

第29回  
沖縄地盤工学研究発表会  
講演論文集

Proceedings of the 29<sup>th</sup> Annual Meeting of  
Okinawa Geotechnical Society

15 January 2020 | Okinawa JAPAN



(主催) 沖縄地盤工学会・地盤工学会九州支部

Proceedings of the 29th Annual Meeting of Okinawa Geotechnical Society

Copyright © 2020 by Okinawa Geotechnical Society

Published by Okinawa Geotechnical Society

1 Senbaru, Nishihara, Okinawa, Japan

<http://www.jiban.tec.u-ryukyu.ac.jp/>

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or transmitted in any form or by any means, electronic or mechanical, including photocopying and recording, or by any information storages and retrieval system, without the written permission from the publisher.

This work was supported by Japanese Geotechnical Society Kyushu Branch.

Printed in Japan

第29回  
沖繩地盤工学研究発表会  
講演論文集

Proceedings of the 29<sup>th</sup> Annual Meeting of  
Okinawa Geotechnical Society



# Program – Part I –

開会の挨拶		
12:55 – 13:00	伊東 孝(沖縄地盤工学研究会会長, 琉球大学教授)	
特別講演1		
13:00 – 13:40	原 久夫(元沖縄地盤工学研究会会長) 「圧密沈下を再考する」	p.1 - 5
休 憩		
一般セッション 1 座長:川満 一史((株)沖縄設計センター)		
13:45 – 14:00	佐原邦朋(ヒロセ補強土株), 江洲大樹(株豊神建設) 現場引抜き試験による鋼製帯状補強土壁工法の現場品質管理	p.6 - 8
14:00 – 14:15	藤澤久子, 富坂峰人, 今村史子(日本工営株), 伊保忠義(沖縄リビック株) 土壌藻類を活用した環境にやさしい表面侵食防止技術-BSC 工法の紹介	p.9 - 10
14:15 – 14:30	今井治憲, 松尾浩典(ソイルワークス株), 近藤省一(小野田ケミコ株), 齋藤邦夫(中央大学) 沖縄地盤における複合相対攪拌工法の地盤改良事例	p.11 - 17
14:30 – 14:45	浅木里桜, 上西遼, 廣瀬孝三郎, 松原仁(琉球大学) 電着技術をベースとした自己組織的な地盤修復技術の開発とその評価	p.18 - 21
14:45 – 15:00	原田道幸(東京インキ), 小浪岳治, 林豪人(岡三リビック), 桃原強(沖縄リビック) 補強土壁工法の壁面材にジオセルを用いた適用性	p.22 - 25
15:00 – 15:15	Fares W., Castro J.J (University of the Ryukyus) Research on Vibration Characteristics of the Ground of Okinawa Main Island	p.26 - 30

## Program – Part II–

特別講演 2		
15:30 – 16:10	大角 恒雄(防災科学技術研究所), Hazarika H. (Kyushu University) 「1771 年明和地震における津波再現計算と高台移転の現状」	p.31 - 45
休 憩		
一般セッション 2 座長:砂川 尚之(日興建設コンサルタント)		
16:15 – 16:30	藍檀オメル, 伊東孝(琉球大学), 渡嘉敷直彦(地殻工学防災研究所), 首里勇治(㈱朝日建設コンサルタント) 大型構造物基礎としての琉球石灰岩層の力学的安定性と杭基礎の支持 力特性の評価	p.46 - 54
16:30 – 16:45	井上英将(㈱南城技術開発), 藍檀オメル, 伊東孝(琉球大学), 渡嘉敷直彦 (地殻工学防災研究所) 糸数アブチラガマ(石灰洞)の安定性評価の事例(その 2) –DFEM 解 析の利用例–	p.55 - 61
16:45 – 17:00	植山隆義, 田中剛, 高久和彦(日本物理探査(株)) 沖縄の不発弾探査(磁気探査)	p.62 - 63
17:00 – 17:15	本山凌, 伊東孝(琉球大学), 渡嘉敷直彦(地殻工学防災研究所) GPS 地殻変位観測に基づく南西諸島周辺のひずみ速度算定	p.64 - 65
17:15 – 17:30	川満一史(㈱沖縄設計センター) 斜面状況を確認するための簡易なサウンディングの紹介	p.66 – 69
17:30 – 17:45	Ozcan N.T (Hacettepe University), Aydan Ö, Murayama Y., Horiuchi K. (University of the Ryukyus) A model experimental and numerical study on rockfalls and its applications to the rockfall hazard in Miyagi Island	p.70 – 73
閉会の挨拶		
17:50 – 17:55	伊東 孝(沖縄地盤工学研究会会長, 琉球大学教授)	
18:00 – 19:30	懇親会	

第 29 回沖縄地盤工学研究発表会

The 29th Annual Meeting of Okinawa Geotechnical Society

Part I

*Invited and **G**eneral Lectures*





# 圧密沈下を再考する

原 久夫<sup>1</sup>

1 元 琉球大学・工学部

## 概 要

圧密沈下について再考し、現行の圧密沈下の計算方法自体が持つ誤謬を示す。まず、現行の計算方法（以下、慣用法と記す）では、理論に最も近い条件で観測される標準圧密試験での沈下量でさえ再現できないことを示し、その原因を考察する。次に標準圧密試験での沈下量を再現できる粘弾性モデルを紹介する。またそのモデルを適用して急速圧密試験の新しい利用例を示す。

キーワード：圧密沈下、標準圧密試験、粘弾性体、二次圧密、急速圧密試験

## 1. はじめに

土木技術者であれば「圧密沈下」という用語を知らない人はいないであろうほど、圧密沈下は地盤工学に携わる設計者にとっては必須の知識といえる。Terzaghi による圧密理論<sup>1)</sup>の発表以来この理論に基づいて沿岸部の沖積層を対象に多くの埋め立てが行われている。沖縄県でも那覇市、泡瀬地区、最近では那覇空港などの大規模な埋立を伴う工事では必ず圧密による沈下を考慮した設計、施工が行われる。一般の地盤工学者にとって「圧密」沈下量の計算はすでに確立された技術であり、対象地盤の圧密計算に必要な諸条件を適切に評価すればほぼ間違いなく予測できるものと考えられているようにみえる。

本稿では、圧密沈下について再考し、現行の慣用法では、理論に最も近い条件で観測される標準圧密試験での沈下量でさえ再現できないことを示し、その原因を解説する。次に標準圧密試験での沈下量をほぼ完全に再現できる粘弾性モデルの一例を紹介する。

実際の圧密沈下はそれほど単純な現象ではないことや、

「土質力学テキストの盲信」は危険性を含んでいることを認識し、現場での圧密沈下に対するより深い理解に寄与する助けとしたい。

## 2. 標準圧密試験

### 2.1 標準圧密試験の沈下曲線

表-1 は、島尻層群泥岩を液性限界の 3 倍の含水比で完全攪拌した後に作成した再圧密島尻粘土の標準圧密試験結果の一部である。第 5 段階の圧密載荷で、圧密前後の物理量を示している。圧密増分圧力 320kPa を受け、24 時間の圧密時間で 5.58%の圧縮ひずみが生じている。その期間に観測された沈下曲線が、図-1 中の沈下曲線[A]である。沈下曲線[A]をもとに標準圧密試験法に従って求められる圧密定数（体積圧縮係数  $m_v$ 、圧密係数  $c_v$ 、補正圧密係数  $c'_v$ 、一次圧密比  $r$ ）を表-1 に示す。

この圧密定数を使い慣用法で計算される沈下曲線を図-1 に重ねてプロットする。沈下曲線[B]は補正前の圧密係数によるもの、沈下曲線[C]は補正圧密係数によるもので

表-1 再圧密島尻粘土の標準圧密試験結果（抜粋）

	圧密圧力 P kN/m <sup>2</sup>	圧力増分 ΔP kN/m <sup>2</sup>	圧密量 ΔH cm	供試体高 H cm	平均供試 体高さ cm	圧縮ひず み Δε	体積圧縮 係数 $m_v$ m <sup>2</sup> /kN	間隙比 e
圧密前	320			1.815				0.748
		320	0.099		1.765	5.580	1.74E-04	
圧密後	640			1.716				0.653
	平均圧密圧力 p		$t_{90}$	圧密係数	一次圧密比	補正圧密係数		
	kN/m <sup>2</sup>		min	cm <sup>2</sup> /d		cm <sup>2</sup> /d		
	452.5		16.29	5.84E+01	0.694	4.05E+01		

ある。これらの沈下曲線の比較から、慣用法による沈下曲線は、圧密係数補正の有無によらず、実際の沈下挙動を再現できないことが明らかである。慣用法による沈下は、24時間までは、常に実沈下量より多めに計算され、試験終了時の24時間の時点でかなり実測沈下量に近づく。その後、二次圧密沈下が継続して生じるため実際の沈下量は計算沈下量を上回ると予想される。

次に慣用法では、標準圧密試験での沈下曲線（人工的に管理した状況で作成した均一粘土供試体であっても）を再現できない原因を、最終沈下量、圧密速度の観点から説明する。

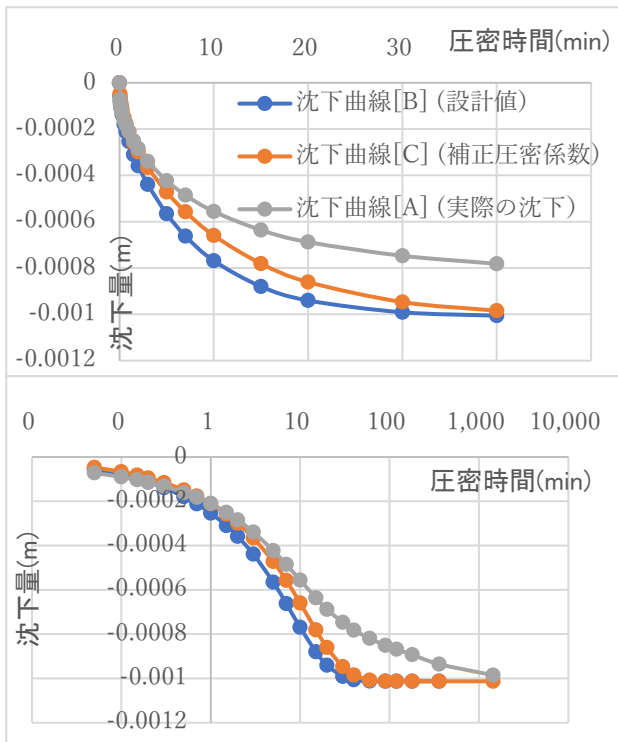


図-1 標準圧密試験（再圧密島尻粘土， $p_0=320, dp=320\text{kN/m}^2$ ）の沈下曲線[A]，慣用法による計算沈下曲線[B]，[C]の比較

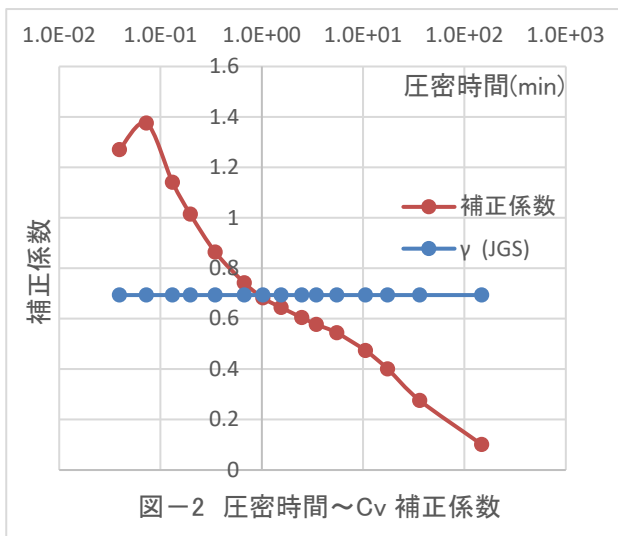


図-2 圧密時間～ $C_v$  補正係数

## 2.2 最終沈下量

24時間時点での沈下量を比較して、計算値>実測値となる原因は、体積圧縮係数  $m_v$  を求める際の沈下ひずみの定義を、圧密前後の層厚を平均した（平均層厚： $\bar{H}$ ）に対するひずみとしたことにある。慣用沈下計算では、（圧密前層厚： $H_0$ ）を使って最終沈下量を求めるため、 $H_0 > \bar{H}$  の関係から結果的に計算値>実測値となる。最終沈下量を e 法、Cc 法から求めればこの相違はなくなる。またひずみを対数ひずみで定義すればこの差を少しは解消できる。

## 2.3 沈下速度の比較と二次圧密

沈下速度の違いは最終沈下量の相違より深刻で、圧密係数を補正しても改善できない。そもそも一次圧密比と関係付けて補正することに意味がない。ある沈下量に着目して、その沈下量が生じる実圧密時間に対する慣用法による圧密時間の比を補正係数  $K$  とする。図-2 に示すように  $K$  は、圧密度に応じて変化し一定値ではないことがわかる。この補正係数を沈下曲線 [B] の圧密係数に乗じて補正した圧密係数を用いて慣用法による沈下計算すれば、観測沈下曲線 [A] に近い沈下曲線が得られる。慣用法での補正係数は、 $K=\gamma$ （一次圧密比）で圧密時間によらず一定値としており、標準圧密試験法で定められた補正方法の非現実性がよくわかる。

このような圧密時間あるいは、圧密速度の相違が生じる原因は二次圧密にあり、以下に詳しく解説するとともに粘弾性モデルにより観測沈下曲線 [A] を再現した結果を述べる。本来の圧密現象は三次元空間での現象であり、議論はそれなりに複雑となるのでここでは、一次元変形（沈下）に限って、圧密現象を解説する。三次元問題であっても基

表-2 圧密現象の基本式と圧密方程式

連続の式	$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial z}$	(1)
Darcy 則	$v = -ki = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z}$	(2)
構成式（線形弾性体）	$m_v = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon}$	(3)
有効応力の原理	$\sigma = \sigma' + u$	(4)
圧密荷重一定条件	$\sigma = p \quad (\text{一定})$	(5)
Terzaghi の圧密方程式と圧密係数	$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$	(6a)
	$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$	(6b)
無次元化圧密方程式	$\frac{\partial U}{\partial T_v} = \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2}$	(7)
圧密度～時間係数関係式	$U_{con} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-m^2 T_v}$	(8a)
	$M = (2m + 1) \frac{\pi}{2}$	(8b)

本的に変わりはないので、煩雑さをいとわなければ解析が可能である。

2.4 圧密現象を表す基本方程式

圧密現象は、二相混合物（固体と液体）の変形（固体）と流動（液体）の連成問題として記述され、圧密解析は、偏微分方程式で表された支配方程式を付与された境界条件、初期条件のもとで解くことに帰着する。Terzaghi のように普通は、間隙水圧を時空間での未知変数に取ることが多い。解として得られた間隙水圧分布の時間的変化から地盤工学的に利用しやすくした時間係数～圧密度関係などの図表が準備される。これらを利用すれば一次元圧密沈下解析に限って地表面の沈下量を計算することができる。具体的には次の手順で行われる。

- ① 連成問題の基本微分方程式を、間隙水圧を未知変数とする連続の式に集約する（一次元圧密方程式）。
- ② 圧密方程式を 2 個の境界条件と 1 個の初期条件のもとに解き、すべての時空間での間隙水圧分布を求める。これは、間隙水圧の消散過程を求めることに相当する。
- ③ 間隙水圧分布を有効応力の原理式、構成式に代入して有効応力分布および沈下ひずみ分布を求める。
- ④ 任意の注目する時刻における沈下ひずみを全層厚にわたって積分してその時刻の地表面沈下量を求める。
- ⑤ ①～④の手順を忠実に実行するには大変な計算が必要となるため、無次元時間（時間係数  $T_v$ ）、無次元層

厚 ( $Z = \frac{z}{H}$ )、無次元間隙水圧 ( $U = \frac{u}{p_0}$ ) を導入し、た

だ一つの時間係数～圧密度関係式で任意時間係数における地表面沈下量を表現する。

- ⑥ 現実空間の諸元を無次元空間に変換して、解を得る。この無次元解を現実空間の諸元に逆変換すれば、地表面沈下が得られる。この変換および逆変換作業が沈下計算と呼ばれる計算になる。

表-2 は圧密現象を記述する 5 個の基本式である。式(1)～(5)を集約して(6)式に示すが得られる。

2.5 粘弾性モデル：一般化 Voigt モデル

表-2 に挙げた基本式の意味を吟味すれば、二次圧密に関連するものは Darcy 則と構成式しかないことがわかるが、ここでは構成式の内容について考える。弾性体を粘弾性体である一般化 Voigt モデルに変更し、二次圧密挙動の表現法を説明する。

一般化 Voigt モデルは、図-3 に示すようにいくつかの Voigt 要素の直列結合からなっており、複雑な時間依存性挙動解析に対応でき汎用性にも優れた粘弾性モデルである。各 Voigt 要素は、弾性ばね要素と粘性要素（ダッシュポット）の二つの要素を持っている。弾性ばね要素はコンプライアンス (C)、粘性要素は緩和時間(T)の特性値を持つ。応力増分  $\sigma$  が作用すると、 $\sigma$  は弾性ばね要素と粘性要素の両方で分担され、両要素に同量のひずみ増分  $\epsilon$  が生じる。粘性要素の緩和時間を  $T = 0$  とすると完全弾性体、弾性ばね要素のコンプライアンスを  $\infty$  とすると完全粘性流体となる。この Voigt 要素を n 個、直列に連結したものが

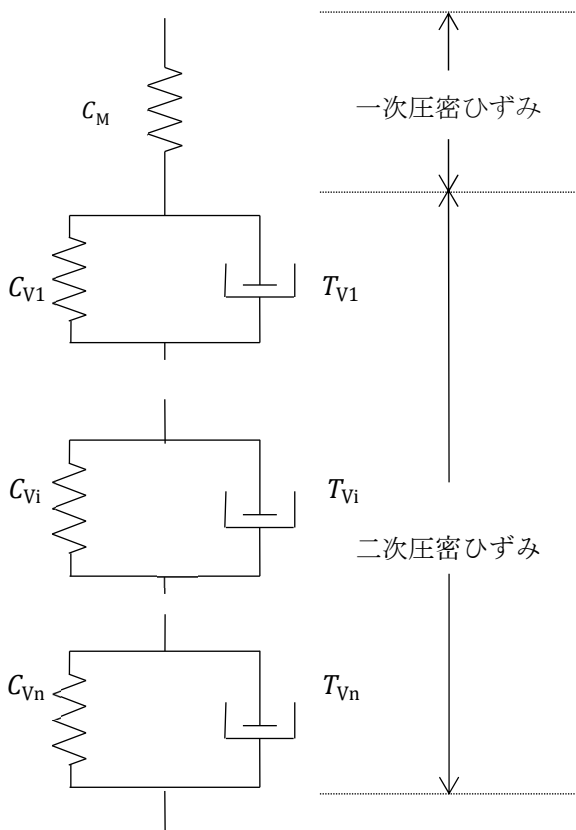
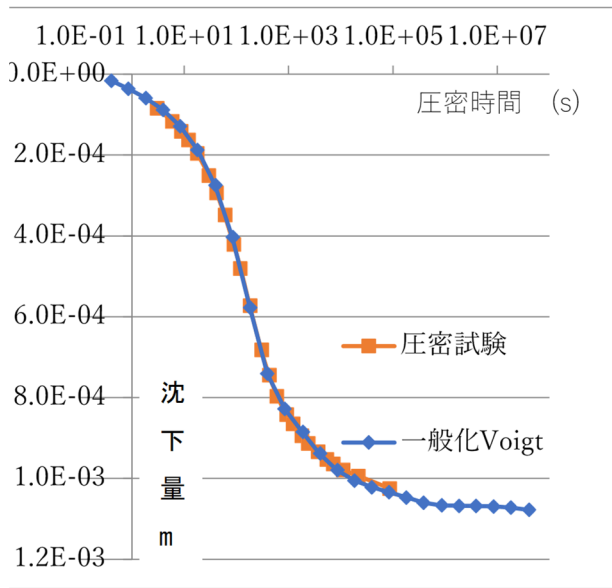


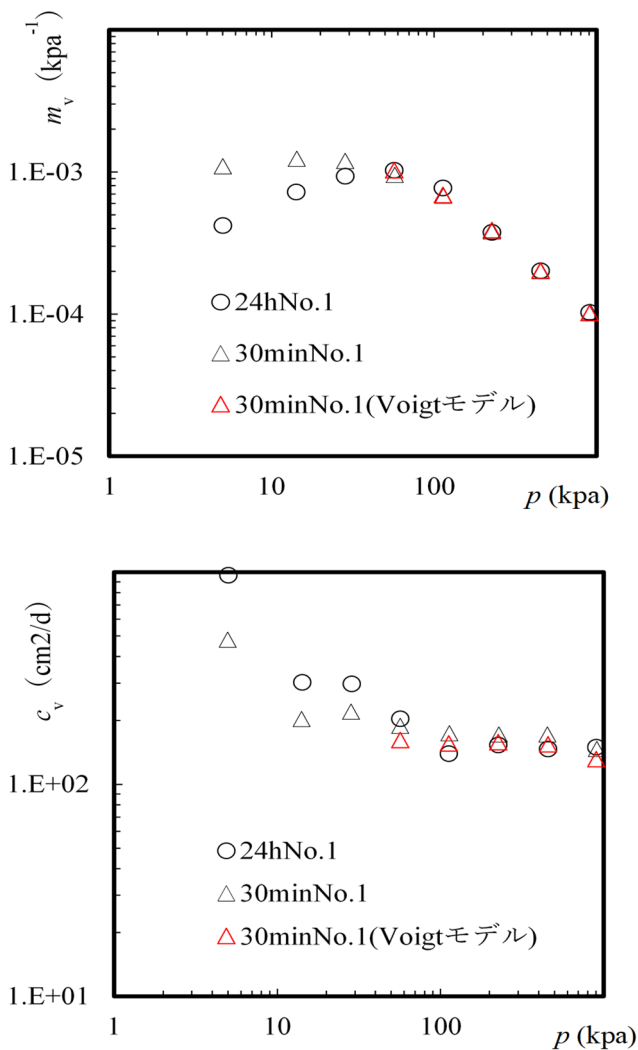
図-3 一般化 Voigt 要素と一次、二次圧密ひずみ

表-3 一般化 Voigt 要素の特性値

Voigt 要素番号	コンプライアンス C(kPa <sup>-1</sup> )	緩和時間 Tv(s)	緩和時間 係数 T
0	1.46E-04	3.91E-01	1.00E-03
1	9.75E-06	7.82E+02	2.00E+00
2	9.75E-06	1.56E+03	4.00E+00
3	9.75E-06	3.13E+03	8.00E+00
4	9.75E-06	3.91E+03	1.00E+01
5	9.75E-06	1.49E+04	3.80E+01
6	9.75E-06	1.96E+05	5.00E+02
7	9.75E-06	1.96E+08	5.00E+05
8	9.75E-06	1.96E+09	5.00E+06
9	9.75E-06	1.96E+10	5.00E+07
10	9.75E-06	1.96E+11	5.00E+08



図—4 標準圧密試験沈下曲線と Voigt 要素による計算沈下曲線の比較



図—5 標準圧密試験による圧密特性値と急速圧密試験による推定値の比較

一般化 Voigt モデルである。最初の第 1 要素は特別な要素で、 $\eta = 0$  とした弾性体を仮定する。このようにすると、第 1 要素は Terzaghi 圧密モデルにおける一次圧密沈下に対応することになる。第 2 要素以降の要素の沈下がいわゆる二次圧密沈下に対応する。一次圧密がほぼ終了した期間のように、有効応力増分がゼロであっても、粘性ダッシュポットが負担していた応力増分が徐々にばね要素に置き換わり、これらの要素に沈下が生じる。置き換わり速度は粘性要素の緩和時間によって変わり、緩和時間が大きいほど遅くなる。

標準圧密試験で実際に観測される沈下挙動を再現するには、最低でも 10 個の Voigt 要素が必要となる。図-4 に標準圧密試験での沈下曲線を再現した事例、表-3 に一般化 Voigt モデル各要素のばね性能と緩和時間を示す。図に示すように一般化 Voigt モデルに適切な特性値群を設定すれば実験結果を再現できることがわかる。

## 2.6 粘弾性モデルによる圧密沈下計算の利用方法と課題

いったん一般化 Voigt モデルの定数群が確定すれば、標準圧密試験では対応できない長期の二次圧密沈下量を予測できることが最大の特徴である。図-4 の例では、100 日後までを予測している。

そのほかに、任意の圧密条件に対する圧密沈下のシミュレーションを利用することもできる。このシミュレーションの利用法の一部として急速圧密試験を標準圧密試験に代用する事例を次に示す。

### 急速圧密試験を利用した標準圧密試験結果の推定法

具体的事例として圧密時間を 30 分とした急速圧密試験の利用例<sup>2)</sup>を示す。

#### 急速圧密試験の利用手順

- ① 標準圧密試験によって圧密特性値[C]が得られている試料を準備する。[C]は検証のために準備する。
- ② 圧密時間を 30 分とした急速圧密試験（試験時間が 1/48 に短縮される）を実施し、沈下曲線[A]'を得る。
- ③ [A]'から一般化 Voigt モデルの係数群[B]'を求める。
- ④ [B]'に 24 時間圧密条件を与えて標準圧密試験に相当する沈下曲線[A]''を作成する。
- ⑤ [A]''から圧密特性値[C]''を得れば、[C]''は標準圧密試験結果[C]の代用とすることができる。

#### 検証

この手順に従って解析した事例を図-5 に示す。結果は、[C]''  $\approx$  [C]となり、30 分の急速圧密試験で十分標準圧密試験の代用可能となることがわかる。本法は圧密試験時間大幅に短縮できるという利点があり魅力的である。

#### 課題

1. 上記事例の[B]'の同定が試行錯誤法によること。
2. [B]'を構成する係数が多すぎる。図-4 の例では 20 個の係数が必要。
3. 多次元圧密解析では体積変形、せん断変形のそれぞれに係数が必要となりさらに係数が増える。

4. 構成モデルの精度と境界条件設定, 地層構成の精度と釣り合わない。
5. 塑性変形を取り入れていないために生ずる不都合がある。

### 3. まとめ

圧密沈下問題を考慮するとき, Terzaghi 圧密理論と標準圧密試験結果に基づく慣用法の問題点を挙げた。実際の現場で生じている圧密沈下は, 標準圧密試験条件よりもっと複雑であり, 沈下対象の粘性土を特徴づける特性値も決して単一ではなく多数の複雑な係数群で表されると考えら

れる。慣用計算法による沈下曲線への妄信は禁物である。慣用法は今後も実務で活用されるであろうが, ここで述べたように実沈下挙動との齟齬がある。理論と実際の条件との違いを考慮に含めた総合的見地から実地盤での圧密沈下を評価, 管理して欲しい。

### 参 考 文 献

- 1) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., 1943.
- 2) 酒井康司、原久夫：一次元圧密沈下解析に対する多要素 Voigt モデルの適用性に関する実験的研究、第 68 回土木学会年次学術講演会、III-211, 2013.

# 現場引抜き試験による鋼製帯状補強土壁工法の現場品質管理

佐原邦朋<sup>1</sup>，江洲大樹<sup>2</sup>

- 1 ヒロセ補強土(株)・九州沖縄営業部
- 2 (株)豊神建設・平成30年度与那原2号橋下部工(下りP3, P4)工事

## 概要

鋼製帯状補強材を使用する補強土壁工法は、補強材と盛土材料の摩擦特性を構造原理として垂直な壁面を構築している。一般に現場における品質管理はマニュアル<sup>1)</sup>で規定された細粒分含有率の盛土材料を使用し、規定の締固め度を確保することで設計条件の摩擦力が発揮されるものとしている。この方法によれば安全側の盛土材料規定と締固め度管理によって容易に品質が確保されるはずである。しかし、この方法は間接的な仕様規定のため、これからの土工構造物に要求される性能を証明することは難しい。そこで、摩擦特性を直接的に確認するための試験片を施工途中に設置しておき、現場引抜き試験を実施した。結果は設計値を十分上回るものであったため、構築された補強土壁の摩擦特性は十分発揮されている性能が確認できた施工事例を紹介する。

キーワード：補強土壁，摩擦特性，現場引抜き試験，鋼製帯状補強材，性能

## 1. はじめに

国道329号与那原バイパス工事は、与那原町交差点付近の慢性的な渋滞を解消し、将来的に国際ビジネス拠点となるMICE建設予定地と那覇空港自動車道をつなぐことで、那覇空港からのアクセスを向上させて観光や交流を促進することを旨とするものである。本報は同国道工事に採用された鋼製帯状補強土壁工法(以下、帯鋼補強土壁と略記)の施工に当たり、現場品質管理の提案として補強材と盛土材料の摩擦特性を直接的に確認する現場引抜き試験を実施して摩擦特性の性能を検証し、施工品質を管理した事例を報告する。

表-1 盛土材料の違いによる標準的な $f_0^*$ 、 $\phi_1$ の設計値<sup>2)</sup>

	[B]材料	[A]材料	
	標準値	最低値	砕石の場合*
細粒分(%)	25~35	25以下	25以下
$f_0^*$	1.0	1.5	$\leq 2.0$
$\phi_1$	25	36	$\leq 40$

※引抜き試験，三軸圧縮試験，一面せん断試験等により摩擦係数を直接的に評価した場合  
ここに  $\phi_1$ ：盛土材料と補強材との見かけの摩擦角(°)  
土被り6mの場合  $f_{6.0}^* = \tan \phi_1$

## 2. 現場の品質管理項目

### 2.1 裏込め土に使用する盛土材料の規定

裏込め土に使用する盛土材料の規定は、マニュアル<sup>2)</sup>に表-1のように示されており、一般に[A]材料：細粒分の含有量が25%以下の土質材料を使用している。今回使用した盛土材料の物性値を表-2に示す

### 2.2 現場管理規定

現場の管理項目は、出来形と締固め度を規定している。出来形は、壁高さHに対して0.03Hかつ30cm以内、締固め密度は、A,B法による最大乾燥密度の95%以上、またはC,D,E法の90%とされている。したがって、今回の盛土材

表-2 使用盛土材料の物性値

試料名	C-40	珊瑚建材
粒度試験	細粒分含有率 $F_c$ (%)	3.5
締固め試験	密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.701
	最適含水比 $w_{opt}$ (%)	4.8
	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> ) (E-b法)	1.930
	自然含水比 $w_n$ (%)	12.4
三軸圧縮試験	全応力(CD)	
	粘着力 $c_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	11.1
	内部摩擦角 $\phi_d$ (°)	38.6

料はE-b法による突固めによる締固め試験を行なっているため、施工における締固め管理規準値は90%以上となる。

しかし、当該現場における締固め度は、95%以上を目標に管理されており、95%以上の締固め度を確保できていることが確認されている。

### 3. 現場引抜き試験の方法

帯鋼補強土壁における現場引抜き試験の実施方法は、図-1 に示すように施工途中に引抜き試験用の試験片を設置しておき、所定の高さになった時点で油圧ジャッキによって引抜き抵抗値を確認するものである。引抜きは荷重制御で行い、5kN 載荷後に引抜き量を記録し、その後1分間の保持を行う。そのステップを所定の荷重まで繰り返す。引抜き荷重が所定の値以上あることが確認できた場合、または、試験片が引き抜けを起したら試験を終了する。引抜き荷重は以下の式により算出する。

$$P = 2 \times z \times \gamma \times f \times L \times b$$

ここに、

- z : 土被り (m)
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- f : 補強材の摩擦係数
- L : 補強材埋め込み長 (m)
- b : 補強材の幅 (m) (幅広 0.08m)
- P : 引抜き力の目標値 (kN)

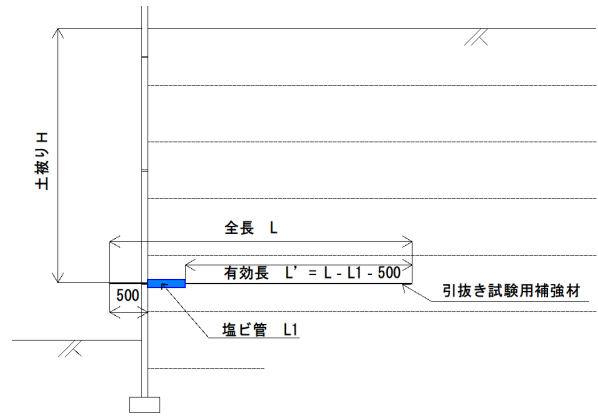


図-1 現場引抜き試験の計画断面図



写真-1 現場引抜き試験の実施状況

### 4. 現場引抜き試験結果

現場引抜き試験の実施状況を写真-1 に、引抜き試験結果を図-2、図-3 に示す。設計の目標引抜き荷重を満足しており、ピーク値が確認できないほど十分な抵抗力を発揮していた。計測された引抜き荷重から見かけの摩擦係数を算出すると下記の通り設計値を十分満足するものであった。さらに、引抜き抵抗力はピーク値まで確認できていないため、計測値以上の抵抗力があることが分かる。見かけの摩擦係数 f の算出は下式による。

$z \leq 6.0\text{m}$  のとき、

$$f = f_0 \times (1 - z/6) + z/6 \times \tan \psi$$

$z > 6.0\text{m}$  のとき、

$$f = \tan \psi$$

ここに、

$f_0$ : 土被り厚がないときの見かけの摩擦係数

$\psi$ : 盛土材とストリップとの見かけの摩擦角 = 36°

この式で算出した設計値は、左側  $z_1 = 2.25\text{m}$  から  $f = 1.210$ 、右側  $z_2 = 1.50\text{m}$  から  $f = 1.307$  になる。実際に計測された見かけの摩擦係数は以下の通りである。

1) (左側) 土被り 2.25m

$$P_1 = 55.0\text{kN} > 24.83\text{kN}$$

$$\therefore f_1 = P_1 / (2 \times z_1 \times \gamma \times L \times b)$$

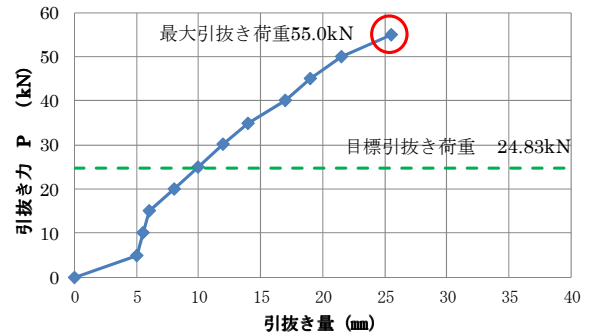


図-2 現場引抜き試験結果  
引抜き力と引抜き量 (左側)

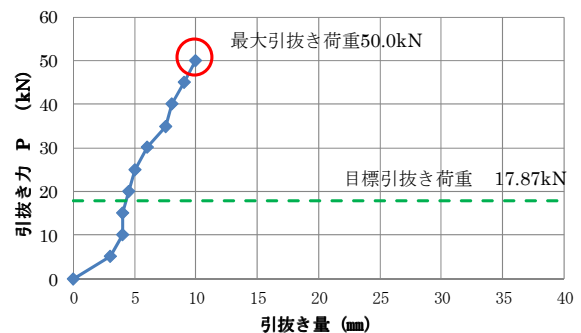


図-3 現場引抜き試験結果  
引抜き力と引抜き量 (右側)

$$=2.680 > 1.210 \quad - \text{OK} -$$

2) (右側) 土被り 1.5m  
 $P_2 = 50.0 \text{ kN} > 17.87 \text{ kN}$

$$\therefore f_2 = P_2 / (2 \times z_2 \times \gamma \times L \times b) \\ = 3.655 > 1.307 \quad - \text{OK} -$$

## 5. 結果の考察

現場引抜き試験結果より、構築された帯鋼補強土壁の摩擦特性は設計値に対して 2.2~2.8 倍の安全余裕度があることが分かった (図-4)。実際のピーク強度はさらに高い値となり、補強材の引抜き抵抗における設計上の安全率は元々 2.0 以上の長さを確保しているため、構築された帯鋼補強土壁はさらに大きな引き抜けに対する安全率が確保されていることが分かる。この理由は、使用した盛土材料が C-40 の珊瑚建材であり、せん断抵抗角も大きく礫の抵抗も大きい材質であったために大きな安全余裕度になったと考えられる。しかし、土工構造物に対しては、材料のバラつきや降雨による施工時の含水比変化、さらに長期的には雨水の浸透などによる影響等を考慮すると過大な安全率ではないと考える。特に、重要度の高い構造物に対しては、安全余裕度の高い材料を選定して使用することは大切なことであり、その程度を把握できた今回の現場引抜き試験は有効であったと考える。

また、2本の引抜き試験結果の引抜き抵抗力が発揮される引抜き量に差が見られるのは、施工時の締固め面の仕上がりに差があったためと考えられる。しかし、引抜き抵抗力は十分であり、壁面の出来形も精度良く管理基準値内に収まっているため問題は無い。摩擦特性に対する従来の現場管理項目は、使用する材料規定と締固め度による間接的なものであったが、現場引抜き試験で直接的に確認することによって現場の品質を評価できることを示せた。

## 6. まとめ

当該工事において実施した現場引抜き試験によって現場の摩擦特性が定量的に評価できた。帯鋼補強土壁におけ

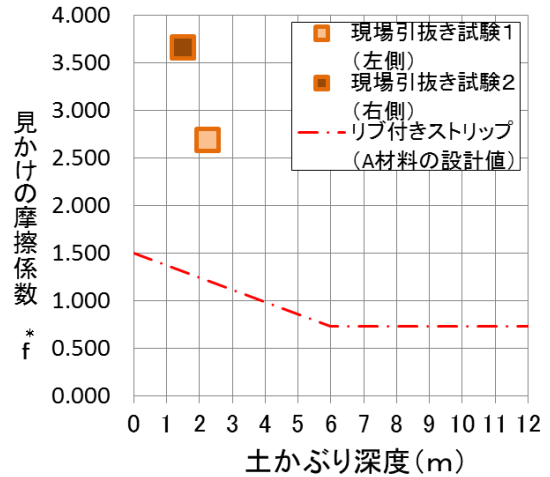


図-4 現場引抜き試験結果と設計値の関係

る補強材の現場引抜き試験は、従来の現場管理項目としては規定されていなかった。しかし、現場の材料規定と締固め規定による間接的な摩擦特性評価に加えて、直接的な評価方法として有効であることが分かる。

このように現場の品質を定量的に評価することで、今後必要となる維持管理<sup>3)</sup>に対しても初期値を把握して記録を残しておく事ができると考える。

## 謝辞

今回の補強土壁の現場品質管理を整理するに当たり、沖縄総合事務局南部国道事務所にご理解と協力を頂きました。記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 一般財団法人土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル第3回改訂版，2003。
- 2) 一般財団法人土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル第4回改訂版，2014。
- 3) 公益社団法人日本道路協会：道路土工構造物技術規準・同解説，2017



## 土壌藻類を活用した環境にやさしい表面侵食防止技術 － BSC 工法の紹介－

藤澤久子<sup>1</sup>，富坂峰人<sup>2</sup>，今村史子<sup>1</sup>，伊保忠義<sup>3</sup>

- 1 日本工営株式会社 中央研究所
- 2 日本工営株式会社 沖縄支店
- 3 沖縄リビック株式会社

### 概 要

土壌微生物(土中菌類，藻類およびコケ類)による被覆(Biological soil crust:以下，BSC とする)は，植生遷移の初期に普遍的に見られる現象である。BSC の土砂流出防止対策としての機能については，これまでに表面侵食を抑制する効果や特性等について公表してきた<sup>1,2)</sup>。このような成果を基に，法面・溪岸崩壊箇所や造成斜面等に早期に BSC を形成し自然な植生遷移を促す工法を，BSC 工法として開発している。本報告では，BSC 工法の紹介とともに試験施工等の成果について報告する。

キーワード：Biological soil crust 表面侵食 赤土流出防止

### 1. はじめに

BSC 工法は，植生遷移の初期に見られる自然現象である土壌微生物(土中菌類，藻類およびコケ類)による被覆(BSC)が土砂流出抑制効果を持つ事実に着目して，土壌藻類資材を散布し BSC を早期に形成することで，土壌の侵食を抑制し，植生遷移をスタートさせる工法である(図1)。BSC によって表土の侵食・流失が防止されることで，植生基盤が保全・維持され，自然な形での草や木などの侵入が進み，それら自然植生の形成により更に侵食が防止される，というサイクルを生み出す。

地表面を土壌微生物で覆うということから，地すべりや土石流などの土砂災害を防止するような強度を持つわけではないが，降雨による表面侵食，それによる斜面の不安定化防止，自然植生の回復等について効果を発揮する。

BSC は，どのような場所においても時間経過とともに観察される一般的な事象であり，BSC の形成が自然植生や農作物へ与える影響は特にないと考えられる。

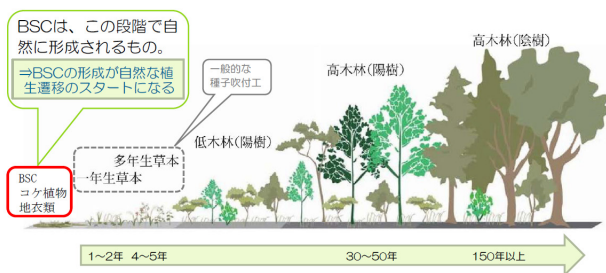


図1 法面裸地等における植生遷移の概要

### 2. BSC 工法の特徴

BSC 工法は，国立研究開発法人土木研究所と日本工営株式会社が共同で特許を取得したもので，土壌藻類資材(資材名称：BSC-1)を，種子吹付用の汎用機器等で，土壌表面に散布することで BSC の早期形成を促し，植生の生育基盤である表層土壌の安定化を図る。

山林・樹林地で生じた崩壊地・荒地や造成斜面等において，在来の周辺植生の侵入が促進され，植生の早期復旧を促すことから，自然侵入促進工として活用されている。また，種子吹付工や植生シート等の既往緑化工の効果促進や，緑化不良箇所への補完対策としても活用されている。

なお，世界中に広く分布し，基本的にどこでも在来種になる土壌藻類(図2)を利用しており，藻類には雌雄がなくクローン増殖で増えるだけなので，施用による外来種の導入や遺伝子攪乱等の影響は基本的に無いと考えている。

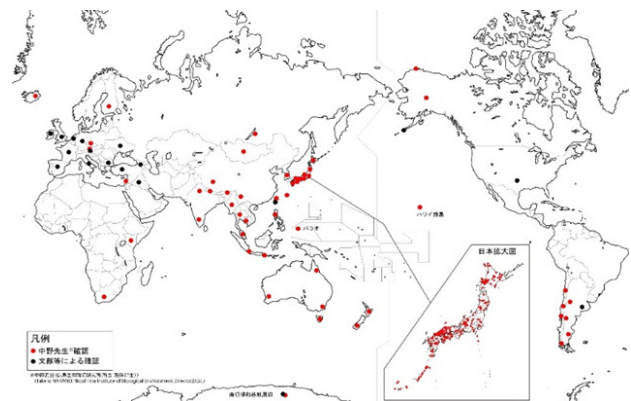


図2 BSC 資材を構成する藻類の既往確認位置例

### 3. BSCによる侵食防止効果

BSCによる侵食防止効果を定量的に評価するため、室内侵食試験を2種類行っている<sup>2)</sup>。水路による侵食実験、回転流による地盤侵食試験である。

いずれの侵食試験でも無処理地盤と比較して、BSCによる侵食抑防止果が確認され、回転流による侵食試験では、最大回転速度(350rpm)においても侵食による破壊が生じなかった。これは、流速に換算して250cm/sに相当する速度であり(図3)、BSCの高い耐食性が確認できた。

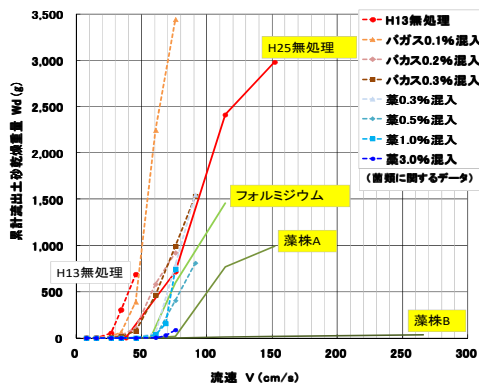


図3 平均流速と流出土砂量の関係

### 4. 施工方法

施工方法は、基本的に種子吹付工の種子をBSC資材に変えるだけであり、土壤藻類資材(BSC-1)、基材(古紙ファイバー等)、肥料、粘着剤、水等を適用箇所散布するのみである。散布後は、藻類等が活性を取り戻して増殖が活発になるまで、通常、2週間から1カ月程度要する。

なお、一般的に、法面等の緑化を行う場合には、事前に法面整形工及びそれに伴う排土工・残土処分費が必要になるが、BSC資材は簡単に散布できるため、法面整形工を要しない又はできない場合でもそのまま散布可能である。例えば表層崩壊後の斜面、工事により荒れてしまい、切り株や植生残渣等が残った斜面、その他侵食等により凹凸がある斜面等にも適用可能である。



写真1 BSC工法施工状況例(石垣市崎枝)

### 5. 沖縄県内での施工事例等

BSCの侵食防止効果は、沖縄の赤土対策研究の中で発見したものであり、BSC工法は沖縄周辺地域に適していると考えられる。沖縄県内における特徴的な施工例を紹介する。

#### ➤ やんばる国立公園内での試験施工例

国立公園内の林道における法面崩壊対策の一つとして、沖縄県と共同で試験施工を実施している。

やんばる国立公園内の林道沿いの小規模崩壊地に無施工区とBSC工法区を設けて施工し経過観察したところ、無施工区は侵食が進み再度崩壊したが、施工区はBSCの発達及びその後の植生侵入により安定化が図られた。

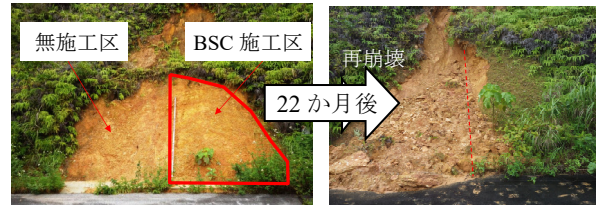


写真2 やんばる国立公園内林道での試験施工例

#### ➤ 自然侵入促進工の補完工としての活用

既往の自然侵入促進工(種子なしのシート工)の植生侵入不良箇所に施工したところ、植生の自然侵入が始まり、本来目標とした成果が得られた。したがって、既往工法の補完工として、組み合わせが可能と考えられる。



写真3 既往自然侵入促進工の補完試験例(本島北部)

#### ➤ 植生シート工の補修への適用

植生シート工の緑化植物の生育不良箇所において、補修工としてシートの上からBSC工法を施工した結果、植生が繁茂し生育不良が解消された。したがって既往緑化工の補修等にも活用できると考えられる。



写真4 植生シート工補修工としての実施例(本島中部)

### 6. おわりに

BSC工法に関する内容については国交省によるNETISにも登録しているためご参照頂きたい(OK-170002-VR)。

現在、既往の緑化工法(種子吹付工、植生シート工等)の促進材として土壤藻類資材を混ぜて利用する、空中散布する等、適用箇所や施工条件に合わせた様々な使い方について検討を進めている。このような成果についても紹介していきたいと考えている。

#### 参考文献

- 1) 石塚忠範, 藤澤久子, 下村幸男: 土砂流出防止対策としての土壌微生物の機能, 平成27年度第50回地盤工学研究発表会, p. 2427-2428, 2015
- 2) 石塚忠範, 藤澤久子, 下村幸男: 土壌微生物による土砂流出抑制効果に関する実験的検討, 平成26年度第49回地盤工学研究発表会, pp. 2037-2038, 2014

## 沖縄地盤における複合相対攪拌工法の地盤改良事例

今井治憲<sup>1</sup>，松尾浩典<sup>2</sup>，近藤省一<sup>3</sup>，齋藤邦夫<sup>4</sup>

- 1 ソイルワークス株式会社・技術営業部
- 2 ソイルワークス株式会社・営業統括
- 3 小野田ケミコ株式会社・九州支店・技術設計部
- 4 中央大学・研究開発機構

### 概 要

様々な社会資本整備事業では地盤の特性から支持力の確保や液状化対策として、構造物施設の建設に先行して地盤改良を実施する場合が少なくない。沖縄県北部地域においては、急勾配の支持地盤上層に軟弱地盤が厚く堆積し、また風化土が中間層を形成している場合もある。この種の地盤を改良するとき、確実に中間層を貫いて基盤層に着底させることが重要な施工要件となる。しかし、従来の機械攪拌工法の適用には課題が残る。本稿では、高トルクの複合相対攪拌工法（エポコラム工法）による改良体の高 $N$ 値基盤層への着底施工事例 3 件について紹介する。また、本事例に適用した改良径は $\phi 1.6\sim\phi 2.3\text{m}$ で、従来工法の改良断面積と比べると 2～2.8 倍であり、経済性の観点からも施工の効率化を図った施工事例である。

キーワード：地盤改良，複合相対攪拌工法，沖縄地盤

### 1. はじめに

伝統文化や豊かな自然環境を有する沖縄では、生活環境基盤の整備が重要課題の一つとして位置付けられている<sup>1)</sup>。具体的には、i) 生活環境の整備，ii) 防災の強化，iii) 交通・情報通信体系の拡充，iv) 地域産業の振興，v) 観光・交流の振興等である。

こうした背景から、交通アクセスの向上とこれと対を成す地域の活性化、近年急激の増大する観光交通の緩和、防災上の機能強化の観点から道路整備の充実が緊急に求められている<sup>2)</sup>。

一方、沖縄地域の地盤はその形成過程がユニークであり、本土のそれと大きく異なっている。概略的ではあるが、沖縄の表層近傍にある地盤は粘土質に富む風化土あるいは風化岩の堆積土など軟弱な地盤で覆われている。しかしながら、こうした軟弱地盤を形成しつつも、その下層には $N > 50$ の風化岩が見いだされる場合もしばしばである。

したがって、実際の道路建設に際しては、地盤改良を条件とする場合も少なくない。ただし、従来のスラリー式機械攪拌工法を用いた場合、改良指針を超える強度の地盤も存在するため、軟弱地盤を貫通して改良体を基盤層に着底施工するには十分留意する必要がある。

本稿では、沖縄県北部地域における地盤改良について、特に改良対象層中に風化岩を含む中間層あるいは高い $N$ 値の基盤層に対して、高トルクの複合相対機械攪拌方式を採用した場合と、さらに経済性を考慮した観点から大口径地盤改良を実施した場合の各工法概要と施工事例につい

て紹介する。

### 2. 複合相対攪拌工法の概要

最近の機械式攪拌混合技術では、多彩な施工システムが考案され、広く実用に供されている。工法の適用性は、施工実績をもとに体系化され、地盤の一様性を条件にして、土性を砂質土あるいは粘性土に分類し、 $N$ 値による区分で明示されている。しかしながら、現実の改良対象地盤は様々で変則性に富む地盤が少なくない。

近年では新設や既設道路の液状化対策に対応し、礫地盤、玉石まじり地盤の液状化層までも対象とするなど多様な地盤も計画され、従来では地盤改良の対象としない高い $N$



写真-1 エポコラム工法攪拌翼(翼径 $\phi 2.3\text{m}$ 例)

値地盤の地盤改良施工をも要請されている。また、市街地の再開発等では旧建造物の基礎杭である PC 杭の残置地盤、あるいは自然災害復旧工事における礫、玉石、コンクリートがら等の混置地盤に対する地盤改良の要請も多い。このような地盤環境において、複合相対攪拌工法（以下、エポコラム工法と略記する）では、高トルクな機能により、多種多様な地盤に適合できるように以下のように機能強化された地盤改良工法である<sup>2)</sup>。

### 2.1 工法の概要と改良メカニズム

図-1 はエポコラム工法の特徴であるフレーム型攪拌翼の外観構造である。また写真-1 は本工法の攪拌翼部である。本工法の攪拌翼の基本構造は、軸端部に先鋭状の爪を配した掘削ヘッドDと、その上部に外翼A（3枚）、中翼B（2枚）および芯翼Cから成る籠状の攪拌翼から構成される。回転方向は外翼、中翼、芯翼が相互に正・逆回転に反転して攪拌混合するメカニズムから複合相対攪拌方式と呼ばれる。籠状攪拌翼内では、対象土が低速度回転数で仰角を付けた掘削ヘッドの爪によって掻き起されて籠状翼内に導かれ、相互に反転する芯翼→中翼→外翼間を通過する過程でせん断・解砕を受けながら、固化材スラリーと均一に攪拌混合される。これらの作動により土壌の「共回り」、「連れ回り」現象が抑制される。本作用により沖縄地域にみられる高粘着力な粘性土地盤においても攪拌効果が高い<sup>3)</sup>。

また本攪拌翼の回転トルクは、最大 355kN・m（回転数 4.8min<sup>-1</sup>）であり、従来工法の約 3 倍もの高出力を有する。このことから、従来工法では困難とされる高 N 値地盤や地中内に残置された既設 PC 杭等の障害残存物を含む地盤条件においても破砕・同時攪拌によって、施工が可能で高い攪拌性能を発揮する。

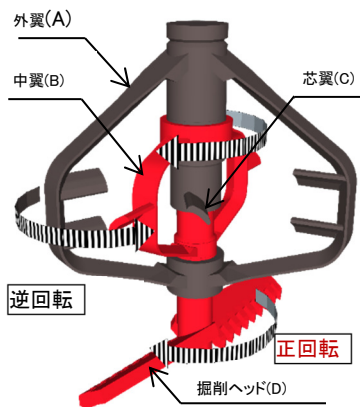


図-1 エポコラム工法攪拌翼外観構造図

表-1 エポコラム工種区分と適用性

工法区分	適用性	改良コラム	
		攪拌翼径(mm)	改良断面積(m <sup>2</sup> )
エポコラム工法	標準対応	φ 0.8 ~ φ 1.6m	0.50 ~ 2.01
	硬質地盤対応型	φ 1.5 ~ φ 1.6m	1.77 ~ 2.01
エポコラムLoto工法	大口径施工	φ 1.8 ~ φ 2.5m	2.54 ~ 4.91
エポコラムTaf工法	超硬質地盤対応	φ 1.5 ~ φ 1.6m	1.77 ~ 2.01
	地中残存物処理型	φ 1.5 ~ φ 2.5m	1.77 ~ 4.91
エポコラムPls工法	低変位施工	φ 1.5 ~ φ 2.5m	1.77 ~ 4.91

### 2.2 本工法の地盤適合の多様性

本工法では軟弱地盤から高 N 値地盤や地中残存地盤など多様な地盤環境や施工環境に応じるように、機能性によって攪拌翼径を選定でき、工法区分を 4 種類に分類している<sup>4)</sup>。表-1 にその適用性と攪拌翼径の区分を示す。表中のエポコラム工法は、攪拌翼径が最大 φ 1.6m、改良断面積 A=2.01m<sup>2</sup> の標準型とする高トルク仕様の硬質地盤対応型である。一方、施工コストの縮減を目的に大径化した攪拌翼径 φ 1.8~2.5m、改良断面積 A=2.55~4.91m<sup>2</sup> と、標準型の約 1.3~2.4 倍の改良断面積の機種がエポコラム Loto（以下、Loto 工法と略記する）工法である。また、粒径 300mm 以下程度の玉石、礫質土地盤や残置された既設 PC 杭、コンクリートがら等の廃棄埋立地盤等の地中残存地盤にも適用可能な機種がエポコラム Taf 工法と称する。図-2 は Taf 工法による地盤内に残置された既設 PC 杭（杭径 φ 300mm 例）の破砕・同時攪拌施工における PC 杭の破砕イメージ図である<sup>2)</sup>。また写真-2 は巨礫、玉石群が介在する地盤の施工例である。さらに施工環境においては、近接構造物に対して地盤変位を抑制する技術が要請される。この際に、回転軸にスパイラルロッドを装着し、固化材スラリ

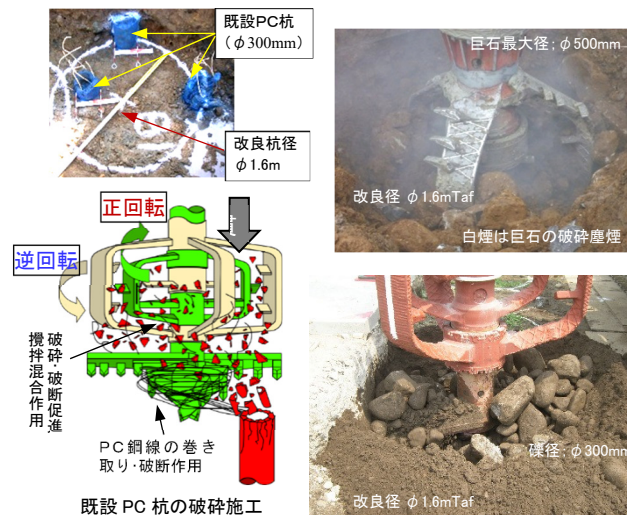


図-2 Taf 工法による残置 PC 杭の破砕イメージ図

写真-2 Taf 工法による巨礫、玉石破砕・混合攪拌状況

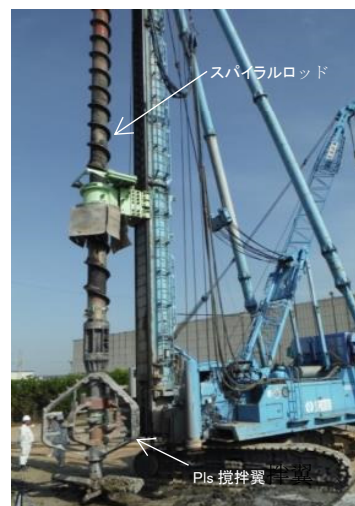


写真-3 Pls 工法の施工機全景

表-2 エポコラム攪拌翼径と適用地盤

改良コラム径(m)	攪拌能力*1)			支持層への根入れ能力*2)		
	砂質土	粘性土	礫質土	砂質土	粘性土	礫質土
φ 1.5~2.5	N ≤ 30~40	N ≤ 6~20	N ≤ 30~40	N ≤ 40~50	N ≤ 12~20	N ≤ 40~50

\*1) 礫質土では混入率30%程度以下でありN値40~50層が1~2m厚層状以下を標準とする。  
 \*2) 支持層根入れ長は0.5m程度以下とする。

一の供給量に見合った混合土を地上へ適切に排除する機能を付加した低変位な施工技術をエポコラム Pls 工法と称する<sup>1)</sup>。写真-3 は攪拌ケーシングに排土スパイラルを装着した Pls 工法の施工機全景である。また Pls 工法はエポコラム、Loto および Taf 工法に組み合わせて適用できる。いずれの 2 工法とも適用攪拌翼径は共に φ 1.5~2.5m を地盤用途に応じ選定する。表-2 は攪拌翼径と適用地盤を示す。本工法のトルク性能と回転軸に装着した籠状の攪拌翼の剛性構造から、これまでにない削孔能力が発揮され、N=40~50 の砂質土から砂礫土、あるいは粒径 300mm 以下程度が混在する玉石混じり層等 N 値による区分以外の改良対象地盤の様々な変則性に富む地盤まで削孔・攪拌が可能である<sup>3)</sup>。

3. 沖縄地盤における複合相対攪拌工法の施工事例

沖縄地区における地盤改良は、一般的な沖積粘土地盤に比べ、粘着力の高い粘土地盤、N ≤ 20 程度の緩い~中位の N 値地盤でも、シルトを含む砂礫土であったり、強風化した風化岩層も対象として検討される。さらに、その下層域には岩質の支持地盤層が介在しており、N 値が急激に増し、N 値の測定不能な地層への着底施工が求められる。

本稿では、北部地域の沖縄特有の地盤において、急峻な支持地盤で千枚岩等の地盤への着底施工を高トルクのエポコラム工法を適用した 3 事例について述べる。図-3 は本工法により砂礫質土や風化岩層等へ適用した事例の施工位置を示す。



図-3 沖縄県北部地域における施工事例位置

3.1 千枚岩層への着底施工

当該工事は名護市地区で計画・実施された高規格幹線道路である沖縄自動車道の延伸事業である。同事業によって地方拠点都市地域を結び、本島北部などへのアクセスを改善すると共に生活交通と観光交通を区分することを目的としている<sup>1)</sup>。また、災害時の緊急道路としての活用は、同地区の安全性の向上に大きく寄与する。

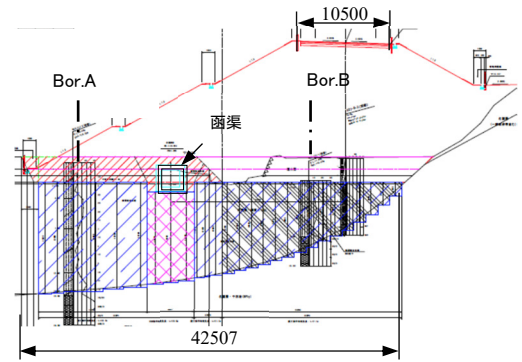


図-4 数久田工事の地盤改良位置の道路横断図一例

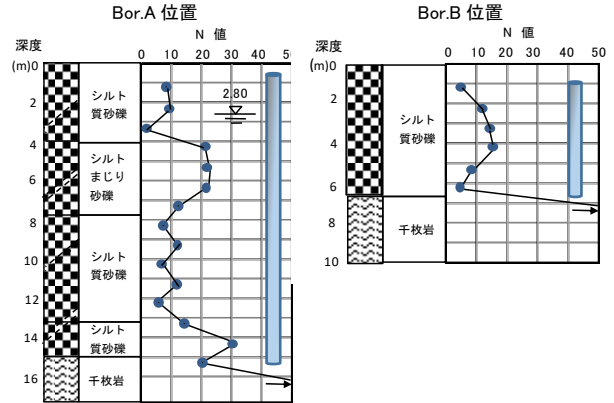


図-5 数久田工事の改良対象層と土質柱状図  
 改良径 φ 2.0m, 改良率 ap=50%以上

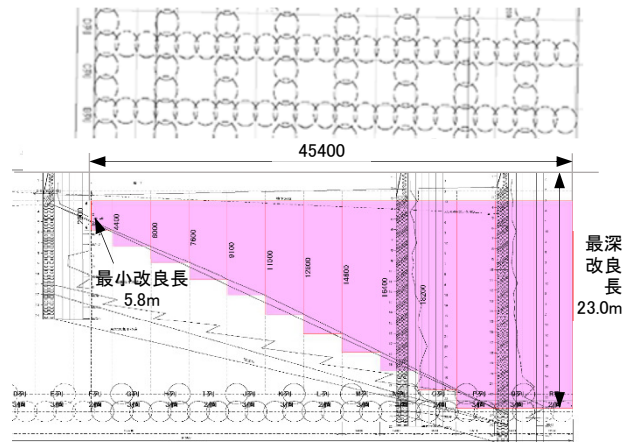


図-6 世富慶工事の地盤改良横断図と着底施工位置

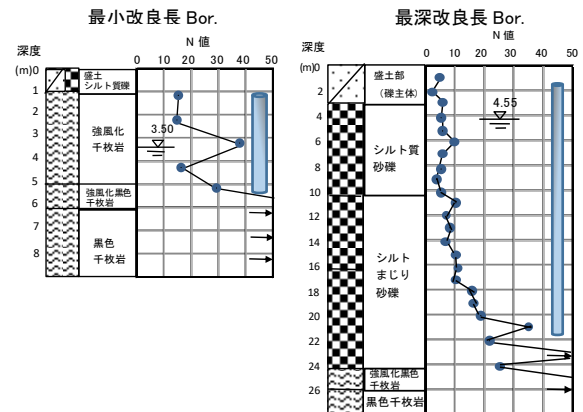


図-7 世富慶工事の土質柱状図と改良深度位置

本延伸工事において2箇所の施工地点で盛土部の液状化防止対策のための地盤改良が実施された。なお、両施工地点は約2kmの距離にあるが、数久田工事は海域側に面し、世富慶工事は陸部側に位置する。

### 3.1.1 地質概況

#### (1)数久田工事の地盤改良断面と地質概況

図-4は数久田工事の道路盛土計画に伴う道路横断方向の地盤改良位置と土質柱状図の断面の一例である。図-5は地盤改良が計画された道路横断方向の最深位置 Bor.A および最浅位置 Bor.B 位置の土質柱状図の詳細である。支持地盤層は地盤改良断面幅約42.5mの範囲でGL-6~-15mの位置に千枚岩を呈し、急峻な地形に富む。千枚岩層に至るまではN=5~20程度のシルトまじり砂礫土で構成される。しかしながら、千枚岩層に接触した直後にはサンプラの貫入が不能となるほどの硬岩質を示すなど、本地域特有の地盤構成である。

#### (2)世富慶工事の地盤改良断面と地質概況

本専用自動車道路の建設に当たり、N≒10程度のシルト質砂礫地盤に対する液状化対策ならびに設置されるボックスカルバート下の地盤に支持力増加のための地盤改良が計画された。

図-6は世富慶工事における地盤改良位置と土質柱状図の断面の一例である。基盤支持層位置は、横断断面の45m幅に対し、GL--6~-24mの深度で大きく傾斜した地形構成を示す。図-7は最深改良位置および最小改良位置の土質柱状図の詳細である。最深施工位置ではGL-10mまでN≒10程度の緩いシルト質砂礫層である。またGL-21mの位置まではN=10程度からN=20程度まで徐々に増加し、強風化した千枚岩主体のシルトまじり砂礫土で形成されている。GL-21m以深の基盤層は、その下がN>50の名護層風化千枚岩になる。基盤層としての風化千枚岩からは礫状ないし片状コアが採取され、その岩片は硬質でN値の測定不能な岩質を呈する。

### 3.1.2 地盤改良工法の選定と施工概要

表-3は数久田工事および世富慶工事におけるエポコラム工法による地盤改良の施工仕様である。

数久田工事は、道路新設に際し、シルト質砂礫土層の液状化防止対策の目的である。シルトまじり砂礫土層はN=5~20程度を示すものの、礫径φ20~50mmの千枚岩、砂岩である。また施工位置によっては、中間層に80cm厚の千

表-3 各工事の施工仕様

	数久田工事	世富慶工事
施工本数	n=1025本	n=309本
貫入長	L=4.80~9.60m	av.L=11.5=n(max.21.0m)
改良長	Lc=3.40~8.10m	av.Lc=10.5m(max.20.0m)
改良径	φ1.6m	φ2.0m
改良面積比	ap=50%以上	ap=50%以上
材料混入量	aw=180~260kg/m <sup>3</sup>	aw=130kg/m <sup>3</sup>
水・セメント比	W/C=1.0	W/C=1.0
使用材料	普通セメント	普通セメント
設計基準強度	quck=940~1250kN/m <sup>2</sup>	quck=400kN/m <sup>2</sup>



写真-4 数久田工事におけるエポコラム Loto 施工状況



写真-5 世富慶工事におけるエポコラム Loto 施工状況

枚岩層が介在する模様である。地盤改良工法の選定においては、支持地盤層の千枚岩層への着底管理が求められた。エポコラム改良径の選定は、液状化層のN値判断の基準に対し、N値の測定不能な千枚岩層への着底施工を優先する必要性から総合的に判断し、硬質地盤に対応する標準型の改良径φ1.6mとした。深度はLc=4.8~9.6mと急峻な支持地盤層までの着底施工である。改良径の基本配置は、格子状配置であるが、地盤改良域の縦断のほぼ中央部に函渠が敷設される計画のため、3列配置で改良率 ap=78.5%の接円配置の部分が並行する。写真-4は本工法の施工状況である。後方は海岸に面し、左側には山肌が急に見られ、急峻な地形であることが理解できる。

世富慶工事における地盤改良の計画では、図-7が横断方向の地盤改良計画深度と改良体の格子状配置図である。強風化千枚岩層までの基盤層は、改良横断方向幅約45m内において、深度L=5.8~24.0mと着底地盤が急峻な勾配で変化している。

地盤改良による着底位置の計画において、強風化千枚岩層でN=30程度を目標としたが、その直下にはN>50の岩層の風化千枚岩が形成され、着底位置は起伏が大きく変化する地形であることが推察される。このような背景から、着底層が岩層まで達することを考慮し、地盤改良杭下端の根入れの確実性の高い硬質地盤対応のエポコラム Loto 工法が選定された。改良径は経済性と着底施工の必要性の観点から判断し、攪拌翼径φ2.0mが採用された。

改良体の配置は、液状化防止の目的であることから、φ2.0mの改良体を横断方向、縦断方向とも0.2mのラップ施工の格子状改良を基本配置とした。改良面積比50%以上とし、設計改良強度 quck=400kN/m<sup>2</sup>である。施工時の着底

施工管理は、各施工深度の土質柱状図を見極めながら、駆動モータの電流値を規定し、基準値  $A > 400A$  となる深度とした。写真-5 は施工状況である。

### 3.1.3 改良品質

写真-6 は数久田工事の施工後のエポコラム改良径の確認状況で、改良径  $\phi 1.6m$  で計画とおりの結果である。表-4 は同工事における施工後のエポコラム改良杭から採取した改良体コアの現場改良強度の結果である。上層部、中層部および下層部の  $quf=1310\sim 1983kN/m^2$  と設計基準強度以上が確認された。

写真-7 は世富慶工事の施工後のエポコラム Loto  $\phi 2.0m$  に造成された改良体の出来形状況である。表-5 は同工事における地盤改良後に採取した改良土コアの現場改良強度を測定した結果で、現場改良強度  $quf=506\sim 2433kN/m^2$  と設計基準強度以上が確認された。

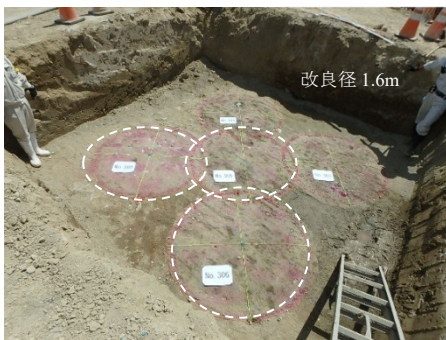


写真-6 数久田工事のエポコラム  $\phi 1.6m$  改良出来形の確認状況

表-4 数久田工事の現場改良強度結果

改良杭No.	現場改良強度 $quf(kN/m^2)$		
	上層部	中層部	下層部
No.1	198.3.3	1498.7	1713.4
No.2	1784.9	1722.6	1931.0
No.3	1310.2	1440.4	1450.9



写真-7 世富慶工事のエポコラム Loto  $\phi 2.0m$  改良出来形の確認状況

表-5 世富慶工事の現場改良強度結果

改良杭No.	現場改良強度 $quf(kN/m^2)$		
	上層部	中層部	下層部
No.1	961	692	819
No.2	506	1339	2433
No.3	898	608	837
No.4	765	1545	1295

## 3.2 強風化粘板岩層への着底施工

当該工事は国頭郡金武地区で実施されたバイパス道路整備事業である。当効事業は現道の渋滞解消と共に地域内の交流を高めて活性化を促し、併せて沿道環境の改善を図ることを目的としている。このため、原地盤上に盛土ならびにボックスカルバートが設置されることが計画された。盛土については液状化防止対策、すべり防止対策、またボックスカルバート部には支持力増加のための地盤改良がそれぞれ検討された。

### 3.2.1 地質概況

表-6 は改良対象層の土質特性値である。GL-2m 付近まで有機質土が  $w=66\%$ 、 $\rho_t=1.551g/cm^3$  で堆積し、以深はシルトまじり礫で  $w=30\%$ 、 $\rho_t=1.90g/cm^3$  を呈している。図-8 は金武工事の道路盛土計画に伴う地盤改良位置と土質柱状図の断面図の一例である。土質柱状図上の  $N$  値は起伏に富む。図-9 は対象地盤の No.Bor.A の土質柱状図である。GL-0 $\sim$ -12m の浅層域から深層域には、有機質土、シルト質砂礫土が堆積し、 $N$  値  $< 5$  程度の緩い軟弱地盤を呈している。一方で、その下部域の基盤層は喜陽層の強風化粘板岩で形成され、急激に  $N > 50$  を示す。

### 3.2.2 地盤改良工法の選定と施工概要

当該工事では、すべり防止および構造物の支持力を得るために、基礎地盤層域の強風化粘板岩までの着底施工が計画された。着底付近の強風化粘板岩は、換算値  $N=88\sim 100$

表-6 改良対象層の土質特性値

	含水比 (w%)	湿潤密度 $\rho_t(g/cm^3)$
有機質土	66.3	1.551
シルト混り礫	30.0	1.900

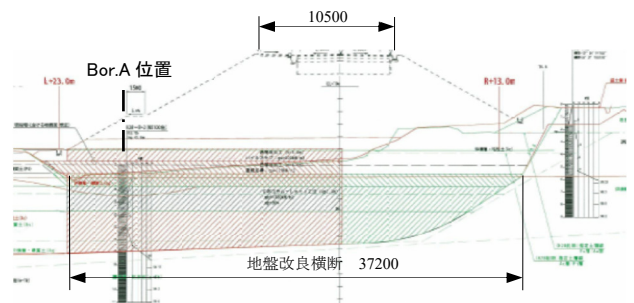


図-8 金武工事の道路盛土計画と地盤改良位置

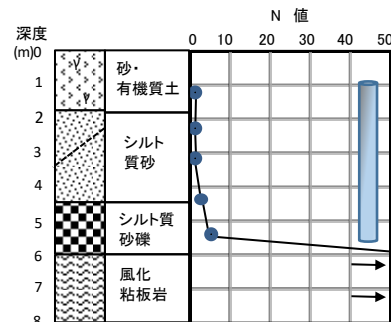


図-9 土質柱状図の詳細図 (Bor.A 位置)

を呈している。また、その上層域には  $N$  値は小さいが千枚岩礫や石英礫を主体とする砂礫土が堆積するなど、地層構成が複雑である。

地盤改良工法の選定において、工事目的から高  $N$  値地盤の強風化粘板岩層までの着底施工が求められた。基礎地盤の勾配が急峻で複雑なことや高  $N$  値地盤への確実な着底施工が必要なことから本工法が選定された。また経済性についても比較検討した結果、地盤条件から改良径  $\phi 2.3\text{m}$  の大径型のエポコラム Loto 工法の仕様を選択した。本仕様は従来スラリー機械攪拌工法の改良断面積に比し、 $A=4.15\text{m}^2$  で約 2.7 倍の断面積を有する。表-7 は本工事の施

表-7 金武工事におけるエポコラム Loto 施工仕様

施工本数	n=277本
貫入長	av.L=4.6m(max.11.8m)
改良長	av.Lc=3.4m(max.9.4m)
改良径	$\phi 2.3\text{m}$
改良面積比	ap=50%
材料混入量	aw=210~610kg/m <sup>3</sup>
水・セメント比	W/C=0.8
使用材料	普通セメント
設計基準強度	quck=400kN/m <sup>2</sup>



写真-8 金武工事におけるエポコラム Loto 施工状況



写真-9 エポコラム Loto 改良径  $\phi 2.3\text{m}$  確認状況

工仕様である。セメント混入量においては有機質土層では設計基準強度から  $aw=520 \sim 610\text{kg/m}^3$  とした。写真-8 は金武地区における施工状況である。また、写真-9 は地盤改良後の出来形状況で、改良径  $\phi 2.3\text{m}$  を確認した。

#### 4. まとめ

原地盤と固化材が一体となって造成される改良体は一種の構造体であり、期待される機能を十全に発揮することが求められる。このためには設計で仕様された通りに改良体造成を実現しなければならない。

本稿で紹介した沖縄県北部地域における地盤改良事例では、目的が液状化対策あるいは支持力増加にせよ改良体下端を  $N > 50$  の千枚岩層あるいは粘板岩層に所定深さ通りに着底させることが要請された。この種の地盤に対する地盤改良は、従来の地盤改良工法では使用をためらうか、若しくは適用を避けるいわゆる地盤改良困難地盤に相当する。これまでの豊富な実績を背景にエポコラム工法、またはエポコラム Loto 工法を採用し、強力な切削攪拌混合性能によって確実な着底と、高品質の改良体造成を実現することができた。また、一般的な工法の改良断面積の約 2 倍以上もの改良体の大口径化を通じ工期、コストにおいて貢献できたものと考えられる。

本工法は、本稿のような高  $N$  値地盤以外にも最大粒径が 300mm の礫地盤、コンクリートが混在地盤、直径 300~400mm 程度の PC 杭が残置されたような地盤改良困難地盤に対しても、その高い攪拌混合性能によって高品質の改良体造成が可能である。

今後も様々な地盤改良経験を積み上げ、鋭意地盤改良技術を進化させて改良対象地盤の拡大に努める所存である。

#### 参考文献

- 1) 内閣府 沖縄総合事務局 北部国道事務所：沖縄北部の国道情報提供サイトホームページ
- 2) 西尾経、竹田敏彦、高倉功樹、齋藤邦夫：多機能な複合相対攪拌工法による地盤改良技術、CEM' S, No.83, Oct, pp.10-14, 2019.
- 3) (一財)先端建設技術センター：先端建設技術・技術審査証明報告書「エポコラム工法-Loto 工法, Taf 工法, Pls 工法-」, pp.7-14, 2016.
- 4) 木寺智則、高倉功樹、西尾経、齋藤邦夫：多様な施工環境に適用した複合相対攪拌工法の概要と施工事例、第 13 回地盤改良シンポジウム論文集、日本材料学会, pp.107-112, 2018.



---

---

## Construction cases of ground improvement by Composite relative stirring method in Okinawa ground

Harunori IMAI<sup>1</sup>, Hironori MATSUO<sup>2</sup>, Shoichi KONDO<sup>3</sup>, Kunio SAITOH<sup>4</sup>

- 1 Soil Works Co.,Ltd, Technical Sales Department
- 2 Soil Works Co.,Ltd, Sales Department
- 3 Onoda Chemico.Co.,Ltd, Kyushu Branch Technical Design Department
- 4 Chuo University Research and Development Initiative

### Abstract

In various social capital development projects, ground improvement is often carried out in advance, such as bearing capacity Increase and liquefaction measures due to the characteristics of the ground. In the northern part of Okinawa Prefecture, soft ground is deposited thickly on steep supporting ground, and weathered soil may form an intermediate layer. When improving the ground, it is the most important construction requirement to reach the foundation layer. In this article, we will introduce three construction cases that have reached the high N-value base layer of the improved soil by the high-torque composite relative stirring method (epoch column method). In addition, this is a case study that aims to improve construction efficiency from the viewpoint of economy.

Key words: Ground improvement, Composite relative stirring method, Okinawa ground

# 電着技術をベースとした自己組織的な地盤修復技術の開発とその評価

浅木里桜<sup>1</sup>，上西遼<sup>1</sup>，廣瀬孝三郎<sup>2</sup>，松原仁<sup>3</sup>

1 琉球大学・工学部環境建設工学科

2 琉球大学・工学部技術部

3 琉球大学・工学部工学科社会基盤デザインコース

## 概 要

地盤災害は、単独での発生のみならず、豪雨災害や地震・津波災害等、ほぼすべての自然災害に深く関連している。これらの地盤災害が社会に与える影響は極めて大きく、人命にも関わることから、力学的な観点に加えて、化学的あるいは生物学的な観点からも考察し、より効果的な災害軽減手法を開発することが求められている。本研究では、電着技術を白色凝灰岩に適用することで自己組織的な修復機能を地盤に付加する技術を実験的に検討した。結果として、白色凝灰岩表面において、時間経過に伴って電着物が析出するのを確認し、微細構造や鈹物組成、電解液のpH、Ca<sup>2+</sup>濃度が変化し、その程度は電流密度に依存することが明らかとなった。

キーワード：地盤災害，電着技術，自己修復，白色凝灰岩

## 1. はじめに

地球環境の変化は、気温の上昇や豪雨等をもたらすことが知られており、また、地震や津波などの予測不可能な自然災害が同時に起こった場合、未曾有の複合的な災害を引き起こす可能性がある<sup>1)</sup>。地盤災害も例外ではなく、単独での発生のみならず、豪雨災害や地震・津波災害等、ほぼすべての自然災害に深く関連している。これらの地盤災害が社会に与える影響は極めて大きく、人命にも関わることから、力学的な観点に加えて、化学的あるいは生物学的な観点からも考察し、より効果的な災害軽減手法を開発することが求められている<sup>2),3)</sup>。

地盤における粒径の相違や斜面の傾斜、断層・破碎帯の存在は、液状化や地すべりなどの地盤災害の要因となる。したがって、予てより粒度調整や斜面覆工、地盤改良等が精力的に施工されてきた<sup>4),5)</sup>。しかしながら、地盤が自己組織的に自らの構造や性質を変質していくような機能を有する工法については、未だ発展途上の段階にあり、特に電気化学的に着目した研究は、ほとんどなされていないのが現状である。

以上のような状況において、本研究では電着技術<sup>6),7),8)</sup>に着目する。これは、劣化度合いの激しい岩石に微弱電流を流すことで、脆弱な部位を自己組織的に修復していくことを期待するものである。本論では、電気化学的に自己修復可能な地盤改良工法の確立を指向し、本手法の妥当性および実環境への適用可能性について検討する。なお、電着技術は海中でコンクリート構造物のような人工物に適用

することが一般的であるが、本研究では淡水環境で脆弱化した岩盤に適用することを想定している。

## 2. 実験方法

本研究では、沖縄県島尻郡粟国島村にある白色凝灰岩を研究対象とした。粟国島は那覇市から北西に約60 kmに位置し、東西に4 km、南北3 kmで弦を底辺とする半円に近い形をしている。トカラ列島からのびる火山島の一種であり、海底火山の一角が海面上に出た島となり、北東斜面にサンゴ礁形成後、隆起して現在に至っている<sup>9)</sup>。また、粟国島の南西部には凝灰岩の層が多くみられ<sup>10),11)</sup>、壮大な地形が広がっている。

図-1に本研究で用いた小型の電着実験装置の模式図、図-2に陰極側に設置する供試体の作成工程を示す。図-2に示すように、本研究では、採取した凝灰岩を40 mm×40 mm×80 mmの直方体状に整形し、試験体上面に直径8 mm、深さ60 mmの穴をあけ、鉄筋挿入後、モルタルを流し込んだ(固化時間：24時間)。また、電極間の距離は12 cmとし(陽極側の鍍が陰極側に移動するのを防ぐために、電極間は不織布にて区切られている)、電流密度は50, 150, 250 A/m<sup>2</sup>の3パターンを仮定した。電解液は淡水を用い48時間おきに交換し、通電時間は144時間とした。なお、電流は直流安定化電源装置を用いて供給し、電解液の量を一定に保つために排水口を設けた。加えて、電着物の析出量を測定するため、通電中は水槽上部に取り付けられたはかりによって供試体の水中重量を測定することとした。

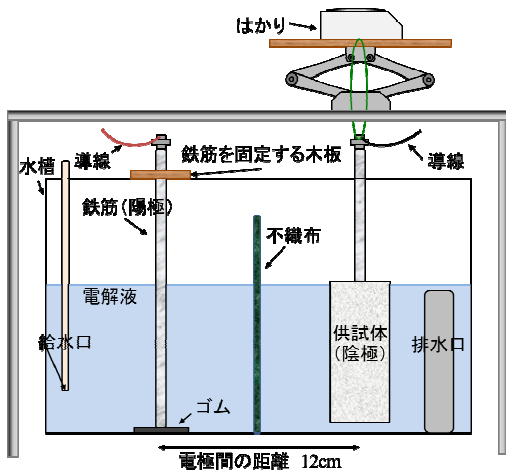


図-1 実験装置模式図

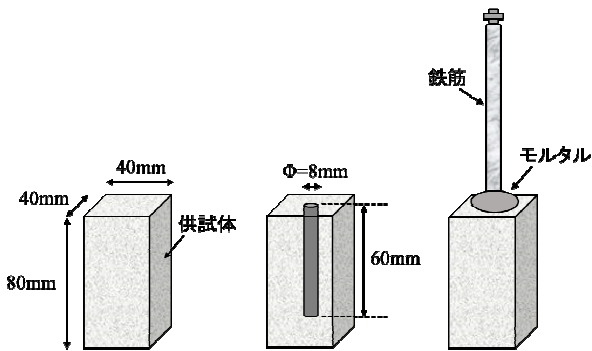


図-2 供試体作成工程

### 3. 実験結果及び考察

#### 3.1 電着物の析出量

図-3 に経過時間と供試体の水中重量の関係を示す。同図より、供試体の質量は時間の経過と共に増加し、線形関係にあることがわかる。図-4 に通電時間の経過に伴う供試体表面変化の様子を示す。同図より、供試体表面には、電流密度の大きさに比例するように多くの電着物が析出していることが分かる。したがって、図-3 で見られた質量の増加は供試体表面に析出した電着物質の質量であると考えられた。なお、電流密度と析出率の関係を求めたところ、これらの関係は線形関係にあることが分かった。このことから、電流密度を大きくすることで供試体表面に析出する電着物質を増加させることができ、本手法にてコントロール可能な地盤修復が可能であると考えられた。

#### 3.2 電流密度と pH および $Ca^{2+}$ 濃度の関係

本研究では、本実験中の電気分解に伴う電解液の変化と把握するために、陰極付近の pH と  $Ca^{2+}$ 濃度を定期的に測定した。図-5 に電解液の pH と  $Ca^{2+}$ 濃度の経時的な変化の様子を示す。同図(a)より、pH は通電するとともに低下しており、その程度は電流密度が大きいほど大きく、一定値 (6.8~7.0) に収束していることが分かる。また、その傾向は、電解液を入れ替えても類似した動きを呈することが分かる。

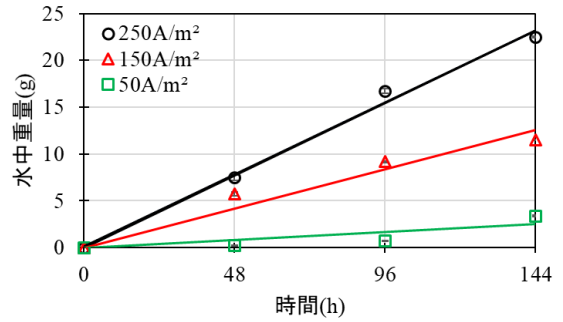
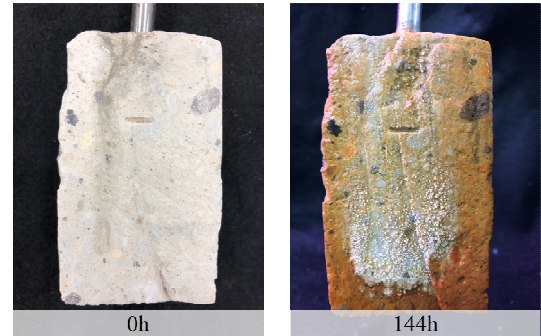
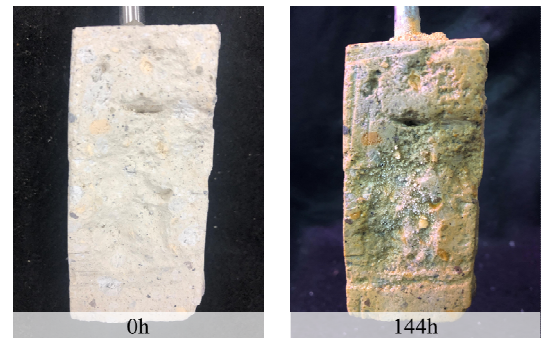


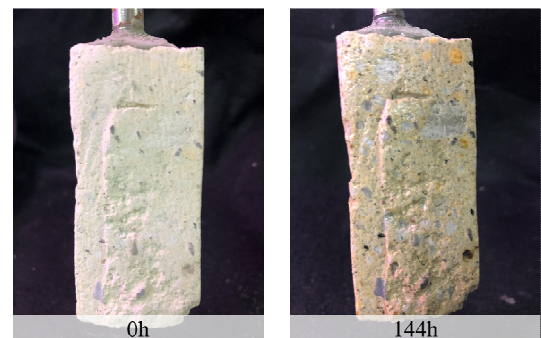
図-3 経過時間と供試体の水中重量の関係



(a) 電流密度：250 A/m<sup>2</sup>



(b) 電流密度：150 A/m<sup>2</sup>



(c) 電流密度：50 A/m<sup>2</sup>

図-4 時間経過に伴う供試体表面の様子

図-5(b)より、 $Ca^{2+}$ 濃度も pH 値の場合と同様に、通電前に最大値を示し、通電後時間経過と共に徐々に減少している。これは、電解液中の  $Ca^{2+}$ が通電によって消費されたことを意味する。これらのことから、白色凝灰岩表面に析出した白色の電着物は、カルシウム分を含んだ化合物であることが考えられた。

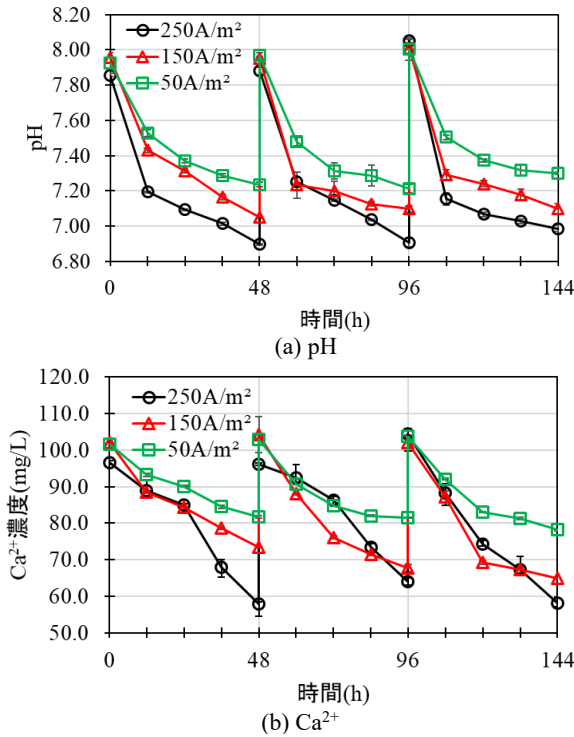


図-5 pH および Ca<sup>2+</sup>と経過時間の関係

### 3.3 電着物の微細構造と組成

供試体表面に析出した電着物に対して、SEM 画像解析及び当機器に内蔵されているエネルギー分散型 X 線分析装置を用いた元素マッピングを実施した結果を図-6 示す。同図より、50 A/m<sup>2</sup>を通電した場合は、炭酸カルシウムがほとんど確認できないが、250 A/m<sup>2</sup>および 150 A/m<sup>2</sup>を通電した場合は、粒子の形状や大きさは異なるものの多くの炭酸カルシウムが析出していることが観察された。なお、元素マッピングの結果より、250A/m<sup>2</sup>、150A/m<sup>2</sup>では C, O, Ca が強く反応している箇所と先の析出鉱物の位置が一致していることから、これらの鉱物が炭酸カルシウムであることは明白である。一方、炭酸カルシウムの反応が観察された箇所には、C, O, Ca 以外に Mg の反応もみられた。したがって、本鉱物は Mg-カルサイトのような、マグネシウムを含む炭酸塩である可能性が示唆された。

上記の結果を受け、本研究では、電着実験終了後に供試体に析出した電着物を乾燥させ、粉末 X 線回折分析を行った。図-7 に回折角 (2θ) と X 線強度の関係を示す。同図より、50 A/m<sup>2</sup>の場合の電着物には Calcite しか検出されないが、150 A/m<sup>2</sup>の場合の電着物には Calcite の他に Calcite, Magnesian が含有しており、さらに 250 A/m<sup>2</sup>の場合の電着物には Calcite, Magnesian の比率が増加していることがわかる。これらのことから、電流密度の大きさによって析出される炭酸塩の種類及びその比率が異なることが考察される。

以上より、電解液に浸した凝灰岩に通電することで凝灰岩の表面には多くの炭酸カルシウムが析出することが分かった。これらのことから、凝灰岩表面では以下の化学反応が起こっていると考えられる。

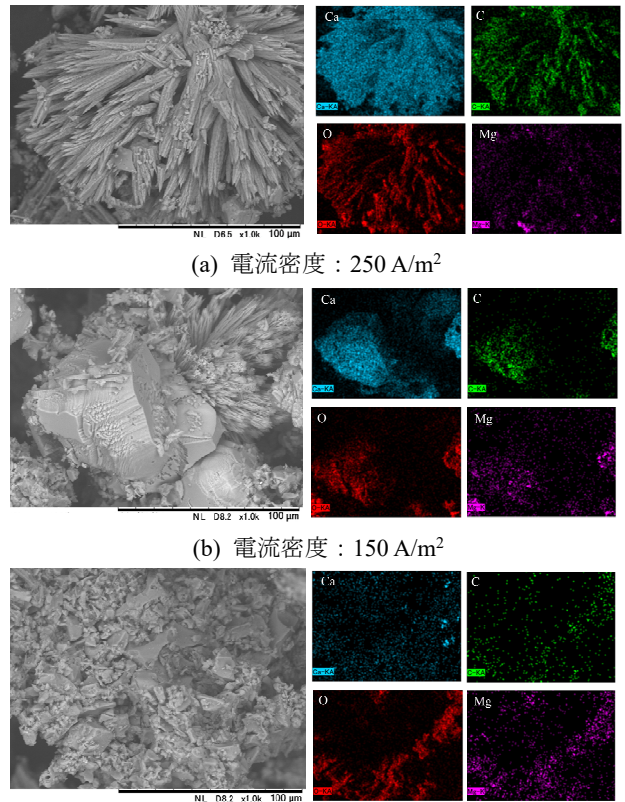


図-6 電着物の微細構造と元素マップ

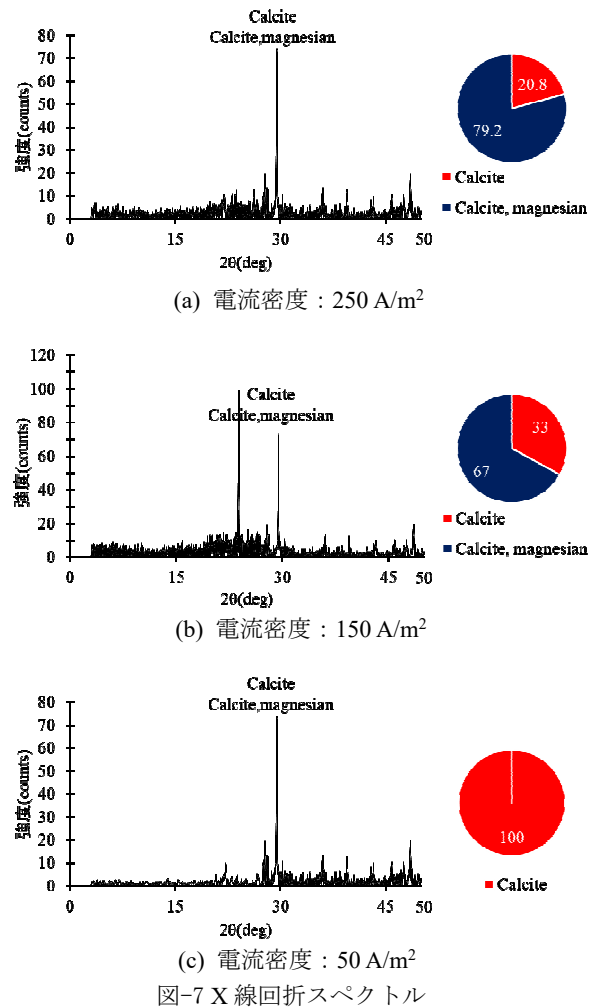
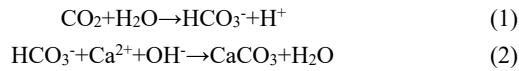


図-7 X 線回折スペクトル



すなわち、二酸化炭素が炭酸イオンに変化することによって水素イオンが増加し、これが pH の増加につながる。そして、水溶液中のカルシウムイオンが炭酸イオンと結びつくことで炭酸カルシウムが析出していると考えられる。凝灰岩表面における炭酸カルシウムの自己組織的な析出は、亀裂の修復にもつながることから、電着技術は岩石の修復にも有効であると考えられることができる。

#### 4. おわりに

本研究では、電気化学的に自己修復可能な地盤改良工法の確立を指向し、本手法の妥当性および実環境への適用可能性について検討した。本研究で得られた知見を以下に列記する。

- (1) 電流密度を大きくすることで供試体表面に析出する電着物質を増加させることができる。
- (2) 本実験中の電気分解に伴う電解液中の pH は通電するとともに低下し、その程度は電流密度が大きいほどに大きく、一定値に収束する。また、その傾向は、電解液を入れ替えても類似した動きを呈する。また、 $\text{Ca}^{2+}$ 濃度も pH 値の場合と同様に、通電前に最大値を示し、通電後時間経過と共に徐々に減少する。すなわち、電解液中の  $\text{Ca}^{2+}$ が通電によって消費されたことを意味する。
- (3) 供試体表面に析出した電着物については、電流密度の大きさによって析出される炭酸塩の種類及びその比率が異なる。

本研究では、白石凝灰岩以外の岩石については未だ達成

していない。これらの課題を解決し、他の岩石にも電着技術が適用可能かを検討することを今後の課題としたい。

#### 謝 辞

本研究は、琉球大学科研費等獲得インセンティブ経費(19SP03102)の助成を受けたものである。ここに記して感謝の意を表す。

#### 参 考 文 献

- 1) 安原一哉, 小峯秀雄, 村上哲, 陳光齊, 三谷泰浩, 田村誠. (2009). 温暖化による気候変動が地盤災害に及ぼす影響.
- 2) Oshiro, H., & Matsubara, H. (2018). Carbonate precipitation through photoautotrophic microorganisms at the Giza cliff in Okinawa, Japan. *Environmental earth sciences*, 77(16), 591.
- 3) Sakiyama, H., & Matsubara, H. (2018). Physical, chemical, and biological investigation of an unconformity between limestone and sandstone in a coastal area: Iriomote Island case study. *Catena*, 171, 136-144.
- 4) 竹内正一, 高岡恭三, 海老名芳郎. (1970). 斜面安定のための植生緑化工法に関する試験について. *農業土木学会誌*, 38(5), 291-309.
- 5) 岩佐直人. (2017). ブータン王国における斜面对策へのノンフレーム工法® の挑戦. *砂防学会誌*, 69(5), 66-70.
- 6) Hilbertz, W. (1979). Electrodeposition of minerals in sea water: Experiments and applications. *IEEE Journal of Oceanic Engineering*, 4(3), 94-113.
- 7) 清水五郎. (1997). 海中電着工法の電着技術に関する実験的研究: その 1 鉄金属体への電着. *日本建築学会構造系論文集*, 62(493), 147-154.
- 8) 清水五郎. (1997). 海中電着工法の電着技術に関する実験的研究: その 2 非金属体への応用. *日本建築学会構造系論文集*, 62(499), 163-168.
- 9) 脇水鐵五郎. (1906). 沖繩視察談. *地学雑誌*, 18(12), 812-825\_1.
- 10) 神谷厚昭 (1973). 粟国島の地質—特に火山岩類について. *沖縄県立教育センター研究集録* 2: 18-31.
- 11) 木崎甲子郎. (1985). 粟国島. In 木崎甲子郎 (編) 琉球弧の地質誌. pp. 115-118. *沖縄タイムス*, 那覇

# 補強土壁工法の壁面材にジオセルを用いた適用性

原田道幸<sup>1</sup>，小浪岳治<sup>2</sup>，林豪人<sup>2</sup>，桃原強<sup>3</sup>

- 1 東京インキ・加工品営業本部生産技術部
- 2 岡三リビック・技術開発部
- 3 沖縄リビック

## 概 要

補強土工法は急勾配の盛土を構築することが可能であり，用地に制約のある箇所で多く適用されている。その一方で，補強土壁工法が我が国に導入されてから40年以上が経過し，特に維持管理の観点から補強土工法で特有の課題が顕在化してきている。本研究では，一般的に使用されている鋼製枠形式の壁面材に代えて，ジオセルを用いることにより，材料特性と鋼製枠形式では締固め不足になりやすい壁面材付近の締固めの変化を計測した。その結果，ジオセルは安定した耐久性と締固め度の向上により，壁面材として十分な適用性があることを確認できた。

キーワード：補強土，ジオセル，耐久性，締固め

## 1. はじめに

本工法は図1に示すように，壁面材のジオセルと補強材のジオグリッドを連結部材により一体化をした構造を有している。ジオセル（図2）は高密度ポリエチレン製の帯状シート材料を千鳥配置に溶着し，蜂の巣状に複数のセルを有するハニカム立体構造のものである。また，ジオグリッド（図3）は高強度ポリエステル繊維を芯材とし，ポリプロピレン樹脂を被覆材として複合させ，格子構造に構成されたものである。ジオセルとジオグリッドはそれぞれ個別に適用されていたが，一体化するためにジオグリッドで樹脂製の平板を巻き込み，盛土側の辺に接するように上端には樹脂製のキャップを取り付けた剛性の高い棒材を設置し，連結部を構築する。これにより，ジオグリッドに作用する引張力が平板を介して棒材に伝達され，さらに棒材の下端と上部のキャップがジオセルの内側に接することによって，地盤が引張力に抵抗する構造になっている。

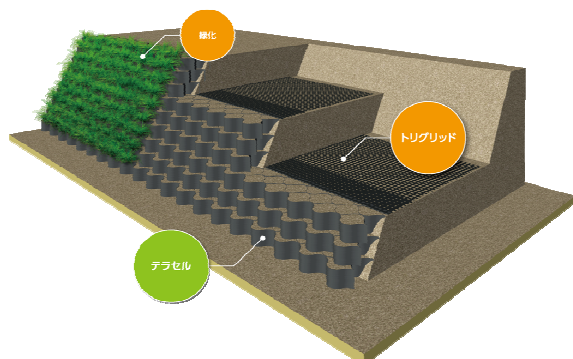


図1 工法概要

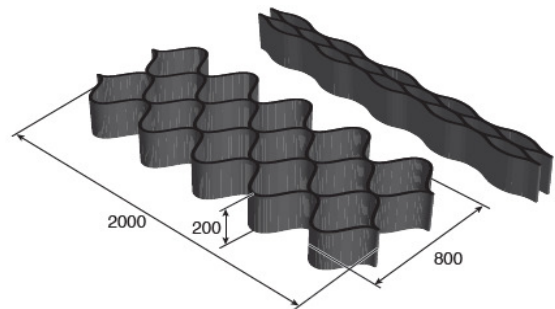


図2 ジオセルの概要

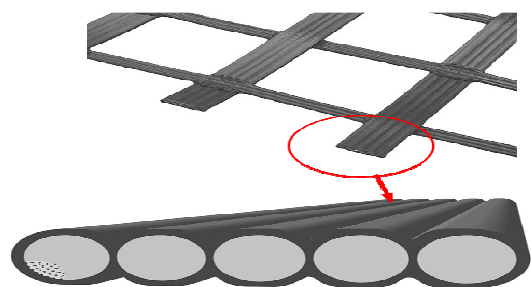


図3 ジオグリッドの概要

## 2. 試験概要

ジオセルの壁面材としての適用性を確認するため，今回は材料の耐久性と締固め度を試験した。

### 2.1 ジオセルの耐久性試験

ジオセルの耐久性はジオセルに使用している高密度ポリエチレン製のシートを用い，室内での促進耐候性試験と

耐薬品性試験により確認した。促進耐候性試験は最長 2000 時間まで継続し、一定時間毎に引張強度の変化を測定した。耐薬品性試験は水素イオン濃度 (pH) の異なる水溶液に浸漬し、同様に測定した。それぞれの試験場件は表 1 と表 2 に示す。

表 1 促進耐候性試験の試験条件

項目	内容
試験機	サンシャインウェザー試験機
促進暴露条件	室温：63℃ 1 サイクル：120 分 (散水：18 分 照射：102 分)
引張試験	プラスチックの引張試験 (JIS K 7113 準拠)
促進暴露時間	0・500・2000 時間

表 2 耐薬品性試験の試験条件

項目	内容
使用薬品	蒸留水 塩化ナトリウム (3%) 水酸化カルシウム (飽和) 水酸化ナトリウム (10%) 塩酸 (10%) 硫酸 (10%)
浸漬温度	50±2℃
引張試験	プラスチックの引張試験 (JIS K 7113 準拠)
浸漬時間	250・500・750・1000 時間

## 2.2 締固め試験

締固め試験は鋼製枠とジオセルの 2 種類の壁面材を用いて比較した。鋼製枠は高さ 600mm を 1 段、ジオセルは高さ 200mm を 2 段までの設置とした。図 4 と図 5 に試験概要図と測定箇所を示す。

締固め方法はハンドガイドローラー (600kg 級) とプレートコンパクタ (60kg 級)、人力による踏み固めの 3 方法を実施した。各試験ケースを表 3 に示す。また、図 6 と図 7 に 2 ケースの締固め状況を示す。

盛土材料は表 4 に示す山砂を使用し、含水比を最適含水比付近となるように調整した後、1 層の締固め厚さをジオセルの場合は 200mm、鋼製枠の場合は 100mm とした。

締固め後、各試験ケースにおいて同じ箇所の締固め度を RI 試験とコア採取により測定した。測定箇所は壁面材から 50mm、300mm、550mm 離れた 3 箇所を測定した。

表 3 試験ケース

壁面材の種類	締固め方法	締固め厚さ
ジオセル	ハンドガイドローラー	200mm
鋼製枠	プレートコンパクタ	100mm
鋼製枠	人力	100mm

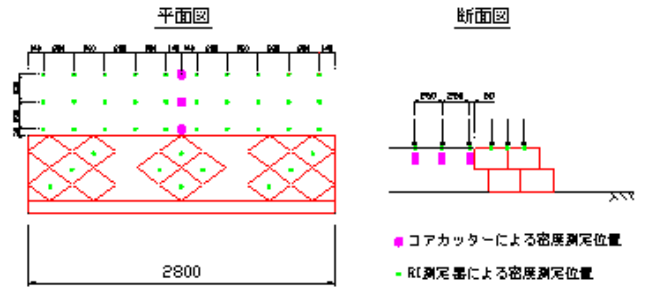


図 4 締固め試験概要図(ジオセル)

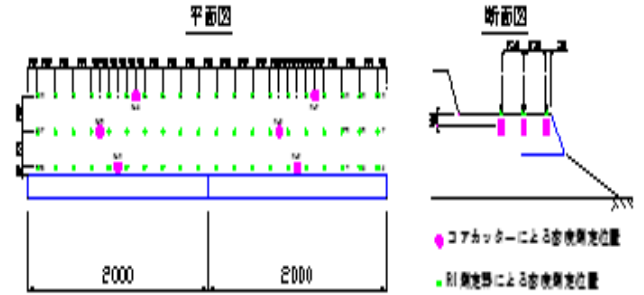


図 5 締固め試験概要図(鋼製枠)

表 4 盛土材料の試験値

土質名称		山砂
締固め	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.700
	最大乾燥密度 $\rho_{d,max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.696
	最適含水比 $W_{opt}$ (%)	16.3
粒度	細礫分 (%)	0.7
	砂分 (%)	88.8
	シルト分 (%)	8.0
	粘土分 (%)	2.5



図 6 締固め状況(ハンドガイドローラー)



図 7 締固め状況(プレートコンパクタ)

### 3. 試験結果

ジオセルの壁面材としての適用性を確認するため、今回は材料の耐久性と締固め度の試験結果を以下に示す。

#### 3.1 ジオセルの耐久性試験結果

ジオセルの耐久性試験結果は促進耐候性試験の結果を図8、耐薬品性試験の結果を図9に示す。

促進耐候性試験では、2000時間を経過しても約100%の強度保持率を示した。300時間を屋外暴露の1年と見なした場合、6年程度の耐候性を有している結果になる。

耐薬品性試験では、酸・アルカリ性水溶液に浸漬しても約100%の強度保持率を示した。高密度ポリエチレン製のジオセルは化学的安定性を有している結果になる。

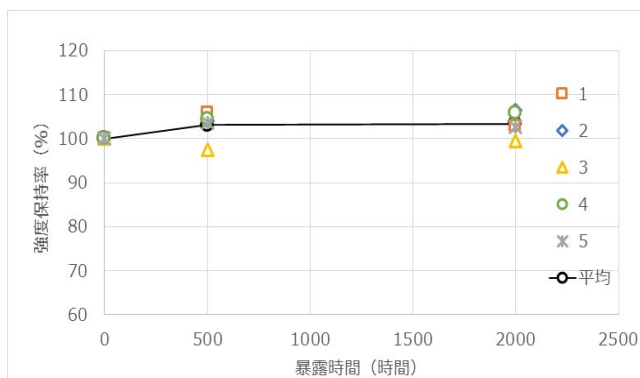


図8 促進耐候性試験の結果

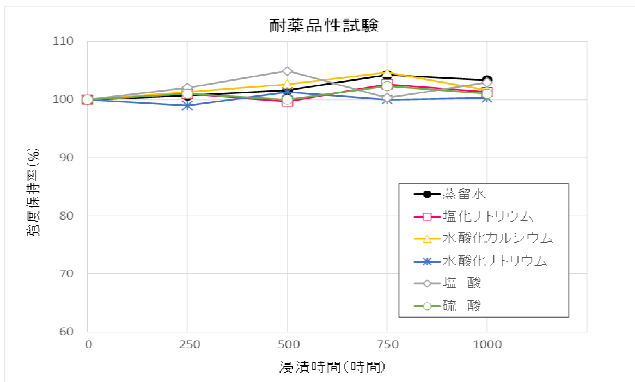


図9 耐薬品性試験の結果

#### 3.2 締固め試験結果

締固め試験結果はRI試験の結果を図10、コア採取の結果を図11に示す。

はじめにRI試験では、壁面材にジオセルを用いてハンドガイドローラーで締固めた場合、壁面材の付近と離れた箇所にて締固め度の大きな差はなく、全ての測点において95%以上の値を得られた。壁面材に鋼製棒を用いてプレートコンパクタと人力による踏み固めで締固めた場合は共に壁面材から離れるほど大きな値になるが、壁面材の付近は90%以下の値を示した。

次にコア採取では、RI試験と同様の傾向を示したが、壁面材に鋼製棒を用いてプレートコンパクタで締固めた場合、壁面材の付近の値が80%以下となり、最も小さな値

を示した。これはコア採取の方法に不備があり、本来はRI試験と同じ傾向を示すものと考えている。

また、RI試験の結果より標準偏差を求め、試験結果のばらつきの算出を図12に示す。ジオセルを用いてハンドガイドローラーで締固めた結果で最もばらつきを小さくなる傾向を示しているが、壁面材から300mm離れた箇所は最も大きなばらつきになった。これは測点がハンドガイドローラーの端に位置したためと考えられる。

施工時間はジオセルをハンドガイドローラーで締固めた場合が最も早く作業を完了し、鋼製棒を人力で踏み固めた場合が最も時間を要した。

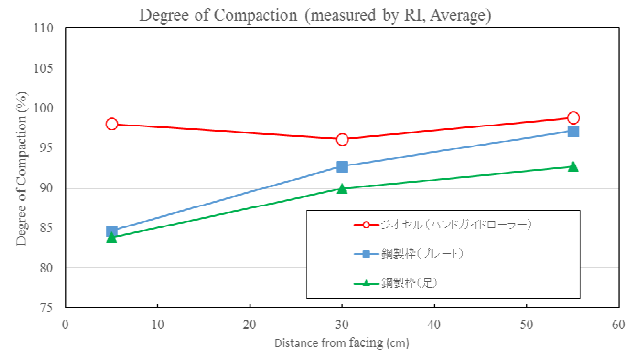


図10 試験結果(RI試験)

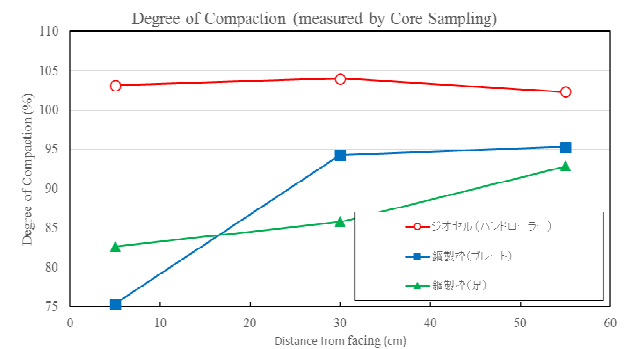


図11 試験結果(コア採取)

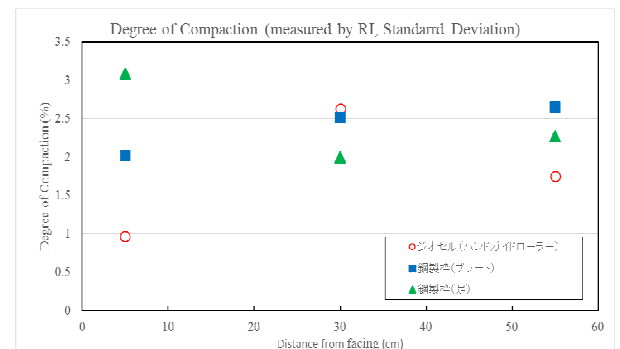


図12 RI試験結果のばらつき

### 4. まとめ

ジオセルの耐久性は促進暴露試験では2000時間までの測定結果より、6年程度の耐候性を得られた。実用上で6年程度の耐候性では不十分なため、今後も試験を継続する予定ではある。しかしながら、ジオセル擁壁においては約15年の実用例があり、ジオセルの劣化による被害は報告



されていない。また、同材質の製品では 50 年相当に該当する試験結果も報告されており、ジオセルにおいても同等以上の結果が得られると考えられる。

ジオセルの耐薬品性試験では化学的安定性を有している結果を得られた。この結果より、ジオセルの中詰材は酸性土やアルカリ性土を使用しても十分な耐久性を有していると考えられる。また、海岸付近や温泉地帯の大気中においても劣化や錆びることが無く、安定した状態を維持できると考えられる。

締固め試験では鋼製枠では壁面裏の空間が狭く、不十分な締固めになる可能性が高いため、盛土材を薄層に撒き出して転圧する必要があり、特に壁面勾配が緩い場合にその傾向が顕著になると考えられる。一方でジオセルの壁面材はハンドガイドローラーの転圧が可能であり、十分な締固めを行うことができるため、安定性の高い補強土を構築できると考えられる。

以上より、ジオセルは補強土壁工法の壁面材として十分な適用性を有しており、多くの適用から顕在化している課題に対して対策の 1 つとして有効な手段になると考えられる。

#### 参 考 文 献

- 1) 公益社団法人日本道路協会：道路土工要綱（平成21年度版）,2009
- 2) 北海道開発局：平成30年度 北海道開発局 道路設計要領, [https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/kn/dou\\_ken/ud49g70000001jbe.html](https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/kn/dou_ken/ud49g70000001jbe.html), 2018.
- 3) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会一般財団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計施工マニュアル 第二回改訂版, 2013.
- 4) 川口貴之, 中村大, 川尻峻三, 山下聡, 小林歩, 佐々木貴, 林豪人, 安達謙二, 雨宮盛児, 原田道幸: 寒冷地に構築した補強土壁の凍結融解挙動, ジオシンセティックス論文集, Vol.29, pp.147-154, 2014.
- 6) 川口貴之, 劉爽, 小笠原明信, 中村大, 川尻峻三, 林豪人, 原田道幸: ジオセルとジオグリッドを連結した補強土壁の凍上対策に関する検討, ジオシンセティックス論文集, Vol.33, pp.99-104, 2018.
- 7) 林豪人, 小浪岳治, 原田道幸, 雨宮盛児: 土槽内に設置したジオセル壁面工とジオグリッド補強材との連結部の引張り試験,第48回地盤工学研究発表会概要集, pp. 1415-1416, 2013.

Waseem FARES<sup>1</sup>, Juan Jose CASTRO<sup>2</sup>

1 Graduate Student, Graduate School of Engineering and Science, University of the Ryukyus

2 Professor, Faculty of Engineering, Architectural and Buildings Engineering Program.

### Abstract

In this paper, six soil profiles with different properties located in Okinawa main island were chosen to study the effect of soil structure on the strong seismic ground motions waves such as 1995 Kobe earthquake, 2010 Okinawa earthquake and 2011 Tohoku earthquake by calculating the spectrum acceleration curves and examine the seismic waves by comparing the Fourier spectrum of these seismic ground motion waves and verify how seismic waves are amplified due to differences in the surface layer structure in Okinawa Main land

The results show there was a relationship between the critical period of soil (soil profile structure) and the acceleration amplification factor, also the output acceleration at the same location was different according to the seismic wave used in the analysis.

keywords : Okinawa soil, seismic waves, Fourier analysis, spectrum acceleration, critical period

## 1. Introduction

Okinawa prefecture is located at the southeast part of Japan, and because it is in subtropical oceanic climate region, the formation history of the crustal changes during the geological period, effected largely the creation of the Ryukyu Islands soils<sup>1)</sup>.

The seismic activities in Okinawa might be caused by faults or tectonic plate motion.

The seismic ground motions in this study are Kobe 1995 earthquake, Tohoku 2011 and Okinawa 2010 earthquake scaled to 50 Kine, applied to Okinawa soil profiles to study the soil influence on the strong seismic waves traveling through the ground till surface layers which have different soil types affected greatly the seismic waves.

## 2. Soil profiles

### 2.1 Soil profile location

Six soil profiles<sup>1)</sup> were chosen as target soil. The locations of the soil profiles as shown in Fig.1



Fig.1 Soil profile locations

**2.2 Shear wave velocity**

The shear wave velocity of the soil profiles was estimated according to the following correlation formula<sup>2)</sup> Eq.1:

$$V_s = 97N^{0.314} \quad \text{Eq.1}$$

Vs: shear wave velocity (m/sec), N: number of blows of standard penetration tests

The soil profiles properties that were used in this study.

**Table 1 Naha -Asato soil profile**

Soil profile	Layer depth (m)	N	Vs (m/sec)
Naha Asato Location -(Naha-As)	1.6	3	115
	11.6	4	127
	6.9	48	292

**Table 2 Naha – Miebashi soil profile**

Soil profile	Layer depth (m)	N	Vs (m/sec)
Naha-Miebashi Location (Naha -Mi)	1.5	5	137
	2.4	6	145
	1.1	12	183
	5.35	55	305

**Table 3 Okinawa City soil profile**

Soil Profile	Layer depth (m)	N	Vs (m/sec)
Okinawa City Location (Okinawa)	3.35	4	127
	1.55	3	115
	2	40	274
	9.05	24	231
	2.05	55	305

**Table 4 Urasoe City soil profile**

Soil profile	Layer depth (m)	N	Vs (m/sec)
Urasoe City Location (Urasoe)	2.8	21	221
	5.55	6	145
	3.55	7	153
	1.37	48	292

**Table 5 Nago City soil profile**

Soil profile	Layer depth (m)	N	Vs (m/sec)
Nago City Location (Nago)	4.15	6	145
	0.35	3	115
	3.5	55	305

**Table 6 Chinen City soil profile**

Soil profile	Layer depth (m)	N	Vs (cm/sec)
Chinen City Location (Chinen)	2	6	145
	1.7	10	172
	2.95	16	202
	2.7	20	217
	2.3	24	231
	7	55	305
	7.85	45	285

**2.3 Soil type and critical period**

There are three types of soil given and classified by Japan Specification of Highway-Bridge JSHB, the classification is based on the critical period of soil, as shown in Table 7.

**Table 7 Soil classification**

Soil Profile	Ground characteristics	Critical period Tc(sec)
Soil type 1	Hard soil	0.4
Soil type 2	Medium soil	0.6
Soil type 3	Soft soil	0.8

The first group is called as “Hard soil” with natural period  $T_c$  is less than 0.4 sec. The second group is called as “stiff soil” whose  $T_c$  is from 0.4 to 0.6 sec. The third group is called as “soft soil” whose  $T_c$  is more than 0.6 sec.

To calculate the critical period of soil, the following formula was used:

$$T_c = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_i} \quad \text{(Eq.2)}$$

$T_c$ : critical soil period (sec),  $H_i$ : soil layer depth (m)

$V_i$ : shear wave velocity in the soil layer (m/sec).

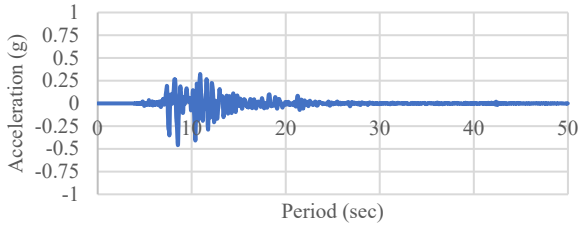
Table 8 shows the soil classification and the critical period calculated by Eq.2 and the soil classification according to these values.

**Table 8 Soil classification**

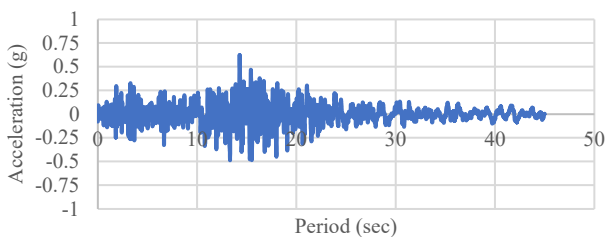
Soil Profile	Critical period (sec)	Soil Type
Naha-As	0.516	Soil type 2
Naha-Mi	0.204	Soil type 1
Okinawa	0.372	Soil type 1
Urasoe	0.316	Soil type 1
Nago	0.204	Soil type 1
Chinen	0.445	Soil type 2

### 3. Seismic ground motion

The earthquake time histories data used in this study <sup>3)</sup> are 1995 Kobe earthquake (Kobe EQ), 2010 Okinawa earthquake (Okinawa EQ) and 2011 Tohoku earthquake (Tohoku EQ) as shown in Figs.2 ,3 and 4.

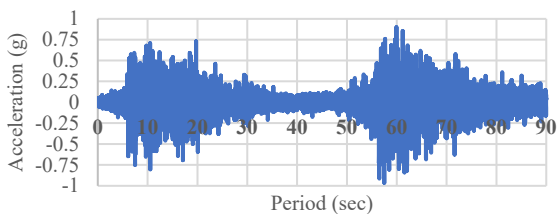


**Fig.2 1995 Kobe earthquake time history data**



**Fig.3 2010 Okinawa earthquake time history data**

(Time history data of 2010 Okinawa earthquake recorded at OKN005 station N-S direction in Nanjo city scaled to 50 Kine)



**Fig.4 2011 Tohoku earthquake time history data**

(Time history data of 2011 Tohoku earthquake recorded at MYG011 station E-W direction in Oshika city scaled to 50 Kine)

### 4. Results

The analysis of seismic waves was done by SHAKE software <sup>4)</sup> and DEEPSOIL software <sup>5)</sup>.

The characteristics of strong seismic waves after considering the soil structure influence was compared using Fourier analysis to examine the amplitude of the ground motions. Then the spectrum acceleration curves for the seismic ground motions were obtained to compare the maximum acceleration at the same soil location.

### 4.1 Fourier analysis

1) Naha-As Location (see Fig.5):

For Kobe EQ and Okinawa EQ, the peak was observed at 2.5 Hz. On the other hand, for Tohoku EQ three peaks at 2.5Hz, 7Hz and 12Hz were observed.

2) Naha-Mi Location (see Fig.6):

For Kobe EQ and Okinawa EQ, there was no observed peak. On the other hand, for Tohoku EQ the peak was observed at 7Hz.

3) Okinawa City location (see Fig.7)

For Kobe EQ there was no observed peak. On the other hand, there was a range of high amplitude value (more than 0.5) for Okinawa and Tohoku EQ at frequency 2.5 to 8 Hz.

4) Urasoe City Location (see Fig.8)

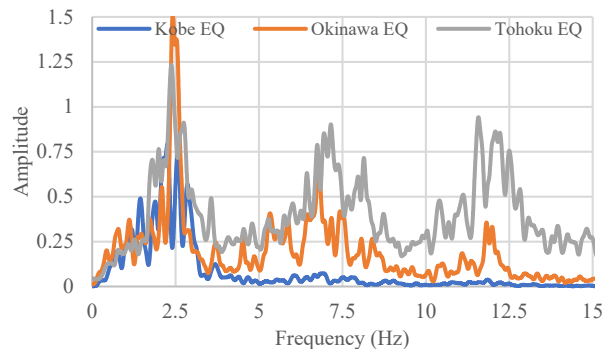
There was a peak with all earthquakes at frequency equal to 3 Hz.

5) Nago City Location (see Fig.9)

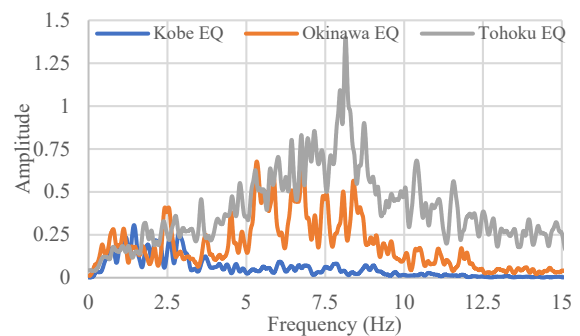
For Kobe EQ there was no observed peak. On the other hand, for Okinawa EQ and Tohoku EQ there was a peak at 5 Hz.

6) Chinen Location (see Fig.10)

There was no observed peak with all earthquakes.



**Fig.5 Fourier Amplitude for Naha-As location**



**Fig.6 Fourier Amplitude for Naha-Mi**

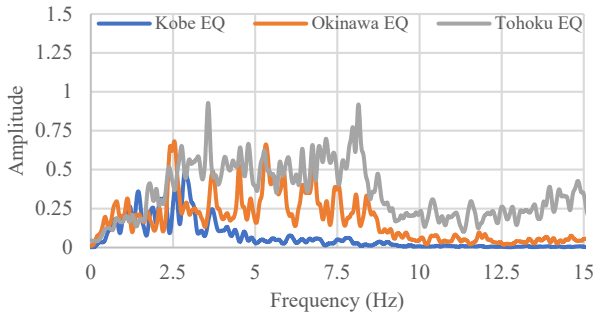


Fig.7 Fourier Amplitude for Okinawa location

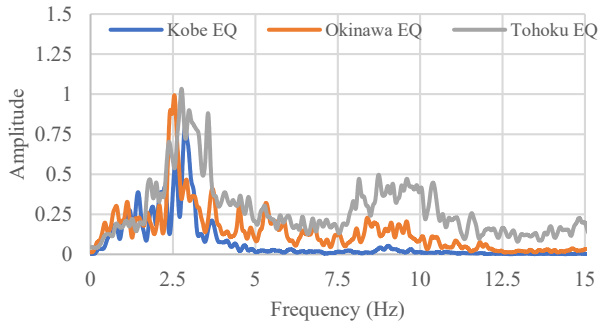


Fig.8 Fourier Amplitude for Urasoe location

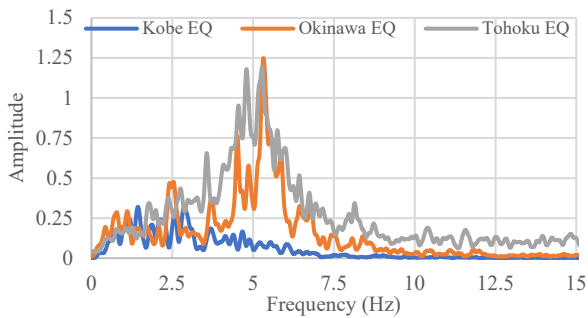


Fig.9 Fourier Amplitude for Nago location

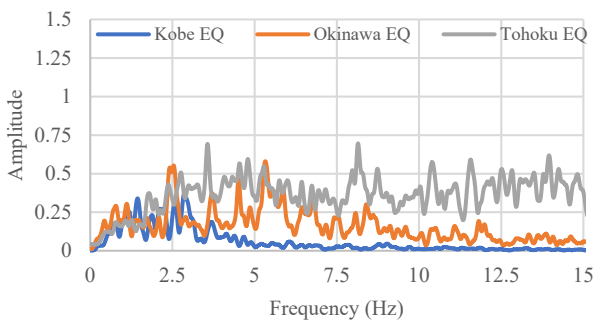


Fig.10 Fourier Amplitude for Chinen location

#### 4.2 The acceleration amplification factor

The acceleration amplification factor (Amp) was calculated by dividing the acceleration values resulting from soil influence on the original acceleration of the earthquake scaled to 50 Kine

Fig.11 shows the spectrum acceleration curves at each soil profile location in case of 1995 Kobe earthquake.

The maximum acceleration was at Urasoe and Naha-As locations with values around 4.5 G.

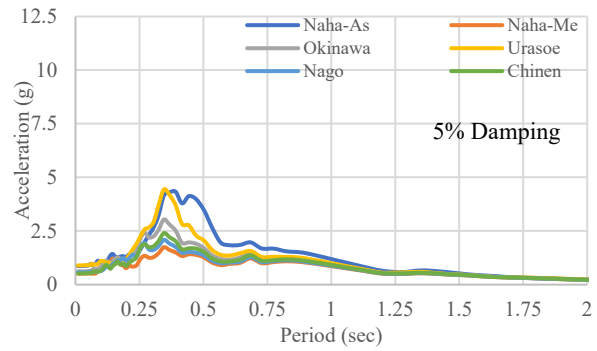


Fig.11 Spectrum Acceleration - 1995 Kobe EQ

Fig.12 shows the spectrum acceleration curves at soil profiles locations in case of 2010 Okinawa earthquake. The maximum acceleration was at Urasoe and Naha-As locations with values around 7.8G.

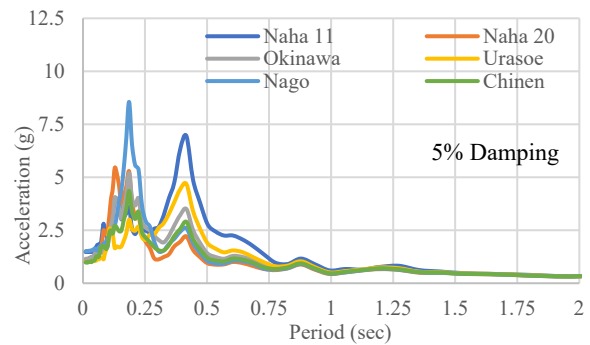


Fig.12 Spectrum acceleration - 2010 Okinawa EQ

Fig.13 shows the spectrum acceleration curves at soil profiles locations in case of Tohoku 2011 earthquake. The maximum acceleration was at Nago City location with values around 12.5G.

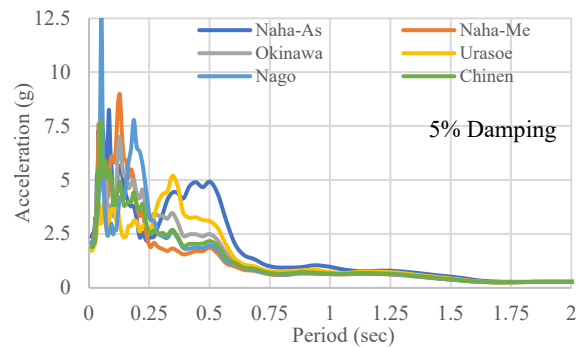
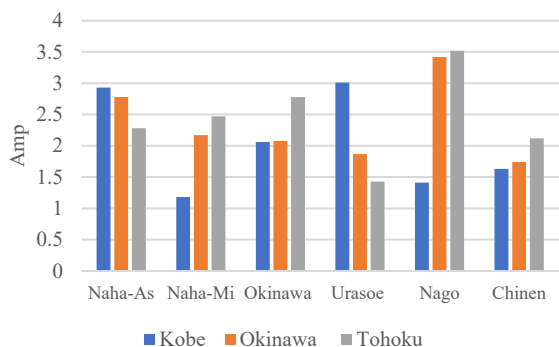


Fig.13 Spectrum acceleration - 2011 Tohoku EQ

Fig.14 and Table 9 show the acceleration amplification factor (Amp) for the earthquakes used in the study at each soil profile location.



**Fig.14 Acceleration amplification factor**

**Table 9 Acceleration amplification factor**

Amp	Kobe EQ	Okinawa EQ	Tohoku EQ
Naha-As	2.93	2.78	2.28
Naha-Me	1.18	2.17	2.47
Okinawa	2.06	2.08	2.78
Urasoe	3.01	1.87	1.43
Nago	1.41	3.42	3.52
Chinen	1.63	1.74	2.12

## 5. Conclusion

- 1) The characteristics of Fourier spectrum for the earthquake depends greatly on the soil profile location and compositions.
- 2) There was a peak with 1995 Kobe earthquake scaled to 50 Kine at Naha-As and Urasoe City.
- 3) There was a peak with 2010 Okinawa earthquake scaled to 50 Kine at Naha-As, Urasoe and Nago soil locations.
- 4) There was a peak with 2011 Tohoku earthquake scaled to 50 Kine at Naha-As, Urasoe and Nago soil locations.
- 5) The maximum acceleration factor for seismic waves of 1995 Kobe earthquake was at Urasoe City location with value equal to 3.01 and the minimum was at Nago City location.
- 6) The maximum acceleration factor for seismic waves of 2010 Okinawa earthquake scaled to 50 Kine was at Nago City location with value equal to 3.42 and the minimum was at Chinen with Value equal to 1.74.
- 7) The maximum acceleration factor for seismic waves of 2011 Tohoku earthquake scaled to 50 Kine was at Nago City location with value equal to 3.52 and the minimum was at Urasoe City location with Value equal to 1.43.

- 8) From analyzed the amplification factors in six locations in Okinawa mainland, it was observed that the amplification factors were affected by the different input earthquakes to the bedrock soil profile. And the amplification of earthquake input depends much on the earthquake wave shape.
- 9) In this analysis only 6 points are covered relating to the location, but it is necessary to increase the number of analysis points because the input seismic ground motion changes due to the internal soil structure.
- 10) The period in which the acceleration on the ground surface is dominant when the Kobe seismic waves is input is between 0.3 and 0.5 sec for all profiles.

## References

- 1) 財団法人 建設技術センター沖縄の土質柱図集、2002/02
- 2) 遠藤大輔:上田稔;N値から推定されたS波速度を地盤の初期の速度構造とした場合の地震応答解析精度, 土木学会第57回年次学術講演会,2002
- 3) 状発法人防災科学技術研究所 (Strong -Motion Seismograph Networks (K-NET, KIK-NET)
- 4) SHAKE,Kozo Keikaku Engineering Ino.
- 5) DEEPSOIL, Youssef M. A. Hashash, University of Illinois.
- 6) Matsushima, Yoshinari; Yabuki, Tetsuya; Arizumi, Yasunori: Characteristics on Response Spectra of Ground Motions Observed during the Earthquake on 15th May 1999s in Okinawa Prefecture Area, 琉球大学工学部紀要 (63): 11-14, 2002/11
- 7) 中田慎介:表層地盤の違いによる地震動増幅の変化に関する検証, 高知工科大学大学院基盤工学専攻, 2002 年度修士論文 2003/01.

第 29 回沖縄地盤工学研究発表会

The 29th Annual Meeting of Okinawa Geotechnical Society

Part II

*Invited and **G**eneral Lectures*





## 1771 年明和地震における津波再現計算と高台移転の現状

大角 恒雄<sup>1</sup>・Hemanta HAZARIKA<sup>2</sup>

- 1 国立研究開発法人防災科学技術研究所・マルチリスクハザードリスク評価研究部門  
2 九州大学教授・大学院工学研究院社会基盤部門

## 概 要

1771 年明和地震に伴う津波が八重山諸島を襲い、犠牲者は 1 万人を超えたとされている。その原因が海底地すべりであると本研究は仮定し、津波の再現を目的とした。八重山地点における海底島棚の形状を復元し、海底地すべりが発生する前の海底地質形状を想定し、その変化を直接、津波伝播に適用して、沿岸の最大水位を推定するための、これまで解析上の検討が十分なされなかった海底地すべりの継続時間を、動的荷重を作用させニューマーク法により算定した。その結果、継続時間の影響が沿岸の最大水位に大きく影響することがわかった。また、現地調査を行い、津波痕跡と高台移転の現状を調査した。

キーワード：1771 年明和地震、海底地すべり、島尻泥岩、ニューマーク法、津波

## 1. はじめに

1771 年（明和 8 年）に地震に伴う津波が八重山・宮古諸島で発生し、犠牲者は 1 万人を超えた。この地震は幾つかの再現性の検証がなされ、今村ら<sup>1)</sup>は、1771 年八重山地震津波の再現として、琉球海溝の宮古・八重山沿岸域に関して、 $M_w$  8.8 の最大クラスのマグニチュードを想定している。平石ら<sup>3)</sup>は、円弧すべり法を利用した地すべり津波波源を想定し、海底地すべりの継続時間が不明であるとして、30 秒から 90 秒に変化させて、数値計算を実施している。この継続時間の影響が沿岸の最大水位に大きく影響することに着目し、定量的な算定を目的とした。

本研究は、八重山地震津波を日本周辺海域で実施した情報を基に、再整理した。その調査結果から海底地質構造を適用し、八重山地点における海底島棚の形状を復元することで、海底地すべりが発生する前の海底地質形状を想定した。その変化を直接、津波伝播に適用して、沿岸の最大水位を推定した。その際、これまで解析上の検討が十分なされなかった海底地すべりの継続時間を、ニューマーク法により算定した。このニューマーク法は、斜面の残留変形量の定量的な予測を、斜面の変形量予測手法として、多くの設計基準で斜面の地震時安定計算として動的荷重を作用させニューマーク法により算定することが基本とされており、特定の応力状態に基づき、当該手法により地震時安定性解析を実施した。

海底島棚の形状の復元は、平成 25 年度に開始された、文部科学省「海域における断層情報総合評価プロジェクト」（以下、「文科省プロジェクト」と称す）の成果を活用した。本「文科省プロジェクト」は、日本海周辺海域の地震

と津波のハザード評価に資することを目的に、国立研究開発法人海洋開発機構(Japan Agency for Marine-Earth Science and Technology: JAMSTEC)が実施する複数の機関で取得されている海底地下構造データを再解析した。

強度物性は、対象海域の島弧は島尻層群の砂岩泥岩が斜面に分布している。広域海底地質図では斜面に古第三紀から古生界の古い地質が露出しているとなっている。断面の基盤がこれに相当すると考えられるので、中村真也ら(2011)<sup>3)</sup>の陸上での強度試験結果を用いた。

## 2. 津波石とその周辺の状況

石垣島、宮古島には津波に運ばれてきたという「津波石」がある。津波痕跡高の代表地点は、羽鳥(1988)<sup>4)</sup>に示された加藤祐三(1987)<sup>5)</sup>及び河名俊男・中田高(1994)<sup>6)</sup>等をもとに整理した痕跡高の石垣島(10 地点)と宮古島(3 地点)で、残された津波石とその周辺の状況を現地で把握した。津波石のサンゴ化石年代を調べることで、多くの研究者が八重山諸島では、過去 2400 年間に約 150-400 間隔で津波が襲来したとみられる『大波之時各村之形行書』の末尾に収録された『奇妙変異記』に残っている。同書によれば、石垣島の 4 箇所と黒島の 1 箇所計 7 つの岩塊が移動したとされる河名俊男・中田高(1994)<sup>6)</sup>によれば、宮古・八重山諸島は、サンゴ礁に縁どられた琉球列島南部に属している。このため、大津波によって打ち上げられた堆積物には完新世のサンゴ化石が含まれている。14C 測定等の年代測定に適したアラレ石から方解石に変質していないものが多く、その年代と分布から過去の大津波の時期と規模を具体的に解明することが可能であるとしている。

## 2.1 石垣島

### 1) 石垣島南部：図-1

石垣島南部の空港周辺には、津波石と思われる琉球石灰岩が八重山湾に点在している。当該地点は 1771 八重山津波では 30 m の津波痕跡が報告されている。

### 2) 大浜小学校：図-2

津波によって移動したとされる大浜の崎原公園内にある“津波大石”は、最大直径が約 11.5 m、奥行き約 9.6 m、高さ約 6 m である。表面に付着しているサンゴの年代測定の結果から約 2000 年前の先島津波によって打ち上げられたものであると推定されている。

“津波大石”の標高は 10.0 m (data source : DEM5B) で、宮良湾の海岸から 150 m 程度の距離にある。

### 3) 宮良海岸：図-3

宮良海岸には、津波石と思われる琉球石灰岩が宮良湾に点在している。この津波石民間航路上空から示したものである。

### 4) 高こるせ石：図-4

石垣市大浜の“高こるせ石”も“津波大石”と同様、国指定天然記念物である。“高こるせ石”の標高は 2.4 m (data source : DEM5B) で、海岸線から約 100m の距離にある。

2000 年前の先島津波でこるせ御嶽に運ばれた石が、1771 年に再び北方に約 600m 移動したものと考えられている。

### 5) 松本邸：琉球石灰岩：図-5

松本邸は八重山町港湾施設から 615 m 内陸の登野城に位置する松本邸には、1771 八重山津波の津波石が置かれている。標高は 7.7m (data source : DEM5B) である。

### 6) 津波死者追悼記念碑：図-6

沖縄県石垣市宮良の羽鳥(1988)<sup>4)</sup>によると 1771 八重山津波では 30 m の遡上高とされている。標高は 63.2 m (data source : DEM5B) で、宮良川まで約 1 km の距離にある。

碑文には津波の状況(大波之時各村之形行書(オオナミノトキ カクムラノ ナリユキシヨ))を引用し、石垣島で「潮揚高式八丈(八四.八メートル)、この地震によって大きな被害を引き起こしたのは最大 28 丈 2 尺(85.4 m・石垣島)の大津波であった。津波は 3 波まで襲来し第二波が一番大きかったと伝えられている。

敷地の北側にはタコラサー石が存在する。「タコラサー石」には、“明和の大津波で生き残った人たちがたいまつを明かりを頼りに寄り集まった”という言い伝えがある。その明りを頼りに生存者が集まってきたので、生存者の救護や食糧の調達をして、一時期共同生活を送ったと言われている。この地点は宮良川から 1 km 程度の距離で、標高 30 m を超えている。近くの民家には 1m ほどの高さの琉球石灰岩がみられた。碑文に記載されている遡上高の 85 m の記載は、後藤・島袋(2012)<sup>7)</sup>によると、測量結果の記述は誤差を考慮して評価する必要があるとしている。実際に、85 m とされた地点は標高値がそ

れほど高くない。数値計算結果でも 85 m にはとうてい到達しないことから、古文書の溯上高は大幅に過大評価されているものが含まれるとされている。古文書に記載されている宮良湾から名蔵湾に津波が抜けたという流路を DEM5 B で示すと、最大で約 30 m の標高である。また、標高約 60 m 以上のタコラサー石の前で生存者の救護や食糧の調達をした記載からも津波遡上の 85 m の記録は、考えにくい。遡上高は羽鳥(1988)<sup>4)</sup>で示された遡上の 30 m の信頼性が高い。



(GSI Map <http://maps.gsi.go.jp/>)

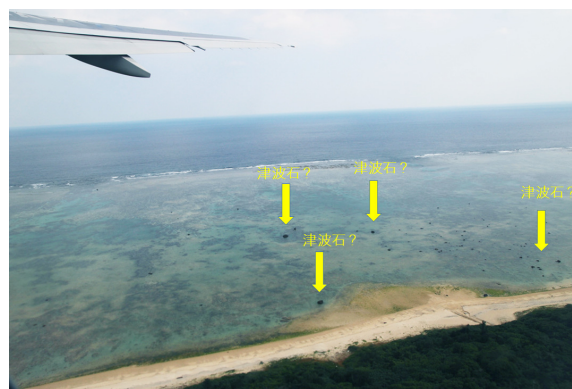


図-1 石垣島南部の空港周辺の津波石 (黄色矢印)  
(photo taken by T. Ohsumi on January 25, 2018)

### 7) パンナ岳：図-7

パンナ岳から一望でき、宮良湾側(写真右側)から名蔵湾(写真左側)に津波が通り抜けたと言われている。

### 8) あまたりや潮荒：図-8

海岸線から 160m、標高 6.2m ので、あまたりや潮荒の周囲にはサンゴの化石が散乱している。

図-9 に石垣島全体の海岸線の状況を示す。

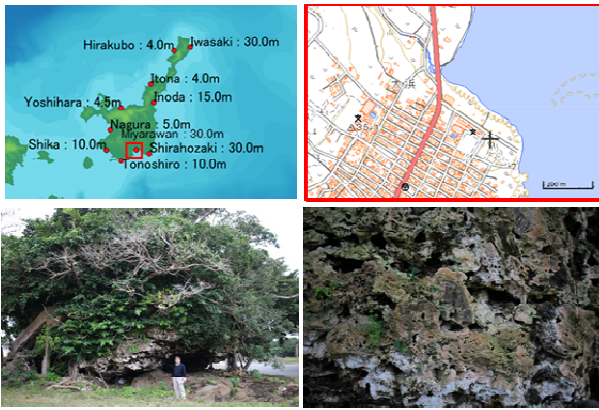


図-2 大浜小学校の津波大石 (GSI Web Map used)  
(photo taken by T. Ohsumi on January 22, 2018)



図-3 宮良海岸の琉球石灰岩 (GSI Web Map used)  
(photo taken by T. Ohsumi on January 24, 2018)



図-4 石垣市大浜の”高こるせ石” (GSI Web Map used)  
標高: 2.4 m (data source: DEM 5 B)  
(photo taken by T. Ohsumi on January 22, 2018)



図-5 松本邸:琉球石灰岩 標高: 7.7 m  
(data source: DEM 5 B) (GSI Web Map)  
(photo taken by T. Ohsumi on January 22, 2018)

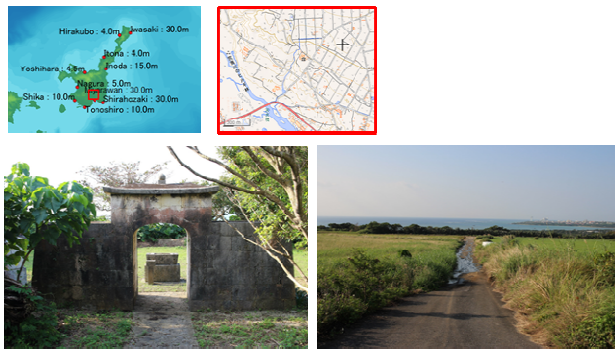


図-6 津波死者追悼記念碑 標高: 63.2 m  
(data source: DEM5 B) (GSI Web Map used)  
(photo taken by T. Ohsumi on January 23, 2019)



(GSI Web Map used)



図-7 パンナ岳の展望台の北側からは名倉湾と低地が一望 (photo taken by T. Ohsumi on January 25, 2019)



図-8 あまたりや潮荒：海岸線から160m，標高6.2m サンゴ化石が散乱(photo taken by T. Ohsumi on January 23, 2019)

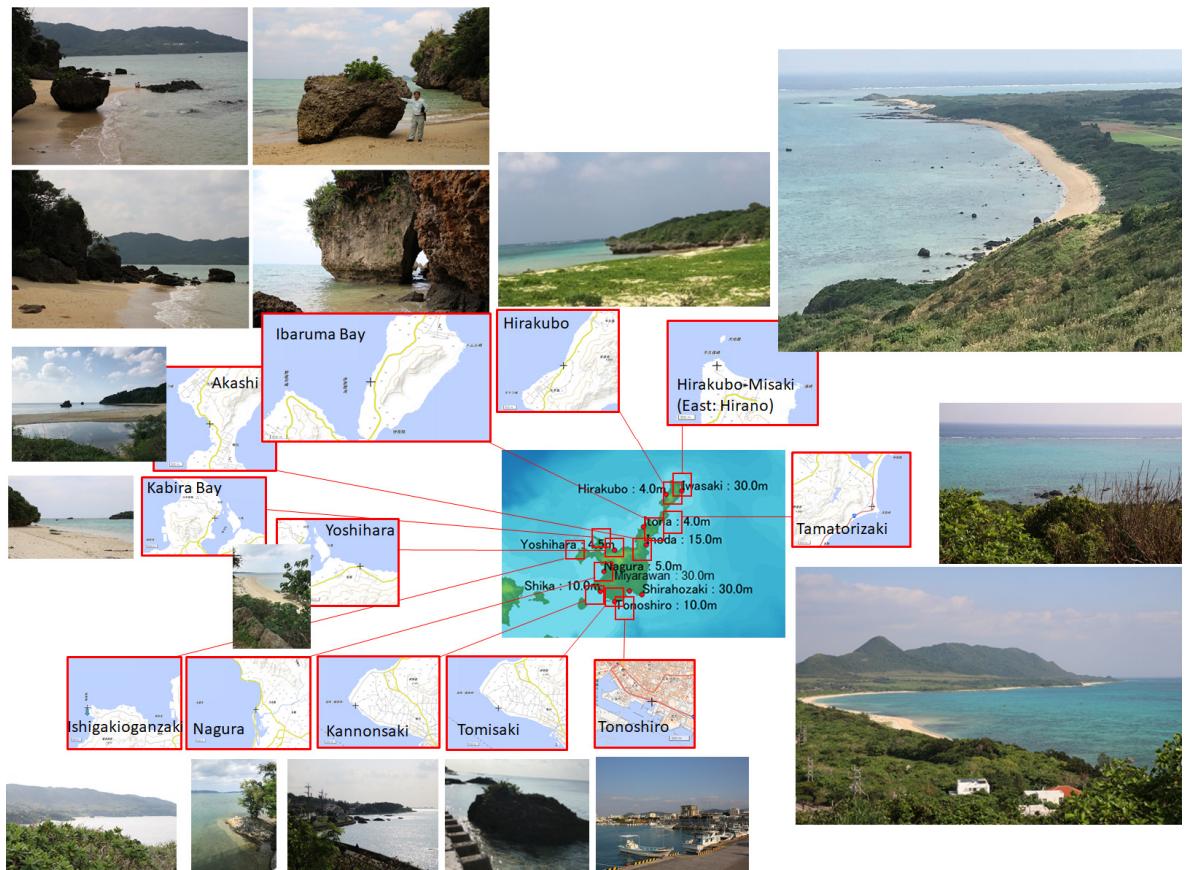


図-9 石垣島全体の海岸線の状況 (photo taken by T. Ohsumi on January 22-24, 2019)

8) 石垣島南部の高台移転と現在の集落：図-10

白保村は、1771年八重山津波で1,546人(人口1,574人)が犠牲となった。現在の村の北西約1kmの上野地に再建されたが、この場所は不便であり、最終的に1793年頃に以前の村に戻った。宮良村は、1,050人(人口1,221人)が犠牲となった。宮良川の左岸の北西約2kmの漢田に移転したが、以前の場所に戻った。大浜村は1,287人(人口1,402人)が犠牲となった。村は高台移転したがその後、以前の場所に戻った。白保村は560人(人口1,178人)が犠牲となった。真栄里村から北東に約1.5km離れた加謝内原に移転した。大川村は津波では412人(人口1,304人)が犠牲となった。村は北3kmの高台の文嶺に移転したが、不便であり1775年に以前の場所に戻った。



図-10 石垣島南部の高台移転と現在の集落 (参照：大日本地震史料<sup>8)</sup>)

## 2.2 宮古島

『球陽』には、当時の宮古島群島の津波による被害が詳細に記録されている。『球陽』によると、宮古島諸島で最も被害を受けたのは、南海岸に位置する宮国、砂川、友利、新里元島の村で 591 軒の家屋が倒壊し、約 2,040 人の農民が背負い活していた。宮古島諸島の死者数は 2,548 人とされているため、死傷者の約 80%にも及ぶ(加藤祐三, 1989)<sup>5)</sup>。

### 1) 宮古島北東部の琉球石灰岩：図-11

宮古島北東部の大神島及び真謝漁港には、津波岩と思われる琉球石灰岩が点在している。

### 2) 佐和田の浜海岸：図-12

渡會晋平・小元久仁夫(2012)は、佐和田の浜海岸に散乱する直径数 10cm から 3m のハマサンゴ化石としている。そしてそれ基盤岩から分離され移動した岩石である。棲息地から津波によって運ばれた津波石であることは周囲の

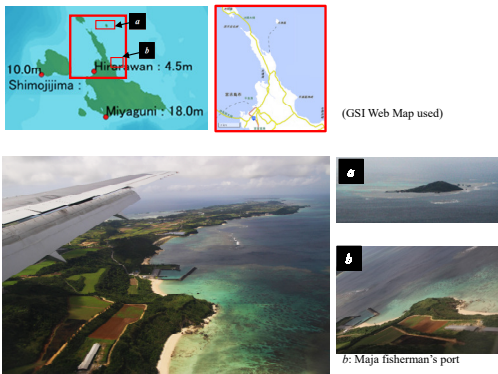


図-11 宮古島北東部の大神島 (a) と真謝漁港(b). (Aerial photo taken by T. Ohsumi on February 21, 2019)

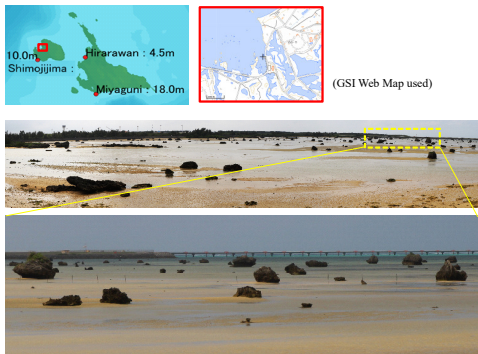


図-12 佐和田の浜海岸 (photo taken by T. Ohsumi on February 22, 2019)

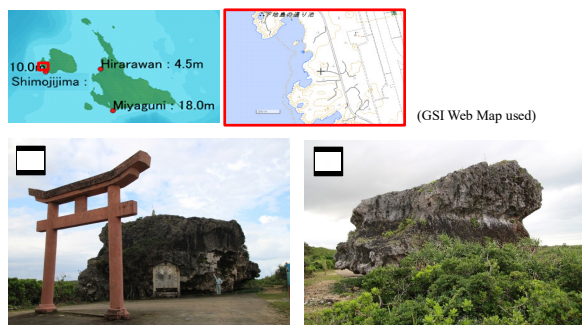


図-13 下地巨石 (帯岩); a: 下地岩正面, b: 下地岩背面 (photo taken by T. Ohsumi on February 23, 2019)

1771 年八重山津波が到達していた可能性が強いことが明らかにしている。

### 3) 下地巨石 (帯岩): 図-13

下地巨石は歴史的な津波の痕跡である。この岩の高さは 12.5 m で、この地上レベルは 12 m (データソース DEM10B) である。約 10 m の高さにノッチがあり、このくぼみは以前の海水面の位置であると考えられる。

### 4) 東平安名岬: 図-14

東平安名岬の位置及び津波石を示す岬の標高は 10m から 20 m である。津波石は岬の北東側のリーフ上に集中している。河名俊男・中田高(1944)<sup>6)</sup>によると、崖が南側から岬を越流する津波によって崩壊し流れ出れ、岬の上の津波石については、岬の南側が剥ぎ取られ打ち上げられたものと推測している。図-15 に全体の海岸線の状況を示す。

### 4) 宮古島南部の遺跡群と高台移転と現在の集落：図-16

宮古島で特に被害が大きかったのは、南海岸エリアで、南海岸の城辺友利、城辺砂川、上野宮国、上野新里の 4 つの集落は地震後、高台に移転した。宮国元島上方古墳群の発掘(2013)<sup>9)</sup> から、旧集落の状況が報告されている。標高 10 m の宮国元島遺跡 (14-18 世紀) は標高 40 m の現在の宮国に移転し、標高 15 m の新里西元町遺跡 (14-18 世紀) は標高 40 m の現在の新里に移転、標高 10 m の砂川元町遺跡 (14-18 世紀) は標高 40 m の現在の砂川に移転、標高 15 m の宮国元島遺跡 (14-18 世紀) は標高 50 m の現在の友利に移転している。

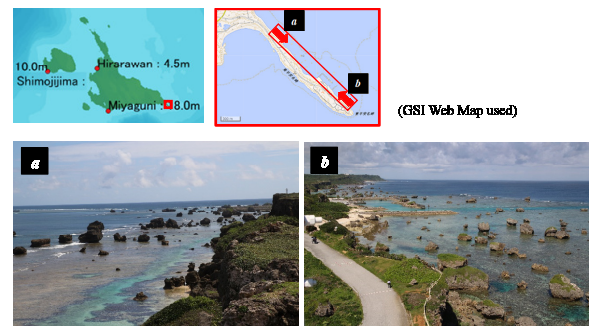


図-16 東平安名岬, a: 南西方向から (津波石は岬の北東側), b: 北東方向から. (photo taken by T. Ohsumi on February 22, 2019)



図-16 宮古島南部の遺跡の発掘、古文書による旧集落の高台移転と現在の集落

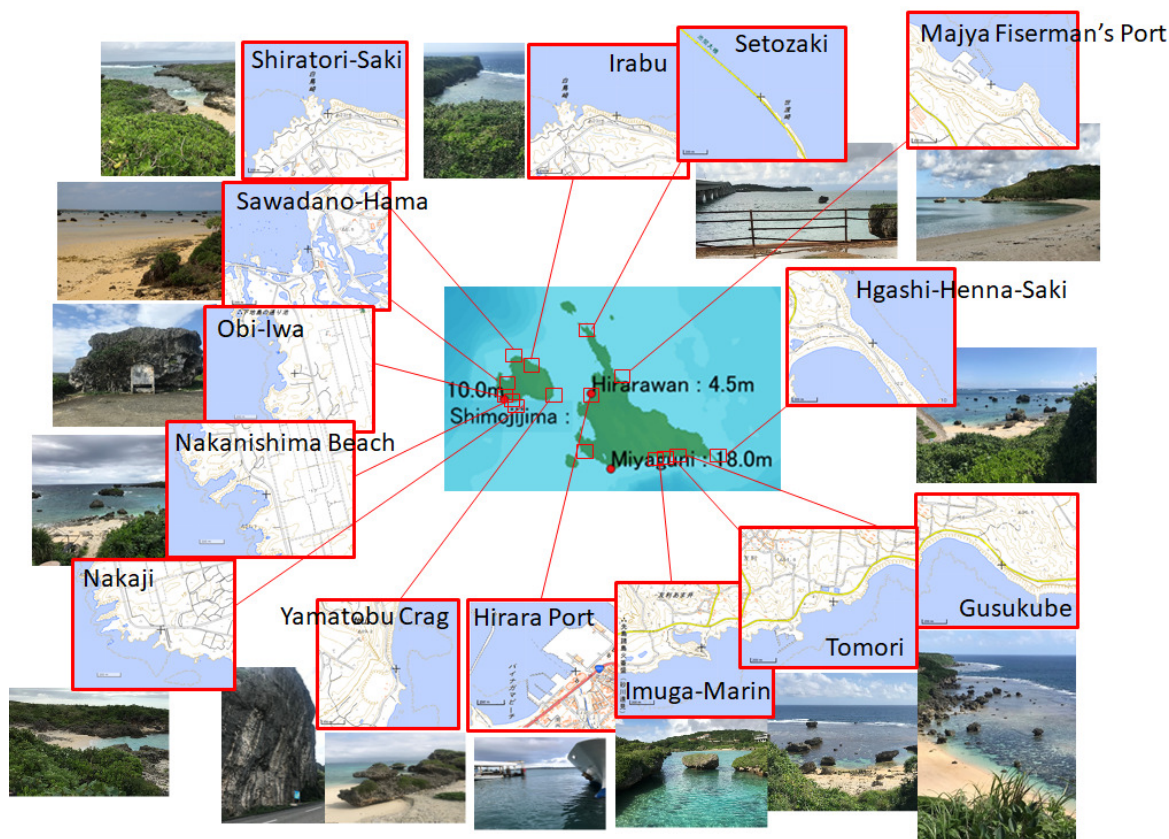


図-15 宮古島全体の海岸線の状況 (photo taken by T. Ohsumi on February 20-22, 2019)

### 3. 海底地形

#### (1) 海面変動海底地すべり位置

平成 27 年度文科省プロジェクト（以下 H27 年度プロジェクト）<sup>9)</sup>では、海底地形データを赤色立体地図の手法で表示したものを南西諸島南部海域に対して構築した。この手法では平面的に見ても地形が容易に判読できる。別の手法に陰影図があるが、方向依存性が高く、特定の地形だけを強調し、または除外視できるため斜度によって地形を表す赤色立体地図は地形判読のより適当な手法であると考えられる。これにより地震探査断面で解釈した断層の微小な変位も平面図上で認識でき、断層が何処まで延びているかの空間的な広がりが見え特定可能となる。この赤色立体の海底地形データにおいて、八重山周辺海底地盤を選定した。

当該地点は、前弧海盆の島棚斜面が存在し、地すべりにより移動した土砂が堆積し、海底扇状地形を形成している地点を解析対象と選定した。研究のモデル化対象とした島棚位置を図-18 に示す。図中に示す白実線線内は海底扇状地形の広がりが見られる海底地すべり発生 A 領域と黄色破線内は同じく広がりが見られる海底地すべり発生 B 領域を示す。

#### (2) 解析断面

上記実線で示した領域内の代表断面を解析断面とする。地すべり位置の海底面形状は現在のものであるため、地すべり発生後の断面である。安定性評価は地すべり発生

前の海底面形状に対して実施するため、地すべり発生前の海底面形状を類推する(図-17)。大八木(2004)<sup>11)</sup>は、海底地すべりを混濁流としているが、当該手法の簡素化を考慮し、円弧すべり・複合すべりの形状とし、崩壊土量と堆積土量が等価となるように設定した。

#### (3) 地すべり発生領域

岡村ら(2018)<sup>12)</sup>は、最新の知見であるが、詳細な記載は未発表である。一方、松本・木村(1993)<sup>13)</sup>は JAMSTEC 調査船「かいよう」・「よこすか」を用いて、八重山沖南西諸島海域の広域にわたる精密地形調査に基づき、明和八重山地震津波の発生メカニズムを以下のように考察している。

- 1) 地すべりにより移動した土砂が堆積し、海底扇状地形を形成している。
- 2) 底泥採取から、海底扇状地形は複数回の地すべりにより形成されている。
- 3) 最も新しい陥没や地すべりについては、底泥採取地点が明和八重山地震津波の震央と一致していることにより、津波に関連している可能性が極めて大きい。
- 4) 海底地すべりに関しては、八重山沖を震源とする大地震が過去に発生している記録があることから、地すべり地形は地震に関連して形成されたと推定している。

以上の調査結果をもとに、本研究では、上記に示した海底面形状に対応する断面位置(図-18)から、海底扇状地形の広がりから東西方向の地すべり発生領域を仮定した。解析断面は「6. 解析条件」に示す。

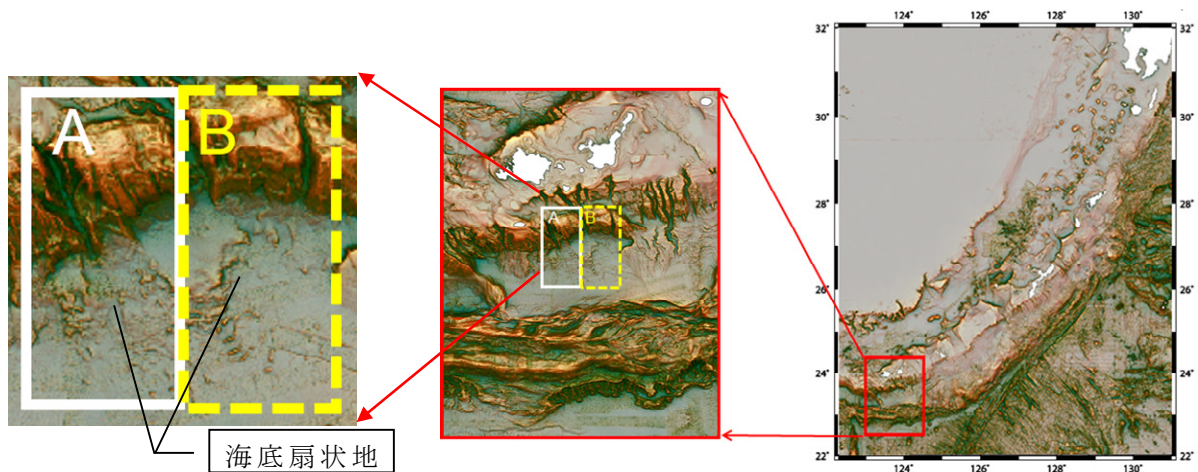
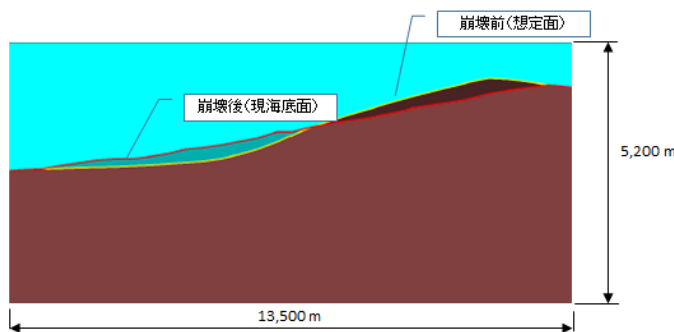


図-18 島棚位置図 (JAMSTEC 提供) 白実線内：海底地すべり発生 A 領域，黄色破線内：海底地すべり発生 B 領域



海面水位変動量の時刻歴の算定位置は図-18 A 領域の中央部で代表した。地すべり発生前・後の海底面形状の類推は、海底地すべりを円弧すべり・複合すべりの形状とし、崩壊土量 (褐色) と堆積土量 (青色) が等価となるように設定。

図-19 八重山島棚地点の海底地形

#### 4. 荷重条件

島棚斜面位置における最大水位を津波伝播解析から算定した。

外力としては、地震動と津波による波力が考えられるが、大日本地震史料<sup>8)</sup>によれば、石垣島の推定震度4程度で、地震動による被害軽微なものであったとされている。H27年度プロジェクト<sup>10)</sup>においても、石垣島の推定計測震度はIV程度である。

また、地震動の継続時間は津波の継続時間に比べ限定的であるので、津波による波力とした。

以下の2ケースから波源断層モデルを設定し、島棚斜面位置における最大水位の時刻歴を算定し、水平成分の流速を加速度に変換して、動的荷重の外力とした。

計算領域については、外洋から沿岸へ3対1の割合で計算領域を細分化した。各計算領域の格子サイズは外洋から順に1,350 m, 450 m：(八重山諸島), 150 m：(石垣島・西表島付近), 50 m：(波照間島付近, 西表島付近)である(図-20)。

##### (1) 波源断層

Case1として、平成23年度沖縄県津波被害想定調査業務委託報告書(平成24年3月)<sup>14)</sup>にて使用した波源断層モデルのうち、宮古・八重山諸島沿岸域で1771年八重山地震津波の痕跡比較より再現性が得られているP1断層、想定断層( $M_w$ 8.8)を設定した(表-1, 図-21)。

Case2として、H27年度プロジェクト<sup>19)</sup>に示された最も近傍の断層(case01.NI-trench-S)を波源断層モデルとして選定した。また、H23年度沖縄県被害想定<sup>14)</sup>を参考に $M_w$ が8.1になるようにすべり量Dを調整して使用した(表-3, 図-22)。

##### (2) 津波予測計算条件

表-4の条件で非線形長波解析を実施した。

##### (3) 海面変動量の時刻歴

島棚斜面位置における海面水位変動量の時刻歴の算定位置を示す。

Case1の荷重条件は、海面変動量の時刻歴をベースに設定する。図-23に海面水位の時刻歴を示し、図-24に流速(NS方向)、図-25に海面水位のフーリエスペクトルを示す。海面水位変動量の時刻歴データは時間刻み $\Delta t$ が5秒であるため、ナイキスト振動数は0.1Hzであり、図-25より、0.1Hz以下の振動数成分が主成分であることがわかる。卓越振動数は、0.00165 Hz (10.1 min)であった。Case2の荷重条件は、図-26に海面水位の時刻歴を示し、図-27に流速(NS方向)、図-28に海面水位のフーリエスペクトルを示す。卓越振動数は、Case1に比べ、長周期側の0.000781 Hz (21 min)であった。

両ケースともすべり土塊重心付近の震度における南北方向の流速の時刻歴を荷重として用いた。

表-1 波源断層パラメータ(case1: Mw8.8地震)<sup>21)</sup>

緯度	経度	上端深度(km)	走向(°)	傾斜(°)	すべり角(°)	長さ(km)	幅(km)	平均すべり量(m)	Mw
23.24	125.99	2.0	265	12	90	300	70	20	8.8

表-2 波源断層パラメータ(case2: Mw8.1地震)<sup>19)</sup>

緯度	経度	上端深度(km)	走向(°)	傾斜(°)	すべり角(°)	長さ(km)	幅(km)	平均すべり量(m)	Mw
24.26	125.41	0.0	239	45	90	64	36	22	8.1

表-3 津波予測計算の計算条件

支配方程式	非線形長波理論
数値解法	Staggered Leap-frog 差分スキーム
計算領域	沖縄本島及び南西諸島の沿岸
計算領域格子	外洋から 1,350 m, 450 m, 150 m, 50 m
境界条件	陸域遡上を考慮, 海側無反射透過境界
各種施設取扱	各種施設は考慮しない
計算時間	12 時間
初期水位	Okada <sup>20)</sup> で算出, 海底地盤変動量
潮位	T.P. 0 m
打ち切り水深	10 <sup>-2</sup> m
粗度係数	0.025

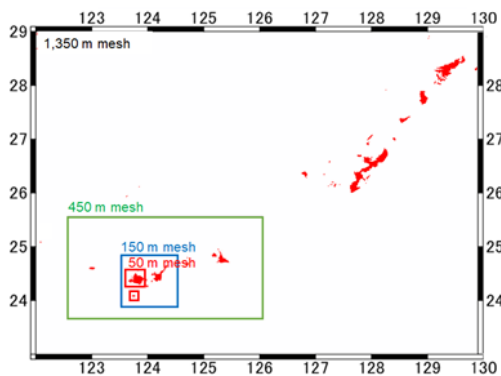


図-20 計算領域の位置 (八重山周辺)

## 6. 解析条件

### (1) 3次元速度構造データ

H27年度プロジェクト<sup>9)</sup>では、速度構造モデルは南西諸島南部海域に対して構築した。速度構造モデルを作成するにあたり、反射法地震探査の処理過程で得られる重合速度と、海上保安庁が実施した地殻構造探査のOBSデータ解析で得られた速度データを使用した。

地質構造を把握するためのホライゾン解釈としては、音響基盤と第三紀の不整合面の解釈を南西諸島南部海域に対して実施した。3次元速度構造の構築は、南西諸島全域での海底面、解釈したA-horizon, B-horizonのデータを用い、surfaceを作成し層構造を構築した。速度情報とし計(OBS)データ及び坑井の速度データなどを使用して、基本となる速度キューブを作成している。反射法地震探査データや地殻構造探査の海底地震を与え、速度構造モデルが構築されている。速度構造モデルは水平方向1 kmグリッド、鉛直方向100 m 間隔の解像度で作成し、この速度構造モデルを用いて、反射法地震探査データ及び断層面の深度変換を実施している。断層解釈作業は、調査実施時期や調査仕様の異なる様々な反射断面図を用い、時間断面上で解釈を行い、統一的な3次元速度構造モデルを用いて深度変換し、断層の形状を確認して、最終的な断層解釈とした。

### (2) 変形係数

上記、H27年度プロジェクト<sup>9)</sup>では、速度構造モデルは南西諸島南部海域に対して構築した。速度構造モデルを作成するにあたり、反射法地震探査の処理過程で得られる重合速度と、海上保安庁が実施したOBSデータ解析で得られた速度データの海底面付近の海底地盤のせん断波速度として550 m/s とした。

抽出された断層データを基に、既往の資料もふまえ、南西諸島海域についての津波予測のための網羅的な断層モデルの設定した。断層パラメータのパラメータ・スタディーにより断層モデルの不確実性も評価した。構築した断層モデルのうち、M7程度以上の地震規模と推定されるもので、断層モデルに基づく津波や地震動のシミュレーションを行うことにより当該地域の津波規模を概略把握した。

### (3) 強度物性

中村ら(2011)<sup>3)</sup>、陳ら(2006)<sup>15)</sup>は、すべり面平均強度定数の合理的決定について検討するため、せん断試験で得られたせん断強度の適切な適用による安定解析を実施している。対象海域の島弧は島尻層群の砂岩泥岩が斜面に分布していると認識し、断面の薄く被覆する層に相当すると考える。広域海底地質図では斜面に古第三紀から古生界の古い地質が露出しており、断面の基盤がこれに相当すると考える。島尻層群泥岩の強度について、中村ら(2011)<sup>3)</sup>、陳ら(2006)<sup>15)</sup>の試験結果では、島尻層群砂質泥岩の $c=23.2 \sim 26.7 \text{ kN/m}^2$ 、 $\varphi=28.6 \sim 36.6^\circ$ を得ている。本研究では、この室内試験結果をもとに、水深2,000 m程度の海底地すべり地点に対し、岩盤の強度は陸上泥岩の強度の中間的な数値で強度(島尻層群泥岩  $c=25 \text{ kN/m}^2$ 、 $\varphi=30^\circ$ )を初期値として設定し、沈下が海底面2,400 mまで生じるように強度を $\varphi=20^\circ$ まで低減した。三軸圧縮試験は、スリーブ内蔵式3重管コアチューブで採取した不攪乱資料を用いピーク強度を求め、再調整正規圧密状態試料にて圧密し、定応力下のリングせん断試験機にて、崩壊土のピーク強度に対応する正規圧密強度及び弱面強度の相当する残留強度を求めている。



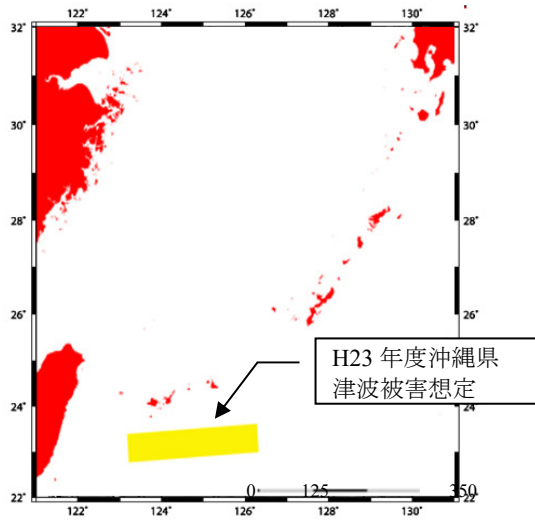


図-21 Case 1 : 波源断層位置

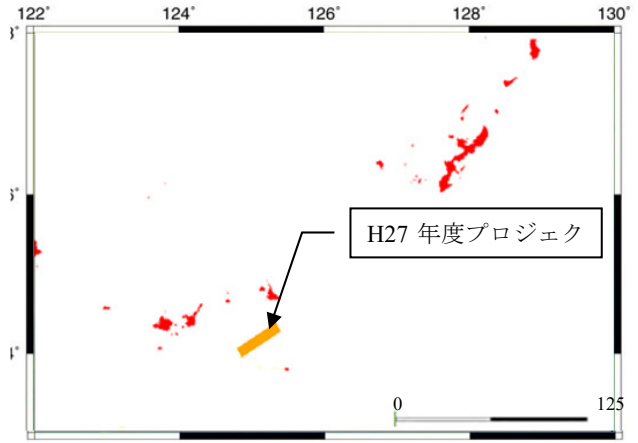


図-22 Case 2 : 波源層位置

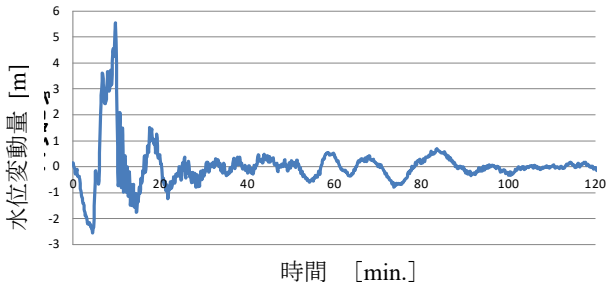


図-23 Case 1 : 水位変動量

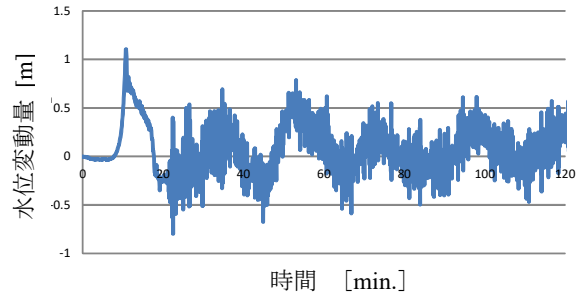


図-26 Case 2 : 水位変動量

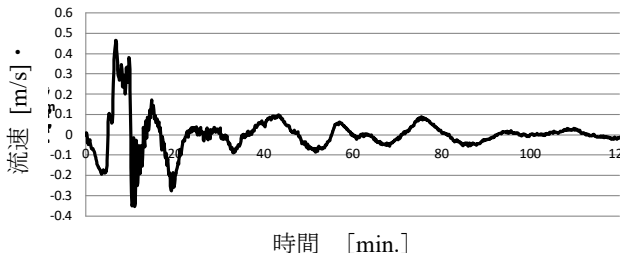


図-24 Case 1 : 流速 (NS 方向)

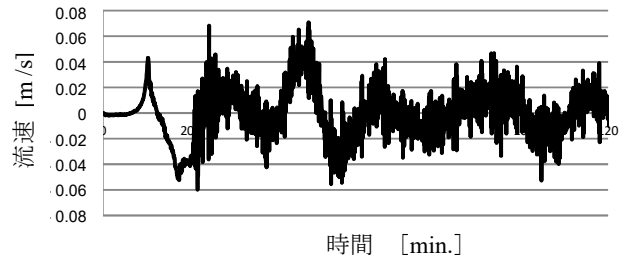


図-27 Case 2 : 流速 (NS 方向)

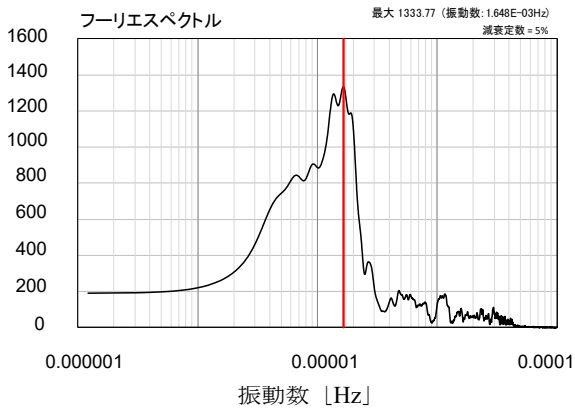


図-25 Case 1 : 水位変動量時刻歴フーリエスペクトル

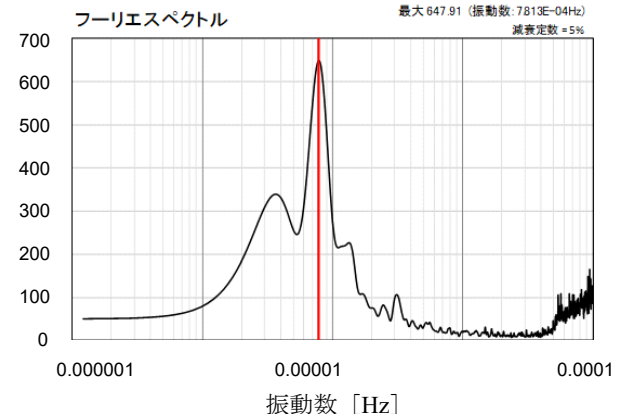


図-28 Case 2 : 水位変動量時刻歴フーリエスペクトル

#### (4) 解析用物性値

解析用物性値を表-4に整理した。表-5 は海水も液体要素としてモデル化するため海水の解析用物性値を示す。対象海域の島弧は島尻層群泥岩が斜面に分布しており、断面の薄く被覆する層に相当する。広域海底地質図では斜面に古第三紀から古生界の古い地質が露出しているとなっている。断面の基盤がこれに相当すると考えられ、海底地盤全体としての挙動に着目していること、また海底地盤全体から考えると堆積層はごく薄く一様物性とし表層の堆積層の密度 $\rho$ を2.5 g/cm<sup>3</sup>とした。

せん断波速度 $V_s$ は、海底面近くのOBSデータ解析からせん断波速度 $V_s$  (550 m/s~4400 m/s) の最小値550 m/sとした。堆積層泥岩の動的物性として、ポアソン比 $\nu$ を0.45、減衰 $h$ を2 %とした。岩盤の強度は中村ら<sup>3)</sup>、陳ら<sup>23)</sup>に基づき、陸上泥岩の強度の中間的な数値で強度(島尻層群泥岩  $c=25$  kN/m<sup>2</sup>,  $\varphi=30^\circ$ ) を初期値として設定した。引張強度 $\sigma_t$ は見込まないこととして0 kN/m<sup>2</sup>とした。

### 7. 地すべり継続時間の算定

平石ら<sup>2)</sup>は、海底地すべりの継続時間が不明であるとして、30秒から90秒に変化させて、数値計算を実施しているが、本研究では、ニューマーク法<sup>16)</sup>を適用し、海底地すべり継続時間を算定した。

#### (1) ニューマーク法の適用

ニューマーク法<sup>17)</sup>は、安定計算に用いるパラメータに地震波形を追加で設定することで計算できる簡易ニューマーク法と動的有限要素法にて応答加速度を算定する詳細ニューマーク法が設計で用いられている<sup>16)</sup>。詳細ニューマーク法は円弧すべり面上のモーメントのつり合いから回転変位量を求める方法に発展させ、鉄道盛土の耐震性能照査(変形性能照査)<sup>18)</sup>に用いられている。必要な入力パラメータが円弧すべりの安定解析法と同じため、実務的な方法とされている。盛土の破壊形態を円弧と仮定し、すべり円弧に対して地震波を動的荷重として入力し、運動方程式を積分して盛土の沈下量を求める。その時、すべり安全率1.0を下回る時刻歴が算定され、滑動力が小さくなりすべり安全率が1.0以上となり安定した時刻を継続時間とした。

#### (2) 2次元動的有限要素法解析

解析コードは地盤-構造物連成系の動的相互作用解析プログラムSuper-FLUSH/2D Ver.6.1<sup>19)</sup>を用いた。当該解析コードは液体要素のモデル化が可能で、海水を液体要素とした。

本解析で用いる解析コード「Super-FLUSH/2D」は周波数応答解析で、有限要素メッシュサイズを振動成分が適切に伝播するように以下のような式(1)で設定する。この液体要素が斜面に物体力として作用するように、外力として図

表-4 海底地盤の解析用物性値

項目	設定値	設定根拠
密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.5	島尻層群泥岩表層
せん断波速度 $V_s$ (m/s)	550	OBS データ解析最小値
ポアソン比 $\nu$	0.45	堆積層泥岩動的物性
減衰 $h$ (%)	2.0	
内部摩擦角 $\varphi$ (deg)	30	中村ら <sup>3)</sup> , 陳ら <sup>23)</sup>
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	25.0	
引張強度 $\sigma_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	見込まない

表-5 海水の解析用物性値

項目	設定値	設定根拠
密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.03	海水の密度を設定
剛性 (0.001kN/m <sup>2</sup> )	0.001	せん断剛性として微小な値を設定
ポアソン比 $\nu$	0.49	0.5に近い値を設定
減衰 $h$ (%)	2.0	海底地盤と同じ減衰

-24 に示したCase 1 (NS方向)、図-27の Case 2 (NS方向)の流速波形を加速度波形に変換して「Super-FLUSH/2D」に作用させた。

$$H \leq V_s / n \cdot F_{max} \quad (1)$$

$V_s$ : せん断波速度,  $n$ : 定数 (5以上),  $F_{max}$ : 解析振動数の上限

両ケースとも1Gを超える荷重であり、地震波に比べ継続時間も津波による水粒子が斜面に作用する時刻歴の継続時間が数時間継続することとなる。外力の海面変動量の時刻歴は時間刻み $\Delta t$ が5秒の時刻歴波形であるため、ナイキスト振動数が0.1Hzとなる。よって、上記  $F_{max}$ は0.1Hzとし、定数 $n$ は5とする。一方、 $V_s$ は対象とする海底地盤のせん断波速度は550 m/sとするため、要素サイズ $H$ は1,100 m以下となる。メッシュサイズは100 mメッシュを想定しているため、本研究に用いる海面変動量の時刻歴が持つ振動成分に対しては100 mメッシュで対応可能と判断した。図-19に海底面形状から類推した地すべり発生前の海底面形状の解析メッシュを示す。断面は図-18に示した白実線内: 海底地すべり発生A領域とした。

#### (3) ニューマーク法海底地すべり継続時間の算定

##### 1) すべり安全率

すべり安全率の時刻歴を図-32、図-33に示す。

##### 2) 残留変形量

残留変形量の時刻歴を図-34、図-35に示す。残留変形量は両Caseとも最終的に2,400 mの残留変形が発生し、発生時刻: Case 1: 45秒(経過時間660秒-705秒), Case 2: 276秒(経過時間1,356秒-1,632秒)の算定結果からCase 1は45秒, Case 2は280秒を継続時間とした。

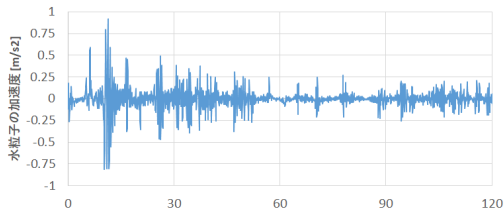


図-29 外力として作用させる水粒子の加速度時刻歴 (Case1)

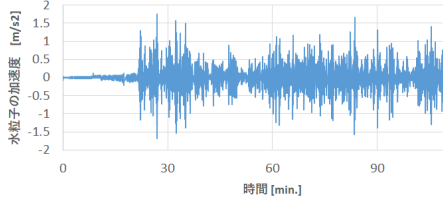
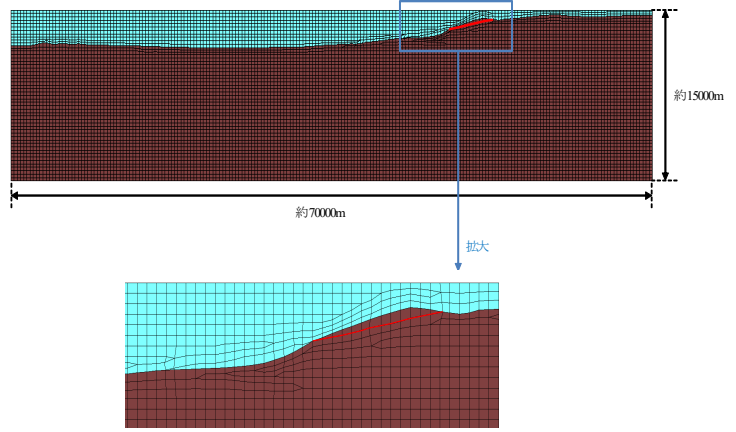


図-30 外力として作用させる水粒子の加速度時刻歴 (Case2)



※赤線はすべり線を示す

図-31 海底面形状から類推した地すべり発生前の海底面形状の解析メッシュ図

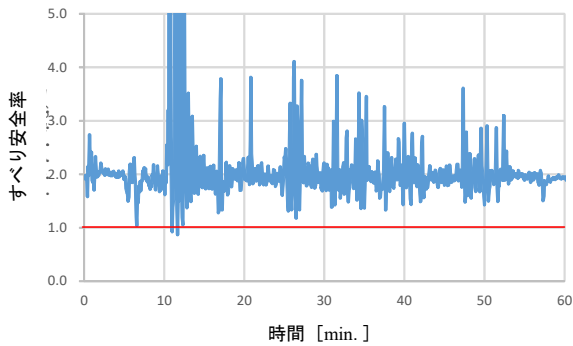


図-32 Case 1 : すべり安全率の時刻歴

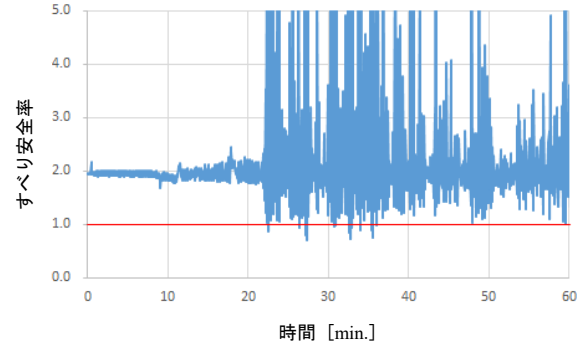


図-33 Case 2 : すべり安全率の時刻歴

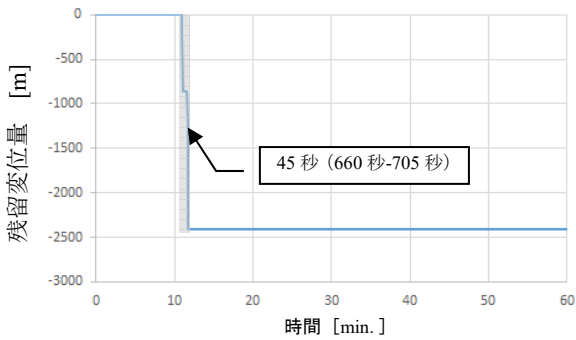


図-34 Case1 : 残留変形量の時刻歴

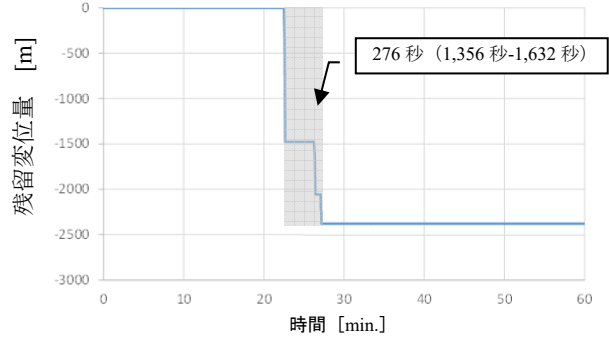
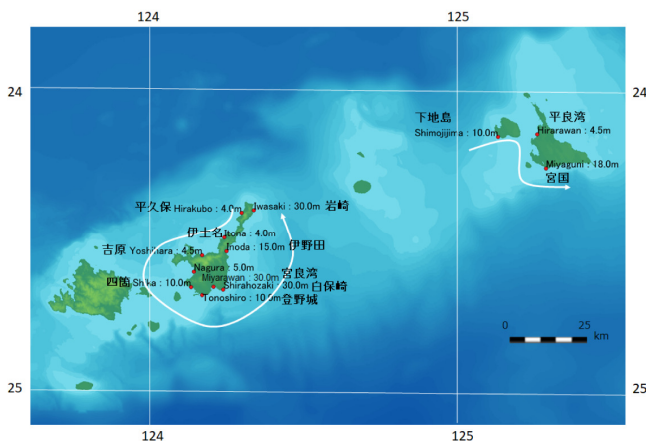


図-35 Case 2 : 残留変形量の時刻歴



地点名	津波痕跡高 [m]	
平久保	Hirakubo	4.0
伊土名	Itona	4.0
吉原	Yoshihara	4.5
名蔵	Nagura	5.0
四箇	Shika	10.0
登野城	Tonoshiro	10.0
宮良湾	Miyarawan	30.0
白保崎	Shirahozaki	30.0
伊野田	Inoda	15.0
岩崎	Iwasaki	30.0
下地島	Shimojijima	10.0
平良湾	Hirarawan	4.5
宮国	Miyaguni	18.0

図-36 津波痕跡高の代表地点

## 8. 地すべりに起因する津波解析

上記算定された斜面崩壊継続時間の異なる2ケース (Case 1: 45秒, Case2: 280秒) に対し、津波伝播解析を実施した。両ケースはA領域が破壊したケースを想定し、計算沿岸波高の評価作業を実施した。津波波源算定では、海底地形変動量は、通常の断層変状による地形の変化に代わり、斜面崩壊前と崩壊後の海底地形データを用い、Okada (1992)<sup>20)</sup> による海底地盤変動量に代わり、**図-31** に示した海底面形状から類推した地すべり発生前の海底面形状の変化を直接地形の変動量を、継続時間をライズタイムとして入力した。斜面崩壊継続時間は、2ケースにて津波伝播計算を行った。津波痕跡高の代表地点 (**図-36**) は、羽鳥 (1988)<sup>4)</sup> に示された痕跡高の石垣島 (10 地点) と宮古島 (3 地点) において、津波痕跡高と計算値を比較した。津波痕跡高と計算値の空間的な適合度を表す指標として、相田(1977)<sup>21)</sup> による幾何平均 $K$ 及び幾何標準偏差 $\kappa$ を用いた定量的な比較をした (表-6)。

### (1) Case 1: 斜面崩壊継続時間 45 秒

**図-37**に水位スナップショットを示す。石垣島東岸の津波痕跡高30 mの地点において、岩崎にて最大沿岸波高20.86 m、宮良湾にて19.14 m、白保崎にて21.02 mを得た。 $K=0.944$ 、 $\kappa=1.519$ と算定された。なお、津波痕跡高は遡上高で岩崎、白保崎は、海岸線から1 km 以上内陸地点である。

### (2) Case 2: 斜面崩壊継続時間 280 秒

岩崎にて最大沿岸波高 5.01 m、宮良湾にて 6.65 m、白保崎8.69 mを得た。 $K=2.217$ 、 $\kappa=1.677$ とCase1に比べ水位は少なく算定された。

### (3) Case 2+: 斜面崩壊継続時間 280 秒

上記検討では継続時間の短いCase1ではよい適合度が得られたが、Case1 は $M_w$ 8.8で1771年八重山地震はこれを下回る $M_w$ であると考えられる。たとえば羽鳥(1988)<sup>4)</sup> は津波伝播の視点から、 $M7.4$  程度の地震としている。

Case1 の $M_w$ 8.1においても海底地すべりが生じること、**図-18**に示した海底扇状地形の広がりが見られる海底地すべり発生B領域も考えられることと、石垣島東岸の痕跡高が30 m 程度であることと、海底地すべりの痕跡が東側に伸びていることから、A領域とB領域の同時破壊したケース、具体的には地すべり発生日点の東方向に2倍の領域延長したCase2+において津波伝播計算を実施した。その結果、Case2+では、伊野田にて最大沿岸波高15.57 m、 $K=1.418$ 、 $\kappa=1.655$ と向上した。

### (4) Case 2++: 斜面崩壊継続時間 200 秒

Case 2+よりも実質的な崩壊継続時間 (**図-38**) としてCase2++では、斜面崩壊継続時間を 200 秒に短縮し、算定した。その結果は、伊野田(Inoda)にて最大沿岸波高 20.13 m を得た。また、 $K=1.131$ 、 $\kappa=1.559$  と向上した (**図-39**)。

表-6 津波痕跡高と各ケースの沿岸地点最大水位

地点名		津波痕跡高	最大水位 [m]			
			Case 1	Case 2	Case 2+	Case 2++
平久保	Hirakubo	4.0	6.22	3.08	4.60	5.59
伊士名	Itona	4.0	7.88	3.59	5.47	5.61
吉原	Yoshihara	4.5	8.08	2.65	4.84	6.17
名蔵	Nagura	5.0	3.52	2.87	4.71	5.07
四箇	Shika	10.0	9.91	3.72	7.30	11.6
登野城	Tonoshiro	10.0	15.35	7.87	10.58	12.92
宮良湾	Miyarawan	30.0	19.14	6.65	13.08	17.89
白保崎	Shirahozaki	30.0	21.02	8.69	11.74	15.74
伊野田	Inoda	15.0	21.45	9.81	15.57	20.13
岩崎	Iwasaki	30.0	20.86	5.01	10.76	15.3
下地島	Shimojijima	10.0	15.7	3.99	5.34	7.29
平良湾	Hirarawan	4.5	3.21	2.84	4.14	3.88
宮国	Miyaguni	18.0	12.99	4.76	5.02	6.61

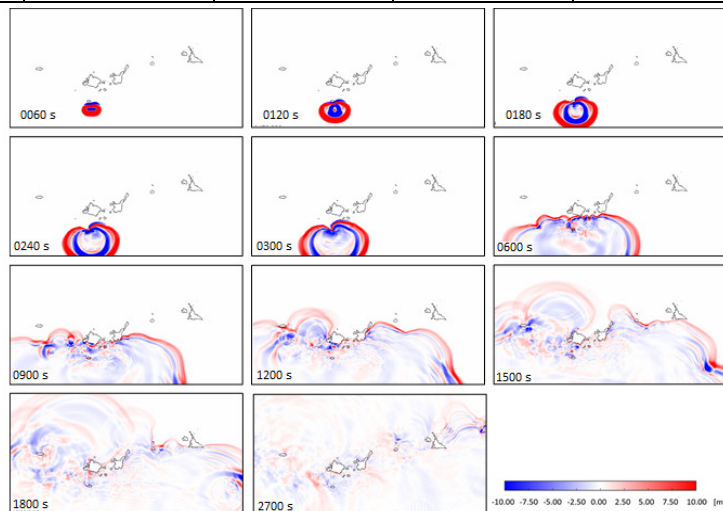


図-37 水位スナップショット (Case1:斜面崩壊継続 45 秒, A 領域破壊)

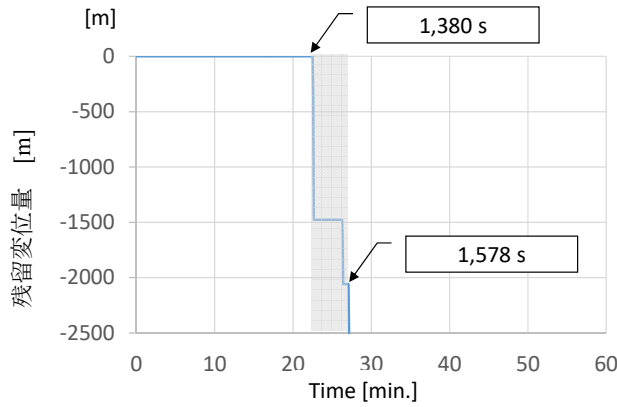
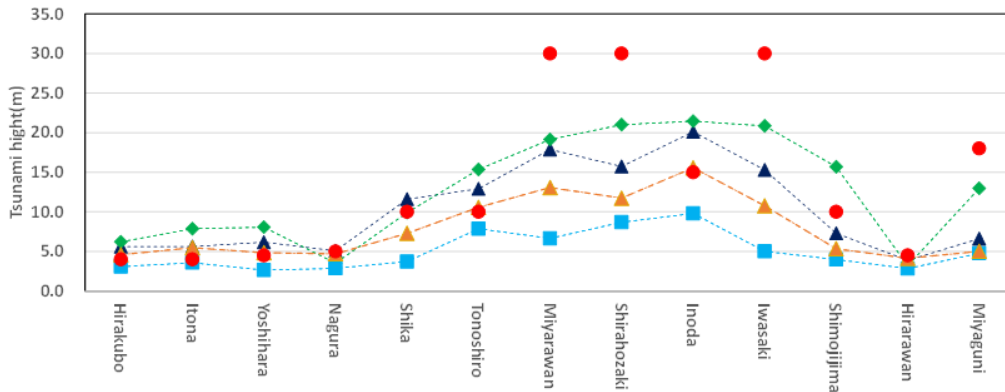


図-38 Case 2 : 残留変形量の時刻歴



● 津波痕跡高

ケース 1 斜面崩壊継続時間  $T=45(\text{sec})$  :  $K=0.944$ ,  $\kappa=1.519$

ケース 2 斜面崩壊継続時間  $T=280(\text{sec})$  :  $K=2.217$ ,  $\kappa=1.677$

ケース 2+ 斜面崩壊継続時間  $T=280(\text{sec})$  地すべり東延長:  $K=1.418$ ,  $\kappa=1.655$

ケース 2++斜面崩壊継続時間  $T=200(\text{sec})$  地すべり東延長:  $K=1.131$   $\kappa=1.559$

図-39 津波痕跡高と各ケースの沿岸地点最大水位の比較

9. まとめ

1771 年八重山地震に関する現地調査及び波源断層に基づき、津波伝播解析を実施した。現地調査では既往文献を参考に津波痕跡、特に津波石を確認し、古文書等から高台移転の現況を確認した。また、八重山地点島棚地点における断面において、波力相当を荷重として作用させ、応力状態に基づき、ニューマーク法により動的安定性を評価した。得られた海底地すべり崩壊継続時間の差異による最大水位と津波痕跡を比較して、継続時間の差異による水位上昇の傾向を把握した。

なお、本検討は認識論的不確定要素が多く、幾つかの仮定で検討を進めた (図-40)。

- 1) 津波発生源を島棚斜面崩壊と仮定
- 2) 斜面崩壊は地震の加速度ではなく、津波の波力と仮定
- 3) 津波波力は今村ら 1) 及び H27 年度プロジェクト 19)の波源断層モデルから非線形長波理論から島棚斜面

位置での海面水位変動量、線流量、速度の時刻歴データから設定

- 4) 島棚崩壊は現状の断面形状から 2 次元すべり面を仮定
- 5) 崩壊位置、2 ケースの波源断層から生じた津波による波力と設定
- 6) 斜面崩壊は液体要素を考慮した 2 次動的 FEM 解析 (Super-FLUSH)<sup>19)</sup>を適用
- 7) 崩壊継続時間はニューマーク法による地震時残留変形解析から算定
- 8) 強度物性は、島弧は島尻層群の砂岩泥岩が斜面に分布しているとして、琉大の陸上の試験結果を初期値として設定し、沈下が海底面まで生じるように強度を低減した結果、設定したすべり安全率が 1.0 を下回り、残留変形量が発生した。残留変形量は最終的に海底面の 2,400 m の残留変形が発生した。
- 9) 海底地すべり痕跡は、A 領域のみの破壊と A 領域と B 領域の同時破壊した 2 ケースを仮定

10) 斜面崩壊継続時間を 45 秒, 280 秒, 200 秒の 3 ケースを仮定

11) 地すべり発生地点の東方向に領域延長し津波伝播計算を実施し,さらに実質的な崩壊継続時間に短縮した結果,最大沿岸波高と津波痕跡との比較 ( $K$ ,  $\kappa$ ) が向上した。

島棚斜面堤とみなし,津波波力による荷重の算定に「防波堤の耐津波設計 ガイドライン 国土交通省 港湾局 (平成 25 年 9 月)」<sup>21)</sup> に示されている修正谷本式を海底すべり時に作用する津波波力による荷重を考えたが,適用範囲の「津波高さが水深の 60%以上」かつ「海底勾配 1/100 程度以下の遠浅」と示されており,適用外と判定した。「津波波力による荷重の算定に防波堤の設計波力算定式についての比較検討」<sup>22)</sup> に示されている合田式適用を検討したが,動圧力の最大値に対して 5 分の 1 程度の外力であることが判明した。

津波波源算定は,海底地形変動量は,Okada<sup>20)</sup>ではなく,直接地形の変動量を入力することで,津波痕跡高と各ケースの沿岸地点最大水位の比較を実施した。その結果,1771 年の八重山地震津波の傾向を再現把握するとともに,また,地すべりの継続時間を用いて,地すべりに起因する津波伝播解析を行なった結果,継続時間の影響が沿岸の最大水位に大きく影響することがわかった。

また,海底扇状地形の広がり連続域が同時に地すべり発生すると仮定すると,反射法によって得られ断層に基づく  $M_w8.1$  の規模の津波によって生じる海底地すべりで津波伝播解析を実施すると,20 m 程度の沿岸波高が得られた。また,石垣島東岸の伊野田では,津波痕跡高 15 m と,Case2+で得られた最大水位 15m 程度と良い再現性が得られた。津波痕跡高 30 m は遡上高で石垣島東岸の白保崎では,海岸線から 1 km 以上内陸地点であることから,今回の精度の解析においても規模の再現は評価できる結果と考えられる。

今後は,国内外の非地震津波事例を参考に,さらに簡易的な手法でのアプローチを検討していきたい。

謝辞:本解析にあたり,JAMSTEC からは,赤色立体地図等の提供を受けた。また,ニューマーク法による海底地すべり継続時間の算定を株式会社構造計画研究所 防災・環境部 地盤・構造室の協力を得た。津波伝播解析の算定を三菱スペース・ソフトウェア株式会社 つくば事業部 第四技術部の協力を得た。

記して御礼申し上げます。なお,本研究は文部科学省「海域における断層情報総合評価プロジェクト」の資金等の提供を受けたものです。

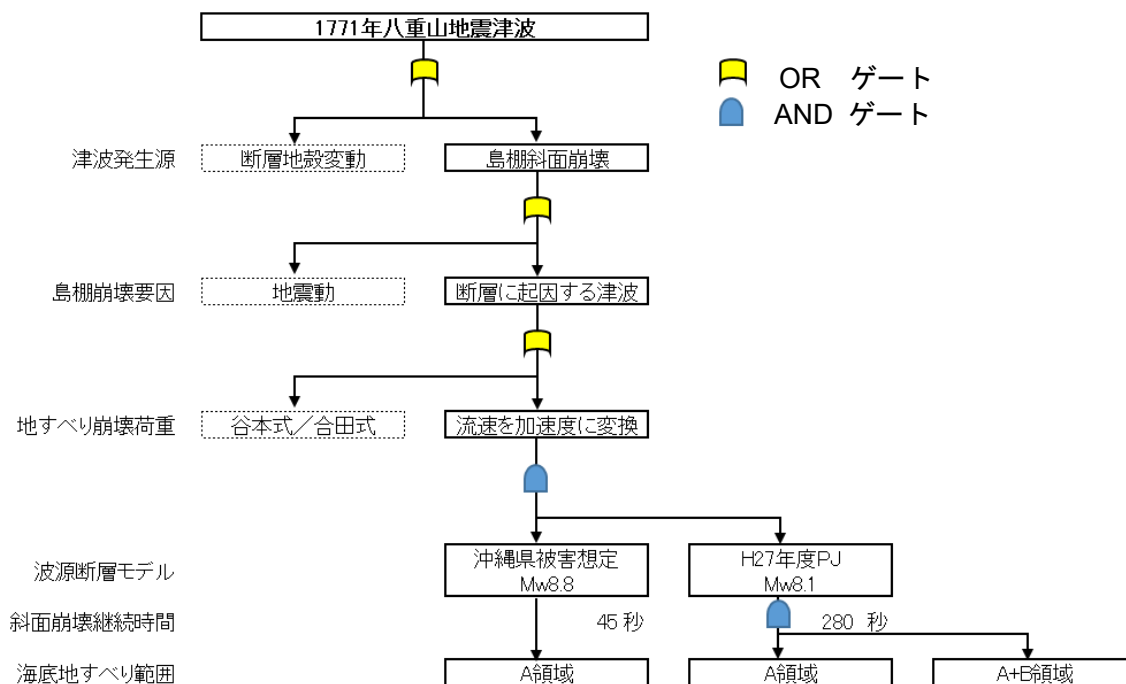


図-40 本検討の不確定性の仮定

## 参 考 文 献

- 1) 今村文彦, 吉田功, アンドリュウ ムーア: 沖縄県石垣島における1771年明和大津波と津波石移動の数値解析, 海岸工学論文集, 第48巻, pp. 346-350, 2001.
- 2) 平石哲也, 柴木秀之, 原信彦: 円弧滑り法を利用した地滑り津波波源による明和八重山地震津波の再現, 海岸工学論文集, 第48巻, pp. 351-355, 2001.
- 3) 中村真也, 宜保清一, 木村匠, ブッディ シワンタ ヴィタナ: 各種地すべり形態におけるすべり面平均強度定数, 48 巻, 5 号, pp. 251-262, 2011.
- 4) 羽鳥徳太郎: 琉球列島における津波の規模と波源域, 地震第2巻, 第41輯, pp. 541-547, 1988.
- 5) 加藤祐三, 八重山地震津波 (1771) の遡上高, 地震第2巻, 第40輯, pp.377-381, 1987.
- 6) 河名俊男・中田高: サンゴ質津波堆積物の年代からみた琉球列島南部周辺海域における後期完新世の津波発生時期, 地学雑誌, Vol.103, No.4, pp.352-376, 1994.
- 7) 後藤和久・島袋綾野 (2012), I 学際的研究が解き明かす1771年明和大津波 科学 2012年2月号 VOL.82 NO.2, 2012.
- 8) 大日本地震史料: 増訂, 第2巻 自元祿7年 至天明3年, 文部省震災予防評議会 編, 震災予防協会, 1943.
- 9) 宮国元島上方古墳群 沖縄県立埋蔵文化センター調査報告書 第66集, 2013.
- 10) 平成27年度海域における断層情報総合評価プロジェクト, 地震調査研究推進本部, 文部科学省
- 11) 大八木規夫: II.9章 海底・湖底の地すべり, 地すべり—地形地質的認識と用語, 日本地すべり学会地すべりに関する地形地質用語委員会 編, pp. 187-201, 2004. (ISBN4902628007,2004)
- 12) 岡村行信, 西澤あずさ, 藤井雄士郎: 1771年八重山津波の波源, 日本地球惑星科学連合2018年大会, HDS10-03, 2018.
- 13) 松本剛, 木村政昭: 1771年八重山地震津波発生域における精密地形調査と津波発生のメカニズムに関する考察, 地震第2輯, 第45巻, pp. 417-426, 1993.
- 14) 沖縄県津波被害想定調査業務委託報告書, 2012.3.
- 15) 陳伝勝, 宜保清一, 佐々木慶三, 中村真也: 沖縄, 島尻層群泥岩分布地域の地すべり類型区分の試み—地すべりの危険度評価に関連して—, 日本地すべり学会誌, 43 巻 6 号, pp. 339-350, 2006.
- 16) 堀井克己, 館山勝, 内田吉彦, 古関潤一, 龍岡文夫: ニューマーク法による鉄道盛土の地震時滑動変位予測, 第32回地盤工学研究発表会, pp. 1895-1896, 1997.
- 17) Newmark, N.M. (1965), Effects of Earthquake on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.137-160.
- 18) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 1999.
- 19) SuperFLUSH/2D Ver.6.1 : 株式会社 地震工学研究所, 2014.
- 20) Okada, Y., Internal deformation due to shear and tensile in a half-space, Bull. Seismol. Soc. Am., Vol. 85, pp. 1018-1040, 1992.
- 21) 相田勇: 三陸沖の古い津波のシミュレーション, 東京大学地震研究所彙報, Vol. 52, pp. 71-101, 1977.
- 22) 防波堤の耐津波設計 ガイドライン 国土交通省 港湾局, 2013.9.
- 23) 合田良実: 防波堤の設計波圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第12巻第3号, pp. 31-69, 1973.

## Estimation of Tsunami Propagation related to the 1771 Meiwa Earthquake and the Present Status of Relocating to Hilly Village

Tsuneo OHSUMI<sup>1</sup>, Hemanta HAZARIKA<sup>2</sup>

1 National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (NIED),  
Multi-Hazard Risk Assessment Research Division

2 Kyushu University, Department of Civil Engineering

### Abstract

This study investigated the effect of seabed structure on the generation of tsunamis triggered by submarine landslides through an investigation of the shape of the island shelf in the Yaeyama area. In order to avoid tsunami damage, the lower-lying districts of Ishigaki Island were the village started relocating to uphill, but returned to its previous location in due to inconvenience. According to "Kyoyou" of ancient documents, as a result of the tsunami, the lower-lying districts of Miyakojima Island were flooded. Moved to hilly areas villages from the lower-lying districts. By applying changes directly in the tsunami propagation analysis, we calculated the maximum tsunami heights in the coastal area. The duration of the submarine landslide was calculated using the Newmark numerical analysis method. Existing tsunami propagation program calculates tsunami height by crustal deformation in earthquake. Improve the calculation program, geographical feature of the sea floor can input terrain change. Calculate tsunami using the geographical feature of the sea floor data before and after landslides. Furthermore, we verified the Meiwa earthquake in 1771 using the calculated landslides duration time. As a result, good results of reproducibility of historical tsunami records of this earthquake ( $K = 1.1$ ) were obtained.

Key words: Meiwa earthquake, submarine landslides, Shimajiri-mudstone, Newmark sliding block method, tsunami

# 大型構造物基礎としての琉球石灰岩層の力学的安定性と杭基礎の支持力特性の評価

藍檀オメル<sup>1</sup>，伊東孝<sup>1</sup>，渡嘉敷直彦<sup>2</sup>，首里勇治<sup>3</sup>

- 1 琉球大学・工学部社会基盤デザインコース
- 2 地殻工学防災研究所（琉球大学島嶼防災研究センター研究開発室）
- 3 （株）朝日建設コンサルタント

## 概 要

複雑な過程を経て形成された琉球石灰岩層の空洞・空隙の有無，岩盤としての物性値のばらつきなどから，構造物基礎としての琉球石灰岩層の支持力特性を十分に把握することができず，基礎として利用する設計上のリスクを避けてきた．本研究は，琉球石灰岩層を構造物の基礎として利用するための基本的な検討を行う．提案する岩盤分類（RMQR）による琉球石灰岩盤の物性値評価手法を示し，室内試験による琉球石灰岩の物性値，琉球石灰岩と杭周囲のせん断特性を把握し，杭基礎モデルによる解析的検討，杭の原位置載荷試験による計測データと数値解析結果の比較検討を行った．また，琉球石灰岩層内にある空洞の影響による基礎岩盤の安定性について，経験的手法による安定性評価法を示すと同時に，光弾性試験による杭基礎下部の空洞の有無による応力場の検討を行った．これらの検討を通して，琉球石灰岩層が構造物基礎の支持層として利用できることを示した．

キーワード：琉球石灰岩層，岩盤物性値評価，杭基礎，周囲せん断特性，空洞安定性

## 1. はじめに

琉球層群と下部の島尻層群からなる地盤に杭基礎を設置する際，石灰岩層の状態に関わらず，杭が石灰岩層を貫いて，下部の島尻層を支持層とする先端支持杭の採用が一般的であった．石灰岩層を杭の支持層として採用しない理由は，複雑な過程を経て形成された石灰岩層の空洞・空隙の有無や，岩盤としての物性値や杭基礎の支持力特性を十分に把握することができず，設計上のリスクを回避していることにある．最近，橋梁基礎として，部分的に琉球石灰岩層を杭基礎にする事例<sup>1)</sup>も見受けられるが，構造物の基礎を琉球石灰岩層で支持する合理的な設計・施工法を確立することができれば，基礎工の工費減や工期の短縮が可能となる．

一方，琉球石灰岩層には，大小多数の空隙や，自然空洞，鍾乳洞が存在することが多く，これらの影響を考慮した基礎岩盤の安定性の評価が求められている．著者らは，琉球諸島に分布する自然空洞や鍾乳洞の調査結果に基づいて，空洞の力学的安定性を，6つのカテゴリーと第2章に示す岩盤分類のRMQR値と空洞スパンとの関係で評価する方法を提案<sup>2),3)</sup>している．

本研究は，このような問題点を念頭に置き，琉球石灰岩層を構造物の基礎として利用するための基本的な検討を行う．琉球石灰岩層に設置する杭基礎については，提案する岩盤分類（RMQR）による琉球石灰岩盤の物性値評価手

法を示し，室内試験による琉球石灰岩の物性値，琉球石灰岩と杭周囲のせん断特性を把握し，杭基礎モデルによる解析的検討，杭の原位置載荷試験による計測データと数値解析結果の比較検討を行った．また，琉球石灰岩層内にある空洞の影響による基礎岩盤の安定性について，経験的手法による安定性評価法<sup>4)</sup>を示すと同時に，光弾性試験による杭基礎下部の空洞の有無による応力場の検討を行った．

## 2. 琉球石灰岩，島尻層群の物理・力学特性と岩盤物性値の評価

ここでは，構造物の基礎地盤となる琉球石灰岩層と下部層の島尻層群（泥岩，砂岩，凝灰岩）の物理・力学特性について示す．

### 2.1 琉球石灰岩と島尻層群の物理・力学特性

琉球石灰岩および島尻層群（泥岩，砂岩，凝灰岩）の力学的特性に関する実験は，多くの報告がある<sup>5),6)</sup>．これらの力学的特性を表-1 および表-2 に示す．また，琉球石灰岩および下層の島尻層群（泥岩，砂岩，凝灰岩）の乾燥状態の圧縮応力・ひずみ関係を図-1 に示す．琉球石灰岩の圧縮強度に比べ，乾燥状態の島尻層泥岩の圧縮強度は約 1/3 で，自然含水比における圧縮強度は，3 - 5 MPa 程度であり，琉球石灰岩の圧縮強度の 1/6 - 1/7 程度である．また，



表-1 琉球層群琉球石灰岩の力学特性

Type	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{ii}$ (MPa)	C (MPa)	$\phi_i$
サンゴ質	19.6 - 23.4	20 - 34	2.5 - 4.1	3.6 - 5.2	50 - 56
砂質	8.0 - 18.2	0.7 - 2.2	0.14 - 0.25	0.2 - 0.5	37 - 44

表-2 島尻層群砂岩, 泥岩の力学特性

Type	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	C (MPa)	$\phi_i$
砂岩	17.6 - 22.6	0.34	0.1	34 - 38
泥岩	14.7 - 18.5	1.2 - 3.6	0.4 - 1.1	24 - 28

島尻層砂岩の圧縮強度は、琉球石灰岩の圧縮強度の 1/10 程度となる。従来、杭基礎の支持層とされている島尻層と比べて、琉球石灰岩層は、強度的に十分支持層となることを示している。また、図-2 に示すように、島尻層泥岩の含水率が増加するにつれて、圧縮強度が乾燥状態に比べて急激に減少することを示しており、従来より杭基礎の支持層としている泥岩層に先端支持力を期待することは、不安定性を招く要因となり合理的ではない。

琉球石灰岩層は、一般的に多孔質性岩盤であり、母岩の供試体レベルと岩盤において空隙・空洞が存在している(図-3)。琉球石灰岩の空隙率と幾何学的形状の分布は、琉球石灰岩層の力学的特性に大きく影響する。図-4 に、乾燥状態の琉球石灰岩供試体の一軸圧縮強度と空隙率の例を示す。琉球石灰岩の一軸圧縮強度と同様に、ヤング率、ポアソン比の変形・強度特性は、空隙率の増加とともに減少傾向を示す<sup>5)</sup>。

2.2 琉球石灰岩層の岩盤物性値の評価

著者らは、新たな岩盤分類法である岩盤クオリティ評価システム(RMQR)を提案<sup>2),3)</sup>し、岩盤の状態をRMQR値として点数化し、岩盤を構成する母岩の各物性値に対する岩盤の物性値の比を統一的に評価する関係式を示した。

$$\alpha = \alpha_0 - (\alpha_0 - \alpha_{100}) \frac{RMQR}{RMQR + \beta(100 - RMQR)} \quad (1)$$

ここで、 $\alpha_0, \alpha_{100}, \beta$  は、表-3 に示す値を用いる。対象となる岩盤の岩盤分類と母岩の物性値を求めて、表-3 に示す係数とともにRMQR値を式(1)に代入することにより、各種岩盤物性値を推定することができる。

杭基礎の支持層となる琉球石灰岩層は、一般に、層内に多くの空隙・空洞が存在しており、杭基礎の支持力を評価するに際し、空隙・空洞の影響を考慮に入れた岩盤物性値を評価する必要がある。多孔質岩の空隙率を考慮した引張強度の推定は、式(1)を改良した次式により求める。

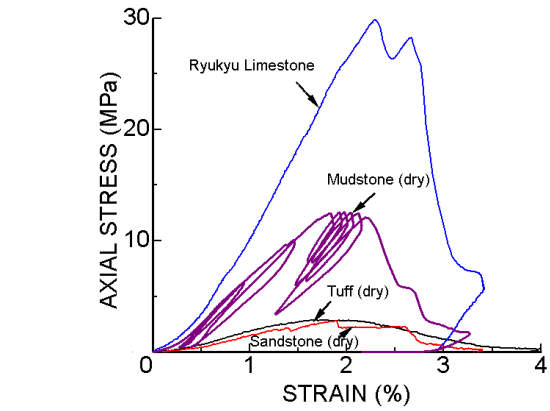


図-1 琉球石灰岩・島尻層群岩石の圧縮応力・ひずみ

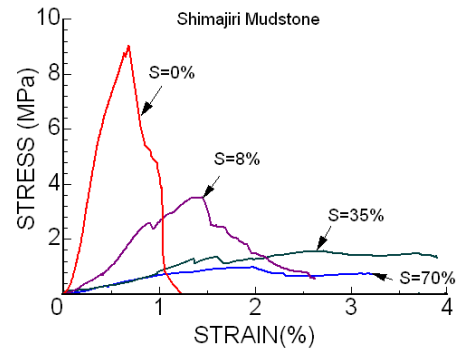
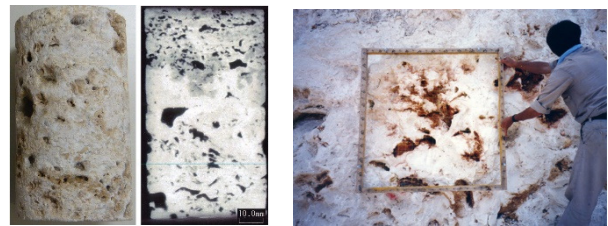


図-2 島尻層泥岩の圧縮強度に及ぼす含水率の影響



(a) 母岩供試体 (b) 琉球石灰岩岩盤

図-3 琉球石灰岩層の空隙性状

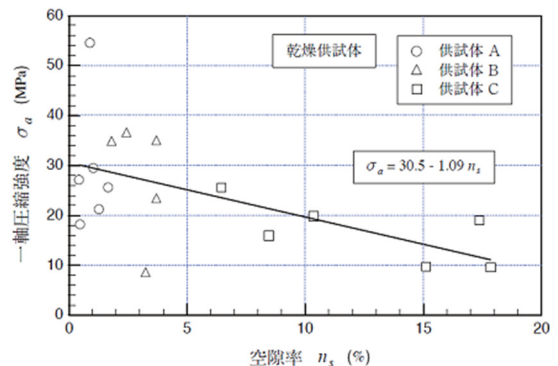


図-4 琉球石灰岩供試体の一軸圧縮強度と空隙率の関係

$$\frac{\sigma_{tm}}{\sigma_{ii}} = \frac{RMQR}{RMQR + \beta(100 - RMQR)} \cdot \left( 1 - \frac{n}{n + \alpha(1 - n)} \right) \quad (2)$$

ここで、 $\sigma_m$ ：岩盤の引張強度、 $n$ ：空隙率、 $\beta$ ：力学的特性の実験値を近似式によって決定した実験定数である。式(2)の関係を図-5に示す。多孔質琉球石灰岩盤の引張強度の推定は、係数 $\beta=6$ の最良値を用い、該当の空隙率 $n$ を代入することにより求められる。

### 3. 杭基礎としての琉球石灰岩層の支持力特性評価

本章では、杭基礎としての琉球石灰岩層の支持力特性の評価について基本的な検討事項を示し、室内試験による琉球石灰岩と杭境界面のせん断特性、および解析による杭基礎の支持力特性について述べる。

#### 3.1 琉球石灰岩層を支持層とする杭基礎の基礎的検討事項

図-6に、琉球石灰岩層を杭の支持層とする際の基本的検討事項を示す。最初に、杭の支持層となる琉球層群（琉球石灰岩層、礫層）のボーリングを実施して、地質学的構成の把握と、コアサンプルによる物性・力学的特性を把握する。その際、2章に述べた岩盤分類（RMQR）を行って、岩盤としての物性値を推定する。ボーリング実施のもう一つの目的は、杭基礎直下の空洞の存在を確認することである。次に、琉球石灰岩層による杭の支持力特性を把握するため、琉球石灰岩と杭境界面のせん断試験の実施と、解析による杭基礎の支持力特性を評価する。

橋梁基礎として部分的に琉球石灰岩層を杭基礎として採用した事例において実施された杭基礎の原位置載荷試験の数値シミュレーションを行って、実測値と解析結果の比較検討を行い、本研究による杭基礎支持特性の評価手法の妥当性を確認する。

#### 3.2 琉球石灰岩と杭境界面のせん断特性

杭の支持層となる琉球石灰岩と鋼材（鋼管杭）の境界面のせん断特性を把握するため、境界面の摩擦角を求める傾斜試験と、せん断破壊に関する構成則のパラメータを求めるスティック・スリップ試験を行い。さらに、既設の振動台を利用した両振り動的せん断試験を行った。

##### 1) 傾斜試験およびスティック・スリップ試験による境界面の摩擦角

図-6に示す傾斜試験機を用いて、境界面の静的摩擦角 $\phi_s$ を求めた。鋼材表面の状態として、腐食有りと、凹凸有りの2種類の試験片を用意した。試験片が滑り出す際の静的摩擦角を表-3に示す。凹凸表面と比べて、腐食性表面を有する境界面の摩擦角が多少大きくなっている。

低垂直応力下でのせん断特性を把握するため、図-7に示すスティック・スリップ試験機を開発し、境界面のせん断試験を行った。図-8および図-9に、スティック・スリップせん断試験によって得られた腐食試験片のせん断挙動と、境界面のせん断破壊崩落線を示す。凹凸ありの摩擦角 $\phi_s = 21.49^\circ$ 、腐食有りの摩擦角 $\phi_s = 19.95^\circ$ の結果が得られ、傾斜試験によって得られた摩擦角とほぼ同様の値

表-3 岩盤の各種物性値の評価式(1)における $\alpha_0, \alpha_{100}, \beta$ の値

特性 ( $\alpha$ )	$\alpha_0$	$\alpha_{100}$	$\beta$
変形係数	0.0	1.0	6
Poisson 比	2.5	1.0	0.3
一軸圧縮強度	0.0	1.0	6
引張強度	0.0	1.0	6
粘着強度	0.0	1.0	6
摩擦角	0.3	1.0	1.0

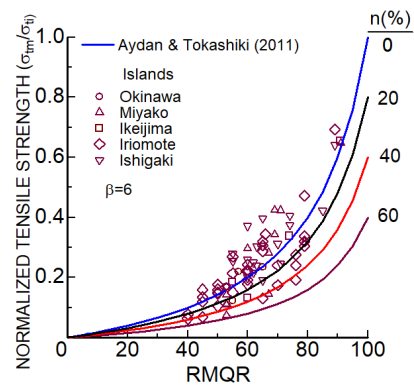


図-5 RMQR評価による多孔質琉球石灰岩層の引張強度推定

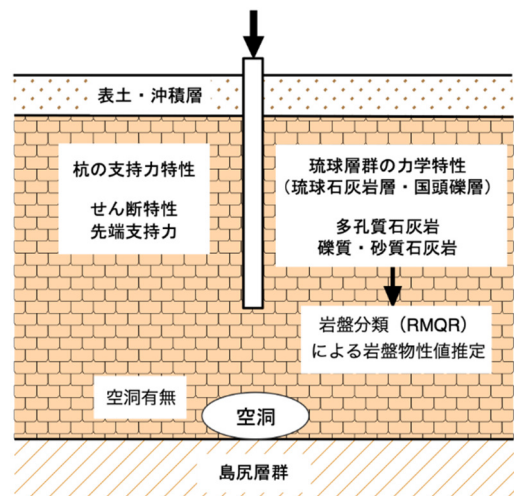


図-6 琉球石灰岩層を支持層とする杭基礎の基礎的検討事項

を示している。

##### 2) 大型振動台を用いた両振りせん断試験

既設の大型振動台を利用して、境界面の両振り動的せん断試験を行った。図-10に、両振りせん断試験装置と、2009年岩手宮城内陸地震の東西(EW)成分を載荷した試験結果の例を示す。垂直荷重は、39.2N+自重であり、振動台のせん断荷重の応答が示されている。境界面や不連続面の動的せん断挙動を検討する際の評価法の一つになると思われる。

表-3 傾斜試験による琉球石灰岩・鉄材境界面の摩擦角

鋼材表面	摩擦角 (度)				平均値
腐食有り	19	26	23	24	23.5
凹凸有り	21	16	22	19	19.8

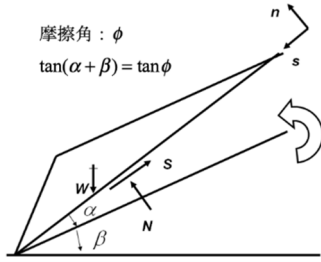


図-6 傾斜試験機による摩擦角測定

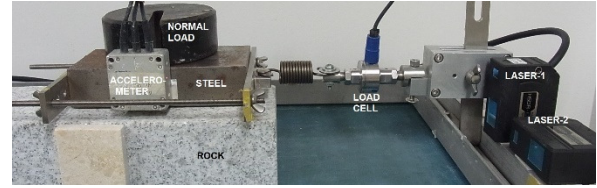


図-7 スティック・スリップせん断試験機と試験の状況

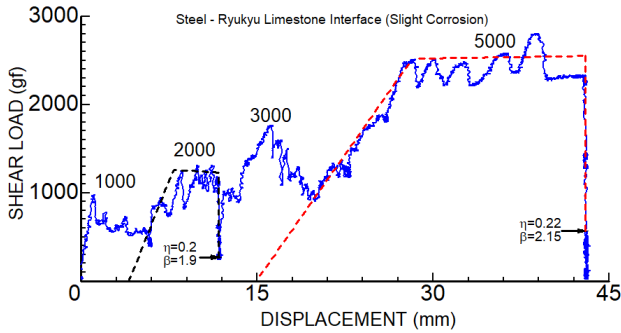


図-8 スティック・スリップせん断試験によるせん断挙動

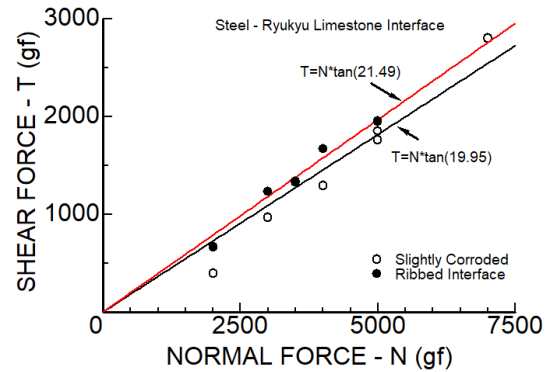


図-9 スティック・スリップせん断試験による境界面のせん断破壊崩落線

### 3.3 解析による杭基礎の支持力特性評価

#### 1) 杭基礎モデルの解析解と既設杭基礎の事例解析

岩盤を支持層とする杭基礎の変形・応力挙動に関する理論的検討は、藍檀が提案<sup>7)</sup>した杭基礎の理論解を利用する。図-11に示す杭基礎の力学モデルにおいて、杭先端の支持を考慮した境界条件下で、杭の軸変位  $w_b$ 、軸応力  $\sigma_b$ 、境界面のせん断応力  $\tau_b$  は、次のようになる。

a) 杭の先端が剛体支持されている場合 ( $w_e = 0$ )

$$w_b = \frac{\sigma_0}{E_b \alpha} \frac{e^{\alpha(L-z)} - e^{-\alpha(L-z)}}{e^{\alpha L} + e^{-\alpha L}} \quad (3)$$

$$\sigma_b = \sigma_0 \frac{e^{\alpha(L-z)} - e^{-\alpha(L-z)}}{e^{\alpha L} + e^{-\alpha L}} \quad (4)$$

$$\tau_b = \frac{\sigma_0 K_r}{E_b \alpha} \frac{e^{\alpha(L-z)} - e^{-\alpha(L-z)}}{e^{\alpha L} + e^{-\alpha L}} \quad K_r = \frac{G_r}{r_b \ln(r_0/r_b)} \quad (5)$$

b) 杭の先端の変位が弾性沈下する場合

$$w_e = \frac{(1 + \nu_r)}{E_r} r_b P_e \quad (6)$$

ここで、 $\alpha = \sqrt{2K_g/E_b r_b}$ 、 $E_b, E_r, \nu_r$  は、杭および岩盤の弾性係数とポアソン比である。 $P_e$  は、杭先端の応力であり、杭先端と地盤が連続的に変形する条件から反復解析法により求められる。

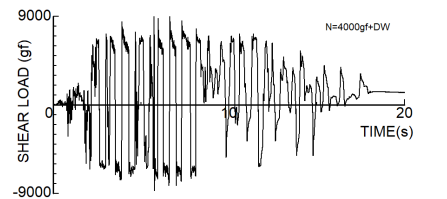
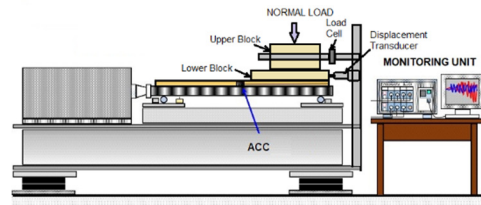


図-10 大型振動台を用いた両振りせん断試験装置と試験

岩盤に設置した杭の支持力（軸応力）に関わる杭・岩盤の杭打設長比 ( $L/R$ ) および剛性比 ( $E_s/E_r$ ) の影響を図-12 および図-13 に示す。杭および岩盤は、弾性体と仮定し、岩盤物性値は、琉球石灰岩を対象としている。これらの物性値を図中に示す。図-12 は、杭直径  $R=1m$ 、打設長  $L$  とし、打設長比 ( $L/R$ ) の変化による杭の軸応力分布を示している。杭の岩盤への打設長が長くなるほど杭先端における軸応力が小さくなる。すなわち、杭が支える軸力の多きを

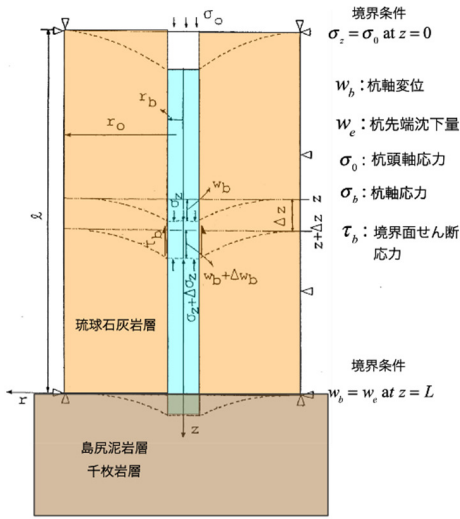


図-11 杭と基礎地盤の力学モデル

打設した岩盤（琉球石灰岩層）で受けることを示している。一方、図-13は、杭長  $L = 35\text{m}$  に対する杭・岩盤の剛性比 ( $E_s / E_r$ ) の変化による杭の軸応力分布を示している。岩盤の剛性比が大きくなるほど、杭先端の軸応力が小さくなり、周辺岩盤のせん断による支持力が增加する。この理論解による解析例が示すように、琉球石灰岩層は、杭の支持層として支持力を十分に期待できることを示している。

つぎに、既設の杭基礎施工に適用された事例解析結果<sup>1)</sup>を示す。図-14に示すように、砂質琉球石灰岩層の下部に千枚岩層が堆積し、設計では、下部の千枚岩層を支持層とする先端支持杭を採用している。杭は、直径1m、杭長20mの鉄筋コンクリート杭であり、杭と岩盤の物性値を表-4に示す。解析ケースとして、杭先端に変位がある場合と、杭先端の変位が固定された場合について解析を行った。図-14に、(a)杭変位分布、(b)杭軸応力分布、(c)杭周面せん断応力分布を示す。いずれの解析ケースにおいても、杭の変位、軸応力、周面せん断応力ともに、杭上部から先端部にかけて変位、応力が減少している。この解析例が示すように、砂質石灰岩層での支持力分担が有効に作用していることを示している。

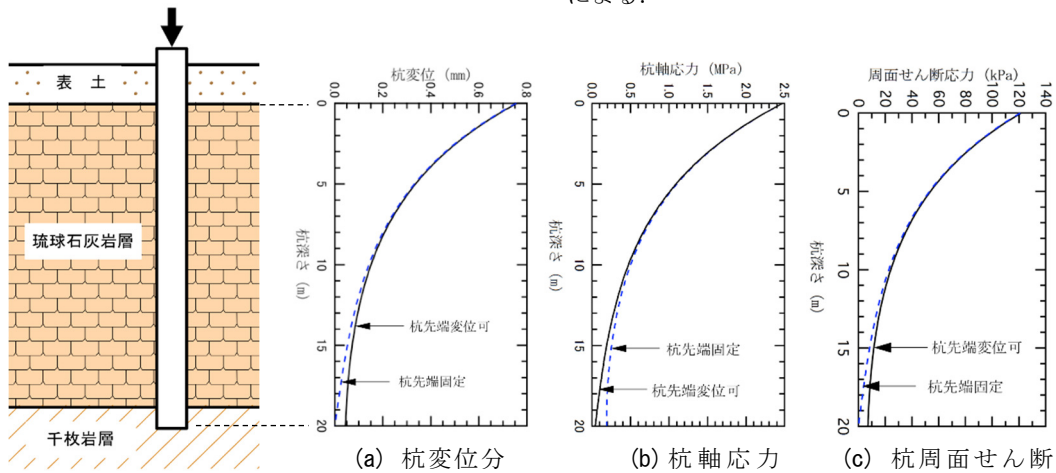


図-14 琉球石灰岩層に施工された杭基礎の変位分布、軸応力分布、周面せん断

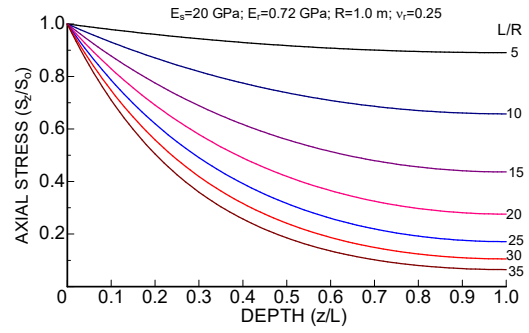


図-12 杭の軸応力分布に与える杭打設長比 ( $L/R$ ) の影響

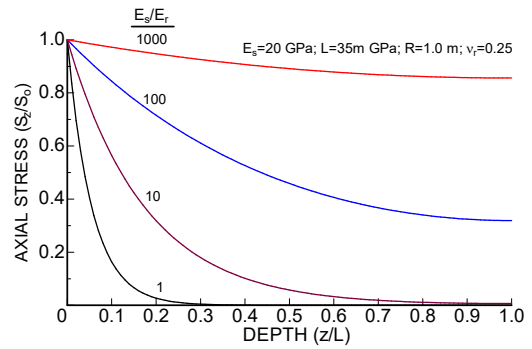


図-13 杭の軸応力分布に与える剛性比 ( $E_s / E_r$ ) の影響

## 2) 既設橋梁杭基礎の原位置載荷試験の数値シミュレーション

図-11に示した杭基礎モデルについて、有限要素法による定式化を行い、杭の原位置載荷試験の数値シミュレーションを行った。図-15、図-16に、原位置載荷試験の状況を示す。原位置載荷試験に関する各種計測データおよび解析に用いた物性値の提示は省略する。解析より得られた載荷荷重と杭頭軸変位について、載荷試験結果と比較した（図-17）。載荷荷重8000kN（800tonf）までは、計測結果と解析結果は類似しているが、これより高い載荷重に対する計算結果に多少差異が見られる。これは、現場における物性値にばらつきが有り、算出された物性値を用いたことによる。



図-15 琉球石灰岩層に施工された杭基礎の原位置  
載荷試験

表-4 琉球石灰岩層に施工された杭基礎の物性値

琉球石灰岩物性値		コンクリート杭物性値			
$E_r$ (MPa)	$\nu_r$	$E_s$ (GPa)	$r_s$ (m)	$L$ (m)	$\sigma_0$ (MPa)
720	0.25	20	0.5	20	2.476

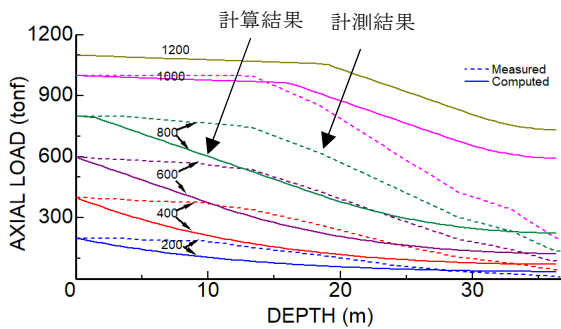


図-18 杭頭載荷による杭軸力の実測値と計算結果の比較

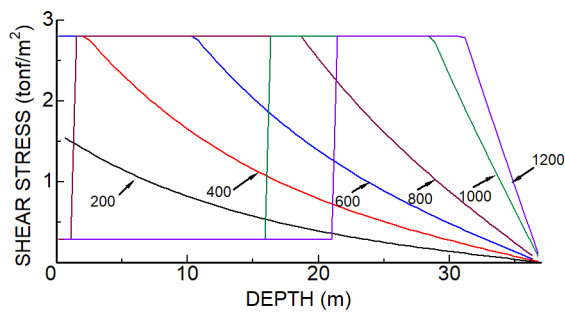


図-19 杭頭載荷による杭周面せん断応力の計算結果

杭頭段階載荷による杭軸力分布の実測値と計算結果の比較を図-18に示す。載荷は、段階的に12MN(1200tonf)まで載荷された。各載荷重ごとの杭軸力分布の実測値と計算結果が示されている。実測結果と計算結果に多少差違が見られるが、推定された調査物性値のばらつきが影響していると思われる。しかしながら、載荷重9MN(900tonf)までは、杭先端付近の軸力が減少する傾向が見られ、杭上

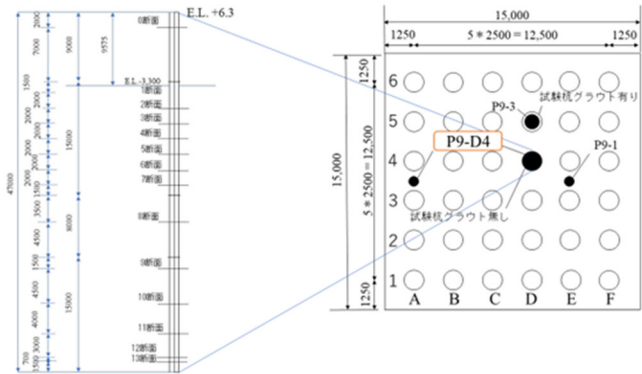


図-16 原位置載荷試験杭基礎の寸法と位置

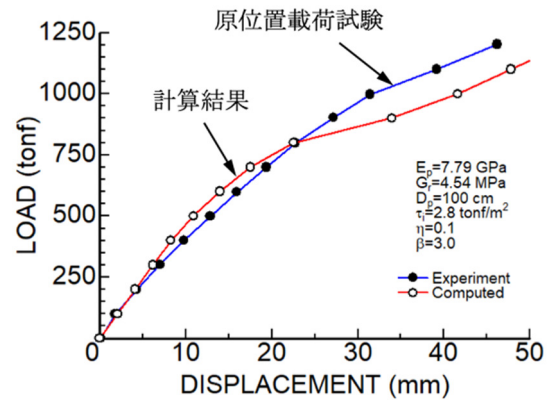


図-17 琉球石灰岩層に施工された杭基礎の原位置載荷試験による杭頭軸変位のシミュレーション結果

部で載荷重を支えており、琉球石灰岩層が杭の支持層となり得ることを示している。

図-19に、杭頭載荷による杭周面せん断応力の分布を示す。このモデル解析では、杭と石灰岩層接触面のせん断挙動を弾塑性で仮定しており、杭頭載荷重の増加につれて、杭軸方向のせん断応力がせん断強度に達した時点で、接触面のせん断抵抗が失われる状況を表している。各載荷ケースにおいて、杭軸方向のせん断抵抗が、杭上部から杭先端部の間で有効に作用していることを示している。

原位置載荷試験の数値シミュレーションの結果、杭の変位および軸力分布が、載荷試験結果と同様の傾向を示しており、また、解析結果が示す杭周面せん断抵抗を含む杭の支持力特性は、杭上部で載荷重を受けることが明らかになった。

#### 4. 琉球石灰岩層空洞の安定性評価

琉球石灰岩層内にある空洞の影響による基礎岩盤の安定性について、経験的手法による安定性評価法<sup>4)</sup>を示すとともに、光弾性試験による杭基礎下部の空洞の有無による応力場の検討を行った。

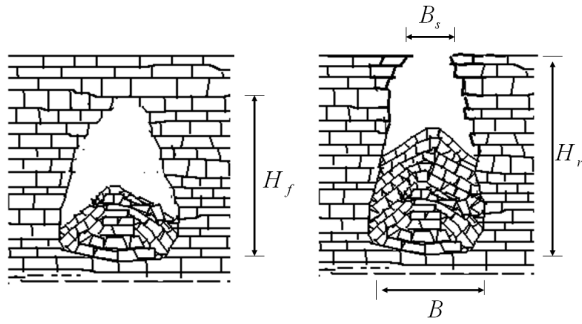


図-19 空洞の形状寸法の定義

#### 4.1 経験的手法による琉球石灰岩層空洞の安定性評価

筆者らは、琉球諸島に分布する自然空洞の現地調査を行って、空洞の安定性を評価するため、図-19に示す空洞の形状寸法の定義と、空洞の安定状態を示す6段階安定性評価カテゴリー(表-5)を定めて、経験的手法による空洞の自立スパンと空洞周辺岩盤の岩盤分類(RMQR)の関係を示した。図-20および図-21に、空洞調査結果に基づいて定めた琉球石灰岩層内空洞の安定性を示す。空洞の安定状態をそれぞれ、直線近似およびべき乗関数近似で定めている。

適用事例として、具志川城址(糸満市)基礎岩盤直下の2つの空洞について、安定性の評価を行った。図-22に示す空洞A(Span=23m, H=6.5m, RMQR=49)および空洞B(Span=25m, H=9.5m, RMQR=59)について安定性の評価を行い、評価結果を図-20および図-21にプロットした。安定性は、いずれも安定領域IVに評価される。この自然空洞を有する基礎岩盤の安定性は、いずれも長期的に崩落に至る危険性を示しており、城址の整備事業に際し、基礎岩盤の安定化対策が必要となり、検討の結果、既存の空洞を充填して基礎の安定化を図ることとなった。

#### 4.2 光弾性試験による杭下部の空洞の有無による応力場の検討

杭基礎下部の空洞の有無による周辺地盤の応力分布を検討するため、図-23に示すポリウレタン材を用いた杭基礎の光弾性モデルを作製し、光弾性測定システムを用いて載荷実験を行った。図-23(a)-(c)に杭基礎の光弾性モデルを示す。各モデルの載荷試験結果を図-23(d)-(f)に示す。空洞の無い杭基礎モデルは、杭側方と下部の地盤に応力分布が見られ、空洞を有するモデルでは、空洞天端と周辺部にも応力の集中が認められる。空洞充填の場合、杭先端下部の地盤の応力集中がかなり改善され、充填の効果が確認できる。

### 5. 琉球石灰岩層に設置する大型構造物基礎調査フローと対策案

これまで示したように、対象となる琉球石灰岩層の空洞・空隙の有無を地質調査によって把握し、RMQR岩盤分

表-5 空洞の安定性評価カテゴリー

Category	State	$\frac{H_f}{H_r}$	$\frac{B_s}{B}$	Comments
I		0.0	0.0	Opening locally and globally stable
II		0.0-0.1	0.0	Some rock block falls from roof. Opening globally stable
III		0.1-0.3	0.0	Block falls from roof and sidewalls into the opening occur and the failure zone increases in size. Roof height is higher than opening width. The failure zone may increase in size with time.
IV		0.3-0.7	0.0	Considerable scale of falls and sliding of rock blocks from the roof and sidewall of openings occur and the failure zone larger in size. Roof height is much higher than opening width. The failure zone may increase reach ground surface in long-term
V		0.7-1.0	0.8-1.0	Failure zone reaches to ground surface and a small size crater develops at ground surface. The possibility of collapse zone may increase in size and shoulder may fall into opening in long-term
VI		=1.0	>1.0	Opening globally unstable. In other words, it is in a total collapse state. Deep Sinkhole appear on the ground surface.

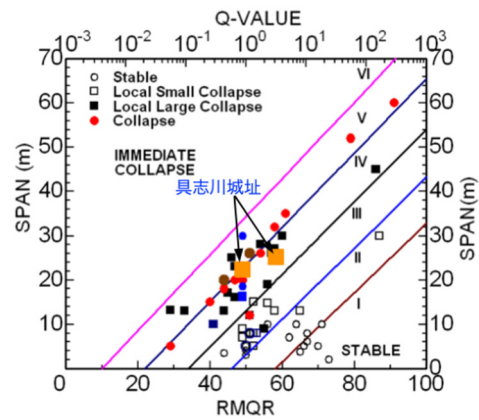


図-20 空洞調査結果に基づく琉球石灰岩層内空洞の安定性(直線近似)

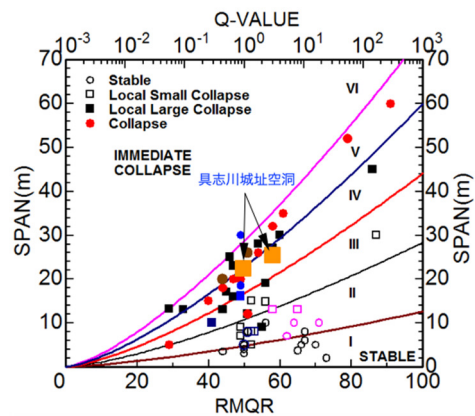


図-21 空洞調査結果に基づく琉球石灰岩層内空洞の安定性(べき関数近似)

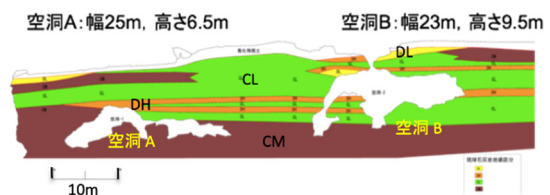
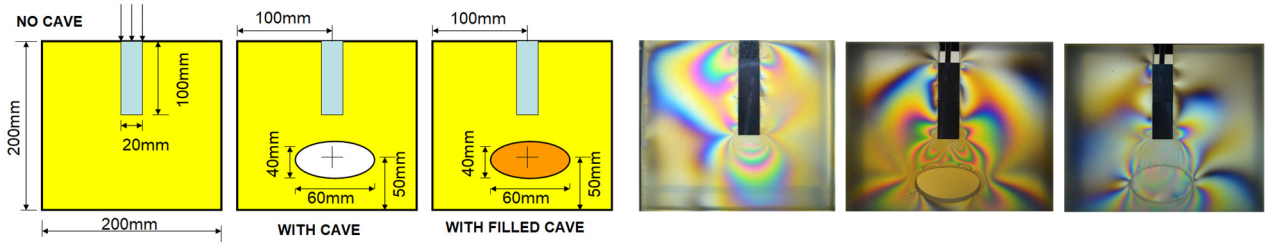


図-22 具志川城址基礎岩盤空洞断面



(a)杭基礎モデル (b)下部空洞モデル (c)空洞充填モデル (d)杭周辺応力 (e)空洞有り周辺応力 (f)空洞充填周辺応力

図-23 杭基礎の光弾性実験模型と載荷試験による周辺地盤の応力分布

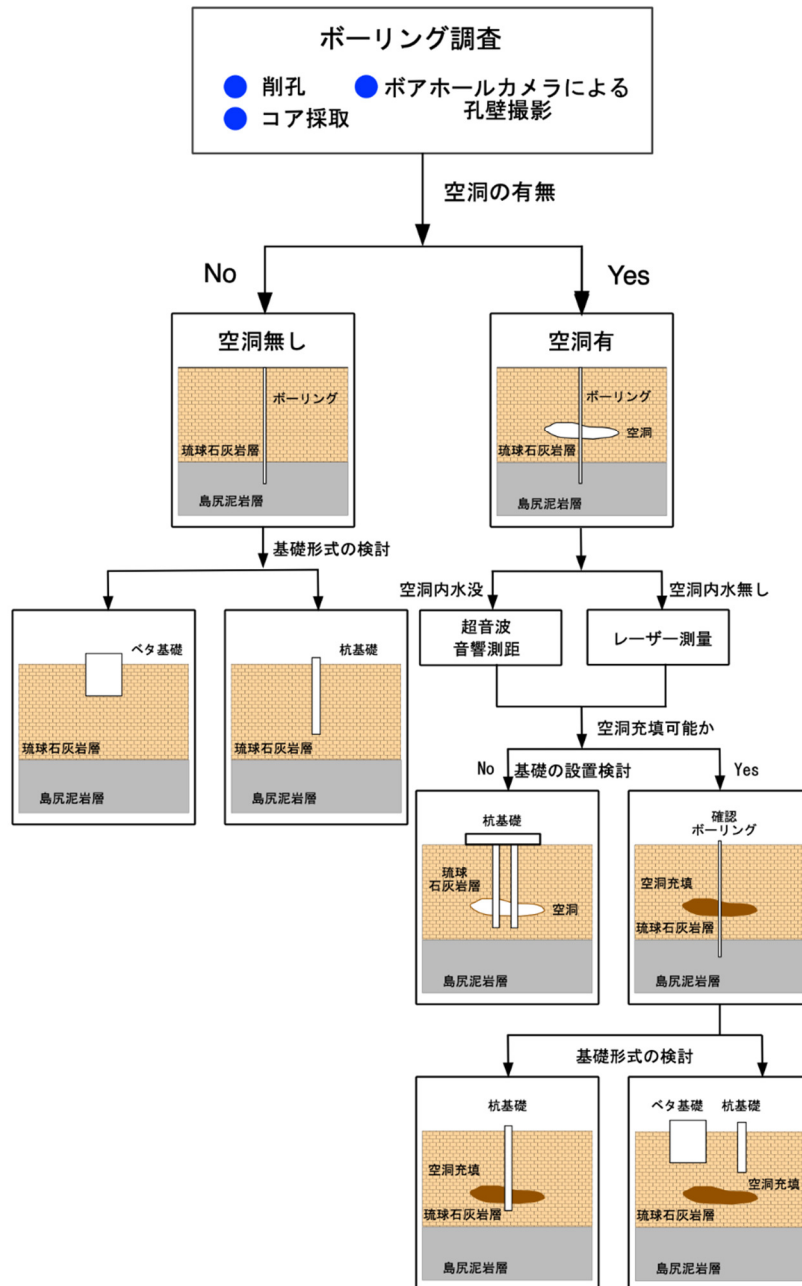


図-24 琉球石灰岩層に設置する構造物基礎の調査・検討フロー

類による岩盤としての物性値を評価して、適切な空洞対策を行うことができれば、琉球石灰岩層を大型建造物の支持層とすることも可能である。琉球石灰岩層を支持層とするに際しては、十分な地質調査、適切な空洞・空隙対策、岩盤物性値の評価、解析による検討、安定性の検討経済的効果の検討などの対応が必要である。

ここでは、琉球石灰岩層を支持層とする構造物基礎設置の際の調査・検討フローについて簡単に述べる。図-24に、琉球石灰岩層に設置する構造物基礎の調査・検討フローを示す。最初に、地質調査地点においてボーリングを実施し、コアを採取するとともに、ボーリング孔で必要な各種試験、測定を行う。その際、ボアホールカメラによる孔壁の観察を行って、コアの観察結果とともに、RMQR 岩盤分類を実施する。コアサンプルの室内試験を実施して、母岩の物性値を把握し、RMQR 岩盤分類に基づいて構成岩盤の物性値を推定する。なお、ボーリング径は、従来より用いられている 50mm 径よりも大きなボーリングビットを用いることが望ましい。

ボーリングを行うもう一つの目的は、琉球石灰岩層内に空洞が存在するかを確認することである。もし、空洞が存在しない場合は、基礎形式の検討を行う。空洞の存在が確認された場合は、空洞の状態（3 次元的寸法の把握、地下水位）を調べる。その際、空洞内が水没している場合は、超音波による音響測距を行う。地下水がほとんどない場合には、レーザー測量を行って空洞の 3 次元的寸法を把握する。空洞の位置が深く、予定される基礎構造の安定性に与える空洞の影響が小さい場合には、充填無しで基礎を設置することも選択肢の一つとなる。空洞の充填が可能な場合は、充填を行った後、確認ボーリングを行って充填の状況を確認する。その後、基礎形式の選定を行い、基礎設置による安定性の解析を実施して、充填を含む石灰岩層の安定性を確認する。

琉球石灰岩層の空洞の存在（深さ、3 次元的寸法）が構造物基礎に及ぼす影響については、今後引き続き検討を要する。

## 6. まとめ

本研究は、琉球石灰岩層を杭基礎の支持層として採用するための基礎的な検討を行い、琉球石灰岩の物性値評価、琉球石灰岩層と杭境界面のせん断特性、杭モデルによる解析的検討、原位置載荷試験計測データと数値解析結果に比較検討、および杭直下の空洞の有無による杭基礎の応力場について、杭の支持特性を把握した。これらの検討から、琉球石灰岩層が杭基礎の支持層として利用可能であることが明らかになった。

これらの検討結果を基に、琉球石灰岩層に設置する構造物基礎の調査・検討フローを示し、琉球石灰岩層における杭基礎の合理的な設計・施工に関わる指針を策定するための一つの資料とした。

謝辞：本研究の一部は、平成30年度、（一社）沖縄しまたて協会の技術開発支援を受けて実施した。ここに、感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 沖縄県土木建築部北部土木事務所，古宇利大橋載荷試験結果，1999.
- 2) 藍檀オメル，渡嘉敷直彦：新しい岩盤クオリティー評価システム（RMQR）と琉球諸島への適用，土木学会，第44回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，講演番号43，pp.240-245，2016.
- 3) Aydan, Ö., Ulusay, R. and Tokashiki, N.: A new Rock Mass Quality Rating System: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. *Rock Mech. and Rock Eng.*, 47, pp.1255-1276, 2013.
- 4) 渡嘉敷直彦：琉球石灰岩の工学的特性と琉球石灰岩盤および石積み建造物の安定性に関する研究，早稲田大学博士論文，pp.39-71，2011.
- 5) Tokashiki, N. and Aydan, Ö., Characteristics of Ryukyu Limestone and its utilization as a building stone in historical and modern structures, *International Symposium on Industrial Minerals and Building Stones*, Istanbul, pp. 311-318, 2003.
- 6) Tokashiki, N. and Aydan, Ö.: The stability assessment of overhanging ryukyu limestone cliffs with an emphasis on the evaluation of tensile strength of rock mass,土木学会論文集 C 部門, Vol.66, No.2, pp.397-406, 2010.
- 7) Aydan, Ö.: The stabilisation of rock engineering structures by rockbolts, *Doctorate Thesis, Nagoya University*, 1989.



## 糸数アブチラガマ（石灰洞）の安定性評価の事例(その 2) —DFEM 解析の利用例—

井上英将<sup>1</sup>，藍檀オメル<sup>2</sup>，伊東孝<sup>2</sup>，渡嘉敷直彦<sup>3</sup>

- 1 (株)南城技術開発・調査計画部
- 2 琉球大学・工学部
- 3 島嶼防災研究センター 地盤工学防災研究所

### 概 要

糸数アブチラガマは、琉球石灰岩層内に位置する自然壕(石灰洞)である。平成 22 年頃より、降雨後、壕天端からの流入水の増加傾向が指摘され、入壕者の安全確保の観点より、壕の安全性の評価が必要となった。本検討では、新しい岩盤の品質評価手法である RMQR<sup>1)</sup>、および藍檀ら(2011)<sup>2)</sup>によって確立された岩盤地下空洞の安定に対する経験的・解析的なアプローチを準用し、壕の健全性について検討をおこなった。これより壕出入口付近にて、詳細な検討が必要である旨を明らかにした。これらエリアについて、個別有限要素法を用い、安全性の詳細な検討をおこなった。

キーワード：石灰岩層中の自然壕，新しい岩盤の品質評価手法(RMQR)，地下空洞の経験的・解析的安全性評価手法，個別有限要素法(DFEM)

### 1. はじめに

糸数アブチラガマは、沖縄島の南部、南城市内、琉球石灰岩段丘に位置する石灰洞で戦時中壕として活用された(図-1)。現在は、平和学習の場として利用され、修学旅行生など、毎年 11 万人が入壕している。

平成 22 年頃より、降雨後、壕天端からの流入水の増加傾向が指摘されている。入壕者の安全確保の観点より、壕の安全性の評価が必要となった。

これを受け、各種観測の他、藍檀ら(2014)<sup>1)</sup>が提起した新しい岩盤評価手法(RMQR)、および岩盤の地下空洞の経験的・解析的安全性評価手法を利用し、本壕の状況について評価した。これにより詳細な検討が必要と判定された箇所について、個別有限要素法(DFEM)を用いた追加検討を行った。

### 2. 地形・地質概要

琉球石灰岩は更新世に形成した比較的新しい地層である。琉球石灰岩は沖縄島の中南部域に広く分布している。アブチラガマは琉球石灰岩の台地に位置する。壕周辺にはいくつかの断層が分布しており、本洞窟の形成に深くかかわっている可能性が考慮される(図-2)。

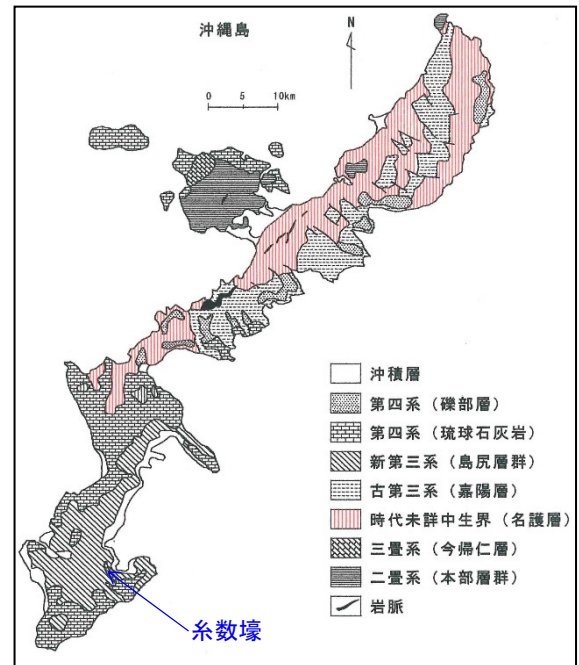
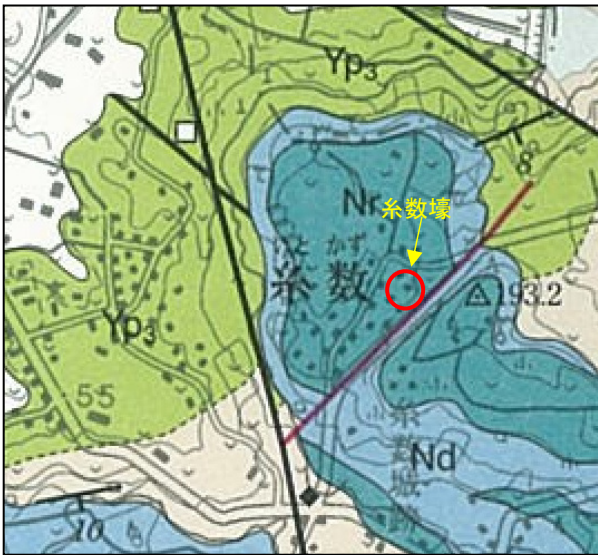


図-1 沖縄島地質概要図<sup>3)</sup>



Nr, Nd : 琉球石灰岩, Yp3 : 島尻層群泥岩, 黒線 : 断層, 黒赤線 : 実存断層

図-2 周辺地質図<sup>4)</sup>

### 3. 壕の状況

糸数壕の全景を図-3 に示す。糸数壕は延長約 200m, 地表からの深度 6~17m, 空洞幅 12~30m となっている。戦時中は, 現存する洞窟内の概ね全体が壕として活用されていた。これより, 洞窟内の概ね全てが入壕者が回るルートとなっている。

解析に当たっては, 壕の形状, 天端厚等を勘案し7つのエリアに区分し, それぞれに対し解析断面を設け安定性の検討を行った。

### 4. 検討の流れ

琉球石灰岩内の地下空洞の安定性評価方法として, 藍檀・渡嘉敷が「新石垣空港」, 「具志川城跡」, 「ひめゆり公園」<sup>5,6)</sup>で行った評価事例ある。これら事例に基づき, 各種調査~詳細な解析を実施した(図-6)。

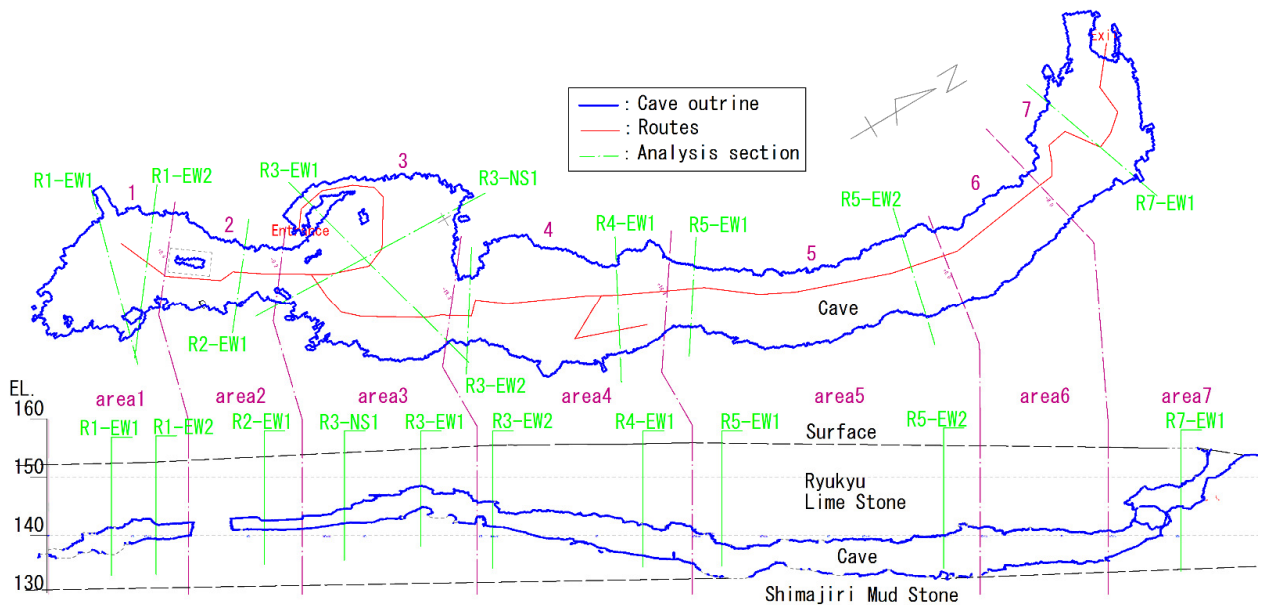


図-3 糸数壕の形状(平面, 断面図)

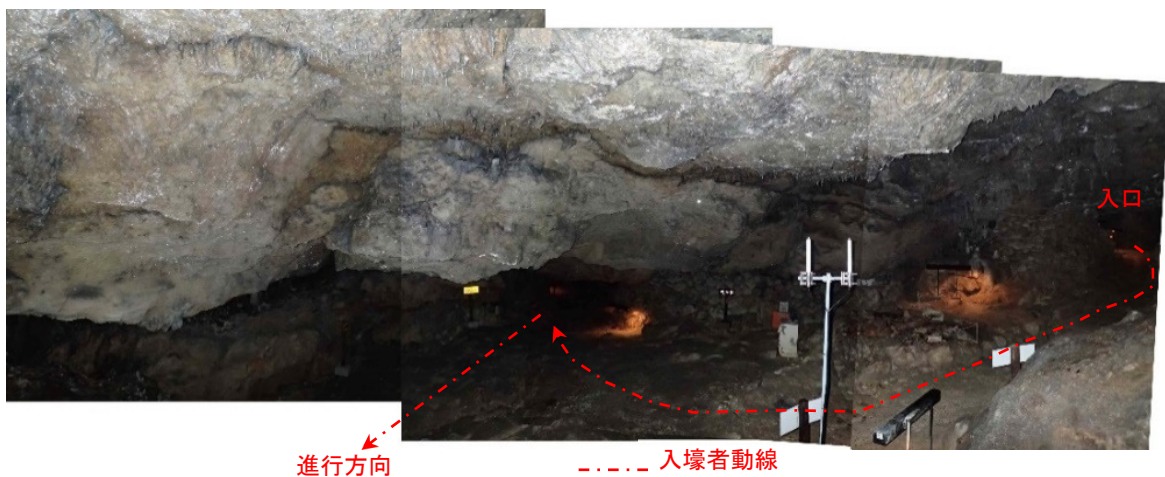


図-4 エリア3 入口付近の地下空洞の天端状況, 空洞幅が30m以上と広がっている。



図-5 エリア 7 出口付近の地下空洞の天端状況。遊離岩塊が天端を構成している。

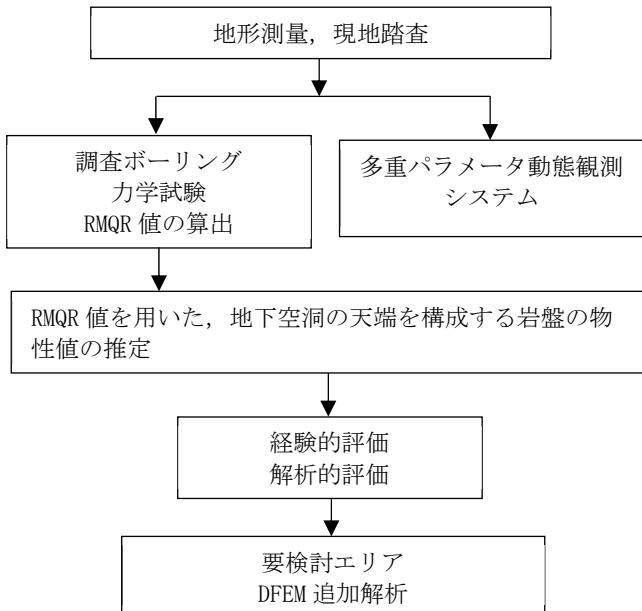


図-6 検討の流れ

藍檀(1989)<sup>7)</sup>, 渡嘉敷(2011)<sup>8)</sup>, と藍檀ら(2011)<sup>9)</sup>では自然空洞の安定性の評価方法について、経験的および解析的方法が示されている。この内、解析的な評価は地下空洞の天端の支保の状態を単純梁、両端固定梁、アーチ構造の3つのタイプで示し、いずれの状態を支保されているかを判定する方法である。系数壕では、図-3 に示した各エリアに設定した解析断面について判定を行った。判定結果を表-1 に示す。

また、渡嘉敷(2011)<sup>8)</sup>で示された各支保の状態と地下空洞幅と天端厚さとの関係に琉球諸島における自然空洞の状態をプロットした図を図-7 に示す。同図よりアーチ構造での支保が評価される Arching~Bullt-In Beam 間の領域には、安定状態と不安定状態の空洞が混在している状況が見取れる。これを踏まえると解析的評価では両端固定梁を確

保した状態にあることが望ましいことがわかる。

表-1 に示すように系数壕ではエリア 3, 7 では両端固定梁での支保は評価されず、アーチ構造で支保されているものと評価された。図-7 には表-1 に示した系数壕の各断面をプロットしている。これよりエリア 3, 7 はアーチ構造の境界に近接しており、区分した7エリア中、安全性の確認について、より注視すべき状態にあることが見て取れる。

加えて、図-5 に示すように、エリア7の出口付近では天端に遊離岩塊が分布しており、地震等の外力を受けた場合落下の可能性が懸念される。

解析的評価の結果およびエリア 7 の天端の状況を考慮し、エリア 3, エリア 7 に対して個別有限要素法(DFEM)を用いた詳細な検討を行った。

表-1 解析的手法による安定性評価の結果

エリア	断面	幅 (m)	岩盤厚 (m)	RMQRによる強度(A)		各状態に必要な強度と判定 (B):check(A>B)		
				$\sigma_{cm}$ (MPa)	$\sigma_{tm}$ (MPa)	単純梁	両端固定	アーチ
						$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)
1	R1-EW1	20.8	9.6	2.31	0.75	1.59 要注意	0.53 OK	0.80 OK
	R1-EW2	20.2	9.6	2.47	0.80	1.45 要注意	0.48 OK	0.73 OK
2	R2-EW1	10.5	9.7	2.73	0.88	0.38 OK	0.13 OK	0.19 OK
3	R3-EW1	28.8	7.2	2.47	0.80	4.11 要注意	1.37 要注意	2.06 OK
	R3-EW2	29.3	7.2	2.47	0.80	4.03 要注意	1.34 要注意	2.02 OK
4	R4-EW1	16.1	12.7	1.70	0.55	0.69 要注意	0.23 OK	0.35 OK
5	R5-EW1	10	16.4	1.82	0.59	0.20 OK	0.07 OK	0.10 OK
	R5-EW2	14.3	14.4	1.82	0.59	0.48 OK	0.16 OK	0.24 OK
7	R7-EW1	19.5	5.1	1.70	0.55	2.90 要注意	0.97 要注意	1.45 OK

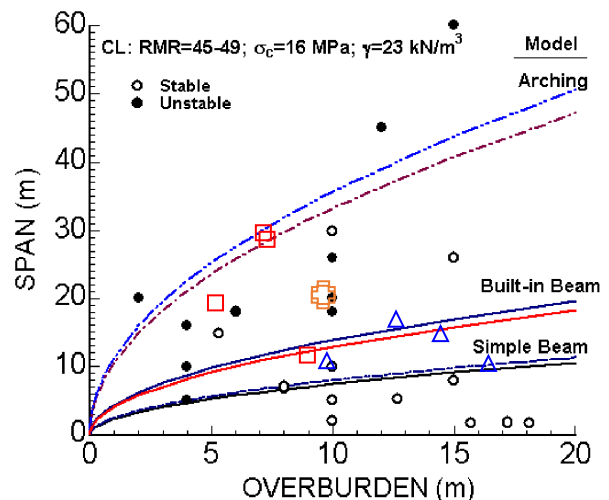
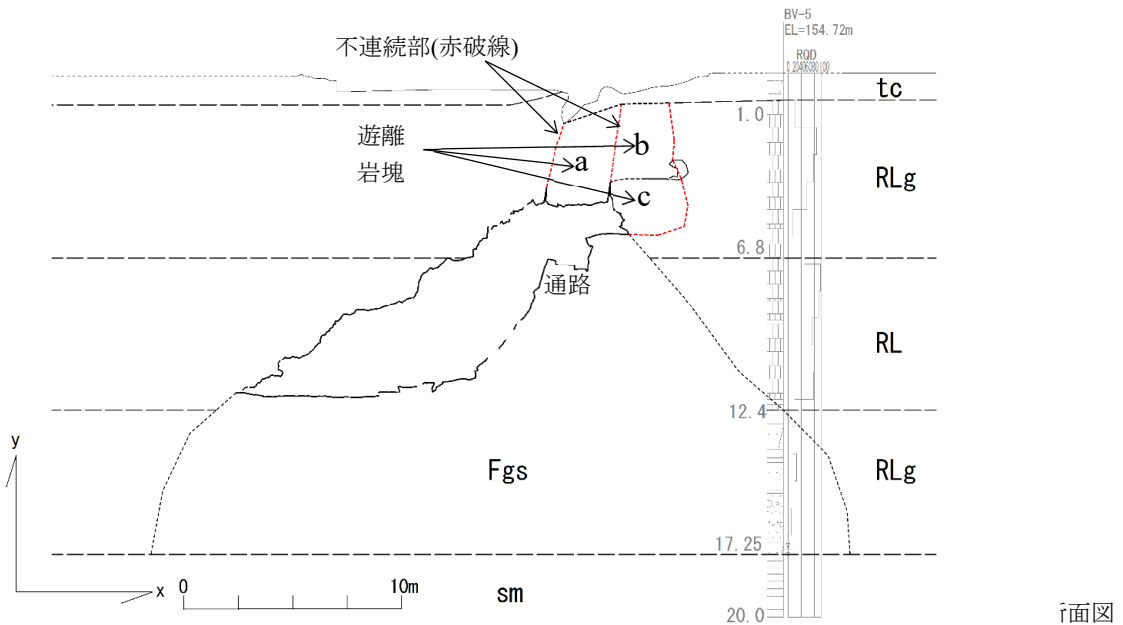


図-7 天端を単純梁、両端固定梁、およびアーチとした安定性評価と実測値の比較図<sup>8)</sup>へ系数壕のデータを追記

□ : エリア 3,7, ○ : エリア 1, △ : エリア 2,4~5



## 5. 5.DFEM を用いたエリア 7 の解析

エリア 7, 出口付近, 天端に遊離岩塊は未崩壊岩塊と崩壊岩塊に挟まれている。個別有限要素法(DFEM)解析では, 岩盤の不連続面を亀裂要素を用いることで再現し, 大変位の発生の検討を行うことができる<sup>10)</sup>。これより, 同岩塊のズレ落ちおよび, 天端の安定性の両方を同時に検討するにあたり, DFEM 解析は合致した方法と考慮される。

### 5.1 天端の岩塊の設定

解析では, 地質調査と岩石の室内試験結果に基づき, 地山の地質条件および亀裂要素の設定を行った。設定した各層の物性値を表-2 に示す。考慮すべき遊離岩塊は図-8 に示す 3 つとなる。図より, 岩塊 a がより注視すべき状態にあることが見て取れる。亀裂要素をそれぞれの岩塊周辺に設定した。

### 5.2 モデルの妥当性の検証計算

作成したモデルの妥当性について, 検証を行った。検証では常時の条件で地下空洞が支保されている状態が再現できるかを確認した。結果を図-10 に示す。

天端には, 全体的に引張強度が働いている。発生している応力は 0.5MPa 以下程度と RMQR を用いて算出した天端の引張り強度 1.2MPa 以下となっている。また, 不連続面でのズレ落ちも認められない。これより本解析モデルは現況を反映していることが検証された。

表-2 各層の物性値

区分		個体要素			亀裂要素
		琉球石灰岩 エリア 3 (エリア 7)	島尻層群 泥岩	堆積物	
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	22 (22)	18	22	—
変形係数	E(MPa)	3000 (5000)	200	5	—
ポアソン比	$\nu$	0.36 (0.3)	0.3	0.3	—
引張強度	$\sigma_t$ (MPa)	0.72 (1.2)	0.3	1.2	0.01
圧縮強度	$\sigma_c$ (MPa)	3.12 (5.2)	3	5.2	—
粘着力	c(MPa)	1.0 (1.5)	0.4	5	0.1
内部摩擦角	$\varphi$ (°)	25 (29)	24	26.3	36
ラメ係数	$\lambda$ (MPa)	—	—	—	300
	$\mu$ (MPa)	—	—	—	300

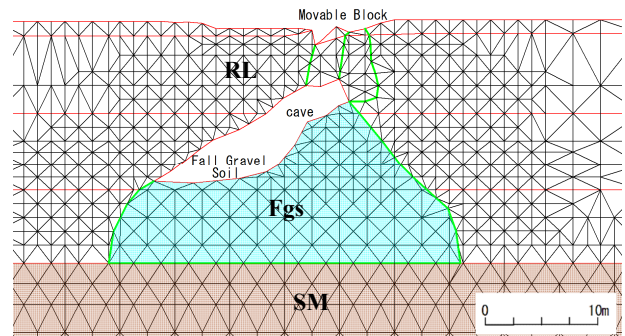


図-9 DFEM 解析モデル(R7-EW1)

凡例：緑線：亀裂要素, RL：琉球石灰岩, Fgs：堆積物, SM：島尻層群泥岩

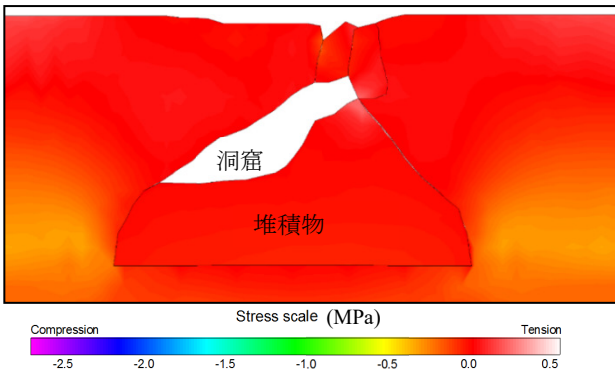


図-10(1) R7-EW1 最大主応力図, 常時

生じていない(図-13(2))。これより、応力状態が0となっている左側の不連続面(2401)は、より上部の不連続要素(面)において支保されているものと推察される。

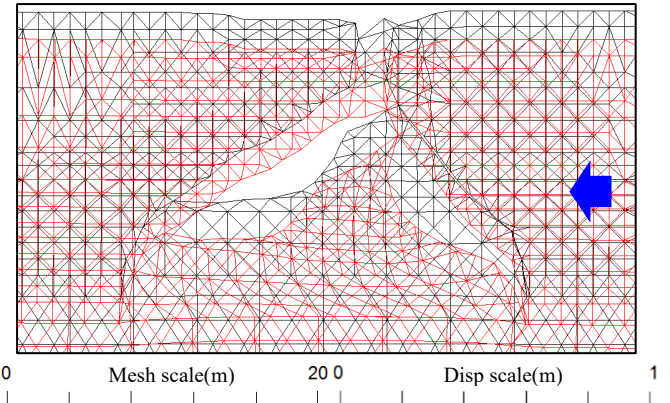


図-11(2) R7-EW1(変形図),深度7, 青矢印:地震動のかかる方向

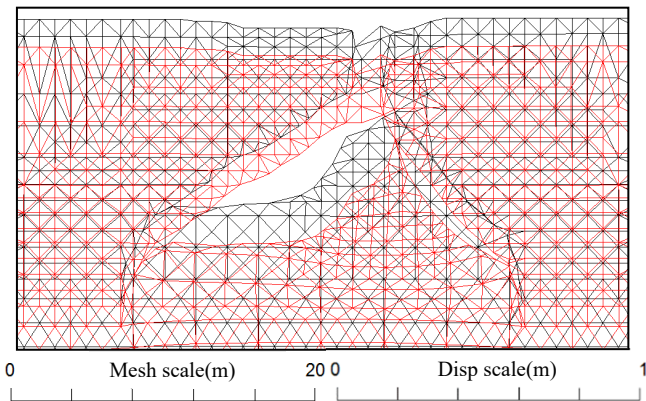


図-10(2) R7-EW1 変形図, 常時

### 5.3 解析結果

地震時の影響について解析を行った。解析では震度7の地震動を断面右方向より与えた。解析結果を図-11に示す。常時の解析結果に対し、引張強度が全体的に減少している傾向が把握された。また、遊離岩塊 a 周辺の不連続要素に作用している応力、および同岩塊の変位量について図-13に整理した。データの採取地点は図-12に示す。

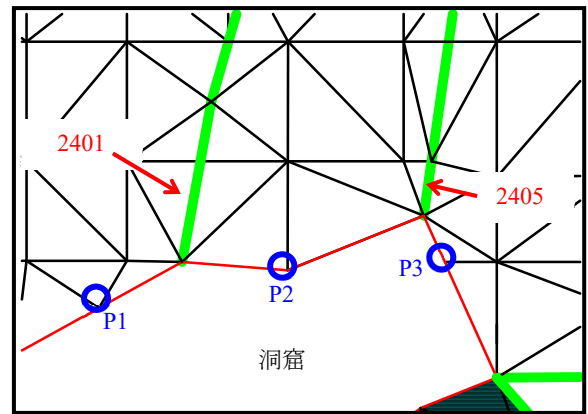


図-12 荷重, 変位量の計測位置(R7-EW1)

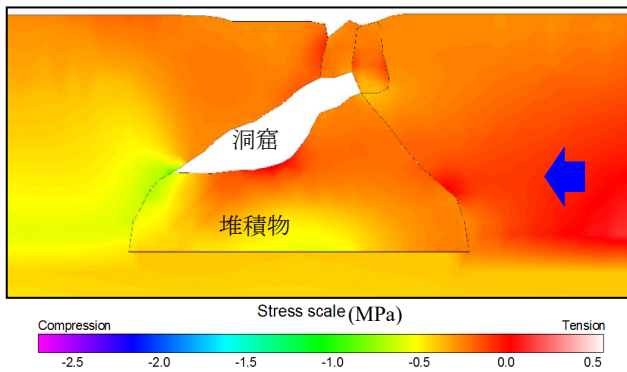


図-11(1) R7-EW1(最大主応力図),深度7, 青矢印:地震動のかかる方向

図-13(1)より、遊離岩塊 a の右側の不連続面の下端、不連続要素 2405 では圧縮力が生じている。左側の不連続面の下端、不連続要素 2401 では圧縮力が0となっており、フリーな状態を呈している。

変位を見ると、遊離岩塊 a(P2)にマイナス方向のズレは

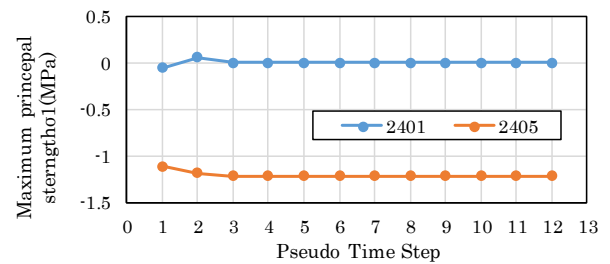


図-13(1) R7-EW1, 天端亀裂付近に発生する引張応力

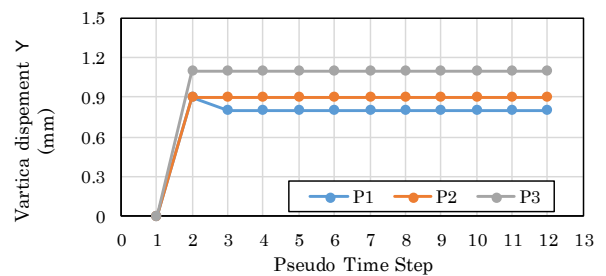


図-13(2) R7-EW1, 天端亀裂付近に発生する鉛直変位(初期値からの差分)

## 6. エリア3の解析

表-1 に示したように、空洞幅の大きいエリア3ではアーチ構造で保持されるため必要な圧縮強度と、RMQR より算出した天端の圧縮強度が近似する状況にある。

そこで、R3-EW1 断面についても DFEM 解析を用い、天端の安定について検討を行った。

### 6.1 解析モデルと地山物性値

エリア3では3断面を用いて検討を行った。ここでは空洞幅がもっとも広がる R2-EW2 断面の解析結果を示す。本モデルの特徴として近傍で実施した調査ボーリングで確認された、石灰岩盤中の空隙を解析モデル中に再現したことがあげられる。

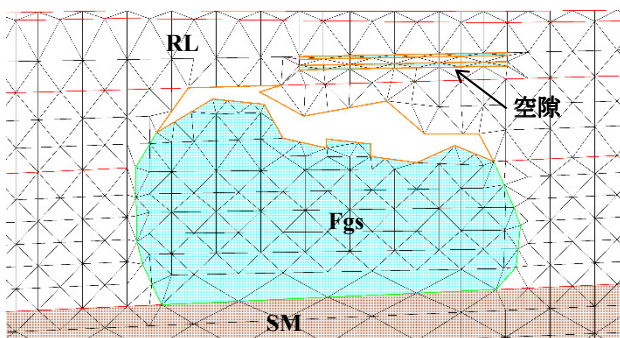


図-14 DFEM 解析モデル(R3-EW2)

凡例：緑線：亀裂要素,RL：琉球石灰岩,Fgs：堆積物,SM：島尻層群泥岩

### 6.2 モデルの妥当性の検証計算

作成したモデルの妥当性について、検証を行った。検証では常時の条件で現状の地下空洞が支保されている状態が再現できるかの確認を行った。結果を図-15 に示す。全体的に引張強度が働いているが 0.5MPa 以下程度と RMQR より算出した天端の引張強度 0.72MPa 以下となっている。

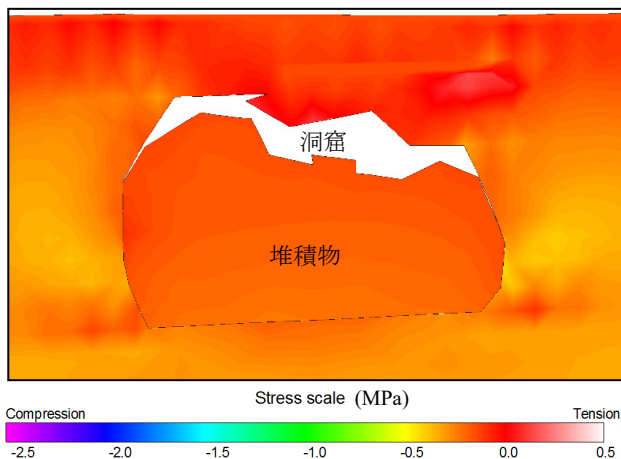


図-15(1) R3-EW2(最大主応力図), 常時

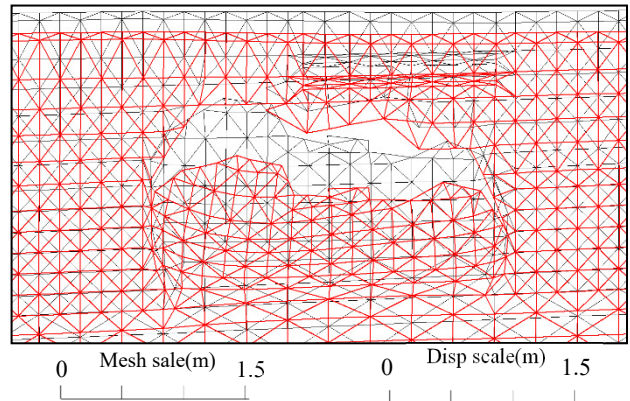


図-15(2) R3-EW2(変位図), 常時

### 6.3 解析結果

深度7相当の地震動を左側より与えた結果を図-16 に示す。図-16(1)は最大主応力図を示す。空洞周辺では、全体的に引張強度が発生している。天端の安定性～アーチ効果の発現に関係する傾向として、空洞の天端中央付近、および左側の地表付近における引張強度があげられる。

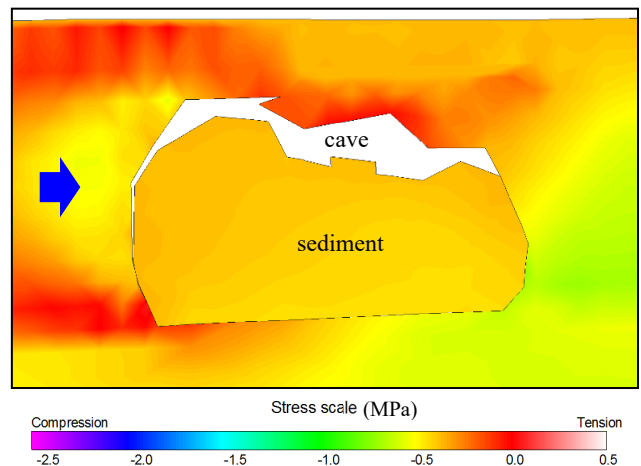


図-16(1) R3-EW2(最大主応力図),深度7  
青矢印：地震動のかかる方向

図-16(2)では変位図を示す。同図より壕内堆積物が右側に変位している。図-16(1)に照らすと、空隙が空く側でより大きな引張り応力が作用する状況が見て取れる。

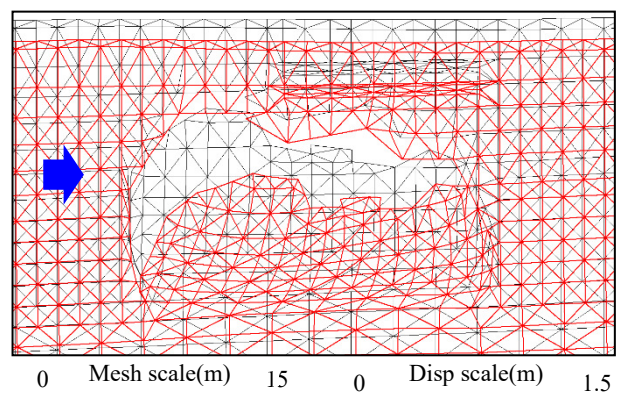


図-16(2) R3-EW2(変形図),深度7, 青矢印：地震動のかかる方向

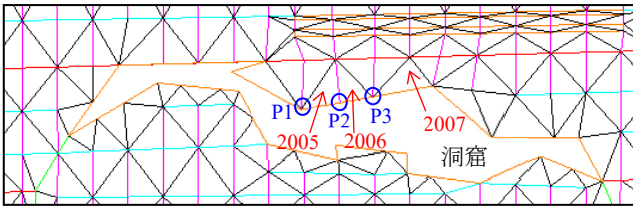


図-17 荷重, 変位量の計測位置(R3-EW2)

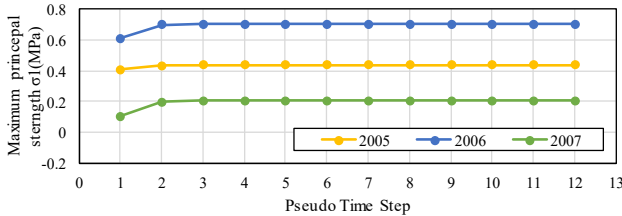


図-18(1) R3-EW2 天端の中央付近に発生している最大主応力

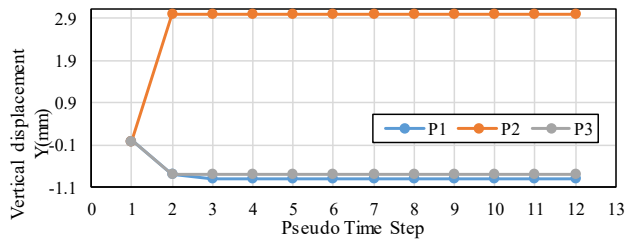


図-18(2) R3-EW2 天端の中央付近に発生している鉛直変位(初期値からの差分)

RMQR 値より算出したエリア 3 の石灰岩の引張強度は  $\sigma_t = 0.72 \text{MPa}$  である。固体要素 2006 にかかる引張力は  $0.70 \text{MPa}$  であり、同値近似する強度となっている。鉛直方向の変位については  $-1 \sim +3 \text{mm}$  の幅で推移する。

## 7. ま と め

解析的評価手法で、要検討の対象となったエリアについて、大変位の解析が行える個別有限要素法(DFEM)を用いた詳細な解析を行った。

解析では、地震動を与えた検討を行った。これより、エリア 7 では、震度 7 の地震動に対し、天端の遊離岩塊の抜け出し、および天端の不安定性を示す、変位および応力状態の発生は認められなかった。

空洞幅が最も広いエリア 3 でも、震度 7 の地震動に対し、天端の不安定性を示す状態は認められなかった。ただ

し、エリア 3 の天端中央部では、同地震動に対し RMQR より算出した引張強度に近似する引張強度の発生が認められた。これより同規模の地震が発生した際には、天端の亀裂、岩片の剥離落下等について、安全点検を行う必要性が考慮される。

## 参 考 文 献

- 1) Aydan, Ö., Ulusay, R. & Tokashiki, N. 2014. A new rock mass quality rating system: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. *Rock Mech Rock Eng* 47: 1255–1276.
- 2) Aydan, Ö. and Tokashiki, N. (2011): A comparative study on the applicability of analytical stability assessment methods with numerical methods for shallow natural underground openings. *The 13<sup>th</sup> International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Melbourne, Australia, pp.964-969.
- 3) 沖縄地学会, 1997
- 4) 産業技術総合研究所 : 那覇及び沖縄市南部, 2006
- 5) Aydan, Ö., 2018. Some Thoughts on the Risk of Natural Disasters in Ryukyu Archipelago. *International Journal of Environmental Science and Development*, 9(10), 282-289.
- 6) Aydan, Ö., Tokashiki, N. (2007). Some damage observations in Ryukyu limestone caves of Ishigaki and Miyako Islands and their possible relations to the 1771 Meiwa Earthquake. *J. of The School of Marine Sci. and Tech., Tokai University*, 5(1), 23-39.
- 7) Aydan, Ö., 1989. The stabilization of rock engineering structures by rockbolts. Doctorate Thesis, Nagoya University, 204 pages.
- 8) Tokashiki, N. (2011). Study on the Engineering Properties of Ryukyu Limestone and the Evaluation of the Stability of its Rock Mass and Masonry Structures. PhD Thesis, 221p, Waseda University, Engineering and Science Graduate School.
- 9) Tokashiki, N. Aydan, Ö. (2010): The stability assessment of overhanging Ryukyu limestone cliffs with an emphasis on the evaluation of tensile strength of Rock Mass. *Journal of Geotechnical Engineering, JSCE*, 66(2), 397-406.
- 10) Aydan, Ö., I.H.P Mamaghani, T. Kawamoto (1996). Application of discrete finite element method (DFEM) to rock engineering structures. *NARMS'96*, 2039-2046.
- 11) Kawamoto, T., Ö. Aydan, and S. Tsuchiyama, 1991. A consideration on the local instability of large underground openings. *Int. Conf., GEOMECHANICS'91, Hradec*, 33-41.

# 沖縄の不発弾探査（磁気探査）

植山 隆義<sup>1</sup>，田中 剛<sup>2</sup>，高久 和彦<sup>1</sup>

1 日本物理探査(株)沖縄事務所、2 日本物理探査(株)九州支店

## 概要

沖縄では全国で最も多く不発弾が発見、処理されている。その際に行われている磁気探査や対象不発弾、安全化処理には幾つかの課題がある。

キーワード：磁気探査、不発弾探査、不発弾処理

## 1. 磁気探査

「磁気探査」は、物理探査のひとつで鉄鉱床の地下資源調査手法として用いられてきており、未だに学会等では「磁気探査＝地下資源調査」との認識の方が多い。

弊社が実施した最初に実施した磁気探査は、昭和 26 年、天竜川でのバス転落事故に伴い、東京大学より借用した磁気傾度計による調査である。

戦後復興に伴う港湾工事に際し、昭和 30 年以降、全国各地において残存機雷による触雷事故が発生し、死傷者が多数出た。これらにより、海域での工事について、旧運輸省（現国土交通省）より通達が出され磁気探査が加速的に行われるようになった。<sup>1)</sup>

陸上部でも徐々に建設省系の工事に伴う磁気探査が行われるようになり、その後各自治体で実施されるようになった。

## 2. 沖縄の不発弾処理

沖縄県では 1972 年（本土復帰直後）より本格的に磁気探査が実施され多くの不発弾が発見されてきた。沖縄局の統計によれば昭和 47 年以降、昨年度までに約 38,000 件の不発弾処理が行われて 2,058 t の不発弾が処理されてきた<sup>1)</sup>。沖縄県によれば「第 2 次世界大戦で沖縄に投下された不発弾は約 200,000 t、そのうち 5%が不発弾と仮定すれば約 10,000t、昭和 47 年復帰までに住民により約 3,000 t、米軍により約 2,000 t が処理されており、また、永久不明弾約 500 t を見込む」等の資料を公表している。これらによれば令和元年現在では約 1,942 t の不発弾が残存していることとなる。近年、毎年約 700 件の不発弾処理により約 20t の不発弾が処理されていることから（図 1 参照）<sup>1)</sup> 単純計算すれば沖縄県内の全ての不発弾除去にあと約 90 年の時間と費用がかかることとなる。

平成 29 年度に全国で行われた不発弾処理は

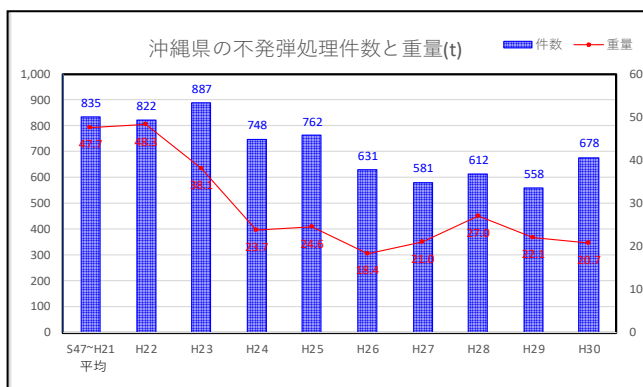


図 1. 沖縄の不発弾処理実績<sup>1)</sup>

1,611 件、51.3t であるが、これらの内、沖縄では 22.1t（約 43%）、558 件（約 35%）と非常に多く発見・処理されている<sup>2)</sup>。

## 3. 磁気探査の課題等

平成以降、徐々に全ての市町村の公共事業でも磁気探査が行われるようになってきた。また、平成 24 年以降には沖縄県により民間工事でも磁気探査費用の全額補助制度が始まり、全ての建設工事前に磁気探査が行われるようになってきている。しかし、磁気探査を行う場合、以下の課題がある。

### ① 構造物近傍の磁気探査

沖縄県内でも都市化が進み、近年、既設構造物近傍や旧構造物解体場所での工事に先立って磁気探査が行われている。既設構造物は鉄筋や H 鋼等磁気量の大きなものが多く、それらの影響を受けた場所で磁気探査を実施し不発弾を発見することは極めて困難である。また、構造物建設時に周囲に残存する埋設物（埋設管等埋められた鉄類）と不発弾を区別することも不可能である。

### ② 多種多様な不発弾

磁気探査は、元来、機雷（長さ 1.7～2.1m、直径 0.47～0.58m、重さ 490～835kg）を対象として開発されてきたものである。その後、全国的には多く発見される 250 kg 爆弾、50 kg 爆弾等を対象に実施されてきた。



沖縄県内で発見された不発弾は表 1 に示すように約 30 種類以上ある。大きなものは 1t 以上の重量があるが手榴弾や小銃弾は数百 g 以下であり、通常の磁気探査で発見することは難しく、異常点の試掘中や確認探査中に簡易探知器で発見される場合が多い。

表 1. 沖縄での不発弾発見統計<sup>3)</sup>

不発弾の種類	個数	不発弾の種類	個数
1t爆弾	5	3.5インチロケット弾	195
<b>500kg爆弾</b>	<b>16</b>	2.6インチロケット弾	240
<b>250kg爆弾</b>	<b>277</b>	107mm迫撃砲	1,263
<b>125kg爆弾</b>	<b>182</b>	90mm迫撃砲	470
<b>50kg爆弾</b>	<b>474</b>	81mm迫撃砲L	398
16インチ砲弾	67	81mm迫撃砲S	2,007
14インチ砲弾	71	60mm迫撃砲	5,203
12インチ砲弾	102	105mm砲弾	8,822
<b>8インチ砲弾</b>	<b>113</b>	90mm砲弾	1,325
6インチ砲弾	8,440	75mm砲弾	7,925
<b>5インチ砲弾</b>	<b>5,810</b>	57mm砲弾	2,214
5インチロケット砲弾	326	47mm砲弾	2,955
203mm砲弾	1,186	37mm砲弾	2,554
155mm砲弾	995	20mm砲弾	3,025
その他(銃弾、手榴弾等)	767,115	合計	823,775

強調文字：安全化処理に避難が必要な可能性がある弾種

磁気探査の指針である磁気探査実施要領(案)や特記仕様書には「5 インチ砲弾相当以上にあたる磁気量による対象基準(0.7μWb以上の異常点の検出と試掘)」、とあるが、「不発弾と思われる全ての磁気異常点を試掘する」、とも併記されているものもある。

また、米軍演習場内には戦後使用した不発弾があり、それらの中にはアルミニウム等非磁性のものもあり通常の磁気探査では発見できないものも多い。更にそれらは 5 kg 下の小さなものも多く、少しの衝撃で爆発する危険性が高い種類のものもあるため試掘・撤去に危険性を伴う。

③不発弾処理に伴う避難

不発弾処理は自衛隊によって行われおり、不発弾種類と信管種類等を確認し現地処理の必要性を判断している。現地処理に当たっては表 2 による避難半径内の住民が避難後に、写真 1 に示すようにライナープレートを設置してその孔底で不発弾の信管を破壊もしくは取り除いて安全化している。また、移動困難な不発弾の場合は、孔底に置き大

表 2. 不発弾と避難半径<sup>4)</sup>

不発弾の種類	ライナープレート規模	避難半径
5 インチ砲弾	半径 2m×深度 6m	88m
	半径 3m×深度 6m	156m
50 kg爆弾	半径 3m×深度 6m	166m
125 kg爆弾		249m
250 kg爆弾		283m
500 kg爆弾		394m

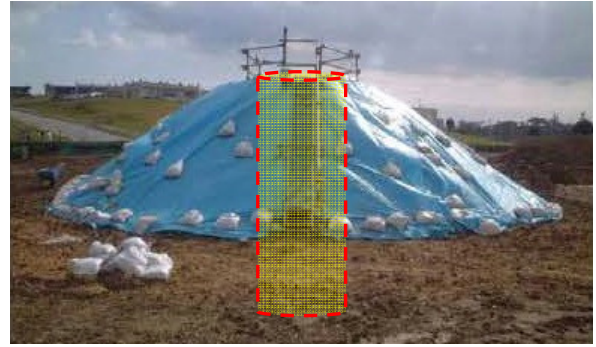


写真 1. ライナープレート設置例<sup>4)</sup>



写真 2. 耐爆容器例<sup>3)</sup>

型土嚢等による破片・土砂の飛散防止処置と周辺住民の避難等の対策後に爆破処理を実施している。

県内の公共事業等関係者で構成されている沖縄不発弾等対策協議会ではこれら不発弾処理の迅速化の一環として発見の多い 5 インチ砲弾について写真 2 に示す耐爆容器による処理を検討している。但し、不発弾を耐爆容器に挿入する際には一時的には周辺住民避難が必要であろう。

4. 今後の不発弾探査

多くの磁気探査会社において、取得したアナログ記録の周期や振幅等を読み取り解析し作図や一覧表により異常点の有無をまとめ試掘している。

近年、デジタル記録の取得、PC ソフトによる画面上での解析・図化・一覧表作成等が行われている。また、無線による現場作業の効率化、複数センサを用いた探査や AI を用いた自動解析ソフトの開発等も行われており、磁気探査の効率化を模索する動きもある。

更に、磁気探査は、橋脚深度・埋設管深度調査、地層境界の検出にも応用されている<sup>1)</sup>。

参考文献

- 1) 都築他、全地連「技術フォーラム2015」名古屋
- 2) 統合幕僚部報道発表資料 統合幕僚監部、H30.4.20
- 3) 沖縄総合事務局、沖縄不発弾等対策協議会資料より整理
- 4) 浦添市 HP より

# GPS 地殻変位観測に基づく南西諸島周辺のひずみ速度算定

本山凌<sup>1</sup>, 伊東孝<sup>2</sup>, 渡嘉敷直彦<sup>3</sup>

1 琉球大学工学部環境建設工学科 地盤環境工学研究室

2 琉球大学工学部環境建設工学科 教授

3 地盤工学防災研究所 琉球大学島嶼防災研究センター内

## 概 要

本論文は国土地理院が提供する GPS 観測データをもとに、南西諸島周辺における地盤のひずみ速度を算定し、震央地分布との関係を考察したものである。1996年3月から2019年9月までの間のGPS観測データを取得し、ひずみ速度の算定に用いた。奄美群島及び与那国島周辺において、地盤のひずみ速度分布と震央の分布に関連がある可能性がある。今後は観測期間を見直し、詳細なひずみ速度分布の算定が必要である。

キーワード：GPS 南西諸島 ひずみ速度

## 1. はじめに

南西諸島周辺の地殻構造は、南東側ではフィリピン海プレートがユーラシアプレートの下に沈み込み、北西側には沖縄トラフと呼ばれる背弧海盆が存在するなど、複雑な構造となっている。この地域では、過去にマグニチュード7から8規模の地震が複数回発生しており、今後も同規模の地震の発生が予想される。しかし、一般に沖縄県は地震の少ない地域というイメージがあり、構造物の耐震設計の際に利用される地震地域係数は0.7と全国で最も低くなっている。沖縄県民の防災意識を高め、地震による被害を最小限に抑えるために、南西諸島周辺における地震に関する情報を得ることは重要である。

そこで本研究では、国土地理院が提供するGPS観測データを用いて、地盤のひずみ速度を算定した。そして、震央地の分布との関係を考察した。この研究は、久貝(2009)が29の観測点において、1996年3月から2008年3月のデータを用いて行っているが、本研究では35の観測点において、2019年9月までのデータを対象に解析を行った。

## 2. 南西諸島におけるGPS観測の概要

### 2.1 GEONET(GNSS連続観測システム)の概要

国土地理院は地殻変動の監視や測量への活用を目的に、全国約1300点(2019年度現在)に整備した電子基準点からなる位置情報解析システム(GEONET:GNSS Earth Observation Network System)を展開している。本研究では、南西諸島周辺の地殻変動を調べるため、奄美群島から与那国島に至る地域に設置されているGPS観測点を選択し、観測点ごとに地殻変動データを取得した。

### 2.2 南西諸島の地殻変位と地震活動

1996年3月から2019年9月の期間に観測されたデータをもとに算定した変位ベクトルを図-1に示す。南北大東島の観測点は北西に、その他の観測点は南東に変位している。これは、琉球海溝を境に、海側からフィリピン海プレートが沈み込んでいる影響だと考えられる。

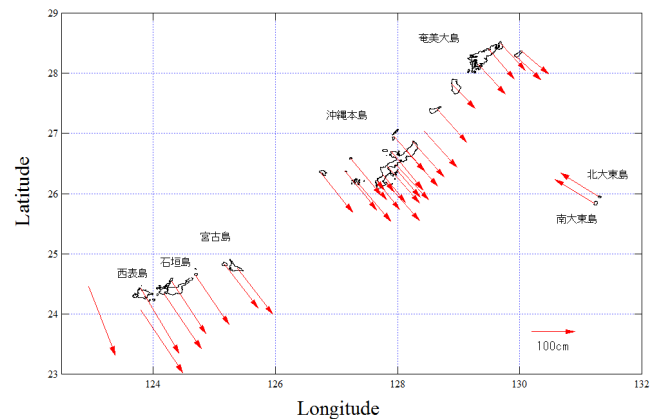


図-1 南西諸島の地殻変位ベクトル

## 3. ひずみ速度の算定

各観測点で得られた東西(EW), 南北(NS), 鉛直(UD)の3方向の変位に対して、有限要素法における変位からひずみを算出する方法を用いてひずみ速度を求めた。垂直ひずみ

速度  $\dot{\epsilon}_x$ ,  $\dot{\epsilon}_y$  およびせん断ひずみ速度  $\dot{\gamma}_{xy}$  を求め、最大主ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{\max}$ , 最小主ひずみ速度  $\dot{\epsilon}_{\min}$ , 最大せん断ひずみ速度  $\dot{\gamma}_{\max}$  および主ひずみ方向を算定した。三角形要

素による有限要素法を適用するため、各観測点を三角網の各頂点としたメッシュを作成した(図-2).

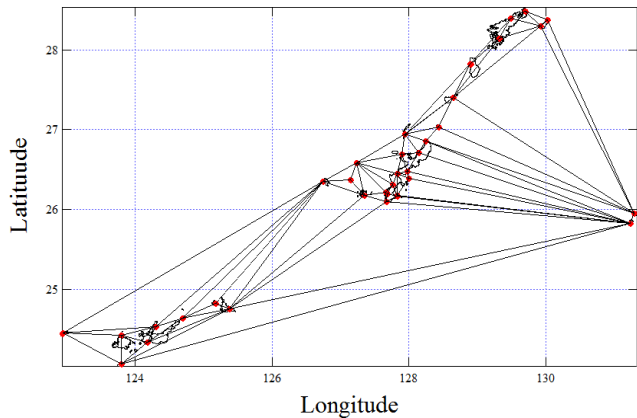


図-2 GPS 観測点を接点としたメッシュ図

## 4. 結果及び考察

### 4.1 ひずみ速度分布図の特徴

解析の結果算定された、1996 年から 2019 年間の主ひずみ速度の分布を図-3 に、最大主ひずみ速度の分布を図-4 に示す。主ひずみ速度分布について、南北大東島と沖縄本島周辺は南北方向に圧縮されている傾向がある。GPS 観測データに基づき算定した変位ベクトル(図-1)より、南北大東島は北西に変位し、その他の地域は南東に変位していることが明らかになった。そのような両端から押されるような動きによって、平面的には観測領域は圧縮されている様子が分布図に反映されていると考える。実際には琉球海溝を境にプレートが沈み込んでいるが、平面的な計算では、実際の地殻運動が反映されないことは今後の課題である。

なお、那覇市と沖縄市にある GPS 観測点は 2014 年から観測が開始されており、5 年間の変位量に限られる。他の観測点と期間を揃えるため、最付近の観測点で算定した変位量を使用している。

### 4.2 震央地分布との関係

1996 年 1 月から 2019 年 11 月の間に、南西諸島周辺において発生した地震の震央地分布を図-5 に示す。八重山諸島の西側の海上でマグニチュード 5 から 7 規模の地震の発生が見られる。奄美群島や沖縄本島、宮古島や西表島の付近では、マグニチュード 3 から 4 規模の地震が発生している。奄美群島周辺に最大主ひずみ速度が大きい地域がみられ(図-4)、地震との何らかの関係がある可能性がある。また、主ひずみ速度分布より、与那国島周辺において東西方向の引張がみられ、発生地震との関係が予想される。

現段階では、1996 年から 2019 年の間に蓄積されたひずみ速度を算定した。今後は観測期間が異なる GPS 観測点の存在を考慮し、全観測点のデータが揃う直近 5 年間のひずみ速度の推移を調べ、発生地震との関係を考察していきたい。

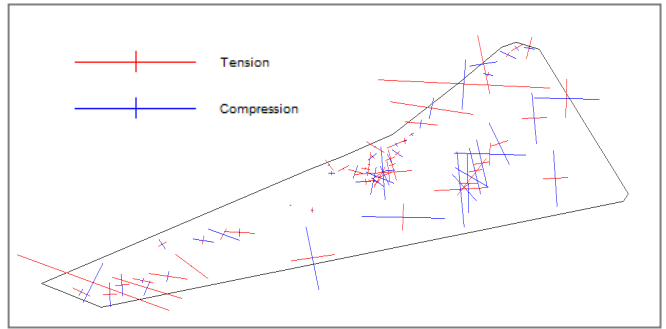


図-3 主ひずみ速度の分布

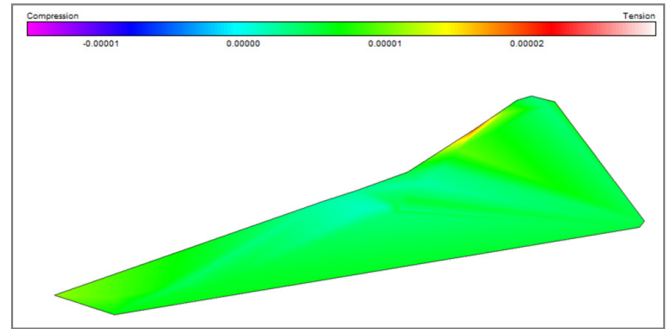


図-4 最大主ひずみ速度の分布

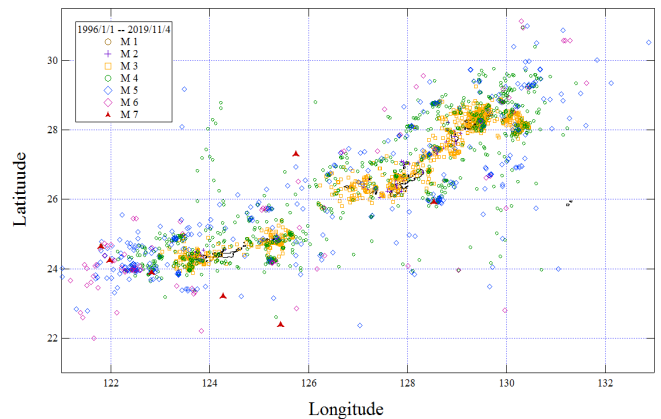


図-5 南西諸島周辺における震央地分布

## 5. おわりに

本研究では、南西諸島における GPS 地殻変位観測データをもとに、地殻のひずみ速度を算定し、震央地分布との関連性を考察した。その結果、最大主ひずみ速度は奄美群島周辺で大きい値を示し、発生地震と関係がある可能性がある。領域内は全体的に圧縮されている傾向を示し、このことは地殻変位の方向が関係していると考えられる。

南西諸島は島嶼地域であるため、GPS 観測点の設置が可能な場所が限られている。そのため、GPS 観測点間の距離に偏りが生じ、広域的なひずみ速度の算定に留まった。詳細な地殻ひずみ速度の把握のため、観測点密度の向上が望まれる。

### 参考文献

- 1) 久貝政貴：GPS 地殻変位観測による南西諸島周辺地殻のひずみ・応力挙動と地震に伴う地殻の永久変形を求める EPS 法の適用：琉球大学大学院，2009

# 斜面状況を確認するための簡易なサウンディングの紹介

川満一史<sup>1</sup>

1 株式会社沖縄設計センター

## 概 要

表層崩壊の発生深度を把握するために、これまでは、ボーリング調査と標準貫入試験が実施されてきた。これは、地盤構成を目視するとともに、試験値を対策工の設計に用いる地盤定数の設定に使用することができ、非常に有用な方法である。しかし、高価なことと厳しい地形条件での実施が困難なことが多いなどの制約から、十分な調査が実施されないことも多い。ここでは、これら調査を補うための簡易動的コーン貫入試験とその短所を補完したSH型簡易動的コーン貫入試験を紹介する。

キーワード：表層崩壊、サウンディング、簡易動的コーン貫入試験

## 1. はじめに

表層崩壊の発生予想深度の推定など斜面の調査は、ボーリング調査及び標準貫入試験が一般的に広く用いられる。これは、地盤の状況を直接確認するとともに、同時に測定した標準貫入試験値を地盤定数の設定に用いることができ、非常に有用な方法である。

しかし、この方法は費用が高価で有ること、比較的規模の大きな機材を斜面上に設置して行うことの困難さなどの理由から、十分な調査ができないことも多い。

このため、砂防の分野ではこれまで、独立行政法人土木研究所で開発された簡易貫入試験機を小型軽量化した簡易貫入試験機<sup>1)</sup>を用いた調査（簡易動的コーン貫入試験と称す）が上記調査を補完する目的で実施されてきた。これは、地表下5m程度以浅における地盤の構造を簡易的に把握するために優れた装置である。本報では、この試験の概要を紹介する。

なお、この試験方法は表層部における根系発達状況の把握や表層崩壊等すべり面など微妙な構造の把握について、その貫入力の高さにより、十分に把握できない傾向にある。そのため、地表付近の微妙な構造を把握することを目的として重錘2kgの長谷川式土壤貫入計（長谷川式と称す）が開発されているが、ロッドの周面摩擦等の影響や貫入力の不足により2m以深の測定が困難であるという問題が生じている。

そこで、長谷川式土壤貫入計と同程度の探査能力を持ち、かつ簡易動的コーン貫入試験機と同等の探査能力を備えた貫入試験機（SH型試験機と呼ぶ）についても紹介する。

## 2. 簡易動的コーン貫入試験

### 2.1 構成

簡易動的コーン貫入試験機の構成概要を図-1に示す。

先端に地盤に貫入するためのコーンを取り付けたロッド、重さ5kgのハンマー（重錘）、重錘の滑り落ちるガイドロッドとそれを受け止めるノッキングヘッドからなる。

試験は、標準貫入試験と同様にハンマーを落下させ、その衝撃力はノッキングヘッドを介してロッドに伝達し、ロッドを地面に打ち込むというものであり、1本のロッド（長さ1m）が打ち込まれると、他のロッドを順次継ぎ足し、所定の深度まで探査するものである。

試験機はこのような単純な構造からなり、一式で重量約20kgであることから、図-2に示すように地形的に急峻な場所でも、その搬入・設置および測定が比較的容易に行える。

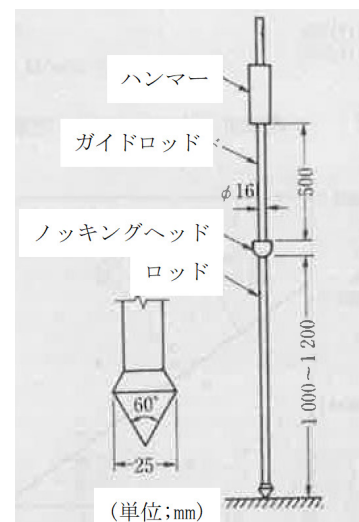


図-1 簡易動的コーン貫入試験機の構造<sup>2)</sup>



図-2 簡易動的コーン貫入試験機の測定状況

### 2.2 試験方法とその利用法

試験は、前述した通り、重さ 5kg のハンマーを 500mm の高さから落下させるもので、ロッドを深度 10cm 貫入させるために必要な打撃回数（回/10cm、Nd 値と呼ぶ）を記録する。

試験結果は、頭-2 に示すように、ボーリング調査結果と同様に柱状図として図示することが一般的である。

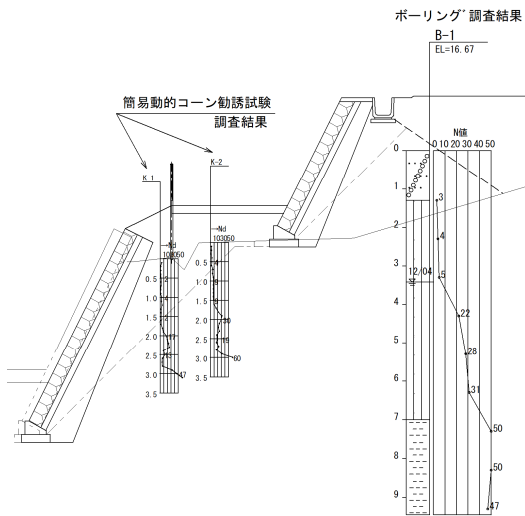


図-3 簡易動的コーン貫入試験の調査結果例

測定した結果（Nd 値）は、以下の式を用いて、標準貫入試験値に変換し利用可能だが、未だ変換式の精度は低いので、参考程度にする方が良いと思われる。

$$Nd = 1 \sim 3N^{2/3} \quad \text{式 1}$$

Nd: 簡易動的コーン貫入試験で得られるロッドを 10cm 貫入するために必要な打撃回数  
 N: 標準貫入試験で得られるロッドを 10cm 貫入するために必要な打撃回数

### 2.3 公共事業への適用

当該試験は、砂防の世界では 30 年以上前から利用され

てきたが、一般的な基準書類への記載がなく、標準部掛りも整備されていなかったことから、公共事業への適用が遅れてきた。

しかし、1997 年の土質工学会発行の地盤調査法<sup>2)</sup>に調査手法が記述されたこと、2018 年に一般社団法人全国地質調査業協会連合会に標準部掛り<sup>3)</sup>として整理されたことから（表-1 参照）、今後ますます公共事業での利用が容易になるだろう。

表-1 簡易動的コーン貫入試験の標準部掛り<sup>3)</sup>

簡易動的コーン貫入試験（10 m 当たり）歩掛表（IV 196 表）  
 （最大傾斜 30° 以下）  
 （粘性土は 1 日当たり 4 m × 5 本、礫混じり土は 2 m × 5 本）

種別	細別	単位	数量		摘要
			粘性土	礫混じり土	
直接人件費	地質調査技師	人	0.17	0.33	データ整理含む
	主任地質調査員	#	0.5	1.0	
	地質調査員	#	1.0	2.0	
材料費	コーン	個	0.1	0.2	上記材料費計の 10%
	ロッド	本	0.2	0.4	
	消耗品	式	1	1	
機械等損料	試験器	日	0.5	1.0	

### 3. SH 型貫入試験機

冒頭で述べたように、前述の簡易動的コーン貫入試験はその貫入力の強さから、地表下 3~5m に存在する支持地盤の深度を特定するためには有効な手法であるが、地表下 1~3m の微細な地盤構造を把握することが困難であった。とくに、これらの深度には表層崩壊のすべり面が存在することが多く、その位置を特定する手法が求められてきた。

そのような中で、地表下 1~3m の微細な地盤構造の把握と簡易動的コーン貫入試験の探査深度を兼ね備えた SH 型貫入試験機が開発されたのでこれを紹介する。

#### 3.1 構成

SH 型貫入試験機の構成は簡易動的コーン貫入試験と同じであるが（図-4 参照）、最大の異なった特徴はハンマー（重錘）を 2kg と 3kg に分割したこと、データロガーを装備し 1 打撃ごとの貫入量が測定できるようになったことである。

#### 3.2 ハンマー（重錘）の分割

ハンマーは上部の重さ 2kg の重りと下部の重さ 3kg の重りより構成されている。図-5 に示すように測定中に着脱が可能な構造で、二つの重りを取り付けた場合に一体化し、5kg のハンマーとして機能する。

地表下 1~3m の範囲では 3kg の重りを使用し、微細な地盤構造を把握することが可能で、それ以深では両重りを一体化し 5kg の重りとして測定することで簡易動的コーン貫入試験と同等の探査能力を確保するものである。

測定はロッドを 10cm 貫入させるために必要な打撃回数を記録する。なお、3kg の重りを用いた測定値を前者と区分するために Nc 値と記述する。

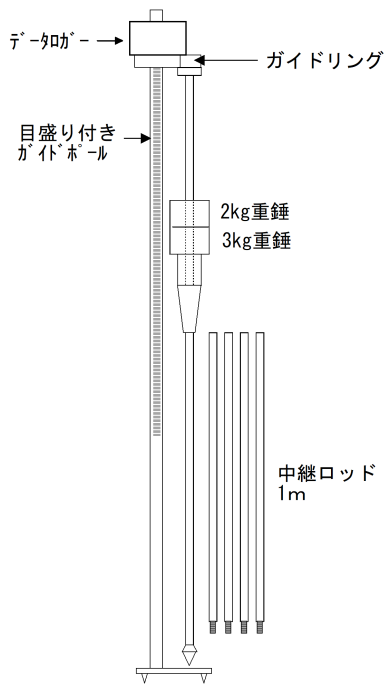


図-4 SH型簡易動的コーン貫入試験機の構造<sup>4)</sup>

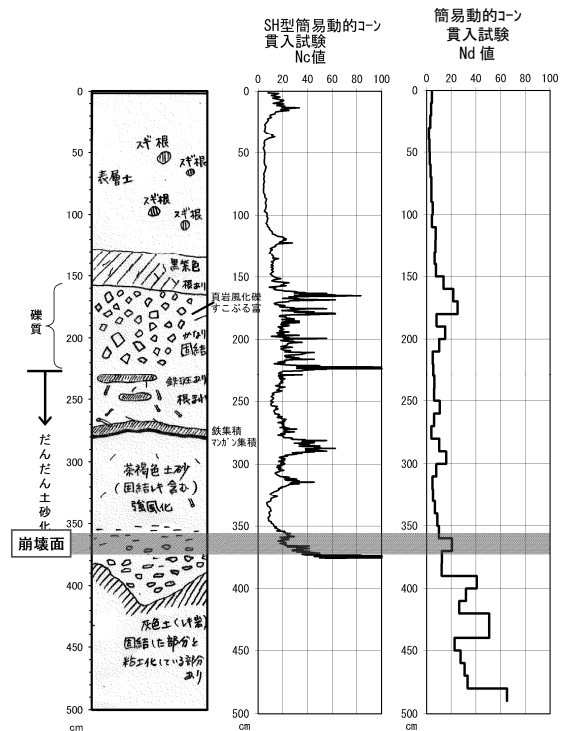


図-6 SH型簡易動的コーン貫入試験の調査結果例<sup>4)</sup>

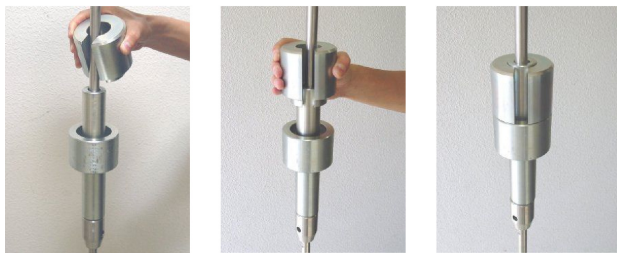


図-5 ハンマー（重錘）の構造<sup>4)</sup>

ここで、図-6 に表層崩壊が発生した近傍（崩壊未発生地の地盤）における SH 型貫入試験機と簡易動的コーン貫入試験の測定例を示す。

図の左側が露頭の観察結果で中央が SH 型貫入試験による測定結果(Nc 値)、右側が簡易動的コーン貫入試験結果(Nd 値)を表している。なお、Nc 値は後述するデータロガーで測定した値を示している。

これによると、表層崩壊は深度 3.6～3.7m で発生しており、Nc 値は深度 3.7m で貫入不能となっている。これに対し、Nd 値は深度 3.6m でわずかに増加するものの、その後一旦減少し、増減を繰り返しながら深度 4.8m まで測定されている。

ここで仮に、測定が簡易動的コーン貫入試験 (Nd 値) のみであった場合、表層崩壊の発生深度は特定できないことになり、深度 4.8m に対応した対策工が計画される可能性が高い。

これは、SH 型貫入試験 (Nc 値) が表層崩壊を特定できた一例にすぎないが、この試験機の有効性を示唆していると考えている。

また、重り 3kg を用いた測定の後、重りを 5kg として追加測定した結果を図-7 に示す。

図中の右側は従来の簡易動的コーン貫入試験機を用い、左側は SH 型貫入試験機を用いた測定結果を示している。SH 型において 3kg の重りで測定した場合、深度 2.6m で測定不能となったが、その後重りを 5kg として測定した場合、従来の測定結果とほぼ同等の結果が得られている。

これにより、SH 型貫入試験機は地表の微細な構造を把握した後、簡易動的コーン貫入試験機と同様に支持地盤まで測定が可能であることがわかる。

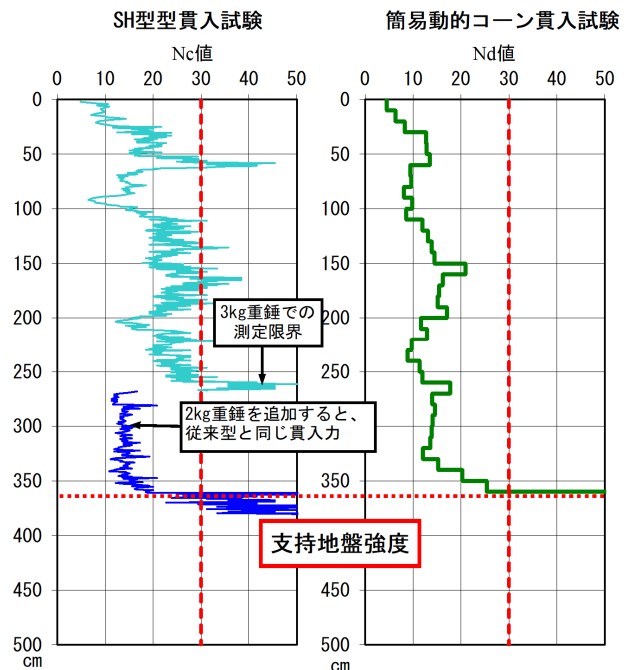


図-7 重りを追加した後の測定例

### 3.3 データロガーにおける測定

SH 型貫入試験機のもう一つの特徴として、データロガーを試験機に装備したことが挙げられ、これにより従来の 10cm 貫入するために必要な打撃回数ではなく、1 打撃ごとの貫入量（前者に変換して表示）を把握することができる。

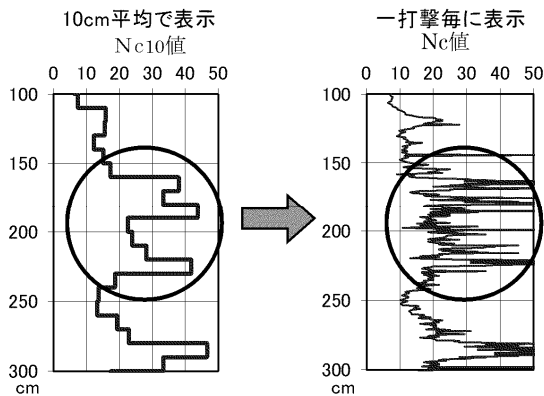
図-8 には礫質土における 10cm 貫入するために必要な打撃回数（図中では  $N_{c10}$  と標記）と 1 打撃ごとの貫入量（図中では  $N_c$  値と標記）を示している。

この地盤は、特に深度 1.5m から 2.3m にかけては礫の含有率が高い地層であった。この箇所の  $N_{c10}$  値を見るとその区間の平均値が 30 前後であると捉えてしまう。

一方、 $N_c$  値で測定した場合、測定値 50 以上の極端に高い部分とそうではない部分が認められる。この場合、極端に高い部分は礫が存在するためであり、地層全体の平均値は 20 前後であると想定できる。

このように、測定結果の記録方式の違いにより、得られる結果に大きな差異が発生する可能性がある。

この値は、間接的に地盤定数の設定にも用いられることから、地盤の状況をより正確に把握することが、適切な対策工計画だと考慮すると、非常に重要な事項である。



### 3.4 今後の課題

現在、SH 型貫入試験における 3kg の重りを用いた測定結果 ( $N_c$ ) と簡易動的コーン貫入試験における測定値との間には以下の変換式が提案されている。

$$N_d = 0.5N_c \quad (4) \quad \text{式 2}$$

$N_d$ : 簡易動的コーン貫入試験で得られるロッドを 10cm 貫入するために必要な打撃回数  
 $N_c$ : SH 型貫入試験における重り 3kg を用いた場合の測定値

しかし、この式の相関係数 ( $r$ ) は 0.75 と高くないことから、現段階では実用的なものとはなっていない。

また、表層崩壊の発生深度についてもその事例が少ない

ため、今後の研究に期待するところである。

## 4. おわりに

本報では、地形的に急峻な条件でも比較的容易に測定が可能な簡易動的コーン貫入試験と表層崩壊の発生深度を把握するために有用と考えられる SH 型貫入試験を紹介した。

昨今、日本列島は多量の降雨を起因とする土砂災害に見舞われており、土砂災害の防災・減災に対する技術者・研究者への需要も高まっている。

今回紹介した測定法は、そのような技術者や研究者の手助けとなることを期待する。

### 参考文献

- 1) 大久保駿・上坂利幸：簡易貫入試験機による地盤調査，土木技術資料，13(2)，pp.83-87,1971
- 2) 土質調査法改正編集委員会：地盤調査法,pp.208-212,1997.
- 3) 一般社団法人全国地質調査業協会連合会：全国標準積算資料（土質調査・地質調査）平成30年度改定歩掛版,p.IV-128, 2018.
- 4) 川満一史：SABO Vol. 73, No. 2, pp. 14-19, 2002.

# A Model Experimental and Numerical Study on Rockfalls and Its Applications to the Rockfall Hazard in Miyagi Island

Nazlı Tunar Özcan<sup>1</sup>, Ömer Aydan<sup>2</sup>, Yuuki Murayama<sup>3</sup>, Kouki Horiuchi<sup>4</sup>

1 Hacettepe University, Geological Engineering Department (University of the Ryukyus, Visiting Scholar)

2 University of the Ryukyus, Department of Civil Engineering, Senbaru 1, Nishihara, Okinawa (Japan)

3 University of the Ryukyus, Department of Civil Engineering, Senbaru 1, Nishihara, Okinawa (Japan)

4 University of the Ryukyus, Department of Civil Engineering, Senbaru 1, Nishihara, Okinawa (Japan)

## Abstract

Rock fall is one of the common slope instabilities. It can be resulted in loss of life and property, closing main transportation roads and major economic losses. In order to protect from a rockfall event, it is important to estimate the rockfall trajectories. This paper presents a model experimental and numerical study on determining the rockfall trajectories for slopes with different slope angles and to investigate the rockfall hazard in Miyagi Island. The results from the laboratory tests show that the travel distance of rock falls depend upon slope angle, properties of rock block and also the surface morphology and frictional characteristics besides some dynamic properties such as restitution coefficient. The rockfall hazard is an important issue in Miyagi Island and there exist many large blocks in the settlement area. The computations indicated the rockfalls may travel throughout the settlement area if rockfalls are caused by large earthquakes or degradation at the bottom of the cliffs, which is a scarp of a normal fault.

Keywords: Rockfall, model experiments, rockfall trajectories, reach angle, Miyagi Island.

## 1. Introduction

Rockfall is the detachment of rock blocks from the main mass along a steep slope without any shear failure. The movement is common on steep and jointed rock slopes and can be triggered by heavy rainfalls, chemical-physical weathering, freezing-thawing processes, root growth, earthquakes, volcanic eruptions and tsunamis. During this instability, the blocks can move in the form of free fall, bounce, roll and slide. Figure 1 illustrates several rockfalls and one potential rockfall.



Fig. 1. Views of various rockfalls and a potential rockfall

The rockfall events can cause injury, losses of life and property and significant economic loss. To reduce and prevent the rockfall damages, it is important to identify the rockfall site, to understand the mechanism of the rockfall and to predict the velocity, bounce height, travel distance (reach angle) of rockfall. The site-investigation of potential rockfalls is quite cumbersome due to inaccessibility and danger, the drone and laser technology may be used for this purpose. Rockfall events have been also reported in Okinawa and Figure 2 shows several examples of rockfalls occurred in Okinawa in recent years.



Fig. 2. Examples of recent rockfalls in Okinawa

The authors performed some model tests of rockfalls over slopes with different angles and determined the trajectories and



travel distances (reach angle). The shape and size of the model blocks are changed, and these rockfall tests are simulated. Furthermore, the rockfall hazard in the settlement area in Miyagi Island (Okinawa Prefecture) was evaluated and results are discussed.

2. Physical Model Experiments

In the model experiments, four different slope models three of which are made of wood and one of aluminum were created in an acrylic tank with a width of 1000 mm, a depth of 64 mm and a height of 250 mm (Fig. 3). The slope heights were set to 200 mm and the slope angles of the patterns are 45°, 60°, 90°. As seen in Fig. 4, a total of 28 cubic granite (20x20x20mm) block with rounded corners were used as falling rocks. A single granite block is allowed to fall freely from the top of the slope, and the horizontal travel distance from the top of the slope was measured. And the movement of falling block was recorded by a video recorder. Considering the variations, the experiment is performed 150 times on each slope pattern. The distribution of rock travel distance for wooden slopes are shown in Fig. 5. In accordance with the previous model tests by Aydan et al.<sup>1,2)</sup>, the experimental results showed that travel distance becomes shorter as the slope angle increases as reported previously.

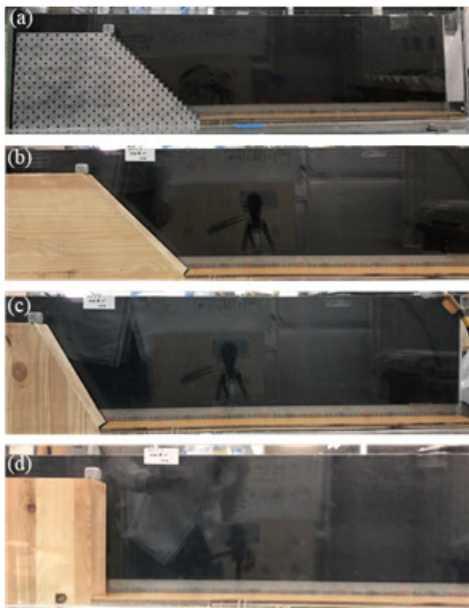


Fig. 3. Views of rockfall model tests. (a) 45° Slope made of aluminum blocks, (b) 45° wooden slope pattern, (c) 60° wooden slope pattern, (d) 90° wooden slope pattern

The coefficient of restitutions and friction angles were also determined between the granite blocks and aluminum and wooden slope patterns (Table 1). The restitution coefficient of blocks were determined by dropping blocks onto model ground and their bouncing height was determined using video images. The friction angles were determined using a tilting device, which is capable of determining both static and dynamic

friction angles.

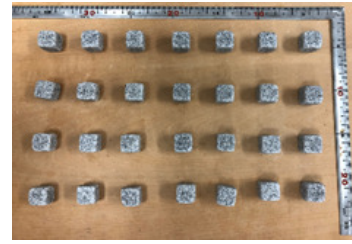


Fig. 4. Views of cubic granite blocks with rounded corners

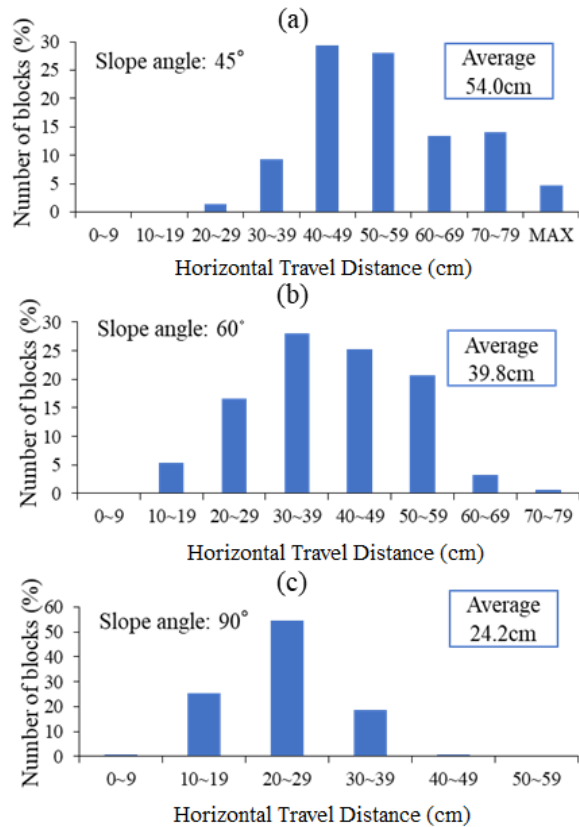


Fig. 5 Distribution of travel distance of blocks on for wooden slopes with an angle of (a) 45°, (b) 60°, (c) 90°

Table 1. Coefficient of restitutions and friction angles.

Material	$\phi$ (°)	Coefficient of Restitution
Granite block-wooden slope	27.2	0.45
Granite block-aluminum	25.0	0.24
Granite block-base plate	22.8	0.28

3. Numerical Rockfall Simulation and Analysis Methods

A number of simulation programs have been developed and applied in practical rockfall prediction recently. The Colorado Rockfall Simulation Program (CRSP) (developed at Colorado School of Mines) is the most well-known computer code and most of following programs essentially similar to CRSP (e.g. Rocfall 2D by Rock Science)<sup>3,4)</sup>. These programs use

simplified parameters to simulate rockfall behavior using rigid body concept and calculate trajectories and provide useful statistics for the design of mitigation measures. In order to predict of rockfall trajectories accurately by using rockfall simulation codes, the parameters such as the size and shape of the rock blocks, the coefficients of friction, the coefficients of restitution, characteristics slope material and slope geometry should be defined clearly.

In this study, 2D statistical analysis program RocFall 2D is utilized for the simulation of the model experiments. RocFall 2D allows the user to perform both lumped mass and rigid body rockfall analyses with different block shapes (Rockscience, 2019<sup>4</sup>). As the block shape used in the model experiments and the parameters of path material are known, rigid body rockfall analyses method should provide some insight to physical model tests on rockfalls.

#### 4. Comparison of the Experimental and Computational Results

A series of computer simulations for physical rockfall experiments were carried out using the material properties given in Table 1. The results are shown in Fig.6. As noted from the figure computer simulations are quite similar to experimental results.

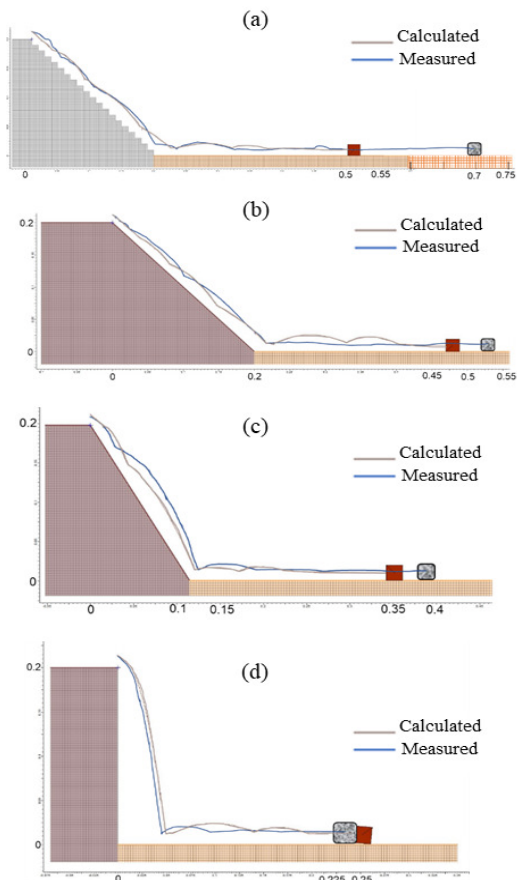


Fig. 6. Comparison of the calculated and measured rockfall trajectories

#### 5. Evaluation of Rockfall Hazard in Miyagi Island, Okinawa Prefecture

Miyagi Island is in the east of Okinawa Island and connected through bridges to the main island (Fig. 7). The geology consists of Ryukyu limestone on top and intercalated sedimentary rocks such as sandstone, mudstone and mudstone beneath. Particularly the mudstone layer is prone to weathering and there are many overhanging Ryukyu limestone cliffs due to differential weathering of mudstone layer. Furthermore, the Miyagi Island is shaped by normal faults and it has a triangular shape in plane. Ryukyu limestone dips toward west with an inclination of about 10 degrees and the normal fault scarp to the west of Miyagi settlement constitutes a 120 m high cliff, which is the main source many rockfalls in the past (Figure 8). The size of fallen rock blocks is generally 10 m in size and these falls should have been associated with large earthquakes in the past. Furthermore, there are very large blocks with a separation of more than 30-60 cm near the cliff crest.



Fig. 7. Topography of Miyagi Island and analysis profile

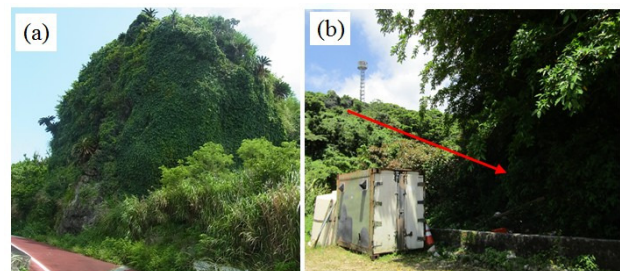


Fig. 8 Views of several fallen rock blocks (about 10 m in diameter)

Analysis were performed for square, rectangular, hexagonal and ovaloid shaped blocks with a size range between 1m<sup>3</sup> to 80 m<sup>3</sup>. Figure 9 shows the trajectories for 50 rockfalls using the rigid body rockfall simulation for (a) 1m<sup>3</sup> (b) 10 m<sup>3</sup> (c) 40 m<sup>3</sup> hexagonal blocks and their distribution of rockfall travel locations. Among all rock block shapes, the hexagonal blocks

are likely to be the common shape of rockfall blocks in Miyagi Island. The computer simulations indicated that rock blocks may travel over the entire settlement area and it clearly indicates rockfall hazard is a severe problem to the settlement area in case of large earthquakes or heavy torrential rains leading to the initiation of rockfalls.

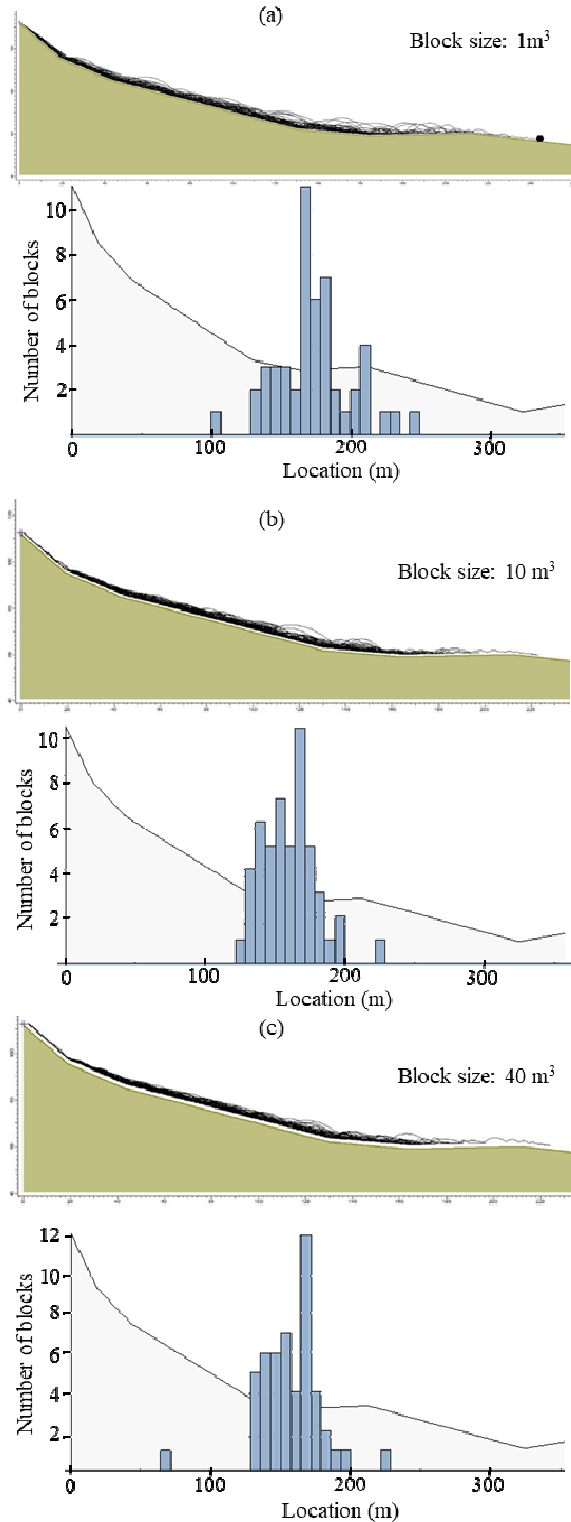


Fig. 9 Computed rockfall trajectories for Miyagi Island

This is preliminary analyses and evaluation of the rockfall hazard in Miyagi Island. The exact geometry of rockfall paths, the identification of fallen rock blocks and their geometry and potential blocks along the cliff are necessary. For this purpose, remotely operated unmanned drones or helicopters with laser equipments capable of penetrating beneath the vegetation are necessary for further detailed analyses.

## 6. Conclusions

The authors have presented the results of some physical rockfall experiments using slopes having different angles. Cubic granite blocks with rounded corners were utilized as rockfall blocks. The restitution and friction coefficients are determined. The experiments clearly showed that the travel distance (or reach angle) entirely depends upon the slope angle, block shape and restitution and friction coefficients. However, these are still preliminary tests and further experiments are necessary to investigate the effects of various parameters. The experiments have been back-analyzed using the Rockfall 2D software of RocScience (2019) and simulation results were quite consistent with experimental results.

Then, the rockfall hazard problem in Miyagi Island was investigated and some computer simulations were carried for various rock shapes. Among them, the hexagonal shaped rock blocks are likely shape of falling rock blocks observed in the settlement area. The computer simulations indicated that rock blocks may travel over the entire settlement area and it clearly indicates rockfall hazard is a severe problem to the settlement area in case of large earthquakes or heavy torrential rains leading to the initiation of rockfalls. However, this is preliminary analyses and evaluation of the rockfall hazard in Miyagi Island and we need the exact geometry of rockfall paths, the identification of fallen rock blocks and their geometry and potential blocks along the cliff.

## References

- 1) Aydan Ö. and Y. Shimizu (1993). Post-failure motions of rock slopes. *Int. Symp. Assessment and Prevention of Failure Phenomena in Rock Engineering*, Istanbul, 409-415.
- 2) Aydan, Ö. Ohta, Y., Tokashiki, N. And Akagi, T. (2005). Prediction of post-failure motions of rock slopes induced by earthquakes. 35th Japan Rock Mechanics Symposium, 103-108.
- 3) Pfeiffer, T.J. and T. D. Bowen . Computer imulation of Rockfalls. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, Vol. 26, No. 1, Feb. 1989, pp. 135- 146.
- 4) Rocscience, Rockfall 2D software, Rocscience Inc., Toronto, Canada <https://www.rocsience.com/software/rockfall>, 2019 (accessed on December 2019).



# *Memo*

---

---

# *Memo*

---

---

# *Memo*

---

---

# ***Memo***

---

---





