

ISSN 1342-677X

第20回沖縄地盤工学研究発表会

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2007

講演概要集



2007年11月22日

沖縄地盤工学会

目 次

特別講演 「沖縄の洞窟（ガマ）について」

新垣 義夫 日本洞窟学会会員，宜野湾市立博物館協議会会長

- 1 ひやごんトンネル工事における島尻層群泥岩の水浸特性に関する実験について 1
○大浜 由誠 琉球大学理工学研究科環境建設工学専攻
原 久夫 琉球大学工学部環境建設工
- 2 沖縄，安里地すべりの強度特性と強度の位置づけ 5
○木村 匠 琉球大学大学院農学研究科
宜保 清一 琉球大学農学部
中村 真也 琉球大学農学部
- 3 Influence of mineral composition on the ring shear behavior landslide soils 9
○ヴィタナ シワンタ ブッディ 琉球大学大学院農学研究科
宜保 清一 琉球大学農学部
中村 真也 琉球大学農学部
- 4 地すべり安定解析における垂直応力レベルを考慮した土質強度の適用 13
宜保 清一 琉球大学農学部
中村 真也 琉球大学農学部
○謝花 喜登 琉球大学農学部生産環境学科
- 5 がけ崩れ崩壊土砂の到達距離と推定式との比較 17
○川満 一史 (株) 沖縄設計センター
伊野波 盛義 (株) 中央建設コンサルタント
金城 博之 (株) 沖縄建設技研
屋良 隆司 //
神谷 元一 (株) 北斗設計
米島 修平 //
田場 邦男 (株) ホープ設計
長尾 圭一 (株) エスイー九州支店
桑野 稔弘 //
- 6 GPS 地殻変位観測による南西諸島周辺地殻のひずみ・応力速度の算定と地震発生

- 久貝 政貴 琉球大学大学院
 アイダン オメル 東海大学海洋学部
 渡嘉敷 直彦 琉球大学工学部

7 沖縄地区における最近の地盤改良工法について 23

- 石井 隆行 (株) 不動テトラ
 呉屋 祐次 “
 橋本 則之 “
 ○高山 英作 “

8 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） 25

- 渡久地 博之 (株) 沖縄環境分析センター
 原 久夫 琉球大学工学部環境建設工学科准教授
 与那原 利行 大永建設株式会社

9 繰返し乾湿負荷を与えた改良土の重金属溶出量に関する研究 29

- 桐生 朝香 琉球大学工学部環境建設工科学部生
 緒方 孝介 琉球大学工学部環境建設工科学部生
 原 久夫 琉球大学工学部環境建設工学科准教授
 比嘉 哲二 (有) 環境美化システム
 渡久地 博之 (株) 沖縄環境分析センター

10 袋詰脱水処理工法による汚染底質の封じ込め施工例 33

- 岡村 昭彦 芦森工業株式会社
 倉田 正博 “
 佐伯 博之 株式会社ビーエス三菱
 杉本 昌由 “

11 沖縄県における土壌・地下水汚染の現状と対策 37

- 玉城 重則 上原地盤工学研究所・地盤環境分科会
 新城 俊也 (同上) 平良 聡 (同上)
 宮城 正 (同上) 宮城 敏明 (同上)
 屋良 隆司 (同上) 渡久山 盛幸 (同上)
 和宇慶 ミツ子 (同上) 天顔 秀章 (同上)
 石井 正 (同上) 法月 伸一郎 (同上)
 町田 宗一 (同上) 瀬戸口 良一 (同上)
 真栄田 義安 (同上) 徳元 将康 (同上)

- 12 砂の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） 41
 ○佐久田 卓弥 工学部環境建設工学科 学部生
 原 久夫 工学部環境建設工学科
- 13 圧密特性値の確率的変動を考慮した圧密沈下量の統計特性に関する研究 ... 45
 ○鎌野 巧矢 琉球大学工学部環境建設工学科 学部生
 原 久夫 琉球大学工学部環境建設工学科
 大浜 由誠 琉球大学理工学研究科環境建設工学専攻
- 14 空洞を有する琉球石灰岩層の支持力実験に用いる模型地盤の作成 49
 ○清住 真 オリエンタル白石株式会社
 大内 正敏 //
 前寺 由貴 東京工業大学
 日下部 治 東京工業大学
 高橋 通夫 株式会社不動テトラ
 江藤 政継 日特建設株式会社
- 15 空洞を有する硬質地盤の二次元支持力模型実験 53
 ○前寺 由貴 東京工業大学大学院
 日下部 治 東京工業大学大学院
 清住 真 オリエンタル白石株式会社
 大内 正敏 //
 高橋 通夫 株式会社不動テトラ
 江藤 政継 日特建設株式会社
- 16 弾塑性有限要素解析による琉球石灰岩及び空洞の安定性評価 57
 ○鈴木 章浩 パシフィックコンサルツ（株）
 石井 正 //
 松田 繁樹 //
 片野田 隆宣 //
 比嘉 悟 沖縄県八重山支庁
 東浜 安邦 //
 渡嘉敷 直彦 琉球大学工学部

1 ひやごんトンネル工事における島尻層群泥岩の水浸特性に関する実験について

琉球大学理工学研究科環境建設工学専攻 ○大浜由誠
琉球大学工学部環境建設工学科 原久夫

1 研究の背景と目的

沖縄環状線ひやごんトンネル新設工事においては本県初めてとなる無導坑式めがねトンネル方式で施工が行われた。当該工事域の地質は、島尻層群泥岩、砂岩からなり一般的には固結度は良好で安定した地盤となっている。一方でこの地盤は、水と直接的に接するとスレーキングを起こし易く容易に軟弱化する特徴を有している。トンネル工事では、切羽安定のためのフォアパイリング施工時などの掘削において水が使用されることから、その軟弱化が懸念されている。また水の使用量を減少させる目的で気泡削孔による試験施工も行われているが、島尻層群泥岩に同削孔方式を適用した場合、水削孔と比較して、削孔周辺部の強度低下量や水浸影響範囲など浸透の様子が不明確のまま残っている。

そこで本研究では、本工事区域で採取した島尻層群泥岩を用いて、島尻層群泥岩および砂岩（ニービ）の水浸特性を明らかにすることを目的とする。具体的には、水浸時間と水浸領域拡大の関係、水浸時間と強度の関係を調べるとともに、それらの水浸特性が「水」と「気泡」によってどのように異なるかを明らかにする。

これらの研究成果は、今後に予想される島尻層群泥岩を地盤とするトンネル工事や斜面補強アンカー工など多くの工事をより安全かつ経済的に設計、計画していくための有用な基礎資料として活用される。

2 実験方法

2-1 試料採取

ひやごんトンネル工事現場において表1に示す2種の地山材料をブロックサンプリングした。採取直後、乾燥を防ぐ処理をして静置保管後、実験室へ搬入した。ブロックサイズは30(cm)×30(cm)×30(cm)程度(質量約60kg程度)を2個採取した。採取した年月日、位置、周辺状況は以下のようである。

採取年月日：平成18年11月

採取位置：ひやごんトンネル後進坑

表1 試料採取	
島尻層群泥岩	2ブロック
砂岩（ニービ）	2ブロック

2-2 針入試験供試体の作成方法

ブロック片から幅(3~5cm)×(3~5cm)×高さ(3~5cm)の角柱形供試体を切り取る。切り取りは水浸による影響を避けるため無水状態で行った。

供試体の被水浸表面以外の周面には薄くグリースを塗布しサランラップを巻きつけて防水加工を施した。

2-3 物理特性実験

泥岩、砂岩について以下の物理試験を行った結果を表2に示す。

表2 島尻層群泥岩、砂岩の物理試験結果

	岩種	泥岩	砂岩
土粒子の密度	g/cm ³	2.86	2.83
自然含水比	%	15.62	12.97
一軸圧縮強度	MPa	2.13~2.18	0.10~0.20
変形係数	MPa	63.4~79.9	7.68~9.92
平均針入強度	N	43.0	15.0
水浸表面平均針入強度	N	28.5	11.9
泡浸表面平均針入強度	N	34.1	8.9

一軸圧縮試験はミニ供試体(直方体 15mm×15mm×30mm)によるもので参考値である。

FEM計算における変形係数は、泥岩：80MPa、砂岩：100MPa、互層部：100MPaとなっており、砂岩での差が大きい。

2-4 水浸特性実験

水浸特性を明らかにするために以下の4種の実験を行った。

水浸領域試験での「水」に対しての水浸領域試験、「気泡」に対しての水浸領域試験

針入力試験での「水」に対しての水浸領域の針入力試験、「気泡」に対しての水浸領域の針入力試験

2-5 水浸特性の実験方法

所定の時間供試体を水浸した後、(a)~(e)の実験を行う。水浸時間は(30秒、60秒、180秒)の3種類とした。

(a) 針入強度試験

水浸供試体表面の水分をふき取り、針入強

度試験を一軸圧縮試験機を用いて行う。

「針」は市販の釘を使用し、その寸法は直径 1.73mm, 先端角 67 度である。針入速度は 1mm/min とする。針入抵抗力は、針入深さの増大に伴い単調に増加し、明確なピーク抵抗力は出現しないため、本研究では針入深さ 3mm における針入抵抗力をもってその供試体の針入強度と定義して整理した。

- (b) 水浸領域試験（含水比測定）
表面から 2mm 部分を削り取り、その部分の土の含水比を測定する。
- (c) 表面削除後、新しい表面に対して、針入強度試験、水浸領域試験を行う。
- (d) 全体で厚さ 6mm 程度まで上記の試験を繰り返す。
- (e) このような水浸実験(a)～(d)を「水」と「気泡」について行い、比較する。

これらの実験条件で合計 135 個の供試体について針入強度試験、含水比試験を行った。その実験条件一覧を表 3 以下に示す。ここでは水浸時間が 30(sec) だけを記載しているが、60(sec), 180(sec)の実験も同様に行った。

表3 針入強度試験、含水比試験条件一覧

水浸時間	深さ	水浸					泡浸			
		泥岩 1	泥岩 2	泥岩 3	砂岩 1	砂岩 2	泥岩 1	泥岩 2	砂岩 1	砂岩 2
sec	mm									
0	0	1*	6	11	16	21	26	31	36	41
30	0	2	7	12	17	22	27	32	37	42
	2	3	8	13	18	23	28	33	38	43
	4	4	9	14	19	24	29	34	39	44
	6	5	10	15	20	25	30	35	40	45

*は実験条件番号を示す。

3 実験結果と考察

表 3 に示した実験条件に対する針入強度および含水比測定結果から泥岩および砂岩の水浸、泡浸による強度低下特性、水浸領域拡大特性について整理する。

3-1 泥岩、砂岩表層部分への影響

泥岩および砂岩の表面部分について水浸、泡浸による変化をまとめると表 4, 5 のようになり、自然状態では、泥岩の強度は砂岩の約 3 倍あることがわかる。水浸、泡浸によって表面の含水比は若干増加し、強度は約 6 ～ 8 割程度まで低下する。低下率の最も高いものは泡浸によるものであった。

表4 泥岩での自然状態、水浸、泡浸による表面部分の針入強度、含水比の変化

	泥岩	
	針入強度(N)	含水比(%)
自然状態	43.0	15.6
水浸後表面	28.5(66%)	16.1
泡浸後表面	34.1(79%)	17.2

表5 砂岩での自然状態、水浸、泡浸による表面部分の針入強度、含水比の変化

	砂岩	
	針入強度(N)	含水比(%)
自然状態	15.0	13.0
水浸後表面	11.9(79%)	14.1
泡浸後表面	8.9(59%)	12.2

3-2 水浸あるいは泡浸後の供試体表面からの深さ、水浸時間、針入強度の関係

図 1 に (i) 水浸あるいは泡浸後の供試体表面からの深さと針入強度との関係、

図 2 に (ii) 水浸あるいは泡浸時間と針入強度との関係、

図 3 に (iii) 水浸あるいは泡浸後の供試体表面からの深さと含水比との関係を示す。

また各図番号の添え字は、

(a) : 泥岩、水浸実験、(b) : 泥岩、泡浸実験、

(c) : 砂岩、水浸実験、(d) : 砂岩、泡浸実験

を表す。図中で青線は自然状態、太破線はそのグループの平均値を結ぶものである。

(i) 水浸あるいは泡浸後の供試体表面からの深さと針入強度との関係

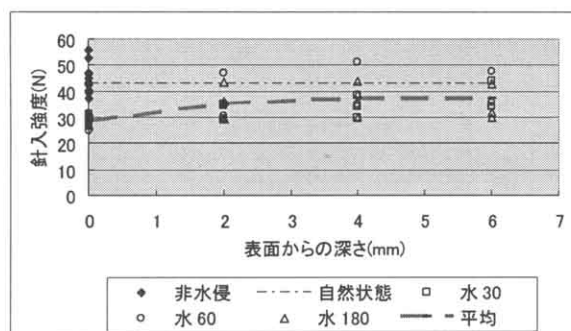


図 1a 深さ～針入強度関係(泥岩:水浸)

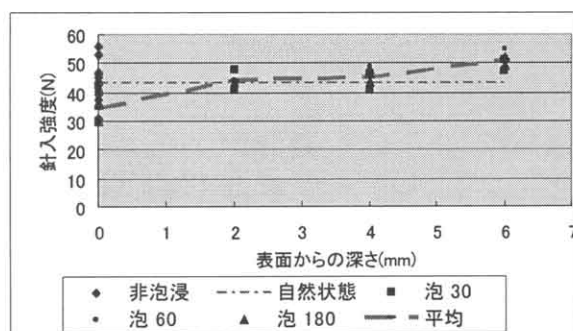


図 1b 深さ～針入強度関係(泥岩:泡浸)

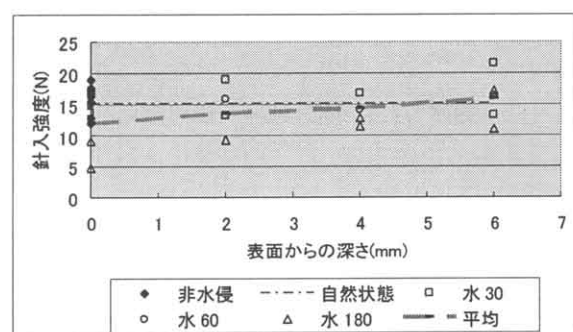


図 1c 深さ～含水比関係(泥岩:泡浸)

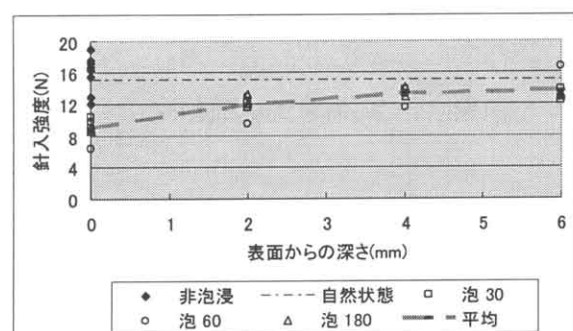


図 1d 深さ～針入強度関係(砂岩:泡浸)

(ii) 水浸あるいは泡浸時間と針入強度との関係

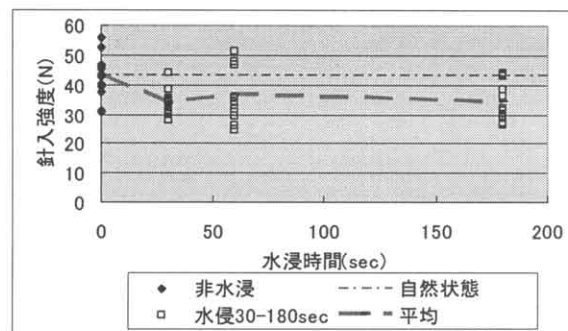


図 2a 水浸時間～針入強度関係(泥岩:水浸)

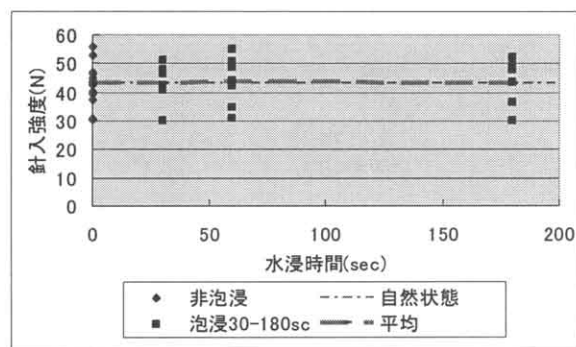


図 2b 泡浸時間～針入強度関係(泥岩:泡浸)

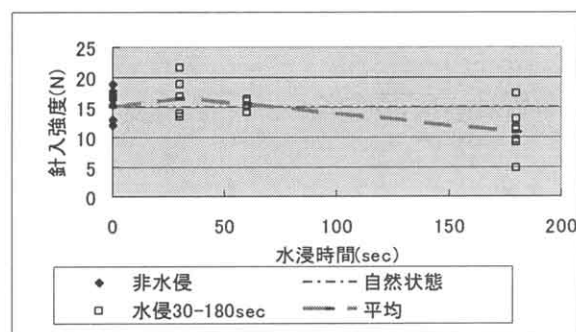


図 2c 水浸時間～針入強度関係(砂岩:水浸)

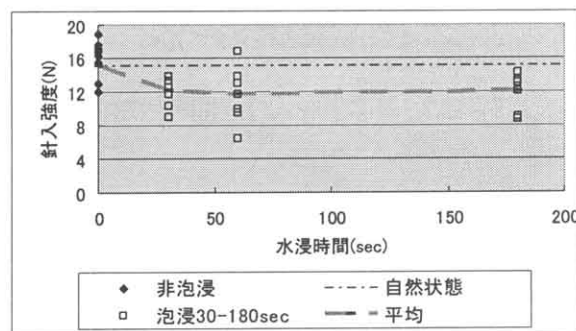


図 2d 泡浸時間～針入強度関係(砂岩:泡浸)

(iii) 水浸あるいは泡浸後の供試体表面からの深さと含水比との関係

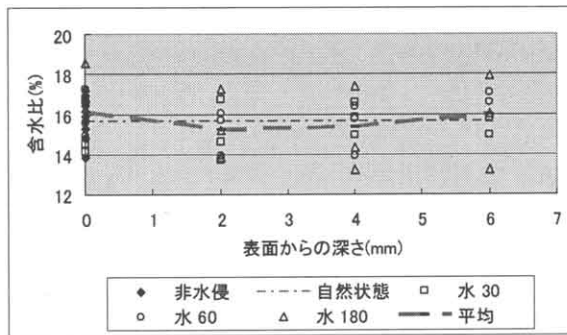


図 3a 深さ～含水比関係(泥岩:水浸)

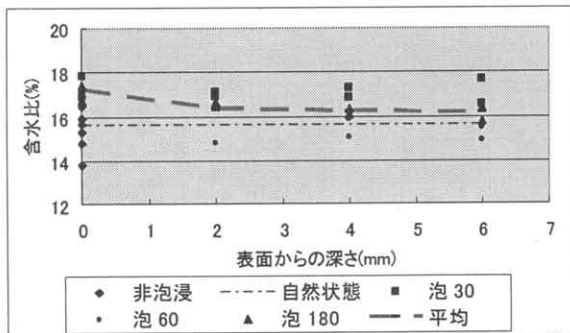


図 3b 深さ～含水比関係(泥岩:泡浸)

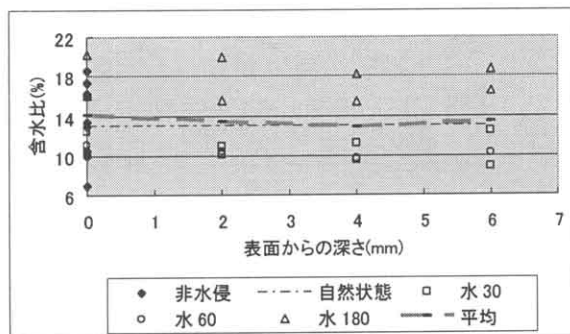


図 3c 深さ～含水比関係(砂岩:水浸)

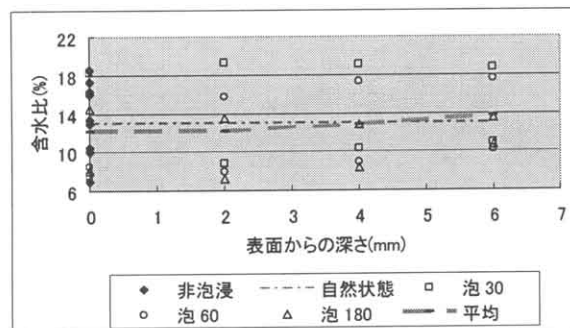


図 3d 深さ～含水比関係(砂岩:泡浸)

4 まとめ

島尻層群泥岩および砂岩(ニール)の水浸特性を

明らかにすることを目的として、水浸、泡浸を受けた泥岩、砂岩に対して針入強度試験、含水比試験を行った。それらの結果をまとめると以下のようである。

4-1 泥岩の水浸、泡浸特性

水浸を受けた泥岩表面部の針入強度は自然状態に対して約 66%の強度となり、影響深さは 6mm 程度である。泡浸を受けた泥岩表面部の針入強度は自然状態に対して約 79%の強度となり、影響深さは 2mm 程度である。

強度低下に対する水浸時間、泡浸時間の影響は少ない。表面含水比は多少増加するが内部の含水比変動については、ばらつきの範囲内での変動とも考えられ明確な傾向はみられない。

4-2 砂岩の水浸、泡浸特性

水浸を受けた砂岩表面部の針入強度は自然状態に対して約 79%の強度となり、影響深さは 2mm 程度である。泡浸を受けた泥岩表面部の針入強度は自然状態に対して約 59%の強度となり、影響深さは 6mm 程度である。

強度低下に対する水浸時間、泡浸時間の影響は強度のばらつきが大きく、明確な判定はできない。表面から深さ 2mm 程度まで含水比は多少増加し、それより内部では含水比増加はない。

以上より、島尻層群泥岩、砂岩とも水浸、泡浸作用を受けることにより、

1. 表面部分の強度は約 6～8 割程度にまで減少する
2. その影響深さは 2～6mm 程度であることがわかった。

謝辞

本研究は沖縄県中部土木事務所によるひやごんトンネル(沖縄環状線)に関連し、(株)南海建設・協栄海事土木(株)・(株)琉輝建設 JV との共同研究成果の一部です。記して関係各位に謝意を表します。

2 沖縄, 安里地すべりの強度特性と強度の位置づけ

琉球大学大学院農学研究科 ○木村 匠
琉球大学農学部 宜保 清一
琉球大学農学部 中村 真也

1. はじめに

安里地すべりは、平成 18 年 6 月 10 日に沖縄県中城村安里地内において、梅雨の長雨と豪雨を誘因として発生した準初生泥岩地すべりである(陳ら, 2007)。準初生泥岩地すべりは、斜面下方部に既往の地すべりブロックを伴う複合地すべりであり、地すべり地形が不明瞭な斜面上方部の初生域に地すべりが波及する後退型の地すべりである。この類型の地すべりは、一般に、豪雨を誘因として、急激で、大きく滑動をする特徴がある(宜保ら, 2006)。

地すべりの不安定化要因としては、地質構造的弱面が潜在すべり面となっているだけでなく、地すべり斜面下方部の古い地すべり地形の存在と深い関わりがあったと考えられる。地すべり発生には複数強度の関与が考えられ、すべり面で発揮される強度の把握が重要である(宜保ら, 1981; 中村ら, 2004)。

本研究では、安里地すべりの採取土について、まず、物理試験および鉱物分析を行い物理的・鉱物学的性質を、土質強度測定試験を行い強度特性を把握し、強度の位置づけを明らかにした。

2. 地すべりの概況

本地すべりの地質は島尻層群泥岩が分布する。島尻層群泥岩は海成過圧密粘土であり、沖縄本島中南部地区から宮古島にかけて広範囲にわたって分布する。

6 月 10 日午後 4 時に発生した一次地すべりの規模は、長さ約 260m、幅約 120m、滑落崖の高さは約 40m であった。地すべりの移動量は、頭部で 70m、舌端部で 110m であった。6 月 12 日夜に発生した二次地すべりの規模は、長さ約 60m、幅約 40m であった。二次地すべりにより押し出された地すべり舌端部は流動化し、最終的な地すべり長は 500m を超えた。

表-1 試料の物理的・鉱物学的性質

<425 μ m				粒度組成 (%)			
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)	塑性指数 I_P	粘土分 (<2 μ m)	シルト分 (2~20 μ m)	細砂分 (20~200 μ m)	粗砂分 (200~425 μ m)
2.763	72.3	23.5	48.4	64.5	29.7	5.6	0.2

<2 μ m					<425 μ m				
St	Mc	Ch	Qr	Kt	St	Mc	Ch	Qr	Fd Others
11	41	7	33	8	7	28	4	42	8 11

* others : Kt など

3. 試料および試験方法

試料はスリーブ内蔵式 3 重管式コアチューブを用いたサンプリングにより採取したすべり面付近土を用いた。

粒度試験は音波処理反復法（吉永ら，1984）により，土粒子の密度試験および液性・塑性限界試験はそれぞれ JIS A 1202 法，JIS A 1205 法によった。鉱物分析は，X 線回折法によった（和田，1966）。

土質強度の測定は，不攪乱試料について三軸圧縮(CU)試験（地盤工学会，2000）を，425 μm ふるい通過再調整試料についてリングせん断試験(定応力，変位速度 0.01mm/min)（宜保，1994）を行った。

4. 物理的・鉱物学的性質および強度特性

表-1 に試料の物理的・鉱物学的性質を示す。液性限界 w_L および塑性指数 I_p が，それぞれ 72.3%，48.4 であった。 $<2\mu\text{m}$ 粘土含有量 CF は 64.5% で，20~425 μm 砂含有量 SF は 5.8% であった。 I_p および CF は島尻層群泥岩地すべり試料の一般的な性質を示した（宜保ら，1992）。配向性粘土鉱物が多く含有されていることから低い残留強度が示唆される。

図-1 は，採取した破碎泥岩試料の主応力差・間隙水圧-軸ひずみの関係を示す。応力は，外部計測による破壊ひずみが $\varepsilon_f = 1 \sim 6\%$ でピークを示し，高めのものから低いものまでである。ピークや曲線形状の差異は破碎の程度・亀裂の内在状態の影響による。図-1 の①，②は破碎の影響の小さい試料で，破壊ひずみ $\varepsilon_f = 1 \sim 2\%$ で比較的高いピークを示した。⑦，⑧は比較的破碎の程度が高いもので，特に脆弱な場合に⑧のような応力曲線となる。

図-2 は，破碎泥岩試料の試験結果をモールの応力円で整理したものである。得られたピーク強度定数は， $c'_f = 12.1 \sim 52.8\text{ kN/m}^2$ ， $\phi'_f = 29.9^\circ \sim 33.0^\circ$ の範囲を示した。 ϕ'_f の差異と比較して c'_f の差異が大きい。

図-3 は，再調整試料のリングせん断

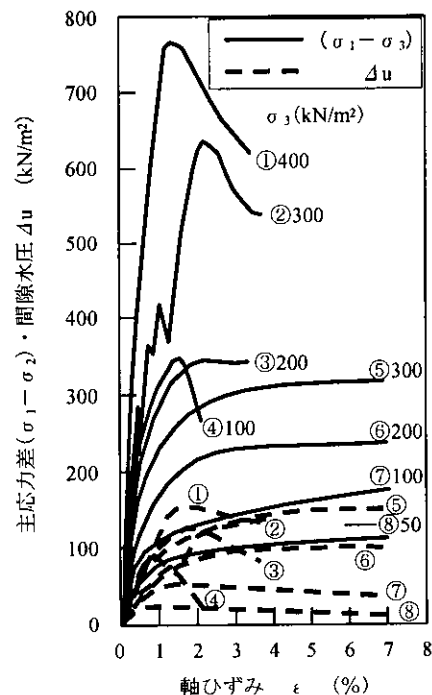


図-1 破碎泥岩試料の三軸圧縮(CU)試験結果

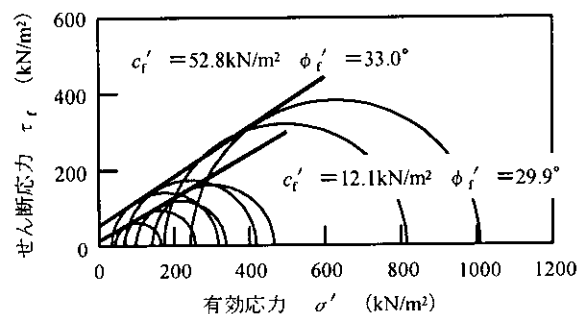


図-2 破碎泥岩試料のピーク強度定数

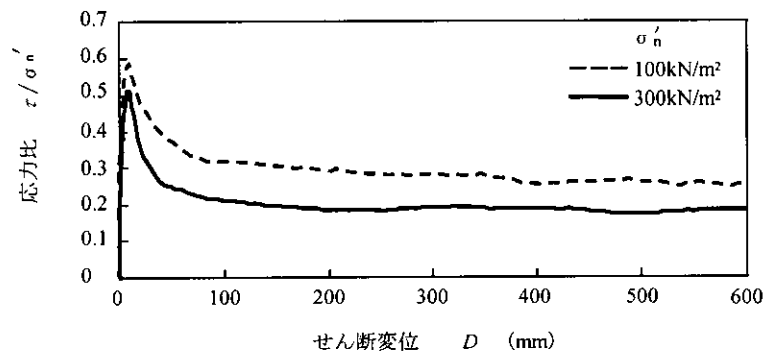


図-3 再調整試料のリングせん断試験で得られた応力～変位曲線 ($\sigma'_n = 100, 300 \text{ kN/m}^2$)

試験で得られた有効垂直応力 100 kN/m^2 および 300 kN/m^2 の下での応力変位曲線である。 300 kN/m^2 に対してせん断変位 $D=10 \text{ mm}$ 程で摩擦係数 0.516 のピークを示した後に急減し、 $D=200 \text{ mm}$ 付近で摩擦係数 0.184 の低い残留状態に至った。 100 kN/m^2 の低い応力の下でもせん断挙動が安定していて、完全軟化強度から残留強度への低下量が大きく、強度低下率 $(\tau_{sf}/\sigma'_n - \tau_r/\sigma'_n) / (\tau_{sf}/\sigma'_n) \times 100$ が 100 kN/m^2 で 57.8% 、 300 kN/m^2 で 65.8% と、かなり大きい。残留せん断面は鏡肌を呈するほどに発達していた。

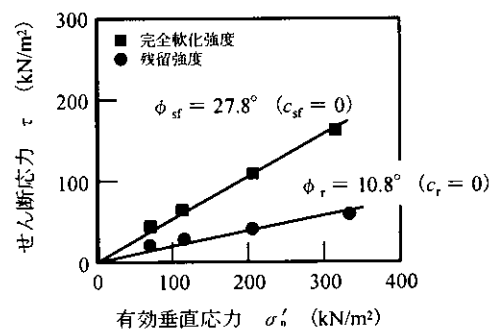


図-4 再調整試料の完全軟化強度および残留強度

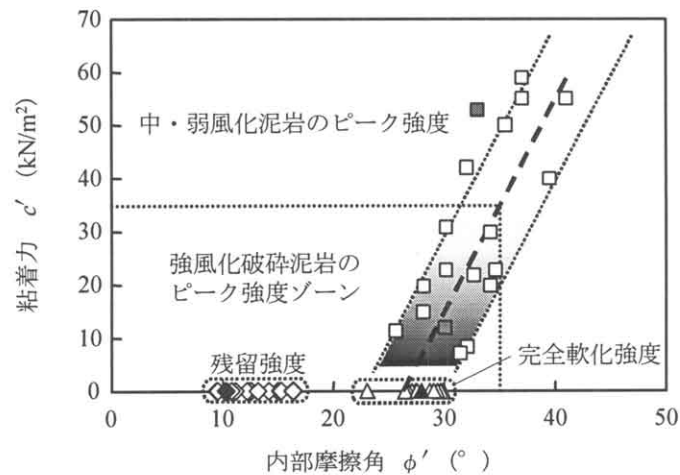
図-4 は、再調整試料のリングせん断試験結果を示したものである。Skempton (1964) にならい粘着力 $c=0$ として完全軟化強度定数 $\phi_{sf}=27.8^\circ$ および残留強度定数 $\phi_r=10.8^\circ$ を得た。

5. 測定強度の位置づけ

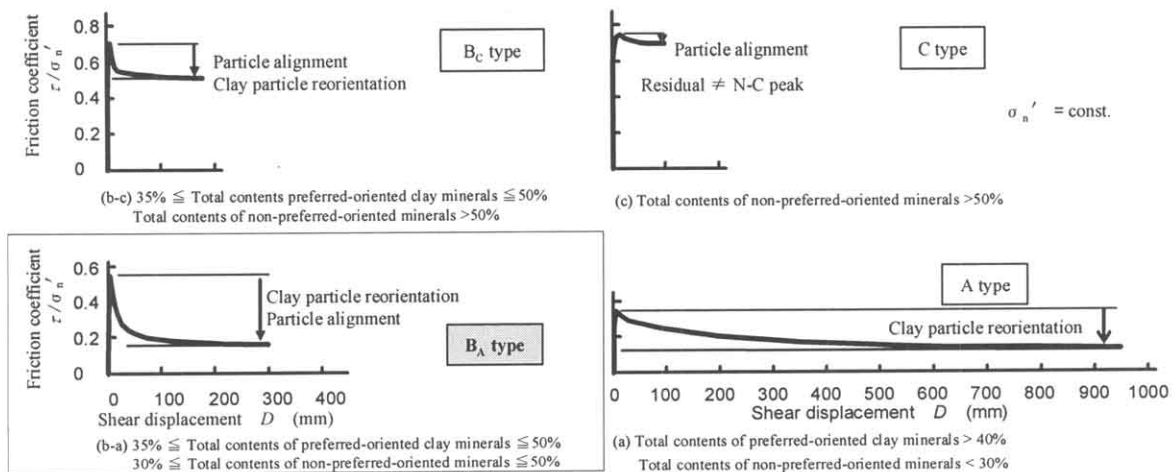
図-5 は、島尻層群泥岩の各状態で発揮される強度の相互関係および差異について宜保らが整理した強度図 (宜保ら, 2003a) である。図において、強風化破碎泥岩および中・弱風化泥岩のピーク強度、完全軟化強度および残留強度の各グループが特徴的に位置づけられている。

測定試験により得られた本試料の強度はピーク強度で強風化破碎泥岩の強度ゾーンと中・弱風化泥岩の強度ゾーンに位置づけられ、残留強度はグループの低めに位置づけられた。

宜保ら (2003b) は、地すべり土の応力～変位曲線が含有鉱物の総量により 4 タイプに類別できるとした (図-6)。本試料の応力～変位曲線は B_A タイプに類別化される。 B_A タイプは、せん断初期のピーク発現時に非配向性鉱物が強く関与するが、変位の増大と共に配向性粘土鉱物が徐々に優勢になり、残留せん断面に鏡肌が形成される。



図－5 島尻層群泥岩の強度図における土質強度定数の位置づけ（宜保ら，2003）



図－7 地すべり試料の応力～変位曲線の鉱物総量に基づく類別化における本試料の位置づけ（宜保ら，2003b）

参考文献

- 陳ら(2007): 日本地すべり学会誌, Vol.43, No.6, pp.1-12. 宜保(1994): 地すべり, Vol.31, No.3, pp.24-30. 宜保ら(1992): 農業土木学会論文集, 159, pp57-63. 宜保ら(1981): 地すべり, Vol.18, No.2, pp.11-18. 宜保ら(2003a): 農業土木学会論文集, No.227, pp.113-118. 宜保ら(2003b): 日本地すべり学会, Vol.40, No.4, pp.1-7. 宜保ら(2006): 地すべり, Vol.43, No.2, pp.44-47. 宜保ら(1984): 地すべり, Vol.20, No.4, pp.1-6. 地盤工学会(2000): 地盤工学会, pp.441-545. 中村ら(2004): 農土木学会論文集, No.229, pp.47-53. Skempton, A. W.(1964): *Geotechnique*, Vol.14, No. 2, pp.77-101. 和田(1966): 日本土壌肥科学雑誌, 37(1), 9-17. 吉永ら(1984): 日本土壌肥科学雑誌, Vol.55, No.3, pp284-256.

3 Influence of mineral composition on ring shear behaviour of landslide soils

Vithana S. B : Graduate School of Agriculture, Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus, Okinawa, Japan

Gibo S : Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus, Okinawa, Japan

Nakamura S : Faculty of Agriculture, University of the Ryukyus, Okinawa, Japan

Abstract

The present study analyses the ring shear behaviour of several landslide soils of Japan and China that considerably varied in physical and mineralogical properties. The influence of mineral composition and grain size fractions on shear strength parameters of the soils are discussed with an emphasis on classification of the stress-displacement curve. The variation in strength reduction under constant normal effective stress against the total contents of preferred-oriented clay minerals is expressed as a convex curve. Stress displacement curves of the landslide soils are grouped in to four categories based on the total amount of minerals in soils.

Key words: Clay minerals; Landslide soils; Preferred-oriented clay; Ring shear

Introduction

The geological history of sedimentary clays and clay sands involves many stages from initial deposition through consolidation, uplift, erosion, swelling, shrinking and softening up to stages of pre-shear. All these natural processes lead to lithological and structural discontinuities within the sedimentary structure including laminations, bedding planes and pre-shear surfaces that fall to residual condition after sufficient sliding (Mesri *et al* 2003). Shear resistance of a soil may depend on factors such as *void ratio, composition, stress history, temperature strain, strain rate, structure, pore water chemistry*, etc. The physio-chemical properties that govern the shear behaviour are composition, clay mineralogy and clay-water chemistry of a soil (Moore, 1991). Not all these parameters may be independent, and the functional forms of all are not known. Studies have shown that the residual strength of a soil is primarily determined by the existence of preferred-oriented clay particles in it (Skempton, 1964; Lupini *et al*, 1981; Skempton, 1985; Gibo *et al*, 1987; Maksimovic, 1989; Rigo *et al*, 2004). A sedimentary structure, depending on its stress history, undergoes internal changes to its particle structure during initial stages of shear, which include particle rolling, interlocking, crushing and fracture. Accordingly, initial structural deformations of overconsolidated clay under normal stress involve a phenomenon called “dilatancy”, where the void ratio of the sample begins to increase and the volume of the soil dilates. As a result, the peak shear resistance becomes greater for overconsolidated clay than normally consolidated clay (Skempton, 1985). After dilatation, with further shear, the internal structure of the soil is already completely disturbed and the frictional angle values become independent of the internal structure and stress history. From this point onwards, the shear resistance is governed by the composition of the soil and the magnitude of effective normal stress. The drop of shear strength to the residual level almost entirely happens due to the reorientation of platy clay particles along the shear plane under the effect of effective normal stress (Skempton, 1964).

Materials & Methods

Physical & mineralogical analysis

Disturbed soil samples from the slip surfaces of the landslides were analyzed for physical and mineralogical properties. Two methods were used to determine the <2 μ m clay fraction content. Method A (hydrometer method) involves treating the soil sample with H₂O₂ and plotting particle gradation curves, while method B involves soil being treated with Na₂SiO₃ and dispersed by ultrasonic wave treatment (probe type, 19.5kHz, 200W) for 15 minutes and subjecting to repeated sonification-sedimentation-syphoning cycles. Mineralogical analysis was conducted by X-ray diffractions (XRD) method. The relative peak points of the minerals were used to estimate the mineralogical composition.

Ring shear Test

Remolded soils were saturated and normally consolidated in the ring shear apparatus and sheared under drained conditions (Gibo, 1985). Up to the fully softened stage, a shear speed of 0.01mm/min was used, while large displacement shear was done at a faster speed of 0.5mm/min. Subsequently, at the residual stage, the soils were sheared at 0.01mm/min speed. Normal stress was considered to be equal to effective normal stress under drained conditions. All the soils reached peak strengths at relatively shorter displacements, while the drop of strength down to the residual stage required shearing up to a distance beyond 900 mm for certain samples.

Results & Discussion

Table 1 summarizes the grain size distribution and the mineralogical variation observed in the <450 μ m fraction of the analyzed landslide soils.

Table 1. Grain size distribution & mineralogical composition of <420 μ m soil fraction

Sample	Soil type	Grain size distribution (%)			Mineralogical composition ^{*1} (%)							
		clay <2 μ m	silt 2-20 μ m	sand 20-420 μ m	St	Vt	Ch	Mc	Tc	Qr	Fd	Others
Kamenose	Sandy tuff	73.2	17.8	9.0	77	0	0	2	0	14	3	4
O'dokoro	Fault clay ^{*2}	50.8	20.7	28.5	4	41	24	0	6	7	5	13 ^{*3}
Ishikura	Mudstone	54.5	35.3	10.2	30	0	3	10	0	43	5	9
Tyunjun	Mudstone	50.0	45.2	4.8	6	0	15	27	0	34	12	6
Yannmen	Black phyllite	16.6	20.9	62.5	0	0	15	24	0	39	5	17 ^{*4}
Nakayama	Mudstone	37.4	39.1	23.5	10	0	7	18	0	42	14	9
Miaowan	Malan loess	18.7	30.9	50.4	1	0	6	15	0	56	21	1
Shaba	Black phyllite	9.3	34.3	56.4	0	0	18	14	0	42	11	13 ^{*5}
Toyoura sand		0	45.0	55.0	0	0	0	0	0	100	0	0

*1 St:smectite, Vt:vermiculite, Ch:chlorite, Mc:mica, Tc:talc, Qr:quartz, Fd:feldspars, Others(Gyp:gypsum, Calc:calcite, Am:amphibole, Zt:zeolite, etc) ;
 *2 derived from serpentine and siliceous shale ; *3 Am : 11% ; *4 Gyp : 15% ; *5 Cal : 13%

It is generally assumed that the soils from Kamenose, O'dokoro and Ishikura could be categorized as clayey soils and Tyunjun as silty clay. In contrast, Yannmen, Nakayama, Miaowan, Shaba & Toyoura sand fall into the category of sandy loam according to soil textural triangle. Similarly, the mineralogical analysis too had revealed that the preferred-oriented clay composition greatly varied among these two categories. The soils of Kamenose and Ishikura showed the maximum values of St content among the clayey category (77% & 30% respectively), while Nakayama soil had the highest percentage of St (10%) among the sandy loam group. Within the clayey group of soils, the total percentage of St, Vt, Ch and Mc remained above 43% as against that of the sandy-loam group, where the total percentage of St, Vt, Ch and Mc was below 40%.

In Figure 1, both the peak strengths and the drop to the residual strengths at large displacements seem to vary among the samples. However, in all the samples, the residual strength has fallen to a value just beneath a Friction Coefficient of 2. Kamenose soil has recorded a peak strength, (τ_{sf}/σ'_n), of 0.338 and has fallen to a residual strength, (τ_{sf}/σ'_n), of 0.121 around a displacement of 700 mm achieving a drop of 64% in strength. Soils of O'dokoro and Ishikura too have recorded nearly similar peak strengths and residual values at more or less similar displacements. However, Tyunjun soil has attained a peak, (τ_{sf}/σ'_n), of 0.554 dropping to a residual strength, (τ_{sf}/σ'_n), of 0.162, a drop of 70% at a shorter displacement of 250 mm. Out of the four soils, Kamenose has recorded the lowest residual strength having the highest percentage of St (77%) in it.

In contrast to Fig. 1 results, displacement curves in fig. 2, obtained for the Yannmen, Nakayama, Miaowan, Shaba and Toyoura sand samples under the same normal effective stress (300 kpa) show a higher peak and a fall to varying residual strengths at large displacements. Unlike in the previous four instances, in Fig.2, the residual strength of these soils have not dropped much below their respective peak strength values. All soils have reached the residual strength at shorter displacements ranging from

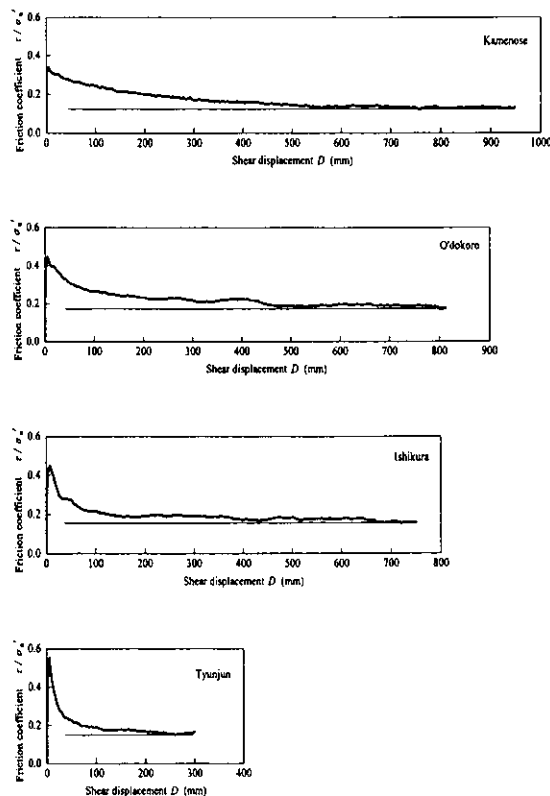


Fig. 1. Stress-displacement curves obtained by ring shear tests for soil samples from Kamenose, O'dokoro, Ishikura & Tyunjun landslides ($\sigma'_n=300\text{kPa}$)

100mm in Toyoura sand to 260mm in Yannmen soil. Among the 5 soils, Yannmen has recorded the lowest peak strength (τ_{sp}/σ'_n) of 0.557 and the lowest residual strength, (τ_r/σ'_n), of 0.341 with the highest drop of 38.7% within the sandy loam group, which is way below those achieved by the clayey soils. The Nakayama soil too has achieved relatively a low residual strength, (τ_r/σ'_n), of 0.512 with a drop percentage of 27. In the cases of Miaowan, Shaba and Toyoura sand, the respective residual strengths are well above $\tau_{sp}/\sigma'_n=0.600$ resulting in a drop of below 14.2% from the peak to the residual strength.

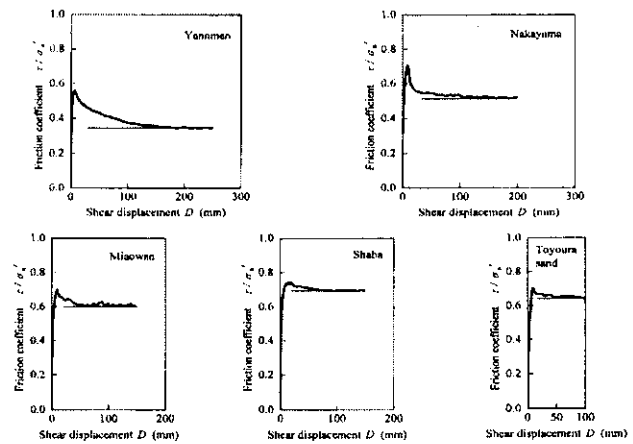


Fig. 2. Stress-displacement curves obtained by ring shear tests for soil samples from Yannmen, Nakayama, Miaowan & Shaba landslides & Toyoura sand ($\sigma'_v=300\text{kPa}$)

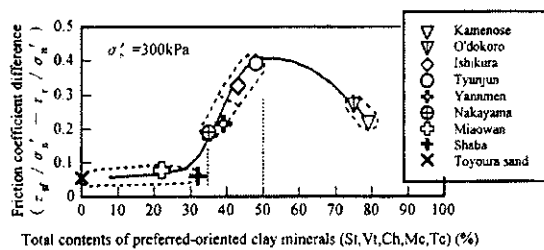


Fig. 3. Variation of difference between (τ_{sp}/σ'_n) & (τ_r/σ'_n) versus total contents of preferred-oriented clay minerals (St, Vt, Ch, Mc, Tc) in <435 μm soil samples

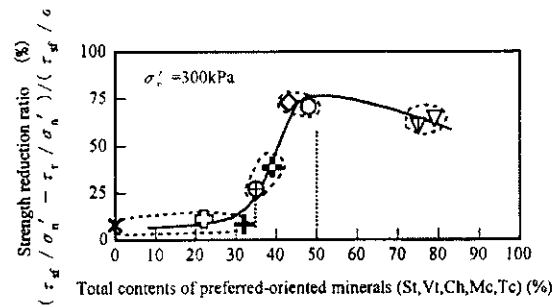


Fig. 4. Variation of strength reduction ratio ($(\tau_{sp}/\sigma'_n - \tau_r/\sigma'_n) / (\tau_{sp}/\sigma'_n)$) versus total contents of preferred-oriented clay minerals (St, Vt, Ch, Mc, Tc) in <435 μm soil samples

The difference in friction coefficient, (τ_{sp}/σ'_n) - (τ_r/σ'_n), and the same difference divided by the peak friction coefficient, (τ_{sp}/σ'_n) - (τ_r/σ'_n) / (τ_{sp}/σ'_n), plotted against the total content of preferred-oriented clay minerals shown in fig. 3 and fig. 4 respectively, evidently show that the soils containing a preferred-oriented clay fraction of approximately >35% tend to achieve a greater drop of strength from the fully-softened stage down to the residual level on shearing. The data in fig. 4 suggest optimization of strength reduction ratio relative to the respective peak strength, just below the 50% mark (Ishikura & Tyunjun)

for the total content of preferred-oriented clay minerals. The residual friction angles of a wide array of tested soils have been plotted against the smectite content in the <420 μm fraction of those soils. Fig. 5 amply displays the effect of smectite mineral on reducing the friction angle of a soil to the effect that more smectite a soil has in its preferred-oriented clay fraction, the more will be the reduction of the soil's shear strength down to a low residual friction angle, bentonite giving the lowest value within the lot. Plotting the residual angles of each soil against both the total content of preferred-oriented clay fraction and the non-preferred-oriented mineral fraction in fig. 6 & 7, respectively, has

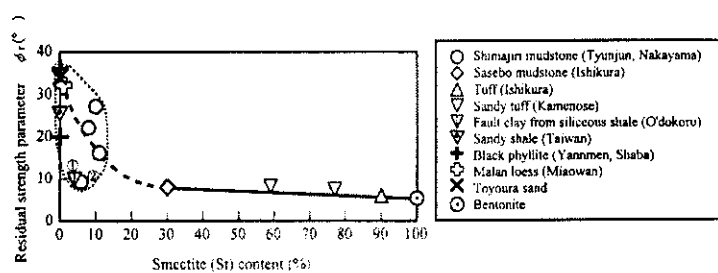


Fig. 5. Variation of residual strength, ϕ_r , against smectite (St) content in <425 μm soil fraction

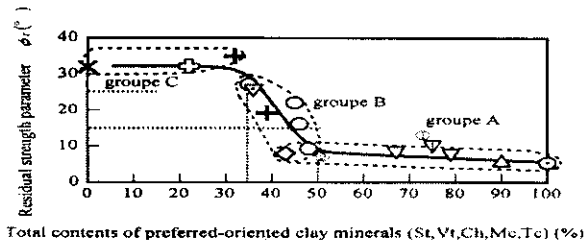


Fig. 6. Variation of the residual strength, ϕ_r , versus total content of preferred-oriented clay minerals (St, Vt, Ch, Mc, Tc) in 425 μ m soil fraction

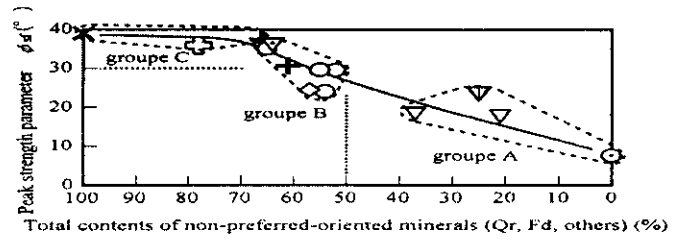


Fig. 7. Variation of the peak strength, ϕ_{pf} , versus total content of non-preferred-oriented minerals (Qr, Fd, others) in 425 μ m soil fraction

enabled the categorization of the soils in to three distinct groups (A, B, C), based on mineral compositions. The ability of high percentage of preferred oriented clay (and similarly a lower percentage of non-preferred-oriented minerals) to reduce the residual strength of a soil to a lower value at large displacements is amply demonstrated here (Lupini *et al*, 1981).

Fig. 8 groups the soil in to four distinct categories based on their preferred-oriented clay and non-preferred-oriented mineral contents. In all four groups, initial peak strength points are clearly observed though at varying values. The post-fully softened drop in strength is maximum in group A, where the total content of preferred-oriented clay was >40% and it would be where the theorized clay particle orientation would be maximum. On the contrary, in group C, the post fully-softened drop in strength is marginal and it is the obvious behaviour due to the fact that the preferred-oriented clay content of group C is well below 50%.

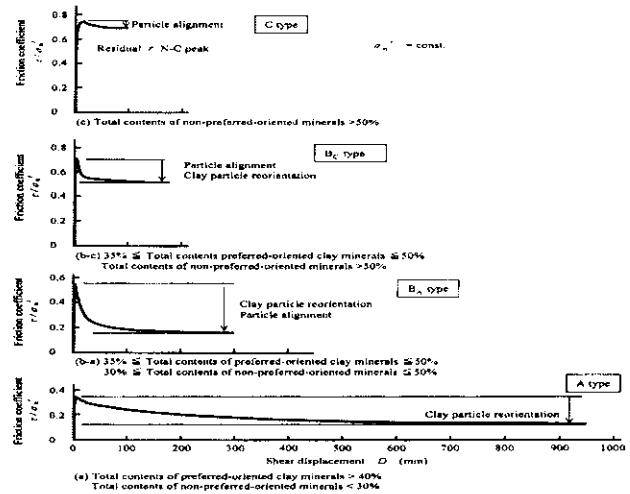


Fig. 8. Classification of stress-displacement curves at constant effective normal stress, σ'_n , based on total content of minerals in <425 μ m fraction of the landslide soils

Conclusion

Drained ring shear tests on landslide soils from Japan and China have demonstrated that the presence of more than 45% preferred-oriented clay mineral content in the <425 μ m fraction significantly reduced the residual shear strength from the peak strength values. Even though the sandy-loam textured soils too showed a post-peak drop of strength, the friction coefficient values never dropped as much as it did for the clayey soils. Extended analysis with additional soils with varying clay fraction revealed that the residual strength greatly reduced with increasing smectite content in the <425 μ m fraction. The data enabled the division of the landslide soils into four categories based on the preferred-oriented clay mineral composition of soils. C-type clearly indicated a drop in shear strength from the peak strength.

References

- Bica AVD, Bressani LA, Pinheiro RJB, Rigo ML, Silveria RM (2006): The residual shear strength of tropical soils. *Can. Geotech. J.* 43, pp 431-447.
- Egashira K, Matsuo O, Gibo S (1986): Residual strength of smectite-dominated soils from the Kamenose landslide in Japan. *Can. Geotech. J.* 24, pp 456-462.
- Lupini JF, Skinner AE, Vaughan PR: Drained residual strength of cohesive soils (1981). *Geotech.* 31.No2. pp 181-213.
- Mesri G, Shahien M (2003): Residual shear strength mobilized in first-time slope failures. *Journal of Geotech & Geoenv. Eng.* January, pp 12-31.
- Moore M (1991): The chemical and mineralogical control upon the residual strength of pure and natural clays. *Geotech.*, 41, No 1, pp 35-47.
- Skempton AW (1964): Rankine Lecture. Long term stability of clay slopes.
- Skempton AW (1985): Residual strength of clays in landslides, folded strata & the laboratory. *Geotech.*, 35(1), pp3-18.

4 地すべり安定解析への回復強度の適用

琉球大学農学部

宜保 清一

琉球大学農学部

中村 真也

琉球大学農学部生産環境学科

○謝花 喜登

1. はじめに

滑動・停止を繰り返す移動量の大きい地すべりでは、すべり面平均強度として残留強度を適用しているが（高速道路調査会，1985；農業土木学会，1989），残留強度のみの適用では地すべりの現状を説明できないことがある。一方，残留強度の決定手法として，中村ら（1999）は有効垂直応力を大小二つのレベルに分け，残留強度包絡線を描いて強度定数を決定し， c_r および ϕ_r が高い垂直応力より低い垂直応力で幾分大きくなることを明らかにした。また，一旦残留強度にまで低下したすべり面は静止状態にあると，せん断強度が幾分回復することが指摘され（Chandler, 1977；宜保ら，1997），中村ら（2000a；2000b）は地すべり土の回復強度と垂直応力や鉱物組成との関係を明らかにしている。強度定数の妥当性や適切な適用は斜面安定度評価に大きく影響し（鵜飼ら，1996），垂直応力レベル別の残留強度や回復強度の解析への活用は，安定度評価の精度向上や対策工法のより適切な選定に繋がることが期待される。

本研究は，再滑動型の中国の薛城镇地すべりおよび大阪・亀の瀬地すべりを事例として，垂直応力を考慮した残留強度および回復強度とすべり形態およびすべり層厚との関係を明らかにし，安定解析への適用の合理性を検討したものである。

2. 地すべりの概況

薛城镇地すべりは，中国の四川省で発生した幅が約 1000m，斜面長が約 2500m の再活動型地すべりである。三次すべりは，幅が約 50m，斜面長が約 350m，平均勾配が約 26° ，層圧が 8~10m の範囲にあり（図-1），累積移動量が多い。

亀の瀬地すべりは，1931 年に大移動を起こしたすべり面の平均深度が約 50 メートルの再活動型の深層すべりである。（図-2）地すべりは峠と清水谷の 2 地区からなり，峠地区は幅が約 800m，最大斜面長が約 650m，平均勾配が約 16° で，実測した移動量・方向などの活動形態より，峠ブロックと稲葉ブロックに分けられる。

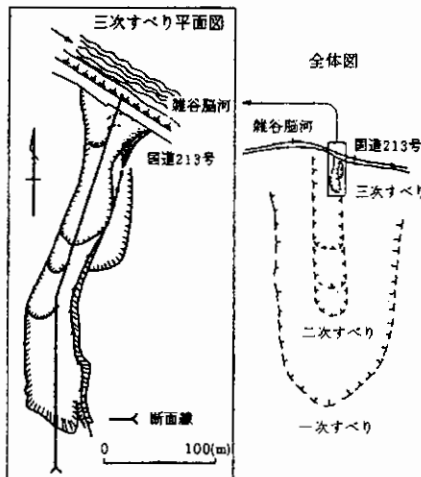


図-1 薛城镇地すべりの平面図

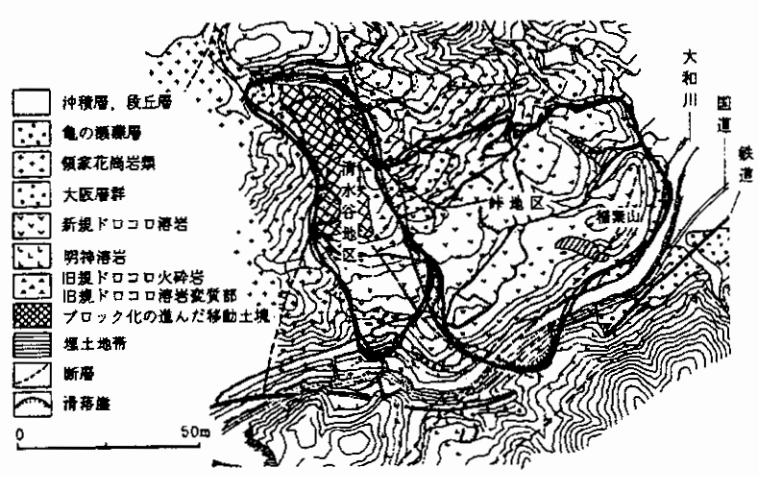


図-2 亀の瀬地すべりの地質平面図

3. 回復強度

試料はすべり面付近土を用いた。強度測定は425 μ mフルイ通過スラリー試料についてリングせん断試験機(宜保, 1994)を用いて行った。試料を水浸下で所定の垂直応力により正規圧密し, その後大変位の排水せん断(定応力, 変位速度0.01mm/min)を行った(垂直応力 σ_n は有効垂直応力 σ'_n となる)。地すべりの滑動・停止・再発を想定し, 完全軟化強度を求めた後, せん断を停止して再圧密し, 再せん断を行って回復強度を求めた。

図-3に薛城鎮三次すべりのすべり面土の試験結果を示す。完全軟化強度定数は $c_{sf}=6.7\text{ kN/m}^2 \cdot \phi_{sf}=30.1^\circ$, 残留強度定数は $c_{r1}=5.0\text{ kN/m}^2 \cdot \phi_{r1}=27.0^\circ$ ($\sigma'_n \leq 150\text{ kN/m}^2$), $c_{r2}=0\text{ kN/m}^2 \cdot \phi_{r2}=25.0^\circ$ ($\sigma'_n \geq 150\text{ kN/m}^2$)である。再圧密による強度の回復は, $\sigma'_n \geq 150\text{ kN/m}^2$ の垂直応力レベルにおいてほとんどなかったのに対して, $\sigma'_n \leq 150\text{ kN/m}^2$ レベルにおいては, 垂直応力が低いほど強度が大きく回復した。回復強度定数として $c_{rc}=3.8\text{ kN/m}^2$, $\phi_{rc}=28.0^\circ$ を得た。図-4に亀の瀬峠ブロックのすべり面土の試験結果を示す。完全軟化強度定数は $c_{sf}=21.4\text{ kN/m}^2 \cdot \phi_{sf}=13.9^\circ$, 残留強度定数は $c_{r1}=4.0\text{ kN/m}^2 \cdot \phi_{r1}=8.3^\circ$ ($\sigma'_n \leq 200\text{ kN/m}^2$), $c_{r2}=0\text{ kN/m}^2 \cdot \phi_{r2}=7.5^\circ$ ($\sigma'_n \geq 200\text{ kN/m}^2$), 回復強度定数は $c_{rc}=0\text{ kN/m}^2 \cdot \phi_{rc}=7.5^\circ$ ($\sigma'_n \leq 200\text{ kN/m}^2$)を得た。

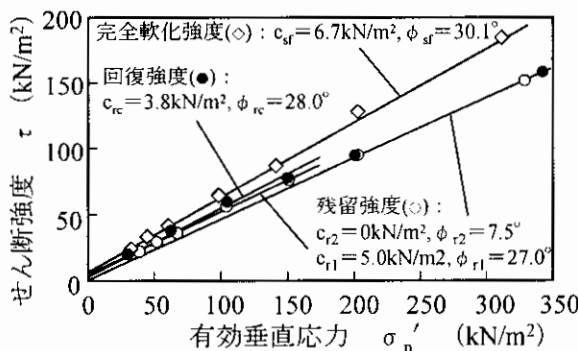


図-3 薛城鎮試料の完全軟化, 残留および回復強度

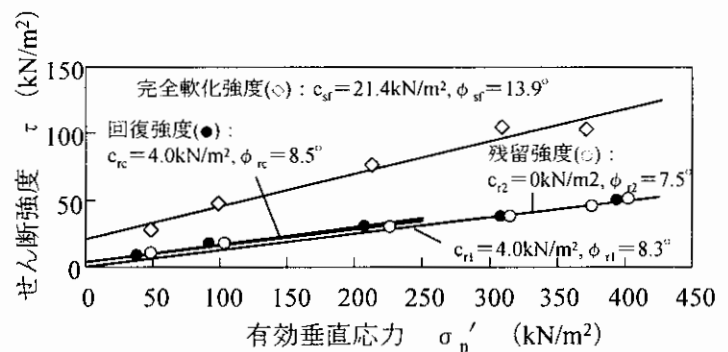


図-4 亀の瀬試料の完全軟化, 残留および回復強度

4. 安定解析

4.1 すべり面の浅い地すべりの再発生時の評価

安定計算は, すべり土塊を二次元で取り扱い, 修正簡便式によった。薛城鎮3次すべりは累積移動量が大きく, 滑動時に強度が残留強度にまで低下する。一方, 図-3の結果より, 地すべりの再発生時には $\sigma'_n \leq 150\text{ kN/m}^2$ 相当の低い土かぶり圧領域については回復強度が発揮されると考えられる。図-5は安定解析断面図である。ブロック頭部のスライス①~⑬および脚部のスライス⑯~⑲では有効土かぶり圧が $\sigma'_n \leq 150\text{ kN/m}^2$ 相当であるので, すべり面強度として回復強度($c_{rc}=3.8\text{ kN/m}^2 \cdot \phi_{rc}=28.0^\circ$)の関与を, また中間のスライス⑭および⑮は $\sigma'_n = 150 \sim 160\text{ kN/m}^2$ 相当であるので, 残留強度($c_r=0\text{ kN/m}^2 \cdot \phi_r=25.0^\circ$)の関与を想定した。このように二つの強度が地すべりのブロック全体の滑動に抗しているのので, 再発生時の修正簡便式は残留強度の項と回復強度の項で示され次式が成り立つ。

$$F_s = \frac{\sum \{ c' \cdot l + (W - ub) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi' \}}{\sum W \sin \alpha}$$

$$= \frac{\sum \{ c_r \cdot l_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi'_i \}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i + \sum W_j \cdot \sin \alpha_j} + \frac{\sum \{ c_{rc} \cdot l_j + (W_j - u_j \cdot b_j) \cdot \cos \alpha_j \cdot \tan \phi'_{rc} \}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i + \sum W_j \cdot \sin \alpha_j}$$

li, Wi, ui, bi, α_i ; スライス⑭～⑮における各スライスのすべり面長 (m), 土塊重量 (kN/m²), 間隙水圧 (kN/m²), スライス幅 (m), すべり面傾斜角 (°)

lj, Wj, uj, bj, α_j ; スライス①～⑥およびスライス⑯～⑲における各スライスのすべり面長 (m), 土塊重量 (kN/m²), 間隙水圧 (kN/m²), スライス幅 (m), すべり面傾斜角 (°)

安定解析では、まず上式に残留強度定数および回復強度定数を代入し、繰り返し計算（試算）によって再発生時 ($F_s=1.00$) の限界地下水位を確定し、 $c' - \tan \phi'$ 関係図を得た。「残留係数を導入した安定解析法」に基づいて、すべり面平均強度定数を求める。図-6 は $c' - \tan \phi'$ 関係図に残留強度定数のA点 ($c_r, \tan \phi_r$) と回復強度定数のB点 ($c_{re}, \tan \phi_{re}$) を示したものである。すべり面平均強度定数は、AB直線と $c' = -84.50 \tan \phi' + 47.60$ 直線との交点 IP ($c', \tan \phi'$) で与えられる。一方、すべり面平均強度として残留強度のみが関与しているとして、従来のように $c_r=0$ として全プロットから求めた $\phi_r=25.4^\circ$ を適用した場合、 $F_s=0.84$ となり、斜面の安定度を過小に評価してしまい、再発生時の地すべり現状を説明できない。このように、回復強度は、低い土かぶり圧のすべり面領域の占める割合が大きい浅層すべりや大規模地すべりの二、三次すべりの再発生時の安定解析を行う上で無視できないものである。

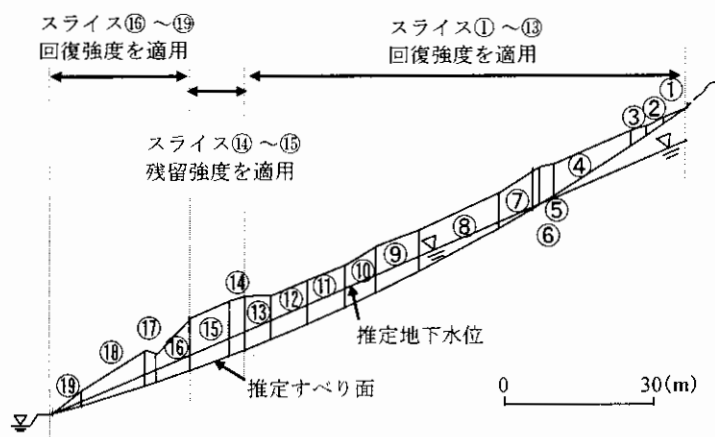


図-5 薛城镇三次すべりブロックの安定解析断面図

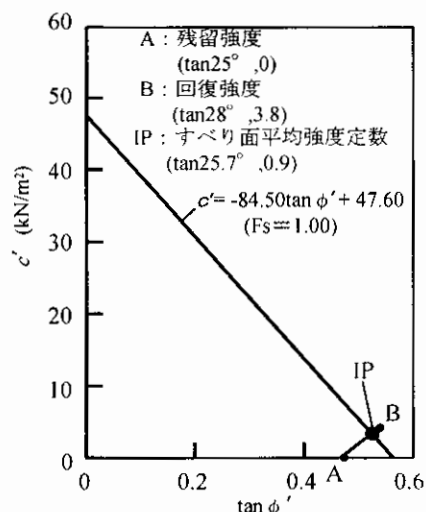


図-6 薛城镇三次すべりブロックの $c' - \tan \phi'$ 関係図

4.2 すべり面の深い地すべりの再発生時の評価

亀の瀬峠ブロックは稲葉ブロックを押し出しており、稲葉ブロックの抑止効果により現状が維持されている。したがって、峠ブロック（図-7）の安定解析は、稲葉ブロックとの関連で検討する必要がある。まず、峠ブロックについて単独の安定解析を行った。峠ブロックは移動塊の層圧が 40～70m であり、すべり面全域にわたり鏡肌が認められている。せん断強度特性より、 $\sigma_n' = 50 \sim 200 \text{ kN/m}^2$ の下では回復強度が、 $\sigma_n' \geq 300 \text{ kN/m}^2$ の下では残留強度が発揮されていると想定される。ブロックの頭部のスライス①～⑥に対しては $\sigma_n' < 200 \text{ kN/m}^2$ であるので回復強度を、その他のスライスに残留強度を適用した。その結果、 $F_s=0.78$ となり、静止状態にある現状と矛盾する。また図-8 から明らかなように、すべり面平均強度は残留強度にかなり近い。これは回復強度が発揮されるすべり面領域のすべり面全体に占める割合が小さいため、斜面安定度への寄与が小さくなることを示唆するものである。峠ブロックの安定解析では、稲葉ブロックの抑止効果を考慮するかどうかは、地すべりの対策に大きく影響する。ここでは、得られた峠ブロックの $F_{s1}=0.78$ と地すべりの現状 $F_s \geq 1.00$ との差を求め、稲葉ブロックの抑止効果として $F_{s2} \geq 0.22$ を得た。このように、稲葉ブロックによる 22%以上の安全率の抑止効果は、地すべり対策および再発生機構の解明において無視できないものである。また、峠ブロックでは、回復強度が発揮される低い有効土かぶり圧領域のすべり面全体に占める比率が小さく、安全率への寄与が極めて小さいことから、残留強度のみの適用で問題ないと言える。

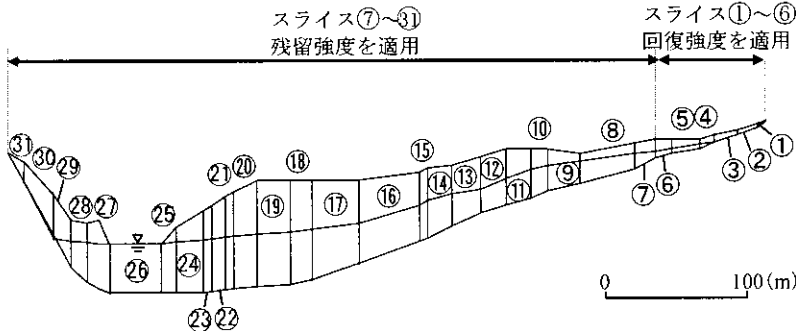
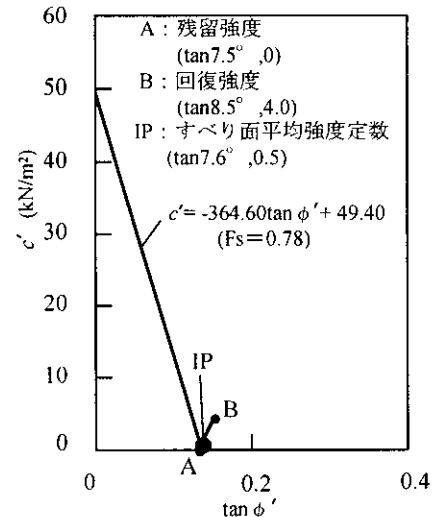


図-7 亀の瀬すべり峠ブロックの安定解析断面図

図-8 亀の瀬地すべり峠ブロックの $c' - \tan \phi'$ 関係図

5. まとめ

移動量の大きい浅層すべり（薛城鎮）と深層すべり（亀の瀬）の再発生時安定解析に残留強度および回復強度を適用し、以下の結果を得た。

浅層すべりである薛城鎮の三次すべりにおいて残留強度のみを適用して安定解析を行った場合、安全率が $F_s=0.84$ となり、斜面の安定度が過小に評価された。残留強度に加え、低い土かぶり圧領域に回復強度を適用することによって安定度が合理的に評価できた。

深層すべりである亀の瀬地すべりでは、回復強度が発揮されるような低い土かぶり圧領域のしめる割合が小さいため、安全率への寄与は小さいことが認められた。峠ブロックでは、残留強度のみによる安定解析で問題ないと評価できた。また、峠ブロックの安全率は $F_s=0.78$ となり、稲葉ブロックによる抑止効果が約 22% の安全率に相当していることが明らかになった。

参考文献

- 中村真也, 宜保清一, 周亜明, 江頭和彦 (1999) : 地すべり土の残留強度包絡線の湾曲化と強度定数決定手法, 地すべり, 36 (1), pp.28-34
- 鶴飼恵三, 干玉貞, 若井明彦, 榎戸源則 (1996) : 斜面安定工の効果と強度定数 c' , ϕ' との関係, 地すべり, 33 (2), pp.35-39
- Chandler, R.J (1977) : Back analysis techniques for slope stabilization works: a case record, Geotechnique, 27 (4), pp.479-495
- 宜保清一, 陳信雄, 江頭和彦, 林義隆, 周亜明 (1997) : 台湾, 中部横貫公路地すべり土の残留および回復強度特性, 地すべり, 34 (2), pp.50-56
- 中村真也, 宜保清一 (2000a) : 地すべり土の回復強度と垂直応力の影響, 地すべり, 37 (3), pp.18-24
- 中村真也, 宜保清一, 江頭和彦, 吉永安俊 (2000b) : 地すべり土の回復強度と鉱物組成との関係, 地すべり, 37 (3), pp.10-17
- 宜保清一 (1994) : 残留強度測定のためのリングせん断試験装置とその測定強度, 地すべり 31 (3), pp.24-30
- 宜保清一 (1996) : 残留係数を導入した安定解析法—沖縄島尻層群泥岩地すべりへの適用—, 地すべり, 33 (2), pp.46-50
- 宜保清一, 中村真也, 周亜明 (2000) : 移動量の大きい泥岩地すべりにおけるすべり面の強度—沖縄, 仲順地すべりを事例として—, 土と基礎, 48 (8), pp.9-12

5 かけ崩れ崩壊土砂の到達距離と推定式との比較

- 川満 一史((株)沖縄設計センター)、伊野波 盛義((株)中央建設コンサルタント)、
金城 博之、屋良 隆司((株)沖縄建設技研)、神谷 元一、米島 修平(北斗設計(株))、
田場 邦男((株)ホープ設計)、長尾 圭一、桑野 稔弘((株)エスイー九州支店)。

1. はじめに

土砂災害は毎年のように全国各地で発生し、人々の暮らしに大きな被害を与えているが、土砂災害の恐れのある全ての危険箇所を対策工事で安全な状態にするには、膨大な費用と時間が必要になる。

このような中で、対策工時などのハード対策に加え、警戒避難体制の整備や危険箇所への新規住宅の立地抑制等のソフト対策を合わせて行うことを目的として、平成13年4月に土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律及び同施行令が施行された。

この法律では建築物又はその地上部分に作用する崩壊土砂の衝撃力算定式(以下、算定式と呼ぶ)が規定されており、その値の範囲により行為制限が行われる区域を土砂災害特別警戒区域として決定することとなっているほか、ハード対策の設計にもこれを考慮することが必要とされている。

本研究は、この算定式と実際の崩壊状況を比べ、沖縄県における表層崩壊の実態との比較を試みた。

2. 算定式の概要

算定式の概要を図-1に示す。この式で算定される値は、建築物等に作用する力を流体力として圧力換算したものであり、力とその作用時間を考慮した衝撃力とは厳密には異なることが特徴である。

式の利用にあたっては、図-1の凡例に示すようなパラメータを使用し、それぞれには一般値が用いられている。

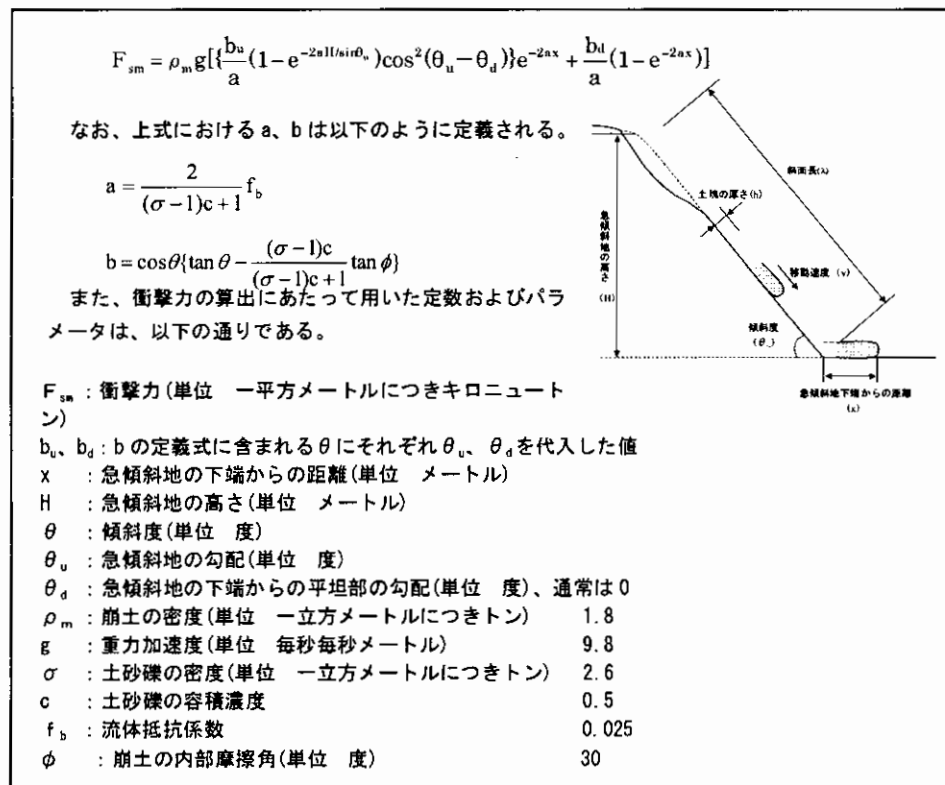


図-1 崩壊土砂による衝撃力算定式の概要

3. 実際の崩壊規模と算定式との比較

比較の実施にあたっては、表・1に示す崩壊形状と崩壊土砂到達距離が確認できる7箇所の事例について、以下の2ケースの検討を試みた。

(1) 崩壊土砂到達距離と計算上の土砂到達距離との比較

(2) 実測値に合わせた流体抵抗係数の算定(計算上の流体抵抗係数)。

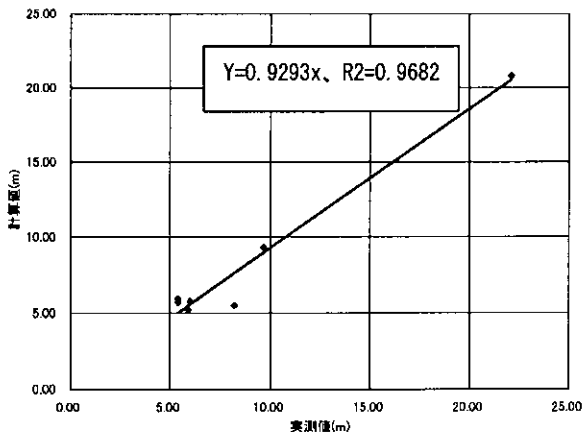
なお、計算上の土砂到達距離とは、衝撃力が0となる地点を算定式で逆計算したもので、実測値に合わせた流体抵抗係数とは、計算上の土砂到達距離が実際の土砂到達距離と同じになるよう流体抵抗係数を逆計算したものである。ここで、流体抵抗係数(fb)を選定した理由は、他のパラメータが実測可能であるのに対し、流体抵抗係数は土砂が流れる際の斜面あるいはその内部の抵抗という実測不可能なもので、かつ、概念的なパラメータであるためである。

表-1 崩壊事例と検討結果一覧

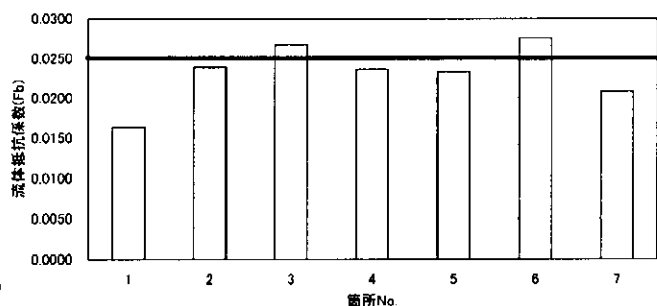
No.	地質	斜面の高さ (m)	斜面の傾斜 (°)	下端に隣接 する土地の 傾斜度 (°)	崩壊土砂 到達距離 (m)	計算上の 土砂到達 距離 (m)	計算上の 流体抵抗 係数 (fb)	備考
1	島尻層群砂岩	23.50	31.0	0.0	8.20	5.49	0.0163	
2	琉球石灰岩	15.05	35.0	0.0	6.00	5.77	0.0239	
3	与那嶺層群粘板岩	13.06	36.0	0.0	5.40	5.72	0.0268	
4	名護層千枚岩	6.40	36.0	8.0	9.65	9.30	0.0237	
5	島尻層群泥岩	7.70	24.0	13.5	22.10	20.80	0.0233	
6	島尻層群泥岩	20.70	35.0	0.0	5.40	5.93	0.0276	のり面
7	琉球石灰岩	9.20	44.0	0.0	5.90	5.25	0.0209	のり面

図・2に崩壊土砂の到達距離の実測値と計算値を示した。7箇所中5箇所で、計算値よりも実測値が大きい。これは、任意の地点で見た場合、実際に作用する衝撃力が計算値よりも大きいことを表し、計算値で設計した構造物が、実際必要とされる規模より過小(危険側)となる場合があることを示している。

また、図・3に実測値に合わせた流体抵抗係数を示す。これによると、先の5箇所では一般に用いられている流体抵抗係数0.025よりも低い値が、No.3とNo.6ではそれより高い値が得られる。



図・2 崩壊土砂の到達距離の比較



図・3 崩壊土砂到達距離より求めた流体抵抗係数

4. 終わりに

比較に用いた資料が少ないため、直ちに流体抵抗係数の値を提案することは行わない。しかし、衝撃力算定式で設計した構造物が場所によっては危険側の設計になる可能性があることが懸念される。

検討するパラメータの選定も考慮に入れ、引き続き、事例の収集及び検討を継続していく必要があると考えている。

以上

6 GPS 地殻変位観測による南西諸島周辺地殻のひずみ・応力速度の算定と地震発生地域の同定に関する研究

琉球大学大学院 ○久貝 政貴
東海大学海洋学部 アイダン オメル
琉球大学工学部 渡嘉敷直彦

1. はじめに

南西諸島を挟む東西の地殻は現在も、フィリピン海プレートの潜り込みや、沖縄トラフの断層発生などの地殻変動が活発に続いており、過去に M7 ～ M8 規模の地震が多数発生し今後も同規模の地震の発生が予想される。今後発生が予想される地震に対し、最小限の被害に留める方策の一つとして、地震発生に関する情報を得ることが重要となる。

本研究では、岩盤工学的立場から地震発生のメカニズムの一つである断層発生の可能性を南西諸島で観測されている GPS 地殻変位観測データを用いて検討することとし、南西諸島各地域の地殻岩盤に発生するひずみ、応力速度を時系列で算定し、地殻岩盤の破壊接近度を示す地殻破壊パラメータと発生地震の関係を照査し、地震発生予測の可能性について検討を行った。

2. GPS 地殻変位観測による地殻のひずみ、応力速度の算定と地殻破壊パラメータの評価

地球内部の地殻は、マンツルの熱力学的な影響を受けてプレートの移動を引き起こし、地殻内に変形が生じる。この地殻内の変形が材料的な変形の限界に達すると、地殻内に破壊が発生すると考えられている。

岩盤力学的に地震発生のメカニズムを考えると、地殻の変形によって地殻岩盤にひずみが蓄積され、岩盤の強度限界を超えると、岩盤に断層破壊が生じ地震が発生する。このような考えに基づき、GPS 観測によって得られた地殻変位から、地殻岩盤のひずみ速度および、応力速度を算定し、地殻破壊パラメータ(図-1)を評価して、地震発生との関係を照査する。

GPS 観測点を含む任意点のひずみ速度成分の評価は、FEM 解析で用いられる形状関数(図-2)を導入し、各観測点間(図-3)に定めたメッシュ領域(図-4)の各領域内で、変形速度を形状関数により近似して内挿する。応力速度成分は、地殻岩盤の材料特性を弾性体と仮定し、Hooke の法則に従う構成則を適用して算定する。

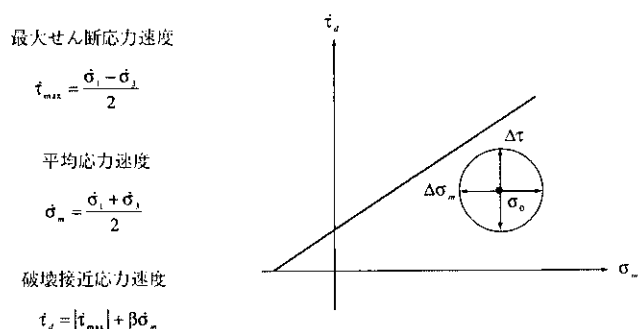


図-1 地殻破壊パラメータの定義

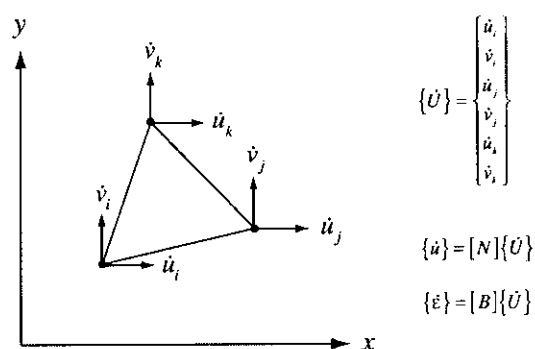


図-2 形状関数を用いた任意点のひずみ速度成分の算定法

GPS による地殻変位観測は、ある時刻からの変位を計測しており、その応力速度成分は既知となるが、地殻岩盤の初期応力は分からない。そこで、図-1 に定義する応力速度成分とひずみ速度成分による地殻破壊パラメータを用いて、地震の発生との関係を分析し、これらのパラメータが地震の発生地域を予測するための指標として有効であるかを検証する。ここで考慮しているひずみ速度および応力速度は、GPS による観測が開始された時点から観測データ取得期間における変化で評価する。なお、観測データの期間については、1997 年 4 月～2006 年 10 月におけるものとする。

3. 南西諸島の GPS 地殻変位観測データによる地殻破壊パラメータ特性と地震活動の関係の検証

1) 南西諸島の地殻変位と地殻の主応力速度、主軸の方向

図-5 に、南西諸島の GPS 観測期間における地殻変位を示す。南北大東島を除く観測点は、ほぼ西に変位している。フィリピン海プレート上に位置する南北大東島の変位は、北東方向に変位しており、プレートの複雑な動きによる影響を受けていると思われる。次に観測点の変位から求めた地殻の主応力速度と主軸の方向を図-6 に示す。本手法で得られた主軸の方向は、これまでに行われた同地域の断層調査や AE 試験の結果から明らかになった初期応力の主軸の方向(図-7) とほぼ一致しており、本研究で得られた知見の一つとして注目している。

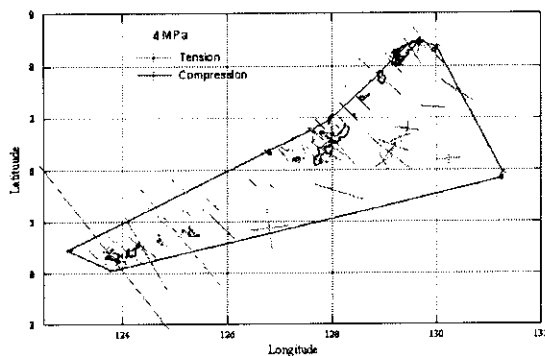


図-6 地殻変位観測による南西諸島領域の主応力速度と主軸の方向

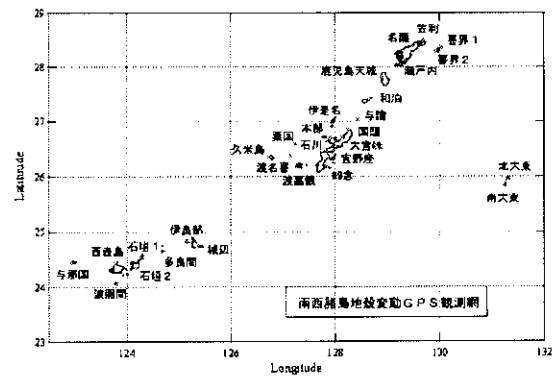


図-3 南西諸島地殻変動GPS観測網

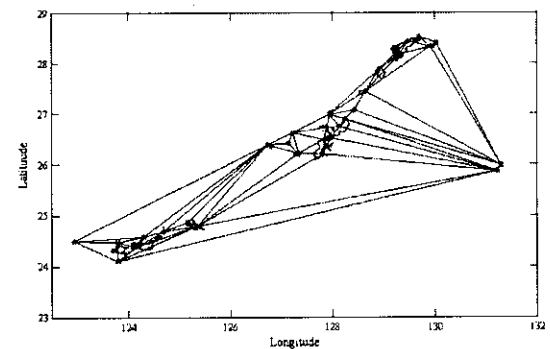


図-4 地殻変位観測点メッシュ

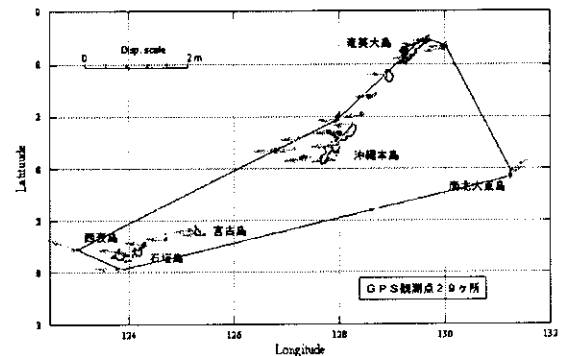


図-5 南西諸島の地殻変位 (1997.4 ~ 2006.10)

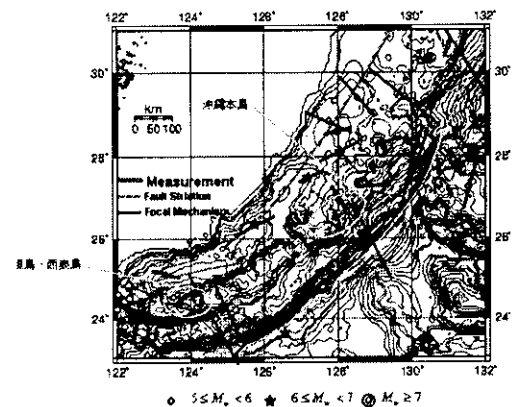


図-7 岩盤の初期応力測定から得られた南西諸島領域の最大主応力の主軸分布

2) 地殻破壊パラメータの分布と地震活動の関係

地殻破壊パラメータの領域内分布と観測期間中に発生した地震活動の関係を示す。図中、応力レベルをカラー等高線で表示し、発生地震のマグニチュード震源を記号で表示している。中塗り記号は2006年中に発生した地震を示している。

最大せん断応力速度分布と地震活動の関係を、図-8に示す。最大せん断応力速度の分布に注目すると、宮古島八重山諸島周辺に応力レベルの高い領域が現れており、同地域では、M6～M7規模を含めて多くの地震が発生している傾向が認められる。これらより求められた最大せん断応力速度の推移と地震発生には関連性があると推測される。

次に、平均応力速度分布と地震活動の関係を、図-9に示す。平均応力速度レベルの高い（引張応力）領域が、宮古島および石垣島周辺領域に見られ、同領域には、地震の発生も多く見られる。また、慶良間諸島、久米島、粟国島を結ぶ領域にも、応力レベルの高い領域があり、同領域においても、地震の発生が多く見られる。この平均応力速度分布も、地震発生と関連性があると思われる。

図-10に、破壊接近応力度分布と発生地震の関係を示す。破壊接近応力度分布は、平均応力分布と同様に、宮古島周辺に破壊接近応力度レベルの高い領域があり、発生地震の集中領域との関連を示している。

いずれの地殻破壊パラメータも南西諸島における地震活動との関連性が認められ、今後の地震発生領域を予測するための監視パラメータとして、有効であると思われる。今後さらに継続して検証することとする。

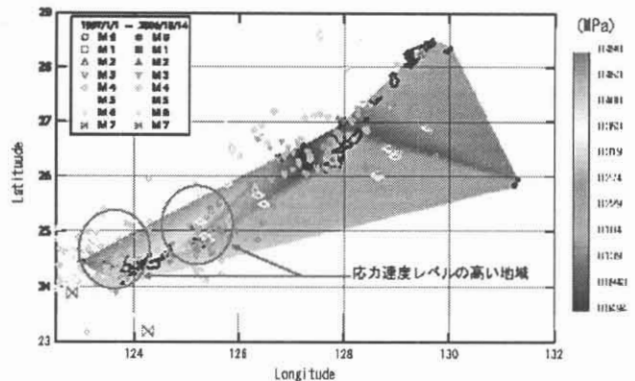


図-8 最大せん断応力速度応力分布と発生地震の関係 (1997.4～2006.10)

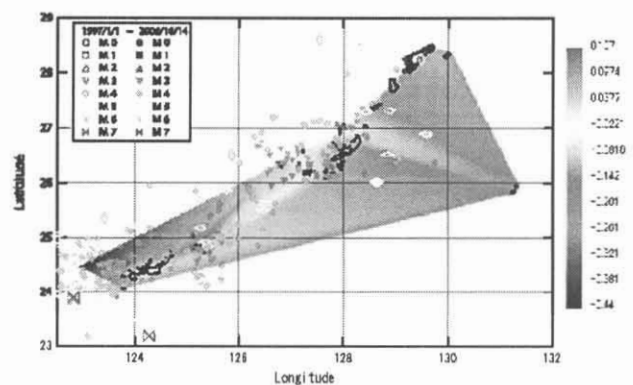


図-9 平均応力速度応力分布と発生地震の関係 (1997.4～2006.10)

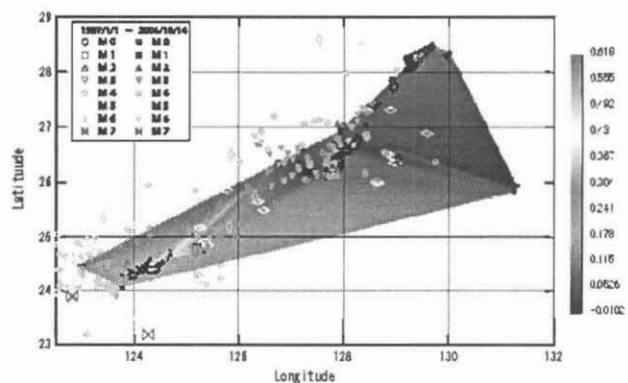


図-10 破壊接近応力速度応力分布と発生地震の関係 (1997.4～2006.10)

3) 地殻破壊パラメータとMRI(地震影響指数)の関係

観測期間に発生した個々の地震と地殻破壊パラメータの推移を時系列で比較し、その関係を検討するため、MRIを導入した。地殻変位観測領域の地震の震央と着目点までの距離をR、地震規模をMとし、地震影響指数を $MRI=(M \times 100)/R$ と定義する(図-11)。

地殻破壊パラメータとMRIの関係を検証する一例として、地震活動が集中する与那国・波照間・西表島領域において、最大せん断応力速度とMRIの関係を図-12に示す。

MRI時系列変化と地殻破壊パラメータの推移について注目すると、MRIが集中し大きさが卓越する部分と地殻破壊パラメータの推移に関連性があると推測される。この注目点を精査するためMRIの集中する領域に対応する観測期間における最大せん断応力速度の推移とMRIの関係を図-13に示す。

図-13に示す最大せん断応力速度とMRIの関連性についてみると、点線で囲まれる領域で、最大せん断応力速度振幅が減少する領域において、比較的規模の大きな地震の発生と頻度が集中する傾向が認められる。このような傾向は、破壊接近応力速度の推移とMRIの関係についても同様である。

これらの応力速度の経時変化とMRIの関連性は、他の領域の解析結果においても、同様の関連性が認められており、将来の地震発生予測の監視手法として有効であると思われる。

4. まとめ

GPS地殻変位観測データを用いて地殻岩盤のひずみ、応力速度を算定し、地殻破壊パラメータを評価した。これらの地殻破壊パラメータと南西諸島における地震活動との関連性を検討し、地震発生地域を予測する監視パラメータとして有効であるとの知見を得た。今後引き続き、地殻破壊パラメータの有効性を検証する。

5. 参考文献

1) 国土地理院、基準点観測データ

URL: www.gis.go.jp/kizyunten.html

2) 気象庁、防災気象情報-地震情報

URL: www.jma.go.jp/jma/index.html

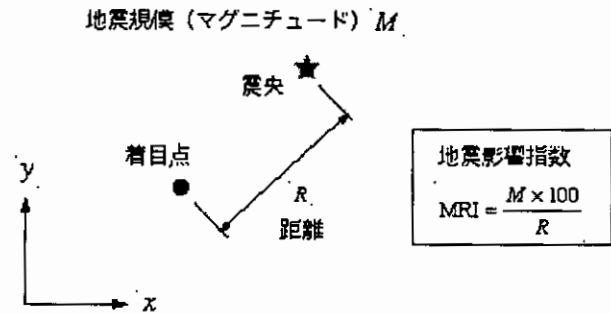


図-11 地震影響指数MRIの定義

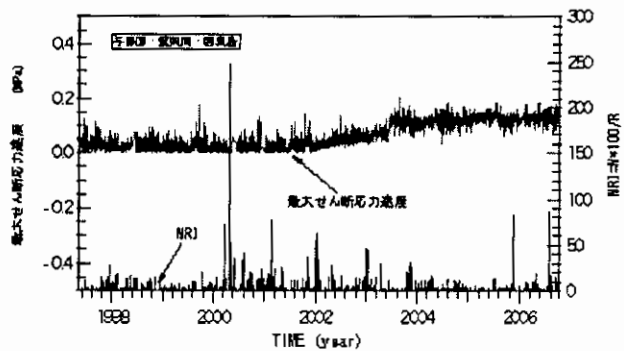


図-12 最大せん断応力速度振幅減少域と地震発生の関係(与那国・波照間・西表島, 1997.4 ~ 2006.10)

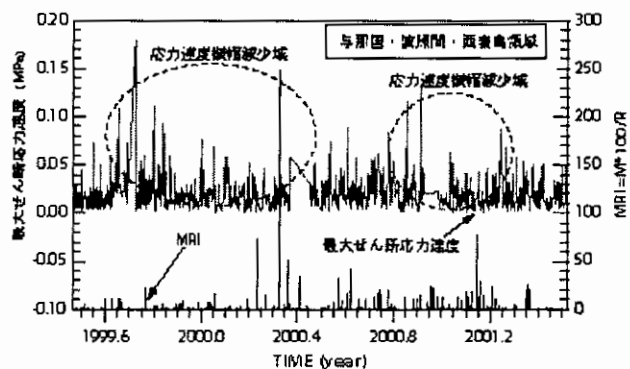


図-13 最大せん断応力速度振幅減少域と地震発生の関係(与那国・波照間・西表島, 1999.5 ~ 2001.4)

7 沖縄地区における最近の地盤改良工法について

(株) 不動テトラ 石井 隆行 呉屋 祐次
橋本 則之 ○高山 英作

1. はじめに

これまで弊社では、沖縄地区において昭和 50 年より多くの地盤改良工事を実施してきた。その多くが海上サンドコンパクション工事（以下、海上 SCP 工事）であるが、その改良目的としては、平成 16 年以前では護岸、岸壁、防波堤等の港湾構造物の沈下・安定対策が主な改良目的であり、その改良仕様としては大口径の砂杭（砂杭径 $\phi 1,200 \sim \phi 2,000 \text{mm}$ ）で中高改良率（置換率 $as=30 \sim 80\%$ ）が主要であった。

しかし、近年では地震時の液状化対策を主目的とする改良事例が増加してきており¹⁾、海上 SCP 工事では砂杭径 $\phi 1,000 \text{mm}$ で低改良率（置換率 $as=30\%$ 以下）の改良仕様となっている。また、新たな施工事例として陸上施工において、機械攪拌式深層混合処理工法を用いた格子状改良による液状化対策²⁾や高圧噴射攪拌工法による液状化時の過剰間隙水圧の伝播防止という改良対策事例³⁾も見られる。

本論文では、弊社におけるこれまでの沖縄地区における地盤改良工法の変遷についてまとめ、沖縄地区に置ける今後の地盤改良工法の方角性について記述したものである。

表-1 沖縄地区における地盤改良工の変遷

時代	昭和	平成
	50	10 19
初期 (海上 SCP $\phi 1200 \sim \phi 1600$)		($\phi 1200 \sim 1600$ 終了)
中期 (海上 SCP $\phi 2000$ 陸上工事)	($\phi 2000$ 開始) (陸上工事開始)	
近年 液状化対策 新工法		液状化対策・FTJ

2. 初期（昭和 50 年～昭和 57 年頃）の地盤改良工事

初期（昭和 50 年～昭和 57 年頃）の地盤改良工事では、大部分が砂杭径 $\phi 1,200 \sim \phi 1,600$ の海上 SCP 工事であった。対象構造物としては、岸壁・護岸・防波堤等であり、それらの構造物の支持力増加や沈下・安定対策として SCP が施工されたのが大きな特徴として挙げられる。また、砂杭径について、港湾構造物においては砂杭径 $\phi 1,200 \sim \phi 1,300 \text{mm}$ 、漁港構造物においては砂杭径 $\phi 1,600 \text{mm}$ が主に適用されており、置換率としては 70% ($\triangleleft 1.8 \times 2.1 \text{m}$) の高改良率というのが主な改良仕様であった。代表的な図面を図-1 に示す。



図-1 初期の代表的な施工断面

3. 中期（昭和 58 年～平成 15 年頃）の地盤改良工事

昭和 58 年度に中城湾港物揚場(-4.0m)において沖縄地区で初めて砂杭径 $\phi 2,000 \text{mm}$ の海上 SCP 工法が施工された。これは、パイプロ起振力の向上など、施工機械の改良によるものが大きいといえる。これ以降は砂杭径 $\phi 1,200 \sim \phi 1,600 \text{mm}$ と砂杭径 $\phi 2,000 \text{mm}$ が併用されてきたが、平成元年以降は一部の漁港構造物等を除いてほぼ砂杭径 $\phi 2,000 \text{mm}$ で統一されるとともに、置換率も 80% (改良ピッチ $\triangleleft 1.9 \text{m} \times 2.1 \text{m}$) となった。

また、この時期の特徴ある施工事例として那覇空港において外周護岸の安定・沈下対策として陸上施工機による SCP 工法が適用された。大きな特徴として、進入表面下での施工による夜間施工と緊急着陸（自衛隊及び海上保安庁の航空機）の場合における早急な待避という点が挙げられる。これらの制約条件を満足するために、リーダーの傾斜により、緊急時にその場で侵入表面をクリアできる構造に施工機を改良して施工を実施している（写真-1）。この那覇空港の実績以降、中城湾港において陸上施工の SCP 工法が適用された。

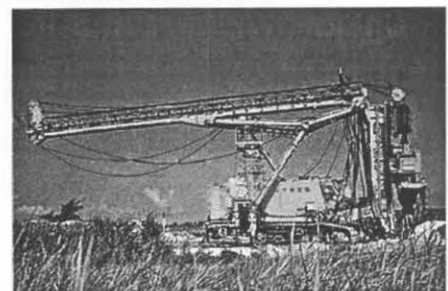


写真-1 リーダー傾斜式 SCP 施工機⁴⁾

4. 最近(平成16年～現在)の地盤改良工事

兵庫県南部地震以降は各種耐震基準が見直され、液状化対策の重要性が認知されており、全国的に各種構造物にお

ける液状化対策が実施されて来た。沖縄地区においても平成16年に若狭ICにおいて海上のSCPを用いた液状化対策が実施されて以来、現在までに海上工事、陸上工事ともに液状化対策を主目的とする地盤改良工事が増加している。特徴として海上SCPにおける砂杭径は $\phi 1000$ であり、改良率としては概ね10～30%という点が挙げられる。

海上SCPを用いた液状化対策の代表的な事例として図-2に工事①での施工断面図を示す。本工事は、緩い細砂層と軟弱粘性土層から構成される地盤上に、スリットケーソン式の新設護岸および道路盛土の築造を行う工事であり、SCPとSDの複合杭による護岸背面部(道路直下)の液状化対策と護岸直下の沈下防止・スベリ防止・支持力増大対策を目的として地盤改良が施工された。当工事は、海上SCP工における液状化対策として、沖縄地区では殆ど事例のない地盤改良工事であった¹⁾。

また、平成17年には、SCP改良地盤と未改良地盤の境界部に、液状化時の過剰間隙水圧の伝播を防止するための固化壁を造成するために地盤改良工事(高圧噴射攪拌工法;FTJ工法)を適用している³⁾。これは、計画エリアの一部にN値20～50の強固なサンゴ礁リーフ層の存在が確認されたため、下部層へのSCP工法の貫入が不能となったため、強固な硬質層を打抜いての施工が可能であるFTJ工法(ボーリングマシン状⁷⁾)が適用された(図-3、写真-3参照)。今後沖縄地区で液状化対策を実施する上ではこのような事態は容易に予想される。その際の対策工としての1つの案としてこの事例が参考になれば幸いである。

5. おわりに

これまで、沖縄地区に置ける地盤改良工事の変遷について述べたが、現在の社会的なニーズとしては、上述した液状化対策以外に、土壌汚染や地盤振動問題などの環境問題が挙げられる。土壌汚染対策については過去に本発表会において報告したトリナー工法⁵⁾が有効である。また、地盤振動問題についても他地区においては振動遮断壁等⁶⁾の技術で対応が可能である。

今後も沖縄地区で起こるであろう地盤に関する様々な課題に関して、これまで培った地盤改良技術をもとに技術革新を行い、対処していきたい。

表-2 液状化対策の施工事例

No.	工事名称	改良仕様		改良地盤の液状化判定に用いた指針
		杭径	改良率	
①	若狭地区地盤改良工事	$\phi 1000$	15%	道路橋示方書
②	新港ふ頭廃棄物埋立護岸地盤改良工事		13%	港湾の施設の技術上の基準・同解説
③	石垣港(新港地区)岸壁(-7.5m)②築造外1件工事		12.5、22、30%	



図-2 工事①の施工断面図



写真-2 工事①の施工状況

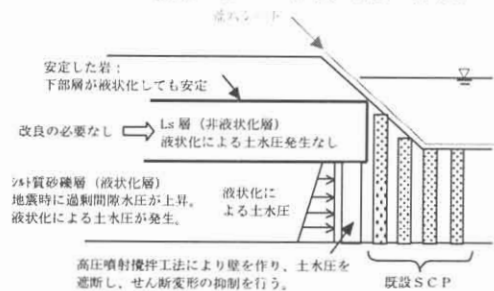


図-3 過剰間隙水圧伝播防止の概念図

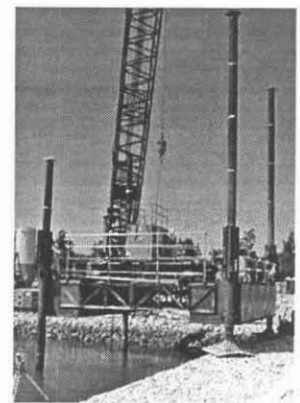


写真-3 FTJ工法施工状況

参考文献: 1) 河野ら: 那覇港における複数の改良目的で適用された海上SCP工法の施工例、第17回沖縄地盤工学会、pp5～6、2004
2) 河野ら: 道路直下の液状化対策事例と改良範囲に関する実験結果の報告、第18回沖縄地盤工学会、pp11～12、2003 3) 伊藤ら: 液状化時の過剰間隙水圧伝播対策防止対策としての地盤改良固化壁の適用、第19回沖縄地盤工学会、pp5～6、2006 4) 那覇空港 30年の工事誌 5) 鈴木ら: 高遮水(三重構造)鉛直壁工法による汚染土壌の封じ込め、第14回沖縄地盤工学会、pp20～23、2001 6) 例えば、日置ら: 道路交通振動に対するガスクッション性製防振壁の防振性能評価—振動情報と画像情報を組み合わせた振動源探索システムによる現場計測—、日本建築学会2005年度大会(近畿)学術講演集 2005

8 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）

○(株)沖縄環境分析センター 渡久地 博之
琉球大学 工学部 原 久夫
大永建設株式会社 与那原 利行

1. はじめに

本研究は、石炭火力発電所から産業廃棄物として大量に排出される石炭灰の有効利用として、沖縄県内で豪雨時に河川や海域に流出堆積し自然環境負荷を与えている赤土汚泥（泥土）と石炭灰および普通セメント・高炉スラグ、そして重金属類溶出抑制の添加剤を混合し再利用する目的で昨年度に続き実用化に向け研究¹⁾²⁾³⁾を実施してきた。

再利用として道路などの路盤材、埋戻し材、裏込め材などの用途が考えられるが、原料となる石炭灰やセメントなどに重金属等が含まれている。

2005 年に三重県で発覚したリサイクル製品のフェロシルト問題では、pH の変化や湿潤繰り返しにより六価クロムの溶出濃度が増加するなど環境安全性に関するガイドラインが課題となったため、本研究では造粒材を作成して環境庁告示第 46 号の溶出試験の他に pH 変化による溶出抑制効果を確認するため、カラム通水試験を実施した。

その結果、重金属類の溶出抑制効果等に関する研究成果を得ることができた。

2. 試験計画

試験は実験計画法⁴⁾⁵⁾における 3 水準の $L_8(4^1 \times 2^4)$ 型割付表を用い、適用する因子は表-1.1～表-1.2 のように設定した。また、実験の対象となる因子及び、因子の添加比を求めるための算定式は以下の式で定義する。

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

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

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

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

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

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 ：結晶化促進剤添加比(%), 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} ：結晶化促進剤の質量とする。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 $L_8(4^1 \times 2^4)$ 割付表

列番号 因子 実験No.	1 [1・2・3] スラグ BF	2 [4] セメント PC	3 [5] 結晶化 促進剤 GD	4 [6] 石炭灰 FA	5 [7] 誤差 e
501	1	1	1	1	1
502	1	2	2	2	2
503	2	1	1	2	2
504	2	2	2	1	1
505	3	1	2	1	2
506	3	2	1	2	1
507	4	1	2	2	1
508	4	2	1	1	2
509	10%	25%	0.2%	50%	
510	0%	35%	0.2%	50%	

注) 表列に対応する No. 501～No. 508 の数値は表 1.2 の水準番号とする。

表-1.2 因子別・水準別の配合表

因子	水準番号	1	2	3	4
スラグ BF	%	0	7	14	21
セメント PC	%	10	25		
結晶化促進剤 GD	%	0.12	0.24		
石炭灰 FA	%	30	50		

3. 試験方法

①重金属の溶出試験：環境庁告示第46号⁶⁾

作成した試料を風乾し、2mmのふるいを通過させpH 5.8 ～ 6.3に調整した液に混合し、6時間振とう後0.46 μ 孔径メンブランフィルターでろ過、ろ液を分析を行った。

②カラム通水試験⁷⁾：オランダ規格 NEN7373 参考にした。

プラスチック製カラムに石炭灰混合改良土を充填し、硝酸酸性溶液(pH 4)を連続通水し、液固比(溶媒：石炭灰混合改良土)を0.1:1, 0.2:1, 0.5:1, 1:1, 10:1の5回に分けて通水液を採取し、それぞれ重金属類の分析を行った。同じように純水の中性溶液(pH 7.8), 水酸化ナトリウムのアルカリ性溶液(pH 12)についても別々のカラムで試験を実施した。

なお、これらの試験状況を写真-1～写真-5に示す。

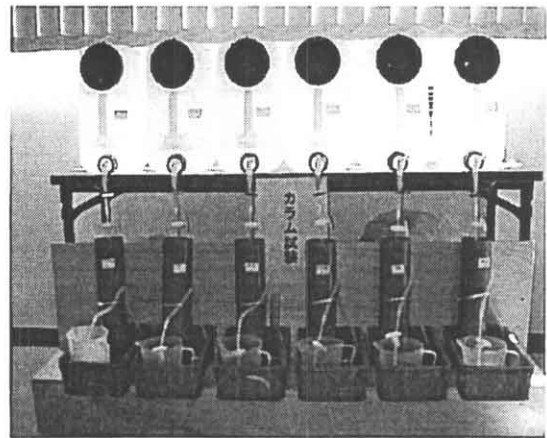


写真-3 カラム通水試験 (1)



写真-4 カラム通水試験 (2)

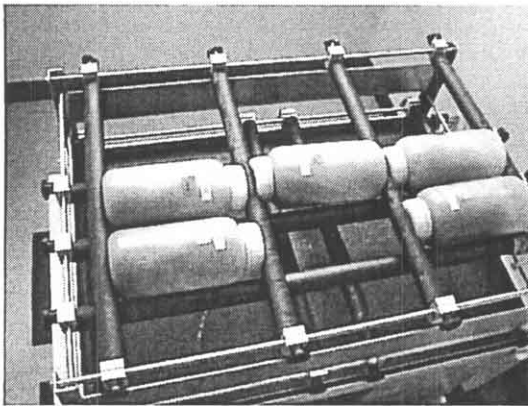


写真-1 溶出試験の振とう器

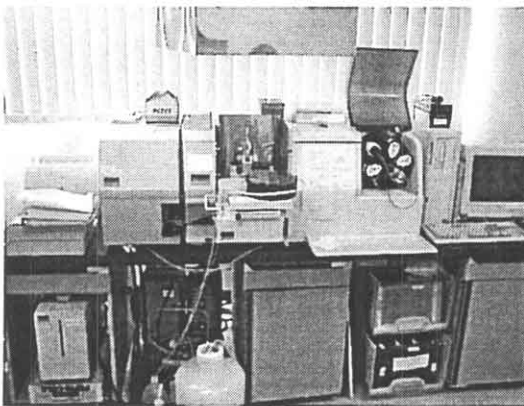


写真-2 重金属計測機器 (原子吸光光度計)

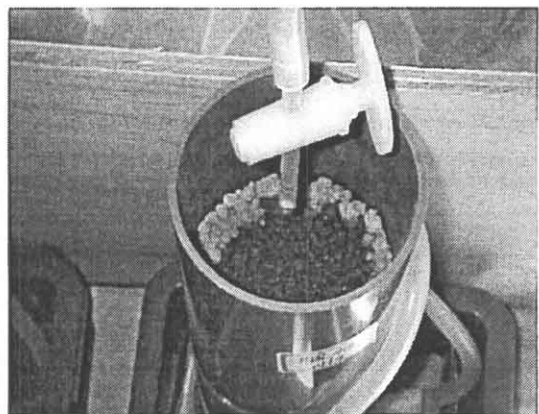


写真-5 カラム通水試験 (3)

4. 試験結果

環境庁告示第46号による重金属の溶出試験結果を表-2に、カラム通水試験から得た結果を表-3に示す。

表-2 石炭灰混合造粒材からの重金属類溶出試験結果表

単位:mg/L

試料名	石炭灰混合造粒材の供試体										環境基準値
	No.501	No.502	No.503	No.504	No.505	No.506	No.507	No.508	No.509	No.510	
六価クロム Cr(VI)	0.043 (0.0428)	0.033 (0.0334)	<0.005 (0.0013)	0.006 (0.0059)	<0.005 (0.0018)	<0.005 (0.0008)	<0.005 (0.0008)	<0.005 (0.0011)	<0.005 (0.0012)	0.022 (0.0222)	0.05
セレン Se	0.005 (0.0050)	0.002 (0.0017)	<0.001 (0.0013)	<0.001 (0.0003)	<0.001 (0.0005)	<0.001 (0.0003)	<0.001 (0.0005)	<0.001 (0.0002)	<0.001 (0.0003)	0.001 (0.0012)	0.01
ほう素 B	0.27 (0.271)	<0.01 (0.008)	0.33 (0.329)	0.01 (0.013)	0.20 (0.199)	<0.01 (0.009)	0.20 (0.204)	<0.01 (0.010)	0.01 (0.010)	<0.01 (0.001)	1.0
フッ素 F	0.3 (0.26)	0.2 (0.15)	0.2 (0.24)	0.2 (0.18)	0.2 (0.19)	0.2 (0.15)	0.3 (0.26)	0.1 (0.11)	0.2 (0.18)	0.1 (0.12)	0.8
カドミウム Cd	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	0.01
鉛 Pb	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.01
砒素 As	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	<0.005	0.01
総水銀 T-Hg	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	<0.0005	0.0005
溶出液 pH	11.6	12.1	11.5	12.0	11.6	12.0	11.6	12.0	11.9	12.3	
酸化還元電位 Eh(mV)	43	25	52	-18	-17	-60	-53	-35	-33	-38	

注) 表中における()内数値は、測定器械による実測値を示す。また、記号<の右側数値は定量下限値ND(Not Detected)を示す。

表-3 カラム通水試験結果表

(単位:mg/L)

重金属類 液固比	酸 性				中 性				アルカリ性			
	六価クロム	セレン	ヒ素	ホウ素	六価クロム	セレン	ヒ素	ホウ素	六価クロム	セレン	ヒ素	ホウ素
0.1:1	<0.005	<0.001	<0.005	0.14	<0.005	<0.001	<0.005	0.13	<0.005	<0.001	<0.005	0.15
0.2:1	<0.005	<0.001	<0.005	0.14	<0.005	<0.001	<0.005	0.12	<0.005	<0.001	<0.005	0.13
0.5:1	<0.005	<0.001	<0.005	0.13	<0.005	<0.001	<0.005	0.13	0.008	<0.001	<0.005	0.14
1:1	<0.005	<0.001	<0.005	0.15	0.006	<0.001	<0.005	0.10	<0.005	<0.001	<0.005	0.13
10:1	<0.005	<0.001	<0.005	0.10	<0.005	<0.001	<0.005	0.09	0.006	<0.001	<0.005	0.12
環境基準	0.05	0.01	0.01	1	0.05	0.01	0.01	1	0.05	0.01	0.01	1

表-2より、造粒材の溶出試験は8種類の重金属すべてが土壌環境基準値以下となり、環境への安全性が確認された。さらに、表-3のカラム通水試験では造粒材の質量に対する試験液の質量比として液固比を0.1~10の5段階に設定し各段階における通水液を六価クロム Cr(VI)、セレン Se、ヒ素 As、ホウ素 B の4つの重金属を対象にして試験を行った結果、造粒材は酸性やアルカリ性に対しても安全であり、将来起こりうる酸性雨やアルカリ水による地盤環境汚染にも対応が可能であることが予測される。

5. まとめ

本研究で実施した化学試験をまとめると以下ようになる。

- ① 化学溶出試験で使用した造粒材のすべての試験結果が土壌環境基準値以下となり、再利用5材としての安全性が確認できた。
- ② 固化材として使用した高炉スラグ微粉末は六価クロム Cr(VI) に対して溶出抑制効果大きい。
- ③ 結晶化促進剤 GD は、六価クロム Cr(VI)、セレン Se、ホウ素 B に対し溶出抑制効果を促進させる。
- ④ カラム試験の結果から、本造粒材は将来に予想される酸性雨やアルカリ土壌汚染等に対して安全性が確認できた。

6. 今後の課題

本試験における重金属の溶出試験：環境庁告示第46号およびカラム通水試験では六価クロム(VI)等の土壌環境基準をクリアできたが、冒頭で述べたフェロシルト問題のように湿潤を繰り返すことによる重金属の溶出も考えられるので、今後は長期環境安全性を確認するために湿潤繰り返し試験等を行って行く必要がある。

参考文献

- 1) 与那原利行・原久夫(2005)：石炭灰混合軟弱土のセメント固化剤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
- 2) 与那原利行・原久夫・渡久地博之・他2名(2006)：石炭灰混合軟弱土の高炉スラグ及びセメント等による改良効果の研究, 土木学会西武支部講演概要集第Ⅲ部門
- 3) 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
- 4) 田口玄一(2000)：実験計画法(上巻), 第3版, 丸善
- 5) 管民朗(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
- 6) JISハンドブック環境測定Ⅱ(2006)：日本規格協会
- 7) 鈴木和将・小野芳郎：カラム試験による薬剤処理およびセメント処理飛灰からの無機元素溶出, 第16回廃棄物学会研究発表論文集(2005)

9 繰返し乾湿負荷を与えた改良土の重金属溶出量に関する研究

琉球大学工学部環境建設工学科学部生	○桐生 朝香
琉球大学工学部環境建設工学科学部生	緒方 孝介
琉球大学工学部環境建設工学科准教授	原 久夫
(有)環境美化システム	比嘉 哲二
(株)沖縄環境分析センター	渡久地 博之

1. はじめに

本研究では、改良土に繰返し乾湿負荷をかけることにより試料から溶出する重金属の量の増加傾向を調べる。また、コーン貫入試験よりコーン指数を測定し、今後石炭灰の有効利用をするにあたって、改良土における石炭灰の配合量を推測する予定である。本論文では、その基礎実験として完全浸水水掛法、噴霧浸水法、不完全浸水ろ過法の3種類の湿潤方法による溶出重金属量の差や、土粒子の破碎について比較検討した。以後、水掛法、噴霧法、ろ過法と記す。

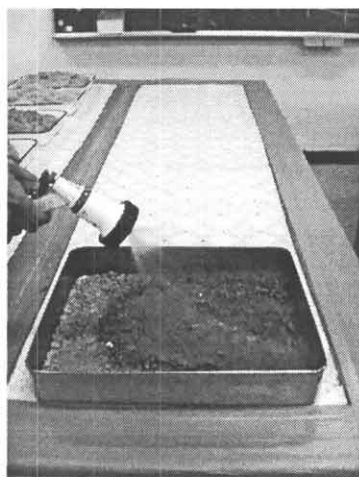


写真-1 完全浸水水掛法

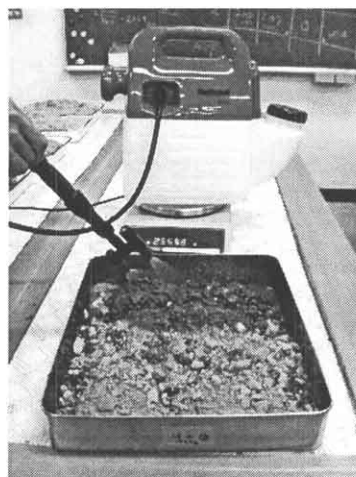


写真-2 噴霧浸水法

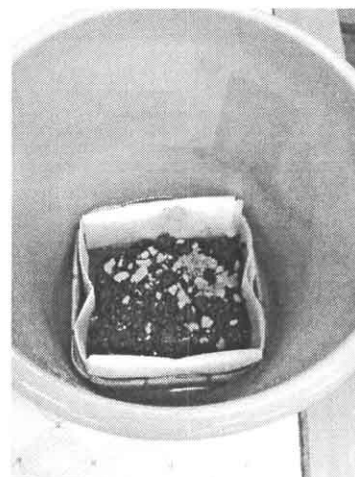


写真-3 不完全浸水ろ過法

2. 乾湿試料の粒度試験（基礎実験 A）

2.1 概要

試料は軟弱汚泥改良土を使用した。最大粒径は 9.5 mm，自然含水比は 67.1%，土粒子の密度は 2.81 g/cm³ である。細粒分 42%，粗粒分 58% であり，さらにその内訳は図-1 の粒径加積曲線より砂分 42%，礫分 16% である。改良後における地盤材料の工学的分類は細粒分質礫質砂 (SFG) に分類される¹⁾。また，中分類は細粒分混じり砂 {SF} に分類される²⁾。

基礎実験 A では水掛法と噴霧法の 2 種類の乾湿方法と，乾湿していない自然状態の試料，計 3 種類の粒径加積曲線を求め湿潤方法の違いによって，粒径の差異があるかどうかを比較し，乾湿を繰返すことにより土粒子の破碎の進行状況を調べた。また，噴霧法については加湿の際の水量を乾燥試料 m_d （約 550 g）に対し 100 cc，200 cc，500 cc の 3 パターンで乾湿を繰返し，最適な水量を検討した。

2.2 実験方法

2.2.1 完全浸水水掛法

水掛法とは、改良土を入れたバットに水を加え、十分に浸水させた後、上澄みを $75\mu\text{m}$ のふるいに捨て、ふるいに残った試料をバットに戻す。湿らせたウエスをかぶせ 30 分放置後、 110°C で 23 時間乾燥させ、室温で約 10 分放冷する。この操作を 2 回繰返し、乾燥試料について粒度試験を実施した。

2.2.2 噴霧浸水法

噴霧法とは、水を入れた自動噴霧機をはかりに乗せ、一度 100cc 程空出し、噴射量を一定に整える。はかりのメモリを読みながら改良土に所定の水量を吹きかけ湿潤状態にし、湿らせたウエスをかぶせ 30 分放置後、 110°C で 23 時間乾燥させ、室温で約 10 分放冷する。この操作を 2 回繰返し、乾燥試料について粒度試験を実施した。

2.3 実験結果

粒度試験の結果として粒径加積曲線を示す(図-1)。水掛法は粒径 0.02mm 辺りで、噴霧法は粒径 0.05mm 辺りで自然状態の粒度に比べて通過質量は大きくなっている。表-1 より、均等係数 U_c を比較すると、自然状態の改良土は $U_c = 8.3$ に対し、水掛法 14.0、噴霧法 12.0 となっており、噴霧法に比べ水掛法の方が破碎しやすいという値が得られた。しかし、全体的にいずれも粒径に大きな変化は見られなかった。これは、乾湿回数が少なかったことが原因と考えられる。

また、噴霧法による加湿水量は、100cc、200cc では完全に湿潤状態に至っていないと判断し、試料約 550g に対し加湿水量 500cc (試料:水 = 1:1 程度)と決定し、この比率を基礎実験 B に引き継ぐことにした。

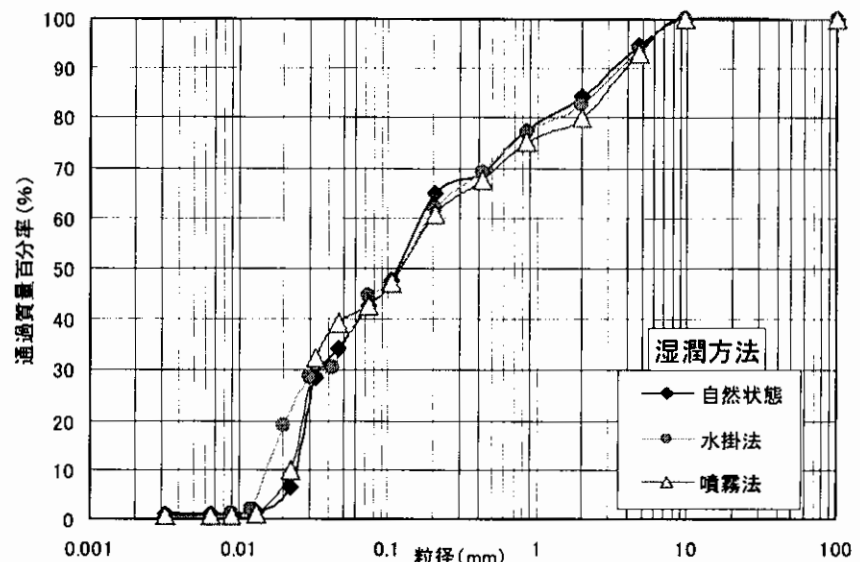


図-1 自然状態の試料、水掛法、噴霧法の粒径加積曲線

表-1 乾湿試料の粒度特性

湿潤方法	自然法	水掛法	噴霧法
D_{60} mm	0.20	0.22	0.24
D_{50} mm	0.12	0.12	0.12
D_{30} mm	0.036	0.036	0.028
D_{10} mm	0.024	0.016	0.020
均等係数 U_c	8.3	14.0	12.0
曲率係数 U'_c	0.27	0.37	0.16

表-2 乾湿試料の粒度試験の条件

湿潤方法	加湿水量 (cc)	湿潤質量 m (g)	自然含水比 w_n (%)	乾燥質量 m_d (g)	繰返し回数 (回)
1.水掛法	※1)	920.6	67.1	550.9	2
2.水掛法	※1)	926.0	67.1	554.2	2
3.噴霧法	500	950.0	67.1	568.5	2
4.噴霧法	200	964.0	67.1	576.9	2
5.噴霧法	100	962.8	67.1	576.2	2

※1) 水掛法では試料が十分に浸水するまで水を加え続けるため、水量は測定していない。

3. 溶出試験（基礎実験 B）

3.1 概要

試料は基礎実験 A と同じ軟弱汚泥改良土を使用し、自然含水比は 73.3%であった。また、水は純水を使用した。

基礎実験 B では、基礎実験 A の結果より決定した噴霧法と、実際の現場を想定し再現した、ろ過法の 2 種類の乾湿サイクル実験を行った。乾燥試料について溶出試験を実施し、六価クロムの溶出量を調べた。

3.2 実験方法

3.2.1 噴霧浸水法

方法は基礎実験 A と同様である。操作を 4 回繰返し、乾燥試料について溶出試験を実施した。

3.2.2 不完全浸水ろ過法

ろ過法とは、ろ紙を敷いた竹箆に改良土約 400g（乾燥質量）を入れ、純水約 800cc に浸し 6 時間放置する。その後ろ紙でろ過し、60℃で 17 時間乾燥させ、室温で約 1 時間放冷する。このとき、試料は完全に浸水できず、染み込む様な形で湿潤していった。この操作を 4 回繰返す。乾燥試料について溶出試験を実施した。また、ろ過した液体についても六価クロムの試験を 2 回実施した（図-2）。

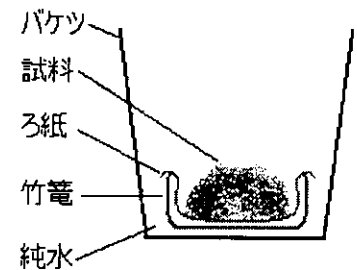


図-2 不完全浸水ろ過法

3.3 実験結果

自然状態の試料の結果も含め、溶出試験の結果を表-3に示す。ろ過法、噴霧法共に六価クロムの土壤環境溶出基準値³⁾より大きく下回る数値が得られた。自然状態の試料の溶出試験結果を見ても、基準値より大きく下回る数値が得られたため、もともと六価クロムをあまり含んでいない試料を使用していたことがわかる。また、3 種類を比べても変化が見られないのは、乾湿回数が少なすぎるためと考える。

表-3 六価クロム溶出量試験結果

試料名	単位	試験結果	溶出基準
1. 自然状態の試料	mg/L	0.005	0.05
2. ろ過法サイクル 1 回	mg/L	0.005 未満	0.05
3. ろ過法サイクル 2 回	mg/L	0.005 未満	0.05
4. 噴霧法サイクル 1 回	mg/L	0.006	0.05
5. 噴霧法サイクル 2 回	mg/L	0.006	0.05
6. ろ過法サイクル 1 回ろ過液	mg/L	0.005 未満	0.05
7. ろ過法サイクル 2 回ろ過液	mg/L	0.005 未満	0.05

今回の実験は、乾湿を繰返すことにより重金属の溶出量増加を調べることが目的であるため、60℃で 17 時間乾燥では完全に乾燥しきっていなかったろ過法ではなく、石炭灰改良土での実験は湿潤方法を噴霧法とする。

表-4 溶出試験の条件

試験 No.	湿潤方法	加湿水量 (cc)	湿潤質量 m (g)	自然含水比 w_n (%)	乾燥質量 m_d (g)	繰返し回数 (回)
①	噴霧法	400	717.8	73.3	414.2	4
②	噴霧法	400	702.9	73.3	405.6	4
③	ろ過法	800	690.7	73.3	397.2	4
④	ろ過法	800	697.0	73.3	400.8	4

4. まとめ

4.1 結論

基礎実験 A の乾湿試料の粒度試験では、粒度試験より粒径加積曲線を求め、土粒子の破碎の進行状況について調べた。破碎が進行すると細粒分の割合が増え、水に触れる表面積が大きくなるため溶出量が増えると考えられる。したがって、噴霧法と比べて破碎しやすい水掛法の方を基礎実験 B に引き継ぐべきだが、ほとんど差が出なかったため乾湿方法の容易な噴霧法を引き継ぐことにした。

基礎実験 B の溶出試験では、重金属溶出量基準値をはるかに下回る数値となり、各湿潤方法による溶出量もほとんど差のない数値が得られた。

以上の結果より、どの湿潤方法でも大きな変化は見られなかった。今後石炭灰を含む改良土で乾湿実験を長期間行うため、湿潤方法を一番容易な噴霧法に決定した(表-5)。

表-5 湿潤方法の差異による土粒子の破碎、六価クロム溶出量、湿潤

湿潤方法	水掛法	噴霧法	ろ過法
土粒子破碎の差異	やや破碎しやすい	やや破碎しにくい	測定せず
六価クロム溶出量	測定せず	0.006 mg/L	0.005 mg/L 未満
湿潤方法難易度	○	◎	△

4.2 石炭灰利用の現状

平成17年のわが国の石炭灰発生量は年間1115万トンで、このうち約833万トンが電気事業から、約282万トンが一般産業から排出されている⁴⁾。石炭灰は発電用ボイラー等での石炭の燃焼により必然的に発生するものであり、石炭灰の有効利用は石炭の円滑な利用を進める上で重要な前提条件となっている。国内電気事業による石炭灰発生量の約95%が有効利用されており、残り約5%が海域あるいは陸域で埋立処理されている。石炭灰の有効利用先は、セメント・コンクリート分野 65%、土木・建築分野 15%、農林・水産分野 2%、その他 18%となっている⁵⁾。有効利用されない石炭灰は管理型処分場への最終処分が義務付けられているが、環境意識の高まりから、新たな石炭灰処分場の確保は困難になりつつあり、セメント分野以外での有効利用促進が求められている。

4.3 今後の課題

脱水汚泥試料に対し、石炭灰、セメント、スラグ、水の配合比を決定し、その石炭灰改良土を用いて乾湿回数を0回、1回、4回、16回、64回、128回と繰返し、それぞれの重金属溶出量を測定し増加傾向を調べる。さらに、コーン貫入試験よりコーン指数を測定し、その決定した改良土が建設土として利用可能であるかを検討する。

謝辞

この研究を行うにあたり、実験指導していただいた大永建設株式会社の与那原利行さんに心からの感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (財)土木研究センター：建設発生土利用技術マニュアル(第2版) pp.24, 1997.
- 2) 社団法人 地盤工学会：土質試験 基本と手引き(第一回改訂版) pp.54
- 3) 社団法人 土木学会 他3分会：石炭灰有効利用技術について 報告書, 平成15年9月
- 4) 財団法人 石炭エネルギーセンター：石炭灰発生量データ(平成6~17年度) PDF ファイル
- 5) 財団法人 石炭エネルギーセンター：平成17年度石炭灰の有効利用分野内訳 PDF ファイル

10 袋詰脱水処理工法による汚染底質の封じ込め施工例

芦森工業株式会社 正 ○岡村 昭彦 倉田 正博
株式会社ピーエス三菱 正 佐伯 博之 正 杉本 昌由

1. はじめに

袋詰脱水処理工法¹⁾は、高含水比の土をジオテキスタイルの袋に詰めて脱水した後、張力を利用して盛土等に使用することが可能である。本工法は土粒子に強く吸着するダイオキシン類の封じ込めが可能であり、使用する袋材も汚染土壌用に開発されている。金武ダムには約 500,000m³の底質が堆積しており、かつて上流部にアンチモン鉱山およびその精錬所があったことから堆積土砂はアンチモンを含有している。金武ダムは、下流部に計画されている憶首ダムが完成すると水没することから、水没前に底質を浚渫除去することになっている。アンチモンは土壤汚染対策法の指定する有害物質ではないが、厚生労働省の水質管理目標設定項目の中に数えられている。

(独) 土木研究所および(財) 土木研究センター、ハイグレードソイル研究コンソーシアムは平成 15 年～16 年にかけて金武ダム底質を採取して各種基礎試験を実施して袋詰脱水処理工法によるアンチモンの封じ込め効果、底質の減量化および土工材料としての有効利用の可能性について検討²⁾したが、本工法の採用には至らなかった。一方、筆者らはダイオキシンの封じ込めを目的として本工法の施工を行ったので、施工例を報告するとともに、本施工で使用可能な汚染土壌用の袋材ロジパック S の排水機能とろ過機能を述べる。また赤土を含む底質の減量化について室内実験を行ったので報告する。

2. 袋材の概要

2-1. 形状

袋の大きさは 1.5m×2.2m で、中詰土が充填されれば俵状に膨れる構造である³⁾。袋に充填できる量は 1.3m³で、このとき袋の高さは 80cm になる。両端部には吊り具が取り付けられるようになっている。

2-2. 材料特性

表-1 に袋材の特性を示す。

規格値は袋詰脱水処理工法の袋材検討チームの暫定案である。ロジパック S は筒状織物で耐圧性を高めるため横糸の引張強度が高くなっている。汚染土壌を袋詰する場合は特にろ過機能⁴⁾が重要になる。ろ過機能は加圧ろ過試験で確認することが出来る。規格値に示した値は一般土壌用と汚染土壌用では区別されており、

表-1 袋材の特性

		規格値 (汚染土壌用)	ロジパック S	
厚さ (mm)		0.3 以上	0.69	
引張強さ (KN/cm)		0.6 以上	経糸	緯糸
			87.2	175.0
引裂強さ (N)		700 以上	1079.1	1176.8
ろ過機能	透水係数 (cm/sec)	1×10^{-3} 以下	2.6×10^{-4}	
	加圧ろ過試験	排水量 0-10 分で 40m l 以上 濁度 5-10 分で 10 (NTU) 以下かつ 0-3 分で 1000 (NTU) 未満	排水量 66m l 濁度 5-10 分で 1.52 0-3 分で 8.9	

汚染土壌用にはより高いろ過機能が要求されている。本袋体は織り密度が高くろ過機能も優れており、脱水される水の濁りも少ないのが特徴である。

3. 土研式加圧ろ過試験³⁾

図-1に加圧ろ過試験装置の概要図を示す。ガラス容器底面に袋材を挟み、ガラス容器内にスラリー状の試料を入れ、加圧装置にて加圧を行う。そして排出水の量および濁度を測定して、ダイオキシン類封じ込め技術としての袋詰脱水処理工法における袋材および凝集材の選定を目的としている。この装置を用いて袋材のろ過機能の評価をおこなった。圧力は袋の周長を想定して15kPaとした。試料を注入後静置して加圧する。加圧時に瞬間的に濁度の高い排水が排出されるが、測定のための十分な試料を得るため、3分後に採取して初期濁りを測定する。更に5分、10分、20分、30分後に排水量および濁度を測定する。濁度の測定には光学濁度計を用いた。

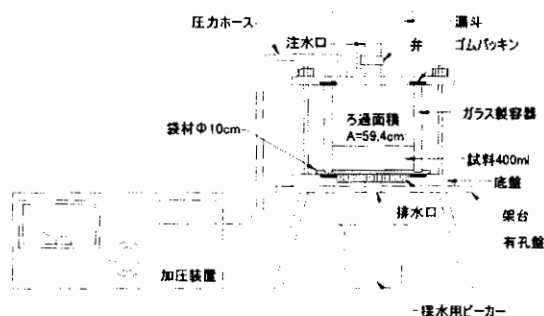


図-1 加圧ろ過試験装置

4. 底質および赤土の性質

汚染された底質の性質および室内試験に使用した赤土の性質を表-2 に、粒径加積曲線を図-2 に示す。底質は自然含水比 218.7% で非常に含水が高く、シルト分が多いのが特徴である。また有機物を多く含んである。一方赤土は砂分が多い特徴がある。

表-2 底質および赤土の性質

		底質A	赤土
一般	土粒子の密度 ρ_3 (g/cm ³)	2.343	2.746
	自然含水比 W (%)	218.7	25
コンシステンシー特性	液性限界 W _L (%)	115.7	59.6
	塑性限界 W _P (%)	64	24.7
	塑性指数	51.7	34.9
分類	地盤材料の分類名	砂混じり 有機質粘土 (高液性限界)	砂質粘土 (高液性限界)
	分類記号	(OH-S)	(CHS)
強熱減量		Li (%)	19.2
ダイオキシン類濃度		(pg-TEQ/g)	19.000

5. 施工概要

施工システムの概要を示したのが図-3 である。本システムの特徴は従来の小型袋充填施工方法であるバックホー充填方式をポンプ充填方式としたものである。システムは a) 充填土砂前処理設備、b) 泥土計測装置、c) 泥土圧送ポンプで構成されている。従来工法の 2 倍以上の処理能力があり、d) の充填装置を使用することで環境汚染を発生しないシステムである。各システムの特徴を列挙する。

a) 充填土砂前処理設備

40mm以上の狭雑物を除去し、設備内に投入された底質の含水比を測定、ワーカビリティ確保のため含水比を加水調整する設備。

b) 泥土計測裝置

袋体に 1 回に充填する体積および含水比を随時計測し、充填処理量の定量管理を行う装置。

c) 泥土圧送ポンプ

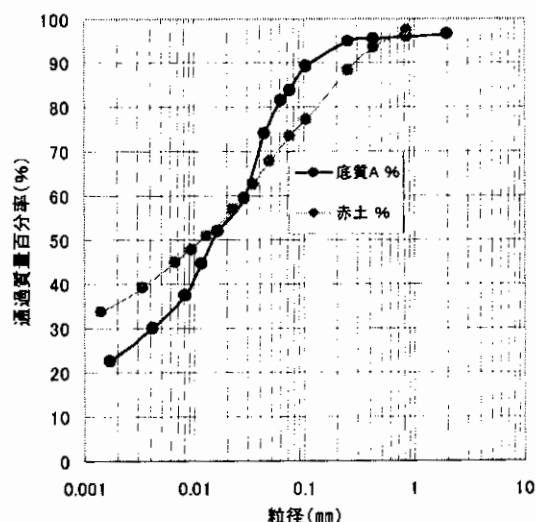


圖-2 粒徑加積曲線

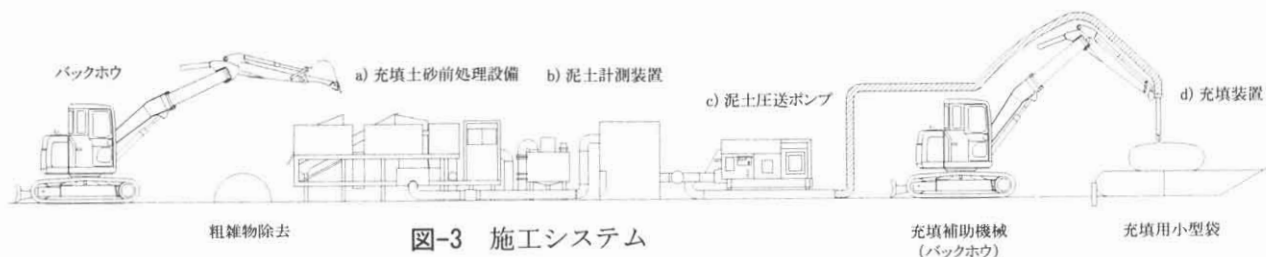


図-3 施工システム

調整した底質を高速圧送でき、外部タンクと吸引口を配管やホースで接続することにより、泥土を外部より直接自給しポンプ圧送できるシステム。

d) 充填装置

袋体の注入口と泥土圧送ポンプの配管は図-4 に示す拡散防止装置で接続する。作業は固定用シリンダーで袋体の注入口を固定して、泥土圧送ポンプで汚泥を圧送する。充填完了後ピンチバルブを閉じて配管内の汚泥が漏れるのを防止する。同時に逆流防止エアバックを膨らませて袋体からの汚泥の逆流を防止するようになっている。この操作を繰り返し袋詰作業を行う。

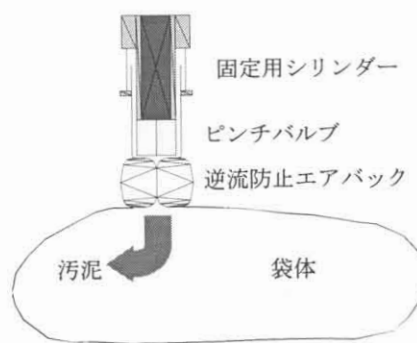


図-4 拡散防止装

6. 結果および考察

6-1. 加圧ろ過試験

底質Aおよび赤土を用いて加圧ろ過試験を行った結果を図-5 に示す。粒径加積曲線からも明らかであるが、赤土は砂分が多いので、排水性は非常に高い。一方底質Aは有機質粘土であるため、排水に時間がかかることがわかる。この結果から判断すると、赤土は袋詰脱水処理工法に適した性質であると思われる。

6-2. 施工結果

a) 排水機能

袋体の排水状態を管理するには、集水して量を測るのが確実である。実際の施工では連続して注入が行われるため、個々の袋体の性状を管理することは困難である。また袋体を仮置きする場所が狭いため積み重ねて施工することもあり、袋体に作用する力の状況も各段数で異なる。排水状況を調べるために積み重ねた後に、各段の袋体の高さを測定したのが図-6 である。1 日目に 1 段目、2 日目に 2 段目、3 日目に 3 段目を施工しているので、図に示された初期の袋体高さは異なる結果となっている。図-7 はほぼ同形状の袋体に笠岡粘土を充填して袋体の高さ、体積の関係を調べた結果である⁵⁾。この結果より回帰式を求めて、実測した袋体高さの減少量から、袋体の体積減少量を計算すると、1, 2 段目で 0.3m^3 、3 段目で 0.5m^3 になる。経過日数を考

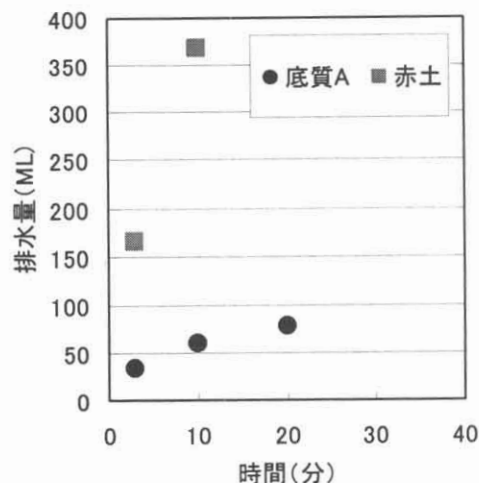


図-5 加圧ろ過試験結果

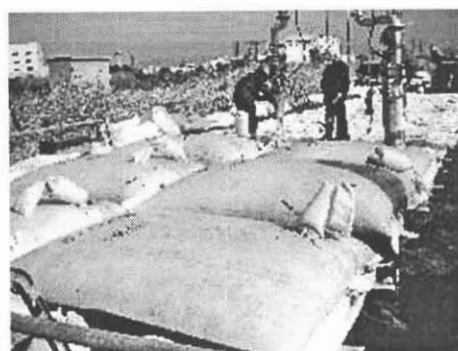


写真-1 注入状況

慮すれば1日あたりの脱水量はおおよそ 0.15m^3 程度になる。

b) ろ過機能

図-8 は袋体より脱水された水の濁度の経時変化である。濁度の測定は光学式濁度計で測定した。注入後 18 分で濁度は 7NTU になった。排出水について簡易法で測定したダイオキシソ類濃度と濁度の関係を調べたのが図-9 である。回帰式を求めたところ

$$D_{\text{xn}}(\text{pg-TEQ/L}) = 46.9 \times \text{濁度}(\text{NTU}) - 975.5 \cdots (1)$$

(1) 式から濁度 $7(\text{NTU})$ の場合のダイオキシソ類濃度を計算すると $774(\text{pg-TEQ/L})$ になりかなりの高濃度の結果となる。同じ河川水を公定法で調べた場合

$$D_{\text{xn}}(\text{pg-TEQ/L}) = 17.9 \times \text{濁度}(\text{NTU}) + 15.9 \cdots (2)$$

という結果も出ている。(2) 式で計算した場合は注入 18 分後のダイオキシソ類濃度は $141(\text{pg-TEQ/L})$ になる。脱

水された水は砂ろ過による濁水処理を行い河川に放流した。汚泥は鉄分を含んでおり脱水された水は酸化して変色する。このため測定した濁度は土粒子以外の濁りを測定していることになるが本工法により概ねダイオキシソの封じ込めが出来ることが確認された。

7. おわりに

金武湾では河川より流入した赤土が堆積しており、潮流により巻き上げられ海中生物の生育に影響を及ぼしている。底質を袋にいれて海中に沈めておけば巻き

上げられることもなくなる。赤土の性質を調べたところ、袋詰脱水処理工法に適していることがわかったので、今後この工法を用いた浚渫工事が行われることを期待している。

参考文献：1) 建設省土木研究所：土木研究所共同研究報告書第 169 号「混合補強土の技術開発に関する共同報告書—袋詰脱水処理工法利用技術マニュアル」, 1997.3 2) ハイグレードソイル研究コンソーシアム：袋詰脱水処理工法による金武ダム底泥処理および活用方法検討書, 2004 年 3) 岡村ら：土嚢袋を用いた港湾浚渫土の裏込材としての利用に関する実験, 第 40 回地盤工学研究発表会, 2005 年 4) 岡村・西形ら：ジオテキスタイルチューブによる汚染土壌の封じ込めに関する研究, 21 回ジオシンセティックシンポジウム論文集, 2006 5) 倉田・岡村ら：袋詰脱水処理工法におけるポンプ充填方式による施工(その 2 袋体の材料特性), 第 41 回地盤工学研究発表会, 2007



写真-2 脱水状況

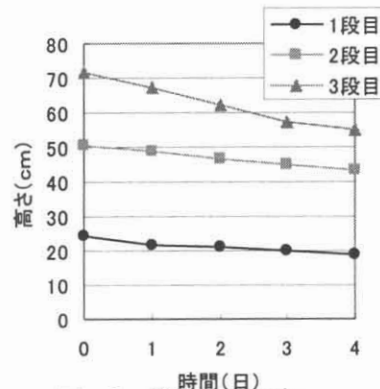


図-6 袋体の高さ変化

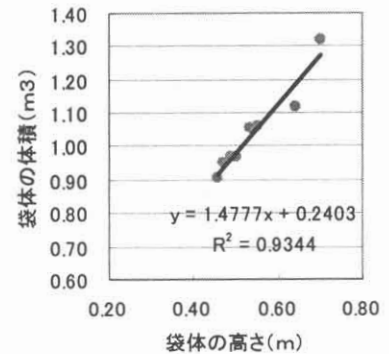


図-7 袋体の高さと同体積

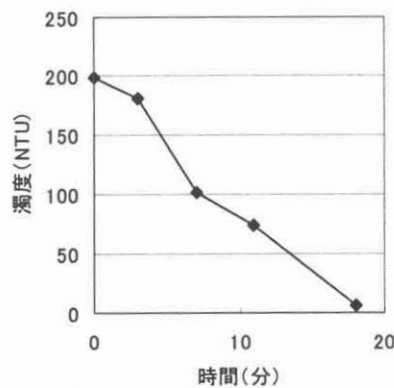


図-8 濁度の変化

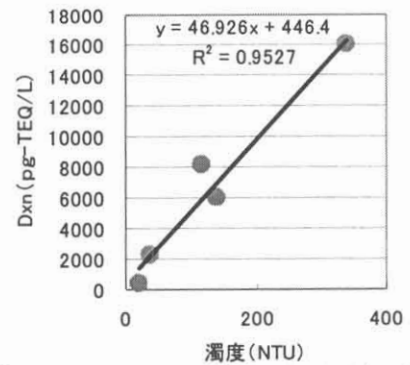


図-9 ダイオキシソ類濃度と濁度の関係

11 沖縄県における土壌・地下水汚染の現状と対策

上原地盤工学研究所・地盤環境分科会

○玉城重則

新城俊也, 平良聡, 宮城正, 宮城敏明, 屋良隆司, 渡久山盛幸,
和宇慶ミツ子, 天願秀章, 石井正, 法月伸一郎, 町田宗一,
瀬戸口良一, 真栄田義安, 徳元将康

1. はじめに

「土壌汚染対策法」の施行(平成15年2月)に伴い、工場跡地で重金属類や揮発性有機化合物等の土壌汚染やこれに伴う地下水の汚染が多く確認されるようになった。土壌が汚染されているおそれのある場合、「土壌・地下水汚染に係る調査・対策指針及び運用基準(平成11年1月)」、「建設工事で遭遇する地盤汚染対策対応マニュアル[暫定版]」、(独)土木研究所、平成16年4月」等に沿って調査・対策を講じることになる。

土壌・地下水汚染の問題を考える場合、地球的規模の視点とローカルの総合環境への配慮が重要となる¹⁾。特に、島嶼県である沖縄県は、気候、地形、地質等の自然環境や土地造成、農地改良、海域埋立て、廃棄物施設等による土地利用状況、及び地下水利用等において社会環境において他府県とは違う特徴がある。さらに、米軍基地返還跡地の利用計画など、今後ますます地盤環境問題に対し重要性が増してくるものと考えられる。

本稿では、沖縄県における土壌・地下水汚染の状況及び対策工について調査を行い、その調査結果を基に、沖縄県における土壌・地下水汚染の特徴を報告する。

2. 沖縄における土壌・地下水汚染の現状

(1) 沖縄県による定期調査の結果

1) 土壌汚染

土壌汚染の状況を把握するものには、農用地に関するものと、市街地等に関するものとに分かれる。農用地に関してはカドミウム、銅、砒素及びこれらの化合物が特定有害物質として「農用地の土壌汚染防止等に関する法律」により指定されており、沖縄県では昭和55年度から平成8年度まで52地点で調査が実施され(未実施年度あり)ている。これらの結果から

は、基準値以上の値が検出されたことはない。一方、市街地等に関しては平成15年2月に「土壌汚染対策法」が施行され、それに基づく土壌調査がなされているが、基準を超過した場合に指定される指定区域は平成18年度現在、沖縄県内では確認されていない。

2) 地下水汚染

沖縄県では昭和59年度からこれまで継続して、水質汚濁防止法に基づく地下水の常時監視を行っており、県内を4ブロック(北部、中部、南部、離島)に分けて年順で有害物質26項目の調査を概況調査として実施している。また、過去に有害物質が検出されたところは、定期モニタリング調査として継続調査が実施されている。これらの地下水調査は昭和59年度から平成17年度まで継続的に行われ、延べ313地点で実施された。平成17年度は概況調査として沖縄本島中部地域の11市町村14地点、定期モニタリング調査として10市町村17地点において調査が行われており、その結果を表-1に示す。平成17年度は砒素が6地点、総水銀が1地点において環境基準を超過している。汚染原因究明調査の結果からは、両項目ともに自然由来の可能性が高いと推察されている。

表-1 地下水定期調査による超過状況

項目	地点名	値
砒素	浦添市屋富祖・当山、沖縄市与儀、うるま市石川・屋慶名、恩納村谷茶	0.016～0.14 (環境基準 0.01mg/L)
総水銀	沖縄市知花	0.0007～ 0.0008 (環境基準 0.0005mg/L)

(2) 公表資料及び新聞報道、ヒアリング等による結果

土壌汚染等が発生した場合は、沖縄県文化環境

部環境保全課へ情報が集まることになっているが、民間事業所等に関するものは非公表とのことである。また、米軍関連の汚染については、日米地域協定により立ち入り調査権がないため、実態把握ができない状況にあるとのことであった。したがって、民間事業所や米軍返還跡地に関する土壌・地下水汚染情報は公表資料や新聞報道、インターネット検索、土壌・地下水分析を行う事業者ヒアリングなどから収集・整理した。その結果を表-2に示す。

表-2では、汚染箇所の分類として便宜上、米軍基地関連、採石場跡地・最終処分場、事業所、その他の4つに分類して整理した。米軍基地関連は主なものとして17件、採石場跡地・最終処分場では3件、事業所は4件、その他のものは2件であった。

各分類別にみると、米軍基地関連では、ディーゼル燃料やエンジンオイル、ガソリン、航空燃料、ジェット燃料などの油系の汚染が最も多い。

採石場跡地・最終処分場では、PCP、ダイオキシン類、鉛、砒素等の汚染物質であった。また、土壌・地下水分析を行う事業者ヒアリングから、沖縄本島の中南部における最終処分場では、有機系ゴミの廃棄に起因する有毒ガスである硫化水素の発生や発火性のあるメタンの発生などの危険性も示唆された。

事業所では、ガソリンや重油等となっている。

その他に関しては、沖縄市とうるま市でいずれも汚染物質は水銀であり、自然由来と推測されている。

3. 汚染の特徴

全国的な市街地等の土壌汚染は、近年、土壌汚染対策法に基づく調査や対策が進められているとともに、工場跡地の再開発・売却の増加、環境管理等の一環として自主的な汚染調査を行う事業者の増加、地方公共団体における地下水の常時監視体制整備や土壌汚染対策に係る条例の整備等に伴い、土壌汚染事例の判明件数が増加している。平成16年度に土壌の汚染に係る環境基準又は土壌汚染対策法の指定基準を超える汚染が判明した事例は838件中454件(54.2%)となっている。汚染事例を物質別にみると、鉛、砒素、フッ素などに加え、金属の脱脂洗浄や溶剤として使われるトリクロロエチレン、テトラクロロエチレンによる事例が多い。

一方、沖縄県における土壌・地下水汚染の特徴と

表-2 公表資料及び新聞報道等による汚染状況

項目	判明年月	汚染位置	汚染物質	汚染対象
米軍基地関連	1968年1月	米軍宜野湾市伊佐浜のマリン基地	航空燃料	水道、土壌
	1974年6月	那覇市親水から那覇空港むけ国道	ジェット燃料	土壌(国道)
	1989年1月	米軍北谷町北前キャンプ瑞慶覧	ジェット燃料	土壌
	1996年3月	米軍恩納通信所跡地	カドミウム、水銀、PCB、鉛、砒素	汚泥
	1997年1月	米軍嘉手納基地	ディーゼル燃料	排水溝
	1997年2月	米軍北谷町キャンプ瑞慶覧	PCB	沈殿槽
	1997年6月	米軍金武町キャンプ・ハンセン	ディーゼル燃料	土壌
	1998年8月	米軍嘉手納基地	PCB含有廃油	ため池
	1999年3月	米軍嘉手納弾薬庫地区返還跡地	鉛、六価クロム	土壌
	2001年1月	米軍車両が名護市安部の国道331号にて	エンジンオイル	土壌(車道)
	2002年1月	米軍の北谷町内基地返還跡地	タール状ドラム缶	土壌
	2002年4月	米軍跡地利用の航空自衛隊恩納分屯基地	PCB	汚泥
	2002年6月	米軍金武町キャンプ・ハンセン内	ガソリン	土壌
	2002年11月	米軍嘉手納行場	航空燃料	土壌
	2006年7月	米軍読谷補助飛行場跡地	鉛	土壌
	2007年5月	米軍嘉手納基地	ジェット燃料	土壌
	2007年8月	米陸軍貯油施設(北谷町桑江返還跡地)	ディーゼル燃料	土壌
採石場跡地・最終処分場	1971年5月	本島南部地区	PCP	地下水
	2001年11月	平良市産業廃棄物最終処分場	ダイオキシン類	たまり水
	2006年頃	本島の最終処分場周辺	鉛、砒素	土壌、地下水
事業所	2002年頃	那覇市	ガソリン	土壌
	2005年	離島	塩素イオン	地下水
	2005年7月	西原町小那覇	重油	土壌
	2006年5月	本島の工業団地	油	水路
その他	1982年	沖縄市広域	水銀	井戸
	1997年10月	うるま市(旧石川市)嘉手納地区	水銀	井戸

しては以下のものが挙げられる。

- ① 定期調査等の結果において、基準を超えた土壌汚染は確認されず、また、地下水に関しては砒素や総水銀が環境基準を超過している箇所が数箇所あるものの、自然由来によるものと考えられる。
- ② 人為による比較的大きな汚染としては、米軍基地関連のものであり、油系の物質が顕著である。
- ③ 採石場跡地を利用した安定型の最終処分場では、安定5品目以外の木くず等の有機系ゴミが廃棄されている状況があり、今回収集した箇所以外においても硫化水素等の有毒ガス発生の危険性がある。
- ④ 県条例による特定工場数は、砂糖製造業13、下水道業7、内水面漁業6の計36、また特定施設数は109であり、その内集団給食施設が84と大部分を占める。このように事業所が比較的数量が少なく、規模も小さいことが事業所における汚染が小規模である理由として挙げられる。

4. 対象物質の土壤汚染対策

(1) 汚染対象物質

「土壤汚染対策法」で定める特定有害物質は、

① 揮発性有機化合物：第一種特定有害物質

② 重金属等：第二種特定有害物質

③ 農薬等：第三種特定有害物質

の3種(25物質)である。沖縄県内においては、これらの汚染物質の他に、油分・ダイオキシン類が汚染物質として挙げられる(表-2 参照)。ただし、油分については、土壌・地下水に関する環境基準が設定されているのはベンゼンのみであり、現在、環境省で油の取扱いについて検討を進めているようである。また、ダイオキシン類の取扱いについては、「ダイオキシン類対策特別措置法」が参考となる。

沖縄での地盤汚染の状況と汚染物質、適用される関連法令等について表-3にまとめる。

表-3 沖縄での地盤汚染の概要と関連法令等

	場 所 対象物	汚染物質	関連する法令
人為汚染	基地跡地 処分場 事業所	重金属 揮発性有機化合物等	土壤汚染対策法等
		油分	油汚染ガイドライン等
		ダイオキシン類	ダイオキシン類対策特別措置法
自然的原因の汚染	地下水 表流水 掘削土	重金属 (砒素、鉛、ほう素、ふっ素、セレン、水銀、六価クロム等)	建設工事で遭遇する地盤汚染対策対応マニュアル[暫定版]

(2) 各汚染物質に対する対策の特徴

土壤汚染に関しては、多くの対策工法が実用化されているが、汚染状況・土地の利用方法等により対策工法の選択の幅は広い。

各汚染物質に関する一般的な土壤汚染対策技術の適用性を表-4に示す。

1) 揮発性有機化合物

揮発性有機化合物は、地盤中で地下水の流れに沿って移動・拡散することも多く、汚染が拡散している場合は、隣接する他者の土地に汚染の影響を与えていたり、逆にもらい汚染を受けていたりする可能性がある。よって、「掘削除去」や「オンサイト浄化」のように汚染物質を極力残さないような対策が行われるこ

表-4 汚染物質毎の対策技術の適用性

対策技術 汚染物質	土壌汚染の除去			封じ込め	
	掘削 除去	オンサイト浄化		封じ込め	固化・不要化
		原位置 浄化	掘削 浄化		
揮発性 有機化合物	○	○	○	○	
重金属	○	○	○	○	○
農 薬	○	○	○	○	
油 分	○	○	○	○	○
ダイオキシン類	○		○	△	

凡例：○は適用、△は半適用を意味する

とが多い。

2) 重金属

重金属は、揮発性有機化合物に比べると地盤中で移動・拡散する可能性は低いが、砒素や六価クロムのように比較的水溶性の高い物質の場合は留意が必要である。重金属は無機物であり分解しないため、物質そのものを分解・消滅させることはできない。そのため、完全に無害化するには掘削が必要となる場合が多い。

3) 農薬

農薬等を対象とした土壤汚染事例は揮発性有機化合物や重金属に比べると少ないが、「掘削除去」「バイオを用いた技術」「遮水壁による封じ込め」などの実績がある。

4) 油分

油分の中で環境基準項目に入っているのはベンゼンのみであるが、基地跡地や工事現場等では油分汚染に遭遇する機会が多い。現場で適用できる対策工法としてバイオ・熱処理・土壌洗浄・封じ込め等、多くの工法が実用化されており、汚染の規模や濃度に応じて最適工法を選択することが可能である。

5) ダイオキシン類

一般的に「ダイオキシン類は猛毒である」と認識されているため、土地取引に当たっては完全浄化が前提とされる場合が多い。現状では、表-4に示したように、オンサイト浄化技術は開発途上であるため、対策を行う場合は「掘削除去」で対応している場合が多い。

(3) 沖縄県における対策技術の適用

各汚染物質の中で沖縄県における汚染物質として特徴的なものは、米軍基地関連の PCB や油分である。

表-5 に油分汚染の対策工法について紹介する。

表-5 油分を対象とした対策工法

措 置	大分類		小分類	特 徴
土 壌 汚 染 の 除 去	掘削除去			場外搬出し、最終処分場・セメント工場・土壌処理施設等で処理する。 各施設等で処理可能か否かは、汚染状況と照らし併せた確認が必要。
	オンサイト浄化	原位置浄化	分解 (生物)	処理単価は比較的安い。ただし処理には長期間を要する。 低濃度の土壌汚染に適している。 コストは安い場合が多いが対策に長期間を要する。
			分解 (酸化・還元)	薬剤等を散布・注入し、還元反応による浄化を行う。
		掘削浄化	抽出・分離・浄化	土壌洗浄または加熱処理が大半であり、短期間で浄化が可能。 処理単価は比較的高価。 プラント等の設置及び汚泥の処理等が必要になる場合が多い。
			分解	バイオフィル等の掘削後生物処理が代表的である。
	封じ込め	封じ込め	原位置封じ込め (遮水壁)	鋼矢板等の遮水壁を用いて、汚染土壌を封じ込める。 恒久的な対策とならないが、一時的なリスクの除去には有効。 高濃度汚染の場合は一旦、不溶化処理をした上で遮水封じ込めする場合がある。
固化不溶化			原位置不溶化	地盤改良機を用いて、汚染物質が溶存しないよう原位置に置いて薬剤等により処理を行う。セメント系の固化剤を用いる場合が多い。
			掘削後不溶化	掘削土壌に対して、汚染物質が溶存しないよう、薬剤等により処理を行う。セメント系の固化剤を用いる場合が多い。

油分対策については、環境基準値がないため、浄化目標値の設定が難しい場合も多く、今後の法整備に期待するところが多い。

なお、沖縄県における PCB の処分方法は、福岡県北九州市に設置された処理施設において処理を行うこととなっている。

5. まとめ

沖縄県における土壌・地下水汚染状況について、公表資料、新聞報道等による調査を行い、汚染源、汚染物質や規模等の特徴についてまとめた。また、汚染物質として油分を中心とした土壌汚染対策工の事例を示した。

調査結果において、米軍基地以外における特定有害物質は、鉛、砒素、水銀等の重金属等については自然由来と考えられ、また、ガソリン、油分等の揮発性有機化合物については、ガソリンスタンド跡地や製油所等における油漏れによるものと考えられ、発件数も数件程度であった。このように今回の調査範囲において、米軍基地関連以外は全般的に汚染の規模は小規模であることが確認された。

一方、米軍基地関連はジェット燃料、ディーゼル燃料等の揮発性有機化合物や PCB 等の農薬等の特定有害物質による汚染事例が多く挙げられた。基地返還後の土地利用等を想定した場合、これらの有害物質への対策工が特に重要となると考えられる。

土壌・地下水汚染は、地盤、土層、地下水等の自然環境や生活環境などにより汚染源、汚染物質、影響範囲等大きく異なる。つまり、ローカルの要素が多く含まれることになる。また、土壌・地下水汚染対策においては、調査、予測、対策工法と広範囲かつ高度な技術力が求められる。したがって、沖縄県特有の土壌・地下水対策が必要となり、今後さらにこのような調査・研究を重ねていくことが重要と考える。

参考文献

- 1) 上原方成：島嶼国における総合的水資源問題，(財)沖縄県環境科学センター報，pp.75-88，1998.12
- 2) 沖縄県衛生環境研究所報（2000～2006）
- 3) 沖縄の米軍基地，沖縄県基地対策室，2006.3
- 4) 沖縄基地の現状，沖縄県，2003.3
- 5) 美ら水，南部水道企業団要覧，2000.3
- 6) 環境白書(平成17年度報告)，沖縄県，2007.1
- 7) 平成19年版環境循環型社会白書，環境省，2007.6
- 8) 土壌汚染対策法関係の事務取扱要領，沖縄県環境保全課，2003.9
- 9) 土壌汚染対策工のしくみ，環境省・(財)日本環境協会，2005.3
- 10) 真柴田義安：米軍基地内における地盤汚染対策について，2000.3

12 砂の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）

工学部環境建設工学科 学部生 ○佐久田卓弥
工学部環境建設工学科 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。

ろ過型沈砂池は経済性、施工性に優れよく使用されているが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も低下してしまうという欠点もある。

今回の研究ではこのろ過型沈砂池を研究対象として、ろ過型沈砂池の機能性について調査していく。

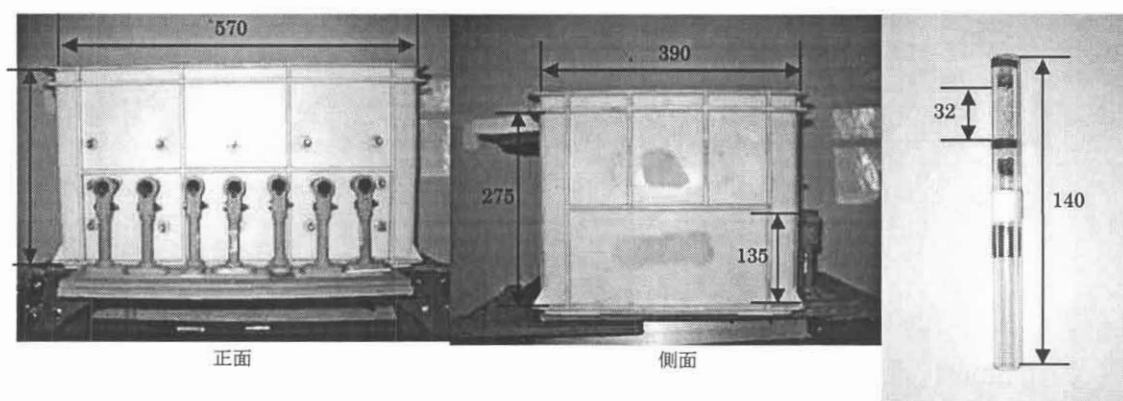


写真 - 1 実験装置の概要図(mm)

写真 - 2 ろ過装置の概要図(mm)

2. 実験

2.1 概要

実験は小型ろ過試験装置を用いて定水位透水試験を行い、濁水の透過時間と累積流量、濁水の透過時間と透水係数、残留した赤土の質量比と透水係数の関係を求めた。

2.2 定水位透水試験

2.2.1 実験装置の作成方法

写真 - 1 は実験装置の概要を示す。容量 50 l の水槽の底辺部から 135 mm のところに塩ビのパイプ（内径 15.5 mm，長さ 90 mm）を 7 個平行に取り付け、塩ビのパイプが動かないよう水槽の中と外で固定し、その中にろ過試験装置を取り付けた。

写真 - 2 はろ過試験装置の概要を示す。ろ過試験装置はアクリル製の透水パイプを使用し、透水パイプ（内径 9 mm，長さ 140 mm）に漏斗を用い、砂（ $\rho_{\text{max}} = 1.088 \text{ g/cm}^3$ ， $\rho_{\text{min}} = 1.082 \text{ g/cm}^3$ ）を真上から自然落下方式で入れた。定水位にするための越流口を水槽の底辺部から 275 mm のところに取り付けた。

2.2.2 実験方法

定水位透水試験で使用する濁水は、うるま市から採取した石川土で作成する。濁水は赤土を $75 \mu\text{m}$ のふるいに通して作成した。ろ過層の中の砂にはチービシ砂を使用した。今回の実験では 300ppm, 1000ppm の濁度の濁水を使用する。

水槽に 7 個のろ過装置を取り付け、定水位透水試験を 5 分、15 分、30 分、60 分、120 分、240 分、480 分と 300ppm, 1000ppm, それぞれの濁水で 7 回ずつ行い、累積流量、実感開始前の濁水の濁度、流出した水の濁度、5 分間の流量、残留赤土質量を測定する。なお 5 分間の流量とは実験終了 5 分前から終了までに流れ出た流量のことを示す。

残留赤土質量比は、透過前後の質量差から残留した赤土の質量を調べ、計算した。

3. 定水位透水試験の結果と考察

ここでは、濁水の透過時間と累積流量の関係、濁水の透過時間と透水係数の関係、残留赤土質量比と透水係数の関係、濁水の透過時間と流出水の濁度の関係、ろ過型沈砂池の目詰り問題への適用を示す。

3.1 濁水の透過時間

と累積流量の関係

図 3-1 には濁水の透過時間と累積流量の関係を示す。

濁水の透過時間が 5, 15, 30 分の試験結果では原水の濁度 300, 1000ppm, 両方の試験結果とも透過時間に対する累積流量の増加量が 60, 120, 240, 480 分の試験結果に比べ大きい。濁水の透過時間が 240 分から 480 分の試験結

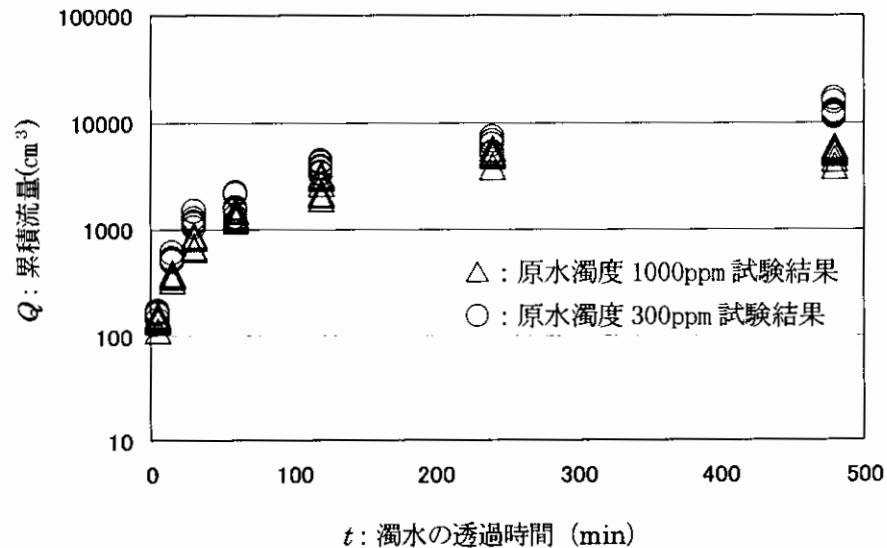


図 3-1 濁水の透過時間と累積流量の関係

果に注目すると、原水の濁度が 1000ppm の試験結果では、累積流量は、ほとんど増加していないのに対し、原水の濁度が 300ppm の試験結果では増加が続いている。累積流量の増加がないという事は、供試体内に赤土が多く残留し目詰りが生じている事を示している。よって、原水の濁度が濃いと、目詰りする速度が速い事が解った。

今回、原水の濁度が 300ppm の試験では、目詰りが生じ累積流量が変化しなくなるまでの計測は行わなかった。今後、濁水の透過時間の透過時間を延ばし、目詰りが生じる時間まで計測すれば、原水の濁度と目詰りの速度に関する正確なデータが得られると思う。

3.2 濁水の透過

時間と透水係数の関係

図 3-2 には濁水の透過時間と透水係数の関係を示す。

両方のデータとも濁水の透過時間が長くなれば透水係数も低下しており、だんだんと目詰りが進行しているの

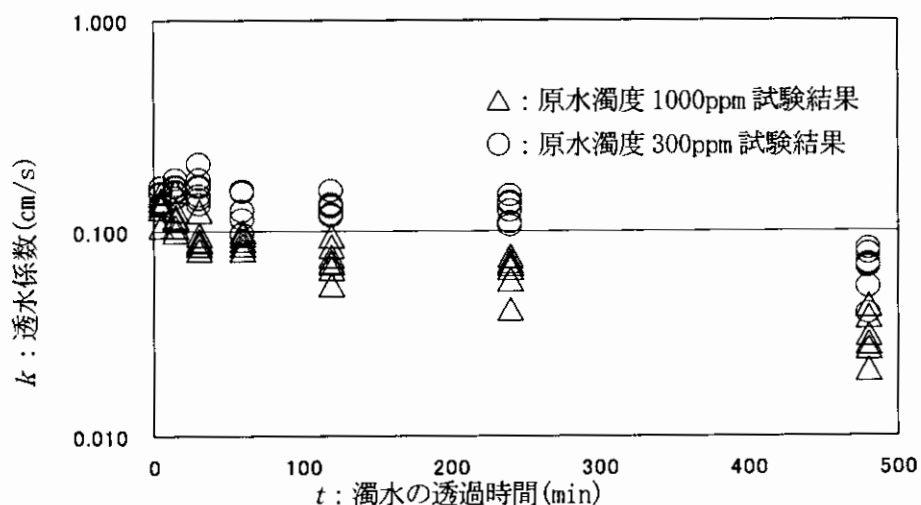


図 3-2 濁水の透過時間と透水係数の関係

が解る。300ppm の濁水を使用した実験結果よりも 1000ppm の濁水を使用した実験結果の値が下にきていることから透水係数の低下する速度は、原水濁度が 1000ppm の試験結果よりも 300ppm の試験結果の方が遅いということが言える。

今回の実験では 1000ppm の原水を使用した実験時も 300ppm の原水を使用した実験時も、濁水の透過時間を 5, 15, 30, 60, 120, 240, 480 分と設定したが、240 分と 480 分の間に 360 分という濁水透過時間を設ければ、より正確な濁水の透過時間と透水係数の関係を求められたと思う。

3.3 残留赤土質量比と透水係数の関係

図 3-3 には残留赤土質量比と透水係数の関係を、図 3-4 には残留赤土質量比増加量と透水係数減少量の関係を示す。

図 3-3 では、原水の濁度が 1000ppm の近似線よりも原水の濁度が 300ppm の近似線の方が上にきている。この事は供試体内に同量の赤土が残留している場合、原水の濁度が薄い方が多くの濁水を透過する事を示している。これは、原水に使用する濁水の濁度が薄いと、濁水の粘性が低くなる事が原因と思われる。

図 3-4 は残留赤土質量比の増加と透水係数の減少量を表し、図 3-3 の試験結果の近似線をもとに示したものである。原水の濁度が 1000ppm の試験結果の方が、透水係数が減少する割合が大きく、原水の濁度が濃い方が、透水係数の減少量も大きいという事が言える。

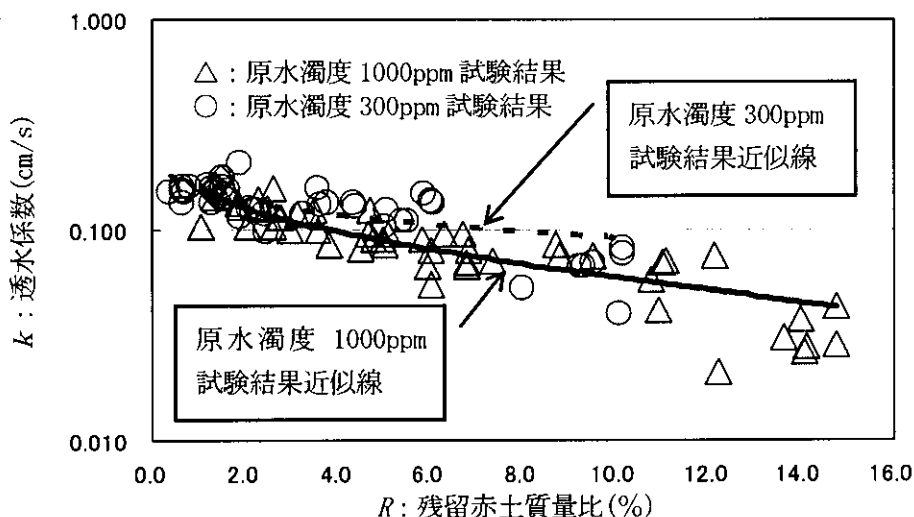


図 3-3 残留赤土質量比と透水係数の関係

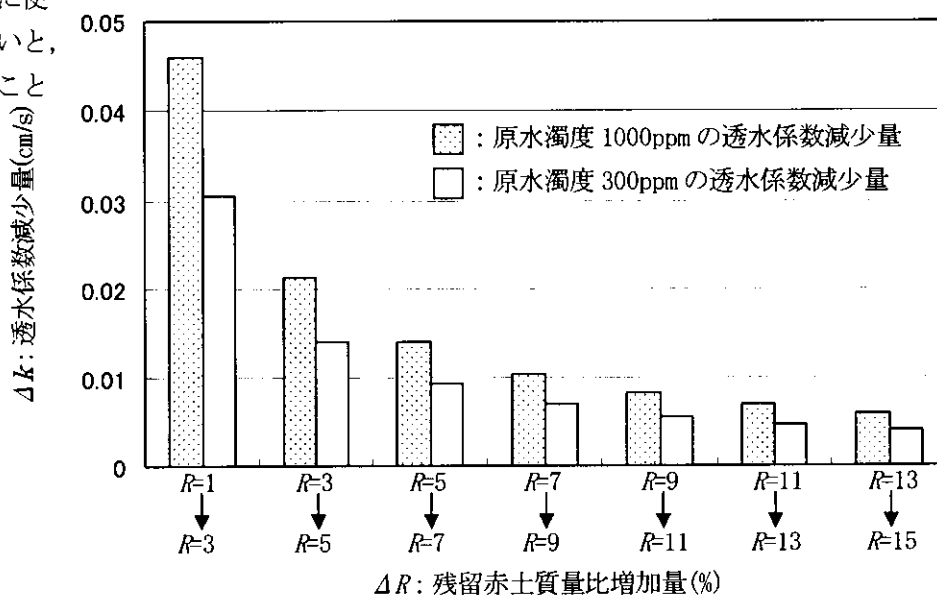


図 3-4 残留赤土質量比増加量と透水係数減少量の関係

$R=1$: 残留赤土質量比が 1%から $R=1$: 残留赤土質量比 1%
 $R=3$: 3%へ増加したことを示す $R=3$: 残留赤土質量比 3%

今回、原水濁度が 1000, 300ppm 両方の試験とも濁水の透過時間は最長 480 分であった。このことで原水濁度が 1000ppm の試験結果に比べ、原水濁度が 300ppm の試験結果は赤土の残留量が少なかった。今後、原水濁度が 300ppm の試験の濁水透過時間を延ばし、原水濁度が 1000ppm の試験結果と同じぐらいの赤土が残留するまで濁水を透過すれば、原水の濁度が異なる場合の残留赤土質量比と透水係数の関

係についてより正確な結果が得られると思われる。

3.4 濁水の透過時間と流出水の濁度の関係

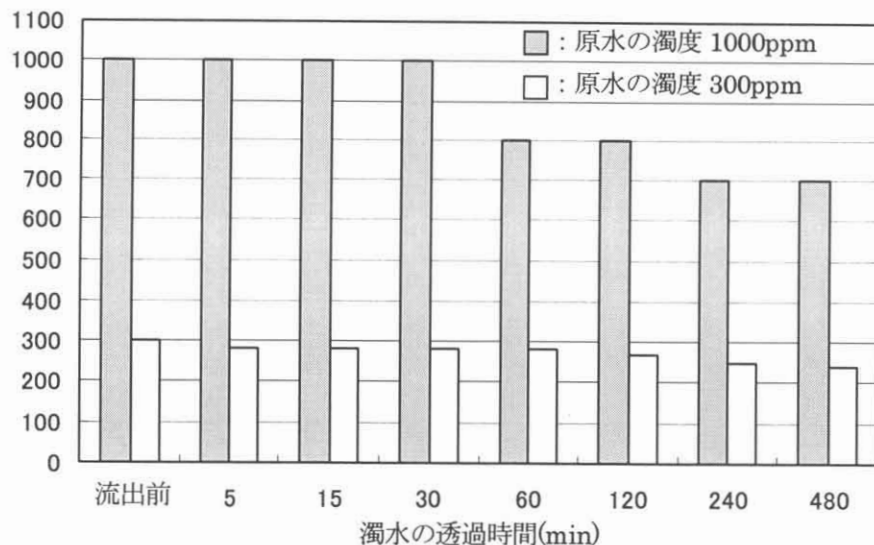


図 3-5 濁水の透過時間と流出水の濁度の変化

図 3-5 には濁水の透過時間と流出水の濁度の変化を示す。

上のグラフは濁水の透過時間ごとに 7 個の供試体から流出した累積流量の濁度を平均したものである。原水濁度が 1000ppm の濁水を使用した実験結果は、濁度の変化が 100ppm ずつしか読み取ることができなかった。これは使用した濁度計の最大目盛が 500ppm であったため、濁度を計測する際、流出水から 10ml とり、それを 1000ml に希釈してから測定したためである。原水濁度が 300ppm の濁水を使用した実験結果のほうは、流出水をそのまま濁度計で測定できたので 10ppm の変化も読み取ることができた。なお、今回の実験結果では、著しい濁度の低下は見られていない。これは濁水をろ過するろ過層の透水長が 3.2 cm と短かったためである。

4. まとめ

実験の結果、透過時間と累積流量の関係では、原水の濁度が薄い方が累積流量も多くなる事、濁水の透過時間と透水係数の関係では、原水の濁度が薄い方が、透水係数の低下する速度が遅い事、残留赤土質量比と透水係数の関係では、供試体内に同じ量の赤土が残留している場合、原水の濁度が薄い方が、透水性が良い事が解った。このことによりろ過層の目詰りには流入する濁水の濁度、ろ過層内に残留する赤土の質量、透水係数が関係していることがわかった。

参考文献

- 1) 宮平友子：赤土流出防止を目的としたろ過型沈砂池容量の設計法に関する研究，pp. 18-19. (2003)
- 2) 名渡山一彦，原久夫：砂の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 回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，pp. 35-36. (2004)
- 3) 野瀬晴生，原久夫：砂の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 回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集，pp. 1-4. (2006)
- 4) 野瀬晴生：赤土濁水をろ過する砂ろ過層の機能低下に関する実験・研究，平成 18 年卒業論文，pp. 30-34. (2004)

13 圧密特性値の確率的変動を考慮した圧密沈下量の統計特性に関する研究

琉球大学工学部環境建設工学科 学部生 ○鎌野 巧矢
 琉球大学工学部環境建設工学科 原 久夫
 琉球大学理工学研究科環境建設工学専攻 大浜 由誠

1. まえがき

1925 年にテルツァギーが土の圧密機構について基本的に解明した。テルツァギーによって提案された一次元圧密理論を用いると、地盤の上に築造された構造物に起こる可能性がある圧密沈下量、およびその時間とともに生ずる圧密沈下を合理的に計算することができる。しかし、テルツァギーの一次元圧密理論は多くの仮定によって成り立っているため、実際の圧密沈下量の値が一致しないことがある。そこで本論文では、テルツァギーの土は全く均一であるという仮定を外して、圧密特性値にばらつきがあることを考慮して圧密沈下量を計算した結果を述べる。

沖縄県中城湾のボーリング調査資料を収集し、 m_v や c_v の統計特性の調査を行った。 m_v 、 c_v の平均値からなる地盤を基準地盤と定義し、沈下量を比較する基準とする。次に、 m_v 、 c_v の統計特性からモンテカルロ法によりモデル地盤を抽出し、有限要素法(FEM)によってモデル地盤の沈下量 s を計算する。抽出したモデル地盤の沈下量について、その統計特性を調べる。

2. 解析法

本研究では、沖縄県中城湾のボーリング調査の土質報告書から圧密試験 93 個についてのデータを収集した。¹⁾圧密試験のデータとして平均圧密応力 $p(\text{kN/m}^2)$ 、圧密係数 $c_v(\text{m}^2/\text{s})$ 、体積圧縮係数 $m_v(\text{m}^2/\text{kN})$ を収集し、図-1 に $\ln p - \ln m_v$ 関係、図-2 に $\ln p - \ln c_v$ 関係を示す。図-1、2 から表-1 の統計特性値が得られる。解析は正規圧密領域を対象としているので、過圧密領域は除いた。図-1 より m_v の骨格曲線は鉛直有効応力に依存し、 $\ln p - \ln m_v$ の関係は線形関係にあると仮定できる。図-2 より c_v の骨格となる骨格曲線と標準偏差は圧密荷重によらず一定と仮定できる。

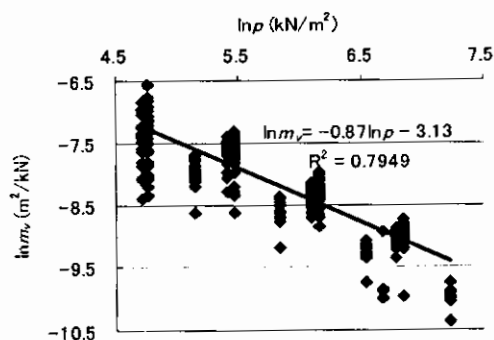


図-1 $\ln p - \ln m_v$ 関係図

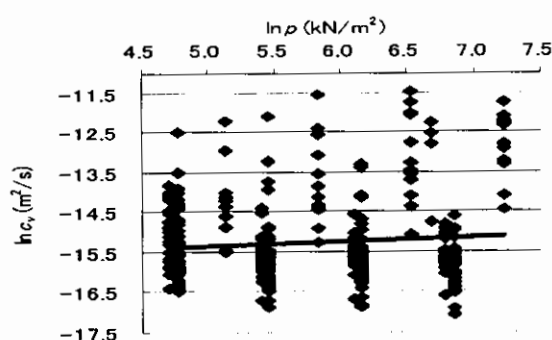


図-2 $\ln p - \ln c_v$ 関係図

表-1 島尻粘土の圧密特性値の統計特性値

$\ln c_v$		$\ln m_v$		
標準偏差(m^2/s)	平均値(m^2/s)	切片(m^2/kN)	勾配(m^4/kN^2)	標準偏差(m^2/kN)
1.05	-15.3	-3.13	-0.870	0.250

基準地盤の地層構造は5層構造と仮定し、圧密荷重 $p=98\text{kN/m}^2$ (鉛直有効応力)、層厚 5m の片面排水の計算条件で得られる圧密沈下曲線を図-3 に、基準地盤の断面図を図-4 に示す。また、基準地盤の沈下量-時間関係を表-2 に示す。

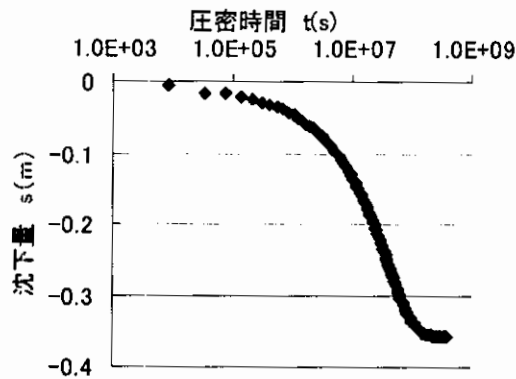


図-3 基準地盤の圧密沈下曲線

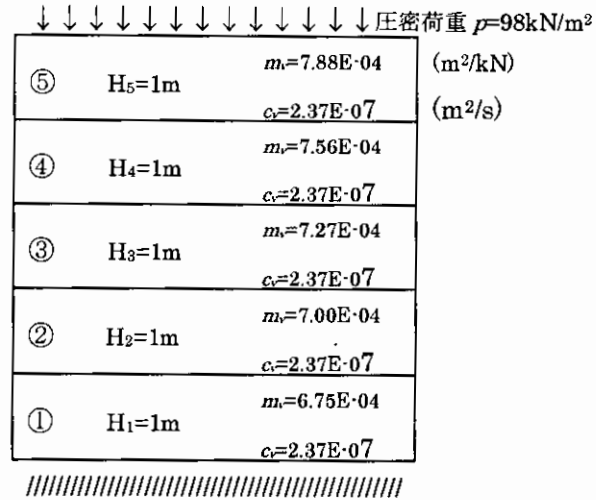


図-4 基準地盤の断面図

モンテカルロ法により、表-1 に示す $\ln c_v$, $\ln m_v$ の統計特性を持つ m_v , c_v 値を抽出し、モデル地盤の圧密特性値とする。このモデル地盤中では、 m_v , c_v 値が一定ではないため、テルツァギーの圧密理論では計算できない。そのため、本解析では、有限要素法(FEM)により沈下計算を行い、モデル地盤の圧密沈下曲線を求めた。このようなモデル地盤を 60000 個抽出し、それぞれについての圧密沈下曲線を求めた。一例として図-5 に試行回数 60000 回目の圧密沈下曲線、図-6 に試行回数 60000 回目の抽出地盤断面図、表-2 に試行回数 60000 回目の抽出地盤の沈下量を時間-沈下量関係で表す。

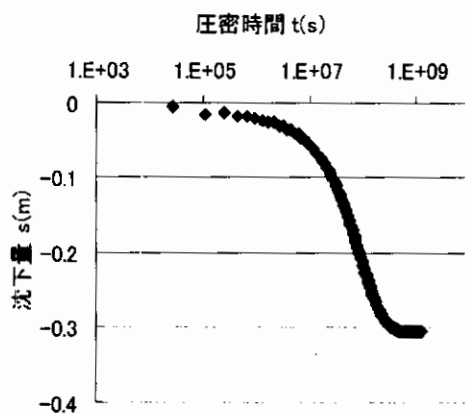


図-5 試行回数 60000 回目の圧密沈下曲線

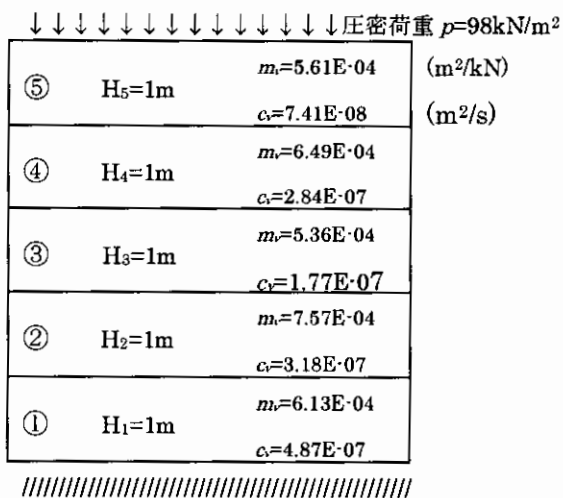


図-6 試行回数 60000 回目の抽出地盤断面図

表-2 基準地盤の沈下量-時間関係

圧密度 (%)	10	50	90	100
圧密時間 t (s)	1.13E+06	2.34E+07	9.68E+07	∞
t (day)	13	271	1120	∞
基準地盤の沈下量 s (m)	-0.036	-0.179	-0.322	-0.357
60000 回目抽出地盤の沈下量 s_t (m)	-0.039	-0.205	-0.313	-0.323

沈下曲線を比較する基準の時間は、表-2に示すように基準地盤の圧密度が $U=10, 50, 90\%$ となる時間とする。抽出地盤ごとに沈下量はばらついているが、このばらつきを定量化するために、沈

下量の対数を取り、その頻度分布を調べた。図-7は、 t_1 ($U=10\%$)、 t_2 ($U=50\%$)、 t_3 ($U=90\%$) における $\ln s_t$ (m) の頻度分布の変動を示している。また、圧密進行による $\ln s_t$ の分布形の遷移過程を平均、標準偏差、尖度、歪度などの数値化したもので表すと、表-3のようになる。

表-3 圧密進行による $\ln s_t$ の統計特性値の遷移

基準地盤沈下の圧密度 (%)	10	50	90
平均	-3.18	-1.76	-1.22
標準偏差	0.576	0.398	0.249
尖度	-0.627	1.37	3.87
歪度	-0.075	-0.92	-1.42

表-3において、圧密進行に伴い、平均は単調増加し、標準偏差は単調減少する。尖度は頻度分布の形を示しており、値が正のときは尖形、負のときはへん平となる。歪度は平均値周辺での両側の非対称を表す値で、正の歪度は、対称となる分布が正の方向へ、負の歪度は負の方向へ伸びていることがわかる。また、表-3の圧密進行による $\ln s_t$ 平均、標準偏差、尖度、歪度を図-8に示す。

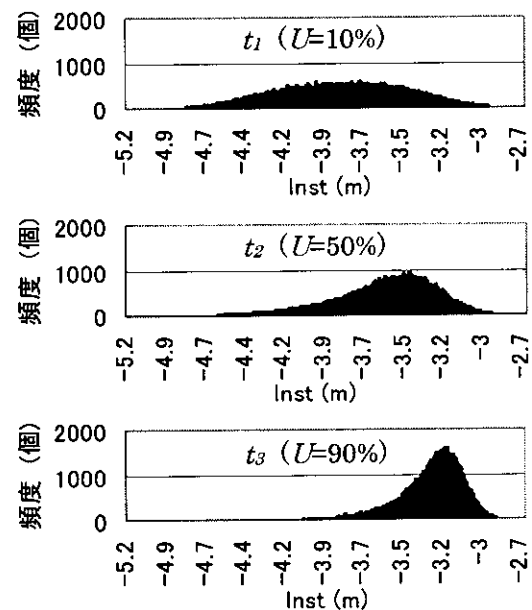


図-7 各圧密度における頻度分布

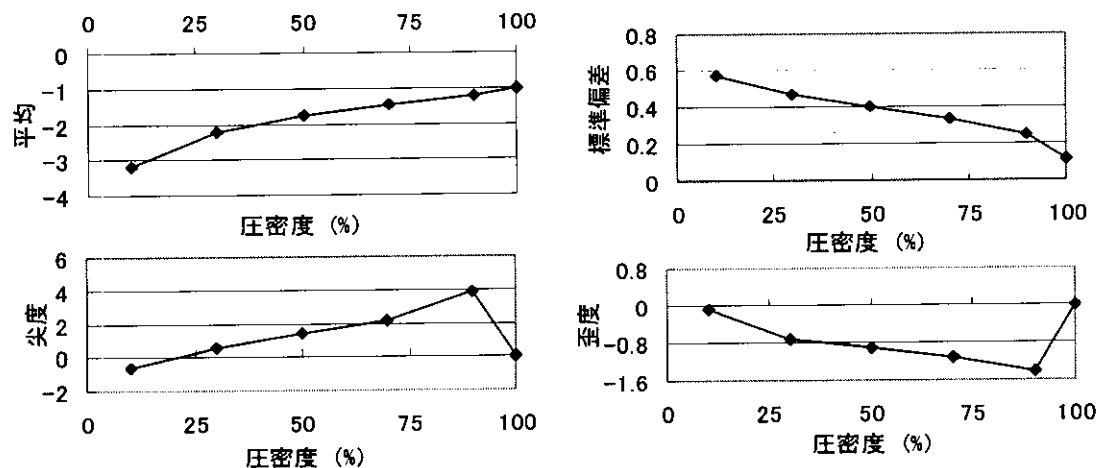


図-8 圧密進行による $\ln s_t$ の平均、標準偏差、尖度、歪度

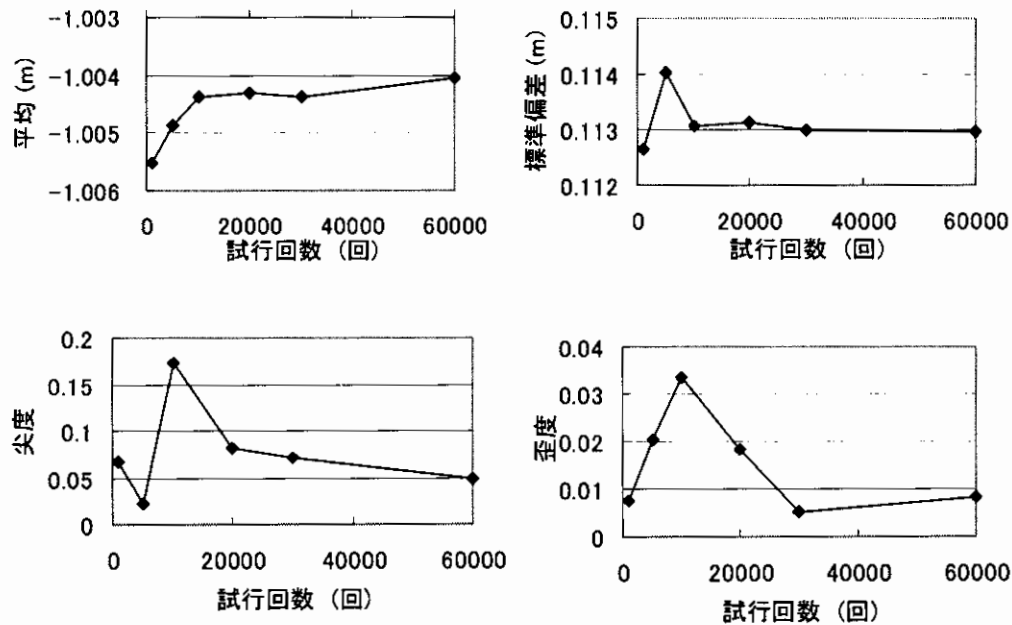
図-9 試行回数と $\ln s_t$ の平均, 標準偏差, 尖度, 歪度の変化

図-9 に試行回数 1000, 5000, 10000, 20000, 30000, 60000 回における最終沈下量の対数の平均, 標準偏差, 尖度, 歪度の変化を示した。

まとめ

本研究では, 圧密特性は一定でなくばらついているとして, 60000 個のモデル地盤を抽出し, 有限要素法(FEM)により沈下量計算を行った。沈下量の対数 $\ln s_t$ の分布形の遷移過程は, 圧密進行に伴い, へん平な分布から, 尖形へ移っていく様子がわかる。これは圧密初期で生じ得る沈下の変動が大きく, 圧密の進行につれ徐々に変動が小さくなっていくことを示している。この解析例で示した方法で, m_v や c_v のバラツキを考慮した圧密沈下量の統計的特性を明らかにすることができる。この統計特性を利用して実測沈下量を与えられた場合の沈下予測が可能となる。

また試行回数による, 統計特性値の変化については, 30000 回で十分安定した値が得られることがわかった。

参考文献

- 1) 平良和也: 確率変動を考慮したモデル地盤の圧密沈下解析, 琉球大学卒業論文, 2006.2
- 2) 大浜由誠: 圧密特性値を確率変数とした地盤の圧密沈下量に関する研究, 琉球大学卒業論文, 2007.3

14 空洞を有する琉球石灰岩層の支持力実験に用いる模型地盤の作成

オリエンタル白石株式会社 ○清住 真, 大内 正敏
東京工業大学 前寺 由貴, 日下部 治
株式会社不動テトラ 高橋 通夫
日特建設株式会社 江藤 政継

1. はじめに

空洞を有する琉球石灰岩層は、構造物基礎の支持層としての評価が困難とされ、基礎を支持した事例が少ない。筆者らは、空洞を有する琉球石灰岩層に支持した経済的な基礎を実用化するため、空洞が支持力に及ぼす影響を検討してきた。検討方法は、2次元弾塑性 FEM 解析を用いて、解析結果から得られる空洞が有する場合と無い場合の降伏荷重の比で空洞の影響を定量化した。その結果、空洞の大きさ、形状、位置や数などが地盤調査で把握できれば、簡易に空洞の影響を評価できる¹⁾²⁾。ただし、これは降伏状態での評価であり、実務設計では降伏以降の極限状態における評価が重要となる。空洞を有する実地盤の降伏後の挙動は、支持力が低下する場合と支持力が増加する場合を予想できる。しかし、本 FEM モデルは、地盤を弾完全塑性体としているため、降伏以降の結果に信頼性がなく、極限状態での評価が難しい。そこで、空洞を有する模型地盤の支持力実験を実施し、FEM 解析では把握することが難しい降伏後の挙動を観察し、降伏状態で評価した FEM 解析結果の実務設計への適用性を検討した。本論文は模型地盤の作成方法についてまとめたものであり、模型実験の途中経過は前寺ら³⁾が報告する。

2. 模型地盤の強度・変形特性

空洞を有する模型地盤の支持力実験は、これまでに数例が実施されている⁴⁾⁵⁾⁶⁾。これらの模型地盤は、作成材料がシルト、あるいは石膏で固められた砂や粘土を使用していることから、一軸圧縮強さ q_u が $0.01\sim 0.1\text{MN/m}^2$ である。筆者らは、模型地盤の強度・変形特性が降伏以降の挙動に影響を及ぼすと予測し、模型地盤の力学特性を固結石灰岩に類似させた。

類似させた固結石灰岩の力学特性は、新城ら⁷⁾の沖縄県各地から採取した固結石灰岩の一軸圧縮試

験結果を参考にした。採取試料は、那覇・読谷石灰岩、本部石灰岩および牧港石灰岩である。各試料の試験結果は、接線変形係数と一軸圧縮強さの比 E_t $_{50}/q_u$ による工学的分類が行われている。 E_t $_{50}/q_u$ は、那覇・読谷石灰岩と本部石灰岩が 2000 であり、牧港石灰岩が 500 である。一方、一軸圧縮強さ q_u は、那覇・読谷石灰岩が $5\sim 50\text{MN/m}^2$ 、本部石灰岩が $35\sim 100\text{MN/m}^2$ であり、牧港石灰岩は $5\sim 12\text{MN/m}^2$ と採取試料の中では最も小さい。写真 1 は、一軸圧縮試験による破壊形式である。工学的分類の指標 E_t $_{50}/q_u$ が 2000 となる那覇・読谷石灰岩と本部石灰岩は、縦状に亀裂が入る脆性的な分離破壊を生じている。これに対して、 E_t $_{50}/q_u$ が 500 となる牧港石灰岩は、せん断破壊である。

模型地盤の一軸圧縮強さ q_u は、支持力実験装置の載荷容量³⁾を考慮して、新城らの採取試料では最小値となる牧港石灰岩の 5MN/m^2 とした。これより模型地盤は E_t $_{50}/q_u$ を 500、一軸圧縮試験による破壊形式をせん断破壊とした。

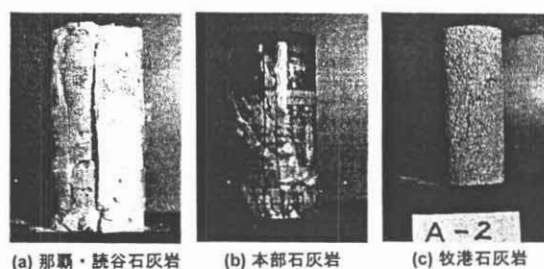


写真 1 固結石灰岩の破壊形式⁷⁾

3. 使用材料と作成方法

牧港石灰岩を切出して模型地盤を作成した場合、模型地盤の強度特性は、前項で定めたものになると考えられる。しかし、材料が亀裂や空隙を有していると、模型地盤の強度特性が不均一となり、実験結

果の解釈は難しくなる。これに対して、セメントや石灰などの人工材料で模型地盤を作成した場合、定めた模型地盤の力学特性を発揮させるための配合試験が必要となる。しかし、作成方法に注意を払えば、模型地盤の力学特性分布は、均一に近くなる。そこで、模型地盤は人工材料とし、取扱い易さの観点から早強セメントを用いた。

セメントのみで模型地盤を作成した場合、乾燥収縮によるひび割れの発生が顕著になると予想される。これより、模型地盤はセメントに細骨材を混入したモルタルとした。細骨材の最大粒径は、模型基礎の幅4cmと最大2cmの空洞サイズを考慮して2mmとした。細骨材が外力に対して骨格を形成して抵抗するのを防ぐため、細骨材の内、1~2mmの粒径が模型地盤の全重量に占める割合は30%を上限とした。ちなみに礫混じり粘性土地盤では、全重量に占める礫の割合が60%以上になると、礫の混入量によって支持力が増減する⁸⁾。使用した細骨材は、鉱物組成のほとんどを硬質石英が占める市販の珪砂とした。これの土粒子密度 ρ_s は2.645g/cm³である。

コンクリートやモルタルの打設は、一般的な構造物は、振動締固め機の使用が原則である。振動締固め機の使用目的は締固めて緻密な状態にすることであり、これの使用規定⁹⁾は土木学会が定めている。しかしこの規定を、実験土槽の大きさが1m³にも満たない0.03m³ほどの模型地盤(0.7m×0.32m×0.12m)³⁾に適用することは難しい。振動締固め機を不適切に使用してモルタルを打設した場合、材料分離や締固めの不均一さにより、模型地盤の力学特性が不均一になるおそれがある。坂本¹⁰⁾によれば不適切に振動締固め機を使用すると、コンクリートの圧縮強度は、材料分離の影響で下層の方が上層よりも大きくなる。以上のことから、モルタルによる模型地盤の作成は、振動締固め機を使用せず、材料の自己充填のみで打設する。これを可能にするため、高流動コンクリートの混和剤¹¹⁾、すなわち増粘剤と高性能減水剤を使用した。

4. 配合試験の実施と結果

自己充填が可能な配合を選定するため、本研究で定めた簡易スランブフロー試験を実施した。試験方法は、まず、写真2.(a)の直径8cm、高さ4cmの円

柱モールドに試料を流し込む。次に、モールドを素早く真上に引上げ、5秒後の写真2.(b)のスランブフローを測定する。なお、試料の作成方法は、土質工学会の基準¹²⁾に従った。スランブフローは、珪砂の混入量と粒度分布に影響される。スランブフローが小さい時は、珪砂の混入量が50%を超えた時、あるいは珪砂の粒径が均一で粒度分布が悪い時である。この結果を踏まえて珪砂の配合条件を試行錯誤で調整した結果、混入率を全体積の40%、粒度分布は3~8号サイズを均等に混ぜたものとした。これの均等係数 U_c は7.1、曲率係数 U_e は1.1であり、50%粒径 D_{50} は0.4mmである。スランブフローは、水セメント比 W/C が1.1~1.3の範囲であれば16cmである。

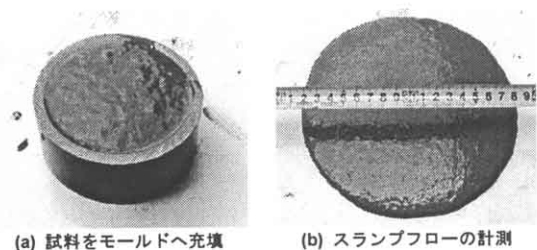


写真2 簡易スランブフロー試験

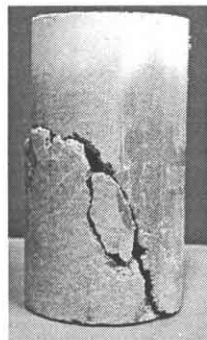
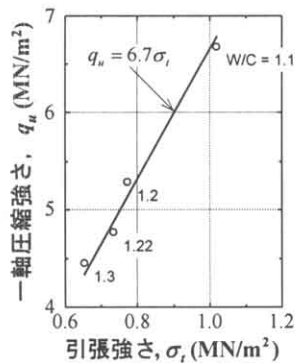
一軸圧縮強さ q_u が5MN/m²の配合は、上記の調整した珪砂で、水セメント比 W/C を変化させて一軸圧縮試験を実施して検討した。表1は、一軸圧縮試験を実施した地盤材料の配合計算表である。高性能減水剤はセメント1kg当たり10ml、増粘剤は水の重さの1%を混入した。なお、試験は一軸圧縮試験の他に割裂試験を実施し、模型地盤の一軸圧縮強さと引張強さの比 q_u/σ_t 、すなわち脆性度 B_r を求めた。供試体の作成は土質工学会¹²⁾に従い、直径が5cmで高さが10cmの円柱形とした。供試体の材齢は7日間とし、6日間を湿度85±5%で温度20±5℃の密閉された箱の中で湿潤養生し、その後、脱型して1日間を湿度50±5%で温度20±5℃の恒温室に静置した。

図1.(a)は、一軸圧縮試験と割裂試験の結果である。一軸圧縮試験はひずみ制御試験機を用いて地盤工学会基準¹³⁾に従い、割裂試験は応力制御試験機を用いて土木学会の基準¹⁴⁾に従った。なお、一軸圧縮試験の載荷速度は、新城ら⁷⁾と同様に、軸ひずみを毎分0.02%とした。5MN/m²近辺の q_u を発揮する水セメント比 W/C は1.22であり、これの脆性度 B_r は

6.7 となる。また、一軸圧縮強さ q_u と引張強さ σ_t から求まる内部摩擦角 ϕ と粘着力 c は、信頼性が乏しいが、 48° と 0.93 MN/m^2 となる。ちなみに含水比 w は、21.7% である。図 1. (b) は、 W/C が 1.22 の供試体の軸ひずみ ε_a が 2% に到達した時の破壊形式であり、牧港石灰岩と同じせん断破壊である。

表 1 配合計算表

W/C	単位量 (kg/m ³)				
	水	セメント	珪砂	高性能減水剤	増粘剤
1.1	465	423	1058	5.12	4.65
1.2	474	395	"	4.78	4.74
1.22	476	390	"	4.72	4.76
1.3	482	371	"	4.49	4.82



(a) 一軸圧縮強さと引張強さ (b) 供試体の破壊形状
図 1 一軸圧縮試験と割裂試験の結果

図 2 は、 W/C が 1.22 の一軸圧縮試験から得られた載荷重 q と各ひずみ ε 、ポアソン比 ν との関係である。ひずみ ε_d は、供試体に載荷軸方向と円周方向にひずみゲージを各 2 箇所に着着して計測し、一軸圧縮強さ q_u までの値を図に示した。 q_u 以降のひずみゲージは、供試体に発生したひび割れの影響で破損することがあり、計測値の信頼性がない。体積ひずみ ε_v とポアソン比 ν は、式 1 と式 2 から算出した。

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v + 2\varepsilon_d = \varepsilon_v + 2\varepsilon_\theta \quad \text{式 1}$$

$$\nu = -\varepsilon_d / \varepsilon_a \quad \text{式 2}$$

図 2. (a) の q_u の 50% における接線変形係数 $E_{t,50}$ は、600 であり、牧港石灰岩とほぼ同じである。体積ひずみ ε_v は、載荷重が増加すると収縮し、 q_u の近辺で膨張に転じる。この現象は、固結石灰岩でも確認されている⁷⁾。図 2. (b) の q_u の 50% でのポアソン比 ν

は、セメント材料¹⁵⁾と同等の 0.17 であり、固結石灰岩の 0.25⁷⁾よりも小さい。図 3 は、模型地盤材料と固結石灰岩⁷⁾の $E_{t,50}$ と q_u の関係である。模型地盤材料は、 $E_{t,50}/q_u$ が 500 付近であり、工学的分類は牧港石灰岩と同じになる。

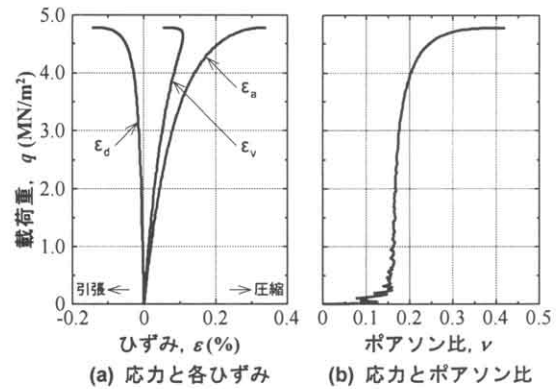


図 2 一軸圧縮試験の結果

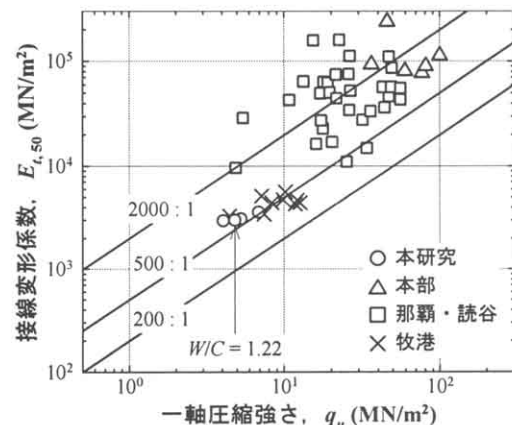


図 3 接線変形係数と一軸圧縮強さの関係 (新城らの結果⁷⁾に加筆修正)

5. 模型地盤の強度分布

土槽内に打設したモルタルは、セメント粒子や細骨材の沈降と水分の上昇に伴って、鉛直方向に経時的な分離現象が生じる。神田ら¹⁶⁾は、厚さ 18cm のスラブに打設されたコンクリートの上層と下層において水セメント比 W/C の経時変化を測定し、時間の経過につれて下層よりも上層の W/C の方が大きくなることを示している。そこで、この分離現象が模型地盤の強度分布に及ぼす影響を把握するため、模型地盤からコア供試体を水平方向に採取して一軸圧縮試験を実施した。

図 4 は、高さ 32cm、奥行き 12cm、幅 70cm の模

型地盤のコア抜き側面図である。コアは、土木学会の規定¹⁴⁾に従って採取し、上・中・下層から各4本の計12本を採取した。コアは直径5cm、高さは12cmから10cmに整形し、上端と下端は硫黄でキャッピングした¹⁴⁾。

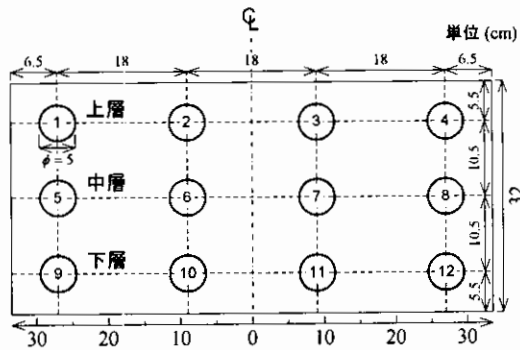
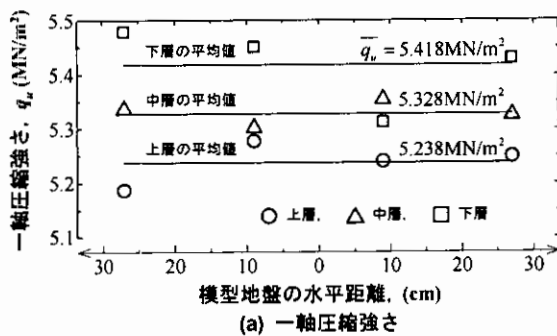
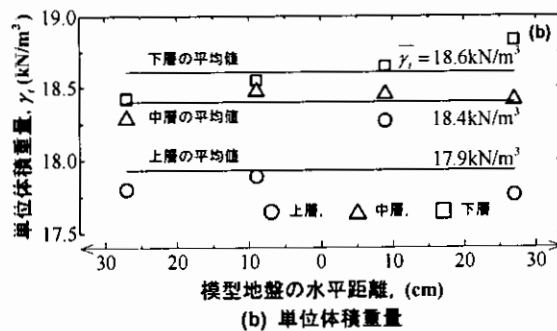


図.4 模型地盤側面のコア抜き図



(a) 一軸圧縮強度



(b) 単位体積重量

図.5 模型地盤の強度分布

図.5は模型地盤の強度および単位体積重量の分布であり、各層はばらついてはいるが、それぞれの平均値の差異は1.5%以下である。図.5.(a)は、模型地盤の一軸圧縮強度 q_u の分布である。 q_u は材料分離の影響を受けて、上層よりも下層の方が1.03倍ほど大きい。これは、材料分離で上層と下層の水セメント比 W/C が変化したためと考えられる。材料分離の影響

は、図.5.(b)の湿潤単位体積重量 γ にも及ぼしている。下層の γ は、上層よりも1.04倍ほど大きい。

6. まとめ

空洞を有する琉球石灰岩層の支持力模型実験を実施するため、固結石灰岩を人工的に作成することを試みた。その結果、以下の知見が得られた。

1. 作成したモルタルの模型地盤は、接線変形係数と一軸圧縮強度の比 $E_{t,50}/q_u$ による工学的分類上は牧港石灰岩となる。ただし、ポアソン比はセメント材料の値となる。
2. 内部摩擦角 ϕ と粘着力 c は一軸圧縮強度 q_u と引張強度 σ_t から求めたが、これらは信頼性が乏しい。現在、高圧三軸試験を予定し、結果を2次元弾塑性 FEM 解析による模型実験のシミュレーションで活用する。
3. 模型地盤の一軸圧縮強度 q_u と湿潤単位体積重量 γ は、材料分離の影響を受けて、下層の方が上層よりも大きい、その差は1.05倍以下である。

【参考文献】

- 1) 清住, 彭, 日下部. 空洞を有する地盤の支持力特性に関する数値解析, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1251-1260, 2004.
- 2) Kiyosumi, M., Kusakabe, O., Ohuchi, M., Le Peng, F.: Yielding Pressure of Spread Footing above Multiple Voids, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, December, 2007 (to appear).
- 3) 前寺, 日下部, 清住, 大内, 高橋, 江藤. 空洞を有する硬質地盤の二次元支持力模型実験, 第20回沖縄地盤工学研究発表会, 2007.
- 4) Al-Tabbaa, A., Lisa, R., and Michael, O. R.: Model tests of footings above shallow cavities, *Ground Engineering, Institution of Civil Engineers*, Vol.22, No.7, October, pp.39-42, 1989.
- 5) Baus, R. L., and Wang, M. C.: Bearing capacity of strip footing above void, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.109, No.1, January, pp.1-14, 1983.
- 6) Sokkeang, S., 貞野, 上野, 望月. 空洞を有する地盤の支持力, 土木学会第57回年次学術講演会, pp.1221-1222, 2002.
- 7) 新坂, 中村. 琉球石灰岩の圧縮強度について, 第44回農業土木学会九州支部学術発表会, pp.167-170, 1974.
- 8) 萩原, 近藤, 日下部, 横山. レキ混じり粘性土地盤の支持力実験(その2), 第24回土質工学研究発表会, pp.1257-1258, 1984.
- 9) 土木学会: コンクリート標準示方書 施工編, 10章 施工, 10.3.4 締固め, pp.120-121, 2002.
- 10) 坂本: 外部振動機によるコンクリートの締固めに関する基礎実験, 土木学会第52回年次学術講演会, V-115, pp.230-231, 1997.
- 11) 土木学会: コンクリートライブラリー 高流動コンクリート施工指針, II 配合設計マニュアル, 第2章 高流動コンクリートの特徴, 2.2 各系の高流動コンクリートの特徴, pp.33-35, 2000.
- 12) 土質工学会: 土質試験方法の解説, 第5編 安定化試験, 第6章 安定処理土の締固めをしない供試体作成, pp.255-262, 1990.
- 13) 地盤工学会: 岩の試験・調査方法の基準・解説書 平成14年度版, 岩石の一軸圧縮試験方法 (JGS 2521-2000), pp.77-98, 2003.
- 14) 土木学会: コンクリート標準示方書 基準編, 4. コンクリートの引張引張強度試験方法 (JISA 1113-1999), 2. コンクリートからのコア及びはりの切取り方法並びに強度試験方法 (JIS A 1107-1993), 附属書 2 (参考) 供試体のキャッピング方法, pp.471-472, pp.465-466, pp.362, 2005.
- 15) 土木学会: 第4版 土木工学ハンドブック I, 第II部門 土木工学基礎, [第5編] コンクリート, 第3章 コンクリートの性質, 3.2 硬化コンクリートの性質, pp.172-177, 1988.
- 16) 神田, 吉田: コンクリート打込み後のスラブ断面における水セメント比の分布性状, セメント・コンクリート論文集, Vol.29, pp.226-231, 1974.

15 空洞を有する硬質地盤の二次元支持力模型実験

東京工業大学大学院○前寺 由貴, 日下部 治
オリエンタル白石株式会社 清住 真, 大内 正敏
株式会社不動テトラ 高橋 通夫
日特建設株式会社 江藤 政継

1. はじめに

空洞を有する琉球石灰岩層の変形及び支持力特性を把握するため、模型地盤上で二次元帯基礎の載荷実験を行った。模型地盤は、牧港石灰岩(変形係数と一軸圧縮強度の比, $E_{t,50}/q_u=500$)¹⁾を模擬するため、セメントと珪砂を使用して作製した²⁾。本論文では模型地盤の作製方法、載荷手順及び実験結果を報告する。

2. 実験手順及び条件

2.1. 地盤の作製

模型地盤の寸法は、剛塑性破壊をすると仮定し地盤材料の内部摩擦角 ϕ を 40° としたTerzaghiの支持力算定式を参考に破壊領域が容器内に納まるように、高さ320mm、幅700mm、奥行き120mmとした。

牧港の琉球石灰岩の特性を模擬したモルタルの配合条件を表1²⁾に示す。ここで容積比は骨材体積と全体積の比である。

図1に示す土槽(高さ320mm、幅700mm、奥行き150mm)に、モルタルを直接流し込んで打設した。土槽背面側に厚さ10mmのアルミスペーサーを3枚はめ込んだ。土槽前面は破壊状況を観察するため厚さ40mmの亚克力板とし、亚克力板のたわみを抑えるため、外部に鋼製格子を配した。モルタル打設時に発泡スチロールを空洞部に配置し、それを脱型後にアセトンで溶かし、模型地盤中に空洞を作製した。

2.2. 養生から載荷までの手順

模型地盤の養生は $85\pm5\%$ の湿度を保ち、 $20\pm5^\circ\text{C}$ の恒温室内で6日間行った。養生6日目に

模型地盤を脱型し、湿度が $50\pm5\%$ の上記恒温室内に設置した。そして、模型地盤上面を水平に成型し、模型地盤と鋼製基礎の底面を粗にするためフェイスングモルタル(材齢1日、一軸圧縮強 $q_u=22.058\text{MN/m}^2$)を塗布した(表1)。その後、打設から7日目に載荷した。空洞幅 W と基礎幅 B の比 W/B を最低0.25とし、今後実施予定の空洞最小幅が10mmであることから、基礎幅を40mmとした。また、基礎厚さは模型基礎が十分な剛性を有するように、50mmとした。基礎の奥行きは模型地盤と同じ120mmである。

2.3. 測定項目

図2に圧縮試験機の概要図を表す。鉛直荷重、水平変位及び鉛直変位を図2に示す3点で計測した。水平変位はローラー部で測定し、鉛直変位(沈下量 S)は載荷フレームを基準に土槽の変位量を測定した。また、載荷中、基礎直下の破壊メカニズムを調べるために、沈下量を基礎幅で除した S/B が1%変化するごとに、写真撮影を行った。

2.4. 実験条件

載荷はひずみ制御とし、載荷速度は 0.25cm/h とした。この速度で4時間単調載荷し、同速度で除荷した。ただしcase2は、 $S/B=15\%$ において載荷、除荷履歴を与えた。偏心載荷を極力

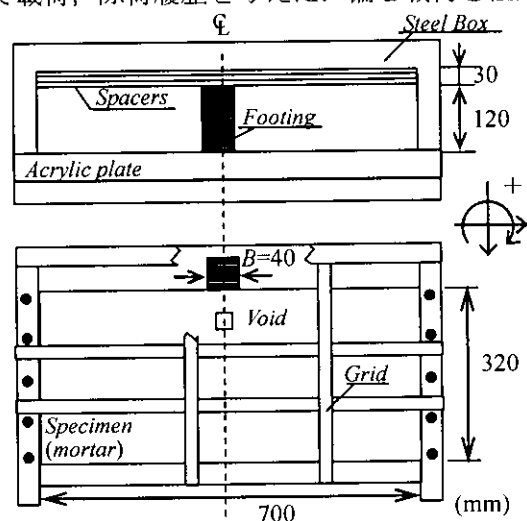


図1 模型地盤

表1 配合条件

材料密度	珪砂	25.95 (kN/m ³)
	水	9.81 (kN/m ³)
	セメント	30.80 (kN/m ³)
	増粘剤	2.5~4.0 (kN/m ³)
	高性能減水剤	11.87 (kN/m ³)
模型地盤	容積比	0.4
	水セメント比	122 (%)
フェイスングモルタル	容積比	0.15
	水セメント比	50 (%)

抑えるため、基礎の球座とロードセルの間に水平方向に移動可能なローラーを配置した。

実験は平面ひずみ条件を十分に満足させるため、目標許容たわみ量を模型地盤の奥行き 0.01% (0.012mm)とし、土槽は剛な鋼製を用いた。空洞がない模型地盤上の載荷試験時に、土槽前面の面外方向変位を測定したところ、図3のように、測点2では、地盤降伏応力時の約 3MN/m^2 時点での変位が約 0.05mm と目標許容値の4倍となった。また $S/B=25\%$ 時点では約 0.2mm と、許容値の17倍の大きさとなった。以上より、本実験では、特に降伏後において完全には平面ひずみ条件が保持されていないことが想定される。

2.5. 実験ケース

空洞位置は Terzaghi の支持力算定式に用いるすべり線図($\phi=40^\circ$)を参考に決定した。図4に示すとおり空洞は全て 20mm の正方形で、空洞位置(基礎右方向を x , 基礎下方向を y とする)は主働くさび領域内上部($x/B=0.0$, $y/B=0.75$; case2), 下部($x/B=0.0$, $y/B=1.5$; case3)及び過渡領域内($x/B=1.0$, $y/B=1.0$; case4)とし、各ケースとも空洞個数は1つで、基準値になる空洞なし(case1)のケースと併せて計4ケース実験を行った。

3. 実験結果

3.1. 載荷重と沈下量

載荷重と S/B との関係が図5である。図中には、各ケースの降伏点を★で示した。降伏点は、鉛直荷重と沈下量の関係を両対数でプロットし、そのグラフの第一折れ点で定義した。表2に、各ケースの降伏応力、降伏時変位量、 $S/B=25\%$ 時の支持力及び地盤反力係数を示す。

各ケースの降伏変位は $S=0.5\sim 1.1\text{mm}$ の範囲である。case2は、降伏までcase1とほぼ同じ載荷重—沈下量関係をたどるが、降伏応力及び $S/B=25\%$ の支持力が全ケース中最も小さい。case3及びcase4は、case1とcase2の間に位置している。この大小関係は、基礎中心から空洞中心までの直線距離(case3 > case4 > case2)と関連している。

空洞なしのcase1の $S/B=25\%$ 時の支持力を極限支持力とみなして、道路橋示方書の支持力算定式³⁾ (40.6MN/m^2)と比較すると、観測された空洞なしの極限支持力は 6.460MN/m^2 であり、算定式の結果を大きく下回り、硬質地盤における破壊のメカニズムは剛塑性理論と異なるこ

とが推測される。

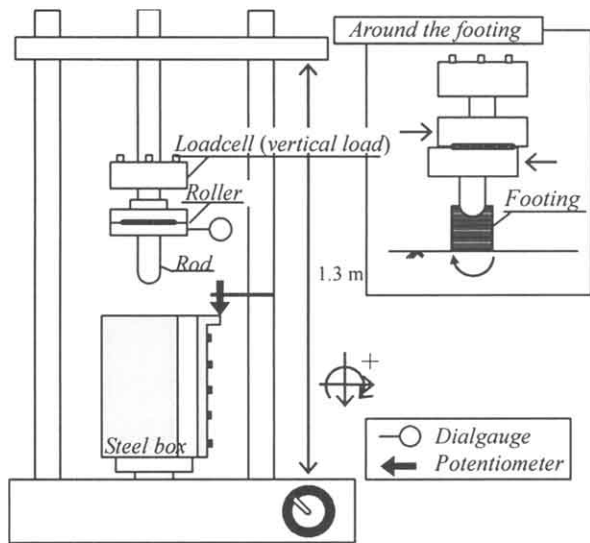


図2 圧縮試験機

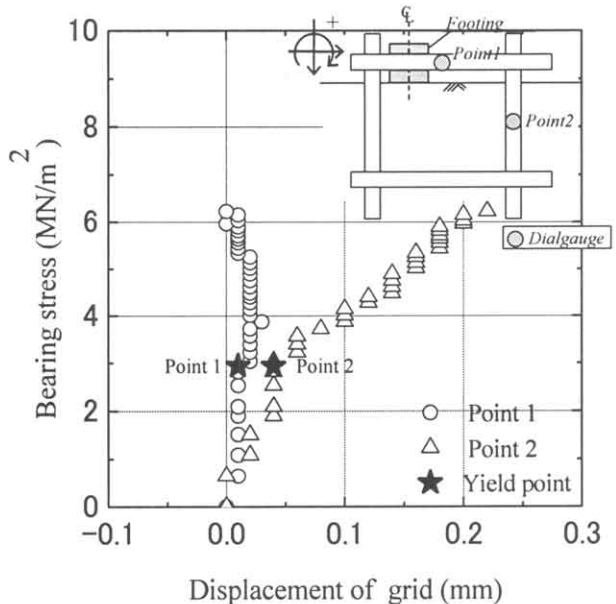


図3 土槽前面の面外方向変位

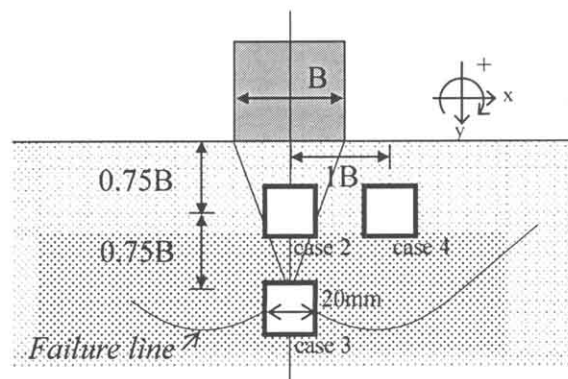


図4 実験ケース

3.2. 水平変位

基礎の水平変位と載荷重の関係を図6に示す。case 1, 2, 3 は、水平変位が -0.5mm 程度と微小に納まっているが、基礎の右下に空洞があるcase 4は、他3ケースと比べ、空洞方向に基礎が変位した。全ケースにおいて、降伏点前後で左方向への水平変位が生じており、地盤表面と基礎底面のベディングエラーが要因の一つと考えられる。

3.4. 破壊のメカニズム

写真1に、各ケースの破壊過程を示す。case 1(写真1(a))より、模型地盤は剛塑性破壊形式ではなく、基礎直下の圧縮破壊が卓越する弾塑性理論の予測に近い形で破壊していることが分かる。

空洞が浅い場所にあるcase 2では、まず写真1(b)に見られる基礎底面の両端から空洞上部の両端に向けてくさび形のせん断破壊が進行した。その後写真(c)のような、空洞側壁からの破壊が進行した。

空洞位置がより深くなったcase 3では、載荷初期は写真1(d)のように空洞なし写真(a)と類似の基礎直下での圧縮破壊を示した。沈下が進行するにしたがって、case 2の写真(b)のようなくさび形破壊が基礎直下の両端から空洞上の両端に向かって発生した。しかし、 $S/B=25\%$ の時点ではcase 2で見られた側壁が破壊をすることは無く、写真(e)のような基礎直下の圧縮破壊による空洞上端部の陥没破壊となった。空洞が基礎直下より偏心した位置にあるcase 4の場合、載荷初期はcase 1のような基礎直下圧縮破壊が進行する。 $S/B=10\%$ 時点写真(f)において基礎底面右側1/3の位置から空洞左の下端に向かったすべり線と、基礎底面の右端から空洞右の上端に向かったすべり線が発生した。その後、空洞左の下端を通過するすべり土塊が空洞左の側壁上端を中心に回転する形で破壊が進行した。これは、図6の基礎が右方向に水平変位したと整合している。

表2 降伏荷重と降伏変位一覧

	降伏応力 (MN/m^2)	降伏変位 (mm)	25%支持力 (MN/m^2)	地盤反力係数 (MN/m^3)
case 1	2.703	1.139	6.460	2374
case 2	1.615	0.511	3.247	3160
case 3	2.652	0.891	4.199	2978
case 4	2.516	0.745	5.644	3379

4. 結論

本報告は、継続中の一連の模型実験の現在まで得られた結果であり、得られた結論は以下の通りである。

- (1) 硬質地盤上の2次元帯基礎の破壊は基礎直下の圧縮破壊で特徴付けられる。極限支持力は空洞がない場合で、 6.460MN/m^2 となり、道路橋示方書の支持力算定式より求めた支持力を大きく下回った。これは破壊のメカニズムの違いによるものと考えられる。
- (2) 空洞が浅い場合は、基礎から空洞に向けて、くさび形破壊が発生した。深い基礎の場合は、圧縮破壊とくさび形破壊が混在した破壊形状となった。なお、空洞位置が偏心した場合も、圧縮破壊と基礎から空洞に向かったすべり線が発生し、基礎は水平方向の大きく変位した。

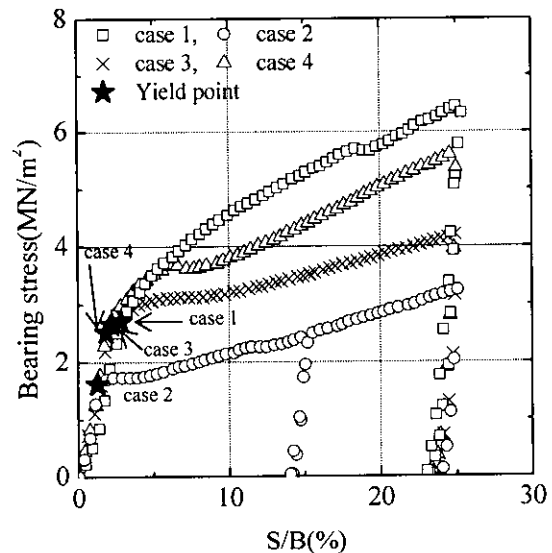


図5 載荷重 - S/B

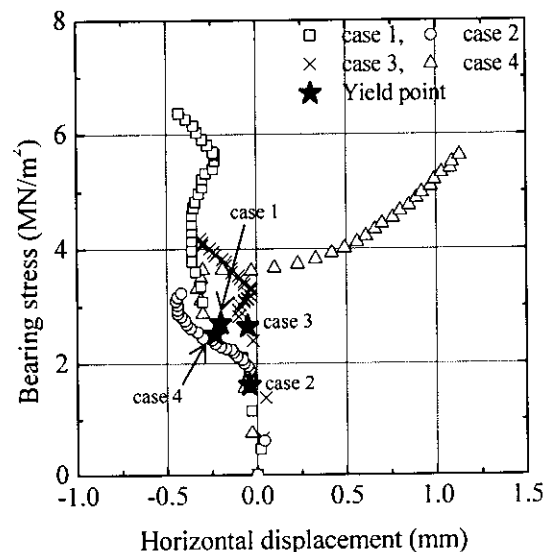
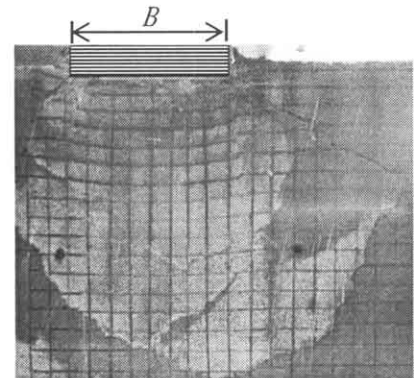


図6 載荷重 - 基礎の水平変位

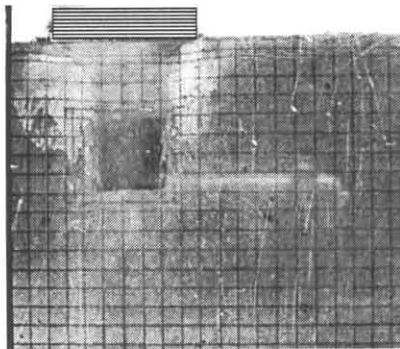
今後、空洞サイズの違い、空洞個数の影響等についての実験を継続していく。

参考文献

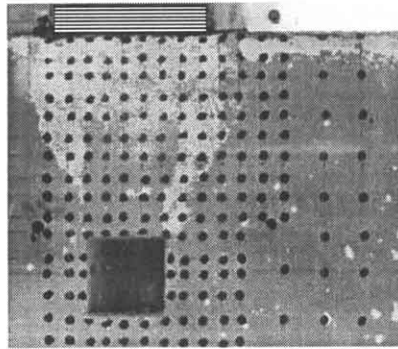
- 1) 新城, 中村: 琉球石灰岩の圧縮強度について, 第 44 回農業土木学会九州支部講演集, pp. 167-170, 1974.
- 2) 清住, 大内, 前寺, 日下部, 高橋, 江藤: 空洞を有する琉球石灰岩層の支持力実験に用いる模型地盤の作成, 第 20 回沖縄地盤工学研究発表会, 2007.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002



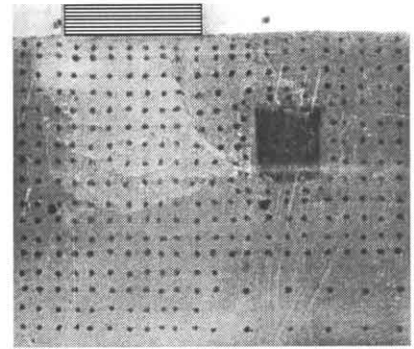
(a) case 1 $S/B = 25\%$



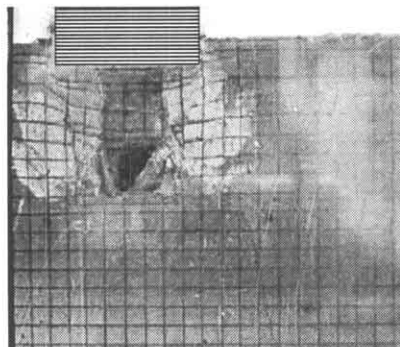
(b) case 2 $S/B = 5\%$



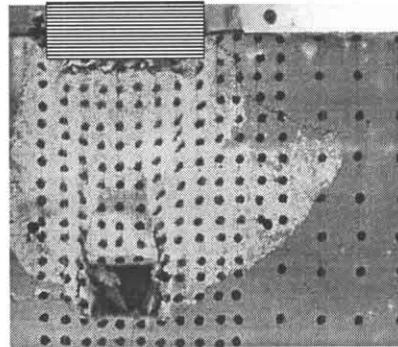
(d) case 3 $S/B = 4\%$



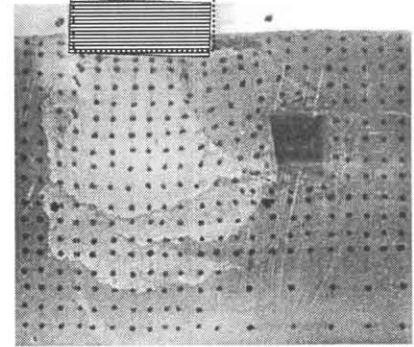
(f) case 4 $S/B = 10\%$



(c) case 2 $S/B = 20\%$



(e) case 3 $S/B = 25\%$



(g) case 4 $S/B = 25\%$

写真1 破壊状況

16 弾塑性有限要素解析による琉球石灰岩及び空洞の安定性評価

パシフィックコンサルタンツ(株)	○	鈴木 章浩
		石井 正
		松田 繁樹
		片野田 隆宣
沖縄県八重山支庁		比嘉 悟
		東浜 安邦
琉球大学工学部		渡嘉敷 直彦

1. はじめに

沖縄県全土に多く存在する琉球石灰岩はその岩質の特性上、非常に複雑な工学的特性を示す。これらの堆積物は生物の遺骸を起源とする石灰質の砂礫となっており、間隙が大きく亀裂も発達し不安定な地盤を形成している。また琉球石灰岩の特性上地下水流動に伴い侵食作用が進行され、琉球石灰岩内部には空洞を形成することが多く、工学的な不安定要素をより強めている。

一方沖縄県ではインフラ整備等による土木事業が進行する中、このような不安定な地盤上に土木・建築構造物を構築する機会が多い。しかしながら琉球石灰岩や内部の空洞に対する安全性評価手法や設計手法がいまだ確立されていないのが現状である。

これらの琉球石灰岩や空洞の安定性を評価するにあたっては、琉球石灰岩の特質を考慮した適切な工学的特性（物性値）の設定、予測解析手法、安定性評価手法を選択する必要がある。一般に岩盤を対象とした安定性評価を行う場合、切土斜面を対象とすることが多い。その場合円弧すべり法のような解析手法により、せん断強度を入力値とし地すべりの分類に応じて所定の安全率を設定している。また重力式コンクリートダム建設においては、その基礎岩盤に求められる安定性はヘニー式から算出し、塑性変形や面的評価を加え経験的・総合的にその安全率を設定している。それらのいずれも被害実績や実験等により安全率が明らかになっており設計指針等に示されている。しかしながら琉球石灰岩やその内部の空洞の安定性については明確な実験データや崩壊事例に乏しく安全率による評価は無い。

そこで本論文では新石垣空港建設予定区域における琉球石灰岩内の空洞存在箇所において、空港建設に伴う盛土等の増加荷重による影響を、弾塑性有限要素解析により実施し、塑性領域の広がり方に着目しその安定性を評価した。これらの解析結果から判断される琉球石灰岩内の空洞安定性評価手法の提案を行うものである。

2. 地質概要

対象地域は新石垣空港建設予定地とし、図1に示すとおり A1 洞窟が空港滑走路を横断しており、E 洞窟が縦断している形となっている。

地質状況は空洞上部に琉球石灰岩が存在し、空洞下位に名蔵礫層、トムル層と続く。琉球石灰岩は未固結状態である琉球石灰岩未固結部（以降未固結部）と固結状態である琉球石灰岩岩盤部（以降固結部）に分類される。各洞窟の地質断面図を図2に示す。

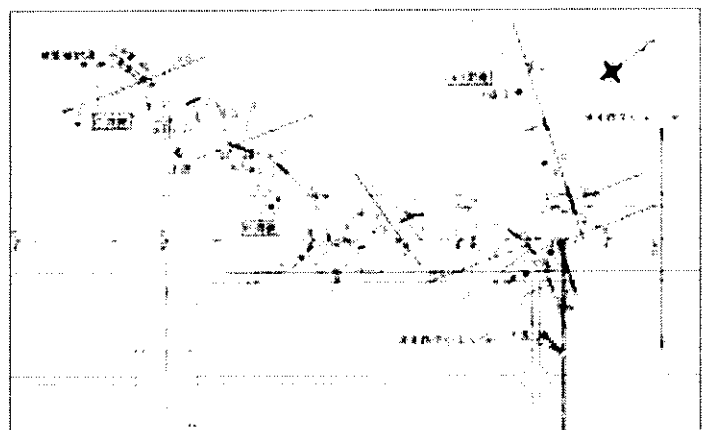


図1 検討対象地域

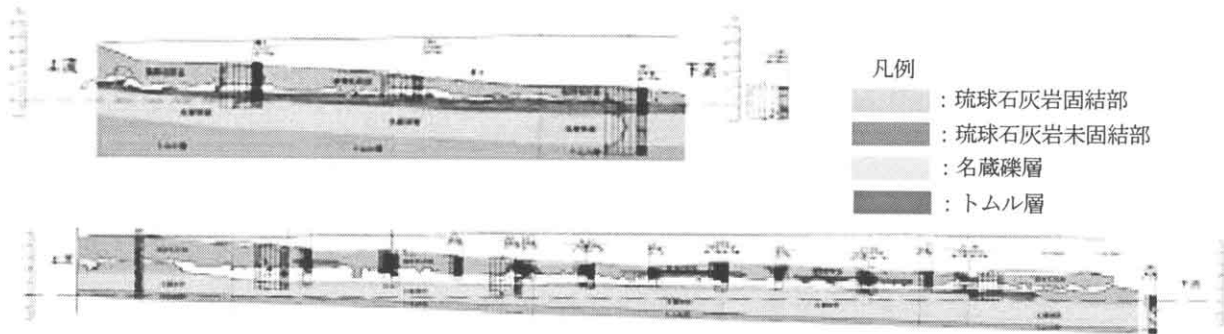


図2 各洞窟における地質状況

3. 解析断面の設定

解析断面は空洞の崩壊要因と推定される①盛土厚②現況土被り③空洞幅④空洞上層部（強度）に着目し計7断面の検討を行った。解析断面位置を図3に示す。

4. 地盤物性値の評価

当該地においては各層において表1に示す原位置及び室内試験が実施されている。物性値算出にあたっては各試験結果を参照し決定した。

増加荷重による各岩や空洞の安定性評価を行う上で重要な物性値としてせん断強度（粘着力・せん断抵抗角）が挙げられる。特に亀裂や間隙の多い岩ではテストピースによるせん断強度よりも実際の強度は低い可能性が高い。これらのことを考慮し各地質において以下のように設定した。

○琉球石灰岩固結部

せん断抵抗角…三軸試験結果では

拘束圧が著しく弱く適切な試験値が得られていないと判断し既存文献¹⁾より判断した。表2より固結部はC

IIIに分類され、図4より内部摩擦角は、30～40°とされている。本検討においては30°と設定した。

粘着力…岩石試験（岩石の一軸圧縮試験）により、一軸圧縮強度 q_u が得られている。ただし、硬質部の中でも比較的亀裂の少ない箇所での試験が実施されているため、亀裂補正を参考文献²⁾に従い算出した。算出方法は“岩石試験（超音波速度測定）により得られたテストピースのP波速度 U_p ”と“PS検層により得られた地山のP波速度 V_p ”により亀裂係数 $((V_p/U_p)^2)$ を算出し、一軸圧縮強度に乘じて地山強度 q_u' とした。地山強度 q_u' をもとに、モールの応力円よりそれぞれ粘着力を算出した。

○琉球石灰岩未固結部・名蔵礫層

孔内せん断試験を実施していることから、本試験の平均値を採用した。

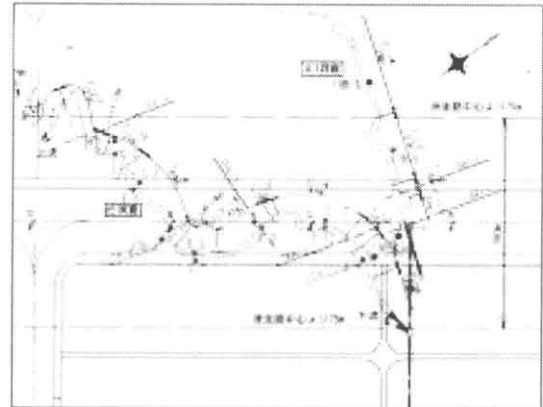


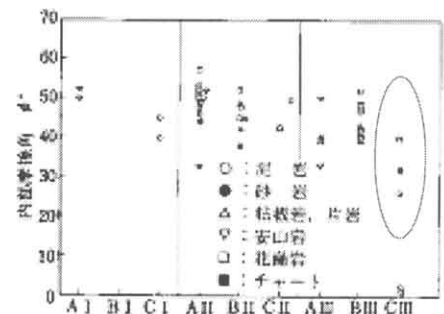
図3 解析実施断面位置図

表1 原位置・室内試験実施概要

地層区分	実施試験内容	
	原位置試験	室内試験
琉球石灰岩固結部	PS 検層	三軸試験・岩石試験
琉球石灰岩未固結部	PS 検層・孔内水平載荷試験 孔内せん断試験	岩石試験
名蔵礫層	PS 検層・孔内水平載荷試験 孔内せん断試験	三軸試験
トムル層	—	—

表2 岩盤の分類¹⁾

岩石強度分類	50MPa 以上	10～50MPa	10MPa 以下
割れ目間隔分類	A 種	B 種	C 種
30cm 以上 (I 群)	A I	B I	C I
10～30cm (II 群)	A II	B II	C II
10cm 以下 (III 群)	A III	B III	C III

図4 岩盤の内部摩擦角¹⁾

5. その他の条件

その他の条件として施工中の重機荷重及び供用中の航空機荷重をそれぞれ増加荷重として考慮した。

6. 解析結果

有限要素解析はモール・クーロンによる弾塑性解析により実施した。なお初期応力解析では水平地盤であったと仮定し、空洞形成は次 STEP による掘削開放率 1.0 を与え再現を行った。各 STEP では盛土荷重・重機荷重・航空機荷重を順次与え、最終評価は最も地盤及び空洞に荷重が載荷された航空機荷重点とした。解析結果を表 3 に示す。なお解析結果は代表的 2 断面を示す。解析結果は初期応力解析時（空洞形成時）と航空機荷重載荷時をそれぞれ示す。図中赤色が要素の引張破壊を示し、青色がせん断破壊を示す。引張破壊の定義としては完全引張破壊（引っ張り強度 σ_{tf} と最大主応力 σ_1 との関係が $\sigma_1 < -\sigma_{tf}$ であるとき）及び一軸引張破壊（引張強度 σ_{tf} と最小主応力 σ_3 との関係が $\sigma_3 < -\sigma_{tf}$ ）とし、せん断破壊は最大主応力と最小主応力から決定されるモール円が所定のせん断強度を上回った場合である。

表 3 解析結果

断面名	17E-1 断面	18E-1 断面
初期応力解析時 (空洞形成時)		
盛土荷重載荷時		
航空機荷重載荷時		

7. 解析結果の評価手法

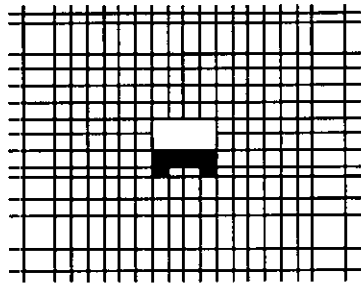
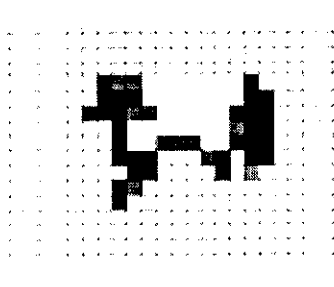
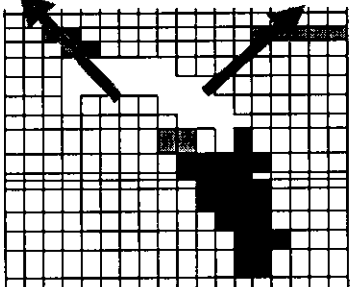
解析結果の評価においては空洞上部の破壊領域（せん断破壊及び引張破壊要素の領域）の進行に着目した。空洞崩壊のメカニズムが上部の引張強度やせん断強度の進行により崩壊することを考慮すれば、破壊領域は徐々に空洞上部から地表面へと進行することが予想される。

17E-1 断面では空洞上部から自由面（地表面）に向かい 45 度付近で破壊線のようなものが見受けられる。これは初期応力状態では確認されなかった破壊領域が増加応力に伴い引張り・せん断破壊が生じ地表面へと進行している。このことは空洞崩壊の可能性が高いことを示唆している。

18E-1 断面では空洞下方には塑性領域が増加しているが自由面への塑性領域の進行は認められない。このことは空洞上部が安定していることから空洞崩壊にはならないということがいえる。以上の評価手法のまとめを表4に示す。

一方各断面では破壊線上での安全率は増加応力とともに刻々と変化するがその安全率に対し空洞が安定しているかどうかという評価は実験結果と比較する以外現状では難しい。つまり定量的な値によって一律に評価することが難しいことを意味している。それに対し本手法を用いることで時間経過（増加応力の増加）によりその塑性領域の進行を評価することで安定性の評価が可能であることを示唆している。

表4 空洞の安定性評価

安定な状態1	安定な状態2	危険な状態
		
増加応力が発生しても空洞上部に塑性領域の進行が認められない。このことから空洞は安定していると評価。	増加応力により空洞側面及び下面で塑性領域が進行するが上面では進行が認められない。このことから空洞は安定していると評価。	塑性領域が自由面に進行した場合、空洞の安定性は確保されず、危険な状態とみなす。

8. まとめ

- 1) 琉球石灰岩の岩質の特性から亀裂を考慮しせん断強度を再現した。
- 2) 弾塑性解析により空洞の安定性評価を行った。その結果塑性領域の進行具合によりその安定性を評価することが可能であることがわかった。

9. 今後の課題

本研究は弾塑性有限要素解析により空洞の安全性を評価した。今後、本工事時においては動態観測等により対象周辺の状況を確認し解析にフィードバックしていくことが望ましい。またその他の現場や室内試験等の観測結果がある場合は同様に解析の手法により検証することでより精度が高まると考えられる。最終的には塑性領域のみならず安全率等の定量的な指標により評価を行っていくことが望まれる。

参考文献

- 1) 土木学会：ダムの地質調査
- 2) 渡嘉敷直彦 他：多孔質石灰岩における空隙の幾何学的特性と変形・強度特性に関する実験的検討；第13回沖縄地盤工学研究発表会

沖縄地盤工学会会員

顧問	宜保 清一	琉球大学農学部
会長	原 久夫	琉球大学工学部
副会長	加藤 進	琉球大学工学部
副会長	渡嘉敷 直彦	琉球大学工学部
会員	中村 真也	琉球大学農学部
	伊野波 盛義	(株)中央建設コンサルタント
	新城 三雄	上城技術情報(株)
	知念 洋一郎	(株)大富建設コンサルタント
	砂川 尚之	(株)日興建設コンサルタント
	平良 聡	(株)沖技
	高久 和彦	大和探査(株)
	儀間 雅	沖縄県土木建築部
	宮城 富夫	上城技術情報(株)
	吉沢 光三	(株)清光研究所
	日吉 智	応用地質(株)
	島袋 真希	(株)大富建設コンサルタント
	安谷屋 賢	北斗設計(株)
	川満 一史	(株)沖縄設計センター
	桃原 強	岡三リビック(株)