
第 28 回

沖縄地盤工学研究発表会

- Annual Meeting of Okinawa Geotechnical Society, 2015 -



琉球大学研究者交流施設・50周年記念館

2015 年 11 月 24 日 (火)

13時00分～17時00分 (13時00分受付)

主催：沖縄地盤工学研究会，地盤工学会九州支部

共催：沖縄県地質調査業協会

第 28 回沖繩地盤工学研究発表会 目次

<セッション 1>

格子ボルツマン法を用いた発破騒音場における防音壁の効果に関する数値解析的検討・1

○江戸 孝昭（琉球大学 大学院）
松原 仁（琉球大学）

新型引抜き試験機による再生土質材料の摩擦特性評価・・・・・・・・・・・・・・7

○佐原 邦朋・阿部 基雄（ヒロセ株式会社）
鈴木 博（株式会社テクノラボ）

均等係数の小さい砂の安息角に関する実験的研究・・・・・・・・・・・・・・13

○鶴田 将之（琉球大学 学部生）
原 久夫（琉球大学）
吉仲 淳・宮城弘季（琉球大学 学部生）

サンゴ礫混じり土についての液状化判定に向けた一検討・・・・・・・・・・・・・・21

○崎山 将・広瀬 孝三郎（琉球大学 大学院）
岩崎 竜馬（琉球大学 学部生）
松原 仁・藍檀オメル（琉球大学）

<セッション 2>

組積造建造物の耐震性向上に対する一検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・24

○岩崎 竜馬（琉球大学 学部生）
崎山 将・広瀬 孝三郎（琉球大学 大学院）
松原 仁・藍檀 オメル（琉球大学）

ベントナイトペーストに発生する乾燥収縮亀裂のフラクタル次元解析・・・・・・・・・・29

○広瀬 孝三郎（琉球大学 大学院）
松原 仁（琉球大学）

供用中の臨港道路直下での2流線式固化材スラリー噴射攪拌工法の施工事例・・・・・・・・・・31

上原 康（那覇港管理組合 建設課）
周 亜明・古波 英二（沖縄土木設計コンサルタント）
赤星 征二・○尾形 太（不動テトラ）

島尻層群泥岩における小断面排水トンネル施工時の泥濘化対策工について・・・・・・・・・・37

伊佐 健次・森島 祐一郎（沖縄総合事務局 宮古伊良部農業水利事業所）
古賀 圭二・ロノ町 仁（鴻池・大米建設工事共同企業体）
前田 聖士（株式会社 鴻池組 土木事業本部）

格子ボルツマン法を用いた発破騒音場における

防音壁の効果に関する数値解析的検討

琉球大学大学院 ○江戸 孝昭

琉球大学 松原 仁

琉球大学 原 久夫

1. 緒言

古くから硬岩掘削が必要するトンネル工事等の土木事業を行う場合、短期間で多量の掘削を行うことが可能であることから発破工法が用いられてきた。近年においては、都市部に人口が集中し、市街近郊でトンネル工事、住宅造成工事等の工事も行われており、さらに人口密集地域における建設工事の増加にともない、古くなった構造物の解体工事も増加している。そのため市街近郊ならびに都市部においても発破工法が多用されている現状がある。しかしながら、発破が伴う特性故に、発破が引き起こす振動、騒音等の環境被害が懸念され、人々の生活環境に及ぼす影響評価の重要性が高まってきた。沖縄県においても多くの鉱山が存在しており、採掘に伴う発破騒音や振動等が近隣住民の生活に及ぼす影響が懸念されている。したがって、発破における振動および騒音が人々に及ぼす影響を予測・評価することは重要であると考えられる。

従来、音場における空力音の数値予測は、CFDおよびLighthill方程式に基づく遠距離場の理論を併用し、非定常流れ場と音場を個々に解くハイブリッド法 (Hybrid method)¹⁾、非圧縮性流れと圧縮性流れとの解のずれの量を用いる分離解法 (Acoustic/viscous splitting method)²⁾、解析領域全体を Navier-Stokes 方程式で表現する直接数値計算 (DNS : Direct Numerical Simulation)^{3), 4)}の3つに大別される。このような音場における数値計算を Computational

Aeroacoustics (CAA) と呼ばれ、実験および理論的研究に比べると比較的新しい分野とされている。これは、流体音の圧力変動が通常流れ場の圧力変動と比べ微小であり、低速流れにおいては 10^{-8} 程度になることもなるため、実験結果等と比較検証をする場合、高精度な計算スキームや広域な計算領域を必要とし、かなりの計算コストを有するためである。近年においては計算機性能の向上により、多くの研究が行われてきており^{5) - 10)}、高次精度スキームを用いた、Navier-Stokes 方程式の直接計算による解析例も幾つか報告されている^{11) - 13)}。しかしながら、著者らが知る限り、これらの技術を実際の発破現場へ適用した例は少なく、ハイエンドな数値計算技術を、今後、積極的に展開していくべきであると考えられる。

そこで著者らは、高精度音場解析技術の開発を指向し研究を行った。本研究では高精度解析技術開発の初期段階として、広範囲に影響を及ぼす発破騒音に着目し、発破に伴う騒音の伝播特性を数値解析技術を用いて検討することを目的とした。具体的には、格子ボルツマン法 (LBM: Lattice Boltzmann Method) を用いて、数値解析的に防音壁の形状変化に伴う騒音特性の比較検証を行う。

2. 格子ボルツマン法 (LBM) の概要

格子ボルツマン法 (LBM : Lattice Boltzmann Method) は、分子動力学に基づく数値流体解析手法の一つである^{14) - 16)}。解析対象となる流体

を格子上で仮想的に移動する粒子の集合体として近似し、その粒子が格子上を移動または衝突をすることで解析の対象となる流体を表現する手法である。このとき、粒子の移動や衝突はボルツマン方程式に基づいて計算される。したがって本手法は、Navier-Stokes 方程式を離散化し、解析対象となる流体を近似的に表現する従来の流体解析手法とは大きく異なる。仮想的な粒子の密度関数を定義し、その分布関数の発展方程式を解くことで流体の流れが表現される。すなわち、格子ボルツマン法は流体を構成する微視的かつ離散的な粒子の運動を密度関数を用いて表現することで、巨視的かつ連続的な流体を表現する手法である。本研究では衝突モデルならびに速度モデルに格子 BGK モデル¹⁶⁾と 2次元 9速度格子モデル (D2Q9) を用いた。Fig.1 に D2Q9 モデルの概念図を示す。

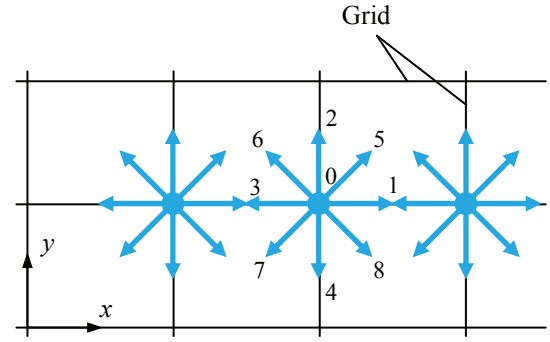


Fig.1 Concept of D2Q9 model in LBM

2. 格子ボルツマン方程式

2.1 格子ボルツマン法の概要

時刻 t , 位置 \mathbf{x} で i 方向の速度 c_i を持つ粒子の密度関数 $f_i(\mathbf{x}, t)$ は次式にて表される。

$$f_i(\mathbf{x} + \mathbf{e}_i \Delta t, t + \Delta t) = f_i(\mathbf{x}, t) - \frac{1}{\tau} \{f_i(\mathbf{x}, t) - f_i^{eq}(\mathbf{x}, t)\}$$

$$(i = 0, 1, \dots, 8)$$

(1)

ただし、

$$f_i^{eq}(\mathbf{x}, t) = w_i \rho(\mathbf{x}, t) \left\{ 1 + \frac{3}{C^2} (\mathbf{e}_i \cdot \mathbf{u}) + \frac{9}{2C^4} (\mathbf{e}_i \cdot \mathbf{u})^2 - \frac{3}{2C^2} (\mathbf{u} \cdot \mathbf{u}) \right\}$$

$$w_i = \begin{cases} 4/9 & i = 0 \\ 1/9 & i = 1:4 \\ 1/36 & i = 5:8 \end{cases}$$

(2)

$$\mathbf{e}_0 = (0, 0)$$

$$\mathbf{e}_i = C \left(\cos \frac{\pi(i-1)}{2}, \sin \frac{\pi(i-1)}{2} \right) \quad (i = 1:4) \quad (3)$$

$$\mathbf{e}_i = C \left(\cos \frac{\pi(2i-9)}{4}, \sin \frac{\pi(2i-9)}{4} \right) \quad (i = 5:8)$$

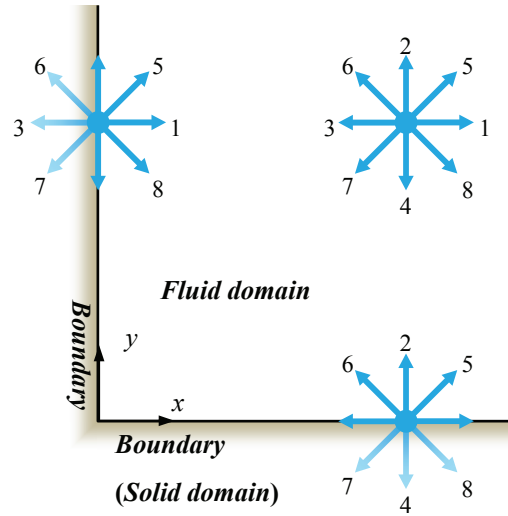


Fig.2 Concept of fluid density distribution function on boundary (In case of Bounce Back)

である。ここで、 τ は単一時間緩和係数、 ρ は密度、 $\mathbf{u}(u_x, u_y)$ は巨視的な流速、 f_i^{eq} は平衡分布関数、 \mathbf{e}_i は粒子の移動速度である。 C は格子サイズ h ならびに時間増分値 Δt により、次式により得られる。

$$C = h/\Delta t \quad (4)$$

また、密度、速度ならびに圧力は次式にて与えられる。

$$\rho(\mathbf{x}, t) = \sum_{i=0}^8 f_i(\mathbf{x}, t), \quad \mathbf{u} = \frac{1}{\rho(\mathbf{x}, t)} \sum_{i=1}^8 \mathbf{e}_i f_i(\mathbf{x}, t) \quad (5)$$

$$p(\mathbf{x}, t) = c_s^2 \rho(\mathbf{x}, t)$$

ここで、 c_s は音速であり、等温変化する理想気体の場合、

$$c_s = C/\sqrt{3} \quad (6)$$

となる¹⁶⁾。さらに、音速は単一時間緩和係数および動粘性係数 ν と以下の関係が成り立つ。

$$\nu = \left(\tau - \frac{1}{2} \right) c_s^2 \Delta t \quad (7)$$

2.2 境界条件 (no-slip boundary condition)

Fig.2 に境界の概念図を示す。解析対象となる流体中に壁面のような物体が存在する場合、その境界から流体方向へは式(1)は用いることは不可能である。そこで本研究では流体と物体との境界条件として、no-slip 条件の一つである Bounce-Back 法¹⁷⁾を用いた。

$$f_{-i}(\mathbf{x}, t + \Delta t) = f_i(\mathbf{x}, t) - \frac{1}{\tau} \{ f_i(\mathbf{x}, t) - f_i^{eq}(\mathbf{x}, t) \} \quad (8)$$

ここで、 $-i$ は i の逆方向を表す。

Bounce-Back 法では、境界付近において粒子を 180° 物体と反対方向に返すことで、境界上で物体から流体方向への密度関数を規定する方法である。例えば、D2Q9 モデルにおいて、 $y=0$ (解析領域下部の底面) の境界上で、密度関数 f_2, f_5, f_6 は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} f_2(\mathbf{x}, t + \Delta t) &= f_4(\mathbf{x}, t) \\ f_5(\mathbf{x}, t + \Delta t) &= f_7(\mathbf{x}, t) \\ f_6(\mathbf{x}, t + \Delta t) &= f_8(\mathbf{x}, t) \end{aligned} \quad (9)$$

また、 $x=0$ (Fig.3 の左側の境界) の境界上で、密度関数 f_1, f_3, f_8 は、

$$\begin{aligned} f_1(\mathbf{x}, t + \Delta t) &= f_3(\mathbf{x}, t) \\ f_5(\mathbf{x}, t + \Delta t) &= f_7(\mathbf{x}, t) \\ f_8(\mathbf{x}, t + \Delta t) &= f_6(\mathbf{x}, t) \end{aligned} \quad (10)$$

となる。 $x=0, y=0$ との反対側にある他の二つの境界においても同様にして求められる。

上記の境界条件を用いることで、物体と液体との境界における接線方向の流速がゼロ、すなわち滑りがなしとなり、固液境界での運動量が

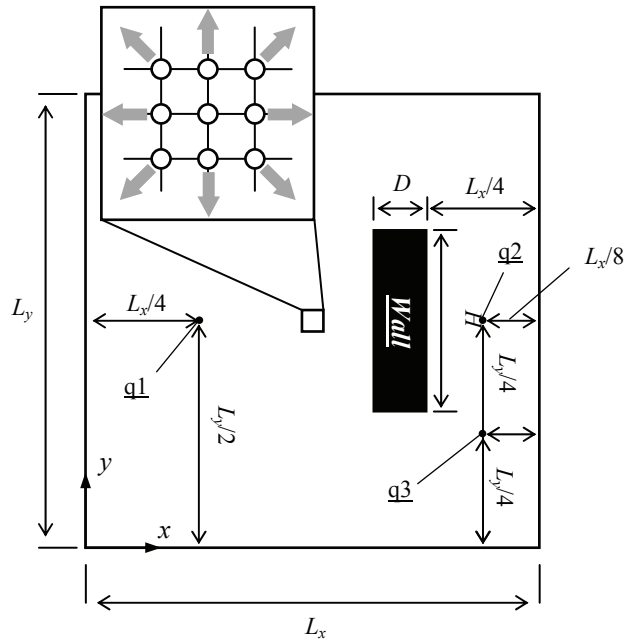


Fig.3 Analysis model for LBM

ゼロとなる。本研究では式(5)を用いて音場の解析を行う。

3. 数値解析例

Fig.3 に解析モデルを示す。本解析では、解析領域内の中心で発破現象が生じ、それに伴い発生する音圧が壁面に生じる現象を仮定した。本例題における解析領域に関して、解析領域全体 ($L_x \times L_y$) の格子点は 112×112 とし、格子サイズ h を 1.0m ならびに時間増分値 Δt を 1.0s とした。壁面の境界条件には Bounce Back 境界条件を用いた。また初期条件として、同図に示すように、解析領域中心における 8 点の格子点に初速度 $|\mathbf{u}_0|=100\text{m/s}$ を各矢印方向に与えた。密度 ρ ならびに動粘性係数 ν は、 20° の気温を仮定し、 $\rho=1.21\text{kg/m}^3$ 、 $\nu=14.9 \times 10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$ とした¹⁸⁾。本例題においては、3 点の観測点 (Fig.3 参照、q1 ($L_x/4, L_y/2$), q2 ($7L_x/8, L_y/2$), q3 ($7L_x/8, L_y/4$)) を設け、各観測点における音圧レベル L_p (SPL : Sound Pressure Level) を用いて、壁面形状が音圧に与える影響を検証した。次式にて SPL を示す。

$$L_p = 10 \log_{10} (p^2 / p_0^2) = 20 \log_{10} (p / p_0) \quad (11)$$

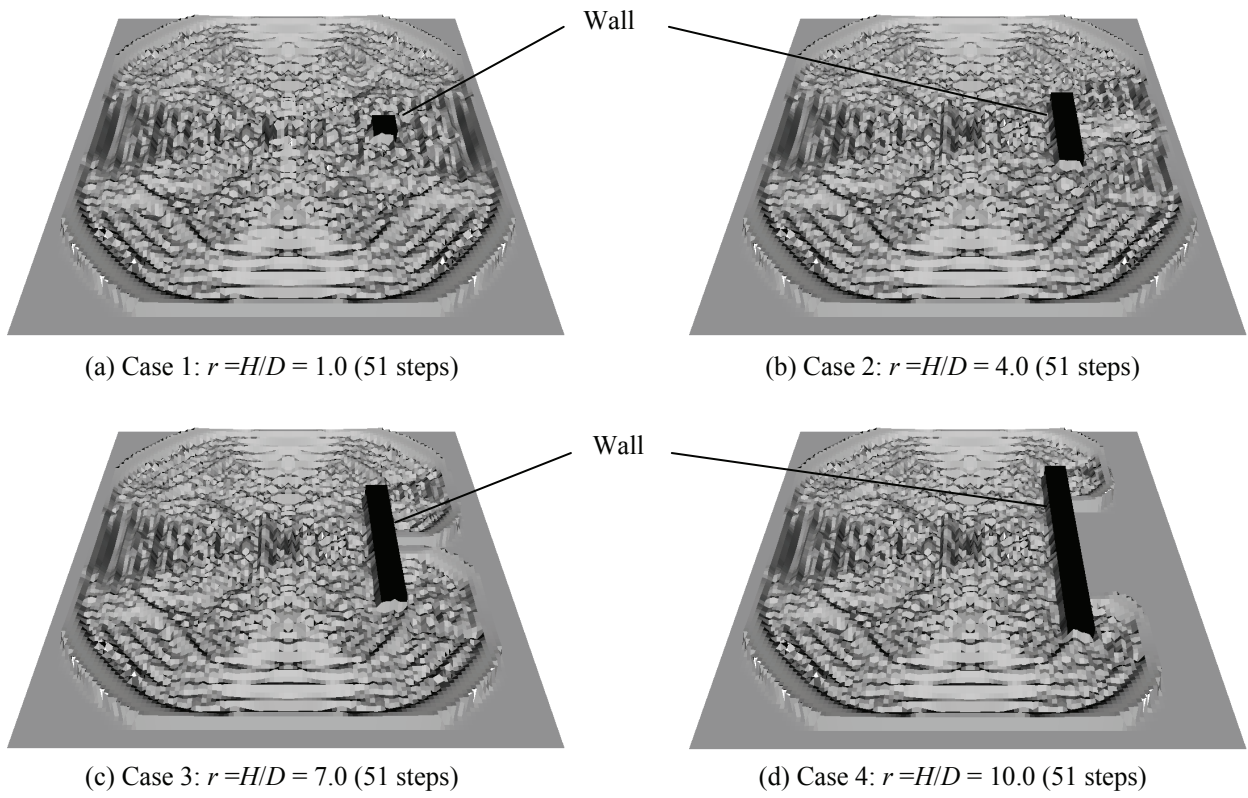


Fig.4 Distribution of normalized velocity vector is shown as three dimensional surface plots

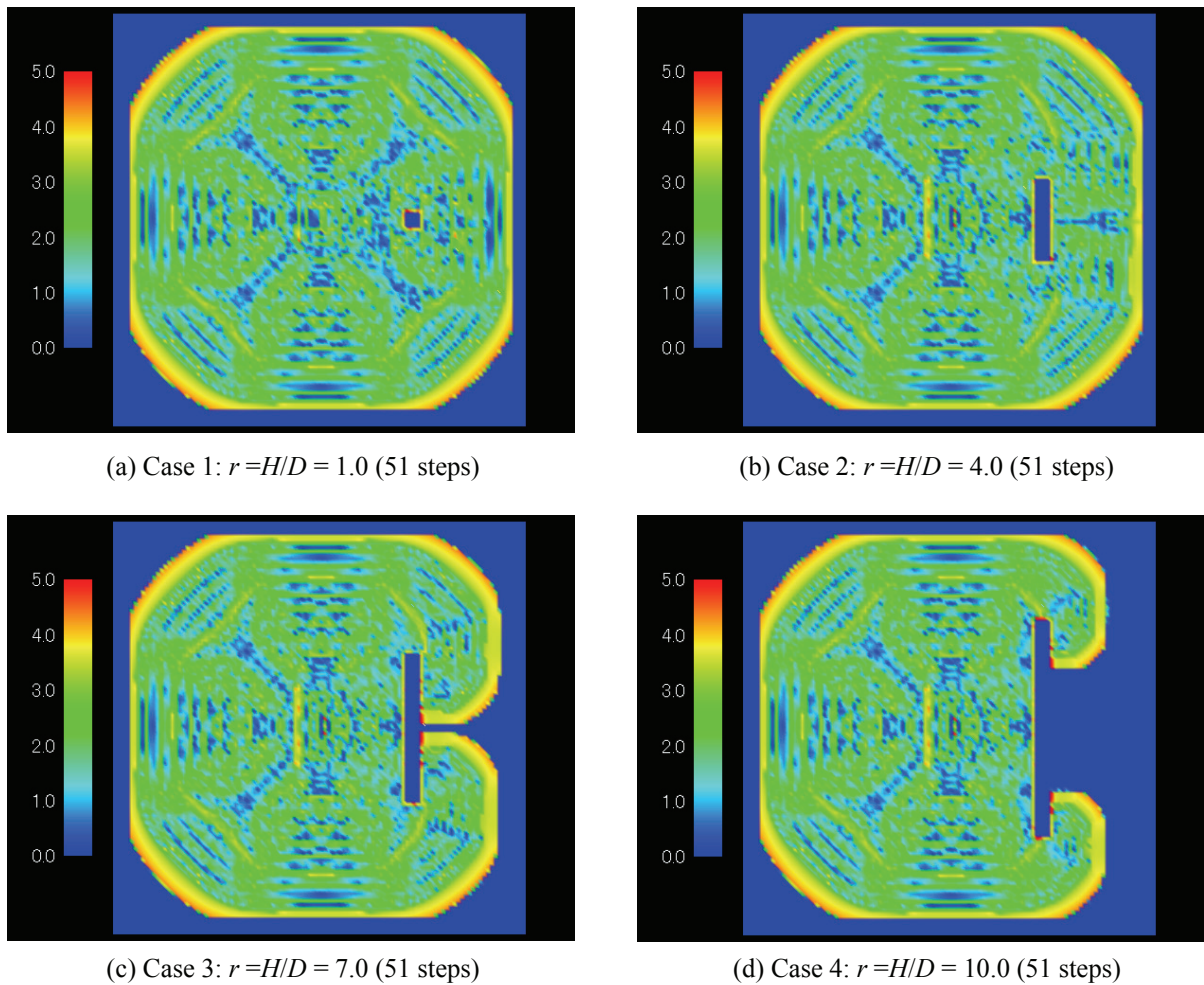


Fig.5 Contour figures of normalized velocity vector

ここで p は音圧, p_0 は基準値となる音圧であり, 本研究では人間の最小可聴音圧である $20 \times 10^{-6} \text{Pa}$ を用いた。

Fig.4, 5 に音速ベクトルの波形形状ならびに音速ベクトル値を示す。両図ともに, 各音速を初速度にて正規化した値に 10^3 を乗じ示している。Fig.4 より, 防音壁の形状変化に伴い音速は波形が変化していることがわかる。同図 (a) および(b)に示すように, 壁面の縦横比 $r (=H/D)$, Fig.3 参照) が小さい場合, 音は壁面を回り込むように, 壁面の後方に到達しているが, 壁面の縦横比が大きくなるにつれ, 音が壁面後方に到達しなくなっていることがわかる。すなわち, 壁面の形状により, 音を遮断していることが確認される。

Fig.5 より, Fig.4 と同様に, 壁面形状の変化に伴い, 音速波形の変化が確認される。さらに, 同図より, 壁面形状が小さい場合 (同図 (a)) 壁面による音速の跳ね返りはあまりみられないものの, 壁面の縦横比が大きくなるにつれて, 壁面により音が跳ね返っていることがわかる。また, 音速ベクトルが最も高い値を示している箇所は音場の先端部であり, 壁面により跳ね返った音も高い値を示していることが確認される。

Fig.6 に壁面形状と SPL の関係を示す。同図は水平軸に壁面の縦横比 $r (=H/D)$ を, 鉛直軸に SPL を示している。本例題では, 壁面の横の大きさ (x 方向) を固定し, 縦方向 (y 方向) の大きさを変更し音圧レベルの検証を行った。また同図は 51 秒後における各観測点の音圧レベルを計測し検証している。

同図に示すように, 観測点 q1 は音を直接受ける地点であるため, どの壁面形状によらず, 高い音圧レベルを示す結果となった。観測点 q2 に関して, 壁面の縦横比が 1.0 の場合, 最も高い音圧レベルを呈し, そして壁面の縦横比が大きくなるにつれ, 音圧レベルも低下する結果となった。また $r=4.0$ と $r=5.0$ を比較すると $r=5.0$ の方が高く, その後急激に音圧レベルが低下し

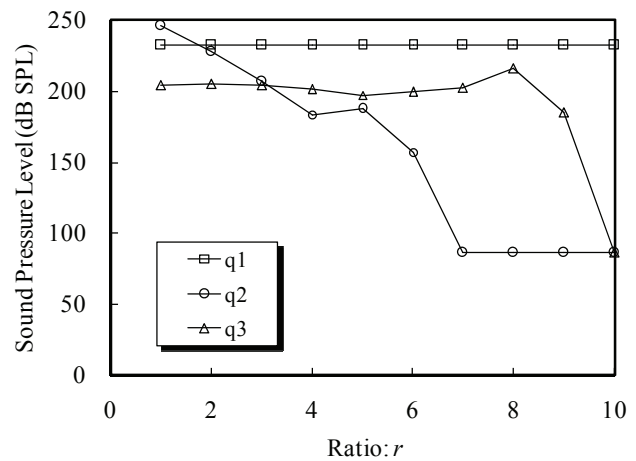


Fig.6 Numerical results of SPL (20 degrees)

ていることが確認される。このことから壁面形状が小さい場合, 音を直接受ける箇所 (観測点 q1) よりも, 壁面を回り込み到達する音圧の方が高いことを示し, さらに壁面形状が大きくなるにつれては音圧レベルが高くなること示唆された。観測点 q3 に関して, 観測点 q2 は壁面形状が大きくなると音圧レベルは低下したが, 観測点 q3 ではある壁面形状になると音圧レベルが少し上昇し, そして急激に音圧レベルが低下する結果となった。このことから, q2 同様に, 壁面の形状の大きさにより音圧レベルに影響を与えることがわかった。壁面形状を大きくした場合においても, 音圧レベルが高くなることが本研究により確認された。すなわち, 防音壁を設ける場合, 観測位置により最適な防音壁形状があることが示唆される。

4. 結語

本研究では, 格子ボルツマン法 (Lattice Boltzmann Method) を用いて, 音場が防音壁に与える影響について数値解析的検討を行った。結果として, 本手法により, 音場の可視化ならびに種々の音場解析の可能性が示唆された。しかしながら, 本研究では解析例が少ないため, 今後は, 本手法を用いて様々な音場解析を行い, 防音壁が音場に与える影響ならびに音場特性の解明を行っていきたいと考える。

参考文献

- 1) Cox, J. S., Rumsey, C. L., Brentner, K. S. and Younis, B. A.: Computation of Vortex Shedding and Radiated Sound for a Circular Cylinder: Subcritical to Transcritical Reynolds Number, *Theoretical and Computational Fluid Dynamics*, Vol.12, pp.233-253, 1998.
- 2) Slimon, S. A., Soteriou, M. C. and Davis, D. W.: *Computational Aeroacoustics Simulations Using the Expansion About Incompressible Flow Approach*, *The American Institute of Aeronautics and Astronautics (AIAA) Journal*, Vol.37, No.4, 1999.
- 3) Mitchell, B. E., Lele, S. K. and Moin, P.: Direct computation of the sound from a compressible co-rotating vortex pair, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.285, pp.181-202, 1995.
- 4) 井上督 : ながれから出る音の直接数値シミュレーション, *ながれ*, Vol.20, pp.187-195, 2001.
- 5) Tam, C. K. W.: *Computational Aeroacoustics: Issues and Methods*, *The American Institute of Aeronautics and Astronautics (AIAA) Journal*, Vol.33, No.10, pp.1788-1796, 1995.
- 6) Tam, C. K. W.: Advances in numerical boundary conditions for computational aeroacoustics, *Journal of Computational Acoustics*, Vol.6, No.4, pp.377-402, 1998.
- 7) Tam, C. K. W.: *Computational Aeroacoustics: An Overview of Computational Challenges and Applications*, *International Journal of Computational Fluid Dynamics*, Vol.18, pp.547-567, 2004.
- 8) Tam, C. K. W.: *Computational Aeroacoustics: A Wave Number Approach*, Cambridge University Press, New York, 2012.
- 9) Li, X. D., Jiang, M., Gao, J. H., Lin, D. K., Liu, L. and Li, X. Y.: Recent advances of computational aeroacoustics, *Applied Mathematics and Mechanics*, Vol.36, pp.131-140, 2015.
- 10) Li, X. D., Jiang, M., Gao, J. H., Lin, D. K., Liu, L. and Li, X. Y.: Progress and prospective of computational aeroacoustics, *SCIENTIA SINICA Physica, Mechanica & Astronomica*, Vol.44, No.3, pp.234-248, 2014.
- 11) Lele, S. K.: Compact finite difference schemes with spectral-like resolution, *Original Research Article, Journal of Computational Physics*, Vol.103, pp.16-42, 1992.
- 12) Inoue, O., Hattori, Y. and Sasaki, T.: Sound Generation by Coaxial Collision of Vortex Rings, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.424, pp.327-365, 2000.
- 13) Inoue, O. and Hattori, Y.: Sound Generation by Shock-Vortex Interactions, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.380, pp.81-116, 1999.
- 14) McNamara, G. R. and Zanetti, G.: Use of the Boltzmann Equation to Simulate Lattice-Gas Automata, *Physical Review Letters*, Vol.61, pp.2332-2335, 1988.
- 15) Feng, Y. T., Han, K. and Owen, D. R. J.: Coupled lattice Boltzmann method and discrete element modelling of particle transport in turbulent fluid flows: Computational issues, *Numerical Methods in Engineering*, Vol.72, pp.1111-1134, 2007.
- 16) Qian, Y. H., D'Humières, D. and Lallemand, P.: Lattice-BGK Models for the Navier-Stokes Equation, *Europhysics Letters (EPL)*, Vol.17, No.6, pp.479-484, 1992.
- 17) Ladd, A. J. C.: Numerical simulations of particulate suspensions via a discretized Boltzmann equation. Part I & II). Theoretical foundation, *Journal of Fluid Mechanics*, Vol.271, pp.285-339, 1994.
- 18) 日本航空宇宙学会 : 航空宇宙工学便覧, 丸善, 2005.

新型引抜き試験機による再生土質材料の摩擦特性評価

ヒロセ株式会社 ○佐原 邦朋
阿部 基雄
株式会社テクノラボ 鈴木 博

1. はじめに

補強土壁工法のテールアルメは、盛土材と補強材との摩擦力を原理として、垂直な壁を構築する工法である。そのため、使用する盛土材と補強材の摩擦特性を把握する事が重要である。これまでは、使用する盛土材の細粒分含有量が、マニュアル書¹⁾で規定された値以内であれば設計値以上の摩擦係数が確保されているものとして管理していた。

しかし、近年では特に、現地発生土を工事内で使用したい、または、再生土木資材を有効に活用して環境負荷を低減したいというニーズが高まっている。そのため、細粒分による規定以外で、摩擦係数を直接的に確認して使用可否を判断する方法が望まれた。

摩擦係数を直接的に確認する方法としては、施工中の現場に試験片を埋設して、所定の土被り厚まで工事が進捗した時点で油圧ジャッキを用いて引抜き抵抗力を確認する現場引抜き試験がある。しかし、この方法では着工前に、使用する盛土材の適用可否を判断できない。着工前に適否を判断する方法としては試験盛土による方法、または、室内引抜き試験機による方法などがある。

ところが、試験盛土による方法は、手間・時間・費用がかかる割に拘束圧が低く、適正な判断が難しいためほとんど実施されていない。室内引抜き試験機による方法は、主に研究機関や大学などの研究に用いられており、実現場用にはほとんど活用されていない。

そこで、盛土材の摩擦係数を直接的に、簡易に確認することを目的として、現場使用を想定した簡易引抜き試験機を開発して性能を検証中である。その簡易引抜き試験機を用いて、沖縄県の再生土木資材である①頑丈土破碎材²⁾と②スーパーソル³⁾の摩擦特性について検証した結果を報告する。



写真-1 試験実施状況

2. 試験機の概要

本試験機⁴⁾は、現場への携行性向上のため小型化を図り、単純作業で容易に引抜き力を測定し、摩擦係数の確認が可能である。小型のため、載荷重、引抜き力が小さく、人力で試験を行う構造となっている。計測値は専用データロガーによって記録・解析され、摩擦係数が表示される。上載荷重は、門型反力枠からのねじ込み力（人力）を利用し、反力板で土質試験試料に載荷される。補強材の引抜き力も、ねじの回転引抜き力（人力）を利用する。引抜き試験実施状況の試験機および専用データロガーを写真-1に示す。試験機の土槽寸法は、【幅×長さ×高さ：0.1×0.3×0.1m】と小さく、容量は $3 \times 10^{-3} \text{ m}^3$ であるため、1回の試験で使用する試料質量は約 6kg 程度に過ぎず、試験体の作成手間が大幅に軽減できる。1回当たりの作業量が軽減できるために、個別の現場にも適用が可能となった。開発した簡易引抜き試験機の模式図を図-1に示す。

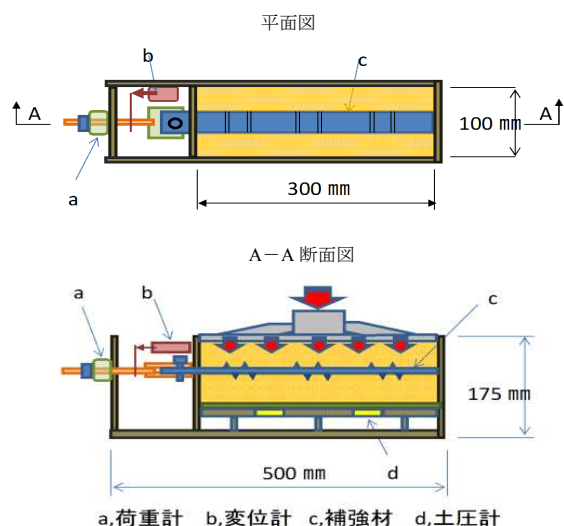


図-1 試験機の模式図

3. 試験対象の再生土質材料

1) 頑丈土破砕材

試験で確認した頑丈土破砕材は、沖縄電力から発生する石炭灰を固化生成したものを破砕して製造されている。その物理特性は、表-1に示す通り、テールアルメに使用する盛土材の条件を満足していることが確認できる。しかし、その摩擦特性は、固化して製造されたものであるため粒子の破砕が懸念され、特に、高い拘束圧条件でその破砕による摩擦特性が変化することを確認する必要がある。

2) スーパーソル

ガラス瓶などのガラス廃材を粉砕して、高熱で溶かし発泡させたものを破砕して作られる多孔質軽量発泡資材であり、沖縄県の県産品ゆいくる材としても認定されている。軽量で排水性が良いため、構造物背面の裏込め土としての利用に適しており、近年、軽量裏込め材としての利用が増加している。物理特性は、表-2に示す通り、テールアルメに使用する盛土材の条件を満足しているが、頑丈土破砕材と同様に施工時の締固めによる粒子破砕、高い拘束圧による破砕などによる摩擦特性の変化が懸念された。

4. 試験方法

1) 頑丈土破砕材

頑丈土破砕材は、固化生成後、破砕された状態のままでは、粒径が100mmを超えるものが多い。そこで、試験機で扱いが可能な大きさまでハンマーで破砕した試料を使用した。破砕後、19mmふるいで選別し、19mmよりも小さな粒径の材料を用いて試験を実施した。破砕前と破砕後の状況を写真-2に示す。試験を行った試料は、①19mm以下で粒度調整無し ②19mm以下で、かつ2mm以上に粒度を調整したものの2種類について試験を行った。

载荷条件は、現場の想定土被り深度を9mとして、上载荷重を载荷した。载荷した荷重は、頑丈土破砕材の湿潤単位体積重量を 14kN/m^3 として $14 \times 9 \times 0.03$ (载荷板の面積) $= 3.78\text{kN}$ とした。9m相当で20mm引抜きを行い、ピーク荷重を確認した後、引抜きを止めて3分間程度その状態を保持した。保持した状態で一定の残留引抜き抵抗値を計測した後、さらに6m, 3m, 1.5mに相当する上载荷重まで除荷させて計測を行った。⁶⁾

使用した補強材の試験片は、リブ付き鋼製ストリップ材で幅3cm、摩擦面の設置長さ22cmのものを使用した。設置状況を写真-3に示す。引抜き量は20mm、引抜き速度は、現場引抜き試験

表-1 頑丈土破砕材の試験結果 (平均値)²⁾

土粒子の比重 G_s		2.225
自然含水比 (%)		40.4
粒度試験 (%)	礫分 (2~75 mm)	78.7
	砂分 (0.075~2 mm)	9.3
	シルト分 (5~75 μm)	10.4
	粘土分 (5 μm 未満)	1.6
三軸圧縮試験(CD)	せん断抵抗角 ($^\circ$)	35.9
	粘着力 (kN/m^2)	42.6
締固め試験	最大乾燥密度 (g/cm^3)	1.087
	最適含水比 (%)	39.8
安定性	岩のスレーキング率 (%)	3.52

表-2 スーパーソルの設計定数³⁾

単体	比重 (乾燥状態)	0.4~0.5
	含水比 (%)	0
	粒径範囲 (mm)	2~75
締固め時 (設計定数)	せん断抵抗角 ($^\circ$)	30
	粘着力 (kN/m^2)	0
	湿潤密度 (kN/m^3)	4.5



写真-2 試料の破砕、粒度調整状況

と同程度の 5 mm/分で行った。締固めは専用ランマーで行い、締固め密度は最大乾燥密度の 90%相当となる。

2) スーパーソル

スーパーソルも生成された状態では粒径が大きく、発泡による礫表面の空隙が多く見られるために、頑丈土よりも礫の破碎が懸念された。そこで、37.5 mmふるいで選別した後、施工時の締固めエネルギーを想定した礫の破碎状況を確認するために、150 mm径のモールドにて 2.5kg ランマーを用いて 3 層×55 回突き固めを行い、礫の破碎状況を確認した。(写真-4, 5)

突き固め後の状態を見ると、ランマーの打撃面付近の上層は礫の破碎が多く見られたが、中層から下層にかけては想定していた礫の破碎は見られなかった。そこで、頑丈土と同様にハンマーを用いて試験用試料の礫径まで破碎を行った。試料は①19 mm以下、②9.5 mm以下の 2 種類について試験を行った。さらに、9.5 mm以下の試料は、拘束圧を 9m と 6m の 2 種類について試験を行った。

現場の想定土被り深度を 9m として载荷した荷重は、スーパーソルの湿潤単位体積重量を 4.5kN/m^3 として $4.5 \times 9 \times 0.03 = 1.22\text{kN}$ とした。頑丈土と同様に引抜き試験を実施するが、除荷の設定荷重は、現場引抜き試験との整合を見るために、6m, 4m, 2m, 1m に相当する荷重とした。



写真-3 補強材の設置状況 (頑丈土破碎材)



写真-4 2.5kg ランマーによる突き固め状況



写真-6 補強材の設置状況 (スーパーソル)



写真-5 突き固め後の状況

5. 試験結果

1) 頑丈土破碎材

拘束圧 9m 相当で、20 mmの引抜き試験を実施した後、6m, 3m, 1.5m 相当の上载荷重に除荷した結果を図-2 に示す。①19 mm以下で粒度調整無し②19 mm以下で、かつ 2 mm以上に粒度を調整したものともに、A 材料の設計摩擦係数値を満足することが確認できた。9m 相当の土被りで载荷した引抜き試験結果のデータロガー計測を図-3 に示す。また、9m 相当の見かけの摩擦係数残留値を確認した後、上载荷重を除荷して得られた摩擦係数値を図-4 に示す。

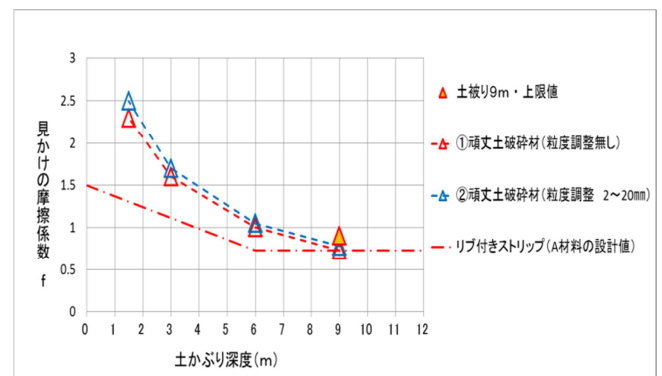


図-2 頑丈土破碎材の簡易引抜き試験結果

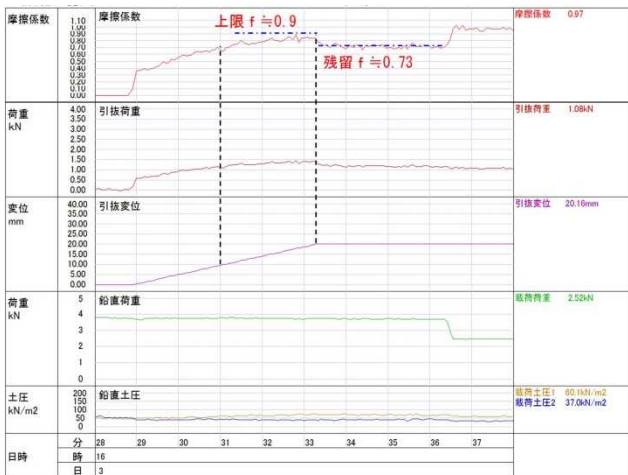


図-3 頑丈土破砕材のデータロガー計測値
(土被り 9m 相当)

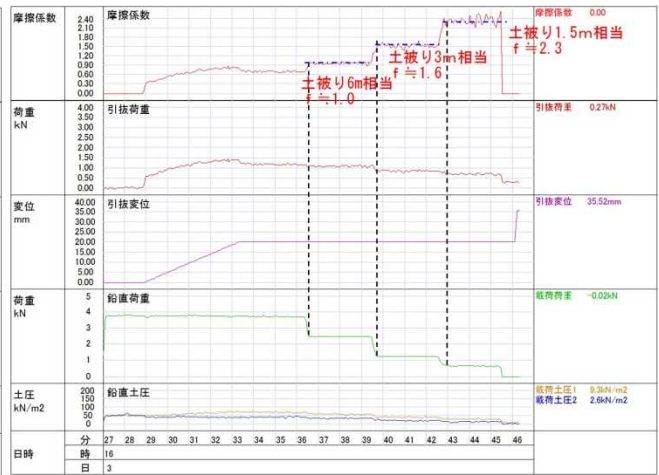


図-4 頑丈土破砕材のデータロガー計測値
(土被り 9m→6m→3m→1.5m 相当へ除荷)

2) スーパーソル

拘束圧が 9m 相当の試験結果は、礫の大きさによらず、同等の見かけの摩擦係数値が得られた。さらに、9.5 mm以下の試料においては拘束圧を 6m 相当として試験を行ったが、いずれも A 材料の設計摩擦係数値を満足することが確認できた。(図-5) また、スーパーソルのピーク引抜き抵抗値は、引抜き量が 15mm の手前で確認されたため、20 mmまで引き抜かないで残留値を計測した。9m 相当の土被りで載荷した引抜き試験結果のデータロガー計測を図-6 に示す。また、9m 相当の見かけの摩擦係数残留値を確認した後、上載荷重を除荷して得られた摩擦係数値を図-7 に示す。また、土被り 6m 相当で引抜き試験を実施し、4m, 2m, 1m 相当まで除荷して得られた計測結果を図-8, 9 に示す。

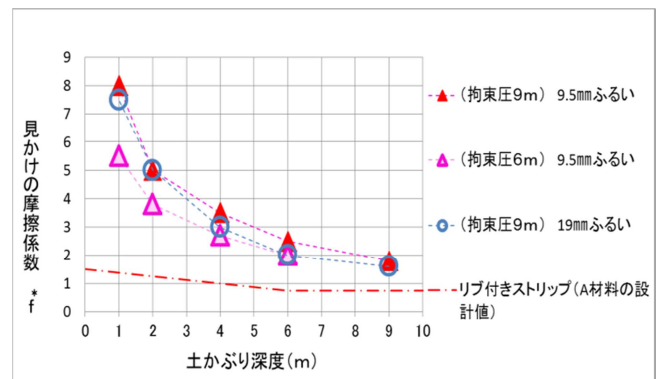


図-5 スーパーソルの簡易引抜き試験結果

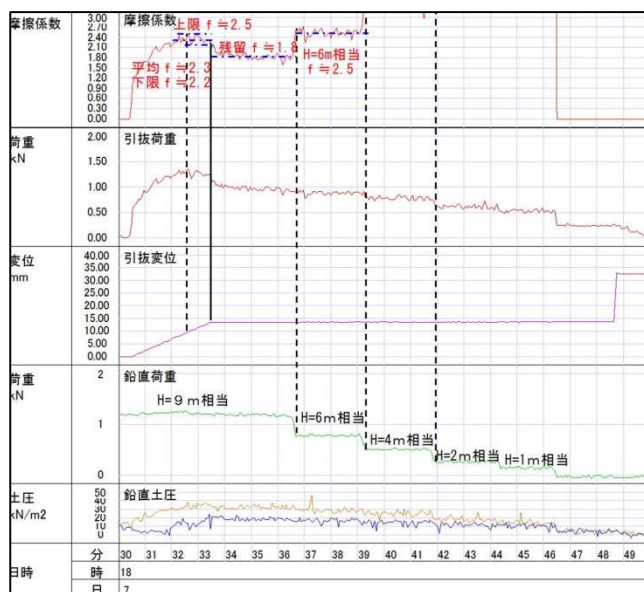


図-6 スーパーソルのデータロガー計測値
(土被り 9m→6m 相当へ除荷)

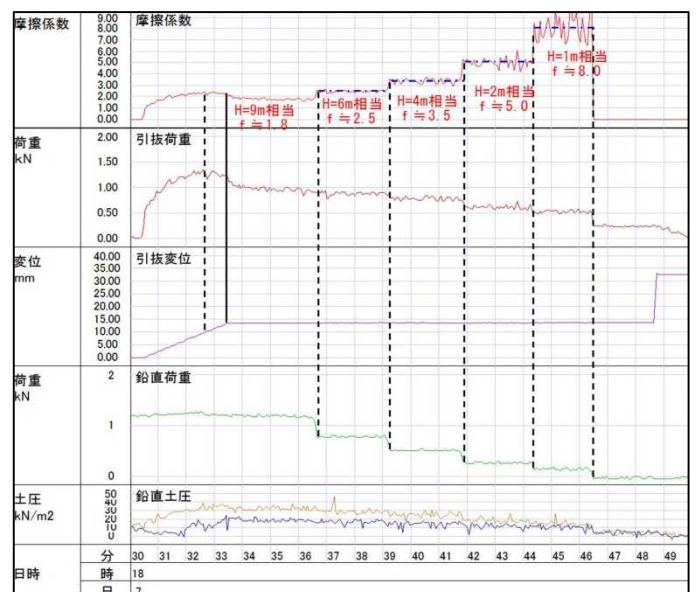


図-7 スーパーソルのデータロガー計測値
(土被り 9m→6m→4m→2m→1m 相当へ除荷)

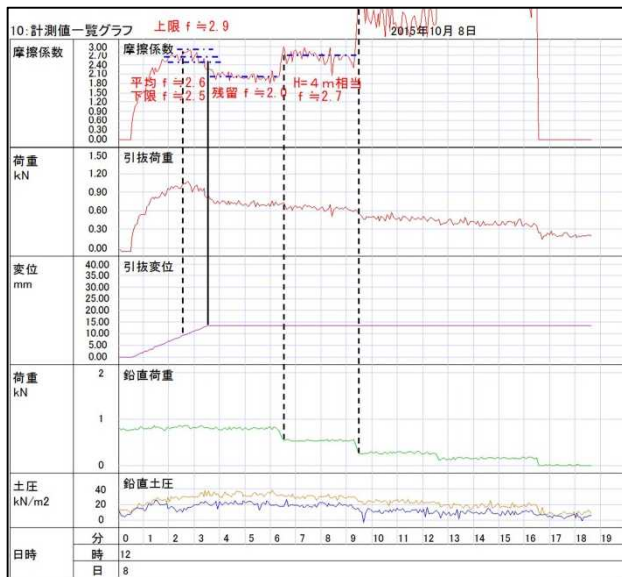


図-8 スーパーソルのデータロガー計測値
(土被り 6m→4m 相当へ除荷)

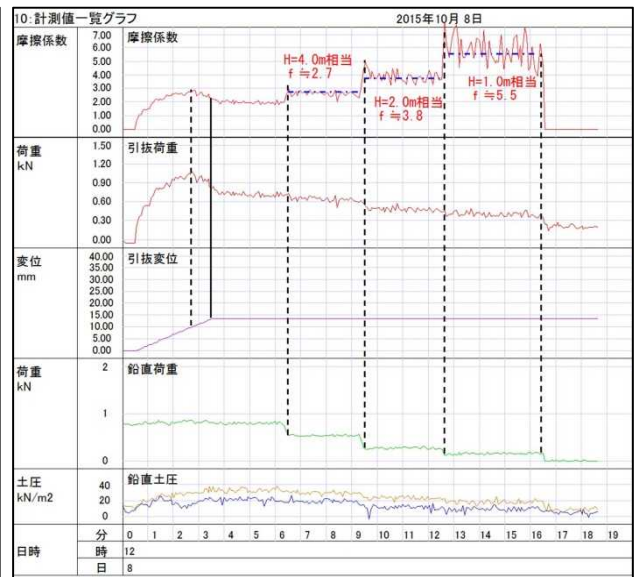


図-9 スーパーソルのデータロガー計測値
(土被り 6m→4m→2m→1m 相当へ除荷)

6. 考察

1) 頑丈土破砕材は、19 mm以下の粒径で試験をした結果でも、A 材料の摩擦係数を満足する事が分かった。しかし、実際の粒径は大きいため、現場における摩擦抵抗値は簡易引抜き試験機による結果よりも大きくなる事が予想される。その抵抗値は、現場引抜き試験によって確認することが必要である。しかし、施工前に試験施工によって 9m 相当の土被りで実大の引抜き試験を実施することは極めて困難である。したがって、事前に簡易引抜き試験によって高い土被り相当の摩擦特性を確認できることは意味ある事と考えられる。

さらに、簡易引抜き試験機では載荷重を変化させることで、相当する荷重状態における摩擦抵抗値を確認している。この数値はあくまで参考値であるが、試験体を再度準備することなく想定土被り状態における摩擦特性値を検証できることは、今まで試みてこなかったことである。粘性土等は、載荷重による圧密によって強度増加が生じるため、このような試験は意味がない。しかし、補強土壁工法で用いられる砂質・礫質土においては、過載荷重による拘束力が高くなる影響はあるものの、一つの指標となる。実際に、試験体を再度準備して載荷重を変えて試験した結果が良い整合を見せている。⁶⁾

ただし、今回試験した再生土質材料は、自然の材料よりも拘束圧による破砕の影響が懸念されるため参考値として取り扱う。

2) スーパーソルは、礫の大きさによらず設計摩擦係数を満足した。しかし、引抜き抵抗のピーク発生時の引抜き量は、頑丈土破砕材よりも少なくなっている。この理由は、自重が軽いため土被り相当の拘束圧も小さくなっていったためと考えられる。

また、スーパーソルは、軽量で粒径が揃っているため、締固め転圧が効きにくい、拘束される試験箱の中や、剛な構造物の背面においては拘束力が強くなり、せん断強度を発揮できると考えられる。しかし、壁面が微小に動く事で盛土材と補強材の摩擦抵抗力が発揮される補強土壁工法においては、通常よりも大きな壁面変位が予想されるため、施工時における壁面変位の管理に注意が必要である。

7. 今後の課題

今回の試験によって、再生土質材料の摩擦特性評価に簡易引抜き試験機の活用が可能であることが確認できた。今後は、実現場において補強材の引抜き試験を行い、小型の当該試験機による

結果との整合を確認し、評価することが必要となる。

さらに、様々な種類の土質材料についても検証を行い、適切な材料特性評価が可能になるようにしていきたい。

8. おわりに

頑丈土破砕材をご提供頂いた沖縄プラント工業株式会社様，ならびにスーパーソルをご提供頂いた株式会社トリム様に，土質試料のご提供と材料特性資料のご提供に対しまして厚くお礼を申し上げます。

・参考文献

- 1) (一財) 土木研究センター 補強土 (テールアルメ) 壁工法 設計・施工マニュアル 第4回改訂版 2014.8
- 2) 沖縄プラント工業株式会社：頑丈土破砕材試験結果報告書 平成26年8月
- 3) 株式会社トリム リサイクル事業本部 HP：ガラスびんの再資源化 スーパーソルの特徴より
- 4) 佐原，志村，佐藤，岡本，鈴木：現場使用を想定した新型引抜き試験機の開発 第50回地盤工学研究発表会 2015.9
- 5) 佐原，志村，佐藤，岡本，鈴木：現場使用を想定した新型引抜き試験機の開発 (適用外土) 第12回地盤工学会関東支部発表会 2015.10
- 6) 佐原，鈴木：現場使用を想定した簡易引抜き試験機の開発 土木学会西部支部 平成27年度技術発表会 2015.11 投稿中

均等係数の小さい砂の安息角に関する実験的研究

○ 琉球大学学生 鶴田将之
琉球大学 原久夫
琉球大学学生 吉仲淳
琉球大学学生 宮城弘季

1. はじめに

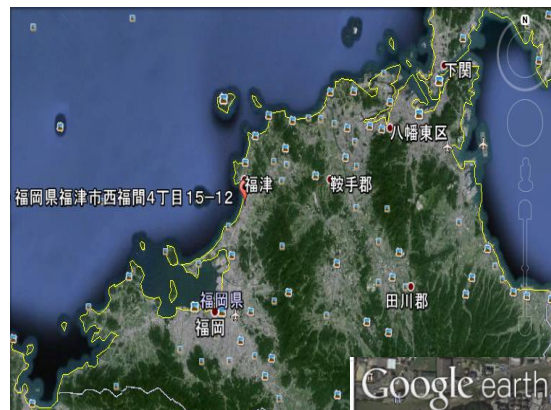
安息角とは、地盤工学用語辞書によれば、“砂や礫などの粘着力のない土の斜面をまきこぼした状態で安定を保ち得る傾斜面をいう”と定義されている。安息角は、岩屑や砂などのような非粘着性の砂層物のつくる斜面の勾配を理解する上で重要な概念である。蜂谷等の研究では、安息角は粒径によって安息角が異なると考察している¹⁾。また、居石等の研究では、均等係数や細粒分含有率が大きく異なる土の安息角を測定するなどして土の地盤特性について考察している²⁾。

そこで本研究では、均等係数の小さい砂に着目し、福岡県福津市西福間、福岡県宗像市神湊、大分県日出町で採取した砂および標準砂を用いて、安息角と砂の他の物性値（せん断抵抗角、均等係数、曲率係数、土粒子の密度、最小・最大密度）の量的な関係性を導き、それらを用いて関係式を立て、試料として用いる4種類の砂の安息角の予測値と実験値を比較し、均等係数の小さい砂の安息角の特性に迫る。

2. 実験方法

2-1 砂の採取位置と物性値

本研究で用いる試料は、福岡県福津市西福間の海岸沿い、福岡県宗像市神湊の海岸沿い、大分県日出町の糸ヶ浜海浜公園からそれぞれ採取した砂および標準砂である。砂の物性値を測定するため、密度試験、最小密度・最大密度試験、粒度試験、一面せん断試験を行った。結果を表-1に示す。各砂の均等係数 U_c は $1.430 \text{ g/cm}^3 \sim 2.914 \text{ g/cm}^3$ と小さく、近い数値となった。日出の砂は他の3つの砂と比べ土粒子の密度 ρ_s が 3.52 g/cm^3 と大きく、それに伴い最大密度、最小密度も大きくなっている。せん断抵抗角は日出の砂が 31.3996° と最も小さく、標準砂が 39.1997° と最も大きくなった。



a) 福間の砂



b) 宗像の砂



c) 日出の砂

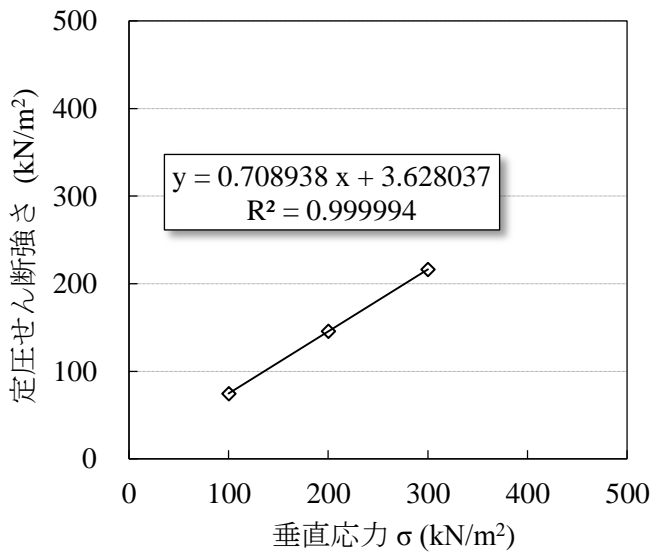
図-1 試料と採取位置

表-1-1 砂の物性値

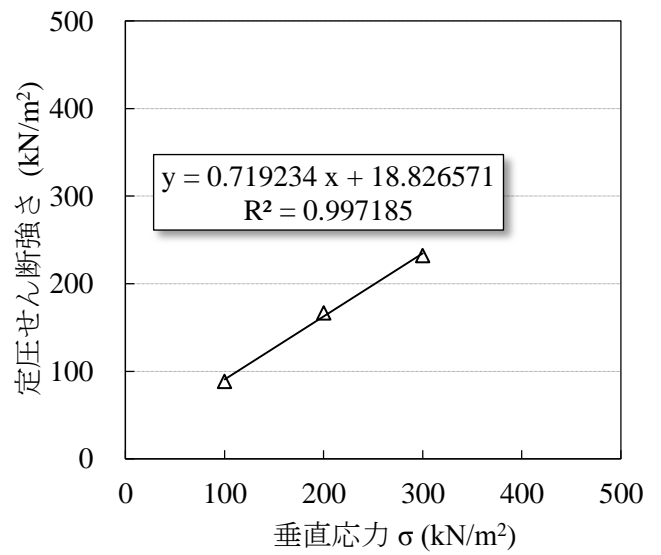
試料名	土粒子の密度	最大密度	最小密度
	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	$\rho_{d\text{max}}(\text{g/cm}^3)$	$\rho_{d\text{min}}(\text{g/cm}^3)$
標準砂	2.63	1.62	1.33
福間の砂	2.68	1.74	1.45
日出の砂	3.52	2.40	1.98
宗像の砂	2.64	1.63	1.32

表-1-2 砂の物性値

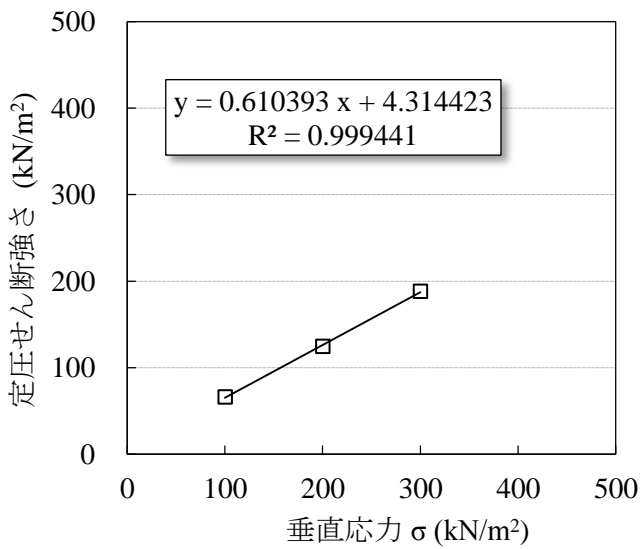
試料名	均等係数	曲率係数	分類名	せん断抵抗角
	U_c	U'_c		ϕ (度)
標準砂	1.430	0.980	(S)	39.1997
福間の砂	2.202	0.986	(S)	35.3343
日出の砂	2.240	0.972	(S)	31.3996
宗像の砂	2.914	0.825	(S)	35.7250



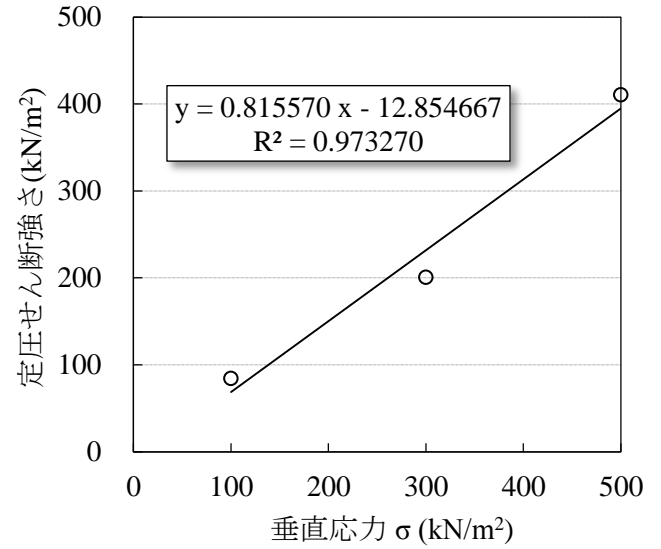
a) 福間の砂



b) 宗像の砂



c) 日出の砂



d) 標準砂

図-2 一面せん断試験結果

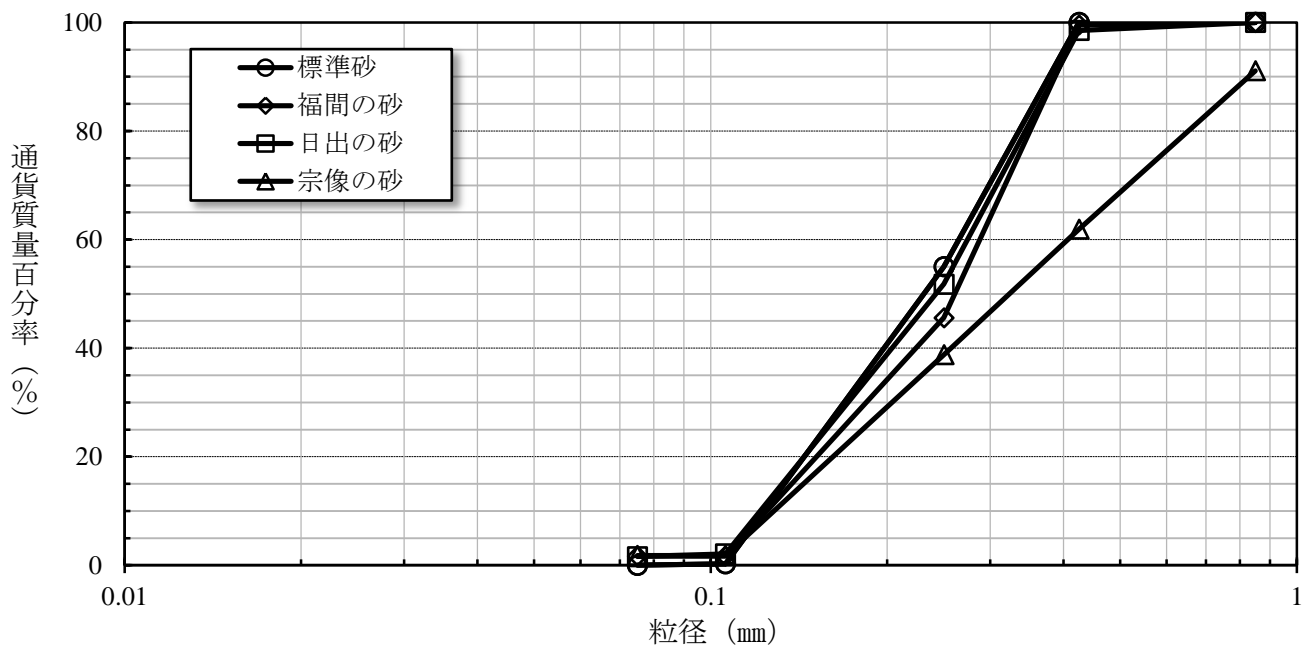


図-3 粒径加積曲線

2-2 安息角の測定方法

試料に用いる砂を 2mm以下にふるい分けし，水洗いをして十分に乾燥させる。安息角の測定は温度と湿度を一定に保った室内で図-4 示す実験装置を用いて行った。用いる漏斗は半径 30cm，中心角 30°の寸法で作製した。試料 150g を分級作用による影響を少なくするために一定の高さから一定の速度で落下させる。その高さは堆積後にできる砂山の予想高さとした。砂山の斜面を 4 方向から写真を撮り，画像のピクセルを用いて安息角に測定する。これらを各試料 3 回ずつ繰り返す。

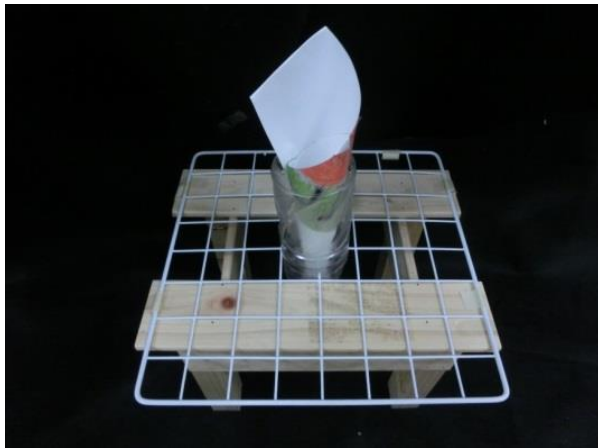
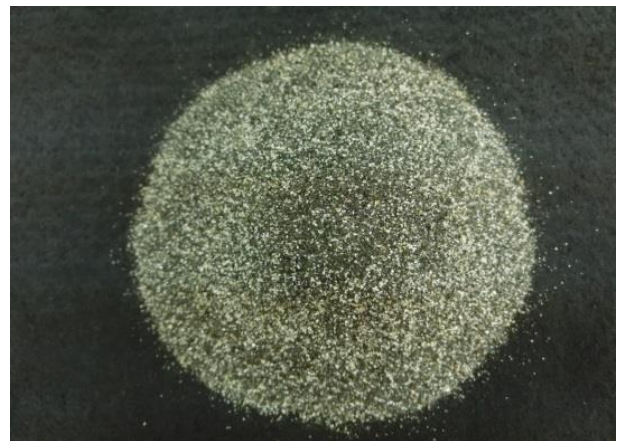


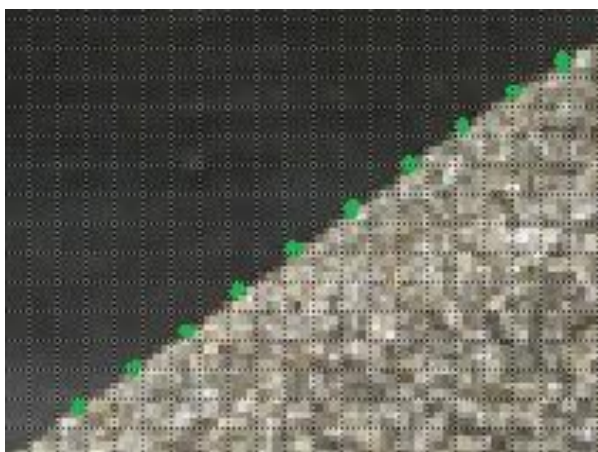
図-4 実験装置



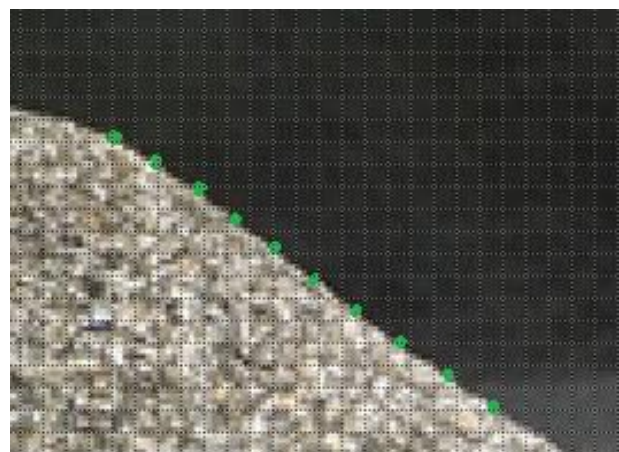
a) 正面



b) 平面

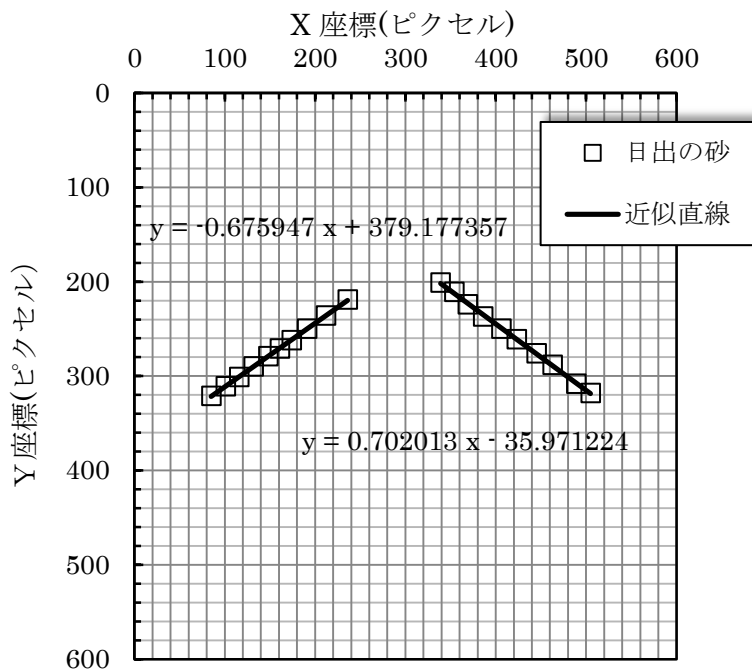


c) 左斜面の拡大



d) 右斜面の拡大

図-5 堆積した砂山の様子（日出の砂）



$$\tan^{-1}(m) = \alpha$$

$$\tan^{-1}(0.675947) = 34.0566^\circ$$

$$\tan^{-1}(0.702013) = 35.0694^\circ$$

α : 安息角
 m : 砂山の斜面勾配

図-6 ピクセルによる安息角の求め方

3. 実験結果と考察

3-1 安息角

砂山の斜面勾配 m と安息角 α についての平均値, 最大値, 最小値, 標準偏差, 変動係数をそれぞれ求めた。実験した4種類の砂全体についてみると, 安息角 α の平均値は $34.2940^\circ \sim 35.4384^\circ$ と近い数値であったが, 安息角 α の最小値と最大値は $31.4919^\circ \sim 39.0678^\circ$ と差が大きくなった。安息角 α の標準偏差は $1.1103^\circ \sim 1.6855^\circ$ の値になり, 安息角 α の変動係数は $3.130 \times 10^{-2} \sim 4.860 \times 10^{-2}$ の値となった。

表-2 砂山の斜面勾配 m に関するデータ

試料名	m の平均	m の最大値	m の最小値	m の標準偏差	m の変動係数	データ数 n
標準砂	6.820×10^{-1}	7.308×10^{-1}	6.116×10^{-1}	3.179×10^{-2}	4.661×10^{-2}	24
福間の砂	6.913×10^{-1}	7.803×10^{-1}	6.316×10^{-1}	4.346×10^{-2}	6.286×10^{-2}	24
日出の砂	6.980×10^{-1}	7.805×10^{-1}	6.126×10^{-1}	3.649×10^{-2}	5.228×10^{-2}	24
宗像の砂	7.117×10^{-1}	8.117×10^{-1}	6.921×10^{-1}	3.026×10^{-2}	4.252×10^{-2}	24

m : 砂山の斜面勾配

表-3 安息角 α に関するデータ

試料名	α の平均値	α の最大値	α の最小値	α の標準偏差	α の変動係数	データ数 n
標準砂	34.2940°	36.1602°	31.6576°	1.2524°	3.650×10^{-2}	24
福間の砂	34.6552°	37.9651°	32.2748°	1.6855°	4.860×10^{-2}	24
日出の砂	34.9142°	37.9706°	31.4919°	1.4075°	4.030×10^{-2}	24
宗像の砂	35.4384°	39.0678°	34.6857°	1.1103°	3.130×10^{-2}	24

α : 安息角 (度)

3-2 砂山の斜面勾配 m のヒストグラム

それぞれの砂山の斜面勾配 m のヒストグラムを求めた。日出の砂は 0.681~0.715 の範囲に集中していた。

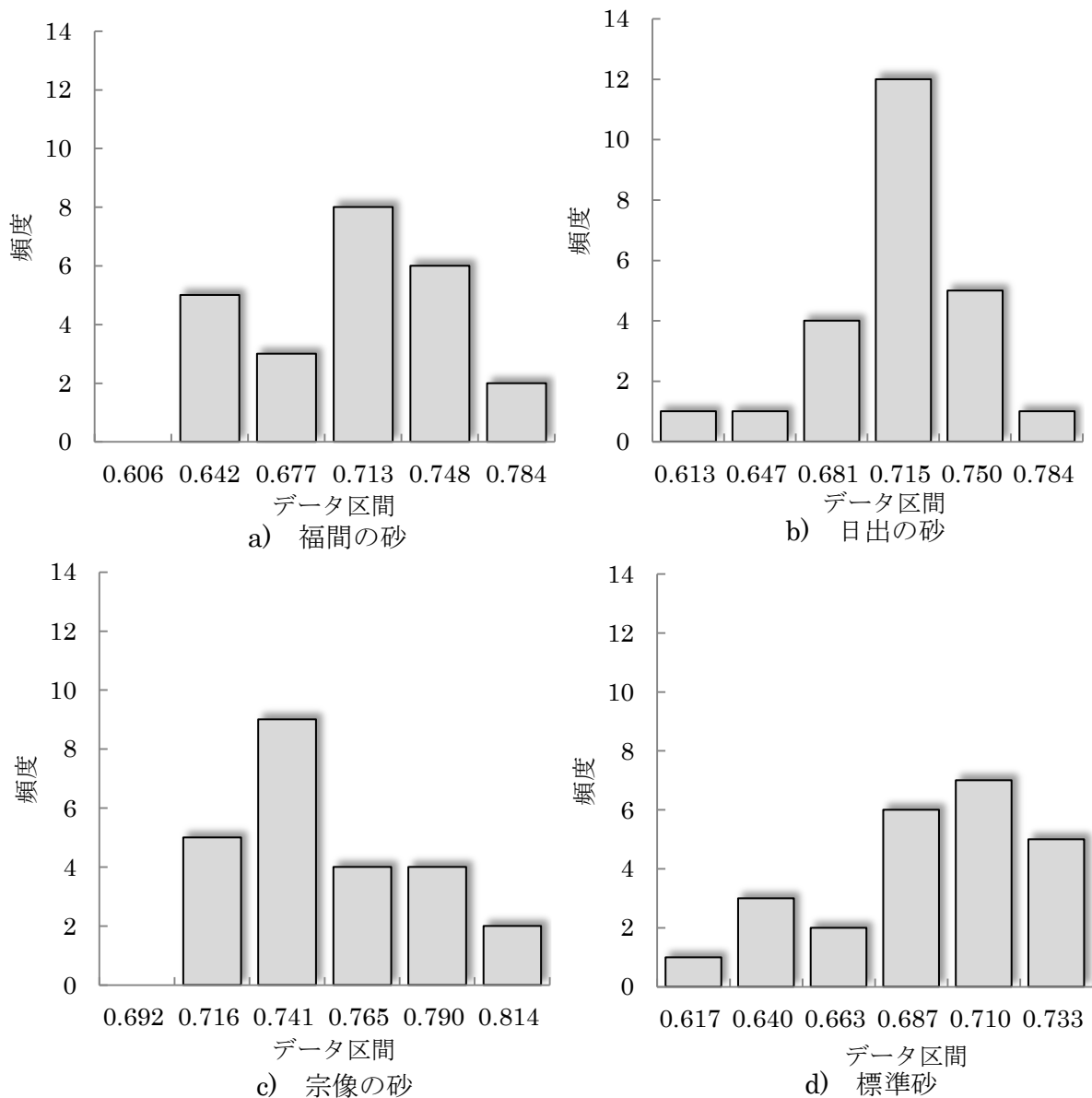
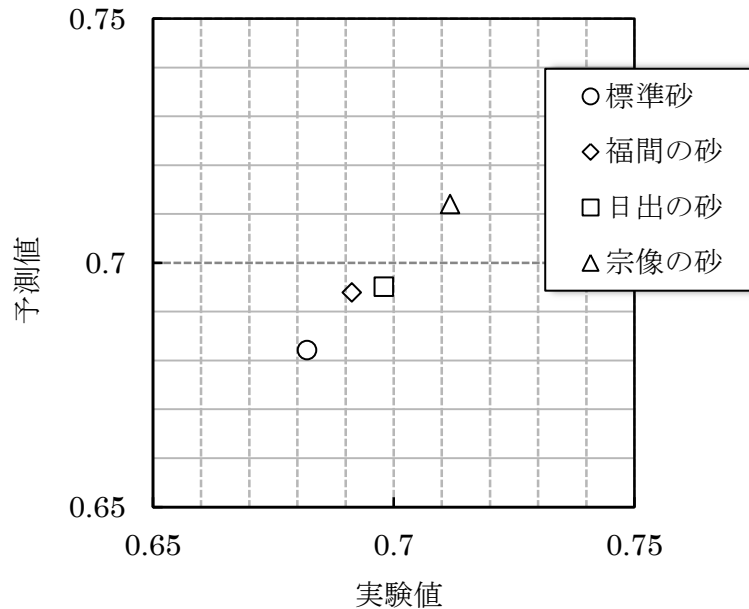


図-7 砂山の斜面勾配 m のヒストグラム図

3-3 砂山の斜面勾配 m に関する重回帰分析

砂山の斜面 m に影響を与える要因として粒度，密度，せん断抵抗角を考えていたが，実験結果より密度とせん断抵抗角は無関係となり，粒度分布が最も影響することが分かった。従って，均等係数 U_c と曲率係数 U'_c を要因とする回帰式を導いた。回帰式によって求めた砂山の斜面勾配 m の予測値 m' と砂山の斜面勾配 m の実験値を比較すると，ほぼ同等の数値になった。



回帰式 $m=0.7021+1.5614\times 10^{-2}U_c-4.318\times 10^{-2}U'_c$ 。

図-8 砂山の斜面勾配 m の予測値と実験値

3-4 安息角とせん断抵抗角の関係

せん断抵抗角は，安息角に無関係な砂の物性値といえる。これは，安息角 α は最も緩い状態での限界斜面角であり，せん断抵抗角 ϕ は密な状態での限界斜面角であることが要因であると考えられる。

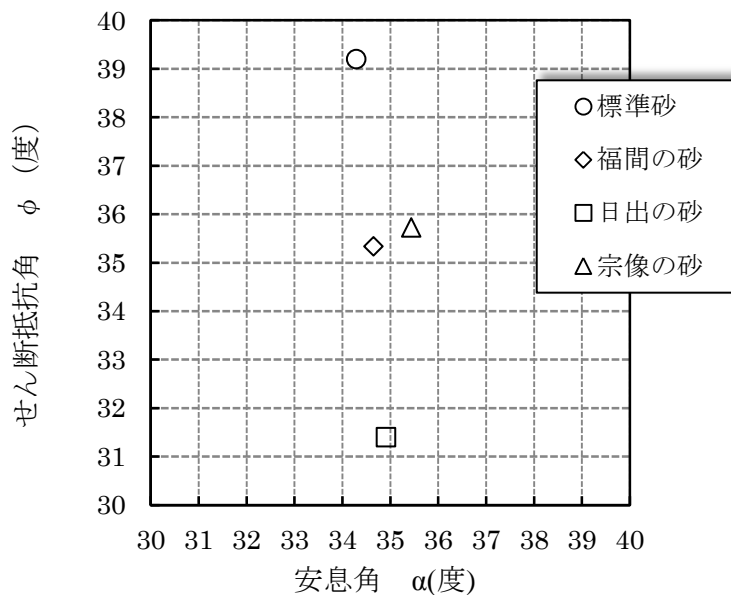


図-9 安息角とせん断抵抗角の関係

3-5 考察

均等係数の小さい砂 ($U_c=1.430\sim 2.914$) の安息角に関する実験を行った結果、以下のことが分かった。

- 1) 実験した 4 種類の砂全体についてみると、安息角 α の平均値は $34.2940^\circ\sim 35.4384^\circ$ と近い数値であったが、安息角 α の最小値と最大値は $31.4919^\circ\sim 39.0678^\circ$ と差が大きくなった。安息角 α の標準偏差は $1.1103^\circ\sim 1.6855^\circ$ の値になり、安息角 α の変動係数は $3.130\times 10^{-2}\sim 4.860\times 10^{-2}$ の値となった。
- 2) せん断抵抗角は、安息角に無関係な砂の物性値であった。
- 3) 砂山の斜面勾配 m は、砂の粒度分布に支配されており、均等係数 U_c と曲率係数 U'_c で表すことができる。

参考文献

- 1) 蜂谷菜穂子・菊池剛志・飛田善雄・山口昌・吉田望：粒状体の安息角と流動に関する基礎的実験，土木学会東北支部技術研究発表会論文集，pp.289-290，2008.
- 2) 居石和昭・中出雄也・後田真理・中田幸男・兵動正幸：防府市奈美地区におけるまさ土斜面の地盤特性
- 3) <https://www.google.co.jp/intl/ja/earth/>

サンゴ礫混じり土についての液状化判定に向けた一検討

琉球大学大学院
琉球大学大学院
琉球大学
琉球大学
琉球大学

○崎山 将
広瀬孝三郎
岩崎 竜馬
松原 仁
藍檀オメル

1. はじめに

液状化現象は、地震によって引き起こされる主な災害のひとつとして知られており、過去の液状化被害は相当数存在する¹⁾。2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、東北地方のみならず震源地から300 km~500 km離れた千葉県浦安市や東京湾等の関東地方沿岸部でも液状化が多発し、地盤沈下の原因のひとつとして知られている噴砂現象も多く発生した。特に、埋立地や旧河道等のエリアにおいては、地下水位が高く、均等係数が1.99~3.49で、粒度組成が均質な土質で構成された沖積層等が確認されており、それらが大規模な液状化被害を誘発した原因のひとつであるとも言われている。

日本において液状化に関する研究は、液状化発生地域で採取した試料を用いて土粒子の浮き上がり易さに関する実験を行い、多量の噴砂が発生する原因について着目した研究²⁾や、種々の地盤改良工法の液状化に対する効果の違いについて比較検討を行った研究³⁾等、積極的に行われている。しかしながら、沖縄本島沿岸部に広く分布するサンゴ礫混じり土の液状化の可能性に関しては、未だ十分に解明されていない現状がある。

そこで本研究では、実際のサンゴ礫混じり土の液状化判定について検討するため、土の粒度試験及び土の一面せん断試験を行った。なお本試料は、液状化発生の可能性のある埋立地におけるボーリング調査によって採取された試料である。

2. 実験概要

2.1 実験試料

本研究では、沖縄県のある埋立地におけるボーリング調査によって採取された試料を用いて実験を実施した。ボーリング調査は埋立地において3箇所



(a) 一面せん断試験用試料(No.3_5.15m~5.45m)



(b) 粒度試験用試料(No.2_12.75m~12.85m)

図1 乾燥後のボーリング試料

行われている。試料は、ボーリング箇所 No. 1 の深さ 13.8 m~13.9 m, No. 2 の 11.4 m~11.5 m および 12.75 m~12.85 m, No. 3 の 12.9 m~13.0 m・11.7 m~11.8 m・11.45 m~11.55 m および 5.15 m~5.45 m のそれぞれ1つずつ計7つ用意した。一面せん断試験用試料に関しては、上記の試料を温度 110 °C に設定した炉乾燥機を用いて乾燥し、含水比を 0% に統一した試料を用いて実験を実施した。一面せん断試験に用いた試料の例として、乾燥した No. 3_5.15 m~5.45 m の試料および粒度試験に用いた試料の例として No. 2_12.75 m~12.85 m の試料をそれぞれ図 1 に示す。一面せん断試験用試料の場合、最大粒径 2 mm のふるいを通した試料のみを用いた(同図(a))。一方、粒度試験用試料の場合、粒径の大きい試料も全て用いており、サンゴ礫のような土粒子も含まれている事が分かる。

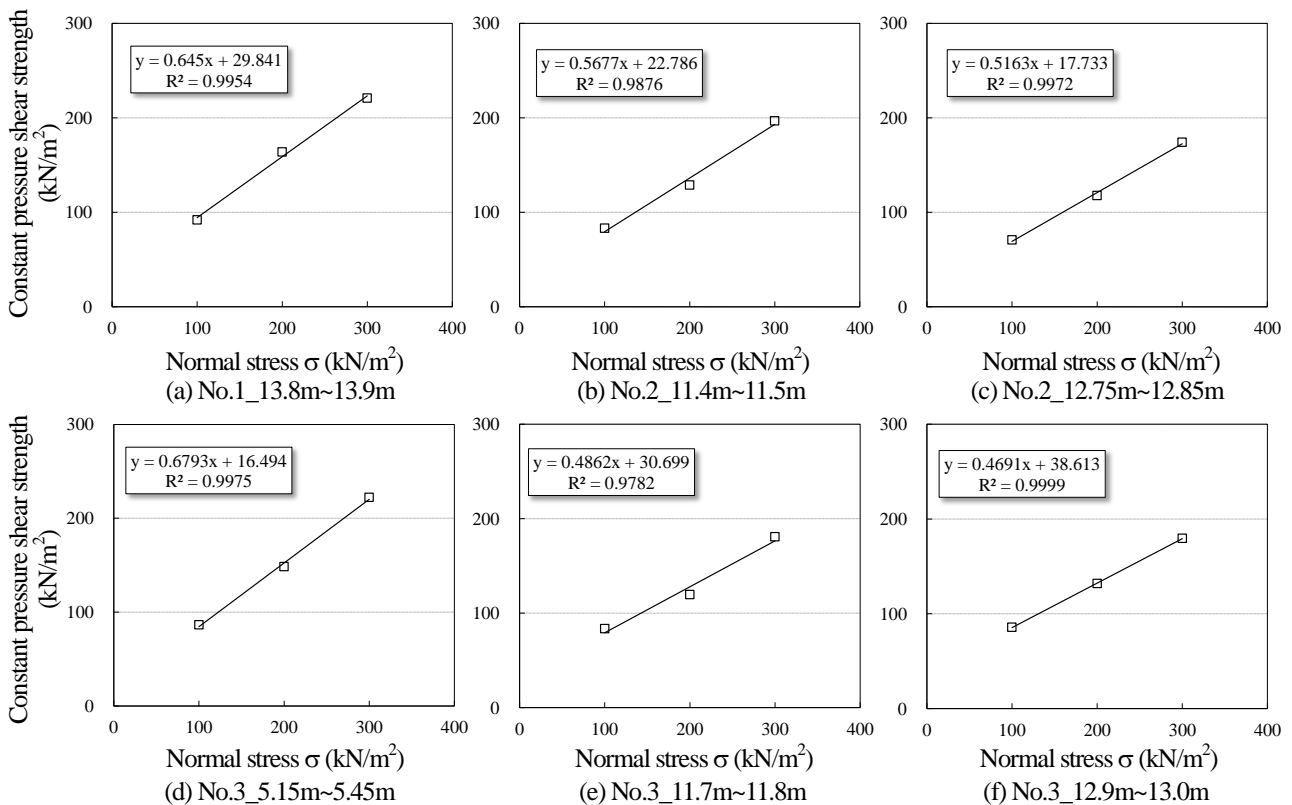


図2 定圧せん断強さと垂直応力の関係

表1 各試料の粘着力および内部摩擦角

Sample		Cohesive force c (kN/m ²)	Angle of internal friction ϕ (°)
No. 1	13.8 m~13.9 m	29.841	32.479
	11.4 m~11.5 m	22.786	30.113
No. 2	12.75 m~12.85 m	17.733	27.543
	5.15 m~5.45 m	16.494	34.443
No. 3	11.7 m~11.8 m	30.699	26.575
	12.9 m~13 m	38.613	25.175

2.2 実験方法

ボーリング調査によって採取された試料を用いて土の一面せん断試験(JGS 0560)及び土の粒度試験(JIS A 1225)を実施した。一面せん断試験用の試料は、2mmふるいを通した試料のみを用いた。供試体はプラスチック製の漏斗を使用して空中落下法を行い締固め法にて作製した。さらに圧密応力に関しては、100 kN/m²、200 kN/m²、300 kN/m²と設定して実験を実施した。粒度試験に関しては、粒径2 mm以上の試料はふるい分析、粒径2 mm以下の試料は沈降分析を行った後にふるい分析を実施した。

3. 実験結果

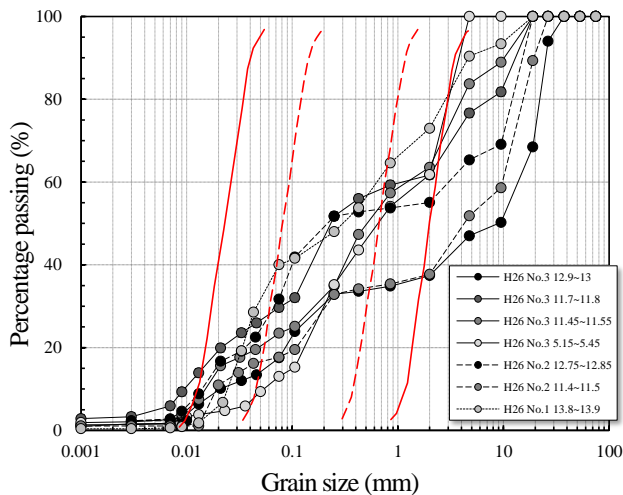
3.1 一面せん断試験

図2は一面せん断試験より得られた各試料の定圧せん断強さと垂直応力の関係を表しており、各試料の粘着力 c および内部摩擦角 ϕ についてまとめたものを表1に示す。同図表より、ボーリング箇所No.2においては、ボーリング調査の深度が深くなるにつれて粘着力および内部摩擦角は共に低下するが、

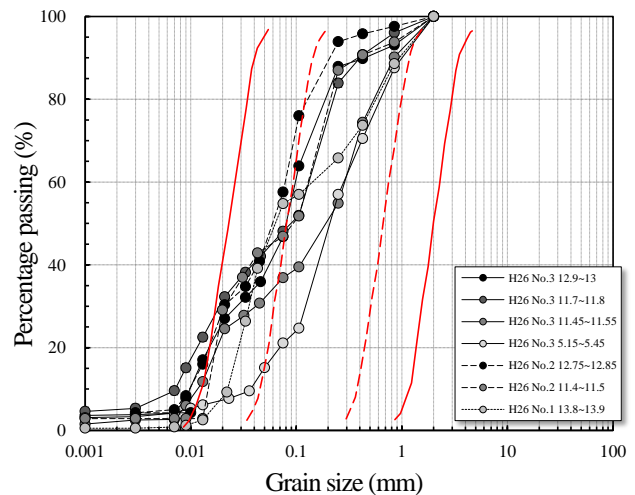
No. 3に関しては、深くなるにつれて粘着力は高くなり内部摩擦角は低下することがわかった。

3.2 粒度試験

図3は土の粒度試験より得られた各試料の粒度分布を表している。同図において、赤色実線の範囲内に入る粒度分布を持つ土は液状化発生の可能性が高いということを表しており、赤色点線の範囲内の場合、液状化発生の可能性が非常に高いということを表している⁴⁾。粒径2 mm以上の土粒子を含めた試料における粒度分布の場合、赤線の範囲内に収まらず分断するように分布した(同図(a))。一方、粒径2 mm以下のみの試料における粒度分布の場合、全試料において赤線の範囲内に収まる結果が得られた。



(a) 粒径 2mm 以上試料を含む場合



(b) 粒径 2mm 以下試料のみの場合

図 3 各試料の粒度分布図

4. 考察

4.1 一面せん断試験

実験結果より、ボーリング調査箇所 No. 2 及び No. 3 では深さ方向での粘着力及び内部摩擦角の推移に違いが生じることがわかった。このことから No. 3 に関しては、深度が深くなるにつれて徐々に粘性が増すような土質に推移する傾向がみられるが、No. 2 からはそのような傾向は見られない。

4.2 粒度試験

実験結果より、各試料の粒径 2 mm 以上試料を含めた粒度分布の場合、全試料において粒度分布が広範囲に分布し、赤線で示す範囲内に収まっていないことから、液状化発生のリスクは高いとは言えない結果が得られた。しかしながら、粒径 2 mm 以下試料のみの粒度分布の場合、粒径が狭い範囲で分布し、赤線で示す範囲内に収まっていることから、液状化発生のリスクが非常に高くなることがわかった。以上の結果から、粒度試験に用いる試料内に粒径 2 mm 以上の試料を含めるか否かによって、液状化判定の判断に大きな違いが生じることが考えられた。従って、サンゴ礫混じり土のように均等係数が大きい土の場合、従来法に加えて新たな判定基準が必要になると考えられる。

5. おわりに

本研究では、沖縄県の埋立地における液状化の可能性について検討するため、ボーリング調査によって採取された試料を用いて土の一面せん断試験及び土の粒度試験を行った。その結果、ボーリング箇所の僅かな違いによって、ボーリング調査の深度における粘着力および内部摩擦角の推移に変化が見られた。さらに、液状化判定に関わる粒度分布に関しても、粒度試験に用いた試料に粒径 2 mm 以上の試料を含めるか否かで、粒度分布の傾向に大きな差が生じ、液状化発生の可能性について判断するには非常に難しい結果が得られた。本研究は基礎的な実験に留まっているため、今後、さらに試料を増やしより詳細な実験を行う必要がある。

参考文献

- 1) 北出圭介: 埋立地盤における地盤状態の変化を考慮した液状化予測に関する研究, 2014.
- 2) 石川敬祐, 安田進: 東北地方太平洋沖地震による東京湾岸エリアの噴砂特性に関する考察, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.68, No.4(地震工学論文集第 31-b 巻), I_274-I_281, 2012.
- 3) 坪井英夫, 高橋義樹, 原田健二, 新川直利, 石原研面, 安田進: 兵庫県南部地震における液状化被害と地盤改良工法の効果, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 1996 年 1 月.
- 4) 国土交通省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 上巻, p282, 1999.

組積造建造物の耐震性向上に対する一検討

琉球大学学部生
琉球大学大学院
琉球大学大学院
琉球大学
琉球大学

○岩崎 竜馬
崎山 将
広瀬 孝三郎
松原 仁
藍壇 オメル

1. 背景と目的

2015年4月25日に発生したネパールゴルカ地震では、多くの人命と建設物が失われた。ネパールでは、レンガや石を積み上げた組積造構造が主流であり、比較的単純な工程で施工することが可能である。しかしながら、水平荷重に極めて脆弱であるという特徴を有しており¹⁾、マッドモルタルを接着剤に用いた構造や単にレンガや石を積み上げた組積造壁体は小さな揺れでも全体倒壊に至る可能性が高くなる。このことがネパール中部地震の甚大な被害の要因の一つと考えられる。

このことから、現地では早急な対策が必要とされている。既存の組積造の耐震性増加案としては、目黒らが開発したp-pbandと呼ばれるポリプリプロピレン製の紐を組積造壁体に巻きつけることで、組積造住宅のせん断抵抗を増加させることを可能とするp-pband工法²⁾³⁾と組積造壁体にワイヤーメッシュを巻きつけ、セメントモルタルを結合させる工法がある⁴⁾⁵⁾。これらの工法を提案することもできるが、現地ではこの材料を調達することは困難であり、コストの面においても負担がかかることとなる。現地で容易に調達が可能であり、安価なコストでかつ高度な技術の導入を要さず耐震性を増加させる必要がある。

本研究では古くから伝わる連続梁付組積造に習い、現地で容易に調達が可能かつ低いコストと技術で導入することのできる連続梁を挿入した組積造の耐震性増加を検討する。

2. 実験概要

2. 1 実験システム

本研究では、図-1 に示すような小型の振動台システムを開発した。琉球諸島に広く分布する琉球石灰

岩ブロック (5×5×15 cm) 9つを正方格子状に組み、ブロックの短軸方向に振動を与えるものである。その際、振動台と上部ブロックの加速度を測定するため、図-1 に示す位置に加速度計を設置した。また、ブロックの振動方向の変位量を測定するために、振動台に固定フレームを組み、2 台のレーザー変位計を設置した。また、画像処理によって座標点を抽出できるように各ブロックの中心にプロットを記した。さらに、ブロック全体の挙動を観察するために、振動台システム正面にデジタルカメラを設置し、撮影した。

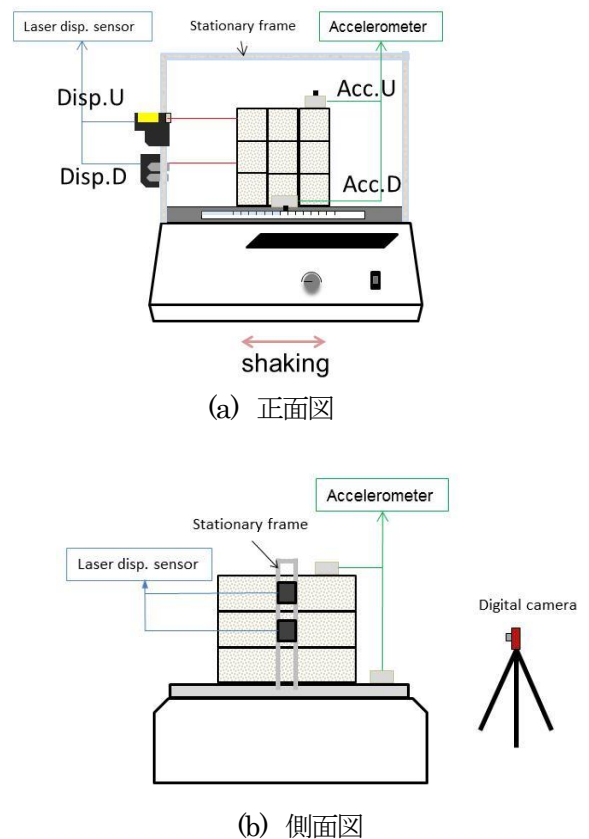


図-1 振動台システム

2. 2連続梁の設定

正方格子状に組んだブロックに挿入する連続梁として、ネパール国内でも容易に調達でき、かつコストも低い木板（厚さ3 mmと19 mm）を用いて使用した。ブロック同士、ブロックと板の間の静的摩擦角を表-1に示す。

表-1 ブロック・板の静的摩擦角

対象	方向	摩擦角 (°)
ブロック-ブロック	-	28.3
ブロック-板 (3 mm)	木目に直行	26.7
	木目に並行	26.5
ブロック-板 (19 mm)	木目に直行	32.0
	木目に並行	24.3

3. 実験結果および考察

本試験では (1) 連続板挿入なしの単純石積みモデル (2) 単純石積みモデルの第1層と第2層の間に厚さ3 mmの連続板を挿入したモデル (3) 単純石積みモデルの第1層と第2層の間の厚さ19 mm

の連続板を挿入した3つのモデルを用いて実験を行った。

振動経過時間の進展に伴うブロック変形の様子を図-2, 3, 4に示す。図-2より、ブロックは振動開始15秒からブロック同士で接触振動を開始し、60秒後には端部のブロックの端部が崩壊した。

一方、図-3, 4より、連続板ありの場合は、板の厚さに関わらず、連続板なしの場合に見られた端部の転倒破壊は見られなかった。しかし、19 mm板を用いた場合、板とブロックの間にすべり挙動が発生した。図-5より連続板なしの場合、プロットが極端に左方向に移動しており、ブロックが転倒破壊したことが観察できる。図-6, 7より、連続板ありでも、3 mm板を用いた場合ブロック全体に目立った挙動が発生していないことが観察されるが、19 mm板を用いた場合は、第2層、第3層のブロックが水平方向に並行移動していることが観察され、連続板上方ですべり挙動が発生していることが分かる。

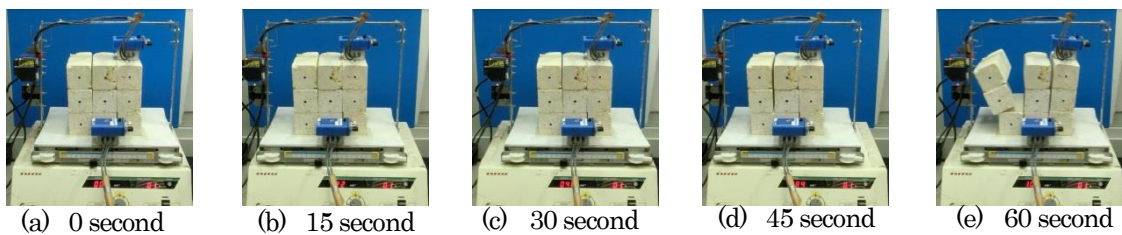


図-2 簡易石積みモデル (連続板なし)

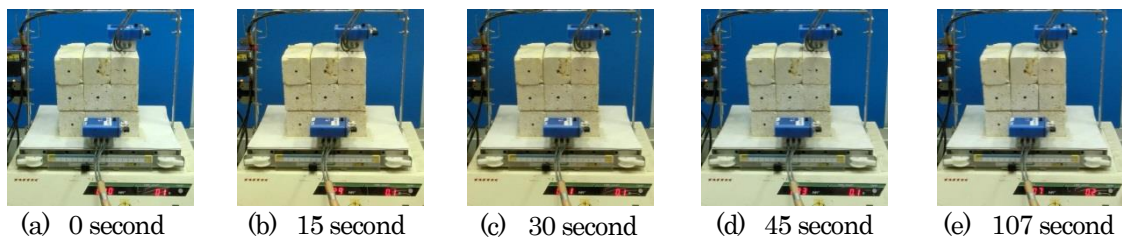


図-3 簡易石積みモデル (3 mm厚連続板あり)

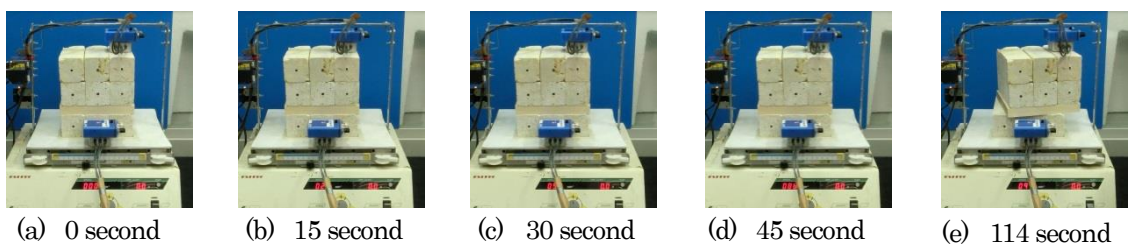


図-4 簡易石積みモデル (19 mm厚連続板あり)

連続板なしの場合と連続板ありの場合の加速度波形とフーリエスペクトル値, およびブロックの変形の様子を図-8, 9, 10 に示す. 図-10 よりブロック上部に鉛直方向の加速度が生じたときにブロックが変位している様子が分かる. また加速度が非線形挙動になるとすぐにブロックが倒壊している様子が分かる. 振動台の特徴周波数は2Hz と5Hz 付近に集中しており, この傾向はブロック頂部でも同様である.

一方, 図-9, 10 より, 連続板ありの場合, 変形は板厚に関わらず約 45 秒付近で大きくなっている. 変位の幅は, 板の厚さが大きいほど小さくなっていることが分かる. また, ブロック頂部の振動方向の加速度に関しては, 連続板なしと同様に非線形的な挙動が見受けられるが崩壊には至っていない. さらに, ブロック頂部における周波数に着目し, 連続板なしの場合の周波数と比較すると, 特徴的周波数が出現していることが分かる. また, 振動台の周波数にこれは出現しておらず, これは連続板の存在により発生したものだと考えられる. この特徴的周波数は板厚が小さい程顕著であることが分かる.

4. おわりに

本研究から組積造に連続板を挿入することは耐震性増加の面において非常に有用であることが分かった. したがって, 現地における組積造構造物の耐震補強技術として提案していきたいと考える.

一方, 沖縄県においても図-11 のような石積み壁体の組積造構造物が各地で見られ, 巨大地震発生時には大きな被害が想定される. 本提案は, この様な石積み構造にも適用可能であると考えられ, 今後応用していくことが望まれる. しかしながら, 本研究では連続梁の材質や挿入する位置に対する影響は検討していない. これらの事項は今後検討すべき事項である.

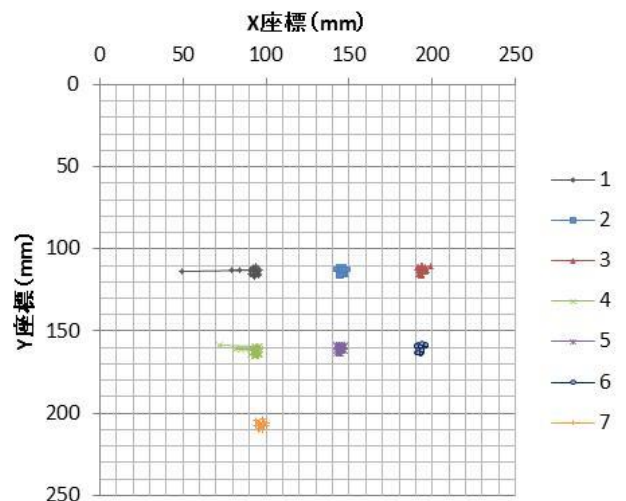


図-5 板なしの場合
各ブロック経時座標変化

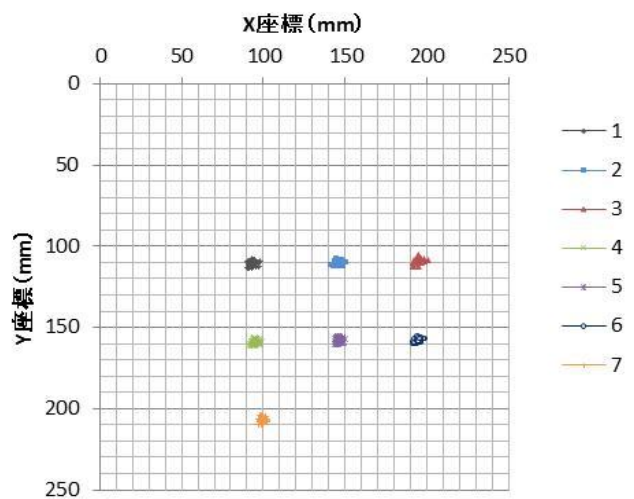


図-6 3 mm 厚連続板ありの場合
各ブロック経時座標変化

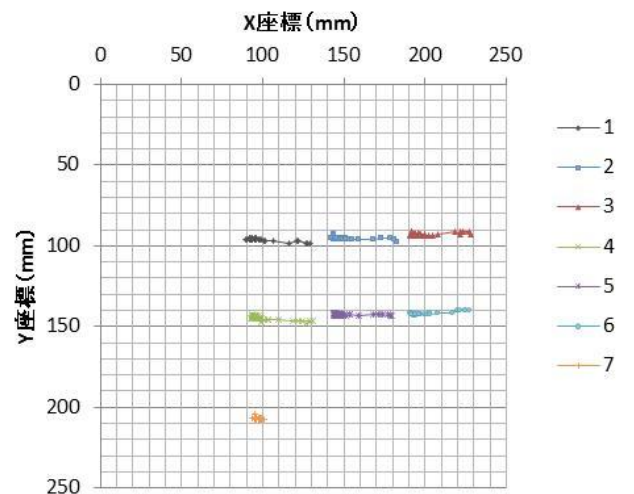


図-7 19 mm 厚連続板ありの場合
各ブロック経時座標変化

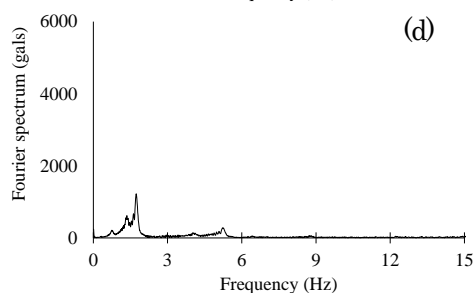
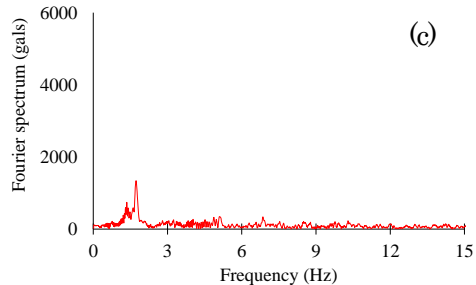
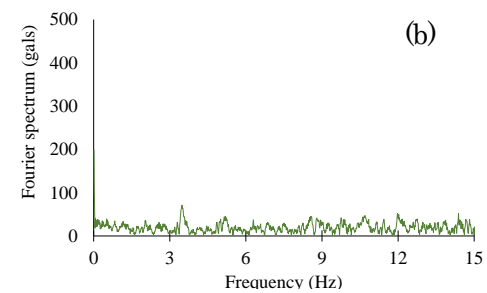
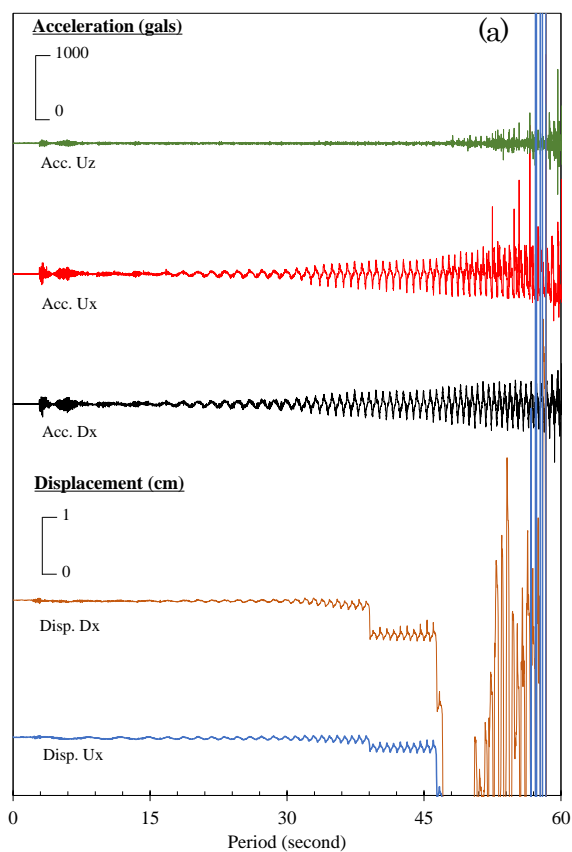


図-8 加速度と変位 (板なしの場合、(a) : 加速度、変位の時間変化、(b), (c), (d) : それぞれ、Acc, Uz, Acc, Ux, Acc, Dx のフーリエスペクトル)

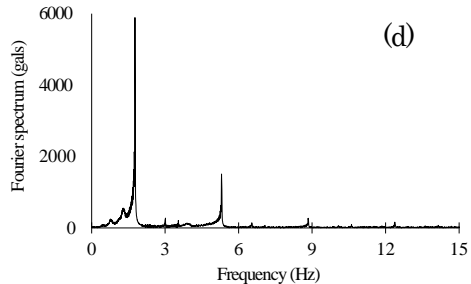
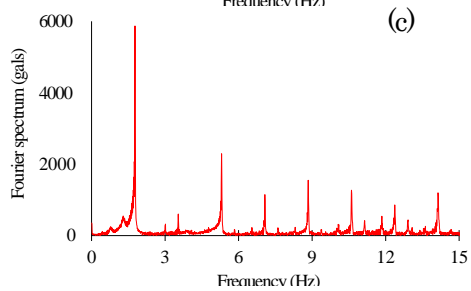
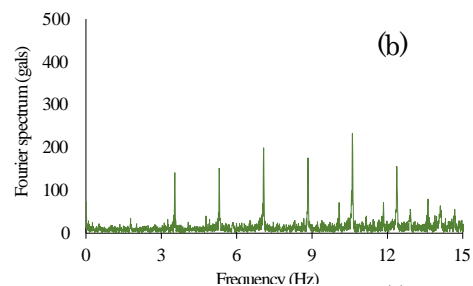
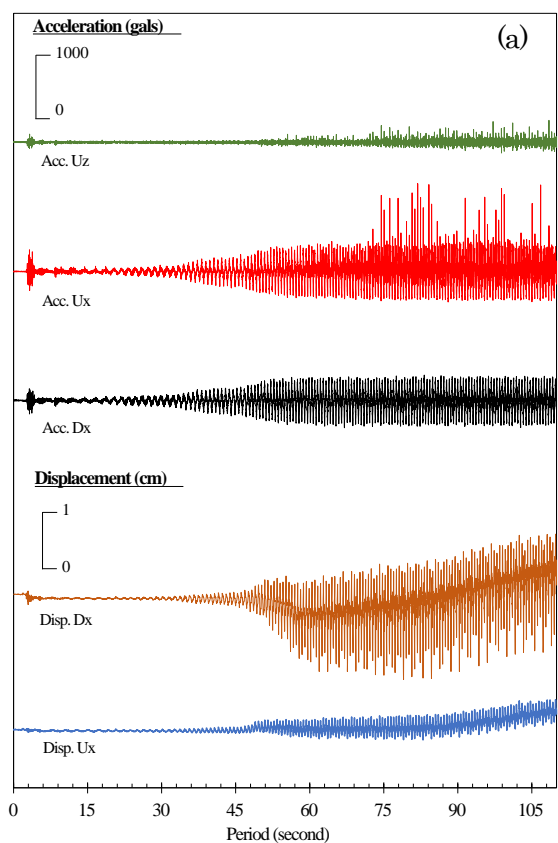


図-9 加速度と変位 (3 mm 連続版ありの場合、(a) : 加速度、変位の時間変化、(b), (c), (d) : それぞれ、Acc, Uz, Acc, Ux, Acc, Dx のフーリエスペクトル)

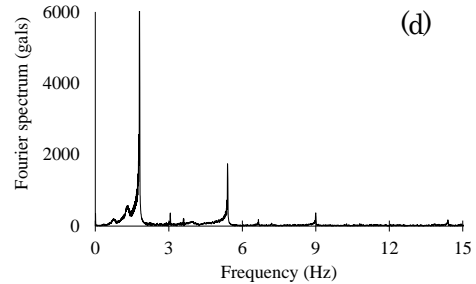
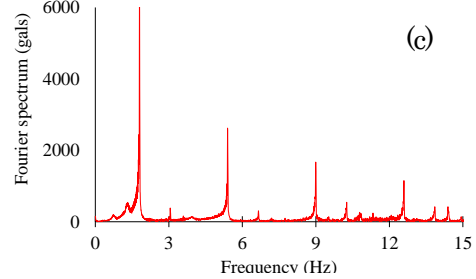
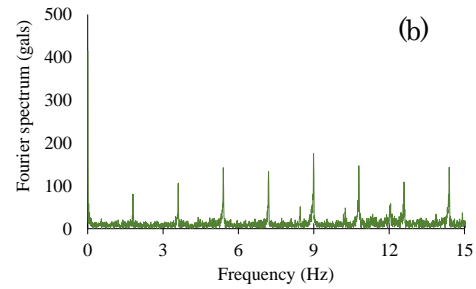
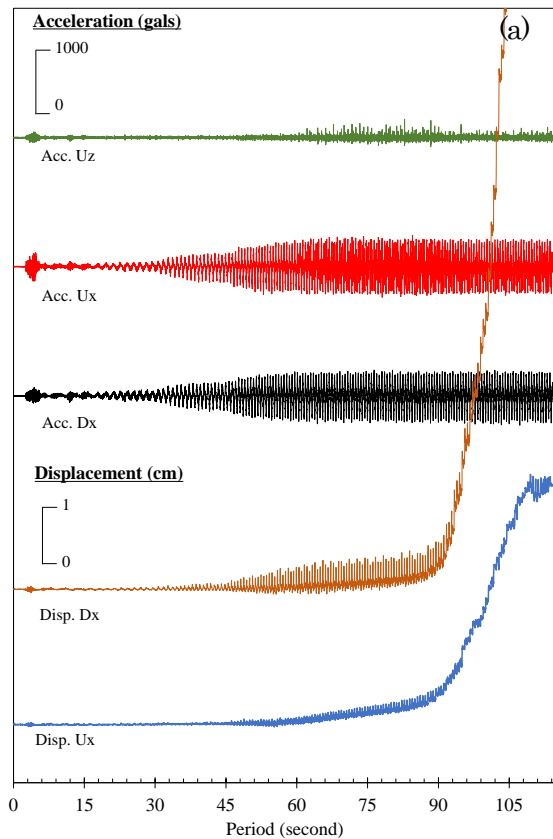


図-10 加速度と変位 (19 mm 連続版ありの場合、(a) : 加速度、変位の時間変化、(b), (c), (d) : それぞれ、Acc, Uz, Acc, Ux, Acc, Dx のフーリエスペクトル)



図-11 沖縄の石垣

参考文献

- 1) 古川愛子, 清野純史, 谷口仁士, 鈴木祥之, 土岐憲三, 辰巳雅俊, H. R. Parajuli: ネパール・カトマンズにおける歴史的組積造建造物群の構造分類と地震リスク評価, 歴史年防災論文集, Vol. 7, 2013.
- 2) Paola MAYORCA and Kimiro MEGURO:

Proposal of an efficient technique for retrofitting unreinforced masonry dwellings, Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver B.C., Canada, Paper No.2431, 2004.

- 3) 櫻井光太郎, Navaratnarajah SATHIPARAN, 目黒公郎: PP-band 工法による不整形石積み組積造壁の耐震補強に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1, Vol. 65(1), pp. 388-392, 2009.
- 4) 峠貴道, 後藤康明, 北野敦則, 城攻: RC 枠組礎石造壁体のせん断抵抗に対する柱断面形状および補強方法の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, 2008.
- 5) Hiroshi IMAI: A study of disaster mitigation for non-engineered construction in developing countries: bridging the gap between experiments and practices, 三重大学博士論文, 2014.

ベントナイトペーストに発生する乾燥収縮亀裂のフラクタル次元解析

琉球大学大学院
琉球大学

学生会員
正会員

○広瀬 孝三郎
松原 仁

1. はじめに

Mudcrack は、粘質土壌の乾燥過程で生じる乾燥収縮亀裂現象として知られており¹⁾、不可逆性の非線形現象のひとつである。Mudcrack に関する工学的な問題としては、例えば、一般廃棄物や有害廃棄物等の最終処分場にて使用される土壌ライナーに Mudcrack が発生することにより水が流入し、汚染物質が拡散する等を挙げることができ²⁾、人間生活の安全・安心の観点からしても極めて重要な問題とされている。しかしながら、マッドペーストは気温や湿度、地下水といった環境因子の影響も大きく受けており、それらによって亀裂パターンも変化することが知られている³⁾が、これらの環境因子を統合的に捉えた評価手法や Mudcrack 形成のメカニズムについての明確な説明は未だ達成されていない。

そこで本研究では、ベントナイトペーストの乾燥過程に伴って発生する亀裂群の形態変化を評価するために、フラクタル次元解析を実施する。なお、マッドペーストの亀裂パターンは、粉体の粒度に依存することから、本研究では豊浦砂（以後、標準砂と呼ぶ）とベントナイトの混合ペースト（以後、混合試料と呼ぶ）を人工的に作成し、標準砂の混合率とフラクタル次元との関連性についても議論した。

2. 実験方法

2.1 実験条件

本実験では、ベントナイトペーストおよび混合試料を実験材料に用い、乾燥過程に伴う亀裂進展実験を行った。図 1 に粒度分布を示す。同図より、本試料はシルト分が多く含まれている試料であることが分かる。混合試料は標準砂の含有率を総重量の 0, 20, 30, 40% に設定した 4 つの混合パターンを用意した。同図より、標準砂の含有率（図中の S）が大きくなるにつれて試料中の粗粒分が多くなり、徐々に標準砂のみの粒度分布

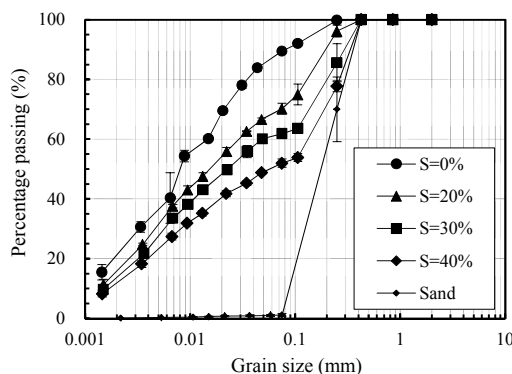


図 1 混合試料における粒度分布

に移行している試料であることが分かる。

容器には、フッ素樹脂加工を施してある円形金属容器（直径:28cm, 厚さ:5.3cm）を使用した。試料は、温度 25°C, 湿度 37% に設定した恒温器内に設置した。実験開始時の試料の層厚は 10mm とした。

2.2 フラクタル次元

フラクタル幾何学は Mandelbrot によって提唱された理論で、従来のユークリッド幾何学では取り扱うことができなかった“形”を定量的に記述できる点に特徴がある。フラクタル次元解析は、Mudcrack のような複雑現象に対しても有効であることが知られている。フラクタル次元は非整数値として、1 以下の場合には線よりも点に近く、1~2 次元では線よりは複雑であるが面を覆い尽くさない程度と定義される。すなわち、フラクタル次元の値が大きい程、対象物の複雑度が増加することを意味する（本研究では、1 次元よりは 2 次元のほうが形態的に複雑である、と定義した）。

フラクタル次元を求めるために、本研究ではボックスカウント法を適用した。この手法は、対象物を含む画像を、一辺が d の正方形格子で被覆し、対象物を含む正方形格子と正方形格子の数 $N(d)$ の両対数グラフを描き、その近似曲線の傾きからフラクタル次元を算出する手法である。なお、本研究では一辺の格子サイズ d に関しては、2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 32, 64 pixel の 9 パターンに設定した。

2.3 亀裂進展長さ

既存の研究において、亀裂パターンの特性や性質を理解するには、系全体の亀裂の長さ（以後、亀裂進展長さと呼ぶ）を評価することが重要であることが知られている³⁾。なお、亀裂進展長さとは、ベントナイトペースト表面に発生した Mudcrack の長さを意味する。本研究では、亀裂進展長さを求めるために、デジタル画像処理技術を使用した。

3. 実験結果

3.1 Mudcrack のフラクタル次元

図 2(a) にベントナイトペーストに生じた Mudcrack の様子を示す（乾燥開始 24 時間後）。同図を用いてフラクタル次元解析を実施したところ、Mudcrack のフラクタル次元は、約 1.46 であった。これはベントナイトペーストに発生する亀裂の幅が大きくなるために、理想的な直線（1.0 次元）よりも大きめの値（1.46 次元）を取ると考えられる。

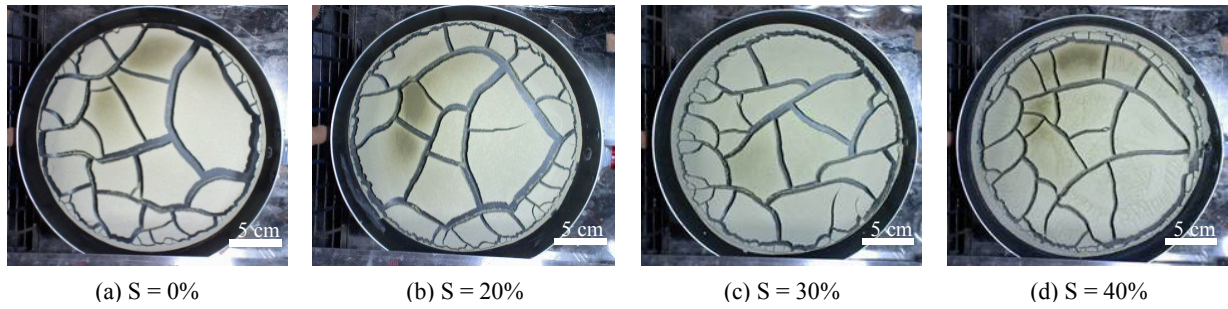


図2 混合試料の乾燥亀裂パターン

3.2 標準砂の混合割合と亀裂進展長さの関係

図3に標準砂の含有率に伴う亀裂進展長さとの関係を示す。同図より、標準砂の含有率が0~30%までは、亀裂進展長さが増加する。一方、標準砂の含有率が30%と40%の場合を比較すると、亀裂進展長さの大きな変化は確認できなかった。

3.3 標準砂の混合割合とフラクタル次元の関係

図4に粉体時における標準砂の含有率と体積収縮率の関係および、混合試料における標準砂の含有率とMudcrackのフラクタル次元との関係を示す。同図より、Mudcrackのフラクタル次元は、標準砂の含有率の増加に伴い減少している。ここで、フラクタル次元が減少する要因として亀裂幅に着目する。図2(a)に示す標準砂の含有率が0%の試料の場合、標準砂を含む試料(図2(b)~(d))と比較すると、幅の大きなMudcrackが発生している。これは図4に示すように標準砂の含有率が低い程体積収縮率が大きくなるためである。ここで、図2(c)(d)に示すように標準砂の含有率が30%と40%を比較した場合、Mudcrackの幅に若干の変化がみられたが、亀裂進展長さには変化がみられなかった。このことから、亀裂進展長さは、Mudcrackの複雑化、つまり、フラクタル次元の変化には関与していないことが示唆された。以上のことから、フラクタル次元の減少傾向(図4)は、標準砂の含有率が増加するに伴い体積収縮率が低下し、それによってMudcrackの幅が小さくなり、“線”のような形状(フラクタル次元=1.0次元)に近づいていくためだと考えられる。すなわち、Mudcrackのフラクタル次元の減少に影響を与えている要因はMudcrackの幅であると考えられる。

また、体積収縮率の減少傾向とフラクタル次元の減少傾向(図4)が似たような傾向を示していることが分かる。以上のことから、Mudcrackのフラクタル次元は体積収縮率と直接的な関連があると考えられる。

3.4 亀裂進展長さとのフラクタル次元の関係

図3より、標準砂の含有率が0~30%までは、亀裂進展長さが増加するに伴ってフラクタル次元は減少している。一方、標準砂の含有率が30%と40%の場合を比較すると、フラクタル次元の減少はみられるが亀裂進展長さの大きな変化は確認できない。したがって、ベントナイトペーストの乾燥亀裂パターンを定量的に評

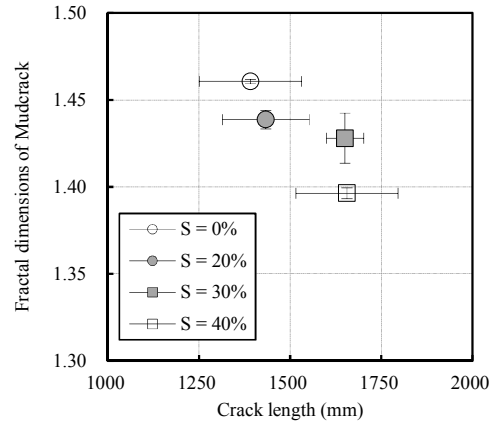


図3 亀裂進展長さとのフラクタル次元の関係

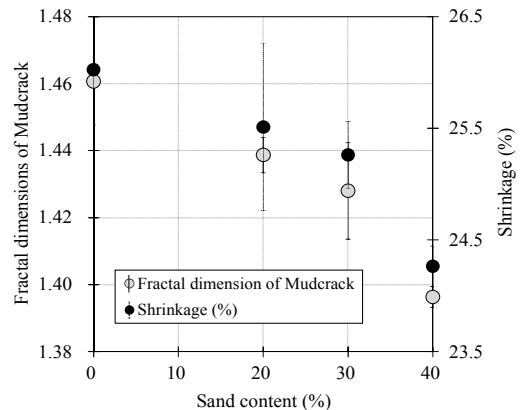


図4 砂の含有率, フラクタル次元, 体積収縮力

価する際には、亀裂進展長さのみでは十分に対応できないことが分かる。

4. おわりに

本研究では基礎的な実験に留まっている。今後、実問題に適用することが必要である。

参考文献

- 1) 伊藤寛之, 宮田雄一郎: マッドクラックのパターン形成実験, 地質学雑誌 104 巻, pp.90-98, 1998.
- 2) Philip, L. K., Shimell, H., Hewitt, P. J. and Ellard, H. T.: A field-based test cell examining clay desiccation in landfill liners, *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, Vol.35, pp.345-354, 2002.
- 3) DeCarlo K. F. and Shokri N.: Effects of substrate on cracking patterns and dynamics in desiccating clay layers, *Water Resources Research*, Vol.50, No.4, pp.3039-3051, 2014.

供用中の臨港道路直下での2流線式固化材スラリー噴射攪拌工法の施工事例

那覇湾管理組合 建設課 上原 康
沖縄土木設計コンサルタント 周 亜明 古波 英二
不動テトラ 赤星 征二 ○尾形 太

1. はじめに

供用中の道路直下など狭隘地で地盤改良工事を行う場合、施工ヤードが十分でないことからボーリングマシンタイプの小型施工機を用いて高圧噴射攪拌工法による地盤改良を行うことが多い。しかし、高圧噴射攪拌工法は、一般の機械攪拌式の深層混合処理工法に比べて非常に高価であるため、施工規模が大きい場合、事業費の増大に繋がってしまう。

最近では、機械攪拌を併用した高圧噴射攪拌工法など、機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法の両者が持つ特長を組合せた工法も開発され、実施例が増えつつある。

那覇港新港ふ頭地区の臨港道路港湾2号線において既設道路直下の液状化対策として機械攪拌を併用した高圧噴射攪拌工法である2流線式固化材スラリー攪拌（F T J）工法による施工を実施した。以下ではF T J工法の特徴と施工方法および施工結果について報告する。

2. 地盤改良工事の概要

那覇港新港ふ頭地区の臨港道路港湾2号線は耐震強化岸壁である10号岸壁から国道58号までを結ぶ臨港道路であり、災害時の緊急輸送道路であることから、既設道路の液状化対策工事が進められている。

ここでの液状化対策は災害時に最低限の交通を確保する目的で4車線のうち片側2車線分の液状化対策とし、残りの2車線の道路は供用させながらの施工となる。そのため狭隘なヤードで施工可能な工法として、ボーリングマシン程度の大きさの小型施工機で行う従来型の高圧噴射攪拌（C J G）工法と、小型のクローラマシンに機械攪拌翼を装備し、機械攪拌を併用しながら2流線で高圧噴射を行う2流線式固化材スラリー噴射攪拌工法（F T J工法）を比較検討した結果、作業効率が良く、経済性に優れている2流線式固化材スラリー噴射攪拌工法（F T J工法）が選定されている。

工事はH25年度から施工が開始され、現在までに3件の工事が実施されている。（施工位置図を図-1に示す）。

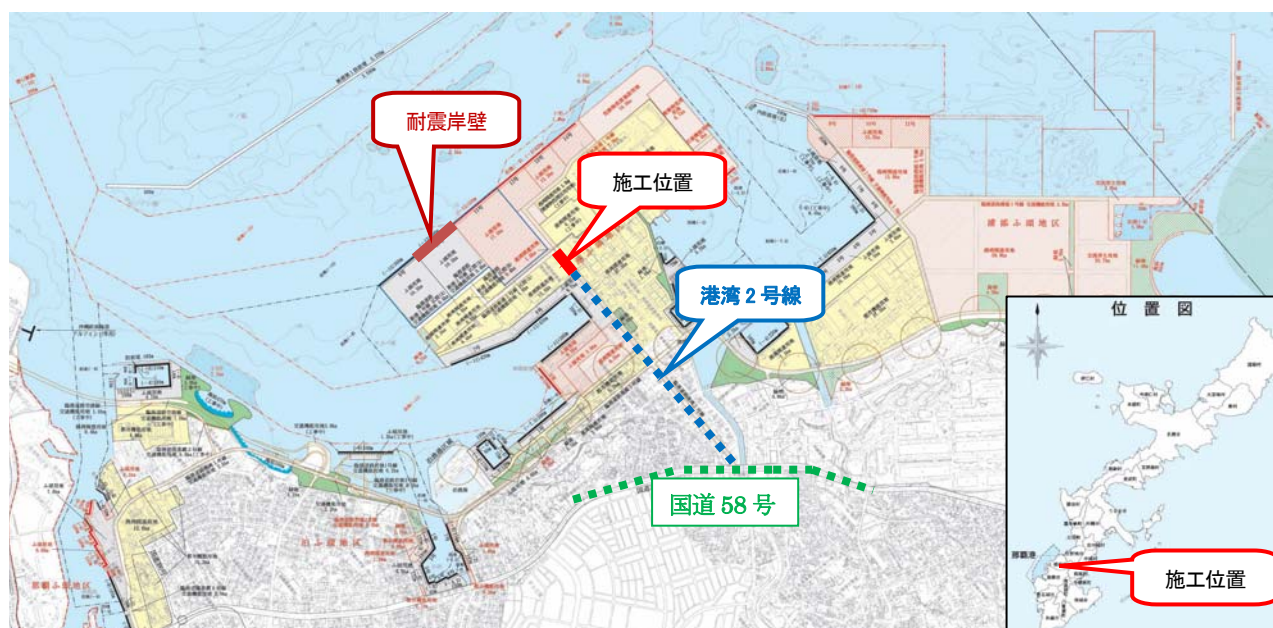


図-1 施工位置図¹⁾

今回施工を実施した3件の工事の概要を表-1及び図-2～5に示す。

表-1 各工区の改良仕様と数量

工区	設計強度 (kN/m ²)	改良径 φ (mm)	打設長 (m)	改良長 (m)	本数 (本)	総改良土量 ΣV (m ³)
H24-1 工区	500	2,000	19.5	11.5~12.0	164	6,291
H25-1 工区	500	2,000	19.5	14.0	50	2,198
H25-2 工区	500	2,000	19.5	14.0	58	2,550
計					272	11,039

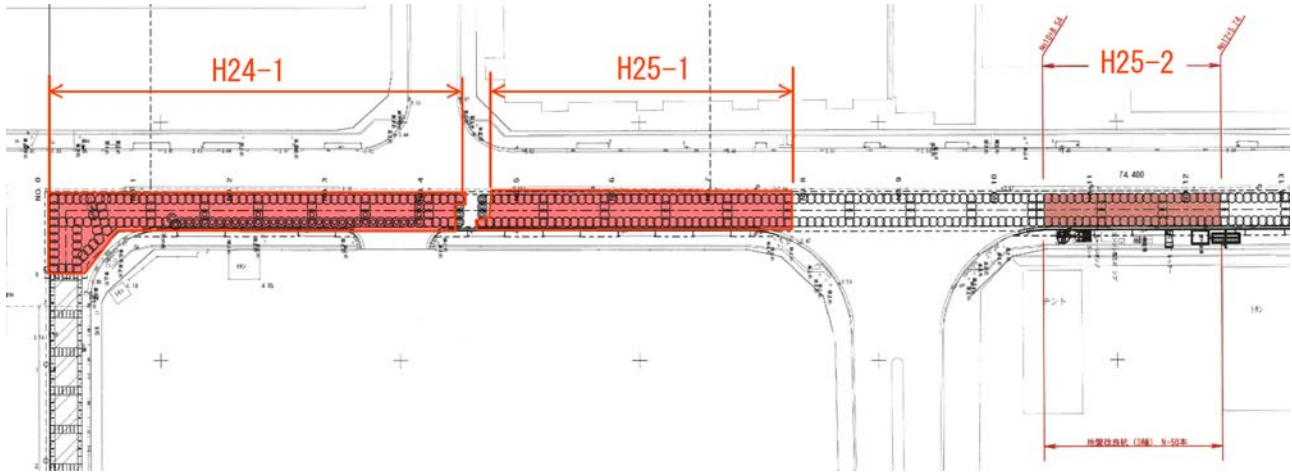


図-2 地盤改良工平面図

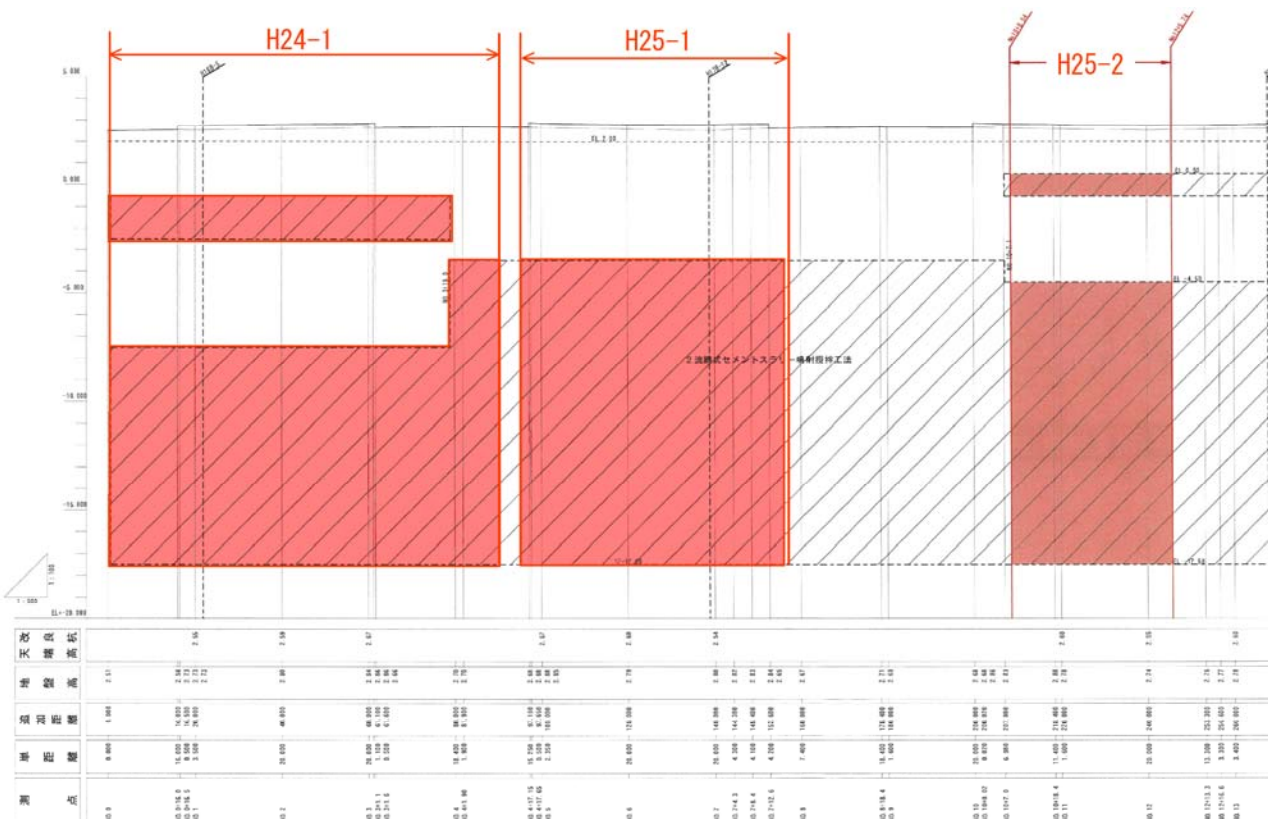


図-3 土層縦断面図

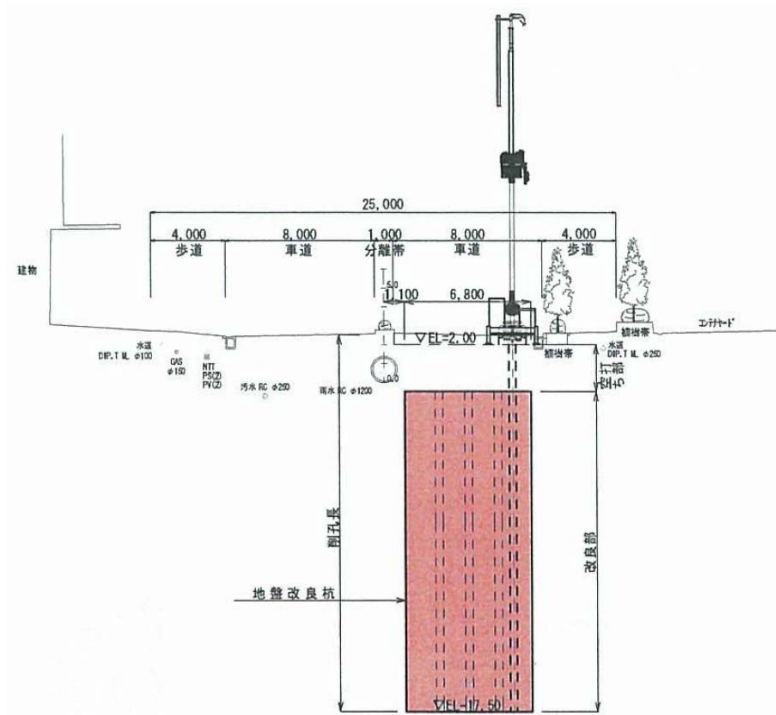


図-4 地盤改良工標準断面図

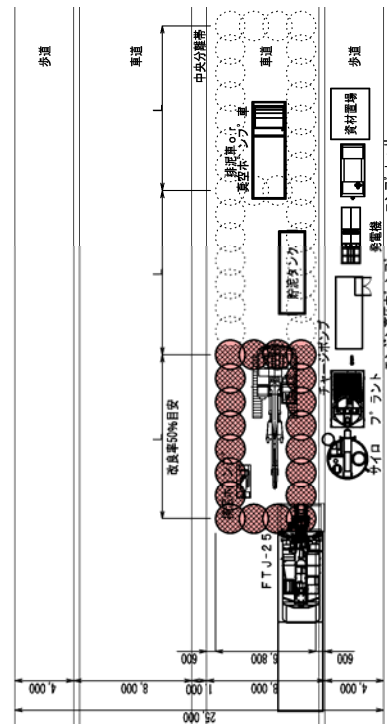


図-5 施工状況平面図

3. FTJ工法の特長

(1) 従来工法との違い

FTJ工法は、機械式の攪拌翼先端に噴射ノズルを2個装備し、固化材スラリーを2流線で噴射することで改良体の内側を機械攪拌、外側を高圧噴射攪拌により切削・造成するものである。

この工法の特長としては、

- ①2流線のため1流線の従来工法に比べ能率が高い
- ②機械攪拌部を有することから高圧噴射のみの従来工法に比べて切削距離・切削時間が短い
- ③クローラタイプの施工機で機動性が高い

であり、このことから単位土量当りに使用するセメントスラリー量並びに排泥量が減少し、経済性と工程面・環境面で有利な工法である。

表-2に当現場の条件での従来工法(CJG工法)とFTJ工法の比較結果を示す。表から経済性や能率面で優れていることが分かる。

表-2 従来工法とFTJ工法の比較

項目	単位	従来工法 (CJG工法)	FTJ工法
改良径	mm	φ2000	φ2000
噴射圧	MPa	20	30
噴射流量	ℓ/分	60	300 (150×2/ノズル)
造成速度	分/m	38	4
固化材配合量	kg/m ³	585	236
1日当り施工本数	本/日	0.5	1.8
1本当りの排泥量	比率	1.0	0.3
1本当りの施工費 (排泥処分費を除く)	比率	1.0	0.4

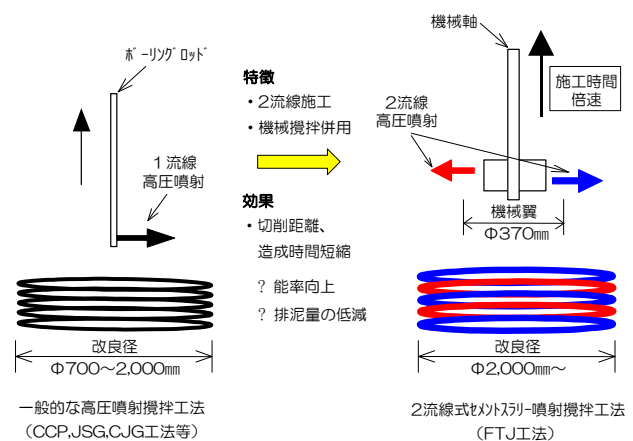


図-6 従来工法との違い

(2) 当現場の施工条件

FTJ 工法には様々なバリエーションの施工機や攪拌翼・吐出方式が用意されているが、当地区の施工条件である①～③に対して適用可能な施工機・攪拌翼・吐出方式を選定した。

① 供用中の道路の片側車線を利用しての施工（作業ヤード幅が 8m と狭い）

→ 施工機を小型クローラタイプに選定

② 表層 5m の埋土層に多量の大礫・岩塊、改良対象の砂礫層に固結したサンゴ塊が介在

→ 攪拌翼を硬質地盤対応のくり貫き翼に選定

③ 地下埋設管の脇を削孔して改良を行う近接施工

→ 吐出方式を低変位施工が可能なエア一併用方式に選定

(3) 当現場の土質条件

上記の②にも示したが、特に表層 5m の埋土層には、多量の大礫・岩塊が存在した。通常このような地盤では機械攪拌翼による施工は困難となるが、FTJ 工法ではこのような地盤に対しても施工可能なくくり貫き翼が開発されており、このくり貫き翼を用いることで沖縄県特有の土質である岩塊状の琉球石灰岩に対しても施工が可能となる。

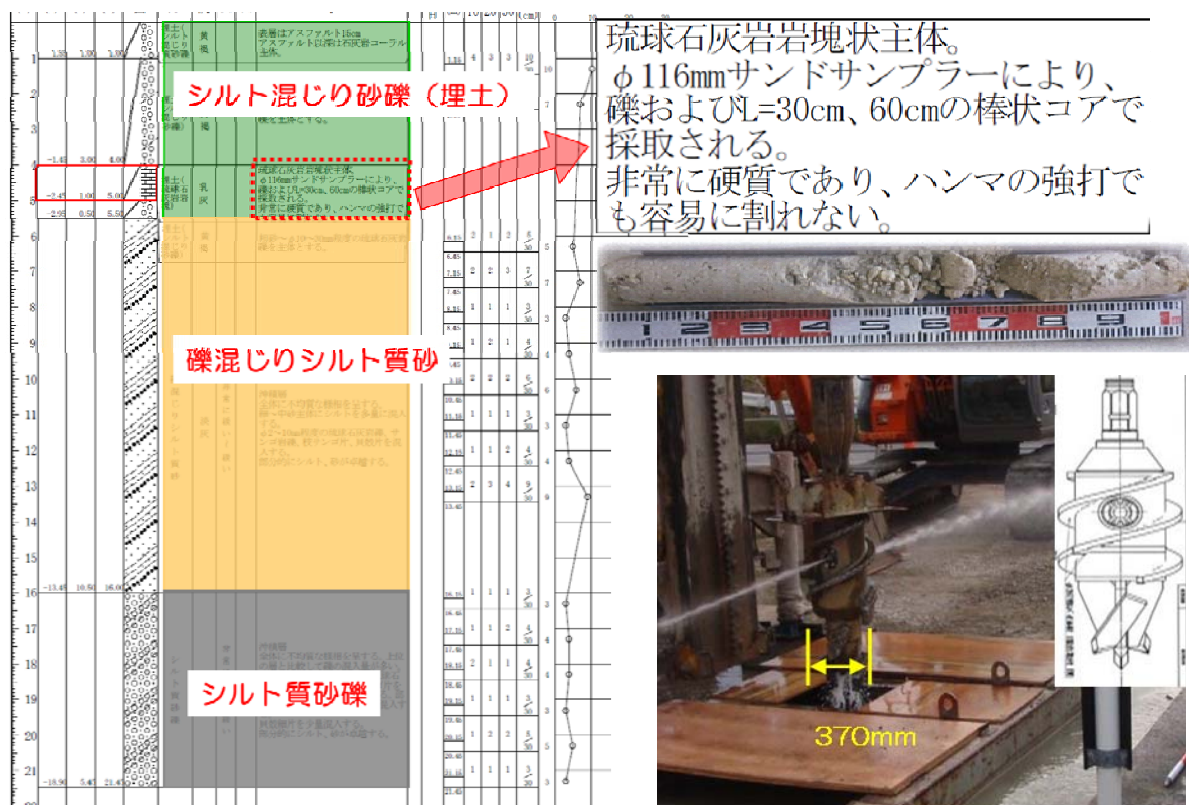


図-7 当現場の土質

写真-1 硬質地盤用攪拌翼（くり貫き翼）

4. 施工方法

当現場は、施工ヤード幅 8m の作業エリアで打設深度 20m 程度までの格子状改良を行う必要がある。また改良エリアには横断方向や縦断方向に地中埋設管が存在し、それらに変位影響を与えないように低変位で施工を行うことが要求される。

そのため現場での施工方法としては、以下の点で工夫しながら施工を行う必要があった。

(1) 打設順序

打設順序については、格子状改良でありラップを確実にを行う必要があることから、一定の硬化時間経過後に隣接杭を施工する 1 列飛ばしの施工を行った。

(2) 継打ち施工

打設長が 20m 程度にも及ぶため継打ち施工を実施した。通常の継打ち施工では施工エリア外にロッド埋め込み用の穴を掘削し、切断した上部のロッドを穴に仮置きしながら施工を行うが、当地区では施工エリアが細長く、埋め込み用の穴までの移動作業に時間が掛かるため、現場での工夫として、上部ロッド（軸）の受け台（写真-3）を設置し、継ぎ足し作業の時間短縮を行った。



写真-2 一般的な継ぎ足し施工（埋込み式）



写真-3 軸受け台による施工

(3) 地中埋設物対策

施工エリア内には、下水・雨水などの埋設管が縦断・横断方向に埋設されていたそのため施工前には埋設管の位置を測量や試掘等で確認すると共に、当初図面にはない、埋設管が発見された場合には、設計の格子間隔を満足させながら、改良杭の打設位置を適宜変更することで対処した。

5. 施工後の品質確認結果

施工後に行ったチェックボーリングの結果では良質のコアが採取され、一軸圧縮試験の結果でもすべての供試体で設計基準強度を満足することが確認された。

図 3.1 B-1 (A44・45) コア写真



写真-4 改良体のコア写真

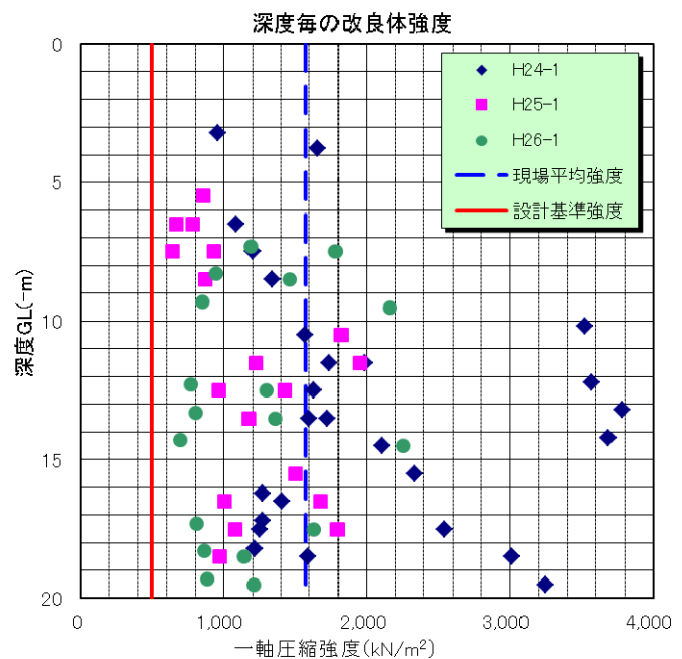


図-8 一軸圧縮試験結果

6. まとめ

本工事は、供用中の4車線の道路のうち片側2車線を供用しながら、残りの2車線部分を地盤改良する工事であるが、FTJ工法の小型クローラタイプの施工機により、施工ヤード幅8m程度で施工を行うことができた。

また、中間に固結したサンゴ塊（硬質層）が存在したが、硬質地盤対応のくり貫き翼を用いることでサンゴ塊を破砕しながらの貫入が可能となった。

地中埋設管に対しても、十分な事前調査を行い、エアーを併用した低変位施工を行うことで埋設管に悪影響を及ぼすことなく施工を完了することができた。

施工後の事後調査では、良質のコアが採取されすべての供試体で設計強度以上であったことから、今回の施工方法で十分な品質が得られることも確認できた。

今後の施工区間では更に厳しい条件での施工が予想されることから、施工方法の改善・工夫しながら、安全で経済的かつ高品質な地盤改良工事の推進に努力していきたい。

最後に本報告をまとめるにあたりご協力頂いた、那覇港管理組合の関係者各位に深く感謝の意を表します。



写真-5 FTJ工法の施工状況

【参考文献】

- 1) 那覇港管理組合ホームページ
- 2) FTJ（エフツインジェット）工法研究会：FTJ（エフツインジェット）工法技術資料, 2014.

島尻層群泥岩における小断面排水トンネル施工時の泥濘化対策工について

沖縄総合事務局 宮古伊良部農業水利事業所 伊佐健次 森島祐一郎
 鴻池・大米建設工事共同企業体 古賀圭二 ロノ町仁
 株式会社 鴻池組 土木事業本部 前田聖士

1. はじめに

宮古島を形成するのは新生代新鮮世の島尻層群とそれを不整合に覆う琉球層群(琉球石灰岩)である。島尻泥岩は、細粒砂岩層を挟んでいるものの、基質は泥岩で構成されている。現場透水試験結果($k = 3.20 \times 10^{-6} \text{cm/s}$)からも、島尻泥岩の透水係数は小さく、トンネル掘削に伴う湧水の可能性は極めて小さいと考えていた。島尻泥岩層におけるトンネル施工事例では、滴水程度の湧水でスレーキングが発生し、支保工の支持力不足による沈下が発生している^{※1)}。本トンネルでは、設計時点の地質調査で湧水地点を確定することはできなかったが、施工中、島尻泥岩層中に湧水箇所が多発しトンネル基盤が広範囲で泥濘化した。

本報告は、仲原地下ダム高水排水施設建設工事で行った泥濘化対策工について述べる。

2. 仲原地下ダム高水排水施設建設工事の概要

宮古伊良部農業水利事業(受益面積9,156ha)は、地下ダム2箇所(仲原地下ダム、保良地下ダム)と副貯水池1箇所を新設して農業用水を確保すると共に、かんがい施設を整備して、関連事業と併せて農業生産性の向上を図るものである。

本工事は、国営宮古伊良部土地改良事業計画に基づき建設する仲原地下ダムの付帯設備として長南排水路(トンネル部)を建設するものである(表-1)

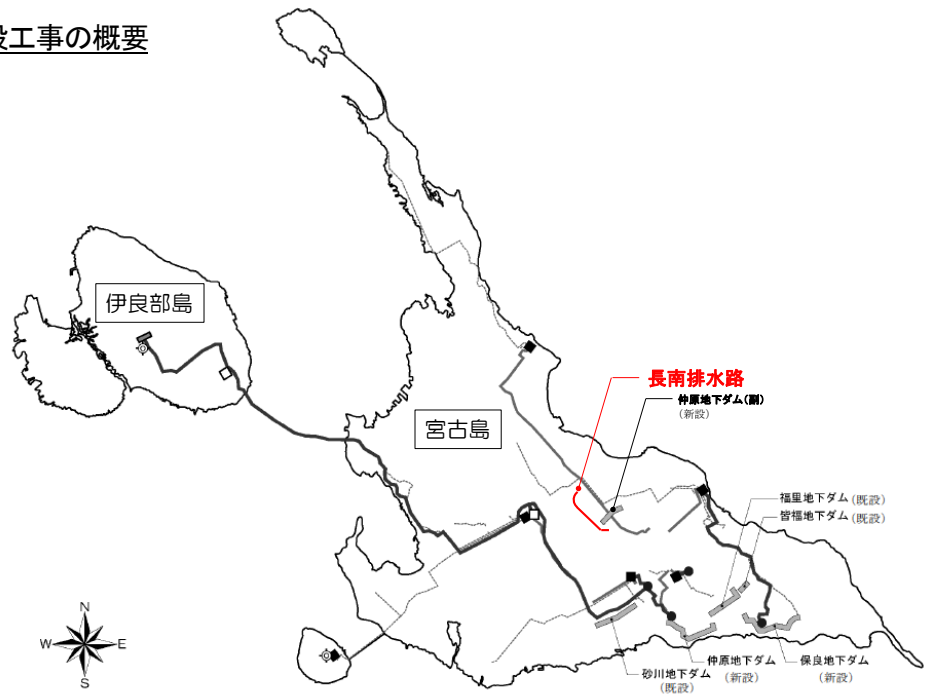


図-1 位置図

表-1 工事概要

工事名称	仲原地下ダム高水排水施設建設工事	
工事場所	沖縄県宮古島市平良字東仲原根添地内他	
工期	平成26年3月10日 ~ 平成28年4月27日	
工事内容	延長	トンネル延長 L=1,994.6m (第1工区:L=1,194.6m、第2工区:800.0m)
	断面	3rホ口形(2r-v-3r)馬蹄形 r=0.90m 仕上内空断面積2.8m ²
	施工工法	矢板工法(レール方式)
	掘削方式	機械掘削方式
	掘削工法	全断面掘削工法

仲原地下ダム流域にある長南地区は、低位部の閉鎖流域のため現況でも地下水位が高く地下ダム完成後の大雨時等における高水の影響が懸念されている。地下水位低下対策として2基の集水井+水抜きボーリング工を採用し、集水井からの排水方法はトンネル方式で宮原3号排水路へ排水する。(図-2、3)

トンネル工は、全延長でL=1,994.6mを第1工区(直接開削方式:L=1,194.6m)と第2工区(立坑方式H=37m:L=800m)に分け、迎え掘りでレール方式にて施工した。地質は、第1工区の坑口部に琉球石灰岩が一部存在するが、大半が島尻泥岩であった。(図-4)

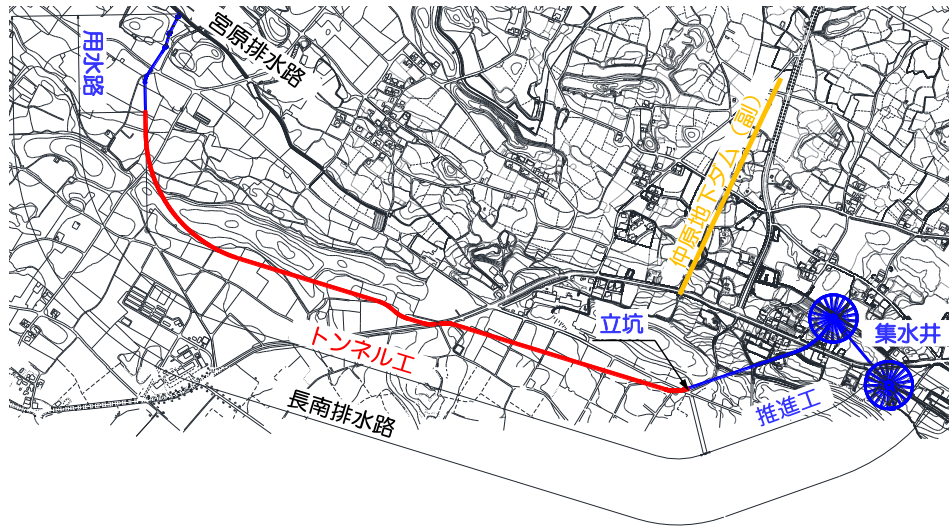


図-2 平面図

Cタイプ
(支保工建込間隔1200)

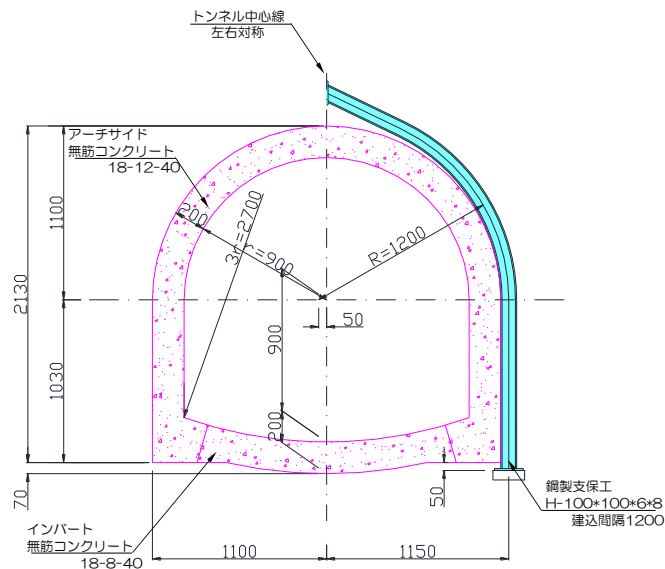


図-3 トンネル標準断面図

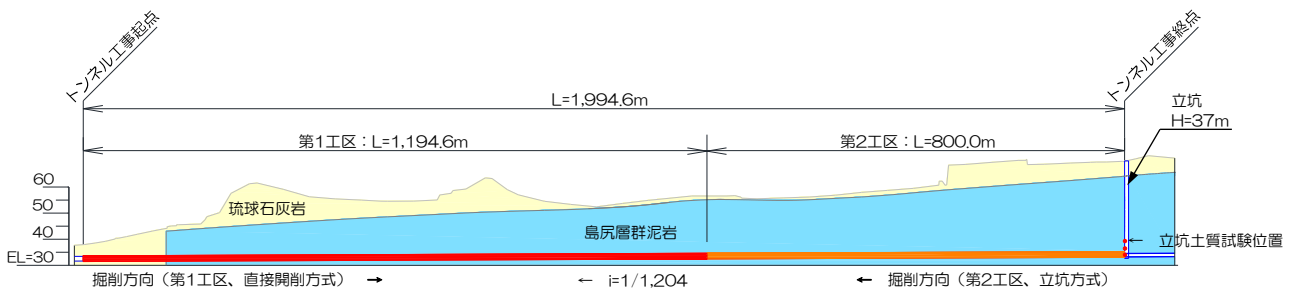


図-4 地質縦断面図

3. 泥濘化の状況

(1) 切羽部のトンネル基盤部

主に第2工区において、トンネル掘削時に湧水が多い切羽部では、トンネル基盤が湧水により水浸し状態となり、掘削機械（シャフロダ）のキャタピラ稼働によるこね返しにより深さ 250～350mm 程度の泥濘化が生じた。（図-5、写真-1）

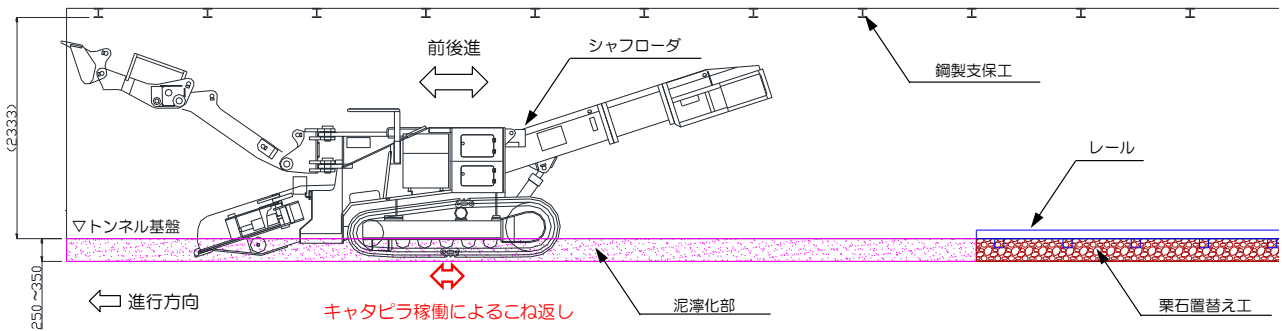


図-5 切羽部のトンネル基盤 泥濘化状況図



写真-1 切羽部のトンネル基盤 泥濘化状況

(2) 掘削後のトンネル基盤部

第1・第2工区ともに、切羽部での掘削機械の稼働による泥濘化（こね返し）が生じなくても時間経過とともに脆弱化が進行し、トンネル基盤が(1)と同様に深さ 250～350mm 程度泥濘化する箇所が発生した。

これらの箇所は、もともと透水係数が小さいため時間をかけて湧水が集まってくる場所にあり、水中ポンプでの強制排水を行ってもトンネル縦断勾配が $i = 1/1,204$ (0.08%) と微小なため、排水勾配が取れず、水浸し状態となった。

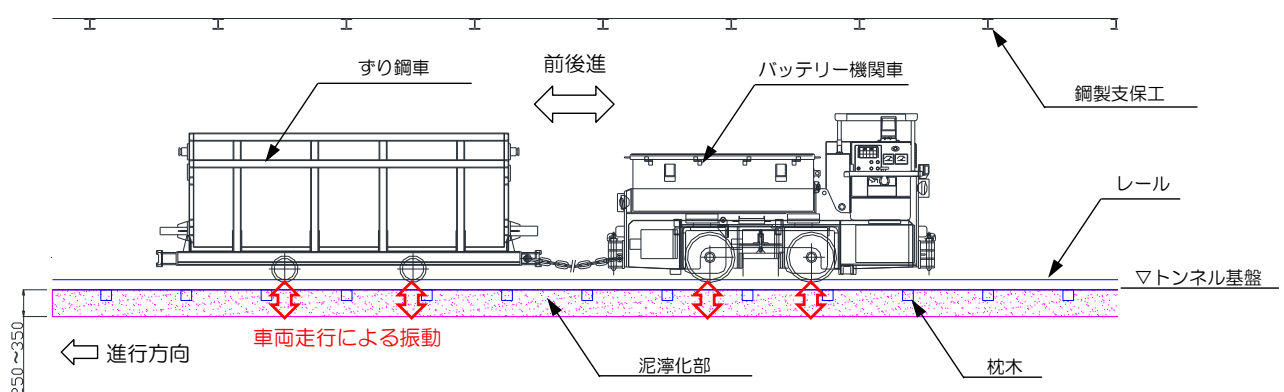


図-6 掘削後のトンネル基盤 泥濘化状況図



写真-2 掘削後のトンネル基盤の湧水状況

<時間の経過とともに軌道周辺が水浸し状態となる>

4. 泥濘化の発生要因と施工上の懸念

当該トンネル基盤の泥濘化現象は、以下の要因から、泥岩の粒子間の結合力が切れて脆弱化が発生したと考えられる。

- 1)当初想定に反し第2工区では湧水が多く、水中ポンプによる強制排水を行っても時間の経過とともに水浸し状態となる箇所が多い。
- 2)島尻層群泥岩は、湧水によりある程度脆弱性を有する^{※2)}。
- 3)掘削機械や軌道上の走行車両により、基盤面周辺に繰り返し荷重が発生する。

この泥濘化したトンネル基盤に軌条設備を敷設することは、支持力不足による走行車両の転倒・脱線や、覆工コンクリートスライドセントルの沈下が懸念された。さらに、構造物としての長期的な支持力不足による覆工コンクリートやインバートコンクリートの不等沈下も懸念された。

一方、湧水に触れていても繰り返し荷重が作用していない「周辺地山」や「支保工足元」では脆弱化は見られなかったことから、トンネル基盤の泥濘化を無くすことでトンネルの安定は確保できると考えられた。

表-2 立坑土質試験結果一覧^{※2)} (試験位置は図-3 参照)

項目	試験名	単位	試験基準	試験結果			NEXCO 判定基準	判定結果
				トンネル天端+2m	トンネル天端+1m	トンネル断面中央		
物理試験	自然岩水比	%	JIS A 1203	25.4	26.1	14.0	≥20	×
	2μm以下粒子含有量	%	JIS A 1204	15.5	16.0	18.0	≥25	○
	塑性限界	%	JIS A 1205	21.3	24.4	24.2	≥60	○
	岩石の密度	kN/m ³	JGS 2132	19.31	19.17	17.27	≤21	×
安定性試験	給水膨張率	%	JGS 2121	0.02~0.03	0.03~0.07	0.21~0.93	≥2.0	○
	浸水崩壊度	定性 (A~D)	NEXCO 722	B	B	B	C,D	○
	簡易スレーキング	定性 (0~4)	JGS 2124	2	2	2	3,4	○
化学試験	X線解析 (定性分析)	定性 (多量~負検出)	NEXCO 725	(スメクタイト) 少量	(スメクタイト) 少量	(スメクタイト) 少量	(スメクタイト) 少量以上	×
	X線解析 (定量分析)	wt.%	NEXCO 725	(スメクタイト) 6	(スメクタイト) 5	(スメクタイト) 6	(スメクタイト) ≥20	○
	CEC試験	meq/100g	JGS 0261	19	18	17	≥20	○

(※判定基準 ×：膨張性を示す因子、○：膨張性を示さない因子)

5. 泥濘化対策工の選定

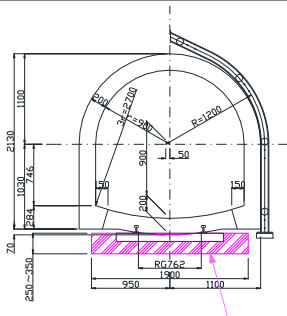
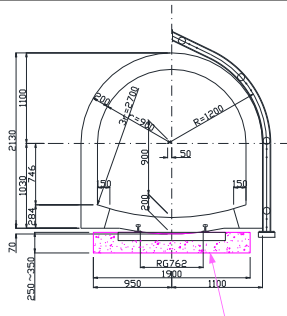
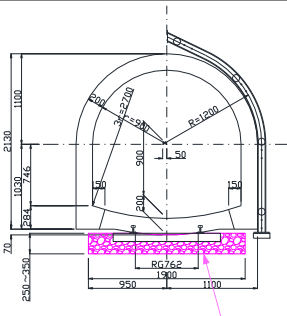
泥濘化対策については、掘削時や覆工コンクリート施工時の軌道設備の保守を目的とする‘仮設対策’と、覆工コンクリートやインバートコンクリートの安定確保を目的とする‘本設対策’の両面で満足するものが望まれる。また、本トンネルは小断面（内空断面積 2.8m²）であり、大がかりな施工機械の投入は難しいことや、立坑からの材料搬入が可能となる立地条件に配慮する必要がある。

「トンネル標準仕様書（S52）」では、「坑内運搬をレール方式による場合は、脱線等の障害を起こさないよう軌道の敷設、保守を行わなければならない」、「掘削面の地質が悪い場合は、栗石を敷いたり、ならしコンクリートを施工した後にインバートコンクリートを施工するのが望ましい」との記述があり、本トンネルでは、これらに準拠して、表-3 に示す 3 つの工法について比較検討を行った。

比較検討の結果、養生時間が不要で、施工性に優れる栗石置換え工を選定した。

図-7 に栗石置換え工の詳細図を示す。置換え厚さは枕木の厚さ 100mm と栗石の粒径 50～150mm、さらには現状の泥濘化深さを考慮して 250～350mm とした。置換え幅は支保工足元からの離隔確保と地盤への荷重伝搬範囲（45°）を考慮して 1900mm とした。

表-3 トンネル基盤 泥濘化対策工 比較表

対策工	セメント改良工	コンクリート置換え工	栗石置換え工
詳細			
	・泥濘化した部分にセメント系固材（100kg/m ³ ）を添加し、改良する。	・泥濘化した部分を剥取り、コンクリート（18-8-40）に置換える。	・泥濘化した部分を剥取り、栗石（50～150）に置換える。
経済性	○	×	○
施工性 （養生時間）	×	×	○
	（ 3～7日 ）	（ 3～7日 ）	（ 0日 ）
評価	×	×	○

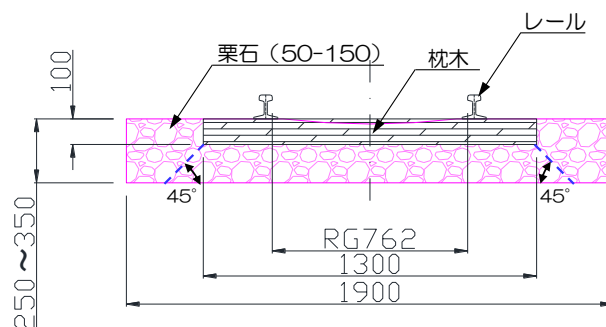


図-7 栗石置換え工 詳細図

6. 栗石置換え工の検証

トンネル基盤の支持力確認には、現地平板載荷試験を採用した。平板載荷試験によって得られた極限支持力からその 1/3 を許容長期支持力、その 2/3 を許容短期支持力とし、各施工段階での作用荷重と比較することにより検証を行った。

表-4 に基盤部が泥濘化した無対策箇所、表-5 に栗石置換え工を実施した箇所の検証結果をそれぞれ

れ示す。無対策箇所では、コンクリート打設時の短期作用荷重と長期作用荷重に対して十分な地耐力が確保できない。一方、栗石置換え工を実施した箇所では、短期作用荷重と長期作用荷重に対して十分な地耐力を有している。

表-4 作用荷重・許容支持力一覧表（第2工区側：TD193.2m、支保工No.161）＜対策無し＞

種類	作用荷重 (kN/mm ²)	許容支持力 (kN/mm ²)	判定
(1)施工時にかかる作用荷重（短期）	—	—	—
1)軌条設備	58.8	81.5	OK
2)覆工コンクリート【スライドセントル移動】	61.3	81.5	OK
3)覆工コンクリート【コンクリート打設】	84.5	81.5	NG
(2)構造物にかかる作用荷重（長期）	84.0	40.7	NG

表-5 作用荷重・許容支持力一覧表（第2工区側：TD204.0m、支保工No.170）＜対策有り＞

種類	作用荷重 (kN/mm ²)	許容支持力 (kN/mm ²)	判定
(1)施工時にかかる作用荷重（短期）	—	—	—
1)軌条設備	58.8	168.0以上	OK
2)覆工コンクリート【スライドセントル移動】	61.3	168.0以上	OK
3)覆工コンクリート【コンクリート打設】	84.5	168.0以上	OK
(2)構造物にかかる作用荷重（長期）	84.0	84.0以上	OK

なお、表-5に示す平板載荷試験は栗石置換え後約半年経ってから実施しており、試験箇所周辺は水浸し状況の中、軌道上の走行荷重が作用しても、再び泥濘化せず軌道を保持していた。

これらの結果から本工事では、トンネル切羽での湧水箇所は軌道設置前に、掘削後の時間経過に伴い水浸し状況となっている箇所は軌道を一時撤去して、レール1本分毎（@5m）に栗石置換え工を‘仮設・本設対策’として実施した。

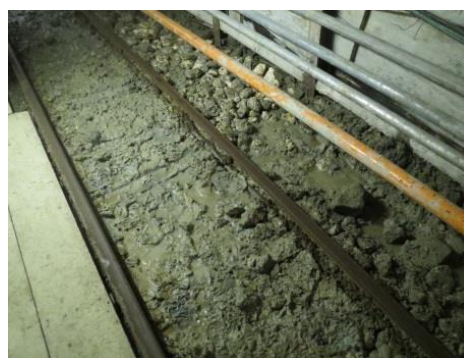


写真-3 栗石置き換え工完了部
＜水浸し状態であるが軌道の沈下は見られない＞

7. おわりに

トンネル工事は、平成27年9月4日に無事貫通した。本工事では、島尻泥岩からなるトンネルの基盤が湧水により著しく泥濘化し、一時トンネルの安定性や施工の安全性が損なわれる状況となったが、栗石置換え工により、その後問題なく施工を行っている。現在、覆工コンクリートの施工中であり、長期作用荷重（本設対策）に対する妥当性については、覆工コンクリートの不等沈下が発生しないことを確認の上判断する。

本工事での施工方法や得られた知見が今後、同種工事（小断面トンネル工事）の参考になれば幸いである。

参考文献

- ※1) 平成23年度 宮古伊良部農業水利事業 仲原地下ダム高水対策排水施設実施設計業務 2.地形・地質 II-2-6
- ※2) 中間立坑土質試験結果報告書 H25.8