

第 23 回沖縄地盤工学研究発表会 講演概要集

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2010

2010 年 11 月 12 日（金）
沖縄ハーバービューホテル

主催：沖縄地盤工学研究会，地盤工学会九州支部
共催：全国地質調査業協会・沖縄県地質調査業協会

第 23 回 沖縄地盤工学研究発表会 目 次

セッション 1

沖縄本島における地すべり・崩壊事例について	1
○ 安谷屋 賢・武田 雅人・長堂 嘉光・賀数 博一・与那嶺 満 (上原地盤工学研究所 琉球石灰岩分科会)	
琉球石灰岩岩盤に対する岩盤分類の適用とその岩盤物性値の評価	5
○ 渡嘉敷 直彦(琉球大学) アイダン オメル(東海大学) 長堂 嘉光(岩下建技コンサルタント)	
限定充填工法隔壁の自立性向上に向けた検討	11
○ 坂本 昭夫・杉浦 乾郎・石合 伸幸・和田 幸二郎(株)飛島建設 渡嘉敷 直彦(琉球大学)	
中学校グラウンド造成工事における補強土壁工法と 地滑り対策地山補強土工法の施工実績報告	13
○ 佐原 邦朋・妻鹿 誠(株)ヒロセ 上間 勝也(株)東陽エンジニアリング)	
既設構造物直下における液状化対策	18
○ 秋間 健・鈴木 亮彦・辻村 崇・石井 隆行(株)社不動テトラ)	
石炭灰及び赤土泥状土を用いた再生造粒材の地盤環境影響に関する 研究開発	22
○ 渡久地 博之・真栄田 義安(株)沖縄環境分析センター) 原 久夫(琉球大学) 与那原 利行(元・大永建設株式会社) 松本 新一((資)新藤土質調査)	

セッション 2

- 浸潤面を考慮した赤土濁水流への有限要素法の適用 28**
- 江戸 孝昭 (琉球大学理工学研究科)
 - 原 久夫 (琉球大学)
 - 松原 仁 (琉球大学)
- ろ過型沈砂池における砂ろ過層のろ過機構に関する実験・研究 . . . 32**
- 木下雄次郎・永溪 忠士 (琉球大学工学部 学部生)
 - 原 久夫 (琉球大学)
- リングせん断試験による地すべり土の完全軟化強度測定
-沖縄, 島尻層群泥岩- 37**
- 比嘉 健太郎 (琉球大学農学部生産環境学科)
 - 木村 匠・Vithana S.B. (鹿児島大学大学院連合農学研究科)
 - 江口 佑人 (琉球大学大学院農学研究科)
 - 中村 真也 (琉球大学農学部)
- 地すべり土の残留強度とせん断速度の関係 39**
- 我如古 巧 (琉球大学農学部生産環境学科)
 - 木村 匠・Vithana S.B. (鹿児島大学大学院連合農学研究科)
 - 江口 佑人 (琉球大学大学院農学研究科)
 - 中村 真也 (琉球大学農学部)
- 地すべり土の残留状態からの回復強度に及ぼす再圧密時間の影響 . . 41**
- 江口 佑人 (琉球大学大学院農学研究科)
 - 中村 真也 (琉球大学農学部)
 - 木村 匠・Vithana S.B. (鹿児島大学大学院連合農学研究科)

石灰岩地域における鍾乳洞と断層

上原地盤工学研究所 琉球石灰岩分科会

安谷屋賢 武田雅人

長堂嘉光 賀数博一

与那嶺満

1 まえがき

沖縄県では琉球石灰岩を主とする石灰岩分布地域が至るところにあり、土木工事の際、鍾乳洞等の空洞が問題となることがある。一般に石灰岩は水の溶蝕を受けやすく、浸食を受けた地形はカルストと呼ばれ地表面や地下に形成される。鍾乳洞は地下に形成されたカルスト地形で、地表からはその存在が確認しづらいことも少なくない。しかしその成因は地下水の存在が大きいため、水の通り道になりやすい断層との関連があるとされる。

本分科会では、石灰岩における鍾乳洞（空洞含む）の実態を断層との関連で把握し、構造物の基礎やその他の土木工学的な取り扱いに関する課題を明らかにすることを目的とする。本報告では、既存文献¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾による鍾乳洞と断層の位置をひとつの平面図に記載することで両者の関連付けを試みた。地域数やデータ数からまだ不十分であるが、現在の状況を紹介する。

2 鍾乳洞と断層の分布

対象とした地域は、第四紀更新世・琉球石灰岩が広く分布する沖縄本島南部と宮古島、古期石灰岩が分布する本部半島の3地域である。

いずれも既存文献から鍾乳洞と断層を確認し、ひとつの平面図に両者の位置関係を示した。



図 - 1 データ収集地域とデータ数

2-1 沖縄本島南部

第四紀更新世の琉球石灰岩が広く分布し、糸満市・八重瀬町および南城市にかけて広い台地を形成する。この石灰岩台地には下位の新第三紀・島尻層群泥岩を不透水基盤として、地下水が賦存する。また既存地質図によると北西～南東方向とこれに斜交する断層が見られる。

地質図に既存文献から大小 78 箇所の鍾乳洞をプロットしたのが図 - 2 であるが、多数の鍾乳洞が断層沿いあるいはその延長上に位置する。

本地域には、沖縄県の代表的鍾乳洞である玉泉洞があり、国の登録有形文化財となっている。

2-2 宮古島

第四紀更新世の琉球石灰岩がほぼ島全体に分布し、沖縄本島南部と同様、石灰岩台地には下位の島尻層群泥岩を不透水基盤として地下水が賦存する。島は北西～南東方向の断層が幅 1～2 km ごとに平

行に存在し、特有のケスタ地形を形成する。

地質図に既存文献から大小 24 箇所鍾乳洞をプロットしたのが図 - 3 であるが、ほとんどの鍾乳洞が断層沿いに位置する。

2 - 3 本部半島

中生代の今帰仁層・本部層および与那嶺層の石灰岩が山地を形成し、北部海岸域には第四紀更新世の琉球石灰岩が分布する。

地質図に既存文献から大小 37 箇所鍾乳洞をプロットしたのが図 - 4 であるが、多数の鍾乳洞が断層沿いに位置する。

3 まとめ

鍾乳洞と断層については関連が深いとされるが、具体的に関連付けされたデータは少ない。そこで、本研究会では手始めに沖縄本島南部・宮古島および本部半島の 3 地域について鍾乳洞と断層の分布図を作成した。その結果、鍾乳洞の箇所あるいはその周辺には断層が存在することが多く、両者の位置的な関連が見られる。すなわち、断層に集まる地下水が石灰岩を溶蝕することで鍾乳洞が形成されたと考えられる。

現時点では地域もデータ数も限られているが、今後は下記の項目で研究を進めていくことで関連性をより高め、地盤工学的にも適用範囲を広げていきたい。

地域やデータを新たに加え、より広範囲での状況把握

文献等による鍾乳洞の形成過程の調査

ポ - リングデータから石灰岩の岩盤状況の確認

力学試験等のデータによる地盤工学と関連づけ

地下水の状況（分布・流れ等）の把握

謝辞

この調査研究を行なうにあたり、資料提供等および助言を頂いた新城俊也琉球大学名誉教授に心から感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 沖縄県教育委員会：沖縄県洞穴実態調査報告 ～ 、1979
- 2) 木崎甲子郎：琉球弧の地質誌、1985
- 3) 沖縄県：土地分類基本調査、1985
- 4) 氏家宏：沖縄本島中南部の地質図（浮遊性有孔虫化石帯に基づく）、1988
- 5) 沖縄開発庁 北部ダム事務所：沖縄本島地質図、1979

琉球石灰岩岩盤に対する岩盤分類の適用とその岩盤物性値の評価

琉球大学工学部 ○ 渡嘉敷 直彦
 東海大学海洋学部 藍壇 オメル
 岩下建技コンサルタント 長堂 嘉光
 沖縄県土木建築部 渡嘉敷 亘

1. はじめに

琉球諸島の多くの島々が、島全体あるいは大部分が琉球石灰岩で構成されており、琉球石灰岩層が分布する海岸周辺や内陸部には、自然岩盤構造物と呼ばれる大小の自然空洞や海食崖が多数存在している。近年、都市化に伴う開発や遺跡保存の面から、これらの自然岩盤構造物における岩盤の陥没や崖の崩壊に対する安定性の評価が問題となっている¹⁾²⁾。

図-1に示すように、文化財に指定されている具志川城址の修復保存に際して、城址直下に位置する2つの自然空洞と城址先端にある海食崖を有する基礎岩盤の安定性の評価が求められている。また、石垣島では、新空港の建設が進められているが、空港滑走路および着陸帯の直下を横切る数条の鍾乳洞の存在が確認されており、琉球石灰岩層直下の浅所空洞の陥没問題や航空機離着陸時の衝撃荷重に対する支持力の評価および対応策が問題となっている。

これらの事例に代表される琉球石灰岩層の自然岩盤構造物の安定性評価に際しては、岩盤の岩盤物性値の評価が必要となるが、従来より、地質調査、ボーリング調査、原位置試験の結果から、N値に基づいた評価が行われている。しかしながら、このような岩盤に対するN値による評価には限界があり、琉球石灰岩岩盤の力学的特性を、岩盤工学的な立場から再評価することとする。

本論文では、代表的な岩盤分類であるRMR (Rock Mass Rating) およびQ値 (Quality Value) を用いて、琉球諸島の琉



図-1 自然空洞と海食崖の安定問題 (具志川城址)

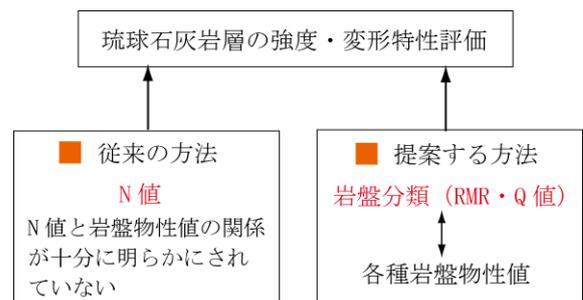


図-2 岩盤分類に基づく琉球石灰岩層に対する各強度・変形特性評価の提案

球石灰岩岩盤について岩盤分類を行う。その岩盤分類RMRおよびQ値による岩盤物性値の評価法について、著者らの提案を含めた経験式を示し、本手法を用いて琉球石灰岩岩盤の岩盤物性値を評価する(図-2)。評価された各種の岩盤物性値を総合的に評価できる関係式を提示し、各物性値に対する提案式のパラメータの値を示す。なお、参考のため、島尻層群に関する岩盤分類も併せて示す。

2. 代表的岩盤分類法

世界的に広く用いられる定量的な岩盤分類として、RMR岩盤分類法、Q値による岩盤分類法とGSI法が利用されることが多い。RMRとは、Bieniawskiによって提案された岩盤分類法で、4つの基本パラメータ、すなわち、母岩の一軸圧縮強度、RQD (Rock Quality Designation)、不連続面の間隔、不連続面の状態と地下水の状況のそれぞれに与えられた評価点の合計(100点~0点)の値で点数化されるものである³⁾⁴⁾。なお、RQDは、ボーリングコア採取率を適度に修正した値である。

Q値による分類法は、1974年 Bartonらによって提案された方法⁵⁾⁶⁾で、6つのパラメータ、すなわち、RQD、不連続面群数 J_n 、不連続面の風化度合 J_a 、粗さ J_r 、地下水の状況 J_w および応力集中ファクター SRF によって、下記

の式より Q 値 (1000 点~0.001 点) として計算される。

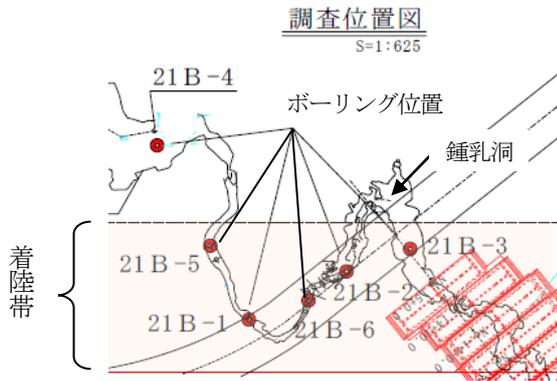
$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (1)$$

これらの RMR 値および Q 値は、堅固な岩盤ほど点数が大きく、軟弱な岩盤は小さな点数となる。

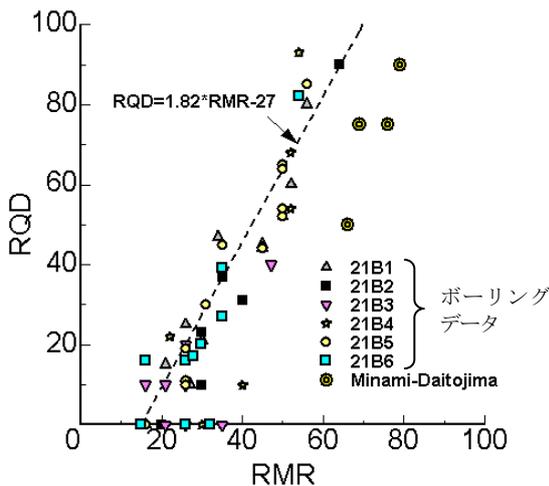
GSI (Geological Strength Index) は、軟岩 (RMR<20) や砂礫混じりの軟岩など RMR で評価できないような岩盤を対象にした方法で、1993 年 Hoek が提案⁷⁾したもので、種々の地質学的条件に対する岩盤強度の低減を見積もるための指標 GSI で評価している。

3. 琉球石灰岩岩盤に対する岩盤分類の適用

琉球石灰岩岩盤の岩盤分類を行う事例として、前章で述べた具志川城址における自然空洞と海食崖の安定性の問題と、空港建設における滑走路直下を横切る空洞の



(a) 試料採取ボーリング位置



(b) RMR と RQD の関係

図-3 新石垣空港におけるボーリング位置と琉球石灰岩層の RMR と RQD の関係

安定性の問題を取り上げ、それぞれ岩盤分類を行う。

図-3(a)に、空港滑走路に隣接する着陸帯直下を横切る空洞の安定性を評価するために実施されたボーリング位置を示す。図のように、鍾乳洞に沿って、6カ所のボーリングを行い、各ボーリングデータから、RQD、RMRおよびQ-値を求めた。得られたRQDとRMRの関係を図-3(b)に示す。なお、同図には、南大東島石灰岩岩盤におけるRQDとRMRの関係も図示されている。RQDとRMRの関係については、これまでに多くの岩盤における計測データから、一般的に次式のような線形関係が示されている。

$$RQD = 1.82 \cdot RMR - 27 \quad (2)$$

この関係式を図中に重ねて示してある。図から明らかのように、琉球石灰岩岩盤について得られたRQDとRMRの間にも、相関性が認められ、また、式(2)に示す一般的なRQDとRMRの関係にも近似していることがわかる。

つぎに、得られた RMR と Q-値の関係を、図-4 に示す。RMR と Q 値との相関性については、様々な国でその関係が検討されており、Bieniawski は下記の相関式を提案³⁾した。

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (3)$$

また、Barton は、つぎのような関係式を提案⁸⁾している。

$$RMR = 15 \log Q + 50 \quad (4)$$

これらの関係式を、琉球石灰岩岩盤のボーリングコアによる実測値とともに重ねて示す。同図には、同空港建設地内にある別の鍾乳洞 (C 空洞) における実測値と、海外における RMR と Q-値の関係もプロットしてある。

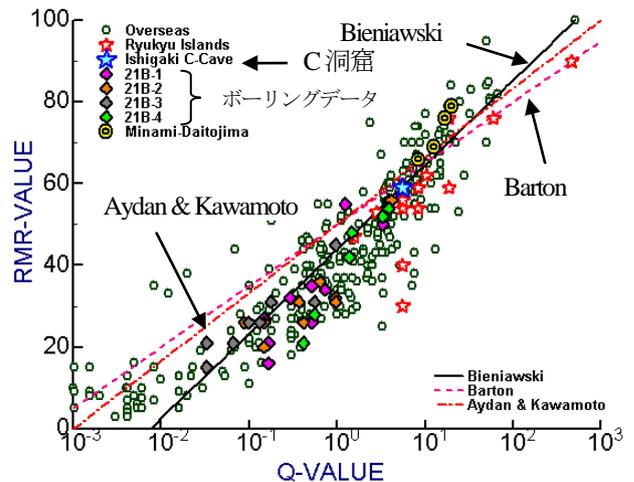


図-4 琉球石灰岩岩盤の RMR と Q-値の関係

これらの結果から明らかなように、琉球石灰岩岩盤におけるRMRとQ値の関係にも、他の海外における岩盤と同様に、相関性が認められる。これらの実測値に最小自乗法を適用すると、つぎのような関係式が得られる。

$$RMR = 16.66 \ln Q + 50 \quad (5)$$

つぎに、着陸帯直下の空洞地盤調査で実施された21B-2ボーリングコア（図-3(a)）に対するRMR値の深さ方向の変化の状況を、図-5に示す。図中には、同一コアに対し、異なる測定者が評価した3ケースのRMR値が示されている。この結果から、RMR値の判定には個人差が少ないことを示しており、RMR値判定の信頼性が確認される。

一般的にボーリングでコアを採集する際に、コアに新たな亀裂が発生することが予想される。したがって、コアを利用して求められるRMRの値は、実際のRMRの値より小さめに評価される可能性が高い。一例として、ボーリング孔21B-4（図-3(a)）のある深さのコアから求めたRMRの値は最大で44であったが、その深さに相当する空洞で求めた値は49であった。ボーリングコアによる評価の乱れを防ぐには、ボーリング孔壁面を直接観察できるポアカメラによる評価が必要となろう。

つぎに、図-1に示した具志川城址基礎岩盤を構成するサンゴ礁琉球石灰岩と砂質石灰岩のボーリングコアか

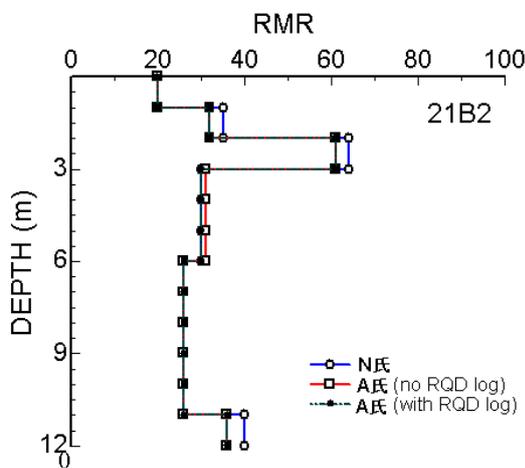


図-5 ボーリングコア (21B2) の RMR 値の深度変化

表-1 具志川城址ボーリングコアに対する岩盤分類

電研分類	RMR	Q値	GSI
DL (砂質)	15-16	0.025	15
DH (砂質)	32-34	0.333	30
CL (サンゴ礁質)	45-49	1.563	50
CM (サンゴ礁質)	60-64	10.42	60

表-2 琉球諸島における代表的な鍾乳洞・空洞における岩盤分類の評価

空洞名	状況	RMR	Q値
	破碎帯	49	8.33
石垣鍾乳洞	一般	76	60.0
中原鍾乳洞	一般	54-59	5.6-8.8
金武鍾乳洞	一般	59	5.6-8.3
普天間鍾乳洞	一般	55-60	5.6-8.3
具志川	一般	50-55	2.8-5.6
砂山	一般	53-55	2.8-5.6

表-3 島尻層群に対する岩盤分類による評価

岩種	RMR	Q値	GSI
泥岩(北上原)	32-38	0.8-2.1	40
泥岩(識名)	39-44	2.7-5.5	4.5
砂岩(北上原)	32-42	0.8-2.1	45

ら評価したRMR、Q値およびGSIの評価値を表-1に示す。また、琉球諸島における代表的な鍾乳洞・空洞の岩盤分類を表-2に示す。参考のため、琉球諸島における代表的地層である島尻層群に対する岩盤分類の評価を表-3に示す。これらの岩盤分類による評価値は、次章に示す岩盤分類による岩盤物性値の評価を行うことにより、岩盤分類に基づく安定評価手法⁹⁾を用いて、岩盤構造物の安定性を評価することが可能となる。

4. 岩盤分類による岩盤物性値の評価

一般的に、岩盤構造物の安定性を評価する際、簡単な弾性解析や極限解析手法が利用されることが多い。弾性解析においては、応力分布、変位および安全率の評価のため、岩盤の変形係数、Poisson比、圧縮強度、せん断強度（粘着力および内部摩擦角）が必要となる。これらの値は、一般的に現位置試験を行って決定すべきである。しかし、重要構造物以外に現位置試験を実施するのは希であり、通常は岩盤の物性値を求めるために、既存のデータをもとに提案されている近似式を用いることが多い。これらの関係式は、RMR、Q値あるいはGSIの値をパラメータにしている。これらのパラメータと物性値を関連づけた関係式には、直接に関連づける直接関係式と、母岩の物性値で岩盤の物性値を除いた無次元物性値と関連させる無次元化関係式の2つの考え方がある。これらの関係式について、筆者らの提案式を含めて簡単に示す。

(1) 直接関係式

岩盤の評価点と物性値を直接関連させた関係式は、従来より多くの提案が行われている。図-6に、提案されている岩盤の変形係数 E_m および一軸圧縮強度 σ_{cm} と、RMR, Q-値の関係式を示す。同図には、一般の岩盤における実験値および琉球石灰岩岩盤における実測値を示してある。変形係数および一軸圧縮強度に対するAydanの提案式^{9),10)}は、つぎの通りである。

岩盤の変形係数 E_m (MPa) :

$$E_m = 0.0097RMR^{3.54} \quad (6)$$

岩盤の一軸圧縮強度 σ_{cm} (MPa) :

$$\sigma_{cm} = 0.0016RMR^{2.5} \quad (7)$$

筆者らは、新たに既存のデータを整理し、図-7に示す岩盤のポアソン比 ν_m とRMRの関係を得た。図の破線で示されるポアソン比の平均値を表す提案式は、つぎの通りである。

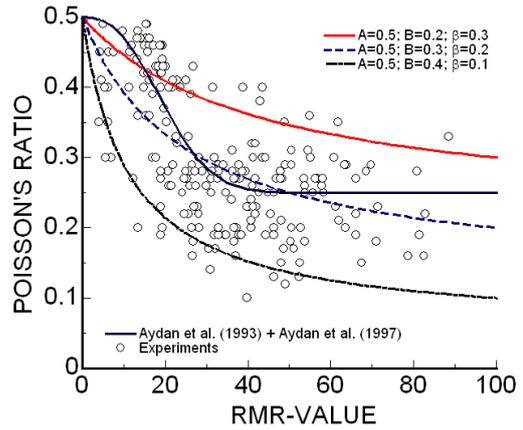
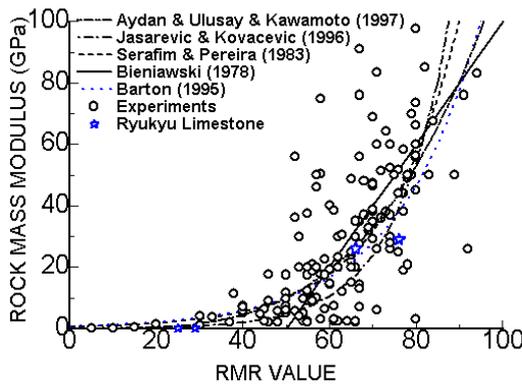


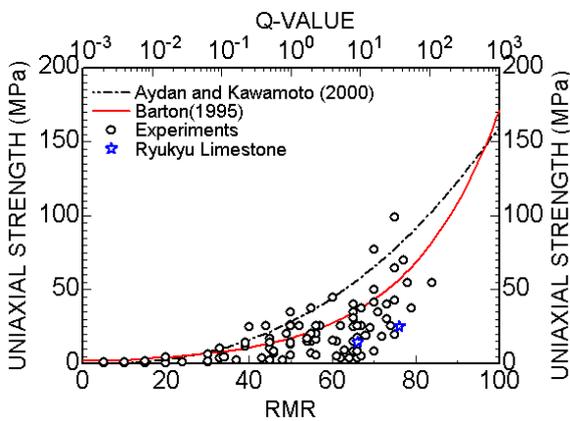
図-7 RMRとPoisson比の関係

$$\nu_m = 0.5 - 0.2 \frac{RMR}{RMR + 0.2(100 - RMR)} \quad (8)$$

琉球石灰岩岩盤の変形係数、一軸圧縮強度およびポアソン比は、図-6および図-7に示すAydanの提案式、あるいはその他の提案式によって評価が可能である。



(a) 変形係数



(b) 一軸圧縮強度

図-6 変形係数と一軸圧縮強度に対する経験式と実測値の比較

(2) 無次元化関係式

岩盤の物性値を岩石の物性値で除して無次元化された関係式がいくつか提案されている。表-4にこれまでに提案された経験式と琉球石灰岩に関する提案式を示す。なお、表-4において、パラメータの下添え字 i は、母岩 (intact rock) を意味し、また、下添え字 m は、岩盤 (rock mass) を表している。表-4で示した経験式を、沖縄における実測値と既存の実験値と比較した結果を図-8に示す。

これらの結果によれば、琉球石灰岩盤の無次元化された変形係数は、Aydan & Kawamoto⁹⁾の式により、また、一軸圧縮強度はAydan & Dalgic¹⁰⁾の式で、ポアソン比は、本研究で新たに提案する次式で最も良く近似できることが明らかになった。

$$\frac{\nu_m}{\nu_i} = 2.5 - 1.5 \frac{RMR}{RMR + 0.3(100 - RMR)} \quad (9)$$

5. 岩盤分類による琉球石灰岩岩盤の岩盤物性値の総合評価式の提案

Aydanらは、岩盤分類による評価値と岩盤物性値の関係を総合的に評価できる関係式をつぎのように提案した。

$$\frac{\phi_m}{\phi_i} = \alpha_0 - (\alpha_0 - \alpha_{100}) \frac{RMR}{RMR + \beta(100 - RMR)} \quad (10)$$

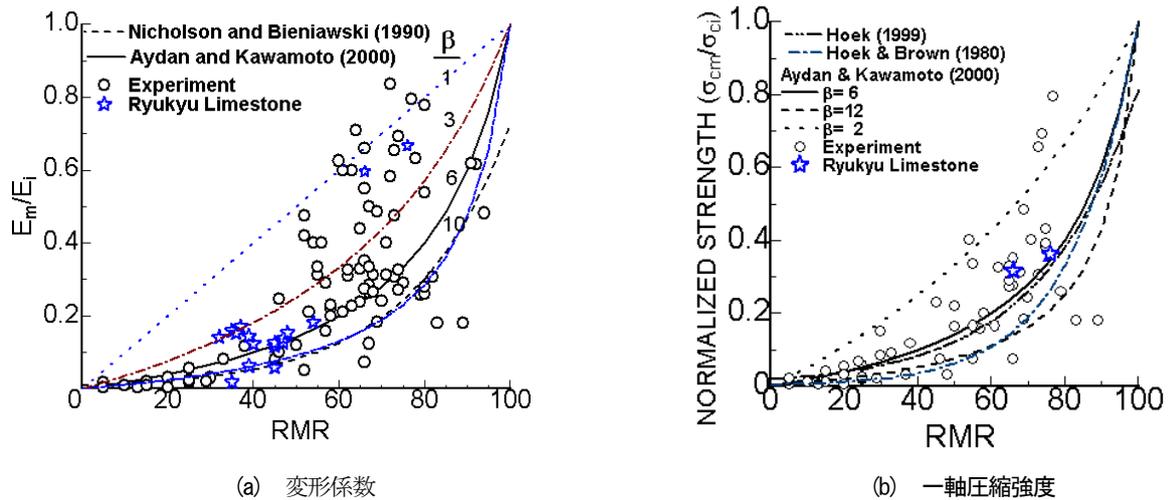


図-8 無次元化変形係数と一軸圧縮強度に対する経験式と実測値の比較

表-4 岩盤分類による岩盤物性値の無次元化関係式

岩盤物性値	経験式	提案者
変形係数 E_m (GPa)	$\frac{E_m}{E_i} = 0.009e^{RMR/22.82} + 0.000028RMR^2$	Nicolson, Bieniawski (1990)
	$\frac{E_m}{E_i} = \frac{RMR}{RMR + \beta(100 - RMR)}$	Aydan, Kawamoto (2000)
一軸圧縮強度 σ_{cm} (MPa)	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = \sqrt{s} ; s = e^{(RMR-100)/9}$	Hoek, Brown (1980)
	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = 0.022e^{0.038 \cdot GSI}$	Hoek, Brown (1998)
	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = 0.5 \frac{RMR - 15}{85}$	Kalamaras, Bieniawski (1995)
	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = \frac{RMR}{RMR + 6(100 - RMR)}$	Aydan, Dalgıç (1998)
摩擦角 ϕ_m	$\frac{\phi_m}{\phi_i} = 0.3 + 0.7 \frac{RMR}{RMR + \beta(100 - RMR)}$	Aydan, Kawamoto (2000)
ポアソン比 ν_m	$\frac{\nu_m}{\nu_i} = 2.5 - 1.5 \frac{RMR}{RMR + 0.3(100 - RMR)}$	本研究にて提案

ここで、 ϕ_m および ϕ_i は、それぞれ、各種の岩盤物性および岩石物性値を示す。 α_0 と α_{100} は、 $RMR=0$ と $RMR=100$ に該当する各物性に対応する α の値である。また、 β は、実験データに対する上記の関数の最小化から決定される定数である。

本研究では、この関係式(10)を用いて琉球石灰岩岩盤の各種物性値を与える定数を求めた。得られた式(10)の

定数の値を表-5に示す。必要となる琉球石灰岩岩盤の各種物性値は、式(10)と表-5の値を用いて求められる。

表-5 琉球石灰岩岩盤の各物性値に対する定数
 α_0 , α_{100} , α_{100} および β の値

物 性	α_0	α_{100}	β
弾性係数	0.0	1.0	6
Poisson比	2.5	1.0	0.3
圧縮強度	0.0	1.0	6
引張り強度	0.0	1.0	6
摩擦係数	0.3	1.0	1.0

6. 結論

琉球諸島の岩盤を岩盤工学的立場から再評価し、代表的な岩盤分類である RMR および Q-値システムを用いて、琉球諸島の琉球石灰岩岩盤の岩盤分類を行った。岩盤構造物の安定性を検討する際に必要となる岩盤の変形・強度定数を評価するため、岩盤分類RMR, Q値と物性値を直接に関連つける関係式および無次元化関係式を整理した。これらの関係式には、既存の関係式とともに、本研究において新規に提案した関係式を提示した。Aydanらが提案した岩盤分類による物性値の評価式を用いて、琉球石灰岩の物性値推定に必要な評価式の定数 α_0 , α_{100} , β を決定した。本式を用いることによって、琉球石灰岩の岩石としての物性値（弾性係数, Poisson比, 圧縮強度, 引張り強度, 摩擦係数）を与えれば、対象とする岩盤のRMR値を評価することにより、岩盤としての各物性値を推定できる。

参考文献

- 1) 渡嘉敷直彦, アイダン オメル, 本村好彦, 照屋優, 湖城清上良卓: 琉球石灰岩層における自然岩盤構造物の安定性評価に関する研究, 第 12 回岩の力学国内シンポジウム, CD-ROM, 2008.
- 2) アイダン オメル, 太田良巳, 渡嘉敷直彦, 赤木知之: 琉球石灰岩空洞モデルの破壊時の多重パラメータ応答, 第 36 岩盤力学に関するシンポジウム講演集, 土木学会岩盤力学学会, pp.103-108, 2007.
- 3) Bieniawski, Z.T.: Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling, *Third Int. Congress on Rock Mechanics, ISRM, Denver, IIA*, pp.27-32, 1974.
- 4) Bieniawski, Z.T.: *Engineering rock mass classifications*, New York, Wiley, 1986.
- 5) Barton, N., Lien, R. and Lunde, I. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel supports. *Rock Mechanics*, 6(4), pp.189-239, 1974. .
- 6) Barton, N., Lien, R. and Lunde, I.: Engineering classification of rock masses for the design of tunnel supports. *Rock Mechanics*, 6(4), pp.189-239, 1974.
- 7) Hoek, E. and Brown, E.T.: Practical estimates of rock mass strength. *Int J. Rock Mech. And Min. Sci.*, 34(8), pp.1165-1186, (1997).
- 8) Barton, N.: The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. *8th Int. Rock Mech. Congress*, Tokyo, pp.1023-1032, 1994.
- 9) Aydan, Ö. and Kawamoto, T.: Assessing mechanical properties of rock masses by RMR rock classification method. *GeoEng. 2000 Symposium*, Sydney, OA0926, 2000.
- 10) Aydan, Ö. and S. Dalgıç, T. Kawamoto: Prediction of squeezing potential of rocks in tunnelling through a combination of an analytical method and rock mass classifications. *Italian Geotechnical Journal*, Vol.34, No.1, pp.41-44. 2000.

限定充填工法隔壁の自立性向上に向けた検討

飛鳥建設株式会社 ○坂本昭夫, 杉浦乾郎
 飛鳥建設株式会社 石合伸幸, 和田幸二郎
 琉球大学工学部 渡嘉敷直彦

1. はじめに

近年、空洞の陥没・沈下対策として、垂炭廃坑のような広範囲に分布する空洞や坑道のように線状に延伸する空洞の必要範囲のみを充填する限定充填工法が施工されている。通常空洞充填工法に用いる充填材は湿式プラントの砕石工場で発生する脱水ケーキを母材とし、固化材と水を混練りして製造するが、その応用技術である限定充填工法では、さらに水ガラスや急結剤を添加することで充填材の流動性を制御し、対象範囲外に充填材が流出することを防止する。しかし、形成される隔壁の勾配は1:3程度で高さも3m程度にとどまるため、より高い空洞に対応できるようにすることが課題となっている。そのため、隔壁の自立性向上に向けた検討の一環として、ここでは急結剤を用いた配合試験の結果を報告する。

2. 充填材の品質と配合

限定充填工法は、図-1 に示すように、最初に流動性を制御した充填材（端部材）で対象範囲の境界線上に隔壁を形成し、その後、内部に流動性の高い充填材（中詰材）を注入する。表-1 に過去の充填工事における端部材の配合例を、表-2 に限定充填端部材としての従来の標準性能と今回の開発目標を示す。ここに、急結剤 A はカルシウムサルフォアルミネートを、急結剤 B はカルシウムアルミネートを主成分とする急結剤である。配合試験で隔壁すなわち端部材の自立性を判断するにはフロー試験（テーブルフロー）によるフロー値が重要な判定指標となる。ゲルタイムは端部材の品質と施工性から適度の範囲であれば問題はない。

3. 脱水ケーキを用いた充填材の試験

最初に東海地方の砕石工場で発生する脱水ケーキ（別称、粘土キラ）を母材に用いた充填材の配合試験結果について示す。砕石工場は各地に存在することから脱水ケーキは比較的入手しやすく、また適度の粒度分

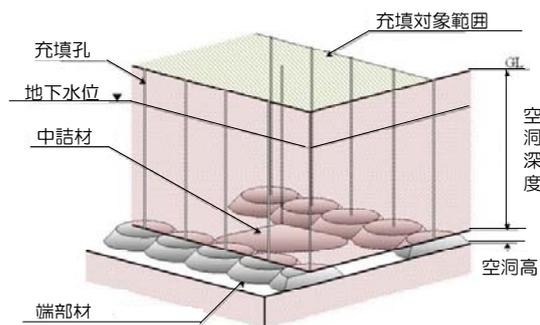


図-1 限定充填工法の概念図

表-2 限定充填端部材の標準性能と開発目標

	従来の標準性能		開発目標
	特殊水ガラス	急結剤A	急結剤AまたはB (必要に応じて助剤を使用)
ゲルタイム	10秒程度	20~40秒	20~40秒
フロー値 (テーブルフロー)	140~180mm	110~140mm	110~130mm
隔壁の勾配	1:5程度	1:3程度	1:2.5程度
空洞の最大高さ	3m程度 (水中)	3m程度 (気中)	5m程度 (気中)

表-1 限定充填端部材の配合例

種別	A現場		B現場	
	水ガラス タイプ	急結剤 タイプ	水ガラス タイプ	急結剤 タイプ
母材 K	脱水ケーキ(1) ^{注)}	290	478	
	脱水ケーキ(2) ^{注)}	290	—	
特殊土用固化材	90	100		
流動性 制御剤	特殊水ガラス	48.8	—	
	急結剤A	—	25	
水	711	790		

注) 脱水ケーキ(1); 砕石工場産,
 脱水ケーキ(2); 珪砂工場産

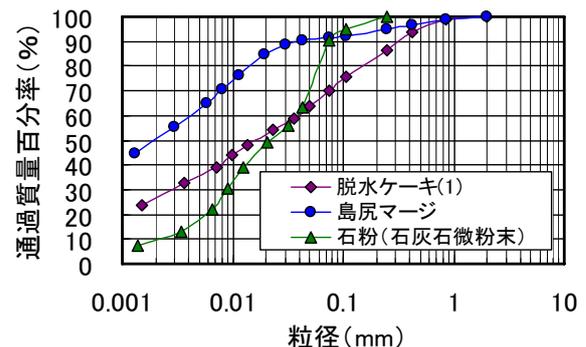


図-2 材料の粒度分布

布と粘性を持つため、これを用いた充填材は分離抵抗性が高い性質がある。図-2 に、脱水ケーキの粒度分布と、次章で述べる試験に用いた沖縄本島の島尻マージおよび石粉の粒度分布を示す。配合試験では急結剤 A および急結剤 B、さらに助剤として硬化促進剤を用いた。図-3 はゲルタイムの試験結果である。図より、促進剤を併用しない場合の急結剤 A では急結剤量 20~25 kg/m³ 程度でゲルタイムの極小値を示したのに対して、急結剤 B では急結剤量 10~15 kg/m³ 程度で極小値となり、少量の添加でも十分反応することを確認した。なお、急結剤 A に促進剤を添加したものはゲルタイムが長くなり、特に急結剤量が 10~15kg/m³ ではゲル化しない結果となり、不適と判断された。図-4 は急結剤量とフロー値の関係を表したものである。図より、急結剤 A では急結剤量 20~25kg/m³ でフロー値が 120~130mm となったが、急結剤 B およびこれに促進剤を添加したものは急結剤量 10~15kg/m³ でも 125mm 程度で良好な結果を与えるとともにコスト面でも望ましい結果となった。図-5 は固化材量に対するフロー値の変化を表したものである。図より、急結剤量 10kg/m³ の場合、固化材は 100kg/m³ 以上が必要であり、また固化材の増量が有効であることがわかる。

4. 沖縄産土質材料を用いた充填材の試験

次に沖縄本島で調達可能な材料として、この地方特有の土壌である島尻マージ（以下、マージ）を用いた配合試験の結果を示す。急結剤には脱水ケーキでの試験結果を考慮し、急結剤 B を用いた。なお、マージは水と練り混ぜると粘性が非常に高くなって充填材の配管圧送が困難になると想定されるため、石粉を併用する配合とした。図-6 はゲルタイム試験の結果で、この範囲では大きな変動はみられなかった。図-7 は急結剤量とフロー値の関係を表したもので、急結剤量 10~15kg/m³ が適切な添加量といえる。図-8 に固化材量に対するフロー値の変化を示すが、固化材量 150kg/m³ 前後でフロー値をより小さくできる。

5. おわりに

限定充填工法における隔壁の自立性向上を目的とした配合試験によって充填材端部材の使用材料と配合の特性を確認した。今後、目標とする隔壁の勾配や高さが得られることを実際の充填工事を想定した試験などで検証したい。最後に、材料の提供や本検討についてご教示いただきました関係各位に感謝申し上げます。

参考文献 1) 新版 空洞充填調査施工マニュアル，一般社団法人充填技術協会，2010年10月

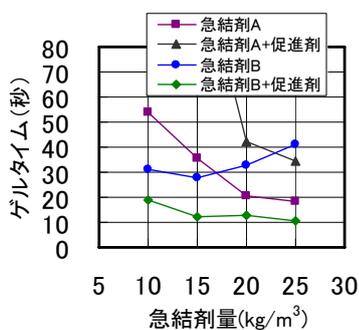


図-3 急結剤量とゲルタイムの関係 (ケーキ:400kg/m³, 固化材:100kg/m³)

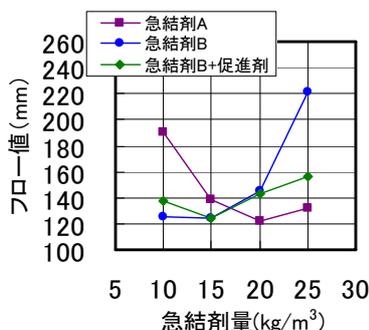


図-4 急結剤量とフロー値の関係 (ケーキ:400kg/m³, 固化材:100kg/m³)

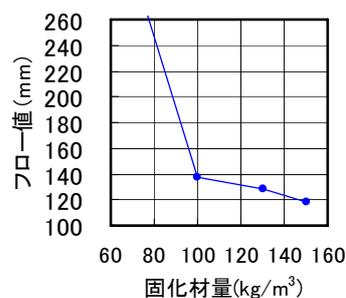


図-5 固化材量とフロー値の関係 (ケーキ:380kg/m³, 急結剤 B:10kg/m³)

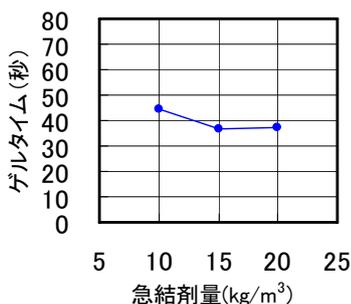


図-6 急結剤量とゲルタイムの関係 (マージ:270kg/m³, 石粉:90 kg/m³, 固化材:100kg/m³)

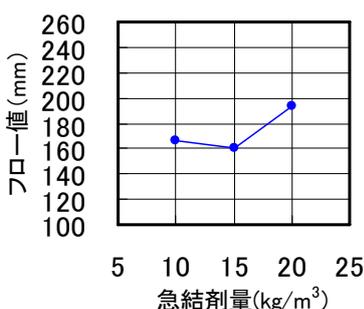


図-7 急結剤量とフロー値の関係 (マージ:270kg/m³, 石粉:90 kg/m³, 固化材:100kg/m³)

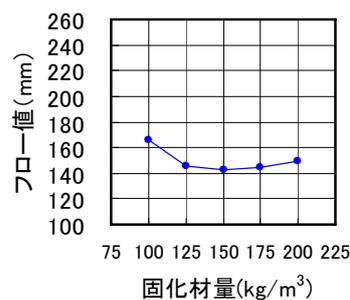


図-8 固化材量とフロー値の関係 (マージ:270kg/m³, 石粉:90 kg/m³, 急結剤 B:10kg/m³)

中学校グラウンド造成工事における補強土壁工法と

地滑り対策地山補強土工法の施工実績報告

ヒロセ株式会社 佐原 邦朋
(株)東陽エンジニアリング 上間 勝也
ヒロセ株式会社 妻鹿 誠

1、はじめに

老朽化した中学校校舎建替えに伴う敷地造成工事において、敷地を有効利用するための垂直壁が必要となった。しかし、擁壁の計画地は地滑りの危険性が想定されていたため、その対策を検討し、安心・安全な学校グラウンドを造成するために計画・設計・施工を行ない完成に至った。本報はその概要を報告するものである。



写真 - 1 長嶺中学校外構スーパーテールアルメ完成直後（旧体育館が残る）

2、現場条件

当該計画地は沖縄県豊見城市にあり、沖縄本島中南部特有の島尻丘陵地形の一角に位置している。擁壁が必要とされる学校の北側斜面は、地滑り危険箇所となっており、既存の体育館の脇には地表面が動いた跡が見られる。

空中写真判読図でも地滑りブロックが想定され、ボーリング調査による地質断面図においては、大・中・小の3つのすべり面が想定された。

この場所に計画された造成を行うためには、地滑りが想定される北側斜面に高さ 10 m以上の盛土を行う必要があった。また、敷地境界線に余裕が無いため、新校舎、新体育館の躯体や基礎に影響しない擁壁計画が求められた。

3、 擁壁工および対策工の検討

1) 擁壁工の検討

造成基準面を構築するための擁壁高さは、最大で $H = 12.6\text{m} + \text{土羽 } 4.2\text{m}$ が必要となった。よって、坑土圧構造の在来擁壁では対応が難しいため、補強土壁による検討を行った。そして、数ある補強土壁の中でも最も実績が多く、宅地造成等規制区域にも適用が可能な唯一の補強土壁工法であるテールアルメ工法が採用された。さらに、テールアルメ工法の中でも、施工性・経済性に優れているスーパーテールアルメ工法が用いられた。



写真 - 2 スーパーテールアルメの施工状況

2) 地滑り対策工の検討

地質調査結果の、すべり面を想定した横断面図に基づいて、地滑りの危険性に対して必要な対策工を検討した。検討するための必要抑止力は、逆算法を用いて算出した。その結果、現況の斜面にテールアルメ盛土を構築した場合の必要抑止力は 850 kN/m となった。対策工としては、くさび杭工（鋼管杭）、グラウンドアンカー、EPルートパイルを比較検討した。

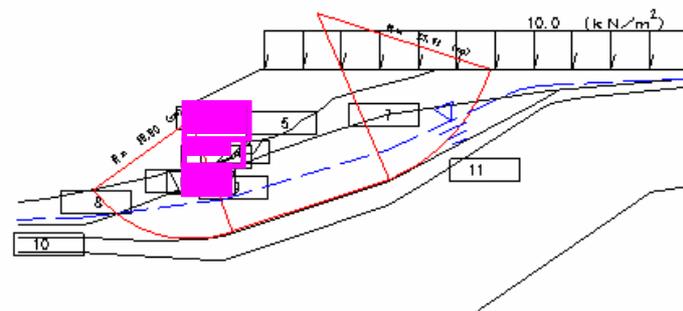


図 - 1 不足抑止力の算出モデル

施工条件としては、1、大型重機が使用できない。2、補強土壁の施工に必要な掘削（仮設）状態でも安定させる。3、現在使用中の体育館に影響させない。などに留意して、なおかつ経済性に優れた工法を選定した結果、EPルートパイル工法が採用された。

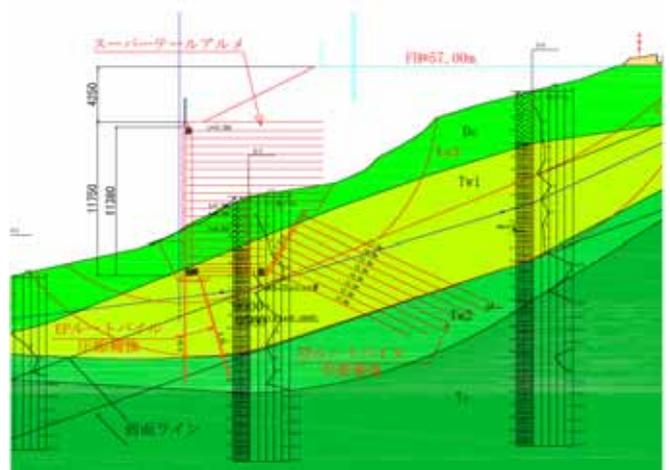


図 - 2 計画断面図

EPルートパイルとは、削孔した穴に鉄筋を挿入し、周囲に膨張性モルタルを注入する、マイクロパイリングに分類される地山補強土工法である。その特長としては、イ) 小型のボーリングマシンで施工できる。ロ) 掘削の段階に合わせて、順次補強しながら施工できる。ハ) 掘削背面の斜面補強（引張補強）と補強土壁下の補強（圧縮補強）の併用ができる。ニ) プレテンションを与えない

ら施工を行なった。

テールアルメ工法の品質は、盛土材の十分な締固めによる補強材（ストリップ）との摩擦力の発揮が最も重要である。この品質管理は、一般に盛土材の締固め度の密度管理（最大乾燥密度の90%以上）によって行われている。しかし、当該工事においては、さらにその摩擦係数を確認するために、ストリップの現場引き抜き試験を行い品質を管理した。引き抜き試験の状況を写真 - 5 に示す。

3 箇所の引き抜き試験の結果、土被り 2.4m の条件において摩擦係数 $f^* = 3.54$ （実測値平均） > 1.19 （設計値）が確認された。図 - 5 に示す通り、当該工事の流しコーラルは、設計条件を十分満足する摩擦力が発揮されていることが確認できた。

また、EP ルートパールの品質管理は、補強材と定着地盤との周面摩擦力および付着力の確認が重要である。この品質管理は、現位置での補強材の引張り試験によって設計強度以上の抵抗値を確認した（写真 - 6）。

斜面の引張り補強（247 kN/本）と補強土壁基礎下における縦方向の圧縮補強（100 kN/本）の必要強度をそれぞれ確認した。

工期が限られた中で、品質を確保しながら下部地盤の対策工、補強土壁工を併せて予定の工期内に収める事ができた。

スーパーテールアルメの施工は壁面積 2,400 m² という大規模な施工量であったが、12 月初旬から 3 月末までの天候に恵まれない状況においても 4 ヶ月以内で終了する事が出来た。

6、 今後の課題

地滑り対策工を施した範囲と、基礎下の碎石置換を行った範囲、そして 無処理で構築した範囲において壁面の変位差や基礎の変位は観察されていない。しかし、今後の維持管理においては、その境界面における異常が



写真 - 5 ストリップ引き抜き試験状況

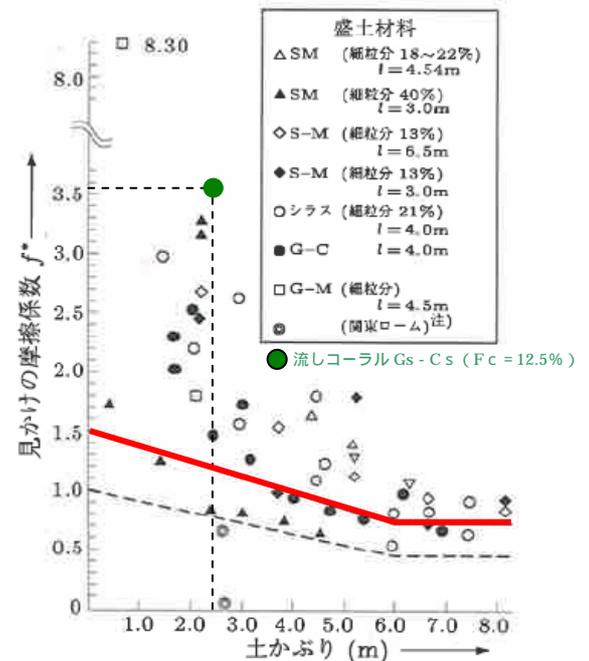


図 - 5 ストリップ引き抜き試験結果
(マニュアル書実績との比較)

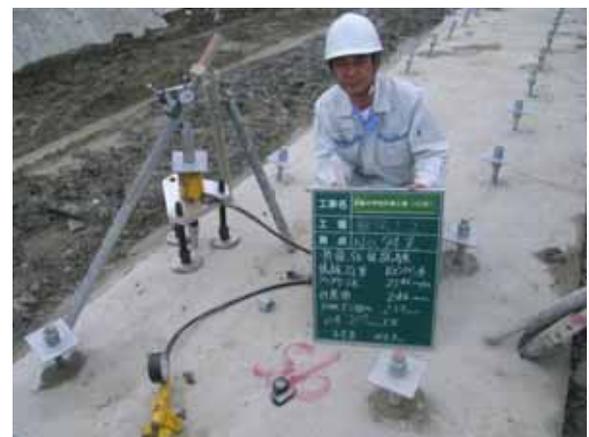


写真 - 6 EP ルートパイル施工管理 (引張試験)

発生していない事に着目していく必要がある。

盛土は構築された直後が最も安全率が低下している状態であり、その後は自重による圧縮や圧密による強度増加によって安定性が増す事が一般的である。しかし、外的要因が付加されないことが前提であるため、盛土に対して最も注意すべき水の処理、排水施設の機能維持が求められる。

また、基礎地盤は島尻泥岩層であるため、長期的なスレーキングに対しても注意が必要である。

また、ストリップの引抜き試験結果から、流しコーラルのような礫質土で施工する場合には、現状の設計摩擦係数が過小評価されていることが分かる。実際に使用される盛土材のバラツキや不確定要素を考慮した上で、盛土材の材質によって設計摩擦係数の設定を検討することも、性能設計による品質と経済性に優れる構造物を構築するための今後の課題である。

7、 まとめ

- 1) 工期が短い高盛土工事において、大型パネルを擁するスーパーテールアルメによって品質・工程を確保できた。また、流しコーラルとストリップの摩擦係数は、設計値を十分満足することが確認できた。
- 2) 沖縄県の地盤は、地滑りに注意する箇所が多い。しかし、その想定される地滑り層は、固い土層下のある程度深い位置に存在するため比較的安価な地盤改良などで対処する事が難しい。そこで従来は鋼管杭やグラウンドアンカー等で対策を講じてきたが、今後はEPルートパイル工法も対策工の一つとして提案できることが実証された。

最後に、本工事を管理・施工して頂きました豊見城市教育委員会 学校施設課様、(株)東信興建・(株)大盛建設工業・(株)豊建設JV様に心より感謝申し上げます。

【参考文献】

- ・ 「補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル」 土木研究センター
- ・ 「土質工学ライブラリー 補強土工法」 地盤工学会
- ・ 「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」 地盤工学会

既設構造物直下における液状化対策

株式会社不動テトラ 石井隆行 鈴木亮彦
辻村 崇 ○秋間 健

1. はじめに

巨大地震後における緊急物資輸送のための空港・港湾施設の果たす役割は大きく、過去の被災事例においても、道路・鉄道等の陸路の復旧までの代替輸送機関として活躍している。特に沖縄地区においては空港・港湾施設が地震時の液状化等により被災した場合、緊急物資の輸送が滞るとともに、復旧までの経済的損失は計り知れないものがある。

このような背景から既存の空港・港湾施設の耐震性の向上は急務であるが、一方ではこれらの既存施設を供用しながら耐震性を向上させるという課題が残る。本報ではこのような条件下で施工可能な液状化対策工法について紹介する。

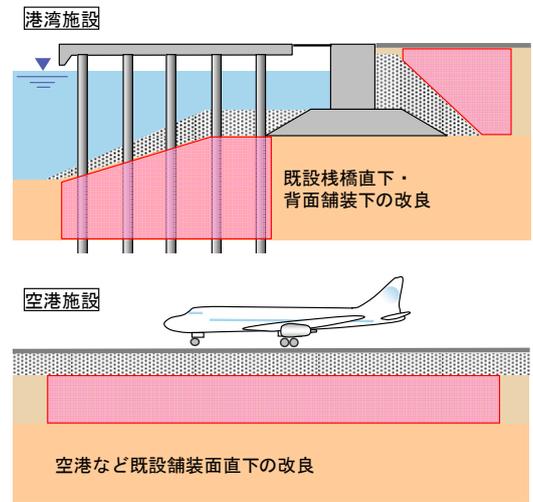


図-1 地盤改良イメージ図

2. 既設構造物直下における施工条件

既存施設の耐震性向上を目的とした地盤改良のイメージを図-1に示す。この場合の施工条件として以下の事項が挙げられる。

- ①既設構造物（舗装等）を打ち抜いて施工
- ②高さ制限を考慮した施工機械
(特に空港施設の場合)
- ③周辺構造物に影響を与えない工法（地盤変位等）
- ④速やかに退避が行える施工機械
- ⑤夜間施工の翌日には供用可能な施工方法

3. 高圧噴射攪拌工法

3-1. 工法概要（クロスジェット工法）

X-jet 工法は、図-2に示すように交差噴流（上下2段の高精度ノズルから交差するように噴射）により、主に改良径の制御（距離の限定）を行うことで硬化材、排出物の減量化を図り、均一な材質の改良体の造成を目的として開発された工法である。水に高い圧力を加えて得られる強力なエネルギーによって地盤の構造を破壊し、土塊の一部を切削スライムとして地上に排出すると同時に硬化材を充填して、強固な固化体をつくるものである。

本工法にて図-3に示すような格子状改良を行うことで液状化対策が可能となる。格子状改良工法は、地盤中に格子状の固化改良体を造成することにより液状化を防止する工法である。固化改良体により拘束された地盤は、地震時のせん断変形が抑えられるので、過剰間隙水圧の上昇が抑制される効果が得られる。また改良体配置を格子状とすることで、全面改良と比べてコストを縮減することができる。

本工法についての液状化対策効果は石狩湾新港で行われた実大液状化実験にて実証されており、その後の逆解析でも有効性が確認されているので参照されたい。¹⁾

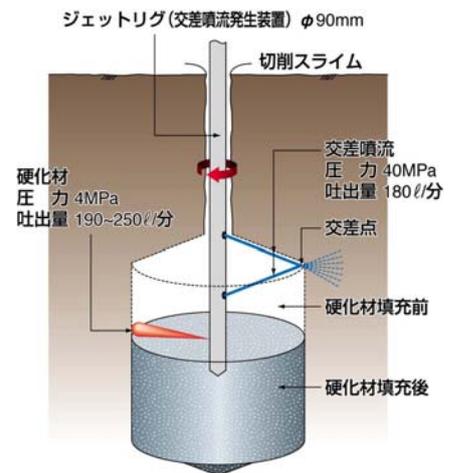


図-2 X-jet 工法の概要図

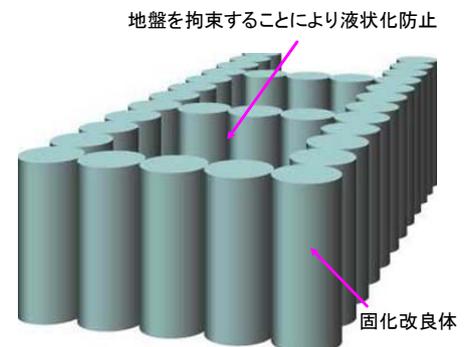


図-3 格子状改良

3-2. 機械構成

施工機本体は小型のボーリングマシンタイプを使用するが、施工条件に応じてプラントは定置プラントと車上プラントが選択できる。ここでは先に述べた施工条件より、「速やかに退避ができる」ことを前提として車上プラントの構成図を図-4に示す。

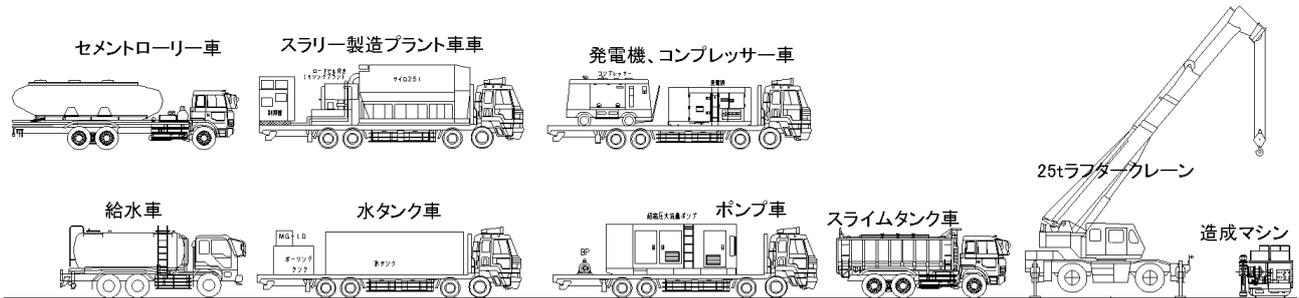


図-4 X-jet 工法の機械構成図

3-3. 施工方法

図-5に空港施設（滑走路、誘導路、エプロン等）の舗装直下をX-jet工法で改良する場合の施工手順を示す。一般道などで施工する場合は、舗装を全面撤去してピットを掘り、覆工板を敷設するが、航空機の荷重を覆工板で支持することはできないため、施工箇所に予め図-6に示すような埋設金物を設置する。表層蓋はボルト固定し、施工期間中も航空機運用を可能にする。施工完了後は埋設金物を撤去し、本舗装を復旧する。

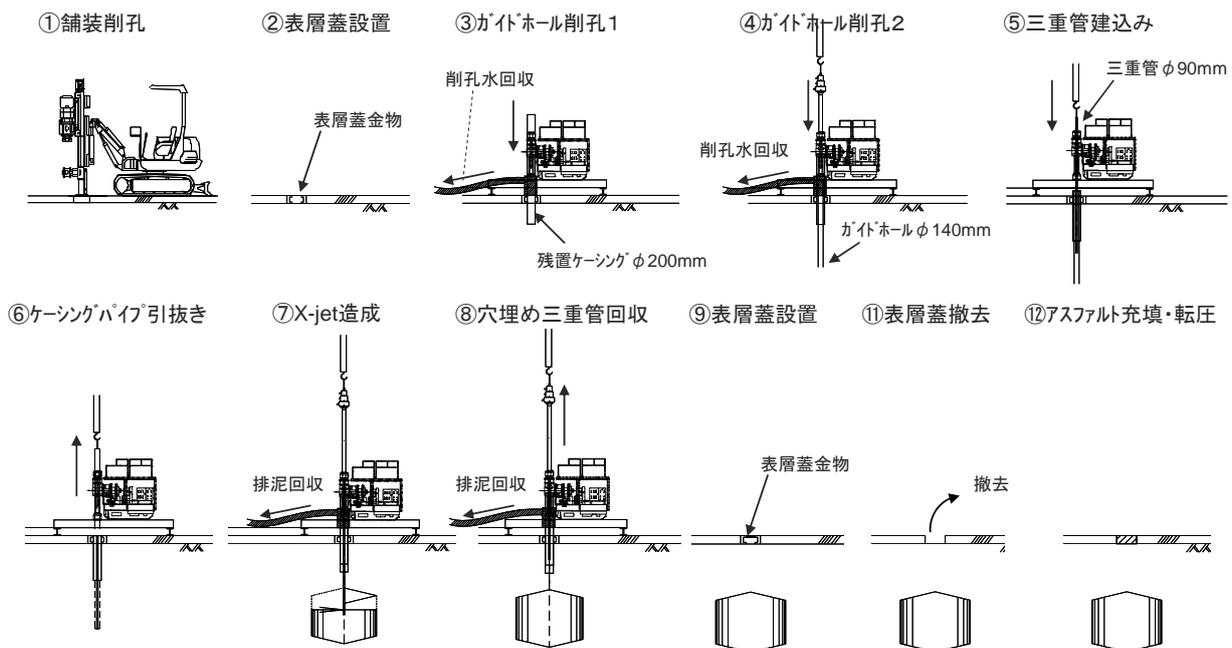


図-5 X-jet 工法の施工手順図

また、施工に伴い地上に排出される切削スライムは、通常施工では地上に深さ1m程度のスライムピットを掘削してポンプ等により回収するが、舗装直下の施工ではスライムピットを掘削することができないため、スライム回収用のケーシングを地中に建て込み、回収する。

3-4. 空港舗装直下における施工事例

東北地方の拠点空港で国際空港でもある仙台空港は、平成19年8月に地震時における緊急輸送・復旧支援拠点空港として、また空港ネットワークとして重要な13空港の一つとして位置付けられ、空港施設の耐震化整備を約10年で行う方針が示された。

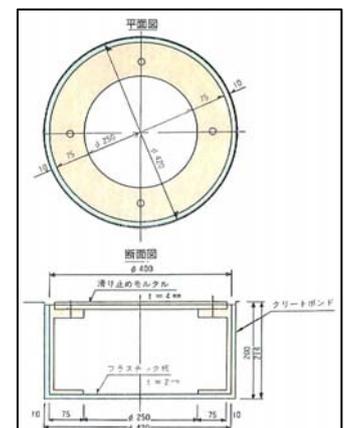


図-6 埋設金物と表層蓋

締固め機構を図-11に示す。ロッドから地中に排出された流動化砂は圧力で脱水され、締めりながら拡径される。同時に周囲の地盤は締固められる。このときいくらかの流動化剤は間隙に残るが、時間経過に従い塑性化剤の効果で凝集し、その後は通常の砂になる。

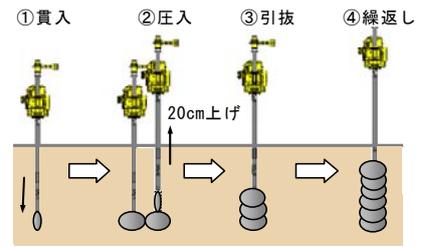


図-10 施工手順

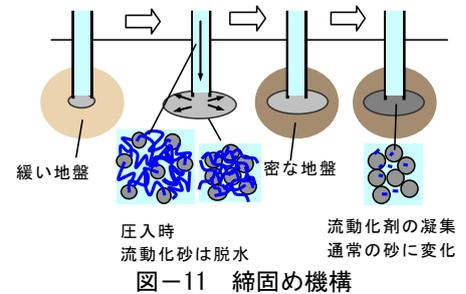


図-11 締固め機構

4-5. 試験施工による改良効果と変位計測事例

当工事は堤防背面のGL-2.4m~-12.2mの砂質土を対象とした。地盤のN値は1~7, Fcは20~30%程度である。この地盤に改良率20%にて換算改良径φ500mm, φ700mmを目標に施工した。なお、本工事では堤防直下の改良のためロッドの傾斜20°での施工も行っている。平面配置図を図-12に、断面図を図-13に示す。

改良前後のN値を図-14に示す。図-14(a)には推定N値も示しているが、この結果からは何れの仕様においても推定値と同等の改良効果があると言える。

図-15は地中傾斜計の記録である。傾斜計からの離隔3.4mの改良体1本の施工で生じた変位と、離隔5~7.6mの改良体3本の施工で生じた累積変位を示している。後者の施工ではほとんど変位していないことから、本工事では4m程度が影響範囲と言える。なお、別途地表面鉛直変位を計測しているが、何れの仕様においても数mm~20mm程度であった。

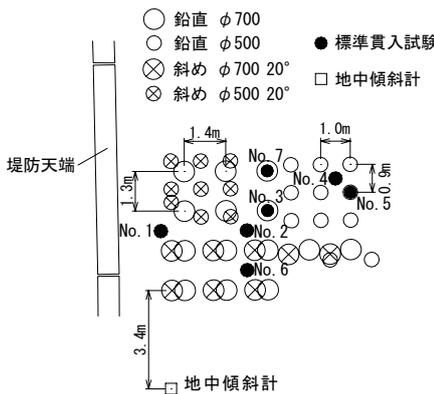


図-12 平面図

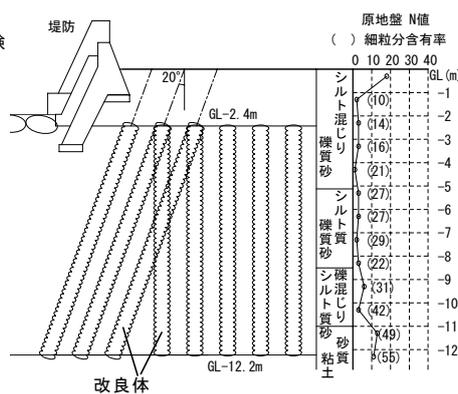


図-13 断面図

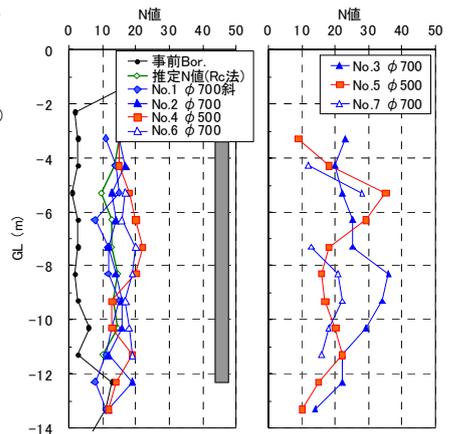


図-14 施工前後N値

5. おわりに

以上、既設構造物直下の液状化対策工法について、高圧噴射攪拌工法(X-jet工法)および砂圧入式静的締固め工法(SAVE-SP工法)の紹介を、実例を踏まえて行った。全国各地において既設の空港・港湾施設の耐震化工事が進められており、厳しい条件化での計画・工事に苦勞されていることと思われる。今後の沖縄地区においても同種の計画・施工が進められていくと考えられ、本報がそれらの関係者の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 実物大の空港施設を用いた液状化実験に関するシンポジウム, pp.148-159, 2009.
- 2) 四戸秀次: 仙台空港耐震化 地盤改良工事について, 第9回空港技術報告会, 2008.
- 3) 今井優輝, 大林淳, 福島信吾, 伊藤竹史: 砂圧入式静的締固め工法(SAVE-SP工法)の改良効果と適用事例, 第54回地盤工学シンポジウム, 2009.

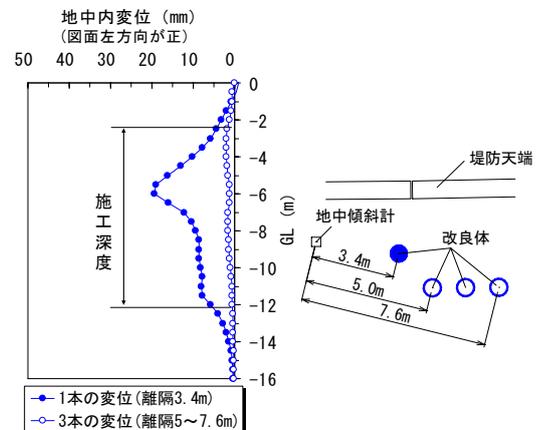


図-15 地中傾斜計計測結果

石炭灰及び赤土泥状土を用いた再生造粒材の地盤環境影響に関する研究開発

○(株)沖縄環境分析センター 渡久地 博之
(株)沖縄環境分析センター 真栄田 義安
琉球大学工学部 原 久夫
元・大永建設株式会社 与那原 利行
(資)新藤土質調査 松本 新一

1. はじめに

石炭灰の有効利用を目的にして赤土汚泥（国頭マーグ泥状土）を混合して、路盤材などの再生地盤材料（造粒材）に加工する研究開発^{1) 2) 3)}を実施してきた。

再生地盤材料は、石炭灰飛灰、赤土、普通セメント、高炉スラグ微粉末を配合攪拌して造粒の状態で作製した。しかし、原料となる石炭灰やセメントは発ガン性物質である六価クロムなどの重金属が微量に含まれており、造粒材から重金属の溶出による地下水や土壤への環境汚染が懸念される。そこで、造粒材の作製に際して重金属類の溶出抑制を目的として、赤土の粒度調整および高炉スラグ微粉末の添加量の調整をおこなった。

本研究は、その調整した造粒材からの重金属溶出の抑制効果の確認を目的に、環境庁告示第46号の溶出試験および、土壤の温度変化や乾燥・湿潤の繰返しなど、周辺環境の変化による劣化促進を想定した重金属類溶出の乾燥・湿潤繰返し溶出試験を実施した。その結果、調整造粒材の地盤環境影響に対する重金属類の溶出抑制効果の発現を確認できた。

2. 試験計画

試験計画では、実験計画法^{4) 5)}における多水準型割付表を用いた。砂質土系造粒材に適用する因子は、表-1.1の(4¹×2⁴)型割付け表と表-1.2に示す固化材BF+PC、石炭灰FA、添加材GDの3種類とした。また、L₄(2³)型割付け表-2.1と表-2.2における粘性土系造粒材の因子は固化材BF+PCと石炭灰FAの2種類とした。さらに、実験の対象となる因子および、因子添加比を求めるための算定式を以下に示す。

$$w_1 = \frac{m_w}{m_s} \times 100 \quad (1)$$

$$PC = \frac{m_{pc}}{m_s} \times 100 \quad (2)$$

$$BF = \frac{m_{BF}}{m_s} \times 100 \quad (3)$$

$$FA = \frac{m_{FA}}{m_s} \times 100 \quad (4)$$

$$GD = \frac{m_{GD}}{m_s} \times 100 \quad (5)$$

ここに、 w_1 ：供試体の含水比(%), PC ：セメント添加比(%), BF ：高炉スラグ微粉末添加比(%), FA ：石炭灰添加比(%), GD ：添加剤比(%), m_s ：土の質量, m_w ：水の質量, m_{PC} ：セメントの質量, m_{BF} ：スラグの質量, m_{GD} ：添加剤の質量とする。なお、各因子の添加比を求める基準質量は m_s とする。

表-1.1 試験割付表(砂質土) $L_8(4^1 \times 2^4)$ 割付表

列番号 因子 実験No.	1	2	3	4	5
	[1・2・3]	[4]	[5]	[6]	[7]
	固化剤 <i>BF+PC</i>	石炭灰 <i>FA</i>	誤差 <i>e</i>	誤差 <i>e</i>	添加剤 <i>GD</i>
OA211	1	1	1	1	1
OA212	1	2	2	2	2
OA213	2	1	1	2	2
OA214	2	2	2	1	1
OA215	3	1	2	1	2
OA216	3	2	1	2	1
OA217	4	1	2	2	1
OA218	4	2	1	1	2
OA215'	36%	30%			0%

注) 表列に対応するOA211~OA215'の数値は表1.2の水準番号とする。

表-1.2 配合表(砂質土)

水準番号		1	2	3	4
		因子			
固化剤 <i>BF+PC</i>	%	10	23	36	50
石炭灰 <i>FA</i>	%	30	50		
添加剤 <i>GD</i>	%	0	0.2		

表-2.1 試験割付表(粘性土) $L_4(2^3)$

列番号 因子 実験No.	[1]	[2]	[3]
	固化材 <i>BF+PC</i>	石炭灰 <i>FA</i>	誤差 <i>e</i>
OA221	1	1	1
OA222	1	2	2
OA223	2	1	2
OA224	2	2	1
OA224b	20%	50%	GD=0.2%

表-2.2 配合表(粘性土)

水準番号		1	2
		因子	
固化材 <i>BF+PC</i>	%	10	20
石炭灰 <i>FA</i>	%	30	50

3. 試験方法

本研究開発における試験は次のとおりである。

3.1 石炭灰飛灰および普通セメント原粉の溶出試験⁶⁾

造粒材の原料となる石炭灰飛灰や普通セメント原粉からの重金属溶出を把握するために環境庁告示第46号の溶出試験を実施した。造粒材に使用する石炭灰およびセメントを風乾(空気乾燥)させた後、2mm網目ふるい通過による造粒材の試料をポリ瓶に入れて水素イオン濃度 pH5.8~pH6.3 に調整した純水を加え、6時間振とう後に0.45μm孔径メンブランフィルターで濾過した濾液を用いて六価クロム(VI)、セレンSe、ほう素B、ふっ素F、ひ素As、カドミウムCd、鉛Pb、総水銀T-Hgの8種類の溶出試験を実施した。

3.2 環境庁告示第46号による溶出試験⁶⁾

赤土泥状土の粒度調整をおこなった砂質土系造粒材の9試料(OA211~OA218およびOA215')を2週間養生した後、前出3.1の試験と同様に8種類の重金属溶出試験を実施した。

3.3 乾燥・湿潤繰返し溶出試験

作製した造粒材の試料は、繰返し数0回、2回、4回、8回、16回、32回における乾湿繰返し後の振とう液を溶出試験の検液に用いた。溶出試験の項目は、環境庁告示第46号溶出試験で比較的に溶出量が多い六価クロムCr(VI)、セレンSe、ほう素B、ふっ素F、の4種類としている。

なお、繰返し溶出試験の方法を図-1のフロー図と写真-1に示す。

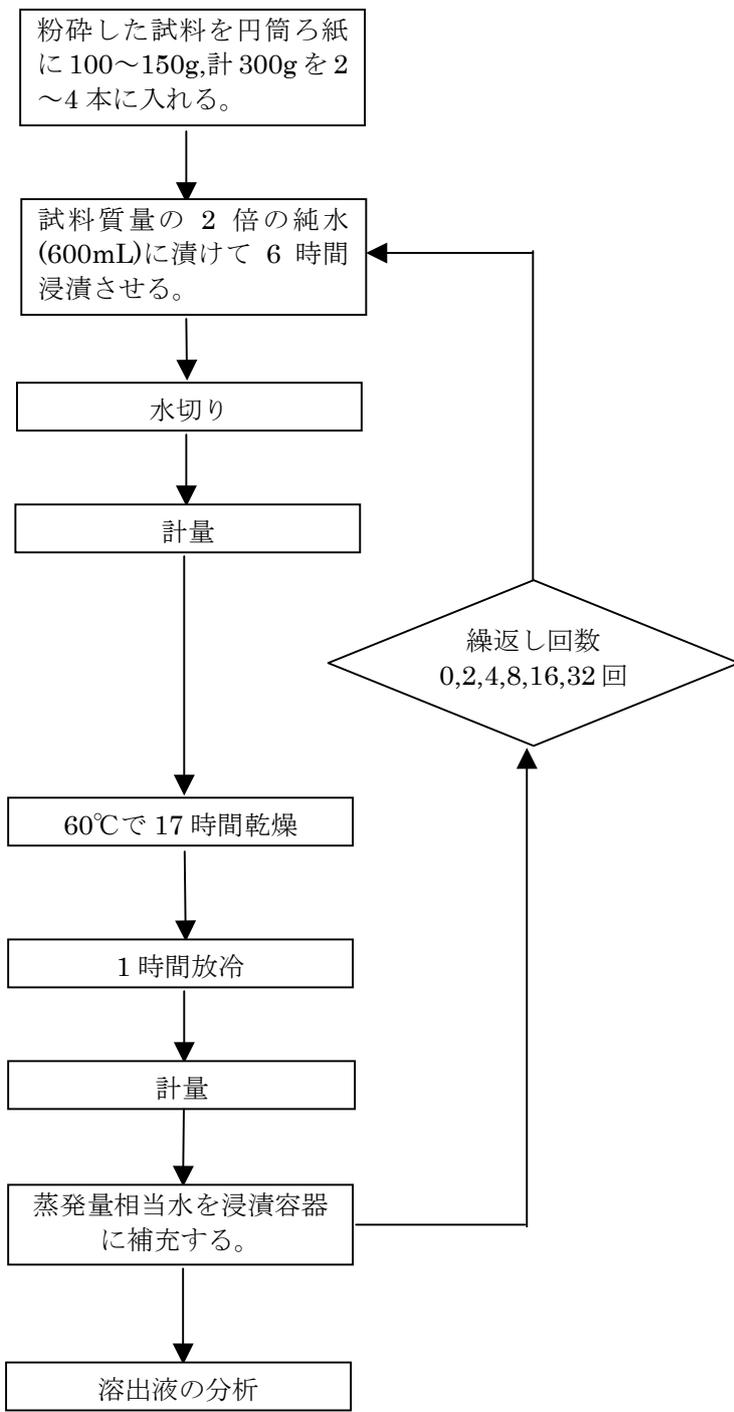


図-1 乾燥・湿潤繰り返し溶出試験フロー図



純水に6時間浸漬



水切り



60°Cで17時間乾燥



1時間放



計量

写真-1 乾湿・湿潤繰り返し試験

4. 試験結果及び考察

4.1 石炭灰飛灰および普通セメント原粉の溶出試験

石炭灰およびセメントの溶出試験結果を表-3.1に示す。

石炭灰のセレン Se, ふっ素 F, ほう素 B, ひ素 As は土壤環境基準値を超過する結果となった。また、セメントの六価クロム Cr(VI), セレン Se が土壤環境基準値を超過した。なお、参考としてこれまで実施したセメントの六価クロム溶出試験例を表-3.2に示す。このような結果から、石炭灰およびセメントは、土壤環境基準値を超過する重金属等を溶出することが確認される。

セメントに対する重金属含有量の許容基準値は設定されていないが、セメント改良をおこなう場合は重金属類の溶出量を確認して改良する製品の安全性を保証する必要がある。

表-3.1 石炭灰・セメントの溶出試験結果

試料名 項目	単位	石炭灰	セメント	土壤環境基準
六価クロム Cr(VI)	mg/L	0.029	0.64	0.05
セレン Se	mg/L	0.17	0.019	0.01
ふっ素 F	mg/L	2.7	0.2	0.8
ほう素 B	mg/L	2.0	<0.01	1
ひ素 As	mg/L	0.039	<0.005	0.01
カドミウム Cd	mg/L	<0.001	0.001	0.01
鉛 Pb	mg/L	<0.005	<0.005	0.01
総水銀 T-Hg	mg/L	<0.0005	<0.0005	0.005
pH	—	10.8	12.6	—
電気伝導率	μ S/cm	12,000	—	—
酸化還元電位	mV	81	- 8	—

記号<の右側数値は定量下限値ND (Not Detected) を示す。

表-3.2 セメントの六価クロム溶出試験例

試験年度	単位	溶出結果	土壤環境基準
平成 17 年	mg/L	0.29	0.05
平成 18 年	mg/L	0.19	
平成 19 年	mg/L	0.13	
平成 20 年	mg/L	0.64	

4.2 環境庁告示第46号による溶出試験

砂質土系造粒材(0A211~0A218 と 0A215')の環境庁告示第46号溶出試験結果を表-3.3に示す。六価クロム Cr(VI), ふっ素 F, ほう素 B, ひ素 As, カドミウム Cd, 鉛 Pb, 総水銀 T-Hg の項目についてはすべての造粒材で土壤環境基準値内であったが、0A211, 0A212, 0A214 のセレン Se は土壤環境基準値を超える結果となった。セレン Se は、固化材の添加比 36%以下の場合に僅かに土壤環境基準値を超えたが、解析結果を基にして固化材の添加比を 40%以上確保すれば土壤環境基準値内になることが判明した。

また溶出液の pH は 11.3 ~ 12.2 でアルカリ性を示し、さらに電気伝導率は 735 μ S/cm ~ 3500 μ S/cm で、電気伝導率が低い造粒材 0A211, 0A212, 0A214 のセレン Se が溶出基準を超えており溶出量と相関関係が認められる。なお、酸化還元電位は-33 mV ~ 73 mV の範囲となっている。

表-3.3 造粒材 OA211～OA218 および OA215' の環境庁告示第 46 号溶出試験結果

試料名 項目	単位	OA211	OA212	OA213	OA214	OA215	OA216	OA217	OA218	OA215'	土壤環境基準
六価クロム Cr(VI)	mg/L	0.006	0.008	<0.005	0.019	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.03	0.05
セレン Se	mg/L	0.012	0.017	0.007	0.012	0.006	0.009	0.003	0.006	0.002	0.01
ふっ素 F	mg/L	0.3	0.3	0.2	0.2	<0.1	0.2	<0.1	0.1	<0.1	0.8
ほう素 B	mg/L	0.43	0.60	0.09	0.49	0.06	0.37	<0.01	<0.01	0.02	1
ひ素 AS	mg/L	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.01
カドミウム Cd	mg/L	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	0.01
鉛 Pb	mg/L	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.01
総水銀	mg/L	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	0.0005
pH(溶出液)	—	11.3	11.3	11.8	11.4	11.9	11.6	12.2	11.9	—	—
電気伝導率	μS/cm	735	814	1640	898	2230	1100	3500	2280	—	—
酸化還元電位	mV	73	63	-16	22	21	58	-33	-16	—	—

4.3 乾燥・湿潤繰返し溶出試験

砂質土系造粒材の OA215, OA215' と粘性土系造粒材 OA224, OA224b の乾燥・湿潤繰返し溶出試験結果を表-3.4 に示す。

表-3.4 乾燥・湿潤繰返し溶出試験結果

試料名	項目	単位	0回	2回	4回	8回	16回	32回	土壤環境基準
砂質土 OA215	六価クロム	mg/L	0.014	0.012	0.009	0.017	0.020	0.020	0.05
	セレン	mg/L	<0.001	<0.001	0.001	0.001	0.002	0.004	0.01
	ふっ素	mg/L	<0.1	<0.1	<0.2	<0.1	<0.1	<0.1	0.8
	ほう素	mg/L	0.01	0.02	0.05	0.08	0.12	0.33	1
砂質土 OA215'	六価クロム	mg/L	0.030	0.018	<0.005	0.010	0.036	<0.005	0.05
	セレン	mg/L	0.002	0.002	0.004	0.002	0.003	0.003	0.01
	ふっ素	mg/L	<0.1	0.1	<0.2	<0.1	<0.1	<0.1	0.8
	ほう素	mg/L	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.24	1
粘性土 OA224	六価クロム	mg/L	0.035	0.038	0.054	0.015	0.016	<0.005	0.05
	セレン	mg/L	0.003	0.003	0.007	0.006	0.002	0.002	0.01
	ふっ素	mg/L	<0.1	0.1	<0.2	<0.1	<0.1	<0.1	0.8
	ほう素	mg/L	0.04	0.06	0.10	0.19	0.18	0.18	1
粘性土 OA224b	六価クロム	mg/L	0.034	0.055	0.045	0.014	<0.005	<0.005	0.05
	セレン	mg/L	0.002	0.004	0.005	0.007	0.003	0.001	0.01
	ふっ素	mg/L	<0.1	0.1	<0.2	<0.1	<0.1	<0.1	0.8
	ほう素	mg/L	0.04	0.06	0.08	0.21	0.29	0.09	1

砂質土系造粒材の 0A215, 0A215' は乾燥・湿潤繰返し 0 回～32 回で六価クロム Cr(VI) , セレン Se, ふっ素 F, ほう素 B の重金属すべてが土壤環境基準値以下になった。

粘性土系造粒材の 0A214, 0A214b は乾燥・湿潤繰返し 2 回～4 回において六価クロムが一時的に土壤環境基準を僅かに超えるがその後は溶出量が低下し、土壤環境基準以下になる。

通常, 重金属の微量成分 (六価クロム Cr(VI), セレン等) は, セメントと水の反応であるセメント水和物によって固定化されるが, 粘性土を構成する鉱物や含有する有機物成分の影響で水和反応が阻害されることが知れており⁷⁾, 今後は固化材の配合方法や砂質土などの混合を工夫することが必要になる。

5. おわりに

本研究開発では, 再生地盤材料 (造粒材) を作製して重金属類の溶出抑制効果を確認した。以下に研究で得られた成果のまとめを示す。

- (1) 砂質土系造粒材 0A211～0A218 および 0A215' の溶出試験では, セレン Se を除く六価クロム(VI), ほう素 B, ふっ素 F, ひ素 As などの溶出量が土壤環境基準値以下になる。
- (2) セレン Se は, 固化材の添加比 36%以下で僅かに環境基準値を超えるが, 固化材の添加比 40%以上を確保すれば土壤環境基準値以内になる。
- (3) 砂質土系造粒材 0A215, 0A215' の乾燥・湿潤繰返し試験では 2 回～32 回において六価クロム Cr(VI), セレン Se, ほう素 B, ふっ素 F の重金属は土壤環境基準以下になる。
- (4) 粘性土系造粒材 0A224・0A224b の六価クロム(VI) は, 繰返し数 2～4 回において一次的に土壤環境基準値を僅かに超えるがその後は溶出量が低下して土壤環境基準値以下となる。

謝辞: 再生造粒材の作製をおこなうに当り有限会社三友の金城和良氏から協力を頂きました。

また, 乾燥・湿潤繰返し溶出試験では国立環境研究所 循環型社会・廃棄物研究センター物理管理研究室の肴倉宏史研究員から試験方法の指導を賜りました。さらに本研究開発は経済産業省平成 20 年度地域資源活用型研究開発事業として沖縄総合事務局経済産業部地域資源課の委託研究で実施した成果の一部をとりまとめたものです。

ここに, 関係者に対して感謝の意を表します。

《参考文献》

- 1) 与那原利行, 原久夫: 石炭灰混合軟弱土のセメント固化材等による改良効果に関する研究, 第 50 回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 287-294, 2005 年
- 2) 渡久地博之・原久夫・与那原利行(2006): 石炭灰を混合した改良土からの重金属類微量成分の溶出抑制効果に関する研究, 第 19 回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 66-68
- 3) 渡久地博之・原久夫・与那原利行(2007): 石炭灰を利用した改良土の再利用に関する研究 (化学試験), 第 20 回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 25-28
- 4) 田口玄一(2000): 実験計画法 (上巻) 第 3 版, 丸善, pp. 160-161, pp. 186-190
- 5) 菅民朗(2004): Excel で学ぶ実験計画法 シックスシグマと重回帰分析, オーム社 pp. 94-105
- 6) 2008 JIS ハンドブック 53 環境測定 II 水質: 日本規格協会, pp. 1733-1737
- 7) 嘉門雅史, 乾 徹, 東海林寛: セメント固化を用いた軟弱地盤改良における地盤環境影響の実験的検討, 京都大学防災研究年報 第 48 号 B 平成 17 年 4 月

浸潤面を考慮した赤土濁水流への有限要素法の適用

琉球大学理工学研究科 ○江戸 孝昭
 琉球大学 原 久夫
 琉球大学 松原 仁

1. はじめに

沖縄県では、1972年ごろから行われてきた開発により土壌が侵食され、多くの赤土が河川を通じ周辺海域に流出し、海洋環境や水産業、観光産業への被害が生じてきた。このような条件下において、1995年に「沖縄県赤土等流出防止条例」が施行され、赤土の流出防止対策が行われた。その結果、1993年には赤土流出量が317,500 t/年もあったが1995年には183,500 t/年となり約42%の削減効果が報告されている¹⁾。しかしながら、赤土被害は未だに生じており、今以上に対策方法を向上させる必要がある。

本研究では、様々な赤土の流出防止対策の中でも、施工性・経済性に優れていて、ほとんどの工事現場で用いられている、ろ過型沈砂池²⁾³⁾に着目した。本研究の目的は、数値解析分野で最も広く用いられている有限要素法(FEM)⁴⁾をろ過型沈砂池内におけるろ過層に適用し、赤土粒子による目詰まりと、摩擦による損失水頭、および浸潤面を考慮した赤土濁水流解析の数値シミュレーション手法を確立することである。

2. 赤土濁水流の支配方程式および解析アルゴリズム

赤土濁水流の支配方程式は次式で仮定した。

$$\nabla v = \nabla(ki) = \nabla^2(kh) = \nabla^2\phi = 0 \quad (1)$$

ここで、流速： v (mm/s)、透水係数： k (mm/s)、水頭： h (mm)、動水勾配： i 、速度ポテンシャル： ϕ (mm²/s) である。

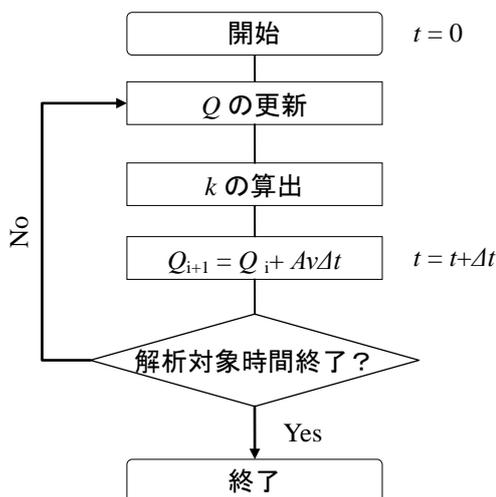


図-1 解析のアルゴリズム

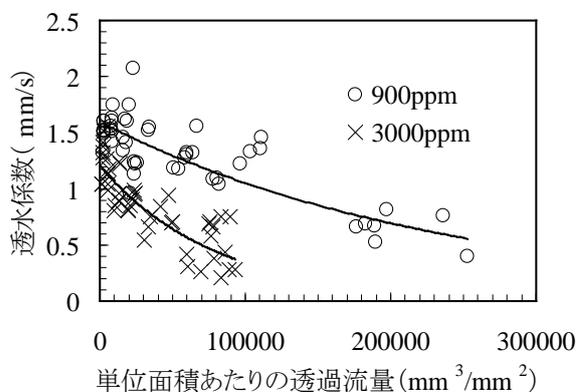


図-2 透過流量と透水係数の関係

つぎに、式(1)を弱形式化すると、

$$\int_V (\nabla \phi) \cdot (\nabla \delta \phi) dV = \int_{S_2} \frac{\partial \phi}{\partial n} \delta \phi dS \quad (2a)$$

$$\int_{S_2} \frac{\partial \phi}{\partial n} \delta \phi dS = \int_{S_2} (\nabla \phi \cdot \mathbf{n}) \delta \phi dS \quad (2b)$$

が得られる。ここで、 $\delta \phi$: 重み関数、 \mathbf{n} : 単位法線ベクトルであり、

$$\forall \delta \phi \ni \{ \delta \phi | \delta \phi = 0 \text{ (on } S_1) \} \quad (3)$$

である。また、 S_1 は Dirichlet 境界、 S_2 は Neumann 境界である。式(2)に対して形状関数 N を用いて離散化すると次式が得られる。

$$\int_V \frac{\partial N_b}{\partial x_j} \frac{\partial N_a}{\partial x_j} \phi_a \delta \phi_b dV = \int_{S_2} \frac{\partial \phi}{\partial n} N_b \delta \phi_a dS \quad (4)$$

ただし、

$$\phi = N_a \phi_a, \delta \phi = N_b \delta \phi_b \quad (5)$$

であり、 a, b : 節点番号, x_j : 空間座標である。

本解析のアルゴリズムを図-1 に示す。本研究で取り扱うろ過型沈砂池の解析においては、式(4)を支配方程式とするが、同図に示すように、濁水の累積流量とともに砂層中の透水係数が変化する。したがって、これらの影響を考慮できる解析法が必要となる。そこで、本研究では野瀬⁵⁾によって行われた、赤土濁水の定水位透水試験により得られた実験結果を参照し、赤土濁水の単位面積あたりの透過流量-透水係数の関係($k-Q$ の関係)を外挿した。具体的には、図-2 に示すように、本実験における濁水濃度(SS)は、900ppmと3000ppmの両方にて検討されており、本研究においてもこれら2つのパターンについて、それぞれ、式(6)および式(7)のように回帰モデル化した。

$$k = 1.6 \exp((-4.0 \times 10^{-6}) Q_{900}) \quad (6)$$

$$k = 1.2 \exp((-10.0 \times 10^{-6}) Q_{3000}) \quad (7)$$

ここで、単位面積あたりの透過流量： Q (mm^3/mm^2)、透水係数： k (mm/s) である。また Q の右下添え字は、濁水濃度を表わしている。

3. 相対密度 - 透水係数の関係

ろ過層に用いた砂の透水係数は砂の相対密度に極めて依存し、透過流量に影響を与える。そこで本研究では、チービシ砂の定水位透水試験を行ない、透水係数と相対密度の関係を定めた。試験の結果は図-3 に示す。試験により得られた値を次式にて回帰モデル化し、本解析手法に導入した。

$$k = 1.6 \exp(-0.013 Dr) \quad (8)$$

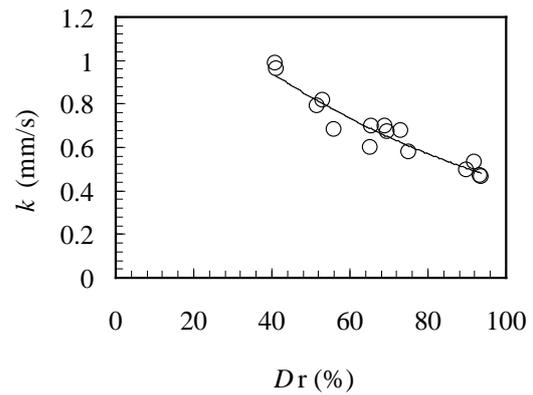


図-3 ろ過材の相対密度-透水係数の関係

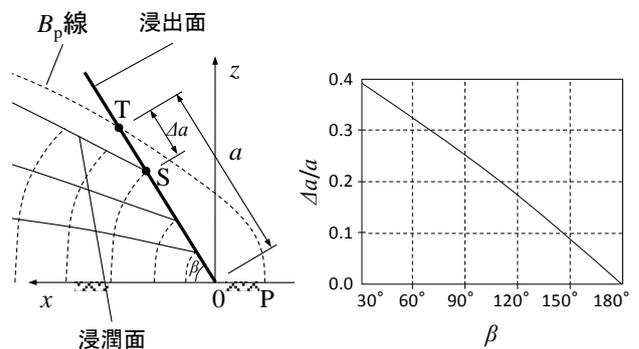


図-4 浸潤面の位置

図-5 傾角-補正値の関係

ここで、 k : 透水係数(mm/s)、 Dr : 相対密度(%) である。

4. 浸潤面位置の仮定

透水現象を数値シミュレーションによって再現する場合、浸潤面の位置が問題となる。そこで、本研究では、流速による損失水頭を用いて浸潤面の位置を決定した。具体的には、流速による損失水頭 h_e は流速に比例するものと仮定し、第 j 要素において式(9)が成り立つとし、要素の重心を要素の代表点 M とし、代表点 M の座標 (x_m, y_m) が同位置な点の損失水頭を足し合わせる。つまり、座標 (x_m, y_m) における損失水頭の総和を座標 (x_m, y_m) における損失水頭とした(式(10))。そして、座標 (x_m, y_m) より濁水の流入部に近い座標 (x_{m-1}, y_{m-1}) における浸潤面の位置と、座標 (x_m, y_m) における損失水頭

との差を、座標 (x_m, y_m) における浸潤面の位置とした (式 (11)).

$$h_e^j = f v^j l^j \quad (9)$$

$$h_e^m = \sum_n h_e^j \quad (10)$$

$$h_m = h_{m-1} - h_e^m \quad (11)$$

ここで、 h_e^j : 各要素の損失水頭(mm), f ; 係数,
 v^j ; 各要素の流速(mm/s), l^j : 各要素の代表長さ(mm),
 h_e^m : x_m, y_m における損失水頭(mm),
 h_m ; 座標 (x_m, y_m) における浸潤面の位置(mm),
 h_{m-1} : 座標 (x_m, y_m) より濁水の流入部に近い座標 (x_{m-1}, y_{m-1}) における損失水頭(mm)である。

また、繰り返し計算における、第1ステップにおける流出側の浸出点の位置は、図-4, 5に示す式を参考にし、決定した。図-4に示すBp線の形状は以下に示す。同図は、Casagrande.Lが実験的に算出したものである。

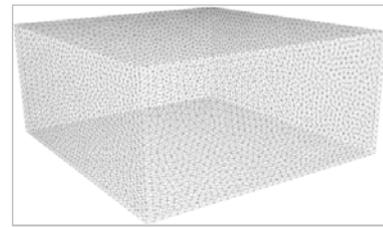
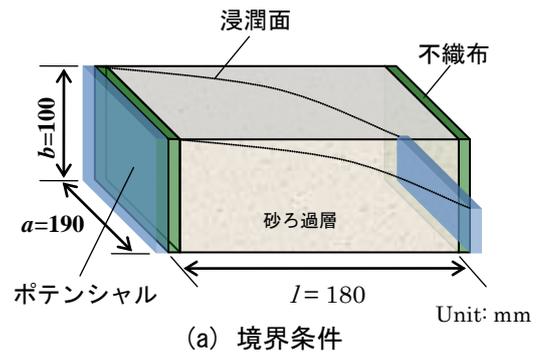
$$x = \frac{z^2}{4f} - f \quad (12)$$

5. 解析結果

図-6には、境界条件および解析を行う際に使用したメッシュ図を示す。有限要素解析においては、要素を四面体一次要素に仮定し、要素数は160,921、節点数は29,385、要素幅は約5.12mmとした。図-7には、砂層内部に赤土濁水流を長時間透過させた結果を示す。図-8には、砂層内部の流速を等値線を用いて示す。なお、流速の大きさは色で表わしている。

図-7より、長時間ろ過を行うとグラフの勾配も小さくなり、目詰まりが生じていることがわかる。よって、ろ過層全体において、目詰まりを考慮した解析が可能となったと考えられる。

図-8において、時間が経つにつれて内部の流速が徐々に変化していく様子が見られる。濁水の流出側(各図の右側)の下部に着目すると、時間変化に伴い流出側の流速が徐々に赤色か



(b) 砂ろ過層の有限要素モデル (四面体一次要素)

図-6 解析モデル(濁水流制御板「なし」)

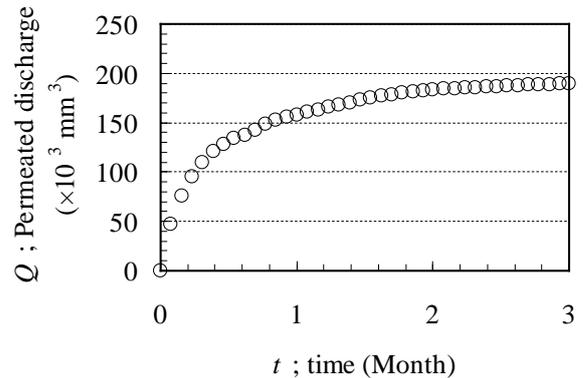
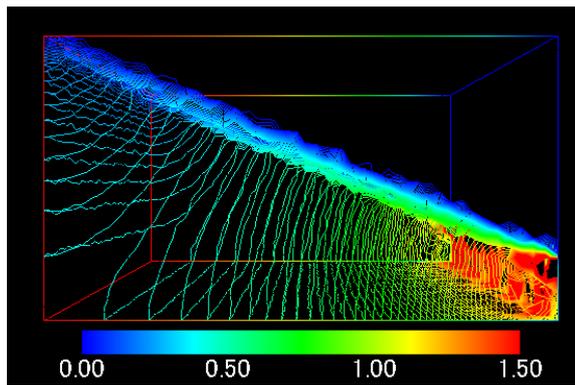
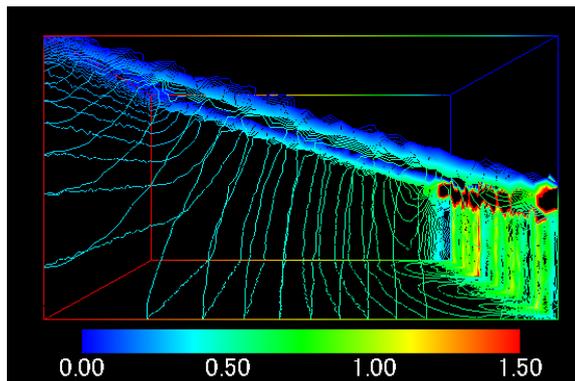


図-7 時間-累積流量の関係

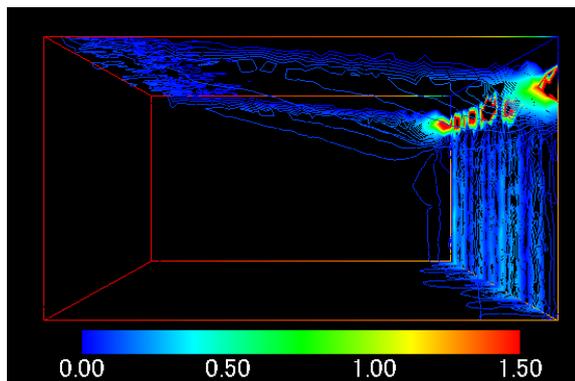
ら青色に近い色へと変化していることがわかる。これは、流速が遅くなっていることを示している。つまり時間変化に伴い流出側(下部)が目詰まりを起こしていると考えられる。また、時間経過に伴い、流出側の浸出点の位置が上部方向へ上昇していることがわかる。実際のろ過型沈砂池の砂層部においても、流出側の下端から目詰まりが生じ、浸出点が上部方向へ移動している。このことから、本解析手法は流出側における目詰まりも考慮した解析が可能となったと言える。



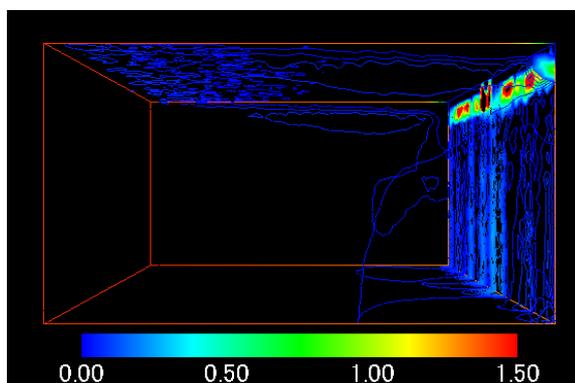
i) 開始直後



ii) 80 時間後



iii) 160 時間後



iv) 240 時間後

図-8 砂層内部の流速の様子 (等値線)

$D_r=127\%$: mm/s

つまり、本解析手法により、ろ過型沈砂池のろ過層内部において、全体的かつ部分的な目詰まりを考慮した解析を行うことが可能となった。

6. おわりに

本解析では、砂層中の赤土濁水流解析の数値シミュレータを開発した。その結果、砂層内部の可視化することができ、砂層内部の定量化が可能となった。しかしながら、今後の展開として、本解析は、赤土濁水流解析の第一段階であり、今後は、透過流量-透水係数も関係（第2章参照）を、赤土の捕獲量を考慮した関係式を修正するなどし、この解析手法をより高度化させる必要がある。また、解析の妥当性を検証するために、実験値との比較を行うことも必要であると考えられる。

謝辞

本研究は、旧社団法人沖縄建設弘済会「技術支援資金制度」の補助を受けて行ったものである。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 金城孝一，上原睦男：海域における赤土汚染モニタリング，平成17年度赤土等流出防止交流集会事例集，1-9，2005.
- 2) 沖縄県総合事務局開発建設部 赤土等流出防止対策検討会：赤土流出等流出防止対策，2001.
- 3) 沖縄県環境保健部：赤土流出防止対策の手引き，1991.
- 4) Zienkiewicz, R.L.Taylor : The finite element method - Fourth Edition McGraw-Hill College(UK), 1991.
- 5) 野瀬晴生，原久夫：砂ろ過層を想定した赤土の目詰まりに関する実験・研究，第19回沖縄県地盤工学研究発表会，pp.33-36，2006.

ろ過型沈砂池における砂ろ過層のろ過機構に関する実験・研究

琉球大学工学部 学部生 ○木下雄次郎
 琉球大学工学部 学部生 永溪 忠士
 琉球大学工学部 原 久夫

1. はじめに

沖縄では、1972年ごろから行われてきた開発事業等により土壌が侵食され、多くの赤土が川や海へと流れ出たが、1995年に施行された「沖縄県赤土等流出防止条例」によって開発事業からの赤土流出量は減少している。条例による対策の中でもろ過型沈砂池は経済性と施工性に優れよく使用されている。しかし、ろ過型沈砂池は長期間の使用により主要部である砂ろ過層が目詰まりしてしまい透水性が低下し、ろ過機能が低下するという問題点がある。本研究はろ過層の目詰まりがどのように進行するのかを解明し、未知である赤土の捕獲係数を求める事を最終目的としている。赤土の捕獲係数とは、砂層の間隙中を通過した赤土質量に対する捕獲赤土質量比である。

2. 小型ろ過実験

2.1 概要

実験は小型ろ過実験装置を用いて行い、濁水の透過時間： $T(h)$ と累積流量： $Q(cm^3)$ 、濁水の透過時間： $T(h)$ と累積流出赤土質量： $M_{r,ou}(g)$ を求め、計算値と実験値を比較して、赤土の捕獲係数の値を推定する。

2.2 小型ろ過実験装置の準備

2.2.1 水槽

写真 2-1 は実験で使用する水槽の写真である。過去の実験(砂のろ過層を想定した赤土の目詰まりに関する実験)で使用した水槽である。水槽の容量は50L、底部部から135mmのところ塩ビのパイプ(内径15.5mm、長さ90mm)



写真 2-1 実験で使用する水槽 (mm)

を7個取り付けた。実験装置の詳細については、参考文献¹⁾を参照されたい。

2.2.2 透水パイプと供試体

供試体を入れる透水パイプはアクリル製の透水パイプ(内径9mm)とし、その長さが透水長となる。透水パイプは長さ25cmを1本、50cmを2本、100cmを3本の計6本準備し、透水パイプ名を25-1、50-1、50-2、100-1、100-2、100-3とつけた。供試体はチービシ砂を2mmのふるいにかけて、通過したものを24時間炉乾燥し、分取器で分取した砂を使用する。表 2-1 はチービシ砂の物理試験結果を示す。

表 2-1 チービシ砂の物理試験結果²⁾

分類名	砂(S)
粗砂分 (%)	27
中砂分 (%)	64
細砂分 (%)	7
シルト分 (%)	2
土粒子の密度 $\rho_s(g/cm^3)$	2.776
最小密度 $\rho_{dmin}(g/cm^3)$	1.056
最大密度 $\rho_{dmax}(g/cm^3)$	1.284

表 2-2 赤土の物理試験結果²⁾

分類名	粘土 (CL)
液性限界 W_L (%)	56
塑性限界 W_P (%)	34.2
塑性指数 I_P	21.8
礫分(%)	0
砂分(%)	35
シルト分(%)	62
粘土(%)	3



写真 2-2 透水パイプを固定する台

2.2.3 供試体を透水パイプにつめる方法

2.2.3-1 透水パイプに供試体を詰める用具

- ①透水パイプを固定する台(網フェンス, 結束バンド, 塩ビのパイプで作成 写真 2-2)
- ②漏斗: 土質試験で規定されたもの
- ③不織布
- ④透水パイプ
- ⑤コック

2.2.3-2 透水パイプに供試体を詰める手順

- ①9 mmのポンチとハンマーを用いて不織布を切り取る。1本のパイプに2個使用するので計12個切り取る。
- ②切り取った不織布を透水パイプの片側の先端部分に入れる。
- ③不織布を入れた側を下にして透水パイプを固定する台に装着する。
- ④漏斗を用いて、真上から自然落下方式で供試体を入れる。
- ⑤余分な供試体を慎重に取り除き、透水パイプの先端に不織布を入れる。
- ⑥振動をあたえないように、慎重に固定台から透水パイプを抜き取り、質量を測る。
- ⑦測った質量から透水パイプ内の密度を計算し、透水パイプ内の供試体の密度 ρ_s (g/cm³)が 1.07 ± 0.054 (g/cm³)になるまで①~⑥を繰り返す。
- ⑧透水パイプの片側にコックを取り付ける。

2.2.3-3 供試体の飽和

- ①塩ビパイプ(内径55mm)内に慎重に供試体を詰めた透水パイプのコック側を上にして入れる。
- ②塩ビパイプ内に水を入れ、供試体の下から飽和させる。
- ③完全に飽和したらコックを閉め、慎重に塩ビパイプから透水パイプを抜き取る。

2.2.4 使用する濁水

小型ろ過実験で使用する濁水は、うるま市から採取した赤土で作成する。濁水は75 μ mのふるいを通じた赤土を使用し、濃度1000ppmの濁水をポリバケツに160L用意した。小型ろ過実験では、濁水をポンプで汲み上げ水槽に流入するので、実際の濁度は実験中に流入部の濁度を測定することにした。表-2は使用する赤土の物理試験結果である。

2.2.5 小型ろ過実験装置の組み立て

水槽に透水パイプを水平に設置し、濁水は、ポンプで汲み上げて水槽に入れる。写真 2-3 は小

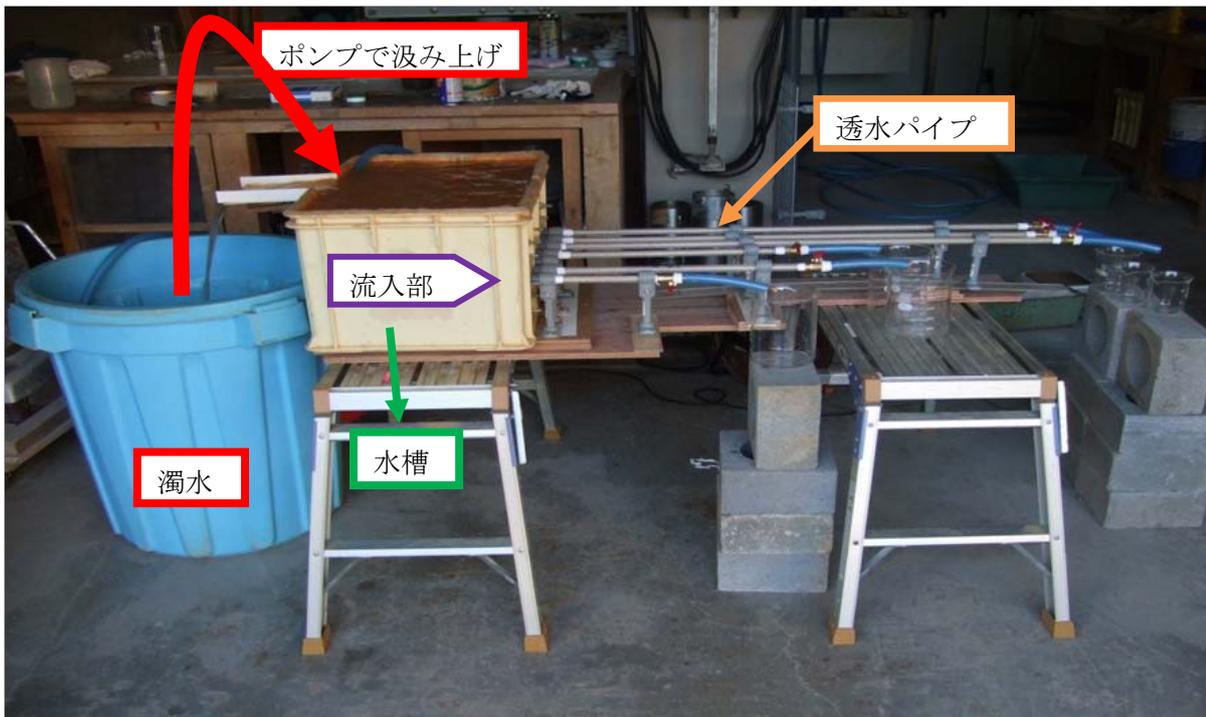


写真 2-3 小型ろ過実験装置の全体写真

型ろ過実験装置の全体写真である。

2.3 小型ろ過実験の方法

小型ろ過実験は 2010 年 9 月 25 日から 10 月 7 日に行った。

- ① コックを開いた時点でストップウォッチをスタートする。
- ② 測定間隔は、0,15 分,35 分 …… ,16200 分,16920 分(11.75 日)。全測定回数は 45 回。透水パイプから出てきた濁水をビーカーで集め、流量 $\Delta Q(\text{cm}^3)$ を測定し、累積流量 $Q(\text{cm}^3)$ を求める。
- ③ ②の濁水をシャーレに移し、24 時間炉乾燥させ赤土流出質量 $\Delta M_{r_out}(\text{g})$ を測定し、累積赤土流出質量 $M_{r_out}(\text{g})$ を求める。
- ④ 濁度計を用いて流入部の濁度の測定を行う。測定は 3 回行いその平均を取った。流入部の濁度の全平均は 194ppm であった。

3. 小型ろ過実験の結果と考察

濁水の透過時間 $T(\text{h})$ と累積流量 $Q(\text{cm}^3)$ 、濁水の透過時間 $T(\text{h})$ と累積流出赤土質量 $M_{r_out}(\text{g})$ の関係を示す。

3.1 濁水の透過時間 $T(\text{h})$ と累積流量 $Q(\text{cm}^3)$ の関係

図 3-1 は濁水の透過時間 $T(\text{h})$ と累積流量 $Q(\text{cm}^3)$ の関係を示す。濁水の透過時間 $T(\text{h})$ が増加するにつれ、累計流量 $Q(\text{cm}^3)$ の増加率が低下し上に凸の単調増加現象となっている。このことは、供試体の目詰まりが進行し透水性が低下したことを示している。透水パイプ長が短くなると累積流量 $Q(\text{cm}^3)$ は大きくなっている。このことから、透水パイプ長が短いと流速 $v(\text{cm}/\text{h})$ が速い事がわかる。図 3-2, 図 3-3, 図 3-4 は各透水パイプの $Q-T$ グラフと初期勾配を示したものである。透水パイプが短くなるほど、初期勾配は大きくなり、また離脱時間も早くなっている。

3.2 濁水の透過時間と累積赤土流出質量の関係

図 3-5 は濁水の透過時間 $T(\text{h})$ と累積赤土流出質量 $M_{r_out}(\text{g})$ の関係を示す。

図 3-1 と同様にグラフは濁水の透過時間 $T(\text{h})$ が増加するにつれて、累積赤土流出質量 $M_{r_out}(\text{g})$ の増

加率が低下し上に凸の単調増加現象となっている。累積赤土流出質量 $M_{r,out}(g)$ の増加が低下してい

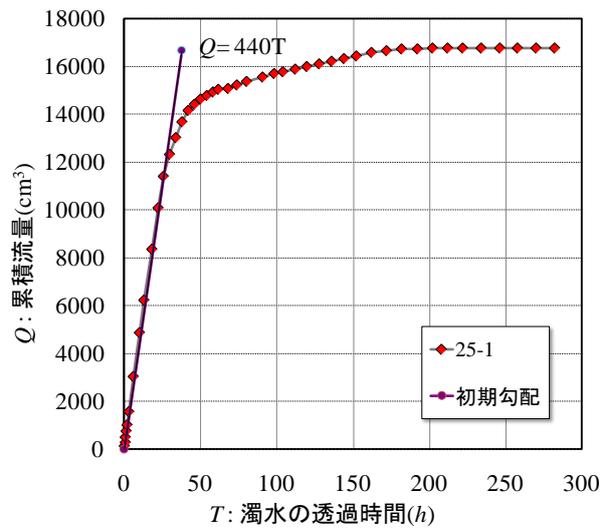
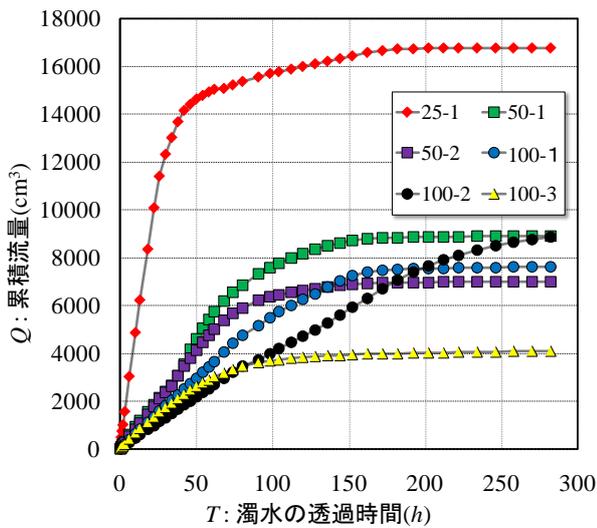


図 3-1 濁水の透過時間 $T(h)$ と累積流量 $Q(cm^3)$ の関係 図 3-2 25-1 の $Q-T$ グラフと初期勾配

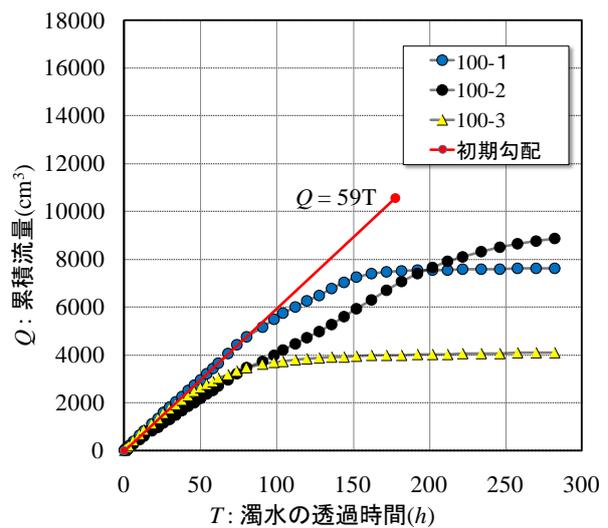
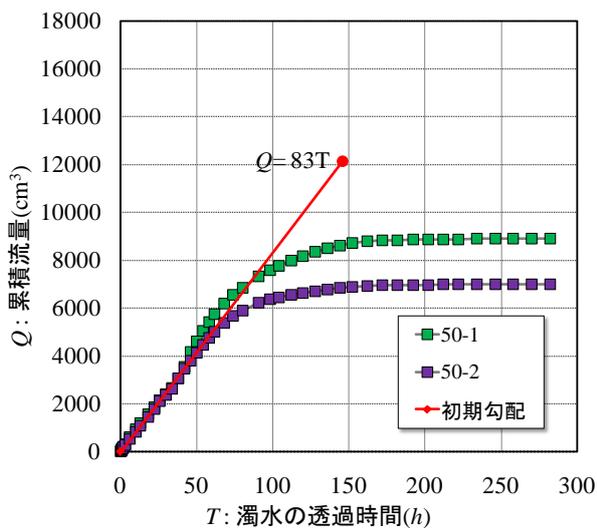


図 3-3 50-1, 50-2 の $Q-T$ グラフと初期勾配 図 3-4 100-1, 2, 3 の $Q-T$ グラフと初期勾配

る事からも、供試体の目詰まりが進行し透水性が低下し、ろ過機能が低下してしまった事を示している。

4. 実験値と計算値の比較

Δt 間に捕獲される赤土の質量 $\Delta M_{sr}(g)$ は、 Δt 間の濁水中に含まれる赤土質量 $M_r(g)$ と赤土の捕獲係数 α との積で表されるものとし、捕獲された赤土の質量により間隙比が変化し、さらに間隙比の変化によって透水係数が変化することで目詰まりを考慮した計算を行い実験値と比較した。図 4-2 は透水長 25cm の $Q-T$ グラフの計算値と実験値の比較である。図中の α は赤土の捕獲係数、 β は透水係数の低減率である。 α, β はそれぞれ次式で表わされる。

$$\alpha = \frac{\Delta M_{sr}}{\Delta M_r} \quad \dots \dots (1)$$

$$\beta = \beta_1 + \frac{\beta_1 - \beta_0}{e_1 - e_0} (e - e_0) \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$M_{sr} = \int_0^t dM_{sr} \approx \sum \Delta M_{sr} \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$k = k_0 \frac{e^3 - 1 + e_0}{e_0^3 - 1 + e} \beta \quad \dots \dots \dots (4)$$

また、捕獲された赤土の質量を考慮すると間隙比 e は次の式で表わされる。

$$e = \frac{V}{V_{ss} + \frac{M_{sr}}{\rho_{sr}}} - 1 \quad \dots \dots \dots (5)$$

ここで、

ΔM_{sr} : Δt 間に捕獲される赤土の質量

ΔM_r : Δt 間の濁水中に含まれる赤土質量

$\Delta M_r = vpl\Delta t$

v : 濁水流速

p : 濁水の濃度

l : 透水長 (本計算例では $l=1\text{cm}$)

β_0, β_1 : $e=e_0, e=e_1$ での低減率 ($\beta_0=1.0, \beta_1=0.0001$)

k_0 : $e=e_0$ における透水係数 ($k_0=1.6 \times 10^{-1} \text{cm/s}$)

e_0 : 初期間隙比 ($e_0=1.54$)

5 まとめ

今回の実験で、砂ろ過層の目詰まりがどのように進行するかがわかり、計算できるようになった。今後は、実験値と計算値がより一致するような赤土の捕獲係数 α 、透水係数の低減率 β を推定したい。

参考文献

- 1) 佐久田卓弥：砂ろ過層を想定した赤土の目詰まりに関する実験・研究(その 2), 第 20 回沖縄地盤工学会研究発表会講演概要集 pp.41-44.(2007)
- 2) 名渡山一彦, 原久夫：砂ろ過層を用いた赤土の目詰まりに関する実験的研究, 第 17 回沖縄県土質工学研究発表会公演概要集, pp.35-36(2004)

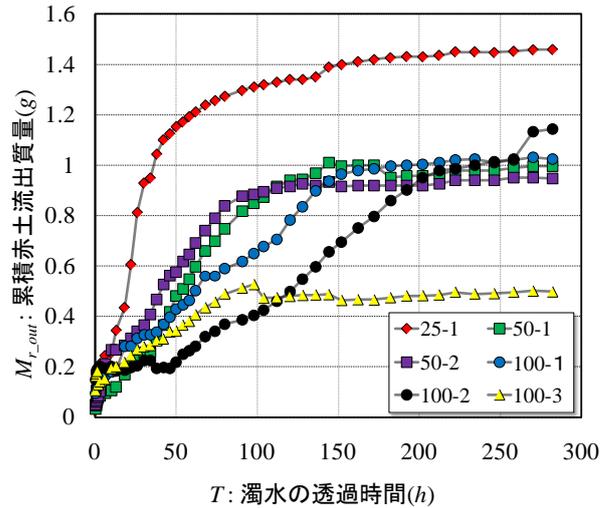


図 3-5 濁水の透水時間と累積赤土流出質量の関係

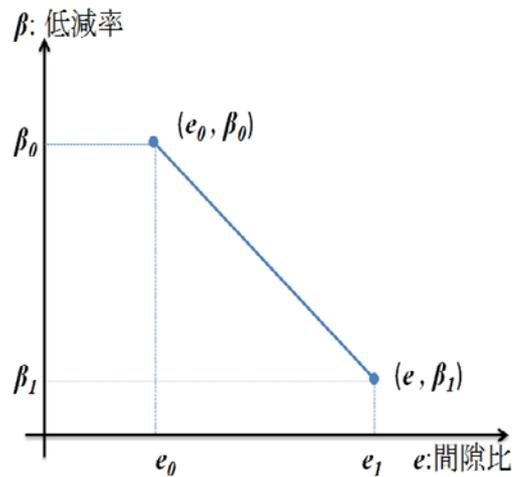


図 4-1 間隙比と低減率の関係

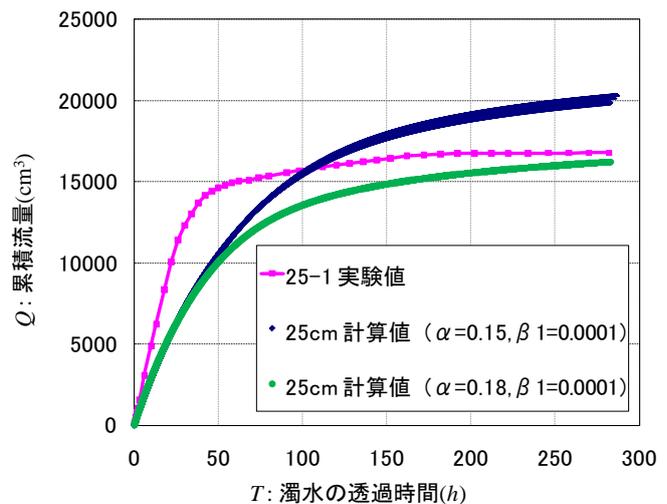


図 4-2 透水長 25cm の Q - T グラフの計算値と実験値の比較

リングせん断試験による地すべり土の完全軟化強度測定 - 沖縄, 島尻層群泥岩 -

琉球大学農学部生産環境学科	比嘉 健太郎
鹿児島大学大学院連合農学研究科	木村 匠
"	Vithana S. B.
琉球大学大学院農学研究科	江口 佑人
琉球大学農学部	中村 真也

1. はじめに

崩積土層や盛土斜面で発生する初生型地すべりおよび再活動型地すべりの安定度の検討に際し, 完全軟化強度 c_{sf} 、 τ_{sf} は重要な土質定数である (Skempton, 1970 ; (社) 地すべり学会東北支部, 2001 ; 宜保ら, 2003)。 c_{sf} 、 τ_{sf} の測定には, 三軸圧縮試験機, 一面せん断試験機およびリングせん断試験機が用いられ, 三軸圧縮試験機および一面せん断試験機にて精度良く得られるとされている (地盤工学会, 2000)。 一方, リングせん断試験は試験中せん断面が不変で, 一定垂直応力下で連続的にしかも一定方向にせん断が行えるので, 残留強度を精度良く得るのに有効である (Bishop et al., 1971)。 リングせん断試験によって得られる c_{sf} 、 τ_{sf} については三軸圧縮試験よりも若干小さくなるとの報告があるが (矢田部ら, 1991 ; 高橋ら, 2002), 低塑性土や低荷重領域における結果からの結論であり, 十分な検討がなされたとは言えない。

本研究では, 島尻層群の強風化泥岩について三軸圧縮 (\bar{CU}) 試験およびリングせん断試験により c_{sf} 、 τ_{sf} を測定し, c_{sf} 、 τ_{sf} 測定におけるリングせん断試験の有効性を検証した。

2. 試料および試験方法

強風化泥岩試料は風乾後, 425 μm ふりいを通させてスラリー状にし, 三軸圧縮 (\bar{CU}) 試験 (地盤工学会, 2000) およびリングせん断試験 (宜保, 1994) に供した。

三軸圧縮試験では, 予圧密後に円柱状 (直径 5cm, 高さ 10cm) に成形した供試体を所定の有効応力 σ_3 (50kPa および 300kPa) で正規圧密し, ひずみ速度 0.05%/min で圧縮せん断 (間隙水圧測定) した。 リングせん断試験では, 所定の有効垂直応力 $\sigma_n = 50\text{kPa}$ および 300kPa で正規圧密し, 排水せん断 (定応力, 変位速度 0.01mm/min) を行った。

3. 結果および考察

表 - 1 に試料の物理的性質を示す。液性限界 w_L および塑性指数 I_p はそれぞれ 74.0% , 52.9 であった。 <2 μm 粘土含有量 CF は 64.7% で, 砂含有量 SF は 7.6% であった。

表 - 1 < 425 μm 試料の物理的性質

粒度組成 (%)				液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p	土粒子密度 ρ_d (g/cm ³)
粘土分 (<2 μm)	シルト分 (2-20 μm)	細砂分 (20-200 μm)	粗砂分 (200-425 μm)				
64.7	27.7	7.5	0.1	74.0	21.1	52.9	2.80

図 - 1 に三軸圧縮試験で得られた主応力差・間隙水圧 - 軸ひずみ関係を示す。外部計測による破壊ひずみが 10%に達しても明瞭なピークは認められなかった。

図 - 2 は三軸圧縮試験の結果をモールの応力円で整理したものである。 $\sigma_n = 50\text{kPa}$ および 300kPa に対して完全軟化強度定数は $c_{sf} = 4.1\text{kPa}$ 、 $\sigma_{sf} = 29.8^\circ$ であった。

図 - 3 は、リングせん断試験におけるせん断変位 $D = 10\text{mm}$ までの初期段階の応力変化を示したものである。摩擦係数 μ_{sf}/σ_n は、 $\sigma_n = 50\text{kPa}$ に対して $D = 7.4\text{mm}$ で、 $\sigma_n = 300\text{kPa}$ に対して $D = 4.7\text{mm}$ で、それぞれ $\mu_{sf}/\sigma_n = 0.598$ 、 $\mu_{sf}/\sigma_n = 0.506$ のピーク値を示した。

図 - 4 はリングせん断試験で得られた完全軟化強度を示す。完全軟化強度定数は $\sigma_n = 50\text{kPa}$ および 300kPa に対して $c_{sf} = 6.1\text{kPa}$ 、 $\sigma_{sf} = 25.9^\circ$ となった。

リングせん断試験と三軸圧縮試験では $c_{sf} = 2.0\text{kPa}$ 、 $\sigma_{sf} = 3.9^\circ$ の差異が見られた。

今後は、性質の異なる地すべり土について試験を行い、両試験値の相互関係および差異について整理・分析を進める予定である。

参考文献

Bishop, A. W., Green, G. E., Garge, V. K., Andersen, A. and Brown, J. D (1971): A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, *Geotechnique*, Vol. 21, No. 4, pp.273-328.

宜保清一, 中村真也, 比嘉優, 吉沢光三 (2003): 安定解析に必要な強風化・破碎泥岩の強度, 農業土木学会論文集, No.227, pp.113-118.

(社)地すべり学会東北支部 (2001): 地すべり解析用強度決定法 - 実務における新たな展開を目指して -, pp.69-72.

地盤工学会 (2000): 土質試験の方法と解説 - 第1回改訂版 -, pp.563-600.

Skempton, A. W. (1970): First-time slides in overconsolidated clays *Geotechnique*, Vol 20, No.3, pp.320-324.

高橋貴之, 荻野俊 (2002): リングせん断試験による高有機質土のせん断特性, 秋田大学工学資源学部研究報告, 第23号, pp.81-85.

矢田部龍一, 八木則男, 榎明潔 (1991): 破碎帯地すべり地の粘性土のリングせん断特性, 土木学会論文集, 436, pp.93-101.

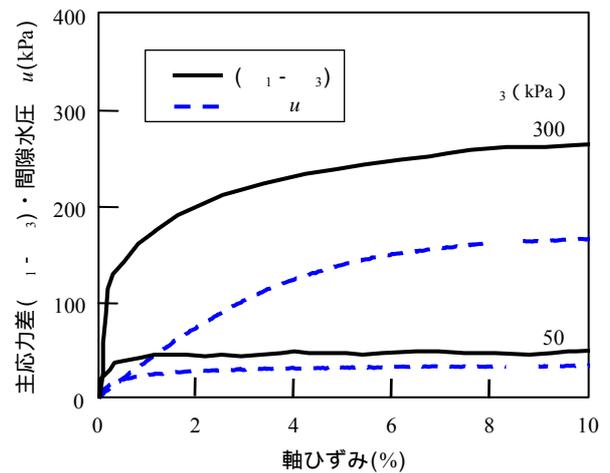


図 - 1 三軸圧縮試験結果 (\bar{CU})

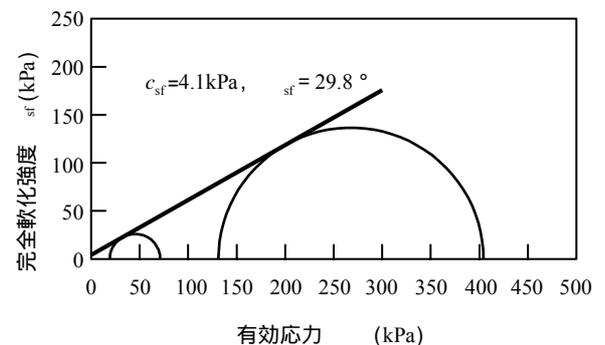


図 - 2 完全軟化強度 (三軸圧縮試験 (\bar{CU}))

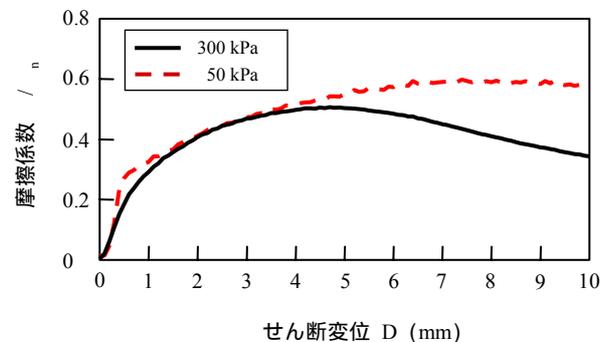


図 - 3 リングせん断試験で得られた応力～変位曲線の初期段階

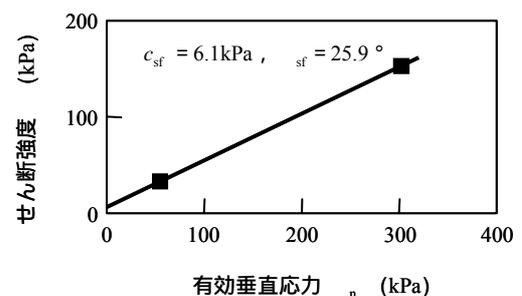


図 - 4 完全軟化強度 (リングせん断試験)

地すべり土の残留強度とせん断速度の関係

琉球大学農学部生産環境学科
鹿児島大学大学院連合農学研究科
"
琉球大学大学院農学研究科
琉球大学農学部

我如古 巧
木村 匠
Vithana S. B.
江口 佑人
中村 真也

1. はじめに

残留強度は、せん断面の最終的な粒子配向面において発揮される最小のせん断強度であり、地すべりの安定度評価に必要不可欠である (Skempton, 1964; 宜保ら, 1986; Nakamura et al., 2010)。残留強度の測定試験は、完全配向面形成のための大変位せん断と排水条件を満たす必要があり、せん断速度の設定が重要となる。残留強度とせん断速度の関係については、Kenney (1967) や La Gatta (1970) 以来、多くの研究がなされてきた。Tika et al. (1996) は、種々の自然土についてリングせん断試験を行い、せん断速度の増加に伴って、残留強度が増加、低下、変化しない場合があることを報告した。これまでの研究においては、残留強度に及ぼすせん断速度の影響について、その現象を報告するのみで、土の物理的・鉱物学的性質を勘案したメカニズムの解明はあまり進んでいない。

本研究では、地質・土質の異なる地すべり土について、せん断速度を変化させてリングせん断試験を行い、物理的・鉱物学的観点から残留強度とせん断速度の関係について検討した。

2. 試料および試験方法

試料として、大所地すべり (珪化頁岩および蛇紋岩)、亀の瀬地すべり、二道岔地すべり、日田三和地すべり、新川地すべり、池田地すべり、仲順地すべりからの採取土を使用した。試料は風乾後、425 μm ふるいを通過させ、スラリー状にしてリングせん断試験に供した。有効垂直応力 σ_v を 100kPa、せん断速度を 0.01mm/min および 0.5mm/min とし、残留摩擦係数 τ/σ_v を求めた。粒度試験は音波処理反復法 (吉永ら, 1984) によった。鉱物組成は、粒度試験で分離した画分を用いて、X線回折法 (和田, 1966) により同定した。

3. 残留強度とせん断速度の関係

表 - 1 に試験に供した <425 μm 試料の物理的・鉱物学的性質を示す。2 μm 以下の粘土含有量 CF は、大所 1 (珪化頁岩) 試料、亀の瀬試料、新川試料、池田試料、仲順試料で、50%以上を占める。配向性粘土鉱物 (PLSM) 総量は、亀の瀬試料、大所 1 (珪化頁岩) 試料で、それぞれ 79%、69%と高く、PLSM が主であるのに対し、二道岔試料、日田三和試料、大所 2 (蛇紋岩試) 料では、それぞれ 16%、2%、0%と低く、非配向性鉱物が主である。

表 - 1 各 <425 μm 試料の物理学的・鉱物学的性質

地すべり	地質	塑性指数 I_p	粘土分 (%) (< 2 μm)	シルト分 (%) (2 ~ 20 μm)	細砂分 (%) (20 ~ 200 μm)	粗砂分 (%) (200 ~ 425 μm)	PLSM総量 (%)
亀の瀬	凝灰質礫質土	64	73.2	17.8	5.0	4.0	79
大所	珪化頁岩	-	50.8	20.7	22.6	5.9	69
新川	泥岩質礫質土	30.9	63.6	30.8	5.4	0.2	44
池田	泥岩質礫質土	32.9	66.6	29.1	4.4	0.0	46
仲順	泥岩質礫質土	57.1	57.9	45.2	4.8	0.0	52
二道岔	馬蘭黄土	16.1	29.7	34.7	35.5	0.1	16
日田三和	-	-	45.2	25.4	10.1	19.2	2
大所	蛇紋岩	26.7	17.8	14.7	50.3	17.2	0

図 - 1 は、各試料の残留摩擦係数 r/n とせん断速度の関係図である。 r/n は、PLSM 総量が 50% 以上の groupA (Nakamura et al., 2010) に該当する大所 1 試料および亀の瀬試料では、せん断速度の増加により 0.005 ~ 0.017 増加し、groupB (PLSM 総量 = 30% ~ 50%) の新川試料、池田試料、仲順試料では、せん断速度の増加により 0.004 ~ 0.037 低下した。 r/n は groupC (PLSM 総量 30% 以下) の二道岔試料、日田三和試料においてもせん断速度の増加により 0.028 ~ 0.029 低下した。配向性鉱物を有しない大所 2 試料では r/n は 0.007 増加した。

図 - 2 は、 r/n と CF (%) の関係図である。CF50% 以上の試料群中の groupB は、せん断速度の増加に伴って r/n が増加し、groupA の 2 試料と異なる。

図 - 3 は、 r/n と PLSM 総量 (%) の関係図である。groupA と groupB の位置づけが明白となった。PLSM 総量に基づく分析は、残留強度に及ぼすせん断速度の影響を考える上でキーとなる。

今後、PLSM 総量の異なる試料のせん断試験を進めるとともに、 r/n の影響についても検討する予定である。

参考文献

Skempton, A. W. (1964): Long - term stability of clay slopes, *Géotechnique*, Vol.14, No.2, pp.77-101.

宜保清一, 佐々木慶三, 吉沢光三, 伊田茂 (1986): 沖縄, 北丘ハイツ内泥岩すべりにおける地質構造規制とすべり面強度パラメータの算定, 地すべり, Vol.23, No.3, pp.15-20.

Shinya Nakamura, Seiichi Gibo, Kazuhiko Egashira and Sho Kimura (2010): Platy layer silicate minerals for controlling residual strength in landslide soils of different origins and geology, *Geology*, Vol.38, No.8, pp.743-746.

Kenney, T. C. (1967): The influence of mineral composition on the residual strength of nature soils, *Geotechnical Conference*, Vol.1, pp.123-129.

La Gatta, D.P. (1970): Report on residual strength of clay and clay - shales by rotation shear tests, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station as fulfillment of contract No.DACW39 - 69 - C - 0028 and partial fulfillment of contract No.DACW39 - 67 - C - 0024, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.

Tika, T. E., Vaughan, P. R., Lemos, L. J. L. J. (1996): Fast shearing of pre - existing shear zone in soil, *Géotechnique*, Vol.46, No.2, pp.197-233.

吉永長則, 江頭和彦, 中井信 (1984): 黒ボク土の粒径分析法, 日本土壌肥科学雑誌, 55 (3), pp.248-256.

和田光史 (1966): 粘土鉱物の同定および定量法, 日本土壌肥科学雑誌, 37 (1), pp.9-17.

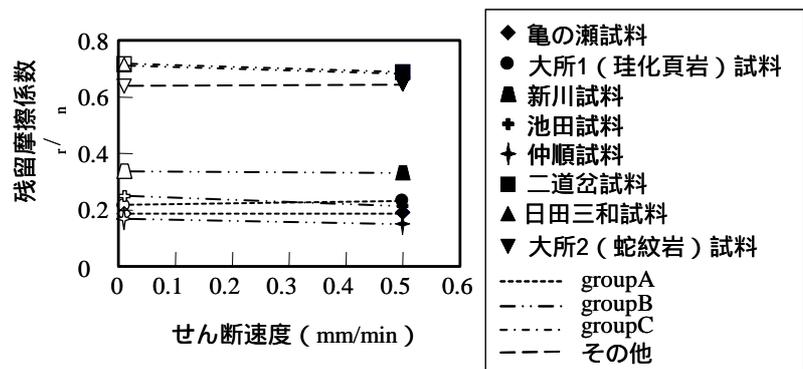


図 - 1 0.01mm/min (中抜き), 0.5mm/min (黒塗り) 時の残留摩擦係数とせん断速度の関係

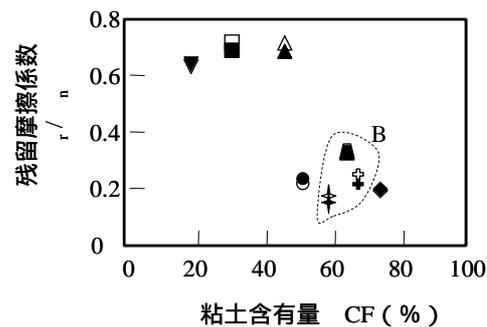


図 - 2 0.01mm/min (中抜き), 0.5mm/min (黒塗り) 時の残留摩擦係数と粘土含有量の関係

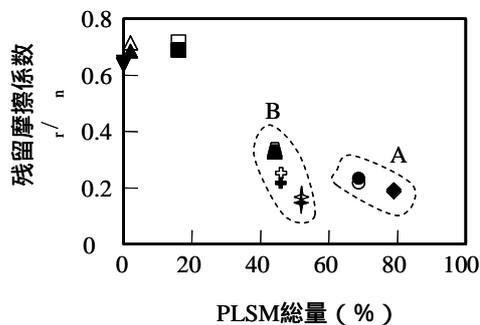


図 - 3 0.01mm/min (中抜き), 0.5mm/min (黒塗り) 時の残留摩擦係数とPLSM総量の関係

地すべり土の残留状態からの回復強度に及ぼす再圧密時間の影響

琉球大学大学院農学研究科

江口 佑人

琉球大学農学部

中村 真也

鹿児島大学大学院連合農学研究科

木村 匠

〃

Vithana S. B.

1. まえがき

滑動・停止を繰り返す移動量の大きい地すべりの安定解析においては、すべり面の平均強度として残留強度の適用が提案されている（例えば、Skempton, 1964; Mesri and Shahien, 2003; 農業土木学会, 2004）。しかし、残留強度のみの適用では安全率を過小評価してしまい、地すべりの発生や現状を説明できない場合が多い（例えば、Bishop et al., 1971; 中村ら, 2004）。この理由のひとつとして、静止時の土かぶり圧による再圧密によりすべり面の抵抗が微増する“回復強度”の関与が考えられる。安定解析に回復強度を勘案することは、より合理的な対策工の設計に繋がる。回復強度については、2日間の再圧密時間の場合、シルト・砂分が多く石英、長石を主要鉱物とする低塑性の試料では顕著な回復を示し、スメクタイト等の配向性粘土鉱物が多い高塑性の試料では回復が認められないことが明らかにさ

れている（図-1）（中村ら, 2000b）。一方、近年の研究（Stark et al., 2005）により、高塑性試料において再圧密時間の増加に伴って強度回復が大きくなることが報告され、回復強度と再圧密時間の関係についての関心が高まっている。

本研究では、中国・廟湾地すべりおよび群馬・中之条地すべりから採取した地すべり土について、異なる再圧密時間を設定して回復強度測定試験を行い、強度回復と再圧密効果および再圧密時間の関係について検討した。

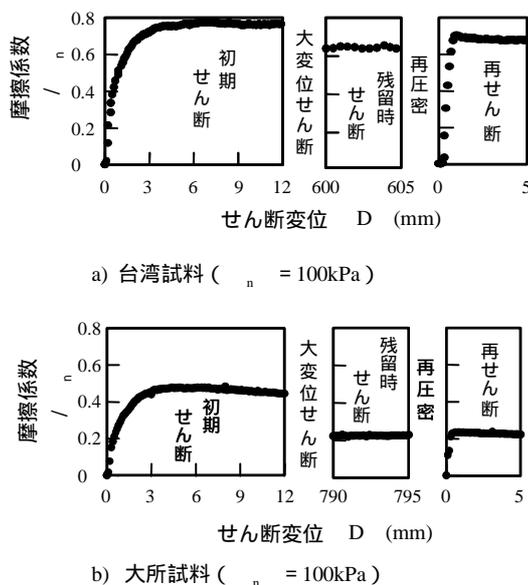


図-1 台湾および大所試料の初期せん断、残留時せん断および再せん断段階における摩擦係数

2. 試料および試験方法

廟湾地すべり（馬蘭黄土，赤色砂質土），群馬・中之条地すべりからの採取試料は風乾して，425 μm フルイを通過させ，各試験に供した。回復強度の測定にはリングせん断試験機（宜保，1994）を使用した。試料を水浸下で所定の有効垂直応力 $\sigma_v = 100\text{kPa}$ の下で正規圧密し，大变位の排水せん断（定応力，変位速度 0.01mm/min）を行って完全軟化強度 σ_{sf} および残留強度 σ_r を求めた。その後，せん断を停止して所定の時間（2，4 および 14 日間）再圧密し，再せん断を行って回復強度 σ_{rc} を求めた。

粒度試験は音波処理反復法（吉永ら，1984）によった。せん断試験後の試料を過酸化水素水で処理して有機物を除去し，水洗後，水酸化ナトリウムを添加して pH10 に調整し，音波処理による分散 - 沈定 - サイホンによる採取を繰り返して粘土（ $< 2\mu\text{m}$ ）を分離した。続いて，シルト（2 - 20 μm ），細砂（20 - 200 μm ），粗砂（200 - 425 μm ）を分離し，定量した。

3. 結果および考察

3.1 粒度組成

各試料の粒度組成表を - 1 に示す。馬蘭黄土試料は 2 μm 以下粘土含有量 CF が 18.7% と低く，シルト分および細砂分がそれぞれ 30.9%，50.4% であり，全体の 80% 以上を占める。赤色砂質土試料は CF が 58.6% で，シルト分および細砂分が全体の約 40% 以上である。中之条試料では CF が 92.5% と高い。

表 - 1 <425 μm 試料の粒度組成 (%)

試料	粘土分 ($< 2\mu\text{m}$)	シルト分 (2~20 μm)	細砂分 (20~200 μm)	粗砂分 (200~425 μm)
馬蘭黄土	18.7	30.9	50.4	0.0
赤色砂質土	58.6	25.0	15.5	0.9
中之条	92.5	3.3	3.8	0.4

3.2 強度の低下率と回復率

各試料を一定の有効垂直応力 σ_v の下で大変位せん断すると，せん断応力は完全軟化強度 σ_{sf} を示した後漸減しつつ残留強度 σ_r に到達する。せん断停止後に再圧密し再びせん断すると，回復強度 σ_{rc} を発現するものがある。図 - 2 (a, b, c) は，有効垂直

応力 $\sigma_n = 100\text{kPa}$ における各試料の“大変位せん断 - 再圧密 - 再せん断”試験結果を、完全軟化強度 σ_{sf} を中心とした初期せん断段階、残留強度 σ_r を中心とした残留せん断段階、回復強度 σ_{rc} を中心とした再せん断段階に分けて、摩擦係数 μ / σ_n とせん断変位 D (mm) の関係を示したものである。馬蘭黄土試料は、 $D = 14.5\text{mm}$ で完全軟化状態の摩擦係数 $\mu_{sf} / \sigma_n = 0.711$ を示した後、 $D = 225\text{mm} \sim 235\text{mm}$ の変位を経て残留状態に至っても $\mu_r / \sigma_n = 0.671$ であり、 μ_{sf} から μ_r への強度低下率 $\{(\mu_{sf} / \sigma_n - \mu_r / \sigma_n) / (\mu_{sf} / \sigma_n)\} \cdot 100 (\%)$ は 5.5%であった。赤色砂質土試料は $D = 11.3\text{mm}$ で $\mu_{sf} / \sigma_n = 0.657$ のピークを示し、 $D = 120\text{mm}$ 付近で $\mu_r / \sigma_n = 0.576$ の残留強度を示した。強度低下率は 12.3%であった。中之条試料では $D = 5.9\text{mm}$ で $\mu_{sf} / \sigma_n = 0.603$ のピークを示した後急減し、 $D = 840\text{mm}$ 付近で $\mu_r / \sigma_n = 0.274$ となり、低めの残留状態に至った。強度低下率は 54.6%と大きい。

再圧密時間 2, 4 および 14 日間の強度回復率 $\{(\mu_{rc} / \sigma_n - \mu_r / \sigma_n) / (\mu_{sf} / \sigma_n - \mu_r / \sigma_n)\} \cdot 100 (\%)$ は、馬蘭黄土試料でそれぞれ 223.1%, 197.9% および 202.3% であり、いずれの再圧密時間において μ_{rc} は μ_{sf} よりも大きくなった。赤色砂質土試料ではそれぞれ 88.8%, 149.7%, 125.1% となり、再圧密時間が 2 日間において回復率が他の再圧密時間より小さくなったが、全ての再圧密時間で強度が回復した。一方、中之条試料ではそれぞれ 4.0%, 5.1% および 4.7% であり、強度の回復はほとんど認められない。

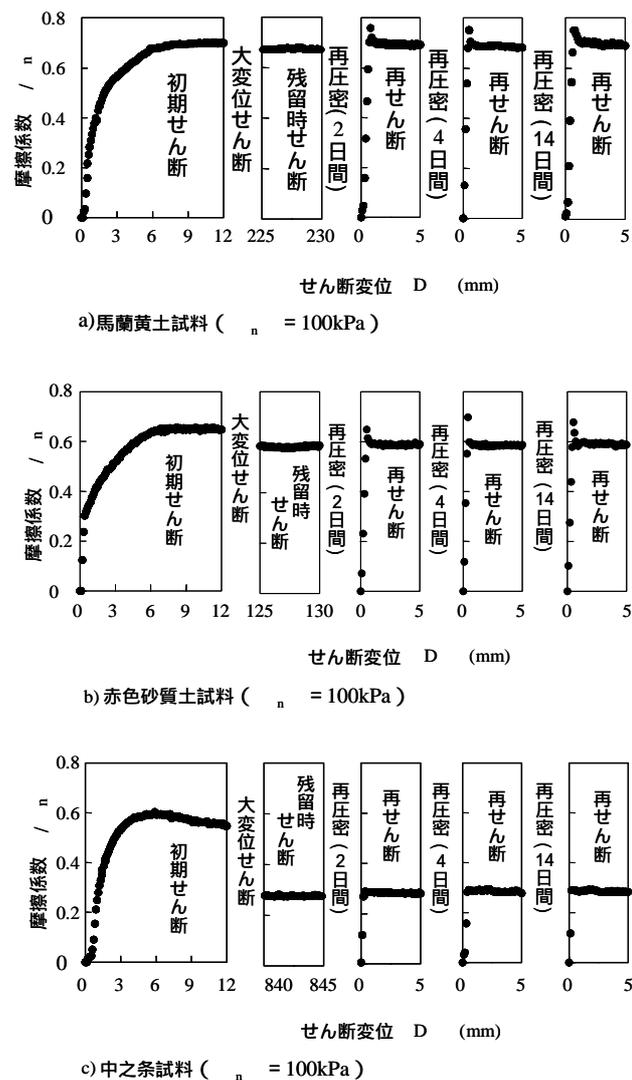


図 - 2 各試料の初期せん断、残留時せん断および再せん断段階における摩擦係数

3.3 強度の回復と再圧密効果

図 - 3 に馬蘭黄土試料と中之条試料の再圧密 2 日間における垂直変位 h ~ 再圧密時間 $\log t$ 関係を示す。残留せん断面に形成された攪乱薄層が再圧密されるので、垂直変位量は、砂分を多く含有する馬蘭黄土試料で大きくなる。残留せん断面付近の砂粒子が再圧密によって再配列し、再せん断時にインターロッキング作用により強度増加が生じる(中村・宜保, 2000 a)。インターロッキング作用の大きさが試料間における回復率の違いに影響を及ぼしたと考える。

図 - 4 は馬蘭黄土試料の再圧密時間 2 日間と 14 日間における垂直変位 h ~ 再圧密時間 $\log t$ 関係である。両者における垂直変位量に差は見られず、再圧密時間の違いによって回復率に明確な差がなかったことと合致した。

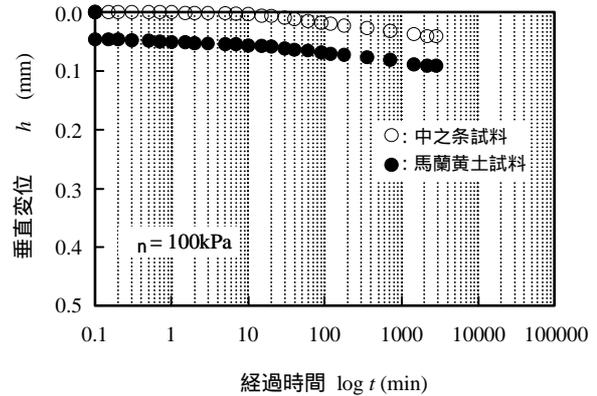


図 - 3 馬蘭黄土試料および中之条試料の垂直変位 h ~ 再圧密時間 $\log t$ 関係 (再圧密2日間)

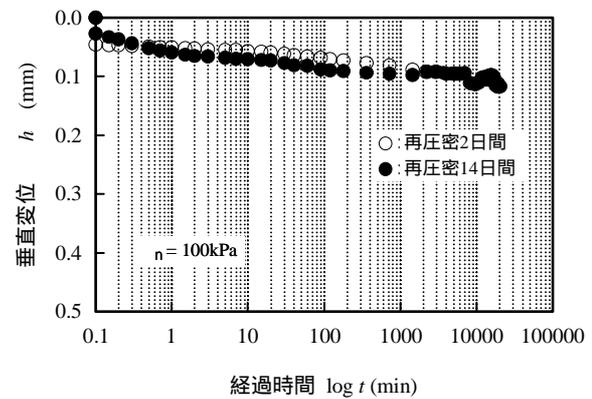


図 - 4 馬蘭黄土試料の再圧密2日間と14日間における垂直変位 h ~ 再圧密時間 $\log t$ 関係

参考文献

- Bishop, A. W., Garge, V. K., Andersen, A. and Brown, L. D. (1971): *Géotechnique*, Vol.21, No.4, pp.273-328. 宜保清一 (1994): 地すべり, Vol.31, No.3, pp.24-30. Mesri, G. and Shahien, M. (2003): *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.129, No.1, pp.12-31. 中村真也, 宜保清一 (2000 a): 地すべり, Vol.37, No.3, pp.18-24. 中村真也, 宜保清一, 江頭和彦, 吉永安俊 (2000 b): 地すべり, Vol.37, No.3, pp.10-17. 中村真也, 宜保清一, 林義隆 (2004): 農業土木学会論文集, No.229, pp.47-53. 農業土木学会 (2004): 土地改良事業計画設計基準 計画 - 農地地すべり防止対策 -, (社) 農業土木学会, pp.172-181. Skempton, A. W. (1964): *Géotechnique*, Vol.14, No.2, pp.77-101. Stark T. D., Choi H. and Mccone S. (2005): *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.131, No.5, pp.575-588. 吉永長則, 江頭和彦, 中井信 (1984): 日本土壌肥料学雑誌, Vol.55, No.3, pp.248-256.