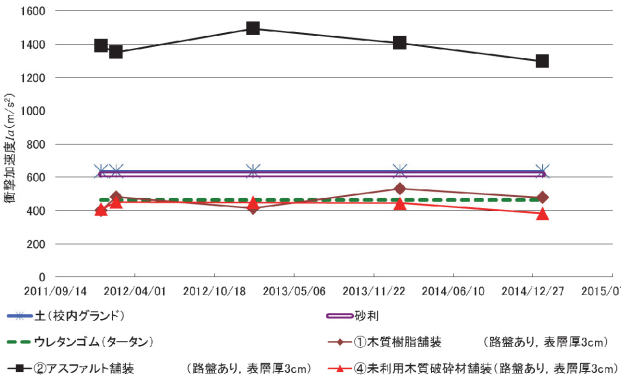
図-2 は，各種舗装の沈下量の経年変化である。水準測量では測量鋲は使用せず，各種 2×2m 舗装の中央部に白ペンキでマークした上にスタッフをたて計測していることから若干の誤差を含んでいるものに，この図から，未利用木質破砕材舗装の沈下は従来の木質樹脂舗装や一般的なアスファルト舗装と同程度であることがわかる。さらに，施工から時間が経過しても沈下量は増えておらず人の歩行などによる沈下の心配はないといえる。




**図－2　沈下量の経年変化**

### 3.3　硬さ

予備調査により，衝撃加速度 *Ia*（m/s$^2$）は，表面温度や天候（雨の日や雨の翌日など）により変化することがわかっている。図-3 は各種舗装の *Ia* であるが，気候条件を一定にするため試験日が晴れの日の冬季のみのデータをプロットしている。




**図－3　各種舗装の衝撃加速度 *Ia*（m/s$^2$）の経年変化（冬で晴れのデータのみ）**

図-3 をみると，未利用木質破砕材舗装の *Ia* は 400m/s$^2$ であり，一般的なアスファルト舗装の *Ia* は 1400m/s$^2$ 程度である。また，従来の木質樹脂舗装やターターンと呼ばれる陸上競技用のウレタンゴムの *Ia* は 400m/s$^2$ 程度，土や砂利といった路面の *Ia* は 600m/s$^2$ 程度である。これらのことから未利用木質破砕材舗装は一般的なアスファルト舗装に比べ柔らかく，1/4 程度の硬さである。また，従来の木質樹脂舗装やウレタンゴムと同程度の硬さであり，土のグラウンドや砂利といった路面より柔らかい。

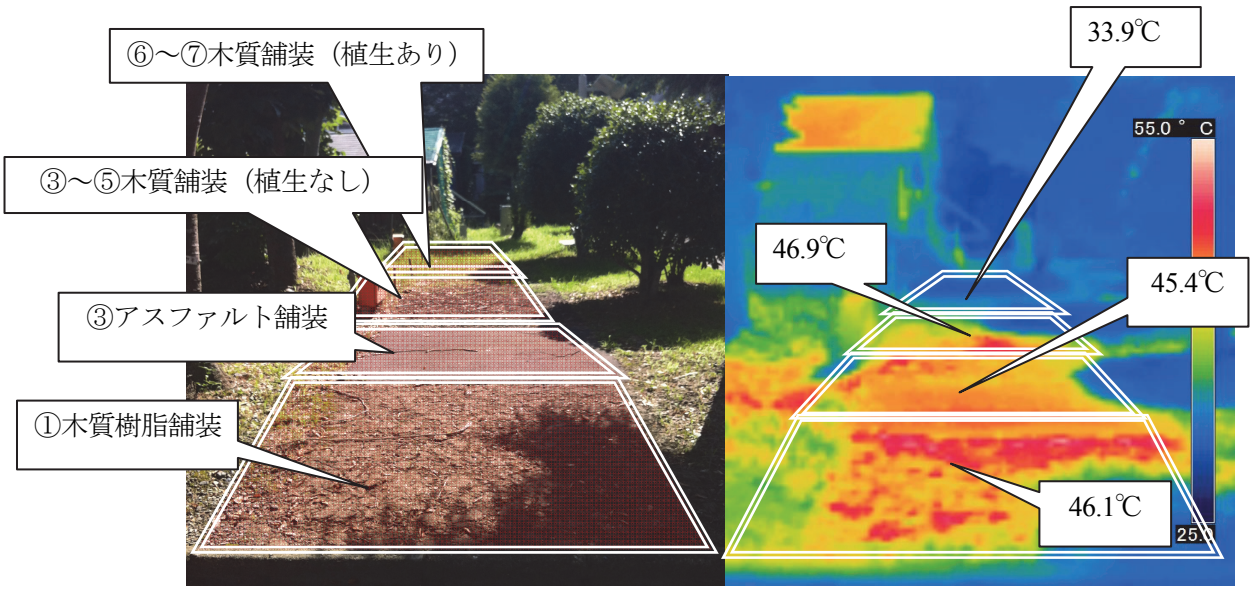
さらに，未利用木質破砕材舗装の硬さを経年変化についてみると，施工から時間が経過しても大きく変化しておらず，硬さは保持しているとわかる。

### 3.4　温度特性

施工後，図-1 の未利用木質破砕材舗装のうち，未利用木質破砕材舗装が路床の上（路盤なし）へ施工された⑥，⑦に関して 2012 年度から植生（イワダレソウ）が発生し，舗装全体をターバン状に覆っている。植生の有無により，舗装表面の温度特性に差が出ることが予想できるため，ここでは未利用木質破砕材舗装を植生がある方を木質舗装（植生あり），ない方を木質舗装（植生なし）と区別する。

#### 3.4.1 各種舗装との比較（夏季）

図-4 は岐阜高専中庭（図-1 参照）での各種舗装のサーモグラフィによる表面温度計測の代表的な結果である。図-4 の各種舗装の表面温度をみると，木質舗装（植生なし）の表面温度は，一般的なアスファルト舗




（ａ）写真　　（ｂ）画像

図-4　サーモグラフィによる表面温度計測結果（岐阜高専中庭）
（夏季　2014 年 8 月 20 日 9:00）

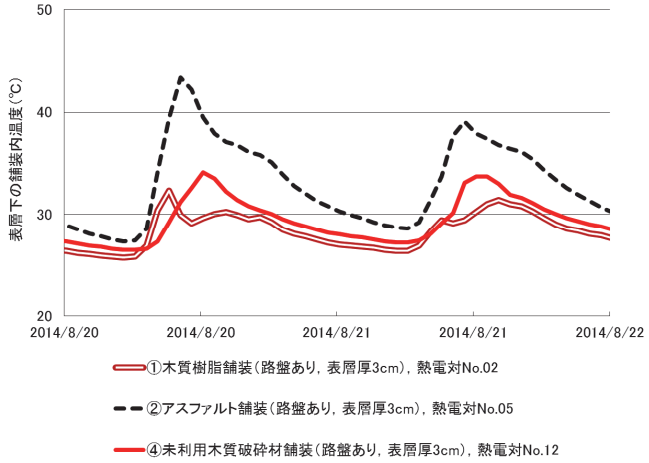



図-5　各種舗装の表層下 3cm の舗装内温度
（2014 年 8 月 20～22 日）

装や従来の木質樹脂舗装と同程度である。また，木質舗装（植生あり）の表面温度は 33.9℃と他の舗装に比べて約 10℃低くなっているが，これは草あり路床から発生した植生（イワダレソウ）があるためだと考えられる。

図-5 に，地中へと伝わる熱を確かめるため，各種舗装の熱電対による表層下 3cm の舗装内温度を示す。図-5 をみると，未利用木質破砕材舗装の表層下 3cm の舗装内温度は一般的なアスファルト舗装よりも温度が高くなる昼間に 10℃程度，夜間では数℃低くなっており，地中に熱を伝えにくいことがわかった。また，木質樹脂舗装と同程度の温度を示す。

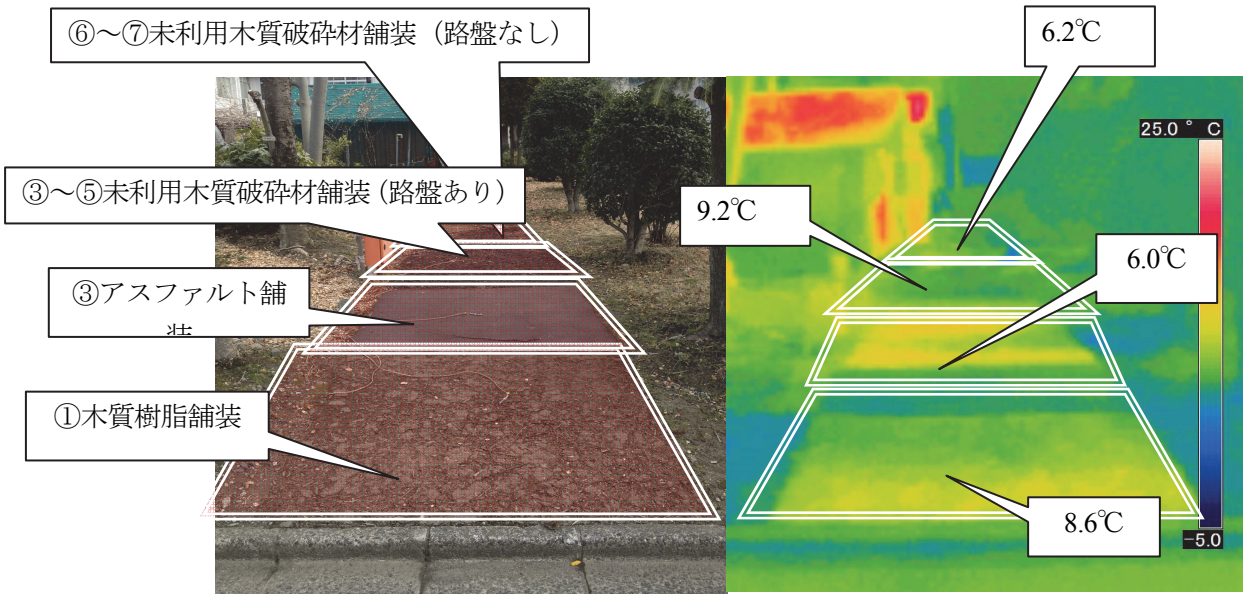
### 3.4.2 各種舗装との比較（冬季）

図-6 は岐阜高専中庭（図-1　参照）での各種舗装のサーモグラフィによる表面温度計測の代表的な結果である。図-6 の各種舗装の表面温度をみると，木質舗装（植生なし）の表面温度は，従来の木質樹脂舗装と同程度であり，アスファルト舗装の表面温度に比べ高くなっている。また，木質舗装（植生あり）の表面温度はアスファルト舗装と同程度であるが，夏季と同様に植生（イワダレソウ）があるためだと考えられる。

図-7 に図-5 と同様に表層下 3cm の舗装内温度を示す。図-7 をみると，未利用木質破砕材舗装の表層下 3cm の舗装内温度はアスファルト舗装に比べ表面温度は同程度であったのに対し，温度が下がる夜間に高くなっている．また，従来の木質樹脂舗装と同程度となっている。

### 3.4.3 まとめ

夏季，冬季の結果から未利用木質破砕材舗装の温度特性は従来の木質樹脂舗装と同程度であり，アスファルト舗装に比べ夏は熱を地中へと伝えにくいため涼しく，冬は地中の熱を逃がしにくく暖かいといえる。




（a）写真　　（b）画像

図-6　サーモグラフィによる表面温度計測結果（岐阜高専中庭）
（冬季　2013 年 1 月 23 日 12:00）

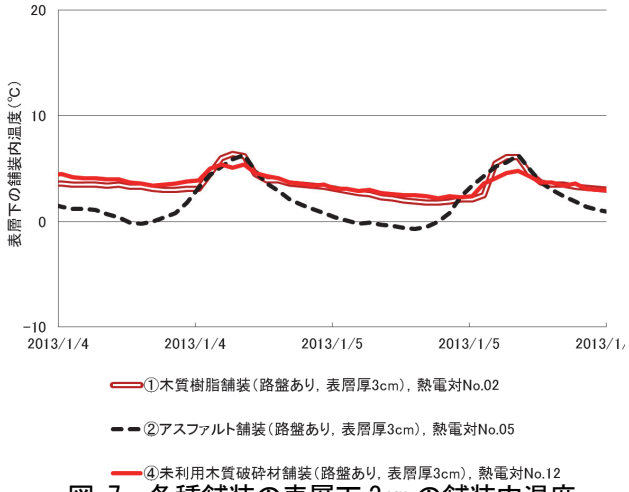



図-7　各種舗装の表層下 3cm の舗装内温度
（2013 年 1 月 4～6 日）

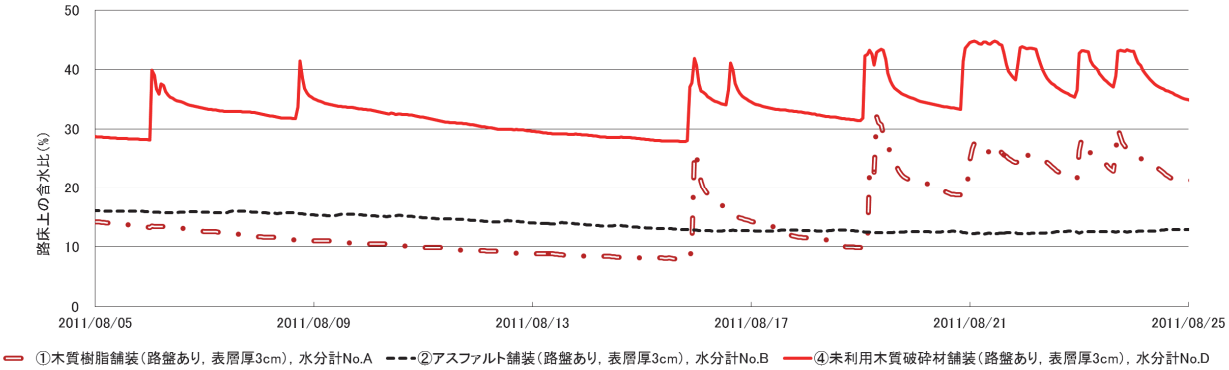



図-8　各種舗装の路床上の含水比（2011 年 8 月 5～25 日）

### 3.5 透水性

図-8 は各種舗装の水分計による路床上含水比測定の結果を示したものである。図-8 をみると，未利用木質破砕材舗装の路床上含水比はアスファルト舗装や従来の木質樹脂舗装より変動が多く，降雨を直ちに浸透させる透水性が高いといえる。

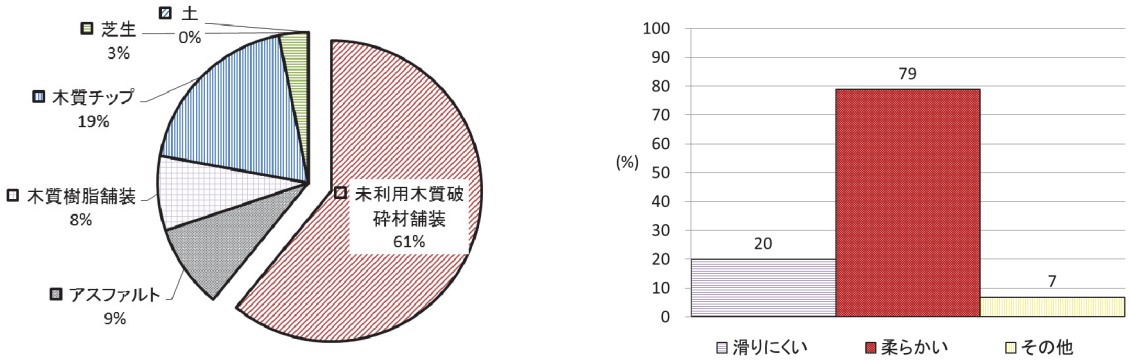
### 3.6 歩きやすさ

#### 3.6.1 体感

2011～2014 年度で 832 人の方に高専祭やオープンキャンパス，中学生への環境総合学習の際に，岐阜高専中庭において，各種舗装を歩き比べてもらい，回答者には一番歩きやすい舗装 1 つを選んでもらった。また，未利用木質破砕材舗装を選んだ方には，その選んだ理由も回答してもらった．アンケート調査の結果を図-9（a）（b）に示す。

図-9（a）をみると，未利用木質破砕材舗装を 61%が一番歩きやすいと回答し，その理由（複数回答あり）として，図-9（b）をみると柔らかいと感じた人が 79%を占めている。

このことから，未利用木質破砕材舗装は他の舗装に比べ柔らかく歩きやすいといえる。




（a）選ばれた舗装　　（b）未利用木質破砕材舗装を選んだ理由

図-9　アンケート調査結果　回答割合
（2011～2014 年）

#### 3.6.2 滑り抵抗試験

歩道において，歩行者が安全で快適な歩行を確保する必要があるため，人の歩行に近い仕組みである写真-12 に示す携帯型すべり試験機（（株）東北測器製 ONO・PPSM）を用い，すべり抵抗値（*C.S.R'*）を用いてすべり抵抗について検討した。試験はゴム製のすべり片（ゴムシート：硬さ（A 形）72～80，厚さ 3～6mm（一般の靴底を想定））上に質量 20kg（鉛直荷重 196N）の重錘をセットし，最大引張荷重を測定することにより，式（1）によりも求まる値であり，通常の静止摩擦係数である。

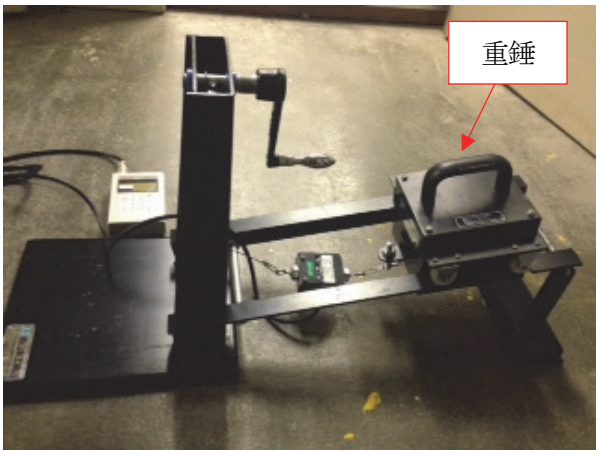



写真-12　携帯型すべり試験機

*C.S.R'*＝最大引張荷重（N）/196（N）　・・・(1)

*C.S.R'*は実際の人の歩行動作に伴うすべりを最も適切に表現できる評価指標と考えられており，歩道において歩行者がすべりやすさを感じない *C.S.R'*は 0.6 以上が基準となっている [3].

岐阜高専中庭にて，乾燥状態と湿潤状態で試験を行った（図-10）。図-10 には図-3 と同様に，アスファルト舗装，従来の木質樹脂舗装やターターンと呼ばれる陸上競技用のウレタンゴムなどの測定結果も併記しているが，未利用木質破砕材舗装の *C.S.R'*は乾いた状態，濡れた状態ともに歩道の基準である 0.6 を満たしており，

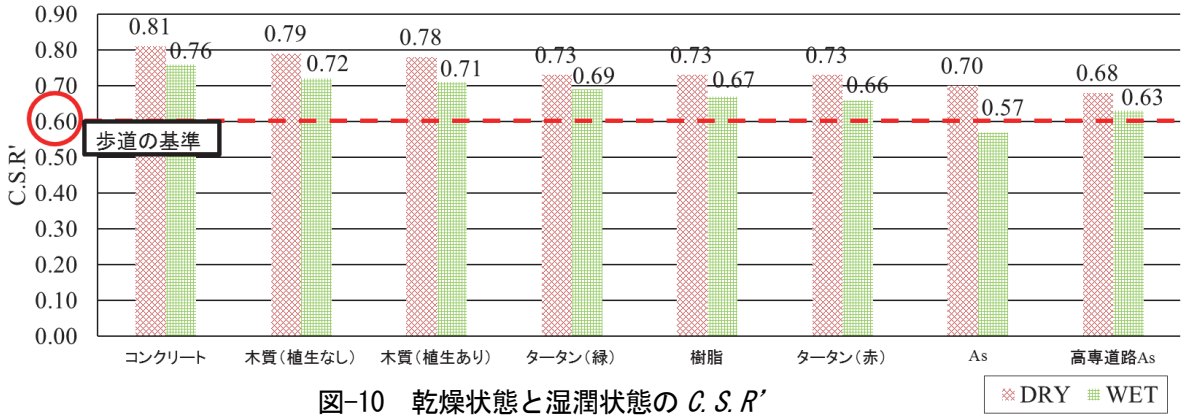



図-10　乾燥状態と湿潤状態の *C. S. R'*

濡れた状態においても，アスファルトの乾いた状態と同程度の値を示した。したがって，未利用木質破砕材舗装は路面状態に関係なく，すべりにくく安全な歩行が可能であるといえる.

## 4.　おわりに

森林の本来もつ機能（土砂災害防止，水源涵養，生態系保全，二酸化炭素吸収など）を十分に発揮させるために，間伐などの森林整備を行う必要があるが，それにより発生した間伐材などの資源を有効活用する方法は，大きいものや形の良いものに限られており，ほとんどは焼却処分や林地残材として山に放置されている。したがって，この未利用木質破砕材（林地残材や間伐により発生した資源）を有効活用する方法を確立すれば，森林整備が進み，森林の機能を十分に発揮させることができる。

本研究では，森林本来の機能を発揮させるために森林整備を推進するべく，森林資源の有効利用の一つの方法として，水性アスファルトを用いた林地残材などの未利用の森林資源を利用した未利用木質破砕材舗装を提案し，沈下量・硬さ・温度特性・透水性・歩きやすさについて評価を行った。

その結果，未利用木質破砕材舗装は柔らかく滑りにくいことから公園や病院，福祉センター，林間といった遊歩道などに設置する歩道として十分に利用できることがわかり，森林資源の有効な利用方法の一つとして確立できた。さらに，夏には涼しく，冬には暖かいという温度特性は地球温暖化防止や凍上抑制効果などが期待できる。

今後も継続的な調査を行い，舗装の劣化状況を把握する予定である。

## 謝　辞

本研究に関係する表-2 の施工 A～C の未利用木質破砕材舗装は平成 22 年度･23 年度岐阜県地域材利用開発プロジェクト支援加速化事業に採択され，テーマ「ぎふ証明材を活用した新しい木質舗装技術の開発」について助成を得て実施したものです。

また，アンケート結果は，平成 25 年度・26 年度土木学会中部支部調査研究委員会（森林整備および森林資源の有効利用を核とした地域デザイン研究委員会）の活動，環境教育を目的とした地産地消型マイクロリサイクルシステムの構築と啓発活動－持続可能な循環型社会を担う人材育成と地域貢献を目指して－（平成 25～29 年度科学研究費補助金（基盤研究(C)，課題番号：25350274）の一部により，円滑に遂行できました。

ここに記して，心から感謝の意を表する次第です。

## 参考文献

1)　宗宮正和・吉村優治・河村邦基・角田惇：「ぎふ証明材（林地残材）を活用した新しい木質舗装技術の開発」成果概要, 平成 23 年度岐阜県・地域材利用開発プロジェクト支援加速化事業成果概要，2012.2/20.

2)　社団法人日本道路協会：舗装設計施工指針　www. road. or. jp/event/pdf/hosou02. pdf（2014. 9. 29 閲覧）

3)　小田勝也・上田倫大・他 4 名：海岸施設における利用者のすべりに関する評価方法とすべり対策に関する研究，海岸工学論文集，第 51 巻，pp.1251~1255，2004.

# 航空レーザ計測データと UAV を用いた土石流被災状況把握事例

岐阜大学工学部　国際会員　　沢田和秀
中日本航空株式会社　正会員　○小野貴稔　非会員　千田道弘
株式会社アンドー　非会員　坪井利幸　青木英之

## 1. はじめに

土石流などの災害が発生した場合、第一に求められるのが被災状況の迅速な全体把握である。土砂の氾濫・堆積範囲、家屋や橋梁等の被災状況、上流域における不安定土砂による 2 次災害の危険性の有無、など多岐にわたる。このような情報を広域的に効率よく把握するためには、航空機による計測が最適な手段である。従来手法として、セスナやヘリコプターなどの有人の航空機からの計測が主流であるが、近年は普及しつつある無人航空機（UAV：Unmanned Air Vehicle）による計測も実施されはじめた。

図-1 は、平成 26 年 7 月 9 日に長野県木曽郡南木曽町梨子沢で発生した土石流災害現場の位置図である。ここで航空機（セスナ）によるレーザ計測及び航空写真データと、UAV による点群データ（写真解析データ、LAS フォーマット）について、点群データを可視化するソフトウェア「Mierre（ミエール）：中日本航空(株)製」を用いて可視化し、それぞれのデータから読み取れる被災状況を確認した。なお、航空機（セスナ）による撮影・レーザ計測は 7 月 12 日、UAV による撮影は 7 月 16 日に実施している。

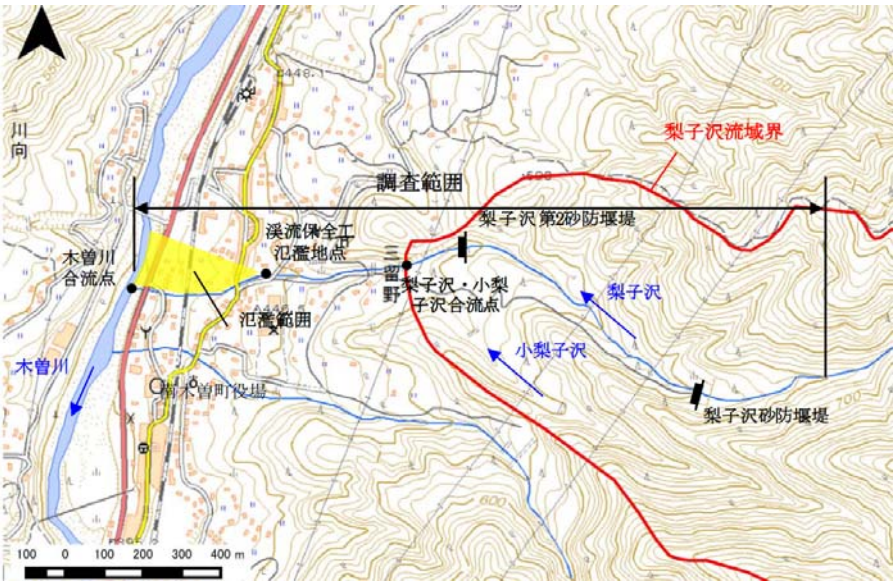



**図-1　調査対象位置図（土木研究所：「長野県南木曽町梨子沢土石流調査報告」より）**

## 2. 撮影及び計測機材と諸元

### 2.1 撮影及び計測機材・諸元（セスナ）

航空機（セスナ）の撮影及び計測機材・諸元は表-1、表-2 のとおりである。梨子沢を含む木曽川の左右岸のエリア一帯を航空写真撮影（垂直写真）とレーザ計測を行った。航空写真からデジタルオルソ画像（地上画素寸法 20cm）を作成した。航空レーザ計測点群データは、オリジナルデータから自動フィルタリングにより地表面のみのグラウンドデータを作成した（0.5m グリッドデータ）。

---

Investigation of disaster area due to debris flow using LiDAR data and photo from UAV :  K. Sawada (Gifu University), A.Ono, M Senda( Nakanihon Air Service Co. Ltd), T. Tsuboi and H. Aoki(Ando Co. Ltd)

表-1　撮影機材および撮影諸元

| 項　　目 | 仕　　様 |
|---|---|
| 搭載航空機（セスナ機） | セスナ C208 キャラバン |
| デジタル航空カメラ | UCXpWA（GNSS/IMU 装置付） |
| 撮影地上画素寸法（撮影基準面） | 16cm（地図情報レベル 1,000） |
| 対地飛行高度（撮影基準面から） | 約 1,600m |
| 撮影重複度 | オーバーラップ 60%サイドラップ 30%以上 |

表-2　計測機材および計測諸元

| 項　　目 | 諸　　元 | 備　　考 |
|---|---|---|
| 使用センサ | SAKURA-F1（LMS-Q780） | RIEGL 社製レーザ測距儀 |
| 対地飛行高度 | 1,600m | 計測基準面から |
| 飛行速度 | 259km/h | － |
| レーザ発射回数 | 400kHz | 全波形記録方式 |
| スキャン角度 | ±30° | 全角 60° |
| コース進行方向・直行方向点間隔 | 0.70m | 単コース設計値 |
| コース間隔 | 約 900m（ラップ約 50%） | 計測幅 1,847m |

### 2.2 撮影及び計測機材・諸元（UAV）

UAV の撮影及び計測機材・諸元は表-3 のとおりである。UAV は動画及びデジタル写真撮影（斜め写真）を行った。UAV は、オペレータの目視範囲内で主に渓床沿いを飛行した。

表-3　撮影及び計測機材・諸元

| 項　　目 | 諸　　元 |
|---|---|
| 使用カメラ | SONY　NEX7 |
| 使用レンズ | 16mm（F.2.8）　※24mm（35mm 換算） |
| 画素寸法 | 1.5cm～3.0cm |
| 対地高度 | 50m～100m |
| 重複度 | オーバーラップ 65%以上、サイドラップ 35%以上 |
| 飛行速度 | 5m/s（18km/h） |
| 撮影範囲 | 13ha |
| 外部評定点 | 19 点 |

## 3. 撮影及び計測結果

### 3.1 撮影結果（セスナ）

セスナから撮影した垂直写真からオルソ画像を作成し、氾濫域から流域までの全体写真及び一部を拡大したものを図-2 に示す。写真-1 は氾濫域の末端（木曽川）から流域の源頭部までのデジタルオルソ画像であり、流路の延長は最大約 4km である。写真-2 は、土石流の氾濫域の状況である。氾濫範囲においては、植生と土砂との色調の変化から砂礫や流木が広く散乱している状況が把握できることから、土石流の氾濫範囲を判読することができる。写真-3 は、氾濫域内を通る県道 264 号の梨子沢橋付近を拡大したものである。被災した橋梁が歪んでおり、周囲に氾濫した礫が散乱している状況が分かる。写真-4 は、梨子沢砂防堰堤の状況写

真である。本堤と副堤が識別でき、土砂は本堤のみならず副堤とその左岸側にも土砂が堆積していることが分かる。写真-5 は中流域の主流路の渓床の状況である。写真からでは堆積土砂か侵食痕跡かの判読は困難であるが、土砂の移動区間であることは確認できる。写真-6 は、流域の源頭部に近い渓床の状況である。日陰になっておりやや見づらいが、土砂の移動痕跡が確認できる。よって、氾濫域から最上流域まで渓床には土砂の移動痕跡が確認できることから、今回の土石流は最上流域から発生していることが把握できる。

図-2　　航空写真（セスナ）による撮影結果

### 3.2 計測結果（セスナ）

連続波形記録方式によりレーザ計測した点群データを自動フィルタリングし、グラウンドデータから地形を可視化した地形起伏図を作成した（起伏図-1、起伏図-2）。図-3 は図-2 と同じ領域で、起伏図等の配置を示した。写真- 7 は前項のデジタルオルソ画像である。起伏図-1 は梨子沢砂防堰堤より下流域の地形の状況を示している。起伏図のみでは、土砂の氾濫域を詳細に把握することは困難であり、災害前の地形モデルとの標高差を表現するなど、二時期の地形解析が必要である。また、断面-1 は梨子沢砂防堰堤下流域の渓床の横断図である。左右岸の地盤面と河床との比高が 10m 程度あることが分かる。断面図のみでは今回の災害による侵食幅と侵食深は分からないが、災害前の断面と比較することにより把握可能である。起伏図-2 は、源頭部付近の地形の状況を示している。写真-6 で確認できた土砂の移動痕跡の位置より下流域は明らかに幅が狭い渓床となっており、侵食により渓床堆積物が流出した形状となっている。このように、地形起伏図からは渓床内の侵食区間や砂防堰堤の堆砂域を把握することができる。また流域内の渓床付近の断面図を作成し、左右岸の渓岸勾配や渓床幅等を読み取ることによって、不安定土砂の有無等を推定することができる。

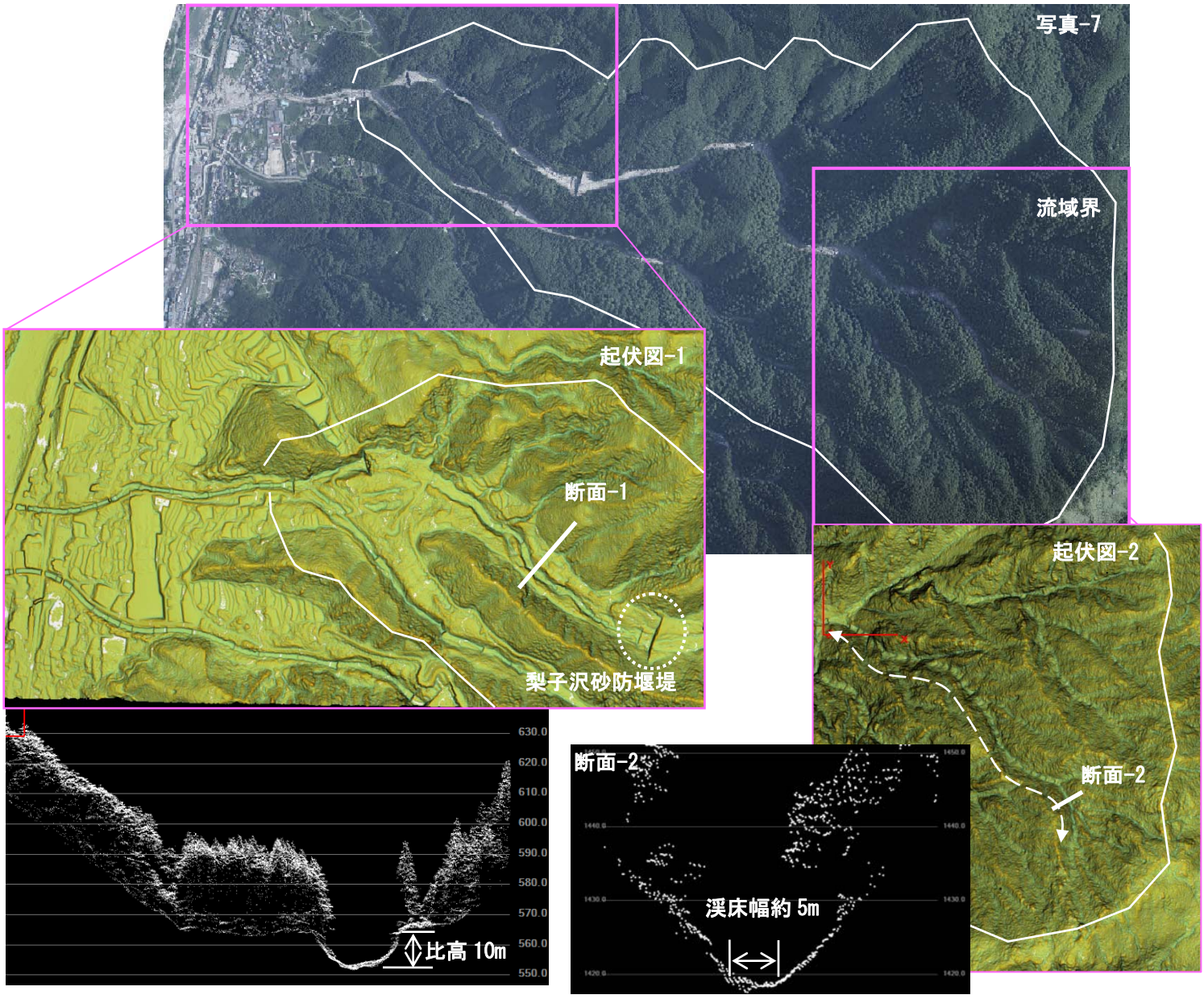



図-3　　航空写真（セスナ）による計測結果

### 3.3 撮影結果（UAV）

図-4 は UAV によって撮影したデジタル写真（斜め）からステレオマッチングによる点群データを自動作成し、点群にデジタル写真の色（RGB）を付けたものである。写真-8 は撮影範囲の全体写真である。写真-9 は氾濫域を拡大した写真であるが、流木の一本一本や土石流によって流下したと思われる礫の形状、流路工の形状をはっきり認識することができる。災害発生後 7 日間が経過しており、仮設道路や道路わきに礫がよけられていることが分かる。写真-10 は梨子沢橋付近の拡大写真である。被災した梨子沢橋は架け直されているなど、施設の形状が明瞭に判読できる。写真-11 は、梨子沢橋を上流側より撮影した斜め写真から UAV の目線で地形モデルを合成したものである。特に護岸のブロック積み工の破損の状況や礫の形状、構造物・建築物の壁面など側方からの被災状況を立体的に把握することができる。写真-12 は被災建築物の状況である。災害復旧により流出物の撤去が進んだ可能性もあるが、破損の程度や堆積物の状況（流木、土砂など）がよく把握できる。

図-4　　UAV による撮影結果

図-5 は流域内の 2 地点の渓床の状況を立体的に示した写真である。写真-13 は、梨子沢第 2 砂防堰堤の状況である。当該堰堤は水通し部を中心に縦方向、横方向に堤体が破損しており、堤体直上には被災前は堆砂していた土砂が流出している状況が把握できる。写真-14 は、写真-13 の水たたき部を拡大した状況である。暗くて明瞭ではないが石積み工の堰堤であることが分かるとともに、本堤と副堤との間の水叩き部が破損し、深さ約 2m 洗堀していることが分かる。写真-15 は左支川（子梨子沢）の渓床の状況である。渓床の右岸側の侵食が激しく、左岸側に土砂が堆積している状況が分かる。写真-16 は、写真-15 の地点を拡大し、俯角を浅くしたものである。この写真により渓床と左右岸の侵食の状況が把握できる。当該地点では、右岸側の流下痕跡から土石流の波高が約 8m であることが推定できる。

図-5　　各渓床の詳細表示

## 4. あとがき

本論文は、岐阜大学工学部附属インフラマネジメント技術研究センターが事務局となっている UAV（小型無人航空機）利活用研究会の活動の一環として実施したものである。

航空機により撮影した航空写真からは、氾濫域末端から流域の源頭部までの広域を網羅し、概略の被災状況を把握することができた。また、レーザ計測結果から植生下のグラウンドデータを抽出し、地形起伏図による土砂の堆砂域やＶ次谷の有無（土砂流出区間）、点群断面図による渓岸の侵食状況などが把握可能であった。一方 UAV は、河床の上空を低高度で撮影するため、河床及び渓岸の侵食、堆砂、堆積している礫の形状、砂防堰堤や護岸などの破損状況など詳細な情報を把握することができた。また、地形モデルによる礫の大きさや土石流の波高と思われる渓岸侵食の範囲なども把握することもでき、航空機にはない詳細な情報を収集することができた。

今後は、航空機と UAV によるデータを一つのシステムに集約し、それぞれの長所を活かしたデータを効率的に利用することで、災害対応・災害復旧のための基礎データとして利用することが期待できる。さらに、災害発生前後のデータを比較することにより、迅速な被災状況の把握と災害復旧や発生現象を解明することが可能となることから、継続的にレーザ計測や UAV 撮影を実施しデータを蓄積することが重要である。

# 中山間地域における道路盛土の粒度特性の把握に関する研究

防衛大学校　国際会員　野々山栄人
中部大学　国際会員　余川　弘至
中部大学　正会員　○浅野　憲雄

## 1. はじめに

我が国の国土の約 7 割以上が山地や丘陵地帯に属しており、河谷に沿って狭長な緩斜面を示す崖錐帯が形成されている。その中でも比較的規模が大きい崖錐帯は、緩斜面であることに加え、山地から供給される地下水の存在などによって、古くから生活の場として利用されることが多い。地形的に緩傾斜地であることから、生活の場である崖錐帯区域の生活道路として構築される地域幹線道路は、切土・盛土が交互に分布するような道路構成となる。

写真-1　埋設管の影響による道路崩壊、長野県北部地震(2011)

この崖錐帯の地層構成は、土砂が山地から自然落下で供給されることが支配的であるため、道路横断方向に成層状態になることが多く、地盤中に透水性の高い薄層を挟むこともあり、山地内部より浸透水が流下する薄層となる。道路地盤中への浸透水は、道路縁部の盛土のり先の崩壊や舗装の劣化を生じさせるほか、道路基盤中の埋設管などへの浸透水の供給源となる。実際、山間部などの集落排水（下水）管が劣化し、浸透水が下水管へ流入するなどの事例を確認している（写真-1）。写真-1 は、長野県北部地震（2011）で、埋設管の影響による道路崩壊の様子である。このような現象は、埋設管設置の際にサンドマットなどで管を取り巻くため、周辺地盤から供給された浸透水が埋設管を中心に「貯留」、「流動」することで地盤の劣化が生じていると考えている。

中山間地域の幹線道路は、非常時の避難路やライフライン布設などに利用され、単に人・車の通行だけに資するものではない。このような崖錐土砂からなる中山間地域の道路に地震動が作用すると、埋設管を中心とした局所的な液状化現象が発生し、埋設管の浮き上がりや盛土のり面の崩壊などの現象が生じて避難路・ライフライン施設の機能停止につながってしまう。

本研究では、模型実験および数値解析を用いて、地震時における中山間地域の道路盛土の安定性や対策工を検討してゆく。本報告では、その事前調査として岐阜県北部地域を研究対象地域と選定し、既存の土質調査報告書を整理・分析することで中山間地域における道路盛土の粒度特性を把握してゆく。なお、研究対象地域は、山地内を流下する河川によって形成された谷底平坦面と、山地から供給された土砂で形成された崖錐帯が河川に沿って広がる地域である。

## 2. 研究対象地域とその粒度特性

研究対象地域は、我が国の主要な地質から構成されており地形的にも各種の地殻変動を受けることで、河谷の侵食と崖錐帯の形成が顕著である岐阜県北部域を対象とした。中山間地域における盛土は、現地発生土

Grain size property of road embankment in intermediate and mountainous area: Nonoyama, H.(National Defense Academy), Yokawa, H. and Asano, N. (Chubu University)

を利用することが原則となっているため、山間道路の主要な地形・地質である崖錐土砂の特性を知ることは中山間地域の盛土特性を把握することになる。この地域では高～低位の段丘が河川に沿って分布し、段丘面上には形成された時代が異なった新旧の崖錐帯が分布しているが、現谷底付近には現在も拡大傾向にある新規崖錐帯が広がっている。そのため、崖錐帯を構成する土砂の材料特性を把握するためには、対象地域内のできるだけ多くの地点について土性の調査・把握を行う必要がある。また、中山間地域の集落間を結ぶ道路は、集落形成の基となる生活環境条件から河川に沿った崖錐帯を横切るように構築されているため、このような道路建設・維持のための土質調査報告書をまとめることで崖錐土砂層の特徴を把握することができると考えた。

本研究では、山間地域である当該地域での主要幹線道路において実施された路床材料調査報告書の結果を収集時点で各調査箇所（区間）の地形特性を検討し、崖錐地形と考えられる地点の報告書（24 地点）を集計した。図-1 は、資料収集箇所の山地の斜面勾配を解析した地形区分図を示したものである。図-1 より崖錐帯の土砂採取地点は、当該区域の主要河川である神通川水系宮川・高原川などの支川が形成した、谷底平坦地や山地裾野部に点在するように大半が位置していることが分かる。これは、報告書に添付される局部的な位置図でも判定されるが、広域な地形解析図に試料採取地点を配置すると、当該地域の主要幹線が山地谷底付近の生活の場をつなぐように構築されていることが理解できる。

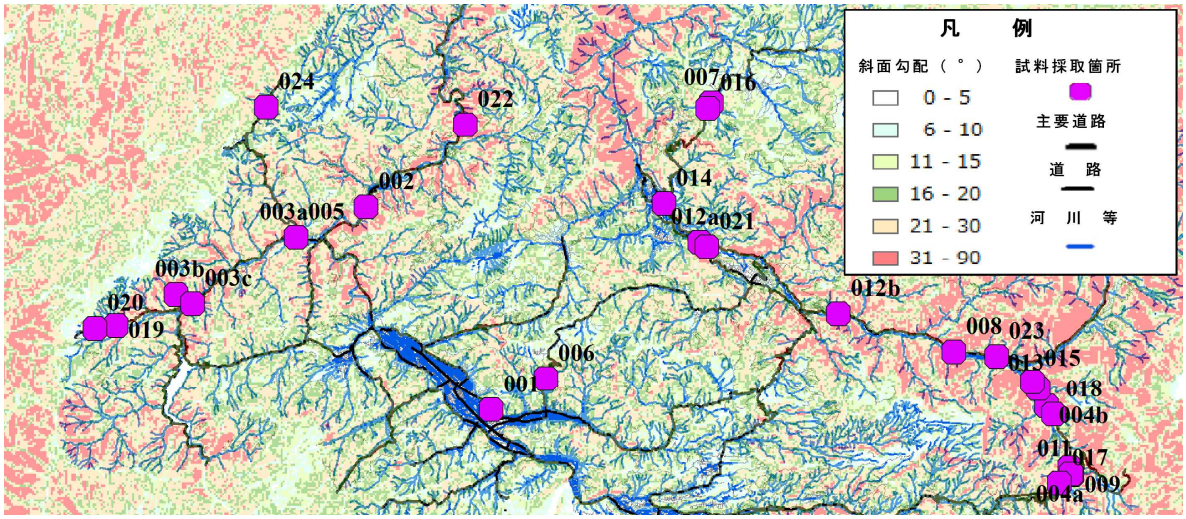
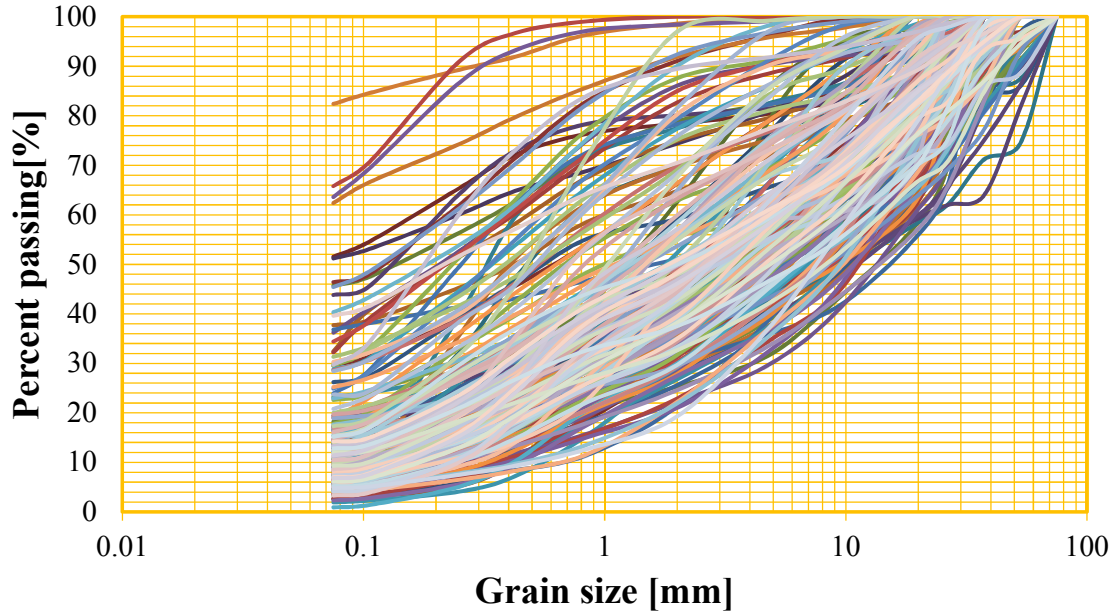


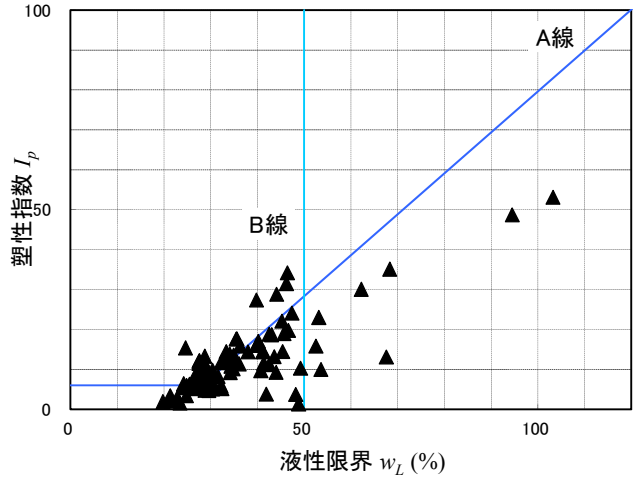

図-1　対象地域と調査箇所位置図（24 地点の位置図）

当該地域での調査結果から、大半の調査箇所が 2 層以上の多層構造を示していた。この特徴は、当該地域における崖錐帯の形成過程が、単に風化浸食作用によるものではなく、地殻変動（地盤隆起）によって土砂供給特性が変化し、土性の異なる薄層が積み重なる地盤特性を示すと考えられる。このように中山間地域の崖錐帯では、地盤形成の特徴から異なった土質特性を有する薄層が同様な地盤特性を示すと考えられる。図-2 には、調査報告書に記載されていた 216 データの物理特性（粒径加積曲線、塑性図および地盤材料の工学的分類）を示す。なお、工学的分類に必要な情報がないデータについては除外している。

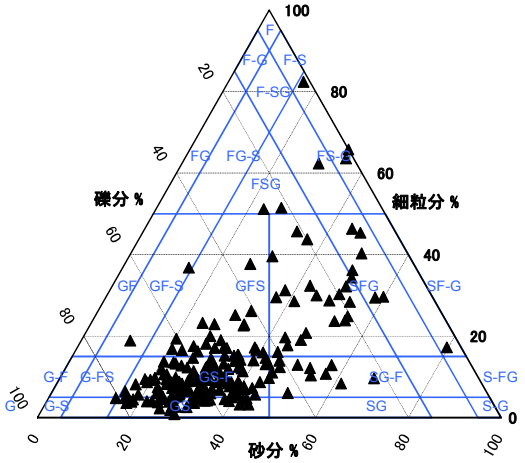
図-2(a)の粒径加積曲線からもわかるように、粒度特性としては、概ね礫質土と区分できるようななだらかな曲線を示す材料が支配的であるが、粗粒～細粒成分の配合に大きな差があるような試料も見受けられる。これは、崖錐土砂層の形成時に河川等の流水によって細粒土が運び込まれた場合、細粒成分が異常に含有されることがあるためと判断できる。このような箇所は、地形的に河川に近い平坦地や比較的大きな谷出口である。同様に、図-2(b)に示したコンシステンシー特性にも地点ごとにばらつきがあり、河川や表土の影響で細砂や有機質の混入による塑性指数の低下が生じていることがわかる。




(a) 粒径加積曲線




(b) 塑性図




(c) 三角座標

図-2　検討試料の物理特性（216 データ）

### 3. 崖錐帯の粒度特性

崖錐帯は、礫質土主体の土砂層で構成されるが、礫質土層としては比較的緩い状態であることが多い。ここで、崖錐帯を構成する土砂の材料特性については、背後の山地を構成する地質（岩質）や斜面勾配・植生などが関係して異なる材料特性となることが考えられる。よって、本研究では、河川規模の差と地形的特徴（高～低位段丘面上・低次谷の谷底付近・土石流地帯など）を踏まえて既存の調査報告書を分析し、地形的特徴と崖錐土砂の材料特性を整理してゆく。

崖錐帯とそれ以外の非崖錐帯を区別するために、24 地点 216 データから、試料採取時点の含水比・粒度特性に着目し、地形条件なども踏まえて、以下の基準で除外すべきデータを整理した。

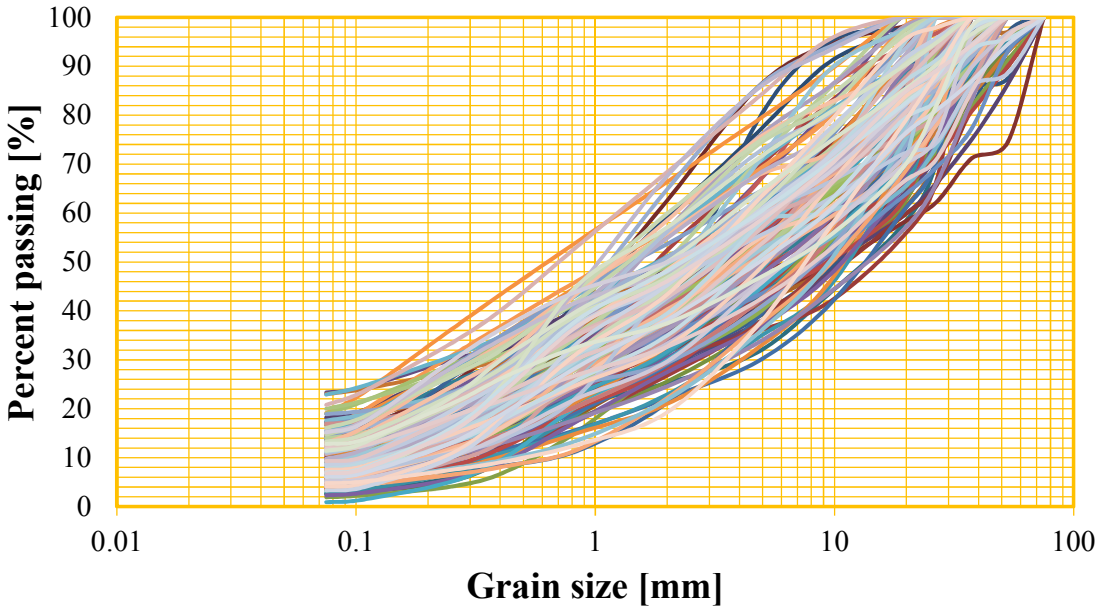
基準①：採取時点の含水比が 15%以上である。崖錐土砂は礫質土であるため、自然状態では比較的含水比が低い。

基準②：細粒分（75$\mu$m 以下）が 20%前後より多い（粗粒分の粒度分布を考慮して判定）。

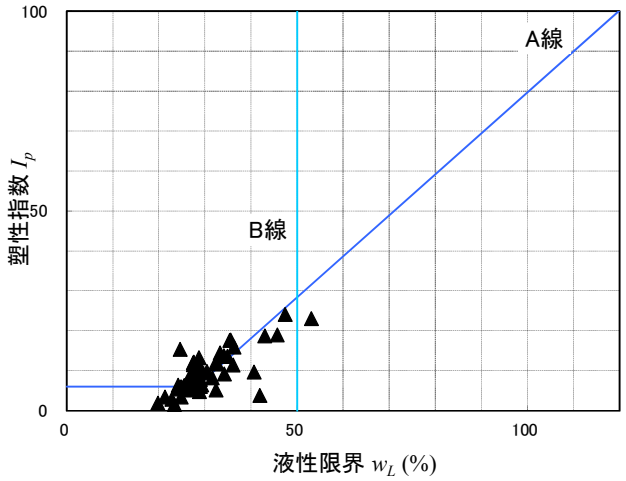
基準③：2mm 以下の粒径加積曲線が極端に傾斜している。砂分以下の材料は、流水の影響を受けやすく、粒径加積曲線が急勾配であれば河川等の影響を強く受けた土砂層であり崖錐土砂とは言い難い。

基準④：試料採取地点が、崖錐帯とは思えないような地点。例えば、湿地帯に近接する箇所など。

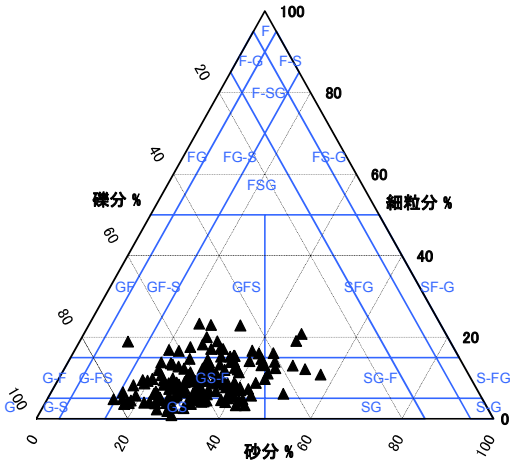
以下に、上記基準を適用し、崖錐土砂と一次判定した試料の物理特性を図-3 に示す。




(a) 粒径加積曲線




(b) 塑性図




(c) 三角座標

図-3　一次判定した試料の物理特性（基準を満たしたデータ：170 データ）

図-3 より、コンシステンシー特性については、崖錐土砂層の形成についての条件で分類した結果、高精度に崖錐土砂層（同土砂を用いた盛土層も同様）の性質をつかめていると判定できる。粒度特性に関して見れば概ね崖錐土砂の粒度特性が判定できそうであるが、まだかなりの構成材料について分散傾向にある。そこで、以下のような地形解析を行うことで検討試料を再度区分し、地形的特徴と崖錐帯構成材料について分析した。

区分①：比較的規模が大きな河川の谷底部に形成された崖錐帯（谷底部）

当該地域の主要河川は谷底平野を形成しており、山地との境界付近に崖錐帯を有する。この崖錐帯は、洪水時などに流水の影響を受けている可能性がある。

区分②：当該地方に広がる大小段丘面に形成された崖錐帯（段丘面上）

当該地域には上～低位の河岸段丘が広域に分布する。これらの段丘面と山地間には中小の崖錐が分

布し生活の場となっている。

区分③：当該地方の山地高標高部に見られる準平原部の河谷・斜面内に形成された崖錐帯（準平原部）
最頂部付近に広がる準平原内の河谷は、比較的新しい時代の崖錐帯が存在する。

区分④：当該地域の小規模河谷部付近の斜面裾野に形成された崖錐帯（斜面裾野部）
山地を下刻しつつある中小河川の周辺では、山地表面の緩みが進み崩壊等に伴う崖錐帯が形成される。

上記 4 種の地形区分によって検討地域の崖錐土砂の粒度特性を分析する。当該地域の地形解析を行い、山地の標高区分による試料採取位置特性を示した図-4 である。

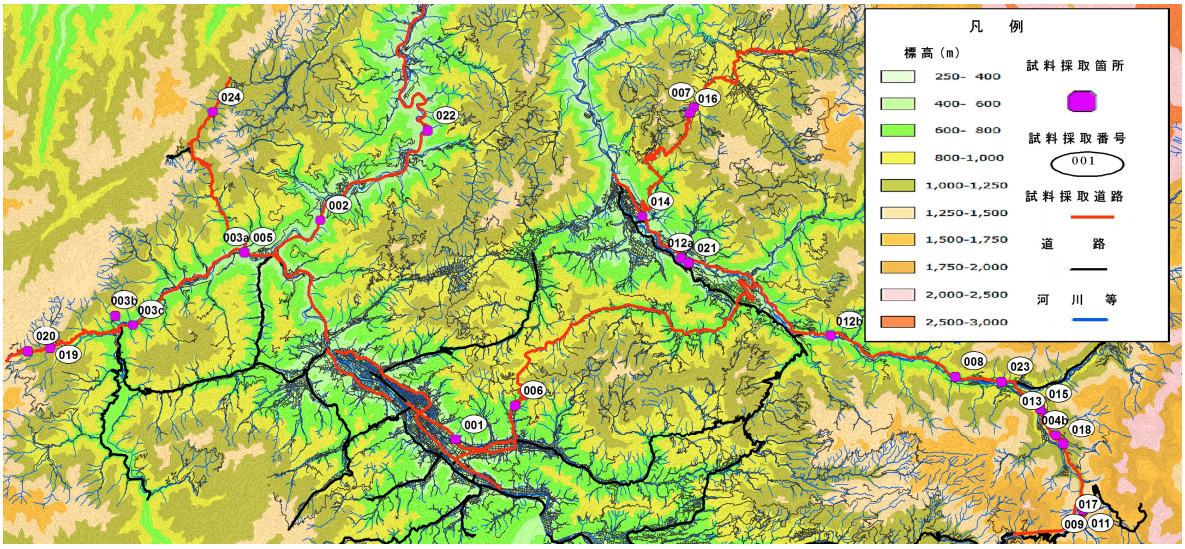



**図-4　山地の標高区分と採取位置**

図-4 より、今回の検討箇所（区間）の位置が、主要な河谷の段丘・谷底部や山地内の小規模河川谷底・山地内平坦部（準平原）に沿って、上記の 4 種の地形部に分布しているが分かる。さらに、崖錐土砂は礫分を主体としているため、主要となる礫分の粒径と粒径加積曲線の勾配から判断できると考え、粒度特性を比較する目的で平均粒径 $D_{50}$ における粒径加積曲線の勾配を調べた。以下にその手順をまとめた。

手順①：平均粒径 $D_{50}$ を既存の報告書や粒径加積曲線から求める。

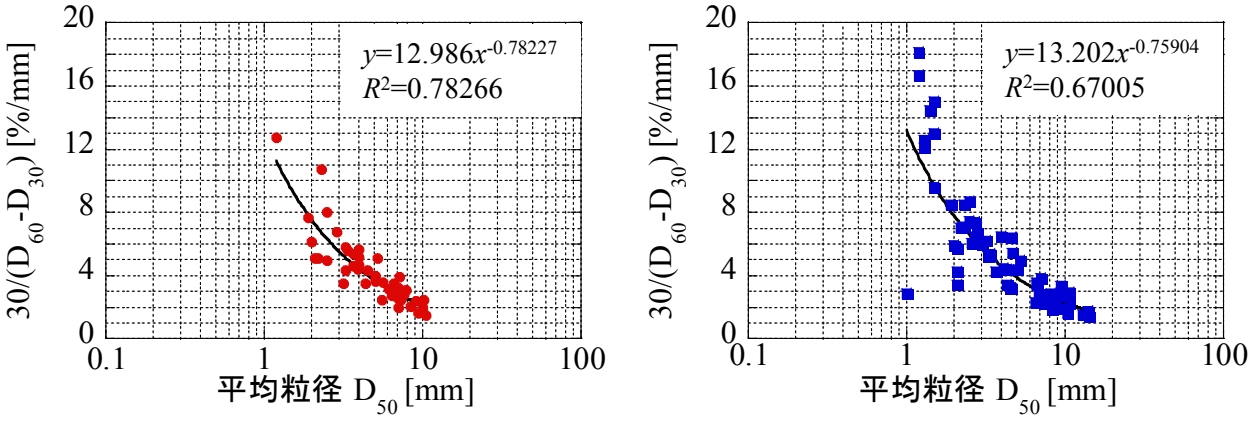
手順②：崖錐土砂は、粗粒土主体であるが形成過程で細粒成分の混入があり、有効径 $D_{10}$ が得られていないことがある。よって、既存の報告書から 30%粒径 $D_{30}$ を求める。

手順③：既存の報告書から、60%粒径 $D_{60}$ を求める。

手順④：粒径加積曲線の勾配を次式より求める。

$$\text{粒径加積曲線の勾配} = \frac{30}{D_{60} - D_{30}} \quad [\%/mm] \tag{1}$$

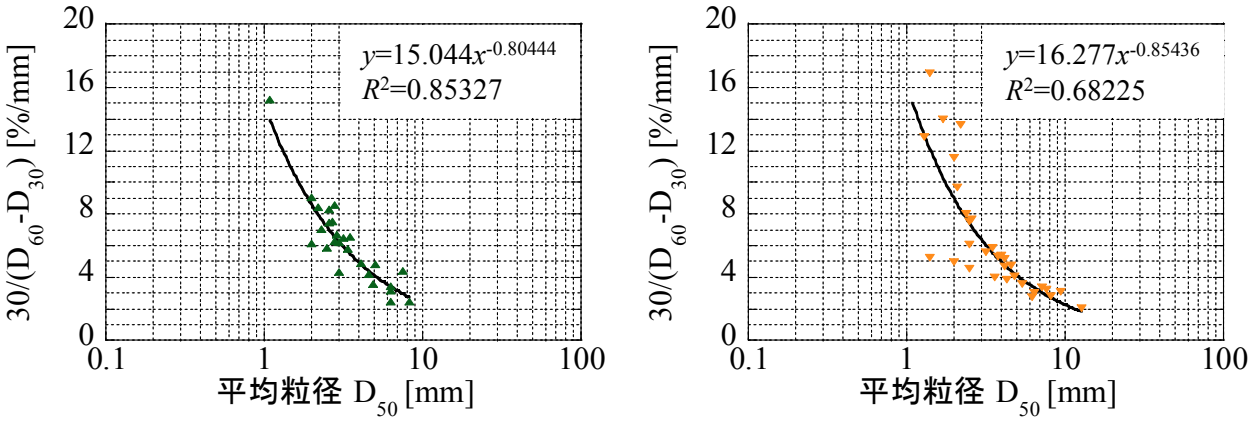
手順⑤：粒径加積曲線の勾配と平均粒径を用いてデータを整理し（図-5）、崖錐土砂の特性を把握する。




(a) 区分①（谷底部）




(b) 区分②（段丘面上）




(c) 区分③（準平原部）




(d) 区分④（斜面裾野部）

図-5　各地形区分における粒径加積曲線の勾配と平均粒径の分布

また、整理した全ての崖錐土砂の粒径加積曲線の勾配と平均粒径の関係をまとめたものが図-6 である。

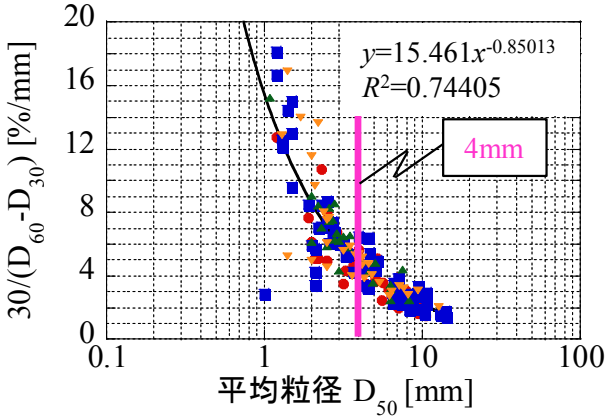



図-6　全資料の粒径加積曲線の勾配と平均粒径の分布

図-5、6 より、当該地域における崖錐土砂の特徴をまとめると以下のように判断される。

- 図 5、6 より、平均粒径が 4mm 以上の材料は近似線に集約する傾向にある。このような傾向は、採取試料が比較的大きな崖錐帯であることから、淘汰作用によって最大粒径がある程度、一定となると考えられる。

- 平均粒径が 4mm 以上の材料は、粒径加積曲線の平均粒径付近の勾配が緩い状況を示し、前述の崖錐土砂層としての条件（細粒成分の割合）と最大粒径の関係から粒度組成の良い材料特性を示す。このことは、地形条件に関わらず当該地域における崖錐土砂の特性といえる。
- 平均粒径が 4mm 以下の材料は、近似曲線から分散しているような特徴を示す。これは、細粒成分が比較的多い材料が均等粒度や階段状分布を示していることを意味する。ただし、「斜面裾野部」・「段丘面上」の 2 地形域と、「谷底部」・「準平原部」の 2 地形域とでは、多少異なった傾向を示す。「斜面裾野部」・「段丘面上」については、平均粒径が 2mm 以下を示す材料の粒径加積曲線の勾配が大きく分散しており、階段状の粒径加積曲線を示しているものが多いと考えられる。一方、「谷底部」・「準平原部」については、平均粒径が 2mm 以下の材料についても近似曲線からの分散は少なく、粒度組成が徐々に均等粒度に近くなることを意味している。この 2 地形域では、山地が侵食過程にあるため、斜面に形成された風下層の比較的細粒の土砂供給が同じような環境下で供給されつつあることを意味している。
- 今回の全崖錐土砂の平均粒径における粒径加積曲線の勾配は、平均粒径が 2mm 以上で近似曲線に収束しているようであり、崖錐土砂の特徴である礫質土として異なった地形・地質条件においても、主要構成材料としての礫分の粒度組成は同じような傾向を持って土砂形成されている。平均粒径が 2～4mm 以下の材料に関しては、崖錐帯端部などに位置し、河谷等の影響を強く受けた箇所と想定されることから、箇所数が多いものの崖錐土砂の分布範囲は河川に平行した狭い範囲と考えられる。よって、地震時などによる被害も生活の場としての崖錐帯の中でも局所的となる。

**4. 中山間地域の盛土特性について**

本研究では、地震時における中山間地域の道路盛土の安定性や対策工を検討するために、模型実験および数値解析を用いて検討することを目的としている。よって、本報では中山間地域の道路盛土ならびに基礎地盤の土質特性を把握し、模型実験のための材料特性把握を行った。結果として、検討対象とした飛騨北部域の主要幹線が構築されている箇所の大半が崖錐帯に位置し、崖錐土砂は崖錐帯を形成する山地地形に関わらず平均粒径が 4mm 程度を示し、比較的なだらかな粒度曲線を示し粒度組成の良い礫質土であることが判明した。このような粒度特性を有する崖錐土砂層であるが、力学的・水理学的特性を左右する要因としてはコンシステンシー特性が挙げられる。当該地区の崖錐土砂のコンシステンシー特性として地形条件等から区分された低地堆積土砂以外の崖錐土砂では、細粒成分が 20%程度以下であれば塑性図の A 線に接するような特性値を有する土砂が支配的であった。この土質特性は、地形・地質条件に関わらず当該地域の崖錐土砂全般的な特性であり、一般的な細粒成分が塑性図の A 線付近に集約することがよく知られており [1]、当該地域の細粒土も一般的な土性を有することが判明した。

以上のような結果をもとに、模型実験を行う試料としては図-7 に示すような当該地域の全崖錐土砂を平均した粒度配合で実験を行っても、当該地域の平均的な盛土の安定検討が可能と考えられる。ただし、本報告は崖錐土砂の物理特性を総括したものであり、現地における力学的・水理的特性を把握したものではないため、現地における盛土密度・含水状態などの検証が必要となろう。

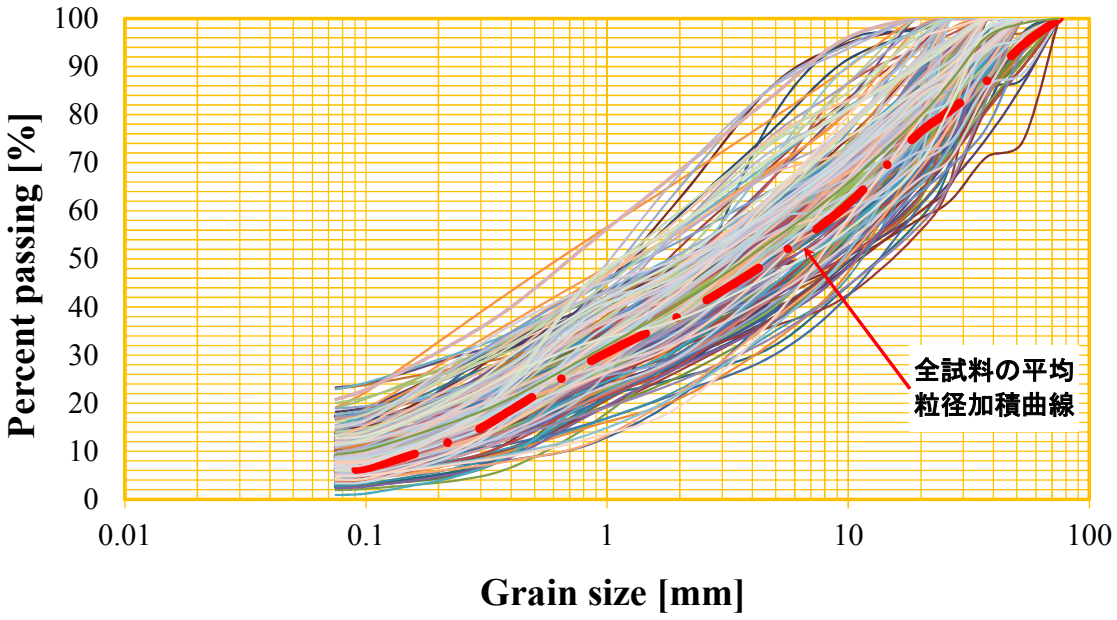



図-7　試料を平均した粒径加積曲線

## 5. まとめ

本報告では、中山間地域に構築されている幹線道路盛土の地震時安定性等を研究するために、事前調査として我が国の代表的な地質を有し、現在も地盤隆起過程にあるため、多種多様な崖錐帯が形成されて岐阜県飛騨北部域での既存路床調査報告書を収集し崖錐土砂の土質特性を把握することとした。

山間部の崖錐帯は、地盤勾配や利水の良さなどから、生活の場として古くから土地利用されている。中でも比較的大規模な崖錐帯では集落が発達し、地形的要因から切土盛土が交互するように山間部の幹線道路が必然的に構築されることとなる。このような山間部の道路盛土に地震等の外力が作用することで、盛土崩壊や幹線道路に埋設された管渠などが浮き上がるなどの被災を受けることとなる。

本報告では、収集した 170 データを粒度・コンシステンシー特性について分析した結果、当該地域の崖錐土砂は地形・地質が異なった箇所においても大きな粒度特性の変化が見られないことが判明した。ただし、土性としては、細粒成分の含有量やコンシステンシー特性によって変化するため、現地状況によっては力学的挙動が異なるかもしれない。ただし、研究の目的である実験と解析には、平均的な崖錐土砂の粒度特性とコンシステンシー特性を用いることで当該地域の平均的な崖錐土砂を再現できると考えられる。ここで、模型実験を実施する前に、崖錐土砂を用いた盛土層の密度や幹線道路の変状などについても把握しておくことが良いと考えられる。よって、今後は対象とした地点の現地調査を実施し、地形との関連性を考慮してゆきたい。

## 謝辞

本研究は、科研費(若手研究 B・26820191)による助成を受けた。また、岐阜県県土整備部ならびに岐阜県古川土木事務所に協力いただいた。ここに記して、謝意を表す。

## 参考文献

1)　社団法人地盤工学会 (1999) : 地盤工学ハンドブック, 1828p.

# 舗装と盛土構造の点検・診断自動化技術の開発

(公財)岐阜県建設研究センター　○加藤　一郎
岐阜大学　国際会員　八嶋　厚，沢田和秀，村田　芳信
㈱セロリ　遠藤　哲哉

## 1. はじめに

2 次元表面波探査の全自動化による盛土と舗装の一体的点検・評価技術を開発することを目的として、従来手法による舗装評価技術である維持管理指数(MCI; Maintenance Control Index)ならびに FWD(Falling Weight Deflectometer)試験との比較検証実験を、新規建設道路と供用後 20 年以上経過し劣化損傷が頻発している道路との双方において実施した。その結果、2 次元表面波探査結果は、MCI や FWD 結果を効率よく評価できること、ならびに舗装の劣化原因となる道路下の力学特性を定量的に把握できることが分かった。

また、牽引式電気探査の同時測定による土質分類により、計測結果の精度向上や液状化評価も可能となる。これらの新技術と道路の施工記録や点検記録などの情報と併せ、劣化原因に基づいた道路の維持補修の実施による、効率的で効果的な新しい道路維持補修マネジメントシステムの開発を目指す。

## 2. 研究の背景と目的

(1)適切な道路維持管理上の課題

国・県・市町村等の各道路管理者は、道路の穴ぼこやひび割れ等の異常が発見された場合､その度合いに応じて応急措置(アスファルトによる穴ぼこの充填)や補修工事(オーバーレイや打替え舗装等) を行う。

しかし、その発生原因が盛土部など路盤・路床より深い箇所にある場合には、それを特定し除去することは難しく、根本的な解決に至らないため同様な劣化･損傷が繰返され、結果として維持補修費の増加等を招いているケースがある。

写真-1 は、舗装の打替え後もひび割れが広範囲に発生し、さらに穴ぼこも発生したため応急措置を施した状況である。こうしたケースでは以下のような影響が生じている。

①維持管理のトータルコストの増加

舗装は定期的にオーバーレイ(OL)や打替えを行う必要があるが、劣化・損傷原因を除去しないと補修工事の実施間隔が短くなりトータルコスト(長期的な維持管理費)が上昇するため、できるだけライフスパンを伸ばす長寿命化が求められる。図-1 は舗装の経過年数と劣化・損傷の進行具合の関係を示したものである。

写真-1　補修済み箇所における異常の再発とその補修例

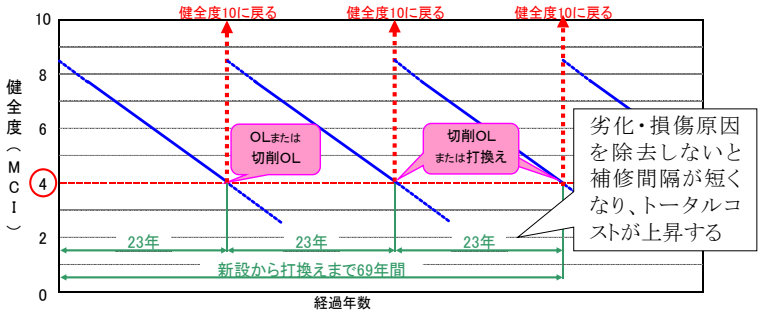



図-1　舗装の劣化予測と補修工法および管理水準

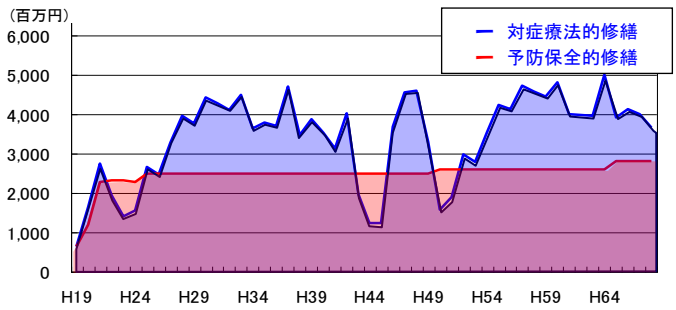



図-2　予防保全による舗装のライフサイクルコストの低減の概念グラフ

Development of automation technique for check and diagnosis of pavement and earthfill structure.
I.Kato(Construction Research Center of Gifu Prefecture),A.Yashima,K.Sawada and Y.Murata(Gifu University) and T.Endo(Celery,Co.Ltd)

なお、岐阜県メンテナンスプランでは舗装の 50 年間のトータルコストについて、予防保全的に適切な補修工事を行うことで、事後対処的な対応に比べて 27%削減できるものと算定している（図-2)。

②補修工事に伴う通行規制･通行止めの増加

③通行時の安全性･快適性の低下

④交通事故・道路事故の誘発

この他にも、間接的に行政への不満や不信感の増加等の影響が懸念される。

写真-2　豪雨による盛土部の崩壊

(2)道路の地下深部の異常把握の重要性

山間部の道路では盛土・擁壁・補強土壁等の様々な構造が用いられているものの、通常の道路パトロールでは主に路面を対象とした目視点検が基本であり、盛土部の地盤の緩み等の道路地下の状況を把握することは難しい。そのため、従来は路面の沈下等の異常が現れてからボーリングや動態観測等を行うのが一般的であった。

しかし、地震や豪雨等により崩落や液状化等が発生すると大きな影響を与え、復旧には多大なコストや時間が必要となることから、事前の状況把握と対策が重要である（写真-2 は豪雨による盛土部の崩壊例)。

道路の表層付近の地下の状態を評価する手法としては、錘を落下させて生じるたわみ量から舗装の剛性等を評価する FWD 試験等が実用化されている。表層や路盤の剛性を精度よく評価できるものの、それより深い部分（地下 3m以上）に存在する脆弱な部分や、切土･盛土の境界部分等を抽出することは難しい。これら地下深部を的確かつ効率的に調査する手法が十分に確立されていないのが現状である。

さらに、ボーリングやＦＷＤ試験等は専門の業者しか実施できず、委託の費用や日数も必要となることから頻繁には実施されていない。行政職員が自ら簡単に実施できる手法があれば、低コストで多くのデータが得られる等のメリットが生じる。

(3)舗装管理指標の課題

現在、岐阜県では舗装の性能確認のために維持管理指数（MCI）を調査し、先に述べた長期的な道路維持の最適化を図る「岐阜県メンテナンスプラン」にも活用しているが、MCI は路面のひび割れ率とわだち掘れ量に基づいており、極浅い舗装部の健全性評価にとどまる。他に、原位置における舗装構造評価や荷重伝達性能評価を目的として、FWD 試験が用いられるが、特定の専門業者に委託する必要がある他、MCI と同様に劣化･損傷原因の解明や除去には至らず、トータルコストの削減には寄与しない恐れがある。

(4)研究目的

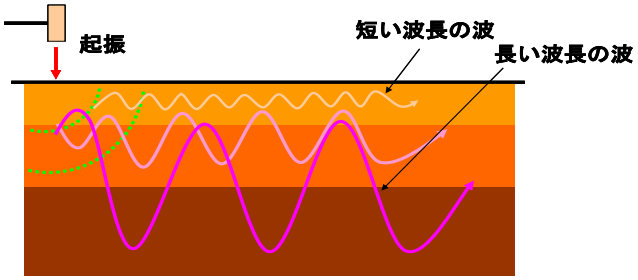
本研究は、前項の(1)～(3)で述べた課題の解決を目的として、2 次元表面波探査の全自動化技術の研究開発、牽引式電気探査との併用（ハイブリッド計測）による 2 次元表面波探査結果の信頼性向上技術の研究開発、2 次元表面波探査から得た地盤の S 波速度による舗装ならびに盛土の点検・診断技術の研究開発に取り組んでいる。

また、それら新技術のもとで取得されるデータと、従前より道路管理者が獲得している道路情報を地理情報システム GIS 上で一体管理する道路維持補修マネジメントシステムの構築も合わせて進めている。

## 3. 研究内容

(1)2 次元表面波探査法の全自動化技術

2 次元表面波探査法は、地表に多数の地震計を並べて、地表面への打撃による発生する表面波を観測・解析し、地盤内の S 波速度分布を評価するものである。測定が簡便で、深さ 10 数 m の深さまで評価可能なことから、盛土の品質評価をはじめ種々の対象への適用が図られている。(図-3)




表面波の特徴
•表面波の伝播速度はS波速度に敏感である
•表面波の伝播速度はS波速度の0.9～0.95倍
•波長の違いが探査深度の違いとなる
•起振効率が良い（表面波67%、S波26%、P波7%）
•測定が簡単である
•逆転層があっても探査可能である

図-3　表面波探査の測定原理と特徴

これまで、路面上での 2 次元表面波探査には、一般的にランドストリーマを用いられていたが、本研究では、探査作業の自動化技術 [1)]に着目し、現場の計測から結果評価を全て自動で行う仕組み（以下、全自動化技術という）の実現を図る（写真-3)。現時点における全自動化技術の現場実験では、ランドストリーマ法に比べて約 3 倍となる平均 330 m/h の計測速度を達成している。今後、牽引用電動車の導入等のシステム改良により、測定速度 500 m/h を開発目標とする。

さらに、路面下 10 m程度の S 波速度構造を計測（地震計 24 基，0.5 m ピッチ）すると同時に、極表層の S 波速度をより細かく判別できるよう、地震計を細かく配置した短測線（地震計 24 基，0.2 m ピッチ）でも測定することとし、舗装評価の高精度化を図る。

(2)牽引式電気探査との併用（ハイブリッド計測）

路盤や路体には、礫質土や改良土の他、細粒分の多い土やスレーキングにより泥濘化しやすい材料も含まれることがある。また、沖積低地等の軟弱地盤上では、路体は砂質土や細粒土であることも一般的で、計測された S 波速度を材料の土質によって正しく評価する必要がある。

写真-3　自動化試作機による現地調査

一方、地盤中の電気の伝わりやすさを示す電気比抵抗値は、土の間隙率ならびに地中の水分量によって変化することから、土質判別や地下水位判定の有力な情報となる。

このことから、地中電気比抵抗と S 波速度を計測し、双方の情報を併せることで精度の高い盛土の安定性評価ならびに地盤の液状化危険度の判定が可能となる。

本研究では、路面での地中電気比抵抗の計測には、写真-4 に示す牽引式電気探査装置(Ohm-Mapper, Geometrics 社製)を用いて、2 次元表面波探査を同時に計測し、同時に自動解析した結果をリアルタイムで確認できる仕組みを開発する。

写真-4　電気比抵抗探査の事例

(3)舗装や盛土等の評価への適用性

FWD 試験は、図-4 左図に示すように、交通規制による路面上で 49kN の衝撃載荷による路面のたわみ量を載荷点と任意の離隔点において計測するもので、計測された各点のたわみ量もしくはたわみ量差から、アスファルト層の評価（損傷指数、図-4 右図参照)，下層路盤の評価，路床の評価が行われる。試験は、試験装置を搭載した専用の車両を用いて、道路延長 20～25 m 間隔で実施され、測定速度は約 500 m/h である。

図-5 には、某高速道路 128k090～129k267 間において、切土地盤，切盛境界，盛土地盤それぞれ 210 m 間を 1.0 m アレイ（1.0 m ピッチ 24 ch 受振器での同時測定，測線長 23 m）のランドストリーマ方式で計測した S 波速度断面図（上段）と、この S 波速度断面において地表より深さ 2.6 m までの平均 S 波速度 $AV_{S2.6}$ を求め、FWD 試験結果であるアスファルト層の損傷指標 $D_T$(AS)（中段，$=(D_0-D_{90})/T$）ならびに路盤評価のたわみ量差（下段，$D_{90}-D_{150} \leqq 0.08$ mm の場合開削調査を要する）との関係を示す。S 波速度 $AVs_{2.6}$ と損傷指標なら

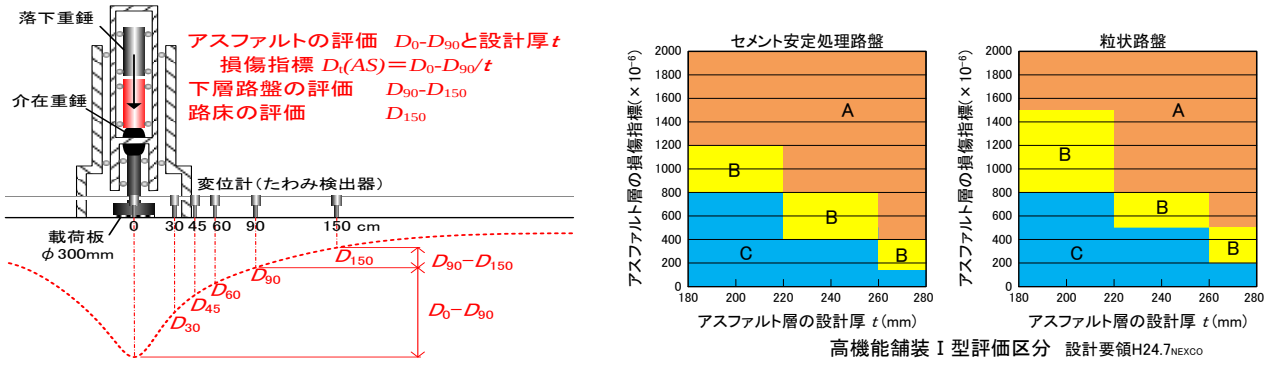



図-4 FWD 試験によるたわみ量計測（左）と損傷指標によるアスファルト層の評価（右）

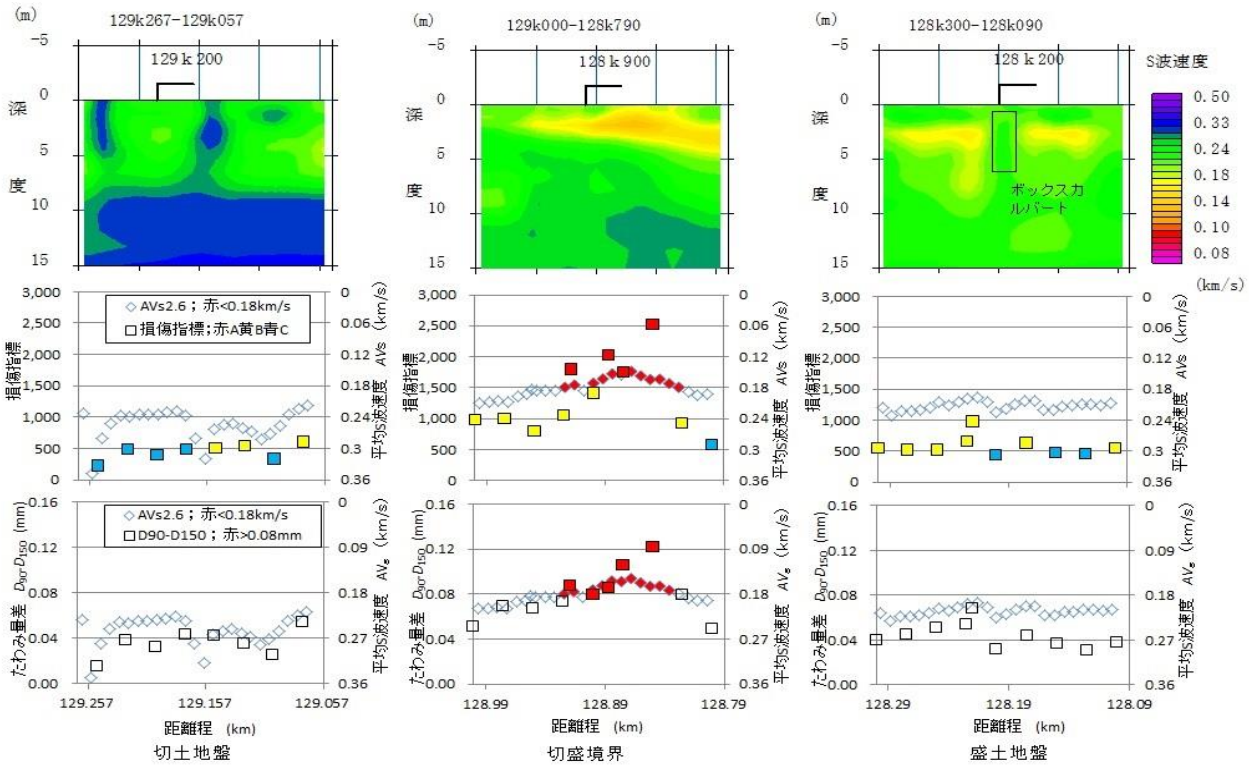



図-5 2 次元表面波探査による S 波速度断面図（上）と平均 S 波速度と損傷指指標ならびにたわみ量差との関係

びにたわみ量差は逆相関の関係にあることが分かる。さらに、FWD 試験結果に基づくそれぞれの評価は、$AVs_{2.6}$ ≦0.18 km/s を基準とすることで、ほぼ等しい評価ができる（赤色表示）ことが分かる。

本研究では、2 次元表面波探査から求めた表層の平均 S 波速度を用いて、従来の舗装評価を連続的（路線延長 2m 毎）に可能にするとともに、舗装劣化の原因となる路床や盛土の評価を行うことで、繰返しのない効果的な道路の修繕を実現し、併せて災害時の安定評価（盛土の地震時安定ならびに液状化危険度評価）を踏まえた盛土の補強対策の実現を目指す。

## ４．実証実験

地盤条件、盛土材料や施工時期等の異なる条件下で複数の現場で実証実験を行い、開発装置の稼働性や利便性の確認、探査結果の舗装評価の適用性ならびに精度を検証した。ここでは竣工直後の道路（県道Ａ線）と、供用後 20 年以上経過し劣化損傷が頻発している道路（県道Ｂ線）における実証試験結果を報告する。

（1）県道Ａ線

設計計画交通量 N6（旧 C 交通）として建設された、橋梁取付部の盛土区間から平坦部に至る 300 m(上下

延べ 600 m)区間において、全自動化装置による 2 次元表面波探査と牽引式電気探査、およびこれに先立ち FWD 試験を実施した(写真-5)。図-6 に当該区間の設計舗装構造を、図-7 には上り線の FWD 試験結果を示す。

写真-5　県道Ａ線における実証実験

FWD 試験の結果、載荷点たわみ量$D_0$は平坦部でも 300 μm 程度であり、N6 の許容たわみ量 400 μm(0.40mm)[2]以下に収まっている。FWD 試験結果からは路床の現状 CBR、残存$T_{A0}$、アスコン層の弾性係数、舗装が破壊するまでの累積 49kN 換算輪数等も算出でき[3]、これによる残存$T_A$は設計$T_A$＝26.0 cm に対し約 30 cm 前後、アスコン弾性係数は 6000 MPa 以上と一般的な値に対して良好な結果となった。一方、疲労破壊輪数については、平坦部の一部で設計を下回る値が見られた(最小約 3.4 百万回)。また、現状 CBR については平坦部での平均が 11 %となり設計値の半分程度となったため、引き続き詳細の確認等の対応が必要と思われる。

設計交通量 N6(1,000以上3,000未満)　N=7,000,000 輪/10 年

| | | TA |
|---|---|---|
| 表　　層（再生密粒度アスコンtop20）t=5cm | | 5.0 |
| 基　　層（再生粗粒度アスコンtop20）t=5cm | | 5.0 |
| 上層路盤（再生瀝青安定処理） | t=10cm | 8.0 |
| 上層路盤（粒度調整砕石M-30） | t=10cm | 3.5 |
| 下層路盤（再生ｸﾗｼｬｰﾗﾝRC-30） | t=18cm | 4.5 |
| | ΣTA= | 26.0 |
| 路床（CBR20以上） | t=80cm | |

図-6　調査区間の建設舗装断面図

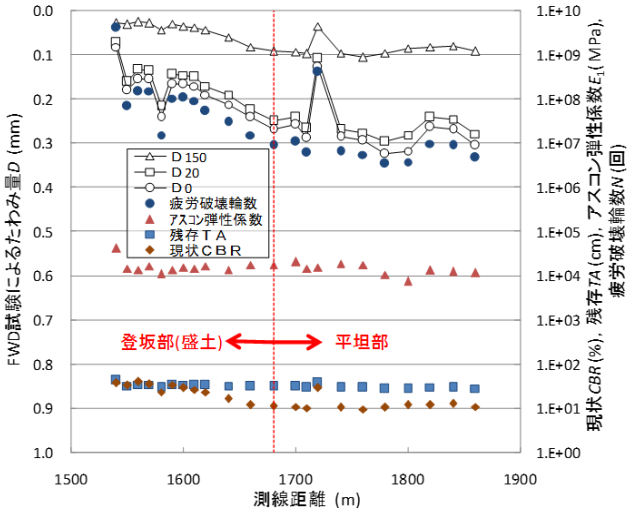



図-7　ＦＷＤ試験結果

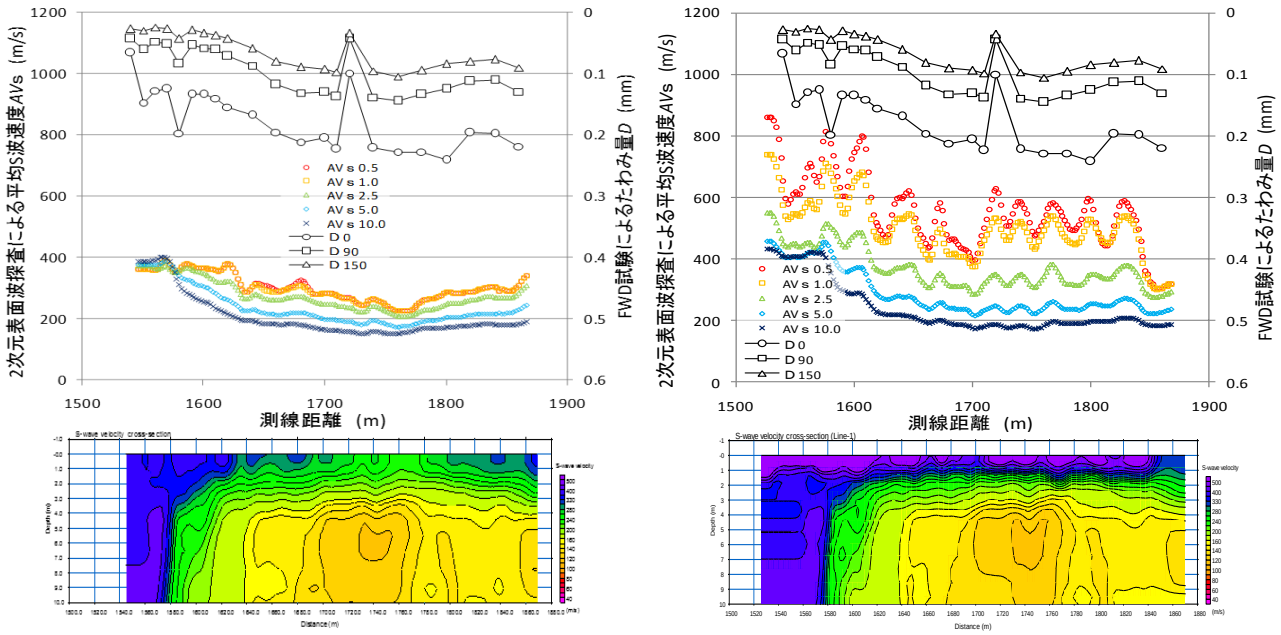



図-8　2 次元表面波探査によるs波速度断面(下図)と、任意の深さまでの平均 S 波速度$AV_s$と FWD 試験による測定たわみ量 D の分布図(上図)　(※左図:地震計間隔 1.0m、右図:同 1.0m＋0.2m)

図-8 の下段には、全自動 2 次元表面波探査による S 波速度断面図を示す。左図は長測線の 1.0m アレイの

みによるS波速度断面図で、右図は長測線1.0mアレイと短測線0.2mアレイの双方によるS波速度断面図を示す。測線（距離）の1525m～1580m間は橋梁への取り付け盛土となっており、1580m以降は平坦部である。橋梁の橋台背後に当たる測線1525m～1580m間は、取り付け盛土の側面を補強土壁で構築しており、盛土の沈下対策として基礎地盤を深さ8.5mまでセメント混合処理による地盤改良を行っている。

図-8のS波速度断面では、左図の1.0ｍアレイの結果がアスファルト層や路盤といった極表層の高速度層を捉えておらず、地盤の構造のみを反映している。一方、右図の0.2 ｍアレイが、$AV_{S0.5}$が700m/s以上となることを捉えており、アスファルト層や路盤の速度を反映していることが分かる。ただし、確認されたアスファルト層や路盤の速度は、目玉状に高速度域が分布しており一様でない。

また、平坦部では左右いずれの結果も深さ方向に速度が低下し、深さ3 ｍ付近に大きな速度境界がみられる。さらに、平坦部の深さ3 ｍ以深の測線1700 ｍ～1770 ｍ間に、周りよりS波速度が低い部分が確認され、一様な軟弱地盤では無いことが分かる。

図-9には、同区間の牽引式電気探査結果である比抵抗断面図を示す。比抵抗の違いから大きく上下2層に区分できる。平坦部では深さ3 ｍ付近を境としており、擦りつけ盛土部では上り坂とともに境界の深さが増すことが分かる。上層については、取り付け盛土と平坦部の境界にあたる測線1680ｍを境として、盛土側の比抵抗が大きくなる。また、所々に比抵抗の高い部分が目玉状に分布しており、S波速度と同様にアスファルト層ならびに路盤の不均質さが疑われる。

さらに、下層の測線1680～1740 ｍ間に低比抵抗部分が確認され、これもS波速度と同様に基礎地盤の軟弱層が一様でないことを示すと考えられる。

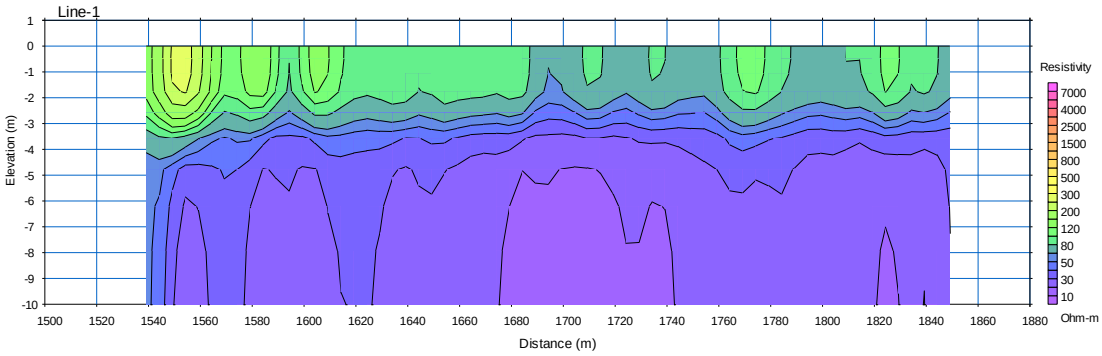



**図-9　牽引式電気探査による比抵抗断面自動解析結果（上り線）**

図-10には、S波速度と比抵抗のクロスプロットから土質を推定して示す。深さ3ｍ付近で土質が変わり、浅部は砂から礫主体、深部はシルトから粘土主体であると考えられる。深さ3ｍ以深の平坦部では、測線1680～1770 ｍ付近を中心に粘土分が多いと考えられるが、これは比抵抗断面における低比抵抗部、S波速度断面における低速度部に相当する。

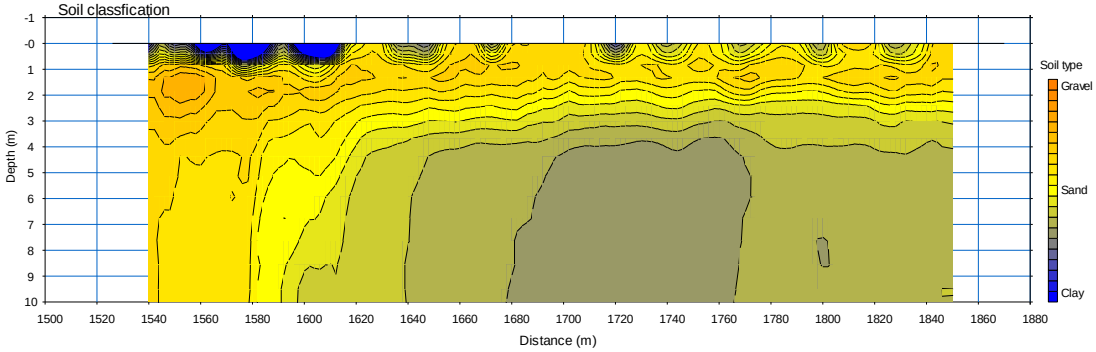



**図-10　S波速度と比抵抗のクロスプロットによる土質判定結果（上り線）**

前述のとおり、当該区間は同一の設計舗装構造にあるが、盛土部と平坦部では計測たわみ量に大きな差が出ており、さらに同様の地盤構造と考えられた平坦部においても、S 波速度ならびに比抵抗の異なる区間が

確認された。このように、舗装構造以深の盛土や地盤の性状が、FWD 試験結果に影響を及ぼすと判断される。

先の図-8 の上段には、それぞれの 2 次元表面波探査結果に基づく任意の深さまでの平均 S 波速度 $AV_S$ と FWD 試験による計測たわみ量 D を、併せて示す。左図の 1.0m アレイの平均 S 波速度と計測たわみ量には逆相関が確認できる。また、測線距離 1740 m 付近には横断函渠（幅 2.0m 程度）が敷設されているが、これに FWD 試験は大きく影響を受けるものの、探査ではほとんど影響を受けないことが分かる。一方、右図の 0.2 m アレイでは、表層の舗装部ならびに路盤部の高速度層の結果を反映するが、凹凸が激しいことがわかる。しかし、FWD 試験ではそのようなばらつきは見られないことから、今後、2 次元表面波探査の解析において、舗装構造を考慮した手法などの適用により、この原因究明と解析精度の向上に努めたい。

（2）県道Ｂ線

図-11 には、平地区間の道路において、全自動化技術による 0.5 m アレイ 2 次元表面波探査により求めた S 波速度断面図（上図）と、同区間を牽引式電気探査により求めた比抵抗断面図（下図）を示す。S 波速度断面では、目玉状の不規則な速度低下域が終点側に向かって徐々に深く分布する様子が分かる。比抵抗断面では、S 波速度の低下域と同様に、距離程 170～200 m 間で比抵抗が低下、さらに距離程 220 m 付近より表層の

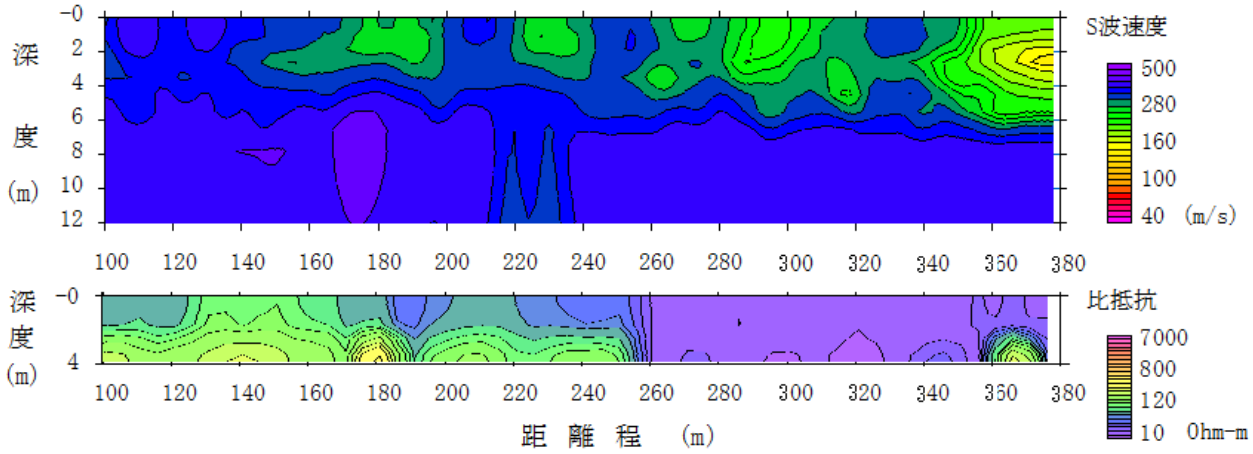



図-11　0.5m アレイ 2 次元表面波探査による S 波速度断面（上図）と牽引式電気探査による比抵抗断面（下図）

比抵抗が低下をはじめ、距離程 260 m を境にはっきりと終点側に比抵抗が低くなる。現地には、かつて距離程 170 m～220 m付近にため池が分布し、距離程 260 m から終点側は谷底低地となり軟弱な沖積層が分布する。このように、2 次元表面波探査と電気探査を併用することで、探査結果のみから土質区分（例：粘土または砂等）や地盤の判別（例：沖積地盤または洪積地盤等）を可能とし、2 次元表面波探査結果に基づいた地盤評価の信頼性を高めることが可能と考えられる。

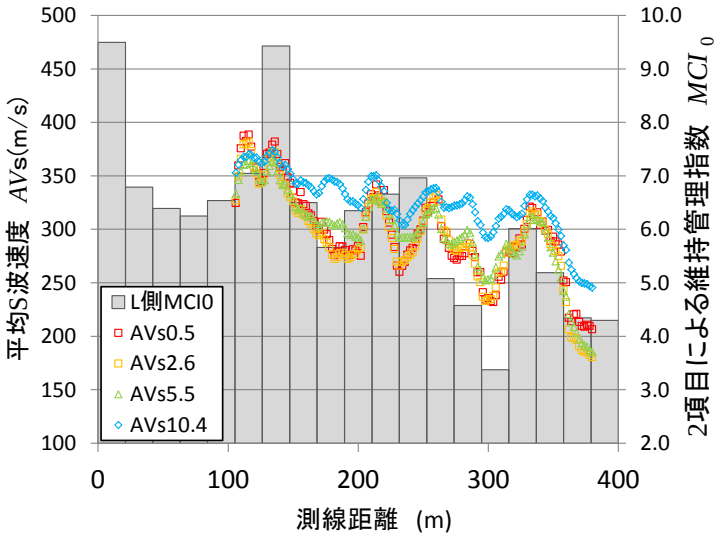



図-12　0.5mアレイ 2 次元表面波探査による任意の深さまでの平均 S 波速度 $AV_S$ と維持管理指数 $MCI_0$ の分布

次いで、2 次元表面波探査の結果から、任意の深さまでの平均 S 波速度 $AV_S$ を求め、別途実施された MCI による舗装評価の指標 $MCI_0$ と併せて図-12 に示す。$MCI_0$ は、ひび割れ率 C（%）とわだち掘れ量 D（mm）を用いて算出される舗装評価指数（$MCI_0 = 10 - 1.51C^{0.3} - 0.30D^{0.7}$）で、小さいほど舗装の劣化が大きいことを示す。図-12 より、$AV_S$ と $MCI_0$ には正の相関関係が見られる。さらに、特に表層の $AV_S$

と深さ 10m 付近の $AV_S$ との差が大きな場合に $MCI_0$ の低下が著しい。すなわち、路盤下の路床や地盤の硬軟の差が大きな部分で路面の劣化現象が進んでいることを表していると考えられる。

(3) 実証試験による成果と課題の整理

- 2 次元表面波探査による表層の平均 S 波速度と FWD 試験結果の強い逆相関関係を確認した。
- 2 次元表面波探査による表層の平均 S 波速度と MCI との相関関係を確認した。さらに表層と深部の平均 S 波速度差が、ひび割れ率もしくはわだち掘れ量等の現象と大きく関与することが分かった。
- 牽引式電気探査による比抵抗断面図は、盛土地盤の判別ならびに土質判別に有効である。
- 長測線 1.0m アレイ(24ch)と短測線 0.2m アレイ(24ch)による 2 次元表面波探査により、アスファルト層ならびの路盤層の極表層の S 波速度を計測することができた。同時に、アスファルト層ならびに路盤の S 波速度に大きなばらつきが確認され、今後この影響を含めた評価方法が課題となった。
- 全自動 2 次元表面波探査装置と牽引式電気探査による、効率的で汎用的な探査の実現可能性を確認した。一方、現行の全自動装置は準備・撤去に時間を要している他、計測時のノイズの排除等に改善の余地があるため、迅速な連続計測の実現に向けて更なる開発努力が必要である。
- FWD 試験結果ならびに MCI 結果の原因評価に、S 波速度断面ならびに比抵抗断面が有効であることが、異なる条件下(建設直後の道路と、供用後 20 年以上経過した道路)においても確認できた。

## ５．おわりに

本研究では弾性波探査等を活用した舗装および盛土部の健全性評価手法の確立を目指すとともに、最終的には、それを利用した新たな道路維持管理の手法を図-13 の通り提案したい。

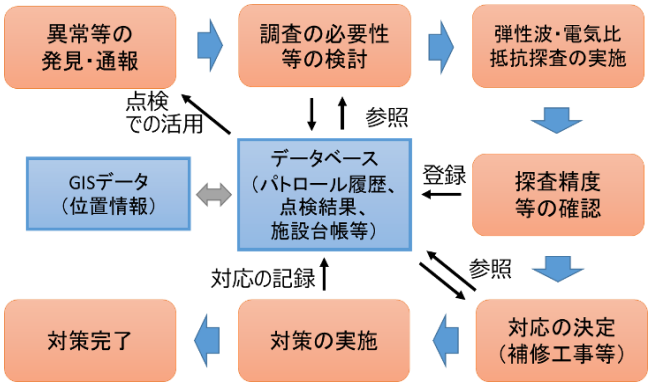



図-13　新たな道路維持管理のフロー(案)

今回の研究と並行して、GIS とデータベースを軸としたマネジメントシステムを構築し、そこでは円滑・迅速な対応と既存データの活用、新たに取得したデータの登録・蓄積の実現を進めて行く。

簡便・迅速・廉価に道路の地盤深部までを連続的に評価できる装置の開発は、道路の長寿命化や災害対策等の観点からも非常に有用である。また、計測やデータ処理の自動化に伴い、高度に専門的なノウハウは不要となるため、例えば行政職員が独自に計測することができ業務の効率化・迅速化も図れる。

引き続き 2 次元表面波探査の精度の向上や自動化技術の確立に向けて研究を進め、適正な道路維持管理や利用者へのサービスの向上等の実現を図るとともに、岐阜県における新たな道路維持の取組み事例としても確立できるよう着実に取り組んで行きたい。

なお、この開発は独立行政法人科学技術振興機構の研究成果展開事業（先端計測分析技術・機器開発プログラム）による成果であり、関係各位に謝意を表したい。

参考文献

1)　特願 2011-087132；表面波探査装置及び表面波探査装置による地震波の測定方法，特許第 5682891 号, 2015.1.23 登録

2)　日本道路協会：道路の維持修繕ガイドブック 2013（2013)、18-19

3)　(財)道路保全技術センター：活用しよう！FWD 試験（2005)、73

4)　林宏一・稲垣富士・北尾馨・北高穂（2013)：河川堤防における S 波速度と比抵抗のクロスプロットを用いた土質の統計的な推定、物理探査学会第 128 回学術講演会講演論文集、174-177

# 補強盛土の経年変化を把握するための非破壊調査の試み

岐阜大学　国際会員　沢田和秀，八嶋厚，野々山麻衣子，非会員　○田中貴洋
ヒロセ株式会社　国際会員　大谷義則　正会員　佐藤　登
地盤防災ネットワーク　国際会員　村田芳信

## 1. はじめに

テールアルメ工法は、国内で採用されてから約 40 年が経過している。全国で多数構築されているテールアルメ工法による補強土壁の維持管理のために、効率的な点検・診断方法の確立が求められている。本研究では、テールアルメ補強盛土の非破壊調査法による安定度評価手法の確立を目的に、2 度にわたり、実大実験壁を対象として、壁面の振動計測と背面盛土の 2 次元表面波探査を実施した。振動計測では、壁面垂直方向における壁面パネル（以下、スキン）の卓越周波数を、2 次元表面波探査では、背面盛土および壁前面地盤のせん断波速度分布を調査した。約 1 年間を経過した 2 時期の 2 次元表面波探査により、雨水浸入や応力解放による背面盛土の状態変化、つまり盛土の劣化を、せん断波速度の変化により確認した。また、表面波探査と同時に実施したスキンの振動計測においても、スキンの卓越周波数が盛土の劣化より低下することを確認した。スキンの振動計測では、加速度計による計測に加えて、遠隔から非接触で安全かつ効率的に測定を行える非接触振動測定器(以下、LDV)を使用して、振動計測を行った。以上から、簡易な高盛土微動計測による補強盛土の安定度評価手法の可能性を検討した。

## 2. 実験壁概要

計測した実大実験壁は、ヒロセ株式会社製作のスーパーテールアルメ工法による補強土壁である。写真-1 に実験壁の外観写真、図-1 に正面図を示し、実験等で用いる軸方向をそれぞれ、水平左方向を X、奥行方向を Y、鉛直方向上向きを Z と定義した。実験壁全体の寸法は、「幅×高さ×奥行」＝「33.7×10.2×10 」(m)である。補強土壁背面は、天端は奥行き方向に数メートル平坦で、それ以上の奥行きはなだらかな斜面であり、遮水設備はない。また、両側面は、かご枠によって押さえられている。速度型地震計（以下ジオフォン）による振動計測は、図-1 に示す赤点に番号を付した箇所を計測し、壁面下段から 1~7 段目、右端から 1~24 列と定義した。実験壁の計測結果から、盛土の安定度評価手法を検討した。

写真-1　実験壁の外観写真

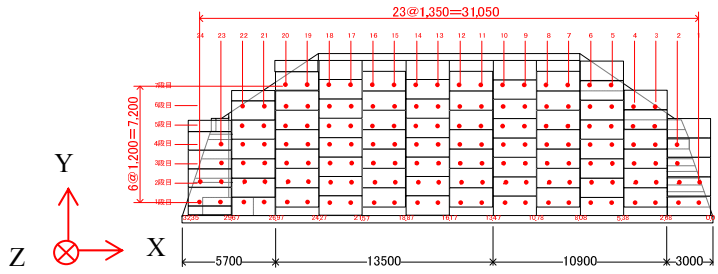



図-1　実験壁の正面図

## 3. 計測の概要

振動計測では、ジオフォンと LDV を使用して、スキンの Y 方向(壁面垂直方向)の振動速度を計測した。現

A Trial of Non-Destructive Investigation to capture the damage of Reinforced Embankment : K. Sawada, A. Yashima, T. Tanaka, M. Nonoyama, (Gifu University), Y. Otani, N. Sato (Hirose Co.,Ltd) and Y. Murata (Network for the Action against Geo-hazards)

地計測で使用した機器と計器設置に用いた器具を写真-2 に示した。

今回使用したジオフォンは、固有周波数（28Hz）以下の帯域で感度が低い機器であり、この特性に対して、周波数特性を考慮して、取得データに補正処理を行った。補正処理では、ジオフォンの周波数特性にその逆数となる関数を掛けることで、平坦な周波数特性に変換し、固有周波数以下の感度の低下を改善した。図-2 と式(1)にジオフォンの周波数出力特性 $F$ と周波数の関係を示す。ここで、$f$ は算定したフーリエスペクトルの周波数、$f_0$ は地震計の固有周波数（28Hz）、$h$ は減衰定数である。ジオフォンの計測結果は、これらの補正を行った振動計測の結果から求まる卓越周波数等を用いた。

LDV は、計測対象にレーザー光を照射し、ドップラー効果を利用して照射方向の振動を非接触で計測できる。図-3 のように、計測対象に反射板（光波測距用シール）を貼付し、照射したレーザーの入射光と反射光の振動数変化から運動速度を計測する。LDV は、センサ部からレーザー光を照射し、計測対象から反射するレーザー光を検知することにより対象の運動を計測するが、センサ部自体が振動すると正確な計測が不可能となる。そのため、LDV には、センサ部自体が受ける振動を自動で除去する機能がある。また、本研究で使用した LDV では、蓄積された時刻歴データは専用ソフト上でスムージングされ表示される。

a）LDV　b）ジオフォン　c）設置用器具

写真-2　計測機器と設置用器具

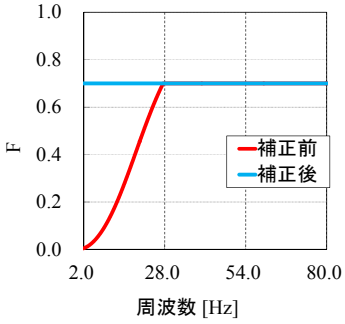



図-2　ジオフォンの周波数特性

$$F=\frac{\left(f/f_0\right)^2}{\sqrt{\left(1-\left(f/f_0\right)^2\right)^2+4h^2\left(f/f_0\right)^2}} \qquad (1)$$

$f$ ：算定したフーリエスペクトル

$f_0$ ：地震の固有周波数

$h$ ：減衰定数

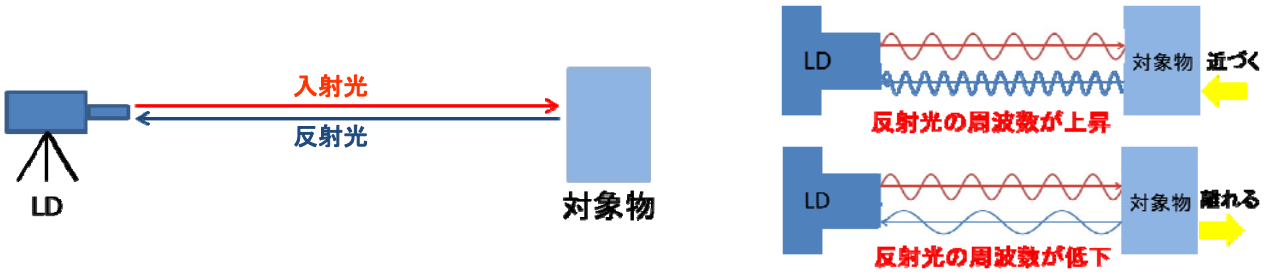



図-3　LDV の計測機構の概念図

また、盛土内部のせん断波速度分布を把握するため、2 次元表面波探査を実施した。2 次元表面波探査は、図-4 に示すように、複数のジオフォンを線状に設置し、その測線に沿って振動を与えることで、対象地盤の深さ方向面（ここでは盛土内部）のせん断波速度分布を取得する。図-5 に配置した測線の概略図を示す。図-5 の左図は、盛土内部の XY 面のせん断波速度分布、図-5 右図は盛土内部の XZ 面のせん断波速度分布を調べたイメージである。なお、参考のために盛土を構築してある地盤で、盛土のつま先付近の地盤のせん断波速度分布も調査した。

現地計測は、平成 25 年 12 月 10~11 日(以下 25 年度計測)と平成 27 年 1 月 21~22 日(以下 26 年度計測)の 2

回実施した。2 次元表面波探査は、壁面から Y 方向に 7 測線（7 段分）（図-5 左図参照）、盛土天端から Z 方向に 2 測線、壁前面地盤から Z 方向に 1 測線を計測し（図-5 右図参照）、同箇所について、同様の手法で 25 年度計測と 26 年度計測を実施した。

振動計測では、「常時微動状態」と「雑振動を人工的に発生させた状態」について、各計測箇所で複数回計測を行い、得られた計測結果の時刻歴を用いて各計測箇所の Y 方向の平均卓越周波数を求めた。計測箇所には、スキンに穿孔した孔にジオフォンを固定した（写真-2 b)参照）。

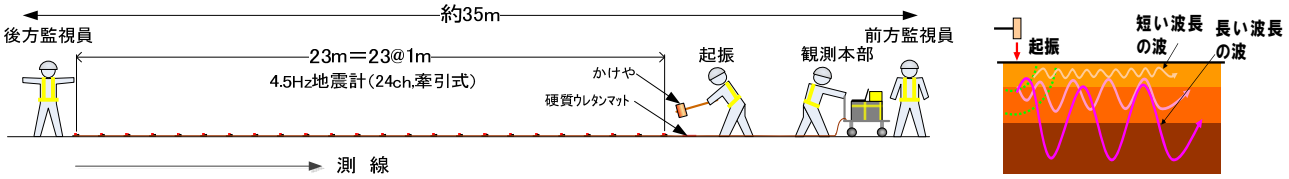
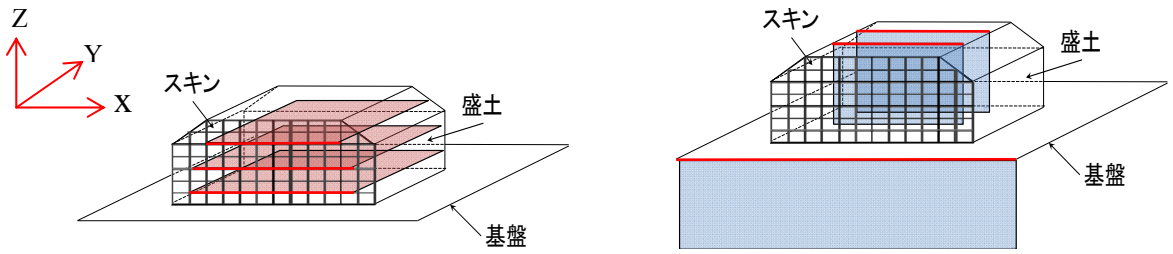



図-4　表面波探査の実施イメージ




赤線：測線、赤面（XY 面）・青面（XZ 面）：せん断波速度分布

図-5　2 次元表面波探査の測線位置と結果表示面の位置イメージ

## 4. 計測結果

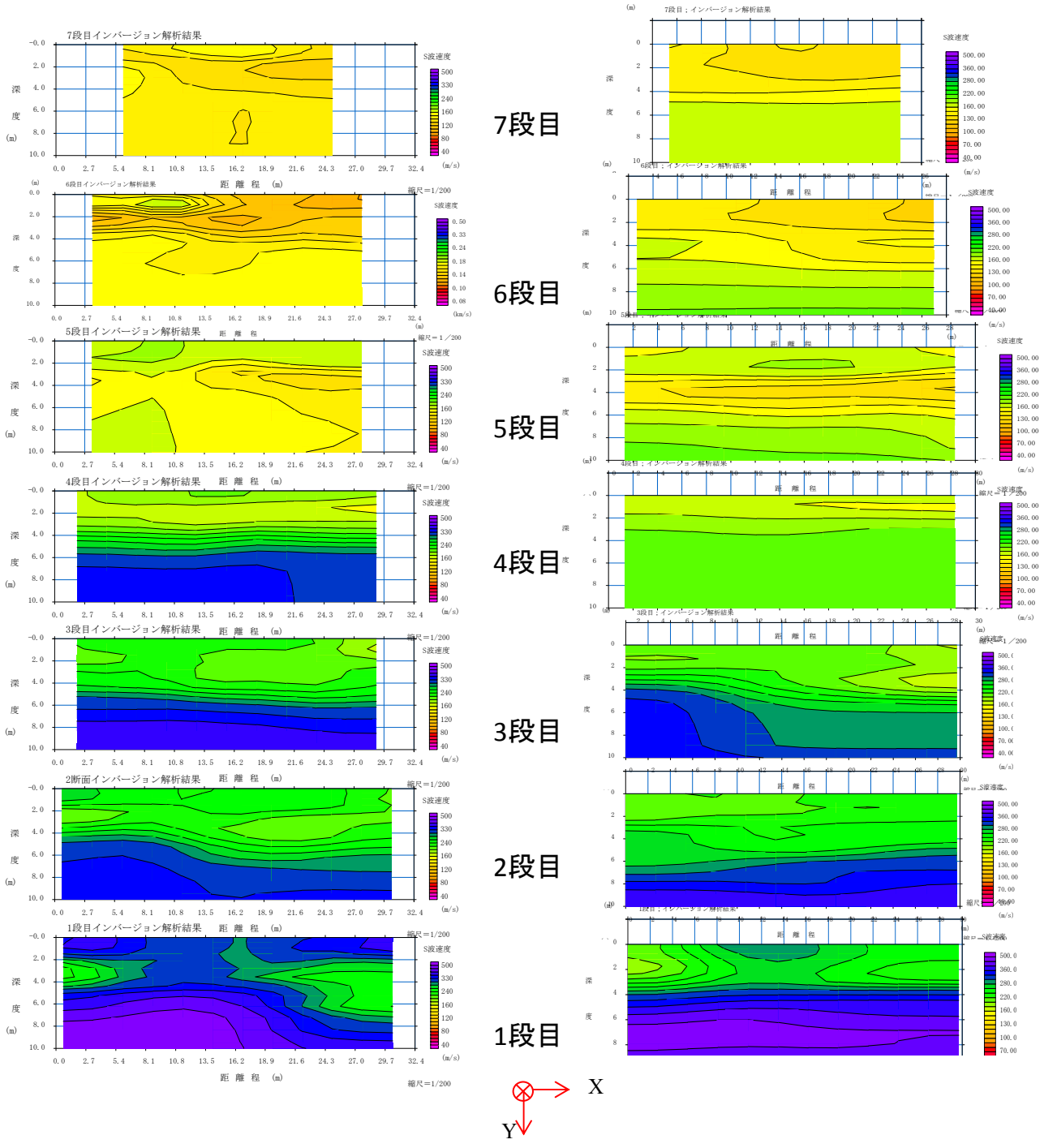
### 4.1　2 次元表面波探査

図-6 に 2 次元表面波探査によって得られた、25 年度計測（左）と 26 年度計測（右）の補強盛土のせん断波速度分布を示した。図-5 左図のように、下から順に 7 段分の XY 面について計測結果を示しており、地盤に一番近い計測面を 1 段目、最も高い位置の計測面を 7 段目と定義し、紙面上側をスキン面として表示した。寒色系は速度が速く、暖色系は速度が遅いことを示している。計測結果から、25 年度計測と 26 年度計測を比較すると、1 段目から 4 段目（補強盛土）については、25 年度計測より 26 年度計測が、寒色部分が小さくなっていることが確認できることから、26 年度計測の方が、せん断波速度が低くなっていることになる。一方、5 段目から 7 段目の計測結果を比較すると、25 年度計測より 26 年度計測が、暖色部分が小さくなっていることから、26 年度計測の方が、せん断波速度が速くなっていると考えられる。

### 4.2　ジオフォンによるスキンの振動計測

第 3 章で示した方法でデータ補正を行った振動計測の結果から求まる、各スキンにおける計測箇所の Y 方向振動の卓越周波数を図-7（25 年度計測）および図-8（26 年度計測）に示した。それぞれの図は、補強盛土の各スキンにジオフォンを設置し、振動計測により得られた卓越周波数（Hz）を示している。スキンの卓越周波数は、図-7 および図-8 に示した赤色と青色の矢印位置の卓越周波数とフーリエスペクトルの関係（図-9：赤矢印、図-10：青矢印）から目視で読み取った。これらは、複数回の常時微動計測と雑振動計測のそれぞれの結果について、3 章で示した補正を行ったデータを移動平均により平均化したデータを用いた。図-7 および図-8 に示す赤枠は、25 年度計測と 26 年度計測を比較して、25 年度計測の卓越周波数が高い箇所を示している。しかし、変化の差はほとんどなく、ジオフォンによってスキン表面で得られる卓越周波数はほぼ変化

ないといえる。ここで対象とした赤矢印の計測箇所は、後述する LDV による計測と同位置である。また、図-9 と図-10 から、最も卓越している周波数はほぼ同じだが、26 年度計測はいろいろな振動を含んでいることがわかる。計測時の状態については、微動状態であっても加振状態であっても、卓越する周波数を把握できることがわかった。




25 年度計測　　26 年度計測

図-6　盛土のせん断波速度分布

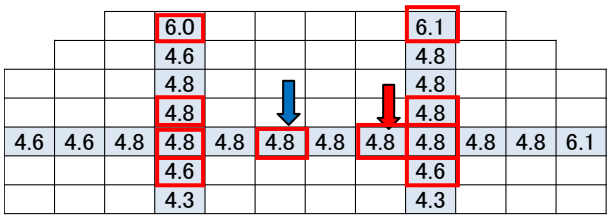



図-7 スキンの卓越周波数（25 年度計測）

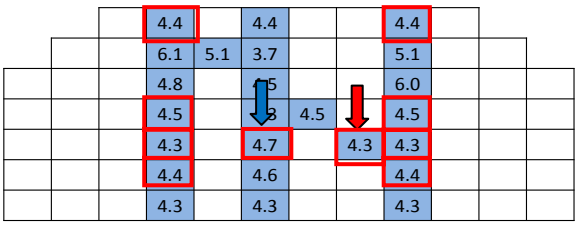
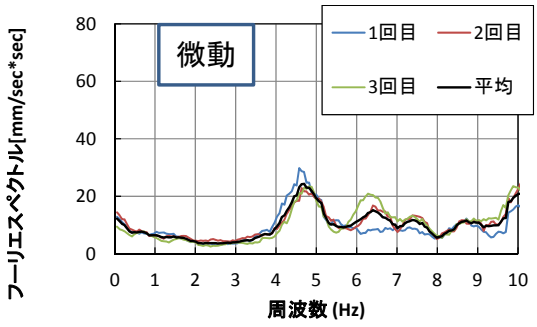
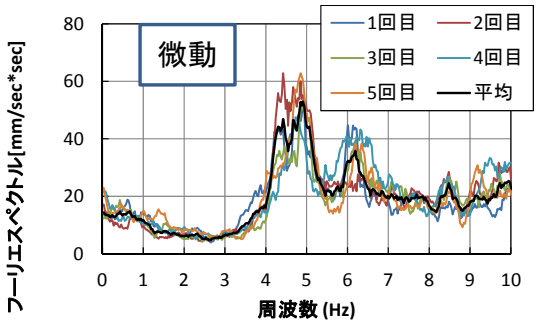


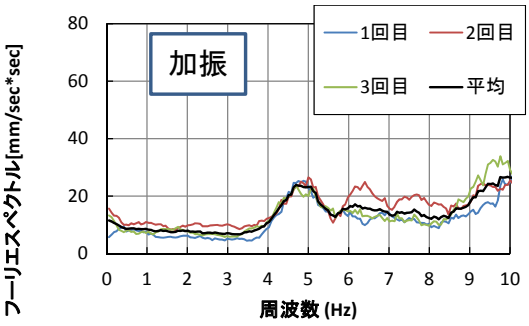

図-8 スキンの卓越周波数（26 年度計測）



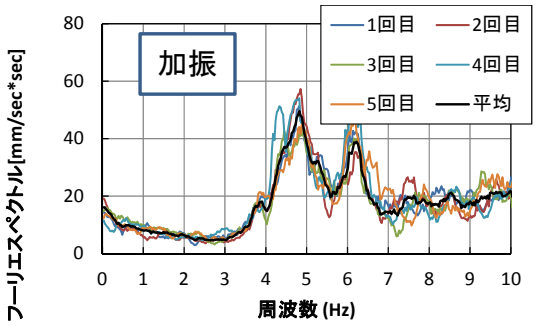

25年度計測（微動時）




26年度計測（微動時）

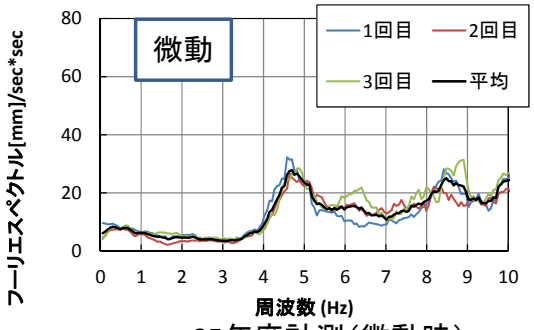



25年度計測（加振時）

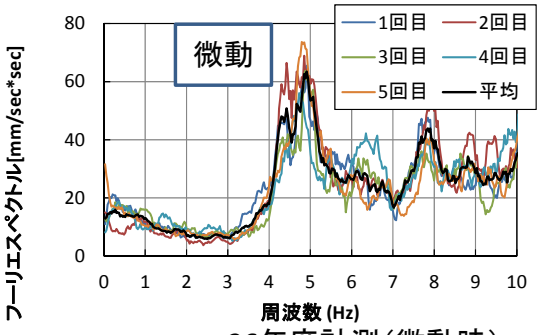



26年度計測（加振時）

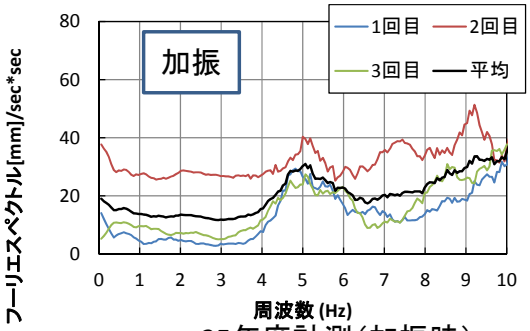
図-9　卓越周波数とフーリエスペクトルの関係（赤矢印）



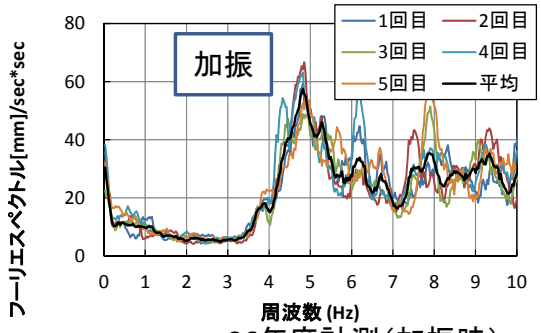

25年度計測（微動時）




26年度計測（微動時）




25年度計測（加振時）




26年度計測（加振時）

図-10　卓越周波数とフーリエスペクトルの関係（青矢印）

4.3　LDV によるスキンの振動計測

LDV による振動計測も、ジオフォンによる振動計測と同様、常時微動状態と人工的に雑振動を発生させた状態（加振状態）について、設定した計測箇所で複数回計測を行い、得られた結果の時刻歴を用いて各計測箇所のスキン Y 方向の平均卓越周波数を求めた。

25 年度計測は、図-11 中赤丸で示した 26 点を計測箇所とした。ターゲットは、写真-2 c)に示すようにスパイクのある器具に反射シールを貼り付け、スキンに穿孔した孔に差し込み固定した。26 年度計測は、図-12 中赤丸で示した 28 点を計測箇所とし、25 年度と同様に LDV により計測した。ただし、図-12 中に示す青線の箇所では常時微動計測と雑振動計測を実施し、その他の箇所では常時微動計測のみ実施した。

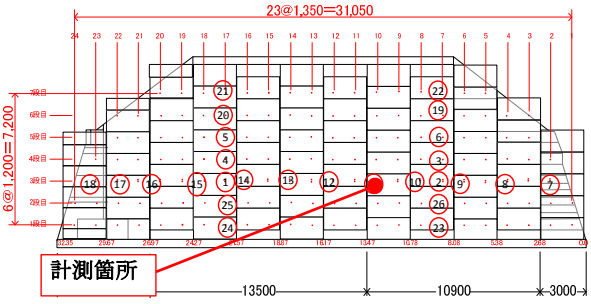



図-11　LDV の計測箇所（25 年度計測）

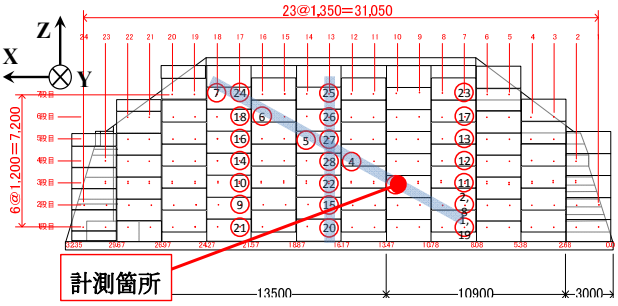



図-12　LDV の計測箇所（26 年度計測）

LDV によって得られた各スキンにおける計測箇所の卓越周波数を図-13（25 年度計測）および図-14（26 年度計測）に示した。図中の赤枠は、25 年度計測と 26 年度計測を比較して、25 年度計測の卓越周波数が高い箇所を示している。スキンの卓越周波数は、複数回実施した常時微動計測と雑振動計測のそれぞれの結果の平均値から算定している。

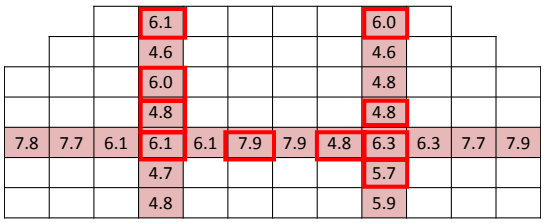



図-13　各計測箇所の卓越周波数（25 年度計測）

図-14　各計測箇所の卓越周波数（26 年度計測）

図-13 から、25 年度計測の結果の方が、図-14 に示した 26 年度計測の結果より、全体的に平均卓越周波数が高いことがわかる。これは、4.2 で示したジオフォンを用いたスキンの振動計測の結果と異なる傾向を示している。図-12 の青線で示した、常時微動状態と人工的に雑振動を発生させた状態の両者で計測している箇所のなかで、25 年度計測と 26 年度計測の同じ計測箇所（図-11 および図-12 赤点計測箇所）のフーリエスペクトルを図-15 に示す。

25 年度計測と 26 年度計測のそれぞれ常時微動時（上段）と雑振動加振時（下段）を比較すると、同じ計測箇所で同程度の卓越周波数が確認できる。これにより、計測対象が同じであれば、微動状態であっても加振状態であっても、LDV によって振動計測が可能であることがわかる。また、雑振動を加えることにより、構造物固有のピークを有する周波数を捉えにくくなっている。

4.4　各種計測結果のまとめ

計測対象とした実大実験壁は、構築から約 1 年後に 25 年度計測、その約 1 年後に 26 年度計測を実施した。表面波探査の結果から、25 年度計測と約 1 年経過した 26 年度計測のせん断波速度分布を比較すると、26 年度計測のせん断波速度分布のほうが、下段は速度が小さく、上段は速度が速くなっている。このことにより、1 年経過した補強土壁には、下段に「緩み」が生じ、構造物全体にその影響を与えていると考えられる。

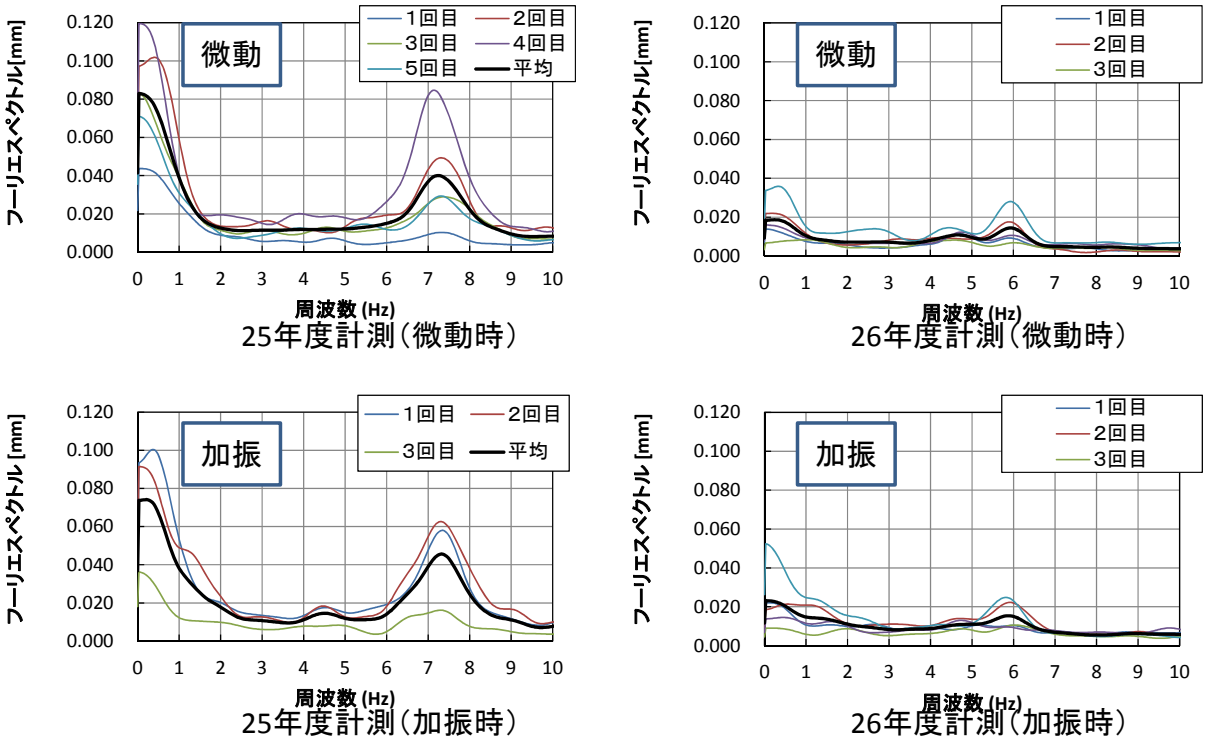



図-15　同スキンの卓越周波数の比較（25 年度計測左と 26 年度計測右）

スキンの Y 方向の振動を直接計測するジオフォンによる振動計測では、25 年度計測および 26 年度計測において対象としたスキンの平均卓越周波数は、1 年の経過によってほぼ変化がないことがわかった。このことは、周波数とフーリエスペクトル関係からも確認できる。また、周波数とフーリエスペクトル関係から、26 年度計測は補強盛土の複雑な振動の影響を示していると考えられる。

一方、スキンの Y 方向の振動速度を非接触で計測する LDV 計測では、ジオフォンを用いた振動計測とは異なり、25 年度計測のほうが平均卓越周波数は大きく、26 年度計測では小さくなっている。これは、表面波探査で調査した、盛土の剛性の低下を表現しているといえる。

実大規模の補強盛土に対して、3 つの異なる計測手法による計測結果を用いて、1 年を隔てた 2 時期の結果を比較した。どの計測手法による比較においても、1 年の経過により補強土盛土が緩んだ影響が現れていると考えられる。

ジオフォンの計測結果は、卓越周波数の変化を明確に捉えることはできなかった。これは、今回の計測で使用したジオフォンの特性に依るもので、計測対象の補強盛土の振動を適切に捉えられる仕様のジオフォンを用いれば、LDV の計測結果のように、盛土の特徴的な振動を正確に把握できると考えられる。調査には、対象に適したセンサを用いることが重要であることが再確認できた。

## 5. おわりに

テールアルメ補強盛土の非破壊調査法による安定度評価手法の確立を目的に、2 度にわたり、実大実験壁を対象として、ジオフォン及び LDV を用いたスキンの振動計測と背面盛土の 2 次元表面波探査を実施した。

3 つの異なる非破壊計測手法による計測から、補強盛土は、どの計測手法による比較においても、1 年間に盛土が緩んだと考えられる結果となった。

実験壁の状況として、盛土天端は未舗装であるため、雨水の浸入しやすい状態であった。また、盛土側面は、かご枠で土留めされているのみの状態で、雨水の浸入や応力解放が生じやすい状態である。これらの状況から、構築から約 2 年間の盛土の劣化過程が容易に想像できる。つまり、25 年度計測と 26 年度計測の 2 次元表面波探査の結果の比較から、盛土内部のせん断波速度が低下したことは、上記のような盛土状態の変化を捉えた結果と考えられる。

実験壁を均質な盛土と仮定すると、盛土の剛性が低下すると、全体の固有振動数も低下すると考えられる。このことから、盛土の締固め具合（剛性）は、盛土内に敷設されている補強材（ストリップ）と盛土の摩擦に影響し、盛土と密着しているスキンの振動状態にも影響すると考えられる。以上のことから、2 次元表面波探査による盛土内部のせん断波速度分布の低下と、スキンの卓越周波数の低下には、明確な関係性が確認できる。つまり、盛土の経年的劣化をスキンの微動計測から把握できる可能性を確認した。

人工的な振動でなく、常時微動のようなさまざまな振動が含まれていた方が、明確に卓越周波数を得やすい。今回の実験のように、人工的な雑振動を加えることは、特定の卓越した周波数をもつ振動を加えることになり、本来得たい計測対象の卓越周波数を把握しにくくしている。

LDV を使って、テールアルメ実験壁のスキンの振動を計測した結果からも、盛土の状態変化を捉えることができた。つまり、今回の計測対象であるスキンに、確実に反射ターゲットを貼り付けることができれば、実験壁の振動状態に関わらず、振動のスペクトルから、卓越した振動特性を得ることができる。

これらのことから、計測対象に、LDV によって計測するための反射ターゲットを、確実にかつ継続的に貼付しておくことができれば、足場の建設を必要としない安全な振動計測を簡単に実施できる。今回の実験により、計測対象にターゲットを確実に固定できれば、遠隔から非接触で安全かつ効率的に、補強盛土の状態変化をモニタリングできる可能性を示すことができた。

LDV によるモニタリング方法を用いた補強土盛土の安定性評価手法を実用化するには、より多くの計測データを蓄積して、補強盛土の剛性とスキンの面外方向の振動特性の関係について、詳細な分析を継続する必要がある。

# 名神高速道路多賀地区盛土のり面災害復旧に関する報告

中日本高速道路㈱　正会員　○後藤　健二

## 1. はじめに

2013 年 9 月に発生した台風 18 号の影響により、中日本高速道路株式会社（NEXCO 中日本）が所掌する名神高速道路　彦根インターチェンジ（IC）（滋賀県彦根市）～八日市 IC（滋賀県東近江市）間では、連続雨量 183 ㎜、時間最大雨量 23 ㎜/h（NEXCO 中日本観測データ）を記録し、同区間上り線 418.5Kp 付近名神多賀地区（滋賀県犬上郡多賀町）において 9 月 16 日 8 時 55 分頃に盛土のり面が幅 10m、高さ 6m、延長 30m にわたって崩落した。

本稿では、この名神多賀地区盛土のり面崩落災害に関する応急復旧作業、災害発生原因の究明および災害復旧対策について報告する。

## 2. 災害発生状況

名神多賀地区盛土のり面崩落災害発生箇所の位置図（図-1）、全景写真（写真-1）、航空写真（写真-2）および災害状況写真（写真-3～4）を次に示す。

崩落範囲は本線路肩部からのり尻部にまで及び、崩土は全体に多量の水分を含んでおり道路区域外にまで流出した。

図-1　位置図

写真-1　全景写真

写真-2　航空写真

写真-3　災害状況①
（本線路肩側）

写真-4　災害状況②
（のり面側）

Restoration of slope failure of embankment Meishin Expressway Taga area
: Kenzi Goto(Central Nippon Expressway Company)

## 3. 応急復旧作業

災害発生に伴い名神高速道路　彦根 IC～八日市 IC 間上り線の通行止めを開始するとともに、直ちに応急復旧作業に着手した。

応急復旧は路肩側に土留め鋼矢板（Ⅳ型,L=7～15m,79 枚）を、被害の及んでいない追越車線側に親杭（H400,L=5m,15 本）を打設して互いをタイロット（SS400,φ80,15 本）で連結することで後続変位を抑制する工法を採用した。資材・機材などの手配を速やかに実施し、災害発生の同日 20 時から現場に着手、5 日間の昼夜連続施工を行い 9 月 21 日早朝に現場作業を完了させた（図-2）。

これにより 119 時間に及んだ災害による通行止めを解除し、寸断されていた名神高速道路の交通が確保された。

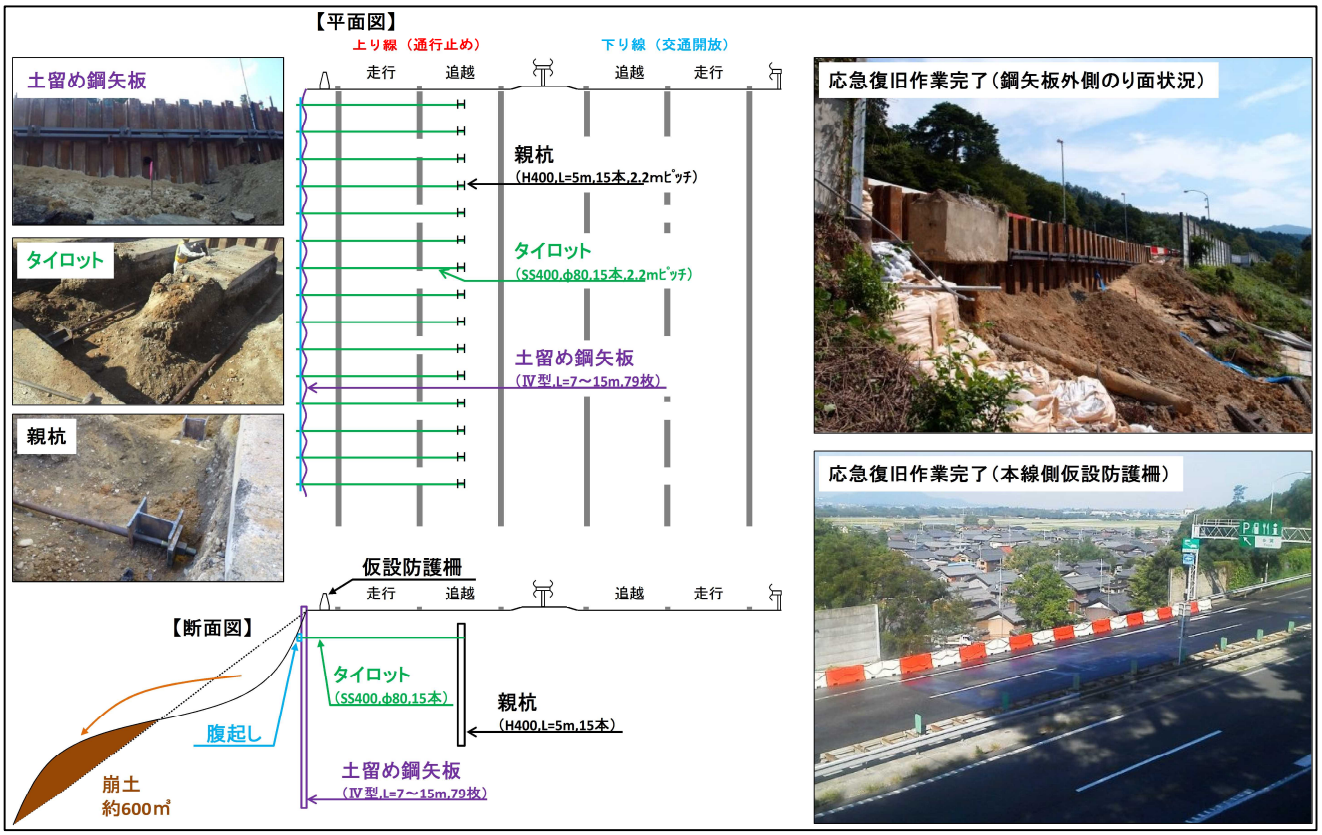



図-2　応急復旧作業概略図

## 4. 災害発生原因の究明

応急復旧作業完了後に実施した現地調査結果などから、災害発生の原因について考察する。

### 4.1 地質調査結果

#### 4.1.1 地形・地質概要

名神多賀地区周辺の地形図および地質平面図を図-3,4 に示す。

名神多賀地区は青竜山（標高 333m）の裾部にあたり、西側には犬上川が南東から北西方向に流れている。青竜山の麓には胡宮神社や敏満寺、大門池（貯水池）が見られ、住宅が密集し、さらに西側には水田が広がっている。名神高速道路は青竜山裾部の傾斜が緩くなる付近を南北に通っており、山側の切土を平坦部に盛土した構造である。青竜山は湖東流紋岩類の萱原溶結凝灰岩層（Ki）（白亜紀後期）からなり、名神高速道路より東側の丘陵地は古琵琶湖層群の蒲生類層（B）（第四紀の新鮮世～更新世）、西側は沖積層（a）（第四紀の完新世）が分布する。

図-3　名神多賀地区周辺地形図
（平成 10 年 8 月 1 日　国土地理院発行）

図-4　名神多賀地区周辺地質図
（昭和 51 年 3 月 25 日　工業技術院地質調査所発行）

### 4.1.2 ボーリング調査結果

ボーリング調査結果から得られた名神多賀地区盛土のり面崩落部の地質断面図および N 値を図-5,6 にコア状況写真を写真-5～7 に示す。

地質は湖東流紋岩類、古琵琶湖層群の基盤のほか、名神多賀地区の下り線山側（胡宮側）から続く傾斜面の裾に位置する平坦部には沖積層が分布している。湖東流紋岩類の新鮮部は硬質（N 値 20～30 以上）である。一方浅部は風化が進行し軟質（N 値 10 未満）である。沖積層の層相は粘土質砂～砂混じり粘土が主体で軟弱（N 値 4～5 程度）である。盛土は軟弱な沖積層から湖東流紋岩類およびこれを覆う古琵琶湖層群にかけての覆土形状で、胡宮側の切土で発生した土砂を谷側に盛り立てたものである。盛土の層相は円礫混じり砂質土およびシルト主体で良質な材料とは言い難い状況であった。地質構成として傾斜表面を覆っていた崖錐堆積物もあるが、分布は連続性が乏しく、層厚もごく薄いものである。

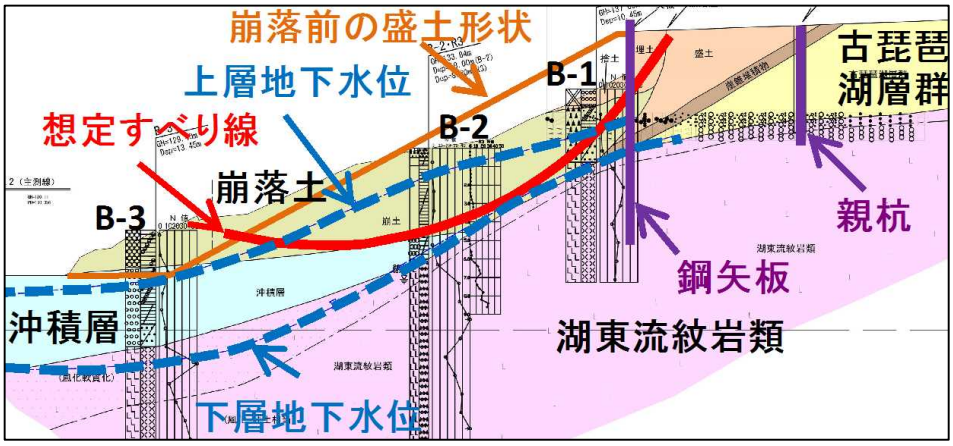



図-5　盛土のり面崩落部地質断面図

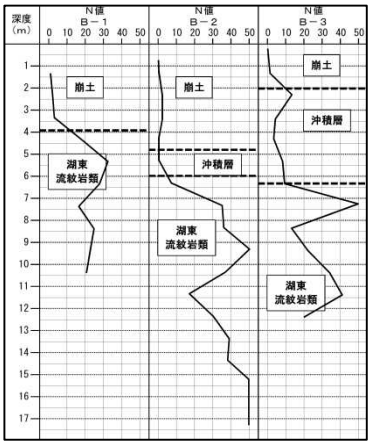



図-6　ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞﾃﾞｰﾀ（N 値）

写真-5　コア状況（B-3）

写真-6　コア状況（B-2）

写真-7　コア状況（B-1）

崩土

沖積層

湖東流紋岩類

## 4.2 水文調査結果

胡宮側自然斜面（写真-1）が緩い集水地形となっており、災害箇所は集水箇所の末端部に位置している。

集水範囲を現地踏査した結果、表面水は水路系統で導かれ災害箇所へは流入しないことが確認された（図-7）。集水範囲の地下浸透水が災害箇所へ供給された可能性に関しては、集水範囲を構成する湖東流紋岩類は風化するとシルト質状で透水性が乏しく、山腹で流水が伏流・湧水を繰り返す状態が確認されており、これは表層部が難透水な結果と考えられる。従って、集水範囲への降雨が浸透して地下水となる水量は少なく、浸透流が麓浸出するのに時間がかかると推察される。地下水位観測の結果からも上層地下水位は降雨に敏感に反応して上昇・下降を繰り返すものの、胡宮側から続く下層地下水位は降雨による変化があまり見られないことが確認された（図-8）。また、本線付近の古琵琶湖層群は砂礫層からなり湖東流紋岩類よりは浸透しやすいが、名神多賀地区下り線側のブロック積みからは豪雨のあとも湧水の形跡は見られず、古琵琶湖層群の浸透水も災害箇所へ多量に供給された可能性は低いと考えられる。

図-7　集水範囲（表面水の流れ）

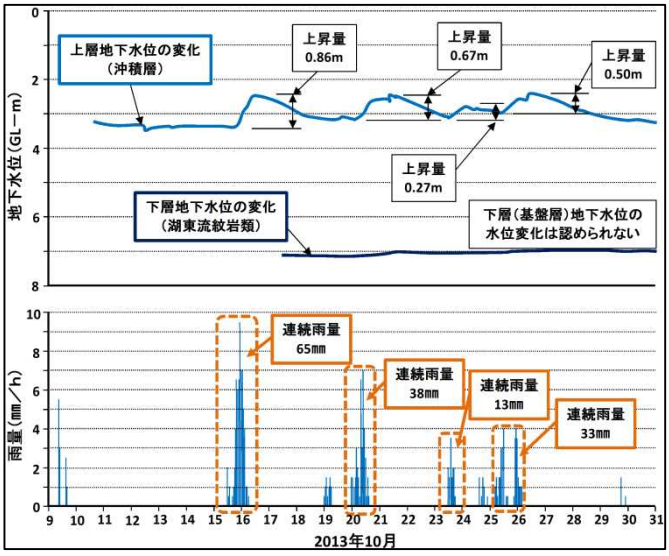



図-8　降雨状況と地下水位の変化

### 4.3 災害発生原因の考察

現地調査結果から名神多賀地区盛土のり面崩落災害は、豪雨の直接浸透により沖積層および盛土内の上層地下水位が上昇、盛土自重の増加により盛土のり尻部の軟弱な沖積層内で滑りが発生、盛土全体としてのバランスが崩れ盛土のり面崩落に至った。ものと判断される。

なお、検証のため崩落前の盛土断面に対して現地調査によって得られた物性値などを用いて安定計算を行ったところ、上層地下水位が上昇した場合は安全率が Fs＜1.0 となり滑りが生じる結果となった。

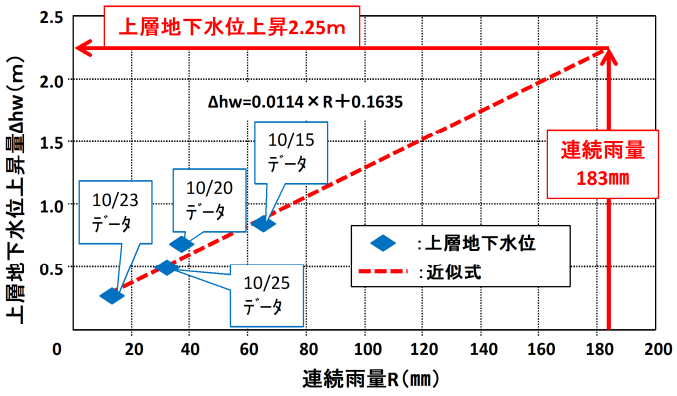



図-9　連続雨量と上層地下水位変化の関係

なお、計算においては、地下水位観測結果から災害発生時（連続雨量 183 ㎜の場合）は、上層地下水位が 2.3m 上昇したものと推定した（図-9）。

## 5. 本復旧対策工

### 5.1 本復旧対策工の検討

本復旧対策工の検討に際しては、NEXCO 中日本名古屋支社管内のり面防災対策検討会に諮り、次の基本方針を定め設計を行った（図-10）。

① 軟弱な沖積層および湖東流紋岩類の強風化部は地盤改良することで滑りに対する抵抗力（せん断力）の向上を図る（写真-8）。

・民家近接により施工ヤードが限定されることおよび最大改良深度が 7.5m 程度であることから機械撹拌工法とし、固化材と原位置土を攪動撹拌することで均一で安定した改良体を構築可能な工法を採用。

・地盤改良は地盤内の排水を阻害しない配置とする。

② 崩土は撤去し良質材による置き換え盛土を実施する（写真-12）。また、のり尻部には鋼製枠を配置する（写真-13）。

③ 基盤層および既設盛土内には排水対策を講じる。

・応急復旧作業で設置した土留め鋼矢板を穿孔し（写真-9）、前面に砕石排水層を設け（写真-10）、水抜きボーリングと連結する。

・水抜きボーリング孔内には高耐食メッキ加工した有孔管を配置する（写真-11）。

④ 新設盛土内の排水を促進させるため、地下排水工を施工する。

・地下排水工には施工性を考慮して、チューブ状の排水材を透水シートで包んだ排水マットを採用。

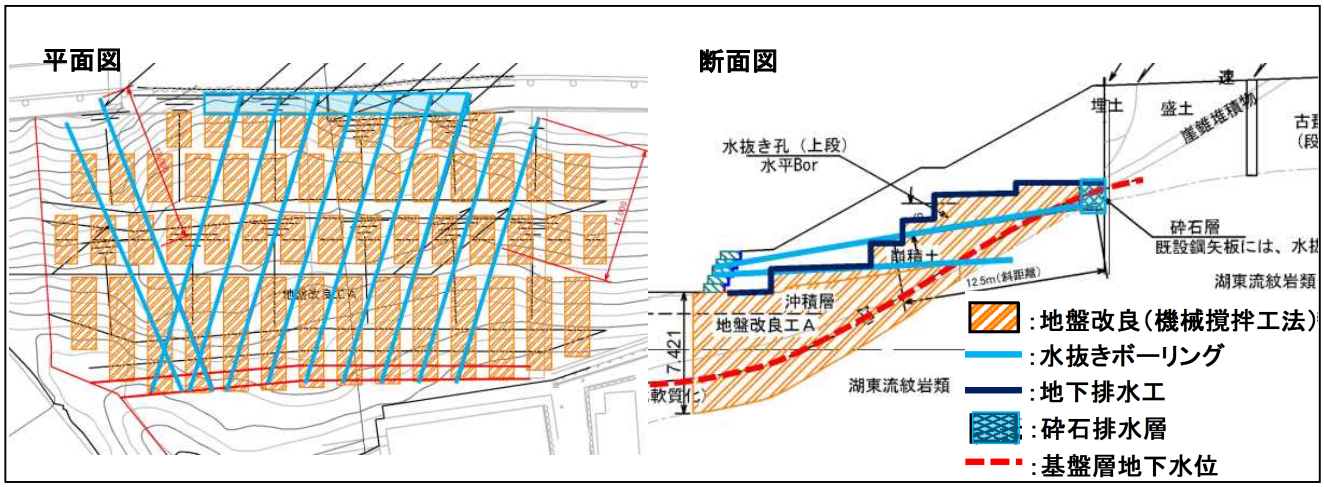



図-10　本復旧対策工計画図

### 5.2 本復旧対策工事

本復旧対策工事は 2013 年 12 月に着工し、周辺住民の皆さまのご理解とご協力のもとで工事を進め、2014 年 8 月 13 日に完了した（写真-8～13）。

写真-8　地盤改良工

写真-9　既設鋼矢板穿孔

写真-10　砕石排水層

写真-11　水抜きﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ
（有孔管配置）

写真-12　盛土工

写真-13　本復旧対策工事完了

### 6. おわりに

名神高速道路は開通後 50 年が経過しており、同様の災害発生を未然に防ぐため高速道路の点検管理の重要性を再認識し、今後も引き続き NEXCO 中日本グループが一体となって取り組み、お客様の安全と安心の向上に努めてまいります。

なお、NEXCO 中日本名古屋支社管内のり面防災対策検討会（委員長：八嶋厚教授（岐阜大学））の委員におかれましては、現地指導も含め、のり面崩落の原因究明および本復旧対策の検討についてご指導を賜り、ここに感謝の意を表します。

# 深礎杭孔内無人化施工システムの試験施工と実用化への課題

岐阜大学　国際会員　○原　隆史
岐阜大学　国際会員　沢田 和秀
中日本高速道路株式会社　正会員　宮澤 敏孝
中日本高速道路株式会社　正会員　杉山 裕一
エイト工業株式会社　辻　八郎
新日鐵住金建材株式会社　大高 範寛

## 1. はじめに

これまで小口径深礎杭は，主に山岳部へ高速道を建設する際に橋脚の基礎として多く用いられてきた．しかしながら，孔内の作業環境が狭小であり，掘削（掘削＋人力によるライナープレート設置）の効率性，土砂搬出の際の安全性，鉄筋組立に伴う作業足場や鉄筋の運搬の安全性と鉄筋組立そのものの効率性，およびライナープレートを埋め殺しとする経済性などの観点で課題も多い. また, 岩に深く根入れする深礎杭では，モルタル吹き付けにより周面摩擦を考慮して設計しているが，小口径深礎孔内でのモルタル吹き付けは劣悪な作業環境が課題となっている．これに対し，表-1 に示す特徴を有する孔内作業の完全無人化を目指した深礎杭工法の開発が進められており，先の課題を克服して，合理的（効果的で経済的）な小口径深礎杭工事の実現が期待されている．

そこで本研究では，平成 24 年度より表−1 に示す特徴のうち，実用化レベルにある各システムについて，実現場で試験的に適用しその実現性について検証してきた．平成 26 年度は，改良した土留と土留挿入・引抜システム，深礎杭孔頭部鉄筋籠組立・挿入システム，および土留先端バイブレータによる孔内無人化コンクリート打設の実用性を検証している．

ここでは，高速道路の橋梁基礎における 2 回の試験施工から検証した，各施工段階におけるそれぞれのシステムの実用性と課題について報告する．

**表-1 対象深礎杭工法の特徴と試験施工**

| 作業過程 | 特　徴 | 試験施工 | |
|---|---|---|---|
| | | 24 年度 | 26 年度 |
| 1. 掘　削 | 孔外からの遠隔操作掘削機による無人化掘削 | ○ | |
| 2. 土砂搬出 | 掘削機と連動したバキューム装置による掘削土砂の搬出 | ○ | |
| 3. 土　留 | ライナープレートのような分割型土留の孔外組立・解体 | ○ | ● |
| 4. 土留挿入 | 土留挿入装置による孔内無人化土留設置 | ○ | ● |
| 5. 鉄筋籠組立・挿入 | 深礎杭孔頭部鉄筋籠組立・挿入システムによる孔内無人化鉄筋組立 | | ○ |
| 6. コンクリート打設 | 土留先端バイブレータによる孔内無人化コンクリート打設 | | ○ |
| 7. 土留引抜き | 土留引抜装置による土留の引抜撤去 | ○ | ● |

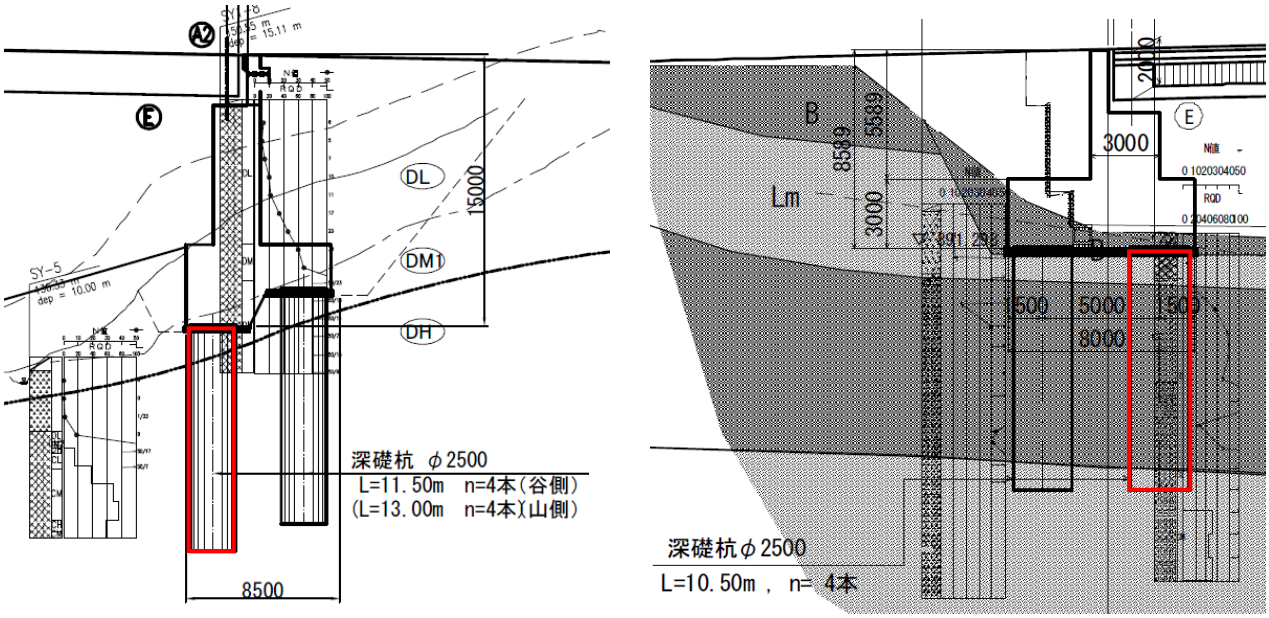
凡例：○（実施項目），●（改良実施項目）

Test construction and future issues for practical application of unmanned caisson type pile foundation installing system, Hara, T & Sawada K. (Gifu University), Miyazawa T. & Sugiyama, Y (Central Nippon Expressway Co., Ltd.), Tsuji H. (Eight Kogyo Co., Ltd), Otaka H. (Nippon Steel and Sumikin Metal Products Co., Ltd.)

## 2. 試験施工現場の概要

平成 24 年度の試験施工は，第二東名高速道路設楽原パーキングエリアにおける矢畑川橋上り線 A2 橋台の 1 本の深礎杭（φ2.5m，l = 11.5m）に対し実施した．図-1(a)で着色している谷側の杭が試験杭である．設計過程における橋台位置の変更から，ジャストポイントでの柱状図はないが，参考として周辺の柱状図を断面に重ねたものを図-1(a)に示す．この結果によれば，山側から谷側へ向けて地層が傾斜していることは容易に想定できる．実際に掘削した状況によれば，杭頭から径 300～1000mm 程度の転石を多く含むまさ土が 5m 強続き，その後一軸圧縮強度が 100～150MPa の亀裂の少ない硬岩が続く地盤であった．

これに対し平成 26 年度の試験施工は，図-1(b)に示す東海北陸自動車道 4 車線化に伴う高鷲～荘川間の下り線本谷橋 A1 橋台の谷川の 2 本の深礎杭（φ2.5m，L = 10.5m）に対して実施した．図に柱状図を併せて掲載するが，地盤は杭頭から支持地盤まで径 300～1000mm 程度の転石を多く含む風化した凝灰岩であった．




(a) 平成 24 年度試験施工　　(b) 平成 26 年度試験施工

図-1 試験施工現場の概要

## 3. 各施工システムの実用性と課題

### (1) 孔外からの遠隔操作掘削機とバキューム土砂搬出システム（平成 24 年度試験施工）

掘削は，図-2 に示す旋回可能な円形フレームの掘削機を最下端の土留材へ装着し，オペレーターが写真-1 に示すモニターを見ながら行う．

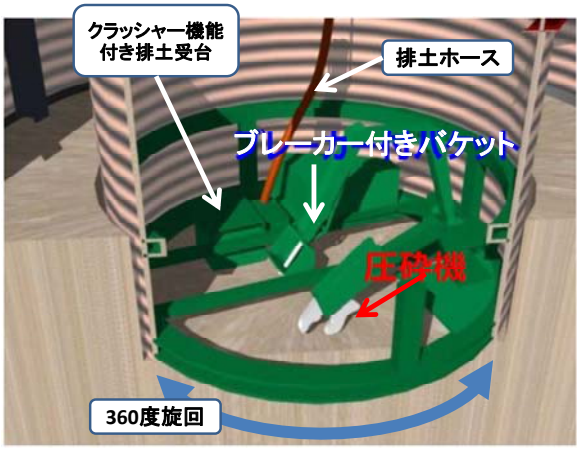



図-2 掘削機の概要

写真-1 掘削用モニター

掘削機には，図-2 に示すように，2 本のアームと礫や岩塊をバキューム可能な大きさに破砕するクラッシャー機能付き排土受台，および排土ホースで構成される．2 本のアームには，A：30kg のブレーカ付バケット（0.025m$^3$），B：ジャイアントブレーカ（195kg），C：削孔機（2.3m$^3$/min），D：圧砕機（カッター部 2300kN）などのアタッチメントを現場の状況に応じて装着する．標準的な掘削では A と B を装着し，一般土と 300mm 程度までの礫はバケットで直接クラッシャーへ投入し，大きな礫は一度ジャイアントブレーカで小割りしてから投入する．参考として図-2 では，A と D を装着したイメージを示している．

杭頭から 5m 強までの径 300～1000mm 程度の転石を多く含むまさ土の掘削について，作業員 3 名編成で実施したが，作業に慣れるにつれ 0.75m/7hr の掘進速度を確認することができた．これに対し，標準歩掛（A 工法：人力掘削・機械排土）によれば，7 人編成（特殊運転手含む）で 1.3m/日とされており，対象システムの 0.75m/7hr の掘進速度は決して早いものではない．しかしながら，対象システムが 3 人編成で施工が可能なこと，掘削は基本的にオペレーターが一人で行うため，状況に応じて 4 人編成で 2 本の杭を施工することも可能なこと，さらには土留の組立を孔外で行うことで，途中で作業を止めずに連続した掘削が可能なことを考慮すれば，0.75m/7hr の掘進速度は十分に実用的なものであると考えている．また，ここでの実績によれば，崖錐や岩でも亀裂が多ければ同様の速度での施工が可能と考えている．

なお，掘削機のサブアームに取付けたジャイアントブレーカによる転石の小割りにおいて，径 300mm 強程度までは問題なく破砕することができたが，周囲がやわらかいまさ土であったため，転石が逃げてそれ以上に小割りするのが困難で時間を要した．この点については，写真-2 に示すように，頭部設置クレーンを用いた転石ホッパーにより排出することにより，掘削速度を落とすことなく処理することができた．転石ホッパーの活用も，孔内に人がいないからできることであり，今後対象システムに標準装備する予定である．

杭頭から 5m 強程度まで順調に掘削できた一方，それ以深から露出した一軸圧縮強度が 100～150MPa の亀裂の少ない硬岩の掘削では，掘削機のみで最後まで掘削できたものの，施工途中における機械の改良の試行錯誤も含め，掘削速度が 0.05～0.15m/7hr と多大な時間を要した．参考として，隣接する杭では発破を用いて従来工法により掘削していたが，それでも掘削速度は 0.2～0.25m/7hr であり，それほどに掘削が困難な岩であったといえる．今後，対象システムを用いてこのような岩へ深く挿入する場合には，硬岩専用の掘削機の開発や非火薬破砕剤を活用した併用掘削など，その対応策について検討する必要があると考えている．

バキューム装置による土砂搬出については，写真–3 に示すように終始スムーズに行うことができた．騒音防止の関係で吸引機を深礎施工箇所から 20m 以上離れた位置に設置したが，その影響もなく，今すぐにでも現場へ適用しうるほどの実用性を確認することができた．

写真-2 転石ホッパー

写真-3 バキュームによる土砂搬出状況

**(2) 杭頭での土留組立・挿入，引抜き・解体システム（平成 24，26 年度試験施工）**

平成 24 年度の試験施工では，写真-4 と 5 に示すように，市販のライナープレートを上下に 2 枚連結し背面にプレートを溶接した土留を 1 ブロックとし，5 ブロックの連結で 1 リングの土留を杭頭で組み

立てていた．この作業では 5 ブロックを杭頭で連結（組立），あるいは解体するため，これに要する時間が 20～25 分を要した．これは従来工法における杭孔底での人力による組立と比較した場合には大幅な効率化ではあるものの，特に 20m 以上の長い杭のコンクリート打設に伴う引抜き・解体では，この時間がコンクリート打設のクリティカルパスとなり，同日におけるコンクリート打設完了を考えた場合の解体時間の簡略化が課題となっていた．

そこで平成 26 年度の試験施工では，写真-6 と 7 に示すように，手作業で組立てることが可能な 1 リング 20 分割の土留を製作し，これを一度孔外の作業スペースで組立て，その後 2 分割して杭頭へ運搬し組立てるシステムを考案し試験施工でその実用性を検証した．こうすることで，孔外での組立・解体は掘削作業やコンクリート打設に支障しないこと，杭頭での組立そのものは 2 分割で省力化（クリティカルパス時間短縮）を図ることができると考えたものである．

これに対し試験施工では，各ブロックを小割りにしたため，下のリングとの接続のボルト本数が増加したこと，平成 24 年度の試験施工でリング間の接続部に礫がかんで挿入時の支障となったことから，この部分にカバープレートを取付けることとしたため，このための接続ボルト本数も増加し，結果として杭頭での組立・解体時間は 20～25 分を要し，特に 20m 以上の長い杭に対するコンクリート打設に伴う大きな省力化（クリティカルパス時間短縮）を図ることはできなかった．このため，今後はボルト本数の削減，接続方法の省力化をさらに検討していきたいと考えている．

なお，土留を挿入・引抜のための杭頭ジャッキは，平成 24 年度の試験施工ではストロークが 70cm のものを用いていたが，1 段（1.0m）の土留の挿入・引抜きに段取り替えが必要であったため，平成 26 年度の試験施工ではストロークが 135cm のジャッキを用いている．

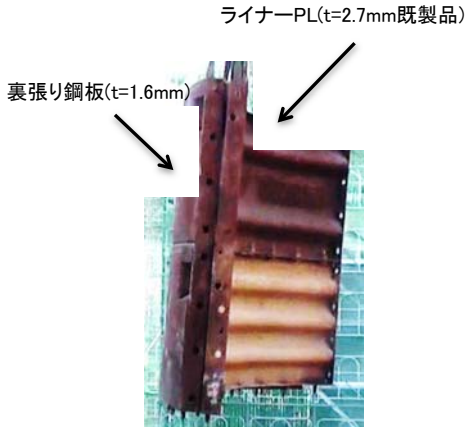



写真-4　H24 年度土留（１ブロック）の外観

写真-5　H24 年度土留の杭頭での組立状況

写真-6　H26 年度孔外土留（１リング）組立後の 2 分割状況

写真―7　H26 年度土留の杭頭での組立状況

### (3) 杭頭孔外での鉄筋組立・挿入システム

鉄筋孔外組立・挿入システムとは，鉄筋を杭頭孔外で組立て，土留挿入・引抜きシステムを用いて鉄筋籠を杭孔へ挿入するものである．

試験施工では，このための方法として，鉄筋組立装置を用いるものと用いないものの 2 つの方法について実用性を確認した．これらの違いは，鉄筋籠へのフープ筋の設置方法が異なる．鉄筋組立装置を用いる場合のフープ筋の設置状況を図-3，鉄筋組立装置を用いない場合の状況を図-4 に示す．これらの図から分かるように，鉄筋組立装置を用いる場合には，鉄筋組立装置にフープ筋を一度収納し鉄筋籠の下側からフープ筋を設置しつつ鉄筋籠を杭孔内へ挿入する．こうすることにより，鉄筋籠の移動は一方向（下方向）となり，無用なジャッキの段取り替えがなくなりスムーズな配筋が可能になると考えたものである．これに対し，鉄筋組立装置を用いない場合には，一度鉄筋籠を杭孔内へ挿入した後，施工基面へフープ筋を配置して鉄筋籠を上げつつフープ筋を設置するものである．ここでの最大のメリットは，鉄筋組立装置を用いないことであり，この方法が可能であれば，無用な工程を削除してスムーズな配筋が可能になると考えたものである．

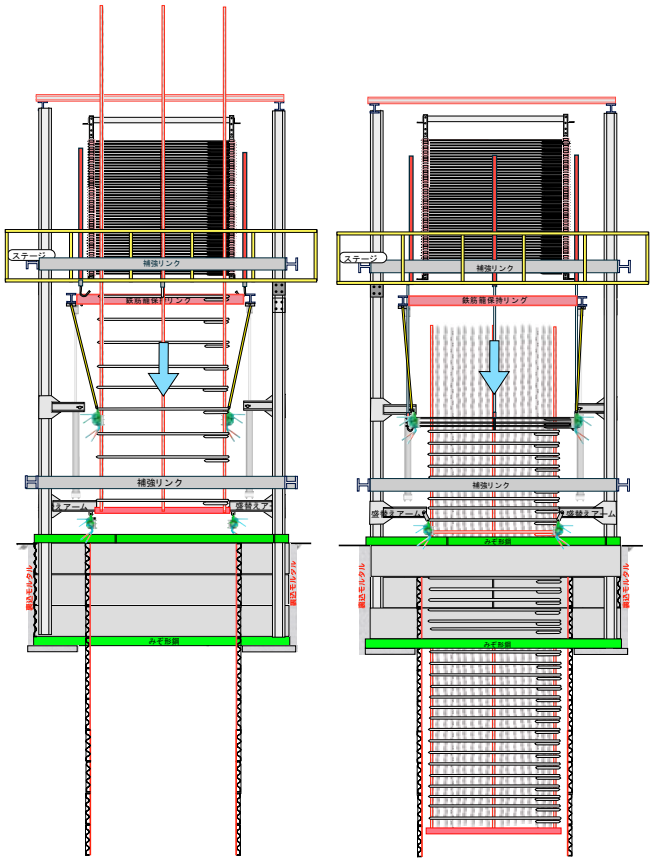



図-3 鉄筋組立装置を用いたフープ筋の設置

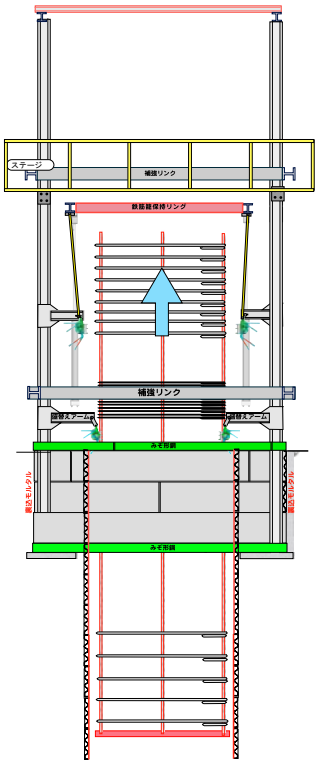



図-4 鉄筋組立装置を用いないフープ筋の設置

具体的な鉄筋籠の組立・挿入方法としては，鉄筋組立装置を用いない場合で説明すると，図-5 に示すように，まず現場に配置されたクレーンで吊れる重量の範囲の鉄筋籠（主筋 4 本以上と剛性を確保できる程度のフープ筋）を杭孔外で組立て，これを杭頭部のジャッキシステムまで運搬し，これを杭頭部に受け替える．次に図-4 で示したように，土留の挿入・引抜きのジャッキに固定された鉄筋保持リングで受け替えて，鉄筋籠を上昇させながらフープ筋を設置する．フープ筋の設置が完了後，図-6 に示すように，残りの主筋を建て込みフープ筋に連結して第一ロッドの鉄筋籠が完了する．第 2 ロッド以降の鉄筋籠は，基本的にはこの繰り返しにより設置する．なお，主鉄筋の継手は，原則として機械式継手により行う．

また，鉄筋籠の正確な挿入については，土留にガイドレールを設置し鉄筋籠最下端に設置しているガイド

リングがこれを伝わるように挿入することで可能となる．この際のガイドレールは，コンクリート打設に伴う土留の引抜きにおいても，鉄筋のとも上がり防止に有用となる．

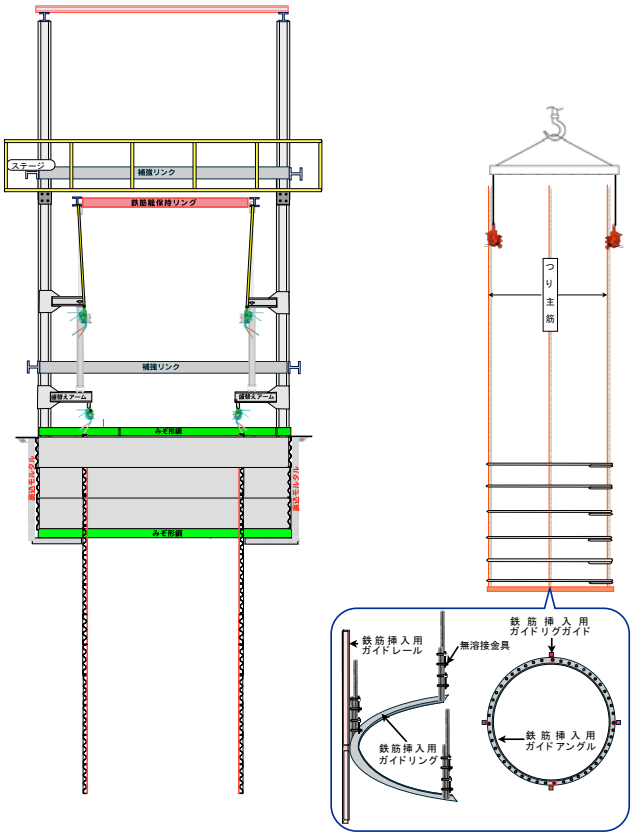



図-5 孔外で組立てたクレーンで吊れる鉄筋籠の設置

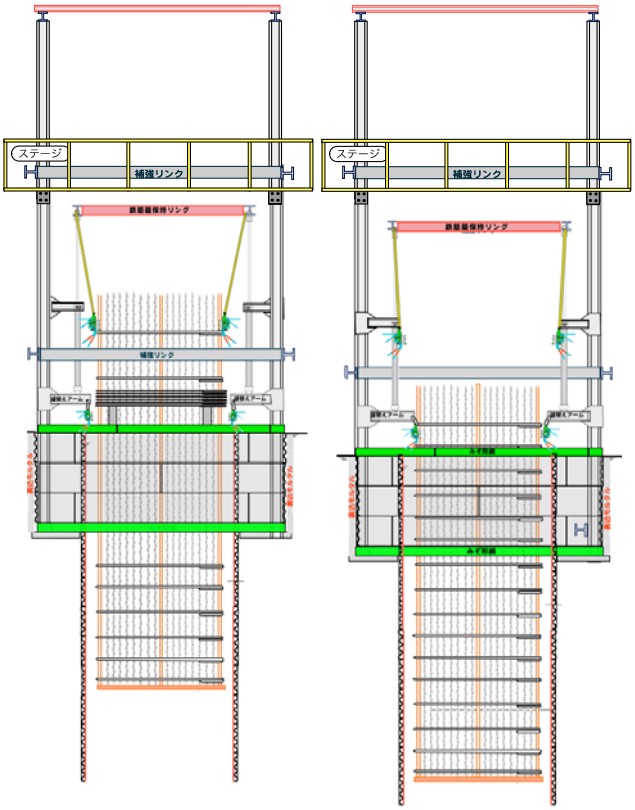



図-6 第１ロッド鉄筋籠完了状況

試験施工の結果，鉄筋組立装置によるフープ筋の設置は予測した以上に時間を要するとともに，これを用いなくともフープ筋は用意に設置可能なことを確認し，１本目の途中から鉄筋組立装置は単に鉄筋の傾斜防止として用い，これを用いないフープ筋配置を行った．写真-8 から 12 に，孔外作業スペースによる最低限の鉄筋籠組立，その建て込み，フープ筋の設置，残りの主鉄筋の建て込みとフープ筋との連結，そして最後に鉄筋の挿入完了のそれぞれの状況を示す．このような配筋を行うことで，シングル鉄筋ではあったが深礎杭における鉄筋の設置を 3 日かからずに行うことができ，当該システムの実用性を確認することができた．

写真-8 孔外作業スペースでの最低限の鉄筋籠組立状況

写真-9 孔外で組立てた鉄筋籠の建て込み状況

なお，杭頭部のジャッキシステムのストローク長を平成 24 年度で用いた 70cm のものから，平成 26 年度は 135cm のものに変更したことを述べたが，長くしたことによる各ジャッキの吐出圧誤差が大きく，同時にストロークを伸ばす，あるいは縮める作業が困難なものとなった．このため，鉄筋籠を上下する際に鉄筋籠が傾ぐなどの課題が露見し，今後は油圧シリンダーのストロークをデジタル化して吐出圧誤差を最小限にする対応が必要と考えられた試験施工では，この点について吐出圧誤差を小さくできれば，十分に当初の計画通り鉄筋籠の組立と挿入が可能なことを確認し，当該鉄筋籠がシングル鉄筋でクレーン吊りが可能であったことから現場ではクレーンを用いて行った．

写真-10 フープ筋の設置状況

写真-11 残りの主筋の建て込み状況

**(4)孔内無人化コンクリート締固め**

コンクリート打設時に作業員が杭孔内へ入らずにコンクリートの締固めが可能なシステムとしては，浮き型枠にバイブレータを配置する方法，土留め先端とコンクリート打設ホース先端にバイブレータを配置する工法の 2 つの方法を考案した．浮き型枠を用いる方法とは，図-7 に示すように，塩ビフロートにバイブレータを配置し，コンクリートを打設しながらバイブレータで締固めつつ，打設面の上昇とともにバイブレータを配置した浮き型枠も移動するシステムである．これに対し土留先端にバイブレータを設置する方法とは，図-8 に示すとおり，土留先端にバイブレータを設置し，バイブレータそのものの振動と土留が共鳴振動する締固め効果を狙ったものである．当該工法では，コンクリート打設面の上昇とともに土留を徐々に引抜くが，土留の引抜きとともにバイブレータは移動し，コンクリートを土留の引き抜かれた箇所への充填も促す効果も期待している．なお，中央付近のコンクリートの締固めについては，打設ホース先端へもバイブレータを配置して締固めを行った．

写真-12 鉄筋籠挿入完了状況（完成）

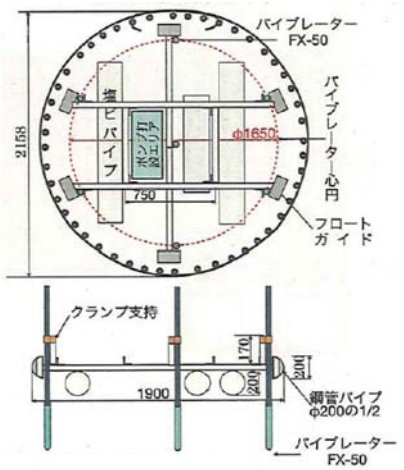



図-7 塩ビフロートによる締固めシステム

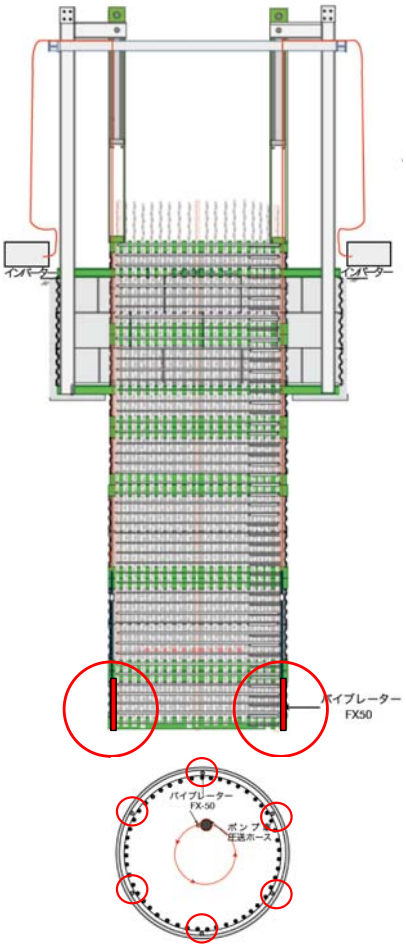



図-8 土留にバイブレータを設置する方法

写真-13 塩ビフロートにバイブレータを設置した締固め状況

写真-14 土留と打設ホースにバイブレータを設置した締固め状況

写真-13 と 14 にそれぞれの締固め状況を示す．これらのうち，浮き型枠を用いたものは，コンクリートの打設面の上昇に伴いフープ筋のフックに引っかかり効率のよい締固めはできなかった．これに対し土留にバイブレータを付けたものはよく効き，土留の引抜きを行うシステムでは高い実用性を確認することができた．

## 4. まとめ

平成 24 年度と 26 年度の 2 回に渡り，開発中の深礎杭孔内無人化施工システムの試験施工を実施した．この結果によれば残された課題は少なくないものの，いずれも現場への適用が可能で高い実用性を確認することができた．また，ここで用いた個別のシステムは，それぞれに単独で深礎杭の現場への適用が可能であり，その観点での展開も視野にいれて開発を続けていきたいと考えている．

## 参考文献

1) 原隆史，沢田和秀，八嶋厚，川井田実，藤野友裕，谷本泰雄，辻八郎，岩田悟，石田剛（2013）：深礎杭無人化施工システムの開発，基礎工 Vol.41，No.8，pp.98-108.
2) 原隆史，沢田和秀，藤野友裕，谷本泰雄，辻八郎（2014）：深礎杭無人化施工システムの試験施工，第 23 回地盤工学会中部支部 調査・設計・施工技術報告会
3) 沢田和秀，原隆史，藤野友裕，谷本泰雄，辻八郎（2014）：深礎杭無人化配筋システム，第 23 回地盤工学会中部支部 調査・設計・施工技術報告会
4) 沢田和秀，八嶋厚，原隆史，辻八郎，宮澤敏孝，杉山裕一，大高範寛（2014）：深礎杭無人化施工システムと試験施工，第 59 回地盤工学シンポジウム

# 県道直下の亜炭廃坑空洞調査と空洞充填

岐阜大学　国際会員　沢田和秀，八嶋厚，学生会員○武田 和祥
岐阜県　纐纈 友宏、（一社） 充填技術協会　正会員　小松幹雄
地盤防災ネットワーク　国際会員　村田芳信

## １．はじめに

岐阜県御嵩町は、亜炭廃坑の空洞が広い範囲で残されており、これまでに突然の陥没がたびたび発生してきたことから、町民等の安全な生活のため、特に緊急輸送道路の震災時の安全確保を目的として、岐阜県が管理する道路直下の亜炭廃坑空洞調査と空洞充填工事を実施した。工事は、片側交通規制の道路上からボーリングにより空洞の有無を確認し、道路下の空洞に確実に充填ができるよう試行しつつ実行した。また、工事に際しては、ボーリング孔を利用した調査など、空洞の深さ、位置、大きさ等を把握するためのいくつかの調査を実施した。ここでは、道路下という限定された領域に対する空洞充填工事の実際と、各種調査方法の空洞調査への適用について検討し報告する。

## ２．空洞調査

調査に先立ち、周辺住民への事業説明会を開催し、調査ならびに聞き取り調査への協力を要請した。

### 2-1. 既存資料収集ならびに現地踏査

工事前に確認された工事区間周辺の「浅所陥没および不等沈下による御嵩町家屋復旧箇所位置図（1959~2001）」、ならびに周辺住民への聞取りによる過去の陥没実績や採掘時の状況等の情報を図-1 に示す。なお、既存資料による亜炭掘削箇所は図-1 範囲内には存在しない。

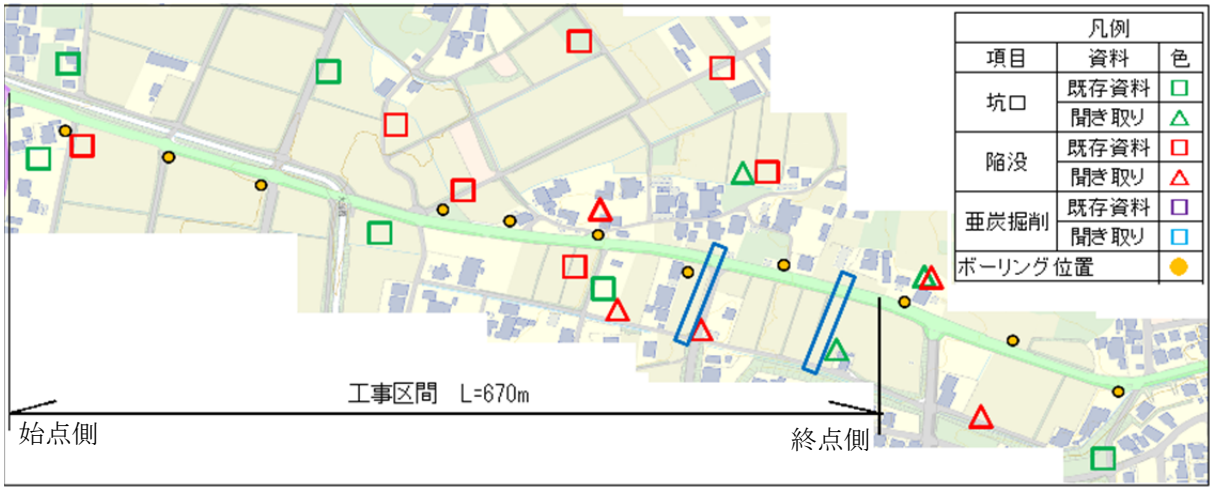



図-1　既存資料収集ならびに聞取り調査結果位置図

### 2-2. ボーリング調査

空洞の位置ならびに地質を確認するため、工事区間を含む約 1,200 m の区間で 13 か所の調査ボーリングを実施した。調査ボーリングは、深さ 30m まで 1m ごとに標準貫入試験を実施したが、30m 付近で亜炭層ならびに空洞が確認された場合には、深さ 35m まで掘進した。また、亜炭層が確認されたものの空洞が確認できない場合は、地表ボーリング位置から 2m 離れた地点で掘進のみによる空洞確認を亜炭層の下端付近まで実施した。これは、ボーリングが亜炭抗の残柱を掘進した場合を想定したもので、2 か所まで繰返し確認した。

Investigation of disused mine for lignite just beneath the prefectural road and its filling construction, Sawada,K., Yashima,A., Takeda,K.(Gifu University), Koketsu,T.(Gifu Prefecture), Komatsu,M. (Filling construction association), Murata,Y.(NPO Act against geo-hazard)

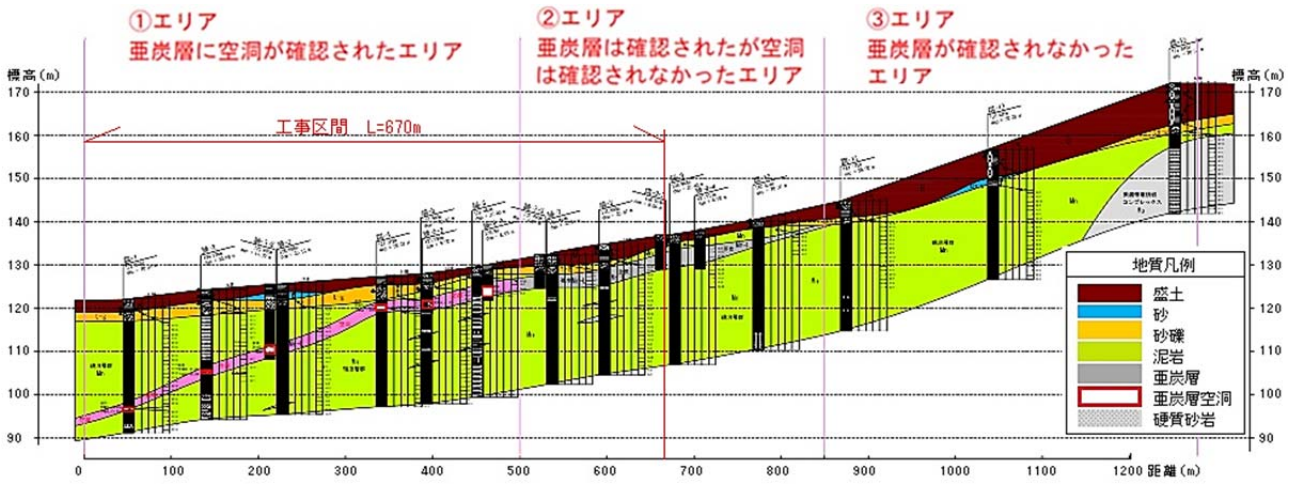



**図-2　地質縦断面図（ボーリング調査結果）**

ボーリング調査結果を図-2 に地質縦断面図として示す。図に示すように、表層はシルト分に富む盛土（もしくは砕屑物）に覆われており、始点から距離 900 m 付近までは層厚 1～3 m、距離 900m から終点側には最大 10 m ほどの厚さで分布する。また、始点から距離 900 m 間には、盛土下に 3 m ほどの厚さで砂礫層が分布することから、地表から深さ 6 m 付近に第三紀の泥岩層が現れる。ただし、距離 450m 付近では泥岩層が深さ 3m 付近に現れる。泥岩層中の亜炭層は、始点から距離約 300m間では、深さ 30 m～10 mの位置に層厚 2～3 m で始点に向かって深く分布する。また、距離約 300 m～800 m 間では、地表から 10 m 以浅に地表面とほぼ同じ勾配で、3 m ほどの層厚で連続することが確認された。さらに、距離約 800 m 地点から終点側では、ボーリング調査において亜炭層は確認されなかった。亜炭層内に空洞が確認されたのは、始点から約 500 m 間である。この結果より、始点から距離 500 m 間を①エリア：亜炭層に空洞を確認（ピンク）、距離 500 m～850 m 間を②エリア：空洞のない亜炭層を確認（灰色）、そして 850 m より終点側を③エリア：亜炭層は確認できず、とした。工事区間は、始点から距離 670 m までとした。

### 2-3. 物理探査ならびに抗内計測

地盤の状況を把握するために、弾性波探査（S 波反射法地震探査）を実施した。また、補足調査として、２次元表面波探査及び牽引式電気探査を実施した。さらに、ボーリング調査により空洞が確認された地点において、空洞の形態（坑道の大きさや広がりなど）や状態（地下水や崩落の有無など）等を把握するため、空洞が水没していない箇所はカメラ調査及びレーザーレーダー探査を、水没している箇所は音響測深探査を実施した。

(1) S 波反射法地震探査

始点から距離 1250m までの道路沿いに、S 波反射法地震探査を実施した。震源は、打撃式 S 波震源を使用し、1 起振に対し 1 データとして、測線上に 2mピッチで設置した S 波受振器 96ch 分をデータロガーで収録した。起振は、1 か所当たり垂直重合回数分（16 回発信）を実施して、4m ごとに移動を繰返した。解析は、反射法データ処理ソフトウェアを用いて、観測波形と測線の位置情報（X,Y 座標と標高）を入力し、抽出された重合時間断面を有限差分時間マイグレーション処理して深度断面に変換した。

図-3 に解析結果図を示す。図中には、ボーリング調査において確認された亜炭層の位置を□で示す。今回の S 波反射法地震探査では、100m程度までの岩盤層の確認（強い反射面である黒色の帯が確認できる）には有効であったが、亜炭層の特定や空洞の確認は難しいことが分かる。ただし、表層の微弱な反射面と空洞位置との整合性が見られることから、震源や起振方法（たとえば水平板たたき法など）を工夫することで、浅層の微弱な速度境界を抽出できる可能性はあると考えられる。

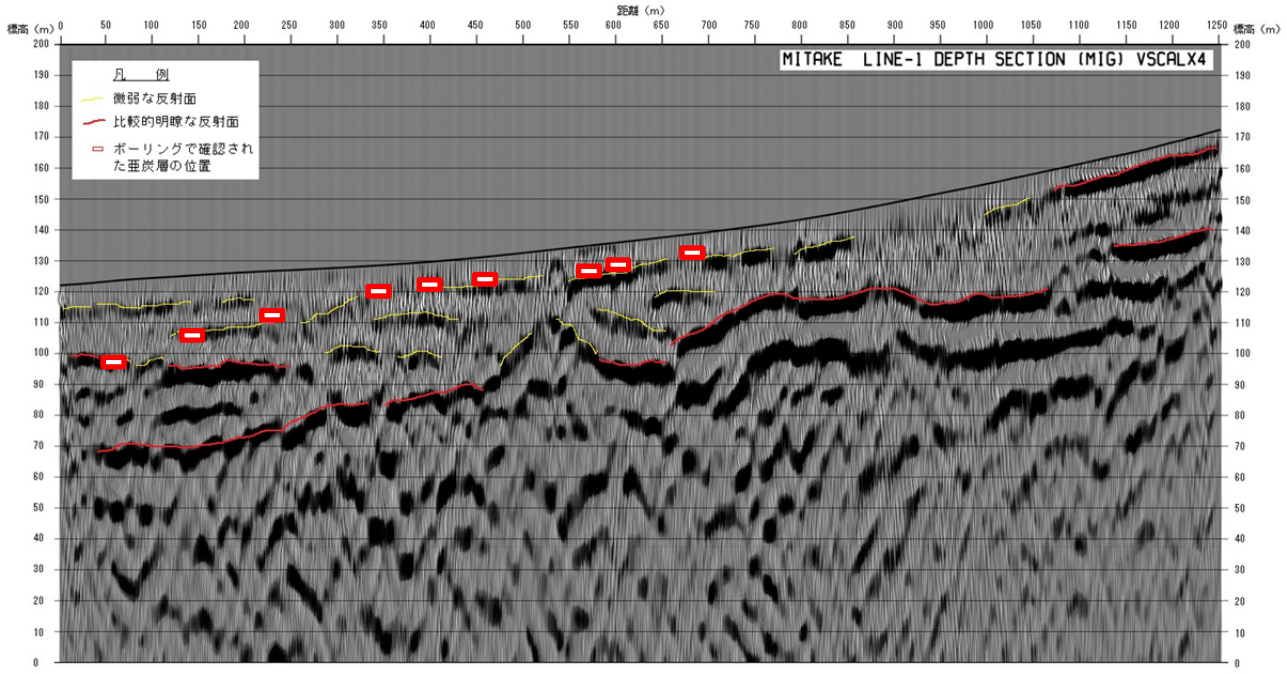



**図-3　S 波反射法地震探査による解析結果図（S 波反射面分布図，図中□は亜炭層確認位置）**

(2)　2 次元表面波探査と牽引式電気探査

2 次元表面波探査ならびに牽引式電気探査は、地盤を伝播する波動や電位を計測することから、亜炭廃坑のような小さな空洞を特定することは不可能である。一方で、空洞の上盤の沈下に伴うゆるみや、盛土への地下水侵入による脆弱化による影響などは、伝播速度や比抵抗値の変化となって現れる。

2 次元表面波探査は、道路の路肩に沿って、受振器（4.5 Hz 地震計 24 ch×1.0～0.5 m ピッチ）を牽引しながら、2 m ごとにカケヤにより路面を打撃して、その振動を記録装置に収録する。打撃により励起された振動の大半は表面波であり、この表面波の周波数ごとの位相速度を求めることで、深さ方向の位相速度の分布を求めることができる（周波数ごとに位相速度が異なる「分散」という表面波の特徴）。

全自動装置[1)]による計測結果（0.5 m アレイ，4.5 Hz 地震計 24 ch×0.5 m ピッチ，測線長 11.5 m）、ならびにランドストリーマによる計測結果（1.0 m アレイ，4.5 Hz 地震計 24 ch×1.0 m ピッチ，測線長 23 m）を図-4 に並べて示す。図中段・下段より、測線長の長いランドストリーマによる計測の方が、全自動に比べてより深い地盤の S 波速度を反映することから、基盤の伝播速度（S 波速度）がやや大きな値を示す。一方、深さ 5m 付近までの浅い部分の伝播速度は、ほぼ同様な傾向を示し、地震計の測定間隔の小さな全自動の方が、より細かなアンジュレーションを捉えていることが分かる。特に、距離 380 m～420 m 間、580 m～640 m 間に、深さ 5 m 以深に低速度ゾーンが確認され、同時に浅い部分にも目玉状の低速度ゾーンがみられることから、亜炭廃坑の影響が疑われる。これは、岩盤層（亜炭廃坑の上盤）が沈下を生じ、さらにその上位の堆積層が緩んでいると考えられるものである。ただし、亜炭層を露天掘りした場合の埋土である可能性も否定できないので、亜炭廃坑や空洞の存在を特定できるものではない。

牽引式電気探査は、絶縁体である舗装面にダイポールケーブルをキャパシタ電極として交流電圧を印加することで、地中に連続的に電流を発生させ、これを距離の離れた複数のレシーバーで同様にキャパシタ電極間に生じる電圧を測定することで地中の比抵抗分布を捉えるものである。図-5 に牽引式電気検層結果である比抵抗断面図を示す。図より、距離 360 m～650 m 間の深さ 3 m 以下の比抵抗は小さく、亜炭層の分布と一致することが分かる。また、先の S 速度断面で見られた 2 つの特徴区間では、580 m～640 m 間では比抵抗の高まりがみられ、土の間隙率が大きいこと、もしくは粗粒材料であることが予想されるが、他方では見られない。ここでも、空洞の影響を特定することは難しい。

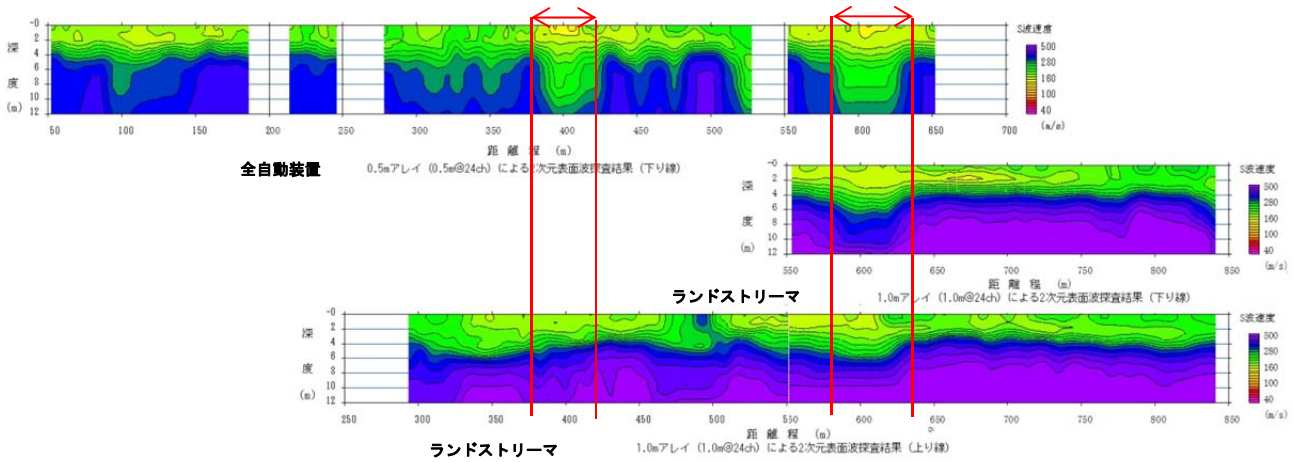



図-4　アレイ間隔の異なる S 波速度断面図の比較（0.5m@24.0m上図と 1.0m@24ch 中段＆下図）

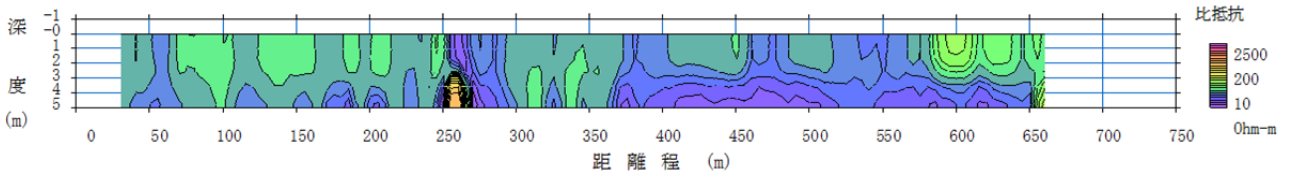
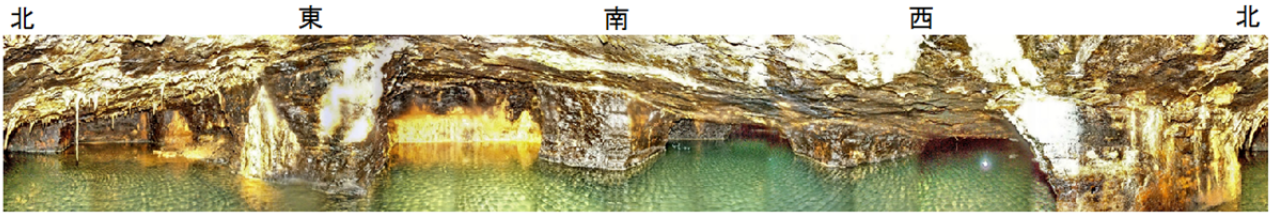



図-5　牽引式電気探査による比抵抗断面図

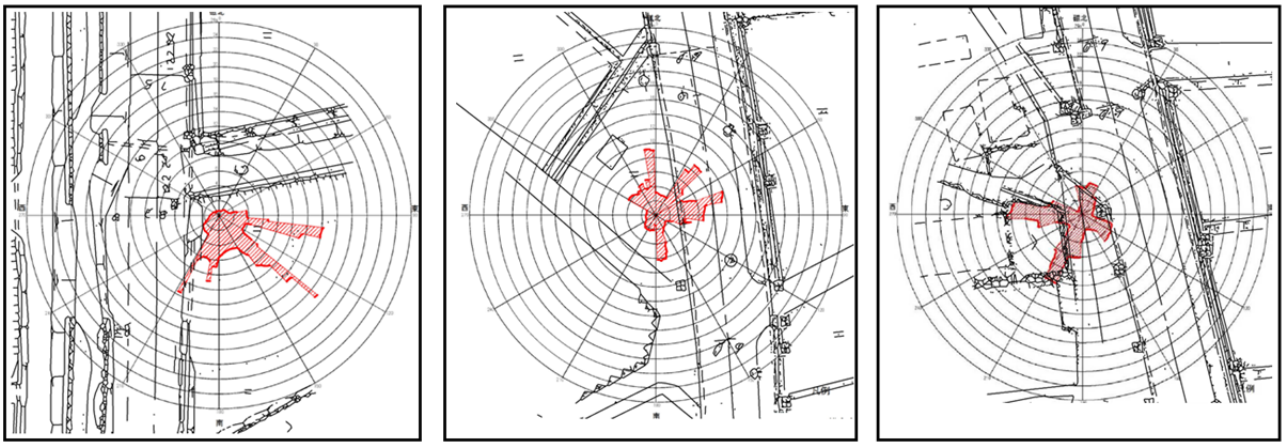
(3) カメラ調査及びレーザーレーダー探査と音響測深探査

ボーリング調査により、No.1，No.3，No.4，No.6 地点で、亜炭層内に空洞が確認された。このボーリング孔を利用して、空洞の内部を計測することのできるレーザーレーダー計測・空洞内写真撮影システムと水中部の計測が可能な音響測深機により、空洞の形態ならびに状態を調査した。

図-6 に、空洞内部のパノラマ写真（No.6 地点）と音響測深探査による空洞の平面的な分布範囲を示す。図より、亜炭鉱は残柱形式で掘られている様子が分かる。残柱は無作為で細く、裸抗で剥落跡も確認できる。天井の凹凸も一様でないことから、限定的な満量充填の難しさが予想される。




No. 6　パノラマ写真



No. 1　　No. 4　　No. 6

（図はボーリング孔を中心とした 1m ごとの同心円表示）

図-6　空洞内部のカメラ調査結果（上図）と音響測深探査結果（下図，空洞は円中心から反射点までをハッチング）

## ３．空洞充填工事

工事に先立ち、周辺住民への工事説明会を開催し、充填材が道路外にはみ出る土地の地権者より承諾書を取得してから充填工事に着手した。また、充填する空洞から荷重影響角度 45 度にかかる家屋に対して事前に家屋調査を実施した。さらに、充填する空洞から 100m 以内の既設井戸に対し、水道法に基づく水質検査を事前に 2 回、事後に 1 回実施した。

### 3-1. 充填孔ボーリング工

削孔機械は、油圧式ロータリーパーカッションを使用した。ただし、事前調査で空洞までの土被りが 10 m 以下で空洞上部の岩層が薄い距離 270 m～終点側は、削孔中の亜炭廃坑の崩壊が懸念されるためロータリー式（回転）での削孔とした。削孔径は、充填材を流し込む必要から、φ100 mm 程度を確保するものとし、ロータリーパーカッションでは、充填時に孔が自立しない土砂部分を内径φ100 mm の塩ビ管にて保護する必要からφ165 mm、岩部はφ115 mm とした。一方、ロータリー式では、充填時に孔が自立しない土砂部分は削孔時のケーシングパイプにて保護するためφ116 mm、岩部はφ96 mm とした。

道路は片側 1 車線を占用して行う必要から、片側車線の充填孔の孔口から道路中心直下の空洞天端位置にめがけて斜め削孔した。観測孔についても、用地の確保が難しい箇所では、充填孔の孔口からそれぞれの空洞天端位置（道路中心直下から 4m 離れた地点）にめがけて斜め削孔した。

充填孔の設置間隔は充填天端幅である 8m を基本として削孔し、空洞が確認できなかった場合には 8m を越えない地点で再度削孔するものとし、図-7 に示す手順で残柱に対処した。

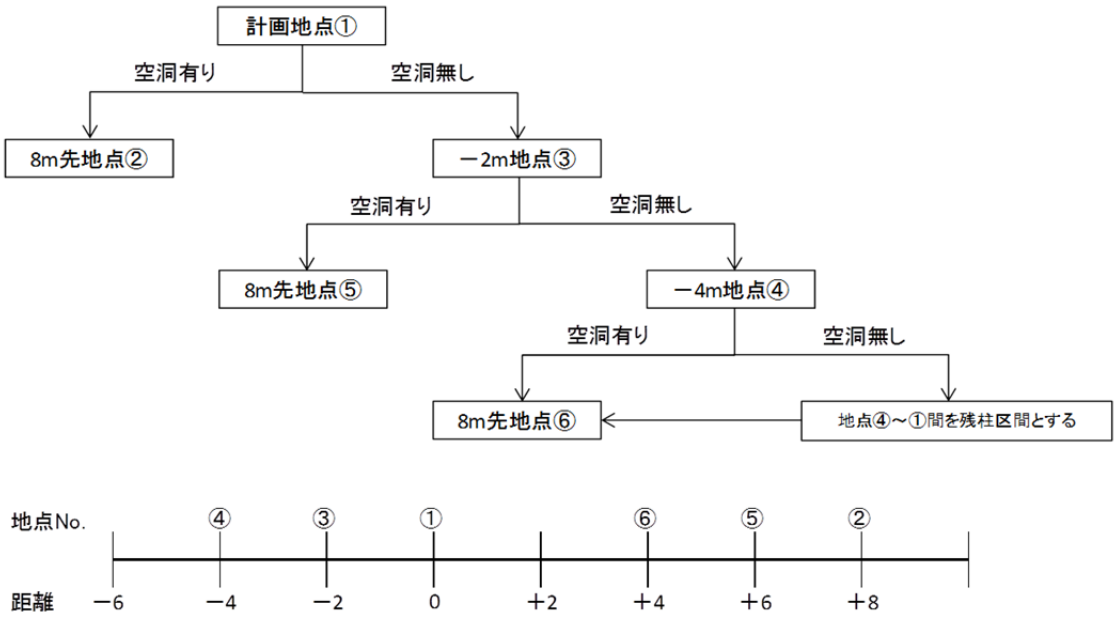



図-7　残柱対策のための充填孔の削孔位置フロー（上図）と模式図（下図）

### 3-2. 充填観測孔と充填工

充填材料は、岐阜県産（坂祝町）の砂キラを使用した。配合は、施工実績のある当初設計配合値を基本として配合試験を実施し、設計テーブルフロー値、材齢 28 日一軸圧縮強度 $q_{u28}$ が 100 kN/m$^2$ 以上を満足することの他、外観、沈殿、材料分離、ワーカビリティを注視して決定した（表-1）。また、充填材の品質確保のため、表-2 に示す品質管理試験を実施し、適切に管理した。道路直下の限定充填に当たり、充填時の充填材の広がり方や、縦横断勾配（前の充填材の上に充填）による偏り方の有無を確認するため、始点から距離 100 m までの区間では充填孔の両端（4m 離れ）に充填観測孔を設けるとともに、次の充填孔（8m 離れ）とその両端の計 5 か所を充填到達観測孔として観測施工した。充填状況は、充填到達観測孔に設置した感知センサー及び検尺棒により、充填高さをリアルタイム管理して実施した（図-8、図-9）。

表-1　充填材の配合表（１㎥あたり）

| 材料名 | | 配合 |
|---|---|---|
| A液 | 粘土キラ(kg) | 220 |
| | 砂キラ(kg) | 220 |
| | 特殊水ガラス(kg) | 48.8 |
| | 水(kg) | 676 |
| B液 | 特殊土用固化材(kg) | 90 |
| | 超遅延型減水剤(kg) | 0.27 |
| | 水(kg) | 90 |

表-2　充填材の品質管理試験

| 項目 | 頻度 | 規格値 | 方法 |
|---|---|---|---|
| フロー値 | 2回／日 | 140～180mm | テーブルフロー試験 |
| ブリーディング率 | 2回／日 | 3%以下 | 袋法 |
| ゲルタイム | 2回／日 | ー | カップ倒立法 |
| 一軸圧縮強度 | 2回／日 | 100kN／m²(qu28) | 一軸圧縮試験 |
| 単位体積重量 | 2回／日 | 1.30～1.50 | 密度試験 |
| 六価クロム溶出量 | 1回／月 | 0.05mg／L 以下 | 環境省基準 |

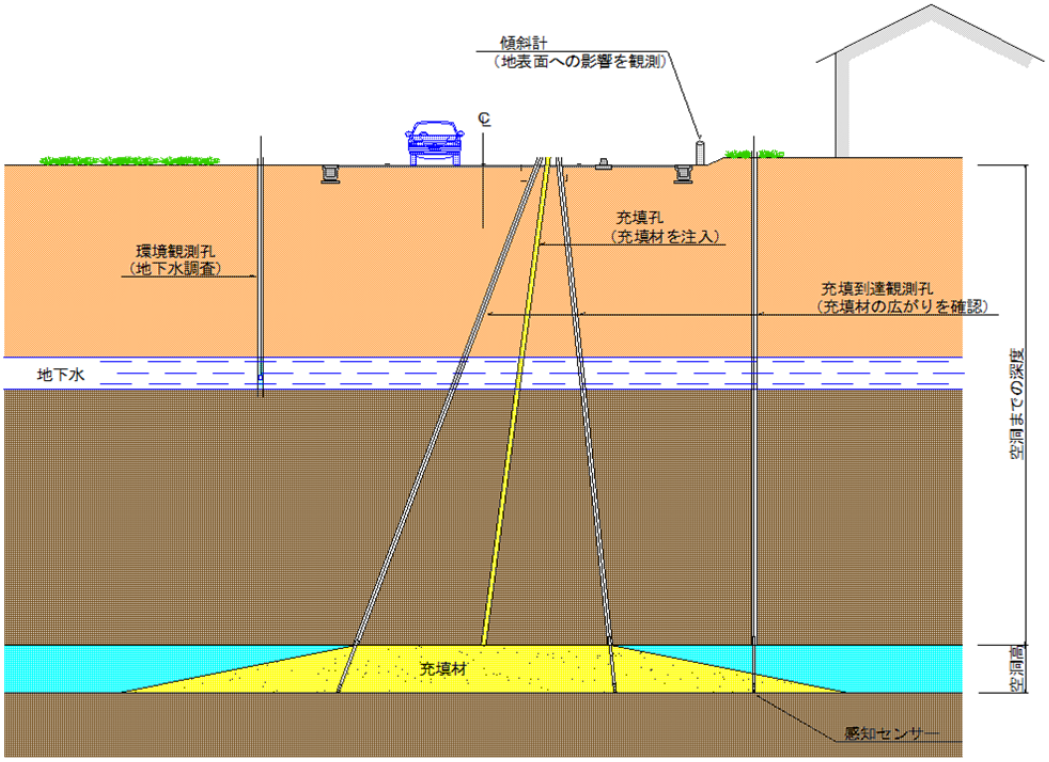



図-8　充填工事の横断概要図

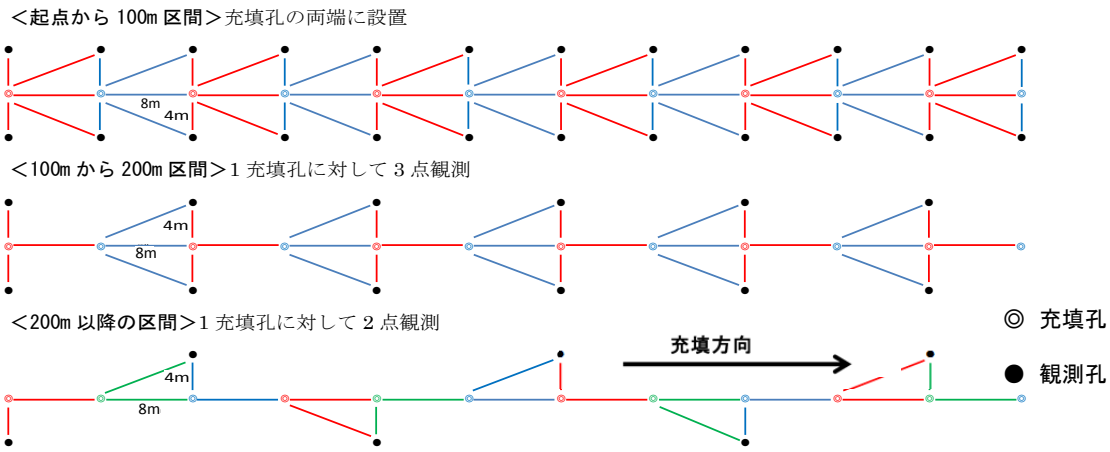



図-9　充填孔と充填到達観測孔の配置基本図

その結果、充填材は、偏りなく道路直下に充填されることが確認できたので、距離 100 m~200 m 区間では 1 充填孔に対して両端と次の充填孔（もしくは次の充填孔とその両端）の 3 点観測とし、さらに、距離 200 m 以降の区間では、次の充填孔とその片端（もしくは充填孔の片端と次の充填孔）の 2 点観測として、充填観

測孔の本数を徐々に削減した。ただし、計画充填量に対する実際の充填量に過度な相違が出ないように、次の充填孔が閉塞しない範囲で充填を継続することとした。充填量は、充填ポンプに検収済の流量計を設置し、自動記録装置によるチャートにより管理した。

表-3　原位置簡易水質試験の観測頻度

| 時期 | 頻度 | 試験項目 |
|---|---|---|
| 充填前 | 2 回以上 | pH、SS、水位 |
| 充填中 | 1 回／日 | |
| 充填後 | 充填後 2 週間まで 1 回／日 | |

このほか、充填による周辺構造物への影響をいち早く察知するため、据置型 2 軸傾斜計 5 台を充填孔周辺に設置し、リアルタイム監視を実施した。また、充填による周辺水質への影響を確認するため、既存の井戸及び環境用観測孔において、表-3 に示す原位置簡易水質試験を実施した。さらに、事前調査を実施した家屋及び既設井戸に対して、充填による影響の有無を確認するための事後調査を実施した。

施工された充填材が、設計の強度を有しているかを確認するため、ボーリングにより原位置の充填材をサンプリングし、一軸圧縮試験を実施した。確認ボーリングは、100 m に 1 箇所程度（計 12 箇所）を基本とし、残柱または残滓が多い箇所、充填量が周辺に比べて少なかった箇所等を選定し、デニソンサンプラーを用いて乱れの少ない試料を採取し、試験に供した。

### 3-3. 施工結果

充填孔ボーリングならびに充填到達観測孔ボーリングにより確認された亜炭層ならびに空洞を図-10 に示す。始点から距離 420 m 間は、点々と残柱と思われる箇所が確認されたが、概ね調査どおりの空洞が出現した。また、距離 420 m から 500 m 間は、道路区域ではほとんど空洞が確認されなかった。さらに、距離 500 m から 670 m 間も、ほとんど空洞は確認されなかったが、２次元表面波探査により空洞の可能性が指摘された 2 箇所のうちの距離 580 m～640 m 間において空洞が確認されたほか、0.5m アレイによる２次元表面波探査の端部に確認された距離 530m 付近低速度ゾーンでも空洞が確認された。なお、発見された空洞以深の亜炭層の分布については、今回の調査では明かでない。

充填材の品質管理試験では、全充填区間の全試験で規格を満足する結果となった。また、全ての充填到達観測孔への充填材の到達を確認した結果、充填量は 7,952 $m^3$ となった。これは、計画充填量 8,830 $m^3$［空洞率 80%］に対して約 90%の充填量となっているが、空洞率を 70%とすると充填量は約 100%となる。ここで、ボーリングによる空洞調査において、空洞に当たった比率を空洞率とした。このことから、当区間で採掘された亜炭廃坑における空洞率は 70%であると推定される。

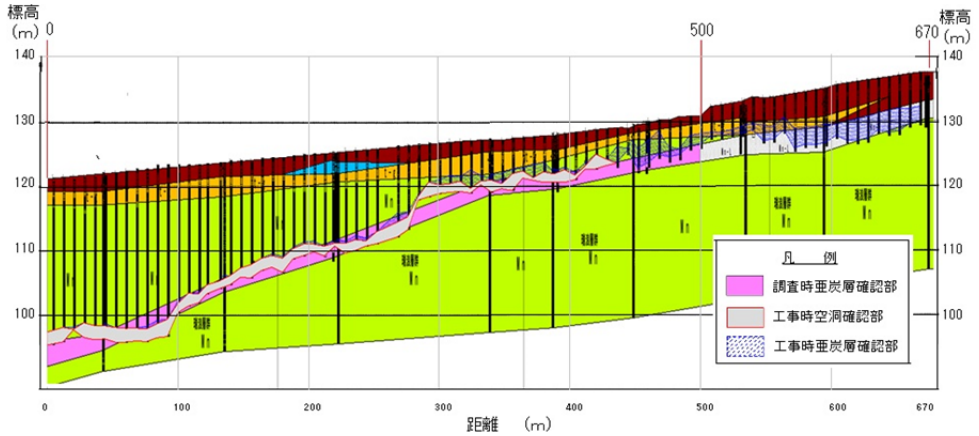



図-10　充填工事における亜炭層ならびに空洞確認結果

## 4．まとめ

道路直下の空洞充填工事により得られた知見を以下に整理する。

- 周辺住民への事業説明ならびに工事説明を通じ、亜炭廃坑に関する重要な聞取り情報が得られたと同

時に、住民の亜炭廃坑に対する危機意識の醸成を図ることが重要である。

- 亜炭空洞調査に、物理探査の有効性は乏しい。ただし、後述するように、道路の舗装の健全性評価ならびに亜炭空洞の存在によって路盤下に発生したゆるみの早期確認に効果的である。
- ボーリング調査は、深さ 1m ごとの標準貫入試験の実施により有用な情報が得られる。ボーリング調査の間隔は 100m程度で、亜炭層ならびに空洞の連続性を捉えることができた。地表から十数mの範囲であれば、２次元表面波探査の併用で、より効率的で効果的な調査が可能と考えられる。
- カメラ調査及びレーザーレーダー探査と音響測深探査は、空洞の形態ならびに状態の把握にも有用で、充填工事の施工を検討する上でも役立つ。
- 建物調査は、空洞天端における充填材端部から 45 度範囲の家屋に対して実施した。
- 既設井戸への影響確認に対する水質調査は、充填箇所の道路センターから 100 mの範囲とし、今回は問題もなく十分な措置と判断するが、井戸水の利水状況や水道の普及状況によって、適宜必要な範囲ならびに措置を講ずる必要がある。
- 今回、限定充塡工法による端部充填材 [2)]のみでの施工であり、充填管理には充填到達観測孔による確認について試行錯誤で実施した。結果的に、充填孔間隔を 8 m を基本としたのは、過去の経験からも適正と判断され､充填到達観測孔の 2 点観測が施工管理面やコスト面でも妥当であったと判断される。
- 充填工について、充填到達観測孔への到達状況や充填量により次の充填孔へ移行するかを決定したが、残柱（未採掘箇所）に囲まれた充填孔では、充填材が満杯になると充填圧力が急上昇し、全充填孔が予定高さに達する前、又は計画充填量に達する前に、それ以上充填が出来なくなるケースがあった。充填圧力、傾斜計値、充填到達状況を総合的に判断して、その孔に対する充填完了を決定する必要があるが、今後はこの知見をマニュアル化して安全施工の継続を図る必要がある。
- 確認工は、サンプリングと一軸圧縮試験による管理を行ったが、試験はサンプリングコアの良いところを試験することになる。今後は、原位置試験などの適用も含めて、簡便で確実な性能評価手法を検討する必要がある。

## ５．おわりに

図-11 に、充填工事後に 1.0m アレイでの 2 次元表面波探査による S 波速度断面図を示す。充填量の多かった距離 380 m～420 m 間の 5m 以深の低速度ゾーンはなく、改良効果が確認できる。一方、充填量の少ない距離 580 m～640 m 間では、従前とほとんど変化は見られない。さらに、表層部の目玉状の低速度ゾーンについても従前と変わりなく緩んだままである。今後、これらのゆるみが舗装の沈下やひび割れとなって現れる危険が高いので、留意する必要がある。

道路直下の空洞充填工事は、南海トラフ巨大地震の襲来に備えた予防対策である。地域住民の安全な生活の確保と緊急輸送道路の安全確保を目的とした、健全な道路の補修対策を講じる上で、本工事報告が役立つことを祈る。

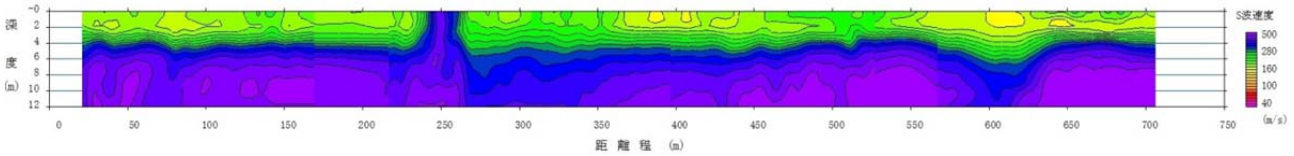



**図-11　充填工事完了後の 1.0m アレイでの 2 次元表面波探査結果による S 波速度断面図**

参考文献

1)　２次元表面波探査の全自動化技術の開発、村田芳信、八嶋厚、沢田和秀、土木学会第 66 回年次学術講演会(平成 23 年度)概要集、pp.735-736、2011.

2)　限定充塡工法、一般社団法人 充填技術協会ホームページ